



土木研究所資料

第847

荒川分流模型実験

昭和48年3月

建設省土木研究所

目

次

1・はじめに	1
2・実験順序	2
3・模型概要	4
3-1)・模型製作	4
3-2)・模型の縮率	4
4・検証実験	6
5・実験	7
5-1)・A案現状河道	7
5-1)-a・A案現状河道模型	7
5-1)-b・本実験	7
5-2)・B案現状河道	18
5-2)-a・B案現状河道模型	18
5-2)-b・本実験	18
5-3)・B案計画河道	26
5-3)-a・B案計画河道模型	26
5-3)-b・本実験	26
5-4)・B案計画修正河道について	36
5-4)-a・1次修正河道	36
5-4)-b・2次修正河道	44
5-4)-c・3次修正河道	44
5-4)-d・4次修正河道	48
5-4)-e・5次修正河道	48
5-5)・C案計画河道	52
5-5)-a・C案計画河道模型	52
5-5)-b・本実験	52
5-6)・C案計画右岸堤防修正河道	59
5-6)-a・C案計画右岸堤防修正河道模型	59
5-6)-b・本実験	65
5-7)・D案計画河道	68
5-7)-a・D案計画河道模型	68
5-7)-b・本実験	68
6・考察	92
付、写真集	95

1. は じ め に

昭和42年9月の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、岩淵水門付近の河道が複雑な水理現象を生起することが言われている。なお、本水門の改築は、第四次五ヶ年計画に計上され、昭和48年度の着工が予定されている。

本報告書は、新水門を設置した場合の分流及びせき上げなどの水理解析・新水門の位置・河道線形等の検討を、5ケースの河道案について行つたものである。

2. 実 験 順 序

実験は、5 ケースの河道案について、下記の順序で行った。

- (1) A 案現状河道への改造
- (2) 検 証 実 験
- (3) A 案現状河道についての実験
- (4) B 案現状河道への改造
- (5) B 案現状河道についての実験
- (6) B 案計画河道への改造
- (7) 検 証 実 験
- (8) B 案計画河道についての実験
- (9) C 案計画河道への改造
- (10) C 案計画河道についての実験
- (11) D 案計画河道への改造
- (12) 検 証 実 験
- (13) D 案計画河道についての実験

以上の実験を、表-1 に示した測定項目及び実験条件で行った。

表 - 1 実験ケース一覧表

● 水門全閉 ○ 水門全開

実験 案名	河 道 案 名	実 験 対 象 流 量	測 定 内 容										測 定 結 果 (図 及 び 表)										写 真
			分流量		水 位		流 向		流 速		そ の 他	分 流 量		水 位		流 向		流 速		そ の 他			
			60	45	60	45	60	45	60	45		60	45	60	45	60	45	60	45				
5 (1)	現 状 A 案	m/s 7000	○	○	●		●	●				図-5	図-6	表-3		図-8				図-2	1 8		
		4170	○	○			○	○						図-7		図-9							
		3000	○	○																			
		2000	○	○																			
		1000	○	○																			
5 (2)	現 状 B 案	7000	○	○	●		●	●	●		●	図-11	図-12	表-4		図-14		図-16		図-10	9 13		
		4170	○	○			○	○	○		○			図-13		図-15		図-17		図-18			
		3000	○	○							※									図-19			
		2000	○	○							流												
		1000	○	○							速												
5 (3)	計 画 B 案	7000	○	○	●		●	●	○		○	図-20	図-21	表-6		図-23		図-25		図-10	14 15		
		4170	○	○			○	○	○	○				図-22		図-24		図-26	図-27	表-5			
		3000	○	○							※									図-28			
		2000	○	○							流												
		1000	○	○							速												
5 (4)	a 修 b 正 c 河 d 河 e 道	7000					●				●					図-29				19 25			
		7000					●				※					図-30		図-32					
		4170					○				流					図-31		図-34					
		7000					●				速					図-33							
		7000					●									図-35							
5 (5)	計 画 C 案	7000	○	○	●	●	●		●	●	●	図-38	図-39	表-7		図-41		図-43		図-37	26 30		
		4170	○	○			○		○	○	※			図-40		図-42		図-44		図-45			
		3000	○	○							流												
		2000	○	○							速												
		1000	○	○																			
5 (6)	右 岸 修 正	7000					●		●		●					図-46		図-48		図-50	31		
		4170					○		○		※					図-47		図-49					
5 (7)	計 画 D 案	7000	○		●	●		●		●	○	図-52		図-53	表-9	図-54		図-56		図-51	32 34		
		4170	○		○	○								表-10		図-55				表-8			
		3000	○		○									表-11						図-58			
		2000	○																				
		1000	○		○									表-12						図-60			

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。

河川構造物として、新荒川大橋の橋脚28基・鉄道橋の橋脚39基・岩淵水門を設置した。

附帯構造物として、荒川流頭部及び隅田川流末部に量水槽を設置した。

模型の範囲は、下記のとおりである。(図-1参照)

荒 川 : 22.8 Km ~ 19.5 Km

隅 田 川 : 分流点 ~ 20.5 Km

新河岸川 : 0.3 Km ~ 合流点

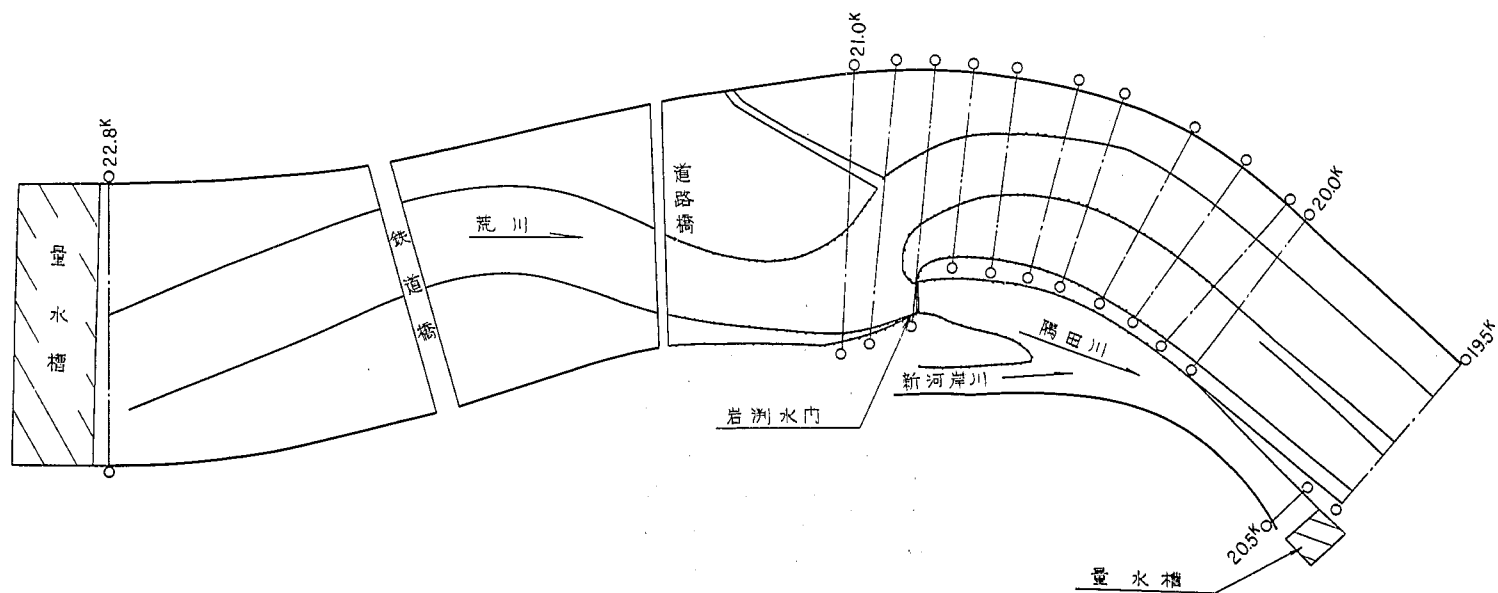
3-2) 模型の縮率

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。従つて、諸水理量の縮率は、フルードの法則により表-2のとおりとなる。

表-2 水 理 量 の 縮 率

諸 元	次 元		実物値の模型換算	模型値の実物換算
長さ・水深	L	n	1 : 0.020	1 : 50
白 配	LL ⁻¹	1	1 : 1	1 : 1
時 間	T	n ^{1/2}	1 : 0.1414	1 : 7.0710
流 速	LT ⁻¹	n ^{1/2}	1 : 0.1414	1 : 7.0710
流 量	L ³ T ⁻¹	n ^{3/2}	1 : 0.00005656	1 : 17677.6695
粗度係数	L ^{-1/3} T	n ^{1/6}	1 : 0.5210	1 : 19.193
流量係数	L ^{1/2} T	1	1 : 1	1 : 1
圧力強度	ML ⁻¹ T ⁻²	n	1 : 0.020	1 : 50

図-1 荒川分流点（現況）法線形



4. 検 証 実 験

実験では、A案現状河道への改造後、B案計画河道への改造後、D案計画河道への改造後の計3回、検証実験を行った。

粗度係数の目標値としては、

荒 川 1 9.5 Km ~ 2 1.0 Km $n = 0.030$

 2 1.0 Km ~ 2 2.8 Km $n = 0.032$

隅田川 $n = 0.020$

に調整した。

調整に当つては、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。

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

分流点付近の調整は、死水域又は逆流域の見方によつて粗度係数が大きく左右されるため、調整後の上下流の状況を見て調整した。

調整は、目標値にほぼ近似した段階で打ち切つた。

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-2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-4.51 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つた。

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。

水門巾による影響は、60 mのほうが0.5~1.5%多い。しかし、この分流率の差は誤差の範囲内であるから、水門巾による影響はないと言える。

(ii) 水 位 測 定

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

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、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 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 mの2種について行つた。

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-2 荒川分流点(A案)法線形

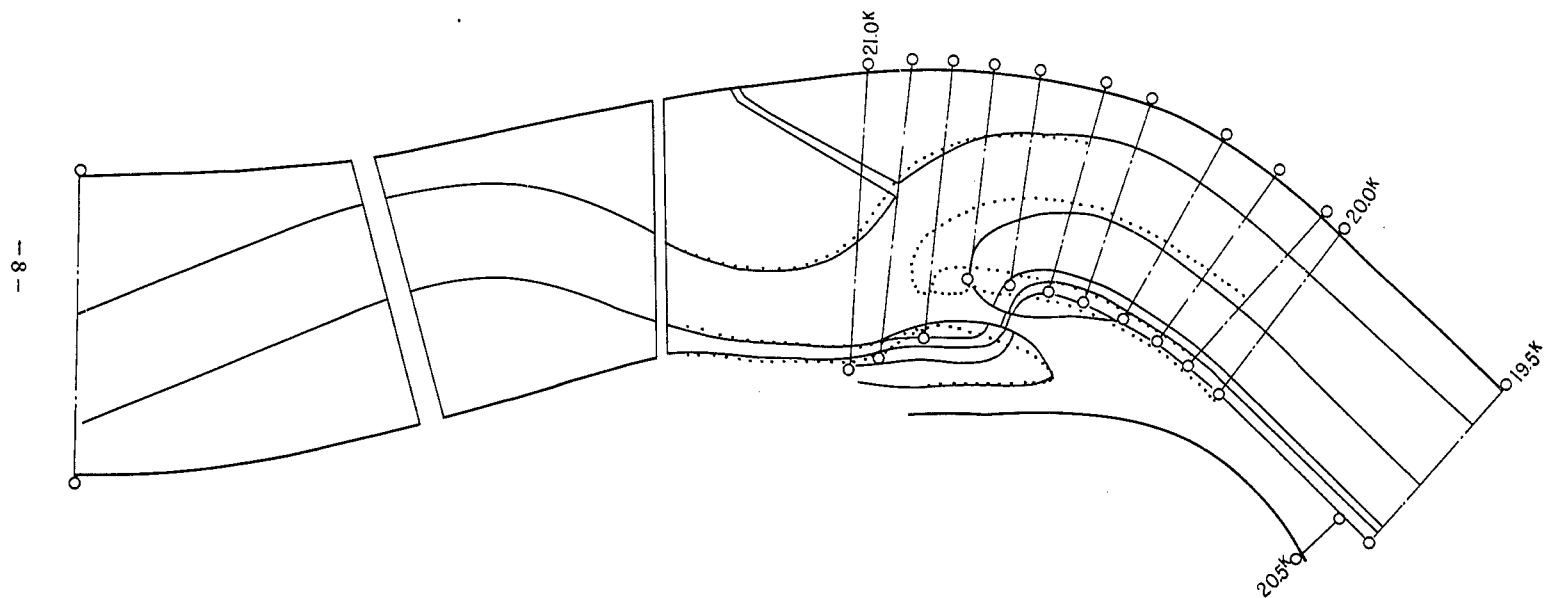


図-3 荒川19.5K H~Q曲線

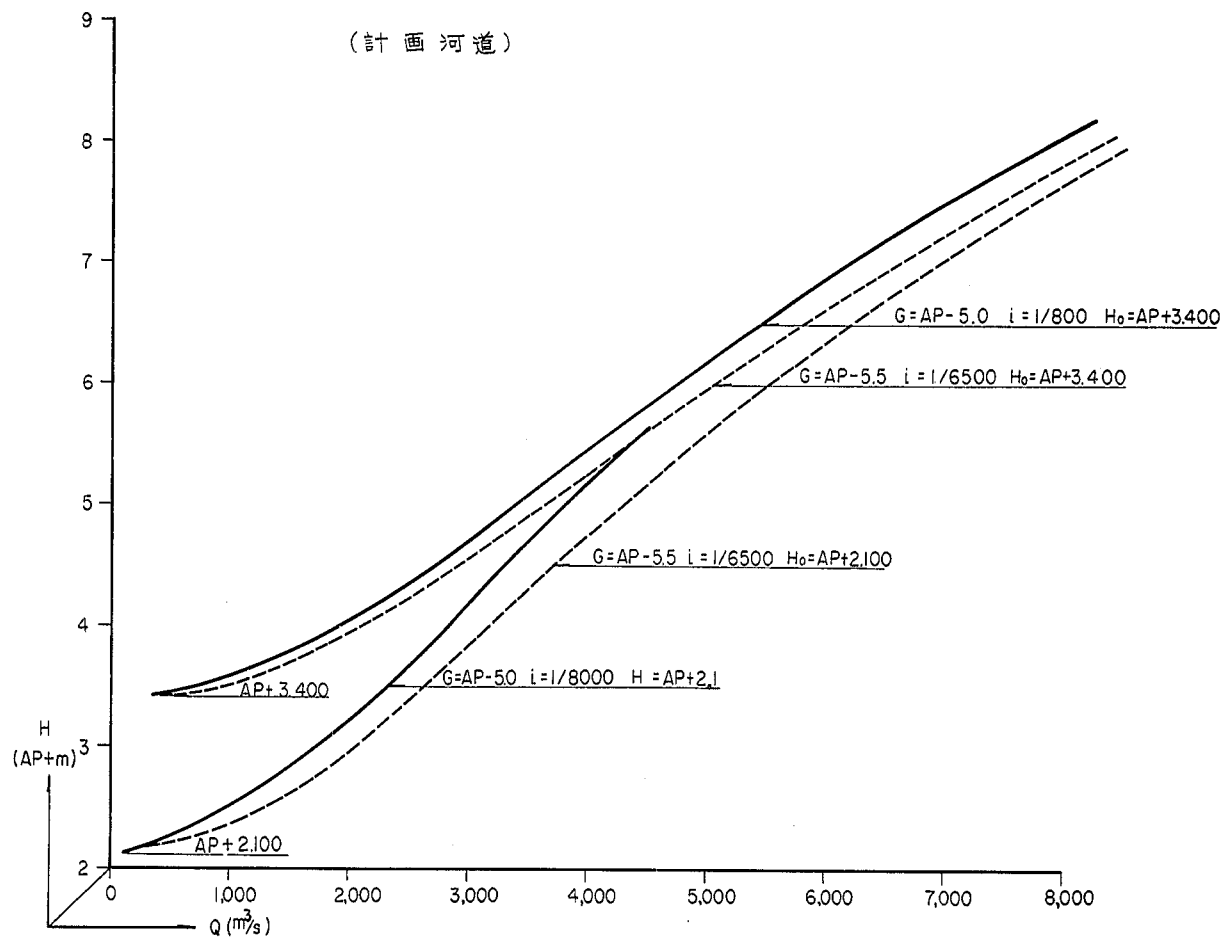
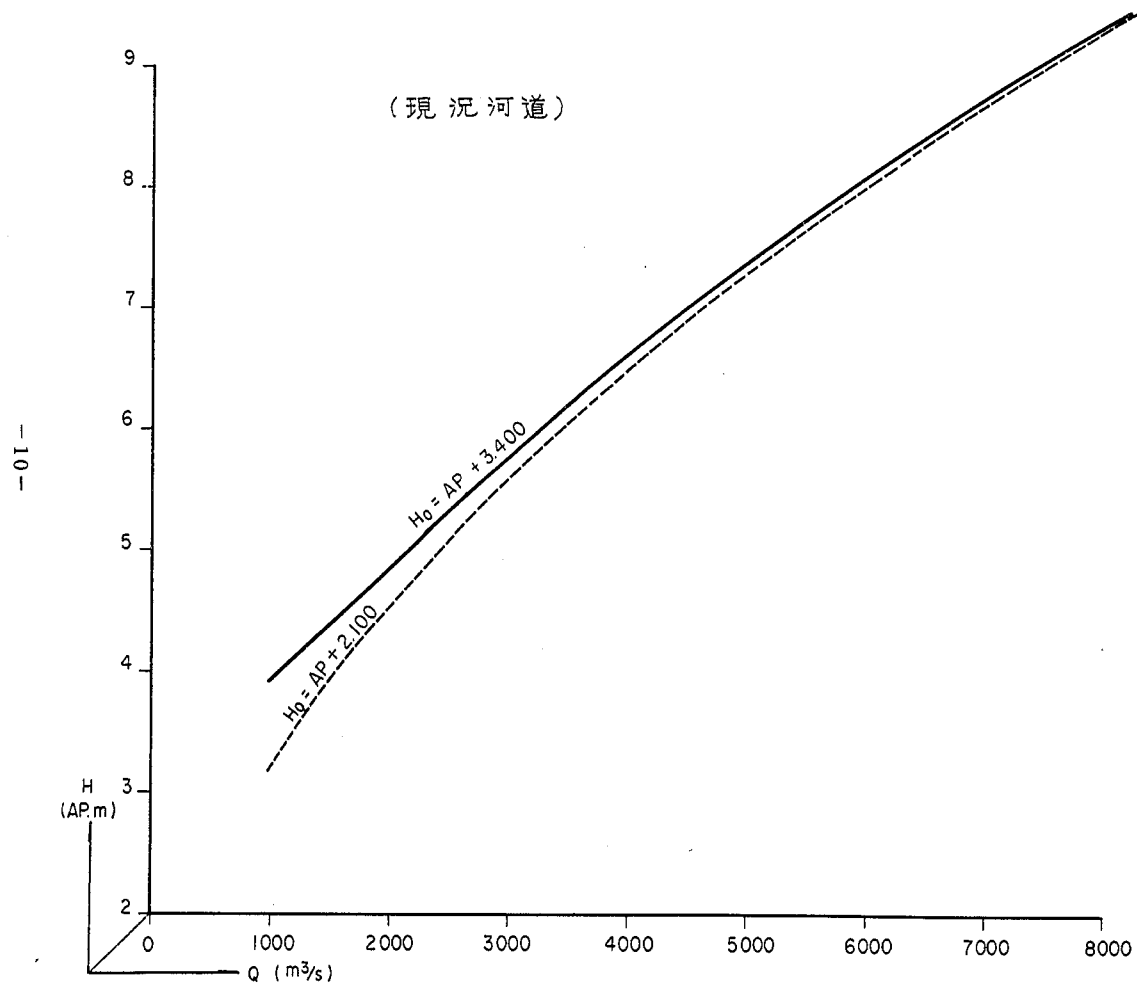


図-4~1 荒川19.5 KM H~Q 曲線



Q (m³/s)	H₀ = AP + 2.100	H₀ = 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 - 4~2

隅田川 2 0.5 KM H~Q 曲線図

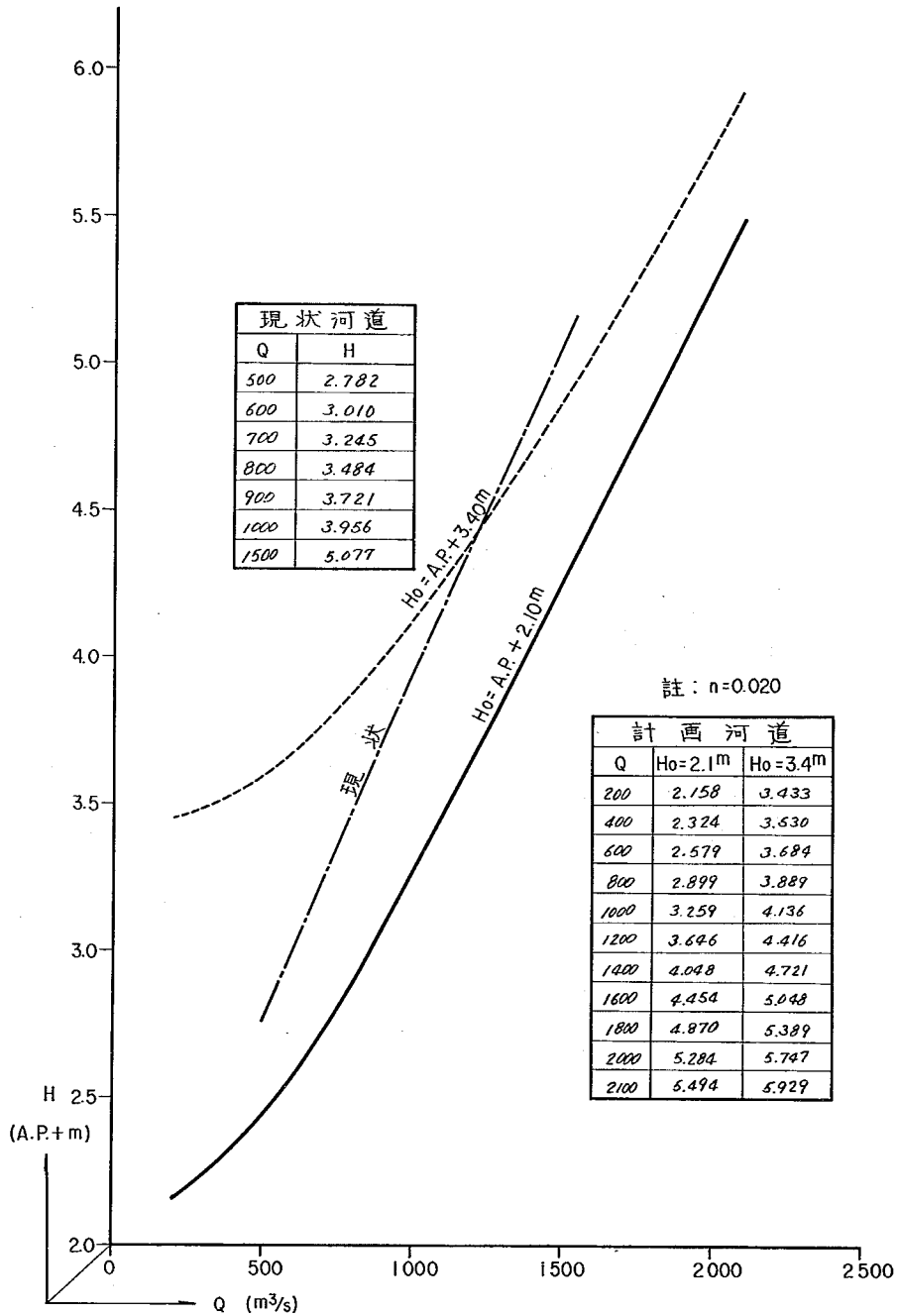


図-5 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図

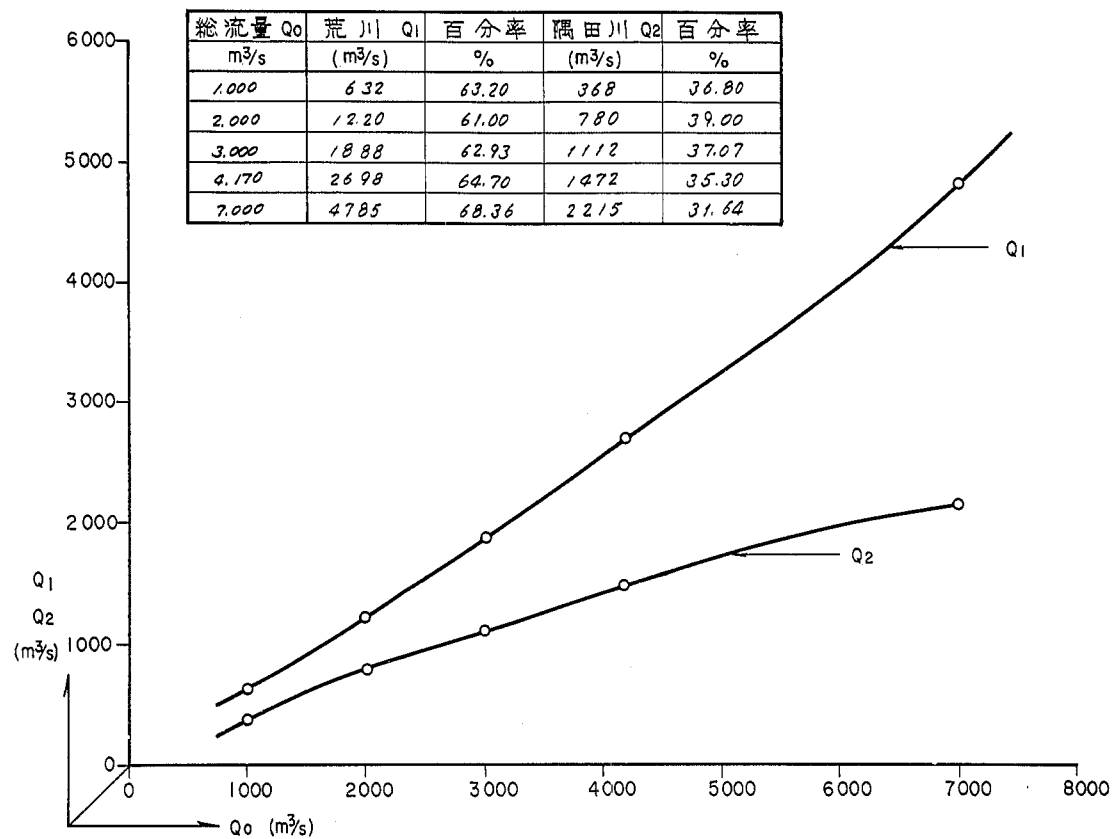
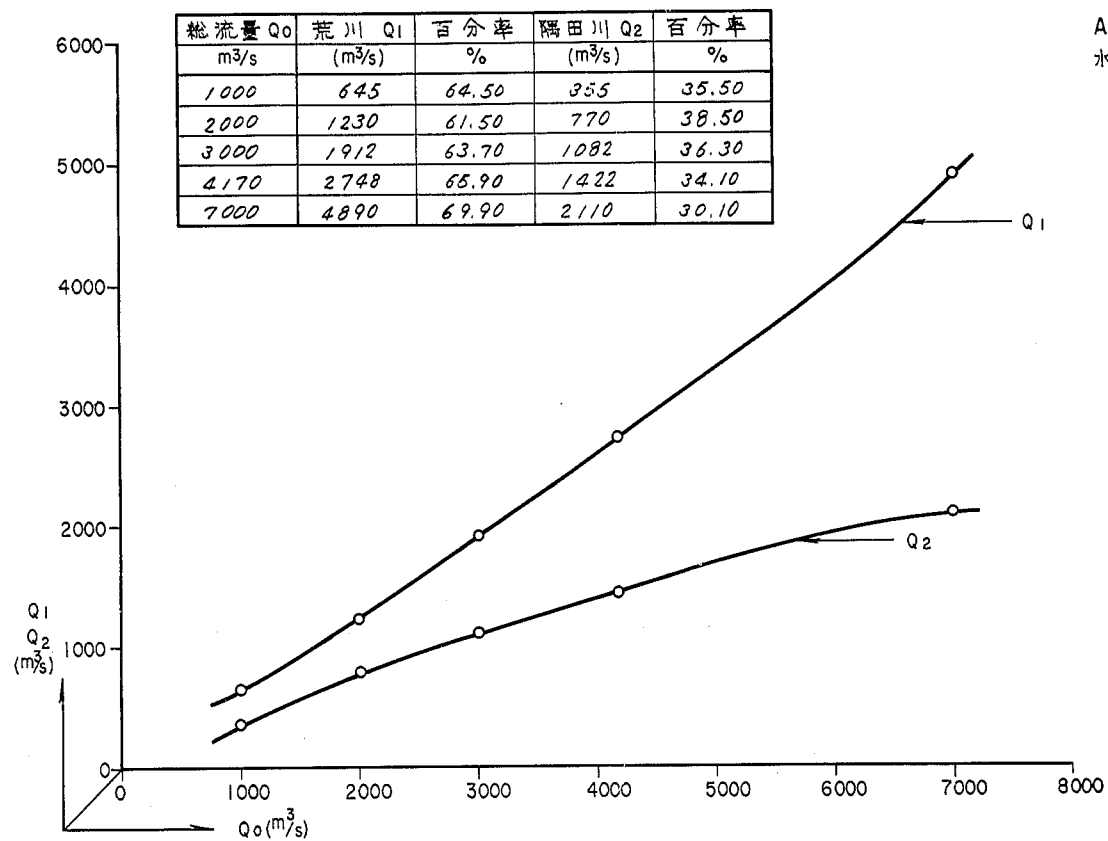


図-6 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図



A 案 現状断面
水門幅 — 45m

圖-7 水位縱断面圖

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

A 渠 現狀断面

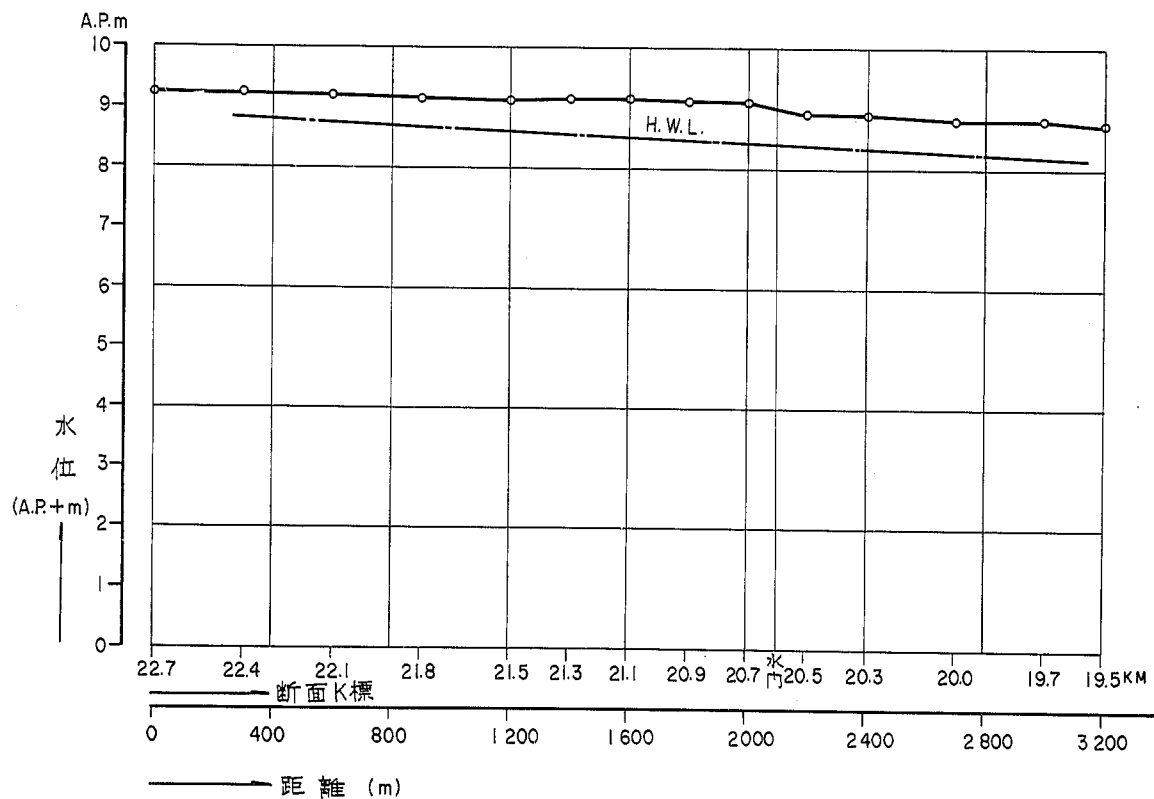


図-8 分流点附近流向図

A案(現状)

