

調査係

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1450号

マイクロフィルム第 号

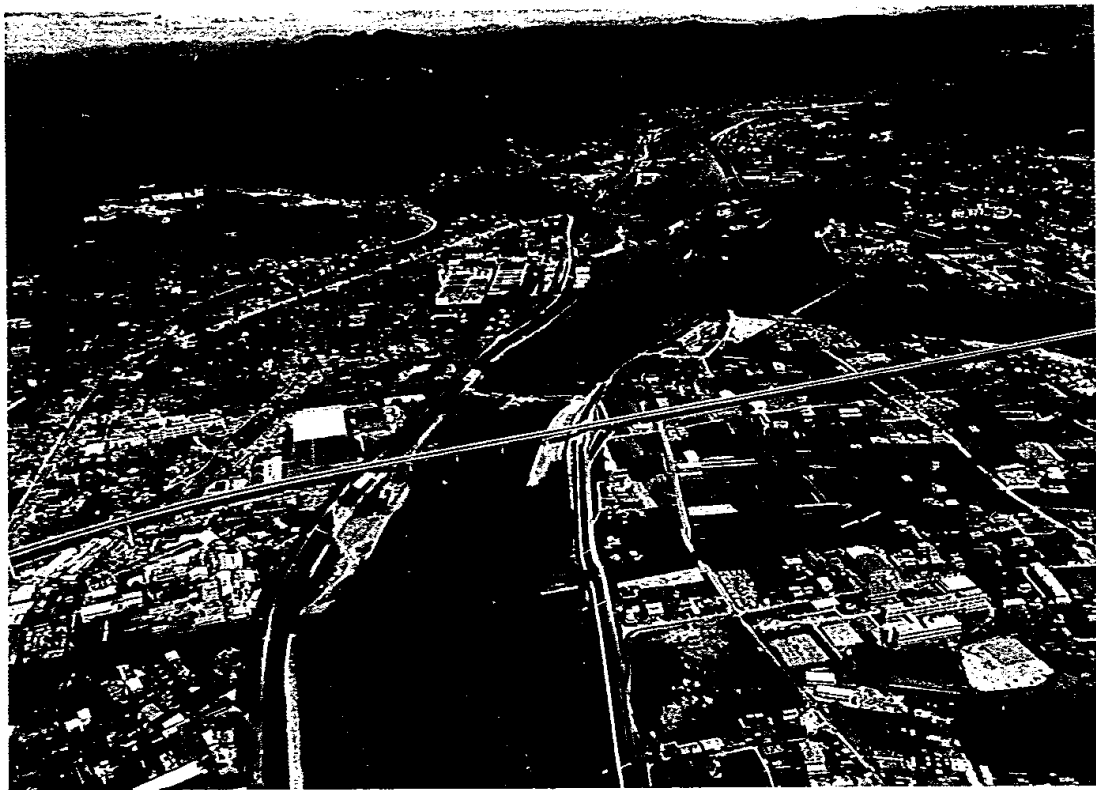
土 木 研 究 所 資 料

百間川分水路模型実験写真集

昭和54年 2 月

建設省土木研究所

鹿島試験所

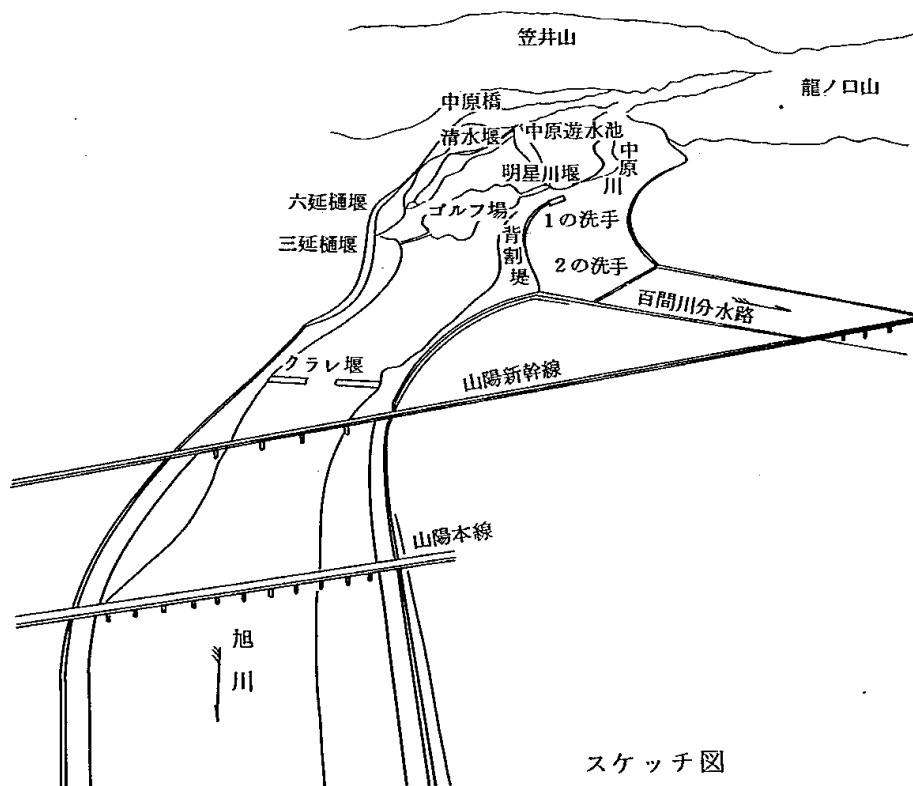


旭川分流点附近（航空写真）

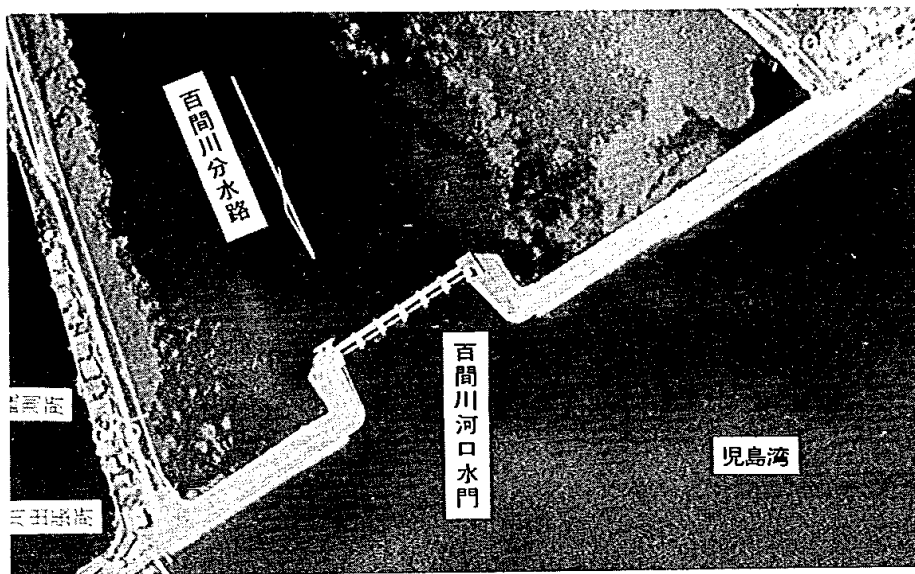
10.0 K 附近より上流を望む

提供 建設省，中国地方建設局岡山河川工事事務所

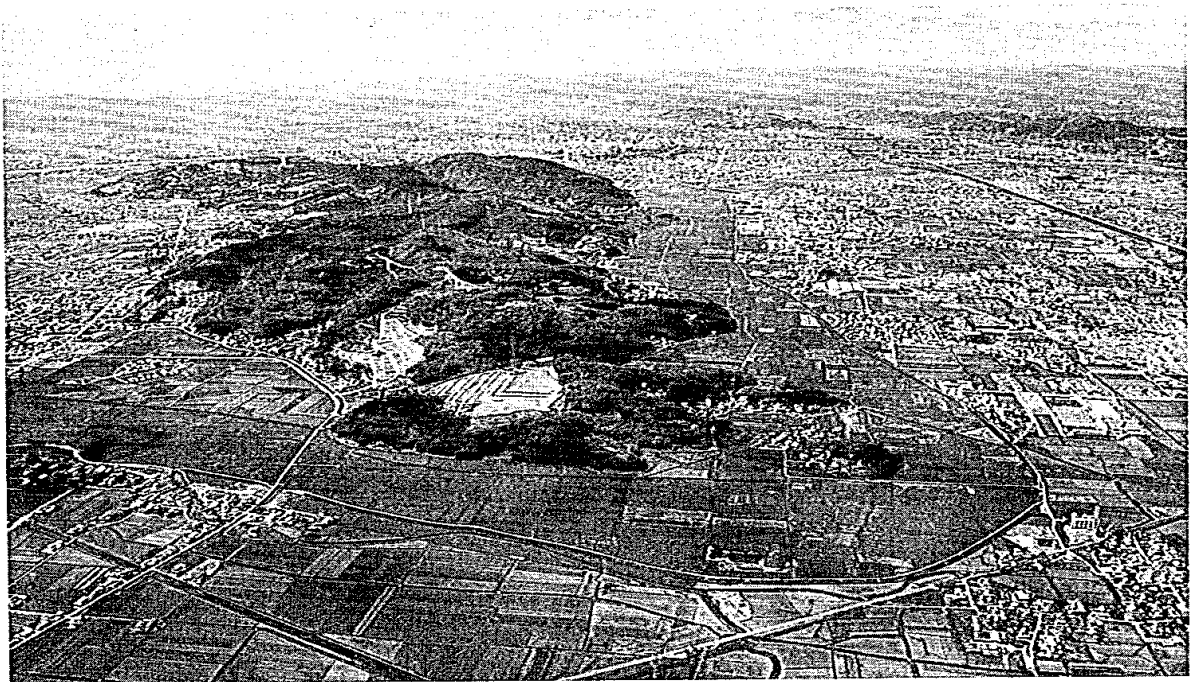
撮影 昭和52年9月



スケッチ図

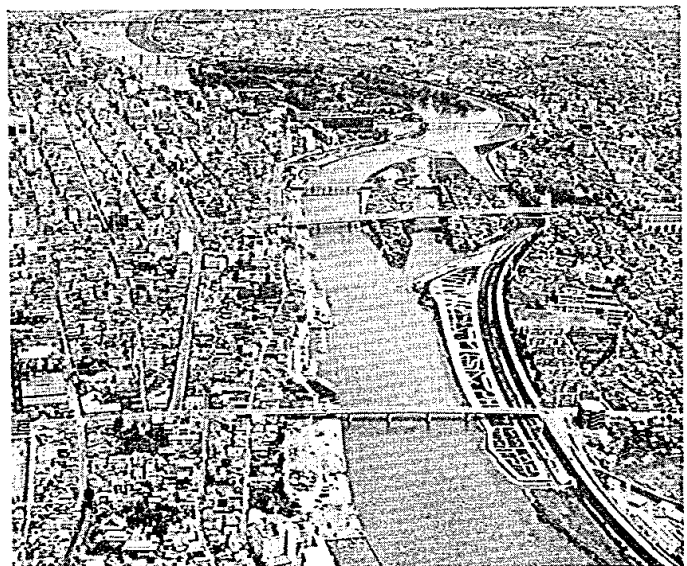


百間川河口水門
(航空写真)



百間川分水路 (航空写真)
米田地区

旭川 (航空写真)
後樂園および中ノ島附近



提供 建設省 中国地方建設局岡山河川工事事務所
撮影 昭和52年9月

序

旭川は岡山、鳥取県境に源を発し、岡山県中央部を南流して岡山市を貫き児島湾に注ぐ中国地方有数の河川であって、その流域面積は2,046km²、幹線流路延長は150kmにも及んでいる。旭川の改修は、昭和元年度にその下流部を直轄事業として着手以来、幾多の変遷を経ながらも着々と進捗し、本川筋についてはその大半が完成し、現在は百間川分水路の改修工事に着手する段階に至っている。

百間川分水路の歴史は古く、旧幕時代（1686年）に岡山城下の洪水防御のため開削された人工河川である。すなわち、旭川12.2km付近左岸に「越流堰」を設け、本川水位がある一定水位に達すると、洪水が放流されるようになっている。この分水路は築造以来、数多くの大洪水から岡山市街を救ってきたが、近年では室戸台風（昭和9年）、枕崎台風（昭和20年）等の大洪水で堤防各所が決潰し、兩岸一帯に大惨害を与えている。しかしながら、その改修工事は災害復旧程度に過ぎず、いまだに旧幕時代の原形をとどめているところもあり、計画高水流量の見直しとともに、新しい改修工事が待たれる段階となった。

旭川の計画高水流量及び百間川分水路への流量配分は下図のとおりであり、現在、百間川分水路の河道計画は将来計画に沿って進められている。

土木研究所鹿島試験所では、中国地方建設局岡山河川工事事務所より依頼をうけ、百間川分水路の計画流量配分を満足する分流点構造の検討をはじめとして、百間川分水路の低水路法線形状と保護工等の検討、百間川分水路河口部に位置する百間川河口水門の拡巾計画等について、大型模型実験等により検討を加えてきた。模型実験の成果はそれぞれ下記の土木研究所資料で報告している。

○ 百間川河口水門について

百間川分水路模型実験報告書〔Ⅰ〕 百間川河口水門に関する水理的検討 土木研究所資料第1325号 昭和53年3月

○ 百間川分水路について

百間川分水路模型実験報告書〔Ⅱ〕 百間川分水路低水路法線形状と保護工等に関する検討 土木研究所資料第1378号 昭和53年3月

○ 分流点構造について

百間川分水路模型実験報告書〔Ⅲ〕 分流点構造に関する水理的検討 土木研究所資料第1449号 昭和54年2月

五ヶ年計画 (昭和52 ~56年度)	旭川 4800 ↓ 4000	百間川分水路 800 →
現 計 画	5000 ↓ 3800	1200 →
将 来 計 画	6000 ↓ 4000	2000 →

流量配分図（単位 m³/s）

本写真集はこれらの模型実験状況を集録したものであって、地上写真及び空中写真より構成されている。後者は模型上空約15mの高さに気球を上げ、これにカメラを吊り下げて写真撮影を行ったものである[※]。本写真集は前記土研資料の補足説明用として活用されたい。

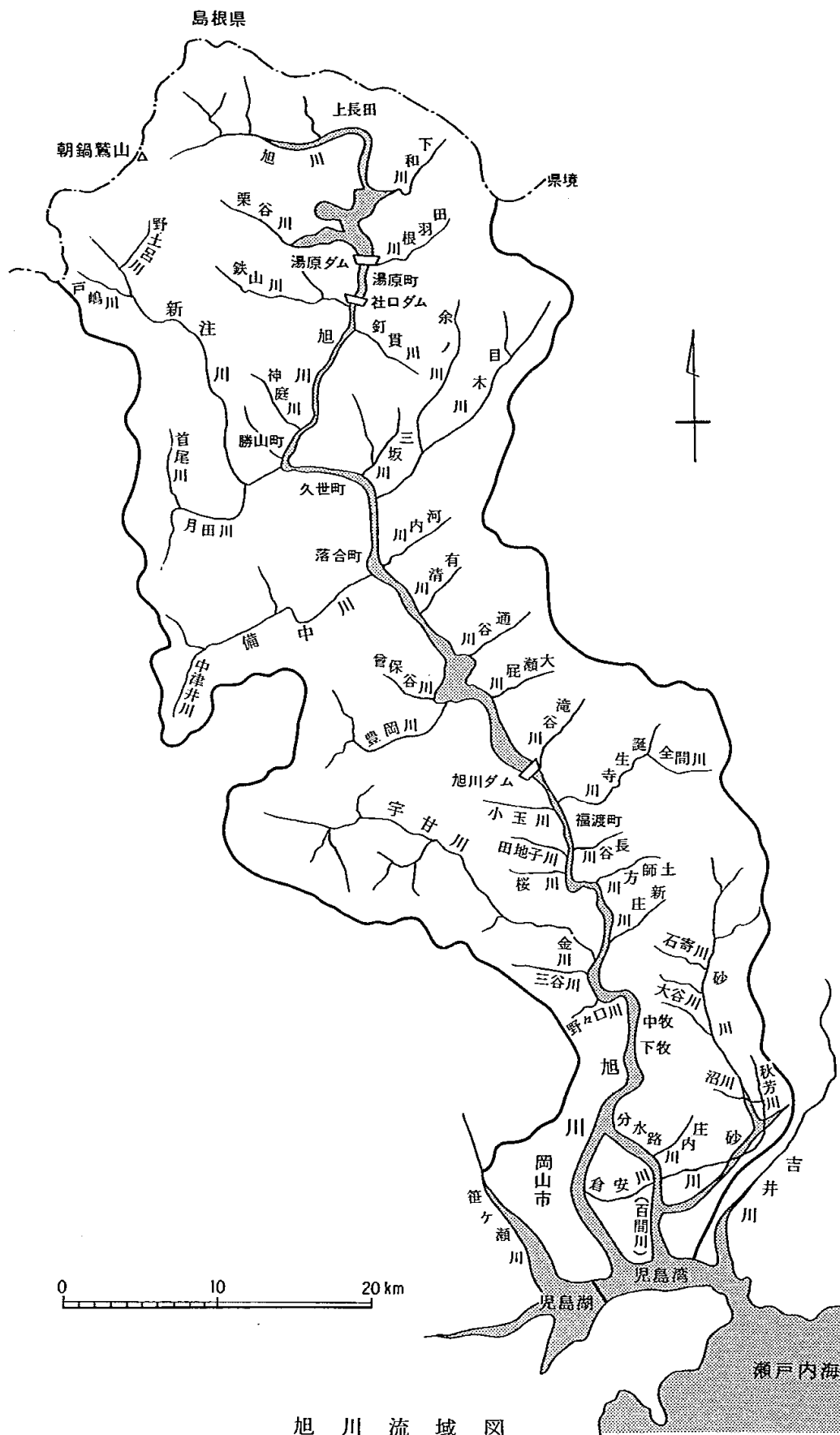
写真撮影は関建設技術研究所の大迫蕃朗氏（写真集〔Ⅰ〕〔Ⅱ〕）及び光山欣吾氏（写真集〔Ⅲ〕）により行われたものであって、両氏には多くの労をかけた。ここに謝意を表します。

昭和54年2月

鹿島試験所	前所長	馬場	亨
	所長	馬場	洋二
	研究員	浅野	富夫
		佐々木	重義

※ 気球による写真撮影の方法等に関する詳細については、次の文献を参照されたい。

馬場亨 「気球を利用した空中写真による地形および流れの観測」 第15回土木研究所研究発表会資料
土木研究所資料第1167号 昭和51年10月



旭川流域図

目 次

第1編 百間川河口水門に関する模型実験	1
第1章 百間川河口水門の概要と実験目的	1
第2章 模型と実験ケース	1
第3章 写真集〔Ⅰ〕	7
第2編 百間川分水路に関する模型実験	12
第1章 百間川分水路の概要と実験目的	12
第2章 模型と実験ケース	12
第3章 写真集〔Ⅱ〕	17
第3編 分流点構造に関する模型実験	33
第1章 分流点構造の概要と実験目的	33
第2章 模型と実験ケース	33
第3章 写真集〔Ⅲ〕	46

第1編 百間川河口水門に関する模型実験

第1章 百間川河口水門の概要と実験目的

1. 1 河口水門の概要

河口水門は百間川分水路の河口部に位置し、昭和30年の第2室戸台風を契機に昭和38年より改築工事に着手し、昭和42年度に完成したものである。流下量の調節、舟運、防潮等の機能を有している。

河口水門の位置図を図1-1に、また、河口水門の構造図を図1-2に示す。

1. 2 実験目的

現河口水門の設計流量は $Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ であって、 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に流量改訂した場合には疎通能力の不足が生じる。したがって、流下能力の増加を図るため水門の増設が必要であり、ここでは拡巾計画(案)を数種選定し、各案について模型実験により水理的検討を行った。

第2章 模型と実験ケース

海浜部の模型範囲は河口水門から左右方向各々500m、沖合方向に1.0kmとし、百間川分水路については河口より15kmの区間を模型範囲としている。模型平面図を図1-3に示す。模型は百間

