

I S S N 0386—5878

土木研究所資料 第2598号

土 木 研 究 所 資 料

鹿 屋 分 水 路 水 理 模 型 実 験

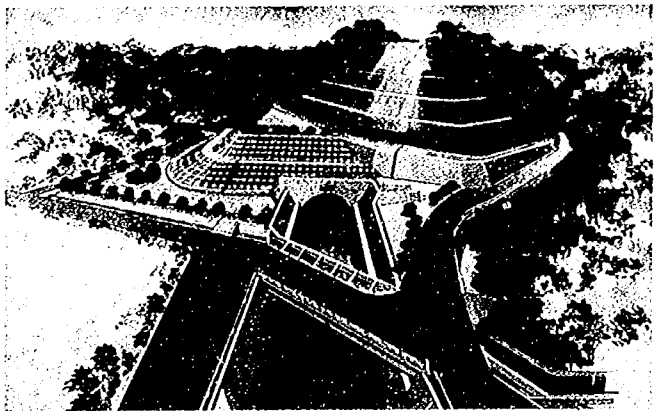
昭和63年3月

建設省土木研究所
河川部都市河川研究室

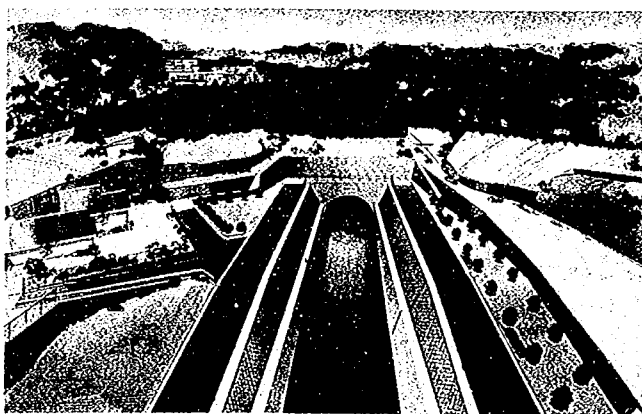
Copyright © (1988) by P. W. R. I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I

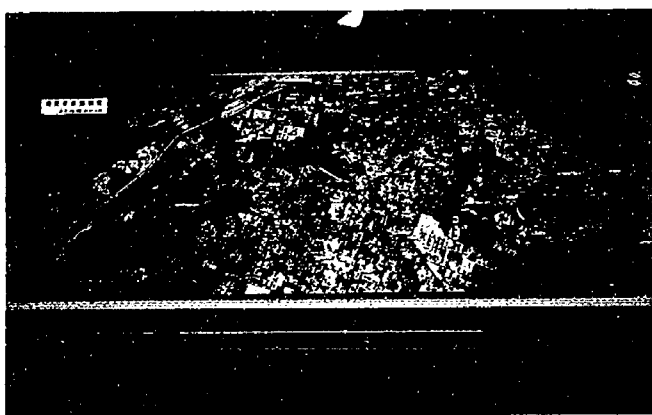
この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。



分水路吐口部鳥瞰図



分水呑口部鳥瞰図



鹿屋分水路模型

鹿屋分水路水理模型実験 報告書

都市河川研究所 室長 北川 明

* 松浦茂樹

主任研究員 島谷幸宏

渡辺裕二

要 旨

鹿屋分水路は、鹿児島県下の一級河川肝属川に計画されているトンネル分水路である。鹿屋分水路の水理的問題点について、水理模型実験による検討を行った。実験の結果以下のことが明らかとなった。

- ① 分流部においては、分流堰高を下げたことにより、計画分流量および水位を満足することができた。また、平面形状、分流堰位置、分流壁形状について検討したことにより流況を改善することができた。
- ② トンネル部においては、粗度係数0.023、0.015とも水位、流況、流速に問題ないことが明らかとなった。
- ③ 合流部においては移動床実験を行った結果、護床工を設置する位置、洗掘・堆積域が明らかとなった。

キーワード：トンネル河川、分流、合流、水理模型実験

* 現近畿地方建設局淀川ダム統合管理事務所長

ま え が き

肝属川は水源を鹿児島県高隈山系に発し、串良川、始良川、高山川等の支川を合わせながら志布志湾に注ぐ、幹川延長34km、総流域面積485km²の一級河川である。肝属川上流には人口7万5千人の鹿屋市が位置している。

肝属川が鹿屋市街地を貫流する区間(17.0km~19.8km)は河川幅約20m、河積30m³程度と狭小であるため、計画高水流量400m³/sに対して現況の流下能力は120m³/s程度しかない。鹿屋地区は、昭和13年10月、昭和39年8月等の出水でたび重なる被害を受けた。最近では昭和51年6月の出水で流出家屋5戸、全壊家屋5戸、半壊10戸等の大災害を被っており、早急な治水対策が望まれている。しかし現河道を整正するのみでの洪水処理は不可能に近い。そこで建設省九州地方建設局大隅工事事務所では次のような対策が検討された。

① 抜本的な河道改修案 ② 現河道整正、分水路設置案

肝属川は鹿屋市街地を貫流しており背後地に人家が連担しているため、①案に基づく河道の拡幅は極めて困難な状況で、むしろ不可能に近い。このことから判断して②が立案された。

②案は、市街地における河道は現河道幅を維持し、河床掘削および河道整正により計画流量 $400\text{m}^3/\text{s}$ のうち $200\text{m}^3/\text{s}$ 疎通可能な河積を確保することとして、残る $200\text{m}^3/\text{s}$ を鹿屋分水路で分流させる計画である。鹿屋分水路は、総延長 2639m 、トンネル部 1609m のトンネル分水路である。この計画において、水理的に問題が生じると思われるのは次の箇所である。

①分流部 ②トンネル部（開水路部含む） ③合流部

これらについて、水理機能を検討するために、大隅工事事務所の依頼により昭和57年度から土木研究所においてそれぞれ模型実験による検討を行った。実験により明らかになった点を要約すると以下のようになる。

①計画河道分流部実験において、分流壁形状を改良することにより流況を改善することができた。また、堰高をT、P、18.6mにすることにより分流量を $200\text{m}^3/\text{s}$ 以上にすることができた。

②暫定河道分流部実験において、分流部の断面形状を変更して様々な実験を行った。

③上流開水路部からトンネル呑口部にかけて定常波が生じるが、計画高水位は越えず、水理的な問題はない。トンネル内の流況は極めて穏やかである。開水路下流部において射流が生じ跳水が見られるが、計画高水位は越えず、水理的な問題はない。

④合流部においては河床の洗掘・堆積域が問題となったが、計画河道、暫定河道とも護床工、根固め工の設置によって洗掘・堆積域を小さくすることができた。

本報告書は、実験結果とそれに基づく考察について取りまとめたものである。

昭和63年 3 月

都市河川研究室 室長 北川 明

松 浦 茂 樹

主任研究員 島谷幸宏

目 次

ま え が き

1. 計画概要と実験目的	1
1. 1 計画概要	1
1. 2 実験目的	1
2. 模型と相似律	3
2. 1 模型の概要	3
2. 2 縮尺の決定	3
2. 3 相似律	3
3. 実験方法	5
3. 1 実験方法	5
3. 2 測定	5
4. 検証実験	6
4. 1 分流部	6
4. 2 開水路上流部、開水路下流部、本川下流部	6
4. 3 アクリルトンネル部	6
5. 実験結果	6
5. 1 分流部	6
5. 1. 1 計画河道実験	6
5. 1. 2 暫定河道実験	14
5. 2 トンネル部、開水路部	16
5. 2. 1 上流開水路部	17
5. 2. 2 トンネル部	17
5. 2. 3 下流開水路部	18
5. 3 合流部	19
5. 3. 1 計画河道実験	19
5. 3. 2 暫定河道実験	21

1. 計画概要と実験目的

1. 1 計画概要

鹿屋分水路のルートを図-1. 1. 1に示す。

鹿屋分水路は、肝属川19.75km地点で左に分流し、笠野原台地の下を貫流し、15.9km地点で再び肝属川に合流するトンネル分水路である。トンネル分水路は、一度施行してしまうと断面の拡幅が極めて困難である。よって、その計画には十分注意しなければならない。鹿屋分水路のトンネル断面を図-1. 1. 2に示す。鹿屋分水路は幅10.8m、高さ8.6mの扁平馬蹄型である。

肝属川流域の地質は、シラスと呼ばれる火山灰層が広く分布しており、鹿屋分水路のルート、施工法を決める上で大きな問題となっている。シラスとは単に砂質堆積物をさす俗称である。その成因は、主に軽石流、降下軽石とこれらの二次的堆積物で、前者は一次シラス、後者は二次シラスと呼ばれる。分水路が通る笠野原台地もシラス台地で、所々にボラと呼ばれる高透水性の火山灰層が突出している。ボラは、軽石の堆積物をさす俗称である。分水路がボラ層を通ると、高透水性であるため地下水等の問題が生じ施工上困難が予想される。このことから、鹿屋分水路のルートはボラ層を避け、シラスの単一層を通ることとなった。

施工法については、現在までにこのような大断面のシラストンネルの施工例がないため、トンネル工学、地質工学等の部門に精通した学識経験者による「鹿屋分水路工法検討委員会」が設けられ、検討が進められた。

肝属川鹿屋市街地より上流の流域面積は約45km²であり、昭和13年10月15日の洪水を対象として降雨、流量を推算した場合、1/100規模で計画降雨量が490mm/2日となり、鹿屋市街地朝日橋付近の計画高水流量は400m³/sになる。また、鹿屋市街地における現況の流下能力は120m³/s程度であり、鹿屋分水路が完成した時の暫定的な計画流量は、目安とする分流量170m³/s、現河道整正による流量30m³/sを含め320m³/sとなる。

1. 2 実験目的

計画河道および暫定河道について以下のような実験目的を設定した。

①分流部

イ) 水位、分流量、分流開始流量、流況、流速の検討

ロ) スクリーン（流木止め）の効果の検討

トンネル分水路では、洪水時に流出するゴミ、流木、家屋、自動車等によるトンネル閉塞の危険性がある。鹿屋分水路も、肝属川上流に位置していることから、流木の流出が予想される。このことから分流部にはスクリーンを設ける計画であり、その効果の検討を行った。

②トンネル部

イ) 建設当初を想定した粗度係数0.015による流速、流況の検討

ロ) 建設後の、ある程度摩耗された場合を想定した粗度係数0.023による水位、流況の検討

トンネル部では、完成当初を想定した場合には粗度係数0.015として流速の検討を行った。また、完成から年月がたち、骨材等が露出した場合には粗度係数0.023として水位の検討を行った。

③合流部

イ) 水位、流況、流速の検討

ロ) 洗掘、堆積域の検討

肝属川流域はシラスが広く分布していることから、シラスの流出が盛んである。このことから合流部においては、土砂の洗掘・堆積域を検討するために、移動床実験により定性的な把握を行った。

なお、暫定河道とは、計画河道を施工するまでの暫定的な河道であり、暫定計画流量 $320\text{m}^3/\text{s}$ のうち $170\text{m}^3/\text{s}$ 程度を目安にトンネル内に分流させる。

2. 模型と相似律

2. 1 模型の概要

模型の概要平面図を図-2. 1. 1に示す。通常、模型製作範囲は、実験目的に基づき決定する。鹿屋分水路水理模型実験では、分流部、トンネル部、合流部に分けて製作した。分流部は本川19.5kmから20.0kmまで、合流部は15.4kmから16.2kmまでを製作した。またトンネル部は開水路部を含め全川製作した。なお、本川が鹿屋市を貫流する区間(16.2km~19.5km)は、実験の目的上不要であるため省いた。

模型は、トンネル部分をアクリルで、その他の部分をモルタルで製作した。また、モルタルで製作した河道部には、粒径2cm程度の碎石あるいはモルタルにより粗度付けを行った。アクリルトンネル部は粗度係数を0.023にするときに亀甲金網により粗度付けを行った。

2. 2 縮尺の決定

模型の縮尺は、現地河道の規模、検討する水理現象の規模、実験場の制約等を総合的に検討して決定される。ここでは、縮尺1/10, 1/20, 1/30, 1/40, 1/50, 1/60, 1/70について比較した。模型諸元は表-2. 2. 1のようになる。

1/10縮尺は模型通水流量が1 m³/sを越え、模型が大きく扱いにくくなるので除く。1/50以下の縮尺では、分流量が100 m³/s以下で分流堰の越流水深が2 cm以下となり、精度の良い実験は難しい。トンネルの材料に使用するアクリル樹脂の粗度係数は一般に0.009~0.010といわれており、計画粗度係数0.015に最も近いのが1/20, つづいて1/30, 1/40の順である。1/50以下の縮尺では粗度係数は大きくなり過ぎる。これらの条件を比較的満足する1/20, 1/30, 1/40, の模型を比較する。1/20は粗度係数を考えた場合最適であるが、全長を作るのに予算、敷地の面から考えて難しい。また、1/40の模型は越流水深の余裕が少なく、トンネルの粗度係数も若干大きすぎる。以上のことを勘案して、模型縮尺を1/30とした。

2. 3 相似律

縮尺模型を用いて実験を行う場合、模型上で生じる現象と現地で生じる現象との相似性が重要な問題となる。固定床上の流れについてまとめてみる。固定床上の流れは、流量Q(断面平均流速U_m)、水深H、川幅B、粗度高k_s、流体の動粘性係数ν、重力加速度gの関数としてあらわされる。いま、水深H、平均流速U_mを基本量として選ぶと、上記6量との間には次の関係式が成立する

$$\pi_1 = \pi_1 \left(\frac{U_m H}{\nu}, \frac{U_m}{\sqrt{gH}}, \frac{K_s}{H}, \frac{B}{H} \right) \quad \text{式 2-1}$$

一般に、現地と模型との間には、

- 1) 幾何学的相似
- 2) 運動学的相似

が要求される。

幾何学的相似性を満足させるためには、式2-1より川幅・水深比 B/H の一致（無重模型）の条件が求められる。また、運動学的相似のためには、レイノルズ数 $U_m H/\nu$ 、フルード数 $U_m/\sqrt{gH}$ 、相似粗度高 k_s/H が、それぞれ現地と一致していなければならない。

しかしながら、以上の諸量を模型と現地ですべて一致させることは難しい。ただし、レイノルズ数が極めて大きな流れにおいては、レイノルズ数 $U_m H/\nu$ の効果は小さくなって無視してよく、一般にフルード数 $U_m/\sqrt{gH}$ 、粗度高 k_s 、および川幅・水深比 B/H の相似性が重要となる。

一方、移動床模型により実験を行う場合には、河床形態の相似性および流砂の相似性が要求される。

一般に、移動床上の流れは、流体の単位体積重量 ρ 、動粘性係数 ν 、河床材料の単位体積重量 ρ_s 、平均粒径 d 、粒度分布形状 K 、摩擦速度 u_* （あるいは流速 U ）、水深 H （あるいは河床勾配 I ）、水路幅 B 、重力加速度 g の関数として表わせられる。いま、基本量として流体の単位体積重量 ρ 、重力加速度 g 、平均粒径 d あるいは水深 H を選び、固定床上の流れと同様に、上記水理量を無次元化すると次のように表される。

$$\pi_2 = \pi_2 \left(\frac{u_* d}{\nu}, \frac{u_*^2}{(\rho_s/\rho - 1)gd}, \frac{H}{d}, \frac{B}{H}, (\rho/\rho - 1), k \right) \quad \text{式2-2}$$

河床形態の相似性は、河床抵抗に大きく関係する小規模河床形態の相似性と、流れの三次元性に大きな影響を与える中規模河床形態の相似性に分けられる。小規模河床形態は、式2-2に示される無次元量のうち、主として粒子レイノルズ数 $u_* d/\nu$ 、無次元掃流力 $u_*^2/(\rho_s/\rho - 1)gd$ および水深・粒径比 H/d によって支配される。特に、 $u_* d/\nu$ の効果はこの値が小さいときに極めて重要であって、 $u_* d/\nu < 20$ の場合河床上にリップルが発生し、模型実験では粗度調整上の問題となることが多い。しかしながら、 $u_* d/\nu$ が大きい場合には、 $u_* d/\nu$ の効果はそれほど小さくなく、後二者のみを考慮すれば十分となり、粒径の縮尺を幾何縮尺に一致させればよいことが知られている。

また、中規模河床形態は、小規模河床形態の支配量 $u_* d/\nu$ 、 $u_*^2/(\rho_s/\rho - 1)gd$ 、 H/d および B/H に影響される。ただし、中規模河床形態はリップルの発生の有無に関わらず形成されるため、小規模河床生態の場合と同様に、粒径の縮尺と幾何縮尺とを一致させることが重要となる。

一方、流砂の相似性については、まず流砂形態を一致させることが望ましい。ロールセンによれば、河床材料沈降速度 W_0 と摩擦速度 u_* の比 W_0/u_* により流砂形態が分けられ、 $W_0/u_* > 1$ の場合には相流砂が多く、 $W_0/u_* \leq 1$ の場合には浮遊砂が増加してくるとされている。したがって、 W_0/u_* を現地と模型とで一致させることが望ましい。なお、沈降速度 W_0 の縮尺がフルードの相似則にしたがう範囲は、粒径 d に関して $d > 0.2 \sim 0.5 \text{ mm}$ である。

さらに、流砂量の相似性についても、小規模河床形態の場合と同様に、粒子レイノルズ数 $u_* d/\nu$ が大きい場合、無次元掃流力 $u_*^2/(\rho_s/\rho - 1)gd$ と水深・粒径比 H/d との相似性が重要となり、粒径の縮尺と幾何縮尺との一致のみが要求される。しかしながら、 $u_* d/\nu$ が小さい場合（ u_* が小さい場合と d が小さい場合の双方がありうる）、流砂量を相似にすることは難しくなり、通常フルードの相似則に基づく時間縮尺とは別の相似性に基づく時間縮尺を設定することになる。

現地16.0km付近の粒径と、合流部移動床実験の粒径の相似性を考えてみる。

現地と模型の無次元掃流力 (τ^*) を合わせるには、その比 ($\tau^* r$) を 1 に近づければよい。

$$\tau^* r = \frac{Hr}{Srdr} = \frac{30}{3.09dr} \quad dr = 9.7 \quad \text{式 2-3}$$

式 2-3 より実験での粒径を現地の 1/9.7 にすればよいこととなる。模型での粒径は以下のようになる。

	d 100	90	80	70	60	50	40	30	20	10
16.0kmの粒径	35.5	19.2	13.1	9.7	6.5	3.9	2.0	1.2	0.7	0.45
模型での粒径	3.7	2.0	1.4	1.0	0.7	0.4	0.2	1.0	0.07	0.04

(mm)

しかし、実験で使用する河床材料を計算どおりの縮尺にあわせることは難しい。実際に実験で使った河床材料は以下のとおりである。

	d 100	90	80	70	60	50	40	30	20	10
実験での粒径	3.35	2.26	1.53	0.99	0.59	0.39	0.31	0.20	0.22	0.17
現地の τ^*	0.057	0.103	0.115	0.21	0.31	0.52	1.01	1.69	2.90	4.51
実験の τ^*	0.062	0.093	0.133	0.21	0.35	0.54	0.67	0.80	0.95	1.23
$\tau^* r$	1.09	0.90	0.86	1.00	1.13	1.04	0.66	0.47	0.33	0.27

この河床材料により、50%粒径程度まで現地と模型の粒径を合わせることができた。

前節で述べた鹿屋分水路の模型縮尺 1/30 から、フルードの相似律に基づく諸量の縮尺を表-2.3.1 に示す。

3. 実験方法

3.1 実験方法

通水は、模型本川上流 (R1) および支川下谷川 (R2) に設けられた量水槽を通じて行う。(図-2.1.1) 量水槽には、それぞれ流量測定用の刃形堰と流量調節用バルブが設けられている。

分流量は、本川下流の量水槽 (R3) 備えられている刃形四角堰により測定する。模型分流部の水位調節は、19.6km地点における H~Q 関係に基づき、本川分流部下流端に設置された堰上げ装置によって行う。

R1, R2, R3 の H~Q 曲線図を図-3.1.1 に示す。

3.2 測定

本実験では、分流部およびトンネル部においては、水位、流況、流速について、合流部においては、水

位、流況、流速、移動床実験河床高を測定する。

水位測定は、ポイントゲージとレベルにより行う。流速測定は、プロペラ式の小型流速計を用いて測定する。流況観察は、模型に染料および小さな浮子を投入し、これを写真およびビデオにより撮影する。

4. 検証実験

検証実験は、分流部、開水路上流部、トンネル部、開水路下流部、本川下流部の5ヶ所にわけて行った。粗度検証結果を、図-4.1～図-4.5に示す。いずれの部分も計算水位とよく一致した。

ここでは、各部分別に検証実験の方法について述べる。

4.1 分流部

遊水庭部小段を図-4.6のように直壁が立ったと仮定し、19.6kmの水位（事務所計算）を下流端水位として与え、不等流計算（土木研究所計算）により水位を求めた。その後で、模型に計算と同位置に直壁を立てて、計算により求めた水位と一致するように粗度を付けていった。

4.2 開水路上流部、開水路下流部、本川下流部

開水路上流部はNo97の水位を、開水路下流部はNo2の水位を、本川下流部は15.6kmの水位を下流端として、不等流計算により求めた水位と一致させた。

4.3 アクリルトンネル部

トンネルの粗度係数 $n=0.023$ と合わせるために、亀甲金網や、針金のわく等を10mの区間挿入し、その区間の粗度係数を逆算する方法を用いた。その結果、アクリルトンネル底部に亀甲金網を敷く方法を採用した。その時の粗度係数は流量 $Q=200\text{m}^3/\text{s}$ の時に約 $n=0.0225$ であった。

金網を挿入しない場合の粗度係数は $n=0.015$ であった。

5. 実験結果

5.1 分流部

分流部において問題となる点は、分流量、水位、流況、分流開始流量、スクリーンの効果等である。

5.1.1 計画河道実験（実験シリーズA）

計画河道分流部実験は全部で10ケース行った。これらの実験シリーズをAと呼ぶ。実験ケースを表-5.1.1に示す。

(1) 平面形状の決定

1) 平面形状の特徴と本節の目的

事務所から提案された計画河道分流部の平面形状は、図-5. 1. 1に示す3案である。

平面形状①案(実験A1)は、スクリーンを本川と平行に設置し、本川左岸側にスクリーン面積を広くするために遊水庭部を設けた案。

②案(実験A2)は、スクリーンを本川と30°程度の角度として設置し、左岸側に流木が溜まることを期待して流木溜りを設けた案。

③案(実験A3)は、スクリーンを設置せず、分水路への流木の流入を許容する案である。これら3案は、流木等のトンネルへの流入の対処を勘案して設定されたものである。ここでは、これらの3つの平面形状のうち、どの案を基本として今後の検討を進めるべきか、実験結果に基づき述べる。

2) 分流量

実験の結果、分流量は、①案 $183\text{m}^3/\text{s}$ 、②案 $183\text{m}^3/\text{s}$ 、③案 $184\text{m}^3/\text{s}$ となった。平面形状の違い及びスクリーンの有無による差は明瞭でなく、分流量からこれら3つの案の優劣を判断することはできない。

3) 水位

計画高水流量時の水位縦断図を図-5. 1. 2に示す。

①案ではNo.0から水位が急激に上昇し、No.0～No.3で計画高水位を10cm越える。原因としては、本川下流の急拡による水位の上昇、トンネル分水路への分流量が $16\sim 17\text{m}^3/\text{s}$ 少なく、本川下流に計画流量以上の流量が流下し本川水位が上昇していること、分流壁に主流部があたり、定常波が生じその影響により水位が上昇していることなどによると考えられる。

②案のケースではNo.2付近で水位は急激に上昇するが、計画高水位は越えない。

③案では、いずれの断面においても計画高水位を下回る。

3案とも分流堰前面右岸側の水位が左岸側に比べて高く、左右岸で50cm程度の水位差を生じる。

4) 流況

①案は本川No.3～No.5右岸側および遊水庭部左岸側が死水域となる。また、本川No.3左岸側(図-5. 1. 3, Z部)に剥離が生じ、分流壁付近の流況が悪い。

②案では、流木溜りとして設けたポケット部が死水域となり、大きな渦が生じる。分流壁付近の流況は①案と同様で良くない。

③案では、①案、②案で生じていた遊水庭部の死水域はほとんどなくなり、No.108～No.109左岸に若干残る程度となった。この案においても本川No.3左岸に剥離が生じる。

いずれのケースにおいても分流壁全面(Y部)に主流部があたり、水面が波立ち、流況が悪い。また、3案とも分流堰前面右岸側(X部)の水位が高くなり、水面が動揺する。

3案の流況を写真-5. 1. 1に示す。

5) 流木の流下状況

実験方法は、模型上流端No.9より電柱程度の大きさをめやす(流域の樹木の状況も勘案し事務所が決定)

とした長さ10m、直径24cm（現地量）の丸型杉材を投入し、その流れの過程を観察した。投入方法は次の3通りとした。なお、この実験においてスクリーン間隔は2m、スクリーンの直径は36cmとした。

（イ）1本ずつNo.9左岸、中央、右岸より本川と平行、本川と45°（2通り）、90°になるように投入する方法。

（ロ）5本まとめてNo.9左岸、中央、右岸にそれぞれ投入する方法。

（ハ）40本まとめてNo.9に投入する方法。

実験の結果、①案では（ハ）の実験において、投入した流木の70%がスクリーンに滞留する。スクリーンを通過する流木はほとんどない。また、流木はほとんどがNo.5から分流壁の間に滞留する。No.5より下流に流木が閉塞した場合には、死水域であった遊水庭左岸側は有効断面として働く。

②案では、（ハ）の実験において、投入した流木の約40%がスクリーンに留まる。スクリーンに留まった流木のうち15%は、その後分水路側に流入する。流木はほとんどがNo.5から分流壁の間に滞留し、当初流木溜まりとして設けた場所には1本も流入しない。

③案では、投入した流木の約50%が分水路側に流入する。流入した流木は分流堰の水叩きに生じた跳水の渦に巻き込まれ、左岸搬入路部分へ移動した流木が下流に流下しトンネル内に流れ込む。

6) 結論

以上の結果から、平面形状の違いによる分流量には大きな差がないことがわかった。また水位は、③案だけが計画高水位を下回るが、他の案についても平面形状以外の対処で満足できるものと思われる。

結局、水位、流況などは平面形状以外で対処することが可能であることより、流木対策を優先させ平面形状を決める。③案は流木実験において、流下する流木の約半数が分水路へ流入することから、トンネル閉塞の危険性が高い。②案の流木溜りには一本の流木も溜まらず、当初の目的を果たすことができない。また、スクリーンを通過する流木も①案より②案のほうが多い。したがって、平面形状として①案を採用することとした。

この決定は、流木の流出が予測される以上、スクリーンの設置が必須であることの判断によるものである。また、①案で生じていた死水域は、流木によりスクリーンが閉塞された場合、有効断面として働くことにより存続させることにする。

（2）分流堰位置の決定

1) 分流堰位置と本節の目的

分流堰付近の平面図を図-5、1、4に示す。平面形状①（実験A1）の問題点として、分流堰付近の流況が悪かったこと、計画分流量を満たすことができなかったこと、および一部で計画高水位を越えたことがあげられる。これらの改善を目的として分流堰位置をトンネル方向に移動させた実験を行った。分流壁先端より10m（a案、実験A4）、15m（b案、実験A5）、20m（c案、実験A6）の3案である。ここでは、今後どの案を基本として検討を進めるべきか、実験結果に基づき述べる。なお、分流壁は、流況の改善と分流量を満たすことを目的として、原案Oを分流壁形状Aに修正したもので検討した。

2) 分流量

計画流量 $400\text{m}^3/\text{s}$ を通水したところトンネル放水路への分流量は a 案 $192\text{m}^3/\text{s}$, b 案 $187\text{m}^3/\text{s}$, c 案 $183\text{m}^3/\text{s}$ であり、堰位置が本川に近づくほど分流量は増える結果となった。これは、堰位置が本川に近づくほど流況が悪くなり、分流堰前面右岸側が大きく波立ち、越流水深が大きくなり、その影響で分流量が増えたものと思われる。

3) 水位

水位縦断面図を図-5. 1. 5に示す。

a 案は3ケースの中で水位が最も低く、計画高水位を越える地点はない。これは、トンネル分水路への分流量が増えたことにより、本川水位が低下したことによると思われる。b 案は分流壁全面No.4付近において10cm程度計画高水位を越える。c 案も同様に、分流壁前面No.4付近において10cm程度計画高水位を越える。これは、主流部が分流壁先端にあたり、大きな波が生じるためである。

いずれのケースも分流壁先端と本川No.7中央部をほぼ直線に結んだ線上に尾根のように水位が高くなり、そこよりトンネル分水路および本川下流部に向かって水位は低下する。

分流堰前面において、いずれのケースも右岸側の水位が高く、左右岸で30~40cm程度の水位差を生じる。この水位差は、堰をトンネル分水路側に移動しても改善することはできない。

4) 流況

a 案が3案の中で最も流況が悪い。分流堰前面No.108右岸側(図-5. 1. 6, X部)の水位が大きく盛り上がり、水面が動揺する。b 案では、分流堰付近の水面の動揺は a 案より改善され、c 案では更に穏やかな流れとなる。しかし、b 案と c 案との差はそれ程大きくない。

分流壁前面(Y部)の流況はいずれのケースにおいても悪く、水面が大きく盛り上がり、波が生じ分流壁天端に溢水する。これは分流壁先端に主流部があたるためである。また、いずれのケースでもNo.3左岸周辺(Z部)の流況が悪く、剥離および定常波が生じる。

3案の流況を写真-5. 1. 2に示す。

5) 結論

分流量を増す、本川No.4付近の水位を下げるという2つの観点からすると a 案、分流壁近傍の流況を改善するという観点からすると c 案が最も良い。しかし、a 案において分流量が増えたのは定常波が大きくなったためであり、流況を悪くすることによって増加させたものである。このことから波の微妙な変化で分流量は変化する可能性を有しており、この位置に固定堰をおくことは適切ではない。

一方水位は、トンネル分水路への分流量を増加させてやれば本川側水位が下がり、計画高水位を下回ることが考えられ、分流堰位置決定の際の絶対的条件ではない。分流堰位置は流況及び分流量から決定すべきである。したがって b 案、c 案は流況にそれほど差がないことより、トンネルへの分流量が多い b 案を堰位置として採用することとした。

(3) 分流壁形状の決定

1) 分流壁形状の特徴と本節の目的

分流壁形状は、主に分流壁付近の流況の改善と分流量の増加を目的として、大隅工事事務所から提案されたB案、B案の実験結果をもとにして、土木研究所から提案したC案の2案について検討した。B案は当初案(A案)より約1 m程度先を細く突き出した案である。分流壁の先端部分は河床より垂直に立ち、分流壁前面の波立ちを押さえるようにした。計画高水位の所に小段を設け、そこより一割勾配で余裕高が立ち上がる。

C案は、B案の余裕高より上を垂直に立あげた案である。2案の平面図を図-5. 1. 7に示す。これまでに実験を行った形状より、分流壁先端部分を本川側に細く突き出すように改良した。ここでは、分流壁形状の決定に際してどのような検討を行ったか、実験結果に基づき述べる。

2) 分流量

分流量はB案が $168\text{m}^3/\text{s}$ 、C案が $173\text{m}^3/\text{s}$ であり、両案とも計画分流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ を満たすことはできない。両案に分流量は大きな差がない。

3) 水位

水位縦断図を図-5. 1. 8に示す。

両案とも本川No.3～No.4周辺およびスクリーン前面No.4～No.5周辺で計画高水位を5 cm程度越える。主流部が分流壁先端にあたり波が生じるためであるが、先端部分を細くしたため主流部があたることによる衝撃は小さくなり、若干であるが水位は低くなり改善できた。

4) 流況

B案は本川No.3左岸付近(Z部)に剥離および定常波が生じる。また、分流壁天端(Y部)に溢水し、水面が波立つ。これらは、これまでの実験においても生じていたものである。C案では余裕高より上をそのまま垂直にしたため分流壁天端には溢水しなくなり、B案で生じていた本川No.3左岸の剥離はほとんどなくなった。また、両案とも本川左岸遊水庭部は死水域となる。

両案の流況を写真-5. 1. 3に示す。

5) 結論

C案は、B案の実験で悪かった本川No.3左岸(Z部)および分流壁天端の流況を改善するために考えた形状である。この改造により流況は改善することができた。また、今までの実験より分流壁先端が鋭くなっているため、分流壁前面の水位は若干であるが低くなり改善された。このことより、分流壁形状はC案を基本として今後の検討を進めていく。また、この2案以外にも分流壁形状についていくつか検討を行ったが、いずれも分流壁付近の流況を改善することはできなかった。

分流量については、この実験においても満たすことはできなかった。水位と合わせて今後検討していく。

(4) 分流堰高の決定

1) 分流堰高と本節の目的

これまでの実験では水位がNo.3～No.5付近で計画高水位を5cm程度越える、分流量が $168\text{m}^3/\text{s} \sim 173\text{m}^3/\text{s}$ であり、計画分流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ を満たすことができないなどの問題が残っている。そこで、ケースA8の本川分流後流量と分流堰越流水深の関係から、 $200\text{m}^3/\text{s}$ 分流可能な堰高を計算により求め、事務所から提案された分流堰高T, P, 19.0mを30cm下げてT, P, 18.7mとして実験を行った。しかし、分流量は $197\text{m}^3/\text{s}$ であったので、さらに堰高を10cm下げ、T, P, 18.6mにおいて $203\text{m}^3/\text{s}$ の分流量を得た。

また、分流壁付近の流れをスムーズにするため、分流壁形状を微修正し、これをC'案とした。C'案は基本的にはC案と同じ形状である。C案と違う点は、本川No.3左岸をわずかに削ったのみである。

ここでは、堰高の決定について、実験結果に基づき述べる。

2) 水位

水位縦断図を図-5, 1, 9に示す。

ケースA8で問題が残った本川No.3周辺およびスクリーン前面No.4～No.5の水位は、堰高T, P, 18.7m, T, P, 18.6mとも本川側の流量が減ったことにより、計画高水位を越えなくなった。

3) 分流開始流量

堰高T, P, 18.6における分流開始流量は $25\text{m}^3/\text{s}$ 程度となった。3回/年程度の出水で、トンネルに流入する。

4) 結論

分流堰高T, P, 18.6mでトンネル分水路への分流量が $203\text{m}^3/\text{s}$ となり、計画分流量を満たすことができた。水位は、本川の流量が減ったことにより、計画高水位を越えなくなった。このことより、分流堰高をT, P, 18.6とする。また、この堰高の分流開始流量は $25\text{m}^3/\text{s}$ で、これは3回/年程度の洪水にあたる。

(5) スクリーン

1) 本節の目的

スクリーンは、トンネル内への流木やゴミ等の流入を防ぐものである。スクリーンを設置する位置やスクリーン間隔は、流木やゴミのトンネルへの流入状況、スクリーンの閉塞状況等を考え合わせて決定される。ここでは、まず全国調査に基づくスクリーン設置の現状について述べ、その後で流木実験の結果について考察する。

都市河川研究室の昭和60年時点の調査によれば、全国で完成あるいは施行中のトンネル河川は81ある。そのうちスクリーンのあるトンネルは31で、全体の約4割の河川にスクリーンが設けられている。スクリーンは上流から流下してくる流下物がトンネル内に閉塞することを防ぐために作られるもので、すべての流下物を阻止しようとするものではない。したがって、流域の状況から考えて、トンネル閉塞を引き起こす可能性のある物が流下してこない場合にはスクリーンは必要ない。そのため、近年設けられるトンネル河川においても、流域に山域を持たず、家屋の流出や自動車の河川への落下や転落が予想されない所では、スクリーンを設けないのが一般的である。

さて、表-5, 1, 2にスクリーン間隔と竣工年次の関係を示した。スクリーンがトンネル河川に初め

て設けられたのは昭和38年であるが、昭和30年代～40年代に竣工されたトンネル河川のスクリーンは断面が小さく、スクリーンの目的はゴミのトンネル内への進入を阻止する意味合いもかね、スクリーン間隔が10～30cmと比較的狭いのが一般的であった。

