

ISSN—0386—5878

土研資料第1942号

マイクロフィルム第 号

土木研究所資料

黒部川愛本狭窄部水理模型実験報告書

昭和58年3月

建設省土木研究所

河川研究室

Copyright © 1982 fiscal year 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 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、複写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。

は　じ　め　に

北陸地方建設局の依頼により，昭和54年度から昭和57年度まで，黒部川愛本狭窄部拡幅による上流水位低下効果と下流河道への影響の把握を目的として水理模型実験を実施した。本報告書はこの実験データを取りまとめて愛本狭窄部拡幅計画の参考に資することを目的とする。

この間に北陸地方建設局黒部工事事務所より愛本下流河道計画および愛本上流水面形計算手法についても意見を求められた。そこで上記実験データをもとにこれらの項目についても検討し，本報告書にその結果を収録した。

著者は黒部川のような急流河川の洪水を未だ見る機会を得ていない。その河床勾配および河床材料粒径から黒部川洪水流の劇甚なることは想像に難くないが，しかし実際どの程度のものか十分なイメージをつかむに到っていない。本報告書に述べる事柄は，出張時に見た黒部川の姿と黒部工事事務所からいただいた資料および水理模型実験をもとにしたものである。それゆえ，愛本下流河道計画に関する著者の判断がどの程度現実的なものか多少不安を覚える。しかし一応の年限に達し当初依頼された実験ケースを完了したので，現時点までに著者が獲得した知見を一冊にまとめておくこととしたものである。また模型製作および実験計画は葛西敏彦技官（現岩手工事事務所洪水予報課）の労に負うところが大きい。冒頭に記して謝意を表する。

河 川 研 究 室	須	賀	堯	三
	石	川	忠	晴
	林		正	男

目 次

は じ め に

第 1 章 概 要	1
1. 黒部川下流部の概要	1
2. 黒部川の治水計画と愛本狭窄部拡幅案	2
3. 検討項目と本報告書の構成	4
第 2 章 狭窄部拡幅による水位の低下量	6
1. 模型の概要と実験ケース	6
2. 狭窄部の流況	8
(1) 現 況 河 道	8
(2) 計 画 河 道	8
(3) 拡 幅 河 道	15
(4) 掘 削 河 道	15
3. 狭窄部水面形の特性と上流部水位	22
(1) 水面形の特性	22
(2) 流量と地点水位の関係	27
(3) 計算水面形と実験結果の比較	31
4. ま と め	34
第 3 章 扇状地河道の安定化について	36
1. 模型の概要と実験ケース	36
2. 流量規模と流れの特性	40
(1) 初期河床等の検討	40
(2) 流量規模と流れの関係	41
3. 常水路の設定と側岸浸食速度	43
(1) 常水路の設定	43
(2) 一定流量での側岸浸食速度	45
(3) 洪水波による側岸浸食量	49
(4) 最終実験による確認	52

4. ま と め	55
第 4 章 愛本上流部の水位縦断形	83
1. 常流・射流の混在する区間の不等流計算法	83
2. 昭和44年8月洪水の再現計算	90
3. ま と め	94
お わ り に	95

第 1 章 概 要

1. 黒部川下流部の概要

黒部川は北アルプスの中央に源を発し、3,000 m級の山岳の間に壮大なV字峡谷を刻んで北流する我国有数の急流河川である。流域は幅約10km、長さ約70kmの典型的羽状流域で、大小無数の谷から構成されている。幹川流路延長は約85km、流域面積は682km²である。水源より60数kmの区間は極めて急峻な峡谷であるため、人家はほとんど無く、黒部川第四ダムに代表される発電施設と小規模の登山・観光施設が存するのみである。

河口より19kmの宇奈月地点に到って谷幅がやや広がり、集落が出現する。宇奈月は峡谷探勝および電源開発の基地として大正末期より発展した温泉場である。宇奈月より下流の河道形状を図1-1に示す。宇

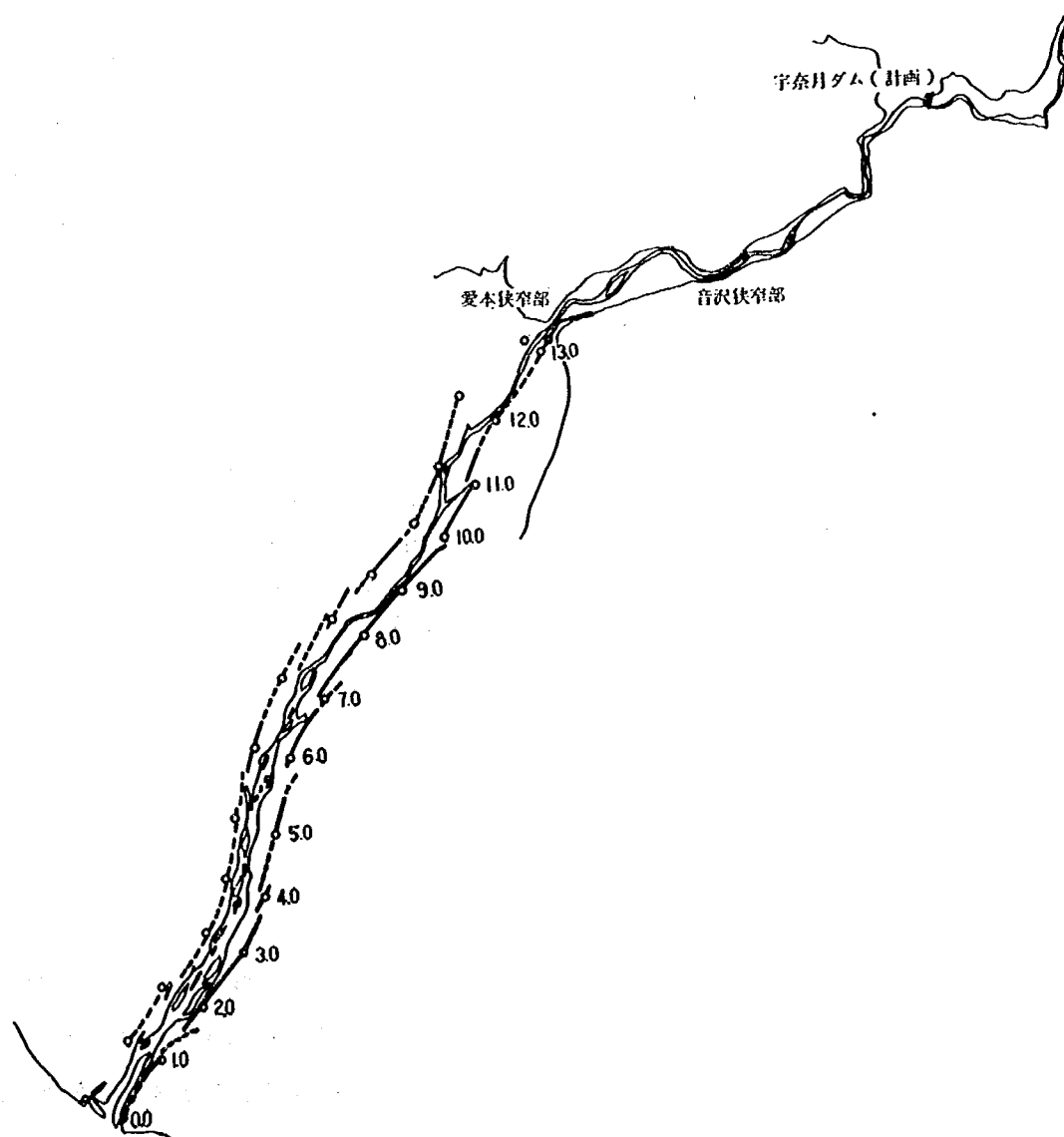


図1-1 黒部川下流部河道形状(宇奈月～河口)

奈月から愛本（河口より14km）までの河道は依然として峡谷の中にあるが、河岸上には若干の平場が開け人家が見られる。河床勾配は約1/100，河床材は5～20cmの粗礫を主体としており，河床堆積層の厚さは5m乃至20mと推定されている。河道の屈曲・広狭が著しく，河道幅は16k地点で60m，15k地点で約300mとなる。愛本（河口より14km）に到ると兩岸とも岩が露出して断崖をなし，川幅わずか50mの一大狭窄部を呈する。

愛本狭窄部を抜けると視界は俄然広がり扇状地に出る。黒部川扇状地の頂角は約80°，半径は約12kmで扇端は既に日本海に達している。扇状地河道の河床勾配は1/80～1/120，平均川幅は600mであり，河床材料は5～20cmの粗礫を主体としている。昔は河道の変遷が著しく，黒部四十八瀬と呼ばれたように扇面全体を移動していたようである。現在の河道は前田利家以降の治水政策により固定されたもので，石積みの霞堤により兩岸を画されている。

2. 黒部川の治水計画と愛本狭窄部拡幅案

黒部川扇状地河道は昭和12年に直轄河川に指定され，計画高水流量4,200m³/sとして工事が進められてきたが，昭和27年7月の4,869m³/s，昭和44年8月の5,661m³/sという大洪水に見舞われた結果，昭和50年4月に流量改訂がなされ，愛本基準点における基本高水流量が7,200m³/sと定められた。このうち700m³/sを宇奈月ダムで，300m³/sを黒蘆ダムで調節することとし，愛本基準点の計画高水流量は6,200m³/sとなった。

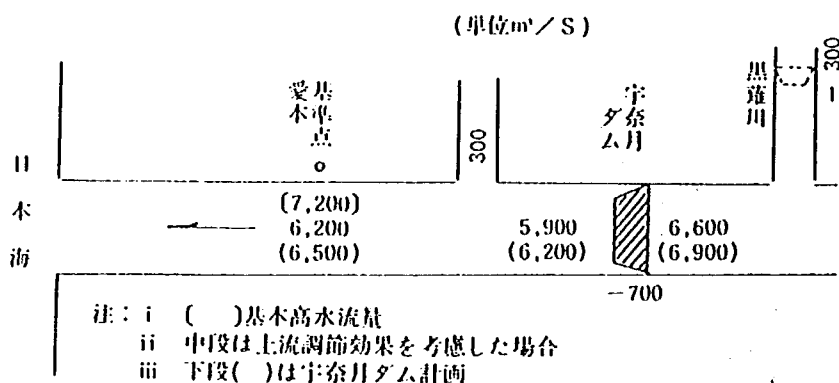


図1-2 黒部川高水流量

従来の改修事業の主たる対象は，過去における水害の最も甚しい区間，すなわち愛本狭窄部から河口に到る13.6kmの区間であった。ところが昭和44年8月の既往最大出水において愛本狭窄部で多大のセキ上げが生じ，その直上流，内山地区にも大きな水害をもたらした。そこで下流河道の改修に加えて狭窄部上流域の治水安全度向上もはかれることとなり，愛本狭窄部の拡幅が具体的に検討されるようになった。

愛本狭窄部は，写真1-1～2に示すように，兩岸とも岩が露出して急崖をなし，最狭部の川幅はわずか

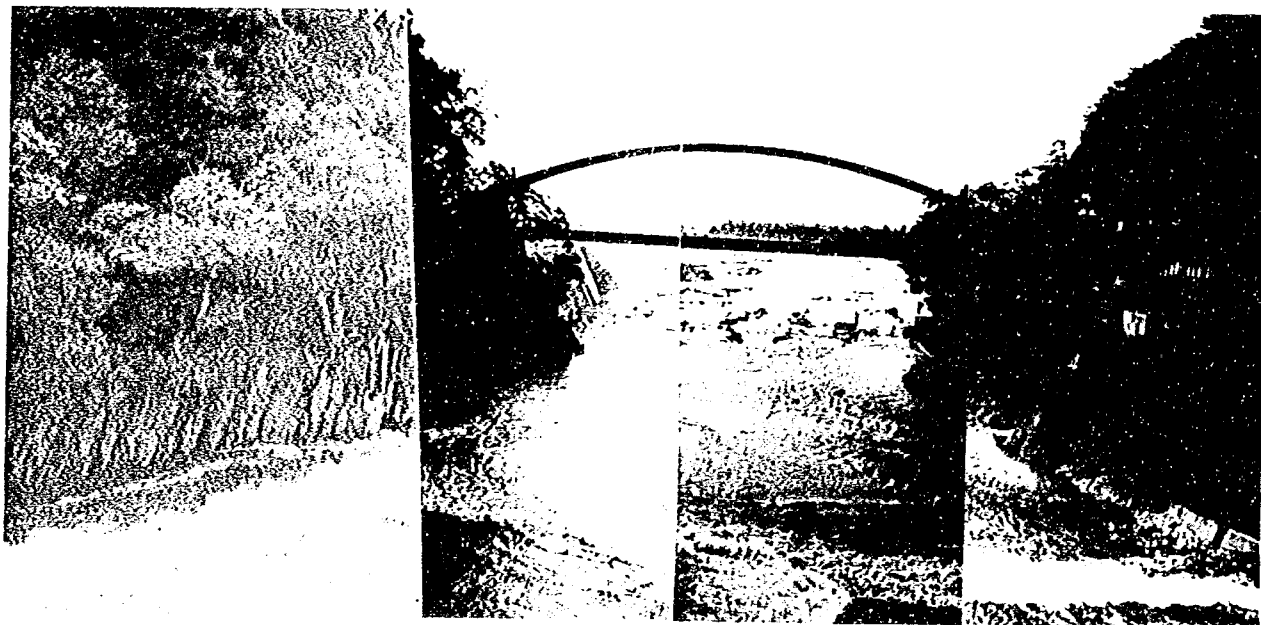


写真1-1 愛本狭窄部（上流より）

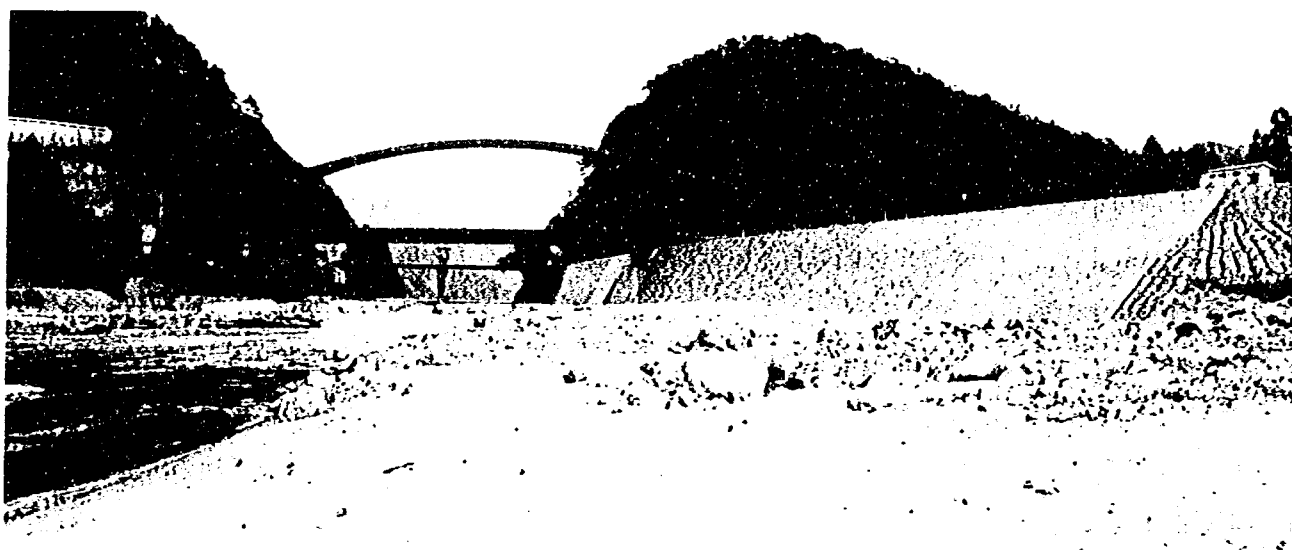


写真1-2 受本狭窄部（下流より）

50 mである。洪水時には最狭断面付近に限界水深が生じ、これより上流は常流、下流は射流になる。このため通常の不等流計算で水面形を追跡できないので、狭窄部疎通能力は正確には把握されていない。(後述の模型実験では約 4,000 m³/s となっている。)狭窄部直上流には愛本取水堰があり、扇状地への灌漑用水と発電用水を取水している。洪水時にはゲートはすべて全開となるが、現状では計画流量時に全開ゲート下端が水面下となる。狭窄部には約30 mの深さまで河床材料が堆積していると推定され、堰堤の基礎は岩着されていない。一方狭窄部直下流には旧愛本堰堤の水叩きの残骸が残されている。この水叩きは石張りのかなり堅固なものであるが、近年の河床低下と流送される大礫の衝突によって年々破損が進んでおり、中央部は(確かではないが)10 m程度の洗掘が生じ石張工が浮いている状態にある。

狭窄部両岸が堅固な急崖であるため、拡幅するとしても限度がある。十分な疎通能力を確保するには河床掘削の併用が必要と思われる。しかし現状では旧堰堤水叩きが床止めの役割を果しており、これを撤去することによる河床変動さらには上流堰堤基礎の危険性が懸念され、現在のところ明確な計画を樹立するには到っていない。

3. 検討項目と本報告書の構成

北陸地建より当初依頼された検討項目は次の2点である。

- ① 現況狭窄部および将来計画狭窄部(改案も含む)の疎通能力と狭窄部直上流の水位・流量関係。
- ② 狭窄部拡幅前と後の下流河道河床形態およびみお筋の変化。

前者は狭窄部拡幅の効果を定量的に把握するとともに、工事の難易と効果の関係から計画形状最終案および移行過程における暫定形状を決定する資料を得ようとするものである。一方後者は狭窄部拡幅が下流河道河床形態に変化をもたらすか否かを検討し今後の河道改修計画の参考資料を得ようとするものである。

その後さらに次の2点について意見を求められた。

- ③ 下流河道部の河床形態および側岸浸食特性と河道計画
- ④ 愛本上流部の水面形計算手法

愛本より河口に到る区間を複断面化する構想があり、前者はその基礎資料を得ようとするものである。一方、愛本より上流宇奈月までの区間は将来直轄区間に編入される予定であり、後者はその後の河道計画に用いられるものである。

項目①については1/40 固定床模型実験により検討した。ただし費用および工期の制約からそれほど多くの狭窄部形状について実験することが不可能なため、実験結果をもとに汎用的な狭窄部水面形計算手法を開発することとした。項目①の検討結果は第2章にまとめられている。ただし計算手法の詳細は項目④に含めて第4章に記している。

項目②については1/300 移動床模型実験で検討することとした。しかし現況形状での数回の実験の結果から、狭窄部を拡幅したとしても下流河道に直接的な影響はほとんど生じないものと推測された。もし影響が表われるとすれば狭窄部直下流の右岸高水敷の浸食を介して生じられると思われるが、1/300 移動床模型でこれをどの程度把握できるか疑問に思われた。そこで移動床実験の主眼を項目③に置くこととし、

狭窄部拡幅形状の実験は項目③の最終実験ケースで兼ねることとした。この結果は第3章にまとめられている。

項目③についても1/300移動床実験で検討した。現況河道における砂礫堆形成実験、複断面河道における側岸浸食実験、水制を設置した実際的な実験、を種々の流量について行い膨大なデータを得た。項目③の検討結果は項目②と合わせて第3章にまとめられている。

項目④は常流および射流の混在する区間の水面形計算手法の開発である。計算法の原理自体は水理学のテキストにも述べられているが、実際の河道でどのように計算するかは従来ほとんど検討されていなかったようである。そこで計算原理からプログラム化までの過程を詳述して他河川でも利用できる形に整理しておくこととした。項目④の検討結果は第4章にまとめられている。

なお実験で得られたデータ量は膨大であり、すべてを本報告書に収録することが困難であった。そこで本報告書では検討内容と結論に到る過程の説明に力点を置き、それに必要なデータを選んで掲載している。いずれ他のデータも含めた資料集を作成したいと考えているが、当面は日本工営株式会社「黒部川水理模型実験報告書」（昭和56，57年）を参照していただきたい。

第2章 狭窄部拡幅による水位の低下量

1. 模型の概要と実験ケース

実験装置平面図を図2-1に示す。河道模型は縮尺1/40の固定床模型で、13.0k～14.0kの範囲を含んでいる。流量測定は上流に設置された量水槽においてポイントゲージを用いて水位を測定し、板谷・手島公式により流量に換算した。狭窄部下流では射流が生じるので下流端水位調節は行っていない。(予備通水において下流端水位が上流水位に影響を及ぼさないことを確認している。)

実験を実施した形状は次の4種類である。

- ① 現況河道(昭和54年度測量結果)
- ② 計画形状(拡幅と河床掘削を行う。)
- ③ 拡幅形状(拡幅と左岸大岩の除去のみで河床掘削は行わない。)
- ④ 掘削形状(河床掘削のみで拡幅は行わない。ただし左岸大岩を削る。)

それぞれの横断形状を巻末附図1-1～12に示す。また実験ケース一覧を表2-1に示す。

表2-1 実験ケース一覧

形状 流量	現況河道	拡幅河道	計画河道	掘削河道
1,000 m ³ /s	1-1	2-1	3-1	6-1
2,000 m ³ /s	1-2	2-2	3-2	6-2
3,000 m ³ /s	1-3	2-3	3-3	
4,000 m ³ /s	1-4	2-4	3-4	6-3
5,000 m ³ /s	1-5	2-5	3-5	
6,200 m ³ /s	1-6	2-6	3-6	6-4
7,200 m ³ /s	1-7	2-7	3-7	6-5

数字はRunナンバー

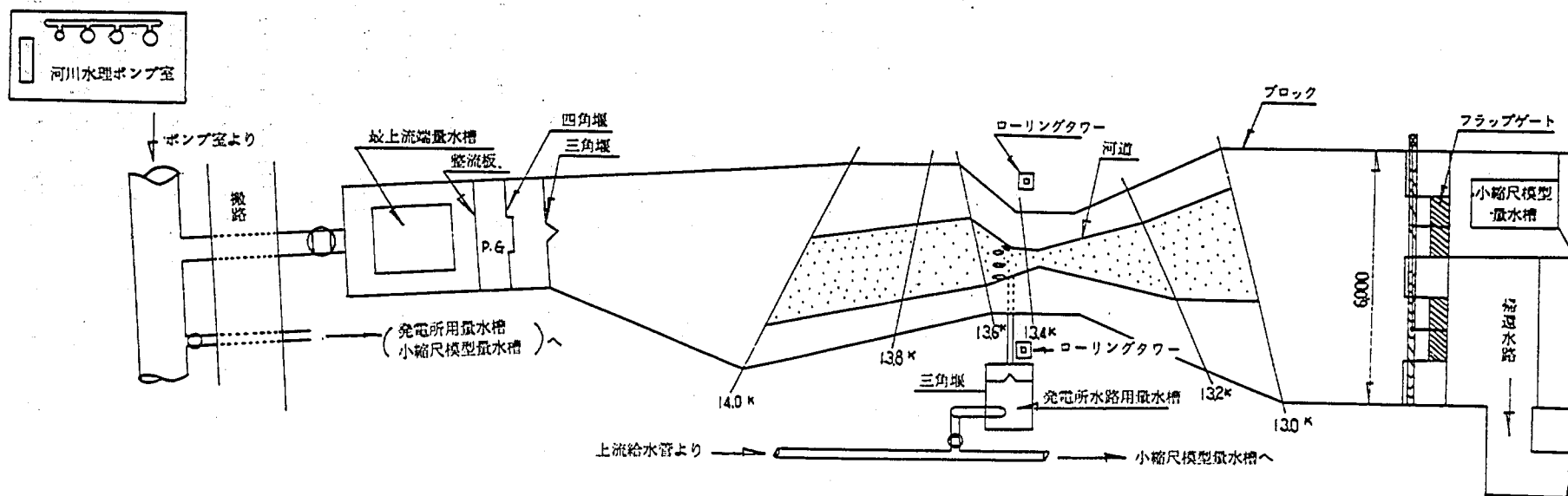


図 2 - 1 実験装置平面図

2. 狭窄部の流況

(1) 現況河道

a. 愛本堰堤上流部：愛本堰から14.0k付近には波状の跳水が生じており、その位置は流量が大きいほど上流へ移動する。14.1k湾曲部の左岸（内岸）角で流れが剝離し、護岸に沿って反時計まわりの渦が間欠的に生じる。渦の強度は $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ あたりで最大となるようである。5,000 m^3/s 以上になるとそれまでの右岸寄りの流れから河道全幅に均等な流れに近づき、護岸沿いの渦は弱まる。

b. 愛本堰堤付近： $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ までは右岸沿いの流れが強い。これは14.1k湾曲と堰上流河道中央にある州の影響と思われる。また左岸のピアから魚道のあたりは前述の剝離域の終端にあたり、流れは遅いが水位・流速とも変動が大きく不安定な流況を呈している。右岸のピアが岸に接近しているうえにピア向きと流向が一致しないので、 $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になるとピア前面から剝離し、その下流で湧き上がる流れが生じる。中央ピアは $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上で冠水する。4,000 m^3/s 以下では剝離が生じ著しい航跡波を起こす。

c. 狭窄部：狭窄部最狭断面は左岸大岩と右岸旧橋台を結ぶラインであり、各流量ともこの付近で限界水深が生じる。左岸量水標（No 8 断面）では著しい水面降下が生じる。また左岸大岩（No 7 断面）は2,000 m^3/s 以上の流量で水をかぶり始め、4,000 m^3/s では旧橋台を除いて冠水する。大岩からは斜めに強い衝撃波が起る。衝撃波の出発点は、 $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では上流側角であるが、2,000 m^3/s 以上では下流側角となる。No 5 断面より下流では、2,000 m^3/s 以下の流量では水脈の厚さが薄いので旧堰堤水叩き残骸の影響が著しく、衝撃波と重なって複雑な流れとなっている。

(2) 計画河道

a. 愛本堰堤上流部：堰堤上流の波状跳水は現況形状に比べて堰堤に近づくようである。これは狭窄部の疎通能力が上昇したことによって水位低下が生じたためである。このため特に2,000 m^3/s 以下の流量で堰周辺の流況が不安定である。14.1k湾曲部内側で生じる剝離渦は現況形状と同様であった。

b. 愛本堰堤付近： $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下では右径間に流心があり、堰堤付近は波状の流れとなっている。これに対して左径間では常流で穏かな流況を呈している。しかし、4,000 m^3/s 以上になると左岸ピア前面にも波状の流れが生じ流況が悪化する。6,200 m^3/s になると堰上流13.6kの左岸を中心に周期的な変動を生じ、このため各ピア間の縮流形状、跳水の状態も変動している。この時の水位は現況形状の4,000 m^3/s 通水時の水位とほぼ等しく、現況形状で4,000 m^3/s の場合に間欠的な渦の強度が最大であったことと対応している。右岸を切り開いたことにより右岸ピアの剝離がさらに顕著になっている。

c. 狭窄部：流れは河岸に沿って直線的且つ均質であり、河道整正の効果が良く出ている。限界水深の生じる位置は現況形状よりやや上流のNo 9 断面付近のようである。愛本堰堤ピアと左岸大岩から生じる衝撃波は現況形状よりもむしろ強いように見える。これは疎通能力が増えて水位が下がったことにより流速およびフルード数が上昇したためであろう。特に左岸大岩は、現況形状では限界水深がここで生じていたのに対し、計画河道では河道整正によって全般的に流れが直線的且つ均質になるけれども、流速増加・水位低下にともなって局所的な攪乱（波状跳水、ピア、大石）の影響は大きくなるようである。

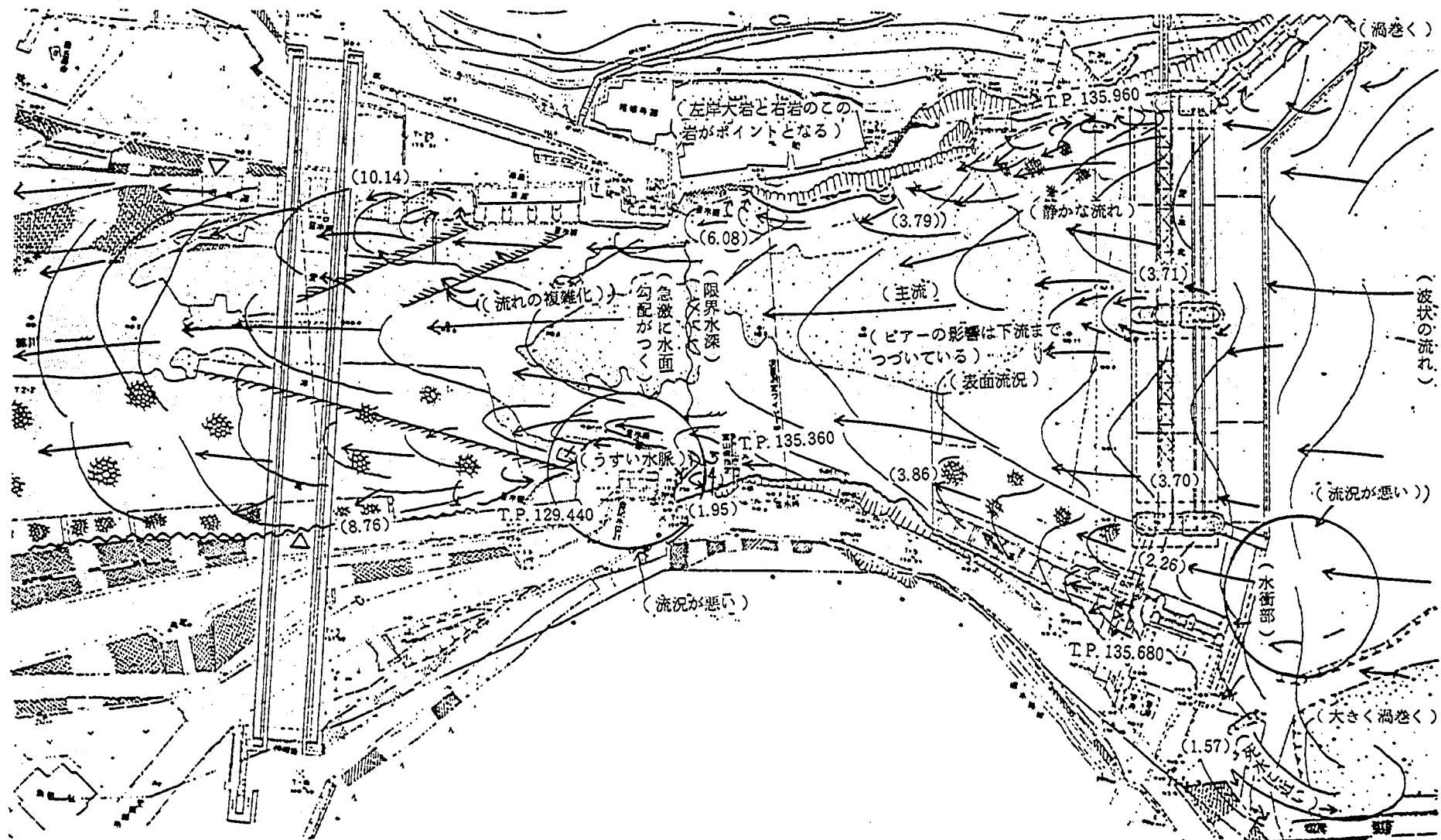


図 2-2-1 流況図 (現況形状, $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

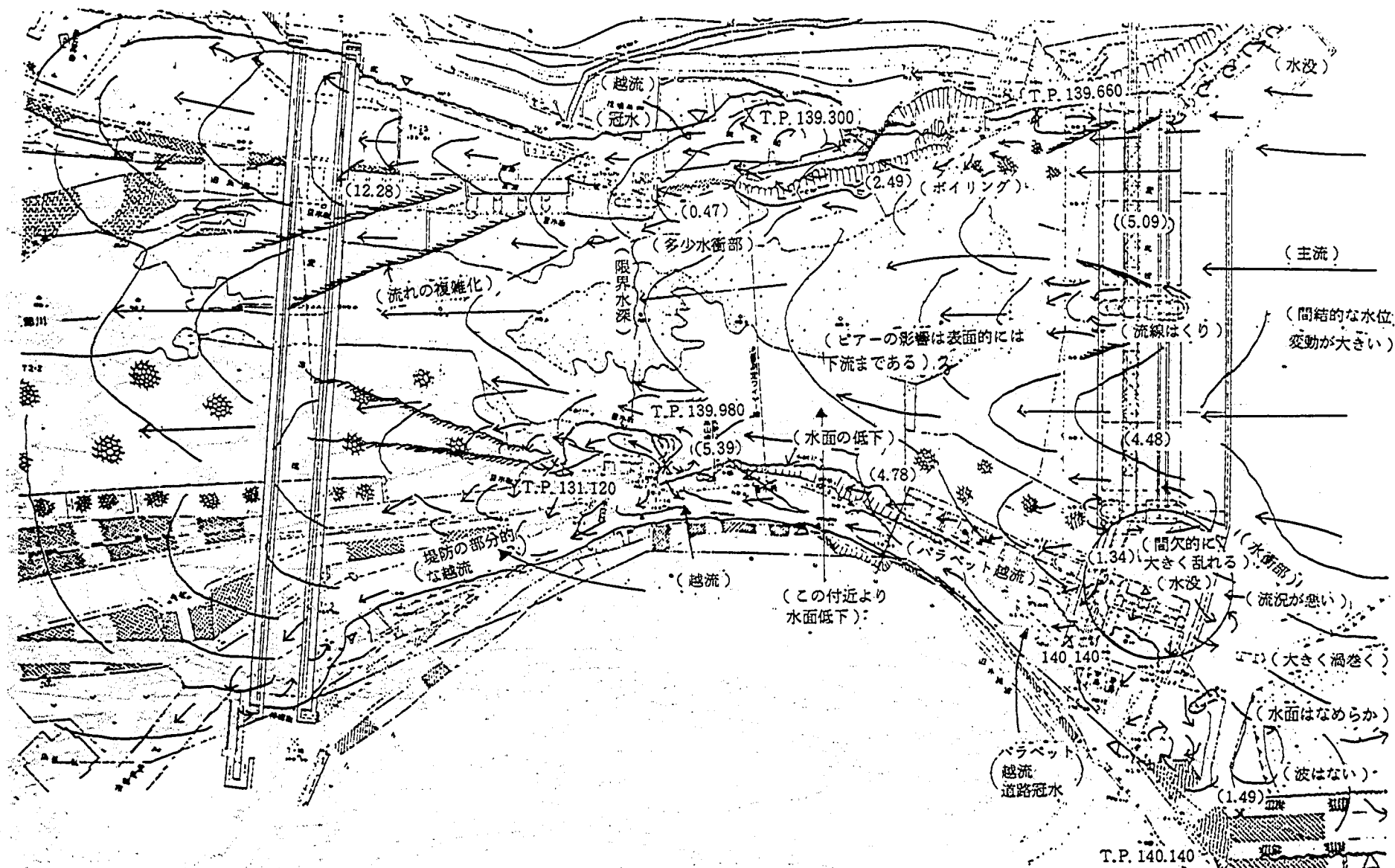


図 2-2-2 流況図 (現況形状, $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

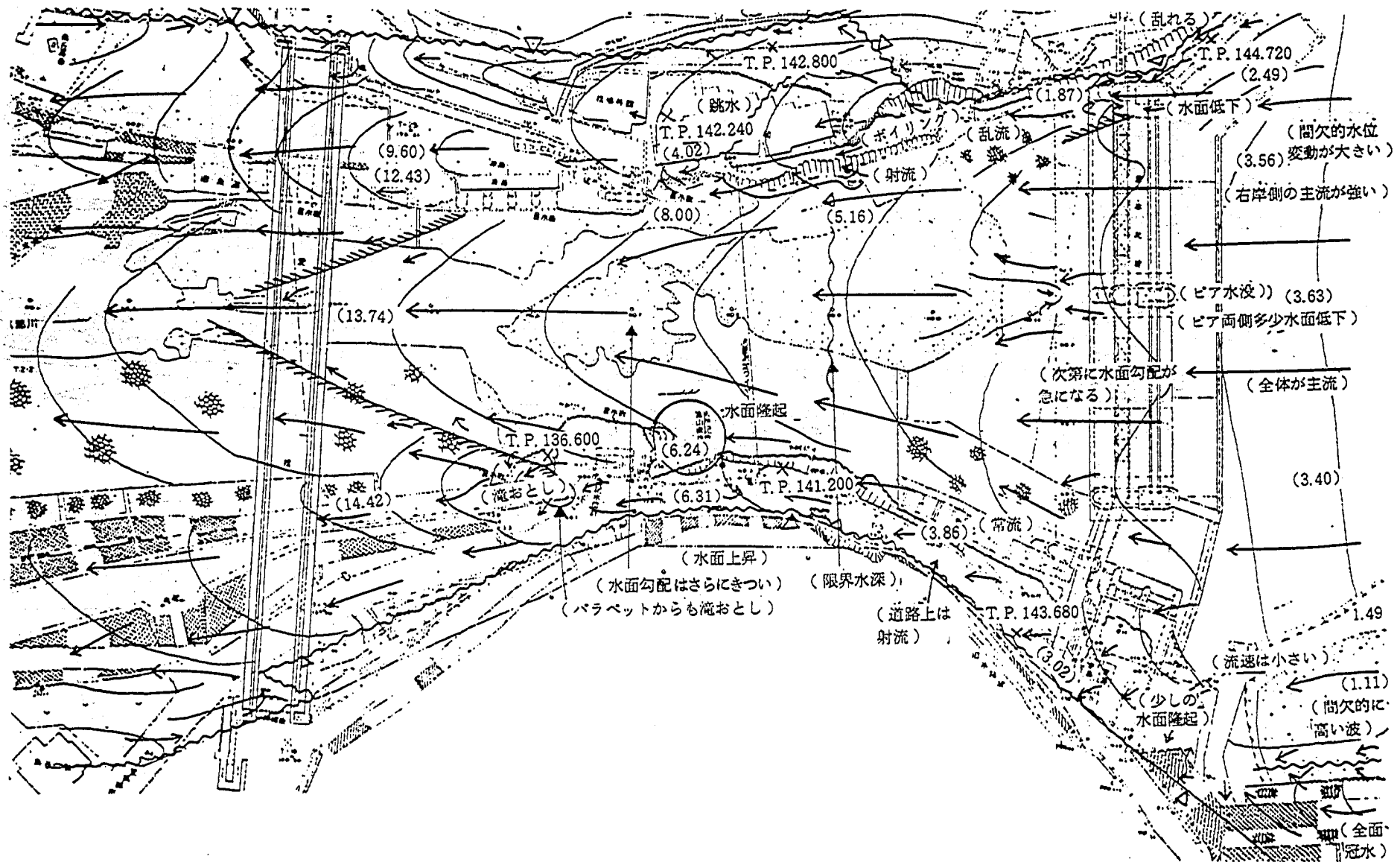


図2-2-3 流況図(現況形状, $Q = 6,200 \text{ m}^3/\text{s}$)