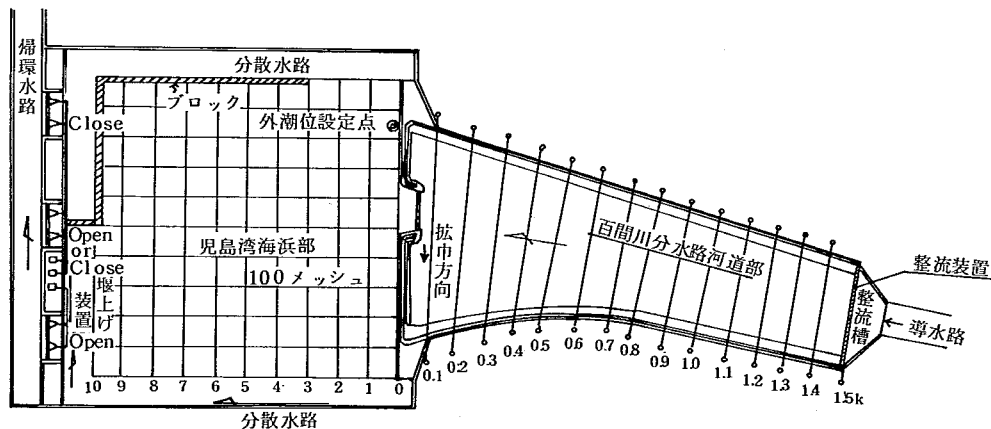


図1-3 模型製作図(模型縮尺 1/50)

川分水路を計画河道とし、海浜部は深淺図(昭和45年11月測量)に基づいて製作した。模型は縮尺1/50のモルタル固定床である。模型上流部には量水槽及び整流装置を設け、下流部には海浜部潮位設定用のゲート3門が取り付けられている。模型海浜部の外周には分散水路を設け、この

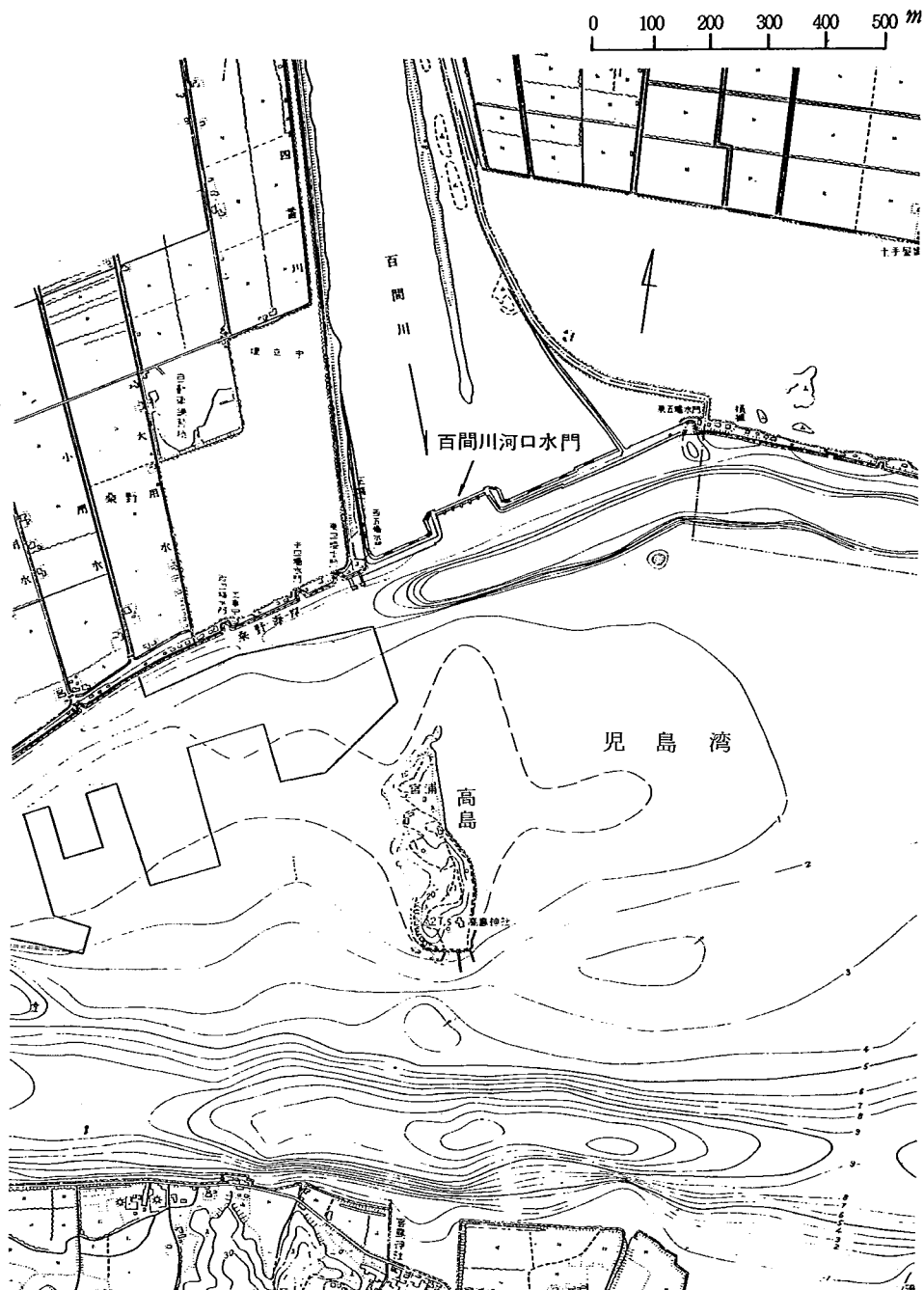


図1-1 河口水門位置図

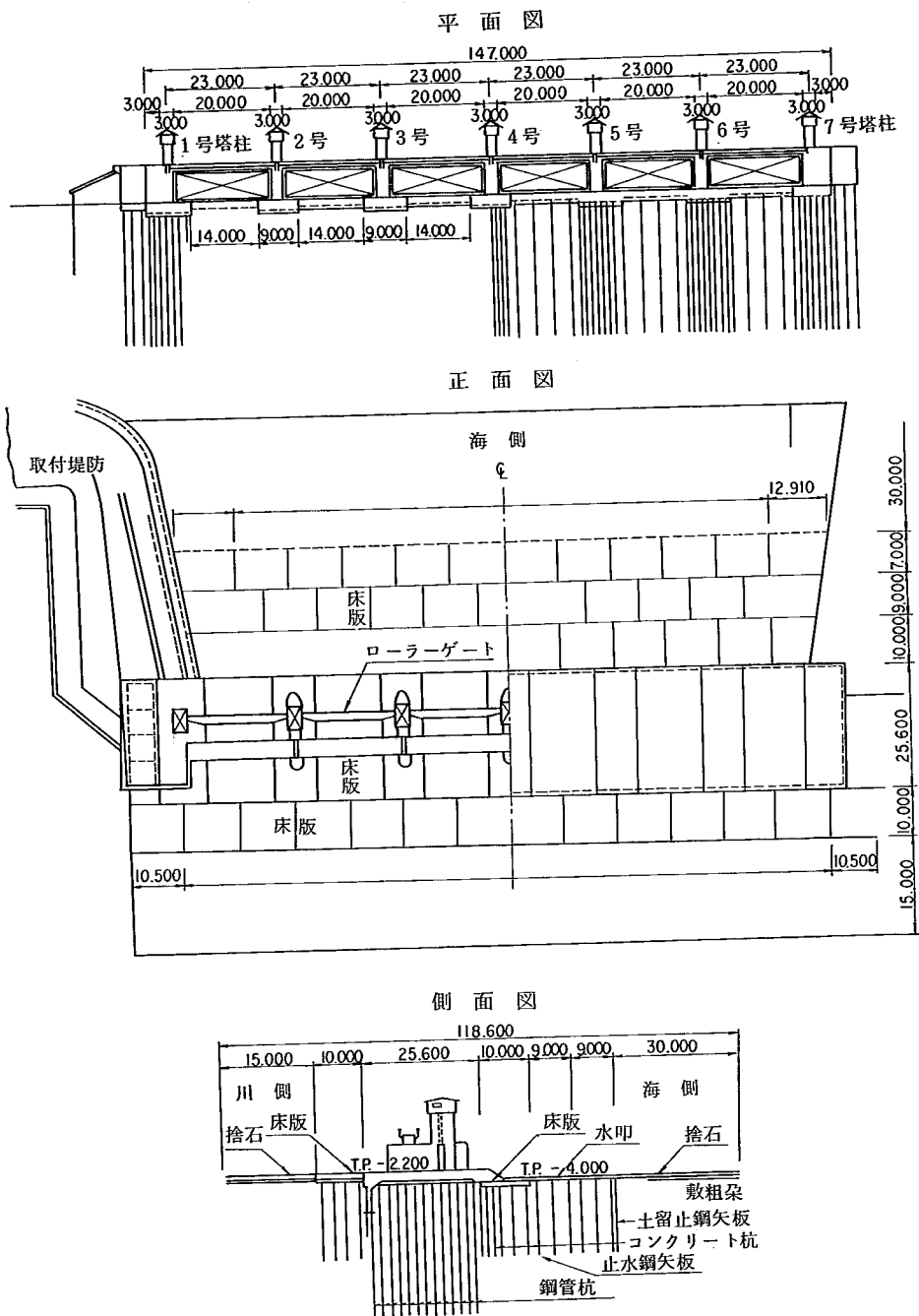


図1-2 河口水門構造図

ゲート 3 門とコンクリートブロックを適当に配置することにより海浜部の流況を設定した。また
模型海浜部にはペイントにより 100m メッシュを書きこみ、流況を把握するための目印とした。

実験ケースの一覧表を表 1-1 に、水門形状の説明図を図 1-4 に示す。

表 1-1 実験ケース一覧表

実験ケース A 現河口水門の水理的現象の把握

実験ケース	水門の形状	流 量 Q (m^3/s)	外 潮 位 H_0 (T. P. m)
1	1	1,200	2.20
	2		1.90
	3		1.30
	4		0.15
	5		-0.70
2	1	2,000	2.20
	2		1.90
	3		1.30
	4		0.15

実験ケース B $Q=2,000 m^3/s$ を疎通させるに必要な
水門巾の検討

実験ケース	水門の形状	流 量 Q (m^3/s)	外 潮 位 H_0 (T. P. m)
1	@ 20×6	2,000	2.10
2	@ 20×5		
3	@ 20×4		

実験ケース C 締切工巾についての水理的影響に関する
検討

実験ケース	水門の形状	流 量 Q (m^3/s)	外 潮 位 H_0 (T. P. m)
1	1 @30×3	2,000	2.10
	2 + 0m		0.15
2	1		2.10
	2 +10m		0.15
3	1		2.10
	2 +20m		0.15
4	1		2.10
	2 +30m		0.15

実験ケース D 拡巾計画案に関する水理諸量の把握

実験ケース		水門の形状	流 量 Q (m^3/s)	外 潮 位 H_0 (T. P. m)
1	1	$@30 \times 3$ $+20m$	500	2.10
	2			1.30
	3			0.15
	4			-0.70
2	1		1,000	2.10
	2			1.30
	3			0.15
	4			-0.70
3	1		1,500	2.10
	2			1.30
	3			0.15
	4			-0.70
4	1		2,000	2.10
	2			1.30
	3			0.15
	4			-0.70
	5	-1.10		
5	1	$@35 \times 3 + 20m$	2,000	2.10
6	1	$@20 \times 4$ $+20m$	500	2.10
	2			1.30
	3			0.15
	4			-0.70
7	1		1,000	2.10
	2			1.30
	3			0.15
	4			-0.70
8	1		1,500	2.10
	2			1.30
	3			0.15
	4			-0.70
9	1		2,000	2.10
	2			1.30
	3			0.15
	4			-0.70
	5	-1.10		
10	1	$@20 \times 3$ $+20m$	1,800	2.10
2	0.15			
11	1		1,600	2.10
	2			0.15
12	1	1,400	2.10	
2	0.15			
13	1	$@20 \times 2$ $+20m$	1,600	2.10
2	0.15			
14	1		1,400	2.10
	2			0.15
15	1		1,200	2.10
	2			0.15

記 号	河 口 水 門 の 設 定 状 況
現状6門	
@ 20 x 6	
@ 20 x 5	
@ 20 x 4	
@ 30 x 3 + 0m	
@ 30 x 3 + 10m	
@ 30 x 3 + 20m	
@ 30 x 3 + 30m	
@ 30 x 3 + 20m	
@ 35 x 3 + 20m	
@ 20 x 4 + 20m	
@ 20 x 3 + 20m	
@ 20 x 2 + 20m	
凡 例	

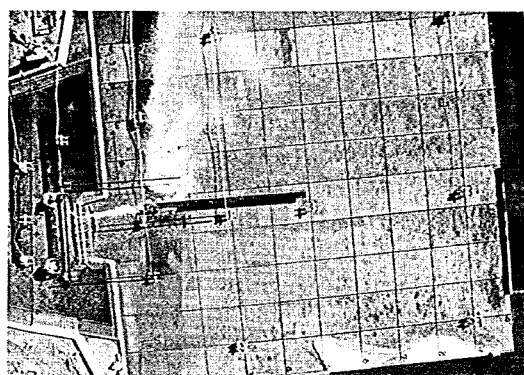
図 1 - 4 水 門 形 状 説 明 図

第3章 写真集〔I〕

海浜部の流況



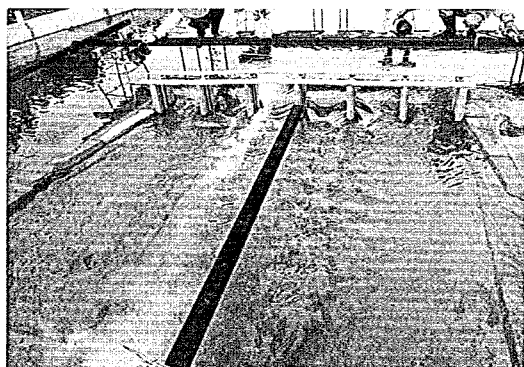
実験ケース A-2-1 $H_o = T.P. 2.20 \text{ m}$



実験ケース A-2-4 $H_o = T.P. 0.15 \text{ m}$

設定潮位が低くなると海浜部の流況は深掘れ部に沿うようになる。

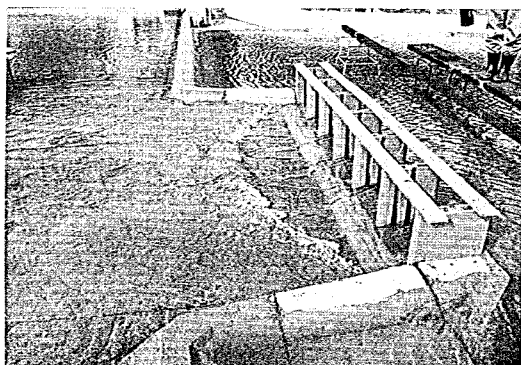
河口水門からの流出状況



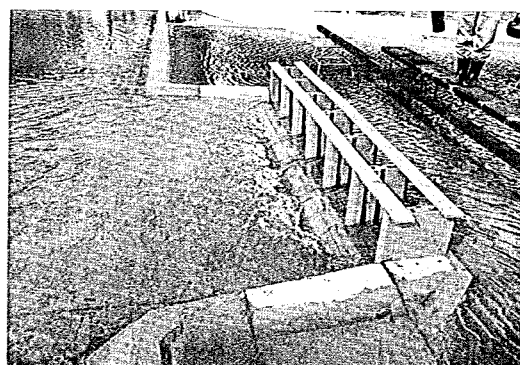
不完全流出

設定外潮位が低くなるにつれて、河口水門からの流出形状はもぐり流出から不完全流出、さらに完全流出へと変わっていく。

設定外潮位が低い場合は（写真(1)(2)より）水門直下流で発生する跳水の位置が絶えず変動している。



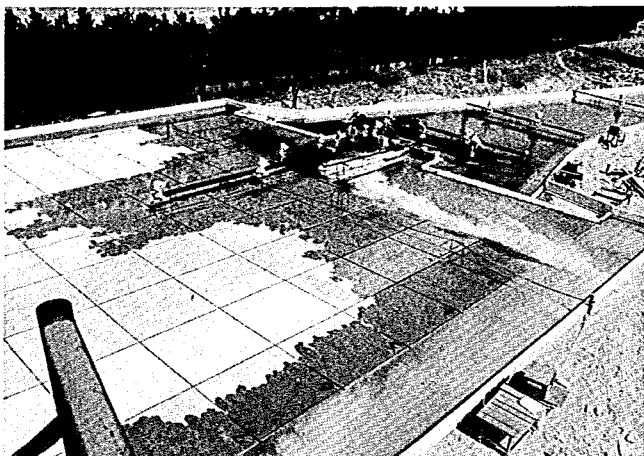
完全流出……(1)



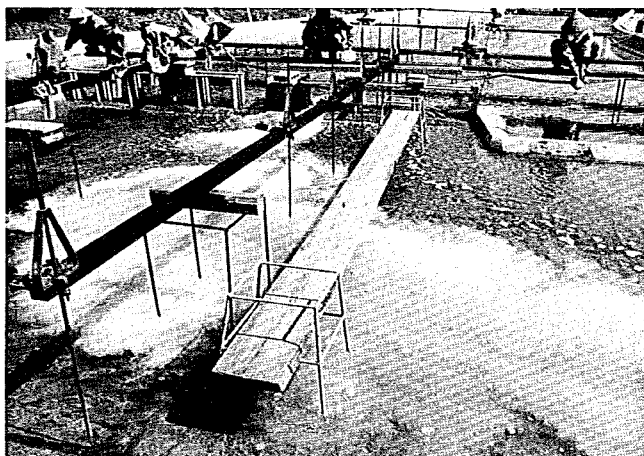
完全流出……(2)

実験ケースA 現河口水門の水理現象の把握

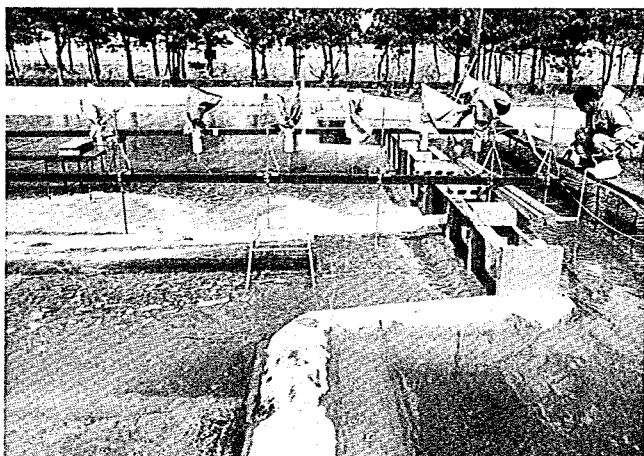
$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$



海流部の流況は深掘れ部に沿って流下する。



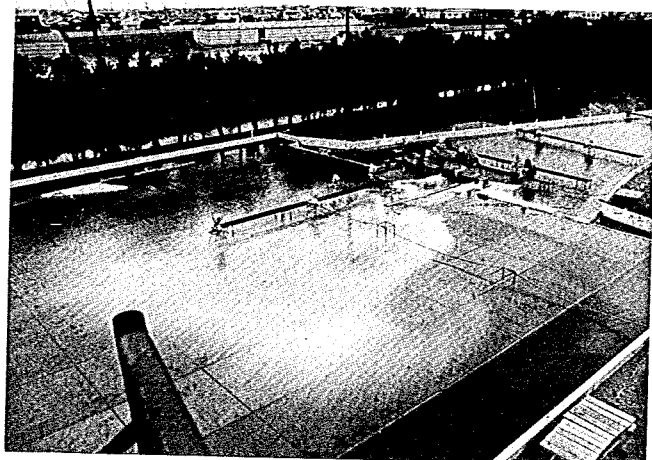
締切工巾を20 mとした場合に生ずる河口水門直下流の渦は左右に変動しながら流下する。



河口水門直下流には跳水が生じ完全流出となっている。また、現状水門(写真奥)と拡巾部水門(写真手前)との跳水の位置を比較すると、拡巾部水門の方が海浜部側に発生している。

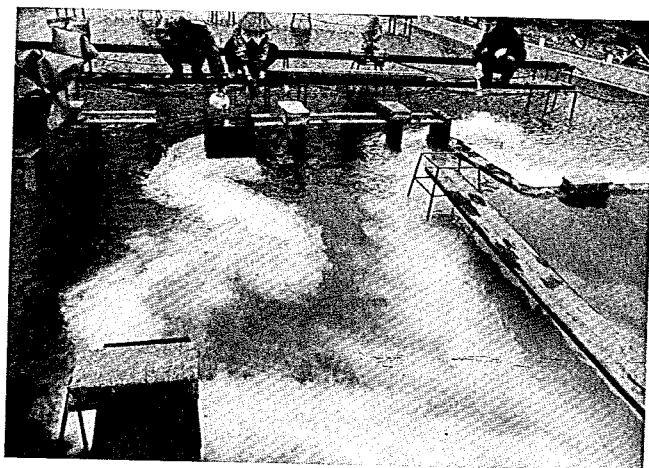
実験ケースD 拡巾計画案に関する水理諸量の把握(1) 実験ケースD-4-O

水門形状 現状水門(@20 m×6) + 締切工(巾20 m) + 拡巾部水門(@30 m×3)
 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_o = T.P. - 1.10 \text{ m}$