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

$$H_{19.5} = AP + 8,749 \text{ m}$$

水門全開

水門幅 60 m

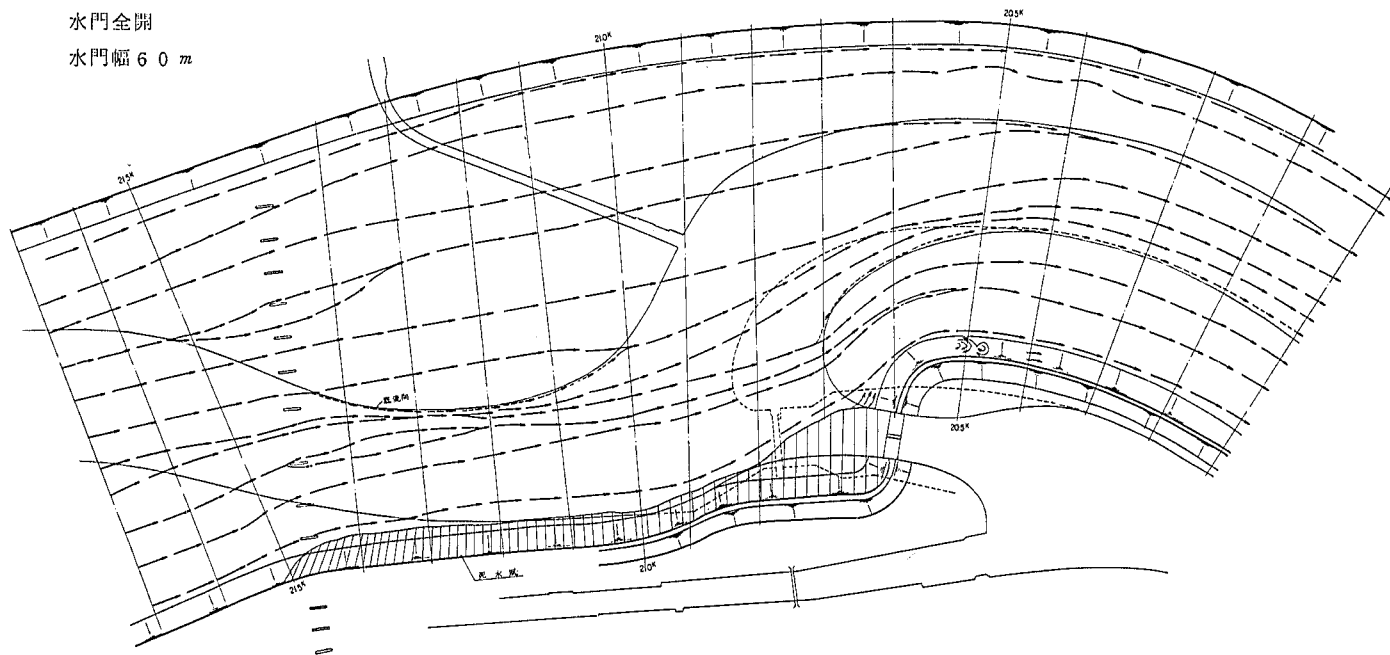


圖-9 分流点附近流向图

A案(现状)

实验条件

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

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

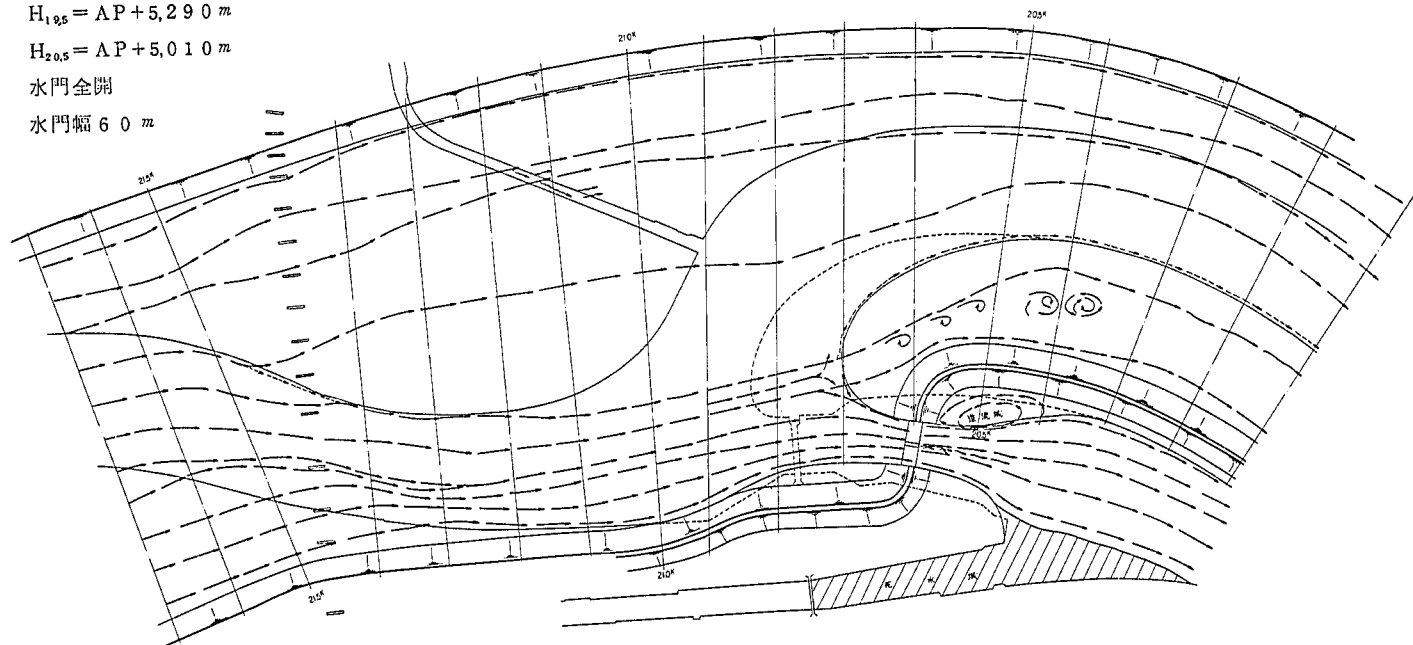
$$Q_S = 1,472 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{1.95} = AP + 5,290 \text{ m}$$

$$H_{2.05} = AP + 5,010 \text{ m}$$

水門全開

水門幅 60 m



$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、2.1.5 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った流線で流下した。

表 - 3 水位縦断測定値表

A案—現状断面

実験条件 断面番号 河川名		$Q_0=7000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1=$		$Q_2=$		$H=$		$H=$	
		1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	2 2.7	9.255	9.145	9.295	9.220	9.245	9.345		9.251
	2 2.4	9.195	9.185	9.245	9.305	9.270			9.240
	2 2.1	9.170	9.155	9.220	9.205	9.195	9.270		9.203
	2 1.8	9.145	9.135	9.195	9.185	9.145			9.161
	2 1.5	9.135	9.145	9.145	9.145	9.120	9.120		9.135
	2 1.3	9.165	9.090	9.180	9.190	9.200			9.165
	2 1.1	9.130	9.140	9.165	9.180	9.190			9.161
	2 0.9	9.110	9.090	9.140	9.130	9.150			9.124
	2 0.7	9.030	9.090	9.090	9.140	9.165			9.103
	2 0.5	9.015	9.015	8.915	8.890	8.750			8.917
	2 0.3	8.990	8.990	8.940	8.880	8.790			8.918
	2 0.0	8.865	8.815	8.790	8.800	8.840			8.822
	1 9.7	8.880	8.800	8.830	8.855	8.790			8.823
	1 9.5	8.740	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・P-4.51m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 $Q_0 = 7000, 4170, 3000, 2000, 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ の5流量、水門巾は4.5, 6.0m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。

水門巾による影響は、6.0mのほうが0.2~0.9%多い。しかし、この分流率の差は誤差の範囲内であるから、水門巾による影響はないといえる。

(ii) 水 位 測 定

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

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高くなつた。

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4.5, 6.0mの2種について行つた。

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6.0mの場合の流向図を載せ、検討も6.0m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、堤防先端に当つた流水が、堤防に沿う流れを示さず、

图 10 荒川分流点 (B 案) 法線形

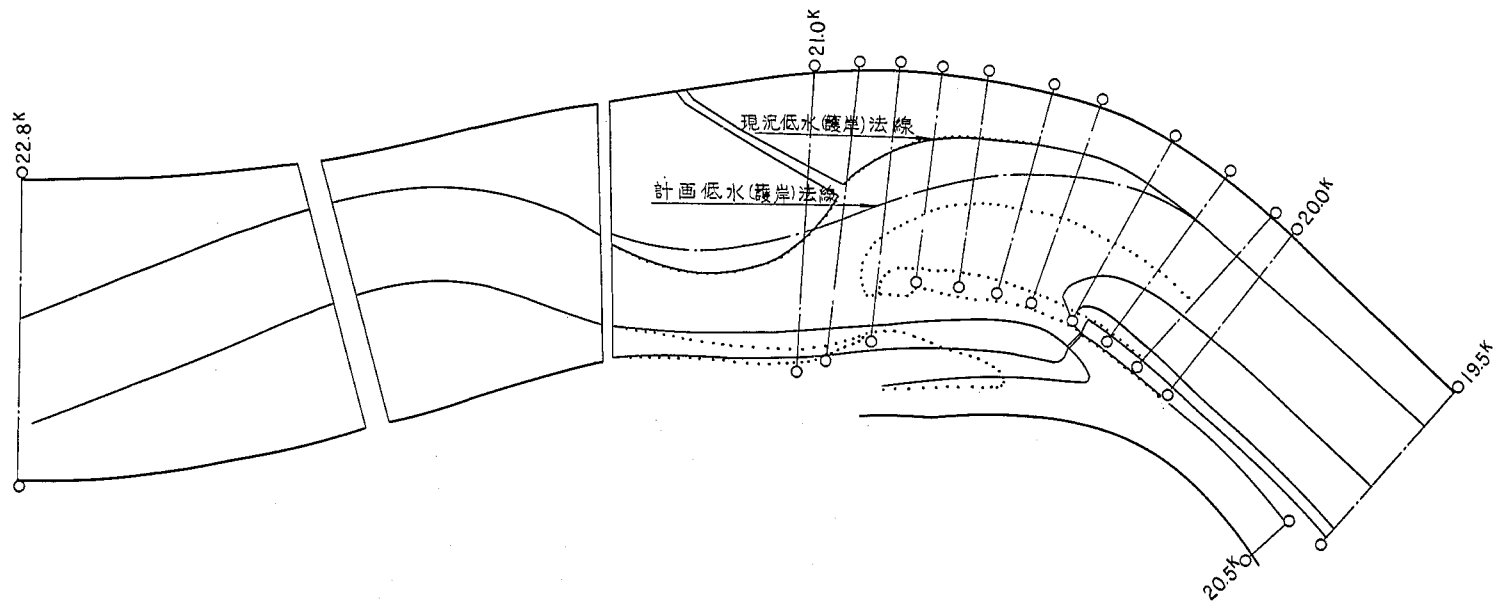
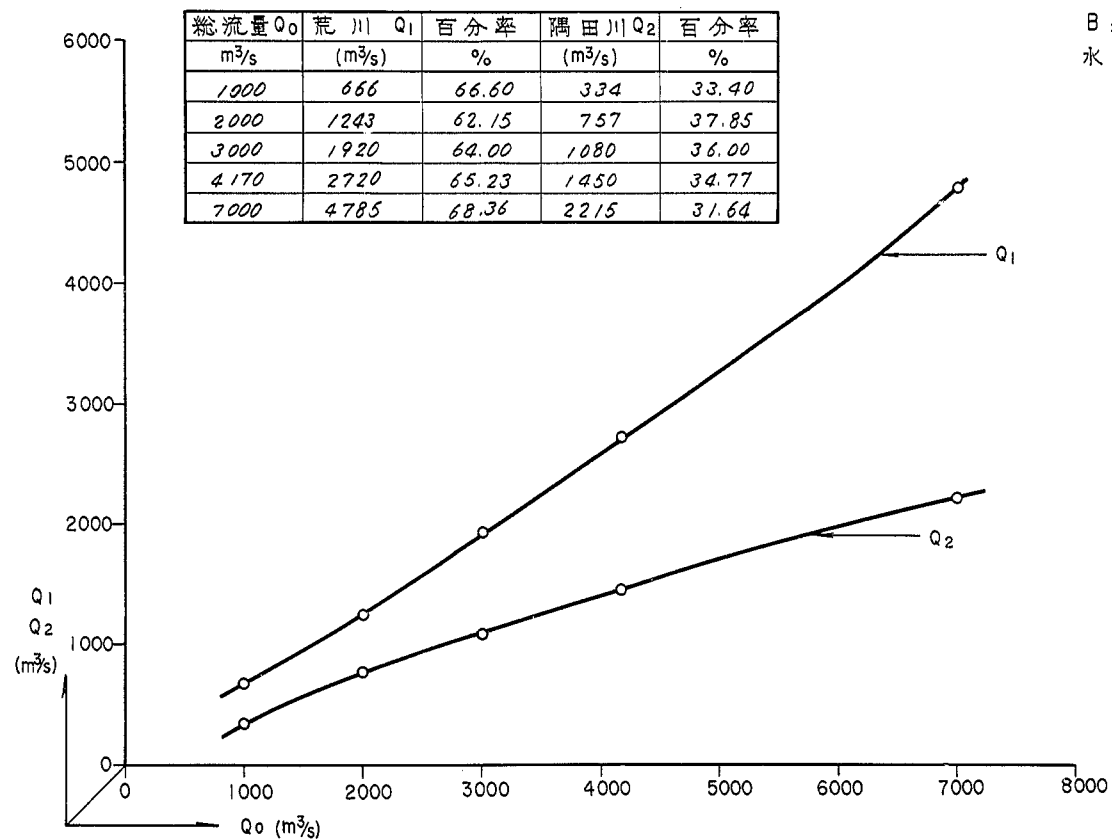
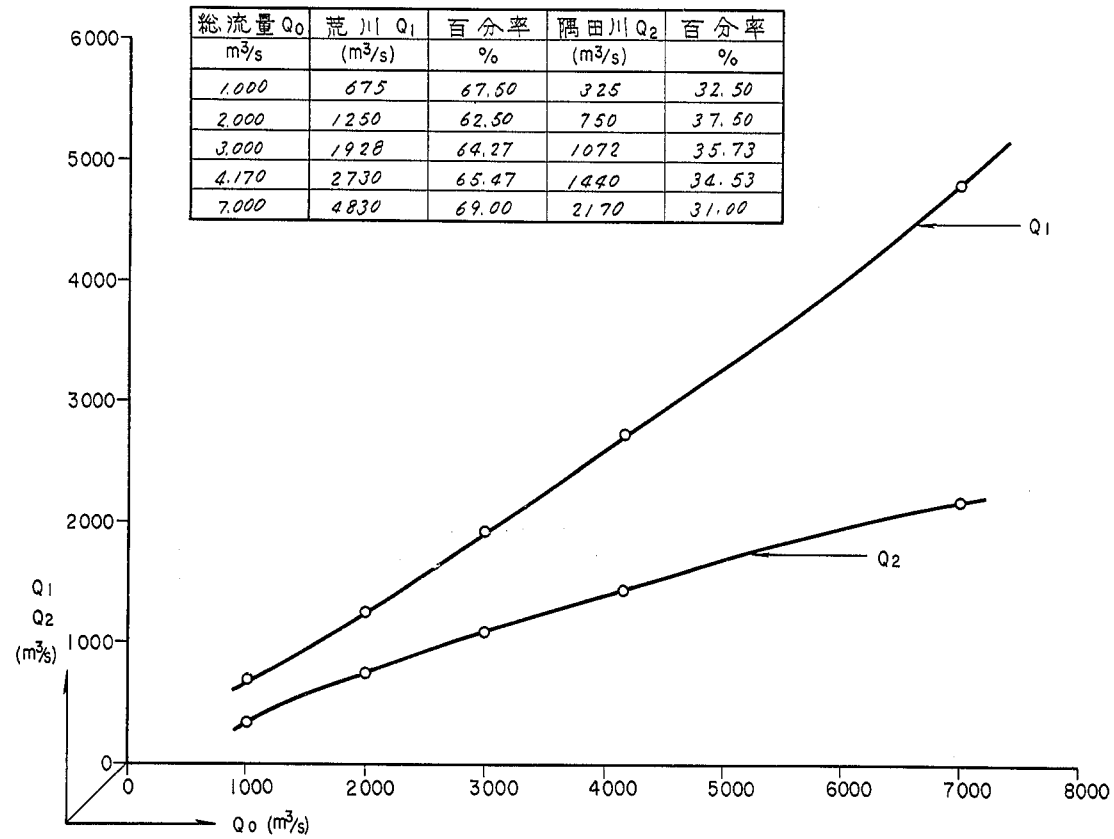


図-11 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図



B案 現状断面
水門幅 - 60 m

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 水位縱断面圖

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

B案 - 現狀断面

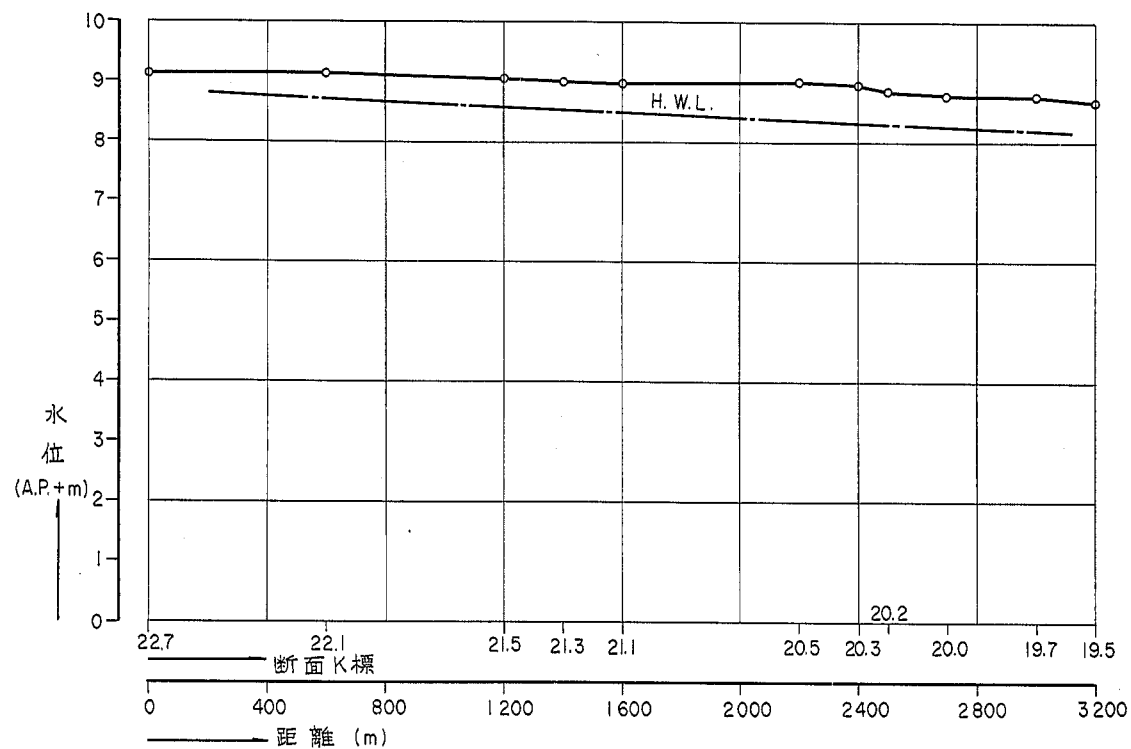


图-14 分流点附近流向图

B案(现状)

实验条件

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

$$H_{1.95} = AP + 8,749 \text{ m}$$

水门全闭

水门幅 60 m

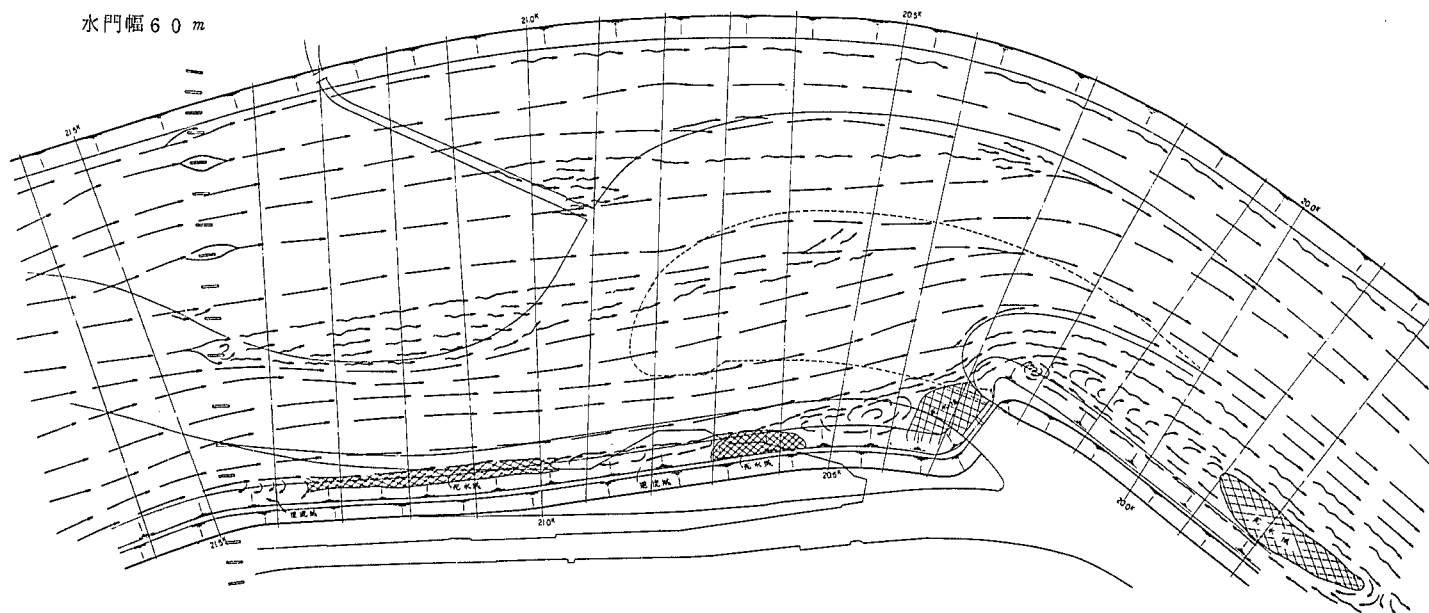


图-15 分流点附近流向图

B案(现状)

实验条件

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

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

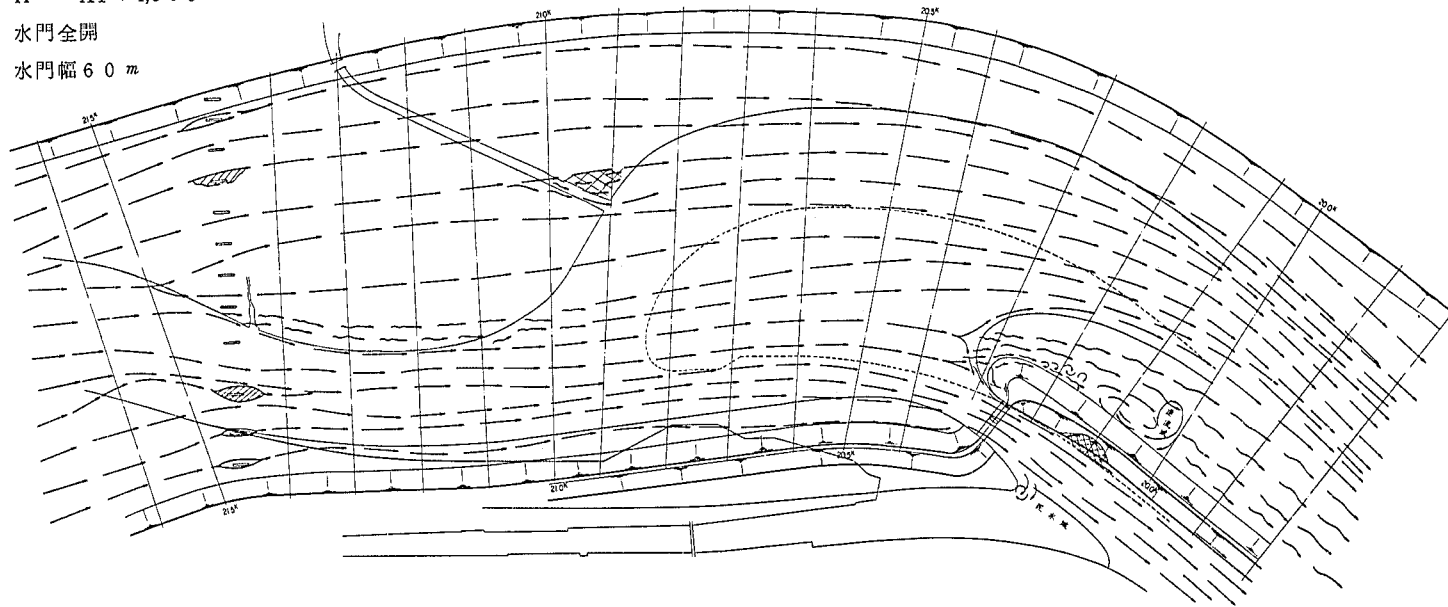
$$Q_B = 1,450 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{10.5} = AP + 5,315 \text{ m}$$

$$H = AP + 4,960 \text{ m}$$

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	実験条件 断面 測点番号	$Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$ B案 現状断面							
		1	2	3	4	5	6	7	平均水位
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60m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、20.9Km・20.2Km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、20.9Km断面で $V_{\max} = 1.883 \text{ m/s}$ ・流心は低水路中心にある。20.2Km断面で $V_{\max} = 2.735 \text{ m/s}$ ・流心は低水護肩付近にあり、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、20.9Km断面で $V_{\max} = 1.943 \text{ m/s}$ ・流心は低水路中心にある。20.2Km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45.60m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。

水門巾による影響は、60mのほうが0.5～3.5%多い。しかし、この分流率の差は誤差の範囲内であるから、水門巾による影響はないといえる。

(ii) 水位測定

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

結果は、表-6・図-22に示したとおりである。

圖-16 流速分布圖

B 案 (現狀)

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

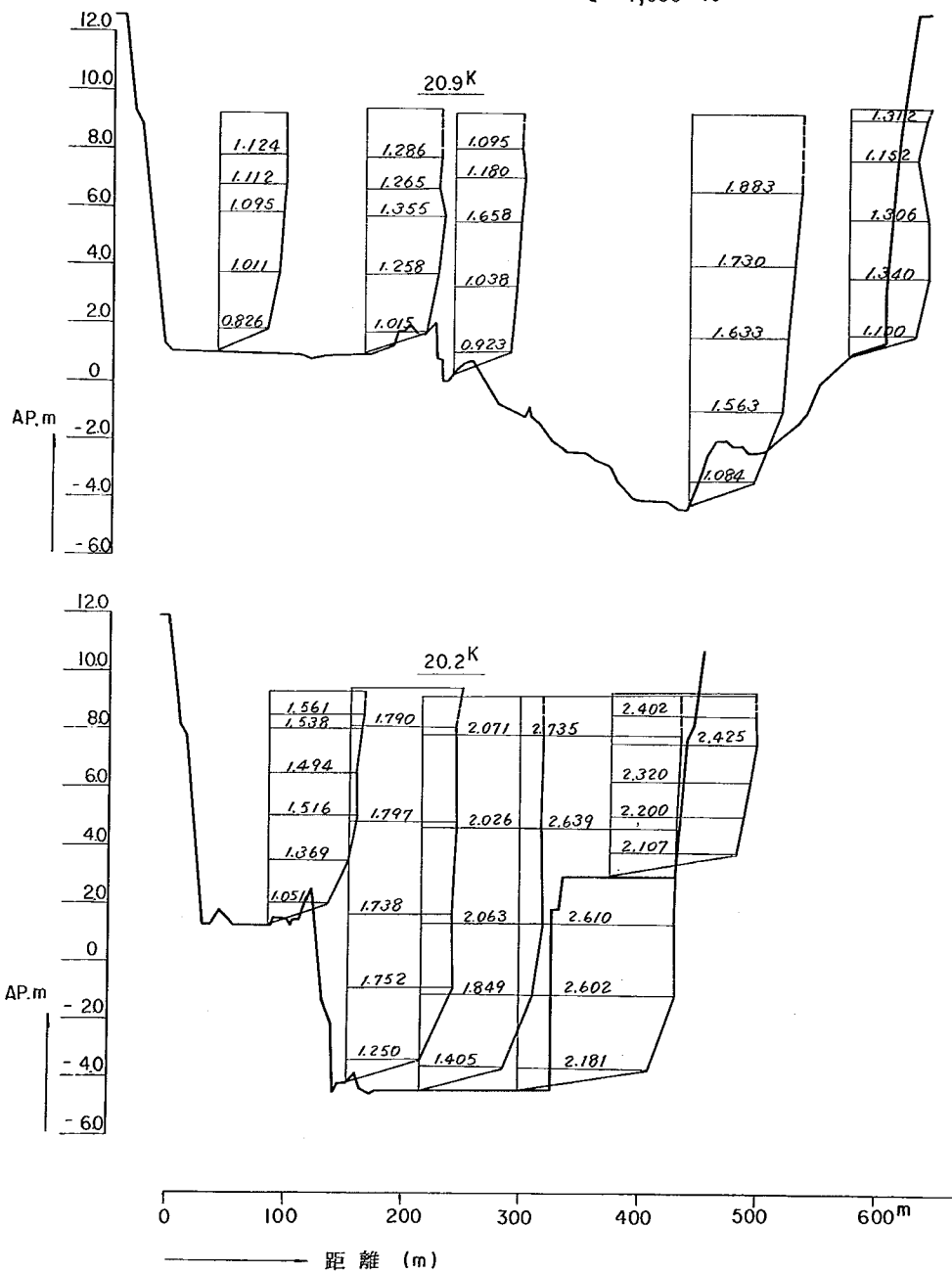


圖-17 流速分布圖

B 渠 (現狀)
 $Q = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$

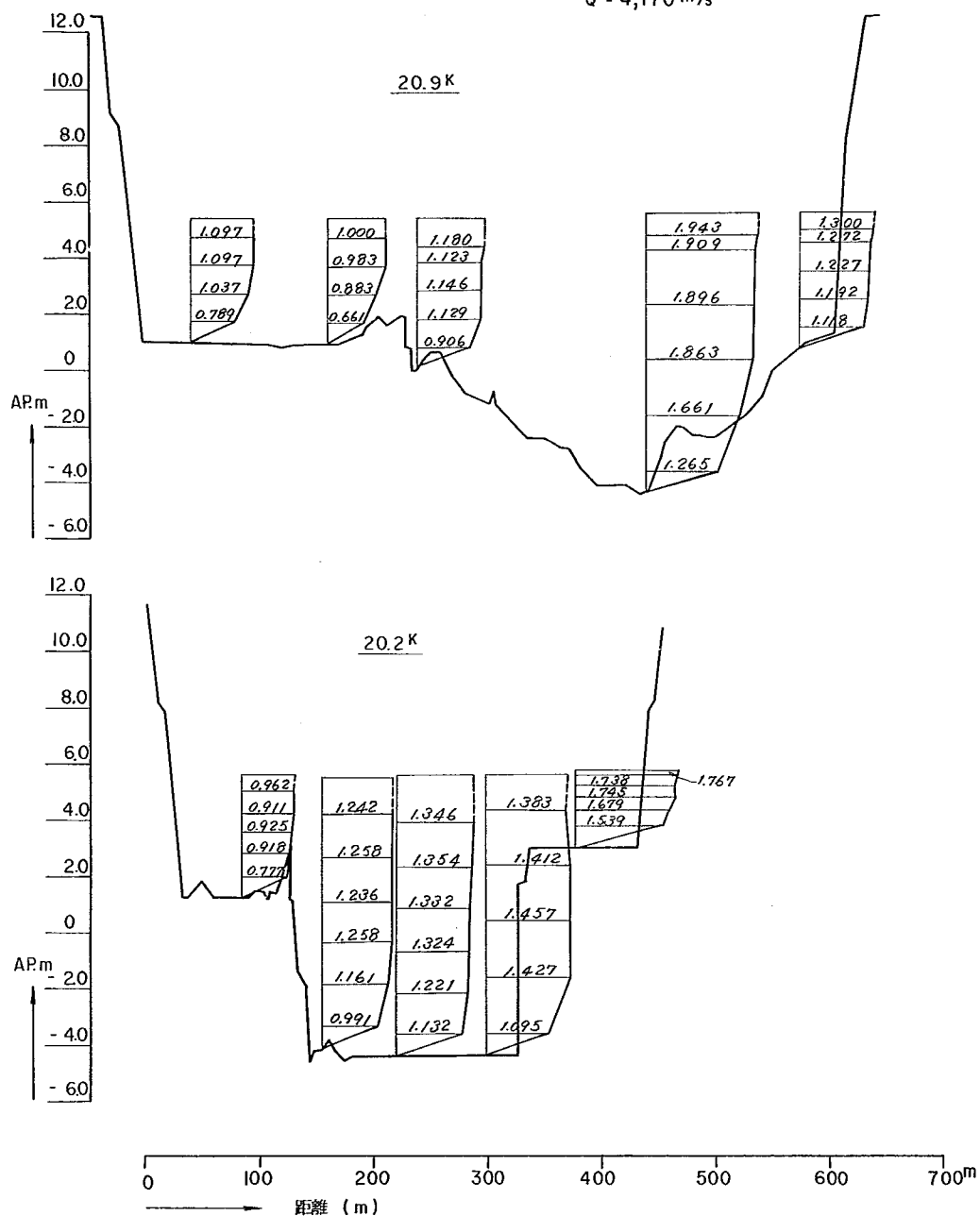


図-18 流速分布図

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

B 泵 - 現状断面

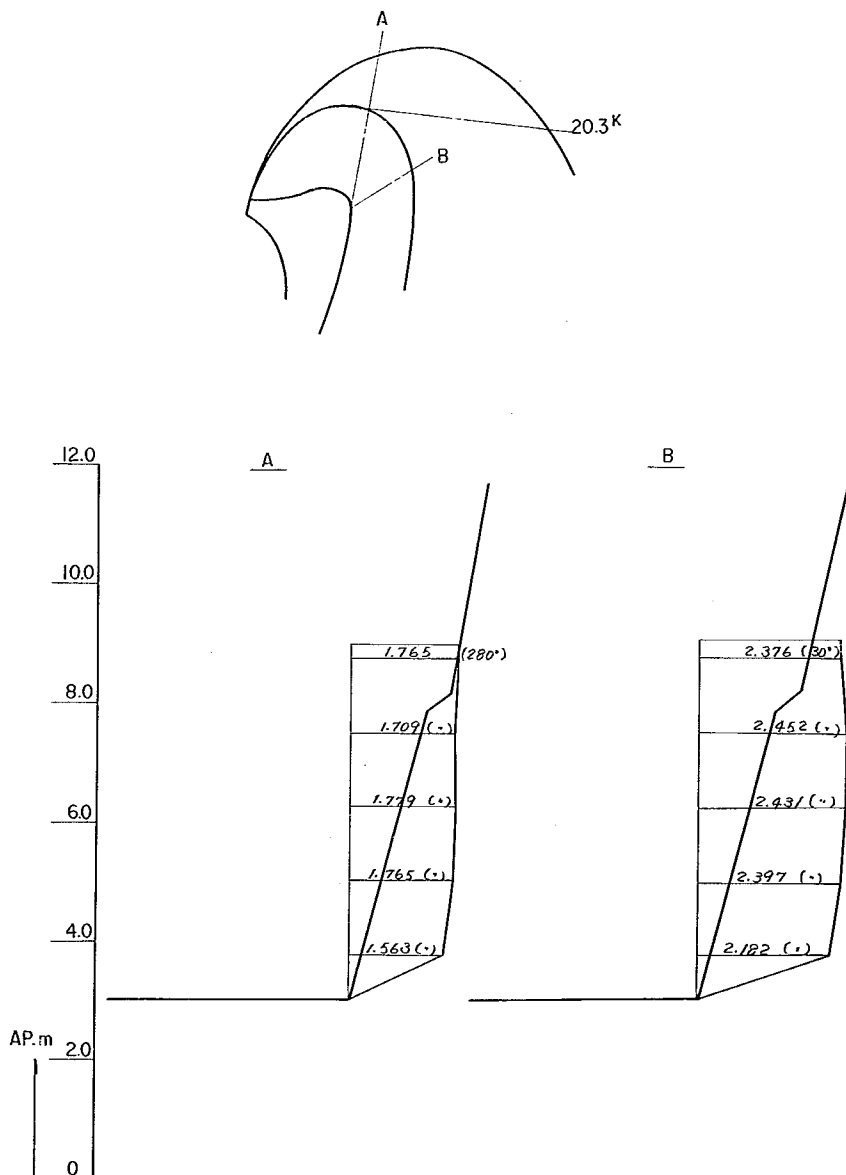


图-19 流速分布图

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

B 渠—现状断面

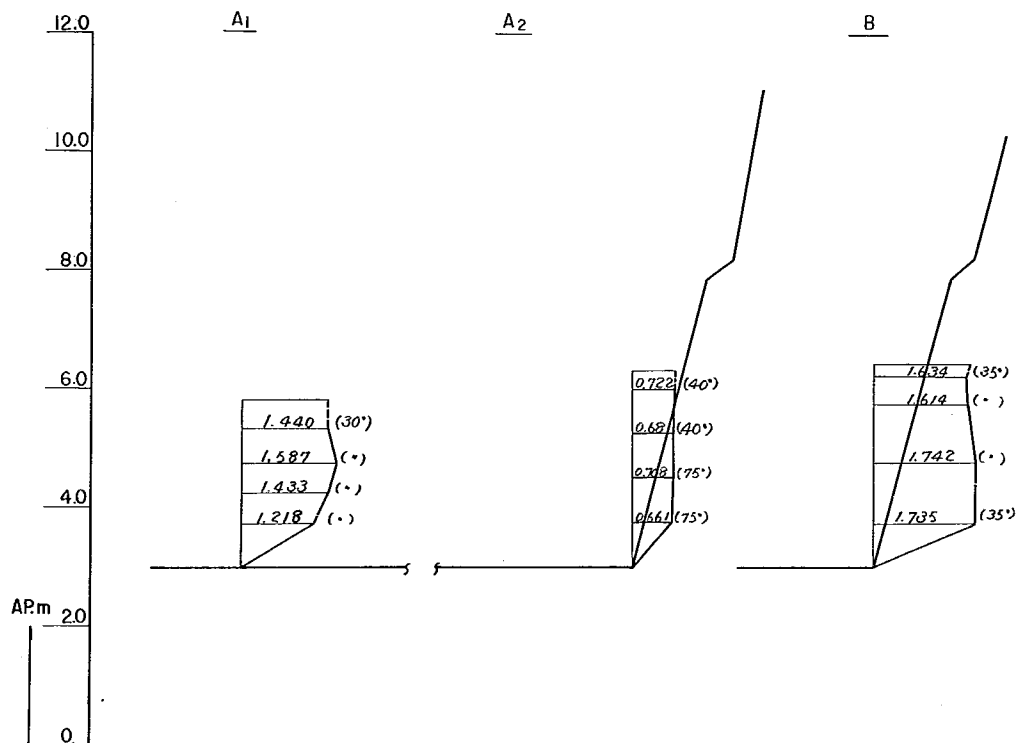
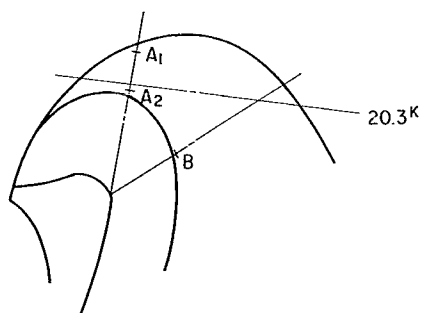