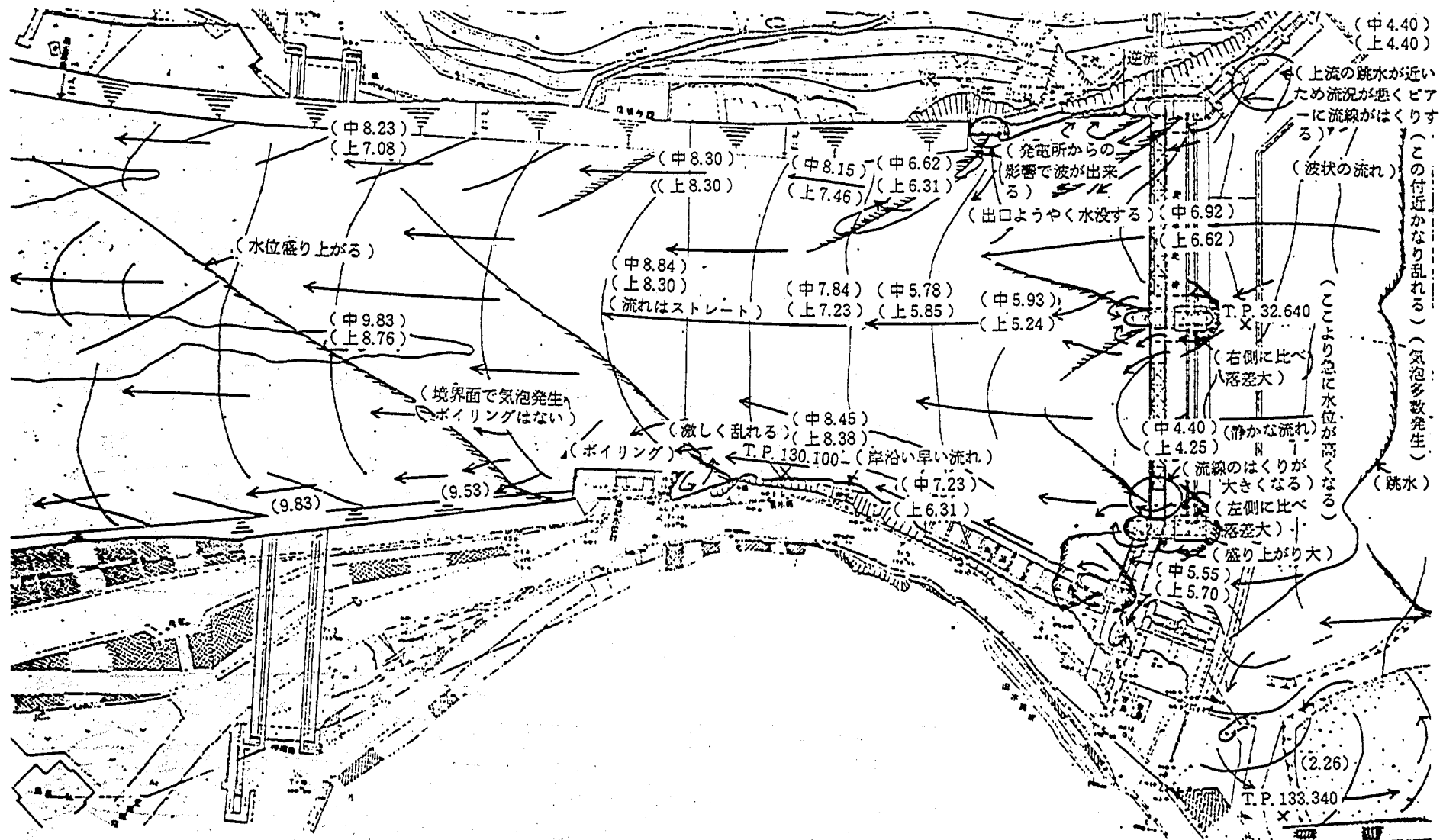


図2-3-1 流況図(計画河道, $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

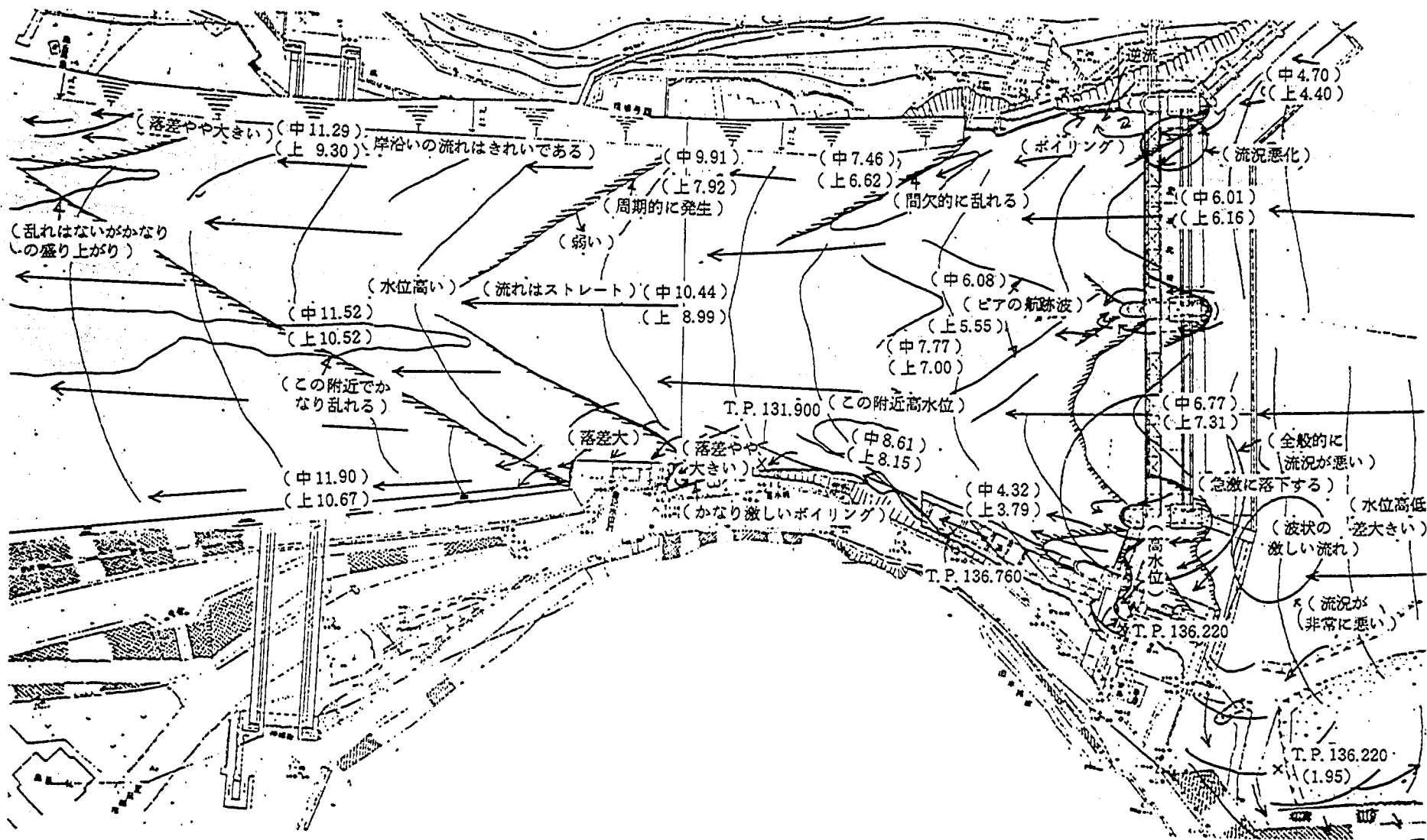


圖 2-3-2 流況圖(計畫河道, $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

图 2-3-3 流況図(計画河道, $Q = 6,200 \text{ m}^3/\text{s}$)

(3) 拡 幅 河 道

a. 愛本堰堤上流部：現況形状に比べて水位が低いと波状跳水の位置が堰堤ピアに近く、流況を悪化させている。特に $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流量で顕著である。

b. 愛本堰堤付近： $Q = 3,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以下では流心は右径間にあり、波状の流れとなっている。左径間は比較的穏やかな流れとなっている。 $Q = 4,000\text{ m}^3/\text{s}$ になると左径間も波状の流れとなり流況が悪くなる。左岸沿いの渦の状況は計画河道と類似している。左岸ピアでの剝離は $Q = 3,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上で著しく、流向とピア向きの不一致から、特に中央寄りの剝離が大きい。

c. 狹窄部：各流量において大きな衝撃波が発生しており、波高は全般に現況河道より大きい。左岸は Na 7 断面大岩付近および Na 9 断面の屈曲部から生じる衝撃波が顕著である。一方右岸では河道整正された護岸面の各所および Na 10 断面の屈曲部から発生しているが、 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量では左岸ほど顕著ではなく、流向は護岸に沿い滑らかな流れとなる。断面 Na 9 の付近で支配断面が生じている。流量が $6,200\text{ m}^3/\text{s}$ になると左岸大岩が冠水するとともに、Na 10、Na 11 で道路に越水する。

(4) 掘 削 河 道

a. 愛本堰堤上流部：現況河道流況に類似している。愛本堰上流には波状跳水が生じるが、その位置は流量が大きいほど上流へ移動する。したがって堰近傍の流況は流量が小さいほど河床地形を受けて悪化する。14.0k の湾曲部とその下流左岸寄りの砂州の影響で、堰上流の主流は右岸寄りになる。特に流量の小さなほど河床地形の影響を受けて偏流が激しい。左岸沿いには間欠的な渦が発達して水位変動が大きい。

b. 愛本堰堤付近：上流部の主流が右岸寄りであることから、愛本堰右径間の流速が左径間に比べて大きい。この傾向は $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ まで顕著であるが、 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ になると堰上げ背水によって左右径間の流速差は小さくなる。14.0k 湾曲部内側から間欠的な渦が生じ、左岸堤防沿いと魚道入口付近にゆるい旋回流が生じている。右岸ピアは流向と一致せず著しい剝離を生じる。

c. 狹窄部：現況河床では最狭断面は左岸大岩と右岸旧橋台を結ぶラインで、ここに限界水深が生じていた。本形状では左岸大岩を撤去したために、左岸の限界水深位置は上流へ移動し水位が低下する。ところが右岸橋台はそのまま残してあるため、右岸での限界水深位置は現況とあまり変わらず、したがって水面が斜めにねじれている。この傾向は特に $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上で顕著である。流量が $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ に達すると Na 10、Na 11 断面左岸パラベットスレスレまで水位上昇する。河床整正によって流れは現況よりかなりスムーズになっている。しかし右側岸が未整正なために右岸沿いの水位変化が大きく、また衝撃波が発生する。

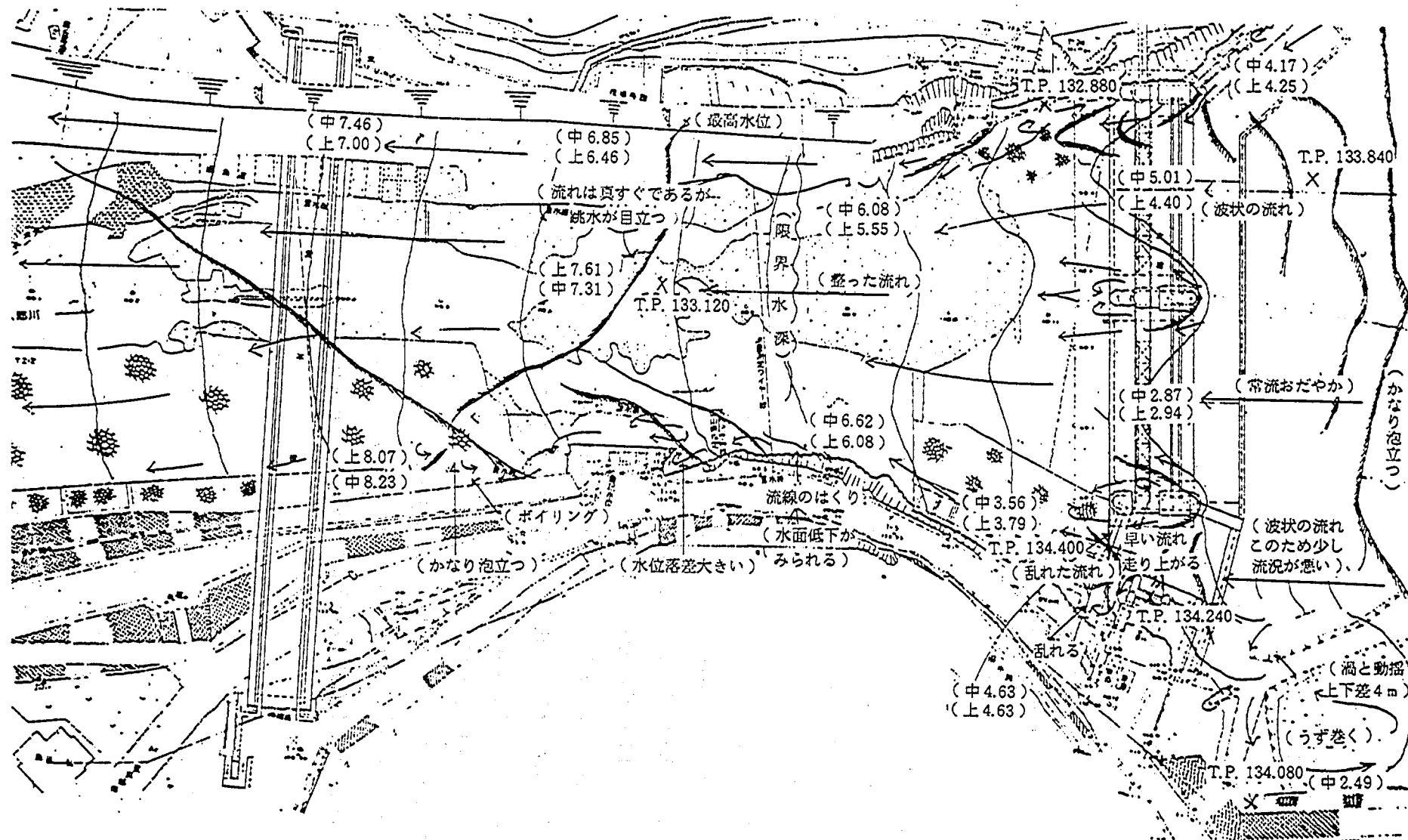


図 2-4-1 流況図 (拡幅河道, $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$)

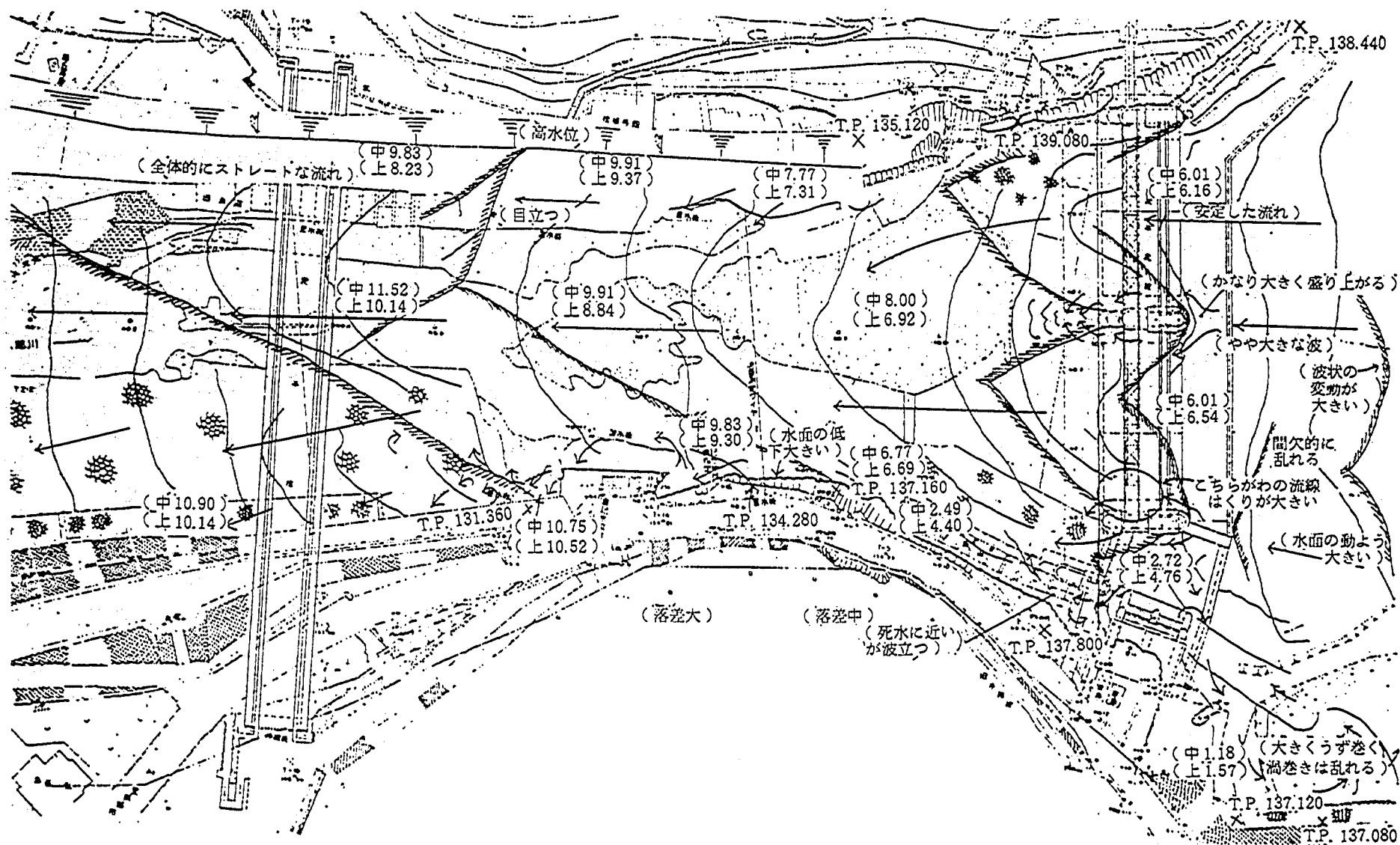


図 2-4-2 流況図 (拡幅河道 $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

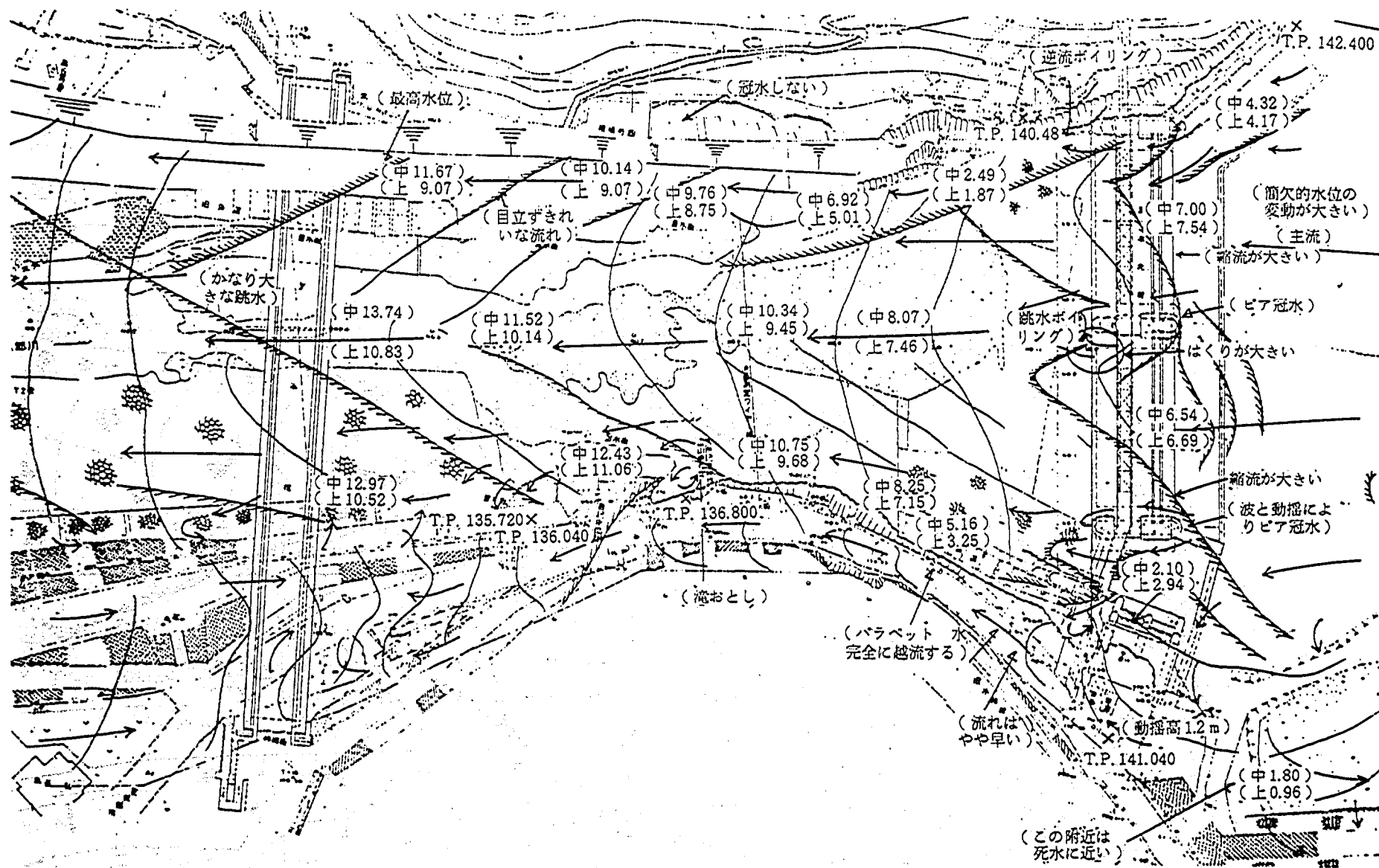


图 2-4-3 流況図(拡幅河道, $Q = 6,200 \text{ m}^3/\text{s}$)

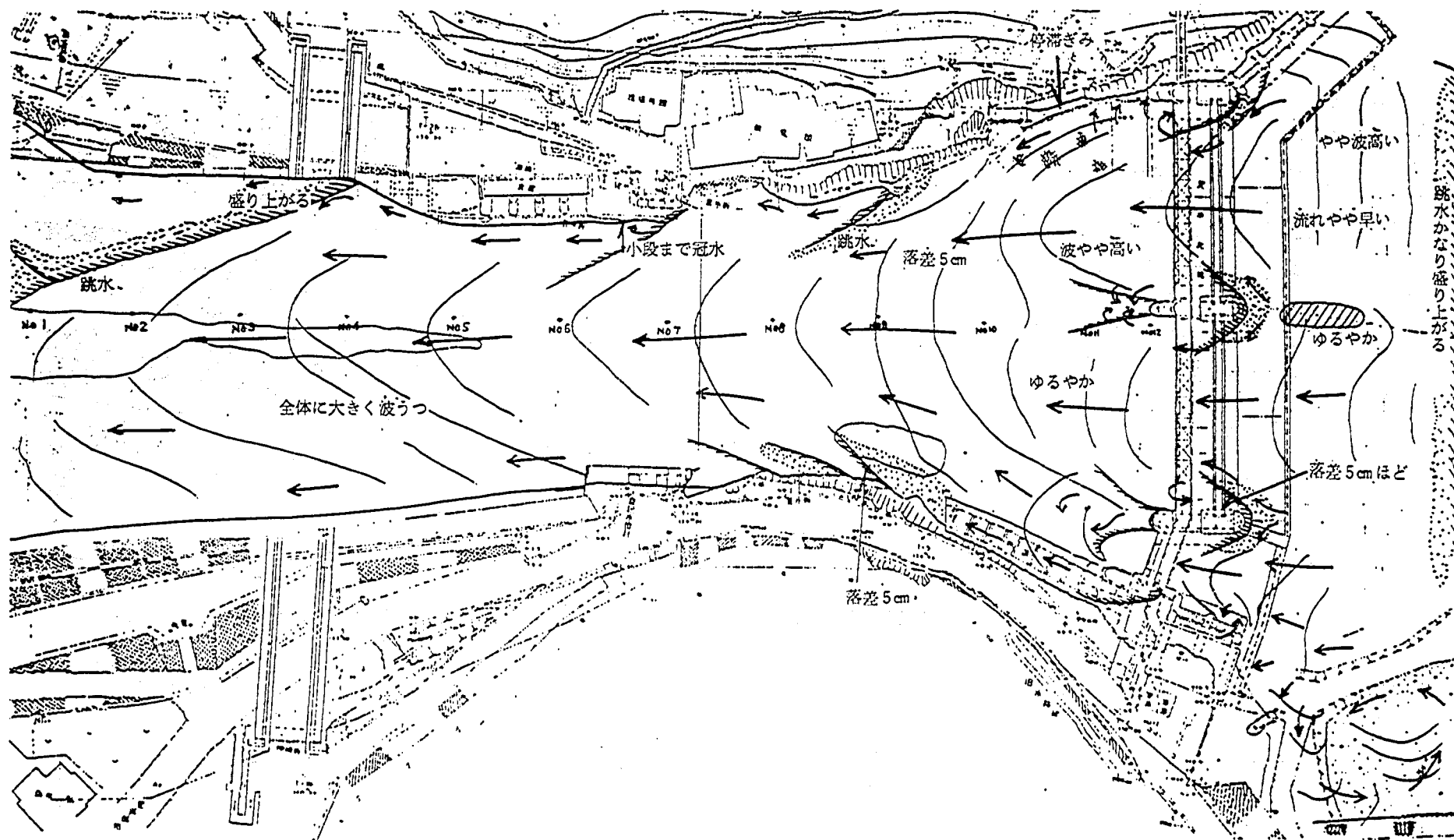


図 2-5-1 流況図 (掘削河道, $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

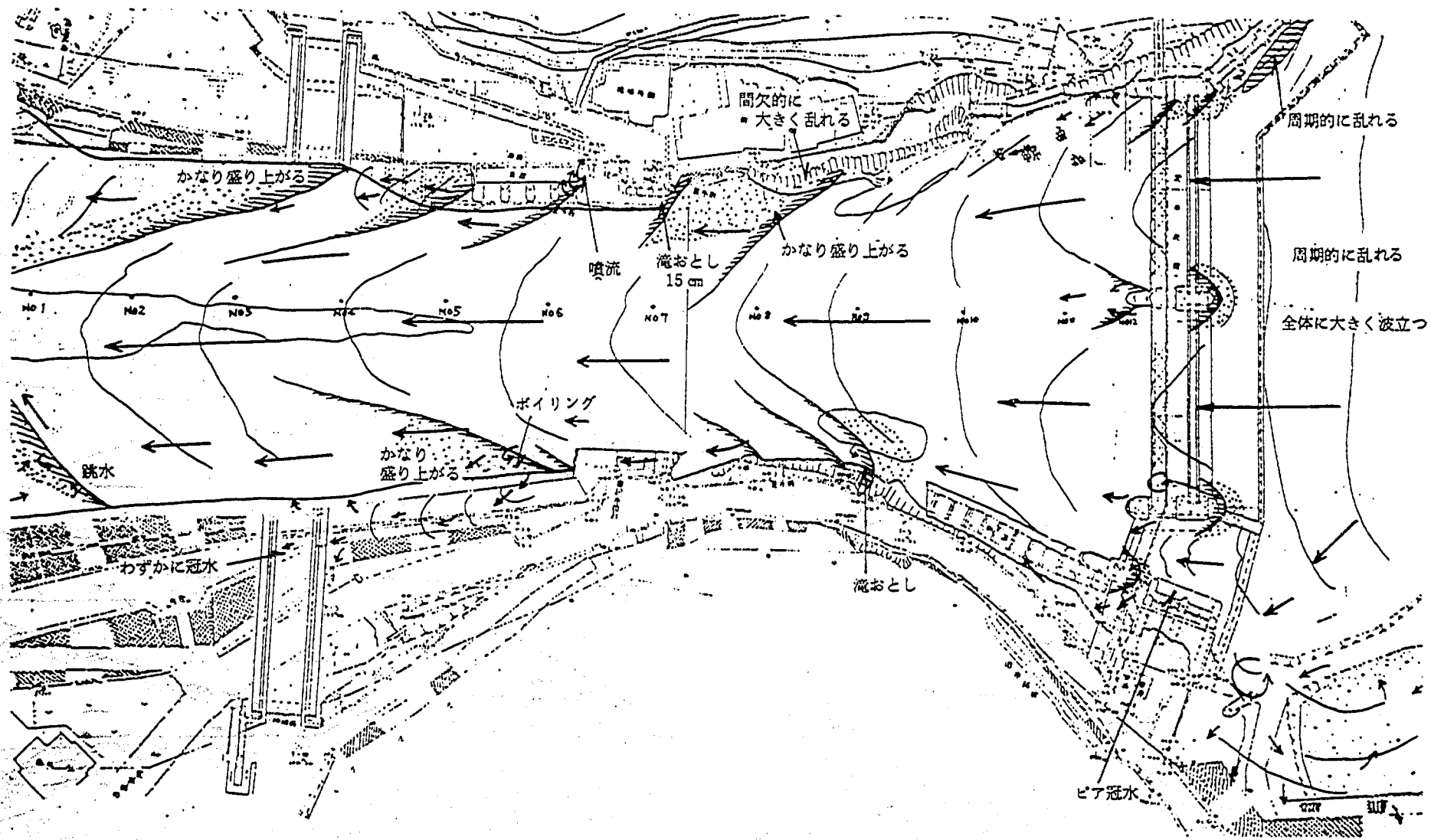


図2-5-2 流況図(掘削河道, $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

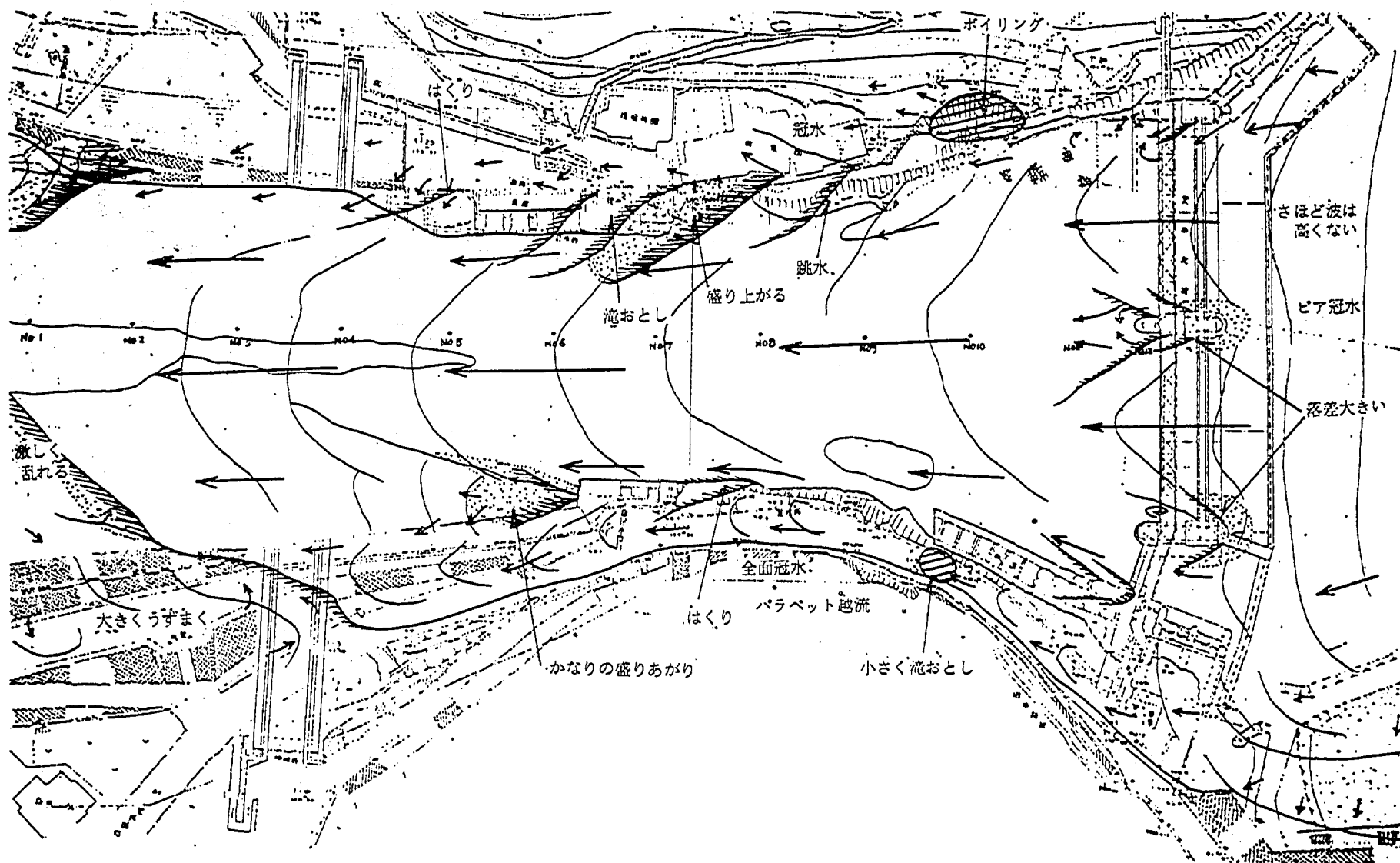


図 2-5-3 流況図 (掘削河道, $Q = 6,200 \text{ m}^3/\text{s}$)

3. 狭窄部水面形の特性と上流部水位

(1) 水面形の特性

洪水時には愛本狭窄部で限界水深が発生し、上流側は常流に、下流側は射流になる。限界水深の生じる位置は、(愛本のように極端な狭窄部においては、)その流量に対する限界エネルギーが最大となる断面にある。限界エネルギーとは限界水深で流れる時のエネルギー高であって、一般に上・下流の形状とは無関係にその断面の横断面形のみで定まる。

図2-6は現況河道について計算された限界エネルギーの縦断変化である。限界エネルギーのピークはNa7断面で生じ、流量が増えるほど先鋭化する。したがってNa7断面付近で限界水深が生じることになる。Na7断面は左岸大岩と右岸旧橋台を結ぶ最狭断面である。しかし流量が $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合にはピークが明確でなく、しかも13.6k断面の値が高くなっている。すなわち小流量になると“狭窄の影響”よりも“落差の影響”が支配的となるのである。同図の傾向から見て、恐らく $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以下ではNa7で限界水深が生じずに射流のまま下流に突き抜けてしまうものと思われる。

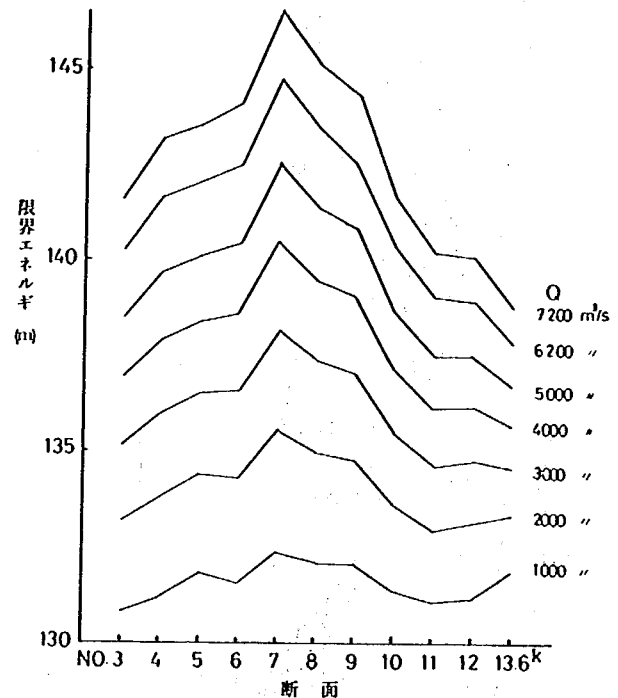


図2-6 限界エネルギーの高縦断分布
(現況形状)

全実験ケースの水位縦断図を各形状毎に図2-7～2-10に示す。図中の太線は平均水位、細線は最高

水位を示している。また計画高水位、パラベット高、不等流計算水位も記入してあるので、これらとの比較で状況が概ねわかる。以下各々について概要を述べる。

現況河道で限界水深の生じる箇所は、 $6,200\text{ m}^3/\text{s}$ 実験水位と $6,200\text{ m}^3/\text{s}$ 計算水位が交叉する所^{*}、すなわちNa7断面近傍であり、図2-6と一致している。水面形とパラベット高を比較すると、パラベット水平部の上流端(Na10～11)付近で最も越流しやすいことがわかる。Na12断面で生じる局所的な水位低下は愛本堰堤中央ピアの影響である。13.6kより上流の水面形が流量によって異なっているが、これは小流量ほど水深が小さいために上流砂州の影響を受けるためである。したがって大流量になるほど13.6k～13.7kの間の水位が一樣になっている。

計画河道で限界水深の生じる箇所は、 $6,200\text{ m}^3/\text{s}$ 実験水位と $6,200\text{ m}^3/\text{s}$ 計算水位の交るところ、Na9～Na10の間である。図2-6と同様の計算を計画河道について行くと最高限界エネルギーはNa9断面で生じ実験結果と一致する。現況河道に比べて限界水深発生位置が上流へ移動した原因はNa7断面凸起部(左岸大岩と右岸旧橋台)の撤去である。限界水深が上流へ移動したためにその分上流水位が低下している。低下

* この不等流計算では計算不安定を避けるために射流水深を限界水深におきかえるからである。

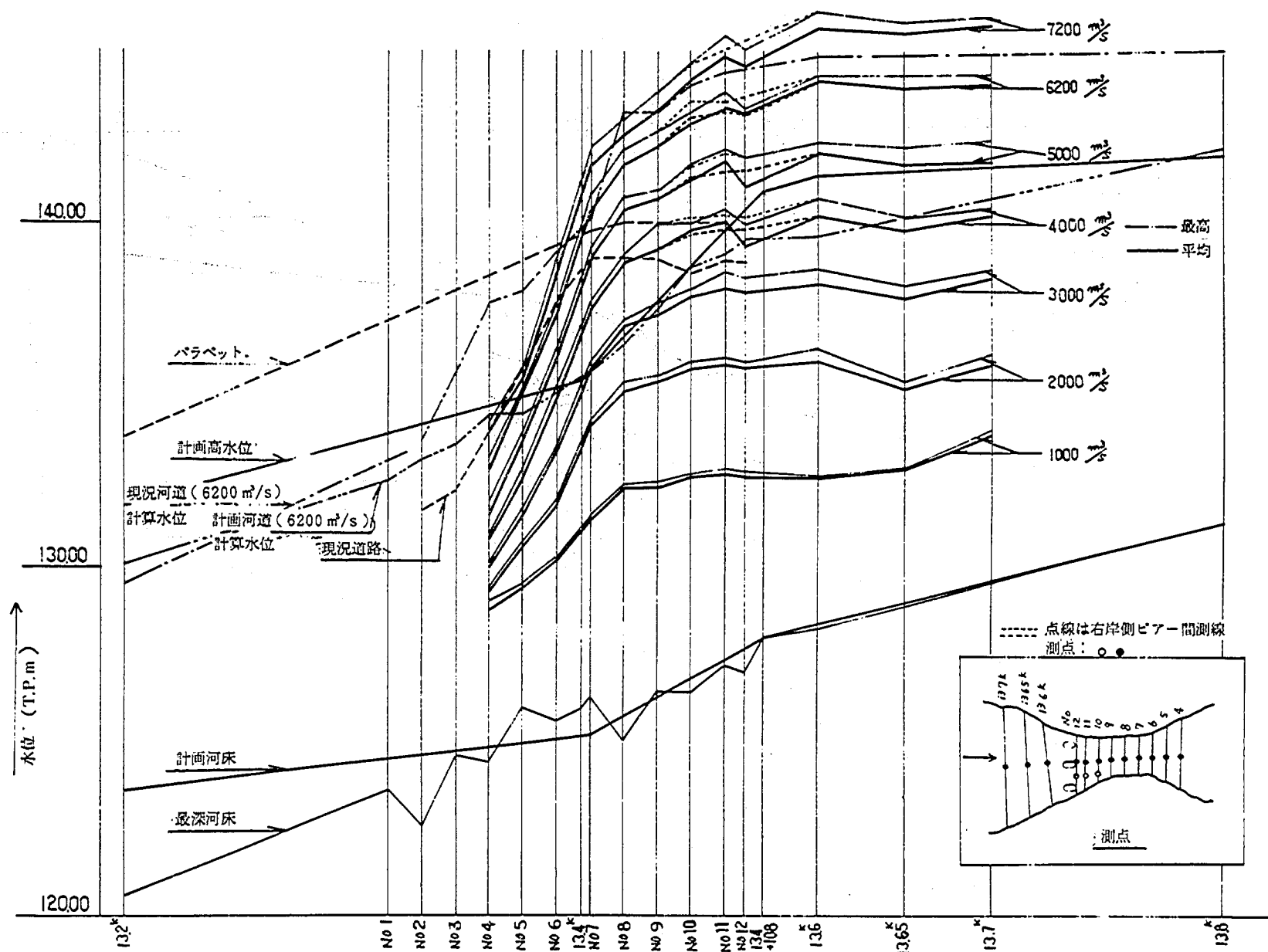


図 2 - 7 水位縦断面図 (現況河道)

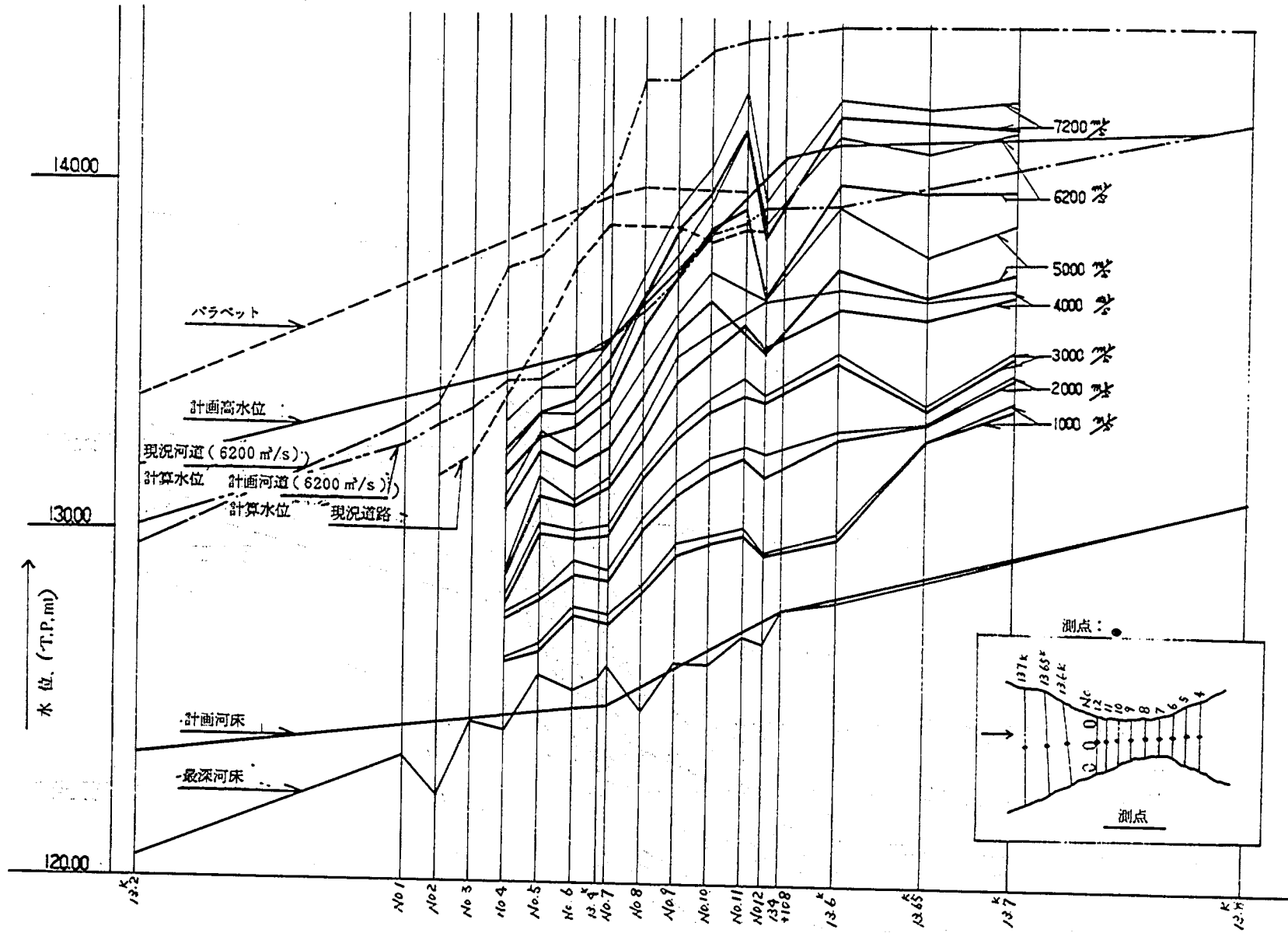


図 2 - 8 水位縦断面図 (計画河道)