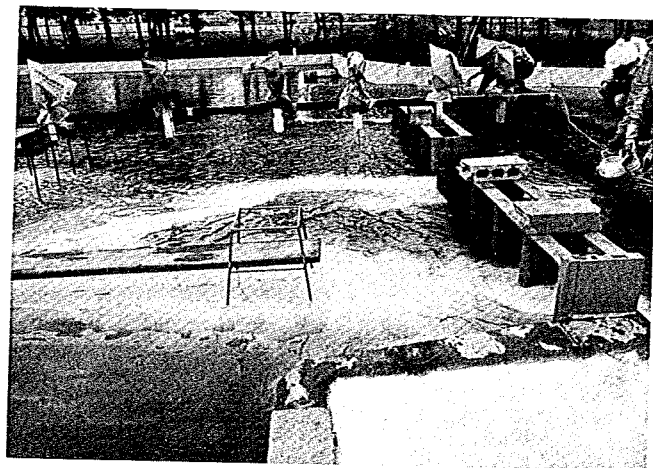


海浜部の流況

流れは海浜部で拡散し、深掘れ部に沿った流れはない。



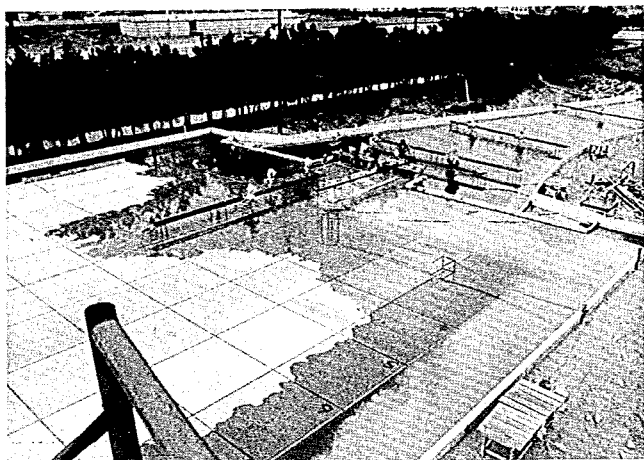
締切工下流に生ずる渦の挙動



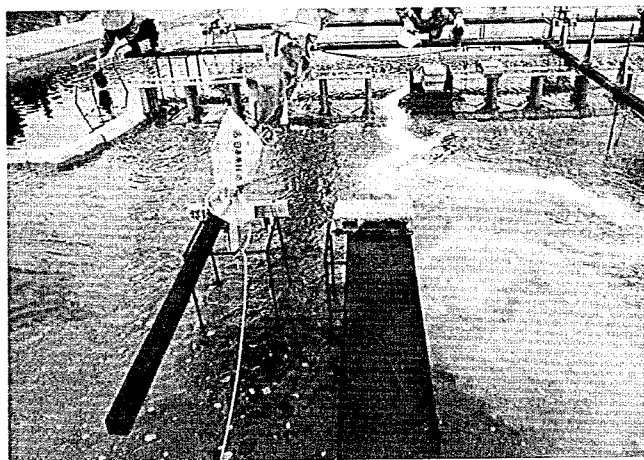
海浜部と河道内との水位差は小さく、水門ではもぐり流出となっている。

実験ケースD 拡巾計画案に関する水理諸量の把握(2-1) 実験ケース D-9-1

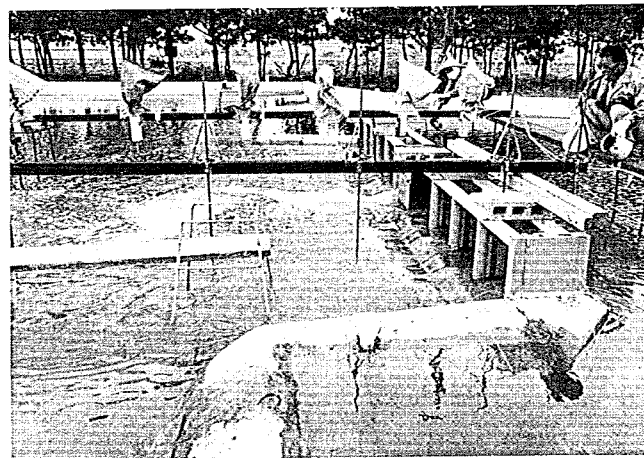
水門形状 現状水門(@20m×6)+締切工(巾20m)+拡巾部水門(@20m×4)
 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_0 = \text{T.P. } 2.10 \text{ m}$



海浜部の流況は深掘れ部に沿って流下する。



左右岸堤防沿いに生ずる剥離域は設定潮位が低くなると狭くなる(実験ケースD-9-1と比較して)。



河口水門の端部に比べ中央部ほど単位巾流量が大きいため、跳水の発生位置は河口水門から遠くなっている。

実験ケースD 拡巾計画案に関する水理諸量の把握(2-2) 実験ケース D-9-5

水門形状 現状水門(@20m×6)+締切工(巾20m)+拡巾部水門(@20m×4)
 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_0 = \text{T.P.} - 1.10 \text{ m}$

第2編 百間川分水路に関する模型実験

第1章 百間川分水路の概要と実験目的

1.1 百間川分水路とその河道計画

百間川分水路は旭川12.2km付近に分派口があり、分流した流れは途中米田地点の大わん曲部を通り、3.8km地点で砂川（左支川）と合流して河口に至る。流程は13.0kmであって、現在、単断面河道である。その平面図を図2-1に示す。

百間川分水路は、現在、最大 $Q = 800 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の疎通能力しかなく、百間川分水路の河道計画においては、現在河道の高水堤防を拡築するとともに、低水路掘削および護岸根固工を施工し、複断面河道とし疎通能力の増加を図ろうとするものである。また、橋梁、樋門（管）等の改築および内水対策を進め、計画高水流量の流下に必要な河道を完成させるものである。図2-2、図2-3に計画縦断面図及び標準断面図を示す。

1.2 実験目的

実験の目的は低水路法線形状の適切な設定と、保護工の施工位置及びその布設規模の検討である。実験は石炭粉による移動床とし、低水路法線形状は、(1)センターライン方式 (2)洪水主流部流線方式 (3)高水敷の利用等を勘案する方法、を適当に組み合わせたものを数ケース設定した。実験では各低水路法線形状に対して、低水路法面の後退、局所洗掘の位置、河床変動の著しい箇所、河床面の荒廢の程度等を種々の流量のもとで検討し、低水路法線形状の手直し及び保護工等の増設を実施し、最終案に近づけた。

第2章 模型と実験ケース

実験対象区間を4.0～12.8kmとして模型を製作した。模型は縮尺1/50で石炭粉による移動床模型である。河道内には山陽新幹線をはじめとし、計画架橋を含め15本の橋脚を設置した。模型上流端には量水槽および整流装置が、また、下流端には沈砂池および水位調節用ゲートが取り付けられている。

実験ケースの一覧表を表2-1に示す。また各低水路法線形状案を図2-4に示す。

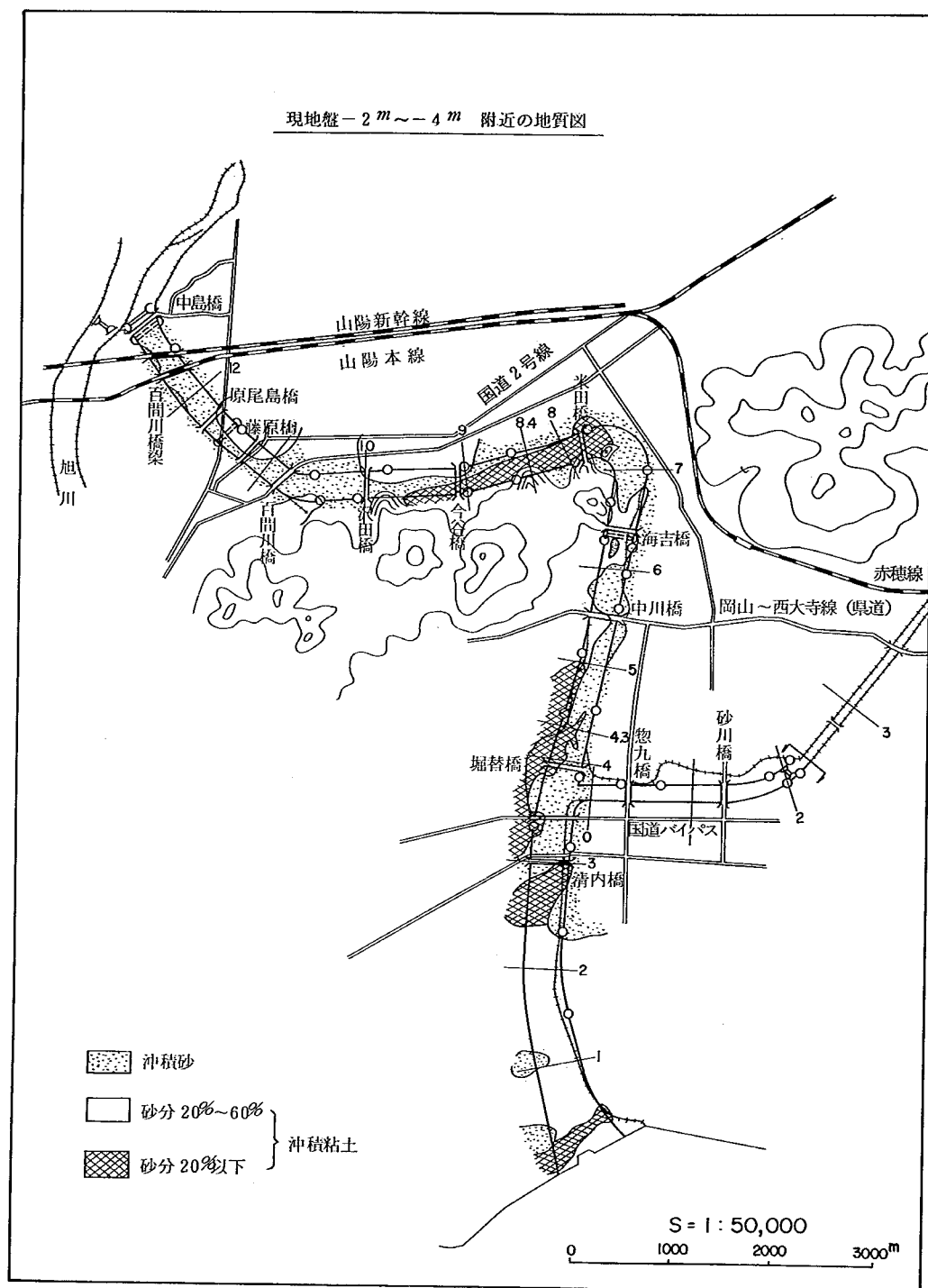


図2-1 百間川分水路平面図

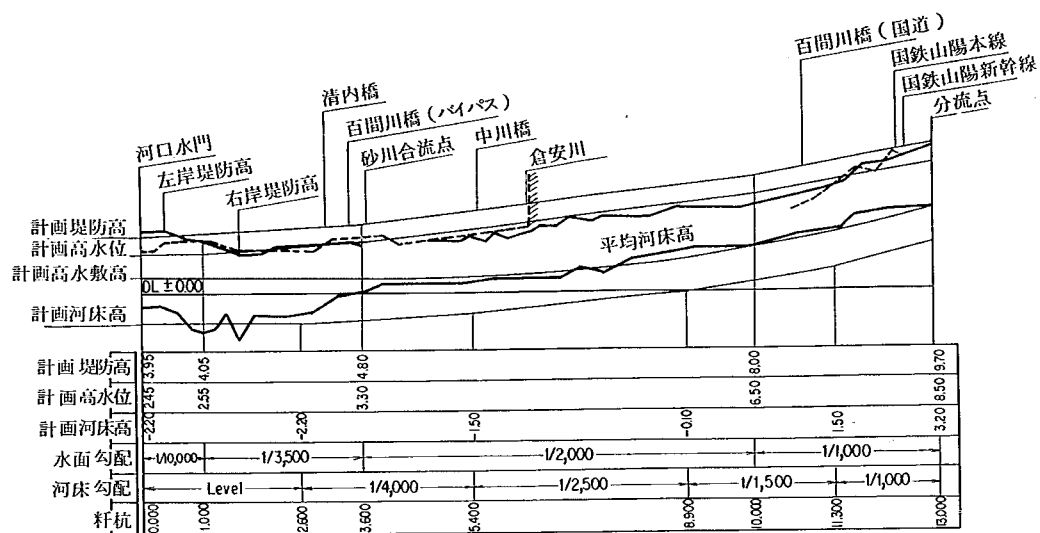


図 2 - 2 百間川分水路計画縦断面図

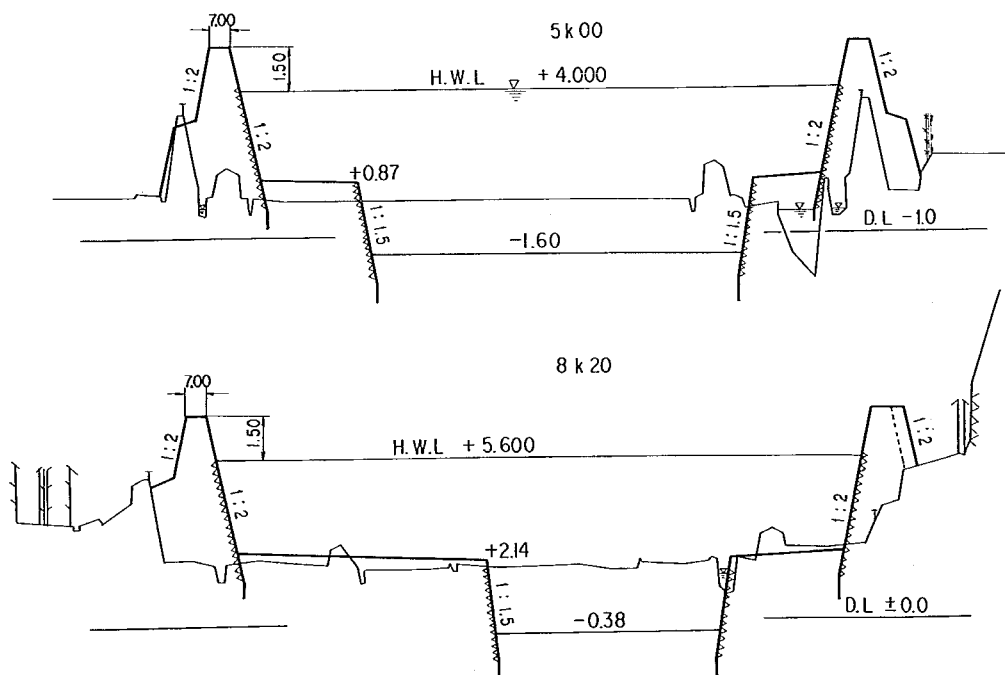


図 2 - 3 標準断面図

表 2 - 1 実 験 ケ ー ス 一 覧 表

低 底	実 験 case	低水路 法線形状	流 量 Q (m ² /s)	下流端水位 H _{4.2} (T.P.m)	通水時間 T (hour)	測 定 項 目					実 験 仕 様					特 徴 的 な 実 験 結 果
						流況	水位	流速	河床 変動	局所 洗掘	低水路巾	法線形状略	法 面 保 護	高 水 敷 保 護	根固め工	
		河 床 整 形														
1	A-1	第1案	300	-0.04	2	○	○				100 m 案	センターラ イン方式	保 護 工 無 し			case1-1 低水路法線形に沿って流 下。 case1-2 保護工がないため著しい 河道の荒廃が見られる。
2	A-2	"	2,000	3.08	2	○	○									
		河 床 整 形										上流部 左岸沿い	10.65~8.35 K右岸 7.25~6.6 K 左岸	7.25~6.6 K 左岸	7.25~6.6 K左岸 (巾50m)	河床波の発生が顕著 一部、低水路法面の崩壊が見られる。
3	B-1	第2案	300	-0.04	2	○	○									
4	B-2	"	1,200	1.98	2	○	○					中流部 右岸沿い	11.1~10.6 K左岸	10.2K~10.0 K右岸	ピア-周辺	
5	B-3	"	2,000	3.08	1+1=2	○	○				80 m 案	下流部 センターラ イン方式	ピア-の位置する ところ(構造令) 12.4~10.5K 左岸 10.8~7.5K右岸 7.3~6.1K右岸	上流7.25Kを 7.2Kまで縮少 し、高水敷全部 覆う様にした。	7.25~6.6 K左岸根固 め巾巾を 12mに縮 少	保護工の設置に伴い、かなり河道が維持 される様になった。
6	C-1	第3案	2,000	2.96	2	○										
		河 床 整 形										原尾島橋~百間 川橋間右岸 6.1~5.0K右岸 5.2~4.2K右岸	10.2~9.9 K 右岸 8.8~8.4 K 右岸			低水路放線形に沿った流れとなり 低水路法面の崩壊箇所もかなり少ない。
7	C-2	第4案	200	-0.33	2	○	○	○	○							
8	C-3	"	600	0.72	2	○	○			○						
9	C-4	"	1,200	1.84	2	○	○	○	○							
10	C-5	"	1,600	2.42	2	○	○			○						
		河 床 整 形														
11	C-6	第5案	2,000	2.96	2	○	○	○	○	○		7.5Kまで 延長				

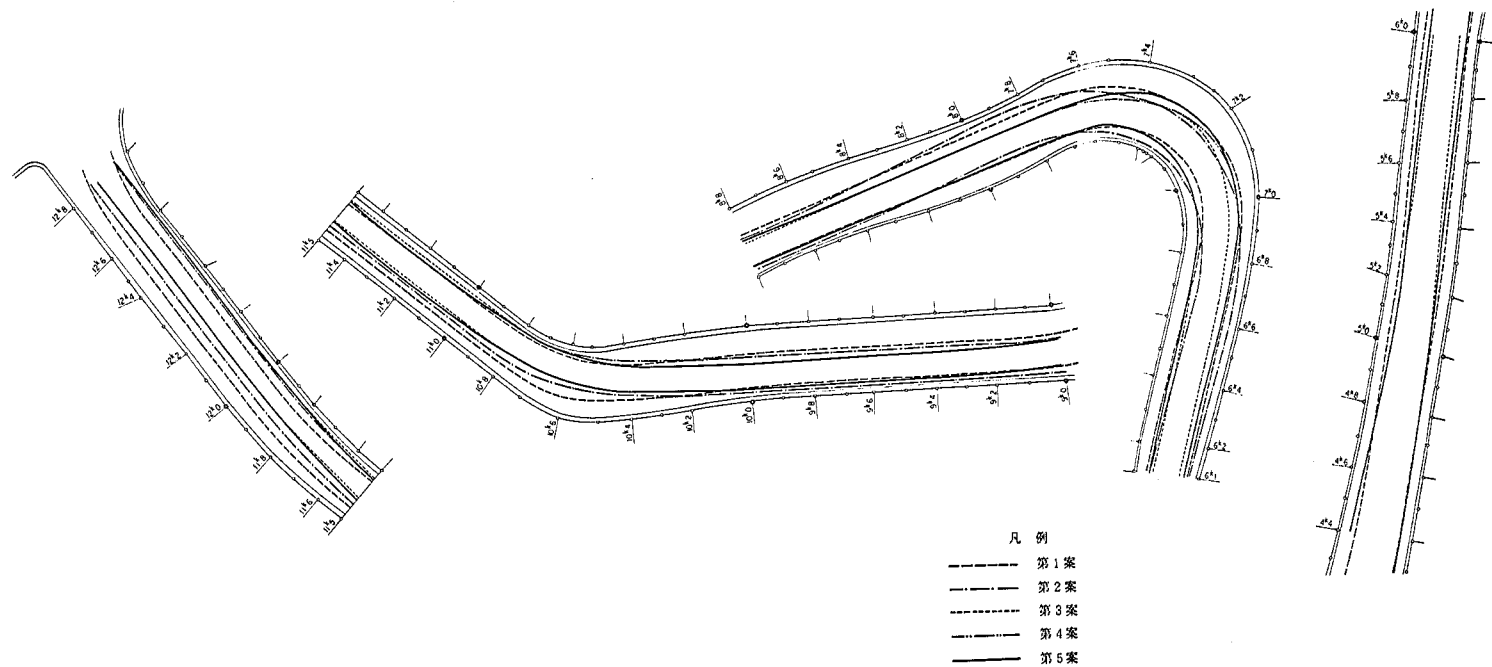


图 2-4 低水路法线形

第3章 写真集〔Ⅱ〕



9.0 K

実験ケースA-1 $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$

低水路内に Dunes or Ripples が発生している。低水路法線の後退はほとんどない。

◀ 9.5 K 右岸から上流を望む

沢田橋



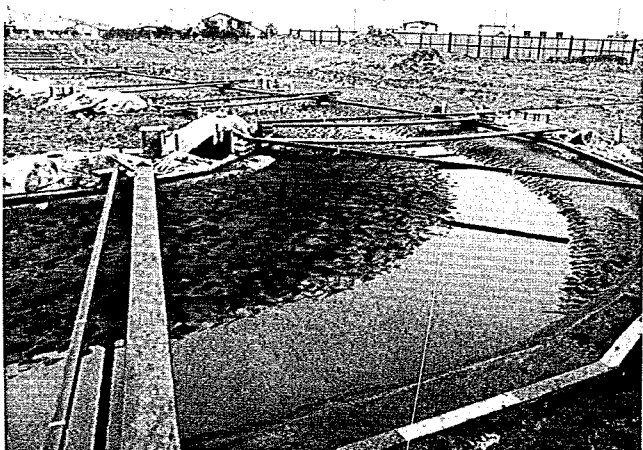
実験ケースA-2 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

