



土木研究所資料

第 937 号

荒川分流模型実験

昭和 49 年 3 月

建設省土木研究所

目 次

1. はじめに	1
2. 実験目的	2
3. 模型概要	3
3-1) 模型製作	3
3-2) 模型の縮率	5
4. 実験条件	6
4-1) 下流端条件	6
4-2) 粗度係数	10
4-3) 実験順序	10
5. 実 験	13
5-1) A案現状河道	13
5-1)-a A案現状河道模型	13
5-1)-b 本 実 験	13
5-2) B案現状河道	21
5-2)-a B案現状河道模型	21
5-2)-b 本 実 験	21
5-3) B案計画河道	29
5-3)-a B案計画河道模型	29
5-3)-b 本 実 験	29
5-4) B案計画修正河道について	39
5-4)-a 1次修正河道	39
5-4)-b 2次修正河道	47
5-4)-c 3次修正河道	47
5-4)-d 4次修正河道	51
5-4)-e 5次修正河道	51
5-5) C案計画河道	55
5-5)-a C案計画河道模型	55
5-5)-b 本 実 験	55
5-6) C案計画右岸堤防修正河道	61
5-6)-a C案計画右岸堤防修正河道模型	61
5-6)-b 本 実 験	68
5-7) D案計画河道	71
5-7)-a D案計画河道模型	71

5-7)-b 本 実 験	71
5-8) D案計画修正河道	94
5-8)-a D案計画修正河道模型	94
5-8)-b 本 実 験	97
5-9) E案計画河道	136
5-9)-a E案計画河道模型	136
5-9)-b 本 実 験	136
6. 比較検討	153
7. 結 論	157
(附) 写 真 集	159

1. は じ め に

本書は、土木研究所が関東地方建設局・荒川下流工事事務所より依頼を受けて、昭和46年度より48年度までに実施した、荒川20.8Km付近の岩淵水門改築計画に関する模型実験結果の報告書である。

なお、本報告書は、昭和47年度に印刷した中間報告書の一部訂正を行い、昭和48年度の報告書分とを合本したものである。

篠崎試験所長	松 山 宣 信
研 究 員	馬 場 享
	山 本 祐 二

2. 実 験 目 的

岩淵水門は、荒川から隅田川への分派量の調節及び舟航の目的をもって、大正5年に着工し、大正13年に竣工をみた。その後、昭和35年に門扉の継足し、巻上機の改造等を行い、昭和36年度に遠隔操作を設置して現在にいたっている。しかし、竣工以来約50年を経過した現在、沈下等による老朽化も激しく竣工時に比較して、最大2.33mの沈下を記録し、特に不等沈下による損傷も見受られる。このため水門自体の安定性についても懸念され早急に改築を行う必要がある。なお、本水門の改築は、第4次5ヶ年計画に計上され昭和49年度の着工を予定している。本模型実験は、この改築計画を機会に、昭和22年9月のカスリーン台風における出水で岩淵水門(上)の水位が他に比して異常に高い値を記録しているなど、岩淵水門付近の河道が複雑な水理現象を生起することにかんがみ、新水門を設置した場合の諸水理量の解析を行い、新水門の位置及び水門諸元・河道線形等の検討を行ったものである。

3. 模 型 概 要

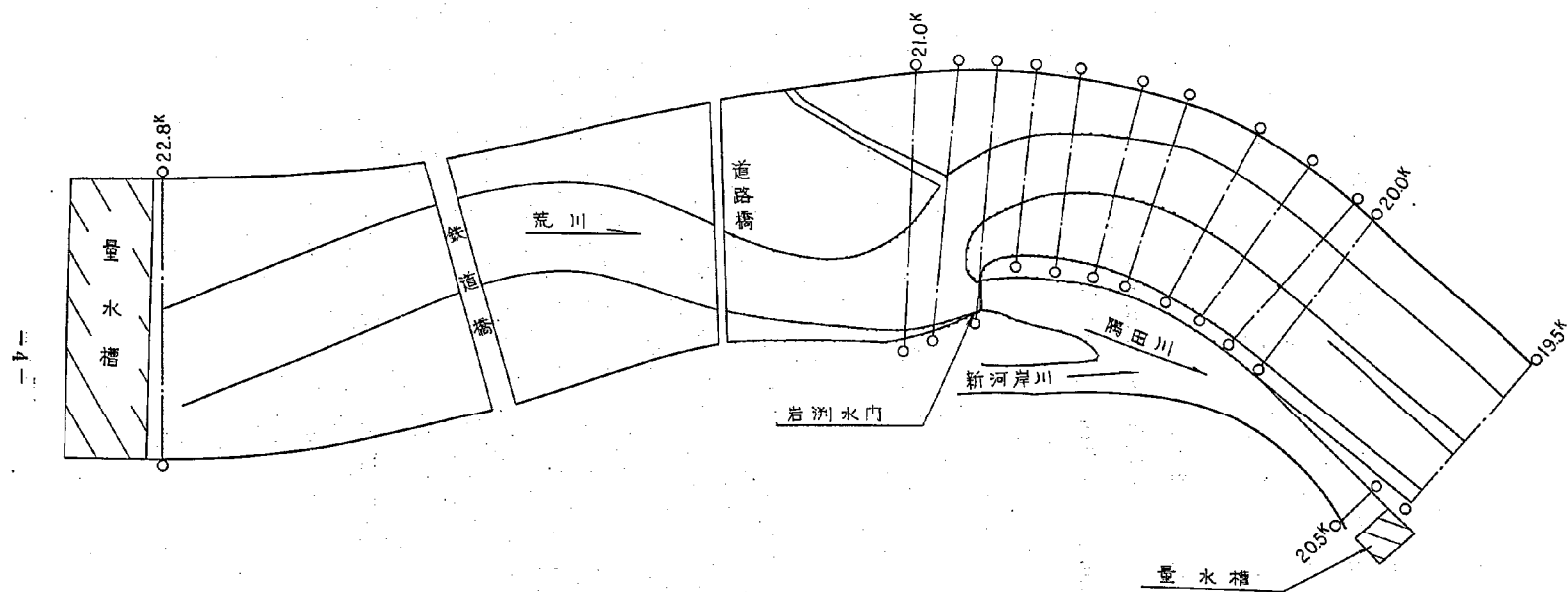
3-1) 模型製作

模型は、昭和46年9月測量成果表に基づき、モルタル仕上げの固定床として縮尺1:50で製作した。

模型の範囲は、次に示すとおりである。

荒 川	22.8Km ~ 19.5Km
隅 田 川	分流点 ~ 20.5Km
新河岸川	0.3Km ~ 合流点

図-1 荒川分流点（現況）法線形



3-2) 模型の縮率

水理的に小縮率を要請されていることと、実験場の制限による二条件から、幾何学的縮尺を1:50に決定した。模型の相似則は、重力及び慣性力に支配されるため、フルードの法則により諸水理量の縮率を決定した。

表-1 水理量の縮率

諸水理量	次元	縮率	実物値の模型値換算係数	模型値の実物値換算係数
水深	L	n	0.02	50
時間	T	$n^{\frac{1}{2}}$	0.1414	7.0710
流速	$L T^{-1}$	$n^{\frac{1}{2}}$	0.1414	7.0710
流量	$L^3 T^{-1}$	$n^{\frac{2}{5}}$	0.0005656	1767.76695
粗度係数	$L^{\frac{1}{3}} T$	$n^{\frac{1}{6}}$	0.521	1.9193

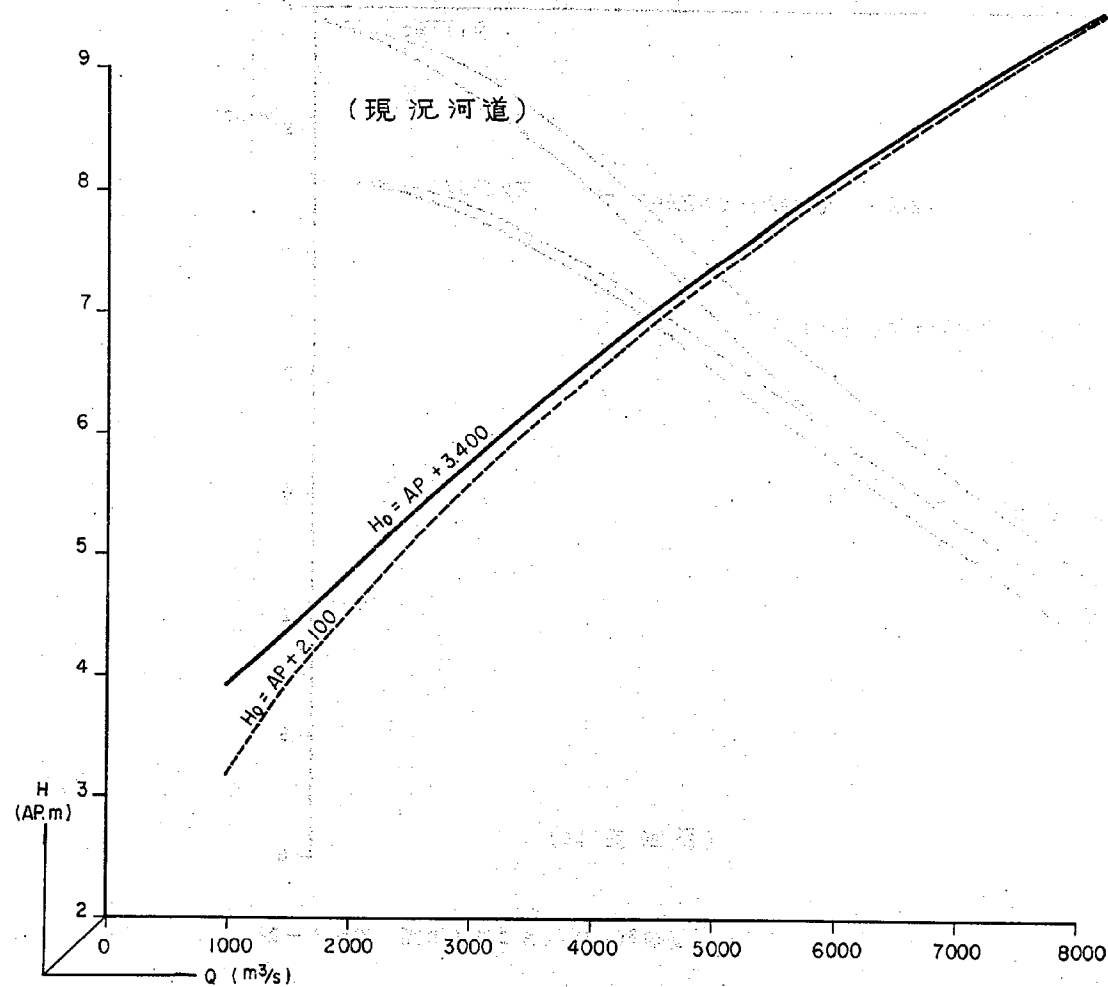
4. 実 験 条 件

4-1) 下流端条件

荒川下流端 1.9.5 Km、隅田川下流端 2.0.5 KmのH~Q曲線図は次に示す条件により選定した。

河川名	河道条件	関連河道案	河床勾配	河口河床高	河口潮位
荒 川	現況河道	A . B			計画高位水
	計画河道	B . C	1 : 8 0 0 0	A.P-5.00m	A.P+3.40m
		D . E	1 : 5, 6 0 0	A.P-6.00m	中小高水位 A.P+2.10m
隅田川	現況河道	A . B			現 状
	計画河道	C , D , E	1 : 6, 1 0 0	A.P-6.00m	A.P+2.10m

図-2~1 荒川19.5KM H~Q 曲線



Q (m^3/s)	$H_0 = AP + 2.100$	$H_0 = AP + 3.400$
1000	3.143	3.910
1500	3.877	4.374
2000	4.517	4.859
2500	5.086	5.334
3000	5.602	5.787
3500	6.073	6.218
4000	6.511	6.627
4500	6.922	7.017
5000	7.311	7.391
5500	7.683	7.750
6000	8.034	8.095
6500	8.379	8.428
7000	8.707	8.749
7500	9.024	9.060
8000	9.331	9.362

図-2~2 荒川19.5K H~Q 曲線

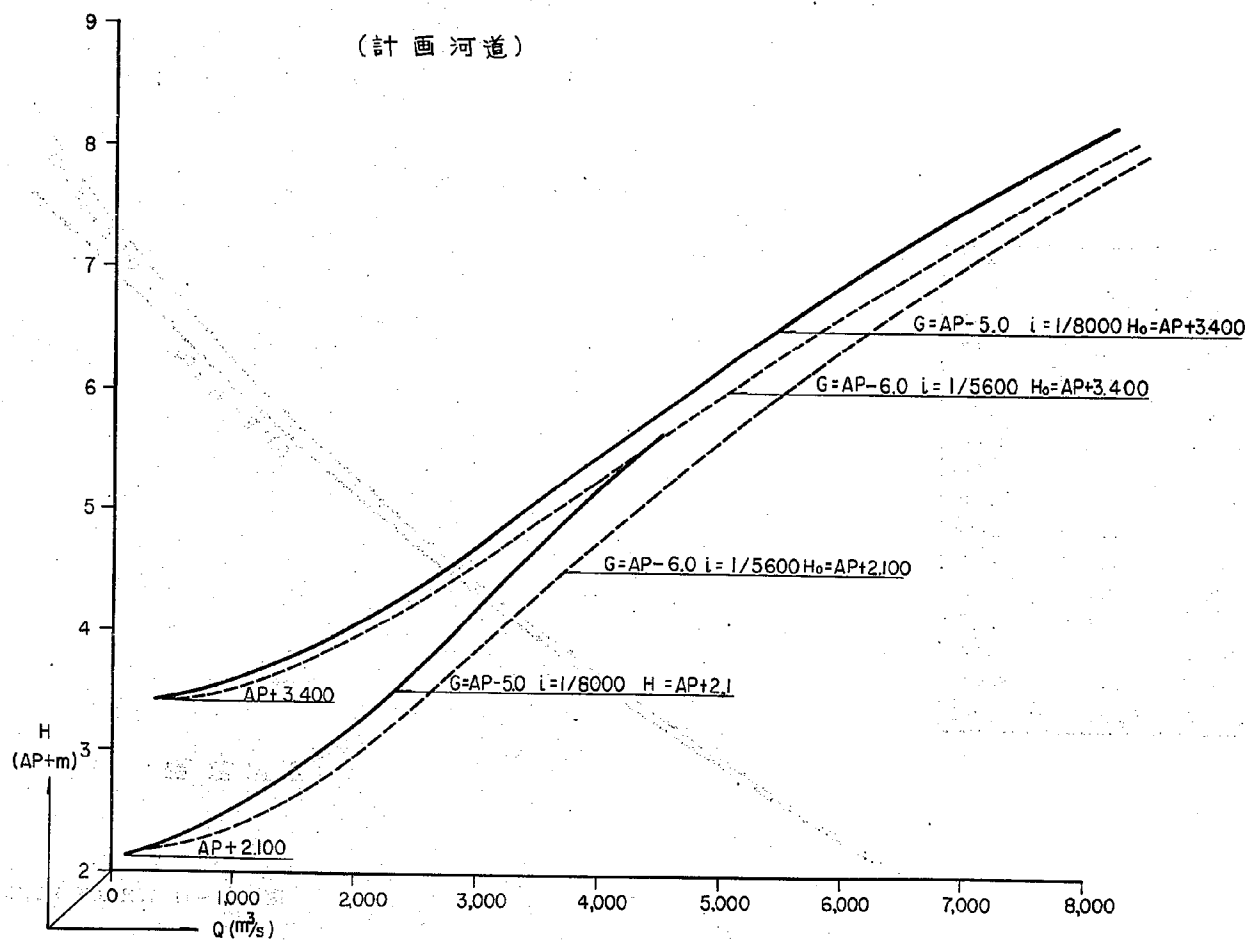
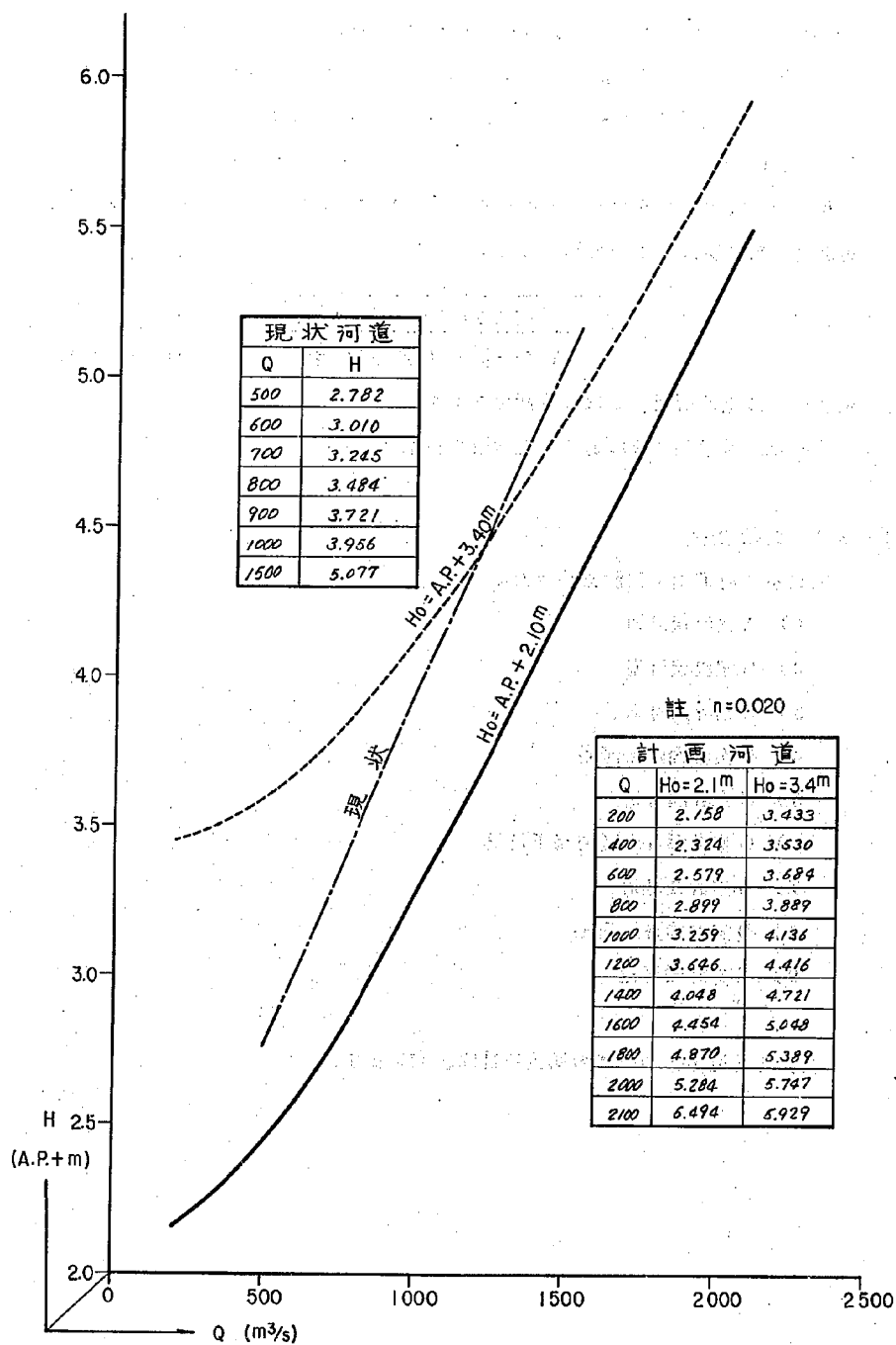


図-3 隅田川20.5KM H~Q曲線図



4-2) 粗度係数

粗度係数の目標値としては、次のとおり調整した。

荒川 19.5 Km ~ 21.0 Km $n = 0.030$

21.0 Km ~ 22.8 Km $n = 0.032$

隅田川 $n = 0.020$

調整に当っては、0.5 cm ~ 1.0 cm 程度の豆砂利をセメントペーストではり付け、区間粗度係数を次式を用いて算出した。

$$n = \sqrt{\frac{\Delta h - 0.05612(V_2^2 - V_1^2)}{(V_1^2/R_1^3 + V_2^2/R_2^3)} \cdot \frac{L}{2}} \quad \Delta h = h_2 - h_1$$

添字の1は上流断面、2は下流断面を示す。

調整は、目標値にはば近似した段階で打切った。

4-3) 実験順序

次に示す河道案で実験を行った。

- 1) A案現状河道
- 2) B案現状河道
- 3) B案計画河道
- 4) B案計画修正河道
- 5) C案計画河道
- 6) C案計画右岸堤防修正河道
- 7) D案計画河道
- 8) D案計画修正河道
- 9) E案計画河道

又、各河道案についての測定項目は、表に示す。

表-2~1 実験ケース一覧表

河 道 案 名		実 験 対象流量 Q ₀ (m ³ /s)	測 定 項 目								そ の 他 流 速 測 定 条 件
			分 流 量		水 位		流 向		流 速		
			60 m	45 m	60 m	45 m	60 m	45 m	60 m	45 m	
現 状 A 案		7 0 0 0	○	○	●	●	●	●			
		4 1 7 0	○	○			○	○			
		3 0 0 0	○	○							
		2 0 0 0	○	○							
		1 0 0 0	○	○							
現 状 B 案		7 0 0 0	○	○	●	●	●	●	○		●分流堤防突端 2ヶ所 ○分流堤防突端 2ヶ所
		4 1 7 0	○	○			○	○	○	○	
		3 0 0 0	○	○							
		2 0 0 0	○	○							
		1 0 0 0	○	○							
計 画 B 案		7 0 0 0	○	○	●	●	●	●	○		○分流堤防突端 2ヶ所
		4 1 7 0	○	○			○	○	○	○	
		3 0 0 0	○	○							
		2 0 0 0	○	○							
		1 0 0 0	○	○							
計 画 B 案 修 正 河 道	a	7 0 0 0					●				●分流堤防突端 3ヶ所
	b	7 0 0 0 4 1 7 0					● ○				
	c	7 0 0 0					●				
	d	7 0 0 0					●				
	e	7 0 0 0					●				
計 画 C 案		7 0 0 0	○	○	●	●	●		●	●	●○分流堤防突端 3ヶ所
		4 1 7 0	○	○			○		○	○	
		3 0 0 0	○	○							
		2 0 0 0	○	○							
		1 0 0 0	○	○							
計 画 C 案 右 岸 修 正		7 0 0 0					●		●○		○分流堤防突端 3ヶ所
		4 1 7 0					○		●○		
計 画 D 案		7 0 0 0	○		●		●				●分流堤防突端 4ヶ所 Q ₀ = 7000 → Q ₂ = 1000 Q ₀ = 4000 → Q ₂ = 800 Q ₀ = 3000 → Q ₂ = 500 の場合 水門下流流速
		4 1 7 0	○		○		○				
		3 0 0 0	○		○						
		2 0 0 0	○								
		1 0 0 0	○		○						

表-2~2 実験ケース一覧表

河 道 案 名		実 験 対象流量 Q ₀ (m ³ /s)	測 定 項 目										そ の 他 流 速 測 定 条 件
			分 流 量		水 位		流 向		流 速				
			60 m	45 m	60 m	45 m	60 m	45 m	60 m	45 m			
計 画 D 案 修 正 河 道	d	7 0 0 0	○		●		●		●		中央 開 (他 の 2 門 全 開) 右 岸 開 (") 左 岸 開 (") 中央 開 (") 右 岸 開 (") 左 岸 開 (") 中央 閉 (他 の 2 門 全 開) 右 岸 閉 (") 左 岸 閉 (") 中央 閉 (") 右 岸 閉 (") 左 岸 閉 (")		
		4 1 7 0	○		○		○		○				
		4 0 0 0	○				○		○				
		"	○				○		○				
		"	○				○		○				
		2 0 0 0	○		○		○		○				
		"	○				○		○				
		"	○				○		○				
		4 0 0 0	○		○		○		○				
		"	○				○		○				
		"	○				○		○				
		2 0 0 0	○		○		○		○				
a	7 0 0 0					※ 流 向 観 察							
b	7 0 0 0					※ 流 向 観 察							
c	7 0 0 0					●							
計 画 E 案		7 0 0 0					●				2 門 操 作 左 岸 開 (他 の 1 門 全 開) 右 岸 開 (")		
		"		○		●		○					
		4 1 7 0		○		○							
		3 0 0 0		○		○							
		2 0 0 0		○		○							
		1 0 0 0		○		○							
		4 0 0 0							○	○			
"							○	○					
"							○	○					

- (注) ○ 水門全開
 ⊖ 水門部分開放
 ● 水門全閉

○部分開放とは、その操作ゲートを全開したときの流量 Q_2 を $Q_2/2$ 流下するゲート開度である。

5. 実 験

5-1) A案現状河道

5-1) - a A案現状河道模型

製作済みの現状模型を、図-4に示したA案現状河道に改造した。(水門設置位置は、20.6 Km)

高水敷を、カットされた部分については、高さをA. P-4.31 mとし、20.5 Km~20.4 Kmの区間で現状に取付けた。

水門の敷高は、A. P-4.50 mにし、現状河床への取付けは、水門上流21.3 Km・水門下流20.7 Kmですり付けた。

5-1) - b 本 実 験

(i) 分 流 量 測 定

水門は全開とし、測定対象流量は $Q_0 = 7000, 4170, 3000, 2000, 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ の5流量・水門巾は45, 60 mの2種について実験を行った。

結果は、図-5・6に示したとおりである。

隅田川への分流率は、中小洪水の場合が34~39%となり、計画流量の場合が30~32%となった。

水門巾による分流の差は、60 mのほうが0.5~1.5%多く分流している。

(ii) 水 位 測 定

水門は全開とし、測定対象流量は $Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$ について行った。

結果は、表-3・図-7に示したとおりである。

全測点において、H・W・Lより0.4 m~0.7 m高くなつた。

20.6 Kmの分流点では、縮流現象により0.2 mの水面低下現象を示した。

(iii) 流 向 測 定

水門は、 $Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合が全開、 $Q_0 = 4170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合が全開として、水門巾は45, 60 mの2種について行った。

流向図により、水門巾45, 60 mの場合の2種について比較すれば、殆んど流線に変動がない。ここでは、水門巾60 mの流向図を載せるものとし、検討も水門巾60 mのものだけについて述べる。

結果は、図-8・9に示したとおりである。

图-4 荒川分流点(A案)法線形

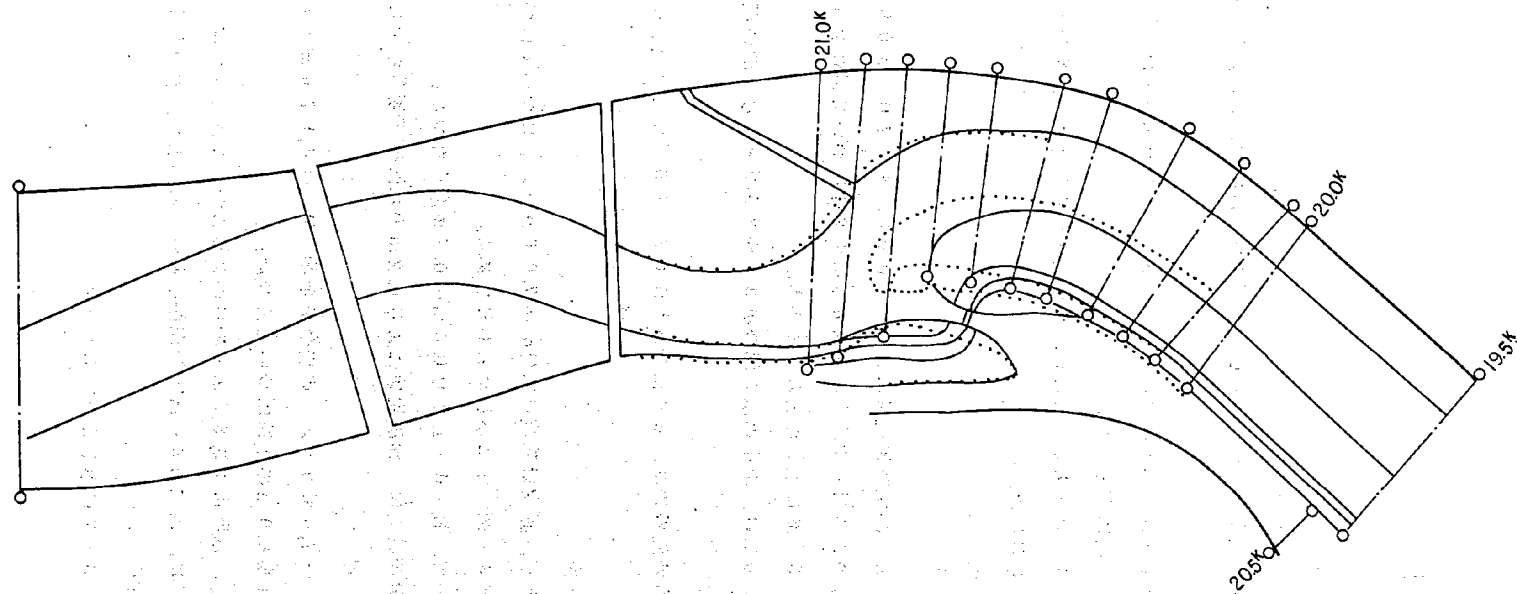
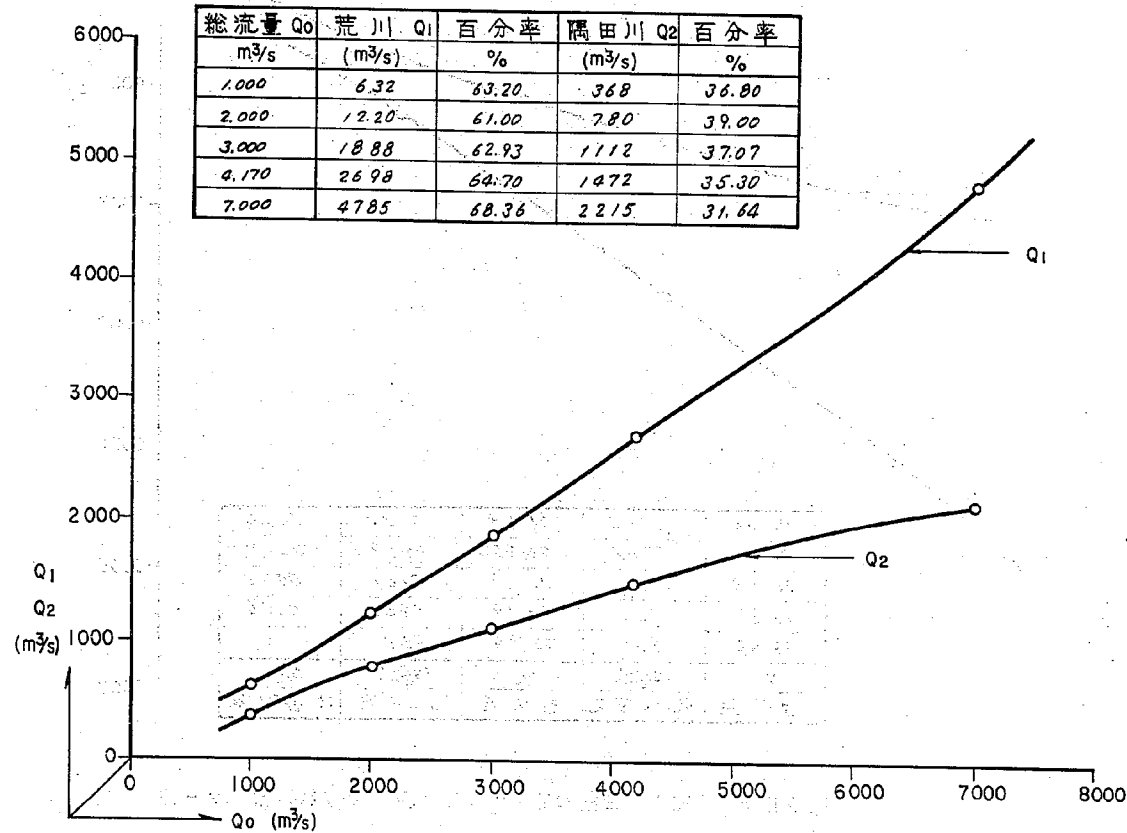
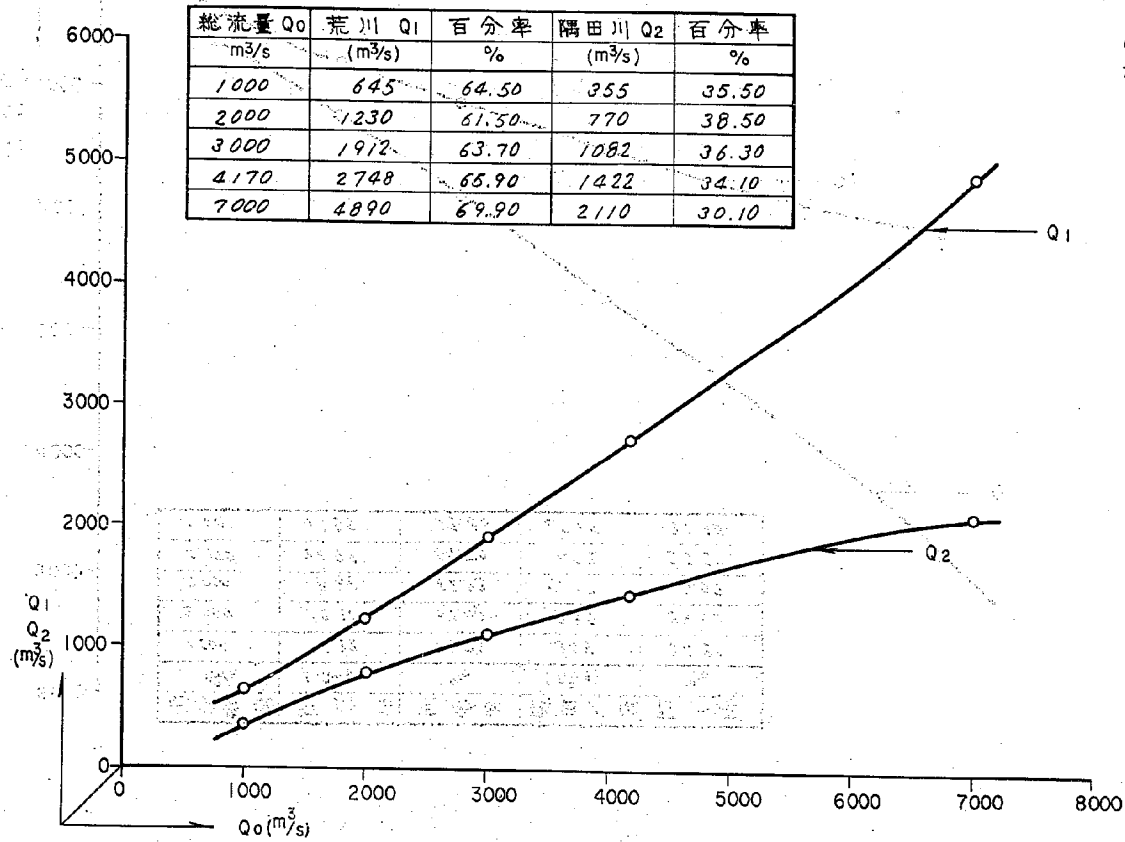


図-5 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図



A 案 現状断面
水門幅 — 60m

図-6 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図



A 案 現状断面
水内幅 — 45m

圖-7 水位縱斷圖

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$

A 案 現狀断面

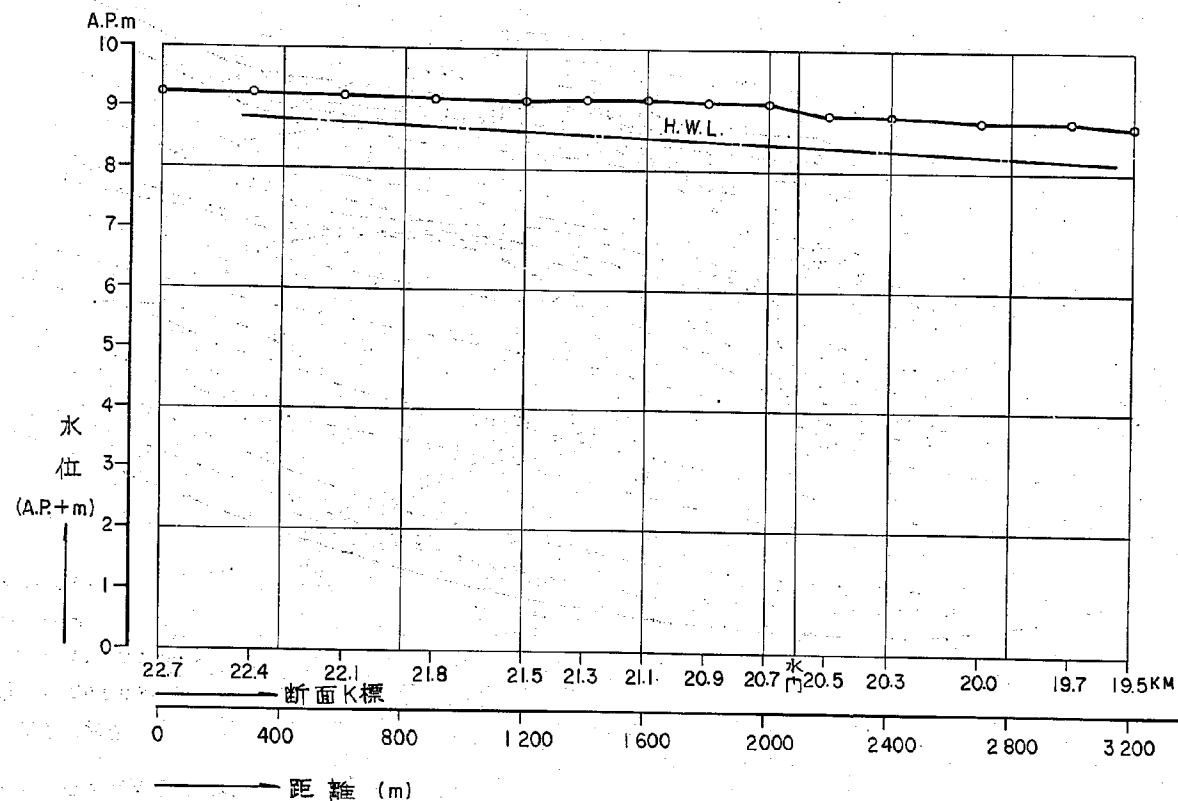


圖-8 分流点附近流向圖

A 案 (現狀)

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{1.9.5} = AP + 8.749 \text{ m}$$

水門全閉

水門幅 60 m

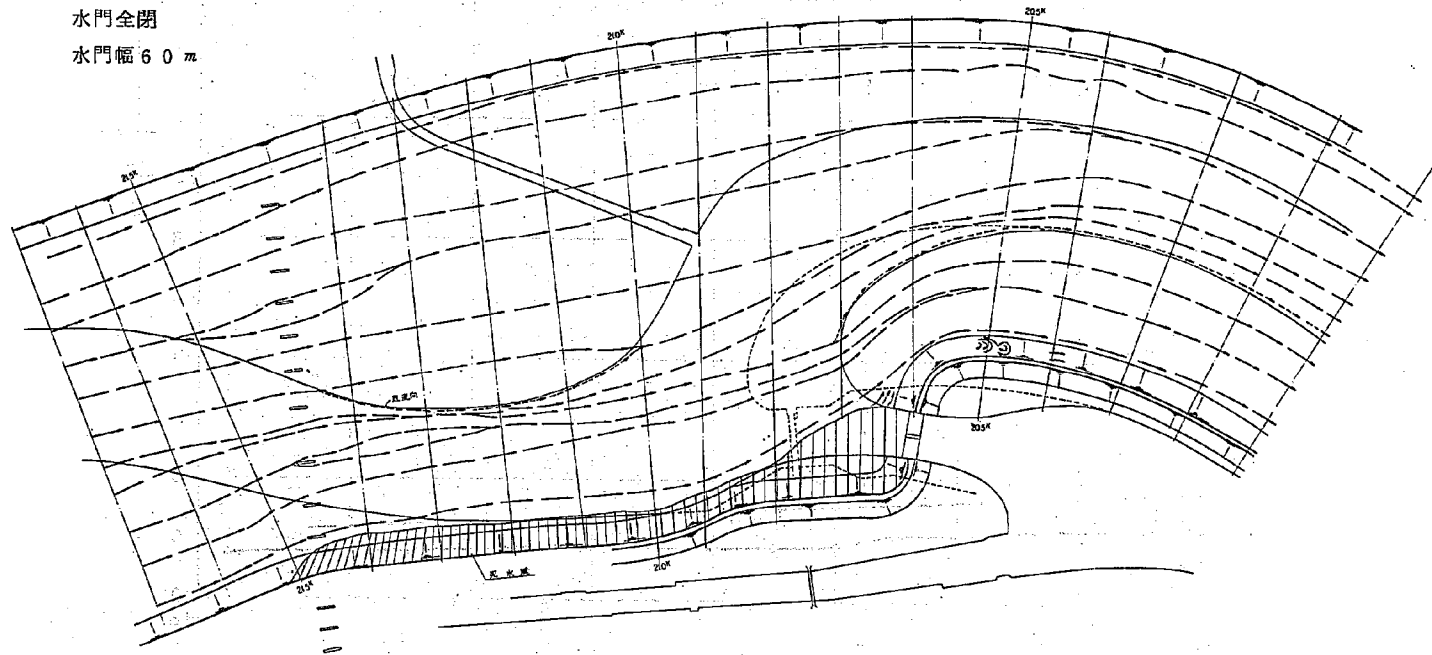


图-9 分流点附近流向图

A案(现状)

实验条件

$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 2,698 \text{ m}^3/\text{s}$$

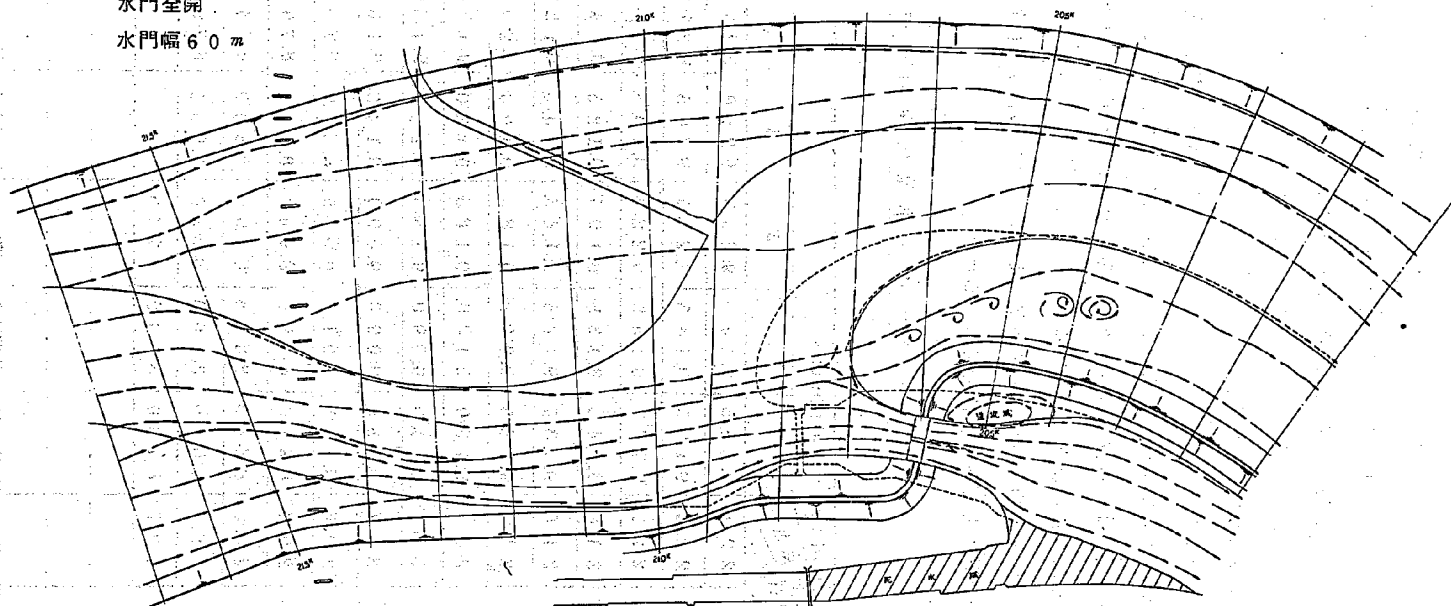
$$Q_2 = 1,472 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{1.9.5} = AP + 5.290 \text{ m}$$

$$H_{2.0.5} = AP + 5.010 \text{ m}$$

水门全开

水门幅60m



$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、21.5 Kmの右岸側から比較的大きな死水域が発生する。その死水域沿いに流下する流水は、水門下流の取付け堤防線形に沿った流線を示した。

流心は低水路内にあつて、水門付近の流況への水当りは殆んどないが、高水敷の先端からは、高水敷上と低水路護岸沿いとに流水を分流させる現象があらわれるので、河道維持に問題が生じてくるように思われた。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、本川部では、大部分が低水路を流下するようになり、水門を全開したことによつて、水門上流では死水域を発生させない。

分流点では、水位が低いために、高水敷先端部が殆んど分流点の状態を示し、流れは法線形によく着いた流線となつている。

高水敷上での流れは、流速が減少し、水門との取付け堤に対し水当りをつくらず、本川の下流法線形によく沿つた流線で流下した。

表 - 3 水位縦断測定値表

実験条件 断面番号 河川名		A 案 - 現状断面						
		$Q_0=7000 \text{ m}^3/\text{s}$						
		1	2	3	4	5	6	7
荒川	22.7	9.255	9.145	9.295	9.220	9.245	9.345	
	22.4	9.195	9.185	9.245	9.305	9.270		
	22.1	9.170	9.155	9.220	9.205	9.195	9.270	
	21.8	9.145	9.135	9.195	9.185	9.145		
	21.5	9.135	9.145	9.145	9.145	9.120	9.120	
	21.3	9.165	9.090	9.180	9.190	9.200		
	21.1	9.130	9.140	9.165	9.180	9.190		
	20.9	9.110	9.090	9.140	9.130	9.150		
	20.7	9.030	9.090	9.090	9.140	9.165		
	20.5	9.015	9.015	8.915	8.890	8.750		
	20.3	8.990	8.990	8.940	8.880	8.790		
	20.0	8.865	8.815	8.790	8.800	8.840		
	19.7	8.880	8.800	8.830	8.855	8.790		
	19.5	8.740	8.740	8.740				
隅田川								

5-2) B案現状河道

5-2)-a. B案現状河道模型

製作済みのA案現状模型を、図-10に示したB案現状河道に改造した。(水門設置位置は、20.25Km)

分流点のカットされた部分については、高さを計画河床にした。

水門上下流50mの範囲は、水門敷高 $A \cdot P - 4.50$ mに合せ、それより下流の隅田川現状への取付けは $i = 1/100$ の勾配で取付けた。

5-2)-b. 本 実 験

(i) 分流量測定

水門は全開とし、測定対象流量は $Q_0 = 7,000, 4,170, 3,000, 2,000, 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の5流量、水門巾は45.60mの2種について実験を行った。

結果は、図-11・12に示したとおりである。

隅田川への分流率は、対象流量 Q_0 に対して31~38%であり、A案河道と殆んど変動はない。

水門巾による分流の差は、60mのほうが0.2~0.9%多く分流している。

(ii) 水 位 測 定

水門は全閉とし、測定対象流量は $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について行った。

結果は、表-4・図-13に示したとおりである。

全測点において、H.W.Lより0.3m~0.7m高くなった。

20.25Kmの分流点では、縮流現象により0.1mの水面低下現象を示した。

A案河道と比較すれば、水門位置を20.6Kmから20.25Kmに移しただけ、水面低下現象の生起位置が下流に移動しただけで、大きな変化は見られない。

(iii) 流 向 測 定

水門は、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合が全閉、 $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合が全開として、水門巾は45.60mの2種について行った。

ここでも、A案河道同様、水門巾の変化による流向への影響が見られないので、水門巾60mの場合の流向図を載せ、検討も60mについてだけ述べる。

結果は、図-14・15に示したとおりである。

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、21.5Kmの右岸堤防沿いから分流堤防まで、死水域又は逆流域を生じた。

水門取付下流堤防沿いの流れは、堤防先端に当たった流水が、堤防に沿う流れを示さず、

図 1.0 荒川分流点 (B案) 法線形

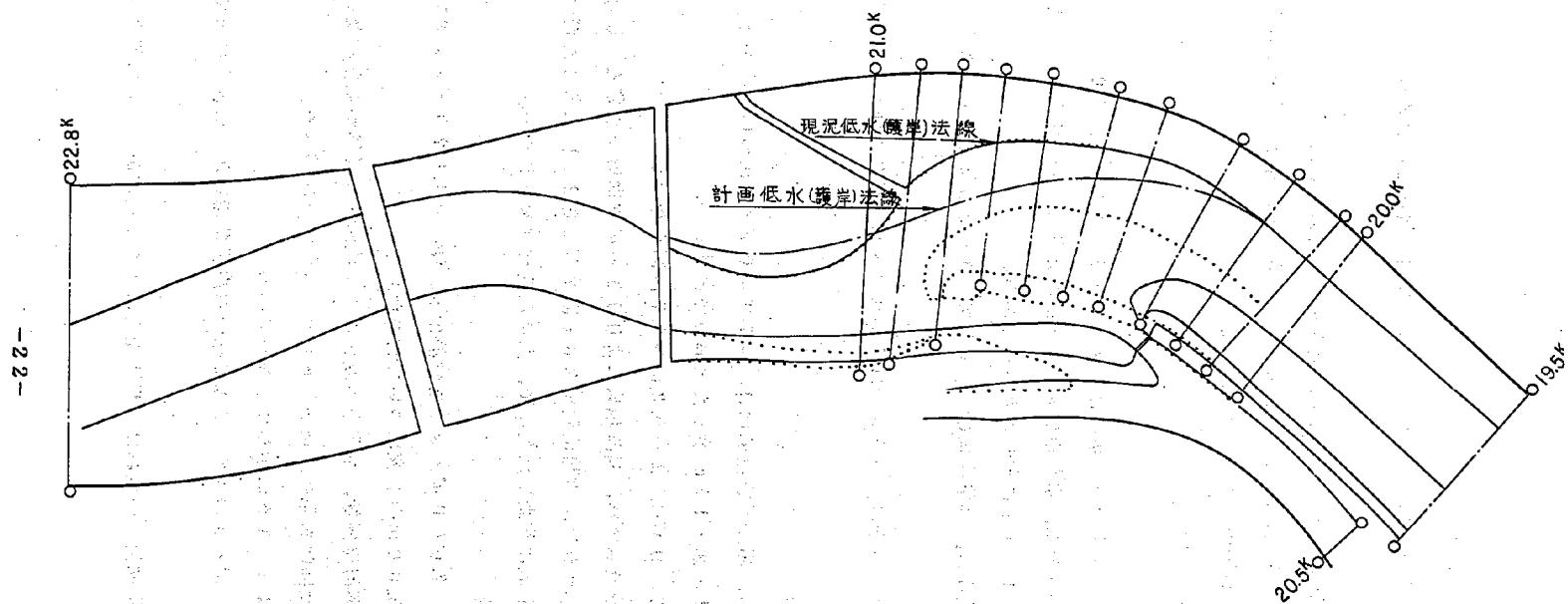


図-11 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図

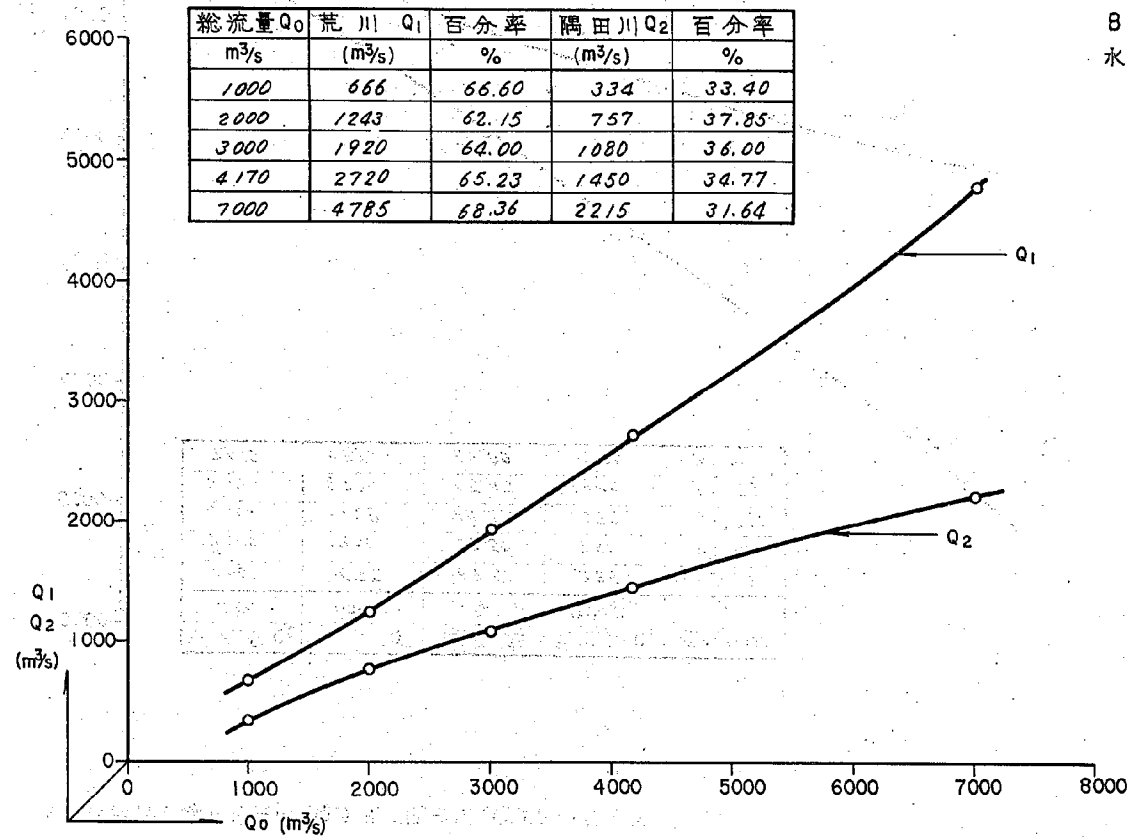
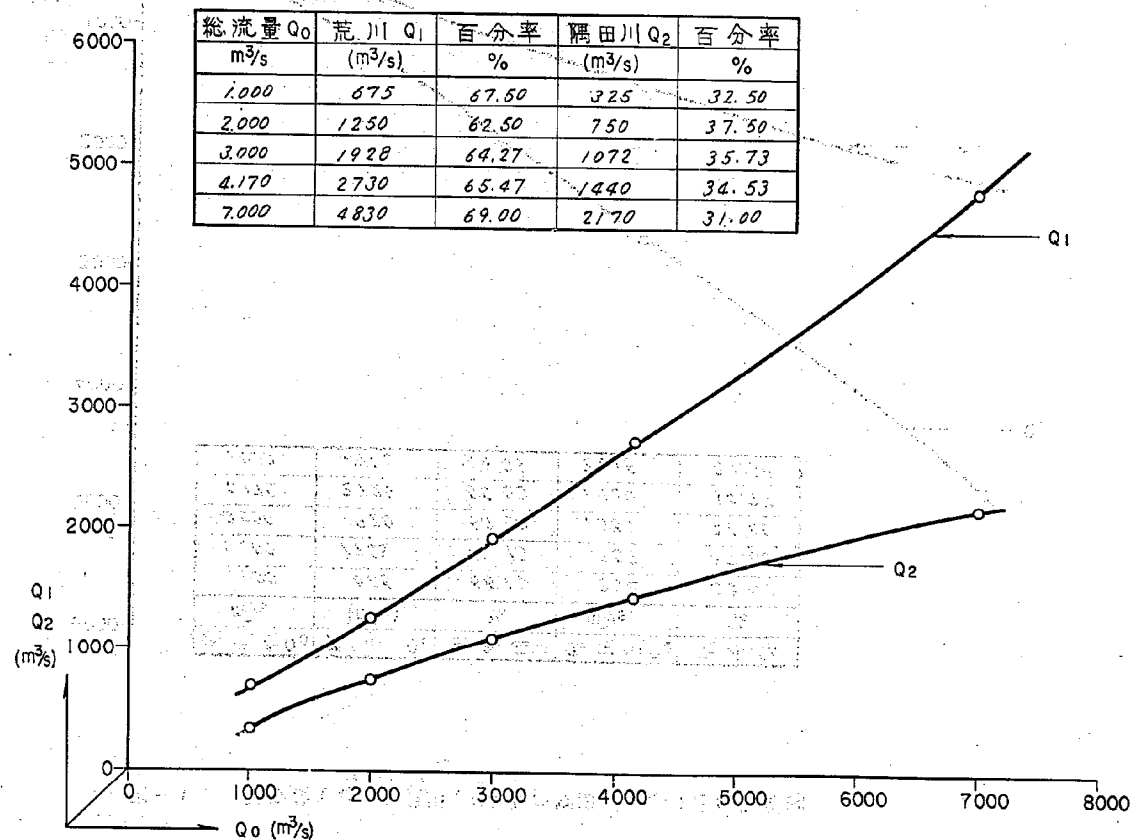


図-12 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図



B 案 現状断面
水門幅 - 45m

圖-13 水位縱斷圖

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$
B 案 - 現狀断面

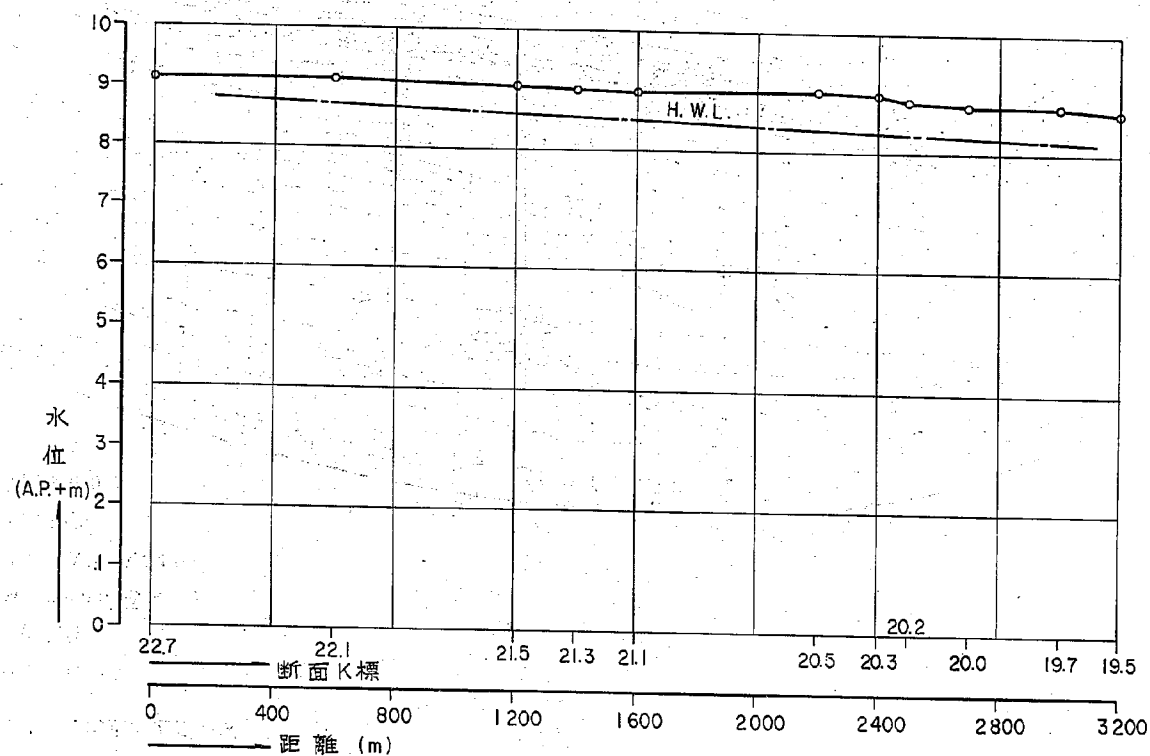


图-14 分流点附近流向图

B案(现状)

实验条件

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{1.95} = AP + 8.749 \text{ m}$$

水门全闭

水门幅 60 m

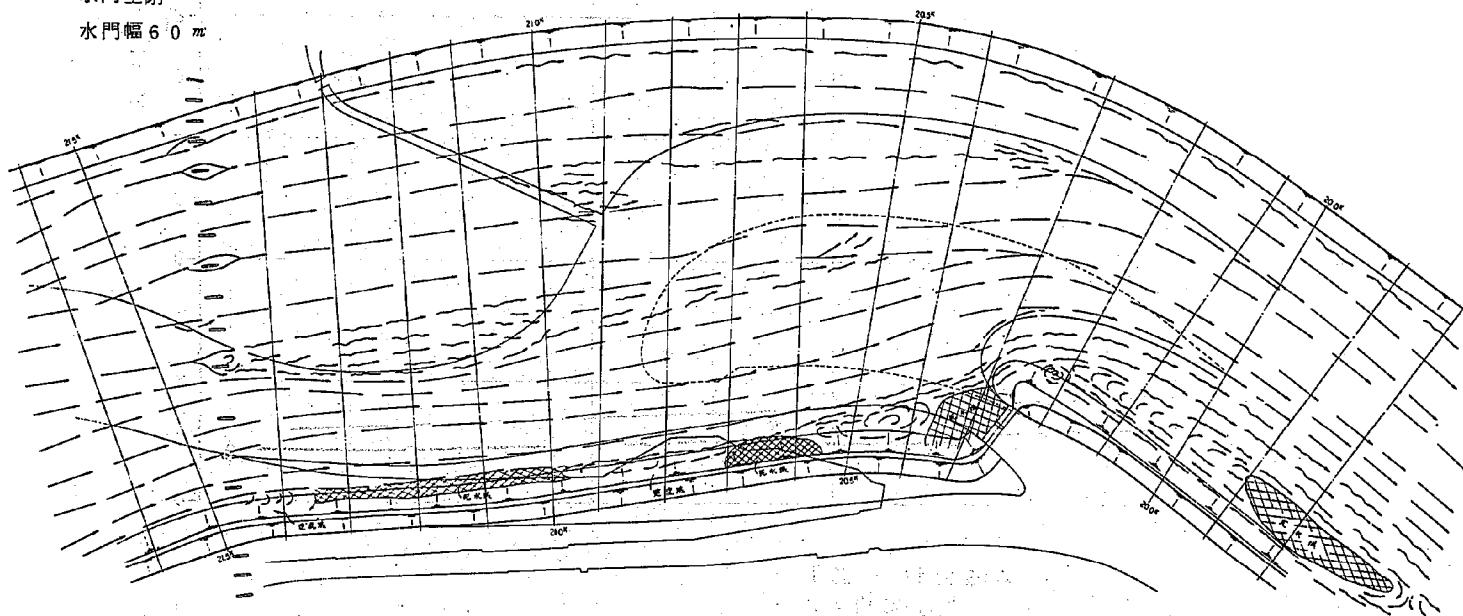


图-15 分流点附近流向图

B案(现状)

