

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1449号

土 木 研 究 所 資 料

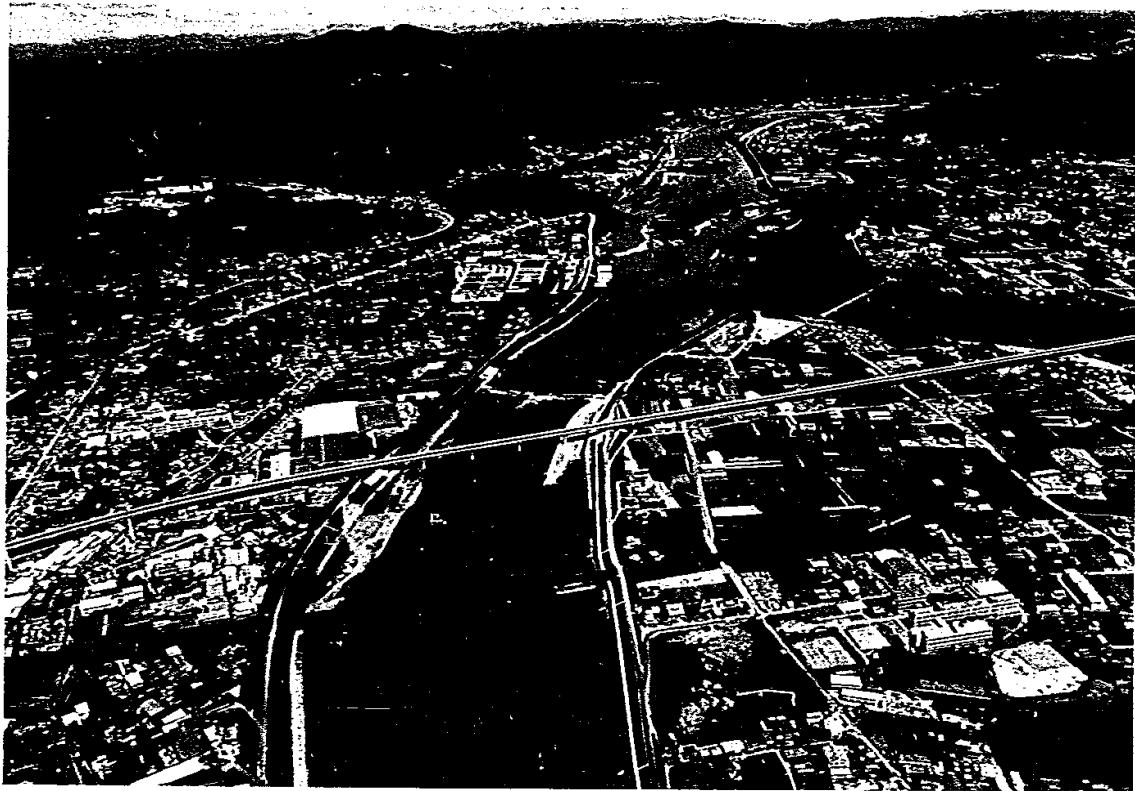
百間川分水路模型実験報告書〔Ⅲ〕

——分流点構造に関する水理的検討——

昭和54年 2 月

建設省土木研究所

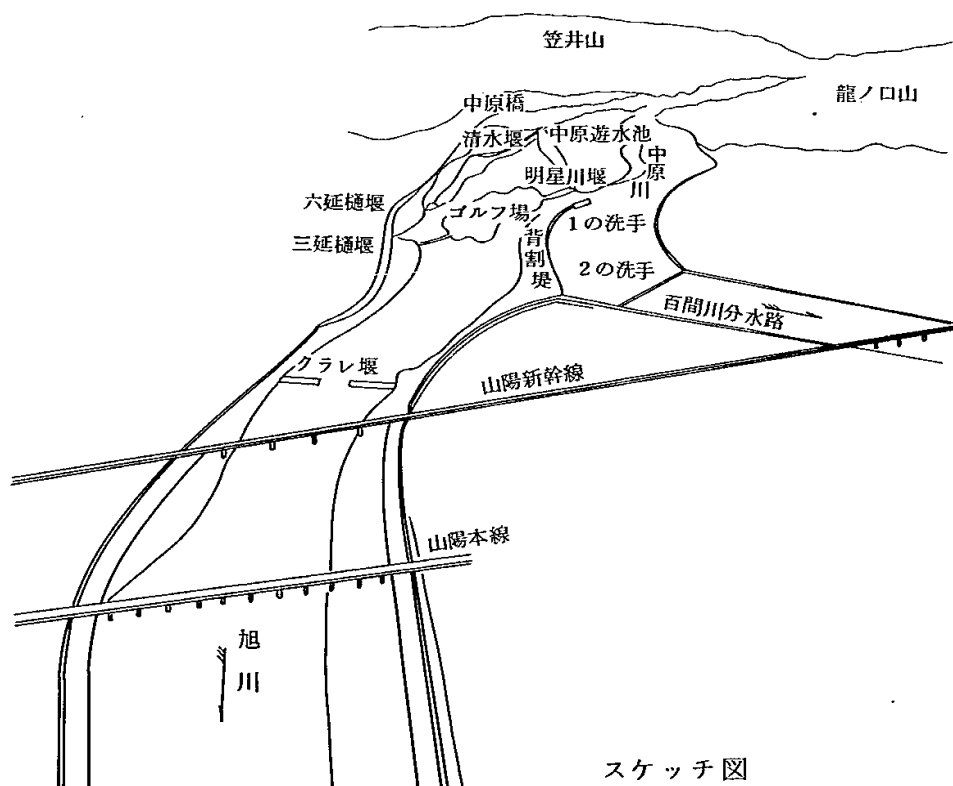
鹿 島 試 験 所



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

ま え が き

旭川は文録3年(1594年)、岡山城築城の際に、その要塞を目的として流れを変え、現在の流路をとるようになった。そのため、岡山の街はしばしば氾濫に悩まされ、これに対する治水計画が熊沢藩山立案の百間川分水路計画である。

百間川分水路の分流口は旭川 12.2 km 附近にあり、その部分は周囲の堤防より低く、これを「一の洗手」と呼んでいる。旭川の洪水がある一定水位に達すると、洪水の一部が「一の洗手」を越流し始め、百間川の分水路に分流するようになっている。分流した流れの流下方向は、「一の洗手」のさらに下流に位置する「二の洗手」によって規制されるようになっている。

このような分流点構造は、築造以来 300 有余年経った現在でもほとんど当時のまま残っている。そのため、現在の分流点構造で処理しうる流量は小さく、流域の安全性あるいは開発の進捗状況を考慮した場合、新たな高水量および流量配分計画について見直す必要があった。

現在、旭川改修計画で対象とする基本高水は $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、上流ダム群によって $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 調節し、分流点直上の本川における計画高水流量を $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、そのうち、 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を百間川分水路に分流させる流量改訂ならびに流量配分が検討されている。

これに対し、過去の模型実験の結果あるいは洪水実線からも明らかなように、現状の分流点構造では、目的とする計画分流比を得ることが困難である。そのため、計画分流可能な分流点構造について検討しなければならなくなった。このような状況を鑑み、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受け、昭和 52、53 の両年度にわたって大型水理模型実験を実施し、計画分流可能な分流点構造について実験的検討を行ってきた。

模型実験では、計画分流可能な越流堰（以下、一の洗手を越流堰と呼ぶことにする）の越流巾、越流堰高、および分流点附近の河道平面形状等について検討を加えてきた。なお、実験を実施するにあたっては「できるだけ現状の分流点構造にそった越流堰の形状を検討する」ということを基本的な考え方とした。

本報告書は、このような模型実験の成果をとりまとめ、報告するものである。

目 次

まえがき

第 1 章	旭川の概要	1
1.1	流域の概要	1
1.2	旭川の沿革	1
第 2 章	百間川分水路の歴史的背景とその機能	4
第 3 章	旭川の現況河道と河道計画	6
第 4 章	分流点計画と実験目的	15
第 5 章	模型実験について	16
5.1	模型実験の相似率	16
5.2	模型製作と模型の附帯設備	17
5.3	実験の進め方	18
5.4	実験方法（測定方法）	21
第 6 章	旭川模型の検証実験	25
6.1	実験概要	25
6.2	実験結果とその考察（洪水痕跡水位と実験水位との比較検討）	27
第 7 章	現況河道模型実験	28
7.1	実験概要	28
7.2	実験結果とその考察	28
7.3	実験結果のまとめ	29
第 8 章	計画分流実験A) — 斜め堰の場合 —	34
8.1	計画分流可能な越流堰高と越流巾の検討	34
8.2	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	44
8.3	河道条件の変更にともなう分流量への影響	52
8.4	左岸堤防法線形状およびゴルフ場形状の検討	53

8.5	越流堰高の上限と越流巾の検討	57
8.6	切欠部に関する実験	60
8.7	計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討	65
第9章	計画分流実験B) — 直角堰の場合 —	76
9.1	計画分流可能な越流堰形状および分流点附近の平面形状の検討	76
9.2	計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討	81
第10章	各種取水堰等の有無と水理現象への影響	86
10.1	実験概要	86
10.2	実験結果とその考察	91
第11章	実験結果のまとめ	99
11.1	実験経過	99
11.2	実験条件と分流量	100
11.3	計画分流可能な案	102
11.4	本川流量と分流量の関係	106
11.5	斜め堰と直角堰の比較	107
あ と が き		108
参 考 文 献		109
— 参 考 資 料 —		
流観値とその矛盾点および予備実験		111

第1章 旭川の概要

1.1 流域の概要¹⁾²⁾

旭川は、岡山県のやや中央部を南北に貫流する一級河川である。この河川は水源を中国山脈の朝鍋鷲山（標高 1,081m）にもち、途中、いくつかの支川と合流し、岡山市牧石で山間部を離れ、三野に至り百間川分水路に分流し、岡山の市街地を南下して、岡山市三幡より児島湾に注いでいる。

その流域面積は 2,064 km² で、幹川流路延長は 150km におよぶ。上流部には湯原ダムおよび旭川ダムを有するほか、下流部には流路の中に名勝後楽園がある。

いま、旭川流域を概観するとつぎのようである。旭川はその下流に岡山市を擁し、その経済上の価値は非常に高い。流域の大半（約 6 割）は山地で占められており、古生層からなっている。下流部の平地は最新の地層に属し、地盤軟弱低湿地である。流域の土地利用についてみると、概略、田 20 %、畑 6 %、山地 60 %、宅地 3 %、原野 3 %、荒廃地 1 % となっている。農産物は米が主であり、畑作としては麦、甘藷、野菜等がある。林業は杉、松、榎、樺等用材、製材原料として生産されている。また、工業、水産業も旭川流域の重要な産業となっている。

以上のように、灌漑用水、発電、都市用水および産業用水、舟運、漁業として利用されている。

また、本流域は瀬戸内海型気候地帯に属し、温暖寡雨である。

降水量は、たとえば勝山で最近 10 箇年雨量が 2,180 mm（昭和 33 年）、年平均雨量が 1,620 mm となっている。なお、勝山の雨量は流域の平均値程度を示すといわれており、上記の各地は流域平均値とみなすことができる。また、下流部の岡山市では、それぞれ最高 1,317 mm（昭和 38 年）、年平均 1,147 mm と、流域の平均的降水量を下回っている。

1.2 旭川の沿革¹⁾²⁾³⁾

岡山市内を貫流する旭川が現在の流路をとるようになったのは、文禄 3 年（1594 年）宇喜多秀家が岡山城天守閣築造のとき、その要塞のために河流を変えたといわれている。そのため、岡山の街はしばしば洪水の氾濫に悩まされ、これに対する治水計画が熊沢蕃山立案による百間川分水路計画である。

百間川分水路の工事は寛文 9 年（1599 年）に着工し、貞享 3 年（1686 年）に竣工したといわれている。その後、度重なる出水によって補強工事にもなれてきたが、今日でも開削当時のまま残っている。

旭川の改修事業は昭和元年から直轄事業として、明治 26 年 10 月洪水 5,000 m³/s を基に改修計画を樹てると同時に着手している。その後、昭和 9 年 9 月の室戸台風により、旭川、百間川の堤防が決壊したので百間川は完全な分水路とする計画となった。なお、このとき、洪水時の最大流量が 6,000 m³/s と記録されたので、これを基に計画高水位が決定された。さらに、戦後の社会情勢の変化により、昭和 23 年に「昭和 9 年度治水計画」に基いて、本川下流部の低水路規正、花畑、網浜地区の引堤、後楽園裏の新水路、上流部の堤防工事が進められ、百間川分水路も下流部約 2 km の潮だまりの部分がしゅんせつされた。そのとき百間川分水路への分流量 2,000 m³/s は断念され、花畑、網浜の引堤による本川

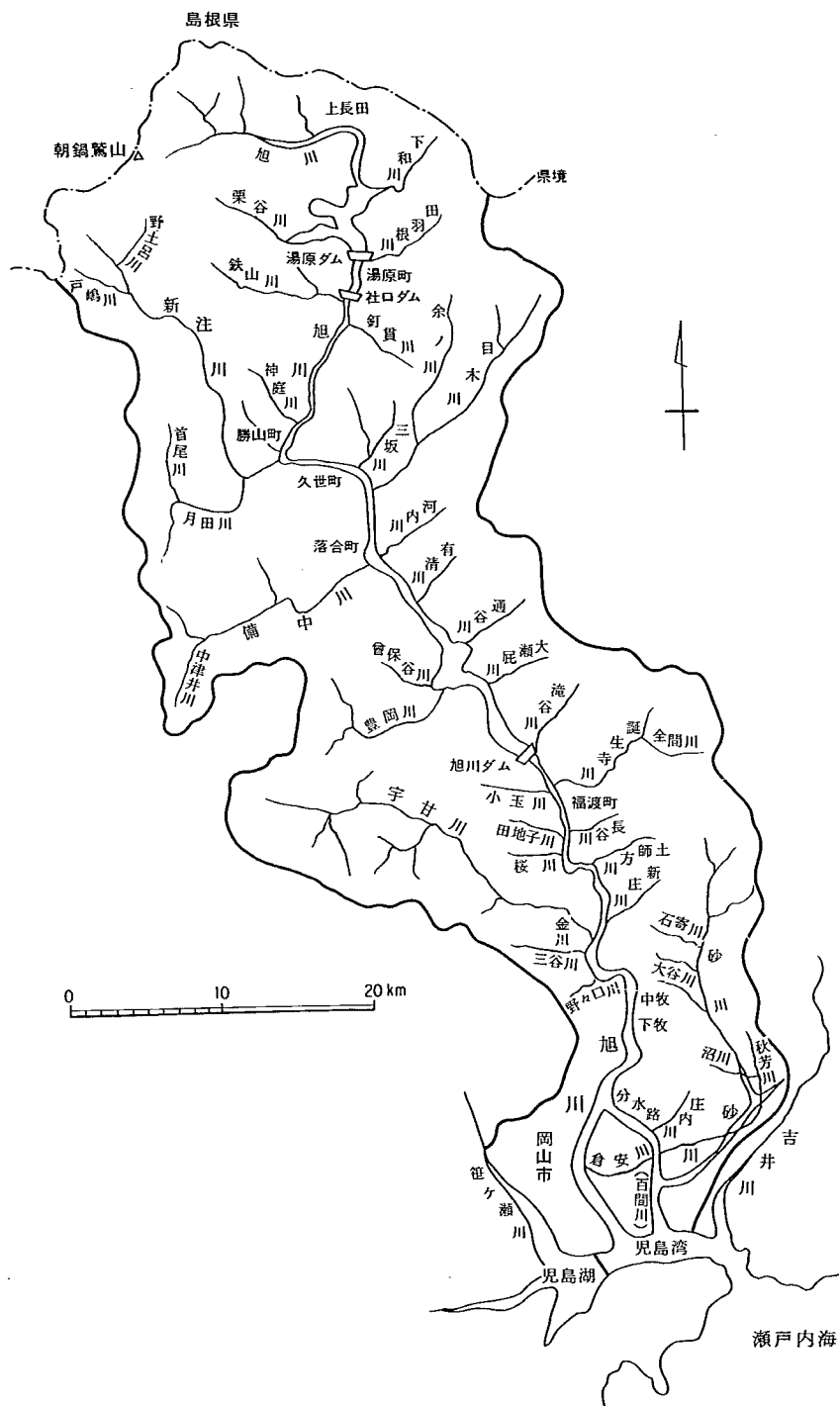


図1-1 旭川流域図

流量の増加の期待が持てたので、本川流量 $4,500\text{ m}^3/\text{s}$ 、百間川分水路 $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、遊水池効果 $500\text{ m}^3/\text{s}$ 、と計画された。

昭和28年に入って、昭和23年に立案した計画が再検討された。ここでは、ダム建設による水系の一貫した計画が立案され、昭和29年に旭川、同30年に湯原の両ダムが建設された。両ダムによる調節量を $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ とし、本川における計画流量を $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ とされた。そして、大原、中原両遊水池で $200\text{ m}^3/\text{s}$ を調節することによって、百間川分流点の上流では、 $4,800\text{ m}^3/\text{s}$ となり、そのうち百間川分水路へ $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 分流し、本川下流へ $3,800\text{ m}^3/\text{s}$ 流下させるように計画変更がなされた。さらにその後、昭和36年に計画を改訂し、自然遊水による遊水効果を無視して、百間川分水路への分流量を $1,200\text{ m}^3/\text{s}$ 、本川計画高水流量を $3,800\text{ m}^3/\text{s}$ とすることになった。

昭和元年より今日までの改修工事は本川筋に重点がそがれ、附帯工事である橋梁の打上、中島地区の囲きよう堤、右岸特殊堤、下流部堤防かさ上等を残して概成している。

なお、分水路としての百間川の改修工事も、戦前、一部用地買収を行ったまま放置されていたが、昭和38年から右岸河口部の堤防拡巾を行い、さらに、昭和38年度から河口水門工事に着手し、昭和43年3月竣工し、いよいよ本格的な百間川分水路の改修工事が待たれる段階となっている。

第2章 百間川分水路の歴史的背景とその機能^{2), 3)}

岡山城下を貫流する旭川が、江戸時代になってしばしば氾濫するようになった原因はつぎのようにいわれている。

- (1) もともと岡山県内の地質は古生層に属するため風化が著しく、土砂の流出も多く、川床が浅くなりやすいという自然条件があった。
- (2) 岡山城築城の際、要塞のために旭川の流路を付け替え、不自然に蛇行させたため、出水時の川の流れを阻害した。
- (3) 上流部での鉄山の稼業で、旭川下流の川床が高くなった。

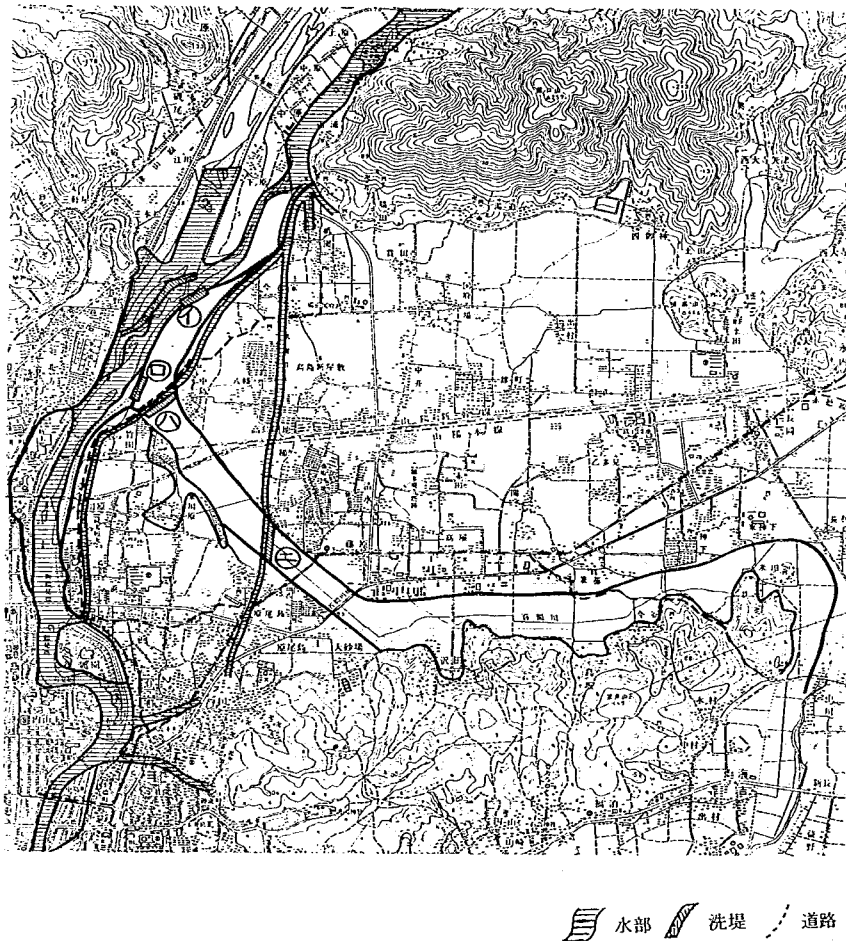


図2-1 貞享の百間川工事の復元

百間川分水路は、頻繁に起こる旭川の洪水から岡山城下をまもることを目的に築造された分水路であり、熊沢蕃山が立案し、後に津田永忠が工事を行ったものであるといわれている。

当時の旭川の分流点形状は図2-1のように復元されている。この方法は「三段方式の洗手の設置」と呼ばれるもので、つぎの洗手からなっている。

- (1) 百間川分水路の分流口として、「竹田新土手通」にふたつの洗手（図中④⑤）を設けている。上流部の④は現存する「一の洗手」であり、下流部の⑤は、現存しないが、この位置の堤防は現在でも低い。
- (2) 「中島土手通」の百間川分流口に洗手を築いている。（図中⑥），これが現存する「二の洗手」である。
- (3) 原尾島地先にも「第三の洗手」があった。この洗手は明治25年の水害の際、決潰が確認されているので、この時までには存続していたといわれている。

この方式によると、竹田新土手と中島土手の間は、越流堤をもつ幅広い遊水池となり、分流した洪水はこの遊水池で流速を緩和し、流送土砂を堆積させる機能を有している。そして、洪水流量の増加によって、洪水は「二の洗手」を越流して百間川分水路に導かれる。百間川分水路に流入した洪水は、流速をそがれて緩やかに流れる。要するに「三段の洗手の設置」によって、遊水池と放水路を組み合わせ、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。

「二の洗手」の中は61間半（約111.8m）で、その両側に導流水制が施されており、流水がこれに沿って集中して流れるようになっている。右岸側の導流堤は、洗手の南端から19間（34.5m）の間隔をおき、左岸側は洗手の北端から20間（36.4m）のところにある。つまり、ふたつの導流堤の間隔が61間半の「二の洗手」をはさんでちょうど100間（181.8m）になるように設計されている。この分水路を「百間川」と名付けたのは、この特徴ある100間洗手にちなんだものであるといわれている。

「一の洗手」の越流部天端高は、越流部の両端の旭川堤防よりも1尺ほど低く、その部分は土砂堤（仮堤）となっていた。さらに、1尺下がったところに石張りの越流天端が施されていた。そして「二の洗手」の高さも一の洗手の石張天端高と同様な高さであった。つまり、石張りの天端の上に高さ1尺の仮堤（土砂堤）を築くことによって、洪水が規定水位に達すると仮堤を越流し始め、それより仮堤は崩壊して、直ちに大量の洪水が越流するように設計されていた。

旭川本川と百間川分水路との流量配分は、2：1であったといわれている（当時は流積によって水量を評価しており、流速等は考慮されていない）。

このようにして百間川分水路は、城下の水害防御に欠くことのできない安全弁として期待されていた。

第3章 旭川の現況河道と河道計画

旭川分流点附近および後楽園，中ノ島附近の平面図を図3-1(a)(b)に示す。分流点附近には取水を目的とした五つの堰があり，さらに，中州を利用したゴルフ場を有する他，分流点の上流部には中原遊水池があり，そこより中原川が合流している。このように分流点附近は非常に複雑な平面形状を呈しており，そのうちのひとつの条件が何らかの理由で変化した場合には，分流機構にも大きな影響を及ぼすものと予想される。「一の洗手」および「二の洗手」を含む，分流点附近にある各堰の位置およびその構造等をまとめ，表3-1に示す。また，旭川の河道内には表3-2示す道路橋および表3-3に示す鉄道橋がある。

表3-1 分流点附近の堰一覧表

河川名	名称		管理者		固定部	敷高
旭川	クラレ取水堰	岡山市 1085 km	クラレ 岡山工場	取水	165 ^m	T.P. m 3.14
旭川	三延樋堰	右岸 11.75 km	岡山市	取水	165	5.02
旭川	六延樋堰	右岸 12.15 km	岡山市	取水	63	5.70
旭川	明星川堰	左岸 12.30 km	岡山市	取水	136	5.78
旭川	清水堰	13.25 km	岡山市	取水	421	7.09
百間川	一の洗手	本川左岸 12.20 km	建設省	分水	60	7.29
百間川	二の洗手	12.85 km	建設省	水制	284.8	6.69

表3-2 分流点附近の道路橋一覧表

河川名	名称	路線名	管理者	現況		
				型式	長	巾員
旭川	川口橋	市道	岡山市	P S 桁	418 ^m	20 ^m
旭川	京橋	県道 岡山～西大寺線	岡山県	上路鋼鈑桁	1300	14.9
旭川	中橋	県道 岡山～西大寺線	岡山県	コンクリート桁	418	12.8
旭川	小橋	県道 岡山～西大寺線	岡山県	コンクリート桁	41.9	12.8
旭川	後楽園橋	市道 古京～後楽園線	岡山市	木橋	14.0	2.0
旭川	蓬来橋	県道 蓬来橋線	岡山県	コンクリート橋	80.0	5.6
旭川	鶴見橋	県道 駅前～後楽園線	岡山県	ゲルバー橋	147.6	7.4

表 3-3 分流点附近鉄道橋一覧表

河川名	橋梁名	位置	路線名	管理者	設置年月日	上 部 工						下 部 工	
						構造型式	橋格	橋 長	巾員又は 桁数	桁下高	余裕高	基礎 構造	橋脚底版又は 井筒の天端高
旭川 本川	旭川鉄橋	10.3km	山陽本線	国 鉄		上路鉸桁		11×231m 254.1	2 m	954m 123	m 1.50		m
旭川 本川	旭川橋梁	10.7km	新 幹 線	国 鉄	S 4 6	P・C 桁		5×51.8 259.1	2	1290 426	1.50	井筒	

旭川の改修計画縦断面図を図 3-2 に示す。河床勾配の急変点が 8.0 k 附近にあり、それと並行して河床構成材料も異なっている。図 3-3 は旭川の河床材料調査（昭和 42 年 8 月）の結果を示した図である。同図で 8.0 k 附近を境に、上流部の河床粒径はその下粒部に比べて粗く、河床粒径の変化点となっている。代表的な地点の粒度分布図を図 3-4(a)(b)(c) に示す。ここに、 d_m は河床材料の平均粒径である。旭川および百間川分水路の改修計画の標準断面図を図 3-5(a)(b) に示す。旭川の改修計画は、本川の流下に疎害となっている中ノ島上流の堰（旧新堰）の改築をはじめ、低水路を設けた複断面河道とし、河状をととのえたり、また、横過構造物（橋梁、堰等）の改築を図るとともに、全区間にわたり掘削、築堤、護岸を施工し、湛水地区には排水ポンプを設けるものである。高水敷上は環境整備事業として造成、芝付等を施す。百間川分水路についても掘削・築堤・護岸を施工し、橋梁・樋門（管）等の改築および内水対策を進めるものである。

分流点附近の堰および堤防高は、図 3-6 および図 3-7(a)~(e) のとおりである。

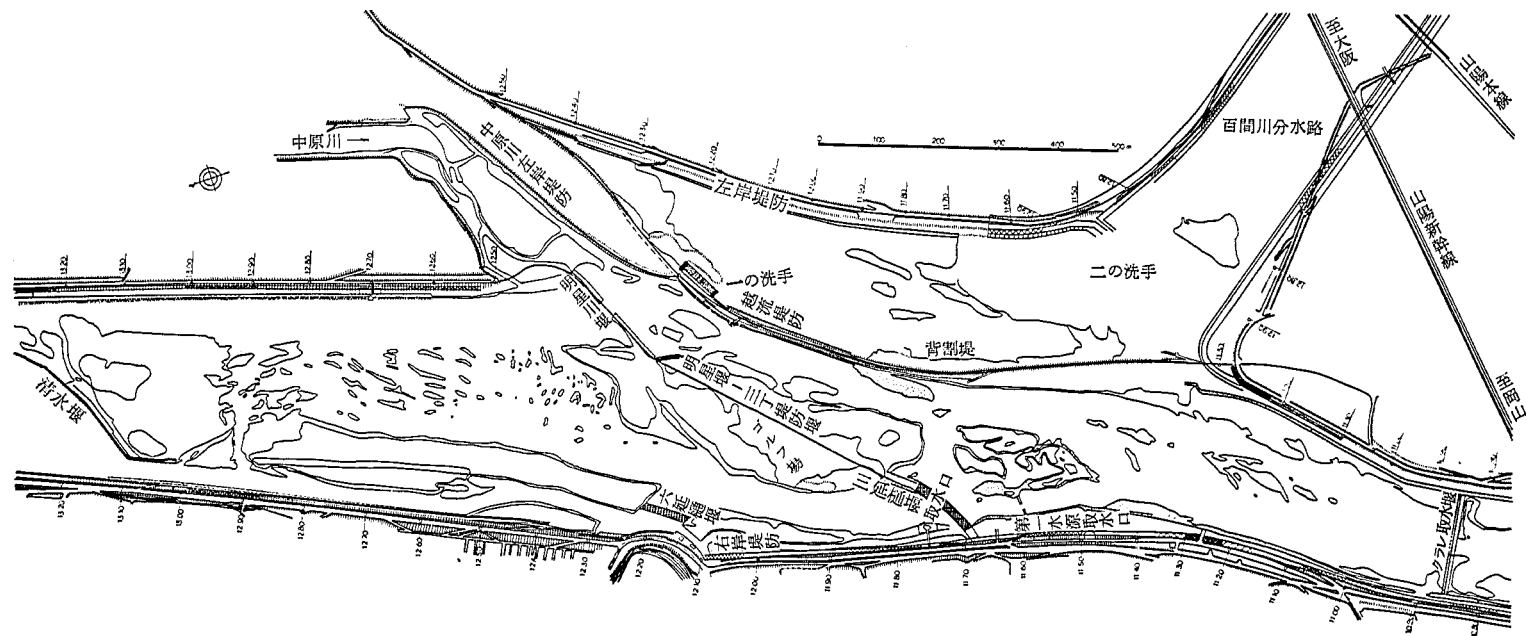


図 3-1(a) 旭川分流量附近平面図

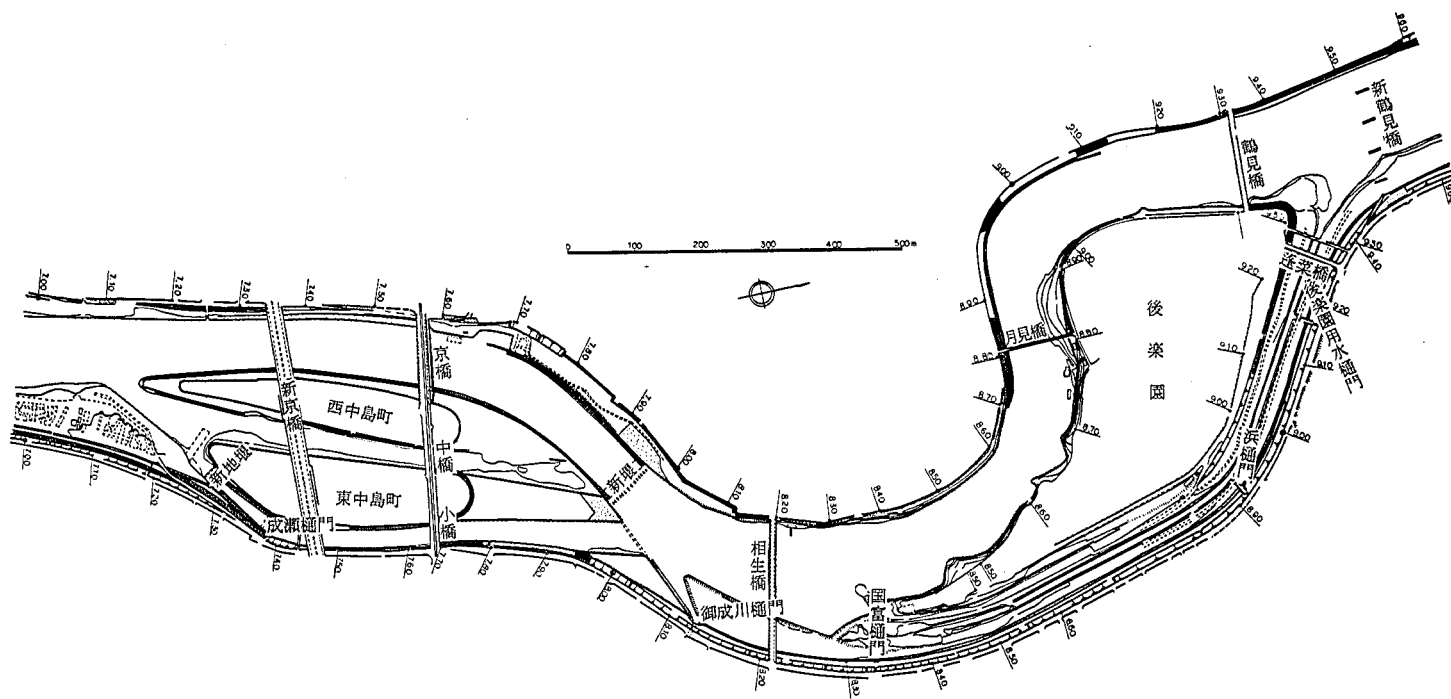


図 3-1(b) 旭川中ノ島および後楽園附近平面図

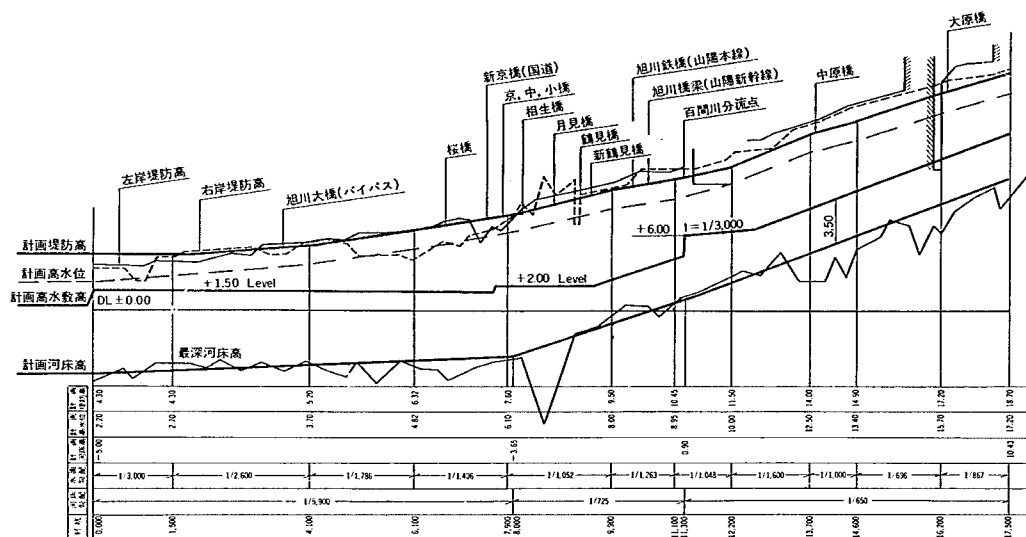


図3-2 旭川改修計画縦断面図

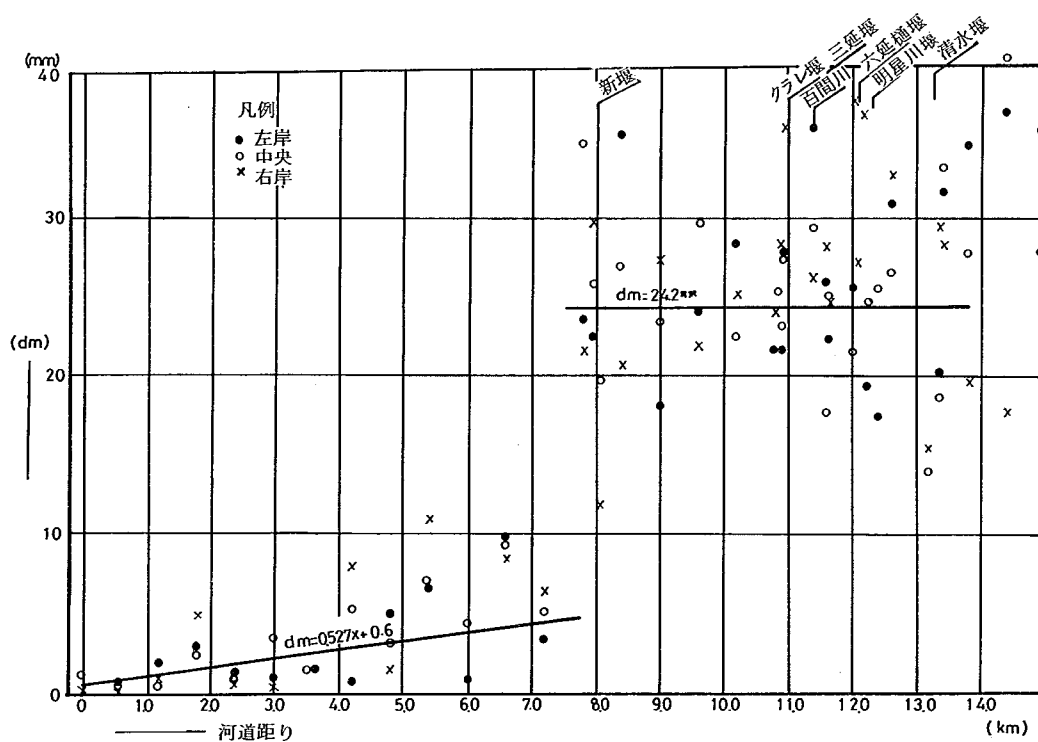


図3-3 旭川河床材料調査 (S.42.8月)

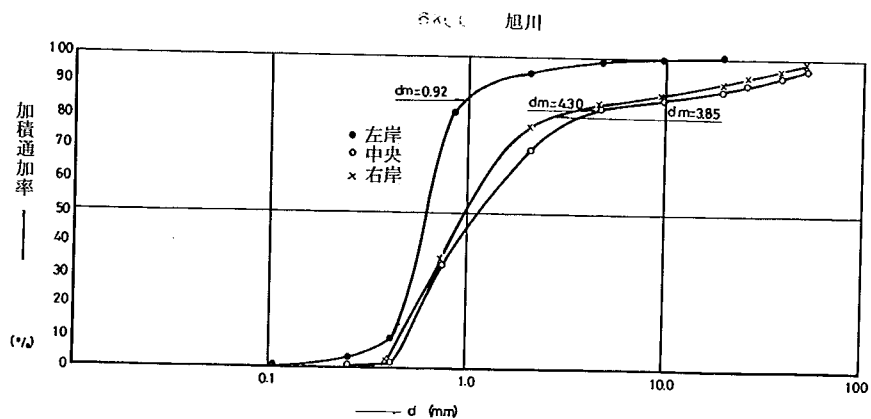


図3-4(a) 粒 度 分 布

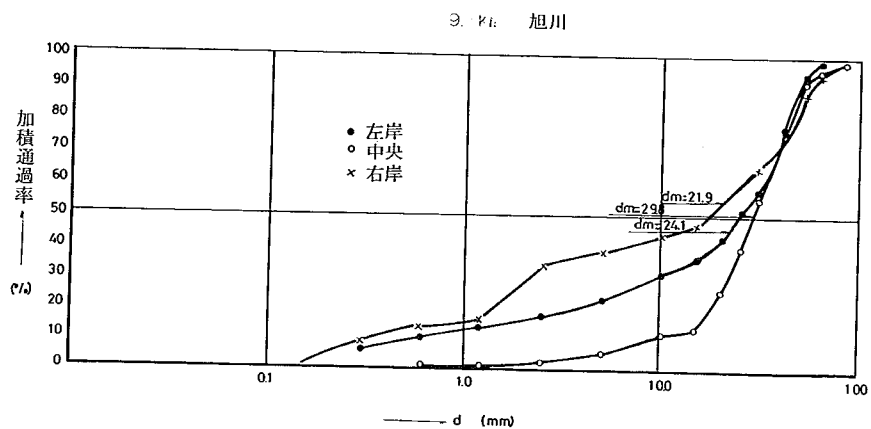


図3-4(b) 粒 度 分 布

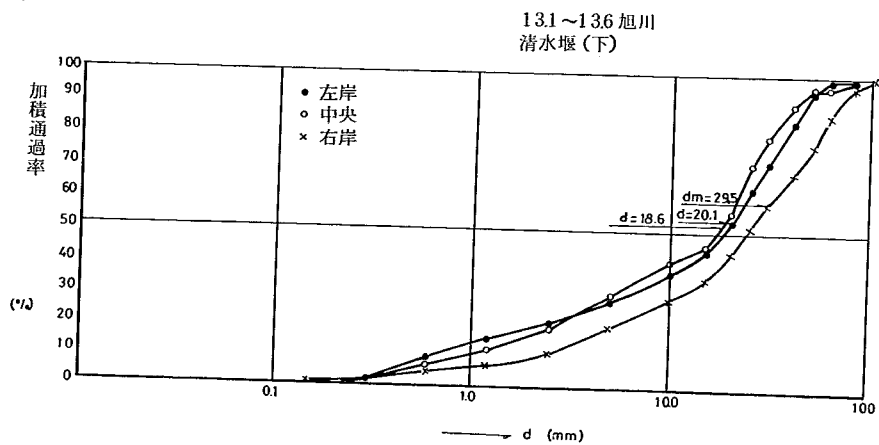


図3-4(c) 粒 度 分 布

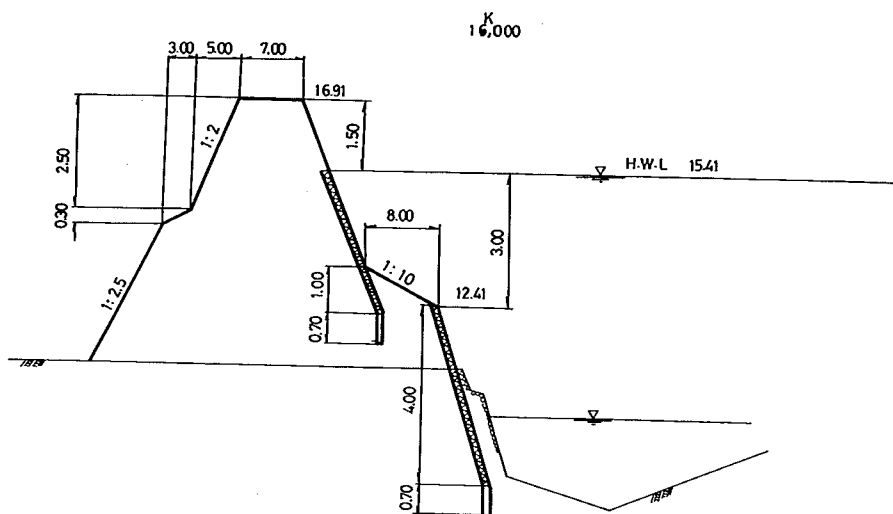


図 3 - 5(a) 旭川標準断面図

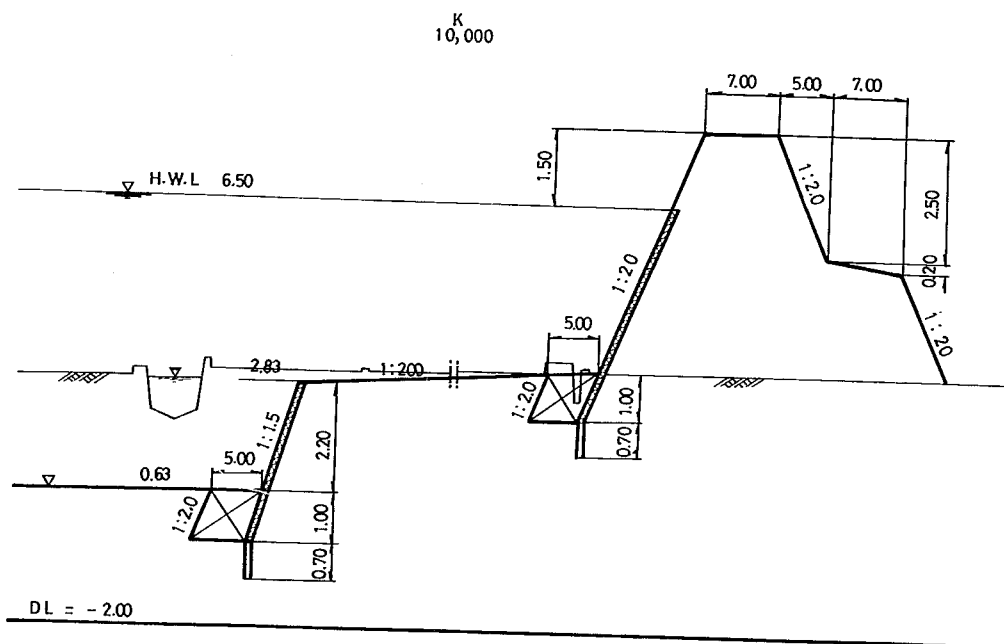


図 3 - 5(b) 百間川分水路標準断面図

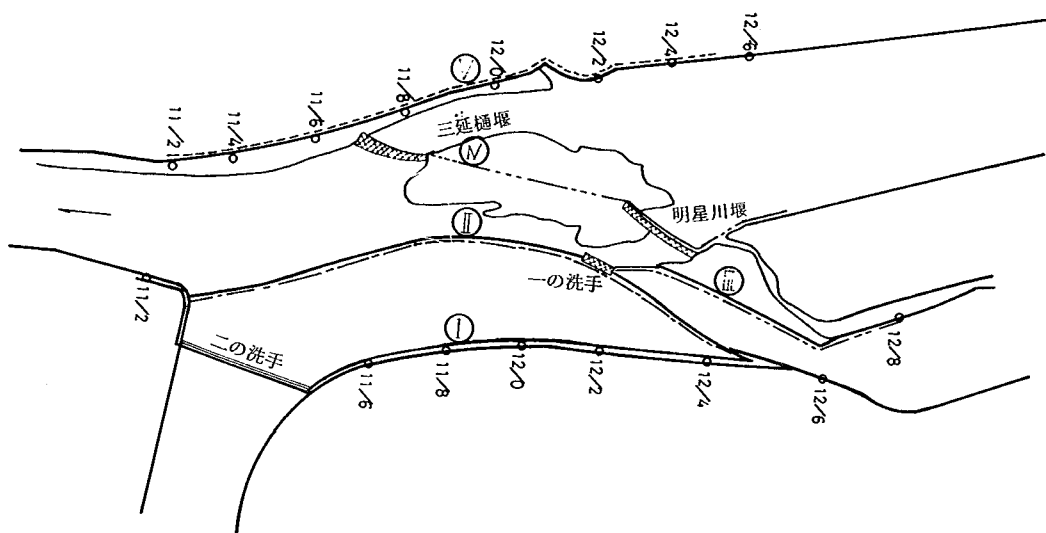


図3-6 分流点附近平面図

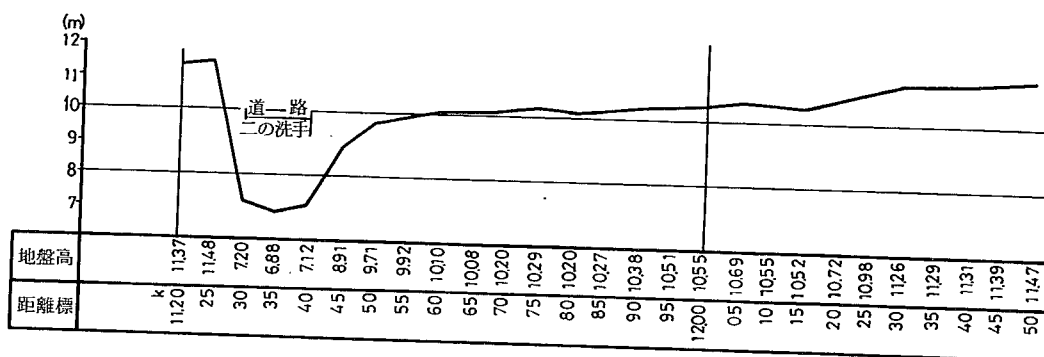


図3-7(a) ①左岸堤防

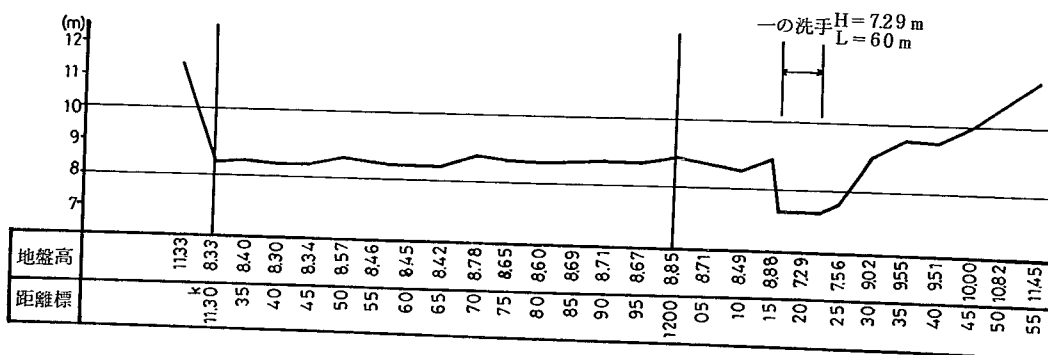


図3-7(b) ①越流堤防(背割堤)

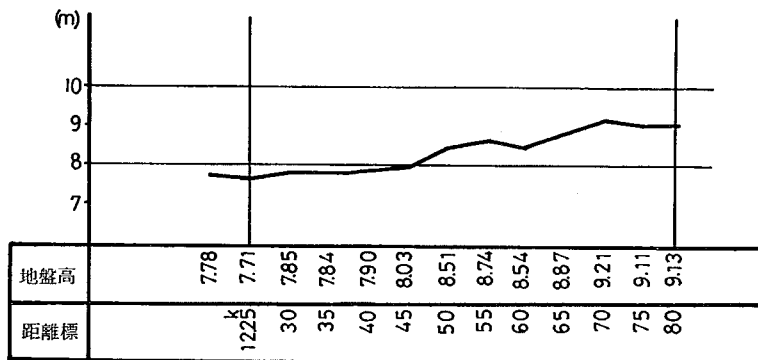


圖 3-7(c) ㉓ 中原川左岸堤防

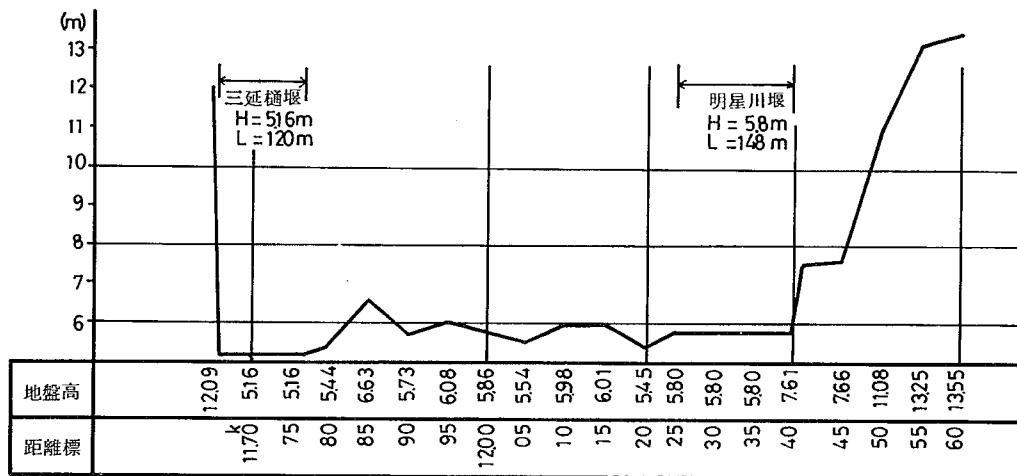


圖 3-7(d) ㉔ 明星川堰—三延橋堰

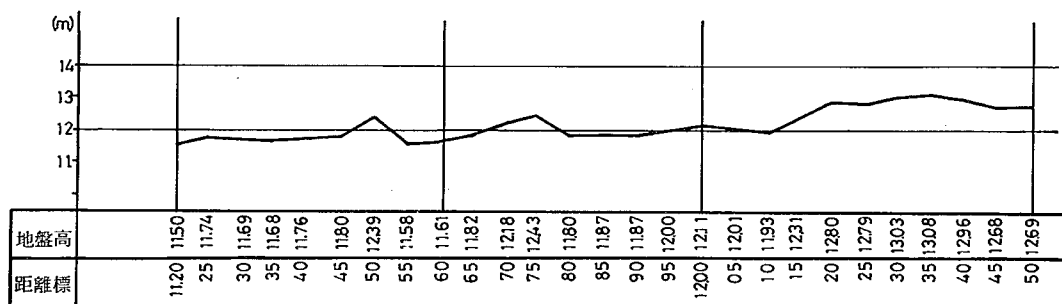


圖 3-7(e) ㉕ 右岸堤防

第4章 分流点計画と実験目的

旭川の計画高水流量の改訂、ならびに、それにともなう計画流量配分の変更によって、旭川流域の一環した治水対策を講ずる必要が生じた。

本計画の計画高水流量とその流量配分は図4-1のとおりである。このような計画に対して、現在の百間川分水路では、洪水の疎通能力が不足するうえに、堤防が貧弱であり、大洪水の度に堤防が欠壊したり、破堤したりする恐れがある。また、部分的に無堤地区もあるため、小洪水による犯濫も防止できない現状にある。そのうえ、洪水時における陸間部の水防活動、内水排除の問題、河道内にある用水路の維持管理等々、治水的にも多くの弱点をかかえている。一方、百間川分水路の河口部に設けられている河口水門は、流下量の調節はじめ、舟運・防潮等の役割を果しているが、現在の河口水門でも、やはり疎通能力が不足する。旭川の分流点についても、百間川分水路開削当時の姿で現在に至っており、従来の模型実験の結果からも、また、過去の洪水実線からも、現在の分流点構造では計画分流比を得ることが不可能である。

このような問題点に対して、建設省中国地方建設局と岡山河川工事事務所において改修計画が立案された。その改修計画は

(1) 百間川分水路について

現況河道の高水堤防の拡築を行い、低水路の掘削および護岸、根固工を施工し、複断面河道とする。

(2) 百間川河口水門について

百間川分水路の計画流量を疎通させるに必要な河口水門の拡巾を行う。

(3) 旭川の分流点について

現状の分流方式にそった分流方法で、計画分流可能な方法を検討する。

である。

土木研究所鹿島試験所においては、昭和50年度より百間川分水路ならびに河口水門の模型を製作し、上記(1)(2)の問題点の解決を図ってきた。その実験成果は既に土木研究所資料第1325号「百間川分水路模型実験報

告書〔I〕、一百間川河口水門に関する水理的検討一」および、土木研究所資料第1378号「百間川分水路模型実験報告書〔II〕一百間川分水路低水路法線形状と保護工等に関する検討一」で報告している。

ここでは、前記3)の旭川の分流点構造について、昭和52年度より模型実験を実施し、計画分流可能な分流点の構造(平面形状、断面形状)について検討しようとしたものである。

模型実験は、計算上だけでは十分な解が得られないような場合、つまり、ここで扱うような三次元的で複雑な流れを呈するような場合には、威力を発揮する。

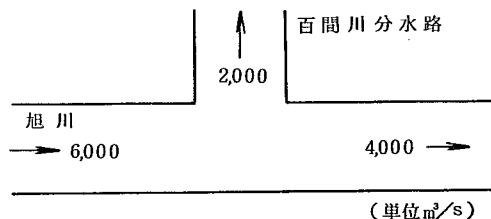


図4-1 流量配分図

第5章 模型実験について

5.1 模型実験の相似率

模型実験は模型 (Model) の流れや力を測定して原形 (Prototype) に起こる現象を推定しようとするものである。

一般的には流れの境界を幾何学的に相似にすれば、流れを規定する基礎方程式が同一であるので、相似な力学的現象が生ずるという原則が用いられる。

現地と模型の流れを支配している運動方程式および連続の式は、流れを一次元的なものとしなせば次式で表わされる。

$$\begin{aligned} \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial U_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial X_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial X_p} \left(\frac{U_p^2}{2g} \right) + \frac{n_p^2 U_p^2}{h_p^{4/3}} &= 0 \\ \frac{\partial Q_p}{\partial X_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} &= 0 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (5-1)$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial U_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial X_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial X_m} \left(\frac{U_m^2}{2g} \right) + \frac{n_m^2 U_m^2}{h_m^{4/3}} &= 0 \\ \frac{\partial Q_m}{\partial X_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} &= 0 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (5-2)$$

ここに各記号は、通常水工学で用いられている慣用記号とした。

なお、添字の p は実物量、m は模型量を示す。

現地の流れと模型の流れが相似であるためには (5-1) と (5-2) 式の各項の比が一定でなければならない。

$$\begin{aligned} \frac{\frac{1}{g} \frac{\partial U_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial U_m}{\partial t_m}} &= \frac{\frac{\partial h_p}{\partial X_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial X_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial X_p} \left(\frac{U_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial X_m} \left(\frac{U_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 U_p^2}{h_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 U_m^2}{h_m^{4/3}}} = \text{const.} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (5-3)$$

$$(5-3) \text{ 式で } \frac{U_p}{U_m} = U_r, \frac{t_p}{t_m} = t_r, \frac{h_p}{h_m} = h_r, \frac{X_p}{X_m} = X_r, \frac{n_p}{n_m} = n_r, \frac{-i_p}{-i_m} = i_r$$

とおくと次式となる。

$$\frac{U_r}{t_r} = \frac{h_r}{X_r} = i_r = \frac{U_r^2}{X_r} = \frac{n_r^2 U_r^2}{h_r^{4/3}} = \text{const.} \quad \dots\dots\dots (5-4)$$

(5-4) 式で物理量は 6 個あり、関係式は 4 個ある。そのうちのふたつを選べばあとはおのずと決まる。

いま、水平縮尺 X_r 、鉛直縮尺 h_r を選べば (5-4) 式より

$$\begin{aligned}
 U_r &= h_r^{-1/2} \\
 t_r &= X_r \cdot h_r^{-1/2} \\
 i_r &= h_r \cdot X_r^{-1} \\
 n_r &= h_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2}
 \end{aligned}
 \tag{5-5}$$

となる。なお断面積と流量の縮尺はそれぞれ

$$\begin{aligned}
 A_r &= X_r \cdot h_r \\
 Q_r &= U_r \cdot A_r = X_r \cdot h_r^{3/2}
 \end{aligned}
 \tag{5-6}$$

となる。

本模型は縮尺 1/50 の無歪で製作した。

したがって、(5-5)、(5-6) 式より各諸量の縮尺は

$$\begin{aligned}
 X_r &= h_r = 50 \\
 U_r &= 50^{-1/2} = 7.07 \\
 t_r &= 50 \times 50^{-1/2} = 7.07 \\
 i_r &= 50/50 = 1.0 \\
 n_r &= 50^{2/3} \times 50^{-1/2} = 1.92 \\
 A_r &= 50 \times 50 = 2500 \\
 Q_r &= 50 \times 50^{3/2} = 17700
 \end{aligned}$$

を得る。

5.2 模型製作と模型の附帯設備

後楽園および中ノ島附近の流況等の水理現象を観察するため、模型の下流端を 7.0k より製作し、分流量に影響を与えるであろうと考えられる清水堰の上流 14.0k までを模型の範囲とした。百間川分水路は 11.6k より分流量点までを製作した。模型は縮尺 1/50、歪 1 のモルタル固定床模型である。模型製作の断面指示は、昭和 47 年 9 月測量の横断面図により行い、複雑な平面形状を呈するところは 100 m 間隔で指示し、他の区間は 200 m 間隔とした。とくに、分流量点附近 (11.2 ~ 12.5 k) は昭和 50 年度測量の横断面図に基づき 50 m 間隔で与えた。

模型の河道内には、上流より、中原橋、山陽新幹線一旭川橋梁、山陽本線一旭川鉄橋、新鶴見橋、鶴見橋、蓬菜人道橋、蓬菜橋、相生橋、京橋、中橋、小橋、新京橋の橋脚を設置した (表 3-2、表 3-3 参照)。橋脚は木製で赤色ペイントを塗っていた。