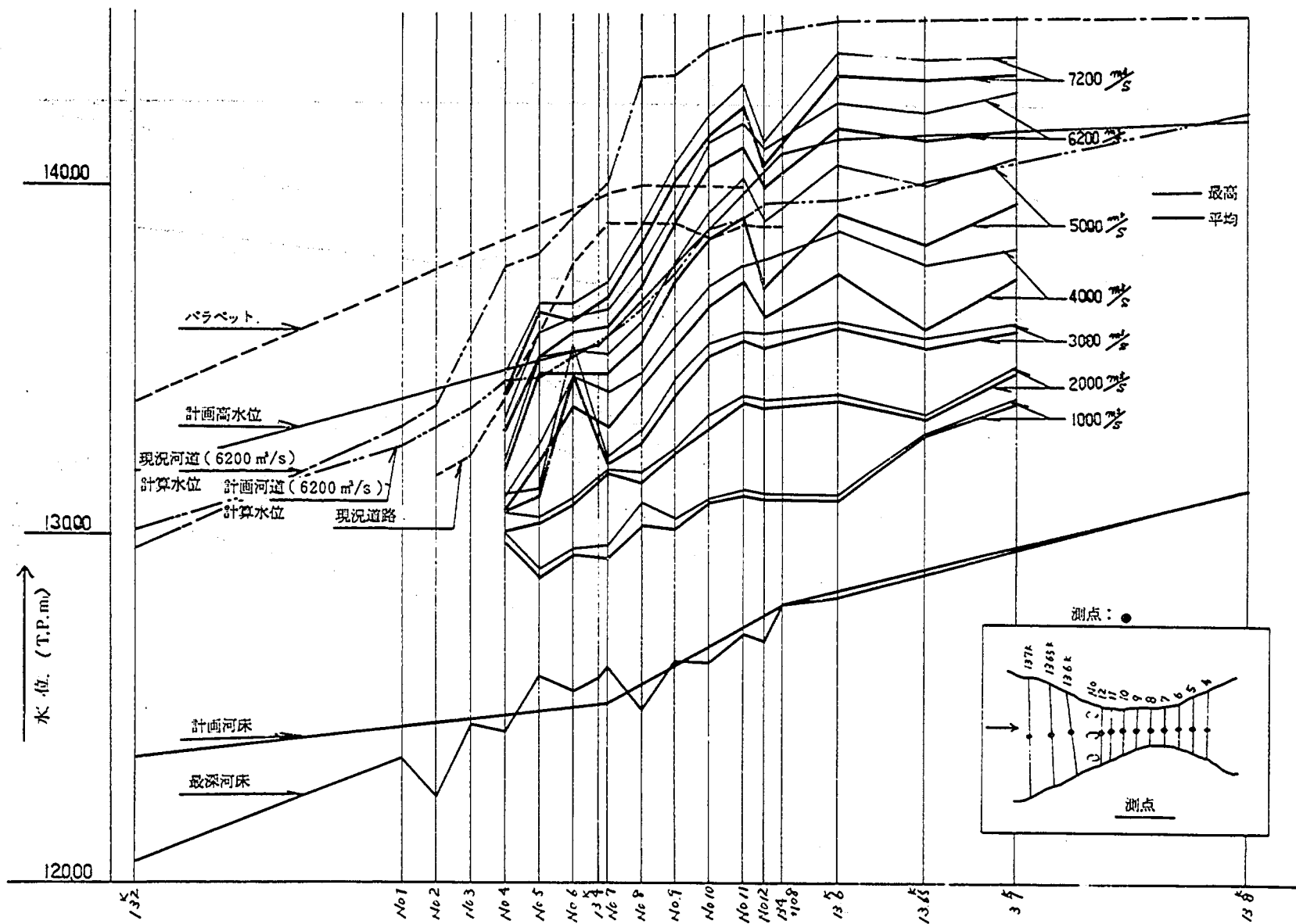


図 2 - 9 水位縦断面図 (拡幅河道)

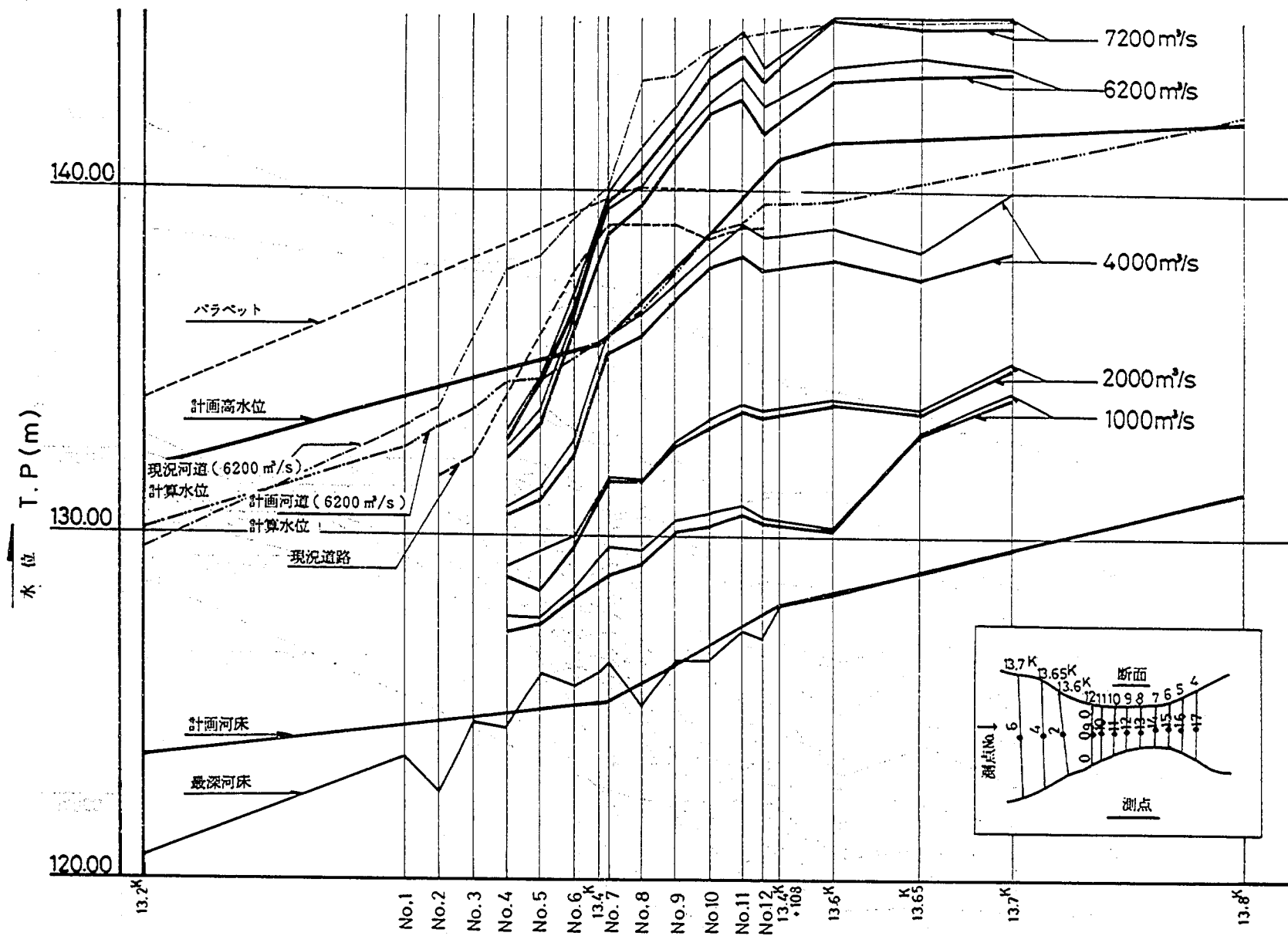


図 2 - 10 水位縦断面図 (掘削河道)

量は約4 mであり、6,200m³/sにおける平均水面は計画高水位以下に収まっている。しかし最高水位（細線）を見るとNo10～No11の間でパラベットを越えることがわかる。No12断面で生じるピアによる水位低下は、現況河道に比べて大きくなっている。これは水位低下によって流速が増加したからである。また13.6k～13.7k間の小流量における水面変動も現況河道に比べて大きくなっている。これも同様の原因による。このように計画河道では中央線沿いの水位変化は大きいが、しかし前節で述べたように全体的流況としてはかなり滑らかである。

拡幅河道において限界水深の生じる位置は、計画河道と同じNo9断面付近となっている。3,000m³/sの場合にNo6断面で水位が異常に上昇しているが、これは流況の項で述べた衝撃波が丁度ここで中心線と交叉するからである。その他の特性は計画河道の場合と類似しており、ただ河床が高い分だけ水位が上昇している。

掘削河道でも限界水深の生じる位置はNo9断面付近である（左岸大岩撤去のため）。しかしNo7断面付近にサブピークが見られる点が他の場合と異なっている。この原因は右岸に残された旧橋台によって右岸沿いだけNo7付近で限界水深が生じるという“歪んだ”水面形になっているからである。計画流量に対応する水位を他の形状と比較すると、現況河道より低く拡幅河道と計画河道より高くなっている。

(2) 流量と地点水位の関係

狭窄部拡幅の目的は上流湛水部の水位低下にある。そこで13.6k断面中心線上水位と流量の関係を各形状について比較してみよう（図2-11）。計画河道は現況河道に対して3～3.5 mの水位低下が生じ計画高水位以下で6,200m³/sが通水可能となっている。これに対して拡幅河道と掘削河道は、現況と計画のはほぼ中間の値となる。これから計画形状における拡幅量（約20 m）と掘削量（約1 m）とが、上流水位低下に関してはほぼ同等の効果を持っていると推測される。しかし詳細に見ると流量によって各々の効果に若干の差の見られることがわかる。すなわち掘削河道は4,000m³/s以下で効果的であり、拡幅河道は計画規模洪水で効果的だと言える。このことは次式で表わされる矩形断面についての限界エネルギーの式から定性的に説明される。

$$E_c = Z_0 + \frac{3}{2} \sqrt{\frac{Q^2}{gB^2}} \quad (2-1)$$

ここに、 E_c = 限界エネルギー、 Z_0 = 限界水深の生じる断面の河床高、 Q = 流量、 B = 川幅である。現況河道を規準として展開すれば拡幅あるいは掘削による限界エネルギー低下量 ΔE_c は

$$\Delta E_c = \Delta Z + 3 \sqrt{\frac{\Delta B^3}{gB^5}} Q^{2/3} \quad (2-2)$$

第1項が河床掘削による効果、後者が拡幅による効果であるが、前者が一定値であるのに対して後者は流量とともに増加する（ただし実際の狭窄部は矩形断面でないし、また拡幅すると限界水深の生じる位置が移動するので必ずしもこの通りにはゆかない）。

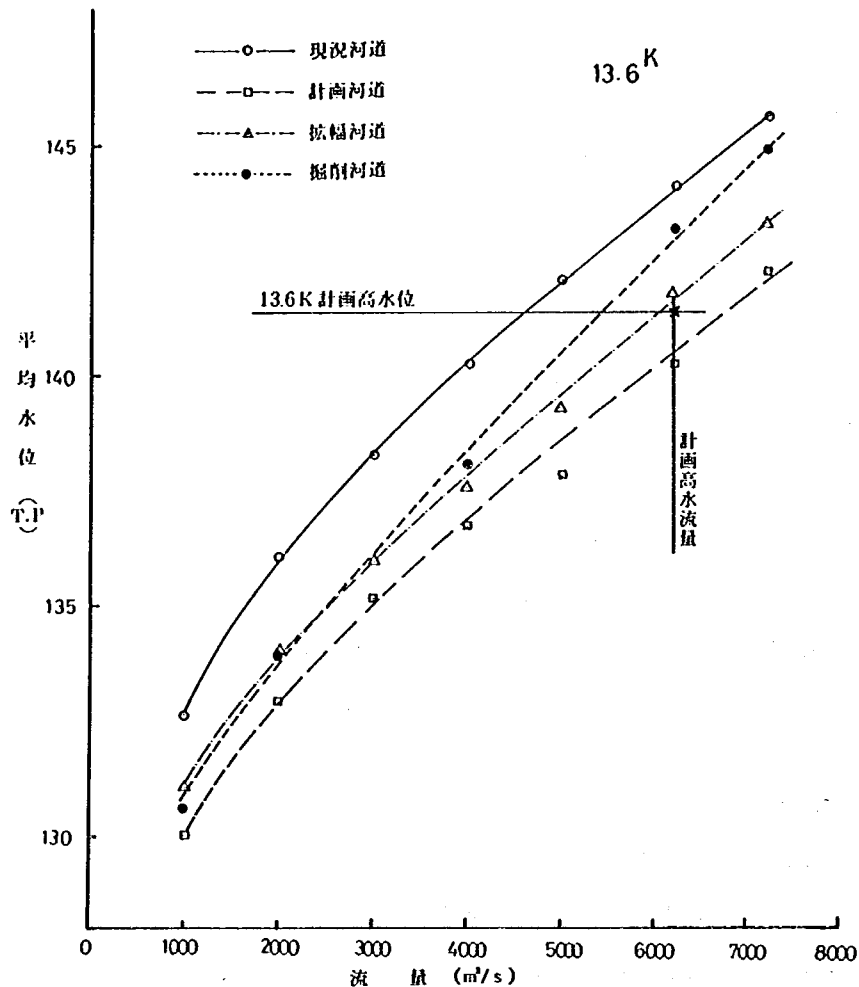


図 2 - 11 各形状における流量と 13.6 k 水位

図 2 - 12 は 13.6 k 左岸堤前面の最高水位と平均水位の差を示している。各形状ごとに線で結んでいるが、これから計画河道と拡幅河道は水位変動が大きく、現況河道と掘削河道は小さいことがわかる。すなわち狭窄部を広げると変動が大きくなる。この原因は明確でないが、狭窄部の狭いほど流れの縮流率が大きくなるので乱れが抑制されると思うのだがどうであろうか。一方各曲線の形を見ると掘削河道の場合を除いて似たような形をしている（著者はこの測定には立ち合っていないので断言できないが、掘削河道だけは実験年度が異なるので直接測定した人間が異なっていたと思う。最高水位の測定には個人差が多く入り、一般に大きな値ほど真値に近い）。すなわち流量とともに増加してある所でピークに達し、その後急激に減少する。ピーク値を示す流量は現況河道で 4,000 m³/s，拡幅河道で 5,000 m³/s，計画河道で 6,000 m³/s となっている。これを図 2 - 11 で水位に換算すると、どの場合もほぼ Y.P. 140 m となっている。この値は左岸陸開付近の道路天端より 1 m 上にあたる。すなわちこのあたりで流水境界が変化するわけである。

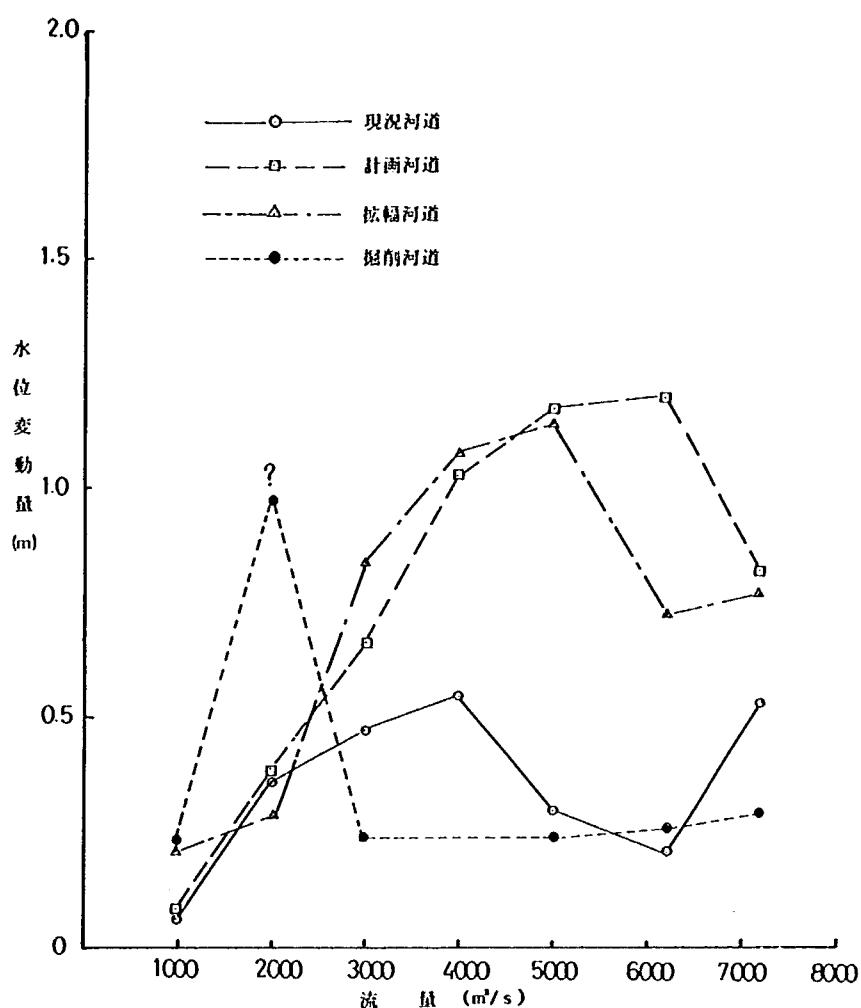


図 2-12 各形状における 13.6 k 左岸堤付近の水面変動

一方図 2-7~2-10 から明らかなように最も越流を生じやすいのは Na10~11 の区間である。そこで Na11 断面中心線上における水位と流量の関係を図 2-13 に示す。各形状による水位の変化は 13.6 k 水位 (図 2-11) と類似しているが、4 本の線の間隔が若干大きく、特に掘削河道と拡幅河道の効果の差が明確である。この原因は限界水深の生じる位置に求められる。すなわち限界水深の生じる位置が下流にある程セキ上げ区間が長く、したがって水位も上昇する。現況河道と掘削河道がこれにあたる。逆に限界水深断面が Na11 断面に近いほど水面形の斜面の部分に入るので水位低下量が大きくなるのである。計画河道と拡幅河道がこれにあたる。したがって、図 2-11 の 13.6 k 水位の低下に関しては拡幅形状と掘削形状が同等の効果を持っていたが、Na11 断面に関しては掘削河道とする効果は少ないと言える。ちなみに現況河道を基準とした各形状の疎通能力をまとめると表 2-2 となる。図 2-14 は Na11 断面中心線上の最高水位と平均水位の差をプロットしたものである。計画河道において 5,000 m³/s と 6,200 m³/s の値が異常に高い原因は不明である (あるいは作表ミスか?)。この図のデータは中心測線上の値であるから、パラペット天端の過剰水位を評価するのに多少問題があるが、パラペット沿いの水位は測定していないのでこれで代用する、計画

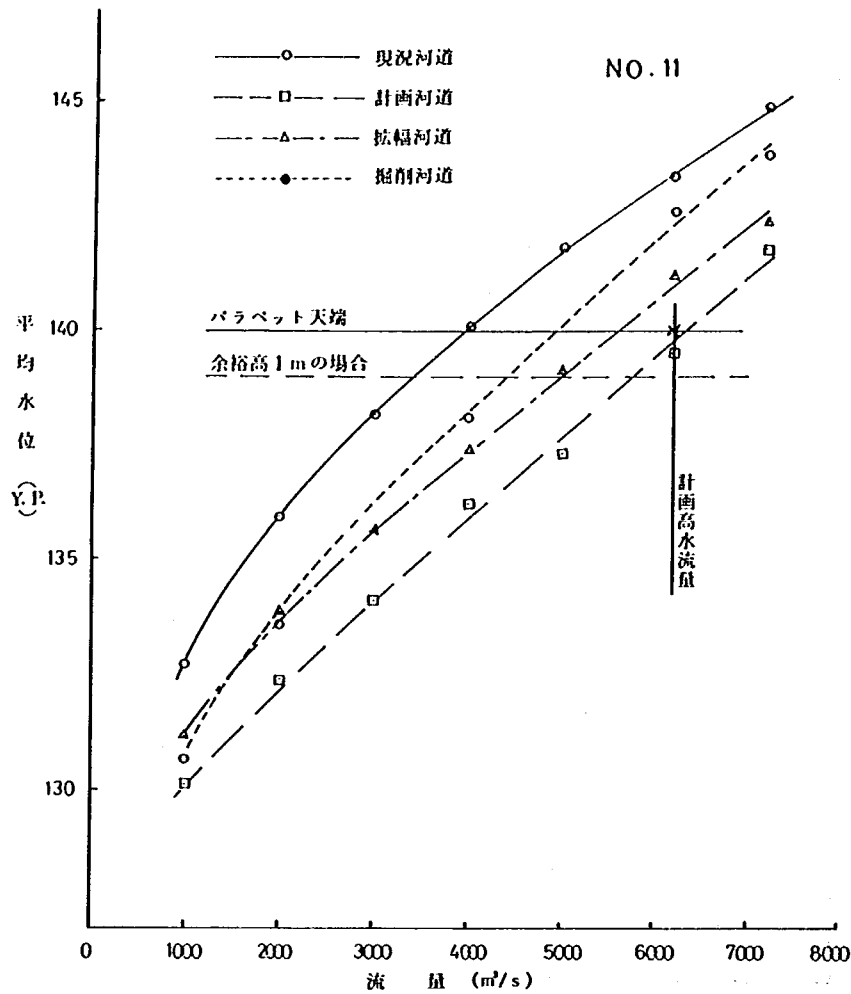


図 2 - 13 各形状におけるNo.11断面水位

表 2 - 2 各形状の疎通能力

	1 3.6 k	No 11
現 況 河 道	4,600 m³/s	4,000 m³/s (3,400)
計 画 河 道	6,800 m³/s	6,300 m³/s (5,700)
拡 幅 河 道	6,000 m³/s	5,600 m³/s (5,000)
掘 削 河 道	5,400 m³/s	4,900 m³/s (4,400)

()内はバラベツト余裕高を1mとした場合

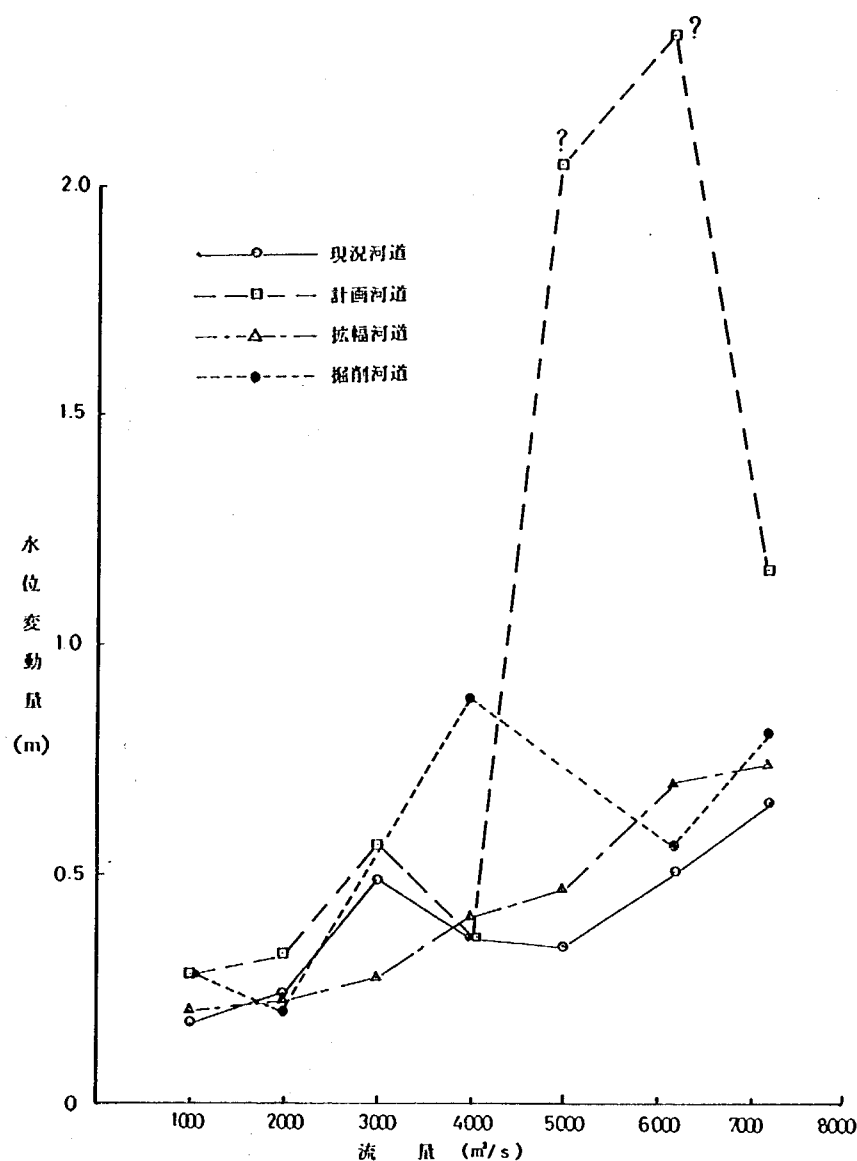


図 2-14 各形状におけるNo11断面水面変動

形状での異常値を除くと他のデータは比較的まとまっており、大まかに見れば流量の増加に伴って水位変動も増加しているようである。そのオーダはせいぜい 1 m である。そこで安全側をとって水位変動を 1 m とみなすと、No11断面の疎通能力は表 2-2 の () 内の数値となる。

(3) 計算水面形と実験結果の比較

実験によって 4 形状の水面形特性が把握できた。しかし工事の難易等からさらに別の形状についての検討が将来必要となる可能性もある。しかし本業務終了にともない黒部川模型は撤去される予定であり、今後の検討は机上で行わねばならない。そこで狭窄部形状と水位の関係を数値計算で検討できるように、本節では第 4 章の計算法の適合性を水理実験結果との比較において検討しておく。

図 2-15~18 は各形状における水位縦断形を比較したものである。どのケースも概ね一致していると言

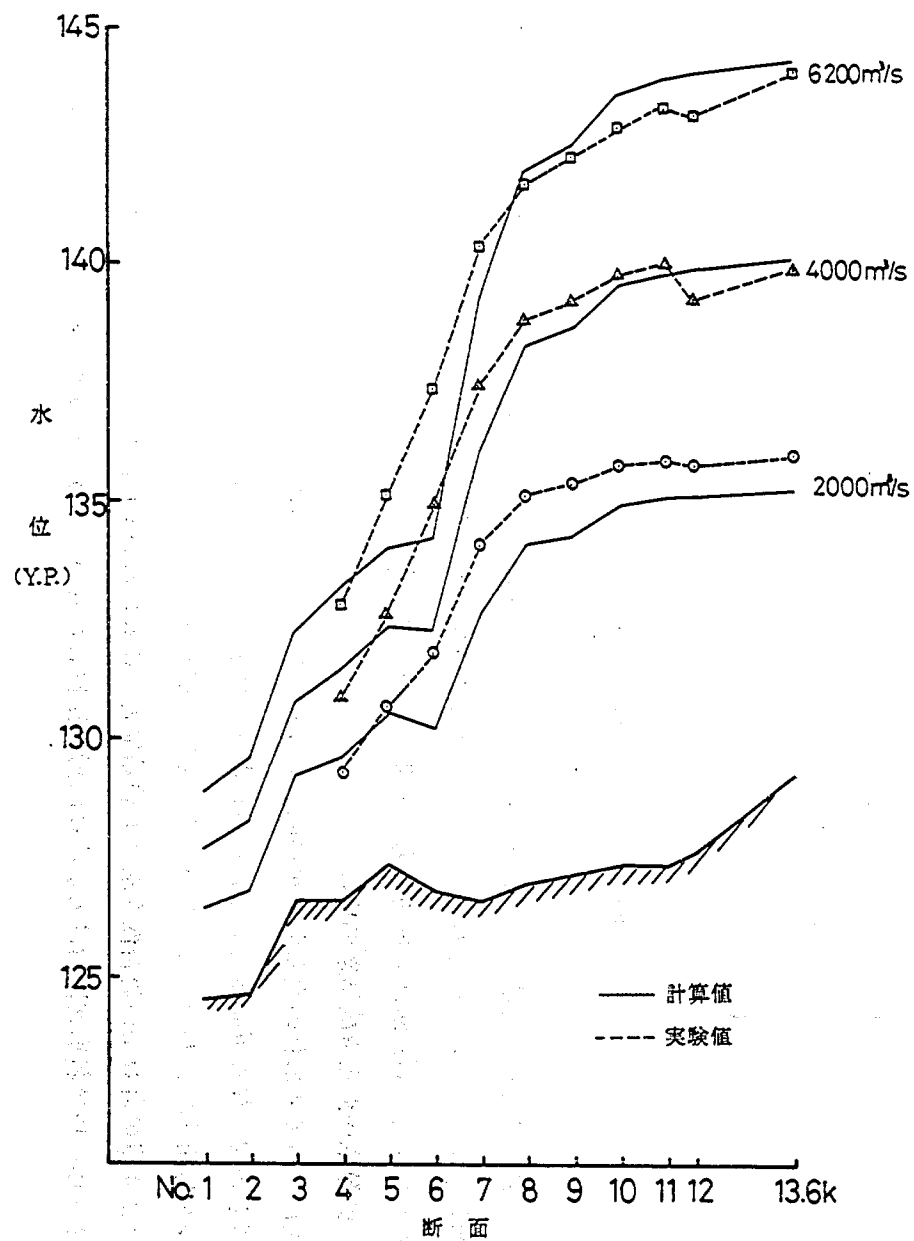


図 2-15 計算水位縦断形 (現況河道)

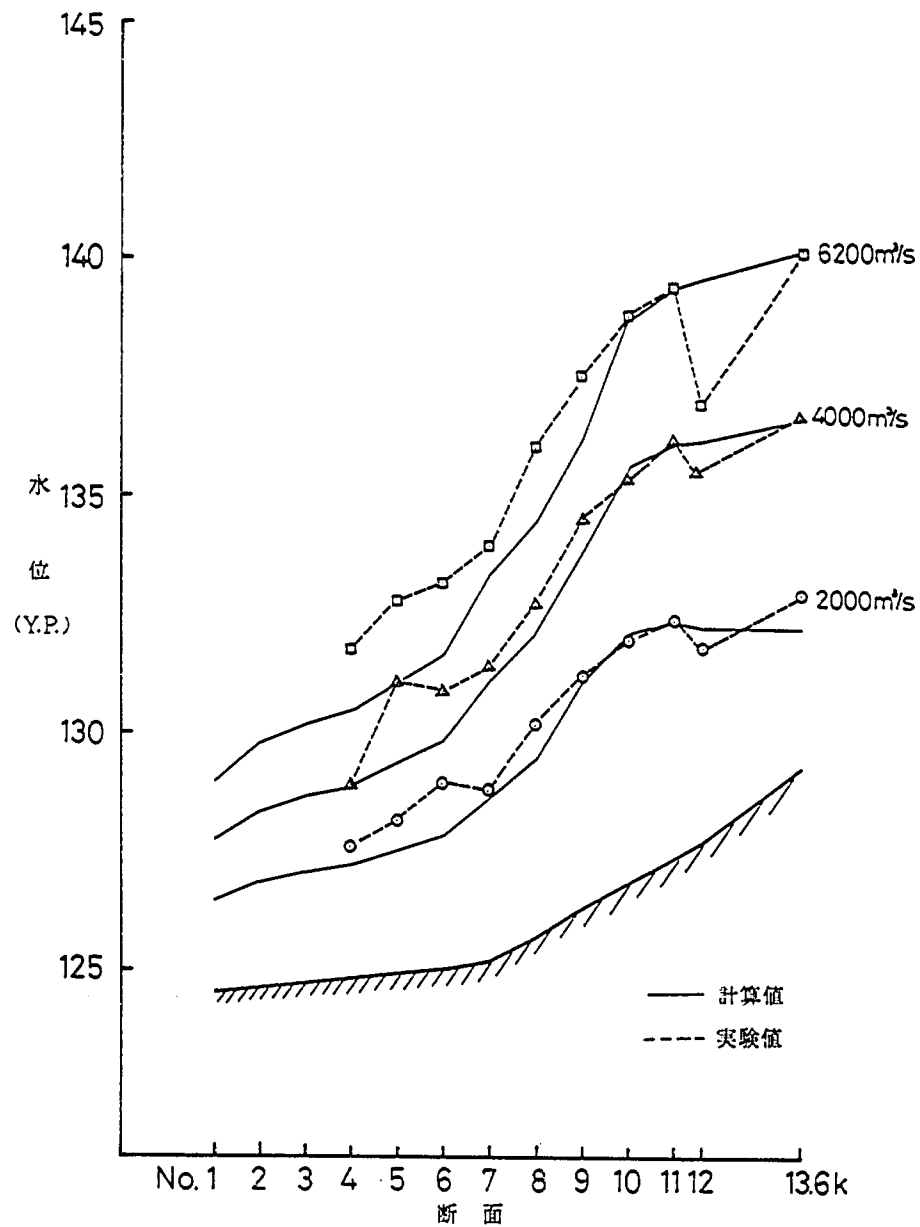


図 2-16 計算水位縦断形 (計画河道)

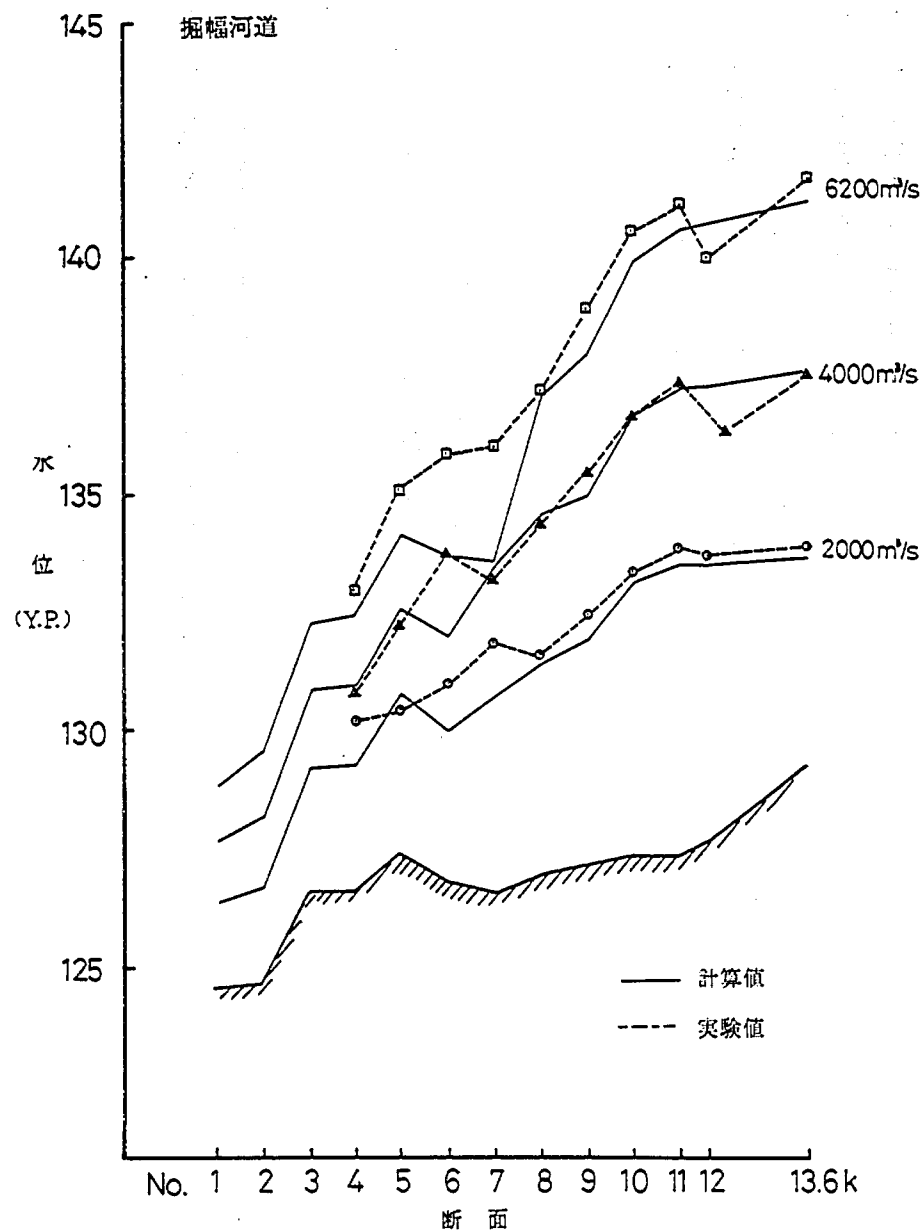


図 2-17 計算水位縦断形(掘幅河道)

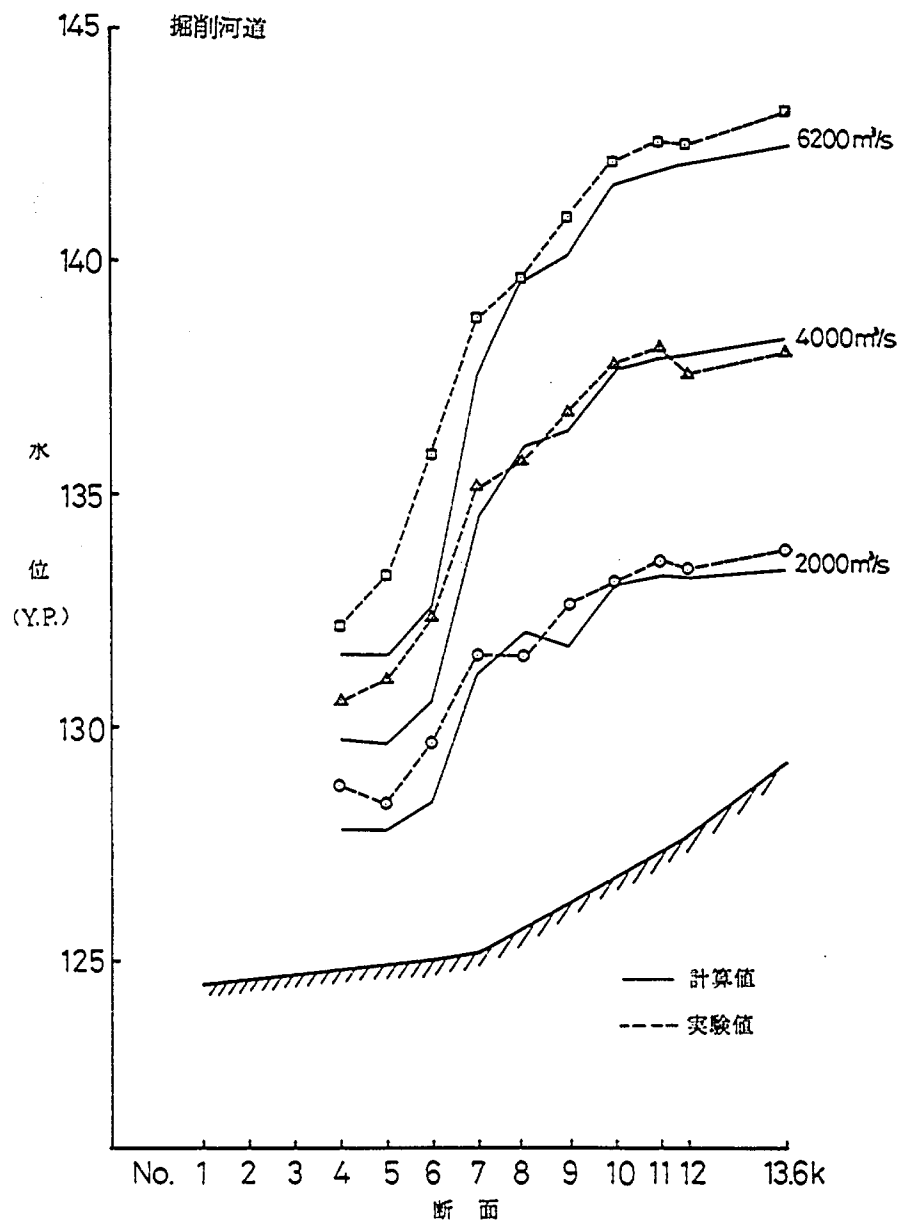


図 2-18 計算水位縦断形(掘削河道)