实验条件

$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 2,720 \text{ m}^3/\text{s}$$

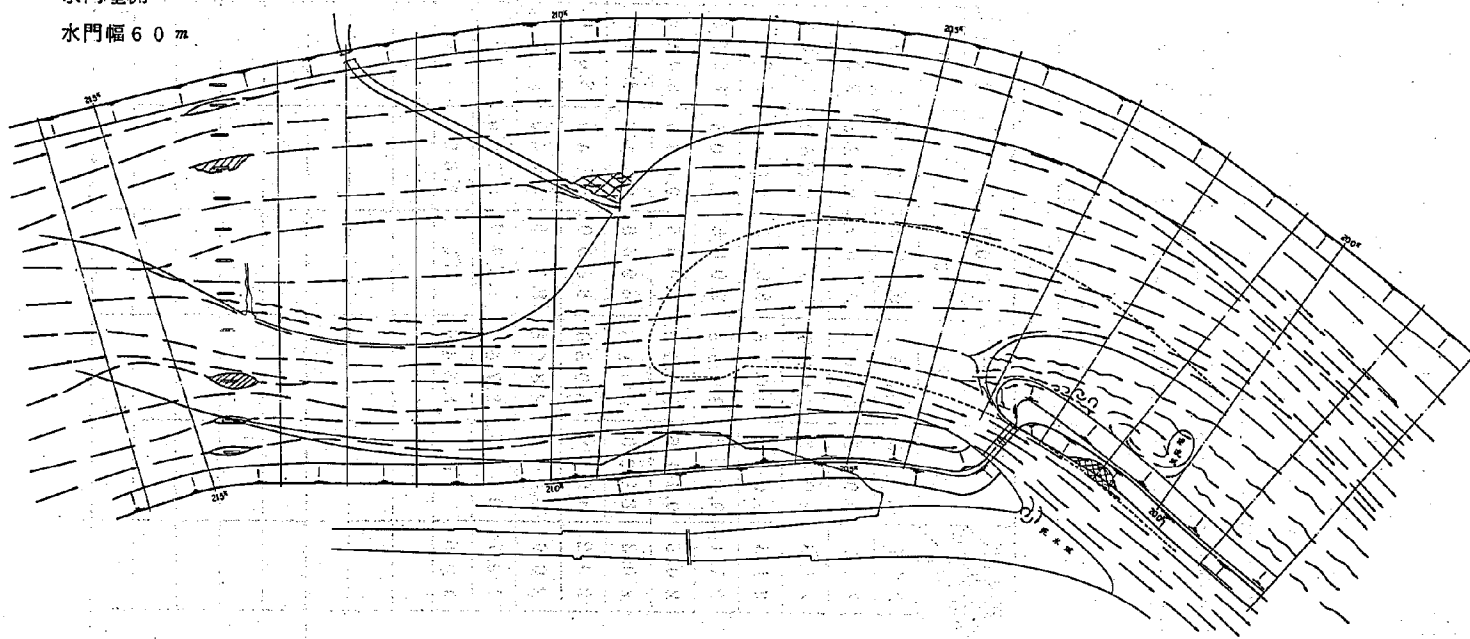
$$Q_2 = 1,450 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{1.95} = AP + 5.315 \text{ m}$$

$$H = AP + 4.960 \text{ m}$$

水门全开

水门幅60 m



右岸方向への流速が増大するため、水門取付下流堤防沿いの流線は、法線形から剝離して、死水域又は逆流域を生じた。水門取付堤防先端部から剝離を生じるのは、河道維持上好ましくない流況である。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、水門を全開したことにより 21.5 Km から分流堤防までの死水域や逆流域は消え、法線に沿って流下する。

中小洪水では、高水敷先端で殆んど分流させる。そのため、高水敷上の流速は減少し、取付堤防先端部の剝離は計画高水の場合と比べ、僅かに乱れる程度である。

表 - 4 水位縦断測定数値表

河川名	断面番号	$Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$ B案 現状断面							平均水位
		1	2	3	4	5	6	7	
荒川	22.7	9.015	9.065	9.105	9.145	9.205	9.155		9.115
	22.1	9.055	9.065	9.155	9.225	9.245			9.149
	21.5	9.045	9.080	9.055	9.080	9.055	9.055		9.061
	21.3	9.005	9.005	8.955	9.045	8.980			8.998
	21.1	9.055	8.955	9.005	8.905	8.955	9.005		8.980
	20.5	9.115	9.040	9.065	9.040	9.015			9.055
	20.3	8.990	9.015	8.965	8.915	8.890	9.040		8.969
	20.2	8.915	8.930	8.890	8.840	8.640			8.843
	20.0	8.840	8.865	8.715	8.740				8.790
	19.7	8.815	8.765	8.740	8.690				8.753
	19.5	下	8.640	流	8.690	水	8.690	位	8.673
隅田川									

(Ⅳ) 流速測定

水門巾は6.0 mとし、水門は $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が全閉・ $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ が全開として行ない、20.9 Km・20.2 Kmの2断面で行った。又、取付堤防先端部で1～3ヶ所測定した。

結果は、図-16～19に示したとおりである。

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、20.9 Km断面で $V_{\max} = 1.883 \text{ m/s}$ ・流心は低水路中心にある。20.2 Km断面で $V_{\max} = 2.735 \text{ m/s}$ ・流心は低水護岸付近にあり、底流速でも $V = 2.600 \text{ m/s}$ と異常に早く、縮流による流速の増大が見られる。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、20.9 Km断面で $V_{\max} = 1.943 \text{ m/s}$ ・流心は低水路中心にある。20.2 Km断面で $V_{\max} = 1.846 \text{ m/s}$ ・流心は低水路にあるが、高水敷上の底流速が $V = 1.839 \text{ m/s}$ となつた。

水門を全開したことにより、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下した場合に比べ、流速の増大は見られないが、水門直下流の高水敷上での流速は依然として減少しなかつた。

取付堤防先端でも、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合 $V_{\max} = 2.452 \text{ m/s}$ となり、流速の増大が見られた。

5-3) B案計画河道

5-3)-a. B案計画河道模型

製作済みのB案現状模型を、表-5に示したとおりに改造し、分流点の河道線形は、図-10に示した計画低水護岸法線に改造した。

5-3)-b. 本実験

(Ⅰ) 分流量測定

水門は全開とし、測定対象流量は $Q_0 = 7,000, 4,170, 3,000, 2,000, 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の5流量、水門巾は4.5, 6.0 mの2種について実験を行った。

結果は、図-20・21に示したとおりである。

隅田川への分流率は、対象流量 Q_0 に対して25～32%である。この分流率を、B案現況河道と比べた場合に、計画河道の場合が10%程減少している。この現象は、本川部を掘り下げて計画河道に改造したことによるものである。

水門巾による分流の差は、6.0 mのほうが0.5～3.5%多く分流している。

(Ⅱ) 水位測定

水門は全閉とし、測定対象流量は $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について行った。

結果は、表-6・図-22に示したとおりである。

図-16 流速分布図

B 案 (現 状)

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$

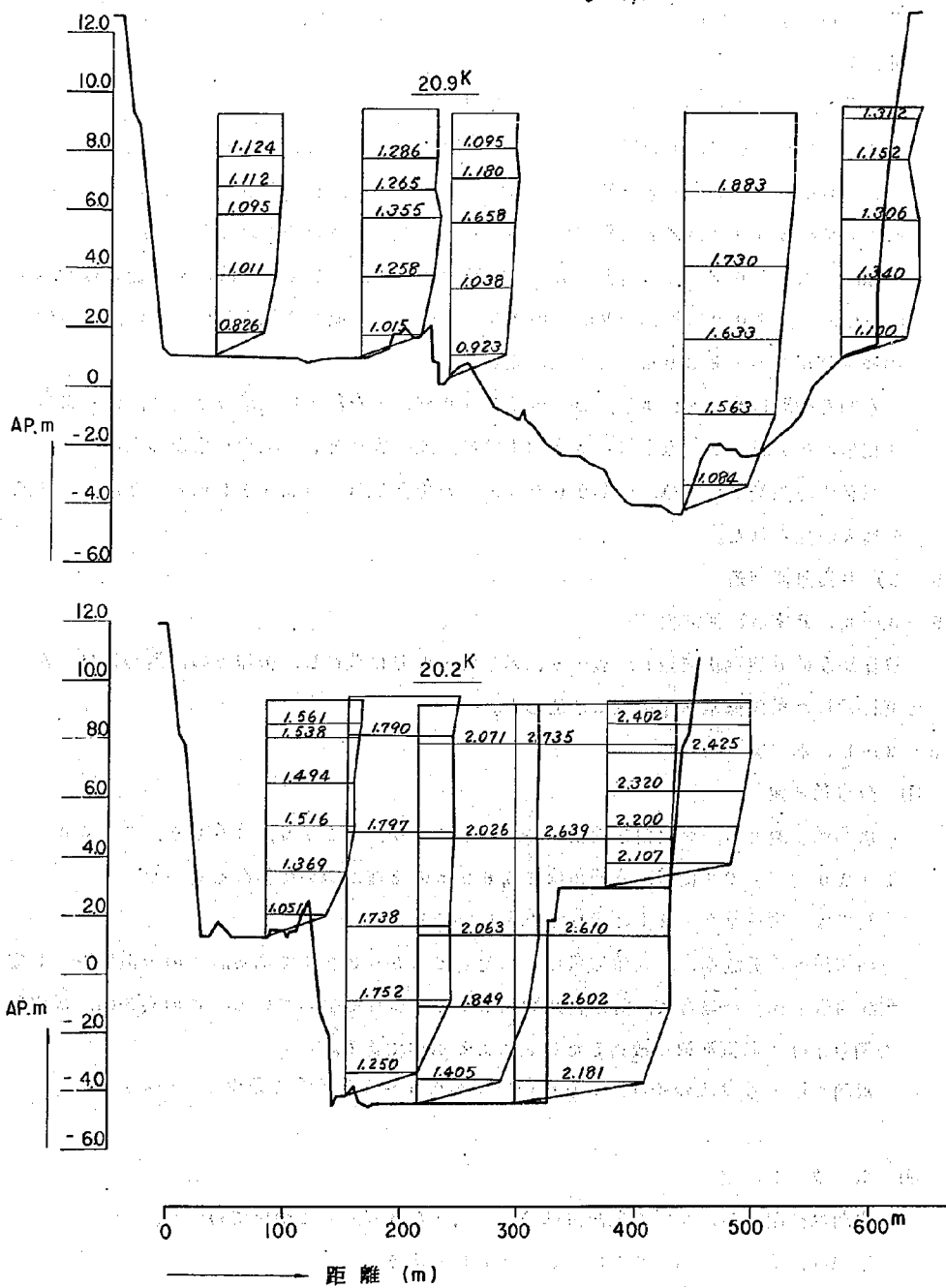


圖-17 流速分布圖

B 渠 (現狀)

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$

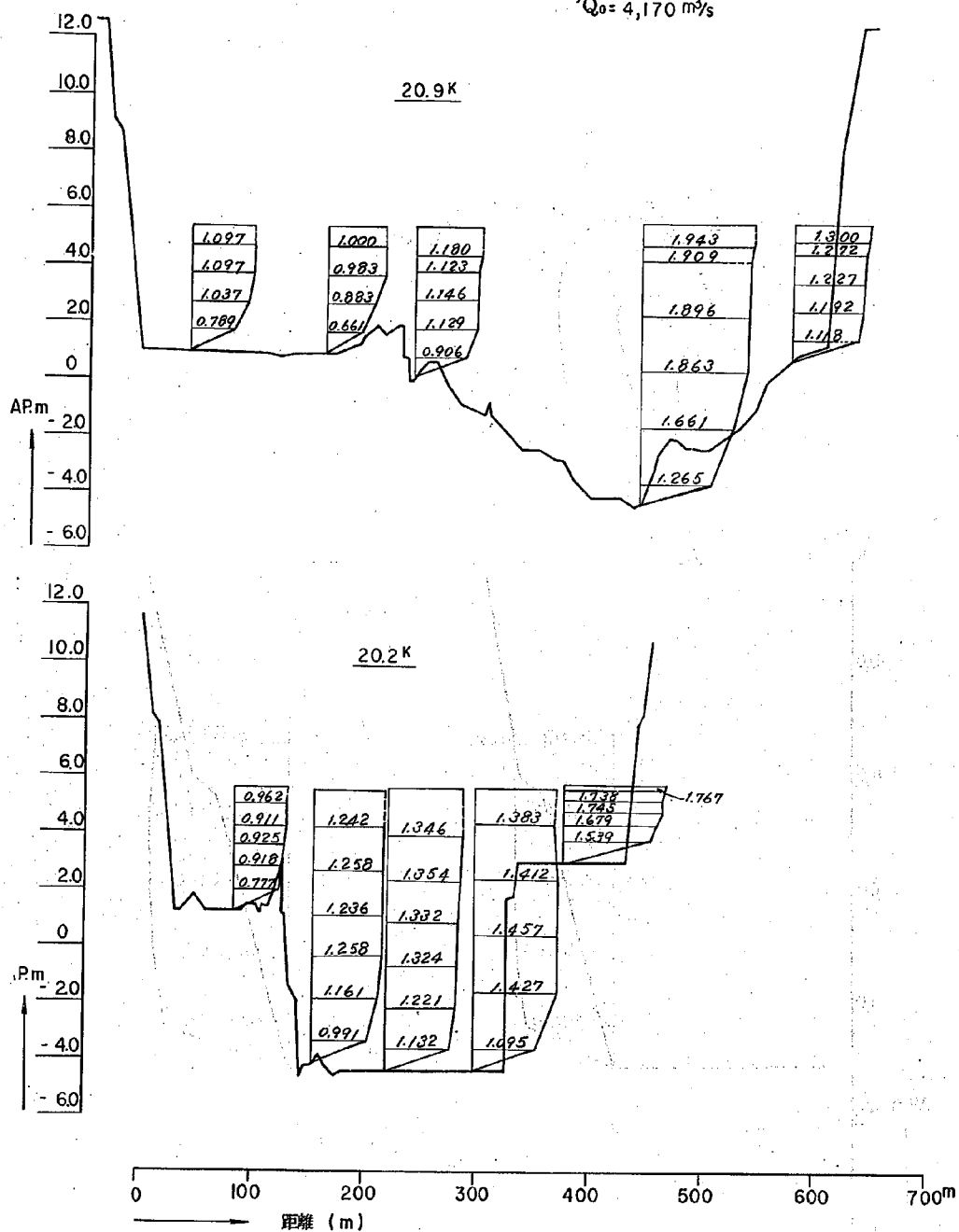


图-18 流速分布图

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

B 渠 - 现状断面

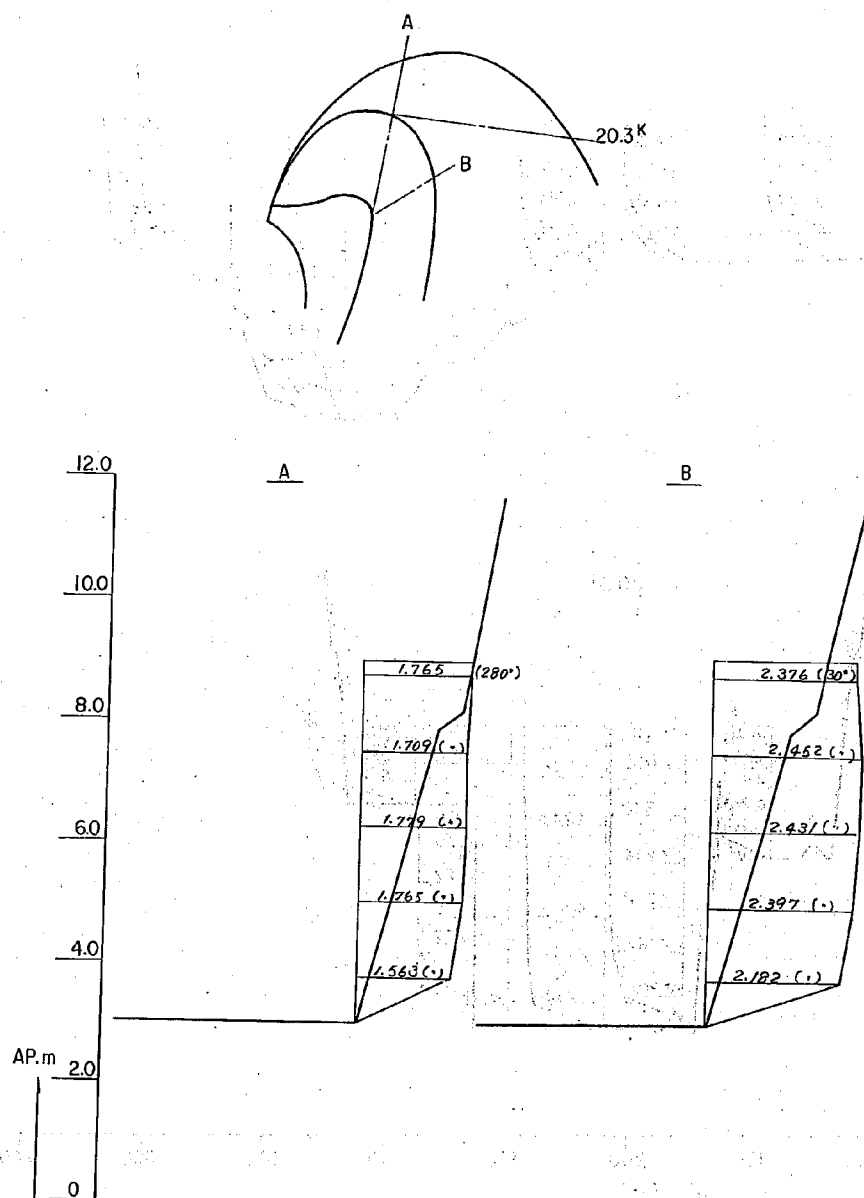


图-19 流速分布图

$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

B 渠 - 现状断面

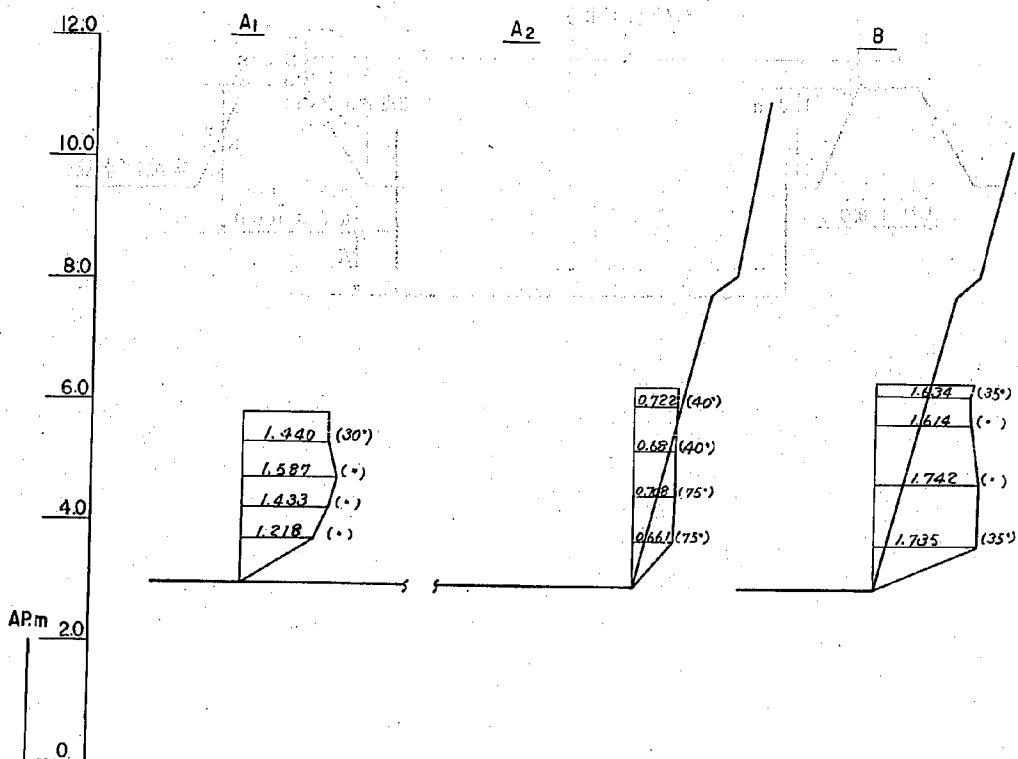
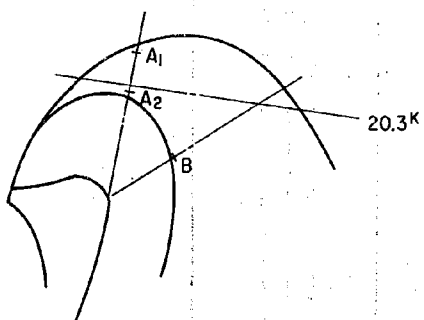


表-5 B案計画河道への改造

注) 模型取入区域の河床高及び低水路肩高は下表に示す通りで河床勾配は $i = 1/8000$ にセツトした。低水路形状は図に示す通りとし、高水敷は現況のままとした。

断面	河床高(A)	低水路岸高(B)
19.5 k	-4.44	3.03
20.0	-4.38	3.05
20.5	-4.31	3.08
21.0	-4.25	3.10
21.5	-4.19	3.13
22.0	-4.13	3.15
22.4	-4.08	3.17
22.8	-4.03	3.19
	APm	APm

(低水路巾)

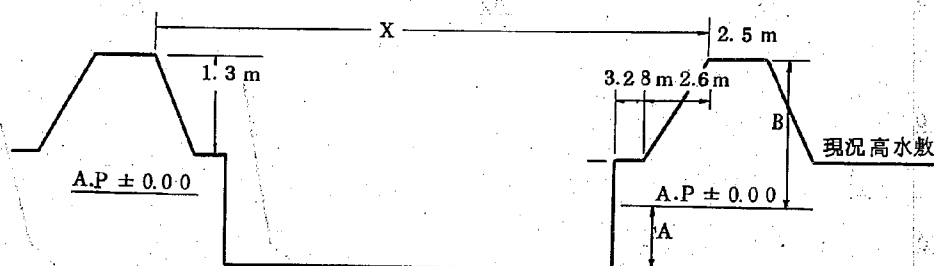


図-20 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図

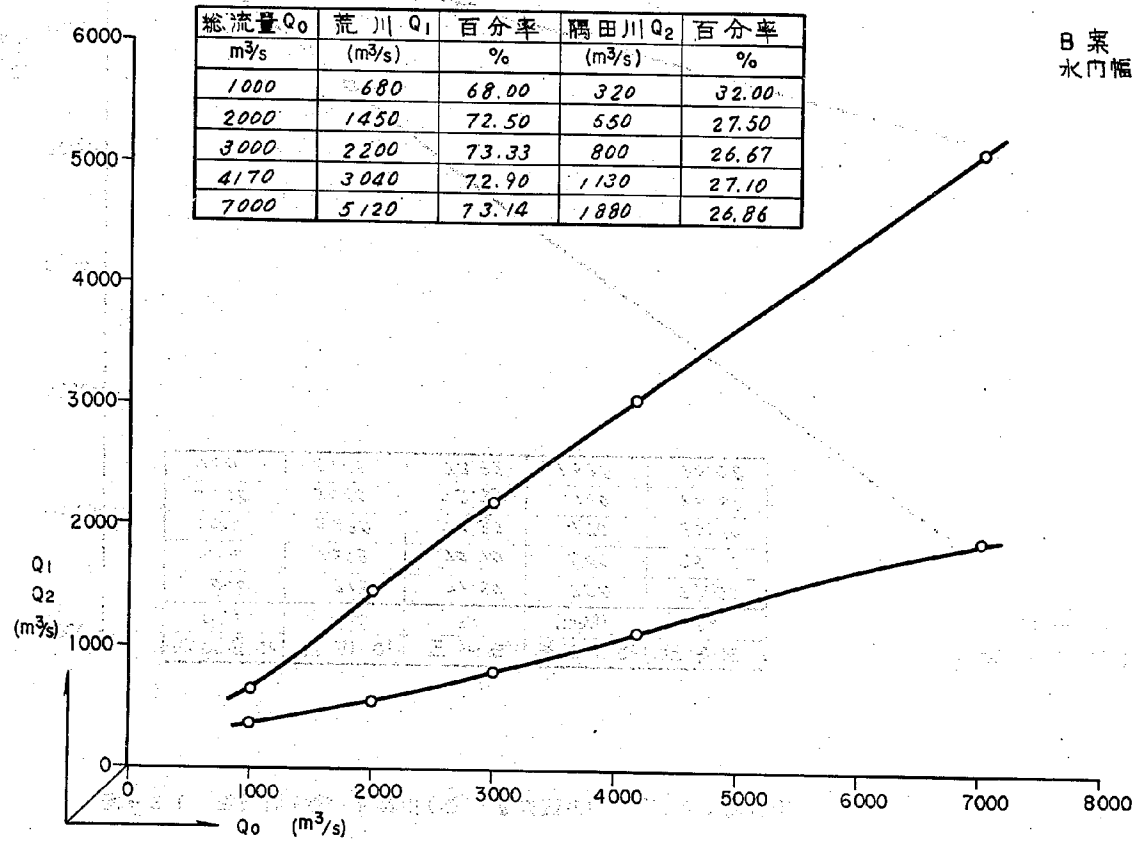


図-21 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図

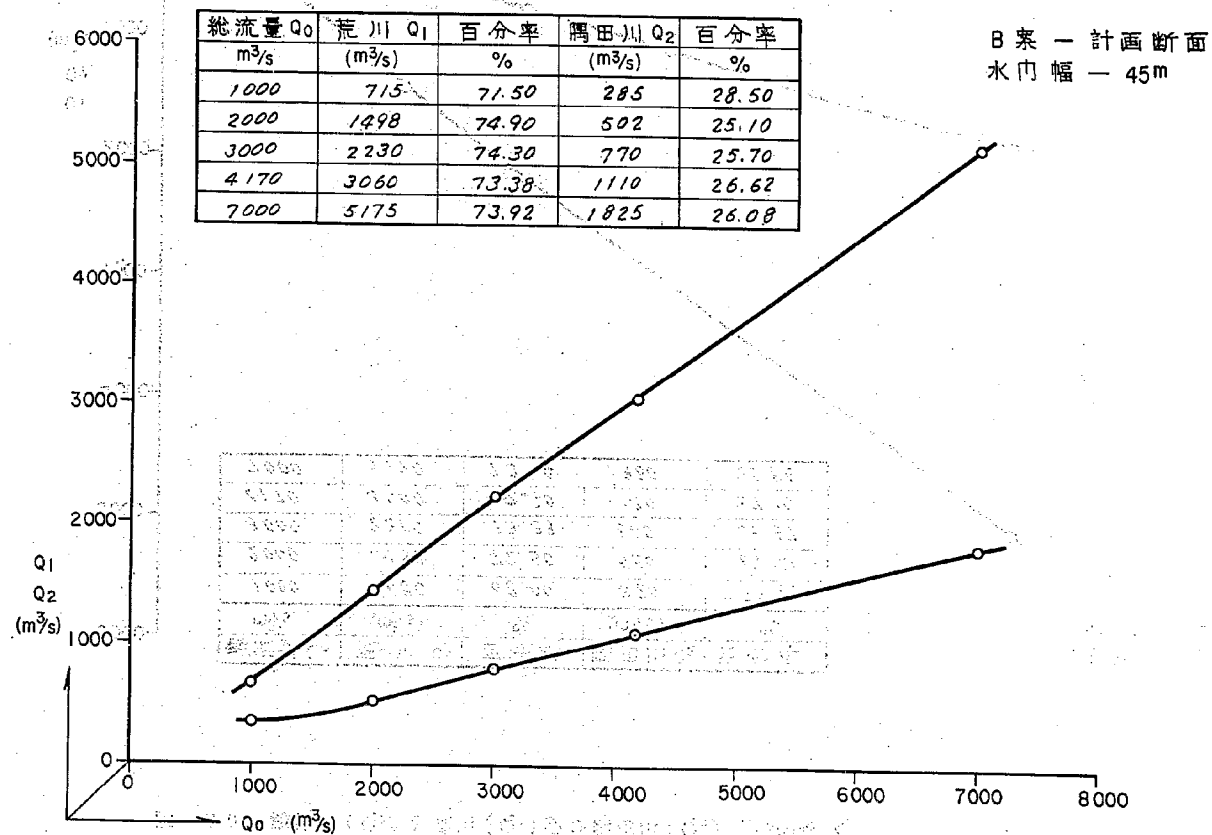


図-22 水位縦断面図

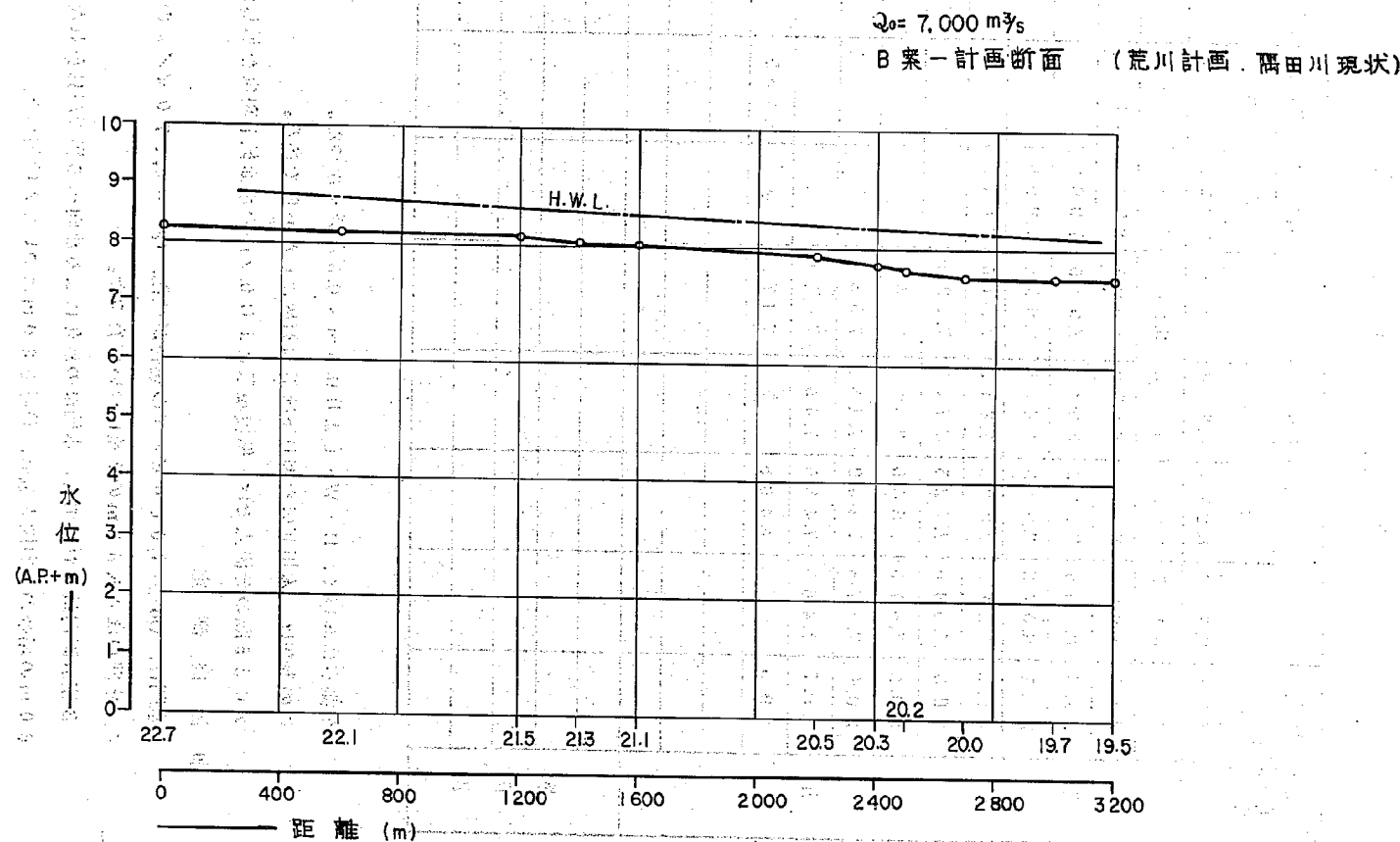


表 - 6 水位縦断測定値表

河川名	実験条件 断面番号 測点番号	$Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$ B案一計画断面(荒川計画, 隅田川現状)							平均水位
		1	2	3	4	5	6	7	
荒川	2 2.7	8.220	8.270	8.200	8.270	8.260			8.244
	2 2.1	8.180	8.095	8.195	8.240	8.195	8.195		8.183
	2 1.5	8.085	8.035	8.090	8.095	8.045	8.035		8.064
	2 1.3	8.045	7.995	8.045	7.945	7.995			8.005
	2 1.1	8.045	7.945	8.045	7.995	7.995			8.005
	2 0.5	7.815	7.825	7.815	7.815	7.815			7.817
	2 0.3	7.540	7.725	7.715	7.725				7.676
	2 0.2	7.615	7.565	7.565	7.540				7.571
	2 0.0	7.375	7.440	7.465	7.655				7.484
	1 9.7	7.465	7.455	7.451	7.440				7.452
	1 9.5	下	7.465	流	7.475	水	7.455	位	7.465
隅田川									

全測点において, $H \cdot W \cdot L$ より $0.5 \text{ m} \sim 0.8 \text{ m}$ 低くなった。

この現象は, 本川河床を掘り下げ計画河床にしたからである。

2 0.2 5Kmの分流点では, 縮流現象により 0.2 m の水面低下現象を示した。

(III) 流向測定

水門は, $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合が全閉, $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合が全開として, 水門巾は $45, 60 \text{ m}$ の2種について行つた。

B案計画河道においても, 水門巾の変化による流向への影響が見られないので, 水門 60 m の場合の流向図を載せ, 検討も 60 m についてだけ述べる。

結果は、図-23・24に示したとおりである。

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、水門上流付近に死水域を生じた。

水門取付堤防沿いの流れは、堤防先端に当たった流水が、堤防に沿う流れを示さず、左岸方向への流速が増大するため、B案現況河道同様、取付下流堤防沿いの流況は、法線から流線が剥離して死水域又は逆流域を生じた。取付堤防先端部から剥離を生じるような流況は、河道維持上好ましくない。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、水門を全開したことにより、水門上流の死水域は多少減少するが、逆流域を生じた。

高水敷上の流況は、河床を掘り下げたために高水敷上の水深が小さくなり、流速が減少し、取付下流堤防沿いの逆流域及び死水域が、現況河道と比べ、広くなった。

(v) 流速測定

水門は全閉とし、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が水門巾6.0mの1種、 $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ が水門巾4.5・6.0mの2種について行つた。

又、取付堤防先端部でも2ヶ所測定した。

結果は、図-25～28図に示したとおりである。

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、2.0.9Km断面については $V_{\max} = 2.003 \text{ m/s}$ 、流心は右岸高水敷上にある。2.0.2Km断面については $V_{\max} = 2.758 \text{ m/s}$ 、流心は低水護岸付近にある。この場合、水門は全開しているにもかかわらず、分流点下流では 0.700 m/s の流速増大を生じた。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、水門巾4.5・6.0mについて比較すれば、2.0.9Km断面では殆んど変化がない。2.0.2Km断面については、水門巾4.5mのほうが僅かではあるが流速が大きくなっている。

図-28の様に、取付堤防先端の流速は、取付下流堤防法線に沿わない方向に大きい流速が生じた。これは、取付堤防先端部での剥離の生じる原因となる。

5-4) B案計画修正河道について

本実験は、前回のB案現状及び計画河道において、取付堤防先端部で流線が剥離したため、この剥離を解消できる河道を追求したものである。

5-4)-a. 1次修正河道

水門取付堤防線形を、図-29に示したとおり改造した。

実験は、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で水門巾6.0mの全閉として流向測定を行つたが、流況は改造前と殆んど変化しなかつた。

図-23 分流点附近流向図

B案(計画)

実験条件

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{R-S} = AP + 250 \text{ m}$$

水門全閉

水門幅 60 m

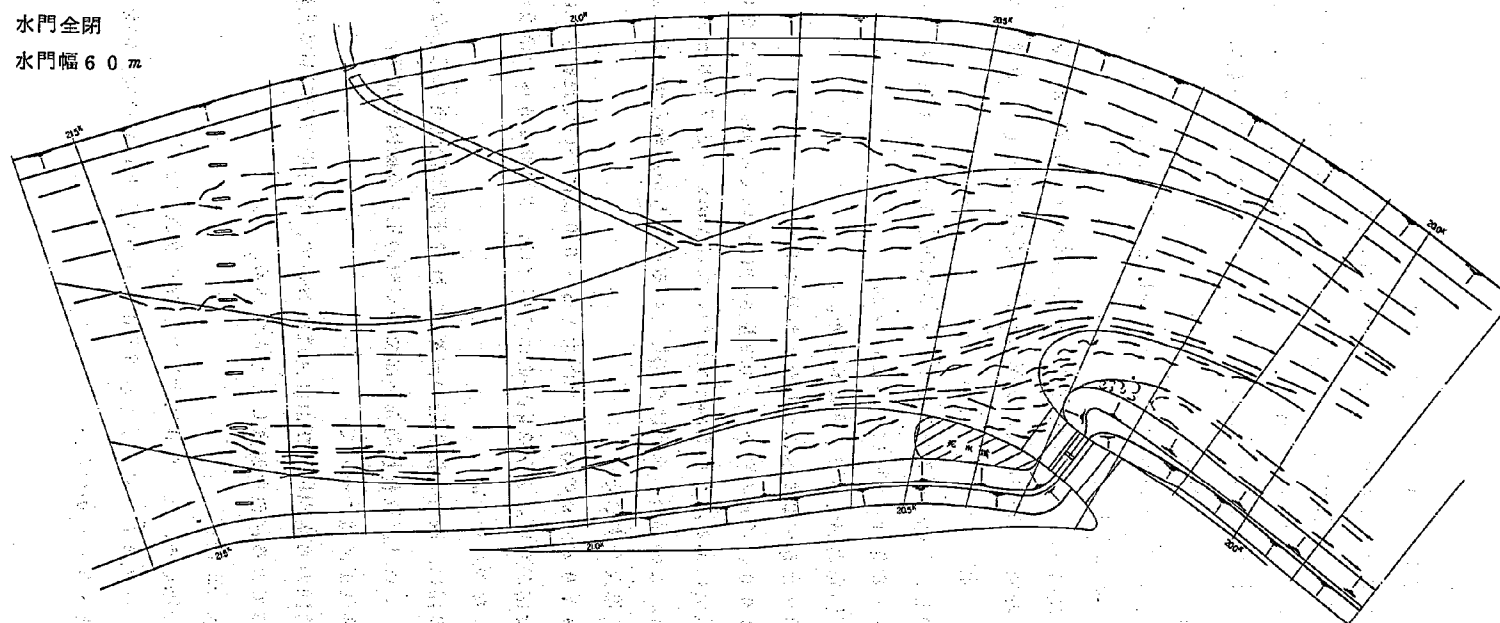


圖-24 分流点附近流向圖

B案(計畫)

$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_i = 3,040 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 1,130 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{1.95} = 4.225 \text{ m}$$

$$H_{2.25} = 4.240 \text{ m}$$

水門全開

水門幅 60 m

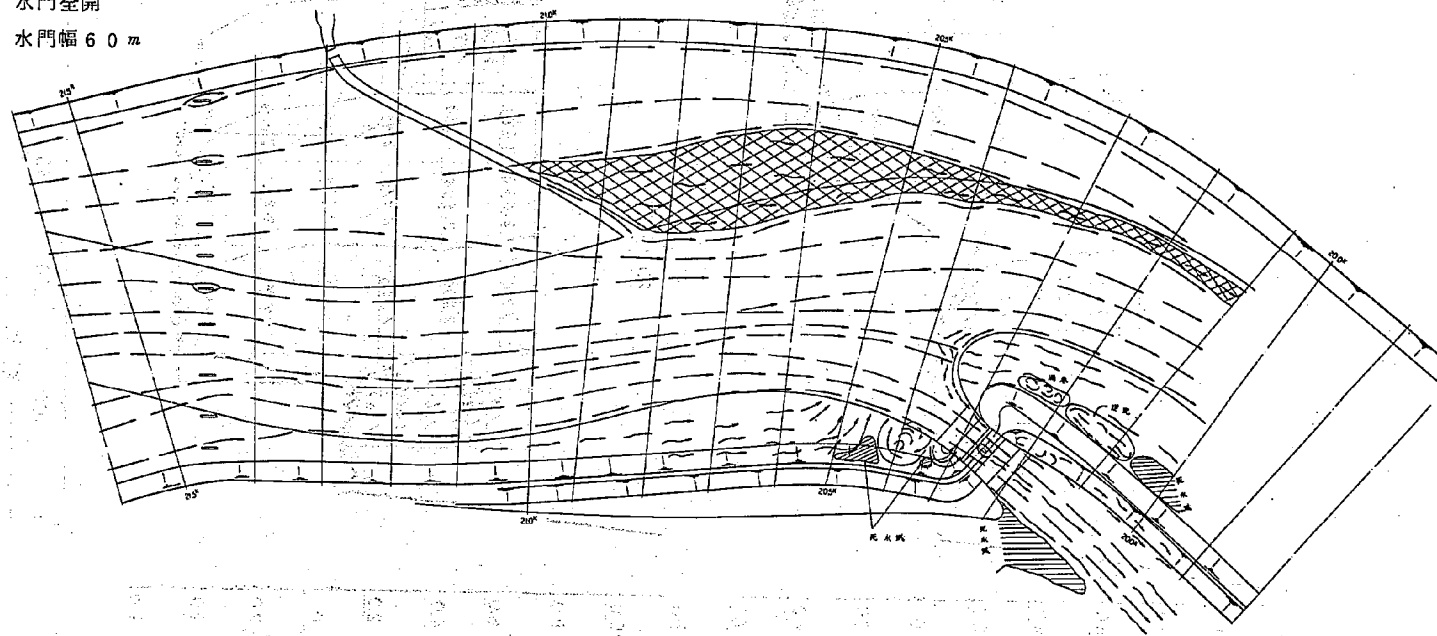


圖-25 流速分布圖

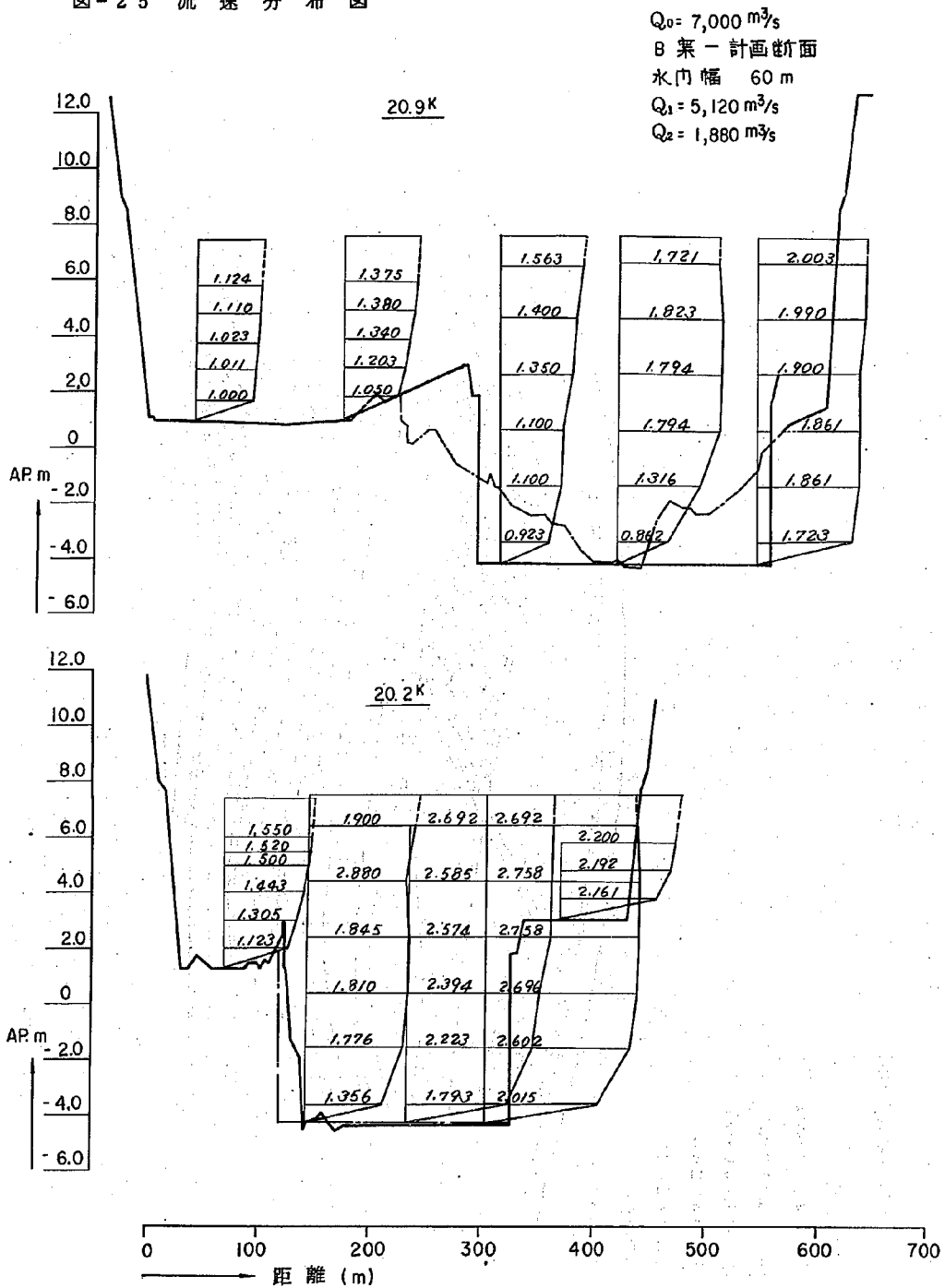


図-26 流速分布図

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$
 B 渠一計画断面
 水門幅 60 m
 $Q_1 = 3,040 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_2 = 1,130 \text{ m}^3/\text{s}$

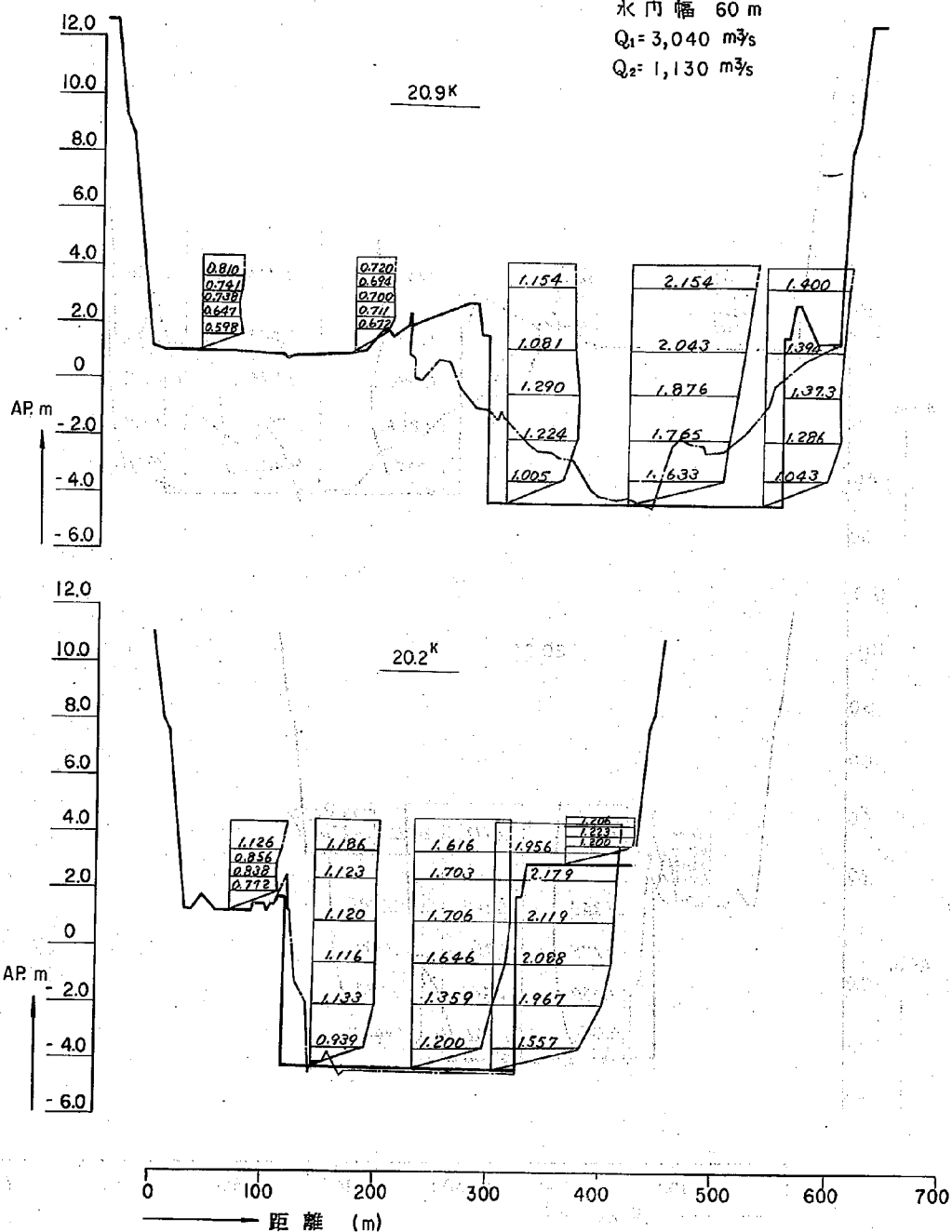


图-27 流速分布图

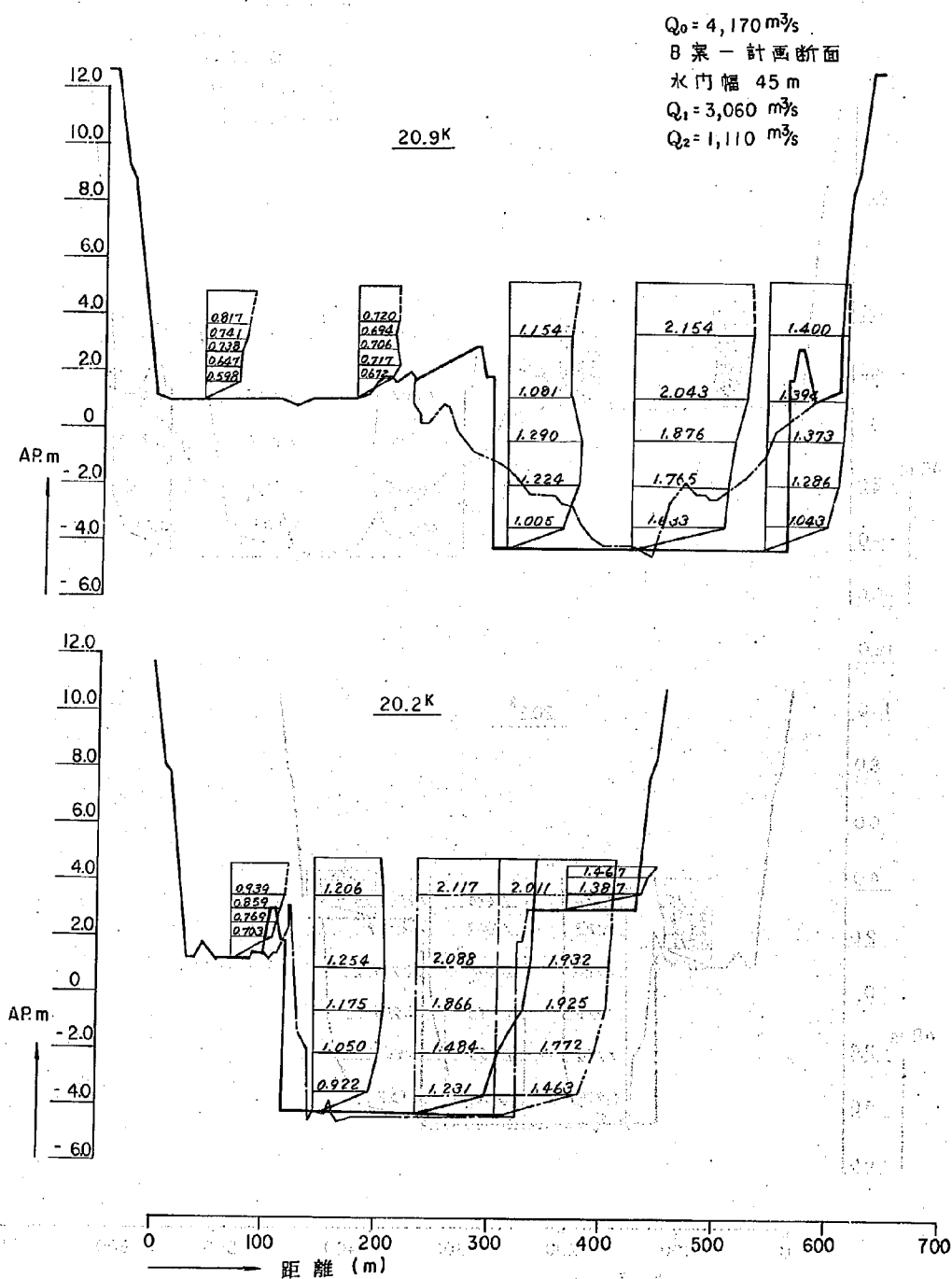


図-28 流速分布図

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

B 渠 - 計画断面
水門幅 60m

$$Q_1 = 5,120 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 1,880 \text{ m}^3/\text{s}$$

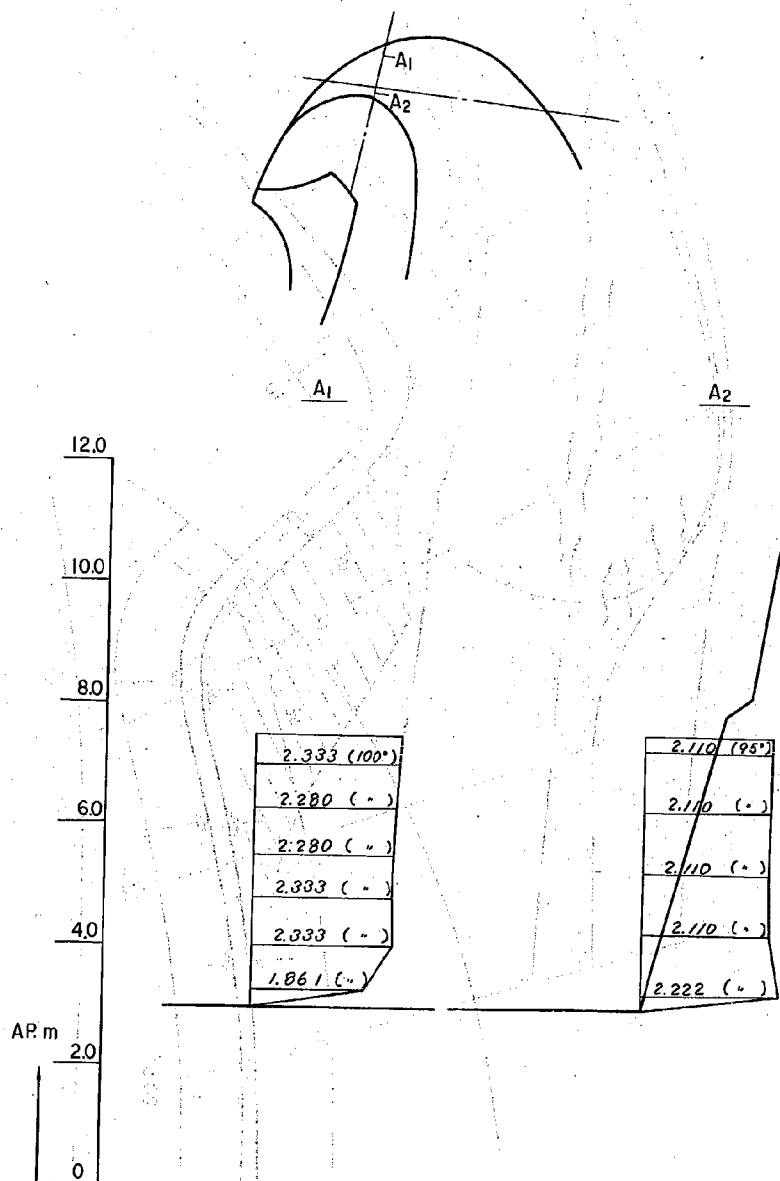
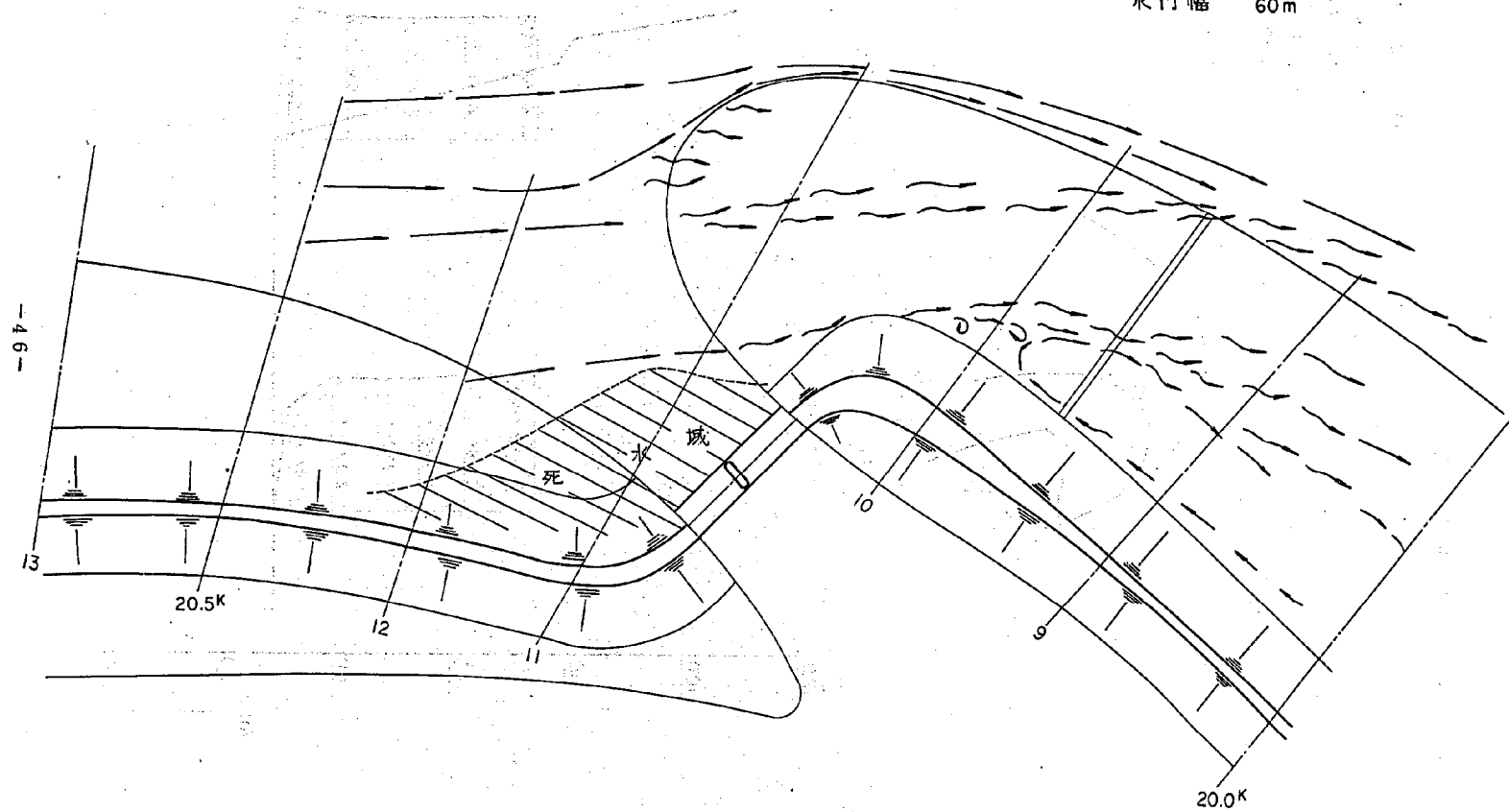


图 - 2 9 分流点附近流向图

$Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$
 B 案 (計画) 1 次修正
 水门幅 60m



5-4)-b. 2次修正河道

図-30に示したとおり、水門取付堤防の取付半径を出来るだけ大きく取り、流線の剝離を防止することを試みた。

実験は、流向測定を、水門巾60mについて $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合が全閉、 $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合が全開で行った。

結果は、図-30・31に示したとおりである。

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、取付半径を大きくしたことによつて、20.2Km断面まで堤防に沿つて流下するようになったが、依然その下流で剝離して右岸沿いには逆流域を生じた。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、高水敷上の流速が減少したため、逆流域が死水域となつた。