また、清水堰、明星川堰、一の洗手、六延樋堰、三延樋堰、クラレ取水堰、制水工、新堰をモルタルにより製作し、各種堰等の越流天端部には青色ペイントを塗布した。

模型の概要図を図 5-1 に示す。

模型の最上流端には量水槽 (越流巾 1.30 m の全巾堰) を取り付け、 $Q = 0 \sim 340 \text{ l/sec}$ の流量測定および流量調節が可能となっている。百間川分水路の下流端にも量水槽 (全巾堰) を設置して、分流量の

測定ができるようになっている。

模型上流部の量水槽を経た流れは、導水路を通り、整流槽に落ち込む。そこから140kに設置した整流装置を通り、模型河道内に通水される。整流槽および整流装置は、流れの安定化を図る目的で設置している。

模型の下流端（旭川本川 7.0k および百間川分水路 11.6k）には、それぞれ水位調節用のゲートを設け、手動式巻き取りウインチによって、任意に模型の下流端水位が設定できるようになっている。

模型から排出された水は、帰還水路を通り、一旦、低水槽に貯留され、再びポンプによって高水槽を経由して、送水管に送られてくる。

5.3 実験の進め方と実験ケース

実験を進めるにあたっての基本的な考え方として『できるだけ現状の分流機構を尊重し、計画分流可能な越流堰（一の洗手）の形状を検討する』という方針にたって実験的検討を行った。

ここでいう『できるだけ現状に近い分流機構』とはつぎのことをいう。

- (1) 分流点の位置をあまり変えない。
- (2) 現在の固定堰（一の洗手）による流量機能を守った分流方法とする。
- (3) 計画分流を得るための河川構造物等はできるだけ設けない。
- (4) 分流点の堤防法線形状等はできる限り現況の法線形状に沿ったものとする。
- (5) 計画時における百間川分水路の低水路流量の洪水発生頻度は、現況河道における分流開始流量の洪水発生頻度と同等あるいはそれ以下であることとする。

実験の流れをまとめると図5-2のようである。

まず初めに、現地と模型とが幾何学的に相似に製作されているか、また、力学的にも相似になっているか検討するために検証実験を実施する。

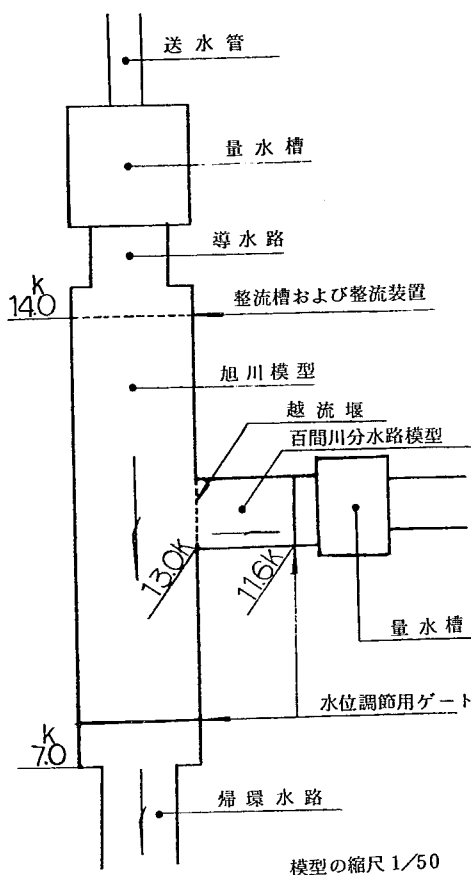


図5-1 模型の概要

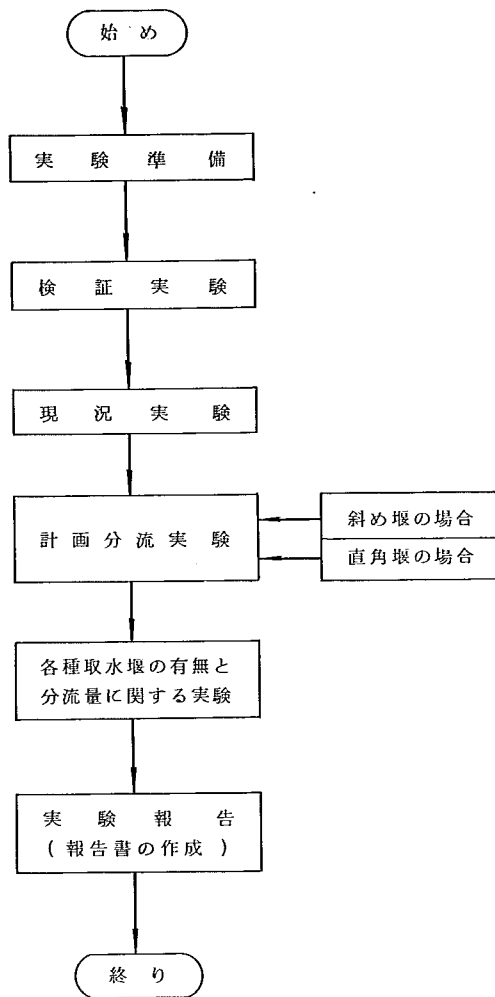


図5-2 実験の流れ

とくに、ここで扱うような分流点構造に関する検討を行う場合には、流況および水位その他の影響が、即分流量に影響を及ぼすため、検証実験はその後の実験結果の精度にも係ってくる重要な実験である。

つぎに、現況河道での分流量をはじめとする流況を把握し、計画分流をさせるために必要な資料の収集を行う。

現況実験の資料をもとに、現在の一の洗手に沿った越流堰（斜め越流堰と定義し、以下斜め堰と略す）と百間川分水路の流下方向に対して直角に設けた越流堰（直角越流堰と定義し、以下直角堰と略す）と

す)について、計画可能な方法を検討する。

斜め堰案については、越流堰高を与え、越流巾の拡巾によって計画分流させようとした。このとき、計画分流が不可能な場合には、各種構造物の設置、あるいは河道条件（例えば、堤防法戦の変更等）等を変えていった。

直角堰案については、あらかじめ越流堰の平面形状（越流巾等）を設定しておいて、越流堰高を上下させることによって計画分流可能な方法を求めようとした。

ここで、計画分流可能な分流点構造とは、図5-3に示す計画流量配分を満足する構造をいう。同図の Q は旭川本川上流からの流量で、 Q' は分流量である（以下、断りが無い限り Q 、 Q' と略す）同図の太実線で囲まれた斜線部分は、計画分流を可能とする範囲を示すものであり、その範囲は表5-1のとおりとなる。模型実験上では、測定誤差等を考慮した許容範囲を、分流量に対して2%とした。図5-1の細実線はその範囲を示したものである。実験の最後に、分流点附近にある各種取水堰等の有無が分流量へ与える影響について調べた。

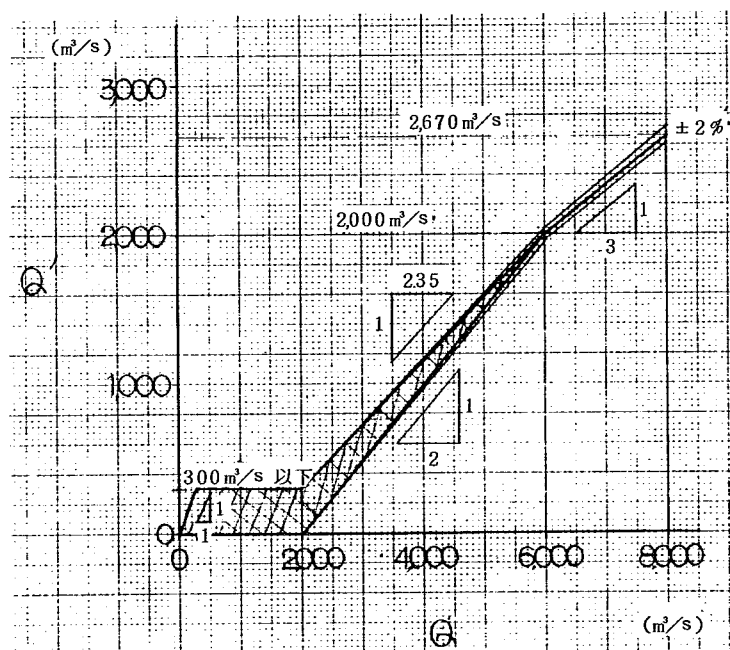


図5-3 計画流量配分図

表5-1 計画流量配分表

本川流量 Q (m ³ /s)	分流量 Q' (m ³ /s)
$Q \leq 300$	$Q' \leq Q$
$300 \leq Q \leq 2000$	$Q' \leq 300$
$2000 \leq Q \leq 6000$	$\frac{1}{2}Q - 1000 \leq Q'$ $\leq \frac{1}{2.35}Q - 550$
$6000 \leq Q$	$Q' = \frac{1}{3}Q$

ただし $Q, Q' \geq 0$

5.4 実験方法(測定方法)

5.4.1 実験条件の設定

まず、所定の流量を上流の量水槽で与え、定流となった後、流量配分に応じて本川および百間川分水路の下流端水位を設定する。このとき、下流端水位を設定したことによって流量配分が異なることがあり、そうしたときには、下流端水位を改めて設定し直す。そして $H \sim Q$ が変化しなくなるまで繰り返す。ここに、分流量は百間川分水路の下流に設けられている量水槽により測定し、本川の下流の流量は本川上

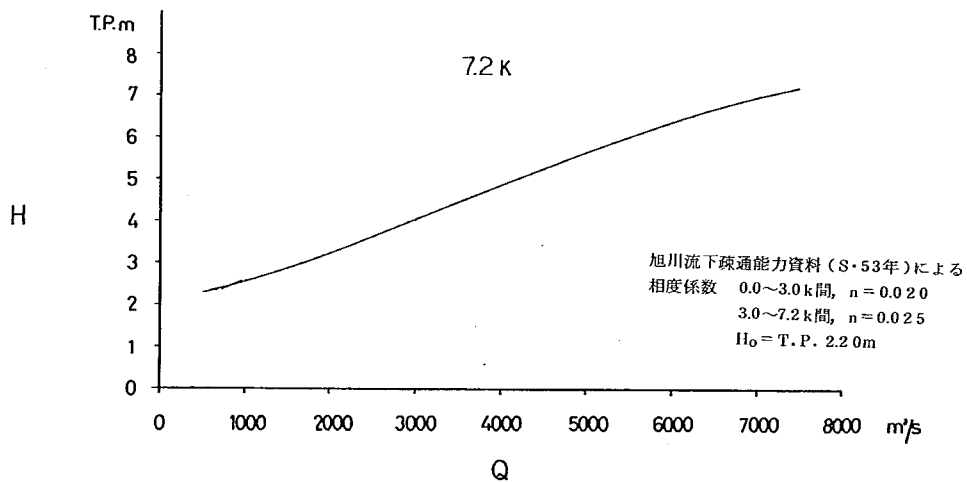


図5-4(a) 旭川現況河道 $H \sim Q$ 図…不等流計算結果より

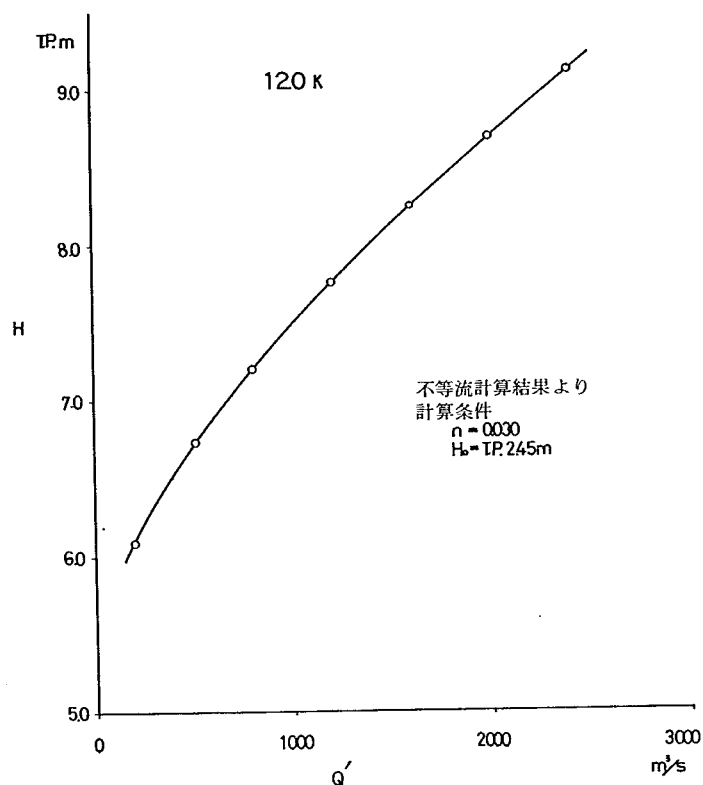


図 5 - 4(b) 百間川分水路現況河道 $H \sim Q$ 図

流で与えた流量より分流量を差し引いた値としている。

図 5 - 4 (a)(b)(c) に旭川現況河道 7.2 k 地点、百間川分水路の現況河道 120 k 地点、および計画河道 120 k 地点のそれぞれの $H \sim Q$ 図を示す。各図の $H \sim Q$ は、河口からの不等流計算結果に基づくものである。百間川分水路の計画外潮位（計算のための出発水位）が旭川のそれよりも高いのは百間川分水路の河口部にある河口水門による水位上昇量 0.25 m を見込んでいるためである。

5.4.2 水位の測定

水位はポイントゲージによって測定した。測定方法は、あらかじめ河床に鉾を打ちこみ、その高さを求めておきポイントゲージによって河床鉾から水面までの高さを読んで求めた。水位の測定点位置は、実験の目的に応じて若干異なるものの、おおむね図 5 - 5 に示す地点で測定した。

5.4.3 流況の測定

通水中に染料（白色ペイントとフローレッシン）を投入して、その動向を見ながら流線、渦の発生、死水域、剝離域等について観察およびスケッチをした。また、写真撮影による観察も実施した。写真撮影は地上からのものと、気球によるものとを併用し、気球による測定は模型上空約15mの高さに気球を上げ、それにカメラを吊り下げて写真撮影を行うもので、カメラは90度広角レンズを付けたモータードライブカメラである。

なお、写真撮影の結果は土研資料第1450号、「百間川分水路模型実験写真集」に報告する。

5.4.4 流速の測定

明星川堰および三延樋堰を越流する流量を求めるため、同堰上の流速を測定した。このとき、流速の測定にはピトー管を用い、マノメーターにより測った。一方、河道横断方向の流速分布

の測定には、つぎの方法によった。まず、測定断面にトイを2本用意しその中に染料を入れる。そのうちの一本の染料を先に投入し、数秒後にもう一本の染料を投入する。二本目の染料の投入と同時に気球写真によって写真撮影を行う。撮影された写真より上下2本の染料の間隔（距離）を求め、染料の投入時間間隔で除して流速値とした。ここに、染料の流下速度はほぼその地点の鉛直方向の平均流速値を示すといわれている。

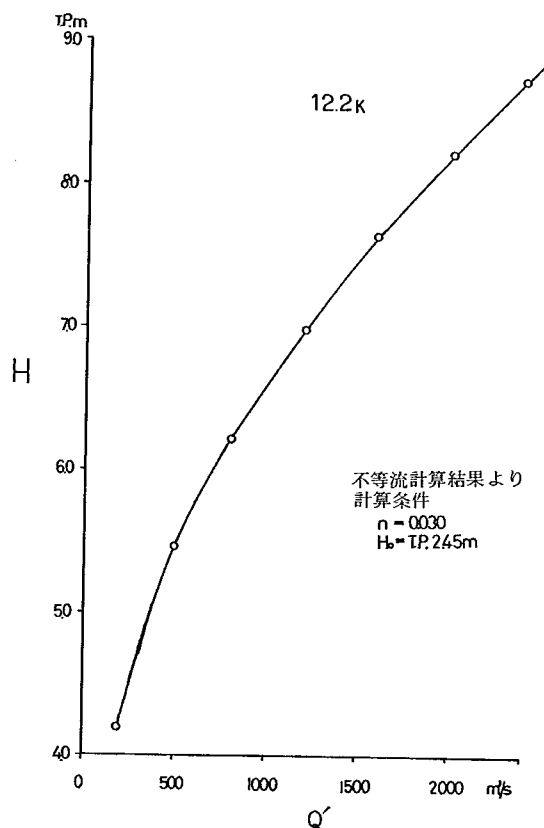


図5-4(c) 百間川分水路計画河道 $H \sim Q$ 図

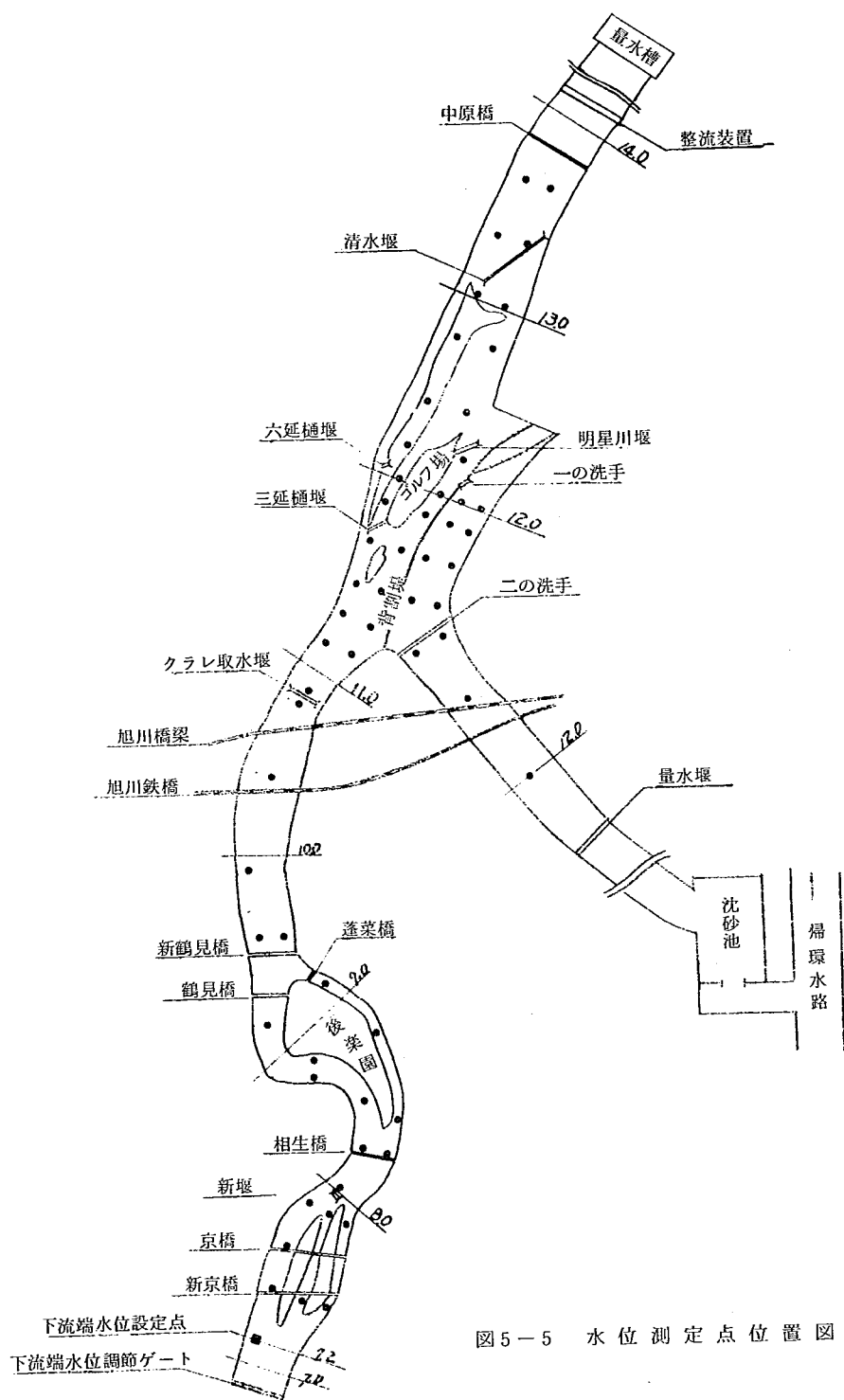


図5-5 水位測定点位置図

第6章 旭川模型の検証実験

6.1 実験概要

現地と模型とが幾何学的に相似に製作され、かつ流れについても力学的に相似でなければならない。現地と模型が相似関係にあるか、否かを調べ、相似関係にない場合は、相似となるように模型を設定しなければならない。そのための実験が検証実験である。一般的には、模型製作の段階で模型を幾何学的相似に製作するため、水位（流速）を現地と模型で合わせることによって力学的な相似関係が得られる。固定床模型の場合、水位を合わせるために模型河床の粗度を調整する。

とくに、ここで扱うような分流点構造に関するような問題では、水位の変化が直接分流比に影響を及ぼすため、検証実験は重要な実験となる。

固定床模型の検証実験の方法には、

- (1) 既往の洪水記録と模型実験（洪水痕跡値と模型実験水位）との比較，検討
- (2) 計算水位と模型水位との比較，検討

がある。ここでは、(1)の方法によって検証実験を行うこととし、旭川の最近における5回の洪水痕跡資料を基に検討した。

旭川の流観地点には、分流点より上流の下牧基準点（18.5k）と分流点より下流の出石地点（9.8k）とがある（図6-1）。洪水発生当時の流観値そのものを用いた場合には、下牧基準点における流観値と出石地点における流観値とが、分流量を考慮しても水収支が合わないという矛盾した点があった。[※]そのため、洪水発生当時の資料を見直すことによって、各洪水の最大流量が岡山河川工事事務所により補正された。検証実験で対象とした洪水の発生年月および各地点における流量は表6-1のとおりである。同表の数値は補正された流量である。同表の分流量は、二の洗手の越流水深よりIppenの公式で算定されたものである。また、() 内の数値（出石地点）は、流観を実施していないため、水収支によって推

表6-1 検証実験で対象とする洪水

洪水発生年月	下牧流観値	出石流観値	分流量	遊水量
昭和44年7月	1,790 m^3/s	(1,790) m^3/s	0 m^3/s	0 m^3/s
昭和46年7月	2,610	(2,450)	160	0
昭和47年6月	2,370	(2,340)	30	0
昭和47年7月	4,050	3,600	417	33
昭和51年9月	1,870	1,870	0	0

() 内は推定値

※ 「流観値とその矛盾点および予備実験」について、巻末に参考資料として添付する。

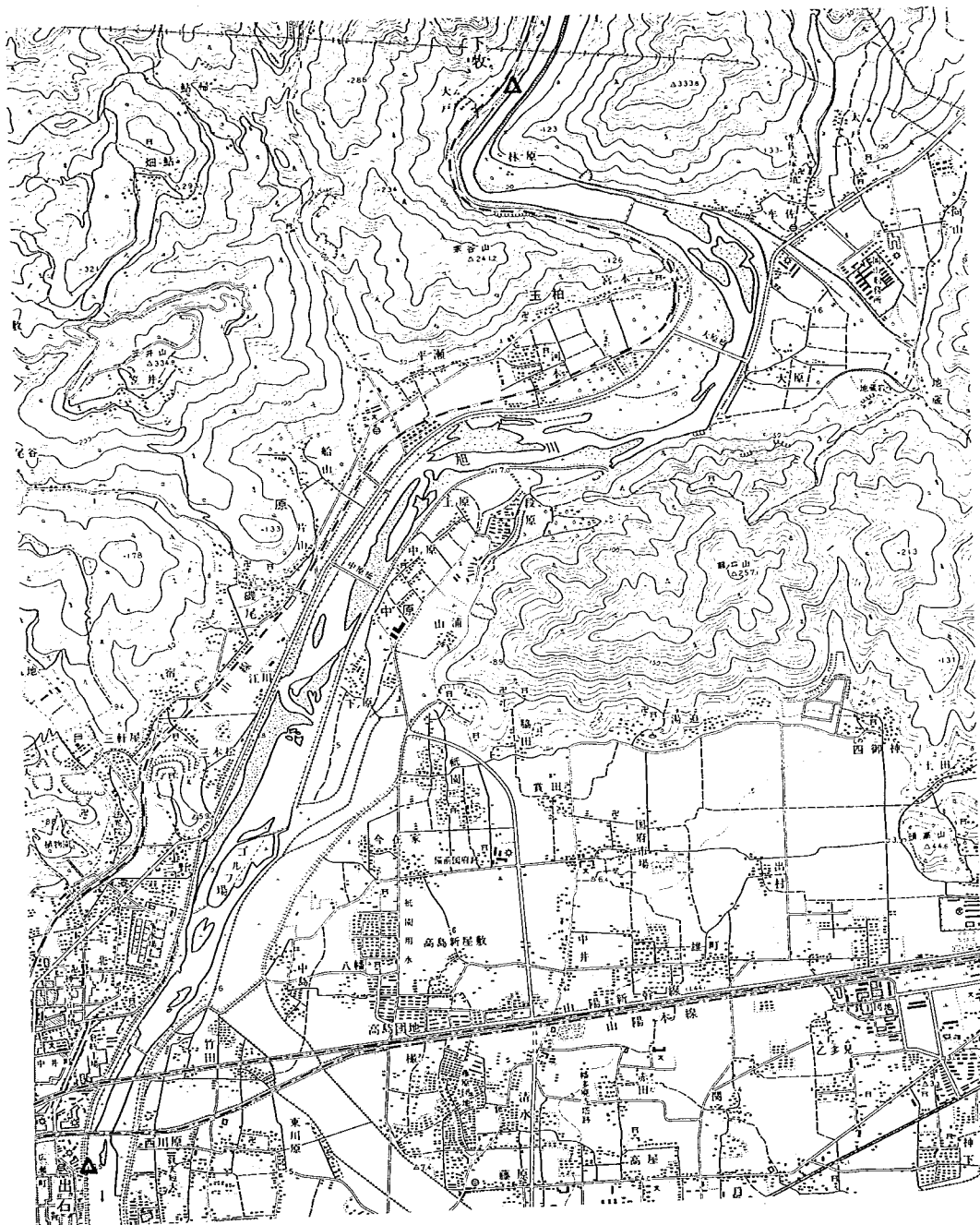
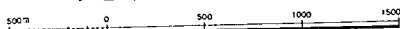


図6-1 下牧および出石の流観地点

1:25,000



定されたものである。昭和47年7月洪水では、大原および中原遊水池で $33 \text{ m}^3/\text{s}$ の遊水量を見込んでいる。なお、中ノ島の上流部(7.95 k)にある新堰は、昭和51年8月に改築されている。

6.2 実験結果とその考察(洪水痕跡水位と実験水位との比較, 検討)

水位の測定結果および痕跡水位を附図1-(a)~(e)に示す。同図から各洪水痕跡と実験水位とを比較するとつぎのようになる。

a) 昭和44年7月洪水 ($Q = 1.790 \text{ m}^3/\text{s}$) ……附図1-(a)

全体的な傾向からみれば、実験水位と痕跡水位は比較的よく一致している。しかしながら、12.0 k 左岸(明星川堰下流)の実験水位が痕跡水位よりも低くなっているように、部分的に実験水位と痕跡水位が異なる地点もある。また、相生地点における水位観測値(右岸)と痕跡水位に差違がある。

b) 昭和46年7月洪水 ($Q = 2.610 \text{ m}^3/\text{s}$) ……附図1-(b)

実験水位と痕跡水位は比較的よく一致している。

c) 昭和47年6月洪水 ($Q = 2.370 \text{ m}^3/\text{s}$) ……附図1-(c)

全体的に実験水位の方が痕跡水位に比べて高い。クラレ堰上流では痕跡水位の測定断面間隔が長く、現地での水面形が適確に表現されていない点がある。また8.4~10.0 k間の左岸痕跡水位の計測値にはバラツキが多く痕跡水位そのものに疑問な点が多い。

d) 昭和47年7月洪水 ($Q = 4.050 \text{ m}^3/\text{s}$) ……附図1-(d)

水位観測値と痕跡水位とを比較すると、水位観測値の方が痕跡水位に比べて高く、実験水位は水位観測値とよく一致している。

e) 昭和51年9月洪水 ($Q = 1.870 \text{ m}^3/\text{s}$) ……附図1-(e)

9.6~10.8 k間についてみれば、痕跡水位よりも実験水位の方が低いところもあるが、全体的には痕跡水位を包括した値をとっている。しかし、12.4 k 右岸痕跡値にみられるように、その上下流の水位より極端に低くなっている地点があり、痕跡水位の値に問題があるように思われる。

以上の結果、痕跡水位と実験水位との完全な一致は得られなかったが、水位観測所の水位は実験水位と比較すると良く一致したため、つぎの実験へと進んだ。

第7章 現況河道模型実験

7.1 実験概要

現況河道での模型実験は、現況の分流機能を把握して、計画分流に必要な分流点構造の検討資料および比較資料を得るものである。

実験は $Q = 500 \sim 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の8種類について行った。実験ケースを表7-1に示す。

表7-1 実験ケースと分流量の測定結果……現況河道模型実験

実験 ケース	流量 ($Q \text{ m}^3/\text{s}$)	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	

7.2 実験結果とその考察

7.2.1 流況および水位

分流点附近の流況を附図2-(a)~(e)に、後楽園および中ノ島附近の流況を附図3-(a)~(e)に示す。また、水位継続図を附図4-(a)~(e)に示す。各図は $Q = 500, 2,000, 4,000, 6,000$ および $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ についてのみ示す。これらの図よりつぎのことがいえる。

[$Q = 500 \sim 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$]

$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ は、百間川分水路に分流しないケースである。

$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、12.6~13.0k河道中央部に死水域が生じる。また、 $Q = 500, 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では明星川堰右岸下流部で渦が生じる。水位縦断面をみると、ゴルフ場をはさむ左右岸で1.0~2.0mの水位差があり、明星川堰および六延樋堰の影響が大きい。また、クラレ堰の上下流の水位差も約1.0mある。

$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時には、一の洗手の天端 ($H = \text{T.P.} 7.29\text{m}$)すれすれで流下する。後楽園附近の本川では流れの乱れが著しい。

[$Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$]

計画流量以下の中洪水について調べたものである。流量が大きくなるにつれて直線的に流れるようになる。この流量では背割堤上を越流しない。8.0~7.7kの新堰右岸の高水敷は、死水域から逆流域に

変っている。

[$Q = 6,000, 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$]

$Q = 6,000$ および $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ は、それぞれ計画流量と計画規模以上の流量を通水したケースである。

ゴルフ場の上流からの流れは、ゴルフ場によって左右に二分されるように流下する。しかし、中小洪水時に比べてかなり直線的に流下している。一の洗手付近の流れをみると、一の洗手の上流100m位(123k)から、下流150m(120k)間で百間川分水路に分流している。分流した流れの一部は、11.3～11.6k間で再び旭川に戻る流れに変わるものもある。

後楽園および中ノ島附近の流況をみると、とくに、後楽園本川8.7～8.9k左岸には、わん曲の影響を受けたかなり激しい乱れがある。また、8.5k附近右岸側(わん曲部の内岸側)にも渦流がみられる。中ノ島の右派川7.7～8.0kでは、上流にあるわん曲流の影響を受け逆流が生じている。

7.3 実験結果のまとめ

分流量と主要構造物への洪水のり上げ状況および堰での越流状況をまとめると、表7-2のとおりとなる。

表7-2 分流量と主要構造物への洪水のり上げ状況および堰の越流状況

— 現況実験 —

実験ケース	通水流量 $Q (\text{m}^3/\text{s})$	分流量 $Q' (\text{m}^3/\text{s})$	主要構造物への洪水のり上げ状況および堰の越流状況							
			ゴルフ場	一の洗手	背割堤	中ノ島	クラレ堰	明星川堰	三延樋堰	一の洗手
1	500	—	×	×	×	×	完全	完全	完全	完全
2	1,000	—	×	×	×	×	"	"	"	"
3	2,000	—	×	○	×	×	"	"	"	"
4	3,000	286	○	○	×	×	"	"	"	"
5	4,000	576	○	○	×	×	"	不完全	不完全	"
6	5,000	1,029	○	○	○	×	不完全	"	もぐり	不完全
7	6,000	1,345	○	○	○	×	"	"	"	"
8	7,500	2,050	○	○	○	△	"	"	"	"

ここに、堰の越流状況(完全越流、もぐり流)は目視観察によって判断したものである。

図7-1は、分流点附近の水位縦断を流量別に示したものである。また、旭川122k地点のH～Qの関係を示したのが図7-2である。図7-1および図7-2より、旭川11.8～12.2k間の水位は右岸側より左岸側の方が低く、左右岸での水位差は流量が小さいと大きく、流量が大きくなるにつれてその水位差が小さくなっていく。これは、12.3k左岸側に明星川堰があり、11.8k右岸側に三延樋堰がある

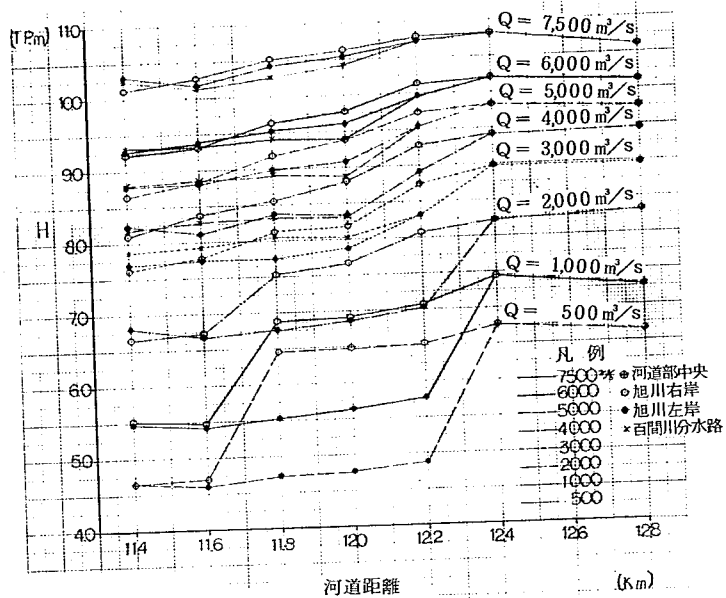


图 7-1 水位縦断面図 — 現況実験 —

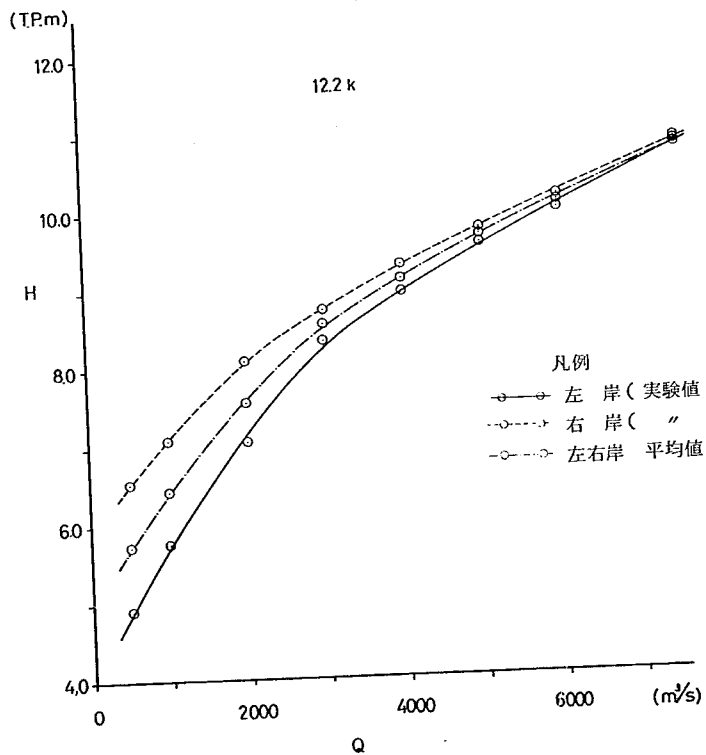


图 7-2 旭川 12.2 k H~Q 図

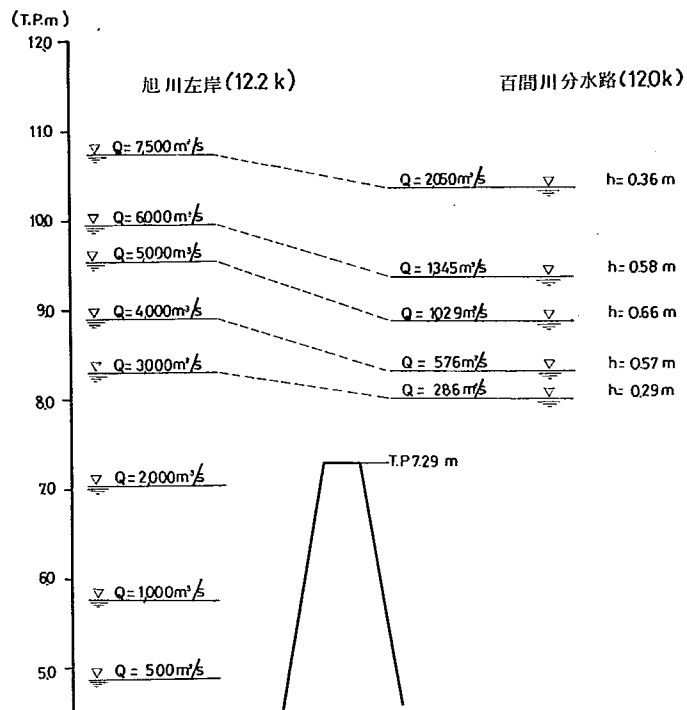


図 7-3 一の洗手の上下流水位

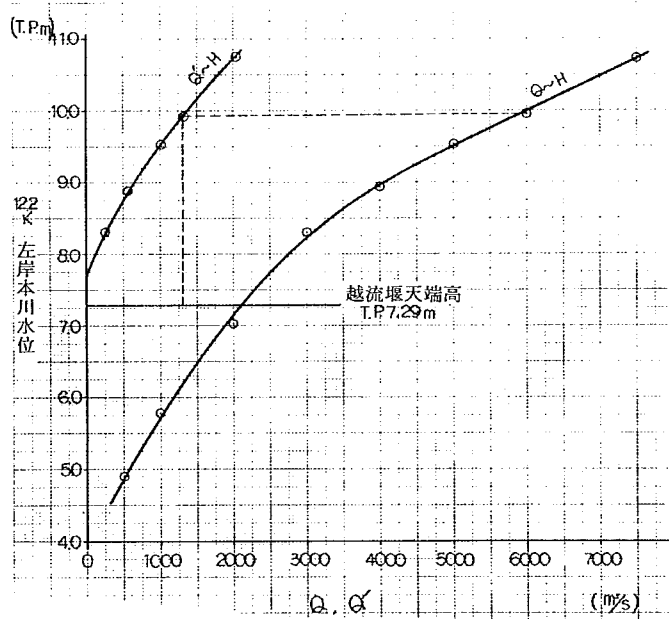


図 7-4 一の洗手直上流の水位 H と Q, Q' の関係

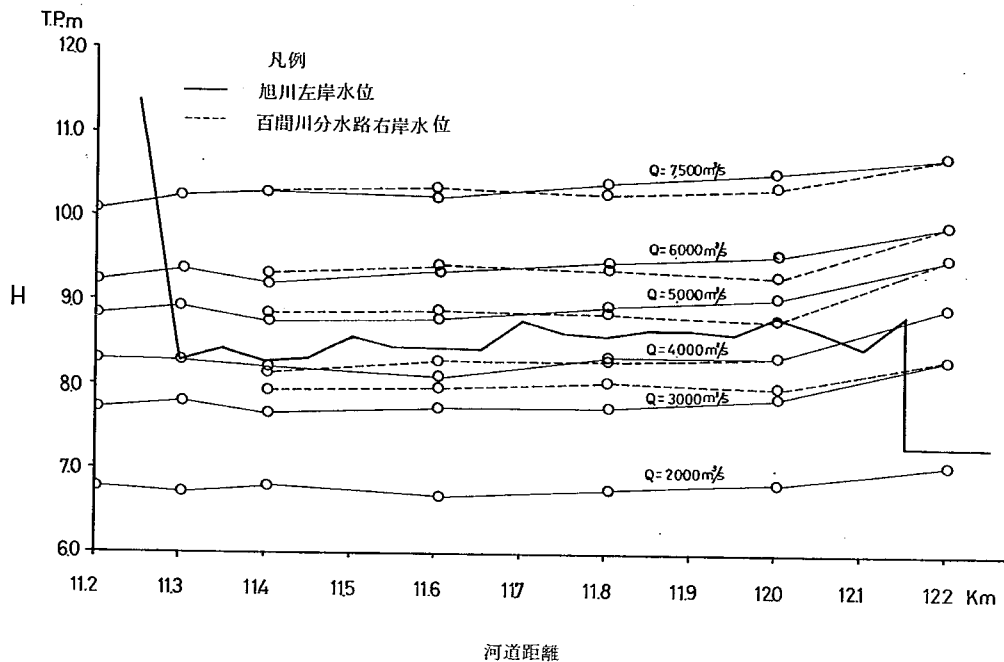


図 7-5 背割堤の左右岸水位縦断面図

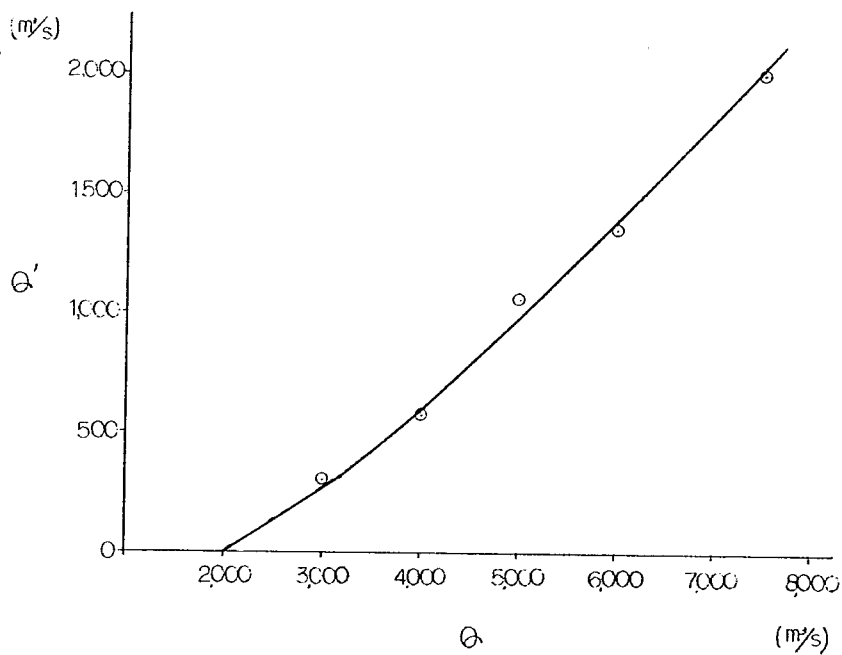


図 7-6 現況河道における $Q \sim Q'$ 図

ためである。

一の洗手 ($H = T.P. 7.29m$) の上下流水位 (旭川 12.2k 左岸水位と百間川分水路 12.0k 水位) の関係は図 7-3 のようになる。同図の h は旭川と百間川分水路との水位差である。また、一の洗手直上流旭川 (12.2k) の水位と本川流量および分流量との関係を調べたのが図 7-4 である。

図 7-2 および 7-4 から、 $Q = 2,000 m^3/s$ より大きくなると、流量の増加に対する水位の増加率は減少している。これは、現況河道では分流開始流量が $Q = 1,970 m^3/s$ であり、それ以上の流量になると百間川分水路に分流するためである。

図 7-5 は背割堤上の流れをみるために、旭川左岸水位縦断と百間川分水路右岸の水位縦断をプロットしたものである。同図より、流量が $Q = 4,000 m^3/s$ 以下である場合には、百間川分水路の水位の方が旭川左岸の水位よりも低い。しかし、 $Q = 4,000 m^3/s$ を越えると、11.7k より下流では百間川分水路の右岸水位の方が高くなる。そのため、一旦、一の洗手を越え分流した流れの一部が、11.7k 附近下流部より再び旭川に戻る流れになっている。

図 7-6 は本川流量と分流量の関係を示したものである。同図より、計画流量 $Q = 6,000 m^3/s$ に対しては、分流量 Q' が $Q' = 1,345 m^3/s$ しか得られず、目標とする $Q' = 2,000 m^3/s$ には及ばない。

以上、現状実験での結果をまとめるとつぎのようになる。

- (1) 流量が大きくなるにつれて流れに直進性があらわれ、とくに、斜め堰 (清水堰、明星川堰、三延樋堰) 附近では、流量の小さい場合に堰の方向に対して直角に流下してきた流れが、流量が大きくなるにつれて真直ぐ流れるようになる。
- (2) $Q = 6,000 m^3/s$ 通水時における百間川分水路への分流状況は、一の洗手の上流 80~100m と下流約 200m 内の範囲から流入する。(一の洗手の巾は 60m であるが、 $Q = 6,000 m^3/s$ 時には、その上下流から百間川分水路に分流している)
- (3) $Q = 6,000 m^3/s$ で背割堤は完全に水面下にあり、11.6k 附近では、一旦、百間川分水路に流入した流れが再び旭川に戻る流れとなる。しかし、その量は僅かであり、全体的には背割堤に沿った流況を呈している。
- (4) 流量が小さいときの水位縦断形は流量が大きい場合に比べて堰の影響を強くうけ、とくに、クラレ堰、三延樋堰、明星川堰の直上下流で大きな水位差が生じる。
- (5) 本川流量 Q と分流量 Q' の関係は図 7-6 のとおりである。

第8章 計画分流実験(A)―斜め堰の場合―

8.1 計画分流可能な越流堰高と越流巾の検討

8.1.1 越流堰高 $H = T.P. 7.29\text{ m}$ (現高)とした場合

〔実験概要〕

現況河道では計画分流 ($Q = 6,000\text{ m}^3/\text{s}$, $Q' = 2,000\text{ m}^3/\text{s}$) が不可能であったため、一の洗手の越流巾を広げ (一の洗手の改築によって、以下、越流堰とする)、分流量がどのように変化するかについて実験的検討を行った。

模型は、旭川を現況河道としているが、百間川分水路については計画河道とした。なお、百間川分水路の低水路巾は 80 m とし、河床勾配は 128 k (百間川分水路の距離標) より $1/2,500$ としている (河道条件 a) とする)。さらに、 $n = 0.03$ とした不等流計算水位に基づいて、河床粗度を調整した。また、 125 k より下流左岸堤防の法線形状は、現況実験の $Q = 6,000\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時における流況に沿って決めた。分流点附近の平面形状を図 8-1 に示す。

実験ケースと分流量の測定結果を表 8-1 に示す。

表 8-1 実験ケースと分流量の測定結果

$H = T.P. 7.29\text{ m}$ (現高) の場合

〔分流量〕

分流量の測定結果を図 8-2、および図 8-3 に示す。ここに B は越流巾である。図 8-2 は、 Q をパラメータとし $B \sim Q'$ の関係を、図 8-3 は B をパラメータとし、 $Q \sim Q'$ の関係を図示したものである。

これらの図より、越流巾 B の拡巾にともなって分流量は増加することが分かる。しかし、その増加傾向は漸減的であり、 $Q = 6,000\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には、 B を 350 m とし

てもそのときの分流量は、 $Q' =$

$1,715\text{ m}^3/\text{s}$ しか得られず、計画分流量 $Q' = 2,000\text{ m}^3/\text{s}$ を下回る。

図 8-3 で $Q \sim Q'$ の関係を現況実験の結果と比較すると、 $B = 140\text{ m}$ とした場合には、現況実験の場合よりも分流量は小さくなっている。これは、この実験では、背割堤上を越流しないために、実質的に越流巾が縮小されたことによるものである。

実験ケース		越流巾B(m)	流量Q (㎡／s)	分流量Q' (㎡／s)
1	1	140	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 ㎡／s		

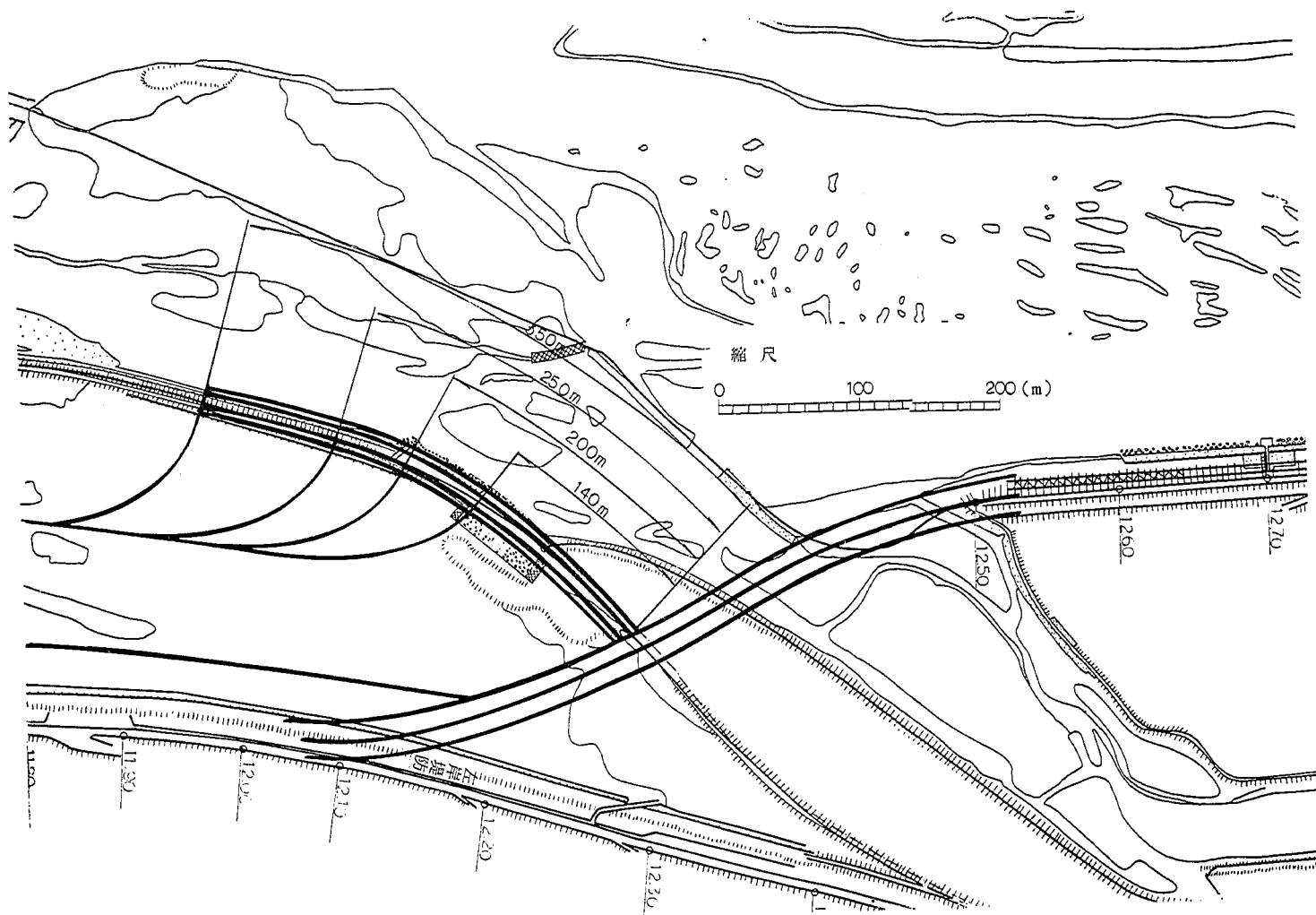


図8-1 分流点附近の平面形状

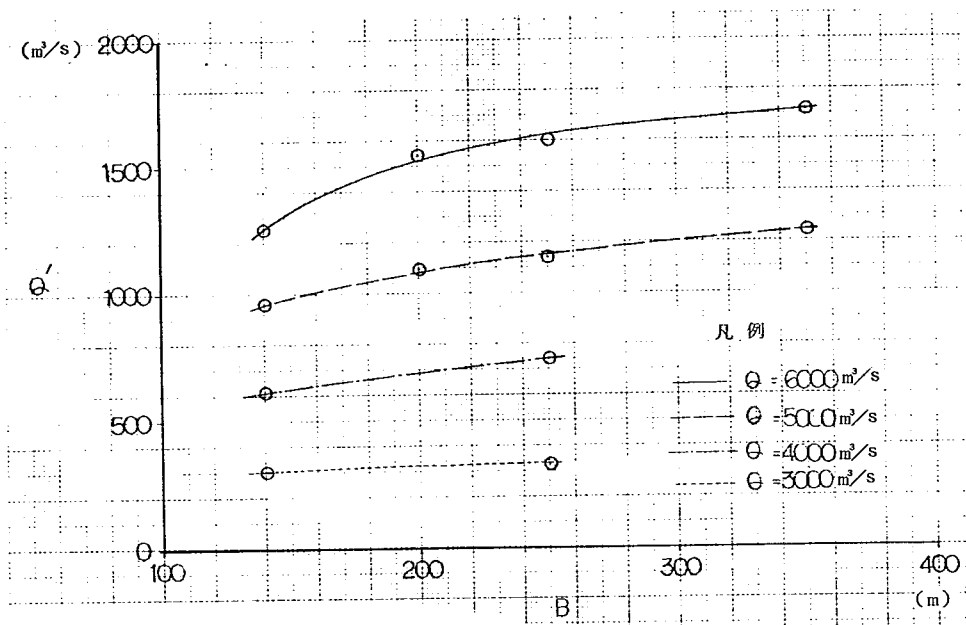


図8-2 越流巾と分流量の関係 — $H = \text{T.P. } 7.29 \text{ m}$ の場合—

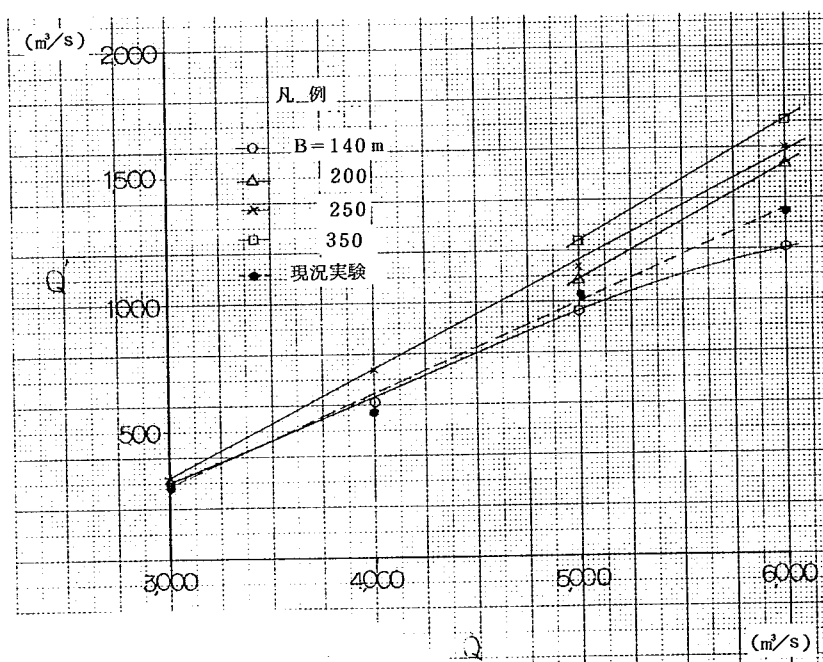


図8-3 $Q-Q'$ 図 — $H = \text{T.P. } 7.29 \text{ m}$ の場合—

〔流況〕

分流点附近の流況を附図－5に示す。

同附図より、 $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ と $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況には大きな差異はないが、越流巾 B の大きさによって流況を異にする。B とその流況の特徴を記すとつぎのとおりである。

○ B = 140 m の場合

背割堤の百間川筋（百間川分水路の右岸高水敷上）に逆流域および死水域が生じる。

○ B = 200 m の場合

死水域は無くなり、逆流域のみ残る。その大きさは B = 140 m の場合よりも小さい。

○ B = 250 m の場合

流況は堤防法線に沿っており、滑らかに流下する。

○ B = 350 m の場合

越流堰の右岸部では、分流境界線が越流堰形状にそっており、その長さは約 50 m ある。したがって、これ以上 B を大きくとっても分流量の増加は大きく期待できないものと思われる。

〔水位〕

分流点附近の水位測定結果を附図 6－(a), (b) に示す。同附図の (a) は流量別の水位縦断面図を示したものであり、(b) は越流巾 B と $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時における水位関係をみたものである。

附図 6－(a) より、流量が大きくなるにつれて、旭川左右岸、および百間川分水路とのそれぞれの水位差は小さくなる。また、附図 6－(b) より、B が大きくなると、旭川左右岸の水位は下がり、百間川分水路の水位は上昇する。これは、B の拡巾によって分流量 Q' が増え、一方の旭川では流量が減るためである。

8.2.1 越流堰高 $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$ (現高マイナス 1.00 m) とした場合

〔実験概要〕

8.1.1 で検討したように $H = \text{T.P. } 7.29 \text{ m}$ の場合には、越流巾を拡巾しても $Q' = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ には満たなかった。ここでは越流堰高を低くし、さらに、越流巾を拡巾することによって計画分流が達成できないか検討したものである。

実験ケースを表 8－2 に示す。

表 8－2 実験ケースと分流量の測定結果

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

実験ケース		越流巾 B(m)	流 量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$	分 流 量 $Q'(\text{m}^3/\text{s})$
1	1	140	1,000	—
	2		3,000	550
	3		5,000	1,210
	4		6,000	1,580
2	1	200	5,000	1,370
	2		6,000	1,840
3	1	250	2,000	127
	2		3,000	620
	3		5,000	1,390
	4		6,000	1,850
4	1	350	5,000	1,390
	2		6,000	1,850
5		分流開始流量 $Q_0 = 1,240 \text{ m}^3/\text{s}$		

〔分流量〕

図8-4は越流巾Bと分流量の関係を示したものである。また、 $B=250\text{m}$ の場合の $Q\sim Q'$ の関係を図8-5に示す。

図8-4より、計画流量 $Q=6,000\text{m}^3/\text{s}$ に対する越流巾Bと分流量 Q' の関係をみると、Bが200m附近で分流量の頭打ちがあり、それ以上Bを拡大しても分流量は増加しなかった。このことは、 $Q=5,000\text{m}^3/\text{s}$ 通水時にもいえることで、Bを大きくしても分流量は必ずしも増加しないことが分った。これは、旭川左岸と百間川分水路のエネルギー水頭を比較した場合に、越流堰の右岸寄りでは、百間川分水路の方が大きく、左岸寄りでは小さい。そのため、越流堰の左岸寄りで、一旦、百間川分水路に分流した流れが、右岸寄りで旭川本川に再び戻るためである。また、越流堰の右岸寄りが丁度分流境界線に位置するためである。

$Q=6,000\text{m}^3/\text{s}$ 通水時における最大分流量 Q' は $Q'=1,850\text{m}^3/\text{s}$ ($B=250\text{m}$)であり、やはり計画分流の $Q'=2,000\text{m}^3/\text{s}$ には満たなかった。

〔流況〕

分流点附近の流況を附図-7に示す。同図より、越流堰高 $H=\text{T.P. } 7.29\text{m}$ の場合と同様、 $Q=5,000\text{m}^3/\text{s}$ 通水時と $Q=6,000\text{m}^3/\text{s}$ 通水時の流況には大きな差異はなく、越流巾によって流況を異にする。

百間川分水路120k右岸高水敷上には、 $B=140\text{m}$ とした場合に死水域および逆流域が生じるが、 $B=200\sim 250\text{m}$ とすると順流となる。さらに越流巾を広げ $B=350\text{m}$ とすると、一旦、越流堰を越えて、百間川分水路に分流した流れが、越流堰の右岸寄りで再び旭川本川に戻る流れとなる。このような現象は、越流巾Bを $B=200\text{m}$ より広げても、分流量が増加しない点に結びつく。

$H=\text{T.P. } 7.29\text{m}$ の場合と比較すると、越流堰高を低くすることによって、死水域および逆流域は縮小しているが、一方では、Bを大きくとったときに旭川に戻る流れが観察される。

〔水位〕

附図8-(a)、(b)は分流点附近の水位継断図を示したものである。

附図8-(a)より、120k地点の本川左岸と百間川分水路の水位を比較すると、越流巾Bが200mより大きくなると、百間川分水路の水位の方が高くなり、その水位差も大きくなる傾向にある。その結果として、流況および分流量に見られるように、一旦越流堰を越え百間川分水路に入った流れが、再び旭川本川に戻る流れになっていることが説明できる。

$H=\text{T.P. } 7.29\text{m}$ の場合と比較すると、旭川左右岸および百間川分水路との水位差は小さくなっており、平均化される傾向にある。

8.1.3 越流堰高 $H=\text{T.P. } 5.29\text{m}$ (現高マイナス2.0m)とした場合

〔実験概要〕

越流堰高を現高よりも1.0m下げた $H=\text{T.P. } 6.29\text{m}$ とし、さらに、越流巾を拡大しても、計画分流量 $Q'=2,000\text{m}^3/\text{s}$ には満たなかった。ここでは、さらに現高よりも2.0m下げた $H=\text{T.P. } 5.29\text{m}$ とした