昭和52年竣工の吸川のトンネル河川の設計において、スクリーンはトンネルへの流木等の流入は阻止するものの、反面スクリーン間隔を狭くするとスクリーン閉塞の可能性が高くなるという2面性が考慮された。その結果、今までのスクリーン間隔より大幅に間隔を広げた250cm間隔が採用された。その後、トンネル河川が設置される場所の特性にもよるが、間隔1 m以上のものが主流になりつつある。

スクリーン間隔と同様、スクリーンの閉塞を防ぐ手だてとしてスクリーンの面積を大きくとる方法がある。トンネル断面積とスクリーン面積の比(R)をとり、表にしたのが表-5. 1. 3である。この表を見てもスクリーン面積の比には相当なバラツキがあることがわかる。ちなみに、直轄河川で現在スクリーンを設けている唯一の日下川トンネルでは、その比は $R \approx 17$ となり、相当大きなスクリーン面積を設けている。このほか、兵庫県が計画した谷山川では、実験をした結果、流木がほとんど流下しないスクリーンの端を解放し、流木が予想以上に流下してきた場合の異常対策を行っている。

このように、スクリーンの設置は「トンネルを閉塞させるものを、トンネル内に流下させない機能」と「スクリーン自体が完全に閉塞してしまわない」という2つの条件を勘案して決めなければならない。

さて、鹿屋分水路におけるスクリーン位置は図-5. 1. 10に示すような位置のI案、II案の2つの案とした。スクリーン間隔はI案では2 m、II案では2 m, 3 m, 4 mとした。

実験は計画河道最終案について行った。実験方法は、模型上流端No.9より電柱程度の大きさをめやすとした長さ10m、直径24cm(現地量)の丸型杉材を625本(スクリーン面積の5倍をめやす)を連続的に無作為に投入し、その流れの過程を観察するとともに、投入後の分流量を測定した。また、スクリーンを通過した流木、スクリーンに滞留した流木、本川を流下した流木の本数を調べた。

2) I案の実験結果

実験の結果、スクリーンを通過する流木3本、スクリーンに滞留する流木185本、本川を流下する流木437本となった。また、このときの分流量は $170\text{m}^3/\text{s}$ であり、流木が滞留しない場合より $30\text{m}^3/\text{s}$ 程度しか減少しない。

流木の投入後の状況を写真-5. 1. 4に示す。流木はスクリーンの分流壁付近に多く滞留することから、現地においては、流木が分流壁に相当な衝撃を与えるものと考えられる。

3) II案の実験結果

実験の結果をケース9と合わせて表-5. 1. 4に示す。間隔が広がるにしたがってスクリーンを通過する流木は増えるが、4 mにおいても13本程度である。スクリーンに滞留する流木は、スクリーン間隔が広がるにしたがって増えている。これは、スクリーン間隔が広がると分流量が増えるため、流木が分水路側に流され、スクリーンに滞留するものと思われる。分流量は、計画分流量より $12\text{m}^3/\text{s} \sim 18\text{m}^3/\text{s}$ しか減少しない。I案より分流量が増えたのは、スクリーンに滞留する流木が減ったこと、スクリーン位置の違いによってスクリーンの抵抗が変わったことなどが考えられる。

流木の投入後の状況を写真－５，１，５に示す。流木はスクリーン全体にほぼ均等に滞留する。

4) 流況

両案とも、スクリーンが流木により閉塞された場合、スクリーンをはさんで水位差を生じる。水位差はⅠ案が30cm程度、Ⅱ案のスクリーン間隔2 mが15cm、程度3 m、4 mが30cm程度である。また、通常の実験で死水域だった遊水庭部は、流木によりスクリーンが閉塞された場合、スクリーン上流より流水が進入し、その死水域は有効な断面として働く。

5) 結論

以上の結果から、スクリーン位置については流木の除去を考えるとⅠ案、流木投入後の分流量を考えるとⅡ案が好ましい。

スクリーン間隔については、過去に施工、計画されたトンネル河川のスクリーン間隔を見ると、1 m以下のものが圧倒的に多い。最も間隔の狭いもので10cmというのがある。2 m以上のスクリーンは少なく、現在完成、施工、計画中のもので3例しかない。最も広いもので2.5 mである。過去の例やスクリーン閉塞の危険性を考えるとスクリーン間隔は2 m程度が好ましい。

(6) 分流量の検討

図－５，１，11に、エネルギー補正係数 $\alpha=1.0$ として堰直上流5 m地点の越流水深(H)と流量係数(C)の関係を示す。図中実線は、本間の式および岩崎の式より求めた越流水深と流量係数の関係である。越流水深は図－５，１，12に示す考えかたから式5－1により算出した。

$$\text{平均越流水深} H = \left(\frac{2.5H_1^{\frac{3}{2}} + 5 \{H_2^{\frac{3}{2}} + H_3^{\frac{3}{2}} + H_4^{\frac{3}{2}} + H_5^{\frac{3}{2}} + H_6^{\frac{3}{2}}\} + 2.5H_7^{\frac{3}{2}}}{30} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{式5-1}$$

本間の式は大隅工事事務所が分流堰の計画を行う際に用いた式であり、一般的には台形堰の越流量を算出する場合に用いる。岩崎の式は標準型越流頂の自由越流量を算出する際に用いる式である。標準型越流頂とは、自由越流時の流量係数を大きく保ちかつ越流面に負圧を生じさせないために、刃形せきの自由越流水脈の下面曲線と一致させた形状をいう。

図－５，１，11は、流量係数のばらつきが大きく、実験から得た流量係数は本間の式、岩崎の式による計算値のいずれとも合わないことがわかる。本間の式は、台形堰の水深hが小さい低溢流の場合の式であるため、実際の鹿屋分水路の分流堰とはその形状が異なり、水深も式で想定している水深より実際は大きい。このことから実験から求めた流量係数は小さくなり、堰高19.0mにおける分流量（越流量）は事務所が計算した値より少なくなる。このため、実験では分流量を満たせなかったのである。岩崎の式は鹿屋分水路の分流堰と同じ形、すなわち標準越流頂を考えて作られているため、実験では計算に近い値が出てくる。しかし、図－５，１，11によれば実験値と計算値はあまり一致していない。これは、分流堰付近の流速が速いため、越流水深を用いると流量係数が大きくなるためと思われる。

図－５，１，13に、 $\alpha=1.0$ として越流水深の代わりにエネルギー水頭を用いて流量係数との関係を示す。実線は、岩崎の式から求めた越流水深と流量係数の関係である。エネルギー水頭Eは流速水頭を含め、式

5-2より算出する。

$$E = H + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad \text{式5-2}$$

図-5.1.13では、流量係数のばらつきは小さくなり、実験から得た値は岩崎の式による計算値とよく一致する。また、堰位置a案の実験では、実験による流量係数が計算値より大きくなり、堰位置をb案、c案にした実験の方が、流量係数が計算値とよく一致することがわかる。流況の悪い堰位置a案のケースでは、流況が悪いことにより流速分布が乱れ、 α が大きくなり、見かけ上流量係数が大きくなったものと思われる。流況の悪い分流堰位置a案のケースを除いて、実験値は岩崎の式より求めた計算値とよく一致することから、流量係数を求める際には、流速水頭の影響が大きく、これを無視し得ないことがわかる。

図5.1.11から、実験ケースA10の流量係数を求める式を最小二乗法より求めると式5-3のようになる。この式を図中に破線で示す。

$$C = 1.37H + 0.35 \quad \text{式5-3}$$

一般に堰の越流量（分流量） Q は式5-4のように表わされる。

$$\text{越流量 } Q = C B H^{3/2} \quad \text{式5-4}$$

図-5.1.14に、各ケースのトンネル分水路への分流量と、堰上流5m地点の越流水深の関係を示す。式5-3を式5-4に代入して分流量と越流水深の関係をあらわすと、図中実線のようにになる。実験ケースA10とよく一致する。

このことから、鹿屋分水路の分流堰越流量の算出には越流水深の変わりにエネルギー水頭を用い、式は岩崎の式の中の標準型自由越流頂を用いることが望ましい。

(7) 計画河道分流部実験のまとめ

最後に、計画河道分流部実験のまとめを表-5.1.5に示す。

5.1.2 暫定河道実験（実験シリーズB）

暫定河道分流部実験のまとめを表-5.1.6に示す。

暫定河道での計画流量は $320\text{m}^3/\text{s}$ であり、そのうち $170\text{m}^3/\text{s}$ を目安に分流させる。計画河道最終案と同じ平面形状①案、分流堰位置b案、分流壁形状C'案、スクリーン位置I案およびII案で、暫定計画分流量満たすために検討を行った。なお、暫定河道における分流堰高は事務所から提案された18.1mである。

1) 分流量

スクリーン位置I案（ケースB1）で $183\text{m}^3/\text{s}$ 、II案（ケースB2）で $172\text{m}^3/\text{s}$ であった。I案、II案ともに目安としていた分流量を満たすことができた。

2) 分流量の検討

図-5. 1. 18に、 $\alpha=1.0$ として堰直上流5 m地点の越流水深(H)と流量係数(C)の関係を示す。図中実験は、岩崎の式より求めた越流水深と流量係数の関係である。越流水深は式5-5により算出した。

$$\text{平均越流水深} H = \left(\frac{2.5H_1^{\frac{3}{2}} + 5 \{H_2^{\frac{3}{2}} + H_3^{\frac{3}{2}} + H_4^{\frac{3}{2}} + H_5^{\frac{3}{2}} + H_6^{\frac{3}{2}}\} + 2.5H_7^{\frac{3}{2}}}{30} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{式5-5}$$

大隅工事事務所は分流堰の計画を行う際に本間の式を使用した。本間の式は、一般的には台形堰の越流量を算出する場合に用いる式である。岩崎の式は標準型越流頂の自由越流量を算出する際に用いる式であり、ここでいう標準型越流頂とは鹿屋分水路の分流堰のような形を想定している。

図-5. 1. 18は、流量係数のばらつきが大きく、実験から得た流量係数は本間の式、岩崎の式による計算値のいずれとも合わない。本間の式は、台形堰の水深Hが小さい低溢流の場合の式であるため、実際の鹿屋分水路の分流堰とはその形状が異なり、水深も式で想定している水深より実際は大きい。このことから実験から求めた流量係数は小さくなり、実験値と計算値は一致しないのである。岩崎の式は鹿屋分水路の分流堰と同じ形、すなわち自由越流頂を考えて作られているため、実験では計算に近い値が出てくるはずである。しかし、図5. 1. 18によれば実験値と計算値はあまり一致していない。これは、分流堰付近の流速が速いため、越流水深を用いると流量係数が大きくなるためと思われる。

図-5. 1. 19に、 $\alpha=1.0$ として越流水深の代わりにエネルギー水頭を用いて流量係数との関係を示す。実線は、岩崎の式から求めた越流水深と流量係数の関係である。エネルギー水頭は流速水頭を含め、式5-6より算出する。

$$E = H + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad \text{式5-6}$$

図-5. 1. 19では、流量係数のばらつきは小さくなり、実験から得た値は岩崎の式による計算値とはほぼ一致する。このことから、流量係数を求める際には、流速が速いことにより流速水頭の影響が大きく、これを無視し得ないことがわかる。

図-5. 1. 18から、実験ケースB1の流量係数を求める式を最小二乗法より求めると式5-7のようになる。この式を図中に破線で示す。

$$C = 1.10H + 0.58 \quad \text{式5-7}$$

一般に堰の越流量(分流量)Qは式5-8のように表わされる。

$$\text{越流量 } Q = C B H^{3/2} \quad \text{式5-8}$$

図-5. 1. 20に、各ケースのトンネル分水路への分流量と、堰上流5 m地点の越流水深の関係を示す。式5-7を式5-8に代入して分流量と越流水深の関係をあらわすと、図中実線のようになる。実験ケースB1とはほぼ一致する。

このことから、鹿屋分水路の分流堰越流量の算出には越流水深の代わりにエネルギー水頭を用い、式は

岩崎の式の中の標準型自由越流頂を用いることが望ましい。

3) 水位

計画流量時Ⅰ案、Ⅱ案の水位縦断面図を図-5. 1. 22に示す。また、図-5. 1. 23に計画流量時、Ⅱ案の水位平面図を示す。

Ⅰ案では、本川下流からNo.4付近まで水位は上流に向い上昇し、No.4～No.7付近間はほぼ一定の水位となり、その後No.8でいったん下がるものの、再び水位は上昇し始める。Ⅱ案では、本川下流からNo.3+12.5付近まで水位は上昇し、No.3+12.5～No.6間は一定の水位を保ち、その後No.6～8にかけて水位は下がるものの、再び上昇し始める。

Ⅰ案ではNo.4付近、Ⅱ案ではNo.3+12.5m付近で計画高水位との差が最も小さくなるが、両案とも計画高水位より40cm程度下回る。

Ⅰ案の計画流量以外の流量通水時の水位縦断面図を図-5. 1. 24に示す。超過洪水 $400\text{m}^3/\text{s}$ を通水したケースでも、計画高水位より20cm程度下回り水位に関しては問題はない。

4) 流況

平面形状、分流堰位置、分流壁形状とも計画河道分流部実験において十分検討してきたので、暫定河道においても大きな問題はない。ただし、本川No.0付近は断面形状が変わったことにより計画河道時より流速は速くなり、射流に近くなる。護床工等の手当てが必要と思われる。また、遊水庭部の死水域は計画河道時より小さく、No.6～No.8付近となった。流況写真を写真-5. 1. 8に示す。

5) 流速

Ⅰ案、Ⅱ案とも本川No.5付近で $2.5\text{m}/\text{s}$ 、本川No.2付近で $2.5\text{m}/\text{s}$ 、分流堰上流No.108付近で $2\text{m}/\text{s}$ 程度となり、河床には洗掘防止工が必要であると考えられる。

6) スクリーン

スクリーン位置をⅠ案、Ⅱ案、スクリーン間隔をⅠ案で2m、Ⅱ案で2m、3m、4mに変えて流木実験を行なった。結果を表-5. 1. 7に示す。また、スクリーンⅠ案の流木投入後の状況を写真-5. 1. 9に、スクリーンⅡ案の流木投入後の状況を写真-5. 1. 10に示す。

スクリーンを通過する流木はⅠ案、Ⅱ案とも大差はない。スクリーンに滞留する流木はⅡ案よりⅠ案の方が多し。分流量は、計画河道時とは異なりⅠ案の方が多く分流する。流木は、Ⅰ案は分流壁付近に、Ⅱ案は全体的にひっかかる。

5. 2 トンネル部・開水路部 (実験シリーズT)

トンネル部、開水路部における実験をシリーズTとよぶ。

河川砂防技術基準(案)では、「トンネル河川の設計流量は、原則として計画で配分されている流量の130%とする」としている。トンネル河川は、一度施工してしまうと断面の拡幅が極めて困難であり、のちのちの流下能力増大への対応が難しいため、このように記述されている。

また、トンネルに計画高水流量以上の流量が流れると、トンネル内の一部に管路流が生じる場合も出て

くる。管路流はトンネル内に負圧を生じさせ、本体コンクリートに過大な力をかけることになる。このため、基準（案）では「計画流量の通過に必要な断面積のほかに、十分な空面積（15%）を確保する」としている。以上のようにトンネル部の設計はその性格上、十分に安全側に考える必要がある。

鹿屋分水路でのトンネル部の問題点は、流速、水位および流況である。基準（案）では、トンネル内の流速を検討する場合には粗度係数 $n=0.015$ を、水位を検討する場合には $n=0.023$ を用いることとしている。これは、トンネル施工直後にはトンネル内壁のコンクリートは磨耗されておらず、粗度係数は $n=0.015$ 程度で小さいことから流速が問題となり、古くなってからはコンクリートの磨耗により粗度係数が大きくなり、水位が問題となることによる。本実験においてもこれら2つの粗度係数について検討を行った。粗度は、 $n=0.015$ のときはアクリルをそのまま使用し、 $n=0.023$ のときはトンネル内に金網を挿入し粗度を調整した。アクリルの場合の粗度係数は0.015、金網を挿入した場合の粗度係数は0.0225であった。

ここでは、事務所から提案された原案について検討を行った。

5. 2. 1 上流開水路部

(1) $n=0.023$ の場合

1) 水位

水位縦断図を図-5. 2. 1に示す。水位はNo106付近で最も高くなる。ここは、水が分流堰を落ちる際に跳水が生じる場所である。しかし、計画高水位を下回ることから問題ない。

2) 流況

流況写真を写真-5. 2. 1に示す。No97付近に波高1m程度の定常波が生じる。定常波は、トンネルへのすりつけ区間の断面縮小によるものと考えられるが、計画高水位により10cm程度低く、水理的な問題はない。他の区間においては流れは極めてスムーズであり、大きな波も生じず、特に問題ない。

(2) $n=0.015$ の場合

1) 水位

水位縦断図を図-5. 2. 2に示すトンネル呑口直前No95付近でトンネルへの断面縮小により水位が盛り上がるが、計画高水位より40cm程度低く問題ない。また、 $n=0.023$ の場合と同じく、No106付近で水位が高くなる。しかし、計画高水位より20cm程度下回る。

2) 流況

流況写真を写真-5. 2. 2に示す。流れはスムーズであり、水理的な問題点はない。

5. 2. 2 トンネル部

(1) $n=0.023$ の場合

1) 水位

水位縦断図を図-5. 2. 3に示す。水位はどの地点においても計画高水位より20cm～50cm程度下回る。

また、特別高い点などはなく、問題ない。

2) 流況

流況写真を写真－5. 2. 3に示す。呑口部付近において波長約30m、波高30cm程度の定常波を生じる。上流開水路部の定常波と同じでほとんど問題にならない。トンネル内の流況は極めて穏やかである。

3) 流速

トンネル内の流速の一覧表を表－5. 2. 1に示す。トンネル上流部で5.3m程度、中央部から下流部にかけて4.0m～4.5m程度である。粗度係数 $n=0.023$ の場合においても、相当速いことがわかる。

(2) $n=0.015$ の場合

1) 水位

水位縦断図を図－5. 2. 4に示す。呑口部付近において射流が生じ、水位が急激に低下する。しかし、その後は穏やかな流れになる。

2) 流況

流況写真を写真－5. 2. 4に示す。呑口部付近の水位の低下以外、問題になる点はない。

3) 流速

トンネル内の流速の一覧表を表－5. 2. 1に示す。トンネル上流部2割水深で5.9m/s程度、8割水深で5.3m/s程度である。ほとんど射流に近い状態である。

5. 2. 3 下流開水路部

(1) $n=0.023$ の場合

1) 水位

水位縦断図を図－5. 2. 5に示す。No.29付近で波状跳水が生じ、水位が急激に高くなる。その後、No.26付近で再度水位は高くなるが、計画高水位より30cm程度下回ることから問題ない。

2) 流況

流況写真を写真－5. 2. 5に示す。下流開水路部では、断面のすりつけ部で射流となり、トンネル吐出口部から約50m下流（No.29）の地点で波状跳水が生じる。しかし、この区間は3面張りであり、河床を洗掘されるわけではないので問題にはならない。また、下流には定常波がNo.22付近にかけて生じる。

(2) $n=0.015$ の場合

1) 水位

水位縦断図を図－5. 2. 6に示す。 $n=0.023$ の場合と同じで、No.29付近で波状跳水が生じ、水位が急激に高くなる。しかし、計画高水位よりは20cm程度下回る。その後の水位は穏やかである。

2) 流況

流況写真を写真－5. 2. 6に示す。波状跳水以外、特に問題ない。この区間は3面張りであり、洗掘の

恐れもなく、計画高水位も越えないことから問題ない。

5. 2. 4 結論

開水路部を含めたトンネル部では、水位、流れともほとんど問題ない。特にトンネル内の流水は穏やかであった。

5. 3 合流部

合流部平面図を図-5. 3. 1に示す。

合流部において問題となる点は水位、流況、流速、土砂堆積、洗掘域である。特に、洗掘・堆積域については、移動床実験により護床工、根固め工の設置位置を様々に変えて実験を行った。実験ケースを表-5. 3. 1に示す。

ここでは、事務所から提案された合流部形状で問題はないか検討を行ったので、実験結果に基づき述べる。また、洗掘・堆積域について、護床工、根固め工をどのように設置すればよいか、移動床実験結果に基づき述べる。

5. 3. 1 計画河道実験（実験シリーズC）

計画河道合流部実験をシリーズCとよぶ。

（1）固定床実験C1は、計画高水流量を通水した実験である。

1）水位

水位縦断図を図-5. 3. 2に示す。水位は、どの地点においても計画高水位より15cm～20cm程度下回る。本川と分水路の主流部がぶつかる15.85km付近では水位が若干盛り上がるが、問題になるほどではない。

2）流況、流速

流況図、流況写真を図-5. 3. 3、写真-5. 3. 1に示す。

水衝部は15.66km右岸付近となり、死水域は15.95km～15.85km右岸側および16.0km～15.9km左岸側となる。

水衝部の流速は、2.4m/s程度である。水衝部には、現地において護岸、根固め工等の施設が必要と思われる。

（2）固定床実験C2は、本川のみ計画流量が流れ、支川下谷川からの流量は0m³/sという極端な場合を想定した実験である。

1）水位

水位縦断図を図-5. 3. 4に示す。水位は、計画高水位より70cm程度下回る。また、本川と分水路の主流部がぶつかる15.85km付近の水位が若干盛り上がるが、問題となるほどではない。

2）流況、流速

流況図、流況写真を図-5. 3. 5、写真-5. 3. 2に示す。

水衝部は分水路からの流れに押され15.69km右岸付近となり、死水域は15.95km～15.85km右岸側および16.0km～15.9km左岸側になる。

水衝部の流速は2.5m/s程度である。現地では、水衝部に護岸、根固め工等の施設が必要と思われる。

(3) 移動床予備実験

予備実験は、本実験の実施の先だち、通水時間等の実験条約の検討するために行うものである。通水時間は洪水断続時間2時間、模型時間20分として予備実験を実施した。ここでは計画高水流量（本川300m³/s、分水路200m³/s）を通水して、河床形態の発達状況や河床変動の状況を観察した。

実験の結果、通水時間20分程度で、河床形態の発達や経時的な河床変動の安定が得られることから、本実験においても、通水時間を20分とすることにした。

また、この予備実験において、分水路No.2から下流が40mにわたって2m程度深く洗掘されることがわかった。このことから、本実験ではこの部分に護床工を設けることにした。

(4) 移動床実験C3は、移動床により合流部における洗掘、堆積状況を検討した実験である。C3では下谷川からの流量を0m³/sと想定した。予備実験結果からNo.2付近の河床が洗掘されることがわかったので、ここでは、護床工をNo.2から下流10mに設けて実験を行った。

1) 水位

水位縦断面図を図-5.3.6に示す。水位は、通水直後、通水1時間、通水2時間とも本川合流直前である15.9km付近が最も高くなる。しかし、計画高水位より30cm程度下回り問題ない。

2) 洗掘・堆積域

護床工を設けない実験（予備実験）ではNo.2付近の河床が深く洗掘された。このことから、C3の実験では、No.2から下流10mに護床工を設けて実験を行った。しかし、この下流が40mに渡って深く洗掘（実験では最大2.6m程度）され、洗掘された土砂が15.84km～15.77km左岸に堆積（実験では最大0.6m程度）した。また、水衝部付近である15.75km～15.62km右岸も洗掘（実験では最大0.75m程度）され、洗掘された土砂が15.75km～15.60km右側に堆積（実験では最大0.5m程度）した。通水後の洗掘・堆積状況を図-5.3.7に示す。

3) 流況

流況写真を写真-5.3.3に示す。流況はケースC2とさほど変わらないが、本川と分水路の主流部がぶつかる15.85km～15.8km付近の流れが渦をまくように乱れる。

(5) C4は計画高水流量を流した実験である。ケースC3において護床工下流の洗掘が問題として残ったのでC4では図-5.3.8に示すよう護床工をNo.2から下流40mの範囲に拡げた。

1) 水位

水位縦断面図を図-5.3.9に示す。水位は16.00km、15.90km付近が高く、通水直後に最も計画高水位

に近くなる。しかし、計画高水位を越えるほどではない。

2) 洗掘・堆積域

このケースでは護床背後の洗掘は小さくなり（実験では最大0.3m程度）、わずかであるが洗掘された土砂が15.775km左岸に堆積（実験では最大0.7程度）した。また、水衝部付近である15.7km～15.5右岸が洗掘（実験では最大0.8m程度）され、その左岸は土砂が堆積（実験では最大1m程度）した。通水後の洗掘・堆積域を図－5. 3. 10に示す。

3) 流況, 流速

流況写真を写真－5. 3. 4に、流速分布を図－5. 3. 11に示す。流況はケースC1とさほど変わらないが、本川と分水路の主流部がぶつかる15.88km～15.8km付近の流れが渦をまくようにして乱れる。

また、水衝部付近の流速は2.36m/s程度である。

(6) 計画河道合流部実験のまとめ

計画河道合流部実験では、水位、流況にさほど問題がないことがわかった。ただし、水衝部については、現地において護岸等の施設が必要と思われる。

移動床実験では、支川下谷川から流量が0m³/sとしたケースにおいて、護床工背後の洗掘が大きくなる傾向がみられた。これは、本川の水の勢いに比べて分水路の水の勢いが強いいため、洗掘されやすくなるためと思われる。しかし、通常の計画高水流量を通水した実験では、護床工により洗掘堆積域を小さくすることができた。

計画河道合流部実験にまとめ表－5. 3. 2に示す。

5. 3. 2 暫定河道実験（実験シリーズD）

暫定河道合流部実験をシリーズDとよぶ。

暫定河道においては、護床工を図－5. 3. 8のように設置して実験を行なった。また、15.75km～15.65km右岸には水衝部への対策として根固め工を設置した。

(1) D1は、下谷川からの流量を0m³/sとした実験である。

1) 水位

水位縦断図を図－5. 3. 12に示す。水位は、合流直前15.9km付近で最も高くなるが、計画高水位より1m程度低く問題ない。

2) 洗掘・堆積域

このケースにおいては、護床工背後30mに渡って洗掘が生じる。この付近は合流点で、渦が生じるためと思われる。また、15.7km～15.65km中央から左岸は堆積域となる。通水後の洗掘・堆積域を図－5. 3. 13に示す。

3) 流況, 流速

流況写真を写真－5. 3. 5に、流速分布を図－5. 3. 11に示す。

水衝部は15.7km右岸付近となる。また、15.9km左岸は死水域となる。

また、水衝部付近の流速は1.9m程度である。

(2) D2は暫定計画流量を通水した実験である。

1) 水位

水位縦断面図を図-5.3.14に示す。水位は、合流直前15.9km付近で最も高くなる。しかし、計画高水位より下回ることから問題ない。

2) 洗掘・堆積域

このケースでは、護床工背後の洗掘は小さい。また、15.7km中央から左岸にかけてはわずかな堆積域ができる。通水後の洗掘、堆積域を図-5.3.15に示す。

3) 流況・流速

流速写真を写真-5.3.6に、流速分布を図-5.3.11に示す。

水衝部は15.65km右岸付近となる。また、15.9km左岸は死水域となる。15.8km中央付近は合流点で、渦を生じる。

また、水衝部付近の流速は2.2m/s程度である。

(3) 暫定河道合流部実験のまとめ

以上の結果から、支川下谷川からの流量が0m³/sとしたケースにおいて洗掘堆積域が多少大きくなる傾向が見られた。これは、計画河道でも述べたが、本川の水の勢いに比べて支川の水の勢いが強いいため、洗掘されやすくなるためと思われる。しかし、下谷川の流量を100m³/sとした計画流量では護床工を設置することより洗掘・堆積域小さくすることができた。

表一 2.2.1 模型縮尺の比較検討

	現 地	1/10	1/20	1/30	1/40	1/50	1/60	1/70	1/80
延 長	3000m	300m	150m	100m	75m	60m	50m	43m	37.5m
巾	1000m	100m	50m	33.3m	25m	20m	16.7m	14.3m	12.5m
トンネル部延長	1595m	159m	79m	53m	40m	32m	26.5m	22.7m	19.9m
越 流 水 深	1.71m	1.7cm	8.6cm	5.7cm	4.3cm	3.4cm	2.9cm	2.4cm	2.1cm
トンネル径	11m	110cm	55cm	36.7cm	27.5cm	22cm	18.3cm	15.7cm	13.8cm
計 画 流 量	400m ³ /S	1265ℓ/S	223ℓ/S	81ℓ/S	39ℓ/S	22ℓ/S	14.3ℓ/S	9.8ℓ/S	7.0ℓ/S
分 流 開 始 流 量	50m ³ /S	158ℓ/S	28ℓ/S	10ℓ/S	5ℓ/S	2.8ℓ/S	1.8ℓ/S	1.2ℓ/S	0.9ℓ/S
粗 度 係 数	0.015	0.010	0.009	0.0085	0.0081	0.0078	0.0076	0.0073	0.0072
(トンネル)	0.023	0.016	0.014	0.013	0.012	0.012	0.0116	0.00113	0.00111
分 流 地 点 計 画 高水時水深(本川)	457m	45.7cm	22.9cm	15.2cm	11.4cm	9.1cm	7.6cm	6.5cm	5.7cm
分 流 地 点 分 派 開始時水深(本川)	2.12m	21.2cm	10.6cm	7.1cm	5.3cm	4.2cm	3.5cm	3.0cm	2.7cm

表一 2.3.1 水 理 量 の 縮 尺

幾 何 学 的 な 量	物 理 的 な 量
水 平 距 離 $X_r = 1/30$	流 速 $V_r = H_r^{1/2} = 1/5.477$
垂 直 距 離 $H_r = 1/30$	流 量 $Q_r = H_r^{5/2} = 1/4.929$
面 積 $A_r = 1/900$	時 間 $T_r = H_r^{1/2} = 1/5.477$
体 積 $V_r = 1/27000$	粗 度 係 数 $n_r = H_r^{1/6} = 1/1.763$
勾 配 $i_r = 1/1$	

表-5.3.1 合流部実験ケース一覧表

ケース	河 床	護床工	流 量		備 考
			本 川	分水路	
C 1	固定床		300m³/s	200m³/s	
C 2	固定床		200m³/s	200m³/s	
C 3	移動床	有	200m³/s	200m³/s	護床工No.2下流10m
C 4	移動床	有	300m³/s	200m³/s	護床工No.2下流40m
D 1	移動床	有	120m³/s	200m³/s	護床工図一 参照
D 2	移動床	有	220m³/s	200m³/s	護床工図一 参照

表-5.3.2 合流部実験まとめ

ケース	河 床	護床工	流 量		概 要 図	実 験 結 果
			本 川	分水路		
C 1	固定床	無	300m³/s	200m³/s		・水位は、計画高水位より20cm程度下回る。 ・流況についても、特に問題ない。
C 2	固定床	無	200m³/s	200m³/s		・特に問題なし。
C 3	移動床	有 No.2下流10m	200m³/s	200m³/s		・護床工下流が大きく洗掘された。
C 4	移動床	有 No.2下流40m	300m³/s	200m³/s		・洗掘・堆積域は小さくなった。

表-5.1.7 暫定河道流木実験結果

ケース	形状	間隔	スクリーン 通過本数	スクリーン 滞留本数	本川 流下本数	分流量
B 1	I 案	2 m	3 本 0.48%	256本 40.96%	366本 58.56%	161m³/s
B 5	II 案	2 m	1 本 0.16%	221本 35.36%	403本 64.48%	143m³/s
		3 m	6 本 0.96%	235本 37.60%	384本 61.44%	143m³/s
		4 m	13本 2.08%	217本 34.72%	395本 63.20%	148m³/s

表-5.2.1 流速一覧表

トンネル部

$Q=200\text{m}^3/\text{s}$ $n=0.015$

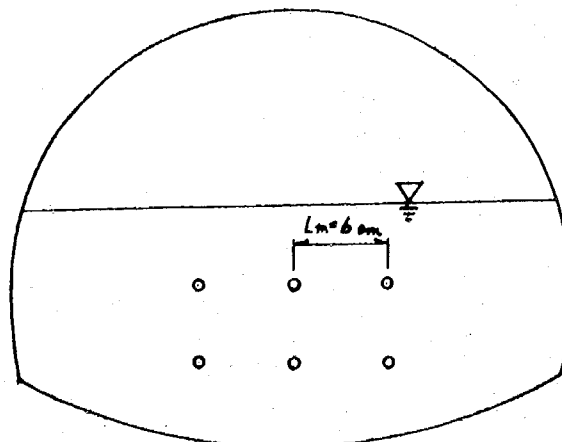
単位: m/sec

測定断面 縦路(m)	上 部			下 部		
	左 側	中 央	右 側	左 側	中 央	右 側
15.5	5.87	5.89	5.92	5.45	5.48	5.63
25.5	5.35	5.48	5.45	5.03	5.10	5.06
35.5	5.03	5.13	5.00	4.50	4.68	4.72

$Q=200\text{m}^3/\text{s}$ $n=0.023$

単位: m/sec

測定断面 縦距(m)	上 部			下 部		
	左 側	中 央	右 側	左 側	中 央	右 側
15.5	5.29	5.29	5.32	5.32	5.25	5.32
25.5	4.38	4.57	4.27	3.90	4.07	3.90
35.5	4.38	4.27	4.11	4.02	4.07	4.07



表－5.1.1 計画河道分流部実験ケース一覧表

ケース	平面形状	分流壁形状	分流堰位置	堰高	スクリーン有無	備 考
A 1	①	O	a	19.0	有	
A 2	②	O	a	19.0	有	
A 3	③	O	a	19.0	無	
A 4	①	A	a	19.0	有	
A 5	①	A	b	19.0	有	
A 6	①	A	c	19.0	有	
A 7	①	B	b	19.0	有	
A 8	①	C	b	19.0	有	
A 9	①	C'	b	18.7	有	分流壁微修正
A 10	①	C'	b	18.6	有	分流壁微修正

表－５．１．２ スクリーン間隔とトンネル河川建設年代

(アンケート調査による)

	～30	31～35	36～40	41～45	46～50	51～55	56～60	61～
0～ 9								
10～ 19				1	3	3	1	1
20～ 49			1			1	3	1
50～ 99							3	1
100～199						1	3	
200～299						1	2	1
300～								
な し	5		2	2	4	15	23	3
合 計	5		3	3	7	21	35	7
%	0		33	33	43	29	34	57

表－５．１．３ トンネル面積とスクリーン面積の比

(アンケート調査による)

	～30	31～35	36～40	41～45	46～50	51～55	56～60	61～	合 計
0～0.9						1			1
1～2			1			1		1	3
2～5			1	1	1	1	1		5
5～7.5						2	2	1	4
7.5～10							3		3
10～15						1		1	2
15～20						1	3		4
20～							1		1

表－５．１．４ 計画河道流木実験結果

ケース	形 状	間 隔	スクリーン 通過本数	スクリーン 滞留本数	本 川 流下本数	分流量
A 9	I 案	2 m	3 本 0.48%	185本 29.60%	437本 69.92%	170m³/s
A 10	II 案	2 m	4 本 0.64%	123本 19.68%	498本 79.68%	182m³/s
		3 m	7 本 1.12%	150本 24.00%	468本 74.88%	186m³/s
		4 m	13本 2.08%	204本 32.64%	408本 65.28%	188m³/s