取付堤防先端流速測定は、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で水門全閉として行つた。

測定ヶ所は、修正法面沿いに3ヶ所選んだ。3ヶ所共に $V_{\max} = 2.500 \text{ m}/\text{s}$ 近くの流速を生じた。

5-4)-c. 3次修正河道

水門位置をそのままの形で堤防を20.55Km地点まで延長して導流堤方式を試みた。(図-33)

実験は、流向測定を、水門巾60m・水門全開・ $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について行つた。

图-30 分流点附近流向图

$Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$

B 案 (計画) 2 次修正

水門幅 60m

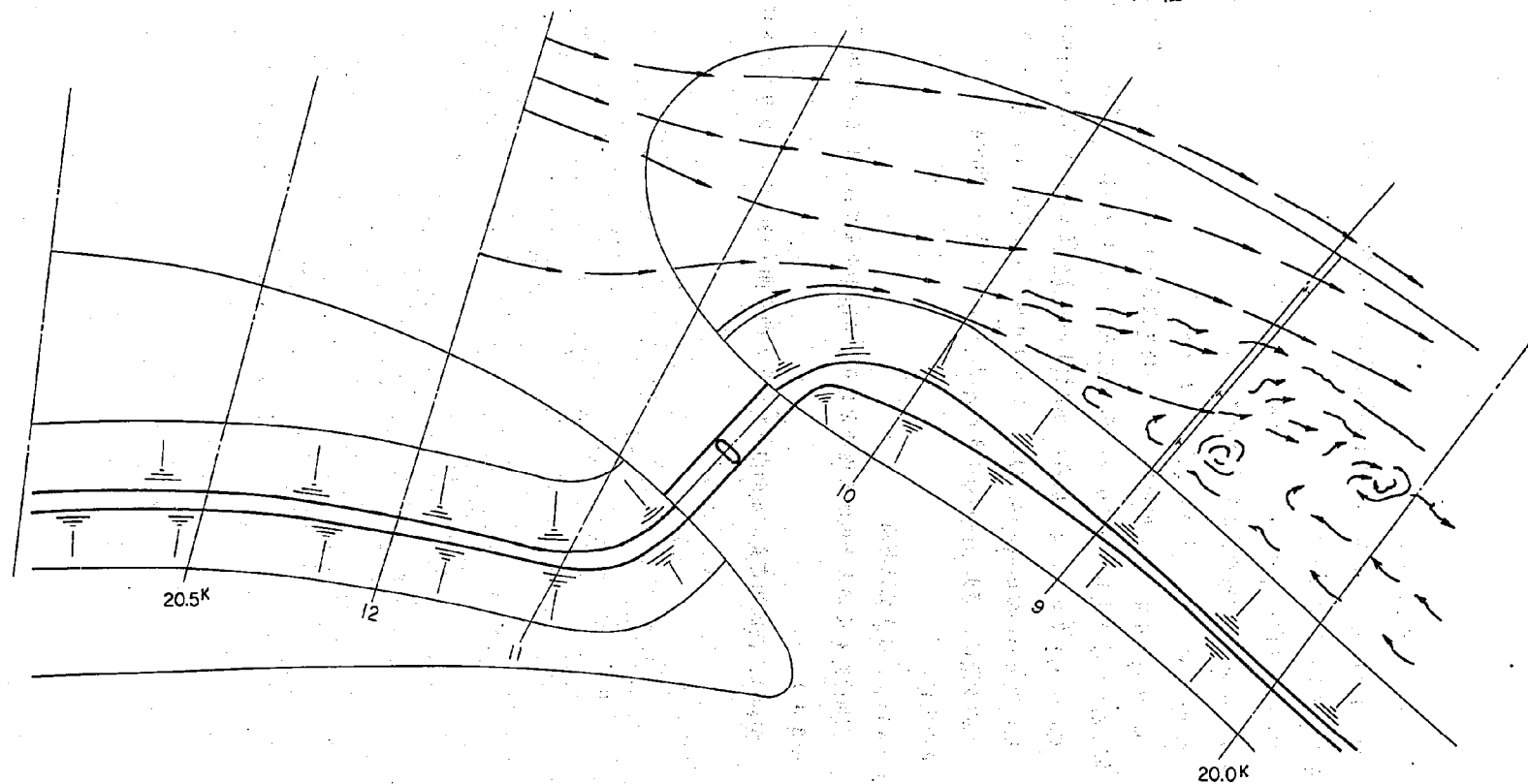


图-31 分流点附近流向图

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$
 B 案(計画) 2 次修正
 水門幅 60m

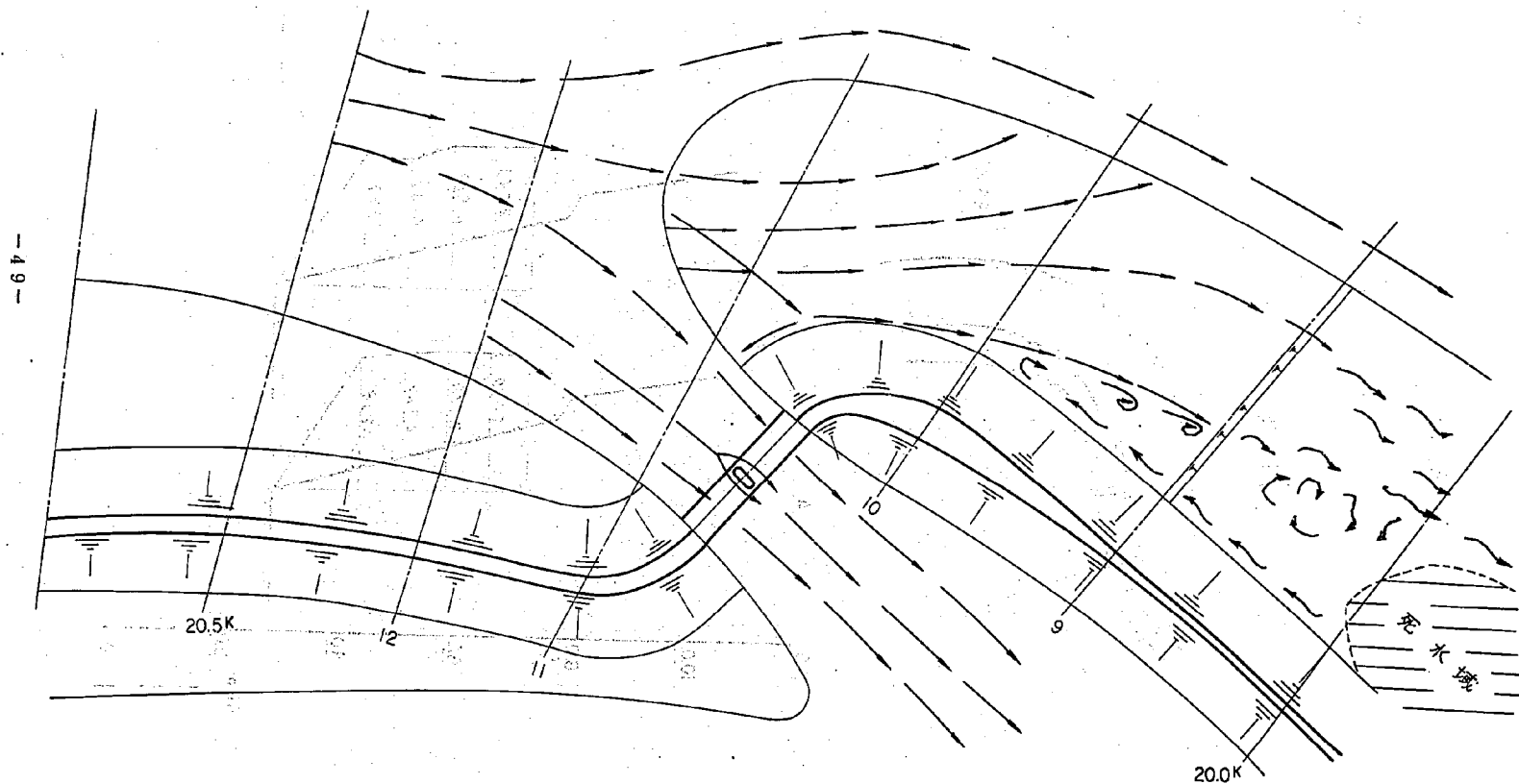
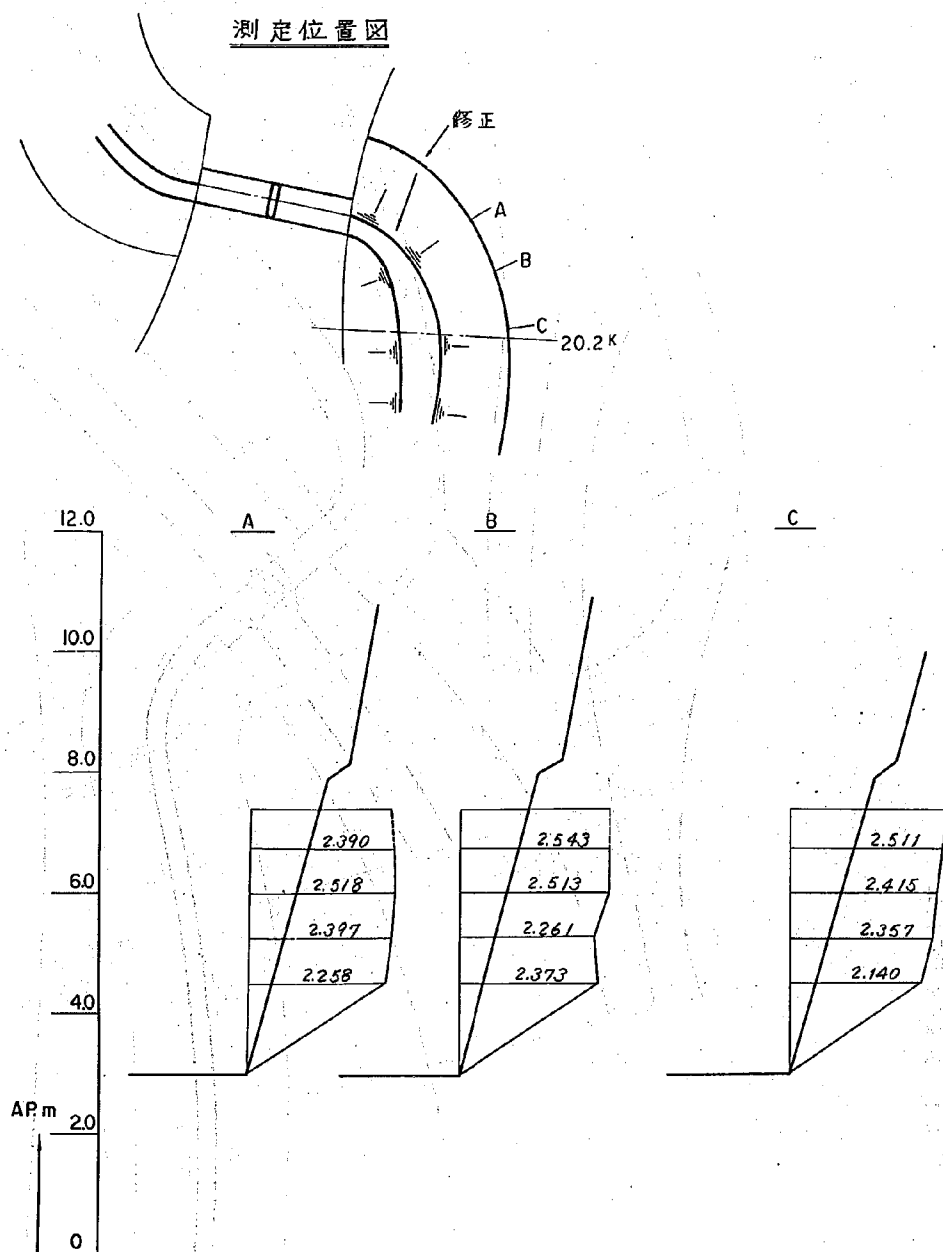


図-32 流速分布図

B 渠 (計画) 2 次修正
 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$



結果は、図-33に示したとおりである。

右岸沿いの流水が、導流堤の先端で直角方向の流水となるため、依然堤防沿いで剝離し、その下流に逆流域を生じた。

流速測定は、水門全閉、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について行つた。

結果は、図-34に示したとおりである。

流速分布状況を見ると、表面流速と底流速との差が殆んどなく、 $V_{\max} = 3,000 \text{ m/s}$ となり河床近くでも $V = 2,633 \text{ m/s}$ の大きい流速を生じた。

5-4)-d. 4次修正河道

3次修正済みの導流堤防を20.62Km迄延長すると共に、その上流20.67Km迄高水敷を取付けた。(図-35)

実験は、流向測定を、水門全閉、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について行つた。

結果は、図-35に示したとおりである。

3次修正での流況が堤防を延長した位置に移つた現象となり、流線は殆んど3次修正と比べ変動はない。

5-4)-e. 5次修正河道

法線形は、4次修正案と同様であるが、分流点堤防先端に長さ15mの導流壁を取付けた。(図-36)

图-33 分派点附近流向图

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

水門全閉

B案(計畫) 3次修正

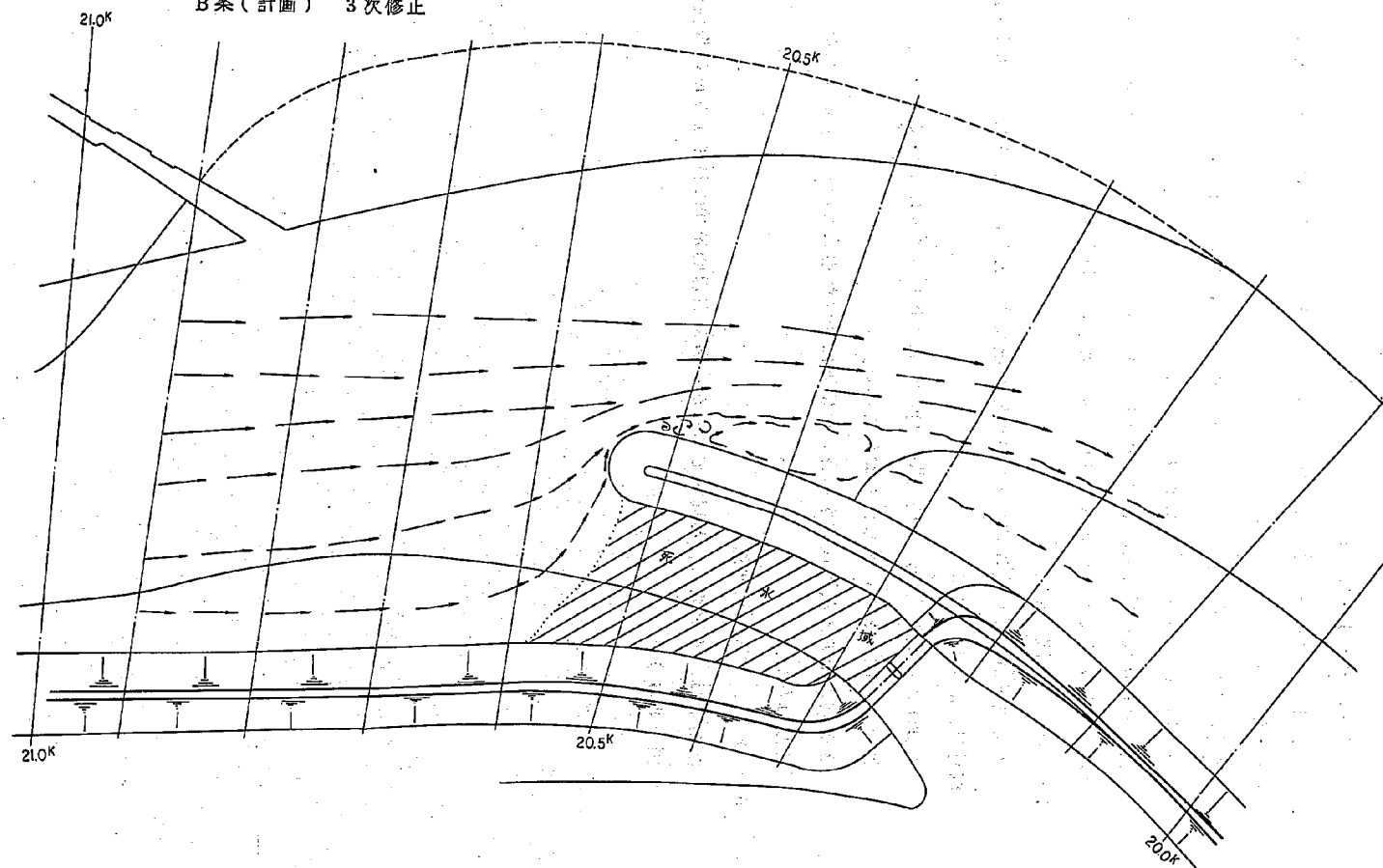


図-34 流速分布図

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$

B 渠 (計画)

3 次修正案

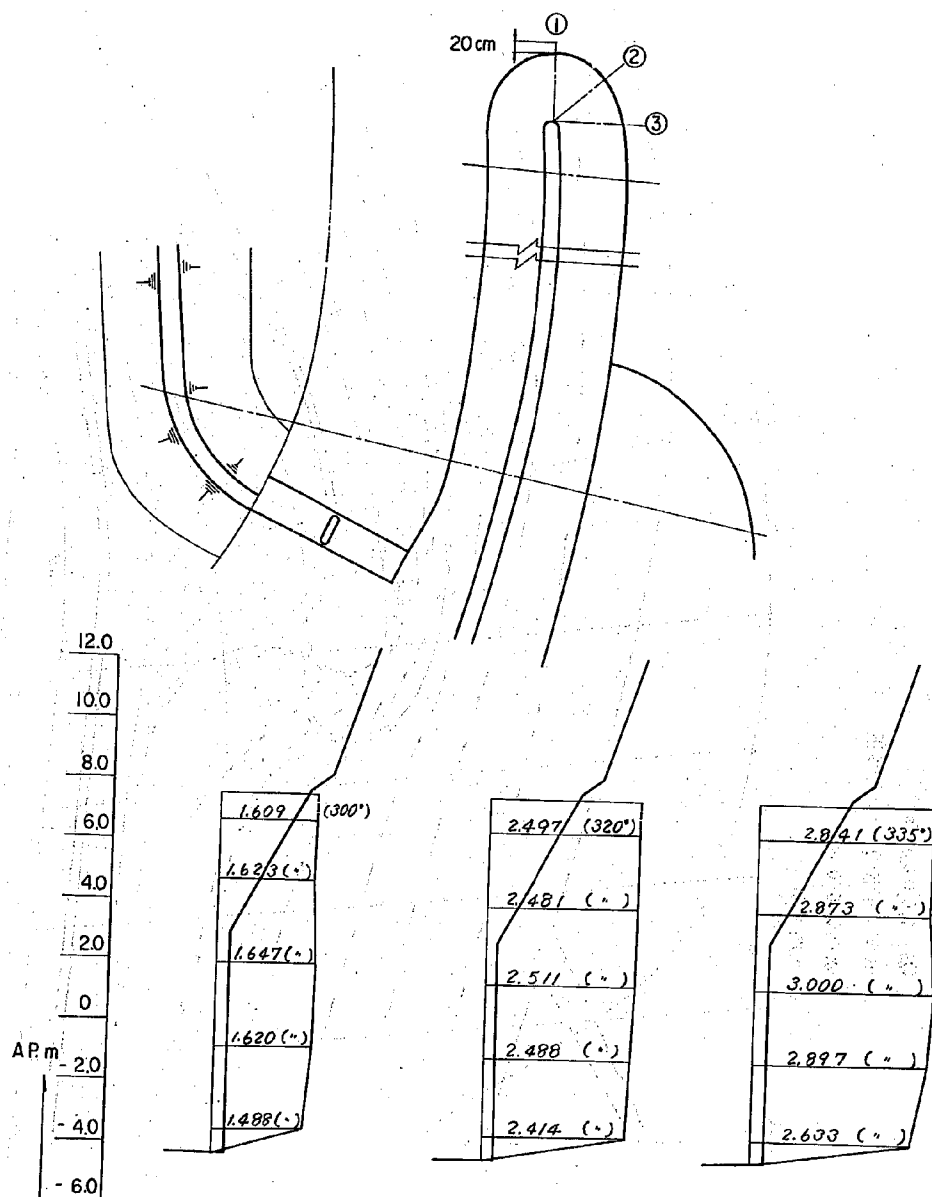


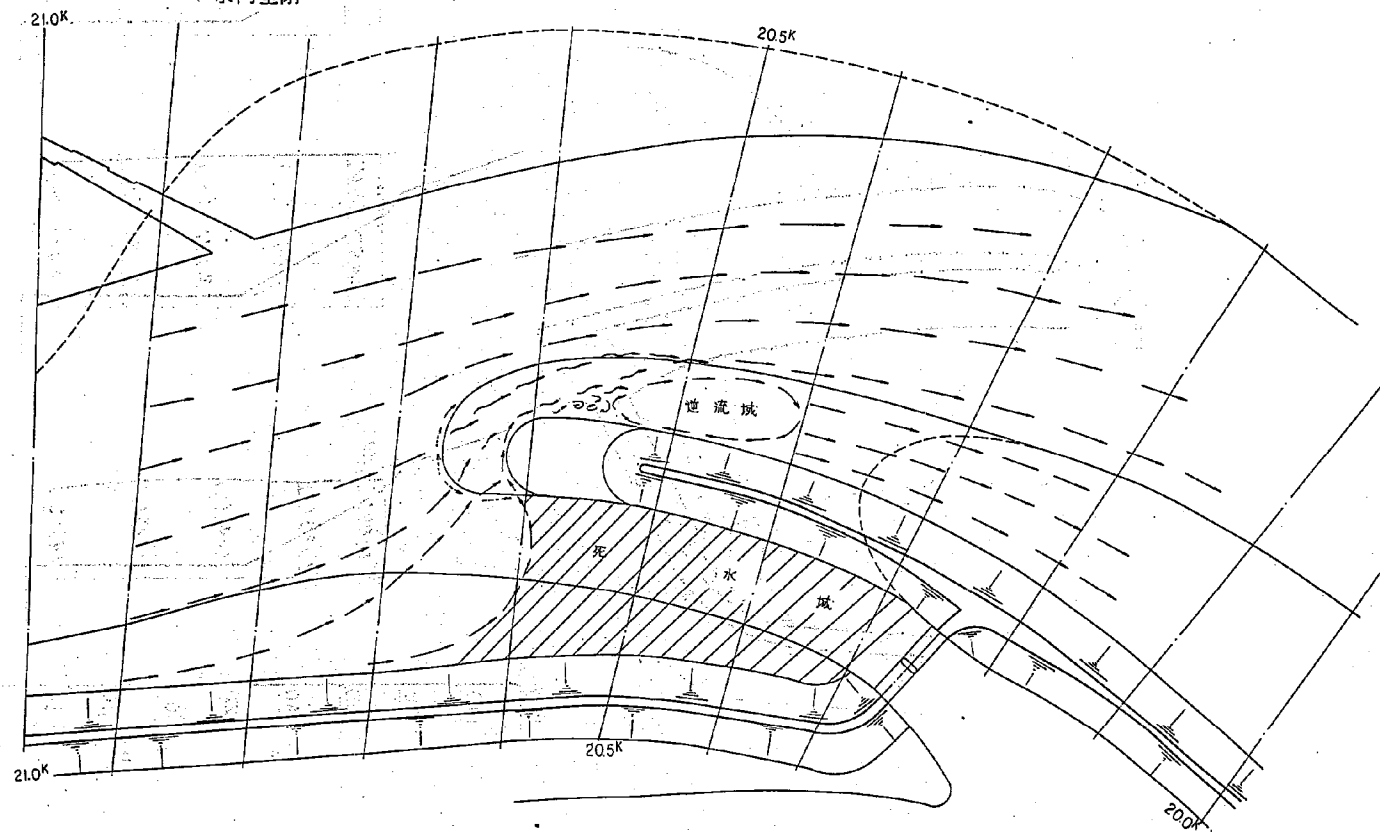
圖-35 分流点附近流向图

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

B案(計画) 4次修正

水門幅60m

水門全閉



実験は、流向測定を、水門全閉、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について行つた。

結果は、図-36に示したとおりである。

分流点先端部で多少乱れるが、下流で逆流域及び死水域を生じることなく流線は比較的流線に沿つて流下した。

以上、5回の修正を行つて、大体剥離しない線形を得たので、B案河道における最良修正は、5次修正案とした。

5次修正案においても、分流点の流速増大は、避けることはできないと思われる。よつて、分流点付近の河道保護対策が必要である。

5-5) C案計画河道

5-5)-a. C案計画河道模型

製作済みB案計画河道水門位置を、20.4Kmに移設し、C案法線を写真-26に示すように製作し、計画高水流量を流下して見た。その結果、流線は取付堤防先端部より大きく剥離し(写真-27)その下流の右岸沿いは大きな逆流域を生じた。

そのため、1次修正案では、水門取付線形を出来るだけなめらかな法線にするため、写真-28に示す様に水門の取付半径を大きくしたが、それでも前ケースの場合と殆んど変化はなく、流線は大きく剥離した。

2次修正案では、水門上流に死水域を作り、水門方向からの流水を出来るだけ緩和させるため、写真-29に示す様に修正した。

その結果、水門取付堤防の先端部を水門より離すほど法線に沿つて流下する様になる事が判つた。

3次修正では、先端部を写真-30に示す様に20.6Km付近まで上げて見た。その結果、流線は比較的流線に沿つて流下する様になつたので、一応3次修正案で一連の測定を行うことにした。(図-37)

5-5)-b. 本 実 験

(i) 分流量測定

水門は全開とし、測定対象流量は $Q_0 = 7,000, 4,170, 3,000, 2,000, 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の5流量、水門巾は45・60mの2種について実験を行つた。

結果は、図-38・39に示したとおりである。

隅田川への分流率は、対象流量 Q_0 に対して28~40%である。この分流率を、B案計画河道と比べた場合に、C案河道のほうが10%程増大して、A・B案現況河道と大体同様の分流率を示した。これは、C案計画河道において、それまで現状河床であつた隅田川を、計画河床とするために、掘り下げたことにより生じたものである。

图-36 分流点附近流向图

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{1.9.5} = AP + 7.500 \text{ m}$$

水門全閉

B案 5次修正

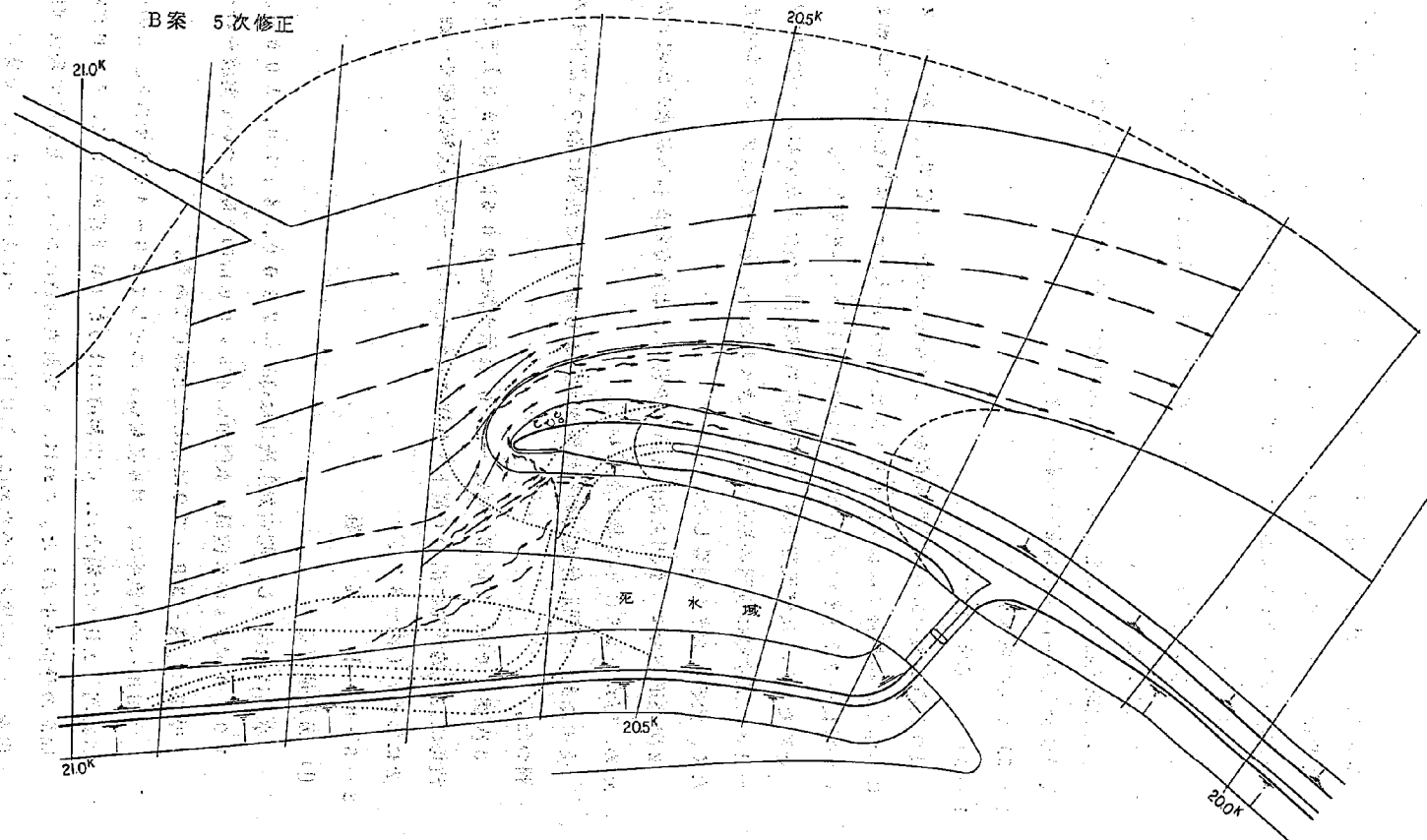


图 3-7 荒川分流点 (C 案) 法線形

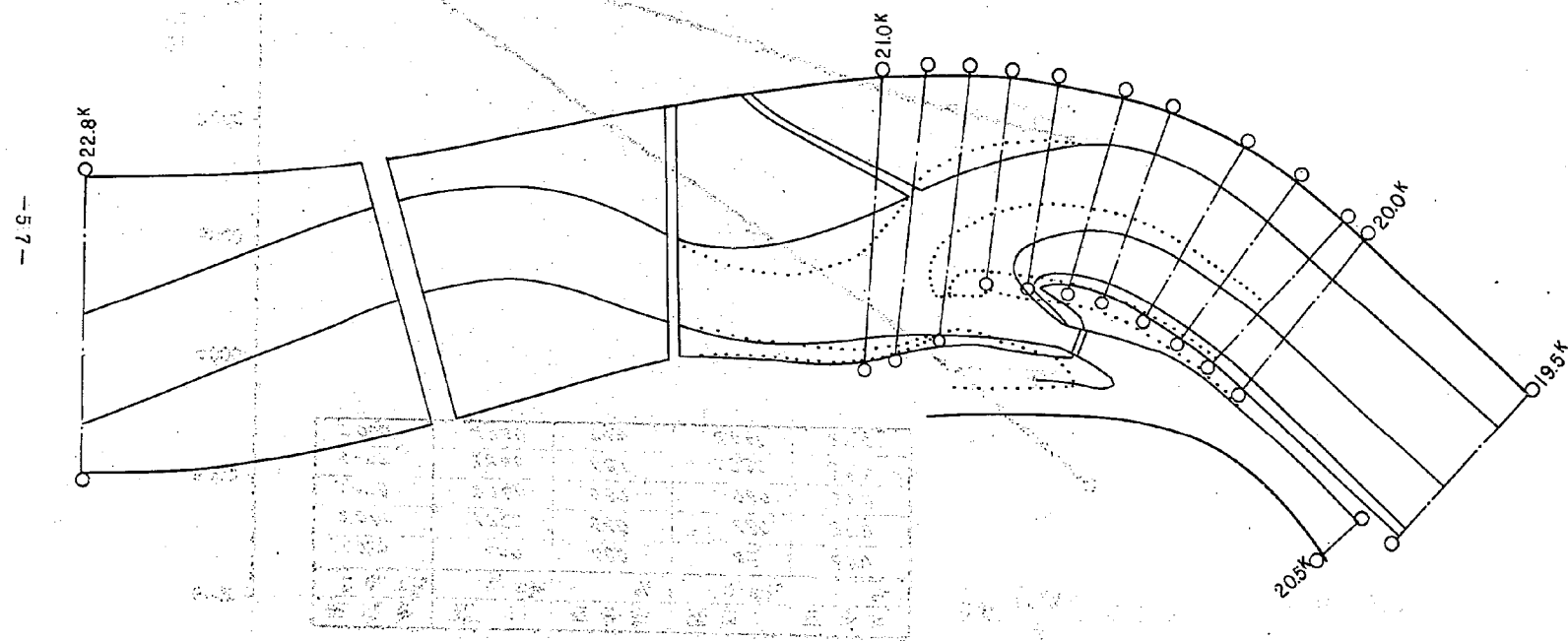


図 3-7 荒川分流点 (C 案) 法線形

図-38 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 隅田川 (Q_2) との関係曲線図

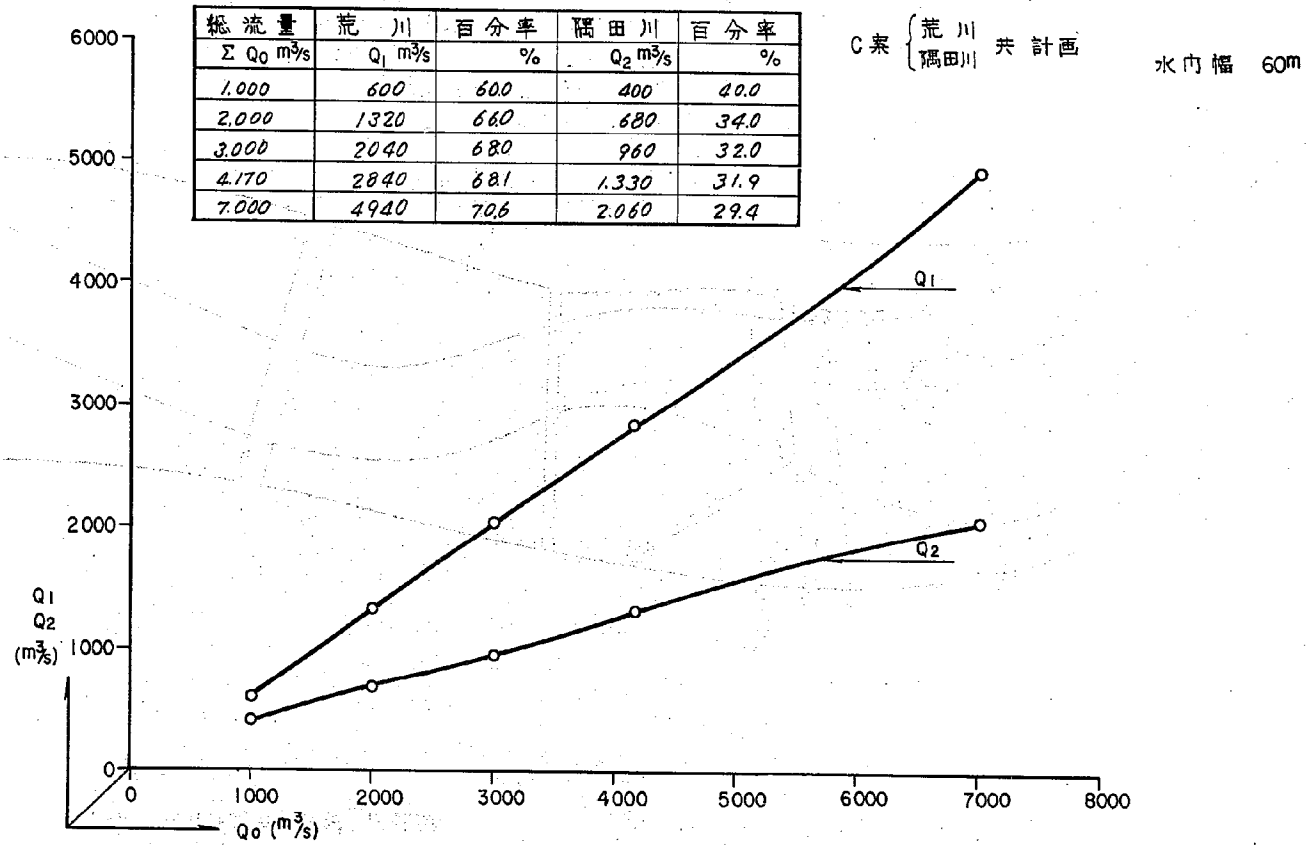
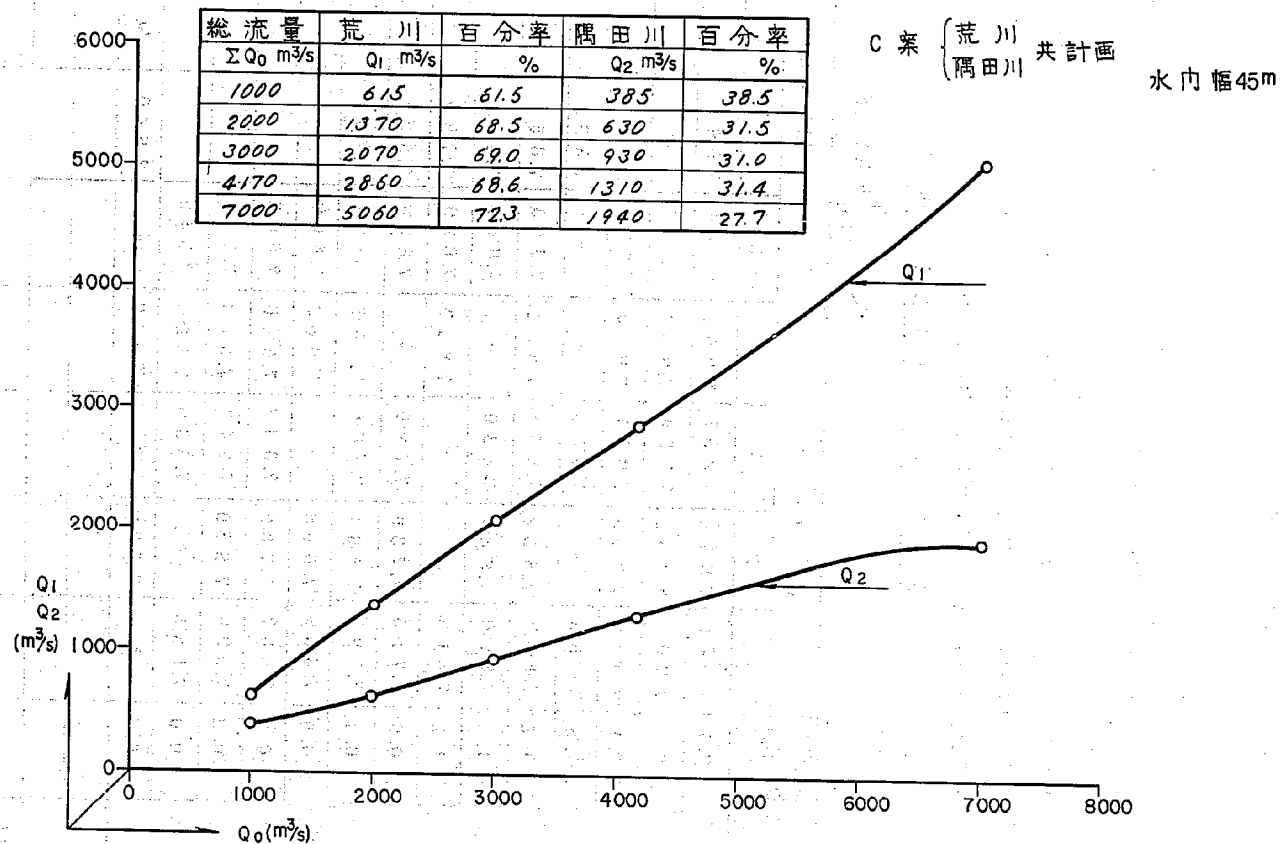


図-39 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図



水門による分流の差は、60mのほうが0.5～2.5多多く分流している。

Ⅲ) 水 位 測 定

水門は全閉とし、測定対象流量は $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、水門巾は45、60mについて行つた。

水門を全閉にしているため、水門巾の変化による、水位変動は殆んどなかつた。ここでは、水門巾60mの水位測定結果を載せる。

結果は、表-7・図-40に示したとおりである。

表-7 水位縦断測定数値表

C案 { 荒 川
隅田川 共計画断面

河川断面番号		実験条件 測点番号		Q ₀ =7 0 0 0 m ³ / s		水門巾6 0 m			
		1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	2 2. 7	7.9 7 1	7.9 7 2	7.9 6 7	7.9 6 5	7.9 6 4	7.9 9 1		7.9 7 2
	2 2. 4	7.9 0 4	7.9 5 2	7.9 5 4	7.9 5 5	〃	〃		7.9 4 1
	2 2. 1	7.9 0 5	7.9 5 5	7.9 3 1	7.9 0 4	7.9 3 0	〃		7.8 8 5
	2 1. 8	7.8 5 6	〃	7.8 5 5	〃	〃	7.8 5 3		7.8 5 5
	2 1. 5	7.8 5 2	7.8 5 2	7.8 5 4	7.8 5 1	7.8 5 3	7.8 5 2		7.8 5 2
	2 1. 3	7.8 0 0	7.8 8 7	7.8 3 9	〃	7.8 6 5	7.8 6 4		7.8 5 1
	2 1. 1	7.8 1 5	〃	〃	7.8 4 0	7.8 3 9	7.7 9 0		7.8 2 1
	2 0. 9	7.7 1 5	7.7 3 9	7.7 9 0	〃	7.8 8 8	7.8 9 0		7.8 0 4
	2 0. 7	7.7 8 9	7.7 9 1	7.7 8 6	7.7 8 7	7.7 9 1	7.7 8 9		7.7 8 9
	2 0. 5	7.6 6 9	7.6 6 8	〃	7.6 6 8	7.6 6 0			7.6 6 6
	2 0. 3	7.6 8 7	7.7 0 0	7.6 3 7	7.6 4 0	7.5 6 5			7.6 4 6
	2 0. 2	7.5 9 0	7.5 8 9	7.6 4 0	7.6 1 4	7.5 6 4			7.5 9 9
2 0. 0	7.5 6 5	〃	7.5 3 9	7.5 9 0	7.5 4 0			7.5 5 8	
1 9. 5	下	7.5 3 9	流	7.5 4 0	水	7.5 4 0	位	7.5 4 0	
隅田川									

全測点において、 $H \cdot W \cdot L$ より0.6～0.9 m低くなった。

2 0.6 Kmの分流点では、縮流現象により、0.1 mの水面低下現象を示した。

Ⅲ 流 向 測 定

水門は、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合が全閉、 $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合が全開として、水門巾60 mについて行つた。

結果は、図-41、42に示したとおりである。

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、水門上流付近に死水域をつくる。

分流点の剥離は解消されたが、まだ多少乱れる。又、2 0.3 Kmより下流からは、流線が堤防から次第に離れ、法面付近で死水域を作る。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、水門全開したため、死水域は消えるが、2 0.3 Km付近より下流の死水域は残る。

水門直下流隅田川左岸に逆流域を生ずる。

Ⅳ 流 速 測 定

水門は、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が全閉、 $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ が全開として行つた。又、取付堤防先端部でも3ヶ所測定した。

上記に示した条件で、水門巾45、60 mの2ケースについて行つた。

測定断面は、分流点上流2 0.9 Kmと分流点下流2 0.2 Kmで、その測定結果によれば、2 ケースの流速差は、ほとんどみられなかつたので、ここでは、水門巾60 mの場合の流速分布図を載せ、検討も60 mについて述べる。

結果は、図-43～45に示したとおりである。

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、2 0.9 Km断面については $V_{\max} = 2.256 \text{ m/s}$ 、流心は低水路にある。2 0.2 Km断面については $V_{\max} = 2.432 \text{ m/s}$ となつた。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、2 0.9 Km断面については $V_{\max} = 1.851 \text{ m/s}$ 、流心は低水路にある。2 0.2 Km断面については $V_{\max} = 2.608 \text{ m/s}$ となつた。

図-45を見れば、C案3次修正河道において剥離が生じない原因がわかる。それは、図の取付堤防先端の流速の中で、堤防法線に沿う流向となつた位置での流速が、 $V_{\max} = 3.090 \text{ m/s}$ となつており、他の点より大きくなつていることからもいえる。

5-6) C案計画右岸堤防修正河道

5-6)-a. C案計画右岸堤防修正河道模型

製作済みC案計画河道模型の水門上流右岸堤防を、図-46に示すように、低水護岸線まで出した。

図-40 水位縦断面図

C案 { 荒川
隅田川 } 共計画断面

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (ゲート全閉)

—— 水門幅 45m
- - - 60m

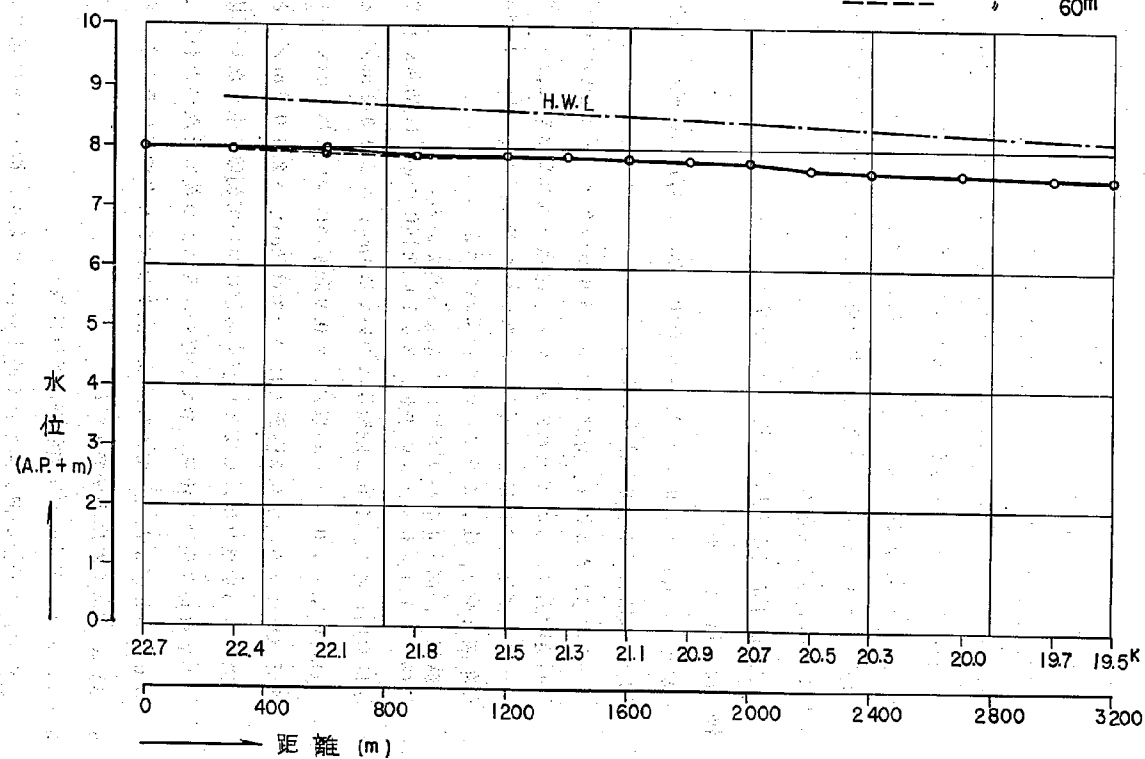


圖-41 分流点附近流向图

C案(計画)

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$

水門幅 60 m

水門全閉

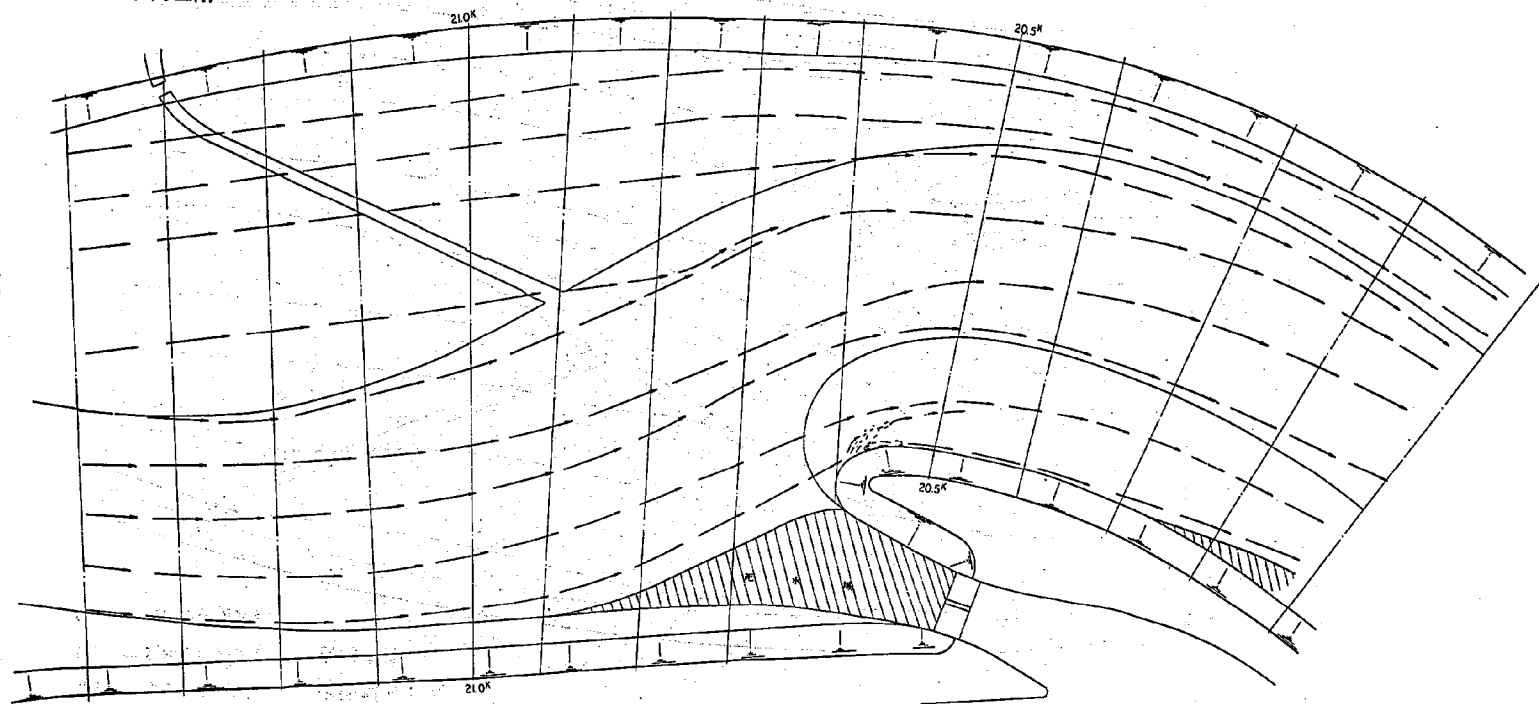


图-42 分流点附近流向图 $S=1:2,500$

C案(計画)

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ 水門幅 60 m

$Q_1 = 2,840 \text{ m}^3/\text{s}$ 水門全開

$Q_2 = 1,330 \text{ m}^3/\text{s}$

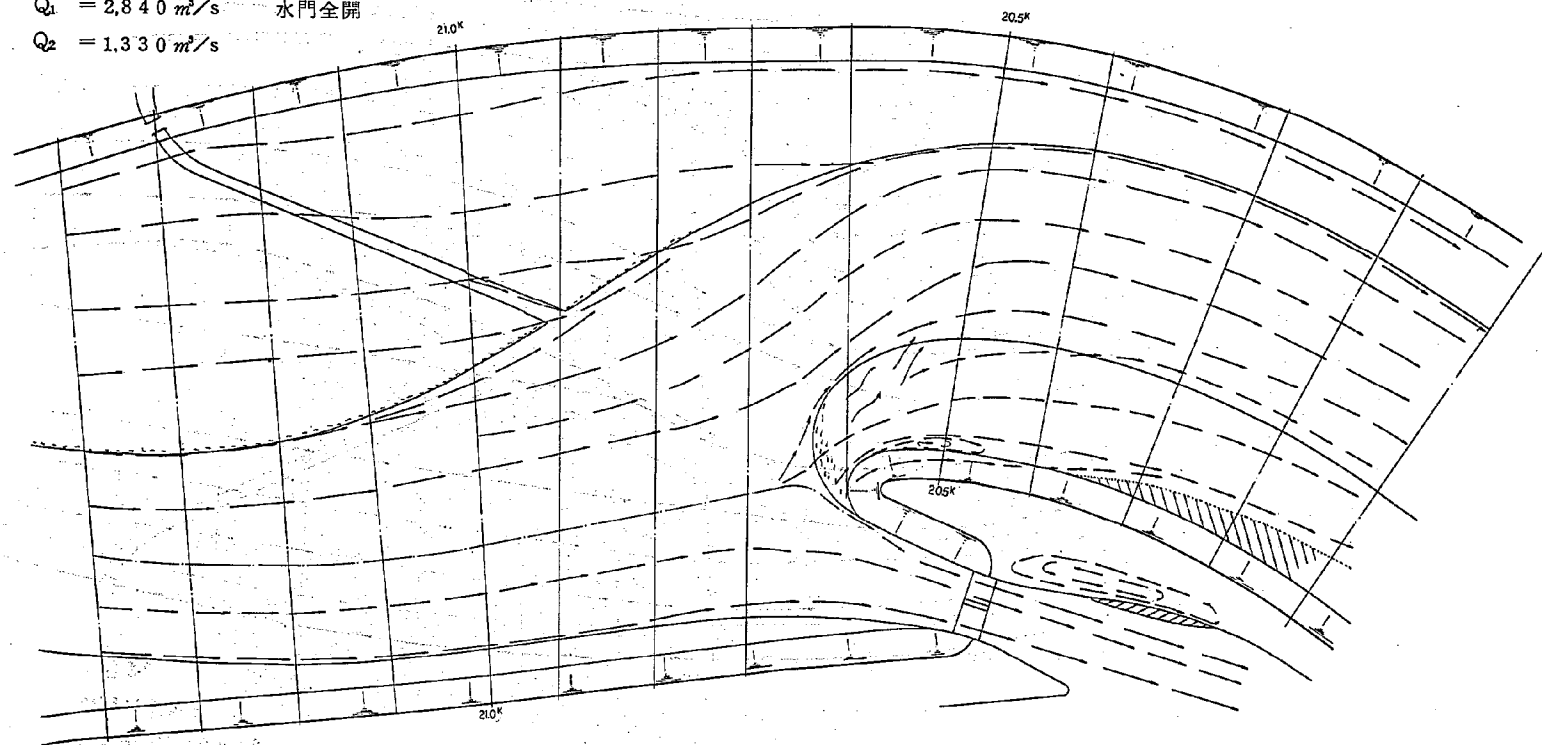
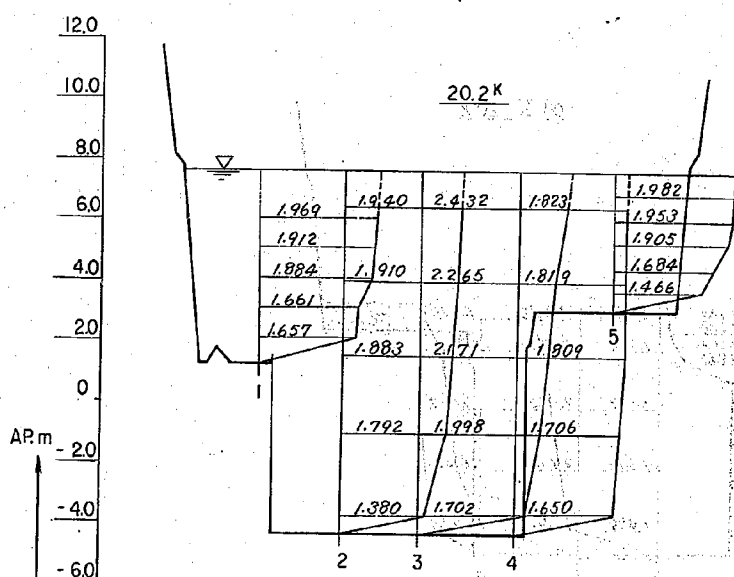
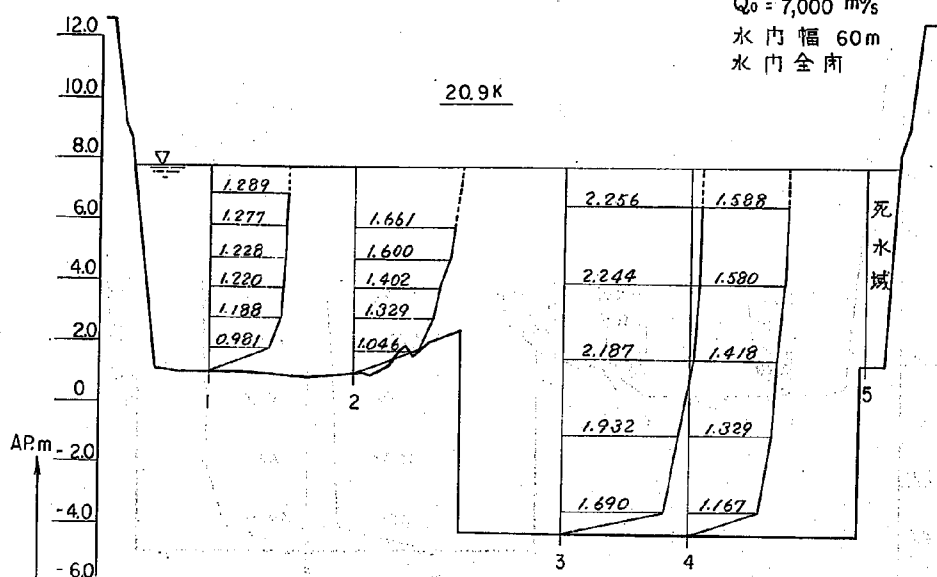


図-43 流速分布図

C 渠 { 荒川
隅田川 } 共計画断面

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$
水内幅 60m
水内全南



0 100 200 300 400 500 600 700
距離 (m)

图-44 流速分布图

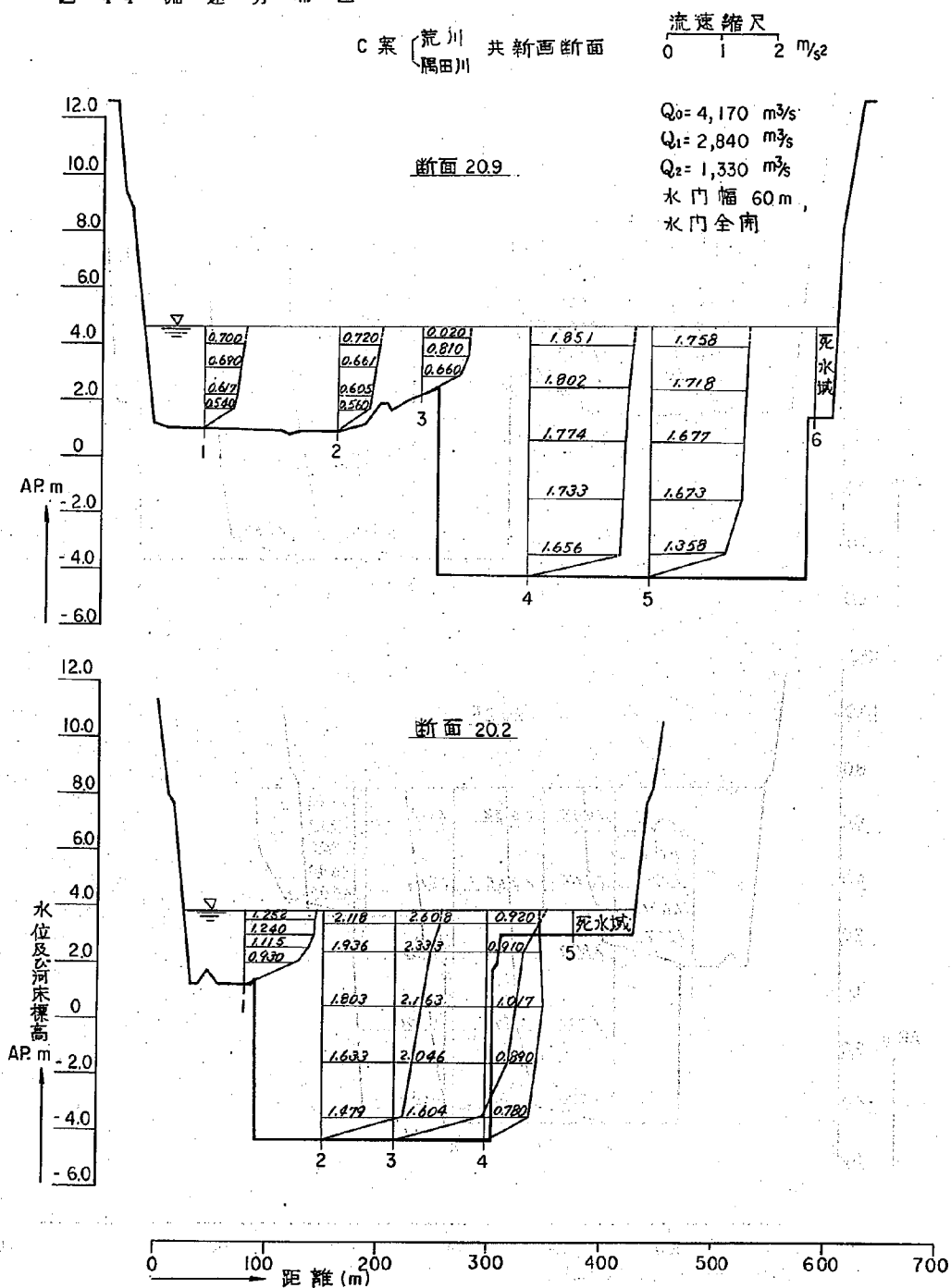
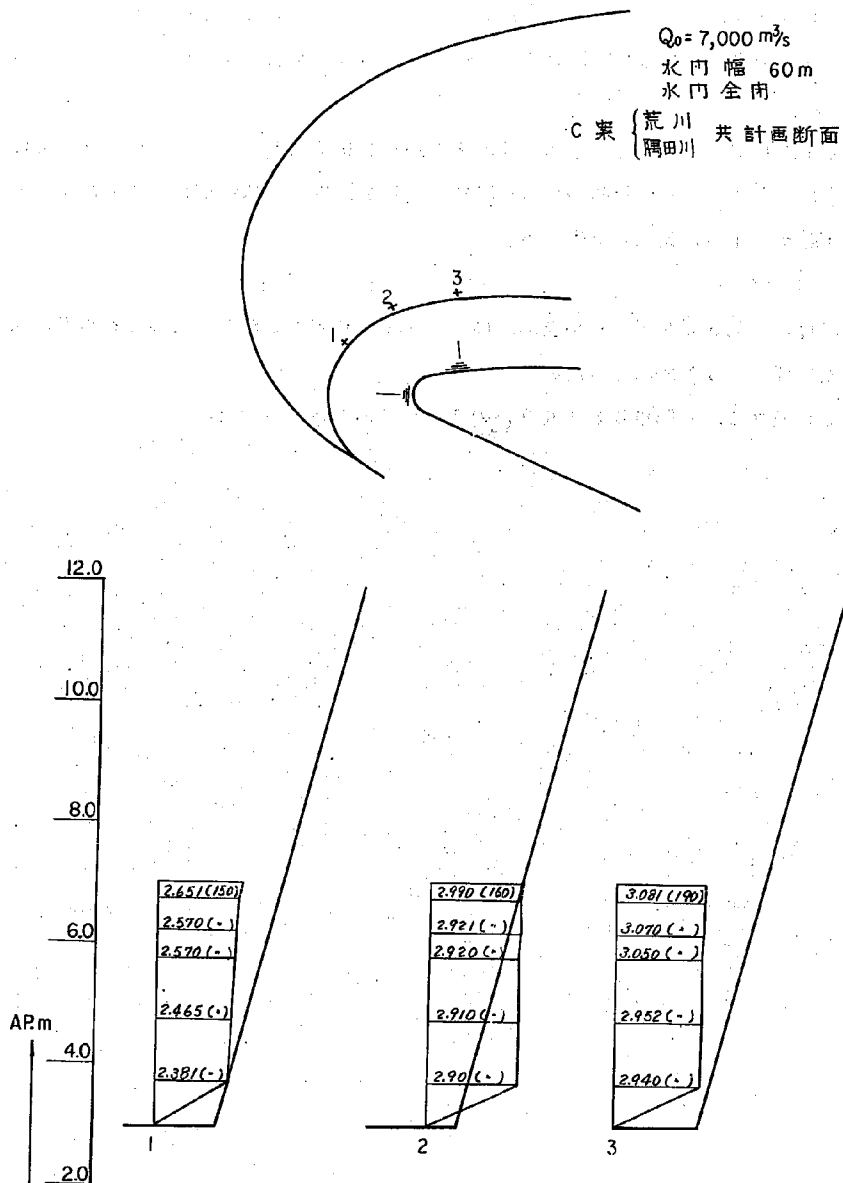