表 - 5 B 案計画河道への改造

④ 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，高水数は現況のままとした。

断 面	河床高(A)	低水路岸高(B)
1 9.5 k	- 4.4 4	3.0 3
2 0.0	- 4.3 8	3.0 5
2 0.5	- 4.3 1	3.0 8
2 1.0	- 4.2 5	3.1 0
2 1.5	- 4.1 9	3.1 3
2 2.0	- 4.1 3	3.1 5
2 2.4	- 4.0 8	3.1 7
2 2.8	- 4.0 3	3.1 9
	APm	APm

(低水路巾)

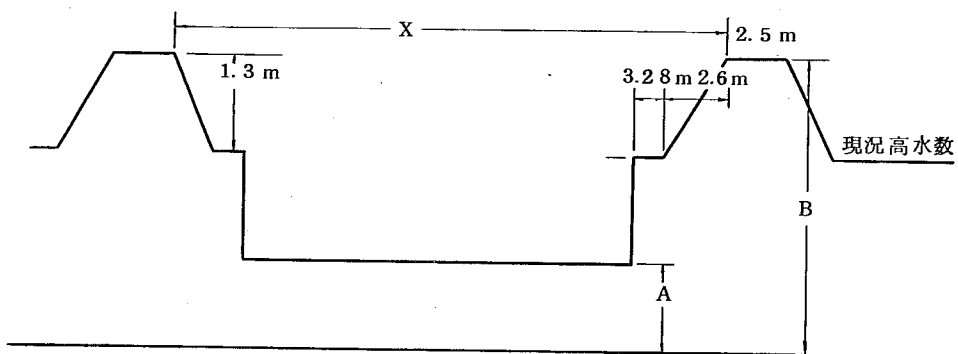


図-20 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図

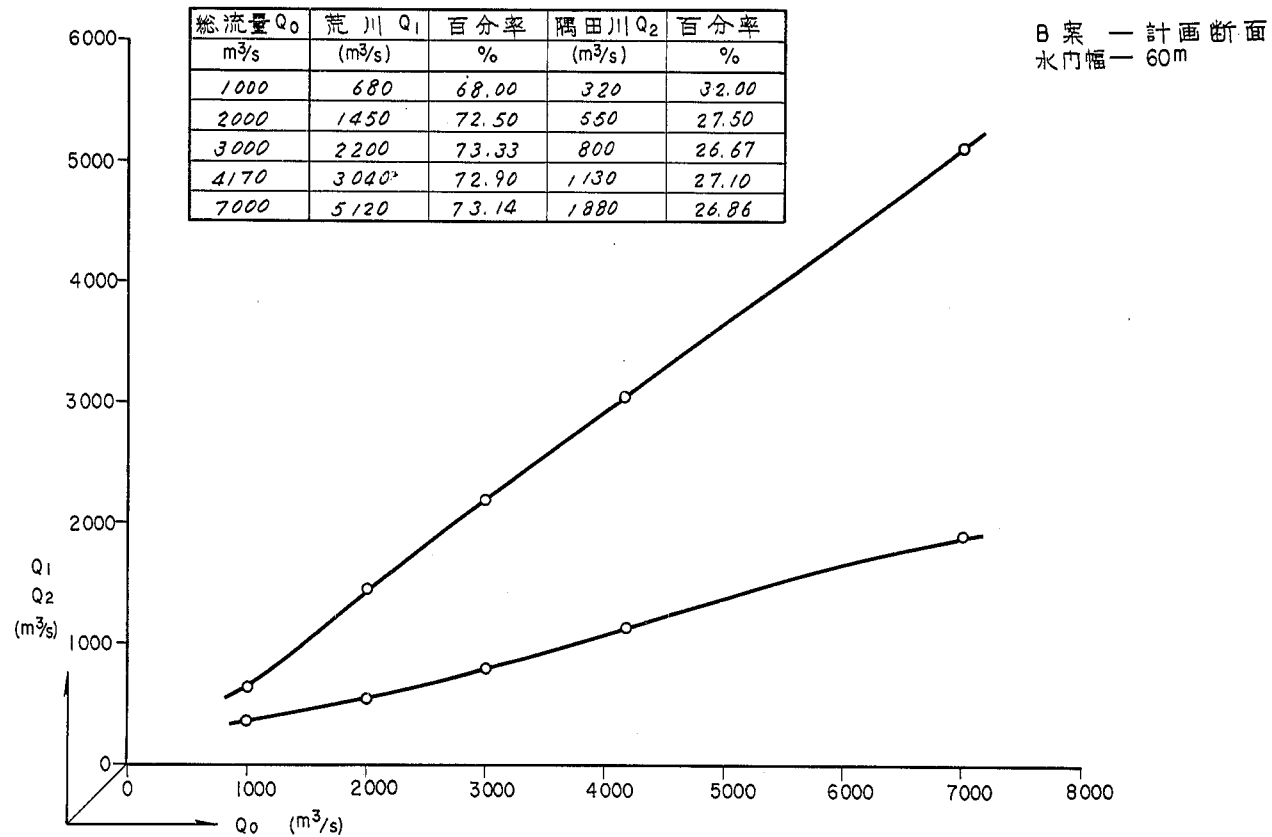


図-21 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図

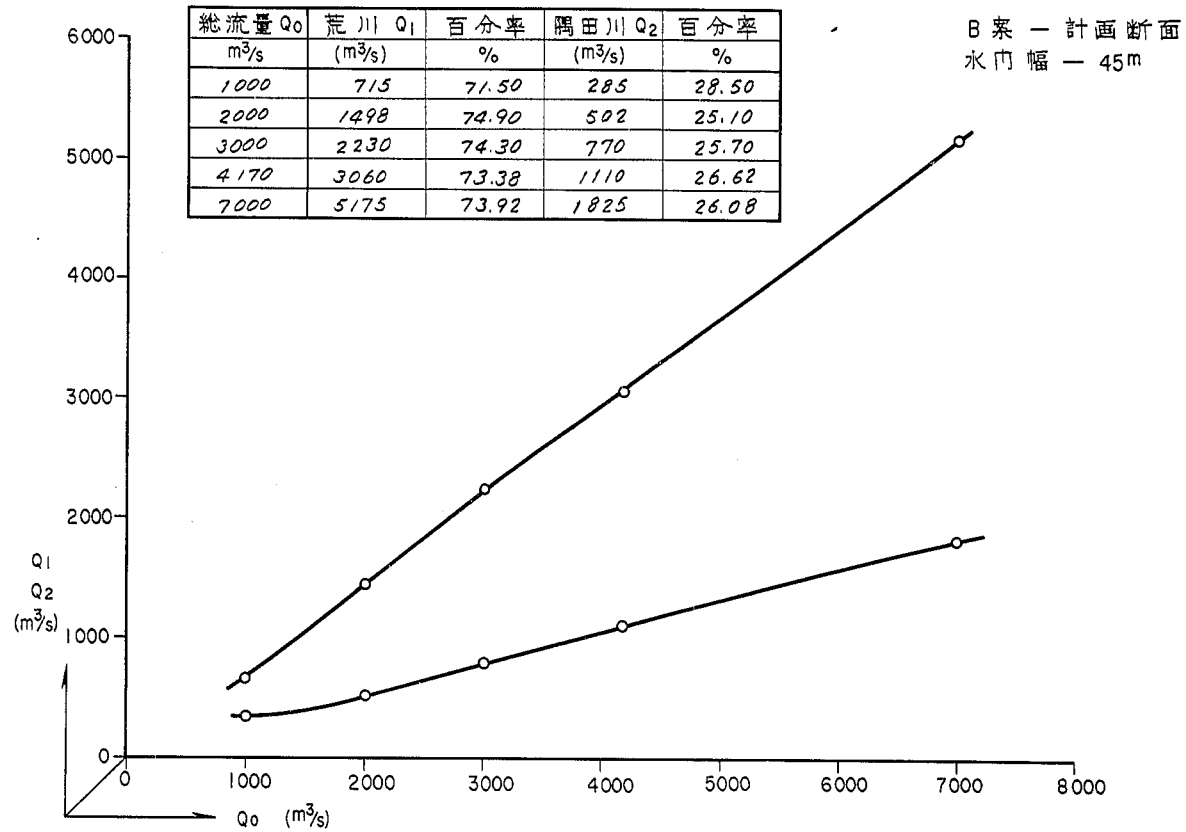


図-22 水位縦断面図

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

B案一計画断面 (荒川計画、隅田川現状)

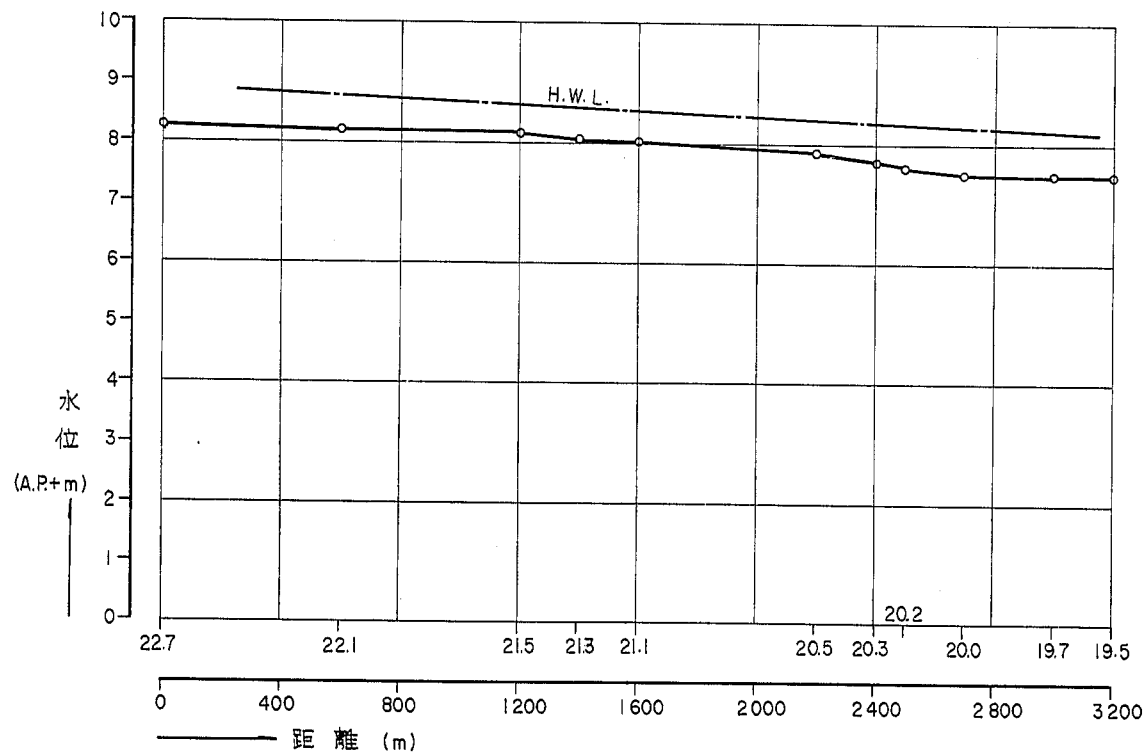


表 - 6 水位縦断測定値表

河川名	実験条件 測点番号 断面番号	Q = 7 0 0 0 m ³ /s B案一計画断面(荒川計画, 隅田川現状)							
		1	2	3	4	5	6	7	平均水位
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・W・Lより0.5m～0.8m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。

2.0.25Kmの分流点では、縮流現象により0.2mの水面低下現象を示した。

④ 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-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、広がった。

Ⅳ) 流 速 測 定

水門は全開とし、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が水門巾60mの1種、 $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ が水門巾45・60m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、20.9Km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。20.2Km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45・60mについて比較すれば、20.9Km断面では殆んど変化がない。20.2Km断面については、水門巾45m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60mの全開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。

图-23 分流点附近流向图

B 案 (計画)

実験条件

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

$$H_{R.s} = \Delta P + 250 \text{ m}$$

水門全閉

水門幅 60 m

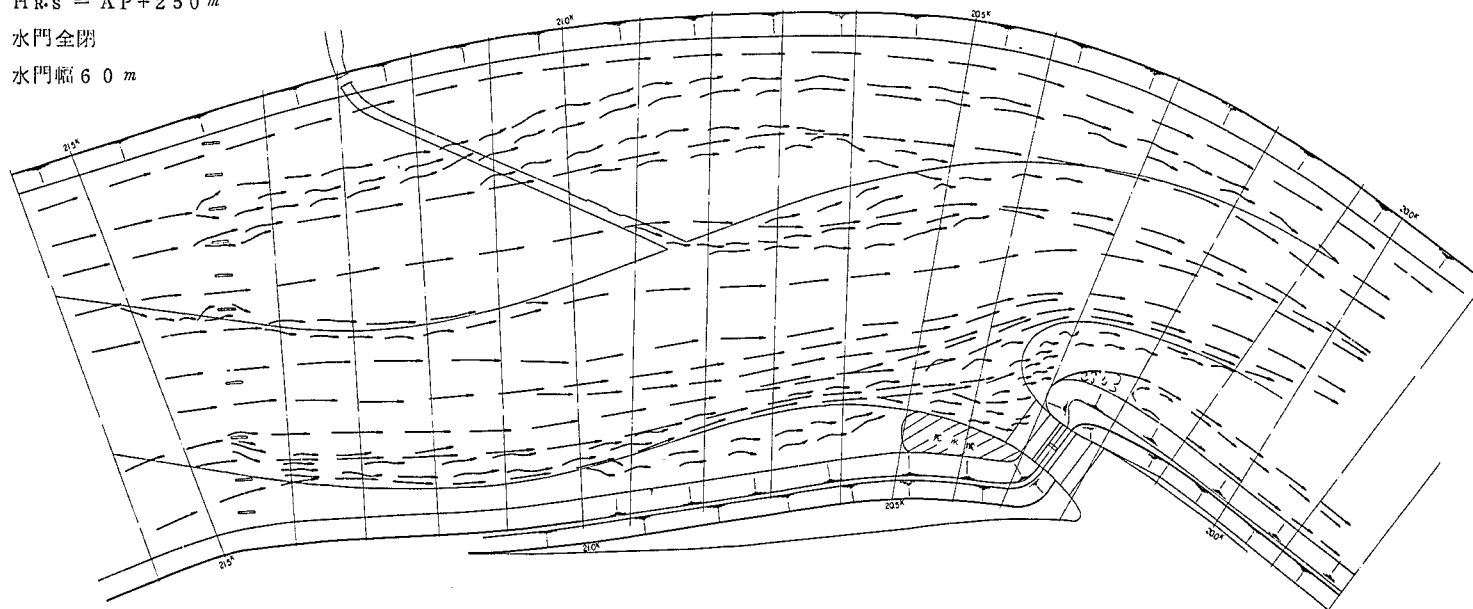


图-24 分流点附近流向图

B案(計画)

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

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

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

$$H_{10.5} = 4,225 \text{ m}$$

$$H_{22.5} = 4,240 \text{ m}$$

水門全開

水門幅 60 m

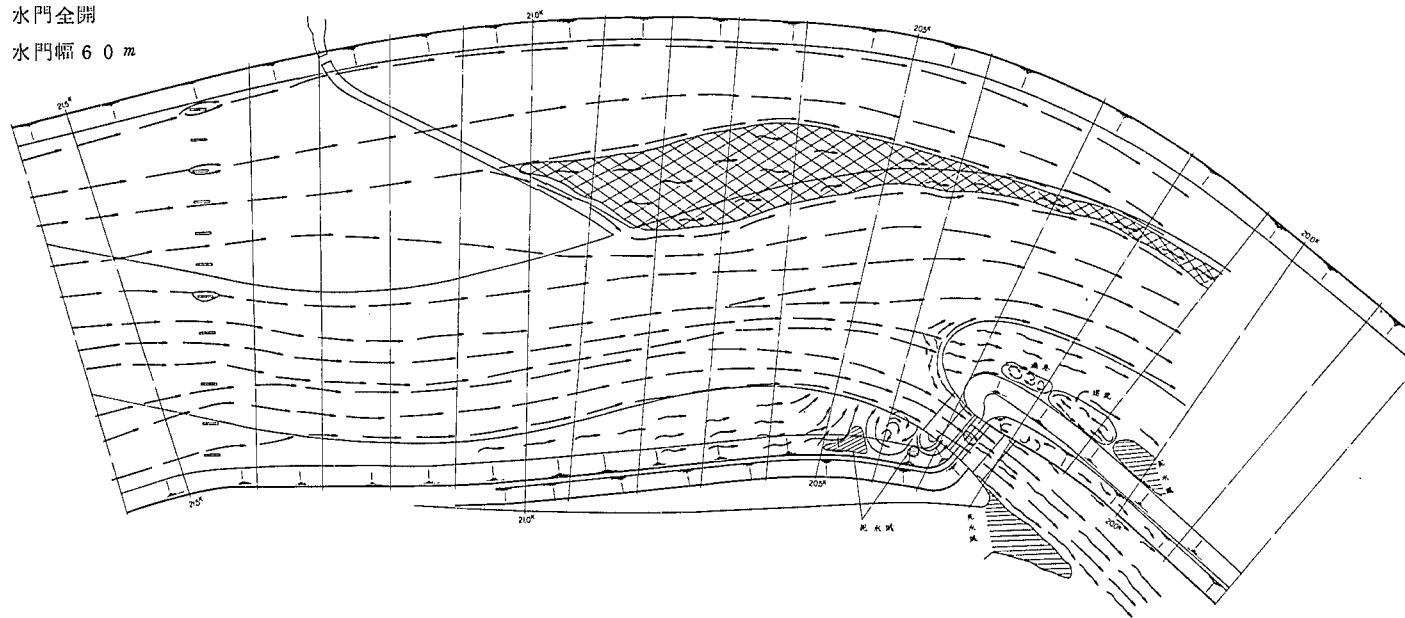


図-25 流速分布図

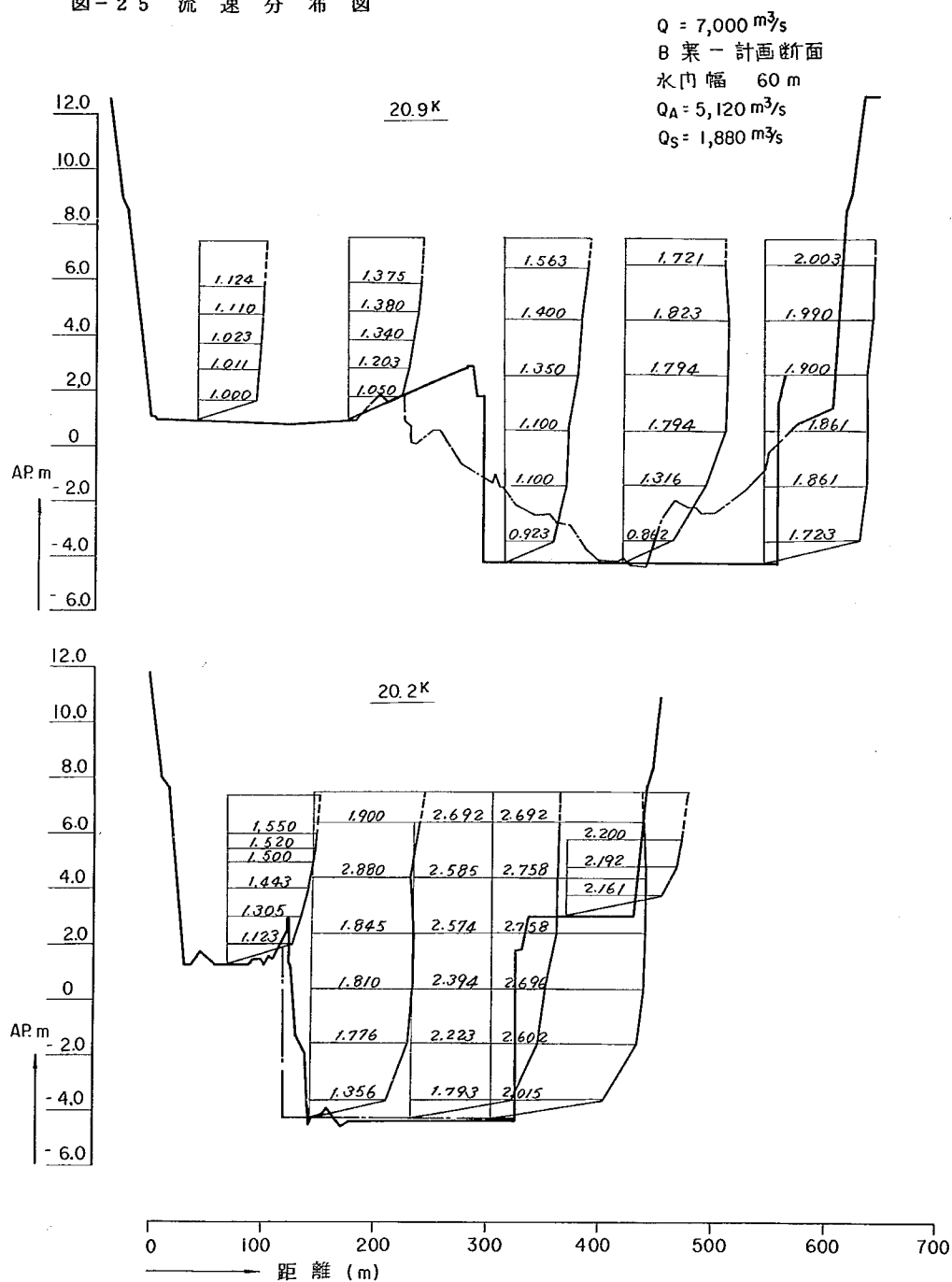


図-26 流速分布図

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

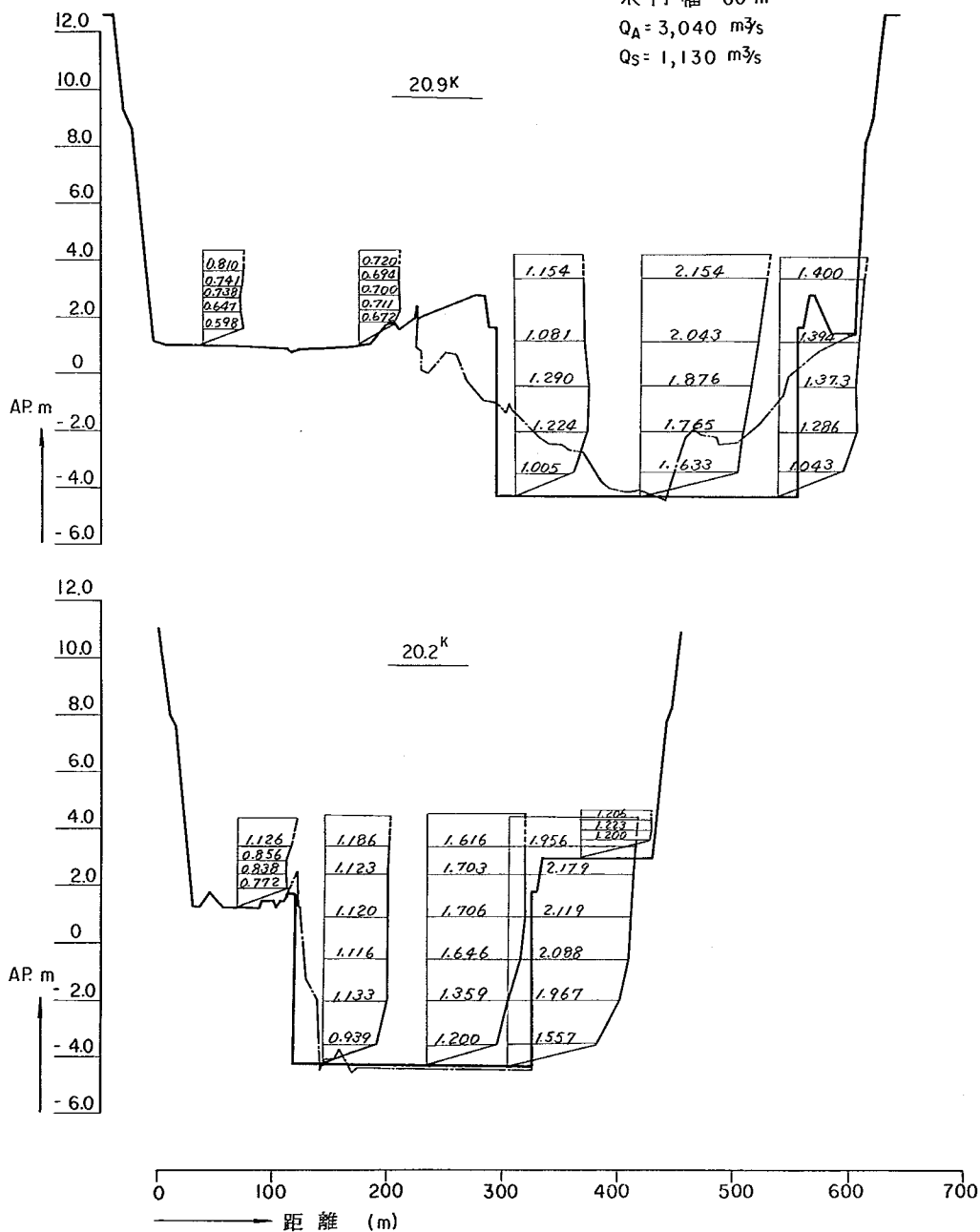


圖-27 流速分布圖

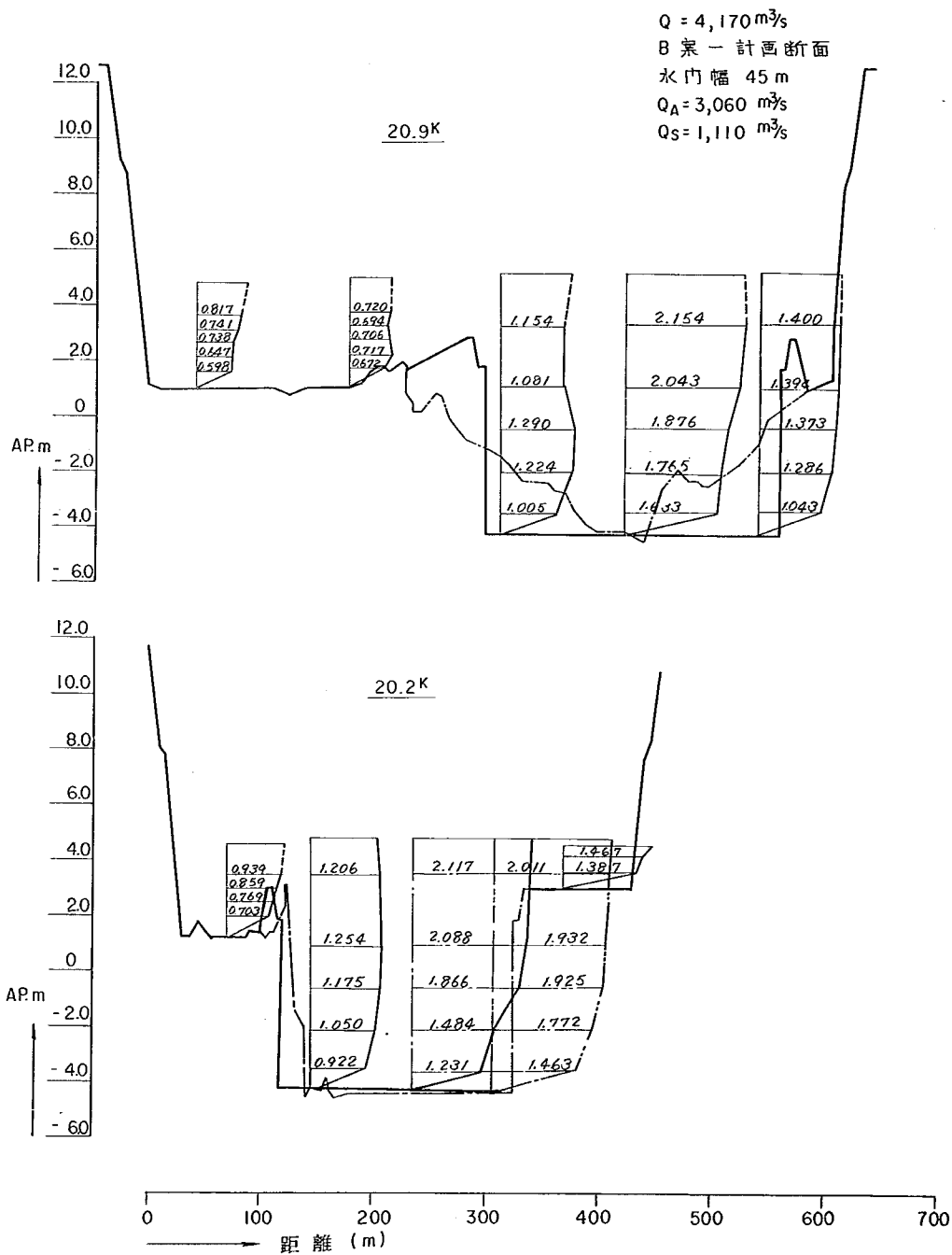


図-28 流速分布図

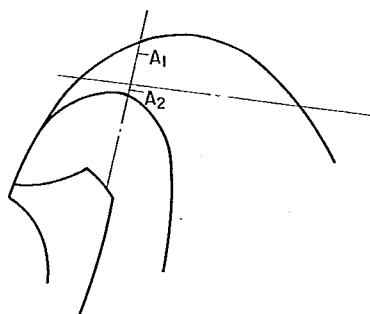
$$Q = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