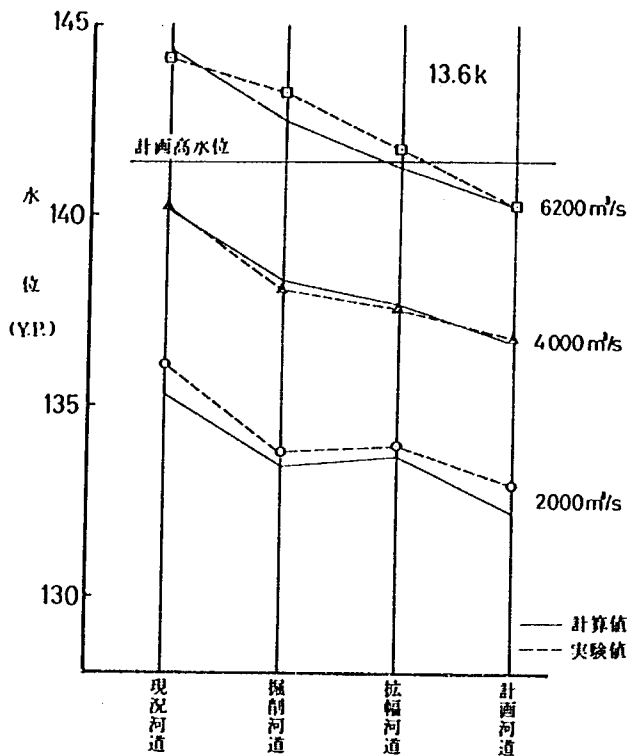


図 2-19 河道形状と 13.6k 水位

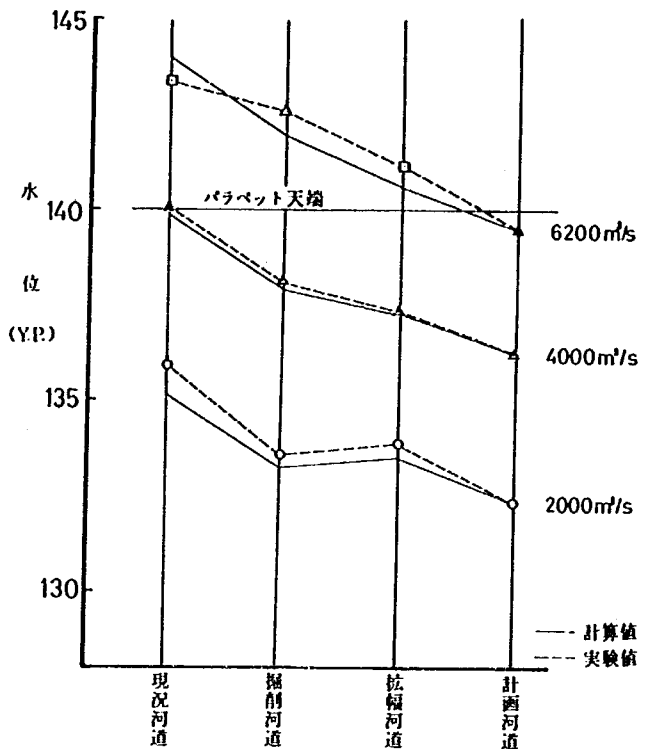


図 2-20 河道形状とNo.11断面水位

える。特に兩岸の整正を行っている拡幅河道と計画河道では良好な結果が得られている。現況河道と掘削河道は兩岸の凹凸が大きいので死水域等の考慮が難しい。前述のように掘削河道では実験で限界水深の生じる位置が左岸No.9，右岸No.7となっているが，計算ではNo.7断面となる。

図 2-19と図 2-20は各々 13.6k断面とNo.11断面の計算水位と実験水位の比較である。形状を変えると水位がどの程度下がるか，計算でも十分検討できることがわかる。なお計算原理とプログラムは第 4 章で説明する。

4. ま と め

以上を要約すると次のとおりである。なお各形状毎の主な項目の比較を表 2-3 に示す。

① 限界水深の生じる位置は表 2-3 ④欄のようであって，最狭部拡幅によって上流へ移動する。掘削河道では左岸大岩のみを取り除くので横断的に不均一が生じる。

② 疎通能力は表 2-3 ⑥欄に示すようである。

11.6kでは水位変動による越流を考慮して 1 mの余裕を見込むとすれば，疎通能力は()内の数値となる。したがって河道全体の疎通能力は，掘削河道で約 1,000 m³/s，拡幅河道で約 1,600 m³/s，計画河道で約 2,300 m³/s 増やすことができる。

③ 疎通能力が増加すると水深が減少するので、上流部の河床形状や跳水流下の影響によって流況が悪化する。

一方狭窄部の流況は河道整正の効果で改善されるが、掘削河道では左岸大岩のみ撤去するために左右不均一の流れとなる。

④ 第4章に述べる水位計算法による結果は実験値とはほぼ一致する。したがって今回の実験に含まれない形状案についても同計算法で概略検討可能である。

表 2 - 3 各形状の比較

形状 項目	現況河道	掘削河道	拡幅河道	計画河道
愛本堰堤 付近流況	○	○	△	△
狭窄部流況	△	△	○	○
疎通能力 (13.6k)	4,600m ³ /s	5,400m ³ /s	6,000m ³ /s	6,800m ³ /s
6,200m ³ /s 過剰水位	2.7m	1.8m	0.3m	-1.1m
疎通能力No11 (パラペット天端)	4,000m ³ /s	4,900m ³ /s	5,600m ³ /s	6,300m ³ /s
疎通能力No11 (パラペット-1m)	3,400m ³ /s	4,400m ³ /s	5,000m ³ /s	5,700m ³ /s
限界水深位置	No 7	No 7 ~ No 9	No 9	No 9

第3章 扇状地河道の安定性について

1. 模型の概要と実験ケース

(1) 模型形状

模型は倍率 1/300 の無歪移動床模型で、黒部川15 k から 5 k までの10km区間とした。図3-1に平面図を示す。

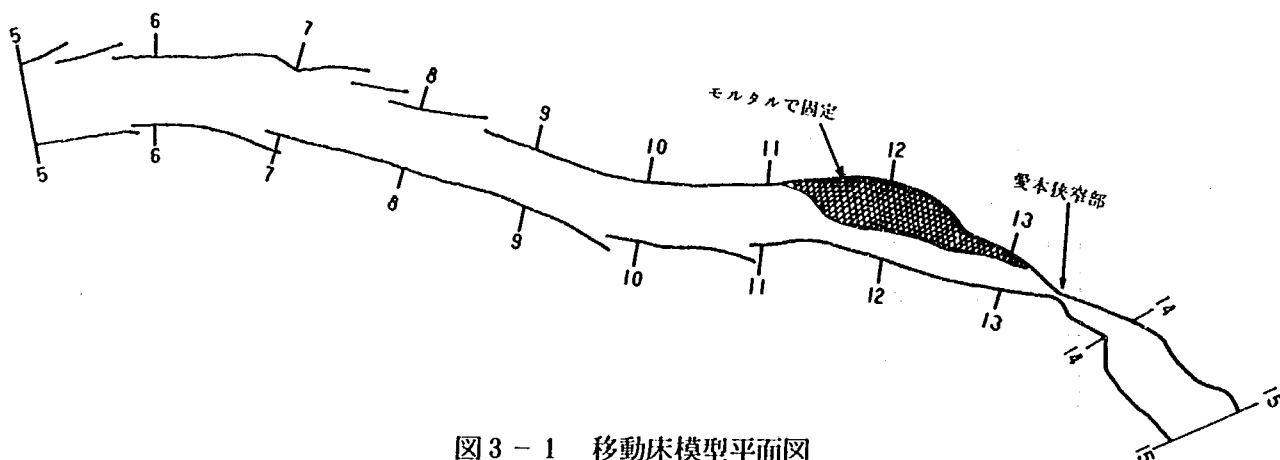


図3-1 移動床模型平面図

13.6 k 地点に愛本狭窄部があり、実験対象区間はこれより下流となっている。上流での給砂は特に行わず、狭窄部上流より自然的に供給されるものとした。狭窄部より11 k までの右岸には主流部河床低下によって自然に形成された高水敷があるが、植生等から判断して容易に浸食されないものと思われたので、模型ではこの部分をモルタルで固定した。(ただし Run5-6 および 6-1~2 ではモルタルを撤去している。)

(2) 河床材料

河床材料粒度は以下のように決定した。図3-2は昭和37年から50年までの愛本狭窄部から河口に致る区間の河床材料平均粒径をプロットしたものであるが年ごとの変動が極めて大きい。特に模型区間(5 k より上流)での変動幅は10倍にも達する(本資料は黒部川流域土砂計画報告書に記載されているものである。土砂採取位

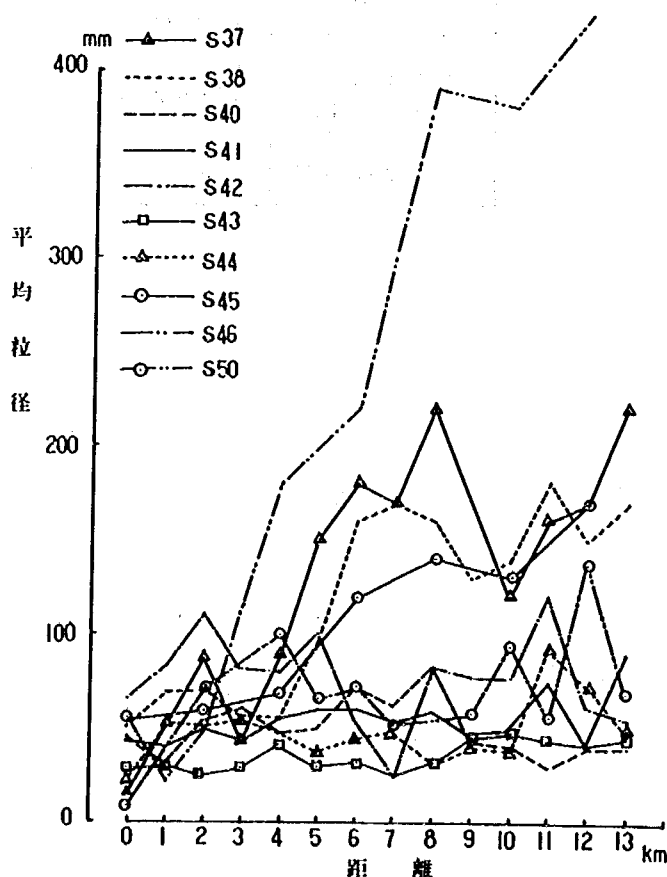


図3-2 平均粒径縦断面図

置は年度によって多少異なるが、1 kmピッチで各断面毎に河道左岸寄り、中央、右岸寄りの3点で採取したものが多い。扇状地河川では砂礫堆やアーマコートの影響で土砂採取が極めて難しく、資料の代表性に関する問題は常に残るが、本実験ではこの資料の数値をもとに考察する)。しかしよく見ると、粒径の細かい年度については比較的良くまとまっており、しかも縦断的变化の少ないことがわかる。また、粗粒化は上流側で著しく、粗粒化の程度が激しいほど影響範囲が広がるようである。

図3-3は年度ごとの平均粒径(0 kから13 kまでの単純平均)と河床昇降量および出水履歴との対応を

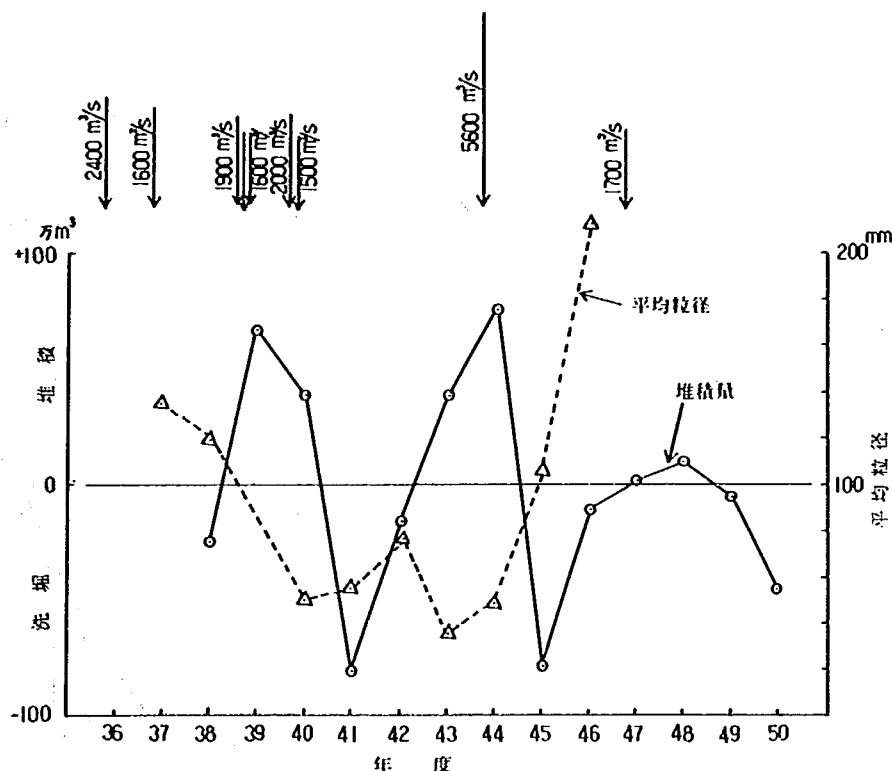


図3-3 平均粒径、河床昇降量と出水履歴の関係

見たものである(この図の河床昇降量は、測量から得られる河床上昇量に土砂採取量を加えたものである)。これらの間に次のような関係が見い出される。すなわち出水のあった年にはその規模に応じた河床上昇が生じ、河床材料は細くなる。出水の翌年には河床低下に転じ2年後には停止する。河床材料の粗粒化はこの河床低下に対応し、出水2年後の降下停止時にピークに達するようである。

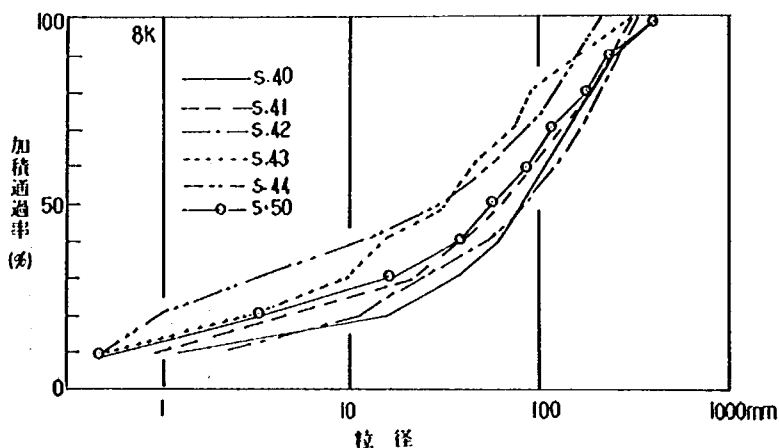


図3-4 現地粒度曲線

以上の事柄を総合すると、河床材料の粗い年には表層がアーマコート化していたものと推測される。一方洪水時の土砂移動は主モードについては砂礫堆の移動に伴う全層移動と考えられる。したがって、模型河床材料としては粒径の小さな年の粒度曲線を用いるのが適当と判断された。

図3-4は粒径の小さな年の8k地点における粒径加積曲線であるが、比較的良好にまとまっている。通過率30~40%あたりに折点があり、これより粗粒の分は比較的均一であるが細粒の分の粒度範囲は極めて広い。折点に対応する粒径は10~30mmである。一方昭和30~40年代にかけて頻度の高い2,000m³/sクラスの洪水流量について浮流限界粒径を計算すると、粗度係数0.04、川幅700mとした場合に摩擦速度が0.33m/sとなり、これに等しい球礫の径は10mmとなる。おそらく主流部ではさらに大きい礫も浮流可能と考えられるが、いずれにしても図2-4の折点と浮流限界粒径が概ね一致していると言える。以上の事柄を総合すると、黒部川の河床形状に直接関係する河床材料は図2-4の折点より粗粒の礫であり、これより細粒のものは粗礫の空隙を満たしているだけと考えても大きな間違いは無いように思われる。そこで模型相似条件も勘案して、現地粒度曲線から30mm以下の分を除いて図3-5のような粒度曲線を作成した。

これに合うように粒度調整した砂を模型砂とした。その粒径加積曲線を図3-6に示す。ただし横軸は現地換算粒径である。なお模型砂の平均粒径は0.4mmとなる。

(3) 模型実験の相似性

この粒径は通常の移動床模型実験に比較してやや細かい。したがって相似性という点で若干の不安があるが、模型内の流況（特に河床形態）の観察や現地データとの比較において相似性をチェックしていった。結果的には、少なくとも夏場の実験（Run5-1~6）ではRippleも発生せず、また現地データとも一致したので、相似性は概ね大丈夫と判断された。一方冬場の実験では通水後1時間（模型値）程度でRippleの発生が見られた。しかし大スケールの砂州に規定される大局的流況が夏場の実験と良く類似していることから、それほど問題はないものと著者は考えている。

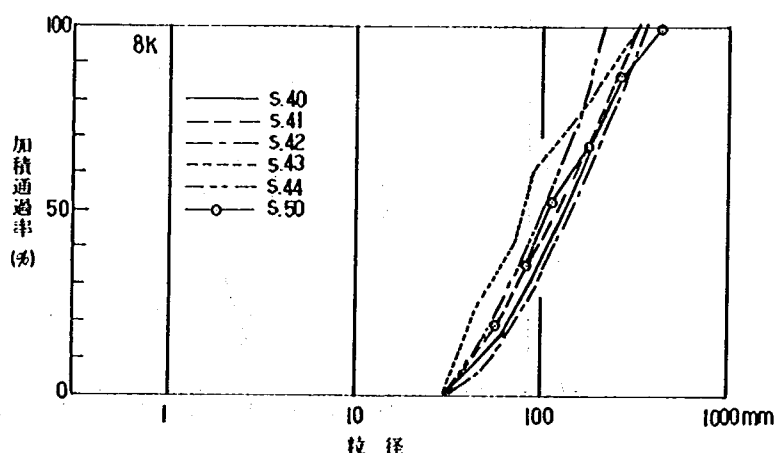


図3-5 細粒分カット後の粒径加積曲線

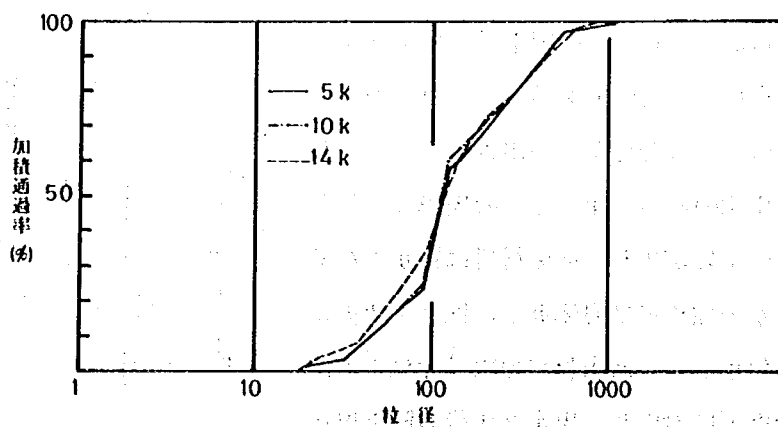


図3-6 模型砂粒度曲線

一方上流での土砂供給条件も多少気になる問題である。一般に流送土砂量が大きいと流れは乱流になり、流送土砂量が小さいと偏流的性格を帯びると言われている。すなわち河床形態と流況に差が生じる。本模型では愛本上流部に 1.4 km 区間の領域を設け、ここから自然的に土砂供給を行っているが、果してそれで十分かどうかということである。実験結果ではいずれのケースでも 11 k より上流に大規模な堆積が見られる。それより下流では堆積区間と洗掘区間があり、一方的な洗掘は生じていない。このことから特に問題とはならないのではないかと考えている。

(4) 実験ケースと実験方法

実験ケースを表 3-1 に示す。Run 4-1~5 は初期河床を平坦にし流量と河床形態の関係を探ることを目的とした定流実験である。Run 5-1~4 は主流を河岸から遠ざけるために複断面化した河道の中小洪水での安定性を調べることを目的とした定流実験である。Run 5-5~6 も同様の目的での中規模および計画規模洪水の不定流実験である。また Run 6-1~2 は複断面河道に水制を設置して洪水波を与える実際的な実験である。

表 3-1 移動床実験ケース一覧

	河道形状	流量 (m ³ /s)	備考
4-1	単断面	3,000	実験方法検討
4-2	単断面	3,000	実験方法検討
4-3	単断面	3,000	終了後 6,200 m ³ /s
4-4	単断面	2,000	終了後 6,200 m ³ /s
4-5	単断面	1,000	終了後 6,200 m ³ /s
5-1	複々断面	1,000	現況常水路の中に 新設常水路
5-2	複々断面	2,000	〃
5-3	複断面	2,000	
5-4	複断面	1,000	
5-5	複断面	不定流-1	$Q_{\max} = 2,000$
5-6	複断面	不定流-2	$Q_{\max} = 6,200$
6-1	複断面	不定流-3	水制設置
6-2	複断面	不定流-3	水制設置

観測方法は主に上空からの写真撮影によったが、必要に応じて主流速や側岸侵食速度を計測した。主流速は表面浮子投入後に連続写真を撮り、写真上の移動量を測定して求めた。また側岸侵食速度はスケールにて計測した。

Run 5-5 以降の不定流実験においては各洪水終了後の河床横断形を測定した。ただし測点数が多いのと模型が小さいことのために通常の計測方法では時間のロスが大きいので、写真 3-1 に示すような新型の砂面測定器を製作して使用した。縦棒の間隔および水平に引かれた目盛の間隔は現地スケールで 10 m と

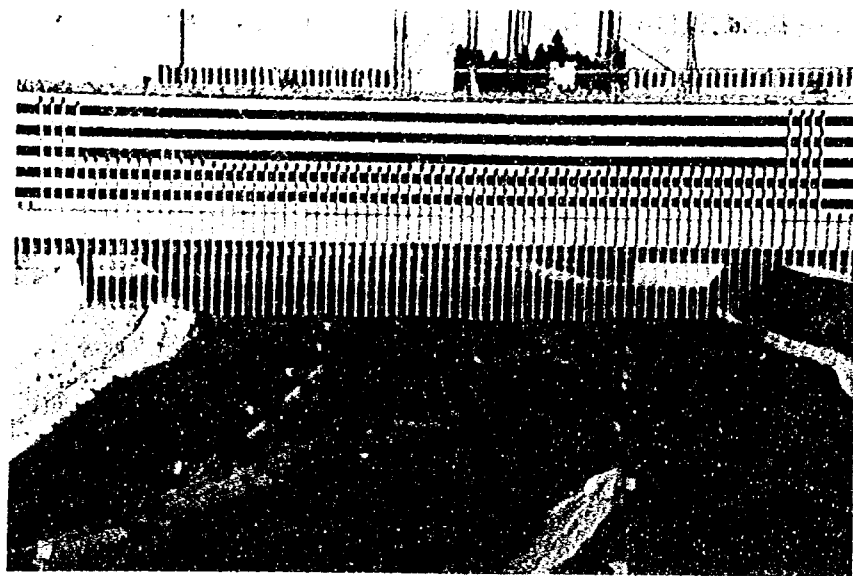


写真 3 - 1 河床形状測定器

なっている。これを側壁にまたがせて棒を河床上に落すと、棒の天端がそのまま河床形状を表わすこととなる。そこでこの形状を写真撮影し、ネガの投影図をトレースし、さらにディジタイザーにかけて計算機によって縮尺及び傾きを修正して横断図を作成した。

2. 流量規模と流れの特性

(1) 初期河床等の検討

実験に入る前に予備通水を行った。通水前の河床形はほぼ完全に平らに敷き均されていたが、洪水先端部が流下する際に側岸（モルタル製）沿いに水が走りこの部分の河床が若干低下したため、定流状態に達した時点では側岸沿いにみお筋が形成されてしまい、実際とはかなり異った流況を呈した。

そこで Run 4 - 1 では昭和53年の航空写真を参考に若干の凹凸を付けることとした。また狭窄部で局所的な異常洗掘が見られたので、この部分の河床をモルタルで固定することとした。しかし、通水してみると、洪水先端部が低い部分のみを流れてしまって凹凸が誇張され、定常状態になっても凸部がそのまま中洲としてくっきり残ってしまった（写真 3 - 2）。この中洲によって下流の流れが規定されてしまった。この様な状況は現地河川でも生じているが、しかし実験データの一般性という点からはやはり問題があると思われる。また、13k ~ 11k の右岸高水敷が時間とともに浸食され、下流の砂礫堆形状に影響を与えてしまった。現地航空写真によると右岸高水敷には草木が茂り容易に浸食されないように見える。経年的にはむしろ固定化する傾向にあると思われる。もちろん大洪水時には浸食される恐れもあるが、傾岸浸食については模型の相似則が不明であることを考え合わせると、やはり模型上でも固定化した方がよいものと判断された。また狭窄部をモルタルで固定してもその直下流に異常洗掘が生じて固定床部と移動床部が滑らかにつながらなかった。現地でも護床工下流で段差がついているが、模型上の段差は1オーダー大きい。

1/300 模型ではこのようなタイプの局所洗掘まで相似にすることは不可能と思われるので、もとどおり移動床とすることにした。

そこで Run 4-2 では、狭窄部モルタルを撤去するとともに右岸高水敷に薄くモルタルを吹き付けて固定化した。また河床の凹凸は前ケースよりも小さくした。しかし前回と同様に通水直後の流れによって凹凸が誇張され、水の載らない部分が出てしまった。以上から、初期河床は側岸沿いのみをわずかに高くして、他がわずかに窪んだ皿状とすることにした。また右岸高水敷のうち 11.6k の凸部は草木の茂り方が少なく、計画規模の洪水で崩落する可能性があるかと判断されたので、この部分は移動床とした。

(2) 流量規模と流れの特性

黒部川の河床形態の特性を探る目的で、 $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ 各々の定流実験を行い河床形態を観察した。各ケースの通水開始後 17.3 時間（以下すべて実物値を用いる。）の河床形状を写真 3-3~5 に、Run 4-4 終了後に計画流量（ $6,200\text{ m}^3/\text{s}$ ）を 4 時間通水した後の河床形状を写真 3-6 に示す。

流量が $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合は掃流量が小さく砂州は十分に発達できない。砂州の発生する地点は 2 km 弱のほぼ一定の間隔を持ち、その中間では流れが分散して微粒子の沈降が盛んである。砂州の形成・非形成に合わせて主流が蛇行しているが、その波長はやはり 2 km 弱である。

流量が $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合には主流の幅は河道幅の $1/3 \sim 1/2$ （250 m 程度）であり、その他の部分にも水は載るが流速は極めて小さく、砂州の形成は主流路内に限定されている。この幅はレジーム理論で言われる $B = 3.5 \sim 7 \sqrt{Q}$ の中央値に近い。主流はわずかに蛇行しており波長は 2 km 強となっている。

流量が $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ になると河道全体に流れる。砂州のパターンは基本的には多列であるが、河道平面形（広狭・屈曲）の影響により縦断的にかなり変化している。まず、11.5 k の急拡によって約 1 km のスケールを持つ巨大な砂州が形成される。この砂州は時間とともにどんどん発達するが、移動性のいわゆる砂礫堆ではなく、固定された堆積空間と考えた方がよい。この砂州の発達途中においては流れがいくつかの派流に分かれているが、砂州が河幅いっぱい広がった後は右岸沿いのみお筋が強まり、11 k ~ 10.5 k の右岸に強い水衝部が形成される。砂州の下流で水流は収束し 9.5 k までの間は河道中央を流れる。ここまでの流れは概ね 11.5 k 付近の平面形によって定まっていると考えてよからう。これより下流では多列の砂礫堆が形成され、水流の離合集散が見られる。水衝りの状況は砂礫堆の移動・変形によって変化する。7 k 地点より下流の砂州はスケールが若干小さい。7 k 右岸付近に水衝りが生じて流向が左に向く。

流量が $6,200\text{ m}^3/\text{s}$ になると比較的短い時間でその前の中小洪水の河床形状が消され、 $6,200\text{ m}^3/\text{s}$ などの形状が出現する。写真 3-6 は $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ を長時間通水後 $6,200\text{ m}^3/\text{s}$ を 3 時間程度流した状況である。主流の位置はその前の $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ （写真 3-4）の流路の影響を受け若干蛇行しているが、砂州のスケールが完全に変化していることがわかる。流れの特徴は、大局的には $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合と良く似ている。すなわち 11.5 k から 10.5 k にかけて大きな砂州が形成され、9.5 k 付近までの流れがこれに現定される。9.5 k から 7 k までは複列的な砂礫堆が形成され、その移動によってみお筋の位置も変化する。7 k より下流の砂州スケールは若干小さい。また 7 k 右岸に水衝部があり湾曲部内側に向う流れが見られる。

以上の結果をまとめると、流量と河床形態の間に次のような関係のあることがわかる。まず $1,000\text{ m}^3/\text{s}$

程度の流量（平均年最大流量に近い）では砂州は十分に発達できない。2,000m³/sでは250m程度の幅で常水路的な部分が形成され、その中において砂州が十分に発達する。3,000m³/s以上になると流れはほぼ河道全幅に広がり、砂礫堆モードの違いはあるものの、ほぼ似たような流況を呈する。特に11k付近に形成される砂州の発達が顕著でそれ以降の流れに少なからぬ影響を与える。

試みに11.5kより上流の比較的狭い河道部分について移動可能な粒径を計算すると次に示すように、流量3,000m³/sに対して330mmという結果を得る。一方図3-4からわかるように、330mmという粒径は平常時の河床最大礫径に近く、また図3-2を見れば、極度にアーミングを生じた時の平均粒径に近い。したがって流量が3,000m³/sに達すると上流河床が全層移動を開始し、11.5kの急拡部下流に急激な堆積をもたらすものと推察される。

移動限界粒径の計算

マニング式を変形して $HI = (nQI^{7/6}/B)^{3/5}$

礫の移動限界は $HI/SD = 0.05$

$n = 0.04$, $S = 1.65$, $Q = 3,000\text{m}^3/\text{s}$, $I = 1/80$, $B = 300\text{m}$ とすると、

$D = 0.326\text{m}$

以上のように2,000m³/s以下と3,000m³/s以上の流量では流況がかなり異なる。一方砂礫堆に関する従来の研究によれば、流量が減少すれば砂礫堆の列数が増えるだけで、それほど不連続的に状況が変わるということはあまり考えられていない。それでは本実験では何如そのようになるのだろうか。黒部川の河床材料が非常に粗いために2,000m³/s以下の流量では河床全面の土砂を動かすことができず、流れの集中した所のみ土砂移動が生じるためである。ちなみに粗度係数0.04、川幅700mとした時の2,000m³/sに対する移動限界粒径は約130mmであって、河床材料主モードの平均粒径に近い。以上の事を感覚的に表現すると、黒部川の「静的状態」と「動的状態」の境目が2,000~3,000m³/sの間にある。著者はそう感じた。

3. 常水路の設定と側岸浸食速度

(1) 常水路の設定

a. 常水路の規模

扇状地河川の被災形態を見ると主流が河岸に接近することによる側岸崩壊が主体であり、したがって河道の安全度は河積よりもむしろ主流の位置や安定性に依存すると考えられる。特に河床低下の甚しい河川では特に偏流が著しくなり河岸沿いの局所洗掘と側岸崩壊が進行する。黒部川は元来が多列砂礫堆河川であるため未だその段階に到っていないが、河床低下によって将来偏流の助長される恐れは十分にある。また大洪水の減衰期ないしはその後の中小洪水で偏流の生じることも考えられ、黒部川の流勢の強烈なことを考えると側岸浸食対策は極めて重要である。

このような急流河川の治水方式のひとつとして橋本規明は常水路の設定を説いている。曰く、“元来河川の断面形として単断面は面白くない。複断面にすべきものと著者は考える。急流荒廃河川においても例外は認められない。やはり複断面にしなければならないと思う……。”現地やその航空写真及び模型内の流れを観察するうちに実は著者も（恐れ多い話だが）橋本と同様の考えを持つに到っていた。そこで黒部川河道の複断面化を念頭において実験計画を立てることとした。

急流河川における複断面河道は緩流河川のそれと機能的に多少異なる。すなわち低水路と高水敷を厳然と区別して低水護岸等により形状を維持するつもりはない。急流河川の高水敷に期待される機能は「側岸浸食に対する削り代」である。黒部川では洪水流速が極めて速くしかも大礫が移動するので、主流が堤防に接触したら持ちこたえるのは容易ではない。そこで初期の主流を河道中央にセットして堤防に近寄る前に洪水の止むことを期待するという思想である。

前節で述べた実験結果から $2,000\text{ m}^3/\text{s} \sim 3,000\text{ m}^3/\text{s}$ の流量を境にして洪水流況の変化するものと推定された。これに対応する洪水頻度をみると、 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ は5年に1度、 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ は10年に1度程度となっている（ただし最近14年間は $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の洪水は起きていない。たまたまそうなのかそれとも意味のある変化なのかは不明である。水文資料および上流ダムの影響を再調査すべきと考える）。一般に緩流河川における低水路容量は平均年最大流量を目安とするが、急流河川においては河床変形が著しいのでこれより大きな流量を対象にすべきものと思われる。前記の実験結果と洪水頻度をもとに、著者は黒部川の常水路容量を $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以下にするのが適当と考えた。常水路幅をこれより狭めると本来の流れより流水力が強まり極端な河道洗掘を生じる恐れがある。また常水路幅をこれより広げると高水敷幅が狭まる分だけ不利になると言える。

今 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ を対象にすると主流幅は 250 m となる。マニング係数を 0.04 、河床勾配を $1/100$ とすると水深は $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ に対して 2.0 m 、 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ に対して 2.6 m となる。しかし砂礫堆の形成によって水位がかなり変動するので、多少余裕をみて 3 m 程度の深さにとるのが適当と思われる。

この常水路の規模は現在の黒部川河道に比べてかなり小さい。したがって現実に造成可能かどうかは多少問題のあるところである。現在黒部川工事事務所で考えられている高水敷幅は最小で 30 m となっており、上に述べた形状よりかなり狭い。本来は工事などの具合も含めてどちらが適当かを判断すべきであるが、

それは著者の手に余るので、以下の実験では水理学的観点からのみ考慮を加えることとした。さて、流量が $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合には主流の幅が 250 m 以上になり得ない。したがって常水路をこれより広く取った場合には、狭い常水路が側岸浸食によってそこまで拡幅される分だけ時間が早く進行したと考えてもそれほど進まないと思われる。したがって実験においては常水路幅を狭く設定しておいた方が側岸浸食量を観察できる時間が延びる分だけ有利である。そこで以下の実験では 250 m 程度としている。(ただし様子を見ながらケース毎に位置や幅を多少変えている。)

b. 土砂調節区域について

さて、常水路の安定性は流量のみならず土砂供給状態に大きく依存するであろう。常水路幅は河道幅に比較してかなり狭いので河床変動が増幅される恐れがある。過大な量の土砂が供給されれば常水路は埋没し以前のように乱流を生じる。供給量が過小であれば偏流によって常水路河岸が著しく浸食されるかも知れない。常水路の維持には供給土砂量のコントロールが重要となるわけである。

黒四ダムより下流域の年間生産土砂量は約 140 万 m^3 と見積られている。そのうちのかかなりの部分が粒径 10 mm 以下の細流分であるが、しかし相当の土砂であることは間違いない。しかも年毎の変動が極めて大きいようである。それではどのようにしてコントロールするか。

図3-7は昭和44年8月洪水における河床変動状況を示している。3区間において大規模な堆積が見られる。ひとつは5k付近の勾配変化点より河口までの区間で全堆積量は 83 万 m^3 に及ぶ。ふたつめは11k急拡部下流の4km区間で全堆積量は 19 万 m^3 である。最後は音沢狭窄部から愛本狭窄部に到る区間で全堆積量は 41 万 m^3 である。後の実験でも明らかになるが、過剰の土砂堆積は側岸浸食を助長する傾向があるから、堆積区間をなるべく上流域に限定させることが肝要である。そこで、もともと洪水時に堆積傾向を示す区間を土砂コントロール用のポケットとして使用することが考えられる。すなわち音沢から愛本に到る区間を第一調節区域とし、ここから流出する分は11.0k急拡部下流の第二調節地で吸収する。このうち後者は扇状地河道内にあるから流れに及ぼす影響が大きい。

すなわち写真3-2~3-6の比較で明らかなように、この区域が満杯になると右岸に強い水衝部が形成されその下流に少なからぬ影響を与えている。そこで図3-8に示すように11k付近の常水路を広げて堆

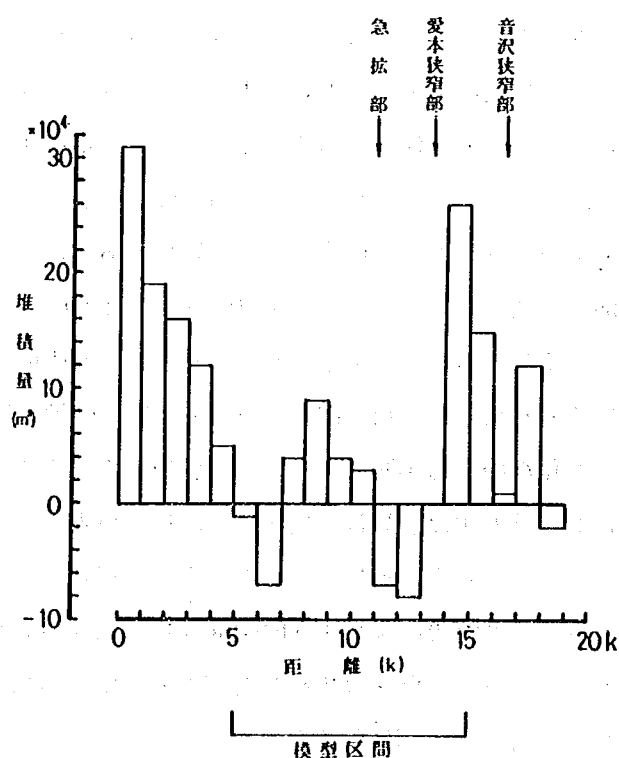


図3-7 昭和44年洪水による堆積状況

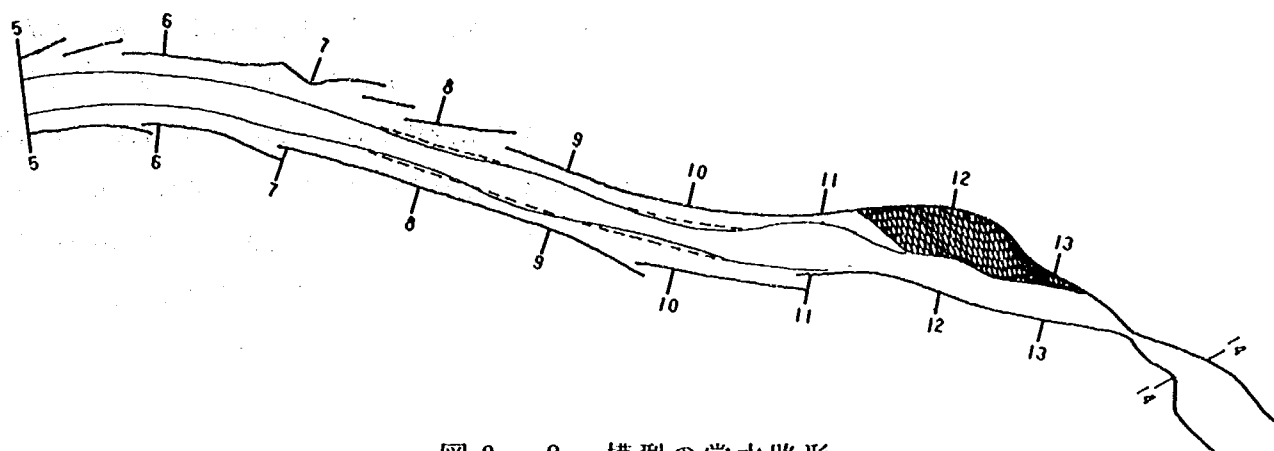


図 3 - 8 模型の常水路形

積容量を確保することを考えた。図ではその下流にも若干の広狭を持たせているが、これは堆積領域を分散して徐々に流況を安定させようとしたもので、広狭の周期は写真 3 - 2 および写真 3 - 3 に表われている蛇行波長に合わせている。しかし次に述べる定流実験の結果ではこの効果が明確でなかったため、不定流実験の Run 5 - 6 では図の点線のように修正している。

(2) 一定流量での側岸浸食速度

a. 定流実験での流況 (Run 5 - 1 ~ 4)