図-45 流速分布図



5-6)-b. 本 実 験

(i) 流 向 測 定

水門巾 60 m. $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が全閉, $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ が全開として行つた。

結果は、図-46・47に示したとおりである。

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、水門上流では、21.1 Km断面から死水域を生じた。水門取付堤防先端部で多少乱れるが、剥離は生じない。しかし、20.2 Kmから右岸沿いに死水域を生じる。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、水門上流の21 Km~20.7 Kmの右岸堤防沿いに僅かではあるが死水域を生じる。取付堤防沿いの流況は、流速が減少し大体法線に沿って流下するが、20.4 Kmから下流に死水域を生じる。

(ii) 流 速 測 定

水門は、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が全閉, $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ が全開として行つた。又、取付堤防先端部でも3ヶ所測定した。

以上記した条件で、水門巾 45・60 mの2ケースについて行つた。

圖-4.6 分流点附近流向圖
(右岸堤防法線一部修正後)

0 案 (計畫)

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$

水門幅 60 m

水門全閉

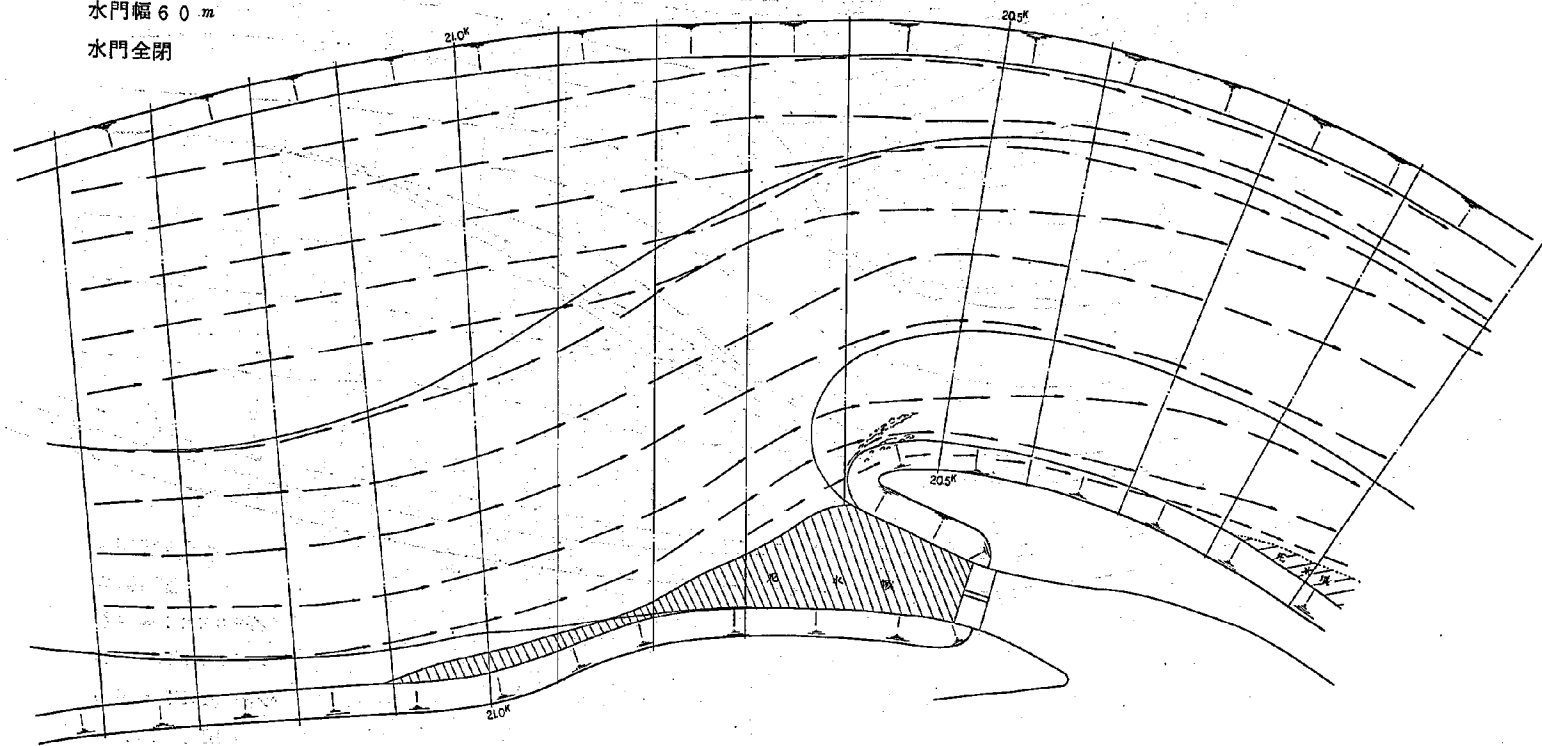


圖-47 分流点附近流向圖

0案(計画)

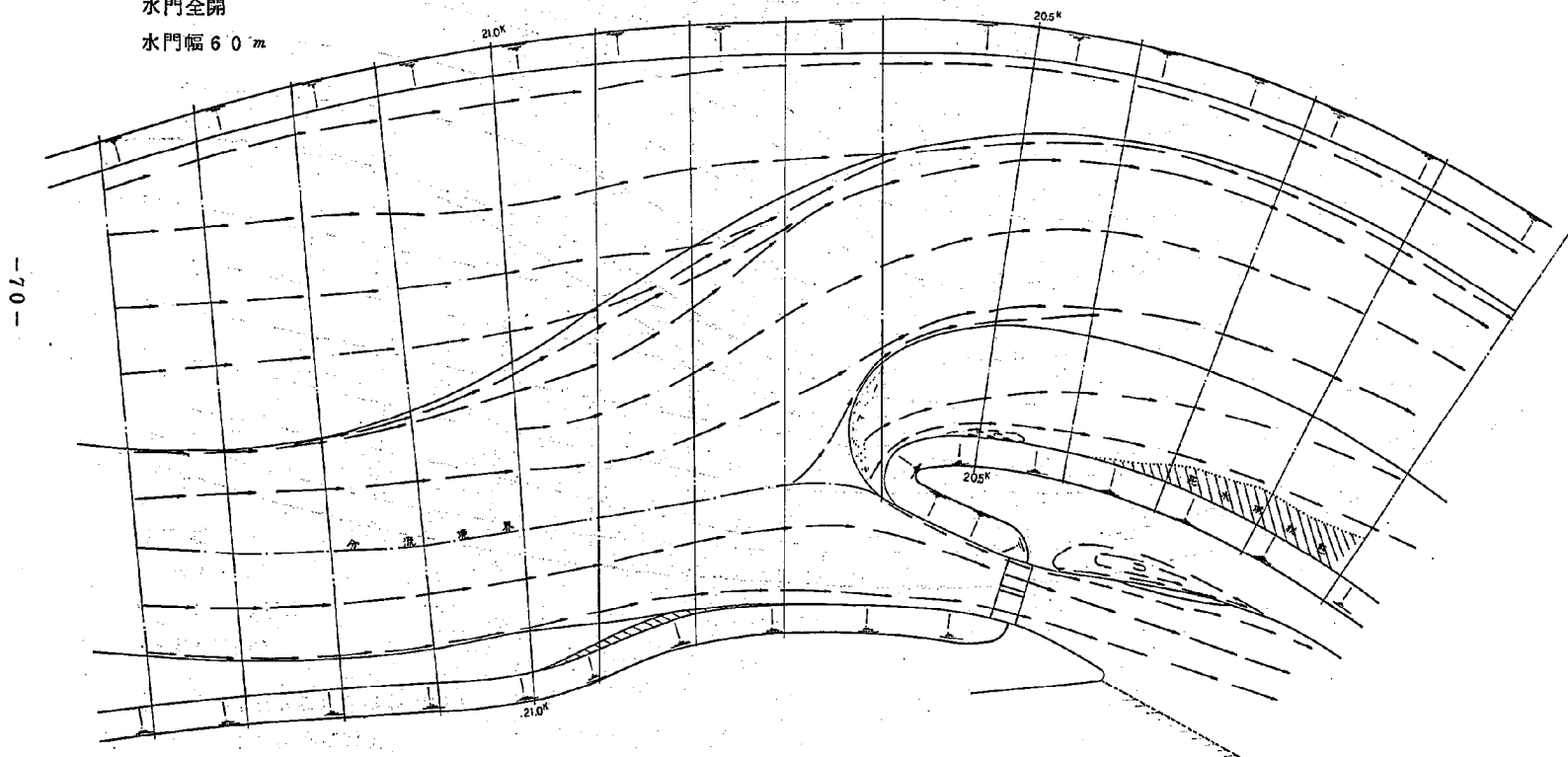
$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 2,840 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 1,330 \text{ m}^3/\text{s}$$

水門全開

水門幅 60 m



測定断面は、分流点上流 2 0.9 Km と分流点下流 2 0.2 Km で、その測定結果によれば、2 ケースの流速差はほとんどみられなかつたので、ここでは、水門巾 6 0 m の場合の流速分布図を載せ、検討も 6 0 m について述べる。

結果は、図-48~50 に示したとおりである。

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、2 0.9 Km 断面については $V_{\max} = 2.241 \text{ m/s}$ 、流心は低水路にある。2 0.2 Km 断面については $V_{\max} = 2.441 \text{ m/s}$ となつた。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、2 0.9 Km 断面については $V_{\max} = 1.960 \text{ m/s}$ 、流心は低水路にある。2 0.2 Km 断面については $V_{\max} = 2.601 \text{ m/s}$ となつた。

右岸堤防修正前と比較した場合に、分布図には殆んど変動は見られない。

図-50 を見ると、取付堤防先端部の流速が、右岸堤防修正前と比べ、2 0 % 程増大している。

5-7) D 案計画河道

5-7)-a. D 案計画河道模型

本河道は、過去の実験データをもとにして作られた、最終河道である。

図-51 に示した河道線形で、表-8 に示した計画河道施工高に改造した。

水門設置位置は、C 案河道と同じ位置とし、水門巾は 1 門 2 0 m の 3 門設置した。

5-7)-b. 本 実 験

(i) 分 流 量 測 定

水門は全開とし、測定対象流量は $Q_0 = 7,000, 4,170, 3,000, 2,000, 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の 5 流量について実験を行つた。

結果は、図-52 に示したとおりである。

隅田川への分流率は、対象流量 Q_0 に対して 3 0 ~ 3 2 % である。

今までの分流率では、対象流量 Q_0 に対して、それぞれ 1.0 % 前後のバラツキがあつたが、D 案河道においては、2 % のバラツキになり、大体分流率が安定している。

(ii) 水 位 測 定

水門は、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が全開、 $Q_0 = 4,170, 3,000, 1,000, \text{ m}^3/\text{s}$ については全開の状態で行つた。

結果は、表-9~12、図-53 に示したとおりである。

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、実験水位が $H \cdot W \cdot L$ より 0.4 ~ 1.0 m 低下し、分流点では縮流現象により 0.3 m の水面低下を生じた。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は Q_s (隅田川への分流量) $= 1,300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_0 = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は $Q_s = 725 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_0 = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は $Q_s = 320 \text{ m}^3/\text{s}$ 分流させた状態で水位測定した。

図-48 流速分布図

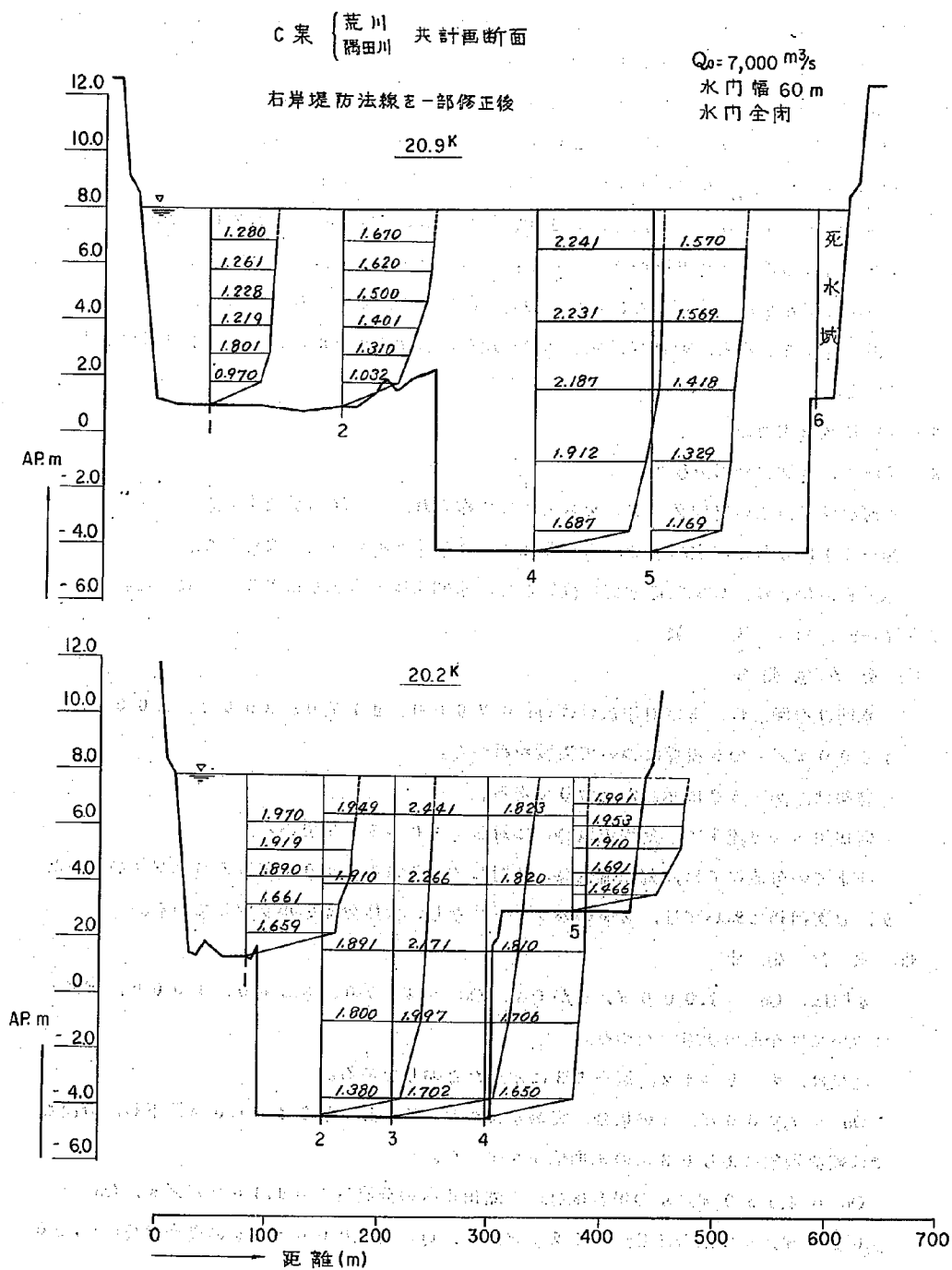


図-49 流速分布図

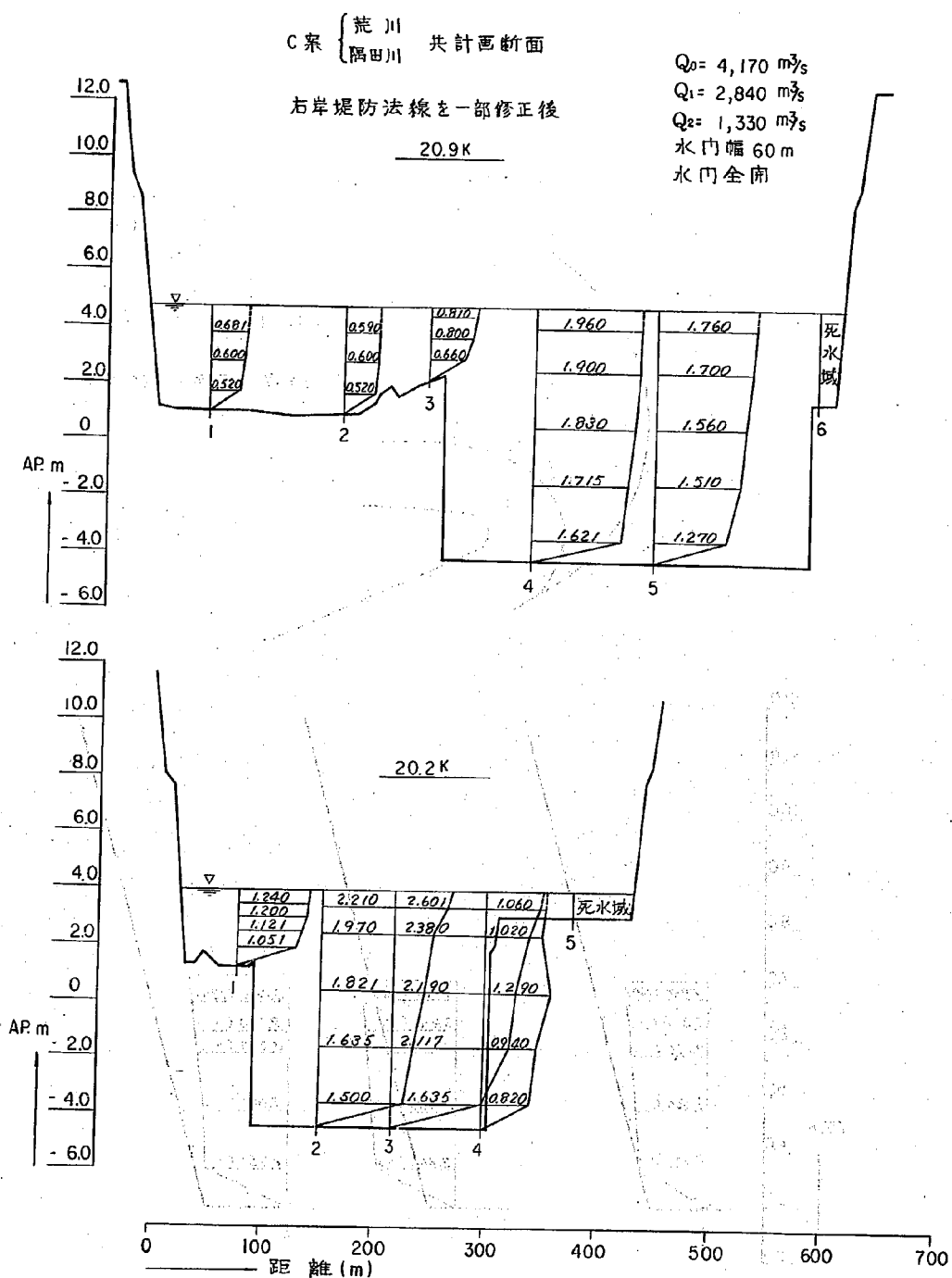


図-50 流速分布図

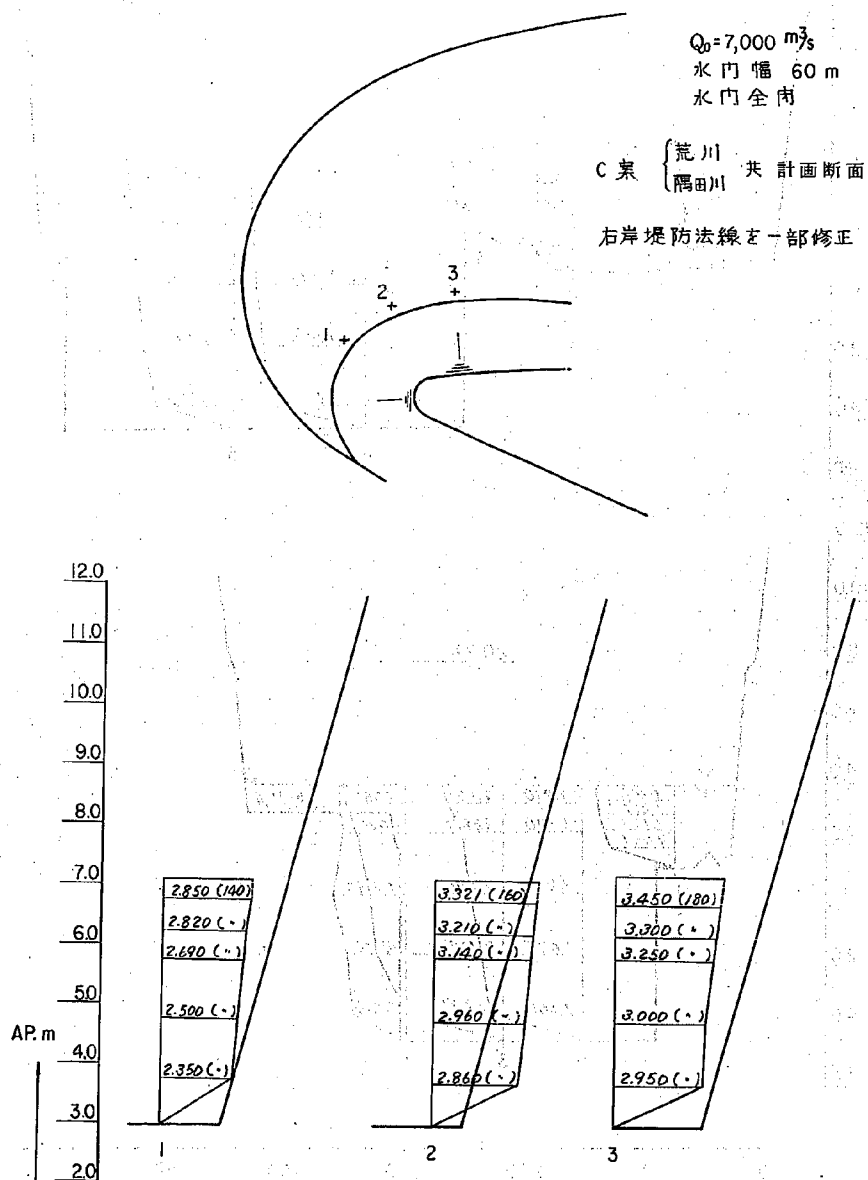


图 5.1 荒川分流点 (D 案) 法線形

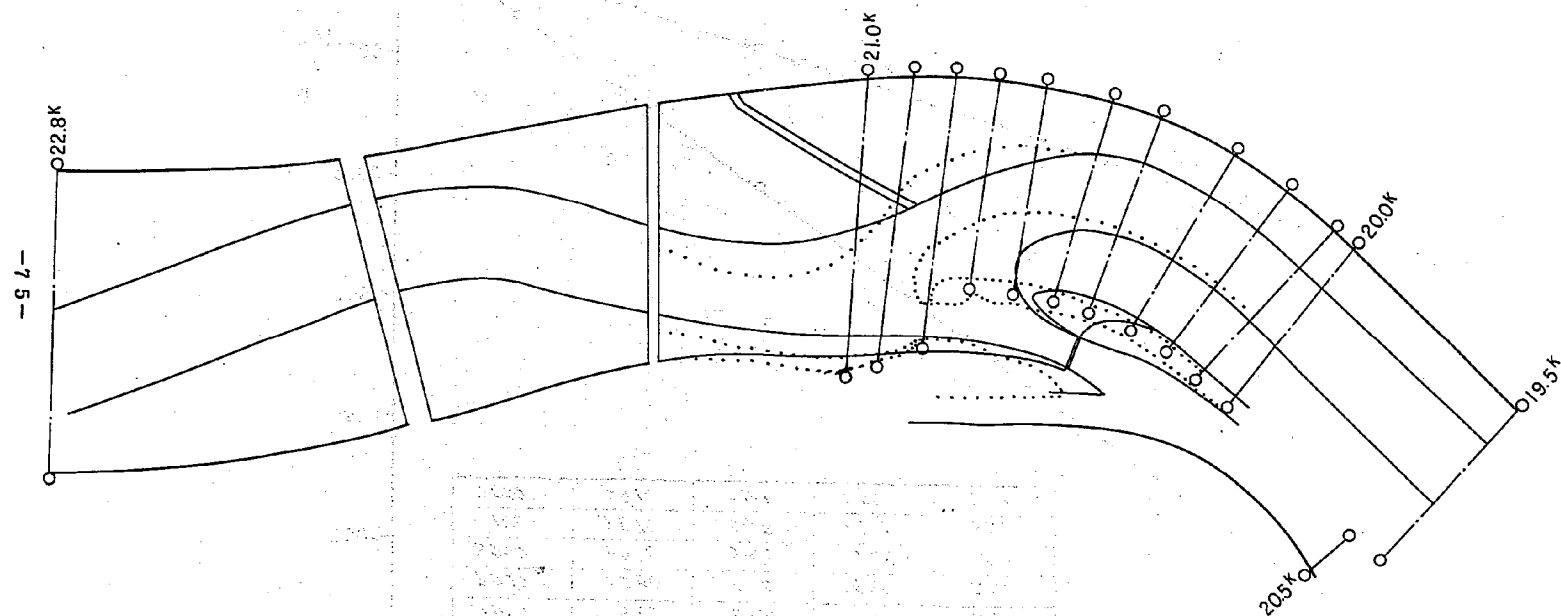


図-52 総流量(Q_0)と荒川(Q_1)及び隅田川(Q_2)との関係図

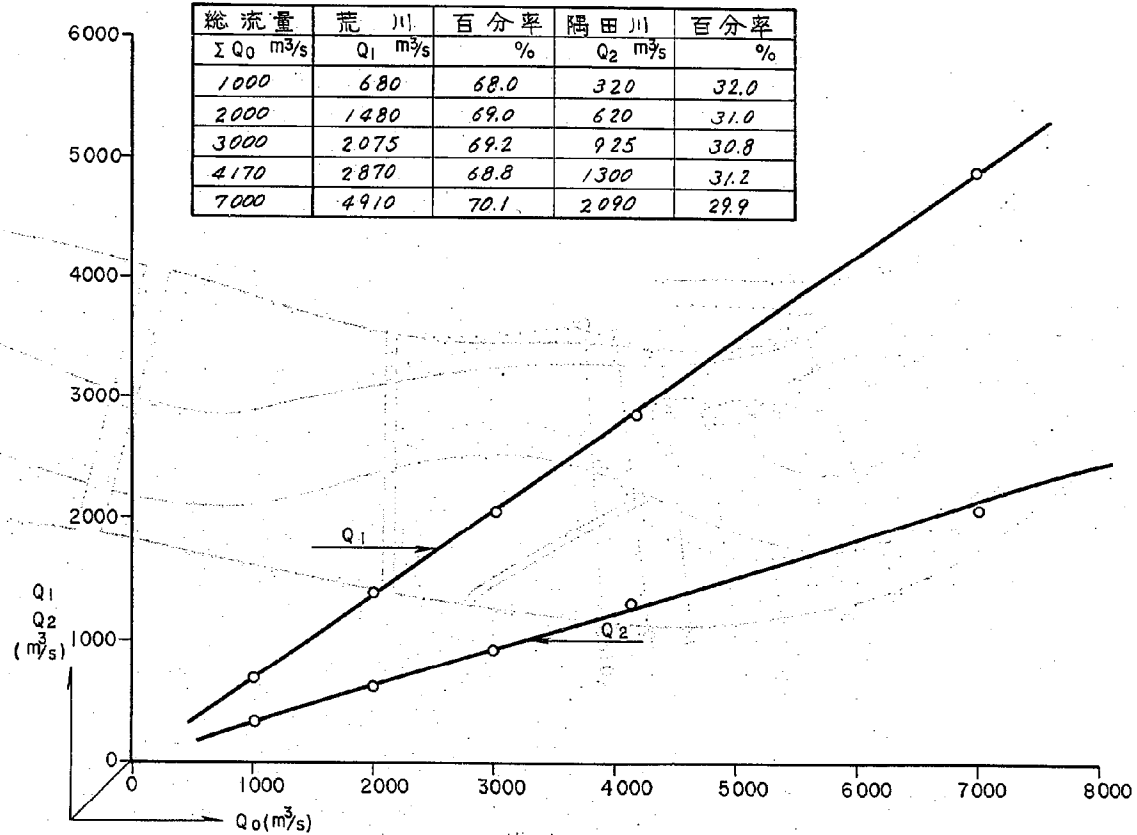
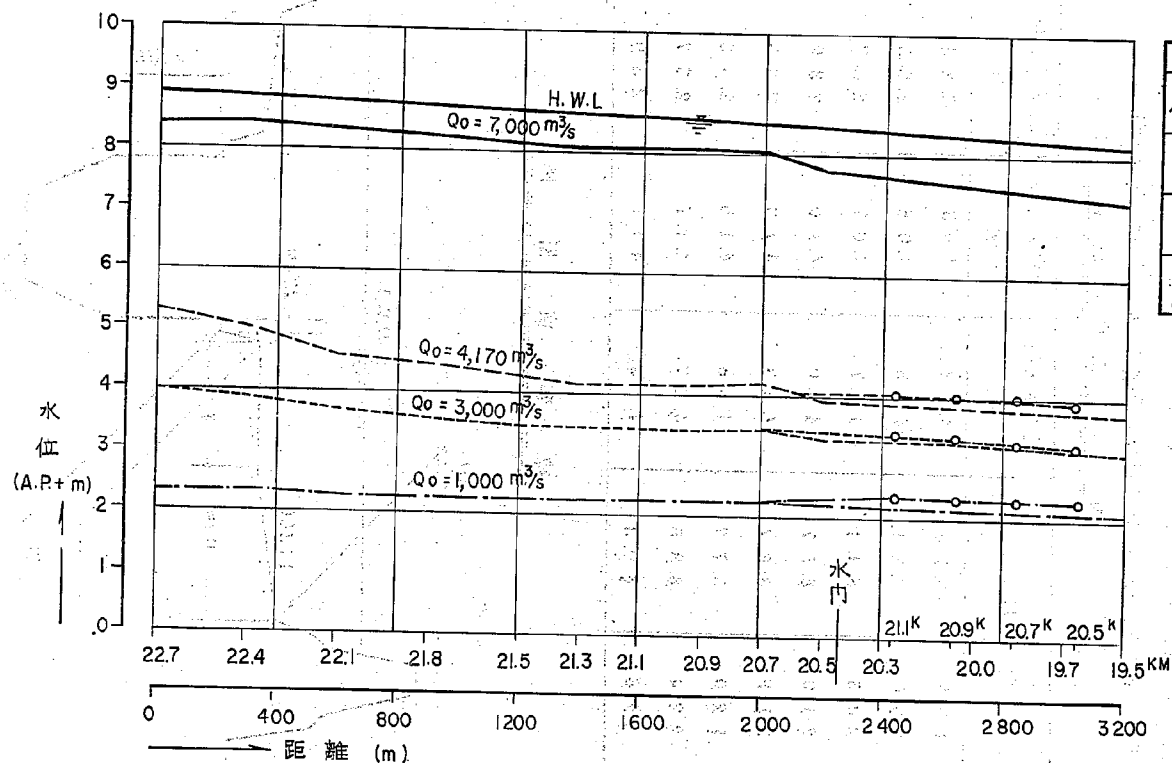


圖-53 水位縱斷圖



實驗條件	凡例
$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = \text{AP} + 7.220 \text{ m}$	—————
$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ APm $Q_0 = 2,870 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = 3.941$ $Q_0 = 1,300 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = 3.956$	-----
$Q_0 = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ APm $Q_0 = 2,675 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = 3.060$ $Q_0 = 925 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = 3.110$	-----
$Q_0 = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ APm $Q_0 = 680 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = 2.665$ $Q_0 = 320 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = 2.299$	-----

$Q_0 = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は、緩かな勾配を示している。

$Q_0 = 4,170$ 、 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、 $Q_2 = 1,300$ 、 $925 \text{ m}^3/\text{s}$ を分派させると、分流点下流で、水位低下となり、 2.13 km 附近まで、背水の影響により、水面勾配が無く、高水敷以下の水位を示す。 2.13 km より上流では、分流をさせる事による水位低下のために、低下背水となり、水面勾配が大となる。ことに、 $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、 2.15 km より上流側の水位が、高水敷高より高く、高水敷上から低水路に落ち込む現象がみられ、狭さく部と同様の流況となつている。従つて、この附近では、上記のような、分流条件の場合河道維持上問題が生ずる恐れがある。

表 - 8 計 画 河 道 施 工 高

A P m

距 離	計画高水位	堤防法尻高 (1)	低水路肩高 (2)	護岸基礎高 (3)	計画河床高 (4)
1 9.5	8.1 4	4.5 3	4.0 3	2.2 3	-5.2 0
2 0.0	8.3 1	4.5 5	4.0 5	2.2 5	-5.1 1
2 0.5	8.4 4	4.5 7	4.0 7	2.2 7	-5.0 2
2 1.0	8.5 7	4.6 0	4.1 0	2.3 0	-4.9 3
2 1.5	8.6 7	4.6 3	4.1 3	2.3 3	-4.8 4
2 2.0	8.7 7	4.6 5	4.1 5	2.3 5	-4.7 5
2 2.4	8.8 5	4.6 7	4.1 7	2.3 7	-4.6 8
2 2.8	8 9.3	4.6 9	4.1 9	2.3 9	-4.6 1

標 準 横 断 図

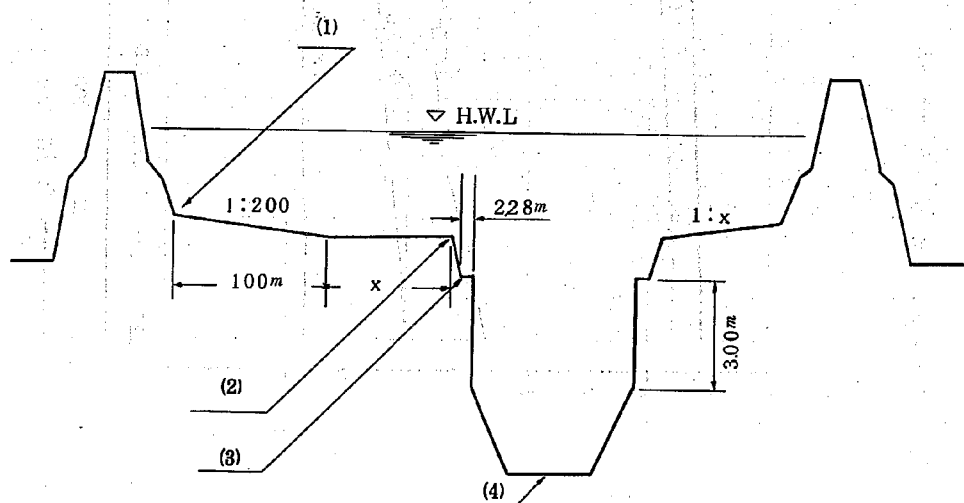


表 - 9 水位縦断測定値表

河川名	断面 測点番号	実験条件 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ D 案 - 計画河道							
		1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	2 2.7	8.280	8.280	8.280	8.480	8.580	8.480		8.393
	2 2.4	8.330	8.430	8.430	8.505	8.505	8.580		8.459
	2 2.1	8.380	8.355	8.355	8.345	8.405	8.330		8.359
	2 1.8	8.305	8.280	8.280	8.130	8.155	8.155		8.226
	2 1.5	8.130	8.230	8.230	8.130	8.080	8.130		8.143
	2 1.3	8.040	8.065	8.065	8.090	8.090	8.115		8.082
	2 1.1	8.115	8.065	8.065	8.115	8.115			8.090
	2 0.9	8.040	8.075	8.075	8.140	8.165			8.077
	2 0.7	7.915	7.915	7.915	7.925	8.090	8.165		8.008
	2 0.5	7.840	7.740	7.740	7.640	7.590			7.730
	2 0.2	7.590	7.530	7.530	7.590	7.540			7.578
	2 0.0	7.540	7.465	7.465	7.465	7.415			7.480
	1 9.7	7.390	7.265	7.265	7.315	7.290			7.315
	1 9.5		7.215	7.215	7.265				7.223
隅田川									

表 - 1 0 水位縦断測定値表

河川名	断面 点番号 番号	実験条件		D 案 - 計画河道						
		Qo = 4.170 m ³ /s		1	2	3	4	5	6	7
荒川	2 2.7			5.115	5.230	5.365				5.237
	2 2.4			4.965	5.035	5.090				5.030
	2 2.1			4.740	4.765	4.605				4.703
	2 1.8			4.515	4.505	4.405				4.475
	2 1.5			4.355	4.240	4.215				4.270
	2 1.3			3.990	4.140	4.240				4.123
	2 1.1			4.140	4.190	4.140				4.157
	2 0.9			4.115	4.180	4.210	4.155			4.165
	2 0.7			4.215	4.115	4.230	4.200			4.190
	2 0.5		4.005	3.960	3.805					3.923
	2 0.2		3.915	3.880	3.835					3.867
	2 0.0		3.930	3.815	3.790					3.845
	1 9.7		3.800	3.690	3.725					3.738
	1 9.5		3.690	3.710	3.690					3.697
隅田川	2 1.1	4.065	4.030	4.005						4.033
	2 0.9	4.050	4.000	4.015						4.022
	2 0.7	3.960	3.960	3.990						3.970
	2 0.5	3.940	3.840	3.900						3.893

表 - 1 1 水位縦断測定値表

河川名	断面 測点番号 番号	実験条件	D 案 計 画 河 道							
		Qo=3,000 m ³ /s	1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	2 2.7				3.8 8 0	4.0 0 5	4.1 3 0			4.0 0 5
	2 2.4				3.8 5 5	3.8 5 5	3.9 4 0			3.8 8 3
	2 2.1				3.6 4 5	3.7 1 5	3.7 0 5			3.6 8 8
	2 1.8				3.6 0 5	3.5 3 0	3.5 2 0			3.5 5 2
	2 1.5				3.5 7 0	3.4 8 0	3.4 8 0			3.5 1 0
	2 1.3				3.4 0 5	3.4 0 5	3.4 1 5			3.4 0 8
	2 1.1				3.3 7 5	3.4 1 5	3.4 1 5			3.4 0 2
	2 0.9				3.3 9 0	3.3 9 0	3.4 0 0	3.4 0 5		3.3 9 6
	2 0.7				3.4 3 5	3.4 1 5	3.4 0 5	3.4 1 5		3.4 1 8
	2 0.5		3.2 7 5	3.2 6 5	3.3 1 5					3.2 8 5
	2 0.2		3.2 6 5	3.2 6 5	3.2 9 0					3.2 7 3
	2 0.0		3.2 1 5	3.2 6 5	3.2 0 5					3.2 2 8
	1 9.7		3.1 6 5	3.1 4 5	3.1 6 5					3.1 5 8
	1 9.5		3.0 9 5	3.0 6 5	3.0 6 5					3.0 7 5
隅田川	2 1.1	3.3 5 5	3.3 5 5	3.3 8 0						3.3 6 3
	2 0.9	3.3 0 0	3.3 2 5	3.3 1 5						3.3 1 3
	2 0.7	3.2 1 5	3.2 4 0	3.2 4 0						3.2 3 2
	2 0.5	3.1 6 5	3.1 5 0	3.1 6 5						3.1 6 0

表 - 1 2 水 位 縦 断 測 定 値 表

河川断面 河川名		実験条件 測点番号 番号		D 案 - 計 画 河 道							
Qo=1,000 m ³ /s				1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	2 2.7			2.280	2.330	2.280					2.300
	2 2.4			2.280	2.330	2.315					2.308
	2 2.1			2.230	2.255	2.240					2.242
	2 1.8			2.230	2.235	2.220					2.228
	2 1.5			2.215	2.235	2.255					2.235
	2 1.3			2.220	2.240	2.240					2.233
	2 1.1			2.215	2.240	2.265					2.234
	2 0.9			2.240	2.240	2.215					2.232
	2 0.7			2.240	2.265	2.250	2.240				2.249
	2 0.5		2.205	2.195	2.195						2.198
	2 0.2		2.175	2.180	2.190						2.182
	2 0.0		2.165	2.165	2.155						2.162
	1 9.7		2.090	2.105	2.105						2.100
	1 9.5		2.080	2.075	2.080						2.078
隅田川	2 1.1	2.365	2.365	2.355							2.362
	2 0.9	2.315	2.300	2.315							2.310
	2 0.7	2.300	2.315	2.290							2.302
	2 0.5	2.290	2.290	2.290							2.290

III) 流 向 測 定

水門は、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が全閉、 $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ が全開の状態で行った。

結果は、図-54、55に示したとおりである。

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、水門上流側に死水域を作り水門への水当りはなくなる。

分流点突端部に当った流水は、右岸堤防に沿って流下するが、20.2Kmより下流には死水域を生じる。

高水敷先端に当った流水は、高水敷上への流れと低水路への流れとに分かれるため、高水敷先端の水当りは強くなることが予想される。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、河床を切下げ高水敷を嵩上げたため、高水敷上は殆んど冠水しない。

荒川本川21.0Kmの左岸高水敷に、芝川排水路があるが、その芝川と荒川低水路との合流地点は、低水護岸線の変曲が大きいため死水域を生じる。

IV) 流 速 測 定

水門は全閉として、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について行つた。

又、取付堤防先端部で4ヶ所測定した。

結果は、図-56、57に示したとおりである。

20.9Km断面については、流心は低水路にあり、 $V_{\max} = 2.21 \text{ m/s}$ 、20.2Km断面については、流心は低水路にあり、 $V_{\max} = 3.73 \text{ m/s}$ となり、底流速でも $V = 2.39 \text{ m/s}$ となつた。この流速の増大は、上流断面より4程小さくなつたことも原因であるが、低水路を切下げ高水敷を嵩上げたことにより、低水路の流下能力を大きくしたことも原因である。

V) 水たたきの検討

水たたきの長さを検討するため、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合 $Q_s = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合 $Q_s = 800 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_0 = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合 $Q_s = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ 分流させる状態で流速分布を測定した。

結果は、図-58~63に示したとおりである。

計画では、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合水門は全閉ということであるから、測定結果は参考までに載せる。

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を水門全閉として流下した場合の分布図は図-56に示したが、図からもわかる様に、20.9Km断面での最大底流速は $v = 1.71 \text{ m/s}$ である。この流速を基準にして水たたきの長さを検討すれば、

图-54 分流点附近流向图

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{1.95} = AP + 7.220 \text{ m}$$

水門全閉

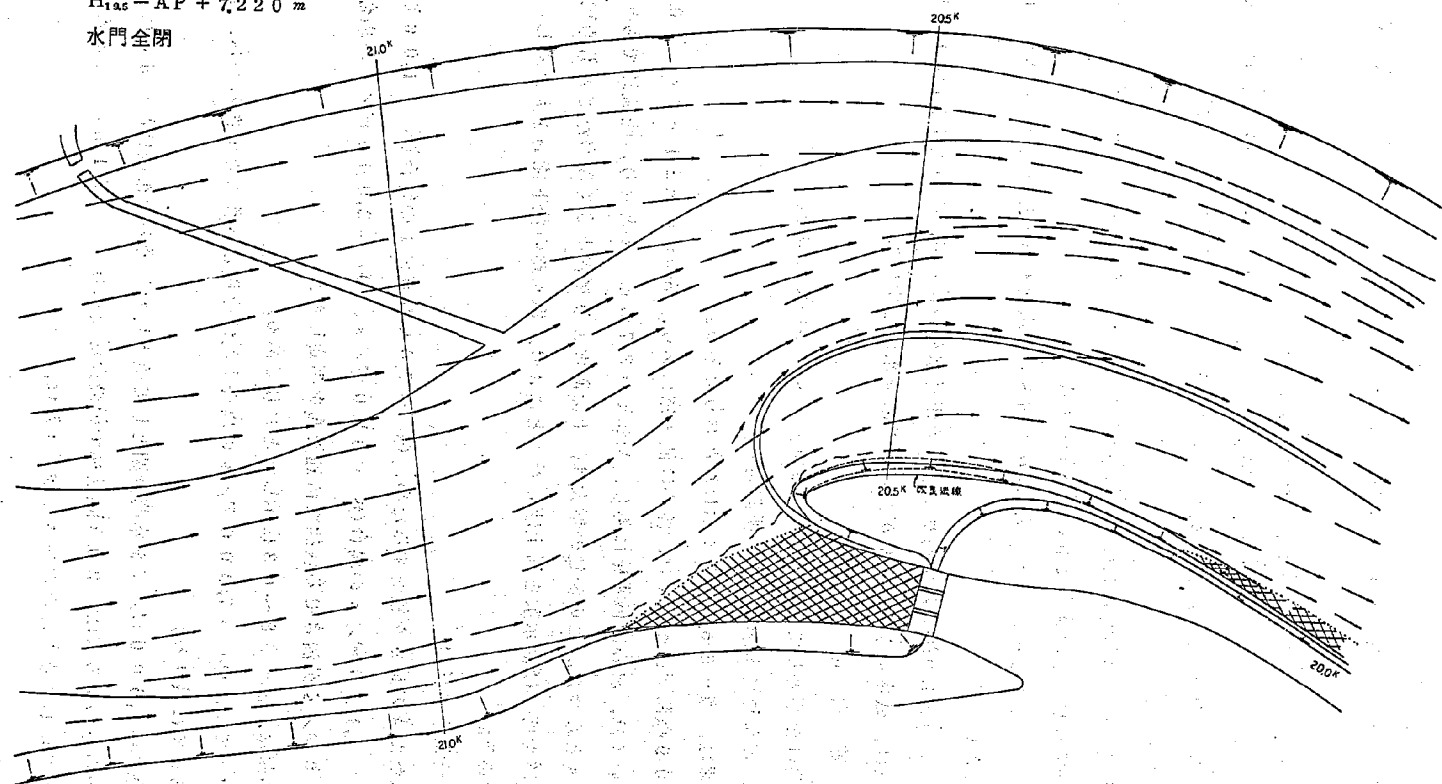


图-55 分流点附近流向图

$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 2,870 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 1,300 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{19.5} = AP + 3.700 \text{ m}$$

$$H_{20.5} = AP + 3.850 \text{ m}$$

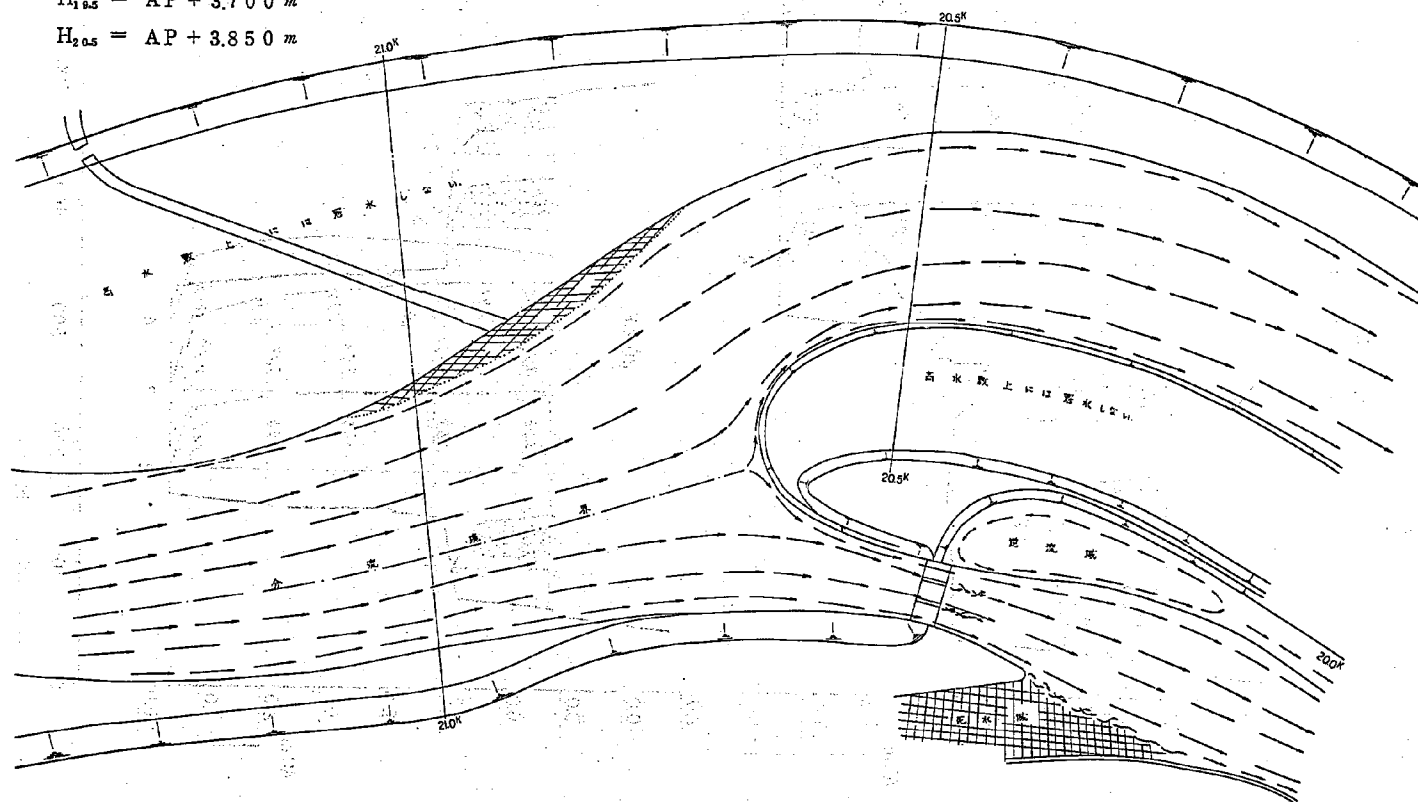


图-56 流速分布图

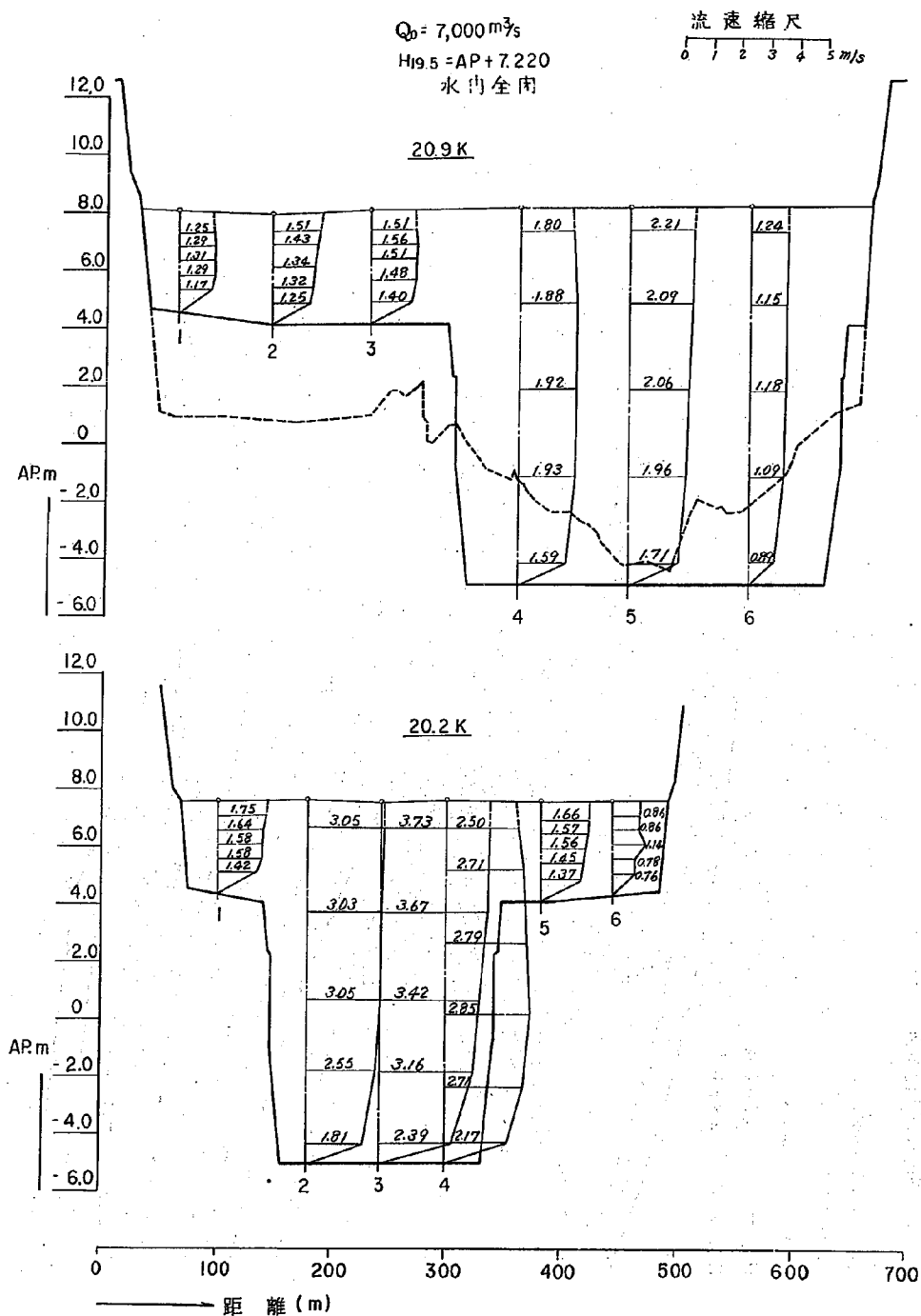


図-57 分派点の流速分布図

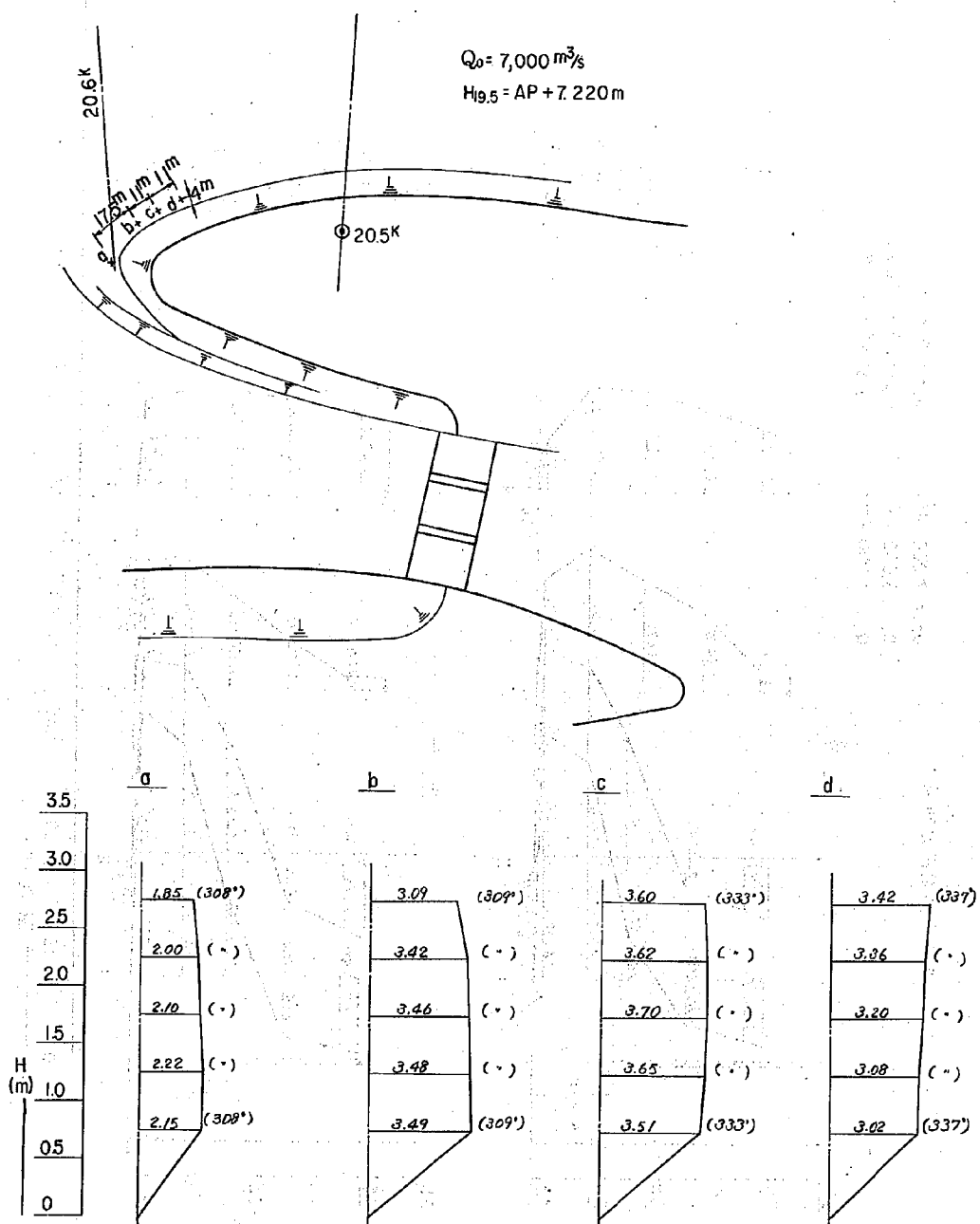


圖 - 5.8 水門下流流速分布圖

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$G_{0.5} = 2.85 \text{ m}$$

$$Q_1 = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{19.5} = AP + 6.580 \text{ m}$$

$$Q_2 = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{20.5} = AP + 4.136 \text{ m}$$

