

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第2902号

土 木 研 究 所 資 料

信濃川大河津分水路水理模型実験 報 告 書

平成 2 年11月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1990) 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、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

信濃川大河津分水路水理模型実験 報 告 書

河川研究室 室 長 山 本 晃 一
主任研究員 高 橋 晃
長谷川 賢 市*

要 旨

本報告書は、大河津分水路の河口部における落差工を含む河道改修計画案の諸元、および河口部河道の安定性、現況河道の維持対策案等について、模型実験による検討結果をとりまとめたものである。

キーワード：信濃川、大河津分水路、落差工、河床変動、減勢工、局所洗掘

はじめに

信濃川の大河津分水路は、十分な疎通能力を確保するとともに、河口部河道の維持を容易なものとするための河道改修計画案が検討されている。河道改修方式としては、河道の拡幅と河口部に落差工を設ける案を基本とした計画の検討が行われた。しかしながら、この河口部に計画されている落差工の構造や下流河道の安定性等については、その妥当性を机上検討だけで判断することは困難であり、模型実験による検討が必要となった。本模型実験は、この河口部における落差工を含む計画河道案の諸元、および河口部河道の安定性等について検討を行ったものである。なお、改修工事は長期にわたるため、河口部河道の改修が実施されるまでには現況河道の状態が長期間続くものと考えられるので、ここでは現況河道の暫定的な維持対策案についても検討を行っている。

本報告書は、これらの水理的な検討の全体についてとりまとめた結果について述べたものである。

目 次

はじめに	
第1章 序 論	1
1-1 信濃川大河津分水路の概要と現況河道の問題点	1
1-2 模型実験の必要性和検討内容	6
第2章 信濃川大河津分水路地区の河道特性	11
2-1 河道状況	11
2-2 河床材料	13
2-3 既往洪水の概要と各種流量	14
2-4 河床の経年変化	16
2-5 河口部河道の地質について(軟岩の侵食特性)	18
2-6 潮 位	27
2-7 河口砂州の形成状況	27
第3章 模型実験の相似則	30
3-1 相似則	30
3-2 信濃川大河津分水路地区模型の縮尺	34
第4章 模型および実験の概要	36
4-1 模型の概要	36
4-2 実験の概要と実験ケース	37
第5章 軟岩河道の侵食を再現する実験法の検討	45
5-1 概 要	45
5-2 検討方法	45
5-3 実験結果	47
5-3-1 第2床固と副堰堤間の河床変動を再現する実験方法の検討	47
5-3-2 副堰堤から河口部間の河床変動を再現する実験方法の検討	66
5-4 実験結果のまとめ	85
5-4-1 軟岩河道の侵食を再現する実験方法について	85
5-4-2 現況河道の水理現象について	87
第6章 現況落差工の維持対策に関する検討	88
6-1 概 要	88
6-2 実験の着目点および手順	88
6-3 机上検討	88
6-4 実験結果とその考察	92
6-4-1 移動床模型による第2床固の維持対策案の検討	92
6-4-2 固定床模型による第2床固の維持対策案の検討	114
6-4-3 第2床固と副堰堤間の護床工敷設について	125
6-4-4 パッフルピアーの構造に関する検討	128

6-4-5	バッフルピアーの段階施工について	137
6-4-6	副堰堤の維持対策案の検討	145
6-5	実験および考察結果のまとめ	152
6-5-1	第2床固の維持対策案について	152
6-5-2	副堰堤の維持対策案について	153
第7章	計画河道に関する検討	154
7-1	河口部計画河道の設計の考え方	154
7-2	検討項目とその概要	163
7-3	落差工諸元の検討	168
7-3-1	水叩き長および護床工長の設計の考え方	168
7-3-2	実験概要	168
7-3-3	実験結果	169
7-4	落差工の河岸部形状の改良に関する検討	180
7-4-1	実験概要	180
7-4-2	実験結果	180
7-5	各種流量時における流況の把握	187
7-5-1	実験概要	187
7-5-2	実験結果	188
7-6	落差工上に堰を設けた場合の検討	197
7-6-1	検討目的	197
7-6-2	実験概要	197
7-6-3	実験結果	199
7-7	落差工の減勢工形状に関する検討	203
7-7-1	概 要	203
7-7-2	検討に用いた減勢工形状	203
7-7-3	減勢工の水理設計	204
7-7-4	構造物の安定性について	207
7-7-5	各種減勢工の摩耗軽減効果について(模型実験)	212
7-8	ソリッド・バケットにおける減勢状況の把握	244
7-8-1	実験概要	244
7-8-2	実験結果	244
7-9	検討結果のまとめ	255
第8章	全体のまとめ	257
8-1	現象の相似性と現況河道の水理特性について	257
8-2	現況落差工の維持対策案について	257
8-3	計画河道案における河道および落差工の諸元について	258

第1章 序 論

1-1 信濃川大河津分水路の概要と現況河道の問題点

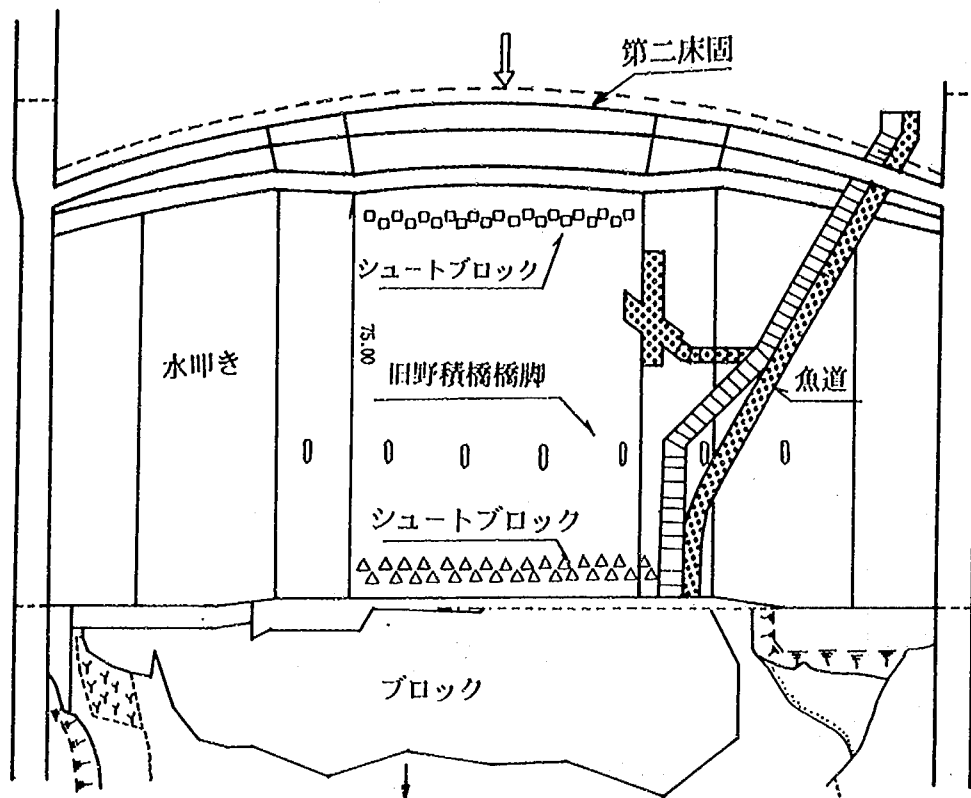
信濃川の大河津分水路は、越後平野の西浦原郡分水町から弥彦山地を貫いて寺泊町の日本海に至る長さ10kmの掘り込み河道である（図-1.1.1参照）。分水路は、明治29年7月、いわゆる“横田切れ”を契機に越後平野を洪水から守ることを目的として設けられた。通水当初の分水路は、山地の掘削が困難なことから下流ほど急勾配の河床で、かつ川副が狭い形状で設計され、分水路の上流分派点には、洪水および低水管理を目的として自在堰と洗堰が設けられた。

大河津分水路は、通水後に河床低下が急激に進行し、昭和2年6月に自在堰が陥没する事故が生じた。この復旧工事で自在堰は可動堰に改築され、分水路内には河床低下を防止するため第1、第2床固を始めとする床止め工群（五千石、大河津、新長、石港）が設けられた。第2床固は、分水路の全落差の約半分に対応する5mの落差を負担する形で河口部の軟岩地盤上に設けられた（図-1.1.2～1.1.3参照）。しかし、第2床固から落下する流水により、水叩き直下流の河床が侵食され、洗掘が徐々に進行して、その洗掘深は昭和30年代始めに約20mにおよんだ。洗掘の進行に伴って種々の対策が行われたが効果は少なく、昭和40年代に落下水流のエネルギー量を軽減させることを目的として、第2床固下流250m地点に副堰堤が設けられた（図-1.1.4～1.1.5参照）。副堰堤の設置により第2床固直下流の河床低下は一応防止されたものの、近年の度重なる大出水によって、河床は再び低下傾向となっており、その維持対策が必要となっている。現在の落差工および河口部河道状況を写真-1.1～1.2に示す。

分水路は、明治40年に渡部量水標地点にて計画高水流量 $5,570\text{m}^3/\text{s}$ として改修が着手された。しかし、昭和10年の大洪水の発生により、昭和16年に計画高水流量が $9,000\text{m}^3/\text{s}$ に改定された。その後、昭和40年代の経済の高度成長期を向え、流域の開発が急激に進展して資産の蓄積が増大した。この社会情勢を受けて治水計画の整備水準の見直しが行われ、昭和49年には大河津分水路の計画高水流量が $11,000\text{m}^3/\text{s}$ に改定された。しかしながら、現況分水路の河口部河道が狭いため、分派点で $8,400\text{m}^3/\text{s}$ 程度の流下能力しかない状況にあり、この流下能力を確保するために河口部の河積を広げる必要がある。なお、信濃川では近年の度重なる大出水に鑑み、平成元年度現在において計画流量の見直しを行っており、流下能力の不足は今後更に深刻な問題になると考えられる。

この他に分派点に設けられている可動堰および洗堰は、建設後60年以上経過し老朽化が進行しており、洪水流に対する施設の安全度が危惧されている。また分派点では、本川を洗堰で締切ったために、本川側下流への土砂の流入量が減少して洗堰下流の河床が低下し、河床管理のあり方が問題となっている。

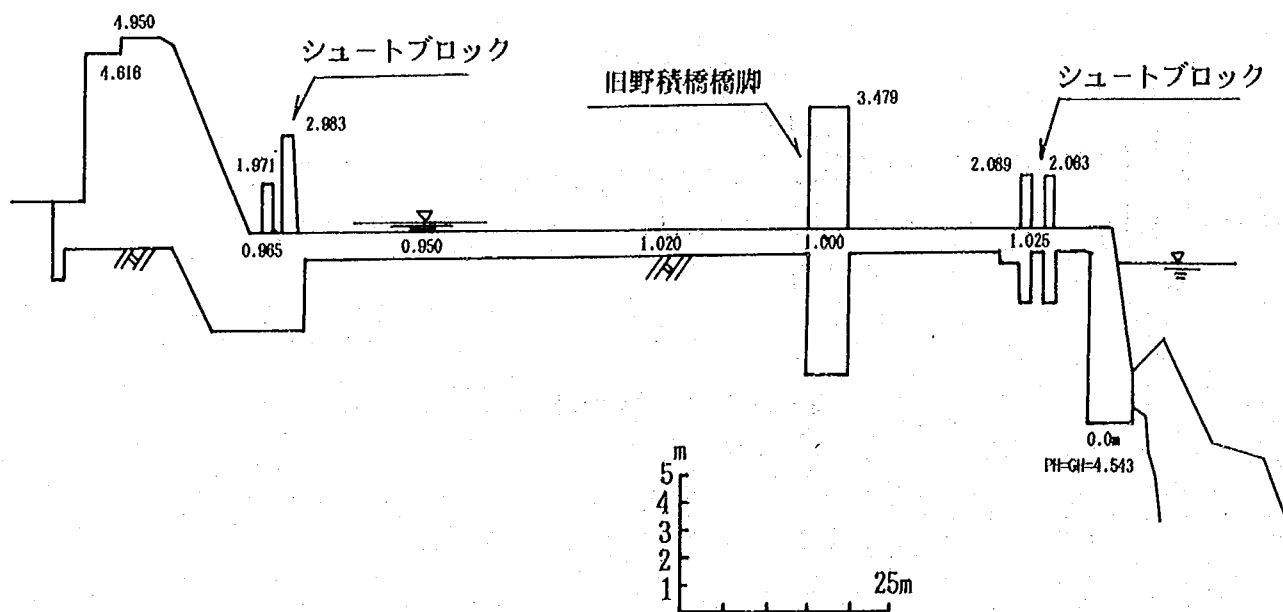
これらの問題を解消するには、現行の計画による改修では難しいため、抜本的な改修計画の見直しが必要とされている。



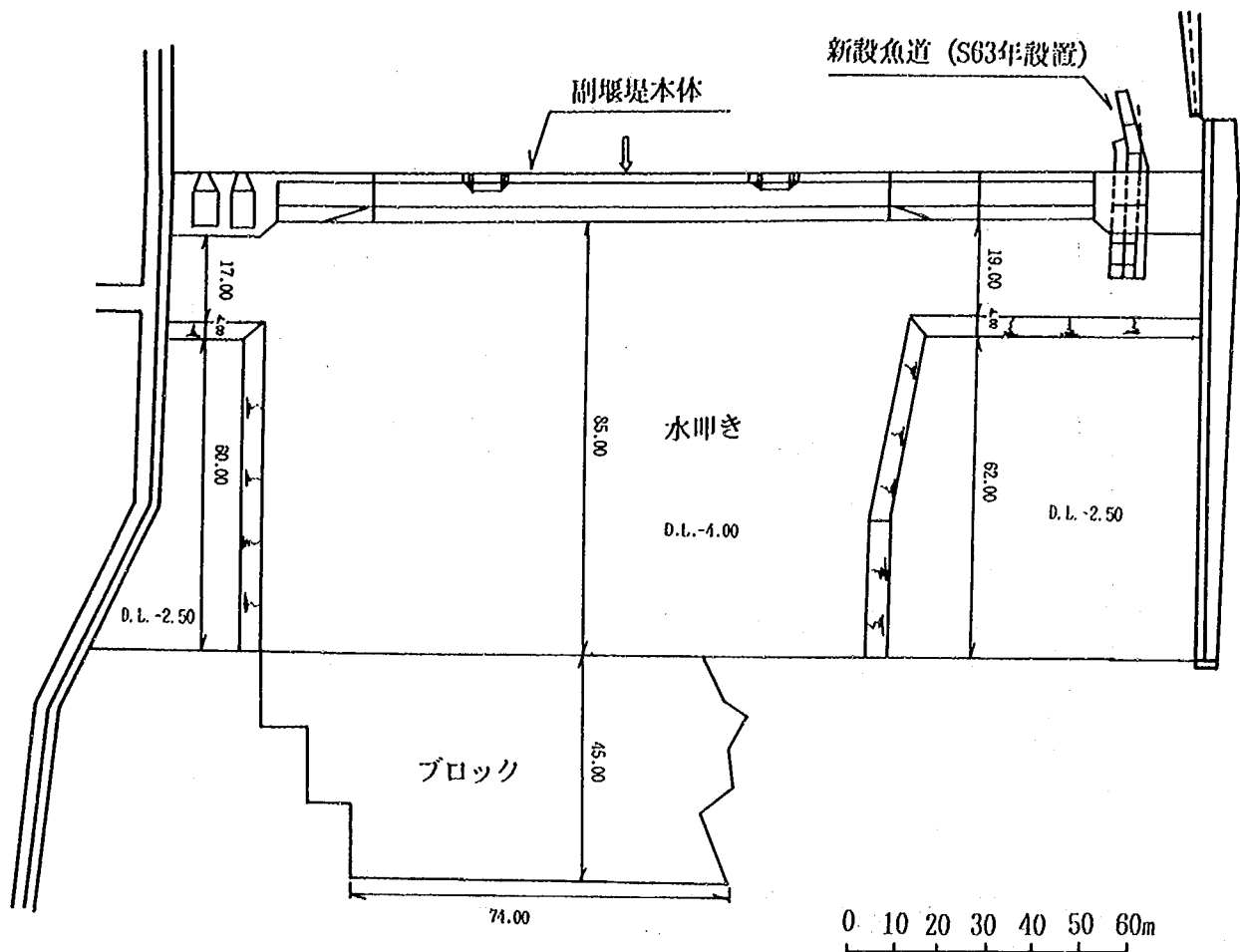
この部分の魚道は、維持
対策案の検討時に設置

0 10 20 30 40 50m

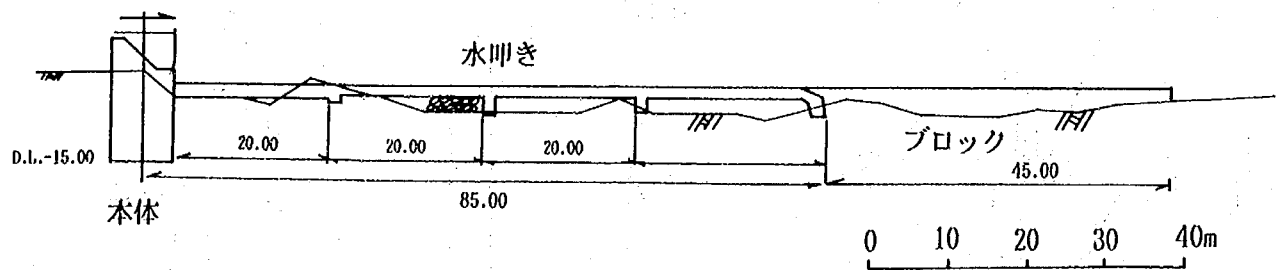
図一 1.1.2 第二床固平面図



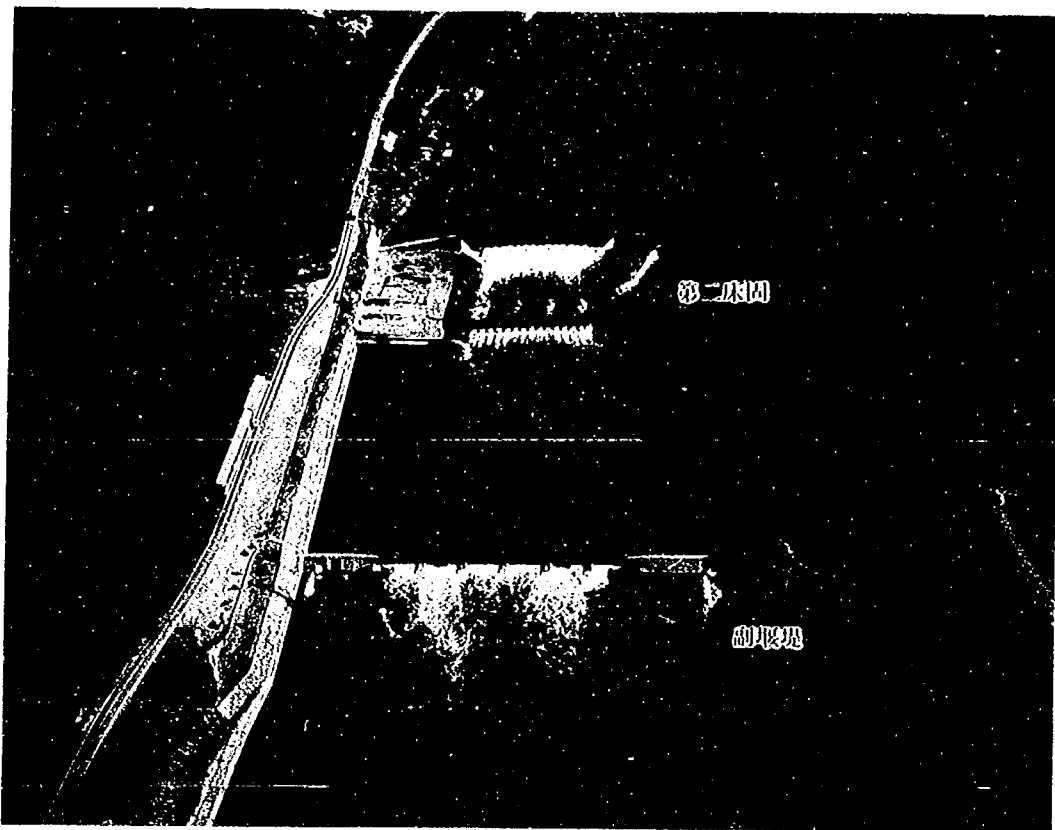
図一 1.1.3 第二床固縦断面図



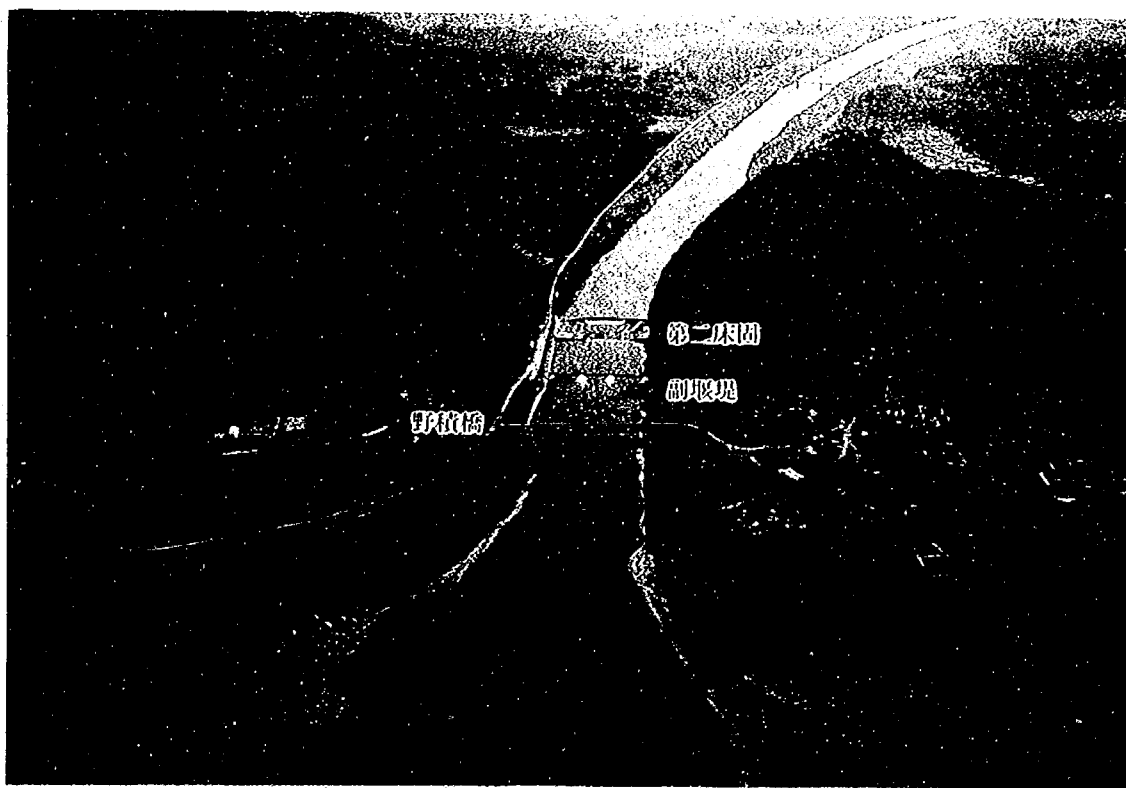
図一 1.1.4 副堰堤平面図



図一 1.1.5 副堰堤縦断図



写真一 1.1 落差工の状況



写真一 1.2 河口部河道の全景

1-2 模型実験の必要性と検討内容

現況の大河津分水路河道の問題点を踏まえて、北陸地方建設局信濃川工事事務所では検討委員会を設立し、計画河道（案）の策定を行っている。河道計画（案）は、以下の2点を基本方針としている。

- (1) 近年の頻発する大出水を勘案し、将来の計画流量を安全に流下させる能力を有する。
- (2) 河道および河口部河床の安定性が保たれ、極力その維持が容易な河道とする。

具体的には、以下の4点に留意して河道計画（案）を検討している。

- ① 河道のエネルギー負担をできるだけ均等にして、安定した河道とする。
- ② 現行計画のHWLをできる限り越えない河道とする。
- ③ 河口部の維持が容易となるように河口部の流速（単位幅流量）を小さくする。
- ④ エネルギーの損失をできるだけ効率よく行うような河道施設を考える。

なお、検討の過程において、河道を拡幅せずに河床の掘削を行った場合には、河道全体の掃流力および流砂量の急変を招き、河道の維持管理が困難となることが分かった。また、拡幅のみによる改修では、1,000 m以上の川幅を必要とし、河口部山地の掘削土砂量が膨大となるために現実的でない。さらに、拡幅を行うと上流河道の水位低下が大きくなり、拡幅幅によっては、河道内の流水管理のために水位を堰上げなければならないことが分かった。このため計画河道（案）は、河口部の落差工と河道の拡幅の組合せによる改修を基本としている。この案を基に、河道内の掃流力の縦断分布や関連計画との調整および施工性等の検討が行われ、現在いくつかの計画河道（案）が検討されている（補足資料参照）。しかしながら、計画河道（案）は主に上流河道の制約によって決められたものであり、落差工および河口部河道の安定性からの検討は十分行われていない。これは河口部の安定性についての検討が机上検討だけからでは困難であり、模型実験を加えた検討が必要となるためである。このため、ここでは計画河道案の河口部の安定性について、次のような項目について模型実験による検討を行うこととなった。

なお河口部河道は、計画河道へ移行するまで現況の状態が今後も長期間続くと考えられる。このため、ここでは現況河道の維持対策についても検討を実施することとしている。

(1) 計画河道の安定性および落差工の構造に関する検討

落差工および河口部河道の維持が容易な河道を設計する事を目的として、河道形状の設定および落差工の構造などについて検討を行う。

(2) 現況河道の維持対策に関する検討

分水路は現況の河道状態が長期間続くと考えられる。そこで本検討は現況河道の水理的諸問題を把握し、さらにその維持対策工案について検討を行うものである。

本模型実験は、検討委員会における計画河道（案）の補完を行うべく、検討委員会と平行作業的に実験を進めた。検討委員会と模型実験の進行状況の関係を表-1.2.1に示す。本報告書に記述した模型実験結果は、昭和62年度から平成元年度にかけて実施されたものである。このため検討委員会の進行に伴って、計画河道に関する実験は検討項目ごとによって落差工の天端形状等の実験条件が変更されている。

表-1.2.1 検討会と模型実験の進捗状況

	昭和62年度		昭和63年度			平成元年度		
検討会	6.23 (第3回) ○	2.25 (第4回) ○	6.24 (第5回) ○			3.28 (第6回) ○	10.31 (第7回) ○	
検討内容	基礎検討		計画河道基本(案)			併設(案)		
土研事務所 打合せ	5.18 ○	11.27 ○	3.25 ○	5.4 ○	8.30 ○	11.8 ○	6.2 ○	9.5 ○
土研実験	模型製作	実験方法の検討			バツフル	堰上げ		
			維持対策	計画河道			減勢工検討	

〈補足資料〉

計画河道(案)は、下記条件を満足するように計画され、昭和63年度前期に計画河道基本(案)が立案された。

(1) 河口部河道拡幅と落差工の切下げ

- ・将来の流量増に対応できる河道とする。

(近年頻発した大出水も含めて計画流量を見直すと、計画流量は生起確率 1 / 150 で 13,000 m³/s 程度となる。)

- ・計画高水位は現行の計画高水位を越えない河道とする。
- ・河口部の摩擦速度を小さくする。
- ・河口部の単位幅流量を小さくする。
- ・落差工のエネルギー分担を小さくする。

(2) 関連計画との調整

- ・流砂の連続性が保たれ、河床の維持管理が容易な河道とする。
- ・上下流のバランスが取れた治水整備を図る。
- ・分派点の河床高は、信濃川下流との整合性を考慮して定める。
- ・長岡地区の河道計画に支障を与えない。
- ・西川の取水対策に配慮する。
- ・信濃川下流への水の分派が円滑に図られる。

(3) 施工性

- ・施工性を考慮に入れる。

その後、河床変動計算等から河床の安定性を調べた計画(案)が昭和63年度末にまとめられ、さらに可動堰を河口部落差工上に設ける併設(案)が平成元年度に立案されてる。各案における河道諸元を図-1.2.1～1.2.3 および表-1.2.2 に示す。

表-1.2.2 計画河道(案)の諸元

	落差工天端高	分派点河床高	河道幅	可動堰位置
計画河道基本(案)	T.P.3.0m	T.P.5.5m	400m	分派点
計 画 (案)	T.P.4.0m	T.P.5.5m	400m	分派点
併 設 (案)	T.P.3.0m	T.P.5.5m	400m	落差工上

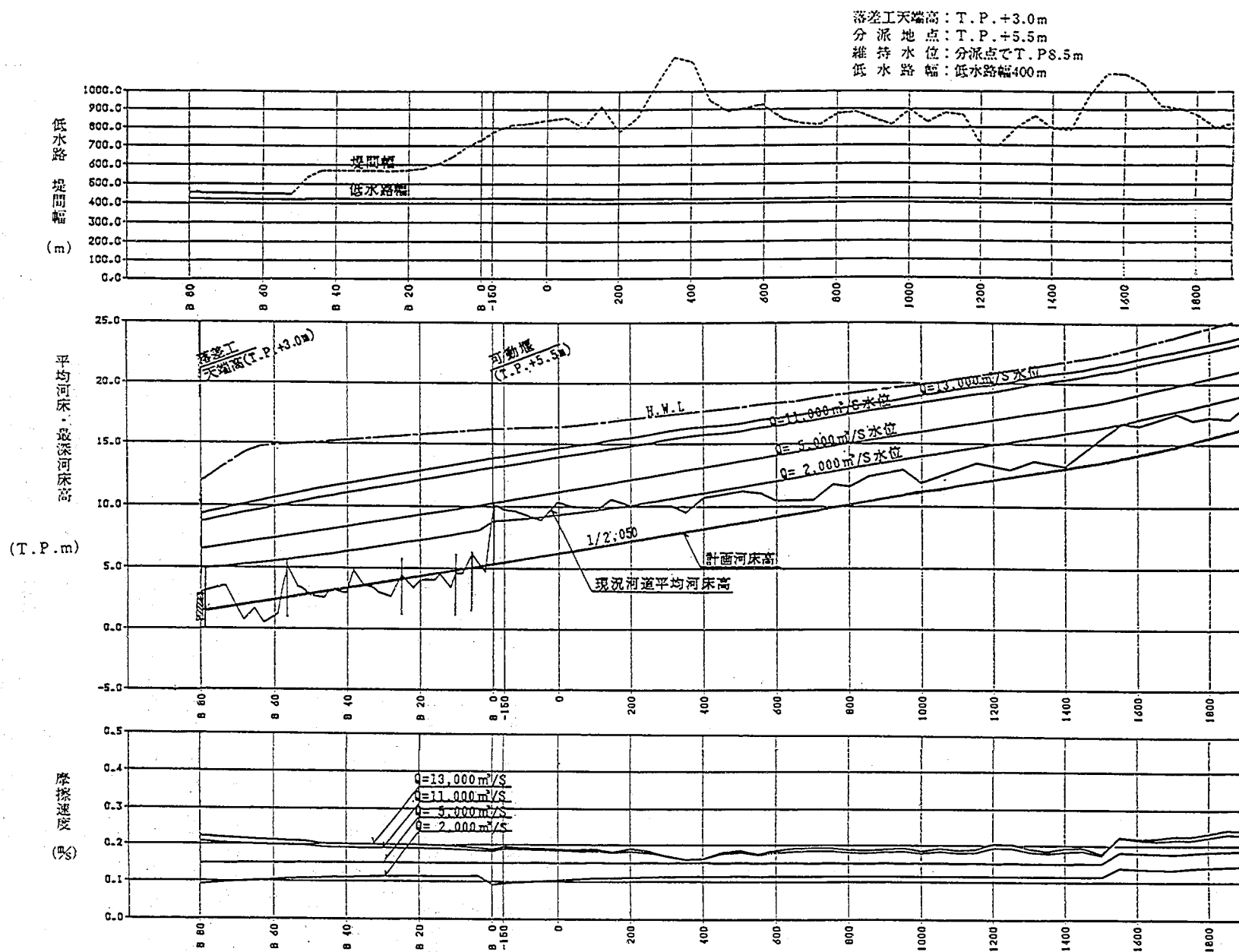


図-1.2.1 計画河道基本(案)水理特性図
(落差工 T.P. +3.0m)

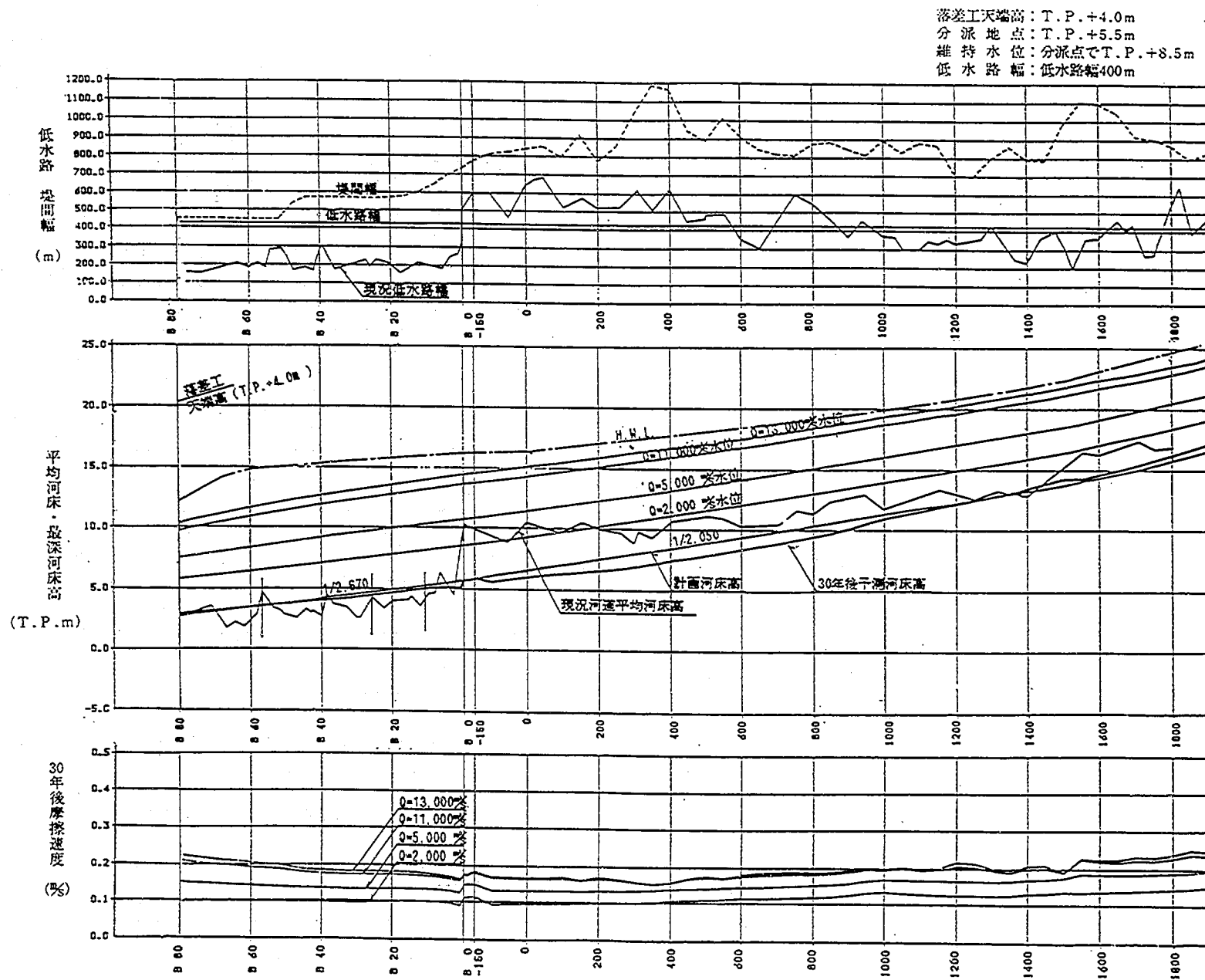
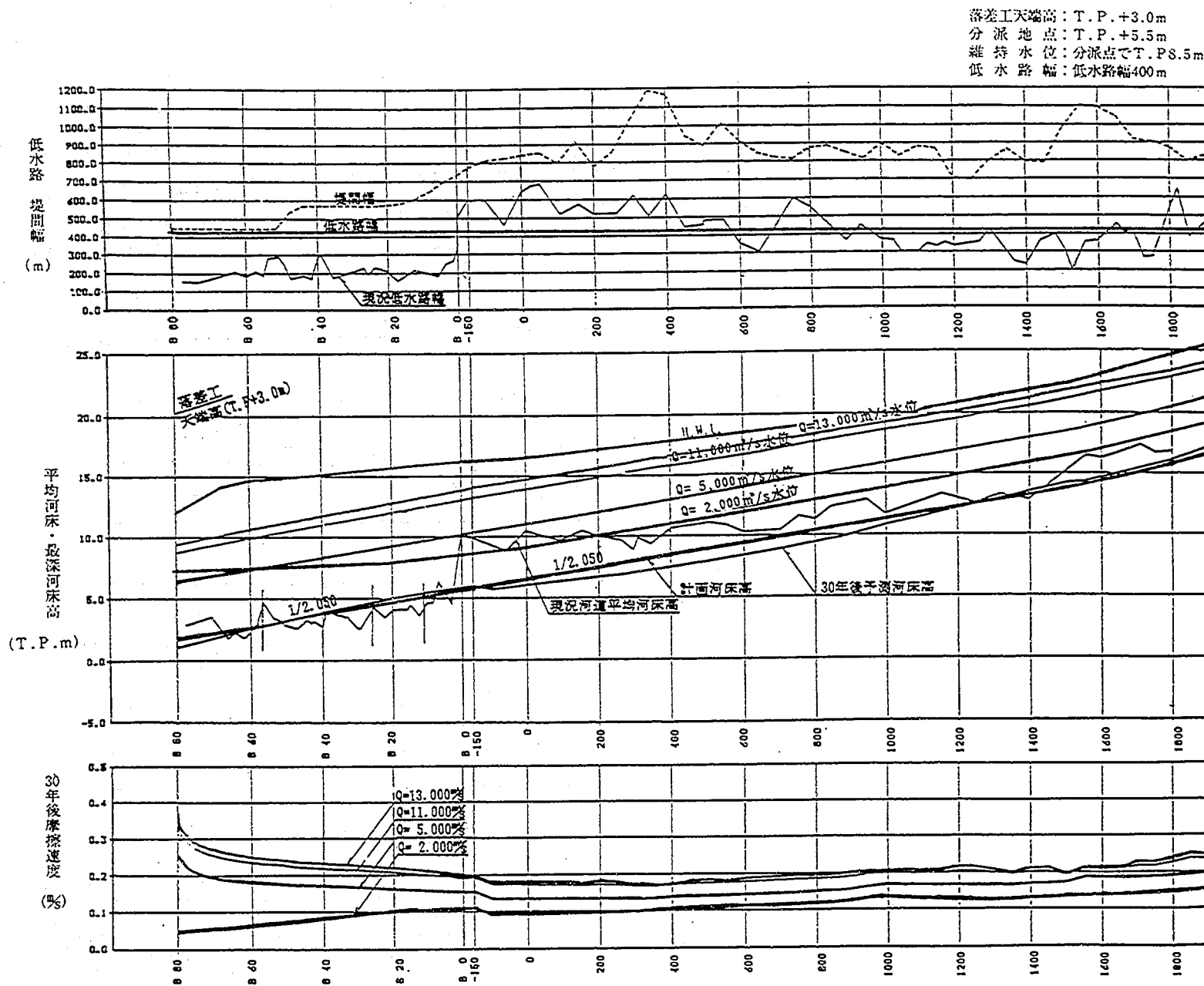


図-1.2.2 計画(案)水理特性図
 (落差工 T.P. +4.0m)



図—1.2.3 併設(案) 水理特性図
 (落差工 T.P.+3.0m)

第2章 信濃川大河津分水路地区の河道特性

2-1 河道状況

信濃川の大河津分水路は、分派点から河口までの8.8 km間である。ここでは分水路上流の本川長岡地区のNo.190（分派点から19.0 km地点）までの河道状況も含め、その特性を以下に検討した。

図2.1.1に河口から長岡地区No.190までの河道水理特性等の縦断変化を示す。これによると、堤間幅は分派点上流が約800~1,000 mでほぼ一定の幅であるのに対して、分水路区間では河口部が山地を開削しているため、分派点より河口に向うにつれて徐々に狭くなり、河口部では約200 m程度の幅となる。低水路幅は本川No.160付近で約300~400 mの幅が、分派点に向うにつれて500~700 mと広がるが、分派点を境に低水路幅が急に狭まり、分水路区間は河口まで約200 m程度でほぼ一様幅となっている。河床材料粒径は、本川No.190からNo.80間付近が $d_m = 30.0 \sim 15.0 \text{ mm}$ 程度の砂利を主体としており、河床勾配 $I = 1/1,500 \sim 1/2,000$ の河道である。No.80から分派点までは、 $d_m = 0.6 \text{ mm}$ 程度の砂を主体とした河道で河床勾配が約 $1/6,800$ である。分派点の可動堰となっている第1床止めとその下流の大河津床止め間の河床は、平均河床高で約5 mの落差が生じている。分水路区間の河床勾配は $1/2,500$ 程度であり、各床止め工が平均河床高より約2 m程度突出した状態となっている。第2床固および副堰堤の下流にはT.P.-10 m以上の深掘れが生じている。流下能力は、計画流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して分水路河口部の山間部において河道幅が狭いため、この堰上げの影響によって、分水路No.78~本川No.120付近の約22 km間で流下能力が不足している。流下能力が最も小さいのは、本川No.0で約 $8,300 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度である。信濃川工事事務所で行った不等流計算による各種流量時の水面形は、 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に分派点で段差が生じている。これは分派点で可動堰と洗堰を設けて低水管理を行っているためである。さらに分水路区間では、床止め工の堰上げの影響により水面に段差が生じている。この水位、河床高縦断図を基に各種流量時（ $2,000, 5,000, 8,000, 11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）の区間別の河道のエネルギー分担比を求めた。表2.1.1および図2.1.2にエネルギー分担比の一覧を示す。これより河口部の負担が著しく大きいことが分かる。分水路区間のエネルギー負担量は、流量が多くなるにしたがって、分水路区間の床止めによる堰上げの影響が減る傾向となり、その分河口部の負担量が多くなっている。分派点から上流側の本川は、河床高が高く、かつ川幅も広いので、エネルギー負担率は各流量時とも変わらず、また本川No.0~80の河道の負担率も少ない。以上より、現況河道は構造物や河道地形により、エネルギー負担の配分が非常に悪くなっていることが分かる。また、河口部へのエネルギーの集中は、第2床固下流河道の維持を難しくしている原因の一つであると言えよう。河道の維持管理の容易さは、各種流量時における摩擦速度 U_* の縦断分布がほぼ一様となるかで大まかな評価ができる。 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に本川No.80から分派点までの区間の U_* は、 $7.0 \sim 9.0 \text{ cm/s}$ であるのに対し、石巻床留（No.56）から上流の分水路区間は、 $8.0 \sim 10.0 \text{ cm/s}$ と若干摩擦速度が大きくなっている。また、床止め工地点で U_* が $20.0 \sim 25.0 \text{ cm/s}$ と大きい。さらに本川No.40から分派点までは、流量が $5,000 \sim 11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ と増加しても U_* は $10.0 \sim 12.0 \text{ cm/s}$ の範囲で変らないのに対して、流量が $5,000 \sim 11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 巻床留間の U_* は、 15.0 cm/s 前後まで増加している。また、石巻床留から下流河口付近の分水路区間は、第2床固地点での低下背水の影響を受け、 U_* （分水路No.77地点）が 14.0 cm/s （ $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）から 23.5 cm/s （ $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）、 38.0 cm/s （ $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）と倍増し、河口付近の河道が流量の増加に伴って維持が困難となることが分かる。

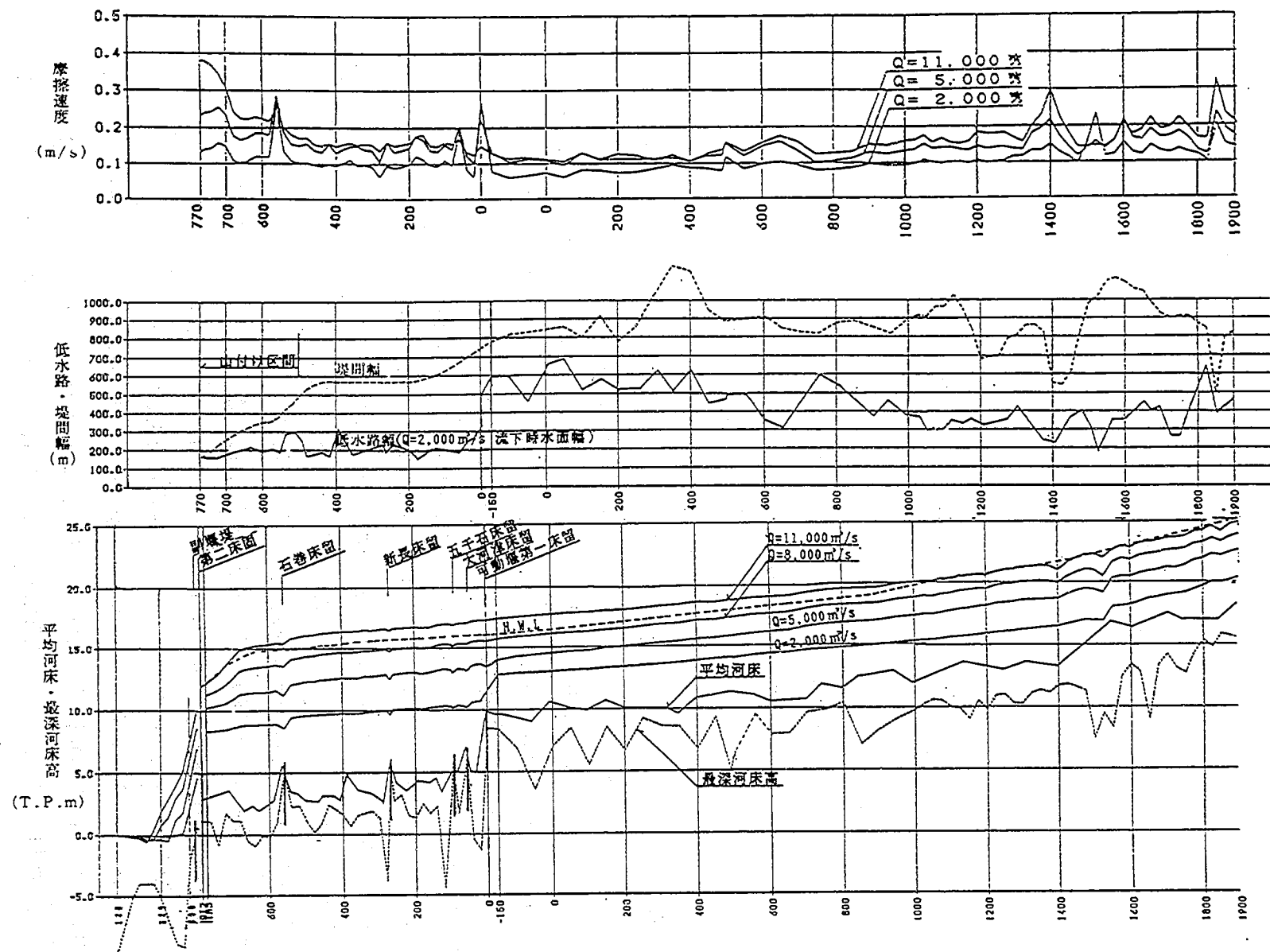


図-2.1.1 現況河道の河道特性

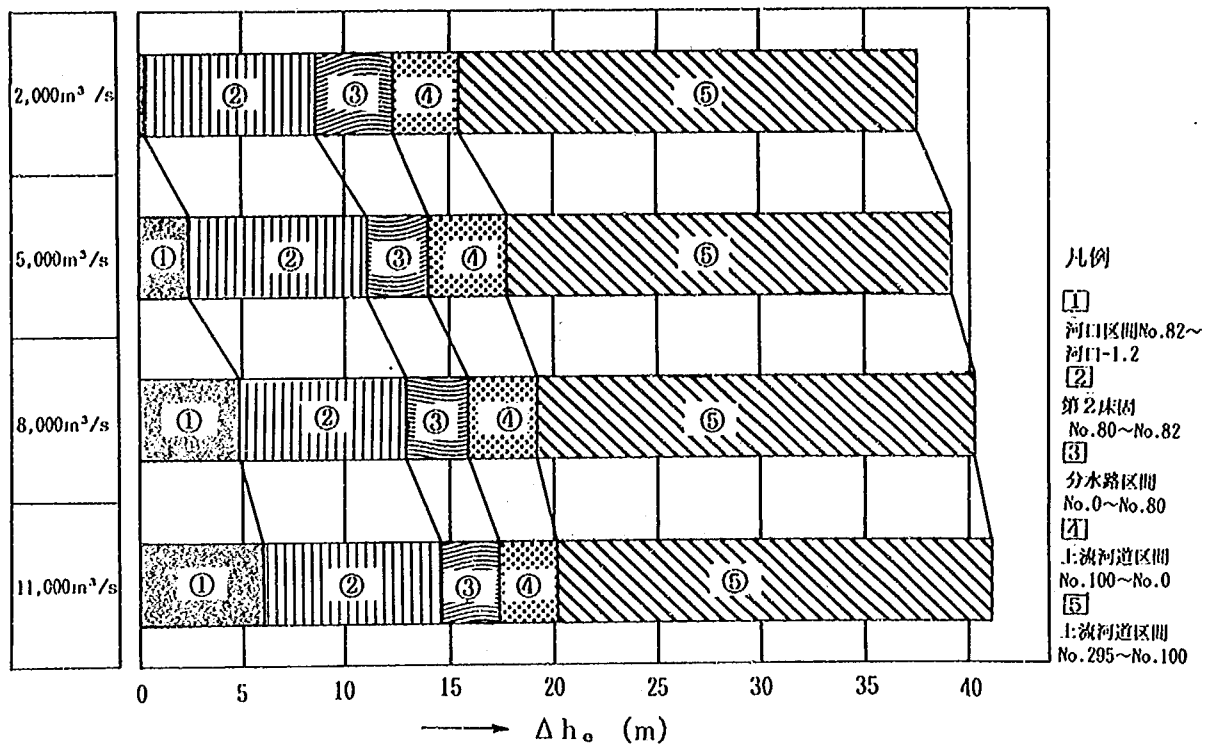


図-2.1.2 エネルギー分担比

表-2.1.1 区間ごとのエネルギー分担量: Δh_e (m)

流 量 (m^3/s)	河口区間No.82~ 河口-1.2	第2床固 No.80~82	分水路区間 No.0~80	上 流 河 道 区 間	
				No.100~0	No.295~100
2,000	0.350	8.264	3.796	2.991	22.066
5,000	2.591	8.544	2.857	3.683	21.493
8,000	4.927	8.075	2.900	3.279	21.196
11,000	6.022	8.552	2.772	2.831	20.973

2-2 河床材料

長岡地区から河口までの河床材料平均粒径の縦断変化を図-2.2に示す。これより、河道内の河床材料は、砂利区間と砂利から砂に変わる区間（遷移区間）および砂区間の3つに分けることができる。本川No.140より上流は、6.0 mm（10%粒径）～150.0 mm（最大粒径）の混合砂で構成された平均粒径 $d_m=30$ mm程度の砂利河道であり、縦断方向の粒度分布の変化は小さい。本川No.140～80は、0.5 mm程度の砂から30.0 mm前後の砂利で構成された混合区間であり、河床勾配の変化区間に対応している。本川No.80から下流の本川区間との分水路区間の平均粒径の分布状況には、若干の違いがあるものの、0.2 mm程度の細砂から5.0 mm程度の細礫が分布しておりその平均粒径は約0.6 mm程度の砂河道と判断される。

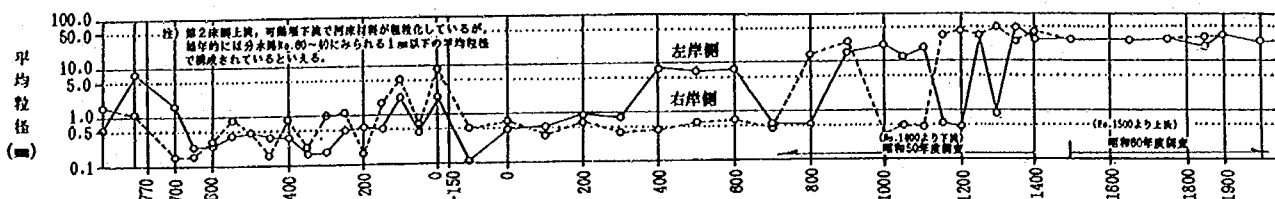


図-2.2 河床材料平均粒径縦断図

2-3 既往洪水の概要と各種流量

信濃川における既往出水には、江戸時代の“白髪の水”や“信州水”等著名な出水が数多く、出水のたびに多くの人命と資産が失われてきた。図-2.3 および表-2.3.1に水位流量資料が整備され始めた昭和31年以降の小千谷基準地点での年最大流量を示す。既往洪水の最大流量は、昭和56年8月出水の9,638 m^3/s である。しかし、この図を見て分かるように信濃川では近年において既往最大規模に近い出水が頻繁に発生し、昭和56年～60年の5年間に大洪水が集中している（表-2.3.2参照）。いっぽう、大河津分水路の流況は、渡部地点の昭和45年～54年間の平均値で

豊水流量 = 252.24 m^3/s 平水流量 = 80.88 m^3/s

低水流量 = 18.11 m^3/s 渴水流量 = 7.49 m^3/s

である。本川下流へ維持流量を供給しているため、流況はさほど良くない。しかし、3月～5月の融雪出水によって、毎年1,000 m^3/s 以上の流量が長期間分水路へ流れ込んでいる。

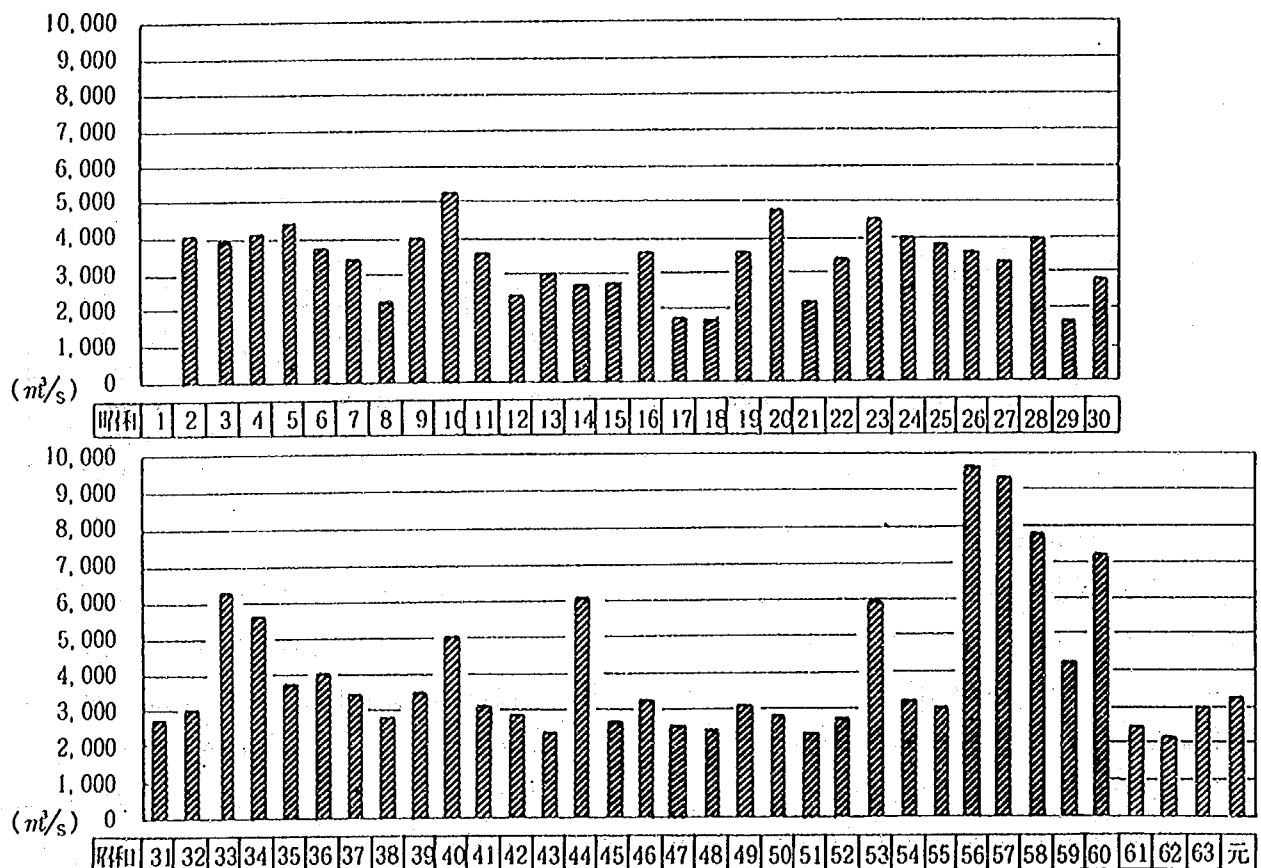


図-2.3 各年小千谷最大流量グラフ

表— 2.3.1 各年小千谷最大流量表

(単位: m³/s)

昭和	発生日	流 量	昭和	発生日	流 量	昭和	発生日	流 量
1 年			24年	9 月 1 日	3,951	47年	9 月17日	2,487
2 "	7 月19日	4,129	25 "	8 月 6 日	3,777	48 "	4 月17日	2,402
3 "	10月10日	3,884	26 "	3 月 1 日	3,520	49 "	4 月21日	3,116
4 "	5 月24日	4,088	27 "	7 月 1 日	3,260	50 "	7 月14日	2,766
5 "	8 月 2 日	4,411	28 "	9 月26日	3,889	51 "	4 月14日	2,309
6 "	7 月 9 日	3,698	29 "	2 月28日	1,579	52 "	4 月16日	2,729
7 "	7 月 9 日	3,365	30 "	10月11日	2,828	53 "	6 月27日	5,869
8 "	4 月10日	2,250	31 "	9 月27日	2,689	54 "	7 月 3 日	3,203
9 "	7 月12日	4,047	32 "	4 月24日	2,959	55 "	4 月 7 日	2,826
10 "	9 月25日	5,329	33 "	9 月18日	5,548	56 "	8 月23日	9,638
11 "	4 月25日	3,632	34 "	8 月15日	5,996	57 "	9 月13日	9,296
12 "	7 月16日	2,448	35 "	7 月14日	3,749	58 "	9 月29日	7,808
13 "	7 月 5 日	2,952	36 "	6 月30日	3,992	59 "	5 月 2 日	4,156
14 "	4 月24日	2,667	37 "	6 月14日	3,239	60 "	7 月 1 日	7,198
15 "	4 月28日	2,656	38 "	6 月 5 日	2,663	61 "	9 月 3 日	2,557
16 "	5 月 6 日	3,581	39 "	7 月 9 日	3,534	62 "	3 月25日	2,157
17 "	3 月25日	1,767	40 "	9 月18日	4,570	63 "	6 月 4 日	2,986
18 "	5 月31日	1,749	41 "	6 月29日	3,143	平1 "	9 月20日	3,249
19 "	7 月22日	3,606	42 "	4 月 4 日	2,788			
20 "	10月 6 日	4,837	43 "	8 月29日	2,264			
21 "	4 月25日	2,179	44 "	8 月12日	6,106			
22 "	4 月21日	3,440	45 "	6 月16日	2,587			
23 "	9 月16日	4,527	46 "	9 月 7 日	3,223			

表— 2.3.2 近年の主要洪水

河川名	基準点	流域面積 (km ²)	既 往 洪 水 流 量 (m ³ /s)									
			第 1 位		第 2 位		第 3 位		第 4 位		第 5 位	
信濃川	小千谷	9,719	S56. 8.23	9,638	S57. 9.13	9,297	S58. 9.29	7,808	S60. 7.1	7,198	S44. 8.12	6,106
魚野川	堀之内	1,408	S53. 6.27	3,657	S56. 8.23	3,650	S44. 8.12	2,752	S35. 7.13	2,241	S60. 7.1	2,123

2-4 河床の経年変化

1) 第2床固から上流分水路内河道の河床変化

第2床固から上流分水路河道の低水路平均河床高の経年変化を図-2.4.1に示す。大河津分水路は、大正元年8月に通水を開始したが、下流ほど河床勾配が大きく、かつ川幅が狭くなる河道形状であったため、河床低下が進行して昭和2年6月に分派点地点の自在堰が陥没する事故が生じた。大正11年と昭和2年の河床高を比較すると、河床は1~3m程度低下しており、その低下量は上流に向かうほど大きい。この図より、分水路区間の約半分にあたるNo.0~40間の河床高は、わずか5年間で約2mも低下したことから、河床低下がいかに急激であったかが分かる。

自在堰の陥没を修復する復旧工事は、「信濃川補修工事」として、昭和2年12月に着手され、自在堰に変わって可動堰が建設された。さらに河床低下の防止策として、固定堰の補強、床止めの新設が分水路区間で行われた。この補修工事は昭和6年6月まで行われた。昭和2年と昭和23年の河床高を比較すると、河口付近の山間部を除く分水路のNo.0~70間で0.5m~1.5m程度河床が低下しており、床止め工設置後も河床低下が進行したことが分かる。平均河床高の算出方法が同一となっているか疑問が残るが、昭和23年から昭和50年の間の河床は、若干低下傾向であるものの、ほぼ一定勾配を保っているように見られ、第2床固工の設置効果が現われているように思われる。昭和初期に比べて近年の河床低下量は少なく、第2床固から上流のNo.40間付近の河床高はほとんど変わっていない。しかし、近年の大出水により分水路の上流部河道が低下しており、このため分水路区間の河床勾配が徐々に緩くなる傾向にある。とくに、昭和50年と60年の河床高を比較すると、河床高が分水路上流部で0.5~1.5m程度低下しており、新長床止め直下流では、3.0m強の洗堀が生じている。現在の河床勾配は、昭和60年度の縦断で約1/2500程度である。

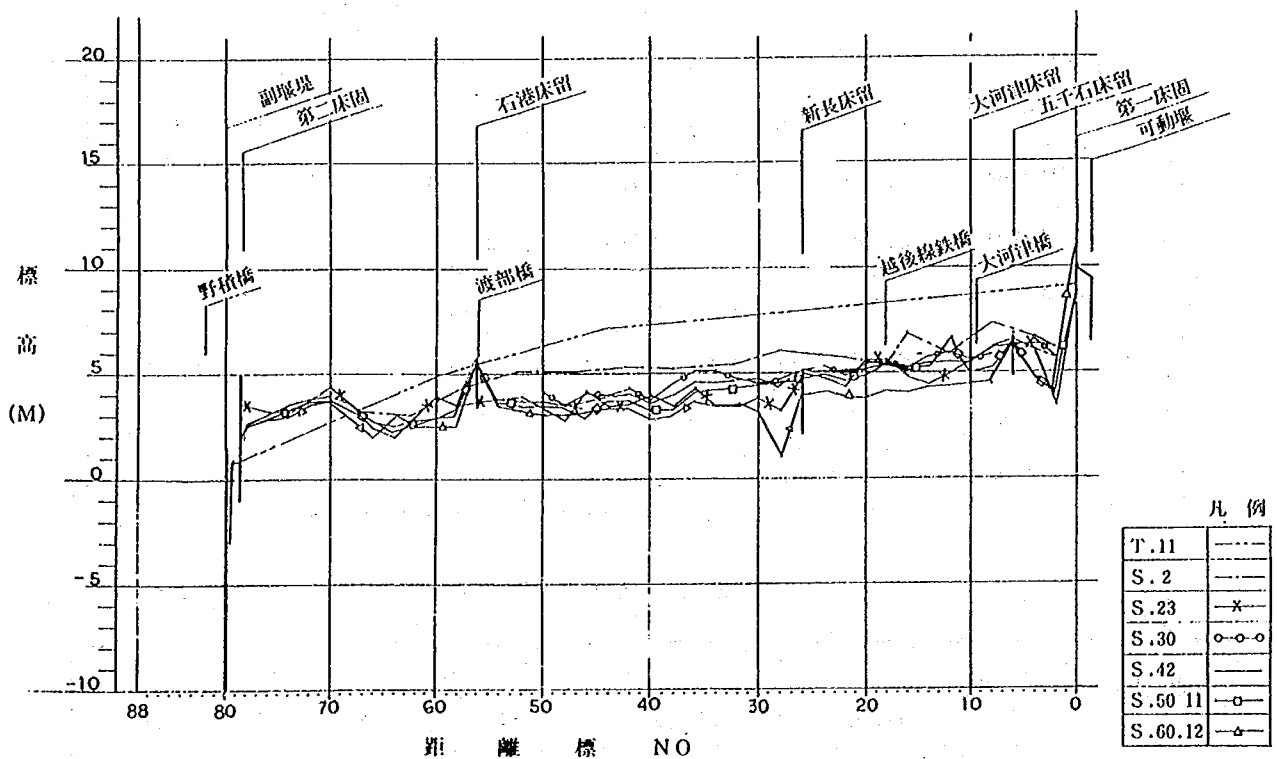


図-2.4.1 低水路平均河床高の経年変化

2) 第2床固直下流の洗掘の経年変化

第2床固下流河道の最深河床の経年変化を図-2.4.2に示す。第2床固は、分水路の上流端(分派点)と下流端(河口)の高低差の約半分にあたる5mを負担している。このため、この地点でのエネルギー負担率が大きく、川幅が狭いという地形的な要因も加わって、昭和8年にT.P. -6mであった河床は、床止め設置後その直下流で洗掘が進行して昭和36年にT.P. -20mまで低下した。この間第2床固安定のための補強工事が何度も繰返されている。河床低下の傾向を細かく見ると、ある年には河床の上昇が認められる。しかし、これが投入したコンクリートブロック等のためか、実際に堆積があったのかは不明である。図-2.4.3は先に示した小千谷基準点での年最大流量の経年変化を図-2.4.2と同じ時系列で示したものである。両者を対比しても、洗掘の進行と最大流量には相関が見られない。また、最大流量も4,000m³/s程度の融雪出水程度のものであることから、必ずしも大出水で洗掘が進行してきたわけではなく、融雪出水程度で洗掘が徐々に進行してきたことが分かる。昭和40年から47年にかけて、第2床固下流の洗掘対策として副堰堤が建設され、これと同時に、第2床固直下流の深掘れ部には、異形ブロックが敷設され、洗掘部の埋め戻しが行われた。第2床固下流の洗掘は、副堰堤の設置によって防止されているように見られた。しかし、昭和56、57年に9,000m³/sを越える出水が続いたため、洗掘部には約3mの河床低下が生じている。副堰堤下流も、第2床固下流と同様に河床は洗掘傾向にあり、河口部河道は大出水時の河床の安定性に問題が残されていることが分かる。

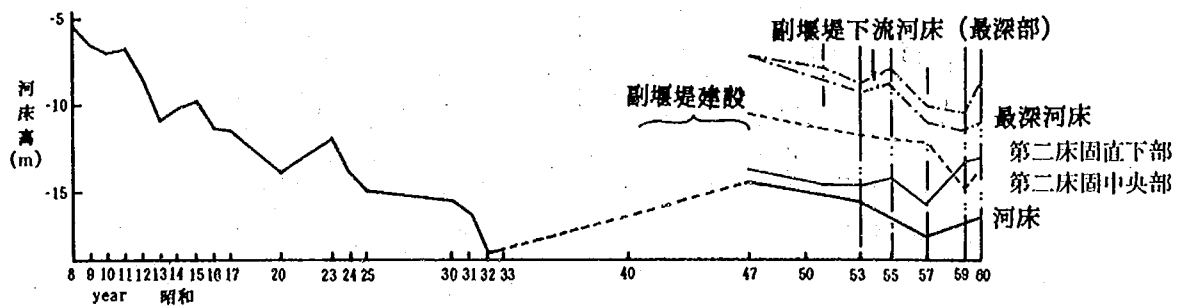


図-2.4.2 第二床固下流河床(最深部)の経年変化

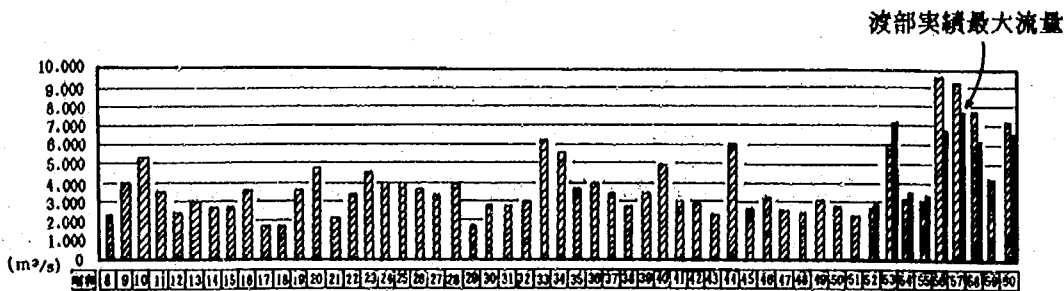


図-2.4.3 小千谷基準点での年最大流量の経年変化

3) 副堰堤設置前後の第2床固直下流の洗掘形状

昭和35年と同60年の第2床固直下流の洗掘状況を図-2.4.4に示す。昭和35年当時の洗掘は、第2床固直下流が深く掘れているのに対して、現在の第2床固と副堰堤間の洗掘は、異形ブロックによる対策等によって、最深部が中央部左岸寄りに移動してすりばち状に掘れている。これは第2床固直下流の流況が、副堰堤の設置と深掘れ部へのブロックの敷設によって変わったためと考えられる。副堰堤下流では、洗掘範囲が河岸寄りに広がり、T.P. - 8 m以上の洗掘が現われている。副堰堤直下流河道中央部の河床が昭和35年当時より高くなっているのは、異形ブロックの敷設によるものである。

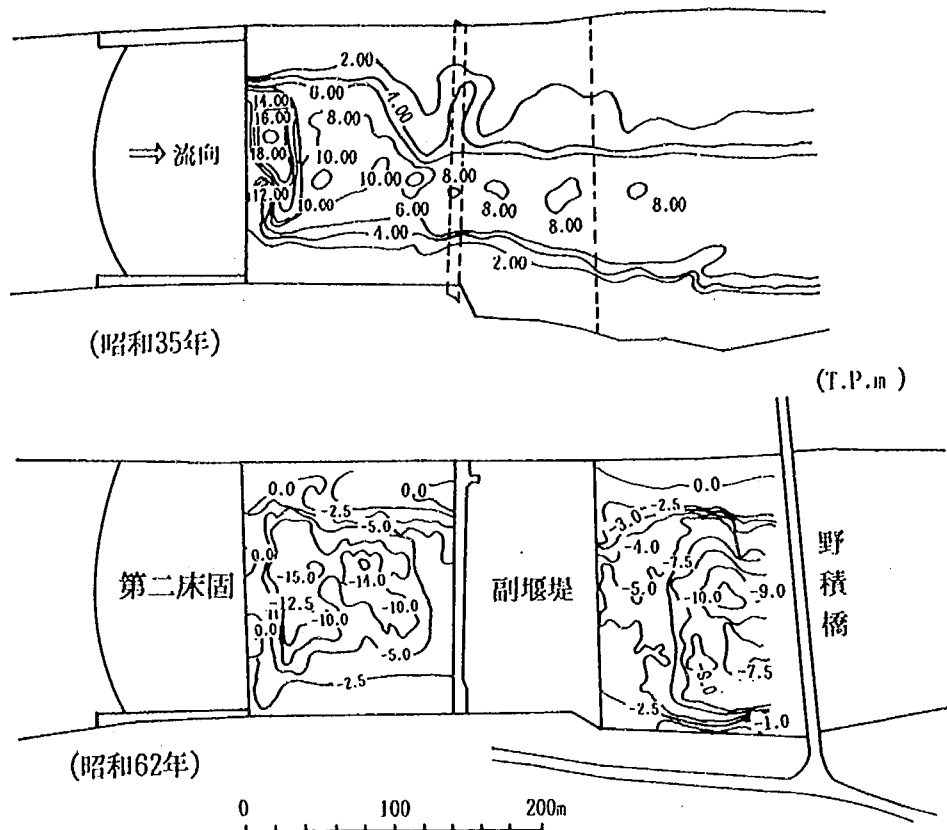


図-2.4.4 河床洗掘状況

2-5 河口部河道の地質について（軟岩の侵食特性）

現況河道における既往年最大流量と洗掘の経年変化の関係をみると、必ずしも大出水で洗掘が進行しているわけではなく、融雪出水程度で洗掘が徐々に進行してきたことが前節での検討により分かった。これは河口部河道の河床が侵食を受け易い軟岩で構成されており、洪水流によってその洗掘が進行してきたものと考えられる。このため河口部河道の検討を行うに際しては、この軟岩の侵食特性を把握し、これを考慮した設計を行う必要がある。そこで軟岩の侵食特性について、既存の資料及び模型実験から推定を行うことにした。河口部河道は、海岸に平行な低い山脈の丘陵地を切り開いて作られている。この山脈の地質は、ほとんどが新第三紀の地質からできている。分水路の北側には、火成岩で形成された弥彦山があるが、それにつながる山脈は新しく褶曲運動をしつつある背斜構造の部分で、旧信濃川の流路となっている沖積平野はそれに対する向斜構造の部分と考えられる。この背斜構造は、この付近において幾つかみられ、河口部河道は、そのうちの一本の背斜軸の若干西寄り（海寄り）にある（図-2.5.1、2.5.2参照）。

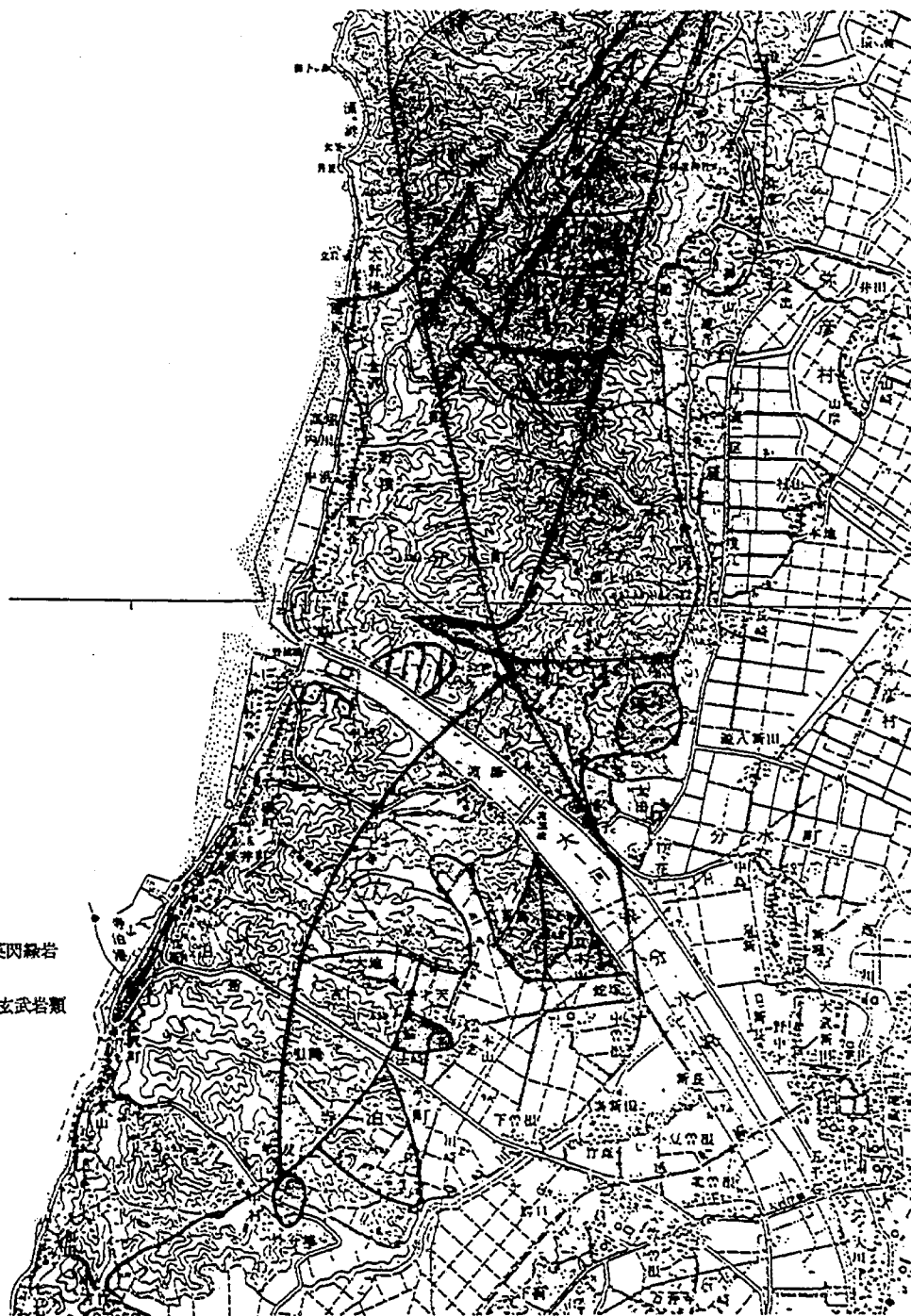
圖—2.5.1 大河津分水路河口部地質圖

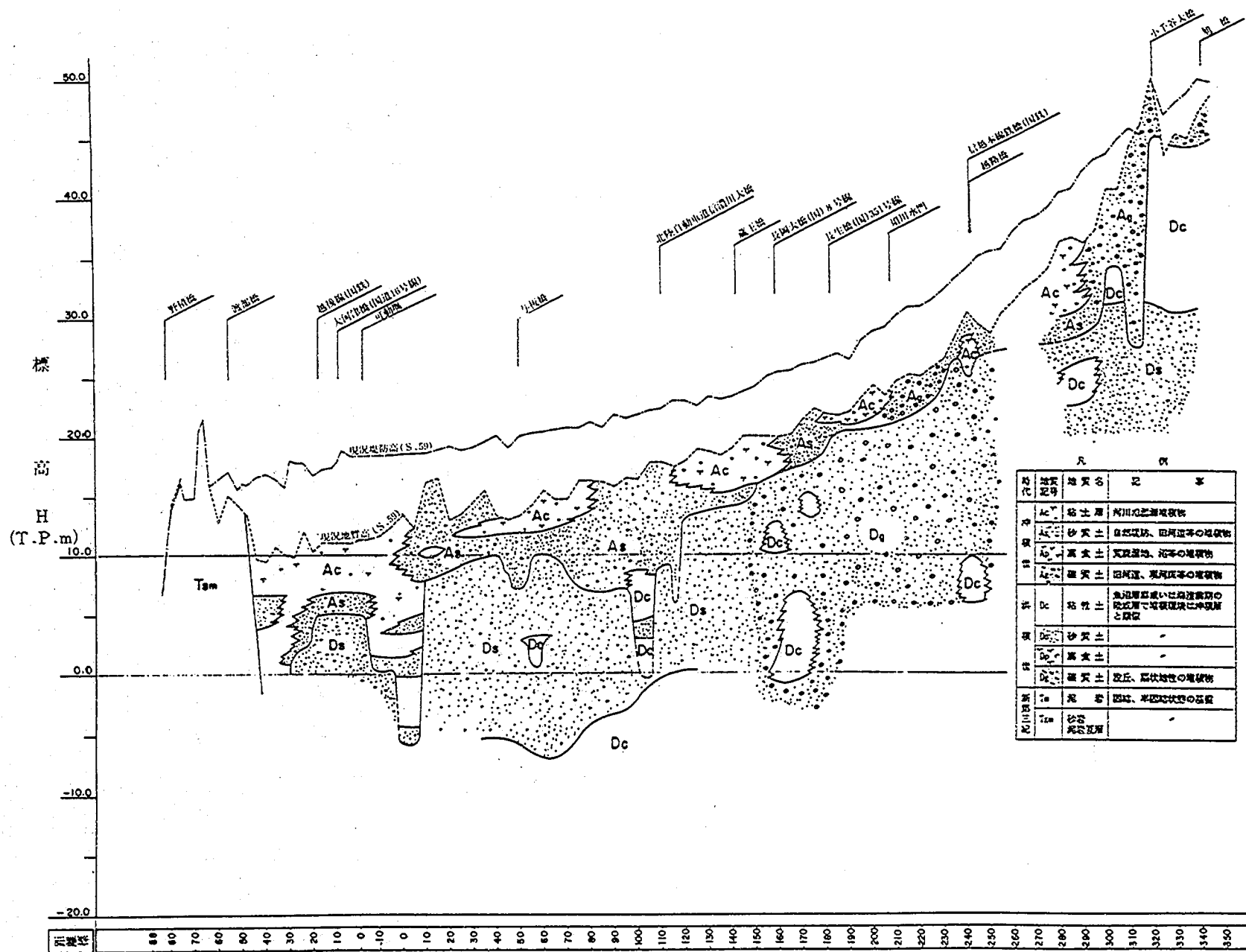
凡 例

層序 (堆積岩類)

火成岩類 (火山碎屑岩を伴う)

新第三紀	地層	岩石
鮮新世	沖積層	
	砂丘	
	矢代田層	第四紀火山岩類
	魚沼層群	安山岩類
	灰爪層	石英粗面岩
	西山層	石英安山岩
中新世		安山岩及び玄武岩
	椎谷層	石英粗面岩～花崗岩類
	寺泊層	石英安山岩～石英閃綠ひん岩～石英閃綠岩 安山岩～閃綠ひん岩～閃綠ひん岩
	寺泊層(凝灰岩)	玄武岩(特にスピライト質)～粗粒玄武岩類
	七谷層	石英粗面岩
	越後山層	斜石流紋岩
	津川層	石英安山岩
	底ノ瀬層 (笠取山層)	石英粗面岩～斜石流紋岩
		石英安山岩～粗面岩類
		安山岩、粗面岩質安山岩類





図—2.5.2 信濃川地質縦断面図

一般に背斜部分の岩石は力学的に弱いと言われる。軟岩の供試体を水中に浸して土質試験を行い、軟岩の固結度を求めたところ、軟岩は水に接すると水溶化して固結度を失い、支持強度が著しく低下する性質を持つことが分かった。このことは、軟岩表面に洪水による高流速が生じると、水に接して固結度が低下していた部分が容易に侵食を受けることを示している。したがって、軟岩の洗掘は、侵食→浸透→ゆるみ（固結度の低下）→侵食（洪水時）の繰り返しにより徐々に進行したと推定される。

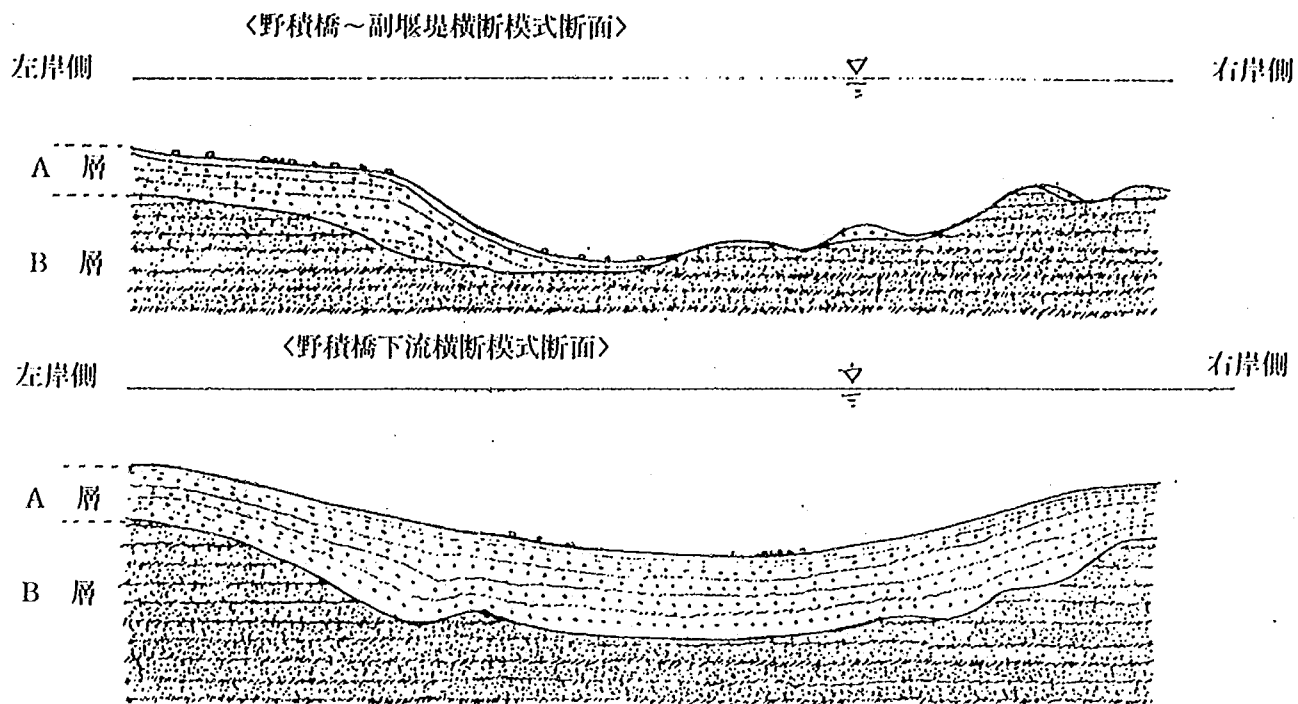
1) 河口部軟岩の分布状況

河口部の河道の安定性を検討するには、侵食を受け易い軟岩が河道のどの程度の範囲に分布しているかを知っておく必要がある。この軟岩の分布状況は、事務所側において調べられている。調査は、電磁誘導式の地層探査機を載せた舟を曳航して、河床近傍の地質分布を調べた。本機の諸元を表-2.5に示す。測量船は無線連絡により測線上へ誘導し、陸上の2地点に設置したトランシットにより船位を求めた。

表-2.5 電磁誘導式音波探査機の諸元

電 源 圧	115V ± 15V
平 均 電 力	2.2kW
エネルギーレベル	100W/秒, 200W/秒, 300W/秒
周 波 数	700~14kHz, 500~10kHz, 400~8kHz
送 信 回 数	6回/秒, 5回/秒, 3.3回/秒
受 波 周 波 数	100~10kHz
送波器更航速度	2~8ノット
受波器ケーブル長	30m

調査の結果、河口部河道は、2つの地質に大別されることが分かった。2種の地質の分類をA層、B層と呼ぶ。各層の地質年代は、A層が現世堆積物、B層が新第三紀の中新世の寺泊層であると推定される（寺泊層と推定したのは、寺泊層の構成物と音波探査による物理的な反射パターンが類似していることより推定した）。調査区域の上流および河口部の代表的な河道断面形状を図-2.5.2に示す。B層は現況河床地形と同様な形状を形成していることから、大出水時にA層部の土砂が流送され、B層が露出するものと考えられる。A層は減水期の流送土砂や河口外に流出した土砂が波によって持ち込まれて堆積したものと推定される。河床底面での洪水流の流れが激しいと思われる副堰堤下流部では、河道断面が比較的急峻な形状をなしているが、これは岩の比較的もろい部分から侵食が生じているためと考えられる。以上より、計画高水規模の出水に対する河床の安全性を検討するには、河口部下流河道が全て軟岩で構成されていることを想定した検討を行う必要があると考えられる。なお、参考としてB層の等深線図を図-2.5.4に、B層の露出分布図を図-2.5.5に示す。



図—2.5.3 分水路河口部の地質構造概要図

図一2.5.4 軟岩(B層)の等深線図

2) 軟岩の侵食限界流速

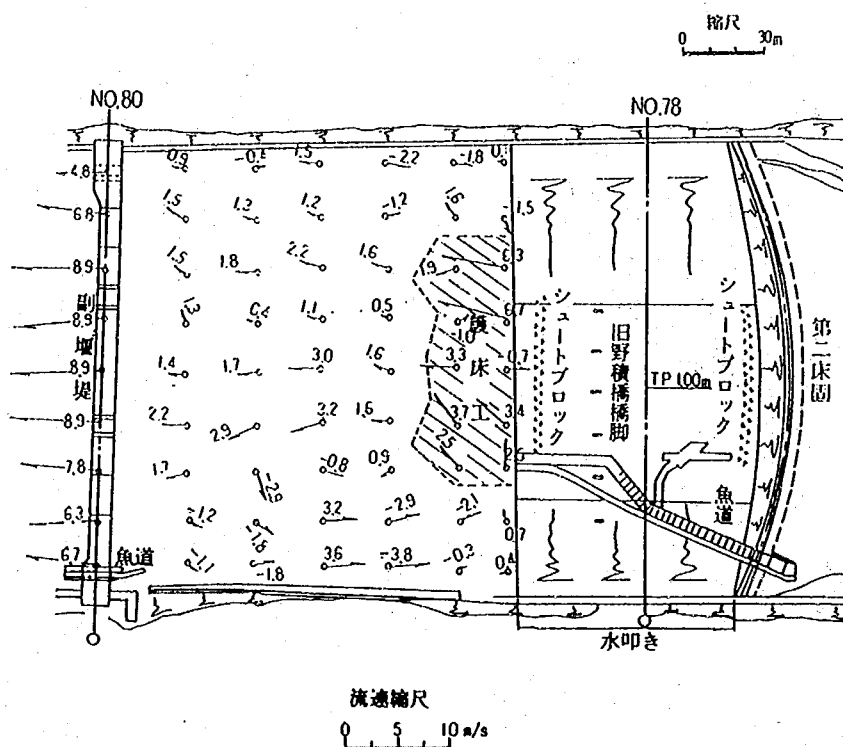
地質分布調査より、下流河道は全て軟岩で構成されていることを想定した検討が必要であることが分かった。河道の安全性を検討するためには、河床の洗掘対策の指標としてこの軟岩の侵食限界流速を把握しておく必要がある。ただし、現況河道の第2床固下流の洗掘部は、融雪出水規模においてはほとんど洗掘が進行しておらず、河床がほぼ安定していると考えられる。軟岩の侵食限界流速を考察するため、後述する現況河道模型を用いて河床底面で生ずる流速の測定を行った。第2床固下流の洗掘部は固定床で再現し、流量は融雪出水規模の $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ を通水した。

このときの流況は、第2床固下流河岸部の敷高が高いため、この部分の水叩き上は流下せず、敷高の低い中央部からその下流の洗掘部に流れが集中する。このため、第2床固と副堰堤間の河岸部には逆流域が生ずる。第2床固の水叩き中央部では、跳水が形成されることによって、落差工間の水面変動は比較的穏やかである。

図-2.5.6に河床底面の流速分布を示す。底面流速の分布を見ると、左岸中央部に $3.6\sim 3.8\text{ m/s}$ の最大流速が生じている。しかし、この地点は流速が速いにもかかわらず、岩の侵食が生じていない。これは地質が背斜構造で砂岩と頁岩の互層が海に向かって傾斜しているため、河岸部の渦流が軟岩をなぞるような流れとなり、侵食が少なかったと考えられる。洗掘部中央の最深部では、約 3.0 m/s 程度の速い流れが生じており、副堰堤設置後この部分で洗掘が進行し、現在はほぼ安定していることから、軟岩の侵食限界は、約 3.0 m/s 程度と考えられる。

軟岩は水溶化し、その一部はシルト質土に変化することが土質試験より分かっている。シルト質土が侵食を受ける流速は 2.0 m/s 前後と言われており、この値は実験結果の 3.0 m/s より若干小さい。

以上より、軟岩の侵食限界流速は 3.0 m/s 以上とここでは仮定し、これを河床の洗掘対策の指標とし、以後対策案の検討を行うこととした。



2-6 潮 位

落差工及び下流河道の安定性を確保するには、落差から生ずるエネルギーを落差工直下の水叩き上で十分に減勢させる必要がある。減勢機能の評価は、常に下流河道との関係から決定されるものであるから、通常は下流河道を抜きに議論をすることはできない。しかし、下流河道は床止め工を設置しても、河道内の掃流力と上流からの供給土砂量とが釣り合うまで低下し、これとともに水位も設置当初より低くなる傾向となる。このため設置当初は、水叩き上で跳水が生じていたものが、下流河道の水位の低下に伴って、水叩き上で跳水が形成されなくなり、減勢効果が得られなくなる場合がある。よって減勢工を設ける場合は、下流水位が長期的に見てどのように変化するかを把握しておく必要がある。大河津分水路河口の西側には寺泊漁港があり、ここで潮位が得られている。本検討では、この潮位を下流端水位として設定することとした。