表-5.1.5 分流部計画河道実験まとめ

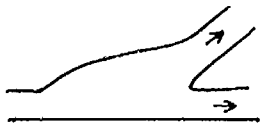
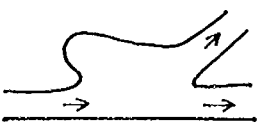
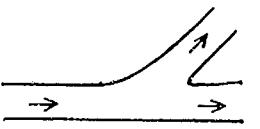
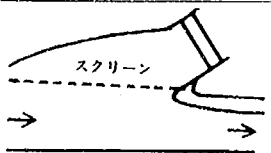
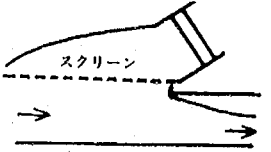
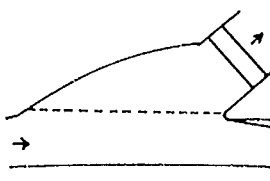
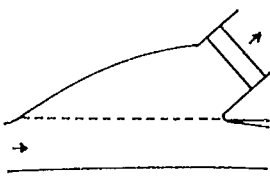
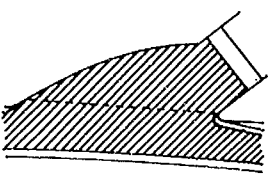
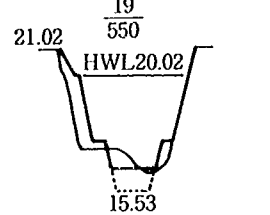
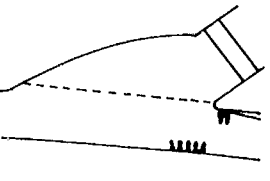
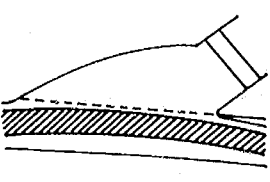
ケース	形 状	堰 高	流 量		概 要 図	実 験 結 果
			本 川	分水路		
A 1	平面形状① 分流壁形状O スクリーン有 分流堰位置 a	19.0m	217m ³ /s (67m ³ /s)	183m ³ /s		・分流量はいずれのケースも180m³/s程度。 ・水位は、①、②案はNo.2～No.3付近で上昇し①案ではH.W.L.を越える。③案はH.W.L.を越えない。 ・流況は、①案遊水庭部は死水域となる。②案流木溜りには大きな渦を生じる。いずれのケースも分流壁前面の流況が悪い。 ・平面形状は①案が適当と判断される。
A 2	平面形状② 分流壁形状O スクリーン有 分流堰位置 a	19.0m	217m ³ /s (69m ³ /s)	183m ³ /s		
A 3	平面形状③ 分流壁形状O スクリーン無 分流堰位置 a	19.0m	216m ³ /s (67m ³ /s)	184m ³ /s		
A 4	平面形状① 分流壁形状A スクリーン有 分流堰位置 a	19.0m	208m ³ /s (63m ³ /s)	192m ³ /s	図-5.1.4 参照	・分流量は堰位置 a が最も多く分流させることができる。 ・水位は、いずれのケースも分流壁前面でH.W.L.を越える。 ・流況は、堰位置 a が最も悪く、c が最も良い。 ・比較的流況がよく、分流量も多いBが適当と判断される。
A 5	平面形状① 分流壁形状A スクリーン有 分流堰位置 b	19.0m	213m ³ /s (74m ³ /s)	187m ³ /s		
A 6	平面形状① 分流壁形状A スクリーン有 分流堰位置 c	19.0m	217m ³ /s (72m ³ /s)	183m ³ /s		
A 7	平面形状① 分流壁形状B スクリーン有 分流堰位置 b	19.0m	232m ³ /s (76m ³ /s)	168m ³ /s		・両ケースとも計画分流量を満たすことはできない。 ・水位はNo.3 周辺でH.W.L.を越える。 ・分流壁付近の流況はC案により改善された
A 8	平面形状① 分流壁形状C スクリーン有 分流堰位置 b	19.0m	228m ³ /s (75m ³ /s)	172m ³ /s		
A 9	平面形状① 分流壁形状C' スクリーン有 分流堰位置 b	18.7m	204m ³ /s (65m ³ /s)	196m ³ /s		・分流量を満たすため堰高を30cm下げて実験を行った。しかし、完全に満たすことはできなかった。 ・堰高を、さらに10cm下げて実験を行った。分流量を完全に満たすことができた。
A 10	平面形状① 分流壁形状C' スクリーン有 分流堰位置 b	18.6m	197m ³ /s (58m ³ /s)	203m ³ /s		

表-5.1.6 暫定河道分流部実験まとめ

ケース	形 状	堰 高	流 量		概 要 図	実 験 結 果
			本 川	分水路		
B 1	スクリーン I 案	18.1m	137 ^m %	183 ^m %		・目安とした 180 ^m %を満たすことができた。
B 2	スクリーン II 案	18.1m	148 ^m %	172 ^m %		・スクリーン I 案より分流量は減る。180 ^m %を満たすことはできない。
参考 1	遊水庭部 低水路高	17.9m	135 ^m %	185 ^m %		斜線部分が低水路
参考 2	本川下流 修正	18.1m	136 ^s %	184 ^s %		太線が修正断面
参考 3	水制設置	18.1m	133 ^m %	187 ^m %		●が水制
参考 4	低水路法線 改造	18.1m	134 ^m %	186 ^m %		斜線部分が低水路
参考 5	右岸形状 改造	18.1m	144 ^m %	176 ^m %		実線部分が修正断面

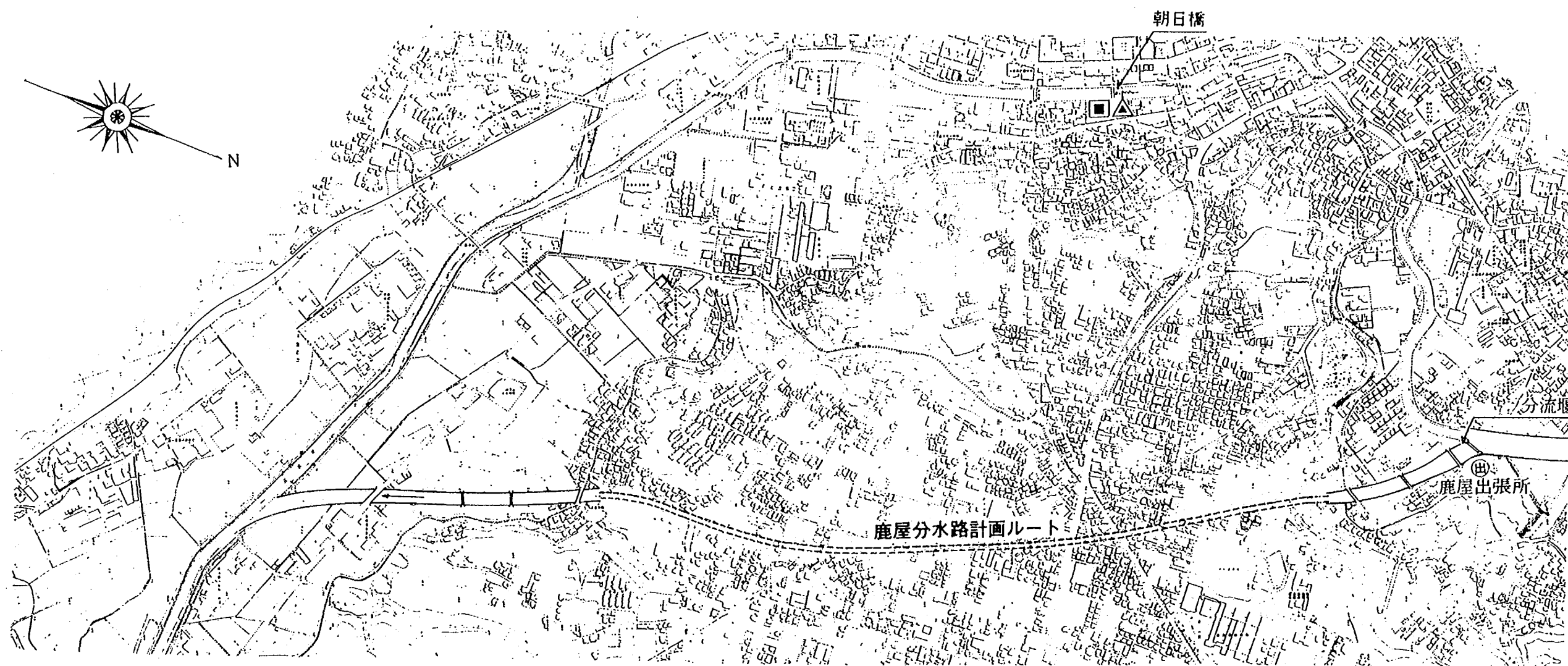
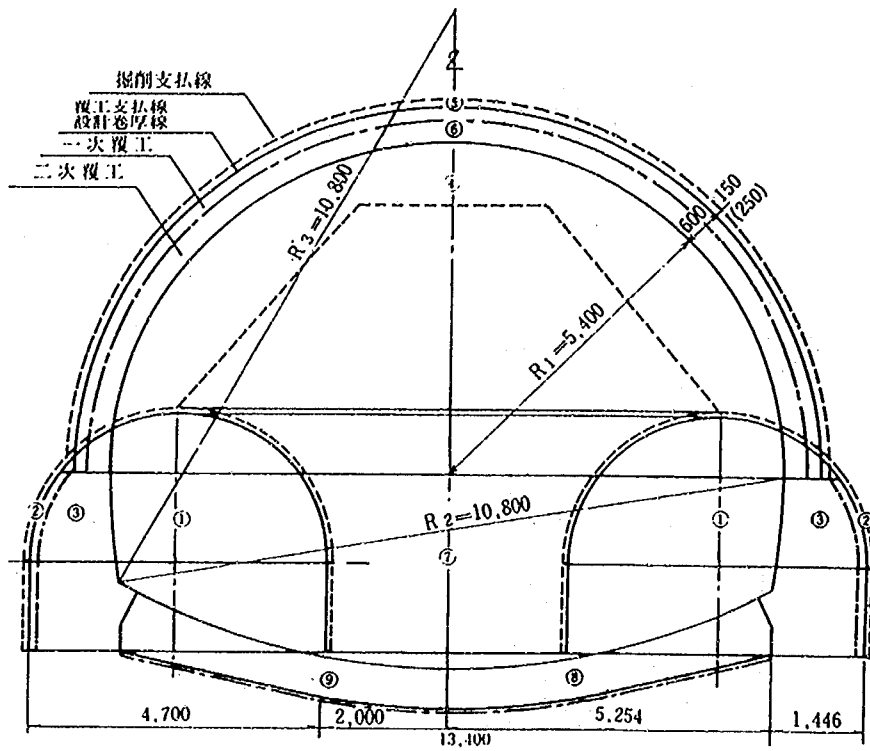


図-1.1.1 鹿屋分水路ルート図



番号	名 称
①	側 壁 導 抗
②	側壁一次覆工
③	側壁二次覆工
④	上 半
⑤	アーチ一次覆工
⑥	アーチ二次覆工
⑦	大 背
⑧	盤 下 げ
⑨	イ ン バ ー ト

図－１．１．２ 鹿屋分水路トンネル断面図

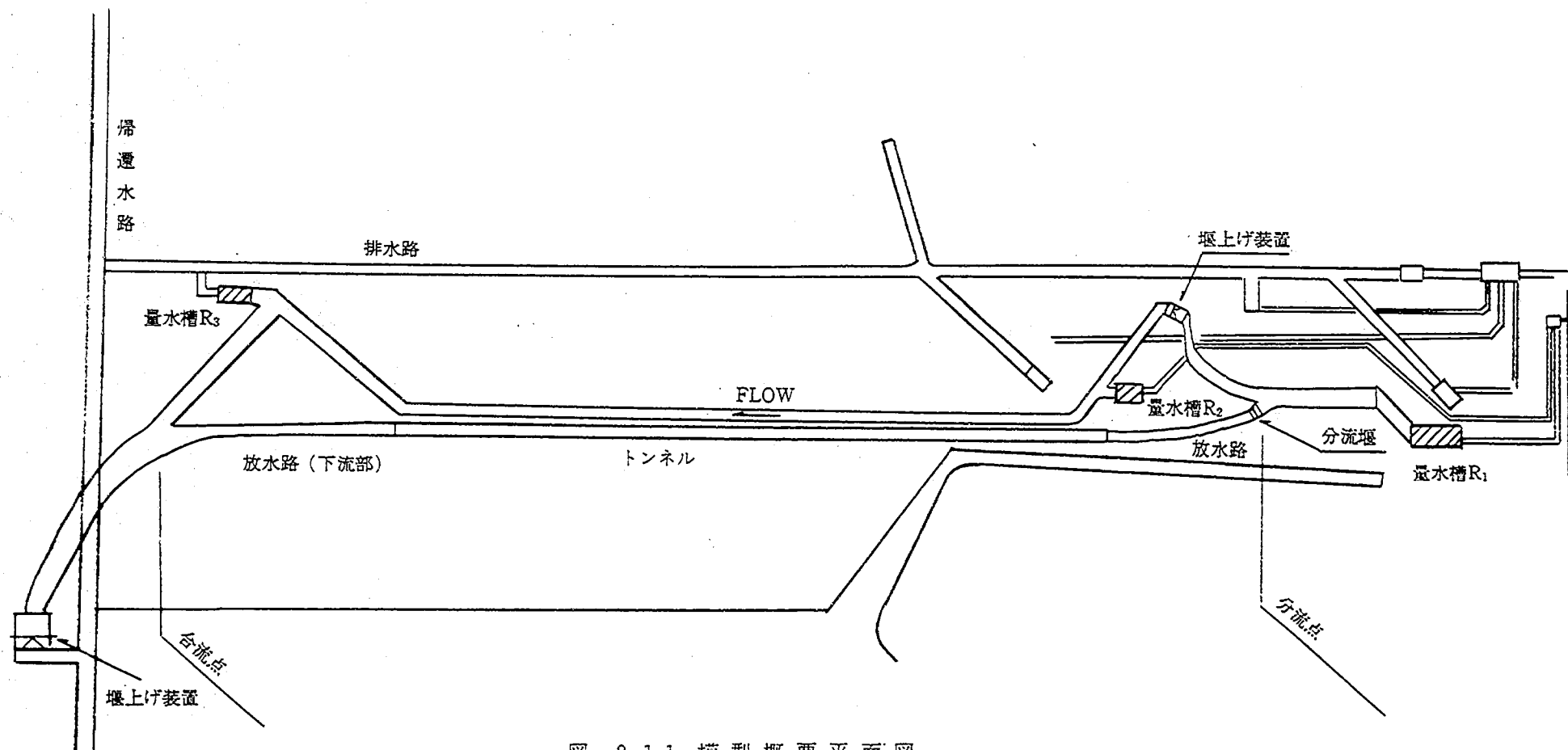


図-2.1.1 模型概要平面図

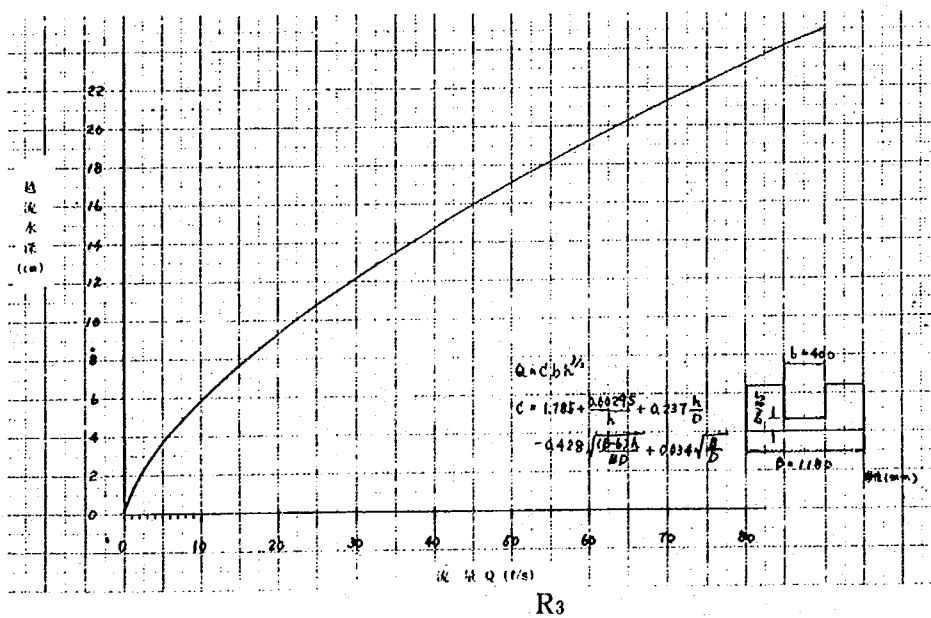
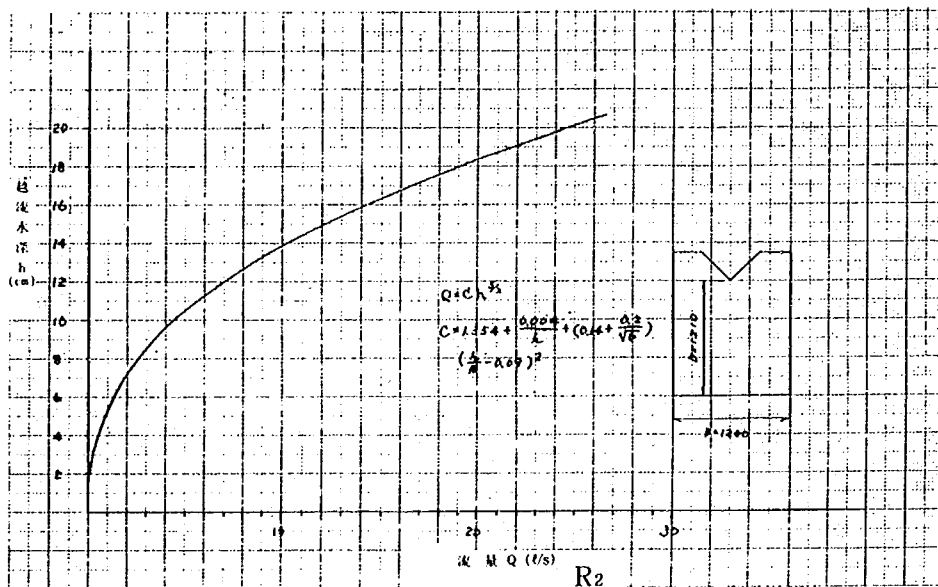
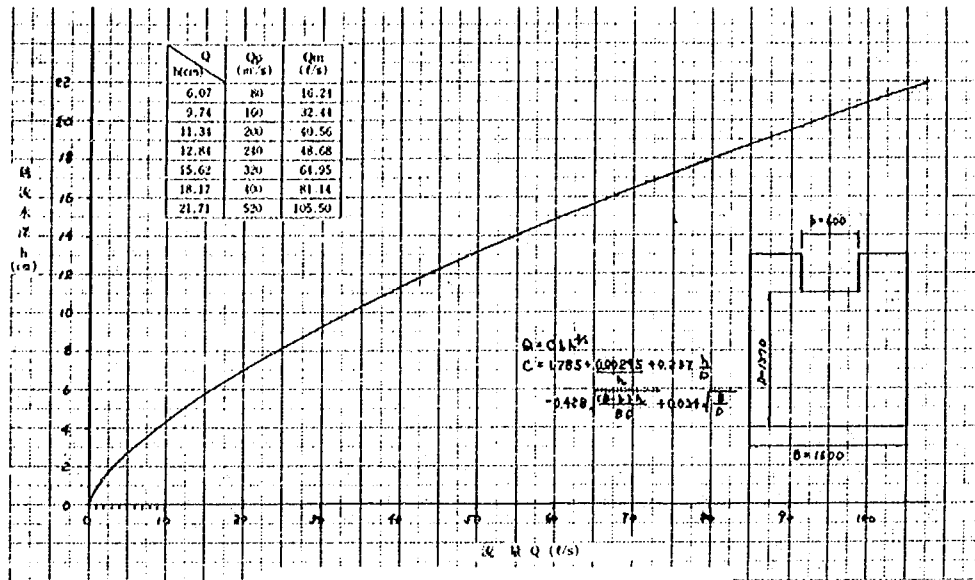
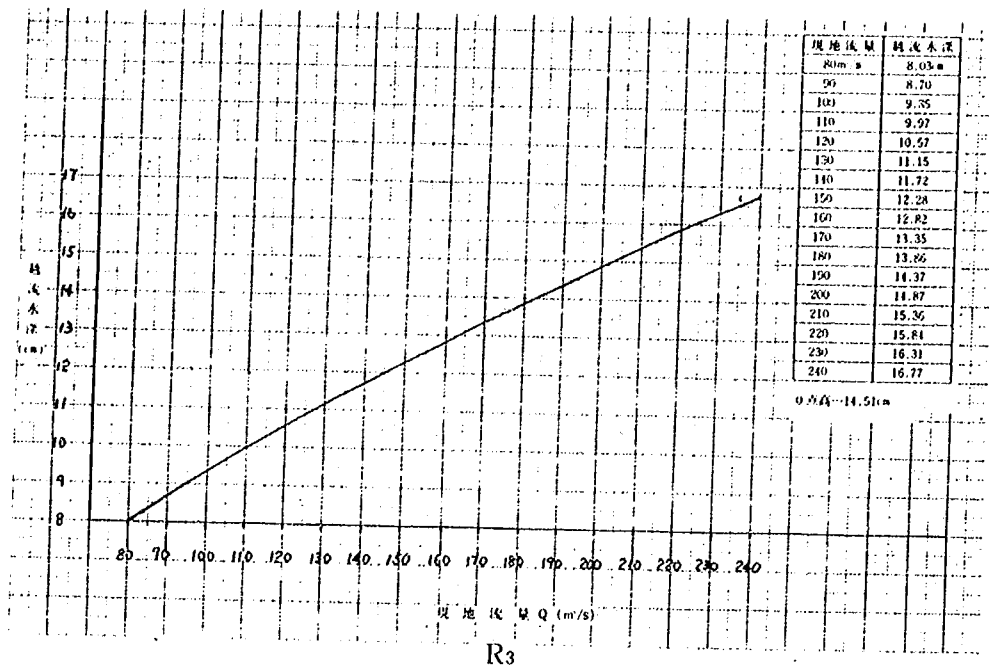


图-3.1.1 量水槽刃形四角堰H~Q曲线图R1



R3

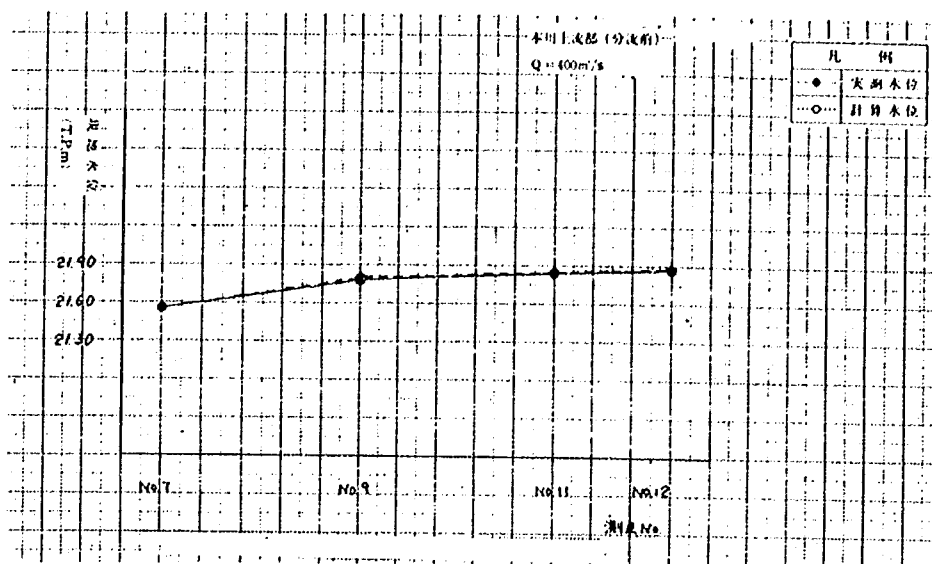


図-4.1 分流部粗度検証実験結果

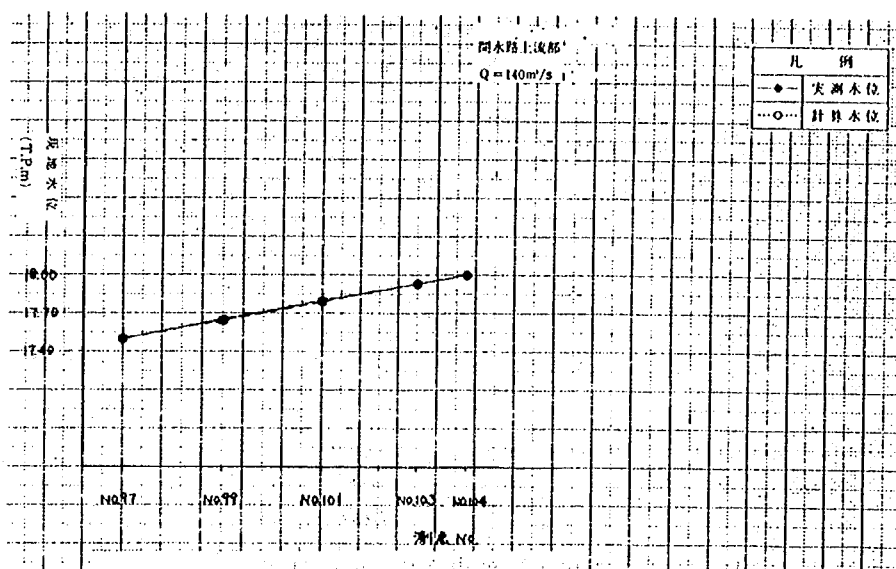


図-4.2 開水路上流部粗度検証実験結果

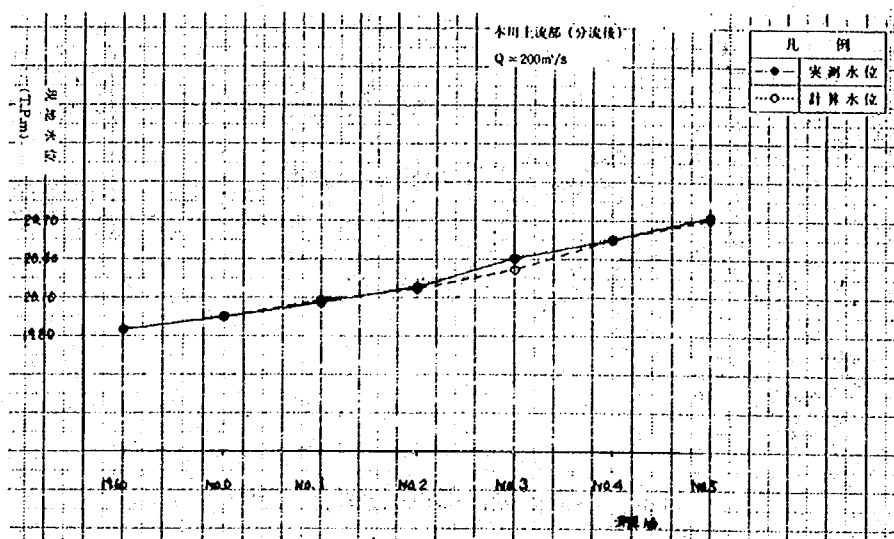


図-4.3 分流部分流後粗度検証実験結果

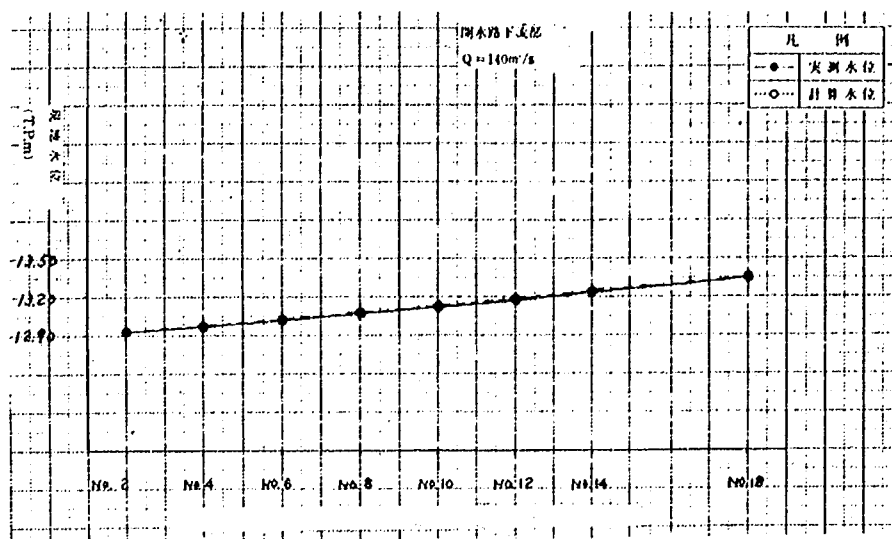


図-4.4 開水路下流部検証実験結果

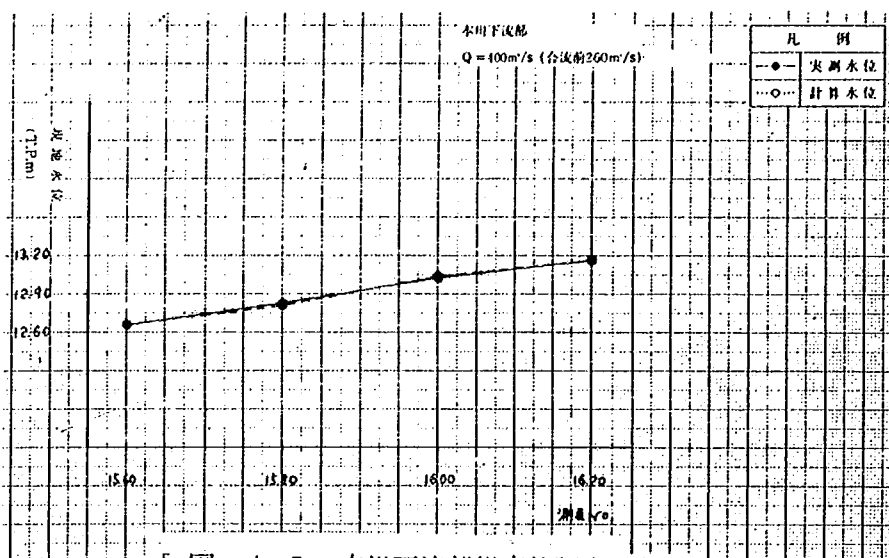


図-4.5 本川下流部粗度検証実験結果

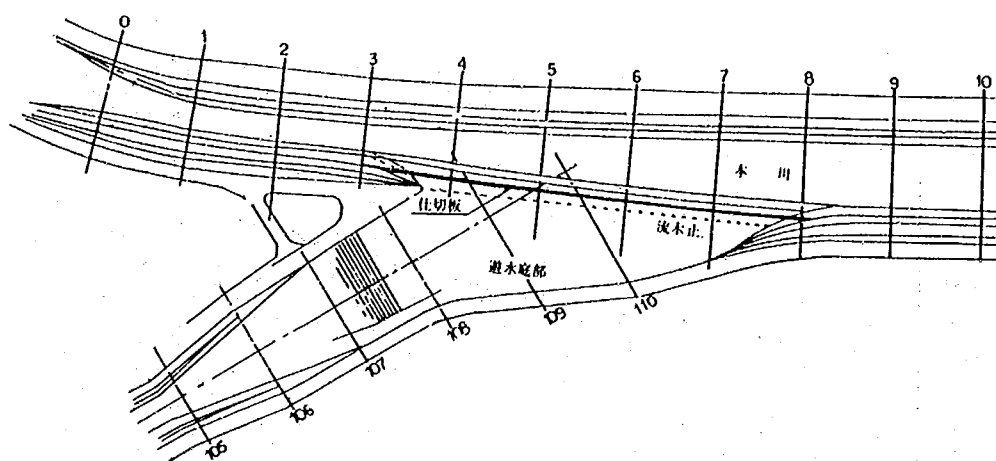


図-4.6 分流部粗度検証実験方法

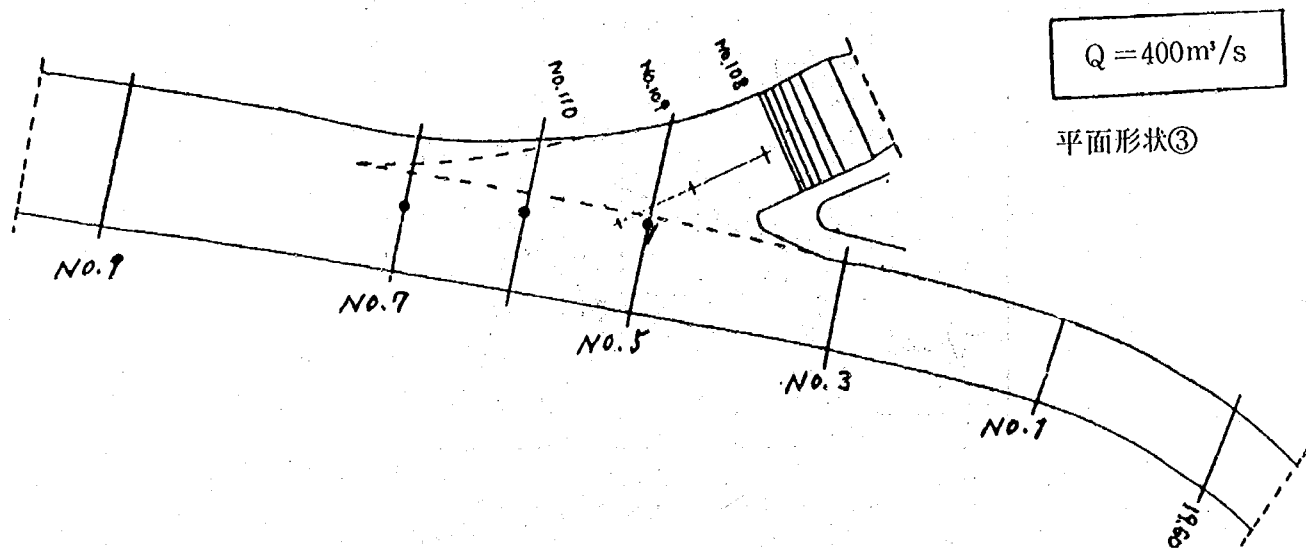
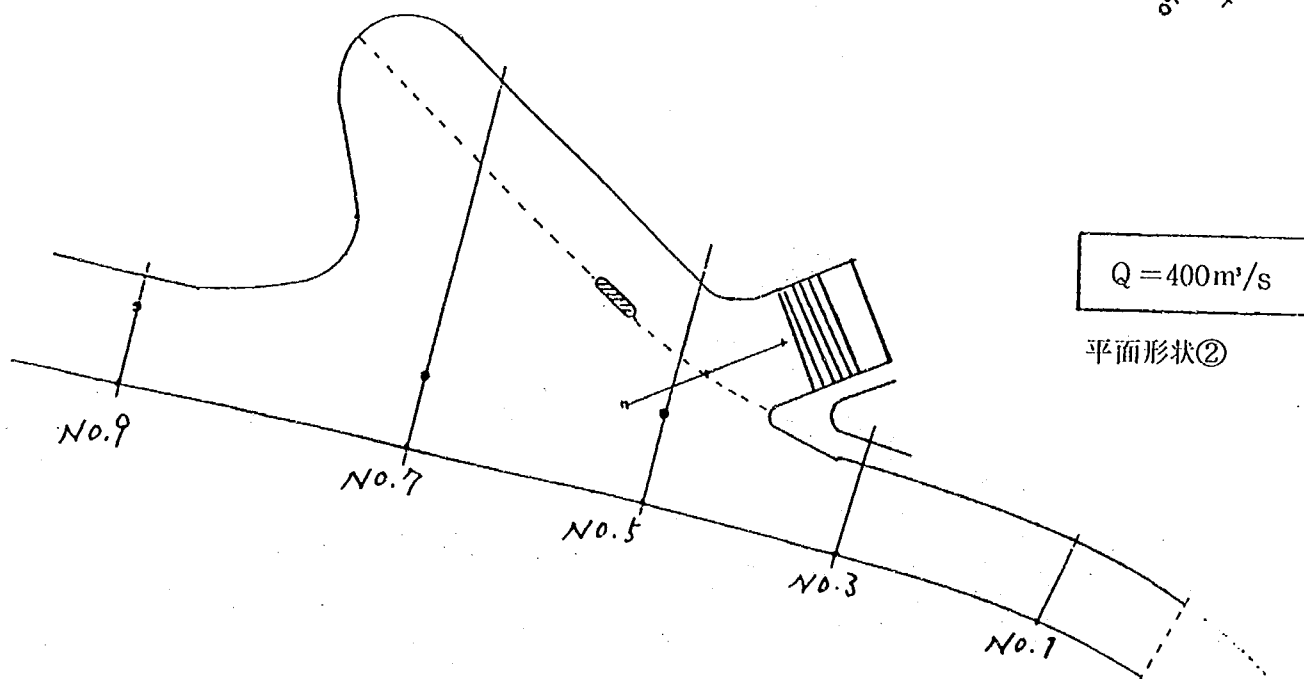
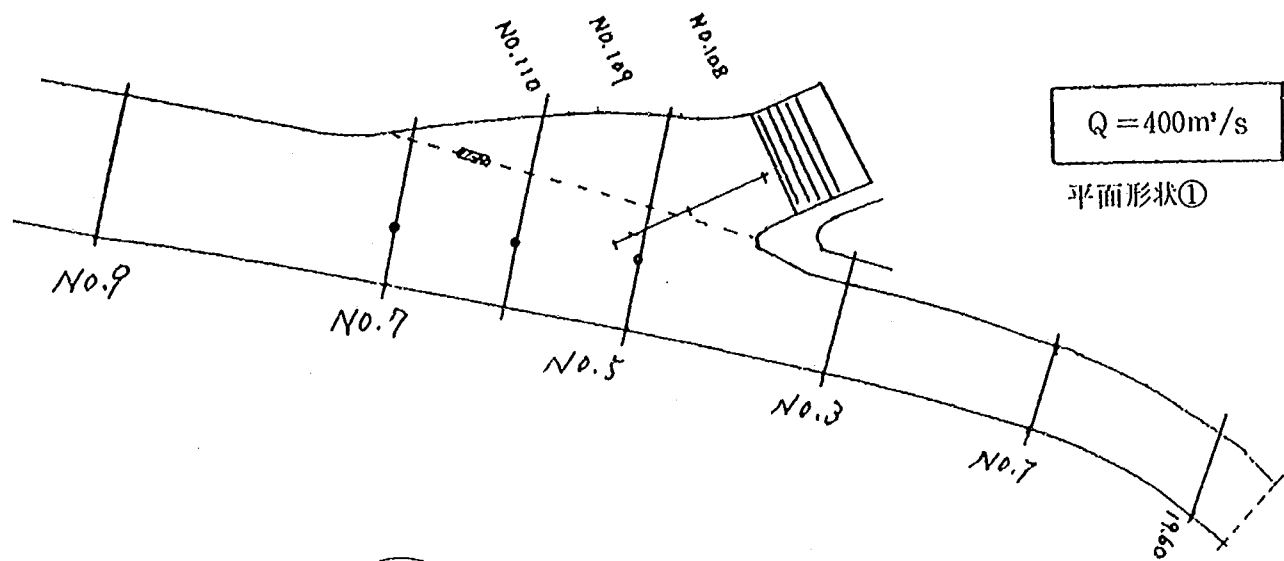