流速縮尺
0 1 2 3 4 5 m/s

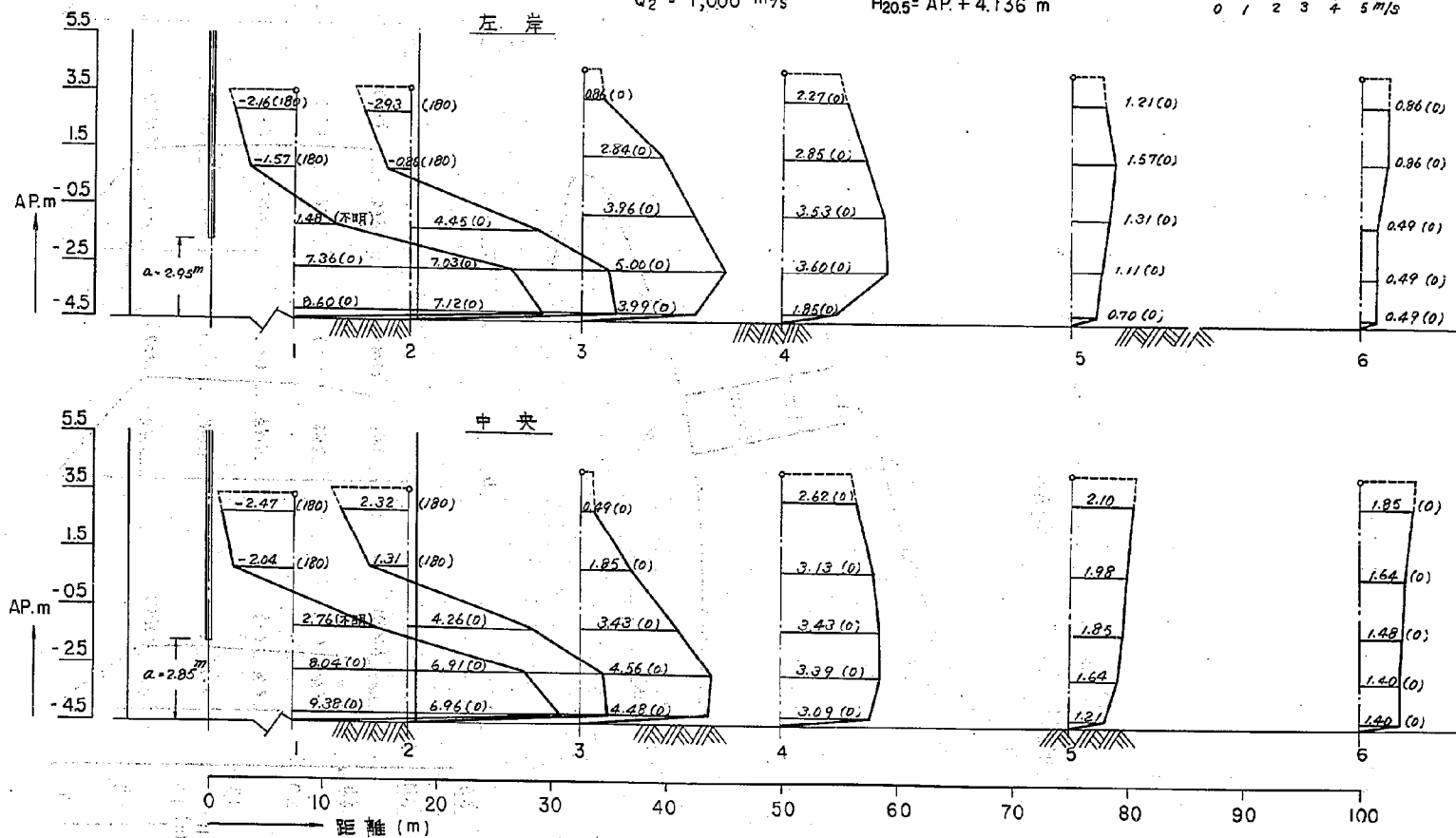


图-5-9 水門下流流速分布图

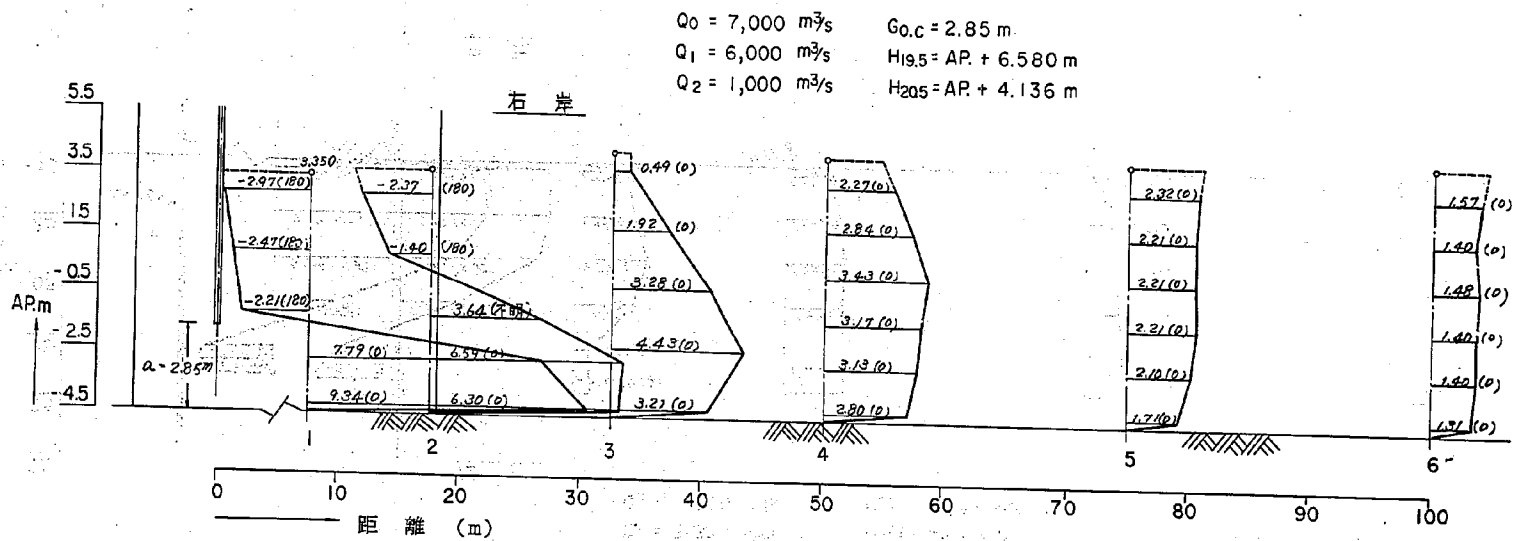


圖-60 水門下流流速分布圖

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_1 = 3,370 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_2 = 800 \text{ m}^3/\text{s}$

$G_{0.5} = 2.65 \text{ m}$
 $H_{19.5} = A.P. + 4.150 \text{ m}$
 $H_{20.5} = A.P. + 2.899 \text{ m}$

流速縮尺
 0 1 2 3 4 5 m/s

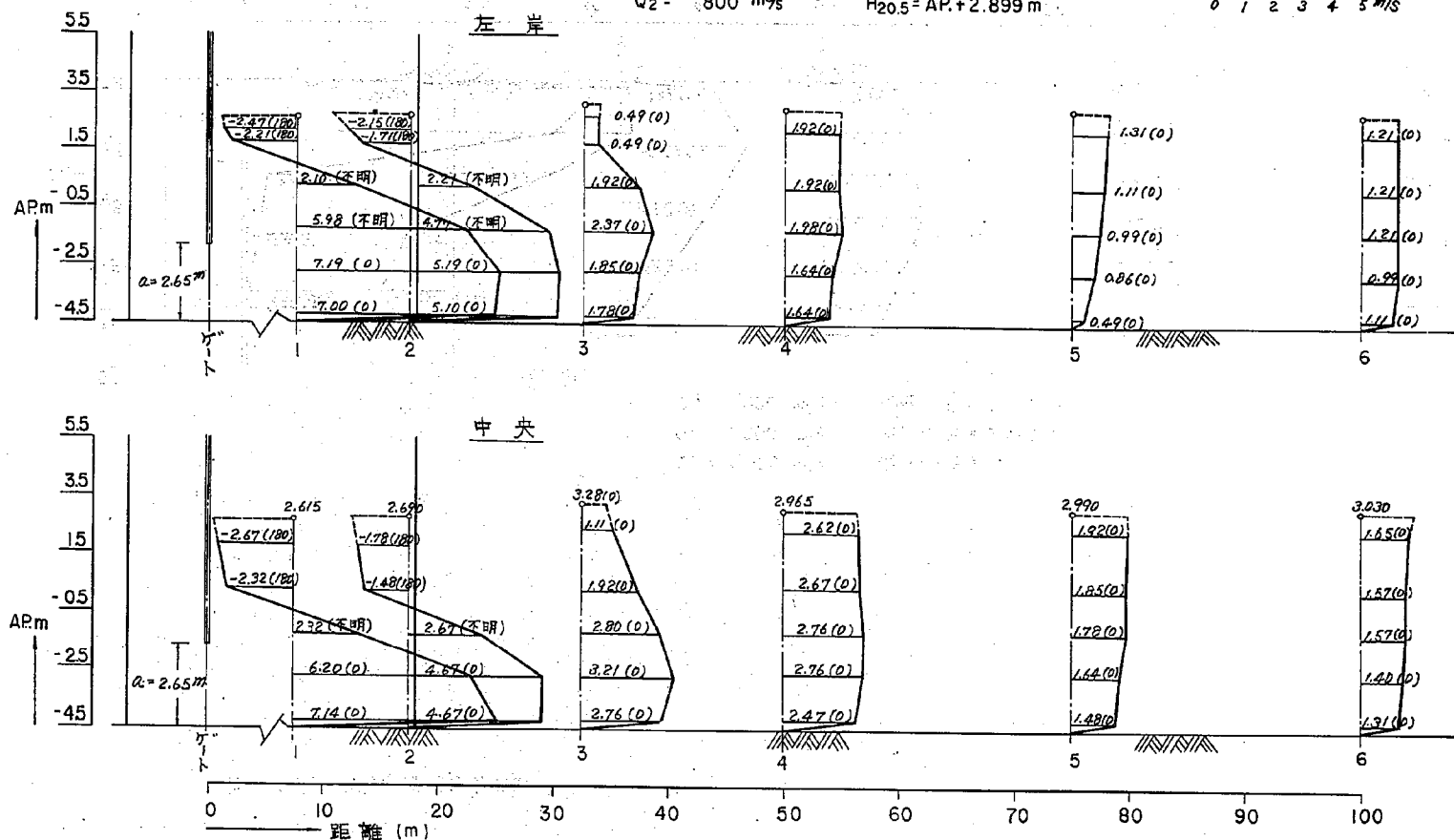


图-6.1 水门下流流速分布图

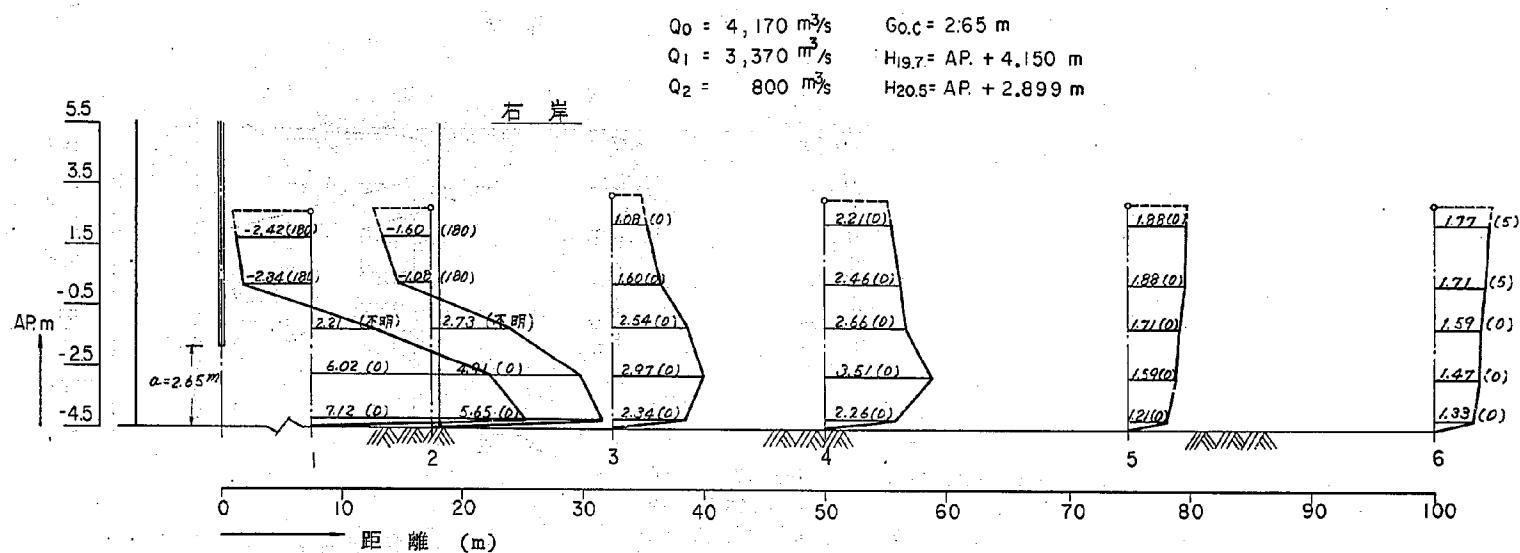


图 - 6.2 水門下流流速分布图

$Q_0 = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_1 = 2,500 \text{ m}^3/\text{s}$

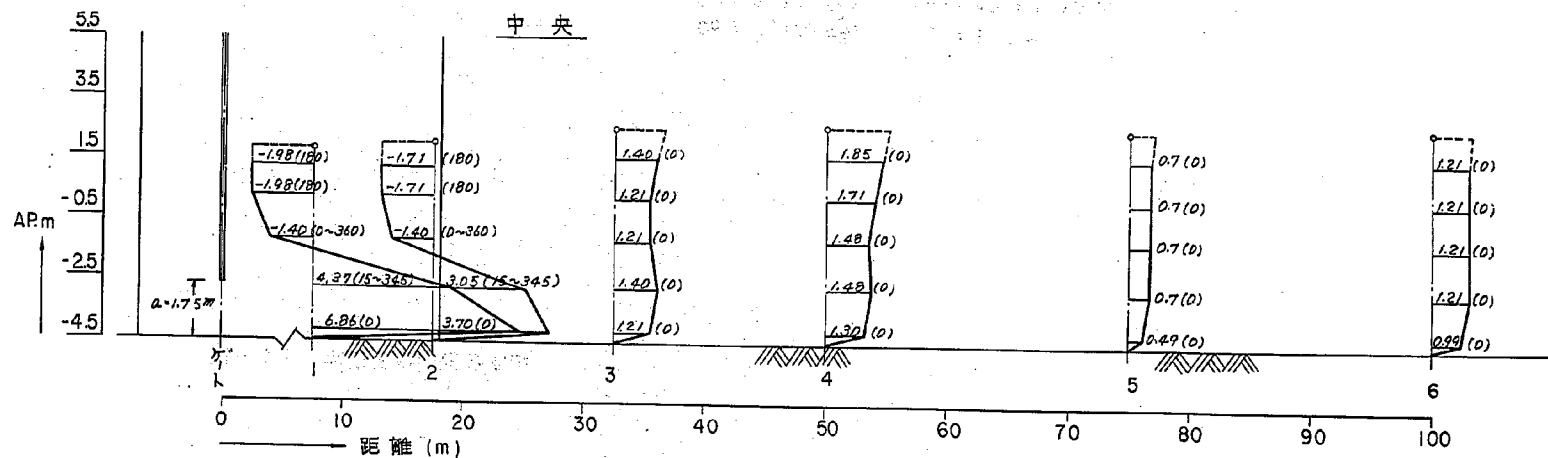
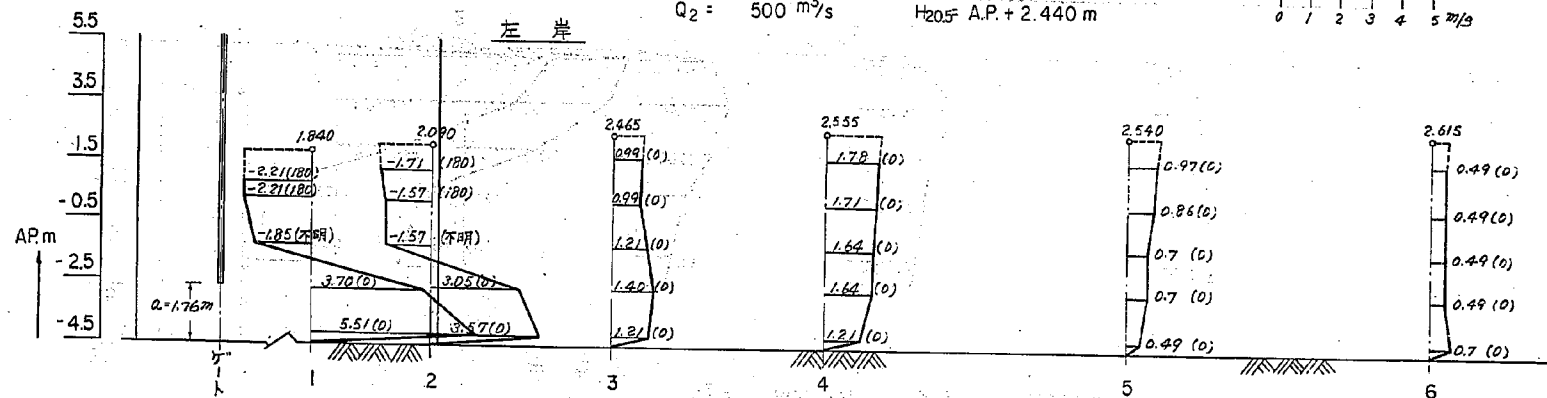
$Q_2 = 500 \text{ m}^3/\text{s}$

$G_{0.0} = 1,750 \text{ m}$

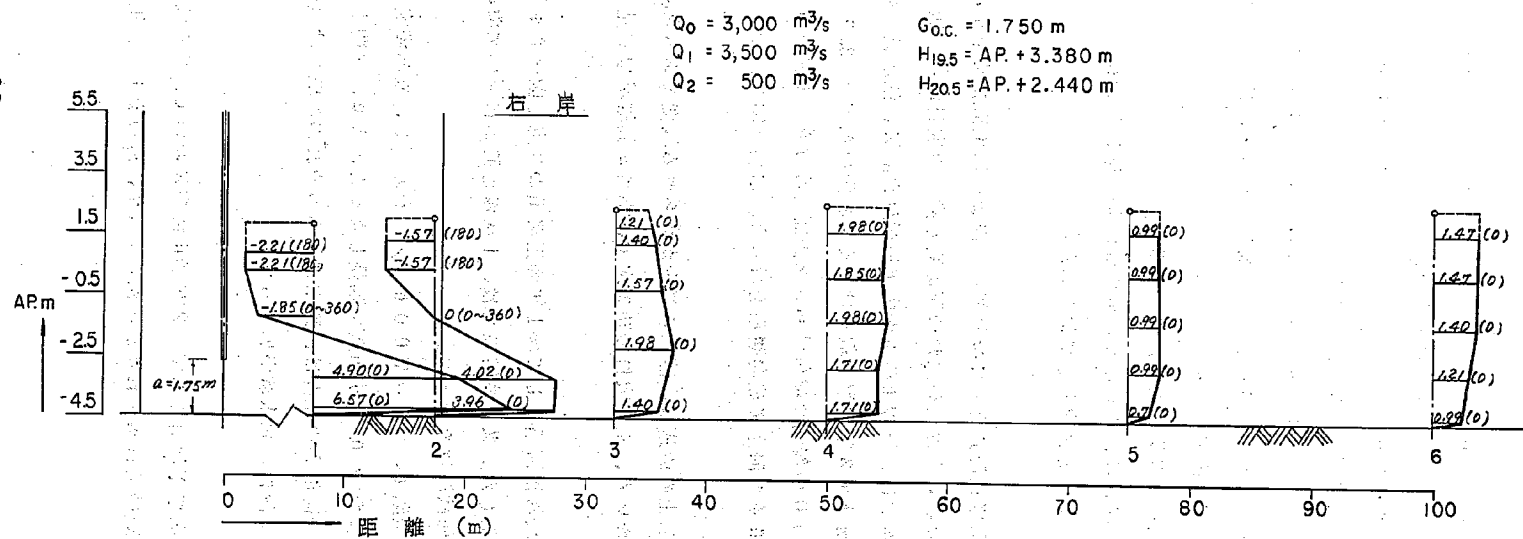
$H_{19.5} = \text{A.P.} + 3.380 \text{ m}$

$H_{20.5} = \text{A.P.} + 2.440 \text{ m}$

流速縮尺
0 1 2 3 4 5 m/s



1931



$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、水門下流での底流速が、 $V = 1.71 \text{ m/s}$ より小さくなる位置は、水門下流約 70 m である。

$Q_0 = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、水門下流での底流速が、 $V = 1.71 \text{ m/s}$ より小さくなる位置は、水門下流約 50 m である。

これらのことから、水門下流 30 m 迄コンクリート床版とし、 $30 \text{ m} \sim 80 \text{ m}$ 迄ブロック張り、 $80 \text{ m} \sim 100 \text{ m}$ 迄護床工を施した構造が必要と思われる。

5-8) D案計画修正河道

5-8) - a D案計画修正河道模型

本修正河道は、昭和48年度にはいり修正したもので、分流点附近高水敷の流速増大を解消させることを目的として改造した。

- (i) 1次修正河道として $\approx$ D案計画河道の高水敷先端を 50 cm 切下げ、 $A.P + 3.57 \text{ m}$ とした。切下げた高水敷の下流高水敷への取付けは、切下げた高水敷高を、 200 m 下流の高水敷に、直線で結ぶ勾配で取付けた。又、低水護岸の $A.P - 0.73 \text{ m}$ から $A.P - 3.00 \text{ m}$ まで3割勾配で取付け、その法先の $A.P - 3.00 \text{ m}$ の位置から、上流側の河床に、 $1:50$ の勾配で取付けられた法面を設けた。(図-64)

図-64の河道で流向観察を行った。水門全閉で、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下して観察した。

高水敷上の流速は、僅かな減少が見られる程度であった。分流点の流況は、大きな乱れは生じないが、水門取付堤防先端で、小さな剥離現象が見られた。

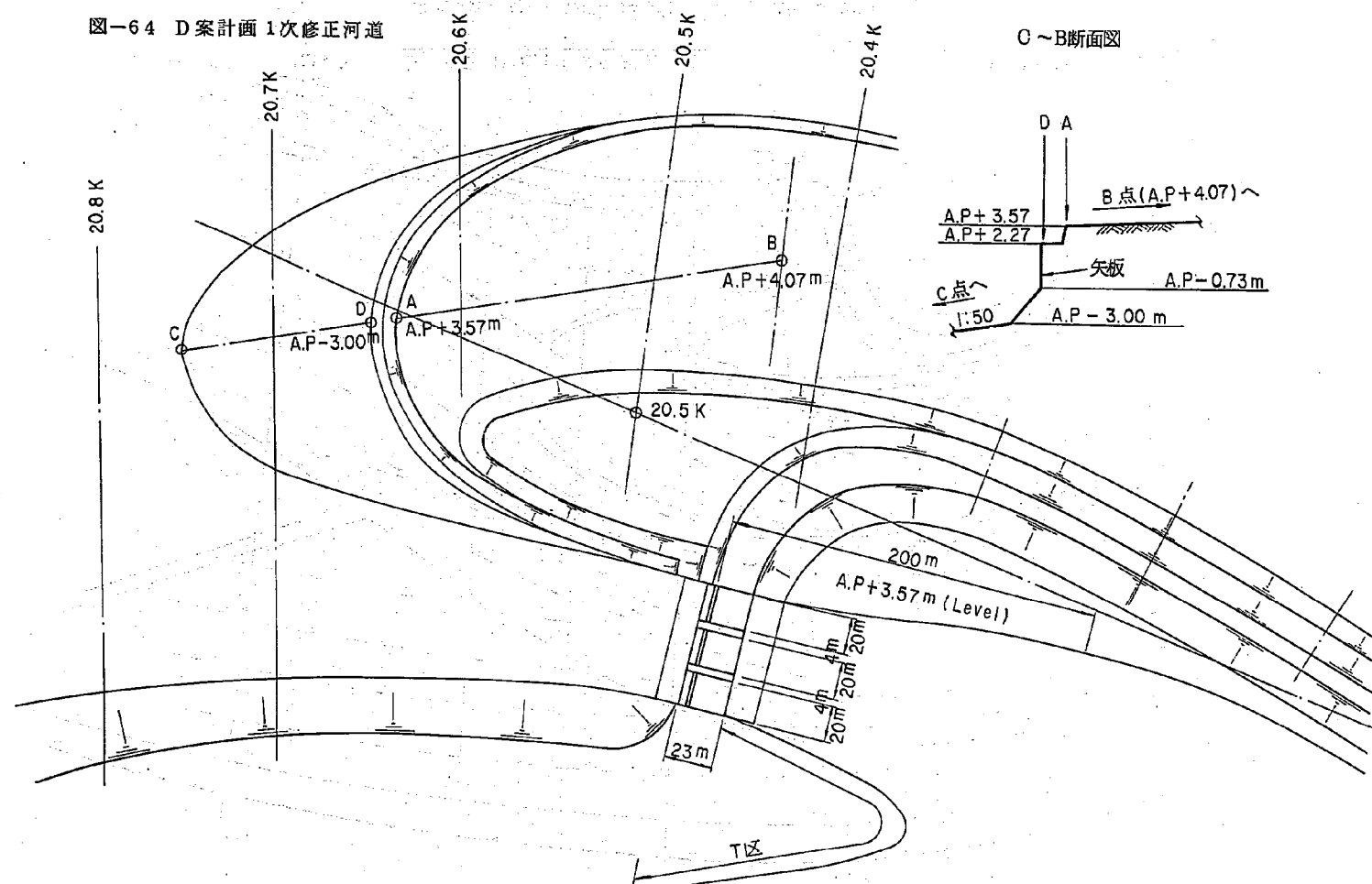
- (ii) 2次修正河道として $\approx$ 1次修正河道のC点(図-64)迄、高水敷を延長した河道形状に修正した。又、本河道では、1次修正河道において取けた矢板低水護岸上流の $1:50$ の法面は設けなかった。

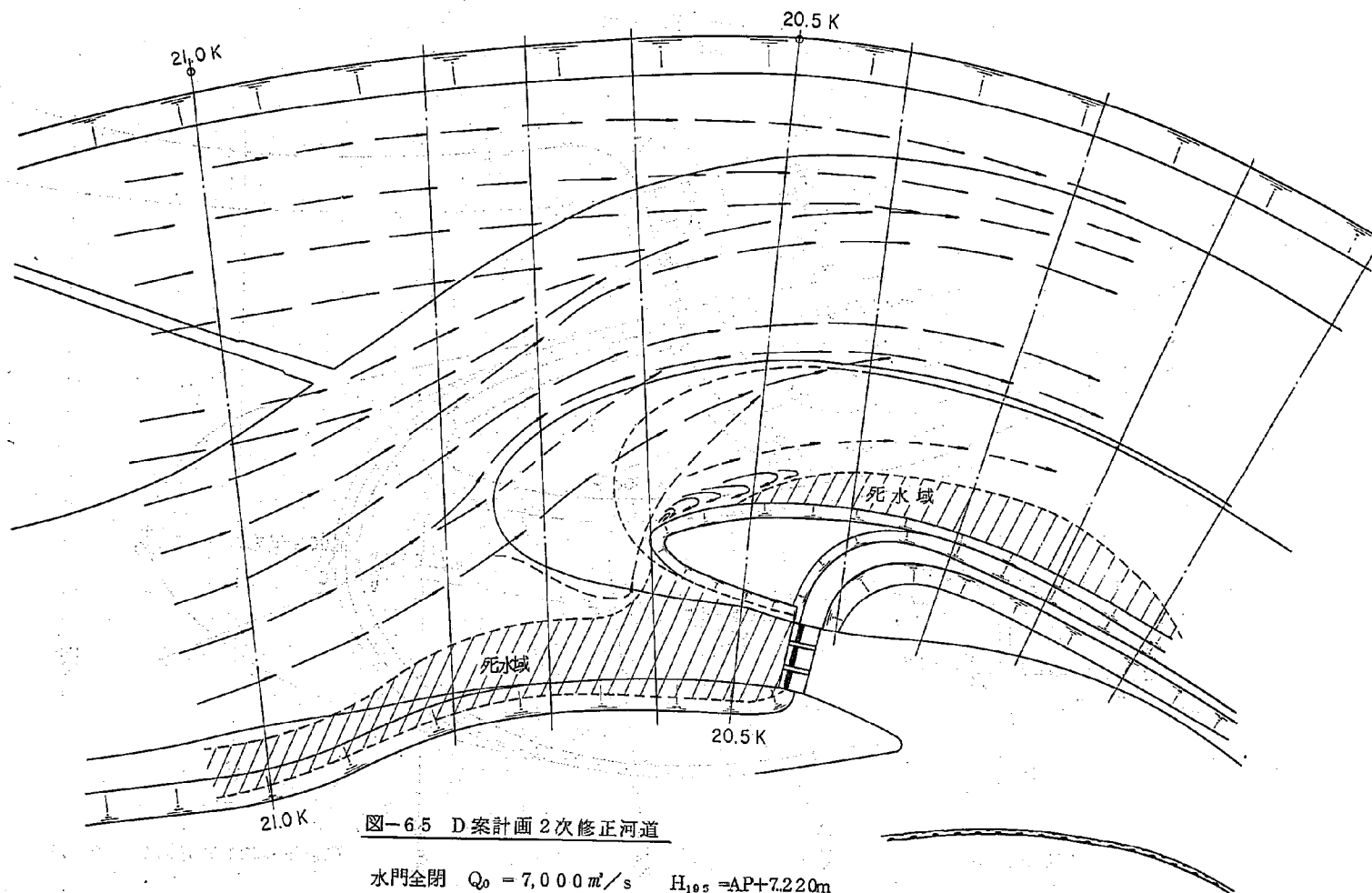
水門全閉で、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下し、流向測定を行った。

高水敷を 20.75 km 迄で延長したことにより、水門上流の死水域は広がった。水門取付け堤防沿いの流況は、死水域からの流れが、取付け堤防に沿わず、流線が大きく剥離し、その下流には死水域が広がった。

- (iii) 3次修正河道として $\approx$ 2次修正河道において、高水敷を延長させたことにより、好ましい実験結果は得られなかった。よって、河道を1次修正河道に戻した。

图-64 D案計画 1次修正河道





5-8)-b 本 実 験

(i) 分 流 量 測 定

水門全開で、 $Q_0 = 7,000 \cdot 4,170 \cdot 3,000 \cdot 2,000 \cdot 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について測定した結果は、図-66に示したとおりで、D案計画河道と全く同じである。又、ゲート操作条件(1門操作・2門操作)と、操作ゲート位置の違いによる分流量の変化を、 $Q_0 = 4,000 \cdot 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について測定した。水門操作はどれも全開とした。 $Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で1門操作の場合、分流率は18~20%で左岸水門が最大分流量を示し中央右岸の順に小さくなる。2門操作の場合、分流率は28~29%左右岸水門操作が最大で中左岸・中右岸は同じであった。 $Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で1門操作の場合、分流率は19~23%中央水門からの分流量が最大で左岸・右岸は同じになる。2門操作の場合、分流率は27~32%で、左・右水門を操作した場合の分流量が最小で、中・左岸、中右岸は同じであった。

(ii) 水 位 測 定

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で水門全開の場合、図-68からも分かるように大体同じである。又、ゲート操作条件、1・2門操作全開と1・2門操作半開にしたことによる水位の変化を、 $Q_0 = 4,000 \cdot 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について測定した。 $Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で中央ゲート全開の場合、及び左右ゲート全開の場合は、分流点下流で水位低下となり、2.1.8 km迄、背水の影響で、なめらかな水面勾配を示す。2.1.8 kmより上流では、分流させたことによる低下背水の影響で、水面勾配が大となった。又 $Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で中央ゲート全開の場合の $Q_2/2$ を流下させた場合、及び左右ゲート全開の場合の $Q_2/2$ を流下させた場合は、流入制限量だけ本川水位が上昇した水面曲線となり、同条件で全開された場合の水面曲線と平行になった。 $Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で中央ゲート全開の場合、及び左右ゲート全開の場合は、分流点下流で若干の水位低下はあるが、 Q_0 が小さいことにより、河床勾配に平行で緩かな水面曲線を示している。

(図-69・表-13~19)

図-66 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図

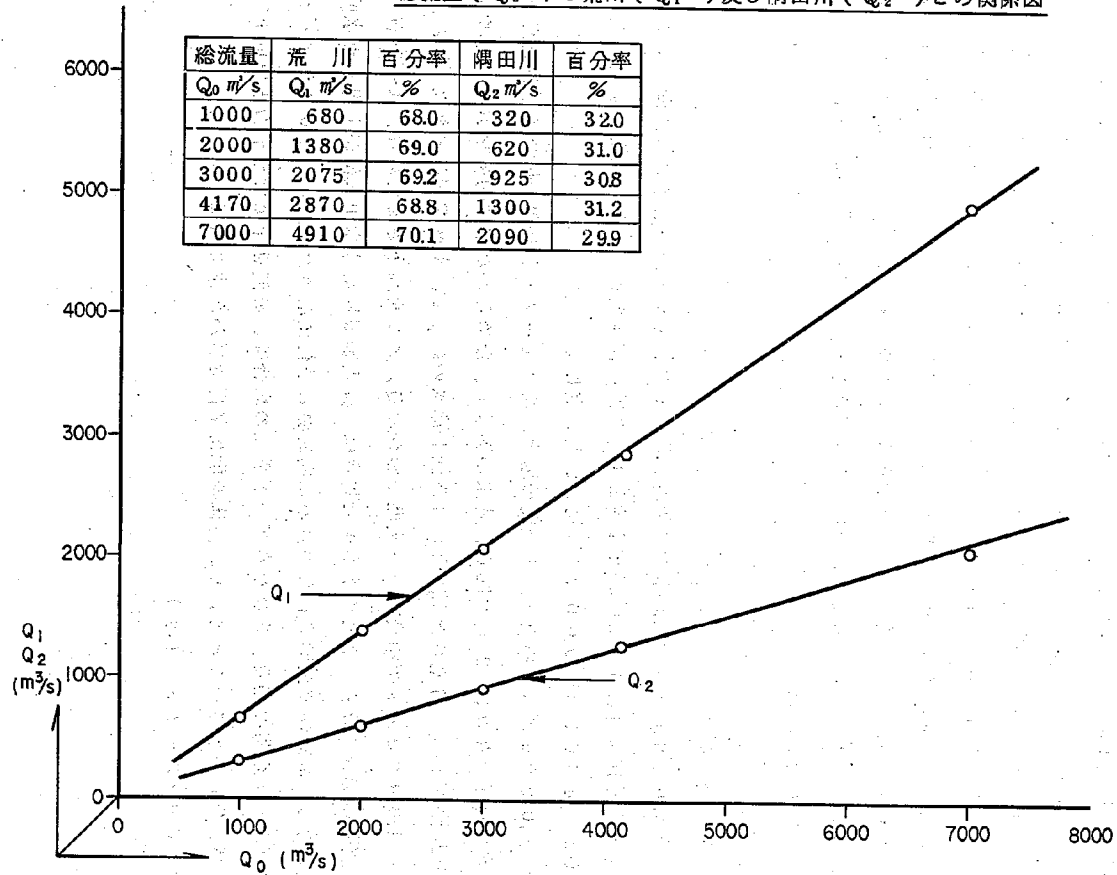


図-67 ゲート操作条件～分流量 (Q_2) 関係図

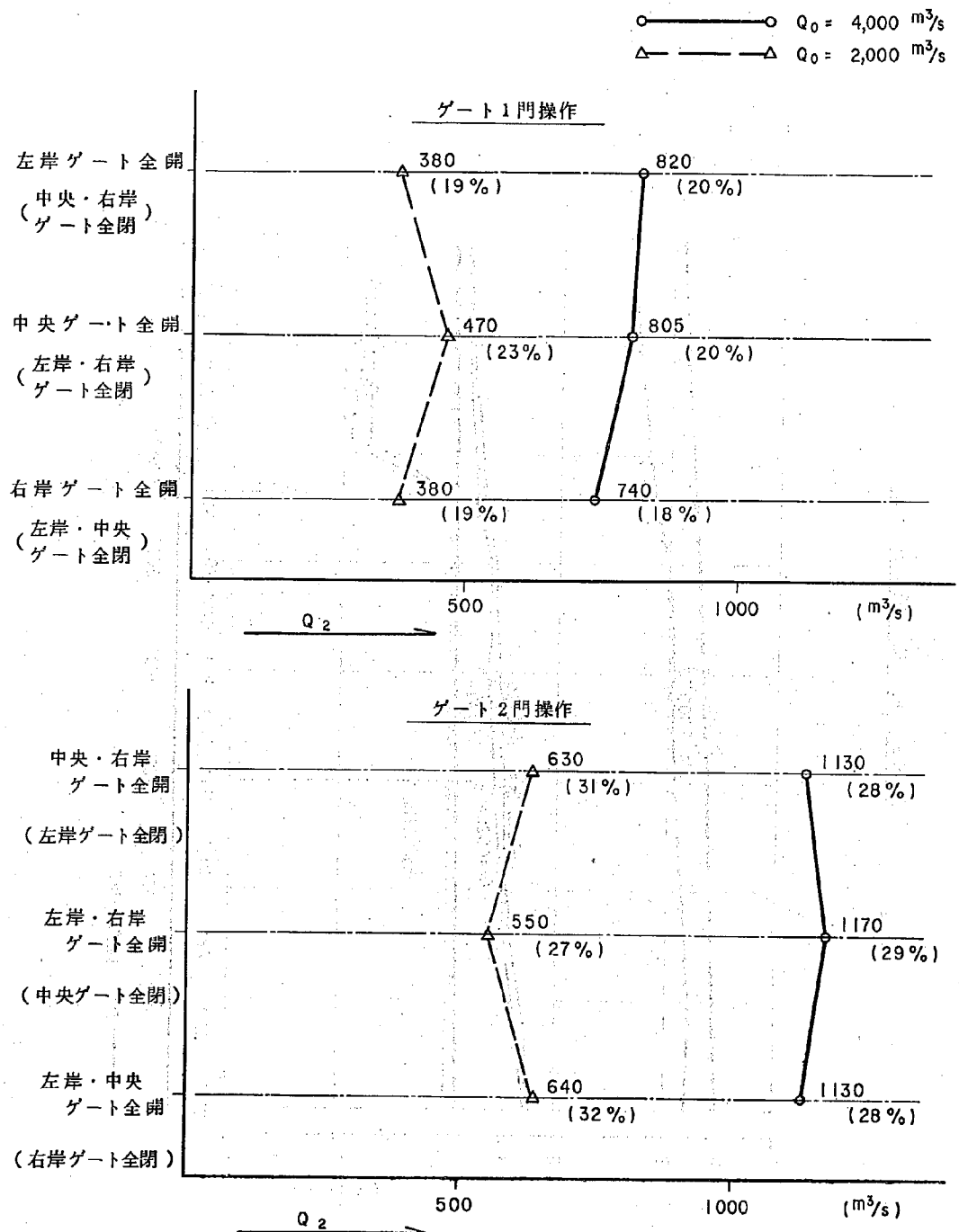
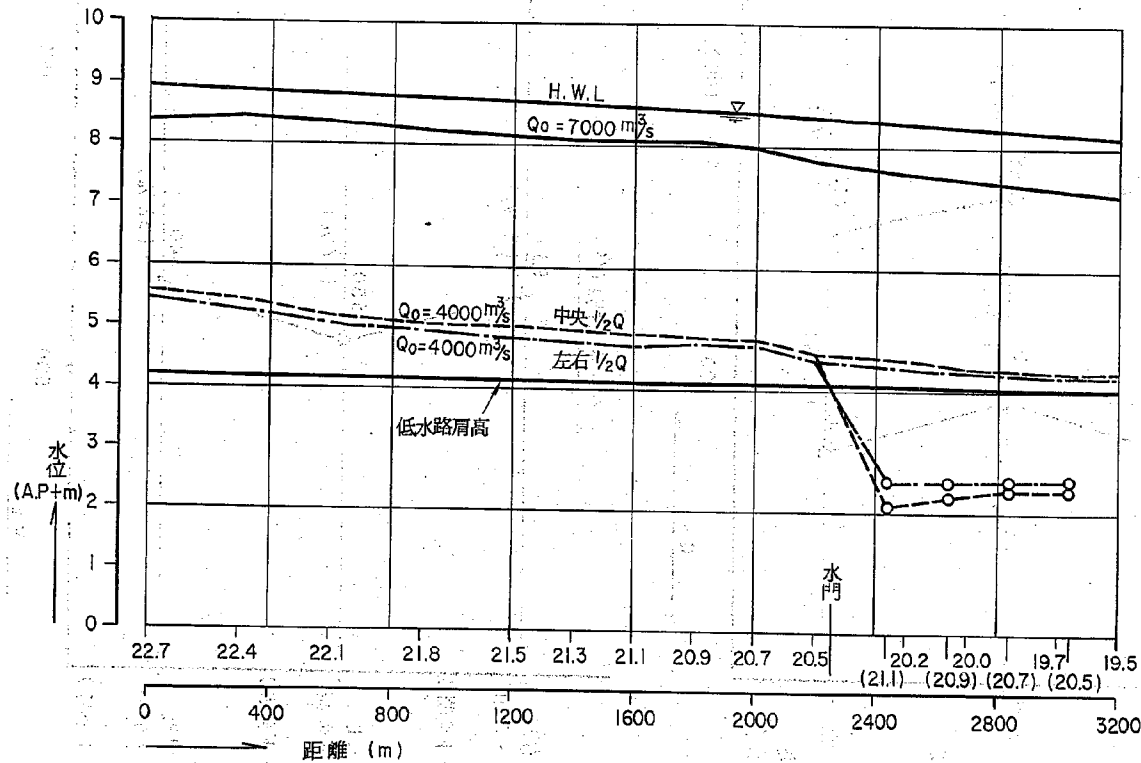
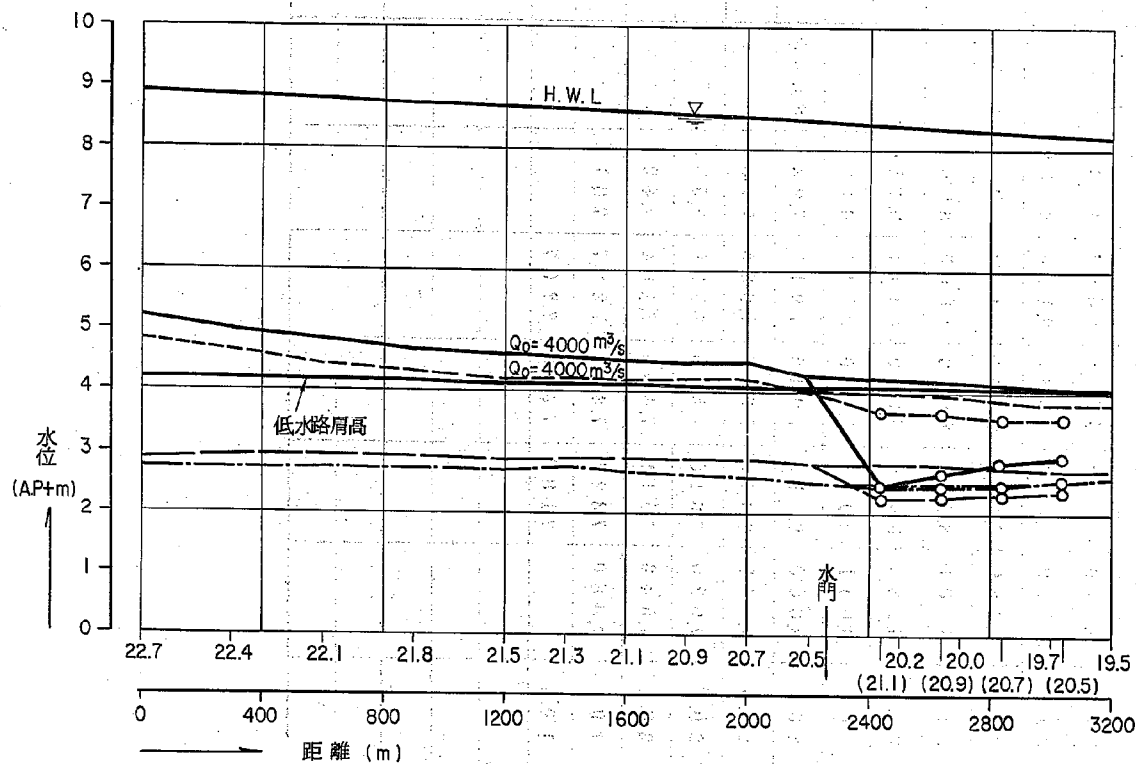


图-68 水位 縱 断 图



実験条件	凡 例
$Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$	——
$Q_0 = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$	--- (中央)
$Q_0 = 3600 \text{ m}^3/\text{s}$	--- (左右)
$Q_0 = 400 \text{ m}^3/\text{s}$	---○---
$Q_0 = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$	--- (中央)
$Q_0 = 3420 \text{ m}^3/\text{s}$	--- (左右)
$Q_0 = 580 \text{ m}^3/\text{s}$	---○---

图-69 水位断面图



実験条件	凡 例
$Q_0 = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ (甲)	—
$Q_1 = 3195 \text{ m}^3/\text{s}$ (甲)	—○—
$Q_2 = 805 \text{ m}^3/\text{s}$ (甲)	—○—
$Q_0 = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ (乙)	- - -
$Q_1 = 2830 \text{ m}^3/\text{s}$ (乙)	- - -○- - -
$Q_2 = 1170 \text{ m}^3/\text{s}$ (乙)	- - -○- - -
$Q_0 = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ (丙)	- - -
$Q_1 = 1530 \text{ m}^3/\text{s}$ (丙)	- - -○- - -
$Q_2 = 470 \text{ m}^3/\text{s}$ (丙)	- - -○- - -
$Q_0 = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ (合)	- - -
$Q_1 = 1450 \text{ m}^3/\text{s}$ (合)	- - -○- - -
$Q_2 = 550 \text{ m}^3/\text{s}$ (合)	- - -○- - -

表-13 水位縦断測定値表

河川名	断面番号	実験条件	Q ₀ =7,000m ³ /s H _{1.9.5} =AP+7.220m 全 閉							
		測点番号	1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	22.7		8,281	8,481	8,257	8,281	8,582	8,479		8,394
	22.4		8,506	8,482	8,406	8,331	8,506	8,581		8,460
	22.1		8,379	8,345	8,343	8,336	8,331	8,407		8,357
	21.8		8,329	8,306	8,281	8,133	8,152			8,226
	21.5		8,229	8,151	8,131	8,132	8,081			8,143
	21.3		8,101	8,093	8,092	8,055	8,095			8,092
	21.1		8,125	8,066	8,039	8,111	8,116			8,091
	20.9		8,041	8,078	7,966	8,145	8,160			8,078
	20.7		8,030	8,015	7,915	7,915	7,925	8,005		7,968
	20.5		7,845	7,840	7,650	7,635	7,739			7,732
	20.2		7,630	7,610	7,545	7,550	7,580			7,583
	20.0		7,543	7,513	7,425	7,464	7,425			7,483
	19.7		7,389	7,325	7,263	7,287	7,314			7,316
	19.5			7,189	7,213	7,267				7,223

表-14 水位縦断測定値表

河川名 断面 番号		実験条件		$Q_0=4,000m^3/s$ $Q_1=3,195m^3/s$ $Q_2=805m^3/s$ $H_{19.5}=AP+3.980m$ $H_{20.5}=AP+2.910m$ 中央開						
		測点 番号	1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	22.7		5,205	5,105	5,105	5,205	5,455		5,215	
	22.4		4,955	4,955	5,005	4,955	5,005		4,975	
	22.1		4,855	4,855	4,805	4,805	4,805		4,825	
	21.8		4,755	4,705	4,655	4,605	4,605		4,665	
	21.5		4,605	4,605	4,605	4,555	4,605		4,595	
	21.3		4,390	4,390	4,440	4,440	4,540		4,440	
	21.1		4,490	4,490	4,490	4,490	4,490		4,490	
	20.9		4,440	4,440	4,490	4,440	4,490	4,440	4,457	
	20.7	4,490	4,440	4,390	4,440	4,490	4,490	4,490	4,461	
	20.5		4,290	4,240	4,240	4,190	4,140		4,220	
	20.2		4,240	4,190	4,190	4,140	4,090		4,170	
	20.0		4,140	4,140	4,140	4,090	4,140		4,130	
	19.7		4,040	4,040	4,090	4,040	4,090		4,060	
	19.5		4,040	4,090	4,040	4,090	4,040		4,060	
隅田川	21.1	2,525	2,640	2,605					2,590	
	20.9	2,655	2,615	2,665					2,645	
	20.7	2,825	2,875	2,865					2,855	
	20.5	2,940	2,925	2,965					2,943	

表-15 水位縦断測定値表

河川名	断面番号	測点番号	実験条件							
			$Q_0=4,000m^3/s$ $Q_1=3,600m^3/s$ $Q_2=400m^3/s$ $H_{1.9.5}=AP+4.370m$ $H_{2.0.5}=AP+2.830m$ 中央1/2Q							
			1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	22.7			5,550	5,530	5,600	5,610	5,625		5,588
	22.4	5,575	5,480	5,350	5,390	5,400	5,450	5,425	5,489	
	22.1	5,250	5,250	5,225	5,125	5,140	5,160	5,160	5,187	
	21.8	5,125	5,150	5,075	5,015	5,000	4,960	4,940	5,088	
	21.5	5,100	5,060	5,075	5,010	5,000	4,950	4,950	5,021	
	21.3	4,975	4,985	4,960	4,910	4,975	5,085	5,010	4,979	
	21.1	4,910	4,935	4,910	4,885	4,935	4,945	4,960	4,926	
	20.9	4,875	4,845	4,845	4,875	4,885	4,920	4,895	4,877	
	20.7	4,795	4,845	4,810	4,785	4,835	4,895	4,875	4,834	
	20.5	4,735	4,695	4,660	4,510	4,450	4,620		4,612	
	20.2		4,595	4,535	4,515	4,485	4,450		4,516	
	20.0		4,485	4,475	4,475	4,475	4,460		4,474	
	19.7		4,435	4,435	4,410	4,435	4,435		4,430	
	19.5			4,435	4,460	4,410			4,435	
隅田川	21.1	2,215	2,135	2,225						2,192
	20.9	2,245	2,285	2,285						2,272
	20.7	2,360	2,375	2,385						2,373
	20.5	2,335	2,360	2,385						2,360

表-16 水位縦断測定値表

河川名	断面番号	測点番号	実験条件							
			$Q_0=2,000m^3/s$ $Q_1=1,580m^3/s$ $Q_2=470m^3/s$ $H_{1.9.5}=AP+2.680m$ $H_{2.0.5}=AP+2.410m$ 中央開							
			1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	22.7			2,845	2,895	2,795	2,945	2,995		2,895
	22.4			2,895	2,995	2,995	2,995	2,995		2,975
	22.1			2,995	2,995	2,945	2,995	2,945		2,975
	21.8			2,945	2,945	2,895	2,895	2,945		2,925
	21.5			2,895	2,845	2,895	2,895	2,845		2,875
	21.8			2,890	2,840	2,940	2,890	2,940		2,900
	21.1			2,890	2,890	2,940	2,840	2,890		2,890
	20.9	2,890	2,890	2,890	2,890	2,940	2,890	2,840	2,890	
	20.7	2,840	2,890	2,890	2,890	2,940	2,940	2,890	2,897	
	20.5		2,790	2,890	2,740	2,840	2,890		2,880	
	20.2		2,890	2,790	2,790	2,890	2,790		2,830	
	20.0		2,790	2,790	2,740	2,790	2,790		2,780	
	19.7		2,640	2,640	2,690	2,740	2,740		2,690	
	19.5		2,790	2,690	2,690	2,740	2,740		2,730	
隅田川	21.1	2,255	2,240	2,255					2,250	
	20.9	2,305	2,315	2,240					2,287	
	20.7	2,340	2,315	2,340					2,332	
	20.5	2,390	2,380	2,390					2,387	

表-17 水位縦断測定値表

河川名 断面番号 測点番号		実験条件 $Q_0=4,000m^3/s$ $Q_1=2,830m^3/s$ $Q_2=1,170m^3/s$ $H_{19.5}=AP+3.670m$ $H_{20.5}=AP+3.590m$ 中央閉							
		1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	2 2.7		4,755	4,855	4,855	4,905	4,955		4,865
	2 2.4		4,705	4,655	4,655	4,655	4,705		4,675
	2 2.1		4,505	4,505	4,405	4,405	4,405		4,445
	2 1.8		4,405	4,355	4,305	4,255	4,255		4,315
	2 1.5		4,255	4,155	4,205	4,205	4,155		4,195
	2 1.3		4,140	4,190	4,190	4,240	4,240		4,200
	2 1.1		4,140	4,140	4,190	4,190	4,190		4,170
	2 0.9		4,190	4,140	4,190	4,240	4,190	4,190	4,190
	2 0.7	4,140	4,140	4,190	4,190	4,240	4,240	4,190	4,190
	2 0.5		4,040	4,090	3,990	3,990	3,890		4,000
	2 0.2		3,990	3,940	3,940	3,890	3,940		3,940
	2 0.0		3,890	3,940	3,890	3,890	3,890		3,900
	1 9.7		3,790	3,740	3,840	3,790	3,840		3,800
	1 9.5		3,790	3,740	3,790	3,840	3,790		3,790
隅田川	2 1.1	3,675	3,655	3,640					3,657
	2 0.9	3,630	3,615	3,665					3,637
	2 0.7	3,530	3,565	3,540					3,545
	2 0.5	3,490	3,540	3,590					3,540

表-18 水位縦断測定値表

河川名	断面番号	実験条件 測点番号	Q ₀ =4,000m ³ /s Q ₁ =3,420m ³ /s Q ₂ =580m ³ /s H _{19.5} =AP+4.200m H _{20.5} =AP+2.540m 左右1/2Q							
			1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	2 2.7		5,405	5,505	5,455	5,455	5,505		5,465	
	2 2.4		5,255	5,255	5,255	5,255	5,255		5,255	
	2 2.1		5,055	5,055	5,005	5,055	5,005		5,035	
	2 1.8		5,005	4,955	4,955	4,905	4,855		4,935	
	2 1.5		4,855	4,855	4,805	4,805	4,805		4,825	
	2 1.3		4,740	4,690	4,790	4,790	4,790		4,760	
	2 1.1		4,690	4,690	4,690	4,740	4,740		4,710	
	2 0.9		4,740	4,740	4,740	4,790	4,740	4,790	4,757	
	2 0.7	4,690	4,640	4,690	4,740	4,790	4,790	4,790	4,733	
	2 0.5		4,540	4,590	4,490	4,440	4,390		4,490	
	2 0.2		4,440	4,390	4,390	4,340	4,340		4,380	
	2 0.0		4,340	4,290	4,340	4,340	4,340		4,330	
	1 9.7		4,240	4,290	4,240	4,240	4,240		4,250	
	1 9.5		4,240	4,190	4,240	4,240	4,290		4,240	
隅田川	2 1.1	2,540	2,555	2,440					2,512	
	2 0.9	2,475	2,530	2,555					2,520	
	2 0.7	2,515	2,530	2,515					2,520	
	2 0.5	2,540	2,565	2,540					2,548	

表-19 水位縦断測定値表

河川名 断面番号 測点番号		実験条件 $Q_0=2,000m^3/s$ $Q_1=1,450m^3/s$ $Q_2=550m^3/s$ $H_{1.9.5}=AP+2.670m$ $H_{2.0.5}=AP+2.505m$ 中央閉							
		1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	2 2.7		2,780	2,730	2,655	2,780	2,880		2,765
	2 2.4		2,805	2,755	2,755	2,780	2,730		2,765
	2 2.1		2,780	2,805	2,755	2,780	2,730		2,770
	2 1.8		2,780	2,780	2,730	2,705	2,705		2,740
	2 1.5		2,780	2,655	2,680	2,705	2,755		2,715
	2 1.3		2,765	2,765	2,740	2,765	2,740		2,755
	2 1.1		2,665	2,665	2,690	2,665	2,715		2,680
	2 0.9	2,615	2,640	2,665	2,640	2,665	2,690	2,665	2,654
	2 0.7	2,615	2,615	2,615	2,640	2,615	2,590	2,640	2,619
	2 0.5		2,525	2,515	2,515	2,540	2,480		2,515
	2 0.2		2,530	2,490	2,515	2,465	2,490		2,498
	2 0.0		2,515	2,515	2,490	2,465	2,540		2,505
	1 9.7		2,515	2,540	2,365	2,540	2,540		2,500
1 9.5		2,565	2,615	2,565	2,565	2,590		2,580	
隅田川	2 1.1	2,465	2,455	2,440					2,453
	2 0.9	2,465	2,480	2,465					2,470
	2 0.7	2,490	2,465	2,465					2,473
	2 0.5	2,540	2,515	2,515					2,523

(Ⅲ) 流向測定 - 流速測定

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・水門全閉の場合(2次修正河道の説明で省く)流速は、分流点の2.05 Km付近の高水敷を切下げたことにより、その付近では流速の減少を見たが、これより離れた2.09 Km及び2.02 Kmについては、D案計画5.7と殆ど同じである。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ ・水門全開の場合一流況は、低水路だけで流れるようになり低水法線に沿って流下した。高水敷先端を0.05 m下げたためにわずかな冠水はあるが、流速が小さいため、高水敷への影響はほとんどない。水門下流隅田川左岸小段上には逆流域を生じた。一流速は、2.09 Km断面において、 $V_{\max} = 2.71 \text{ m/s}$ ・河床付近の最大流速 $V = 2.43 \text{ m/s}$ であった。2.02 Km断面において、 $V_{\max} = 2.32 \text{ m/s}$ ・河床付近の最大流速 $V = 1.40 \text{ m/s}$ であった。

次に水門操作の基礎資料とするため、表-20に示した組合せに従い、流向及び流速測定を行った。

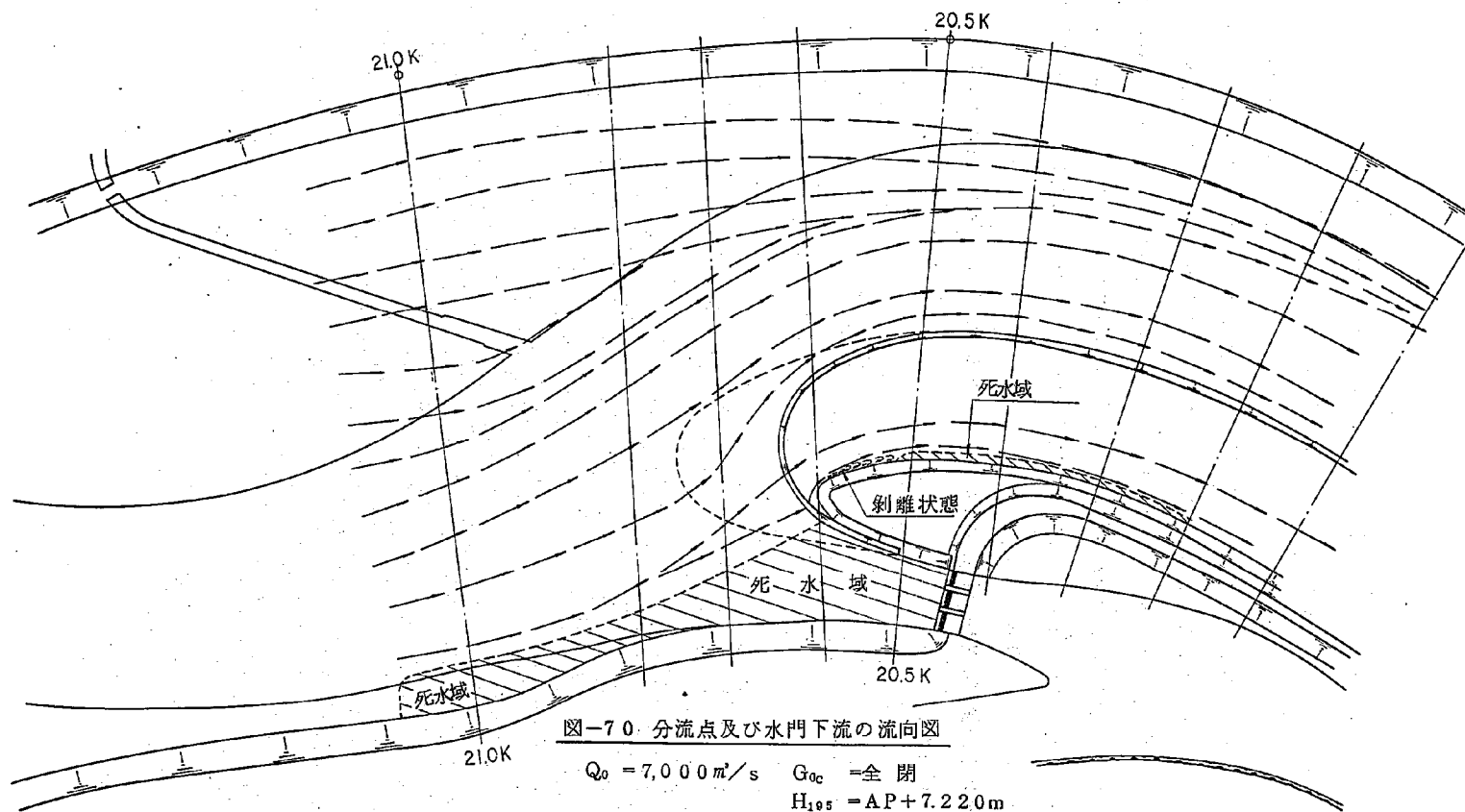


図-70 分流点及び水門下流の流向図

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $G_{0c} = \text{全 閉}$
 $H_{105} = \text{AP} + 7.220 \text{ m}$

図-71 流速分布図

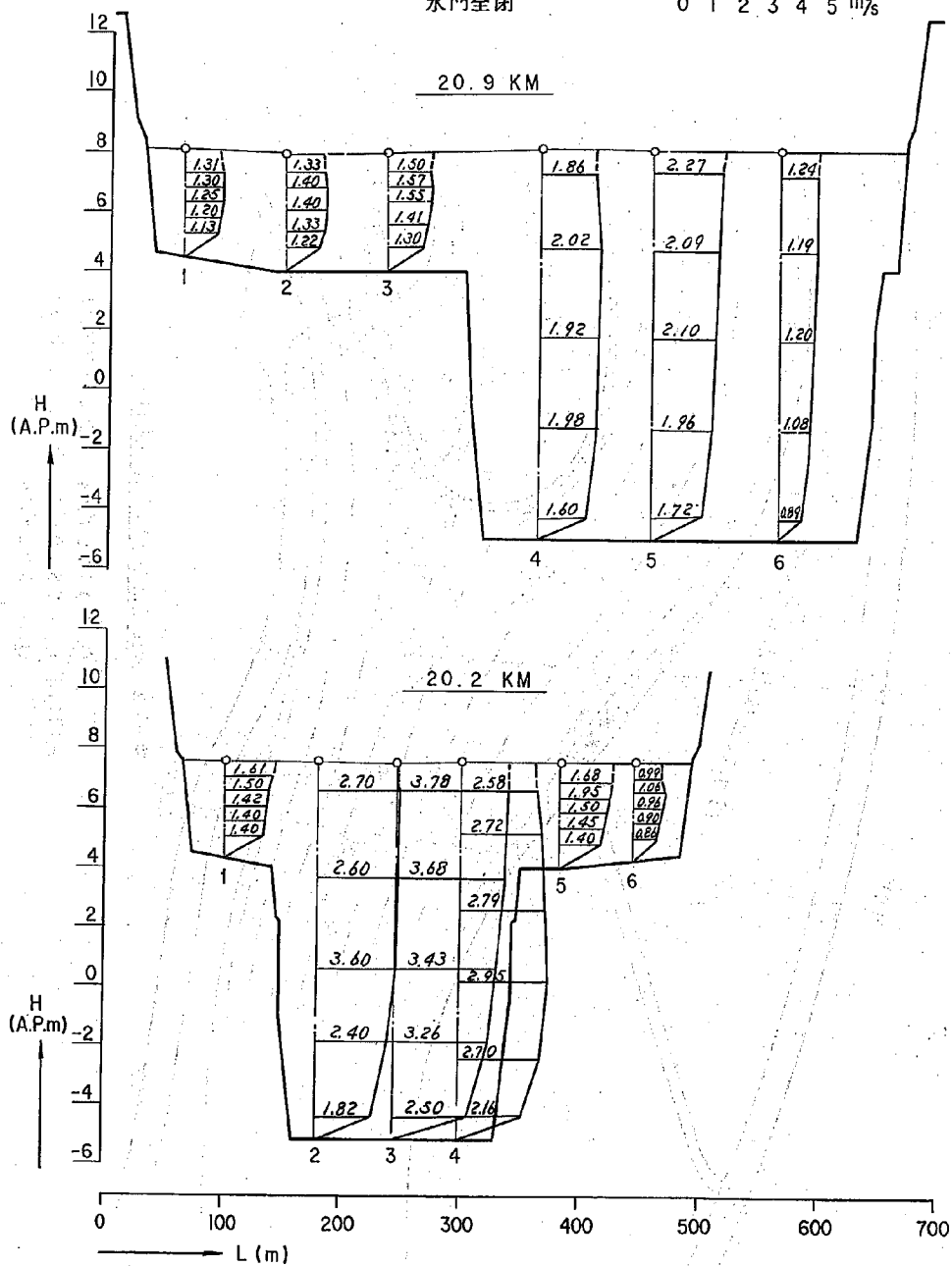
$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{10.5} = AP + 7.220 \text{ m}$$