B 案 - 計画断面

水門幅 60m

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

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



A₁

A₂

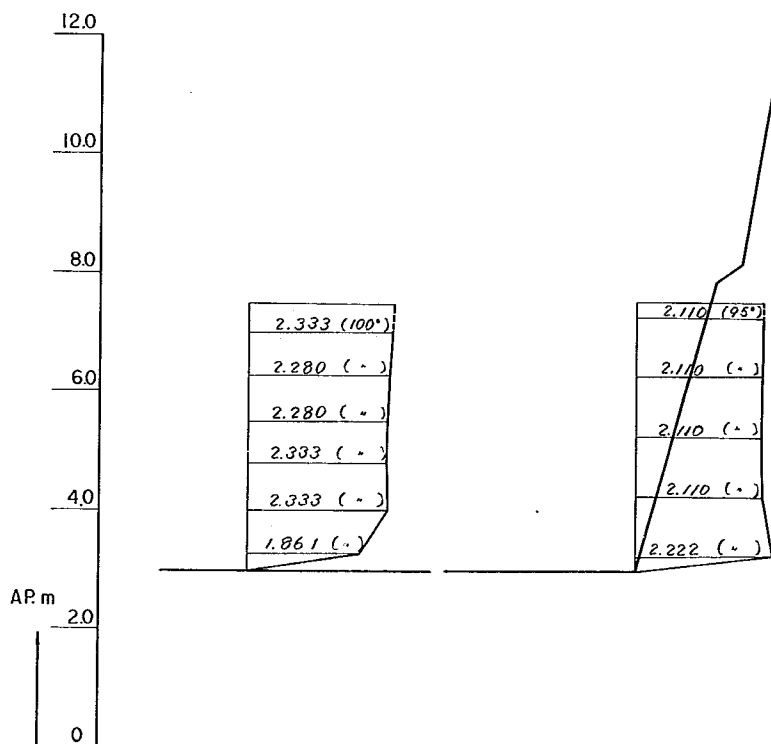


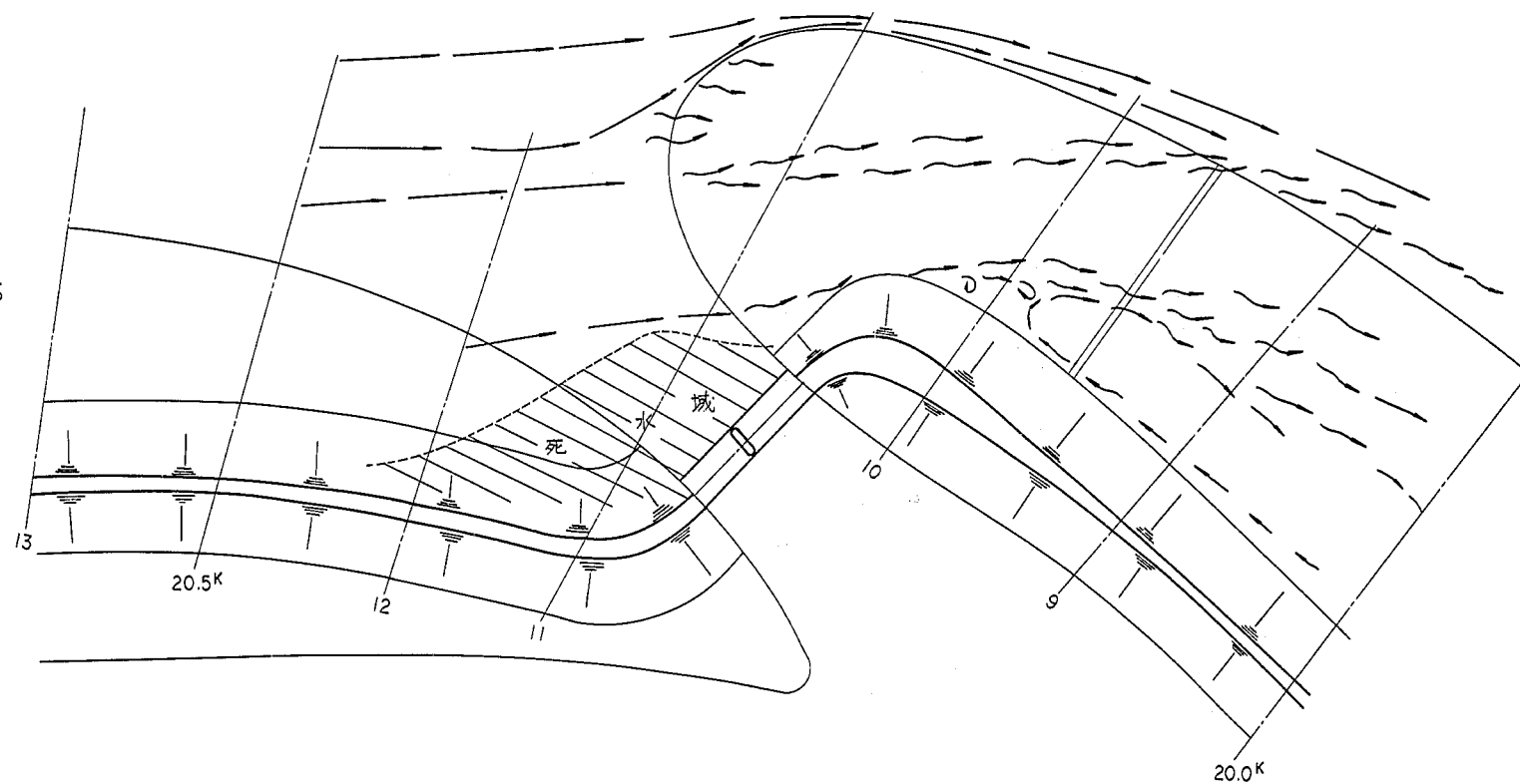
图-29 分流点附近流向图

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

B案(計畫)

1次修正

水門幅 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、流線の剥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、依然その下流で剥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。

流速測定は、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で水門全閉として行った。

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地点まで延最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・ $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について行った。

图-30 分流点附近流向图

$Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$
B 案 (計画) 2 次修正
水門幅 60m

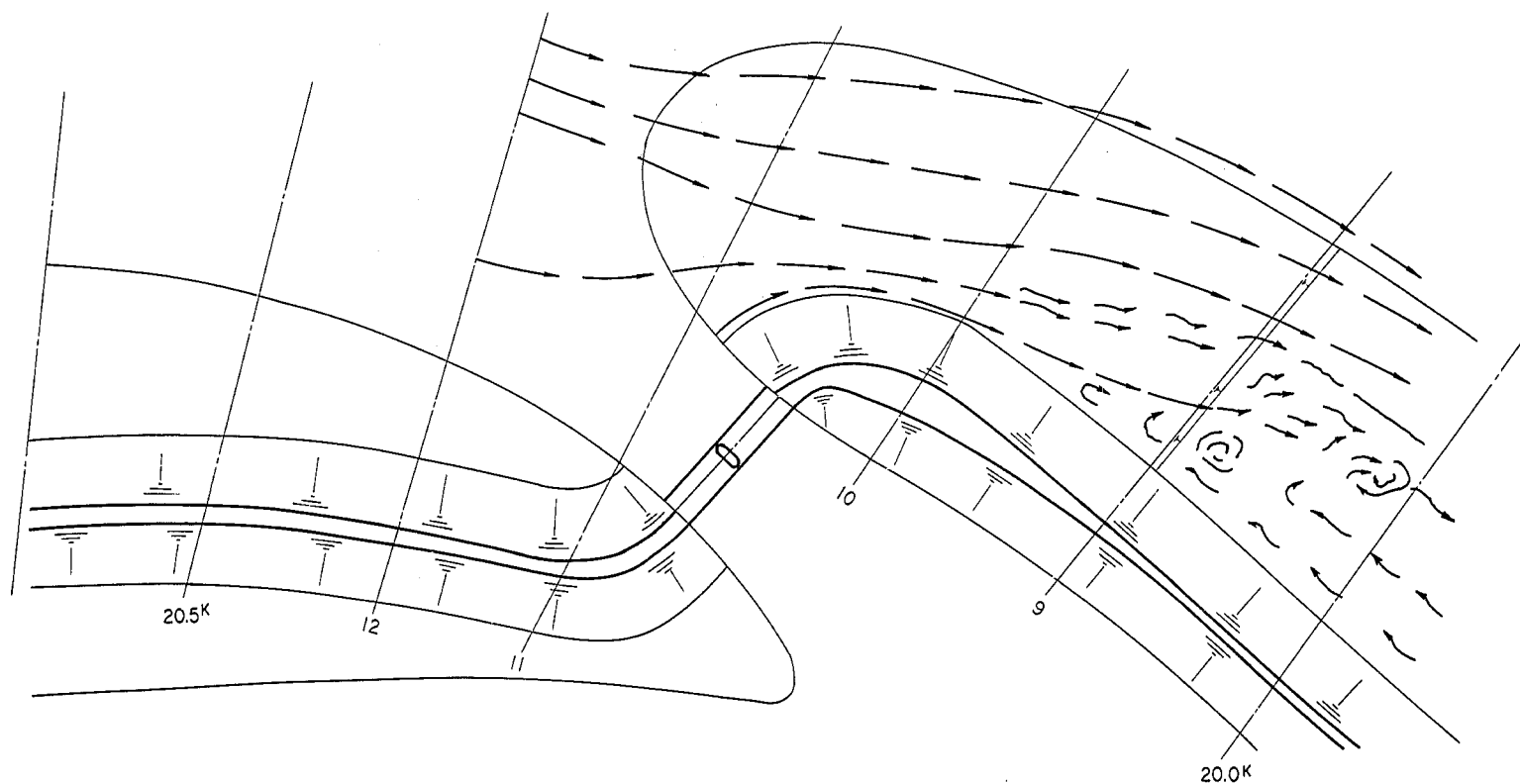


图-31 分流点附近流向图

$$Q = 4170 \text{ m}^3/\text{s}$$

B 案 (計画) 2 次修正

水門幅 60m

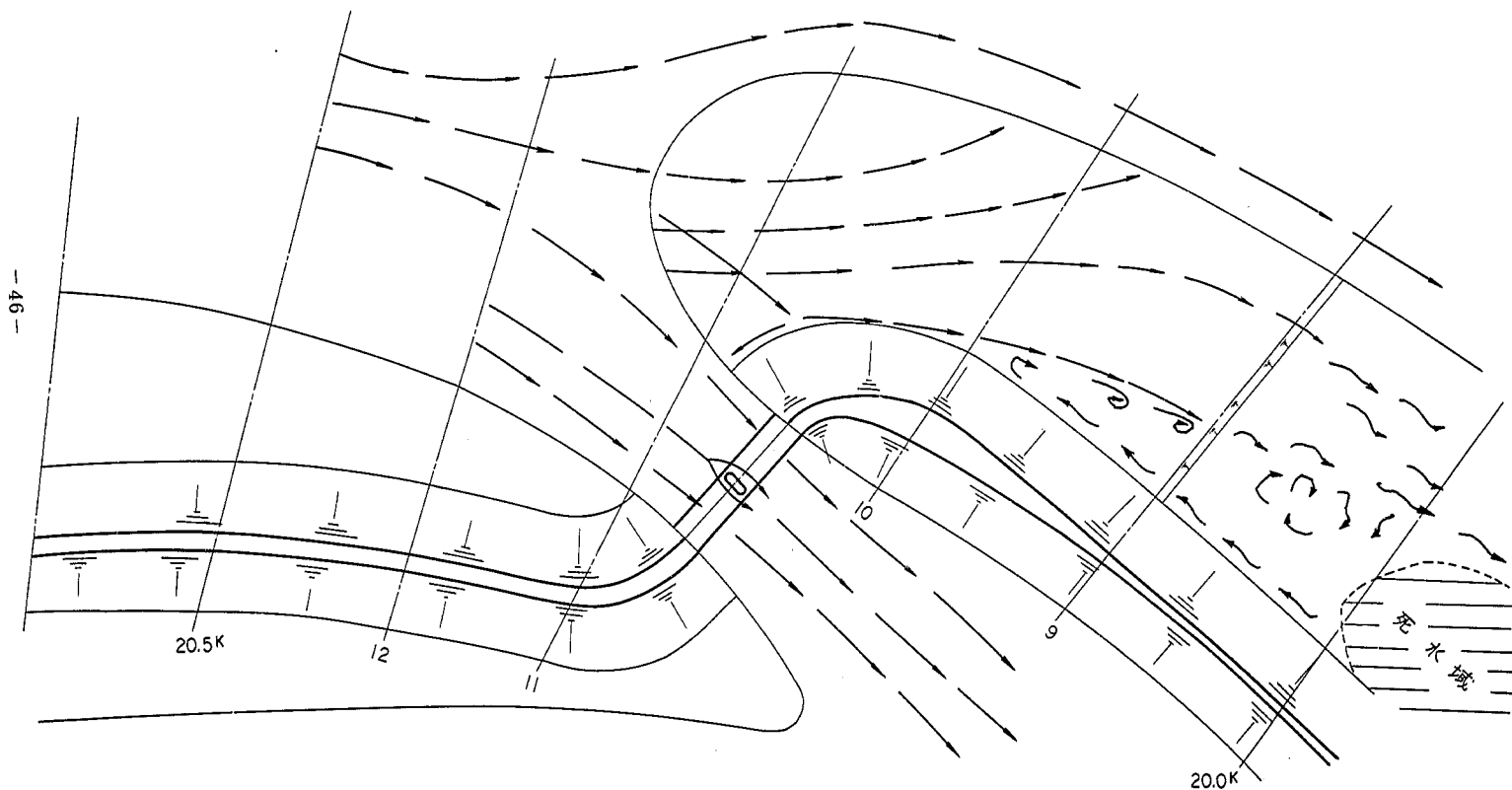
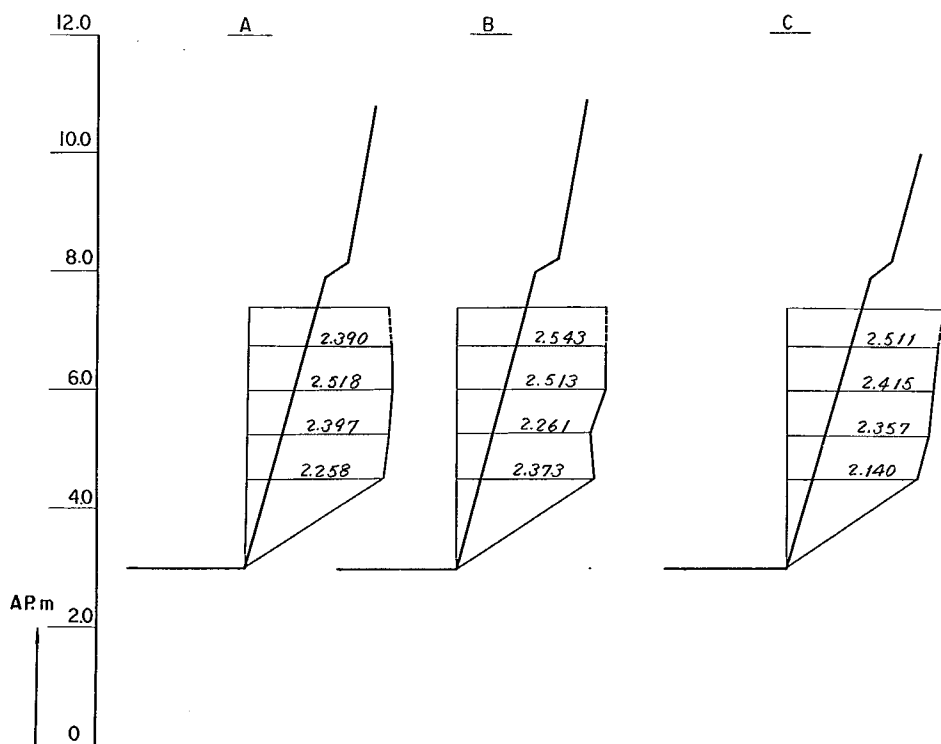
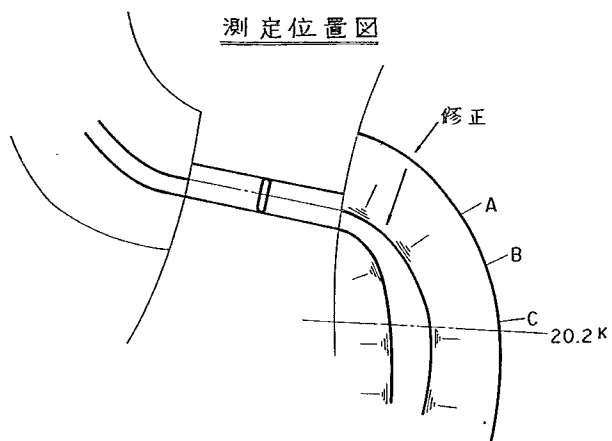


図-32 流速分布図

B 渠 (計 画) 2 次修正

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



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)

圖 - 3 3 分流点附近流向图

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

水門全閉

B 案 (計画) 3 次修正

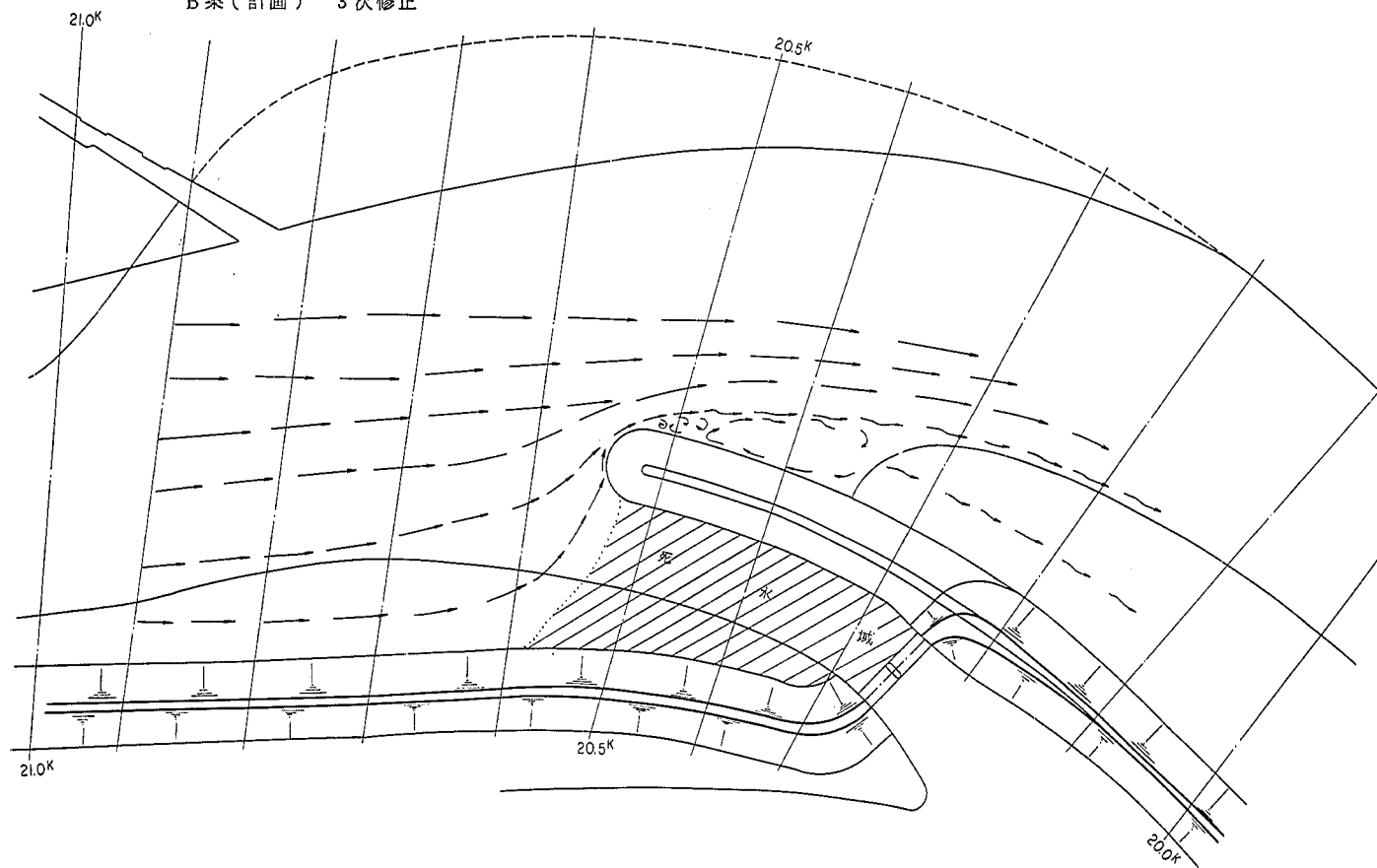


図-34 流速分布図

$Q = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$
 B 案 (計画)
 3 次修正案

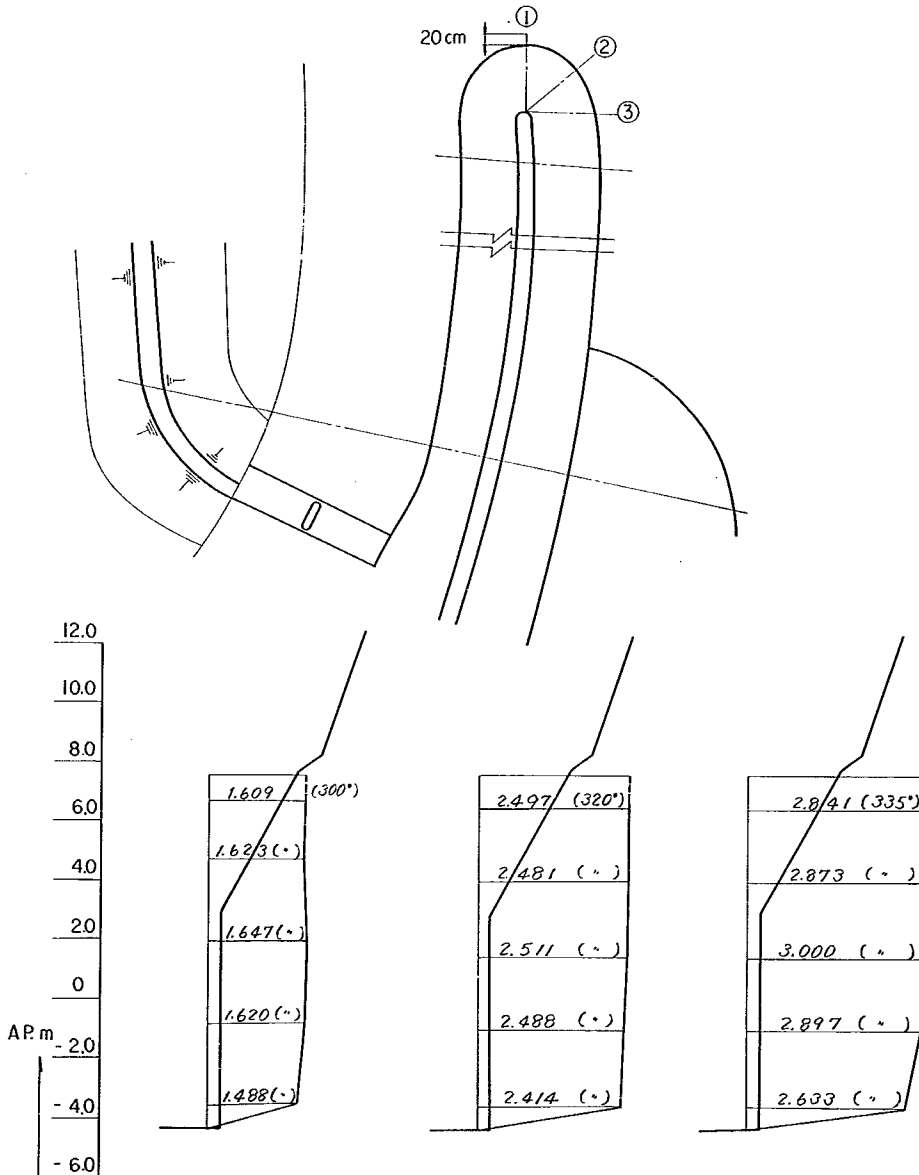


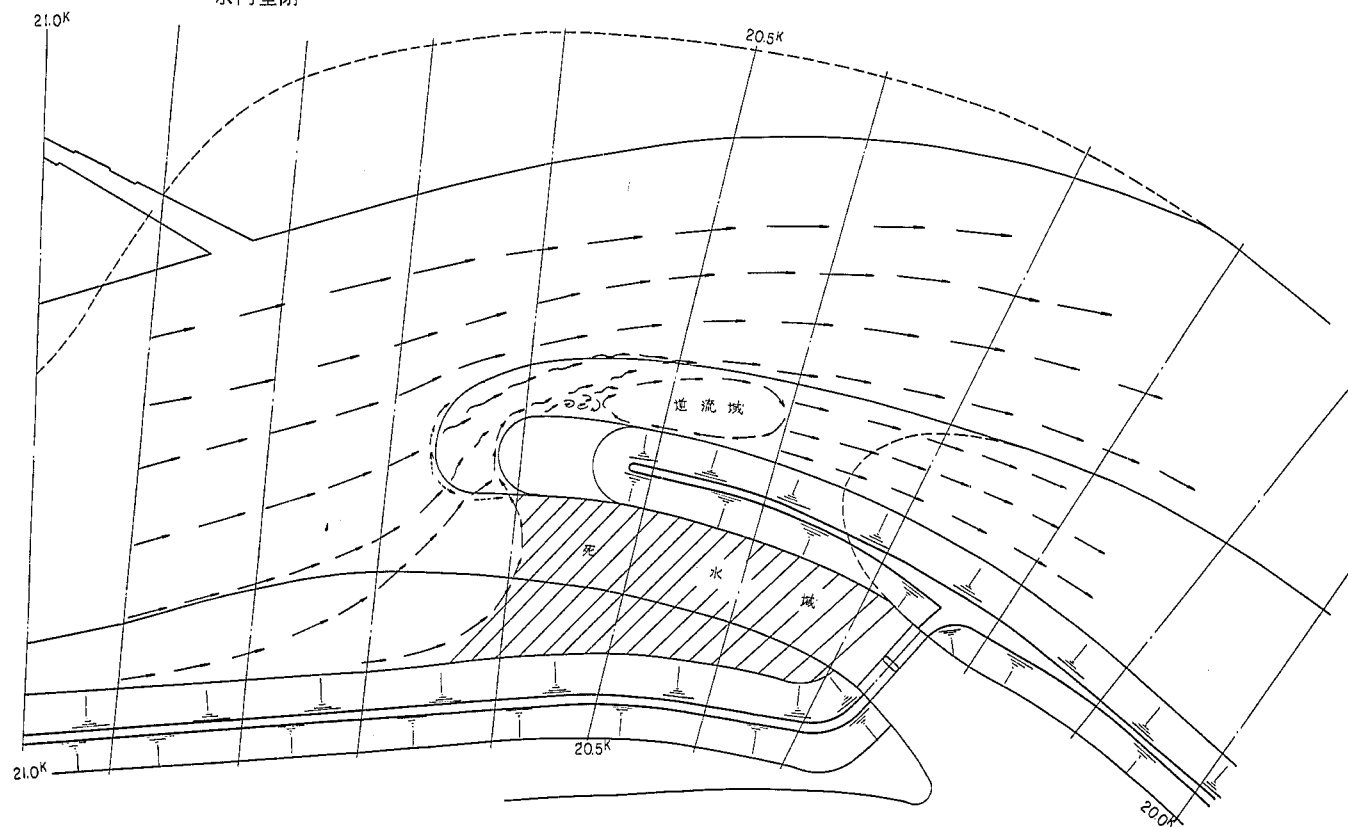
图-35 分流点附近流向图

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

B案(計画) 4次修正

水門幅60m

水門全閉



実験は、流向測定を、水門全開、 $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 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法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、流線は取付堤防突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、水門取付堤防の突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、突端部を写真-7・8に示す様に20.6Km付近まで上げて見た。その結果、流線は比較的法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 $Q_0 = 7000, 4170, 3000, 2000, 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 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