図-5.1.1 計画河道分流部平面形状案

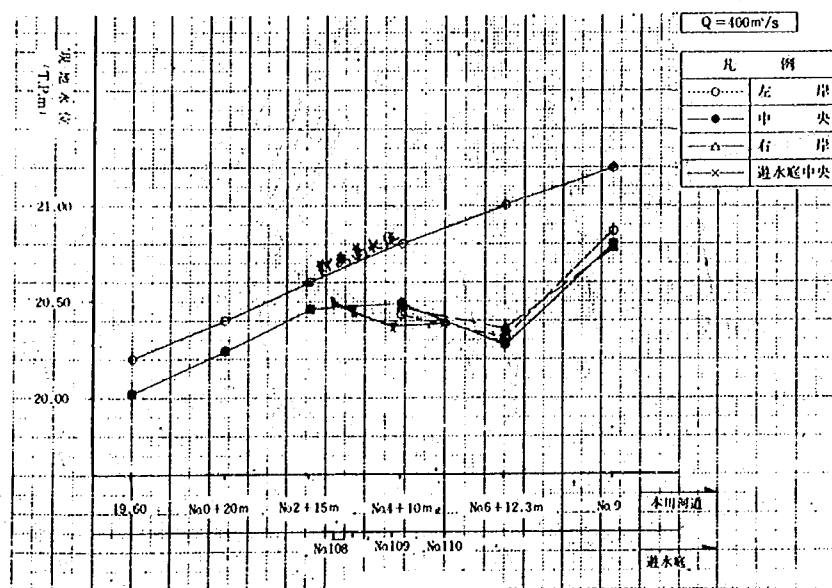
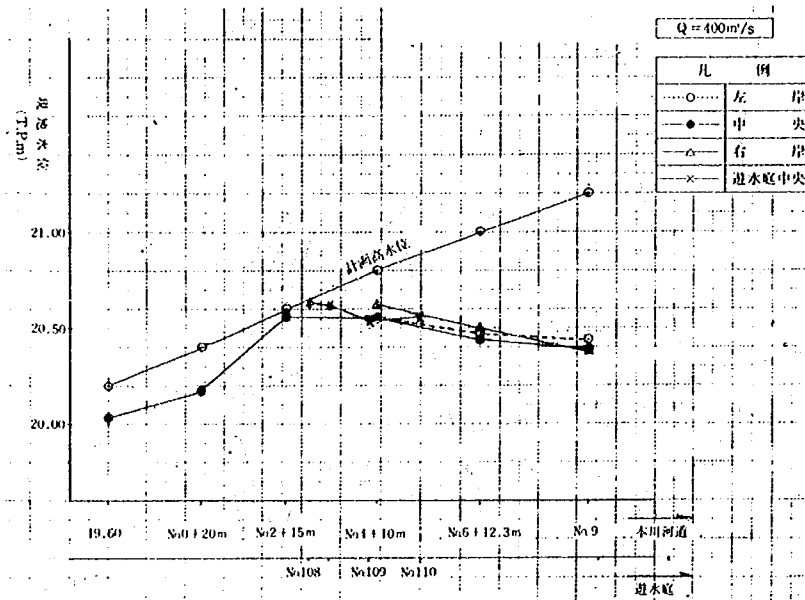
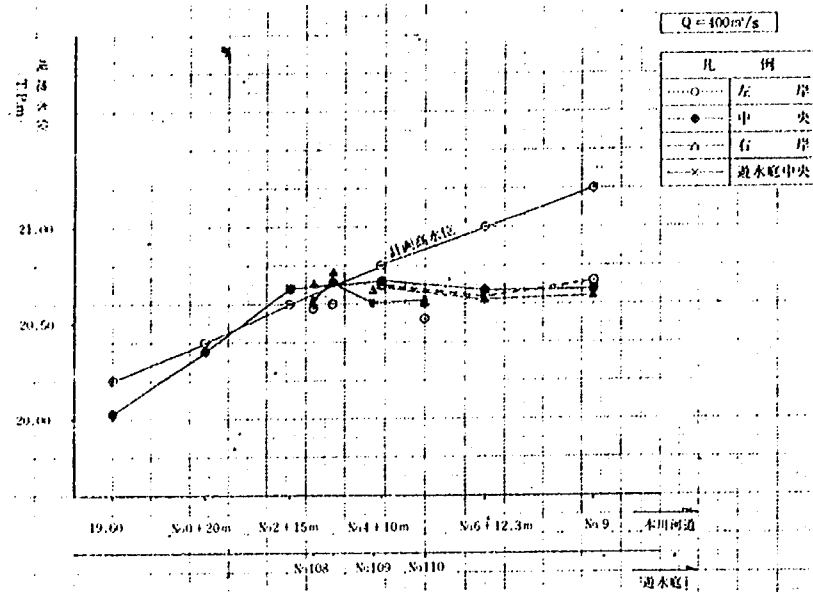
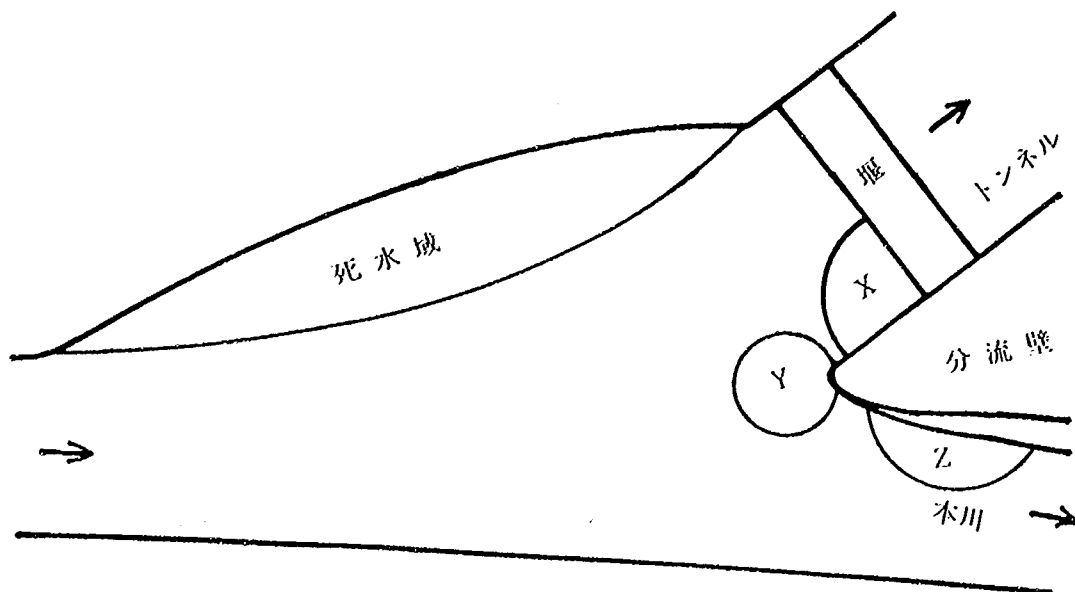
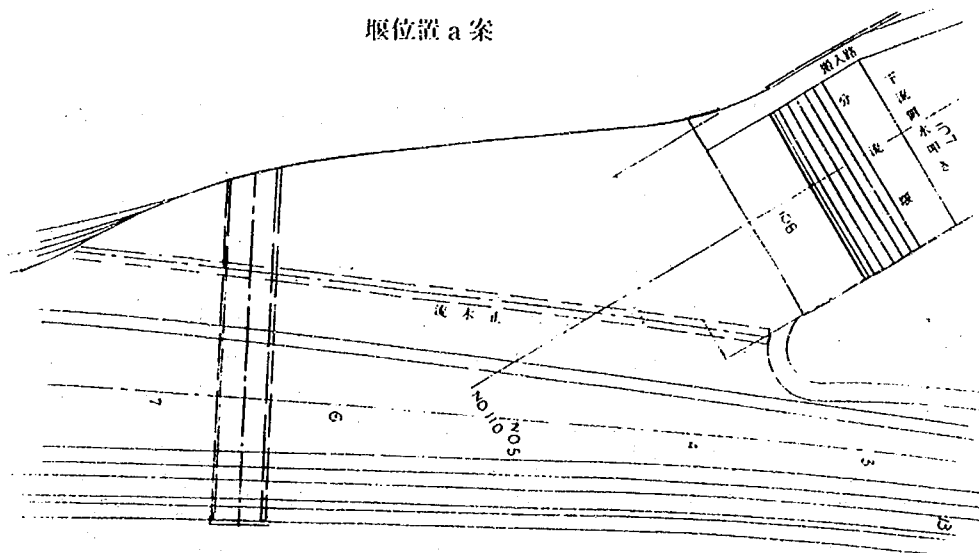


図-5.1.2 平面形状検討時水位縦断面図

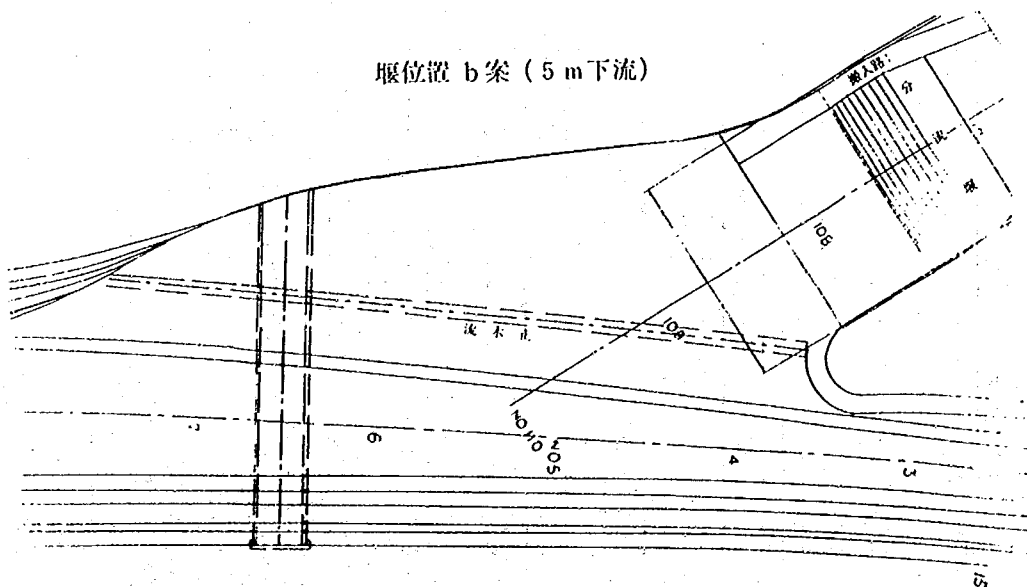


図一 5.1.3 平面形状検討時流況説明図

堰位置 a 案



堰位置 b 案 (5 m 下流)



分流位置 c 案 (10m下流)

圖一 5.1.4 計畫河道分流部分分流堰位置案

Figure 1 is a line graph showing the relationship between water level (H, m) and distance (S, km) for the Jinsha River at the Shimen Bridge. The graph includes three data series: Left Bank (left bank), Middle (middle), and Right Bank (right bank). The water level generally increases with distance, with a notable peak around S=4.0 km. The right bank shows the highest water levels, while the left bank shows the lowest. The middle bank is intermediate. The graph also includes a legend for 'Location' (位置) and 'Example' (例).

位置	例
○	左岸
●	中央
△	右岸

Q = 400 m³/s

Shimen Bridge Water Level

Water Level (H, m)

Distance (S, km)

Shimen River



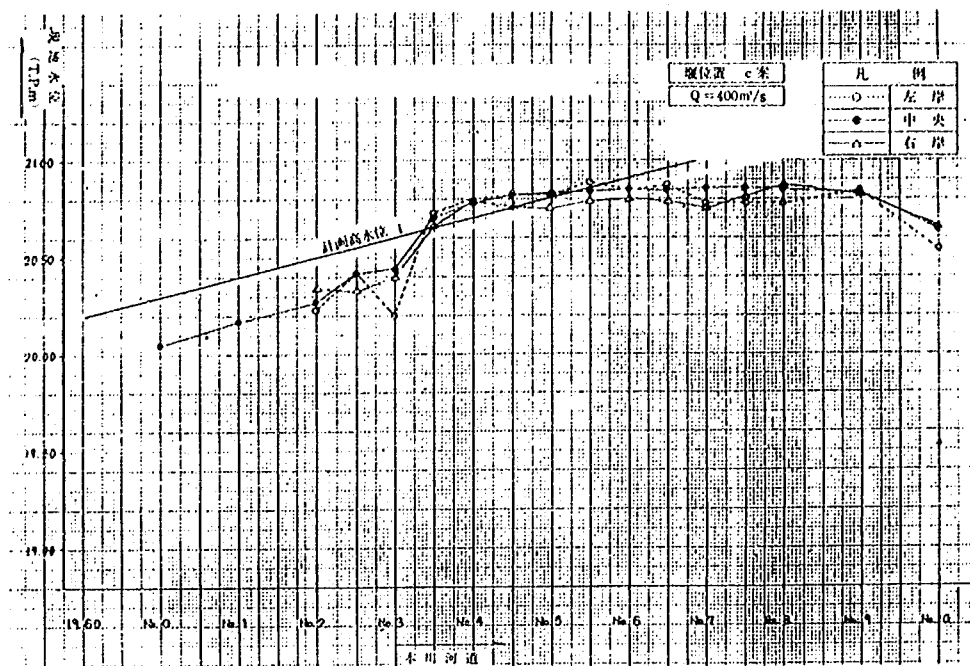


図-5.1.5 分流堰位置検討時水位縦断面図

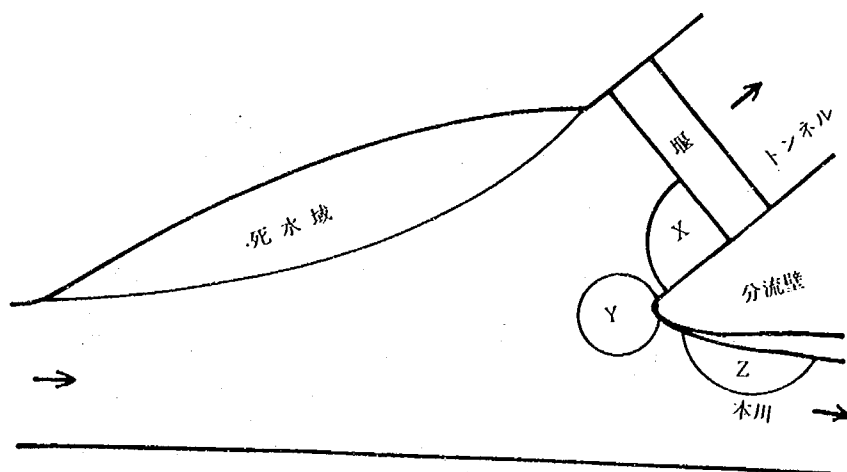


図-5.1.6 分流堰位置検討時流況説明図

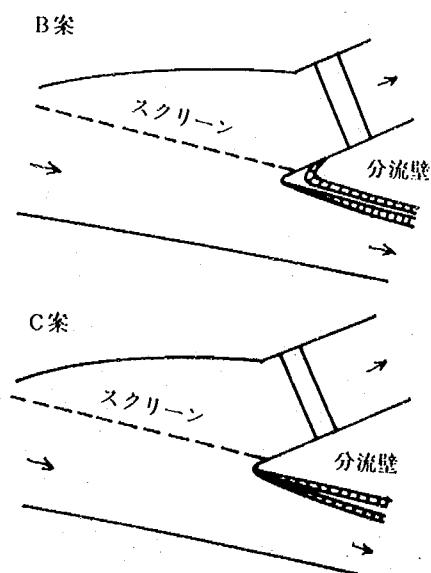
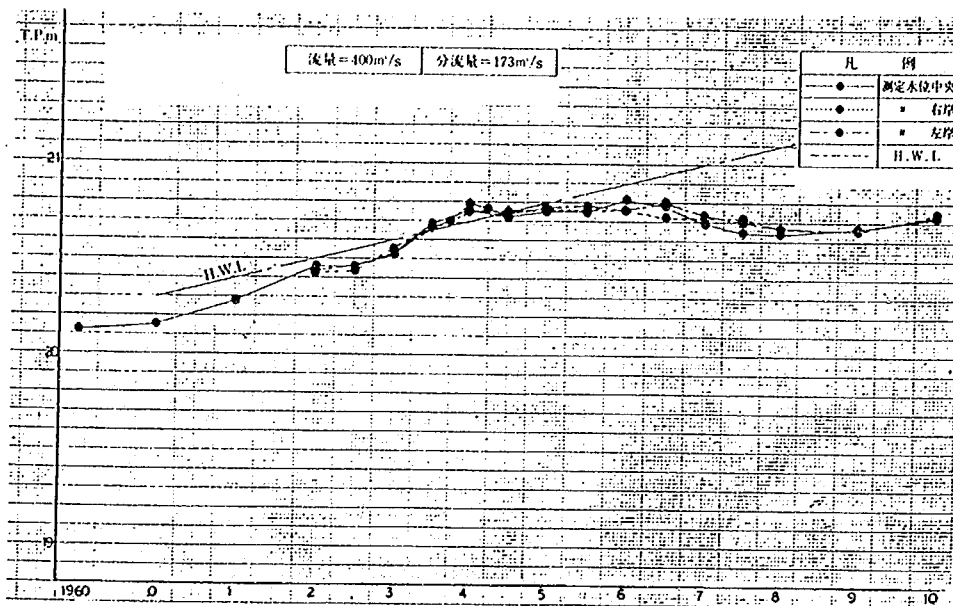
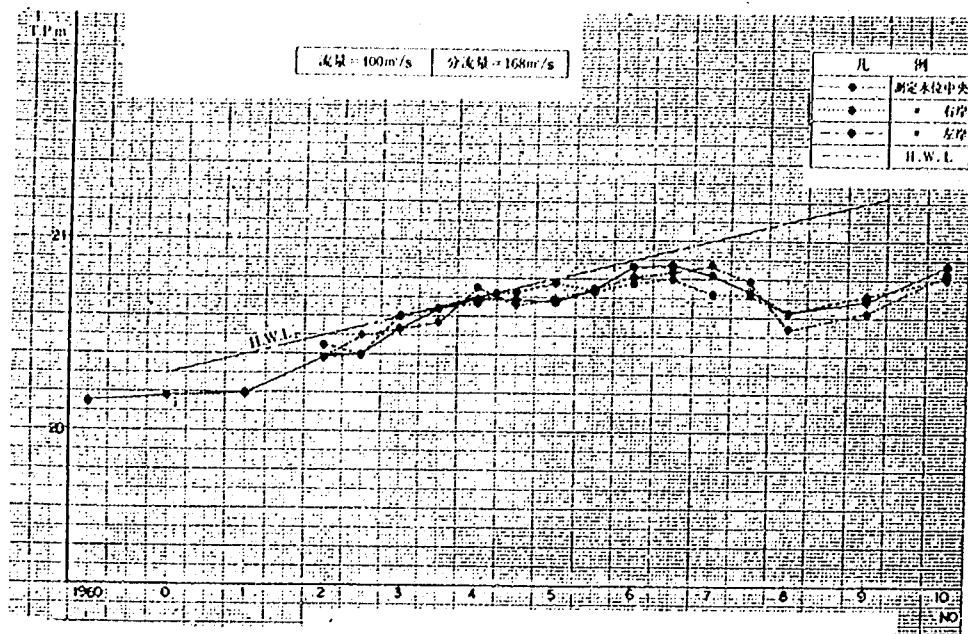


図-5.1.7 計画河道分流部分流壁形状案



図一 5.1.8 分流壁形状検討時水位縦断面図

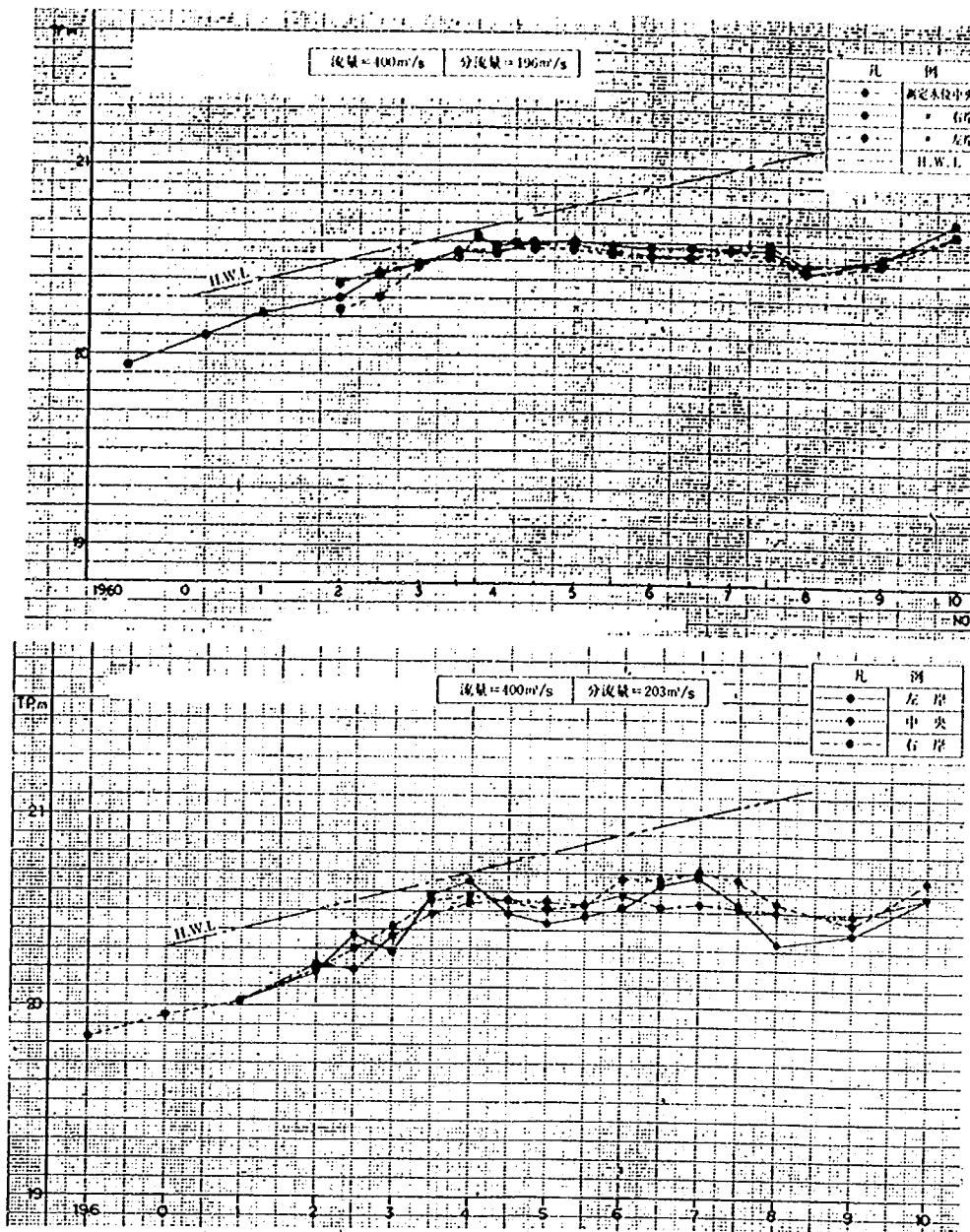


図-5.1.9 分流堰高検討時水位縦断面図

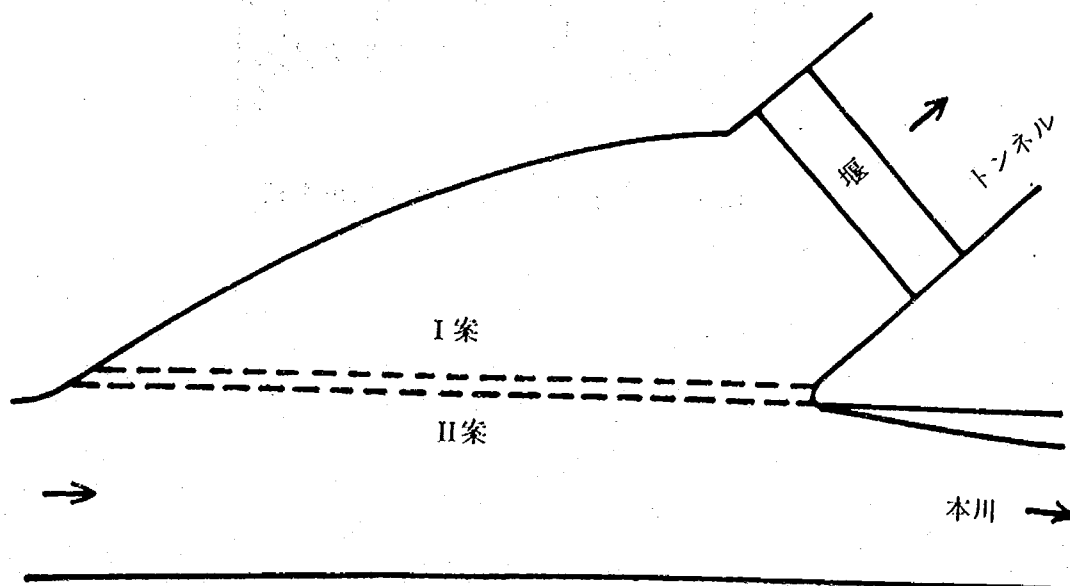


図-5.1.10 計画河道分流部スクリーン位置図

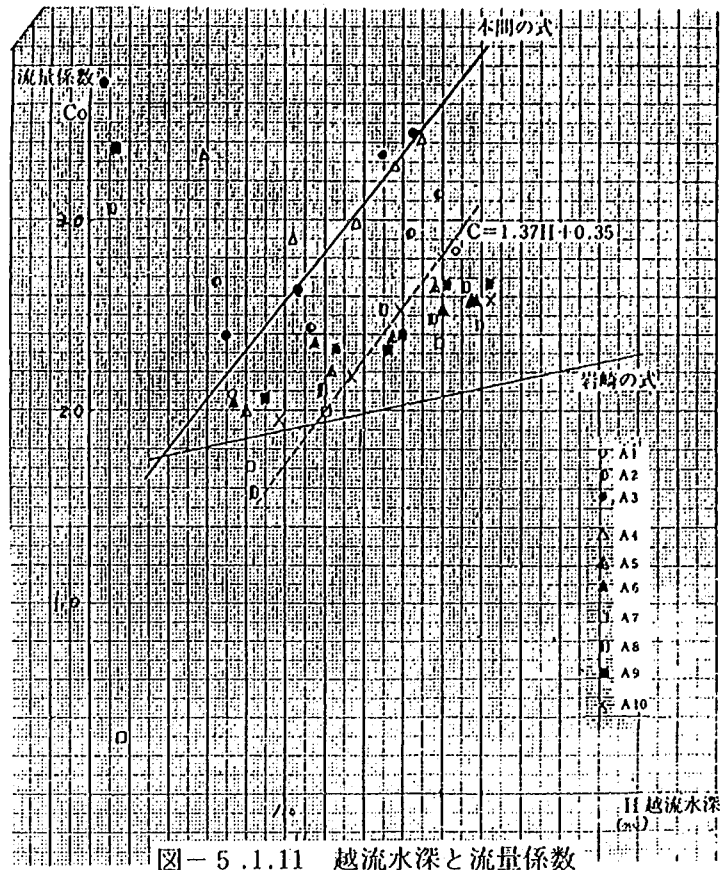


図-5.1.11 越流水深と流量係数

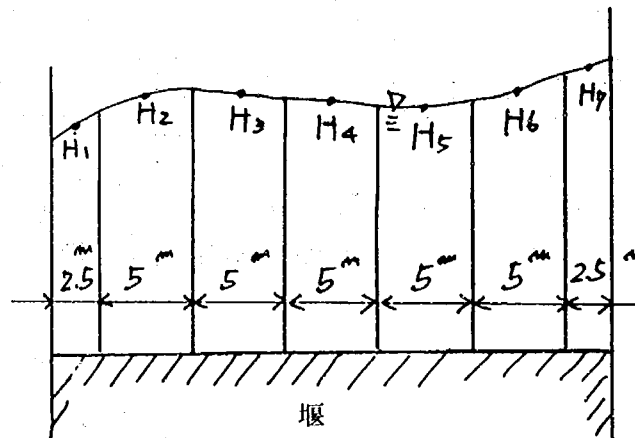
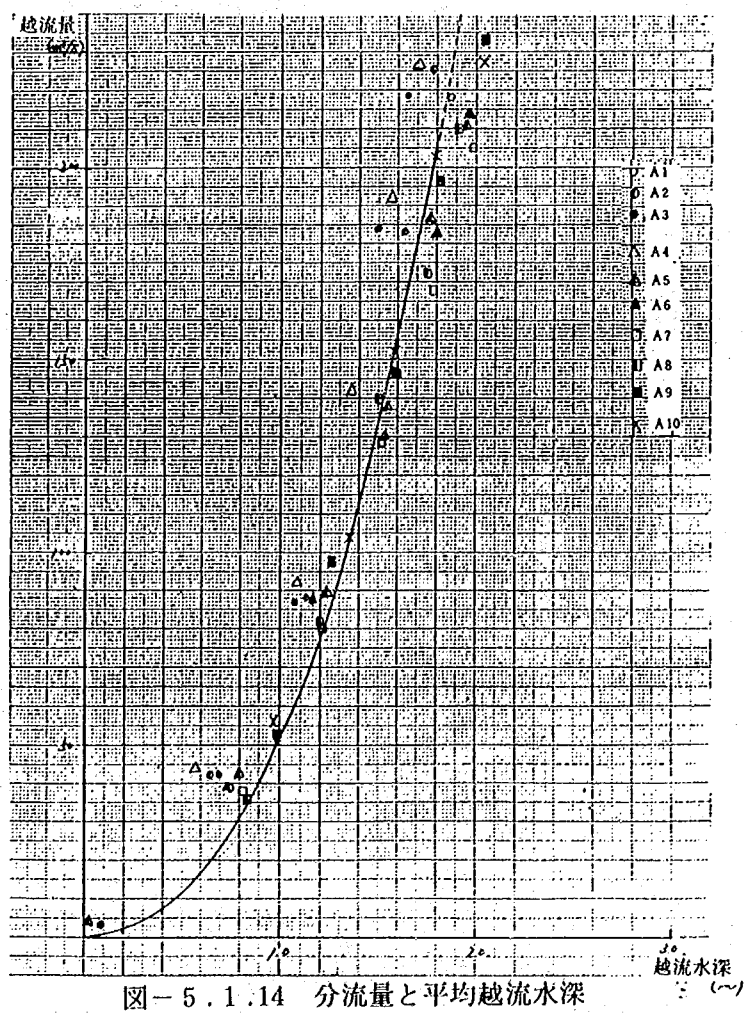
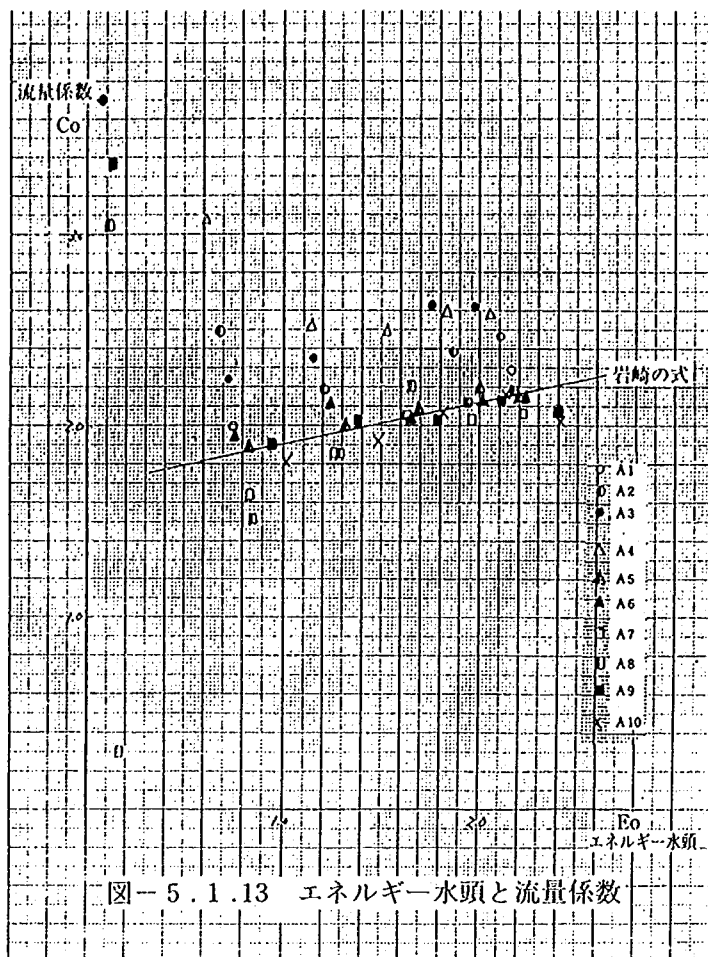