洪水の主流部が右岸側に片寄っているため、右岸側高水敷が完全に流失してしまい、その部分が洗掘を受けている。

とくに、1.05 K 附近わん曲部の下流右岸側（わん曲部の外岸側）の洗掘が著しい。

河道内には Ripples or Dunes が発生している。

◀ 9.5 K 右岸から上流を望む



7.5 K

米田地点のわん曲部の洗掘状況

わん曲部右岸側に Point Bar が生じている。流れはわん曲部の外岸側を激しく洗掘している。

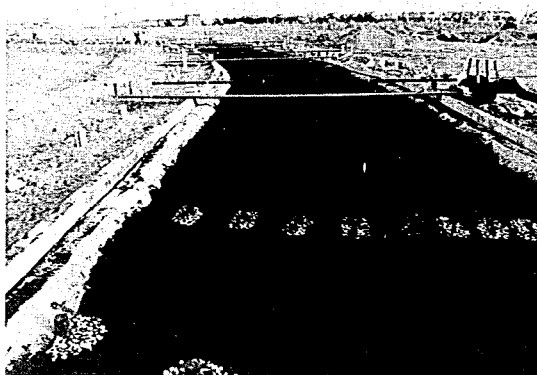
◀ 7.0 K 左岸から上流を望む

低水路法線形状第1案 — 2時間通水後の河床状態 —

低水路法線形状……………センターライン方式

低水路巾……………100 m(案)

保護工……………無

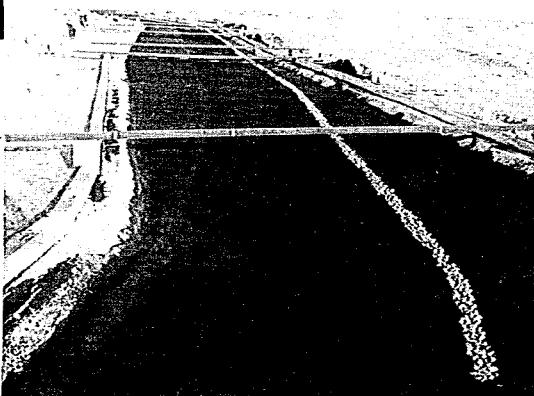


12.0 K

山陽本線

低水路法線形状は左岸堤防沿いとした。
橋脚周辺には3~4号砕石による保護工を設置した。

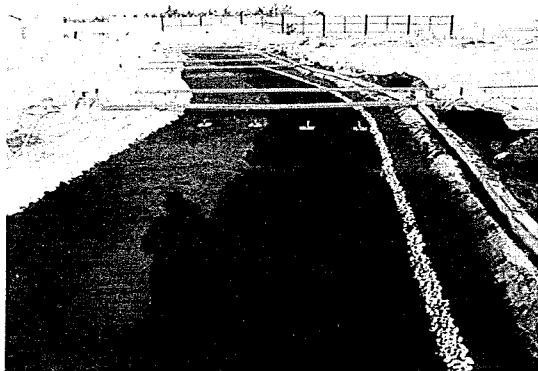
◀ 12.5 K から下流を望む



前回の実験でも明らかになったように、
10.5 K 附近のわん曲部より米田地点のわ
ん曲部までは洪水の主流部が右岸堤防沿い
にあるため、10.5 K 附近のわん曲部より
下流では右岸沿いに低水路法線を設定した。
さらに、この区間の右岸低水路法面には保護
工を設置した。

10.5 K

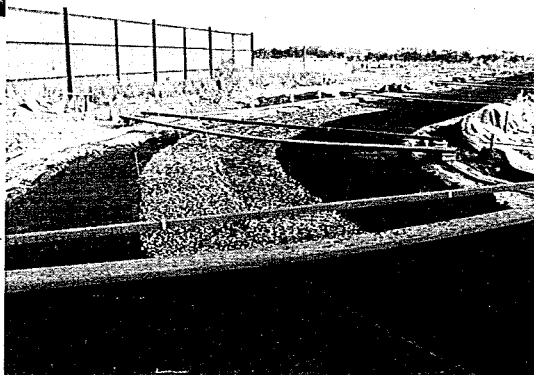
10.8 K 付近から下流を望む ▶



9.0 K

今谷橋

◀ 9.5 K から下流を望む



7.0 K

7.25 K

米田地点のわん曲部外岸側の高水敷上及
び低水路内に巾50mの保護工を設置した。
米田地点より下流部の低水路法線形状は
センターライン方式とした。

7.4 K 左岸から下流を望む ▶

低水路法線形状第2案——河床整形および保護工の設置状況——（低水路巾100m案）



1.0 K

実験ケースB-1 $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$

流れは低水路内を蛇行したと思われる。砂礫堆が観察され、一部右岸高水敷上に荒廃箇所がみられる。

◀ 1.0 Kから下流を望む

実験ケースB-2 $Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$

左右岸の高水敷上及び低水路内の河床形態は次のように区別される。

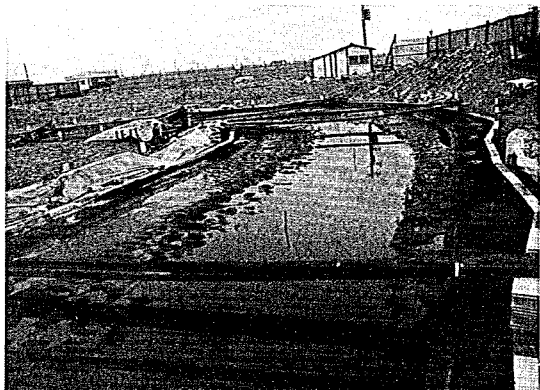
右岸高水敷上	Ripples and Dunes
左岸高水敷上	Flat and Dunes
低水路内右岸沿い	Dunes or Ripples (大)
低水路内左岸沿い	" (小)

河床形態は河床面に働く掃流力の強さを示すひとつの指標と考えられる。通常、掃流力が増加するにつれて河床形態は Flat → Ripple → Dune へと移行するとされている。

1.0 Kから下流を望む ▶



1.0 K



6.5 K

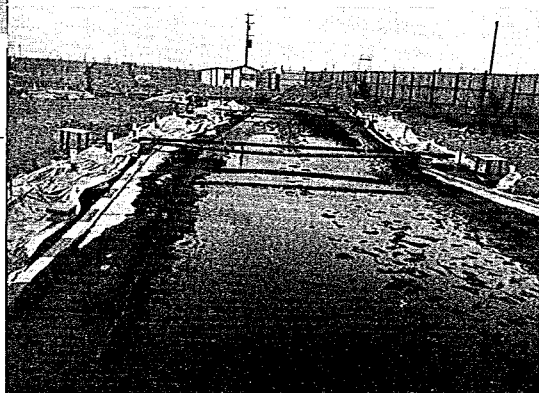
米田地点わん曲部では左岸高水敷上の堤防前面が保護されていないため、著しい洗掘を受けている。また、このわん曲部の下流右岸側に Point Bar が生じている。

◀ 6.5 Kから上流を望む

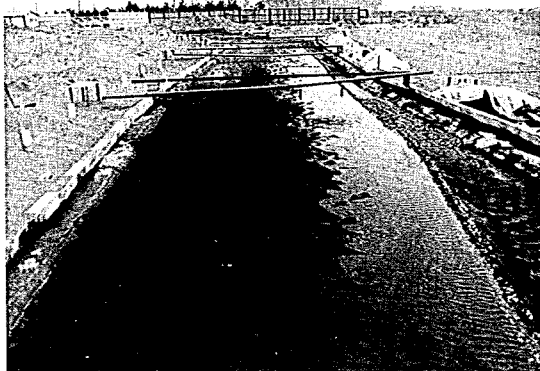
6.0 K

米田地点のわん曲部からの水はね効果によって、そこより下流部では顕著な蛇行現象がみられる。

5.5 Kから上流を望む ▶



— 2 時間通水後の河床状態 —



10.0 K

洪水の主流は完全に右岸低水路内に集中している。

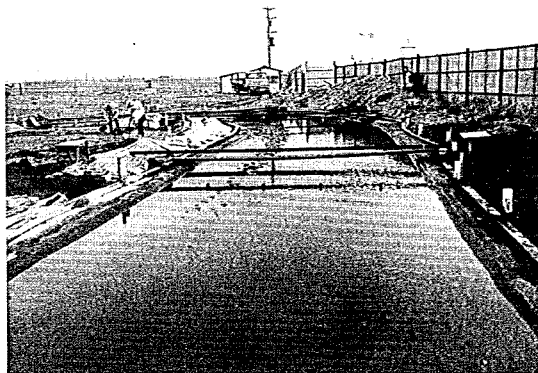
◀ 10.5 K から下流を望む



7.0 K

米田地点わん曲部の下流右岸側に Point Bar が馬の背状に発達している。

7.25 K から下流を望む ▶

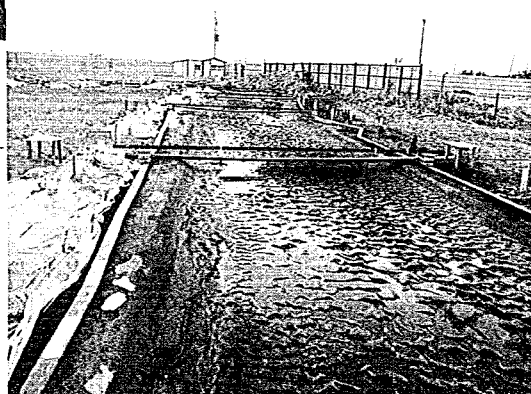


6.5 K

海吉橋

依然、左岸高水敷上の堤防沿いが洗掘を受けている。

◀ 6.0 K から上流を望む



5.5 K

米田地点わん曲部より下流部において周期的な砂礫堆の発生が認められる。

5.0 K から上流を望む ▶

実験ケース B-3 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

— 2 時間通水後の河床状態 —

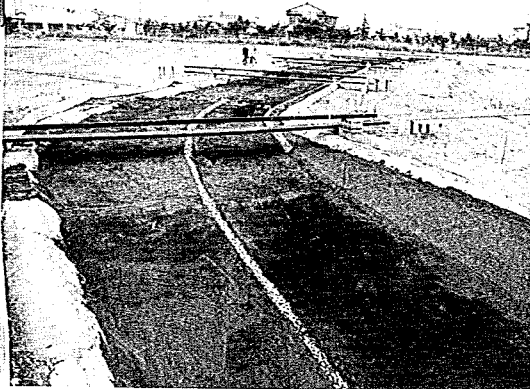


山陽本線

新幹線

橋脚周辺の保護工

◀ 12.5 Kから下流を望む



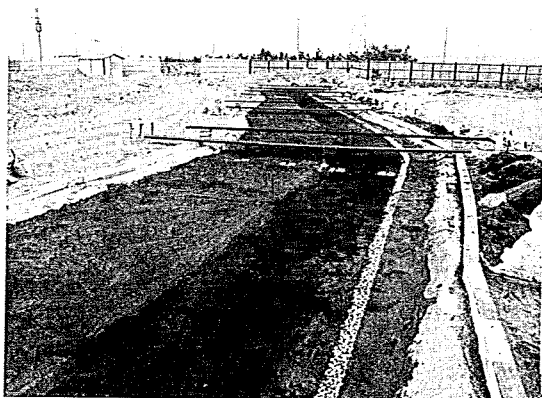
百間川橋

10.5 K

10.5 K附近わん曲部の低水路法線形状と保護工の設置状況

ここより下流に向かって徐々に低水路法線形状を右岸沿いとしている。

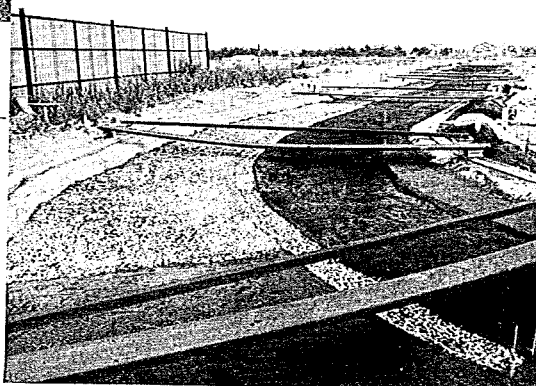
10.0 Kから上流を望む ▶



9.0 K

10.5 K 附近わん曲部と米田地点わん曲部間の低水路法線形状と保護法の設置状況
低水路法面の保護は右岸側についてのみ実施している。

◀ 9.5 Kから下流を望む



7.0 K

米田地点わん曲部の状況

前回の実験で左岸高水敷の堤防沿いの洗掘が著しかったため、高水敷上全面を保護した。

7.5 Kから下流を望む ▶

低水路法線形状第3案 — 低水路法線形状及び保護工の設置状況 —

(低水路巾80 m案)

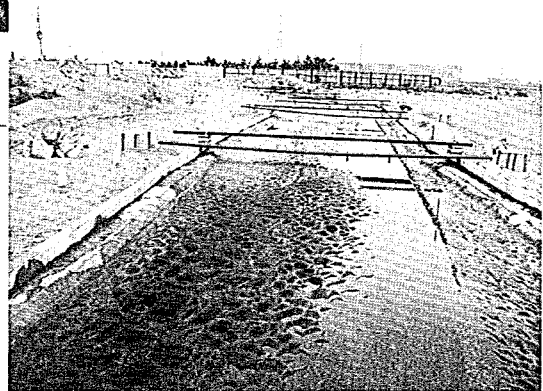


120K

山陽本線

低水路内及び高水敷上は整形時の河道をかなりよく維持している。

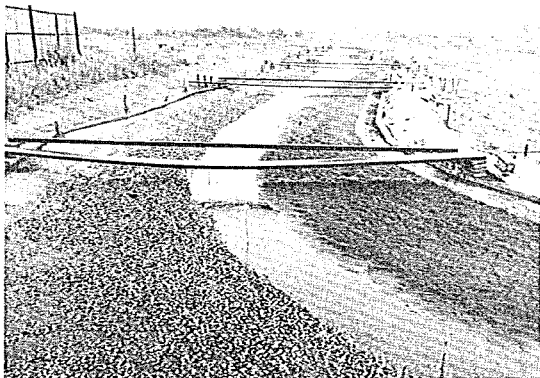
◀ 12.5 Kから下流を望む



10.0K

流れは低水路内右岸沿いを流下しており、その部分が洗掘されている。
右岸高水敷上はかなりよく維持されている。

10.5 Kから下流を望む ▶

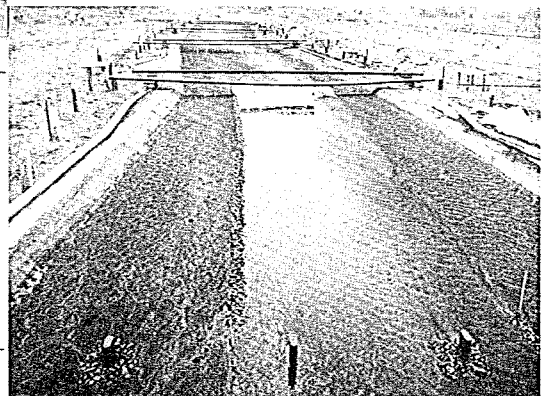


7.0K

洪水の主流は低水路内左岸寄りであるが、その最大洗掘範囲は以前に比べかなり小さくなっている。

左岸高水敷上は十分維持されている。右岸高水敷上には多少の堆積現象が認められる。

◀ 7.25 Kから下流を望む



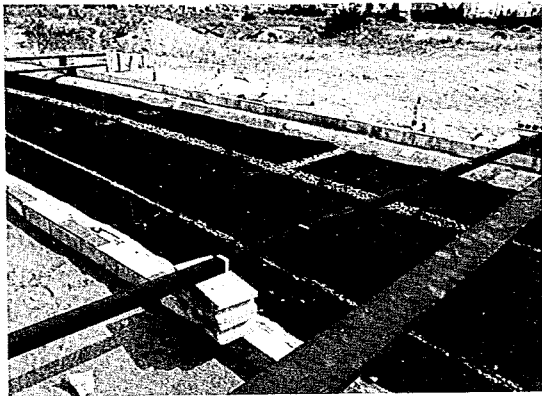
6.0K

米田地点わん曲部より下流では明確な砂礫堆が観察される。

6.5 Kから下流を望む ▶

海吉橋

実験ケース C-1 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ — 通水後の河床状況 —



11.5K

12.0~11.0K附近右岸高水敷の床止めと
するために、11.9Kと11.4Kの右岸高水敷
上に帯工（巾10m）の設置を試みた。

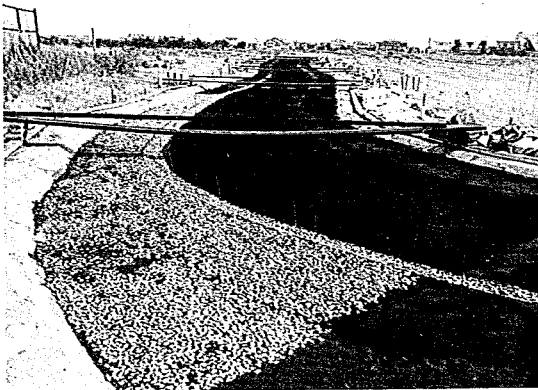
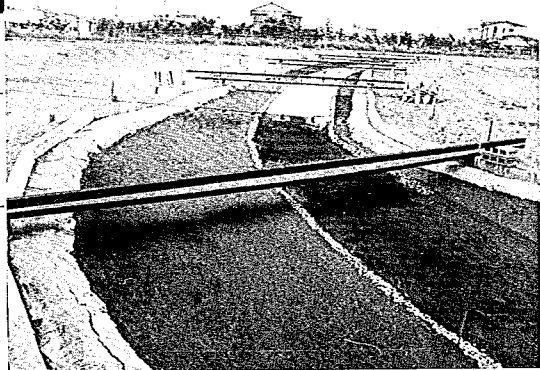