落差工の検討に際しては、下流端水位が低い方が高流速を生じ、構造物や下流河道に対して危険側の検討となる。そこで下流端水位の設定は、洪水期の最低潮位を用いることとした。過去の洪水時の既往潮位等を勘案して、下流端水位となる潮位は過去10ヶ年の洪水期の平均最低潮位であるT.P. -0.127mとした。

2-7 河口砂州の形成状況

信濃川大河津分水路の河口部は、通水開始以来、本川からの流出土砂により、河口部周辺の砂丘が年々広がり、昭和58年までの62年間に寺泊、野積海岸に自然造成された土地は約3,000ha、海岸線は約700m前進している（図-2.7.1参照）。現在、この新たに形成された土地は、平地の少なかった寺泊の新しい街や公園として利用されている。

河口部地形は、既往最大洪水の昭和56年洪水前後に深淺側量が行われている。洪水前の河床高等深線を図-2.7.2に、洪水後の河床高等深線を図-2.7.3に示す。両図には、T.P. -4mの等高線を太線で示している。これによると、T.P. -4.0m以深の海床地形の変化は少ない。T.P. -4.0mから陸側では、沿岸砂州が形成され、また洪水後では、河口部地形の変化とともに河口前面に舌状に土砂が堆積している様子が分かる。とくにこの海床変化が激しいのは、T.P. -2.0m以浅である。図-2.7.4は、昭和58年9月の洪水後の河床コンターを示したものであるが、昭和56年の洪水後の河床コンターに対して、左岸側の変化、すなわち堆積量が多い傾向となっている。

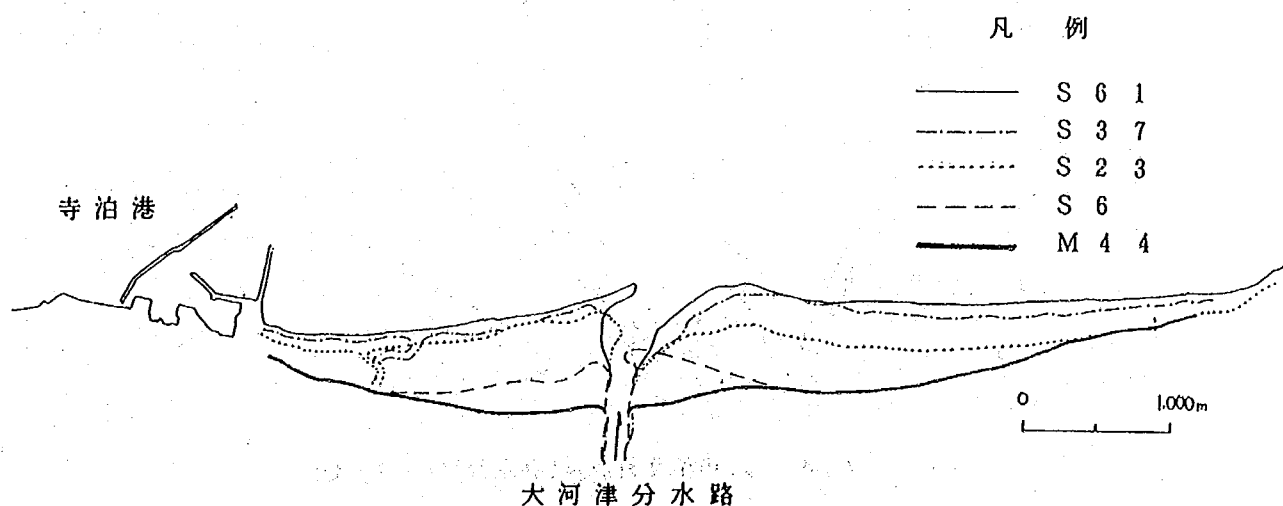
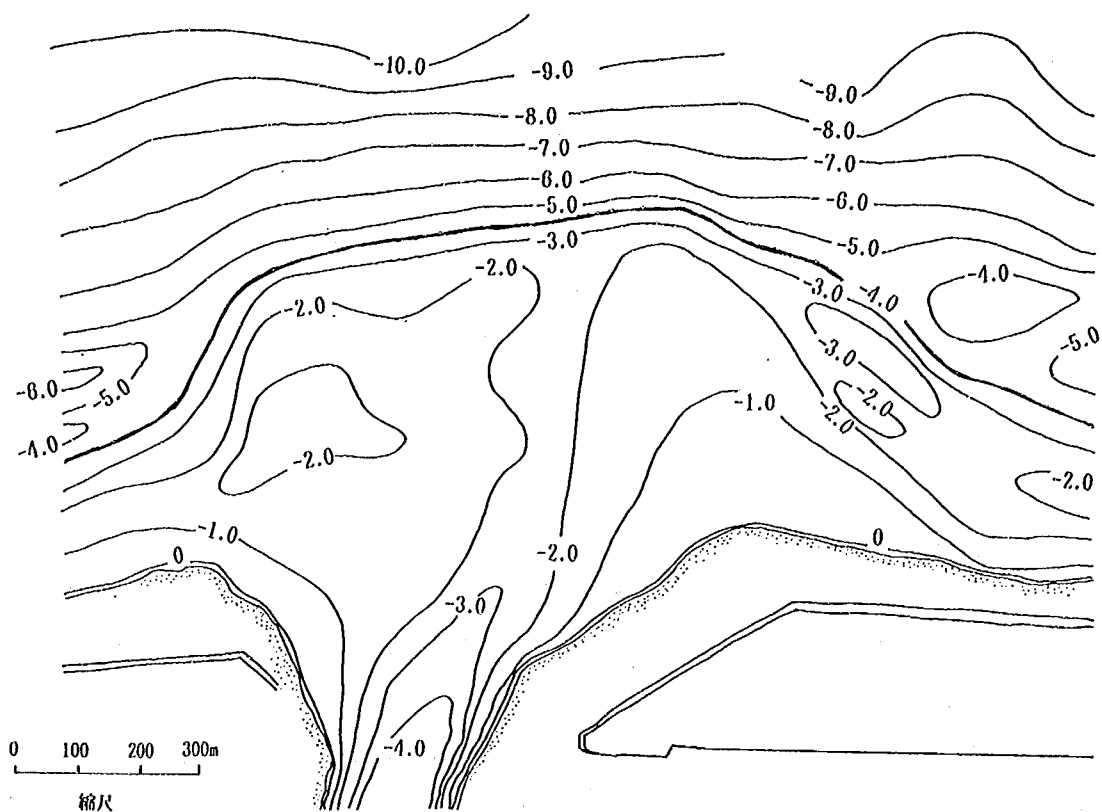
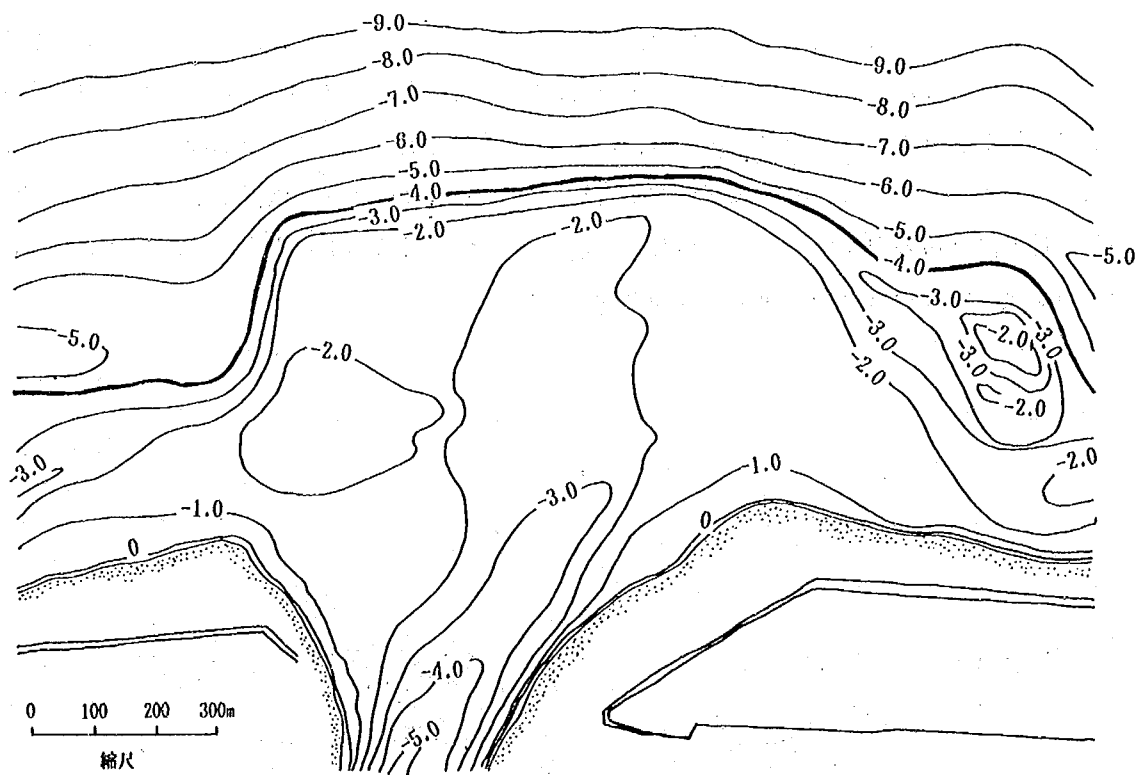


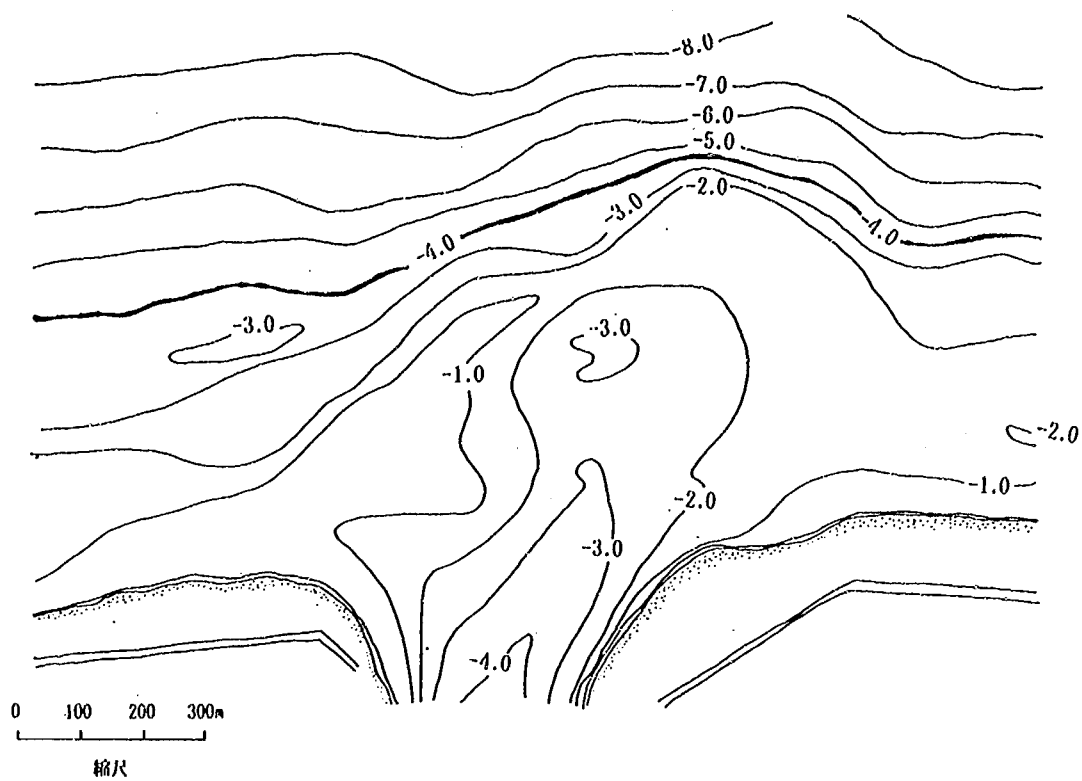
図-2.7.1 地形図及び空中写真による汀線変化の状況



図—2.7.2 S.56年8月測量(洪水前)コンター図



図—2.7.3 S.56年9月測量(洪水後)コンター図



図—2.7.4 S.58年9月測量(洪水後)コンター図

第3章 模型実験の相似則

3-1 相似則

模型実験は、現地に対して大きさを変えた模型を使って、実際に起こる現象を予測しようとするものであり、現地および模型に生ずる現象が相似でなければならない。そのためには模型が幾何学的に相似であることが必要であるとともに物理量の縮尺には一定の条件が必要で、それは現地と模型とに対応する流れの基礎方程式が相似であることから決められる。

(1) 流れの相似性

現地と模型の流れを支配している基礎方程式は、現象を一次元的なものとみなせば、

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial x_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right) + \frac{n_p^2 \cdot u_p^2}{R_p^{4/3}} = 0 \quad (3-1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0 \quad (3-2)$$

が現地現象を支配する基礎方程式である。(3-1)式が流れの運動方程式、(3-2)式は連続式である。

模型でも同様な式が成り立ち、

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial x_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right) + \frac{n_m^2 \cdot u_m^2}{R_m^{4/3}} = 0 \quad (3-3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \quad (3-4)$$

ここでサフィックス p, m はそれぞれ現地、模型を示し、 u は流速、 h は水深、 x は距離、 i は河床勾配、 g は重力加速度、 n は粗度係数、 Q は流量、 A は河積、 t は時間である。

現地の流れと模型の流れが相似であるためには、上式の現地と模型に対応する各項の比が一定でなければならない。

$$\frac{\frac{1}{g} \frac{\partial u_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial u_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 \cdot u_p^2}{R_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 \cdot u_m^2}{R_m^{4/3}}} = \text{const} \quad (3-5)$$

ここで、

$$\frac{u_p}{u_m} = u_r, \quad \frac{t_p}{t_m} = t_r, \quad \frac{h_p}{h_m} = h_r, \quad \frac{x_p}{x_m} = x_r, \quad \frac{n_p}{n_m} = n_r, \quad \frac{-i_p}{-i_m} = i_r$$

とおくと (3-5) 式は、

$$\frac{u_r}{t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{u_r^2}{x_r} = \frac{n_r^2 \cdot u_r^2}{R_r^{4/3}} = \text{const} \quad (3-6)$$

(3-6) 式において径深 $R \equiv h$ と表わされるものとすれば物理量は 6 個あり、関係式は 4 個である。よって 2 つを選べば、あとはおのずから決まる。

水平縮尺 x_r 、鉛直縮尺 h_r を選べば、

(3-6) 式は、

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{流 速 } u_r = h_r^{1/2} \\
 \text{時 間 } t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} \\
 \text{河床勾配 } i_r = h_r \cdot x_r^{-1} \\
 \text{粗 度 } n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} \\
 \text{となる。断面積と流量の縮尺はそれぞれ、} \\
 \text{断 面 積 } A_r = x_r \cdot h_r \\
 \text{流 量 } Q_r = u_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2}
 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3-7)$$

となる。なお、流速分布の相似まで考えると、模型の縮尺が歪んでないこと ($x_r = h_r$)、粗度要素の幾何学的相似などが必要となってくる。(3-7) 式の関係フルードの相似則という。

(2) 移動床模型の相似則

人工的に粗度を与えることのできない移動床模型では、流れの相似のためには、河床形態の相似が得られていなければならない。すなわち、平均流の相似を考えた場合、(3-1) 式中のせん断抵抗を決める河床形態がどのような関数になっているかを知らなければ、移動床の相似性を検討することができない。一般に河床形態を含めた流れは、(3-8) 式に示された無次元量に支配される。

$$q_s/u_*d \text{ or } \psi = f(Re_*, \tau_*, H/d, B/H, s) \dots\dots\dots (3-8)$$

ここで、 $Re_* = u_*d/\nu$ (粒子レイノルズ数)、 $\tau_* = u_*^2/sgd$ (無次元掃流力) である。

移動床の流れは、(3-8) 式の各項のうち河床抵抗に大きく関係する小規模河床形態に最も支配的なのは、粒子レイノルズ数 $Re_* = u_*d/\nu$ 、無次元掃流力 $\tau_* = u_*^2/(\rho_s/\rho_w - 1)gd$ 、水深粒径比 H/d 、水中比重 $s = (\rho_s/\rho_w - 1)$ であると考えられ、 u_*d/ν が大の時はこの項を無視することができる。従って現地河川の河床材料の大きい扇状地河川では、河床材料の粒径を模型の幾何学的縮尺と同様に縮尺し、その模型の材料が 0.6 mm 以上であれば、実河道と河道模型とでは同じような河床形態が生じ、フルードの相似関係を得ることができる。しかし実河川で Re_* の値が十分大きく無視できても一般の河道模型では、 Re_* の値が小さくなり、この項が現象を支配することがまれではない。具体的には、実河川では発生しないと考えられる ripple と呼ばれる河床波が Re_* の値が小さいと発生し、実河道と異なる河床形態、すなわち多くの場合異なる河床抵抗を呈することになる。このような領域は、模型における粒径 d が小さく、摩擦速度が小さいほど生じやすい。

ところで模型において河道の平面形状や中規模河床波によって決まる三次元的流況を把握することを目指す場合には、移動床模型では、中規模河床形態の相似も必要となる。この場合、上述の小規模河床形態に関係する無次元量に河幅と水深の比 B/H を加える必要があり、無歪模型の条件が必要になってくる。

移動床模型におけるもうひとつの大きな問題点は、流砂量および流砂形態の相似である。流砂量を表わす関数の無次元表示も (3-8) 式と同様で、 Re_* が無視できれば、流砂量は、 τ_* と H/d を実河道と河道模型とで等しくすれば、流砂量、流砂形態したがって河床変動形態も流れと同じ縮尺で相似とすることができる。 Re_* が河道模型で無視できない場合は、実河道では生じていない ripple が河道模型で生じることが有り、河床抵抗と同様、流砂量の相似も得られなくなる。また浮遊砂形態の流砂量が多くなると、摩擦速度と砂粒子の沈降速度の比が現象を決める重要な要素となり、模型の砂粒子の径が 0.2 mm 位以上あればそれほど問題がないが、それ以下あるいは比重の軽い模型河床材料の場合は、沈降速度の縮尺が、フルード則による速度の縮尺と異なるため、流砂形態の相似性が得られず、また一般に流砂量も相似にならない。実

際には、移動床模型実験で上述のような無次元量すべてを、模型と実河道で一致させなくても、河床形態や流砂形態の相似条件は、支配的な無次元量が同一形態領域の範囲内にあれば、異なる形態の境界付近の現象を除けば比較的相似にしやすい。

流砂量が相似でない場合には、フルード則による時間縮尺とは別に、模型と実河道における河床変動量が相似となるように時間縮尺を決め、河道の変動状況を調べることができる。断面平均の河床変動量の式は、

$$B \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial (B q_s)}{\partial x} = 0 \quad (3-9)$$

ここでZは河床高、 q_s は全断面の流砂量である。今代表の平面スケールを x_0 、垂直スケールを h_0 、時間スケールを T_0 、代表流砂量を q_{s0} とすると、(3-9)式は、

$$\frac{\partial Z'}{\partial t'} + \frac{T_0}{(1-\lambda)} \frac{q_{s0}}{x_0 h_0} \frac{\partial (B' q'_s)}{\partial x'} = 0 \quad (3-10)$$

となる。ここで $Z' = Z/h_0$ 、 $t' = t/T_0$ 、 $B' = \frac{B}{x_0}$ 、 $q'_s = q_s/q_{s0}$ 、 $x' = x/x_0$ である。模型と実河川で河床変動量の相似が成立するためには、(3-10)式の各項の比が同一でなければならない。

つまり、

$$\frac{T_0 q_{s0}}{(1-\lambda) x_0 h_0} r = 1 \quad (3-11)$$

となる。従って模型の時間縮尺は、

$$t_r = (1-\lambda) r x_r h_r q_{sr}^{-1} \quad (3-12)$$

となる。しかしながら(3-12)式が成立するためには、暗に $\partial(B' q'_s)/\partial x'$ が模型と実河川で同一であるという仮定を含んでいる。実際には、模型と実河川の小規模河床形態が異なると、この仮定は一般では成立せず、河床変動速度を相似にすることができない。このことをもう少し詳しく説明してみよう。

今流砂量が、

$$q_s = C u_*^p \quad (3-13)$$

の関係が成立するとしよう。これを(3-9)式に代入して多少の変形をすると、

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{q_s}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial B}{\partial x} + \frac{p}{u_*} \frac{\partial u_*}{\partial x} \right) = 0 \quad (3-14)$$

となる。もし空間的な掃流力の分布が模型と実物で同一であるなら上式から求まる時間縮尺は、

$$t_{r1} = (1-\lambda) r x_r h_r q_{sr}^{-1} \quad (3-15)$$

$$t_{r2} = (1-\lambda) r x_r h_r p r^{-1} q_{sr}^{-1} \quad (3-16)$$

の2つである。従って p_r が1であれば t_{r1} と t_{r2} が一致し、(3-12)式と同一となり、この時間縮尺を使って河床の変動速度を予測することができる。しかし $p_r = 1$ でない場合は、時間縮尺が2つあり、また場所的にも時間縮尺を変えなければならないという結論となり、厳密には河床の変動形態を相似することはできないことになる。しかしながら模型実験は、現象把握の手段であり、ある程度の相似性の違いを許しても良い。それでは $p_r = 1$ でない場合、模型の時間縮尺をどう決めたら良い結果を得るだろうか。ところで実際に q_{sr} を決める場合には、模型全区間の平均的な流砂量あるいは代表断面の流砂量を予測して決めざるを得ない。従って平均的な流砂量と異なる所ほど(掃流力が平均的な値よりずれている所ほど) p_r が

1でない場合には河床変動速度が実物と相似にならないことになる。このようにして q_{sr} を決め、 t_{r1} と t_{r2} を求めると t_{r1} は t_{r2} の p_r 倍となる。ここで t_{r1} は、代表的な断面を通過する流砂量(みかけの体積)を模型と実物で同一とするための時間縮尺、つまり模型の q_s を $(1-\lambda)_r \cdot x_r \cdot h_r$ 倍すれば、実物の流砂量となる時間縮尺、 t_{r2} は、川幅の変化がない場合で、代表的断面での河床の微少の凹凸の伝播速度、生長あるいは消滅速度を同一にするための時間縮尺と考えられる。なお中規模河床波の伝播速度は、本来(3-13)式と(3-14)式の連立方程式を解くことはよっては表現されず、その速度を合わせるには、砂州形態を支配する長さスケールと流砂量の相似性が必要である。

実際の模型実験に当っては、実際によって何を見るかに応じて時間縮尺を選ばざるを得ないが、模型の現象を実物に近づけるための時間縮尺は t_{r1} と t_{r2} の間にあると考えられる。

(3) 移動床模型の模型縮尺と時間縮尺

現地の河川の河床材料の平均粒径が4 cm以上の場合、無歪模型として縮尺1/60の模型実験を行えば、模型の河床材料は、0.6 mm以上となる。したがって、河床形態の相似、流れの相似、流砂量の相似がほぼ成立するので、時間縮尺は通常のフルード則から得られる

$$t_r = x_r^{1/2}$$

と考えて良い。模型の縮尺は、水位や河床高の測定精度を考慮して、1/50～1/100の範囲とし、模型河床材料は現地河川の河床材料を模型縮尺の $1/x_r$ とした粒径を模型で使用すれば良い。

現地河川の河床材料の平均粒径が1～4 cm程度の場合、無歪の模型縮尺1/60とした模型実験を行うと、模型の河床材料粒径は、0.6mm以下となり、実河川では発生しないと考えられる砂漣河床(Ripple)が模型で生じ、流れの相似性、流砂量の相似性が成立しないことがある。この河床形態の相違を避けるため、模型の河床材料として0.8 mm以上の $s=0.5$ の石炭粉あるいは $s=0.8$ のスラッジライトを用いて実験すると良い。この場合、現地河道と模型河道の無次元掃流力が一致するような、次式の条件

$$\tau_{*r} = \left(\frac{HI}{sd} \right)_r = 1 \quad \dots\dots\dots (3-17)$$

を満足するような粒径の材料、すなわち

$$d_r = H_r \cdot s_r^{-1} \quad \dots\dots\dots (3-18)$$

の粒径とすれば、ほぼ同一の無次元掃流力に対して、同一の無次元流砂量となるので、(3-14)式より、概略

$$t_r = x_r^{1/2} \cdot S_r$$

となる。なおこの場合フルード則に基づく流量

$$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2}$$

に従って模型に流量を流すと、現地流量 Q の時の水位は、河床が平坦河床であれば、 H/d が模型の方が小さく、その分だけ粗度が大きくなるので、模型の方が多少水位が大きめに評価され、また流砂量も多くなると考えられるが、通常は、この影響を無視して、フルード則に基づいて模型実験が行われる。

現地河川の河床材料粒径が1 cm以下の場合、大縮尺の河川模型実験を行わない限り、流れの相似性や流砂量の相似性を合わすことができない。しかし、実際には河川移動床模型実験として1/40以上に模型の縮尺を大きくすることは困難であるので、精度の良い、すなわち相似性の良い実験を行うことはできない。従って、このような河床材料を持つ河川の実験を行って信頼性の高い実験を行う場合には、十分な

事前検討と工夫が必要である。

3-2 信濃川大河津分水路地区模型の縮尺

一般に模型の縮尺は、実験目的に対する必要精度、実験施設（面積、給排水設備の能力等）および相似性との関係等で決められる。とくに移動床模型では、現地の河床砂の粒径が小さい場合、その河床材料に対して相似となるような模型河床砂の入手が困難であるだけでなく、粒径が微細となるため、水の粘性の影響を大きく受け、現象の相似を得ることが難しい。このような場合には、河床形態、流砂量、流砂形態などのうち、最も重要と思われるものだけでも相似となるように模型の河床材料を選定する。これらのうち、流砂量に関しては、時間縮尺を変えることによって調整することができる。残りの河床形態と流砂形態のうち、河床形態を重視する場合には、現地と模型における無次元掃流力 τ_* を一致させること。流砂形態を重視する場合には、現地と模型における摩擦速度と河床砂の沈降速度との比を一致させることがそれぞれ重要な条件となると考えられる。大河津分水路の副堰堤から下流の河口部河道は、軟岩地盤上に上流からの流送土砂の細砂が覆いかぶさる形で堆積していることが地質調査により明らかとなっている。この細砂は、第2床固の上流河道を含む分水路全区間に一様に分布しており、平均粒径は約0.6 mm程度とされている。したがって、このような現地河床材料粒径を対象とした場合、先に述べたように模型の河床材料粒径が微細となるため、ここでは図-3.1のような粒度特性をもつ平均粒径 $d_m = 0.3\text{mm}$ 、沈降速度 $w_0 \approx 1.30\text{ cm/s}$ 、比重 $\rho_s = 1.50$ の石炭粉を用い、模型の縮尺は1/50（無歪）とした。なお、現在の第2床固および副堰堤の直下流の洗掘部は軟岩が露出しており、この軟岩が大出水時に少しずつながら侵食されている状況にある。軟岩の侵食形態は、通常用いられる移動床の相似則を適用できない。よって、この局所洗掘部の検討は、通常の移動床実験の相似則によらず、軟岩の特性を考慮した模型砂の選定および水理実験を行う必要がある。軟岩の局所洗掘特性を考慮した模型砂の選定については、水理実験によって別途検討することとした。

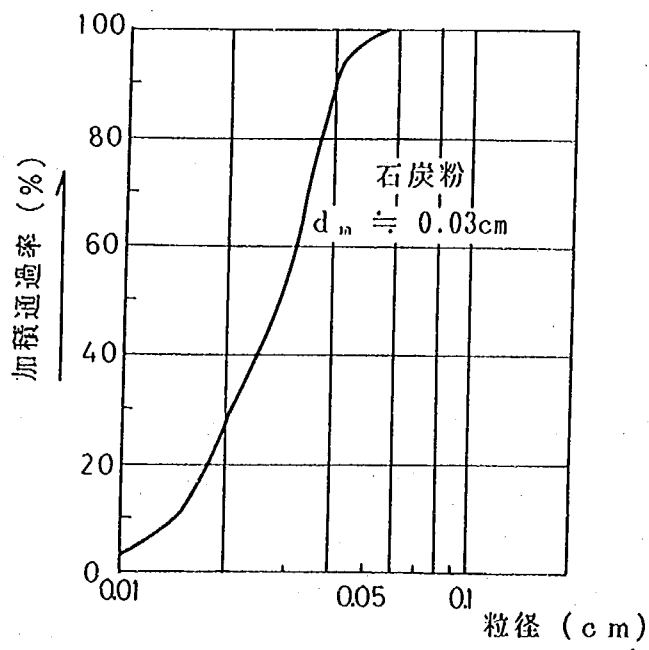


図-3.1 粒度分布図

(1) フルードの相似則

(3-7) 式を使って、大河津分水路模型の各物理量に関する縮尺を求めると次のようになる。ただし、前述のように水平、鉛直縮尺は共に1/50である。

$$\begin{aligned}x_r &= h_r = 50 & t_r &= x_r \cdot h_r^{1/2} = 7.07 \\A_r &= x_r \cdot h_r = 2,500 & i_r &= h_r \cdot x_r^{-1} = 1 \\Q_r &= x_r \cdot h_r^{3/2} = 17,678 & n_r &= h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 1.92 \\u_r &= h_r^{1/2} = 7.07\end{aligned}$$

(2) 河床面の相似性

先に述べたように、現地河道の河床材料の平均粒径は $d_m = 0.6 \text{ mm}$ であり、模型河床材料に $d_m = 0.3 \text{ mm}$ の石炭粉を使用したときの相似性は次のようである。無次元掃流力 τ_* および摩擦速度と河床砂の沈降速度の比 u_*/w_b の現地と模型の比は、

$$\tau_{*r} = \frac{u_{*r}^2}{(\rho_s/\rho - 1)_r g_r d_r} = \frac{h_r^2}{S_r \cdot g_r \cdot d_r \cdot x_r} = 7.58$$

$$\text{ここに } u_{*r} = \sqrt{g_r h_r I_{er}} = h_r / \sqrt{x_r}, \quad S_r = (\rho_s/\rho - 1)_r$$

$$\left(\frac{u_*}{W_o} \right)_r = \frac{h_r}{x_r^{1/2} \cdot W_{or}} = 1.31$$

となる。この場合、現地と模型の比は1に近いほど相似性が高いことを示す。したがって、流砂の移動に関する無次元掃流力は、現地の約1/7.6となり、模型の河床材料が動きにくい形態となる。しかし、模型上の τ_* は融雪出水規模においても限界掃流力以上の領域となるため、比較的相似性は得られるものと考えられる。いっぽう、 $(u_*/w_o)_r$ は1に近く、流砂形態の相似性はほぼ満足されと考えられる。とくに大きな掃流力を受ける床止め工周辺では流砂形態が浮遊状態となることから、ここでは流砂形態を重視した形となっている。なお、石炭粉を用いたときの概略の時間縮尺 t_{sr} は、

$$t_{sr} = h_r^{1/2} \cdot s_r = 23.3$$

となる。

第4章 模型および実験の概要

4-1 模型の概要

1) 全体模型について

信濃川大河津分水路地区の模型製作に際しては、第3章で述べたように実験目的に対する必要精度、相似性、実験施設の規模等から模型縮尺を1/50（無歪）とした。模型は、第2床固下流の洗掘および河床変動の検討に必要な部分の他に、下流端水位の設定に潮位を用いることから河口部海域も含め、図-4.1.1および写真-4.1に示すようなNo.70地点から河口1km沖合までの範囲とした。模型は半固定床模型であり、第2床固下流から河口までを移動床区間とし、洪水時において河床変動の比較的少ない第2床固上流と海部は固定床とした。また、移動床区間においても、現地で既に高水敷が造成されている部分や、出水時においても河床変動がほとんど生じないと推察される箇所は、モルタル固定床とした。移動床部は、河床材料敷厚分だけ低い所に平坦なモルタル面を設け、この上に模型河床砂を敷き河床面としている。河道部の平面および横断形は、昭和60年度の測量成果に基づいて製作し、他に河川構造物（落差工、橋脚、護岸等）も木材、モルタル等によって製作した。

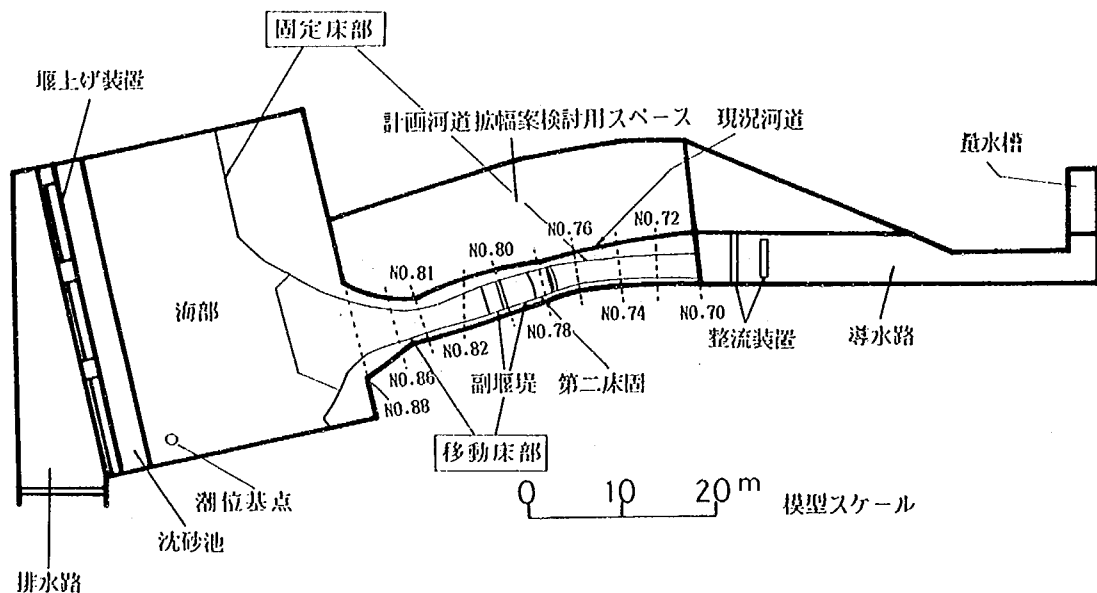


図-4.1.1 大河津分水路模型平面図

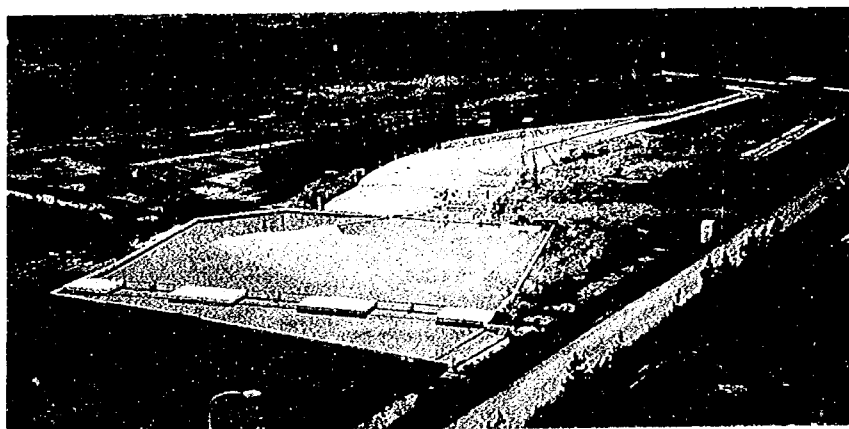


写真-4.1 全体模型の状況

実験水は、次のような循環経路をとっている。低水槽内に貯留された実験水は、ポンプにより揚水し、高水槽に導く。高水槽によって水位を一定に保つようにし、余剰水は低水槽に戻し、実験に必要な流量を給水管によって模型上流端の量水槽へ導く。量水槽ではバルブによって流量調節を行い、量水槽にて流量計測を行う。量水槽から流れ出た実験水は、流れの安定を図る目的で設置されている整流槽を通り、模型河道内へ給水される。模型の下流端には、沈砂池および水位調節用のゲートを設け、そこより排水路から帰還水路へ、そして低水槽へと戻る。低水槽に戻った実験水は再び模型に給水している。

2) 二次元水路を用いた抽出模型について

全体模型では、詳細に把握することが困難な落差工及びその周辺の諸現象を求めるため、二次元水路内に設置した落差工の抽出模型による検討を行った。実験に用いた水路は図-4.1.2に示す長さ30m、幅0.6mの二次元両面ガラス張り可傾水路である。

なお、抽出模型の縮尺は、全体模型と同じ1/50としている。

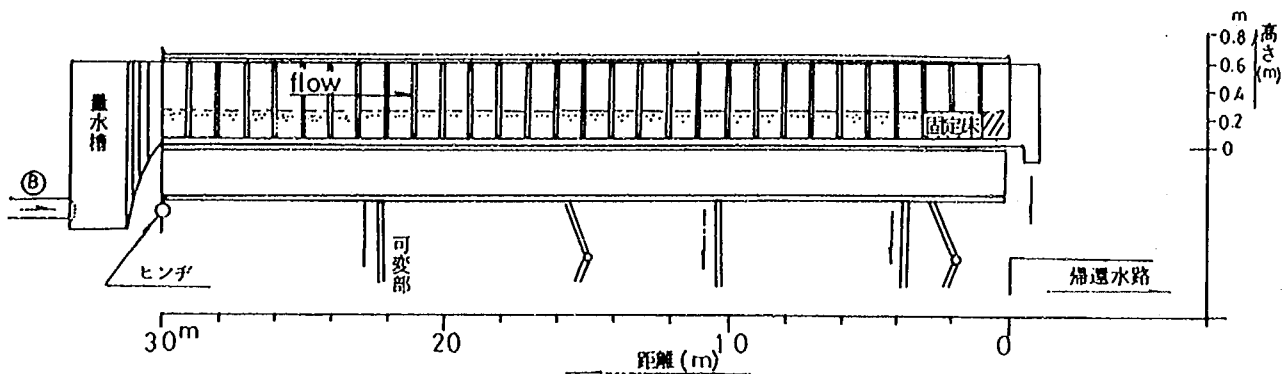


図-4.1.2 抽出模型水路状況図

4-2 実験の概要と実験ケース

信濃川大河津分水路の現況第2床固下流河道の維持対策案および改修計画案河道において河口部に計画されている落差工の構造、諸元とその下流河道の安定性等について模型実験による検討を行うものである。実施した実験は表-4.1.1に示すように大別して3種類であり、各河道あるいは各構造物の形状に対して所定の水理条件を与え、水位、流速、河床変動等の測定を行うことにより、実験目的についての検討を行った。以下にそれぞれの実験目的や検討事項を簡単にまとめる。

(1) 軟岩河床の侵食特性再現実験（実験Ⅰ）

第2床固下流の局所洗掘部は軟岩で形成されているため、通常の移動床実験の相似則を適用することは難しい。よって、本実験では、通常の移動床実験の相似則によらず、軟岩の特性を考慮した水理実験及び模型砂の選定を行う必要があると判断した。本実験は、軟岩の侵食特性を再現する実験方法について現況河道の全体模型により検討したものである。

(2) 現況河道維持対策工実験（実験Ⅱ～Ⅴ）

現在の諸施設を大幅に改修することなく、現行計画規模の洪水を安全に流下させることを目的とした落差工の維持対策案の検討を行った。検討対象箇所は、深掘れが生じている第2床固下流の河床維持対策について重点的に行った。実験は初めに移動床模型による検討を行い、流水制御により洗掘軽減効果が得られる対策工の選定を行った（実験Ⅱ）。ただし、本模型は通常用いられる移動床実験の相似則を適用できず、その精度は必ずしも高くない。このため、移動床実験だけから対策工の評価を行うには、やや不安が

ある。そこで、固定床実験により対策工の妥当性の確認や護床工の敷設範囲の検討を行った（実験Ⅲ）。実験Ⅱおよび実験Ⅲの結果より、水叩き上にバッフルピアーを設ける案が河床の洗掘軽減に効果があることが分かった。次に、このバッフルピアーの設計諸元を求めるため、二次元水路を用いた抽出模型により、バッフルピアーにかかる外圧の測定を行った（実験Ⅳ）。さらに、全体模型により副堰堤についての対策工も検討した（実験Ⅴ）。

（3）計画河道案実験（実験Ⅵ～Ⅺ）

計画河道案における川幅や落差工の天端高等の違いに対する施設規模とその影響を調べるため、全体模型を用い、各種条件時における概略の構造物諸元を求めた（実験Ⅵ）。

この結果、落差工直下の河岸部で局所洗掘が生ずることが明らかとなった。そこで、この洗掘対策案について次に検討した（実験Ⅶ）。さらに、川幅を 400 m 案とした場合について、各流量時の流況について検討した（実験Ⅷ）。次に、抽出模型実験により、落差工上に堰を設けて水位の堰上げを行った場合の水理現象と問題点について検討した（実験Ⅸ）。上記実験の検討結果より、コンクリートの摩耗対策の観点から減勢工上で生ずる高流速を軽減させる必要があることが分かった。そこで、種々の形状の減勢工について、抽出模型実験により、減勢効果と水理状況を比較し、より効果的な減勢工形状を求めた（実験Ⅹ）。さらに移動床の全体模型により、ソリッド・バケットの減勢工形状について、その効果と水理的問題点等の把握を行った（実験ケースⅪ）。

表-4.1.1(1) 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m^3/s)	河床材料	対策工	潮位 (T.P.m)	通水時間 (min)	模型水路	床止め工天 端高(T.P.m)	水叩き数高 (T.P.m)	水叩き長 (m)	下流河床高 (T.P.m)	備 考	検討内容
I-1-1	6,400	均一砂 ($d_m=2.0\text{mm}$)	無し	0.45	120	全体	-	-	-	-		第2床止め下 流の洗掘部を 再現する模型 砂の選定
I-1-2	$\begin{cases} 3,800 \\ 6,400 \end{cases}$	混合砂 ($d_m=1.2\text{mm}$)	〃	〃	$90(6,400\text{m}^3/\text{s})$ - $(3,800\text{m}^3/\text{s})$	全体	-	-	-	-		
I-1-3	$\begin{cases} 4,000 \\ 6,400 \end{cases}$	均一砂 ($d_m=2.0\text{mm}$)	〃	〃	$120(4,000\text{m}^3/\text{s})$ $90(6,400\text{m}^3/\text{s})$	全体	-	-	-	-	初期河床を予め 低くしておく	
I-1-4	$\begin{cases} 6,400 \\ 3,800 \end{cases}$	石炭粉 ($d_m=0.3\text{mm}$)	吸い出し防 止第1案	〃	60	全体	-	-	-	-		
I-1-5	$\begin{cases} 6,400 \\ 3,800 \end{cases}$	〃	吸い出し防 止第2案	〃	60	全体	-	-	-	-		
I-1-6	6,400		無し	〃	10	全体	-	-	-	-		
I-2-1	6,400	石炭粉 ($d_m=0.3\text{mm}$)	〃	0.45	60	全体	-	-	-	-	第2床止め下流 固定床	副堰堤下流部 の洗掘の再現 方法の検討
I-2-2	6,400	均一砂 ($d_m=2.0\text{mm}$)	〃	〃	180	全体	-	-	-	-	〃	
I-2-3	9,200	〃	〃	〃	180	全体	-	-	-	-	〃	
II-1	9,200	均一砂 ($d_m=2.0\text{mm}$)	バップルピ アー	-0.127	180	全体	-	-	-	-	予備実験を含む	維持対策工の 検討(移動床)
II-2	6,400	〃	水叩き切り 下げ	〃	〃	全体	-	-	-	-	〃	
II-3	9,200	〃	河岸嵩上げ	〃	〃	全体	-	-	-	-	〃	

表-4.1.1(2) 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m^3/s)	河床材料	対策工	潮位 (T.P.m)	通水時間 (min)	模型水路	床止め工天 端高(T.P.m)	水叩き敷高 (T.P.m)	水叩き長 (m)	下流河床高 (T.P.m)	備 考	検討内容
II-4	9,200	均一砂 ($d_m=2.0\text{mm}$)	堰嵩上げ	-0.127	180	全体	-	-	-	-	予備実験を含む	維持対策工の 検討(移動床)
III-1-1	3,000	-	無し	//	-	全体	-	-	-	-		対策工の妥当 性の確認及び 護床工の敷設 範囲の検討 (固定床)
III-1-2	6,400	-	//	//	-	全体	-	-	-	-		
III-1-3	9,200	-	//	//	-	全体	-	-	-	-		
III-2-1	3,000	-	バップルビ アー	//	-	全体	-	-	-	-		
III-2-2	6,400	-	//	//	-	全体	-	-	-	-		
III-2-3	9,200	-	//	//	-	全体	-	-	-	-		
IV-1	3,000	-	-	-	-	抽出	-	-	-	-		バップルビ アーに加わる外 力の測定
IV-2	6,400	-	-	-	-	抽出	-	-	-	-		
IV-3	9,200	-	-	-	-	抽出	-	-	-	-		
IV-4	6,400	-	-	-	-	抽出	-	-	-	-	跳水無し	
V-1	9,200	均一砂 ($d_m=2.0\text{mm}$)	バップルビ アー	-0.127	180	全体	-	-	-	-	第2床止め下流 根固め敷設	副堰堤対策工 の検討

表-4.1.1(3) 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m^3/s)	河床材料	対策工	潮位 (T.P.m)	通水時間 (min)	模型水路	床止め工天 端高(T.P.m)	水叩き敷高 (T.P.m)	水叩き長 (m)	下流河床高 (T.P.m)	備 考	検討内容
VI-1-1	13,000 (400)	$d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂	—	-0.127	80	全体	3.0	-10.13	60	-10.17	護床工無し	落差工諸元の 検討
VI-1-2	" (350)	"	—	"	"	全体	"	-10.66	70	-11.15	"	
VI-1-3	" (500)	"	—	"	"	全体	"	-9.23	60	-8.72	"	
VI-1-4	" (600)	"	—	"	"	全体	"	-8.69	60	-7.70	"	
VI-1-5	" (400)	"	—	"	"	全体	"	-10.69	60	-10.17	"	
VI-2	" (400)	$d_m=0.3\text{mm}$ 石炭粉	—	"	30	全体	3.0	-10.13	60	-10.17	護床工有り	
VI-3	" (400)	$d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂	—	"	180	全体	3.0	-10.13	60	-10.17	"	予備実験 3ケース有り
VII-1	13,000	$d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂	河岸部嵩上	"	"	全体	3.0	-10.13	60	-10.17	予備実験 3ケース有り	
VIII-1	1,000	$d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂	—	"	"	全体	3.0	-10.13	60	-5.0	護床工有り	
VIII-2	3,000	"	—	"	"	全体	3.0	-10.13	60	-5.0	"	
VIII-3	6,400	"	—	"	"	全体	3.0	-10.13	60	-5.0	"	
VIII-4	9,200	"	—	"	"	全体	3.0	-10.13	60	-5.0	"	各種流量にお ける流況把握

表-4.1.1(4) 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m^3/s)	河床材料	対策工	潮位 (T.P.m)	通水時間 (min)	模型水路	床止め工天 端高(T.P.m)	水叩き数高 (T.P.m)	水叩き長 (m)	下流河床高 (T.P.m)	備 考	検討内容
Ⅷ-5	15,000	$d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂	—	-0.127	180	全体	3.0	-10.13	60	-5.0	護床工有り	各種流量にお ける流況把握
Ⅸ-1-1	1,900	—	ゲート有	〃	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		落差工上に堰 を設けた場合 の検討
Ⅸ-1-2	1,500	—	〃	〃	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
Ⅸ-1-3	1,000	—	〃	〃	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
Ⅸ-2-1	1,900	—	—	〃	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
Ⅸ-2-2	1,500	—	—	〃	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
Ⅸ-2-3	1,000	—	—	〃	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
Ⅸ-3-1	13,000	—	—	〃	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
Ⅸ-3-2	3,000	—	—	〃	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
X-1-1	13,000	—	水平水叩き	〃	—	抽出	4.0	-10.13 (水叩き)	15	-10.17		落差工の減勢 工形状の比較 検討
X-1-2	9,200	—	〃	〃	—	抽出	4.0	-10.13 (水叩き)	15	-10.17		
X-1-3	3,000	—	〃	〃	—	抽出	4.0	-10.13 (水叩き)	15	-10.17		

表-4.1.1(5) 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m ³ /s)	河床材料	対策工	潮位 (T.P. m)	通水時間 (min)	模型水路	床止め工天 端高(T.P. m)	水叩き数高 (T.P. m)	水叩き長 (m)	下流河床高 (T.P. m)	備 考	検討内容
X-2-1	13,000	—	副ダム	-0.127	—	抽出	4.0 (第1) 0.63 (第2)	-3.23 -9.20 (水叩き)	50.8 46.3	-10.17		落差工の減勢 工形状の比較 検討
X-2-2	9,200	—	〃	〃	—	抽出	4.0 (第1) 0.63 (第2)	-3.23 -9.20 (水叩き)	50.8 46.3	-10.17		
X-2-3	3,000	—	〃	〃	—	抽出	4.0 (第1) 0.63 (第2)	-3.23 -9.20 (水叩き)	50.8 46.3	-10.17		
X-3-1	13,000	—	ソリッド・ バケット	〃	—	抽出	4.0	-13.00 (インポート) -4.00 (リフト)	—	-10.17		
X-3-2	9,200	—	ソリッド・ バケット	〃	—	抽出	4.0	-13.00 (インポート) -4.00 (リフト)	—	-10.17		
X-3-3	3,000	—	ソリッド・ バケット	〃	—	抽出	4.0	-13.00 (インポート) -4.00 (リフト)	—	-10.17		
X-4-1	13,000	—	拡 散 スキージャンプ	〃	—	抽出	4.0	-5.00 (ステップ)	13	-10.17		
X-4-2	9,200	—	拡 散 スキージャンプ	〃	—	抽出	4.0	-5.00 (ステップ)	13	-10.17		
X-4-3	3,000	—	拡 散 スキージャンプ	〃	—	抽出	4.0	-5.00 (ステップ)	13	-10.17		
X-5-1	13,000	—	シ ル	〃	—	抽出	4.0	-8.17 (シート末端)	15	-10.17		
X-5-2	9,200	—	シ ル	〃	—	抽出	4.0	-8.17 (シート末端)	15	-10.17		
X-5-3	3,000	—	シ ル	〃	—	抽出	4.0	-8.17 (シート末端)	15	-10.17		

表-4.1.1(6) 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m^3/s)	河床材料	対策工	潮位 (T.P.m)	通水時間 (min)	模型水路	床止め工天 端高(T.P.m)	水叩き敷高 (T.P.m)	水叩き長 (m)	下流河床高 (T.P.m)	備 考	検討内容
X-6-1	13.000	—	スラット・ バケット	-0.127	—	抽出	4.0	(インハート) (リップ)	—	-10.17		落差工の減勢 工形状の比較 検討
X-6-2	9.200	—	スラット・ バケット	//	—	抽出	4.0	(インハート) (リップ)	—	-10.17		
X-6-3	3.000	—	スラット・ バケット	//	—	抽出	4.0	(インハート) (リップ)	—	-10.17		
XI-1-1	13.000	$d_m=0.3\text{mm}$ 石炭粉	ソリッド・ バケット	//	30	全体	4.0	-13.00	—	-10.17	護床工有り	ローラーバケ ット形減勢工 の設計諸元の 検討と流況把 握
XI-1-2	9.200	//	ソリッド・ バケット	//	90	全体	4.0	-13.00	—	-10.17	//	
XI-1-3	3.000	//	ソリッド・ バケット	//	300	全体	4.0	-13.00	—	-10.17	//	

第5章 軟岩河道の侵食を再現する実験法の検討

5-1 概 要

第2章に述べたように、第2床固下流部における局所洗掘の進行には、軟岩の占めるウェートが非常に高いことがわかった。そこで模型実験を通して検討を行うには、軟岩の侵食特性を再現することが重要となる。しかしながら、軟岩河道の場合、通常用いられる移動床模型実験の相似則を適用することはできない。よって、ここでは従来の移動床模型実験の相似則にはならず、軟岩の侵食特性を考慮した模型河床材料の選定と模型実験法について検討を行うこととした。

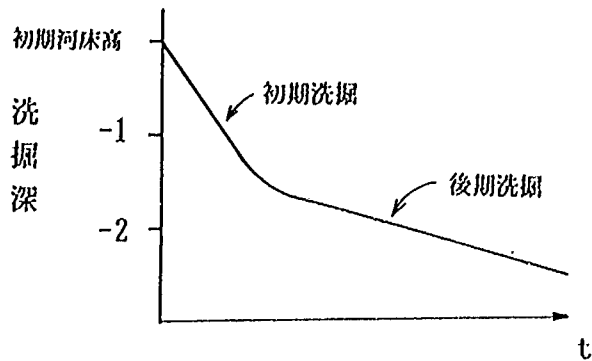
本章では、この現地で起こる現象を、模型上で精度良く再現させるための実験方法、すなわち相似性の検討を行い、かつ現況河道の水理現象を把握することにより、対策案あるいは計画河道案における実験結果を検討する際の比較資料を得ることを目的としている。

5-2 検討方法

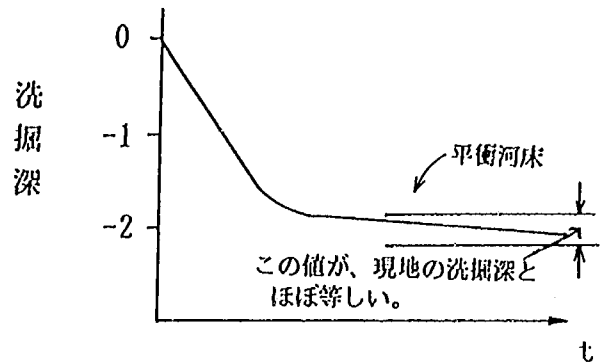
軟岩の侵食特性を再現させるためには、通常の相似則から選定される模型河床材料（本実験の場合は平均粒径0.3 mmの石炭粉）よりも、動きにくい河床材料を用いる必要がある。この方法として次の2通りが考えられる。1つは平均粒径0.3 mmの石炭粉よりも動きにくい河床材料を用いる方法であり、もう1つは平均粒径0.3 mmの石炭粉をそのまま用いる代りにその河床表面に吸い出し防止材等を用いて侵食の速度を大幅に小さくするという方法である。実験はこの2通りの方法を用いて、流況や洗掘を現地と比較し、軟岩の侵食特性を再現する方法を選定することとした。

上記2つの軟岩の侵食特性の再現方法の考え方は、次の通りである。まず、砂を用いた方法では次のように考えた。すなわち砂の場合の局所洗掘の経時変化を調べると、図-5.2.1に示すように、初めは急速に洗掘が進み（初期洗掘）、一定量の洗掘が生じた後は、その洗掘速度がかなり低下し、かつ一定速度となる（後期洗掘）。本実験では、洗掘速度が低下し、ほぼ平衡状態となった洗掘深に着目し、この洗掘深と現地の洗掘深がほぼ等しく、その時の洗掘形状が現地と概ね一致している場合には、その河床材料等が軟岩の特性を表現しているものと考えた（図-5.2.2参照）。実験は、このような状況が得られるような河床材料を見い出すことを目的とした。もう一つの吸い出し防止材を用いる方法については、次のように考えた。河床表面に吸い出し防止材を用いると、流送される土砂の量は少なくなり、洗掘速度もかなり低下する。これより現地の洗掘深と同じ規模の洗掘に至った段階で、図-5.2.3に示すように洗掘速度が充分低下し、かつ洗掘形状が現地と概ね一致していれば再現性が良いと判断することにした。従って吸い出し防止材を用いた実験では、このような状況が得られるような吸い出し防止方法を見い出すことを目的とした。

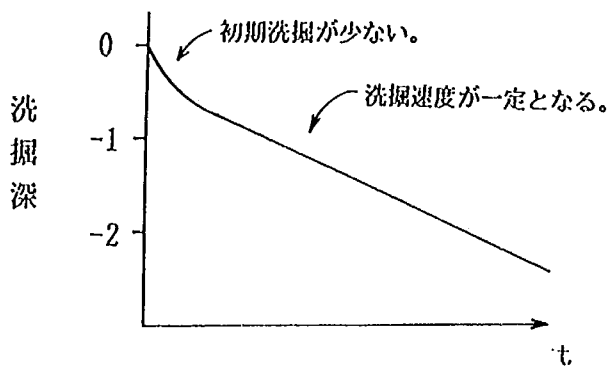
実験条件の一覧表を表-5.2.1に示す。ケースI-1では、第2床固下流部の局所洗掘に着目し、軟岩の侵食特性を最も良く再現する方法の選定を行った。次にケースI-2では、ケースI-1の結果を参考にして、副堰堤下流から河口部までの再現方法について検討した。



図— 5.2.1 局所洗掘の経時変化



図— 5.2.2 局所洗掘の経時変化
(後期洗掘がほぼ平衡状態となる)



図— 5.2.3 局所洗掘の経時変化
(洗掘速度が一定となる)

表— 5.2.1 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m^3/s)	河床材料	対策工	潮位 (T.P.m)	通水時間 (分)	備考	検討内容
I-1-1	6,400	均一砂 ($d_m=2.0\text{mm}$)	無し	0.45	120		第二床固下流 の洗掘部を再 現する模型砂 の選定
I-1-2	$\begin{cases} 3,800 \\ 6,400 \end{cases}$	混合砂 ($d_m=1.2\text{mm}$)	"	"	$90(6,400\text{m}^3/\text{s})$ $- (3,800\text{m}^3/\text{s})$		
I-1-3	$\begin{cases} 4,000 \\ 6,400 \end{cases}$	均一砂 ($d_m=2.0\text{mm}$)	"	"	$120(4,000\text{m}^3/\text{s})$ $90(6,400\text{m}^3/\text{s})$	初期河床を予め 低くしておく	
I-1-4	$\begin{cases} 6,400 \\ 3,800 \end{cases}$	石炭粉 ($d_m=0.3\text{mm}$)	吸い出し防 止第1案	"	60		
I-1-5	$\begin{cases} 6,400 \\ 3,800 \end{cases}$	"	吸い出し防 止第2案	"	60		
I-1-6	6,400	"	無し	"	10		
I-2-1	6,400	石炭粉 ($d_m=0.3\text{mm}$)	無し	0.45	60	第二床固下流固 定床	副堰堤下流部 の洗掘の再現 方法及び実験 方法の検討
I-2-2	6,400	均一砂 ($d_m=2.0\text{mm}$)	"	"	180	"	
I-2-3	9,200	"	"	"	180	"	

5-3 実験結果

5-3-1 第2床固と副堰堤間の河床変動を再現する実験方法の検討（ケースI-1）

本実験では、まず第2床固下流部の局所洗掘に着目し、前述した2通りの方法の実験を行い、軟岩の侵食特性の再現性について検討した。ケースI-1-1～3では砂を用いた方法の検討を行った。実験に用いた河床材料は、平均粒径2.0 mmの均一砂（ケースI-1-1、3）と平均粒径1.2 mmの混合砂（ケースI-1-2）である。図-5.3.1に平均粒径1.2 mmの混合砂の粒度分布を示す。ケースI-1-4、5は、2種類の吸い出し防止材を用い各々検討した実験である。実験は以上の2つの方法により、軟岩の侵食特性の再現性について検討した。なお、この他に先の図-3.1に示した粒度特性を持つ平均粒径0.3 mmの石炭粉を用いた通常の移動床モデルによる実験（ケースI-1-6）も行い、このような実験手法でも再現が可能であるかを調べた。実験は既往洪水の最大流量規模で、現況河道程度の河床に安定することを目安とし、 $6,400\text{ m}^3/\text{s}$ を定流で通水した。なお、第2床固周辺における洪水時の水位観測は、昭和60年7月8日洪水（ $Q_p=3,800\text{ m}^3/\text{s}$ ）時に左岸側において実施されている。この水位を検証水位とするため、 $6,400\text{ m}^3/\text{s}$ を通水して河床が安定した後に、流量 $3,800\text{ m}^3/\text{s}$ （定流）を通水して水位の測定を行った（ただし、ケースI-1-1とI-1-6は水位測定を行っていない）。下流端水位は、副堰堤上で限界水深が生ずるため設定を必要としない。しかし、念のために下流端水位を昭和60年7月出水（ $Q_p=6,400\text{ m}^3/\text{s}$ ）のピーク時の寺泊潮位（T.P.0.45 m）に設定した。第2床固の直下流は、副堰堤が設けられたときに、洗掘防止と第2床固の基礎の強化を目的として、異形ブロックが投入されている。そこで、第2床固の直下流には、図-5.3.2に示す形状および範囲に碎石とセメントペーストを用いた根固めを設けた。

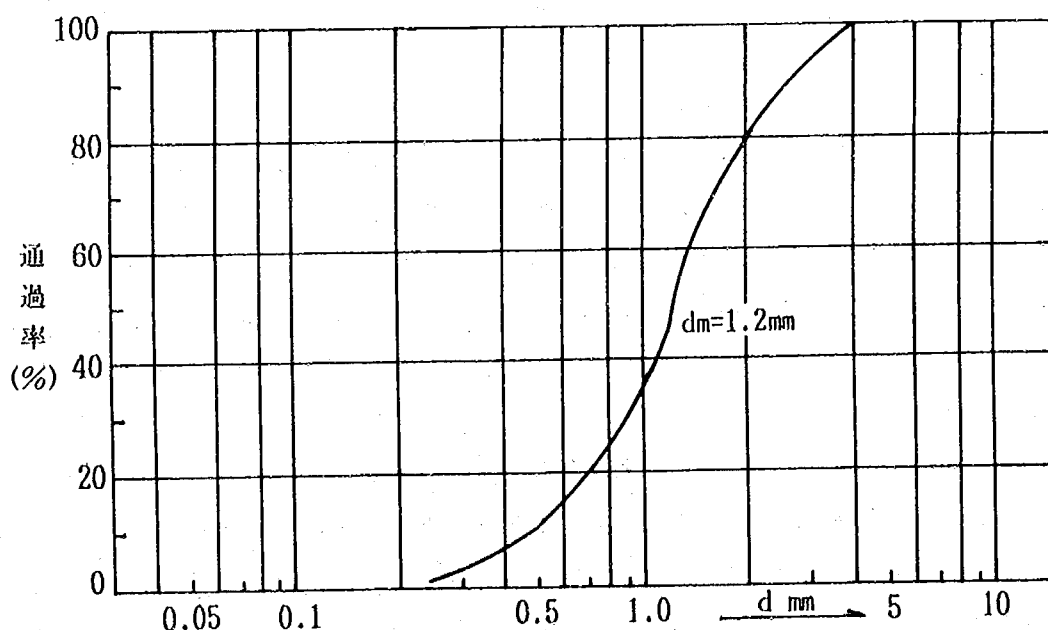
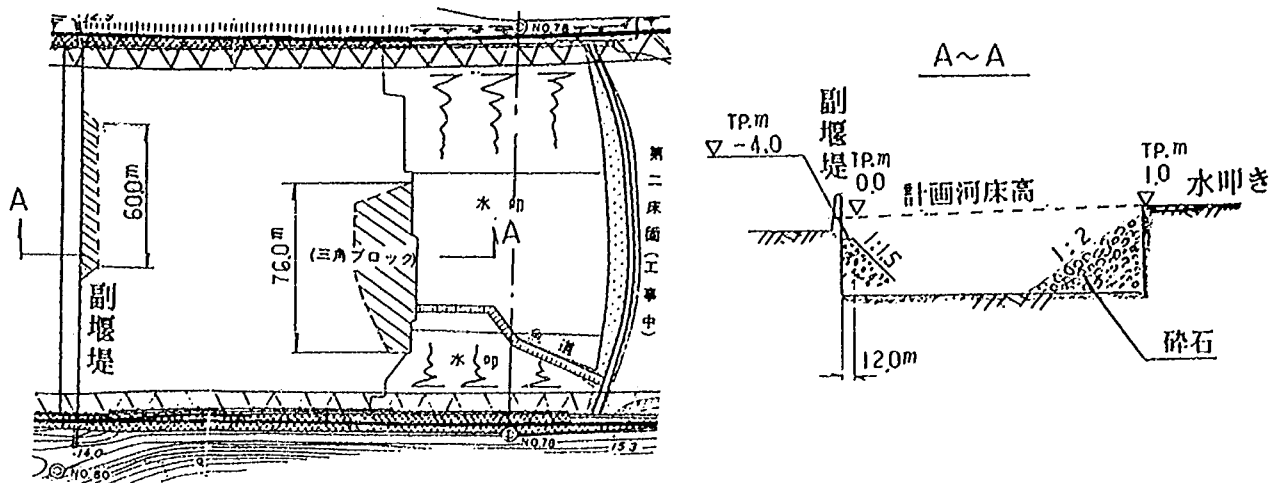


図-5.3.1 河床材料粒度分布図



図一 5.3.2 第二床固下流の根固め

1) ケース I - 1 - 1 ($d_m = 2.0\text{mm}$ の均一砂を用いた場合)

(1) 河床高の経時変化について

河床が安定した状態となったかを判定するために、河床高の経時変化を測定した。この河床高の経時変化を図一 5.3.3 に示す。河床高は、スケールを目視によって測定した。河床高は図一 5.3.4 に示す測線の最深部を標高で表示した。計測機の不備により、初期データを欠測したが、河床の洗掘速度が低下してほぼ安定した河床状態となるまでに要した時間は、場所によって若干の差が見られるものの、通水後約 100~120 分 (模型時間：以下で述べる通水時の時間は、すべて模型値である) 程度であった。

(2) 流況について

6,400 m^3/s を通水し、河床がほぼ安定した状態となったときの流況を図一 5.3.5 に示す。通水開始直後は、第 2 床固を越流した流れが水叩き上およびその直下流河道を射流状態で流れる。しかし、時間の経過とともに河床が洗掘され、水叩き下流の河道内で跳水が発生し、さらにその下流で常流の流れに戻る。なお第 2 床固を越流する流れは、①中央部の天端高が河岸よりも低い。②天端部の平面形状がアーチ形状になっている。③河岸部の水叩きが中央より高くなっていることから、水叩き中央に集中する流れとなる。この影響によって、水叩きと副堰堤間河道の河岸沿いは、剥離した流れにより逆流する領域が生ずる。とくに右岸水叩き直下流は、この剥離域へ潜り込むような流れが生じ、そこに深掘れが発生する。水叩き直下に生じた深掘れ部は、河道中央へ集中する流れと河岸部の剥離域の境に沿って河道中央部へ伸びる。洗掘された河道中央部の土砂は、副堰堤を越流して下流へ流送されるが、一部の土砂は、左右岸に生ずる逆流域の中心部に堆積する。

昭和 56 年 8 月 23 日洪水の空中写真 (写真一 5.1) による現地流況と模型の流況 (写真一 5.2) を比較する。撮影時の流量はほぼピーク時に等しい 6,800 m^3/s 程度である。これによると、水叩き上の流況や、第 2 床固と副堰堤の間で生じている河道中央部の波立ちが、現地とほぼ相似となっており、模型の再現性は良いものと判断される。

(3) 洗掘状況について

実験結果の洗掘状態を図-5.3.6の河床高等深線図に示し、現地の洗掘状況を図-5.3.7の河床高等深線図に示す。これによると河床の最深部位置とその高さは、ほぼ現地と一致する結果が得られている。しかし、河床全体の洗掘量は現地に比べて少なく、また左右岸で生じた剝離と逆流域の影響により、河岸沿いの河床が若干堆積傾向となる結果が得られた。このため、平均粒径2.0 mmの均一砂を用いた方法では、現地との相似性があまり良くないと判断された。

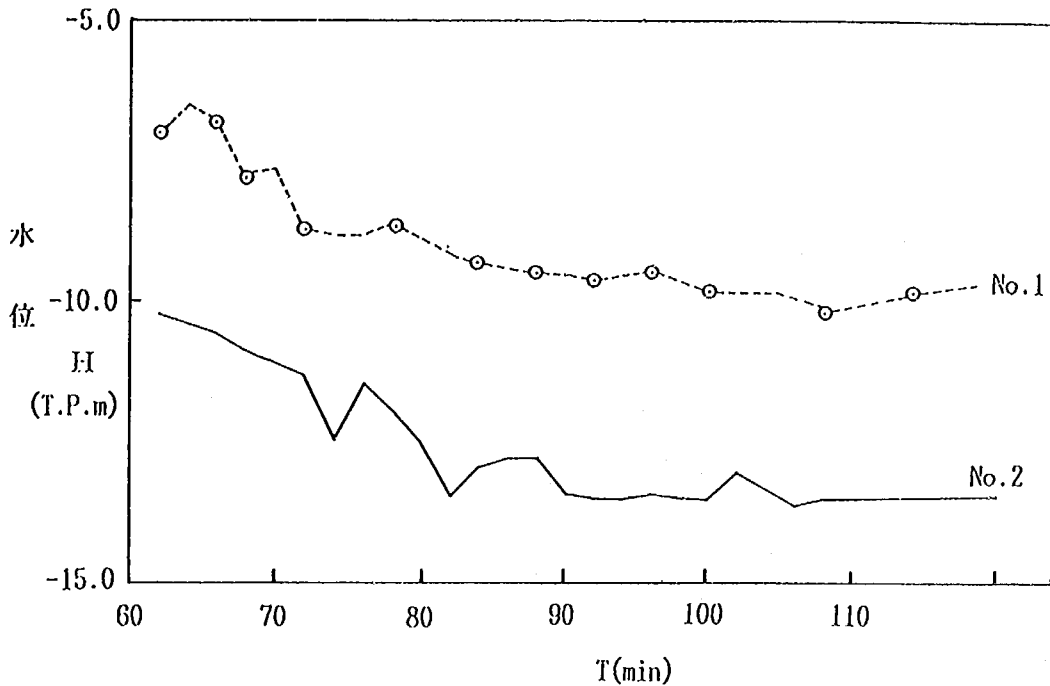


図-5.3.3 河床高経時変化図 (ケース I-1-1)

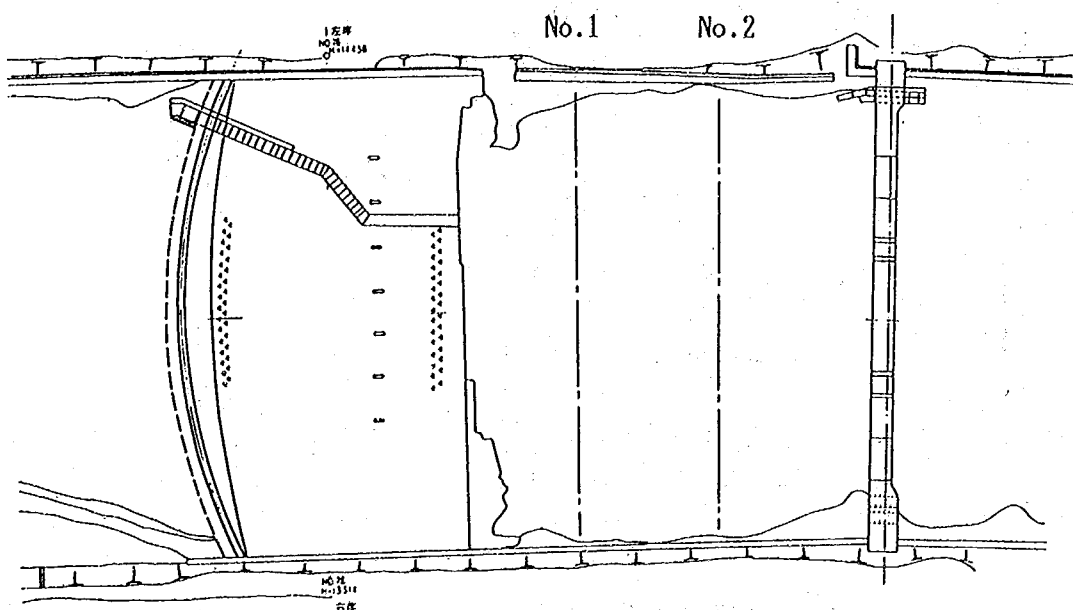
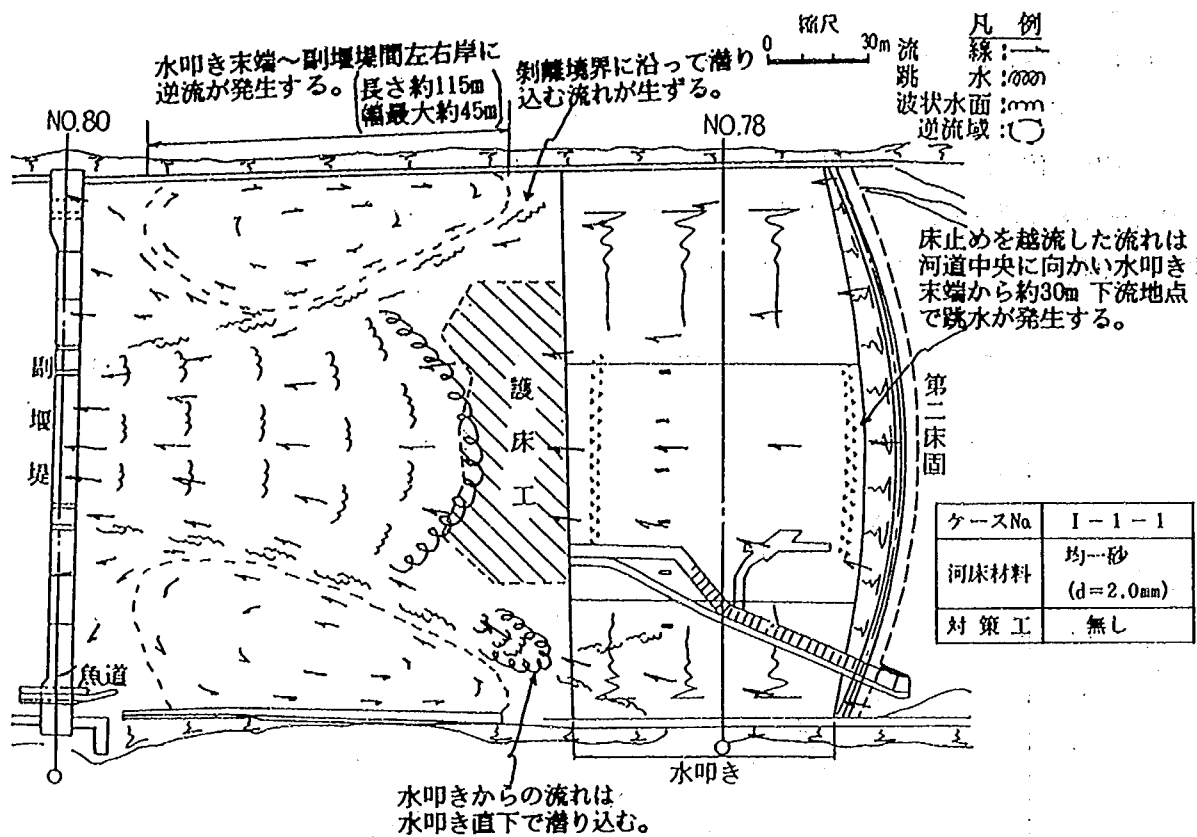
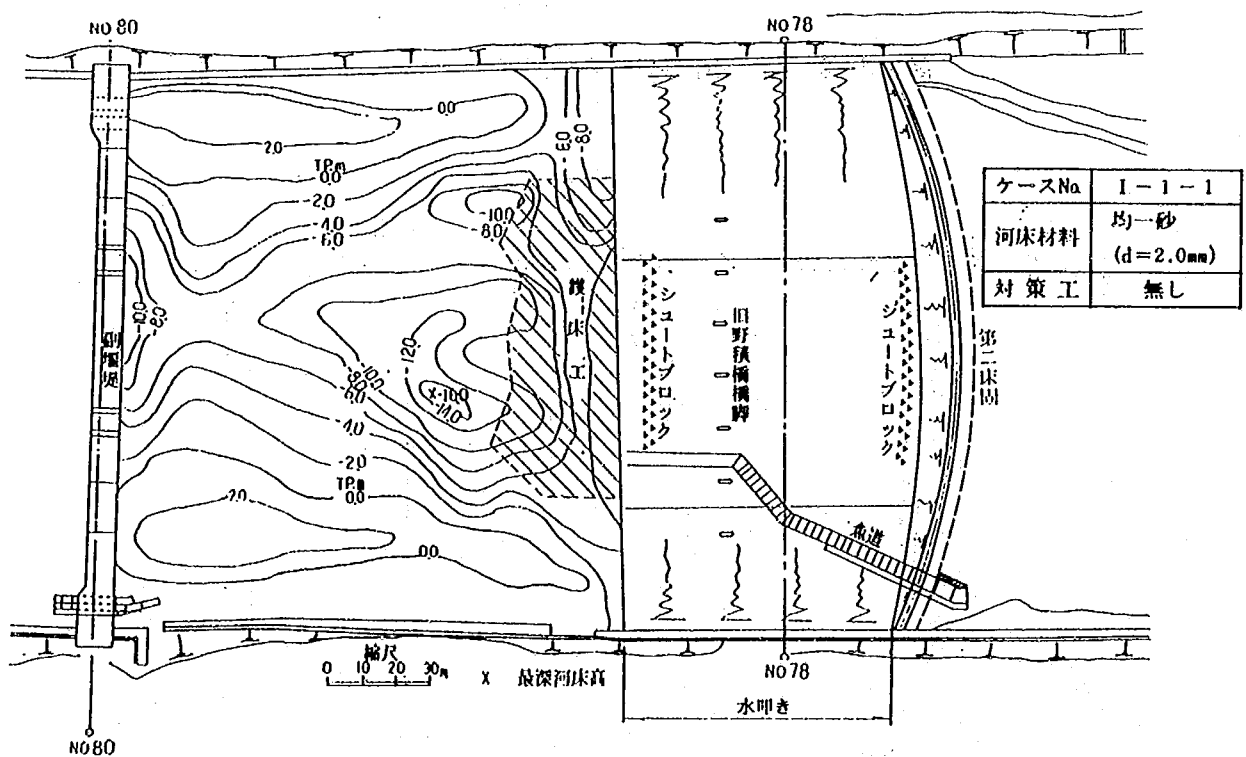


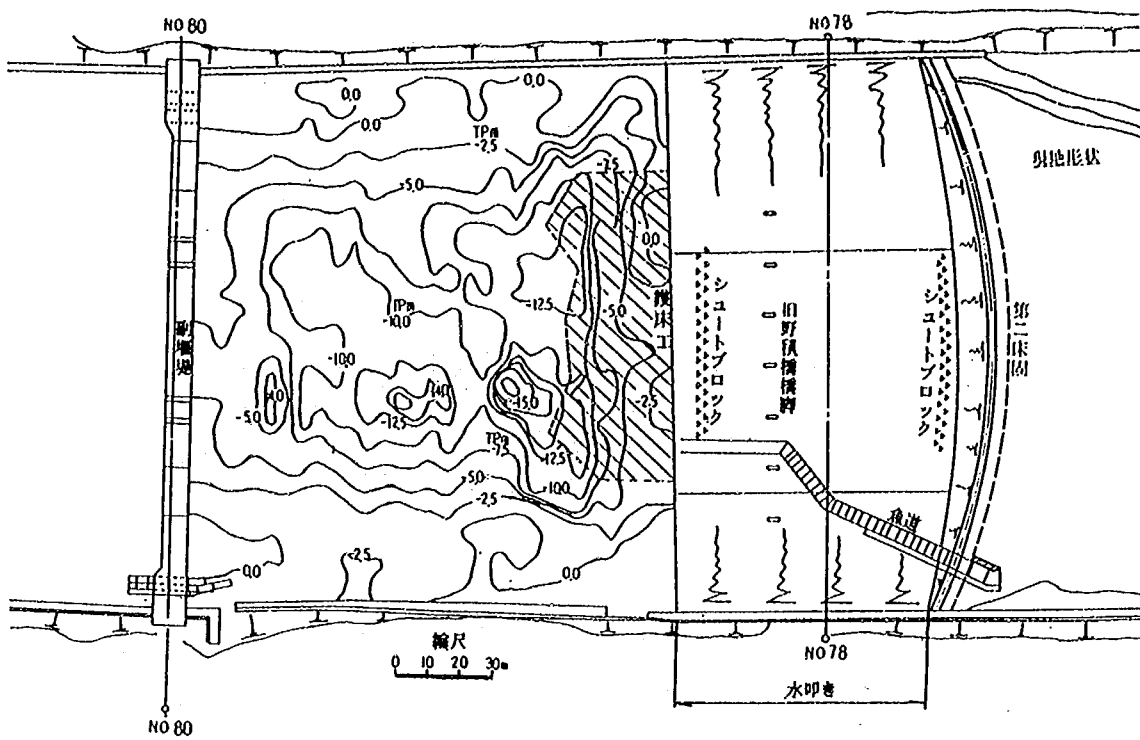
図-5.3.4 河床高測定測線



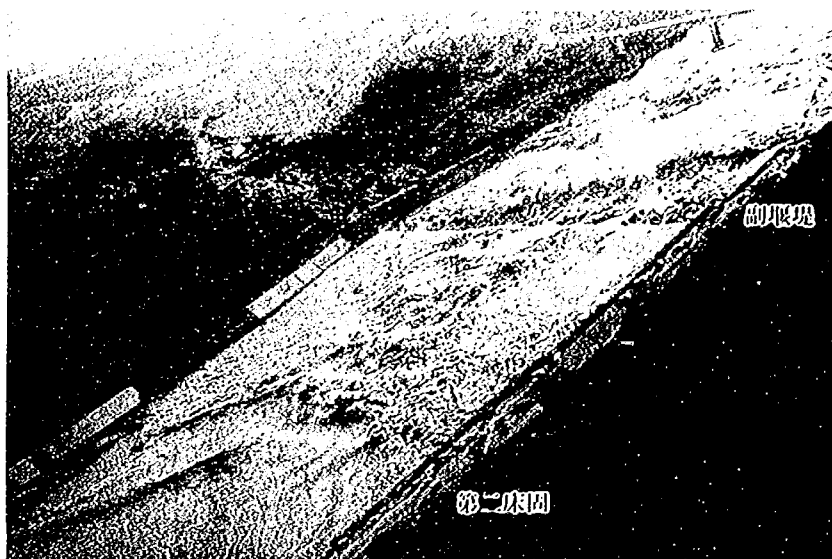
図—5.3.5 流況図 (ケース I-1-1、 $d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂)



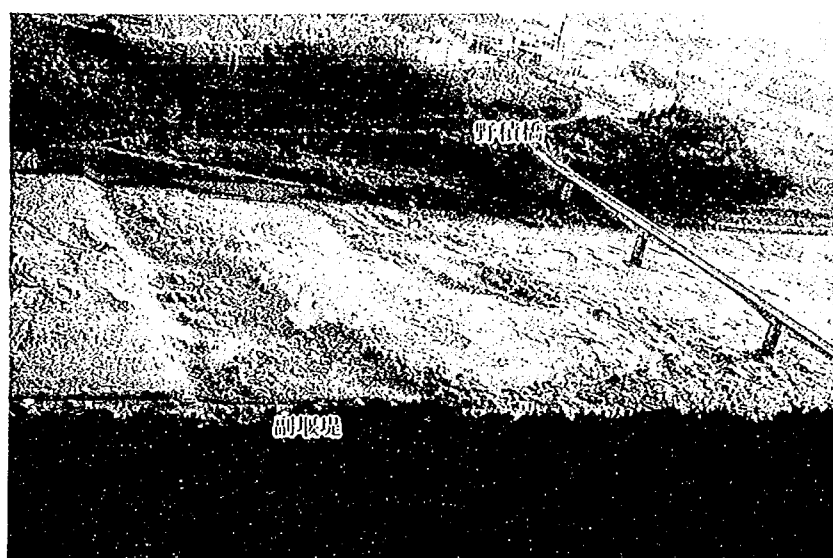
図—5.3.6 河床高等深線図 (ケース I-1-1、 $d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂)



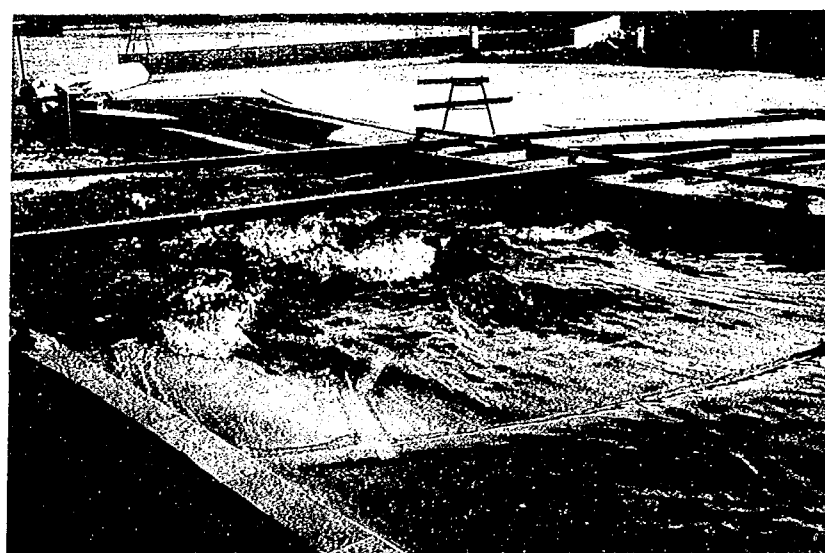
図一 5 . 3 . 7 現地河道の洗掘状況



写真—5.1.1 昭和56年8月23日出水 (6,800m³/s)



写真—5.1.2 昭和56年8月23日出水 (6,800m³/s)



写真—5.2 通水時の流況 (ケースI-1-1)

2) ケース I - 1 - 2 ($d_m=1.2\text{mm}$ の混合砂を用いた場合)

平均粒径 2.0 mm の均一砂を用いたところ、最深部位置とその高さは、ほぼ相似となるものの、河床全体の洗掘量が少なく、相似性はあまり良くないことが明らかとなった。そこで洗掘量を増大させるため、河床材料粒径を小さく (平均粒径 1.2 mm の混合砂) して模型の再現性を調べた。

(1) 河床高の経時変化について

河床高の経時変化を図-5.3.8に示す。河床材料粒径を小さくしたことによって、前ケースより洗掘の進行が速くなり、実験開始後約70分程度でほぼ平衡状態となった。このため実験は、90分経過した時点で通水 ($6,400\text{ m}^3/\text{s}$) を終了させた。

(2) 水位について ($3,800\text{ m}^3/\text{s}$)

$3,800\text{ m}^3/\text{s}$ 時における水位縦断を図-5.3.9に示す。床止め天端がアーチ形状であるため、水叩き上の跳水発生位置が平面的に異なり、かつ横断方向の水位も異なる。河道中央部では、水叩き末端から生じた波状跳水によって河道中央部の水位が高くなっている。痕跡水位 (左岸) は、縦断的にほぼ一樣水位であるのに対して、実験結果の左岸水位は水叩き上でやや低いものの、その下流の水位は良く一致している結果となっている。

(3) 流況について

$6,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況を図-5.3.10に示す。河床変動がほぼ平衡状態に達した時点の第2床固から副堰堤間の流況は、ケース I - 1 - 1 とほぼ同様に水叩き上で射流が生じ、水叩き直下で跳水が生ずる流れとなる。左右岸には広範囲に渡って剝離渦が発生する。

(4) 洗掘状況について

河床高等深線図を図-5.3.11に示す。河道中央部が大きく洗掘され、その洗掘された土砂が左右岸に堆積し、河岸部の河床が初期河床高より高くなっている。最深部の位置は現地とほぼ相似となっているが、最深部河床高は T.P. - 19.0 m になり、現地の最大洗掘深より約 3 m 程度大きい。したがって洗掘域も現地より大きく、ケース I - 1 - 1 より相似性が良くない結果となった。

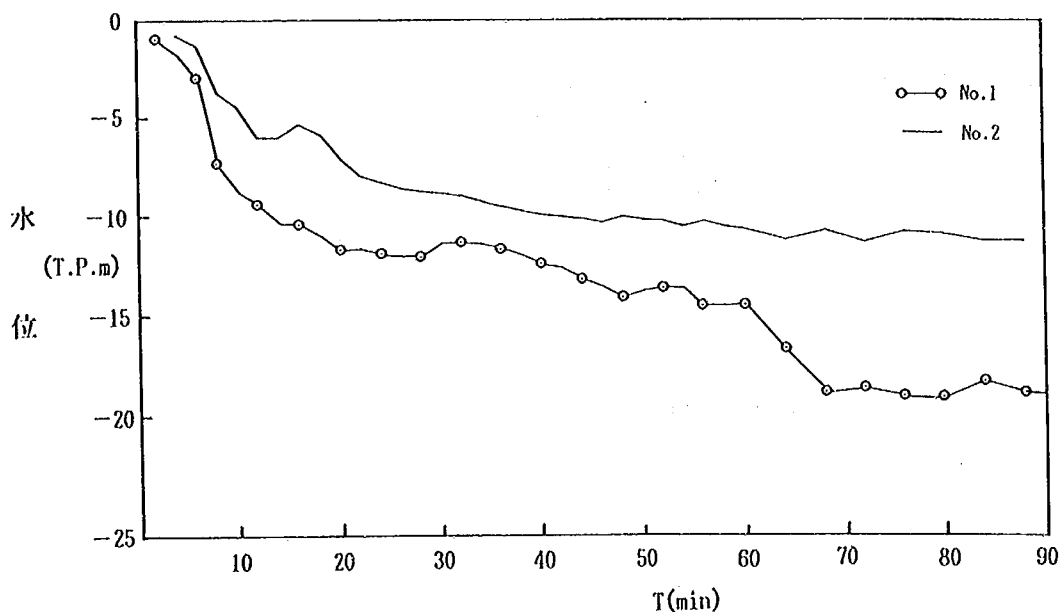
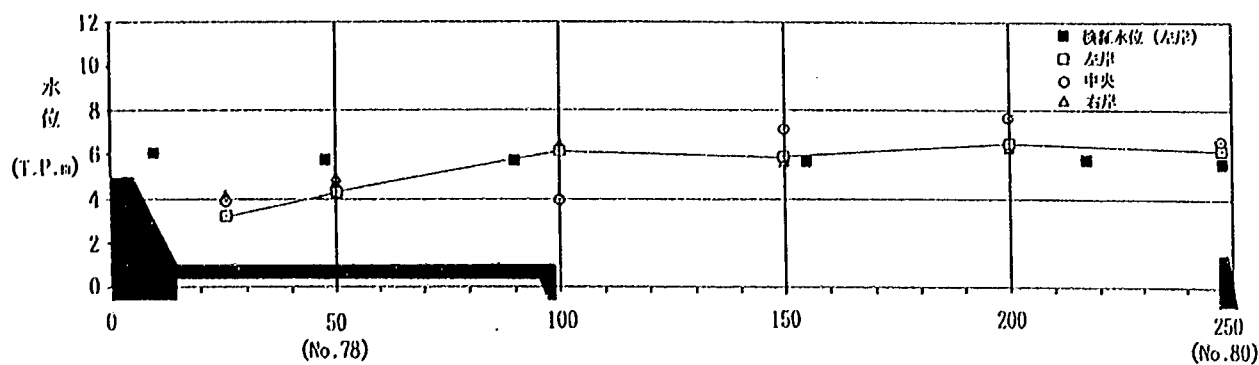
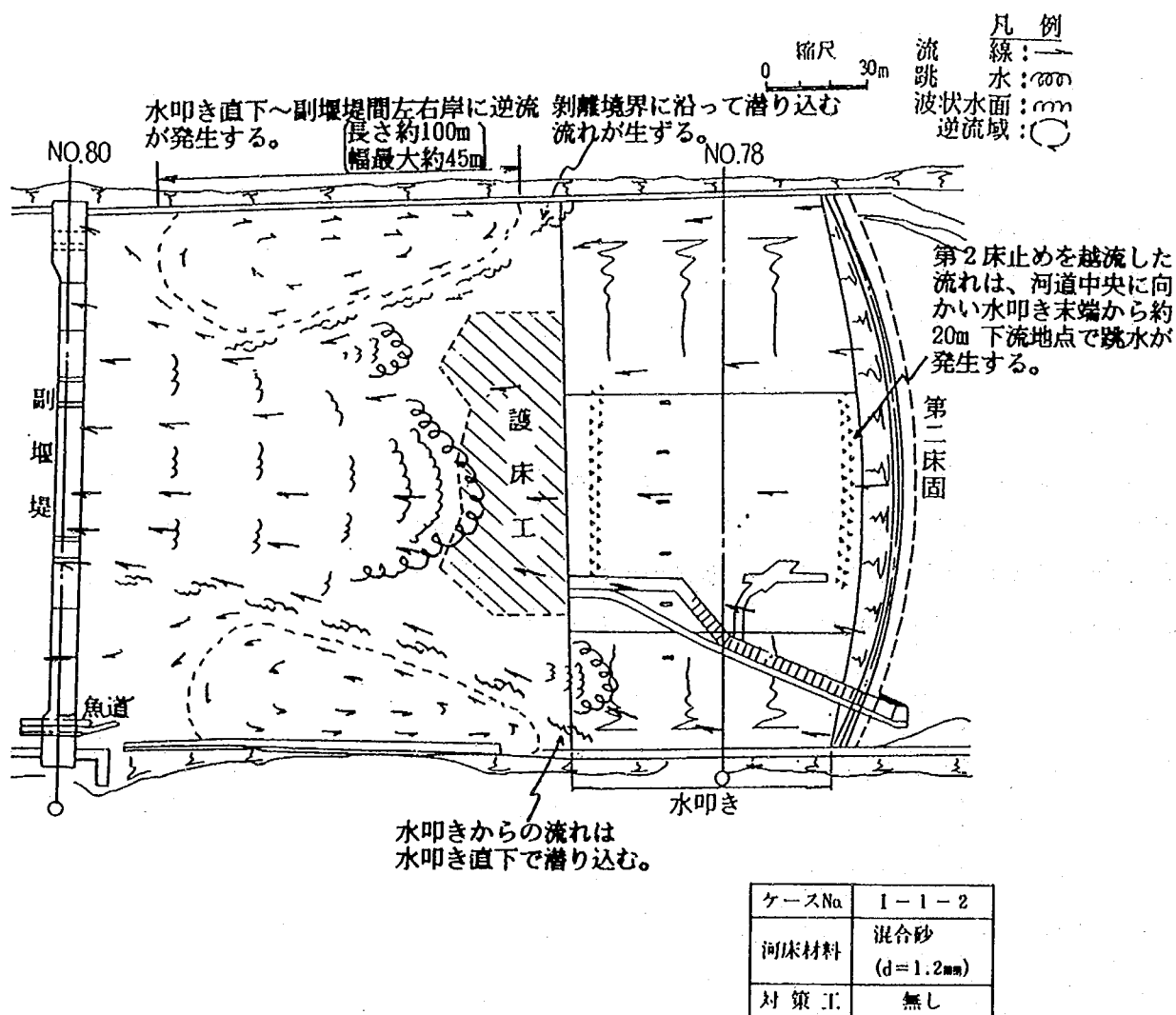