図-5.1.12 平均越流水深算出方法



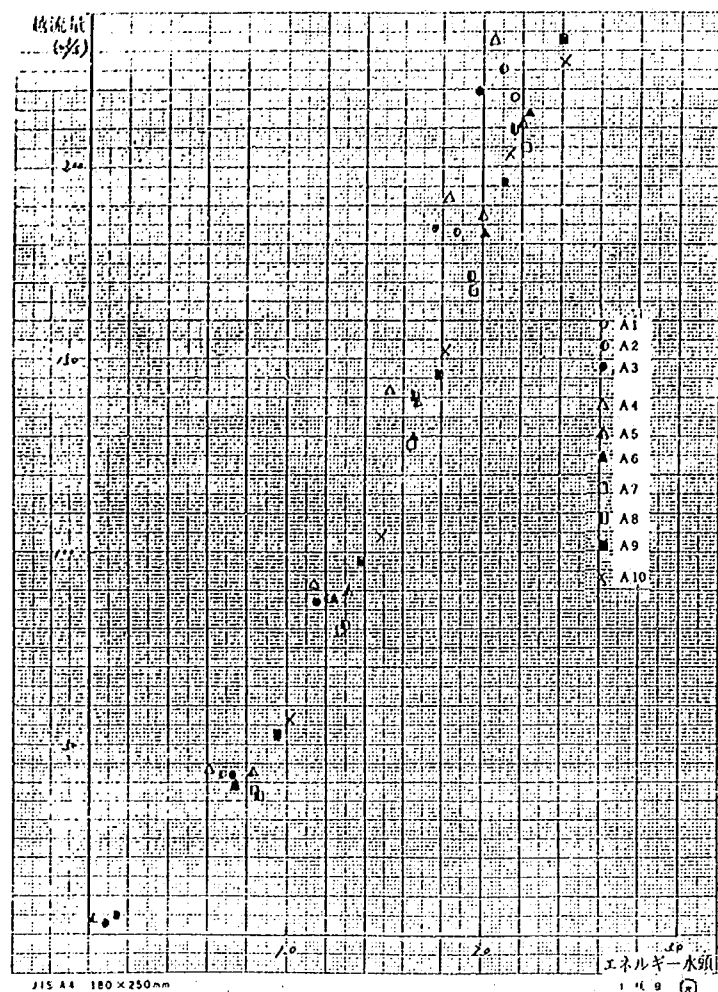


図-5.1.15 分流量とエネルギー水頭

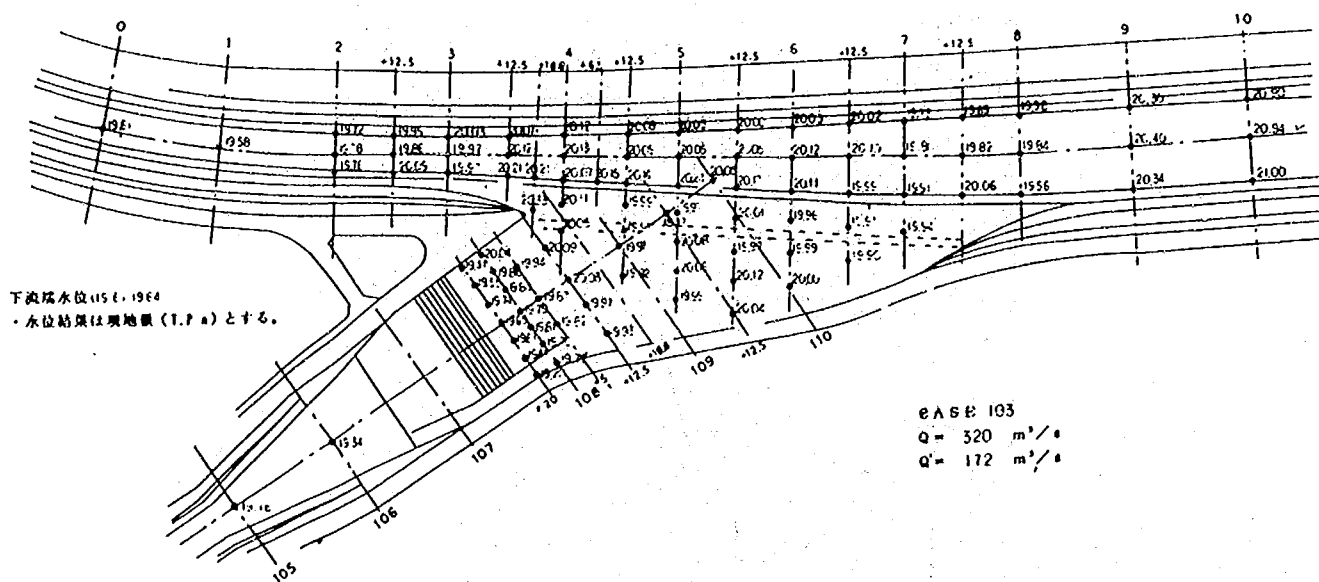
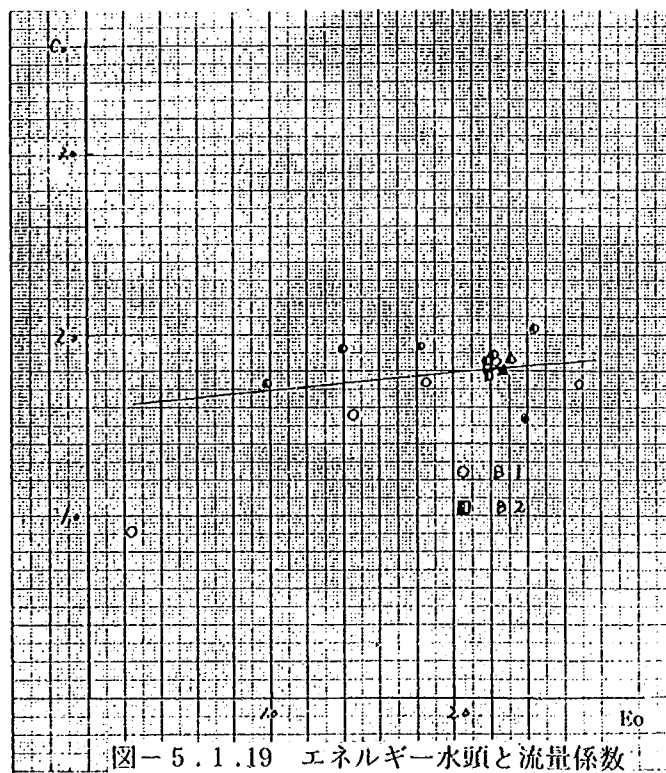
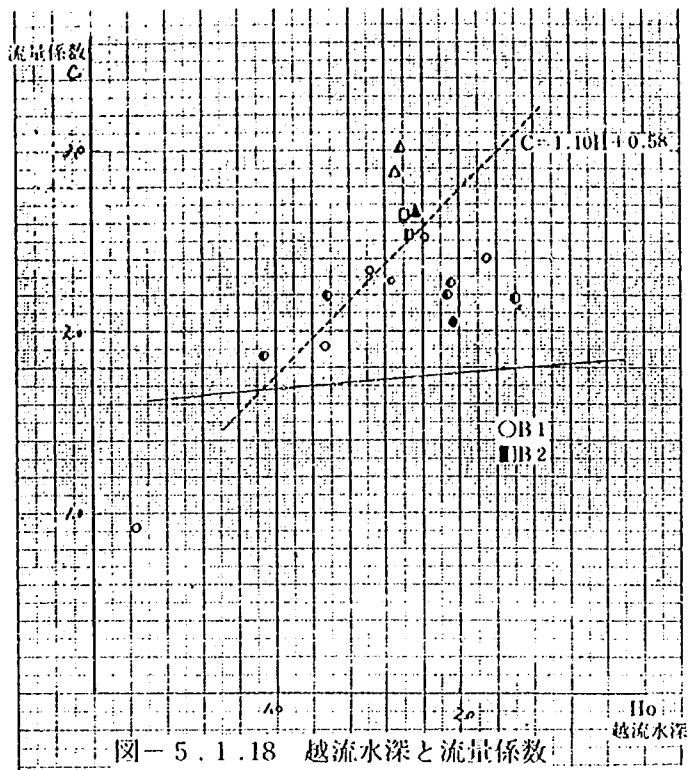


図6-16 分流部水位測定結果(95点)



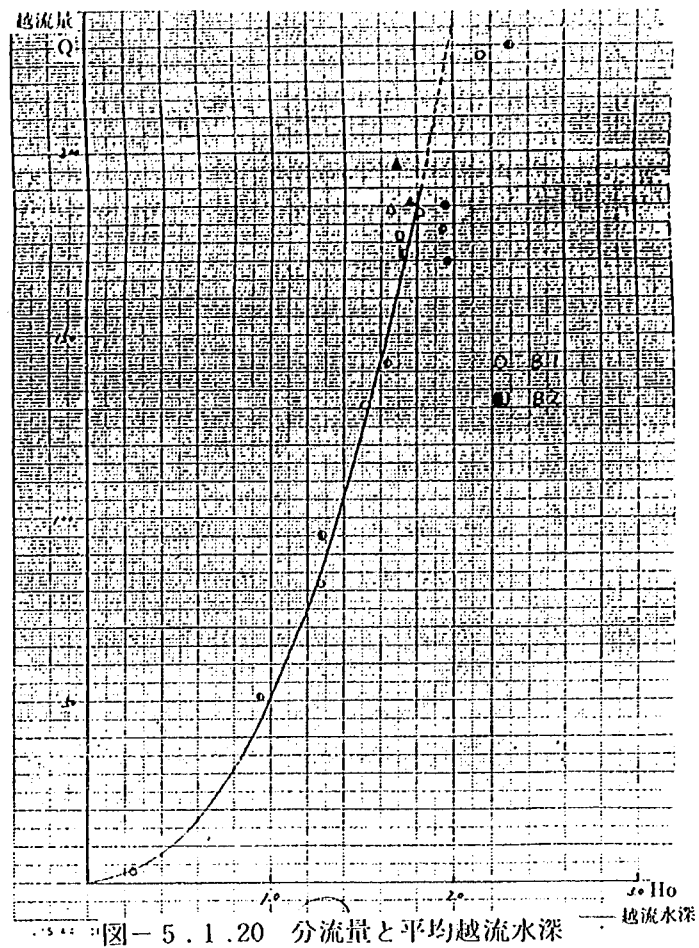


図-5.1.20 分流量と平均越流水深

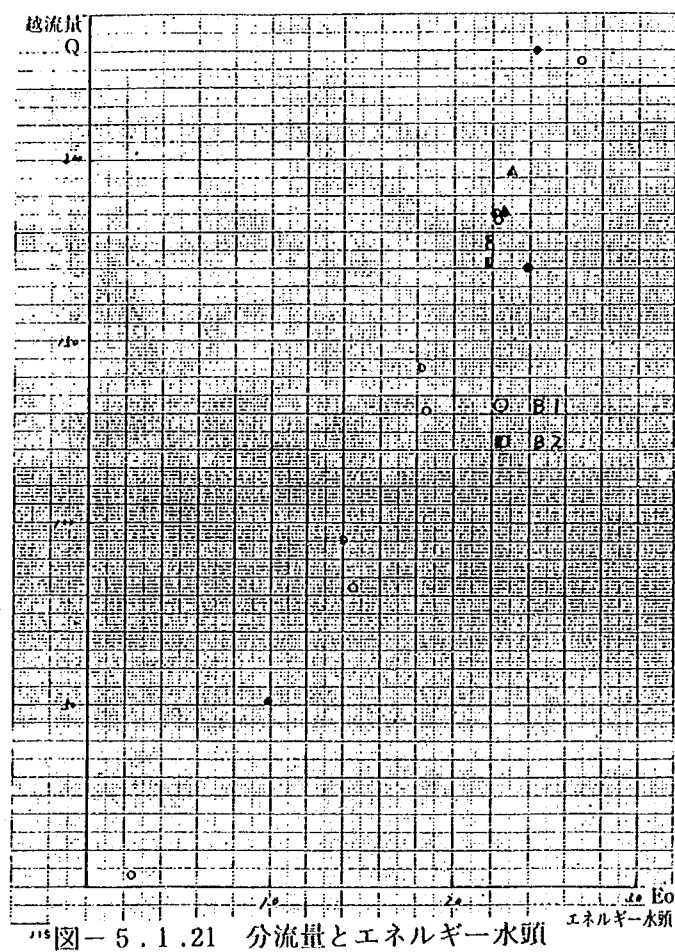
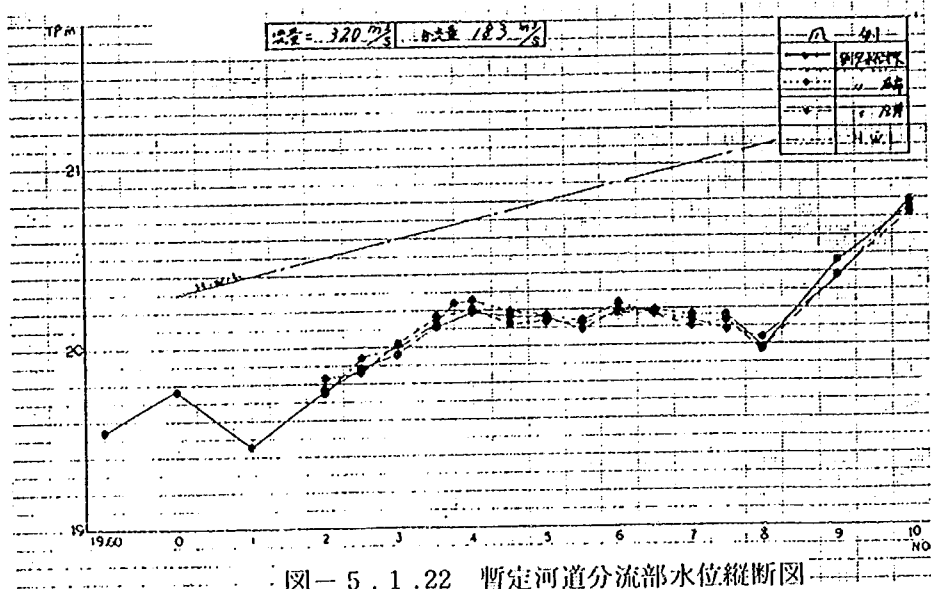
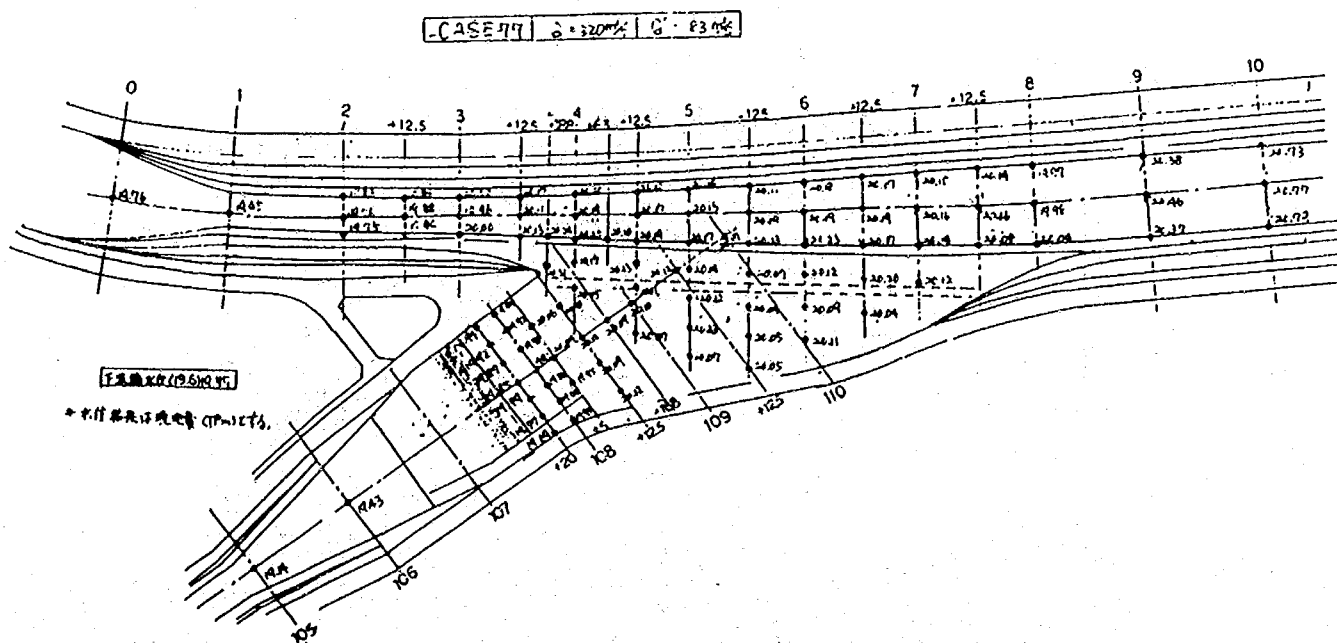
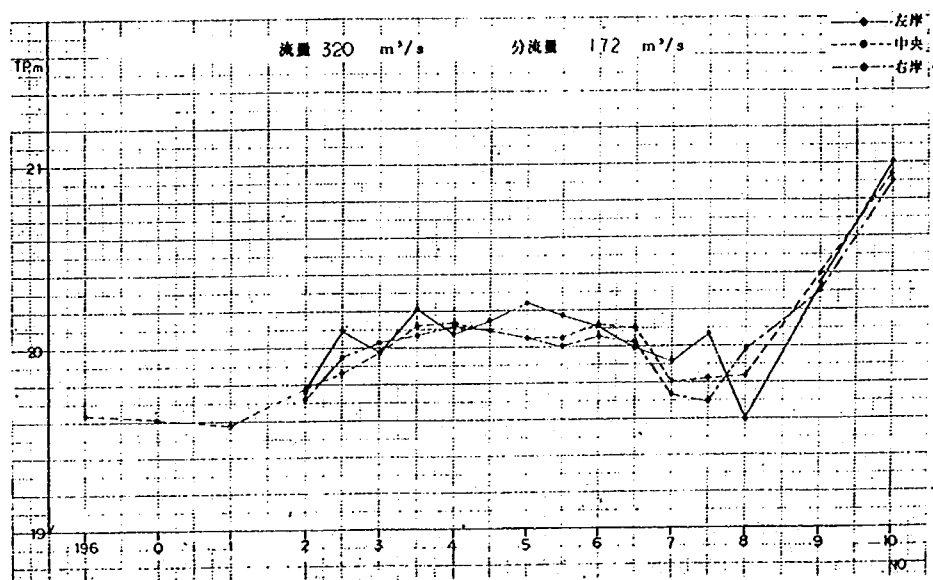