Run 5 - 1 ~ 2 では、現況で高水敷化している部分を 1.5 m の高さで残し、常水路化している部分の中に新しい常水路を掘った。したがって新設常水路の深さは 1.5 m であり、全体として複々断面となっている。流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で 17.3 時間通水後の状況を写真 3 - 7 に示す。写真 3 - 4 と比べると主流が河道中央に規整されているが、水は中水敷に溢れ側岸浸食も進行している。11 k および 9 k の堆積域では中水敷にも多量の堆積が生じ、11 k では右岸に強い水衝りが生じている。

Run 5 - 3 ~ 4 では中水敷を無くし常水路深さを 3 m とした。写真 3 - 8 は流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、通水時間 17.3 時間での状況である。複々断面の場合と異なり 11 k と 9 k の堆積は常水路内に収まっており、また全川にわたって側岸浸食はほとんど生じていない。しかし常水路内には複列気味の砂礫堆が発生し、水流は蛇行を始めている。写真 3 - 9 は通水開始後 34.6 時間および 52 時間の状況であり、波長 1.5 km の蛇行流路が発達し堤防を脅かしている。 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量においては蛇行発生を阻止するのは難しく、むしろ洪水継続時間との関係において常水路の安定性を評価すべきものと思われる。

写真 3 - 11 ~ 13 は $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水開始後 34.6 時間、52.0 時間および 69.3 時間後の状況である。 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合と比較すると流水幅がかなり狭いことがわかる。また河道の浸食幅が小さくなっている。これは浸食速度の違いというより浸食継続時間の差によっていると思われる（後述するように浸食時の浸食速度を調べると Run 5 - 3 と Run 5 - 4 では有意な差が見られなかった）。すなわち 3 枚の写真を見ると主流位置が頻繁に変化して、 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で見られたような“特定の水衝部における継続的浸食”が生じにくいようである。また 8.5 k 右岸のように継続して水が衝っている箇所でも水が衝り始めた頃には大きな浸食速

度が生じるが、しばらくすると止まってしまう傾向にある。これを詳細に見ると、その上・下流の主流形状が変化するため水の衝り方が微妙に変化しているようなのである。これはどういうことなのだろうか。著者は次のように考える。流量が $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ でも $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ でも流速値にあまり差は見られない。流量が減少すると主流幅が縮少してしまうからである。したがって側岸浸食力にはそれほど大きな違いが無いものと推定される。ところが浸食された土砂の運搬という段になると流量差が効いてきて、 $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ では自分で浸食した高水敷土砂を十分輸送できず、むしろ堆積した土砂によって主流位置が変えられてしまうのではなかろうか。通水終了時(69.3時間)の浸食量を写真上で計測すると40~60mとなっている。

b. 側岸浸食速度

定流実験の結果から側岸浸食速度を算定した。測定値の度数分布を図3-9に示す。図中の斜線が流量 $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合、白抜が流量 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合である。また各々の平均値は $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ では 3.2 m/hr 、 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ では 3.1 m/hr でほとんど差は見られない。しかし $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ のケースでは一個だけ極めて大きい値が出ており、これを除くと $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ での平均値は 2.5 m/hr となるので多少差が出るが、サンプル数から見て有意な差とは思えない。以上のデータから中小洪水における黒部川側岸浸食速度は、平均的には 3 m/hr 程度、最大値は 6 m/hr 程度と推定される。

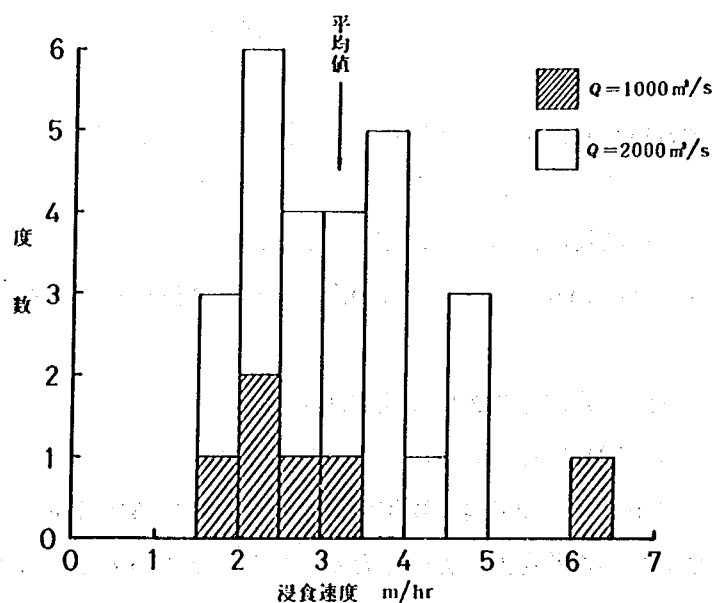


図3-9 模型内側岸浸食速度頻度分布

表3-2 浸食継続時間($Q=1,000\text{ m}^3/\text{s}$)

地 点	浸食継続時間 (hr)	中央値(hr)
6.6 k 左岸	12.9~21.5	17.2
10.7 k 右岸	4.3~12.9	8.6
8.4 k 右岸	8.6~17.2	12.9
7.6 k 左岸	12.9~21.5	17.2
10.0 k 左岸	8.6~17.2	12.9
9.5 k 右岸	8.6~17.2	12.9
平 均		13.6

ところで前述のように流量 $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合には浸食に継続性が無く、このため浸食幅が小さくなっている。表3-2は浸食を測定した箇所の浸食継続時間を示している。ただし計測が4.3時間ごとに行われているので極めてラフな値である。各地点の最小時間は浸食の進行が明確に認められる一連の写真の最初と最後の時間差、最大時間はそれに写真撮影間隔の2倍を加えたもので、実際の浸食継続時間はこの間に入るはずである。これから見ると流量 $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ での平均浸食継続時間は13.6時間となる。先の浸食速度を乗じると

平均浸食幅は約40m、最大浸食幅は約80mとなる。この値は写真3-10($1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 通水終了時)の状況

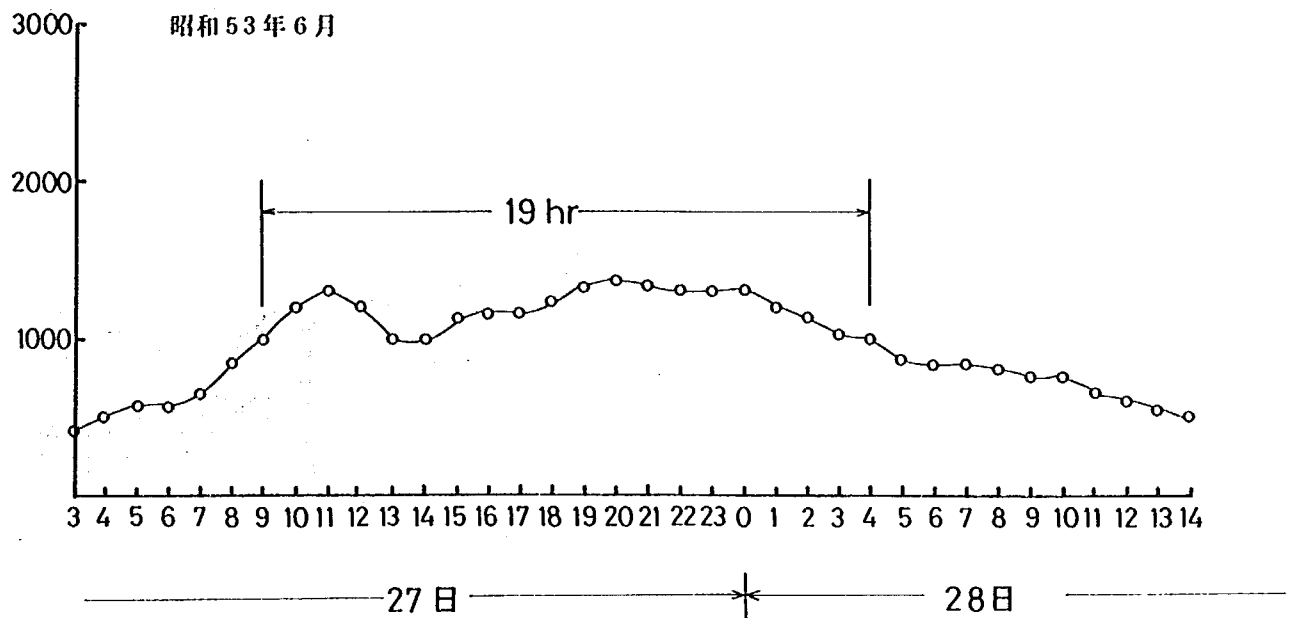


図3-10 昭和53年6月洪水の流量波形

とよく一致している。なお流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、本実験の範囲では、浸食継続時間は無限大であった（すなわち堤防に達するまで継続する）。

しかしここで行っている小規模な模型実験で側岸浸食過程まで再現できるのかという疑問がわく。そこで現地での高水敷浸食データと比較することとした。比較対象した昭和53年6月洪水の流量波形を図3-10に示す。図からわかるようにこの洪水はピーク流量約 $1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ の非常に“定流的な”洪水で検証には都合が良い。

洪水前後の航空写真から高水敷の欠けた部分を求めたのが図3-11である。これより各箇所の最大欠け幅の度数分布を求めると図3-12となる。斜線の部分は輪郭の明確で無い箇所ので、このデータを棄却すると平均浸食量は約55 m、最大浸食幅は約85 mとなる。

一方黒部工事事務所において同年の0.2 kmピッチ横断面図より浸食幅が求められている。0.2 kmピッチでは最大浸食地点をとらえられない恐れが高いが、しかし少なくとも測量されている地点では航空写真よりも精度が良い。そこでこのデータも用いる。ただし横断面図のサンプルを見ると、高水敷とは言っても明確な段をとまわらない場合もあり主観が入るようなので、確実なデータをできるだけ選ぶために次の条件を付した。①浸食域が二断面にまたがっていること、又は②航空写真で河岸浸食が認められた区間に入っていること、のどちらかを満たすこと。このようにして得られた側岸浸食量の度数分布を図3-13に示す。平均浸食幅は37 m、最大浸食量は65 mとなっており、航空写真から得られた値より20 mほど小さい。

一方図3-10で流量 $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の継続時間は19時間となっている。先に述べたように流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の実験では一地点の浸食が継続的であり浸食幅が時間とともに増大している。そこで実験より求めた1時間あたり浸食幅を単純に19倍すると、平均値は約60 m、最大値は約120 mとなる。しかし前述のよ

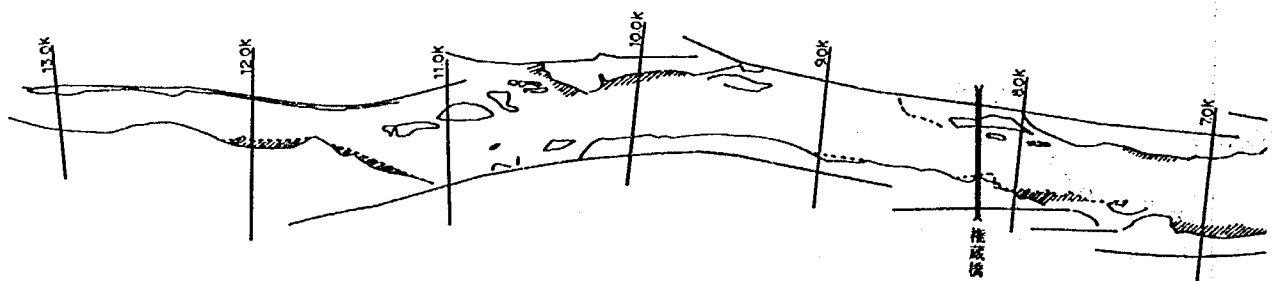


図3-11 昭和53年6月洪水の高水敷

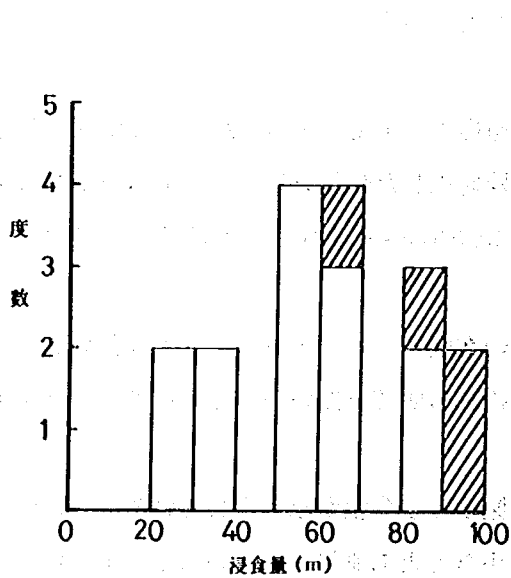


図3-12 昭和53年6月洪水の高水敷
欠壊幅度数分布
(航空写真より)

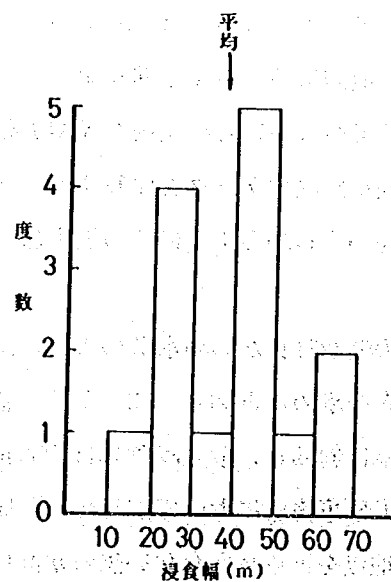
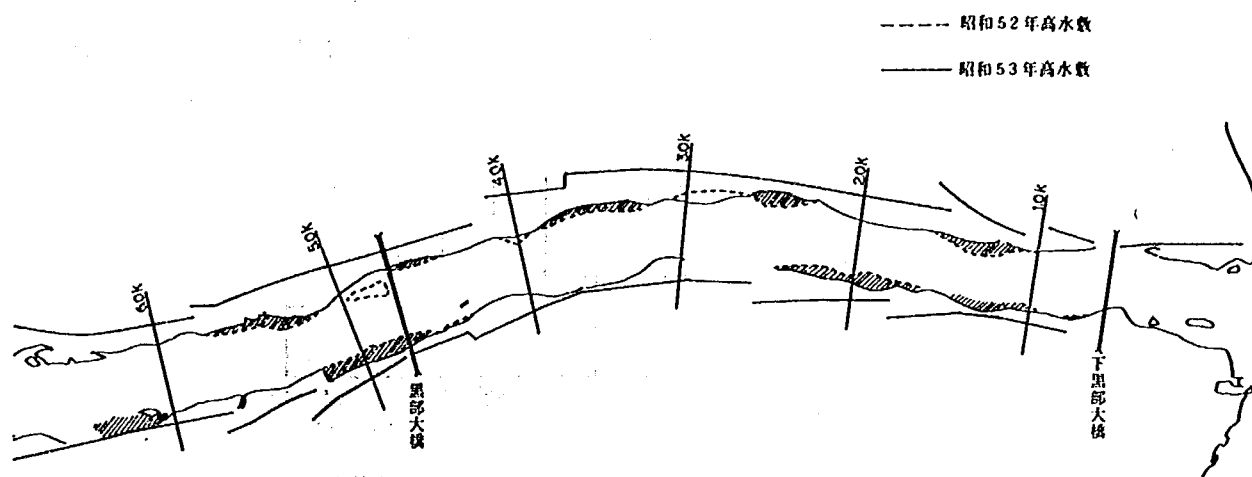


図3-13 昭和53年6月洪水の高
水敷欠壊幅度数分布
(横断面より)



欠壊部分布（黒部工事事務所提供）

うに流量 $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の実験では浸食に継続性が無く、このため浸食量に限界があった。先の考察によれば平均浸食幅 40 m 、最大浸食幅 80 m である。

以上の結果を表 3 - 3 にまとめる。昭和53年6月洪水のピーク流量は $1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ であるが、図 3 - 10からわかるように代表流量は $1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度である。したがって $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の実験の状態に近いと思われる。これより本模型実験で河岸浸食を含めた検討が可能であると判断される。

表 3 - 3 浸食幅 — 実験と現地の比較

		平均浸食幅	最大浸食幅
実験結果より 算定	無制限浸食と仮定 ($2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ クラス)	60 m	120 m
	浸食継続時間を 13.6 hr と仮定 ($1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ クラス)	40 m	80 m
現 地 (昭和56年 6月洪水)	航空写真より	55 m	85 m
	横断図より	37 m	65 m

(3) 洪水波による側岸浸食量

a. 洪水モデル波形

以上のように $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度またはそれ以上の規模の洪水における側岸浸食量は洪水継続時間との関係で議論せねばならないことがわかった。そこで不定流実験を行うこととした。まず実験用の不定流波形を決定するために実績洪水波形をプロットしたところ付図 2 - 1 ~ 7 に示すように洪水毎に波形が全く異なり、代表波形を設定するのは困難に思われた。黒部川は羽状流域で支谷が分散しているうえに山地部が迫って

いるので、降雨パターンの差の影響度が極めて大きいものと考えられる。そこで、いささか乱暴だが、中洪水の代表として昭和40年7月洪水の第2波目を、大洪水の代表として現計画高水波形をとり、これから図3-14に示す実験波形を作成した。

b. 中規模洪水波の流況と浸食量

Run 5-5では中規模洪水3波を通水した。写真3-14~16に各洪水波ピーク通過直後の状況を示す。中規模洪水1波では側岸浸食は階無であり、11kの堆積空間も余裕を残している。しかし9kの堆積空間は飽和状態に近く、このため9.5k右岸と9kの左岸に水衝りが発生している。2波目になると9kの堆積空間が飽和状態となり、9.5k右岸と9k左岸に側岸浸食が発生している。しかしその下流では目立った変化は生じていない。3波目になると9k左岸の浸食が堤防際まで達している。ところが右岸沿いに新しいみお筋が発達してきており、この直後に左岸沿いの古いみお筋は完全に涸れてしまった。一方これより下流では徐々に側岸浸食が始まっているがそれほど顕著ではない。なお3波通水後の1,000 m^3/s 以上の流量通水時間は25.8時間、2,000 m^3/s の通水時間は8.7時間であり、定流実験のこの程度の時間における浸食状態と概略対応していると思われる。

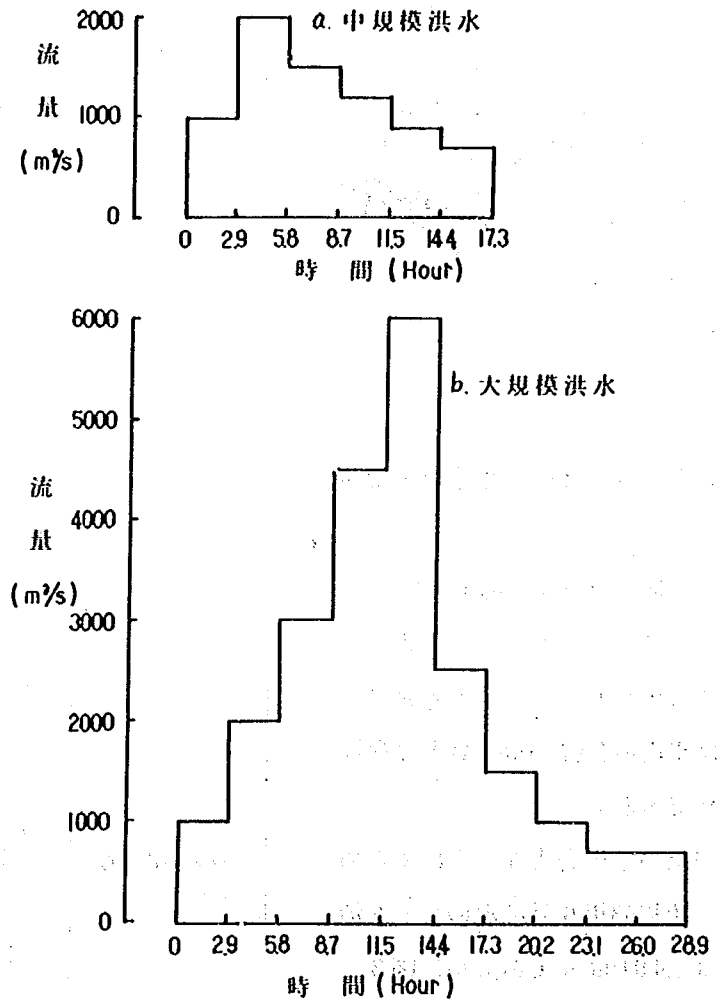


図3-14 洪水モデル波形

ところで実際の河道では洪水前に既に砂州が発達している場合が多いと思われる。したがって実験においても洪水2波目および3波目でデータを重視すべきと考えられる。そこで第2波、第3波各々における側岸浸食幅を写真上で計測し表3-4にまとめた。1洪水における浸食幅は10~25mとなっている。この値は前述の昭和53年6月洪水の浸食量より大分小さいが、この原因は洪水継続時間の差によると思われる。1,000 m^3/s 以上の流量の継続時間を見ると昭和53年6月洪水の19時間に対して実験洪水波形では8.6時間となっている。この時間比率で補正すれば両者は近い値となる。1,000 m^3/s 以上の流量継続時間での平均浸食速度は2m/hr以下となっており、定流実験の結果よりも多少小さい。この原因は明確でないが、モデル波形の継続時間が短くしたがって流量変化率が大きいために、流量に応じて安定した流れが形成されにくいためではないかと考えられる。実際、定流実験の場合に比較して流れの分岐や移動が多く見られ

表 3 - 4 中洪水による浸食幅 (Run 5 - 5)

地 点	第 2 波	第 3 波
9.6 k ~ 9.4 k 右岸	10 m	10 m
8.9 k ~ 8.8 k 左岸	20 m	16 m
8.8 k 右岸	—	16 m
7.8 k 左岸	—	24 m
6.7 k ~ 6.6 k 左岸	12 m	12 m
6.2 k 右岸	24 m	12 m
平 均	16.5 m	15.0 m
平均浸食速度	1.92 m/hr	1.74 m/hr

る。

さて今までの複断面実験 (Run 5 - 3 ~ 5) を振り返ると、9 k 付近から側岸浸食が始まるようである。実は、図 3 - 8 に示したように、土砂調節機能を期待してこの部分の常水路を若干広げてある。図 3 - 15

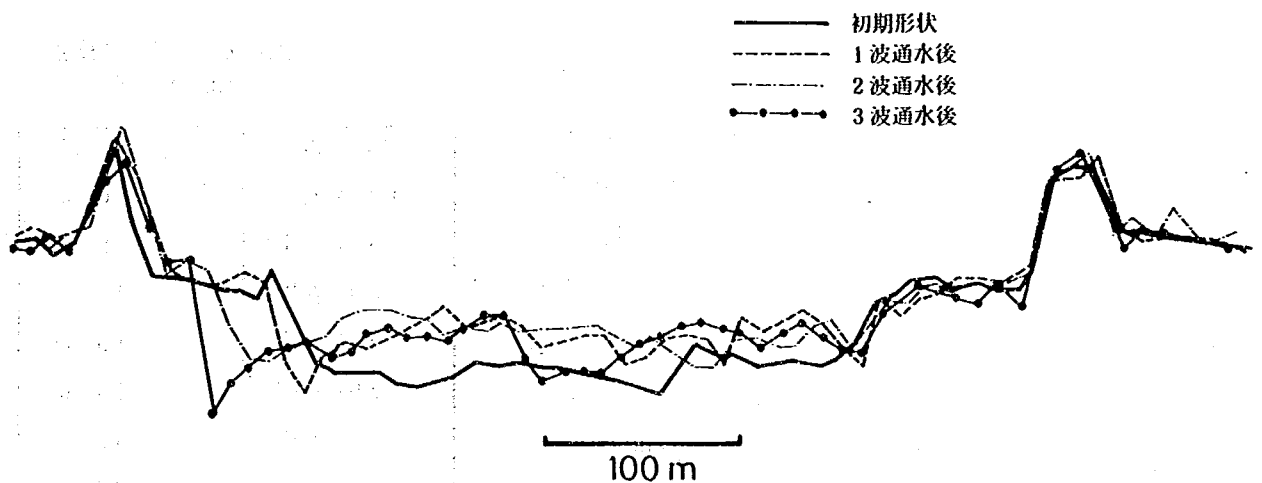


図 3 - 15 8.8 k 横断形状変化図

は最も浸食の進んだ 8.8 k 地点の横断面図である。洪水波ごとの変化を要約すると次のとおりである。1 波目の洪水で河道中央に大規模な堆積が生じ、流水に対して障害となる。2 波目の洪水では流水は低い所に集ろうとし、左岸沿いにみお筋を刻む。3 波目の洪水ではみお筋はさらに左岸寄りに且つ深くなる。しかし上流の河床変化によってこのみお筋が涸れたために今度は河道中央に新しいみお筋を刻み始めた。このように常水路拡幅によって急激な堆積が生じたために側岸浸食を助長したと考えられる。そこで以下の実験ケースでは上・下流の常水路幅と等しくすることとした。

c. 大規模洪水波の流況と浸食量

Run 5 - 6 は中洪水 1 波を通水して砂州を発達させた後に大洪水 1 波を通水したものである。写真 3 -

17に中洪水終了時の状況を、写真3-18~22に大洪水の各段階での状況を示す。

写真3-17の6.6k中央部に中州が突き出しているが、これはピーク時に形成された砂州のまわりが減衰時に浸食されたためである。写真3-18は大洪水増水期($Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$)の状況である。中小洪水でできた6.6k砂州が障害となって、これを避けるように左岸向きの強い流れが生じ6.5k左岸で浸食を生じていることがわかる。写真3-19は $4,500\text{m}^3/\text{s}$ まで増水した時の状況である。わずか6時間足らずの間に6.5k左岸の高水敷が全く無くなってしまっている。他の部分では11k右岸を除き直進性が強く、側岸浸食はほとんど見られない。

写真3-20はピーク時の状況である。11kの堆積空間はほぼ飽和状態となり右岸に水衝部が形成されている。10kより下流の河道では高水敷上でも砂礫が移動し砂州が形成されている。しかし主流はほとんど河道中央にあり、わずかに6k上流左岸で派流が堤防際に寄っているのみである。常水路内の砂礫堆は複列気味であるが、側岸固定の水路のように整然とはしていない。先ほどの6.6k左岸浸食部は6.3k左岸堤防に達している。しかし主流は右岸側にあり、この時点の浸食力は弱まっているようである。

写真3-21に減衰時($Q=1,500\text{m}^3/\text{s}$)を、写真3-22に洪水終了後の状態を示す。ピーク時に形成された大規模な砂州の低い部分をつたって流れている様子がわかる。砂州の頂部は水面上に頭を出し、その上流側で側岸向きに急角度で落ちこむ流れが随所に見られる。ただしこの流れによる側岸浸食量は小さい。

側岸浸食状況を見ると大部分の区間では目立った変化は生じていないが、12.5k右岸、10.8k右岸、6.3k左岸で大きな欠けこみが生じている。表3-5は主な欠陥箇所の欠陥幅を写真上で計測した結果である。上に述べた3地点では丁度100m程度となっている。このうち6.3kの浸食については先に説明した。10.8kの浸食はここに設定した堆積空間が満杯になって生じた。したがって堆積空間の容量が多少不足と言えるがこれ以上の拡幅は難しい。愛本上流の堆積空間の活用が必要とされる。12.5kの浸食は増水時($Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 頃)に形成された単列砂洲の影響で急速に進行している。過去の航空写真を見るとこの部分の河岸線の変遷は著しく、恒久的に維持するのは難しいと考えられる。

表3-5 大洪水による浸食幅
(Run 5-5)

地 点	浸 食 幅
12.4k 右岸	100 m
10.8k 右岸	110 m
9.9k 左岸	30 m
9.2k 右岸	40 m
8.6k 左岸	40 m
6.3k 左岸	100 m
5.4k 右岸	20 m

(4) 最終実験による確認

以上の実験で常水路の変形の概略を把握できたが、さらに確認の意味で大洪水についての追加実験を2ケース行った。最初のケース(Run 6-1)は、①愛本狭窄部を計画形状に拡幅し、②河道部堤防沿いに大型水制を設置した。低水路形状はRun 5-6と同一である。通水条件は図3-14に示した中規模洪水2波と大規模洪水1波である。2番目のケース(Run 6-2)は、低水路幅を広げて高水敷幅を一律30mとしたもので、他の条件はRun 6-1と同様である。低水路幅は400m~500mとなる。

a. 低水路幅 250mの場合

中洪水 2 波通水後の状況を写真 3-23 に示す。写真 3-15 との比較でわかるように、9 k 付近の常水路幅を一定にしたために側岸浸食の発生が遅れていることがわかる。河床には全面に砂州が発達し、特に 11 k と 9.5 k に大きな堆積州ができています。11 k の方はまだ常水路容量に余裕があるが、9.5 k の方は常水路をほとんど閉塞し、右岸で若干の側岸浸食を生じています。

写真 3-24 ~ 3-28 に大洪水の各段階での状況を示す。写真 3-24 は増水期 ($Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$) の状況である。9.5 k 右岸の浸食が若干進んでいる。また 6 k 付近に発達した砂州上から左岸向きに落ちこむ流れによって 6.1 k と 6.9 k 左岸に側岸浸食が生じています。

写真 3-25 は流量 $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ まで増水した時の状況である。水は高水敷に溢れているが、主流は常水路の中に収まっている。11 k の堆積域が飽和に近づき、主流線が右岸寄りになりつつある。9.5 k 右岸の浸食はさらに進行している。6.1 k 左岸の浸食は砂州の進行によって水衝部からはずれて停止している。一方 6.9 k 左岸にあった水衝部は 6.6 k あたりまで進み、浸食量も増加している。

写真 3-26 はピーク時 ($6,000 \text{ m}^3/\text{s}$) の状況を示す。11 k の堆積域は完全に埋まり高水敷上に砂州が生じてきている。このため主流位置が右岸堤にかなり接近してきているが、まだ衝ってはいない。他の側岸浸食部は若干増幅しており、特に 6.5 k 左岸では水制先端まで欠壊が進んでいる。しかし流れの直進性がかなり顕著であって、水衝りの強度自体は低下しているようである。

写真 3-27 は減衰時 ($Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{s}$) の状況である。11 k の堆積州の頭が水面上に出かかり主流が左右に分岐し、10.7 k 右岸の水制の頭部に流れが迫っている。中流部には各所に欠けこみが見られるが、高水敷幅にはかなりの余裕がある。6.3 k 付近の左岸側浸食は水制の頭部ではほぼ停止しており、水制間でも堤防に主流が接する箇所は見られない。

写真 3-28 は大洪水終了後の状況である。随所に欠壊箇所が見うけられるが、主流が堤防に接近しているのは 10.8 k 右岸と 6.5 k 左岸のみである。いずれも水制の前面で浸食線が停止している。後者では水制の中間で若干中に入りこんでいるが堤防までは達していない。このように 11 k 急拡部より下流の河道を複断面化することにより安全度のかなり増すことがわかる。一方 11.5 k より上流の単断面河道では、12.6 k 右岸の高水敷欠壊と左岸の一連の水制の付け根までの洗掘が顕著である。

表 3-6 は主な浸食部の大洪水 1 波による浸食幅である。この結果と表 3-5 とを比較すると、浸食の発生位置およびその程度がほとんど一致している。実際、通水後の状況 (写真 3-22 と写真 3-28) を比較すると非常に良く似ていることがわかる (ただし Run 5-5 が夏場に、Run 6-1 が冬場に行われたために Ripple の状態は異なる。大規模な砂州やみお筋の位置の方に注目していただきたい。) ところで Run 5-5 は愛本狭窄部を現況幅とし Run 6-1 では計画幅としている。したがっ

表 3-6 大洪水による浸食幅
(Run 6-1)

地 点	浸 食 幅
12.6 k 右岸	60 m
10.8 k 右岸	100 m
9.8 k 左岸	35 m
9.5 k 右岸	30 m
9.0 k 右岸	55 m
8.7 k 左岸	45 m
7.8 k 左岸	40 m
6.5 k 左岸	80 m

て愛本狭窄部拡幅の影響はほとんど認められない。

しかし狭窄部直下流の浸食部の位置を見ると、拡幅したことによって上流側へ移動していることがわかる。この部分の浸食は、どちらのケースでも、大洪水増水期 ($Q = 3,000 \sim 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$) に急速に進行している。そこで写真 3-19 と 3-25 を比較すると、狭窄部からの高速流の流向に差が見られる。すなわち狭窄部の右岸側を広げたからである(ただしこの小模型では拡幅の形状の精度的な問題があるので定性的な話にとどめておく)。このように狭窄部拡幅の影響はとりあえずはその直下流に限られると考えてよいものと思われる。ただし右岸高水敷浸食が極度に進行して 11.5k まで及んだとすれば話は別である。

一方浸食の大きな他の 2 ケ所の浸食幅を表 3-5 と 3-6 で比較すると Run 6-1 の方が値が減少している。これは水制の効果によると判断される。水制頭部に流れが到達するのは大洪水ピーク傾であるから(写真 3-25, 3-26 参照)、実際に水制に負担がかかるのは減衰時のみである。以上のように本実験では高水敷と水制のコンビネーションが極めて有効に働いていると言える。

b. 高水敷幅 30m の場合

中洪水 2 波通水後の状況を写真 3-29 に示す。常水路幅が広いために流れが分散して、初期の平坦河床から砂州が十分発達できなかった。このため本ケースではいきなり大洪水を通水するのと同じこととなった。ただしこれは広い常水路が中洪水に対して安全だということを意味するものではない。当初設定した“全く平坦な河床”という条件のもとでのことである。Run 4-3 ~ 5 で明らかなように砂州が連続的になった時点で蛇行と側岸浸食が著しくなるはずである。

写真 3-30 は大洪水増水期 ($Q = 4,500 \text{ m}^3/\text{s}$) の状況である。砂州がほぼ全面に発達し、各所に水衝部を形成しつつある。特に 11k 右岸の水衝部が強い。前ケース(写真 3-25)と比較すると、11k 付近の堆積州の幅が広く、このため主流線の振幅が拡大されているようである。一方狭窄部直下流では前ケースと同様に 12.6k 右岸に側岸浸食が生じている。

写真 3-31 はピーク時の状況を示している。形状が類似で狭窄部が現況幅である写真 3-6 と比較すると、砂州の配置や流況が非常に良く似ている。したがって愛本狭窄部拡幅の影響は 12.6k 右岸の浸食に限られている。一方 11k 右岸と 9.5k 右岸では高水敷の洗掘が既に始まり水制が主流に洗われている。

写真 3-32 は洪水終了時の状況である。11k 右岸では浸食線が堤防に達し水制の付け根が洗われている。また 9.5k 右岸でもほとんど堤防に達している。この原因は恐らく洪水ピークを向える前に既に水制頭部が洗われていたためであろう。

4. ま と め

以上を要約すると次のとおりである。

① 平坦河床実験によれば、流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下と $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上で流況に差がある。 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量では流路の幅が限定され蛇行が顕著である。一方 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量では流路幅が河道幅に近く直進性が強い。

② 常水路の規模は、流水蛇行による側岸浸食力が強くしかも頻度の高い $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流量が適当と思われる。流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で自然的に形成される流路幅は 250 m 程度と推定され、これに対応する水深 (2 m) に変動分の余裕を見て水深 3 m 程度とするのが適当と思われる。

③ 流水蛇行による側岸浸食速度は平均 3 m/hr 、最大 6 m/hr 程度と推定される。ただし流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では側岸浸食が同じ箇所でも継続するのに対して、流量 $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では同一箇所では 13 時間程度しか継続しないものと推定される。

④ 常水路側岸の浸食は、常水路内が河床上昇した所で顕著である。したがって土砂堆積区間をなるべく上流域に限定して常水路の安定を計ることが肝要である。土砂調節地としては、音沢狭窄部から愛本狭窄部に到る区間とし、これより流下する過剰土砂は 11.5 k 急拡部で吸収するのが適当と思われる。

⑤ 図 3-8 に点線で示す常水路形状で堆積州を除去しておけば昭和40年の中規模洪水 ($Q_{\max} = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$) 3 波程度までは主流が堤防に当たらない。

⑥ 不定流実験結果によれば、同形状の常水路は計画規模洪水の主流を河道中央に規正する能力を持つ。ただし 11 k 右岸と 6.5 k 付近左岸で側岸浸食が進行し、高水敷の欠壊幅は 100 m 程度に及ぶ。前者は 11.5 k 付近の常水路内土砂調節池が満杯になったことに起因する。一方、後者は河道湾曲部の内岸側に位置しており、湾曲部の内側で砂州が側岸から離れることによって派流が内側へ向かうことが原因とも思えるが明かではない。

⑦ 愛本狭窄部拡幅によって狭窄部から飛び出す高速流の角度が異なり、 12.6 k 右岸の高水敷が浸食を受ける。逆に 13 k から 12 k は左岸は水裏となり州が付く。これより下流の河道では狭窄部拡幅の影響は見られない。

⑧ 低水路幅を 250 m とすると、中流部の高水敷幅は 100 m 程度となるが、これでも大洪水時には部分的に主流が堤防に達する。しかし堤防に達するまでに多大な時間を要するので、堤防に達する頃には減衰期に入っている場合が多いと推定される。したがって水制等構造物で堤防を守れる可能性が高い。

⑨ 不定流実験 (大洪水) 2 ケースの結果はいずれも 6 k 湾曲部内側に側岸浸食を生じる一方外側ではほとんど生じないことから、この部分の常水路を若干外側に寄せた方が良いと思われる。他の区間については河道中央が良い。(図 3-16)。

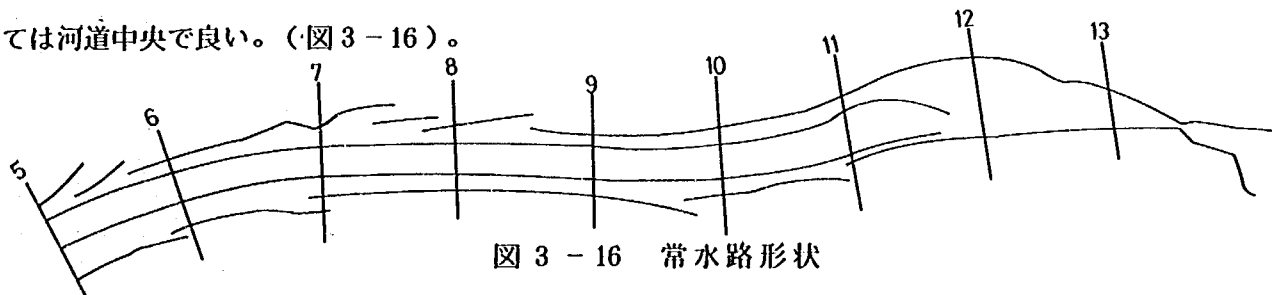


図 3-16 常水路形状

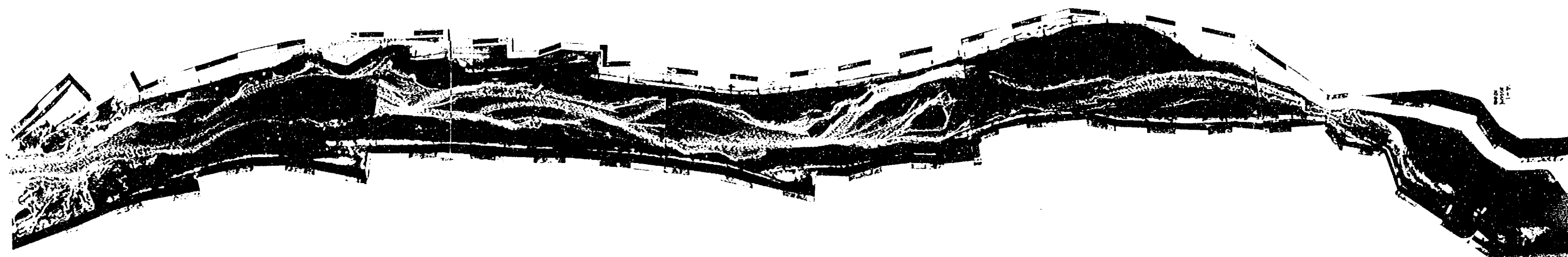


写真 3 - 2 Run4 - 1 ($Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$, 8.6 hr)

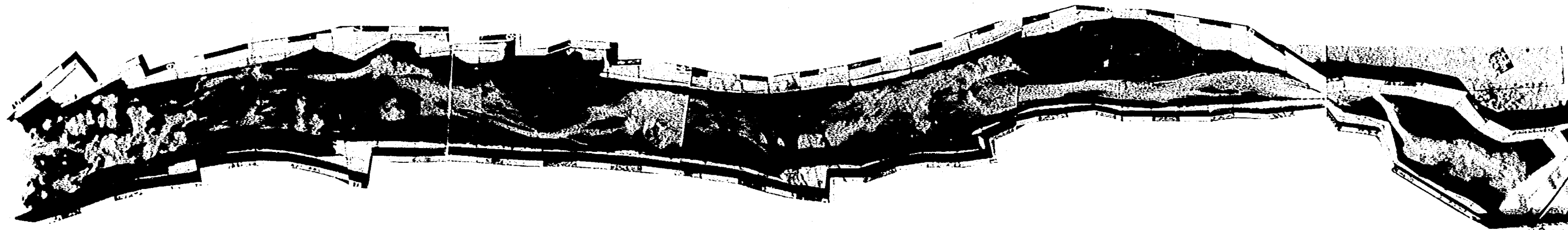


写真3-3 Run 4-5 ($Q=1,000\text{m}^3/\text{s}, 17.3\text{hr}$)