図-5.3.8 河床高経時変化図 (ケース I - 1 - 2)



図一5.3.9 水位縦断図 (ケース I-1-2)



図一5.3.10 流況図 (ケース I-1-2、 $d_m=1.2\text{mm}$ 混合砂)

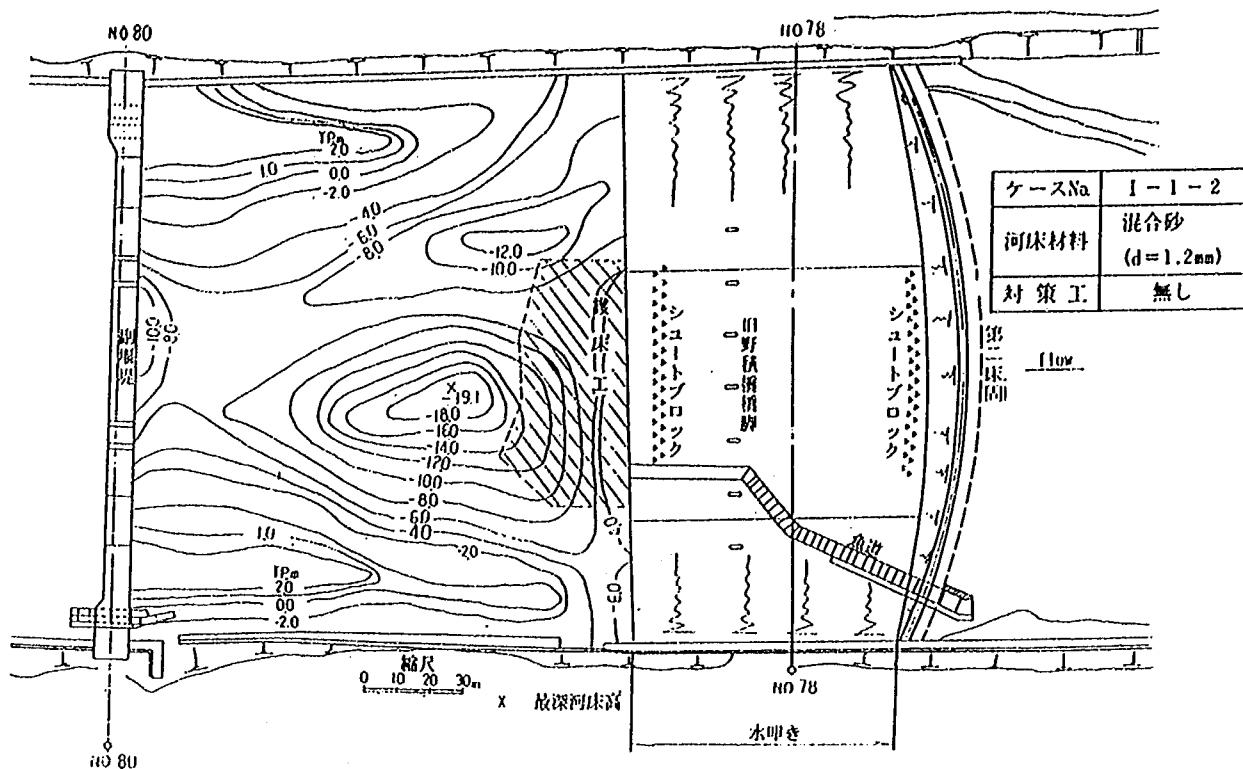


図-5.3.11 河床高等深線図 (ケース I-1-2、 $d_m=1.2\text{mm}$ 混合砂)

3) ケース I-1-3 ($d_m=2.0\text{mm}$ の均一砂を用い、河道中央部をやや深くした場合)

これまでの検討結果より、ケース I-1-1 の平均粒径 2.0mm の均一砂を用いた実験の方が、比較的相似性の得られることが明らかとなった。しかしながら、左右河岸部には、剥離した流れが逆流する影響により、そこに土砂が堆積して相似性が良くない結果となっている。そこで図-5.3.12に示すように、河道中央部を予め深くしておき、河岸部へ流送される土砂量を軽減させる案について検討した。なお、ケース I-1-1 の結果では、副堰堤直上流に深掘れが生じており、現地形状とは異なっていた。このため被災事例を調べたところ、この地点には護床工が敷設してあることが明らかとなった。そこで図-5.3.13に示すような護床工を、碎石とセメントペーストを用いて敷設することにした。実験は融雪規模の出水で洗掘がどのように進行するかを調べるため、初めに $4,000\text{m}^3/\text{s}$ (定流) を 120 分 (模型) 通水し、その後に、 $6,400\text{m}^3/\text{s}$ (定流) を 90 分 (模型) 通水した。

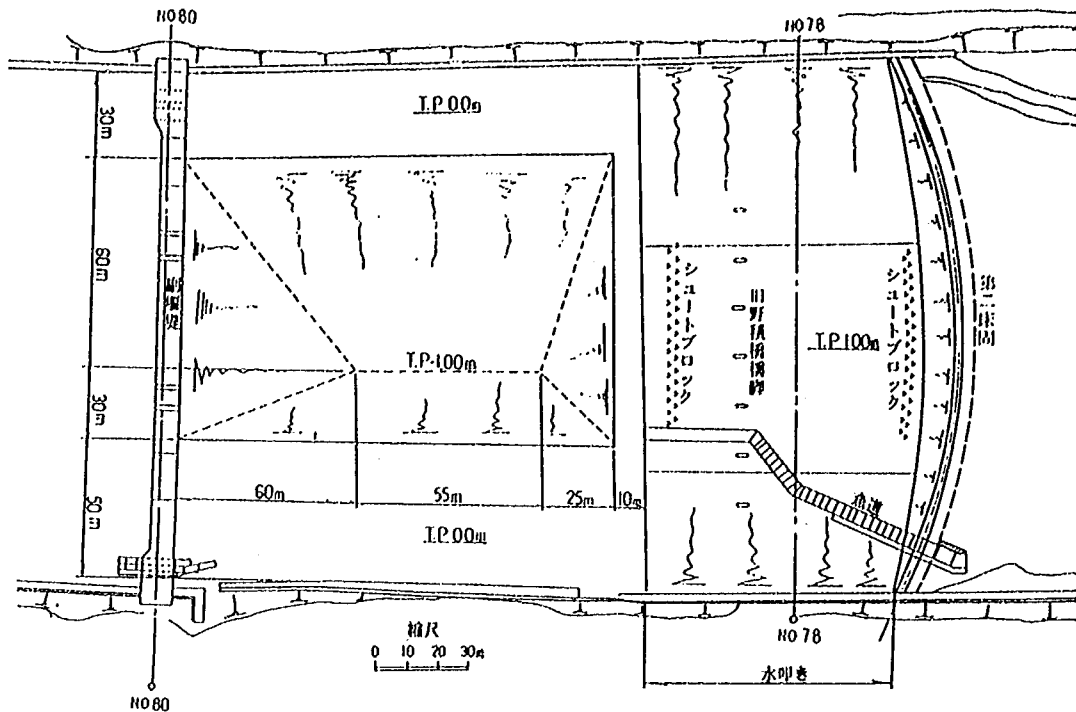


図-5.3.12 初期河床形状

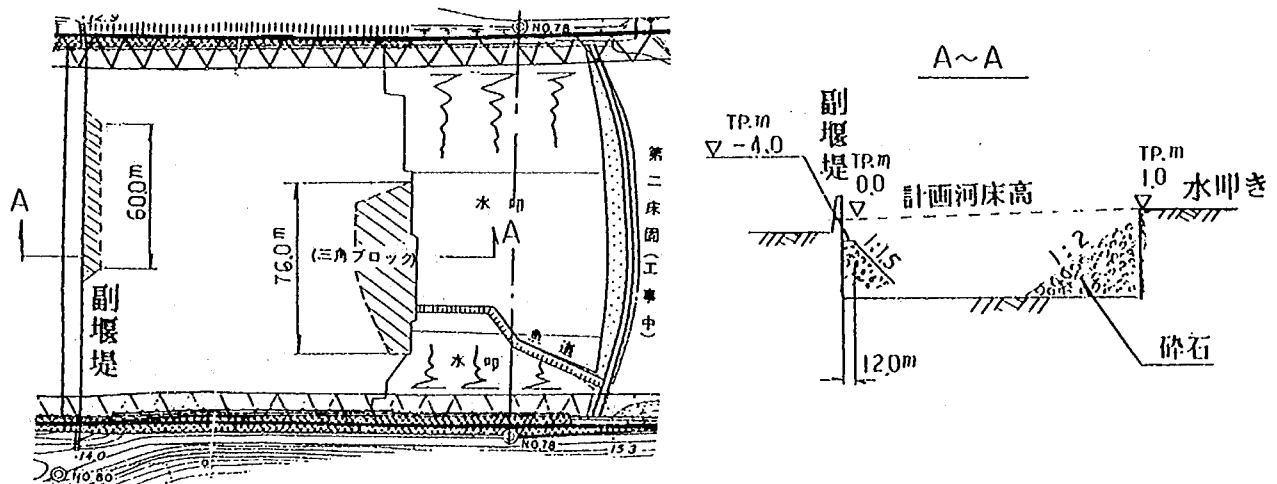


図-5.3.13 副堰堤上流の根固め

(1) 河床高の経時変化について

河床高の経時変化を図-5.3.14に示す。 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ 時における河床の洗掘速度は、先のケース I-1-1 の $6,400\text{m}^3/\text{s}$ 時に比べ非常に遅く、通水約90分後にほぼ平衡状態となる。このときの最深河床高は、上流側の測線No.1断面で T.P. -18.0m である。 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ を120分通水した後に流量 $6,400\text{m}^3/\text{s}$ をさらに通水した。この結果は、最深部位置の変化はないものの、河床高がさらに低下した。河床変動は通水40分後にはかなり少なくなり、T.P. -19.5m 程度でほぼ平衡状態に達する結果が得られた。

(2) 水位について

$4,000\text{m}^3/\text{s}$ 時の水位縦断を図-5.3.15に示す。水叩き末端付近は、跳水の影響により水面変動が激し

い。しかし、水叩き下流50m付近からはその変動も少なくなり、左右岸水位ともほぼ同一で副堰堤を越流している。左岸の水位は、現地の痕跡水位と水叩き末端部から下流において良く一致しており、比較的相似性の良い結果が得られている。

(3) 流況について

4,000m³/s時の流況を図-5.3.16に示す。落差工を越流した流れは、水叩きの中央および左岸側で跳水を生じさせ、その後常流となって流下する。右岸側の水叩き末端部では剥離域へ潜り込むような流れが生じている。この剥離域へ潜り込むような流れは、左右河岸沿いに発生している逆流する流れを助長させ、水叩き直下の河道中央部に深掘れを生じさせる。流量6,400m³/s時では下流河道の洗掘がさらに進行し、これに伴って水叩き上で発生していた跳水は下流の河道内へと移動する。河床がほぼ安定した状態となった時の流況は、先の2ケースと大差はなく、現地ともほぼ相似となっているものと考えられる。

(4) 洗掘状況について

4,000m³/s時の洗掘状況を図-5.3.17の河床高等深線図に示す。副堰堤上流側の河床変動量は、現地と比較するとやや少ない。しかし、最深部の位置やその深さ、および平面形は、これまでのケースに比べ、より相似となっているようである。次に6,400m³/s時の洗掘状況を図-5.3.18の河床高等深線図および写真-5.3に示す。水叩き末端からその下流河岸沿いの剥離域へ潜り込む流れにより、この水叩き直下流河岸部の洗掘が現地より若干大きい。しかし、最深部の位置やその深さおよび平面形に加え、全体の洗掘量も現地とほぼ相似となっており、これまでのケースよりさらに相似性の良い結果となっている。また、副堰堤直上流の洗掘も護床工を設置したことによって緩和されている。

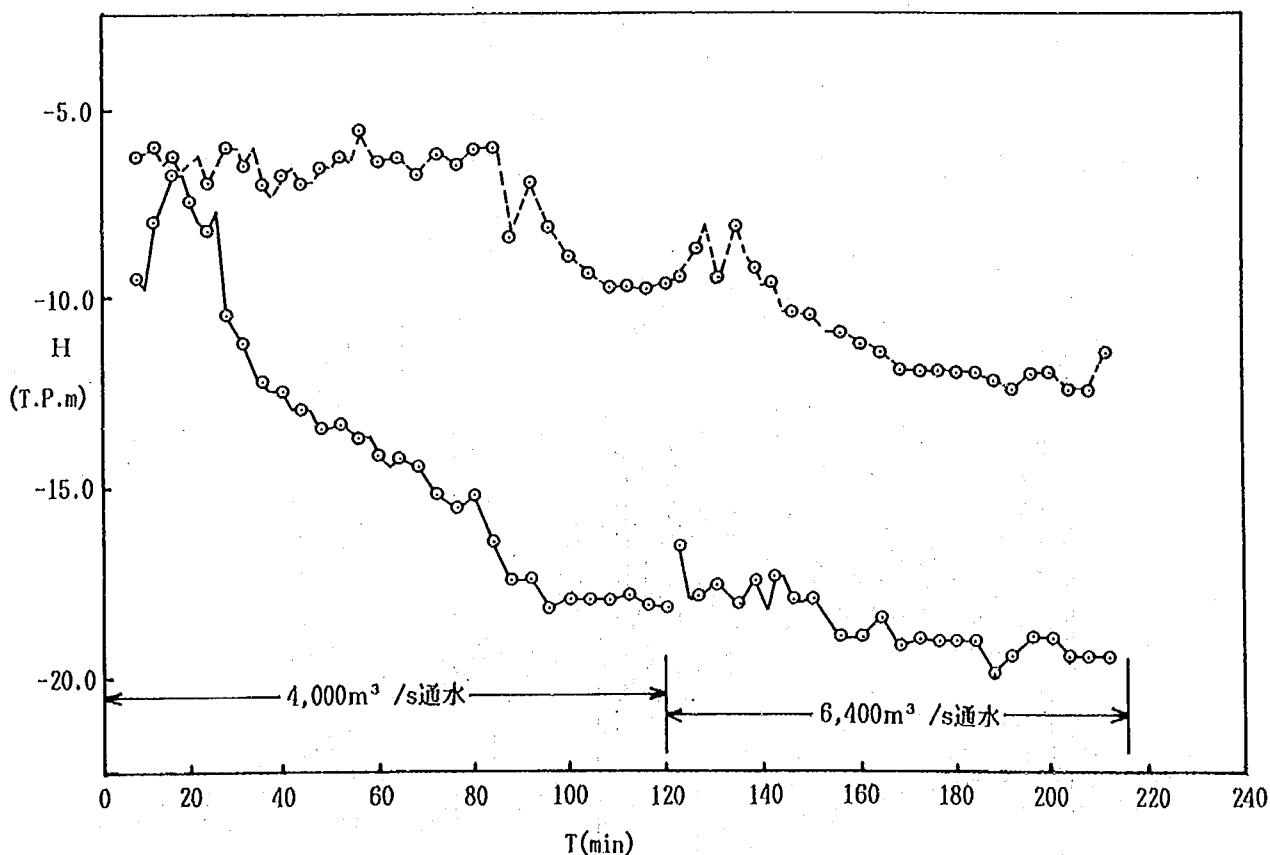


図-5.3.14 河床高経時変化図 (ケース I-1-3)

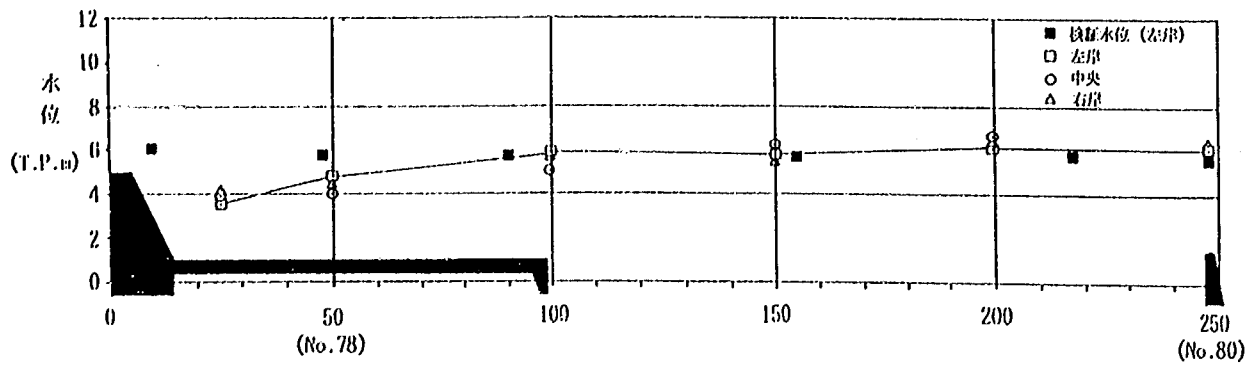


図-5.3.15 水位縦断面図 (ケース I-1-3)

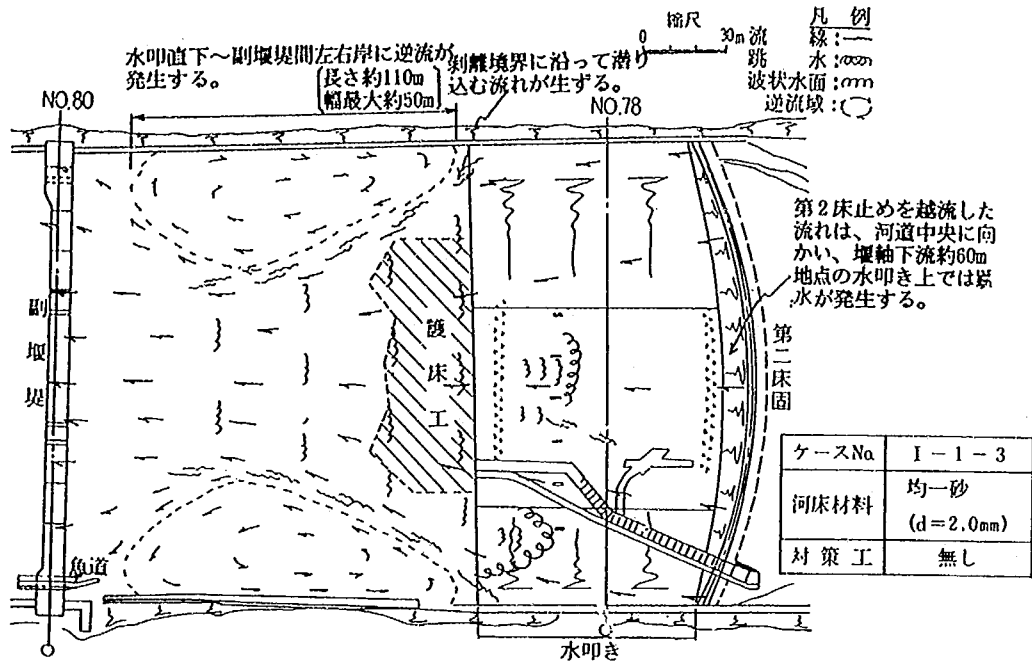


図-5.3.16 流況図 (ケース I-1-3、 $d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂、 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$)

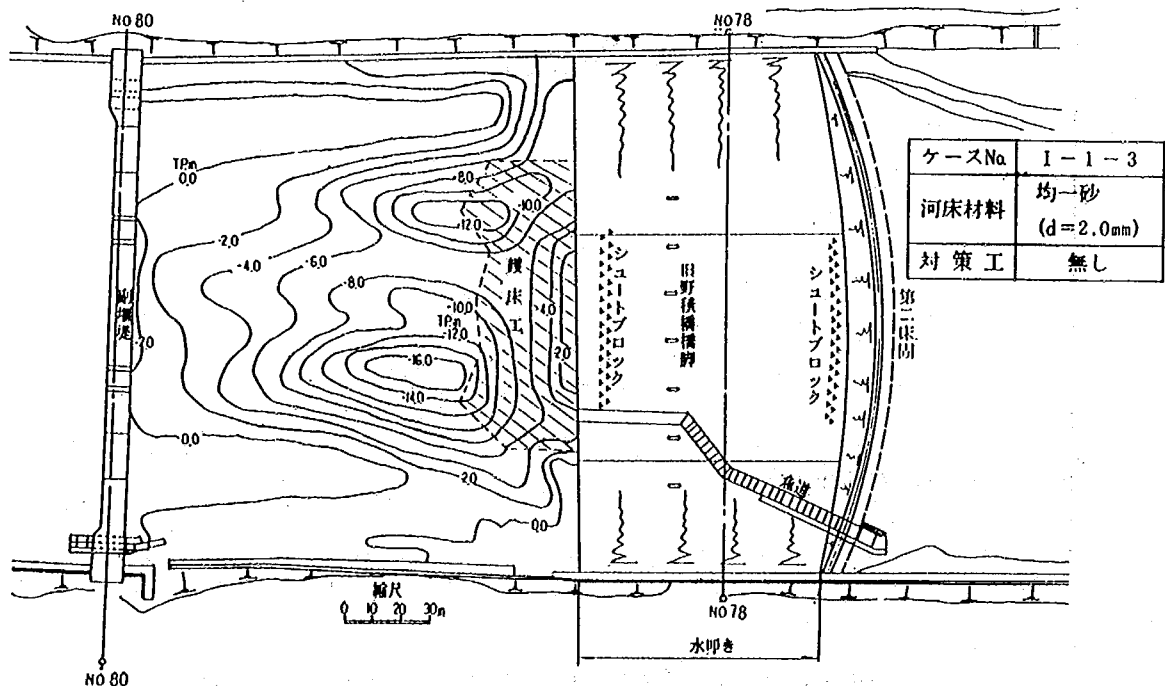
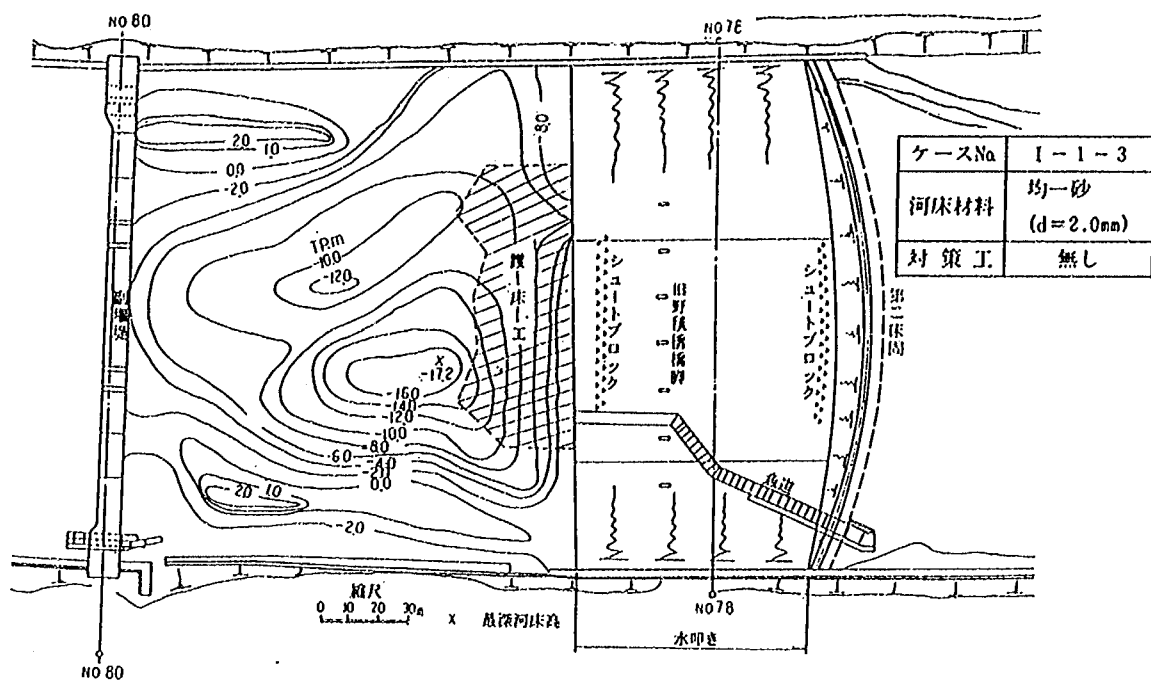


図-5.3.17 河床高等深線図 (ケース I-1-3、 $d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂、 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$)



図一 5.3.18 河床高等深線図 (ケース I-1-3、 $d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂、 $Q=6,400\text{m}^3/\text{s}$)



写真一 5.3 河床の洗掘状況 (ケース I-1-3、 $6,400\text{m}^3/\text{s}$)

4) ケース I-1-4 ($d_m=0.3\text{mm}$ の石炭粉上に吸い出し防止材を設けた場合 (その1))

本ケースは軟岩河道の洗掘特性を再現する方法とし、石炭粉上に吸い出し防止材を用いた場合の検討である。図-5.3.19に検討に用いた吸い出し防止工を示す。実験では $6,400\text{m}^3/\text{s}$ (定流) を60分通水 (模型) した後、 $3,800\text{m}^3/\text{s}$ (定流) を通水して水位の測定を実施した。

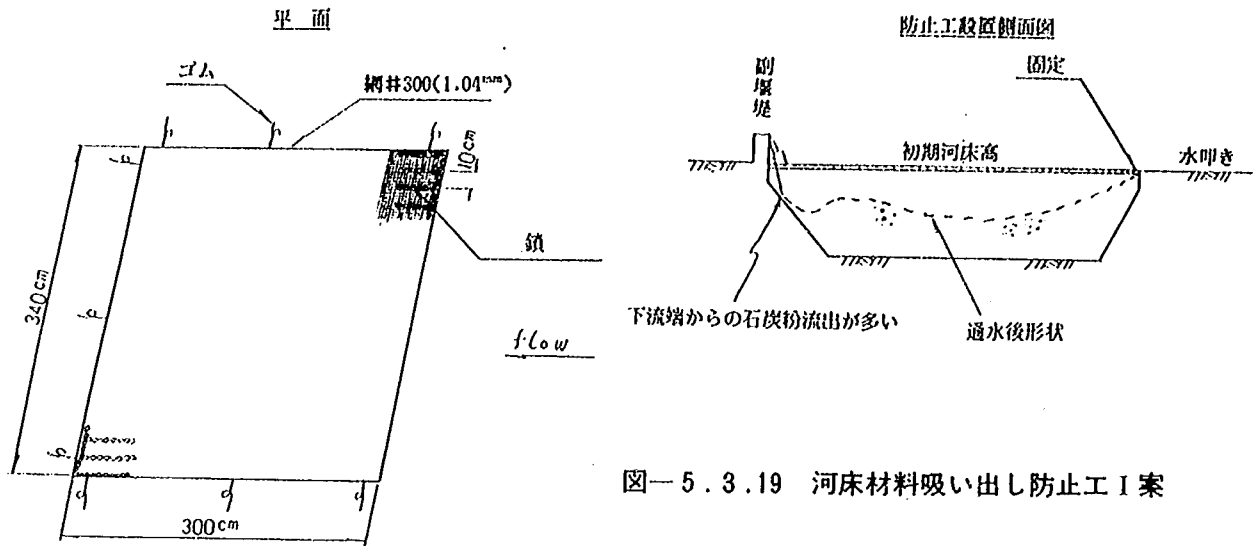


図-5.3.19 河床材料吸い出し防止工 I 案

(1) 河床の経時変化について

河床高の経時変化を図-5.3.20に示す。水叩き下流約50m地点の河床は、実験開始約40分経過後にはT.P.-14.0m程度の洗掘深となりほぼ平衡状態に達した。しかし、副堰堤直上流の河床は、時間の経過とともに洗掘が進行し、通水約55分後にはT.P.-25.0mの床版が露出してしまった。

(2) 水位について

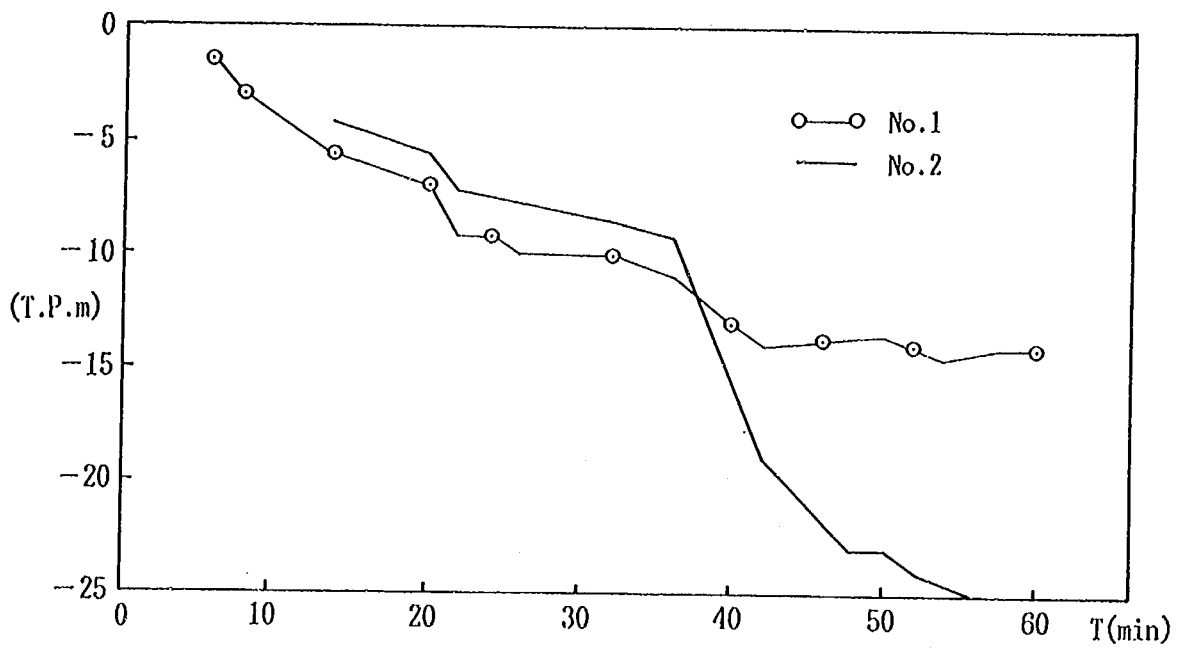
$3,800\text{m}^3/\text{s}$ 時における水位縦断を図-5.3.21に示す。水叩き直下流から副堰堤間の水位は、左右岸および河道中央ともほぼ同一であるが、水叩き上の水位は横断方向で異なっている。これは水叩き上の跳水発生位置が平面的に異なるためによる。痕跡水位に対して、模型の左岸側水叩き上の水位は、跳水の影響により約2m程度高い。また、水叩きから副堰堤の間の水位変動も大きく、現地との相似性は良くない結果となった。

(3) 流況について

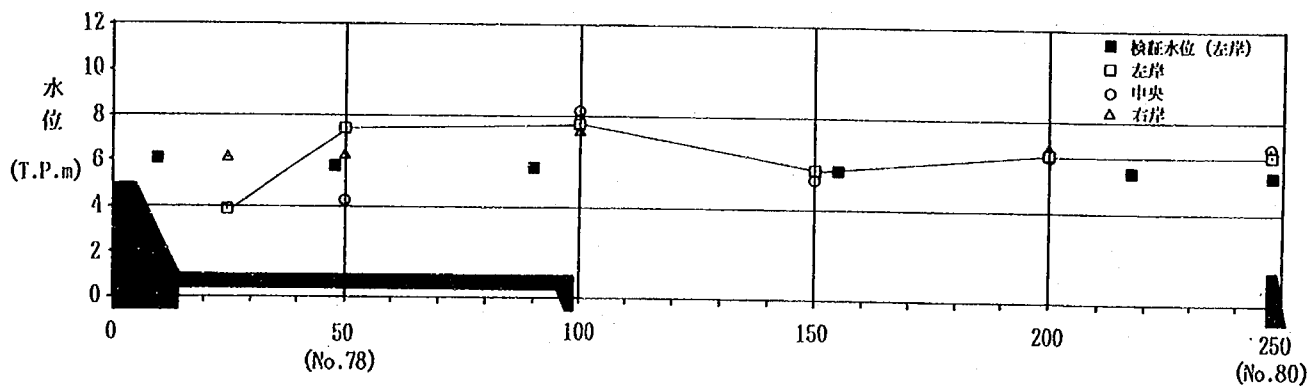
$6,400\text{m}^3/\text{s}$ 時の流況を図-5.3.22に示す。河床変動がほぼ平衡状態に達した時点における流況は、先のケース I-1-3 と同様に水叩き上で射流となり、水叩き直下流で跳水が発生している。第2床固と副堰堤間では、左右岸沿いに逆流領域が生じており、流況に大きな変化はなかった。

(4) 洗掘状況について

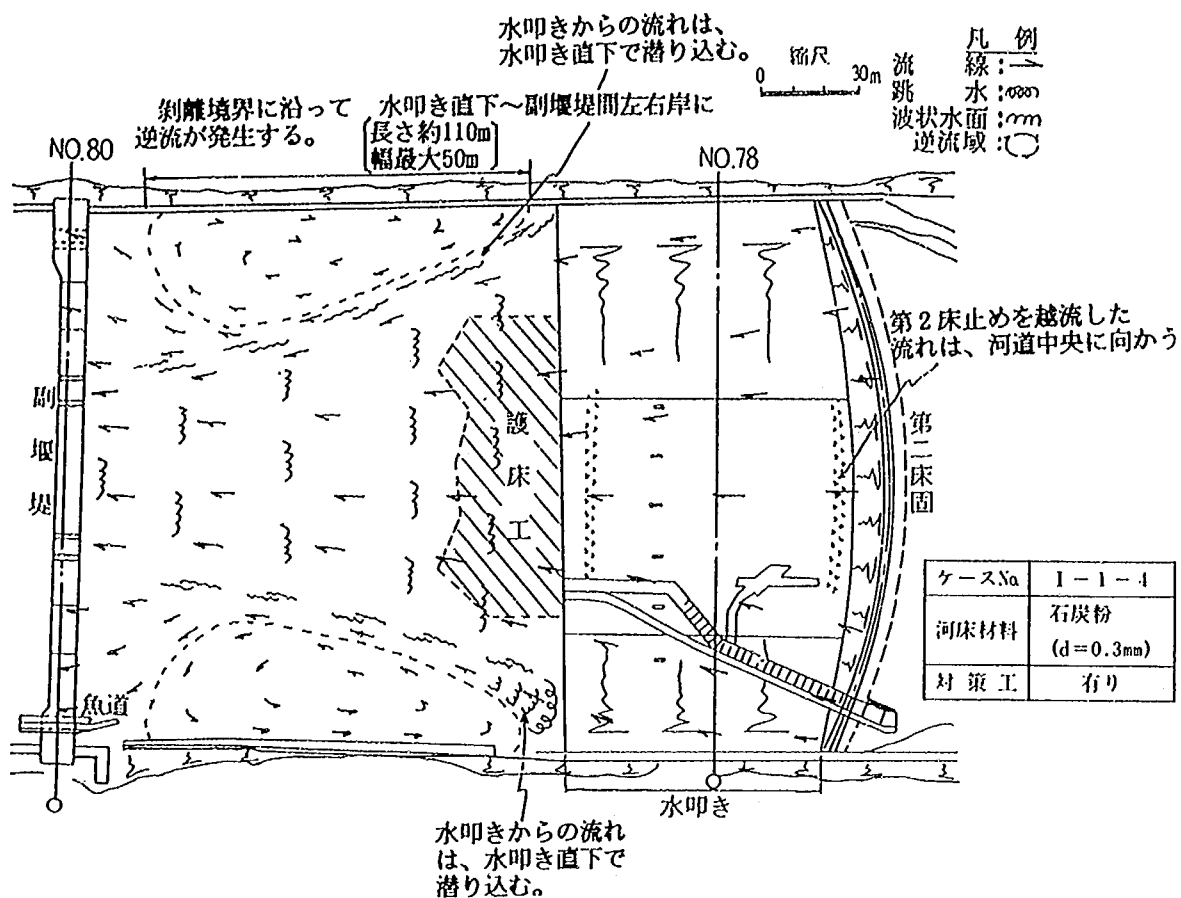
河床高等深線図を図-5.3.23、洗掘状況を写真-5.4に示す。敷設した吸い出し防止材の副堰堤地点での接合が悪かったため、下層の石炭粉が流出し、副堰堤の上流側河床が大きく低下してしまった。最深部位置およびその深さとも再現性は悪く、相似性は満足されなかった。



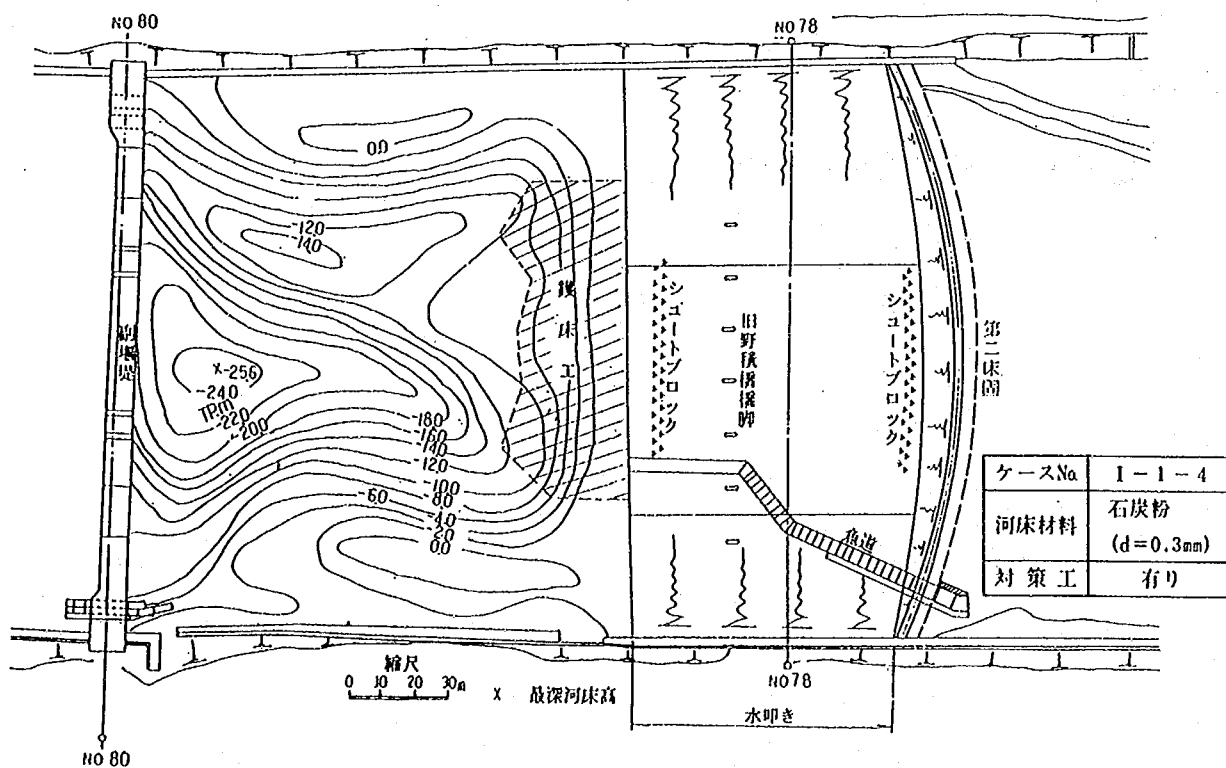
図一 5 . 3 . 20 河床高経時変化図 (ケース I - 1 - 4)



図一 5 . 3 . 21 水位縦断面図 (ケース I - 1 - 4)



図—5.3.22 流 況 図 (ケース I-1-4、 $d_m=0.3\text{mm}$ 石炭粉、防止工 I 案)



図—5.3.23 河床高等深線図 (ケース I-1-4、 $d_m=0.3\text{mm}$ 石炭粉、防止工 I 案)



写真—5.4 河床の洗掘状況（ケースI-1-4）

5) ケースI-1-5 [$d_m=0.3\text{mm}$ の石炭粉上に吸い出し防止材を設けた場合（その2）]

ケースI-1-4の結果では、副堰堤直上流が深掘れを起こし、相似性を得ることはできなかった。そこで本ケースは、下層の石炭粉が極力浮遊および流出しないように吸い出し防止網の下流端取り付け部を固定し、副堰堤から吸い出し防止網が離れないように工夫を行った（図-5.3.24参照）。

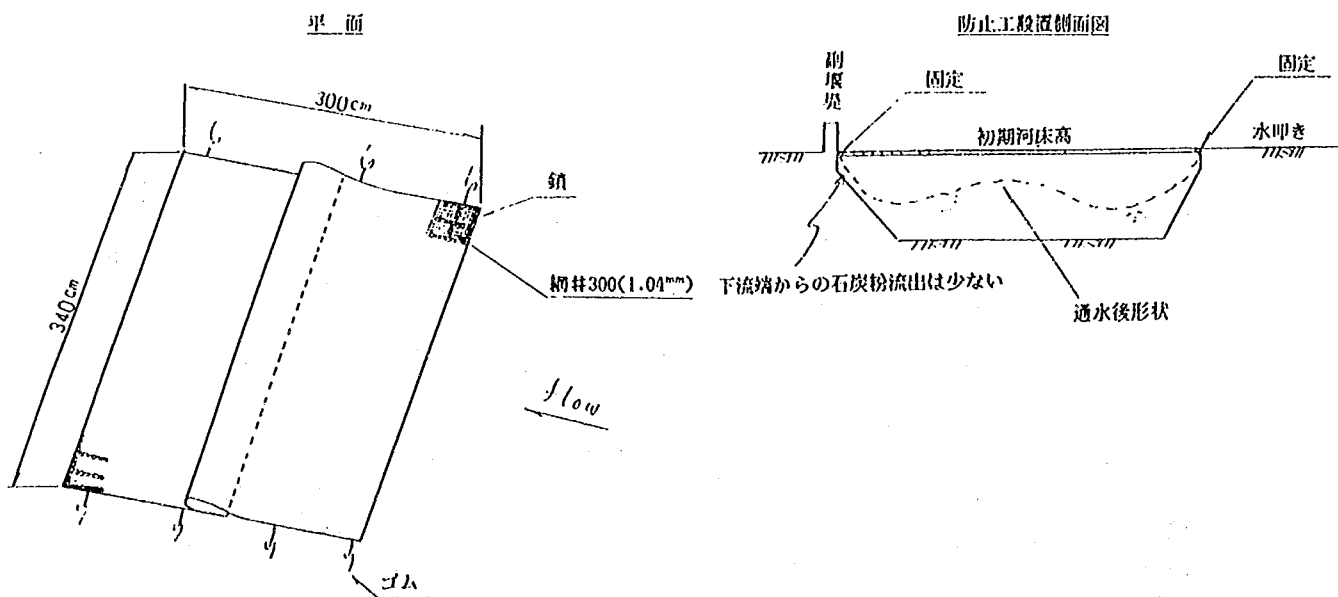


図-5.3.24 河床材料吸い出し防止工II案

(1) 河床の経時変化について

河床高の経時変化を図-5.3.25に示す。河床の洗掘状況は、実験開始後約45分ではほぼ安定する。上流側測線の最深河床高は、約T.P.-12.5m程度ではほぼ安定し、下流側測線の最深河床高も、約T.P.-20.0m程度で安定した。

(2) 水位について

3,800m³/s 時における水位縦断を図-5.3.26に示す。水叩き上の水位は左右岸で異なるものの、その下流から副堰堤間の水位はほぼ一定である。左岸の水位を痕跡水位と比較すると、いずれも約1m程度高い。

(3) 流況について

6,400m³/s 時の流況を図-5.3.27に示す。第2床固と副堰堤間の水位が他の実験ケースよりも高かったため、水叩き上で跳水が発生する。またこれまでと同様に流れが河道中央に集中し、河岸部には大きな逆流域が生ずる。

(4) 洗掘状況について

河床高等深線図を図-5.3.28、洗掘状況を写真-5.5に示す。これによると河床変動状況は副堰堤上流の右岸側が現地より大きく掘れており、この最大洗掘深は副堰堤直上流で、約T.P.-20.0mに達している。このため全体的に洗掘領域が現地より過大であり、相似性は良くなかった。

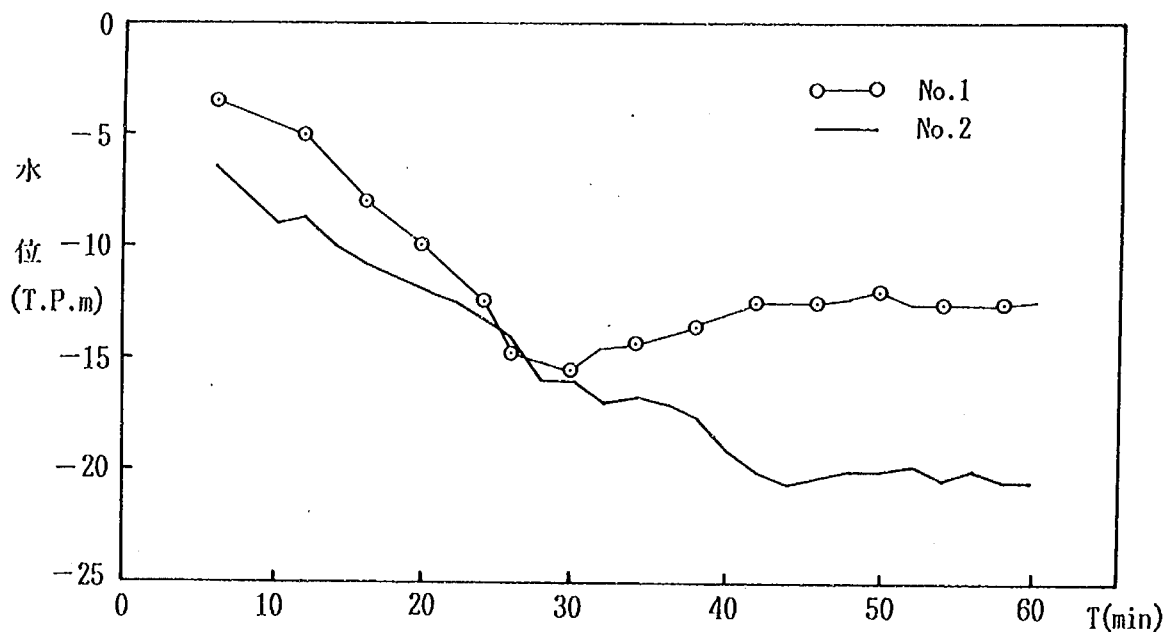


図-5.3.25 河床高経時変化図 (ケース I-1-5)

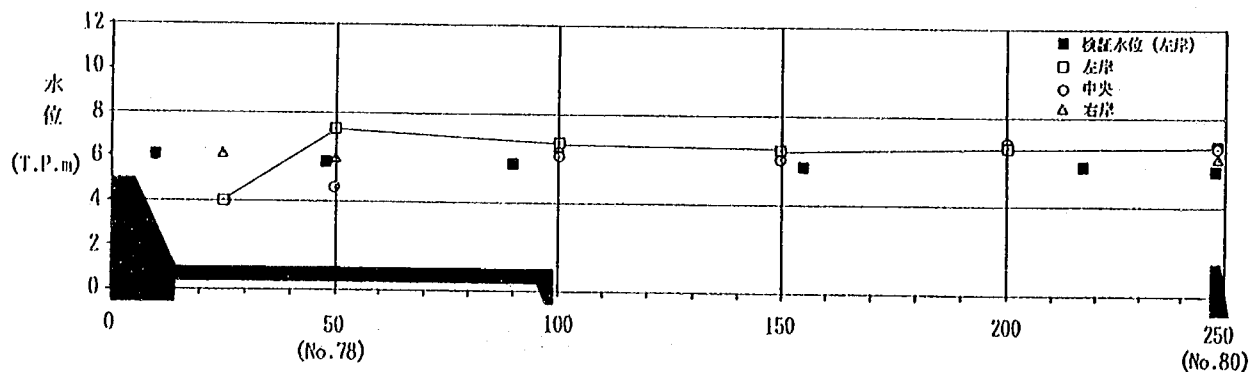


図-5.3.26 水位縦断図 (ケース I-1-5)

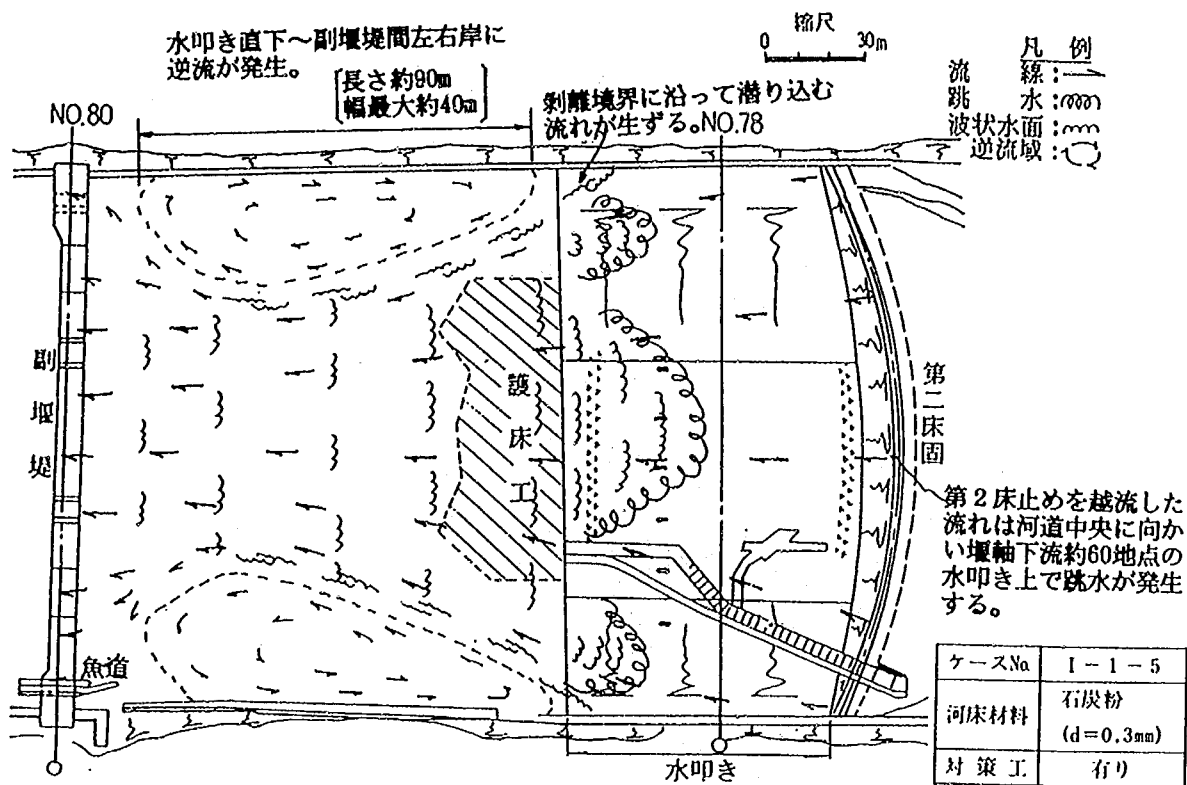


図-5.3.27 流況図 (ケース I-1-5、 $d_m=0.3\text{mm}$ 石炭粉、防止工 II 案)

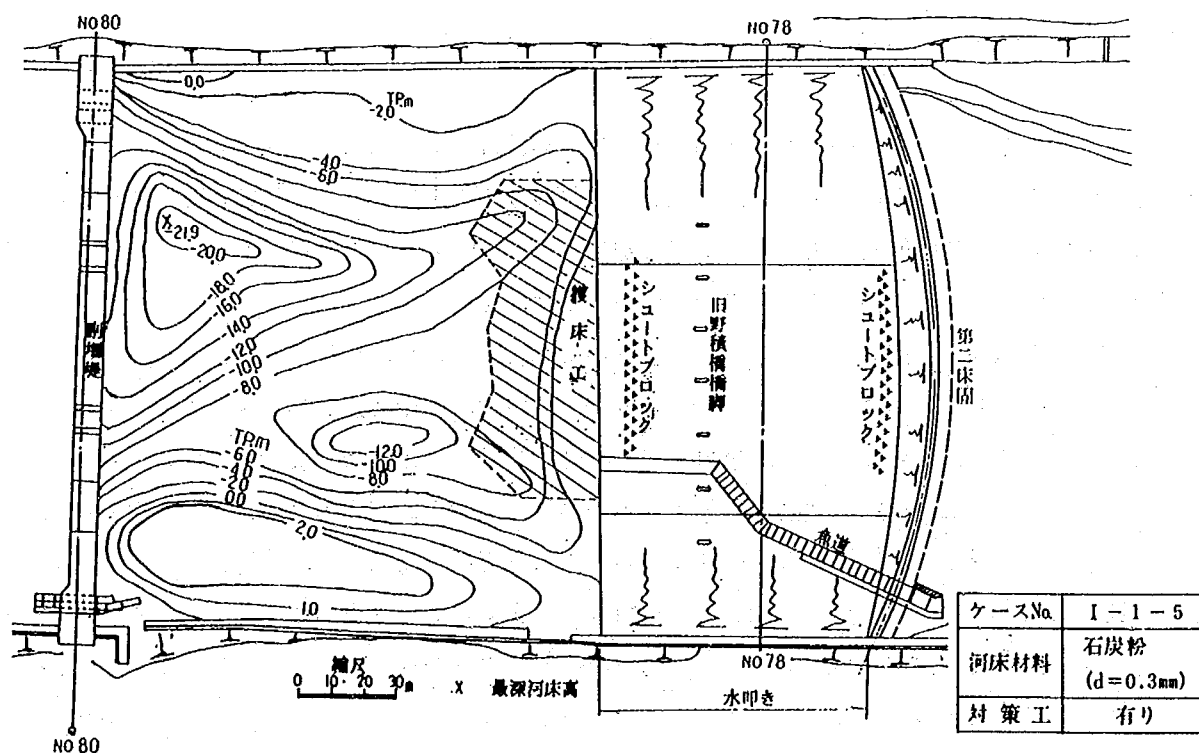


図-5.3.28 河床高等深線図 (ケース I-1-5、 $d_m=0.3\text{mm}$ 石炭粉、防止工 II 案)



写真—5.5 河床の洗掘状況（ケース I-1-5）

6) ケース I-1-6 ($d_m=0.3\text{mm}$ の石炭粉のみの場合)

平均粒径 0.3 mm の石炭粉を用いて通常の移動床実験の相似則による実験方法によって再現が可能であるかを調べた。しかしながら、通水後約10分程度で石炭粉が大量に流出し、床版が露出してしまった。河床の洗掘が極めて短時間で進行したため、本ケースでは測定を実施しなかった。また、この結果より従来の移動床実験方法が本模型では適用できないことが実証された。

5-3-2 副堰堤から河口部間の河床変動を再現する実験方法の検討（ケース I-2）

前節での検討より、第2床固と副堰堤間の軟岩河道における洗掘形状は、平均粒径 2 mm の均一砂を用いたケースが現地形状を比較的良く再現できることが分かった。この結果を受け、本節では、その下流域である副堰堤から河口部までの河床変動の再現性について検討を行った。

副堰堤下流からNo88の区間の河道は、表層に上流から流送された平均粒径約 0.6 mm の細砂が堆積し、その下には軟岩が分布していることが現地調査より分かっている。河床変動を検討する上で、表層の堆積土砂を対象とする場合と、その下の軟岩を対象とする場合とでは、検証に用いる模型河床材料が大きく異なる。そこでまず、この部分の河床変動を支配するのが表層の堆積土砂であると仮定して河床変動状況を調べた（ケース I-2-1）。この結果、既往洪水の最大流量規模の $6,400\text{ m}^3/\text{s}$ では、副堰堤からNo86までの区間で軟岩が露出し、この区間では軟岩の洗掘特性を考慮する必要があることが分かった。そこでケース I-2-2では、軟岩河道を再現する模型河床材料として平均粒径 2.0 mm の均一砂を用いて、河床変動状況を調べた。ケース I-2-3では、ケース I-2-2と同様に平均粒径 2.0 mm の均一砂を用いて、現況河道の最大疎通可能流量である $9,200\text{ m}^3/\text{s}$ を通水して、河床にどの程度の洗掘が生じるかを調べた。

1) ケース I - 2 - 1 ($d_m=0.3\text{mm}$ の石炭粉を用いて現況河床程度に河床を整形した場合)

表層の堆積土砂を対象とした模型河床材料 ($d_m=0.3\text{ mm}$ 石炭粉) を用い、副堰堤から河口部までの河床の変動状況を調べた。副堰堤から下流の河床は、推定される岩盤の高さ程度で固定床とし、その上に石炭粉を現況河床高に整形した。第2床固から副堰堤間の河床は、2種類の河床材料の混合を避けるため、現況の洗掘部形状をほぼ再現させた固定床とした。また、副堰堤の水叩き下流には、図-5.3.29に示す範囲に異形ブロックによる護床工を設けた。実験は $6,400\text{m}^3/\text{s}$ を定流で60分(模型)通水し、河口潮位はこの時の実績(寺泊潮位T.P.0.4 m)に合わせた。給砂量は分水路及び上流河道の摩擦速度の縦断分布より、上流河道から供給される土砂量を想定し、 $q_s=0.027\text{m}^3/\text{sec.m}$ を給砂した。

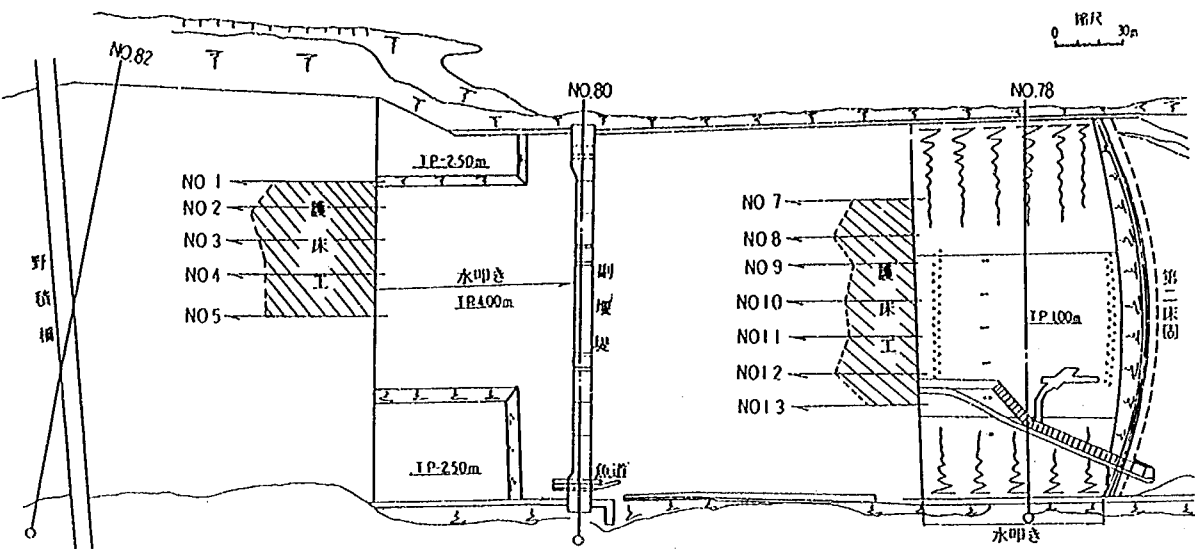


図-5.3.29(1) 護床工敷設状況図

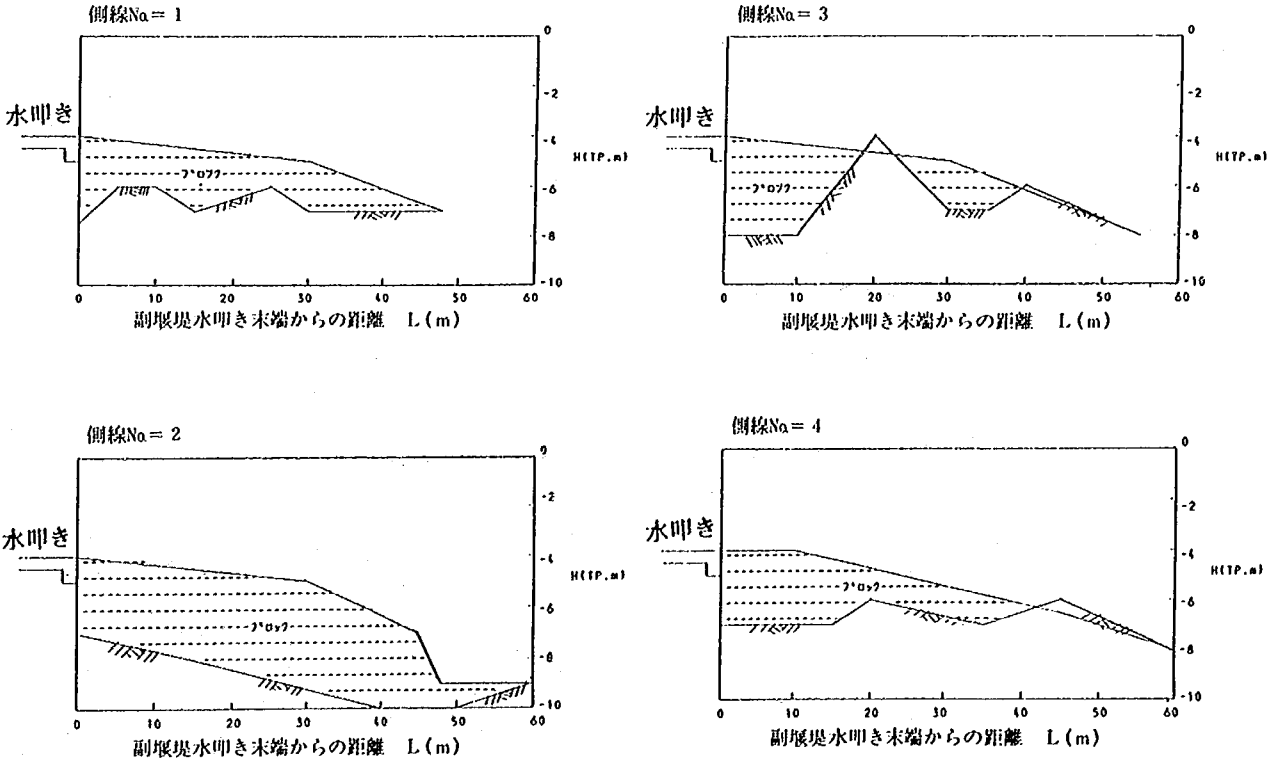
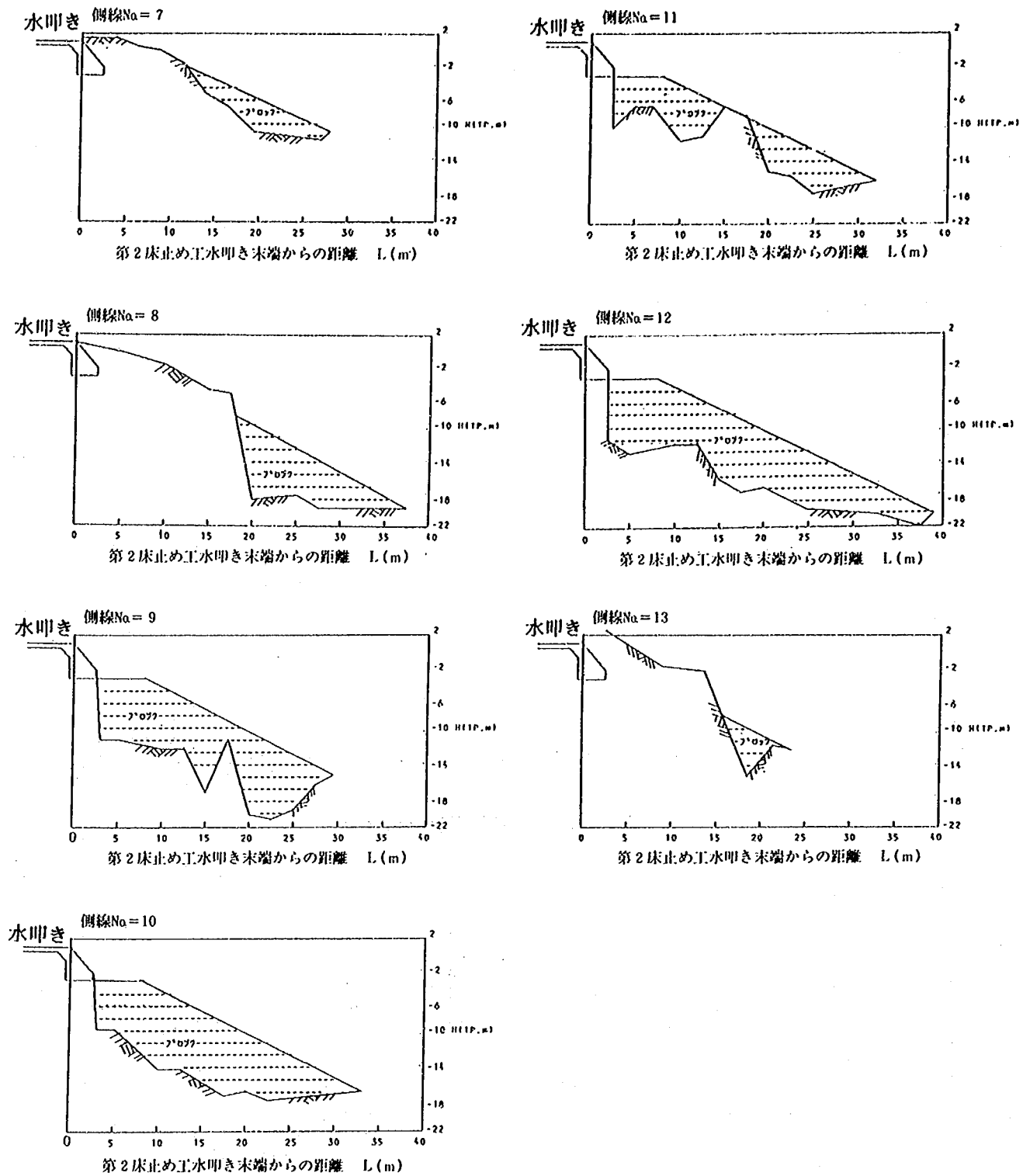


図-5.3.29(2) 副堰堤下流護床工敷設縦断形状図



図—5.3.29(3) 第二床固下流護床工敷設縦断形状図

(1) 河床高の経時変化について

図-5.3.30に河床高の経時変化を示す。副堰堤直下のNo.82地点は、通水後約5分で模型床版(T.P. -10.0m)が露出してしまった。また、No.84、No.86についても通水10分~25分程度で床版(T.P. -12.0m)が露出する。海部に近いNo.88では、通水後約40分で洗掘の進行が低下し、約T.P. -10m程度で安定する。

(2) 流況について

6,400m³/s時の流況を図-5.3.31および写真-5.6に示す。副堰堤から下流の流況について述べる。通水開始時に副堰堤の水叩き上に生じていた跳水は、下流河床の洗掘とともに水叩き直下流に移動する。副堰堤直下の左右岸の水叩きは、若干高くなっており、この影響で左右岸から中央に向かって衝撃波のような反射波が伸びている。ただし、左岸側は昭和63年に設置された新設魚道からの流出により、波高はいく分小さい。副堰堤の水叩き上の流れは、中央部が低いためにここに集中する傾向となる。このためNo.84付近まで河道中央に流れが集中し、左右河岸部には逆流域が生ずる。河道中央部の流れは水面変動も大きく、No.82付近まで続くが、No.85~No.86付近から下流はほぼ一様の流れとなる。洪水時の流況を昭和56年の空中写真(写真-5.1参照)と比較すると、副堰堤水叩き下流の流況は現地と相似となっているが、水叩き上の流況は若干異なる。なお、海部への石炭粉の流出状況より、河口から海部への洪水流の拡がりを既往洪水と比較したところ概略一致しており、河口から海部への拡がり状況もほぼ相似となっているようであった(図-5.3.32参照)。

(3) 河床変動について

河床高等深線図を図-5.3.33、この洗掘状況を写真-5.7に示し、図-5.3.34に現地河床形状との横断比較図を示す。図-5.3.34には、地層探査より求めた軟岩河床面も示している。副堰堤の水叩き直下からNo.86の間の河床は、模型床版が露出しており、この露出部は河口に向かって左岸側に寄る傾向となっている。これに対し、現地河口部の軟岩侵食状況を調べたところ、ミオ筋は河道中央を走っており、左岸側へは寄っていない。この違いは現地の軟岩河床を正確に再現していなかったことと、軟岩の侵食特性の違いによるものと考えられる。ただし、本実験の結果のように、副堰堤からNo.86までの区間は、洪水時に軟岩が露出する可能性があり、この区間は軟岩の侵食特性を考慮する必要があると考えられる。

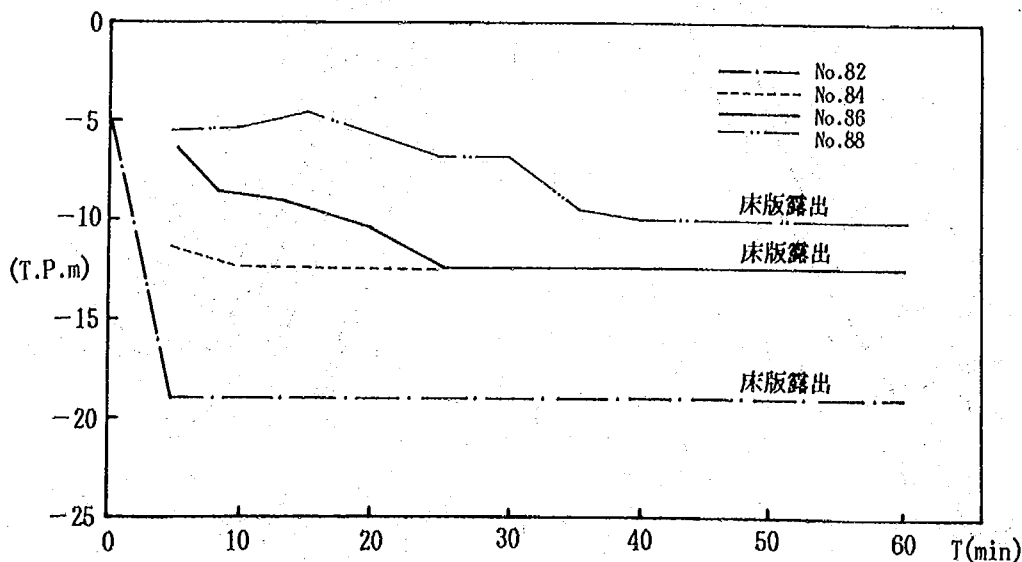
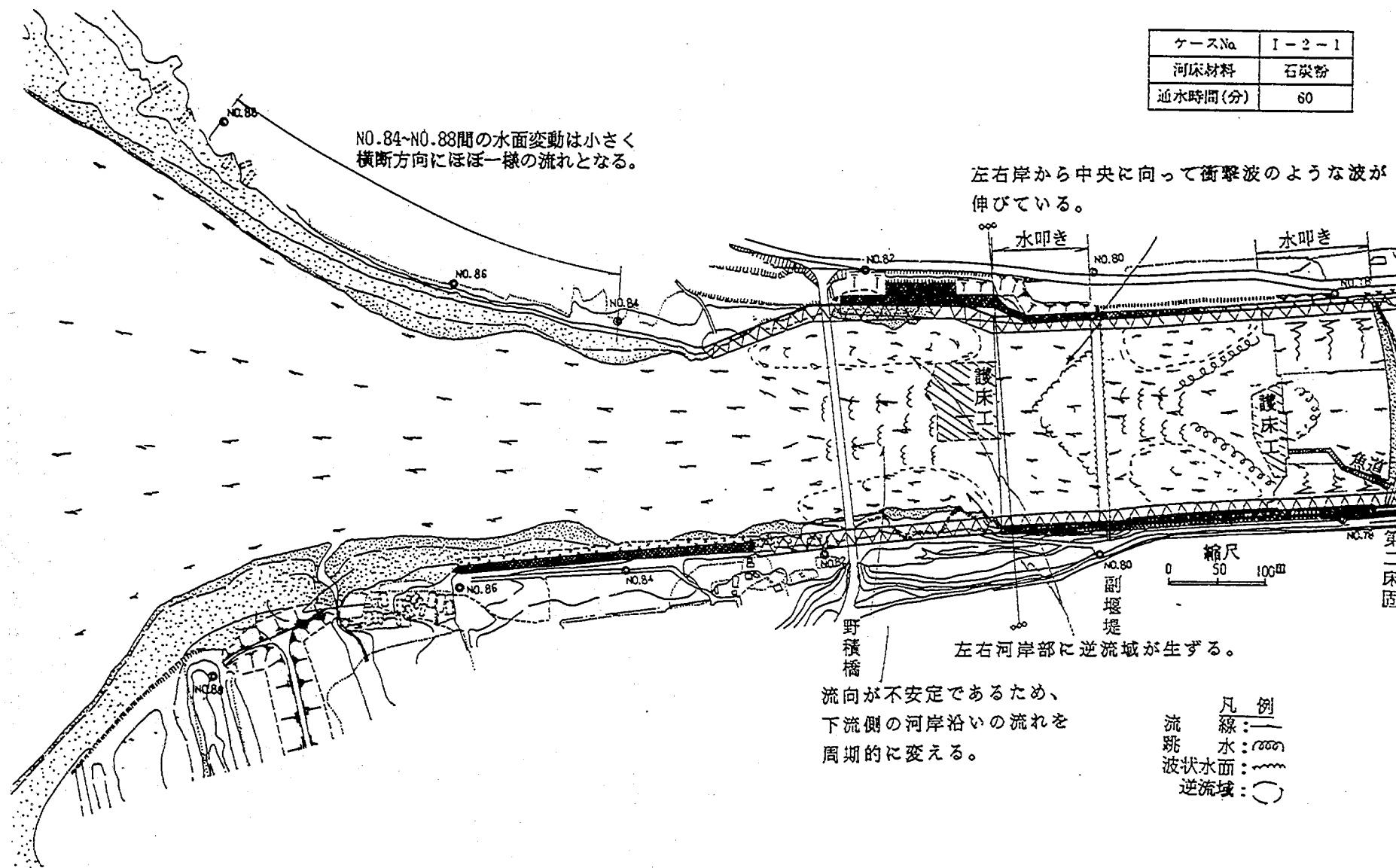
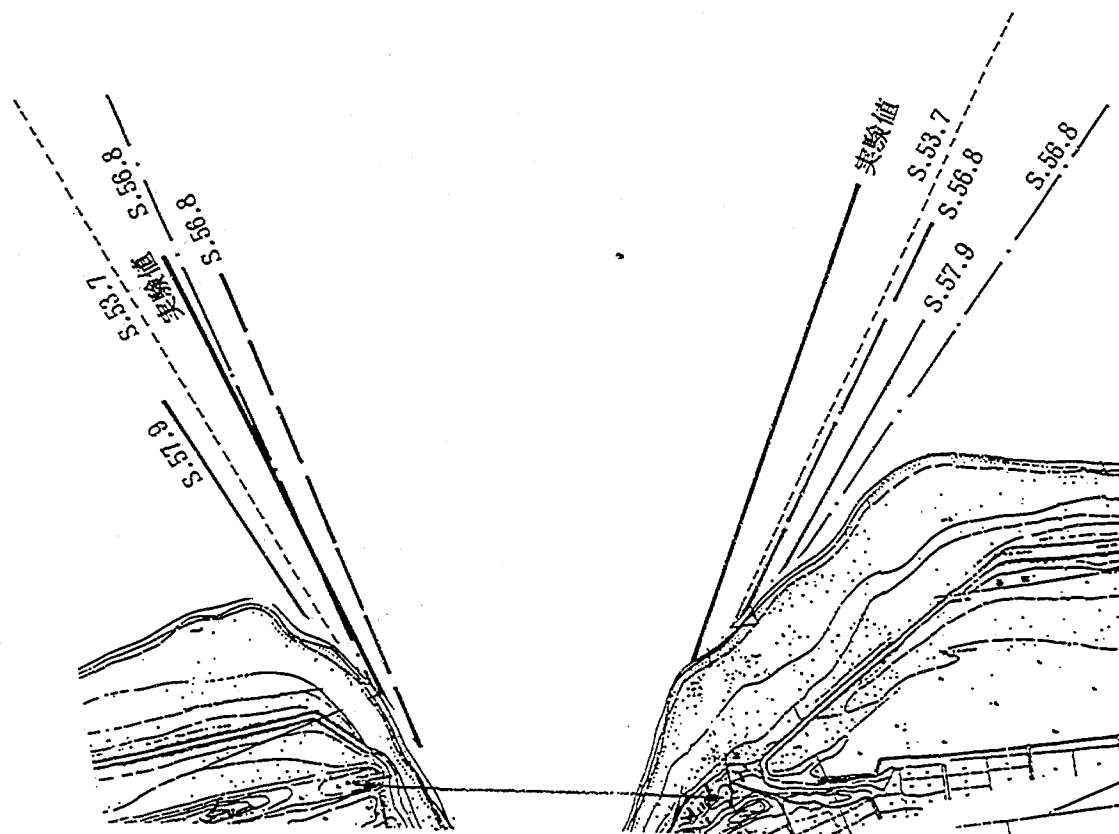


図-5.3.30 河床高経時変化図 (ケース I-2-1)

ケースNo	I-2-1
河床材料	石炭粉
通水時間(分)	60



図—5.3.31 流況図 (ケースI-2-1、 $d_m=0.3\text{mm}$ 石炭粉、 $6,400\text{m}^3/\text{s}$)



図—5.3.32 河口部の拡散状況

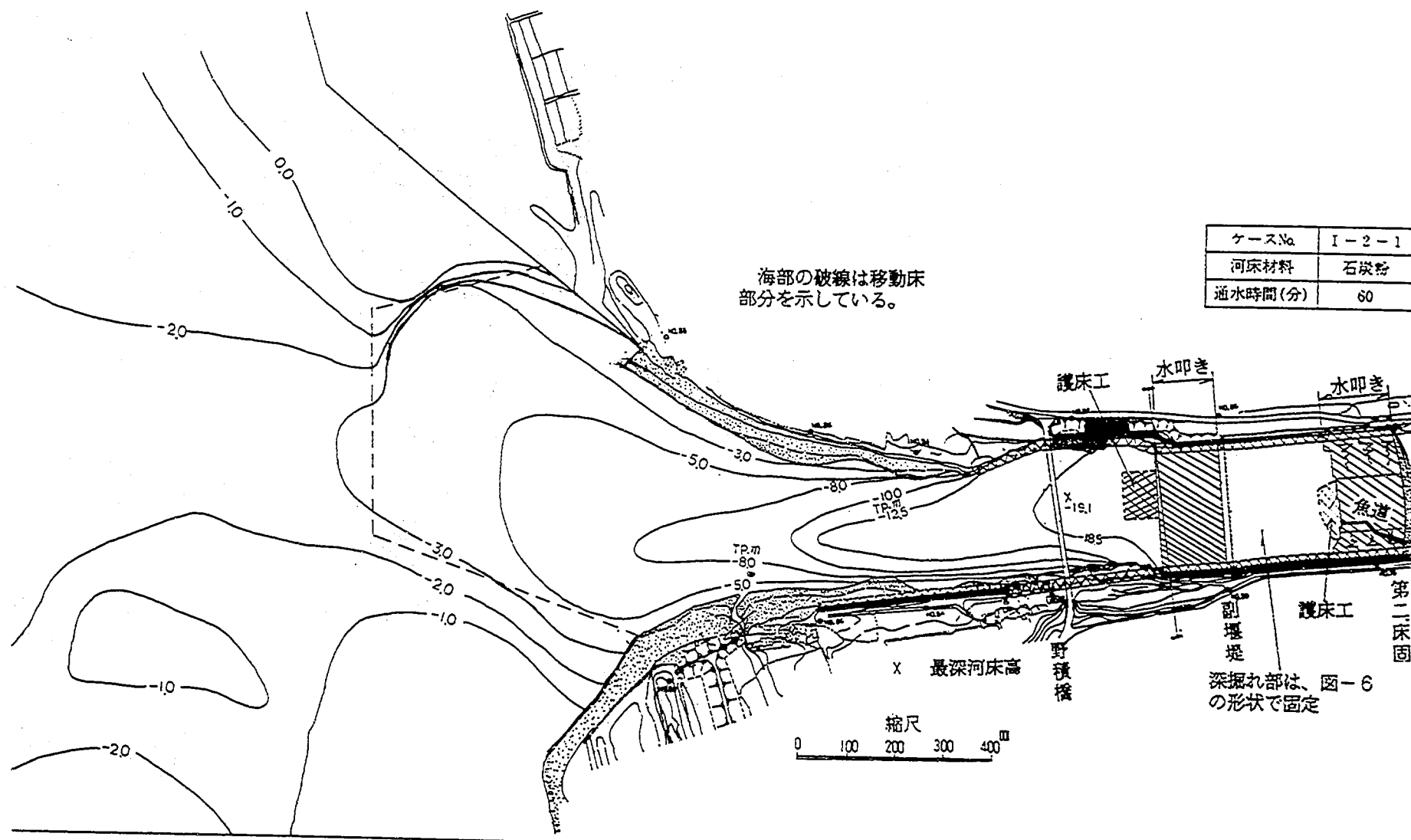
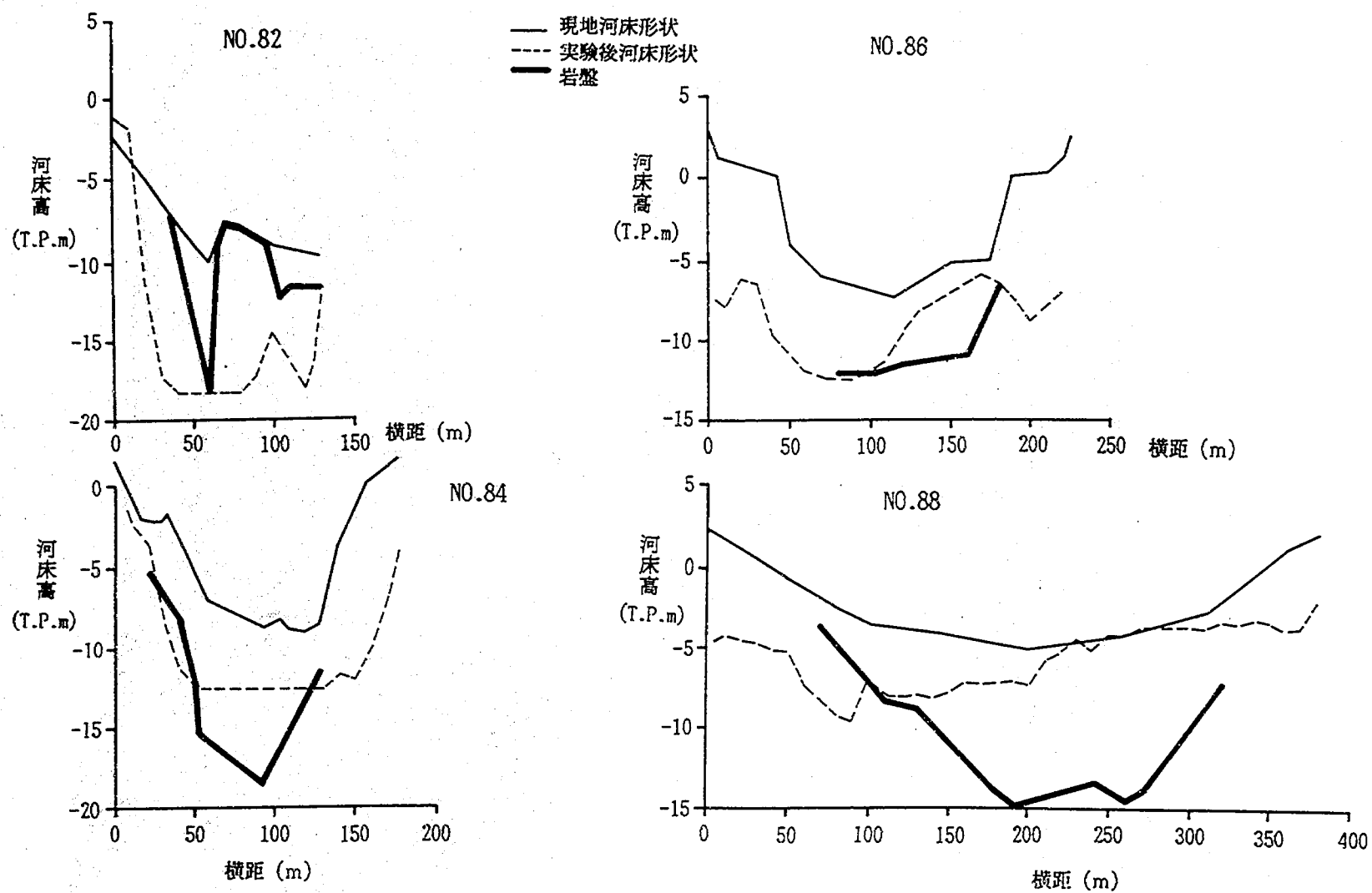
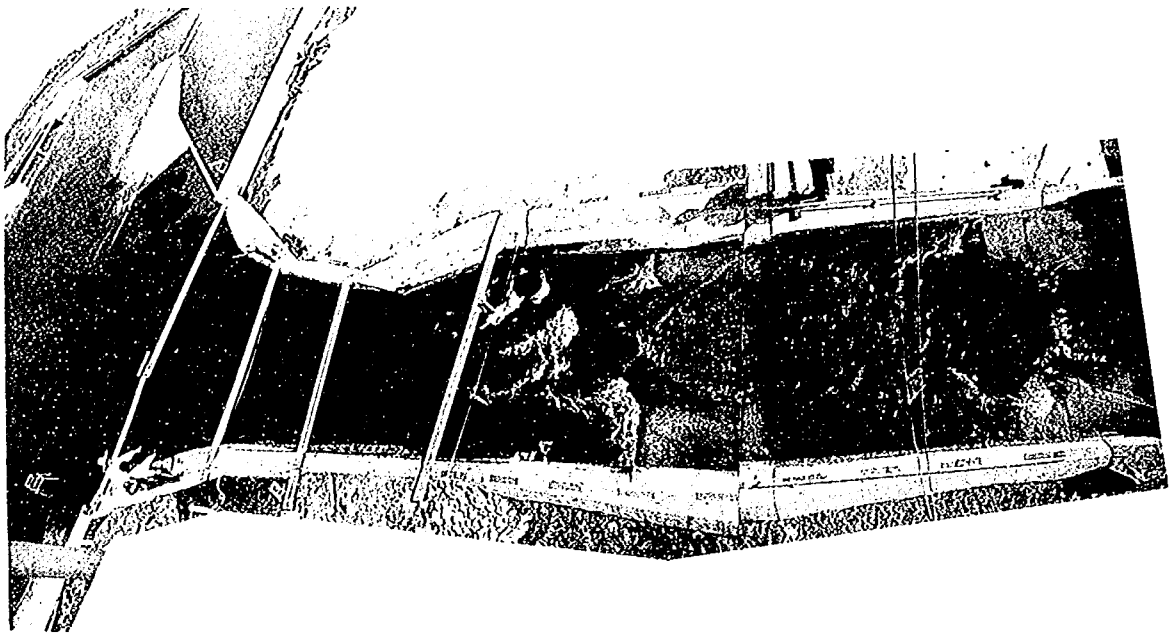


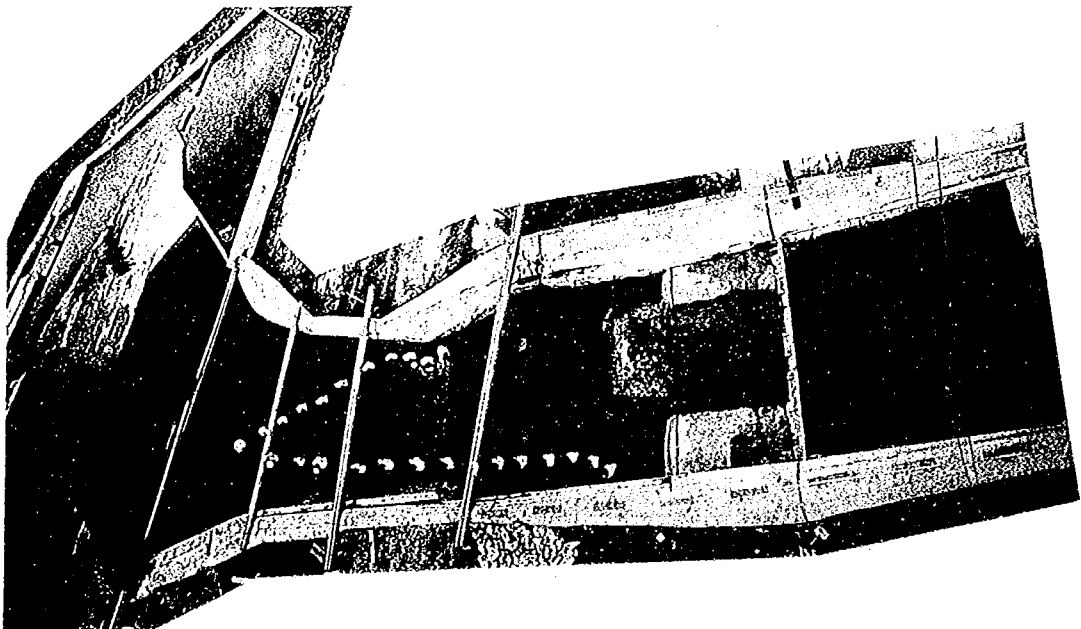
図-5.3.33 河床高等深線図



図一 5.3.34 河床横断面図



写真—5.6 通水時流況 (ケース I-2-1)



写真—5.7 河床の洗掘状況 (ケース I-2-1)
点線の内側は、床版の露出部分

2) ケース I-2-2 ($d_m=2.0\text{mm}$ の均一砂を軟岩河床高に整形した場合の検討)