百間川橋

10.5K

10.5K附近わん曲部の低水路法線形状
と保護工の敷設状況

10.2Kから上流を望む ▶



7.0K

米田地点わん曲部の低水路法線形状と保
護工の設置状況

◀ 7.0Kから下流を望む

5.5K

米田地点わん曲部下流の低水路法線形状
と保護工の設置状況

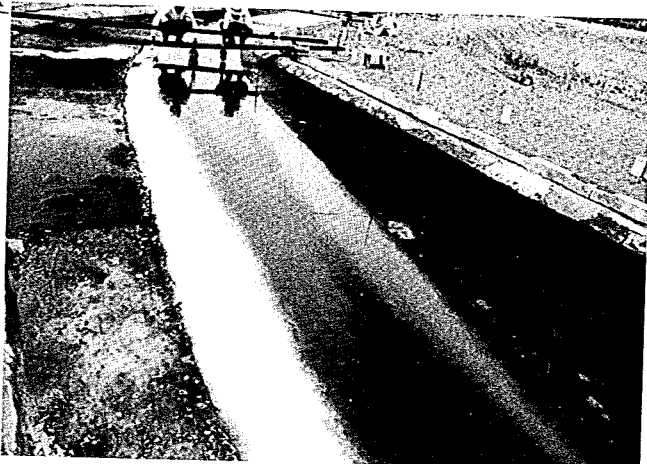
5.2~4.2K低水路左岸法面に保護工を
設置した。

6.0Kから下流を望む ▶



低水路法線形状第4案 —— 河床整形及び保護工の設置状況 ——
（低水路巾80m案）

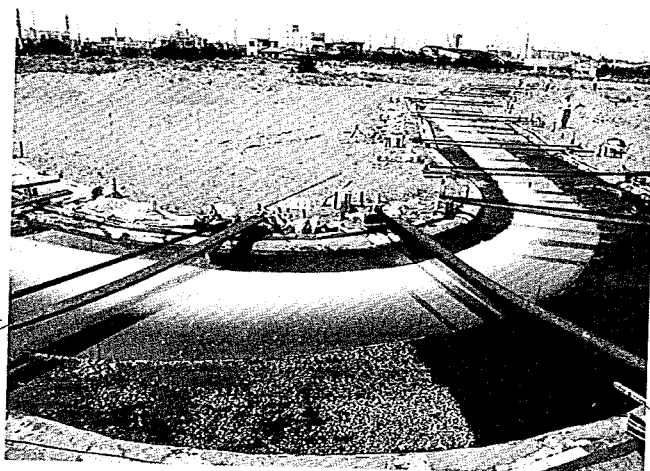
10.5 K



通水中

10.5 K 附近わん曲部下流の流況
流れは低水路内を流下し、その流況は低水路法線形状に沿っている。
◀ 10.0 K から上流を望む

7.0 K



7.5 K

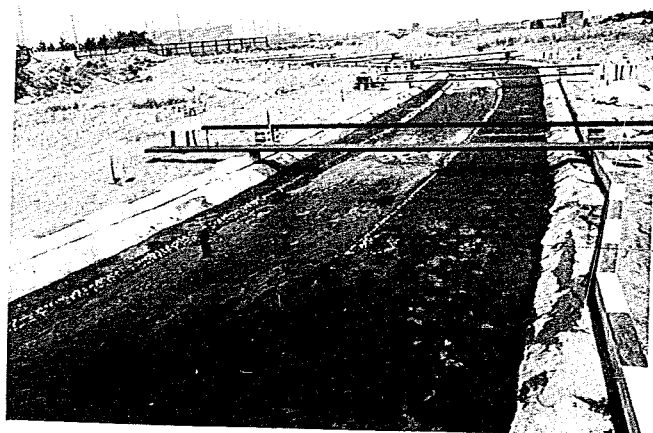
7.25 K

通水中

米田地点わん曲部の流況
低水路内のみを流下している。
◀ 米田地点わん曲部を左岸から望む

11.5 K

原尾島橋

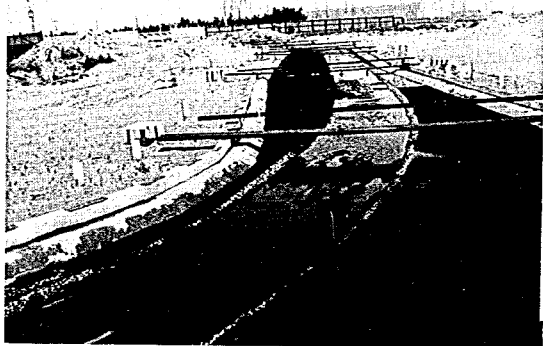


通水後の河床状況

低水路内の洗掘は小さく、法面の洗掘後退は全くない。
◀ 12.0 K から下流を望む

実験ケース C-2 $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots(1)$

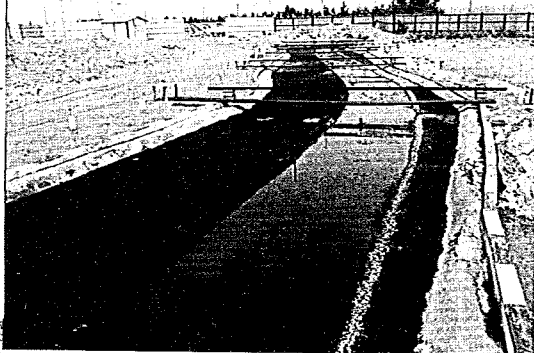
—— 通水中の流況と通水後の河床状況 ——



10.5 K

前の写真と同様に低水路内の荒廃度合は小さい。

◀ 11.0 Kから下流を望む



9.0 K

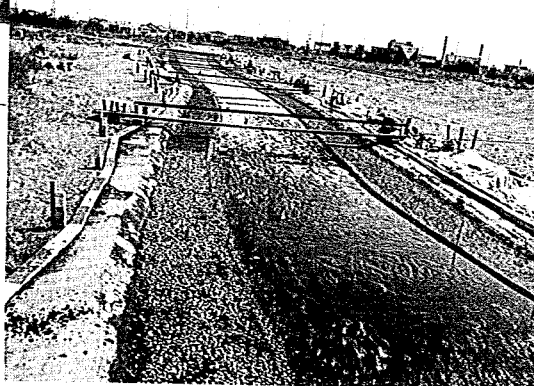
河床整形時と比べほとんど変化がない。

9.5 Kから下流を望む ▶



7.0 K

◀ 7.25 Kから下流を望む

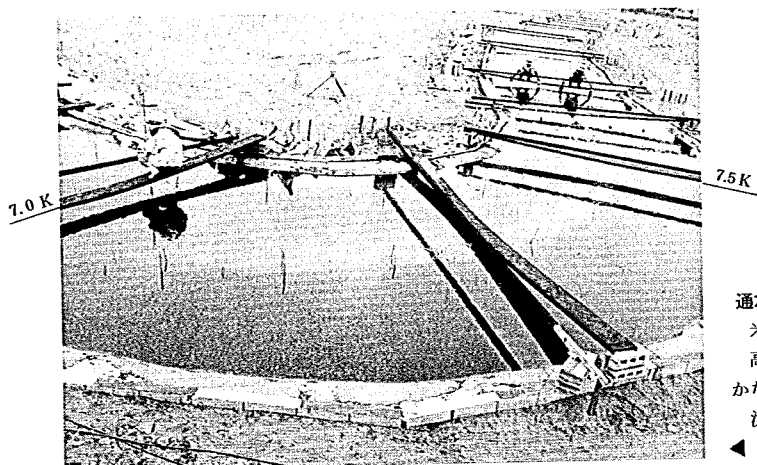


6.5 K

6.5 K附近低水路内には多少荒廃しているところがみられるが、やはり河床整形時とほとんど同じ状態にある。

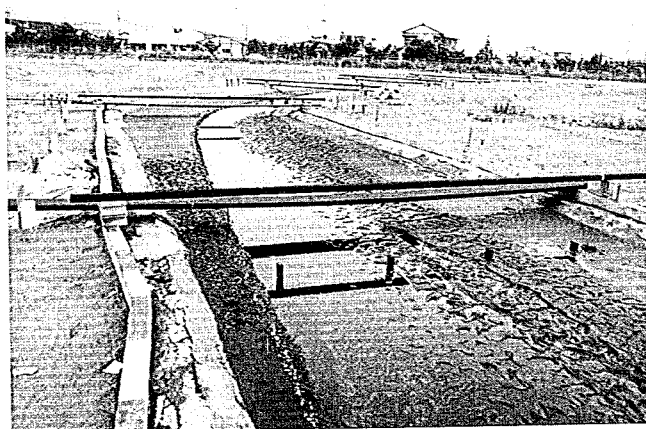
7.0 Kから下流を望む ▶

実験ケース C-2 $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots(2)$



通水中

米田地点わん曲部の流況
 高水敷上の流速は低水路内の流速に比べ
 かなり遅いようである。
 洪水の主流は低水路内にある。
 ◀ 左岸から大曲りを望む



通水後の河床状況

高水敷上は保護工等の設置によりかなり
 よく維持されているが、左岸高水敷上は若
 干荒廃している。
 ◀ 9.6 Kから上流を望む



流れは低水路内右岸寄りとなっている。
 左右岸の高水敷上は十分維持されている。
 低水路内には河床波 (Ripples) が発
 生している。
 ◀ 8.5 Kから上流を望む

実験ケース C-4 $Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots(1)$

—— 通水中および通水後の河床状況 ——

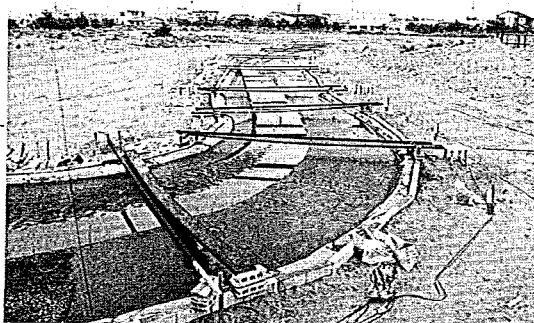


8.5K

7.75K

低水路内に砂礫堆が観察され、主流の一部は途中より低水路内左岸寄りを流れたものと推察される。

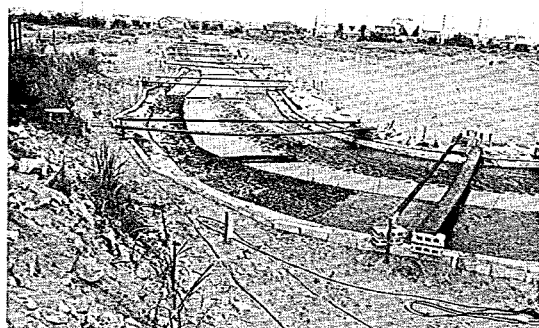
◀ 7.5 Kから上流を望む



7.5K

米田地点わん曲部への流入状況は低水路内やや左岸寄りと判断される。

左岸から上流を望む ▶



7.0K

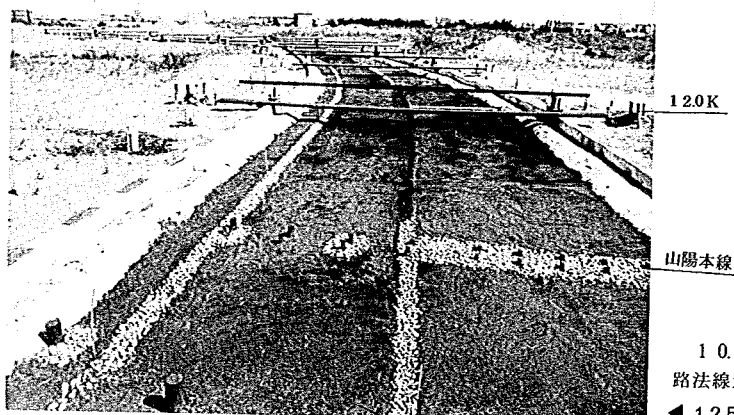
米田地点わん曲部下流の低水路内右岸側には、馬の背状に砂堆が発達している。流れの主流は低水路内左岸寄りにある。

◀ 左岸から下流を望む

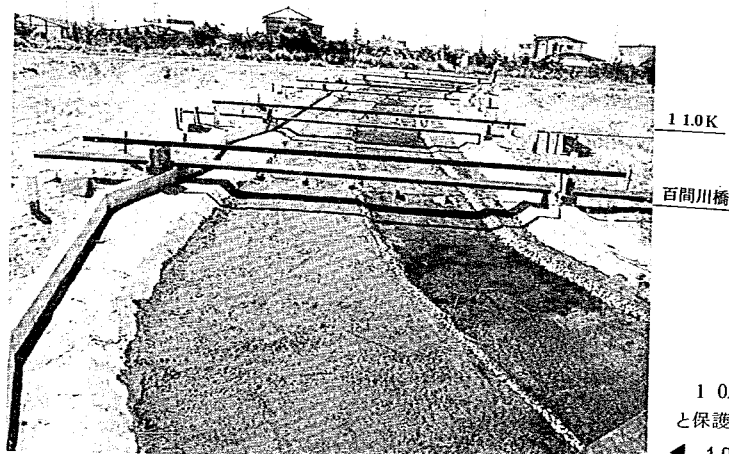


米田地点のわん曲部の低水路内には Ripples が生じている。
また、右岸高水敷上は多少荒廃している。
6.5 Kから上流を望む ▶

実験ケース C-4 $Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s} \cdots \cdots (2)$



1 0.5 K 附近わん曲部より上流部の低水路法線形状は左岸堤防寄りとした。
 ◀ 12.5 K から下流を望む

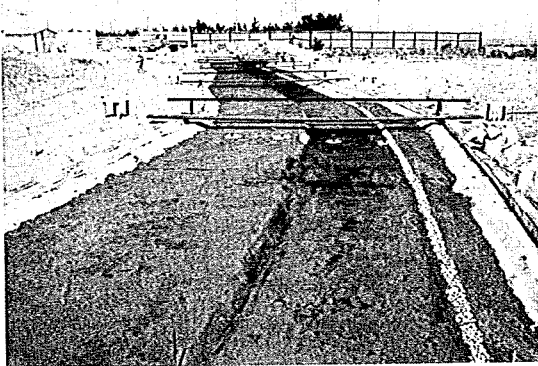


1 0.5 K 附近わん曲部の低水路法線形状と保護工の設置状況
 ◀ 10.5 K から上流を望む



1 0.5 K 附近わん曲部より下流の低水路法線形状と保護工の設置状況
 ▶ 9.8 K から上流を望む

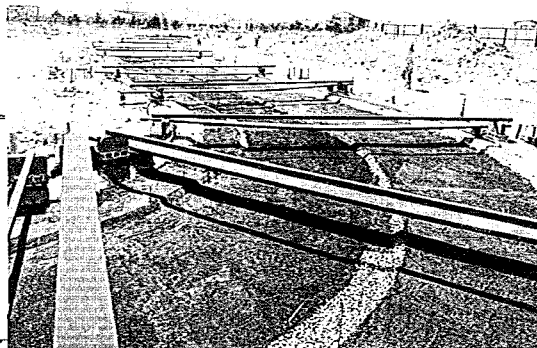
低水路法線形状第 5 案……(1) —— 河床整形および保護工の設置状況 ——
 (低水路巾 80 m 案)



9.0K

低水路右岸法面の保護状況
低水路法線形状は洪水主流部流線方式と
している。

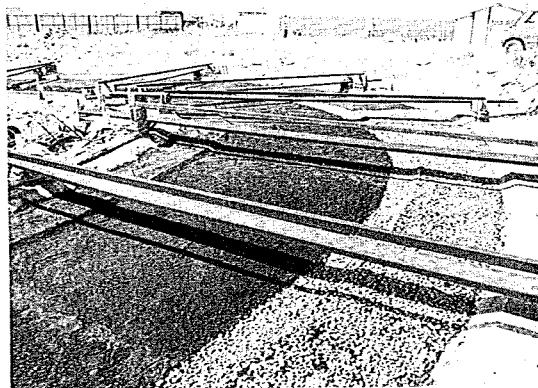
◀ 9.5 Kから下流を望む



7.5 K
7.3 K

米田地点わん曲部の低水路法線形状と保
護工の設置状況

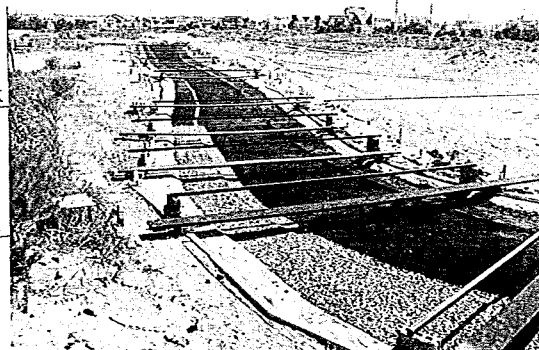
7.5 Kから上流を望む ▶



7.0 K

6.85 K

◀ 6.7 Kから上流を望む



6.5 K

7.0 K

米田地点わん曲部より下流部の低水路法
線形状と保護工の設置状況

センターライン方式

米田地点わん曲部左岸から下流部を望む ▶

低水路法線形状第5案……(2)



11.5K

藤原橋

河道全体（低水路及び高水敷）に
Ripplesが発生している。
極端な深掘れ箇所はない。
◀ 11.0Kから上流を望む



10.25K

10.5K附近わん曲部の下流右岸高水敷
の保護工の設置されていない地点に多少の
洗掘がみられる。わん曲部の下流左岸高水
敷上には若干の堆積がある。
◀ 10.0Kから上流を望む



9.5K

洪水の主流部は低水路内右岸寄りにある。
河道全体にRipples or Dunesが形
成されている。
◀ 10.0Kから下流を望む

実験ケースC-6 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ — 通水後の河床状況(1) —



8.5 K

9.0 K

米田地点わん曲部の左岸高水敷上はほとんど荒廃していない。また、上流の左岸高水敷上には Dunes or Ripples が発生している。

8.0 K 附近より下流では低水路右岸沿いにあった流れが、低水路内左岸寄りへと移行している。

わん曲部左岸から上流を望む ▶



6.5 K

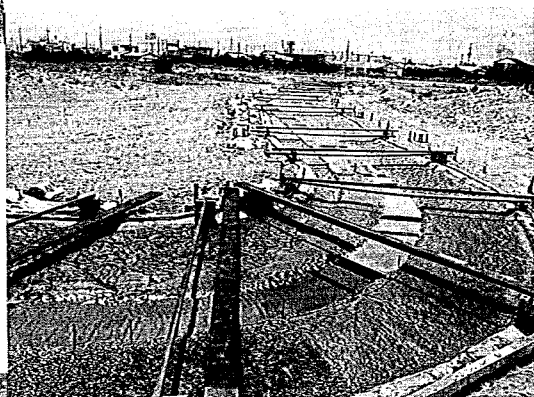
米田地点わん曲部より下流の河床状況。砂礫堆の発達に伴う低水路法面の水衝部と保護工の設置箇所が一致している。

左岸から下流を望む ▶

7.0 K

9.0 K 附近わん曲部下流の低水路内右岸沿いに多少の深掘れ部が観察される。一方、左岸側では堆積傾向にある。

◀ 9.2 K から下流を望む



米田地点わん曲部の低水路内における深掘れ状況

◀ 7.5 K から下流を望む



— 通水後の河床状況……(2)—

第3編 分流点構造に関する模型実験

第1章 分流点構造の概要と実験目的

1.1 分流点構造の概要

百間川分水路の呑口部は旭川12.2km地点左岸側にあり、越流堰は前後の堤防よりも幾分低く、「一の洗手」と呼ばれている。旭川の洪水水位がこの洗手の高さを超えると分流する。そして、「一の洗手」の下流に位置する「二の洗手」によって、流路は百間川分水路方向に曲げられている。

開削当時は、「二の洗手」のさらに下流（原尾島地先）に、「三の洗手」を設けていたが、明治25年の水害のさい決潰し、現存しない。この方法は、「三段方式の洗手の設置」[※]と呼ばれるもので、重層的な洪水調節を図ったところにこの方式の特徴がある（図3-1）。

現在の分流点附近の平面図を図3-2に示す。本川には三延樋堰、明星川堰等の斜め堰の他、一の洗手上流部に中原の遊水池を有し、その周辺は非常に複雑な形状をしている。

昭和50年度測量による各堰の天端高は次のとおりである。

- 三延樋堰 : T.P. 5.16 m
- 明星川堰 : T.P. 5.18 m
- 一の洗手 : T.P. 7.29 m
- 二の洗手 : T.P. 6.88 m
- 背割堤 : T.P. 8.30~8.80 m