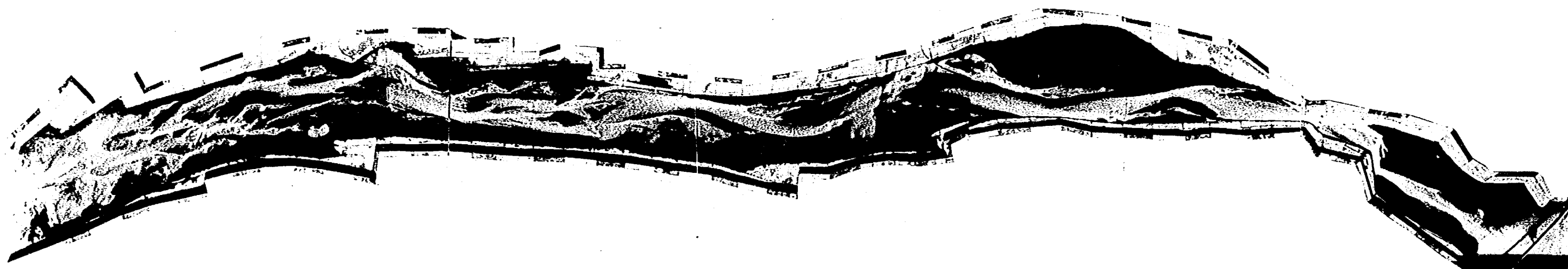
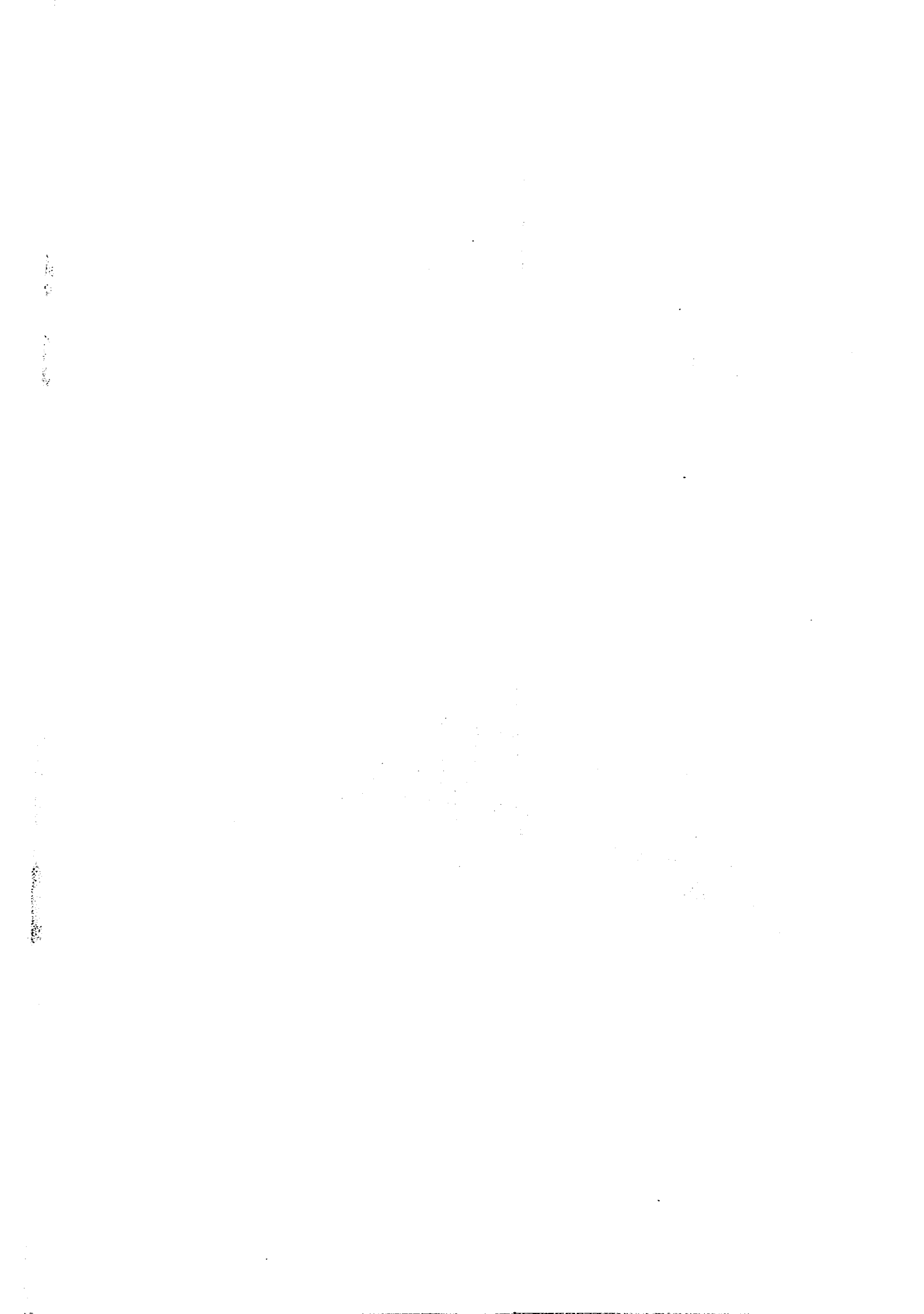


写真3-4 Run 4-4 ($Q=2,000\text{m}^3/\text{s}, 17.3\text{hr}$)



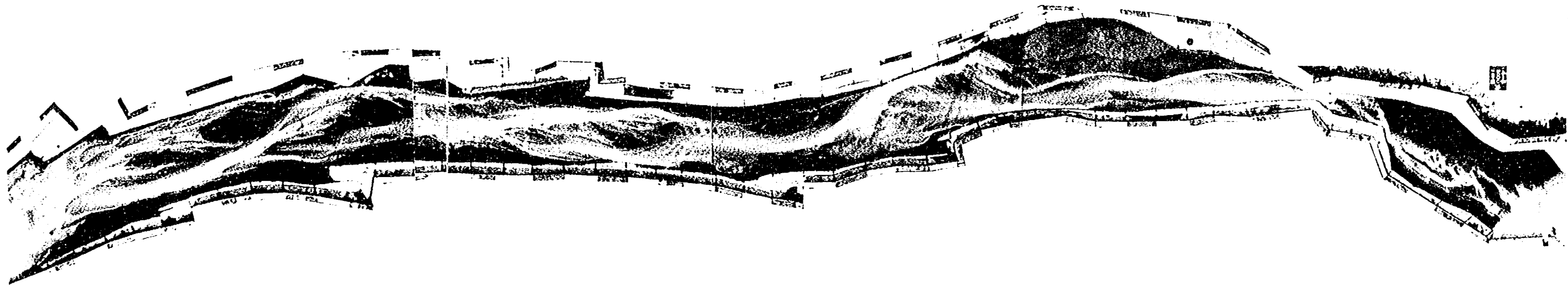


写真3-5 Run 4-3 ($Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$, 17.3hr)

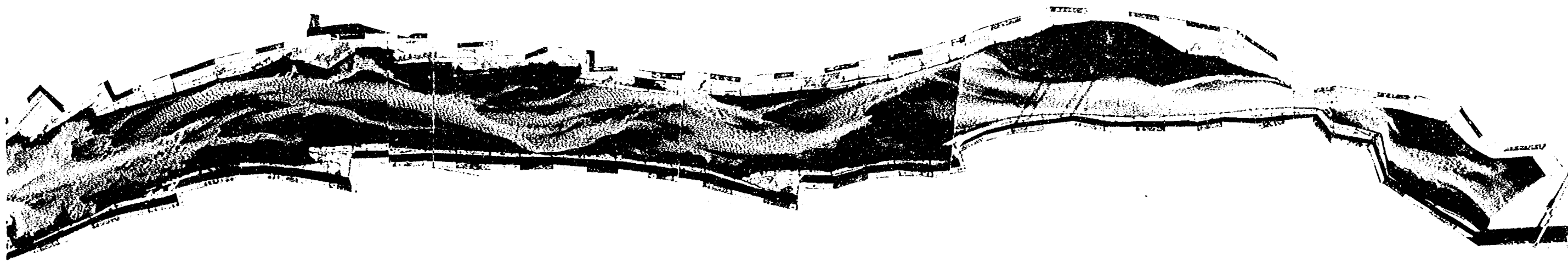


写真3-6 Run 4-4 ($Q=6,200\text{m}^3/\text{s}$)

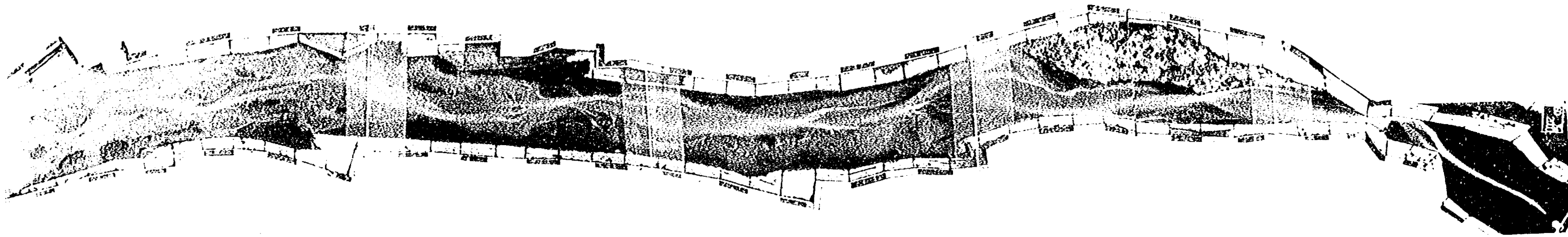


写真3-7 Run 5-2 (複々断面 $Q=2000\text{m}^3/\text{s}$, 17.3hr)

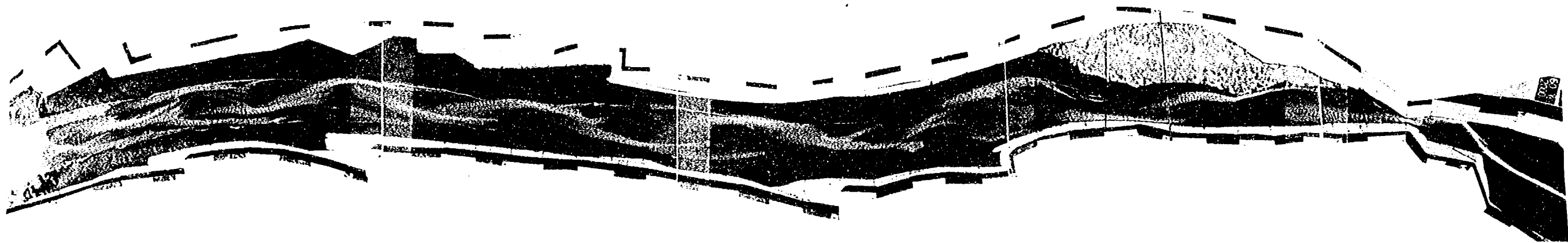


写真3-8 Run 5-3 (複断面 $Q=2000\text{m}^3/\text{s}$, 17.3hr)



写真 3 - 9 Run 5 - 3 ($Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, 34.6hr)

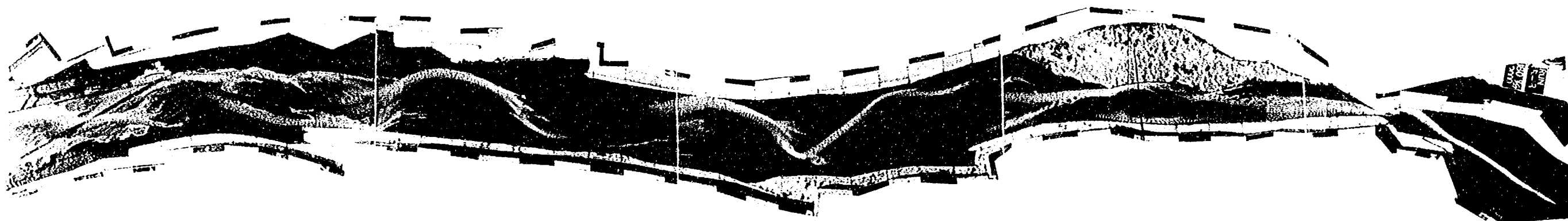


写真 3 - 10 Run 5 - 3 ($Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, 52hr)

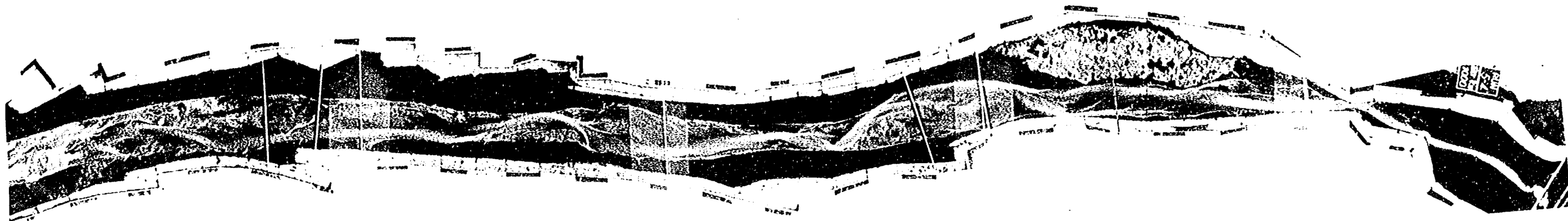


写真3-11 Run 5-4 (複断面, 1,000m/s, 34.6hr)

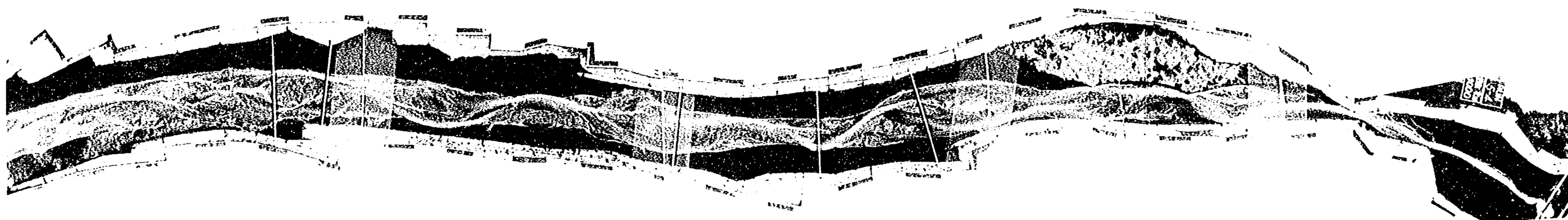


写真3-12 Run 5-4 (複断面, 1,000m/s, 52.0hr)

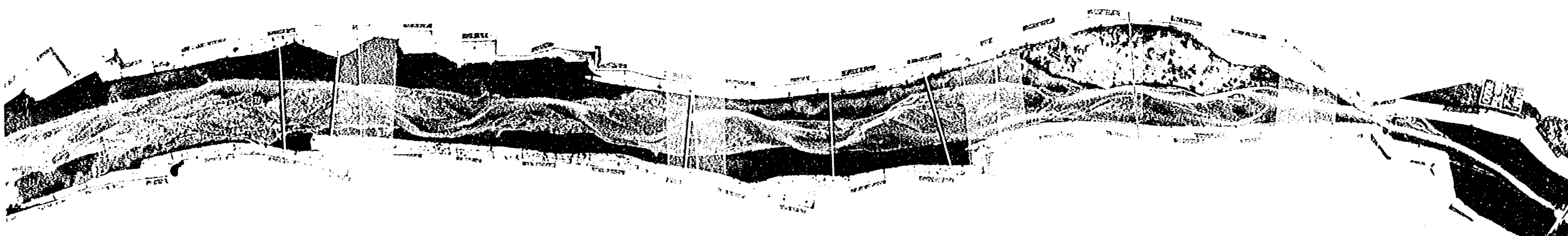


写真3-13 Run 5-4 (複断面, 1,000m/s, 69.3hr)

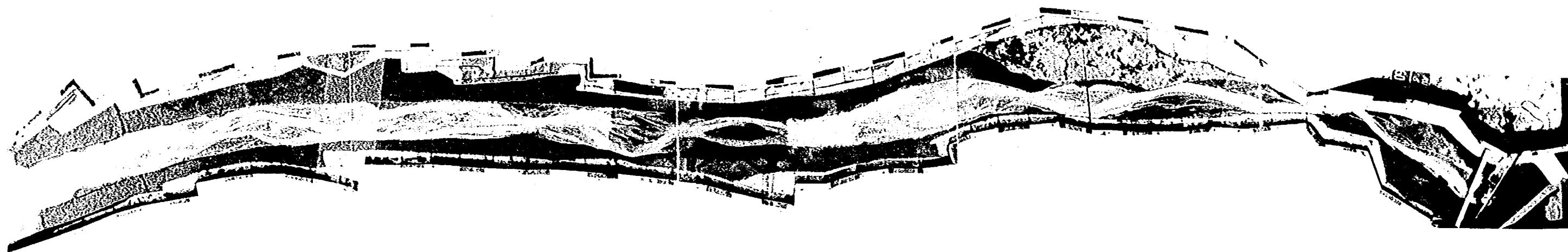


写真 3-14 Run 5-5 (第一波終了時)

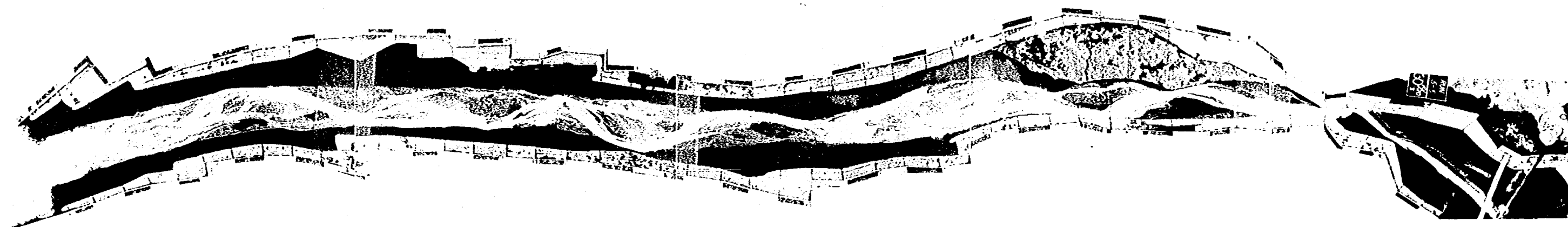


写真 3-15 Run. 5-5 (第二波終了時)

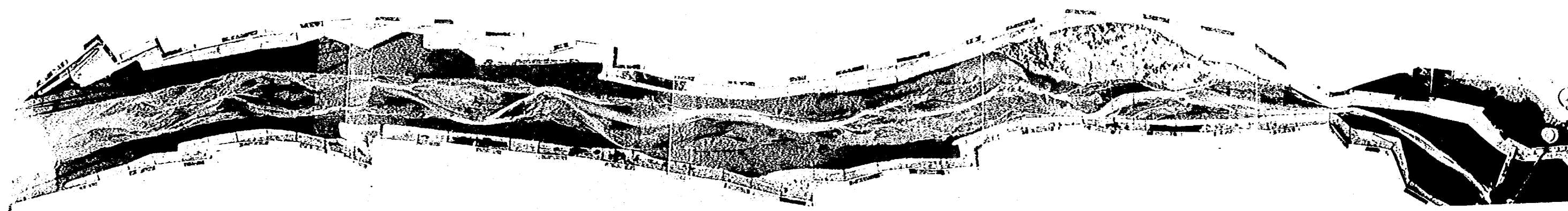


写真 3-16 Run 5-5 (第三波終了時)

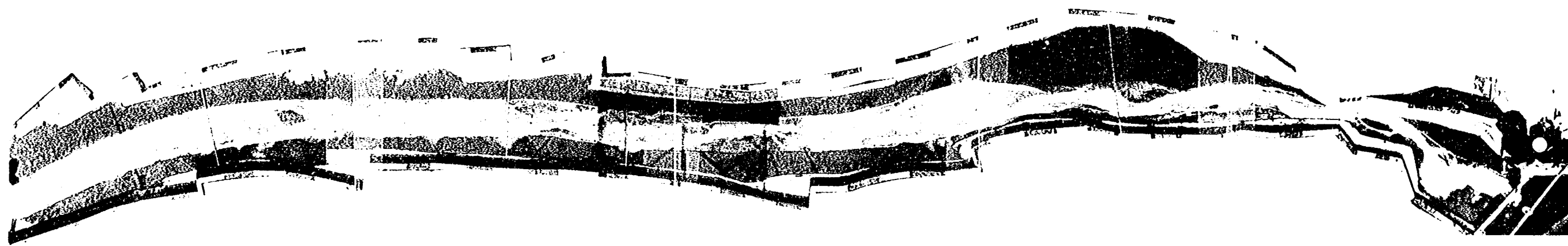


写真3-17 Run 5-6 (中洪水終了時)

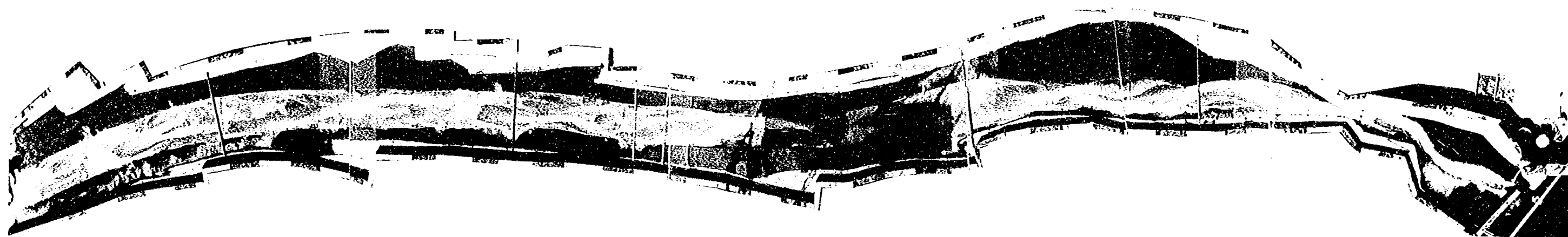


写真3-18 Run 5-6 (大洪水増水時, $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$)

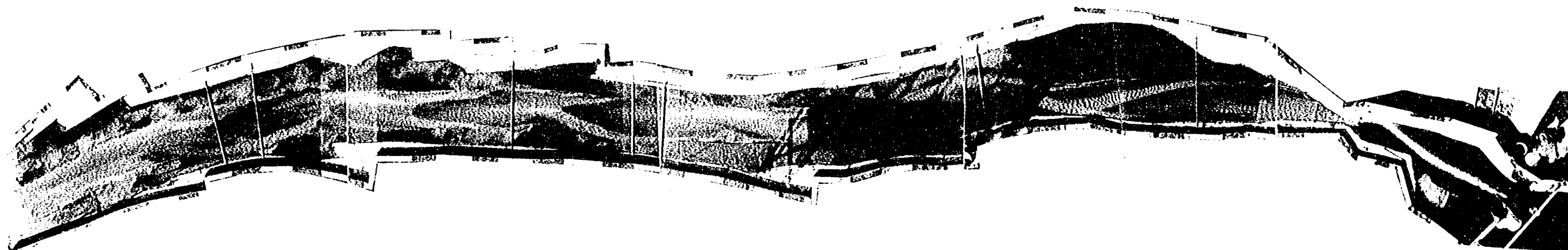


写真3-19 Run 5-6 (大洪水増水時, $Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$)

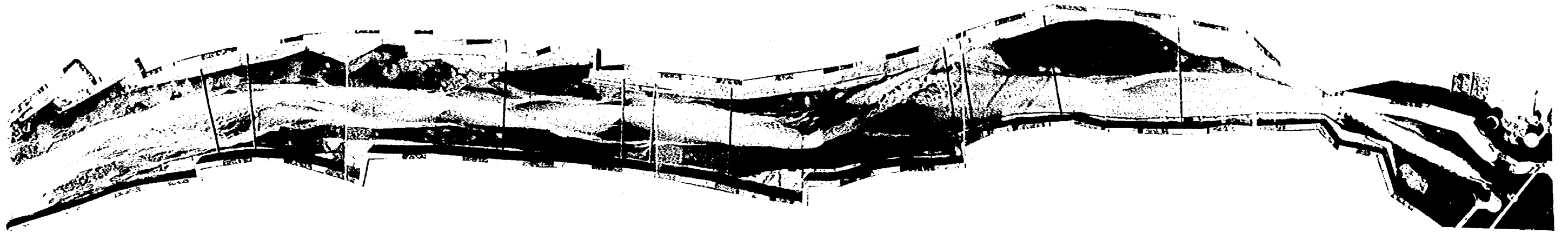


写真3-20 Run 5-6 (大洪水ピーク時, $Q=6,000\text{m}^3/\text{s}$)

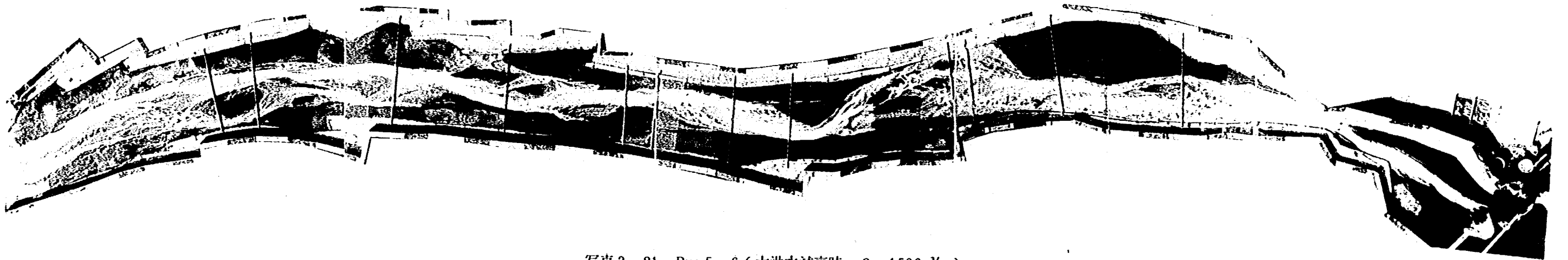


写真3-21 Run 5-6 (大洪水減衰時, $Q=1,500\text{m}^3/\text{s}$)

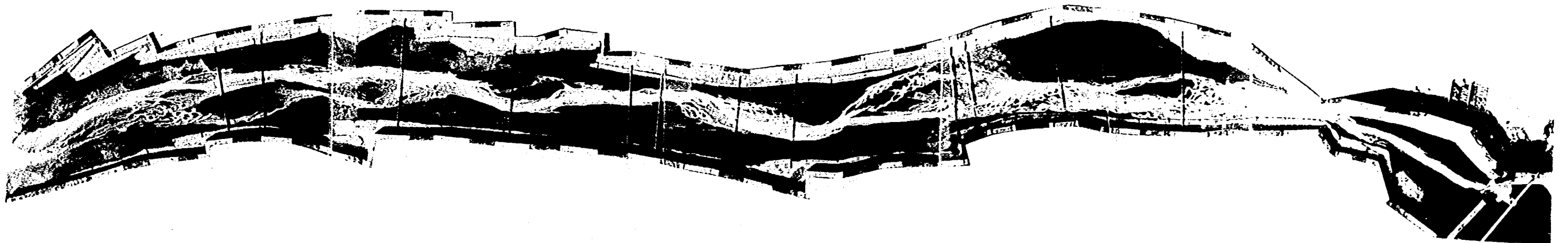


写真3-22 Run 5-6 (大洪水終了時)

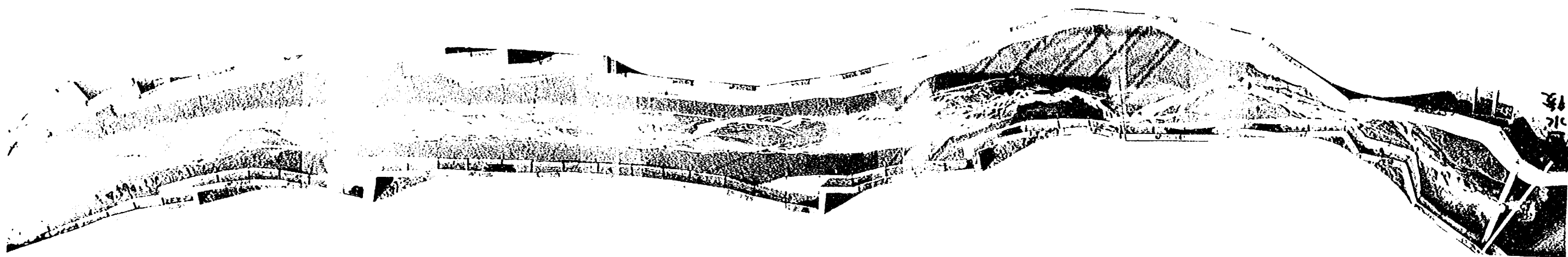


写真 3-23 Run 6-1 (中洪水 2 波通水後)

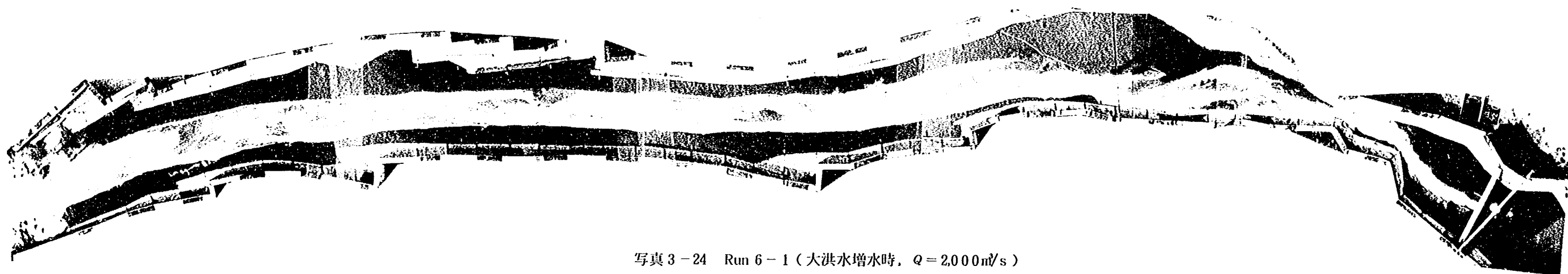


写真 3-24 Run 6-1 (大洪水増水時, $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

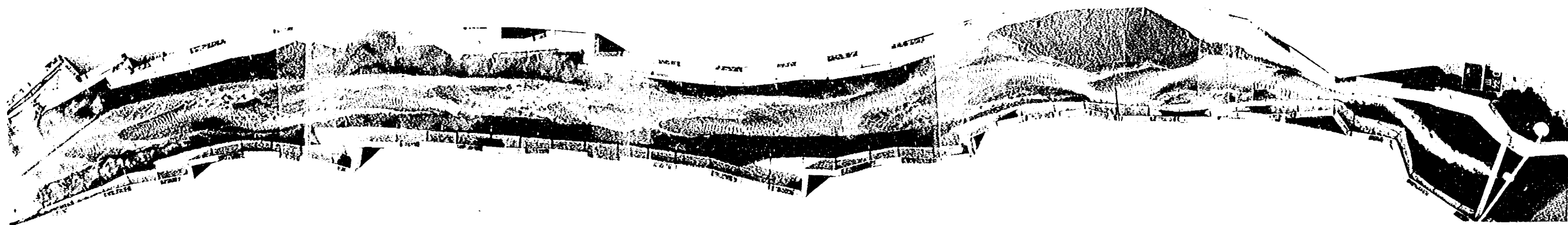


写真 3-25 Run 6-1 (大洪水増水時, $Q = 4,500 \text{ m}^3/\text{s}$)

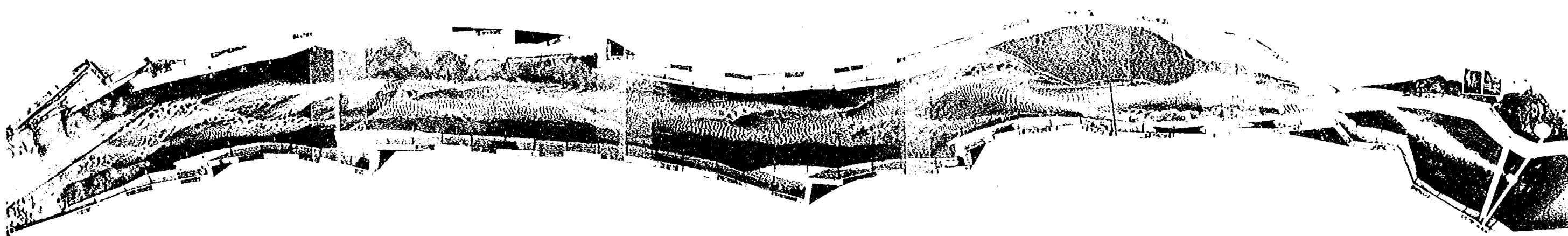


写真3-26 Run 6-1 (大洪水ピーク時, $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

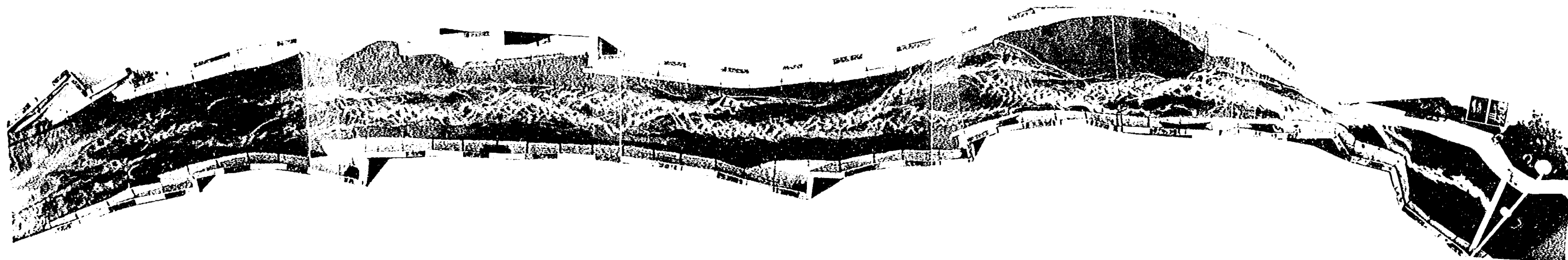


写真3-27 Run 6-1 (大洪水減衰時, $Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{s}$)

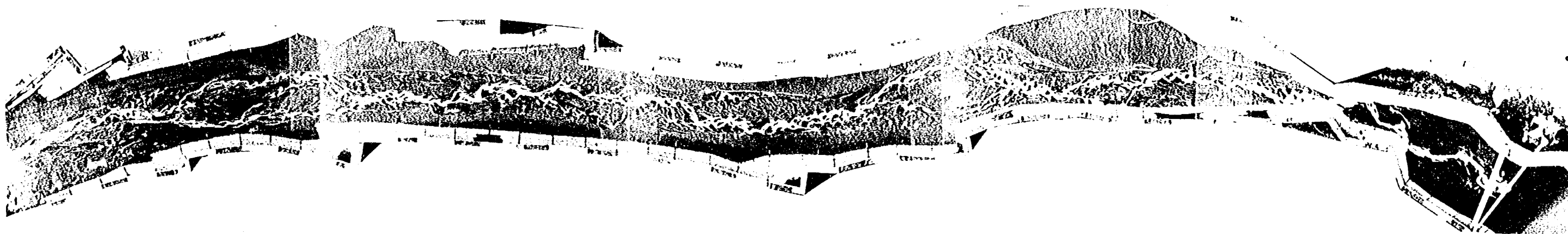


写真3-28 Run 6-1 (大洪水終了時)

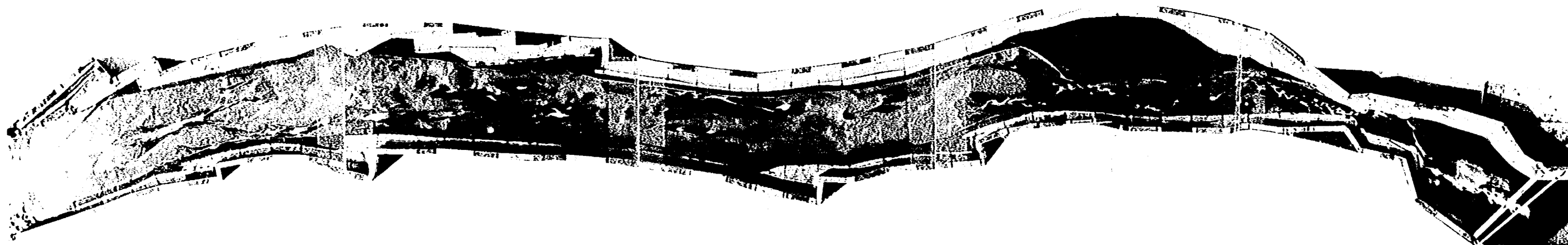


写真3-29 Run 6-2 (中洪水2波終了時)

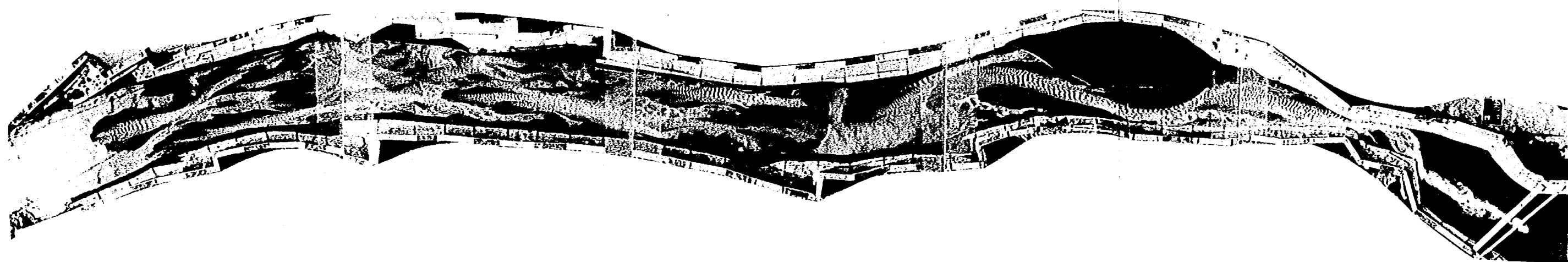


写真3-30 Run 6-2 (大洪水増水時, $Q = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$)

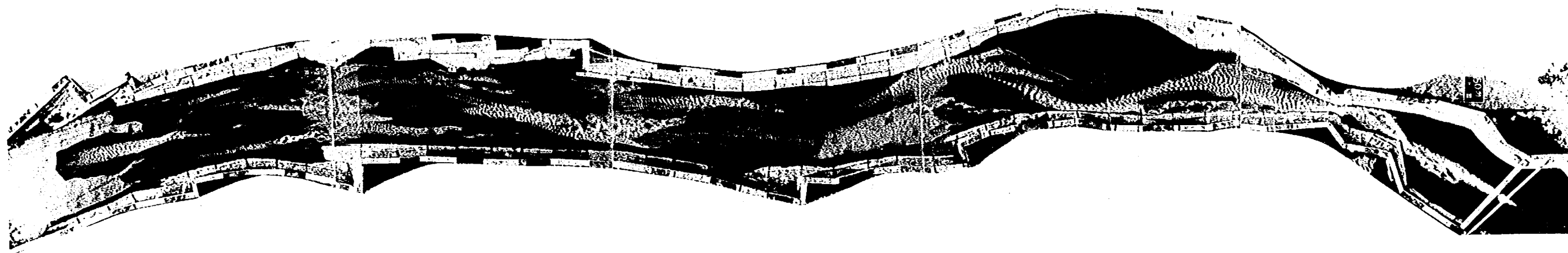


写真 3-31 Run 6-2 (大洪水ピーク時, $Q=6,000\text{m}^3/\text{s}$)

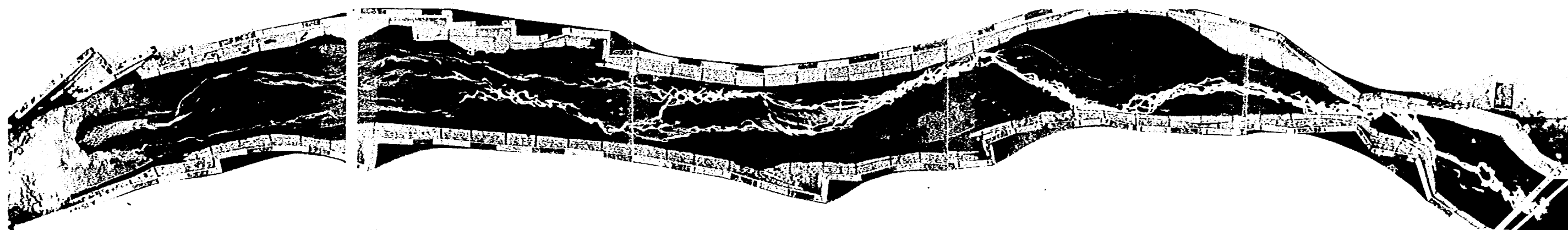


写真 3-32 Run 6-2 (大洪水終了時)