ケース I-2-1 の結果より、副堰堤から No86 までの区間は、軟岩の侵食特性を考慮した検討の必要があることが分かった。そこで本ケースでは、先のケース I-1 の検討から軟岩河床の洗掘特性について再現性の得られた平均粒径 2.0mm の均一砂を用いることにした。第 2 床固から副堰堤間の河床は、先のケース I-1-3 の図-5.3.12 に示した形状と同様に整形し、副堰堤から下流河道は、軟岩河床として T.P.-5.0 m の敷高で平坦に整形した。次章で行う維持対策工案の検討に当っては、洗掘量を低減させることが対策効果の指標となり、また洗掘防止のための既存の根固めブロックの変形状況も対策効果の判断材料となる。そこで水叩き直下流の根固めブロックは、セメントペーストで固定せずに個々の単体とした。第 2 床固直下流の根固め工は、径 $2.0\sim 3.0\text{cm}$ の玉砂利を用いて設置し、副堰堤下流の護床工は、異形ブロック模型を敷設した。なお、副堰堤直上流の護床工は、変形量が少ないと判断し、碎石をセメントペーストで固定して実験を実施した。流量は $6,400\text{m}^3/\text{s}$ 定流を 180 分 (模型) 通水した。

(1) 河床高の経時変化について

図-5.3.35 に河床高の経時変化を示す。洗掘の進行が速い地点は、第 2 床固直下流と No82 の野積橋地点である。No82 の河床高は、通水 130 分後に約 T.P.-14.0 m に達する。No84 地点は、副堰堤からの流れの影響を受け、河床が若干低下傾向となる程度である。さらにその下流の No88 地点の河床変動量は少なく、整形時の河床高と大差がない状態であった。

(2) 水位について

水位縦断面図を図-5.3.36 に示す。第 2 床固の水叩き上は、流れが中央部へ集中するため水位が上昇している。また、第 2 床固から副堰堤間の水位は、この副堰堤による堰上げによって逆勾配となっている。この区間の水位変動は、河岸部で小さいものの、河道中央部は激しく、約 $6\sim 8\text{m}$ 程度の変動が生じている。副堰堤の水叩き上は射流となるため、大きな水位変動は見られない。しかし、水叩き末端部で発生する跳水の影響によって、その下流河道中央部の水位変動が大きい。No84 から下流は、ほぼ一樣の流れとなり横断方向の水位差もほとんど生じていない。

(3) 流況について

$6,400\text{m}^3/\text{s}$ 時の流況を図-5.3.37 および写真-5.8 に示す。第 2 床固の水叩き中央部の流速は、最大で $9.0\text{m}/\text{s}$ に達する。第 2 床固と副堰堤間の河道中央部は、流水の集中により水面の変動が大きく、かつ水面付近の流速は約 $6.0\text{m}/\text{s}$ 程度となる。河床底面付近の流速は、河床洗掘の進行とともに低下し、水叩き下流約 50 m 地点の河道中央の最深部で約 $1.8\text{m}/\text{s}$ 程度となっている。副堰堤水叩き上の流れは、前ケースより下流河道の河床変動量が軽減したため、河道内の水位低下が少なく、副堰堤直下流の右岸側では跳水が生ずる。このため同部から河道中央に伸びる衝撃波状の波は、跳水による飛沫を伴い、その波高が前ケースより高い。しかしながら、左岸側の水叩き上は、新設魚道からの流出による影響のため跳水は生じない。副堰堤水叩き末端の河岸部では敷高が高いため、ここから下流河道へ落込むような流れが生ずる。とくに新設魚道からの流出による影響で、左岸側の水叩きから下流河道へ落込む流れは右岸側より速く、このため同部に大規模な洗掘を生じさせる。これに対し、右岸側の水叩きの流速は遅く、右岸水叩き直下の洗掘規模は小さい。水叩き下流から No84 までの流れは、先のケース I-2-1 とほぼ同様である。前ケースでは、主流が No84 から下流でやや左岸側に寄っていたが、本ケースでは、ほぼ一樣の流れとなっている。昭和 56 年の洪水時の流況と比較すると、新設された魚道 (昭和 63 年設置) によって、副堰堤本体

直下流の右岸側の流況が異なっている。しかし、全体的には相似となっており、再現性は高いと判断される。

(4) 河床変動について

第2床固から野積橋までの河床高等深線図を図-5.3.38、この洗掘状況を写真-5.9に示す。第2床固工下流の河床変動は、全体に模型の方が少ないものの、その洗掘形状はほぼ相似となっている。しかしながら、副堰堤の水叩き下流の左岸側から河道中央に向って、最深部がT.P.-24.0mに達する大規模な洗掘が生じており、現地の洗掘形状と大きく異なる。No.84から下流河道は流送されてきた土砂により、堆積傾向となっているが、河床高は現地とほぼ等しい。なお、第2床固の水叩き直下流に敷設した根固め工は、その左右端の一部が崩れているものの、大半は初期形状を保っている。副堰堤下流に敷設した護床工は、左岸側の洗掘により約2/3程度が崩落した。

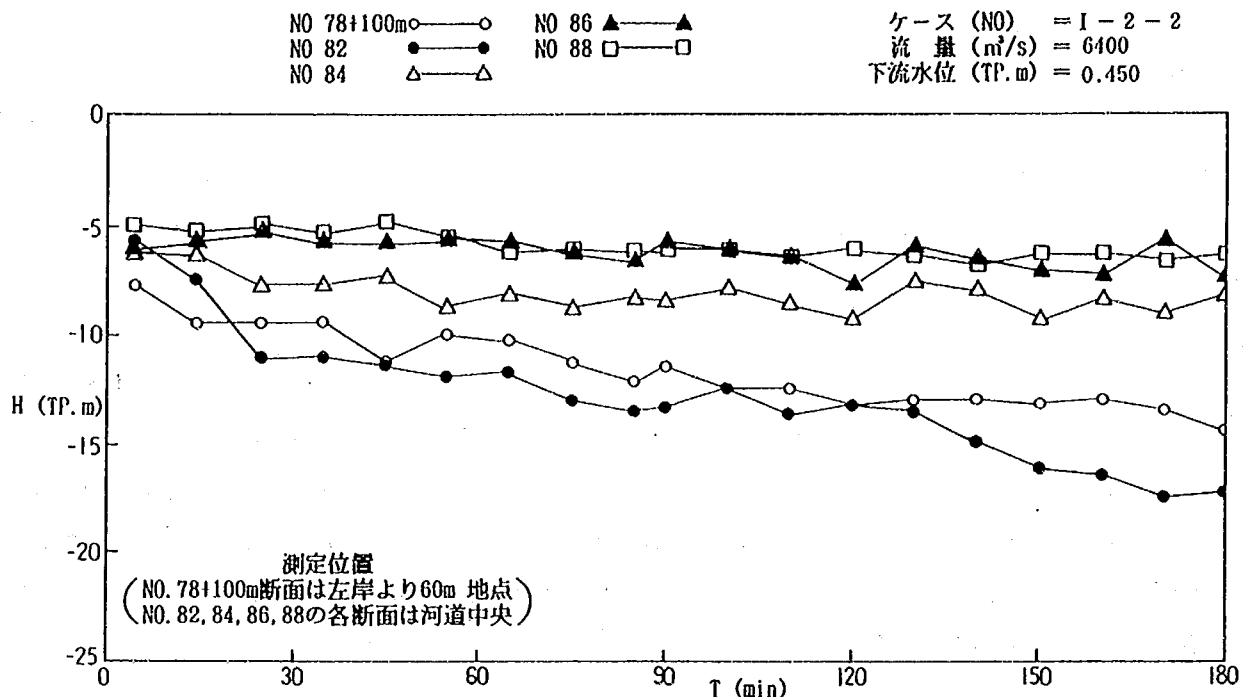


図-5.3.35 河床高経時変化比較図 (ケース I-2-2)

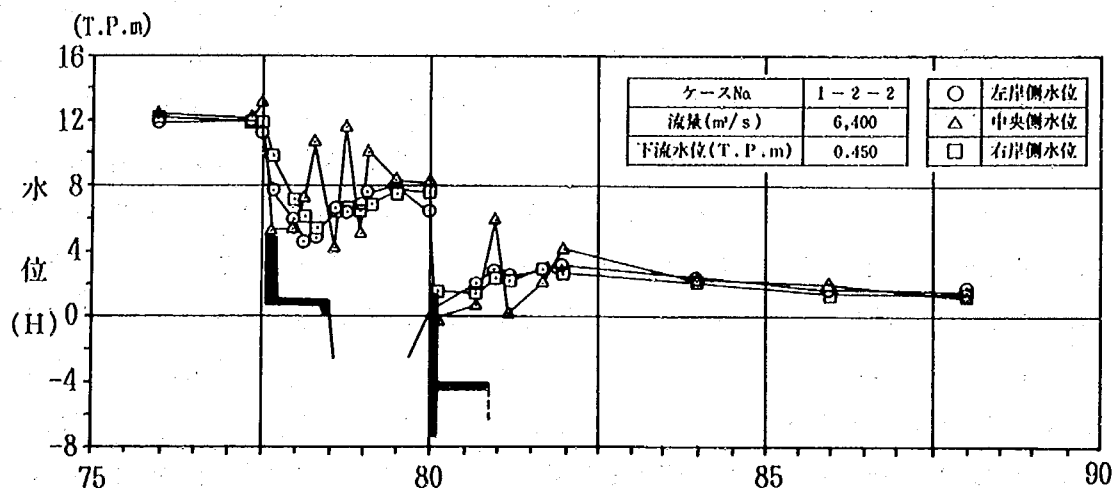


図-5.3.36 水位縦断面図

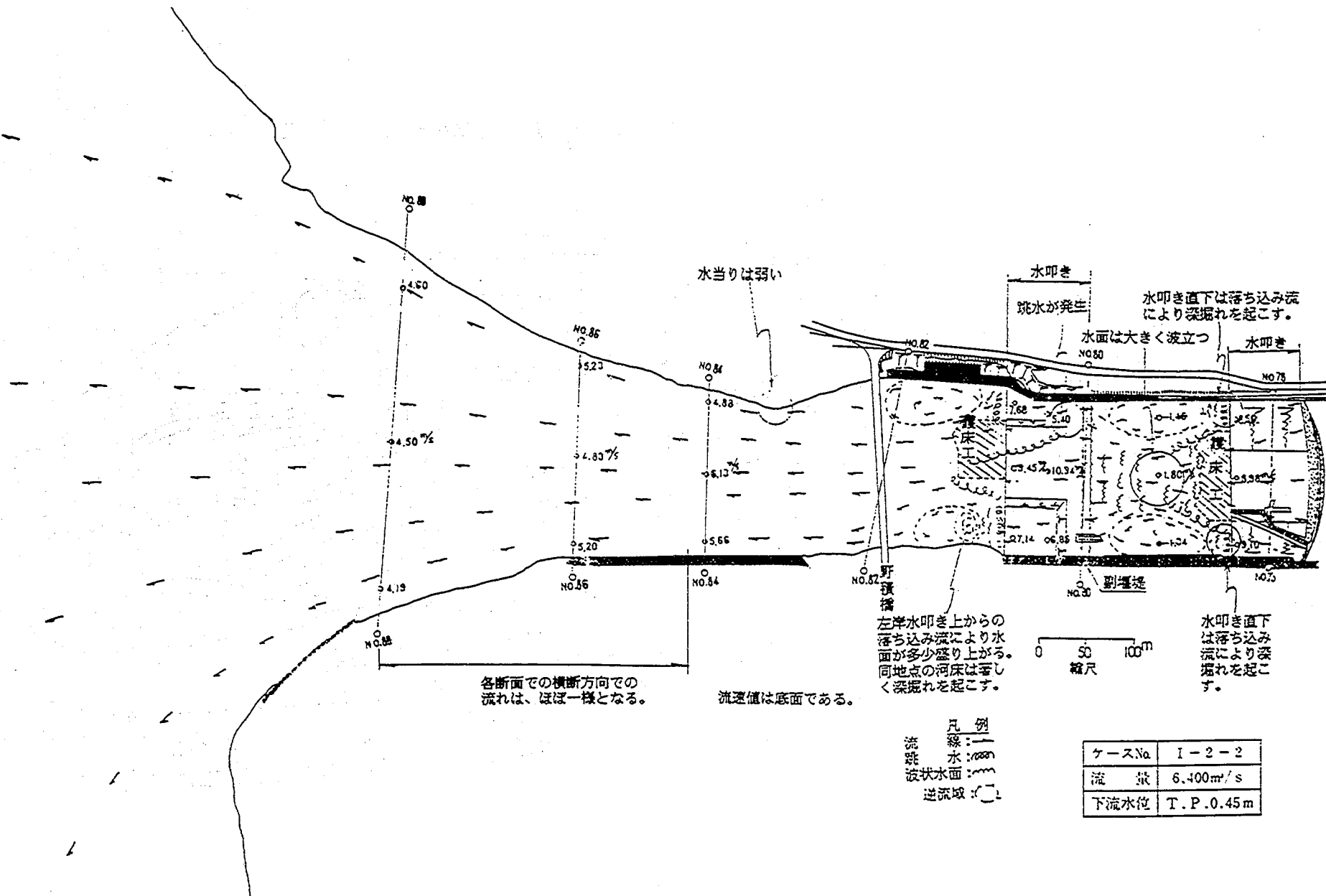
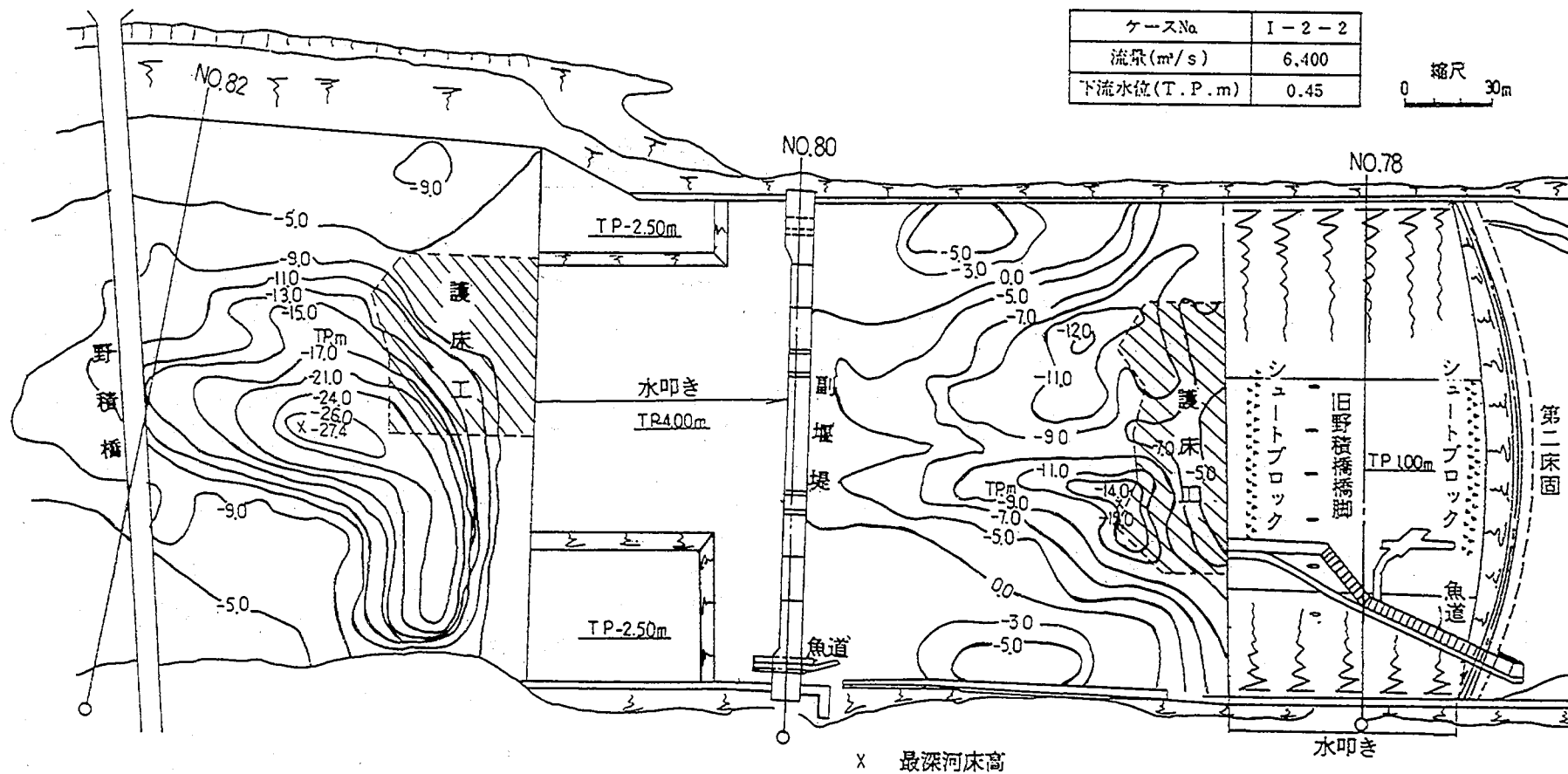
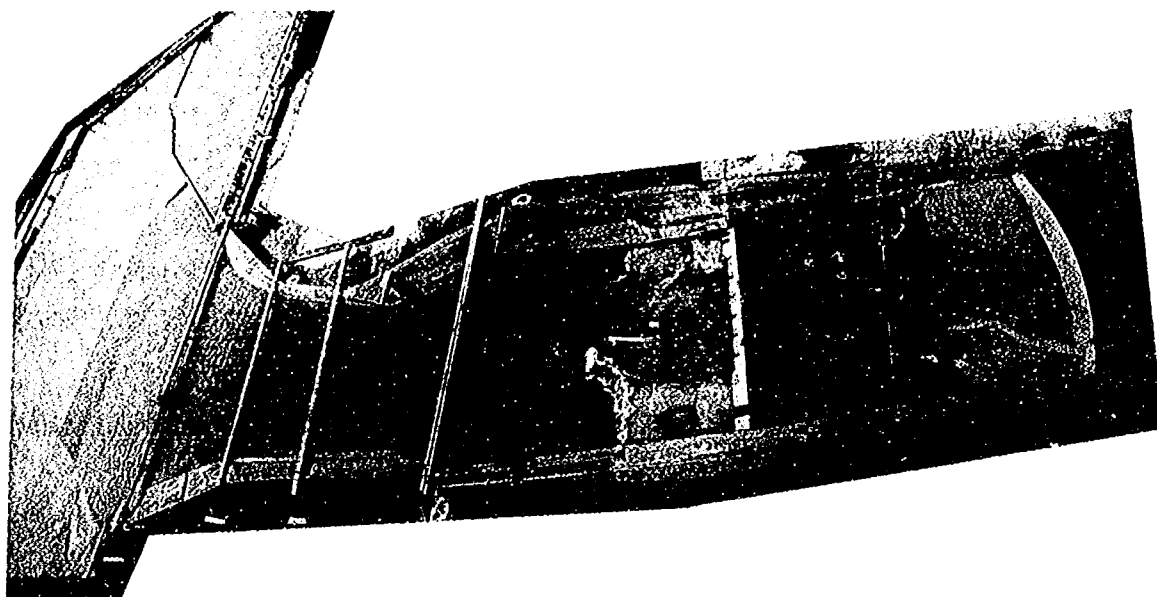


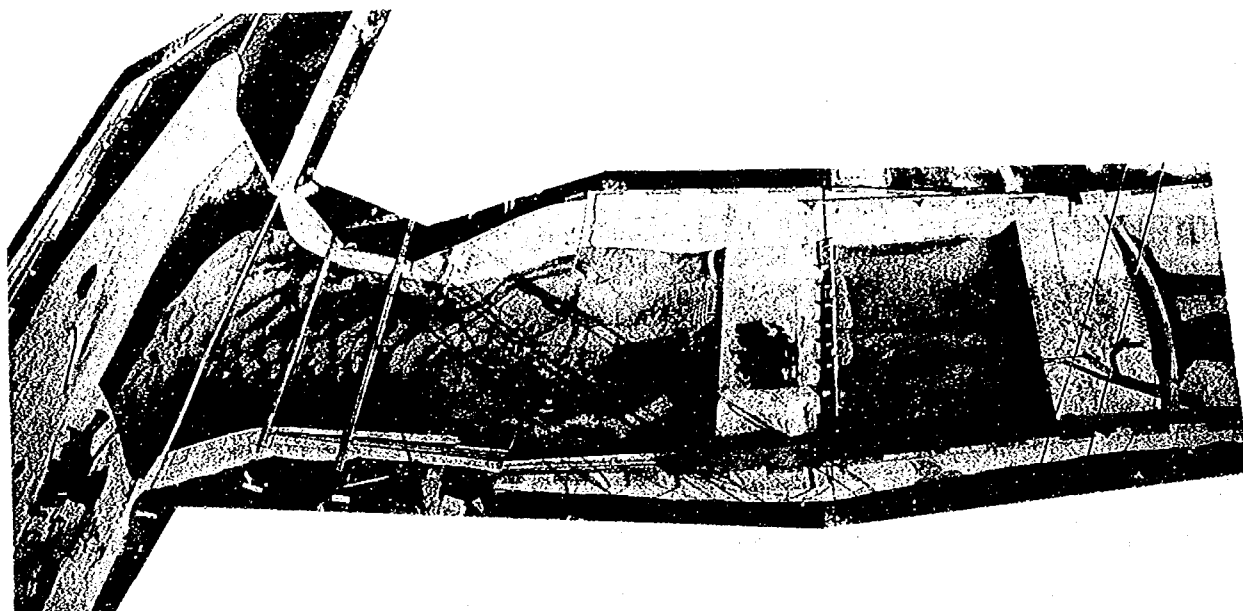
図-5.3.37 流況図 (ケース I-2-2、 $d_m=0.2\text{mm}$ 均一砂、 $6,400\text{m}^3/\text{s}$)



圖一5.3.38 河床高等深線圖(ケースI-2-2、 $d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂、 $Q=6,400\text{m}^3/\text{s}$)



写真—5.8 通水時の流況（ケースⅠ-2-2）



写真—5.9.1 河床の洗掘状況（ケースⅠ-2-2）



写真—5.9.2 第二床固下流の洗掘状況（ケースⅠ-2-2）

3) ケース I - 2 - 3 ($d_m=2.0\text{mm}$ の均一砂を用い、 $9,200\text{m}^3/\text{s}$ を通水した場合)

平均粒径 2.0mm の均一砂を用いた検討では、副堰堤直下で大規模な洗掘が生じ、現地の洗掘形状に対して過大となることが明らかとなった。しかしながら、過去の洗掘経緯と軟岩の侵食特性を考慮すると、現況において副堰堤下流の洗掘が実験結果と同程度まで進行するとは判断しがたい。軟岩の侵食にはある程度の洪水経験とその期間を要するため、洗掘が早急に進むとは考えられないが、今後現況の形状で長期間洪水を経験した場合、実験結果のような洗掘が生ずる可能性もあると考えられる。そこで実験結果の洗掘箇所は、今後洗掘が生ずる可能性が高い箇所と捉えることとした（第2床固水叩き直下流河岸部の深掘れも今後洗掘が生ずる可能性が高い箇所と捉える）。

本実験は、現況河道の最大流下能力である $9,200\text{m}^3/\text{s}$ を定流で通水したものである。河床整形は前ケースと同様に行い、下流水位も同様に T.P. 0.4m とした。通水時間は 180 分（模型）である。

(1) 河床高の経時変化について

図-5.3.39に河床高の経時変化を示す。第2床固下流の洗掘部である No78+100m 地点の河床は、時間の経過とともに洗掘が進行する。しかし、通水 150 分後には、約 T.P. -14.0m 程度で河床がほぼ平衡状態となる。野積橋地点の No82 断面の最深河床は、No78+100m 地点よりも洗掘の進行が速く、180 分経過した時点での河床高は約 T.P. -25.0m と洗掘深も大きい。No84 地点は、通水当初約 T.P. -10.0m まで洗掘が進行したものの、上流からの供給土砂により、通水開始後から約 60 分経過した時点で約 T.P. -7.5m 程度まで河床高が回復している。No88 地点は河床変動量が少なく、初期の河床高と大差ない。

(2) 水位について

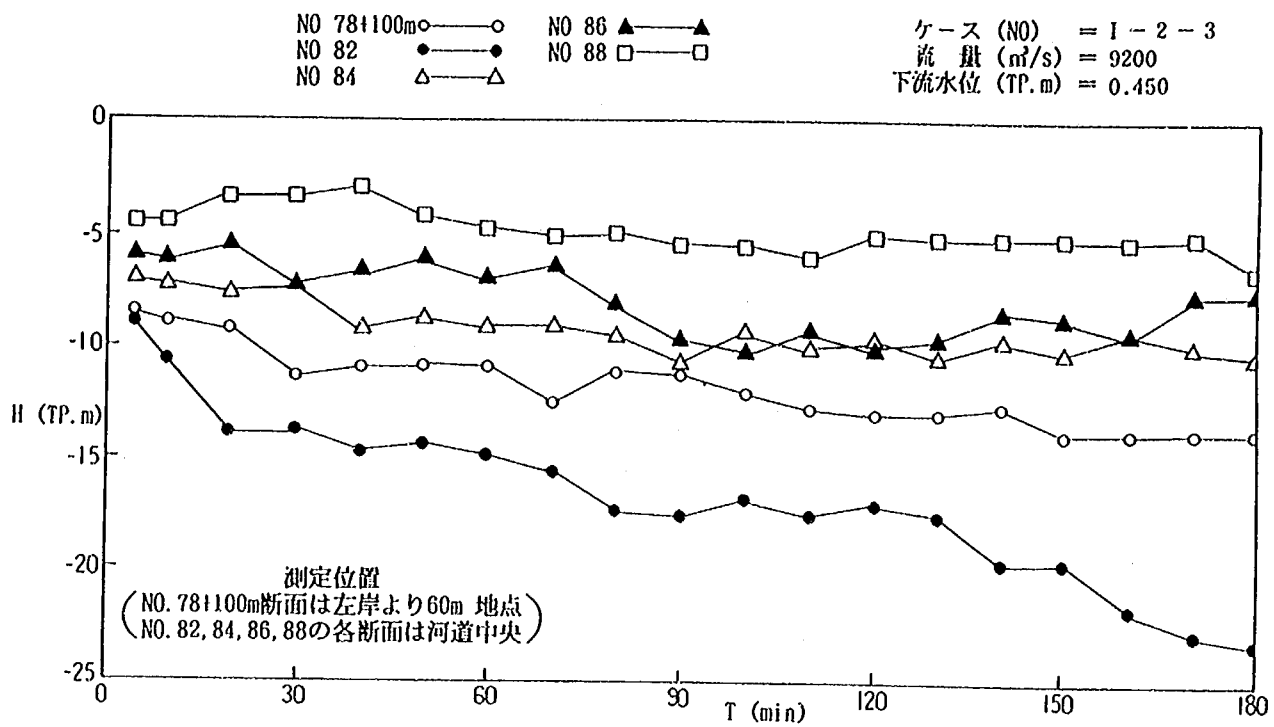
水位縦断を図-5.3.40に示す。河道水位は、 $6,400\text{m}^3/\text{s}$ の時より約 1.5m 程度高い。しかし、縦断形状の傾向は、 $6,400\text{m}^3/\text{s}$ とほぼ同様である。

(3) 流況について

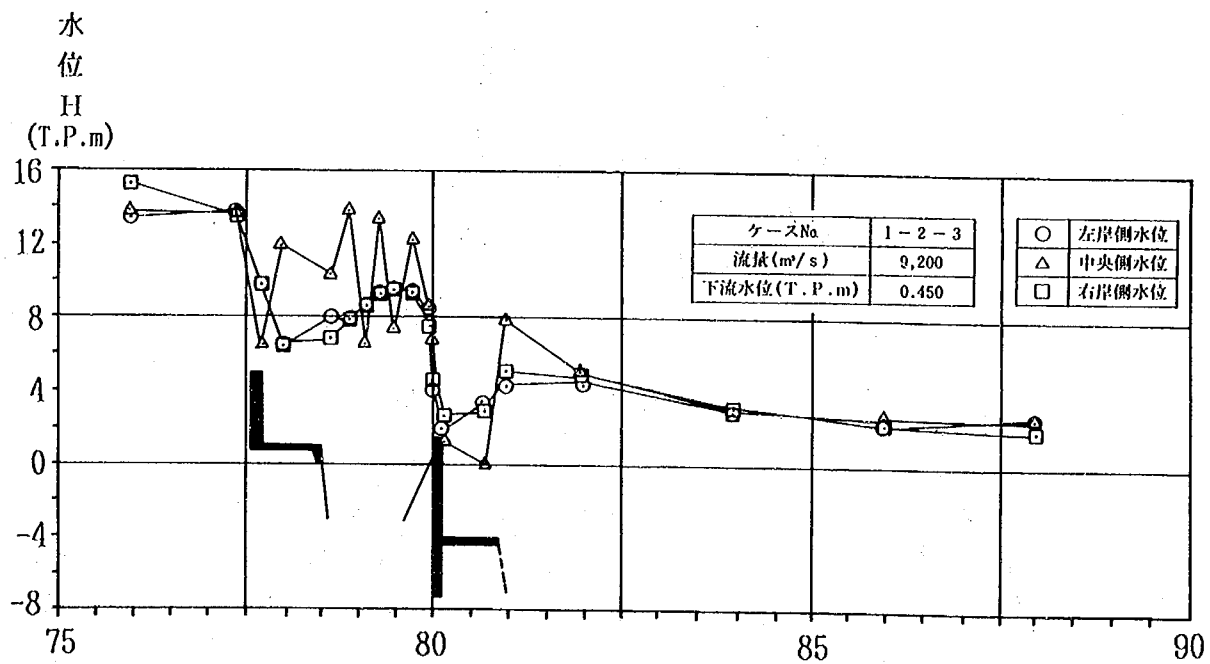
$9,200\text{m}^3/\text{s}$ 時の流況を図-5.3.41および写真-5.10に示す。第2床固と副堰堤間の流況は、 $6,400\text{m}^3/\text{s}$ 時と全体的には変らない。しかし、水叩き上の流速は、約 $10.0\sim 11.0\text{m}/\text{s}$ の高流速が発生し、さらに、水叩き末端部より生じた河道中央部の水面の乱れは、副堰堤まで達する。副堰堤水叩き上の流れも $6,400\text{m}^3/\text{s}$ とほぼ同様の流況であり、副堰堤の右岸側から生ずる衝撃波状の波は、約 45° の角度で水叩き上を一直線上に走る。副堰堤の水叩き下流の流れは、河道中央に集中し、その下流の No82 付近の左岸側には逆流域が、対岸の右岸側には死水域が生ずる。流水が集中する河道中央の水面変動も大きく、その乱れは No83 付近まで見られる。なお、No84 から下流での主流部は、若干右岸側に寄る傾向となる。

(4) 河床変動について

第2床固から野積橋までの河床高等深線図を図-5.3.42に、およびこの洗掘状況を写真-5.11に示す。第2床固および副堰堤下流の洗掘形状と最深部位置は $6,400\text{m}^3/\text{s}$ 時とほぼ同じである。しかし、その洗掘深および洗掘領域はいずれも大きく、第2床固直下流の最大洗掘深が約 T.P. -18.0m 程度となり、副堰堤下流の最大洗掘深は約 T.P. -30.0m にも達する。No82 から下流の河床変動も $6,400\text{m}^3/\text{s}$ 時と同様であるものの、その変動量は $6,400\text{m}^3/\text{s}$ 時より約 1.5 倍ほど大きくなっている。



図一 5.3.39 河床高経時変化比較図 (ケース 1-2-3)



図一 5.3.40 水位縦断面図

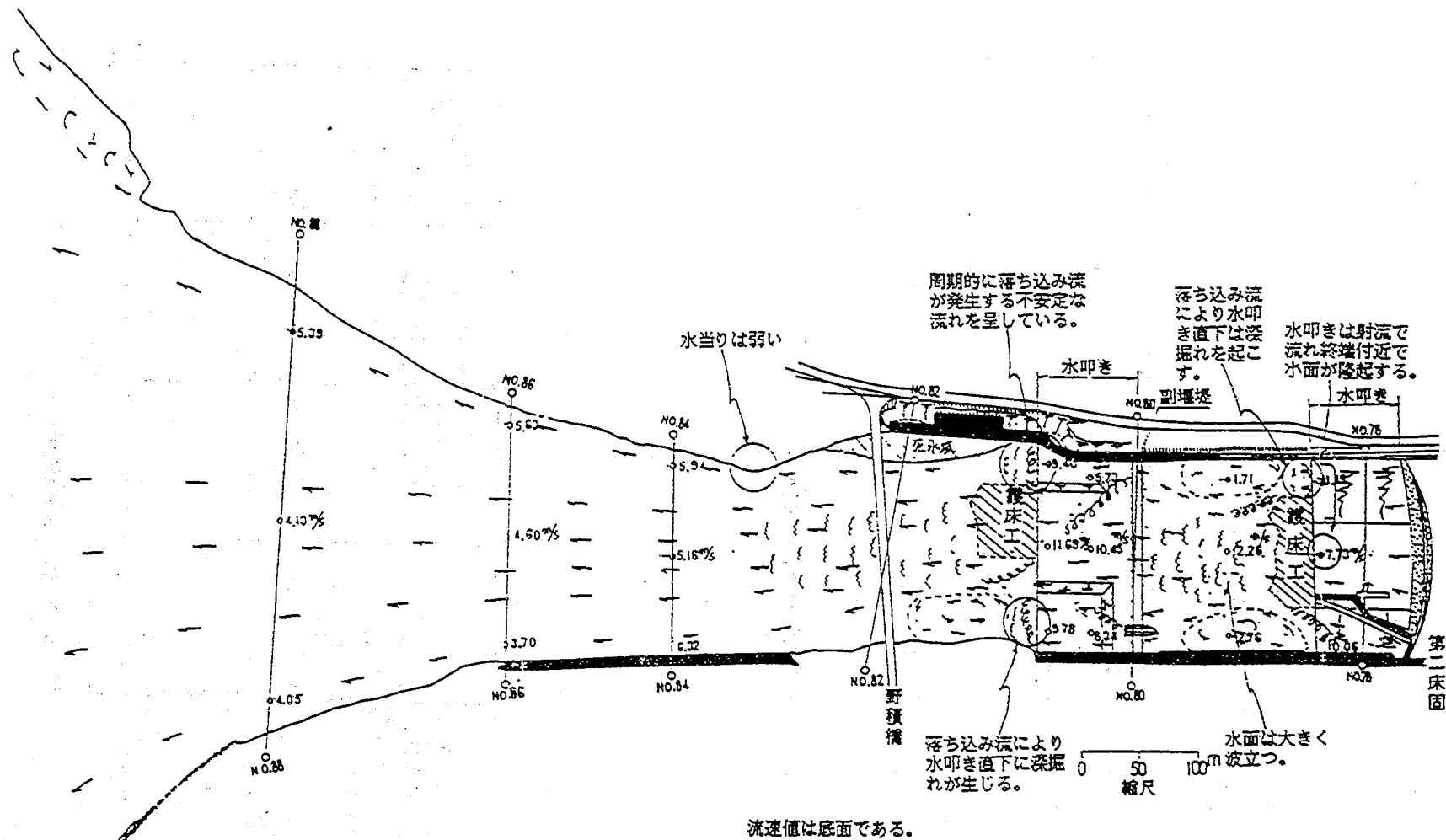
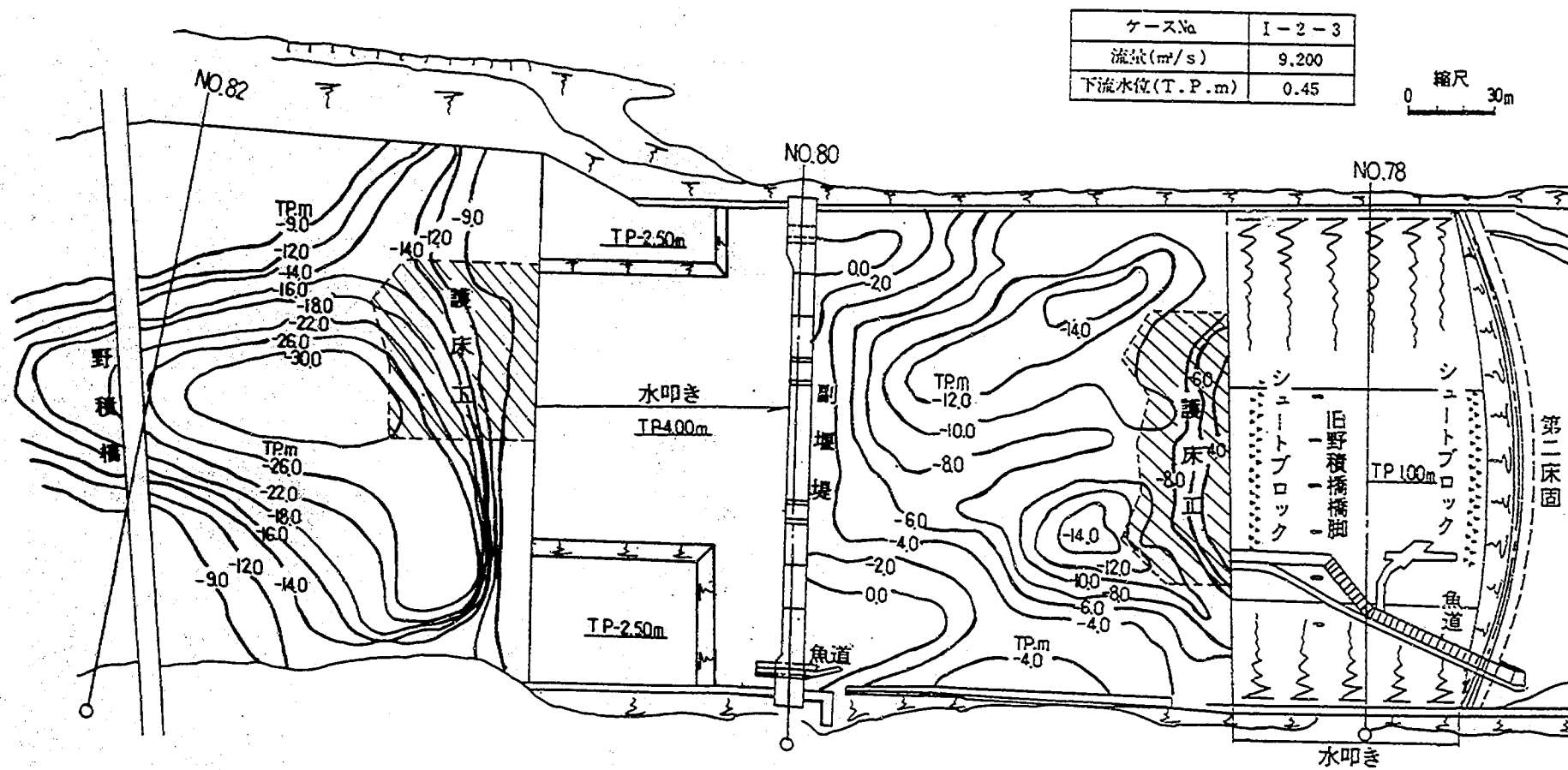


図-5.3.41 流況図

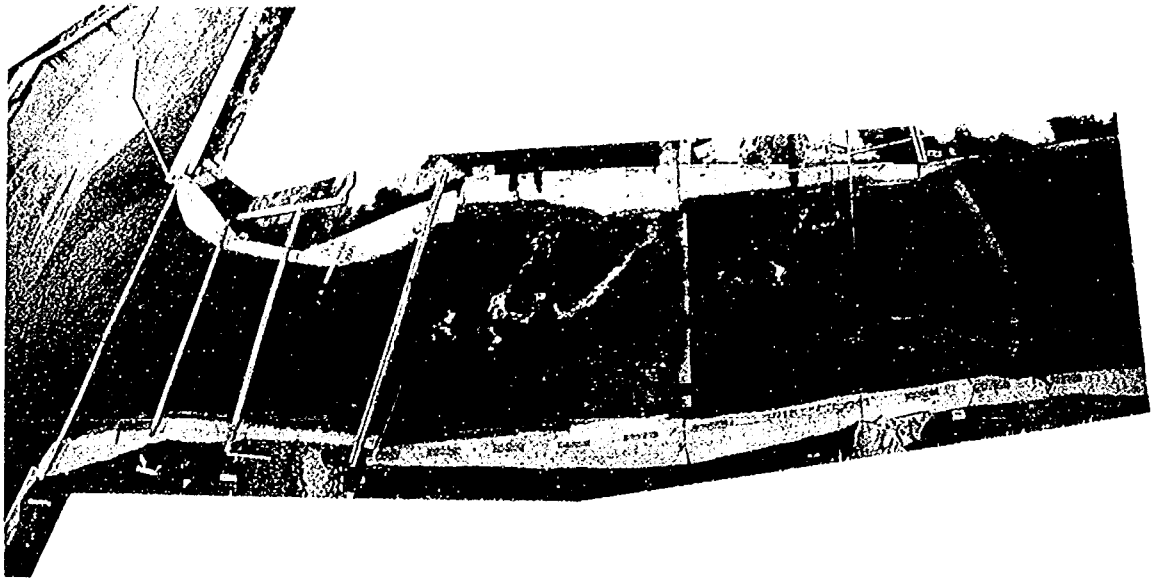
(ケース I-2-3、 $d_m=0.2\text{mm}$ 均一砂、 $Q=9,200\text{m}^3/\text{s}$)

凡例
 流線：—
 水叩き：mm
 波状水面：~
 逆流域：()

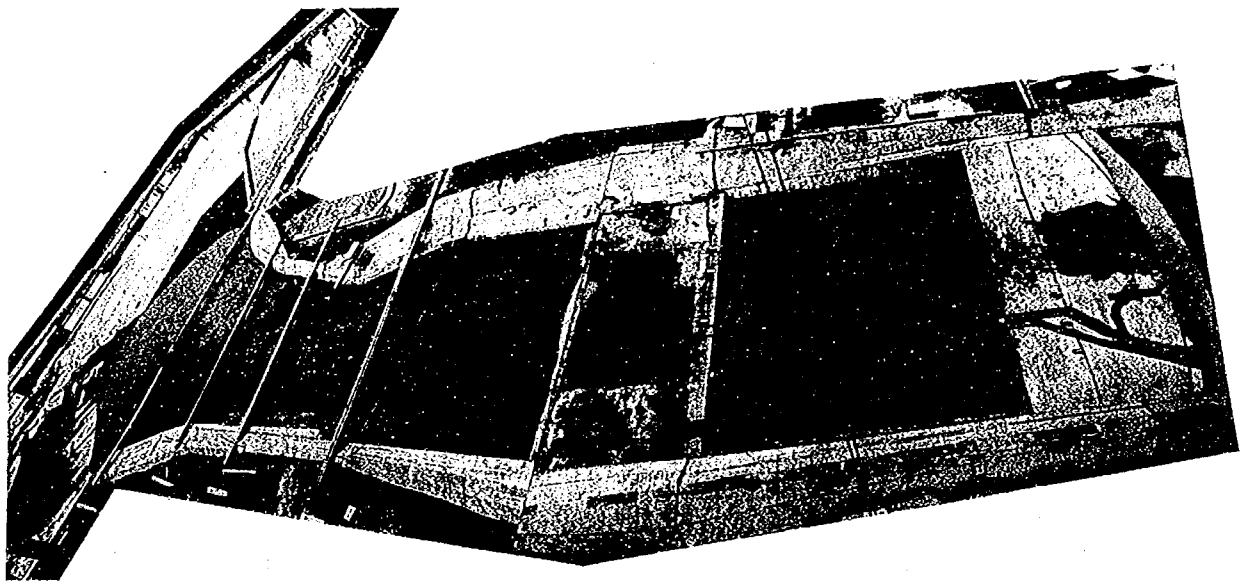
ケースNo	I-2-3
流量	$9,200\text{m}^3/\text{s}$
下流水位	T.P.0.45m



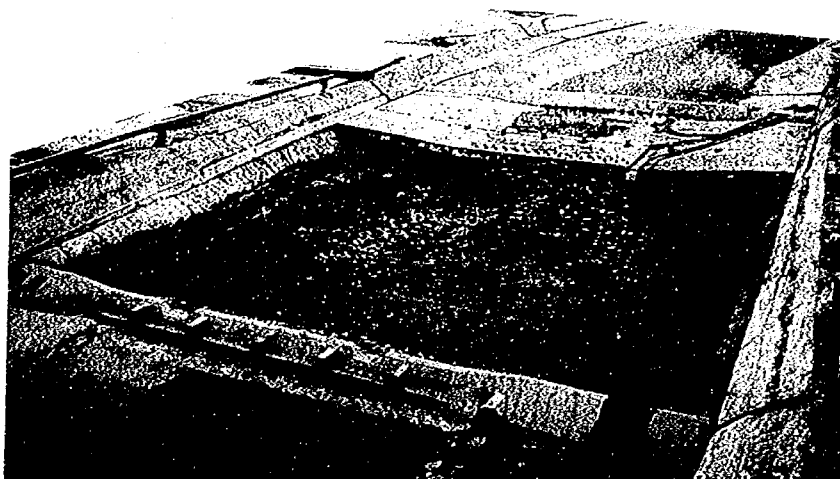
図—5.3.42 河床高等深線図 (ケース I-2-3、 $d_m=2.0mm$ 均一砂、 $Q=9,200m^3/s$)



写真一 5.10 通水時の流況 (ケース I - 2 - 3)



写真一 5.11.1 河床の洗掘状況 (ケース I - 2 - 3)



写真一 5.11.2 第二床固下流の洗掘状況 (ケース I - 2 - 3)

5-4 実験結果のまとめ

5-4-1 軟岩河道の侵食を再現する実験方法について

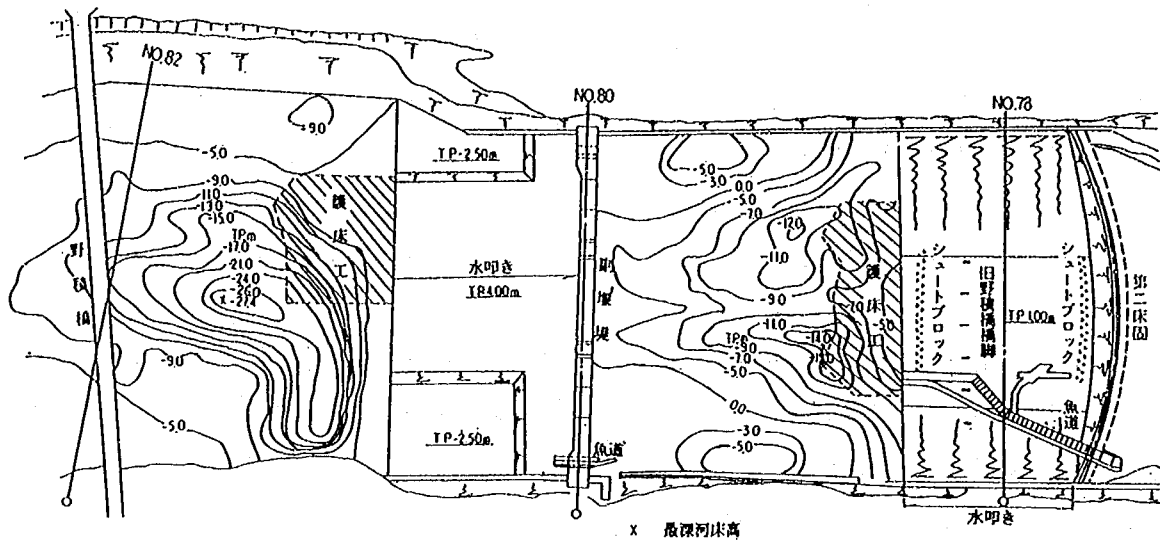
大河津分水路の河口部河道は、軟岩によって構成されているため、通常用いられる移動床模型実験の相似則を適用することはできない。ここでは通常の移動床模型実験の相似則にはならず、軟岩の侵食特性を考慮した模型河床材料の選定とその実験方法について検討を実施した。

軟岩の侵食特性を相似にするためには、現地の河床材料から通常の相似則によって選定される模型河床材料（本模型の場合は平均粒径0.3 mmの石炭粉）よりも、動きにくい材料を用いる必要がある。この方法として次の2通りが考えられる。1つは、平均粒径0.3 mmの石炭粉よりも動きにくい模型材料を用いる方法であり、もう1つは、平均粒径0.3 mmの石炭粉をそのまま用いる代りに、その河床表面に吸い出し防止材等を用いて侵食の速度を大幅に小さくするという方法である。実験はこの2通りの方法を用いて、流況や洗掘形状の相似性について検討した。この結果 $d_m = 2.0$ mmの均一砂を用いた方法によって、第2床固と副堰堤間の洗掘状況を良く再現できること。流況がほぼ相似となること等が明らかとなった（図-5.4参照）。

ただし、第2床固直下流と副堰堤直下流の河岸部では、模型の方が現地より洗掘深が大きい傾向となっていること。さらに床止め工周辺とその下流河道では、縦断的に掃流力が大きく変化するため、床止め工直下流周辺の洗掘土砂が下流河口部河道付近に堆積し、現地形状と若干異なる河床変動となっている。そこで模型実験による判断基準を次のように考え、以後の実験を進めた。

- (1) 現地より洗掘深が大きい箇所は、今後洗掘が進行する可能性が高い箇所と促えることとした（ただし、軟岩が洗掘されるのには時間がかかるため早急に対策が必要となる訳でない）。
- (2) 副堰堤下流の洗掘深が第2床固より大きくなっているが、このような洗掘形状となるのはかなり大きな洪水が長時間流れた状態のときに生ずる現象である。
- (3) 実験では第2床固の水叩き直下流河岸部に洗掘が生ずるのに対し、現地にはこのような洗掘が生じていない。これは実験結果の洗掘状況が大規模洪水流量を定流で通水し、かつそのときの平衡状態時を示しているのに対して、現地では洪水流量の継続時間が短く、ここまではまだ洗掘が進行していないものとも考えられる。

以上の結果より、次章で述べる現況対策工の検討では、上記箇所を今後洗掘が生ずる危険性の高い箇所ととらえて、これについても洗掘深を軽減させて潜在的な危険性を防止させることとした。



模型実験 (ケース I-2-2、 $Q=6,400\text{m}^3/\text{s}$)

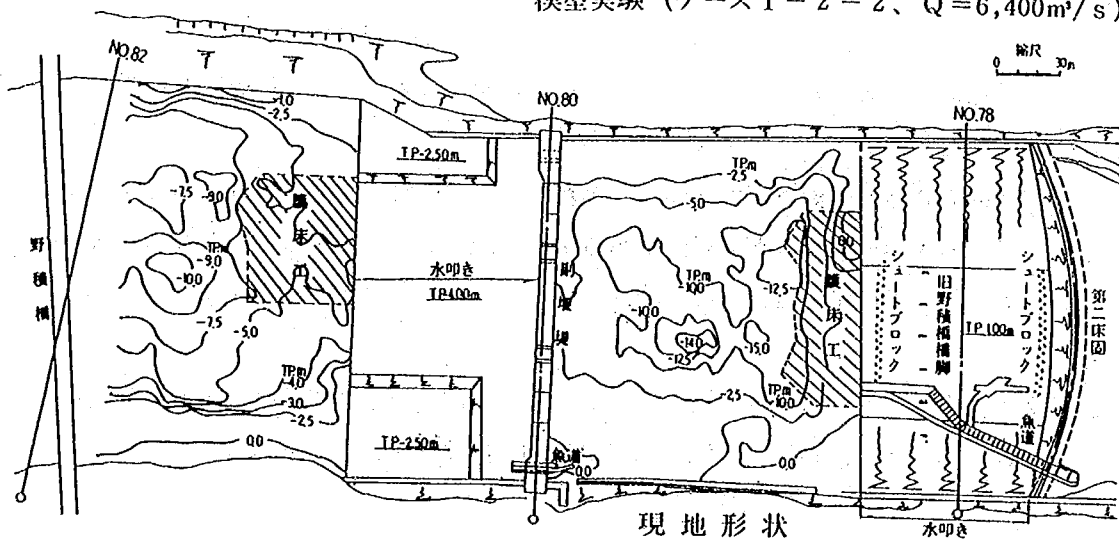


図-5.4 現地との洗掘状況の比較

5-4-2 現況河道の水理現象について

実験結果より得られた現況河道の $Q=6,400\text{m}^3/\text{s}$ と $9,200\text{m}^3/\text{s}$ における水理現象とその問題点は次のようである。

- (1) 第2床固を越流した流れは、この床止め工形状の影響によって、河道中央部へ集中する度合いが大きく、かつこの流れが集中する付近の河床に著しい深掘れが生ずる。
- (2) 河道中央部に集中する流れによって、第2床固と副堰堤間の河岸部には剝離域が生じ、この領域の河岸沿いには大きく逆流する流れとなり、有効な河積が得られていないことが明らかとなった。
- (3) 第2床固と副堰堤の水叩き上の流れは、いずれも射流となり減勢されずに下流河道に流入する。
- (4) 第2床固の水叩き下流の河岸沿いでは、剝離域へ潜り込むような流れが生じ、そこに深掘れが発生する。この深掘れは、河岸部の剝離域との境界に沿って河道中央へ続いている。
- (5) 第2床固水叩き直下流の根固めブロックは、河岸部に生じた深掘れの影響によって、河岸の一部が崩落したものの、大半は初期形状を保っている結果が得られた。
- (6) 副堰堤の水叩き末端の河岸部は敷高が高いため、ここから下流河道へ落込むような流れが生ずる。とくに左岸側の水叩きから下流河道へ落込む流れは、右岸側より速く、同部に大規模な洗掘深が生ずる。これに対し右岸側水叩き直下の洗掘規模は小さい。

第6章 現況落差工の維持対策に関する検討

6-1 概 要

現在の大河津分水路の諸施設を大幅に改修することなく、現行計画規模(現況河道の最大流下能力 $9,200 \text{ m}^3/\text{s}$)の洪水を安全に流下させることを目的とした落差工の維持対策案について模型実験による検討を行った。ここでは、深掘れが生じている第2床固下流の維持対策について重点的に検討を行った。

6-2 実験の着目点および手順

流況観察結果によると、第2床固下流河床の洗掘は、流れが河道中央に集中することによって助長されていると考えられる。河床の洗掘を防止し、その維持を図るには次の2つの方法が考えられる。1つは、護床工等により河床を直接保護する方法であり、もう1つは、落差工や河道形状を改良して流れの分散を図り、河道中央部の洗掘自体を軽減させる方法である。しかし、護床工を設置して逆に洗掘を助長させたり、また流れを分散させたことによって、河岸に新たな洗掘が生じては対策にならない。このような点に注意して、洗掘防止のための効果的な対策工の形状や設置範囲を求めることとした。

実験は、移動床と固定床模型実験の両者について実施した。これは以下の理由による。

移動床模型実験により得られる局所洗掘の規模及び洗掘深は、その洪水に対する洗掘の最終形状を現わすものであり、洗掘が進行していない時点の流況等について十分な情報を持たない。さらに本模型は、通常用いられる移動床実験の相似則を適用することはできず、その精度は必ずしも高くない。このため、移動床模型実験結果のみから対策工の評価を行うにはやや不安がある。そこで現況河床時における流況や河床に作用する流速が精度良く得られる固定床模型実験により、対策工の妥当性の確認及び対策工形状の修正を行った。なお、これらの検討は次のように進めた。

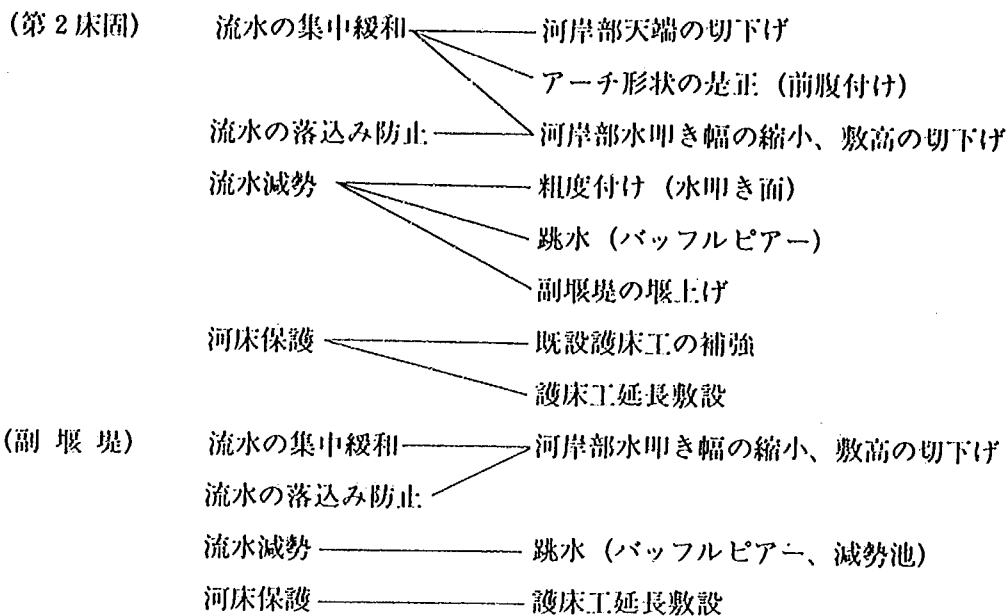
現況の落差工では、水叩き上で完全な跳水が生じておらず、流水が落差工直下に落込むような流れとなる。落差工直下流の流速は非常に速く、ブロックの敷設等(第2床固直下流のブロックの敷設、副堰堤下流護床工の設置)による維持は困難な状況にある。これは流速の速い箇所に護床工を設置してもブロック自体が流失してしまうこと。また、水叩きからの流水の落込みにより護床工下の河床材料が吸い出され、護床工の維持が困難なことによる。そこで移動床模型実験では、河床底面に高流速が生じないように、流水の制御を行うことにより、洗掘軽減が得られる対策工案を求める実験を行った(実験II)。次に固定床模型実験を行って、対策工設置前後の流速分布及び水当り位置の変化を調べ、対策工の設置効果を検討した(実験III)。さらに、この結果をもとに落差工基礎部の洗掘防止を図るための護床工の敷設範囲を決めた。

この他に実験IVでは、対策工に必要な強度を求めるため、抽出模型実験により、構造物に作用する圧力を把握するための抽出実験を行った。実験Vでは、副堰堤に対する維持対策工の検討を行っている。

6-3 机上検討

6-3-1 対策工案について

実験に先立ち、現在の諸施設を大幅に改修しないことを前提とした場合、洗掘軽減効果の得られる対策工案は下記のようなものと考えられる。



6-3-2 対策工諸元の検討

次に流水の減勢案について以下に検討を行った。

(1) 水叩き上に突起粗度を設けて流速低減を図る方法について

本節では、水叩き上に突起粗度を設けて流速低減を図り、第2床固直下の深掘れの軽減を図る案の可能性について検討する。

突起粗度は、流速低減効果が充分なければならない。しかし、粗度を過大に設定すると水位が上昇して下流河道のエネルギー負担量が増してしまう。このため、水叩き末端での水位は、現況の第2床固と副堰堤間の水位より高くなってはならない。現況河道では、第2床固を越流した流れが、水叩き上で減勢されずに下流河道へ流れ込む。これが第2床固と副堰堤間で減勢され、副堰堤に向うにつれて水位が高くなることから模型実験により明らかとなっている。(図-5.3.40参照)。9,200m³/s時の下流端の最高水位は、副堰堤天端で約T.P.8.5mである。よって、水叩き上の粗度は、9,200m³/s時に水叩き末端でT.P.8.5mになるように設定する必要がある。このような条件をもとに、第2床固の水叩き上に設ける突起粗度の設計を行った。

水叩き上に設ける粗度の値は、次式の不等流の水面形の算定式より求まる。

$$-\frac{q^2}{c^2} = \frac{dh}{dx} \cdot (h^3 - hc^3)$$

$$-\frac{q^2}{c^2}x + a = \frac{1}{4}h^4 - hc^3 \cdot h \quad \dots\dots\dots (6-1)$$

ここに、 q ：単位幅流量、 c ：シェジの定数、 h ：水深、 hc ：限界水深、 x ：水叩き長、 a ：積分定数である。

積分定数 a は、(6-1)式に初期水位 T.P.6.0m (第2床固本体直下の水位) を代入することにより、 $a = -1130$ が得られる。(6-1)式に $c = h^{1/6}/n$ を代入し、水位を T.P.8.5m まで上げるための第2床固の水叩き上に必要な粗度 n は、0.10 となる。

粗度係数を上げるために必要な突起粗度の規模及び量は、力の釣り合いから次式により求まる。

$$n_t = (n_b^2 + C_D / 2g \cdot D \cdot h^{4/3} \cdot a)^{1/2} \dots\dots\dots (6-2)$$

ここに、 n_t ：必要とする粗度係数、 n_b ：底面粗度係数、 a ：単位河床面積当りの突起の数、 C_D ：突起の抗力係数、 D ：突起の直径である。

〈参考〉円柱の抗力係数を用いた粗度係数の表示

等流状態にある円柱群模型内の流れにおける単位河道長さの流体塊についての力の釣り合いを考えると、次式が得られる。

$$\rho g A I_b = W \dots\dots\dots (6-3)$$

ここで ρ ：水の密度、 g ：重力加速度、 A ：河積、 I_b ：河床勾配である。

W は、対象としている円柱群模型に流体塊が作用する力であり、これは底面のせん断力に起因する力 W_f と、円柱の模型の抗力に起因する力 W_d の2つに分けられる。

$$W = W_f + W_d \dots\dots\dots (6-4)$$

W_f と W_d はそれぞれ次のように表される。

$$W_f = \rho \cdot g \cdot v^2 \cdot n_b^2 \cdot S / R^{1/3} \dots\dots\dots (6-5)$$

$$W_d = 1/2 \cdot a \cdot S \cdot C_D \cdot \rho \cdot D \cdot h \cdot v^2 \dots\dots\dots (6-6)$$

ここで、 v ：平均流速、 n_b ：底面の粗度係数、 S ：潤辺長、 R ：径深、 a ：単位河床面積当りの円柱模型の本数、 C_D ：円柱模型の抗力係数(=1.2)、 D ：円柱模型の直径、 h ：水深である。

(6-3)～(6-6)式を連立させることにより、円柱模型群内の粗度係数 n_t を求める次式が得られる。

$$n_t = (n_b^2 + C_D / 2g \cdot D \cdot h^{4/3} \cdot a)^{1/2} \dots\dots\dots (6-7)$$

(6-2)式に、現況河道の最大流下能力に近い9,200m³/s時の水理量(模型値)を代入して突起粗度の形状について検討した(表-6.3.1参照、 D ：突起粗度の直径、 L ：突起の間隔)。

表-6.3.1 突起粗度の配置

D (m)	0.5	1.0	1.5	2.0
L (m)	3.71	5.24	6.40	7.37

(6-2)式は、流体に突起物が全面的に当たることを想定しており、突起高は水深とほぼ等しい3.0m程度の高さが必要となる。しかし、巨大な突起を直立させることは、工費面で得策でない。突起高に対する水深の比が10以上となる場合は、相当粗度 K_s の計算が適用できる。そこで突起高を0.5mと仮定して、必要な粗度係数が得られるかを調べた。この結果粗度係数は0.042と小さく、粗度付けによる流速低減は実質的に見込めないことが分かった。

(2) 水叩き上にバッフルピースを設けて流水の減勢を図る方法について

現況の第2床固の水叩き上の流れは、下流水位が低い場合、水叩き上で減勢されずに下派河道へ流れ込む。下流水位が低い場合に水叩き上で跳水を生じさせる方法には、①バッフルピースによる強制跳水 ②水叩き敷高を下げ、段上りとする ③下流水位を堰上げる副ダム ④導流堤の絞り込み等が考えられる。

しかし、①は9,200m³/s時において、現況の水叩きを8m程度切下げの必要があり、大規模な改修が必要となり現実的でない。④は河道中央部の単位幅流量を増大させ、下流河道の洗掘を助長させてしまう可能性がある。よって、第2床固の維持対策としては、②と③が考えられる。③はすでに副堰堤がその機能を有しており、対応策としては副堰堤の嵩上げとなる。嵩上げ高は第2床固の影響があるため、模型実験による検討が必要となる。そこで本節では、バッフルピアを用いた場合のピア高について検討する。

バッフルピアは、強制的に跳水を起こさせるために水叩き末端上に設置される補助構造物である。バッフルピアの高さWは、次式より求まる。

$$\frac{W}{h_1} = \left(\frac{h_p}{h_1} - 1 \right) (2F_{r1}^2 - \frac{h_p}{h_1} (1 + \frac{h_p}{h_1})) / (F_{r1}^2 \cdot \frac{h_p}{h_1} \cdot (d \cdot \eta)) \quad \dots\dots\dots (6-3)$$

表-6.3.2に9,200m³/sを流した場合に跳水を起こさせるために必要となるピア高Wを示す(ここでは、図-6.3.1および図6.3.2に示すように跳水形状を3種類設定して抗力係数を求めた)。

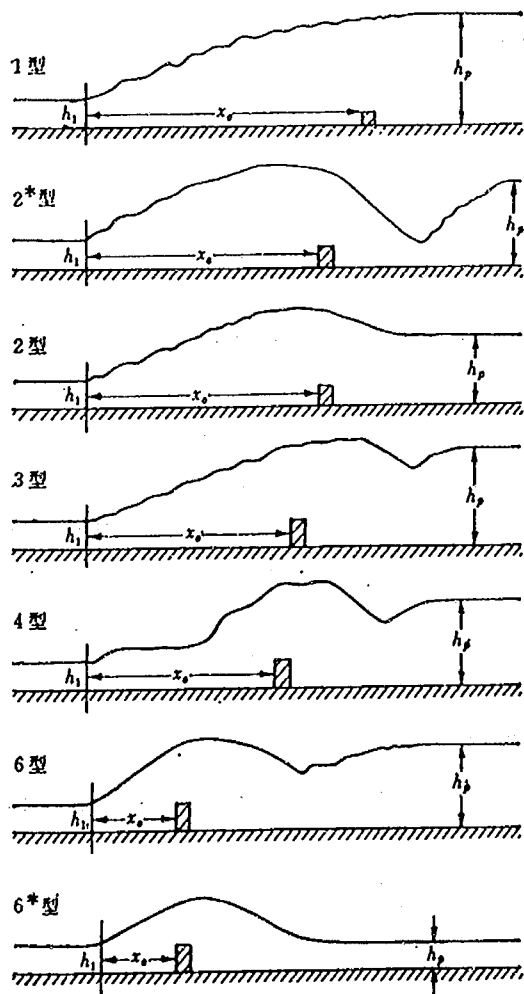


図-6.3.1 シルによる強制跳水

表-6.3.2 跳水を起こさせるのに必要なピア高

跳水形状	2 型	3 型	4 型
Cd	0.04	0.16	0.47
W(m)	5.12	1.25	0.43

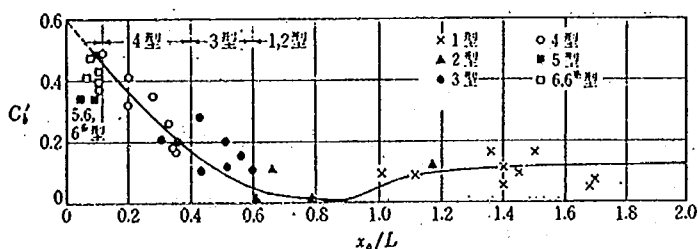


図-6.3.2 シルによる強制跳水のx0/Lと

Cbおよび跳水形式

これより跳水形状の違いによって、ピアース高は5.1~0.4mとばらつく。しかしながら、現況の水叩き上には、先の図-1.2.2に示したようにシュートブロックと旧野積橋橋脚が設置しており、シュートブロックの高さは、2.0m程度で、旧野積橋橋脚は、3.5m程度の高さである。シュートブロックは、流量規模が少ないときに減勢効果が認められるものの、3,000m³/sを越えるとその効果は認められない。旧野積橋橋脚は設置間隔が広く、バッフルピアースとしての効果を十分に果していない。これらの状況から、バッフルピアースの高さは3.0~2.0m程度必要でないかと考えられる。

6-4 実験結果とその考察

6-4-1 移動床模型による第2床固の維持対策案の検討

机上検討およびその後の実験結果より、効果的な対策案の選定を行い、次の4種の対策案について模型実験による検討を行った。

バッフルピアース案

水叩き切下げ案

河岸部嵩上げ案

副堰堤嵩上げ案

検討ケースの一覧を表-6.4.1に示す。模型河床材料は2.0mmの均一砂を用い、第2床固と副堰堤間の河床は、先の図-5.3.12に示した形状で整形した。実験流量は、現況河道の最大流下能力である9,200m³/sを定流で通水した。ただし、ケースII-2の水叩き切下げ案においては、6,400m³/sまで水叩き上で安定跳水が生ずるものの、9,200m³/s時には水叩き上とその下流の深掘れ部の間を波状跳水が周期的に移動して不安定となった。このため、ここでは水叩きを切下げることの効果を見ることを目的として、流量を6,400m³/s（定流）としている。通水時間は局所洗掘形状およびその河床高がほぼ安定した状態となる180分（模型）とした。

表-6.4.1 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m ³ /s)	河床材料	対策工	潮位 (T.P.m)	通水時間 (分)	備考	検討内容
II-1	9,200	均一砂 (d _m =2.0mm)	バッフルピアース	-0.127	180	予備実験を含む	維持対策工の 検討(移動床)
II-2	6,400	〃	水叩き切り 下げ	〃	〃	〃	
II-3	9,200	〃	河岸部嵩上げ	〃	〃	〃	
II-4	9,200	〃	堰堤嵩上げ	〃	〃	〃	

1) バッフルピアースの配置案に関する予備検討

ここでは安定跳水の形成（流水の減勢）と、河岸部水叩き末端から剝離域の境界部へ潜り込む流れの抑制を図ることを目的とし、強制跳水式のバッフルピアース案の配置間隔について検討した。

バッフルピアースの諸元については、先の机上検討により概略求められている。しかし、現況第2床固の水叩きの形状は、横断的に変化しているため、ピアース高が妥当であるかは明確でない。そこでピアースの高

さを3種類(1.60、2.25、2.90 m)設定し、流況を調べた。検討ケースの一覧を表-6.4.2に示す。ピアーは水叩き始端より約50 m下流に横断方向に1列で並べた。ピアーの設置間隔は、ピアー幅とピアー間隔の幅比が1.0:1.2の時に減勢効率が最も良いとされており、この間隔でピアーを設置した。通水流量は、6,400 m³/s と9,200 m³/s の2種類とした。

表-6.4.2 検討ケース一覧表

	ピアー高	間隔 (高さ×1.2)
予備実験 a	2.25 m	2.70 m
予備実験 b	1.60 (2.25×0.7)	1.90
予備実験 c	2.90 (2.25×1.3)	3.50

(1) 予備実験 a (バッフルピアーの高さ2.25 m、間隔2.70 mの場合)

跳水は $Q=6,400$ m³/s および $9,200$ m³/s とともに水叩き上で発生しており、いずれも水叩き始端から約20.0 m下流の位置で生じている。しかし、図-6.4.1に示すように、魚道設置箇所付近では波状跳水は見られず、水面が大きく盛り上がった流れとなる。6,400 m³/s 時に右岸側の水叩き直下流で剥離域へ入り込む流れが生じ、9,200 m³/s 時には反対に左岸側の水叩き直下で剥離域へ入り込む流れが生ずる。第2床固と副堰堤間の水位変動は、跳水の発生により小さくなる。ただし、左右岸沿いの剥離と逆流する現象は解消されておらず、流れの分散効果は少ないようである。

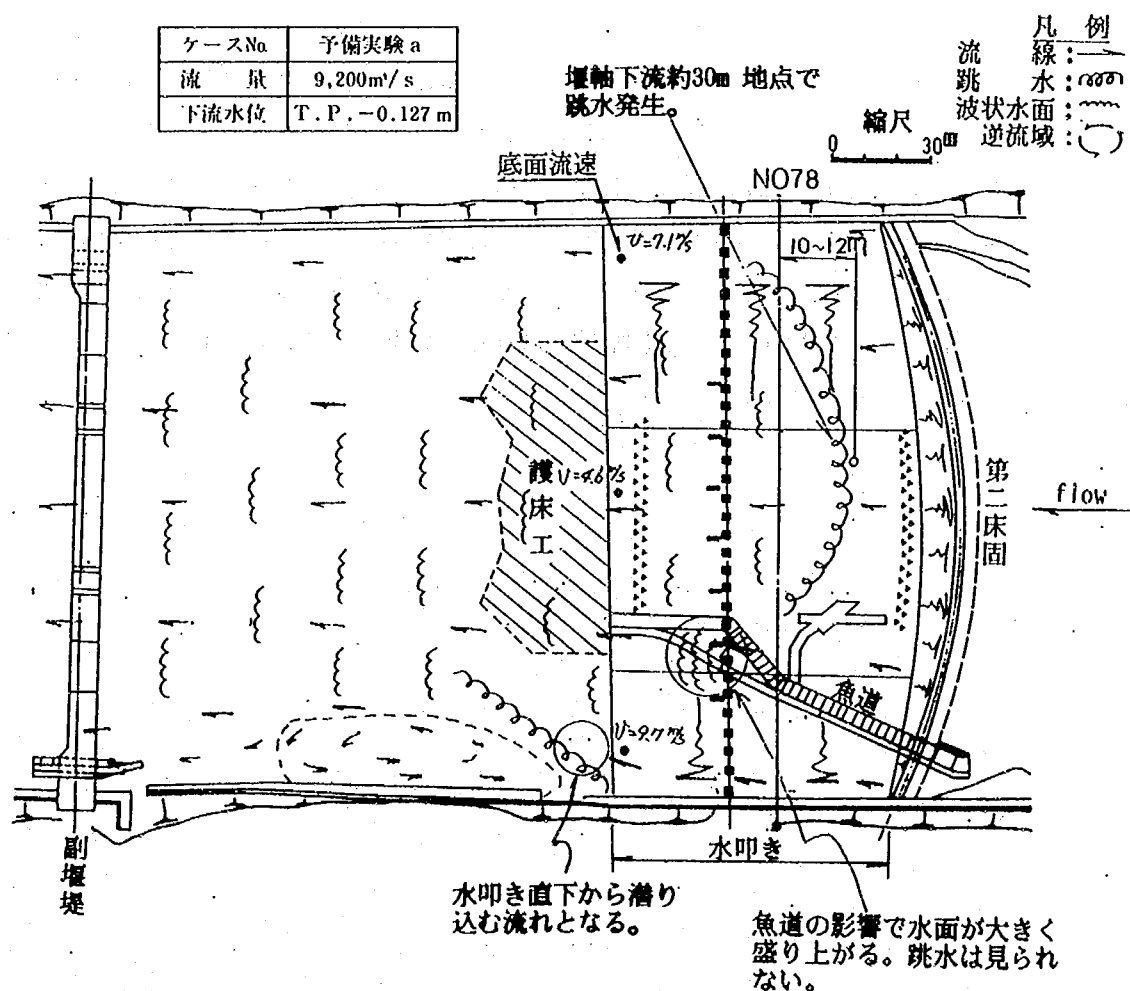


図-6.4.1 流況図 (バッフルピアー予備実験、 $W=2.25$ m、 $Q=9,200$ m³/s)

(2) 予備実験 b (バッフルピアーの高さ1.60 m、間隔1.90 mの場合)

6,400 m³/s 及び 9,200 m³/s とともに、水叩き始端から約40.0 m 下流の位置に跳水が発生している。しかし、この跳水は敷高が低い水叩き中央部 (T.P. 1.0 m) のみに発生し、左右岸の敷高の高い部分には跳水が生じていない。6,400 m³/s 時には特に問題はないが、9,200 m³/s 時には左岸側の水叩き直下流で剥離域へ潜り込む流れが生ずる。

(3) 予備実験 c (バッフルピアーの高さ2.90 m、間隔3.50 mの場合)

6,400 m³/s 及び 9,200 m³/s とともに、水叩き始端から水叩き幅の全域で跡水が生じる。剥離域へ潜り込む流れは、6,400 m³/s および 9,200 m³/s とともに右岸側の水叩き直下で生ずる。河道中央部の流れは依然として速く、水位変動が少なくなったものの、左右岸に生ずる逆流域により、有効な河積は得られていないように見られる。

以上の予備実験結果の流況を写真-6.1.1~6.1.3に、実験結果の一覧を表-6.4.3に示す。河道中央部の水位変動は、いずれのケースも減勢効果によって少なくなり、流れも穏やかになる。しかし、河岸部の水叩き末端から剥離域へ潜り込む流れや、第2床固と副堰堤間の河岸部で生ずる逆流域を解消するまでには至らなかった。そこで剥離域へ潜り込む流れや、逆流域の流況改善については、バッフルピアーの設置を基本とし、水叩きの形状(横断方向)と水叩き上の流れを考慮した配列、および組合せにより対処することとした。このようなバッフルピアーの配列と組合せを変えた検討の結果、図-6.4.2に示す効果的な形状を見い出した。ここにAブロックは、跳水を水叩き始端とピアーの中央部で発生させるための高さとして、2.25 mのピアーとした。河岸部のBブロックは、2.25 mの高さのピアーでは跳水がピアーを乗り越えてしまう。Bブロックは、跳水の発生位置に合せることと、右岸部で生ずる逆流域を解消する整流効果を狙って、Aブロックに対して斜めに配置した。Eブロックは、Aブロックと同じ2.25 mの高さのピアーでは流水が魚道を走り、跳水が形成されない。そこでピアー高を2.9 mと高くして、水叩き上で跳水が生ずるようにした。現況の水叩きは、3,000 m³/s 時において流水が河道中央部に集中し、河岸部に顕著な流れは生じない。しかし、水叩き中央部にピアーを設置した場合には、水叩き上の水位が堰上がり、河岸部に流れが生じ、これが水叩き上から剥離域へ潜り込む状況となる。C、Dブロックは、この流れを整流することを目的として設けた。

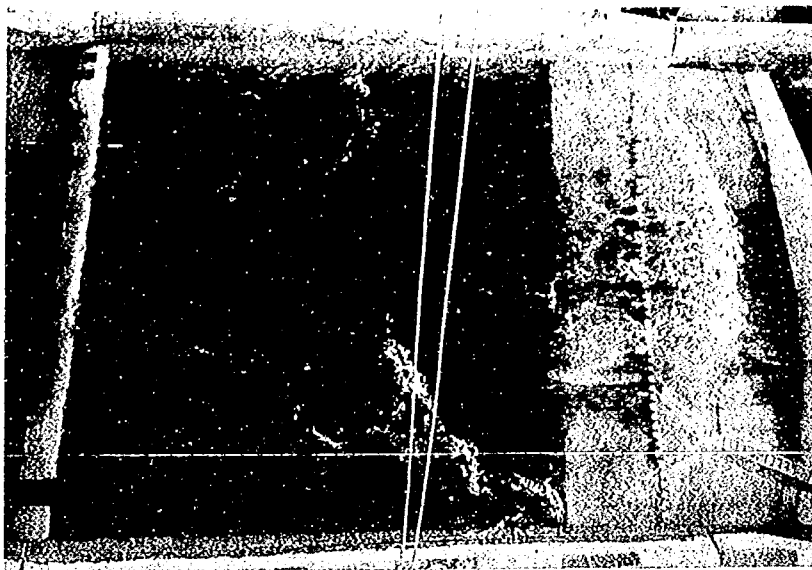


写真-6.1.1 通水時の流況 (予備実験 a. ピアー高2.25 m)

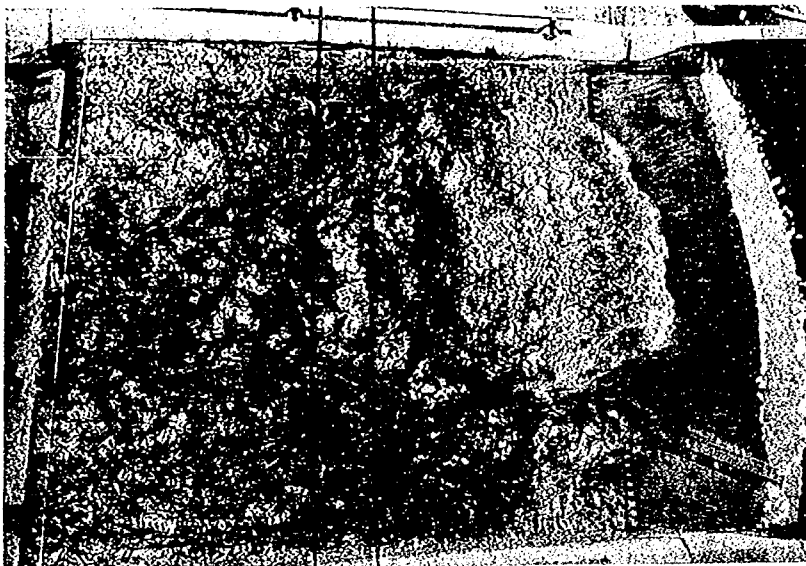


写真-6.1.2 通水時の流況 (予備実験 b. ピアー高1.60 m)

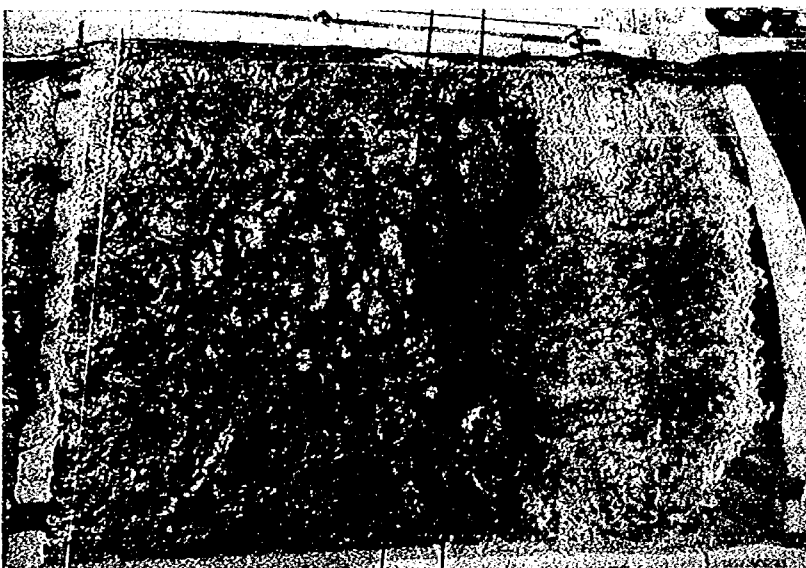
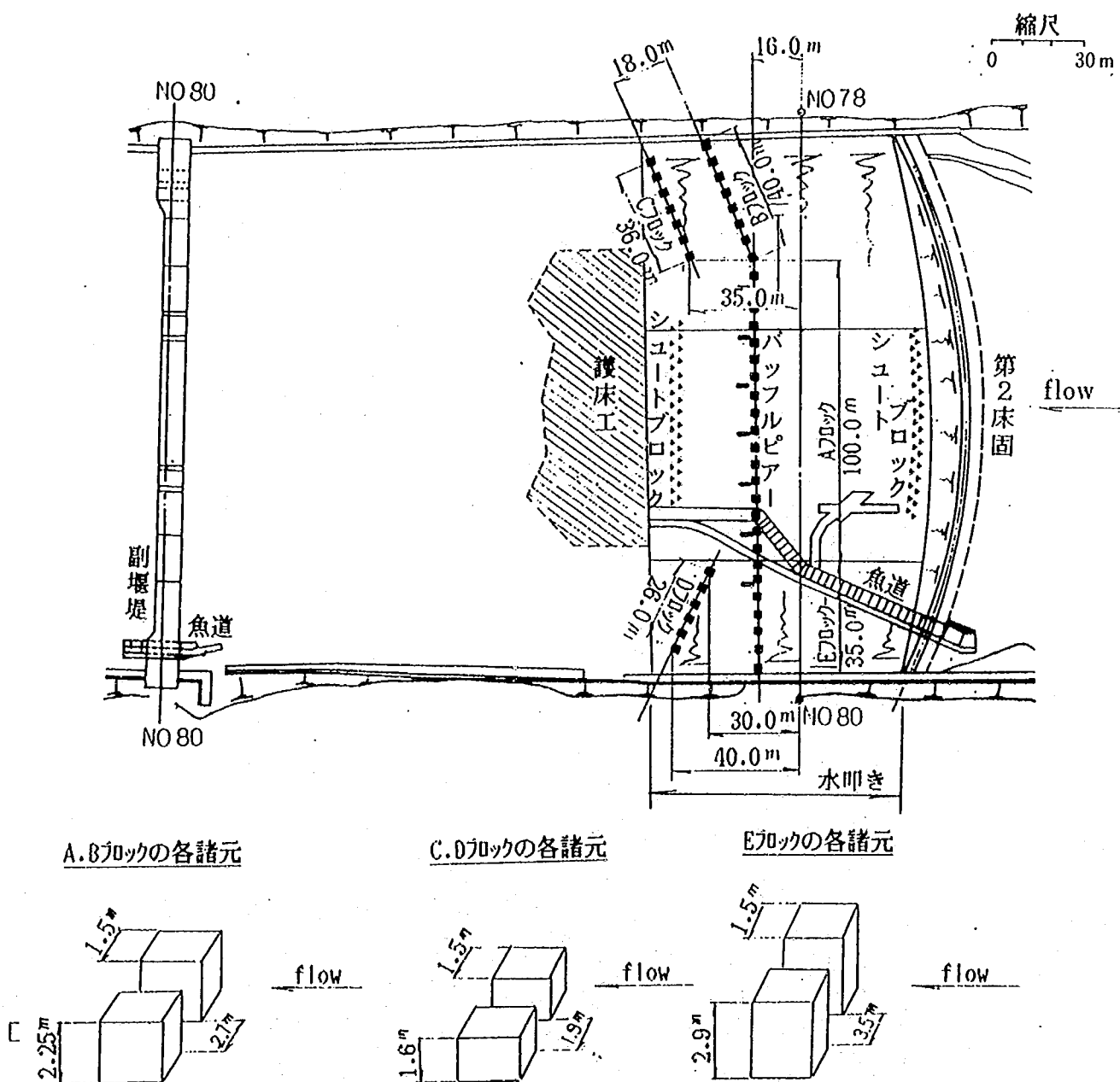


写真-6.1.3 通水時の流況 (予備実験 c. ピアー高2.90 m)

表—6.4.3 バッフルピアの諸元を変えた場合の流況比較表

バッフルピア		流量	着 目 点						
高さ(m)	間隔(m)	(m ³ /s)	跳水始端	露出射流長	落ち込み流	逆流域	跳水の発生領域	分散効果	主流の水位変動
2.25	2.70	6400	35.0	20.0	右岸で発生	左右岸で発生	魚道付近を除いて全域		
		9200	37.0	20.0	左岸で発生	左岸で発生	同 上		少ない
1.60	1.92	6400	15.0	40.0	見られない	左岸で発生	水叩き中央部		少ない
		9200	16.0	40.0	右岸で発生	右岸で発生	同 上		少ない
2.90	3.48	6400	40.0	3.0	右岸で発生	左右岸で発生	ほぼ全域		少ない
		9200	40.0	2.0	右岸で発生	左右岸で発生	同 上		少ない



図—6.4.2 バッフルピアの配置状況 (最終案)

2) ケースⅡ-1 (バッフルピア-案)

予備実験によるバッフルピア-の配置、間隔の検討結果から、ここでは先の図-6.4.2に示した形状配置案についてその効果を検討した。

(1) 河床高の経時変化について

図-6.4.3に河床高の経時変化を示す。第2床固の水叩き末端から約50m下流断面の河床高は、通水開始から約90分後まで、時間の経過とともに洗掘が進行する。しかし、約90分以降から洗掘の進行が低下し、河床高は約T.P.-12.0mでほぼ安定する。

(2) 流況について

水叩き上にバッフルピア-を設けた場合の流況を図-6.4.4および写真-6.2に示す。波状跳水は、円弧状に水叩き始端から約25cm下流に全幅で生じている。水叩き上で集中していた流れは、ピア-により分散され、第2床固と副堰堤間を一様に流れる。第2床固と副堰堤の中央部の水位変動も少なくなり、水叩き末端部で見られた剝離域へ潜り込むような流れも解消されている。しかし、この分散した流れは、河岸沿いの流れを速くさせる結果となり、とくに右岸側では流速が約4.0m/sにも達し、河岸沿いに深掘れが生じる。

(3) 河床変動について

第2床固下流の洗掘状況を図-6.4.5の河床高等深線図および写真-6.3に示す。河道中央に局所洗掘が生じ、その形状はこれまでの実験結果とほぼ同じようである。ただし、流れが分散して河岸部の流速が速くなった影響によって、この河岸部が洗掘傾向となっている。洗掘形状及び洗掘深を現況河道実験(ケースⅠ-2-3、9,200m³/s)と比較すると、最深部位置及び平面的な洗掘形状は、両者に大きな差が見られない。しかし、洗掘深は全体的に小さくなり、最深河床高は約2.0m程度軽減されている。水叩き直下の根固め工は、左右端の一端が崩落してブロックの配置が乱れているものの、中央部の根固め工は、ほとんど変形せずに形状を維持している。

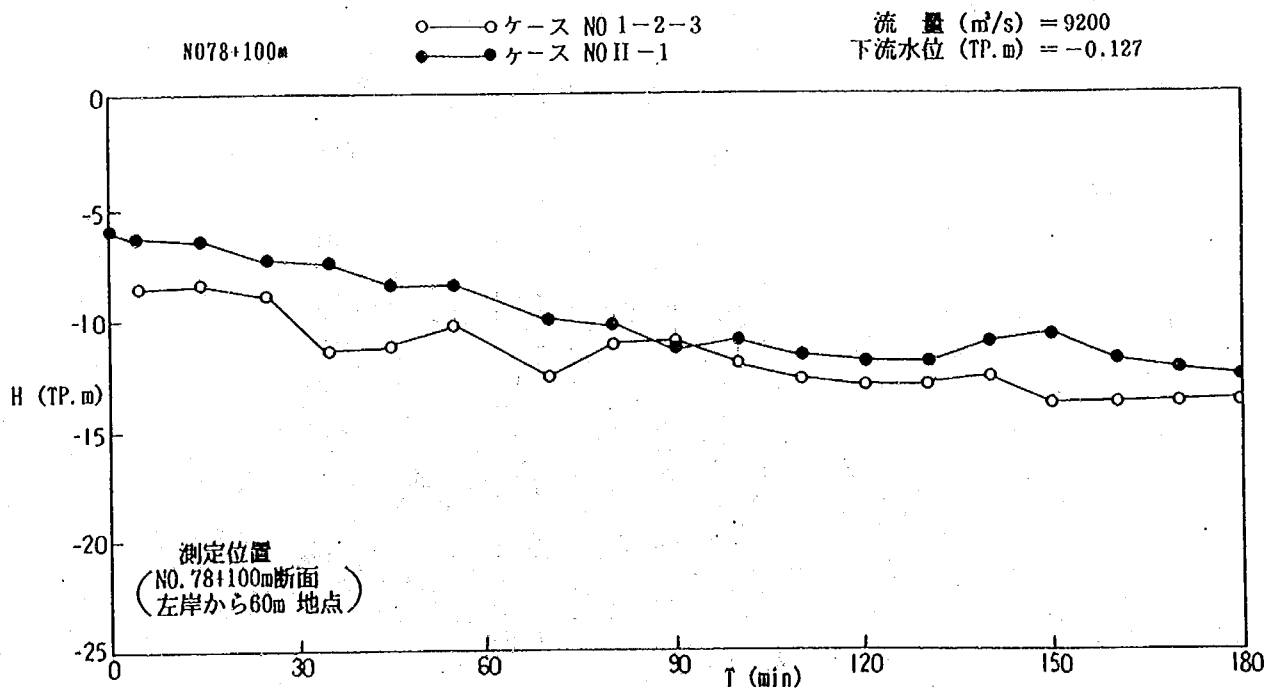


図-6.4.3 河床高経時変化比較図

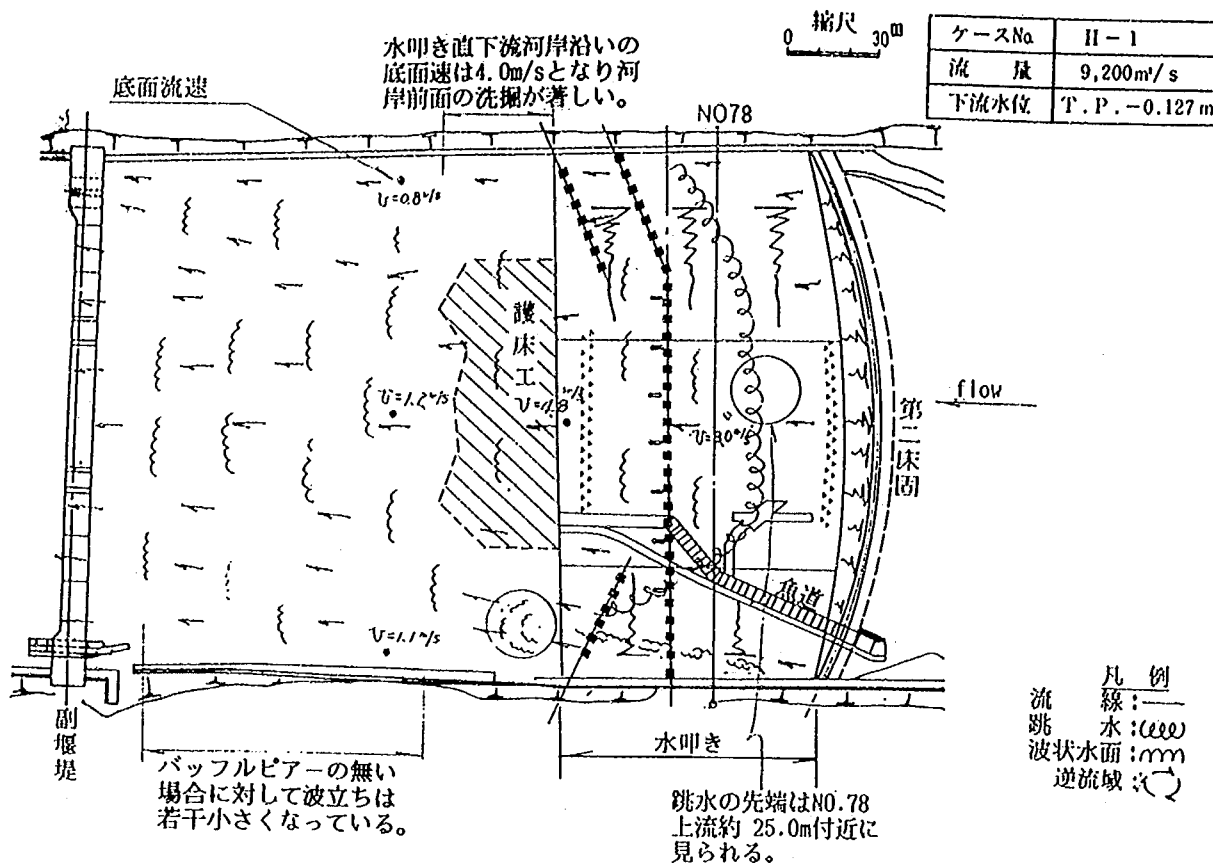


図-6.4.4 流況図 (バッフルピアを設けた場合、 $Q=9,200\text{m}^3/\text{s}$)