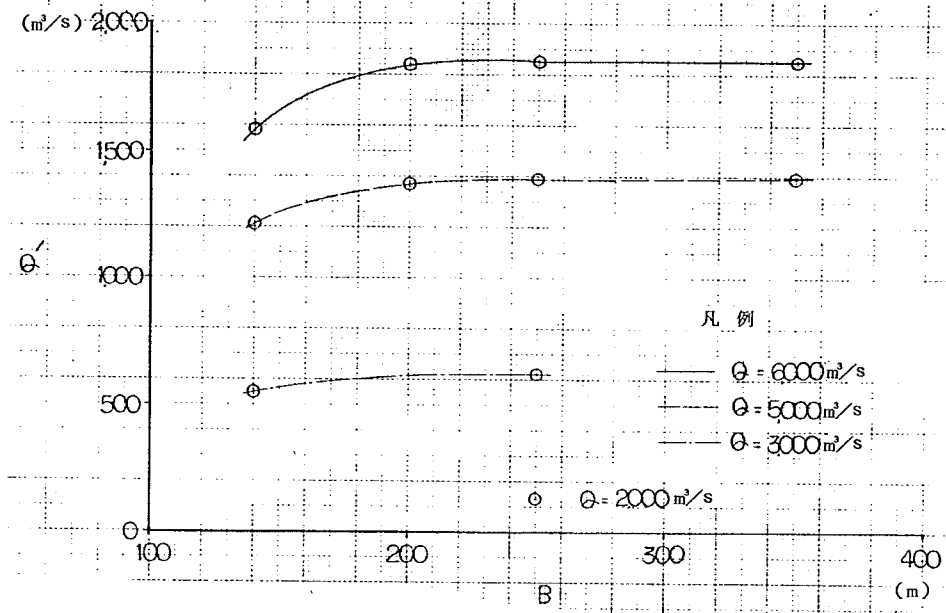


図 8-4 越流巾と分流量の関係 — $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$ の場合 —

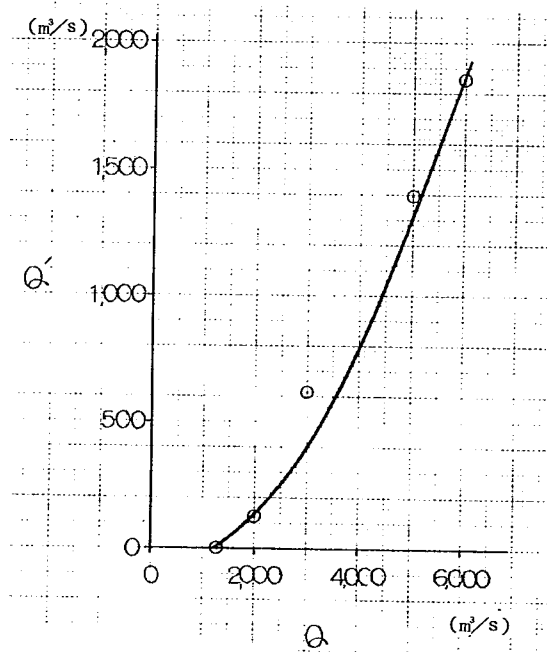


図 8-5 $Q-Q'$ 図 ($B = 250 \text{ m}$)
— $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$ の場合 —

場合について実験的検討を行った。実験ケースと分流量の測定結果を表 8-3 に示す。

〔分流量〕

$Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時における越流巾 B と分流量 Q' の関係は図 8-6 のとおりであった。 Q' は B を大きくとることによって増加するが、その増加率は B が大きくなるにつれて小さくなる。計画分流量 $Q' = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ は $B = 160 \text{ m}$ で満足する。

表 8-3 実験ケースと分流量の測定結果

$H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$ (現高マイナス 20 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	140	1,932	
2	161	2,000	
3	174	2,035	
4	200	2,040	
5	250	2,040	

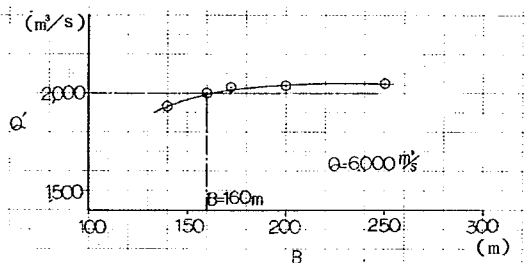


図 8-6 越流巾と分流量の関係
— $H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$ の場合—

表 8-4 実験ケースと分流量の測定結果
越流堰を撤去した場合 ($Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

実験ケース	越流巾 $B(\text{m})$	分流量 $Q' (\text{m}^3/\text{s})$	摘 要
1	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	

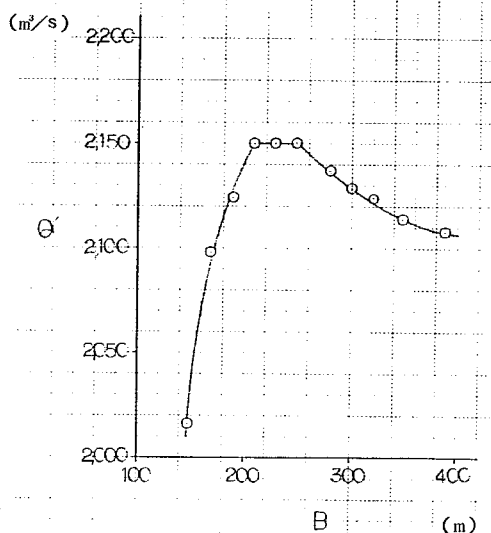


図 8-7 越流巾と分流量の関係
—越流堰を撤去した場合—

8.1.4 越流堰を撤去した場合

〔実験概要〕

越流堰を撤去し、撤去跡の高さを百間川分水路の計画河床高 ($H = \text{T.P. } 3.26 \sim 3.40 \text{ m}$) と一致させ、撤去巾 (越流巾) と分流量の関係を調べた。実験ケースと分流量の測定結果を表 8-4 に示す。

〔分流量〕

実験の結果を図 8-7 に示す。同図より、計画分流量は $B = 150 \text{ m}$ 以下で満たされることが分った。また、 B が 210 m までは B の大きさとともに分流量は増加するが、それより大きくなると B が 230 m まで分流量は変わらず、 B が 230 m より大きくなると、逆に分流量は小さくなっていく。これは、前記同様に、一旦、百間川分水路に分流した流れが再び旭川本川に戻るためである。この実験では、 B を 240 m 変えたにもかかわらず、そのときの分流量の変化は $130 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度しかなかった。

8.1.5 ま と め

図 8-8 は、各越流堰高に対して、 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時における越流巾と分流量の関係をまとめ

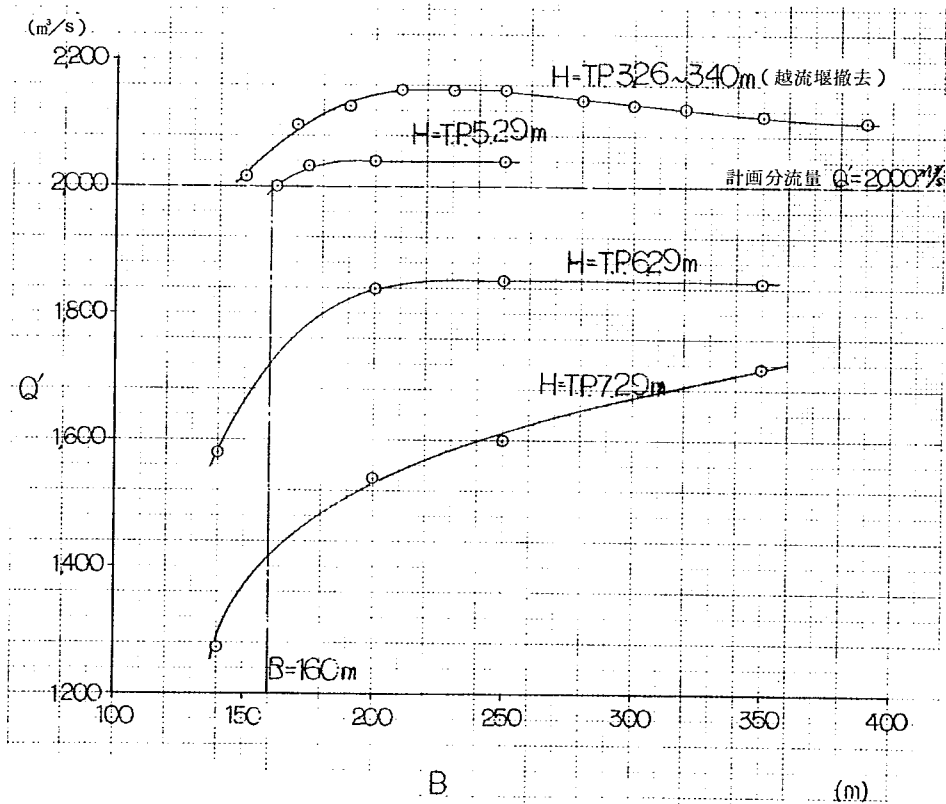


図 8-8 $B-Q'$ の関係 (まとめ) ($Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

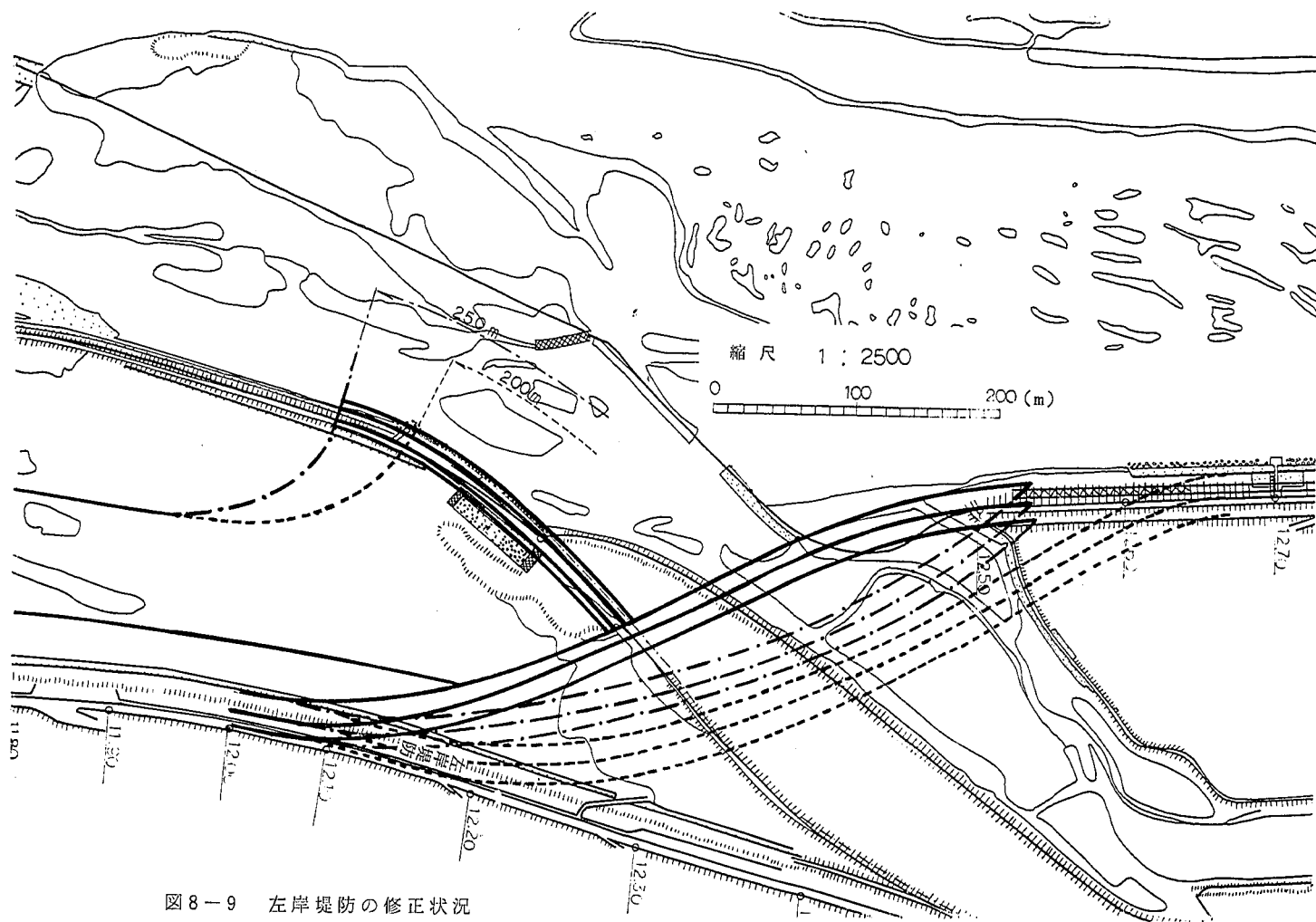


図8-9 左岸堤防の修正状況

表 8-5 実験ケースと分流量の測定結果

H = T.P. 629m の場合 (Q = 6,000 m³/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 (法線 b)		1,860		
	2		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 (法線 b)	B = 1 4 0 m + α	1,760		
	2		B = 1 6 0 m + α	1,820		
	3		B = 1 8 0 m + α	1,860		
	4		B = 2 0 0 m + α	1,900		
	5		B = 2 5 0 m + α	1,900		
3	1	左岸堤防法線の修正 (法線 c)		1,900		
	2		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		水 制 設 置 下流端水位を下げる	2,040		
4	1	固定堰の設置 (法線 a)	B = 2 0 0 m	固定堰の高さ T.P. 4.00 m	1,890	
	2			4.50 m	1,920	
	3			5.00 m	1,960	
	4			5.50 m	2,020	
	5		B = 1 4 0 m	6.00 m	1,780	
5	1	背割堤法線の移動	B = 2 0 0 m	背割堤法線移動 b = 2 0 m	1,960	
	2			4 0	2,060	
	3		B = 2 5 0 m	2 0	2,020	
	4			4 0	2,240	

たものである。同図よりつぎのことがいえる。

- (1) 計画分流量 $Q' = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ を満たすためには、越流堰の高さを、 $H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$ (現高マイナス 2.0 m) 程度としなければならない。そのときの越流巾は $B = 160 \text{ m}$ である。
- (2) 分流量 Q' は越流巾 B に対して漸減的增加傾向を示し、越流巾が大きくなると分流量の頭打ちがみられる。

この頭打ち現象は越流堰高が低く、越流巾が狭い場合に顕著である。越流堰が最も低い場合(越流堰を撤去)には、越流巾が 250 m を越えると越流巾に対して逆に分流量は減少する。

8.2 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

8.2.1 越流堰高 $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$ の場合

〔実験概要〕

8.1の実験で越流堰高を $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$ とした場合には、越流巾 B を大きくとっても、計画分流量 $Q' = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ を得ることができなかった。そこで、 $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$ とした場合について、旭川左岸堤防の修正および固定堰の設置、背割堤法線の移動等を試み、計画流量が得られる方法について検討した。実験ケースと分流量の測定結果を表 8-5 に示す。

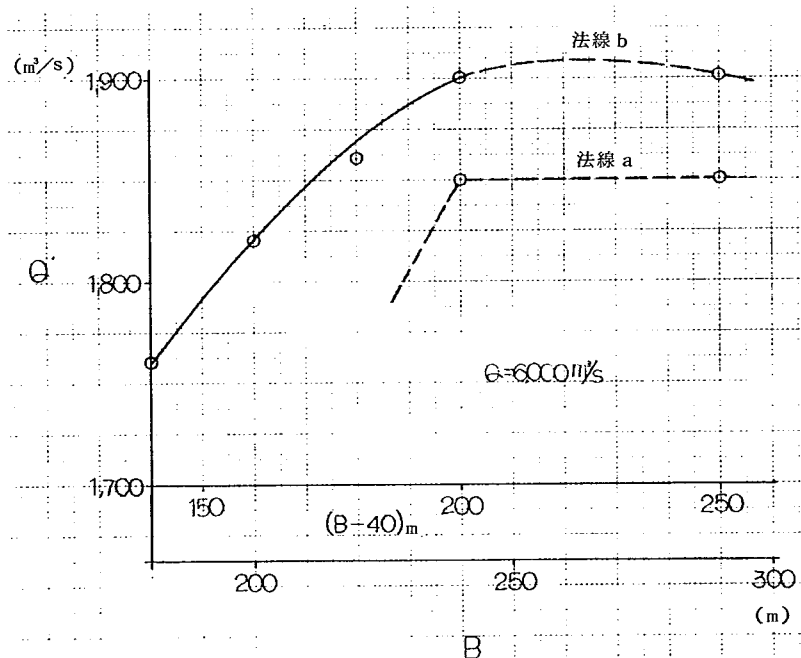


図 8-10 越流巾と分流量 — 左岸堤防の修正 (法線 b) —

〔左岸堤防法線の修正〕

8.1の実験で越流堰を越える単位巾当りの流量は、越流堰の左岸寄り程多かったことから、左岸堤防法線の修正によって分流量の増加を期待した。図8-9は左岸堤防法線の修正（引堤）状況を示したものである。図中の一点鎖線を法線b、破線を法線cとする。実線は8.1で実施したときの法線であり法線aとする。法線aで $B=250\text{m}$ とした場合、 $Q=6,000\text{m}^3/\text{s}$ に対して $Q'=1,850\text{m}^3/\text{s}$ であった。この実験で法線bとした場合には、 $Q'=1,860\text{m}^3/\text{s}$ （実験ケース1-1）が得られ、法線cとした場合には、 $Q'=1,900\text{m}^3/\text{s}$ （実験ケース3-1）が得られた。いずれの場合も多く分流量増は得られず、計画分流量 $Q'=2,000\text{m}^3/\text{s}$ には満たなかった。その原因に、法線aと引堤部との間が死水域となり、越流に際して有効河積として機能を果たさなかったためと考えられる。

〔越流巾と分流量〕……法線b

左岸堤防法線形状を法線bとし、越流巾と分流量の関係を調べた（実験ケース2）。表の α は法線aとbとの越流堤防に沿った距離で、 $\alpha=40\text{m}$ である。実験結果を図8-10に示す。同図の実線は法線bの実験結果で、破線は法線aの実験結果である。法線aとbとの分流量の差は、左岸堤防を40m引堤することによって増加した分流量と考えることができる。同図より、分流量が頭打ちとなる $B=250\text{m}$ 附近でみた場合、わずか $50\text{m}^3/\text{s}$ ほどの分流量の増加にしかならなかった。

〔水制の設置〕

左岸堤防を多少修正しても、計画分流量を満たすことができなかった。そこで、背割堤先端（上流端）の本川筋に不透水制（模型ではコンクリートブロック $10\times19\times39\text{cm}$ を使用）の設置を試みた。この考えは、不透水制の設置によって、越流堰右岸の分流境界線を本川筋に寄せ、分流量増を期待したものである。ここで、水制の長さは20mとした。実験の結果、法線bで、 $Q'=2,040\text{m}^3/\text{s}$ （実験ケース1-2）が得られ、法線cでは、 $Q'=2,020\text{m}^3/\text{s}$ （実験ケース3-3）が得られ、いずれも計画分流量を満たすことができた。

〔ゴルフ場の一部締切〕

ゴルフ場（中洲）によって、本川の流れが左右岸方向に二分するように流下する。しかし、流量が大きくなるとゴルフ場は越流し始め、流れの二分化傾向は小さくなる。そこで、ゴルフ場の一部（上流部）をコンクリートブロックにより締切ることによって（非越流とする）。本川左右岸の流量を多くし、その結果として、分流量の増加を期待した。

実験の結果、法線bに対して $Q'=1,870\text{m}^3/\text{s}$ （法線b、ケース1-3）が得られ、ゴルフ場の一部締切による分流量の増加分は、わずか $10\text{m}^3/\text{s}$ であった。

〔百間川分水路の下流端水位を下げる〕

$Q=6,000\text{m}^3/\text{s}$ 通水する、越流堰では不完全越流で分流する。そこで、百間川分水路の水位を下げることによって、越流堰での越流係数が大きくなり、結果的に分流量の増加が図れるものと考えた。実験ケース3（法線c）では、百間川分水路12.2k地点の水位を現地換算値で23cm下げて、分流量の測定を行った（この23cmという数値は現模型で下げうる最も低い水位であり、水位を下げたことによって

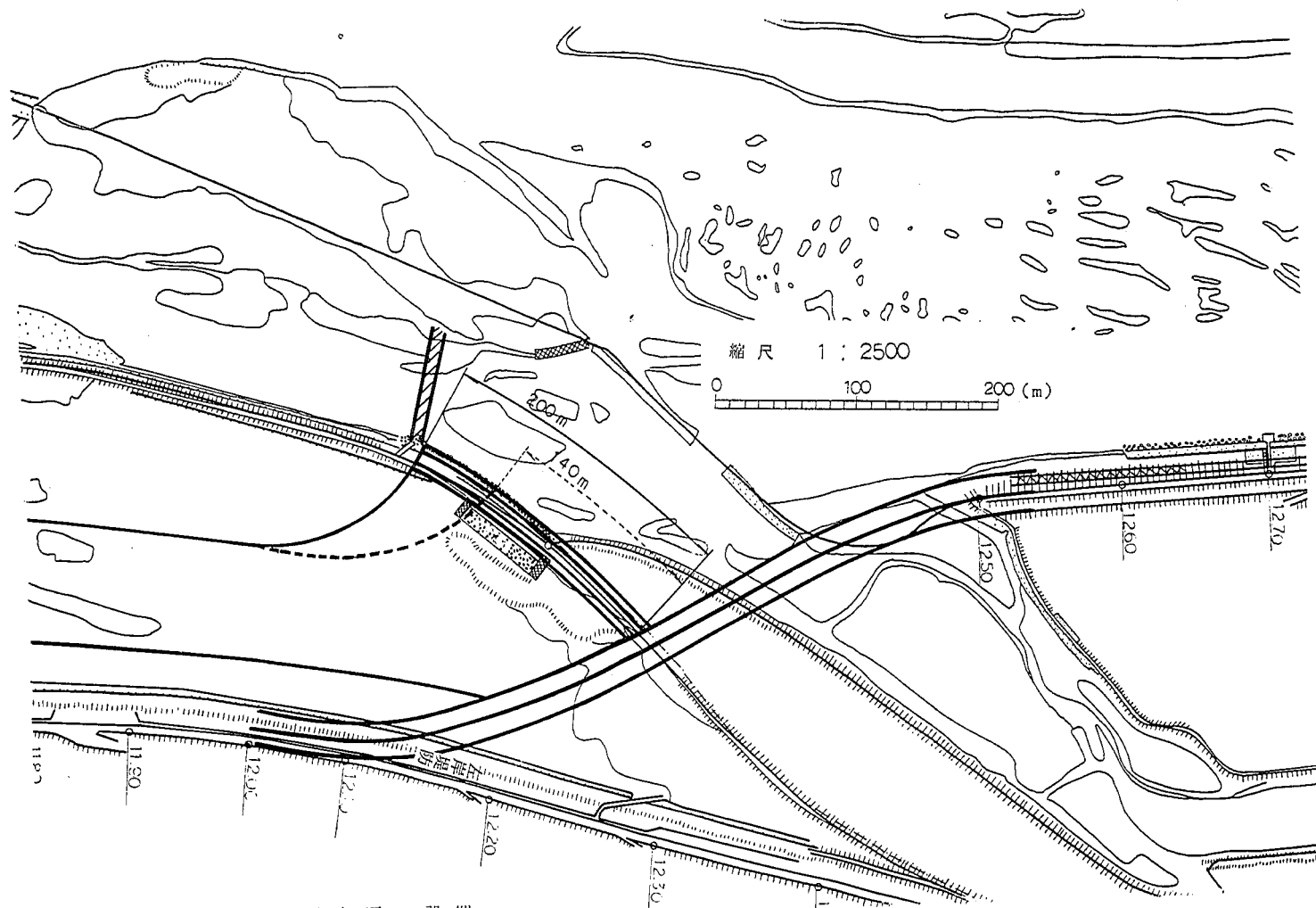


図8-11 固定堰の設置

生じる河道計画上の問題点等については検討していない)。実験の結果、 $Q' = 1,920 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース 3-2) が得られ、水位を下げない場合 (実験ケース 3-1) よりも $20 \text{ m}^3/\text{s}$ しか増えなかった。また、不透水制を設置したうえに、さらに、百間川分水路の水位を下げた結果、 $Q' = 2,040 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース 3-4) を得た。やはり、 $20 \text{ m}^3/\text{s}$ しか増加しなかった。

〔固定堰の設置〕

左岸堤防を修正しても、ゴルフ場を一部締切っても、また百間川分水路の水位を下げて、計画分流量を満たすだけの分流量の増加は期待できなかった。わずかに、不透水制を設置することのみによって可能であった。そこで、越流堰前面の水位を上昇させることによって分流量を増加させる方法として、固定堰の設置を試みた (実験ケース 4)。固定堰は 12.1 k 左岸側の背割堤とゴルフ場との間に木片で作り、高さが可変できるようになっている。分流点附近の平面図を図 8-11 に示す。

実験では固定堰の高さと分流量の関係について調べた。実験の結果を図 8-12 に示す。同図は $B = 200 \text{ m}$ の場合 (実験ケース 4-1 ~ 4) について、実験結果をプロットしたものである。固定堰の高さを高くすることによって分流量は増加し、その高さが約 T.P. 5.30 m あれば $Q' = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ となることが分かる。 $B = 140 \text{ m}$ とした場合 (実験ケース 4-5) には、固定堰の高さを T.P. 6.00 m (越流堰高 T.P. 6.29 m) としても、計画分流量には $220 \text{ m}^3/\text{s}$ も不足した。

〔背割堤法線の移動〕

不透水制を設置することによって、 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して、 $Q' = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が得られた。そこで、これと同じ効果があると考えられる背割堤法線先端の移動を実験ケース 5 で試みた (それと同時に、越流堰の平面形状も異なってくる。)

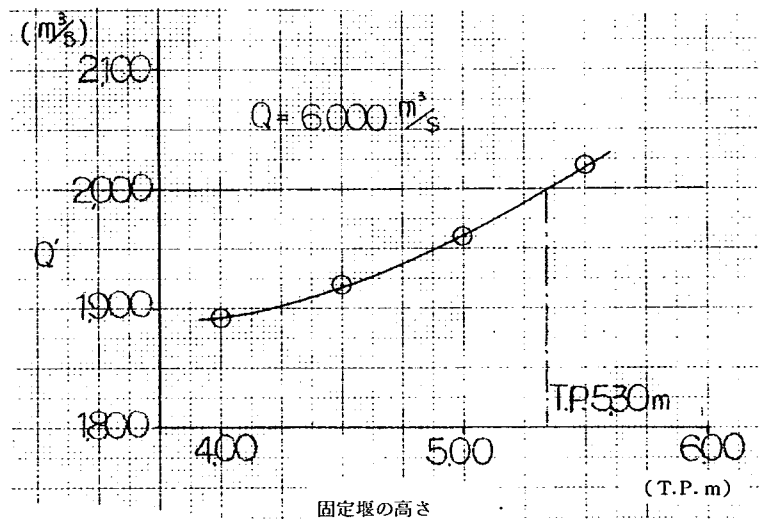


図 8-12 固定堰の設置高と分流量 ($B = 200 \text{ m}$ の場合)

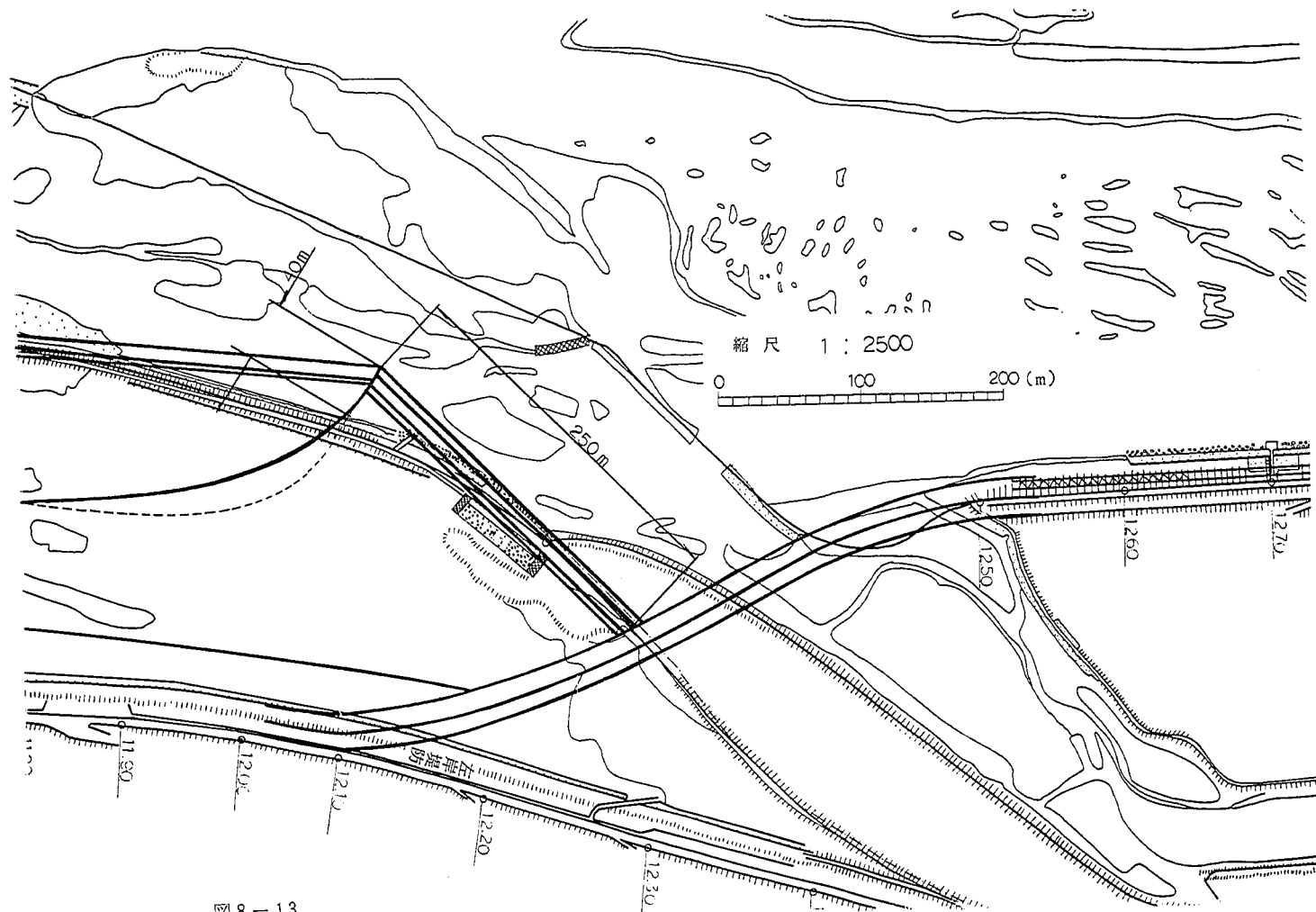


图 8-13

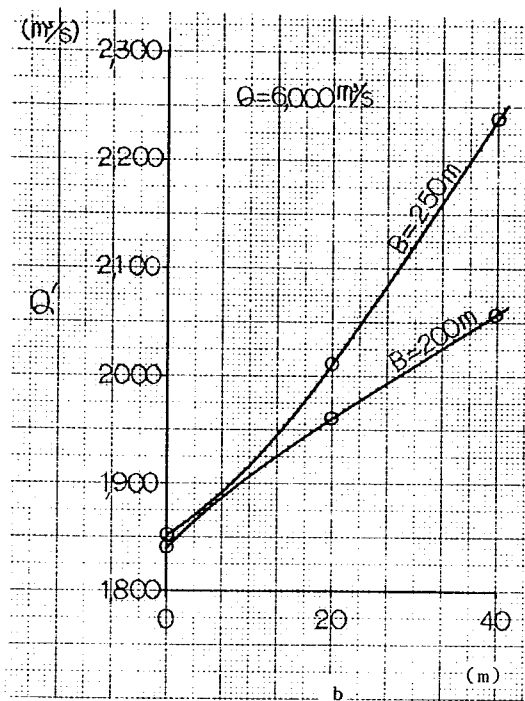


図 8-14 背割堤法線の移動と分流量
— $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$ の場合 —

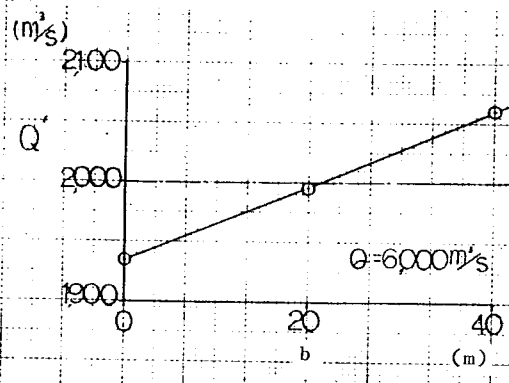


図 8-15 背割堤法線の移動と分流量
— $H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$ の場合 —

図 8-13 は、 $B = 250 \text{ m}$ 、背割堤法線先端の移動距離を $b = 40 \text{ m}$ とした場合の分流点附近の平面図を示したものである。

実験結果を図 8-14 に示す。同図より、分流量 Q' は b とともに増加する。 $B = 200 \text{ m}$ の場合には、 $b = 30 \text{ m}$ 移動することによって計画分流量が得られ、 $B = 250 \text{ m}$ の場合には、 $b = 20 \text{ m}$ で計画分流量が得られることが分かった。

8.2.2 越流堰高 $H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$ の場合

〔実験概要〕

前記 8.1 で、越流堰高 $H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$ とした場合、 $B = 140 \text{ m}$ では、 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $Q' = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を下回った。そこで、 $B = 140 \text{ m}$ とした場合についても分流量の増加に対して比較的效果的であった背割堤法線の移動を試み、分流量がどのように変化するか実験的検討を行った。実験ケースを表 8-6 に示す。

表 8-6 実験ケースと分流量の測定結果

H = T.P. 5.29 m の場合 ($Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

実験 ケース	実験条件		分流量 Q' (m^3/s)	摘 要
	越流巾 B(m)	背割堤法線移動量 b(m)		
1	140	0	1,932	
2		20	1,995	
3		40	2,060	

〔実験結果〕

実験結果を図 8-15 に示す。同図より、分流量 Q' は b に対して比例的に増加し、 $b = 20 \text{ m}$ で、 $Q' = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 分流量可能であった。

8.2.3 実験条件と分流量のまとめ

以上 8.2 で実施した実験の結果をまとめると、表 8-7 のとおりとなる。同表より、 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $Q' = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 分流量可能な方法には (ただし、越流堰高を $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$ としたとき) (1) 水制の設置, (2) 固定堰の設置, (3) 背割堤法線の修正, がある。これらの方法は、水制長の長短、固定堰の高低、あるいは背割堤法線の移動量によって任意の流量配分が可能であった。

左岸堤防の修正、ゴルフ場の一部締切、および百間川分水路の下流端水位を下げる方法等では、若干の分流量の増加が見込めるが、その量はわずかで、 $Q' = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 達成するには無理があると考えられる。

表 8-7 実験条件と分流量

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

実験条件 A	分流量 Q' m^3/s	実験条件 B	分流量 Q' m^3/s	増減率 %	考 察
H = T.P. 6.29 m B = 250 m 法線(a)	1,850	左岸堤防の修正 法線 b	1,860	+ 0.5	水制長を長くすることによってさらに Q' の増加が図れる。
		水制設置 $b = 20 \text{ m}$	2,040	+ 10.3	
		ゴルフ場一部締切	1,870	+ 1.1	
		左岸堤防の修正 法線(c)	1,900	+ 2.7	固定堰高を高くすることによってさらに Q' の増加が図れる。 b を大きくすることによってさらに Q' の増加が図れる。
		固定堰設置 T.P. 5.50 m	2,020	+ 9.2	
		背割堤法線の移動 B = 250 m $b = 20 \text{ m}$	2,020	+ 9.2	
左岸堤防の修正(c)	1,900	百間川下流端水位下げる (122 k 地点で 23 cm)	1,920	+ 1.1	

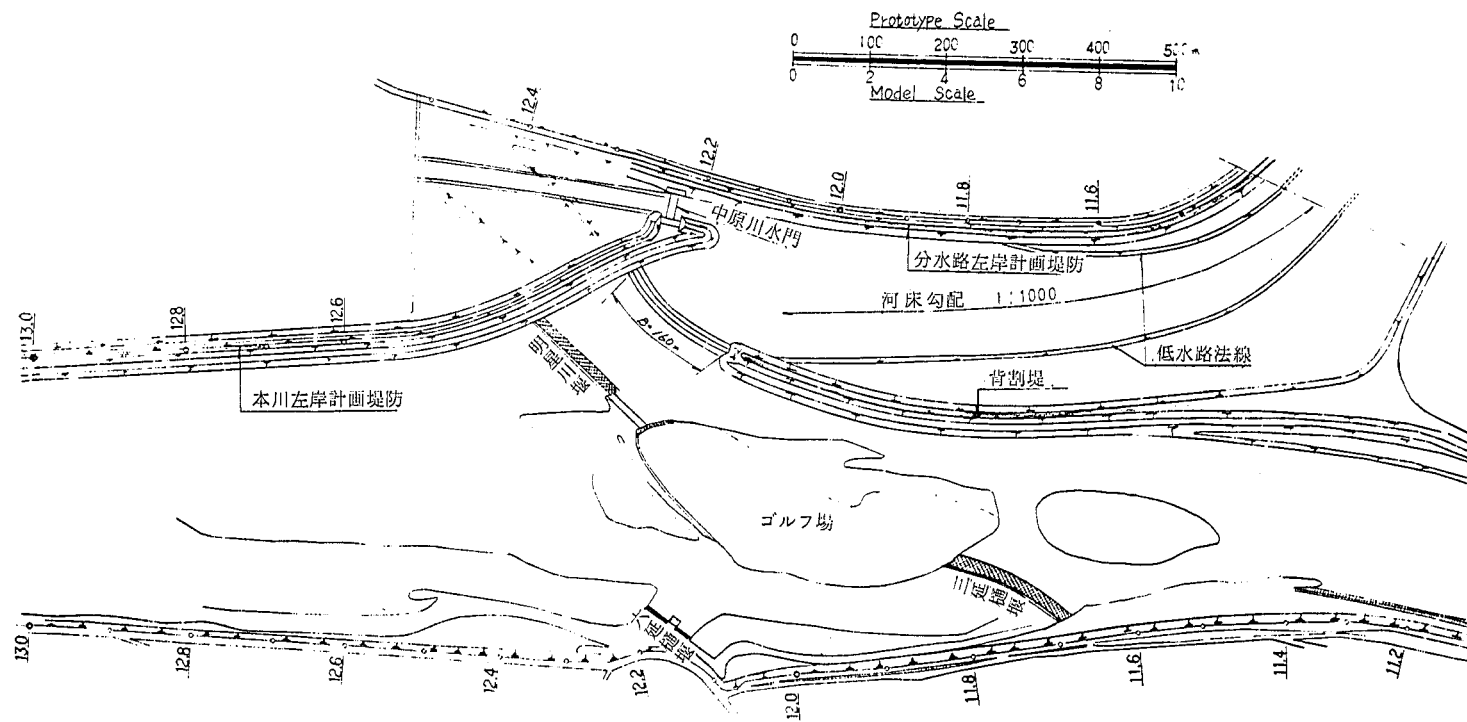


図 8 - 16 河道条件(b)の分流点附近平面図
 — $H = T.P.5.29m$, $B = 160m$ の場合 —

越流堰高 $H = T.P. 5.29m$ の場合には、 $B = 140m$ としても、背割堤の法線を $20m$ 本川筋に振ることによって $Q' = 2,000 m^3/s$ 分流させることができる。

8.3 河道条件の変更にともなう分流量への影響

8.3.1 実験概要

ここでは、河道条件を変更した場合の分流量への影響について検討した。以上実施してきた実験の河道条件を河道条件(a)とし、変更した河道条件を河道条件(b)とする。河道条件(b)を図8-16に示す(ただし、 $H = T.P. 5.29m$ $B = 160m$ の場合)。同図で変更した主な箇所はつぎのとおりである。

- (1) 百間川分水路、128kより上流部の計画河床勾配を $1/2500$ から $1/1000$ に変更した。したがって、河床勾配を変更したことによって、越流堰の直下流では $50cm$ (模型上で $1cm$) 弱河床高が上がったことになる。
- (2) 越流堰下流の百間川分水路の低水路法線形状をその下流の低水路巾 $80m$ 案法線形状になめらかにすりつくように漸縮させた。
- (3) 左岸堤防の導流堤部にあった中原川の流入部を百間川分水路の左岸堤防沿いとした。
- (4) 旭川左岸堤防および背割堤(本川筋)に堤防小段を設けた。

実験はまず初めに、河道条件変更前後における越流巾 B と分流量 Q' の関係について調べ、つぎに、流量 Q に対して、その影響を調べた。前者の実験ケースを表8-8に、後者を表8-9に示す。

表8-8 実験ケース 一越流巾と分流量一

($H = T.P. 6.29m$, $B = 250m$, 河道条件(b),
 $Q = 6,000 m^3/s$)

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	

表8-9 実験ケース 一流量と分流量一

($H = T.P. 5.29$, $B = 160m$, 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
		河道条件(b)	河道条件(a)	
1	2,000	401	432	
2	4,000	1,191	1,195	
3	6,000	1,997	2,020	
4	8,000	2,760	2,730	
5	分流開始流量	658	620	

8.3.2 実験結果とその考察

[越流巾 B による影響]

図8-17は、越流堰の形状を $H = T.P. 6.29m$, $B = 250m$ とした場合の越流巾 B と分流量 Q' の関係を示したものである。ここに、河道条件(a)の分流量の測定結果は表8-2に基づく。

図8-17より、 B が $175m$ より小さい範囲では、河道条件(a)と(b)で、分流量への影響はでない。し

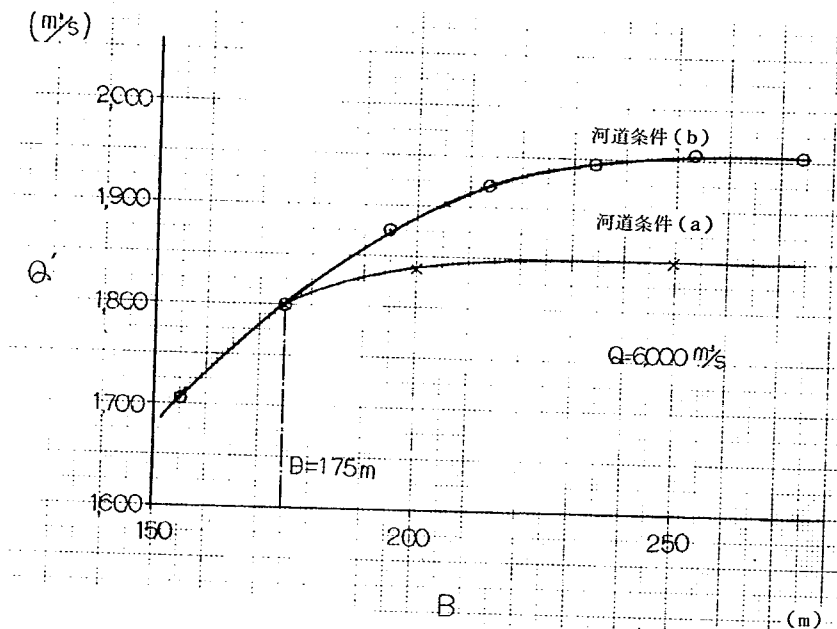


図8-17 河道条件(a)と(b)における越流巾, B と分流量 Q' の関係
 — $H = T.P.629$ ($B = 250m$) の場合 —

かし, B が175mを越えると, 河道条件(b)の方がaよりも大きな分流量を示すようになり, その差は徐々に大きくなる。越流巾 B が広い場合にこのような現象が起こるのは, 百間川分水路の低水路法線形状を変更したことによって, 百間川分水路の流れがスムーズに流下するようになり, その結果として, 百間川分水路から旭川に戻る流れが少なくなったためと考えられる。河道条件を(b)とした場合の最大分流量は $B = 250m$ としたときの $Q' \approx 1,950 m^3/s$ であった。越流巾をそれ以上拡大しても分流量の増加は見込めなかった。

[流量 Q による影響]

越流堰の形状を $H = T.P. 529m$, $B = 160m$ とし, 河道条件(a)と(b)について, 分流量への影響を調べた。

表8-9より, 河道条件(a)と(b)では, 分流量がほとんど同じであった。ただし, ここで実施した実験条件は, $B = 160m$ であり, $Q = 6,000 m^3/s$ に対しては越流巾によって分流量に差がない場合であった。

8.4 左岸堤防法線形状およびゴルフ場形状の検討

8.4.1 実験概要

8.2で左岸堤防の引堤, 修正を旭川12.6k附近より下流について実施した。その結果, 分流量の増加

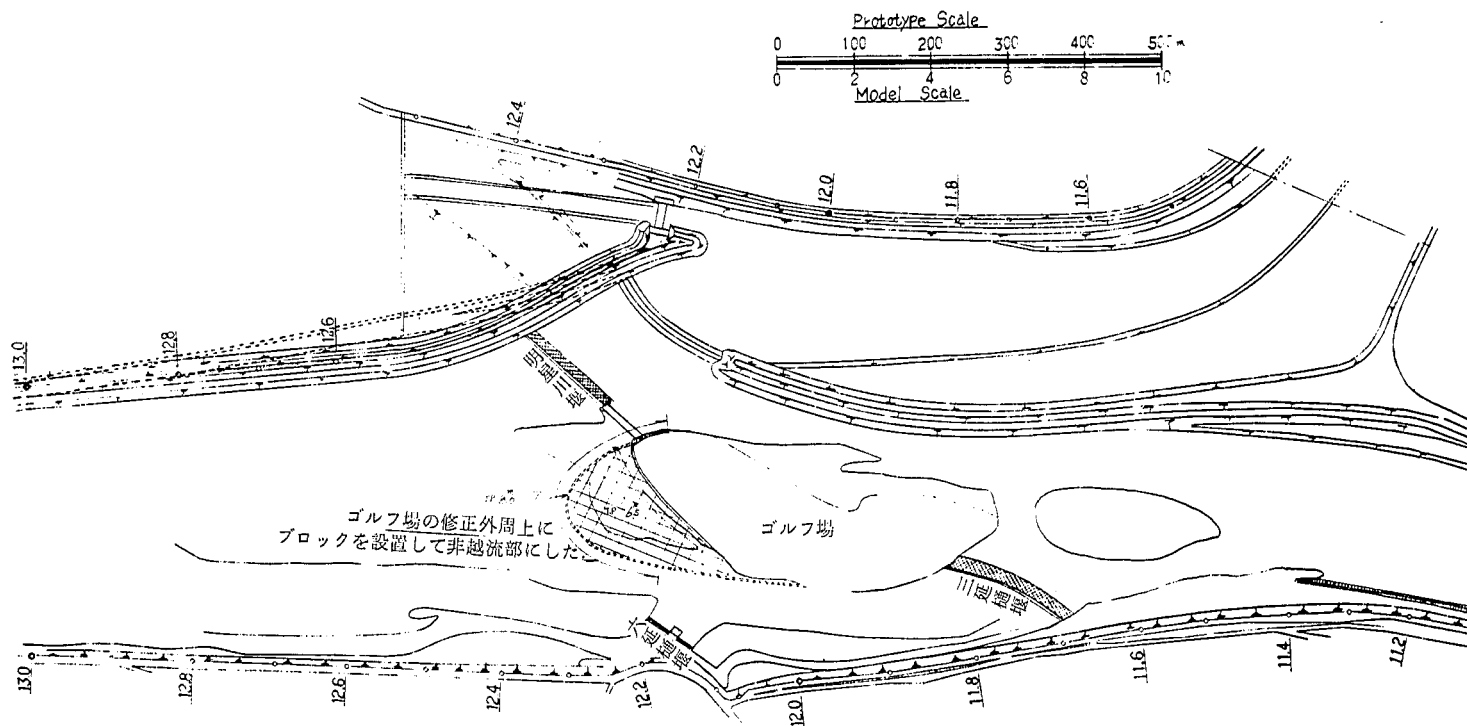


図8-18 分流点附近平面図

—左岸堤防の引堤とゴルフ場形状の修正—

表 8-10 実験ケースと分流量

(a) 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	1	5.29	2,000	530	
	2		6,000	2,095	
4	1	6.02	2,000	348	
	2		6,000	2,010	
5			6,000	2,234	ゴルフ場の締切

(b) 左岸堤防の引堤

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	1	5.79	2,000	335	
	2		6,000	1,994	
2	1	5.29	2,000	425	
	2		6,000	2,054	

(c) ゴルフ場形状の修正と左岸堤防の引堤

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	1,885	
2		5.79	6,000	2,064	
3	1	5.29	2,000	565	
	2		6,000	2,137	
4	1	6.00	2,000	378	
	2		6,000	1,971	
5			6,000	2,142	ゴルフ場の締切

は多く期待できなかったため、ここでは、左岸堤防の引堤を13.0kより下流について行い、分流量への影響を調べた。また、ゴルフ場の上流部の形状を修正したり、さらに、修正したゴルフ場の上流部を締切り、ゴルフ場を越流させない場合について、分流量への影響を調べた。それぞれの分流量点附近の平面図を図8-18に示す。ここに、河道条件は河道条件(b)で、越流巾は $B=160\text{m}$ である。また、ゴルフ場の上流部の外周の高さをT.P. 80mとしている。

実験方法は、越流堰高を任意に設定し、(現高マイナス1.0m~2.0m)その結果に基づいて計画分流量が得られる越流堰高を内挿で求め、求めたその高さに改めて設定し直し、 $Q=6,000\text{m}^3/\text{s}$ および $Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水した。実験ケースおよび分流量の測定結果を表8-10(a)(b)(c)に示す。

8.4.2 実験結果とその考察

ゴルフ場形状を修正した場合の、越流堰高 H と分流量の関係を図8-19に示す。同図より、ゴルフ場形状を修正したために、+3.7%の分流量増が見込める。そして、越流堰高が高くなると分流量は減少する。

計画分流量可能($Q'=2,000\text{m}^3/\text{s}$)な越流堰高を内挿によって求めると、 $H=T.P. 6.00\text{m}$ となる。さ

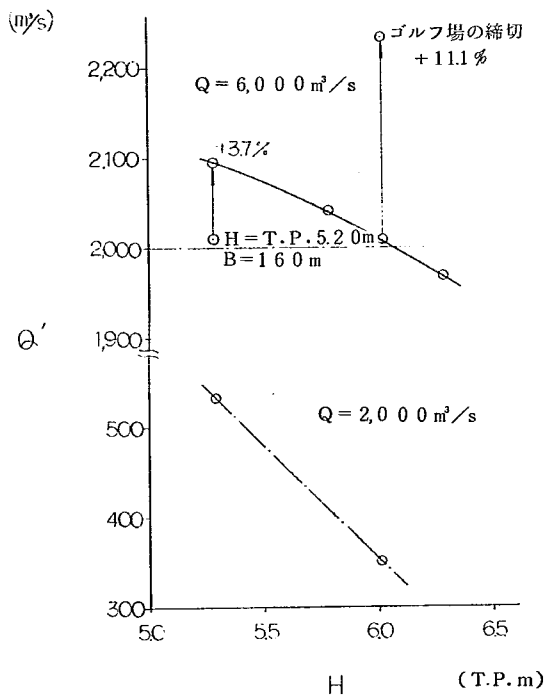


図8-19 越流堰高 H と分流量 Q'
— ゴルフ場形状の修正 —

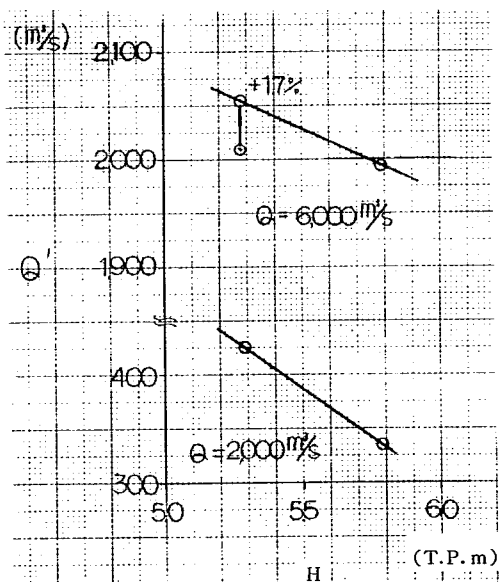


図8-20 越流堰高 H と分流量 Q'
— 左岸堤防の引堤 —

らに、ゴルフ場の上流部を締切った場合には、+1.1%の分流量増が見込め、計画分流量させるには、越流堰高を上げることも期待できる。

左岸堤防を引堤した場合の、越流堰高 H と分流量の関係を図8-20に示す。同図より、左岸堤防を引堤することによって、+1.7%の分流量増が得られる。左岸堤防の引堤にともなう分流量増の期待は、ゴルフ場形状の修正分よりは小さかった。計画分流量に必要な堰高は $H \div T.P. 5.80m$ であった。

ゴルフ場形状の修正と左岸堤防の引堤を同時に行った場合の越流堰高 H と分流量 Q' の関係を図8-21に示す。同図より、 $H = T.P. 5.29m$ のとき、+5.8%の分流量増が得られる。この分流量の増加分は、ほぼ(1)(2)の分流量の増加分を加えたものに等しい。しかし、計画分流量に必要な堰高を求めると、 $H \div T.P. 5.90m$ となり、ゴルフ場形状を修正した場合より若干低い値をとる。

以上の結果から、計画分流量可能なできるだけ高い越流堰高を得るためには、ゴルフ場形状を修正し、可能であればゴルフ場を締切ると、好結果が得られることが分かった。ここでは、越流巾について検討しなかったが、越流巾を広げることによって、さらに分流量の増加が期待でき、越流堰高を上げることも可能と思われる。

8.5 越流堰高の上限と越流巾の検討

8.5.1 実験概要

今までの実験では越流堰の高さを任意に選定し、それぞれの越流堰高に対して計画分流量可能な方法を検討してきた。実験の結果、越流堰高が現高より1.0m低い $H = T.P. 6.29m$ とした場合には、背割堤法線の移動、水制の設置、ゴルフ場形状の修正、左岸堤防の引堤等を行う必要があった。越流堰高 $H = T.P. 5.29m$ とした場合には、分流点の平面形状を変える必要がなく、越流巾の大小によってのみ、計画分流量が得られた。ここでは、越流堰高 $H = T.P. 5.29 \sim$

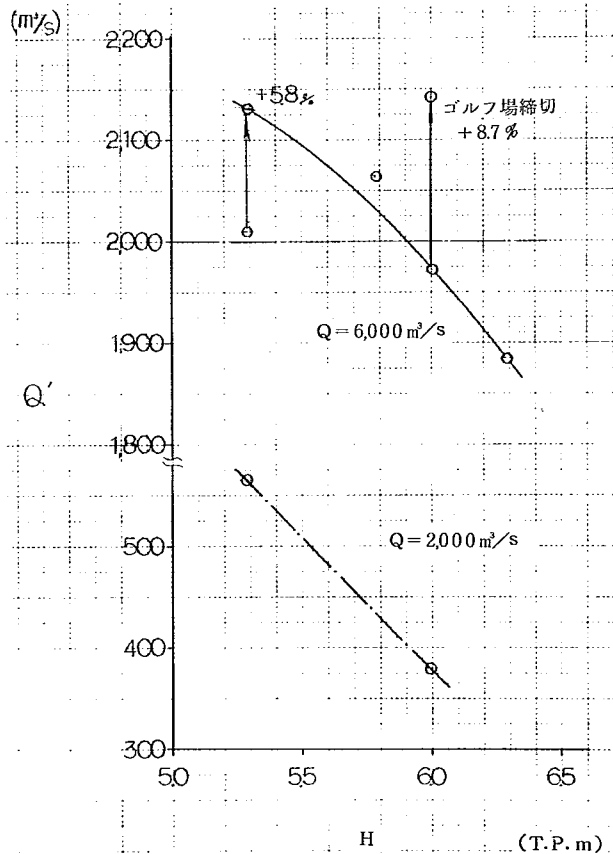


図8-21 越流堰高 H と分流量 Q'
—ゴルフ場形状の修正および左岸堤防の引堤—

表 8-11 実験ケースと分流量の測定結果

(a) $H = T.P. 600m$, $Q = 6000 m^3/s$

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	

(b) $H = T.P. 600m$, $Q = 6000 m^3/s$

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	$b' = 10m$	2,000	ただし $B = 175m$

(c) $H = T.P. 580m$, $Q = 6000 m^3/s$

実験ケース	越 流 巾 B (m)	分 流 量 $Q' (m^3/s)$	摘 要
1	175	1,968	
	195	2,025	
	214	2,051	
2	B=175	$b'=5$	
		10	

b' : 不透過水制表

6.29m間に、できる限り分流点の平面形状を変更することなく、計画分流量が得られる越流堰高の上限の高さがあるものと推察し、実験的検討を行った。このとき、越流巾Bは任意に選べるものとした。

実験は越流堰高を $H = \text{T.P. } 6.00\text{m}$ と $H = \text{T.P. } 5.80\text{m}$ に設定し、前者の場合には $Q = 2,000\text{m}^3/\text{s}$ および $Q = 6,000\text{m}^3/\text{s}$ 通水し、後者の場合には $Q = 6,000\text{m}^3/\text{s}$ のみ通水した。その結果、計画分流に満たない場合には、不透水制を設置し、計画分流可能な水制長について検討した。

実験ケースと分流量の測定結果を表8-11(a)(b)(c)に示す。ここに、河道条件は河道条件(b)である。

8.5.2 実験結果とその考察

実験結果を図8-22に示す。同図より、 $Q = 6,000$ 通水時に $Q' = 2,000\text{m}^3/\text{s}$ となる越流堰の高さHと越流巾Bは、

$H = \text{T.P. } 6.00\text{m} \cdots \cdots B = 195\text{m}$

$H = \text{T.P. } 5.80\text{m} \cdots \cdots B = 185\text{m}$

となる。

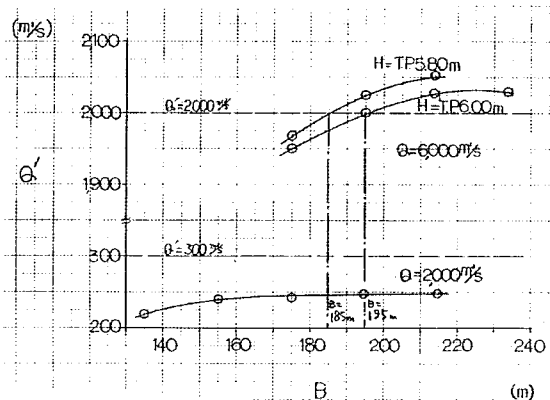


図8-22 越流巾Bと分流点 Q'
—越流堰高の上限と越流巾の検討—

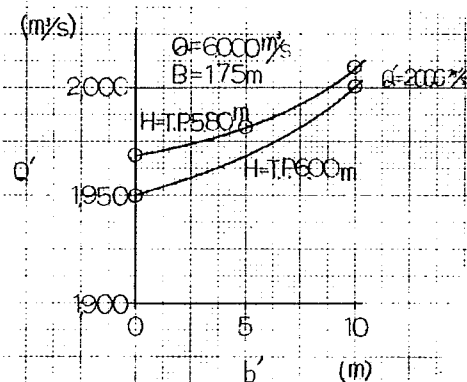


図8-23 水制長と分流量の関係
—越流堰高の上限と越流巾の検討—

越流堰高 $H = \text{T.P. } 6.00\text{m}$ の場合、 $Q = 2,000\text{m}^3/\text{s}$ 通水時には、越流巾が広くても、 $Q' \leq 300\text{m}^3/\text{s}$ となり、計画分流量が得られることが分かった。

つぎに、 $H = \text{T.P. } 6.00\text{m}$ および $H = \text{T.P. } 5.80\text{m}$ とした場合、 $B = 175\text{m}$ では、いずれも、 $Q' < 2,000\text{m}^3/\text{s}$ ($Q = 6,000\text{m}^3/\text{s}$) となるため、背割堤の先端に不透水制を設置し、分流量の増加を期待した。水制の長さ b' は5, 10mとした。水制の長さとは分流量の関係を図示すると図8-23のとおりとなる。同図より、 $b' = 10\text{m}$ とれば、それぞれの越流堰形状で計画分流量の $Q' = 2,000\text{m}^3/\text{s}$ を満すことが分かった。

8.6 切欠部に関する実験

8.6.1 実験概要

旭川の洪水末期の流量の一部によって、百間川分水路内に沈積した堆積物のフラッシュ用水として、また、平水時における百間川分水路の維持用水として、越流堰の一部に切欠け部を設ける案がある。

ここでは、こうした切欠部の設置によって、流量配分が変化するか、また、切欠部のみによって分流する流量はどの程度かを求める目的で、実験的検討を行ったものである。

実験では、切欠部の巾 b'' を $b'' = 5, 10, 20$ mと変え、それぞれ3種の越流堰形状について実施した。

越流堰の形状

- (1) $H = \text{T.P. } 7.29 \text{ m}$, $B = 350 \text{ m}$
- (2) $H = \text{T.P. } 6.79 \text{ m}$, $B = 250 \text{ m}$
- (3) $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$, $B = 250 \text{ m}$, $b = 20 \text{ m}$