第4章 愛本上流部の水位縦断形

1. 常流・射流の混在する区間の不等流計算法

愛本から宇奈月に到る河道は広狭の変化が激しく、洪水流は常流から射流あるいは射流から常流へと遷移しながら流れ下るものと考えられる。一方現在北陸地建で使用されている不等流計算プログラムは、常流のみを対象としており、下流から水面形を計算してゆく過程で常流の解が存在しない場合には、便宜的に限界水深が生じるものとして計算を継続してゆく。この様なプログラムでは、常流区間についてはそれほど大きな誤差は生じないが、射流区間については当然十分な結果を得ることはできない。

単に築堤高を決めるだけの不等流計算であれば、現在のプログラムでは水位を高めに見積るので安全側の設計となろう。しかし護岸や橋脚の根入れを考える場合には流速が支配因子となるので、射流区間についてもそれなりにきちんと計算しておかないと危険な事態を招く恐れがあると言える。そこで“常流・射流の混在する区間の不等流計算プログラム”を新たに開発し、愛本より上流の区間に適用することとした。

(1) 計算の原理と手順の概要

射流区間と常流区間の境目では限界水深が生じる。限界水深の生じ方には2種類ある。ひとつは上流側が常流で下流側が射流の場合で、例えばダム越流頂や狭窄部のように“前後の河道に比較して水が通り抜けるためのエネルギーを余分に要する所”で生じる。したがってこの場合の限界水深の生じる位置はそれほど動かず、ある程度予測可能である。ふたつめは上流側が射流で下流側が常流の場合で、ここでは跳水が生じる。跳水位置は下流側水位のちょっとした変動で動き得るもので、計算前にその位置を知ることはまず不可能である。

さて、水理学の教えるところによれば、流れが常流の場合には下流から上流に向かって計算し、流れが射流の場合には上流から下流に向かって計算しなければならない。その方が流れの特性に逆らわないので、トラブルを起こす恐れが少ないのである。そこでこれに従えば、水面形計算の始発点は“常流から射流に遷移する断面”又は下流端（最下流区間が常流の場合）と上流端（最上流区間が射流の場合）以外にはあり得ない。

そこで計算の手順は次のようになる。

① 常流から射流に遷移する可能性のある断面を捜す。常流から射流に遷移する断面を始点として計算するので、まずその断面を捜すわけである。その位置は河道の形状からはば推定できる。しかし境界条件の影響も多少受けるので、完全に確定はできない。例えばダム余水吐天端は通常遷移断面にあたるが、しかし下流側にさらに高いダムが建設されて水没してしまえば、流れは常流となりもはや限界水深は生じない。したがって“その可能性のある断面”を捜して計算をしたのち、その中から実際の遷移断面を決定することとなる。

② 遷移断面から上・下流に向かって水面形を計算する。上流に向かって常流水深を、下流に向かって射流水

深を求めてゆく。この過程は普通の不等流計算と本質的に変わるところは無い。ただし水深が限界水深に近いので収束のさせ方に神経を使う必要がある。計算を進めていくうちにある所より先の解が無くなってしまうことがある。その場合にはその近くで跳水が生じるか、又は先に計算を始めた断面では本当は限界水深が生じないのかどちらかであるので、そこで計算を打ち切って差し支えない。

③ 計算された複数の水面形を、エネルギーと比力の関係を吟味しながらつないでゆき、一本の水位曲線とする。②の計算から図4の④に示すように何本もの水位曲線が得られる。実際の水面形はこれを適当につないだものである。ある水位曲線から他の水位曲線に移る所では跳水が生じるわけだが、そのためにはエネルギーと比力が後述する条件を満たす必要がある。

(2) 常流から射流に遷移する可能性のある断面

図4-1に示す第 I 断面で常流から射流に遷移するための条件を考えてみよう。各断面の水深およびエネルギーは次のようになる。

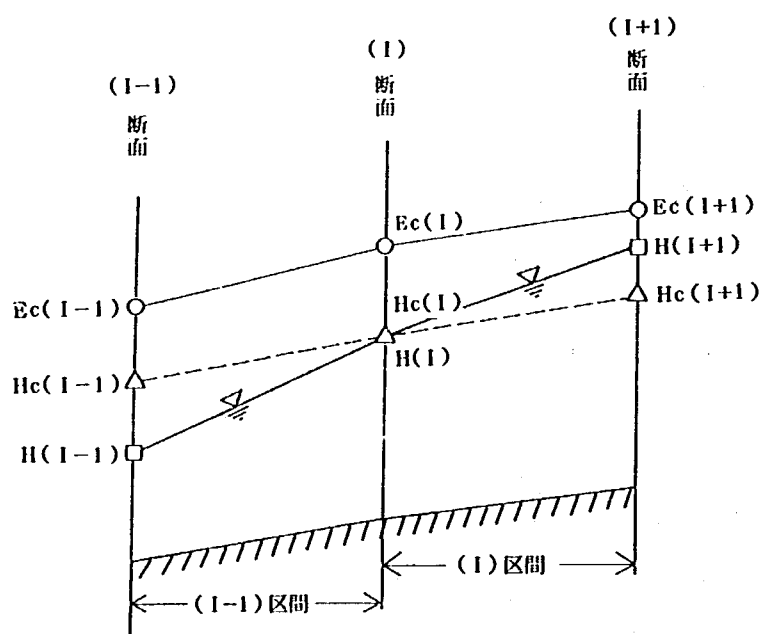


図4-1 遷移断面概念図

第 $(I-1)$ 断面	射流水深	$H(I-1) < H_c(I-1)$	$E(I-1) > E_c(I-1)$	
第 (I) 断面	限界水深	$H(I) = H_c(I)$	$E(I) = E_c(I)$	(1)
第 $(I+1)$ 断面	常流水深	$H(I+1) > H_c(I+1)$	$E(I+1) > E_c(I+1)$	

ここに $H(I)$ 、 $E(I)$ は第 I 断面の水位とエネルギー(全水頭)である。 $H_c(I)$ 、 $E_c(I)$ は各々限界水位と限界水頭で、横断面形と流量から決定される。

さて、ここですべての断面で限界水深となる仮想的な流れを考えてみよう。(図の点線。実線は実際の流れ。)第 I 区間における仮想流れの代表流速を $V_c(I)$ 、実際の流れの代表流速を $V(I)$ とすると次の関係が成り立つ。

$$\begin{array}{ll} \text{第}(I-1)\text{区間} & V(I-1) > V_c(I-1) \\ \text{第}(I)\text{区間} & V(I) < V_c(I-1) \end{array} \quad (2)$$

したがって仮想流れの水頭損失量 $\Delta E_c(I)$ と実際の水頭損失量 $\Delta E(I)$ の間には次の関係がある。

$$\begin{array}{ll} \text{第}(I-1)\text{区間} & \Delta E_c(I-1) < \Delta E(I-1) = E_c(I) - E(I-1) \\ & \therefore E(I-1) < E_c(I) - \Delta E_c(I-1) \\ \text{第}(I)\text{区間} & \Delta E_c(I) > \Delta E(I) = E(I+1) - E_c(I) \\ & \therefore E(I+1) < E_c(I) + \Delta E_c(I) \end{array} \quad (3)$$

(1)式と(3)式を比較すると、 $(I-1)$ 断面および $(I+1)$ 断面に解の存在する条件(すなわち $E(I-1)$ 、 $E(I+1)$ の値が存在する条件)が次のように得られる。

$$\begin{array}{l} \Delta E_c(I-1) < E_c(I) - E_c(I-1) \\ \Delta E_c(I) > E_c(I+1) - E_c(I) \end{array} \quad (4)$$

ただし上流端では第1の条件、下流端では第2の条件のみを調べればよい。

一方水理学のテキストにはよく $H_c(I) = H_0(I)$ (ここに $H_0(I)$ は等流水深)となる断面で限界水深が生じるとされている。しかし山地河川のように断面ごとに横断形状が急激に変化する所で等流水深を求めるのは困難である。したがって本報の式を用いることをお勧めする。

(3) 水面形の計算

a. 射流区間の水面形

前節の方法で常流から射流に移移する可能性のある断面が見つかったら、そこから下流に向かって射流水深を計算する。図4-2に示す第 J 断面まで計算が進行したとして第 $(J-1)$ 断面の水位 $H(J-1)$ の求め方を示そう。

まず全水頭 $E_T(J-1)$ は第 $(J-1)$ 断面の諸量を用いて次のように書ける。

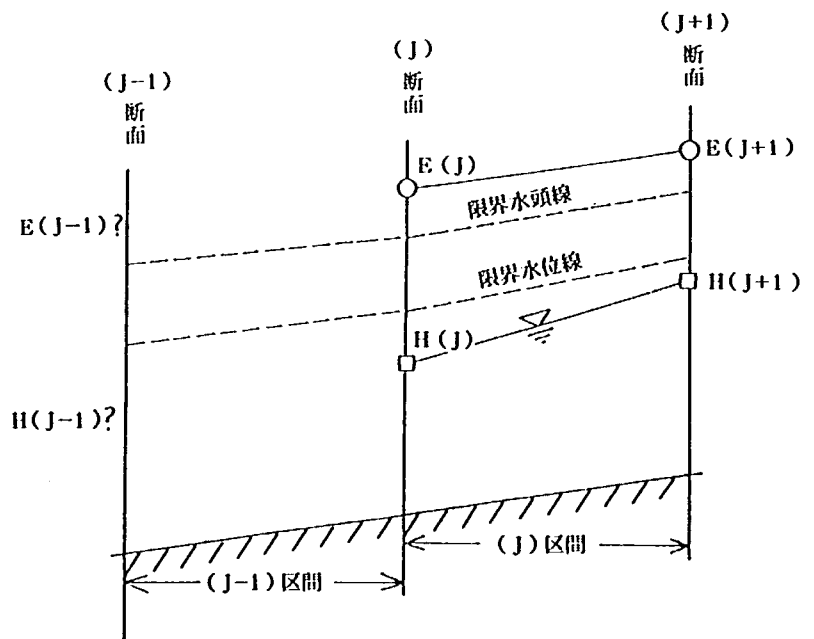


図4-2 計算の進め方概念図

$$E_T(J-1) = H(J-1) + \frac{Q^2}{2g} \frac{1}{A(J-1)^2} \quad (5)$$

ここに $A(J-1)$ は水位が $H(J-1)$ の時の流水断面積、 Q は流量、 g は重力加速度である。一方、第 J 断面の全水頭 $E(J)$ からマンニングの式で計算される損失水頭を差し引くことにより第 $(J-1)$ 断面の全水頭を別途求めることができる。これを $E_I(J-1)$ と書くと、

$$E_I(J-1) = E(J) - 2(nQ)^2 \left\{ \frac{X(J) - X(J-1)}{A(J)^2 R(J)^{4/3} + A(J-1)^2 R(J-1)^{4/3}} \right\} \quad (6)$$

ここに n はマンニングの粗度係数、 $X(J)$ は下流基準地点からの第 J 断面の距離、 $R(J)$ は第 J 断面の径深である。(5)式と(6)式から $E_T(J-1) = E_I(J-1)$ となる水深 $H(J-1)$ が求める解である。ただしここでは射流水深を計算しようとしているので次の条件式が満足されなければならない。

$$H(J-1) < H_c(J-1) \quad (7)$$

しかし先に述べたように(7)式を満足する(5)、(6)式の解が常に存在するとは限らない。そこで計算に先立って解の存在性を判別する方法を述べておこう。第 $(J-1)$ 断面のみ限界水深となる仮想的な流れを考える。実際の流れは射流であるから、 $H(J-1) < H_c(J-1) \rightarrow V(J-1) > V_c(J-1)$ となり、実際の流れの損失水頭は仮想流れの損失水頭より大きい。したがって、

$$E_{Ic}(J-1) > E_I(J-1) \quad (8)$$

ここに $E_{Ic}(J-1)$ は(6)式の右辺に限界水深の諸量を代入して得られる値である*。一方水流が第 $(J-1)$ 断面を通過するには $E_I(J-1) > E_c(J-1)$ でなければならないから、 $E_I(J-1)$ が存在可能な条件は次式となる。

$$E_{Ic}(J-1) > E_c(J-1) \quad (9)$$

前述の(4)式は実は(8)式の特別な場合である。

(9)式の条件の成立することが確かめられたら(5)、(6)式の $E_T(J-1)$ と $E_I(J-1)$ が等しくなる水位 $H(J-1)$ を求める。水位と全水頭の関係は一般に高次の多価関数であり、しかも山地河川では解が特異点(限界水深に対応)の近くに在るため、Newton-Lapson 法のような手法ではうまくゆかない恐れが高い。そこで次のような確実な(ただしスピードの遅い)収束法をお薦めしたい。求める水位は必ず限界水位より下にあり、しかもひとつしかない(限界水位より上には存在する)。一方(9)式からわかるように限界水位では必ず $E_I(J-1) > E_T(J-1)$ となるから、 $H(J-1)$ を限界水位から除々に下げてゆき大小の逆転する位置、すなわち $E_I(J-1) < E_T(J-1)$ となる位置を捜せばよい。始めは 1 m 程度のピッチで下げてゆ

* 限界水深は断面形データに依存する。求め方の例を(7)式に示す。

き、大小が逆転したらさらに細かいピッチで上げてゆき、また逆転したらさらに細かいピッチで下げてゆく、という方法で正解に近づける(図4-3)。

b. 常流区間の水面形

第 K 断面まで計算が進んだとして、その上流側第 $(K+1)$ 断面の水位 $H(K+1)$ の求め方を示そう。まず前節と同様に

$$E_T(K+1) = H(K+1) + \frac{Q^2}{2g} \frac{1}{A(K+1)^2} \quad (10)$$

$$E_I(K+1) = E(K) - 2(nQ)^2 \{X(K+1) - X(K)\} / \{A(K+1)^2 R(K+1)^{4/3} + A(K)^2 R(K)^{4/3}\} \quad (11)$$

$E_T(K+1) = E_I(K+1)$ となる $H(K+1)$ が求める水位である。ただし流れが常流であるから、次の条件式が課せられる。

$$H(K+1) > H_c(K+1) \quad (12)$$

(16)式を満足する解の存在性は、前節と同様の考察から、次式であらかじめチェックできる。

$$E_{Ic}(K+1) > E_c(K+1) \quad (13)$$

収束方法は、 $H(K+1)$ を $H_c(K+1)$ から徐々に上げてゆき、あとは前節と同様の手順となる。

(4) 水面形の接続方法

3節、4節の結果図4-4に示すように複数の水位曲線が得られる。以下の事項を考慮してこれらを接続し1本の水位曲線とする。

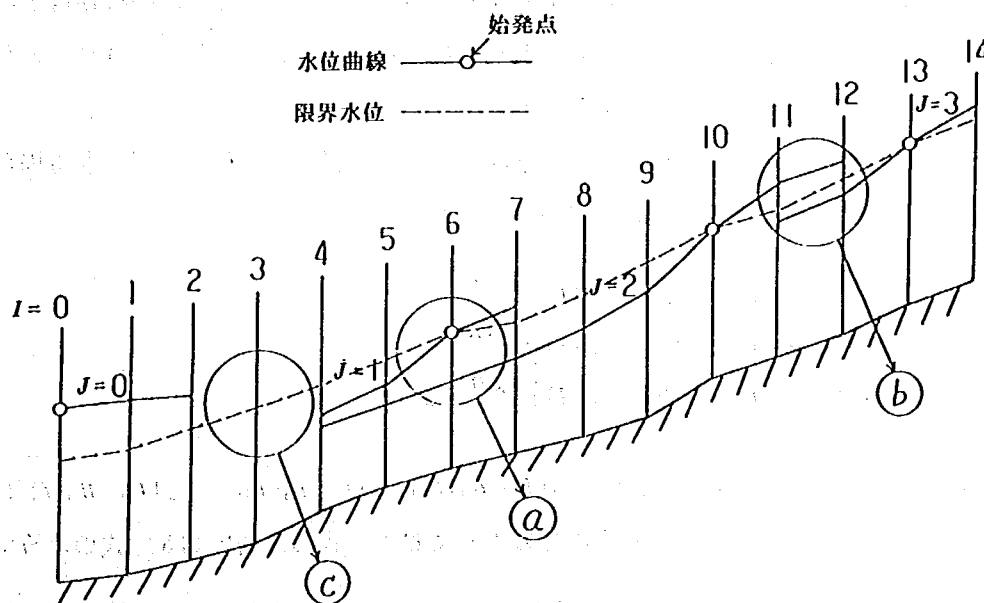


図4-4 水面形接続解説図

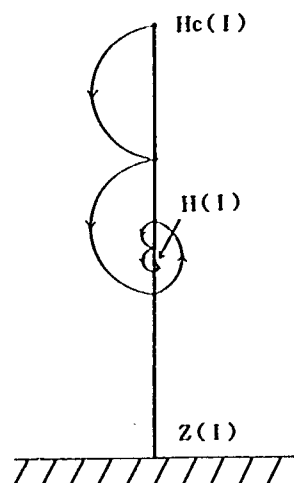


図4-3 収束のさせ方

① 図の④のように、ある水位曲線（図では $J=2$ ）が他の水位曲線（ $J=1$ ）の始発点（ $I=6$ ）を通過してその先まで延びている場合は、 $J=1$ の水位曲線は実際には生じない。

② 図の⑥のように、ふたつの始発点の間でどちらも途切れてしまう場合は、重複している区間のどこかで跳水が生じる。跳水の安定条件は次式で定義される比力 F が上・下流でバランスすることである。

$$F = \frac{Q^2}{A} + \int gh dA \quad (14)$$

ここに h は水面から下向きの距離、 $\int dA$ は流水断面積内の積分を意味する。下流側から延びている（ J ）曲線の第 I 断面の比力を $F(J, I)$ 、上流側から延びている（ $J+1$ ）曲線の第 I 断面の比力を $F(J+1, I)$ とした時、 $F(J, I) > F(J+1, I)$ ならば I 断面より上流で跳水が生じる。大小が逆であれば下流側で生じる。

③ 図の③のように曲線の全く無い区間が生じることもある。この原因はその付近の断面間隔が粗すぎることと考えられる。より密な断面で計算を行えばその間に遷移断面が新たに現れるはずである。したがって断面を追加する* のが最も適当な解決策であるが、もし断面資料が無ければ、その区間内の断面の水位を限界水位においておく。曲線の無い区間の長さが短かければそれほど大きな誤差は生じないと思われる。

(5) プログラム作成例

a. 横断形状の与え方

現在一般に使用されている不等流計算プログラムでは、横断面形の主要角点の座標をデータとして与え、その間を直線補完した多角形についての断面積や径深を用いるものが多いようである。この方法によれば、座標点の数を増やすことにより断面形の精度をいくらかでも上げられる。しかし不等流計算というのはその手法自体が（実際の流れに比べれば）非常に粗っぽいものであるので、断面形の精度だけをいくら上げてみても計算全体の精度は必ずしもそれに比例して上昇するものではない。また砂州の移動などによって横断面形は変わるから、あまり詳細なデータを与えてもそれほど意味がない。むしろプログラムが煩雑になったり計算時間が延びたりというデメリットがある。

山地河川は大体単断面であるから、面積や径深を水深のべき関数又はその和で近似できる場合が多いと思われる。そこでここでは次のような近似式を用いる。

$$\begin{aligned} \text{断面積} \quad A(I) &= A_l(I) \cdot \{H(I) - Z(I)\}^{A_m(I)} \\ \text{径 深} \quad R(I) &= R_l(I) \cdot \{H(I) - Z(I)\}^{R_m(I)} \\ \text{水面幅} \quad B(I) &= B_l(I) \cdot \{H(I) - Z(I)\}^{B_m(I)} + B_n(I) \end{aligned} \quad (15)$$

ここに、 $Z(I)$ は第 I 断面の最深河床高、 $A_l(I)$ 、 $A_m(I)$ 、 $R_l(I)$ 、 $R_m(I)$ 、 $B_l(I)$ 、 $B_m(I)$ 、 $B_n(I)$ は定数でグラフ用紙にデータをプロットするなどしてあらかじめ求めておく。式形は別に (15) 式のものでなくとも

* 両側から内捜してもよい。

よい。例えば次のような形も考えられる。

$$A(I) = A_1(I) \{ H(I) - Z(I) \} + A_2(I) \{ H(I) - Z(I) \}^2 \quad (16)$$

要は問題となる水位における断面積や径深などが適当な精度で求まればよいのである。計算する前でも常識的に水位のオーダーはわかるから、 $A_m(I)$ とか $A_1(I)$ のような係数はその範囲であわせればよい。

さて、(15式を用いるとすると限界水深 $D_c(I)$ は次のように求まる。限界水深の定義より、

$$\frac{\partial E}{\partial H} \Big|_{D=D_c} = 0$$

$$E = H + \frac{Q^2}{2g} \frac{1}{A^2} \quad \text{より、}$$

$$\frac{\partial E}{\partial H} = -\frac{Q^2}{g} \frac{1}{A^3} \frac{\partial A}{\partial H} + 1 = 0$$

一方、次式から

$$A = \alpha D^\beta \quad \alpha = A_1(I), \beta = A_m(I), D = H(I) - Z(I)$$

$$\frac{\partial A}{\partial H} = \alpha \beta D^{\beta-1}$$

以上より、

$$D_c(I) = \left(\frac{\beta Q^2}{\alpha^2 g} \right)^{\frac{1}{2\beta+1}} = \left\{ \frac{A_m(I)}{A_1(I)^2 \cdot g} Q^2 \right\}^{\frac{1}{2A_m(I)+1}} \quad (17)$$

一方比力については、図4-5のように断面最深部を原点として鉛直上向きに y 軸をとると、

$$\int_0^D g h dA = \int_0^D g (D-y) B dy$$

(15式の第3式から、

$$B = \alpha y^\beta + \gamma \quad \alpha = B_1(I), \beta = B_m(I), \gamma = B_n(I).$$

ゆえに、

$$\int_0^D g (D-y) (\alpha y^\beta + \gamma) dy$$

$$= \frac{g\alpha}{(\beta+1)(\beta+2)} D^{\beta+2} + \frac{g\gamma}{2} D^2$$

$$= \frac{g B_1(I) \{ H(I) - Z(I) \}^{B_m(I)+2}}{\{ B_m(I)+1 \} \{ B_n(I)+2 \}} + \frac{g B_n(I)}{2} \{ H(I) - Z(I) \}^2$$

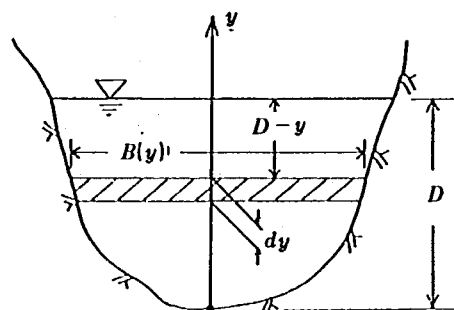


図4-5 比力計算概念図

したがって

$$F(I) = \frac{Q^2}{A(I)} + \frac{gB_1(I)\{H(I) - Z(I)\}^{B_m(I)+2}}{\{B_m(I)+1\}\{B_m(I)+2\}} + \frac{gB_n(I)}{2}\{H(I) - Z(I)\}^2 \quad (18)$$

以上の式を用いたプログラム例を付録に示す。本プログラムはパソコン用言語 BASIC で書かれている。

2. 昭和44年8月洪水の再現計算

大出水の水位データは昭和44年洪水のものしか入手できなかったもので、これについて再現計算を行う。流量は宇奈月地点最大観測流量 5,400 m³/s とする。また当時の河道形状は不明であるため、既往の黒部川不等流計算プログラムで使用されている横断データ（昭和55年測量，100mピッチ）で代用した。下流端水位は、愛本狭窄部固定床実験から求めた $H \sim Q$ （図2-11）から、13.6k 地点で 14.23 m とした。

粗度係数は以下のように推定した。河床材料の平均粒径を 100mm，平均水深を 3～7 m とすると，対数抵抗式より流速係数 φ が次のように求まる。

$$\begin{aligned} \varphi &= 6.0 + 5.75 \log \{ R / (2.5d) \} \\ &= 12.2 \sim 14.3 \end{aligned}$$

一方マニング係数と流速係数の間には次の関係がある。

$$n = \sqrt{\frac{R^{1/6}}{g, \varphi}} = 0.0309 \sim 0.0315$$

そこで本計算では $n = 0.03$ とおいた。

図4-6に計算結果を示す。図中の×印が黒部工事事務所からいただいた水位データで，16kより下流5地点の痕跡水位と，19.8kの宇奈月観測所水位である。一方計算値は実線で示し，限界水深の生じている断面に○印を付した。また射流，常流の区分を上に示している。

限界水深の生じる位置は 16.0k，16.4k，17.0k，17.8k，19.2k および 19.8k の6地点である。このうち常流から射流へ明確に遷移するのは 16.0k と 16.4k の2地点である。17.0k～19.2k では限界水深断面に常流区間が生じないが，これは計算断面ピッチ（100m）の中に吸収されてしまっているからで，実際には短い区間に表われるはずである。また 19.8k は計算区間の最上流端であり，下流からの背水が効ない限り本プログラムでは自動的に限界水深にセットしてしまう。計算区間をさらに延ばせば，この断面も射流になって水位がやや低下する可能性はある。

実績水位と計算水位を比較すると，14k と 19.8k では概ね一致しているが，他の4地点においては計算値が過大である。14.0k は愛本狭窄部の背水区間に入り，ここで一致しているということは当時の観測流量がほぼ妥当な値であったことを示している。また 19.8k（宇奈月観測所）は射流区間であり，観測値と一致することからみて，この区間の水位を求めるのに愛本から遡る不等流計算は不要であるし無意味であることがわかる。

さて，他の4点が何故一致しないのかを考えてみよう。原因として次の3点が考えられる。①計算流量

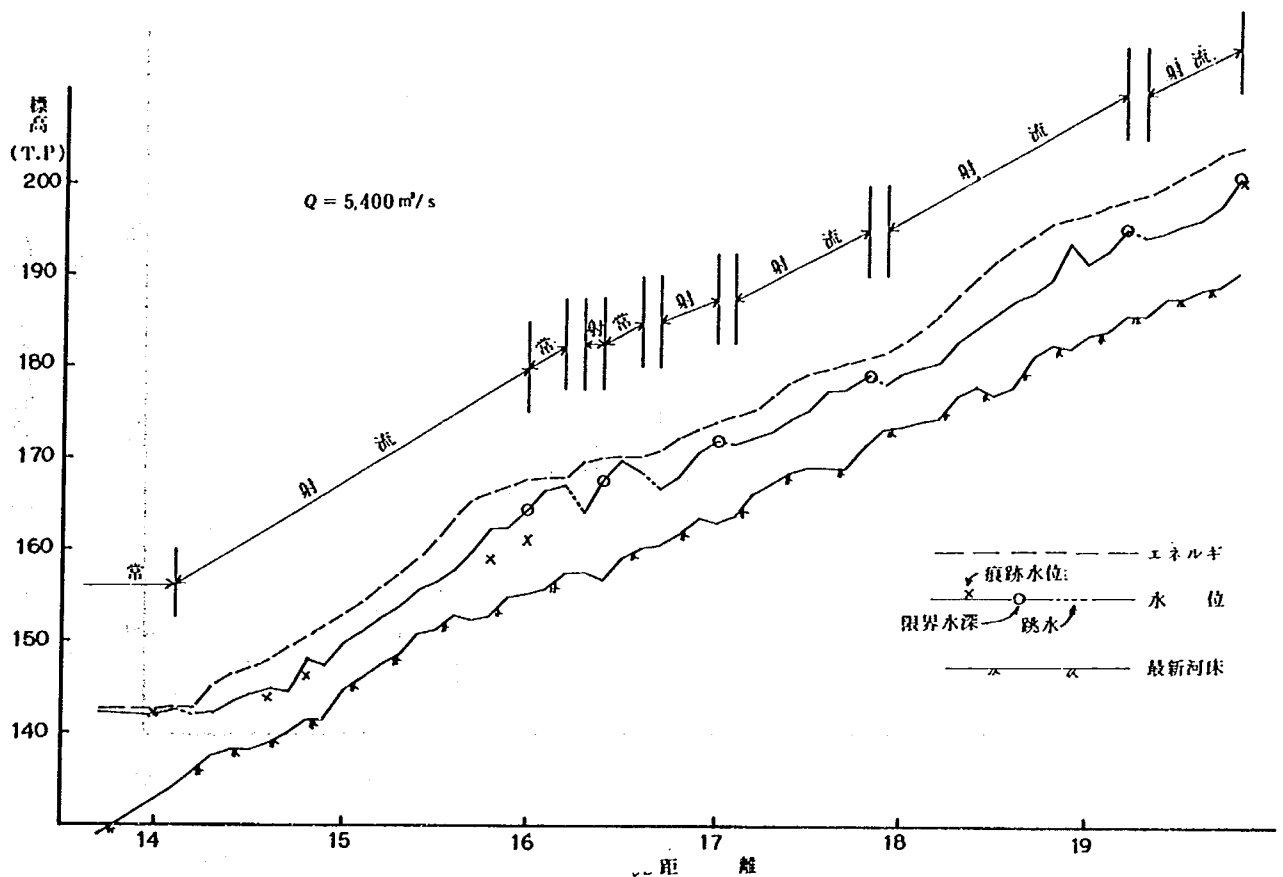


図4-6 昭和44年8月洪水再現計算

が過大である。②計算粗度係数が過大である。③計算断面が不適当である。

計算流量が過大であるとするどの程度まで下げればよいのか。図4-7は音沢下流の区間について流量4,000 m^3/s とした計算結果である。14.6kおよび14.8kは変動分を考慮すれば概ね一致してくる。ところが今度は14.0k地点の水位が大幅に合わなくなる。前述のように、14.0k実績水位は明らかに愛本狭窄部背水の影響を受けており、しかも今回の固定床実験結果と良く一致している。以上から判断して流量5,400 m^3/s はそれほどの誤差を含んでいるとは考えられない。

粗度係数が過大であるとすればどの程度まで下げればよいのか。図4-8は粗度係数0.02および0.01での計算結果で、0.01まで下げるとようやく一致してくる。しかし0.01という粗度係数はコンクリート3面張水路でもそこまで下がるかどうか、という値であって、黒部川の粗度係数としては到底考えられない。

それでは断面形状が適当でないのか。おそらくこれが原因であろう。まず下流側の2地点は川幅が広く砂州が発達して流れが不均一であるから、年ごとに断面形が変わるということは十分考えられる。一方上流の2地点は音沢の狭窄部であり川幅が極端に狭い。ここでは何が起きているのか。現況の河床形で計算する限り16.0kでは限界水深が生じる。すなわち計算水位以下に水位は下がり得ない。したがって昭和44年当時(又は洪水ピーク時)に平均河床が低下していたと考える他はない。図4-9は昭和55年、56年の

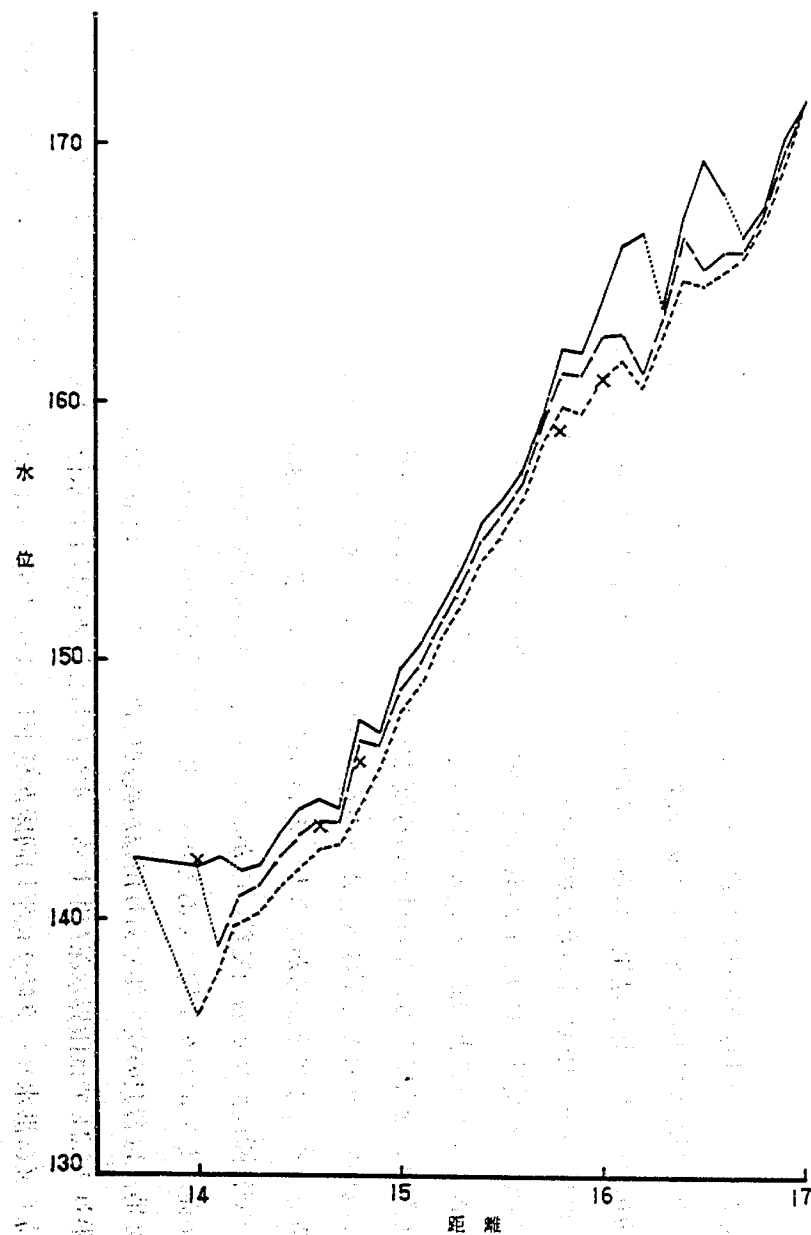


図 4 - 7 流量 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ での計算水位

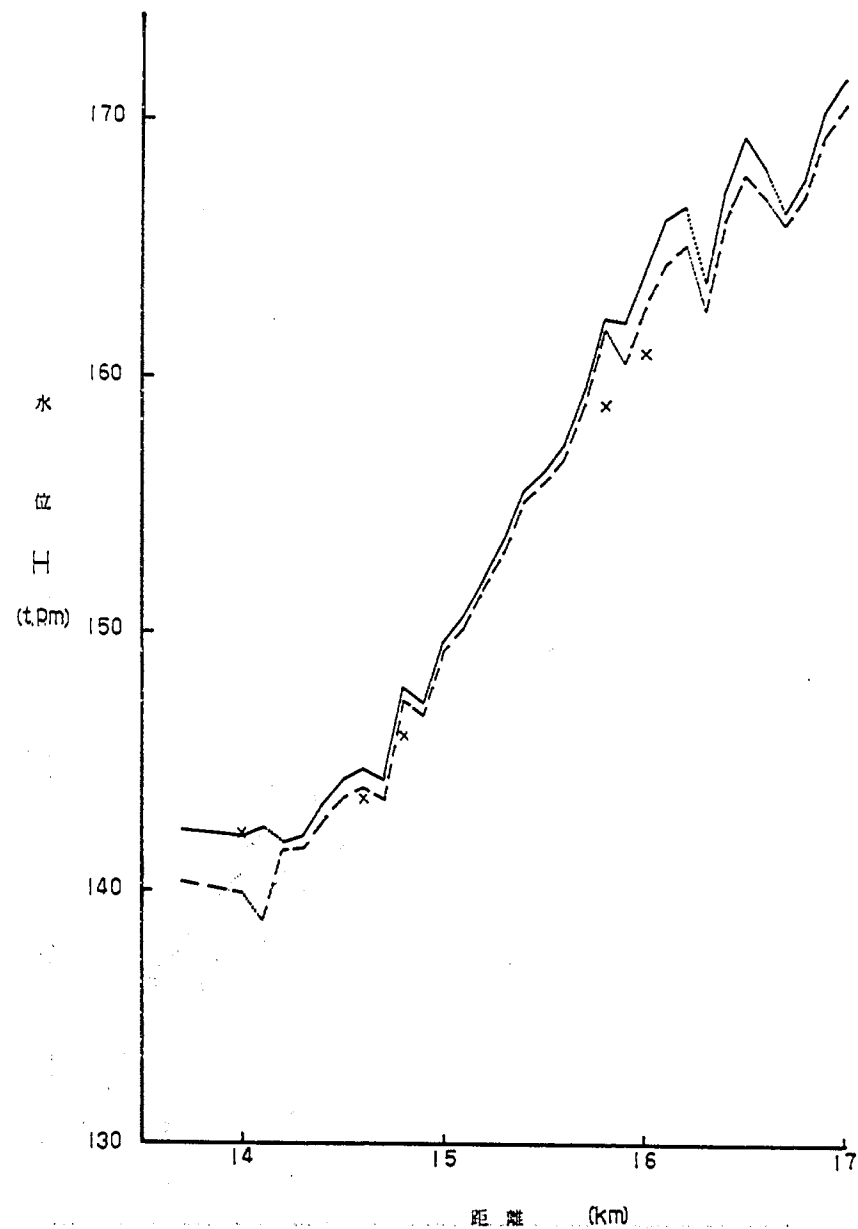


図 4 - 8 粗度係数と水位縦断

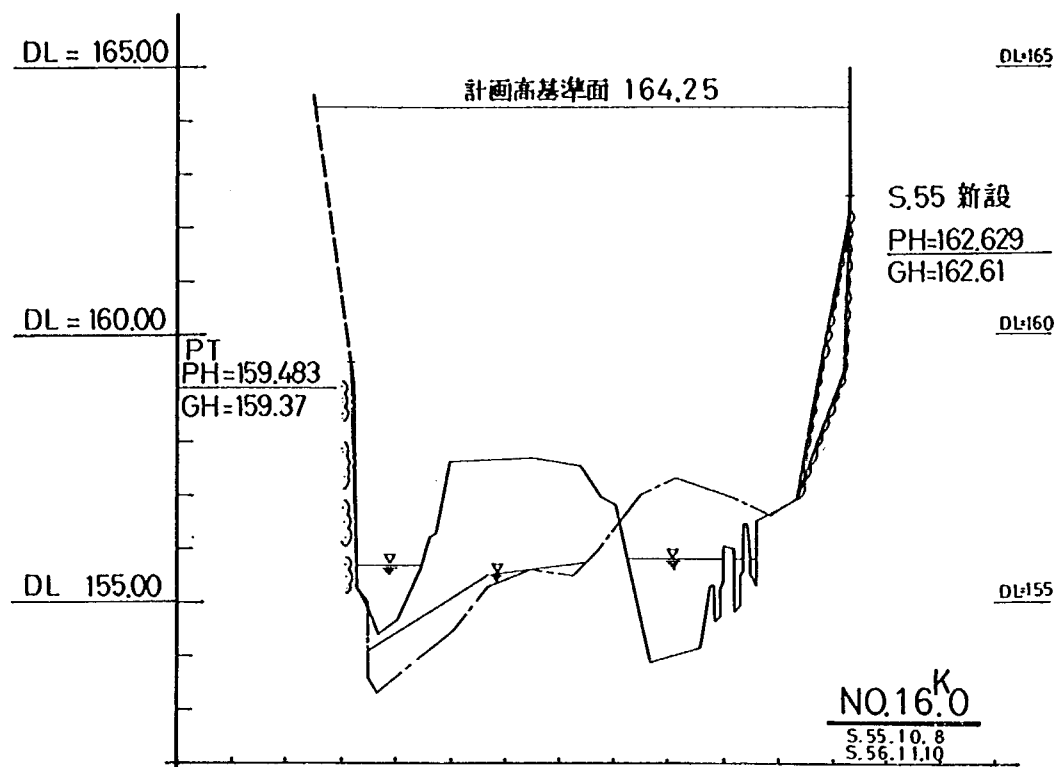


図4-9 音沢狭部横断形(16.0k)

横断図であるが、この1年間でかなり変化していることがわかる。しかし最深河床高はどちらもT.P.153～154mにありそれほど変わっていない。したがってT.P.153mより上は移動可能な砂州であると推定される。

そこで、やや作為的ではあるが、音沢狭部区間(15.7k～16.1k)だけ最深河床を平均河床に置きかえて計算を実施した。結果を図4-10に示す。音沢狭部では限界水深が生じなくなり、射流状態で流れることとなる。