流速単位

0 1 2 3 4 5 m^3/s

水門全開



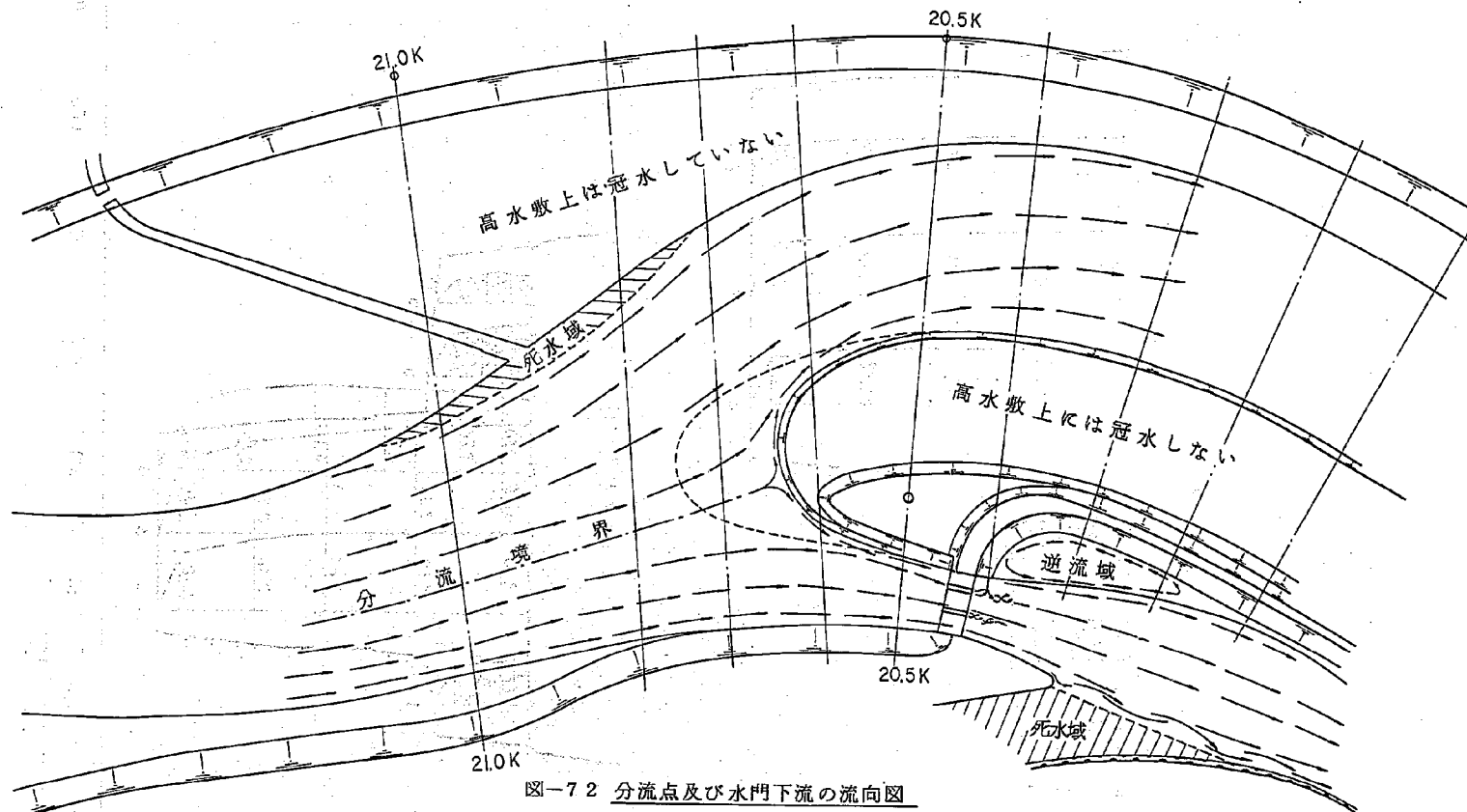


図-72 分流点及び水門下流の流向図

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{10.5} = \text{AP} + 3.710\text{m}$
 水門全開 $Q_1 = 2,870 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{20.5} = \text{AP} + 3850\text{m}$
 $Q_2 = 1,300 \text{ m}^3/\text{s}$

图-73 流速分布图

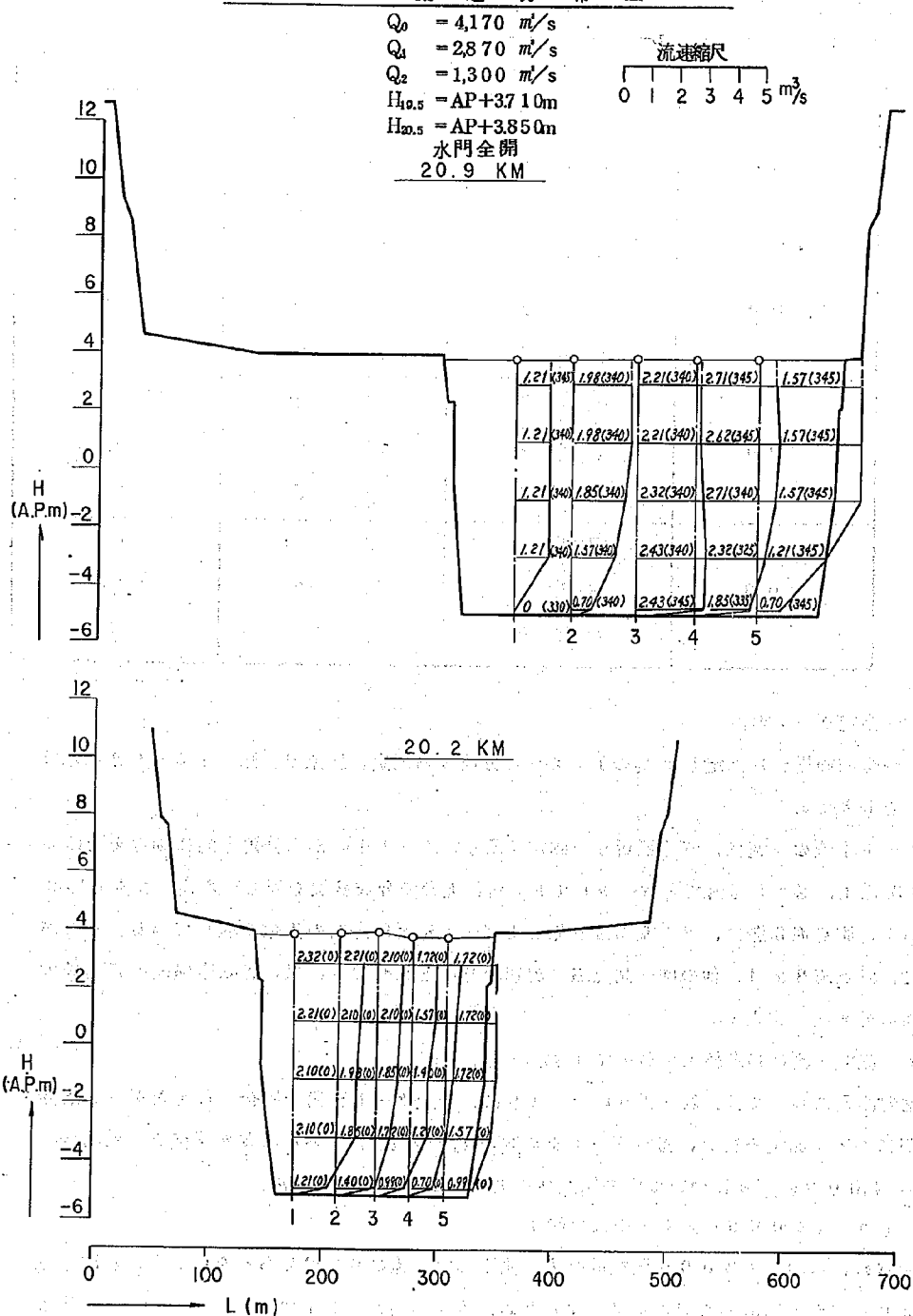


表-20 実験組合せ一覧表

対 象 流 量	ゲ ー ト 条 件	流 速 測 定	流 向 測 定
4 0 0 0	中 央 開	○ ⊖	○ ⊖
	右 岸 開	○ ⊖	○
	左 岸 開	○ ⊖	○
2 0 0 0	中 央 開	○ ⊖	○
	右 岸 開	○ ⊖	○
	左 岸 開	○ ⊖	○
4 0 0 0	中 央 開	○ ⊖	○ ⊖
	右 岸 開	○ ⊖	○
	左 岸 開	○ ⊖	○
2 0 0 0	中 央 開	○ ⊖	○
	右 岸 開	○ ⊖	○
	左 岸 開	○ ⊖	○

○～指定ゲート全開

⊖～全開の場合に測定した Q_2 の $1/2$ だけ分流する開度、結果は、図-74～92に示すとおりである。

ゲート下流の流速は、流速縦断分布測定ヶ所を、ゲート中心から直角方向に測線を設け省けた関係上、必ずしも流線とは一致しておらず、充分な分布状況を表し得なかったきらいはあるが、測点 $\phi 8$ 迄は、どの流向図を見てもゲートに直角方向の流線を示している。したがって、測点 $\phi 8$ 迄は、他の同一測点 ϕ の流速分布図と比較でき、又、各測定横断の流速最大か所の分布図と言える。

次に、流向・流速測定結果について記す。

流向測定については、表-20に示すように、指定ゲート全開の場合、与えたゲート条件全部について測定を行い、指定ゲートを全開の $Q_2/2$ 流下するに必要な開度とした場合、 $Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について中央開及び中央閉の2ケース測定した。

① ($Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・中央全開)

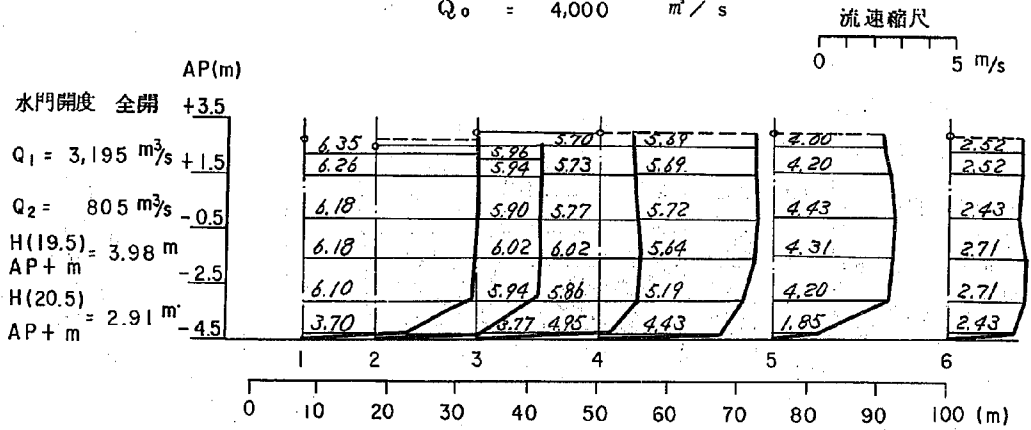
流水は、水門下流300m迄拡散せずに流下し、流速の減少は見られない。又、水門下流250m左岸護岸沿いに流水が集中するため、流速の増大は必至である。このため、左岸の

圖 - 74 水門下流流速分布圖

水門條件：左岸開 (中央開) 右岸開

左岸閉 中央閉 右岸閉

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$



水門下流流向圖

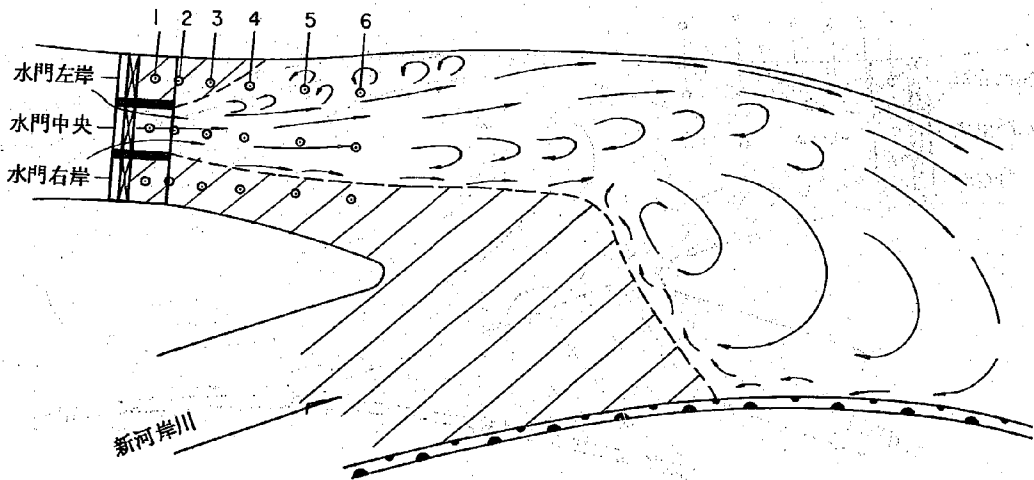
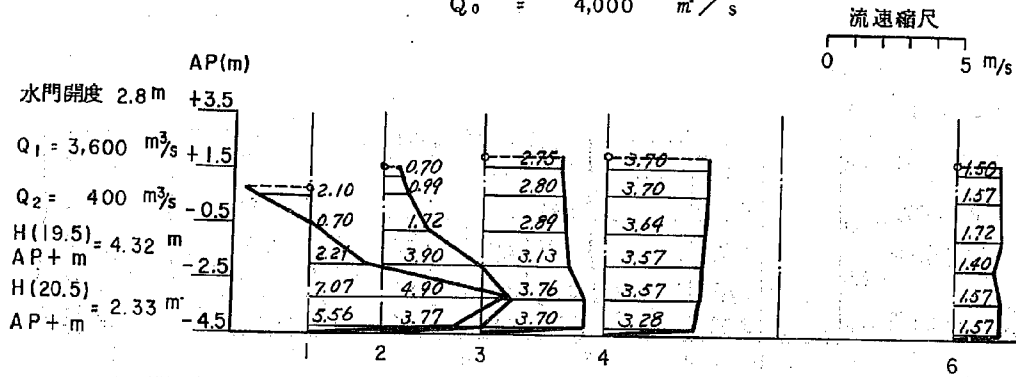


圖-75 水門下流流速分布圖

水門條件：左岸開 (中央開) 右岸開
左岸閉 中央閉 右岸閉
 $Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$



水門下流流向圖

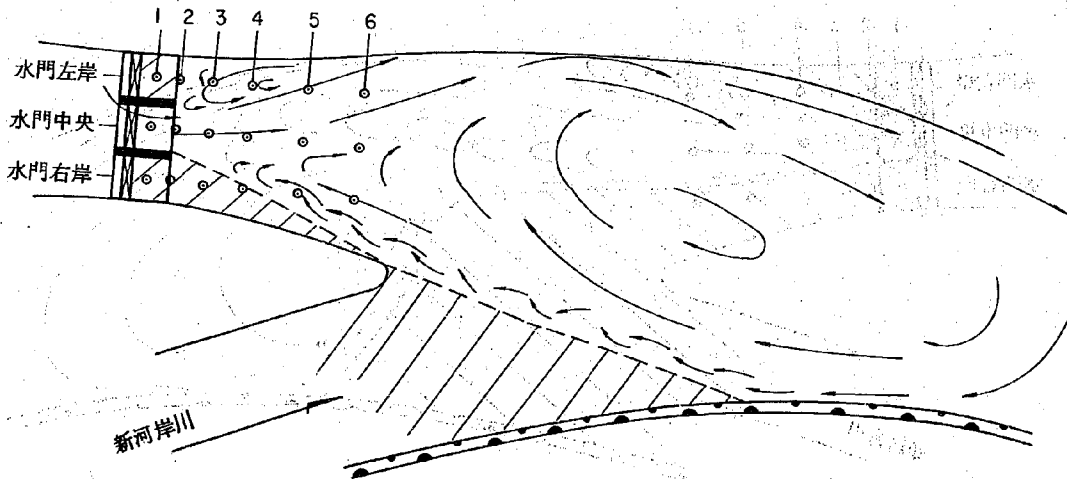


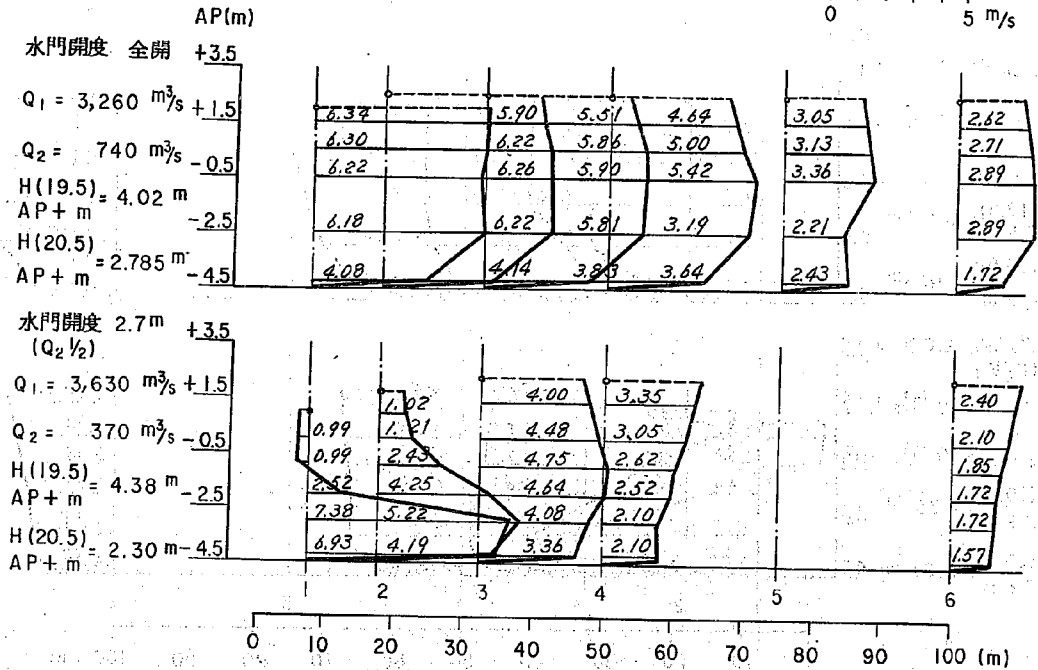
圖-76 水門下流流速分布圖

水門條件：左岸開 中央開 (右岸開)

左岸閉 中央閉 右岸閉

$$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

流速縮尺
0 5 m/s



水門下流流向圖

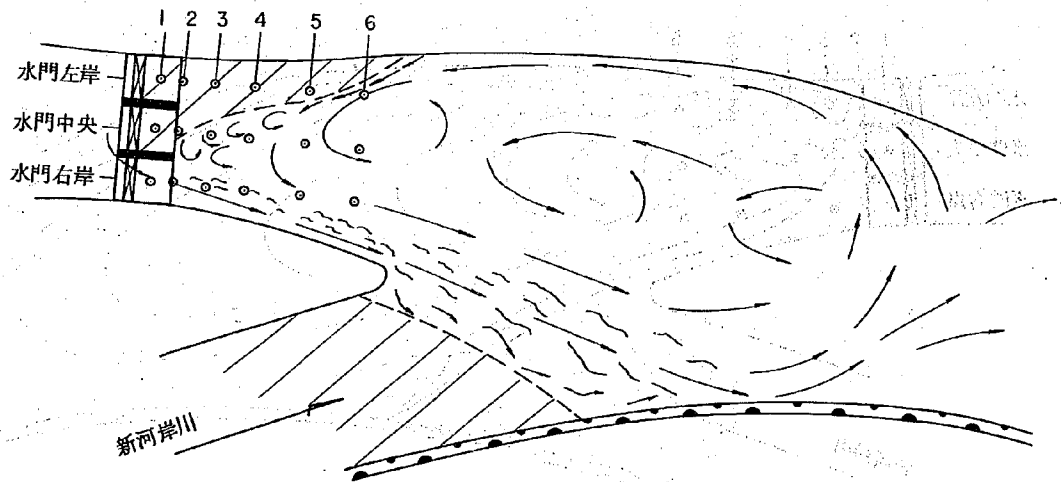
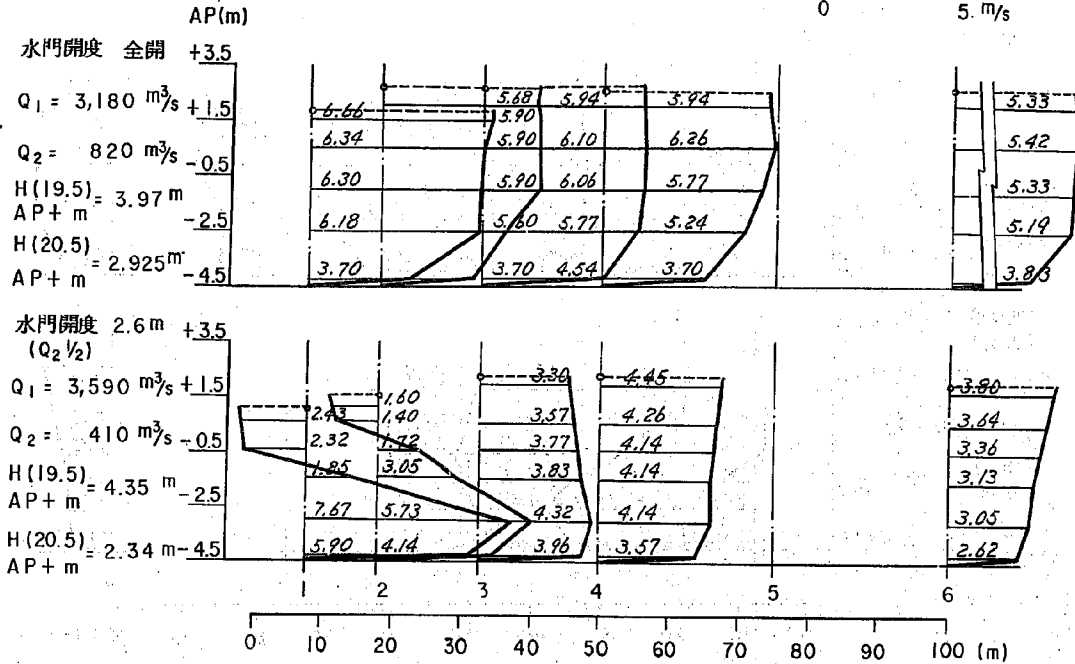


圖-77 水門下流流速分布圖

水門條件：(左岸開) 中央開 右岸開
左岸閉 中央閉 右岸閉

$$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

流速縮尺
0 5 m/s



水門下流流向圖

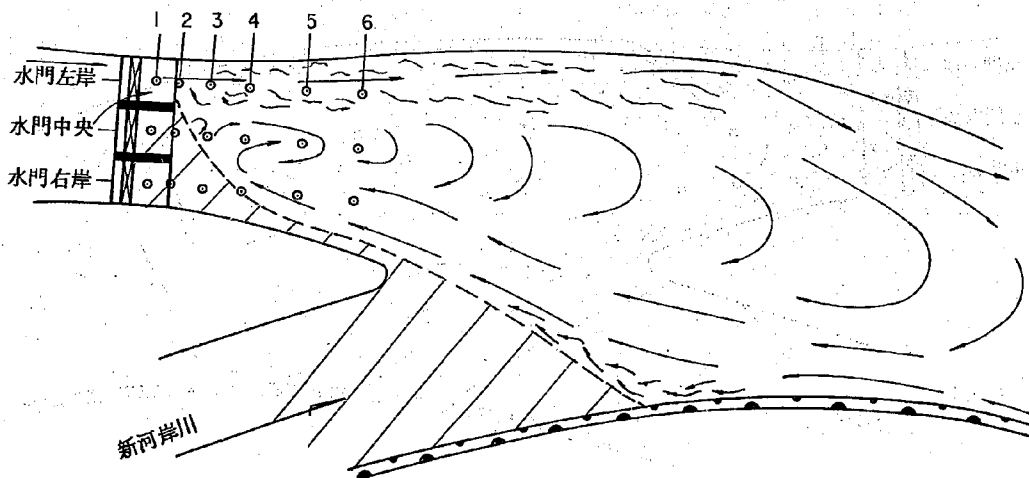
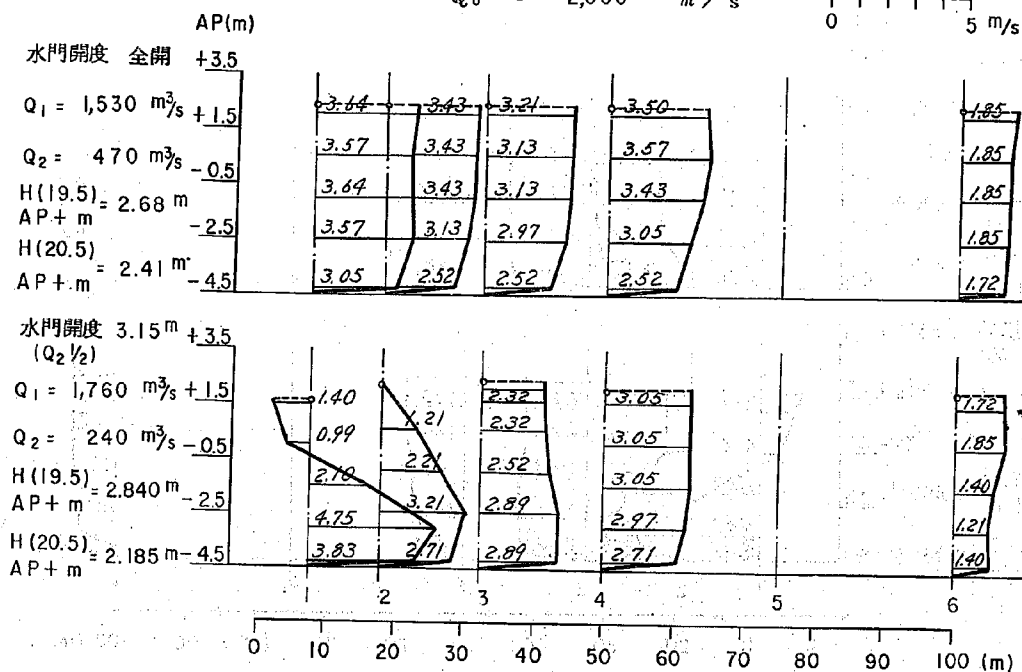


圖-78 水門下流流速分布圖

水門條件：左岸開 中央開 右岸開
左岸閉 中央閉 右岸閉

$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速縮尺
0 5 m/s



水門下流流向圖

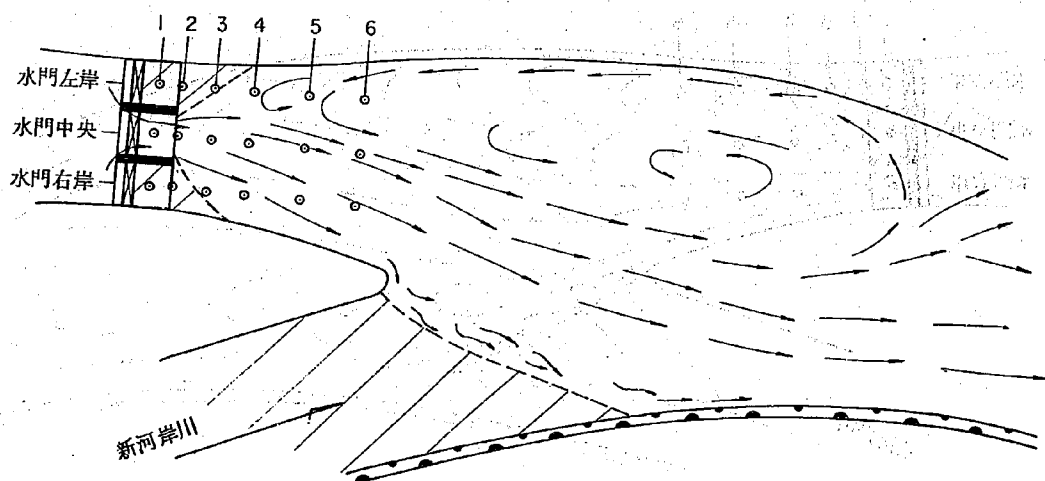
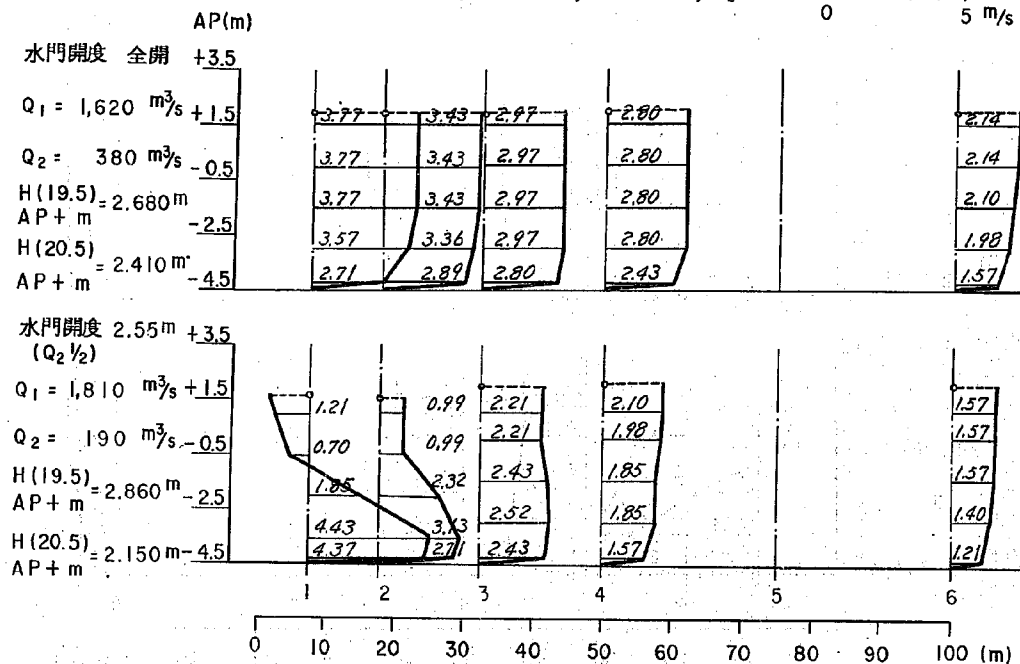


圖 -- 79 水門下流流速分布圖

水門條件：左岸開 中央開 右岸開
左岸閉 中央閉 右岸閉

$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速縮尺
0 5 m/s



水門下流流向圖

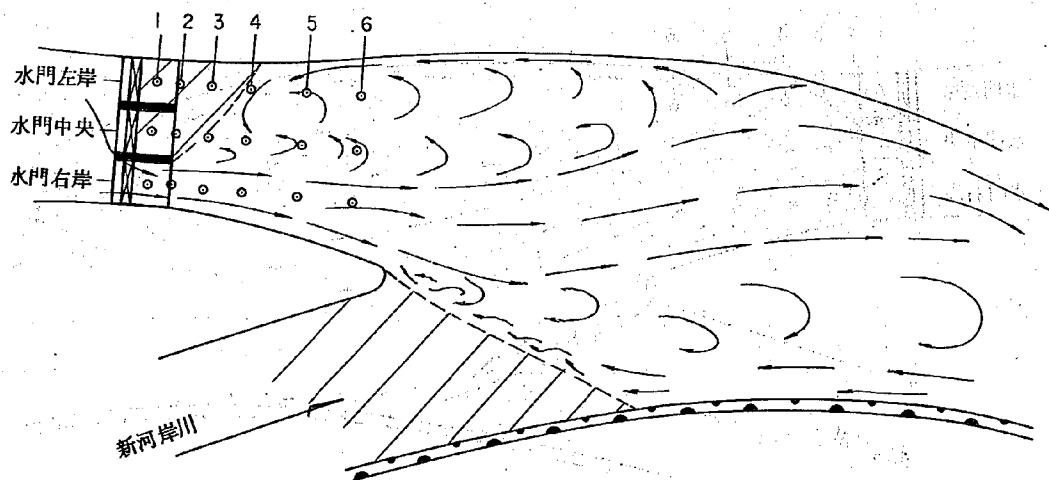
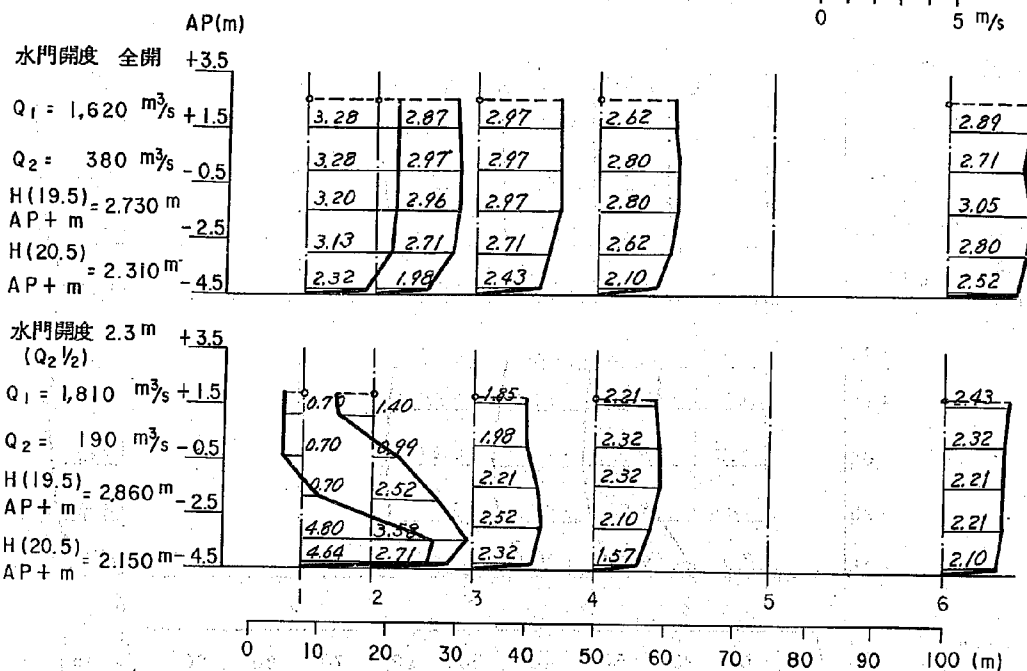
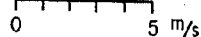


图-80 水門下流流速分布图

水門条件：左岸開 中央開 右岸閉
左岸閉 中央閉 右岸開

$$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

流速縮尺



水門下流流向图

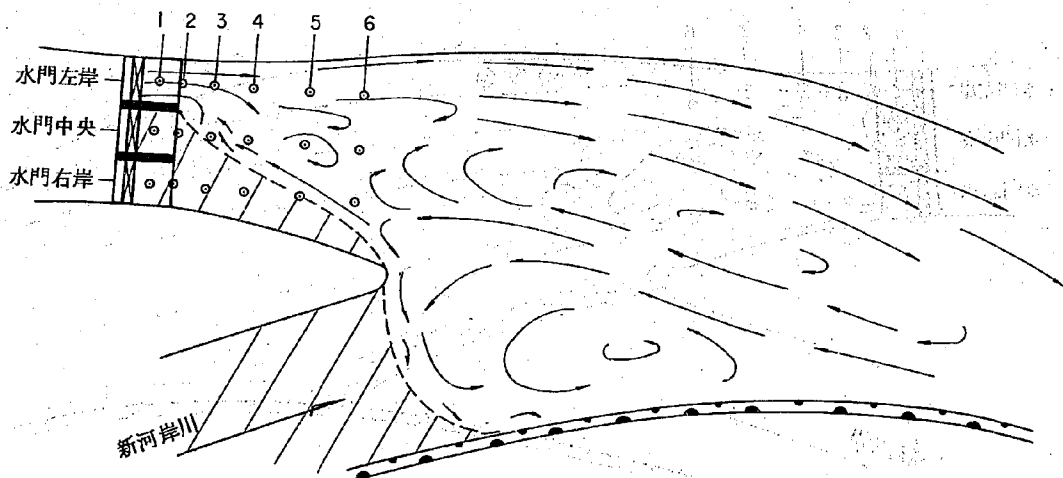
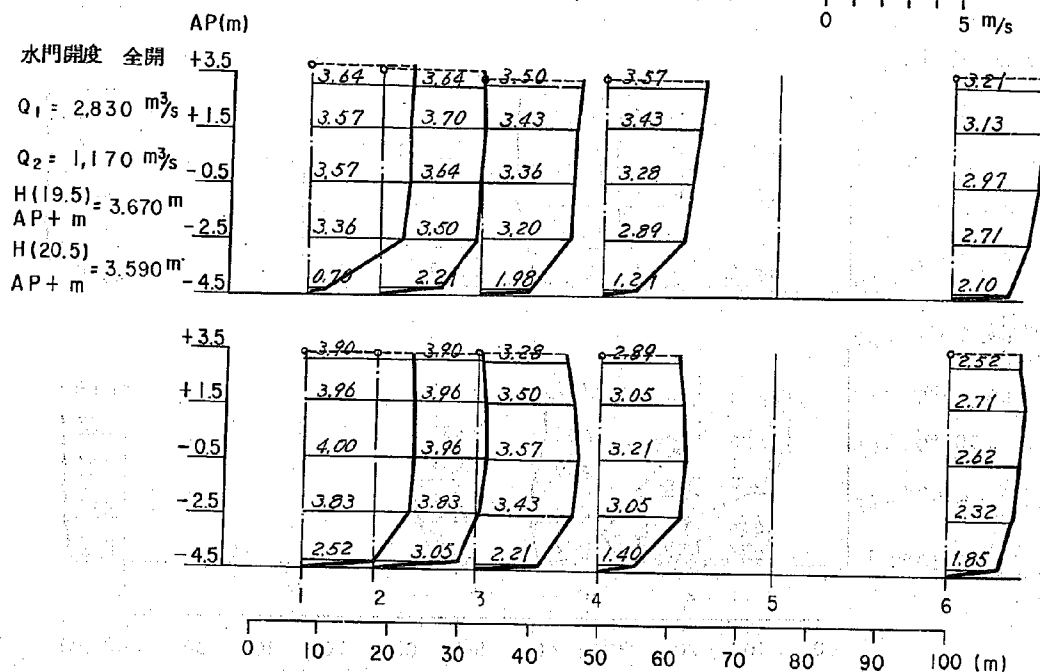


图-81 水門下流流速分布图

水門条件：左岸開 中央開 右岸開
左岸閉 (中央閉) 右岸閉

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速縮尺
0 5 m/s



水門下流流向图

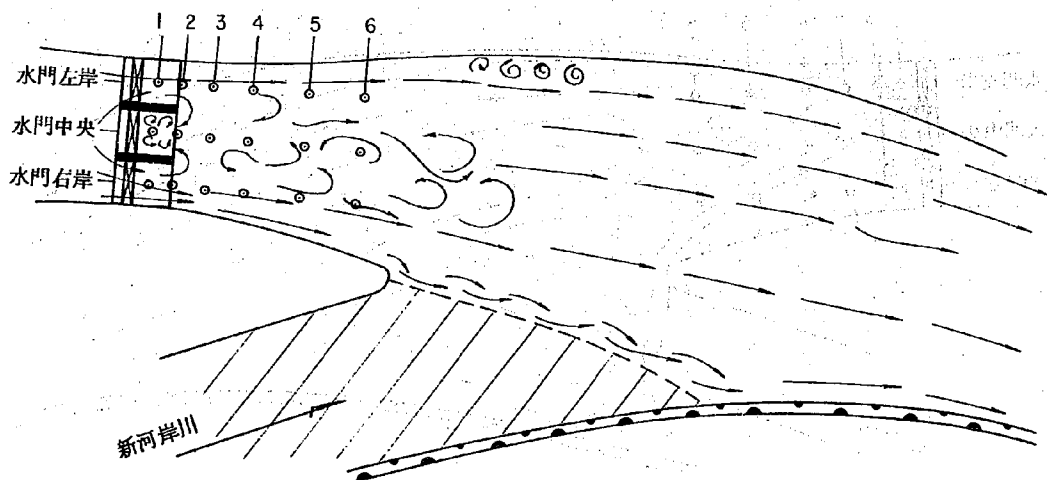
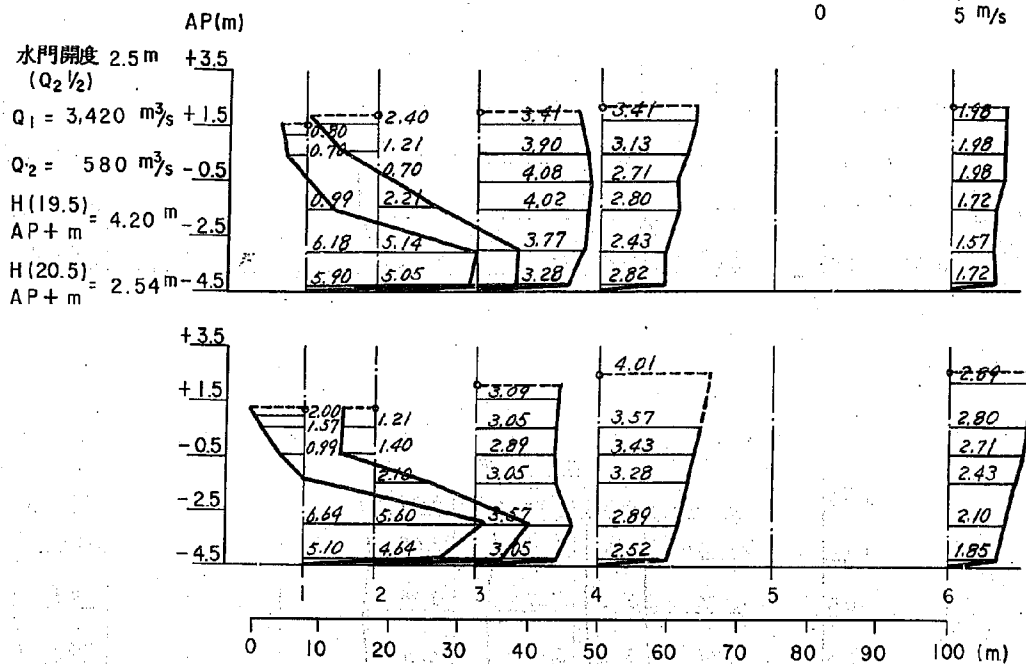


圖-82 水門下流流速分布圖

水門條件：左岸開 中央開 右岸開
左岸閉 中央閉 右岸閉

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速縮尺
0 5 m/s



水門下流流向圖

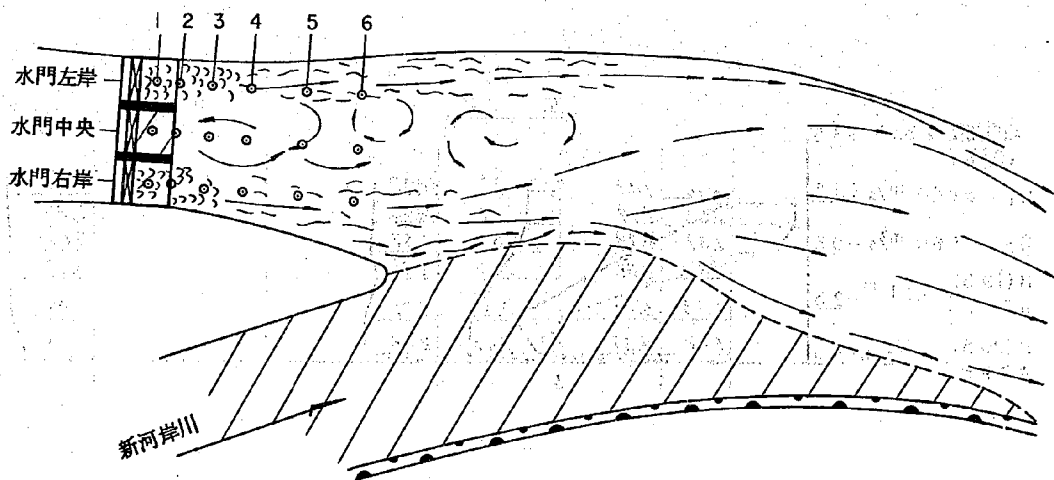


圖 - 83 水門下流流速分布圖

水門條件：左岸開 中央開 右岸開
左岸閉 中央閉 (右岸閉)

$$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

流速縮尺

0 5 m/s

A.P (m)

左 岸

水門開度 全開 +3.5

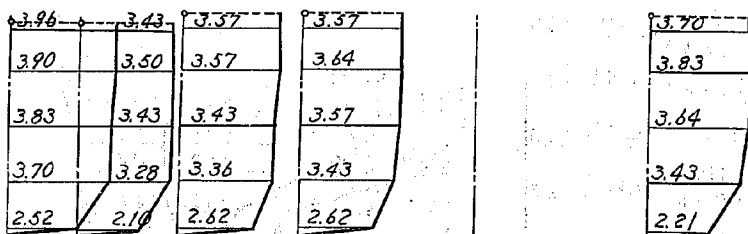
$$Q_1 = 2,870 \text{ m}^3/\text{s} + 1.5$$

$$Q_2 = 1,130 \text{ m}^3/\text{s} - 0.5$$

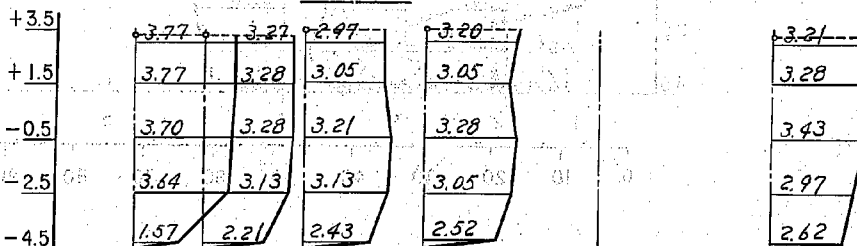
$$H(19.5) = 3.70 \text{ m} - 2.5$$

$$H(20.5) = 3.51 \text{ m} - 4.5$$

$$AP + m$$



中 央



左 岸

水門開度 2.35m +3.5
($Q_2 1/2$)

$$Q_1 = 3,440 \text{ m}^3/\text{s} + 1.5$$

$$Q_2 = 560 \text{ m}^3/\text{s} - 0.5$$

$$H(19.5) = 4.21 \text{ m} - 2.5$$

$$AP + m$$

$$H(20.5) = 2.52 \text{ m} - 4.5$$

$$AP + m$$

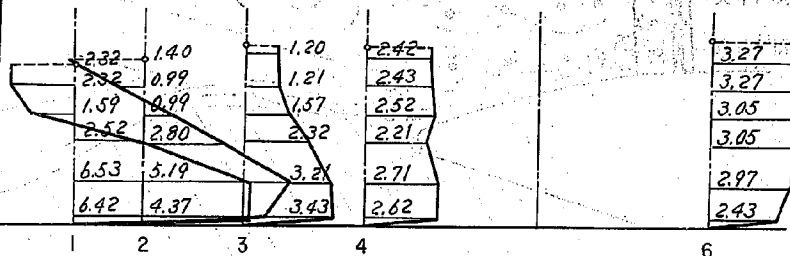
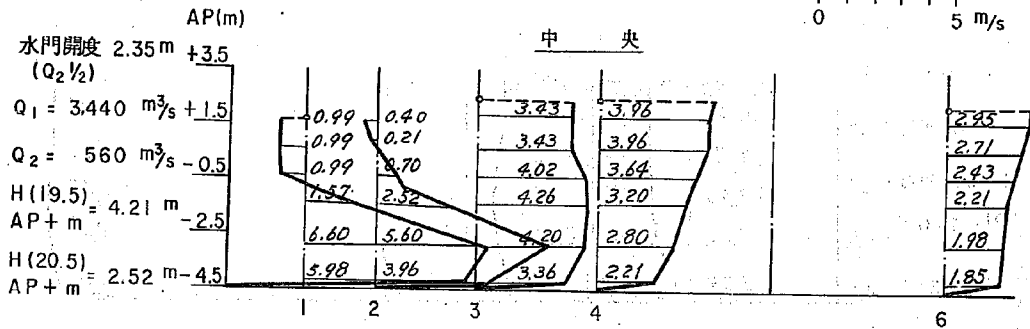


图-84 水門下流流速分布图

水門条件：左岸開 中央開 右岸開
左岸閉 中央閉 右岸閉

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速縮尺
0 5 m/s



水門下流流向图

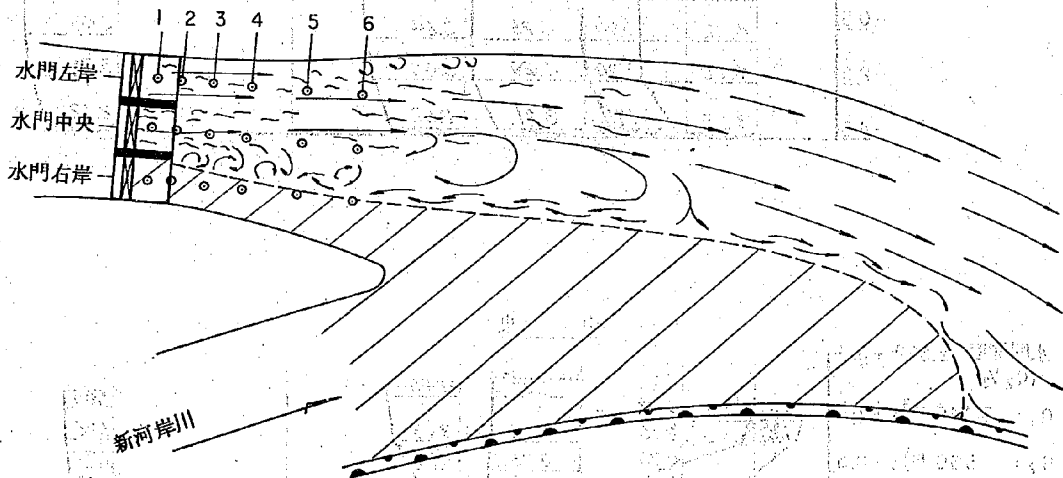


圖-85 水門下流流速分布圖

水門條件：左岸開 中央開 右岸開
 (左岸閉) 中央閉 右岸閉

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速縮尺
 0 5 m/s

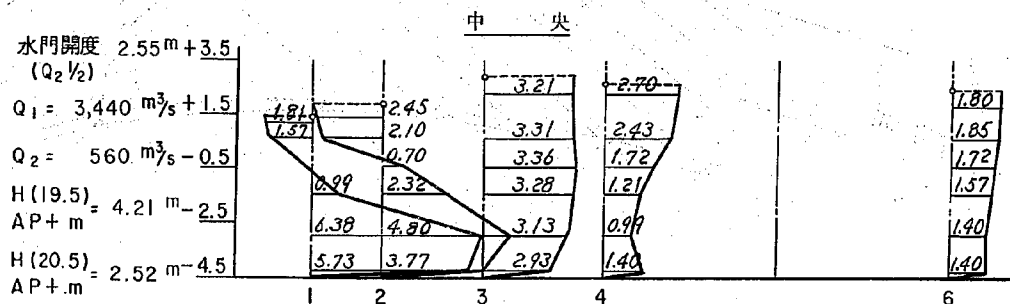
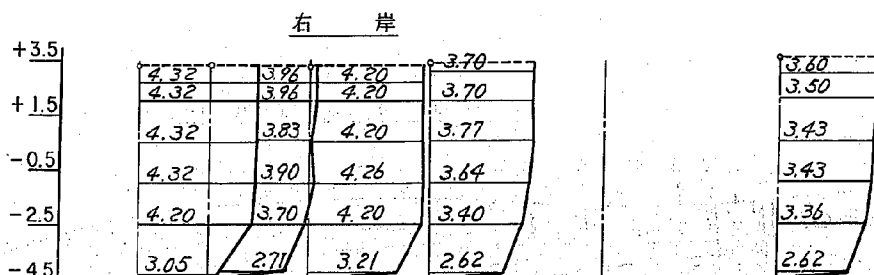
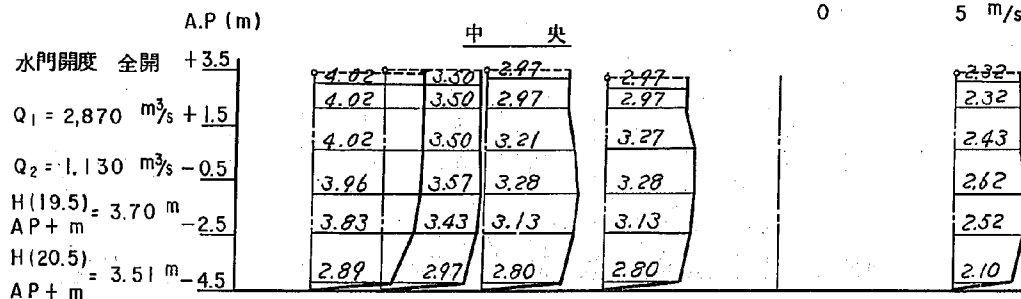


图-86 水門下流流速分布图

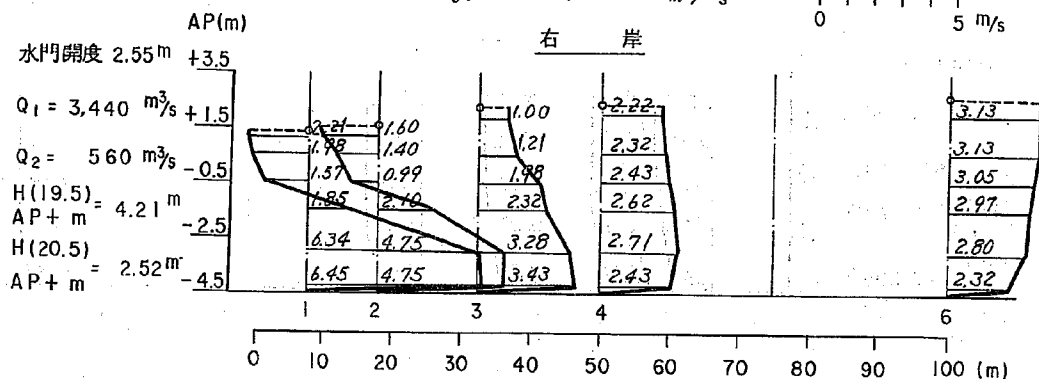
水門条件：左岸開 中央開 右岸開

(左岸閉) 中央閉 右岸閉

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速縮尺

0 5 m/s



水門下流流向图

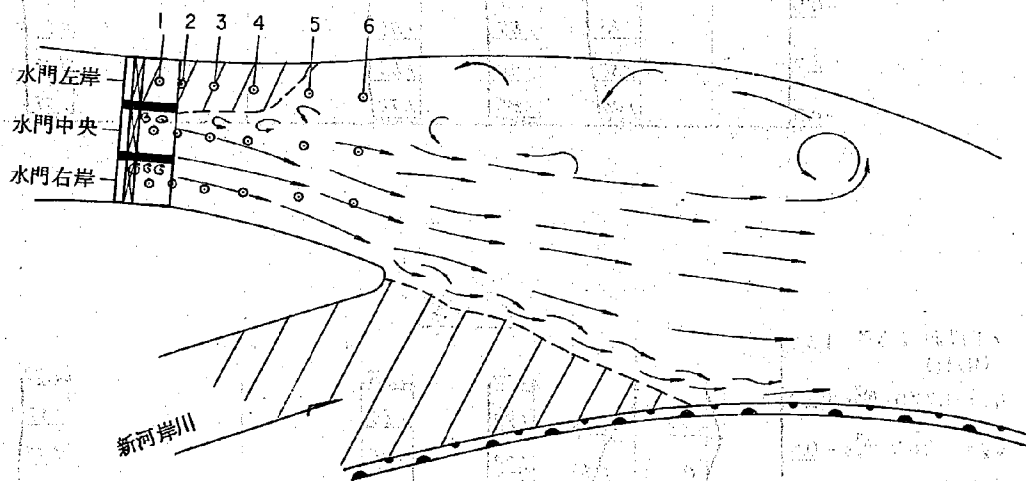


圖-87 水門下流流速分布圖

水門條件：~~左岸開~~ ~~中央開~~ ~~右岸開~~
左岸閉 中央開 右岸閉

$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速縮尺
0 5 m/s

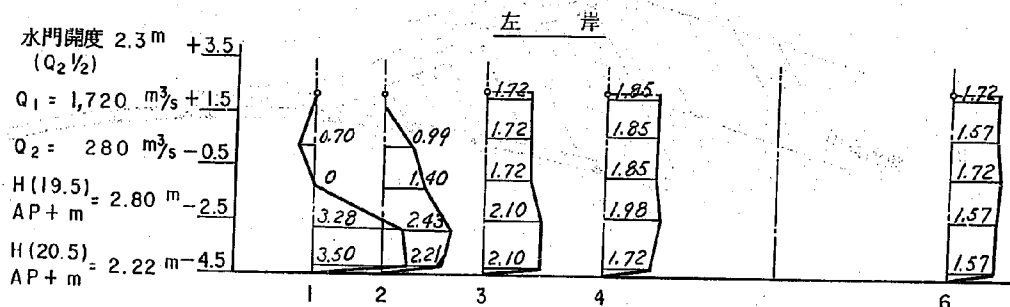
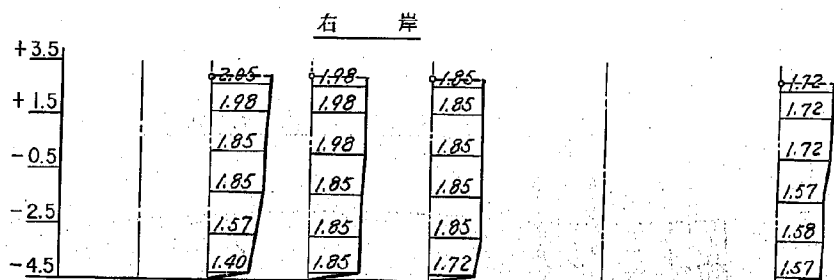
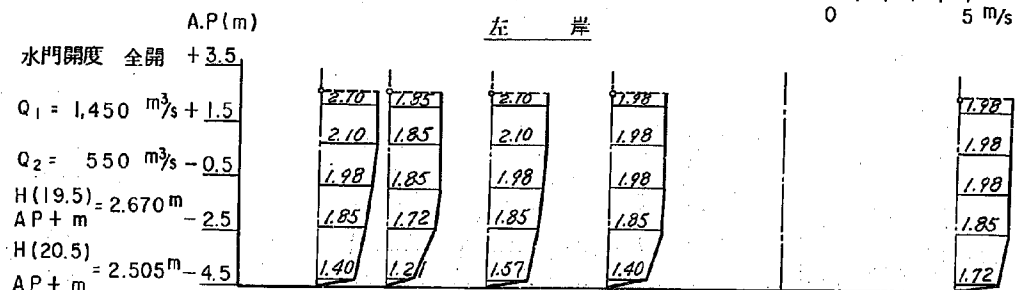
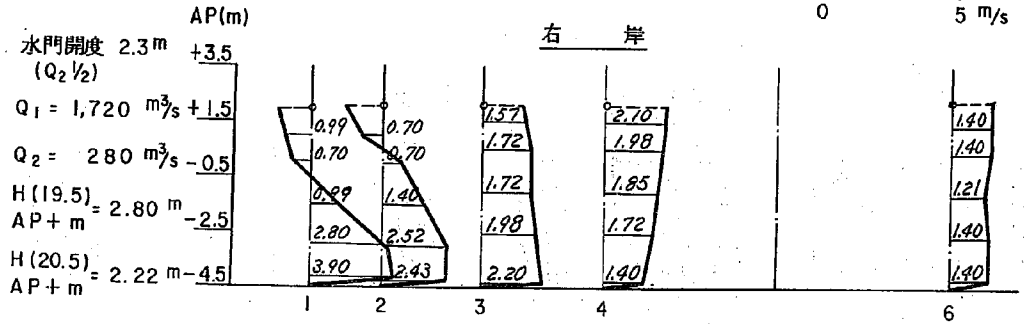