切欠部の正面図を図8-24に示す。切掛部の河床高は百間川分水路計画河床高に一致させ、その高さを $\text{T.P. } 3.40 \text{ m}$ としている。また、河道条件は河道条件(a)である。実験ケースおよび分流量の測定結果を表8-12(a)(b)(c)に示す。同表の実験ケース末尾1の流量および分流量は、切欠部のみで流下する最大流量（本川左岸水位が、越流堰の越流天端高に達したときの流量）と、そのときの分流量である。

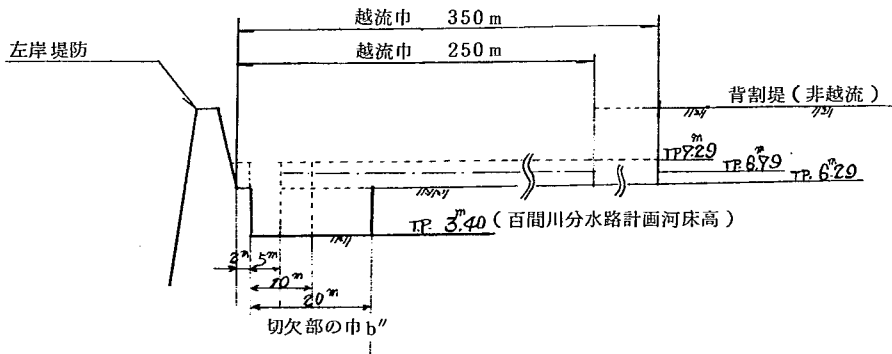


図8-24 切欠部正面図

表 8-12

(a) $H = \text{T.P. 729m}$, $B = 350\text{m}$

実験ケース		切欠部巾 b'' (m)	流 量 Q (m^3/s)	分 流 量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	1	5	1,824	48	実験ケース末尾1の分流量は切欠部で流下する最大流量である。
	2		6,000	1,760	
2	1	10	2,068	115	
	2		6,000	1,780	
3	1	20	2,272	251	
	2		6,000	1,800	

(b) $H = \text{T.P. 679m}$, $B = 250\text{m}$

実験ケース		切欠部巾 b'' (m)	流 量 Q (m^3/s)	分 流 量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	1	5	1,464	42	
	2		6,000	1,780	
2	1	10	1,582	80	
	2		6,000	1,800	
3	1	20	1,810	182	
	2		6,000	1,820	

(c) $H = \text{T.P. 629m}$, $B = 250\text{m}$, $b = 20\text{m}$

実験ケース		切欠部巾 b'' (m)	流 量 Q (m^3/s)	分 流 量 Q' (m^3/s)	摘 要
1	1	5	1,149	41	
	2		6,000	2,020	
2	1	10	1,158	71	
	2		6,000	2,020	
3	1	20	1,264	133	
	2		6,000	2,020	

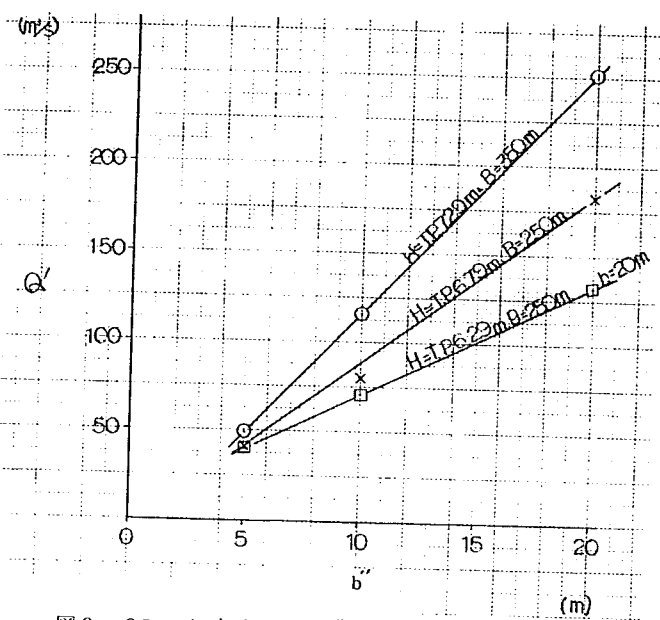


図8-25 切欠部の巾 b' と分流量
— 切欠部のみによる最大流下時 —

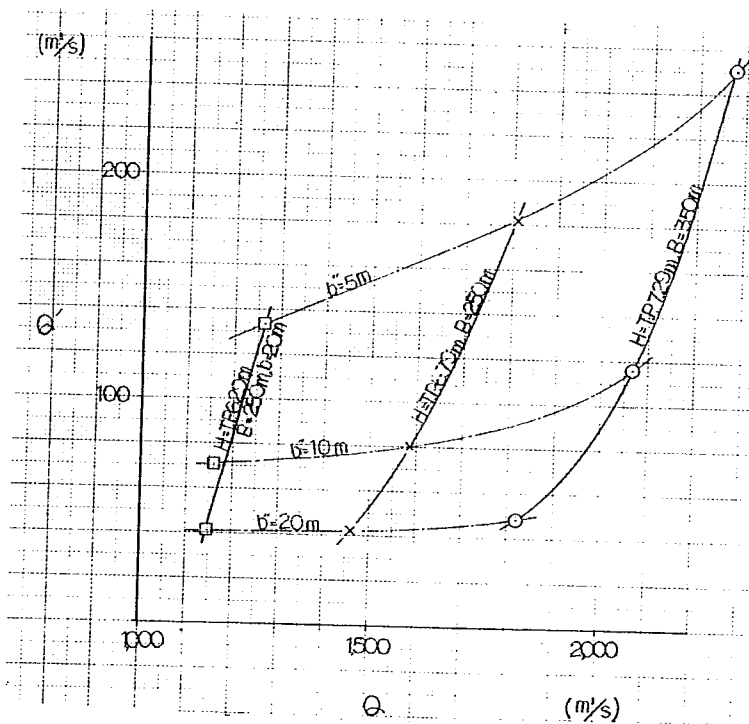


図8-26 本川流量 Q と分流量 Q'
— 切欠部のみによる最大流下時 —

8.6.2 実験結果とその考察

〔流況〕

切欠部のみで流下する場合の流況図を附図-9に示す。同附図より、切欠部を越流堰の左岸側（上流）に設けたため、いずれも越流堰の下流に大きな死水域が生じる。死水域の大きさは、分流量が大きくなると若干小さくなる程度で、どのケースもほとんど同じである。

11.8k地点附近に至っては、いずれの場合も、低水路の横断方向に様な流況を呈するようになる。

〔分流量〕

越流堰直上流の水位が越流堰天端まで達したときの、分流量と切欠部の巾 b'' との関係を図8-25に示す。同図より、切欠部の巾 b'' に対して、分流量は比例的に増加する。そして、越流堰高が低いほど越流堰直上流での水位も低く、分流量は小さい。

本川流量 Q と分流量 Q' の関係を調べたのが図8-26である。同図より、越流堰高が高いほど、本川流量も大きく、それにともなって分流量も増加する。そして、切欠部の巾 b'' が小さいほど、その増加割合が大きい。

$Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時における切欠部の巾 b'' と分流量の関係を調べたのが図8-27である。

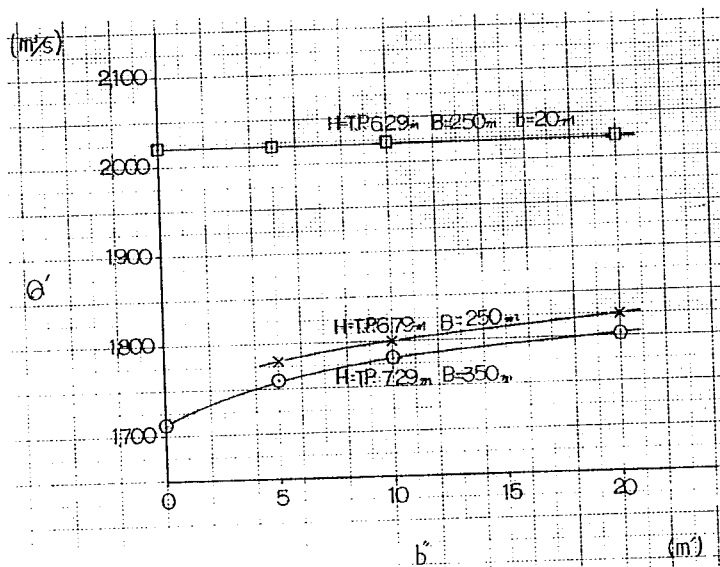


図8-27 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時における切欠部の巾 b'' と分流量 Q'

越流堰高が高い場合 ($H = \text{T.P. } 7.29\text{m}$, $H = \text{T.P. } 6.79\text{m}$) には、切欠部の巾が大きくなるにつれて分流量 Q' も増加する。その増加傾向は漸減的增加傾向にある。しかし、越流堰高が低くなると ($H = \text{T.P. } 6.29\text{m}$)、分流量 Q' は切欠部の巾に関係なくなる。

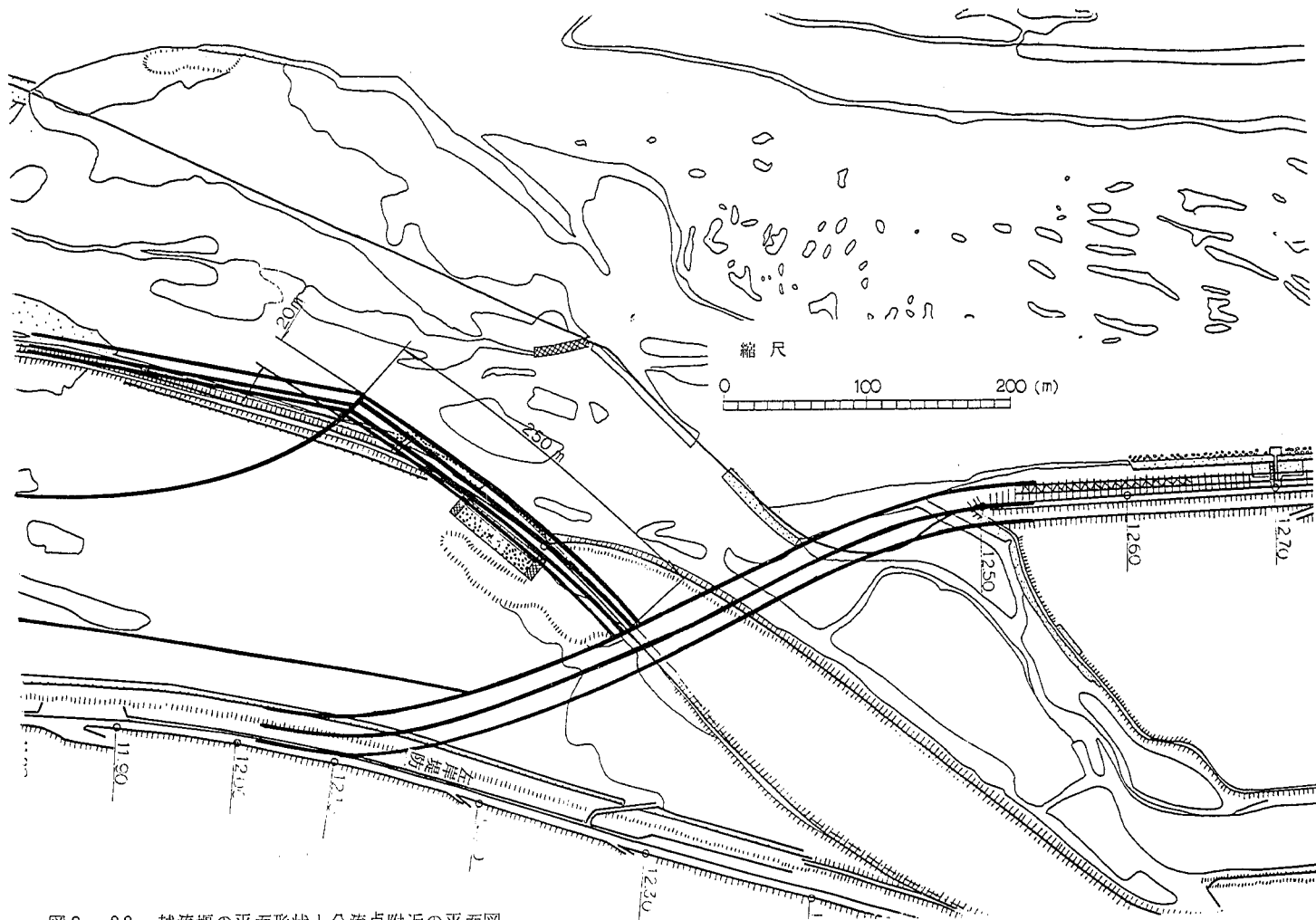


図8-28 越流堰の平面形状と分流点附近の平面図

— $H = T.P.6.29m$, $B = 250m$, $b = 20m$, 河道条件a)—

8.7 計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討

以上実施してきた実験結果より、計画分流可能な案について、中小洪水流量および異常洪水流量を通水し、その水理諸量を把握する。以下、越流堰の高さによって計画分流可能な方法を記し、それぞれの実験結果について述べる。

8.7.1 越流堰高 $H = T.P. 6.29m$ の場合

〔実験概要〕

越流堰の高さを $H = T.P. 6.29m$ (現在の越流堰よりも $1.0m$ 低い) とした場合には、越流巾を広げても分流量の増加に限界があり、 $Q = 6,000 m^3/s$ に対して分流量 $Q' = 2,000 m^3/s$ を得ることができなかった。そこで、水制の設置はじめ、種々の方法により計画分流可能な方法を検討してきたが、その中でも、背割堤の法線を $20m$ 本川筋に寄せる方法を最良案と考え、ここで検討した。そのときの越流堰形状は、 $B = 250m$ 、 $b = 20m$ であり、河道条件は河道条件(a)である。越流堰の平面形状および分流点附近の平面図を図8-28に示す。また、実験ケースと分流量の測定結果を8-13に示す。

〔流況〕

附図-10に流況図を示す。同附図より、各流量に対する特徴はつぎのとおりである。

- $Q = 2,000 m^3/s$ ($Q' = 295 m^3/s$)

越流堰での越流状況を見ると、越流堰の左岸側では完全越流し、その堰直下流では跳水が生じている。越流堰直上流での流れは、越流堰に沿った流況を呈し、横越流しながら分流する。分流した流れは、百間川分水路の低水路内のみ流下

し、その主流は低水路中央部にある。越流堰の方向に沿って流下してきた流れによって背割堤の旭川筋 $1.18 \sim 1.20k$ 間には、反転流が生じている。

- $Q = 3,000 m^3/s$ 、 $Q = 710 m^3/s$

本川の流れはゴルフ場の一部を越流し始める。越流堰の右岸側ではやはり横越流するが、その横越流する巾は、 $Q = 2,000 m^3/s$ の場合に比べて短くなっている。百間川分水路に分流した流れの主流部は、 $1.20k$ 附近で低水路内やや右岸寄りにあるが、 $1.18k$ より下流に至っては、低水路内中央部に流心がうつり、高水敷上の流れ(流速)は低水路内に比べかなり遅くなっている。背割堤の本川筋の流れをみると、 $Q = 2,000 m^3/s$ 通水時に発生していた反転流が逆流に変わっている。

表8-13 実験ケースと分流量の測定結果
— 中小洪水および異常洪水時の検討 —

($H = T.P. 6.29m$ の場合)

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	$B = 250m$, $b = 20m$ 河道条件(a)
3	3,000	710	
4	4,000	1,110	
5	5,000	1,540	
6	6,000	2,020	
7	8,000	2,880	

- $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 1,110 \text{ m}^3/\text{s}$

越流堰に沿う流れは弱くなり、流量の増加とともに越流堰に対して直角に分流する傾向が強くなる。百間川分水路の流速分布については、 $Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に比べて流速値は大きくなっているものの、その分布特性は同様である。

- $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q' = 1,540 \text{ m}^3/\text{s}$

百間川分水路筋背割堤沿いの流れは、 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合に右回りの反転流であったものが、左回りの反転流に変わっている。

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

越流堰を越え百間川分水路に分流した流れは、12.0k 付近ではやや右岸寄りの流れが速く、高水敷上の流れがとくに遅いという現象はない。しかし、11.8k 付近ではこのような傾向が徐々になくなり、低水路内の流速は高水敷上に比べて速くなっている。背割堤の本川筋にはやはり逆流が生じている。

- $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q' = 2,880 \text{ m}^3/\text{s}$

異常洪水時を想定し、 $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると、12.0~12.3k 付近の左岸堤防沿いに死水域 および逆流域が生じる。そして、中小洪水時に観察された背割堤本川筋の逆流域および反転流は生じなくなる。流れはかなり直進性をおびてきている。

〔水位〕

附図-11 は分流点附近の水位縦断面図を各流量別に示したものである。同附図より、 $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時を除く他の流量時には、いずれも 12.0k 地点の旭川左岸水位が極端に低くなっている。これは、流況図でも見られたように、背割堤の本川筋に逆流域、死水域および反転流が生じているため、その部分の有効河積が小さくなり、水位が低下したものと見える。また、 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ および $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には、百間川分水路の水位は旭川左岸水位よりも低いが、他の流量時には逆の傾向がでてくる。ただし、 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には、百間川分水路の水位と旭川左岸水位がほぼ同じ値となる。図8-29 は、12.2k 旭川左岸（越流堰直上流）の水位と流量および分流量の関係を調べたものである。同図より、その地点の水位が分れば、本川流量および分流量が分ることになる。旭川 12.2k 左岸水位が T.P. 9.55m に達すると、本川流量 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して、分流量 Q' は $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

〔分流量〕

本川流量と分流量の関係を示したのが図8-30 である。分流開始流量は $Q_0 = 1,150 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ および $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には、それぞれ、 $Q' = 295 \text{ m}^3/\text{s}$ と $2,020 \text{ m}^3/\text{s}$ を得、計画分流比を十分満している。異常洪水時の $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には計画分流比 2 : 1 ($Q' = 2,670 \text{ m}^3/\text{s}$) を若干上回る（約 8% 弱） $Q' = 2,880 \text{ m}^3/\text{s}$ を得た。

$Q-Q'$ の関係は、比例的であり、その関係式は

$$Q' = 0.43Q - 600 (\text{m}^3/\text{s})$$

で表わされる。ただし $2,000 \leq Q \leq 8,000 (\text{m}^3/\text{s})$ である。

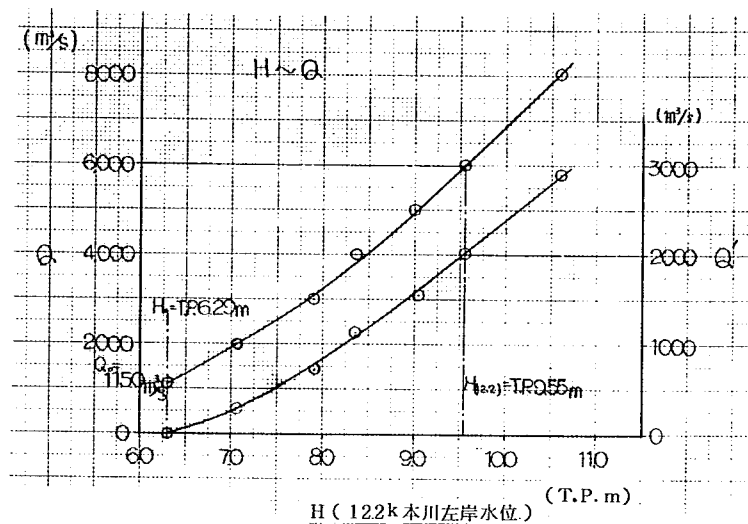


図 8-29 $H-Q$ 図

—計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—
($H = T.P. 6.29m$, $B = 250m$, $b = 20m$, 河道条件 a))

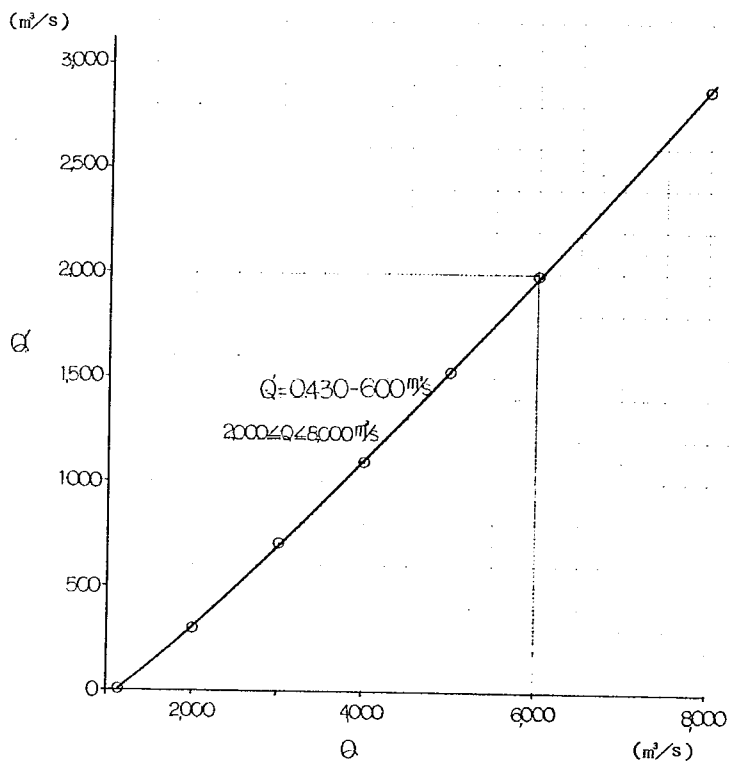


図 8-30 $Q-Q'$ 図

—計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—
($H = T.P. 6.29m$, $B = 250m$, $b = 20m$, 河道条件 a))

8.7.2 越流堰高 $H = T.P. 6.00m$ の場合

〔実験概要〕

前出 8.5 で現状形にそった越流堰の平面形状で、計画分流可能な越流堰高および越流巾を求めた。その結果、越流堰高 $H = T.P. 6.00m$ とした場合には、 $B = 195m$ 、また、 $H = T.P. 5.80m$ とした場合には、 $B = 185m$ で $Q = 6,000m^3/s$ に対して $Q' = 2,000m^3/s$ 分流可能であった。そこで、できるだけ高い越流堰高という観点から、 $H = T.P. 6.00m$ について中小洪水および異常洪水時の水理現象を把握した。ただし、河道条件は河道条件(b)である。実験ケースと分流量の測定結果を表 8-14 に示す。

〔流況、流速分布〕

各流量に対する分流点附近の流況を附図-12 (a)(b)(c)(d)(e) に示す。それぞれの流況の特徴はつぎのとおりである。

○ $Q = 969m^3/s$ (分流開始流量)

旭川 12.8~12.2k の右岸側にある中洲 (周囲の河床より高くなっている) 上は流下しない。そして、その洲の上流部左岸側には右回りの反転流が生じている。ゴルフ場および明星川堰上流の 12.4k 附近の流況をみると、左岸堤防より河道巾の約 $\frac{1}{4}$ 地点の流況が明星川堰を越流し、残りの $\frac{3}{4}$ はゴルフ場の

右岸側を流下する。ゴルフ場への流れの乗り上げはない。明星川堰を越流した流れは、12.3k 左岸附近に流速の遅い領域を伴っている (図中 ⊖ 印)。また、堰直下流の右岸側で反転流を伴いながら、12.0k 附近まで縮流するように流れる。越流堰直上流での流れは越流堰に対して平行に流下していく。ゴルフ場では 11.8~12.0k 左岸側で浸水する部分ができるが、その部分は死水域となっている。11.6k 附近の旭川左右岸沿いの流れは河道中央部より速いが、11.4k 附近に至っては河道全体にわたって一様な流速分布となる。

○ $Q = 2,000m^3/s$ $Q' = 265m^3/s$

旭川 12.7k 地点では、河道全体にわたって一様に近い流況を呈するが、12.4k 地点より徐々にゴルフ場右岸および明星川堰を越える流れへと分かれていく。ゴルフ場には洪水の乗り上げがないため、ゴルフ場右岸側の流れは、12.4k 地点より縮流しながら流下していく。明星川堰を越流した流れは、左岸堤防沿いとゴルフ場の上流左岸沿いに反転流を伴いながら、本川および百間川分水路へと流れが分かれる。

越流堰上の流況をみると、その左岸側では越流方向に対して直角に分流するが、右岸側では越流堰に対して平行に流下し、横越流の形で分流する。分流した流れは、中原川との合流地点に三角形の死水域

表 8-14 実験ケースと分流量の測定結果

— 計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討 —

($H = T.P. 6.00m$, $B = 195m$, 河道条件(a))

実験 ケース	流 量 $Q (m^3/s)$	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	

が生じる。また、越流堰の直下流（12.1k地点）で、流速の遅い部分が生じ、その両端の流速は比較的速い。百間川分水路では、高水敷上への洪水の乗り上げはない。11.9k地点の横断方向の流速分布をみると、低水路内はほぼ一様に近い流れとなる。低水路巾の広い11.9k地点よりも、低水路巾の狭い12.6k（百間川距離標）地点の方が、低水路内の流速値は大きくなっている。ゴルフ場は浸水するが流れは少なく、その大半は死水域となっている。

11.95k地点の流速分布をみると、ゴルフ場内の流速はほとんどなく、その兩岸の流速はゴルフ場よりも速い。とくに左岸側よりも右岸側の流速が大きい。三延樋堰を越流した流れは、ゴルフ場の左岸側を流下してきた流れと11.6k付近で合流する。11.4k地点では、流れの主流が河道中央部にある。

$$\circ \quad Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}, \quad Q' = 1,134 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水するとゴルフ場を越流し始め、一方では、百間川分水路の高水敷上をも流下する。ゴルフ場は、 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時で死水域となっていた部分が流れ、流速値もその両側よりも遅いが、若干の値を示すようになる。ゴルフ場の最下端（11.75k地点）では、合流によって生じる反転流と死水域が生じている。

百間川分水路の流れについてみると、やはり中原川との合流点に死水域が生じている。11.9k地点の河道横断方向の流速分布より、低水路内の左右岸の流速値が河道中央部より、やや速い値を示している。そして、背割堤沿いには逆流域（巾約30m、長さ約200m）が生じている。百間川分水路12.65k地点（百間川分水路距離標）では、高水敷上の流速値は低水路内に比べてかなり遅くなっており、洪水の主流が低水路内にあることが分かる。

$$\circ \quad Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}, \quad Q' = 1,989 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ となると、それより流量の小さい場合に比べて、堰およびゴルフ場等の形状による流況の変化は小さくなり、かなり直進性を帯びたものとなる。まず上流部よりその特徴的流況をひろってみる。12.7k地点では、左岸側に比べて右岸寄りの流れはやや遅いが、かなり一様に近い流れに変っている。明星川堰の直下流の左岸堤防沿いおよび右岸側は、ともに順流となっている。ゴルフ場では、依然としてゴルフ場内の流れがその兩岸よりも遅いが、断面の最大流速値と最小流速値との比は小さくなっている。 $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時に発生したゴルフ場の直下流の死水域は、 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では発生しなかった。百間川分水路の流れをみると、やはり中原川との合流点で三角形の死水域が生じる。また、百間川分水路内の背割堤の上流部（11.6～12.1k間）に右回りの反転流および逆流域が生じる。

$$\circ \quad Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}, \quad Q' = 2,950 \text{ m}^3/\text{s}$$

流れにかなりの直進性が現れてくる。そのため、明星川堰の直下流の左岸堤防沿いに、小さい規模の逆流が生じる。また、百間川分水路11.6k～12.1k左岸側には、反転流および逆流域が生じている。

〔分流点附近堤防の流速分布状況〕 — $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時 —

計画流量時における堤防附近の流速分布を把握することによって、水衝部の強さを示すひとつの目安となり、護岸施工上の参考資料となるものと思われる。そうした目的で堤防附近の流速分布を測定した結果が図8-31である。

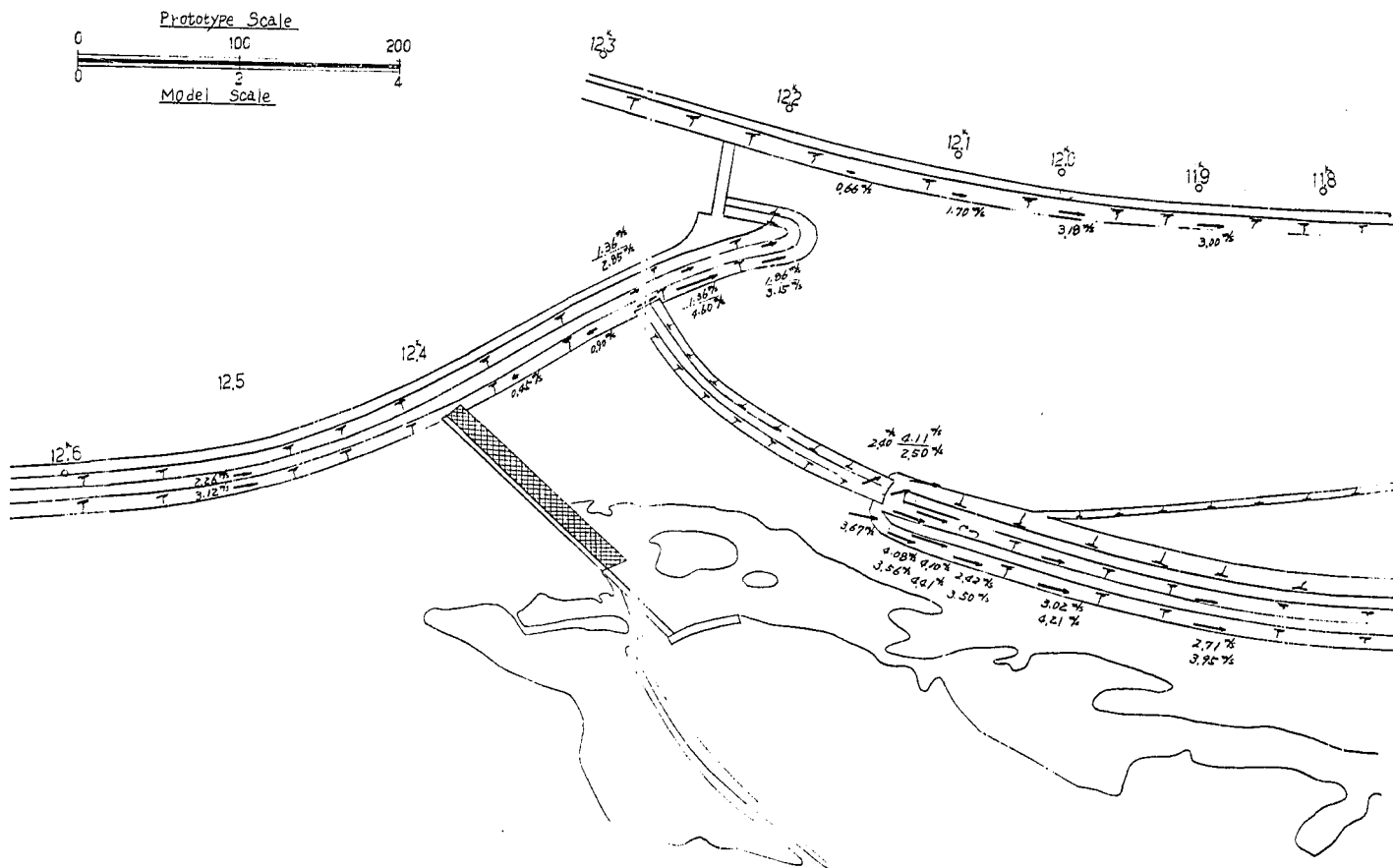


図 8-31 分流点附近堤防の流速分布状況……実験ケース 6,
 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q' = 1,989 \text{ m}^3/\text{s}$
 —計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—
 ($H = \text{T.P.} 6.00 \text{ m}$, $B = 195 \text{ m}$, 河道条件 b))

同図より明星川堰と越流堰との間では流れが逆流となるが、越流堰を越えると、460m/sの流速値を示す。百間川分水路の左岸堤防に当たった流れは、12.15k附近では流れは遅いが(0.66m/s)下流に向って徐々に速くなる。背割堤先端12.1k地点の百間川分水路筋では、4.11m/sを示し、反対側の本川筋の縮流された部分では、4.41m/sとかなり大きい流速値が得られている。

〔水位〕

各流量に対する分流点附近の水位縦断面図を附図-13に示す。同附図よりつぎのことがいえる。

明星川堰の直下流の水位は、その上流の水位より急激に低下し、一方の、11.8k附近の三延樋堰の直下流でも水位の低下がある。そのため、11.3~11.8k附近の左右岸の水位差は大きく、この水位差は流量が小さいと大きく、流量が大きくなるにつれて小さくなっていく。ここでは、附図-11($H = T.P. 6.29m$, $B = 250m$, $b = 20m$)にみられるような12.0k附近の極端な水位の低下はない。

百間川分水路の水位は旭川左岸水位よりも低く、流量が小さい場合にはその水位差も大きい。そして流量が大きくなるにつれてその水位差は小さくなっていく。

ここで、越流堰(広頂堰)での越流形態について説明しておこう。越流堰での越流状況は図8-32(a)のように示され、越流量は、

$$q = h \sqrt{2g(H-h)} \quad \dots\dots\dots (8-1)$$

で表わされる。ここに、 q ：単位巾当りの越流量、 h ：静水圧分布を示す任意の断面の水深、 H ：比エネルギー

(8-1)式で比エネルギー H を一定とし、最大流量を与えるときの水深は、 $h = 2/3 H$ となる。この水深のときの流速は、長波の伝播速度 $\sqrt{gh}$ となる。水深がこれより小さいときには下流の変化が上流に伝わらず、下流の水面が下がっても、ここでの水深には変化がない。

こうした状態($h_2 \leq \frac{2}{3} H$)を「完全越流」と定義し、 $h_2 \geq \frac{2}{3} H$ のときを「もぐり流」と定義される。

実際には、完全越流ともぐり流との境界附近にいずれにも属さない部分が表われ、これを、「不完全越流」としている。

これらのことを、完全越流時の流量係数 m で示せば、図8-32(b)のように表わされる。ここに、 $m = q / (h_1 \cdot \sqrt{2gh_1})$ である。越流現象としては、完全越流の場合には、その下流で跳水が生じる。

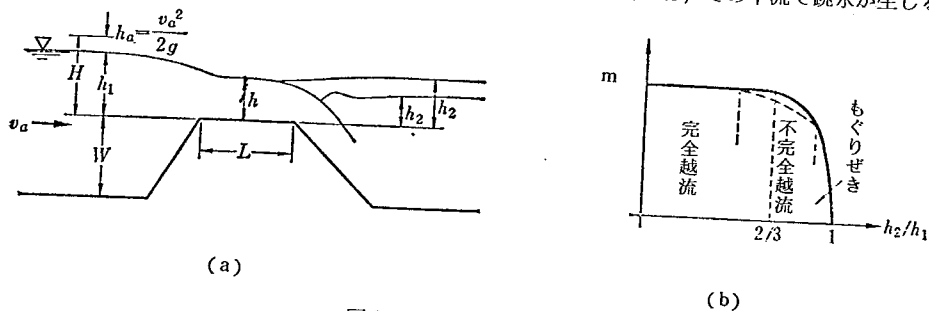


図8-32 越流形態

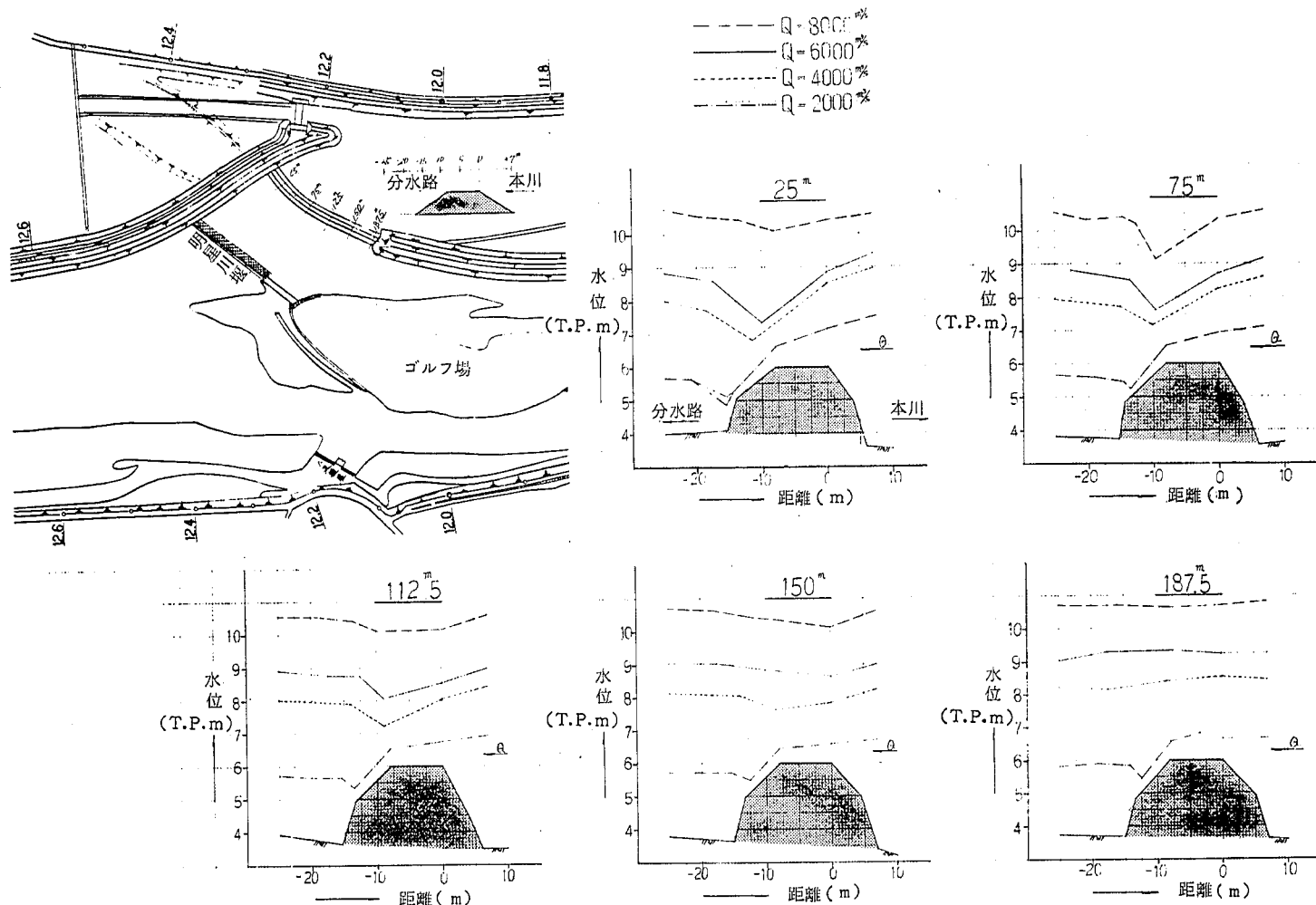


図 8-33 越流堰上の水面形状

—計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—
($H = \text{T.P.}6.00\text{m}$, $B = 195\text{m}$, 河道条件(b))

(ただし、越流堰の下流の流れは常流でなければならない)

図8-33は越流堰上の水面形状を示したものである。同図より、旭川と百間川分水路との水位差は、越流堰の左岸側の方が右岸側に比べて大きい。

$Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q' = 1,989 \text{ m}^3/\text{s}$) 通水時を例にとれば、越流堰の左岸側で不完全越流し、右岸側でもぐり流となっている。 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q' = 265 \text{ m}^3/\text{s}$) 通水時には、越流堰全面で完全越流しており、さらに、越流堰上流の水位が、どの地点でもほぼ同じである点からして、越流堰の横断方向の単位巾流量には大きな差はないといえよう。

〔分流量〕

本川流量 Q と分流量 Q' の関係は図8-34のとおりである。計画流量 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する分流量 Q' は $Q' = 1,989 \text{ m}^3/\text{s}$ ($2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の $\pm 2\%$) であり、 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する Q' は $Q' = 265 \text{ m}^3/\text{s} < 300 \text{ m}^3/\text{s}$ を得、それぞれ計画分流比を満足している。 $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (異常洪水時) においては、 $Q' = 2,950 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、目標値の $2,670 \text{ m}^3/\text{s}$ を約 10% 上回る結果となった。

$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上での本川流量と分流量の関係は

$$Q' = 0.43Q - 590 \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

で表わされる。

なお分流開始流量 Q_0 は $Q_0 = 969 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。

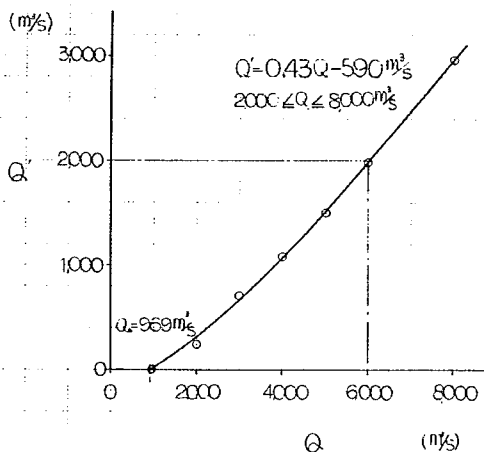


図8-34 $Q \sim Q'$
—計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—
($H = \text{T.P. } 6.00 \text{ m}$, $B = 195 \text{ m}$, 河道条件b)

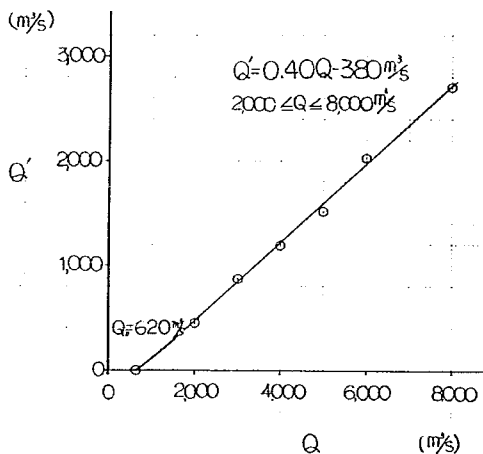


図8-35 $Q \sim Q'$
—計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—
($H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$, $B = 160 \text{ m}$, 河道条件a)

8.7.3 H = T.P. 5.29m の場合

〔実験概要〕

越流堰高を $H = T.P. 5.29m$ (現在の越流堰よりも $2.0m$ 低い) とした場合には、とくに背割堤の法線を移動することなく、越流巾を適当に選定することによって計画分流量が得られた(8.1.3 参照)。実験の結果、その巾は $B = 160m$ であったため、そうした越流堰形状について中小洪水および異常洪水時の水理現象を把握した。実験ケースと分流量の測定結果を表 8-15 に示す。

〔流況〕

附図-14 に分流点附近の流況を各流量別に示す。同附図よりつぎのことはいえる。

流れはゴルフ場の上流部で二分されるように流下し、 $Q = 2000m^3/s$ ではゴルフ場の左右岸を流れる。 $Q = 4000m^3/s$ を越えるとゴルフ場は越流しており、その部分の流向は、流量が大きくなるにつれて直進性をおびてくる。明星川堰と越流堰との間の流況は、流量が小さいと屈曲して本川左岸筋に沿って流下するが、流量の増加に

ともなう、百間川分水路の方向に向って流れるようになる。この区間の左岸堤防沿いでは、 $Q = 8000m^3/s$ となると、流れの直進性のため一部死水域の部分が生じる。百間川分水路に分流した流れは、 $Q = 2000m^3/s$ ($Q' = 432m^3/s$) では百間川分水路の高水敷上には乗らないが、 $Q = 4000m^3/s$ ($Q' = 1,195m^3/s$) では河道全面で流下する。そのとき背割堤の上流部の百間川分水路筋には死水域および逆流域があらわれ、流量が大きくなるとその死水域も大きくなっている。この現象は、 $H = T.P. 6.29m$ とし、さらに、背割堤を $b = 20m$ 振った場合には発生しなかったもので、越流巾を狭くすることによって、背割堤法線の曲りによって水裏が生じたものである。

計画流量 $Q = 6,000m^3/s$ 通水時における、河道横断方向の流速分布をみると、旭川本川 11.7k 地点では河道全体を一樣に流下していくが、百間川分水路 11.9k 地点では、低水路内の流速の方が高水敷上よりも速い。百間川分水路では、洪水の主流部が低水路内にあることが分かる。

〔水位〕

旭川および百間川分水路の水位縦断面図を附図-15 に示す。同図より、 $Q = 8,000m^3/s$ 通水時を除く他の流量時には、百間川分水路の水位は旭川左岸水位よりも低くなっており、 $Q = 8,000m^3/s$ 通水時には旭川左岸水位の方が逆に高くなっている。やはり、明星川堰および三延樋堰の上下流での水位差は、流量が小さいほど大きくなっている。

表 8-15 実験ケースと分流量の測定結果

—計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—

($H = T.P. 5.29m$, $B = 160m$, 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	

〔分流量〕

旭川本川流量 Q と分流量 Q' との関係を図8-35に示す。計画流量 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水に対して、分流量 Q' は $Q' = 2,020 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q' = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の $\pm 2\%$ 以内)を得た。 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では $Q' = 432 \text{ m}^3/\text{s} < 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 得た。このとき、水位は百間川分水路の高水敷高ぎりぎりであった。

$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上のときの Q と Q' の関係は次式で表わされる。

$$Q' = 0.40 Q - 380 \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

また、分流開始流量 $Q_0 = 620 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。

第9章 計画分流実験(B) 一直角堰の場合

9.1 計画分流可能な越流堰形状および分流点附近の平面形状の検討

9.1.1 実験概要

百間川分水路の流下方向に対して越流堰を直角に設けた場合のときの、計画分流可能な越流堰形状および分流点附近の平面形状について検討する。ここでは、斜め堰の場合と異なって、あらかじめ堤防法線によって制限を受ける越流巾を模型上に設定して、その時に必要な越流堰高を求めようとした。

実験ではつぎのことを検討した。

- (1) 越流堰の設置位置と分流量について
- (2) 固定堰の設置およびゴルフ場の一部締切りによる分流への影響について

表9-1 実験ケースと分流量の測定結果

—計画分流可能な越流堰の形状および分流点附近の平面形状の検討—

(a) $B=175\text{m}$ 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 (m)	越流堰高 H (T.P. m)	そ の 他	分 流 量 Q' (m ³ /s)	摘 要
1	1	11.9	6.29	固定堰設置 H=T.P.60m 同上でゴルフ場一部締切	1,932	
	2		5.29		2,073	
	3		5.29		2,186	
	4				2,262	
2	1	12.1	6.29		1,950	
	2		5.90		2,000	
	3		5.29		2,082	

(b) $B=120\text{m}$ 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 (T.P. m)	分流量 Q' (m^3/s)	摘要
1	5.30	1,836	
2	4.75	1,986	
3	4.30	2,028	

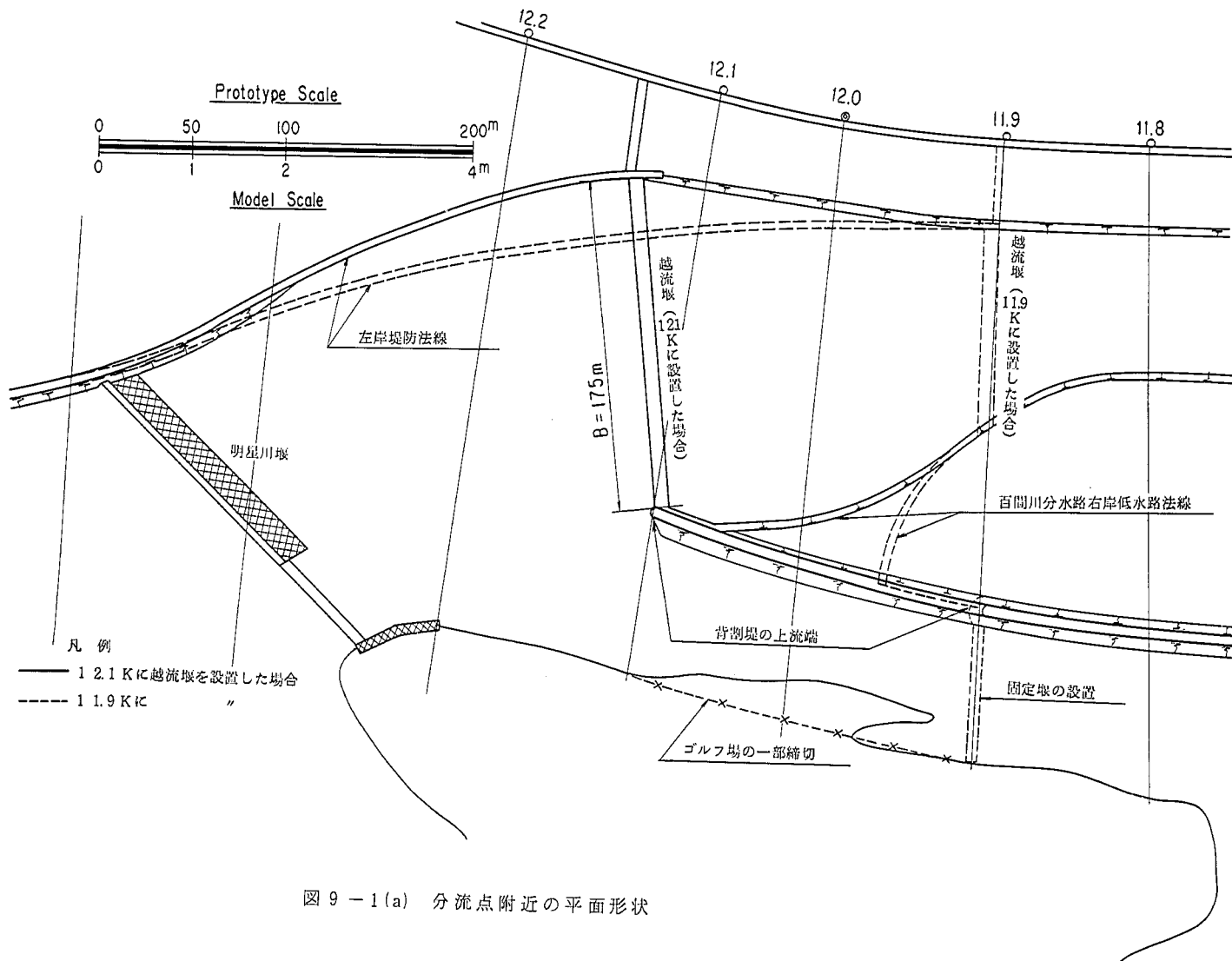


図 9 - 1 (a) 分流点附近の平面形状

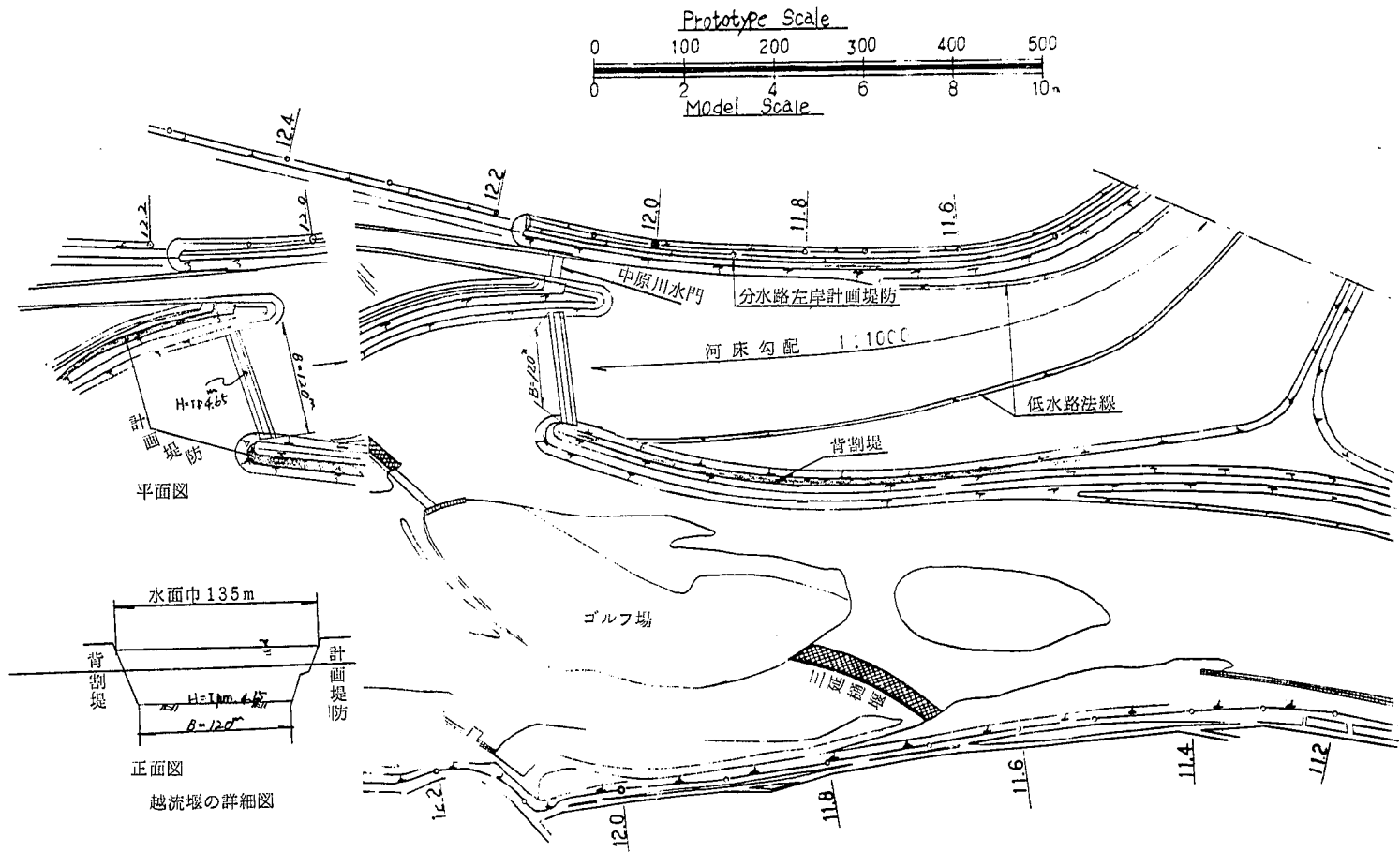


図 9-1(b) 分流点附近の平面形状

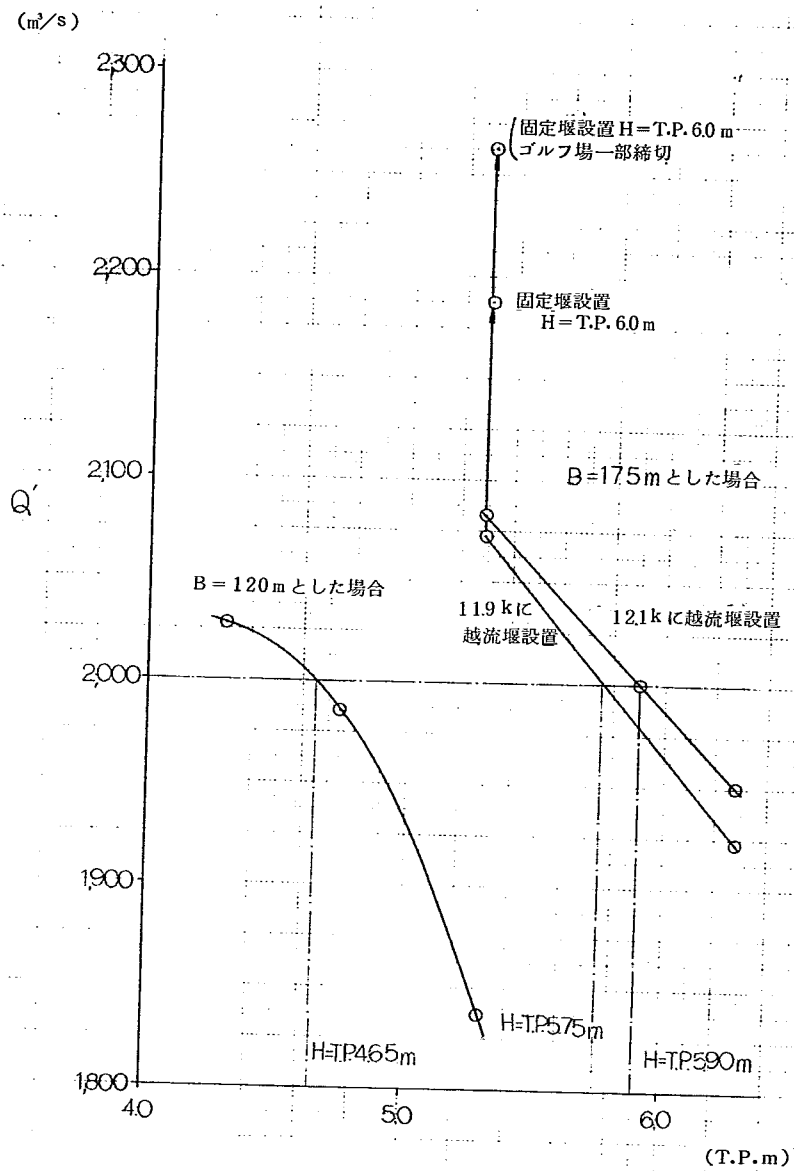


図 9-2 越流堰高 H と分流量 Q' ($Q = 6,000\text{ m}^3/\text{s}$)

—計画分流可能な越流堰の形状および分流点附近の平面形状の検討—

(3) 越流巾と分流量について

(4) 計画分流量可能な越流堰高の検討

実験は通水流量 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (計画流量) についてのみ行い、それぞれ分流量を測定した。

実験ケースと分流量の測定結果を表 9-1(a)(b) に示す。分流量附近の平面図および越流堰の形状を図 9-1(a)(b) に示す。同図の(a)は越流巾 B を $B = 175 \text{ m}$ とした場合で、(b)は $B = 120 \text{ m}$ とした場合である。

ここで、 $B = 175 \text{ m}$ とした場合には越流堰を 11.9k および 12.1k 地点にそれぞれ設け、分流量の比較をした。また、越流堰を 11.9k 地点に設置したときに、背割堤とゴルフ場の間に固定堰 (固定堰の高さ T.P. 6.00m) を設けたり、さらに、ゴルフ場の左岸側の一部をコンクリートブロックにより締切り、分流量への影響を調べた。

9.1.2 実験結果とその考察

分流量の測定結果を図 9-2 に示す。同図よりつぎのことがいえる。

[$B = 175 \text{ m}$, 11.9k 地点に越流堰を設けた場合]

越流堰高に対して分流量は逆比例する。(ただし、越流堰高 $H = \text{T.P. } 5.29 \sim 6.29 \text{ m}$ 間) として、計画分流量 $Q' = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流量させるに必要な越流堰高は内挿によって $H = \text{T.P. } 5.75 \text{ m}$ 程度と推定できる。

この実験では、越流堰高を $H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$ とした場合について、固定堰の設置およびゴルフ場の左岸側の一部締切りを行い、分流量への影響を調べた。このときの固定堰の高さは $H = \text{T.P. } 6.00 \text{ m}$ であり、越流堰高 $H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$ より高い。

実験の結果、固定堰の設置によって、分流量 Q' は $Q' = 2,186 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、5.5% 増加した。さらに、ゴルフ場の一部を締切ったことによって、 $Q' = 2,262 \text{ m}^3/\text{s}$ (+9.2% 増) となった。

[$B = 175 \text{ m}$, 12.1k 地点に越流堰を設けた場合]

12.1k 地点に越流堰を設けた場合には、11.9k 地点に設けた場合よりは越流堰高が高くても、 $Q' = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

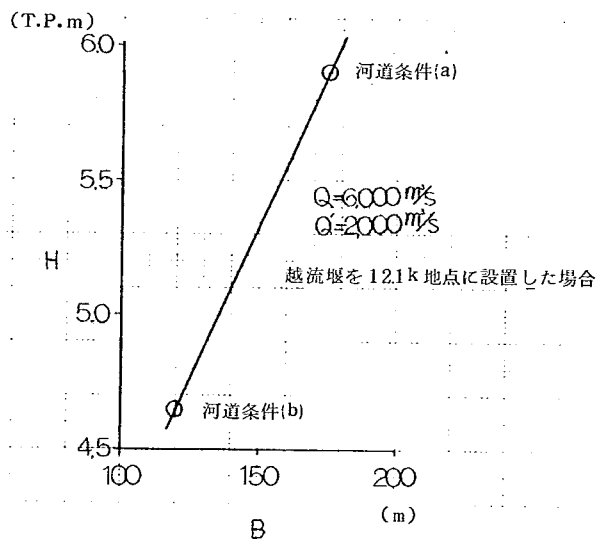


図 9-3 越流巾 B と計画分流に必要な越流堰高 H
— 計画分流可能な越流堰の形状および
分流量点附近の平面形状の検討 —

分流が可能である。そのときの越流堰高は $H = T.P. 5.90m$ であった。

[$B = 120m$ とした場合、(越流堰は12.1k地点に設置)]