1.2 実験目的

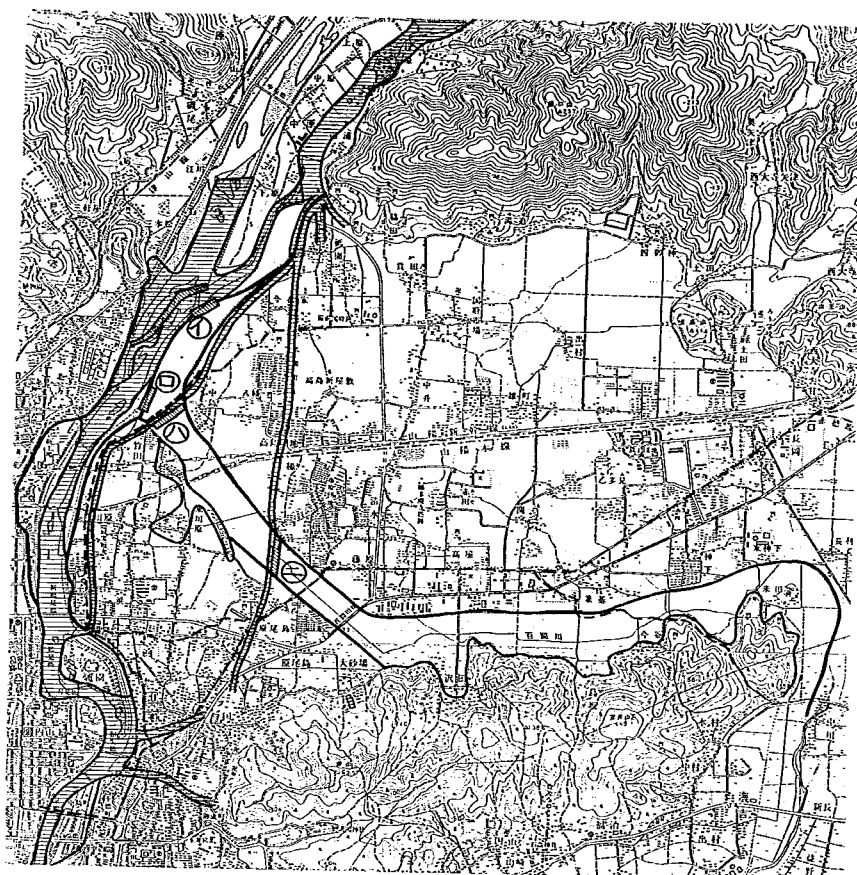
現状の分流点構造では目標とする計画分流比を得ることが困難なため、分流点構造について見直す必要があった。

模型実験では越流堰（一の洗手）の位置や越流巾等の平面形状及び越流天端高を数種設定し、計画分流可能な越流堰案を見い出そうとした。ここでは分流方法を、「できるだけ現状の分流機構を尊重し、計画分流比が得られるような越流堰の形状を検討する」ということを基本方針として実験を進めていった。

第2章 模型と実験ケース

旭川を7.0~14.0km、百間川分水路については11.6kmより旭川との分流点までを模型範囲とした、縮尺1/50のモルタル製固定床模型である。模型製作は昭和47年9月測量の横断図

※ 参考文献「百間川の歴史」 岡山河川工事事務所 昭和53年1月



水部 洗堤 道路

図 3-1 貞享の百間川工事の復元

に基づいて行い、複雑な平面形状を呈するところについてはとくに100m間隔で、他の区間は200m間隔で製作した。また、分流点附近(11.2~12.5km)は昭和50年度測量の横断面に基づき50m間隔の断面を設定した。

河道内には、山陽新幹線の橋脚はじめとして13の橋脚を木材で製作し、赤色ペイントを塗装した。また、清水堰をはじめとする各種取水堰はモルタルにより設定し、越流天端部には青色ペイントを塗った。

模型の上流端と百間川分水路の下流端には量水槽が、また、模型の下流端には下流端水位調節用ゲートが取り付けられている。

実験ケースの一覧表を表3-1に示す。

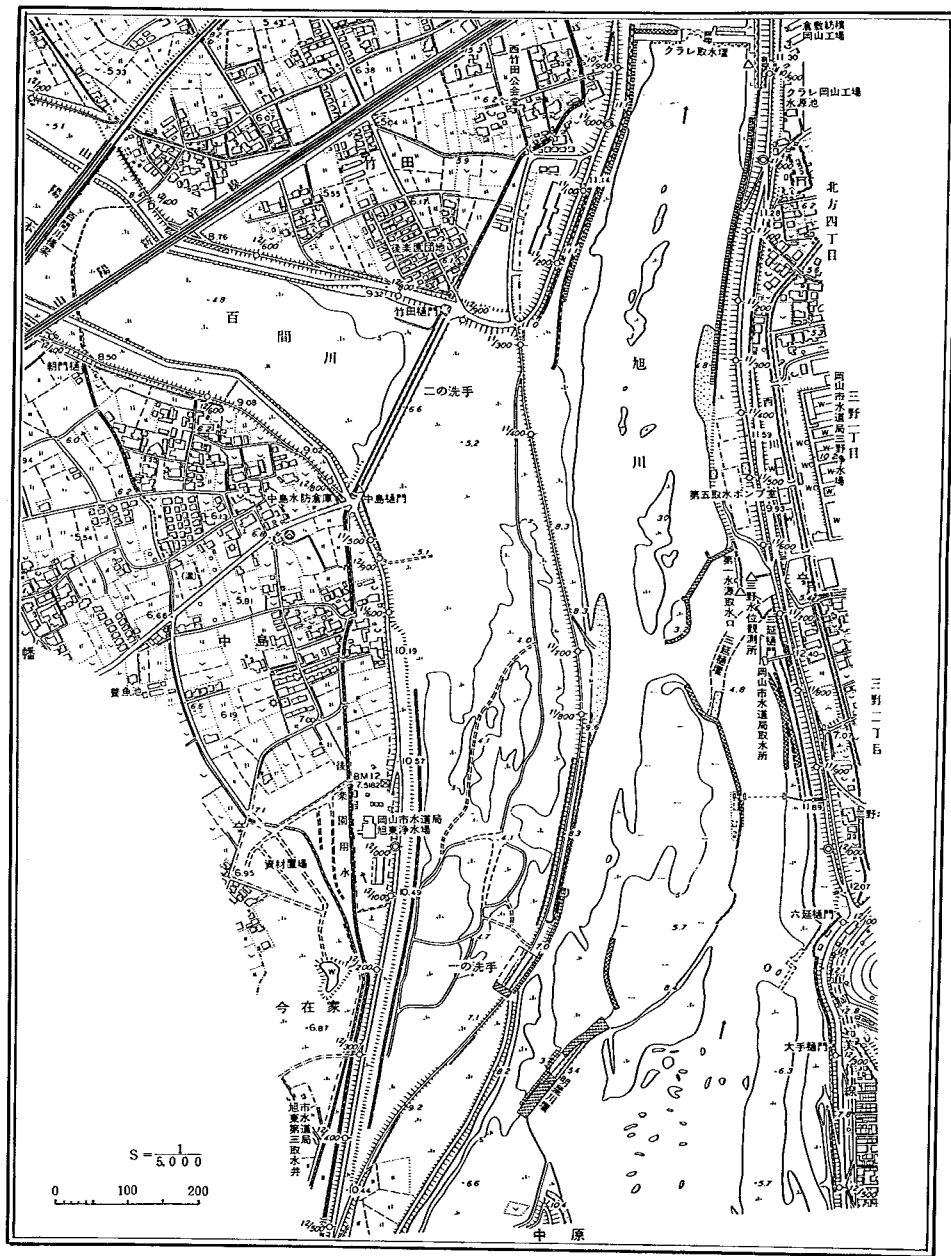


図3-2 分流点附近平面図

表 3 - 1 実験ケース一覧表

1. 検証実験

実験ケース	流量 Q (m^3/s)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	1,790	—	昭和44年7年洪水
2	2,370	60	昭和47年6年 "
3	2,610	138	昭和46年7年 "
4	4,050	625	昭和47年7年 "
5	1,870	—	昭和51年9年 "

2. 現況実験

実験ケース	流量 Q (m^3/s)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	500	—	旭 川) 現況河道 百間川)
2	1,000	—	
3	2,000	—	
4	3,000	286	
5	4,000	576	
6	5,000	1,029	
7	6,000	1,345	
8	7,500	2,050	

3. 計画分流実験 (A) 斜め堰の場合

3.1 計画分流可能な堰高と越流巾の検討

旭 川 現況河道

百間川 計画河道 (可道条件(a))

3.1.1 $H = T.P. 7.29m$ (現高) の場合

実験ケース		越流巾 B (m)	流量 Q (m^3/s)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	1	1 4 0	3,000	300	
	2		4,000	610	
	3		5,000	960	
	4		6,000	1,275	
2	1	200	5,000	1,090	
	2		6,000	1,540	
3	1	250	3,000	321	
	2		4,000	740	
	3		5,000	1,140	
	4		6,000	1,600	
4	1	350	5,000	1,240	
	2		6,000	1,715	
5		分流開始流量 $Q_0 = 1,970 \text{ m}^3/\text{s}$			

3.1.2 $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$ (現高マイナス1.0 m) の場合

実験ケース		越流幅 $B(\text{m})$	流量 $Q (\text{m}^3/\text{s})$	分流量 $Q' (\text{m}^3/\text{s})$	摘 要
1	1	1 4 0	1,0 0 0	—	
	2		3,0 0 0	5 5 0	
	3		5,0 0 0	1,2 1 0	
	4		6,0 0 0	1,5 8 0	
2	1	2 0 0	5,0 0 0	1,3 7 0	
	2		6,0 0 0	1,8 4 0	
3	1	2 5 0	2,0 0 0	1 2 7	
	2		3,0 0 0	6 2 0	
	3		5,0 0 0	1,3 9 0	
	4		6,0 0 0	1,8 5 0	
4	1	3 0 0	5,0 0 0	1,3 9 0	
	2		6,0 0 0	1,8 5 0	
5		分流開始流量 $Q_0 = 1, 2\ 4\ 0\ \text{m}^3/\text{s}$			

3.1.3 $H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$ (現高マイナス2.0 m) の場合

($Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

実験ケース	越流幅 $B(\text{m})$	分流量 $Q' (\text{m}^3/\text{s})$	摘 要
1	161	2,000	
2	174	2,035	
3	200	2,040	
4	250	2,040	

3.1.4 $H = \text{T.P. } 3.26 \sim 3.40 \text{ m}$ (越流堰を撤去) の場合

($Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

実験ケース	越流幅 $B(\text{m})$	分流量 $Q' (\text{m}^3/\text{s})$	摘 要
1	150	2,017	
2	170	2,098	
3	190	2,124	
4	210	2,150	
5	230	2,150	
6	250	2,150	
7	280	2,137	
8	300	2,129	
9	320	2,124	
10	350	2,114	
11	390	2,108	

3.2 計画分流可能な固定堰の設置および河道平面形状の検討

3.2.1 $H = T.P. 6.29m$ の場合

($Q = 6,000 m^3/s$)

実験ケース		実 験 条 件		分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	1	左岸堤防法線の修正		1,860	
	2	(法線 b)	水制設置	2,040	
	3		ゴルフ場一部締切	1,870	
2	1	左岸堤防法線の修正	$B = 140m + \alpha$	1,760	
	2	(法線 b')	$B = 160m + \alpha$	1,820	
	3		$B = 180m + \alpha$	1,860	
	4		$B = 200m + \alpha$	1,900	
	5		$B = 250m + \alpha$	1,900	
3	1	左岸堤防法線の修正		1,900	
	2	(法線 c)	百間川分水路の下流端水位を下げる	1,920	
	3		水制設置	2,020	
	4		" 下流端水位を下げる	2,040	
4	1	固定堰の設置	固定堰の高さ	1,890	
	2	(法線 a)	T.P. 4.00m	1,920	
	3		$B = 200m$ 4.50m	1,960	
	4		5.00m	2,020	
	5		$B = 140m$ 6.00m	1,280	
5	1	背割堤法線の移動	背割堤法線移動	1,960	
	2		$B = 200m$ b = 20m	2,060	
	3		40m	2,020	
	4		$B = 250m$ 20m	2,240	
			40m		

3.2.2 $H = T.P. 5.29m$ の場合

($Q = 6,000 m^3/s$)

実験ケース	実 験 条 件		分 流 量	摘 要
	越流幅 B (m)	背割堤法線移動量 b (m)	Q' (m^3/s)	
1		0	1,932	
2	140	20	1,995	
3		40	2,060	

3.3 河道条件の変更と分流量の関係 河道条件 (b)

3.3.1 越流巾と分流量の関係について

$H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m } (B = 250 \text{ m}, b = 20 \text{ m})$ の場合

($Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

実験ケース	越流幅 B (m)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	155	1,706	
2	175	1,796	
3	195	1,874	
4	214	1,921	
5	234	1,945	
6	254	1,955	
7	274	1,955	

3.3.2 通水流量と分流量の関係について

$H = 5.29 \text{ m } (B = 160 \text{ m})$ の場合

実験ケース	流量 Q (m^3/s)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	658	0	分流開始流量
2	2,000	401	
3	4,000	1,191	
4	6,000	1,997	
5	8,000	2,760	

3.4 左岸堤防の引堤およびゴルフ場形状の変更と分流量の関係について

(河道条件 (b))

越流幅 $B = 160 \text{ m}$

3.4.1 ゴルフ場形状の修正

実験ケース	越流堰高 H (T.P.m)	流量 Q (m^3/s)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	6.29	6,000	1,968	
2	5.79	6,000	2,041	
3	5.29	2,000	530	
		6,000	2,095	
4	6.02	2,000	348	
		6,000	2,010	
5		6,000	2,234	※ゴルフ場の締切

3.4.2 左岸堤防の引堤

実験ケース	越流堰高 H (TP.m)	流量 Q (m^3/s)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	1	2,000	335	
	2	6,000	1,994	
2	1	2,000	425	
	2	6,000	2,054	

3.4.3 ゴルフ場形状の変更と左岸堤防の引堤

実験ケース	越流高 H (T.P.m)	流量 Q (m^3/s)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	6.29	6,000	1,885	
2	5.79	6,000	2,064	
3	5.29	2,000	565	
		6,000	2,137	
4	6.00	2,000	378	
		6,000	1,971	
5		6,000	2,142	ゴルフ場の締切

3.5 越流堰高の上限と越流中の検討 河道条件(b)

3.5.1 $H = \text{T.P. } 6.00 \text{ m}$ の場合

3.5.1.1 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水

実験ケース	越流巾 B (m)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	135	220	
2	155	240	
3	175	242	
4	195	244	
5	215	247	

3.5.1.2 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水

実験ケース	越流巾 B (m)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	175	1,950	
	195	2,000	
	214	2,028	
	234	2,028	
2	$b = 10 \text{ m}$	2,000	ただし $B = 175 \text{ m}$

3.5.2 $H = \text{T.P. } 5.80 \text{ m}$ の場合

($Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

実験ケース	越流巾 $B(\text{m})$	分流量 $Q'(\text{m}^3/\text{s})$	摘 要
1	1	1 7 5	
	2	1 9 5	
	3	2 1 4	
2	1	$B = b = 5$	
	2	1 7 5 1 0	
		1 9 8 1	
		2 0 0 7	

3.6 切掛部に関する実験 河道条件(a)

3.6.1 $H = \text{T.P. } 7.29 \text{ m}$, $B = 350 \text{ m}$ 案について

実験ケース	切掛部巾 (m)	流量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$	分流量 $Q'(\text{m}^3/\text{s})$	摘 要
1	1	5	1,824	実験ケース末尾1の分流量は切掛部のみで流下する最大流量である。
	2		6,000	
2	1	10	2,068	
	2		6,000	
3	1	20	2,272	
	2		6,000	
			48	
			1,760	
			115	
			1,780	
			251	
			1,800	

3.6.2 $H = \text{T.P. } 6.79 \text{ m}$, $B = 250 \text{ m}$ 案について

実験ケース	切掛部巾 (m)	流量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$	分流量 $Q'(\text{m}^3/\text{s})$	摘 要
1	1	5	1,464	
	2		6,000	
2	1	10	1,582	
	2		6,000	
3	1	20	1,810	
	2		6,000	
			42	
			1,780	
			80	
			1,800	
			182	
			1,820	

3.6.3 $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$, $B = 250 \text{ m}$, $b = 20 \text{ m}$ 案について

実験ケース	切掛部巾 (m)	流量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$	分流量 $Q'(\text{m}^3/\text{s})$	摘 要
1	1	5	1,149	
	2		6,000	
2	1	10	1,158	
	2		6,000	
3	1	20	1,264	
	2		6,000	
			41	
			2,020	
			71	
			2,020	
			133	
			2,020	

3.7 計画分流可能案に関する中小洪水および異常洪水時の検討

3.7.1 $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$ の場合 ($B = 250 \text{ m}$, $b = 20 \text{ m}$
河道条件(a)

実験ケース	流量 Q (m^3/s)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	1,150	—	分流開始流量
2	2,000	295	
3	3,000	710	
4	4,000	1,110	
5	5,000	1,540	
6	6,000	2,020	
7	8,000	2,880	

3.7.2 $H = \text{T.P. } 6.00 \text{ m}$ の場合 ($B = 195 \text{ m}$
河道条件(b)

実験ケース	流量 Q (m^3/s)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	969	—	分流開始流量
2	2,000	265	
3	3,000	706	
4	4,000	1,134	
5	5,000	1,550	
6	6,000	1,989	
7	8,000	2,950	

3.7.3 $H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$ の場合 ($B = 160 \text{ m}$
河道条件(a)

実験ケース	流量 Q (m^3/s)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	620	—	分流開始流量
2	2,000	432	
3	3,000	870	
4	4,000	1,195	
5	5,000	1,540	
6	6,000	2,020	
7	8,000	2,730	

4. 計画分流通験(B) 直角堰の場合

4.1 計画分流通験可能な越流堰の検討

4.1.1 $B=175\text{ m}$ とした場合 河道条件(a)

($Q=6,000\text{ m}^3/\text{s}$)

実験ケース	越流堰の設置位置 (km)	越流堰高 $H(\text{T.P.m})$	その他	分流量 $Q'(\text{m}^3/\text{s})$	摘要
1	1	11.9		1,932	
	2			2,072	
	3		固定堰設置 $H=\text{T.P.}6.0\text{ m}$	2,186	
	4		同上でゴルフ場 一部締切	2,262	
2	1	12.1		1,950	
	2			2,000	
	3			2,082	

4.1.2 $B=120\text{ m}$ とした場合 河道条件(b)

($Q=6,000\text{ m}^3/\text{s}$)

実験ケース	越流堰高 $H(\text{T.P.m})$	分流量 $Q'(\text{m}^3/\text{s})$	摘要
1	5.30	1,836	
2	4.75	1,986	
3	4.30	2,028	

4.2 計画分流通験可能な中小洪水流量時の検討

4.2.1 $B=175\text{ m}$, $H=\text{T.P.}5.85\text{ m}$, 12.1 k に設置した場合 河道条件(a)

実験ケース	流量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$	分流量 $Q'(\text{m}^3/\text{s})$	摘要
1	946	—	分流通験開始流量
2	2,000	300	
3	3,000	690	
4	4,000	1,150	
5	5,000	1,433	
6	6,000	2,004	
7	8,000	2,900	

4.2.2 $B=120\text{ m}$, $H=\text{T.P. } 4.65\text{ m}$ の場合 河道条件(b)

実験ケース	流量 Q (m^3/s)	分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	477	—	
2	2,000	458	
3	4,000	1,150	
4	6,000	2,033	
5	8,000	2,810	

5. 各種取水堰の有無と分流量への影響

5.1 斜め堰 ($H=\text{T.P. } 6.29\text{ m}$, $B=250\text{ m}$, $D=20\text{ m}$) の場合 河道条件(a)

実験ケース		堰 名					流 量 Q (m^3/s)	分 流 量 Q' (m^3/s)	摘 要
		明星川堰	六延樋堰 三延 "	清 水 堰	ゴルフ場	クラレ堰			
1	1	○	×	○	○	○		2,015	
	2	×	○	○	○	○		2,124	
	3	×	×	○	○	○	6,000	2,098	
	4	○	○	○	○	×		1,994	
2	1	×	×	×	×	×	1,700	—	分流開始流量
	2						2,000	44	
	3						6,000	1,860	
	4						8,000	2,740	