图-88 水門下流流速分布图

水門条件：左岸開 中央開 右岸開
左岸閉 中央閉 右岸閉

$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速縮尺
0 5 m/s



水門下流流向图

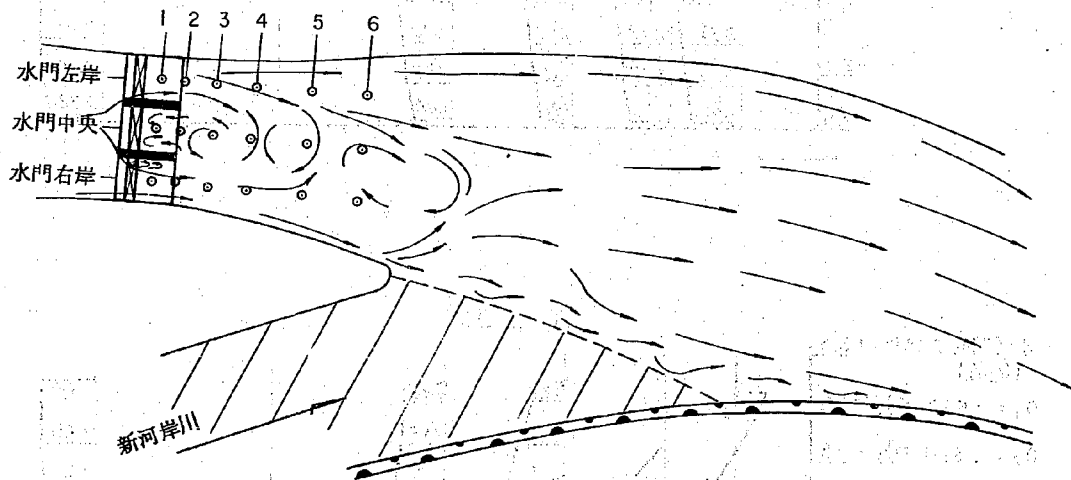


圖-89 水門下流流速分布圖

水門條件：左岸開 中央開 右岸開

左岸開 中央開 (右岸開)

$$Q_0 = 2.000 \text{ m}^3/\text{s}$$

流速縮尺

0 5 m/s

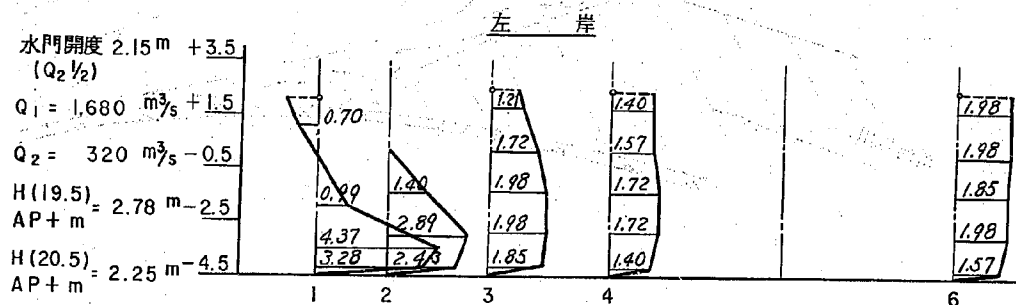
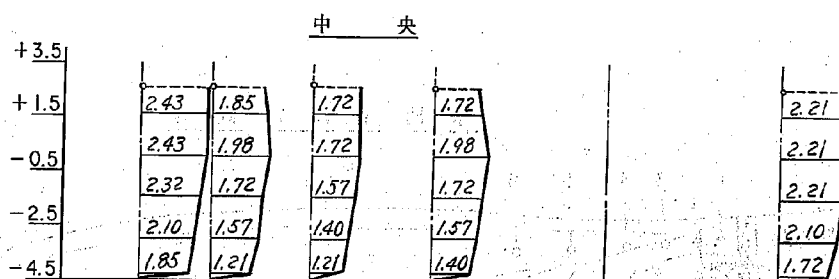
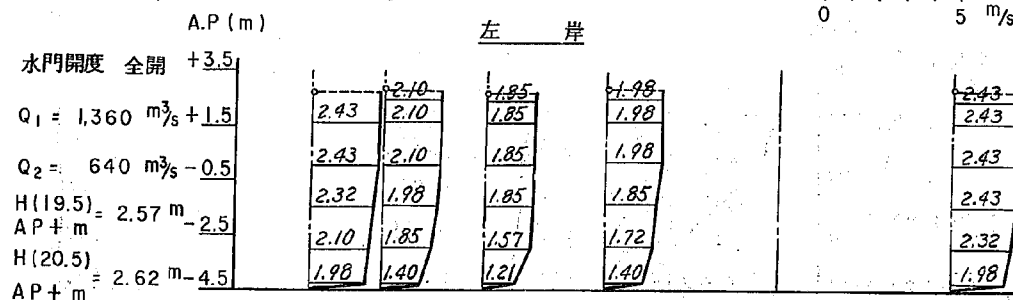
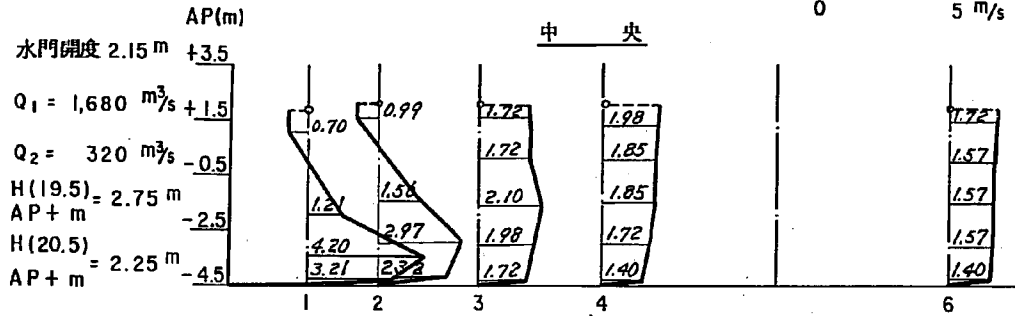


圖-90 水門下流流速分布圖

水門條件：左岸開 中央開 右岸開
左岸閉 中央閉 (右岸閉)

$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速縮尺
0 5 m/s



水門下流流向圖

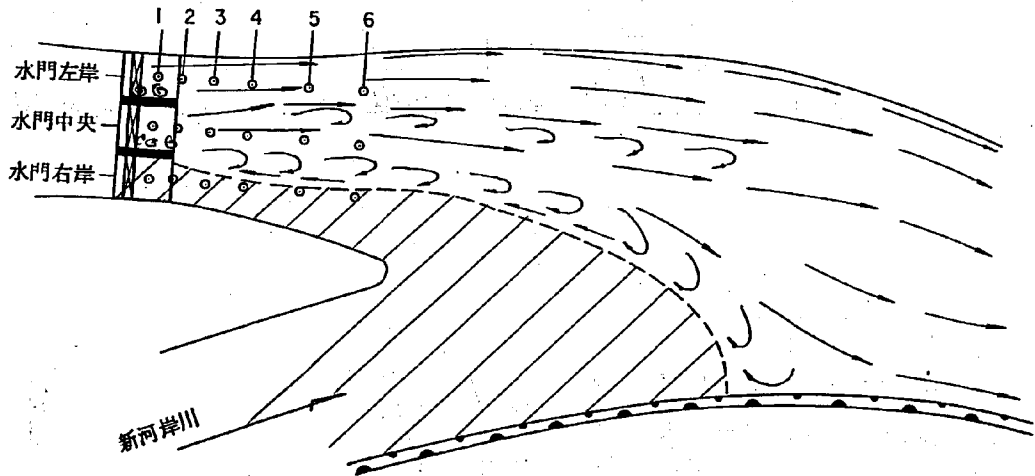


图-91 水門下流流速分布图

水門条件: 左岸開 中央開 右岸開
(左岸閉) (中央閉) (右岸閉)

$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

流速縮尺
0 5 m/s

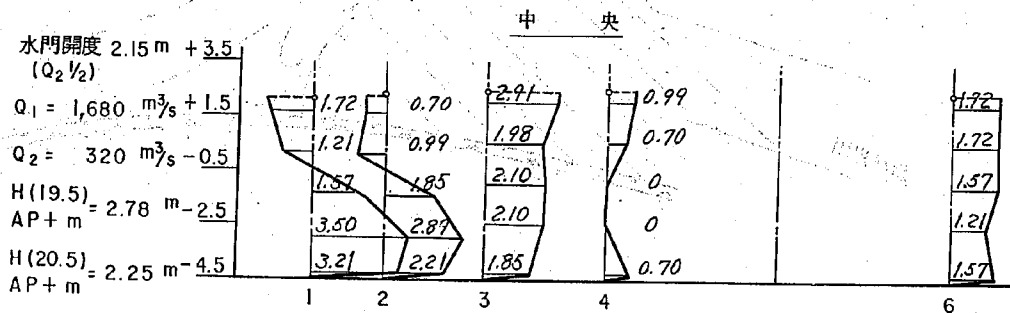
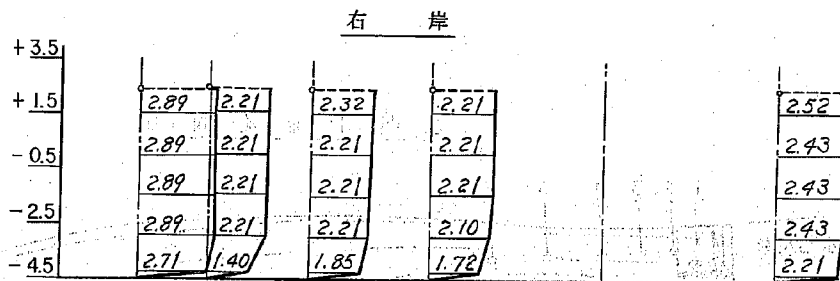
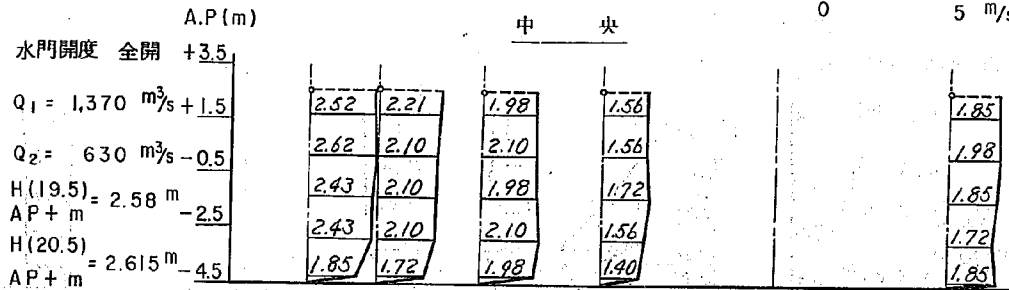
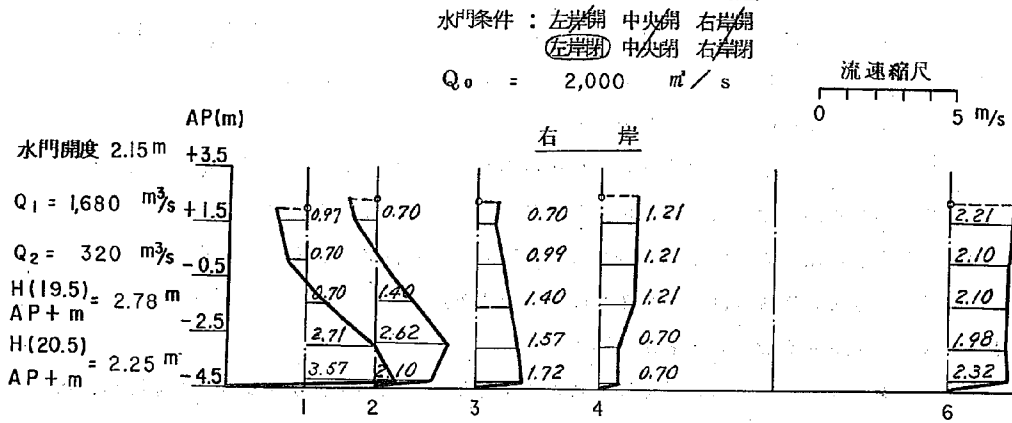
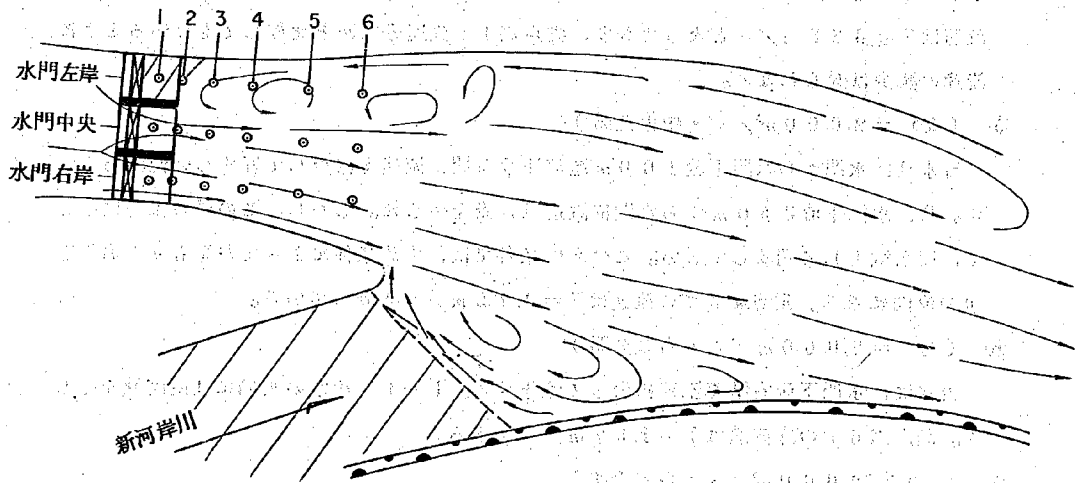


圖-92 水門下流流速分布圖



水門下流流向圖



護岸保護については十分検討しなければならない。流心は、測点 $\#4$ 迄測線上を通過している。 $\#4$ での底流速は、 $V = 4.43 \text{ m/s}$ である。 $\#6$ では、測点が流心から 15 m 離れているにもかかわらず、底流速で $V = 2.43 \text{ m/s}$ となっている。

② ($Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・中央開度 2.8 m)

流向は左岸よりとなり、水門下流 150 m からは左岸護岸沿いに流下する。水門下流 450 m から水門位置迄は、大きな渦を生じた。しかし、この流速は小さいものであり、河道に影響を及ぼすことはない。流心は、全開の場合同様 $\#4$ 迄測線上を通過し、正常分布を示し $\#4$ での底流速は $V = 3.28 \text{ m/s}$ である。

③ ($Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・右岸全開)

ゲートを通過した流水は、拡散することなく流下し、水門下流 300 m の右岸護岸に水当りを作った。この地点の流速は大きく、護岸保護は非常に困難と思われる。又、水門下流 400 m から水門位置迄は、大きな渦を生じ、その流速も大きい。流心は、測点 $\#2$ 迄測線上を通過している。測点が流心から 10 m 離れている $\#4$ での底流速は $V = 3.64 \text{ m/s}$ である。

④ ($Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・左岸全開)

流水は拡散せず、左岸護岸沿いに流下し、流速も減少しない。又、水門下流 450 m から水門位置迄、大きな逆流域を生じた。流心は、全測点を通過している。測点 $\#6$ での底流速は $V = 3.83 \text{ m/s}$ となっており、測点 $\#1$ の流速分布図と比較してもわかるように、流速の減少は見られない。

⑤ ($Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・中央全開)

流水は、水門から水門下流 100 m 迄流下する間、流速も減少して好ましい流況となった。又、水門下流 350 m から水門位置迄は、渦を生じた。しかし、この渦の流速は小さく、死水域として判断してよい。この水門条件では、下流条件によって左岸寄りか右岸寄りの流向になる。測点 $\#6$ での流速は $V = 1.72 \text{ m/s}$ となっている。

⑥ ($Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・右岸全開)

流水は、水門下流右岸導流部に沿って流下する。しかし、流水の両側には逆流域を生じた。測点 $\#6$ での底流速は $V = 1.57 \text{ m/s}$ である。

⑦ ($Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・左岸全開)

流水は、左岸護岸沿いに流下するが、あまり拡散しない。又、水門下流 400 m から水門位置迄大きな逆流域を生じた。 $Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合同様、測点 $\#1$ と $\#6$ の流速分布図と比較した場合、表面流速は減少しているが底流速は減少せず $V = 2.52 \text{ m/s}$ となっている。

- ⑧ ($Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・左右岸全開)

左右岸ゲートを通過した流水は、法線に沿って流下した。全閉してある中央ゲートの直下流には、逆流及び渦域を生じた。流水は、ゲート下流100mから川幅いっぱいに流下し、底流速も測点№6で $V = 2.00 \text{ m/s}$ である。

- ⑨ ($Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・左右岸開度2.5m)

左岸ゲートを通過した流水は、左岸護岸沿いに流下するが、右岸ゲートを通過した流水は、水門下流右岸導流部の先端から左岸寄りの流向となる。そのため、水門下流350mの左岸に水当りを作る。左岸・右岸の流速分布は、測点№4では正常分布になっている。№6での底流速は、 $V = 1.80 \text{ m/s}$ である。

- ⑩ ($Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・左中岸全開)

逆流及び死水域は生じないが、両ゲートを通過した流水は、拡散せず左岸護岸沿いに流下するため、流速の減少は見られない。したがって、左岸護岸対策が必要である。流速分布図の測点№1と№6を比較すると、流速の減少は見られず、№6の底流速で $V = 2.60 \text{ m/s}$ である。

- ⑪ ($Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・中右岸全開)

中右岸ゲートを通過した流水は、水門下流350m迄流下する間に、次第に拡散し河幅いっぱいに流下する。全閉している左岸ゲートから350m下流迄逆流域を生じた。中央・右岸の流速分布図は、大体同じである。測点№6の底流速は $V = 2.6 \text{ m/s}$ である。

- ⑫ ($Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・左右岸全開)

左右岸ゲートを通過した流水は、水門下流100m地点から河幅いっぱいとなって流下する。全閉している中央ゲートの下流に渦域を生じるが、これは河道に悪影響を及ぼすことはない。底流速は、測点№2より下流において、縮流による影響は見られない。№1の底流速は $V = 1.40 \text{ m/s}$ である。

- ⑬ ($Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・左・中岸全開)

流向図を見れば、ゲートを通過した流水は拡散せずに流下している。しかし、この場合分流量も小さく、流速も大きくない。したがって、好ましい流況である。測点№1の底流速は $V = 1.90 \text{ m/s}$ である。

- ⑭ ($Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・中右岸全開)

流心部では好ましい流況を示しているが、全閉している左岸ゲートから水門下流400m迄の左岸は逆流域となっている。測点№1の底流速は $V = 1.85 \text{ m/s}$ (中央)・ $V = 2.71 \text{ m/s}$ (右岸)である。

以上、ゲート操作条件別に流況を述べてきたが、次に好ましい流況を示す操作案と好ま

しくない流況を示す操作案について述べる。これについては、次に記すことを考慮して選定した。

- (i) 死水域には、土砂堆積の懸念がある。
- (ii) 渦は、生起する場所により、河道に対し影響を及ぼす場合とそうでない場合がある。
- (iii) 逆流域には、(i)と同様土砂堆積は必至である。
- (iv) 流速が大きく、護岸に対し水当りを作る場所では、護岸維持が非常に困難である。
- (v) 本実験では、新河岸川の流量を $0 \text{ m}^3/\text{s}$ として実験しているため、実際には流況にある程度の変動がある。

[$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・ゲート1門操作]

好ましい操作案 ～ 左岸開

好ましくない操作案 ～ 中央開・右岸開

[$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・ゲート2門操作]

好ましい操作案 ～ 左右岸開・左中開

好ましくない操作案 ～ 中右開

[$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・ゲート1門操作]

好ましい操作案 ～ 左岸開

好ましくない操作案 ～ 中央開・右岸開

[$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・ゲート2門操作]

好ましい操作案 ～ 左右岸開・左中開

好ましくない操作案 ～ 中右開

以上述べたものは、実験対象流量に対し全開の場合の流向測定により判断したものである。

5-9) E案計画河道

5-9)-a E案計画河道模型

本河道とD案計画修正河道の相違点は、高水敷先端を切下げた場合の下流高水敷への取付方法と、水門巾及び門数である。(高水敷先端高 $A.P + 3.57 \text{ m}$ の下流高水敷への取付けは $A.P + 3.57 \text{ m}$ を 200 m 下流迄 Level に改造し、その点から現状へ8割勾配で取付ける。水門諸元は、水門巾 2.5 m ・門数2門とした。)

5-9)-b 本 実 験

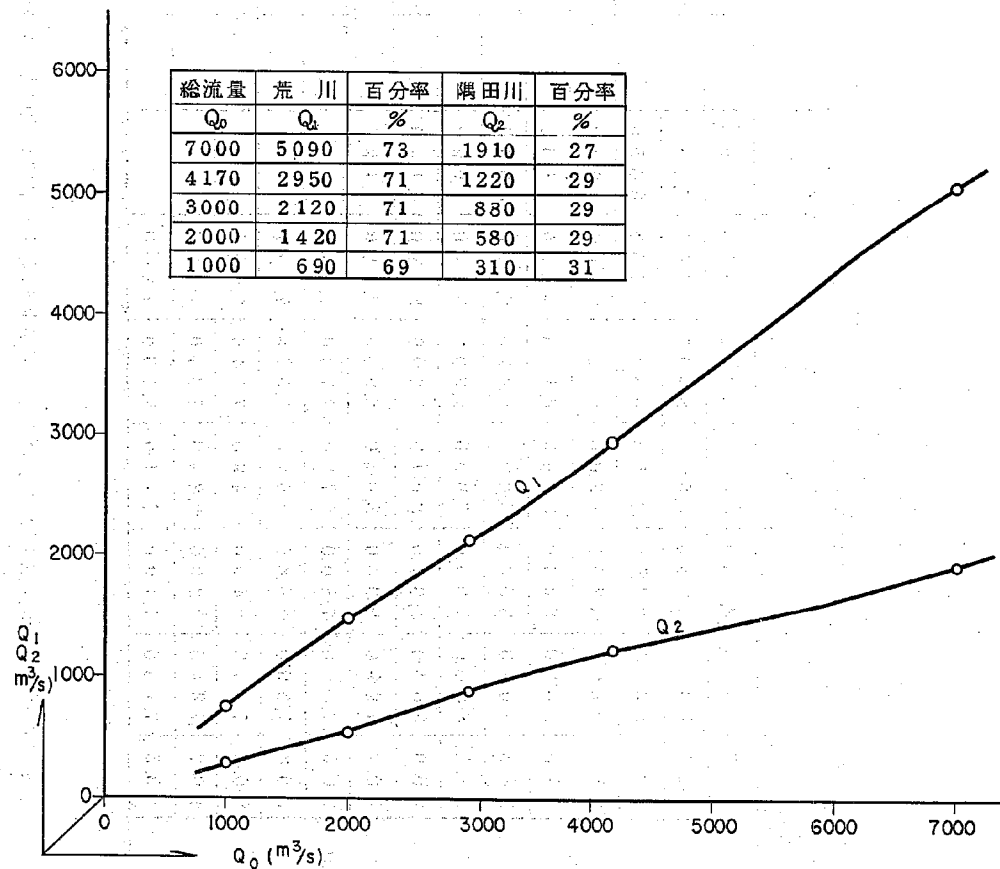
(i) 分流量測定

水門は全開とし、測定対象流量は $Q_0 = 7,000 + 4,170 + 3,000 + 2,000 + 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の5流量・水門巾は 4.5 m について実験を行った。

結果は、図-93に示したとおりである。

図-93 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図

〔註〕；水門巾45m, 1径間2.25m 2門



隅田川への分流量は、中小洪水の場合が29~31%となり、計画流量の場合が27%となった。

(ii) 水位測定

水門は、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が全開、 $Q_0 = 4,170 \cdot 3,000 \cdot 2,000 \cdot 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ については全開の状態で行った。

結果は、表-21~25・図-94に示したとおりである。

表 - 21 水位縦断測定値表

実験条件		$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$							$H_{1.05} = A P + 7.220 \text{ m}$
河川名	断面番号	1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	22.7	8,555	8,580	8,355	8,355	8,405	8,455		8,443
	22.4	8,355	8,355	8,355	8,405	8,505	8,455		8,405
	22.1	8,355	8,355	8,355	8,355	8,450	8,455		8,388
	21.8	8,305	8,305	8,300	8,155	8,205	8,230		8,250
	21.5	8,330	8,230	8,205	8,155	8,155	8,105		8,197
	21.3	8,040	8,090	8,090	7,990	8,090	8,090		8,065
	21.1	8,040	7,990	7,990	7,990	8,040	7,990		8,007
	20.9	8,040	8,040	8,040	8,090	8,090	8,140		8,073
	20.7	7,990	8,040	8,040	8,090	8,190	8,190		8,090
	20.5	7,850	7,800	7,790	7,790	7,745			7,795
	20.2	7,590	7,565	7,575	7,575	7,570			7,575
	20.0	7,440	7,490	7,490	7,540	7,490			7,490
	19.7	7,340	7,290	7,290	7,340	7,290			7,310
	19.5	7,190	7,190	7,140	7,190	7,240			7,190

D案計画河道の水位縦断図と比較すると、各流量に対する水位が変動していないのが分かる。このことは、D案計画河道とE案計画河道との相違点が、高水敷先端を50cm切下げた場合の下流高水敷への取付け方法だけであるため、水位変動の要因が小さすぎることから言える。

(iii) 流向・流速測定

表 - 22 水位縦断測定値表

河川名	断面番号	実験条件 測点番号 $Q_0 = 4.170 m^3/s$ $H_{1.5} = AP + 3.790$ $H_{2.0.5} = AP + 3.690$						
		1	2	3	4	5	6	7
荒川	2 2.7		5,040	5,055	5,055	5,060	5,040	
	2 2.4		4,880	4,815	4,825	4,810	4,820	
	2 2.1		4,520	4,510	4,515	4,520	4,510	
	2 1.8		4,860	4,850	4,860	4,850	4,855	
	2 1.5		4,240	4,235	4,225	4,220	4,230	
	2 1.3		4,115	4,110	4,115	4,100	4,110	
	2 1.1		4,180	4,175	4,120	4,170	4,180	
	2 0.9		4,230	4,225	4,210	4,215	4,220	4,225
	2 0.7		4,195	4,190	4,190	4,185	4,190	4,190
	2 0.5		3,980	3,965	3,940	3,915	3,715	
	2 0.2		3,865	3,865	3,840	3,815	3,880	
	2 0.0		3,860	3,790	3,785	3,790	3,815	
	1 9.7		3,815	3,790	3,790	3,790	3,790	
	1 9.5		3,785	3,780	3,790	3,785	3,790	
隅田川	2 1.1	3,715	3,665	3,610				
	2 0.9	3,690	3,675	3,705				
	2 0.7	3,700	3,665	3,675				
	2 0.5	3,685	3,655	3,665				
								平均水位

表-23 水位縦断測定値表

河川名 断面番号 測点番号		実験条件 $Q_0 = 3.000 m^3/s$ $H_{1.5} = AP + 3.090$ $H_{2.0.5} = AP + 3.035$							
		1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	2 2.7		3.835	3.865	3.855	3.865	3.855		3.855
	2 2.4		3.760	3.770	3.760	3.760	3.775		3.765
	2 2.1		3.625	3.610	3.620	3.610	3.610		3.615
	2 1.8		3.572	3.525	3.540	3.510	3.524		3.534
	2 1.5		3.530	3.480	3.475	3.510	3.530		3.505
	2 1.3		3.460	3.435	3.455	3.420	3.455		3.445
	2 1.1		3.440	3.405	3.410	3.450	3.420		3.425
	2 0.9		3.455	3.423	3.406	3.405	3.395	3.415	3.417
	2 0.7		3.425	3.440	3.410	3.395	3.424	3.405	3.417
	2 0.5		3.290	3.265	3.285	3.255	3.255		3.270
	2 0.2		3.290	3.260	3.310	3.240	3.300		3.280
	2 0.0		3.240	3.265	3.260	3.245	3.240		3.250
	1 9.7		3.190	3.190	3.090	3.140	3.190		3.160
	1 9.5		3.110	3.090	3.085	3.065	3.100		3.090
隅田川	2 1.1	3.090	3.040	3.040					3.057
	2 0.9	3.040	3.040	3.090					3.057
	2 0.7	3.040	3.040	3.040					3.040
	2 0.5	2.990	3.040	3.040					3.023

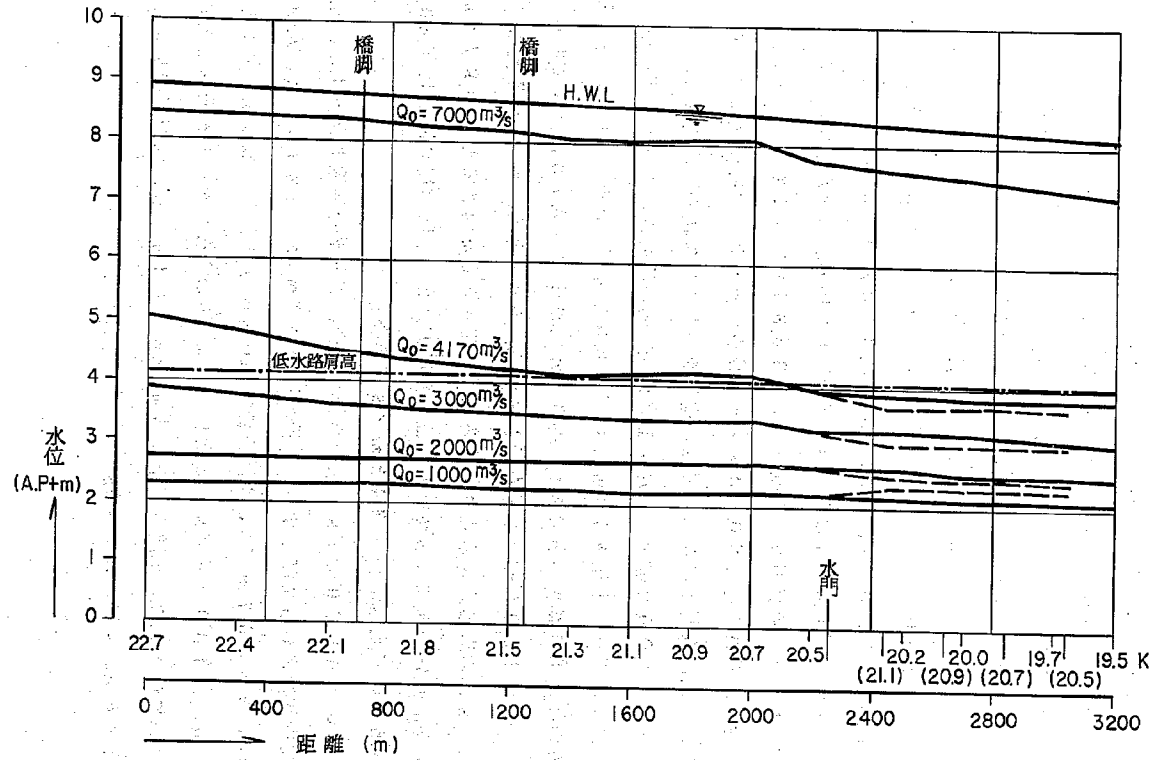
表-24 水位縦断測定値表

河川名	断面番号	実験条件		$Q_0 = 2,000 m^3/s$ $H_{19.5} = AP + 2,630$ $H_{20.5} = AP + 2,545$						
		測点番号	1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	22.7			2,790	2,740	2,760	2,715	2,720		2,745
	22.4			2,770	2,710	2,715	2,740	2,765		2,740
	22.1			2,725	2,745	2,715	2,755	2,750		2,738
	21.8			2,765	2,690	2,705	2,730	2,740		2,726
	21.5			2,740	2,700	2,705	2,725	2,740		2,722
	21.3			2,740	2,700	2,725	2,730	2,710		2,721
	21.1			2,725	2,725	2,720	2,710	2,730		2,722
	20.9			2,720	2,715	2,700	2,745	2,730	2,725	2,723
	20.7			2,720	2,705	2,735	2,730	2,720	2,740	2,725
	20.5			2,660	2,660	2,665	2,675	2,675		2,667
	20.2			2,660	2,655	2,660	2,670	2,665		2,664
	20.0			2,655	2,660	2,655	2,660	2,660		2,658
	19.7			2,660	2,655	2,655	2,655	2,655		2,656
	19.5			2,655	2,655	2,650	2,655	2,650		2,653
隅田川	21.1	2,550	2,550	2,555						2,555
	20.9	2,565	2,555	2,530						2,550
	20.7	2,550	2,545	2,555						2,550
	20.5	2,550	2,545	2,540						2,545

表-25 水位縦断測定値表

河川名 断面 番号		実験条件		Q ₀ =1.0 0 0 m ³ /s H _{1.0.5} =A P+2.1 8 H _{2.0.5} =A F+2.3 2						
		測点 番号	1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	2 2.7		2,3 0 5	2,3 3 0	2,2 3 0	2,3 0 5	2,3 1 5		2,3 1 5	
	2 2.4		2,3 2 0	2,3 1 5	2,3 0 5	2,3 0 5	2,3 0 5		2,3 1 0	
	2 2.1		2,3 0 5	2,3 0 0	2,3 0 5	2,3 0 5	2,3 0 5		2,3 0 4	
	2 1.8		2,2 9 0	2,2 9 0	2,2 8 5	2,2 9 5	2,2 9 0		2,2 9 0	
	2 1.5		2,2 6 5	2,2 6 0	2,2 6 5	2,2 6 5	2,2 7 0		2,2 6 4	
	2 1.3		2,2 5 0	2,2 4 0	2,2 3 5	2,2 3 5	2,2 4 0		2,2 4 0	
	2 1.1		2,2 2 0	2,2 1 0	2,2 1 0	2,2 1 5	2,2 2 0		2,2 1 5	
	2 0.9		2,2 1 5	2,2 1 5	2,2 1 5	2,2 1 5	2,2 5 0	2,2 2 5	2,2 2 3	
	2 0.7		2,2 6 0	2,2 5 0	2,2 5 0	2,2 5 0	2,2 5 5	2,2 1 5	2,2 4 7	
	2 0.5		2,1 6 5	2,2 6 5	2,2 1 5	2,2 4 0	2,2 3 0		2,2 2 3	
	2 0.2		2,1 6 5	2,1 9 0	2,1 6 5	2,1 8 0	2,2 1 5		2,1 9 3	
	2 0.0		2,1 6 5	2,1 4 0	2,1 2 5	2,1 3 0	2,1 9 0		2,1 5 0	
	1 9.7		2,1 5 5	2,1 4 5	2,1 1 5	2,1 4 0	2,1 5 5		2,1 4 0	
	1 9.5		2,1 3 0	2,1 4 0	2,1 1 5	2,0 6 5	2,1 4 0		2,1 1 3	
隅田川	2 1.1	2,3 6 0	2,3 4 5	2,3 4 5					2,3 5 0	
	2 0.9	2,3 3 0	2,3 4 5	2,3 4 5					2,3 4 0	
	2 0.7	2,3 4 0	2,3 3 0	2,3 3 5					2,3 3 5	
	2 0.5	2,3 3 0	2,3 2 5	2,3 2 0					2,3 2 5	

圖-94 水位縱斷圖



$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・水門全閉について行った流向測定結果は、取付堤防先端に剝離等も生ずることなく、法線に沿った流況である。

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・左岸ゲート全開の場合、左岸ゲートを通過した流水は、拡散せずに左岸護岸沿いに流下する。ゲート直下流の最大流速 $V_{\max} = 6.022 \text{ m/s}$ であり、ゲート下流 450 m 地点でも $V = 4.48 \text{ m/s}$ となっており、護岸保護対策は非常に難しい問題となる。ゲート下流 100 m (No. 6) の底流速は $V = 3.357 \text{ m/s}$ である。No. 1 と流速分布図を比較しても、流速の減少は見られない。水門下流右岸域には、大きな逆流域を生ずるが、新河岸川からの流入量があれば、この逆流域は消え問題とならない。

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・右岸ゲート全開の場合、右岸ゲートを通過した流水は、水門下流右岸導流部に沿って流下し、水門下流 350 m の右岸護岸に水当りを作り、その点の流速も $V = 4.14 \text{ m/s}$ の大きい流速を生じている。したがって、このゲート操作は非常に危険である。測点 No. 6 の底流速は $V = 3.637 \text{ m/s}$ であり、No. 1 と流速分布図を比較した場合、表面流速では 0.80 m/s の減少が見られたが底流速については全く減少していない。又、水門下流左岸域には、逆流が生じ土砂堆積の懸念がある。

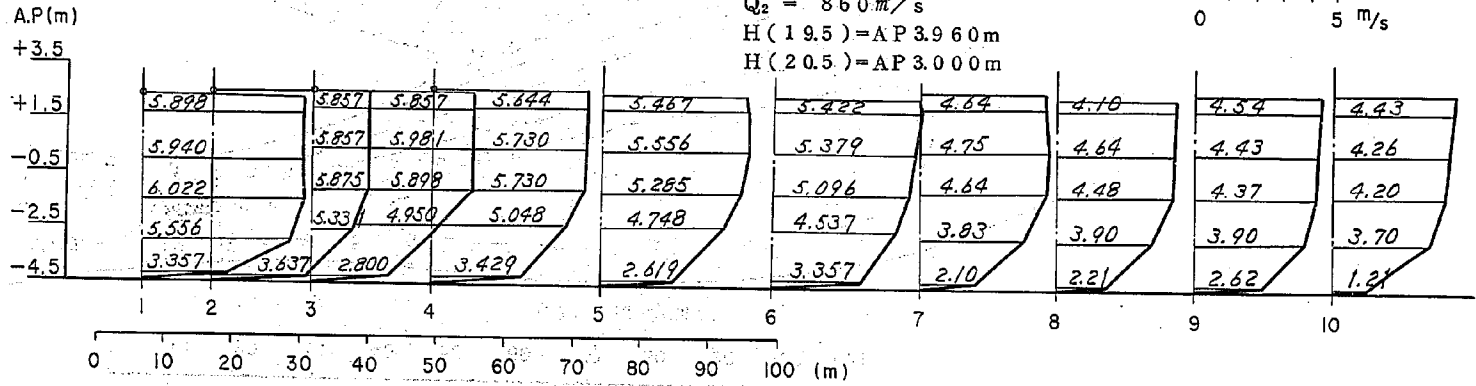
$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・左岸 1/2 Q_2 開の場合は、ゲート直下流の $V_{\max} = 7.29 \text{ m/s}$ 、ゲート下流 450 m でも $V = 3.30 \text{ m/s}$ となっている。正常分布になっているのは、測点 No. 6 からである。No. 6 の底流速は $V = 2.72 \text{ m/s}$ である。

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・右岸 1/2 Q_2 開の場合は、ゲート直下流の $V_{\max} = 8.48 \text{ m/s}$ 、右岸護岸に水当りを作る水門下流 350 m 地点でも $V = 2.74 \text{ m/s}$ となっている。正常分布になっているのは、左岸 1/2 Q_2 開の場合同様測点 No. 6 からである。No. 6 の底流速は $V = 3.43 \text{ m/s}$ である。

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・水門全開の場合、ゲートを通過した流水は、左岸寄りとなって左岸護岸に沿って流下する。水門直下流の $V_{\max} = 3.21 \text{ m/s}$ 、水門下流 100 m 地点で $V = 2.97 \text{ m/s}$ 、水門下流 450 m 地点では $V = 2.32 \text{ m/s}$ となっている。

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・水門 1/2 Q_2 開の場合、ゲートを通過した流水は、河幅いっぱい流下する。水門直下流の $V_{\max} = 6.51 \text{ m/s}$ 、水門下流 75 m 地点では $V = 1.86 \text{ m/s}$ となっている。

図-95 水門下流流速分布図



水門下流流向図

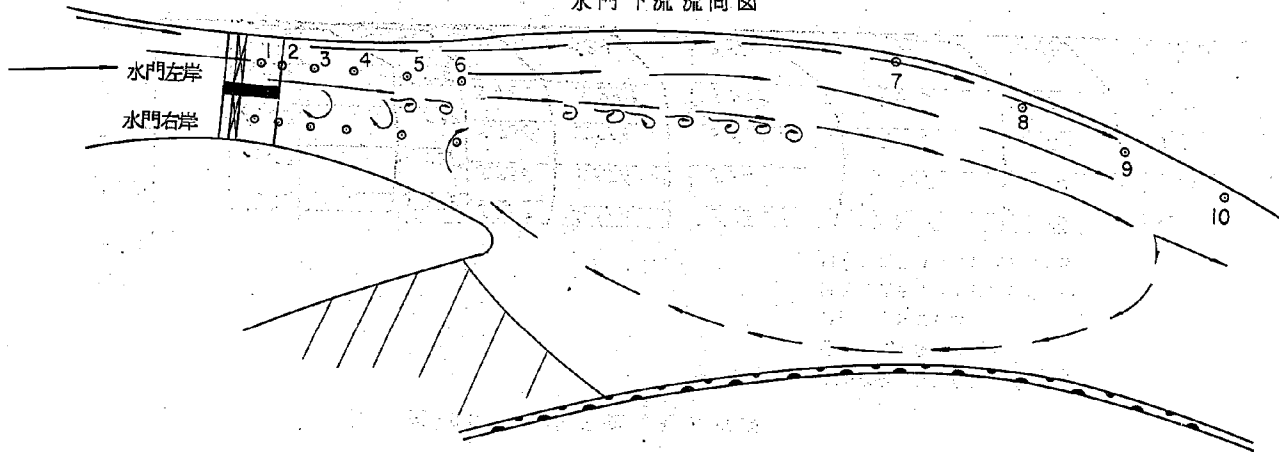
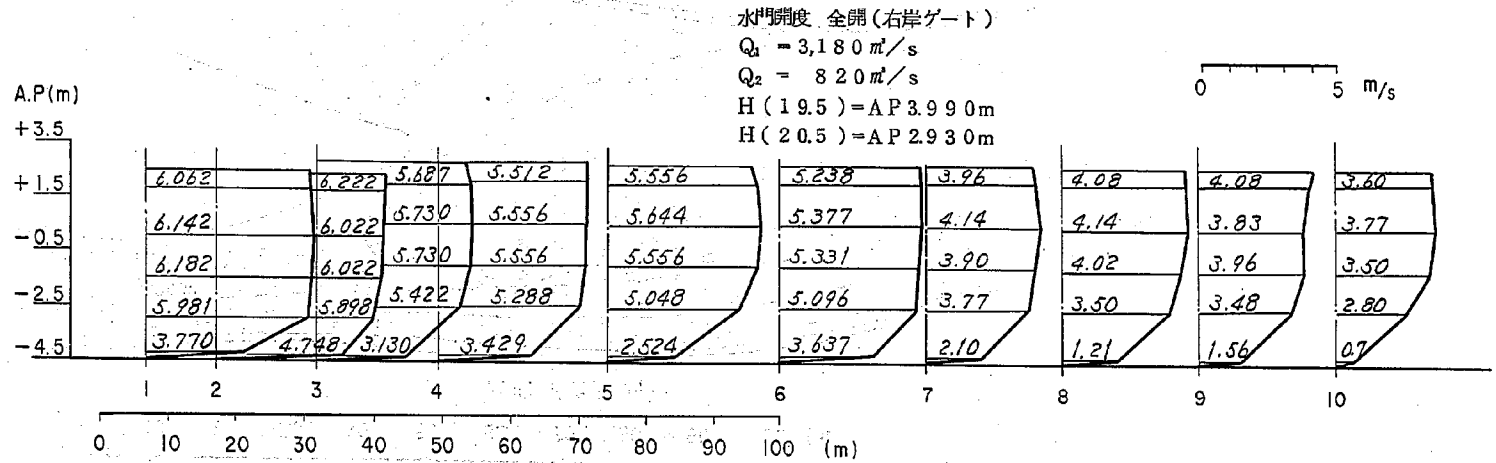


図-96 水門下流流速分布図



水門下流流向図

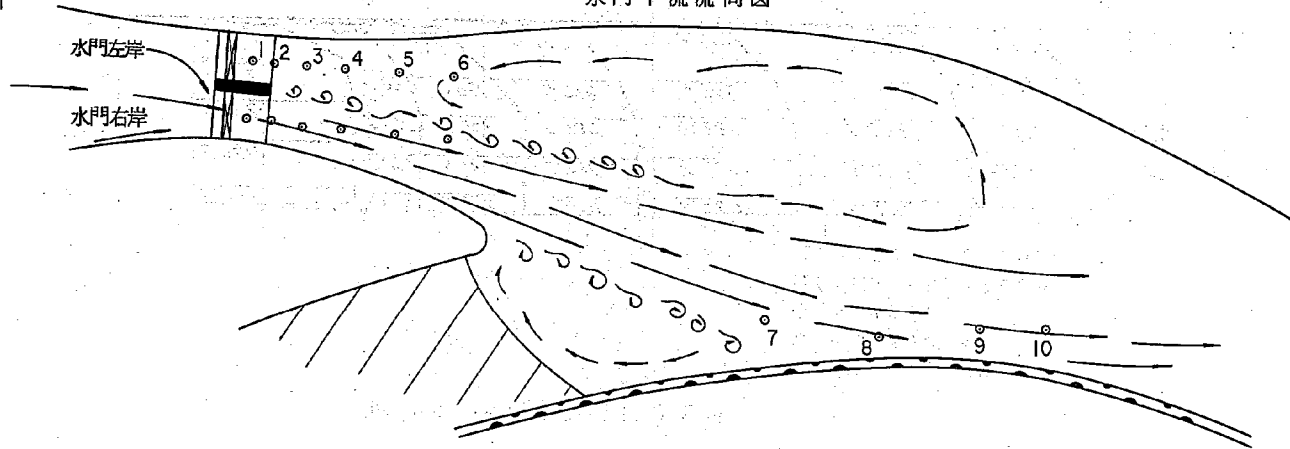
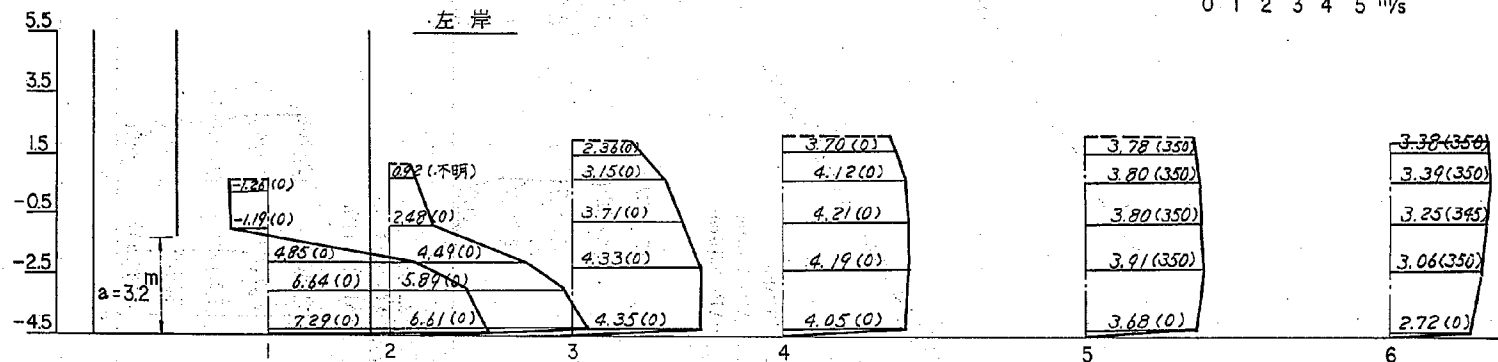


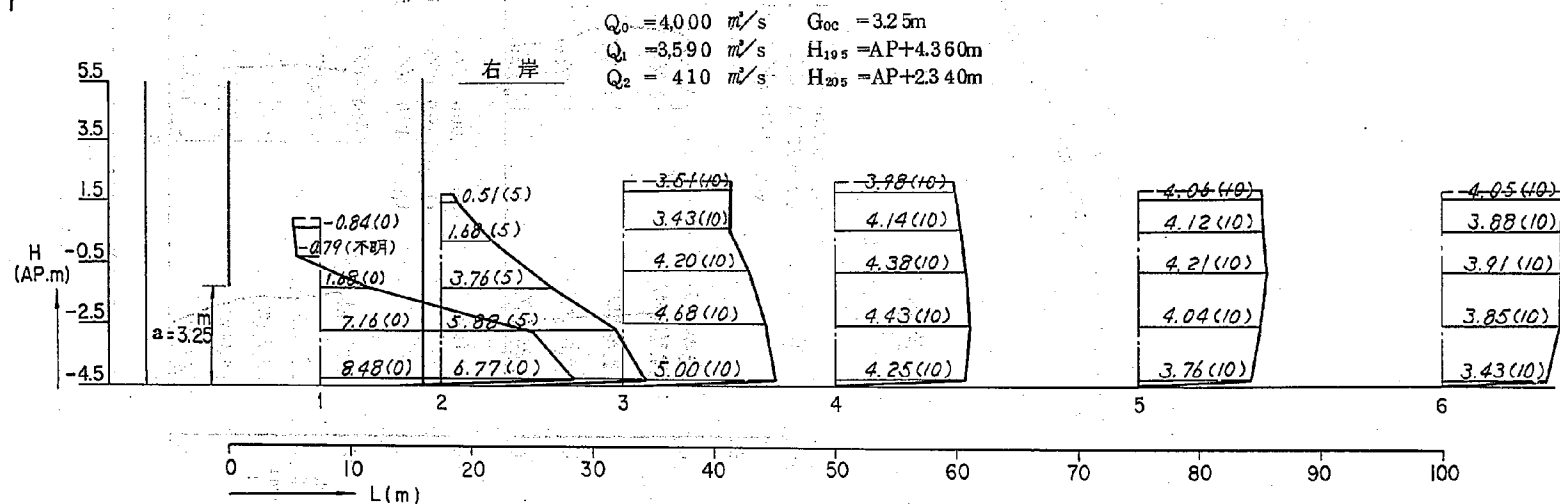
图-97~1 水門下流々速分布图

(1門/Q開)
 $Q_0 = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ $G_{0c} = 3.20\text{m}$
 $Q_1 = 3570 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{10.5} = \text{AP} + 4.330\text{m}$
 $Q_2 = 430 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{20.5} = \text{AP} + 2.360\text{m}$

流速縮尺
 0 1 2 3 4 5 m/s



- 147 -



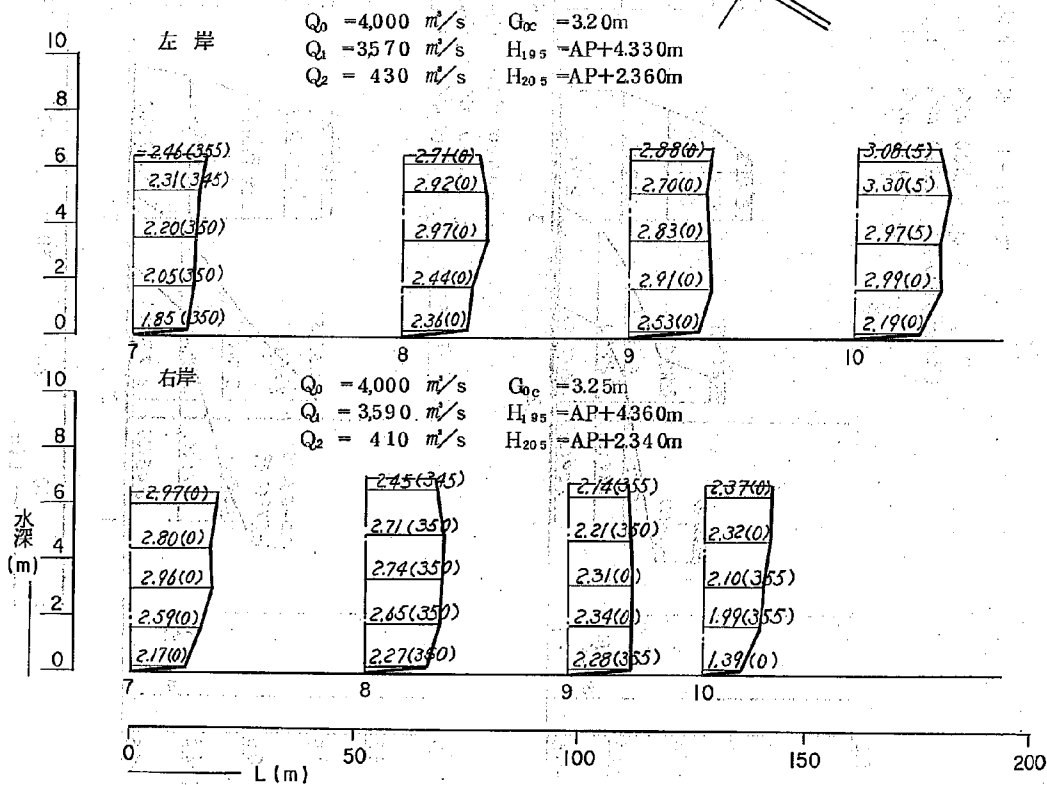
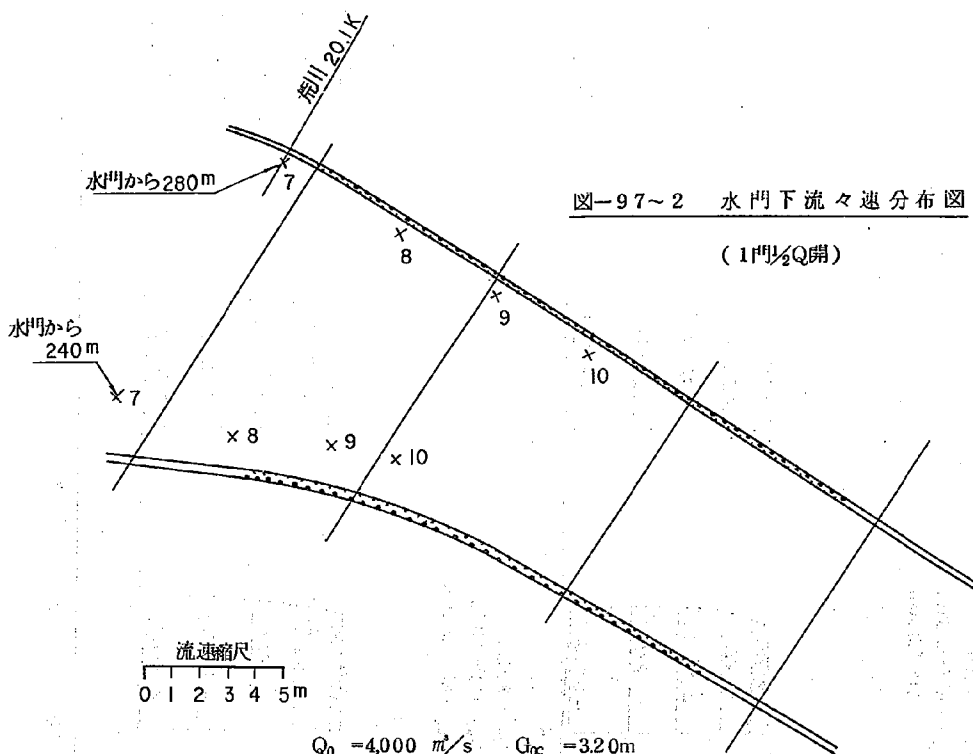


図-98~1 水門下流々速分布図

(2門全開)
 $Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $G_{0c} = \text{全開}$
 $Q_1 = 2,810 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{105} = \text{AP} + 3.660\text{m}$
 $Q_2 = 1,190 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{205} = \text{AP} + 3.635\text{m}$

流速縮尺
 0 1 2 3 4 5 m/s

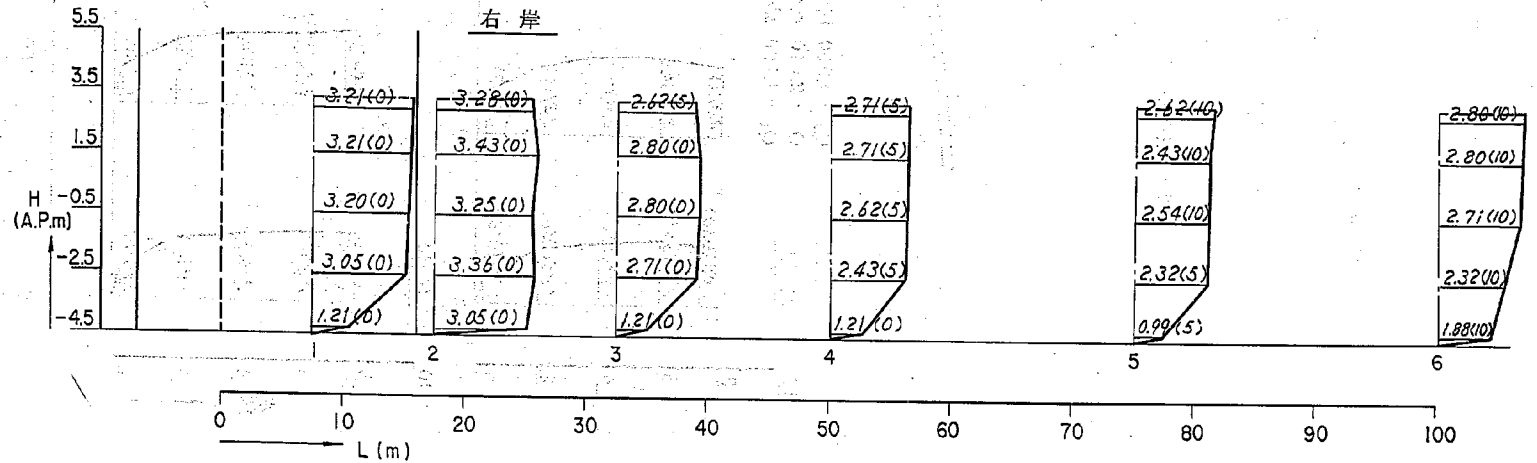
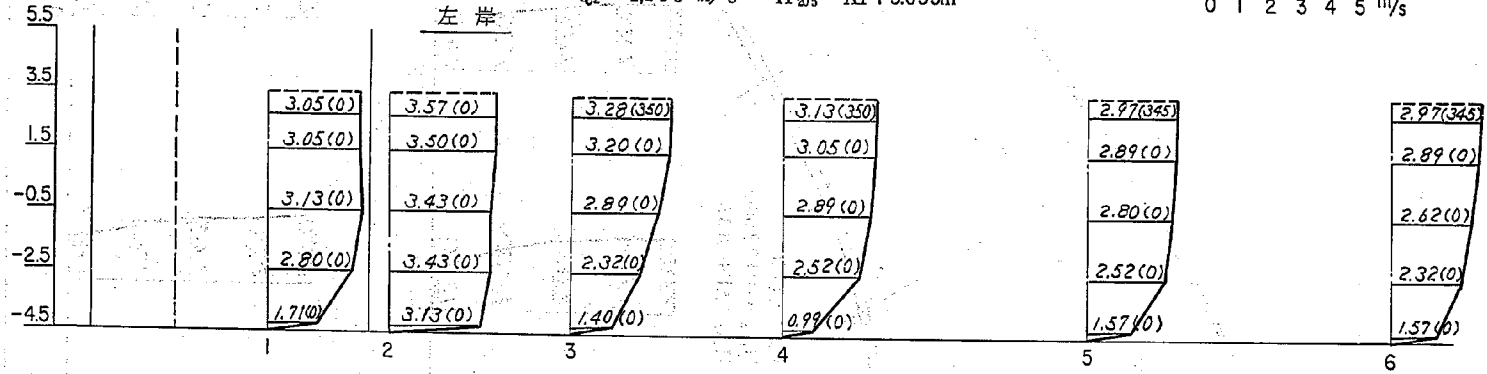


図-98 ~2 水門下流々速分布図

(2 門全開)

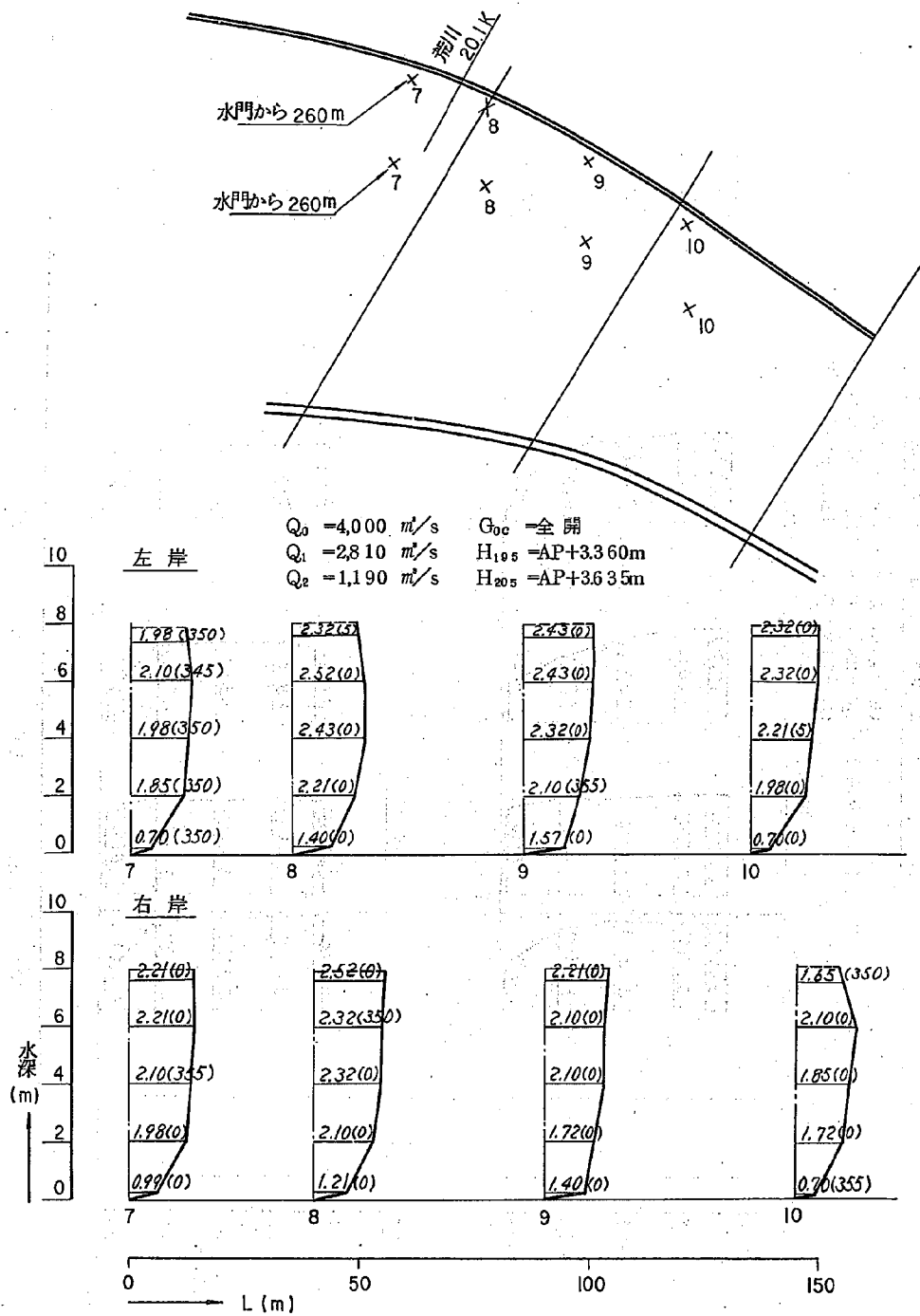


図-99~1 水門下流々速分布図

(2門 $\frac{1}{2}$ 開)