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

$$H_{1.9.5} = AP + 7,500 \text{ m}$$

水門全閉

B案 5次修正

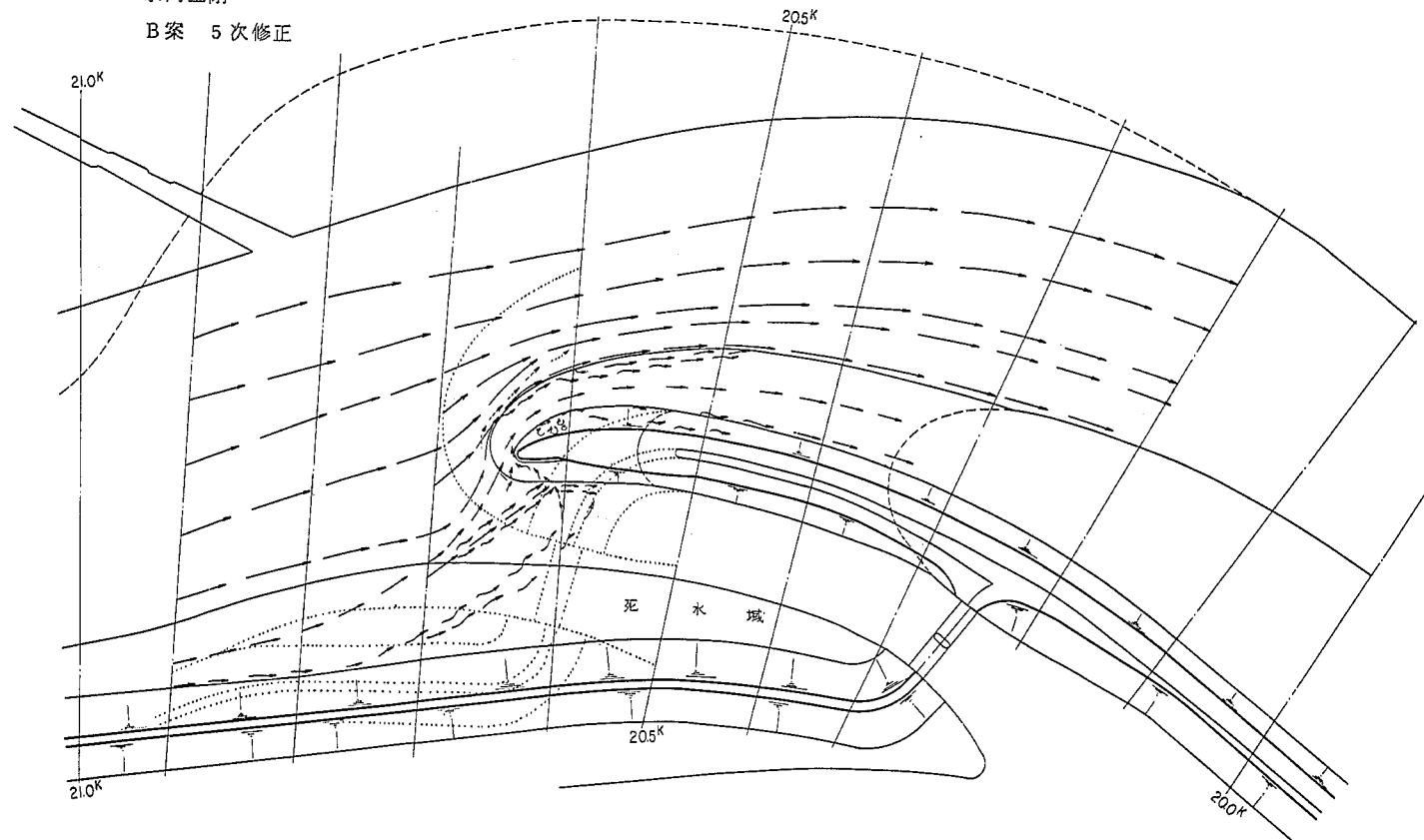


图 3 7 荒川分流点 (C 案) 法線形

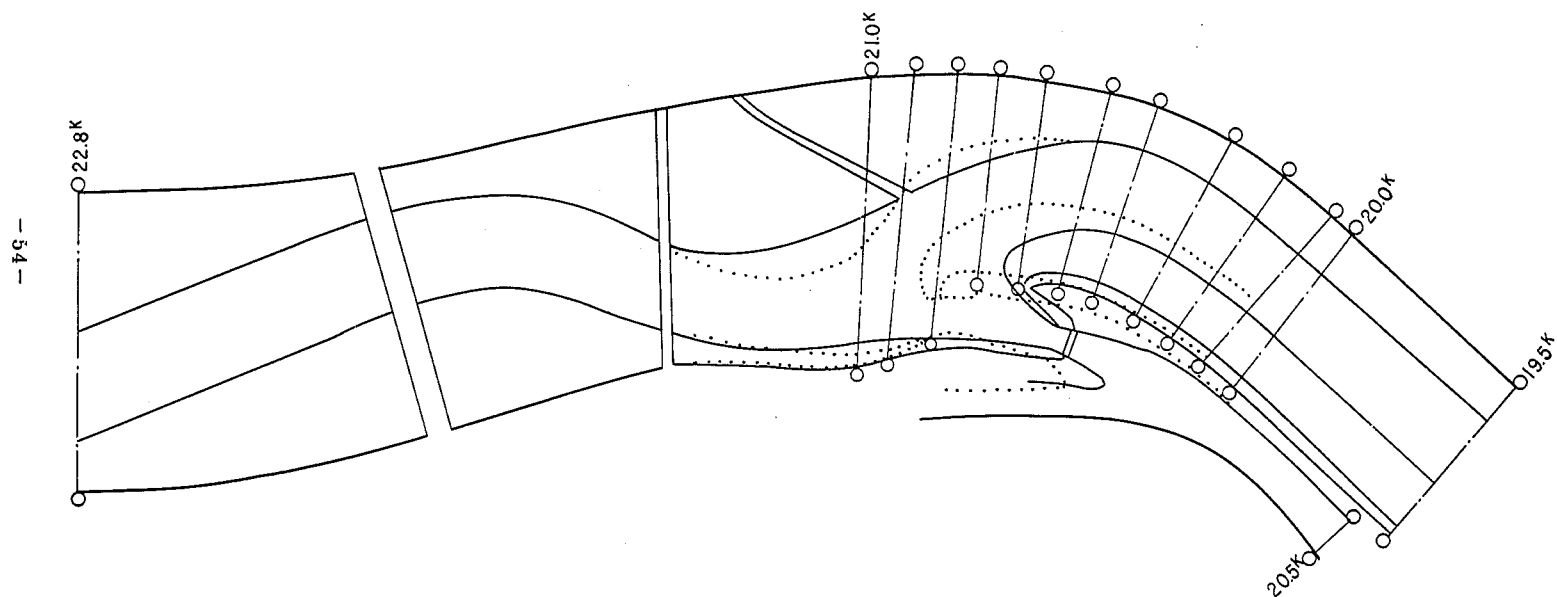


図-38 総流量(Q_0)と荒川(Q_1)隅田川(Q_2)との関係曲線図

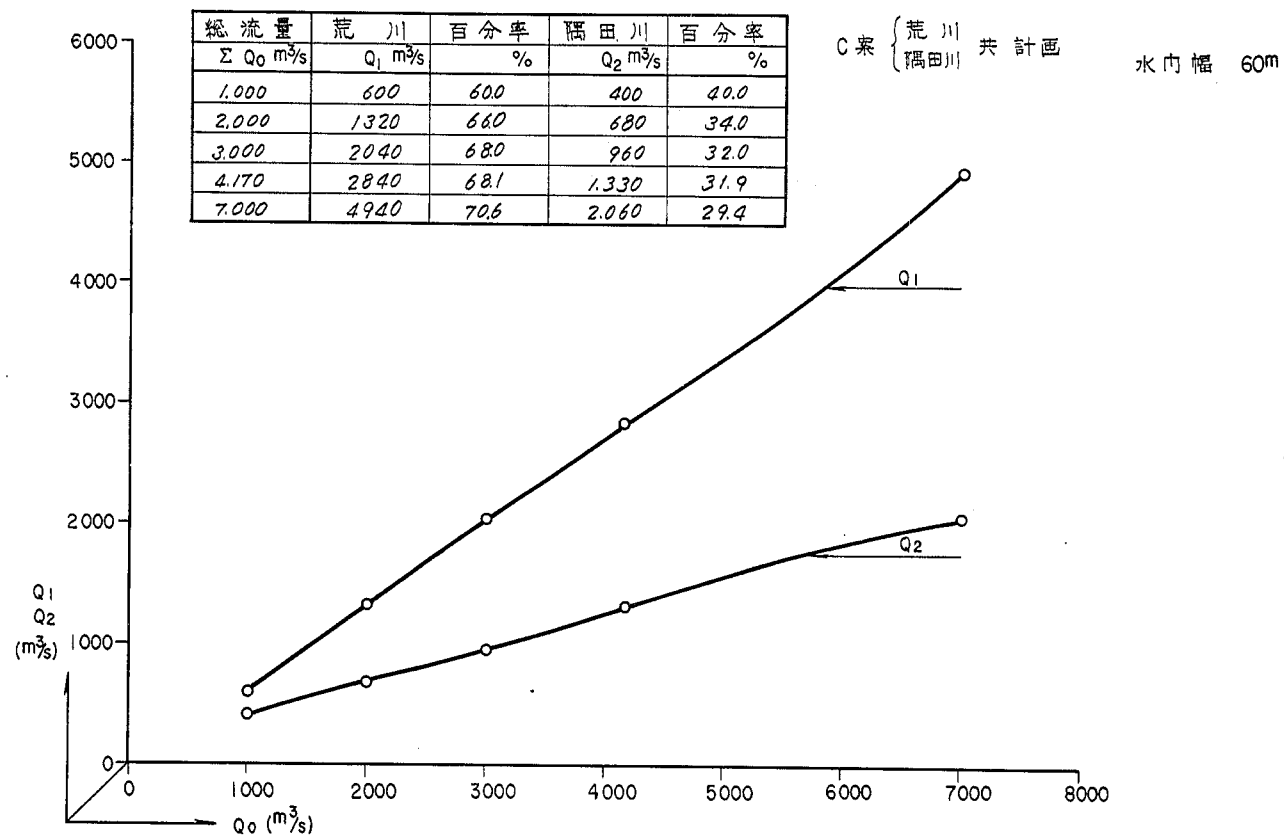
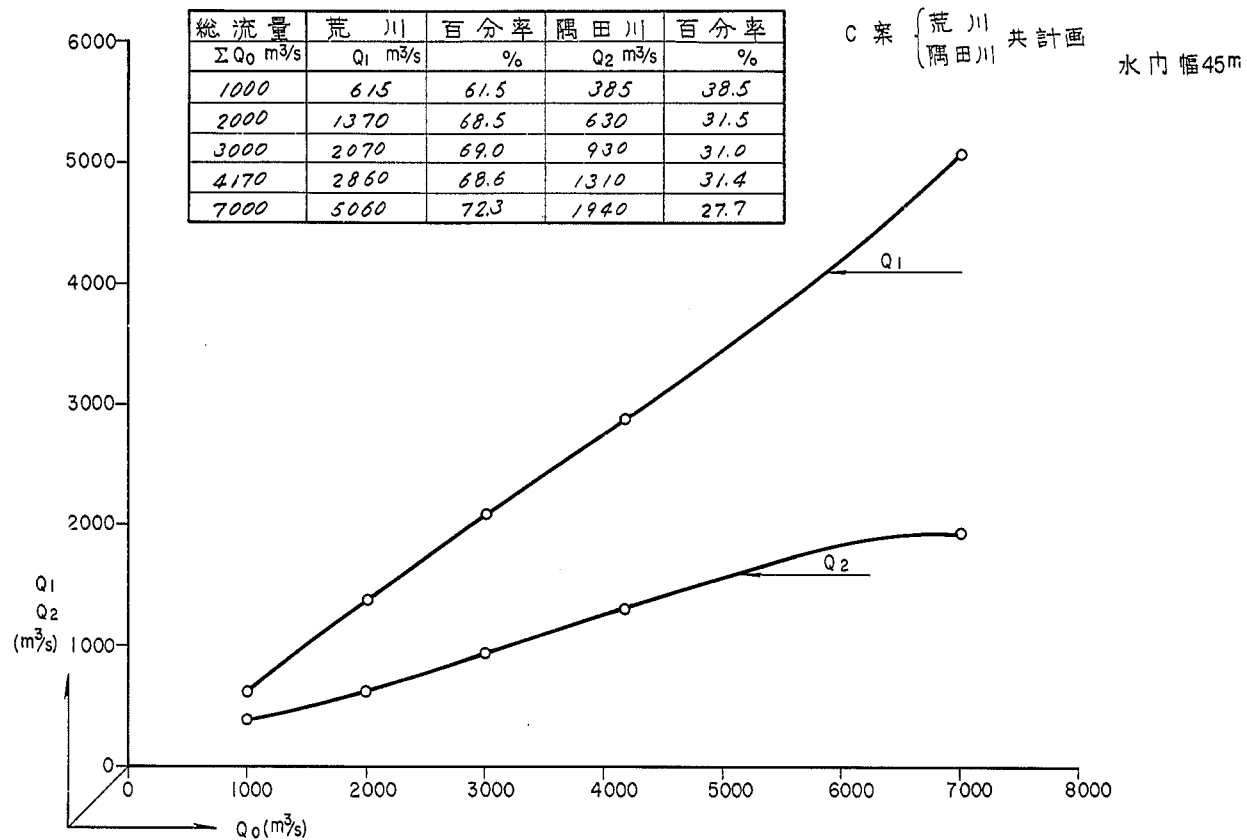


図-39 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図



水門による影響は、60mのほうが0.5～2.5%多い。しかし、この分流率の差は誤差の範囲内であるから、水門巾による影響はないといえる。

Ⅱ) 水位測定

水門は全閉とし、測定対象流量は $Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、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った。ここでは、水門巾60mの水位測定結果を載せる。

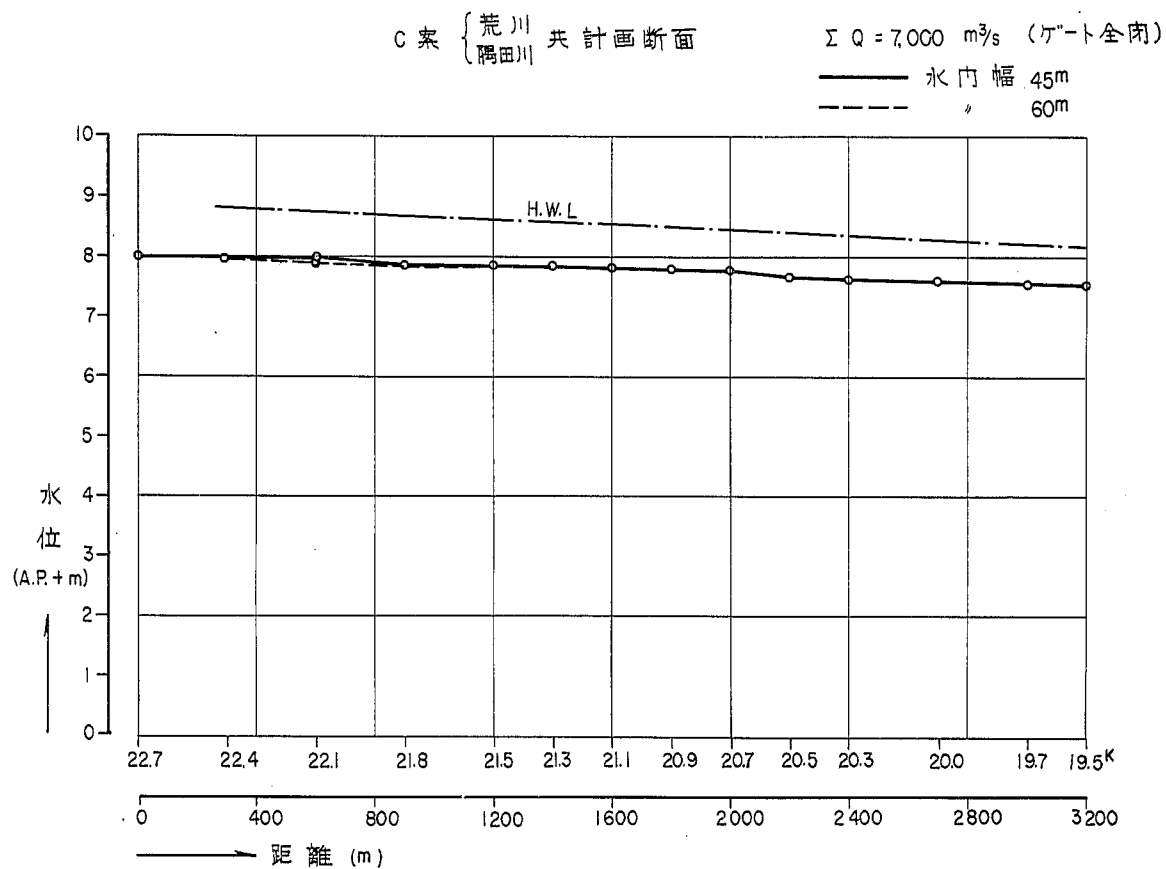
結果は、表-7・図-40に示したとおりである。

表 - 7 水位縦断測定数値表

C案 { 荒川 共計画断面
隅田川

河川断面名	実験条件 測点番号	$Q=7000 \text{ m}^3/\text{s}$ 水門巾60m							平均水位
		1	2	3	4	5	6	7	
荒川	2 2.7	7.971	7.972	7.967	7.965	7.964	7.991		7.972
	2 2.4	7.904	7.952	7.954	7.955	"	"		7.941
	2 2.1	7.905	7.955	7.931	7.904	7.930	"		7.885
	2 1.8	7.856	"	7.855	"	"	7.853		7.855
	2 1.5	7.852	7.852	7.854	7.851	7.853	7.852		7.852
	2 1.3	7.800	7.887	7.839	"	7.865	7.864		7.851
	2 1.1	7.815	"	"	7.840	7.839	7.790		7.821
	2 0.9	7.715	7.739	7.790	"	7.888	7.890		7.804
	2 0.7	7.789	7.791	7.786	7.787	7.791	7.789		7.789
	2 0.5	7.669	7.668	"	7.668	7.660			7.666
	2 0.3	7.687	7.700	7.637	7.640	7.565			7.646
	2 0.2	7.590	7.589	7.640	7.614	7.564			7.599
	2 0.0	7.565	"	7.539	7.590	7.540			7.558
	1 9.5	下	7.539	流	7.540	水	7.540	位	7.540
隅田川									

図-40 水位縦断面図



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

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。

分流点の剝離は解消されたが、まだ多少乱れる。又、20.3 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、20.3 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。

水門巾の変化による流速差は僅かであり、誤差の範囲内としてさしつかえない。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、20.9 Km断面については $V_{\max} = 2.256 \text{ m/s}$ 、流心は低水路にある。20.2 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、20.9 Km断面については $V_{\max} = 1.851 \text{ m/s}$ 、流心は低水路にある。20.2 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剝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っていることからいえる。

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。

圖 - 4 1 分流点附近流向圖

C 案 (計画)

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

水門幅 60 m

水門全閉

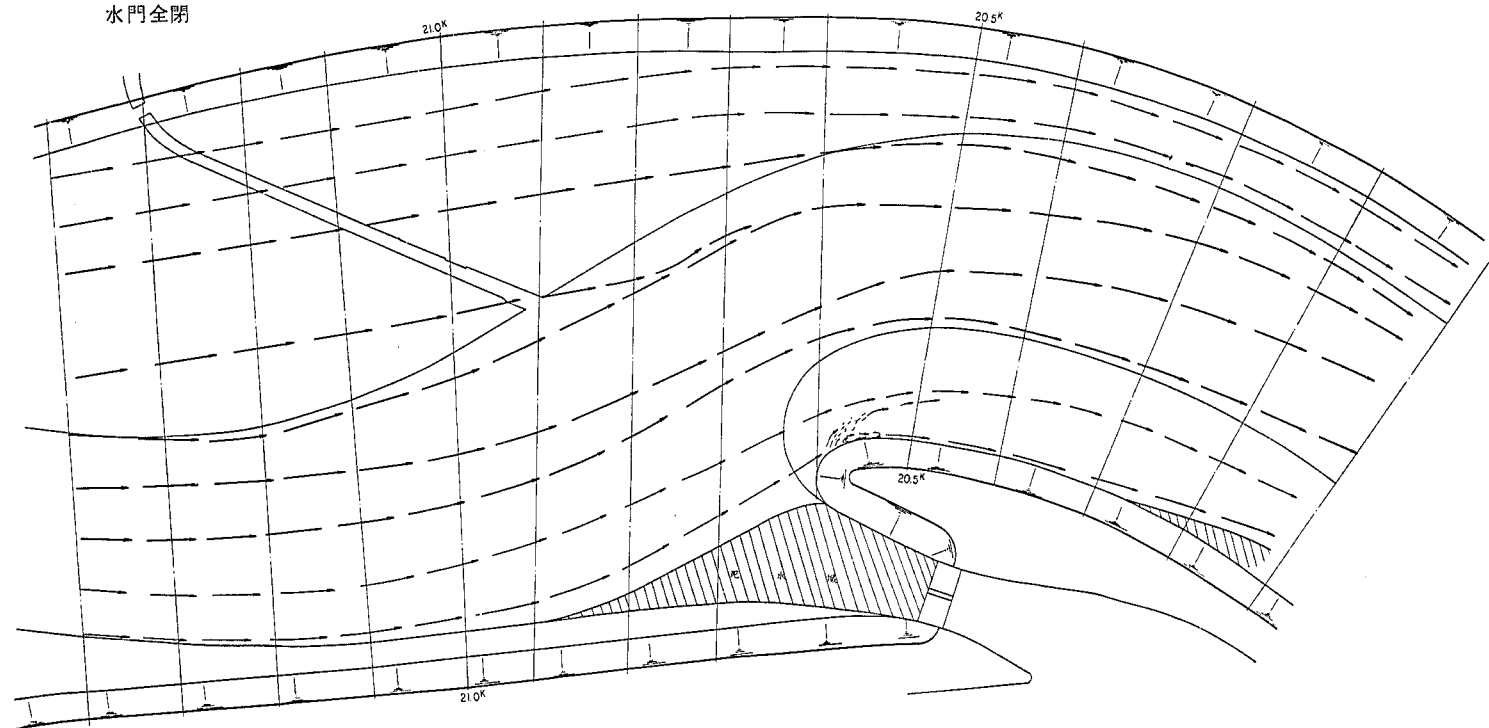


図-42 分流点附近流向図 $S=1:2,500$

○案(計画)

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

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

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

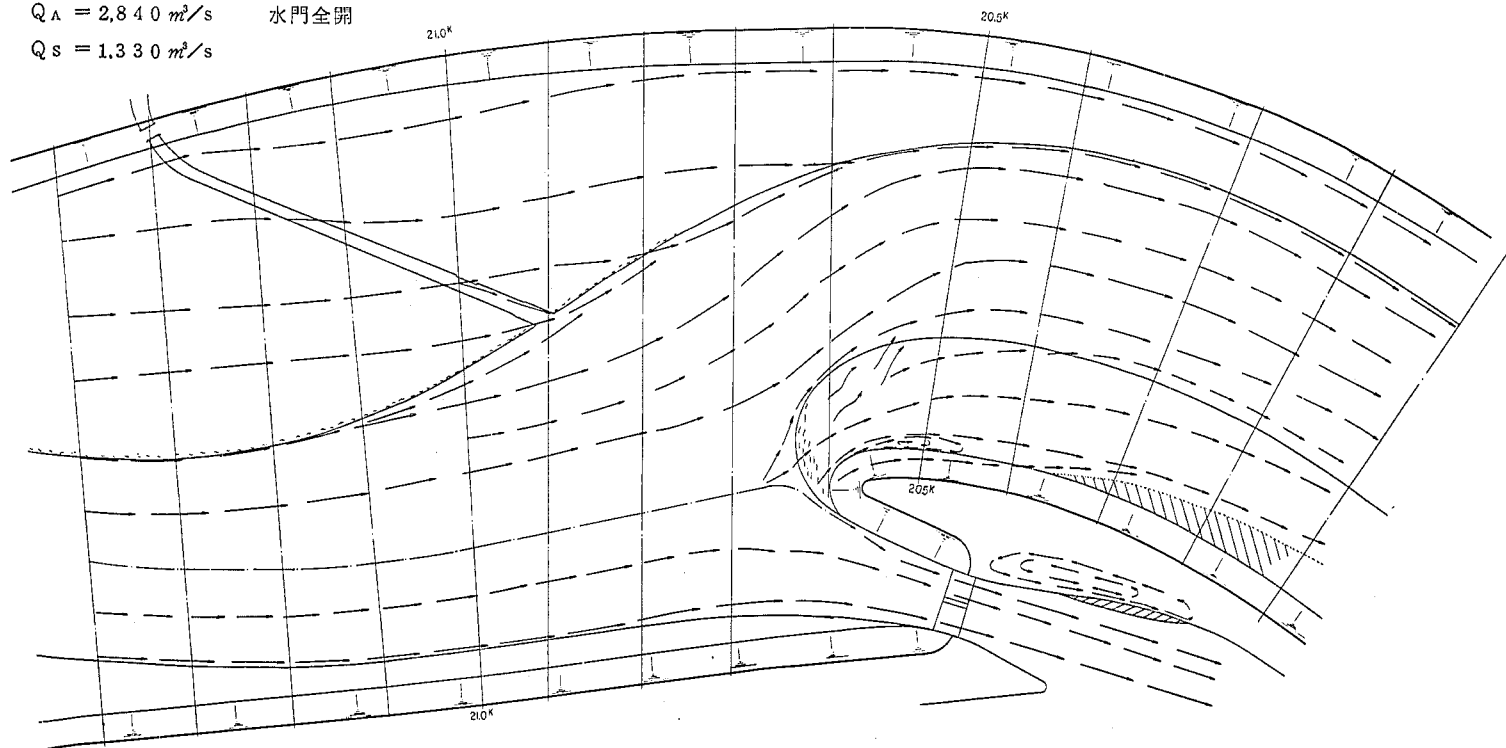


図-43 流速分布図

C 案 { 荒川 共計画断面
隅田川

$Q = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$
水門幅 60m
水門全開

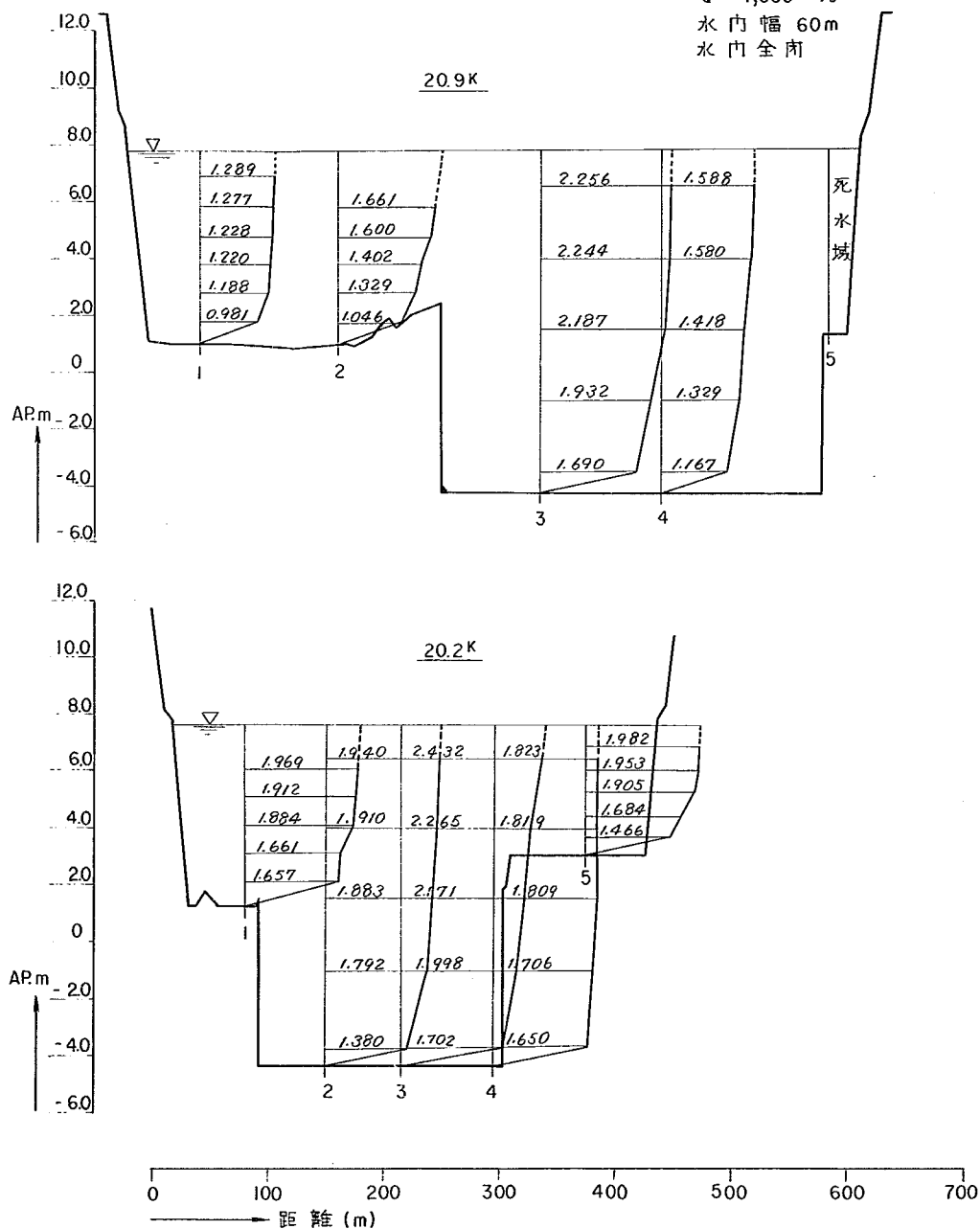


图-4-4 流速分布图

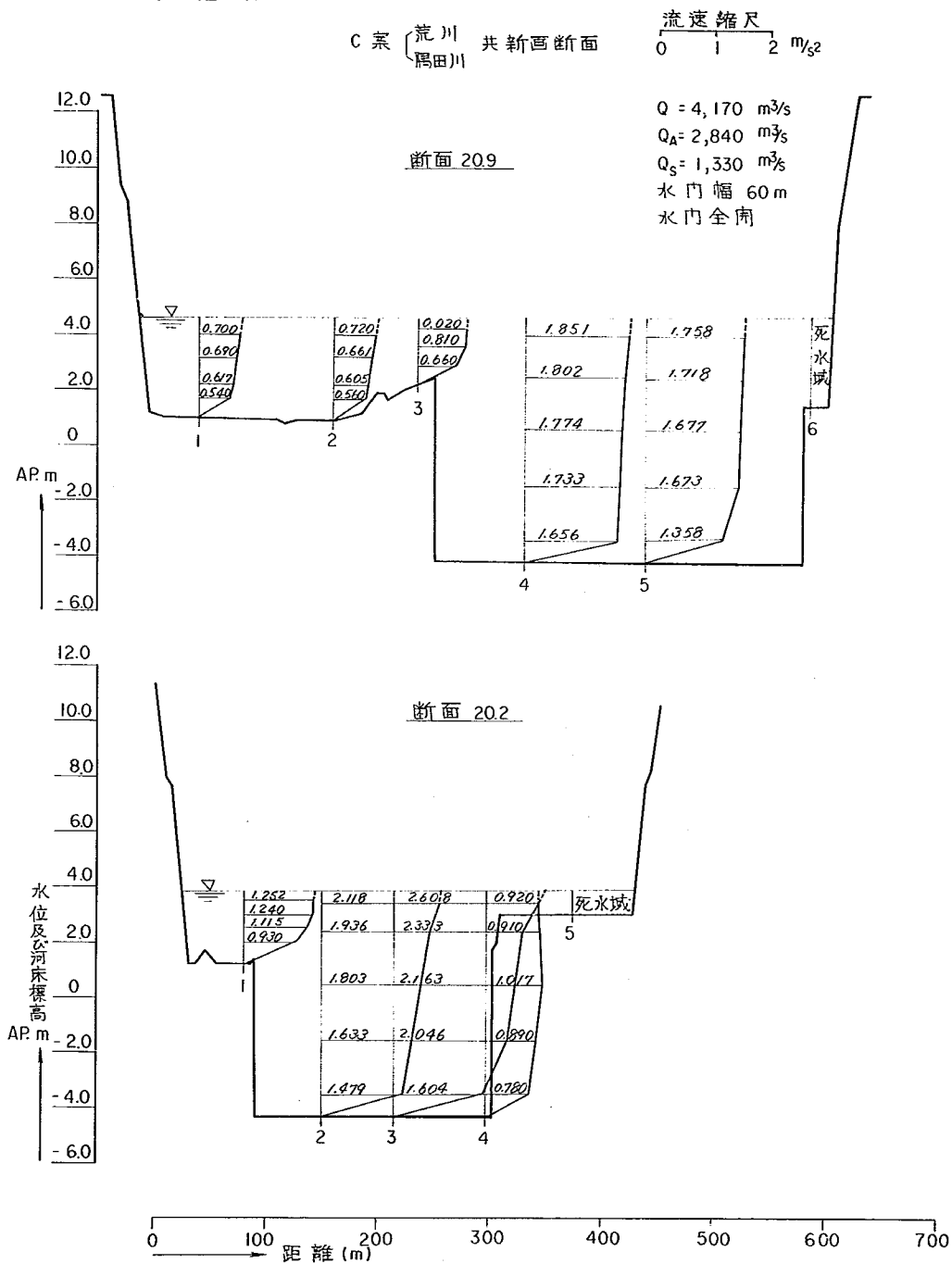
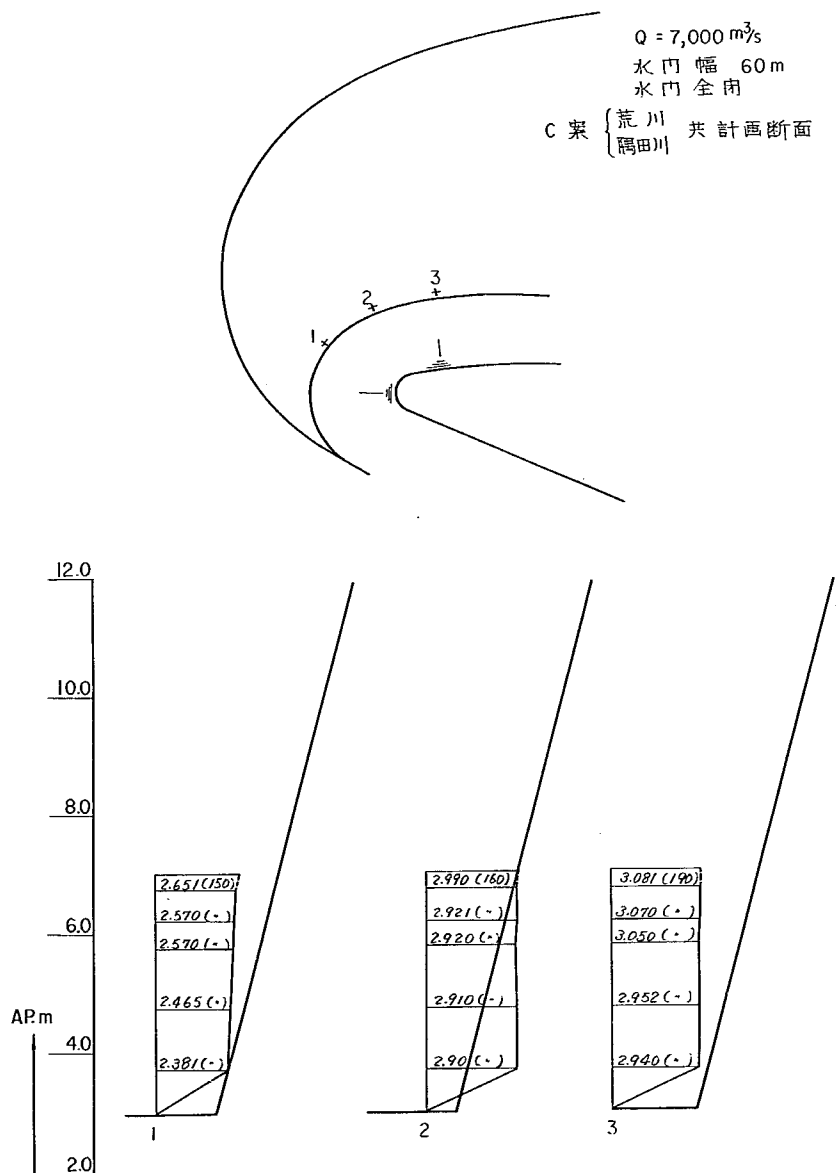


図-45 流速分布図



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、剝離は生じない。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つて流下するが、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)

O 案 (計畫)

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

水門幅 60 m

水門全閉

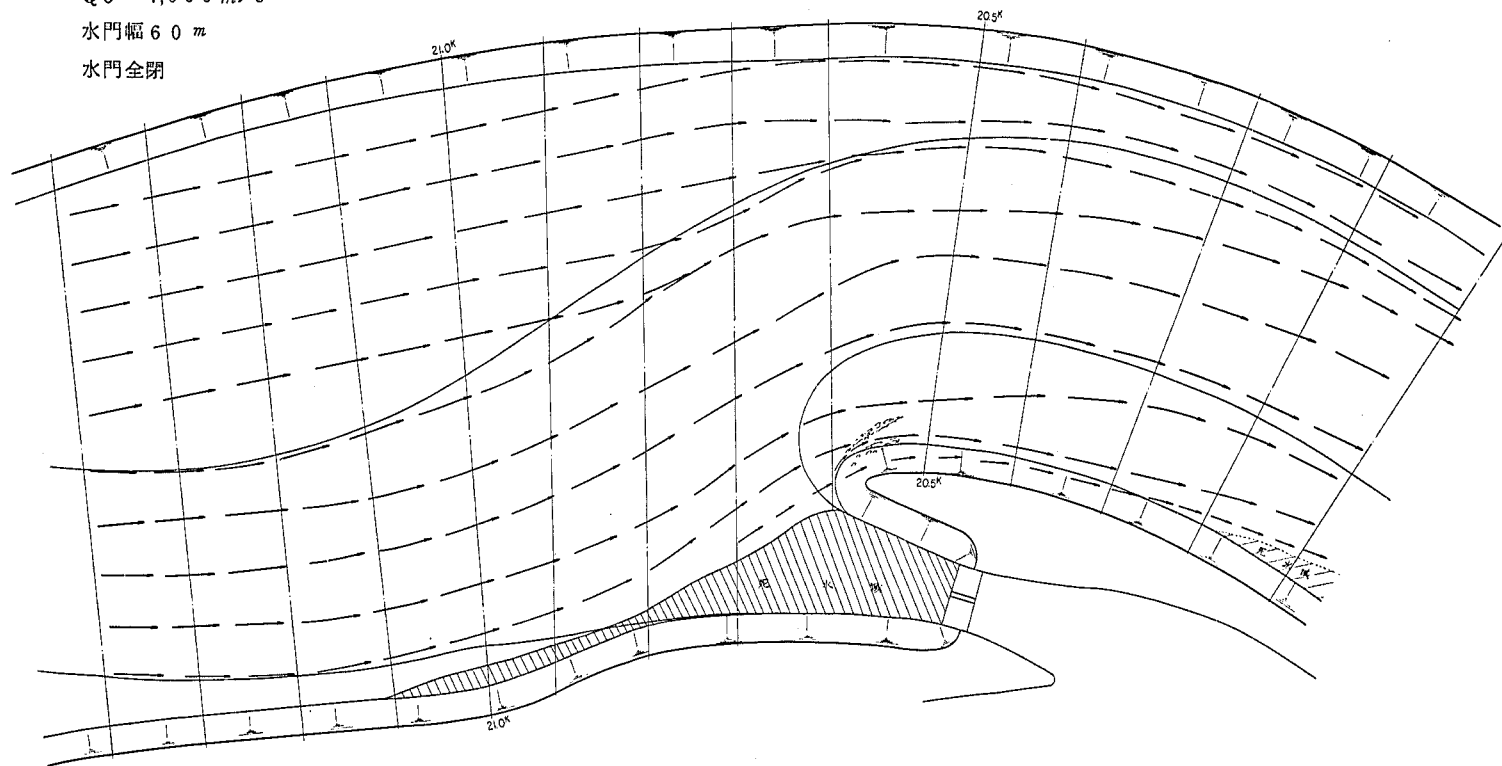


图-47 分流点附近流向图

C案(計画)