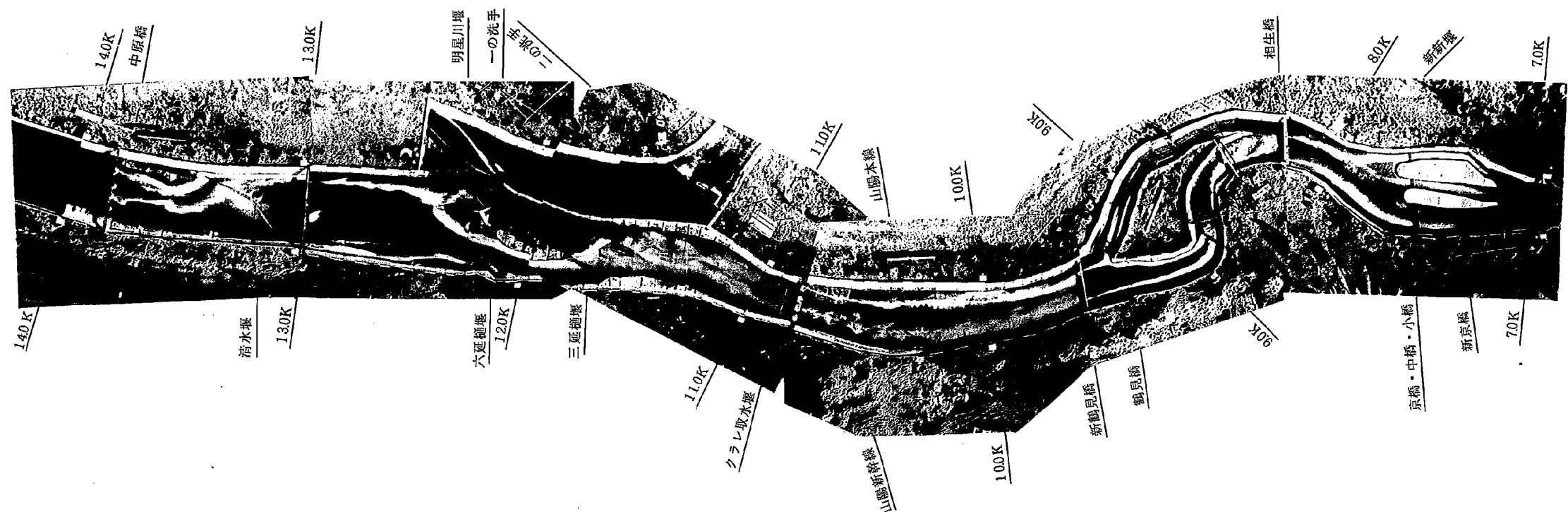
5.2 斜め堰 ($H=\text{T.P. } 5.29\text{ m}$, $B=160\text{ m}$) の場合 河道条件(a)

実験ケース		堰 名					流 量 Q (m^3/s)	分 流 量 Q' (m^3/s)	摘 要
		明星川堰	六延樋堰 三延 "	清 水 堰	ゴルフ場	クラレ堰			
1	1	○	○	×	○	○		2,020	
	2	○	×	○	○	○		1,994	
	3	×	○	○	○	○	6,000	2,184	
	4	×	×	○	○	○		2,172	
	5	○	○	○	○	×		1,942	
2	1	×	×	×	×	×	850	—	分流開始流量
	2						2,000	312	
	3						6,000	1,728	
	4						8,000	2,620	

5.3 直角堰 ($H=T.P. 5.85\text{ m}$, $B=175\text{ m}$) 河道条件(b)

実験ケース		堰 名					流 量 Q (m^3/s)	分 流 量 Q' (m^3/s)	摘 要
		明星堰川	六延樋堰 三延 "	清 水 堰	ゴルフ場	クラレ堰			
1	1	○	×	○	○	○	6,000	2,000	
	2	×	○	○	○	○		2,200	
	3	×	×	○	○	○		2,164	
	4	○	○	○	○	×		1,981	
2	1	×	×	×	×	×	1,450	—	分流開始流量
	2						2,000	160	
	3						6,000	1,796	
	4						8,000	2,720	

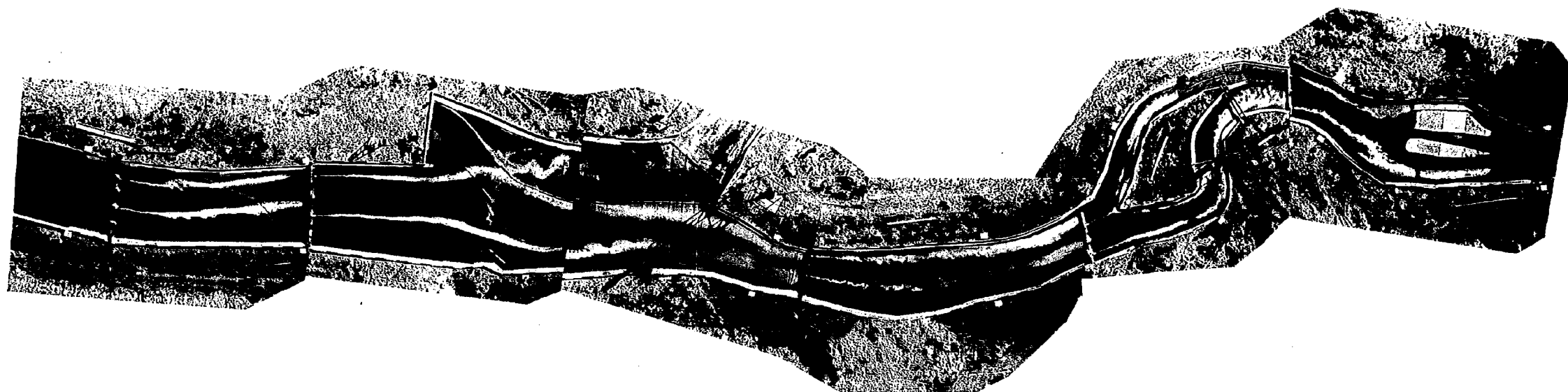
第3章 写真集〔Ⅲ〕



現況実験 写真1 実験ケース1 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ (分流無)



現況実験 写真2 実験ケース3 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ (分流開始流量)



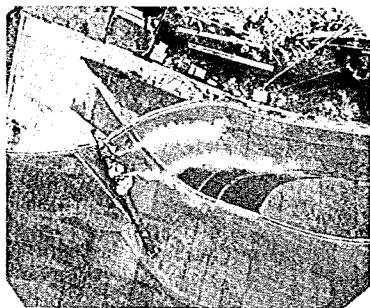
現況実験 写真3 実験ケース5 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ $Q'=576\text{m}^3/\text{s}$

一の洗手及びクラレ堰では完全越流をしている。背割堤は水面上にある。



現況実験 写真4 実験ケース7 $Q=6,000\text{m}^3/\text{s}$ (計画流量) $Q'=1,345\text{m}^3/\text{s}$

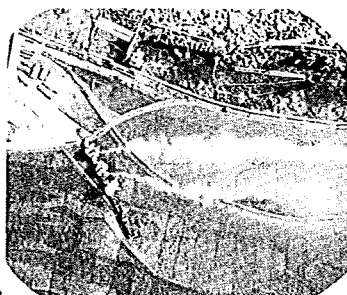
一の洗手を越えて、一旦百間川分水路に分流した流れの一部が、再び11.5K附近で旭川本川に戻る傾向が観察される。



実験ケース 1-4 $B = 140\text{ m}$

$$Q = 6,000\text{ m}^3/\text{s} \quad Q' = 1,275\text{ m}^3/\text{s}$$

百間川分水路の上流部右岸高水敷上が死水域となっている。



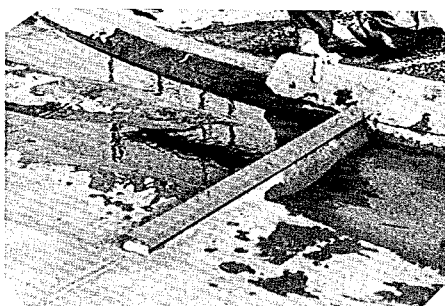
実験ケース 4-2 $B = 350\text{ m}$

$$Q = 6,000\text{ m}^3/\text{s} \quad Q' = 1,715\text{ m}^3/\text{s}$$

分流境界線が一の洗手の延長上と重なっているため、これ以上越流巾 B を広げても分流量の増加が期待できなかった。

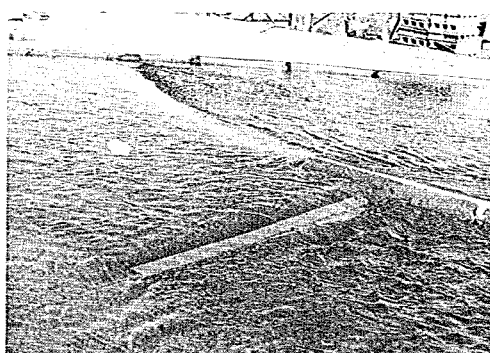
3.1 計画分流可能な堰高と越流巾の検討

3.1.1 $H = \text{T.P. } 7.29\text{ m}$ (現高) の場合



固定堰の設置状況

本川左岸 1.21 K 地点に高さの調節できる木製の固定堰を設置した。



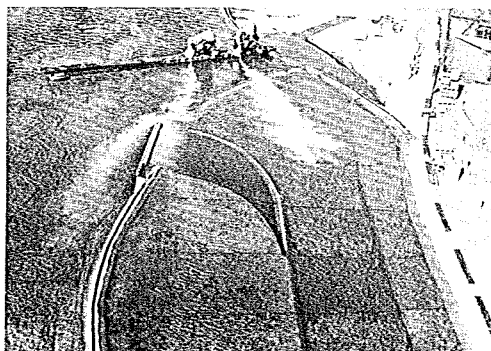
実験ケース 4-4 $B = 200\text{ m}$ 固定堰の高さ $H = \text{T.P. } 5.50\text{ m}$

$$Q = 6,000\text{ m}^3/\text{s} \quad Q' = 2,020\text{ m}^3/\text{s}$$

計画分流量を満たしている。固定堰上の流れは不完全越流である。

3.2 計画分流可能な固定堰の設置及び河道平面形状の検討

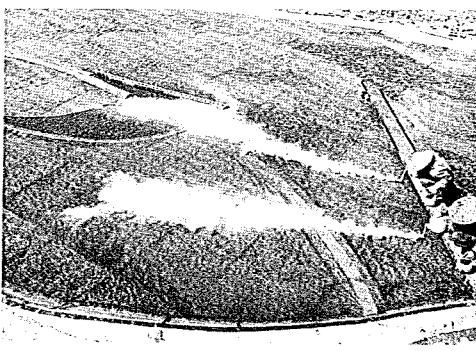
3.2.1 $H = \text{T.P. } 6.29\text{ m}$ の場合 固定堰の設置



実験ケース 5-3 $B = 250\text{ m}$ $D = 20\text{ m}$

$$Q = 6,000\text{ m}^3/\text{s} \quad Q' = 2,020\text{ m}^3/\text{s}$$

計画分流量を満たしている。



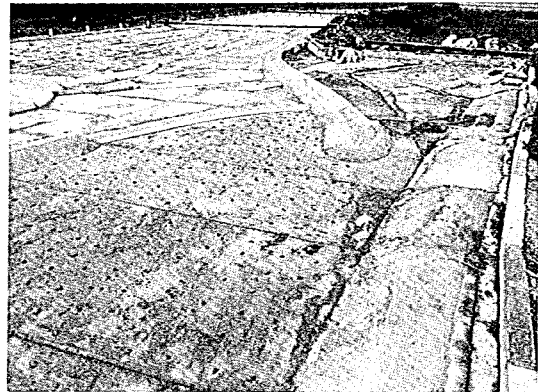
実験ケース 5-4 $B = 250\text{ m}$ $b = 40\text{ m}$

$$Q = 6,000\text{ m}^3/\text{s} \quad Q' = 2,020\text{ m}^3/\text{s}$$

背割堤法線の移動量 b が大きく、分流境界線が本川筋に寄ったため、計画分流量を大きく上回る結果となった。

3.2 計画分流可能な固定堰の設置および河道平面形状の検討

3.2.2 $H = \text{T.P. } 6.29\text{ m}$ — 背割堤法線の移動 —

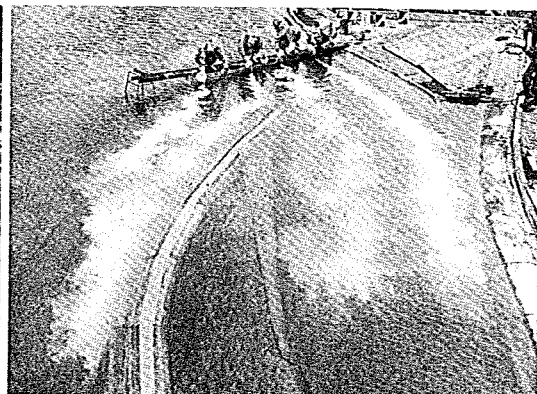


河道条件の変更状況

変更 百間川分水路の河床勾配 ($\frac{1}{2500} \Rightarrow \frac{1}{1000}$)
 百間川分水路上流部の低水路法線形状の変更
 堤防小段の設置等



実験ケース 1 $Q_0 = 802 \text{ m}^3/\text{s}$ (分流開始流量)



実験ケース 4 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 1,997 \text{ m}^3/\text{s}$

河道条件の変更に伴う分流量の増減はほとんどない。百間川分水路の低水路法線形状の変更によって、分水路上流部の主流が低水路内を流下するようになった。

3.3 河道条件の変更と分流量の関係……河道条件(b)

3.3.2 $H = \text{T. P. } 5.29 \text{ m}$ ($B = 160 \text{ m}$) の場合



実験ケース 4-1 $H = \text{T.P. } 6.02 \text{ m}$
 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 348 \text{ m}^3/\text{s}$
 ゴルフ場上流部の外周の高さをT.P.
 8.00 mとした。流量が比較的小さい場合
 は本川の流がゴルフ場によって左右岸に
 二分されるように流れる。

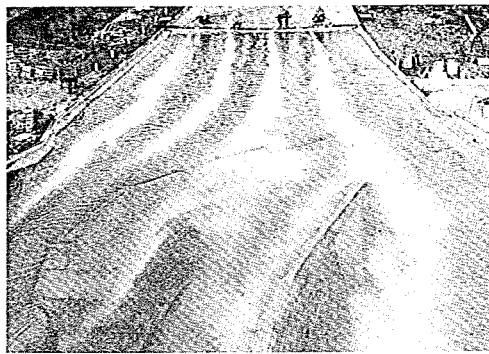
3. 4. 1 ゴルフ場形状の修正



実験ケース 5 $H = \text{T.P. } 6.02 \text{ m}$
 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 2,234 \text{ m}^3/\text{s}$
 ゴルフ場の上流部外周をコンクリートプロ
 ックにより締め切り分流量の増加を期待した。
 その結果、分流量を大きく上回った。



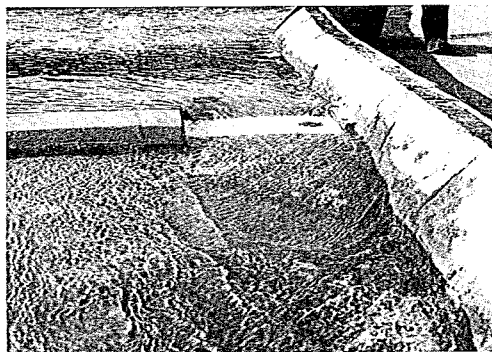
左岸堤防の引堤状況



実験ケース 2-2 $H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$
 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 2,054 \text{ m}^3/\text{s}$
 左岸堤防の引堤に伴う分流量の増加は期待できない。

3. 4. 2 左岸堤防の引堤

3. 4. 左岸堤防の引堤及びゴルフ場形状の変更と分流量の関係について……河道条件(b), $B = 160 \text{ m}$



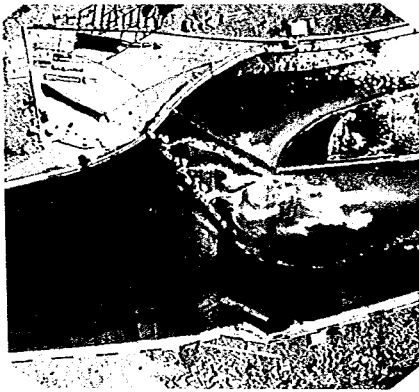
実験ケース 3-1 $Q = 1,264 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 133 \text{ m}^3/\text{s}$
 切掛部の設置状況とその流況



実験ケース 3-2 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 2,020 \text{ m}^3/\text{s}$
 切掛部を設けても分流量への影響はない。

3. 6 切掛部に関する実験 ……………河道条件(a)

3. 6. 3 $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$, $B = 250 \text{ m}$, $b' = 20 \text{ m}$ とした場合



分流点附近の流況

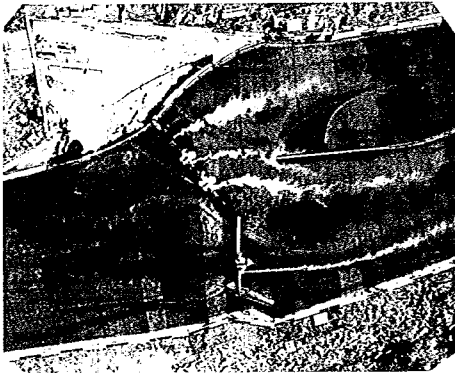
一の洗手の上流部では一の洗手に沿った流況を呈し、横越流しながら分流する。本川左岸の流れの乱れが著しい。百間川分水路内では低水路内のみ流下する。



一の洗手の越流状況

一の洗堰の右岸側は完全越流に近く、右岸側に向かうにつれて、不完全越流へと移行している。本川左岸筋（写真上）の水面は大きく波立っている。

実験ケース 2. $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 295 \text{ m}^3/\text{s}$



分流点附近の流況

流量が計画流量相当になると一の洗手に対して斜めに分流するようになり、流量が小さいときに発生した本川左岸筋の渦は観察されなくなる。

分流した流れは百間川分水路の上流部左右高水敷上に乗り上がっている。



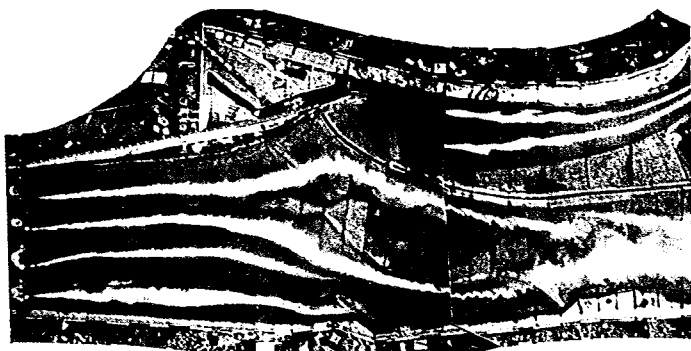
一の洗手の越流状況

一の洗手の左岸側では不完全越流し、右岸側に向かって徐々にもぐり流へと移行していく。

実験ケース 6. $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

3. 7. 計画分流可能案に関する中小洪水及び異状洪水時の検討

3. 7. 1 $H = \text{T. P. } 6.29 \text{ m}$ の場合…… ($B = 250 \text{ m}$, $b = 20 \text{ m}$, 河道条件(a))