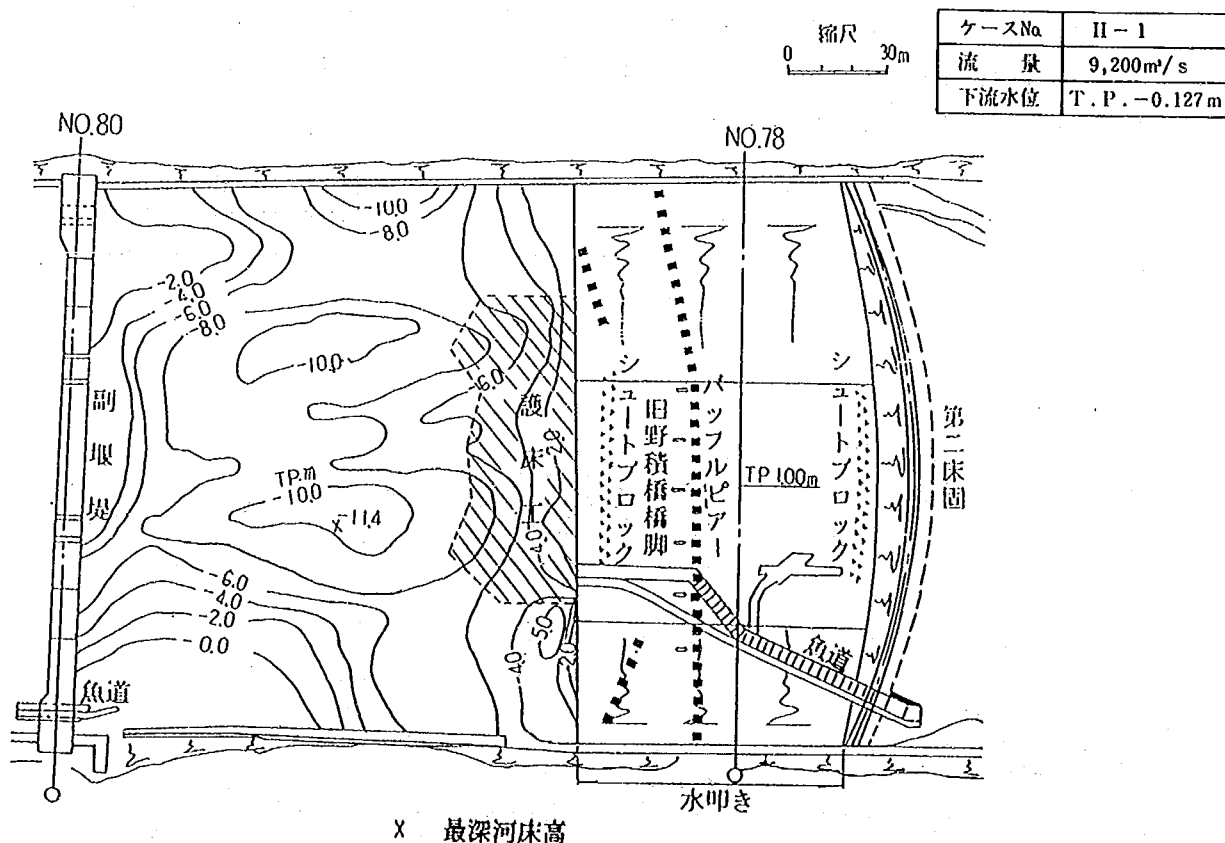


図-6.4.5 河床高等深線図 (バッフルピアを設けた場合、 $Q=9,200\text{m}^3/\text{s}$)



写真— 6 . 2 通水時の流況 (バッフルピア—案)

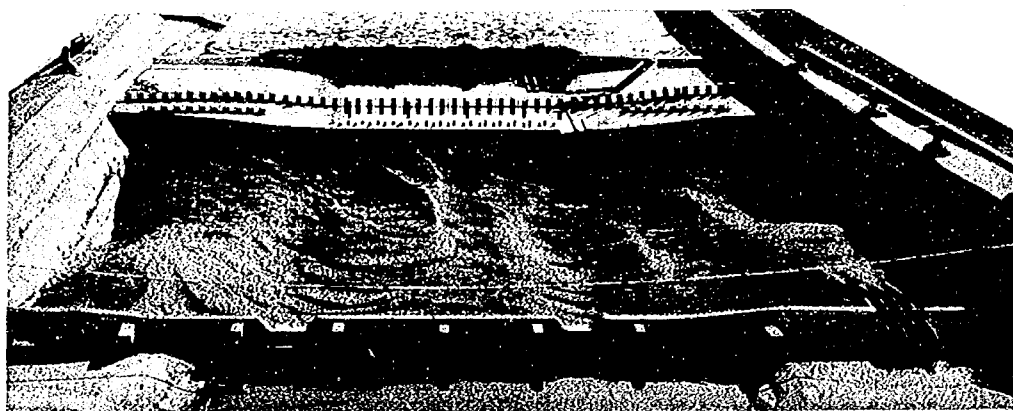


写真 6 . 3 河床の洗掘状況 (バッフルピア—案)

3) ケースⅡ-2 (水叩き切下げ案)

本ケースは、水叩き直下流で剝離する原因となる水叩き河岸部の横断的に高くなっている部分を切下げ案について検討を行った。(図-6.4.6 参照)。水叩きの河岸部を切下げて予備通水を行ったところ、河岸部の剝離域へ潜り込む流れは、かなり解消することが分かった。しかし、 $6,400\text{m}^3/\text{s}$ までは水叩き上で安定跳水が生ずるものの、 $9,200\text{m}^3/\text{s}$ では、水叩き上とその下流の深掘れ部の間を周期的に波状跳水が移動して、不安定な跳水となった。バッフルピアを設置することを考慮したが、第2床固と副堰堤間の流れが一様となり、先のケースⅡ-1のバッフルピア案と同じ結果(河岸部の洗掘)であろうと思われ、ピアの設置は行わなかった。よって、本ケースの水叩き切下げ案は、その効果が少ないと考えられた。ただし、 $Q=6,400\text{m}^3/\text{s}$ 時には、水叩き上で安定跳水が生ずることから、ここでは水叩きを切下げる効果を見ることを目的として以下に検討した。

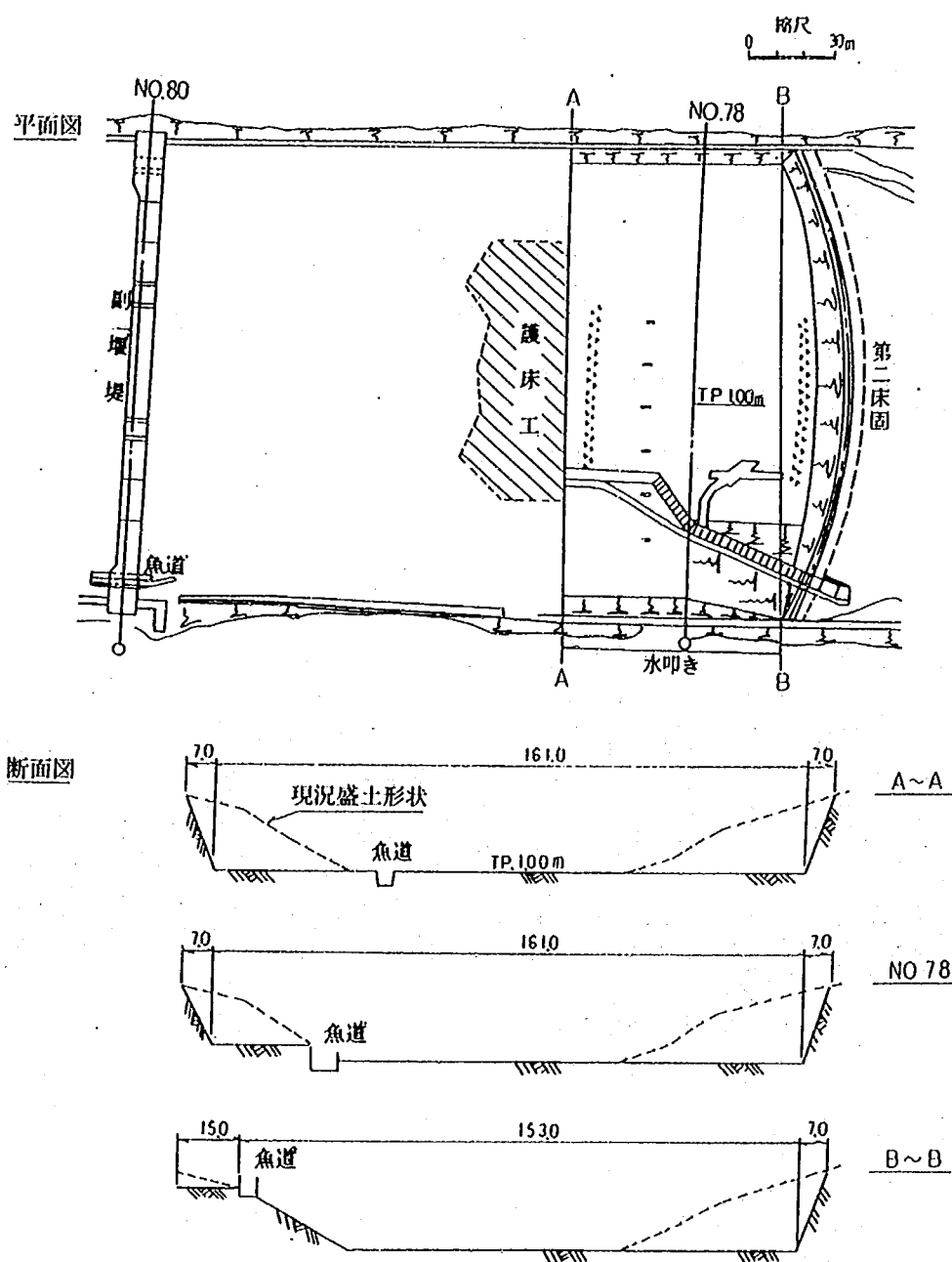


図-6.4.6 第二床固工下流改良案

(1) 河床高の経時変化について

図-6.4.7に河床高の経時変化を示す。最深部の河床高の経時変化は、通水開始約10分以降からほとんどなくなり、180分経過した時点で河床高は、約T.P. -10.0mとなる。

(2) 流況について

実験結果の流況を図-6.4.8および写真-6.4に示す。跳水は水叩き上縦断方向のほぼ中央部に発生し、魚道付近を除いた全幅に円弧状に形成されている。河岸部で生じていた剝離域へ潜り込むような流れも生じていない。しかし、水叩きから下流の流れは、第2床固の平面形状がアーチ状となっていること、中央部の天端高が河岸部よりも低いことから、依然として河道中央に流れが集中する傾向が強く、第2床固と副堰堤間の河岸沿いには、剝離域と逆流が生ずる。

(3) 河床変動について

第2床固下流の洗掘状況を図-6.4.9の河床高等深線図および写真-6.5に示す。最深部は、河道中央へ集中する流れと河岸部の剝離域との境に沿って生じている。現況河道時のケースI-2-2の洗掘形状(図-5.3.38参照)と比較すると、右岸側の最深河床高が約2.0m程度軽減し、全体の洗掘量も若干減少している。しかし、この洗掘量はバップルピア案よりも多い。以上の結果より、水叩きを切下げても河道中央部へ流水が集中するのを防止することは困難であり、洗掘軽減に大きな効果は得られないことが明らかとなった。

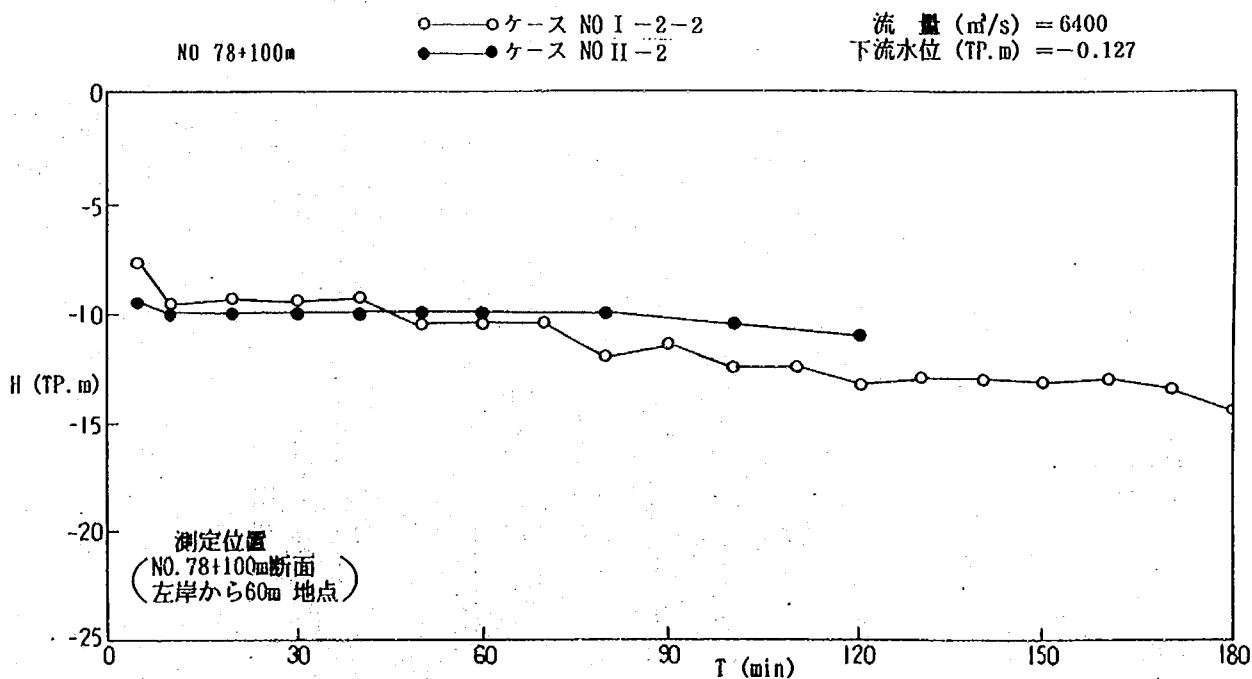


図-6.4.7 河床高経時変化比較図

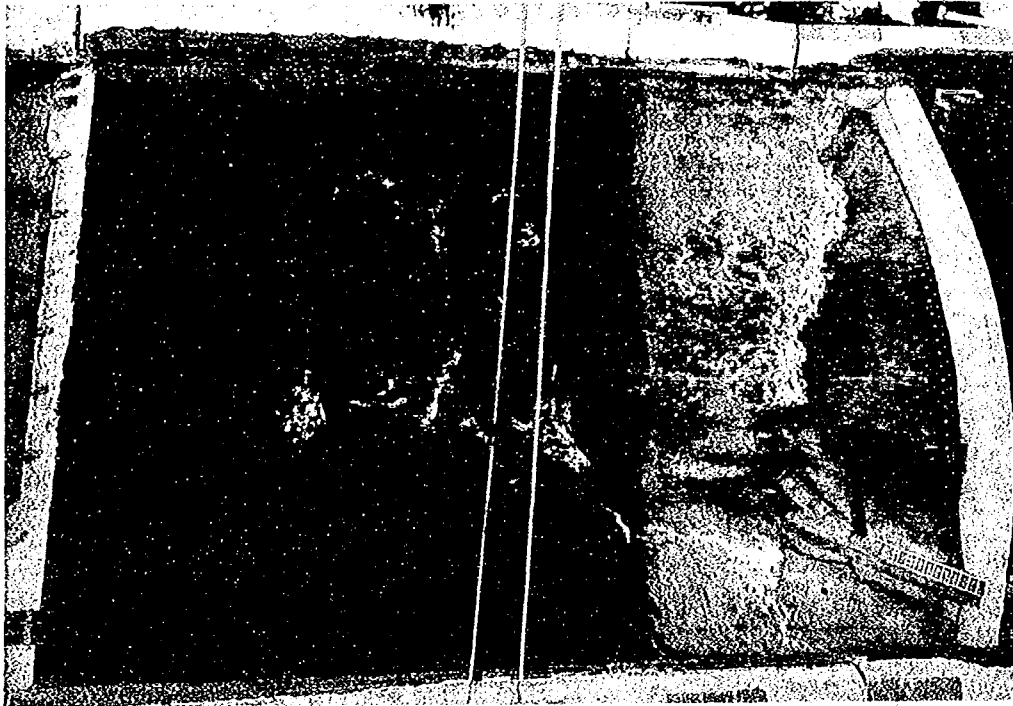


写真 6. 4 通水時の流況 (水叩き切下げ案)

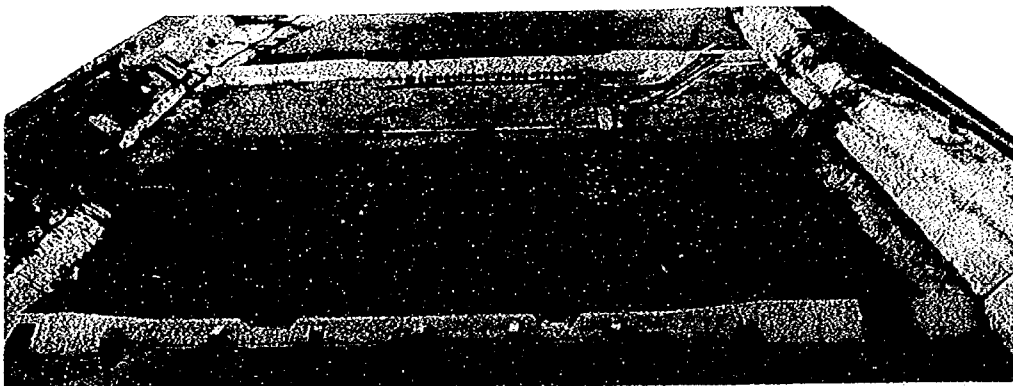


写真 6. 5 河床の洗掘状況 (水叩き切下げ案)

4) ケースⅡ-3 (河岸部嵩上げ案)

落差工下流の河道中央部に流水が集中することによって、河岸沿いに剥離領域が形成し、この主流部との境界に洗掘が生ずる。これに対し流れを一様化させると、河岸部に洗掘が増大することが分かった。そこで両者の問題を解決する案として、バップルピアーを設置して、流水の一様化を図り、かつ水叩きの左右岸部を嵩上げし、水叩き下流河岸沿いの洗掘を防止させる案の検討を行った (図-6.4.10参照)。水叩きの左右岸の形状および施工範囲は、予備実験を行い、第2床固と副堰堤間の河岸部で生ずる逆流域が極力少なくなるように設定した。さらに流水の分散を目的とし、デフレクターを下流部に設定した。

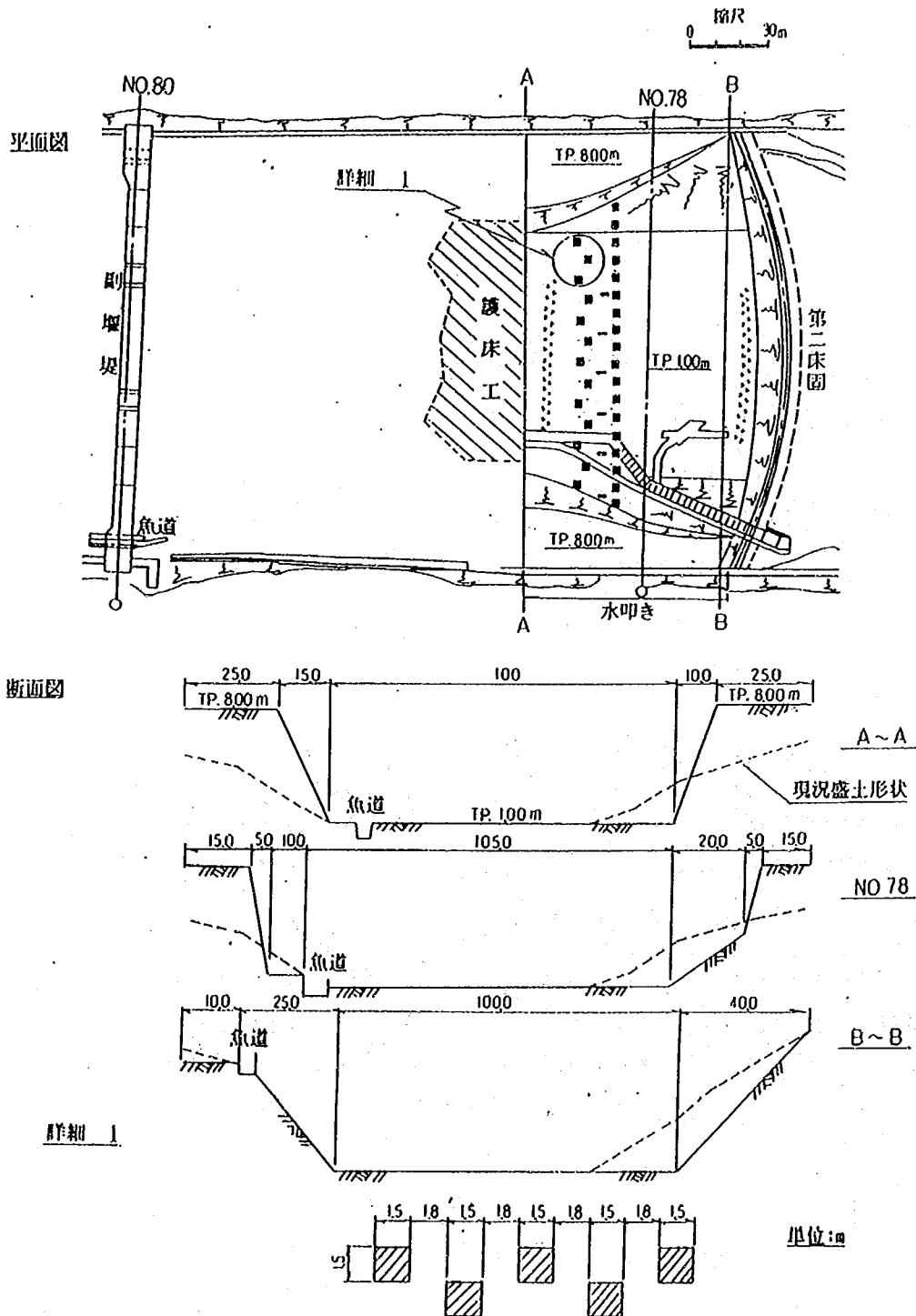


図-6.4.10 水叩きの改良形状

(1) 河床高の経時変化について

図-6.4.11に河床高の経時変化を示す。最深部の河床高は、通水開始後からほぼ一定の速度で低下し、約120分経過した時点でほぼ安定する。この河床高は約T.P. -18.0m程度である。同図には、現況河道時のケースI-2-3の河床高の経時変化も合せて記入してある。これと比較すると、洗掘の進行は本ケースの方が速く、ほぼ安定状態に達した時点の河床高も、現況河道より約2.0m程度深くなる結果が得られた。

(2) 流況について

流況を図-6.4.12および写真-6.6に示す。バップルピアを設置したことによって、第2床固の水叩き上には、安定した跳水が形成されている。通水開始と同時に、予備実験時には生じていなかった河岸部の剝離域へ潜り込む流れが見られた。しかし、左岸側の水叩きから下流へ潜り込む流れは、洗掘が進行するとともに少なくなる。これに対し、右岸側ではこの潜り込む流れの規模は小さくならず、かつ洗掘が大きい。水叩き上からの流れは、河道中央に集中し、依然として第2床固と副堰堤間の河岸部には逆流が生ずる。

(3) 河床変動について

第2床固下流の洗掘状況を図-6.4.13の河床高等深線図および写真-6.7に示す。水叩き左右岸直下は、潜り込む流れによって深掘れが生じ、とくに右岸側では約T.P. -13.0mに達しており、最深部となっている。ただし、現況河道のケースI-2-3の洗掘形状(図-5.3.42参照)と比較すると、右岸側の局所洗掘は、潜り込む流れが少なくなったことにより小さくなっている。反対に左岸側の洗掘深は、現況より約1.0mほど深くなり、中央部の洗掘深も増大する結果となった。

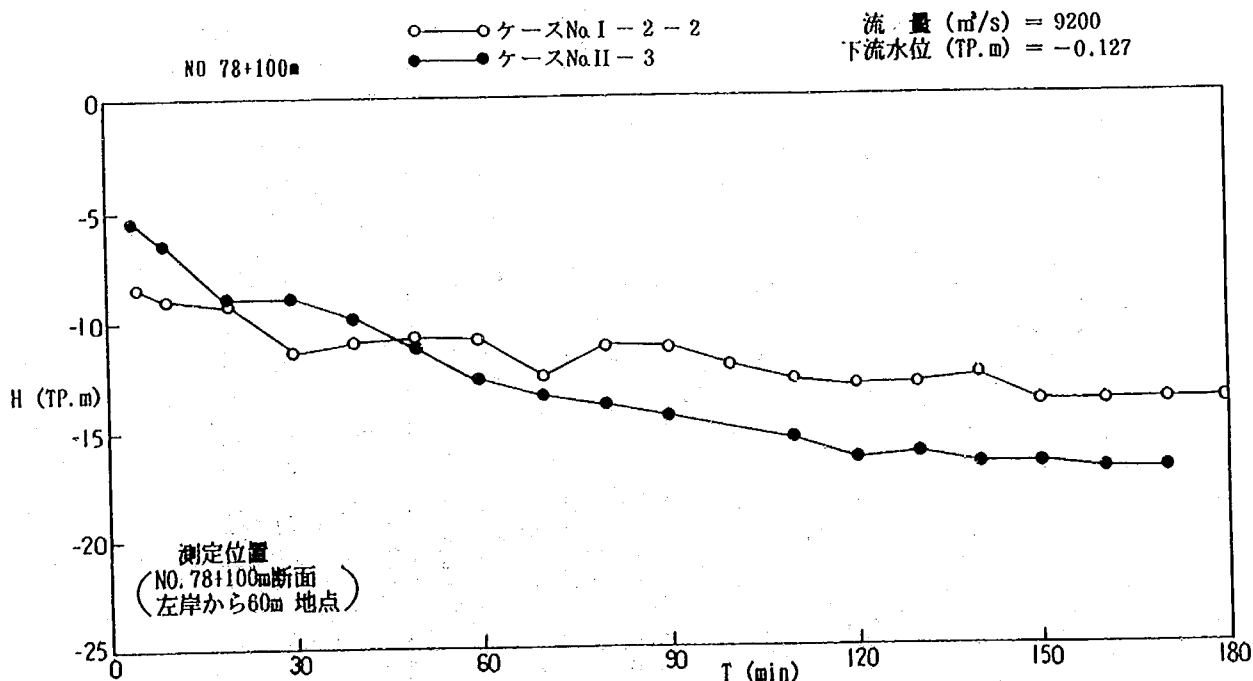
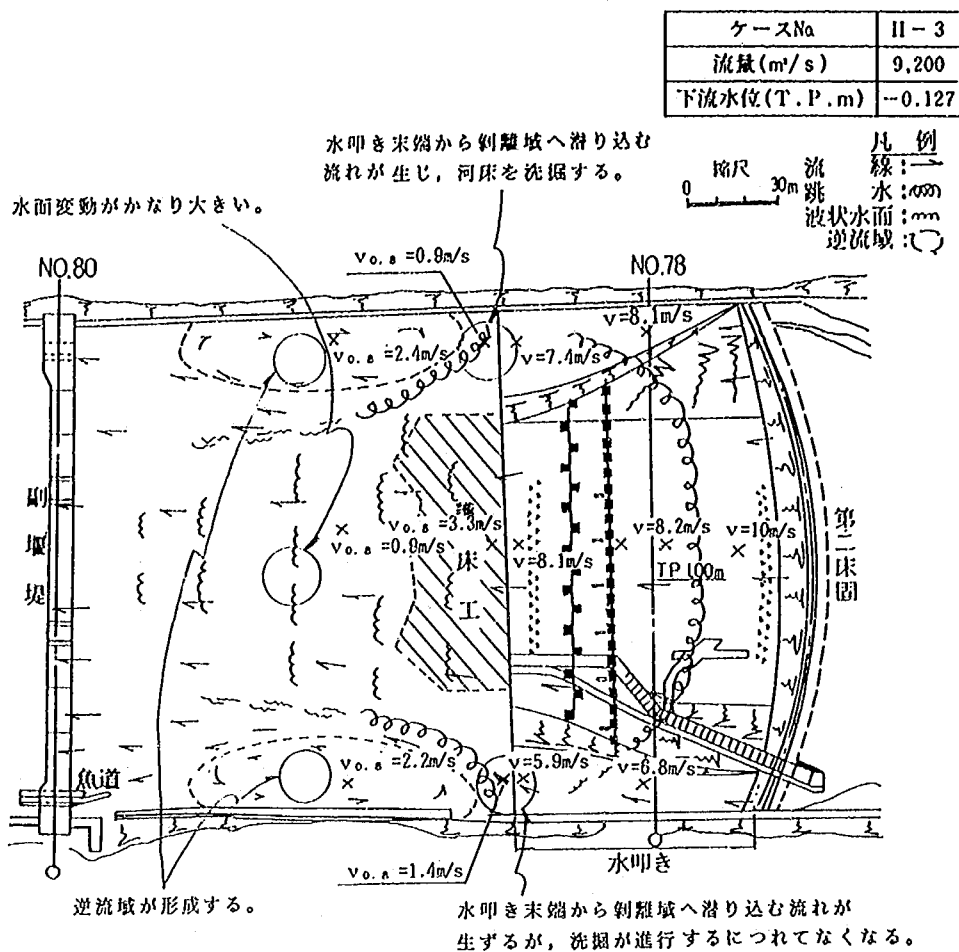
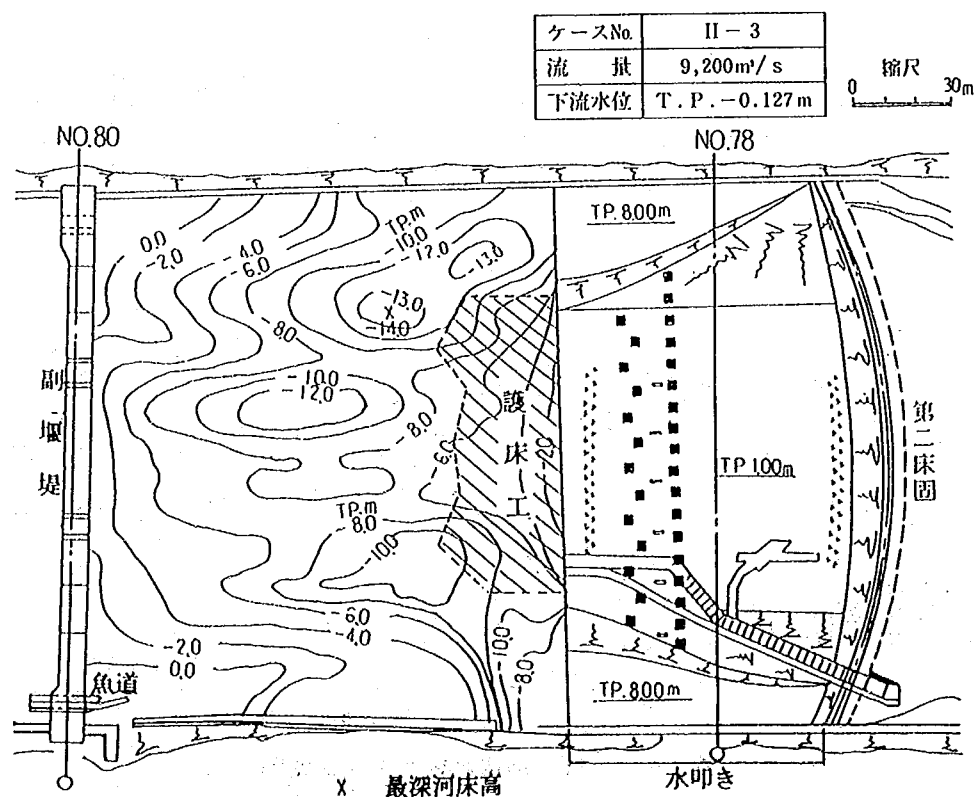


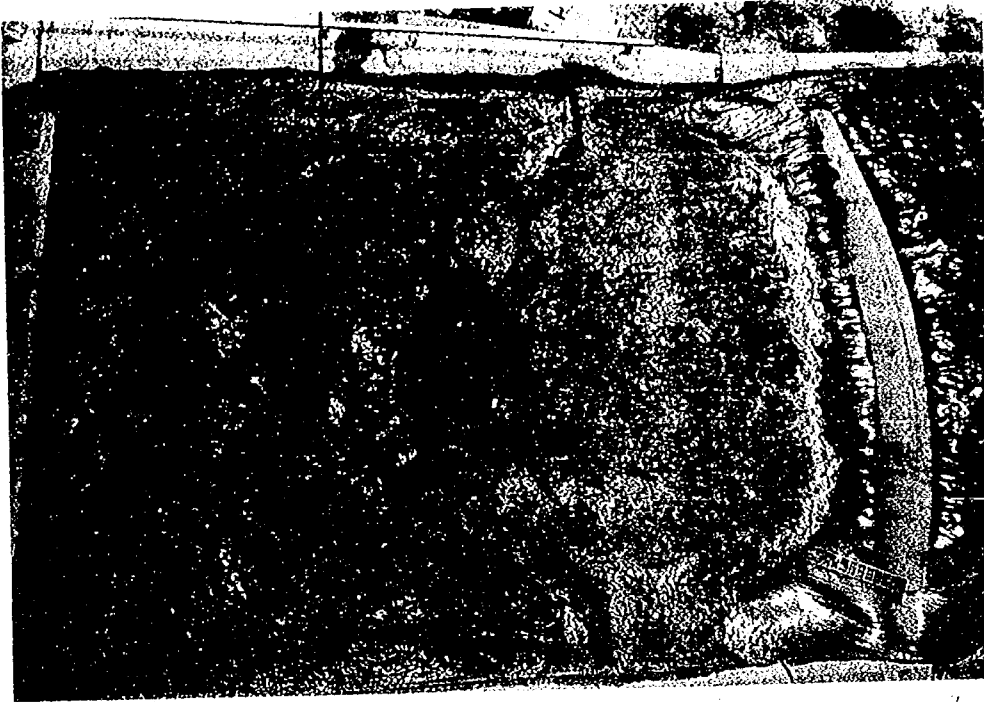
図-6.4.11 河床高経時変化比較図



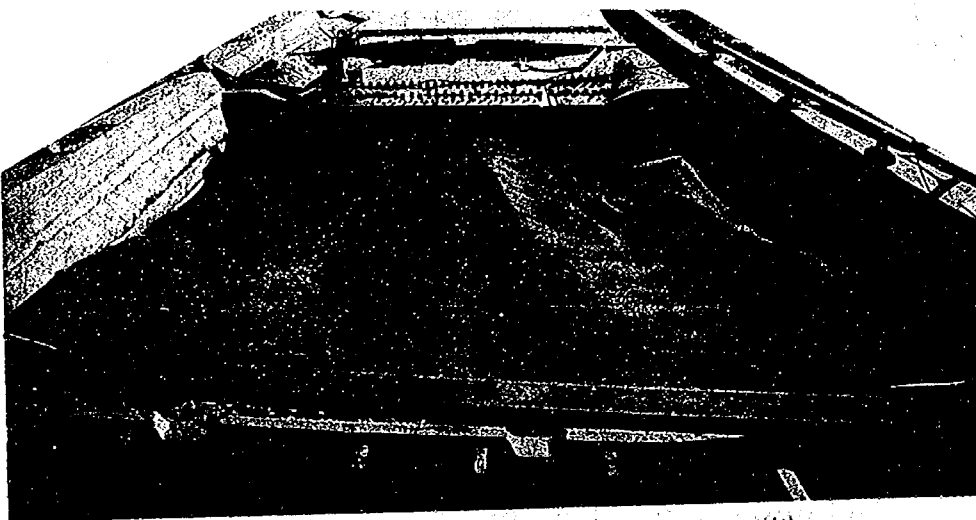
図—6.4.12 流況図 (河岸部を嵩上げた場合、 $Q=9,200m^3/s$)



図—6.4.13 河床高等深線図 (河岸部を嵩上げた場合、 $Q=9,200m^3/s$)



写真— 6 . 6 通水時の流況（河岸部嵩上げ案）



写真— 6 . 7 河床の洗掘状況（河岸部嵩上げ案）

5) ケースⅡ-4 (副堰堤嵩上げ案)

副堰堤を嵩上げすることによって、下流水位を高くし、安定跳水を形成させることを目的とした案について検討した(図-6.4.14参照)。副堰堤の嵩上げ高は、予備実験より検討した。予備実験では、嵩上げ高を1.5m、1.0m、0.5mの3種について設定し、このときの跳水形状及び落差工周辺の流況を調べた。この結果嵩上げ高が高いほど、①水叩き上で安定跳水が形成される。②水叩き直下流部で潜り込む流れが防止できる。③逆流域が顕著に生じない。④第2床固と副堰堤間の水面変動が少なくなることが明らかとなった(写真-6.8参照)。副堰堤の嵩上げは、下流河道のエネルギー分担を多くさせる不利な面がある。しかしながら、本ケースでは流況が良くなる点を重視し、嵩上げ高を1.5mに設定して検討を行うことにした。

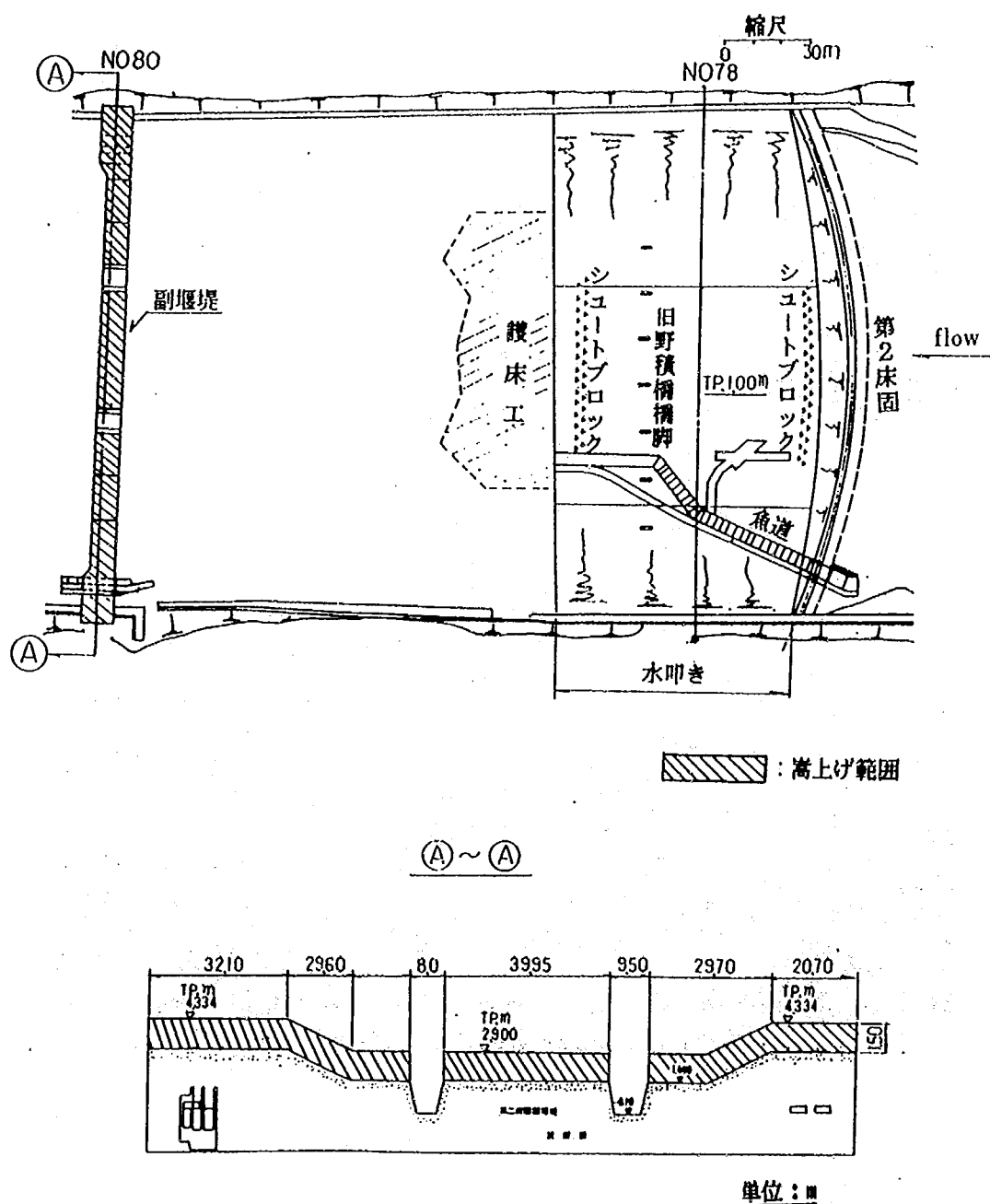
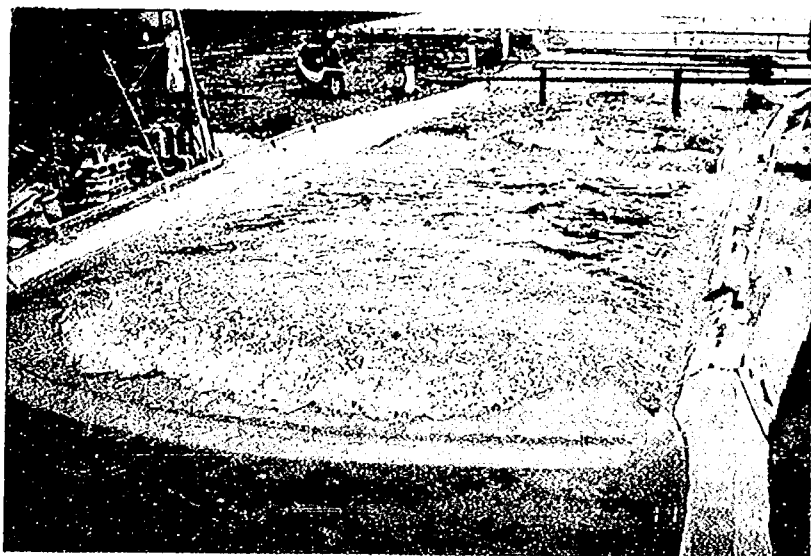
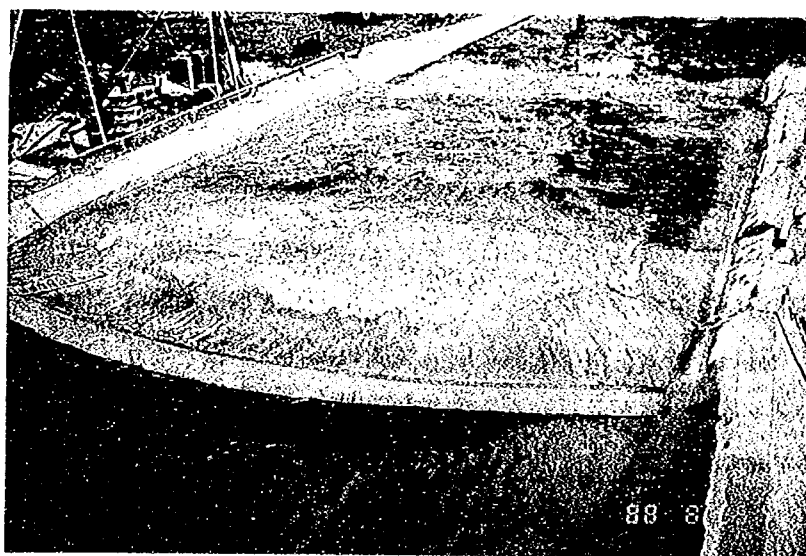


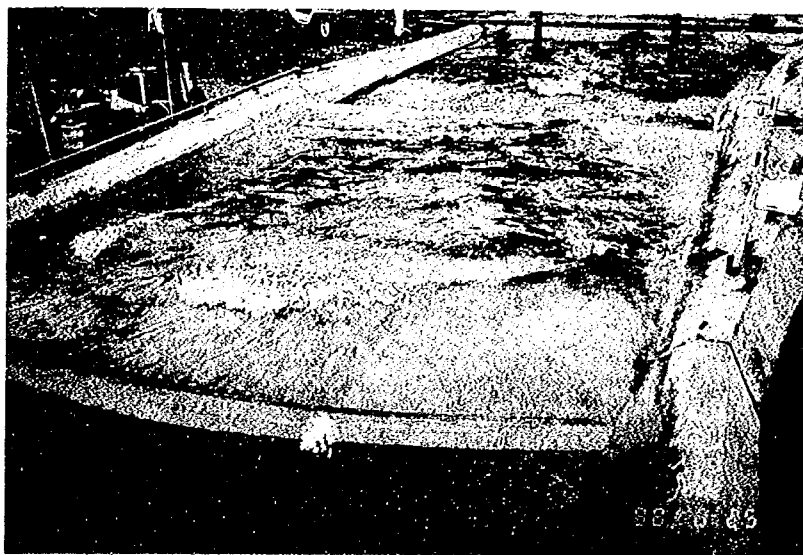
図-6.4.14 副堰堤嵩上げ形状図



写真一 6.8.1 副堰堤嵩上げ案 (予備実験嵩上げ高1.5m)



写真一 6.8.2 副堰堤嵩上げ案 (予備実験嵩上げ高1.0m)



写真一 6.8.3 副堰堤嵩上げ案 (予備実験嵩上げ高0.5m)

(1) 河床高の経時変化について

図-6.4.15に河床高の経時変化を示す。同図には、現況河道（ケースⅠ-2-3）の河床高の経時変化も合せて記入している。河床は通水開始から約60分程度でほぼ安定し、その後一定の河床高（約T.P. -13.0m）の状態となる。

(2) 流況について

実験結果の流況を図-6.4.16および写真-6.9に示す。下流水位が高くなったことによって、水叩き始端から下流約25m地点付近に、波状跳水が円弧状に生じている。しかし、左岸側の水叩き上は、魚道の影響によって跳水が形成されず、かつこの魚道上に走る流水が魚道末端部に集中し、さらに下流河道へ潜り込む流れが生ずる。これまで河岸部に形成されていた逆流域は、下流水位の堰上げによってその範囲が減少し、さらに発生領域が水叩き上に移動した。このため第2床固と副堰堤の中間から下流は、一様な流れとなり、かつ水面変動も穏やかになる結果が得られている。

(3) 河床変動について

第2床固下流の洗掘状況を図-6.4.17の河床高等深線図および写真-6.10に示す。第2床固と副堰堤間の右岸側は、一様な流れとなったため、バッフルピア一案と同様に、河岸部に洗掘が生じている。一方、左岸側は魚道末端部から河岸部の剝離域へ潜り込む流れによって、水叩き直下から河道中央部に向けて現況河道と同様の洗掘が生じている。

以上のように、現況大河津分水路の河口部は、第2床固下流の河道中央部へ流水が集中するため、第2床固と副堰堤間の河岸沿いに剝離域が形成し、この影響によって第2床固直下流に局所洗掘が生ずる。この対策工案について検討した結果、第2床固と副堰堤間の流れが一様となり、かつ水叩き上で安定した跳水が形成されるバッフルピア一案が効果的であることが明らかとなった。ただし、このとき河岸部に洗掘が生ずるため、この対策も必要であることも明らかとなった（表-6.4.4参照）。

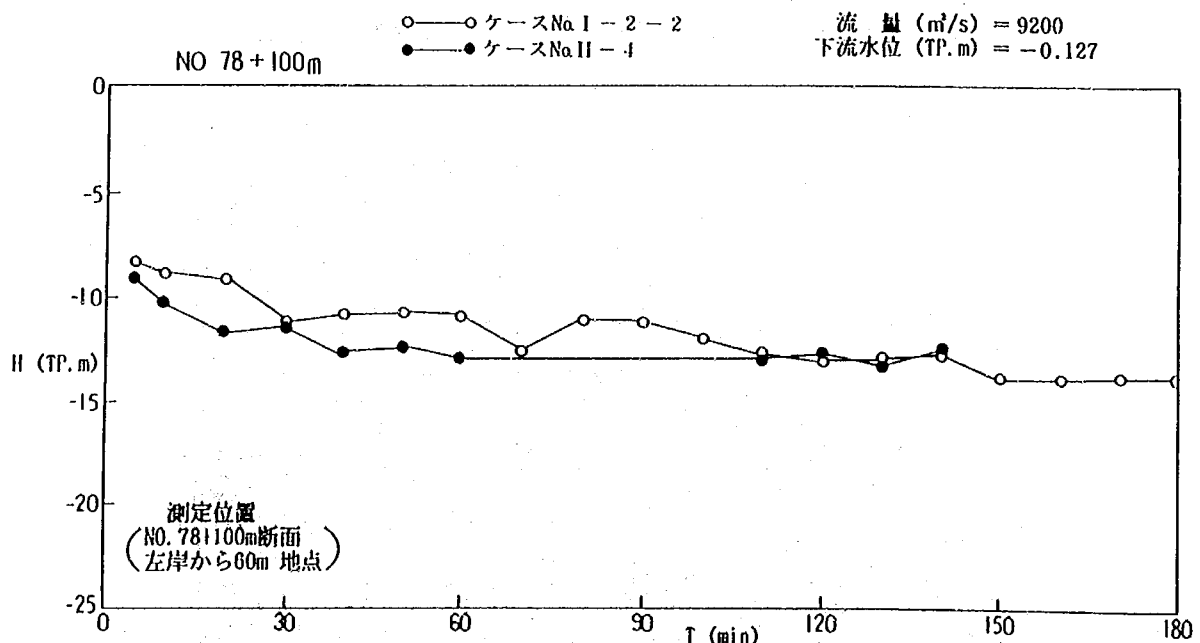
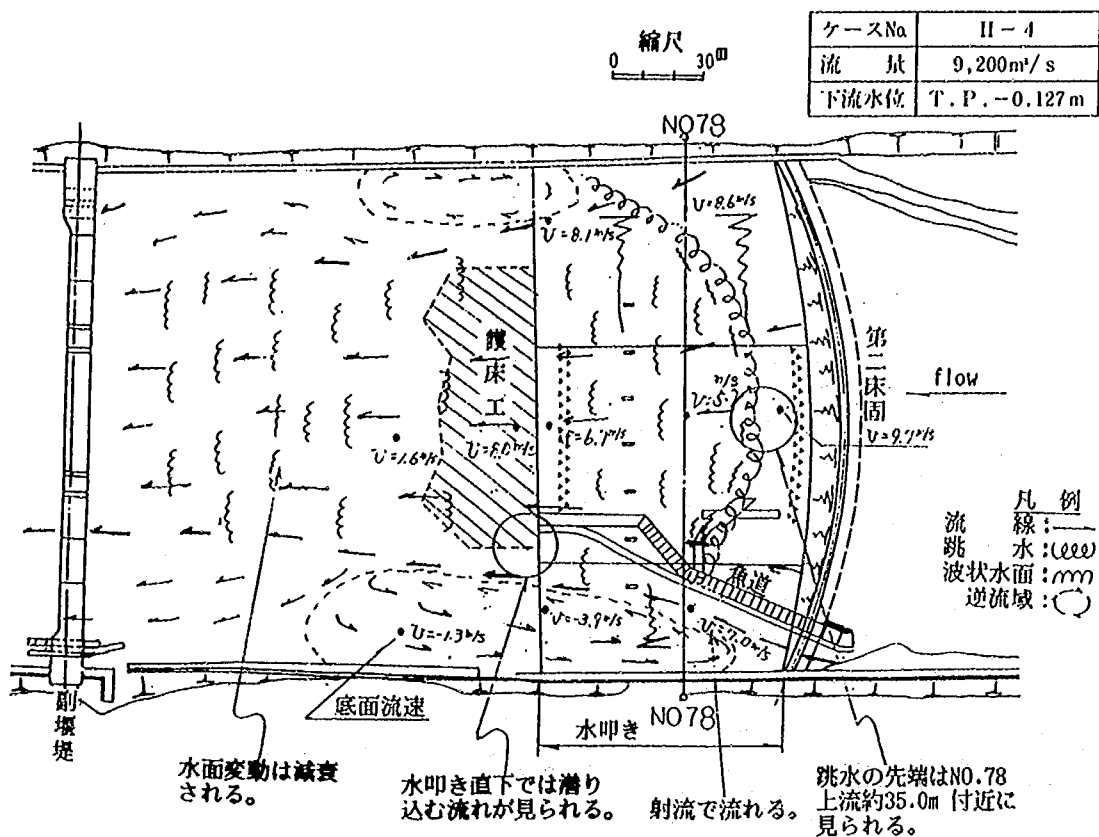
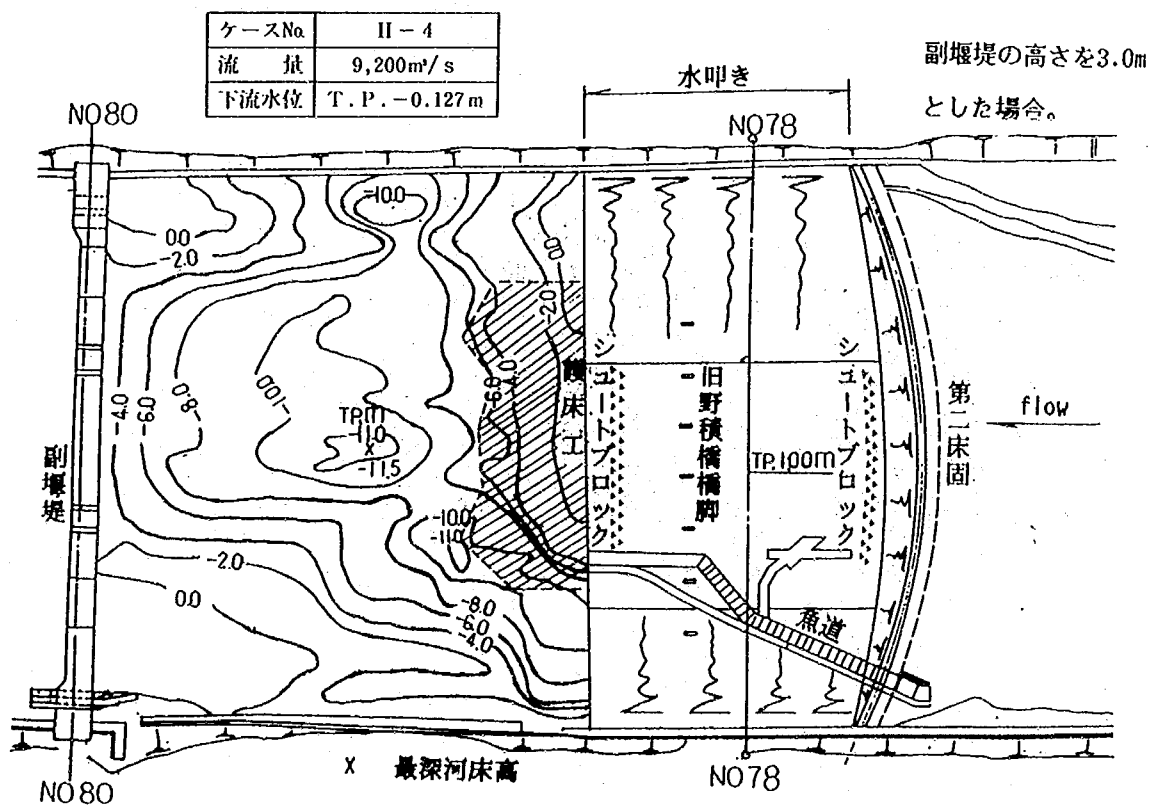


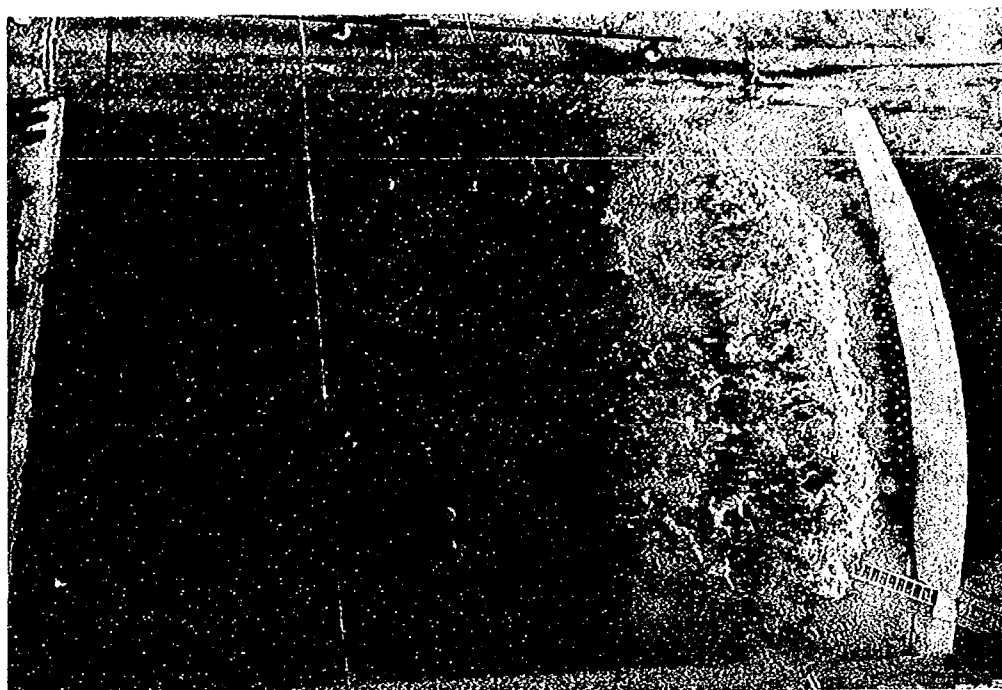
図-6.4.15 河床高経時変化比較図



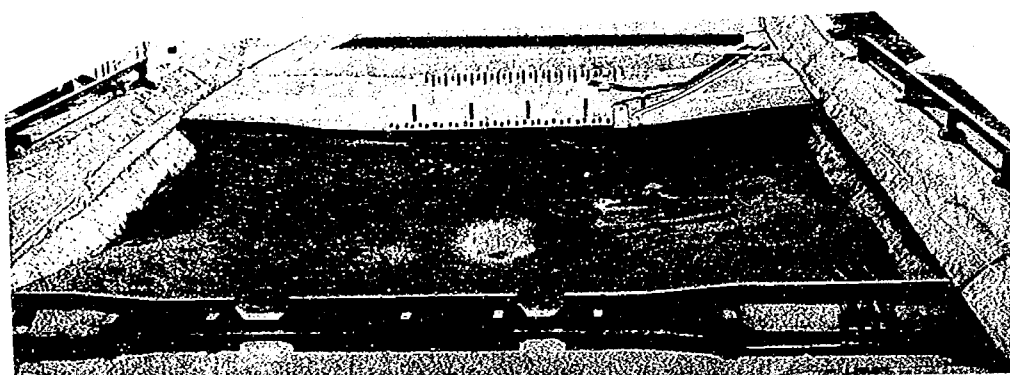
図—6.4.16 流 況 図 (副堰堤を嵩上げした場合、 $Q=9,200\text{m}^3/\text{s}$)



図—6.4.17 河床高等深線図 (副堰堤を嵩上げした場合、 $Q=9,200\text{m}^3/\text{s}$)

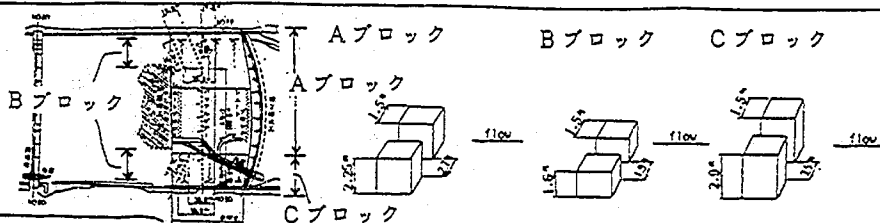
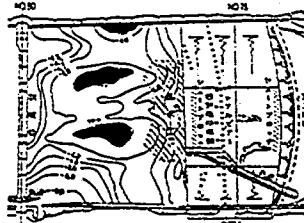
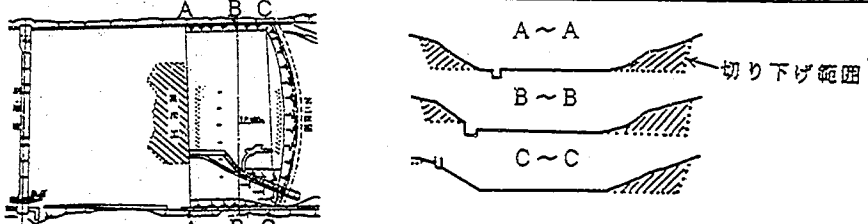
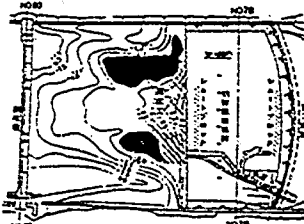
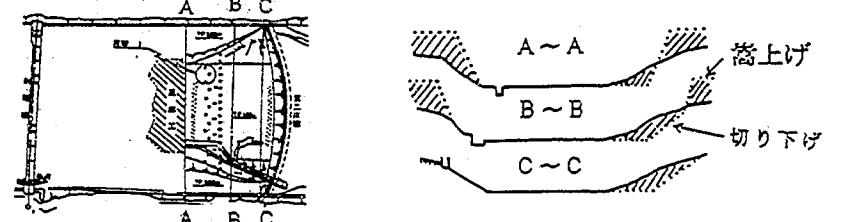
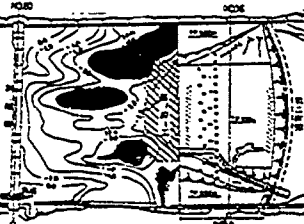
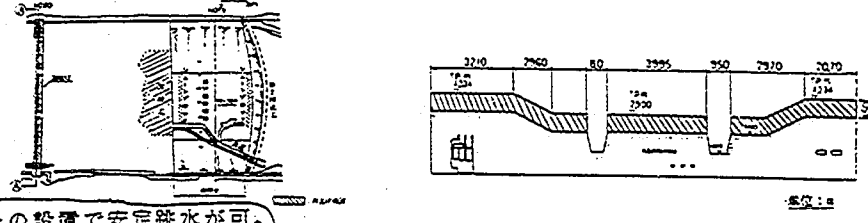
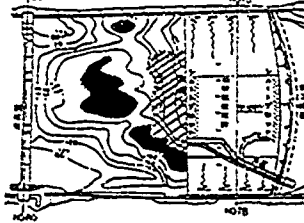


写真一 6 . 9 通水時の流況（副堰堤嵩上げ案）



写真一 6 . 10 河床の洗掘状況（副堰堤嵩上げ案）

表-6.4.4 対策工比較一覧表 (移動床実験)

対策案	流量 (m^3/s)	判定	構造物形状	流況	最大 洗掘深	洗掘状況
バブルピア案	9,200	○	 Aブロック Bブロック Cブロック 河岸部の洗掘対策必要	安定跳 水形成 (水叩き) 一様流れ (落差工間)	-10m	
水叩き切り下げ案	6,400	×	 A~A B~B C~C 切り下げ範囲	跳水 形成 (水叩き) 渦流 (落差工間)	-12m	
河岸部嵩上げ案	9,200	×	 A~A B~B C~C 嵩上げ 切り下げ	跳水は安定 するが河岸 で落ち込む (水叩き) 渦流 (落差工間)	-13m	
副堰堤嵩上げ案	9,200	△	 副堰堤の嵩上げで下流の負担増。	魚道部で跳 水が不安定 (水叩き) 渦流 (落差工間)	-11m	

6-4-2 固定床模型による第2床固の維持対策案の検討

移動床の模型実験結果より、バッフルピアース案が河床の洗掘軽減に効果的であることが明らかとなった。しかし、移動床模型実験結果から得られた情報のみによって対策工の評価を行うには、軟岩河道の侵食特性等の相似性の問題もあり、やや不安がある。そこで第2床固下流の洗掘部を固定床で再現して、流況、流速分布および水叩き位置を調べ、かつ軟岩の侵食特性を考慮し、バッフルピアース案についてさらに詳細な検討を行った。実験ケースの一覧を表-6.4.5に示す。ケースIII-1はバッフルピアースが無い現況河道の検討、ケースIII-2はバッフルピアースを設けた場合の検討である。流量は $9,200\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $6,400\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ の3ケースを定流で通水し、それぞれの場合について検討している。なお、流速測定は $9,200\text{ m}^3/\text{s}$ 時と $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ に行い、 $6,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時は流況観察のみを行っている。

表-6.4.5 実験ケース一覧表

実験ケース	流量 (m^3/s)	河床材料	対策工	潮位 (T.P.m)	通水時間 (分)	備考	検討内容
III-1-1	3,000	—	無し	-0.127	—		対策工の妥当性の確認及び護床工の敷設範囲の検討(固定床)
III-1-2	6,400	—	〃	〃	—		
III-1-3	9,200	—	〃	〃	—		
III-2-1	3,000	—	バッフルピアース	〃	—		
III-2-2	6,400	—	〃	〃	—		
III-2-3	9,200	—	〃	〃	—		

1) 流況について

現況河道とバッフルピアース案における各流量時の流況を図-6.4.18(1)~6.4.18(3)と写真-6.11.1~6.11.3に示す。現況河道の $6,400\text{ m}^3/\text{s}$ と $9,200\text{ m}^3/\text{s}$ の流況は、第2床固を越流した流れが、水叩き上で跳水を形成せずに、射流状態のままで深掘れ部に流れ込む。これに対し、バッフルピアース案では、その効果によって水叩き上で跳水が発生し、この減勢効果により、第2床固と副堰堤間の流れはかなり穏やかになる。 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ 時には、現況河道およびバッフルピアース案とも水叩き上で跳水が発生する。跳水位置はバッフルピアース案の方が床止め工直下流に移動する。移動床模型実験のバッフルピアース案では、水叩き末端の河岸部における潜り込む流れが解消されていたが、固定床模型実験結果では解消されてない。この左右岸の潜り込む流れの規模は、現況およびバッフルピアース案の両者とも右岸側が大きく、水叩き直下の底面に流れが強く当る。これに対し、左岸側は比較的規模が小さく、河床面に与える影響は小さいように見られる。これは水叩き上の魚道によって流水が河道中央に向けられるためと考えられる。第2床固と副堰堤間の流れは、移動床模型実験のバッフルピアース案では一様な流れであった。しかし、固定床実験では、右岸側の水叩き直下における潜り込む流れの影響によって、河岸沿いに逆流域が生ずる。ただし、この逆流領域の流れは遅く、死水域に近いような流況である。

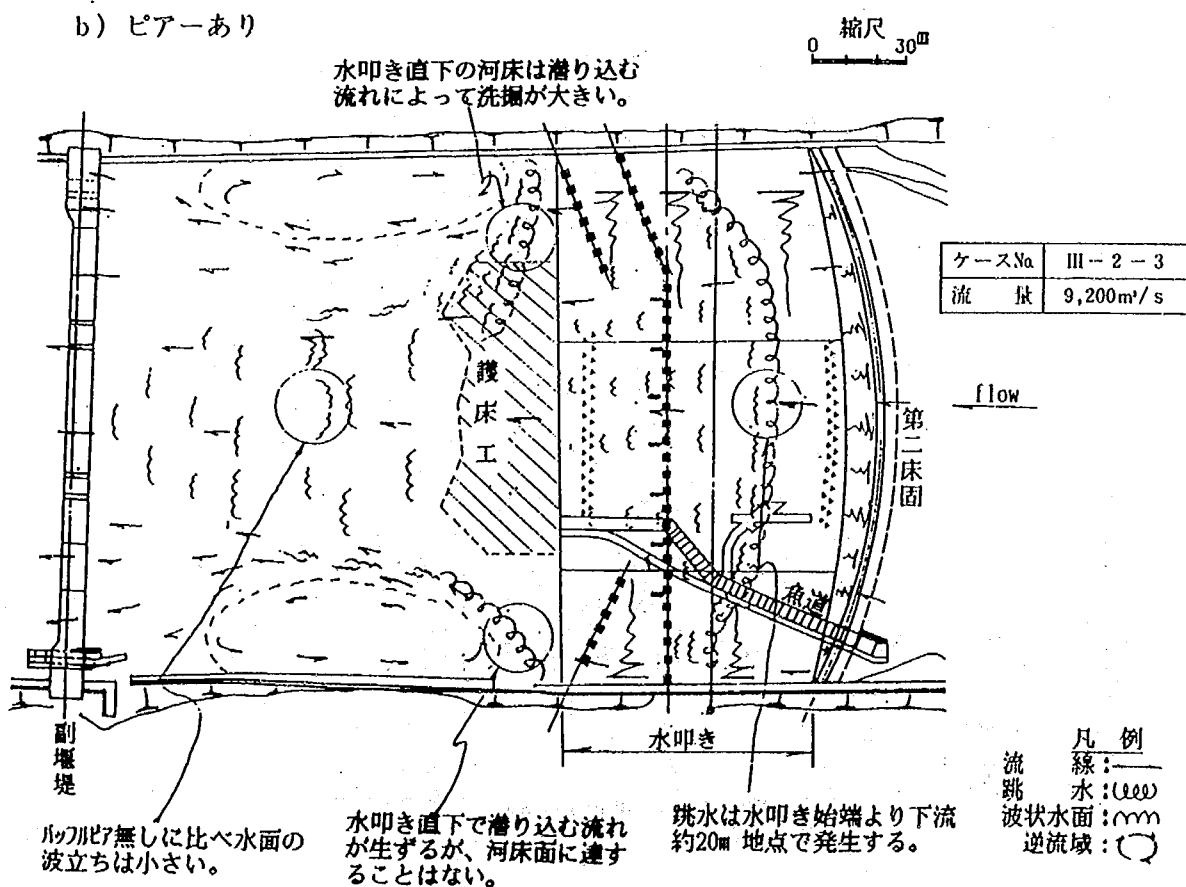
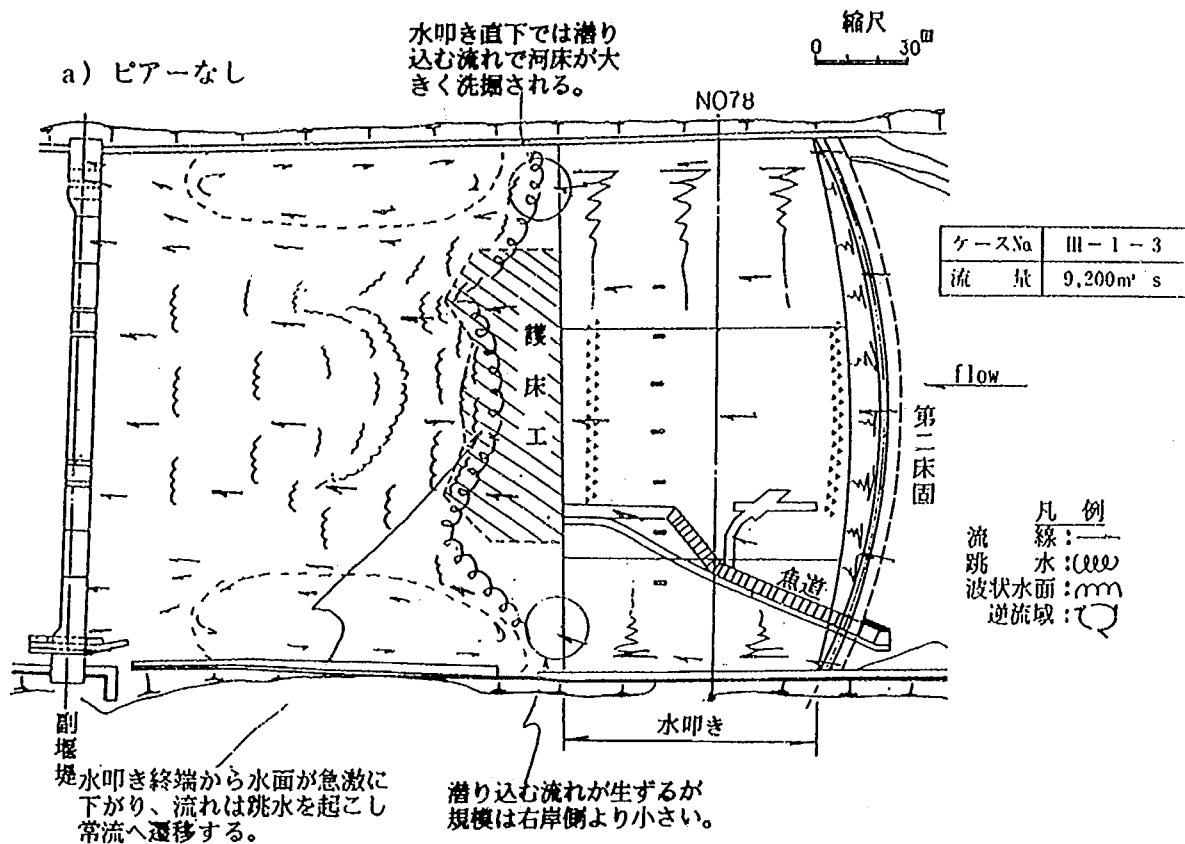
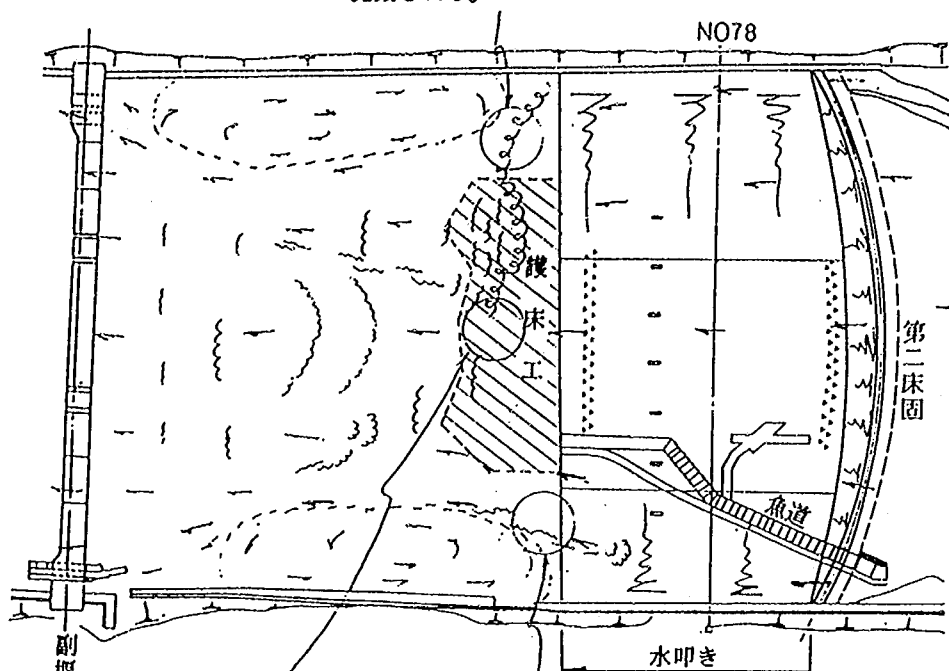


図-6.4.18(1) 流況図 (固定床、 $Q=9,200\text{m}^3/\text{s}$)

a) ピアーなし

水叩き直下の河床は、潜り込んだ流れによって大きく洗掘される。

縮尺 0 30m



ケースNo.	III-1-2
流量	6,400m ³ /s

凡例
 流線: —
 跳水面: ~~~~
 波状水面: ~~~~
 逆流域: ()

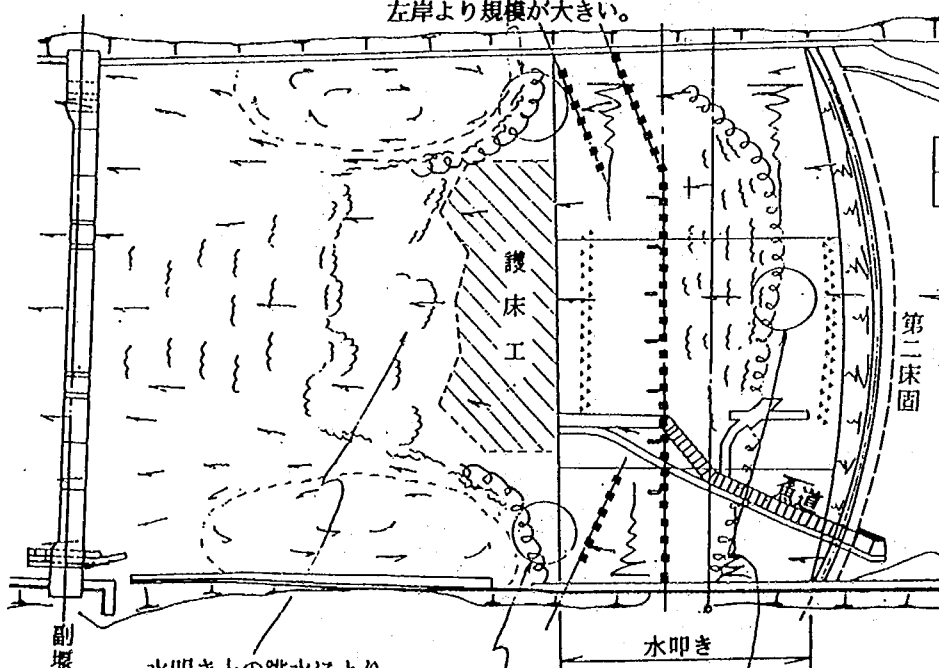
水叩き終端で水面が急激に下がり、流れは一部跳水を起こす。水面の波立ちは大きい。

潜り込む流れが生ずるが、河床の洗掘を大きくさせる程ではない。

b) ピアーあり

水叩き直下では潜り込む流れが発生する。左岸より規模が大きい。

縮尺 0 30m



ケースNo.	III-2-2
流量	6,400m ³ /s

凡例
 流線: —
 跳水面: ~~~~
 波状水面: ~~~~
 逆流域: ()

水叩き上の跳水により流れは減勢され水面の波立ちは小さくなる。

剥離境界に沿って潜り込む流れが生ずる。

水叩き始端から下流約20mの地点で跳水が発生する。

図-6.4.18(2) 流況図 (固定床、 $Q=6,400\text{m}^3/\text{s}$)

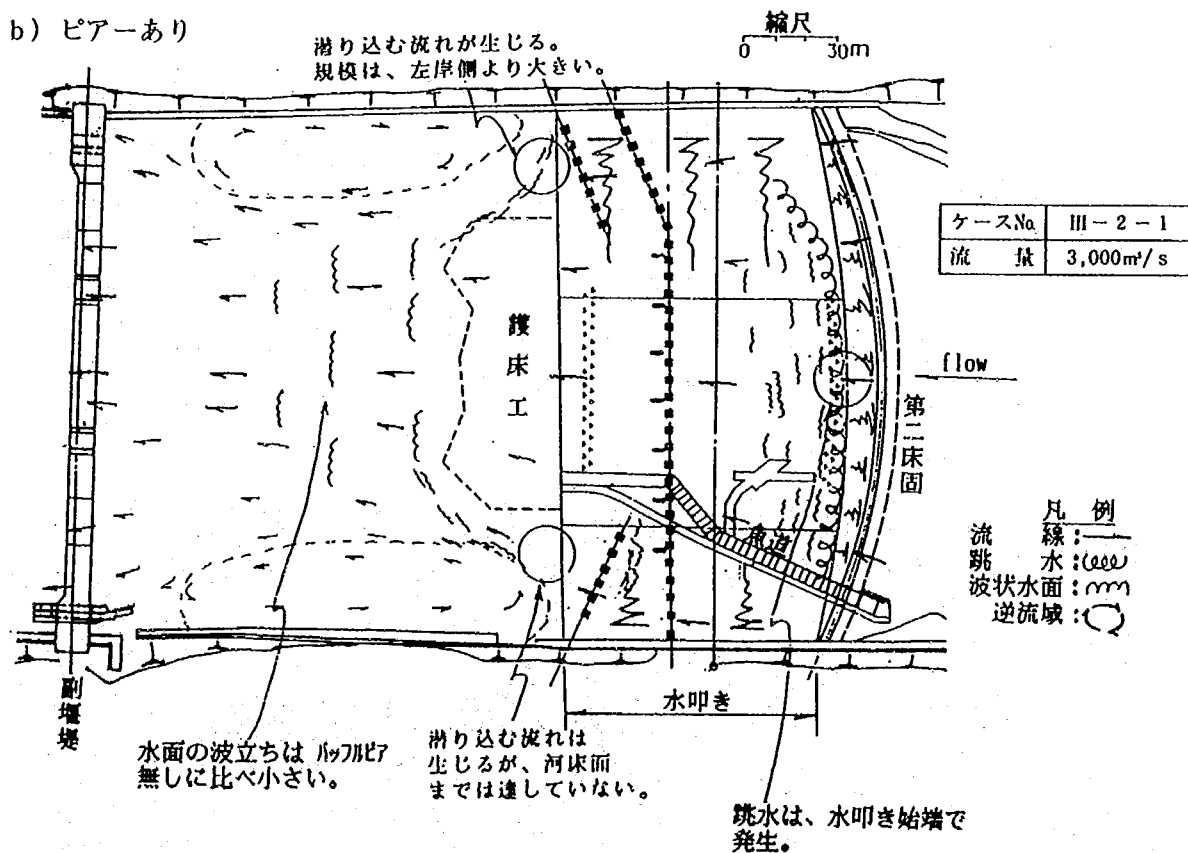
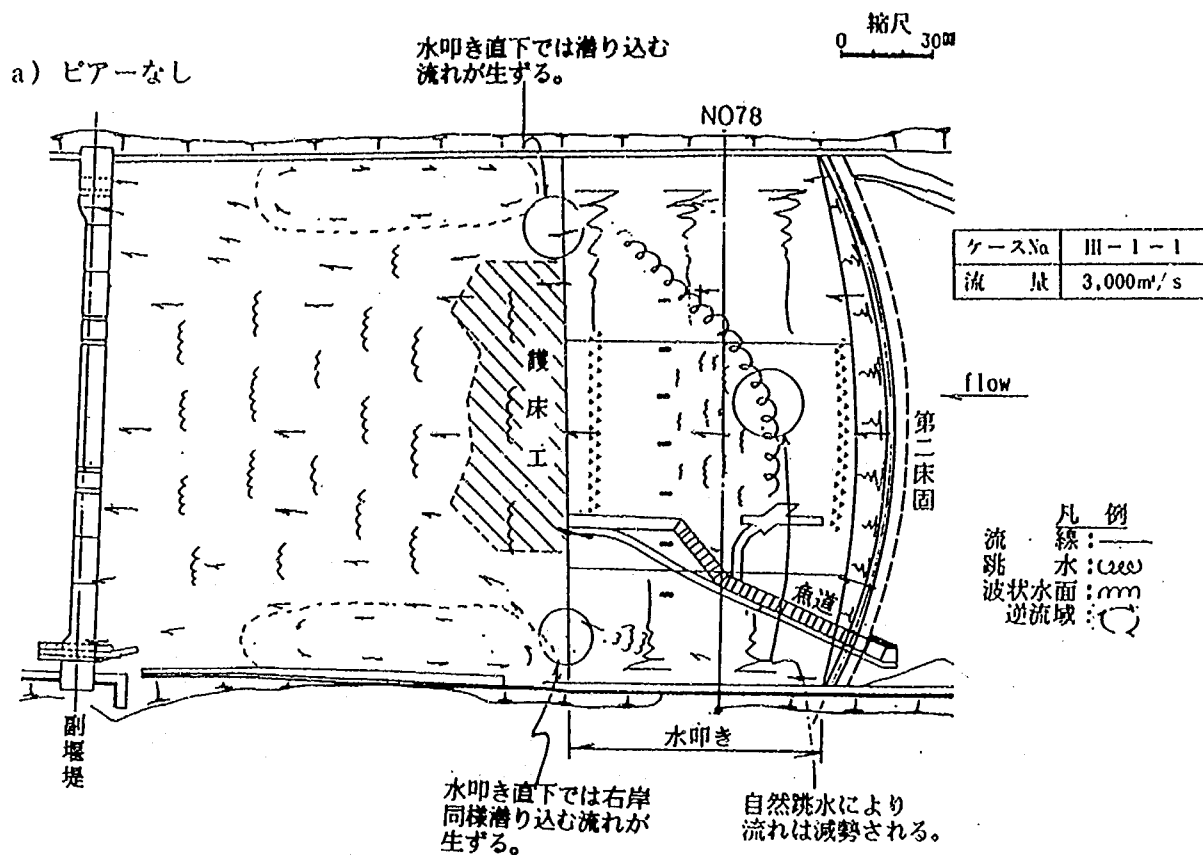
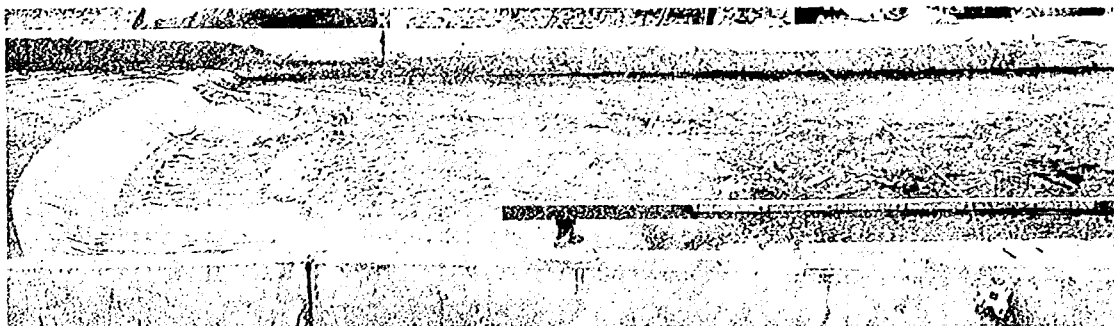


図-6.4.18(3) 流況図 (固定床、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$)