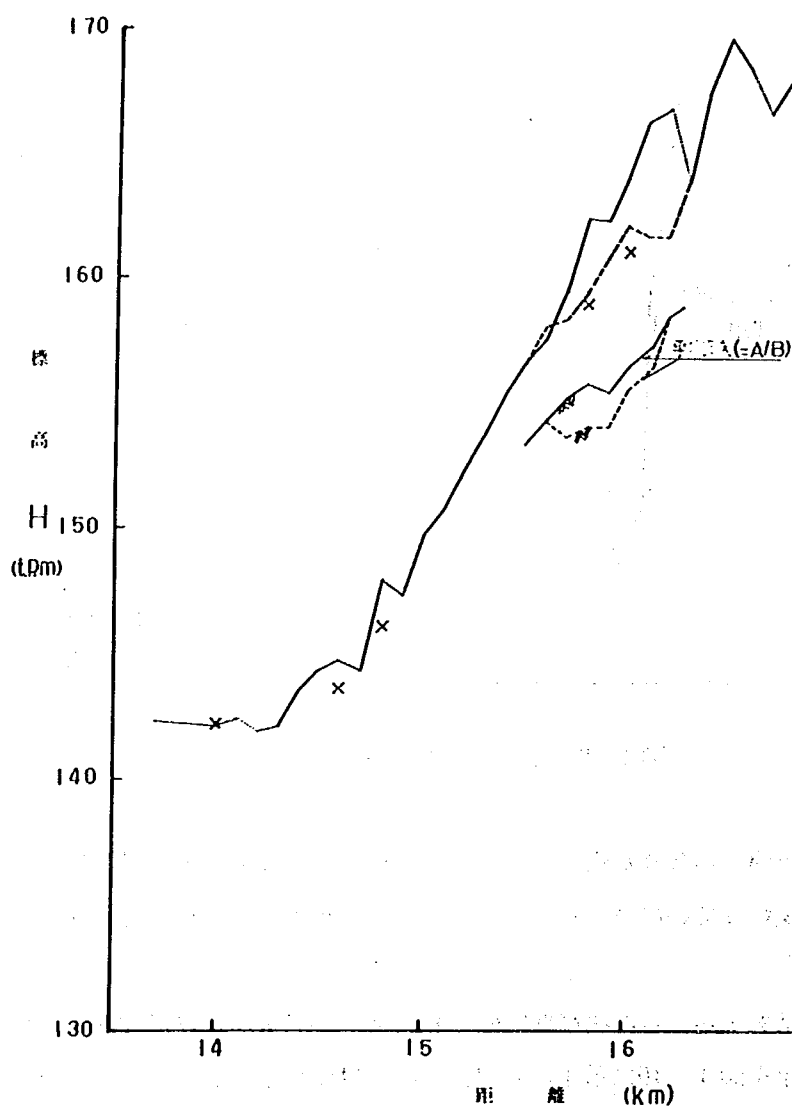


図4-10 音沢狭窄部洗掘を考慮した計算結果

3. ま と め

以上を要約すると次のとおりである。

- ① 洪水時断面形状を適切に与えられれば第1節に述べた計算方法で愛本上流河道水位を把握可能である。
- ② 164kより上流はほとんど射流区間であるから、宇奈月ダム下流水位を推定する場合などには、愛本から遡っての計算は不要である。
- ③ 音沢狭窄部は洪水時に河床が下がっている可能性が高い。

お わ り に

本業務のうち 1/300 という小スケールの移動床実験は著者にとって初めての体験であった。準備や観測の作業が手軽に行える反面、相似則がどこまで成立するかという問題が最後まで気にかかっていた。しかし幸いにして、一例ではあるが現地側岸浸食データと比較して良い結果が得られ、また計画規模洪水での流況が昭和44年航空写真とよく対応することから、多分大丈夫だろうと考えている。

以下の事項は、本業務には含まれていないので特に詳細な検討は実施していないが、黒部川河道計画上重要と思われるので著者の個人的見解として述べておく。

(1) 土砂コントロールについて

黒部川のような急流河川においては上流部の土砂調節が最も重要な要素である、と著者は思う。本報告書で述べている常水路計画も、過剰の土砂が供給される条件のもとではおそらく成立しない。常水路内の堆積によって側岸浸食量が著しく増大するからである。

黒部川の年間生産土砂量は黒四ダム流域で 140 万 m^3 と見積られている。このうち河床構成材料が（大目に見て）30% だとしても 42 万 m^3 である。したがって人為的にコントロールできる範囲内にある。一方計画規模洪水における 20 k より下流の堆砂量は、図 3-7 に示したように、約 150 万 m^3 である。したがってこの程度の土砂調節容量を確保したうえで年間毎のコントロールを行えば下流河道の安全度が向上すると考えるのだがどうであろうか。

黒部川は天然の土砂調節地を愛本狭窄部から音沢狭窄部に到る区間に有しており、これを有効に活用すべきと思う。またここより流出する過剰土砂は 11.5 k 急拡部で調節できると思う。この点に留意した土砂調節計画の検討を望む。

(2) 常水路計画の早期作成について

現在宇奈月ダム建設が計画中であり、また関電出平ダムが建設中である。これらのダムには排砂用設備が取り付けられる予定ではあるが、少なくとも堆砂段丘が呑口に到達するまでは河床構成材料の補給は停止する。すなわち計画貯砂容量から推定して十数年は補給が無いものと考えられる。この間に河床の低下が促進されるであろう。

建設省技術研究会で既に検討されているように、（直接の砂利掘削は別として）河床低下が急激に進む場合には河床の一部が低下する場合が多い。すなわち自然に常水路が形成される。しかし必ずしも好しい形に形成されるという保証は無く、むしろ河岸に片寄った形になる恐れが高い。したがってダムによって土砂補給が停止される前に常水路形成を河道中央部に誘導する方策を検討しておくべきであろう。

(3) 流量精度の向上について

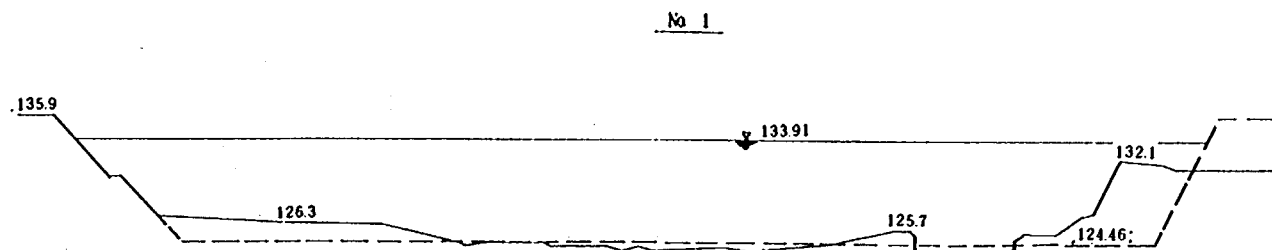
黒部川流量は現在宇奈月地点および愛本地点の流観によって把握されている。しかし浮子を用いた流量観測では一般に 1 割程度の誤差は免れない。しかし現況河道では 1,000 m^3/s 以上の流量に対して愛本狭窄部に限界水深が生じるので、流量と狭窄部上流水位とは 1 対 1 に対応する。流速の測定に比べて水位の

測定は手軽であると同時に精度が良いので、狭窄部上流水位から流量を算定する方式に切り変える（及至併用する）のが望ましい。

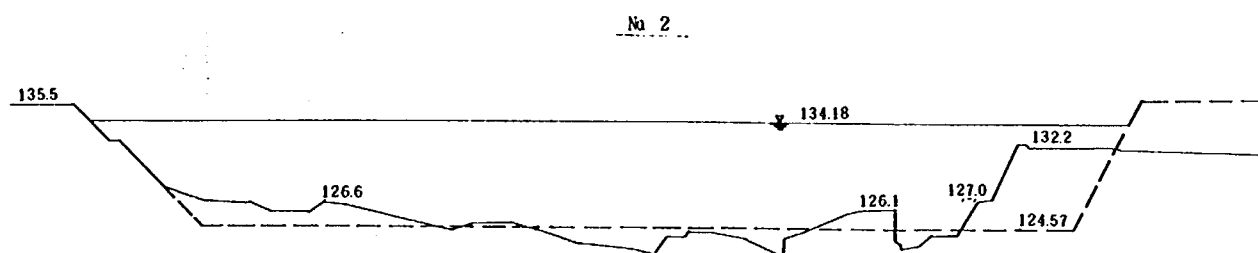
本業務を行うにあたり北陸地方建設局河川計画課ならびに黒部工事事務所の各位から有益な御助言をいただいた。記して謝意を表する。

模型設計および昭和56年度実験計画は葛西敏彦君（現岩手工事事務所洪水予報課）の労に負うところが大きい。特に同君の設計した小型模型は漸新なアイデアが多く盛り込まれた傑作であり、非常に使いやすかった。ここに深甚の謝意を表する。

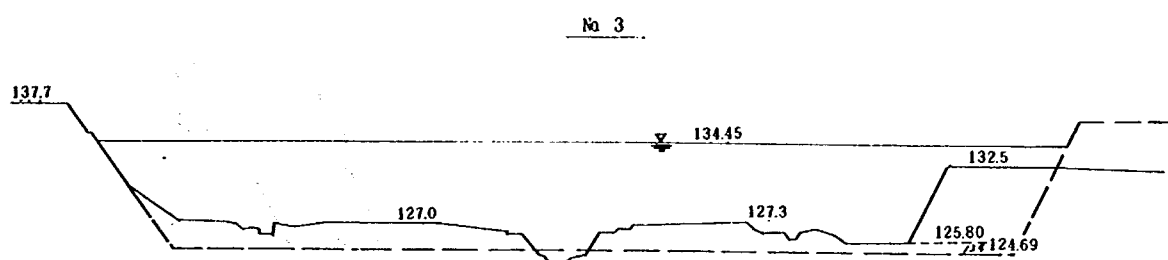
また著者の勝手な注文を受け入れて膨大な量の実験を丁寧に実施していただいた日本工営株式会社 岡田技師に謝意を表する。



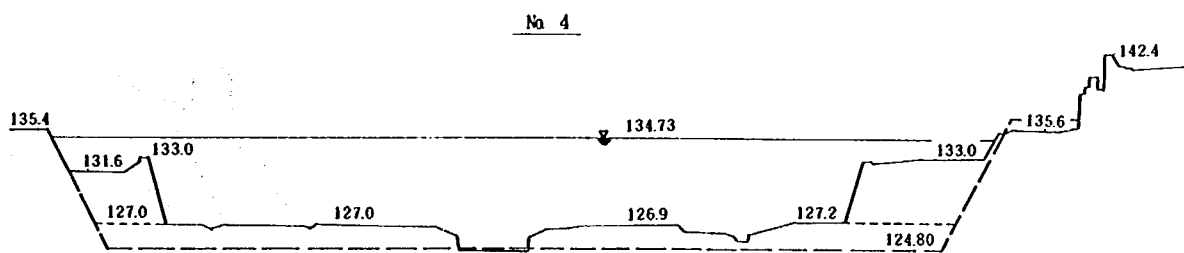
付図 1 - 1 模型横断形状(1)



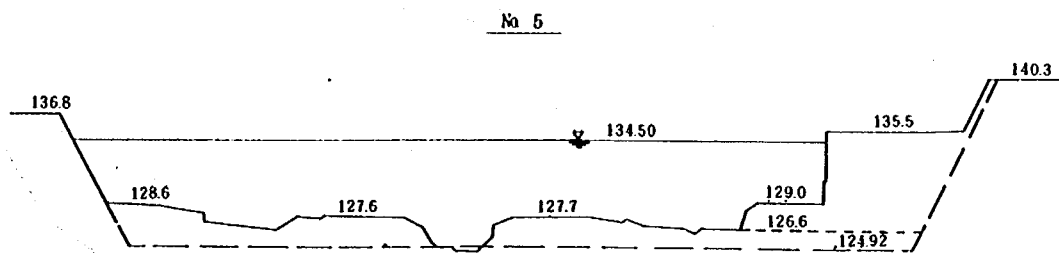
付図 1 - 2 模型横断形状(2)



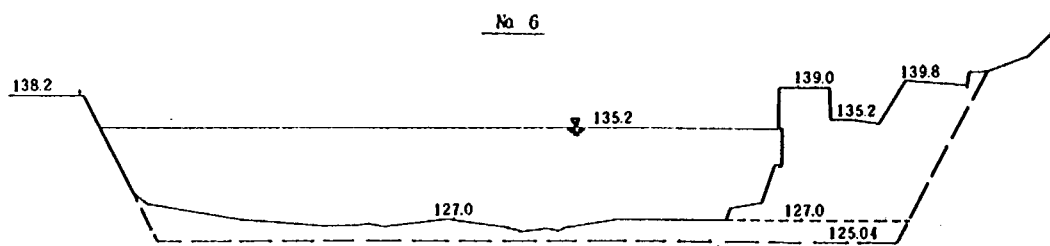
付図 1 - 3 模型横断形状(3)



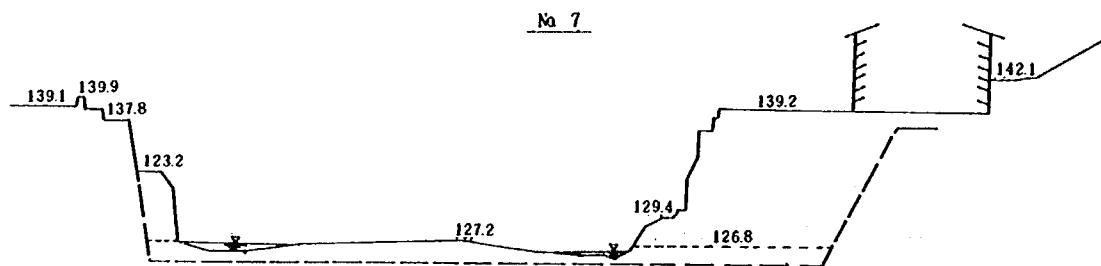
付図 1 - 4 模型横断形状(4)



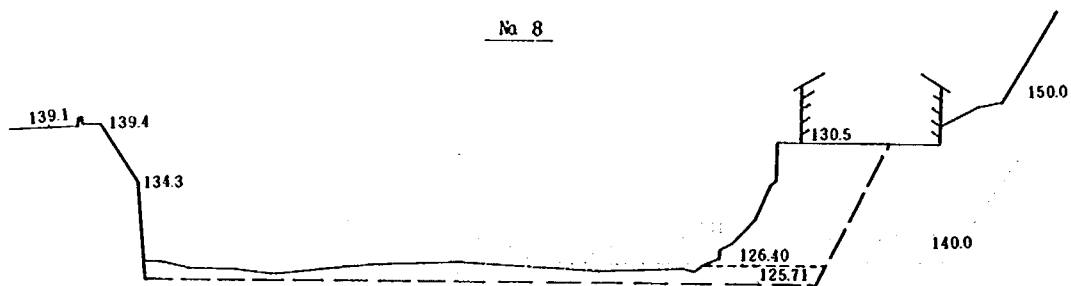
付図 1 - 5 模型横断形状(5)



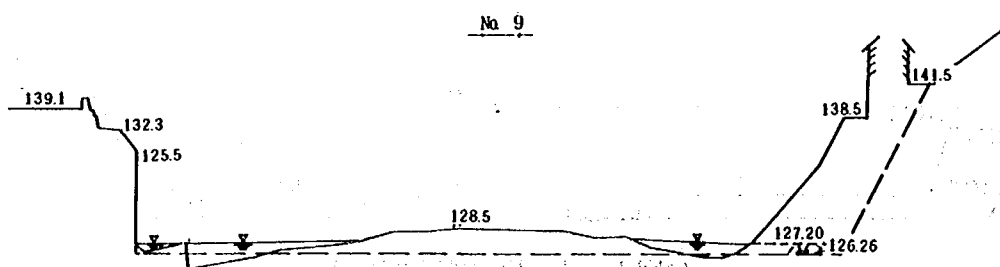
付図1-6 模型横断形状(6)



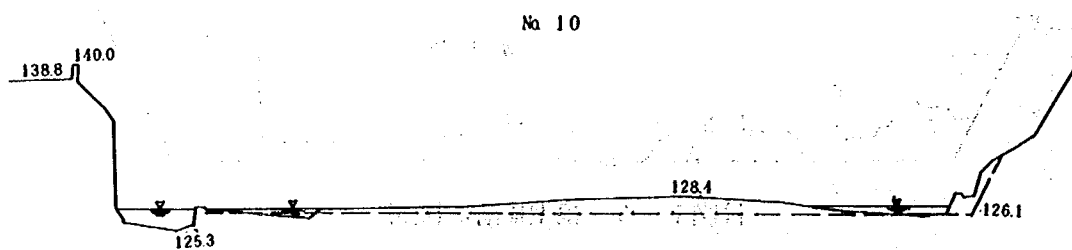
付図1-7 模型横断形状(7)



付図1-8 模型横断形状(8)



付図1-9 模型横断形状(9)



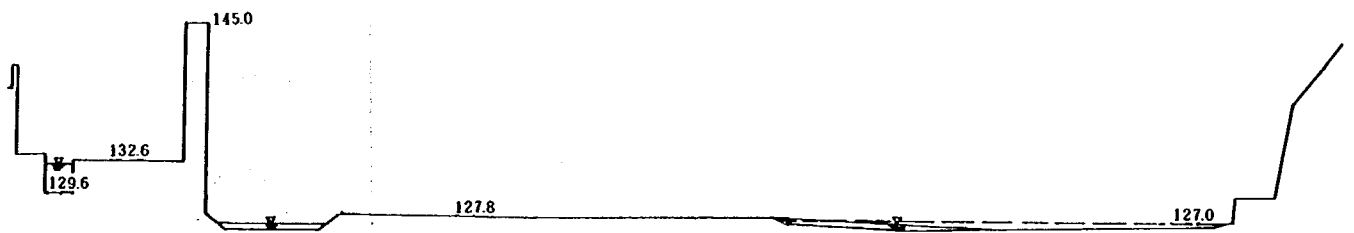
付図1-10 模型横断形状(10)

No. 11

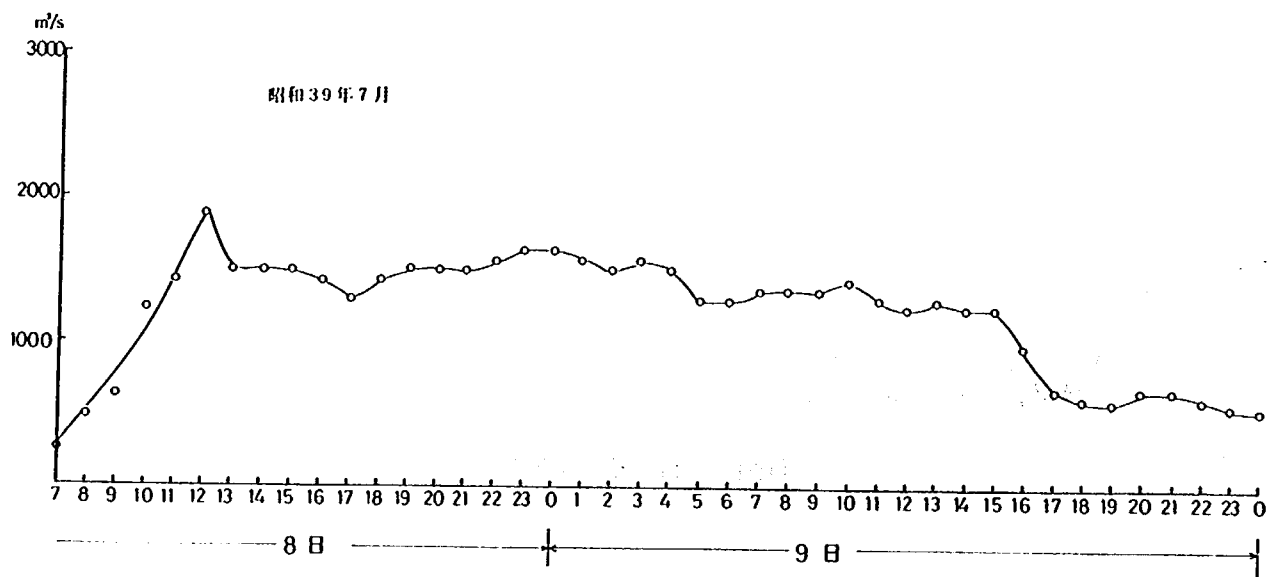


付図1 - 11 模型横断形状(1)

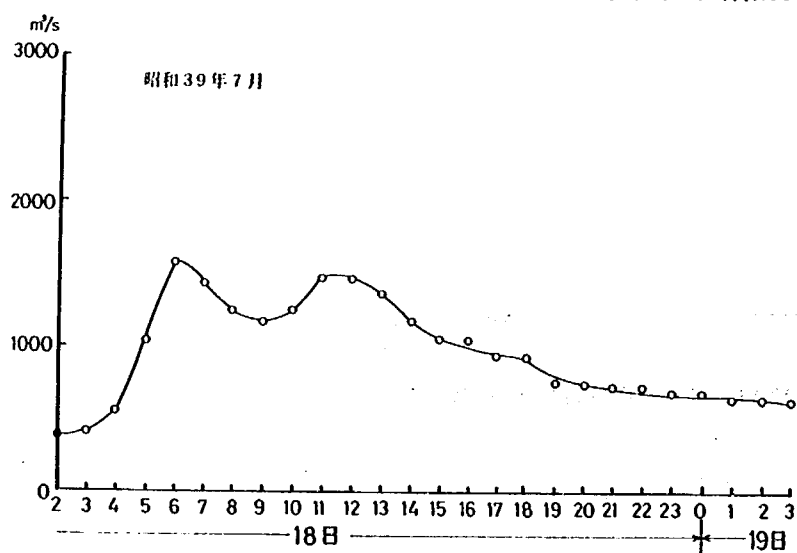
No. 12



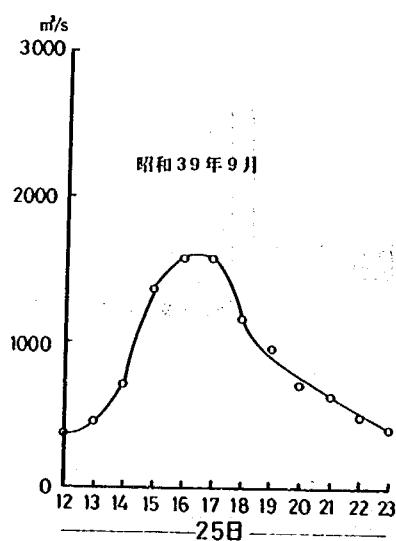
付図1 - 12 模型横断形状(2)



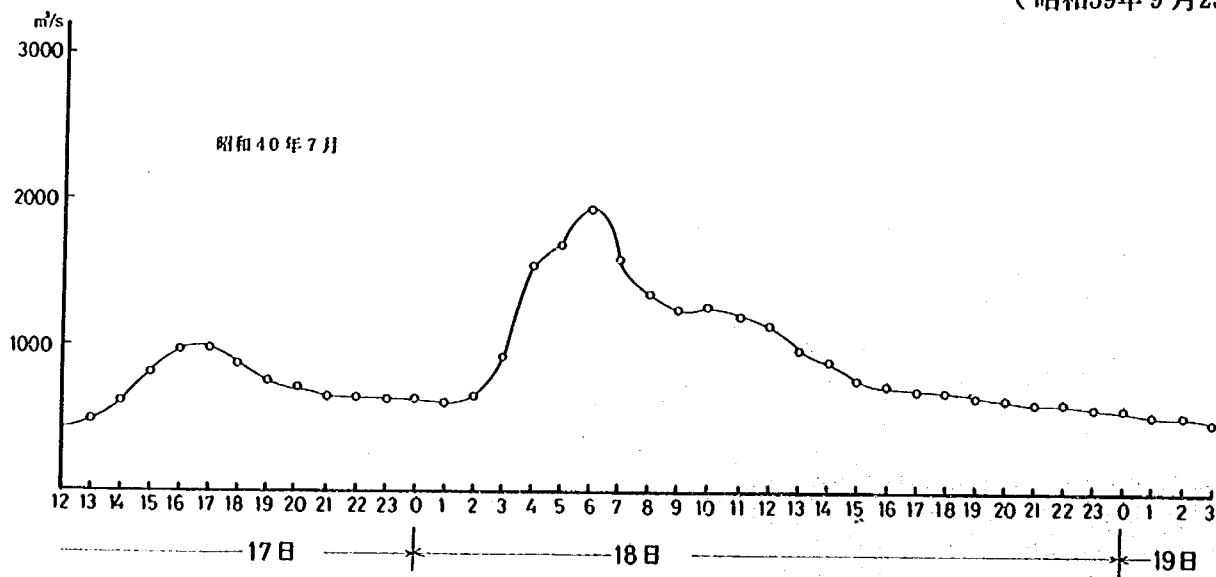
付図2-1 黒部川実績洪水波形（昭和39年7月8日）



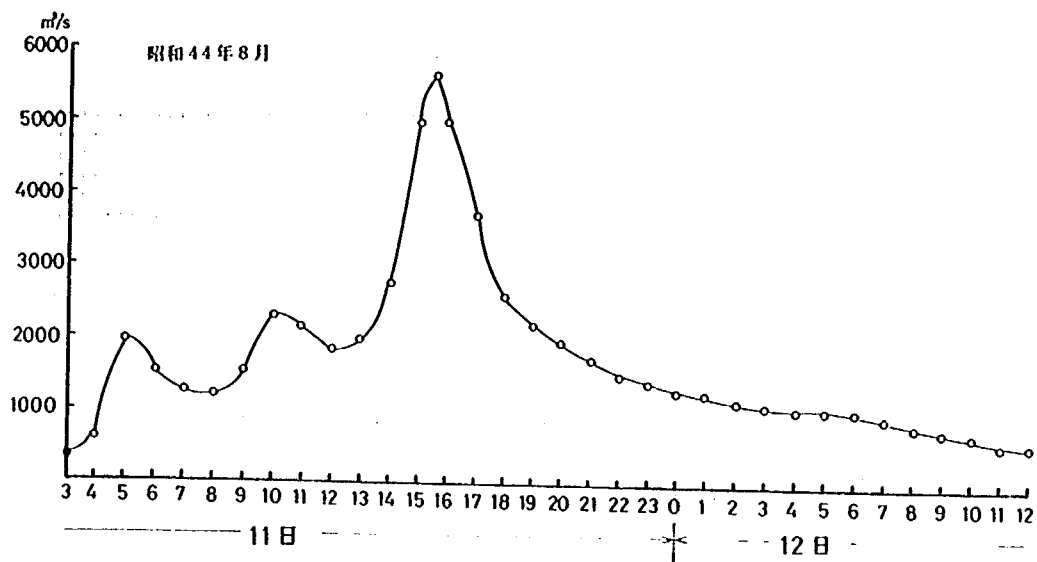
付図2-2 黒部川実績洪水波形（昭和39年7月18日）



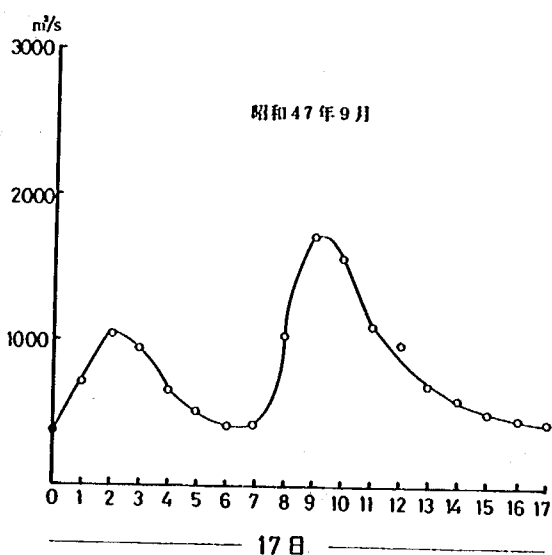
付図2-3 黒部川実績洪水波形（昭和39年9月25日）



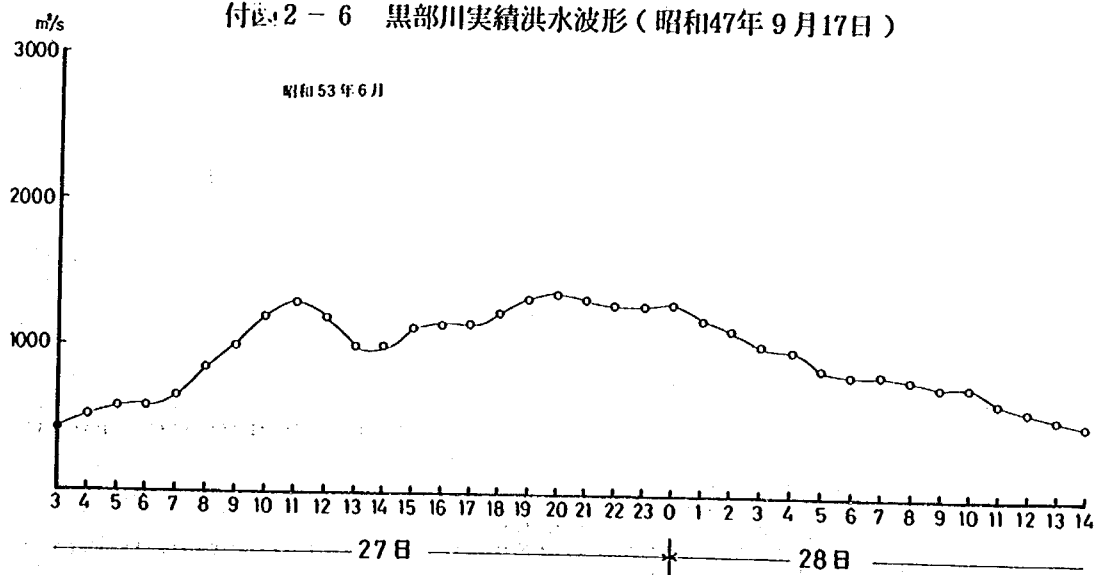
付図2-4 黒部川実績洪水波形（昭和40年7月18日）



付図2-5 黒部川実績洪水波形(昭和44年8月11日)



付図2-6 黒部川実績洪水波形(昭和47年9月17日)



2-7 黒部川実績洪水波形(昭和53年6月27日)

附表 1. プログラムリスト

```

10 ' #####
20 ' ** FUTOURYU KEISAN PROGRM ( 10 BAI HOU )      ****
30 ' **                                           1982 - 12 - 15      ****
40 ' **                                           SEISAKU      ISIKAWA TADAHARU      ****
50 ' **                                           HAYASI MASAO      ****
60 ' #####
70 ' フォウリョウ ヨウリョウ フォウリョウ クイフ
80 CLEAR 1000:OPEN"0",#1,"SCRN:"
90 DIM EC(30),HC(30),DC(30),AC(30),RC(30),Z(30),AL(30),AM(30),RL(30),RM(30),BL(30),BM(30),BN(30),X(30),C1(30),C2(30),C(30),Y(30),H(10,30),F(10,30),E(10,30)
100 G=9.8
110 READD,N
120 FOR I=0 TO 30
130 READ Y(I)
140 IF Y(I)="E" THEN 170
150 READ X(I),Z(I),AL(I),AM(I),RL(I),RM(I),BL(I),BM(I),BN(I)
160 NEXT I
170 M=I-1
180 FOR I=0 TO M
190 D=(AM(I)/AL(I)^2+D^2/G)^(1/(2*AM(I)+1))
200 DC(I)=D
210 HC(I)=Z(I)+D
220 AC(I)=AL(I)*DC(I)^AM(I)
230 RC(I)=RL(I)*DC(I)^RM(I)
240 EC(I)=HC(I)+D^2/2/G/AC(I)^2
250 NEXT I
260 PRINT#1,USING" Q #####.## (t/s)      N      #.#### ";Q;N;PRINT#1
270 PRINT#1,      " I DANMEN No      Ec      Hc      Dc      dEc      "
280 FOR I=0 TO M-1
290 PRINT#1,USING" ## &      & #####.## #####.## #####.## ";I;Y(I);EC(I);HC(I);DC(I);
300 NEXT I
310 PRINT#1,USING" ## &      & #####.## #####.## #####.## ";M;Y(M);EC(M);HC(M);DC(M)
320 FOR I=0 TO M-1
330 DEC=2*(N*D)^2/(AC(I)^2*RC(I)^(4/3)+AC(I+1)^2*RC(I+1)^(4/3))*X(I+1)-X(I)*100
340 IF DEC>EC(I+1)-EC(I) THEN 360
350 C1(I)=0:C2(I+1)=1:GOTO 370
360 C1(I)=1:C2(I+1)=0
370 NEXT I
380 C2(0)=1:C1(M)=1
390 J=0
400 FOR I=0 TO M
410 IF C1(I)*C2(I)=0 THEN 430
420 C(J)=I:J=J+1
430 NEXT I
440 L=J-1
450 PRINT#1:PRINT#1:PRINT#1," J DANMEN      I      "
460 FOR J=0 TO L
470 PRINT#1,USING" ## &      & #####.## ";J;Y(C(J));C(J)
480 NEXT J
490 FOR J=0 TO L
500 H(J,C(J))=HC(C(J)):E(J,C(J))=EC(C(J))
510 F(J,C(J))=D^2/AC(C(J))+G*BL(C(J))*DC(C(J))^(BM(C(J))+2)/(BM(C(J))+1)/(BM(C(J))+2)+G*BN(C(J))*DC(C(J))^2/2
520 IF C(J)=0 THEN 760
530 I=C(J)
540 A1=AC(I):R1=RC(I):E1=EC(I)
550 D0=DC(I-1)
560 H0=D0+Z(I-1)
570 GOSUB 1200
580 DDE=E02-E01
590 PRINT"dde=";"DDE;" e01=";"E01;" e02=";"E02
600 IF DDE<0 THEN 760
610 DY=-1
620 PRINT I,J
630 D0=D0+DY
640 H0=D0+Z(I-1)
650 GOSUB 1200
660 PRINTD0,E01,E02,E02-E01
670 IF (E02-E01)*DDE>0 THEN 630
680 DY=DY*(-1)
690 DDE=E02-E01
700 IF ABS(DY)>.001 THEN 630
710 H(J,I-1)=D0+Z(I-1)
720 F(J,I-1)=D^2/A0+G*BL(I-1)*(H(J,I-1)-Z(I-1))^(BM(I-1)+2)/(BM(I-1)+1)/(BM(I-1)+2)+G*BN(I-1)*(H(J,I-1)-Z(I-1))^2/2
730 E(J,I-1)=E01
740 I=I-1:IF I=0 THEN 760
750 A1=A0:R1=R0:E1=E01:GOTO 550
760 H(J,C(J))=HC(C(J)):E(J,C(J))=EC(C(J))
770 F(J,C(J))=D^2/AC(C(J))+G*BL(C(J))*DC(C(J))^(BM(C(J))+2)/(BM(C(J))+1)/(BM(C(J))+2)+G*BN(C(J))*DC(C(J))^2/2
780 IF C(J)=M THEN 1030
790 I=C(J)
800 A0=AC(I):R0=RC(I):E0=E1

```

```

810 D1=DC(I+1)
820 H1=D1+Z(I+1)
830 GOSUB 1250
840 DDE=E12-E11
950 PRINT"dde=" ";DDE;" e11=" ";E11;" e12=" ";E12
860 IF DDE<0 THEN 1020
870 DY=1
880 PRINT I,J
890 D1=D1+DY
900 H1=D1+Z(I+1)
910 GOSUB 1250
920 PRINT D1,E11,E12,E12-E11
930 IF (E12-E11)*DDE>0 THEN 890
940 DY=DY*(-.1)
950 DDE=E12-E11
960 IF ABS(DY)>.001 THEN 890
970 H(J,I+1)=D1+Z(I+1)
980 F(J,I+1)=Q^2/A1+G*BL(I+1)*(H(J,I+1)-Z(I+1))^(BM(I+1)+2)/(BM(I+1)+1)/(BM(I+1)+2)+G*BN(I+1)*(H(J,I+1)-Z(I+1))^2/2
990 E(J,I+1)=E11
1000 I=I+1:IF I=M THEN 1020
1010 A0=A1:R0=R1:E0=E11:GOTO 810
1020 NEXT J
1030 FOR I=0 TO M
1040 PRINT#1:PRINT#1,"!--!";:FOR J=0 TO L:PRINT#1,"-----!";:NEXT J
1050 PRINT#1:PRINT#1,USING" ## ";I;
1060 FOR J=0 TO L
1070 IF H(J,I)<>0 THEN PRINT#1,USING" ###.### ";H(J,I):GOTO 1080
1075 PRINT#1," - ";
1080 NEXT J
1090 PRINT#1:PRINT#1," ";
1100 FOR J=0 TO L
1110 IF E(J,I)<>0 THEN PRINT#1,USING" ###.### ";E(J,I):GOTO 1120
1115 PRINT#1," - ";
1120 NEXT J
1130 PRINT#1:PRINT#1," ";
1140 FOR J=0 TO L
1150 IF F(J,I)<>0 THEN PRINT#1,USING" ##### ";F(J,I):GOTO 1160
1155 PRINT#1," - ";
1160 NEXT J
1170 NEXT I
1180 PRINT#1:PRINT#1,"!--!";:FOR J=0 TO L:PRINT#1,"-----!";:NEXT J
1190 CLOSE:END
1200 A0=AL(I-1)*D0^AM(I-1)
1210 R0=RL(I-1)*D0^RM(I-1)
1220 E01=H0+Q^2/2/G/A0^2
1230 E02=E1-2*(N*Q)^2*(X(I)-X(I-1))*1000/(A1^2*R1^(4/3)+A0^2*R0^(4/3))
1240 RETURN
1250 A1=AL(I+1)*D1^AM(I+1)
1260 R1=RL(I+1)*D1^RM(I+1)
1270 E11=H1+Q^2/2/G/A1^2
1280 E12=E0+2*(N*Q)^2*(X(I+1)-X(I))*1000/(A0^2*R0^(4/3)+A1^2*R1^(4/3))
1290 RETURN
1300 ' 0 N
1310 DATA 5660,.03
1320 ' DANMEN L Z AL AM RL RM BL BM BN
1330 DATA 14.0 km,14.256,131.30,12.59,2.028,0.48,1.047,26.800,0.954,0
1340 DATA 14.1 km,14.385,134.00,12.88,2.343,0.38,1.150,34.130,1.177,0
1350 DATA 14.2 km,14.514,135.60,15.37,2.185,0.39,1.174,40.320,0.992,0
1360 DATA 14.3 km,14.632,137.40,55.23,1.663,0.45,1.236,111.14,0.440,13
1370 DATA 14.4 km,14.750,138.10,49.22,1.628,0.55,1.128,56.440,0.641,31
1380 DATA 14.5 km,14.845,138.10,23.62,1.901,0.43,1.201,55.420,0.675,0
1390 DATA 14.6 km,14.940,138.80,21.26,1.971,0.41,1.222,52.660,0.721,0
1400 DATA 14.7 km,15.038,139.90,52.61,1.597,0.41,1.297,131.76,0.262,0
1410 DATA 14.8 km,15.136,141.40,6.790,2.556,0.32,1.274,21.670,1.263,0
1420 DATA 14.9 km,15.234,141.40,6.770,2.550,0.32,1.272,21.550,1.259,0
1430 DATA 15.0 km,15.331,144.60,26.92,2.012,0.23,1.520,117.44,0.464,0
1440 DATA 15.1 km,15.438,145.80,34.67,1.860,0.36,1.302,97.460,0.530,0
1450 DATA 15.2 km,15.545,147.30,14.90,2.378,0.26,1.429,55.680,0.940,0
1460 DATA 15.3 km,15.636,148.50,15.48,2.276,0.39,1.177,39.660,1.083,0
1470 DATA 15.4 km,15.726,150.70,27.53,2.059,0.36,1.291,76.580,0.753,0
1480 DATA 15.5 km,15.854,151.10,20.80,2.011,0.36,1.271,58.290,0.714,0
1490 DATA 15.6 km,15.981,152.70,47.45,1.524,0.50,1.175,97.660,0.295,0
1500 DATA 15.7 km,16.082,152.20,3.680,2.484,0.27,1.355,12.590,1.122,0
1510 DATA 15.8 km,16.183,152.60,7.360,1.969,0.36,1.207,20.050,0.698,0
1520 DATA 15.9 km,16.291,154.70,56.28,1.157,0.81,0.981,72.370,0.075,0
1530 DATA 16.0 km,16.399,155.00,27.87,1.451,0.50,1.169,56.840,0.202,0
1540 DATA 16.1 km,16.500,155.60,12.19,1.903,0.33,1.345,38.620,0.482,0
1550 DATA 16.2 km,16.601,157.30,76.20,1.261,0.74,1.030,103.71,0.179,0
1560 DATA 16.3 km,16.687,157.60,42.59,1.364,0.55,1.152,81.970,0.124,0
1570 DATA 16.4 km,16.773,156.60,5.830,2.045,0.36,1.212,16.560,0.776,0
1580 DATA 16.5 km,16.862,159.20,11.67,2.114,0.35,1.373,33.480,0.713,0
1590 DATA 16.6 km,16.951,160.15,38.16,1.503,0.51,1.131,76.300,0.336,0
1600 DATA 16.7 km,17.059,160.40,9.750,2.261,0.39,1.174,24.490,1.081,0
1610 DATA 16.8 km,17.167,161.60,16.39,1.952,0.37,1.275,44.830,0.647,0
1620 DATA 16.9 km,17.292,163.40,24.71,1.739,0.48,1.143,53.160,0.556,0
1630 DATA 17.0 km,17.417,163.00,9.050,2.082,0.46,1.022,19.000,1.044,0
1640 DATA E

```

黒部川愛本狭窄部
水理模型実験報告書

ISSN 0386-5878
土研資料第 1942 号
昭和 58 年 3 月 (1983)

須賀 堯三, 石川 忠晴, 林 正男

キーワード 河道計画, 扇状地, 蛇行, 複断面

要 旨 愛本狭窄部拡幅計画の評価と下流への影響に関する水理
模型実験の結果をとりまとめた。



郵便はがき

3 0 5 - □ □

40円切手
をはいて
下さい

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

河川研究室

御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 1942 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