図-5.1.21 分流量とエネルギー水頭

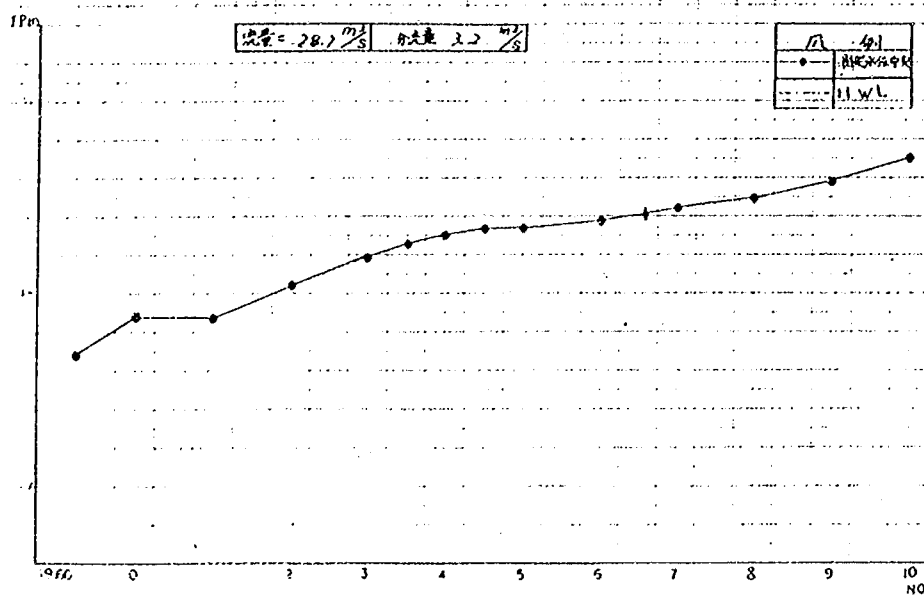


图—5.1.22 暂定河道分流部水位纵断面图



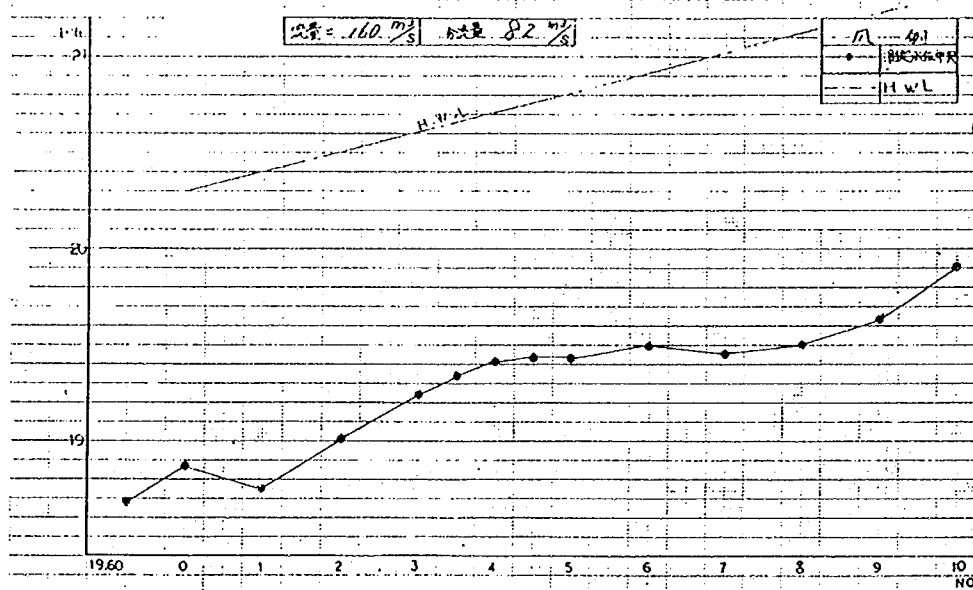
图—5.1.23 暂定河道分流部水位平面图

本川水位縦断面図

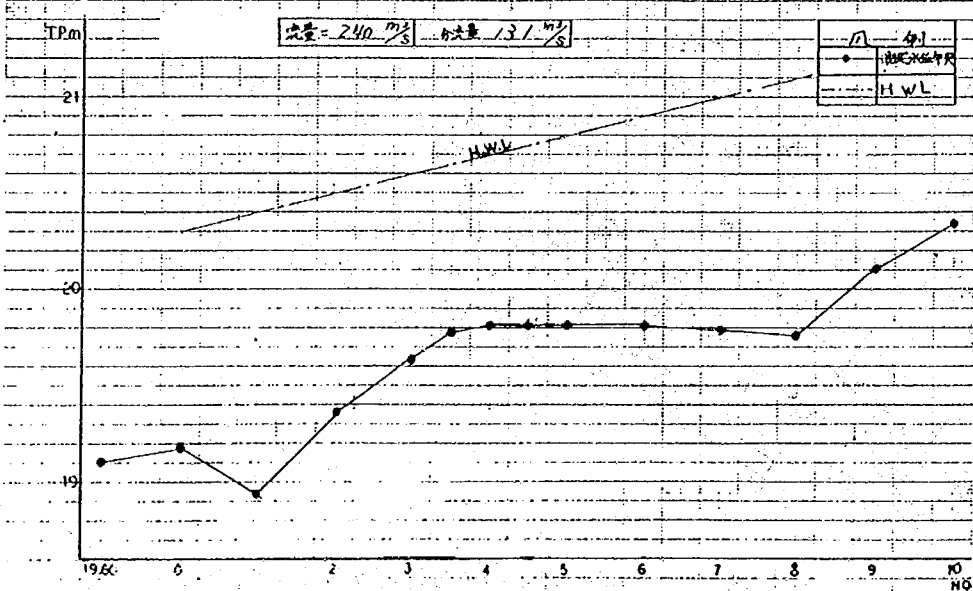


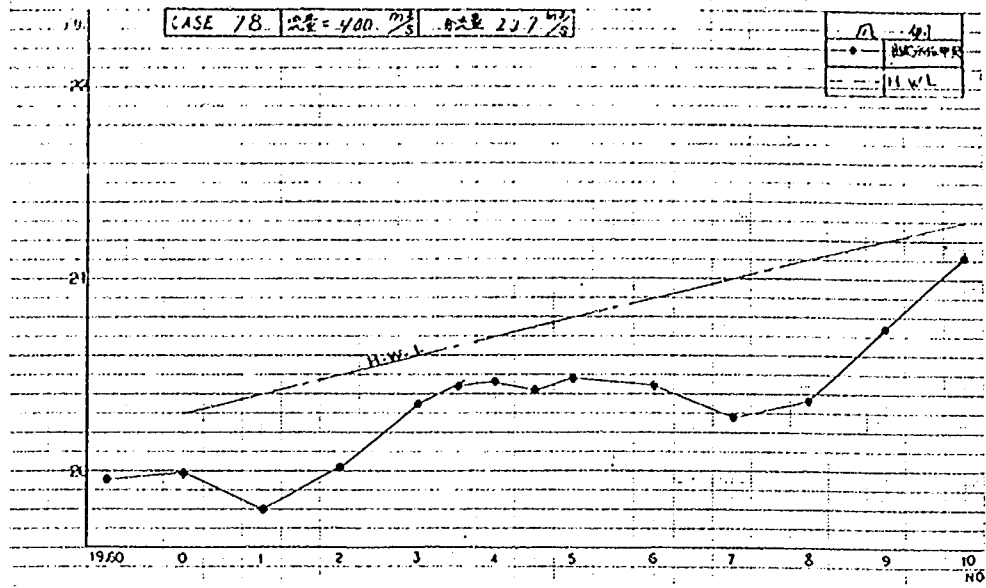
図一 5.1.24 暫定計画流量以外流量通水時水位縦断面図

図 5-24 本川水位縦断面図



本川水位縦断面図





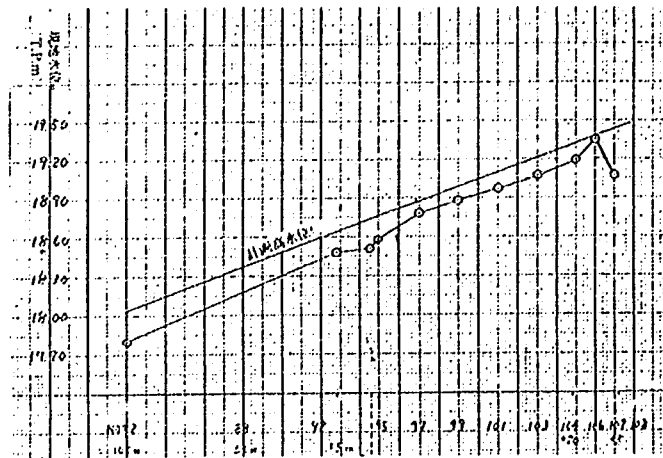


図-5.2.1 上流開水路部 $n=0.023$ 水位縦断面図

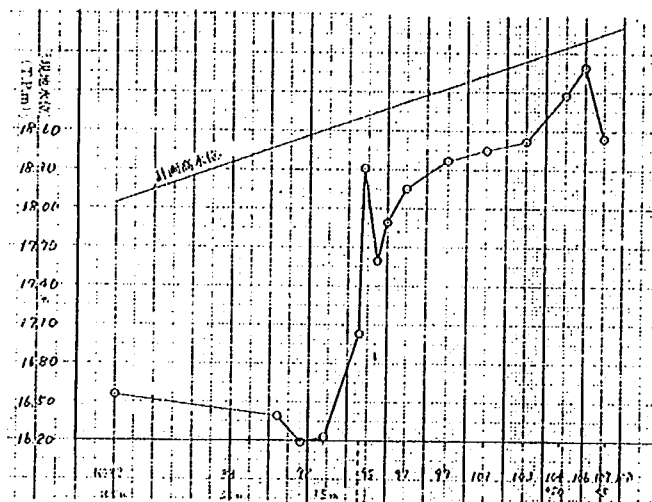


図-5.2.2 上流開水路部 $n=0.015$ 水位縦断面図

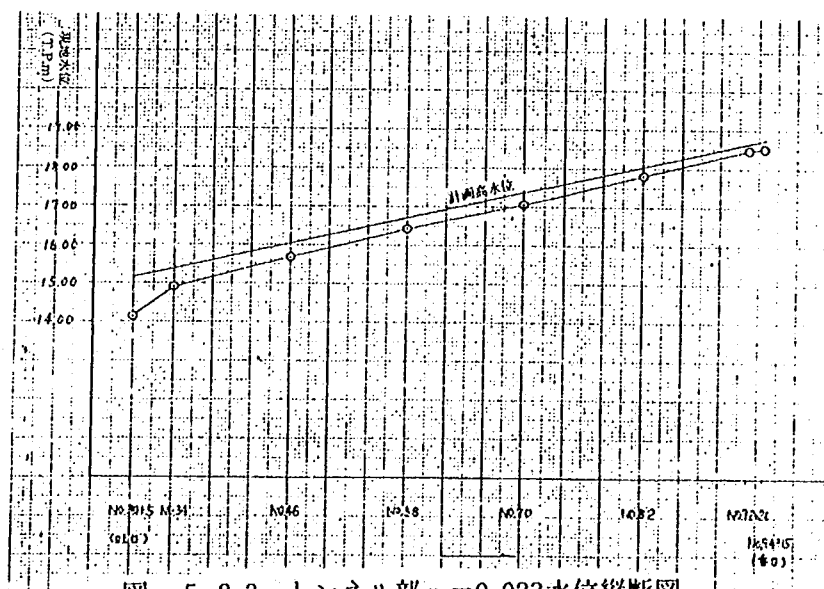


図-5.2.3 トンネル部 $n=0.023$ 水位縦断面図

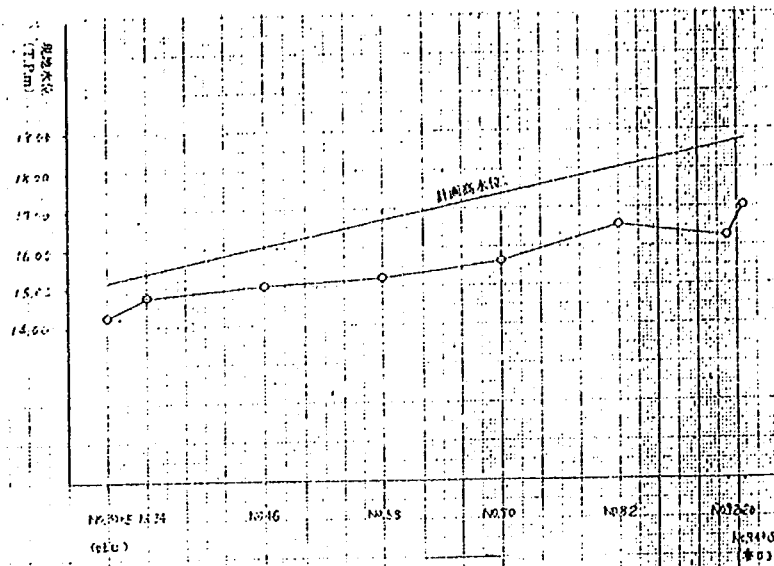


図-5.2.4 トンネル部 $n=0.015$ 水位縦断面図

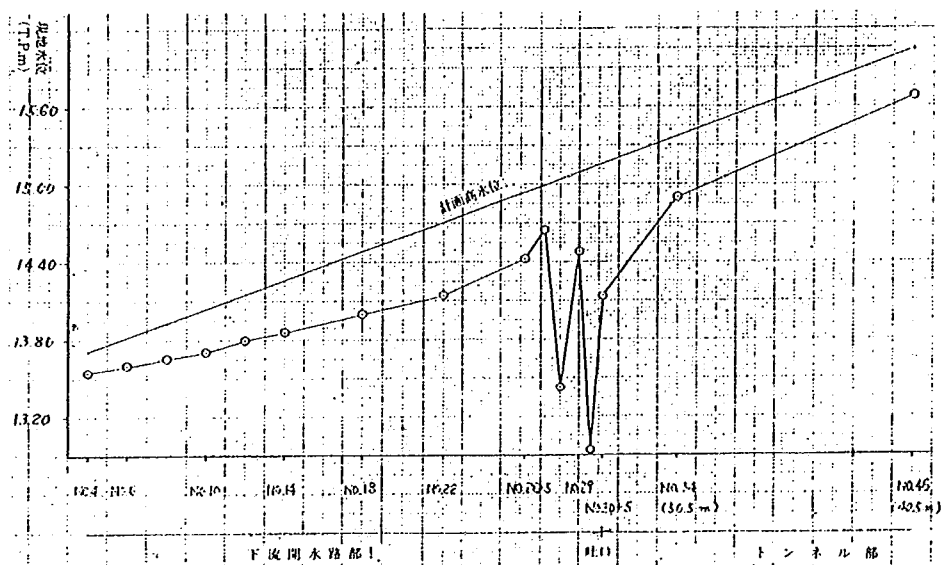


図-5.2.5 下流開水路部 $n=0.023$ 水位縦断面図

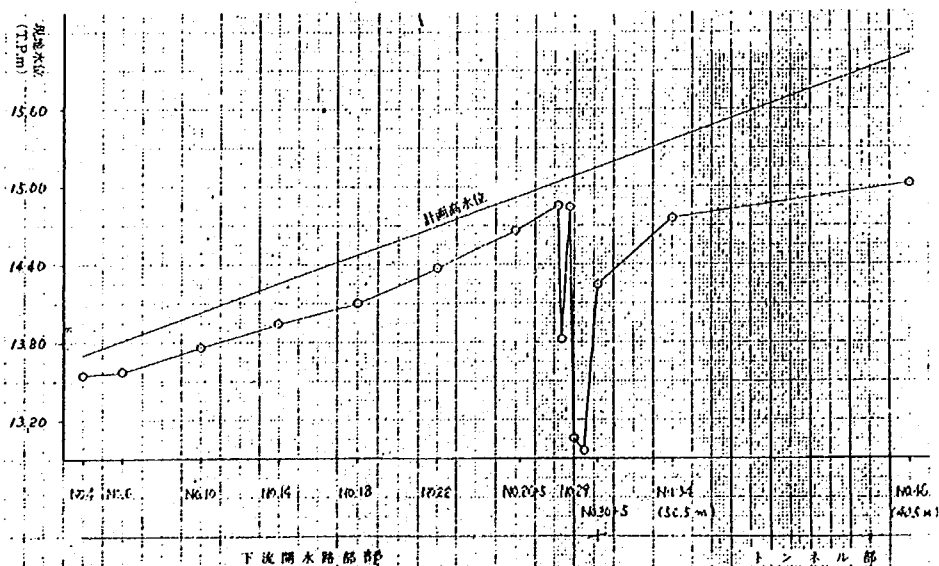


図-5.2.6 下流開水路部 $n=0.015$ 水位縦断面図

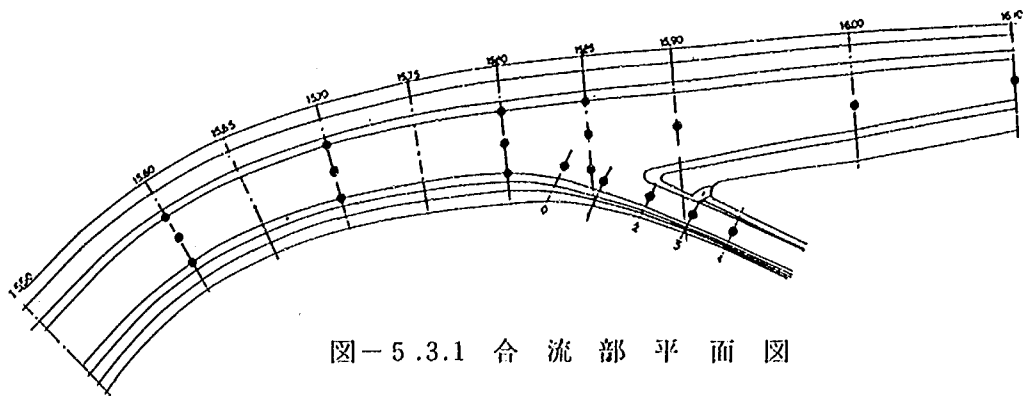


图-5.3.1 合流部平面图

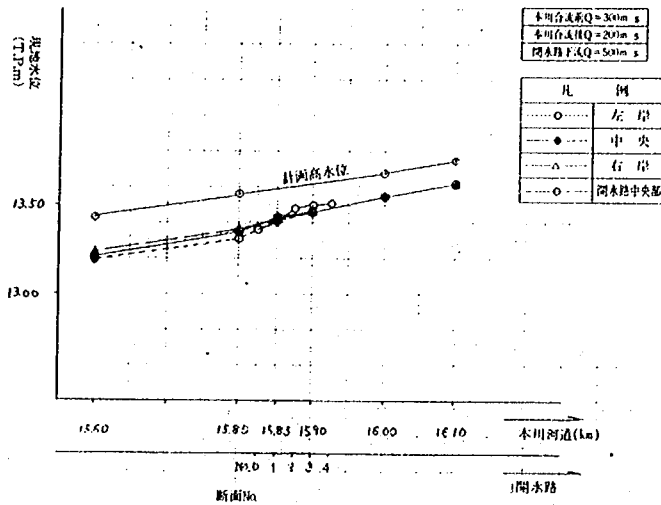
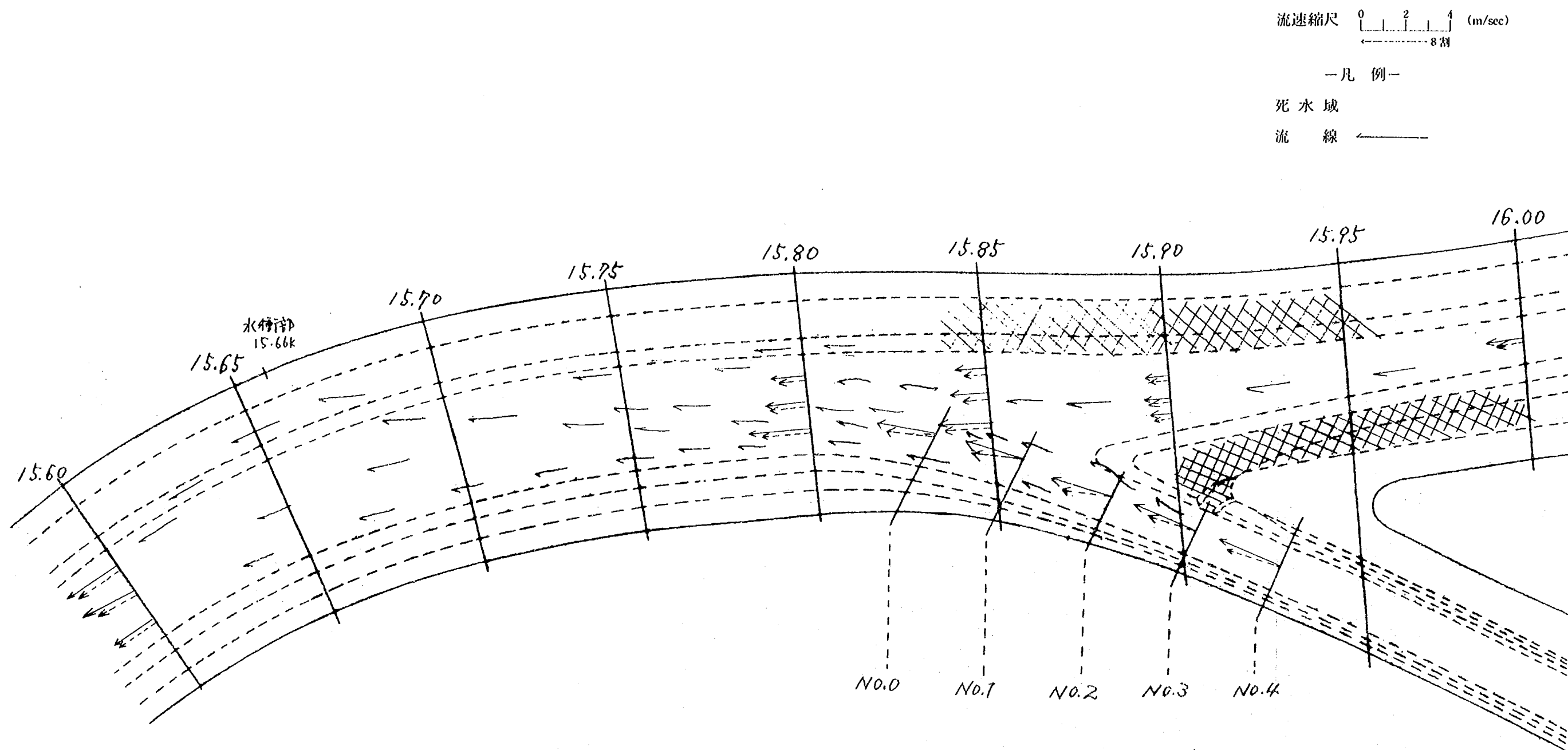
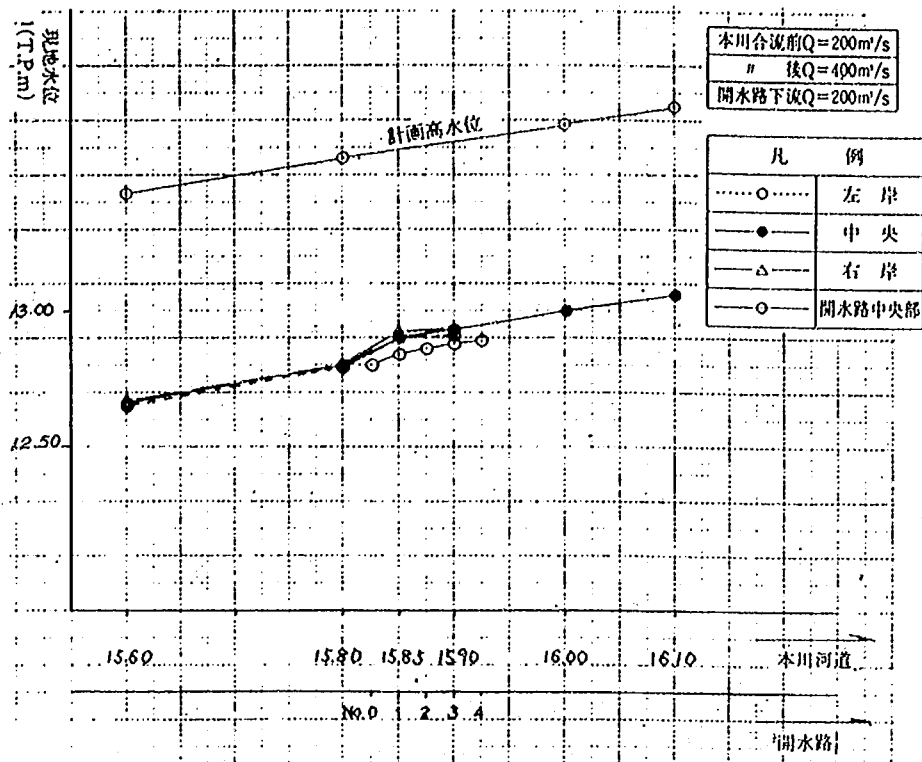


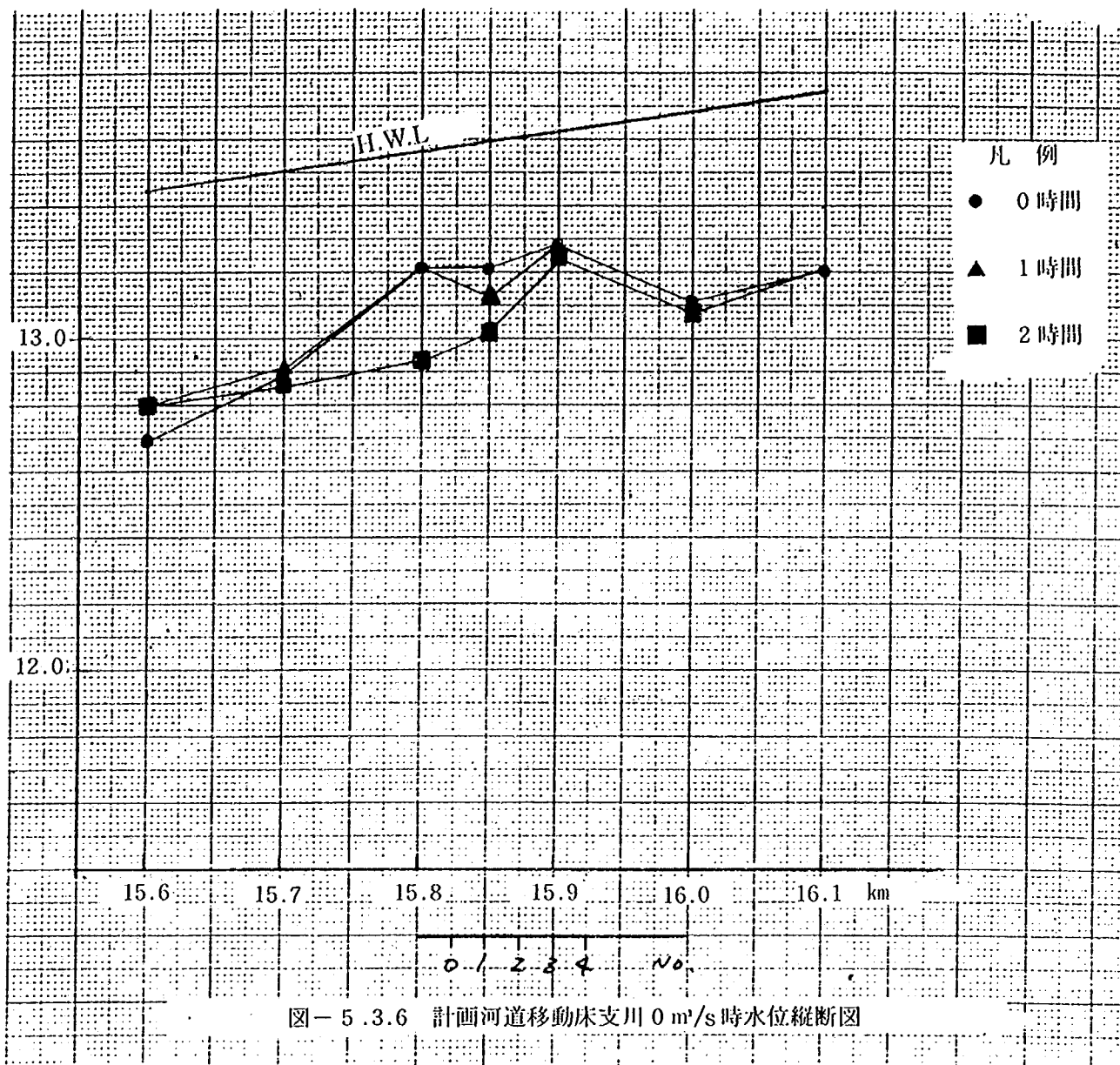
图-5.3.2 合流部計画河道固定床計画流量時水位縦断面図



圖—5.3.3 計画河道固定床計画流量時流況図



図一 5.3.4 計画河道固定床支川 $0\text{ m}^3/\text{s}$ 時水位縦断面図



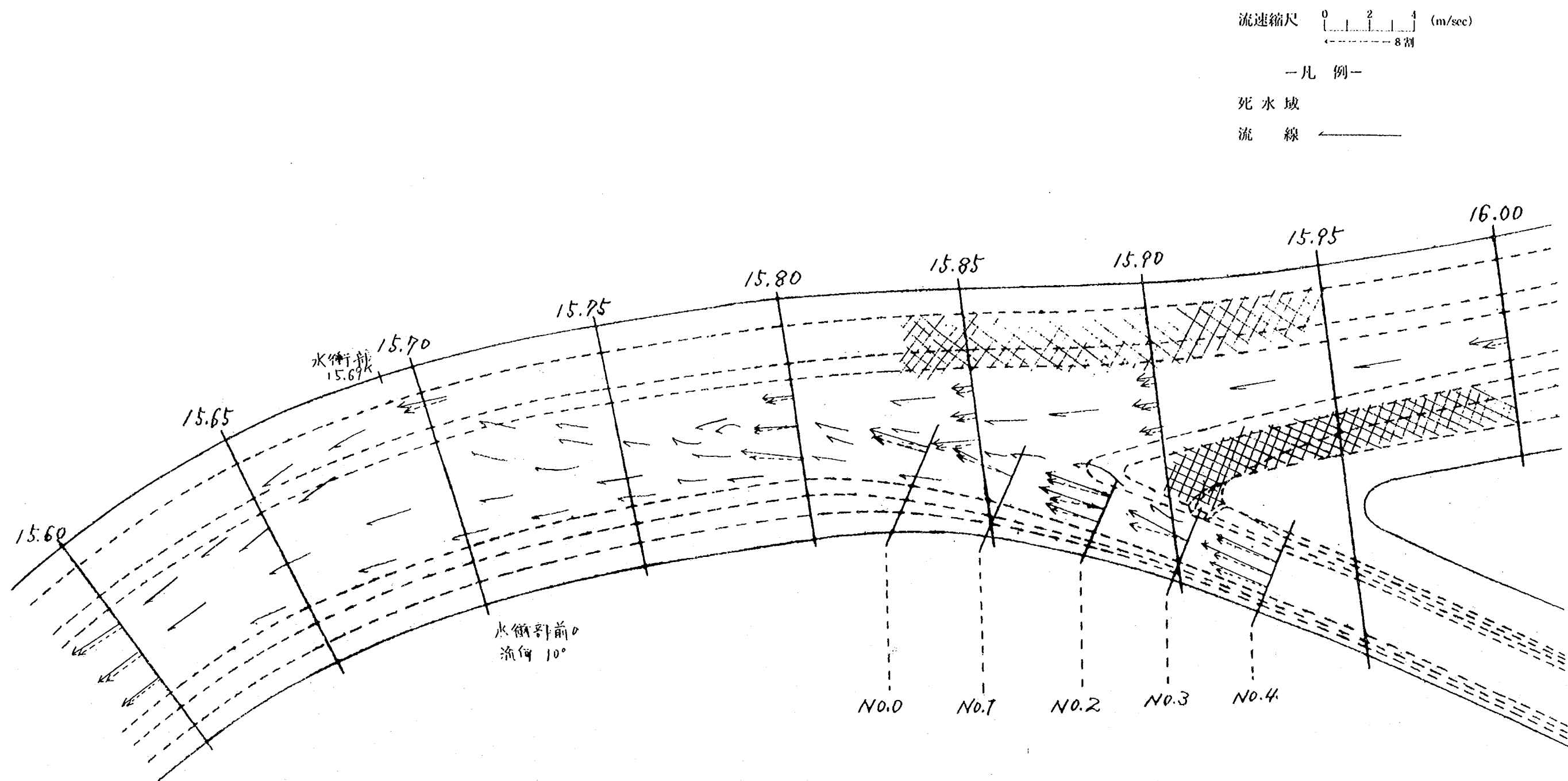
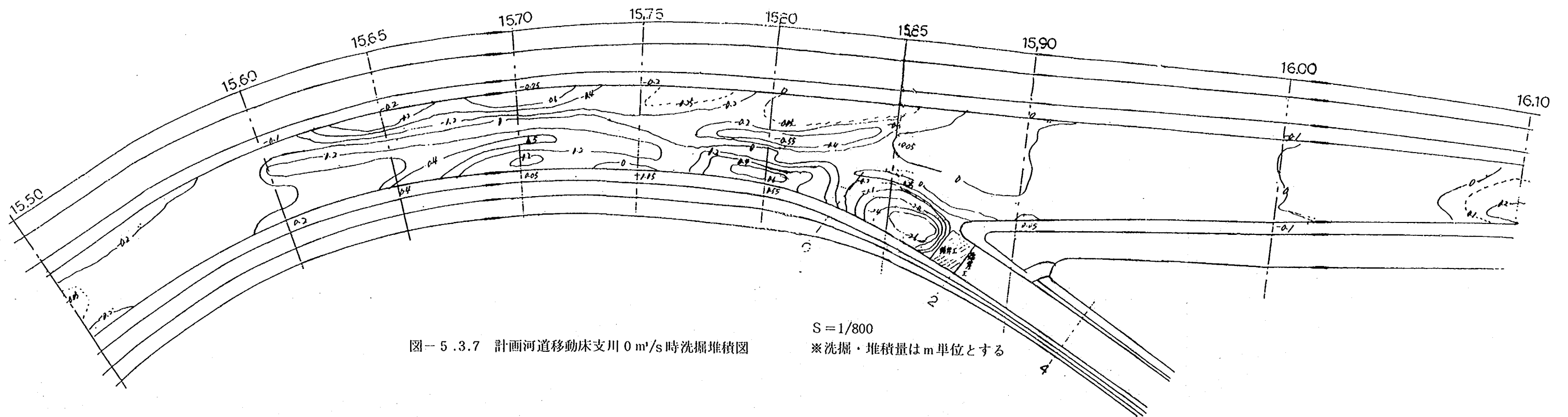
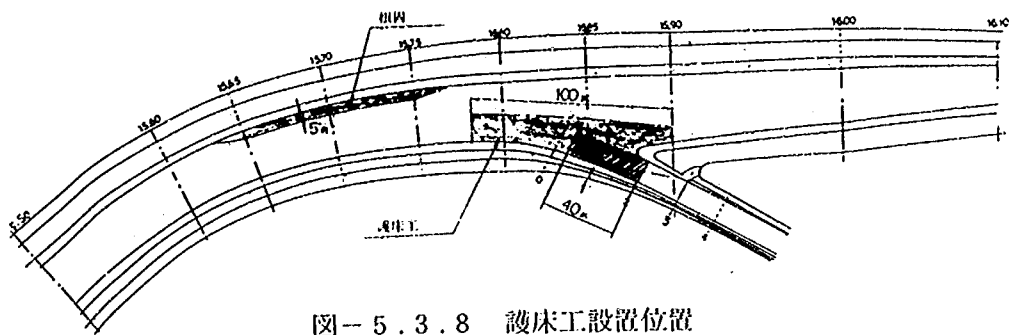


図-5.3.5 計画河道固定床支川 0 m³/s 時流況図

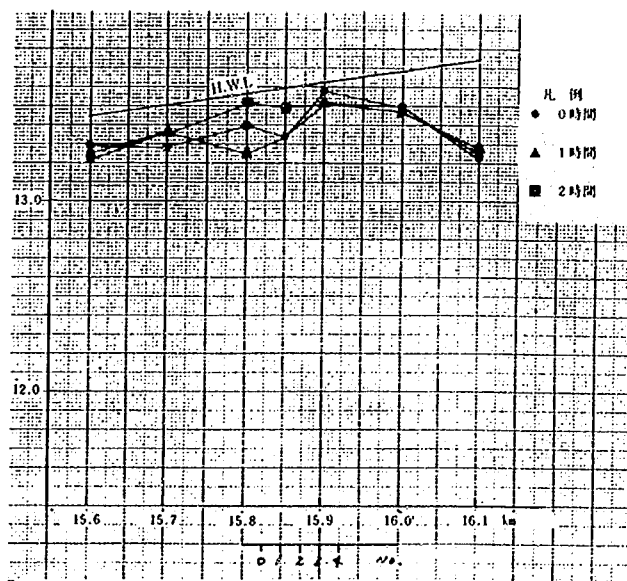


本川流量=200m³/s

支川流量=200m³/s



図一 5.3.8 護床工設置位置



図一 5.3.9 計画河道移動床計画流量時水位縦断図

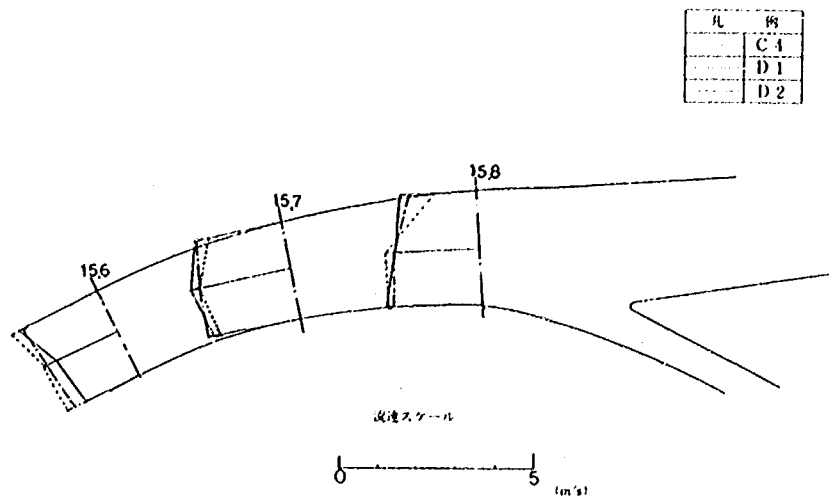


図-5.3.11 計画河道移動床計画流量時流分布

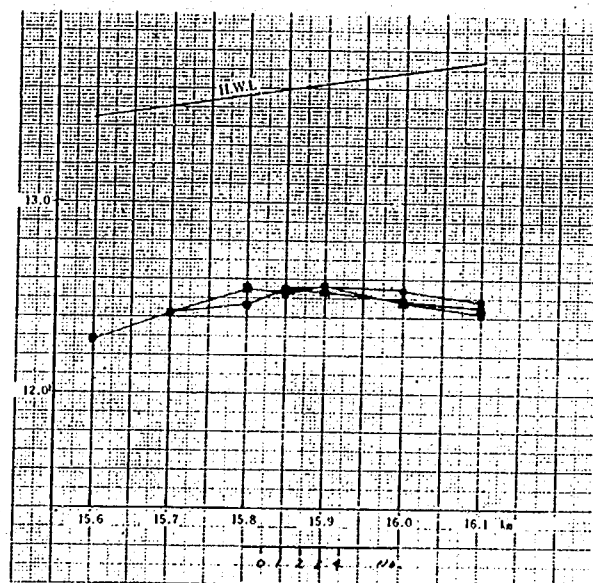


図-5.3.12 暫定河道移動床支川 0 m³/s時水位縦断面図

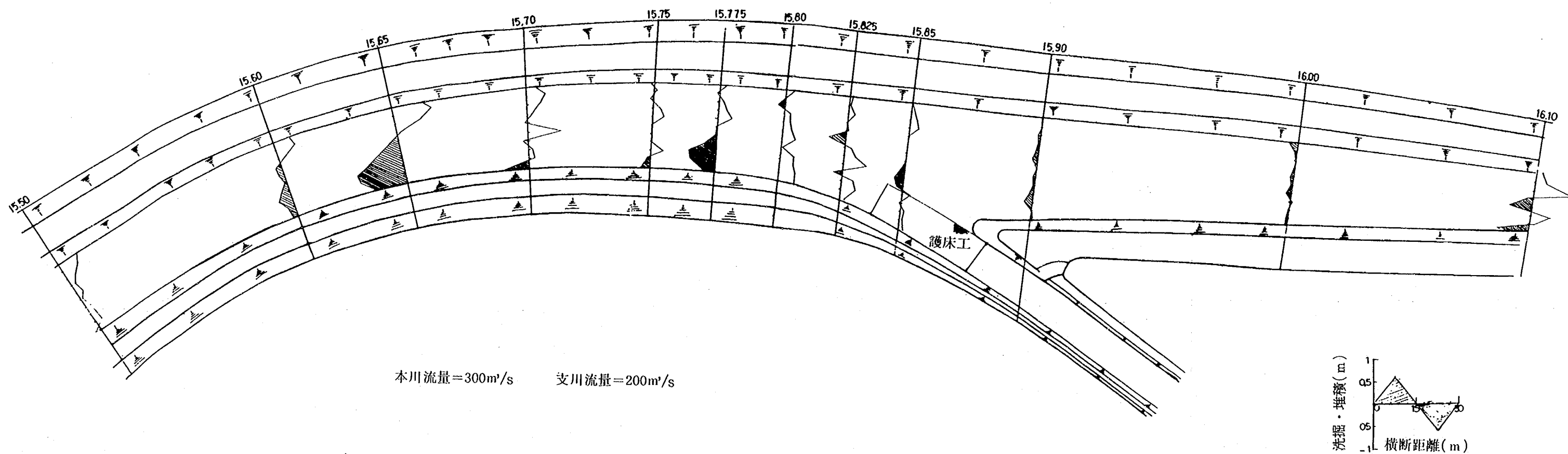
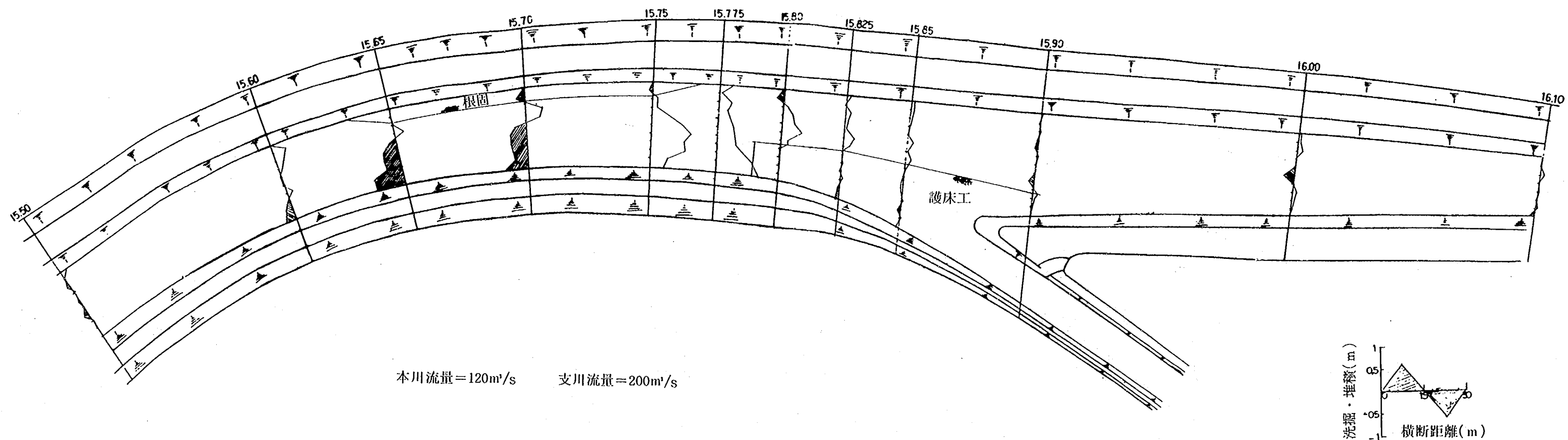
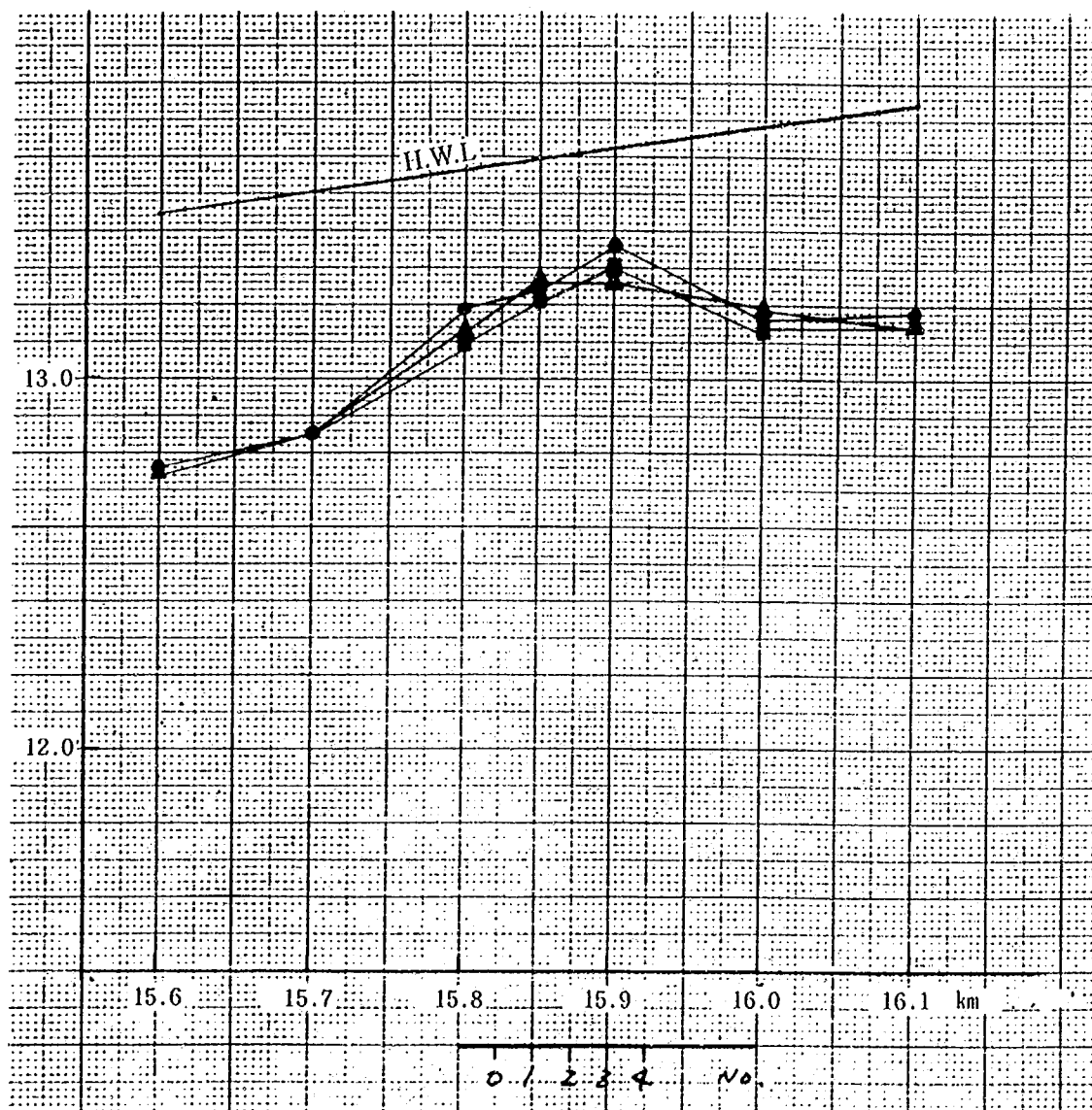