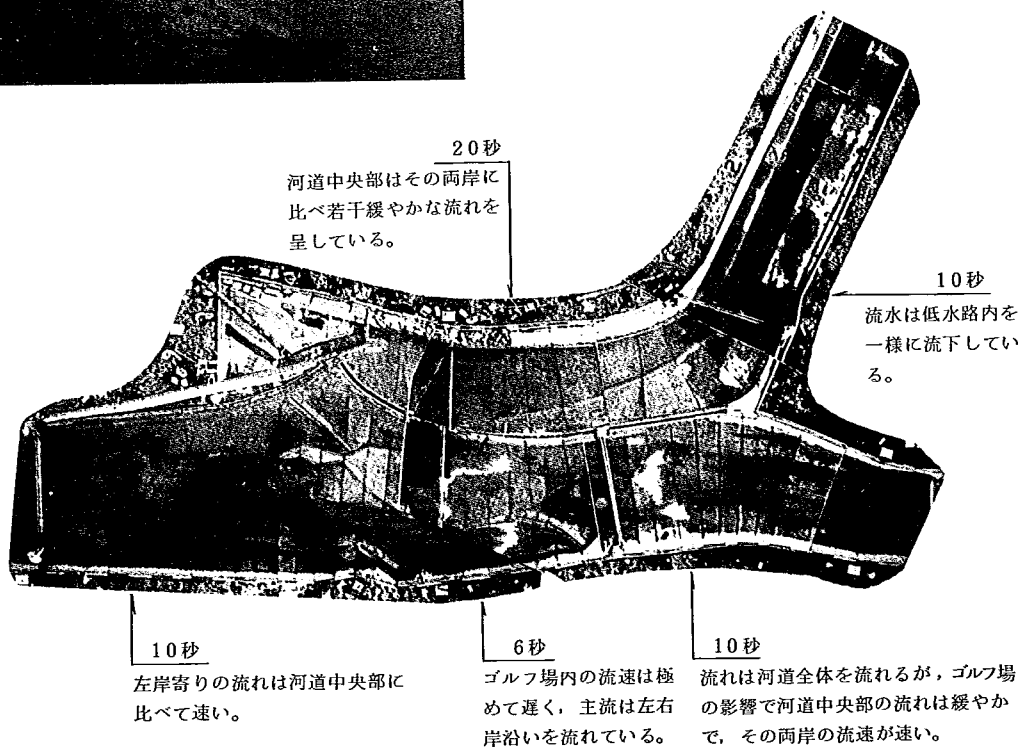
分流点附近の流況

本川最左岸寄りの白色ペイントによる流線は一の洗手を越えない。ゴルフ場への洪水の乗り上げはなく、その上流部で流れは二分され、ゴルフ場の下流部で再び合流している。

百間川分水路の流れは低水路内のみ流れ、その流況は低水路法線に沿っている。



百間川分水路の流況



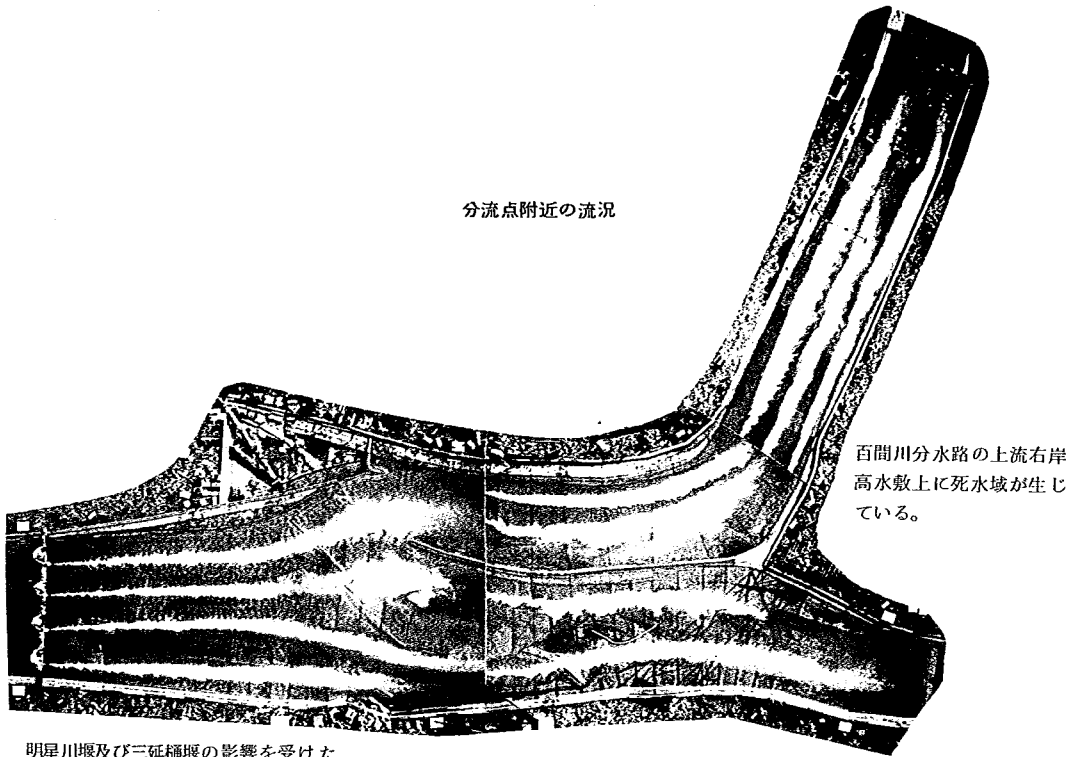
流速分布

実験ケース 2. $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 265 \text{ m}^3/\text{s}$

3. 7. 計画分流可能案に関する中小洪水および異状洪水時の検討……(1)

3. 7. 2 $H = T. P. 6.00 \text{ m}$ の場合…… $B = 195 \text{ m}$ 河道条件(b)

分流点附近の流況



百間川分水路の上流右岸
高水敷上に死水域が生じ
ている。

明星川堰及び三延樋堰の影響を受けた
流況を呈している。しかし、流量が小さい
場合に比べて流れの方向を規制する度合は小さい。

流速分布 (撮影間隔5秒)



河道全体にわたり一様な流
速分布を示している。

低水路内の流速は
高水敷上に比べて
速い。

流量が小さい
場合よりも左右
岸の流速差は小さく、
河道を一様に流下している。

ゴルフ場附近の流
況は若干乱れているが、流
量が小さい場合に比べ横断方向
の流速差は小さい。

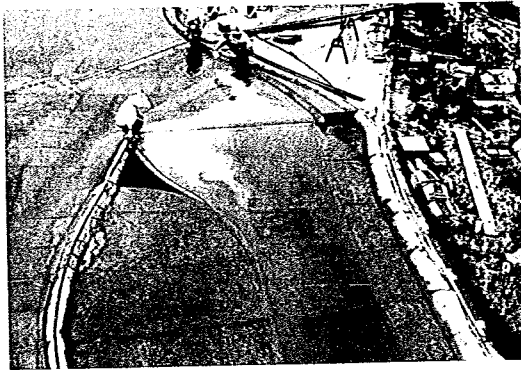
3. 7. 計画分流可能案に関する中小洪水および異常洪水時の検討……(2)

3. 7. 2. $H = T. P. 6.00 m$ の場合…… $B = 195 m$ 河道条件(b)



分流点附近の流況と百間川分水路の流速分布

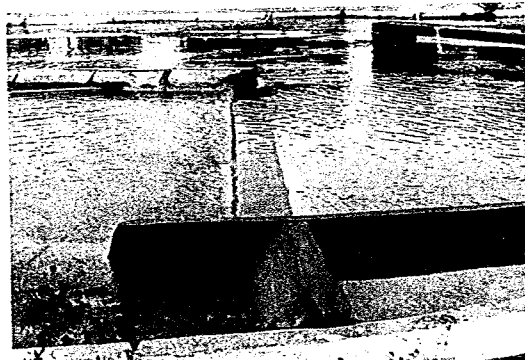
越流堰の上流部では流線が大きく曲がっている。百間川分水路では低水路内のみ流れ、流速分布は横断方向に対して一様に近い。



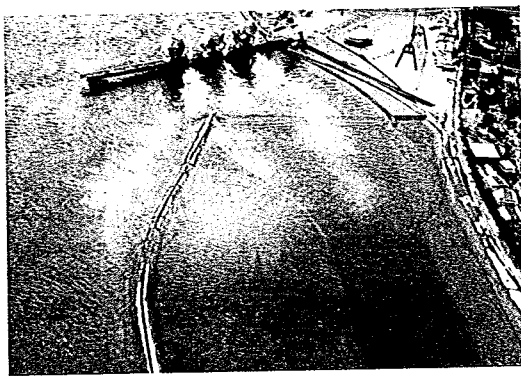
越流堰直上流の流況

越流堰左岸の流速は右岸に比べかなり緩やかである。越流堰横断方向の単位巾流量は極端に異なっている。

実験ケース2 $Q = 2,900 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 300 \text{ m}^3/\text{s}$

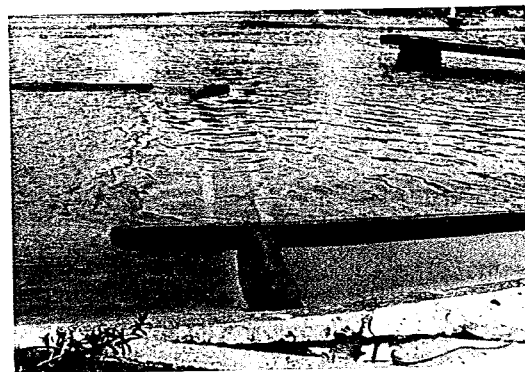


越流堰における越流状況
完全越流をしている。



越流堰近傍の流況

流量が大きくなると越流堰に対して直角に流入するようになり、単位巾流量も横断方向に一様となる。



越流堰近傍の流況
不完全越流をしている。

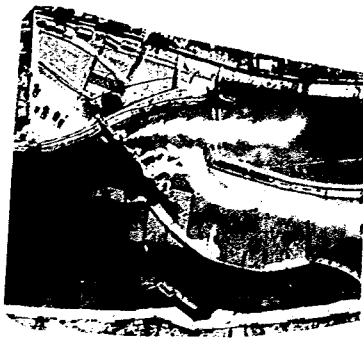
越流堰直下流の流速分布は河道全体（低水路内及び高水敷上）にわたって一様に近い。



実験ケース6 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 2,004 \text{ m}^3/\text{s}$

4.2 計画分流可能案に関する中小洪水流量の検討……直角堰

4.2.1 $B = 175 \text{ m}$, $H = \text{T. P. } 5.85 \text{ m}$ ……河道条件(a)



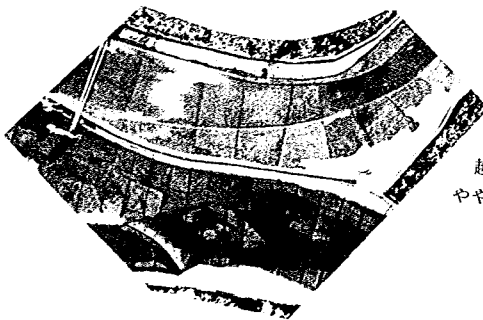
分流附近の流況

4.2.1 の $H = T.P. 585\text{ m}$ の場合に比べ、越流堰に対して直角に流入（分流）する傾向がある。



越流堰近傍の流況

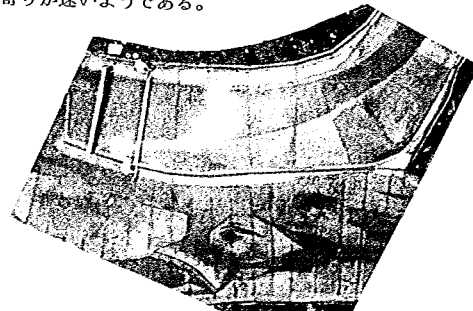
もぐり流に近い流れとなる。



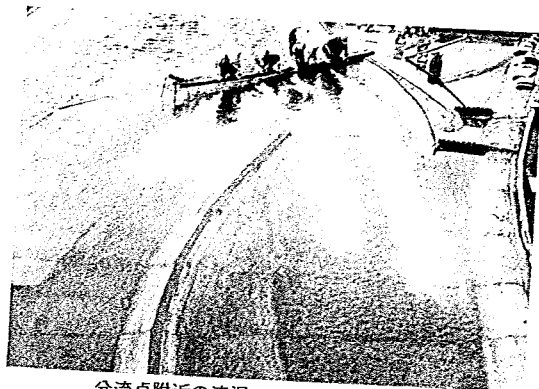
実験ケース 2 $Q = 2,000\text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 458\text{ m}^3/\text{s}$

◀ 百間川分水路の流れは若干高水敷上にも乗るが、主流は低水路内にある。

越流堰直下流低水路内の流速はやや左岸寄りが速いようである。

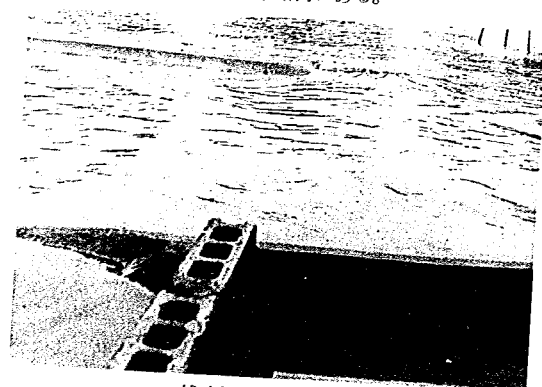


▲ 百間川分水路内の洪水主流は低水路内にある。



分流点附近の流況

越流堰に対して直角に流れ込んでいる。中原川とその合流点附近には死水域が生じている。



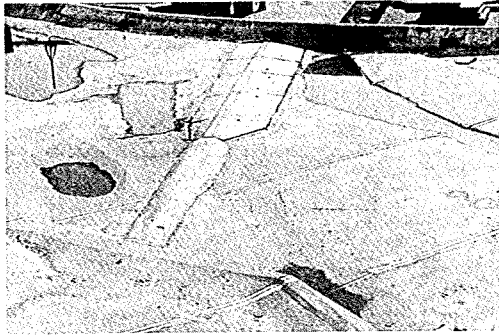
越流堰近傍の流況

もぐり流となる。

実験ケース 4 $Q = 6,000\text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 2,033\text{ m}^3/\text{s}$

4.2 計画分流可能案に関する中小洪水流量時の検討……直角堰

4.2.2 $B = 120\text{ m}$, $H = T.P. 4.65\text{ m}$ ……河道条件(b)

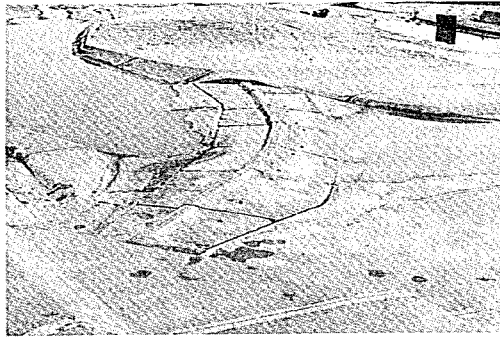


撤去前

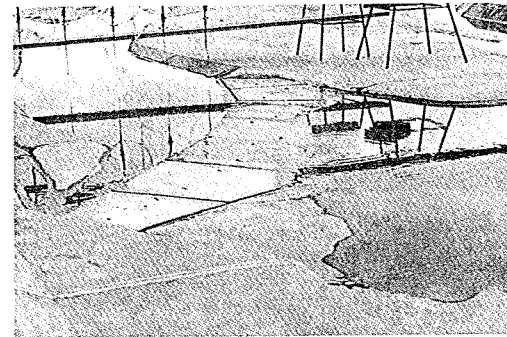


撤去後

明星川堰の撤去前後

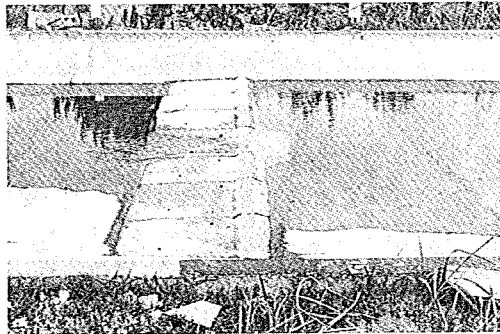


撤去前

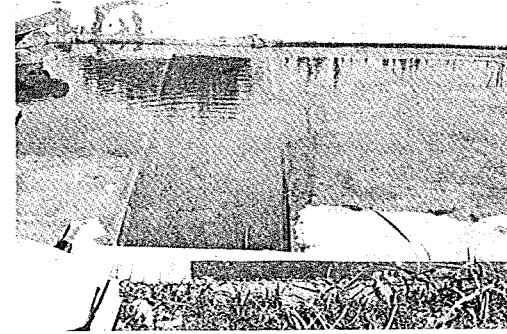


撤去後

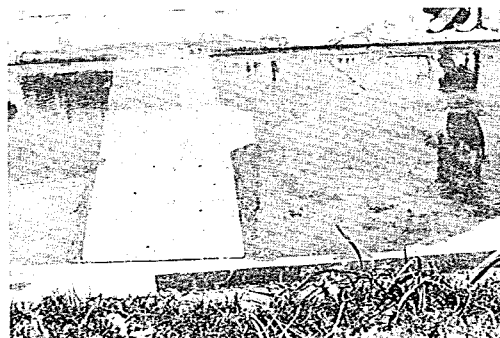
三延樋堰の撤去前後



撤去前



掘込み形状



撤去後

クラレ堰の撤去前後

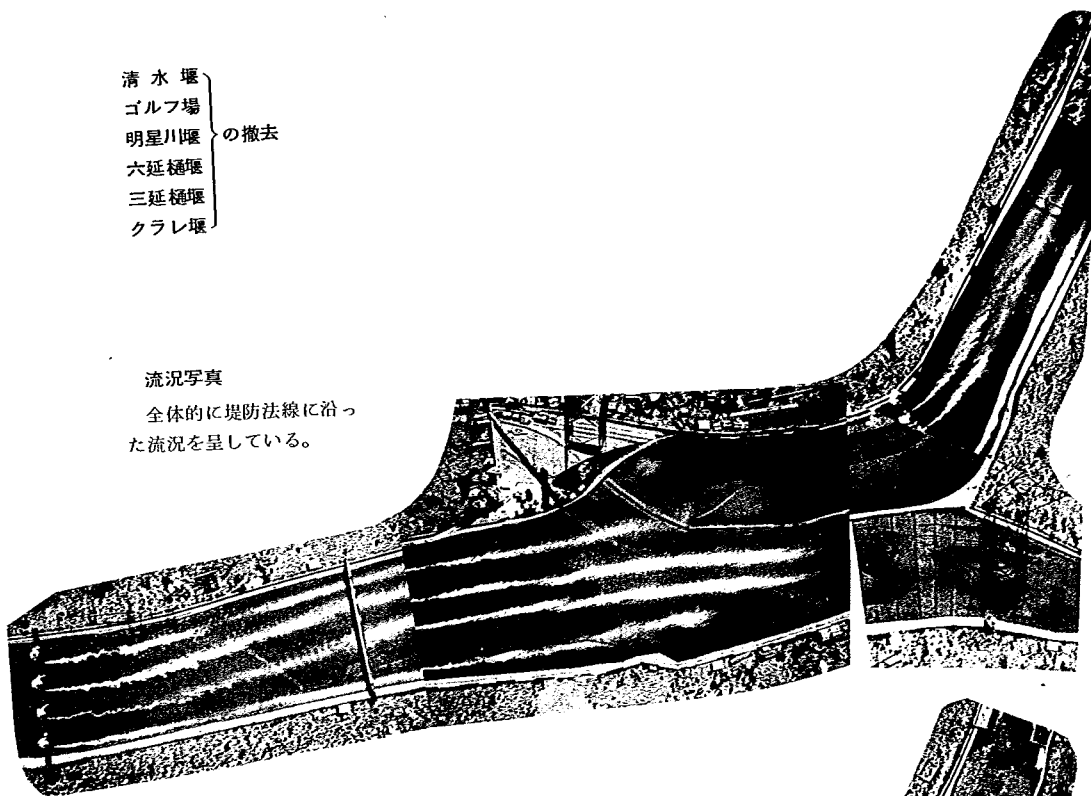
5. 各種取水堰の形状と撤去後の形状

清水堰
ゴルフ場
明星川堰
六延樋堰
三延樋堰
クラレ堰

の撤去

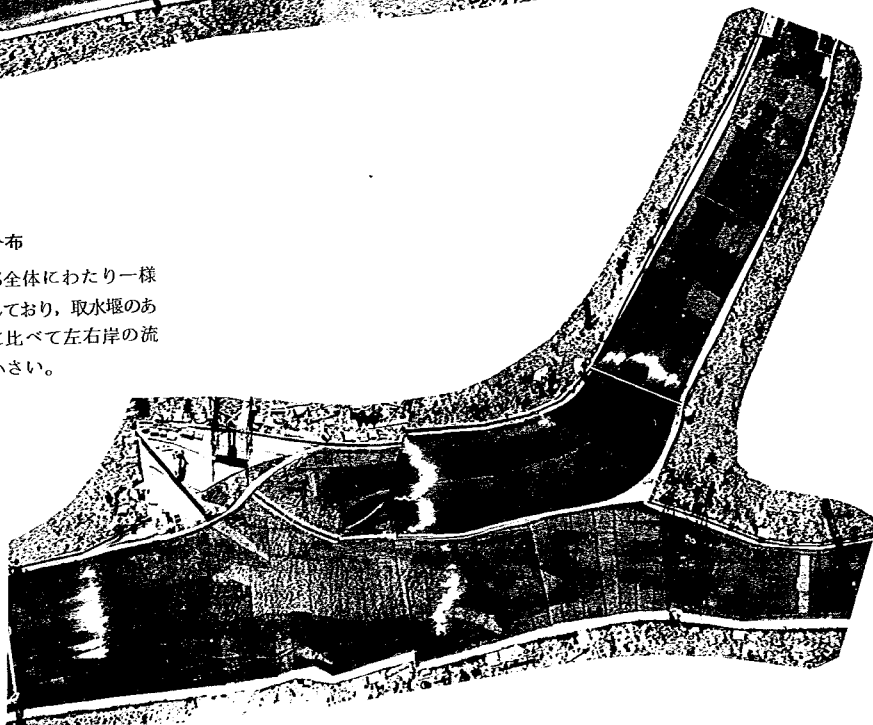
流況写真

全体的に堤防法線に沿った流況を呈している。



流速分布

河道部全体にわたり一様に流下しており、取水堰のある場合に比べて左右岸の流速差は小さい。



5. 各種取水堰の有無と分流量への影響

5.1 斜め堰 ($H = T. P. 6.29 m$, $B = 250 m$, $b = 20 m$, 河道条件(a))

実験ケース 2-3 $Q = 6,000 m^3/s$ $Q' = 1,860 m^3/s$