計画分流に必要な越流堰の高さは、内挿によって $H = T.P. 4.65m$ が得られる。

$B = 175m$ の場合の実験に比べ、越流巾が縮小されたことによって計画分流に必要な越流堰高は低くなった。

計画分流に必要な越流堰の越流巾と越流高が比例関係にあるものと仮定し(実際は河道条件が両者で異なる)、実験値をプロットとすると、図9-3が得られる。

ただし、越流堰の設置位置は12.1k地点である。同図より任意の越流巾を与えた場合に、計画分流に必要な越流堰高が内挿により求まる。

9.2 計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討

9.2.1 実験概要

越流巾 B を $B = 175m$ とした場合、計画分流に必要な越流堰高 H は $H = T.P. 5.90m$ であった。また、 $B = 120m$ とした場合には、 $H = T.P. 4.65m$ 必要であった。

これらの実験は一部予備的な実験(左岸堤防をコンクリートブロックで代用させている等)であるため、ここでは、その部分の模型を改めて製作し直した。そして、再通水の結果、 $B = 175m$ とした場合に必要な越流堰高は $H = T.P. 5.85m$ となり、若干の修正を行った。

また、 $B = 175m$ とした場合について、越流堰の設置位置(11.9kおよび12.1k地点)について実験的に検討した。この両者を比較した場合、その両者に決定的となる優劣はつけがたいが、(1) 越流堰高は現在の越流堰(一の洗手)高よりもできるだけ下げない。(2) 12.2k附近左岸側(越流堰の上流部)の流況を考慮した場合、の2点の理由から、越流堰を12.1k地点に設置した方が、11.9k地点に設ける場合より治水的に有利と考えられる。

したがって、ここでは、越流堰形状をつぎのふたつの場合について、中小洪水および異常洪水時における水理現象を把握した。

(1) $B = 175m$, $H = T.P. 5.85m$, 河道条件(a)

(2) $B = 120m$, $H = T.P. 4.65m$, 河道条件(b)

実験ケースと分流量の測定結果を表9-2(a)(b)に示す。

表 9-2 実験ケースと分流量の測定結果

—計画分流可能案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—

(a) $B = 175\text{m}$, $H = \text{T.P. } 5.85\text{m}$, 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 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	

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

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	477	—	分 流 開 始 流 量
2	2,000	458	
3	4,000	1,150	
4	6,000	2,033	
5	8,000	2,810	

9.2.2 $B = 175\text{m}$ $H = \text{T.P. } 5.85\text{m}$ の場合……河道条件(a)

〔流 況〕

附図-16は分流点附近の流況を各流量別に示したものである。同附図より流量別の流況の特徴はつぎのとおりである。

○ $Q = 946\text{m}^3/\text{s}$ (分流開始流量)

明星川堰を越流した流れは越流堰方向へ向かっているが、越流堰の手前で大きく右に屈曲し、本川の流れへとになっていく。その屈曲度合は左岸側ほど大きい。

○ $Q = 2,000\text{m}^3/\text{s}$ $Q' = 300\text{m}^3/\text{s}$

越流堰の直上流では流れがやや右に曲っている。しかし、流れの曲り度合は、分流開始時とは逆に越流堰の右岸側ほど大きく、左岸側に向かうにつれて小さくなっている。12.0~12.2kのゴルフ場の左岸側では渦をとまなう流れとなっている。越流堰を越えた流れは越流堰の方向に対して直角に流下する。そのときの低水路内の横断方向流速分布はほぼ一様である。

◦ $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 1150 \text{ m}^3/\text{s}$

流れはゴルフ場を多少流下していく。越流堰前面の流況をみると、越流堰の左岸側では、明星川堰より左岸堤防法線に沿って流下しそのまま越流していくが、右岸よりの流れは屈曲し、本川に向かう流れとなる。分流した流れは、その左岸側で堤防法線に沿った流況を呈するが、右岸側の流れは一部高水敷に乗り上がり、一部は右岸低水路法線形状に沿って流下する。

◦ $Q = 6000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 2004 \text{ m}^3/\text{s}$

明星川堰を越流した流れは、真直ぐ越流堰に向う。 $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時に見られたような流れの屈曲はなく、越流堰に対して直角に越流する。分流した流れの横断方向流速分布は、高水敷上の方が低水路内に比べて若干緩やかである。

◦ $Q = 8000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 2900 \text{ m}^3/\text{s}$

流量が大きくなると12.2k附近の左岸堤防沿いに死水域が生じてくる。これは、流れの直進性によるものである。分流した流れは百間川分水路の河道一様に流下する。とくに大きな渦および流線の屈曲はない。

〔水位〕

分流点附近の水位縦断面図を附図-17に示す。同附図より、越流堰直上流の12.2k地点左岸水位は越

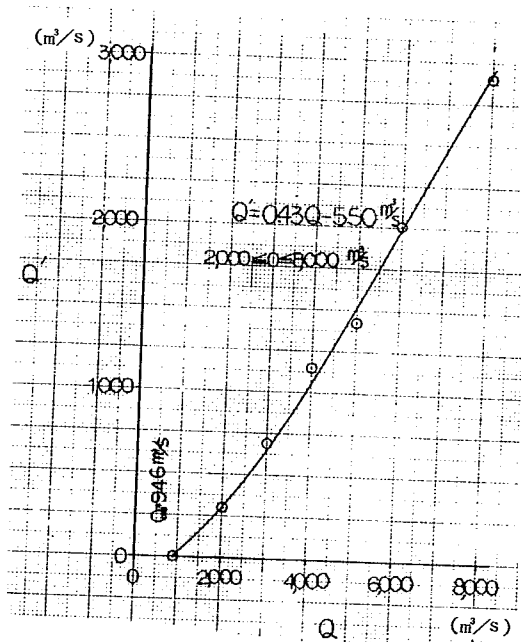


図9-4 通水流量 Q と分流量 Q'
—計画分流可能な案に対する中小
洪水および異常洪水時の検討—
($B=175\text{m}$, $T.P. 585\text{m}$, 河道条件a)

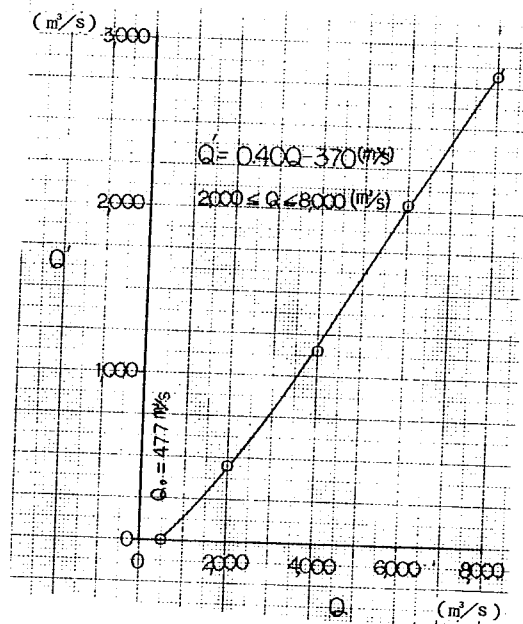


図9-5 本川流量 Q と分流量 Q' の関係
—計画分流可能な案に対する中小
洪水および異常洪水時の検討—
($B=120\text{m}$, $H=T.P. 465\text{m}$, 河道条件b)

流堰によって堰上げられ、周囲の水位よりは高くなっていることが分かる。これは、斜め堰の場合には観察されなかった現象である。

〔分流量〕

図9-4は $Q \sim Q'$ の関係を示したものである。計画流量 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して分流量 Q' は $Q' = 2,004 \text{ m}^3/\text{s}$ ($\pm 2\%$ 以下)を得、 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対しては、 $Q' = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ を得た。異常洪水時には $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $Q' = 2,900 \text{ m}^3/\text{s}$ ($\geq 2,670 \text{ m}^3/\text{s}$)と、計画分流比2:1を若干上回る分流量となった。

$Q - Q'$ の関係は次式で近似される。

$$Q' = 0.43Q - 550 \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

ただし、 $2,000 \leq Q \leq 8,000 (\text{m}^3/\text{s})$

9.2.3 $B = 120 \text{ m}$, $H = \text{T.P. } 4.65 \text{ m}$ の場合 …… 河道条件b)

〔流況〕

$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ および $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時における分流点附近の流況を附図-18(a)(b)に示す。同附図より各々の流量に対する流況はつぎのとおりである。

- $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q = 458 \text{ m}^3/\text{s}$

12.6k附近では、河道中の約 $\frac{1}{2}$ 地点より左岸側の流れが明星川堰を越流し、残りの $\frac{1}{2}$ 位はゴルフ場の右岸側を流下し三延樋堰を越流する。明星川堰を越えた流れは、左岸堤防沿いに小さな逆流域を生じ、反対の右岸側では渦を伴った流れとなる。越流堰に対しては、その左岸側で堰方向に対して直角に分流するが、右岸側では、やや本川寄りに曲った流況を呈する。分流した流れは、百間川分水路の低水路内を流下する。中原川の導入部には三角形の死水域が生じる。また、背割堤の本川筋には渦が発生している。

- $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q' = 2,033 \text{ m}^3/\text{s}$

明星川堰を越流した流れのほとんどが越流堰に向かって流下し、越流堰の方向に対して直角に分流する。背割堤の上流部本川筋にはやはり渦が生じるが、 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時に比べその規模は小さくなっている。明星川堰直下流左岸堤防沿いには、 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時と同様に逆流域が発生している。分流した流れは、中原川との合流地点で三角形の死水域が生じ、一方の右岸側では、11.6~12.0k附近にかけて大きな逆流域が生じている。11.6k附近に至っては、流れが河道全体に拡がり始め、徐々に横断方向一様な流れとなっていく。

〔分流量〕

本川流量 Q と分流量 Q' の関係を図9-5に示す。

計画流量 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して分流量 $Q' = 2,033 \text{ m}^3/\text{s}$ ($\pm 2\%$ 以下)を得た。しかし、 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対しては越流堰高が低すぎるため、 $Q' = 458 \text{ m}^3/\text{s}$ と計画分流量 $Q' = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ をかなり上回る結果となった。異常洪水時には $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して、 $Q' = 2,810 \text{ m}^3/\text{s}$ ($> Q' = 2,670 \text{ m}^3/\text{s}$)となり、

やや百間川分水路に分流しすぎる。

QとQ'の関係式は

$$Q' = 0.40Q - 370 \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

ただし, $2,000 \leq Q \leq 8,000 \quad (\text{m}^3/\text{s})$

で表わされる。

第10章 各種取水堰等の有無と水理現象への影響

10.1 実験概要

ここでは、分流点附近にある各種取水堰等の有無による水理現象への影響を調べたものである。

対象とした取水堰等は、明星川堰、六延樋堰および三延樋堰、清水堰、ゴルフ場、クラレ堰であり、これらの取水堰の統廃合による現取水堰の撤去、あるいは、河川改修に伴う撤去、あるいは、洪水等による欠損、あるいは、何らかの理由でこうした堰が取り払われた場合について、水理現象への影響を調べた。

実験は計画分流が可能な越流堰形状の中から、そのうちの三案についてそれぞれ検討した。各案はつぎのとおりである。

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

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

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

実験は、取水堰等の影響度合を考慮し、取水堰等の有無を組合せ実施した。

実験ケースと分流量の測定結果を表 10-1 (a)(b)(c) に示す。同表の○印は取水堰等を現況のまま模型上に設定したもので、×印は撤去した場合を示す。各案の実験ケース 1 は、各取水堰の撤去の組合せと $Q = 6,000\text{m}^3/\text{s}$ 通水時における分流量への影響を調べたもので、実験ケース 2 は、分流点附近の全ての取水堰等を撤去し、中小洪水および異常洪水時について調べたものである。実験では、現状形と撤去後の明星川堰および六延樋堰を越流する流量を把握し、分流量との関係をみた。流量はピトー管による

表 10-1 各種取水堰の有無と分流量への影響

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

実験ケース	堰 名					流 量 $Q (\text{m}^3/\text{s})$	分 流 量 $Q' (\text{m}^3/\text{s})$	摘 要
	明星川堰	六延樋堰 三延樋堰	清水堰	ゴルフ場	クラレ堰			
1	1	○	×	○	○	6,000	2,015	
	2	×	○	○	○		2,124	
	3	×	×	○	○		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	

(b) 斜め堰 (H = 529m, B = 160m 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 三延樋堰	清水堰	ゴルフ場	クラレ堰			
1	1	○	○	×	○	○	2,020	
	2	○	×	○	○	○	1,994	
	3	×	○	○	○	○	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

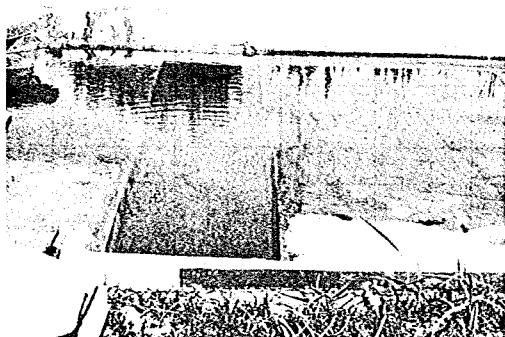
(c) 直角堰 (H = T.P582m, B = 175m, 河道条件(b))

実験ケース	堰 名					流 量 Q (m ³ /s)	分 流 量 Q' (m ³ /s)	摘 要
	明星川堰	六延樋堰 三延樋堰	清水堰	ゴルフ場	クラレ堰			
1	1	○	×	○	○	○	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

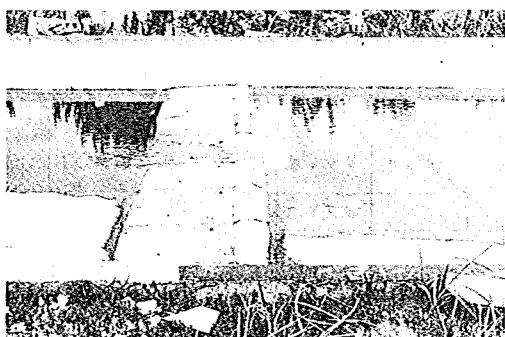
流速測定結果に流積を乗じて求めた。

各取水堰の撤去および撤去跡の河床高の設定方法は、あらかじめ、取水堰の撤去によって、取水堰の上下流の河床高が滑らかにすりつくような範囲を想定し、その部分を掘り込み式にし、現況の取水堰と撤去後の河床形状をしたものを、それぞれ実験条件に応じて設定していった。取水堰および河床面はモルタルより製作し、長手方向に対していくつかに分け、簡単に取りはずしが出来る構造とした。写真はクラレ堰の掘り込み形状と撤去前後の形状を示したものである。

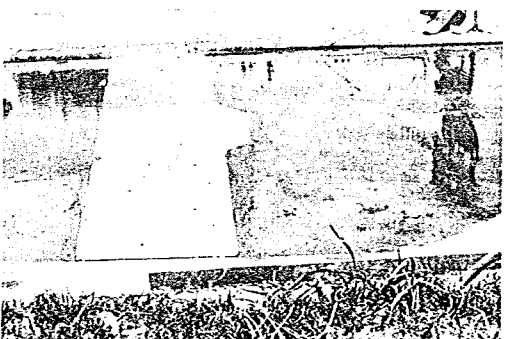
ゴルフ場の撤去跡の河床高は計画河床高に設定した。各取水堰およびゴルフ場の撤去前後の形状は図10-1 (a)～(d)のとおりである。



掘込み形状



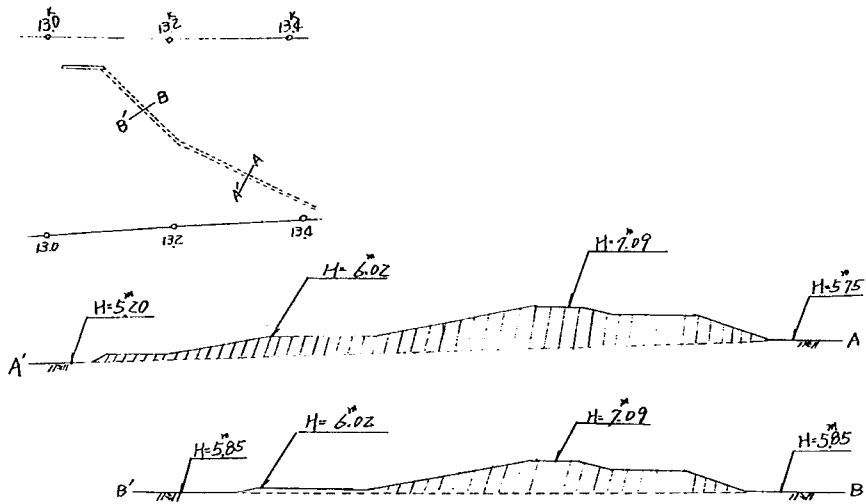
撤去前



撤去後

クラレ堰の撤去前後

(a) 清水堰の撤去



(b) 明星川堰および六延・三延樋堰の撤去

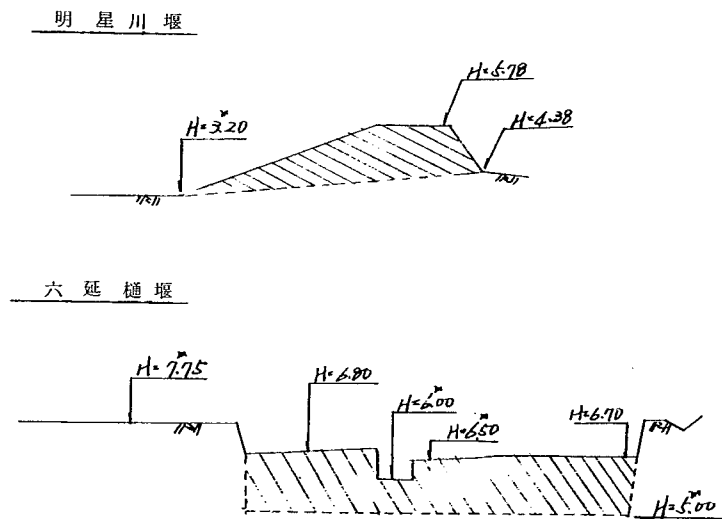
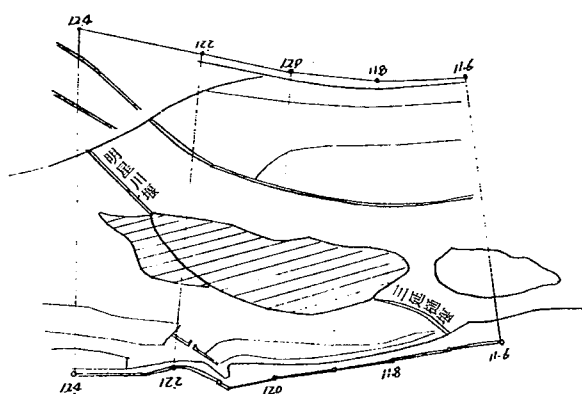
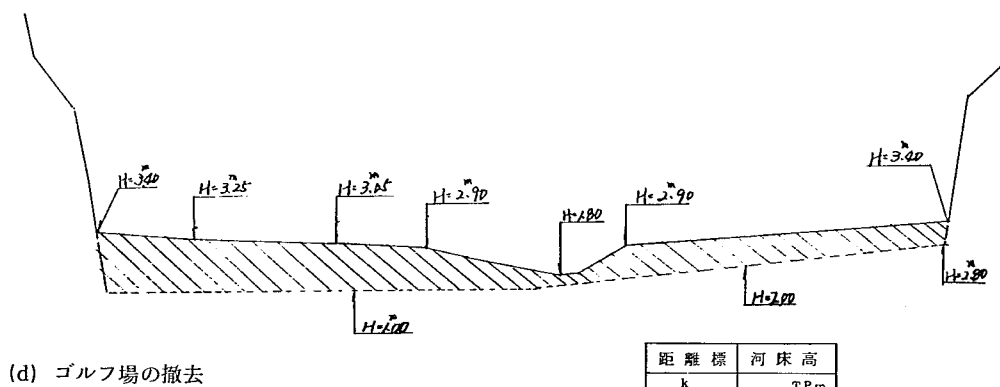
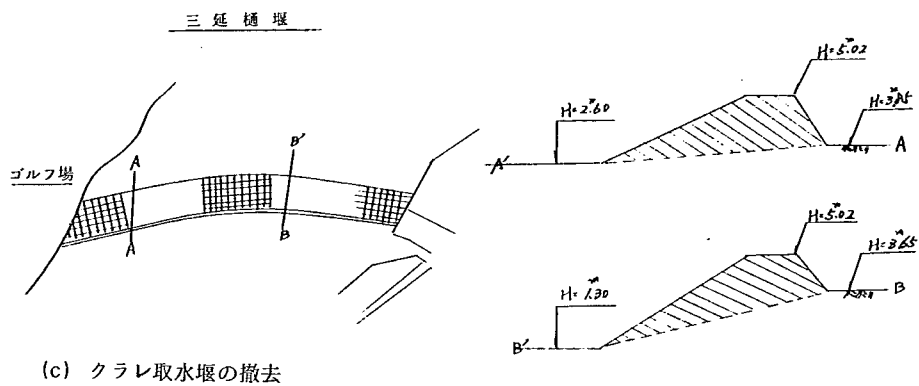


図 10-1 各取水堰およびゴルフ場の撤去前後の形状



距離標	河床高
11.75 ^k	2.59 ^{T.P.m}
11.80	2.67
11.85	2.74
11.90	2.82
11.95	2.90
12.00	2.97
12.05	3.04
12.10	3.11
12.15	3.19
12.20	3.26
12.25	3.34
12.30	3.42
12.35	3.50

図 10 - 1 各取水堰およびゴルフ場の撤去前後の形状

10.2 実験結果とその考察

〔水位〕

附図19-(a)(b)(c)は各取水堰の有無の組合せと分流点附近の水位縦断面図を示したものである(実験ケース1, $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)。同附図の(a)(b)(c)はそれぞれ越流堰の形状によって分けたものである。これらの図よりつぎのことがいえる。

- (1) 越流堰形状の違いによる分流点附近の水位縦断面にはあまり変化がない。
- (2) 清水堰撤去による水位変化はほとんどない。
- (3) 六、三延樋堰の撤去によって、11.4~12.0k間の水面勾配が撤去前より大きくなる。
- (4) 明星川堰の撤去によって、分流点附近の本川左右岸の水位は全体的に低下している。百間川分水路の水位にはあまり影響がない。
- (5) 明星川堰と六、三延樋堰を同時に撤去した場合は、前記(4)と同様な水面形状を呈する。

附図20-(a)(b)(c)は、ゴルフ場はじめ各取水堰を全て撤去した場合について、各通水流量別の分流点附近の水位縦断面図を示したものである(実験ケース2)。

これらの図よりつぎのことがいえる。

- (6) 各越流堰形状に対して水位縦断面形状を比較すると(附図(a)(b)(c)の比較), $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ および $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には、いずれの場合もほぼ同一水位を与える。しかし, $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には百間川分水路の水位が全く異なったものとなる。これは、越流高が高いほど分流量が少なくなるため、水位が低下したものである。
- (7) 取水堰等の撤去前の水位縦断面図と比較すると、越流堰形状にかかわらず全体的に水位は低下する。とくに、分流点の上流部(12.4~12.6k)での水位の低下量はその下流部に比べて大きく、水面勾配が撤去前に比べて緩くなっている。また、流量が小さいほど水位低下量は大きい。

〔流況〕

分流点附近にある既設の全ての取水堰およびゴルフ場を撤去した場合(実験ケース2), について, $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ および $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水したときの分流点附近の流況を附図-21(a)(b)(c)に示す。ただし、越流堰形状が直角堰($H = \text{T.P. } 5.85 \text{ m}$, $B = 140 \text{ m}$, 河道条件b)) の場合には、分流開始流量時 $Q_0 = 1,450 \text{ m}^3/\text{s}$ および異常洪水時, $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ についても調べた。

これらの図よりつぎのことがいえる。

附図21-(a)(斜め堰, $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$, $B = 250 \text{ m}$, $b = 20 \text{ m}$, 河道条件a))より、各通水流量別の流況はつぎのとおりである。

- $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 44 \text{ m}^3/\text{s}$

附図-10に比べ、本川の流れはかなり直線的に流下し、ゴルフ場附近(本川12.0k)での横断方向の流速分布をみても河道一様に流下している。そのため、越流堰の直上流左岸では死水域が生じる。百間川分水路内の流況をみると、越流堰の直下流右岸寄りにも死水域ができており、各堰等の撤去によって分流点附近の本川水位が低下し、越流堰の右岸側(下流)では越流しないためである。

○ $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 1,860 \text{ m}^3/\text{s}$

附図 10 と比較すると、やはり、本川河道内の流れは直線的に流下している。本川 11.75k 附近の横断方向流速分布をみると、右岸寄りがやや遅く、河道中央部および左岸側の流速が速い。

越流堰附近では、その直上流左岸側に $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時と同様に死水域が生じている。そして、越流堰の直下流では、 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時にあった右岸寄りの死水域は発生せず、逆に、左岸堤防沿いに大きな逆流域および死水域が生じた。百間川分水路 11.8k 附近の横断方向の流速分布をみると、低水路内は高水敷上に比べて流れが速く、洪水の主流は低水路内にあることが分る。

附図 21-(b) (斜め堰, $H = \text{T.P. } 5.29 \text{ m}$, $B = 160 \text{ m}$, 河道条件(a)より

○ $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 312 \text{ m}^3/\text{s}$

附図 21-(a) に比べて、大きく異なる点に、越流堰直下流右岸側の流況がある。附図 21-(a) では、越流堰直下流で死水域が生じていたが、ここでは、越流巾が狭いために、その死水域は消滅している。

○ $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 1,728 \text{ m}^3/\text{s}$

このケースでは、越流堰の直上流左岸側 (左岸堤防沿い) に死水域は生じるものの、附図 21-(a) で見られたような、越流堰の下流左岸堤防沿いに発生した死水域は消滅している。しかし、11.6~12.2k 附近の背割堤沿いにある大きな逆流域および死水域は生じている。

附図 21-(c) (直角堰, $B = 175 \text{ m}$, $H = \text{T.P. } 5.85 \text{ m}$, 河道条件(b)より、

○ $Q = 1,450 \text{ m}^3/\text{s}$ (分流開始流量)

明星川堰の直下流左岸堤防沿いに逆流域が生じ、越流堰の直上流で大きな死水域が生じている。また、11.8k~12.0k の背割堤本川筋にも細長い死水域が生じる。

○ $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 160 \text{ m}^3/\text{s}$

明星川堰と越流堰との間には大きな渦をともなう死水域が発生し、越流堰の直下流にも、その中央部附近に死水域が生じる。また、ゴルフ場の撤去跡の左岸側にも渦をともなう地点があり、全体的に乱れの激しい流れとなる。

○ $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 1,796 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時と同様に、依然として明星川堰と越流堰との間に死水域が発生している。しかし、その規模は若干小さくなっている。本川 12.0k 附近の横断方向の流速分布をみると、左岸側の方が右岸側より流速が大きい。百間川分水路 11.9k 附近の右岸高水敷上には流速の大きいところがある。

○ $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q' = 2,720 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時における流況の大きな特徴は、百間川分水路 11.8~12.1k 附近の右岸高水敷上に渦をともなう流れが発生している点にある。明星川堰と越流堰との間に生じる左岸堤防沿いの逆流域および死水域は、常に発生するようである。

[分流量]

計画分流可能三案について、それぞれ取水堰およびゴルフ場の撤去を行い、分流量を調べた。図 10-2 はその結果をそれぞれの案と比較してまとめたものである。ここに、 Q は $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で

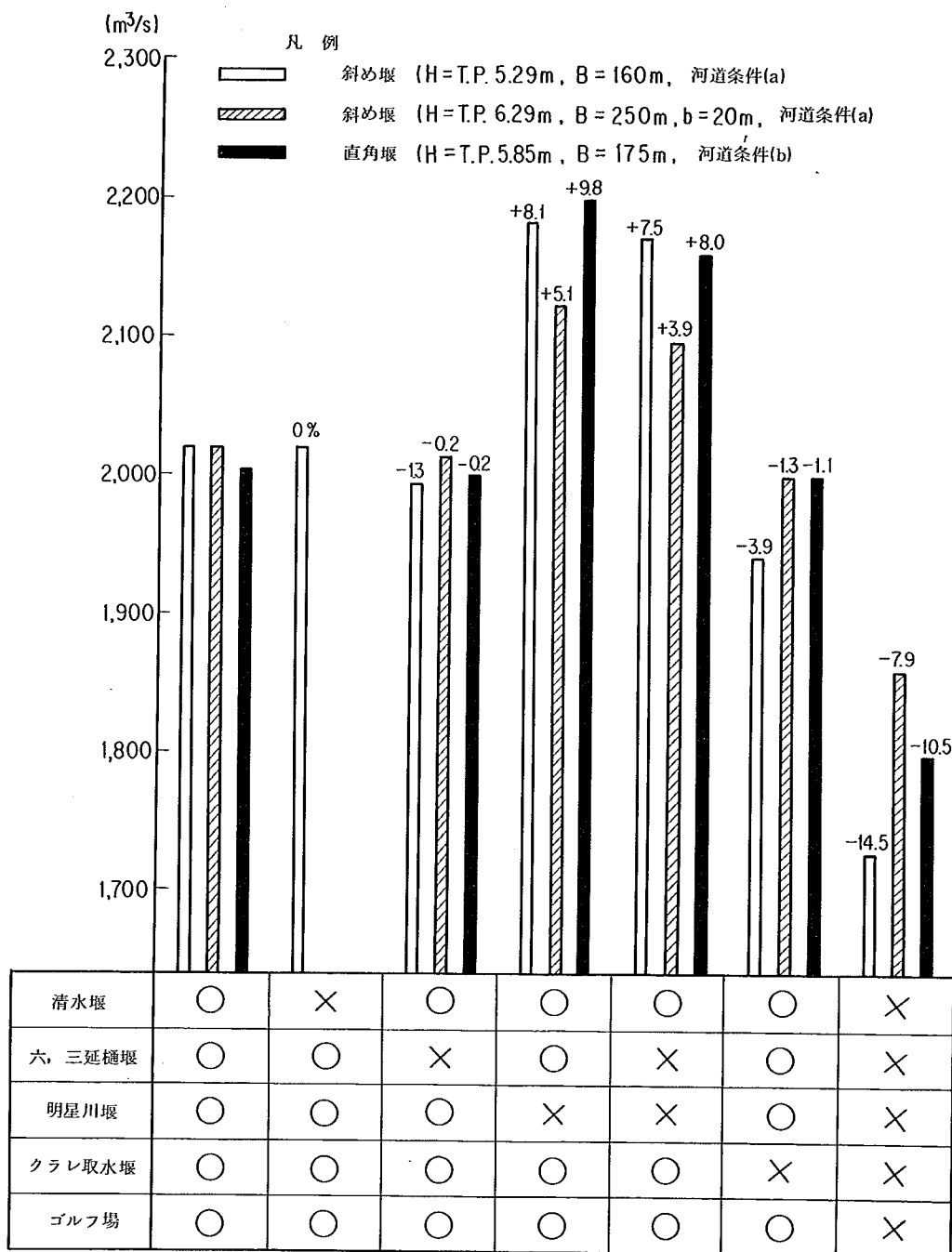


図 10 - 2 取水堰等の有無と分流量への影響 ($Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

ある。図10-2より、撤去する取水堰によっては、分流量に与える影響はかなり異なったものとなる。名取水堰等の撤去と分流量への影響はつぎのとおりである。

○ 清水堰の撤去とその影響

斜め堰、 $H = T.P. 5.29m$, $B = 160m$, 河道条件a案で、清水堰のみ撤去した場合について分流量への影響を調べた。その結果、全く影響がないことが分かった。

他の二案については検討しなかったが、同様のことがいえると思われる。

○ 六・三延樋堰の撤去とその影響

六延樋堰および三延樋堰（この両方の取水堰はゴルフ場の右岸側にある）を同時に撤去した結果、計画分流量可能な三案、いずれも分流量は減少した。しかし、その減少率は0.2~1.3%程度であり、 $Q=6,000 m^3/s$ では、大きな影響がないといえる。

○ 明星川堰の撤去とその影響

明星川堰は、越流堰の直上流左岸側にあるため、この堰の撤去によっていずれの場合も分流量は増加した。その増加率は、全ての堰を有する現況河道での場合に比べて、5.1~9.8%にもなり、計画分流量を大きく上回る結果となった。

○ 六・三延樋堰および明星川堰の撤去とその影響

分流量は各案とも、明星川堰のみ撤去した場合および、六・三延樋堰を撤去した場合のそれぞれの分流量の増減されたような値をとる。したがって、結果的には分流量が増加し、その増加率は、+3.9~8.0%であった。

○ クラレ取水堰の撤去と影響

クラレ取水堰の撤去によって、本川水位が低下し、その結果として越流堰の越流水深が小さくなり、現状形に比べて小さ目の分流量を得た。その減少率は1.1~3.9%であった。

○ 全ての堰およびゴルフ場を撤去した場合

越流堰の右岸側に位置するゴルフ場（中州）の影響は大きく、分流量は85.5~92.1%にまで減少し、計画分流量を大きく下回る結果となった。これは、ゴルフ場の撤去による旭川水位の低下と、流れの直進性によるものといえる。

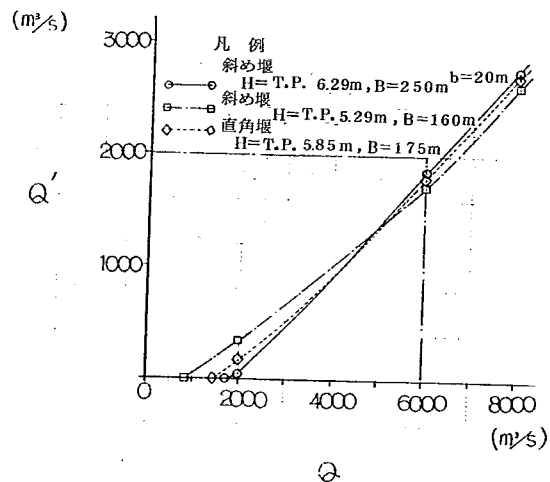


図10-3 本川流量 Q と分流量 Q' の関係
—各種水堰等の有無と水理現象への影響—

〔全ての取水堰およびゴルフ場を撤去した場合における中小洪水および異常洪水時の検討〕

図10-3はゴルフ場および全ての取水堰を撤去した場合の、本川流量 Q と分流量 Q' の関係を示したものである。(実験ケース2)

同図より、越流堰が低い場合には ($H = T.P. 6.29m > T.P. 5.85m > T.P. 5.29m$) 分流開始流量も小さくなり、計画流量 $Q = 6,000m^3/s$ 通水時には、計画分流量 $Q' = 2,000m^3/s$ を下回る結果となる。しかし、現況河道の場合、 $Q = 8,000m^3/s$ 通水時には計画分流比2:1を上回る結果が得られていたが、取水堰等を撤去したことによって、 $Q' = 2,620 \sim 2,740m^3/s$ とほぼ計画分流量 $Q' = 2,670m^3/s$ に近い結果が得られる。

$Q \sim Q'$ の関係は、分流開始流量が小さいと(つまり、越流堰高が低いこと)その勾配もゆるやかになる。

〔明星川堰および三延樋堰の流下量と分流量〕

本川上流からの流れは、ゴルフ場の上流附近にて二分されるように流下し、二分された流れは、それぞれ明星川堰および三延樋堰を流下していく。ここでは、各取水堰の有無とこれら取水堰を流下する流量を測定して、分流量への影響を調べた。

実験結果の一覧表を表10-2に示す。実験は前記同様に、計画分流可能な案三案について実施した。

表10-2 明星川堰、三延樋堰の流下量

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

清水 堰	六三 延 樋 堰	明星 川 堰	クゴ ラル レフ 堰	明 星 川 堰			三 延 樋 堰		
				T.P. m H=5.29	T.P. m H=6.29	直 角 堰 H=5.85	T.P. m H=5.29	T.P. m H=6.29	直 角 堰 H=5.85m
○	○	○	○	(m^3/s) 2,545	(m^3/s) —	(m^3/s) —	(m^3/s) 2,453	(m^3/s) —	(m^3/s) —
○	×	○	○	2,525	2,502	2,694	2,583	2,518	2,380
○	○	×	○	2,650	2,623	2,794	2,420	2,407	2,204
○	×	×	○	2,615	2,548	2,711	2,515	2,427	2,310

明星川堰を越える流れは、その下流に位置する三延樋堰を流れないことは、今までの実験でも明らかになっている(流況図より)。

表10-2で明星川堰と三延樋堰での流下量を加えると、どの分流可能案に対しても、また、取水堰の有無によってもあまり変化がない。両取水堰の流下量を加えた流量は、 $5,000m^3/s$ 前後で、本川流量 $Q = 6,000m^3/s$ の約83%が流下することになる。したがって、残りの17%前後がゴルフ場を流下していることになる。

表10-2を図式化すると、図10-4 (a)(b)となる。同図より、直角堰 ($B = 175m$, $H = T.P. 5.85$)

m, 河道条件(b)の場合には, 他の二案よりも三延樋堰を流下する流量は少なく, 反対に, 明星川堰を流下する流量は多い。

分流量は明星川堰を流下する流量に関係しており, 取水堰の有無および越流堰の形状にかかわらず, いずれの場合も明星川堰を流下した流量の約80%が分流している。

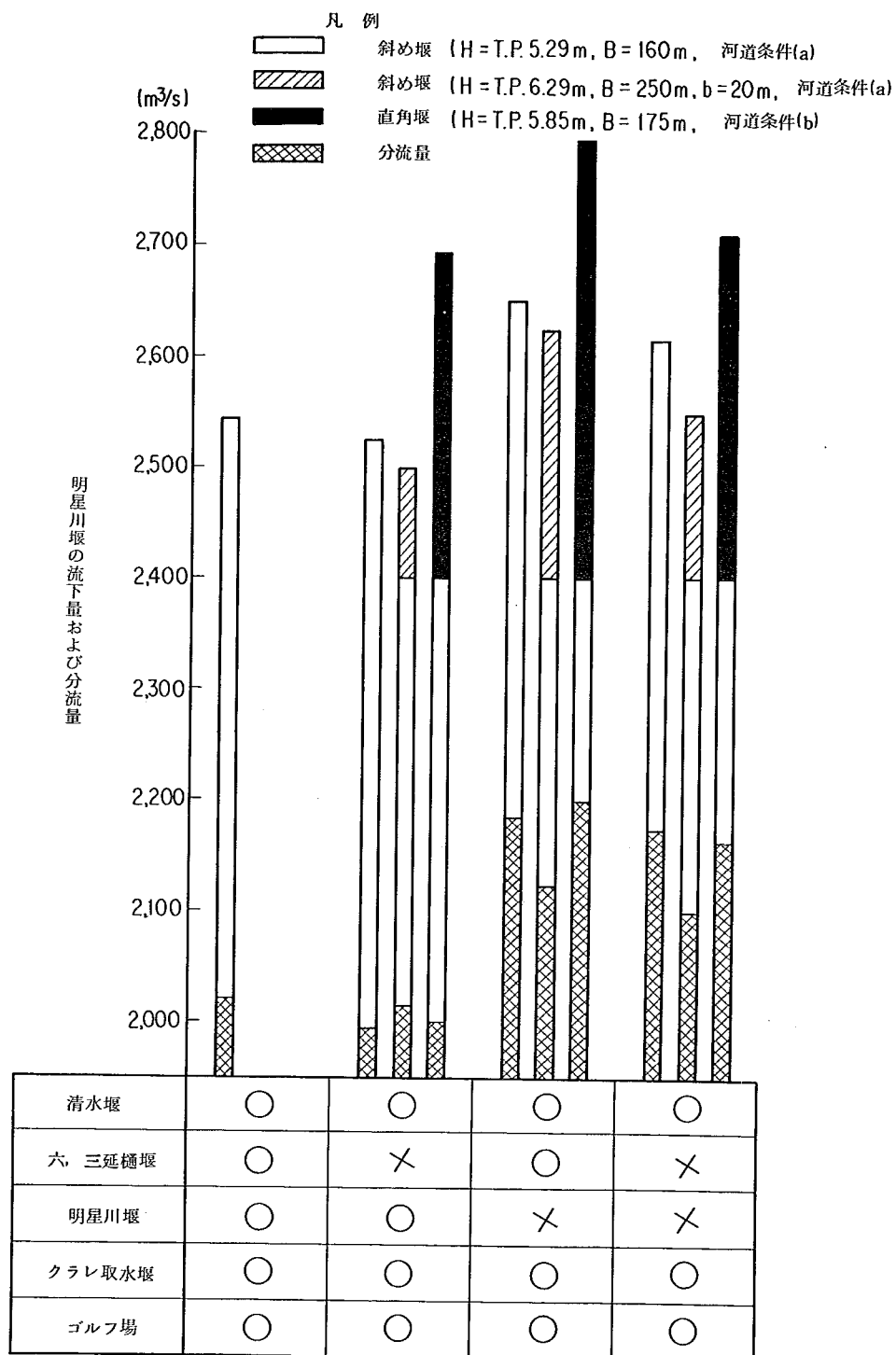


図 10-4(a) 明星川堰の流下量と分流量

—各種水堰等の有無と水理現象への影響—

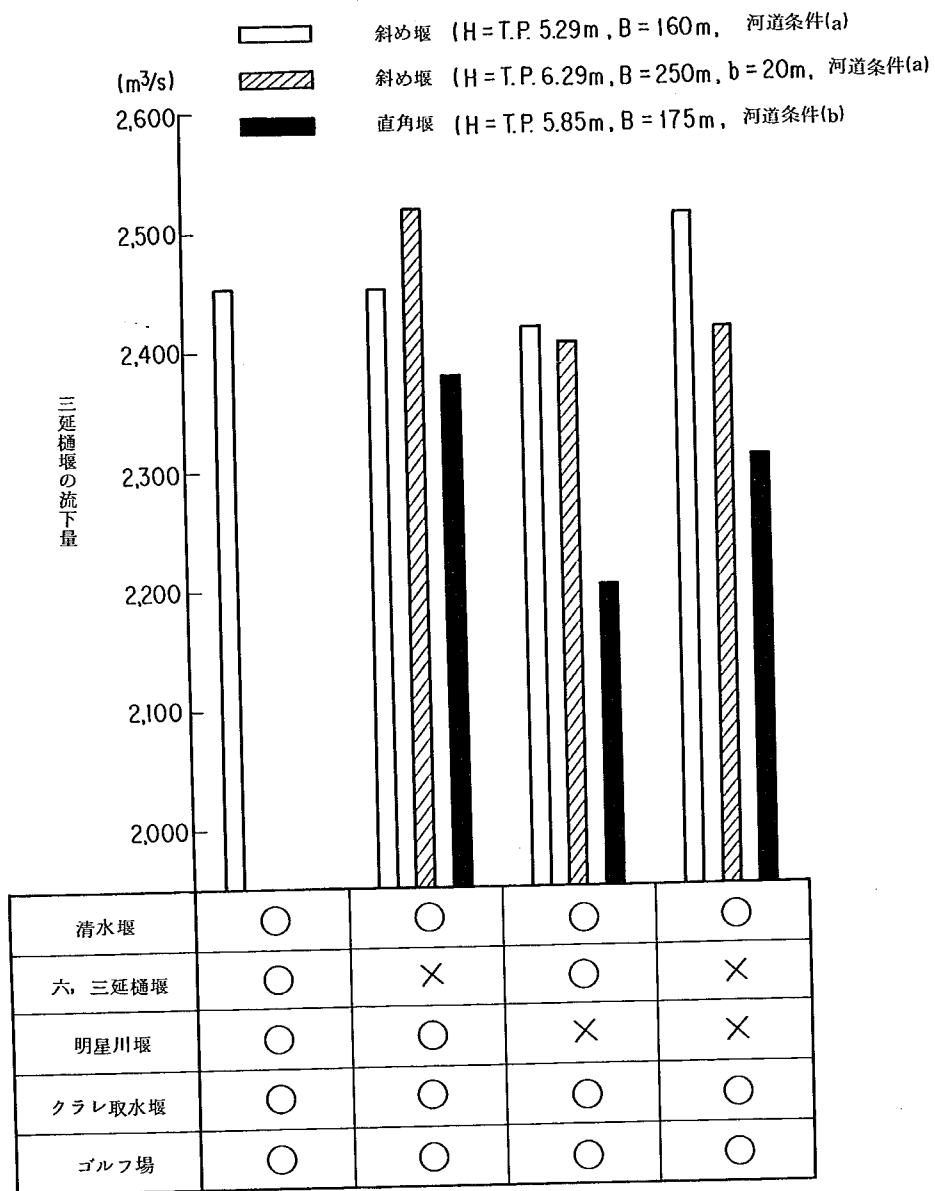


図10-4(b) 三延樋堰の流下量

—各種水堰等の有無と水理現象への影響—

第11章 実験結果のまとめ

11.1 実験経過

実験経過と実験条件をまとめると図11-1のようになる。まず、模型と現地との相似性の検討を検

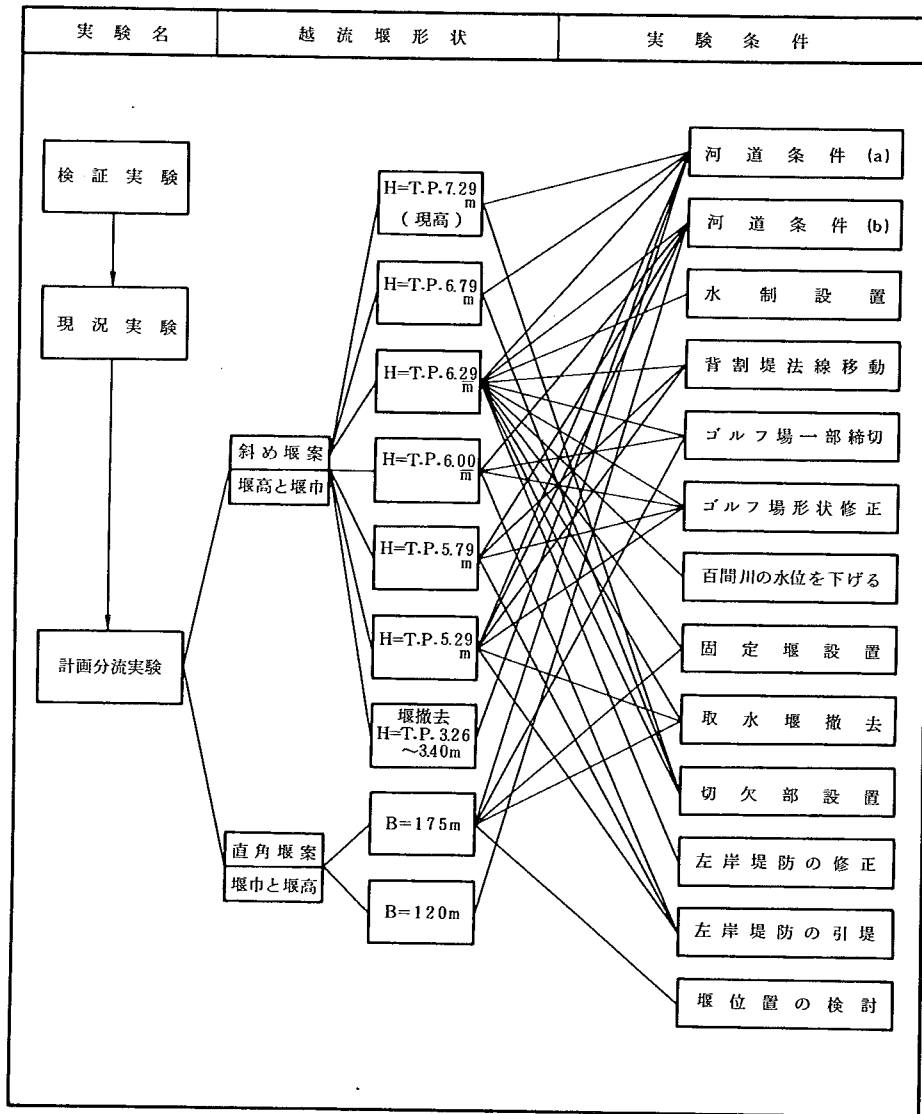


図11-1 実験経過

証実験により行い、現況河道での水理諸量を把握した。その結果、現況実験では、計画分流量を得ることが不可能であったため、つぎに、計画分流量可能な分流量点構造について検討した（計画分流量実験）。

計画分流量実験では、現在ある「一の洗手」と呼ばれる越流堰の位置および形状を検討することによって計画分流量可能な案を見い出そうとしたもので、越流堰は現在の「一の洗手」の平面形状を重視した斜め堰案と、現在の越流堰を撤去し、新たに、百間川分水路の流下方向に対して直角に設けた直角堰案について行った。前者は越流堰高を数段階に設定して、それぞれの越流堰高に対して計画分流量可能な越流巾を見い出す方法を取り、後者は、あらかじめ分流量点附近の平面形状によって制限される越流巾を設定しておき、越流堰高を選定することによって、計画分流量可能な方法を見い出そうとした。

実験の結果、越流堰高によっては、必ずしも越流巾のみによって対処できない場合もあり、種々の方法によって計画分流量が満足する方法を検討した。

1.1.2 実験条件と分流量

実験条件を色々変えて、計画分流量可能な案を見い出そうとした。そのときの実験条件と分流量への影響を調べたのが表 11-1 である。同表の結果は、代表的な越流堰形状についてのみ抽出したものであり、通水流量は $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

同表よりつぎのことがいえる。

- (1) 現況実験では $Q' = 1,345 \text{ m}^3/\text{s}$ と計画分流量を大きく下回ったため、越流巾 B を最も分流量が大きくなる最大 350m にまで拡大した。実験の結果、分流量は $Q' = 1,715 \text{ m}^3/\text{s}$ （約 27.5% 増）となったが、計画分流量には満たなかった。
- (2) 越流堰高を現在の高さよりも 1.0m 下げた $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$ で検討した結果、分流量が最大となる $B = 250 \text{ m}$ での分流量 Q' は 7.9% 増の $1,850 \text{ m}^3/\text{s}$ となった。やはり、計画分流量には満たなかった。
- (3) 左岸堤防の修正および水制設置、ゴルフ場の一部締切等の試みによって分流量の増加を期待した。しかし、実験の結果、左岸堤防およびゴルフ場の一部締切りによる分流量の増加はほとんど期待できず、水制の設置によってのみ計画分流量可能であった。水制の設置はその長さ b' を大きくとることによって、さらに分流量の増加が図られる。
- (4) 百間川分水路の水位を下げることによって越流堰での越流状況を良くし（もぐり流→不完全越流→完全越流となるほど越流量は増加する）、分流量の増加を期待した。この模型実験では百間川分水路の水位に下げられる限界があったため、大きく水位の低下を図ることはできなかった。百間川分水路 12.2k 地点で 23 cm 水位を下げた結果、わずかながら分流量は増加した。その増加率は 1.1% であった。
- (5) 固定堰の設置

旭川本川の 12.1k 地点のゴルフ場と背割堤との間に固定堰を設け、計画分流量可能な固定堰の高さを求めた。実験の結果、固定堰の高さを高くすることによって、計画分流量以上の分流量も望めることが分った。

表11-1 実験条件と分流量

($Q' = 6000 \text{ m}^3/\text{s}$)

実 件 条 件 A	分流量 Q' m^3/s	実 験 条 件 B	分流量 Q' m^3/s	増減率 %	考 察	そ の 他
現況実験 $H = \text{T.P. } 7.29\text{m}$	1,345	$B = 350\text{m} (Q'_{\text{max}})$	1,715	+27.5		
$H = \text{T.P. } 7.29\text{m}$ $B = 350\text{m} (Q'_{\text{max}})$	1,715	$H = \text{T.P. } 6.29\text{m}$ $B = 250\text{m} (Q'_{\text{max}})$	1,850	+ 7.9		
$H = \text{T.P. } 6.29\text{m}$ $B = 250\text{m}$	1,850	左岸堤防の修正法線(b)	1,860	+ 0.5		
		左岸堤防の修正法線(c)	1,900	+ 2.7		百間川下流端水位 下げる (122k地 点で23cm) +1.1%
		水制設置 $b' = 20\text{m}$	2,040	+10.3	水制長を長くすること によってさらに Q' の増 加が図れる。	
		ゴルフ場一部締切	1,870	+ 1.1		
		固定堰設置 T.P. 5.50m	2,020	+ 9.2	固定堰高を高くすること によってさらに Q' の増 加が図れる。	
		背割堤法線の移動 $B = 250\text{m}, b = 20\text{m}$	2,020	+ 9.2	bを大きくすることによ ってさらに Q' の増加 が図れる。	切欠部設置 $b'' = 20\text{m} + 0.0\%$
$H = \text{T.P. } 5.29\text{m}$ $B = 160\text{m}$	2,020	河道条件の変更 ($i = 1/1000$ etc)	1,997	- 1.1		
		清水堰撤去	2,020	+ 0.0		
		六延・三延樋堰撤去	1,994	- 1.3		
		明星川堰撤去	2,184	+ 8.1		
		ゴルフ場他全ての取水堰 撤去	1,728	-14.5		
		クラレ堰撤去	1,942	- 3.9		
直角堰 $H = \text{T.P. } 6.29\text{m}$ 12.1kに設置	1,950	11.9kに設置	1,932	- 0.9		

(6) 背割堤法線の移動

背割堤法線の移動は、前記3)の水制設置と同様な効果を期待するものである。実験の結果、背割堤の法線の移動量 b を大きくとることによって分流量は任意に選べることが分かった。

(7) 切欠部の設置

越流堰の左岸側に切欠部を設置し、分流量への影響を調べた。その結果、切欠部の巾 $b'' = 20\text{m}$ 位では、 $Q = 6,000\text{m}^3/\text{s}$ に対して、分流量に全く影響がないことが分かった。

(8) 河道条件の変更

河道条件(a)(b)について分流量の比較を行った結果、越流巾が小さい場合には、分流量に全く影響をおよぼさないが、越流巾が大きくなると(図8-17参照)、河道条件(b)の方が分流量は増加する。そのときの越流巾の境界は $B = 175\text{m}$ 程度であった。

(9) 取水堰等の有無と分流量への影響

清水堰および六・三延樋堰を撤去しても分流量には大きな影響はないが、明星川堰を撤去した(された)場合やゴルフ場はじめ、全ての取水堰を撤去した場合には大きな影響をおよぼす。明星川堰の撤去によって分流量は約8%増加し、ゴルフ場等の撤去によって約15%の分流量減がある。

(10) 直角堰の設置位置

直角堰を12.1k地点に設けた場合と、11.9k地点に設けた場合のそれぞれの分流量を比較すると、12.1k地点に設けた場合の方がわずかながら分流量は多くなる。

1.1.3 計画分流量可能案

以上の実験結果より、 $Q = 6,000\text{m}^3/\text{s}$ 通水時において、分流量 $Q' = 2,000\text{m}^3/\text{s} \pm 2\%$ が得られる計画分流量可能案は表11-2のようにまとめられる。各越流堰の形状から、「できる限り現状形を重視した越流堰の形状」という観点から、また、構造上、治水上、経済上、最も良いと思われる案をひとつだけ選択した。

最良案の選択理由はつぎのとおりであり、計画分流量可能な条件とその特徴を示す。

1.1.3.1 斜め堰 … $H = \text{T.P. } 62.9\text{m}$

〔背割堤の先端に不透水制を設置〕…… $B = 250\text{m}$, $b' = 20\text{m}$

背割堤の先端、旭川筋に不透水制を設置することによって、越流堰直上流の水位の上昇が図れる一方、分流量を広くとる(分流量境界線を旭川筋に寄せる)ことが可能で、水制長の大小によって任意の分流量が得られる。しかし、水制の囲りには著しい流れの乱れが発生し、その部分の局所的洗掘によって計画時の分流量比が変わってくる恐れがある。また、水制の崩壊が懸念され、維持管理上からも好ましい方法とはいえない面がある。

〔旭川12.1k左岸に固定堰を設置〕…… $B = 200\text{m}$, 固定堰の長さ $H = \text{T.P. } 50\text{m}$

旭川本川左岸に固定堰を設けた場合にも、その固定堰の高さによって任意の分流量をとることが可能

表11-2 計画分流可能案

堰の方向	堰形状	計画分流可能条件		摘要
		条件	諸元	
斜め堰	H=T.P. 629m	背割堤先端に不透水制設置	B=250m b'=20m	
		旭川12.1k左岸に固定堰設置	B=200m 固定堰高 T.P. 5.0m	
		背割堤法線の移動	B=250m b=20m	H=T.P. 629mとしたときの better
	H=T.P. 600m	現況法線に沿った場合 (河道条件b)	B=195m	計画分流可能案の Best案
	H=T.P. 529m	現況法線に沿った場合	B=160m	H=T.P. 529mとしたときの better案
		背割堤法線の移動	B=140m b=20m	
	堰なし H=T.P. 326 ~ 3.40m	現況法線	B=150m	
直角堰	B=175m	11.9kに堰を設置	H=T.P. 5.85m	
		12.1kに堰を設置	H=T.P. 5.85m	B=175mとしたときの better案
	B=120m	12.1kに堰を設置 (河道条件b)	H=T.P. 4.65m	B=120mとしたときの better案

である。そしてこの方法は、分流点附近の河床変動に対しても、計画分流比が大きく変化することはないといえよう。しかしながら、低水および平水時においても、固定堰 (H=T.P. 5.00m) と明星川堰 (H=T.P. 5.80m) および越流堰 (H=T.P. 6.29m) との間に水留部が生じ、親水上、好ましいものとはいえない。また、分流開始流量が極端に小さくなり、従来からの分流機構の尊重という点で必しも良い方法ではないと思われる。

〔背割堤法線の移動〕…… B=250m, b=20m

背割堤法線の先端を旭川筋に20m振ることによって計画分流可能であり、法線の移動量をさらに大きくとることによってそれ以上の分流量も得られる。この方法は、背割堤の先端に水制を設けた場合と機能的には同じ効果を有しているが、水制を設けた場合に比べて、その周辺の流れの乱れは少ない。しかし、背割堤先端の法線を移動するため (同時に越流堰の平面形状も変わってくる)、「できるだけ現状法線にそった分流方式」という点からは若干異ってくる面がある。

1 1. 3. 2 斜め堰 … $H = T.P. 6.00m$

越流堰高 $H = T.P. 6.00m$ は、できるだけ高い越流堰で計画分流可能な方法を見出した高さであり、この方法によれば、現状の堤防法線形状および背割堤の法線形状を変更することなく、また、計画分流させるに必要なと思われる水制、固定堰等の設置を行う必要がない。そのときに必要な越流巾 B は $B = 195m$ である。この方法は「できるだけ現状の分流点機構を尊重する」という観点から、計画分流可能案の中でも最良案と考えることができる。

1 1. 3. 3 斜め堰 … $H = T.P. 5.29m$

〔 現況法線に沿った場合 〕 …… $B = 160m$

越流堰高 $H = T.P. 5.29m$ (現在の越流堰高よりも $2.0m$ 低い) とした場合には背割堤法線を移動しなくても、また、他の実験条件を加えなくても、越流巾を適当に選定することによって計画分流可能である。計画分流可能な越流巾 B は $B = 160m$ である。この $B = 160m$ は現在ある一の洗手の最下端 (右岸端) よりも、 $20m$ 下流 (右岸) に寄るだけである。

〔 背割堤法線の移動 〕 …… $B = 140m$

越流堰高 $H = T.P. 6.29m$ のときと同様に、背割堤先端の法線を移動して、前記 $B = 160m$ よりさらに小さな越流巾で計画分流ができないか否か、検討したのがこの実験である。実験の結果、移動量 $b = 20m$ とした場合に計画分流可能であった。しかし、越流堰高を $2.0m$ も下げたうえ、(分流開始流量が現状に比べて小さくなる。) さらに $20m$ 背割堤の法線を移動することは、「できるだけ現状形にそった ……」点からは分流点の構造としては必ずしも良案とはいえない面がある。

1 1. 3. 4 越流堰を撤去した場合 …… $B = 150m$

越流堰高 $H = T.P. 5.29m$ とした場合には、現況法線に沿った越流堰形状で計画分流可能であった。そこで、越流巾を最小限にとるため越流堰を撤去し、撤去跡を百間川分水路の計画河床高まで下げたのがこの実験である。実験の結果、越流堰を撤去した場合に計画分流に必要な越流巾は $B = 150m$ であった。この方法は越流堰高を最も低い場合を想定したにもかかわらず分流量の増加割合は小さく、同時に、越流巾も極端には狭くならない。もっとも、分流開始流量という点からみた場合には平水時でも百間川分水路に分流するため、根本的に良案とは考えにくい面がある。

1 1. 3. 5 直角堰 … $B = 175m$

百間川分水路の流下方向に対して越流堰を直角に設けた場合には、越流巾の最大限が $B = 175m$ となる。(ただし、河道条件 a) の場合) その時に計画分流可能な越流堰高 H は $H = T.P. 5.85m$ であった。