図-5.3.10 計画河道移道床計画流量時洗掘堆積図



図一 5.3.13 暫定河道移動床支川 0 m³/s 時洗掘堆積図



图— 5 . 3 . 14 暂定河道移动床計畫流量時水位縦断図

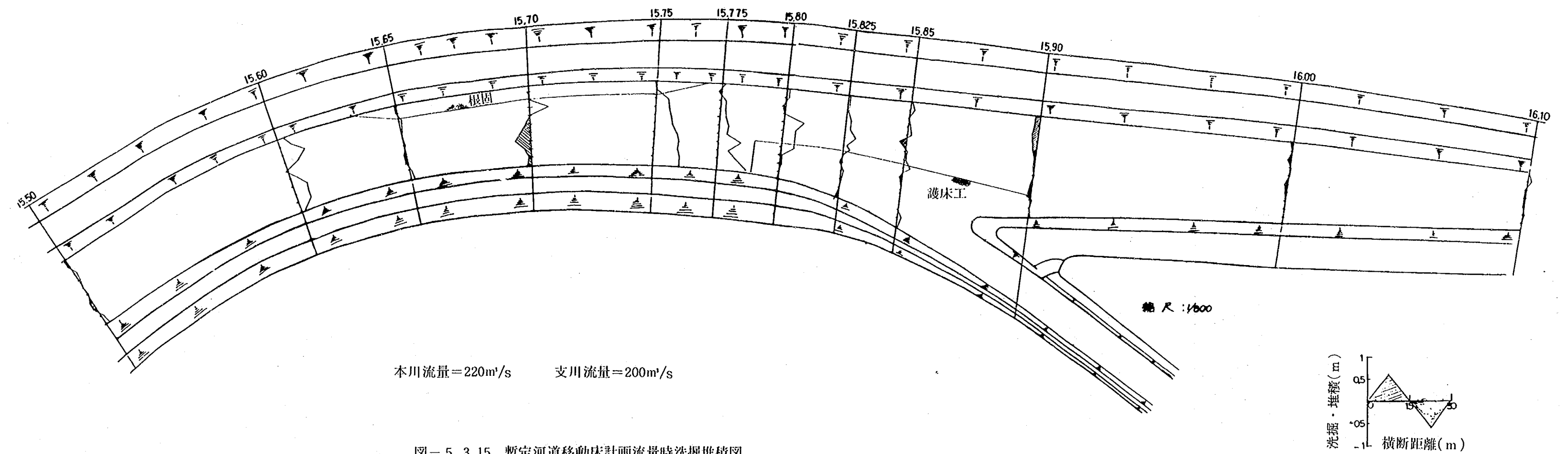


図-5.3.15 暫定河道移動床計画流量時洗掘堆積図

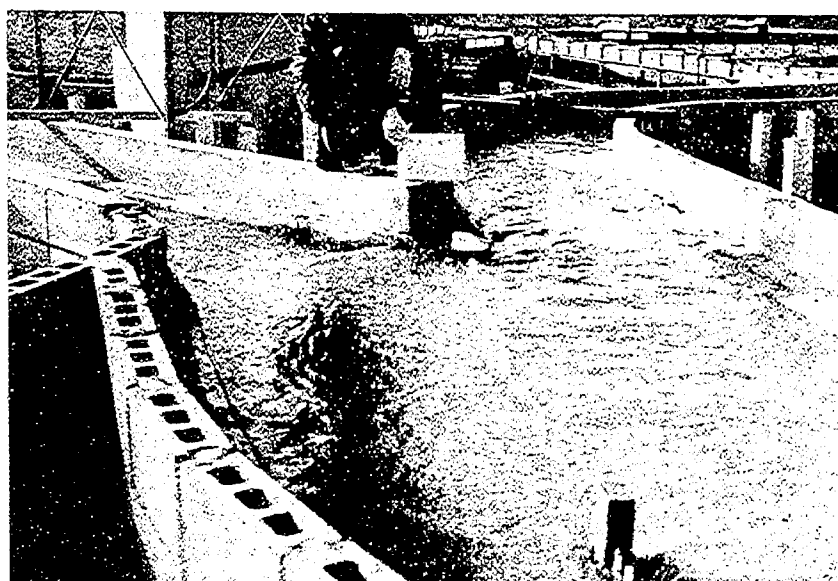
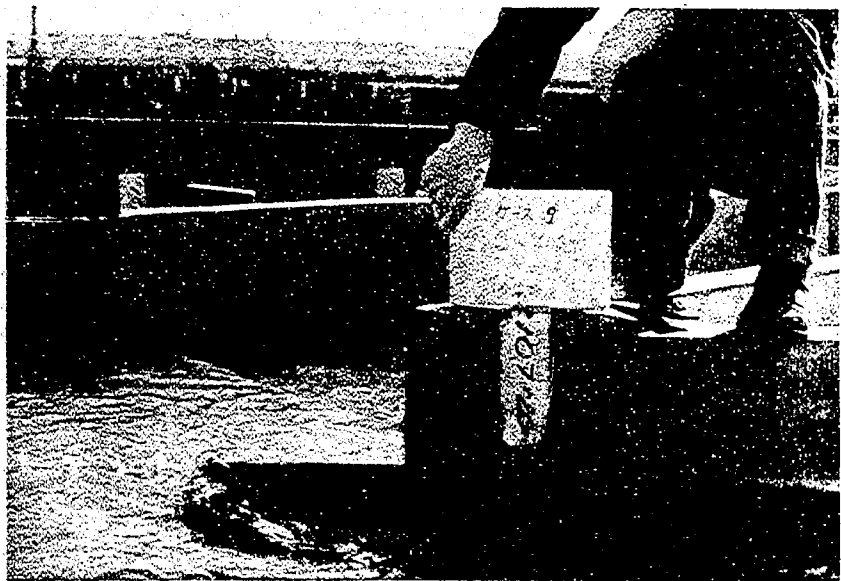
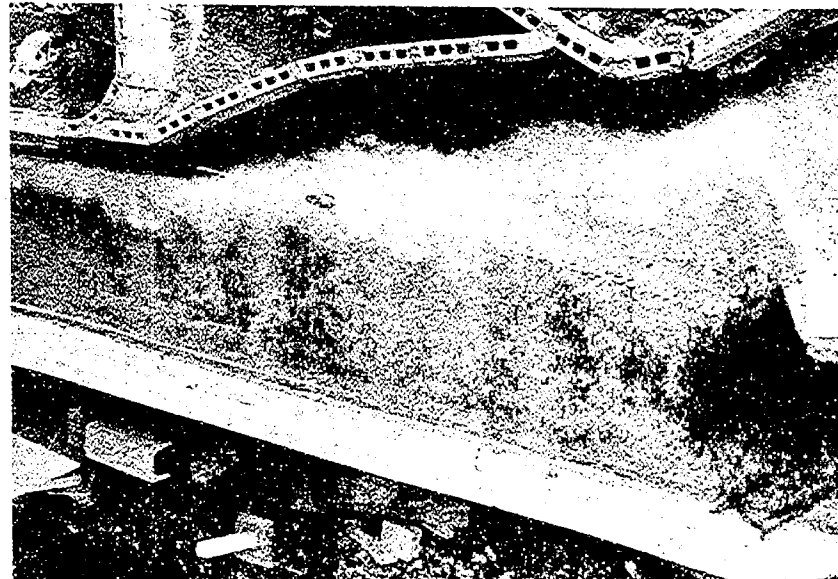
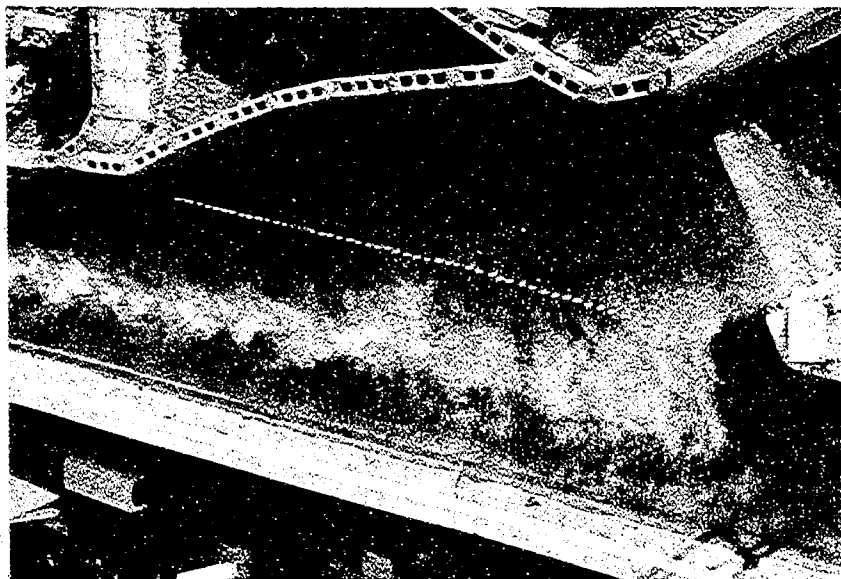
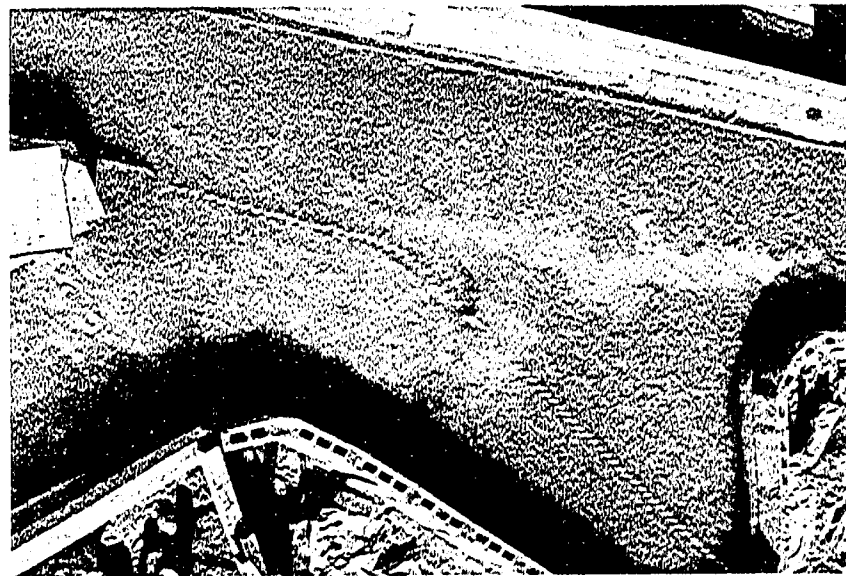
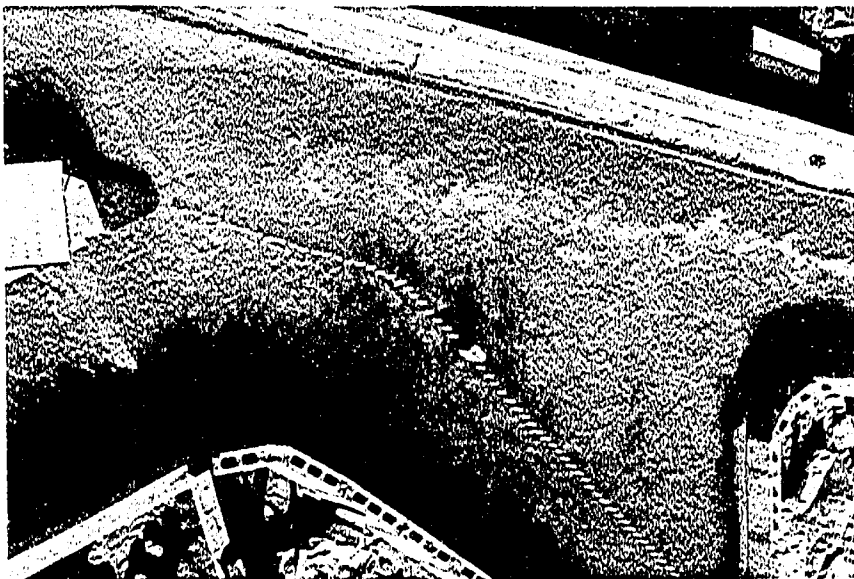
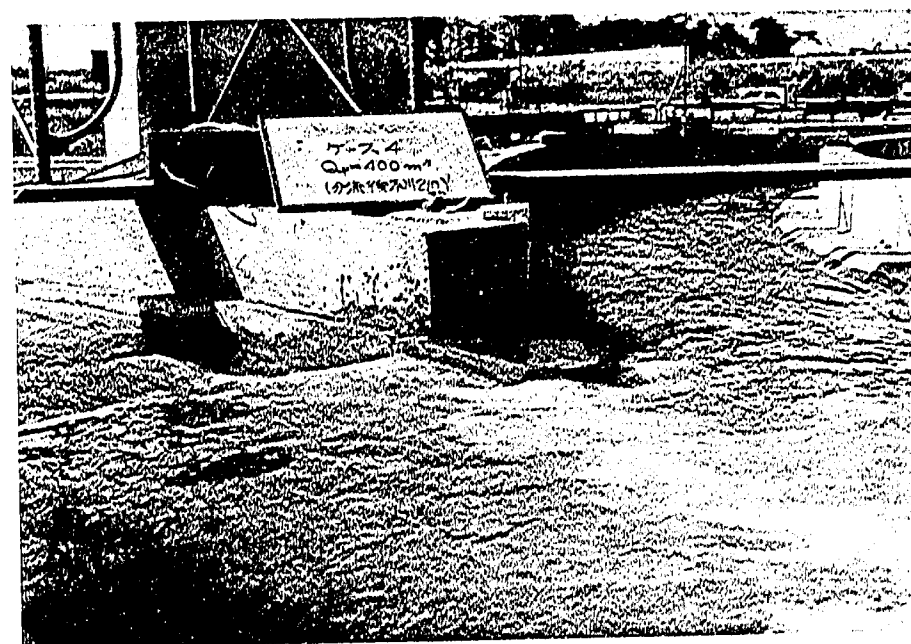
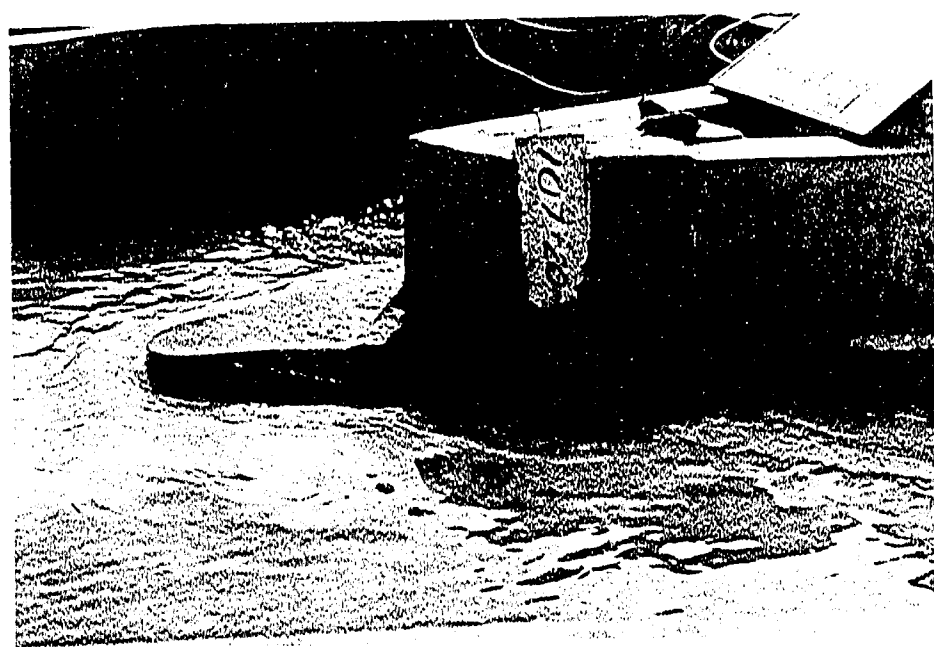


写真-5.1.1 平面形状検討時流況写真 ①案





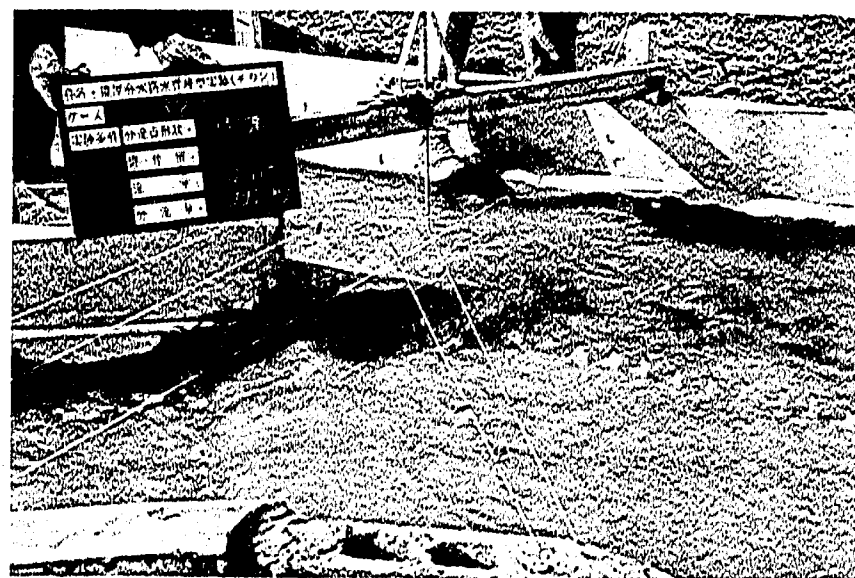
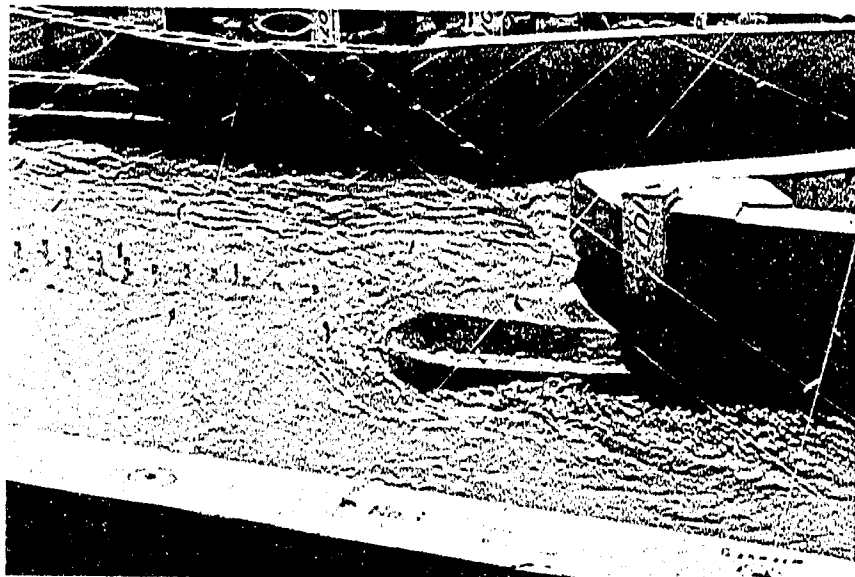
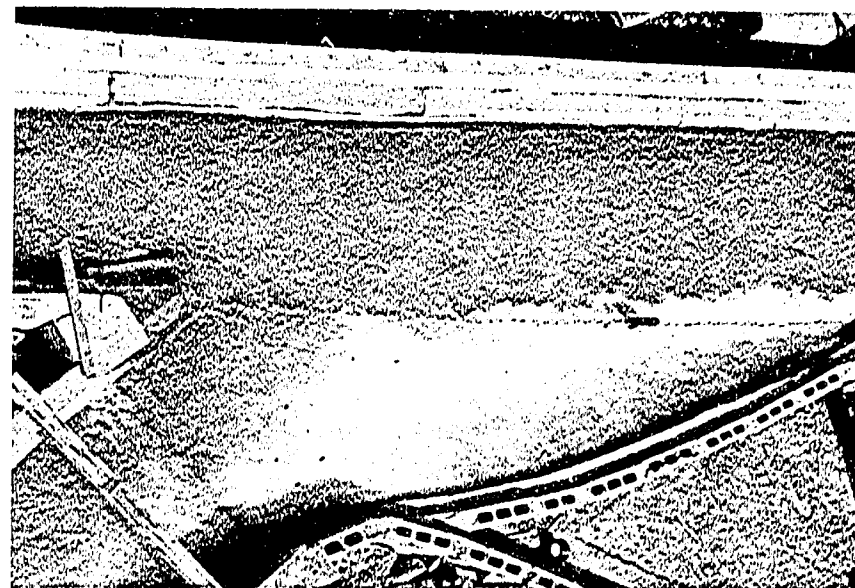
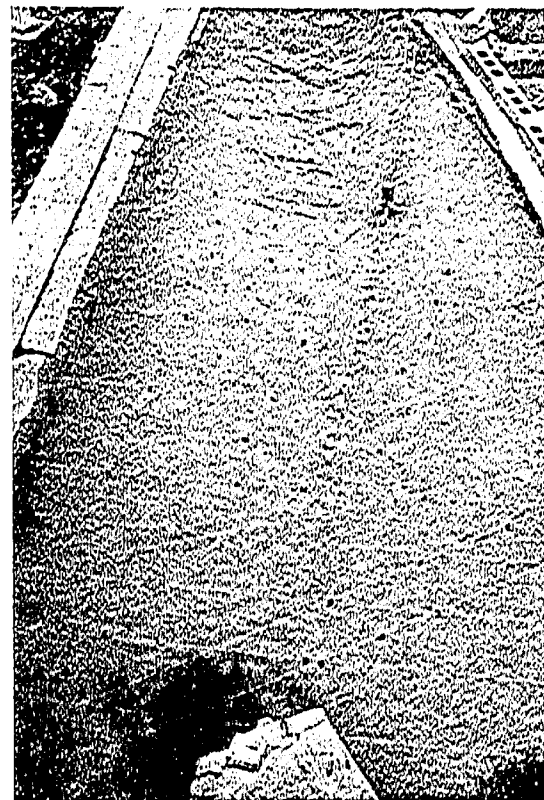
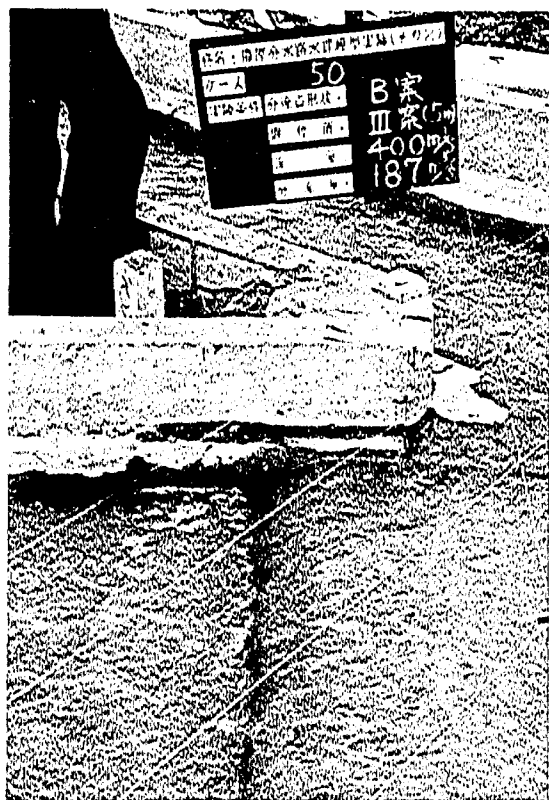
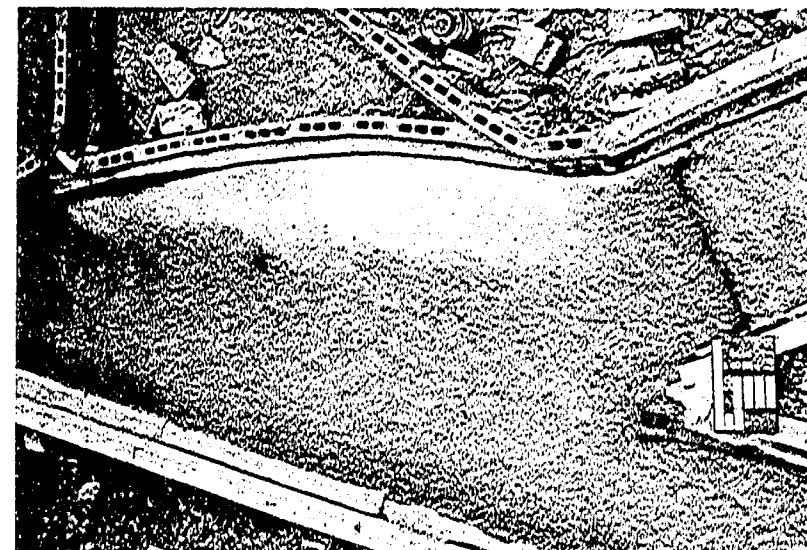
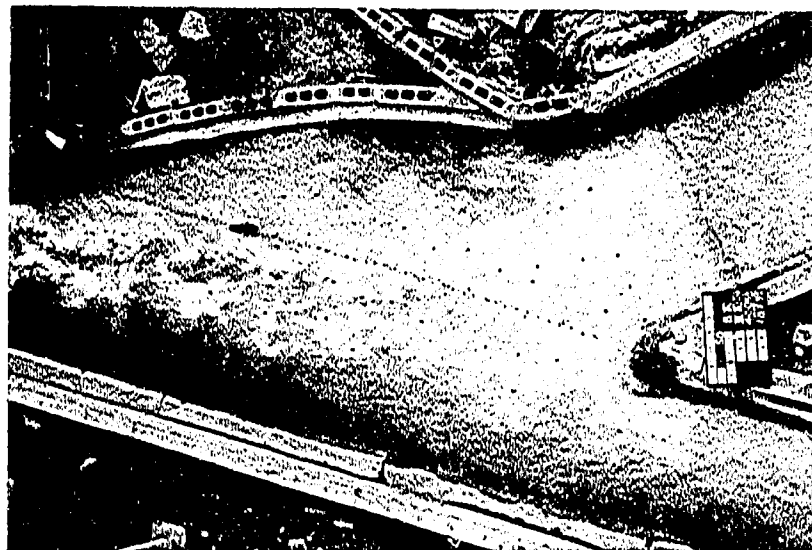
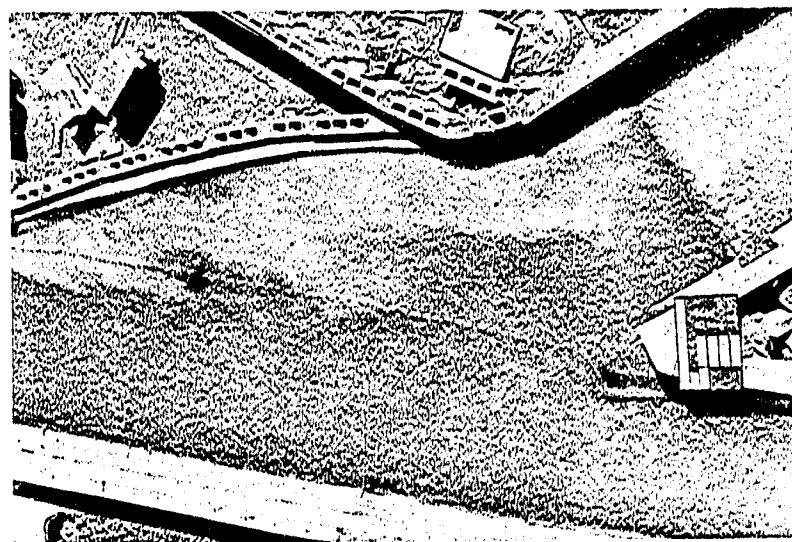


写真-5.1.2 分流堰位置検討時流況写真 a 案





c 案

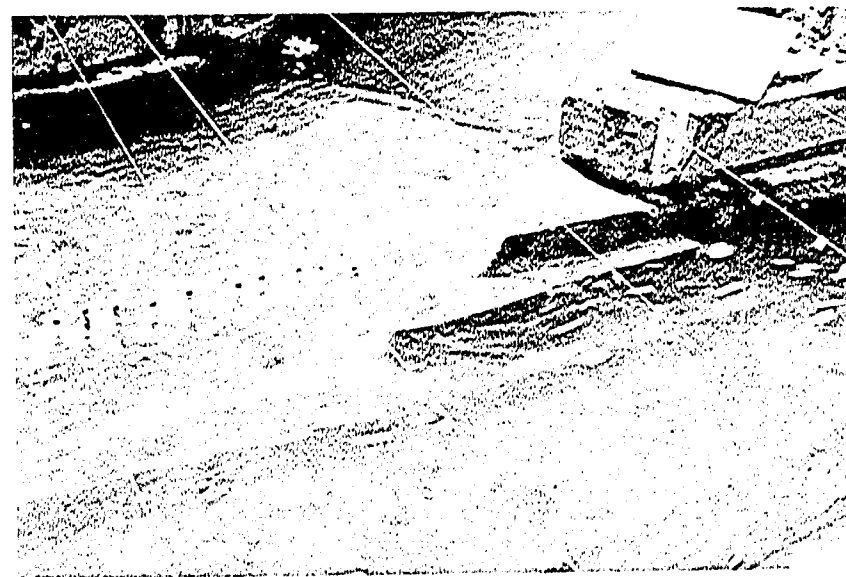
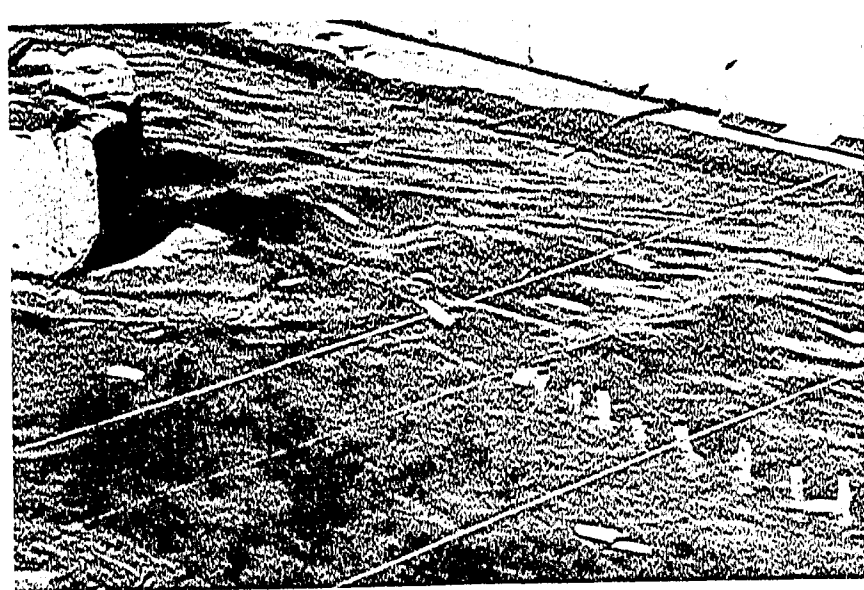
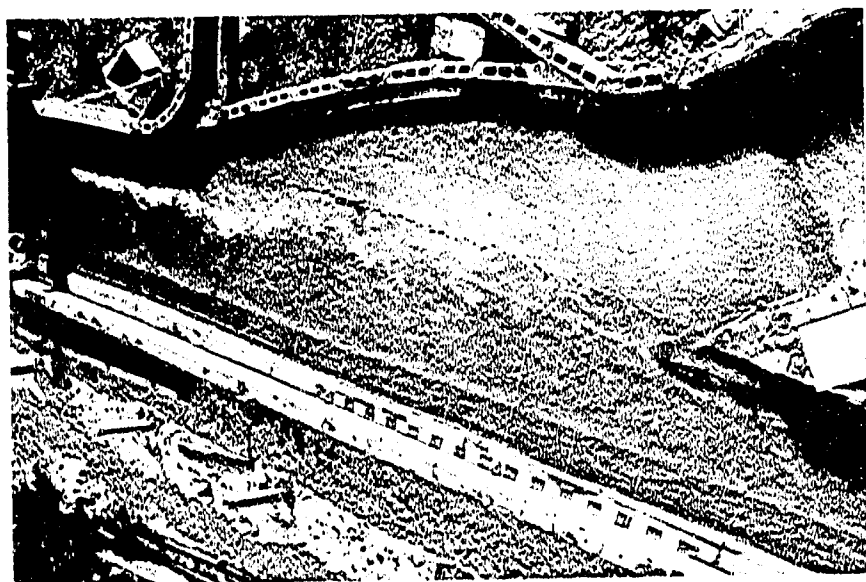
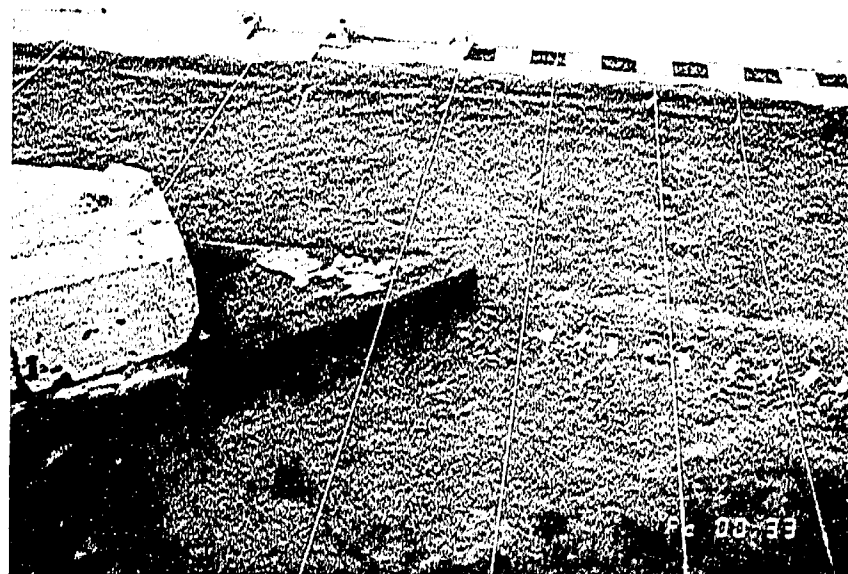
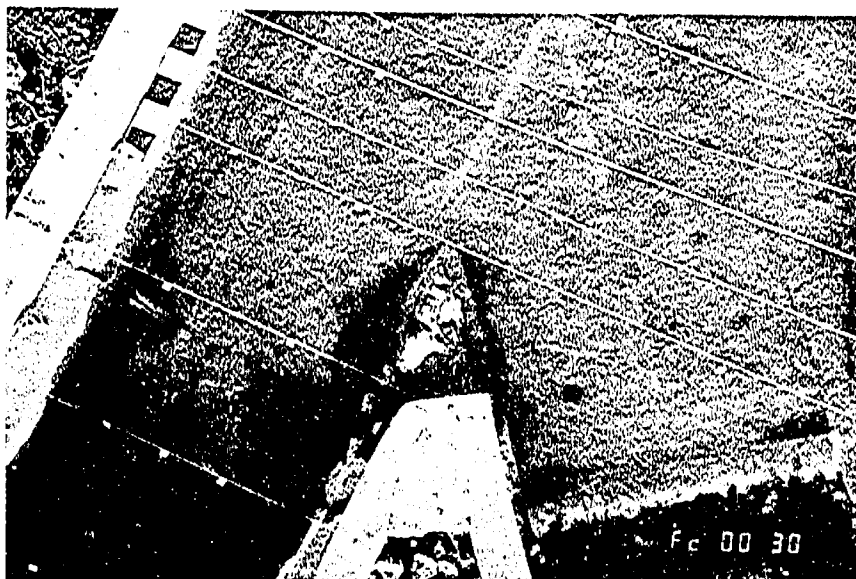
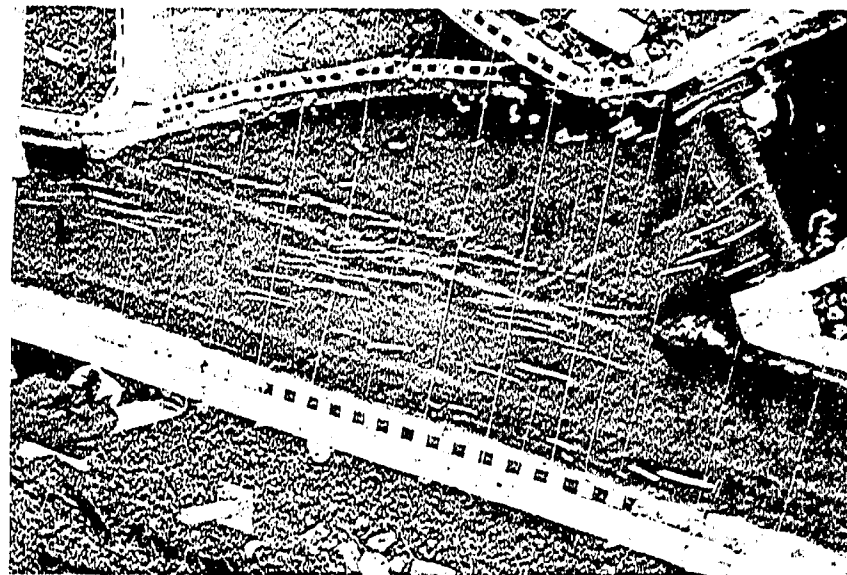
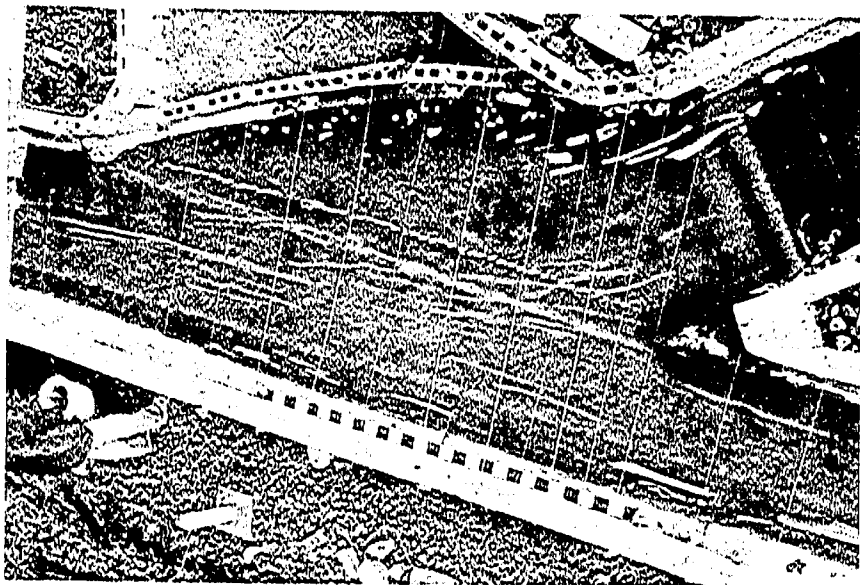