現況河道

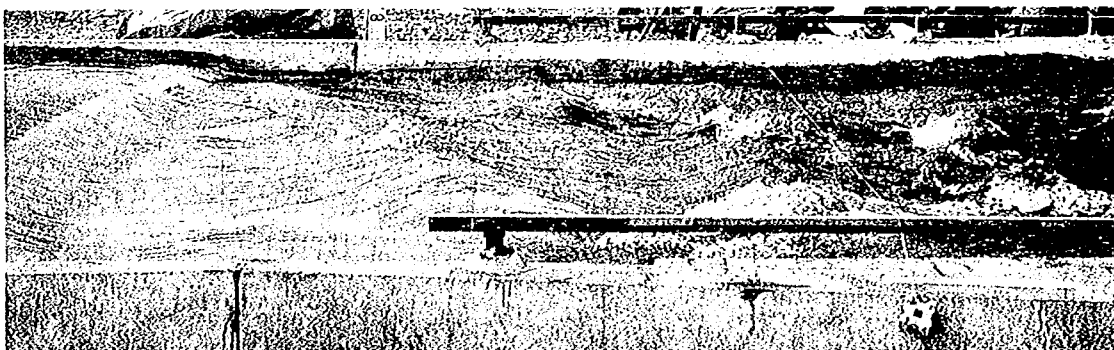


バッフルピア案



写真—6.11.1 現況河道とバッフルピア案の3,000 m^3/s 時の流況

現況河道

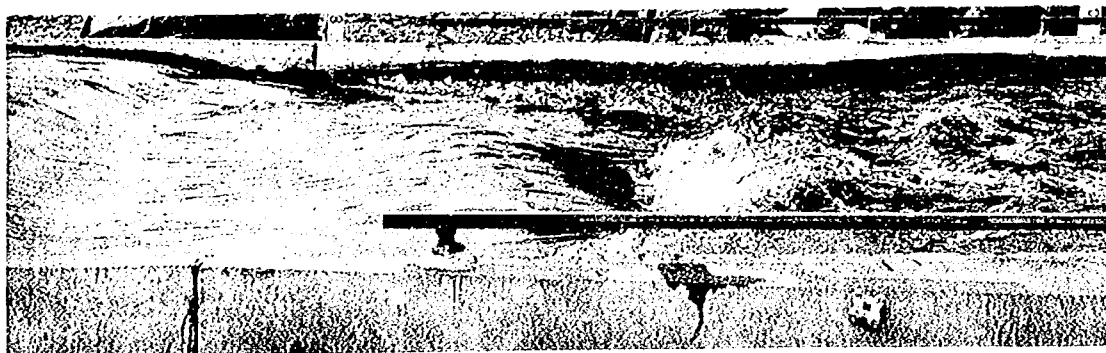


バッフルピア案

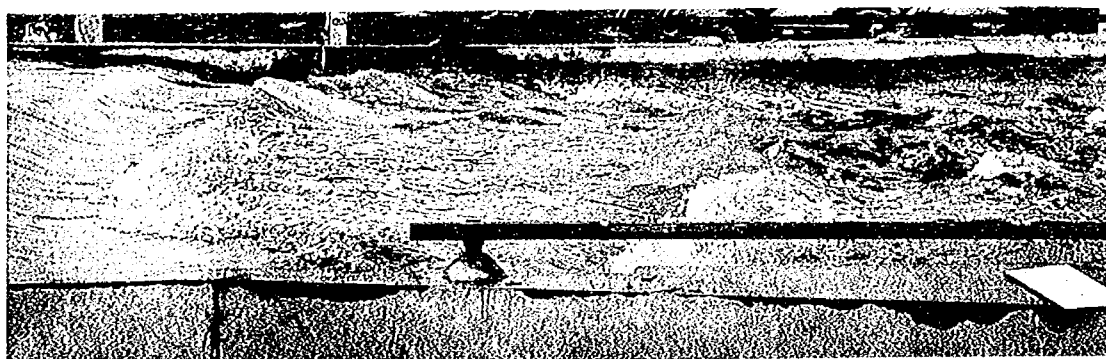


写真—6.11.2 現況河道とバッフルピア案の6,400 m^3/s 時の流況

現況河道



バッフルピアー案



写真－6.11.3 現況河道とバッフルピアー案の9,200 m³/s 時の流況

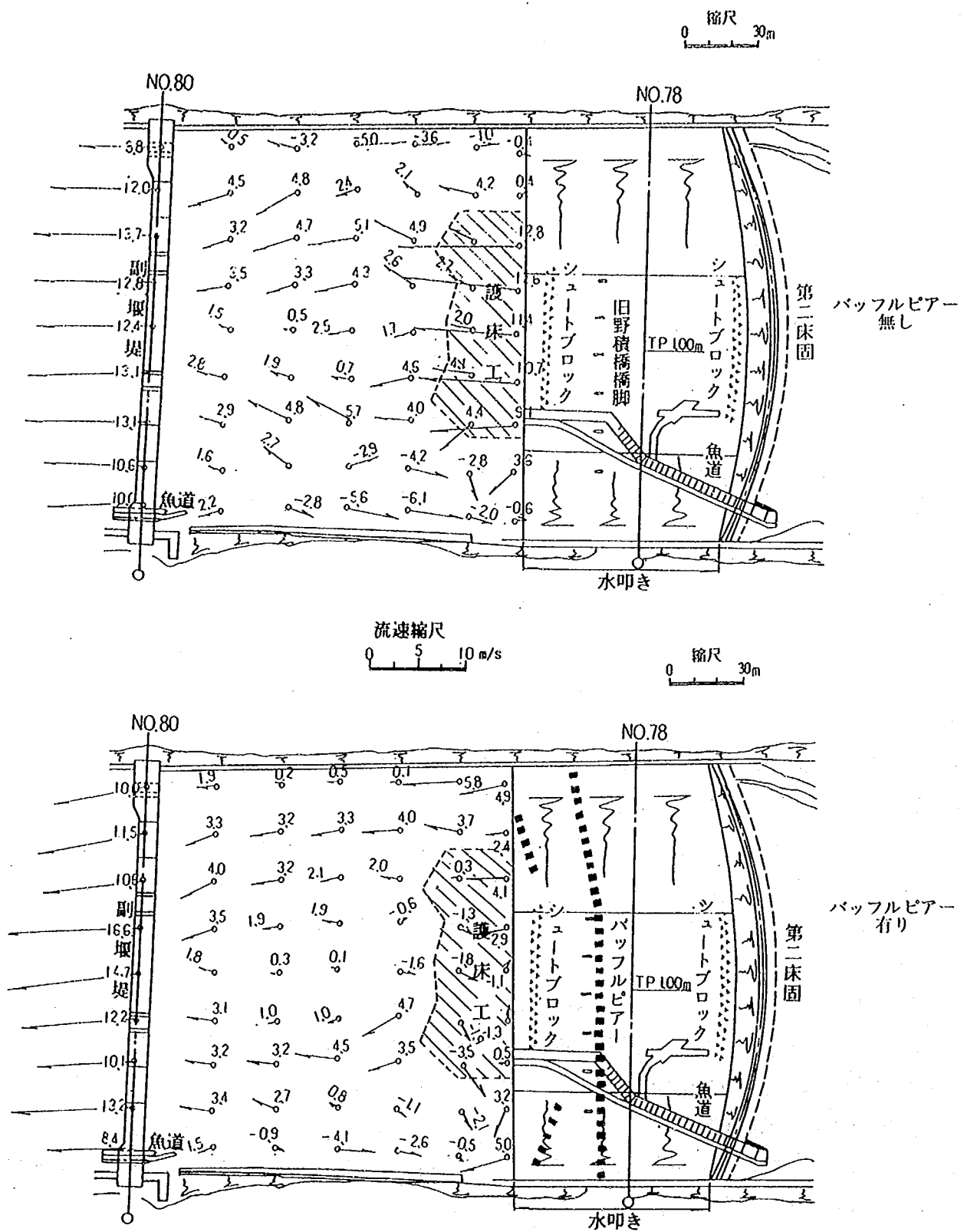
2) 流速について

現況およびバッフルピアー設置時における9,200 m³/s 時の底面流速を図－6.4.19に、流速縦断を図－6.4.20に示す。バッフルピアーを設置したことによって、落差工間の流速は、全体的に低減しており、その設置効果が明確に現われている。なお、水叩き直下の底面部にはローラー渦が形成されており、この部分に護床工を敷設するとより、落差工の安定性が増すであろう。ただし、図－6.4.21の底面流速分布図からわかるように、バッフルピアーを設置してもなお3.0 m/s 以上の流速の生ずる箇所が若干残っている。したがって、軟岩の侵食特性から判断すると大出水時には、この部分の侵食がさらに進行すると考えられる。このため、現況河道においては、大出水時の洗掘の進行を完全に止めることが非常にむずかしいことを示している。

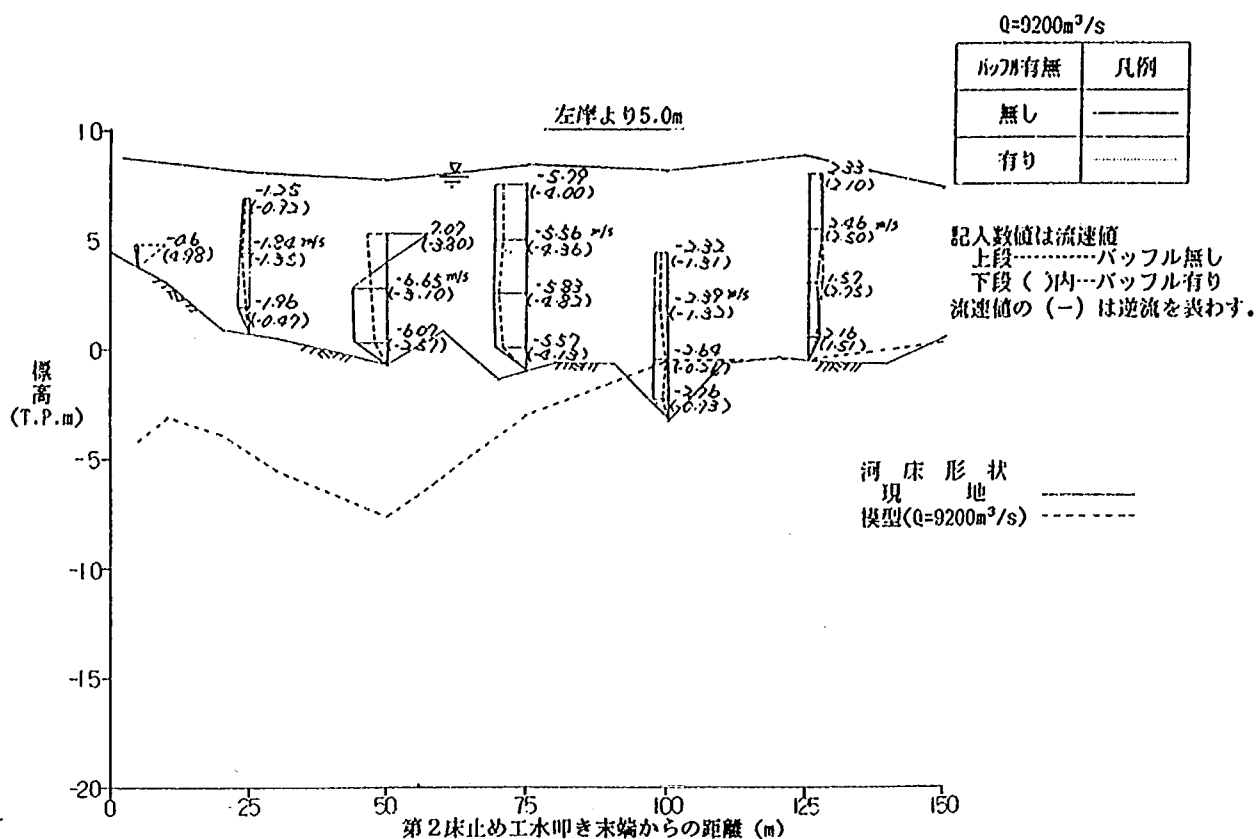
次に現況及びバッフルピアー設置時の3,000 m³/s での底面流速を図－6.4.22に示す。3.0 m/s 以上の流速の生ずる範囲は減少したものの、水叩き直下および第2床固と副堰堤間中央付近の左岸側で3.0 m/s 以上の流速が依然生じている。なお、流速3.0 m/s 以下の領域においては、バッフルピアーを設置したことによって、反対に流速が増加している箇所が見られる。

3,000 m³/s 時において、流速の増大した箇所が生じた理由は次のようなものが考えられる。現況河道の水叩きは、河岸沿いが高いことによって、この部分は流下しない。これに対し、バッフルピアーの設置によって水叩き上の水位が堰上げられて上昇し、この部分も水が流れるようになったことがあげられる。これによって、水叩き末端の河岸沿いで潜り込む流れが生じ、底面流速が現況よりも速くなったためと考えられる。

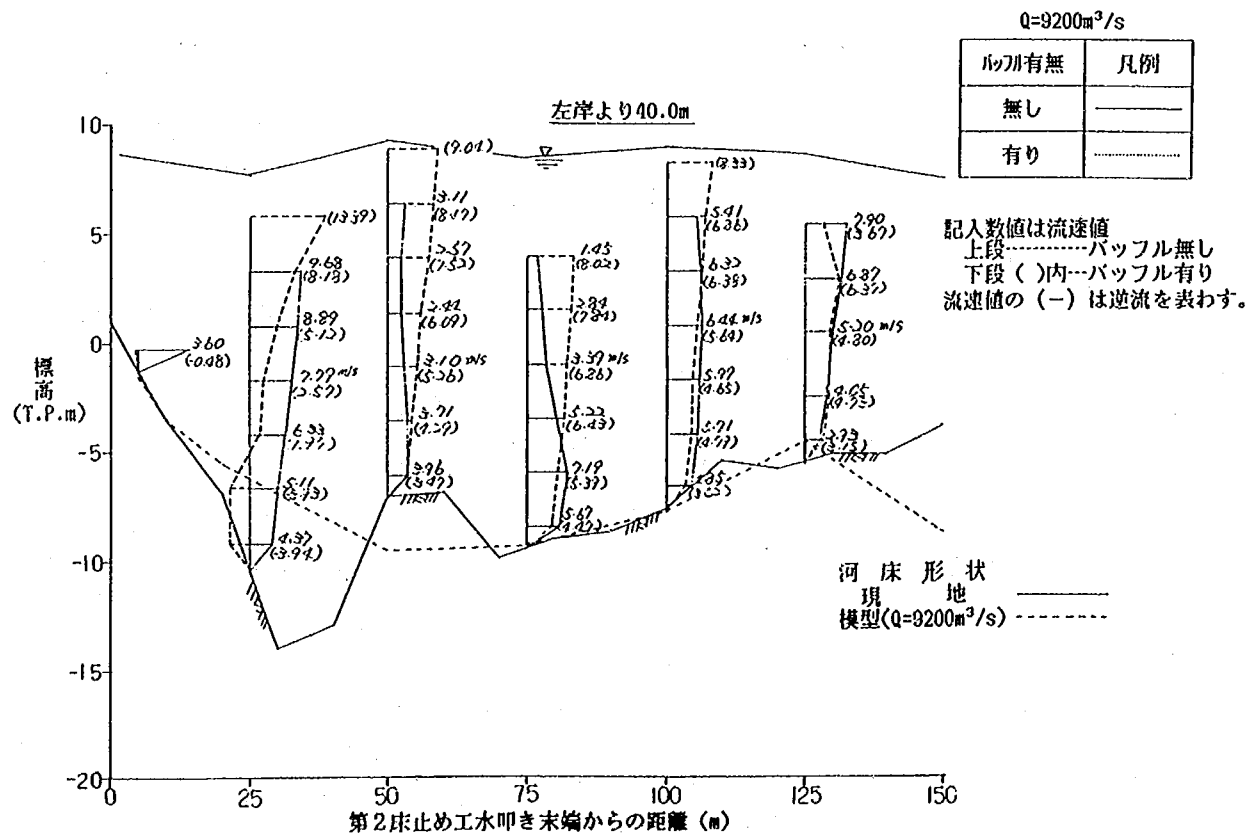
以上の結果から、 $6,000\text{m}^3/\text{s}$ あるいは $9,000\text{m}^3/\text{s}$ クラスの大出水に対しては、バップルピアが充分効果を持つことが明らかとなった。また、融雪規模の出水に対しては、流速の低減効果は大きくないが、流れを分散させる作用は得られている。



図一6.4.19 底面流速ベクトル図 ($Q = 9,200\text{m}^3/\text{s}$)



図— 6 . 4 . 20(1) 流速縦断面図



図— 6 . 4 . 20(2) 流速縦断面図

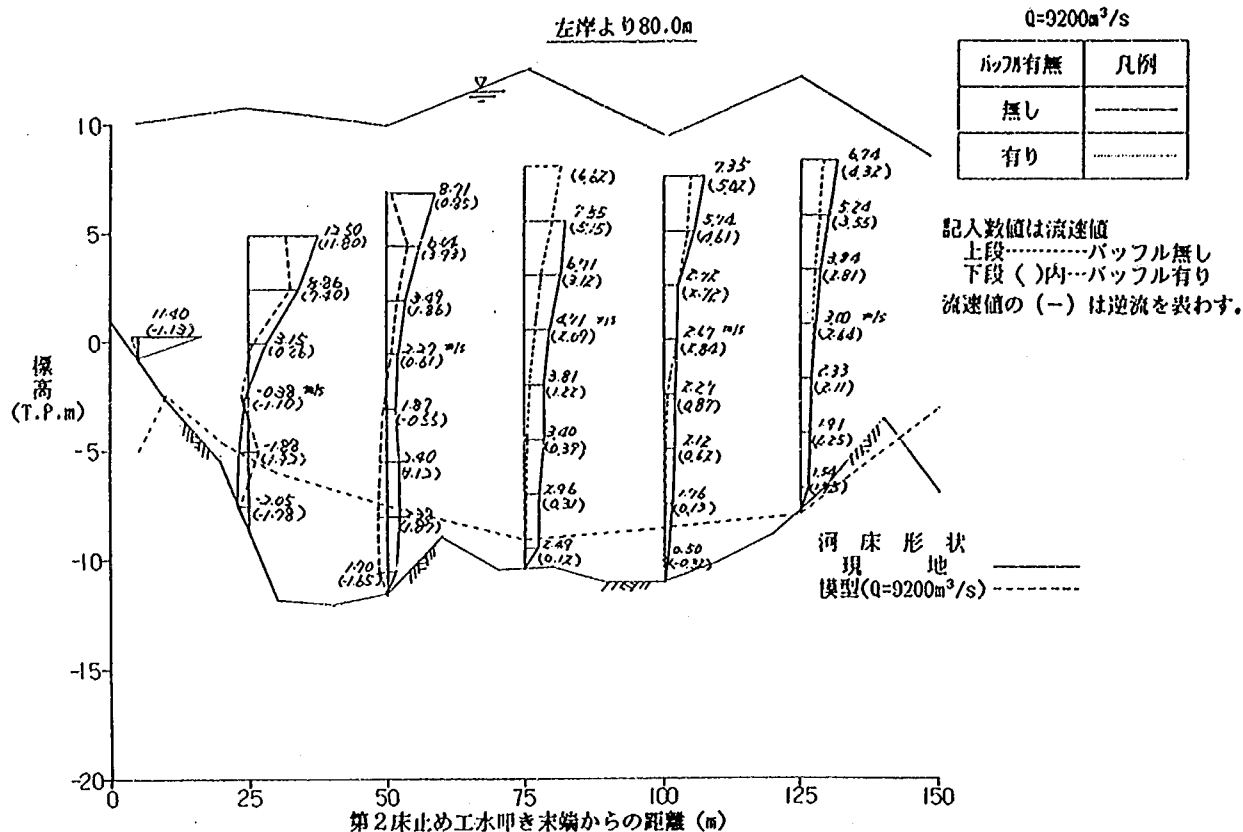


図-6.4.20(3) 流速縦断面図

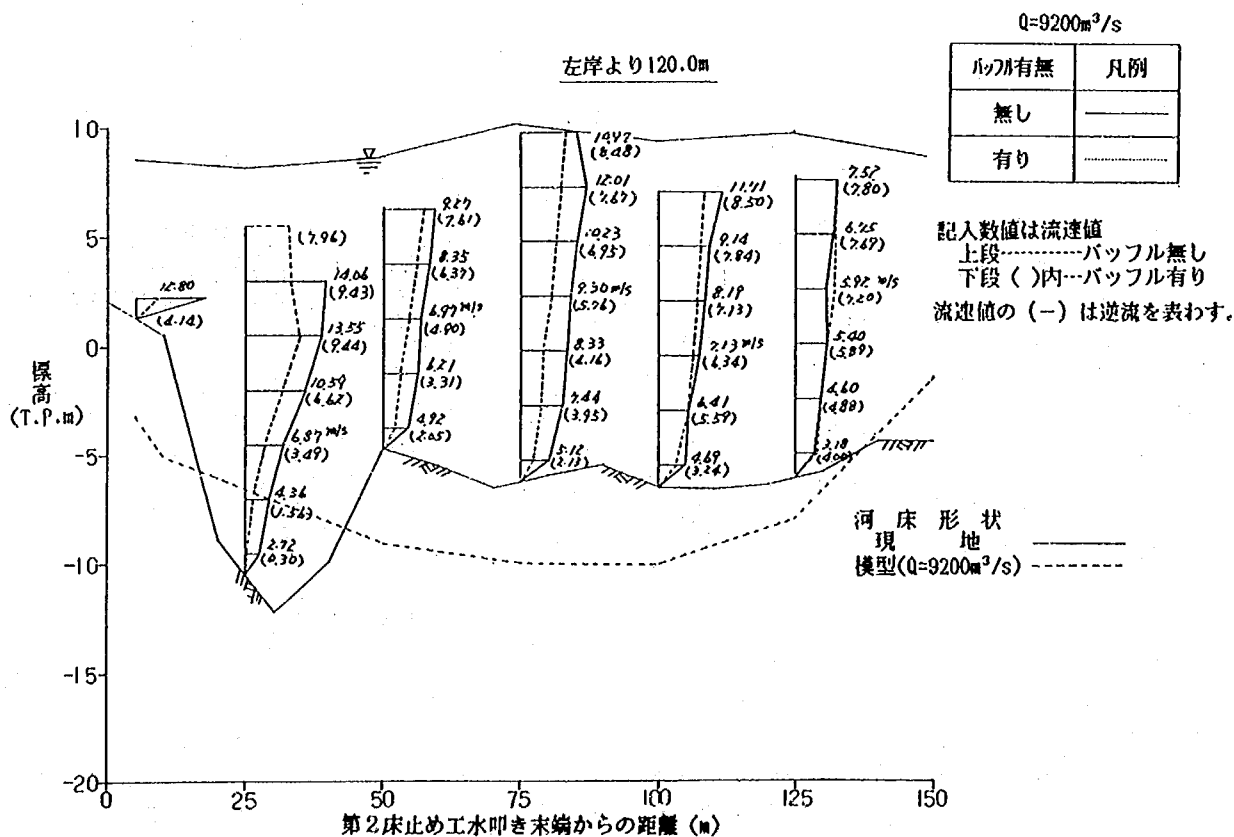


図-6.4.20(4) 流速縦断面図

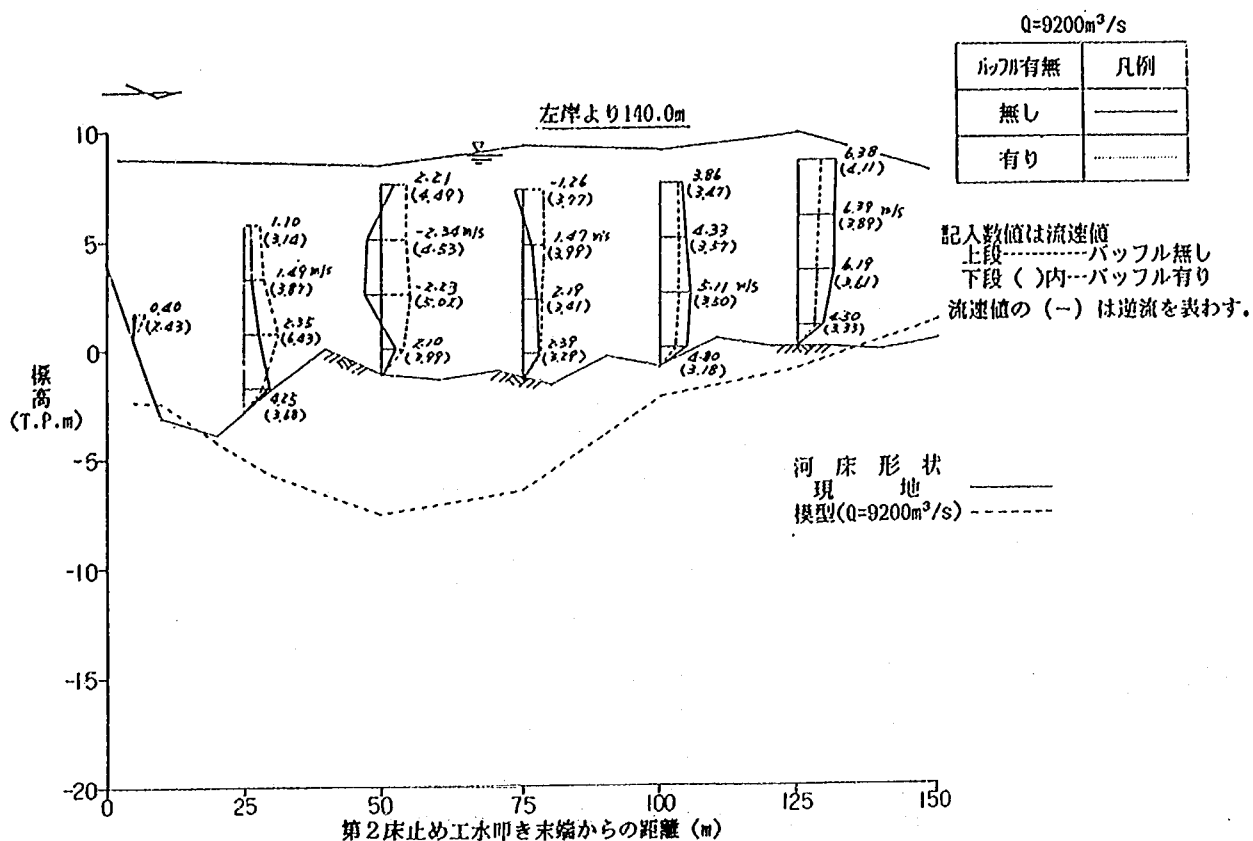


図-6.4.20(5) 流速縦断面図

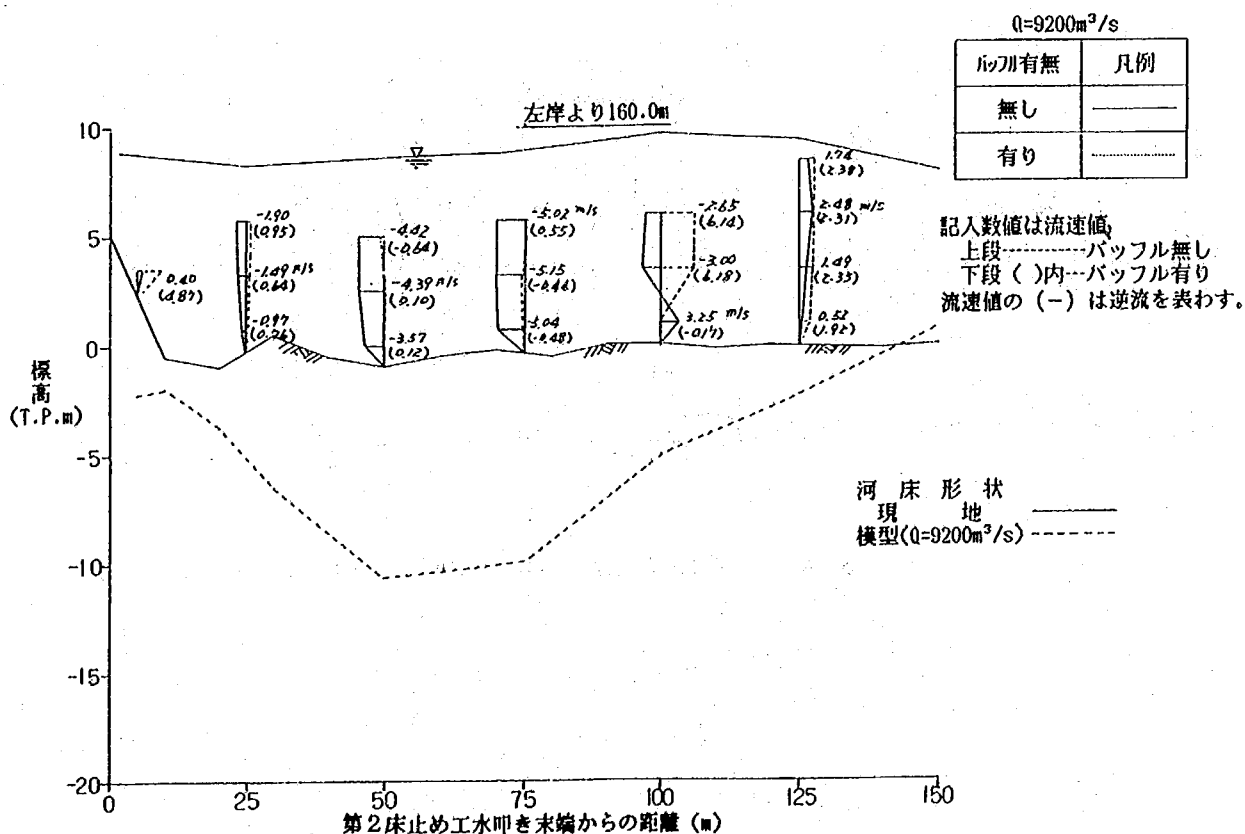
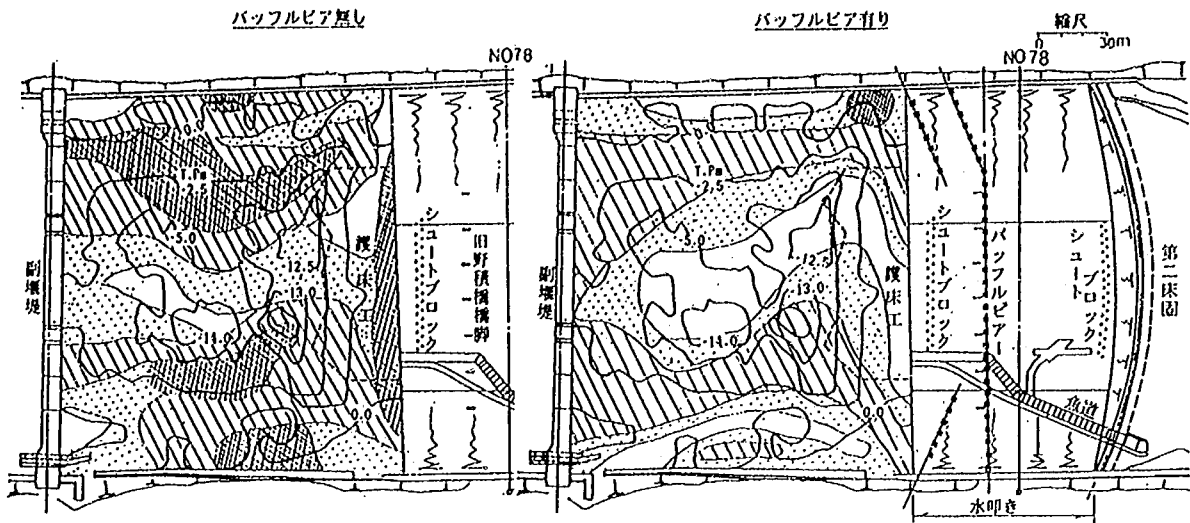
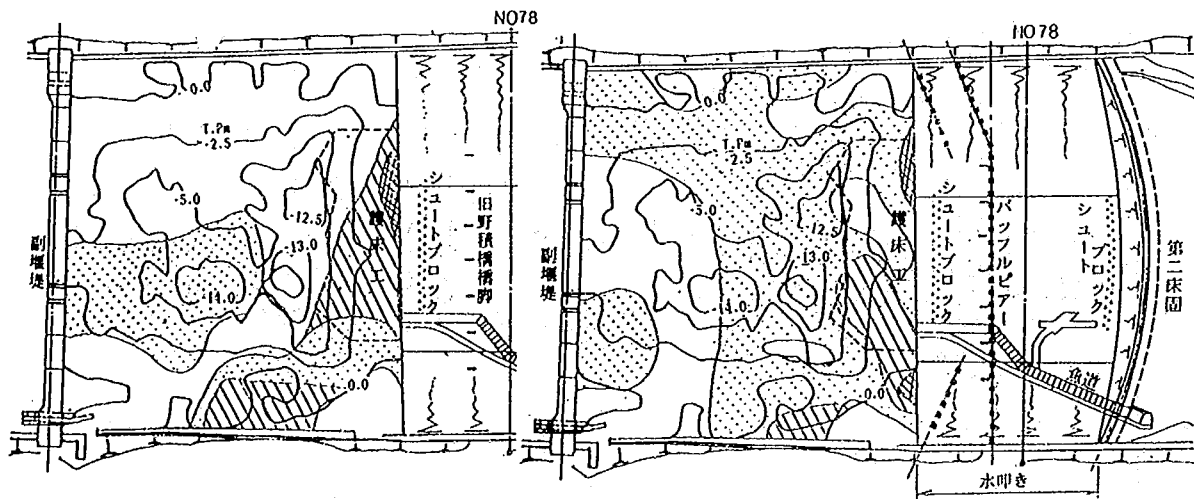


図-6.4.20(6) 流速縦断面図

流速分布値 (m/s)	凡 例
4.5	●
3.5~4.5	▨
1.5~3.0	○
1.5以下	○



図一6.4.21 底面流速分布 ($Q=9,200\text{m}^3/\text{s}$)



図一6.4.22 底面流速分布 ($Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$)

6-4-3 第2床固と副堰堤間の護床工敷設について

移動床および固定床模型実験による検討の結果、バップルピアーによる対策工によって、1回程度の大出水においては、洗掘が大幅に進行するようなことはなく、その防止効果が得られることが明らかとなった。しかしながら、軟岩の侵食限界速度を上回る流速が一部に生じ、洗掘が進行することが懸念されたり、融雪出水時の河床の安定性に一部不安が残ることが分かった。このための対策として、ここでは護床工の敷設を以下に検討した。

第2床固と副堰堤間における護床工敷設の考え方として、まず落差工直下流の洗掘程度に応じて、次の3ランクに分けて護床工の敷設を行うべきであると考えられる（図-6.4.23、6.4.24参照）。

ランクA：すぐ敷設を行うべき箇所

ランクB：洗掘の進行が認められた段階で敷設を行う箇所

ランクC：より安全度を増すために敷設すべき箇所

(1) ランクA（すぐ敷設を行うべき箇所）

バップルピアーの設置によって、現況より河床面の流速低減が図られており、よほどの長時間の大出水が生じないかぎり1回程度の出水では大規模な洗掘は生じない。ただし、バップルピアーを設置しても河岸部に生ずる底面流速は、水叩き直下で $9,200\text{m}^3/\text{s}$ 時に 5.76m/s 、 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ 時に 4.80m/s と速い。河岸部の軟岩の侵食が進行すれば、移動床模型実験結果のような洗掘が生ずるであろう。なお、この地帯は、地滑りが生じやすい地質であるので、ブロック等を敷設して河床高を維持する必要がある、対策は他の場所に優先して行う必要があるものと考えられる。一方、落差工間において流水を一様化することが洗掘軽減に効果的であることが移動床実験の結果から得られている。現況河道では河岸部に逆流が生じ、一様な流れとするためには、水叩きの河岸部の河床をある程度切り下げる必要がある。そこで第一段階では、水叩き直下部のみ暫定的にブロック等の敷設を行う（図-6.4.23、a、①参照）。

(2) ランクB（洗掘の進行が認められた段階で敷設を行う箇所）

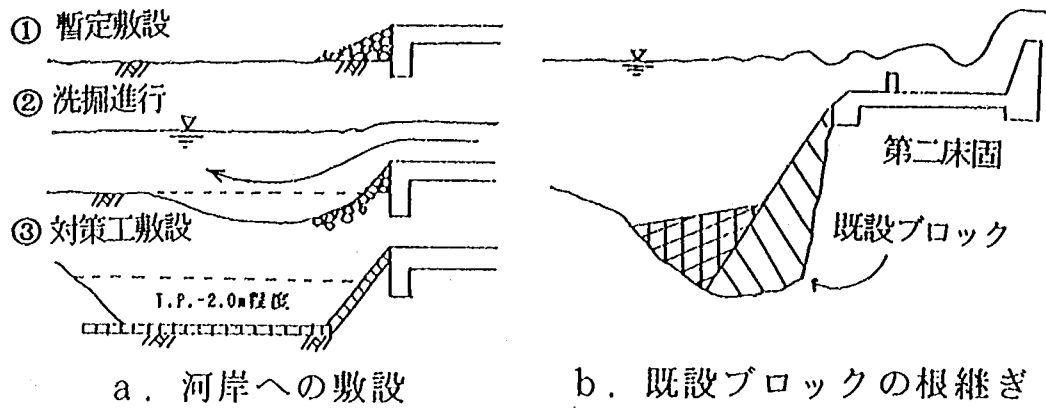
河岸部の護床工は、ある程度洗掘が進行して逆流が生じなくなった後に（天端高がT.P.-2.0m程度）ブロック等の敷設を行う。（図-6.4.23、a、③参照）このため、河岸部には予め斜面の安定対策を図っておく必要がある。

本検討では軟岩の侵食限界流速を 3.0m/s と予測したが、軟岩の洗掘機構はまだまだ不確定要素が多い。河岸部の他に、第2床固直下流の洗掘部は、出水頻度が多い融雪出水規模程度で比較的高流速が生じるため、今後も洗掘が進行する危険性が高い。洗掘が進行した場合には、これに対して部分的に護床工の敷設を行う必要がある。よって、深淺測量を定期的に行い、河床の動向を見守らねばならない。

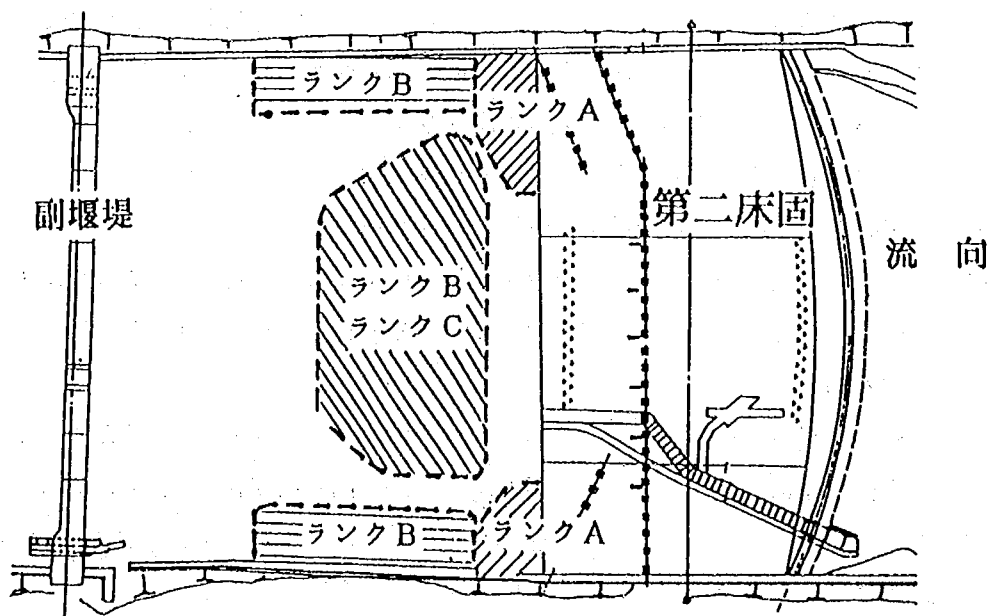
(3) ランクC（より安全度を増すために敷設すべき箇所）

ランクCはランクBと重複するが、より構造物の安全度を増すために既設ブロックの増設を提案する。

第2床固直下流は、既設ブロックの末端部が洗掘され、ブロック自体の安定性が脅かされる事態になるまで対策を行う必要はないと思われる。しかしながら、構造物の重要性を考えると既設ブロックを増設して、より安全性を高める配慮も必要であろう（図-6.4.23、bおよび写真-6.12参照）。

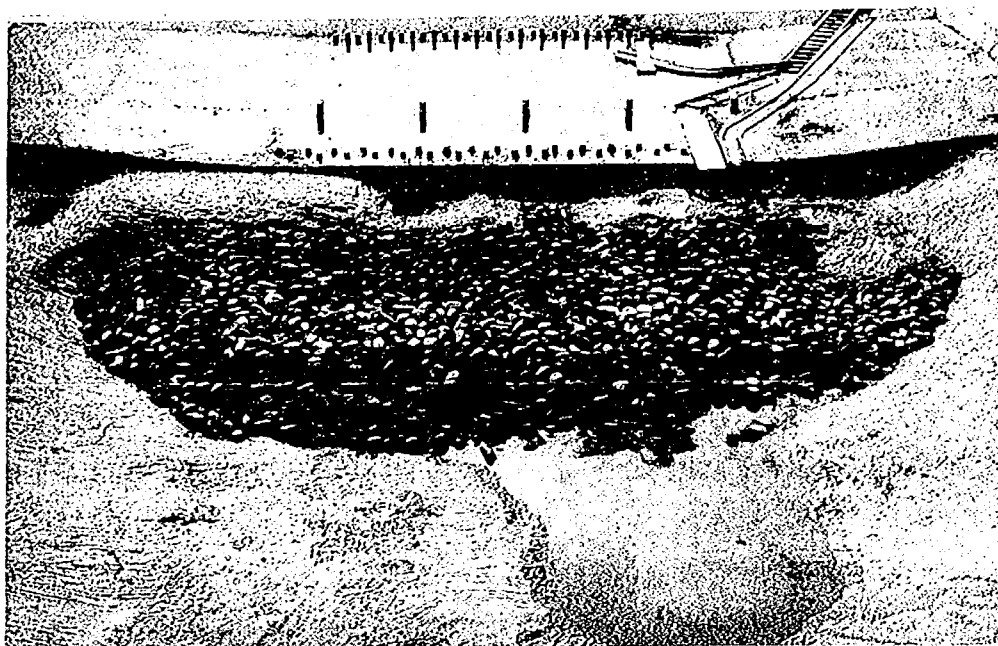


図一 6.4.23 護床工の敷設方法

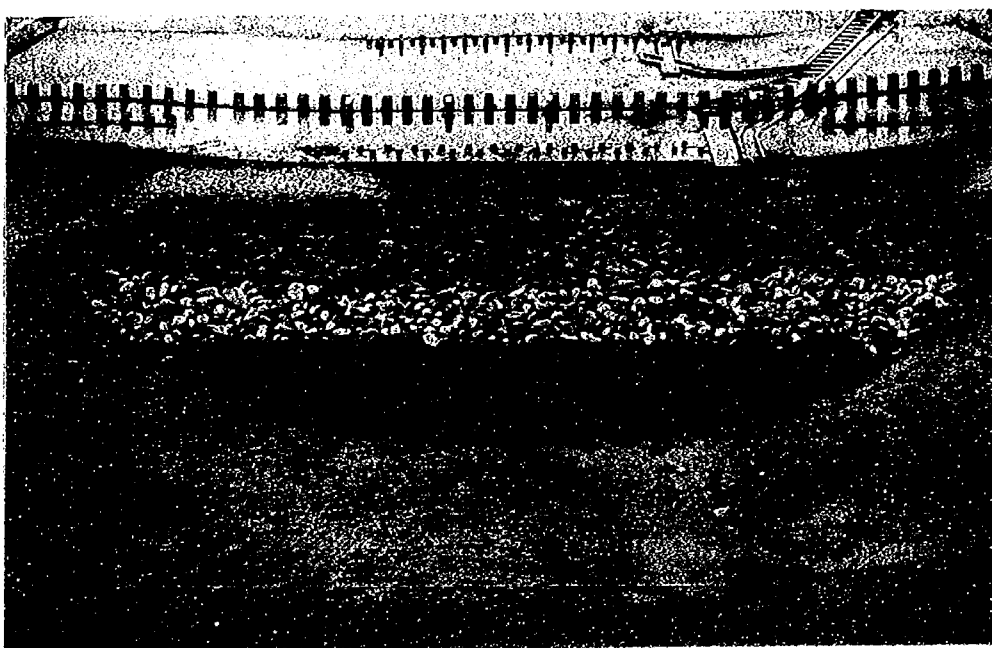


図一 6.4.24 護床工の敷設範囲

現況河道



バツフルピア案



写真一6.12 既設ブロックの増設効果

6-4-4 バッフルピアの構造に関する検討

1) 目的および測定方法

バッフルピアの設計に当っては、ピアにかかる外力の評価が必要となる。ピアにかかる抗力は、次式により求まる。

$$\frac{W}{h_1} = \left(\frac{h_p}{h_1} - 1 \right) \left(2F_{r1}^2 - \frac{h_p}{h_1} \left(1 + \frac{h_p}{h_1} \right) \right) / \left(F_{r1}^2 \frac{h_p}{h_1} C_d \eta \right)$$

$$P = C_d w_0 \frac{V_1^2}{2g} W \eta B$$

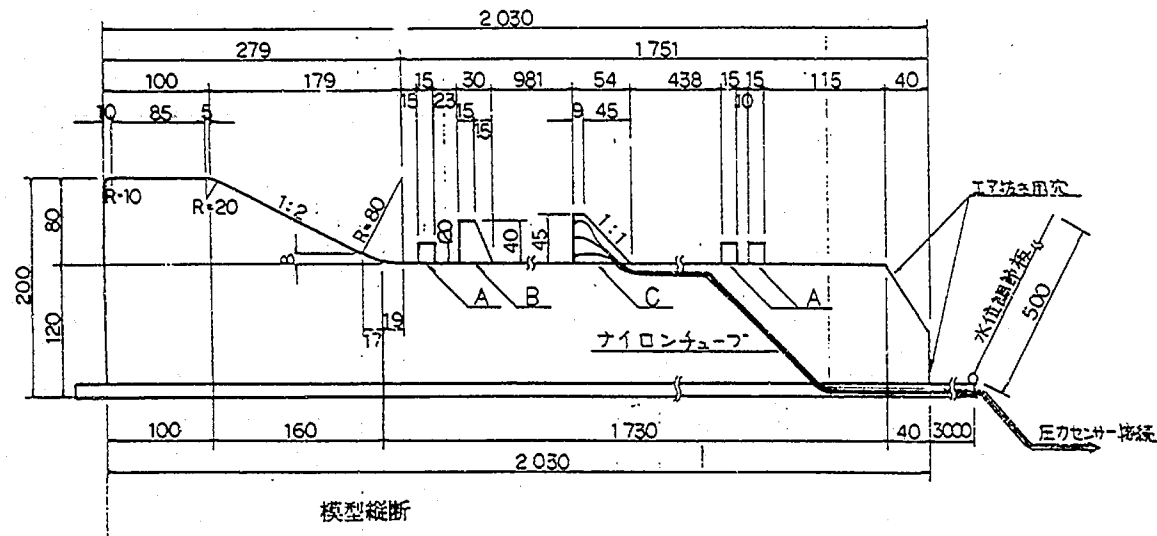
ここに、 P ：補助構造物（シル、バッフル・ピアあるいは段上がり）に加わる抗力、 B ：水路幅、 h_1 、 h_p ：跳水前後の水深、 h_2 ： h_1 に対する対応水深、 F_{r1} ：跳水前のフルード数、 C_d ：抗力係数、 V_1 ：跳水前の流速、 w_0 ：水の単位重量、 W ：補助構造物の高さ、 η ：バッフル・ピアに対する幅の補正係数（シルの場合は $\eta=1$ ）である。

しかし、この式は抗力の平均値を表すものであって、水压変動による圧力分が加算されていない。この変動圧力を求めるため、抽出模型による実験を行った。模型は、深さ50cm、幅60cmの2次元水路内に、図-6.4.25に示すような落差工および水叩き部の抽出模型を縮尺1/50で製作した。バッフルピアの形状は、USBRの減勢工形状のタイプIIIに用いられている形状を引用した。圧力測定は、ピエゾ管と圧力センサーを硬質のナイロンチューブで連結し、出力電圧（0-5V）をA/Dコンバーターとパソコンを用いて圧力水頭に変換した（図-6.4.26参照）。変動圧力の測定位置は、バッフルピア前面（上流側を向いた面）の6箇所とした。実験ケースの一覧を表-6.4.6に示す。ケースⅣ-1～3は、下流水位を調節し、各種流量時の流況を再現させた実験である。流量は、9,200m³/s、6,400m³/s、3,000m³/sの3種類を定流で流した。下流水位は、ゲートの堰上げにより、三次元の模型実験と同じ流況が生じるように調整した。ケースⅣ-4は、下流水位を下げた跳水が生じない場合（6,400m³/s、定流）について検討した実験である。

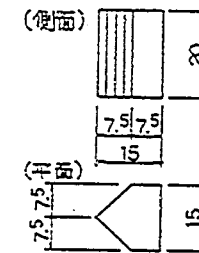
2) 測定結果

各実験ケースの圧力測定の結果を表-6.4.7および図-6.4.27に、流況を写真-6.13に示す。なお、データの整理方法は、以下に示すように行っている。

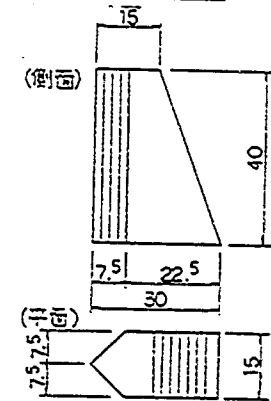
- | | |
|------------|--|
| (1) サンプル間隔 | $\Delta t = 50\text{ms}$ |
| (2) サンプル個数 | $N = 1,200\text{個}$ |
| (3) サンプル時間 | $T = 60\text{秒} (= 1,200\text{個}/50\text{ms})$ |
| (4) 平均圧力水頭 | $\bar{P} = \sum_{i=1}^N P_i / N \text{ (m)}$ |
| (5) 最大圧力水頭 | $P_{\max} \text{ (m)}$ |
| (6) 平均圧力水頭 | $P_{\min} \text{ (m)}$ |
| (7) 標準偏差 | $\sigma = \sqrt{\sum_{i=1}^N (P_i - \bar{P})^2 / (N - 1)} \text{ (m)}$ |



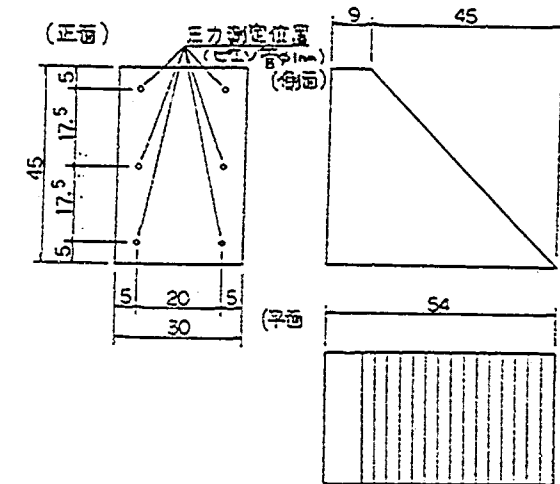
シュートブロック A



シュートブロック B



バッフルピア C (縮尺1/1)



バッフルピア形状

(単位: mm)

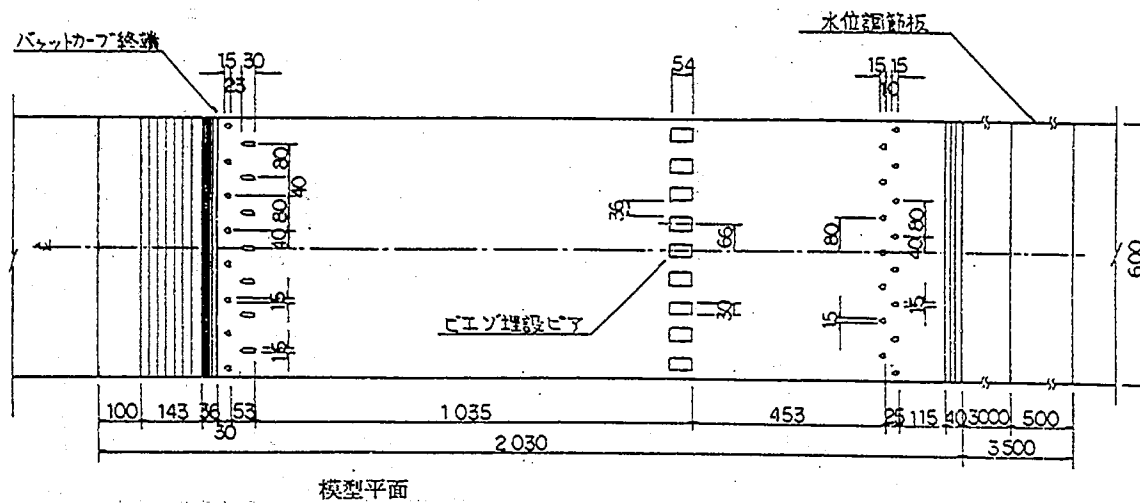


図-6.4.25 第二床固抽出模型

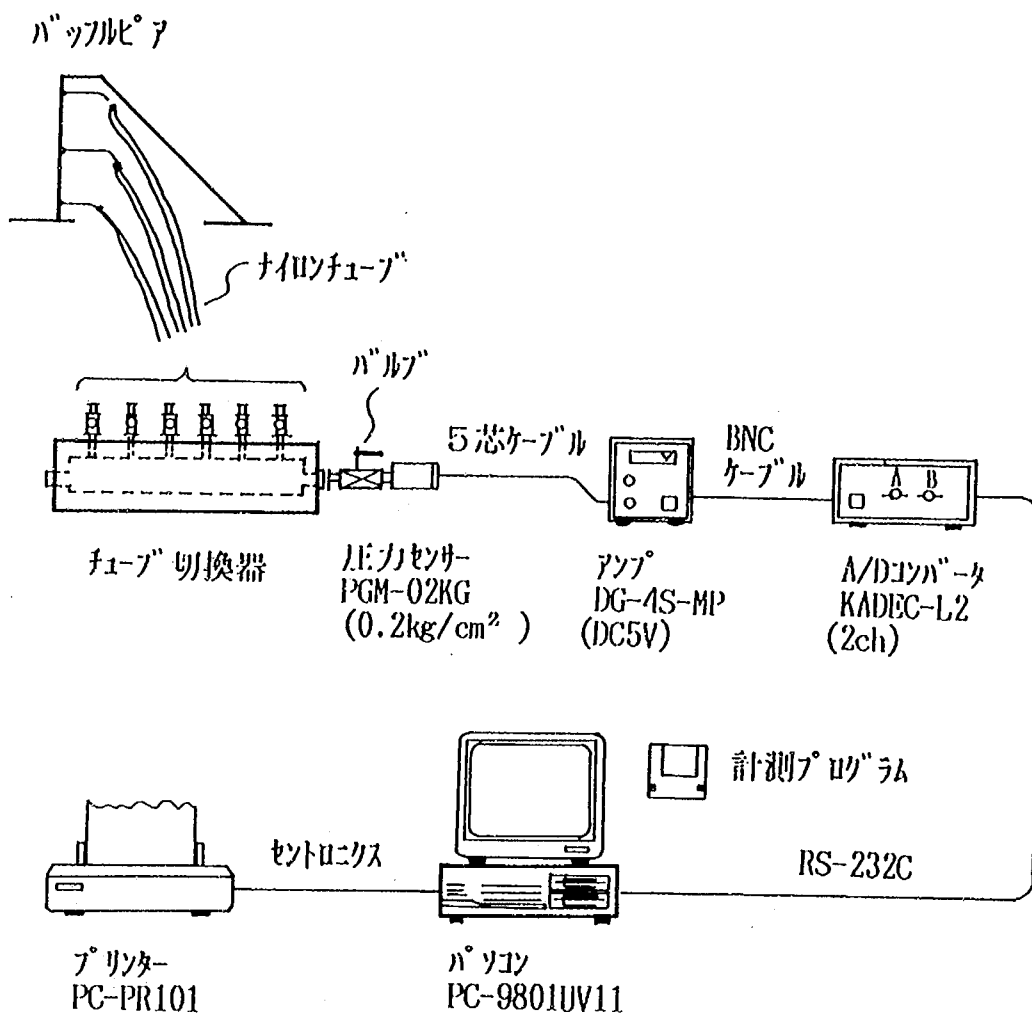


図-6.4.26 圧力計測システム

表-6.4.6 実験ケース一覧表

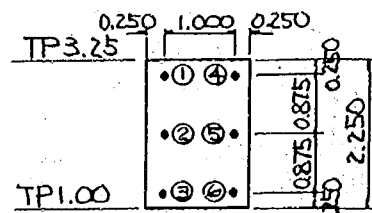
実験ケース	流量 (m ³ /s)	上流水位 (T.P.m)	下流水位 (T.P.m)	備考	検討内容
IV-1	3,000	3.25	6.20		バップルピアに加わる外力の測定
IV-2	6,400	4.60	9.33		
IV-3	9,200	5.65	10.95		
IV-4	6,400	4.60	—	跳水無し	

表-6.4.7 圧力測定結果

流 量 (m³/s)	位置	測点	平 均 (m)	最 大 (m)	最 小 (m)	標準偏差 (m)	備 考
3,000	上	①	4.50	5.20	3.95	0.30	
		④	4.45	5.05	3.95	0.30	
	中	②	5.55	6.25	5.15	0.30	
		⑤	5.55	6.30	4.85	0.30	
	下	③	6.20	6.75	5.65	0.25	
		⑥	6.20	6.80	5.75	0.25	
6,400	上	①	7.95	9.40	6.40	0.65	
		④	7.95	9.25	6.60	0.65	
	中	②	8.70	10.00	7.45	0.55	
		⑤	8.55	10.30	7.20	0.70	
	下	③	9.00	10.20	8.20	0.40	
		⑥	8.95	10.10	8.10	0.50	
9,200	上	①	9.75	11.35	7.85	0.70	
		④	9.55	11.15	7.85	0.70	
	中	②	10.30	11.65	9.10	0.60	
		⑤	10.40	12.25	8.90	0.75	
	下	③	10.65	11.65	9.70	0.45	
		⑥	10.70	11.95	9.60	0.55	
6,400 (跳水なし)	上	①	7.65	8.70	5.40	0.65	
		④	7.70	8.60	5.55	0.60	
	中	②	8.90	10.20	6.55	0.70	
		⑤	9.05	10.40	6.50	0.75	
	下	③	8.40	9.85	6.85	0.65	
		⑥	8.70	10.05	7.05	0.65	

注1) 圧力は実物値の圧力水頭

注2) 測点位置は、右図のとおり

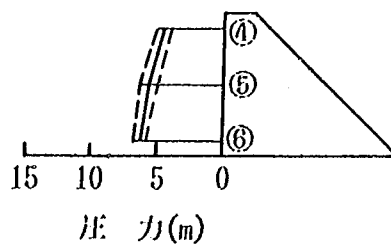
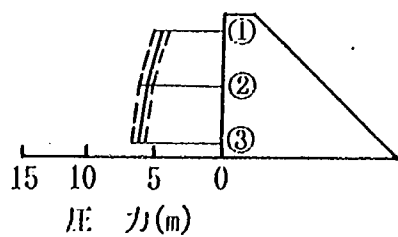


単位：m
(実物値)

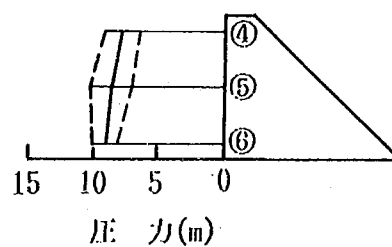
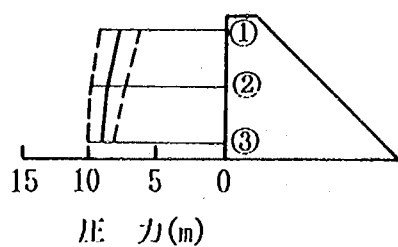
凡 例

— 平均圧力
 --- 最大圧力
 --- 最小圧力

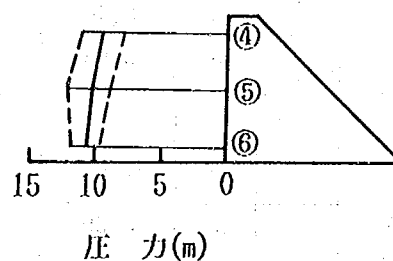
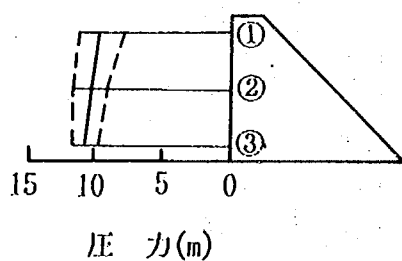
(1) $3,000\text{m}^3/\text{s}$



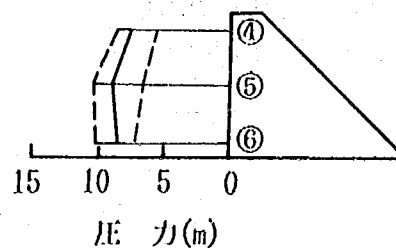
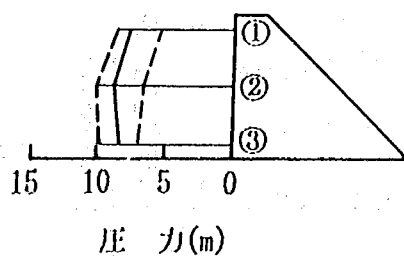
(2) $6,400\text{m}^3/\text{s}$



(3) $9,200\text{m}^3/\text{s}$



(4) $6,400\text{m}^3/\text{s}$ (跳水なし)



注) 圧力は実物値の圧力水頭

図-6.4.27 圧力分布図



写真-6.13.1 通水時の流況（ケースⅣ-1、 $9,200\text{m}^3/\text{s}$ ）



写真-6.13.2 通水時の流況（ケースⅣ-2、 $6,400\text{m}^3/\text{s}$ ）

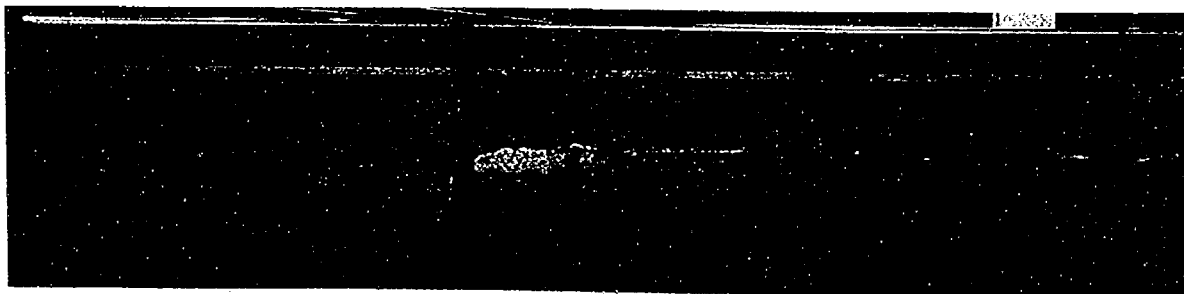


写真-6.13.3 通水時の流況（ケースⅣ-3、 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ ）

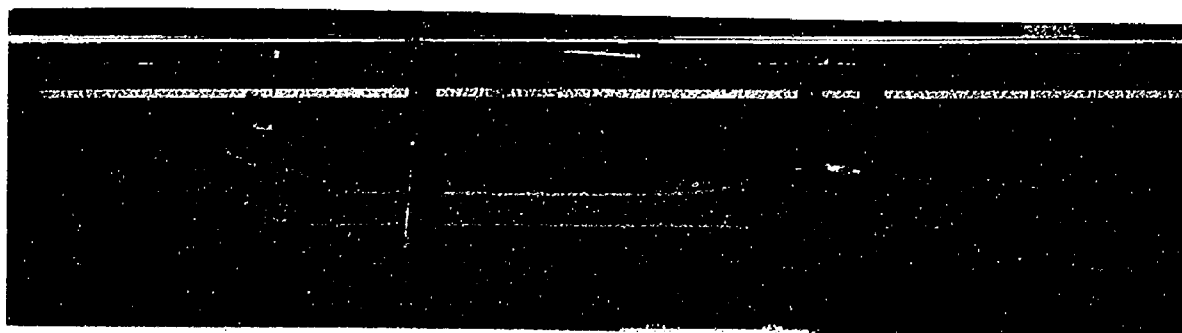


写真-6.13.4 通水時の流況（ケースⅣ-4、 $6,400\text{m}^3/\text{s}$ 跳水が生じない場合）

実験の結果、ピアー前面の流速は $6,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時に最大となることが分かった。このため、ピアーの外力計算は $6,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時の値を用いることとした。通水時の水位及び流速の状況を図-6.4.28に示す。

(下流水位を堰上げた場合)

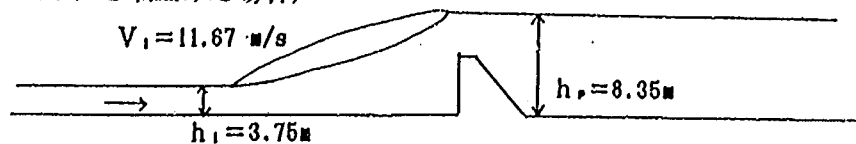


図-6.4.28

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} = 2.23$$

これより、抗力係数 C_d 、バツフルピアー一基当りの抗力 P （平均値）を求めると以下のようにになる。

$$C_d = 0.04$$

$$P = C_d \cdot W_o \cdot \frac{V_1^2}{2g} \cdot W \cdot \eta \cdot B$$

$$= 0.04 \times 1000 \times \frac{11.67^2}{2 \times 9.8} \times 2.25 \times 1.375 \times (1.5 + 1.8)$$

$$= 2.838 \text{ ton}$$

この時の変動圧力 ΔP は、次の通りである。

$$\Delta P = P' \cdot W_o \cdot b$$

P' : 水圧の変動量

$$= (0.70 \times 3) \times 1000 \times 2.25 \times 1.5$$

標準偏差（平均）の3倍≒振れ幅の98%

$$= 7,087.5 \text{ kg}$$

$C_d = 0.04$ という値は、ピアーの抗力としてはやや小さい。水位変動によっては、 C_d 値がこれより大きくなる可能性がある。そこで下流端水位を下げ、跳水が生じない最も厳しい条件（ピアーが全て施工されていない時に洪水が生じた場合には、水叩き上で跳水が発生せず、このような流況が生ずることもあったと考えられる）で、同様の実験を行なった。この時の水位及び流速の状況を図-6.4.29に示す。

(下流水位を下げた場合)

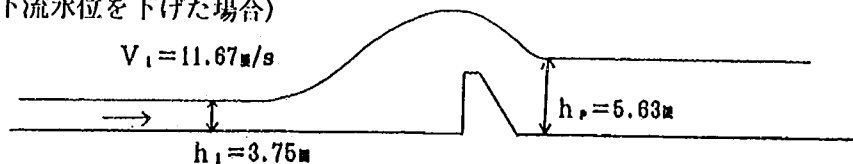


図-6.4.29

この結果、 $C_d = 0.4$ の値が得られた。変動圧力は水位を堰上げた場合とほぼ同様であった。

$$C_d = 0.4$$

$$P = C_d \cdot W_o \cdot \frac{V_1^2}{2g} \cdot W \cdot \eta \cdot B$$

$$= 0.4 \times 1000 \times \frac{11.67^2}{2 \times 9.8} \times 2.25 \times 1.375 \times (1.5 + 1.8)$$

$$= 28.375 \text{ ton}$$

以上の検討より、バッフルピアーの設計諸元を以下のように定め、ピアーにかかる抗力は42,550.6kgと評価した。

$$\text{設計抗力 } P + 2 \cdot \Delta P = 28,375.6 + 2 \times 7,087.5 = 42,550.6 \text{ kg}$$

↑
ΔPは、バッフルピアー前面での抗力であり、同時にピアーの裏面に負圧がかかるとして変動圧を2倍に設定した。

3) バッフルピアーにかかる揚力について

バッフルピアーにかかる外力には、図-6.4.30に示すように、流水による抗力と揚力、バッフルピアーの自重及び浮力が考えられる。ここでは、揚力について検討する。

揚力については、風洞実験により求められている直方体に関する抗力係数と揚力係数の比から算出した。

図-6.4.31に図-6.4.32に示す直方体の C_D 、 C_L を示す。

流下方向長さとし高さの比が今対象としているピアーに近い直方体II-1、II-2の C_D/C_L は、概ね0.33である。この比から揚力 L を次のように推定することができる。

$$L = \frac{C_D}{C_L} \cdot \frac{A_L}{A_D} \cdot D = 0.33 \frac{A_L}{A_D} \cdot D$$

ここで、 D ：抗力、 A_L 、 A_D ：それぞれ揚力と抗力に関する投影面積である。

バッフルピアーの高さが2.25mの場合を例にとって揚力 L を計算すると、 L は次のような値となる。

$$L = 0.33 \times \frac{2700}{2250} \times 42.551 = 16.9 \text{ ton}$$

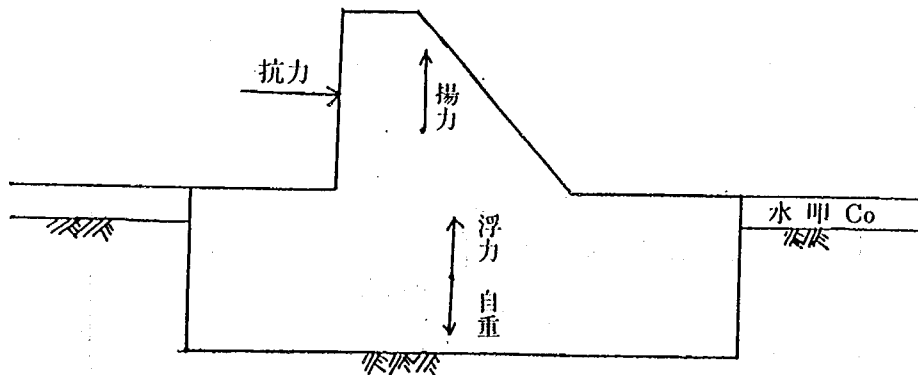
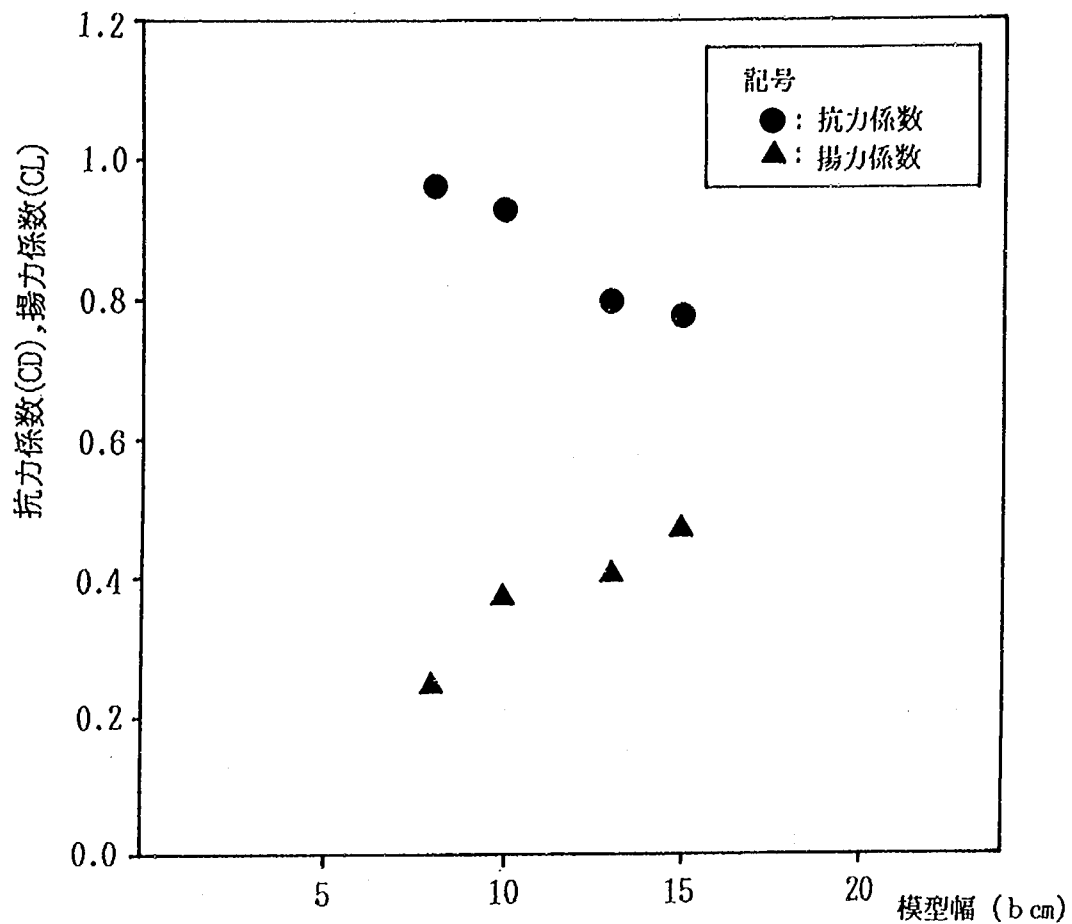
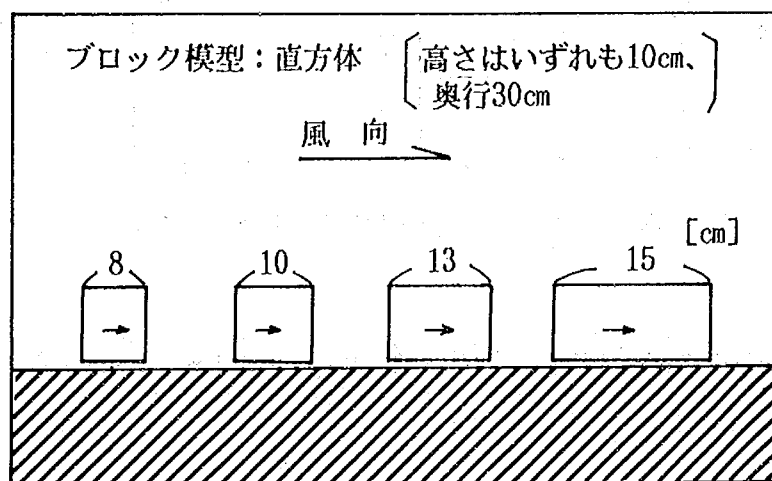


図-6.4.30 バッフルピアーにかかる外力



図一 6 . 4 . 31 模型幅と抗力及び揚力係数の関係



図一 6 . 4 . 32 模型の形状

6-4-5 バッフルピアの段階施工について

1) 段階施工計画検討の必要

現況の第2床固は、水叩き直下流に大規模な洗掘が生じており、維持管理が困難になりつつある。このため、水理模型実験によって、現況河道を大幅に変えないという条件のもとで対策工の検討を行った。その結果、バッフルピアを設置することにより、大出水時 ($6,000\text{m}^3/\text{s} \sim 9,000\text{m}^3/\text{s}$ 規模) に水叩き下流の河床面に作用する流速を低減させることができることが明らかとなった。このことから、バッフルピアによる対策工が、現在の大河津分水路の流下能力である $9,000\text{m}^3/\text{s}$ 規模の洪水に対する災害危険度を既往最大洪水 ($6,400\text{m}^3/\text{s}$) 発生時の危険度程度に抑える上で、最も適切な対策工であると判定された。この結果を受けて、バッフルピアによる対策工を施工することが決定された。対策工の施工については、単年度の非出水期に完了させることが最も好ましい。しかし、予算上の制約により単年度で施工することはできず、施工を3年度にわたって行う必要が出てきた。そこで、以下に適切な段階施工計画の検討を行う。

2) 段階施工計画案

図-6.4.33に示す4つの段階施工案、すなわちa案、b案、c案、d案を検討の対象とした。a案は、まず主バッフルピアのうち中央部を施工し、次に河岸部を施工して最後に補助バッフルピアを施工するというものである。b案は、主バッフルピアのうち河岸部を施工し、次に中央部を施工して最後に補助バッフルピアを施工するというものである。c案は、バッフルピアを1つおきに施工し、次に残りの主バッフルピアを施工して最後に補助バッフルピアを施工するというものである。d案は、まず主バッフルピアの基礎部を施工し、次に主バッフルピアの上部を施工して最後に補助バッフルピアを施工するというものである。これらの段階施工案を比較することにより、段階施工方法を決定する。

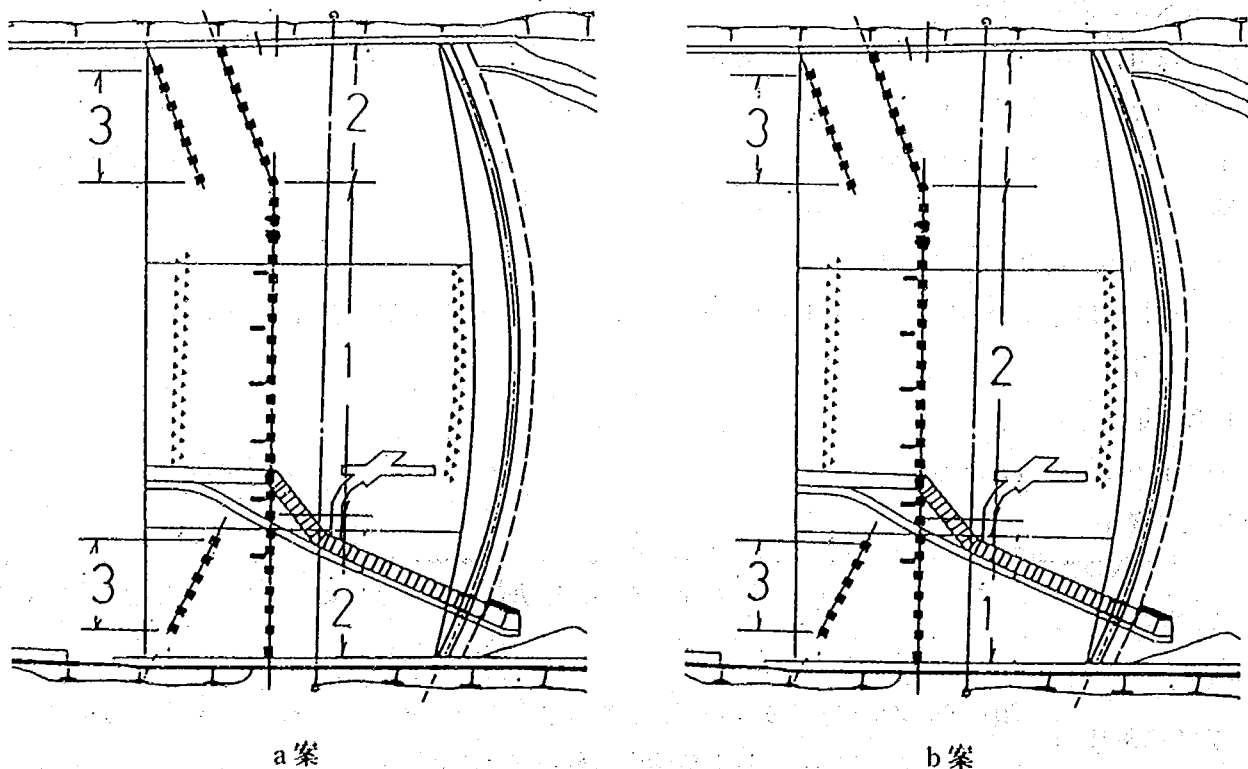
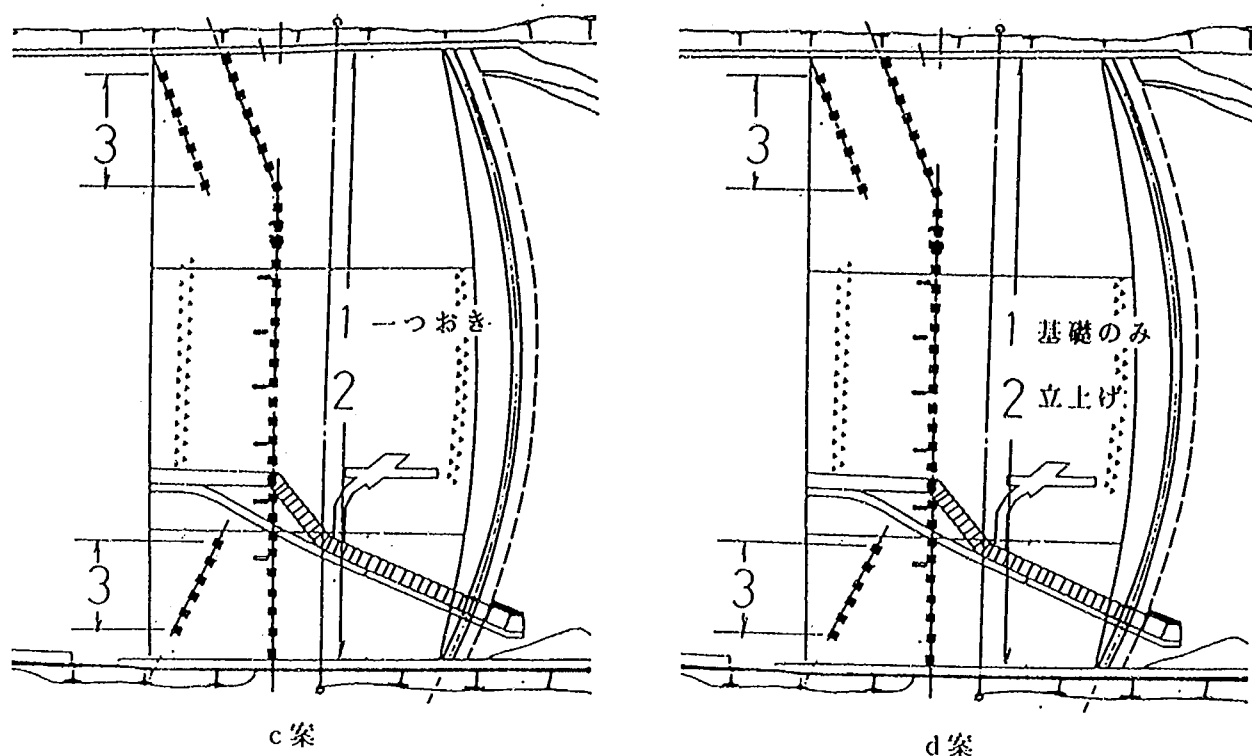


図-6.4.33(1) 各種段階施工案



図一 6 . 4 . 33(2) 各種段階施工案

3) 各段階施工計画案の評価

(1) 評価方法

評価は、次の2つの観点から行う。

- ① 段階施工時にバッフルピア自体およびその周辺の水叩きが損傷を受ける危険度（対策工完成時の危険度を基準とする）。
- ② 段階施工時に第2床固水叩き下流の河床及び側岸が洗掘、侵食を受け災害が生じる危険度（現況河道の危険度を基準とする）。

上記の①、②より危険度が少ない案をより適切な案と考える。また、①、②とも、対策工完成時よりも危険度が大きくなる案は原則として採用しない。

(2) 評価の対象とする流量規模

ここでは、既往洪水の最大に相当する $6,400\text{m}^3/\text{s}$ から、現況河道の疎通能力に相当する $9,200\text{m}^3/\text{s}$ 規模の洪水を評価の対象とする。

4) 各対策工案の評価

(1) ①の観点から見た評価

●対策工案 a

施工段階 I	河岸部のバッフルピアがないため、中央部のバッフルピアへの水あたりがやや激しくなる。したがって、完成時よりやや危険度が増す。
施工段階 II	補助バッフルピアがないが、そのことが主バッフルピアに与える影響は小さい。したがって、完成時と同じ危険度（危険度ほぼ0）。

●対策工案 b

施工段階 I	中央部のバップルピアースがないため、河岸部のバップルピアースにあたる水の勢いが弱まり、完成時より危険度が低くなる。
施工段階 II	補助バップルピアースがないが、そのことが主バップルピアースに与える影響は小さい。したがって、完成時と同じ危険度（危険度ほぼ 0）。

●対策工案 c

施工段階 I	バップルピアースが 1 個おきとなるため、バップルピアースに作用する水あたりが激しくなり、完成時より危険度が増す。
施工段階 II	補助バップルピアースがないが、そのことが主バップルピアースに与える影響は小さい。したがって、完成時と同じ危険度（危険度ほぼ 0）。

●対策工案 d

施工段階 I	危険度 0
施工段階 II	補助バップルピアースがないが、そのことが主バップルピアースに与える影響は小さい。したがって、完成時と同じ危険度（危険度ほぼ 0）。

(2) ②の観点から見た評価

●対策工案 a

施工段階 I	中央部だけにバップルピアースがあるため、検討の対象としている大出水時には、水叩き河岸部の流れが現況よりも多くなり、水叩き河岸部下流端から落込む流れが河床の洗掘を助長させることが予想される（この根拠については、資料 1 参照）。したがって、現況よりも、危険度が増大する。
施工段階 II	バップルピアースにより大出水時の流水を減勢することができ、現況より危険度は減少する。しかし、主バップルピアースの存在により、水叩き上の水位が堰上がるため、融雪出水規模では、現況河道では生じなかった落込み流れにより、水叩き直下流に局所洗掘が生ずる危険性がある（大出水時にはこの危険はない）。しかし、融雪出水規模の流水は検討の対象としている大出水時に比べてはるかに流体力が小さいこと、岩河道のため融雪出水規模程度では、大規模な洗掘が生じないことから、この段階において現況よりも危険度が大きくなることはない。

●対策工案 b

施工段階 I	河岸部にバップルピアーがあるため、水叩き河岸部下流端からの流れの落込みによる洗掘の危険度は、現況河道により大幅に軽減される。逆に水叩き中央部への流れの集中度が高くなる。しかし、このことが水叩き下流の洗掘深に与える影響は小さい（この根拠については後の資料 2 を参照）。したがって、河道中央部の洗掘に起因する危険度は、現況とほぼ同じである。
施工段階 II	バップルピアーにより、大出水時の流水を減勢することができ、現況より危険度は減少する。しかし、主バップルピアーの存在により、水叩き上の水位が堰上がるため、融雪出水規模では、現況河道で生じなかった落込み流れにより、水叩き直下流に局所洗掘が生ずる危険性がある（大出水時にはこの危険性はない）。しかし、融雪出水規模の流水は検討の対象としている大出水時に比べてはるかに流体力が小さいこと、岩河道のため融雪出水規模程度では、大規模な洗掘が生じないことから、この段階において現況よりも危険度が大きくなることはない。

●対策工案 c

施工段階 I	現況よりも危険度が小さい。
施工段階 II	バップルピアーにより、大出水時の流水を減勢することができ、現況より危険度は減少する。しかし、主バップルピアーの存在により、水叩き上の水位が堰上がるため、融雪出水規模では、現況河道で生じなかった落込み流れにより、水叩き直下流に局所洗掘が生ずる危険性がある（大出水時にはこの危険性はない）。しかし、融雪出水規模の流水は検討の対象としている大出水時に比べてはるかに流体力が小さいこと、岩河道のため融雪出水規模程度では大規模な洗掘が生じないことから、この段階において現況よりも危険度が大きくなることはない。

●対策工案 d

施工段階 I	現況と同じ危険度
施工段階 II	バップルピアーにより、大出水時の流水を減勢することができ、現況より危険度は減少する。しかし、バップルピアーの存在により、水叩き上の水位が堰上がるため、融雪出水規模では現況河道で生じなかった落込み流れにより、水叩き直下流に局所洗掘が生ずる危険性がある（大出水時にはこの危険性はない）。しかし、融雪出水規模の流水は検討の対象としている大出水時に比べてはるかに流体力小さいこと、岩河道のため融雪出水規模程度では、大規模な洗掘が生じないことから、この段階において現況よりも危険度が大きくなることはない。

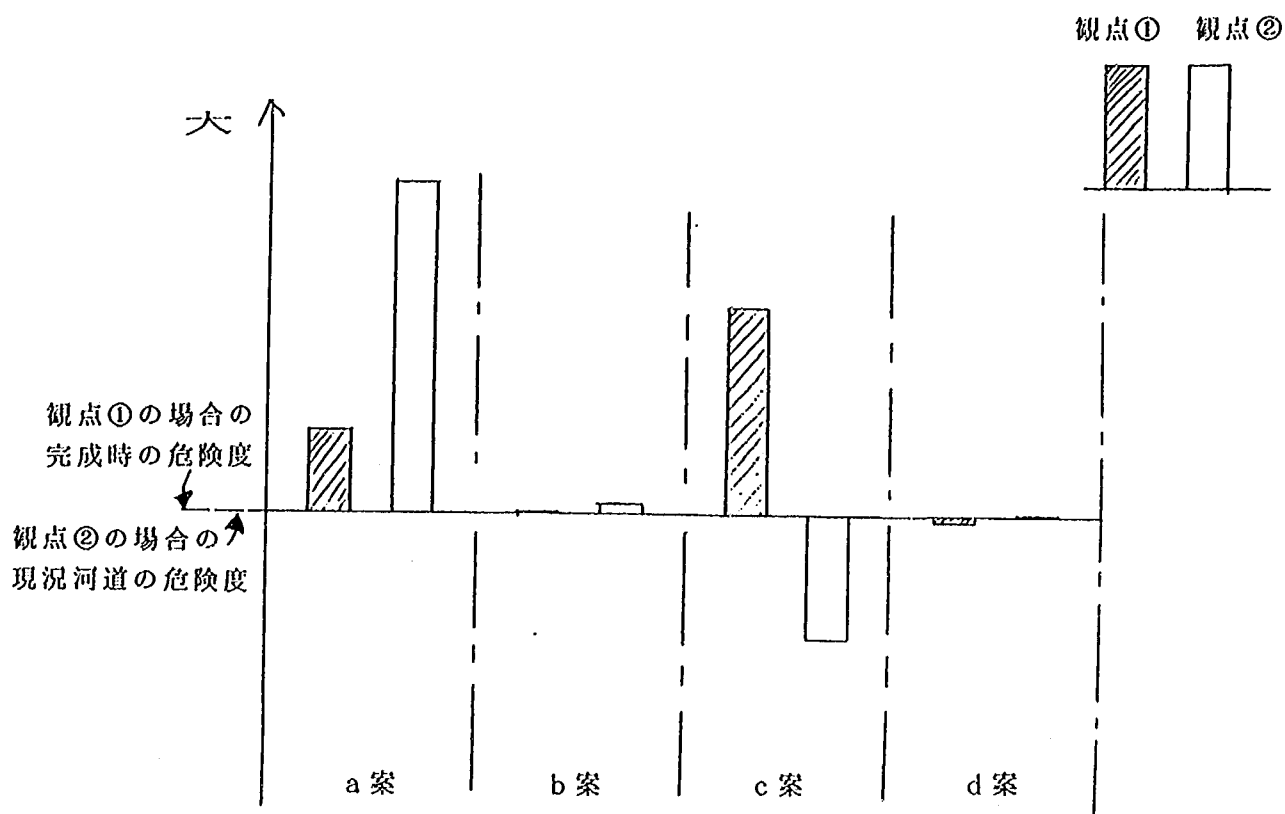


図-6.4.34 各案の危険度の比較

5) 総合評価

以上の評価の結果から、施工段階Ⅰにおける各案の危険度の比較を図-6.4.34に示す（施工段階Ⅱについての危険度は各案とも同じなので、各案の比較には用いない）。

図の縦軸は危険度を相対的に表したものであり、観点①の場合には対策工完成時の危険度を基準に、観点②の場合には現況河道の危険度を基準に表現している。この図から、段階施工案 a と c については、基準よりも大きな危険度を持つことがわかる。一方、対策工案 b と c は基準となる危険度とほぼ同じ危険度しか持っていない。このことは、対策工案 b、d の施工段階Ⅰでの危険度が、観点①については、対策工完成時の危険度と同じ（ほぼ 0）であり、観点②については現況河道の危険度とほぼ同じであることを意味している。以上から、4 つの対策案の中で対策工案 b と d が優れていると判断できる。

対策工案 b と d を比較すると次のようになる。

長	所	短	所
案 b	早い段階で河岸部にバップルピアーが施工されるので、模型実験の結果から予測されている大出水時の水叩き直下流河岸部の洗掘を早期に軽減する効果を持つ。	流水が水叩き中央部に集中する。ただし、資料 2 に述べてあるように、洗掘への影響は小さいと予測される。	
案 d	現況河道状態より、洗掘の危険度が増すことはありえない。	施工段階時におけるバップルピアーの効果を期待できない。	

以上より、対策工案bとdの間に大きな差はなく、いずれの案も採用可能と考えられる。

なお、施工段階Ⅱにおいては、前述のように、現況河道よりも確実に安全度が増し、特に問題になる点はない。よって、最終的に対策工案b、dを採用可能案と判断した。

(1) 資料 I

現況対策工は、落差工間の流水を一様化することにより、最深部の洗掘軽減を図るものである。しかし、バッフルピアの対策によって、図-6.4.35の河床底面流速分布図に示すように、河岸部の流速が現況状態よりも早くなり、この河岸部で洗掘が増大する危険性を持っている。バッフルピアを河道中央部のみ先行させて施工した場合、河岸部へ流水が集中して完成時よりも危険度が増してしまう。

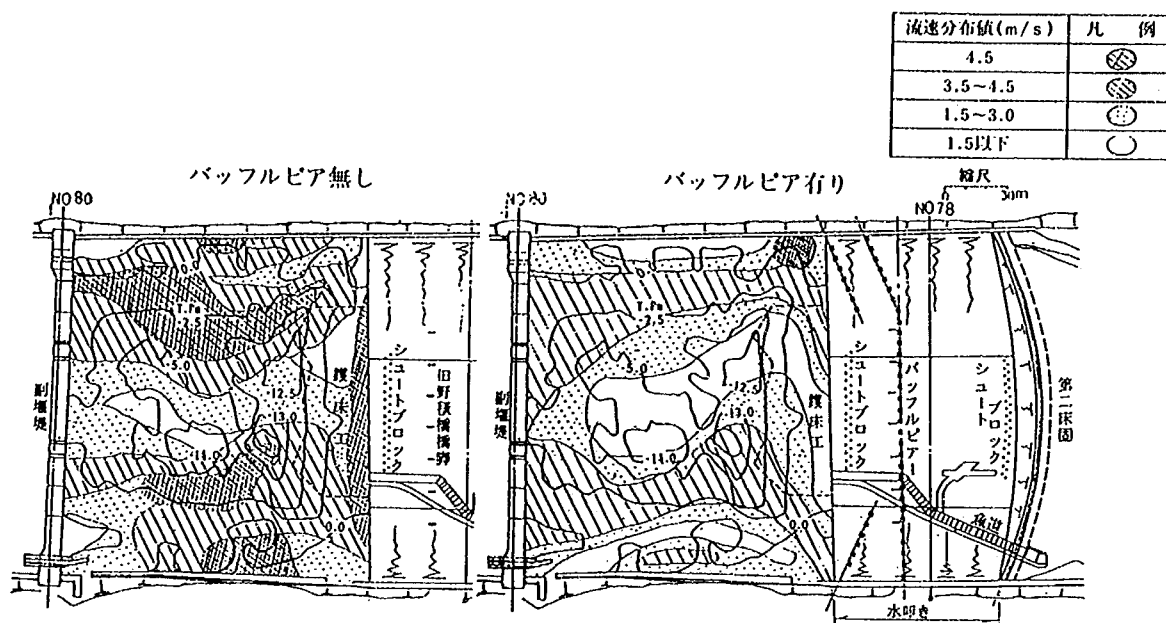


図-6.4.35 河床底面流速分布図 ($Q=9,200\text{m}^3/\text{s}$)

(2) 資料 2

現況の第2床止め工は、流水を河道中央へ集中させる構造となっており、河岸部にバッフルピアを設置しても融雪出水規模程度ではこの河岸部の流れが少なく、バッフルピアが流水に与える影響は少ない。このことは大出水時にも同様のことが言える。

図-6.4.36は、 $Q=6,400\text{m}^3/\text{s}$ 時の水叩き上の流量配分を示したものである。この図より水叩き中央部と両河岸部を流下する流量は次のようになる。

中央部 $4,950\text{m}^3/\text{s}$

両河岸部 $680+770\text{m}^3/\text{s}$

両河岸部のうち、バッフルピアの河積に占める割合だけ死水域になると仮定すると、バッフルピア設置時の両河岸部の流量は $(680+770) \times (1-0.45) = 800\text{m}^3/\text{s}$ であり、バッフルピアの設置による河岸中央部の流量増加率は、 $(680+770-800)/4,950 = 13\%$ である。実際には、河岸中央部の流量増加率は上記の値より小さい(根拠1参照)。上記の値は、流量増加率の上限値を考えることができる。