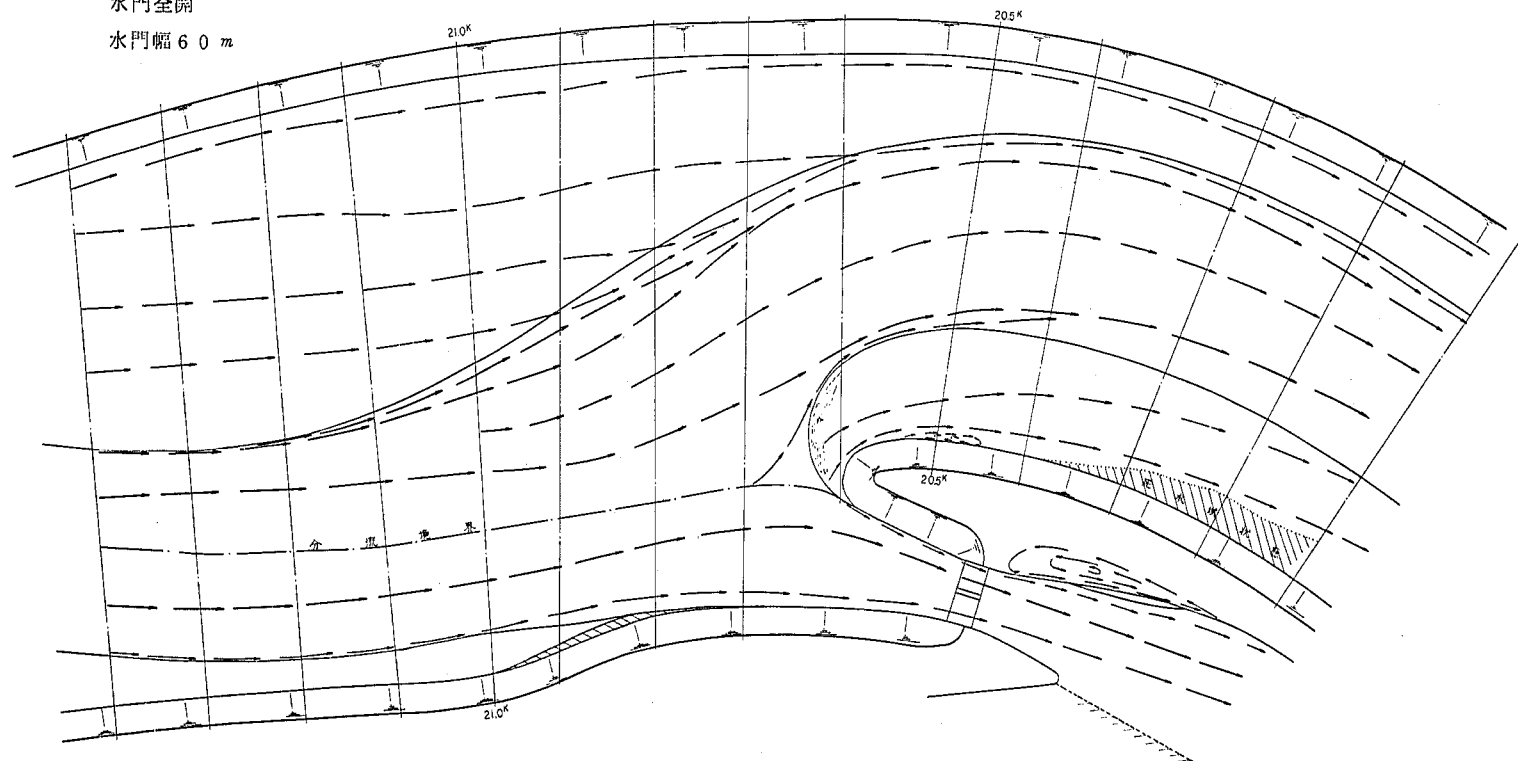
$$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

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

水門全開

水門幅 60 m



水門巾の変化による流速差は僅かであり、誤差の範囲内としてさしつかえない。ここでは、水門巾60mの場合の流速分布図を載せ、検討も60m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、20.9Km断面については $V_{\max} = 2.241 \text{ m/s}$ 、流心は低水路にある。20.2Km断面については $V_{\max} = 2.441 \text{ m/s}$ となった。

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、20.9Km断面については $V_{\max} = 1.960 \text{ m/s}$ 、流心は低水路にある。20.2Km断面については $V_{\max} = 2.601 \text{ m/s}$ となった。

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、20%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20m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 $Q_0 = 7000, 4170, 3000, 2000, 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 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30～32%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10%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、 $Q_0 = 4170, 3000, 1000, \text{ m}^3/\text{s}$ 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0.4～1.0m低下し、分流点では縮流現象により0.3m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

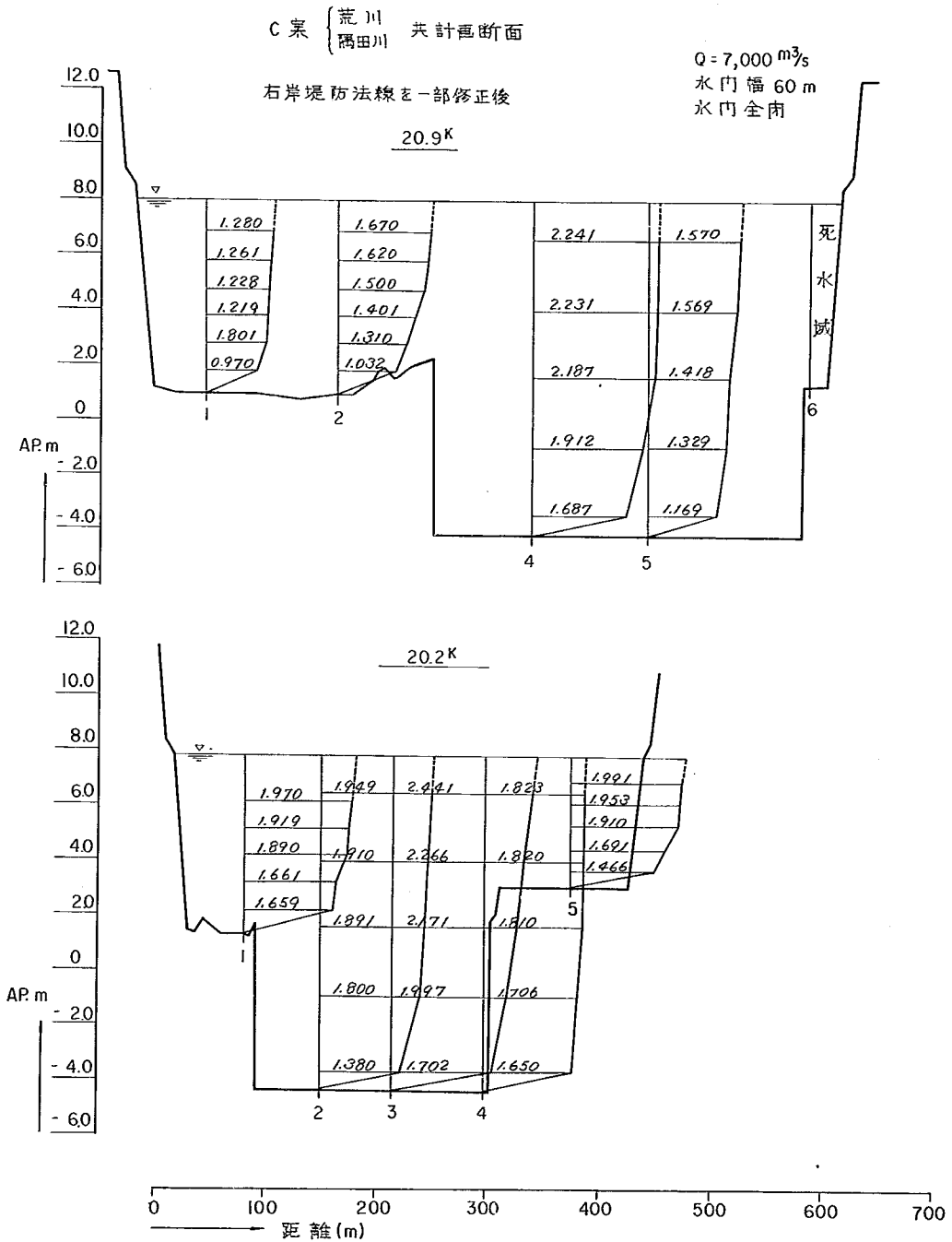


図-49 流速分布図

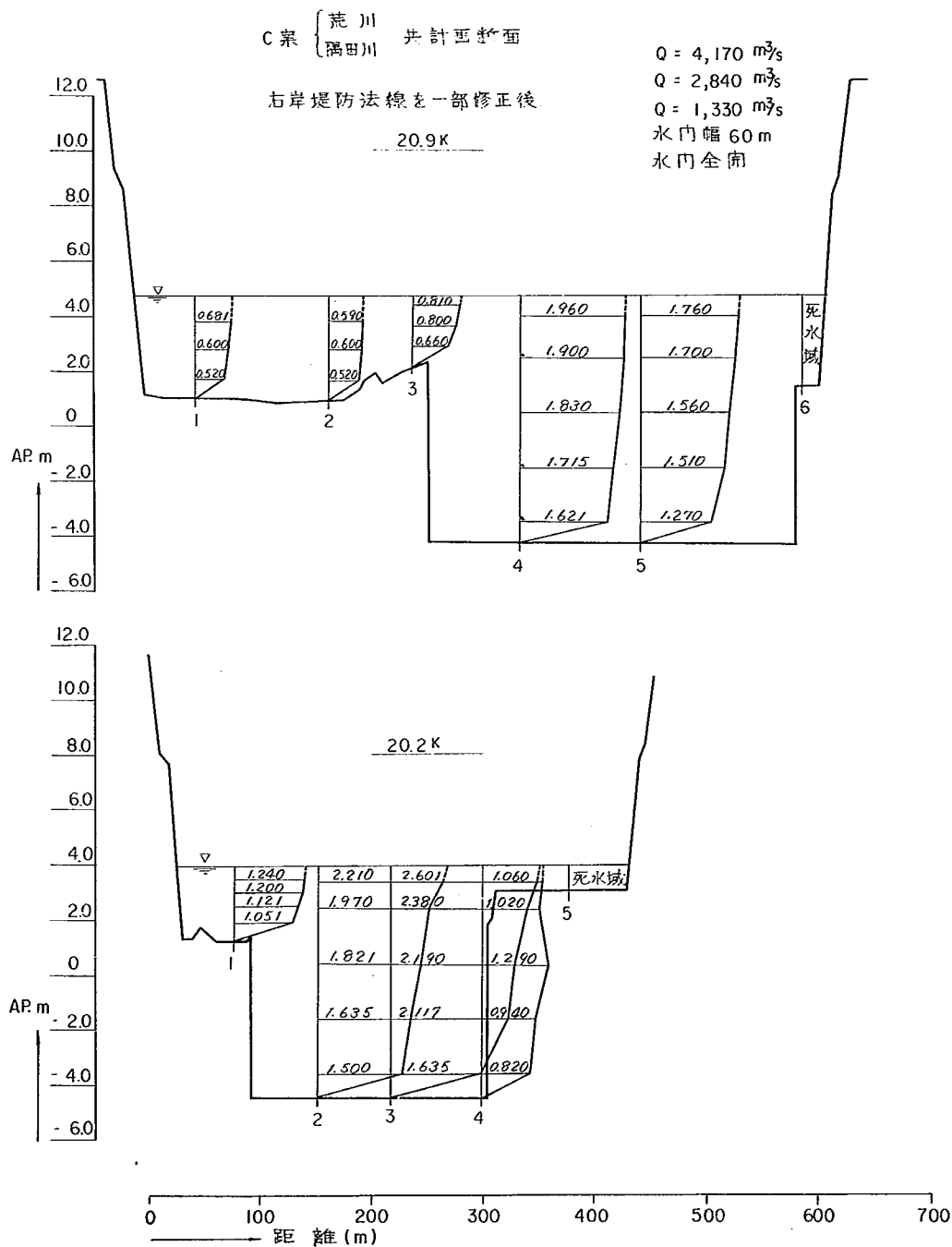


図-50 流速分布図

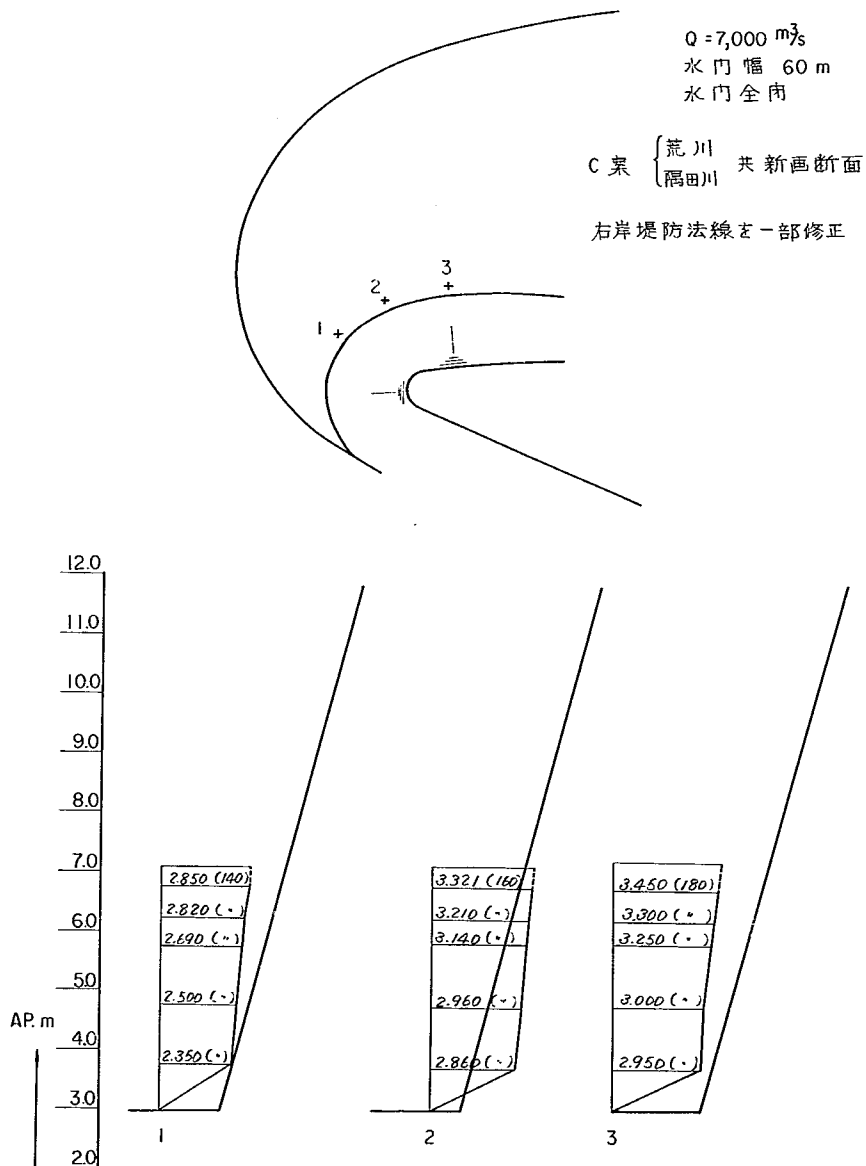


图 5 1 荒川分流点 (D 案) 法線形

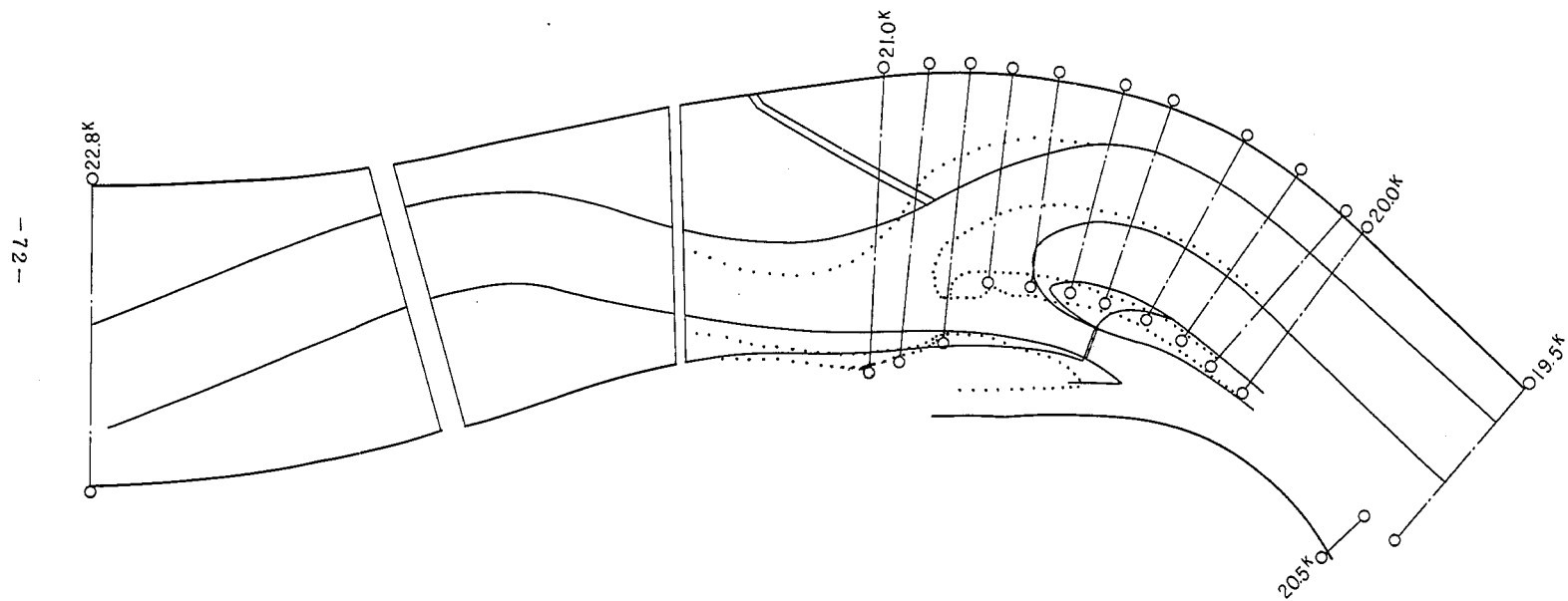


図-52 総流量 (Q_0) と荒川 (Q_1) 及び隅田川 (Q_2) との関係図

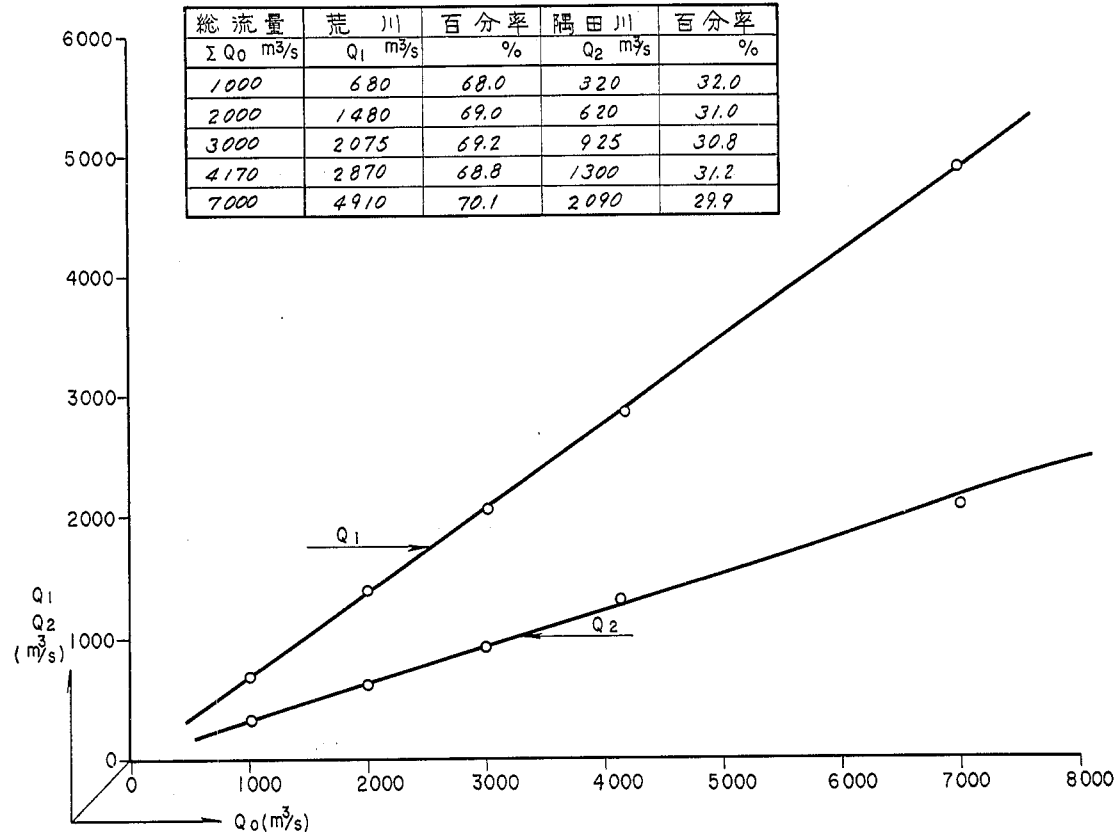
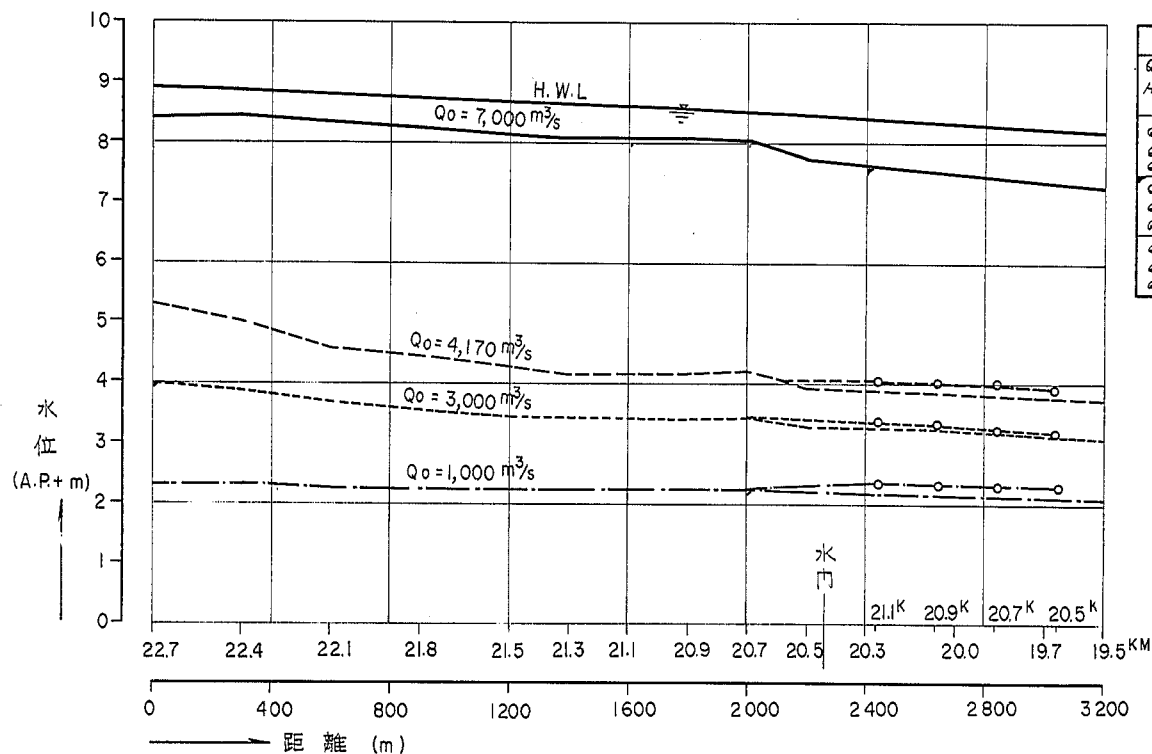


圖-53 水位縱断面圖



実験条件	凡例
$Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = AP + 7.220 \text{ m}$	—————
$Q_0 = 4170 \text{ m}^3/\text{s}$ APm $Q_1 = 2870 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = 3.710$ $Q_2 = 1300 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = 3.850$	- - - - -
$Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ APm $Q_1 = 2075 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = 3.040$ $Q_2 = 925 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = 3.110$	- - - - -
$Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ APm $Q_1 = 580 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = 2.065$ $Q_2 = 320 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = 2.290$	- - - - -

$Q_0 = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 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、 $Q_s = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 前後を分派させると、分派点下流で水位低下となり、2.5Km付近まで背水の影響がある。それより上流の2.7Km迄は、2.7Kmより上流の等流深にすりつく様な水面曲線を示し、その勾配も大である。よつて、2.5Km～2.7Km迄の河道維持に問題が生じ、中洪水において、 $Q_s = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 分派させることは好ましくないと思われる。

表 - 8 計 画 河 道 施 工 高

距 離	計画高水位	A P m			
		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

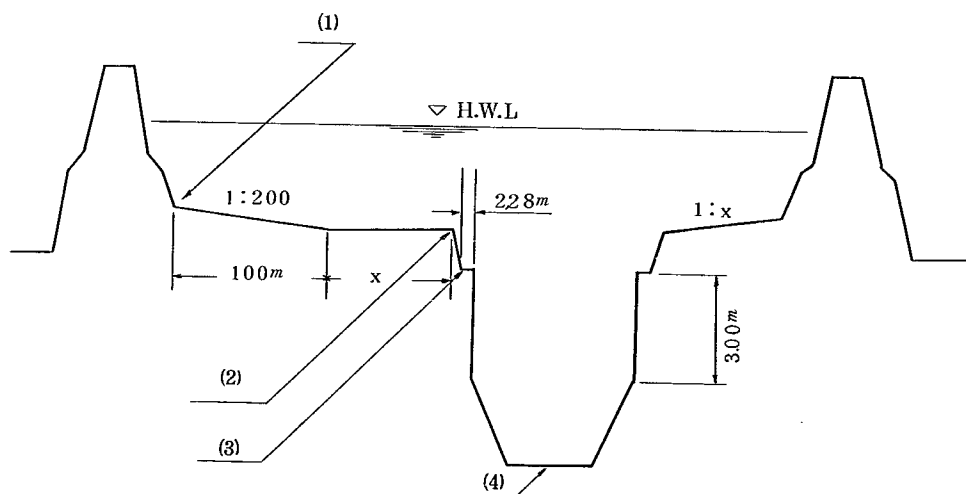


表 - 9 水位縦断測定値表

河川名	断面 測点番号	実験条件 $Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$ $H19.5 = AP + 7.220 \text{ m}$							平均水位
		1	2	3	4	5	6	7	
荒川	22.7	8.280	8.280	8.280	8.480	8.580	8.480		8.393
	22.4	8.330	8.430	8.430	8.505	8.505	8.580		8.459
	22.1	8.380	8.355	8.355	8.345	8.405	8.330		8.359
	21.8	8.305	8.280	8.280	8.130	8.155	8.155		8.226
	21.5	8.130	8.230	8.230	8.130	8.080	8.130		8.143
	21.3	8.040	8.065	8.065	8.090	8.090	8.115		8.082
	21.1	8.115	8.065	8.065	8.115	8.115			8.090
	20.9	8.040	8.075	8.075	8.140	8.165			8.077
	20.7	7.915	7.915	7.915	7.925	8.090	8.165		8.008
	20.5	7.840	7.740	7.740	7.640	7.590			7.730
	20.2	7.590	7.530	7.530	7.590	7.540			7.578
	20.0	7.540	7.465	7.465	7.465	7.415			7.480
	19.7	7.390	7.265	7.265	7.315	7.290			7.315
	19.5		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 測点番号	実験条件 Q ₀ =4170m ³ /s Q ₁ =2870m ³ /s Q ₂ =1300m ³ /s H19.5=AP+3710m H20.5=AP+3850m							
		1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	2 2.7			5.1 1 5	5.2 3 0	5.3 6 5			5.2 3 7
	2 2.4			4.9 6 5	5.0 3 5	5.0 9 0			5.0 3 0
	2 2.1			4.7 4 0	4.7 6 5	4.6 0 5			4.7 0 3
	2 1.8			4.5 1 5	4.5 0 5	4.4 0 5			4.4 7 5
	2 1.5			4.3 5 5	4.2 4 0	4.2 1 5			4.2 7 0
	2 1.3			3.9 9 0	4.1 4 0	4.2 4 0			4.1 2 3
	2 1.1			4.1 4 0	4.1 9 0	4.1 4 0			4.1 5 7
	2 0.9			4.1 1 5	4.1 8 0	4.2 1 0	4.1 5 5		4.1 6 5
	2 0.7			4.2 1 5	4.1 1 5	4.2 3 0	4.2 0 0		4.1 9 0
	2 0.5		4.0 0 5	3.9 6 0	3.8 0 5				3.9 2 3
	2 0.2		3.9 1 5	3.8 8 0	3.8 3 5				3.8 6 7
	2 0.0		3.9 3 0	3.8 1 5	3.7 9 0				3.8 4 5
	1 9.7		3.8 0 0	3.6 9 0	3.7 2 5				3.7 3 8
	1 9.5		3.6 9 0	3.7 1 0	3.6 9 0				3.6 9 7
隅田川	2 1.1	4.0 6 5	4.0 3 0	4.0 0 5					4.0 3 3
	2 0.9	4.0 5 0	4.0 0 0	4.0 1 5					4.0 2 2
	2 0.7	3.9 6 0	3.9 6 0	3.9 9 0					3.9 7 0
	2 0.5	3.9 4 0	3.8 4 0	3.9 0 0					3.8 9 3

表 - 1 1 水 位 縦 断 測 定 値 表

河川名	断面 点番号	実験条件 Q ₀ =3000m ³ /s Q ₁ F2075m ³ /s Q ₂ =925m ³ /s H195=AP+3060m H205=AP+3110m							
		1	2	3	4	5	6	7	平均水位
荒川	2 2.7			3.880	4.005	4.130			4.005
	2 2.4			3.855	3.855	3.940			3.883
	2 2.1			3.645	3.715	3.705			3.688
	2 1.8			3.605	3.530	3.520			3.552
	2 1.5			3.570	3.480	3.480			3.510
	2 1.3			3.405	3.405	3.415			3.408
	2 1.1			3.375	3.415	3.415			3.402
	2 0.9			3.390	3.390	3.400	3.405		3.396
	2 0.7			3.435	3.415	3.405	3.415		3.418
	2 0.5		3.275	3.265	3.315				3.285
	2 0.2		3.265	3.265	3.290				3.273
	2 0.0		3.215	3.265	3.205				3.228
	1 9.7		3.165	3.145	3.165				3.158
	1 9.5		3.095	3.065	3.065				3.075
隅田川	2 1.1	3.355	3.355	3.380					3.363
	2 0.9	3.300	3.325	3.315					3.313
	2 0.7	3.215	3.240	3.240					3.232
	2 0.5	3.165	3.150	3.165					3.160

表 - 1 2 水位縦断測定値表

河川断面 河川名 断面番号		実験条件 $Q_0=1000\text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1=680\text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5}=AP+2.065\text{m}$ $H_{20.5}=AP+2.890\text{m}$							
		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、 $Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ が全開の状態で実験を行った。

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。

分流点突端部に当たった流水は、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。

高水敷先端に当たった流水は、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したため、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1/4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、底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、