$Q_0 = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$

$G_{oc} = 2.60\text{m}$

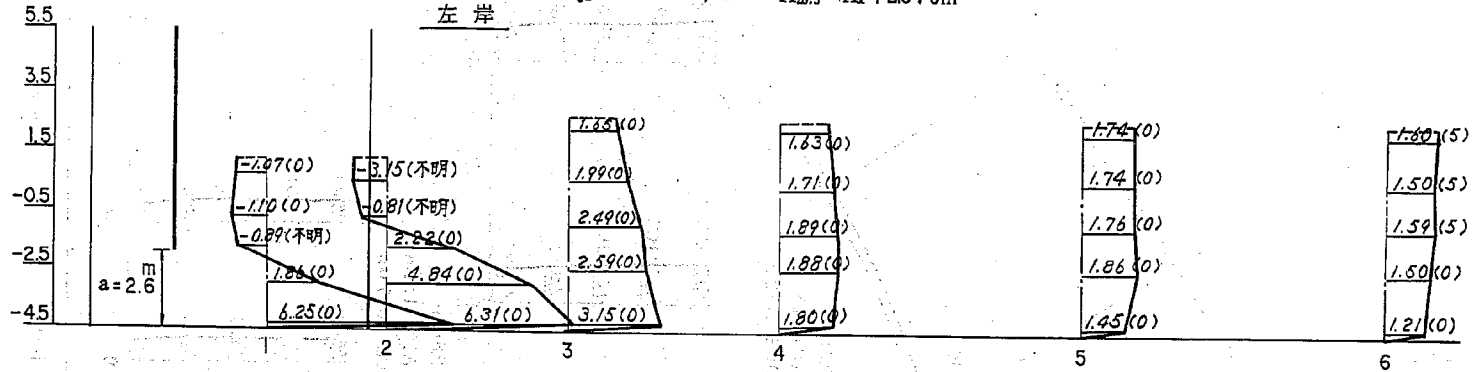
$Q_1 = 3400 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_{10.5} = AP + 4.180\text{m}$

$Q_2 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_{20.5} = AP + 2.570\text{m}$

左岸



右岸

$Q_0 = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$

$G_{oc} = 2.80\text{m}$

$Q_1 = 3400 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_{10.5} = AP + 4.180\text{m}$

$Q_2 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_{20.5} = AP + 2.570\text{m}$

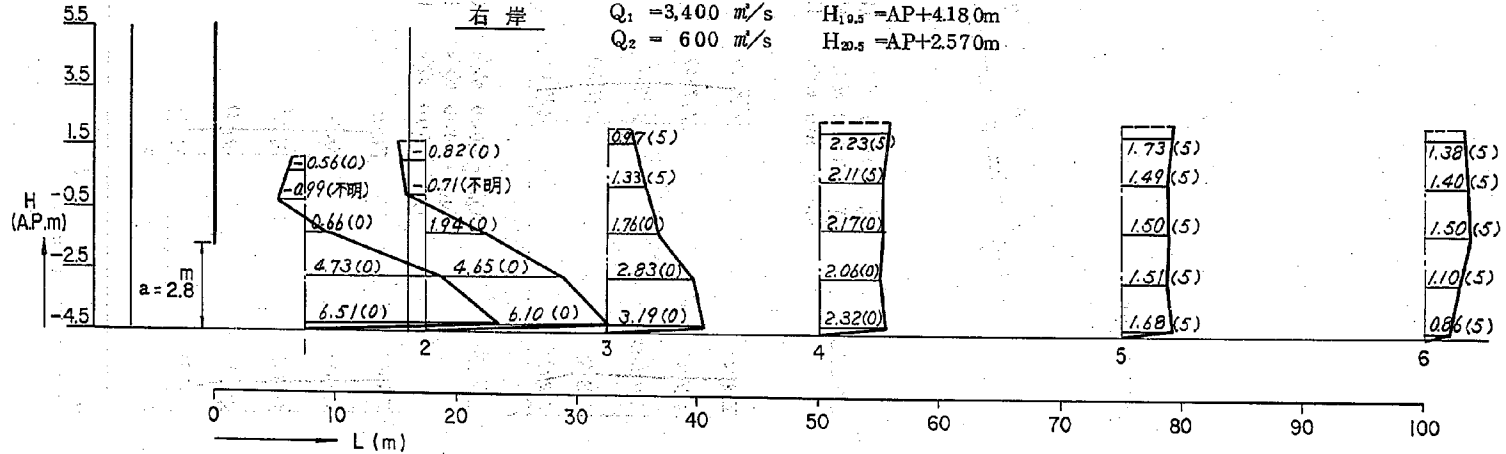
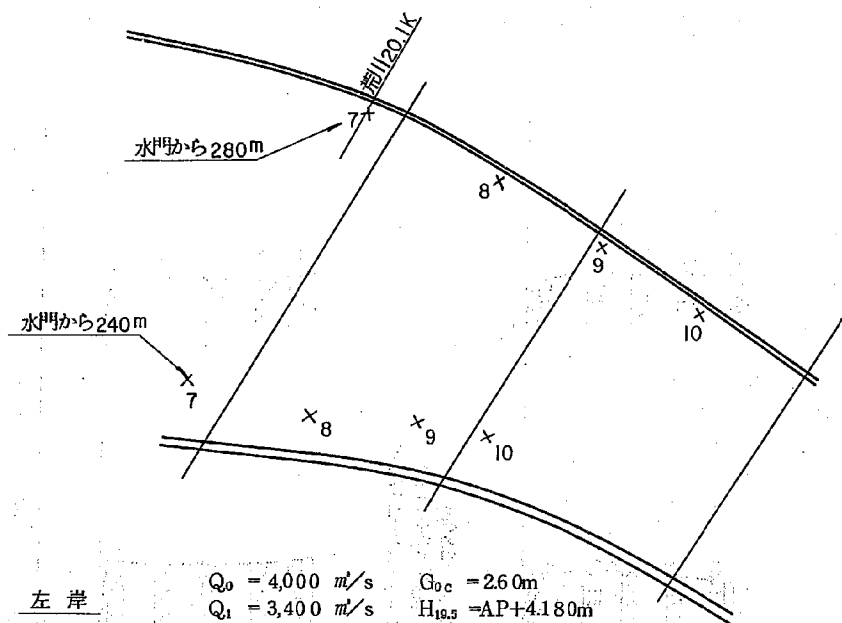


図-99~2 水門下流々速分布図



左岸

$$\begin{aligned}
 Q_0 &= 4,000 \text{ m}^3/\text{s} & G_{0c} &= 2.60\text{m} \\
 Q_1 &= 3,400 \text{ m}^3/\text{s} & H_{19.5} &= \text{AP}+4.180\text{m} \\
 Q_2 &= 600 \text{ m}^3/\text{s} & H_{20.5} &= \text{AP}+2.570\text{m}
 \end{aligned}$$

10
8
6
4
2
0

7.72(0)
1.22(0)
1.31(355)
1.38(0)
1.12(0)

1.09(0)
1.17(0)
1.30(0)
1.22(0)
1.03(0)

1.32(355)
1.32(355)
1.29(350)
1.08(0)
1.09(0)

1.41(0)
1.29(0)
1.35(0)
1.33(0)
1.10(0)

7

8

9

10

右岸

$$\begin{aligned}
 Q_0 &= 4,000 \text{ m}^3/\text{s} & G_{0c} &= 2.80\text{m} \\
 Q_1 &= 3,400 \text{ m}^3/\text{s} & H_{19.5} &= \text{AP}+4.180\text{m} \\
 Q_2 &= 600 \text{ m}^3/\text{s} & H_{20.5} &= \text{AP}+2.570\text{m}
 \end{aligned}$$

10
8
6
4
2
0

7.67(0)
0.99(5)
0.86(5)
0.87(5)
0.87(5)

0.20(5)
0.23(0)
0.65(0)
0.83(5)
0.60(0)

0.77(5)
0.70(0)
0.79(0)
0.75(5)
0.65(0)

0.78(0)
0.74(0)
0.82(5)
0.76(0)
0.65(0)

7

8

9

10

0 50 100 150 200

L (m)

6. 比較検討

以上、測定結果から、測定項目別に河道案の良否を検討する。

a) 分流量

表-26にも示すように、各河道案での分流率は、25~40%である。これらの中で、実験対象流量 Q_0 に対する分流率が安定しているのは、D案及びE案計画河道である。水門巾の変化による分流量の変動は、60mの方が若干多く分流している。

b) 水位

図-100により比較すれば、現状河道についてはH.W.Lより高い水位であるが、計画河道については、H.W.Lより80~70cm低い水位となった。

D、E案計画河道では、分流点付近で縮流による水位低下がはっきり現われている。又、全ケースで、カスリーン台風により生じた異状な水位上昇は見られなかった。

c) 流速

A、B案現状及び、B、C、D、E案計画の6ケースの河道案について共通している問題は、分流点における高水敷先端及び水門取付堤防先端部への水当りが強いことである。このため、分流点における水衝部の保護対策が必要である。又、B案現状及びB・O案計画の3ケースの河道案については、水門取付堤防沿いに剝離現象が見られ、好ましくない法線形である。B・O案計画河道については、修正河道として剝離現象を解消した河道案を見つけた。しかし、B案修正河道については、導流堤工事の際、既設堤防を生かすことができず経済的でないと思える。

D案計画河道については、C案修正河道に基づいた線形としたものであり、剝離を生じない線形の河道案といえる。又、既設堤防を生かす線形としても考えてあり、最良案と言える。

E案計画とD案計画河道の違いは、水門巾が60mから45mになったことと、高水敷先端を50cm下げたときの200m下流高水敷への取付方法である。しかし、50cm切下げたとき、高水敷への取付方法を変えても、流況及び水位の変化は全くないといってよい。したがって、※D、E案とも、水門幅を変えることにより、流況は変化することは考えられないので、E案河道での実験結果は分流点付近の高水敷処理方法として採用することができる。

d) 流速

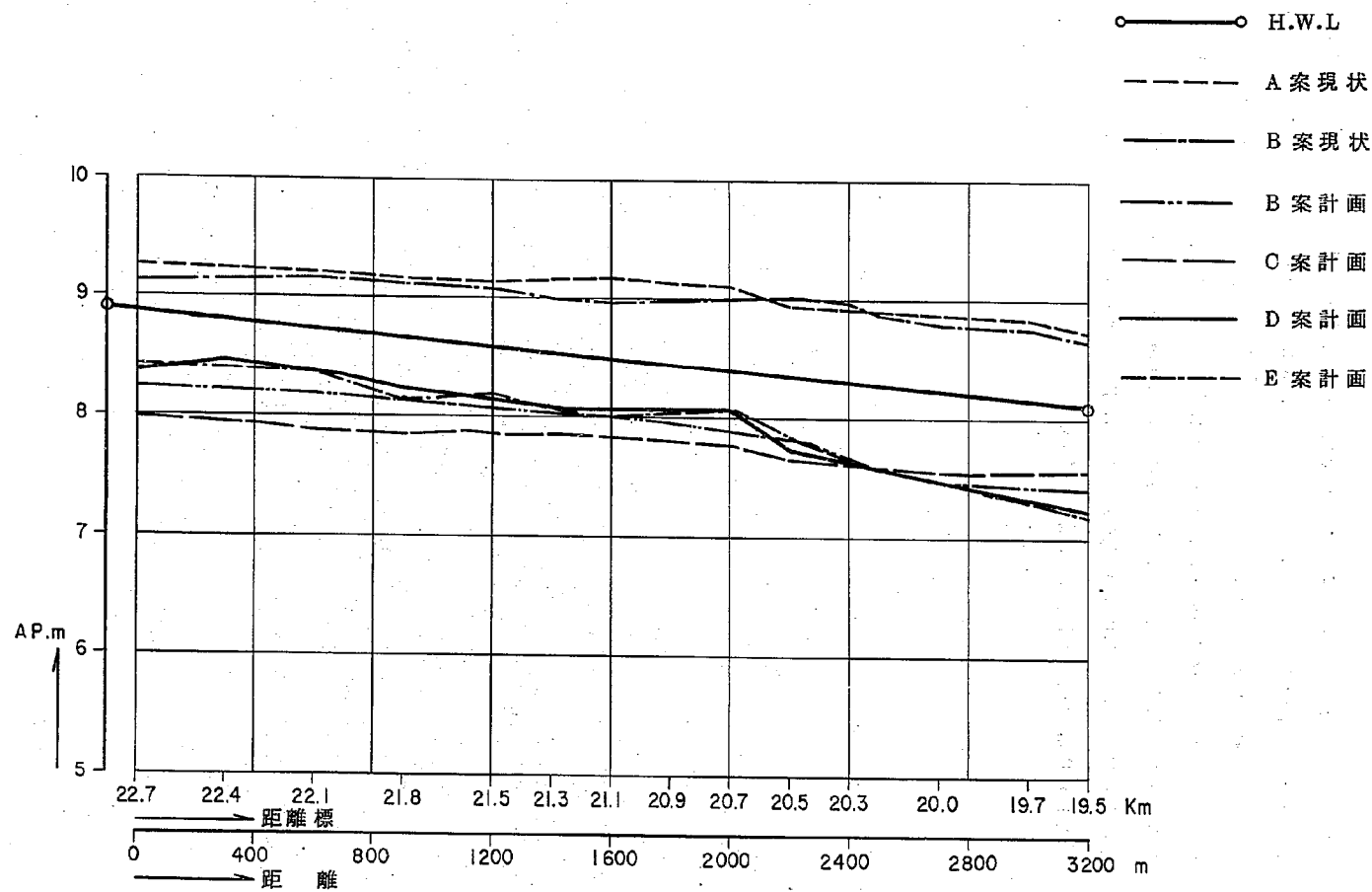
測定結果から推定される問題点は、縮流現象により分流点付近の流速増大が著しいことである。これは、流向測定からも予測されたことで、分流点付近水衝部の保護対策は必至

表-2.6 河道案別分流量比較表

河道案	分流量 百分率	7000		4170		3000		2000		1000		水門巾	分流率範圍
		分流量	百分率	分流量	百分率	分流量	百分率	分流量	百分率	分流量	百分率		
A 案 現 狀	荒 川	4785	68.86	2698	64.70	1888	62.93	1220	61.00	632	63.20	60	30.10
		4890	69.90	2748	65.90	1912	63.70	1230	61.50	645	64.50	45	}
	隅田川	2215	31.64	1472	85.80	1112	87.07	780	39.00	368	36.80	60	
		2110	30.10	1422	34.10	1088	86.30	770	38.50	355	35.50	45	
B 案 現 狀	荒 川	4785	68.86	2720	65.23	1920	64.00	1243	62.15	666	66.60	60	31.00
		4830	69.00	2730	65.47	1928	64.27	1250	62.50	675	67.50	45	}
	隅田川	2215	31.64	1450	34.77	1080	36.00	757	37.85	334	33.40	60	
		2170	31.00	1440	34.53	1072	35.73	750	37.50	325	32.50	45	
B 案 計 画	荒 川	5120	73.14	3040	72.90	2200	73.33	1450	72.50	680	68.00	60	25.10
		5175	73.92	3060	73.88	2230	74.30	1498	74.90	715	71.50	45	}
	隅田川	1880	26.86	1130	27.10	800	26.67	550	27.50	320	32.00	60	
		1825	26.08	1110	26.62	770	25.70	502	25.10	285	28.50	45	
C 案 計 画	荒 川	4940	70.60	2840	68.10	2040	68.00	1320	66.00	600	60.00	60	27.70
		5060	72.30	2860	68.60	2070	69.00	1370	68.50	615	61.50	45	}
	隅田川	2060	29.40	1330	31.90	960	32.00	680	34.00	400	40.00	60	
		1940	27.70	1310	31.40	930	31.00	630	31.50	385	38.50	45	
D 案 計 画	荒 川	4910	70.1	2870	68.8	2075	69.2	1380	69.0	630	63.0	60	29.9
	隅田川	2090	29.9	1300	31.2	925	30.8	620	31.0	320	32.0	60	32.0
E 案 計 画	荒 川	5090	73.0	2950	71.0	2120	71.0	1420	71.0	690	69.0	45	27.0
	隅田川	910	27.0	220	29.0	880	29.0	580	29.0	310	31.0	45	31.0

圖 - 100 河道案別水位縱斷比較圖

$Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$
水門全閉



である。

ゲート下流隅田川の流況は、ゲートを全開（1門又は2門）にした場合、流水が拡散することなく流下する。このため、ゲート下流300～400mまで流速の減少は見られず異常に大きい値となっている。ゲートを半開にした場合、その殆どの操作案についてもぐり流出となる。このため流水は、全開の場合と違って拡散し、ゲート下流100m地点で大体減少してしまう。しかし、1門操作（22.5m/門×2門での1門操作）で半開とした場合は、 $Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のように水門上下流での水位差が大きくなるとゲート下流100m地点までに流速は減少しない。

7. 結 論

以上の実験結果から明らかになった点を列挙すると大体次のようになる。

- ① 水位については、A、B案現状河道ではH.W.Lより20~60cm高いが、B、C、D、E案計画河道ではH.W.Lより30~70cm低い値である。
- ② カスリーン台風における出水で、岩淵水門上流の水位が他に比べて異常に高い値を記録したと言われているが、実験においては異常な水位上昇は見られなかった。
- ③ D及びE案河道については、取付堤防先端に剣離を生ずることなく、堤防法線に沿った流れを示し最良案としてよい。
- ④ 実験対象流量(Q_0)についての分流量は、大体30%前後である。
- ⑤ 計画高水流量($Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$)について実験した場合、取付堤防先端の高水敷上で $v_{\max} = 3.00 \text{ m/s}$ の速い流れを示した。このため、高水護岸の崩落および高水敷上の洗掘を防ぐため、取付堤防先端の表法および高水敷の保護を強固なものとしなければならない。
- ⑥ 河床砂礫の代表粒径を 0.03 mm とした場合、限界掃流力からみて約 0.05 m の水深で河床材料は移動開始する。現実には、 3 m 程度の水深があり、現河床は常に変動していることになる。又、平均流速 2.0 m/s の場合、その断面で局所的に底流速が 3.0 m/s に増加したとすれば、その場所では約 5 m 程度の洗掘が発生しうると考えられる。このような深掘れを発生させないためには、水叩終端より下流の底流速を大体 2 m/s 以上にならぬようなゲート操作を採用しなければならない。又、ゲート下流 400 m 迄は、強固な根固めとするとともに、護岸工についてもコンクリート法枠工等の強固なものとしなければならない。
- ⑦ 水叩終端(水叩長 100 m)より下流の底流速を 2 m/s 以下にするためには、2門及び8門操作の全開は $v = 2 \text{ m/s}$ 以上の流速を生じるおそれがあるため危険であり、部分開放とすることが望ましい。
- ⑧ 左岸ゲートを開放した場合の流況は、左岸護岸沿いに流下し、ゲート下流 800 m まで流水は拡散せず流速の減少も見られなかった。したがって、その区間の保護工は他よりいっそう強固なものとしなければならない。
- ⑨ 先に、流況だけから好ましい操作案と好ましくない操作案を選定したが、ここでは流況及び流速(ゲート下流 100 m 地点・断面6)から、好ましい操作案とそうでないものを選定した。選定結果は表-26に示す。
1門操作で半開の場合、選定記号が○(好ましい)となっているゲート操作については、極力採用を避けることが望ましい。

表-27

水門諸元	操作門数	水門開度	操作ゲート	選定記号	No.6 (水門下流100m地点)の底流速 m/s		流 況	
					Q=4000m ³ /s	Q=2000m ³ /s	Q=4000	Q=2000
2 門・ 22.5 m × 2	1 門 操 作	全 開	左	×	3.3 5 7		○	
			右	×	3.6 3 7		×	
		半 開	左	×	2.7 2			
			右	×	3.4 3			
	2 門 操 作	全 開		○	1.5 7 & 1.8 8			
		半 開		○	0.6 8 & 1.2 1			
3 門・ 20 m × 3	1 門 操 作	全 開	左	×	3.8 3	2.5 2	○	○
			中	×	2.4 3	1.7 2	×	×
			右	×	1.7 2	1.5 7	×	×
		半 開	左	×	2.6 2	2.1 0		
			中	×	1.5 7	1.4 0	○	
			右	×	1.5 7	1.2 1		
	2 門 操 作	全 開	中右	×	2.1 0 & 2.6 2	1.8 5 & 2.2 1	×	×
			左右	○	1.8 5 & 2.1 0	1.5 7 & 1.7 2	○	○
			左中	○	2.2 1 & 2.6 2	1.7 2 & 1.9 8	○	○
		半 開	中右	○	1.4 0 & 2.3 2	1.5 7 & 2.3 2		
			左右	○	1.7 2 & 1.8 5	1.4 0 & 1.5 7	×	
			左中	○	1.8 5 & 2.4 3	1.4 0 & 1.5 7		

※ 選定記号が○のものについては、流速・流況から判断して、好ましい操作案であり、
×のものについては、好ましくないものである。

写真集

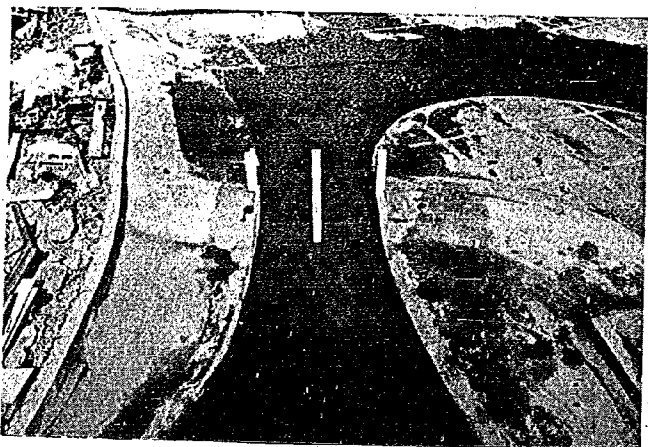


写真-1

分流点付近の法線形状を
隅田川下流部より。

(A案現状)

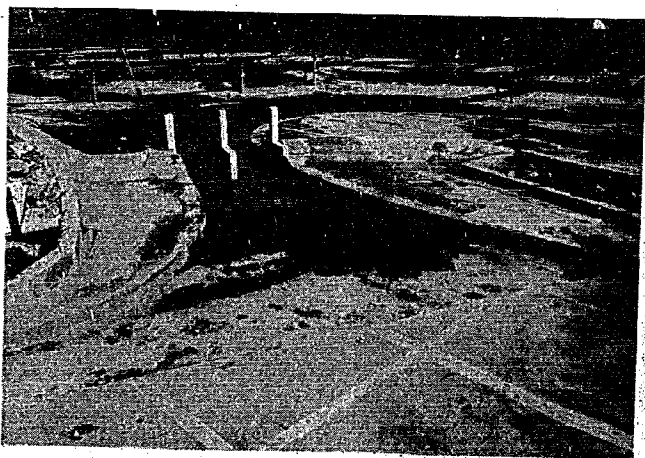


写真-2

分流点付近の流線形状を
隅田川下流部より。

(A-現)



写真-3

$Q = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$

水門全閉

21.5Kより下流部の流
況を。

(A-現)

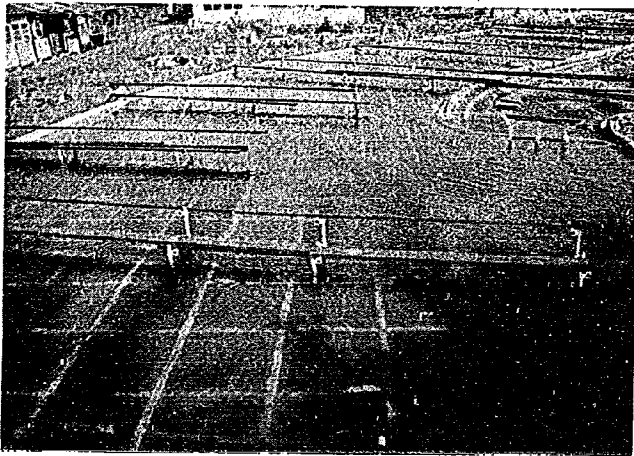


写真-4

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

21.1 K付近より下流部の
流況を。

(A-現)

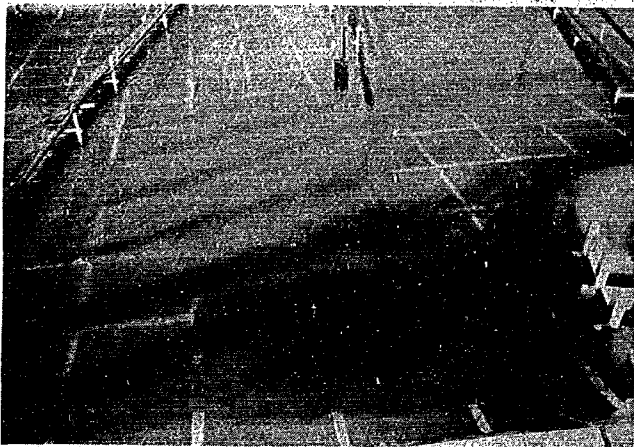


写真-5

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

分流点付近の流況を水門
右岸より。

(A-現)

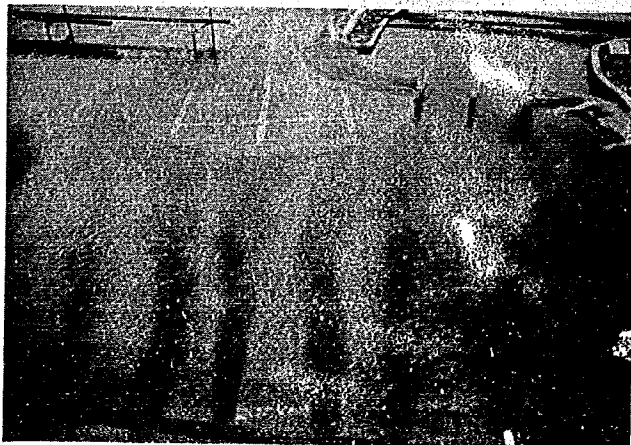


写真-6

$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

分流点付近の流況を上流
部より。

(A-現)

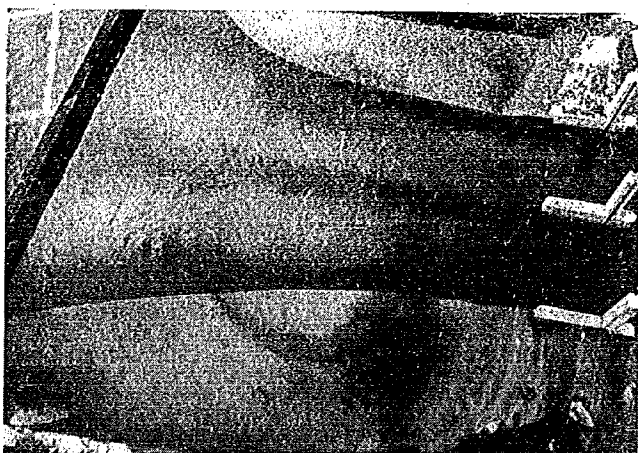


写真-7

$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

水門下流部の流況を左岸より。

(A-現)

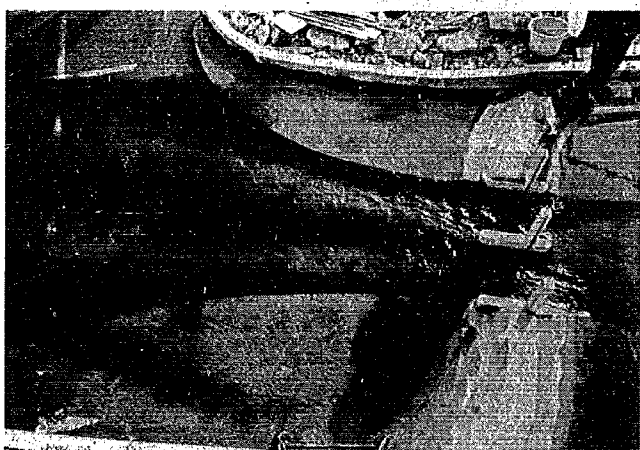


写真-8

$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

水門下流の流況を左岸より。

(A-現)

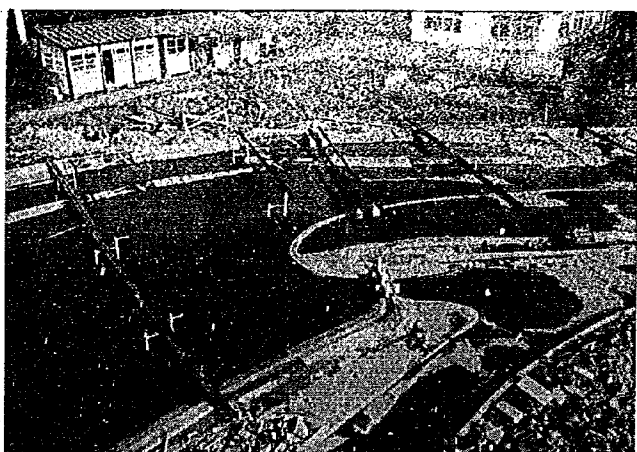


写真-9
B案流線形状を20.5付
近の右岸より。

(B案現状)



写真-10
水門付近の取付け線形を
右岸より。

(B-現)

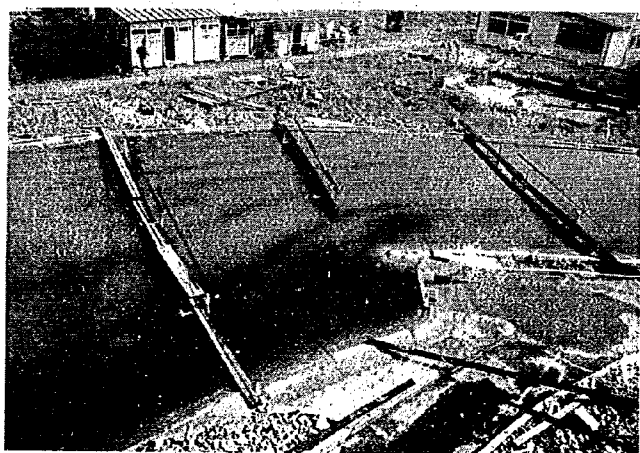


写真-11
 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$
分流点付近の流況を右岸
より。

(B-現)

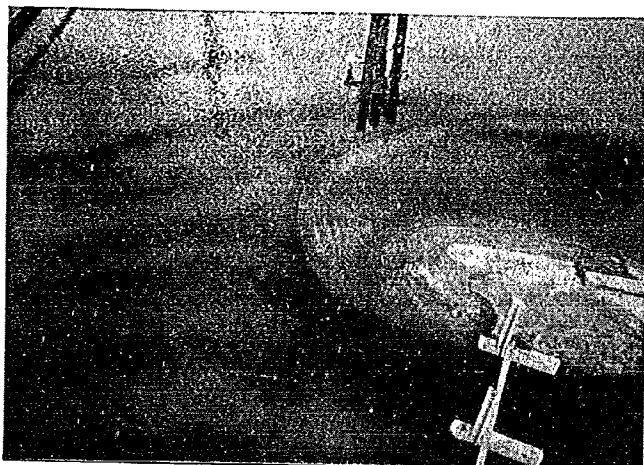


写真-12

$$Q_0 = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$$

分流点丸形部付近の流況を。

(B-現)

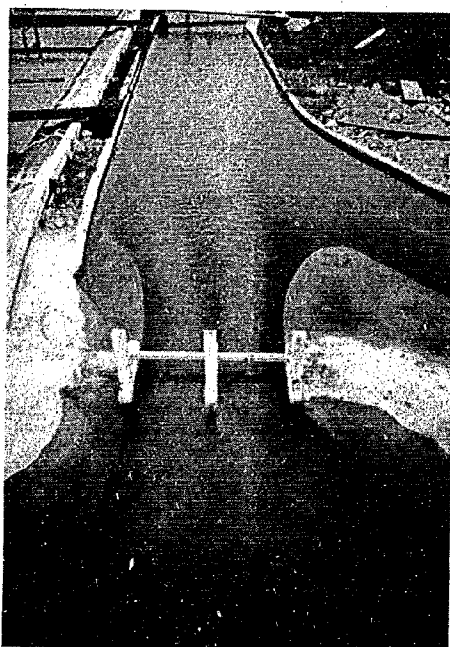


写真-13

$$Q_0 = 4.170 \text{ m}^3/\text{s}$$

水門付近より下流隅田川の流況を。

(B-現)

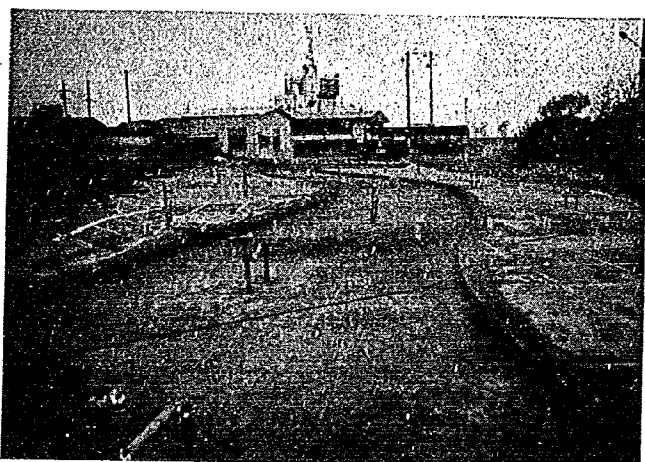


写真-14

B案(計画)河道に改造
後の流線形を21K付近
より。(上流)

(B案計画)

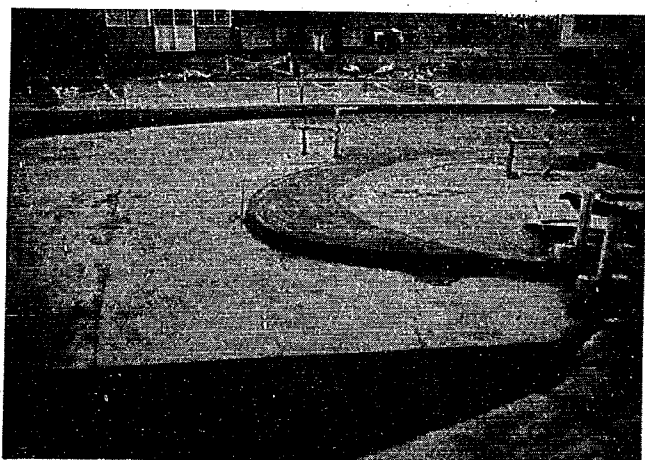


写真-15

分流点付近の流線形を右
岸より。

(B-計)

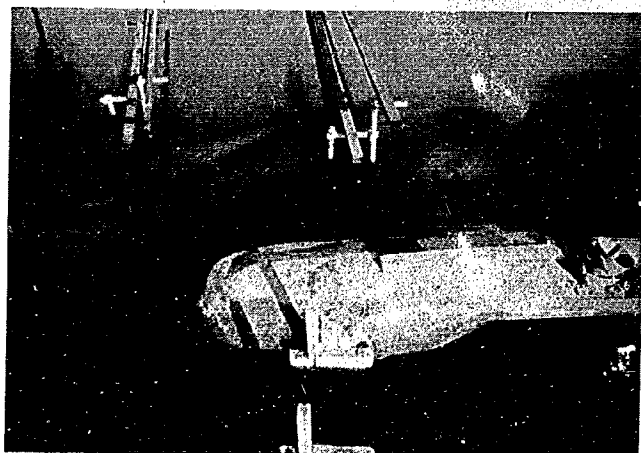


写真-16

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$

分流点付近の流況を右岸
より。

(B-計)



写真-17

$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

分流点付近の流況 21K 付近より。

(B-計)



写真-18

$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

21.0K より下流部の流況を。

(分流境界)

(B-計)

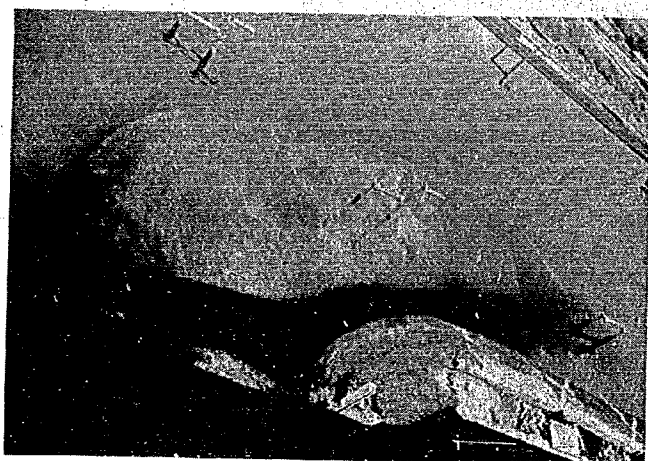


写真-19

$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

分流点の流況を右岸より。

(B-計・2次修正)

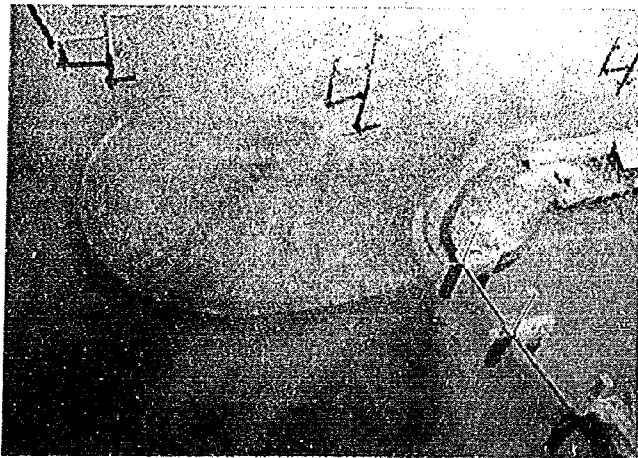


写真-20

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

分流点の流況を右岸より。

(B-計・2次修正後)

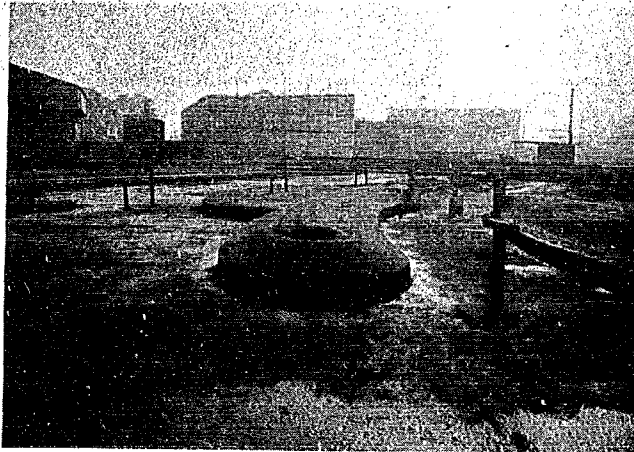


写真-21

3次修正後の流線形を上流より。

(B-計・3次修正)



写真-22

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

分流点付近の流況を右岸より。

(B-計・3次修正案)



写真-23

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

分流点付近の流況を右岸
より。

(B-計・4次修正案)

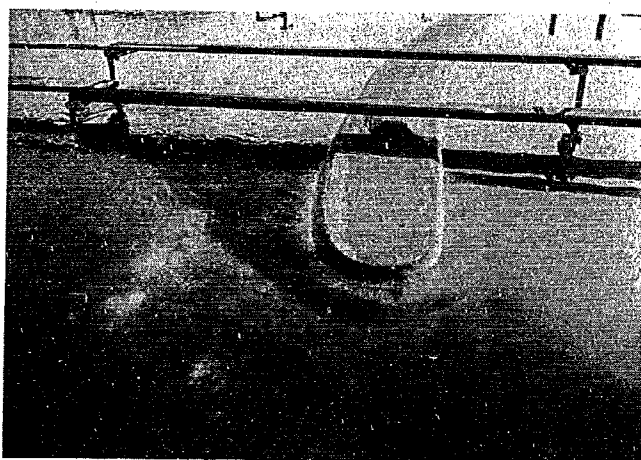


写真-24

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

分流点付近の流況を上流
部より。

(B-計・4次修正)

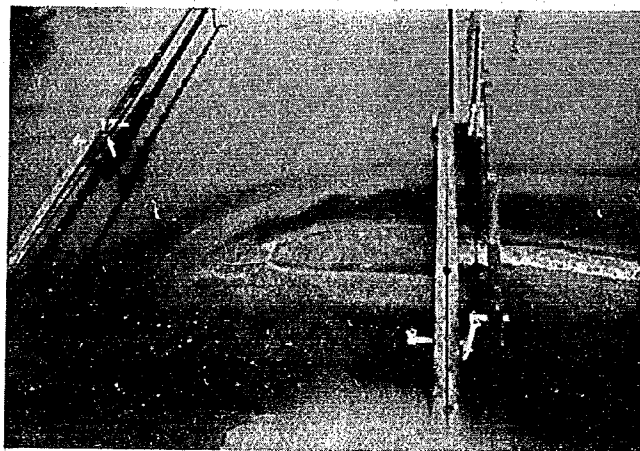


写真-25

$$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

分流点付近の流況を右岸
より。

(B-計・5次修正案)

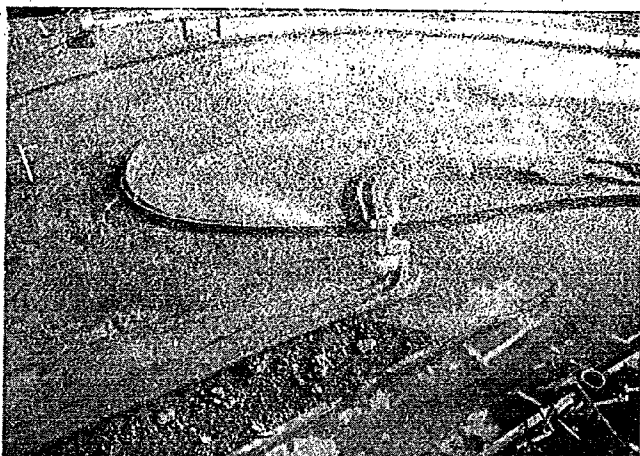


写真-26

分流点付近の流線形を右岸より。

(C案計画)



写真-27

分流点付近の流況を右岸より。

C案(計画)

荒川・隅田川とも計画河床

(C-計)

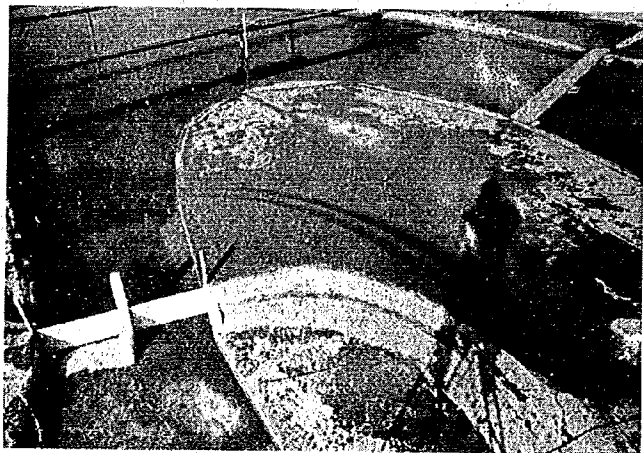


写真-28

分流点付近の流線形を下流部より。

(C-計・1次修正)

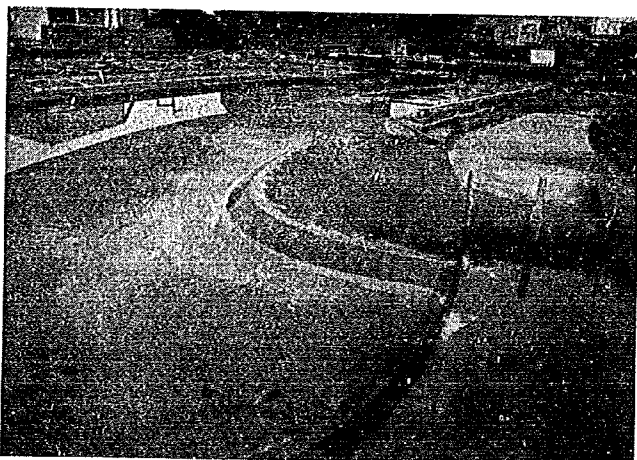


写真-29

分流点付近の流線形を上
流部より。

(C-計・2次修正)



写真-30

分流点付近の流線形を上
流部より。

(C-計・3次修正)

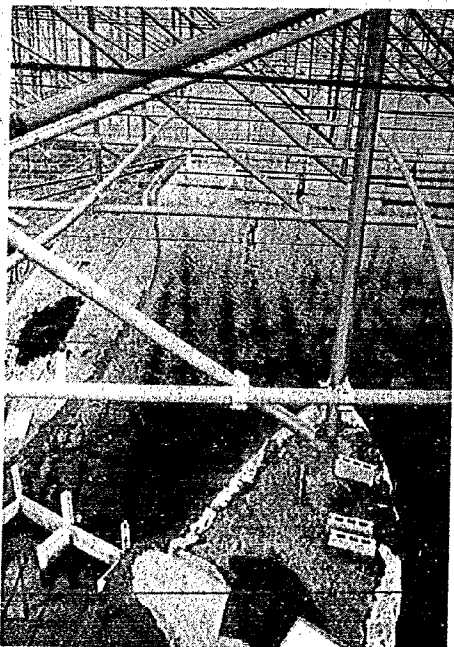


写真-31

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$

分流点付近より上流部の
流況を。

(C-計・右岸堤防修正)

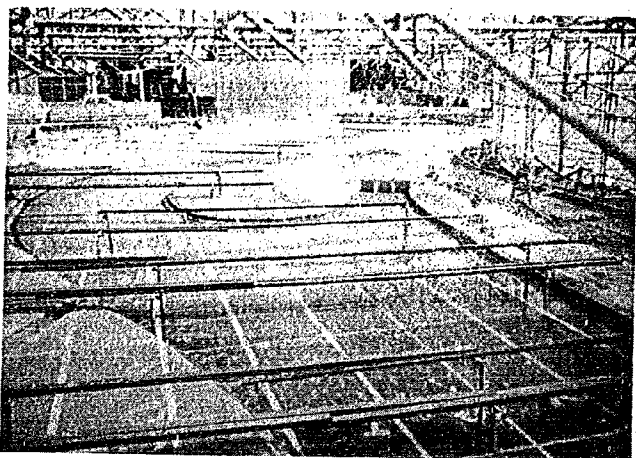


写真-32

21.1K付近より下流部の
の流線形状を。

(改造後)

(D案計画)

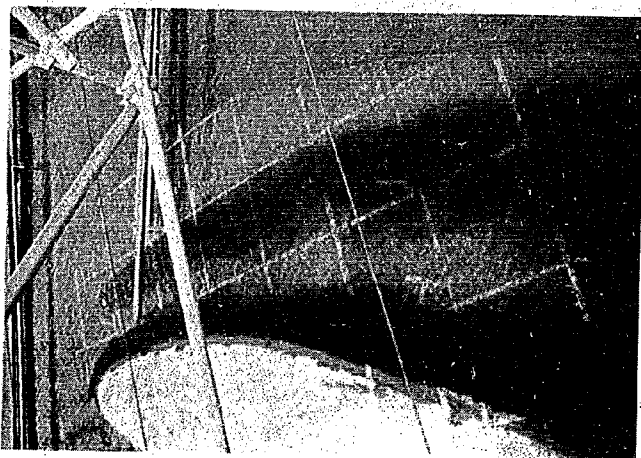


写真-33

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$

分流点付近の流況を下流
部より。

(D-計)

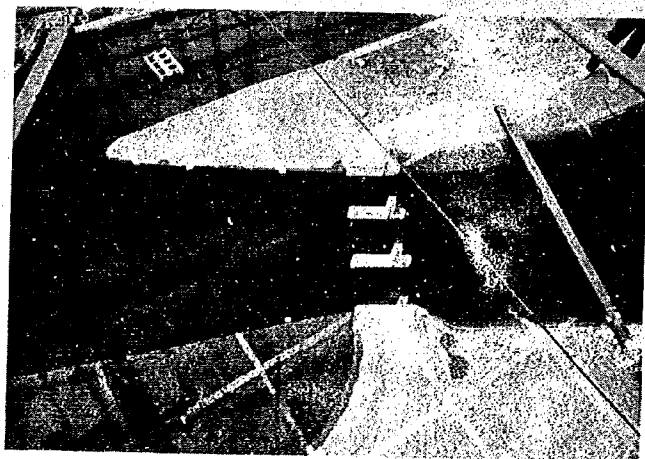


写真-34

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$

水門付近の流況を左岸よ
り。

(D-計)

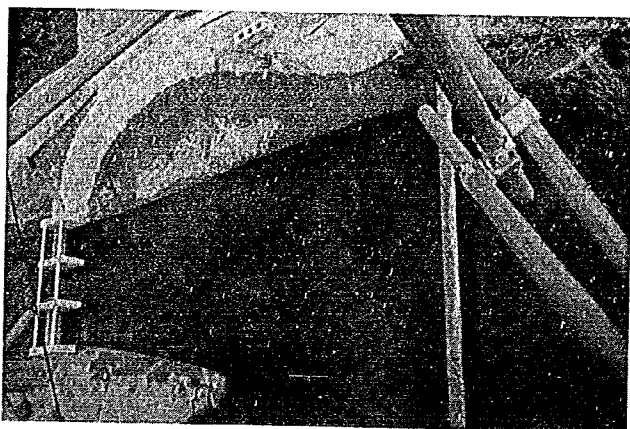


写真-35

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

中央全開

水門下流から見る。

(D-計画修正河道)

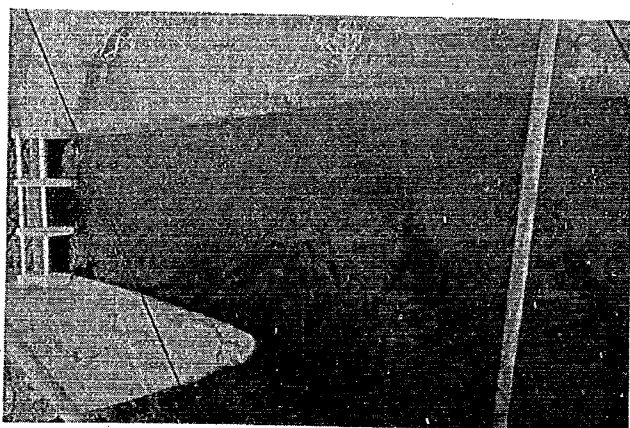


写真-36

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

中央 $\frac{1}{2}Q_s$ 流下

水門下流から見る。

(D-計画修)

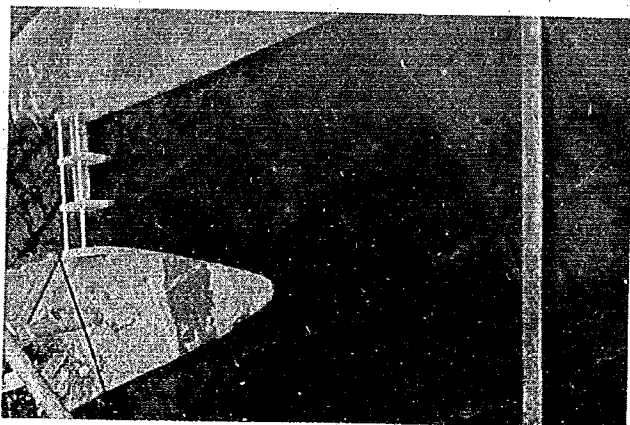


写真-37

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

右岸全開

水門下流より見る。

(D-計画修)

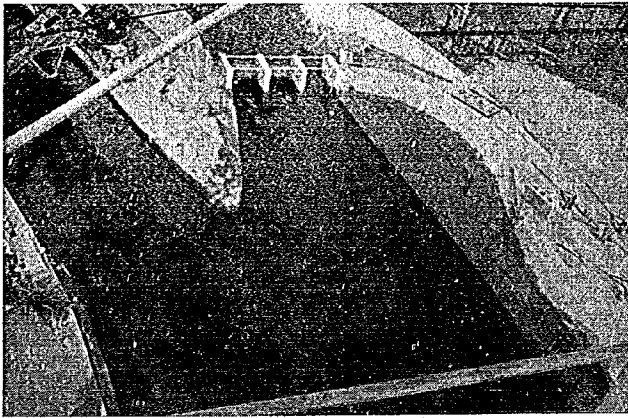


写真-38

$$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

左岸全開

水門下流より見る。

(D-計修)



写真-39

$$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

中央全開

水門下流より見る。

(D-計修)

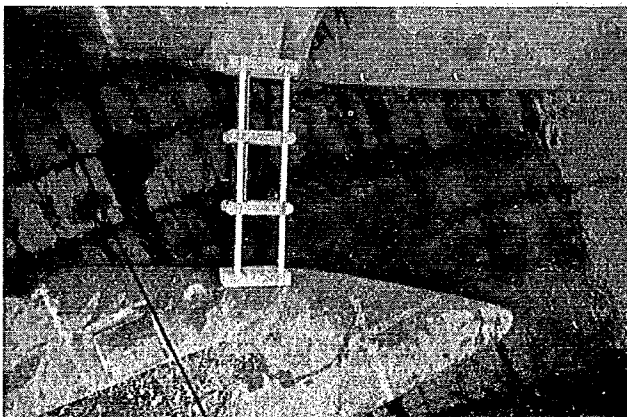


写真-40

$$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

左岸全開

右方向下流

(D-計修)

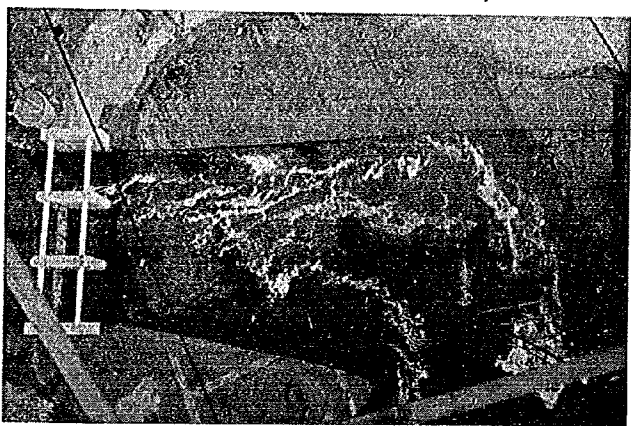


写真-41

$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

左岸全開

水門下流より見る。

(D-計修)

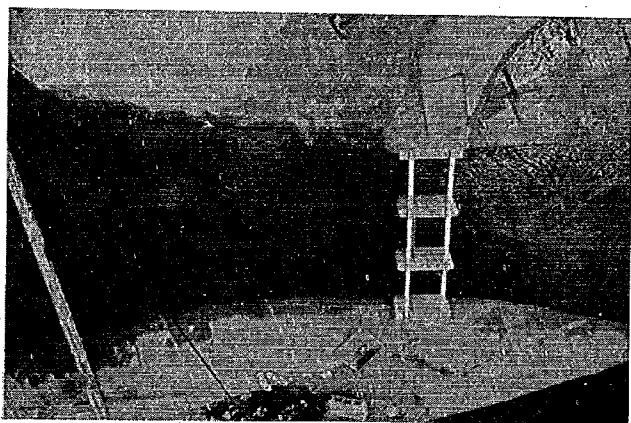


写真-42

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

左右岸全開

右方向下流

(D-計修)

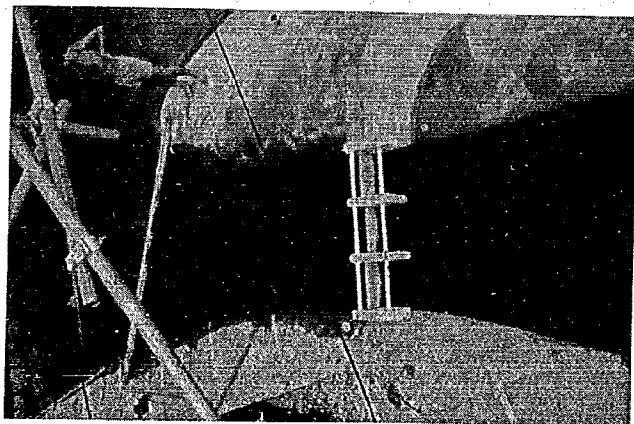


写真-43

$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

左右岸 $\frac{1}{2}Q_s$ 流下

水門下流より見る。

(D-計修)

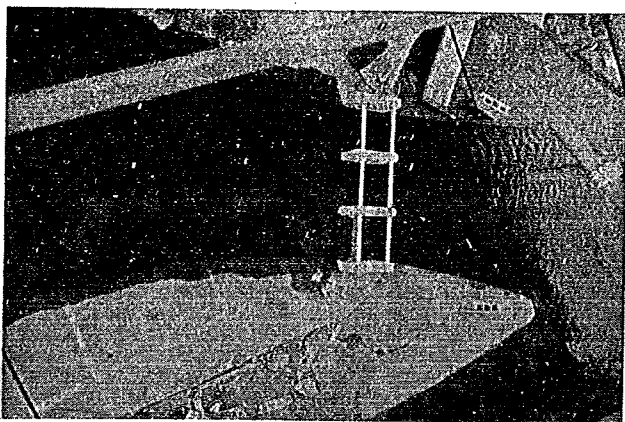


写真-44

$$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

左中岸全開

水門上流より見る。

(D-計修)

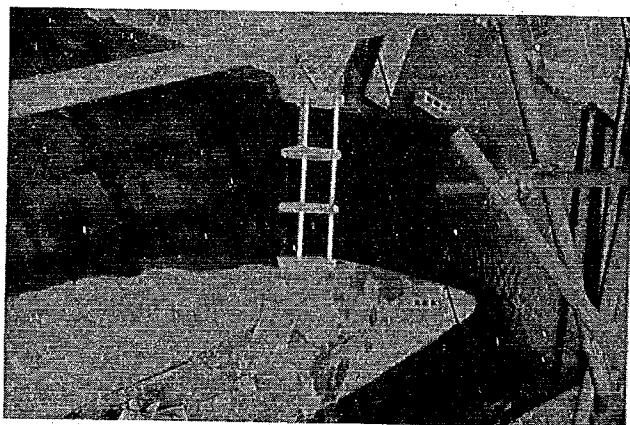


写真-45

$$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

中・右岸開

水門上流より見る。

(D-計修)

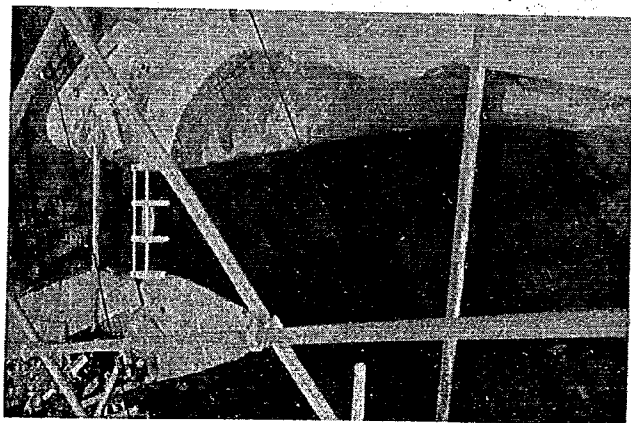


写真-46

$$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

左・右岸全開

水門下流より見る。

(D-計修)



写真-47

$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

左中岸全開

水門下流より見る。

(D-計修)



写真-48

$Q_0 = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

中右岸全開

水門下流より見る。

(D-計修)

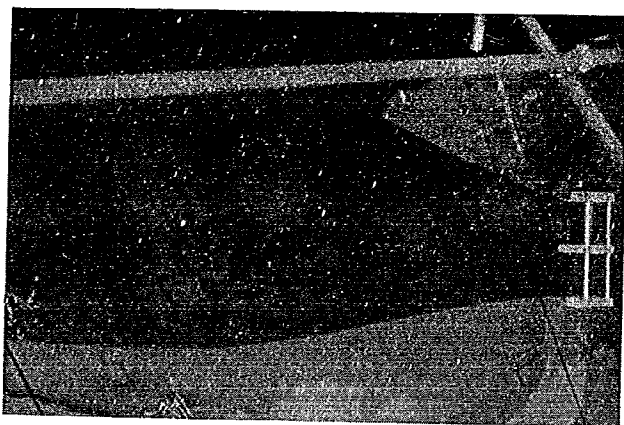


写真-49

$$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

左岸全開

水門下流より見る。

(E案計画河道)

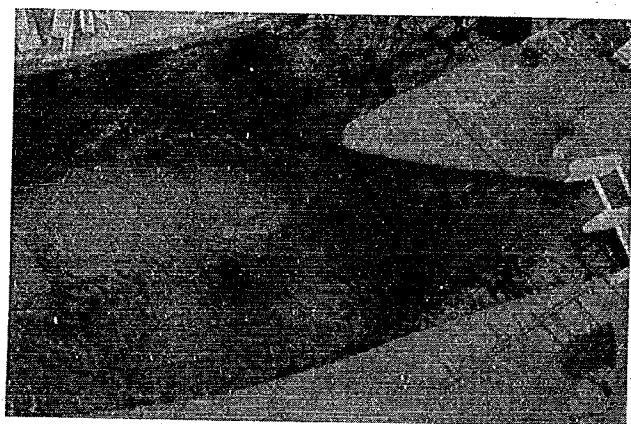


写真-50

$$Q_0 = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

右岸全開

水門下流より見る。

(E-計)