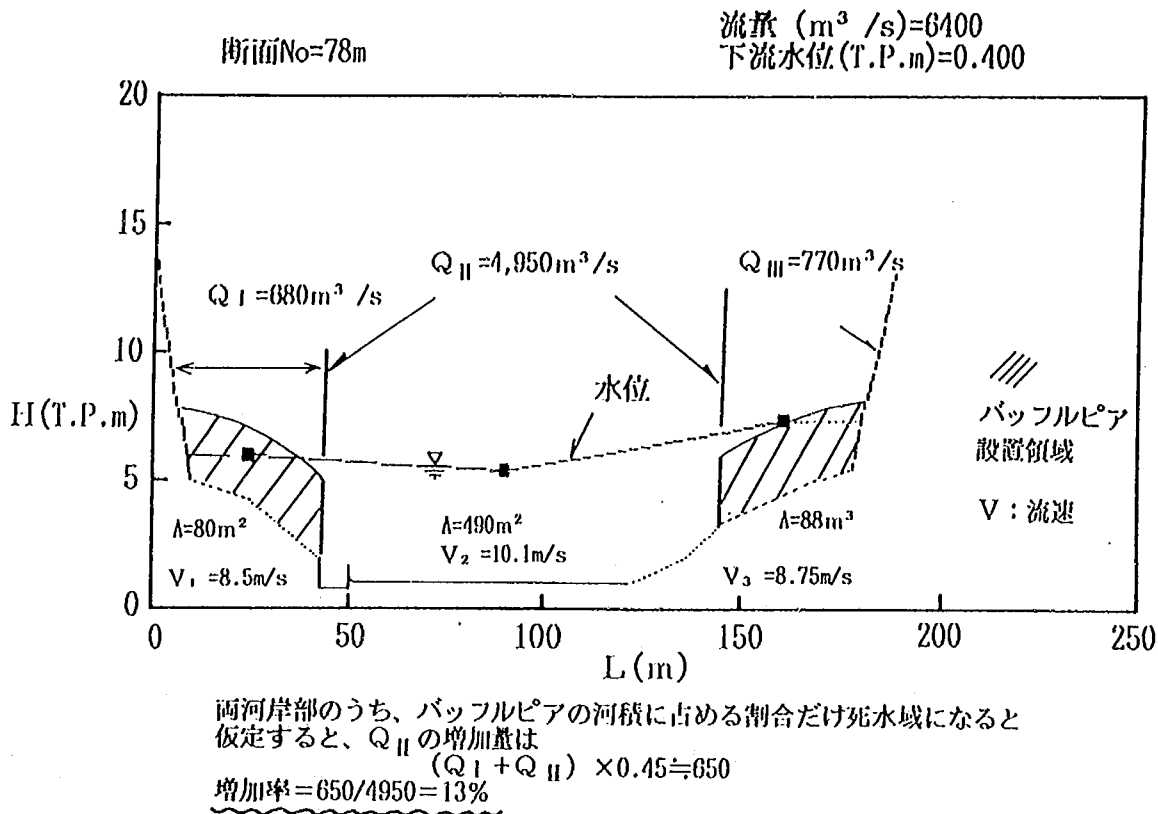


図-6.4.36 第2床固水叩き上横断面図

いっぽう、河岸部にバッフルピアを設置して河道中央へ流水を集中させても、水叩き下流の河床に与える影響は少ないと判断される。図-6.4.37は、水叩きを一律T.P. 1.0 mに切下げた対策案の河床変動状況を示したものである。このときの河岸部は、落差工がアーチ形状のため、河道中央に流水が集中し、死水域となっている。したがって、河岸部にバッフルピアを設置した状態とほぼ同条件の河床変動とみなせる。このときの落差工直下の最大洗掘深は、約T.P. -12.0m程度であり、同図に示す現況河道実験での洗掘深は約T.P. -14.0mと大差が無いことが分かる。

〈根拠1：バッフルピア設置による水叩き河岸部流線の河道中央への偏位が小さい〉

図-6.4.38に示すように、水叩き河岸部にバッフルピアが設置されることによって、斜め跳水が生じ、ここを流れが通過すると流線が曲げられ、さらに横断方向の水面勾配によって、流線が河道の中央方向に向けられる。この流線の変化の程度を推定する。図-6.4.39を用いて、斜め跳水の傾き β を65°と仮定して θ を求めると、 $\theta=15^\circ$ となる。なお、この計算では、上流からの流れが、水深2.75m、流速8.5m/s、 $F_r=1.81$ という条件を持っていることから、この水理量を用いている。また、 β 値はこの条件で θ が最も大きくなり、安全側の検討を行えることから決めた。

一方、横断方向の水面勾配による流線の偏位は小さいとしてここでは無視した。これは先の図-5.3.36に示したように、水叩き河岸部の跳水後の水位と、水叩き中央部の水位がほとんど同じであることによる。

以上から、流線の横断方向への偏位量は、

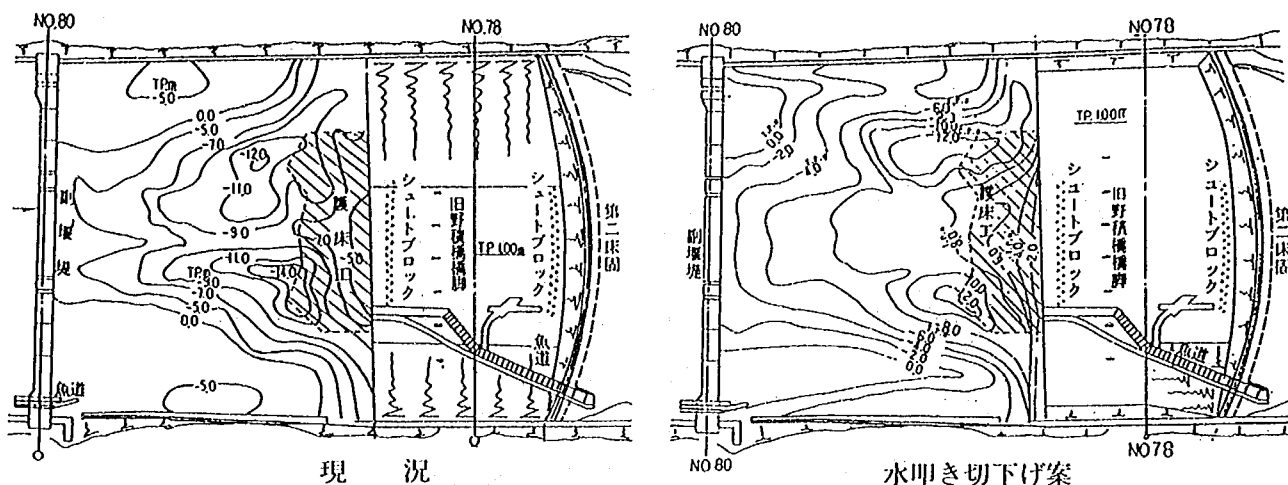
$$L \cdot \tan \theta = 30 \cdot \tan 15^\circ = 8 \text{ m}$$

となる。これによる河道中央部の流量増加量は、

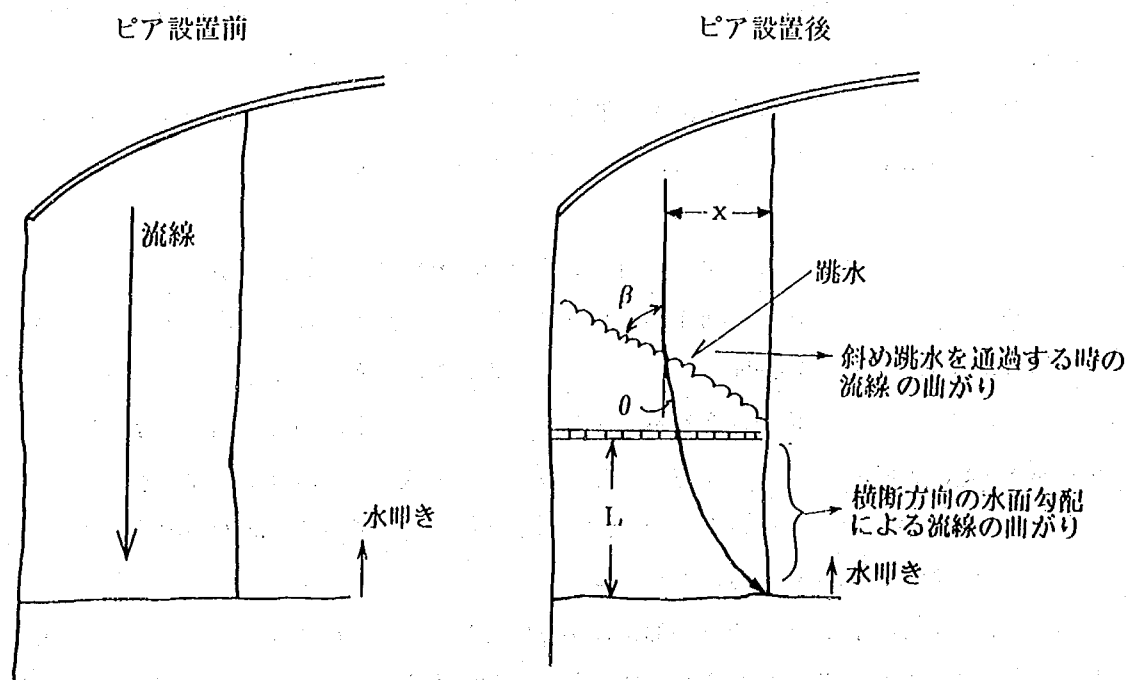
$$8 \times 2.75 \times 8.5 \times 2 = 374 \text{ m}^3/\text{s}$$

となる。これはバッフルピアの設置により、河道中央部の流量が7.5%増加することを意味する。

実際には、水叩き河岸部の全ての場所で β が 65° となることはないので、上記の計算は、流線の偏位量を大きめに見積もっていることになる。このような計算法においても、河道中央部の流量増加率が7%程度であること、全流量が中央部に集中しても資料2に示したように、洗掘に対する影響が小さいことから、バッフルピアの河岸部設置が構造物を危険にする可能性は小さいと考えられる。



図—6.4.37 河床変動状況図 ($Q = 6,400 \text{ m}^3/\text{s}$)



図—6.4.38 バッフルピア設置前後の流線変化

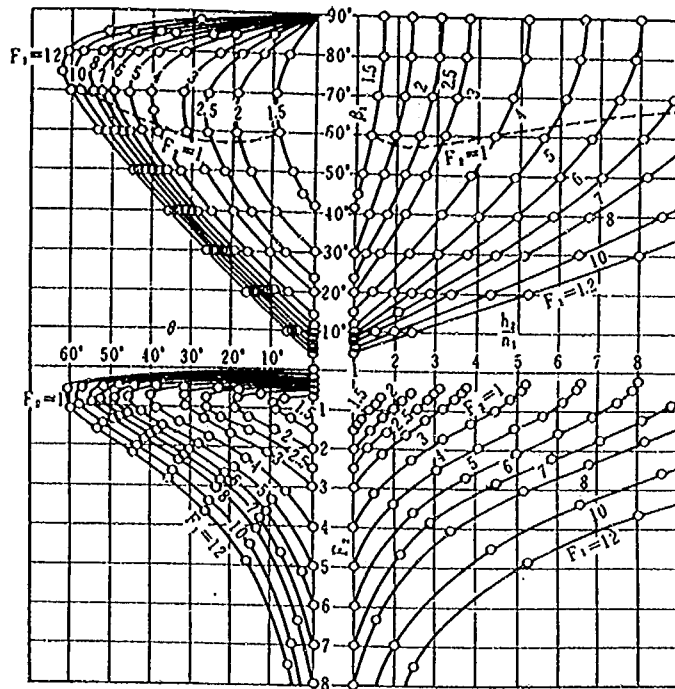


図-6.4.39 F_1 、 θ 、 β 、 h_2/h_1 および F_2 の関係図

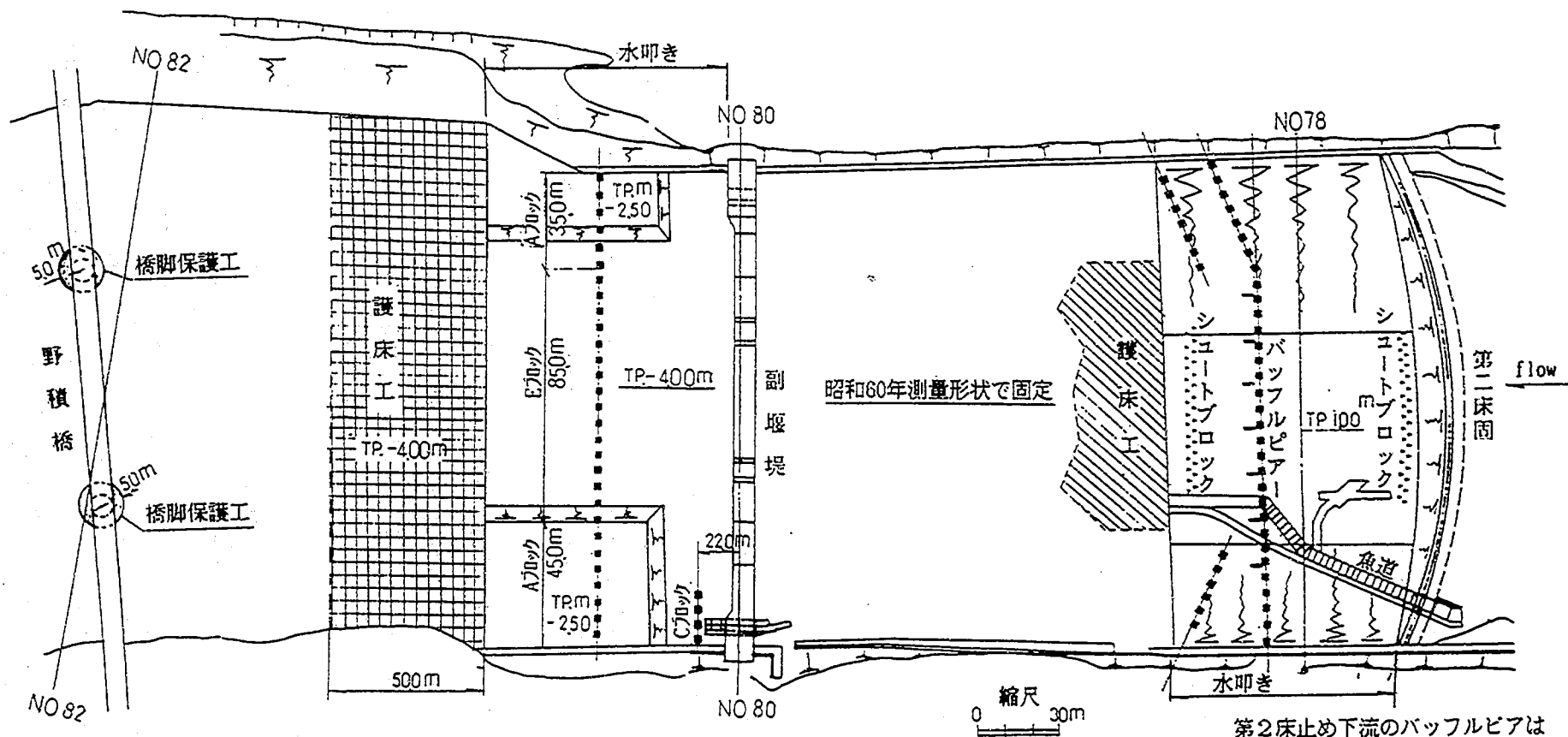
6-4-6 副堰堤の維持対策案の検討

1) 目的

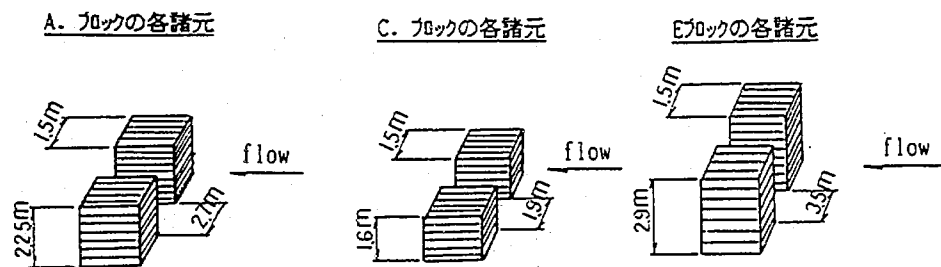
副堰堤は構造物自体の基礎が深く、また第2床固に比較して洗掘の進行程度が小さい。このため構造物の安定性は現在のところ確保されており、対策工を行う必要性は第2床固に比べて低い。しかし、現況の副堰堤は大出水時に水叩き上で安定跳水が形成されず、また検証実験からも洗掘の潜在的危険性が大きい結果が得られている。したがって、長期的には安全性に不安が残されており、副堰堤についてもなんらかの対策案を検討しておく必要がある。そこで副堰堤の対策工についてここでは以下に検討を行った。

2) 実験の概要

副堰堤の維持対策案は、第2床固の対策工の検討で効果の得られたバッフルピアーを用いることとした。バッフルピアーの配置は、各種流量時に安定した跳水が形成されるように予備実験を行い、水叩き上に堰軸と平行に設置した。なお、バッフルピアーの形状は、第2床固で採用したものを準用した。バッフルピアーの高さは、図-6.4.40に示すようにEブロックの水叩き敷高が低いため2.9 mの高さとし、Aブロックは、水叩き敷高が高いため2.25 mとした。また、新設魚道からの流れの影響によって、左岸側水叩き上は跳水が形成されないため、魚道前面に高さ1.6 mのバッフルピアーを設けた(Cブロック)。水叩き直下には、既設の護床工に加えて左右岸に新たに護床工を設けた。副堰堤から下流河床は、T.P. - 5.0 mで平坦に整形している。第2床固の水叩き上には、先の検討で得られたバッフルピアーを設置し、第2床固と副堰堤の間の河床は固定床とした(以上、図-6.4.40参照)。実験は流量9,200 m³/sの定流を通水した検討を行った。通水時間は、局所洗掘およびその河床高がほぼ安定した状態となる180分とした検討を行った。下流端水位となる潮位は、T.P. - 0.127 mである。



第2床止め下流のバップルピアは
最良案を採用している。



図— 6. 4. 40 副堰堤対策工状況図

3) 実験結果

(1) 河床高の経時変化について

図-6.4.41に河床高の経時変化を示す。副堰堤に近いNo82とNo84地点の河床は、通水開始後ほぼ一定速度で洗掘が進行し、その後約120分程度経過した時点で河床高がほぼ安定した状態となる。安定後の河床は、No82地点で約T.P.-15.0m程度であり、No84地点で約T.P.-12.5m程度である。No86とNo88地点の河床は、通水当初一旦低下するものの、その後上流からの流送土砂によって河床高が上昇する。この河床高は約90分程度経過した時点でほぼ平衡状態となる。No86地点の河床高は約T.P.-7.5mで安定し、No88地点は初期河床と同程度の高さである。

(2) 流況について

副堰堤から下流河道の流況を図-6.4.42および写真-6.14に示す。通水当初は、副堰堤の水叩き上で跳水が形成され、減勢効果が得られていたが、洗掘の進行とともに跳水発生位置が下流へ移動して、この減勢効果が低下する。副堰堤下流河道は、減勢効果の低下とともに水面変動が大きくなる。河床がほぼ安定した後の流況は、副堰堤水叩き上の跳水が水叩き始端から30m下流の中央部で発生している。しかし、河岸部では跳水による減勢効果が少なく、水叩き上の流れがこの水叩き末端部で下流河道へ潜り込むような状況を呈している。このため、水叩き直下の護床工が沈下する状況となり、さらに河道中央では、護床工上で約9.0m/s前後の高流速が生じ、護床工末端部で落込むような流れによって、ここに局所洗掘が発生する。これに対し、副堰堤下流河岸部の流れは、約2.8~1.4m/sと遅い。一方、現況河道時(ケースI-2-3)において、野積橋から下流の流れが一樣であったのに対し、副堰堤直下の洗掘が防止されたことによって、河道中央部の流れは現況時より減勢されずに海部へ流出する。

先の写真-6.11.1~6.11.3に示した写真は、予備実験時における3,000 m³/s、6,400 m³/sおよび9,200 m³/s時の対策工の有無による流況を示したものである。対策工の設置により、流量規模が大きい場合でも水叩き上で跳水が形成されるようになり、対策効果が得られていることが分かる。

3) 河床変動について

副堰堤下流洗掘部の河床高等深線図を図-6.4.43に示す。水叩き直下の左右岸は、同部から落込む流れによって、護床工ブロックが沈下する状況となっている。河道中央部の護床工下流末端で、護床工ブロックの流出および崩落が若干あったものの、大部分は初期形状を保っている(写真-6.15参照)。最深部位置とその河床高は、ほぼ河道中央部の断面No82下流約60mの位置に約T.P.-20.0mが生じている。

現況河道のケースI-2-3の洗掘状況と比較すると、洗掘部位置が下流へ移動し、かつ最大洗掘深も約2/3に減少し、副堰堤に及ぼす危険度がかなり軽減されている。また、副堰堤から下流の河岸部も減勢効果によって、河床高が比較的維持される結果が得られている。

以上の結果より、副堰堤の対策工は、第2床固と同様にバップルピアーを配置して流水を減勢させ、加えて水叩き下流の既設護床工を延長することによって、副堰堤の維持が図れるものと考えられる。ただし、現段階ですぐに対策を実施する必要があるわけではない。対策工は、軟岩の洗掘が進行し、構造物の安定性に支障が生じた段階で行えば良いと考えられる。

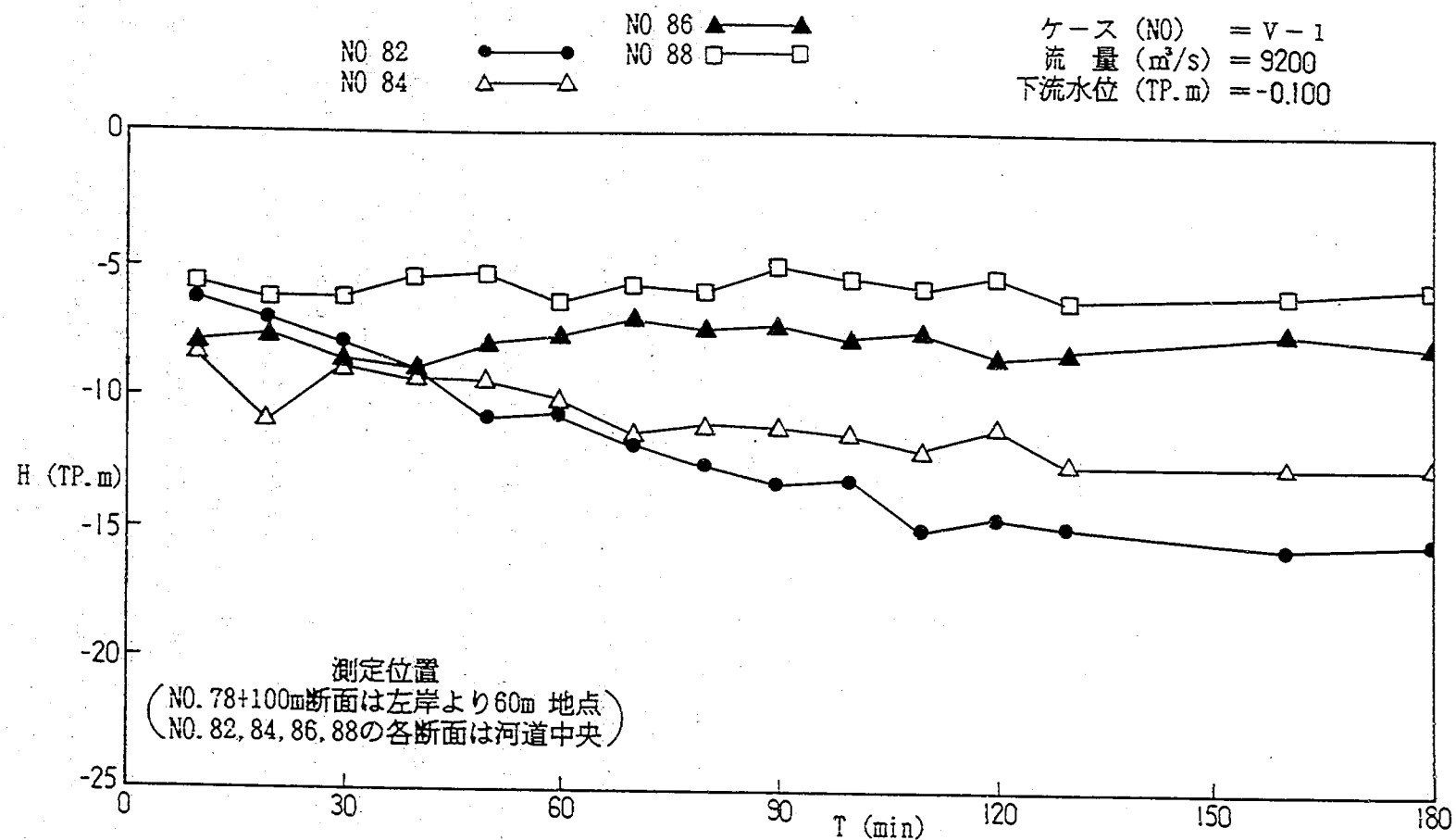
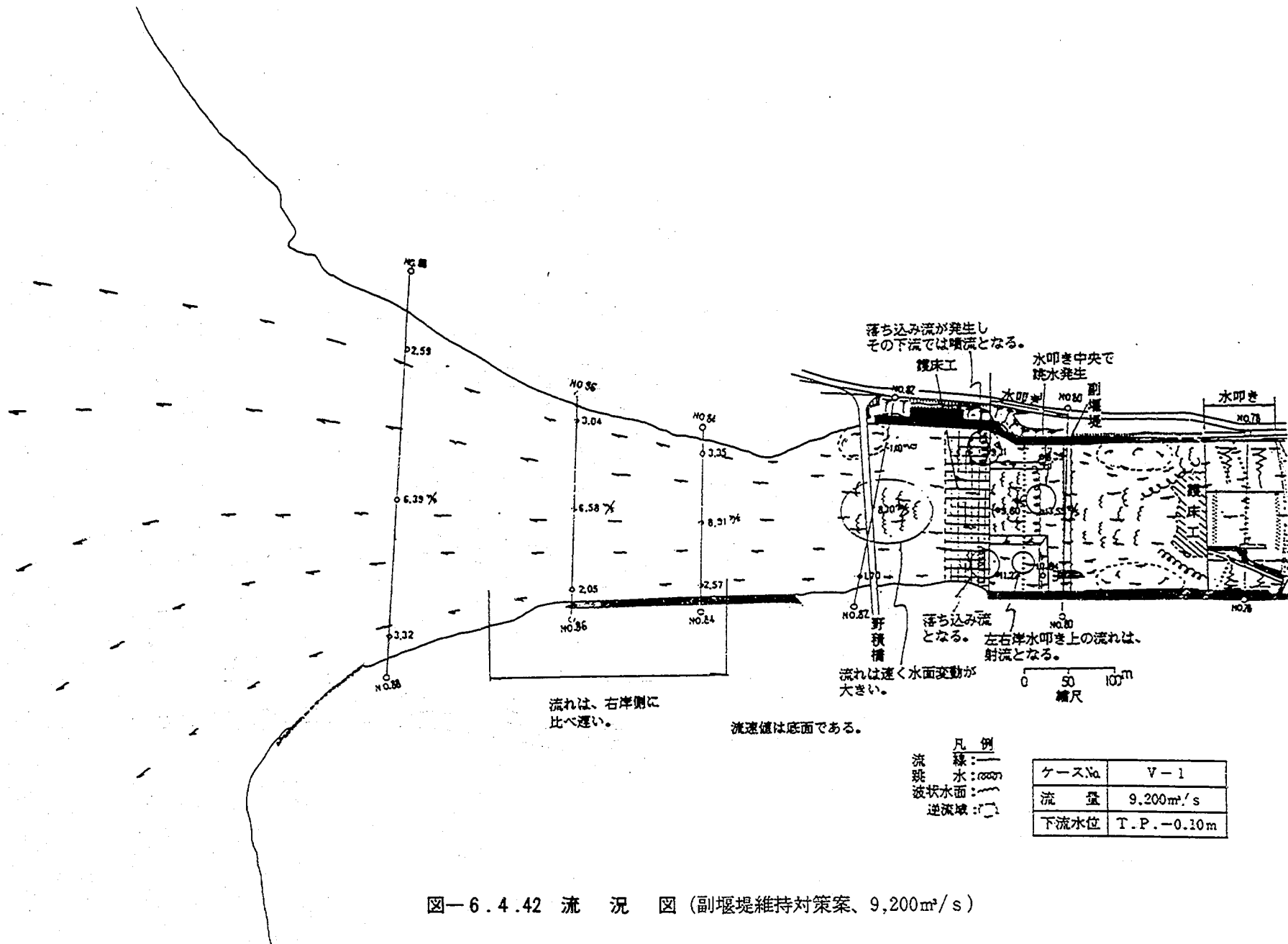
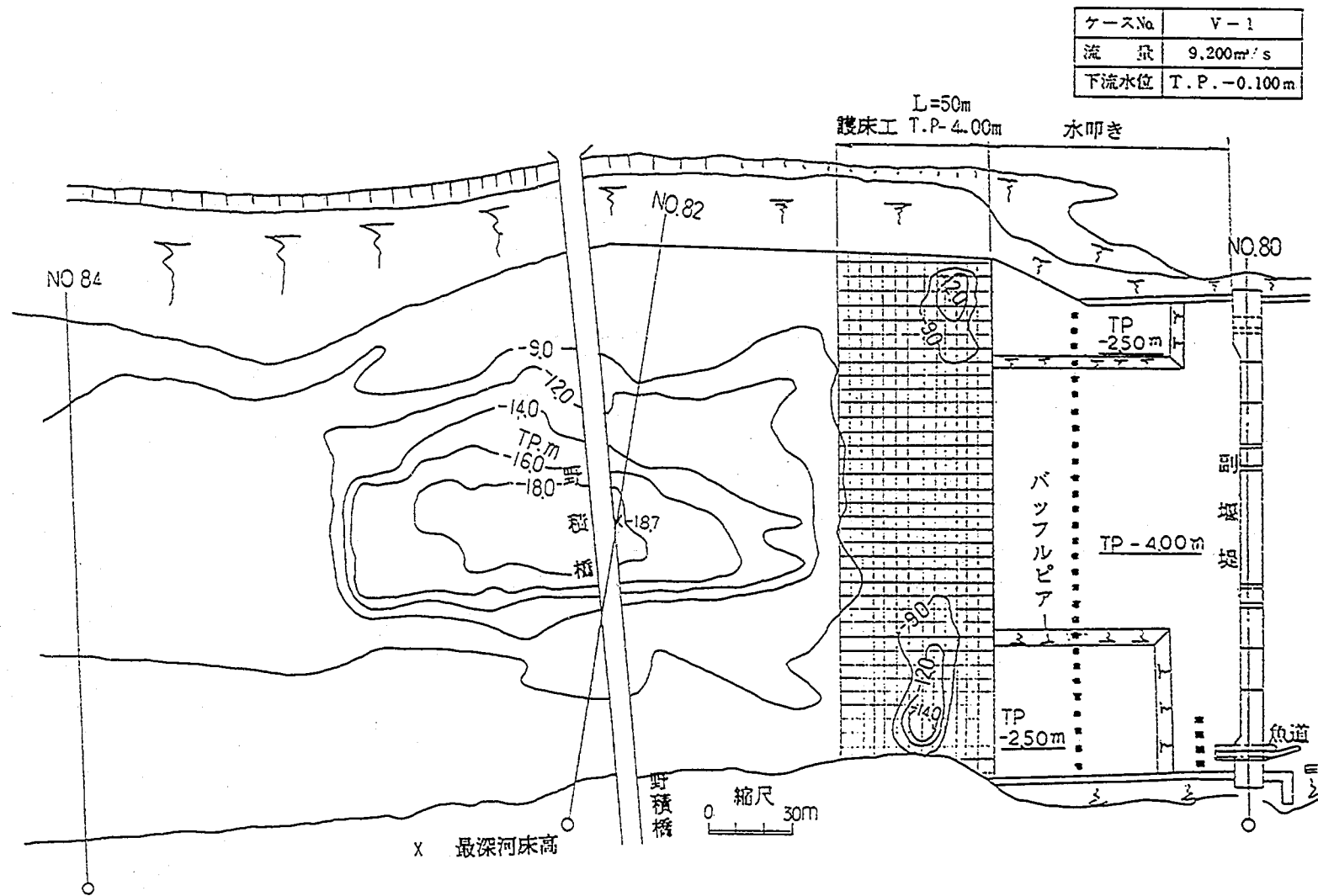
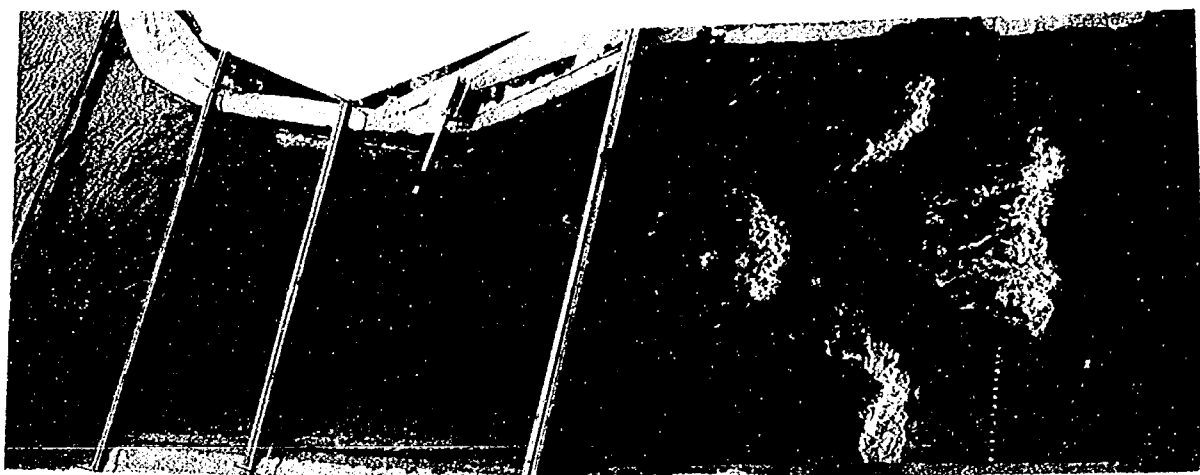


図-6.4.41 河床高経時変化比較図 (ケース V-1)

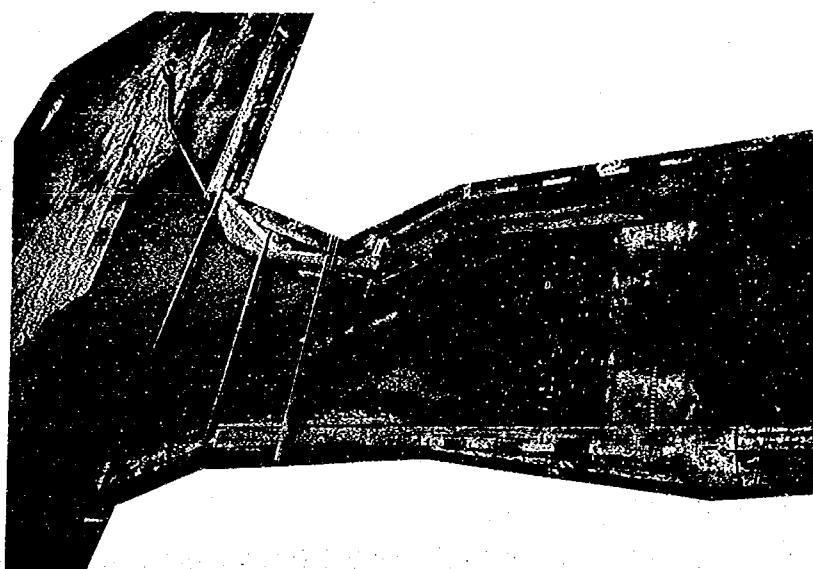




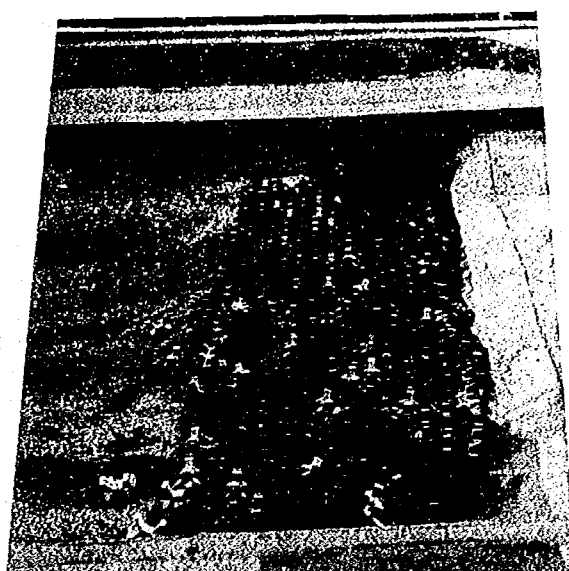
図—6.4.43 河床高等深線図



写真一 6.14 通水時の流況 (ケース V-1)



写真一 6.15.1 河床の洗掘状況 (ケース V-1)



写真一 6.15.2 副堰堤下流の護床工の状況 (ケース V-1)

6-5 実験および考察結果のまとめ

6-5-1 第2床固の維持対策案について

1) 対策工による洗掘軽減効果（移動床模型実験）

移動床模型実験は、流水制御による洗掘軽減効果を調べるため、4ケースの対策工の検討を行った。実験の結果、第2床固下流の河道中央部へ流水が集中すると、第2床固と副堰堤間の河岸沿いが剥離域となり、この影響によって第2床固直下の洗掘が増大することが明らかとなった。対策工は第2床固と副堰堤間の流れが一様となり、かつ水叩き上で安定した跳水が形成されるバッフルピア一案が効果的である結果が得られた。ただし、河岸部に洗掘が生ずるため、この部分の対策も必要であることが明らかとなった。

2) バッフルピア設置後の軟岩の洗掘動向（固定床模型実験）

移動床模型実験結果より、バッフルピア一案が河床の洗掘軽減に効果的であることが明らかとなった。しかし、移動床模型実験から得られた情報のみから対策工の評価を行うにはやや不安がある。そこで第2床固下流の洗掘部を固定床で再現して、流況、流速分布及び水当り位置を調べ、軟岩の侵食特性と照し合せてバッフルピア設置案についてさらに詳細な検討を行った。この結果より、 $6,000\text{ m}^3/\text{s}$ あるいは $9,000\text{ m}^3/\text{s}$ クラスの大出水に対しては、確実に流水の減勢が図れ、かつ一回程度の大出水で洗掘（河床低下）が大幅に進行するのを防止する上で、バッフルピアが十分効果を持つことが明らかとなった。しかし、河床底面の一部には、依然として軟岩の侵食限界流速（ここでは 3.0 m/s とした）を上回る流速が生じ、洗掘が進行することが今後も懸念される。このことは、現況河道において大出水時の洗掘の進行を完全に止めることが非常に難しいことを示している。また、融雪出水規模の洪水では、河床底面の一部に流速が増加する箇所が見られ、バッフルピアの設置による効果はほとんど得られていない。したがって、融雪規模の出水に対しては、バッフルピア設置後も、現況河道と同程度の深掘の危険度があり、これに留意する必要があることも明らかとなった。

3) バッフルピア案に対する評価とその対策

バッフルピア案の対策工を設けても洗掘の進行が懸念されたり、融雪出水時の河床の安定性等に一部不安が残ることが分かった。しかし、この対策工によって規模の大きな洪水に対しては、確実に流水の減勢が図れており、一回程度の大出水では洗掘（河床低下）が大幅に進行するのを防止できることから、バッフルピア案は十分な働きを持つと判断できる。よって、バッフルピアによる対策工がここでは最善であろうと判断した。そして、洗掘のおそれのある所に対しては、護床工を敷設することで対処することとし、護床工の優先順位をA、B、Cの3ランクに分けて、落差工下流の洗掘程度に応じて敷設する考えをまとめた。

4) バッフルピアの構造について

バッフルピアにかかる抗力は、計算式より求まるが、この式は抗力の平均値を表すものであって、水压変動による圧力分が加算されていない。この変動圧力を求めるため、2次元水路を用いた抽出模型実験を行った。これよりバッフルピアにかかる外力の評価を行い、バッフルピアの構造諸元を求めた。また、机上検討よりバッフルピアの段階施工についても検討した。

6—5—2 副堰堤の維持対策案について

副堰堤は構造物の基礎が深く、また第2床固に比較して洗掘の進行程度は小さい。したがって、構造物の安定性は現在のところ確保されており、対策工を行う必要性は第2床止めに比べて低い。しかし、現況の副堰堤は大出水時に水叩き上で安定跳水が形成されず、また検証実験からも洗掘による潜在的な危険性のある結果が得られている。このため、長期的には安全性に不安が残されており、副堰堤についてもなんらかの対策案を検討しておく必要がある。この副堰堤の対策工は、第2床固と同様にバップルピアーを配置して流水を減勢させ、加えて水叩き下流の既設護床工を延長することによって、副堰堤の維持が図れるものと考えられる。ただし、現段階ですぐに対策を実施する必要があるわけではない。対策工は、軟岩の洗掘が進行し、構造物の安定性に支障が生じた段階で行えば良いと考えられる。

第7章 計画河道に関する検討

7-1 河口部計画河道の設計の考え方

現況の大河津分水路は、分水路の掘削土量を軽減させることを目的として、河口部に近づくほど急勾配とした河道縦断形で施工された。しかし、通水開始直後から河床低下が進行して、分派点の自在堰が陥没する事故が生じた。このため河床低下の防止策として分水路区間には、床止め工群が設置された。このうち最も河口近くに設けられた第2床固は、分水路内のエネルギー負担を一手に受ける形で設けられている。この床止め工群の設置により、分水路区間の河床低下は一応防止されてきた。しかしながら、第2床固の下流河道は、流水外力に対して地耐力が小さい軟岩で構成されているため、床止め直下流は大規模な深掘れが生じ、現在までにこの河床維持のために多大な経費を要してきた。

現在検討されてる信濃川の大河津分水路から長岡地区までの河道改修計画（案）は、河積の拡大による流下能力の確保を1つの目的とし、かつ河床の安定性に充分配慮して維持管理の容易な河道を設計することを目的としている。過去の経緯から考えると、計画河道において維持管理が最も容易であるための極端な案としては、河口部に落差工等の河川構造物を設けない河道縦断形とした方が望ましいと思われる。しかしながら、改修計画（案）では河道の掃流力の縦断分布や流水管理、およびその他の施設計画との整合等もあって、現況河道と同様に、河口部に落差工を設置して河床の維持管理を行うこととしており、これを基本とした計画案の検討が行われている。

河口部に分布している軟岩は、水に浸けると水溶化してもろくなり、洪水時に河床底面に約3.0m/s程度の流速が生ずると侵食され易い特性を持っている。落差工周辺では、射流や跳水の発生によって掃流力が増大し、局所洗掘が生じ易い。河口部河道計画を立案する上での難点は、このようなもろい地盤上にどのようにして落差工を設け、河道および落差工の安定性を得るかである。以下にこれらについての検討結果を述べる。

1) 河口部河道の安定性についての検討

落差工より上流河道は、落差工の天端を上流河道の河床高より高く突出させ、河道の掃流力を低減させることによって、河床の安定性が得られると考えられる。ここでは、河口部の落差工から下流河道の安定性についての検討を行う。

河床の安定性を得るには、軟岩が侵食されにくい状況を作り出さなければならない。このための方法としては、川幅の拡幅や河床の掘削によって、河積を拡大し、流速を低下させることにより、河床の洗掘防止を図る方法が挙げられる。現在の計画河道（案）では、河口部の川幅を現況の180mから400mに拡幅する計画であり、落差工下流で更に拡幅したり、河床を掘り下げる方法がある。しかし、河口部は丘陵地のため、拡幅や掘削には、膨大な土工量を要して建設費が増大するため、むやみに河積の増大は図れない。また、侵食限界流速は、現況河道の維持対策工の検討において、約3.0m/s程度と想定して検討してきたが、この値の明確な根拠は得られていない。さらに、軟岩は水溶性を持っており、下流河道の安定性をこの軟岩によって確保するには問題がある。

以上のように、河積を拡大して軟岩の侵食防止を図ったとしても、現実的に河床の安定性が得られるかは明確ではない。軟岩の侵食特性を考慮すると、洪水時に軟岩が露出せずに掃流砂で河床が覆われていることが洗掘の進行を防止する上で最も望ましい。そこで掃流砂による動的平衡状態の河道の形成によって、

河床の安定性が得られるかを次に検討する。

動的平衡河床を形成させるには、河床を構成している流送土砂の連続性が落差工の上下流で確保されてなければならない。河口部河道が将来どの程度の河床高で安定するのかを流砂の連続式を用いて各川幅について算出した。

上下流の総流砂量が一定の場合には、次式が成立する。

$$B \cdot q_s = B' \cdot q_s' \quad \dots\dots\dots (7-1)$$

ここに、 B ：上流河道の川幅、 q_s ：上流河道の流砂量、 B' ：下流河道の川幅、 q_s' ：下流河道の流砂量である。

流砂量式にブラウン式 $q_s = 10 \cdot \frac{U_*^5}{s^2 \cdot g^2 \cdot d}$ を用いると、次式が求められる。

$$B \cdot U_*^5 = B' \cdot U_*'^5 \quad \dots\dots\dots (7-2)$$

(7-2) 式に $U_* = \sqrt{g \cdot h \cdot I}$ を代入すると、下流河道での水深 h' が次式のように得られる。

$$h' = \left(\frac{B^{2/5} \cdot U_*^2}{B'^{8/5} \cdot g \cdot n^2 \cdot Q^2} \right)^{-3/7} \quad \dots\dots\dots (7-3)$$

(7-3) 式に、 $13,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の U_* (計画河道、分水路上流地点) を代入し、水面を T.P. 0.0 m と仮定して各川幅時における河床高を求めた。

計算の結果を図-7.1.1 に示す。同図には、比較として軟岩の侵食限界流速 3.0 m/s = 平均流速と仮定した各川幅時の軟岩の掘削深 ($B=400 \text{ m}$ の場合、掘削深は $13,000 \text{ m}^3/\text{s} \div 400 \text{ m} \div 3.0 \text{ m/s} = 10.83 \text{ m}$ とする) を示してある。この図より、川幅が 500 m 以下では、平衡河床の形成による河床高の方が、河積拡大による軟岩の侵食防止を図る場合より河床掘削量が少なく、経済的であることが分かる (実際には、軟岩の侵食限界流速が必ずしも明確ではないため、この掘削深はさらに深くなるとされる)。

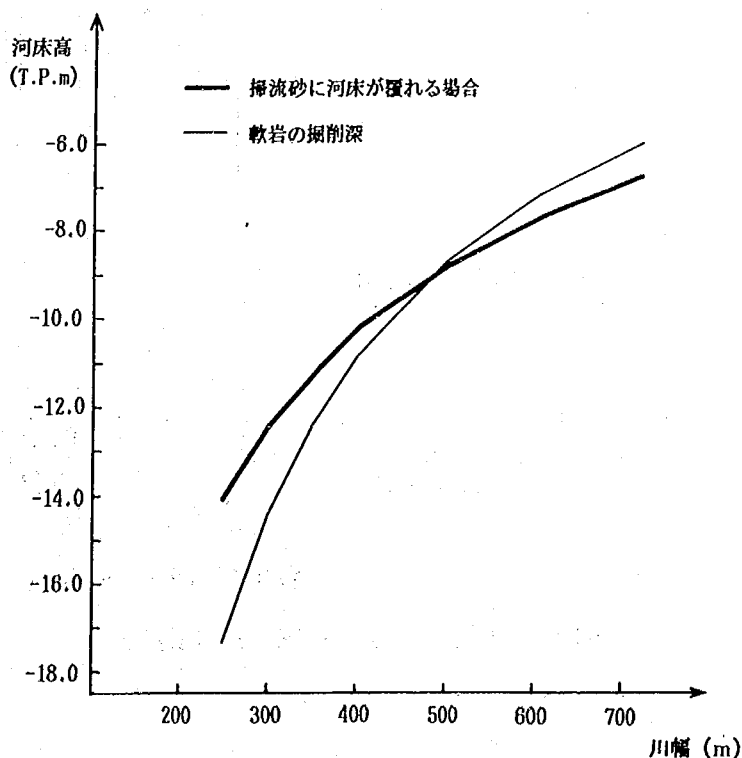


図-7.1.1 川幅と河床高の関係

2) 計画流量時における各種川幅の落差工下流河道の敷高と減勢工敷高の関係

落差工下流で平衡河床を形成させるには、落差工部において各種流量（特に計画流量）時に適切に流水の減勢を行う必要がある。このため、落差工には適切な規模の減勢工および護床工を設けなければならない。減勢工は、跳水を形成させて流水の減勢を行うのが一般的である。跳水は下流水深との対応によって形成する。このため下流河床が洗掘によって低下すると、落差工下流の水位も低下し、減勢工上において完全跳水が形成されなくなる。減勢工上で洪水時に安定した跳水を形成させるには、洪水時における河口部の河床変動（低下）をある程度予測した上で、落差工直下の水位を設定しなければならない。以上の考えにより、計画流量時における各種川幅の落差工直下の水位と減勢工敷高を求めた。

洪水時における河口部および河口沖合いの河床高を、図-7.1.2に示す形状と仮定して不等流計算を行い、落差工直下の水位および減勢工敷高を算出した。なお、ここでは減勢工の方式を水平水叩きとして検討した。図-7.1.3に減勢工敷高の算出フローを示す。河口地点から沖合いの河床高は、 $13,000\text{m}^3/\text{s}$ 時に河口地点（No.88）で限界水深となるT.P. -5.1mとした。なお、不等流計算に用いた下流端水位は、寺泊港における過去10ヶ年の最低潮位の平均値であるT.P. -0.127mである。河口沖合いにおける洪水流の拡散角度は11度とし、約2.0km沖合いを水位の出発点とした。なお、減勢工の敷高は、各種川幅時に対して落差工の天端高により異なる。ここでは落差工の天端高をT.P. 1.0m～T.P. 5.0mの範囲の中で設定した。以上の条件により、算出した計算結果の一覧を表-7.1.1及び図-7.1.4に示す。

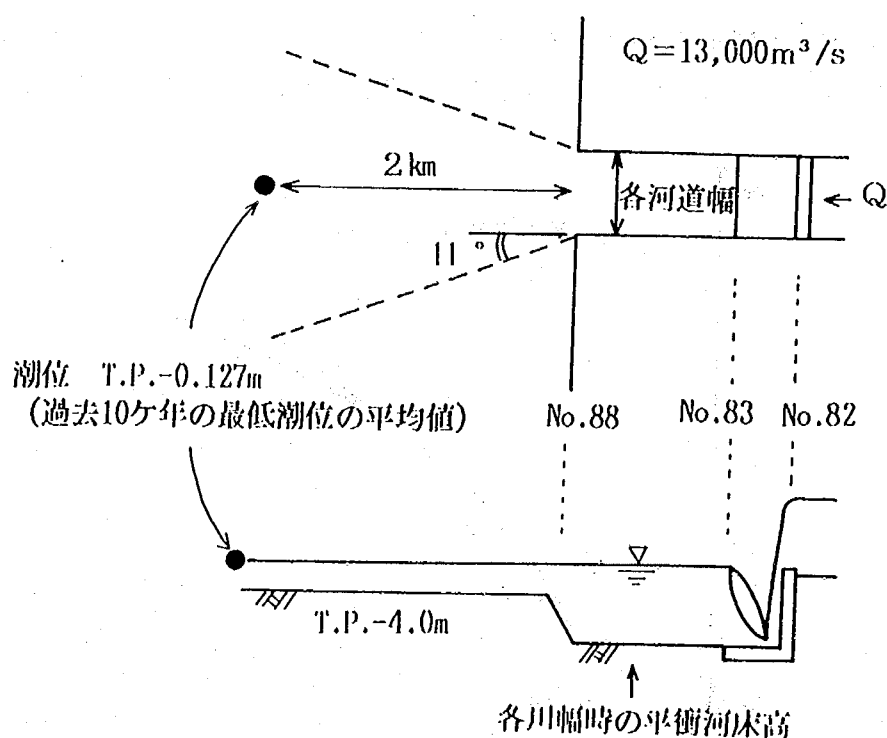
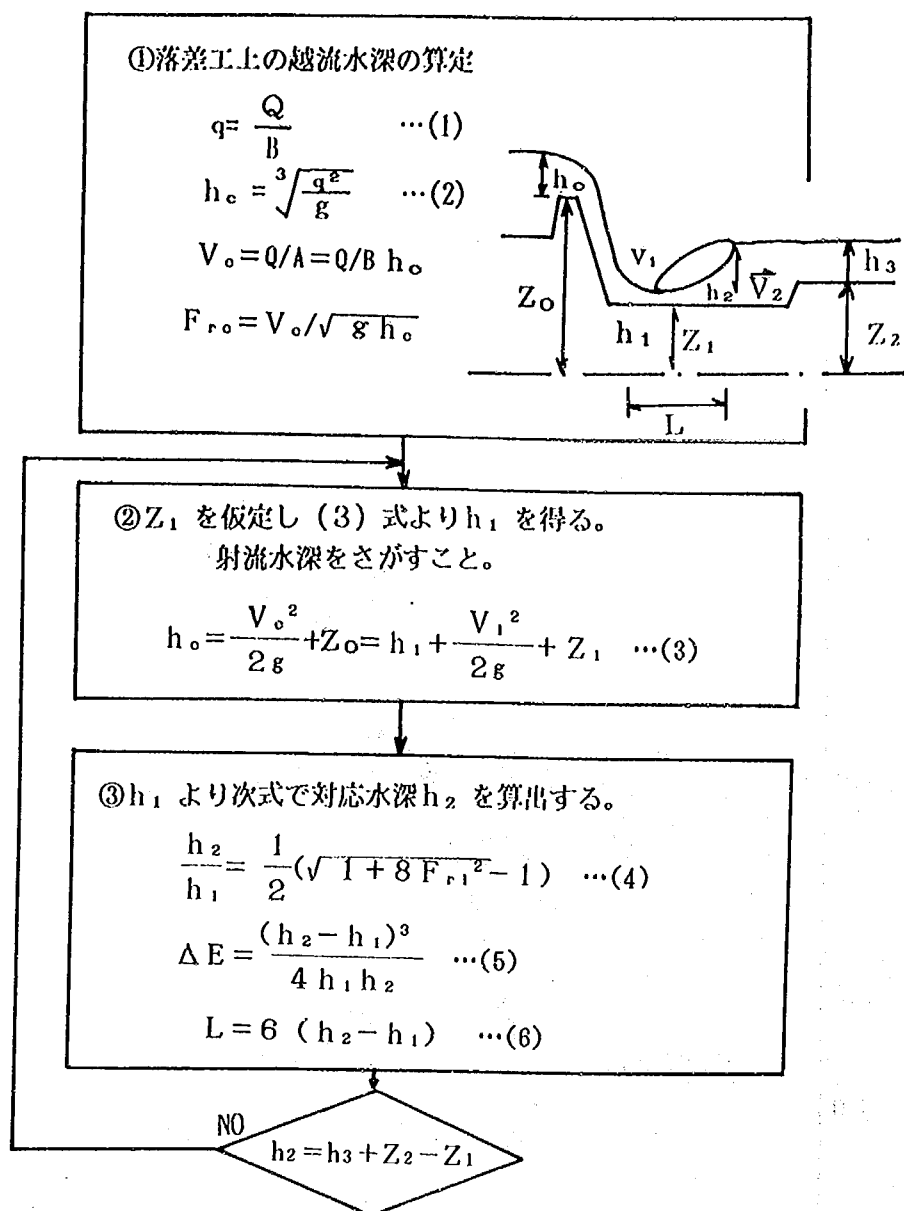


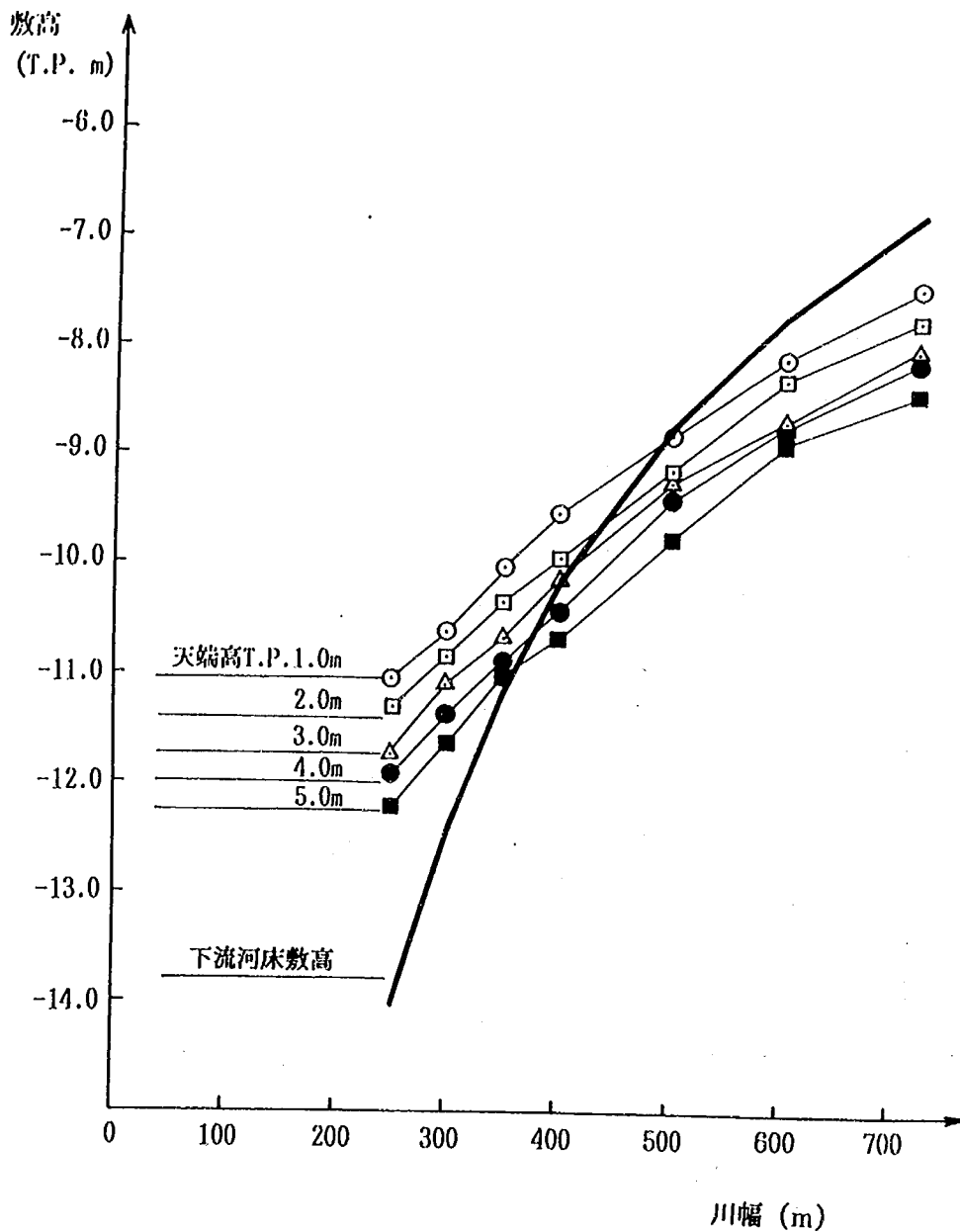
図-7.1.2 計算に設定した河道形状



図—7.1.3 減勢工敷高の算出フロー

表—7.1.1 各種川幅時における河床高と水叩き敷高の関係 (単位: T.P.m)

川 幅(m)	250	300	350	400	500	600	720
下流河床敷高(T.P.m)	-14.03	-12.38	-11.15	-10.17	-8.72	-7.70	-6.79
落差工直下水位(T.P.m)	2.10	1.31	0.81	0.45	0.04	-0.16	-0.30
水叩き敷高							
落差工天端高T.P.1.0m	-11.05	-10.62	-10.04	-9.55	-8.82	-8.10	-7.47
T.P.2.0m	-11.31	-10.65	-10.36	-9.94	-9.15	-8.30	-7.75
T.P.3.0m	-11.73	-11.05	-10.66	-10.13	-9.23	-8.69	-8.00
T.P.4.0m	-11.94	-11.38	-10.89	-10.45	-9.44	-8.74	-8.14
T.P.5.0m	-12.26	-11.63	-11.03	-10.67	-9.79	-8.91	-8.43



図一 7.1.4 川幅及び天端高と水叩き敷高の関係

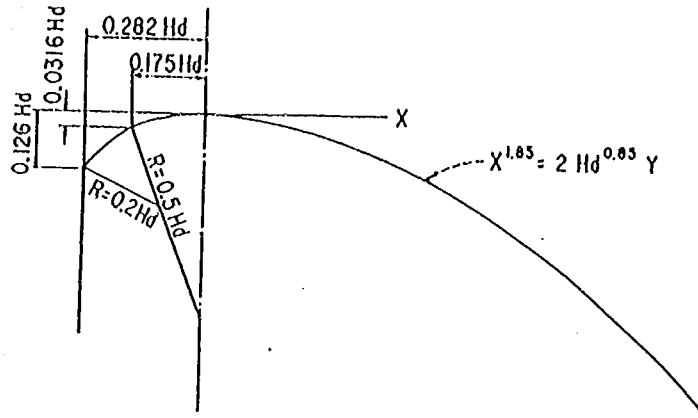
水叩き敷高と下流河床の関係を見ると、川幅が 400 m 程度の時にそれぞれの敷高が一致する傾向にある。これらの結果に加えて、計画河道の低水路幅が 400 m で計画されてることから、河口部の川幅は、400 m 程度が妥当であろうということが一つの目安になるものと考えられる。しかし、川幅が 400 m よりも 720 m の方が河床掘削量が少なく、かつ水叩きおよび護床工の長さが短くなり、また建設費が安くなるかも知れない。ただし、落差工の水叩きおよび護床工長等の細部諸元については、模型実験による検討が必要である。したがって、河口部の川幅は、模型実験による流況判断および工費比較から最終的に求められることになる。

3) 落差工の天端形状について

通常の落差工は、本体の縦断面形状を2～3割の法面勾配としている。しかし、本ケースの場合、天端部の接近流速が大きく、また天端と水叩き面の高低差が大きいことから、落差工の縦断面形状は、越流頂形状を用いることとする。

ここでは、Harroldの標準越流頂を用いて設計を行う（図－7.1.5 参照）。

(1) 越流頂の設計



図－7.1.5 Harroldの標準越流頂

$$X^{1.85} = 2 Hd^{0.85} Y \quad \dots\dots\dots (7-4)$$

通例としてダム堤体にHarrold曲線を採用の場合は、基本三角形（1：m）に内接するように与えられ、一般には $0.7 < m < 0.85$ の範囲となるが、ここでは $m=0.8$ として進める。

勾配が1/mの堤体下流面と（7－4）式との接点座標は以下になる。

$$X = \left(\frac{2}{1.85m} \right)^{1/0.85} Hd \quad \dots\dots\dots (7-5)$$

$$Y = 2 \frac{1}{2 Hd^{0.85}} X^{1.85} \quad \dots\dots\dots (7-6)$$

ここで、Hdは接近水頭を考慮して設計する。

$$Q = CBH^{3/2} \quad \dots\dots\dots (7-7)$$

ここに、Q：越流量（ m^3/s ）、C：流量係数、B：越流幅（m）、H：越流頂最高点を基準とした越流水頭（m）である。

（7－5）式に $Q=13,000m^3/s$ 、 $B=400m$ 、 $C=2.0$ （仮定）を代入しHを求めると

$$\begin{aligned} H &= (Q/CB)^{2/3} \quad \dots\dots\dots (7-8) \\ &= (13,000m^3/s / 2.0 \times 400)^{2/3} \\ &= 6.421m \end{aligned}$$

仮定した流量係数Cは大きく変わらないものと思われ、ここでは $C=2.0$ で得られた $H=6.421$ を設計水頭Hdとする。

このHdに接近流速水頭を考慮すると

$$\begin{aligned} Hd &= 6.421 + 0.859 \\ &= 7.280m \end{aligned}$$

となる。従って7.280 mをHdとして(7-5)、(7-6)式に代入すると図-7.1.6に示す越流形状が得られる。

なお、この形状について流量13,000 m³/s越流時の越流面に作用する圧力を測定した所(図-7.1.7参照)、一部に1.3 mの負圧が生じたものの、キャピテーションの許容圧力(〜3.0 m)の範囲内であり、機能的に問題ないことがわかっている。

以上の検討結果より、越流頂形状は、Harroldの標準越流頂を用いることとした。

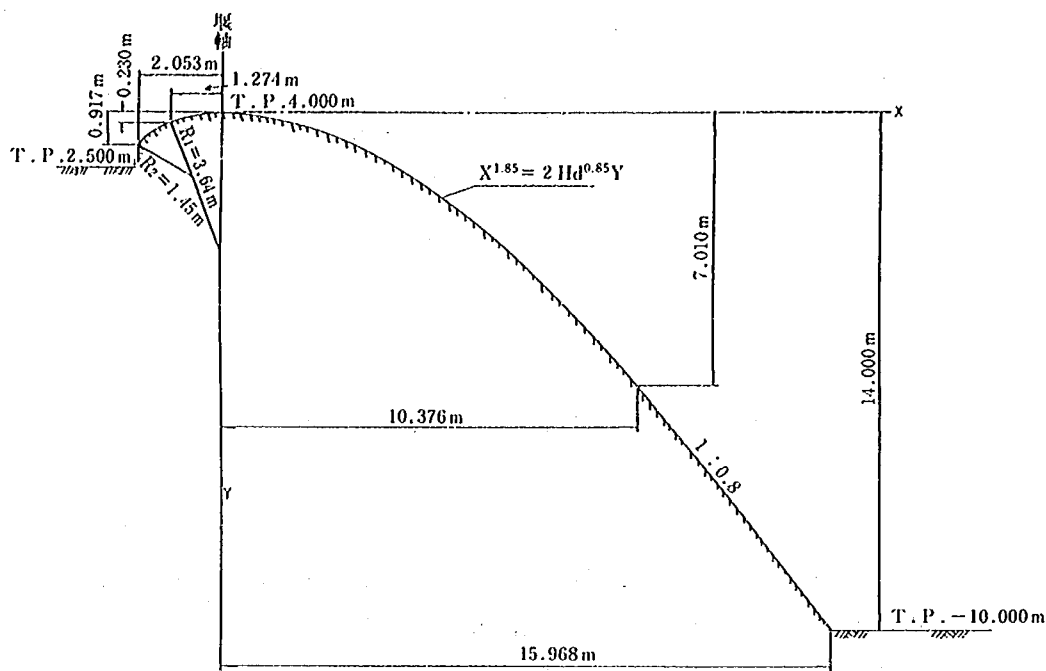


図-7.1.6 落差工越流部形状

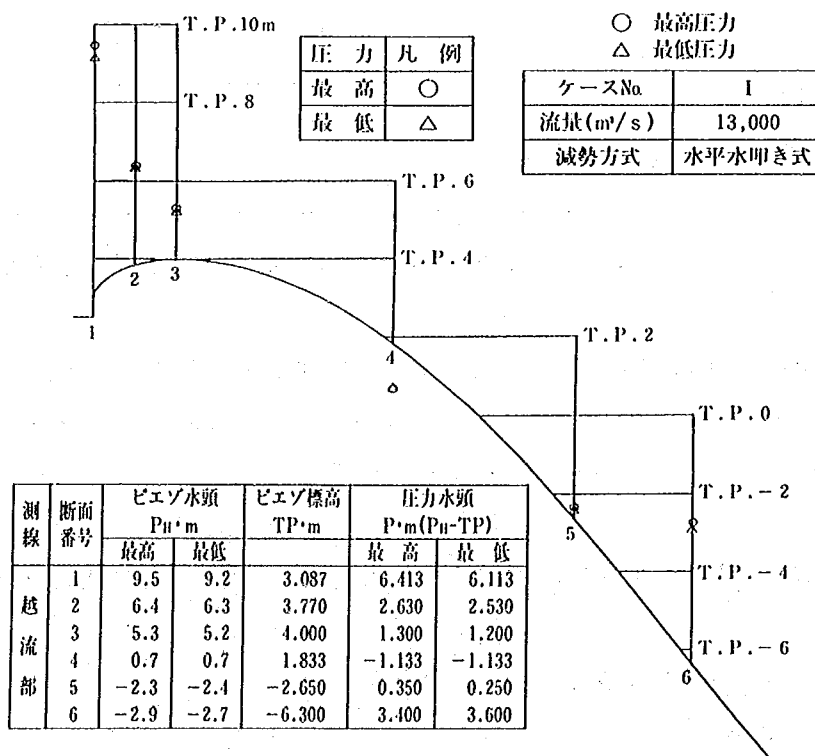


図-7.1.7 越流部の底面作用圧力

(2) 越流頂に関する補足資料

図-7.1.8に越流水深(H)との越流量(Q)の関係を示す。また、図-7.1.9には、次式より算出した越流係数(C)と越流水深(H)の関係を示す。

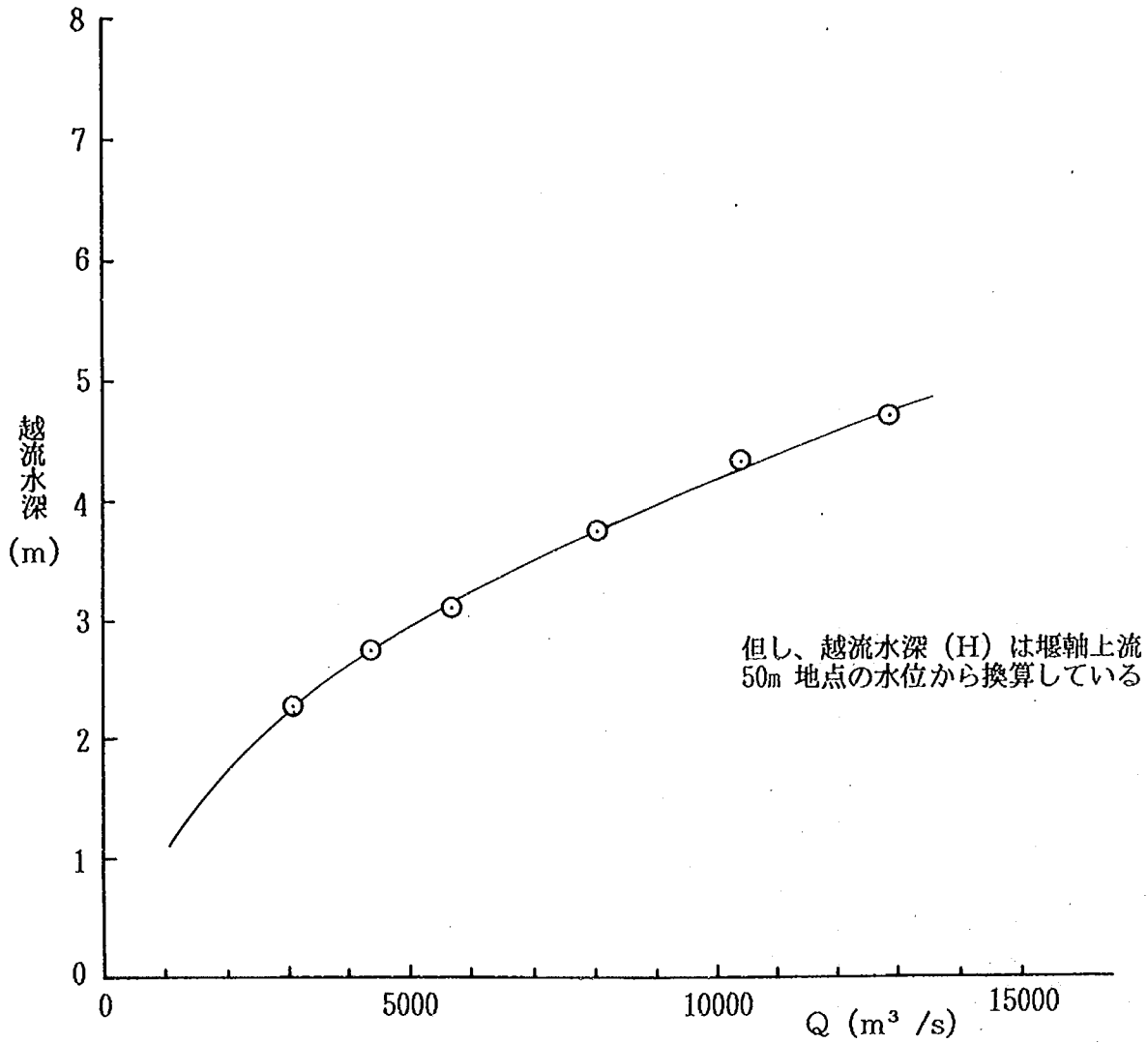


図-7.1.8 越流水深(H)と越流量(Q)の関係

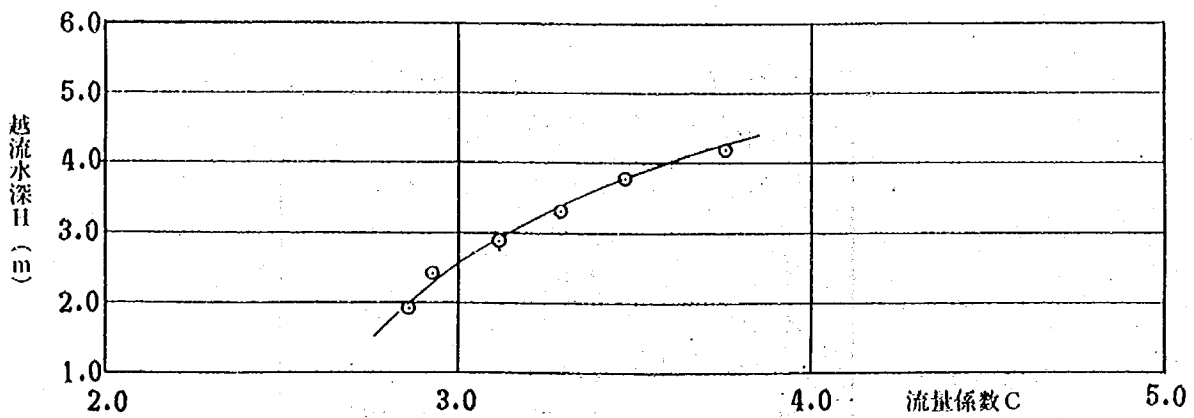


図-7.1.9 越流水深Hと流量係数Cの関係

$$C = Q / (B \cdot H^{3/2}) \quad \dots\dots\dots (7-9)$$

ここに、C：越流係数、Q：越流流量 (m³/S)、B：越流幅 (=400m)、H：越流水深 (m) ただし、越流水深 (H) は、堰軸上流50.0m地点の水位から換算している。

越流時における (H/H_d) ~ C (H/H_d) の関係 (図-7.1.10参照) からは、次のような関係式が得られた。

H_d=6.421m (接近流速を考慮しない場合) とすると、

$$C (H/H_d) = 0.371 + 0.279 (H/H_d) + 4.487 (H/H_d)^2 \quad \dots\dots\dots (7-10)$$

(7-10) 式で得られた C (H/H_d) と実験値 C (H/H_d) の関係を表-7.1.2 に示す。

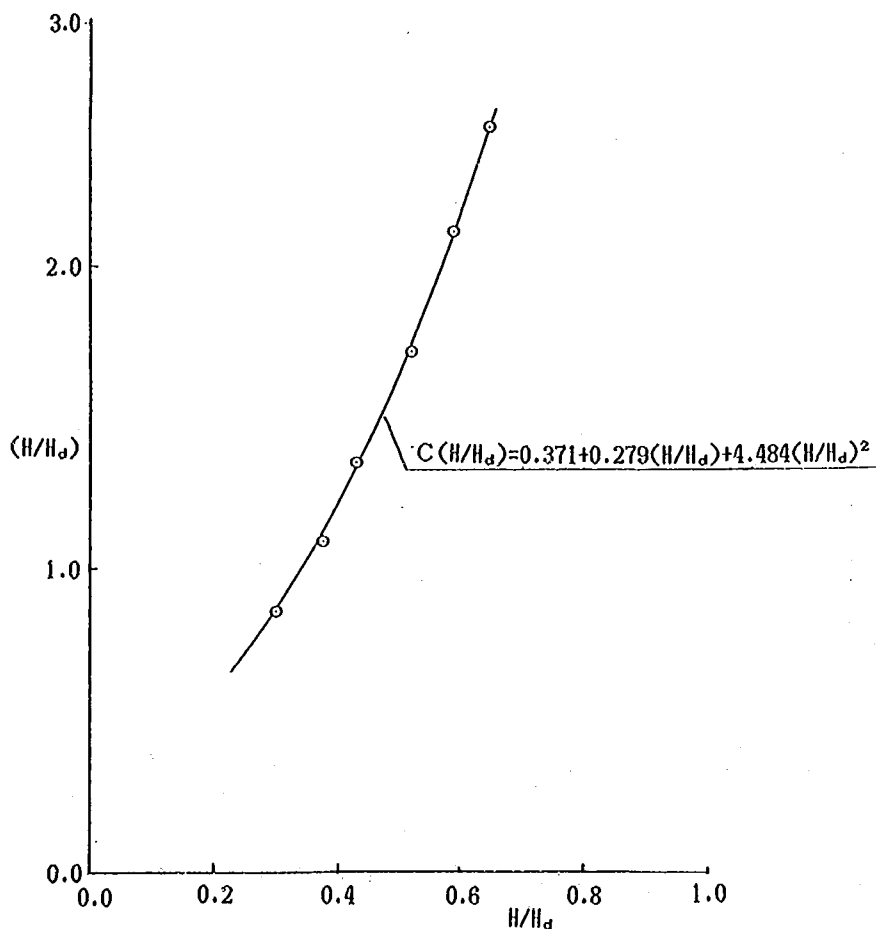


図-7.1.10 C (H/H_d) - (H/H_d) の関係

表-7.1.2 C (H/H_d) の比較

(H/H _d)	C (H/H _d)	
実験値	実験値	計算値
0.650	2.446	2.447
0.589	2.101	2.092
0.519	1.710	1.723
0.433	1.348	1.333
0.374	1.096	1.102
0.302	0.866	0.864

これによると、計算値と実験値の誤差は、約1.0%程度であることから、(7-10)式によるCの値は、越流部の放流能力の推定に十分適用できるものと思われる。

4) 河口部下流河道の掘削について

平衡河床が形成すると考えられる河床高まで掘削を行うには、大規模な掘削を要する。下流河道の掘削は、融雪出水程度の洪水に対して、軟岩が侵食されない程度の河床高まで掘削を行い、それ以上の掘削は軟岩が約3.0 m/s程度の流速で侵食される特性を利用して、大出水時の自然の力に任せることにする。なお、軟岩河床に削り代を残すことは、計画河床高以下に河床低下が進行するのを防止させ、河口部河床の安定性向上にもつながると考えられる。

7-2 検討項目とその概要

河口部河道は、掃流砂による動的平衡河床高を形成させることによって、河床の安定性が得られると考えられる。そこで、本模型実験による検討では、落差工諸元と落差工回りの流況および洗掘対策について重点的に検討を行うこととした。実験は、下記の5つの項目について検討した。

- ① 落差工諸元について
- ② 落差工の河岸部形状の改良について
- ③ 各種流量時における流況について
- ④ 落差工上に堰を設けた場合について
- ⑤ 落差工の減勢工形状について
- ⑥ ソリッド・バケットにおける減勢状況について

これらの実験ケースの一覧を表-7.2.1に示す。なお、①~③および⑥は、第4章に述べた縮尺1/50の全体模型を用いた検討であり、④、⑤は二次元水路による抽出模型を用いた検討を行った。ここに①は、川幅や落差工の天端高の違いに対する各種条件での概略の構造物諸元を求めた実験である(実験ケースVI)。②は水平水叩きの場合における落差工直下流の河岸部の洗掘を軽減させる方法について検討した(実験ケースVII)。③は川幅が400mの場合について、各種流量時の水理現象や流況を調べた(実験ケースVIII)。④では、落差工上に堰を設けて水位の堰上げを行った場合の現象と問題点の把握を目的とした検討を行った(実験ケースIX)。この結果、磨耗対策の観点から減勢工上で生ずる高速流を軽減させる必要性が生じた。⑤では、種々の減勢工形状に対して、その減勢効果と水理状況の比較から、より効果的な減勢工形状を検討した(実験ケースX)。⑥では、減勢工形状の検討で用いたソリッド・バケットについて全体模型により水理的問題点の把握を行った(実験ケースXI)。

表-7.2.1(1) 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m^3/S)	河床材料	対策工	潮位 (T.P.m)	通水時間 (min)	模型 水路	床止め工天端 高(T.P.m)	水叩き敷高 (T.P.m)	水叩き長 (m)	下流河床高 (T.P.m)	備考	検討内容
VI-1-1	13,000 (400)	$d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂	—	-0.127	80	全体	3.0	-10.13	60	-10.17	護床工無し	落差工諸元の 検討
VI-1-2	" (350)	"	—	"	"	全体	"	-10.66	70	-11.15	"	
VI-1-3	" (500)	"	—	"	"	全体	"	-9.23	60	-8.72	"	
VI-1-4	" (600)	"	—	"	"	全体	"	-8.69	60	-7.70	"	
VI-1-5	" (400)	"	—	"	"	全体	"	-10.69	60	-10.17	"	
VI-2	" (400)	$d_m=0.3\text{mm}$ 石炭粉	—	"	30	全体	3.0	-10.13	60	-10.17	護床工有り	
VI-3	" (400)	$d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂	—	"	180	全体	3.0	-10.13	60	-10.17	"	落差工の河岸 部形状に関する 検討
VII-1	13,000	$d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂	河岸部嵩上	"	"	全体	3.0	-10.13	60	-10.17	予備実験 3 ケース有り	
VIII-1	1,000	$d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂	—	"	"	全体	3.0	-10.13	60	-5.0	護床工有り	
VIII-2	3,000	"	—	"	"	全体	3.0	-10.13	60	-5.0	"	
VIII-3	6,400	"	—	"	"	全体	3.0	-10.13	60	-5.0	"	
VIII-4	9,200	"	—	"	"	全体	3.0	-10.13	60	-5.0	"	各種流量にお ける流況把握

表-7.2.1(2) 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m^3/S)	河床材料	対策工	潮位 (T.P.m)	通水時間 (min)	模型 水路	床止め工天端 高(T.P.m)	水叩き敷高 (T.P.m)	水叩き長 (m)	下流河床高 (T.P.m)	備考	検討内容
VIII - 5	15,000	$d_m=2.0\text{mm}$ 均一砂	—	-0.127	180	全体	3.0	-10.13	60	-5.0	護床工有り	各種流量における流況把握
IX-1-1	1,900	—	ゲート有	"	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		落差工上に堰を設けた場合の検討
IX-1-2	1,500	—	"	"	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
IX-1-3	1,000	—	"	"	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
IX-2-1	1,900	—	ゲート無	"	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
IX-2-2	1,500	—	"	"	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
IX-2-3	1,000	—	"	"	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
IX-3-1	13,000	—	—	"	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
IX-3-2	3,000	—	—	"	—	抽出	4.0	-10.13	60	-10.17		
X-1-1	13,000	—	水平水叩き	"	—	抽出	4.0	-10.13 (水叩き)	15	-10.17		落差工の減勢工形状の比較検討
X-1-2	9,200	—	"	"	—	抽出	4.0	-10.13 (水叩き)	15	-10.17		
X-1-3	3,000	—	"	"	—	抽出	4.0	-10.13 (水叩き)	15	-10.17		

表—7.2.1(3) 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m^3/S)	河床材料	対策工	潮位 (T.P.m)	通水時間 (min)	模型 水路	床止め工天端 高(T.P.m)	水叩き敷高 (T.P.m)	水叩き長 (m)	下流河床高 (T.P.m)	備考	検討内容
X-2-1	13,000	—	副ダム	-0.127	—	抽出	4.0 (第1) 0.63 (第2)	-3.23 -9.20 (水叩き)	50.8 46.3	-10.17		落差工の減勢 工形状の比較 検討
X-2-2	9,200	—	"	"	—	抽出	4.0 (第1) 0.63 (第2)	-3.23 -9.20 (水叩き)	50.8 46.3	-10.17		
X-2-3	3,000	—	"	"	—	抽出	4.0 (第1) 0.63 (第2)	-3.23 -9.20 (水叩き)	50.8 46.3	-10.17		
X-3-1	13,000	—	ソリッド・ バケット	"	—	抽出	4.0	-13.00 (インバート) -4.00 (リップ)	—	-10.17		
X-3-2	9,200	—	"	"	—	抽出	4.0	-13.00 (インバート) -4.00 (リップ)	—	-10.17		
X-3-3	3,000	—	"	"	—	抽出	4.0	-13.00 (インバート) -4.00 (リップ)	—	-10.17		
X-4-1	13,000	—	拡散 スキージャンプ	"	—	抽出	4.0	-5.00 (ステップ)	13	-10.17		
X-4-2	9,200	—	"	"	—	抽出	4.0	-5.00 (ステップ)	13	-10.17		
X-4-3	3,000	—	"	"	—	抽出	4.0	-5.00 (ステップ)	13	-10.17		
X-5-1	13,000	—	シル	"	—	抽出	4.0	-8.17 (シュート末端)	15	-10.17		
X-5-2	9,200	—	"	"	—	抽出	4.0	-8.17 (シュート末端)	15	-10.17		
X-5-3	3,000	—	"	"	—	抽出	4.0	-8.17 (シュート末端)	15	-10.17		

表-7.2.1(4) 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m^3/S)	河床材料	対策工	潮位 (T.P.m)	通水時間 (min)	模型 水路	床止め工天端 高(T.P.m)	水叩き敷高 (T.P.m)	水叩き長 (m)	下流河床高 (T.P.m)	備考	検討内容
X-6-1	13,000	—	スロツテイド バケツ	-0.127	—	抽出	4.0	(インバート) (リップ)	—	-10.17		落差工の減勢 工形状の比較 検討
X-6-2	9,200	—	"	"	—	抽出	4.0	(インバート) (リップ)	—	-10.17		
X-6-3	3,000	—	"	"	—	抽出	4.0	(インバート) (リップ)	—	-10.17		
XI-1-1	13,000	$d_m=0.3\text{mm}$ 石炭粉	ソリッド・ バケツ	"	30	全体	4.0	-13.00	—	-10.17	護床工有り	ローラーバケ ツ型減勢工 の設計諸元の 検討と流況把 握
XI-1-2	9,200	"	"	"	90	全体	4.0	-13.00	—	-10.17	"	
XI-1-3	3,000	"	"	"	300	全体	4.0	-13.00	—	-10.17	"	

7-3 落差工諸元の検討

7-3-1 水叩き長および護床工長の設計の考え方

川幅や落差工の天端高等の違いによる概略の落差工構造物諸元を求めようとするものである。落差工の設計に必要な構造物諸元は、水叩き長および水叩き敷高と護床工の長さである。このうち、各種条件時の水叩き敷高の算定は、先の7-1.3)で行っている。ここでは、残る水叩き長と護床工長を求めるものである。なお、水叩き長は跳水長の計算および予備実験 ($Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$) 時の水面形や流況より求めた。落差工下流に設ける護床工は、落差工を越流した流れを整流、減勢し、下流河床の洗掘を防止するものである。河口部河道は、地盤が軟岩で構成されている。よって、落差工下流に設ける護床工は、落差工直下での軟岩の洗掘を防止するように敷設すれば良いことになる。しかし、軟岩の侵食特性から判断すると、洪水流に対して河床の安定性が保てないと考えられ、護床工は流送土砂の連続性に基づく平衡河床上に設ける計画とした。このため本実験では、軟岩河床高および掃流砂による平衡河床高の両者に対して、護床工の敷設長を求める検討を行い、両者の結果から最終的に護床工長を求めることとした。実験では、始めに軟岩の侵食特性を示す $d_m=2.0\text{mm}$ の均一砂を用いて、水叩き直下流に生ずる局所洗掘の規模から軟岩河床の侵食対策としての護床工長を求めた。その後、軟岩河床の侵食対策として求めた護床工の長さが、平衡河床に対しても妥当性があるかを現地の河床材料を対象とした $d_m=0.3\text{mm}$ の石炭粉を用いて下流河道の変動状況を調べることにした。

7-3-2 実験概要

検討ケースの一覧を表-7.3.1に示す。実験は全体模型を用いた移動床実験とし、落差工下流河道の流況および河床変動状況を調べることにした。ケースVI-1では、軟岩河床を表わす $d_m=2.0\text{mm}$ の均一砂を用い、落差工直下流に生じた局所洗掘の規模から、川幅や落差工の天端高が異なる各種条件時の護床工長を概略求めた。ケースVI-2は、現地の河床材料を対象とした石炭粉 ($d_m=0.3\text{mm}$) を用いた。ケースVI-1で求めた護床工長の妥当性を検討するため、護床工の変形や下流河道の変動状況を調べた (実験は川幅400mとし、落差工の天端高がT.P.3.0mの場合について行った)。ケースVI-3では落差工下流の軟岩河道を暫定掘削 (敷高: T.P.-5.0m) した場合の護床工の変形や下流河道の変動状況を調べた (検討ケースは、川幅400m、落差工天端高T.P.3.0mの場合)。なお、以上の河口部計画河道は、現況河道の右岸を拡幅し、川幅を400mとしたものである。落差工は、No82地点に河道に対して直角に設置した。落差工直下流からNo88間は、移動床部として平坦に河床を整形した。落差工上流河道は固定床とし、落差工直上流の河床高をT.P.2.5m、河床勾配を1/2000とした。現況河道実験では、河口部の砂州を固定床で製作していた。しかし、計画河道において $13,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水した場合、砂州がフラッシュされることを考慮して、実験ではこの砂州を撤去して河口部河床高をT.P.-4.0mの一定の敷高とした。流量は $13,000\text{m}^3/\text{s}$ の定流とし、落差工下流河道の河床がほぼ安定するまで通水した (ケースVI-1では、実験条件の川幅がケースにより異なるため、単位幅流量で $13,000\text{m}^3/\text{s}$ 相当になるように設定した)。

表一 7.3.1 実験ケース一覧表

実験 ケース	流 量 (m^3/s)	水叩き敷高 (T.P.m)	水叩き長 (m)	下流河床高 (T.P.m)	床止め工天端 高(T.P.m)	河床材料	備考	検討内容
VI-1-1	13,000 (400)	-10.13	60	-10.17	3.0	$d_m=0.2\text{mm}$ 均一砂	護床工 無し	落差工諸元 の検討
VI-1-2	" (350)	-10.66	70	-11.15	"	"	"	
VI-1-3	" (500)	-9.23	60	-8.72	"	"	"	
VI-1-4	" (600)	-8.69	60	-7.70	"	"	"	
VI-1-5	" (400)	-10.69	60	-10.17	5.0	"	"	
VI-2	" (400)	-10.13	60	-10.17	3.0	$d_m=0.3\text{mm}$ 石炭粉	護床工 有り	
VI-3	" (400)	-10.13	60	-10.17	3.0	$d_m=0.2\text{mm}$ 均一砂	護床工 有り	

7-3-3 実験結果

1) ケースVI-1 (各種条件時における軟岩河床の侵食対策としての護床工長の検討)

川幅や落差工の天端高が異なった場合に対し、概略の護床工長を求める実験を行った。模型河床材料は、軟岩河床を対象とした $d_m=2.0\text{mm}$ の均一砂を用いた。水叩き下流には、護床工の敷設を行わず、水叩き直下流に生ずる局所洗掘の規模から軟岩河床の侵食対策としての護床工長を求めることとした。なお、本実験では川幅が異なった場合、模型改造を必要とする。しかし、落差工周辺の流況がほぼ一様となることから、模型改造は行わず、各設定川幅時に対して単位幅流量が $13,000\text{m}^3/\text{s}$ 相当になるように通水した。通水時間は、落差工下流河道の河床がほぼ安定した状態となる 180 分とした。下流端水位は T.P. -0.127 m である。