圖-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

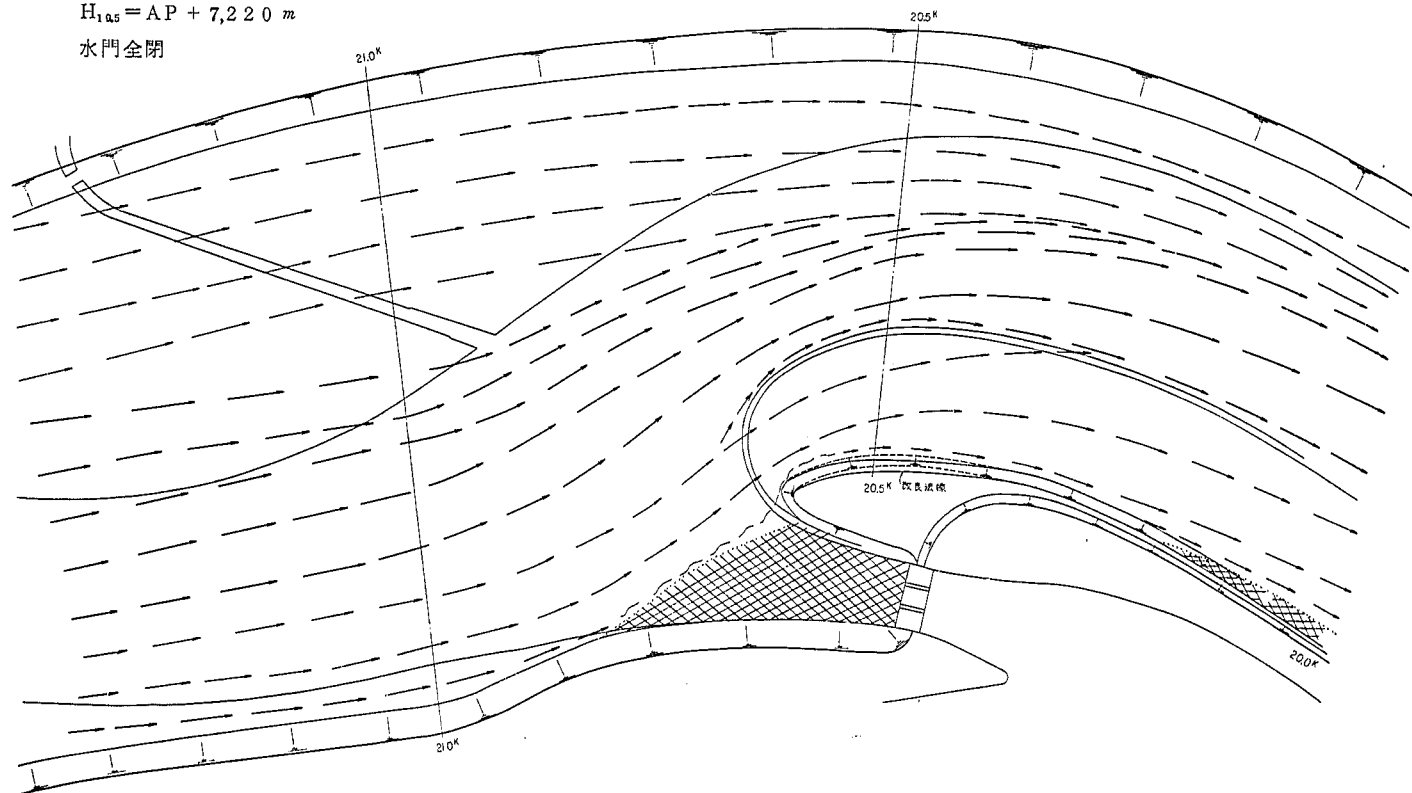


图-55 分流点附近流向图

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

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

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

$$H_{1.0.5} = AP + 3,700 \text{ m}$$

$$H_{2.0.5} = AP + 3,850 \text{ m}$$

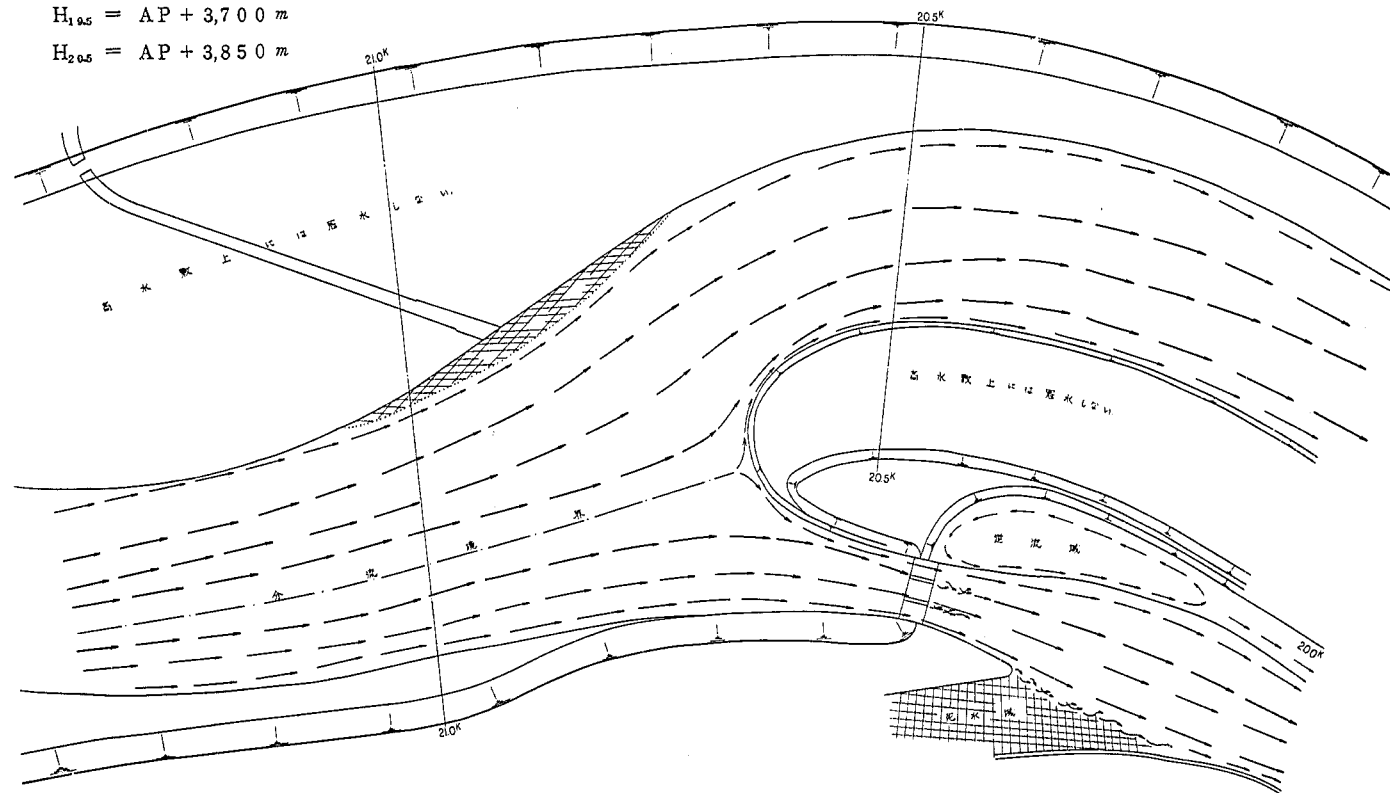


图-56 流速分布图

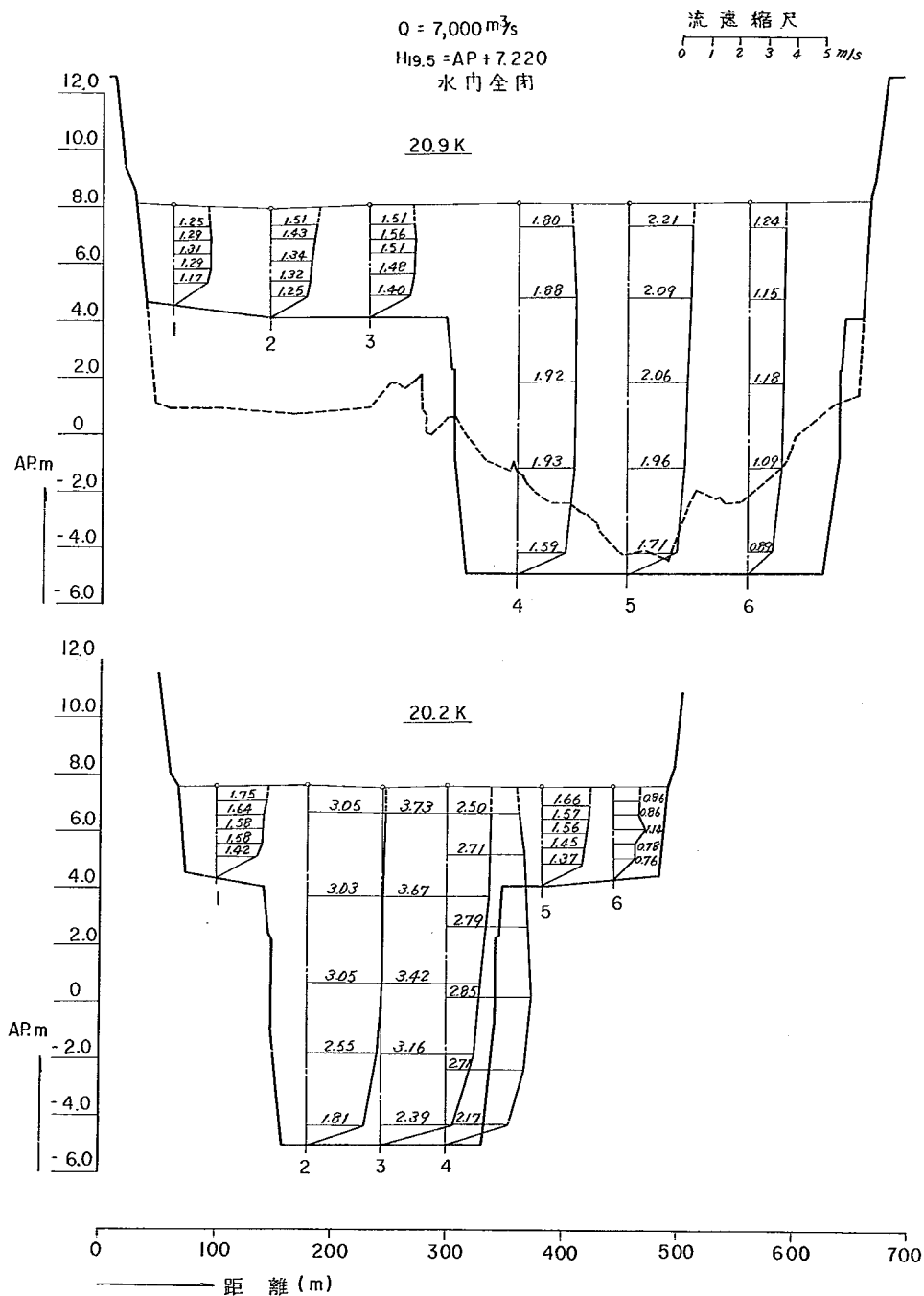


図-57 分派点の流速分布図

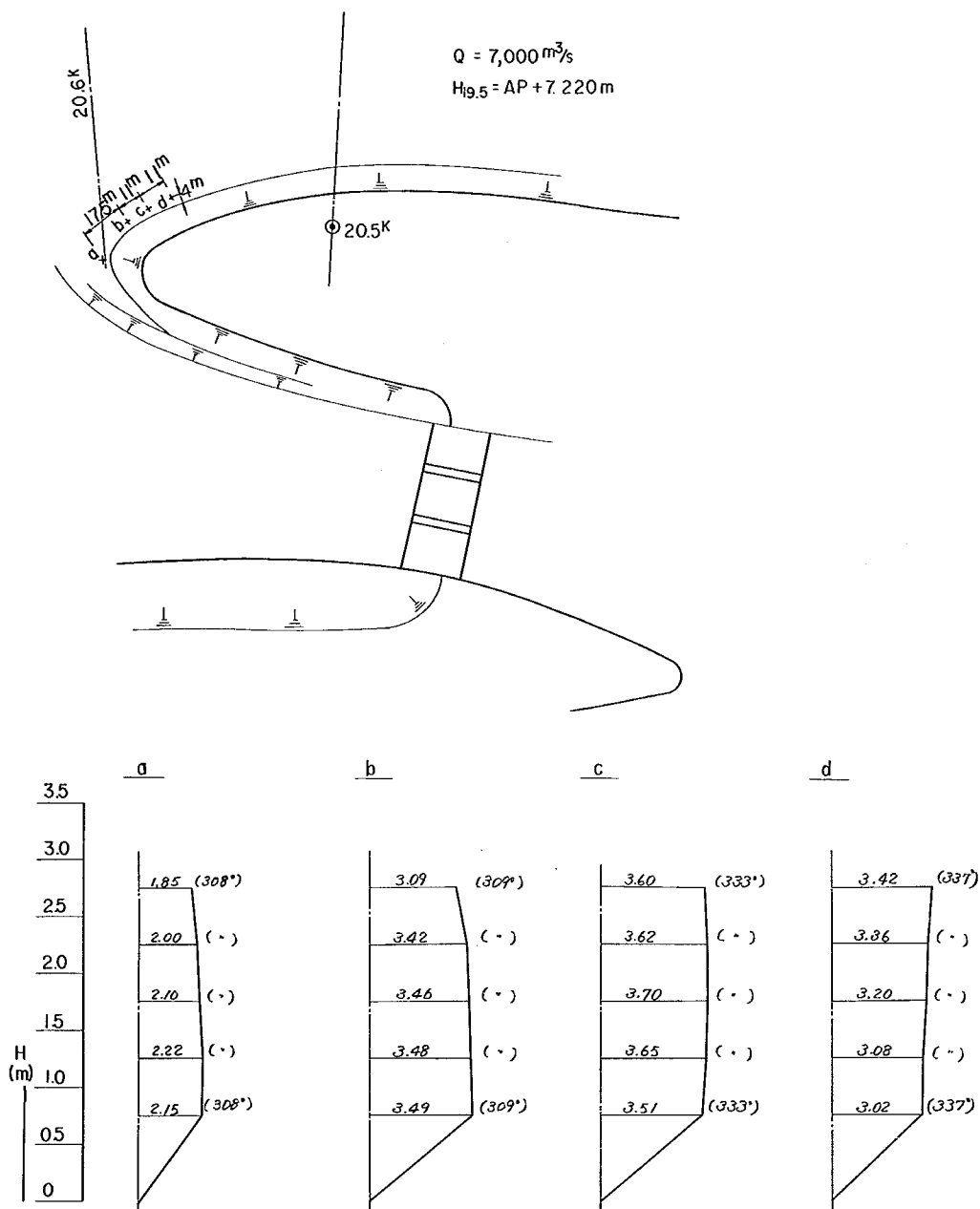


圖 - 5 8 水門下流速分布圖

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

$G_{0.0} = 2.85 \text{ m}$

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

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

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

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

流速縮尺
0 1 2 3 4 5 m/s

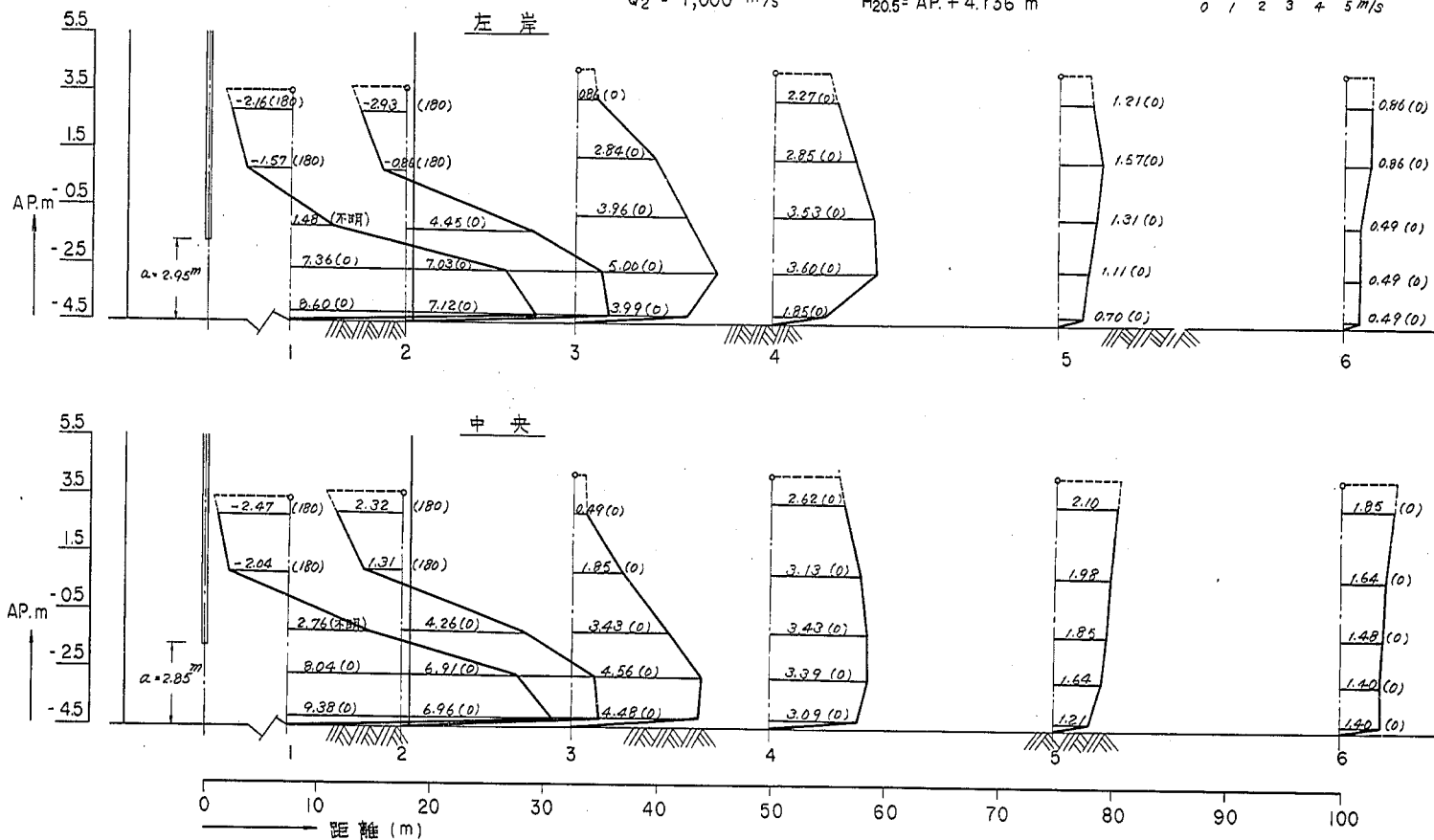


图 5-9 水门下流速分布图

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $G_{0,c} = 2.85 \text{ m}$
 $Q_1 = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{19.5} = AP + 6.580 \text{ m}$
 $Q_2 = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_{205} = AP + 4.136 \text{ m}$

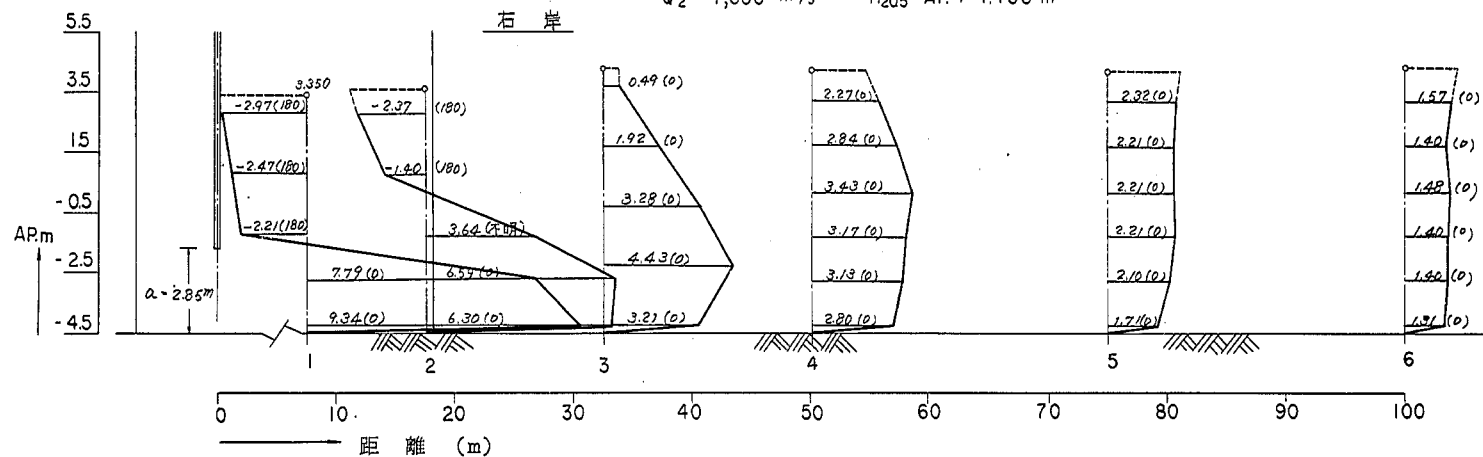


圖-60 水門下流速分布圖

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

$G_{0.5} = 2.65 \text{ m}$
 $H_{9.5} = \text{AP} + 4.150 \text{ m}$
 $H_{20.5} = \text{AP} + 2.899 \text{ m}$

流速縮尺
 0 1 2 3 4 5 m/s

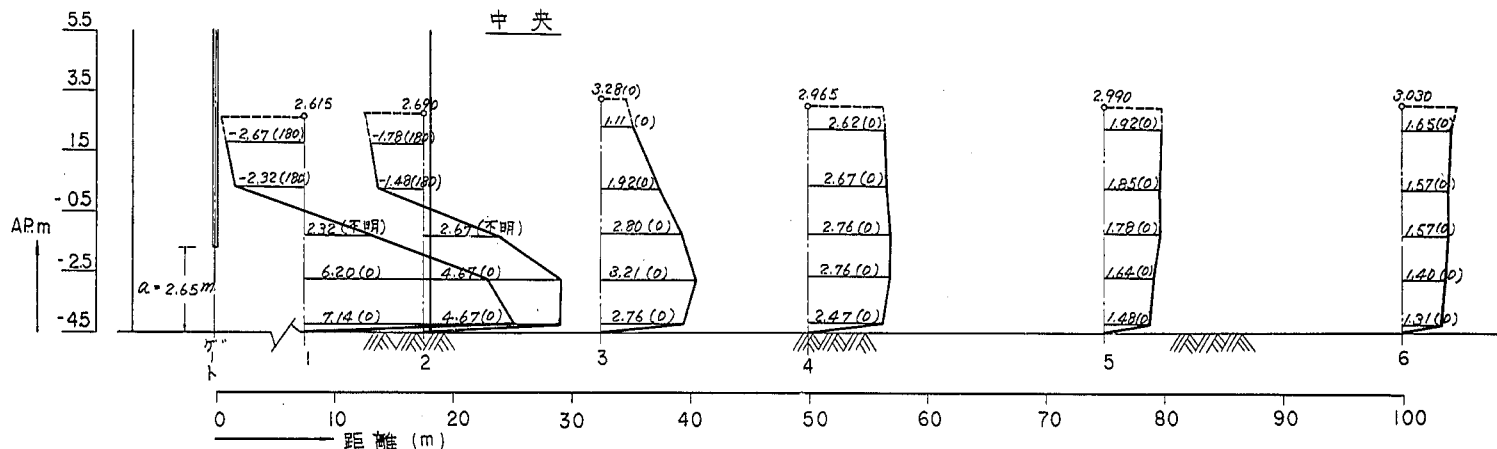
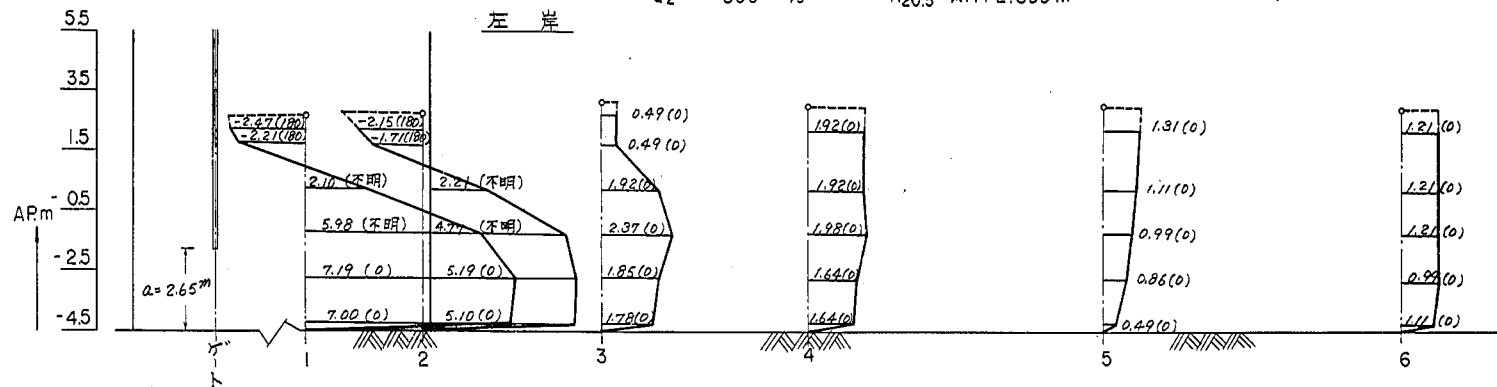


图-61 水門下流流速分布图

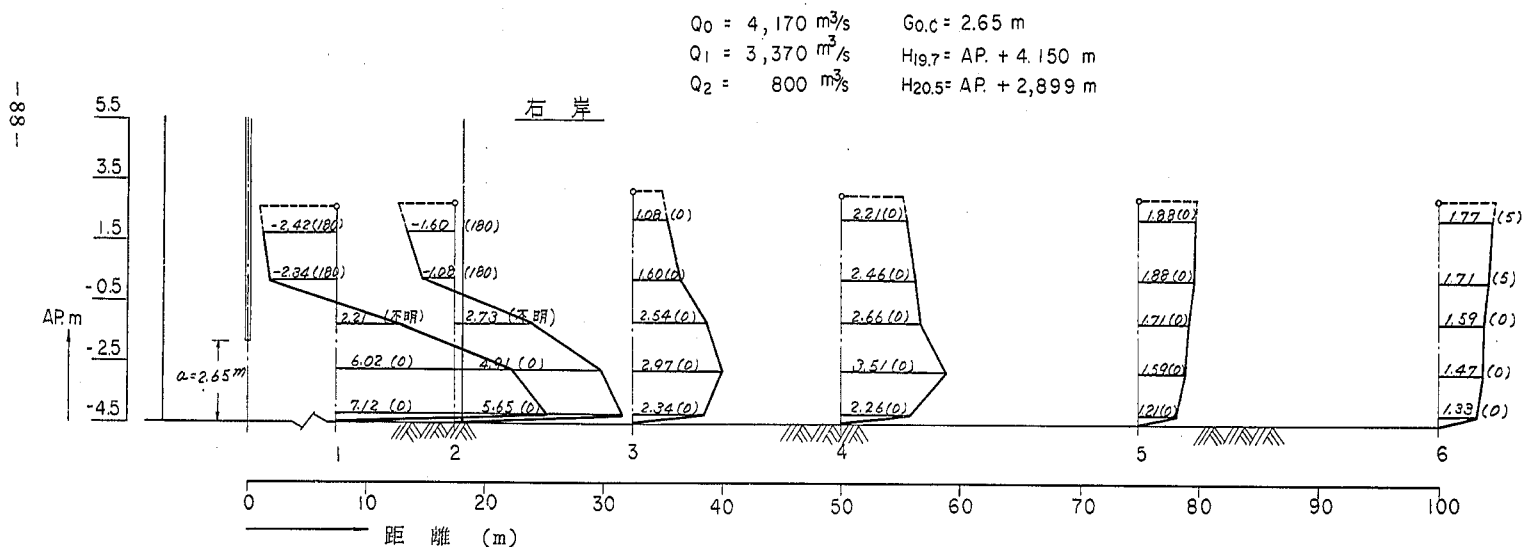


图 - 62 水門下流速分布图

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

$G_{0c} = 1,750 \text{ m}$

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

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

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

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

流速縮尺
0 1 2 3 4 5 m/s

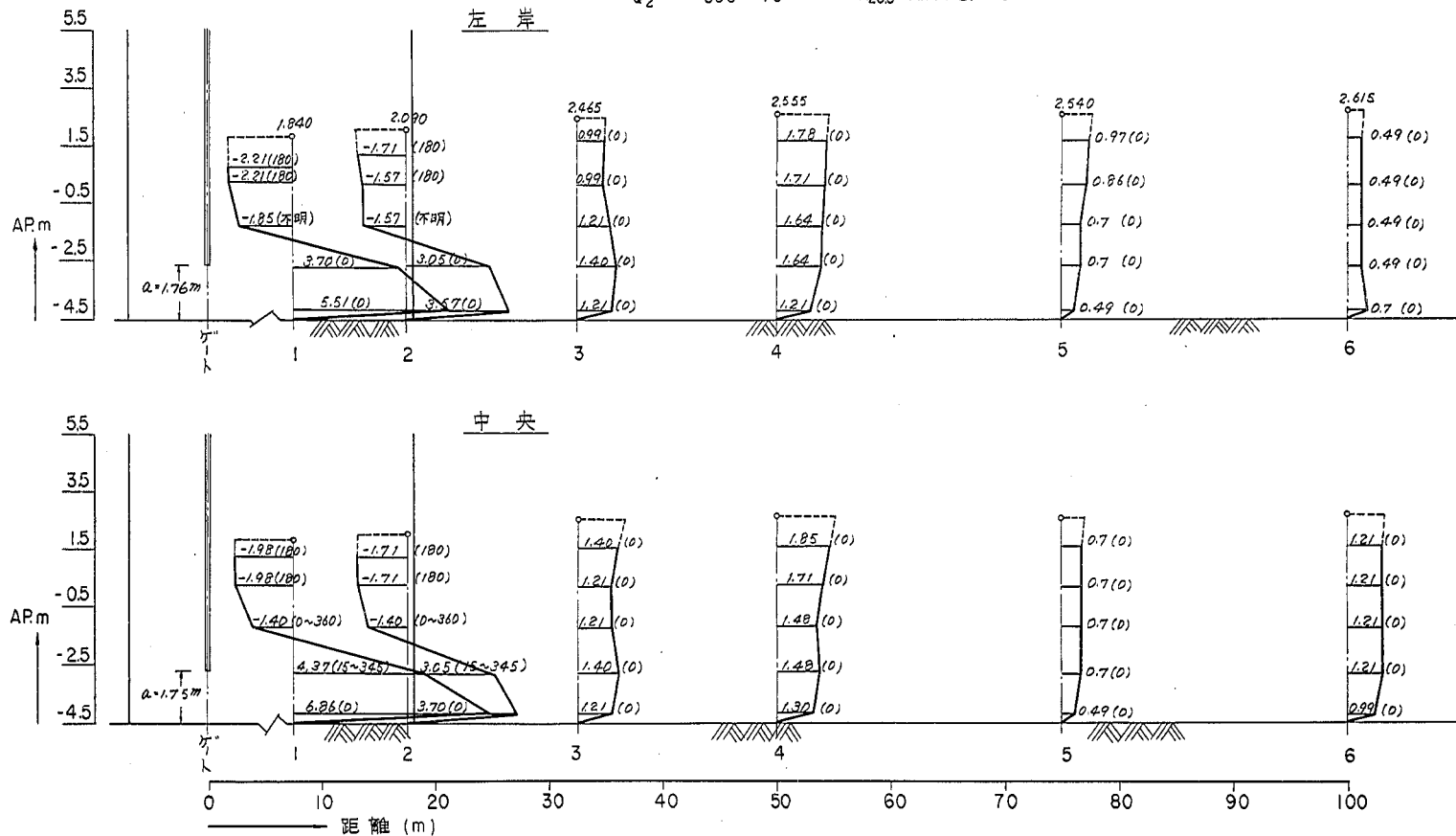
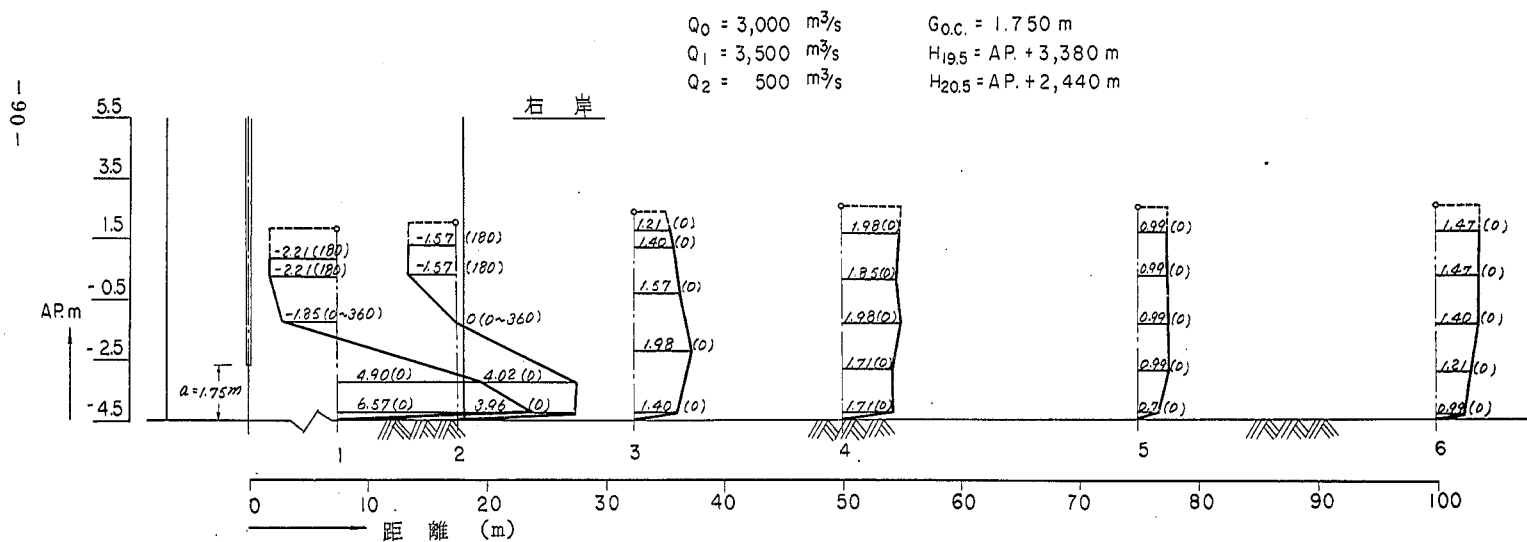


图-63 水門下流流速分布图



$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$ 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適当と思われる。

6. 考 察

今までの測定結果から、測定項目別に河道案の良否を検討する。

a) 分 流 量

表-13にも示すように、各河道案での分派率は、30～40%である。これらの中で、対象流量 Q_0 に対しての分派率が安定しているのは、D案計画河道である。全河道案について、水門巾の変化による流量の変動はないと考えてよい。

b) 水 位

図-64により比較すれば、水面勾配が最も緩やかなのはC案計画河道である。又、HWLより低い水位を示しているのは、B・C・D案計画河道である。全ケースで、カスリーン台風により生じた異常な水位現象はなかつた。水面低下の最大値は、実験No.5-(3)のB案計画河道で0.20mであつた。

c) 流 向

A・B現状及び、B・C・D計画の5ケースの河道案について、共通している問題点は、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、縮流の影響が強いため、河道保護対策が必要となることである。

流況により比較すれば、B現状及び、B・C計画の3ケースの河道案については、取付堤防先端部に剝離現象が見られ、法線形は好ましくない。

B・C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案修正河道は、導流堤工事の場合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て、又、既設堤防と生かす線形として考えられたものであり、剝離を生じない線形の河道案といえる。

d) 流 速

流速測定は、B現状及びB・C・D計画の4ケースの河道案について行つた。

測定結果から言える問題点は、4ケースとも、分流点直下流断面の流速増大が著しいことである。高水敷上の流速は、 $V = 2.50 \text{ m/s} \sim 3.00 \text{ m/s}$ である。