越流堰を直角に設けた場合には、直角に設けること自体、「現状の分流点構造 ……」という点からはずれた方法である。越流堰の直上流では小洪水時において渦および死水域が生じ、土砂の沈積が懸念される。土砂が堆積した場合には越流堰上流の水位が上昇し、結果的に分流量が増加することになり、当初

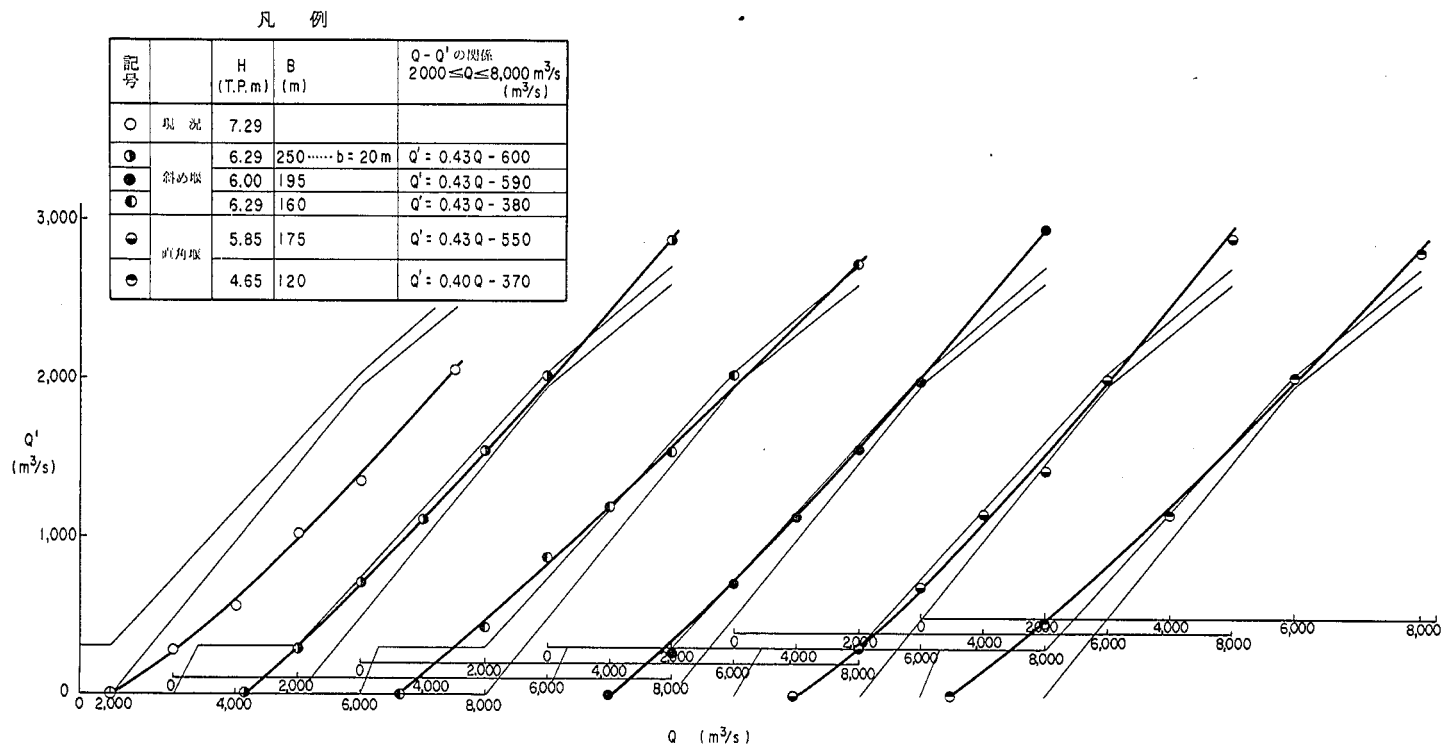


図 11-2 計画分流可能案 Q - Q' 比較図

計画した計画分流比が変化してくる恐れがある。しかしながら、一方では、直角堰とした場合の利点に、越流堰を越流する単位巾流量が斜め堰の場合に比べて一様であり、また、百間川分水路に分流した後も、短い距離で河道横断方向一様な流れとなる。

1 1.3.6 直角堰 … $B = 120\text{m}$

河道条件(b)としたときの越流巾は $B = 120\text{m}$ と制限された。そのとき、計画分流に必要な越流堰高 H は $H = \text{T.P. } 4.65\text{m}$ であった。

この場合は、前出、 $B = 175\text{m}$ の場合に比べて越流巾が短いため、越流堰を越える単位巾流量が大きくなる。そのほかは $B = 175\text{m}$ の場合と同様に直角堰としての長所および短所がある。

1 1.4 本川流量と分流量の関係

$Q = 6,000\text{m}^3/\text{s}$ に対して $Q' = 2,000\text{m}^3/\text{s}$ が得られる計画分流可能な案の中から、それぞれの越流堰形状の最良案と思われるものについて、 $Q - Q'$ の関係を比較したのが図 11-2 である。同図より、越流堰高が低い場合には分流開始流量も小さくなっている。 $Q - Q'$ の相関は、分流開始流量と、 $Q = 6,000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $Q' = 2,000\text{m}^3/\text{s}$ の点を結んだ線（下向きに凸）となる。そして、異常洪水時では、越流堰高が低いと分流量 Q' がやや小さくなるようである。

Q が $2,000 \sim 8,000\text{m}^3/\text{s}$ での $Q \sim Q'$ の関係は表 11-3 のように表わされる。 $Q \sim Q'$ の傾きは、 $0.40 \sim 0.43$ 程度であり、越流堰高が低くなるとその傾きおよび定数が小さくなる。図 11-2 に計画分流する線を入れてみると、 $Q = 6,000\text{m}^3/\text{s}$ では $Q' = 2,000 \pm 2\%$ を満しているが、 $Q = 8,000\text{m}^3/\text{s}$ となるといずれの案も計画分流量を若干上回る結果となった。 $Q = 2,000\text{m}^3/\text{s}$ 通航時には、越流堰が低い場合、 $Q' = 300\text{m}^3/\text{s}$ を上回り、越流堰が少なくとも、 $\text{T.P. } 5.85\text{m}$ 以上なければ、 $Q' \leq 300$ にはならないことがわかる。分流開始流量と越流堰高との関係を示したのが図 11-3 である。同図の $H \sim Q_0$ の相関は良く、分流開始流量 Q_0 は越流堰の平面形状等には関係なく、越流堰高 H のみによって決まってくる

表 11-3 $Q - Q'$ の相関

$$2,000 \leq Q \leq 8,000\text{m}^3/\text{s}$$

堰 名	越 流 堰 形 状		そ の 他	$Q - Q'$ の相関 (m^3/s)
	越流堰高 $H (\text{T.P. m})$	越流巾 $B (\text{m})$		
斜め堰	6.29	250	$b = 20\text{m}$	$Q' = 0.43 Q - 600$
	6.00	195	河道条件(b)	$Q' = 0.43 Q - 590$
	5.29	160		$Q' = 0.40 Q - 380$
直角堰	5.85	175		$Q' = 0.43 Q - 550$
	4.65	120	河道条件(b)	$Q' = 0.40 Q - 370$

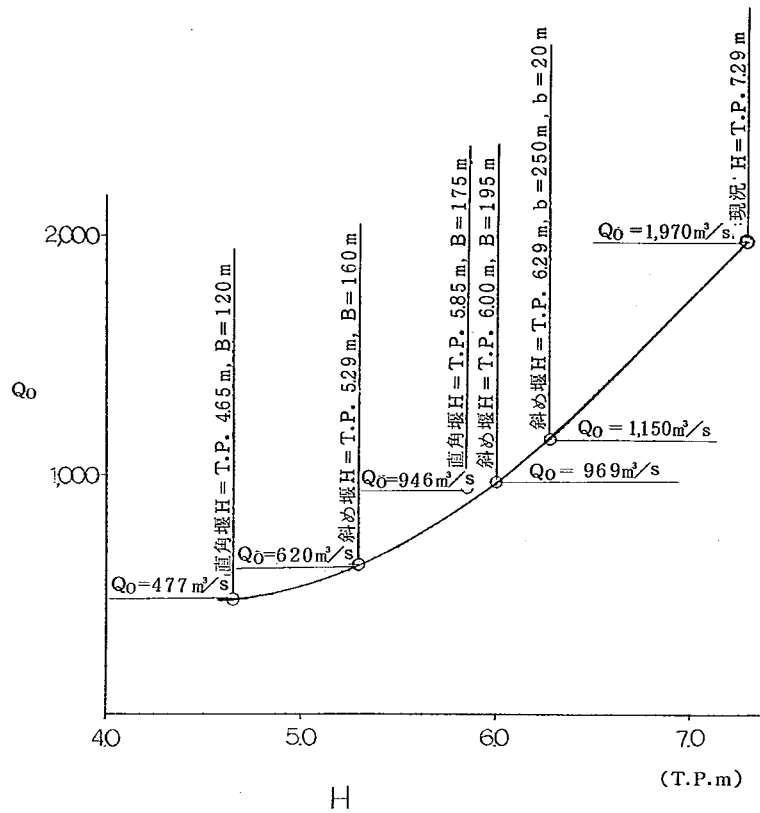


図 11-3 越流堰高 H と分流通開始流量 Q_0

ことがうかがえる。越流堰高が低いと分流通開始流量 Q_0 も小さくなる。

1.1.5 斜め堰と直角堰の比較

現状形にそった斜め堰と、百間川分水路の流下方向に対して直角に設けた直角堰についてその比較、検討を行う。

斜め堰の場合には、越流堰を越流する際、その左岸側では堰方向に対して直角に分流するが、右岸側では横越流で分流する。一方の直角堰の場合には、常に堰方向に対して直角に分流する。そのため、越流単位巾流量は、斜め堰では左右岸で差があるが、直角堰ではほぼ均等に越流する。

越流堰上流部の流況をみると、直角堰の場合、とくに、流量が小さいときには流線は大きく屈曲する。その点、斜め堰の場合には、直角堰ほど流況は屈曲せず、比較的滑らかな流況を呈する。

あ と が き

旭川と百間川分水路との計画分流比を満たす分流点構造について、大型水理模型実験により検討を進めてきたものを、ここにとりまとめて報告した次第である。実験は昭和52年度に着手して以来、2箇年にわたって行った。

計画分流比を満たす分流点構造について重点的に検討するため、実験は固定床模型で行った。そのため、旭川および百間川分水路の河床変動および局所的洗掘（とくに越流堰近傍）に対しては不明確な点も多く、推測の域を出ない面もある。なお、旭川の分流点附近の河道内には多くの取水堰等があるため、比較的安定な河道といえるが、何らかの理由によってその堰が撤去された場合には分流点としての機能が大幅に低下することも免れない。そうしたときには、新たな分流点構造について検討する必要が生じてくる。本実験では一の洗手の改築による分流方法をとっているが、分流の方法および構造については種々の方法があり、必要に応じて対処していくべきであろう。

本実験を実施するにあたり、土屋昭彦河川部長には、模型製作から実験結果の考察まで、実験計画全体にわたって終始御指導を賜った。

K.K. 建設技術研究所の光山欣吾氏には、直接実験の通水・計測、はじめ実験方法の工夫等に至るまで多くの御助力を頂いた。また、本報告書の図表等の作成に当っては、当試験所非常勤職員の方々の御助力があった。ここに、感謝致します。

問題の提起はじめ資料の収集および提供には、中国地建と岡山河川工事事務所の方々の御協力があった。関係諸氏に謝意を表します。

昭和54年2月

建設省土木研究所 鹿 島 試 験 所

所 長 馬 場 洋 二

研 究 員 浅 野 富 夫

佐々木 重 義（文責）

— 参考資料 —

流観値とその矛盾点および予備実験

—参考資料—

流観値とその矛盾点および予備実験

洪水痕跡資料には洪水発生当時の流観値と、わん曲部における偏流の影響や浮子の更生係数等を再検討した補正流量とがある。流観地点は分流点より上流の下牧基準点(18.5k)と分流点より下流の出石地点(9.8k)がある。洪水発生当時の流観値が補正された背景にはつぎのような矛盾点があった。たとえば、昭和47年7月洪水を対象にみると、下牧基準点における洪水ピーク流量が、 $4,680\text{m}^3/\text{s}$ 、出石観測所のピーク流量が $3,200\text{m}^3/\text{s}$ と観測された。そして途中、百間川分水路への分流量が $460\text{m}^3/\text{s}$ (二の洗手の越流水深を用い、Ippenの公式で算定)であった。結局、下牧地点における洪水流量は、 $3,200 + 460 = 3,660 < 4,680$ となり、途中、中原・大原地区の遊水量を考慮しても水収支が合わなかった。洪水流量の補正はつぎのように行われた。

(1) 旭川ダム放流量の検討

ダム放流量を1) U.S.B.R式 2) 模型実験(昭和27年・土研) 3) 中川・藤本の式(土木技研資料5-9)で比較、検討

(2) 下牧地点における流観値の検討

下牧地点の上流に半径1,000m位のわん曲部があり、これによる偏流の影響を考慮したり、浮子の更生係数等が再検討された。

その結果、下牧地点における昭和47年7月の洪水ピーク流量は $4,050\text{m}^3/\text{s}$ に補正された。他の洪水については流量相関式により求めている。

洪水流量の矛盾点のはつぎの模型実験(予備実験)でも明らかとなった。

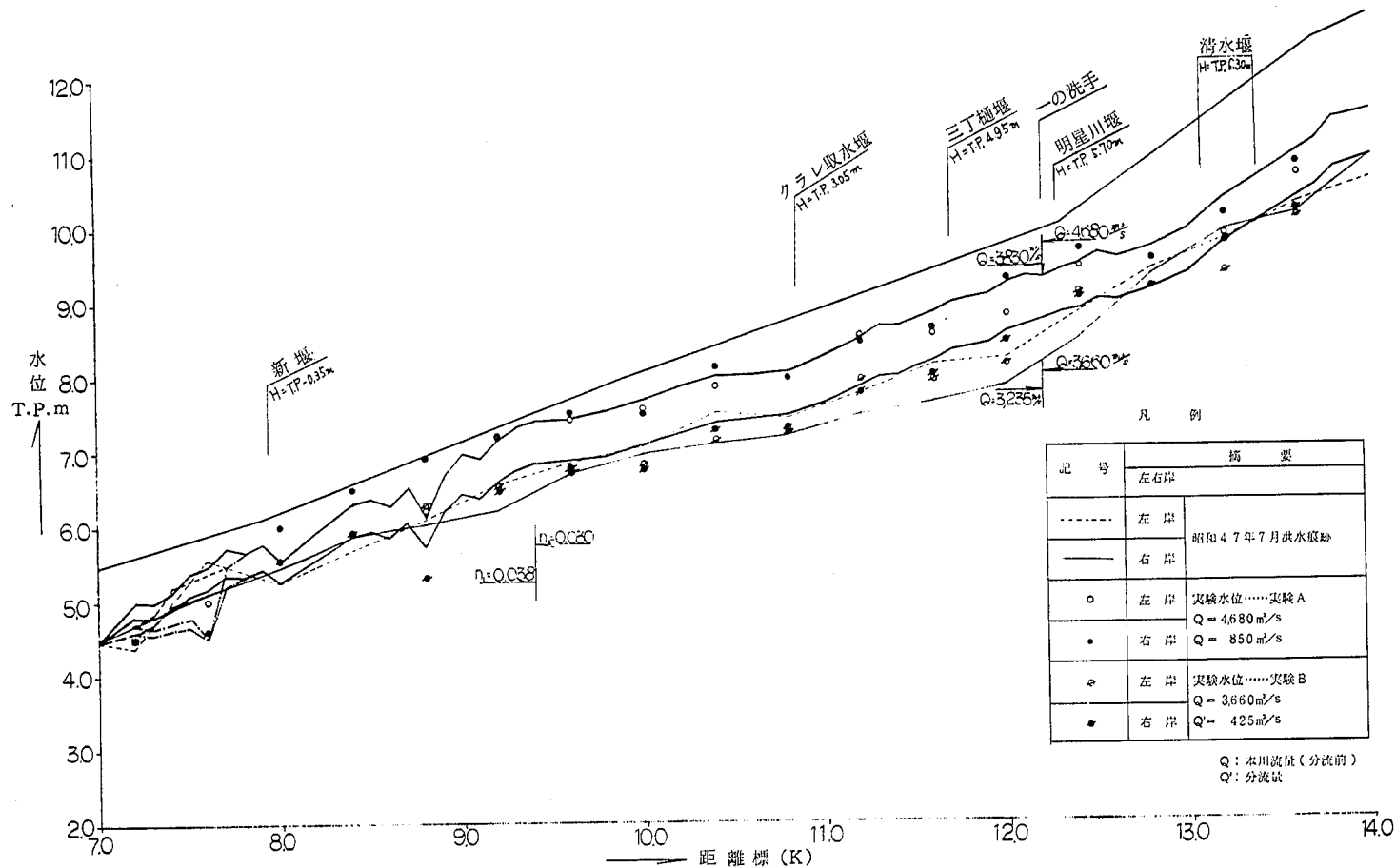
昭和47年7月洪水ピーク流量は近年における洪水ピーク流量の中で最も大きく、しかも、出石地点での流観値があるため、この洪水について実験的に検討した。

実験は上流より、 $Q = 4,680\text{m}^3/\text{s}$ と、出石地点の流観値+分流量= $3,660\text{m}^3/\text{s}$ をそれぞれ通水し、流量および水位の比較を行った。流量の測定結果は参表-1のとおりであった。

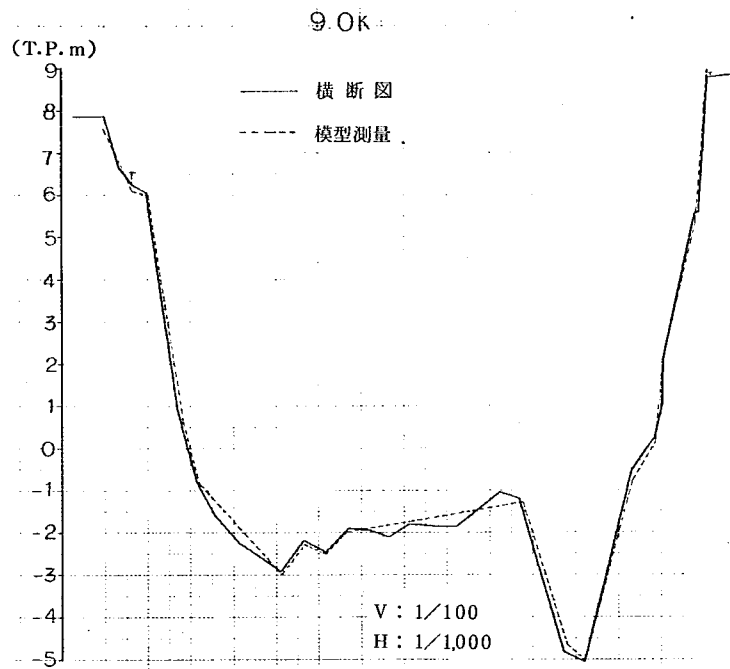
同表より、仮に下牧地点における流観値が真値に近い値であるならば、実験値Aの出石流量および分流量は流観値よりも大きくでている。逆に、出石地点の流観値が真値に近い値とするならば、流観値と実験値の分流量はほぼ等しく、下牧地点でのそれは大きく下回っていることになる。このことから、必

参表-1 流観値(補正前)と実験流量の比較

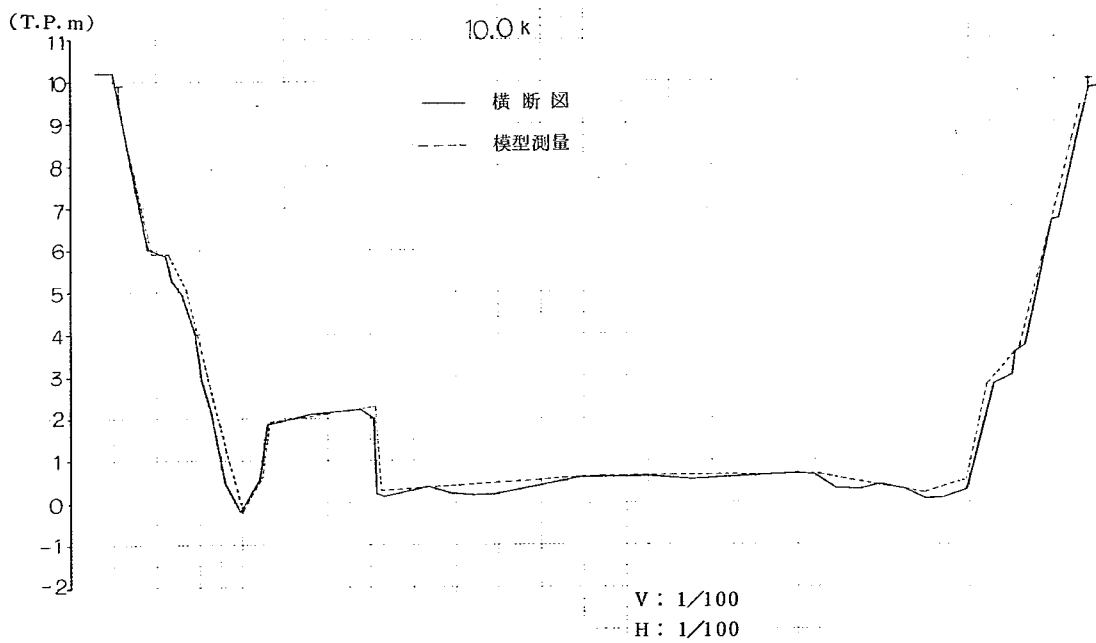
		下牧地点	出石地点	分流量	遊水池	備考
流 観 値		4,680	3,200	460	?	単位(m^3/s)
実験値	A	4,680	3,830	850	0	
	B	3,660	3,235	425	0	



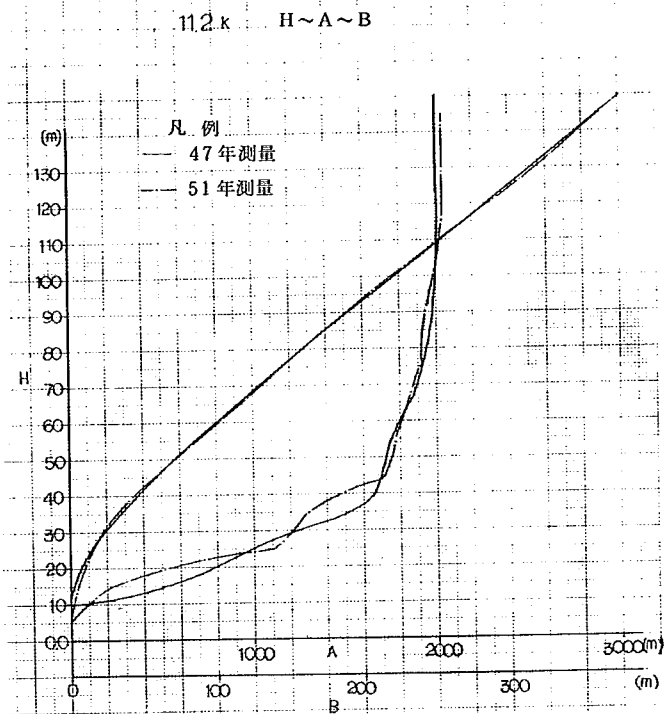
参図—1 昭和47年洪水痕跡と実験水位と計算水位



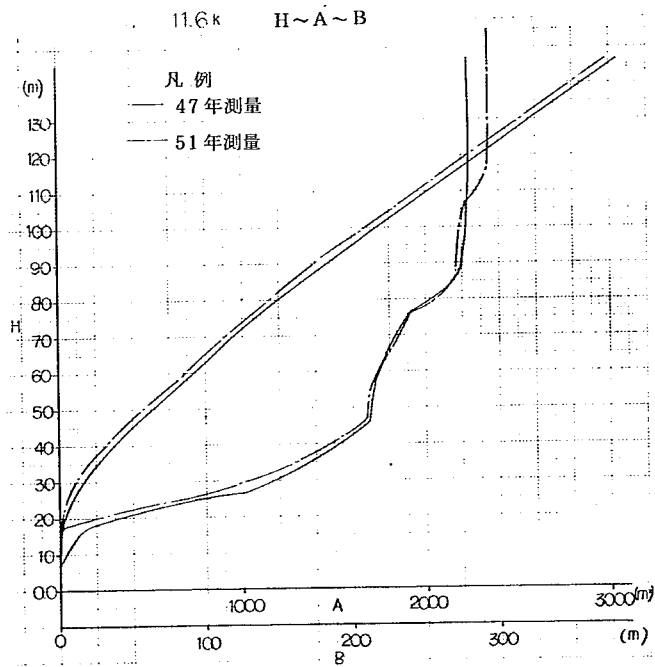
参図-2(a) 現地の横断面と模型断面図の比較 9.0k 断面



参図-2(b) 現地の横断面と模型断面図の比較 10.0k 断面



参図-3(a) H~A~Bの比較 11.2k



参図-3(b) H~A~Bの比較 11.6k

ずしも実験値 B の方が真値に近いとは云えない面もあるが、流観地点としては悪条件である下牧の流観値を見直すことによって、水収支が合わないという矛盾点が解決されるものと考えられる。

つぎに、痕跡水位と実験水位との比較を行ってみる。参図-1 は痕跡水位と実験水位 (A・B) を比較したものである。

実験 A についてみると、実験水位の方が痕跡水位よりも全体的に約 1.0m 高かった。その原因にはつぎのことが考えられる。

- (1) 模型が幾何学的に相似に製作されていない。
- (2) 出水毎の河床変動が著しく河床が上昇した。(模型 10.0 ~ 12.5k 間は昭和 51 年度の測量断面図に基づいて製作している。)
- (3) 粗度係数が現地より模型の方が大きい。
- (4) 痕跡水位の精度が悪い(あるいはあやまっている)。
- (5) 流観値の精度が悪い(あるいはあやまっている)。

そこで、上記項目について検討してみる。

(1)について

- 模型の断面と横断面図とを、適当に抽出した 9.0, 10.0k 断面について比較した結果、ほぼ合致している。参図-2(a)(b)
- クラレ堰、新堰の高さを再調査したが、あやまりはなかった。

(2)について

出水前後の測定断面図を基に検討すれば良いが、ここでは手許にある横断面図の H ~ B ~ A を比較することによって検討した。

昭和 47 年 9 月と昭和 50 年 8 月の測量横断面図より断面特性 H ~ B ~ A を計算し、比較検討した(参図-3 (a)(b)(c))。その結果、この期間の河床変動はほとんどないものと考えることができる。ただし、調査断面は、昭和 47 年 7 月と昭和 51 年 9 月洪水の中間時期のものであり、大きな出水が無かったことにも起因しているともいえる。

(3)について

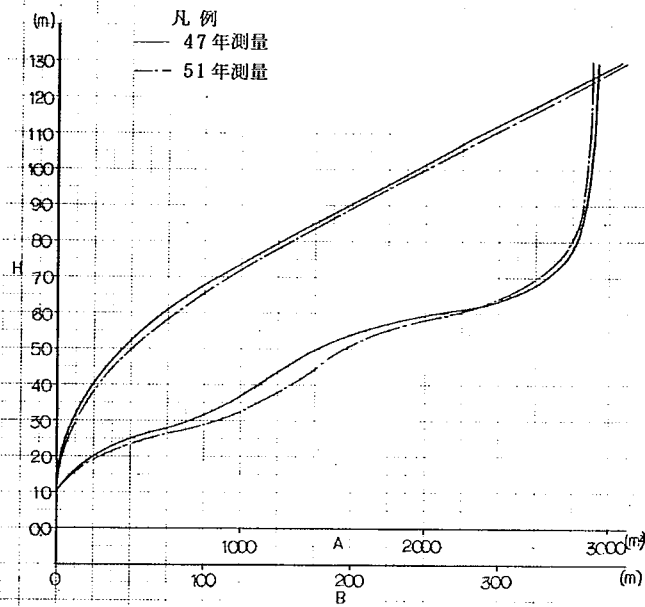
模型はモルタル金ゴテ仕上げであり、その粗度係数は $n = 0.011 \sim 13$ といわれている。模型縮尺が 50 であることから、粗度係数の縮尺比 n_r は $n_r = 1.92$ となり、現地換算すると $n = 0.021 \sim 25$ 得る。

旭川の粗度係数を検討する方法のひとつとして、河床材料の平均粒径 d_{50} より検討する。参図-4 は[※]全国の河川の d_{50} と粗度係数をプロットしたものである。同図より、 $d_m = 242 \text{ mm}$ (ただし、実験区内) の旭川は $n = 0.030$ 以上と推察できる。またひとつの方法に、「須賀の方法」、「芦田の方法」^{※※}「椿、古屋の方法」によって推定する方法がある。これらの方法はいずれも無次元掃流力 τ_* との関係で求めており、旭川の計算結果をプロットすると参図-5 を得る。同参図より、旭川の粗度係数は $n =$

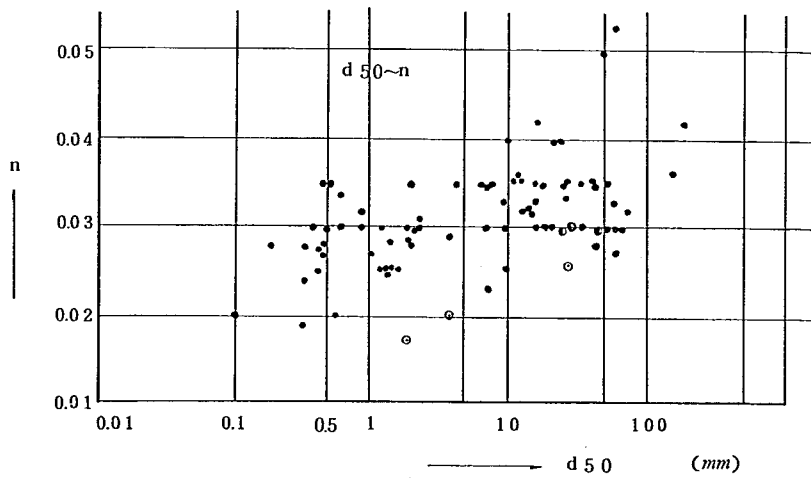
※ 建設省「河川砂防技術基準」より

※※ 建設省「全国河川粗度資料集」より

12.0k H~A~B



参図-3(c) H~A~Bの比較 12.0k



参図-4 全国の河川, 基準地点の粗度係数の値

0.030 前後と推定される。以上の結果より、いずれにしても模
型の粗度係数が旭川の粗度係
を上回ることはないと考えられ
る。

(4)について

痕跡調査は洪水直後に実施し
ており、仮に部分的なミスがあ
ったにしても全体的な傾向およ
び値は間違っていないものと考
えられる。

以上の理由から、下牧地点の
流観値に問題があると考えられ
る。

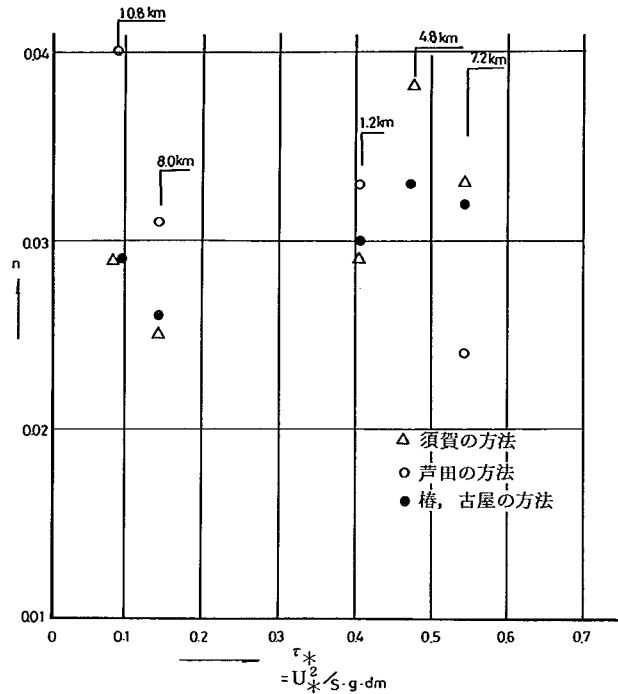
つぎに、実験Bについて検討
してみよう。実験Aでは、痕跡
水位の方が実験水位よりも約1.0
m 高かったが、実験Bで $Q =$

$3.660 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水した場合には、
痕跡値に近い値が得られている。

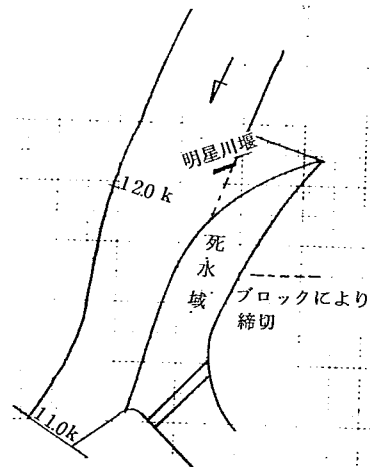
そういう意味でも、昭和47年7月の洪水流量 $Q = 4.680 \text{ m}^3/\text{s}$ はかなり大きな値といえる。

ここで、旭川模型と現地の粗度係数について検討してみ
る。実験水位と粗度係数を適当に仮定した不等流計算水位
とが一致すれば、仮定した粗度係数が模型の粗度係数であ
る。実験は計算を簡単にするため、分流量がゼロとなるよ
うに百間川分水路を締切り（参図-6）、 $Q = 4.000 \text{ m}^3/\text{s}$
通水した。実験水位と計算水位とがほぼ一致したとみら
れる実験水位および計算水位を参図-7に示す。

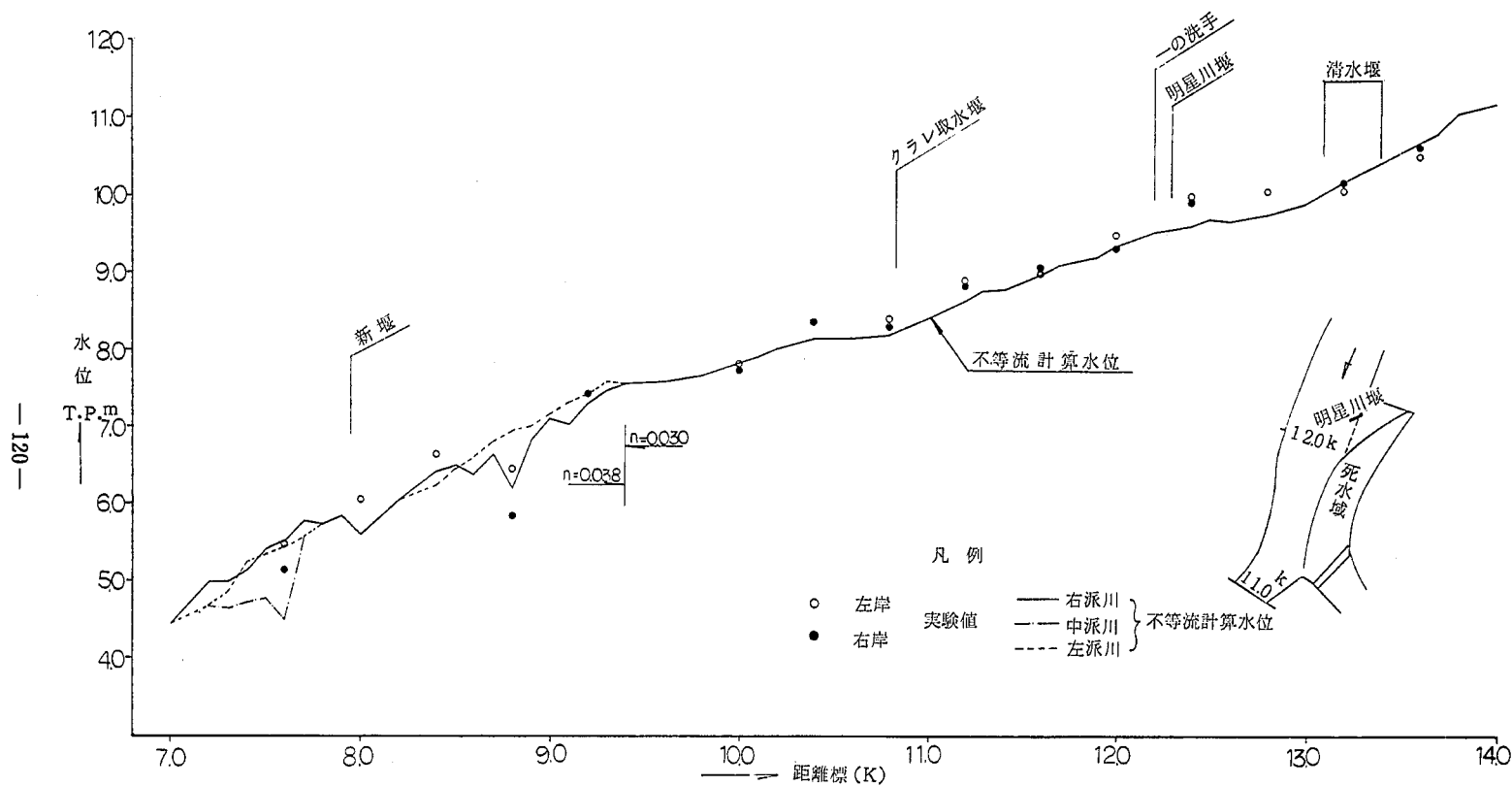
同参図より、7.2~9.4 k 間で、 $n = 0.038$ 、9.4~14.0 k
間で、 $n = 0.030$ 得る。この数値は、後楽園および中ノ島
の分合流、わん曲流、および新堰、クラレ堰等の河川構造
物による形状ロスを含む見掛けの粗度係数である。実際の
模型そのものの粗度係数は $n = 0.011 \sim 13$ といわれている



参図-5 $\tau_*^* \sim n$ の関係図 (旭川)



参図-6 百間川分水路の締切



参図-7 予備実験 一百間川分水路を締切った場合 - ($Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$)

点から、かなりの形状ロスその他、堰の影響があるといえる。

ここで用いた不等流計算プログラムについて簡単に説明しておく。

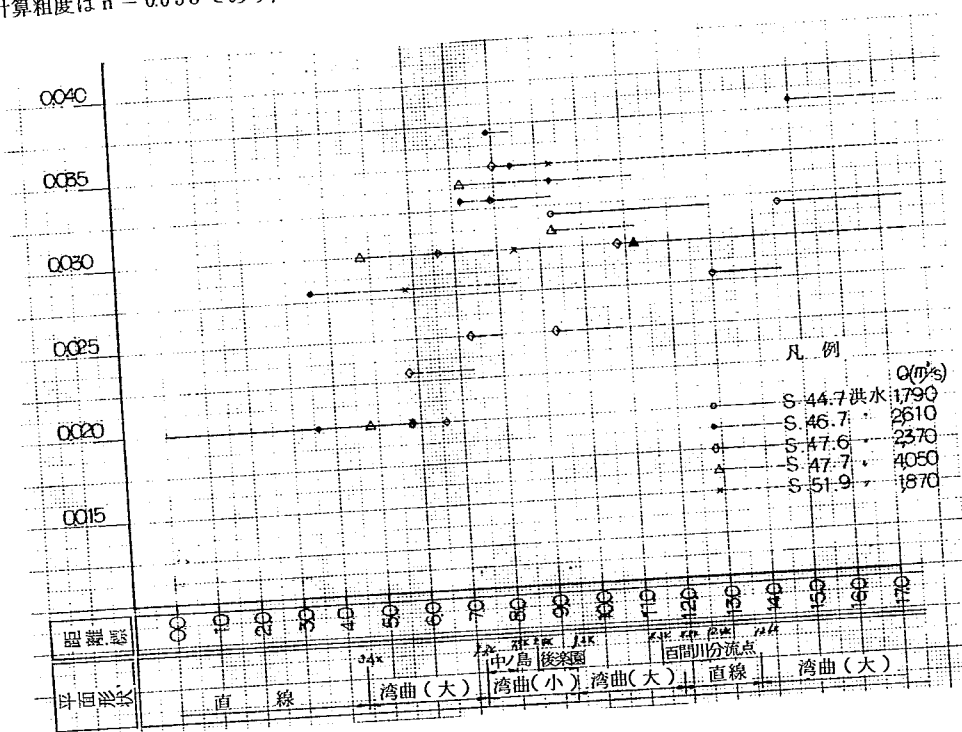
- (1) H~B~Aによる断面特性使用
- (2) 9.4kより下流部については、流れに対して直角な断面を想定して計算した。(断面形の修正)
- (3) 中ノ島の3派川および後楽園の2派川について、それぞれ分合流計算した。
- (4) 区間距離は流況を考慮し、平面図(scale 1/2500)より測定した。
- (5) 明星川堰附近左岸側を死水域として計算する。

- (6) 中ノ島7.6k地点の中派川で射流が生じるため、精度向上を図る目的で内挿断面を設定した。

岡山河川事務所では、洪水補正流量と痕跡水位資料より、粗度係数の算出計算が行われた。

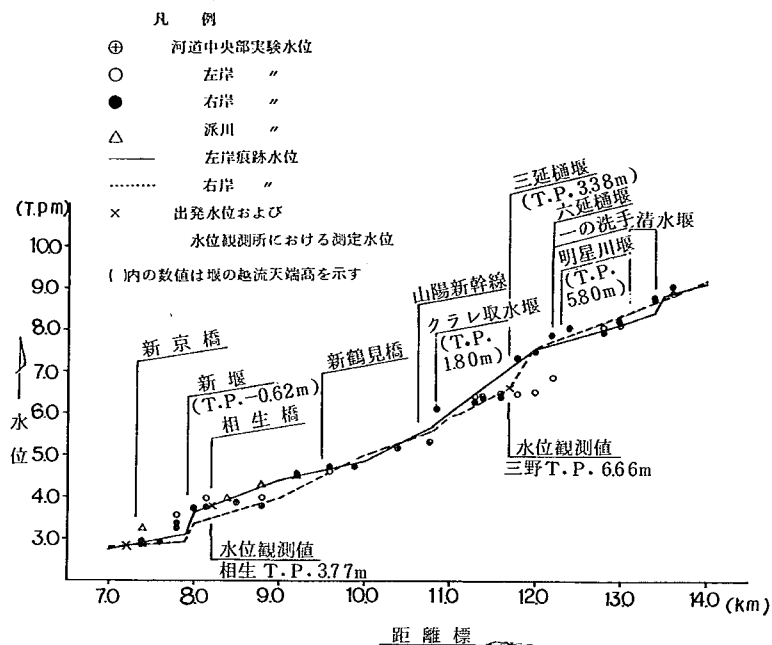
その結果を参図-8に示す。

同参図より、9.4~14.0k区間では、 $n = 0.025 \sim 0.035$ と広範囲にわたっている。その原因は色々考えられるが、昭和47年7月洪水だけを対象にみれば、模型の粗度係数 $n = 0.030$ と一致している。また、7.01~9.2k間は、 $n = 0.034$ と他の区間に比べて大きく、模型と同様な傾向を示している。(ただし、模型の計算粗度は $n = 0.038$ であり、やや大きかった。)

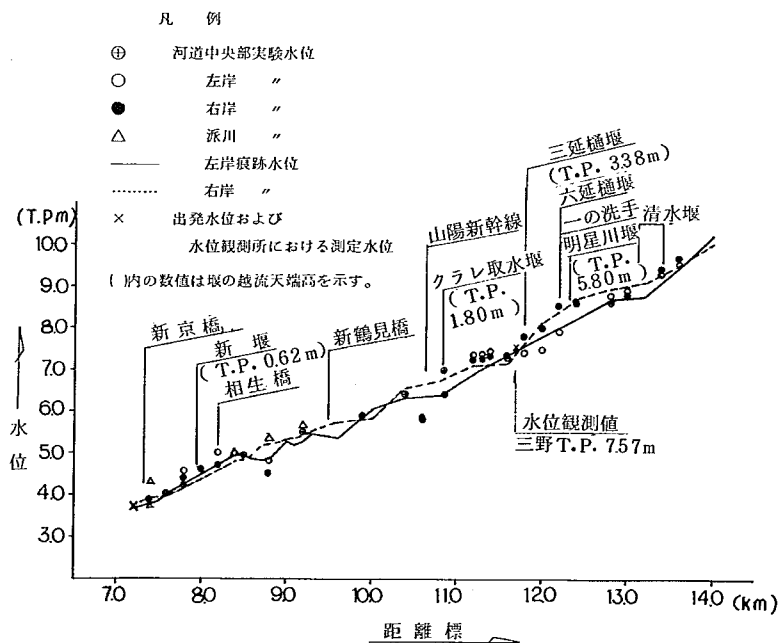


参図-8 検証実験対象洪水粗度係数

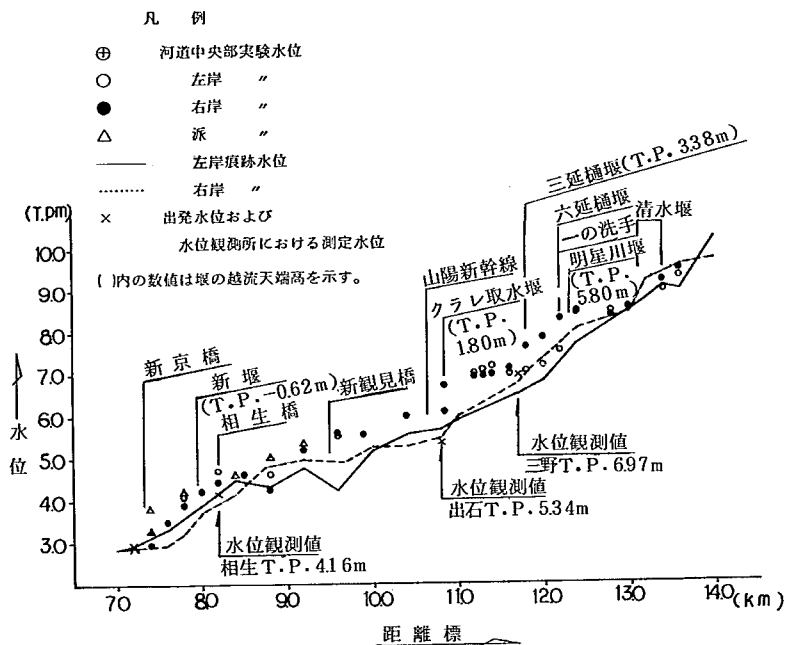
附 圖



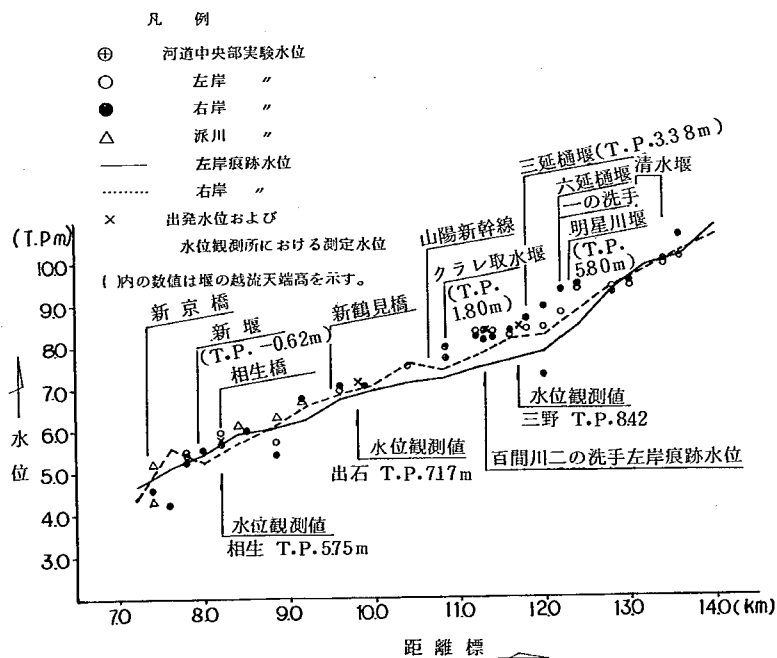
附図 1-(a) 昭和 44 年 7 月洪水痕跡値と実験結果 ($Q = 1,790 \text{ m}^3/\text{s}$)



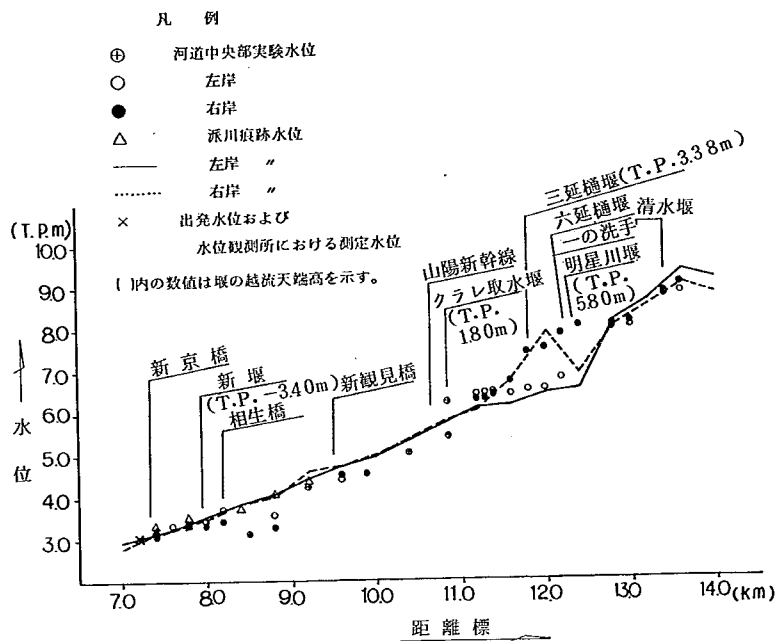
附図 1-(b) 昭和 46 年 7 月洪水痕跡値と実験結果 ($Q = 2,610 \text{ m}^3/\text{s}$)



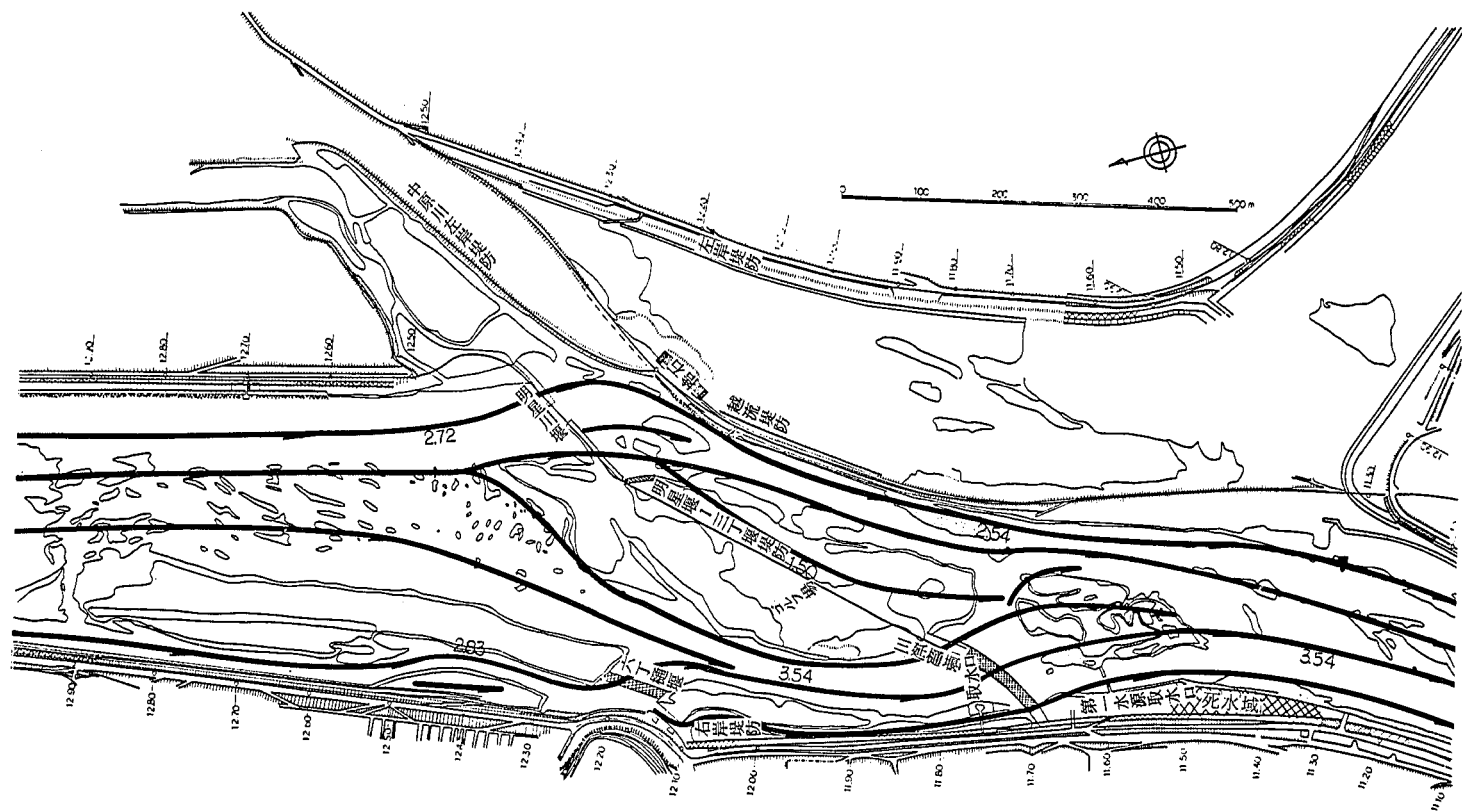
附図 1 -(c) 昭和 4 7 年 6 月洪水痕 値と実験結果 ($Q = 2.370 \text{ m}^3/\text{s}$)



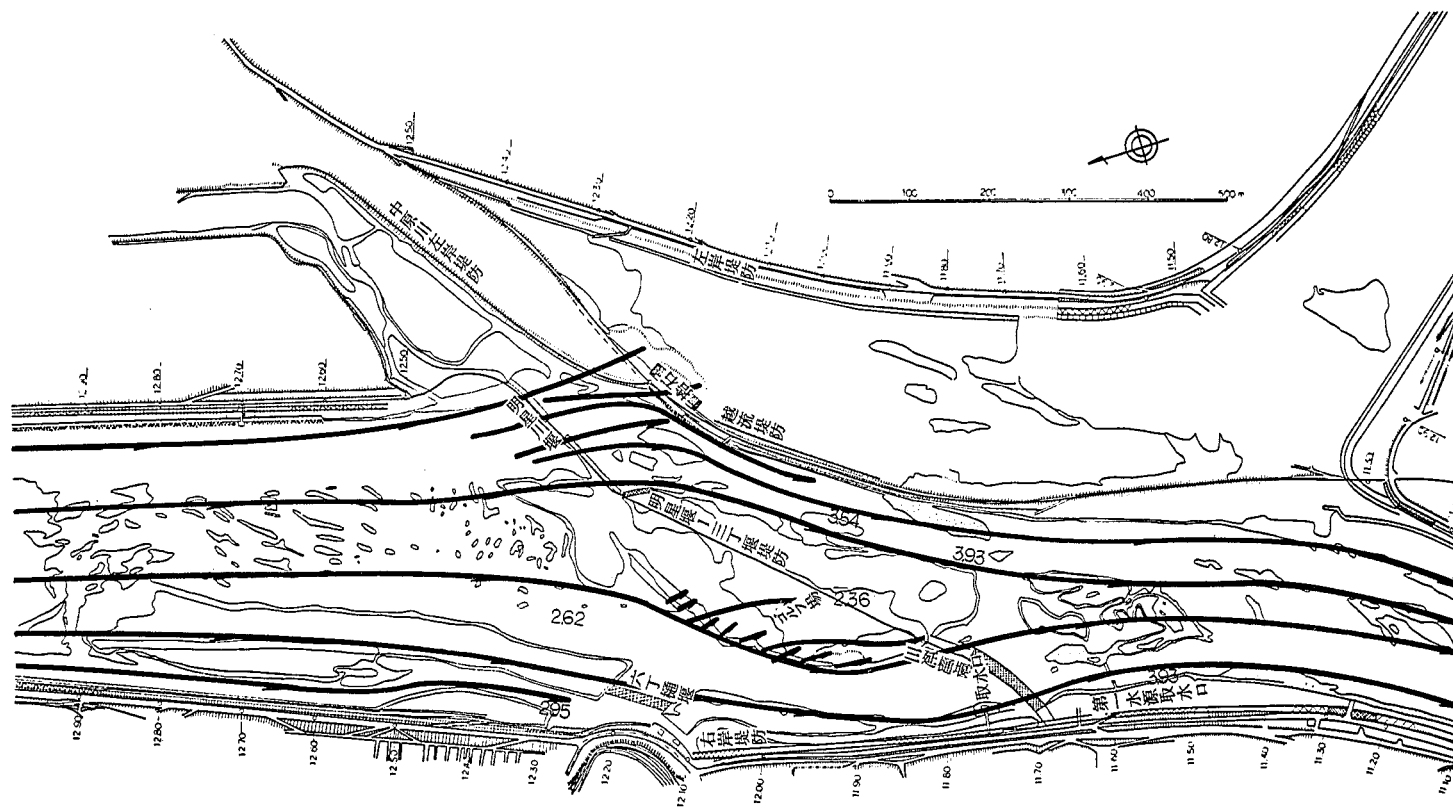
附図 1 -(d) 昭和 4 7 年 7 月洪水痕跡値と実験結果 ($Q = 4.050 \text{ m}^3/\text{s}$)



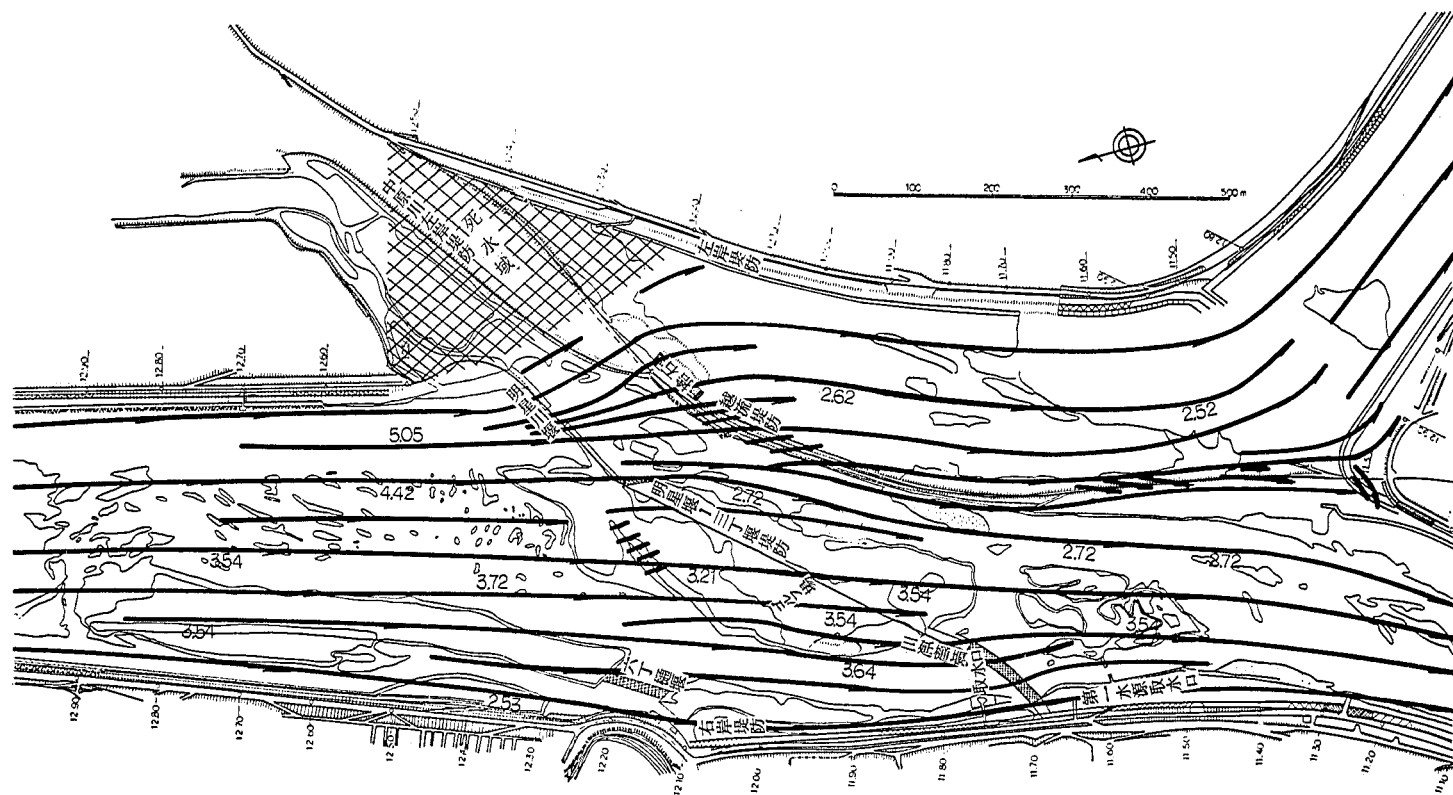
附図 1 -(e) 昭和 5 1 年 9 月洪水痕跡値と実験結果 ($Q = 1,870 \text{ m}^3/\text{s}$)