写真-5.1.3 分流壁形状検討時流況 B案



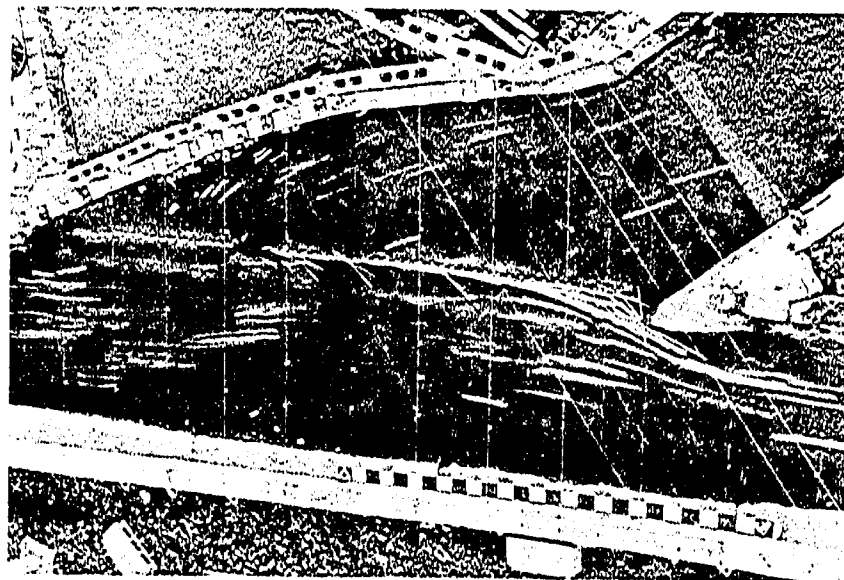


写真-5.1.4 スクリーン I 案流木投入後の流況

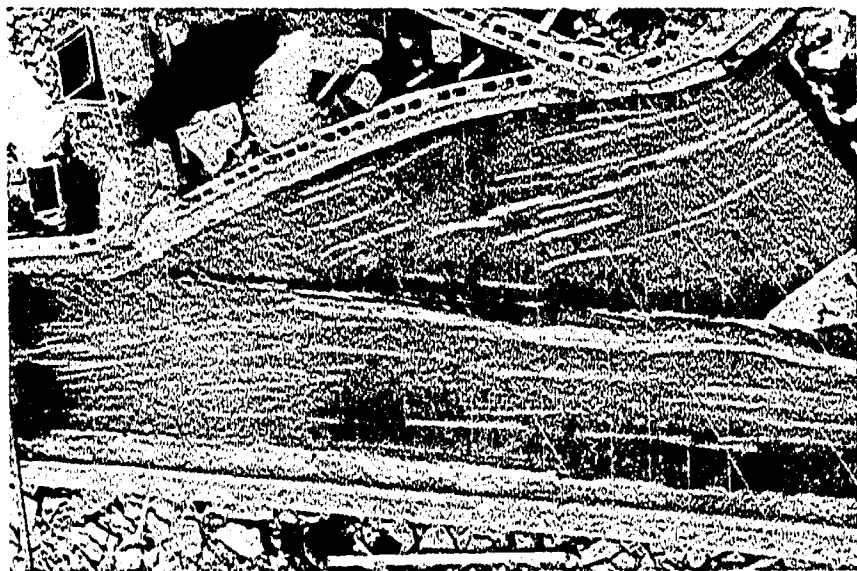


写真-5.1.5 スクリーンⅡ案流本投入後の流況

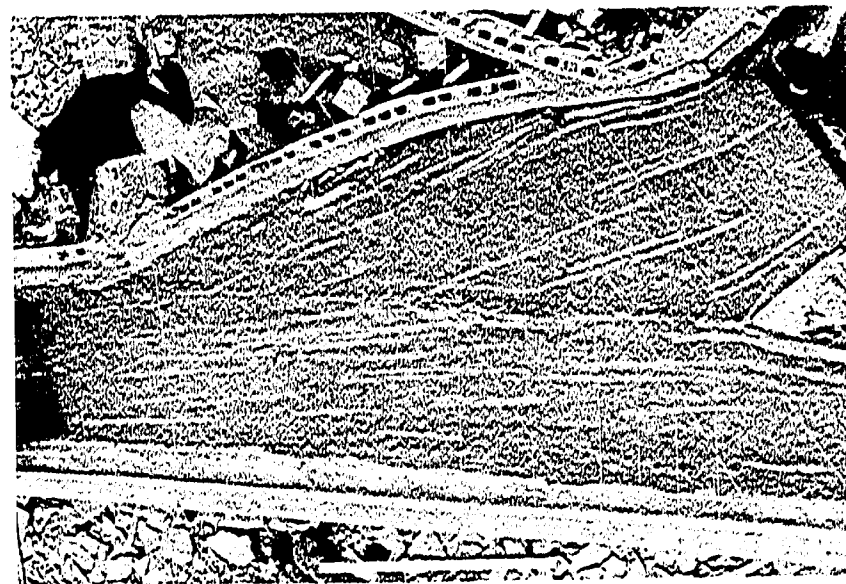
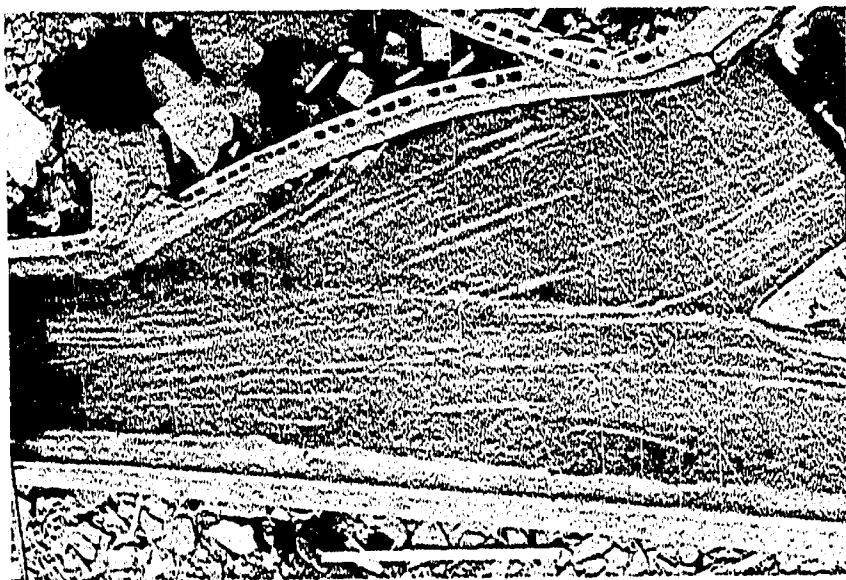


写真-5.1.6 最終形状における流況写真

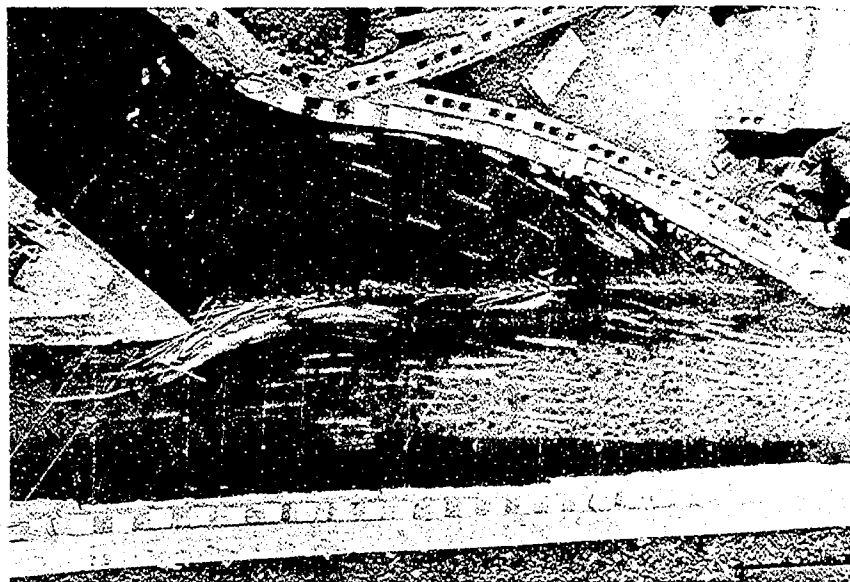


写真-5.1.7 スクリーンI案流木投入後の状況

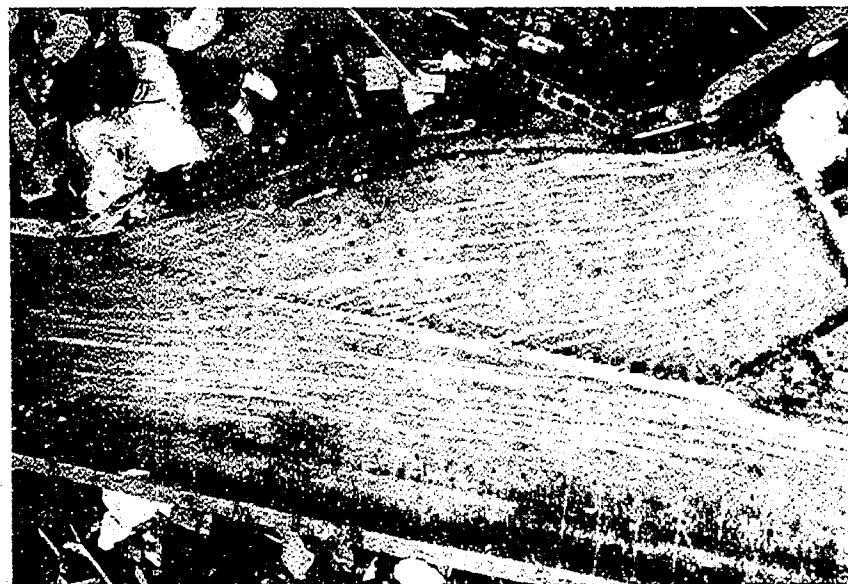
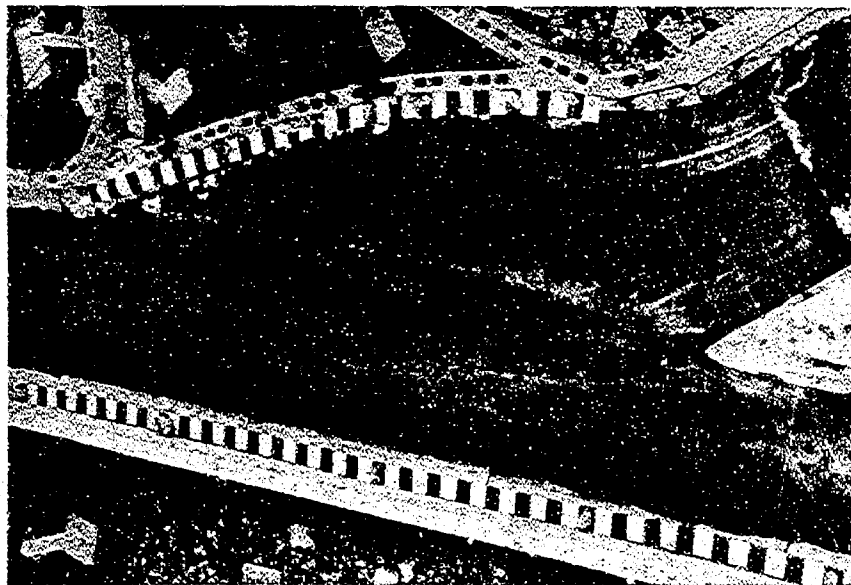


写真-5.1.8 スクリーンⅡ案流木投入後の状況



写真-5.2.1 上流開水路部 $n=0.023$ 流況写真



写真- 5.2.2 上流開水路部 $n=0.015$ 流況写真

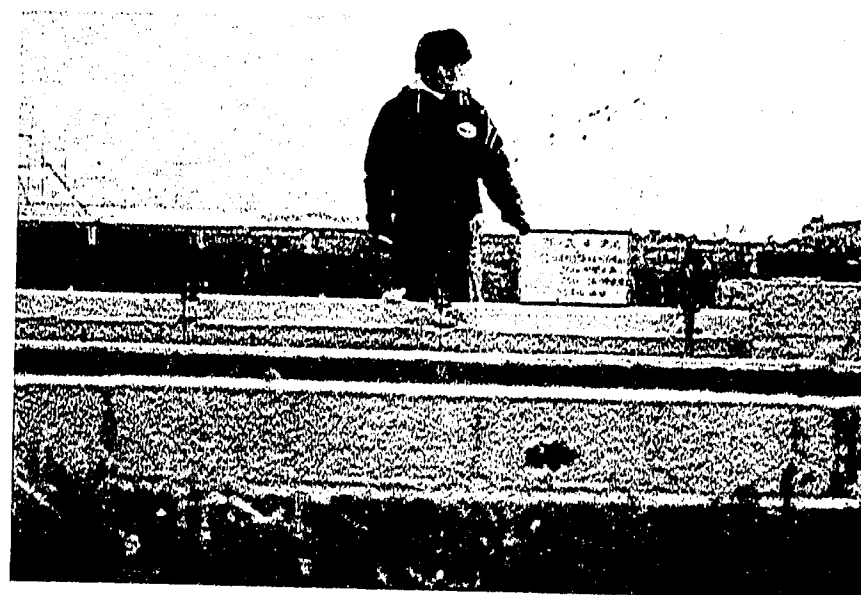
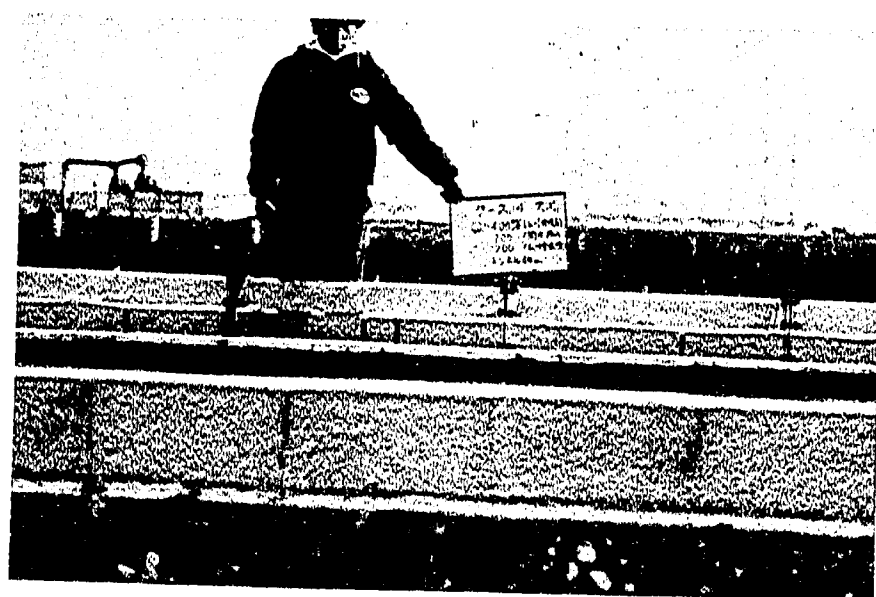


写真-5.2.3 トンネル部 $n=0.023$ 流況写真

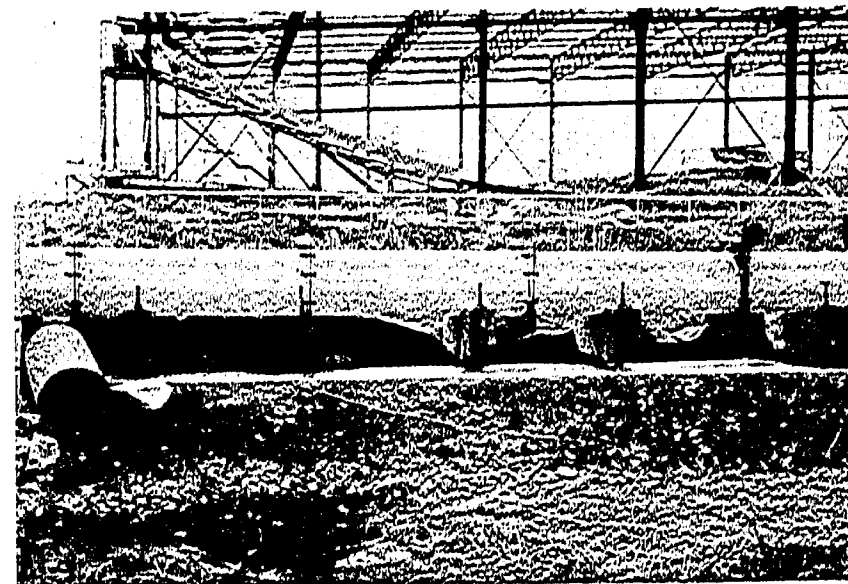
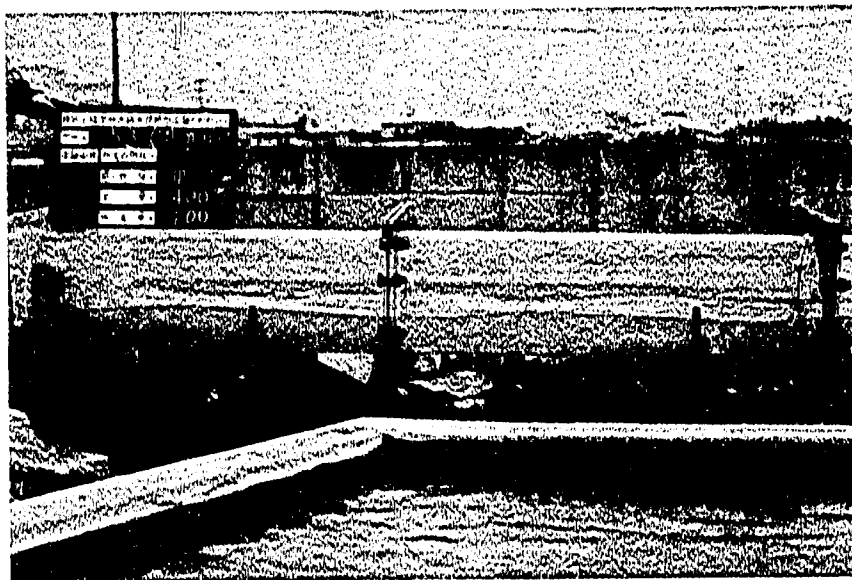


写真-5.2.4 トンネル部 $n=0.015$ 流況写真

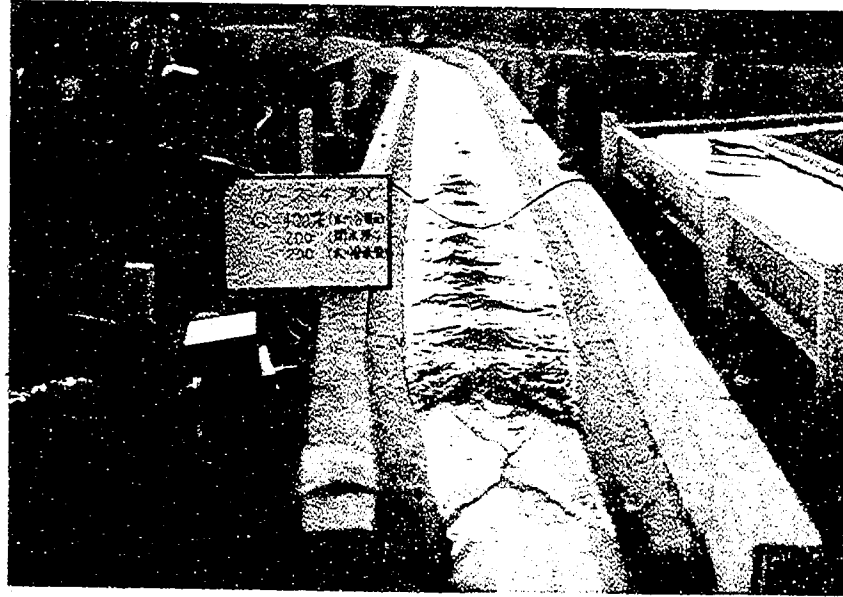


写真-5.2.5 下流開水路部 $n=0.023$ 流況写真

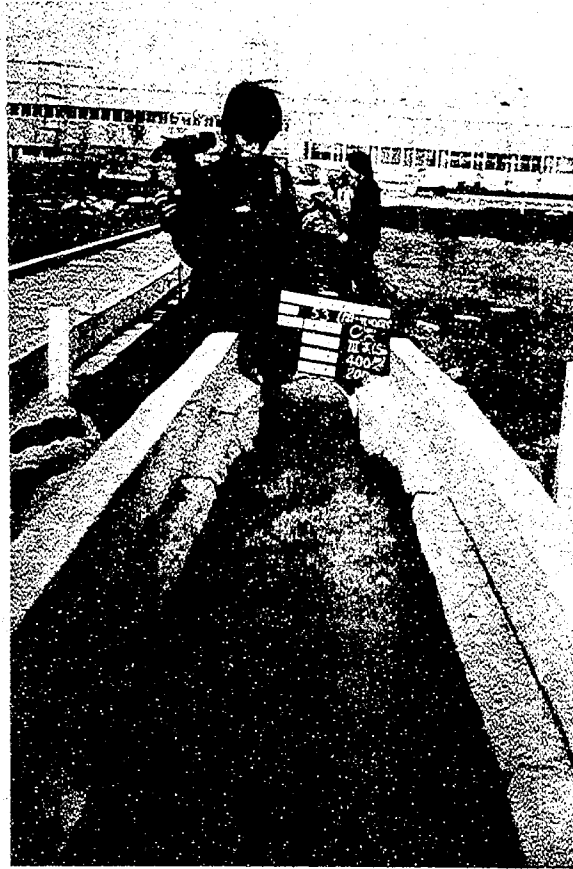


写真-5.2.6 下流開水路部 $n=0.015$ 流況写真

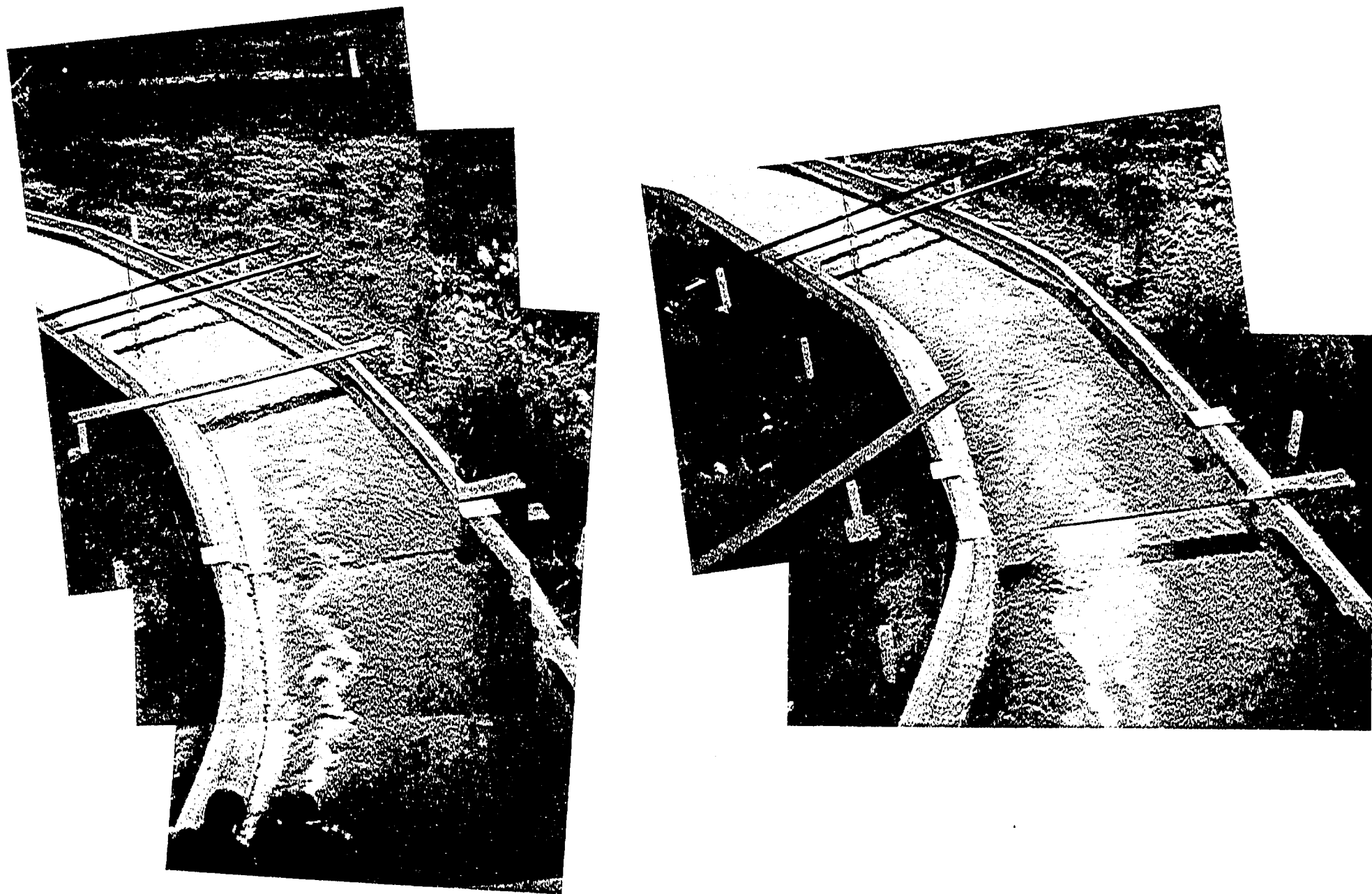
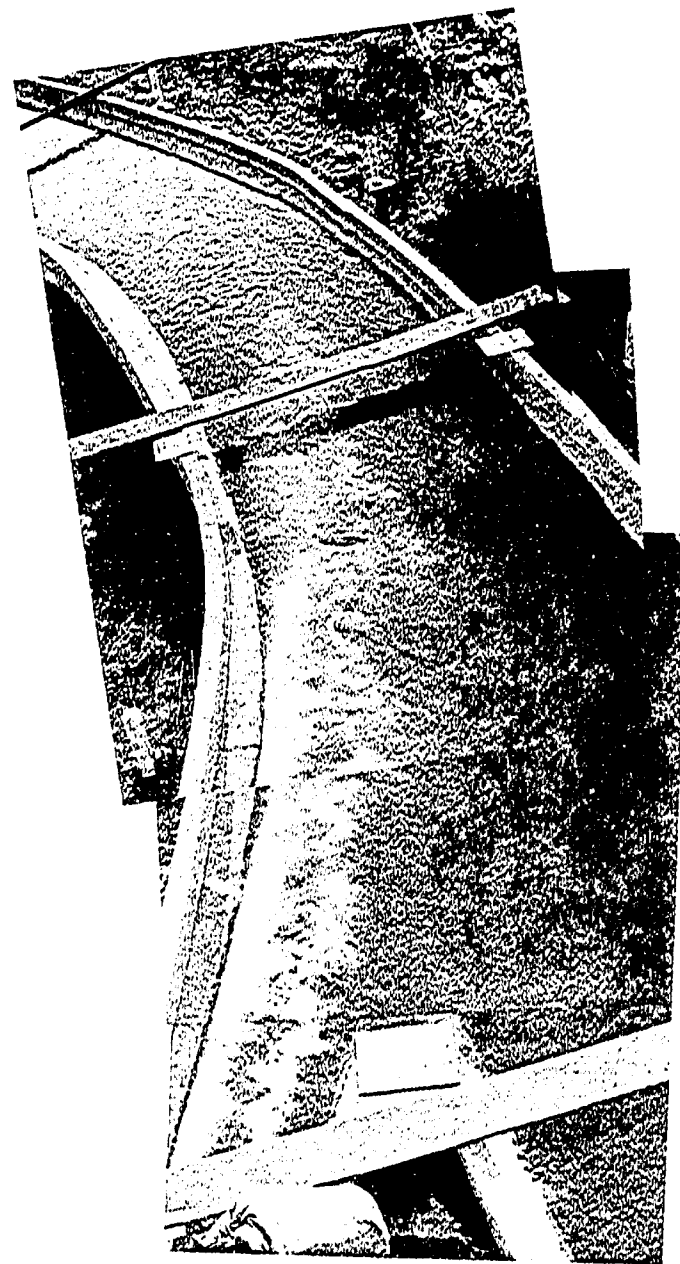
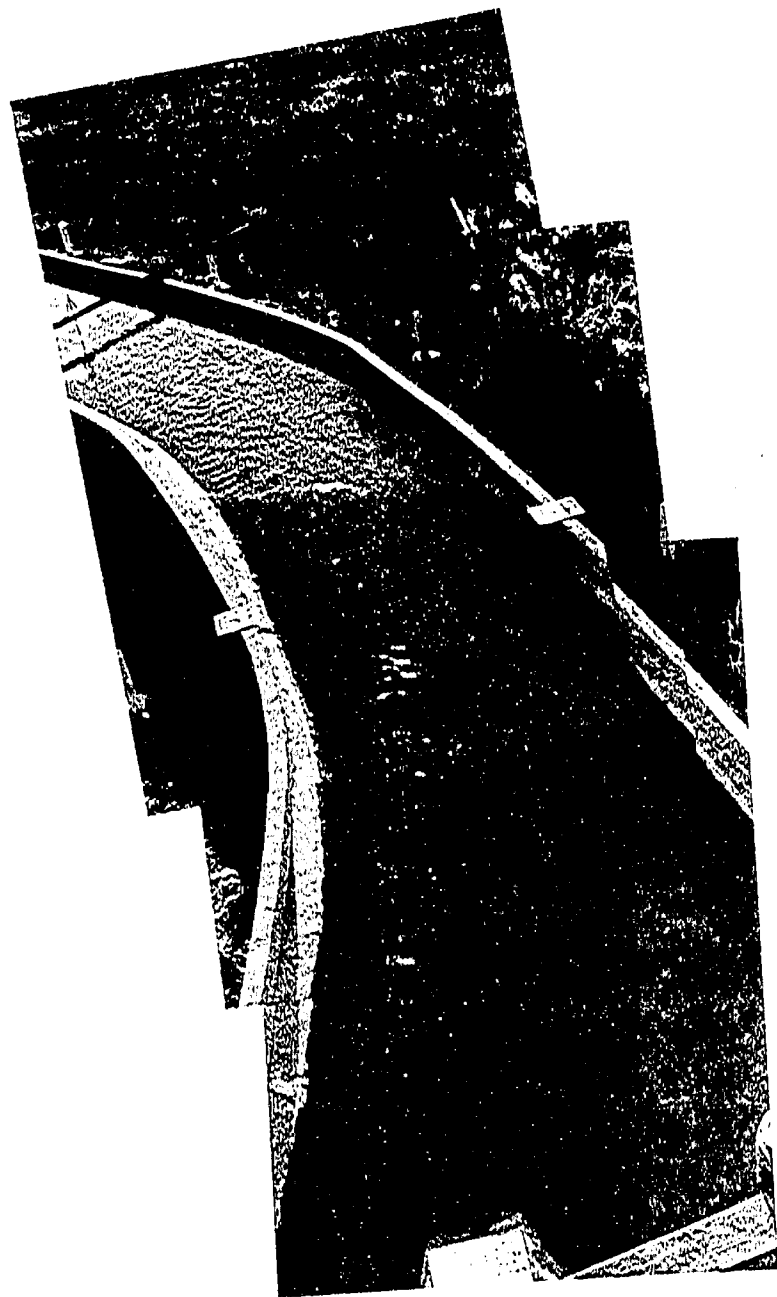
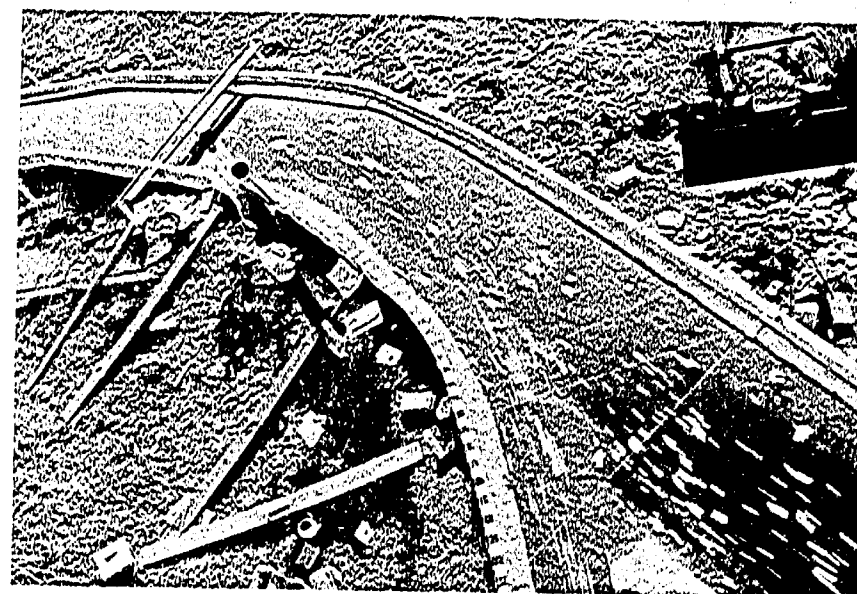
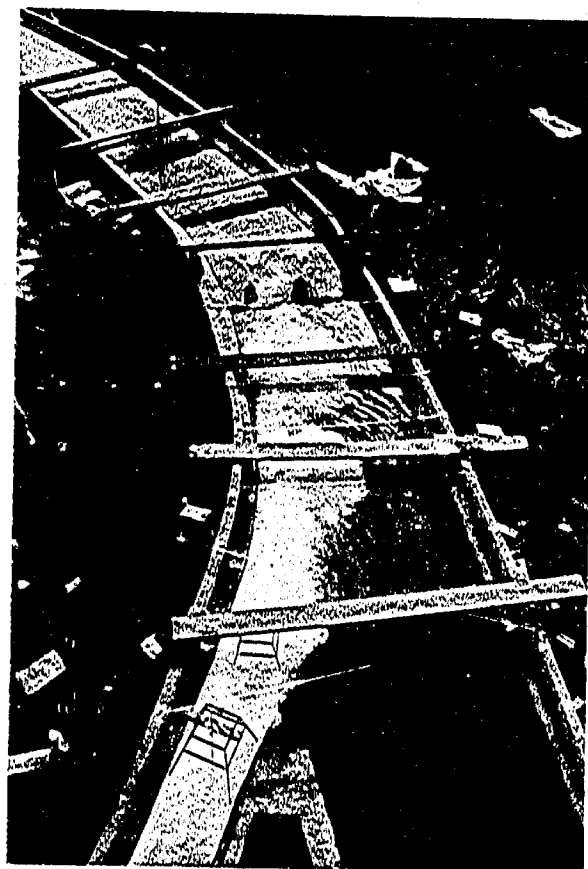


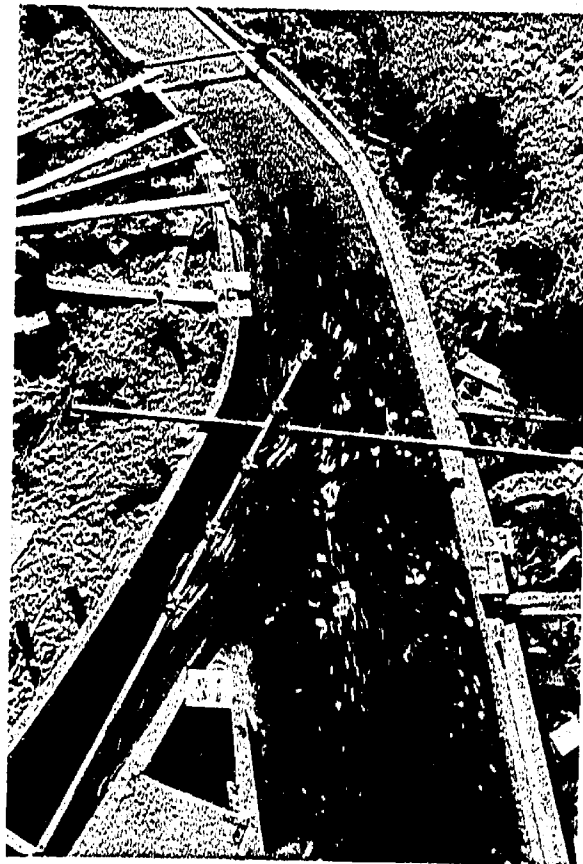
写真-5.3.1 計画河道固定床計画流量時流況写真



写真—5.3.2 計画河道固定床支川 0 m/s 流況写真



写真—5.3.3 計画河道移道床支川 0 m/s 時流況写真



写真—5.3.4. 計画河道移動床計画流量時流況写真

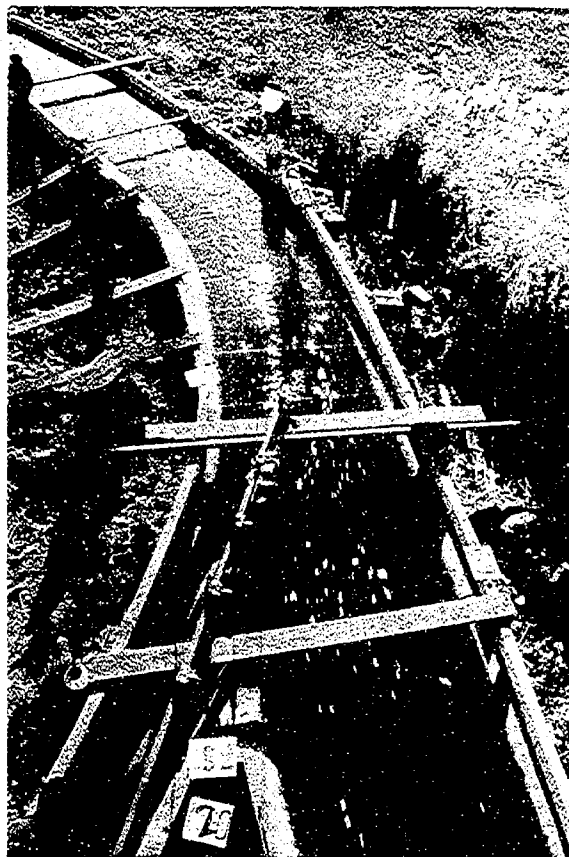


写真- 5 .3.5 暫定河道移動床支川 0 m³/s 時流況写真



写真— 5.3.6 暫定河道移動床計画流量時流況写真

都市河川研究室 北川 明・松浦茂樹・島谷幸宏・渡辺裕二

キーワード：トンネル河川，分流，合流，水理模型実験

要 旨

一級河川，肝属川に計画されている鹿屋分水路の水理的問題点について，水理模型実験による検討を行った。

郵便はがき

40円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
都市河川研究室 行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2598号 部

鹿屋分水路水理模型実験
報告書

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