このため、4ケースの河道案とも、分流点河道の保護対策が必要である。

图-64 (河道案別) 水位縦断比較図

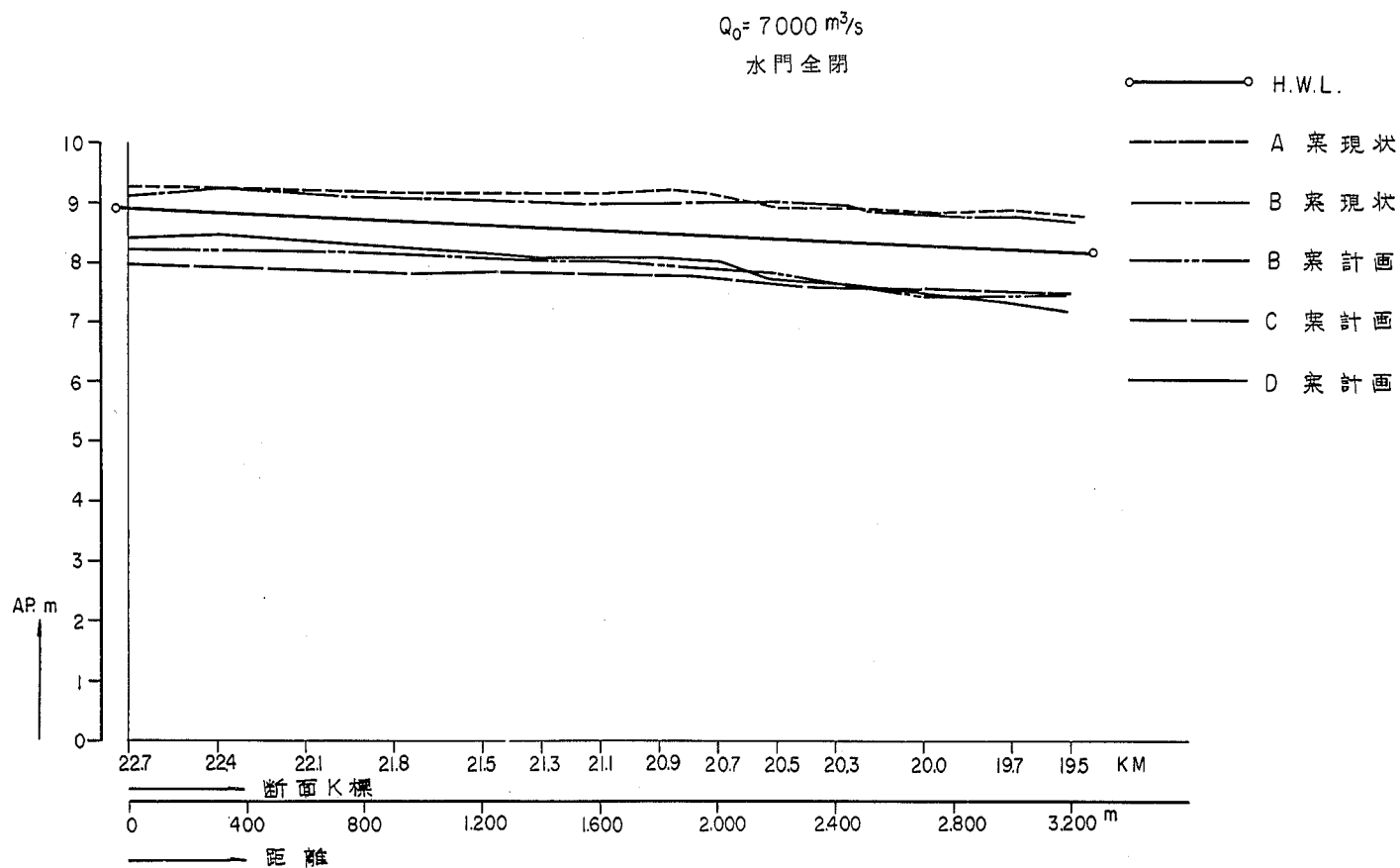


表 - 1 3 河道案別分流量比較表

河道案	分流量 百分率	7 0 0 0		4 1 7 0		3 0 0 0		2 0 0 0		1 0 0 0		水門巾	分流量範圍
		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	68.36	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	35.30	1112	37.07	780	39.00	368	36.80	60	39.00
		2110	30.10	1422	34.10	1088	36.30	770	38.50	355	35.50	45	
B 案 現 狀	荒 川	4785	68.36	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	37.85
		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	73.38	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	28.50
		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	40.00
		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	680	68.0	60	29.9
	隅田川	2090	29.9	1300	31.2	925	30.8	620	31.0	320	32.0	60	32.0

荒 川

写 真 集

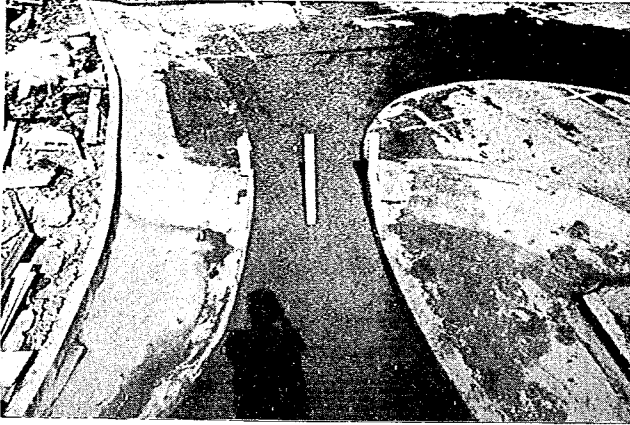


写真-1
分流点付近の法線形状を
隅田川下流部より。

(A案現状)

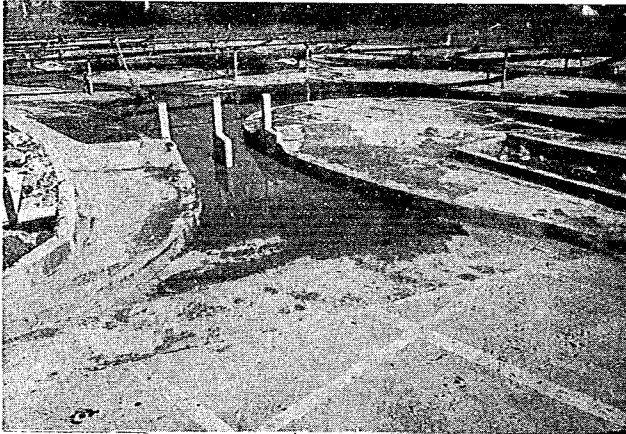


写真-2
分流点付近の流線形状を
隅田川下流部より。

(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)

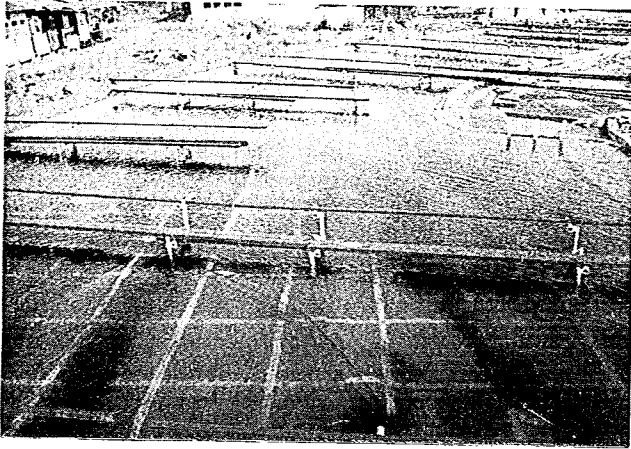


写真-4

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

21.1 K付近より下流部の
流況を。

(A-現)

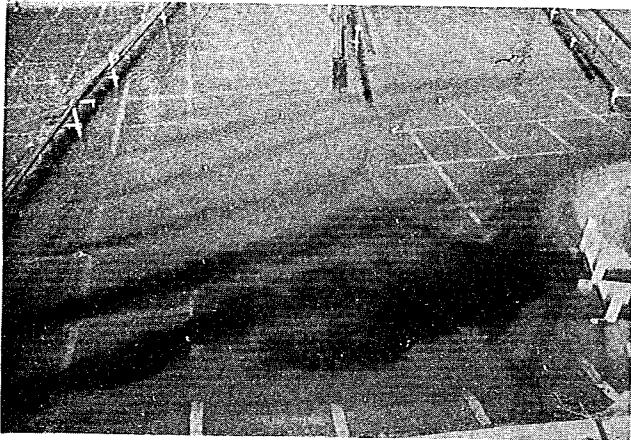


写真-5

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

分流点付近の流況を水門
右岸より。

(A-現)

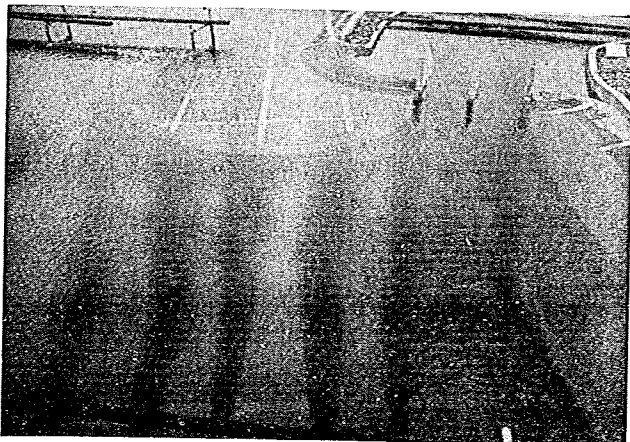


写真-6

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

分流点付近の流況を上流
部より。

(A-現)

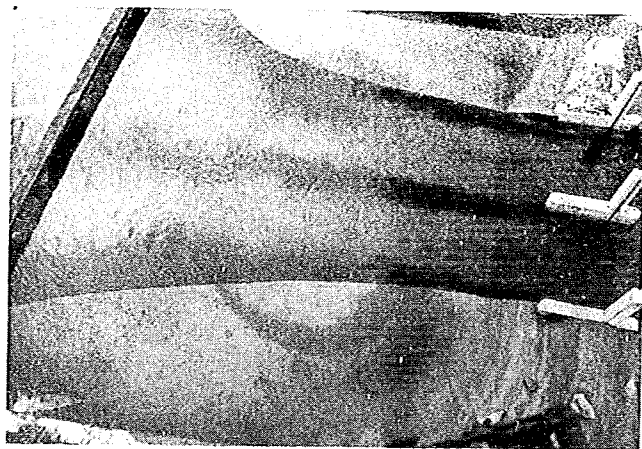


写真-7

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

水門下流部の流況を左岸より。

(A-現)

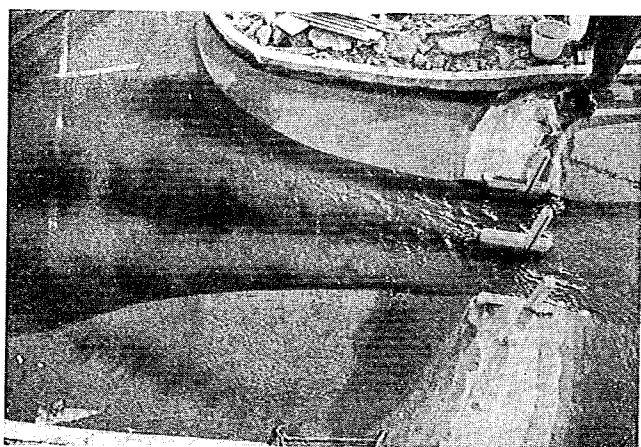


写真-8

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

水門下流の流況を左岸より。

(A-現)

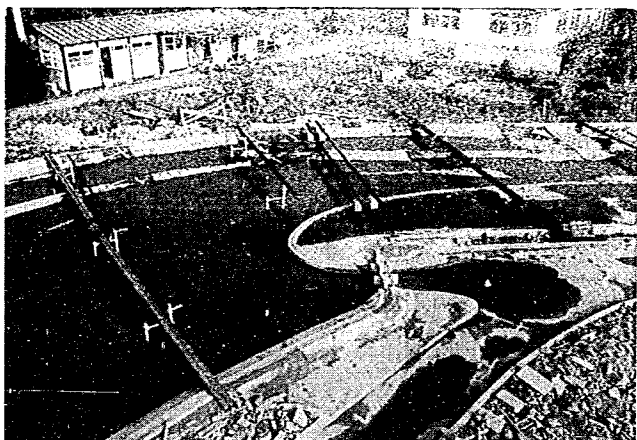


写真 - 9

B案流線形状を20.5付近の右岸より。

(B案現状)

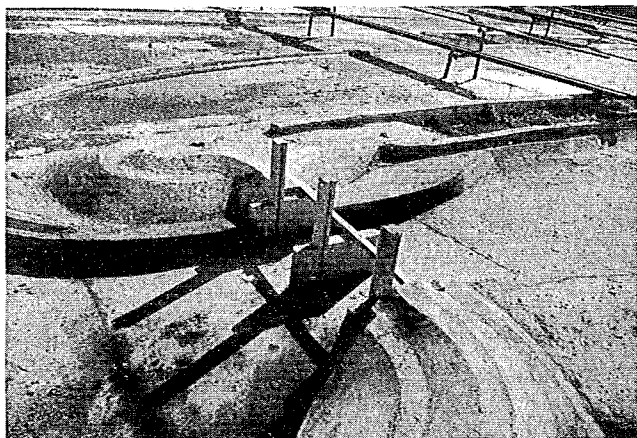


写真 - 10

水門付近の取付け線形を右岸より。

(B - 現)

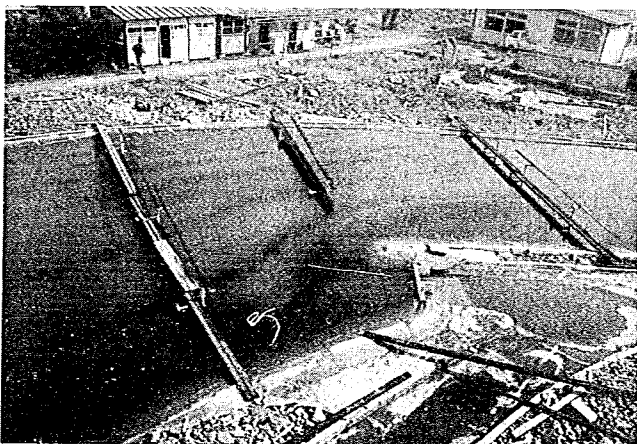


写真 - 11

$Q_0 = 7,000 \text{ m}^3/\text{s}$
分流出点付近の流況を右岸より。

(B - 現)

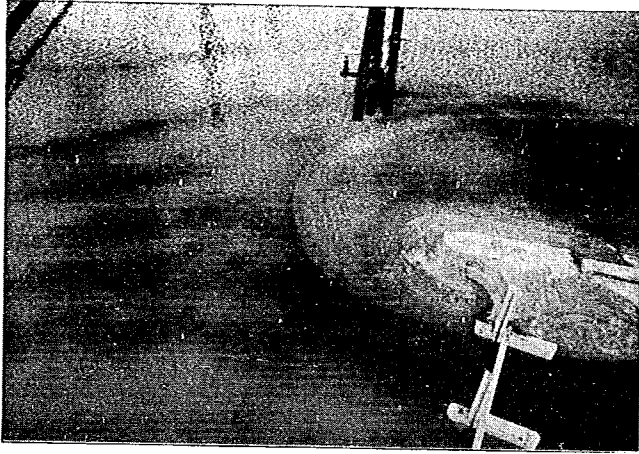


写真 - 1 2

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

分流点丸形部付近の流況を。

(B - 現)

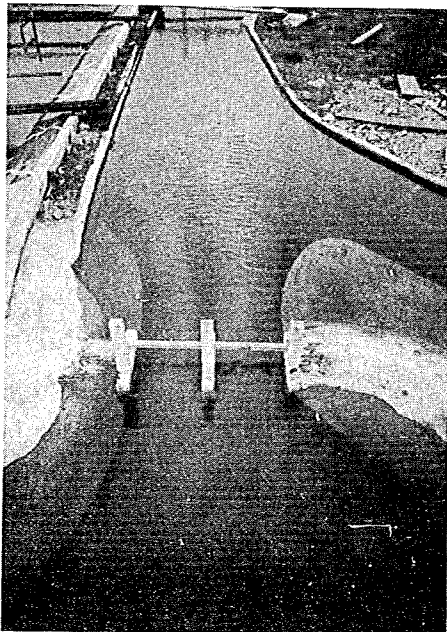


写真 - 1 3

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

水門付近より下流隅田川の流況を。

(B - 現)

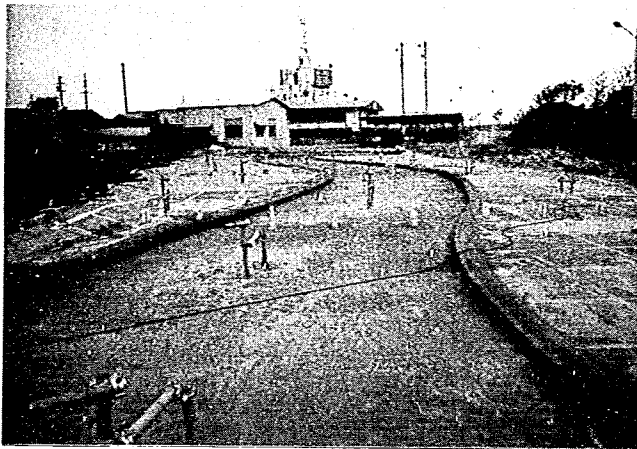


写真-14

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)

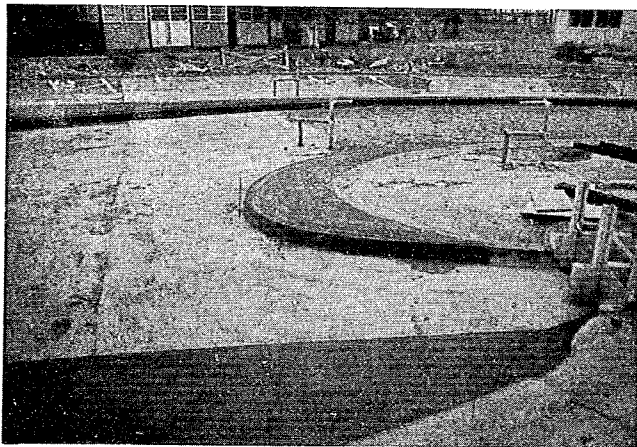


写真-15

分流点付近の流線形を右
岸より。

(B-計)

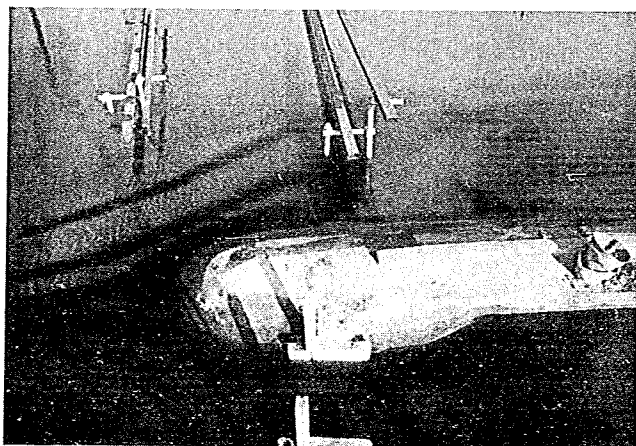


写真-16

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

分流点付近の流況を右岸
より。

(B-計)

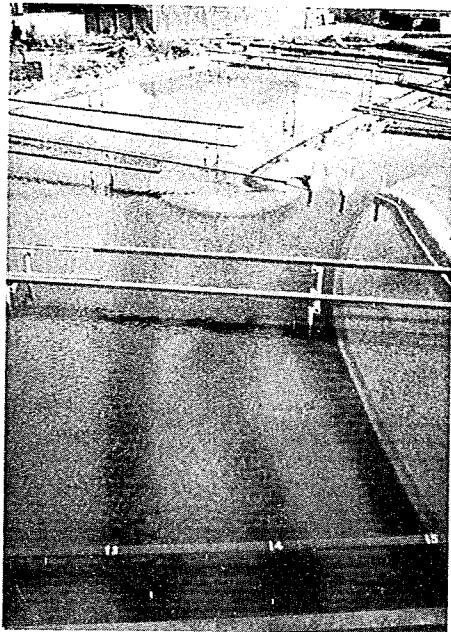


写真-17

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$
 分流点付近の流況 21 K 付近より。
 (B-計)

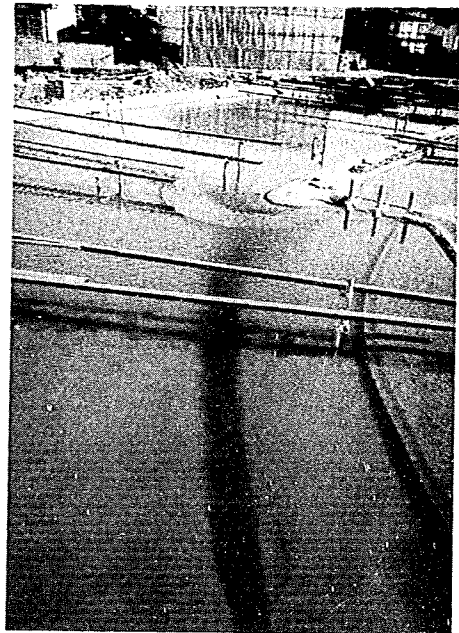


写真-18

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$
 21.0 K より下流部の流況を。
 (分流境界)
 (B-計)

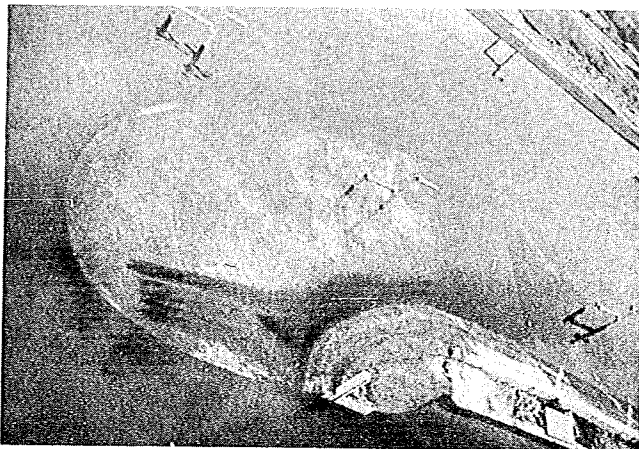


写真-19

$Q_0 = 4,170 \text{ m}^3/\text{s}$
 分流点の流況を右岸より。
 (B-計・2次修正)

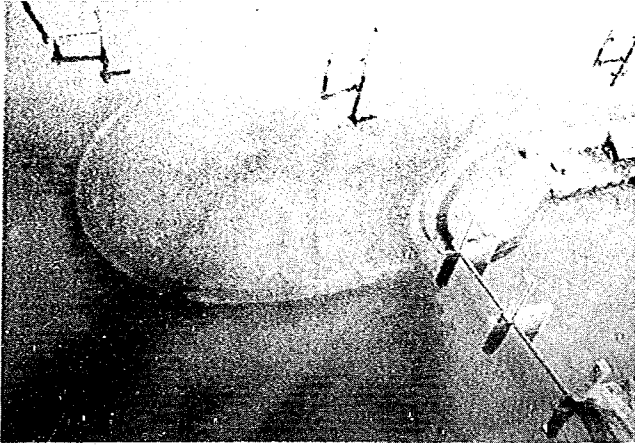


写真-20

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

分流点の流況を右岸より。

(B-計・2次修正後)

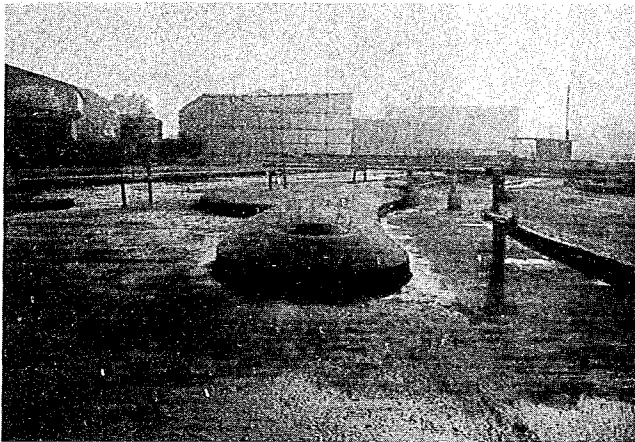


写真-21

3次修正後の流線形を上
流より。

(B-計・3次修正)

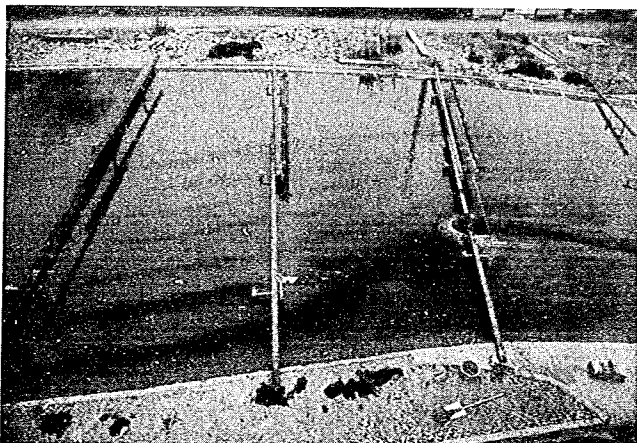


写真-22

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

分流点付近の流況を右岸
より。

(B-計・3次修正案)

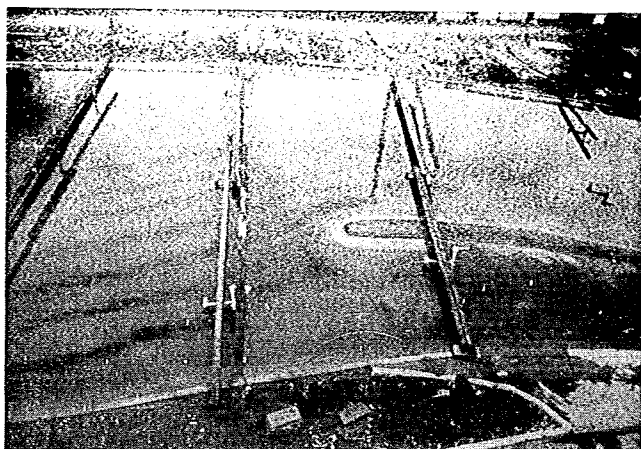


写真-23

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

分流点付近の流況を右岸より。

(B-計・4次修正案)

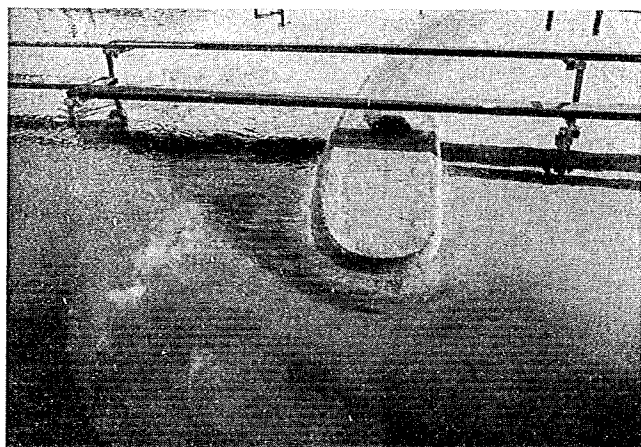


写真-24

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

分流点付近の流況を上流部より。

(B-計・4次修正)

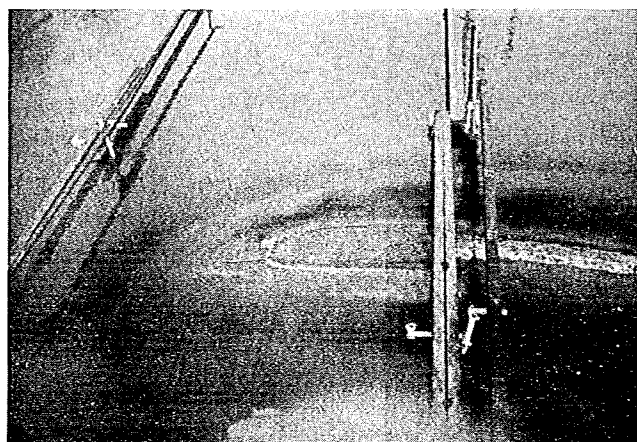


写真-25

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

分流点付近の流況を右岸より。

(B-計・5次修正案)

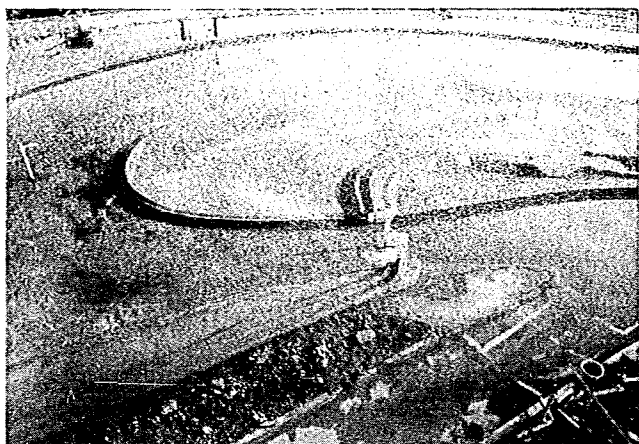


写真-26

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)

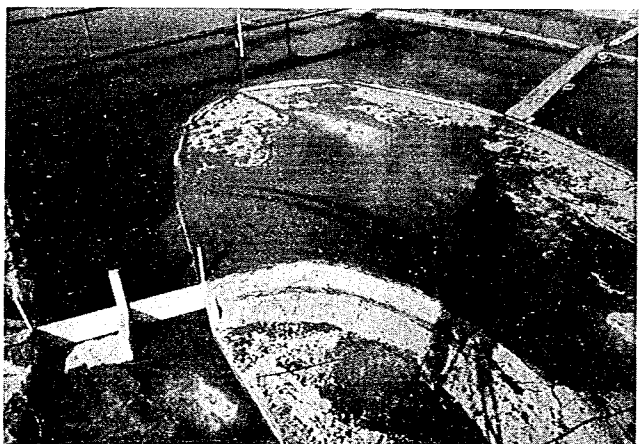


写真-28

分流点付近の流線形を下流部より。

(C-計・1次修正)

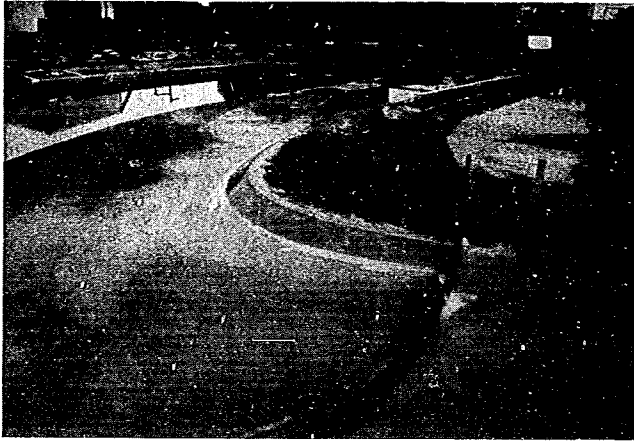


写真-29

分流点付近の流線形を上
流部より。

(C-計・2次修正)

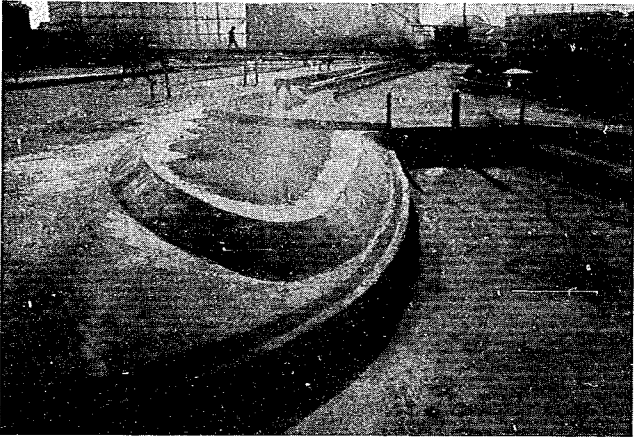


写真-30

分流点付近の流線形を上
流部より。

(C-計・3次修正)

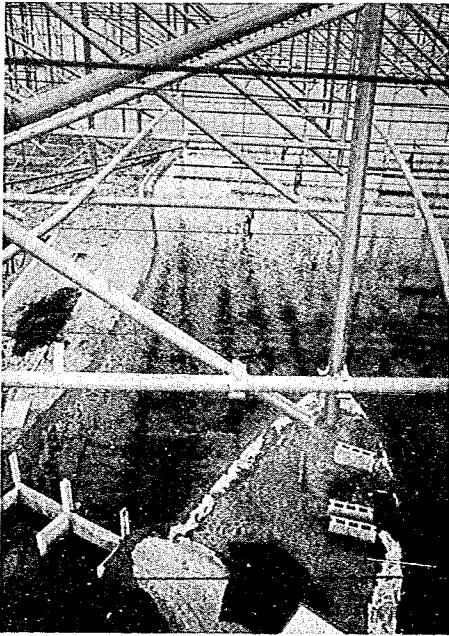


写真-31

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

分流点付近より上流部の
流況を。

(C-計・右岸堤防修正)

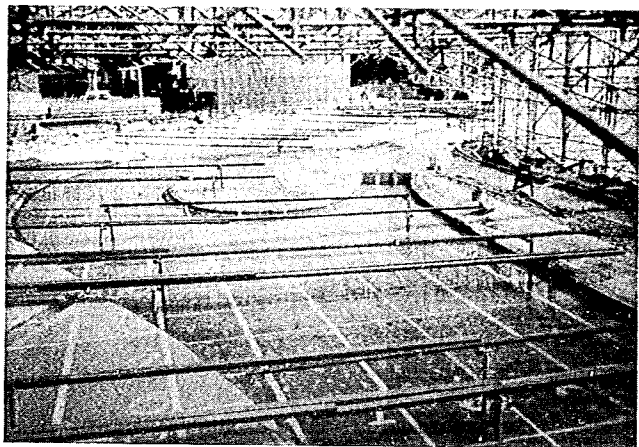


写真-32

21.1K付近より下流部の
流線形状を。

(改造後)

(D案計画)

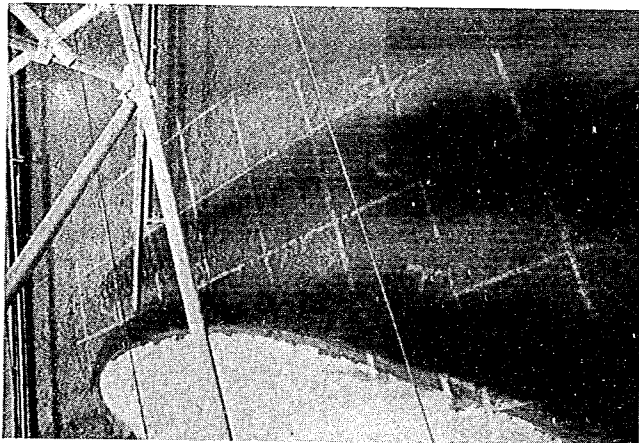


写真-33

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

分流点付近の流況を下流
部より。

(D-計)

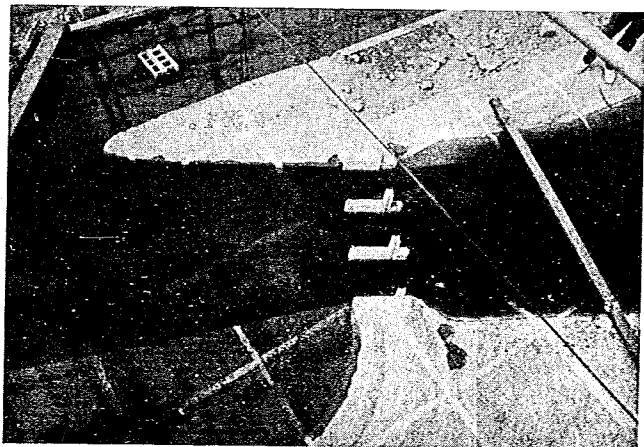


写真-34

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

水門付近の流況を左岸よ
り。

(D-計)