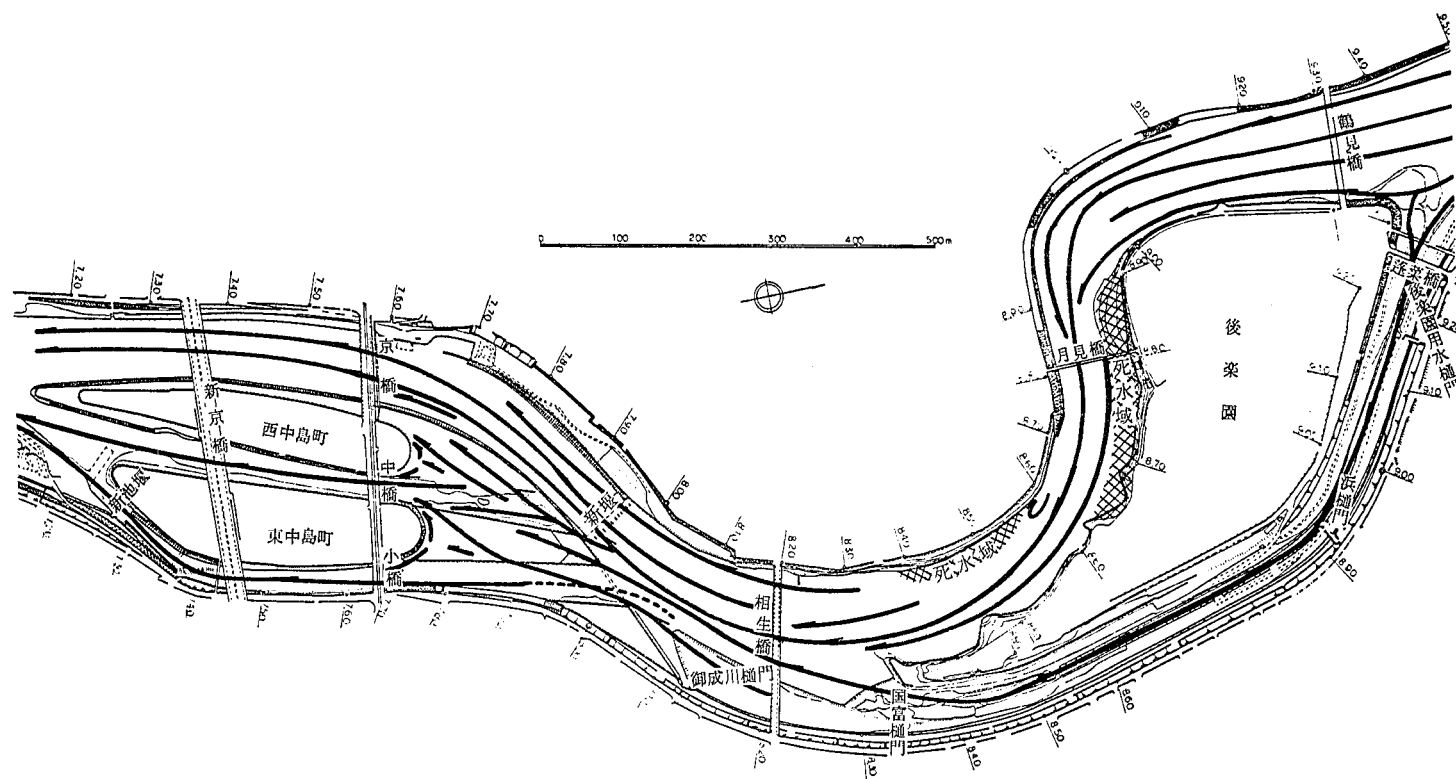
附图2-(b) 現況実験流況图 ($Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$)



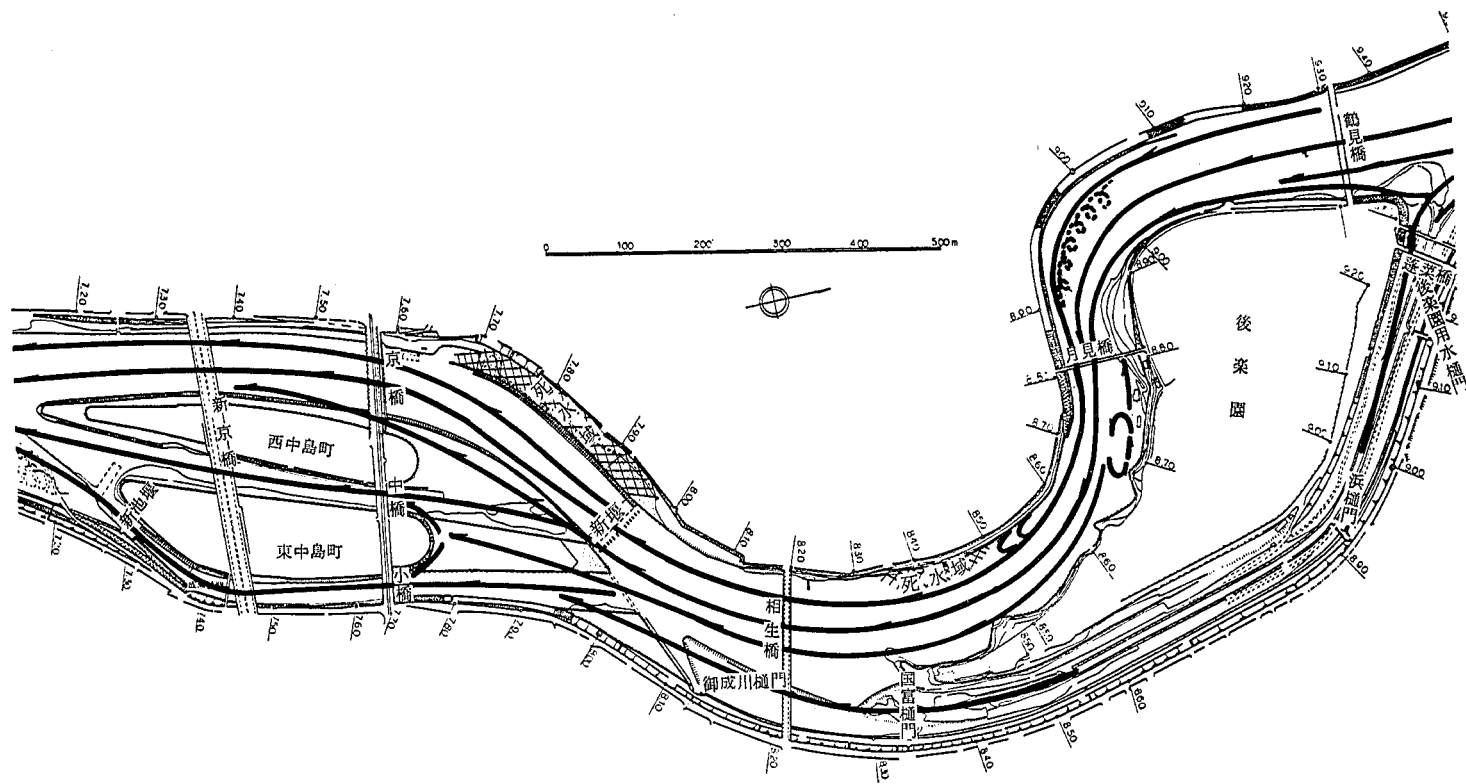
附圖 2-(c) 現況實驗流況圖 ($Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$)



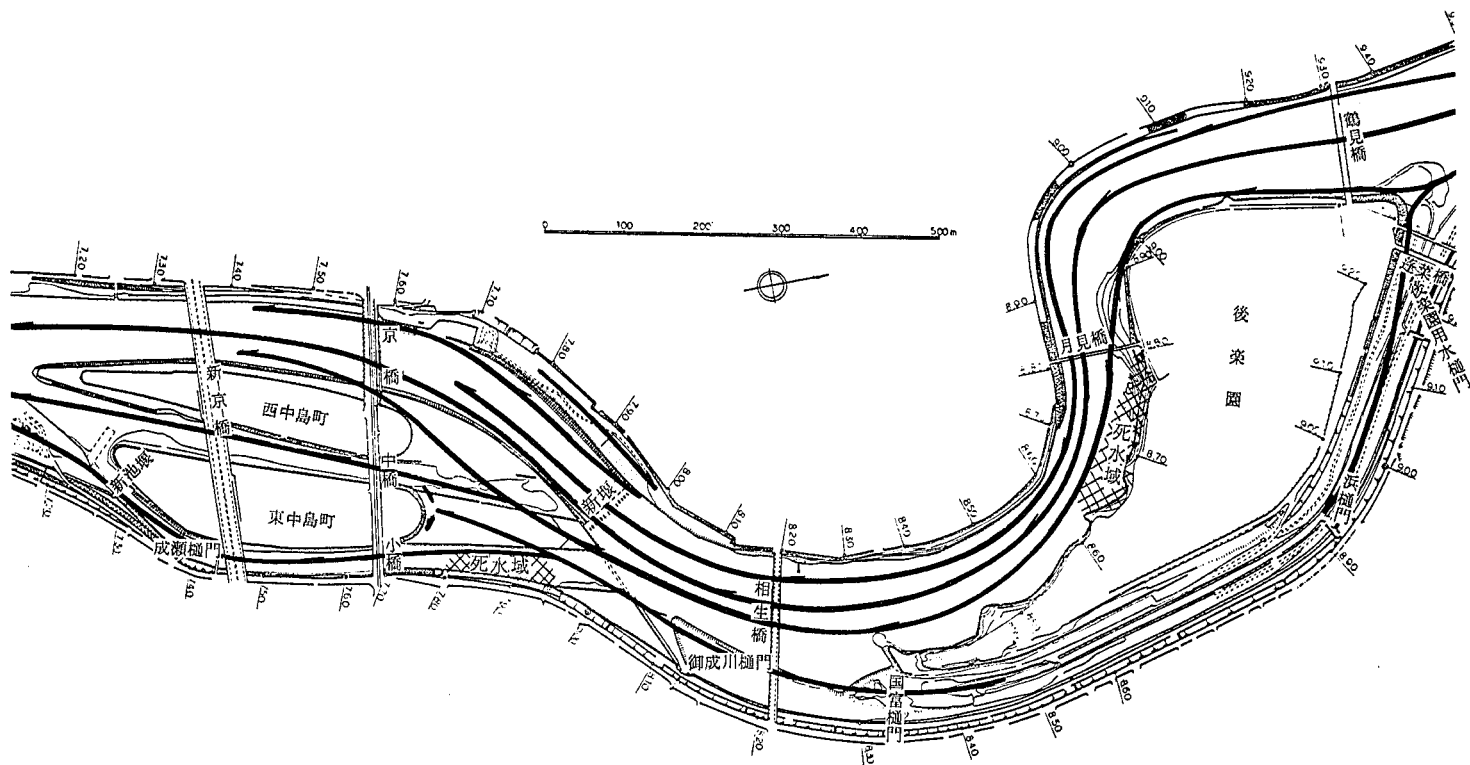
附图2-(e) 現況實驗流況圖 ($Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$)



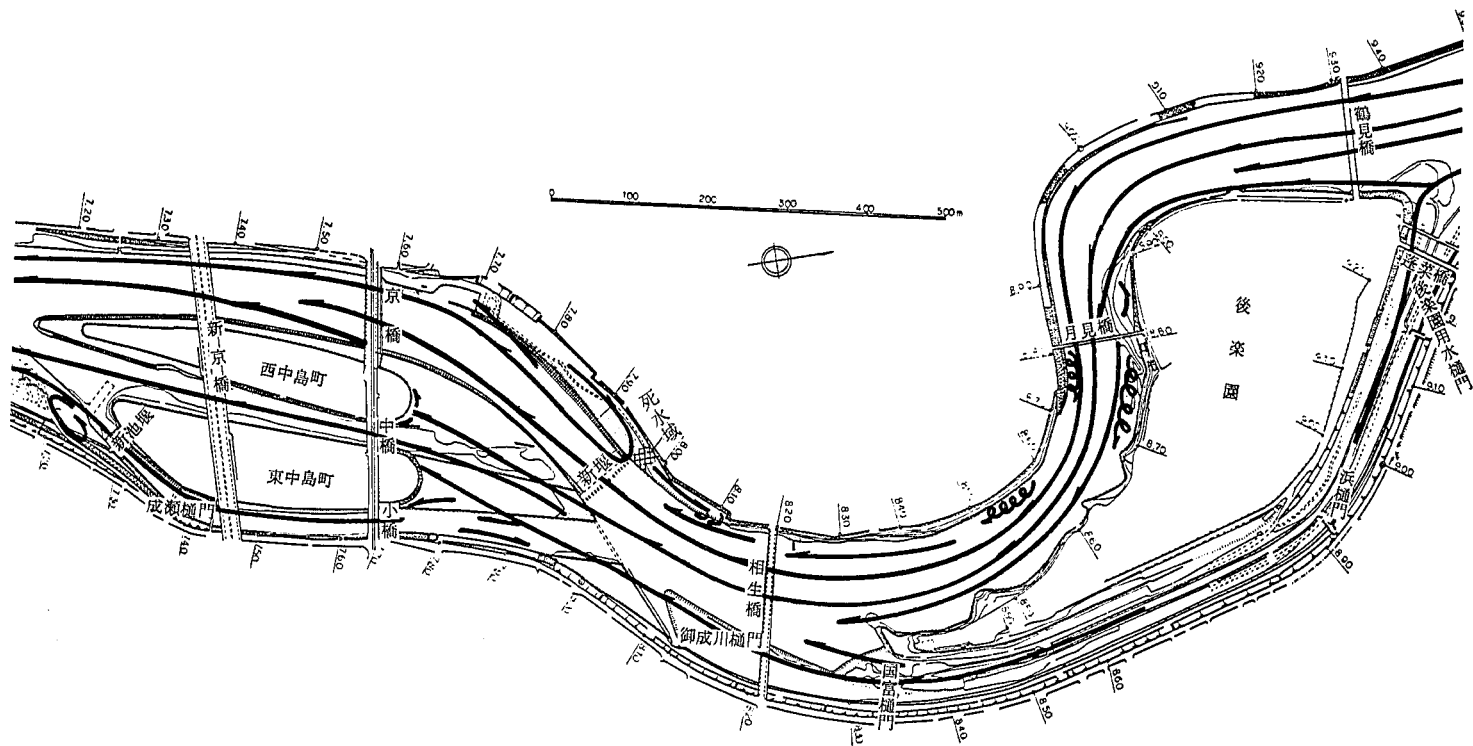
附図3-(a) 現況実験流況図 ($Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$)



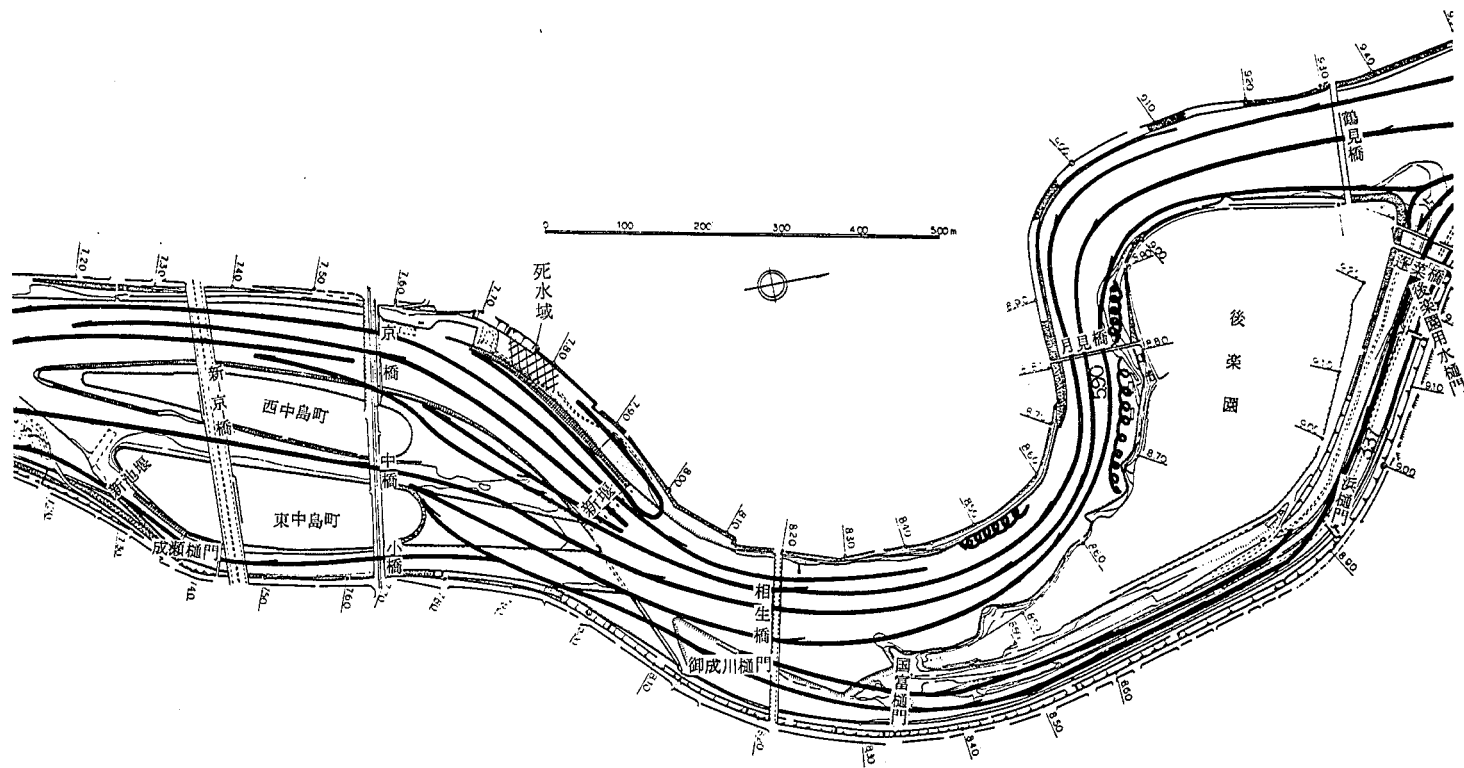
附図 3-(b) 現況実験流況図 ($Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$)



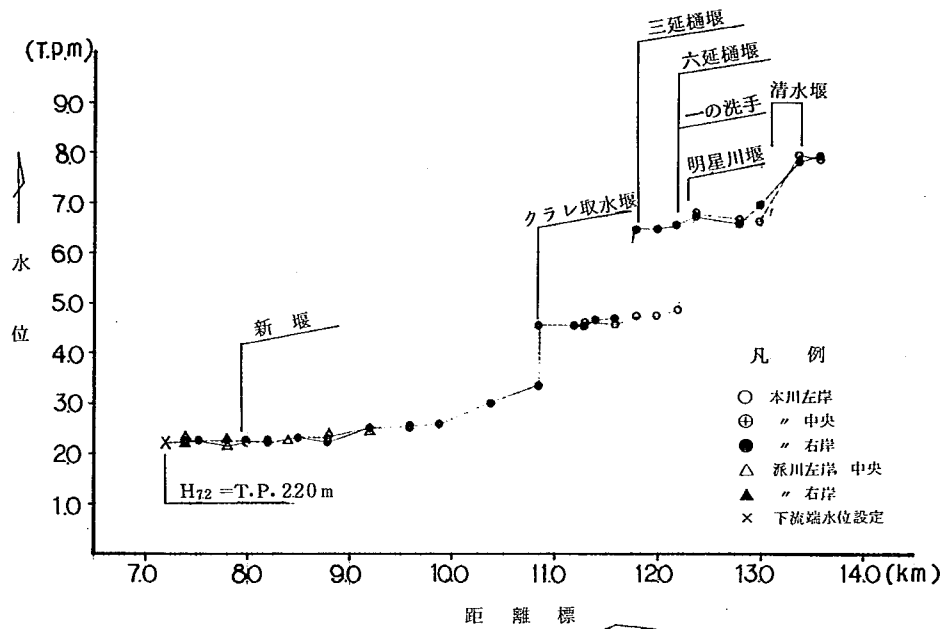
附図3-(c) 現況実験流況図 ($Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$)



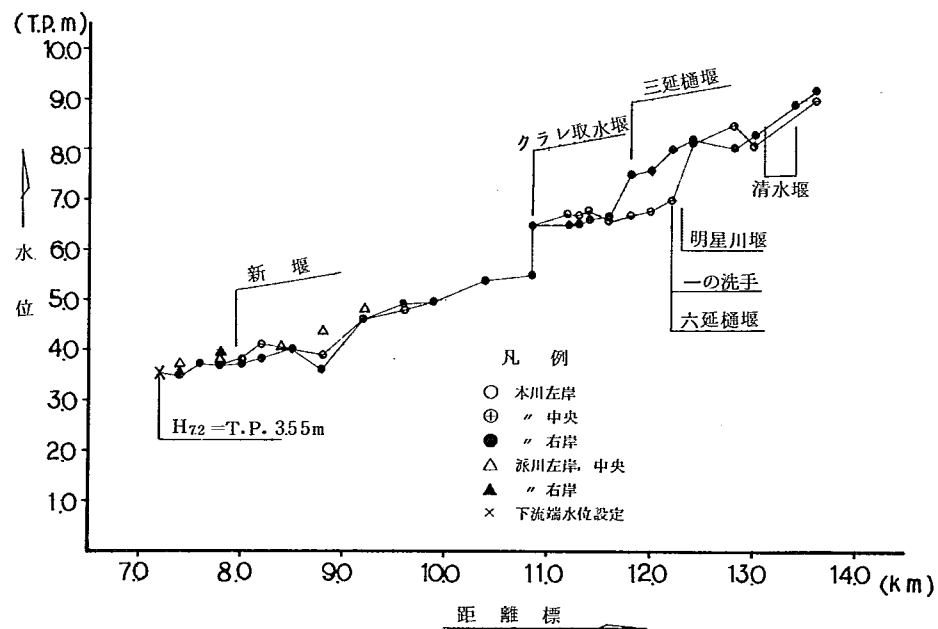
附図3-(d) 現況実験流況図 ($Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)



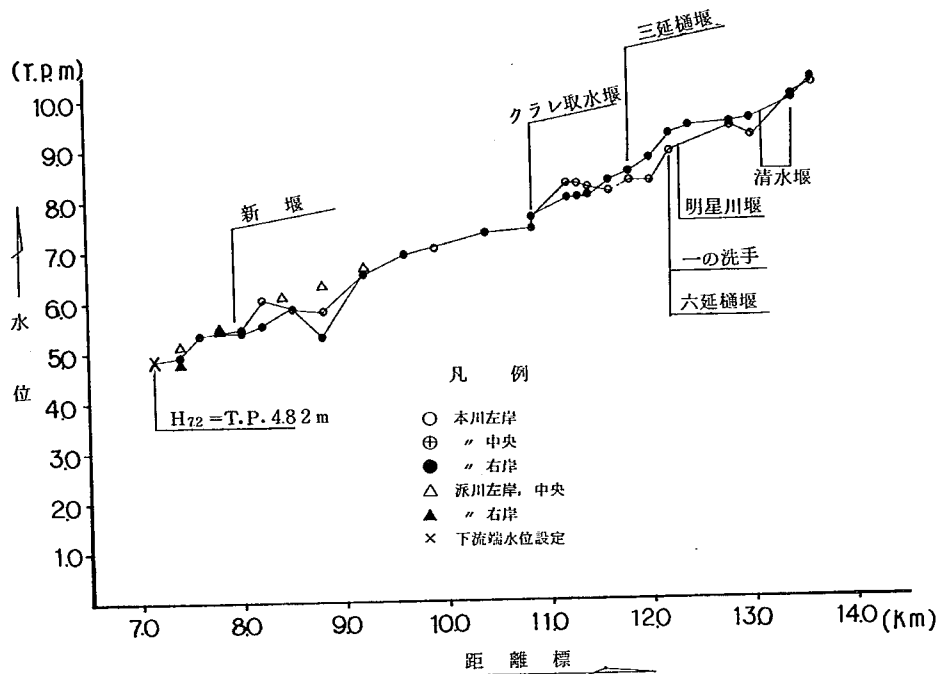
附図3-(e) 現況実験流況図 ($Q = 7.500 \text{ m}^3/\text{s}$)



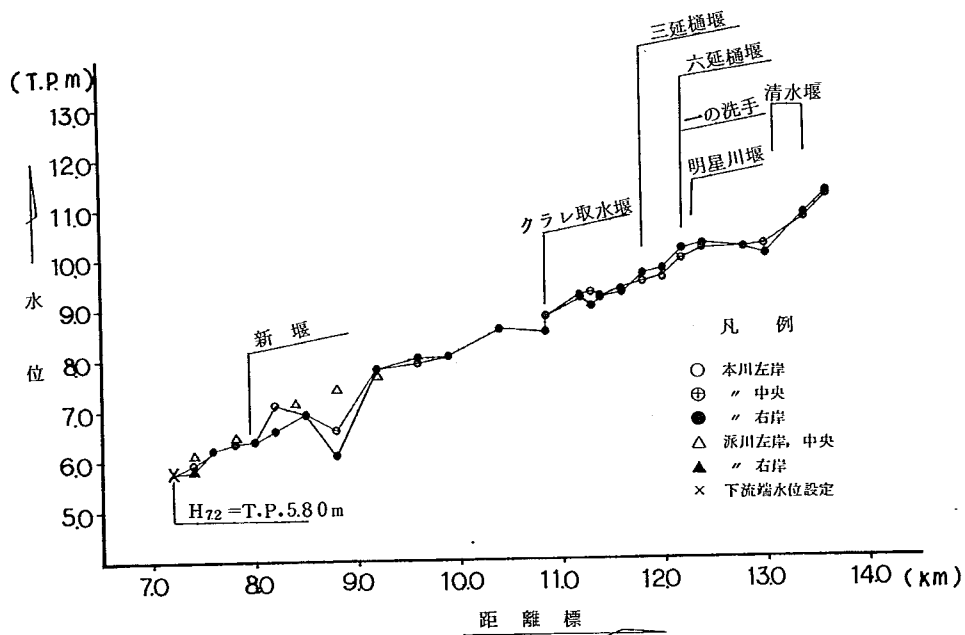
附図 4 -(a) 旭川現況実験水位縦断面図 ($Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$)



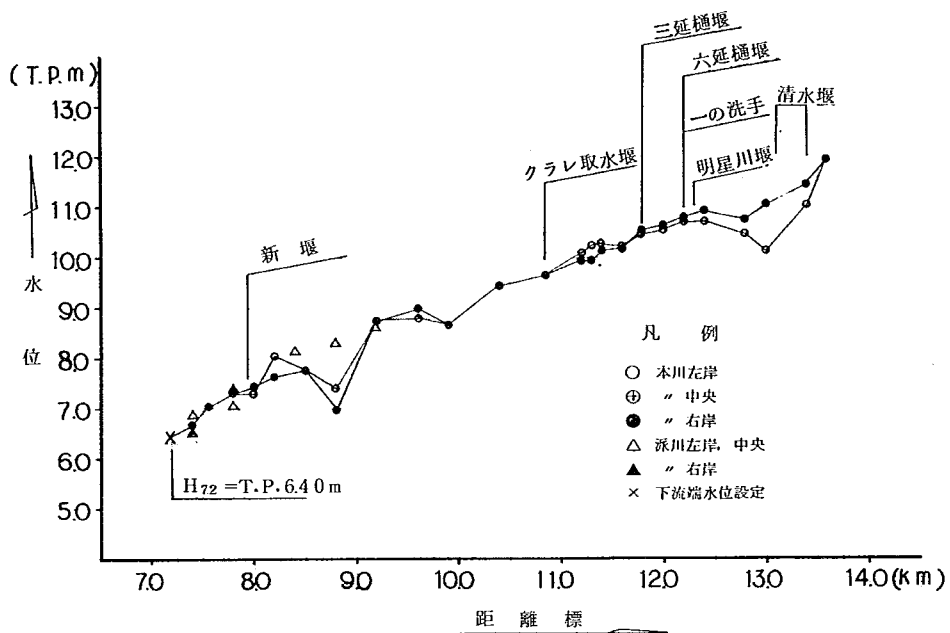
附図 4 -(b) 旭川現況実験水位縦断面図 ($Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$)



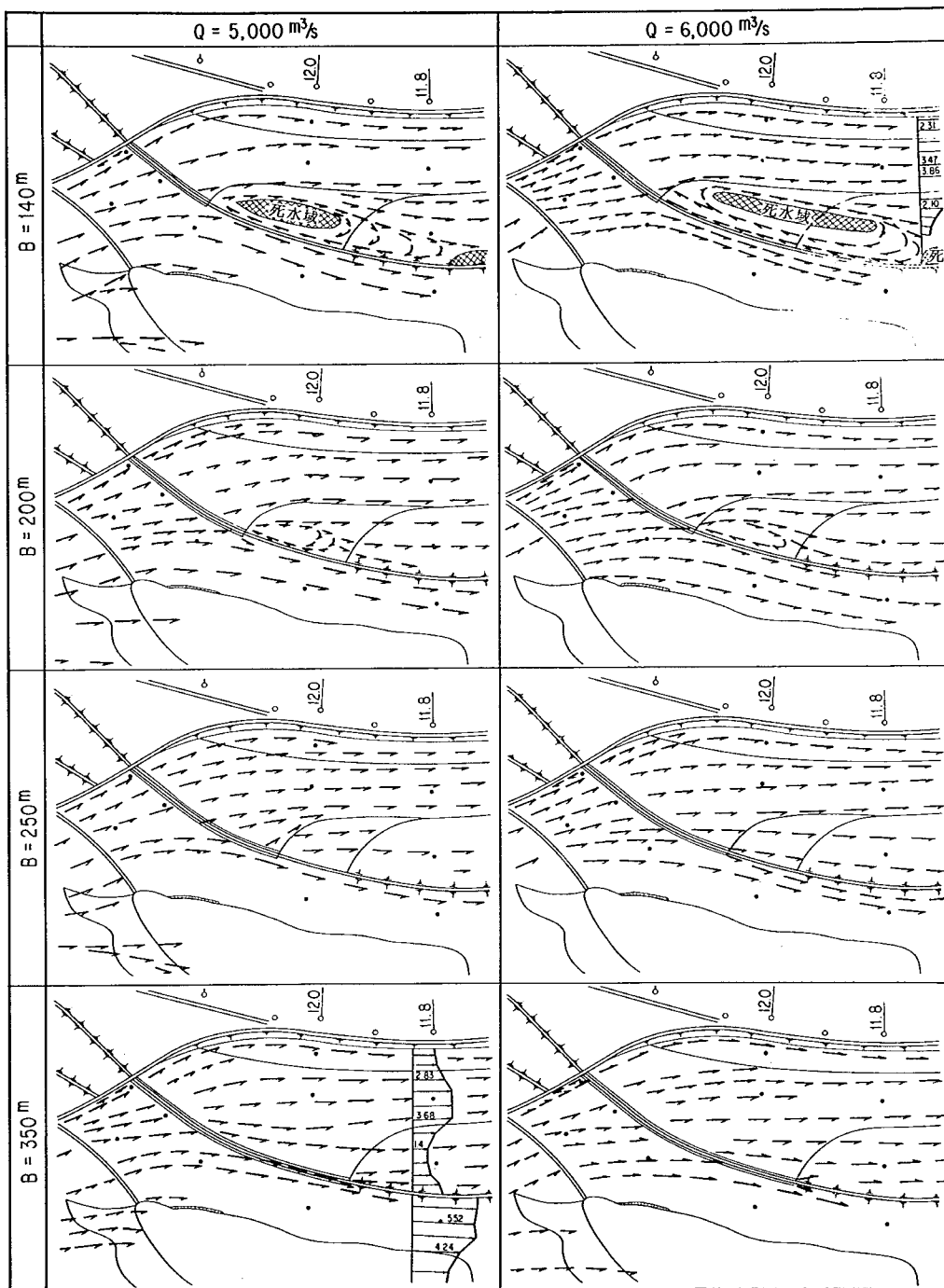
附図 4 -(c) 旭川現況実験水位縦断面図 ($Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$)



附図 4 -(d) 旭川現況実験水位縦断面図 ($Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)



附図 4 -(e) 旭川現況実験水位縦断面図 ($Q = 7.500 \text{ m}^3/\text{s}$)



附図－5 越流巾とその流況 $H = \text{T.P. } 7.29 \text{ m}$ の場合
 －計画分流可能な越流堰高と越流巾の検討－

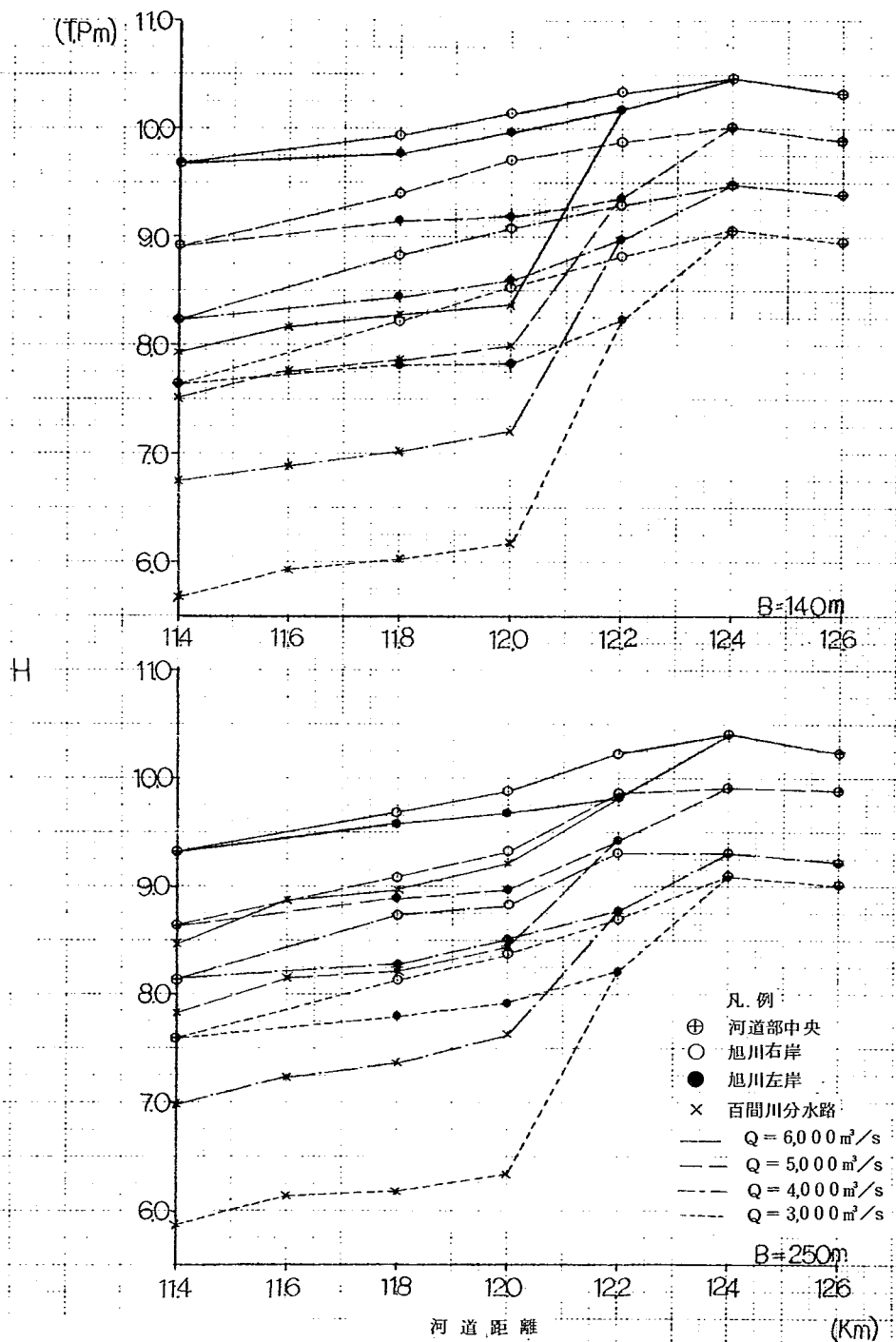


図 6 -(a) 水位縦断図 $H = \text{T.P.}7.29 \text{ m}$ の場合 ($B=140, 250 \text{ m}$)
計画分流可能な越流堰高と越流中の検討

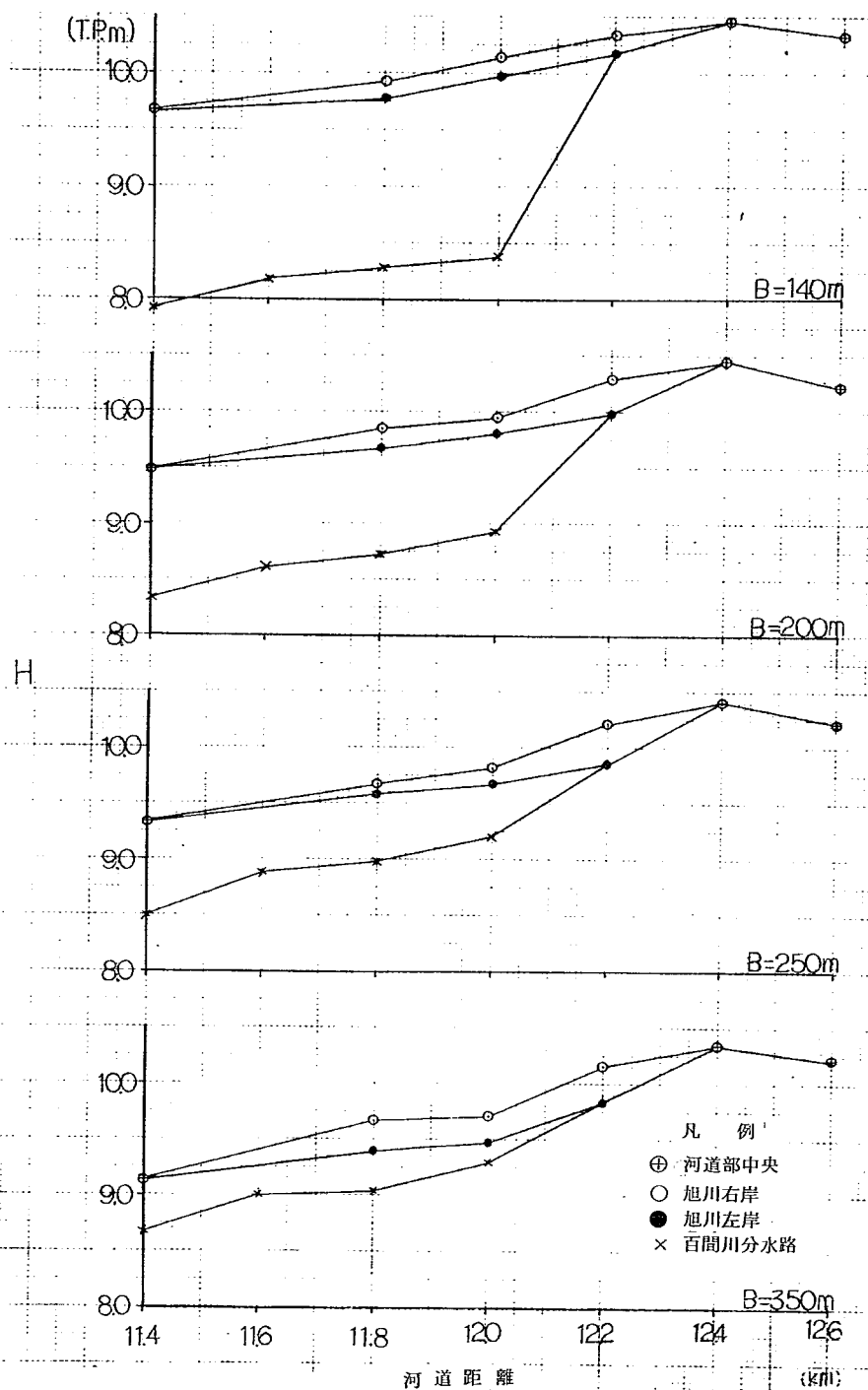
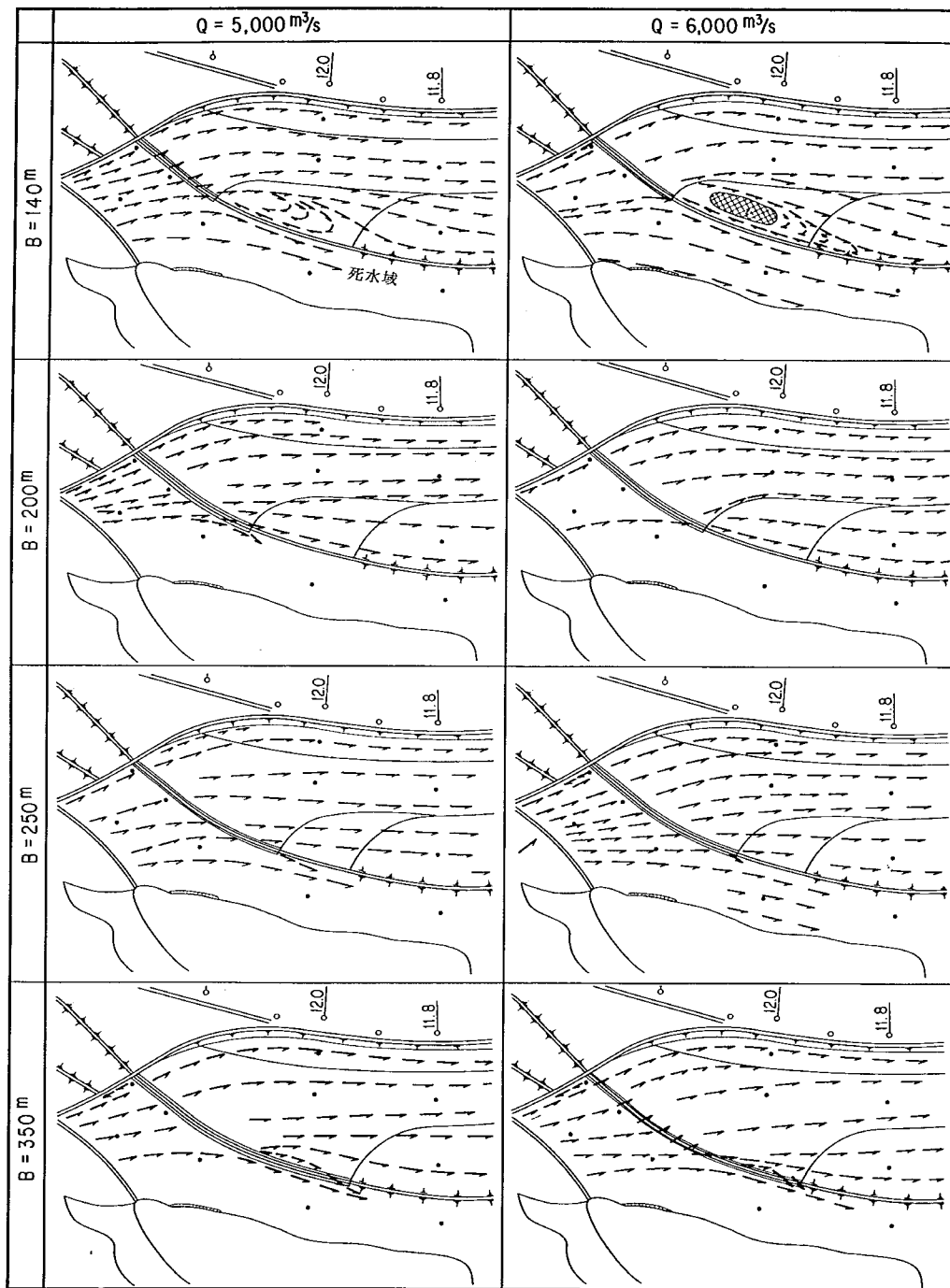


図 6 -(b) 水位縦断図 $H=T.P. 7.29m$ の場合 ($Q=6,000m^3/s$)
計画分流可能な越流堰高と越流中の検討



附図-7 越流巾とその流況 $H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$ の場合
 - 計画分流可能な越流堰高と越流巾の検討 -

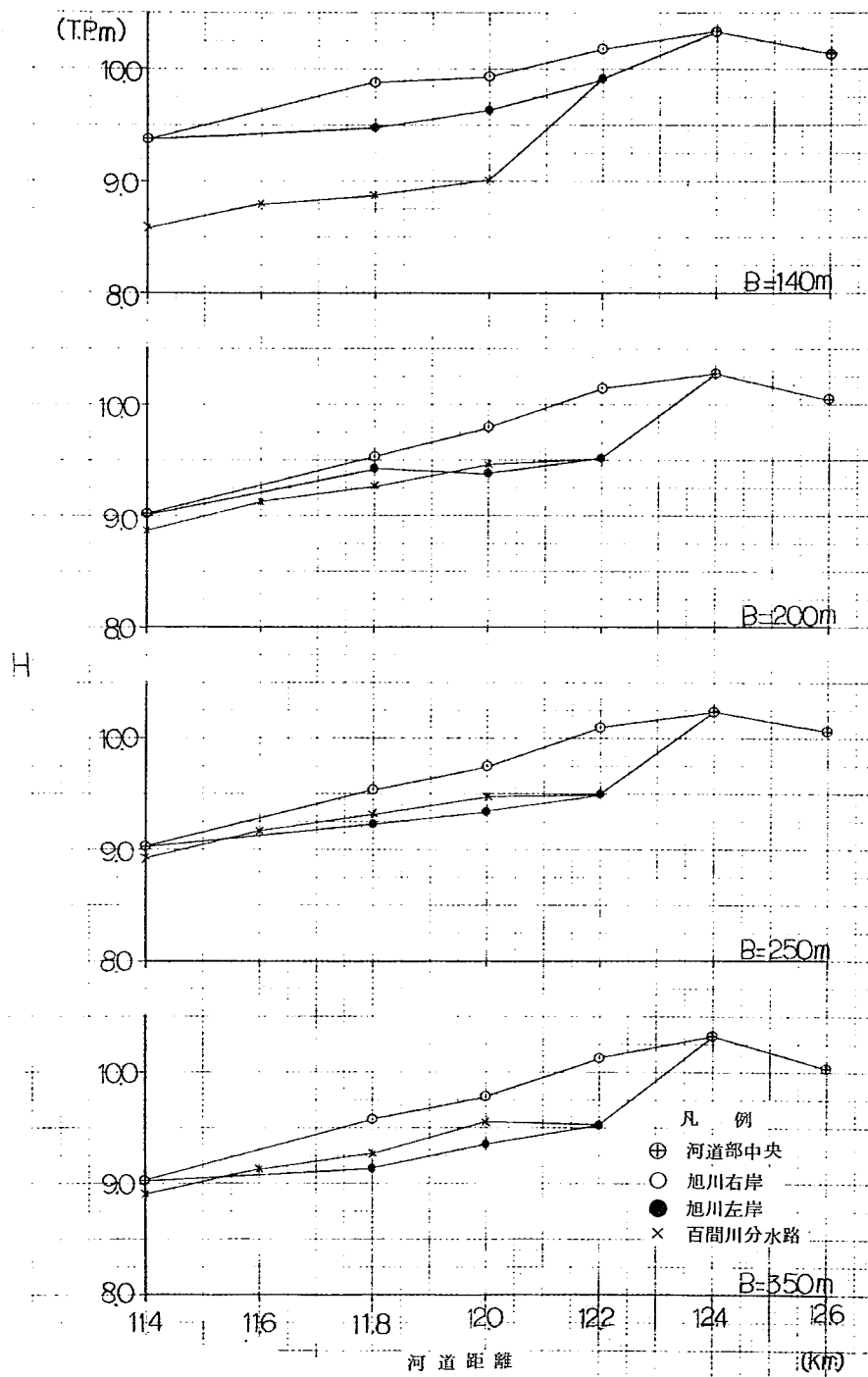


図 8 -(a) 水位縦断図 $H=T.P. 6.29 \text{ m}$ の場合 ($Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)
計画分流可能な越流堰高と越流中の検討

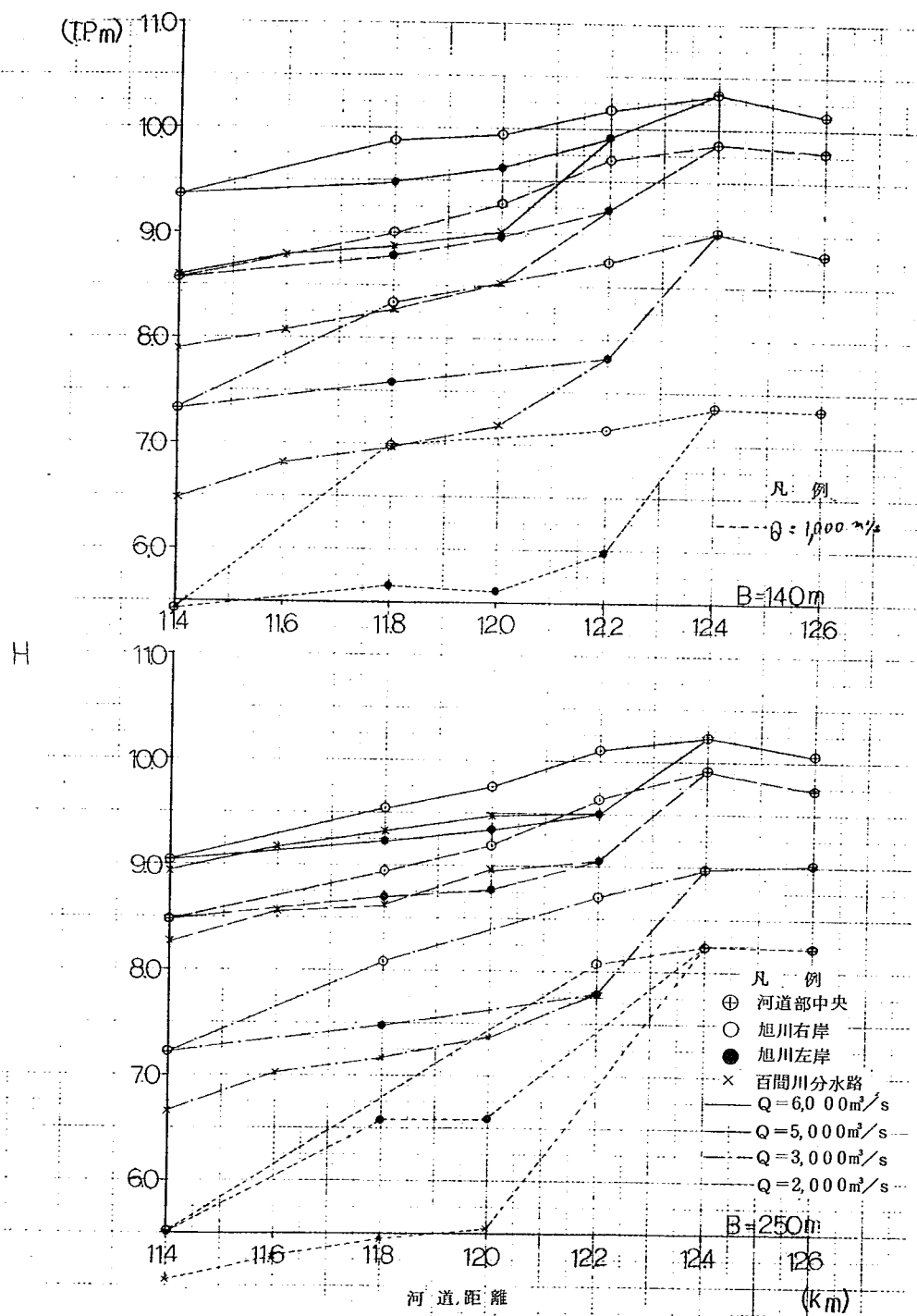
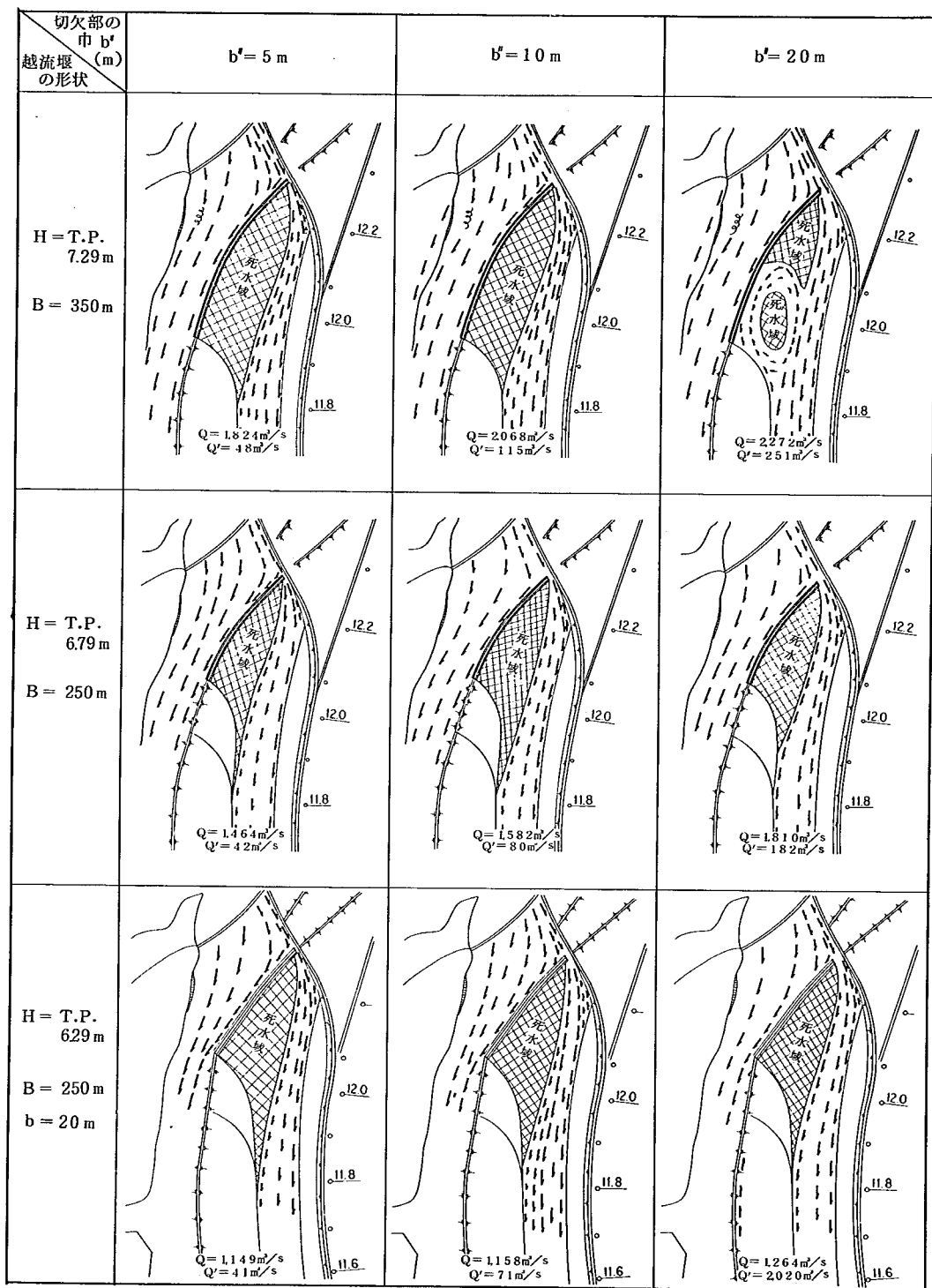
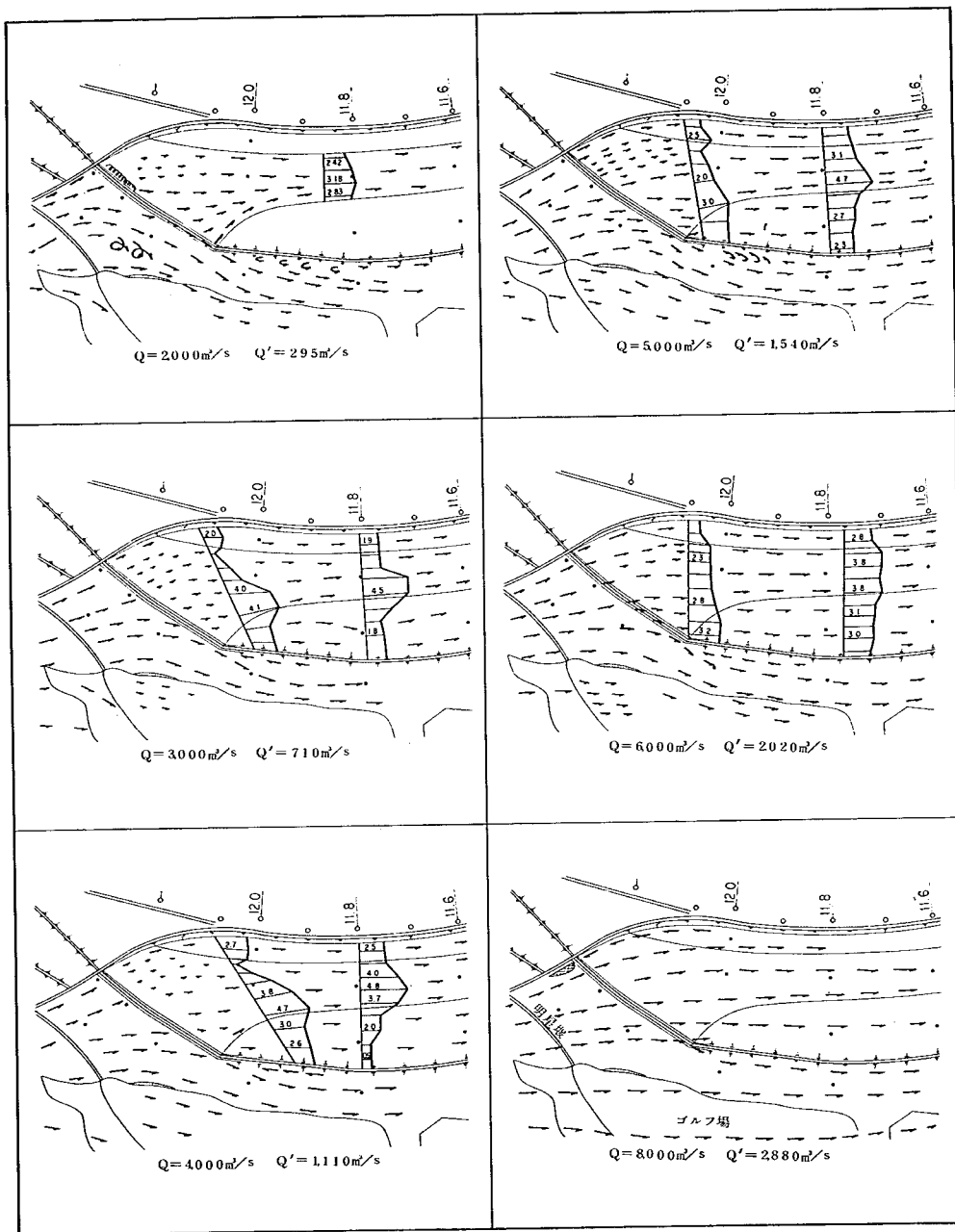


図 8 -(b) 水位縦断図 $H=T.P. 6.29m$ の場合
計画分流可能な越流堰高と越流巾の検討

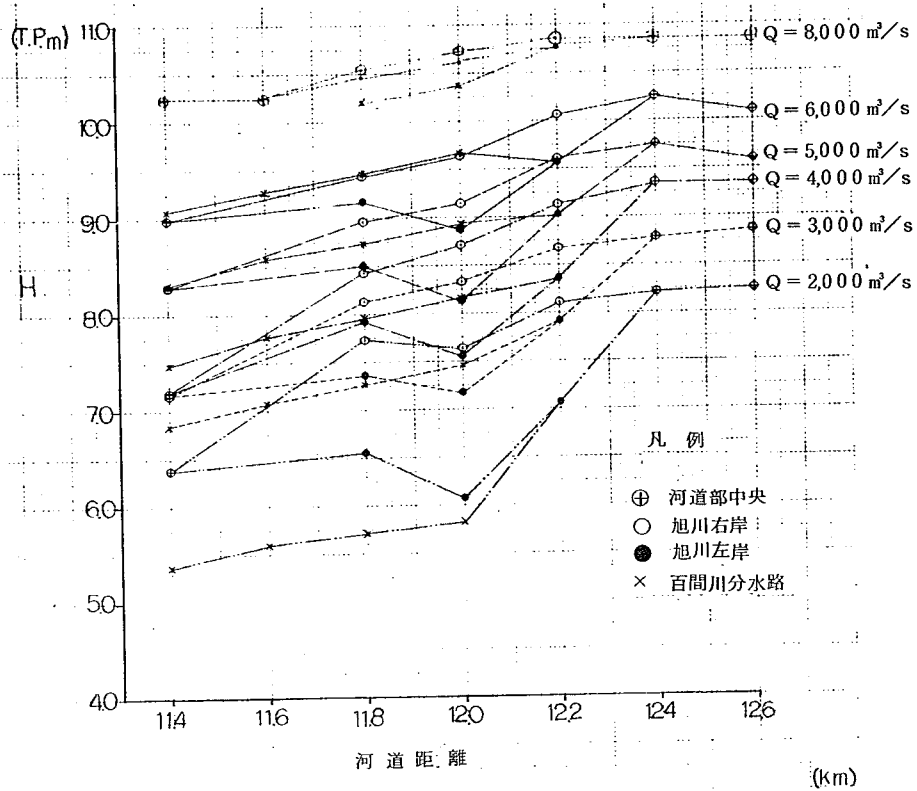


附図-9 分流附近の流況図 - 切欠部のみで流下する場合 -

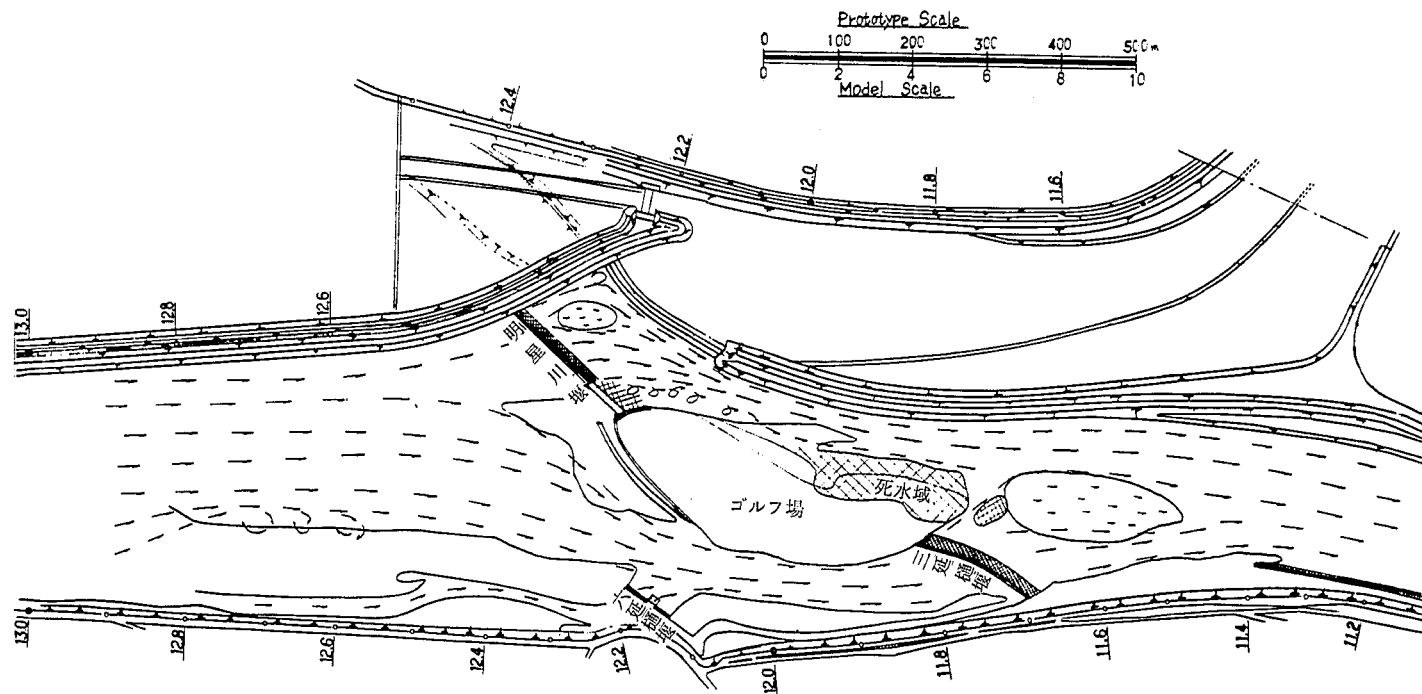


附図-10 流況図

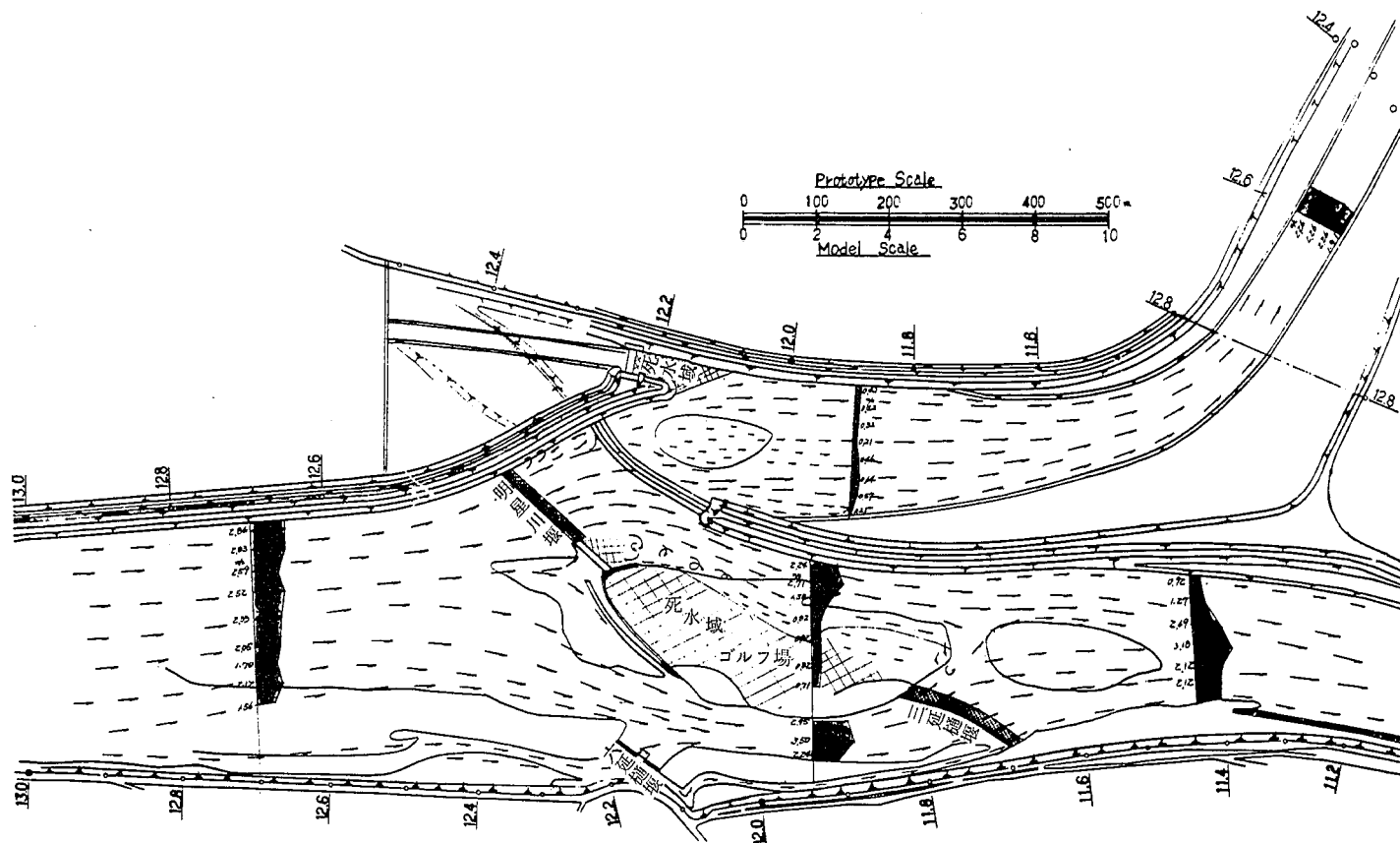
—計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—
($H = \text{T.P. } 6.29 \text{ m}$, $B = 250 \text{ m}$, $b = 20 \text{ m}$, 河道条件(a))



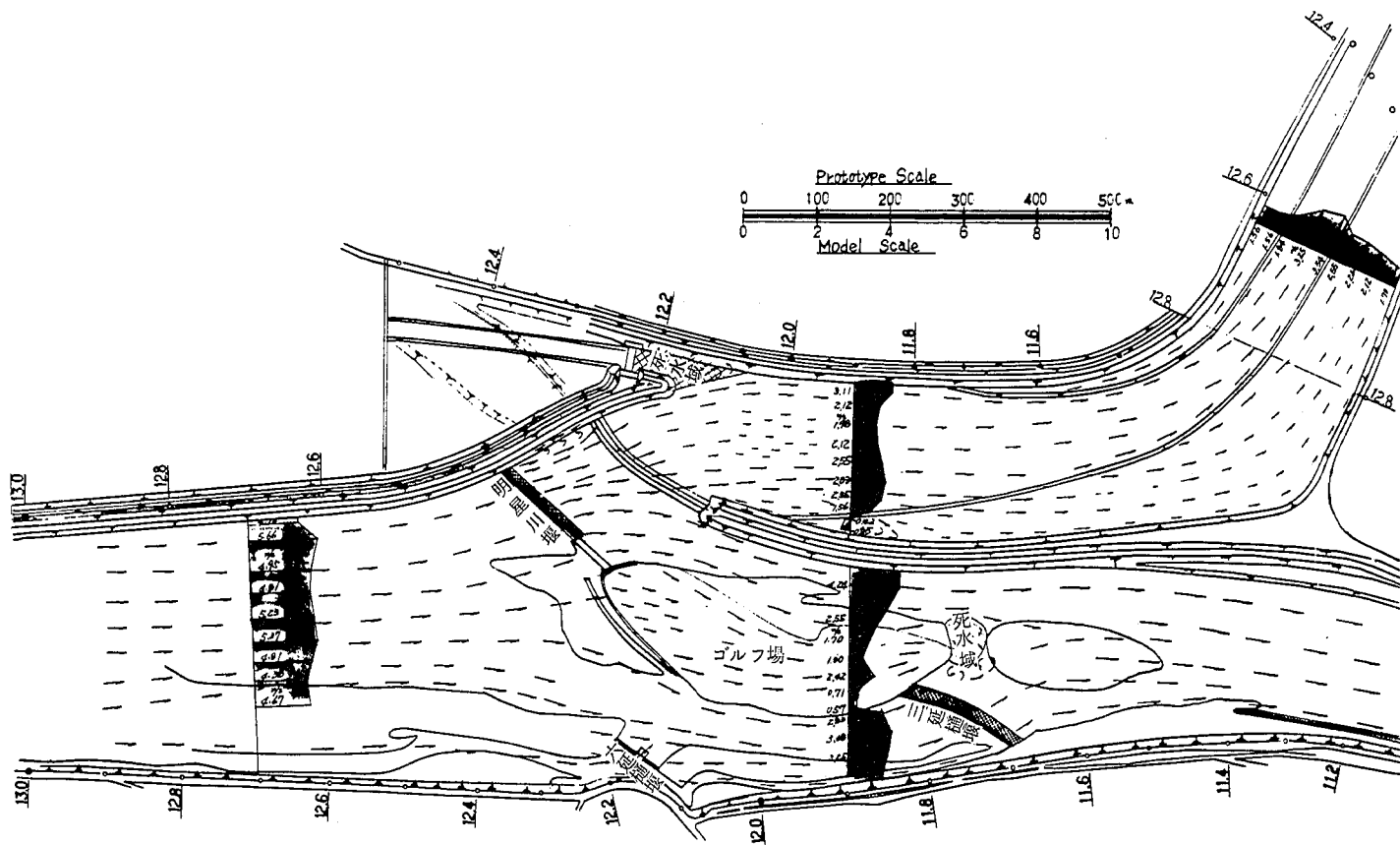
附図-11 分流点附近の水位縦断図
 —計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—
 (H=T.P. 6.29 m, B=250 m, b=20 m, 河道条件(a))



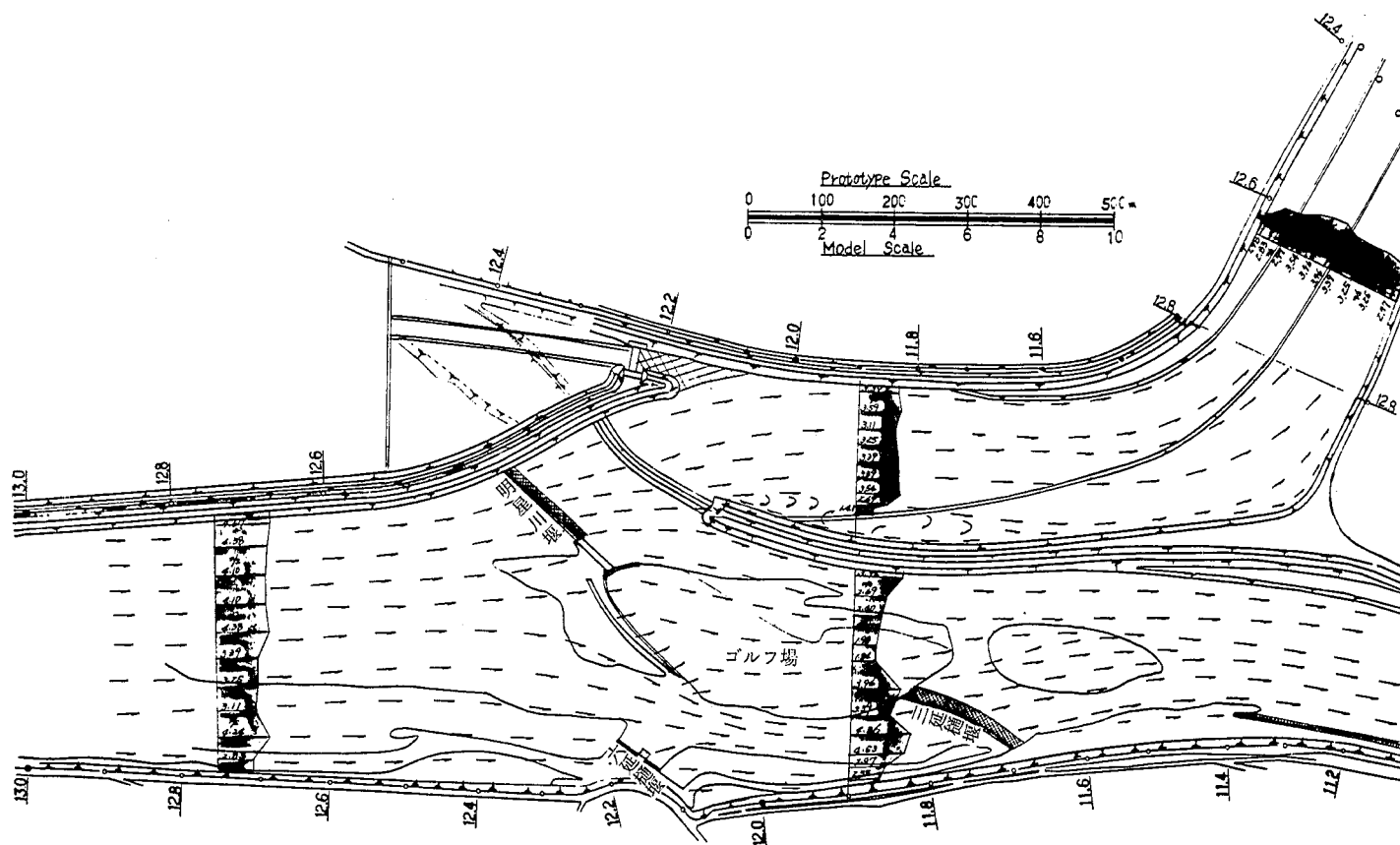
附図 1 2 -(a) 分流点附近の流況図 実験ケース 1, $Q=969 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q'=0$
 - 計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討 -
 ($H=T.P. 6.00 \text{ m}$, $B=19.5 \text{ m}$, 河道条件(b))



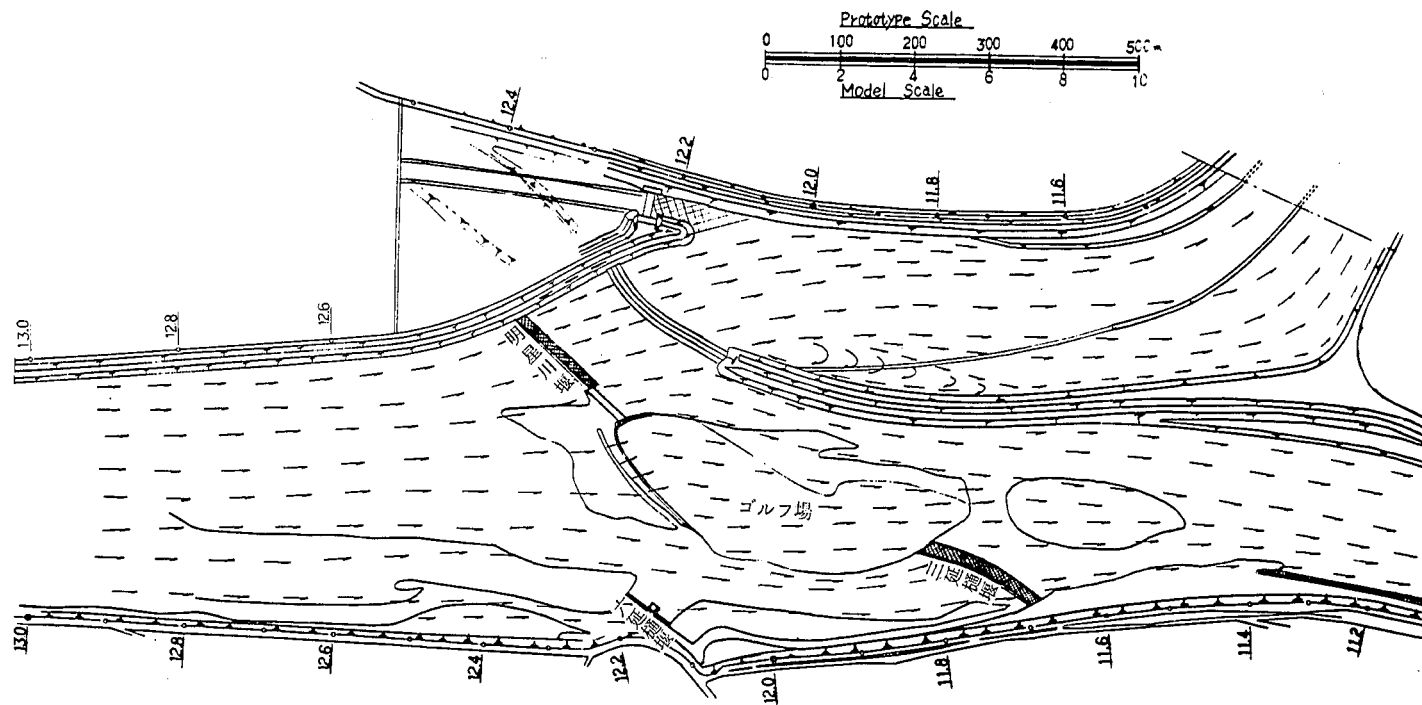
附図 1 2 -(b) 分流点附近の流況図 実験ケース 2, $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q'=265 \text{ m}^3/\text{s}$
 -計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討-
 (H=T.P. 6.00 m, B=195 m, 河道条件(b))



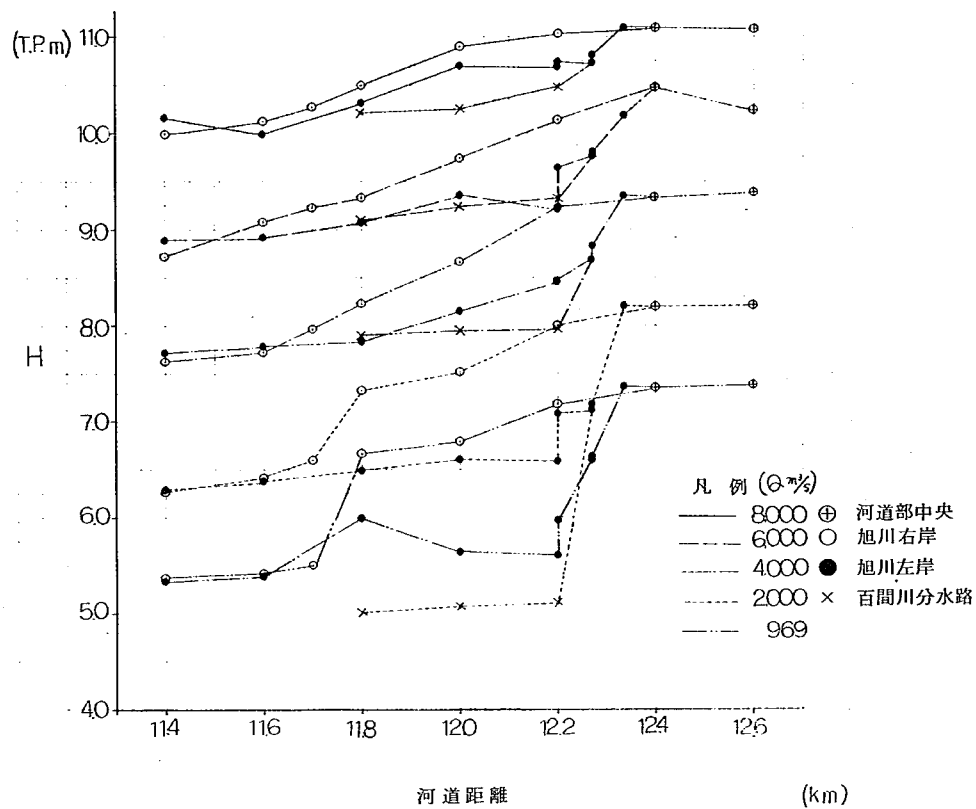
附図 1 2 - (c) 分流点附近の流況図 実験ケース 4, $Q=4,000\text{ m}^3/\text{s}$, $Q'=1,134\text{ m}^3/\text{s}$
 - 計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討 -
 ($H=T.P. 6.00\text{ m}$, $B=195\text{ m}$, 河道条件(b))



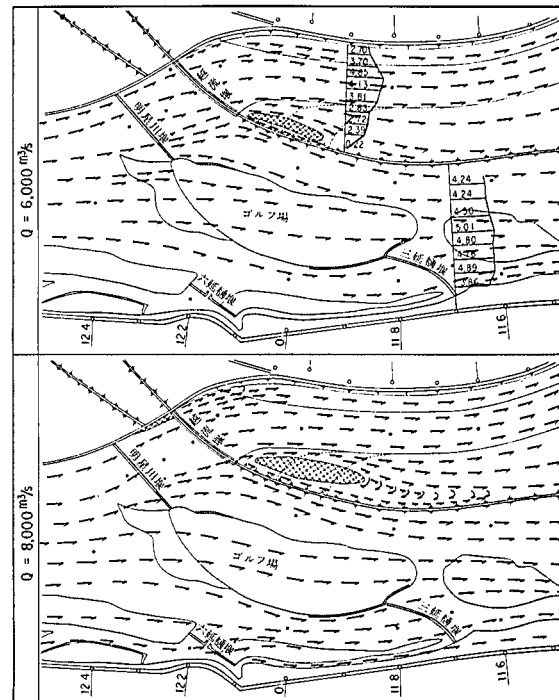
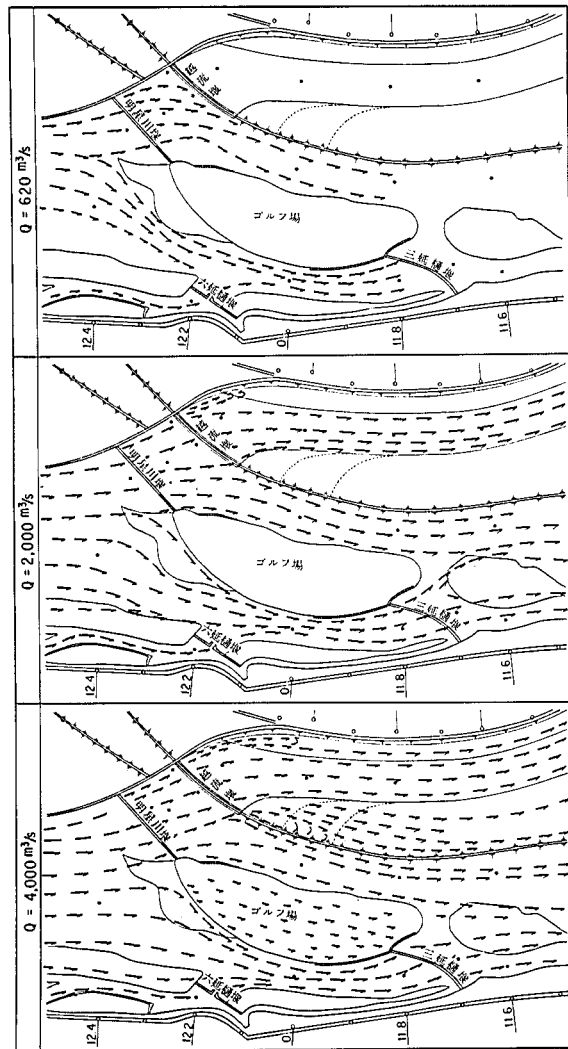
附図12-(d) 分流点附近の流況図 実験ケース6, $Q=6,000\text{ m}^3/\text{s}$, $Q'=1,989\text{ m}^3/\text{s}$
 -計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討-
 ($H=T.P. 6.00\text{ m}$, $B=195\text{ m}$, 河道条件(b))



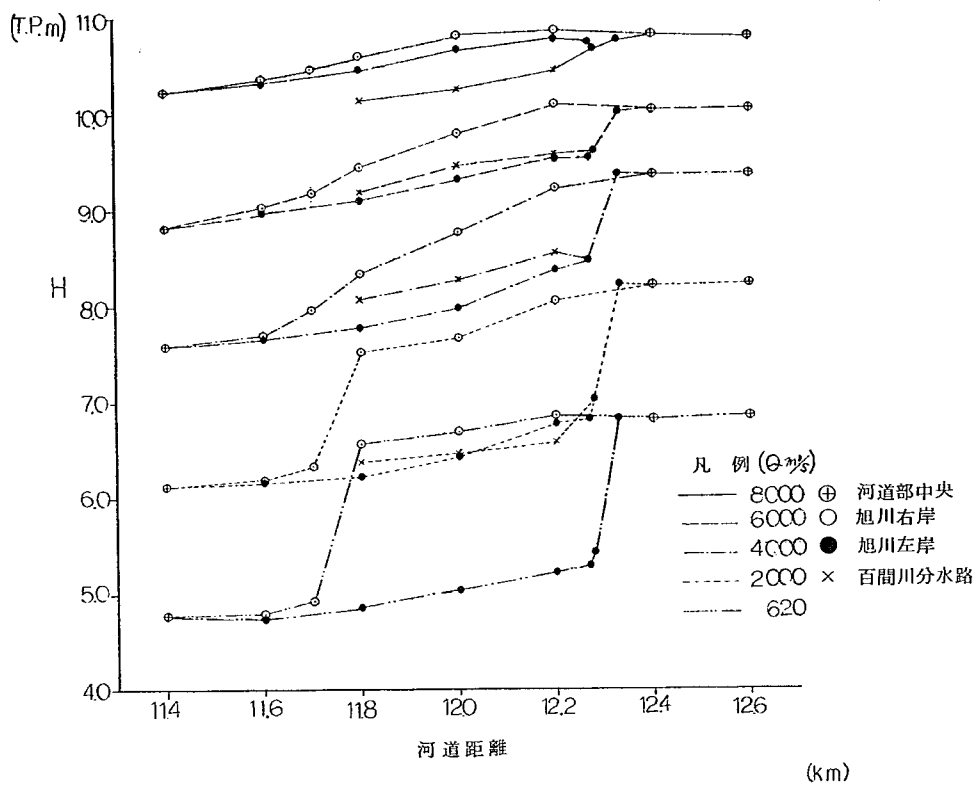
附図 1 2 -(e) 分流点附近の流況図 実験ケース 7, $Q=8,000\text{ m}^3/\text{s}$, $Q'=2,950\text{ m}^3/\text{s}$
 -計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討-
 ($H=\text{T.P. } 6.00\text{ m}$, $B=195\text{ m}$, 河道条件(b))



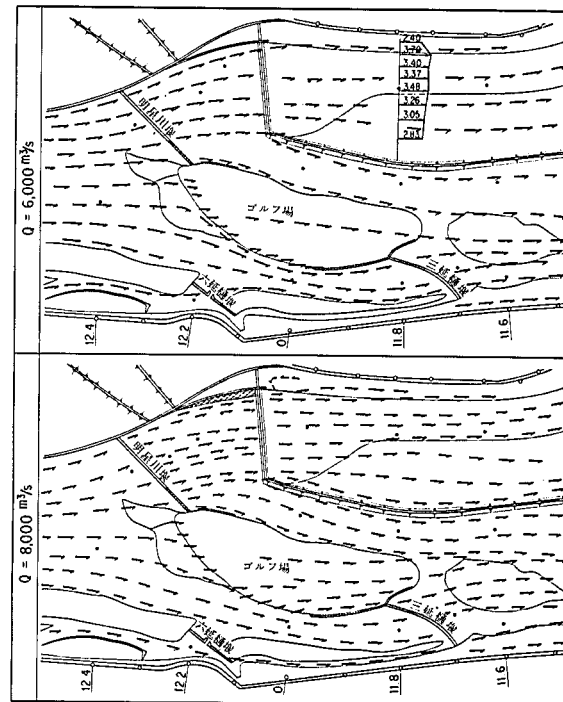
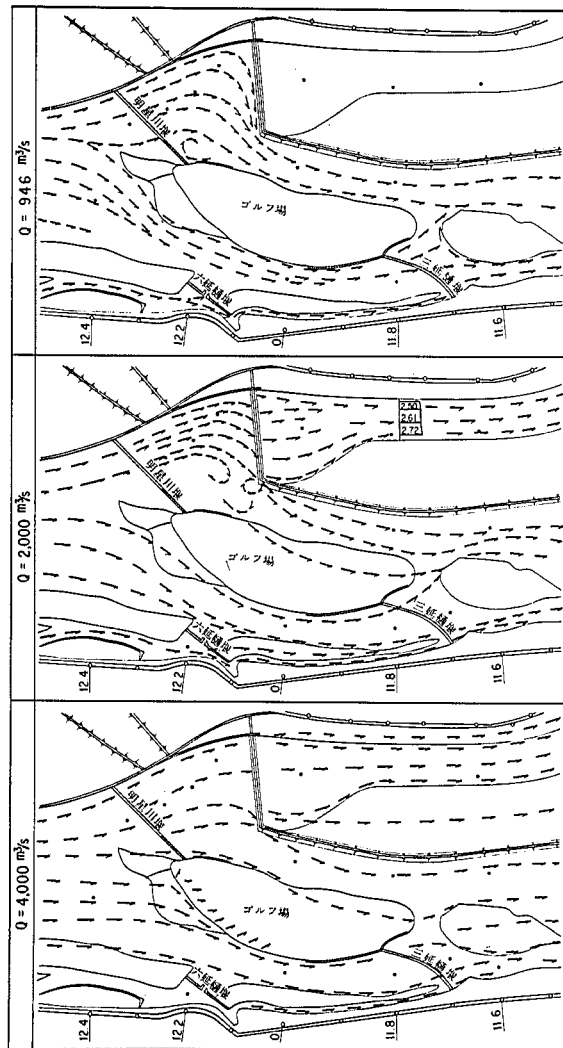
附図-13 分流点附近の水位縦断図
 -計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討-
 (H=T.P. 6.00 m, B=195 m, 河道条件(b))



附図-14 分流点附近の流況図
 —計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—
 (H=T.P. 5.29 m, B=160 m, 河道条件(a))

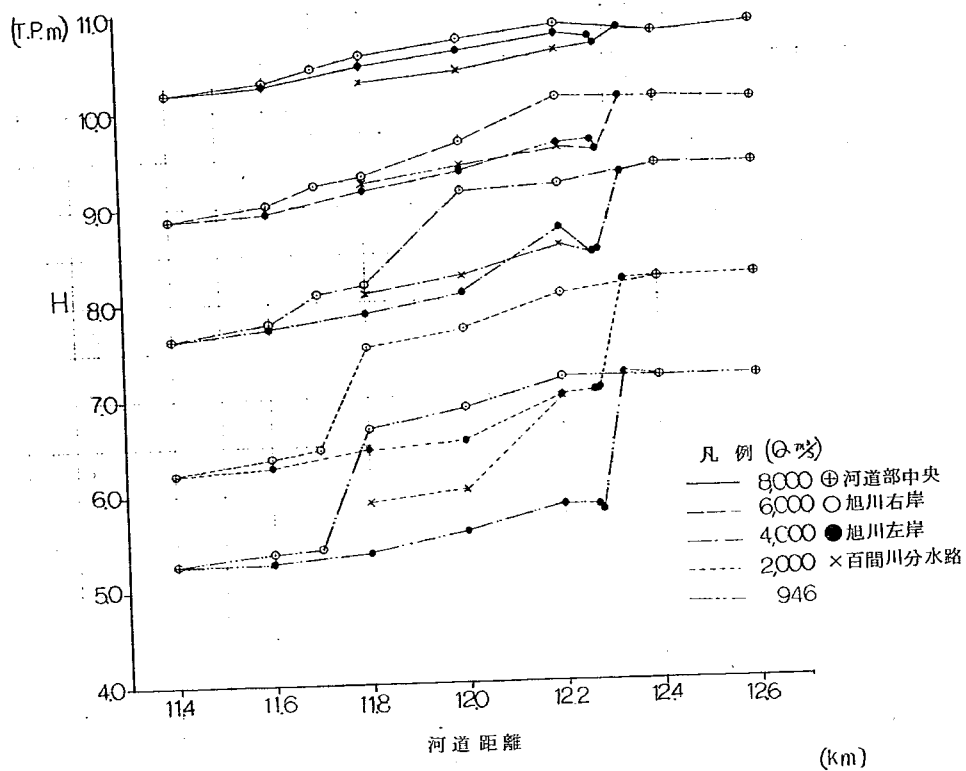


附図 - 1 5 分流点附近の水位縦断面図
 - 計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討 -
 ($H = T.P. 5.29 \text{ m}$, $B = 19.5 \text{ m}$, 河道条件a)

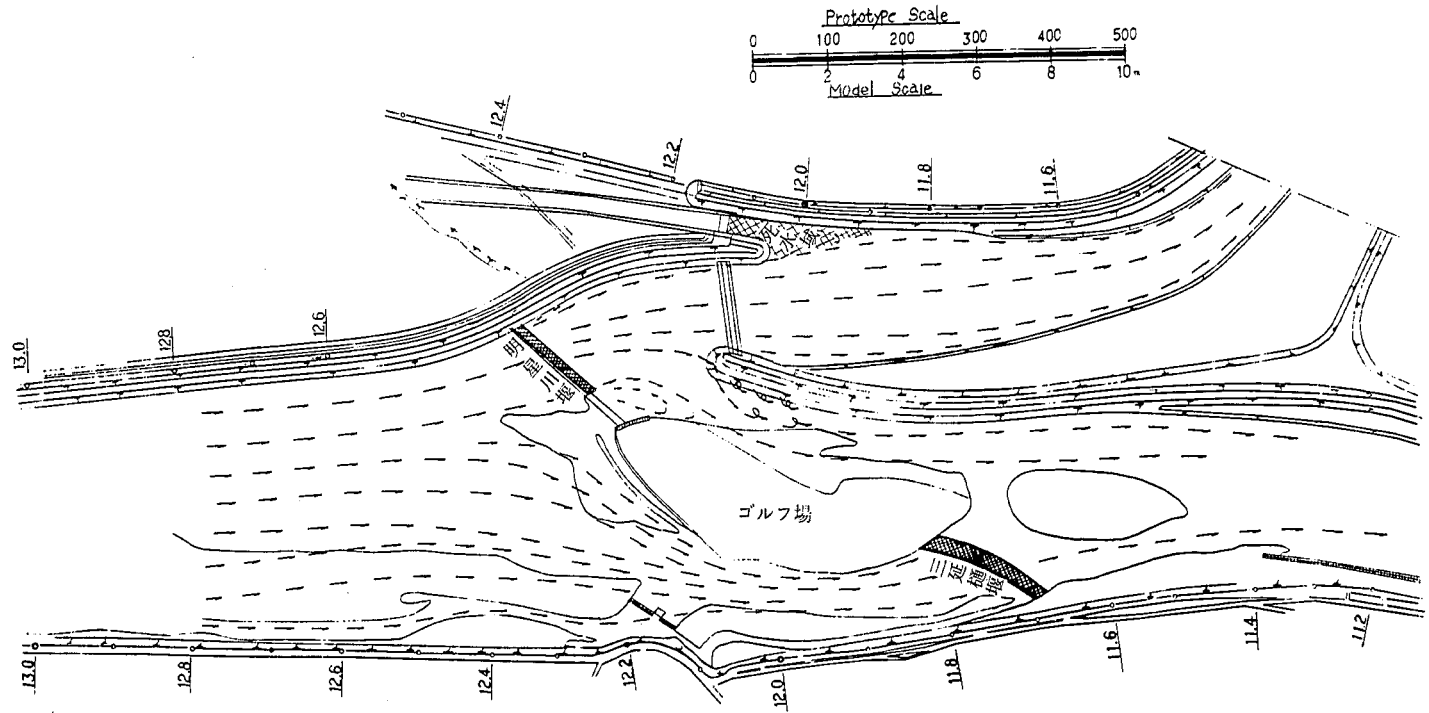


附図-16 分流点附近の流況図

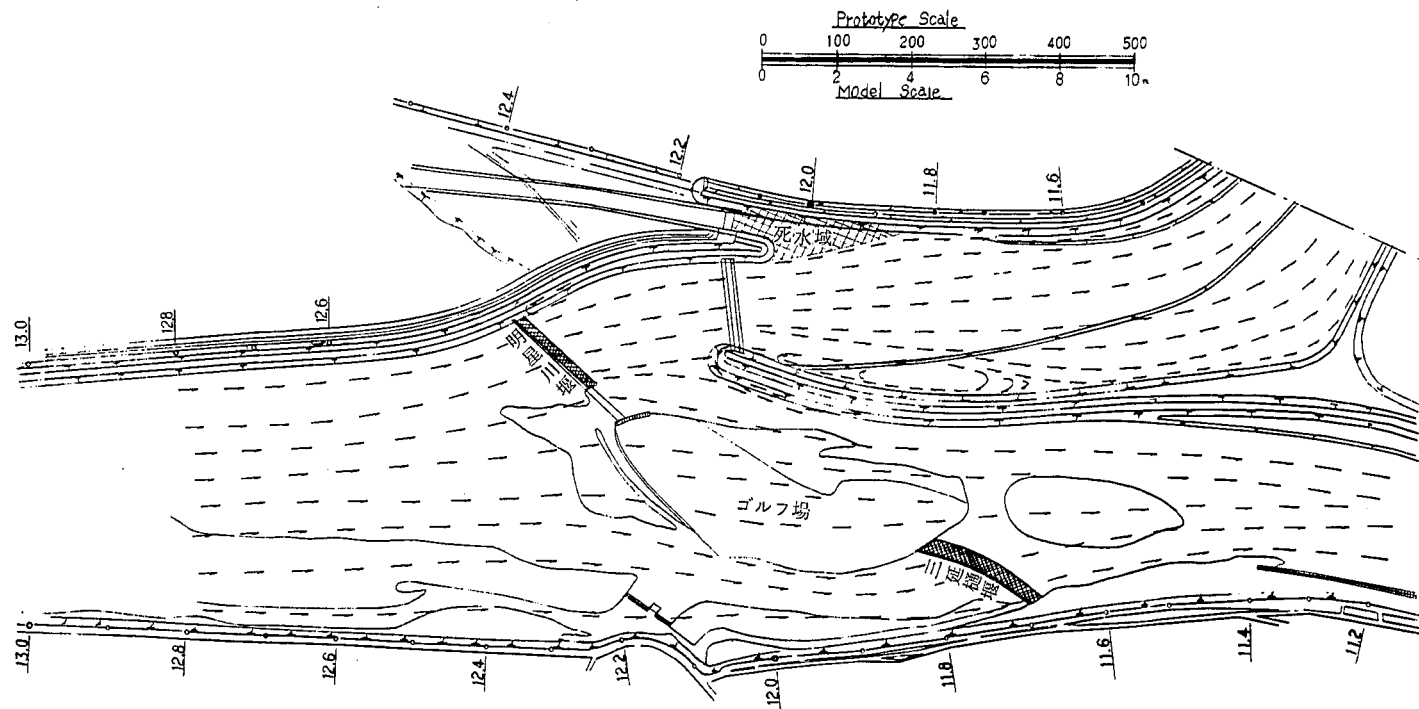
—計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—
($H=T.P. 5.85 \text{ m}$, $B=175 \text{ m}$, 河道条件(a))



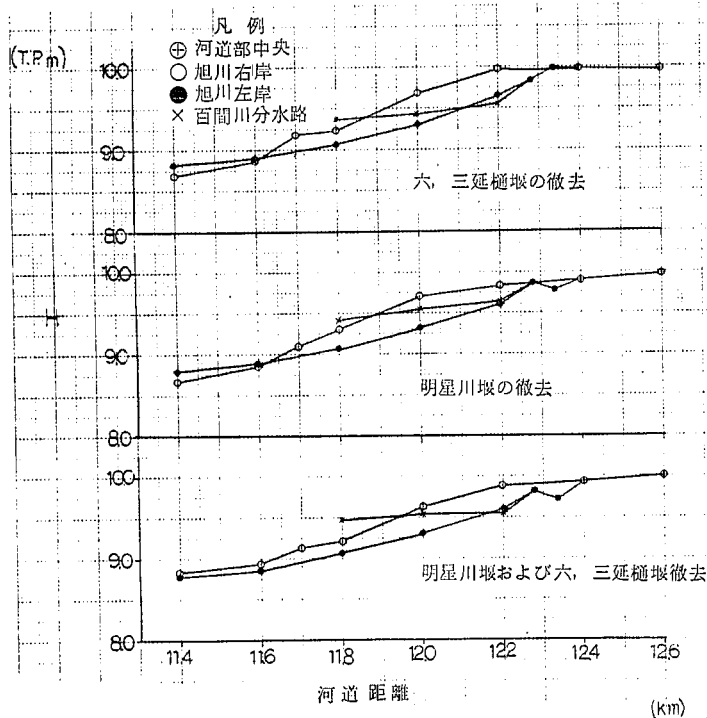
附図-17 分流点附近の水位縦断図
 -計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討-
 ($H = \text{T.P. } 5.85 \text{ m}$, $B = 17.5 \text{ m}$, 河道条件(a))



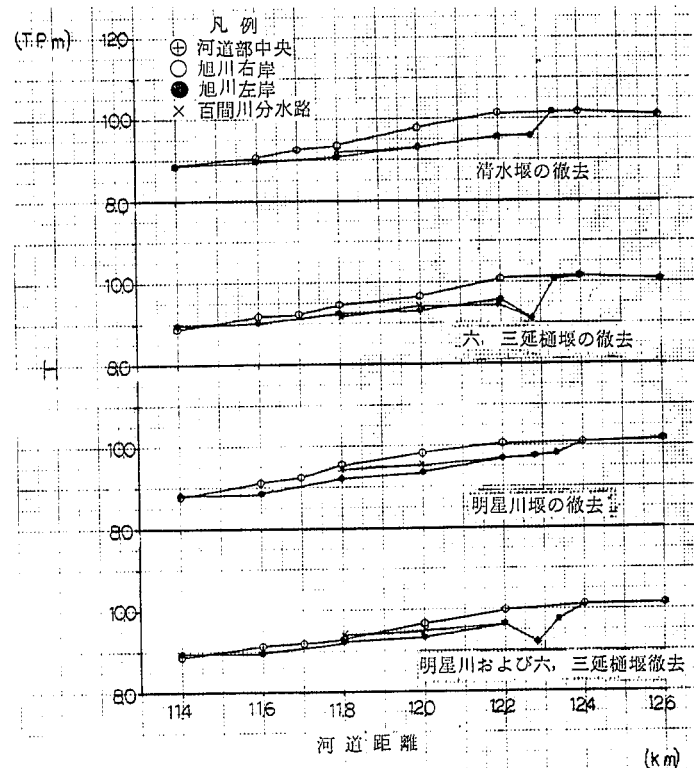
附図 18-(a) 分流点附近の流況 ($Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$, $Q'=458\text{ m}^3/\text{s}$)
 — 計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討 —



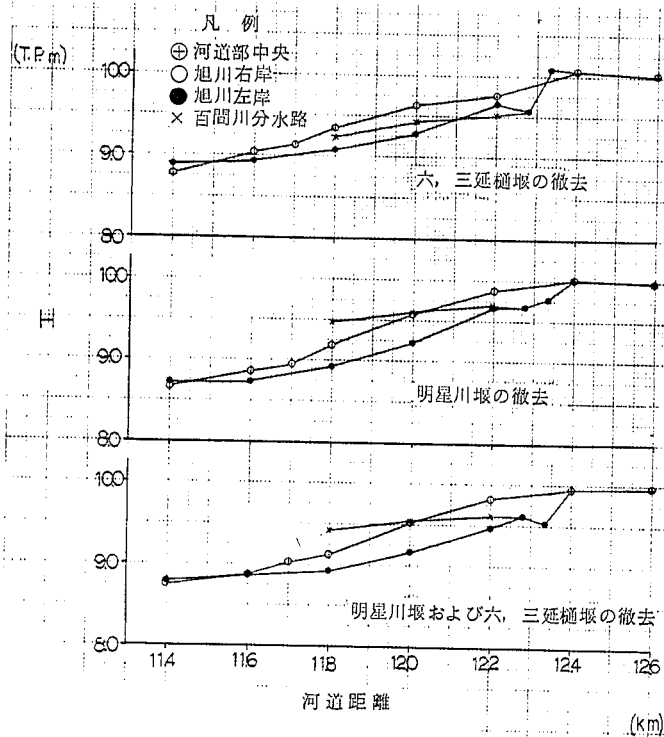
附図 18 -(b) 分流点附近の流況 ($Q=6,000\text{ m}^3/\text{s}$, $Q'=2,033\text{ m}^3/\text{s}$)
 —計画分流可能な案に対する中小洪水および異常洪水時の検討—
 ($B=120\text{ m}$, $H=\text{T.P. } 4.65\text{ m}$, 河道条件(b))



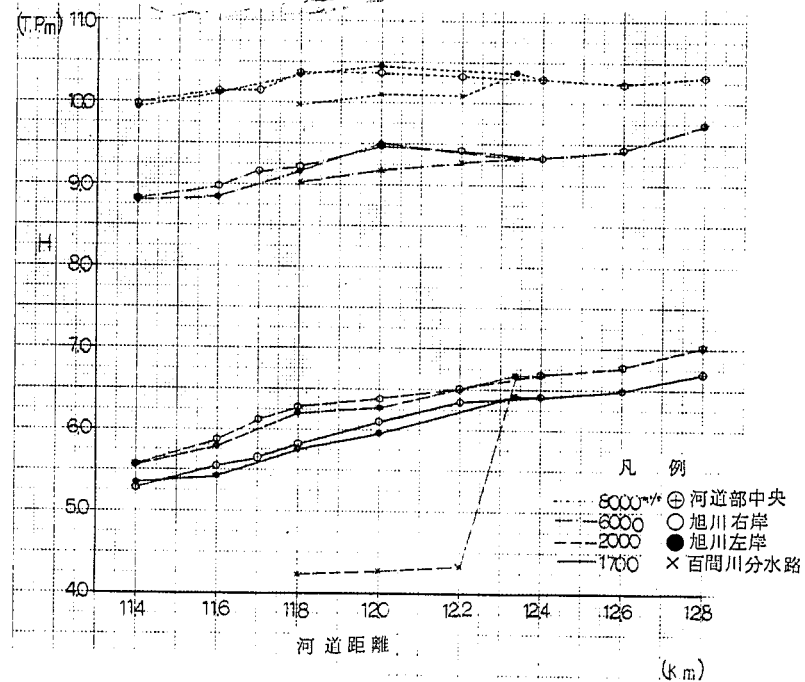
附図 19-(a) 分流点附近の水位縦断面図 実験ケース 1
—各種水堰等の有無と水理現象への影響—
(斜め堰, $H=T.P. 6.29\text{ m}$, $B=250\text{ m}$, 河道条件aの場合)



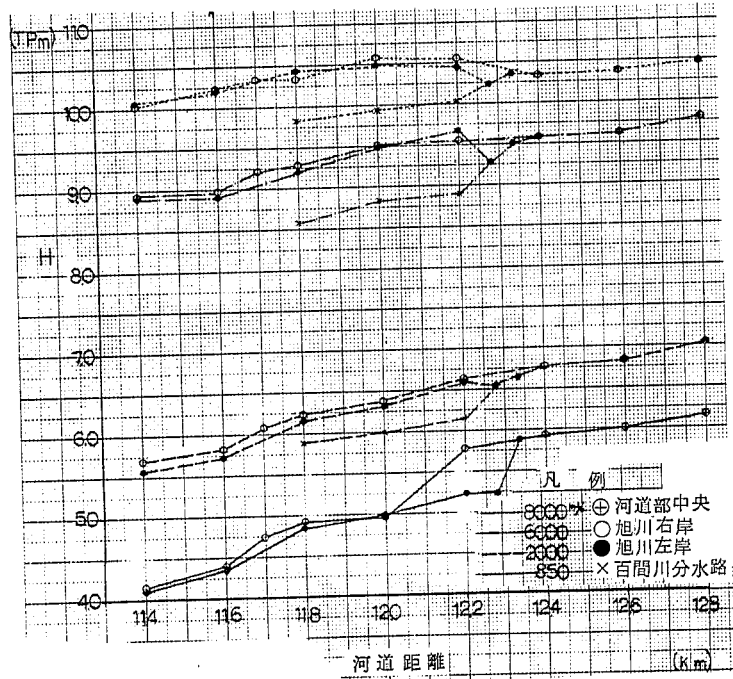
附図 19-(b) 分流点附近の水位縦断面図 実験ケース 1
—各種水堰等の有無と水理現象への影響—
(斜め堰, $H=T.P. 5.29\text{ m}$, $B=160\text{ m}$, 河道条件aの場合)



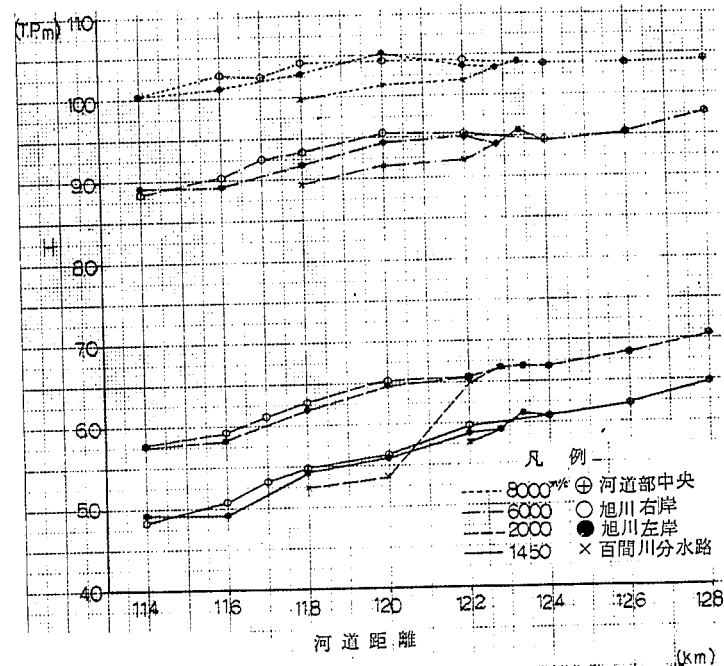
附図 19-(c) 分流点附近の水位縦断面図……実験ケース 1
 —各種水堰等の有無と水理現象への影響—
 (直角堰, $H=T.P. 5.85\text{ m}$, $B=17.5\text{ m}$, 河道条件bの場合)



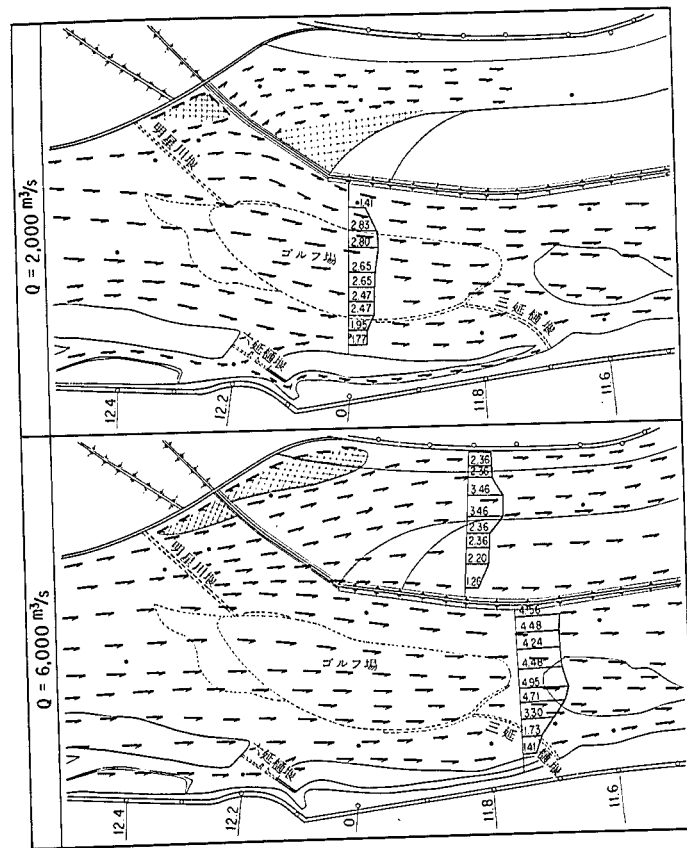
附図 20-(a) 分流点附近の水位縦断面図 実験ケース 2
 —各種水堰等の有無と水理現象への影響—
 (斜め堰, $H=T.P. 6.29\text{ m}$, $B=25.0\text{ m}$, 河道条件aの場合)



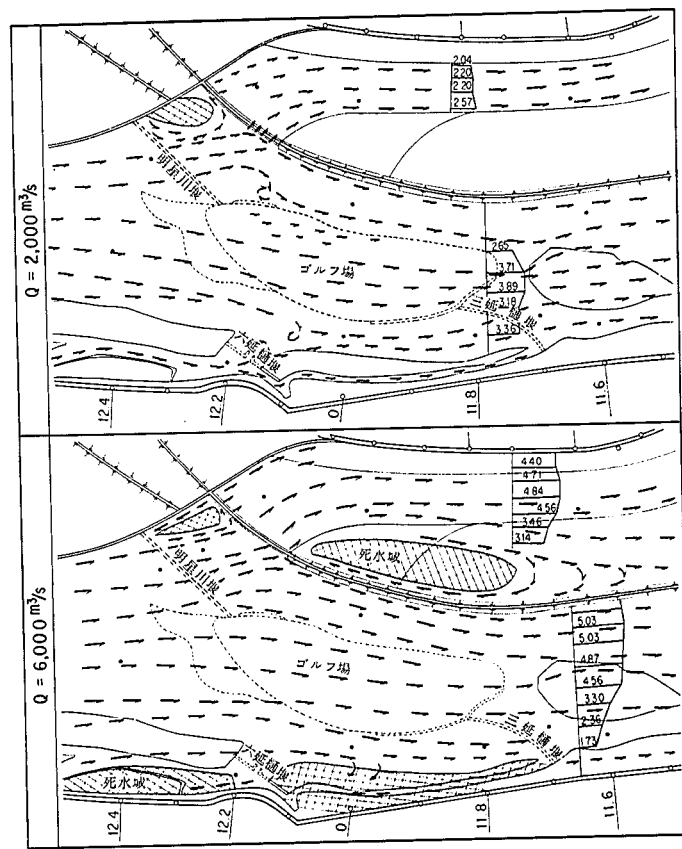
附図 20-(b) 分流点附近の水位縦断面 実験ケース 2
 —各種水堰等の有無と水理現象への影響—
 (斜め堰, $H=T.P. 5.29\text{ m}$, $B=160\text{ m}$, 河道条件(a)の場合)



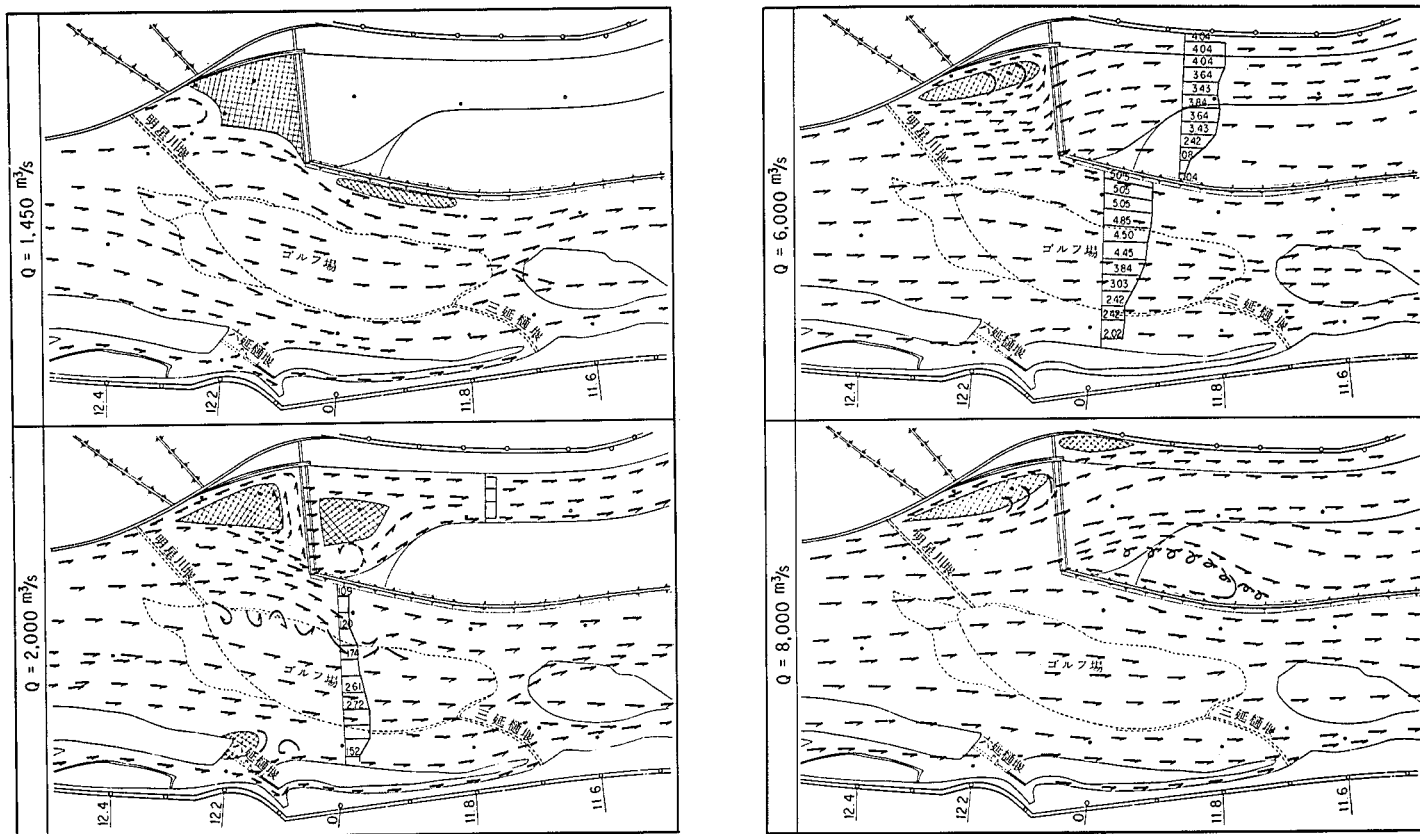
附図 20-(c) 分流点附近の水位縦断面 実験ケース 2
 —各種水堰等の有無と水理現象への影響—
 (直角堰, $H=T.P. 5.85\text{ m}$, $B=175\text{ m}$, 河道条件(b)の場合)



附図 2 1 -(a) 分流点附近の流況図……全ての堰等を撤去した場合
(実験ケース 2)
—各種水堰等の有無と水理現象への影響—
(斜め堰, $H=T.P. 6.29\text{ m}$, $B=250\text{ m}$, $b=20\text{ m}$,
河道条件(a)の場合)



附図 2 1 -(b) 分流点附近の流況図……全ての堰等を撤去した場合
(実験ケース 2)
—各種水堰等の有無と水理現象への影響—
(斜め堰, $H=T.P. 5.29\text{ m}$, $B=160\text{ m}$,
河道条件(a)の場合)



附図 2 1 -(c) 分流点附近の流況図……全ての堰等を撤去した場合 (実験ケース 2)
 - 各種水堰等の有無と水理現象への影響 -
 (直角堰, $H = \text{T.P. } 5.85 \text{ m}$, $B = 17.5 \text{ m}$, 河道条件(b)の場合)