川幅を 400 m とし、落差工の天端高が T.P. 3.0m の場合 (ケース VI-1-1) の流況を図-7.3.1 に、水位縦断および鉛直方向の流速分布を図-7.3.2 に示す。水叩き上に跳水が形成され、ほぼ良好な減勢状態となっている。この波状跳水は、水叩き始端から約 40m 下流までの区間で生ずる。水叩き上の底面流速は、始端で約 13.5% 前後と速く、末端付近では約 3.0% 前後まで低下する。末端部での鉛直方向の流速分布は、底面流速が水面近くより速く、いわゆる潜り状の流れの方向が若干現われている。護床工敷設区間より下流河道の流れは減勢されて水面変動も少なく、比較的穏やかである。

河床高等深線図を図-7.3.3 に示す。水叩き直下流の洗掘形状は、河道中央を境にしてメガネ状に左右岸に深掘れが生じている。最深部は水叩き末端より約 20m 下流の左岸から約 50m 離れた地点に生じており、洗掘深は T.P. -19.0m に達する。洗掘範囲は水叩き末端から約 85m 下流の範囲まで見られ、さらに左岸に沿って No.86 地点まで洗掘範囲が伸びている。縦断方向に河床変動を見ると、No.86 地点を境にして上流側では洗掘傾向であるが、下流側は河口部の掃流力が低下するため若干堆積傾向となる。

護床工の必要範囲として、水叩き敷高を基準とすると洗掘深が 2 m 以上の範囲までとなり、河床高等深線図よりその範囲を求めると、護床工の長さは約 85m 程度あれば良いのではないかとと思われる。

この他のケースでは、跳水長に若干の違いが見受けられたものの、河道全体の流況にはとくに差異が認められなかった。以下、図-7.3.4に各種条件時の洗掘状況を表わした河床高等高線図を示し、表-7.3.2に各種条件時の水理諸量および落差工諸元の一覧を示す。

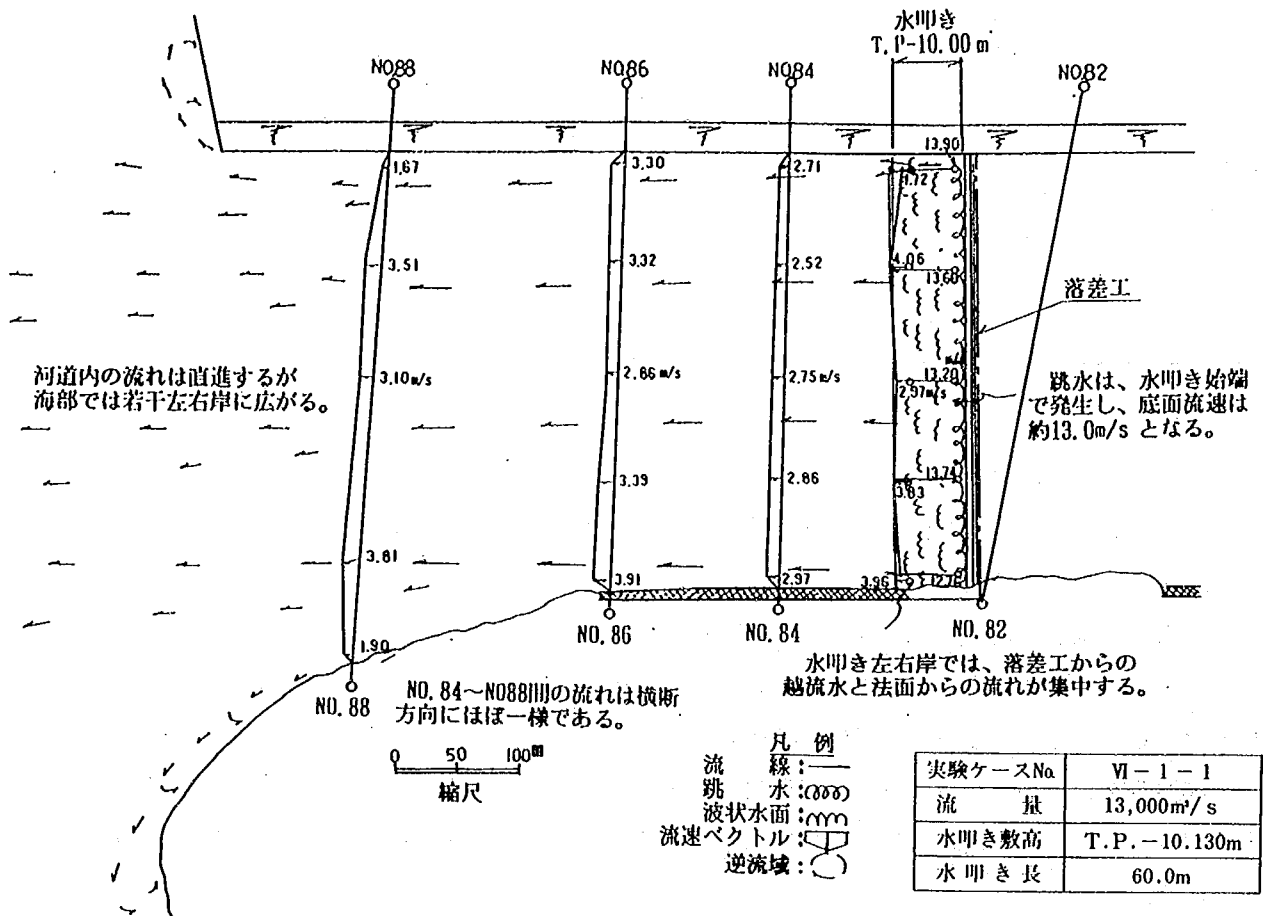
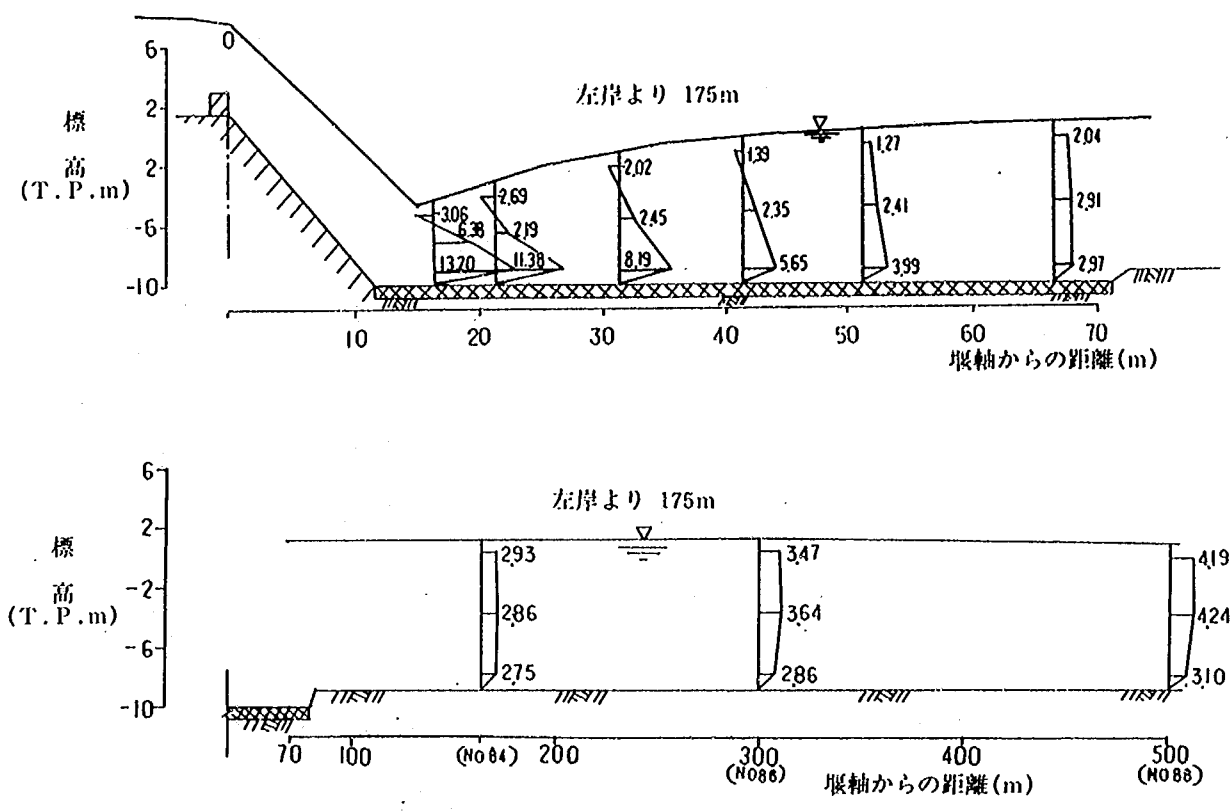
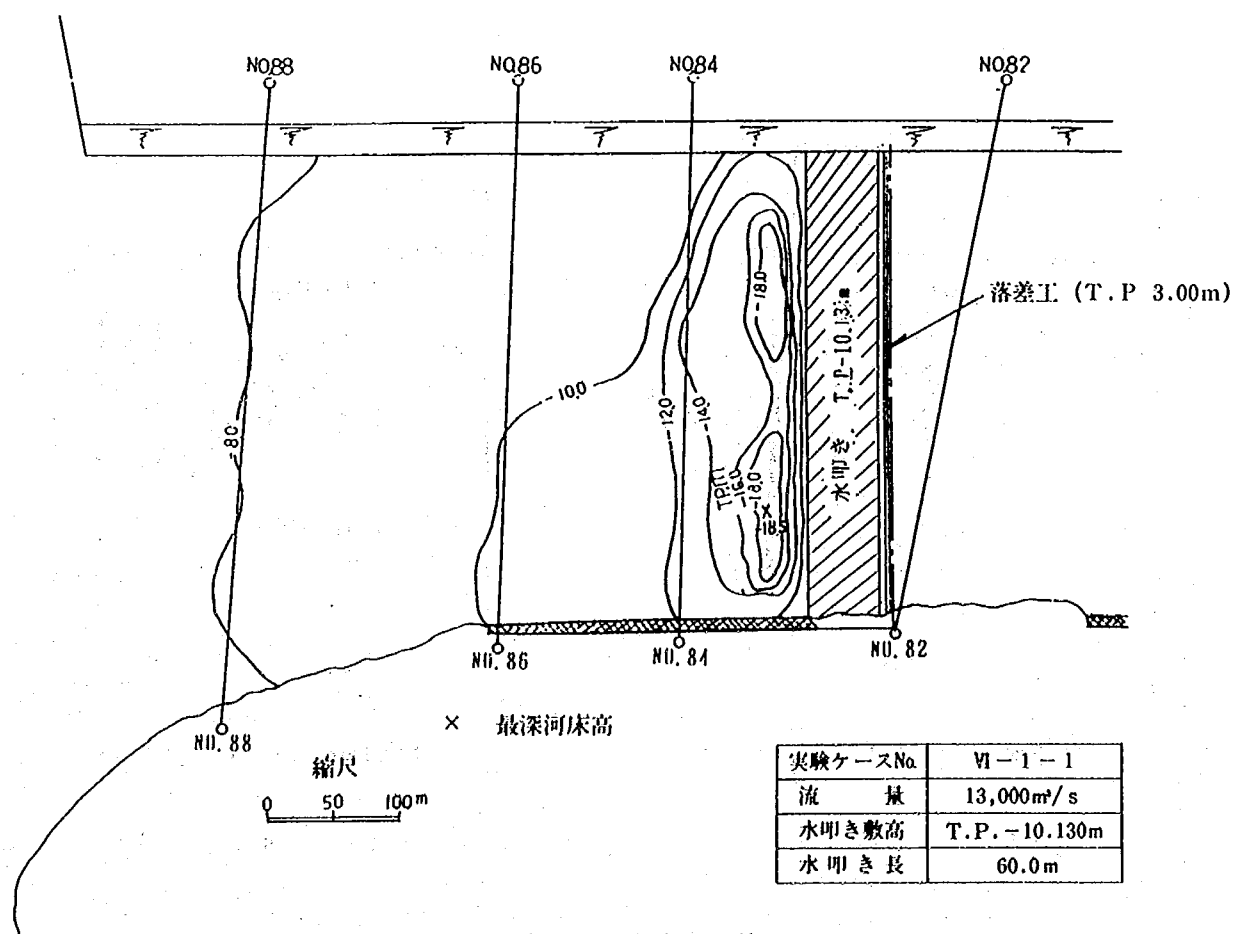


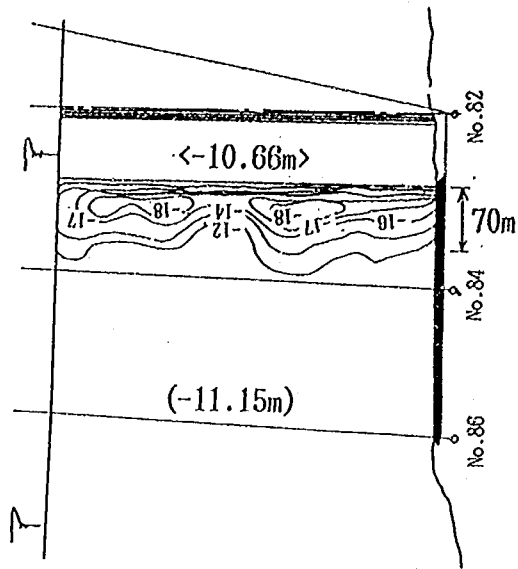
図-7.3.1 流況図



図一7.3.2 水位縦断および縦断方向の流速分布 (ケースVI-1-1)

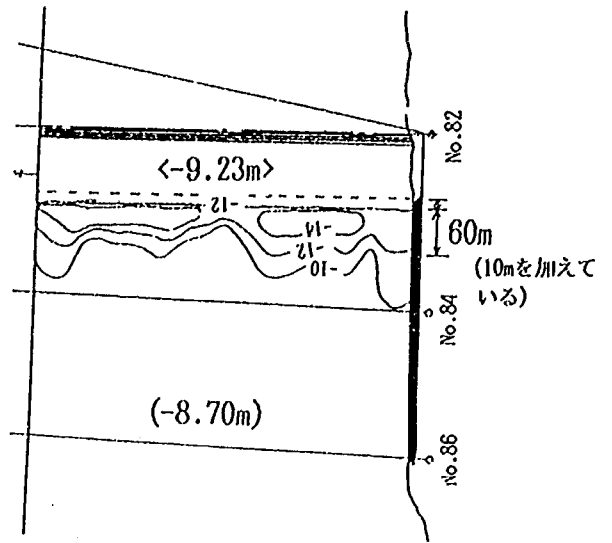


図一7.3.3 河床高等深線図



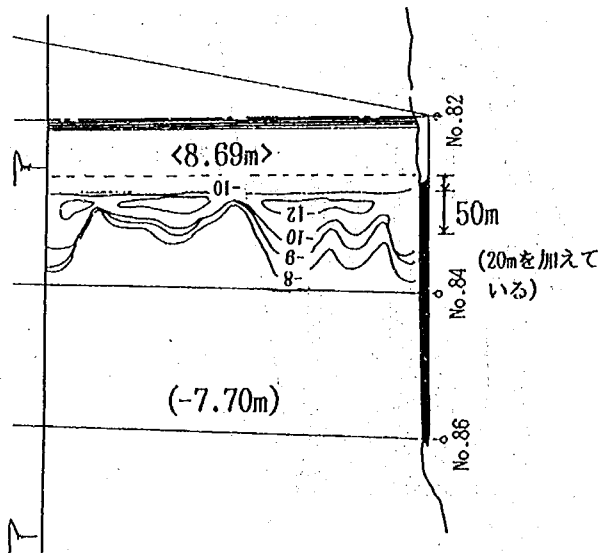
川幅350m、天端高T.P.3.0m

(ケースVI-1-2)



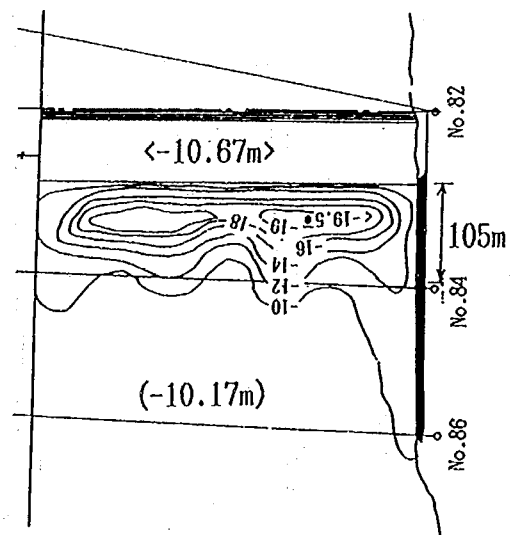
川幅500m、天端高T.P.3.0m

(ケースVI-1-3)



川幅600m、天端高T.P.3.0m

(ケースVI-1-4)



川幅400m、落差工T.P.5.0m

(ケースVI-1-5)

図-7.3.4 各種条件時の洗掘状況

表一 7.3.2 各川幅時における落差工諸元

ケース	川幅 (m)	天端高 (T.P.m)	水叩き 敷高 (T.P.m)	跳水 長 (m)	跳水部				護床工	
					流速(m/s)		水深(m)		敷高 (T.P.m)	必要長 (m)
					始端	末端	始端	末端		
VI-1-1	400	3.0	-8.69	60	13.2	3.0	5.4	10.4	-10.17	85
VI-1-2	350	3.0	-9.23	70	14.8	2.8	5.4	10.3	-11.15	70
VI-1-3	500	3.0	-10.13	50	12.8	3.2	3.7	9.5	-8.72	60
VI-1-4	600	3.0	-10.66	40	12.7	2.0	3.9	8.5	-7.70	50
VI-1-5	400	5.0	-10.67	60	14.0	3.2	5.5	10.6	-10.17	105

2) ケースVI-2 (流送土砂によって平衡河床が形成されたときの護床工長の検討)

ケースVI-1より、各川幅時における軟岩河床の侵食対策として、護床工の敷設範囲が概略求められた。この護床工範囲に対して、流送土砂による平衡河床時においても妥当であるかを調べた。実験は、護床工を敷設してその変形や下流河道の河床変動状況について、川幅400m、天端高T.P.3.0mのケースについて検討を行った。落差工下流の移動床区間には、現地の河床材料を対象とした $d_m=0.3\text{mm}$ の石炭粉をT.P.-10.17mの河床高で整形し、落差工上流の固定床河道上流部には、給砂用の石炭粉を敷き均した。護床工は現地で8t相当の異形ブロック（一部は、玉石）を、水叩き下流の85.0mの幅に敷設し、底面には吸出し防止材を設けた。水叩き長は60mである。通水は、 $13,000\text{m}^3/\text{s}$ の定流とし、局所洗掘およびその河床高がほぼ安定した状態となる30分を通水した検討を行った。下流端水位はT.P.-0.127mである。

(1) 流況、流速について

実験結果の流況を図-7.3.5および写真-7.1に示す。落差工を越流した流れは、水叩き上で跳水が形成され、この流れによる泡立ちおよび水位変動が著しい。河岸部を越流した流れは、法面に沿って流れ、下流で集中する流況を呈する。とくに右岸では、法面が2割勾配となっているため、流水の集中度が大きく、この影響が護床工下流の河道に続いている。

護床工より下流河道の流れは減勢されるため、水面変動が比較的少なく穏やかである。下流河道の流速分布は、河道中央が遅く、左岸側が比較的速いものの、ほぼ一様な流況を呈する。

(2) 河床変動状況について

河床高等深線図を図-7.3.6に、河床変動状況を写真-7.2に示す。護床工自体に沈下や変形は生じておらず、ほぼ敷設時の形状を保っている。よって、護床工長もほぼ妥当であり、また護床工自体も維持できることが明らかとなった。ただし、護床工下流No86地点の右岸には、深掘れが生じており、最大洗掘深がT.P.-17.0mに達している。この洗掘は、落差工の天端から落込む流れが右岸側の2割勾配の法面に当たって、河岸部で流れが集中した影響による。左岸側法面は直立としていたため、下流河道には顕著な深掘れが生じておらず、ほぼ整形時の河床高を維持している。本ケースより落差工下流の河岸部の擁壁形状が下流河道の河床変動に与える影響が大きいことが分かった。落差工の詳細形状を決める際には、このことに留意した検討が必要となろう。

以上の結果より、ケースVI-1で求めた護床工長がほぼ妥当であることが明らかとなった。よって、川幅や落差工の天端高が異なった場合の護床工長等は、表-7.3.2に示した諸元で概略設計が可能と考えられる。

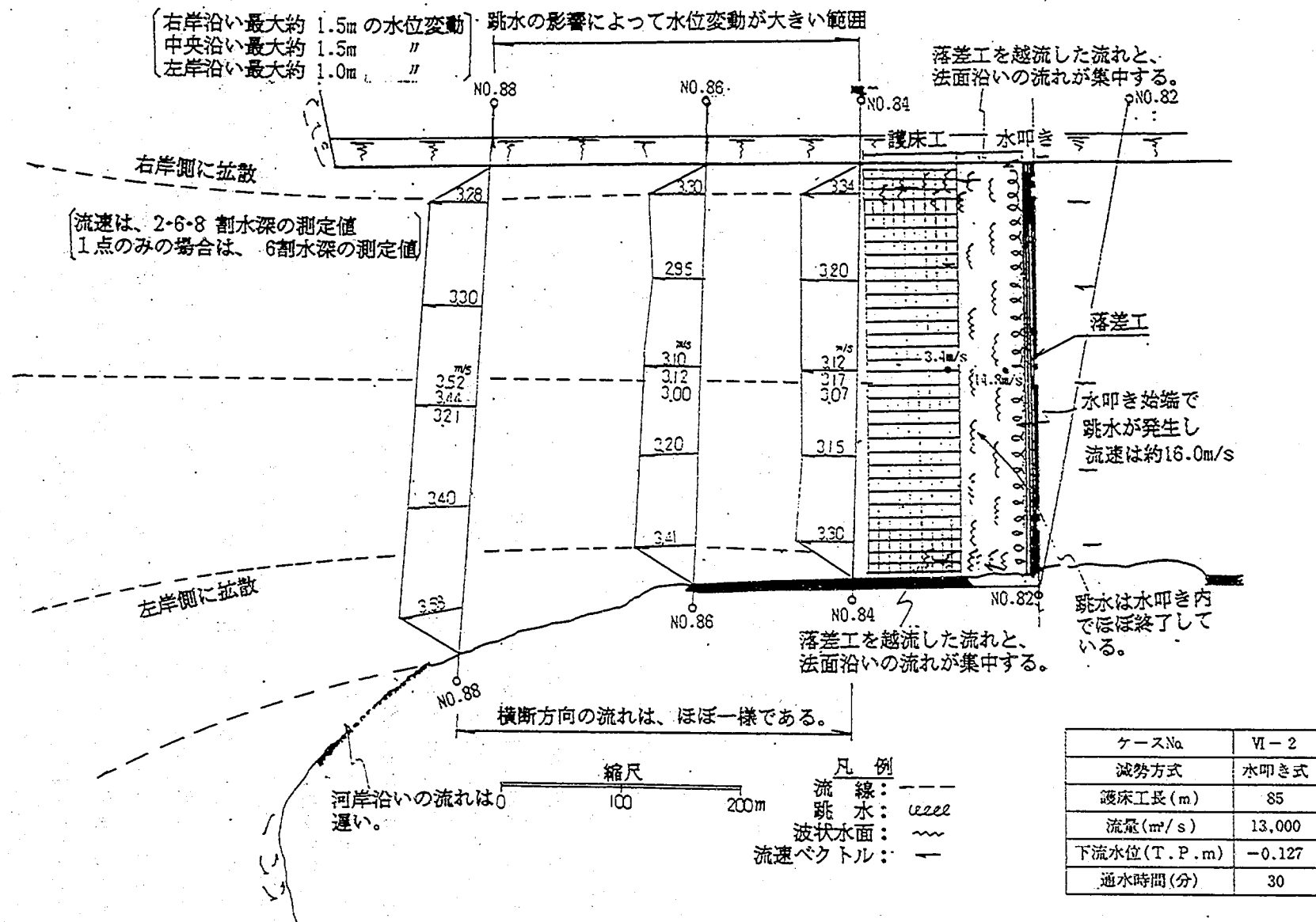


図 7.3.5 流 況 図 (ケース VI-2)

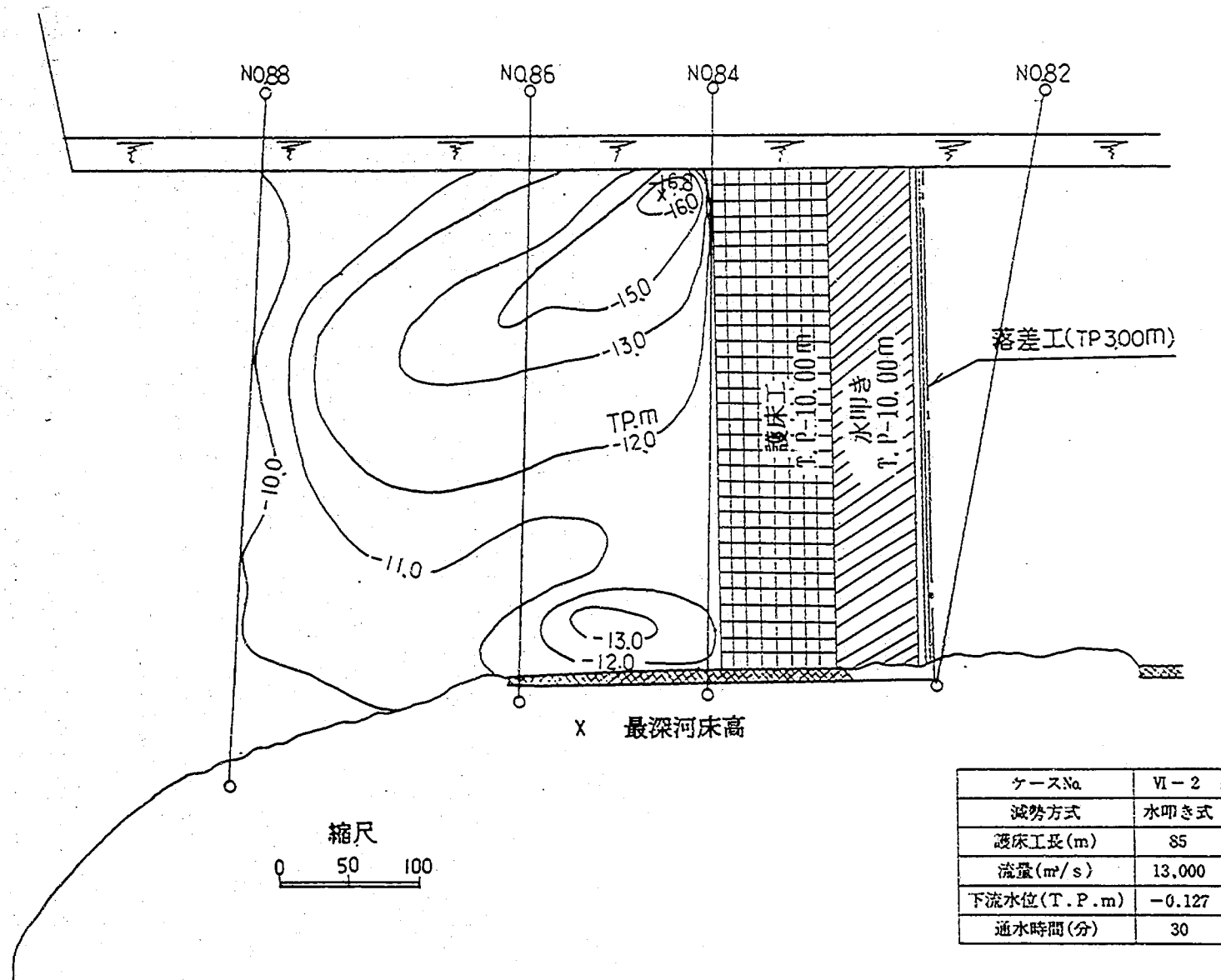
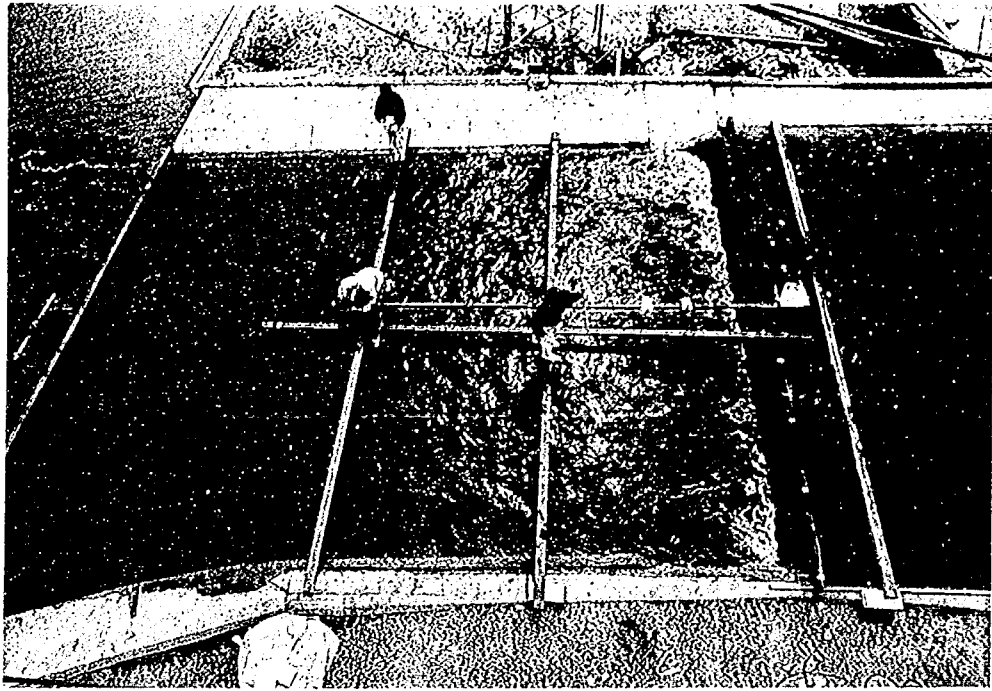
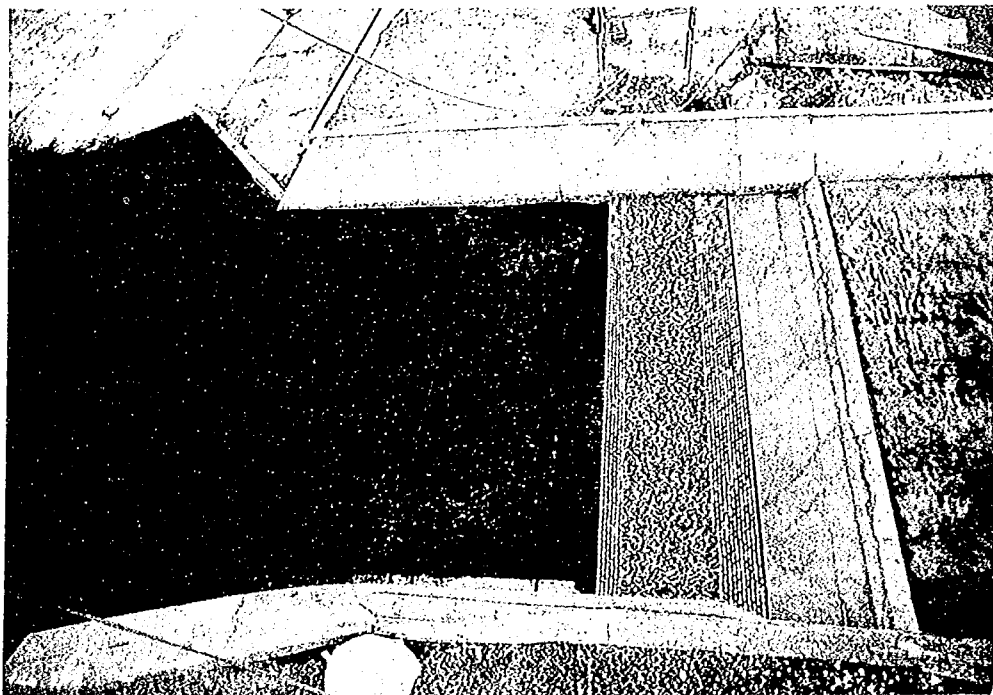


図-7.3.6 河床高等深線図 (ケースVI-2)



写真一 7.1 通水時の流況 (ケースVI-2、 $B=400\text{m}$ 、天端高T.P.3.0m)



写真一 7.2 河床の洗掘状況 (ケースVI-2、 $B=400\text{m}$ 、天端高T.P.3.0m)

3) ケースVI-3

本実験は、落差工下流の軟岩河道を暫定掘削(敷高: T.P. -5.0m)した場合の護床工の変形や下流河道の河床変動状況について調べた。川幅400m、天端高T.P.3.0mのケースについて検討を行った。落差工下流の移動床区間は、軟岩河床を対象とした $d_m=2.0\text{mm}$ の均一砂をT.P. -5.0mの河床高で整形した。護床工は現地で8t相当の異形ブロック(一部は玉石)を用い、水叩き下流に85.0mの幅で敷設した。水叩き長は60mである。流量は $13,000\text{m}^3/\text{s}$ の定流とし、局所洗掘およびその河床高がほぼ安定した状態となる180分を通水した検討を行った。下流端水位はT.P. -0.127mである。

(1) 流況、流速について

護床工を敷設した場合の流況を図-7.3.7および写真-7.3に示す。通水当初、水叩き上で生じる跳
水は、下流水位が高いためにやや潜り状態であった。しかし、下流水位の低下に伴って、跳
水は安定形状へと変化した。護床工敷設区間より下流河道の流れは、跳水により流れが減勢されるため、水面変動も少
なく比較的穏やかである。図-7.3.8に跳水内の流速の縦断分布を示す。潜り状の跳水時に見られる、
底面部が速くて水面近くが遅くなる流速分布の傾向は見られなく、水叩き内で良く減勢されていることが
分かる。護床工上の流速は、約2.0%前後であるが、下流河道では、洗掘量が少なく河積が小さいために、
流速が約3.0%程度に増している。

(2) 河床変動状況について

河床高等深線図を図-7.3.9に、河床変動状況を写真-7.4に示す。護床工自体には、沈下や変形
も生じておらず、ほぼ敷設時の形状を保っている。しかし、護床工下流の両河岸沿いに、護床工敷高より
2.0~4.0mも低い洗掘が生じており、この洗掘に対して対策が必要であることが分かった。

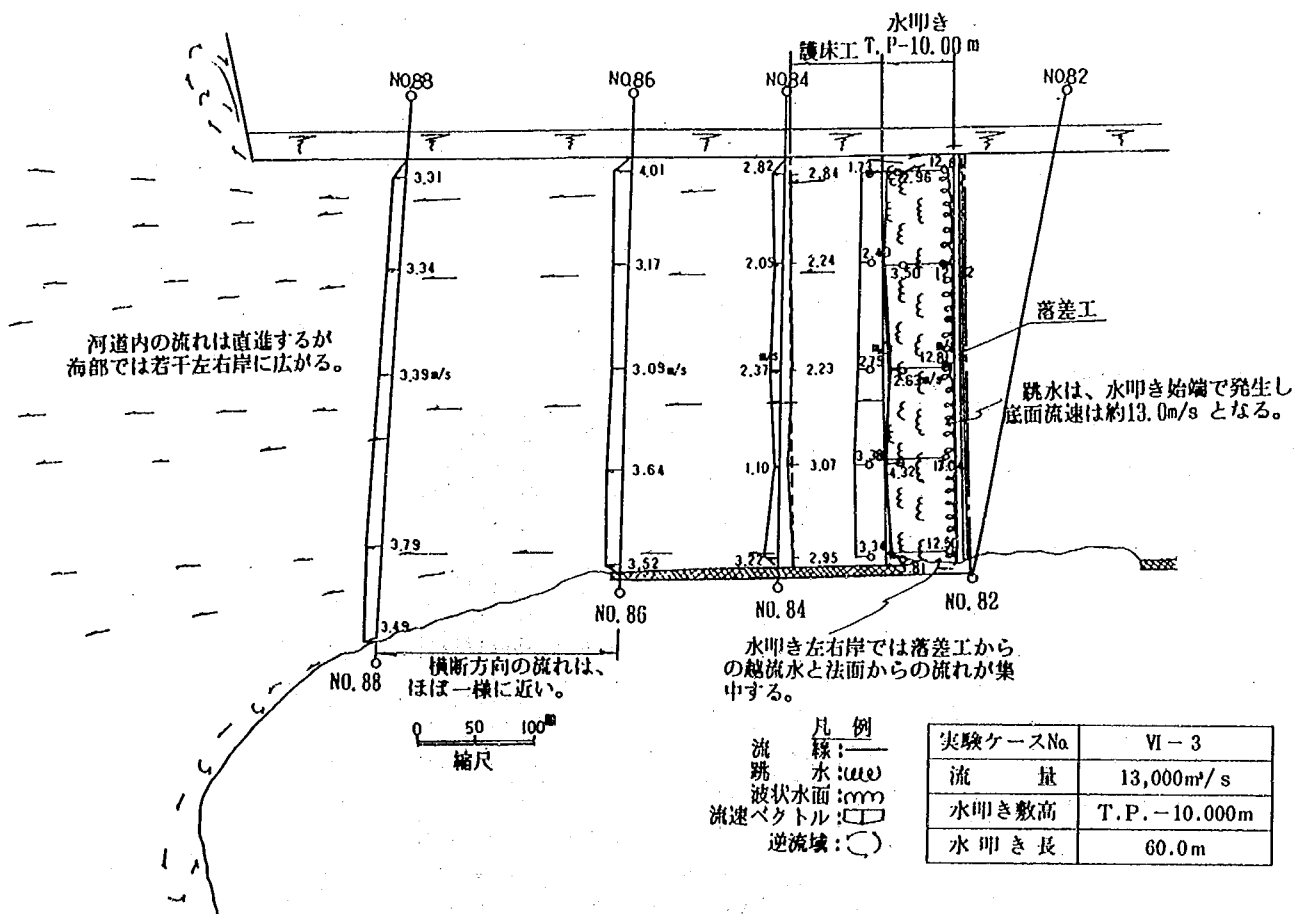
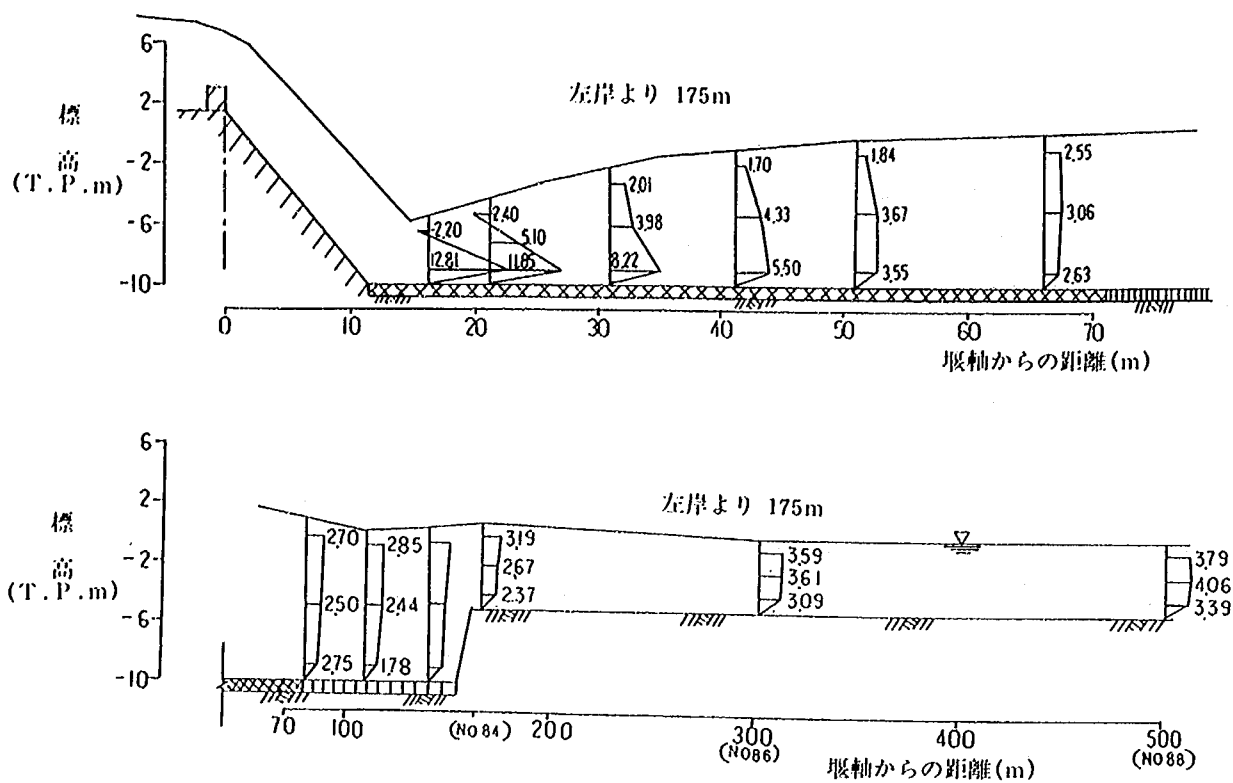
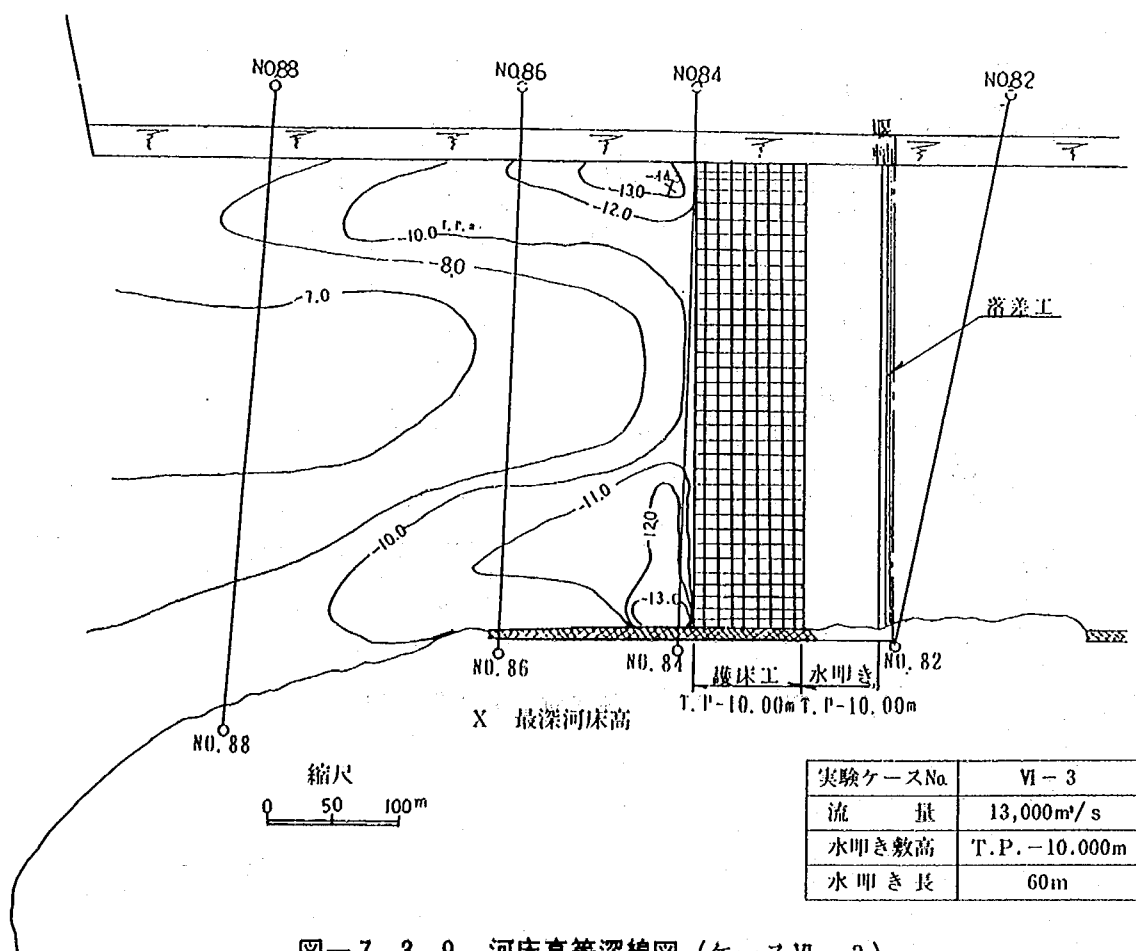


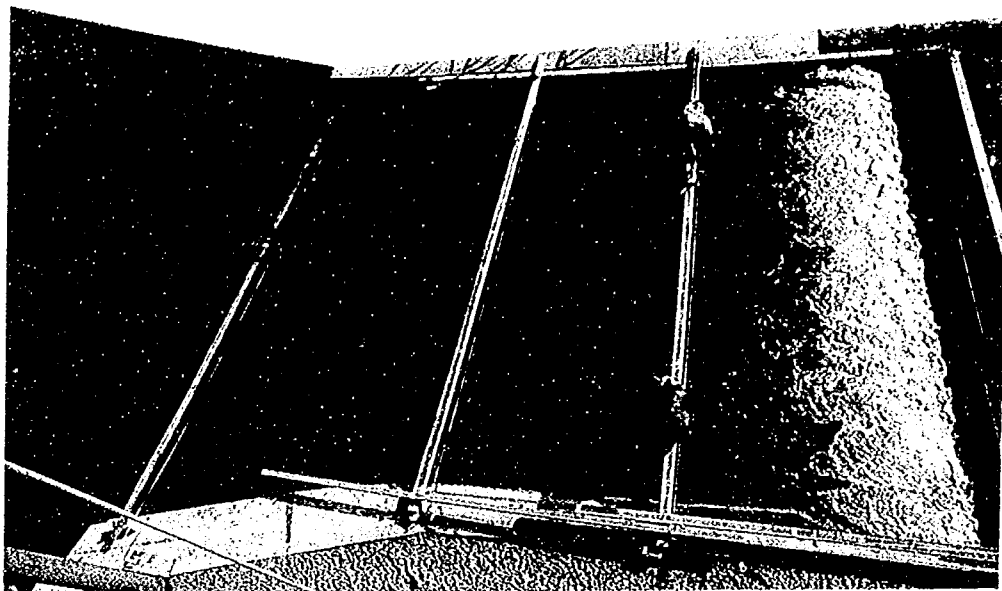
図-7.3.7 流況図 (VI-3)



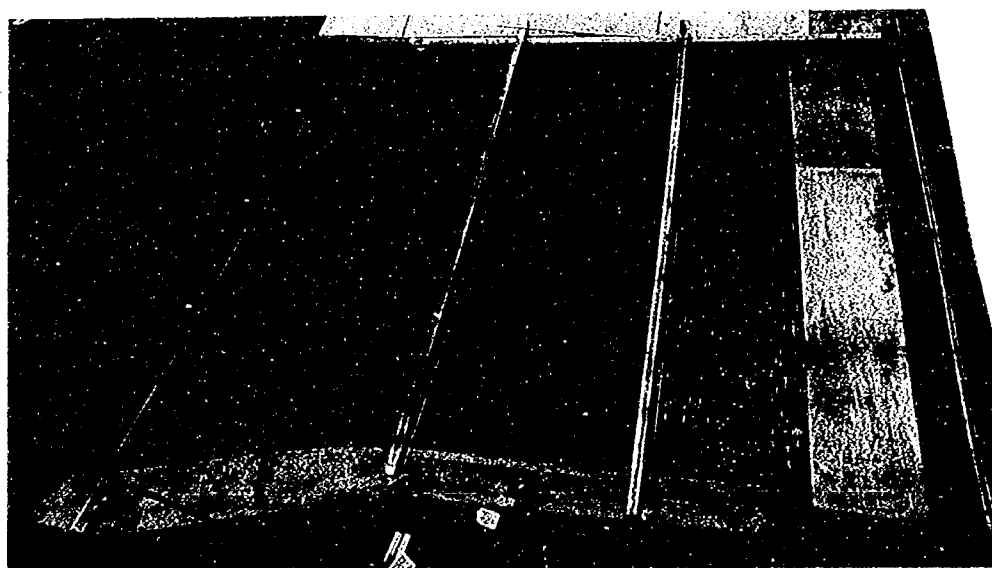
図一 7.3.8 水位縦断および縦断方向の流速分布 (ケース VI-3)



図一 7.3.9 河床高等深線図 (ケース VI-3)



写真一七.三 通水時の流況 (ケースⅥ-3、 $B=400\text{m}$ 、天端高 $T.P.3.0\text{m}$)



写真一七.四 河床の洗掘状況 (ケースⅥ-3、 $B=400\text{m}$ 、天端高 $T.P.3.0\text{m}$)

7-4 落差工の河岸部形状の改良に関する検討

7-4-1 実験概要

落差工の設計方針として、下流河床の掘削を極力少なくし、土工量の削減を図ることを考えている。このような方針から、ケースVI-3では、護床工から下流の河床高を暫定掘削河床と仮定したT.P.-5.0 mとして実験を行った。しかしながら、この結果は、護床工自体は維持可能であるものの、護床工下流の両河岸沿いに約2.0~4.0mの局所洗掘が生ずるため、この対策が必要であることが分かった。そこで本実験では、落差工河岸部の形状を改良して、洗掘を軽減させる検討を行った。実験は先のケースVI-3と同様に、川幅400 m、天端高T.P. 3.0 mのケースについて水平水叩きの減勢工の場合の検討を行った。落差工下流の移動床区間には、軟岩河床を対象とした $d_m=2.0\text{ mm}$ の均一砂をT.P.-5.0 mの河床高で整形した。護床工は現地で8 t相当の異形ブロック（一部は、玉石）を用い、水叩き下流に85.0 mの幅で敷設した。水叩き長は60 mである。流量は $13,000\text{ m}^3/\text{s}$ の定流とし、局所洗掘およびその河床高がほぼ安定した状態となる180分を通水した検討を行った。下流端水位はT.P.-0.127 mである。

7-4-2 実験結果

本実験を実施する前に、予備実験を行って概略の効果を調べた。なお、このときの河床は整形を行っておらず、先のケースVI-3通水後の河床状態である。予備実験での測定は、流速測定と流況把握にとどめている。

(1) 天端部袖長50.0 mの場合……………予備実験 a

このケースは、図-7.4.1に示すように落差工の天端上にT.P. 5.0 m、長さ50 mの袖を設けて、その効果を調べたものである。

実験結果の流況を図-7.4.2に示す。河岸部の嵩上げによってこの部分を越流する流量が少なく、河岸部水叩き上の跳水是潜り状となり、跳水の規模も河道中央部より小さくなる。河岸部の越流量の減少により、水叩き上の河岸部の一部には死水域および逆流域が見られる。落差工下流河岸沿いは、袖を設けないケースVI-2の場合、流速が約 3.3 m/s 程度発生する。これに対し、この実験では河道中央に流水が集中し、流速が最大で約 4.0 m/s 程度となりケースVI-2より約1.2倍程度に増大する。このため順逆流域の境界となる同護床工末端部直下流に洗掘が生ずる。

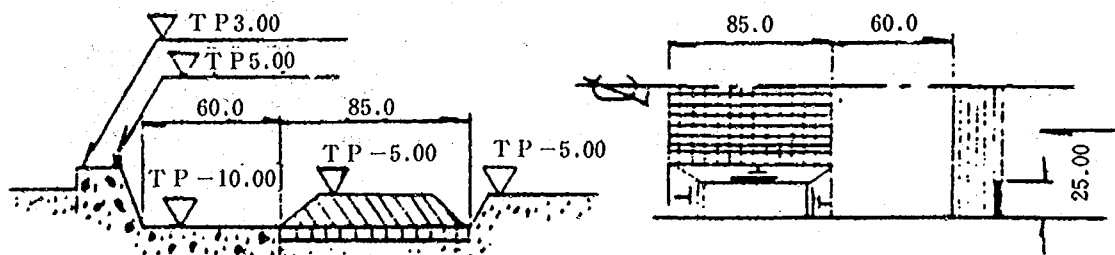


図-7.4.1 落差工の形状（予備実験 a）

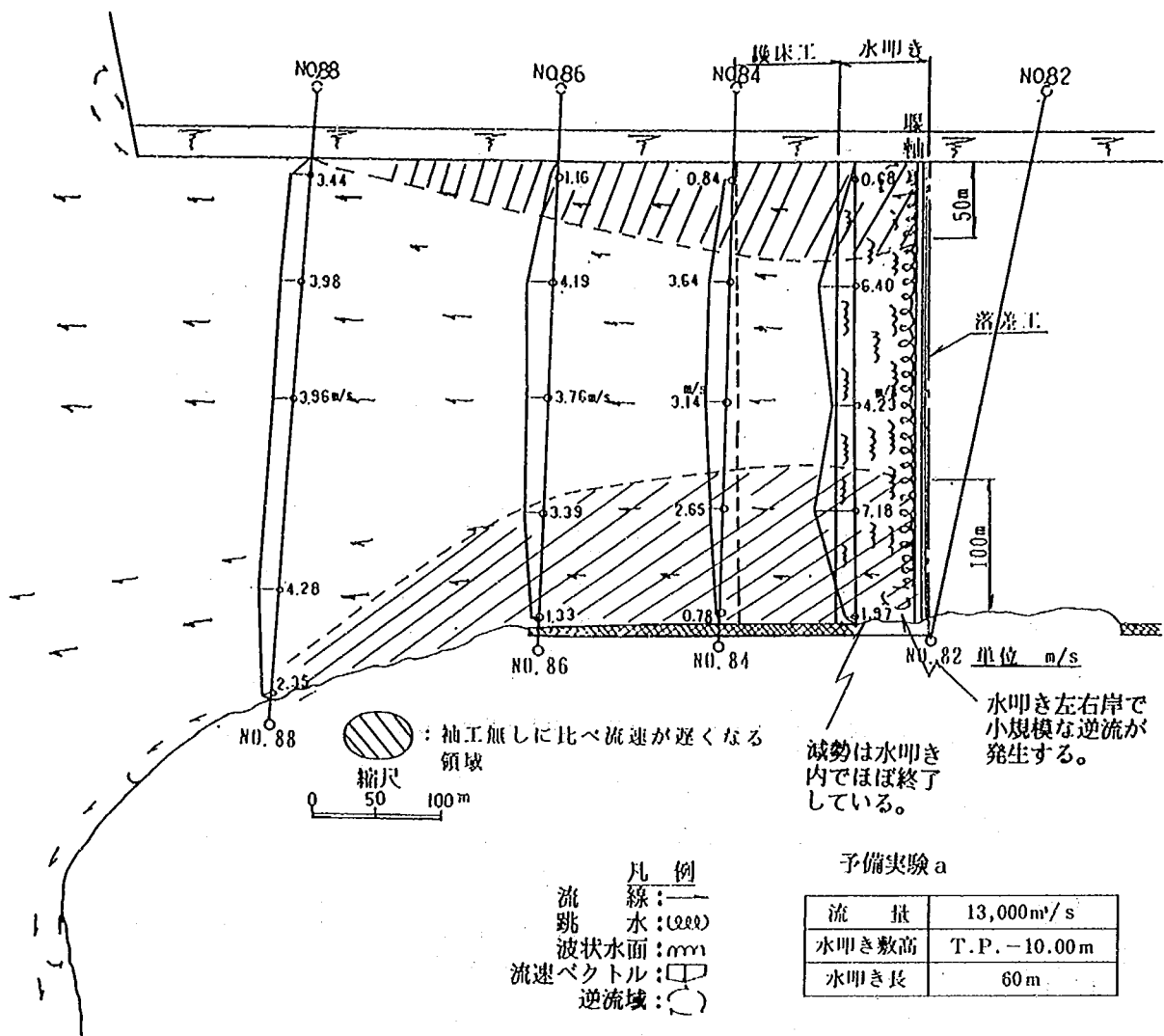


図-7.4.2 流 況 図 (天端部袖長50mの場合)

(2) 天端部袖長25.0mの場合……………予備実験 b

このケースは、先の予備実験の結果、河道中央への流水の集中が大きいことから、これを緩和させるため、袖部の長さを25.0mとしたものである。

この実験結果の流況を図-7.4.3に示す。袖部の長さを短くすることによって、流水の集中が緩和され、落差工直下流の河道中央部と河岸部の流速差が低減している。しかし、死水域および逆流域が生ずる範囲は前ケースとほぼ同じ程度である。河道中央部の流速は約2.5~3.5 m/sで、袖長50.0mの前ケースに比べて10~15%程度流速値が小さくなっている。No.86地点までの河岸沿いの流れは、袖の影響により流速が約1.0 m/s 前後と遅い。しかし、No.86地点より下流では、河岸沿いの流速も2.0~3.6 m/s と速くなっている。河岸沿いに生ずる逆流域は護床工内にとどまり、護床工末端部直下に見られた顕著な洗掘は生じない結果が得られた。

以上の結果より、袖長25.0mの場合の方が河岸沿いの流速低減効果が得られ、かつ河道中央部に過度な流水の集中が生じないことが明らかとなった。

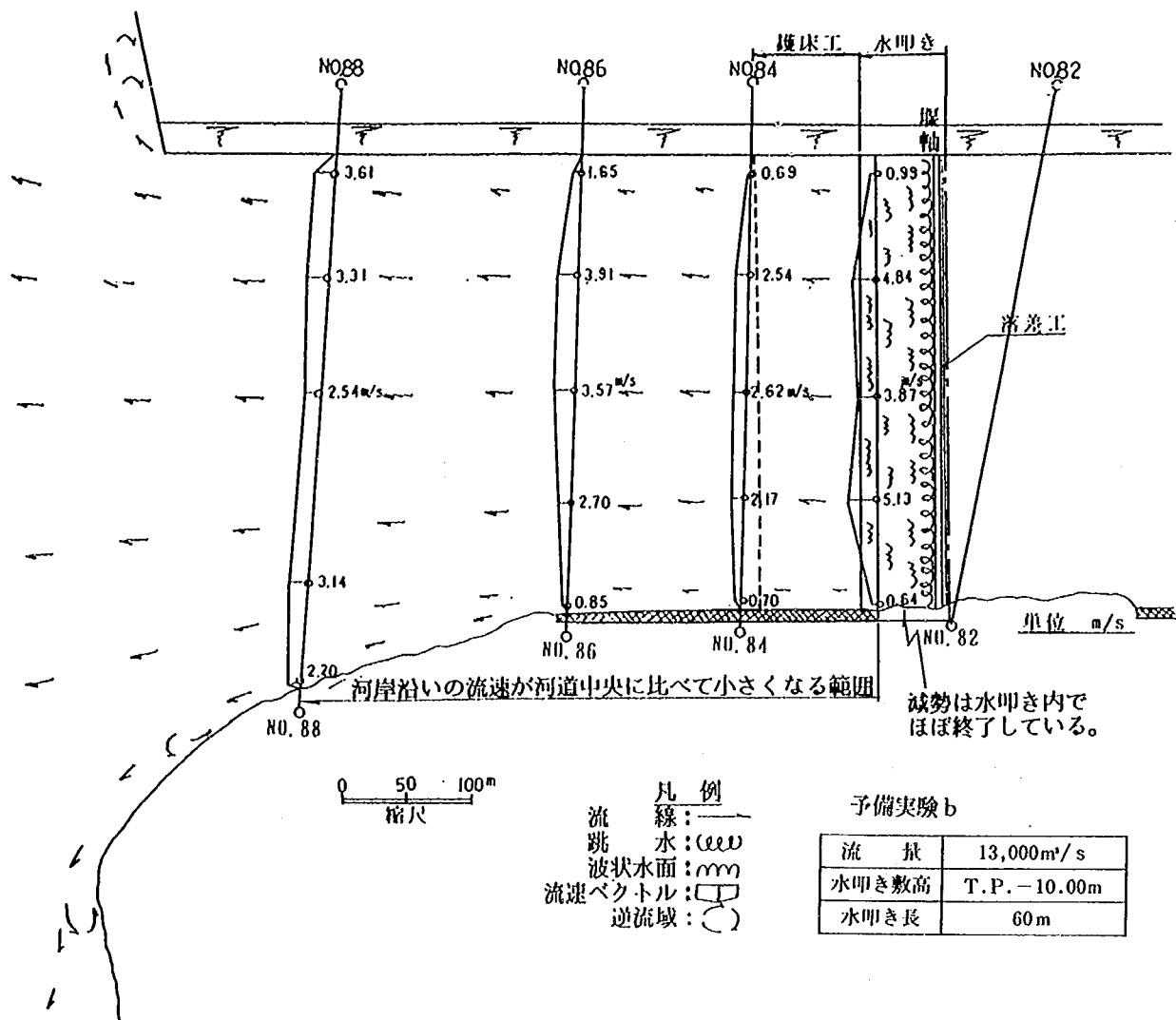


図-7.4.3 流 況 図 (天端部袖長25mの場合)

(3) 天端部袖長25.0mで護床工の河岸部を高くした場合……………予備実験 c

先の2ケースでは、越流流量に対して水叩き河岸部の河積が大きく、ここで剝離する流れが生ずるため、この水叩き上の河岸部に死水域および逆流域が発生する。この流れは、現況河道の第2床固直下流の流況と同様であり、第2床固直下流に生じているような深掘れが落差工直下流に生ずる危険性がある。そこで河岸沿いの剝離域を消滅させ、一様な流れとなるように護床工の河岸部を高く (実際は、地山として残る) した場合について、その効果を調べた (図-7.4.4 参照)。

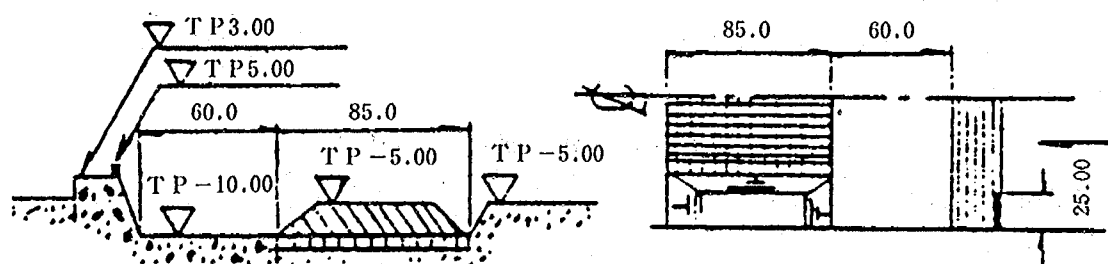


図-7.4.4 落差工の形状 (予備実験 c)

この実験結果の流況を図-7.4.5に示す。これによると水叩き上の河岸部は、依然として逆流域が生ずる。しかしながら、No86地点までの河岸沿いの流速は、 $0.4 \sim 0.8 \text{ m/s}$ とさらに遅くなり、護床工の河岸部を高くしたことによる流速低減効果が得られている。No86地点から下流では流れが一様化され、河岸沿いの流速も約 2.0 m/s 前後と小さくなり、河岸侵食の危険性は少ないものと判断される。

以上の結果より、予備実験cの袖長を 25.0 m として、護床工の河岸部を高くした場合が河岸の洗掘を軽減させる方法として効果的であることが判明した。

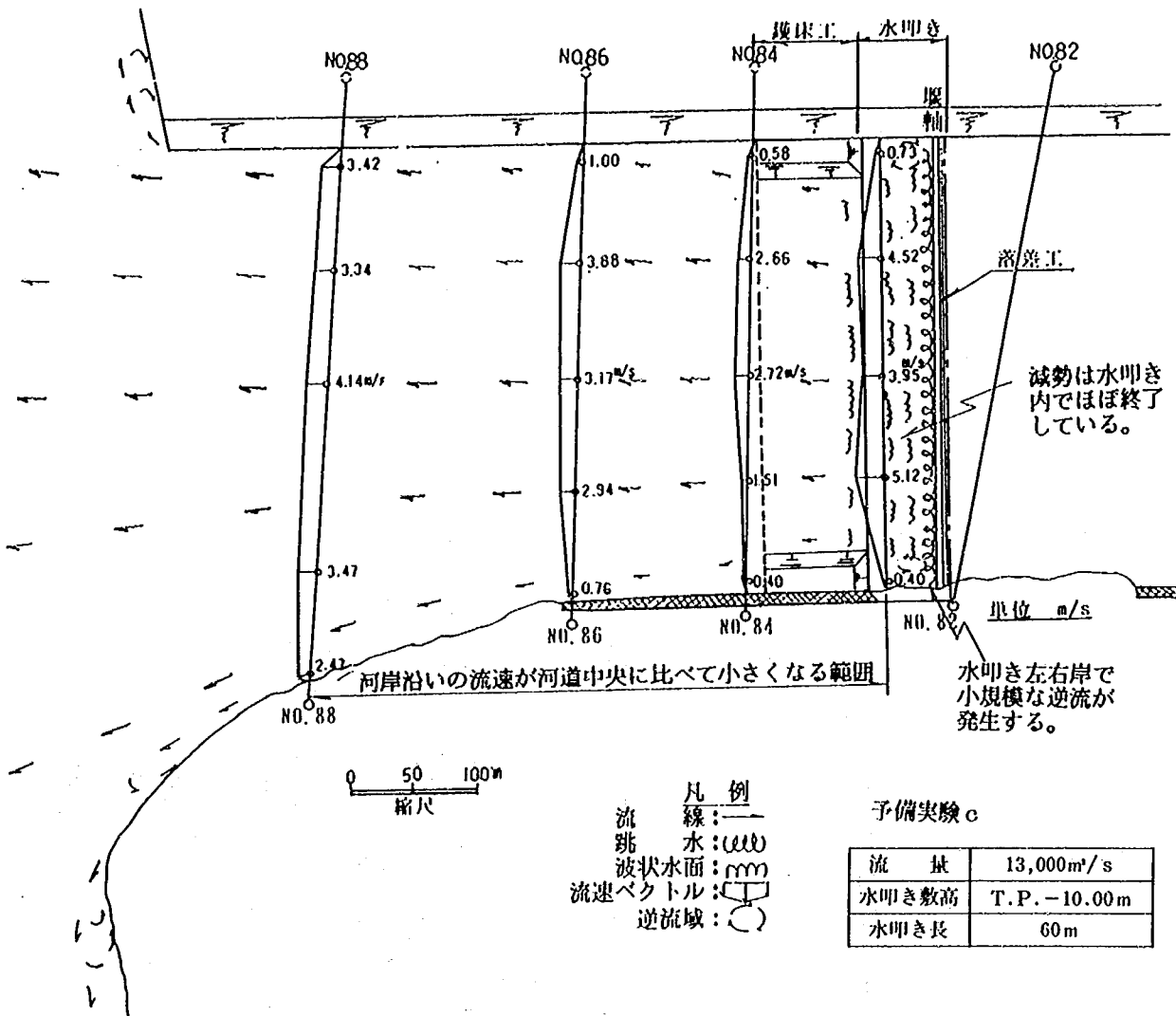


図-7.4.5 流況図 (天端部袖長25mで河岸部護床工を盛土した場合)

(4) 天端部袖長25.0mで護床工の河岸部を高くした場合の検討……………本実験 (ケースVII-1)

予備実験結果より、河岸部の流速低減効果が得られた形状 (予備実験c) について、河床変動状況等の諸現象とその効果を検討した。なお、下流河床の整形敷高は、T.P. - 5.0mである。

この実験結果の流況を図-7.4.6と写真-7.5に示す。護床工部の河岸沿いは剥離する流れによって、依然として逆流域が発生している。しかし、その範囲はNo84までと小さく、護床工の河岸部を高くした部分だけで生ずる。逆流域の流速は約 1.0 m/s 程度である。河岸部の高くした護床工への水当りは弱く、逆流域内では水面変動等もとくに見られなかった。No84地点付近の流速は、河道中央部が約 3.5 m/s 前後であるのに対して、河岸部では約 1.0 m/s 前後と遅く、その低減効果が得られている。しかしながら、No.

88地点では流れがほぼ一様となり、河岸沿いの流速は約3.0m/s程度となる。

落差工下流の洗掘状況を写真-7.6に示し、河床高等深線図を図-7.4.7に示す。護床工自体は、沈下や変形が生じておらず、ほぼ敷設時の形状を保っている。護床工下流の河岸部は、初期河床に対して1.0~2.0m程度の低下にとどまり、対策工による洗掘軽減効果が得られている。ただし、河岸から離れた河道中央寄りでは、対策無しの場合VI-2に比べて洗掘が著しく、その範囲は河口付近まで達している。これは護床工の河岸部を高くしたことによって、河道中央部に流水が集中したためである。護床工直下流の河道中央部付近には、左右2箇所に局所洗掘が生じ、その最大洗掘深はT.P.-17.0mに達し、対策無しに比べて約3.0m洗掘が増大している。

以上の結果より、落差工の形状を改良することによって、落差工下流河岸部の洗掘が軽減できることが明らかとなった。また護床工自体に変形や沈下なども生じなかった。しかしながら、河道中央へ流水が集中する傾向となり、落差工直下流の河道中央に洗掘が生ずる状況となってしまった。この洗掘を軽減させるには、河岸部形状をさらに改良しなければならない。なお、この検討結果は、減勢工を水平水叩きとした場合であって、他の減勢工形状には適用できないので注意が必要である。

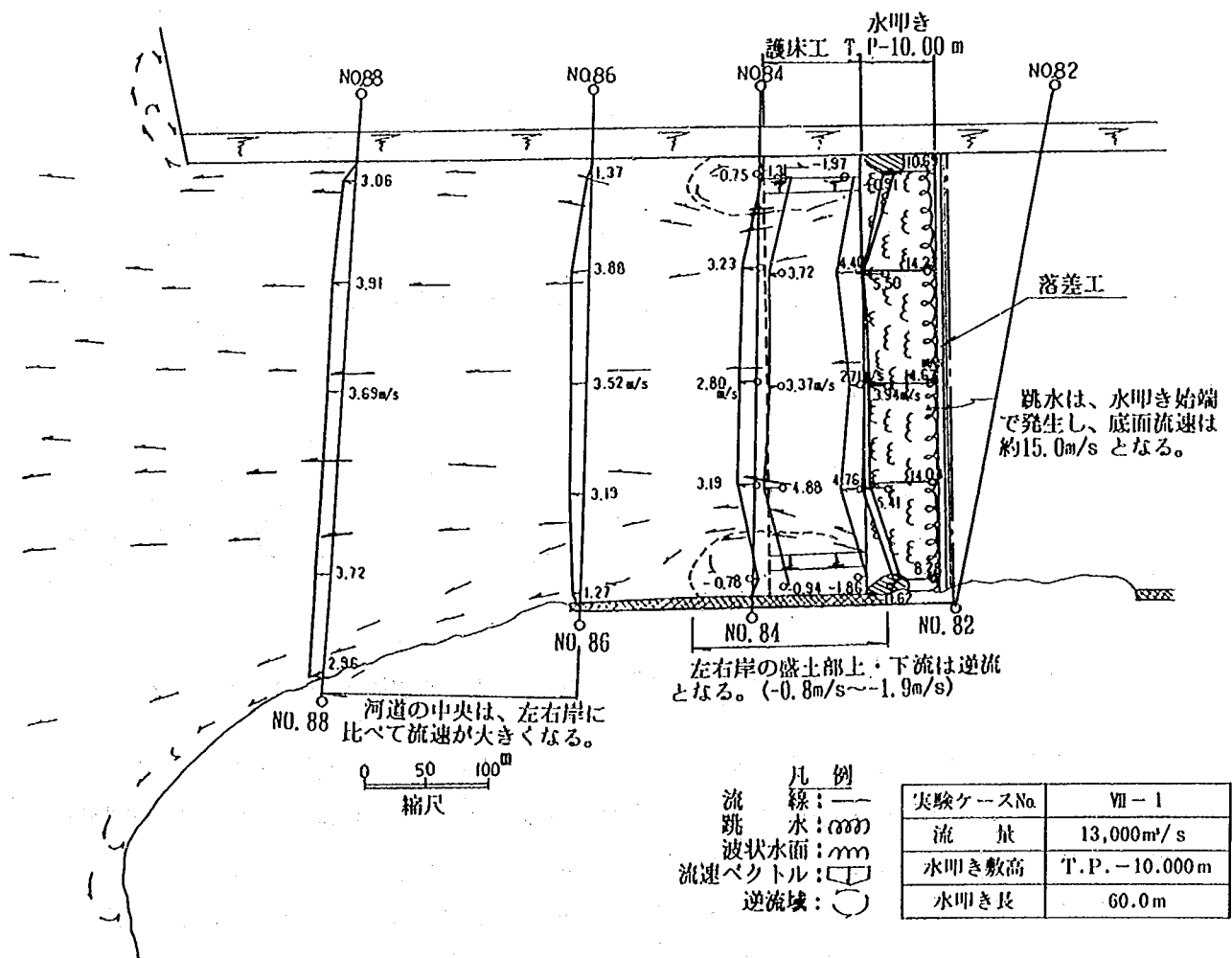
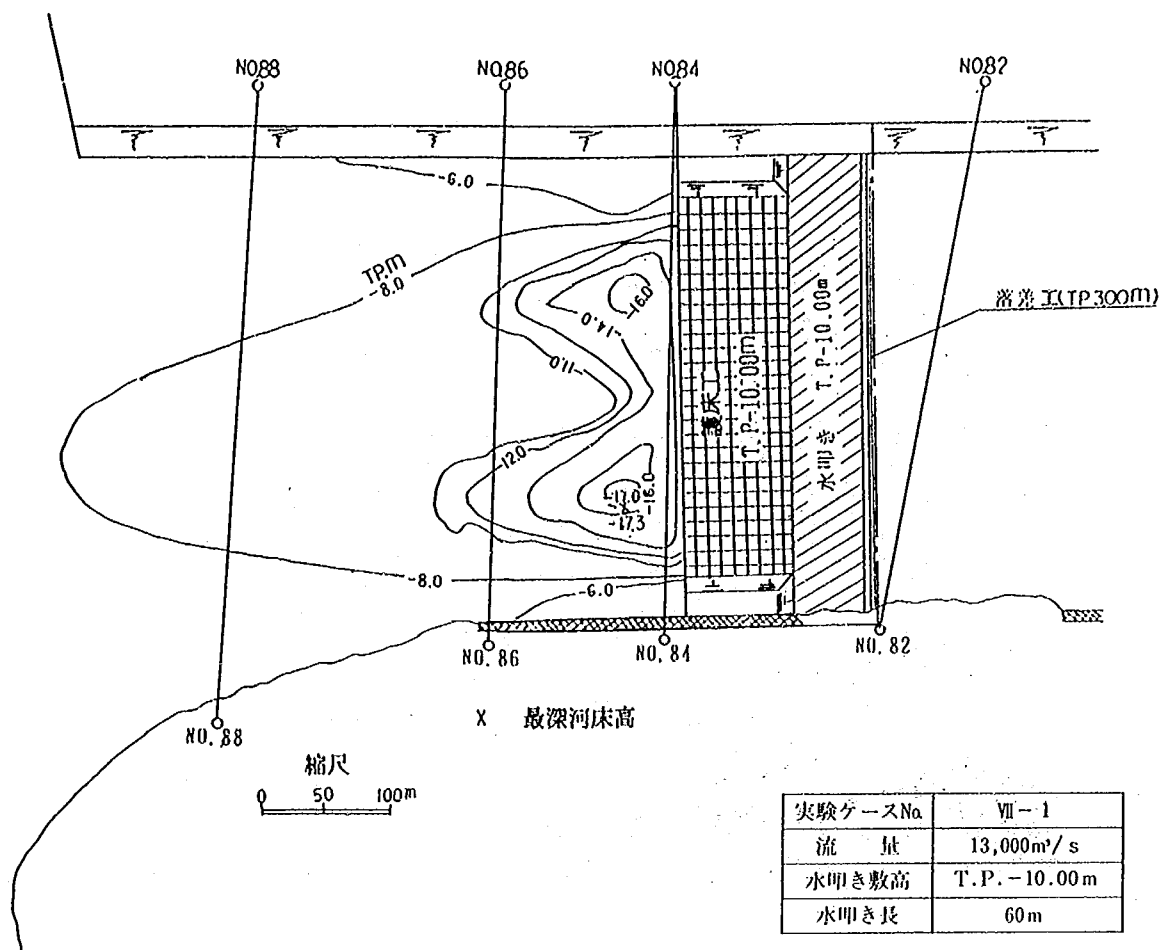
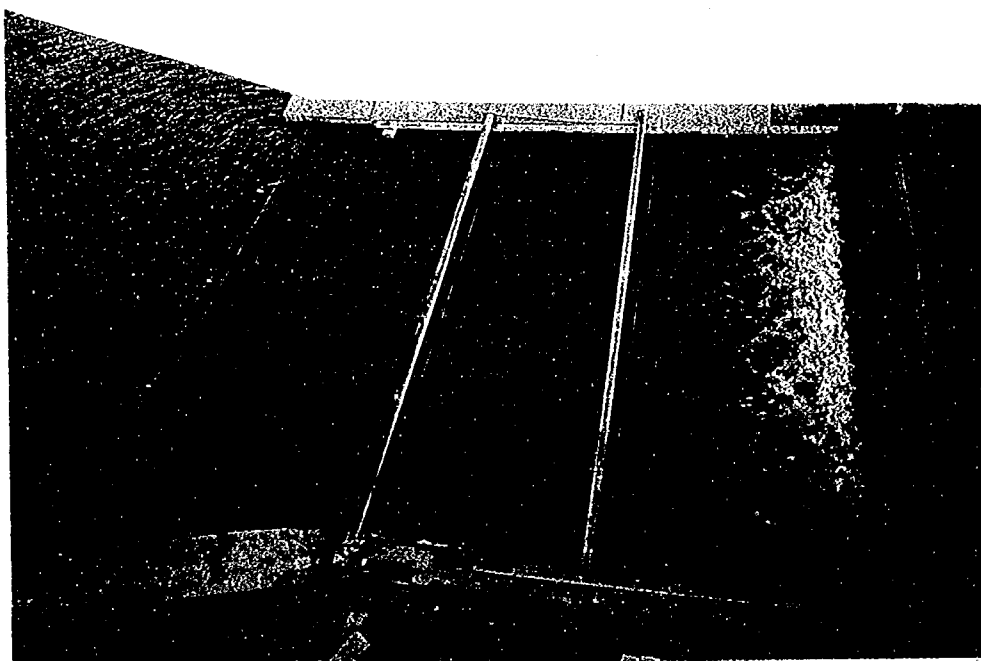


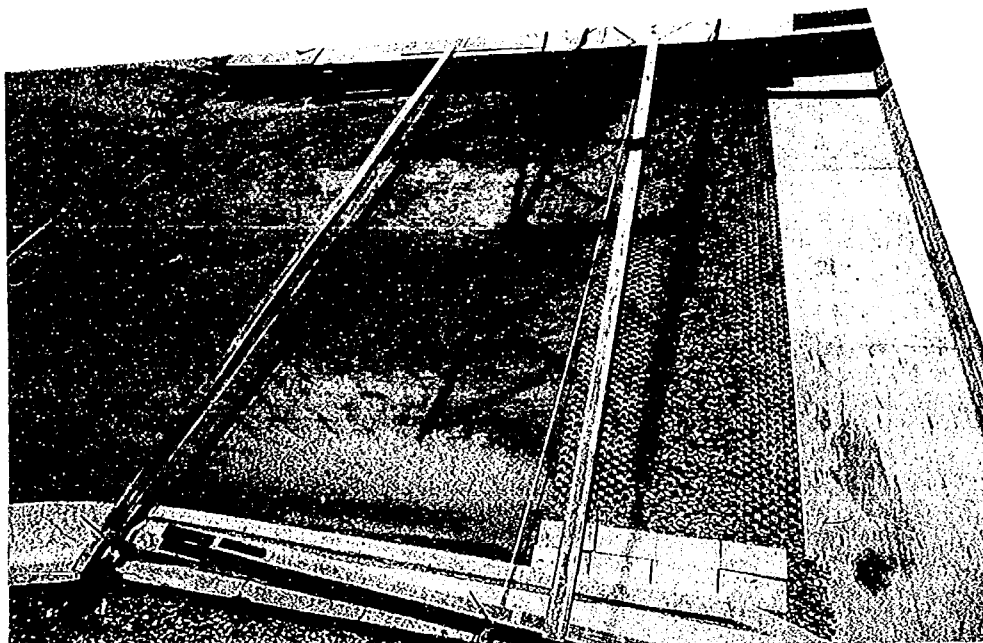
図-7.4.6 流況図(ケースVII-1)



図一7.4.7 河床高等深線図 (ケースVII-1)



写真一7.5 通水時の流況 (ケースVII-1、B=400m、天端高T.P.3.0m)



写真一7.6 河床の洗掘状況（ケースⅦ-1、 $B=400\text{m}$ 、天端高T.P.3.0m）

7-5 各種流量時における流況の把握

7-5-1 実験概要

本実験は、流量の違いによって水理的な問題が生じないかを調べるため、各流量時における流況把握を行ったものである。流量は $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $6,400\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $9,200\text{ m}^3/\text{s}$ および $13,000\text{ m}^3/\text{s}$ について検討した。実験は川幅を 400 m とし、落差工の天端高がT.P. 3.0 m の場合について行い、落差工諸元は、ケースⅥの実験結果より設定した。この落差工形状を図-7.5.1に示す。落差工下流の移動床区間には、軟岩河床を対象とした $d_m=2.0\text{ mm}$ の均一砂をT.P. -5.0 m の河床高で整形した。護床工は、現地で 8 t 相当の異形ブロック（一部は、玉石）を用い、水叩き下流に 85.0 m の幅で敷設した。実験は各流量時において、局所洗掘およびその河床高がほぼ安定した状態となるまで定流で通水した。下流端水位はT.P. -0.127 m である。

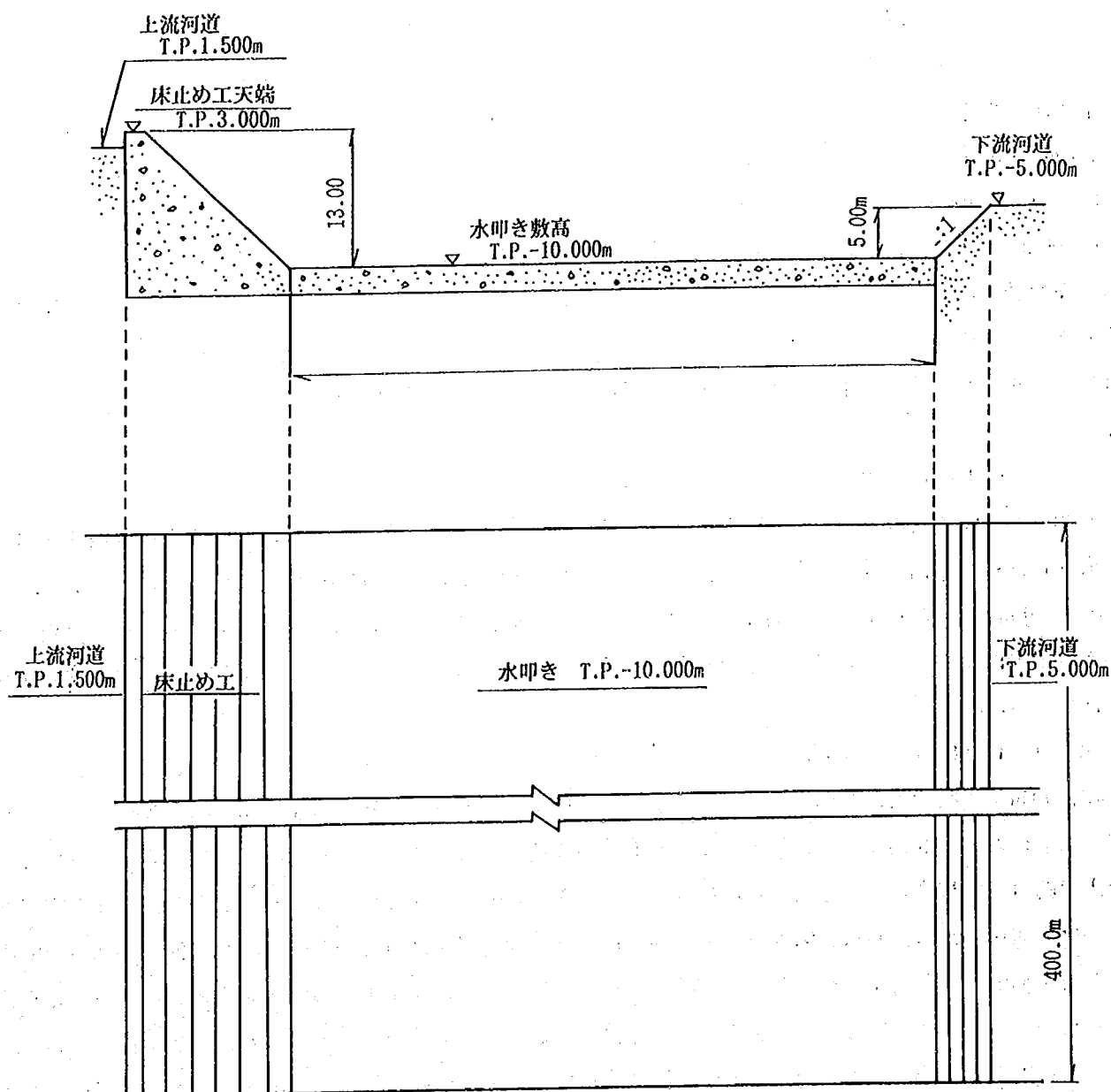


図-7.5.1 落差工の形状

7-5-2 実験結果

各流量時における流況および河床変動状況を以下に記す。なお、 $9,200\text{ m}^3/\text{s}$ までは、落差工下流に顕著な河床変動が見られなかった。そこで、 $9,200\text{ m}^3/\text{s}$ までの測定は流況把握にとどめている。

(1) $Q=1,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合……………ケースⅧ-1

$1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況を図-7.5.2に示す。落差工を越流した流れは、水叩き上で潜り状の跳水を形成する。流速は、水叩き始端付近で約 2.5 m/s であり、この流れは水叩き始端から約 40 m 下流付近で上向きの傾向に変わり、底面の流速は遅くなる。さらに落差工下流は穏やかでほぼ一様な流れとなる。水叩き末端での底面流速は、 $0.3\sim 0.8\text{ m/s}$ で、その下流河口部の流速もほぼ同様である。いずれの流速値も軟岩の侵食限界値より小さく、 $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 時に軟岩河床の侵食は、生じにくいと思われる。したがって、水叩き下流の河床は、ほとんど変動が見られなかった。

(2) $Q=3,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合……………ケースⅧ-2

$3,000\text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況を図-7.5.3に示す。水叩き上は、潜り状の跳水が形成され、この水叩き始端で約 5.0 m/s の流速が発生している。落差工直下（水叩き上）の河岸部では、法面から落込む流れにより、若干流速が小さい傾向となる。水叩き末端付近での底面流速は、 $1.0\sim 1.5\text{ m/s}$ となり、その下流河道は約 1.0 m/s 前後となる。流速値は軟岩の侵食限界値より小さく、ほとんど河床変動は見られなかった。

(3) $Q=6,400\text{ m}^3/\text{s}$ の場合……………ケースⅧ-3

$6,400\text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況を図-7.5.4に示す。水叩き上の流れは、依然として潜り状であるが、跳水による水面変動が顕著となる。水叩き始端における底面流速は約 9.0 m/s と非常に高流速であるが、末端に達するまでに減勢され、護床工直下での底面流速は約 2.0 m/s 前後に低下する。このためほとんど河床変動は生じなかった。落差工下流河道での流れはほぼ一様であり、No88から河口沖合いさらに穏やかな流れとなる。

(4) $Q=9,200\text{ m}^3/\text{s}$ の場合……………ケースⅧ-4

$9,200\text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況を図-7.5.5に示す。流量規模が大きいことによって、水叩き上には波状跳水が形成され、かつ水面変動も大きくなる。水叩き始端の底面流速は、約 11.0 m/s に達するが、末端付近で $3.0\sim 4.0\text{ m/s}$ に減勢する。底面流速が軟岩の侵食限界の流速とした 3.0 m/s より大きくなったため、水叩き直下の河床の一部に若干の洗掘が生じている。しかし、これより下流の河床では、ほとんど変動が見られなかった。

(5) $Q=13,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合……………ケースⅧ-5

$13,000\text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況を図-7.5.6に示す。水叩き上の流れは、跳水による水面の変動が大きい。水叩き始端における底面流速は、約 13.0 m/s 前後の高流速が発生し、これが水叩き始端から約 30 m 付近の地点で約 $1/2$ 程度に減勢され、水叩き末端では $3.0\sim 4.0\text{ m/s}$ までに低減する。しかし、水叩き末端部における流速の鉛直分布は、 $9,200\text{ m}^3/\text{s}$ と同様に底面が速くて水面付近が遅い。これは河口部河道の河床高が暫定掘削深とした $T.P.-5.0\text{ m}$ で設定したことにより、落差工下流水位が完全跳水を形成する水位より高くなったためである。落差工下流河道の底面流速は、No84地点より河口に向かって速くなっている。これは落差工直下流で洗掘された土砂が下流へ流送され、上流断面に比べて河積が小さくなっているためである。したがって、実際の落差工下流河道の流速は、No84地点付近の流速値程度であろうと思われる。

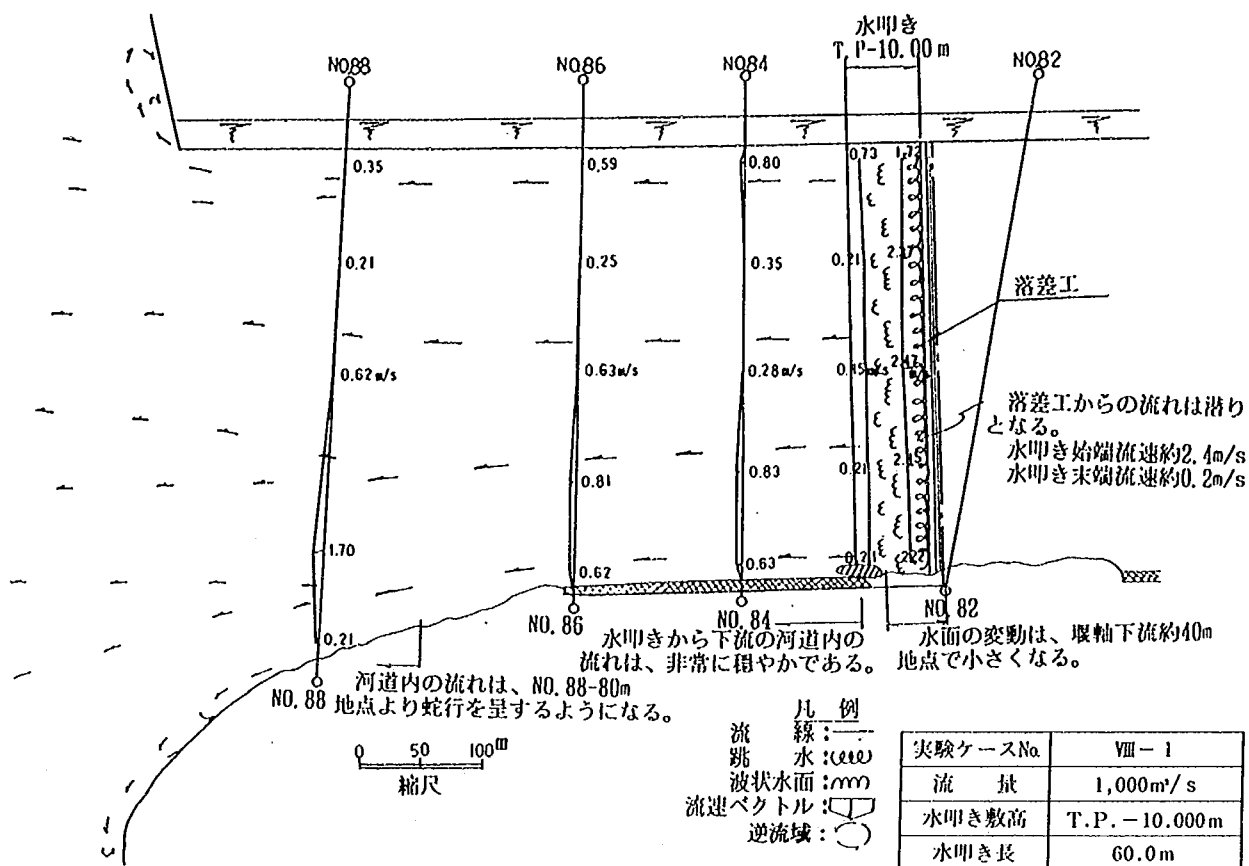


図-7.5.2 流況図 (VIII-1)

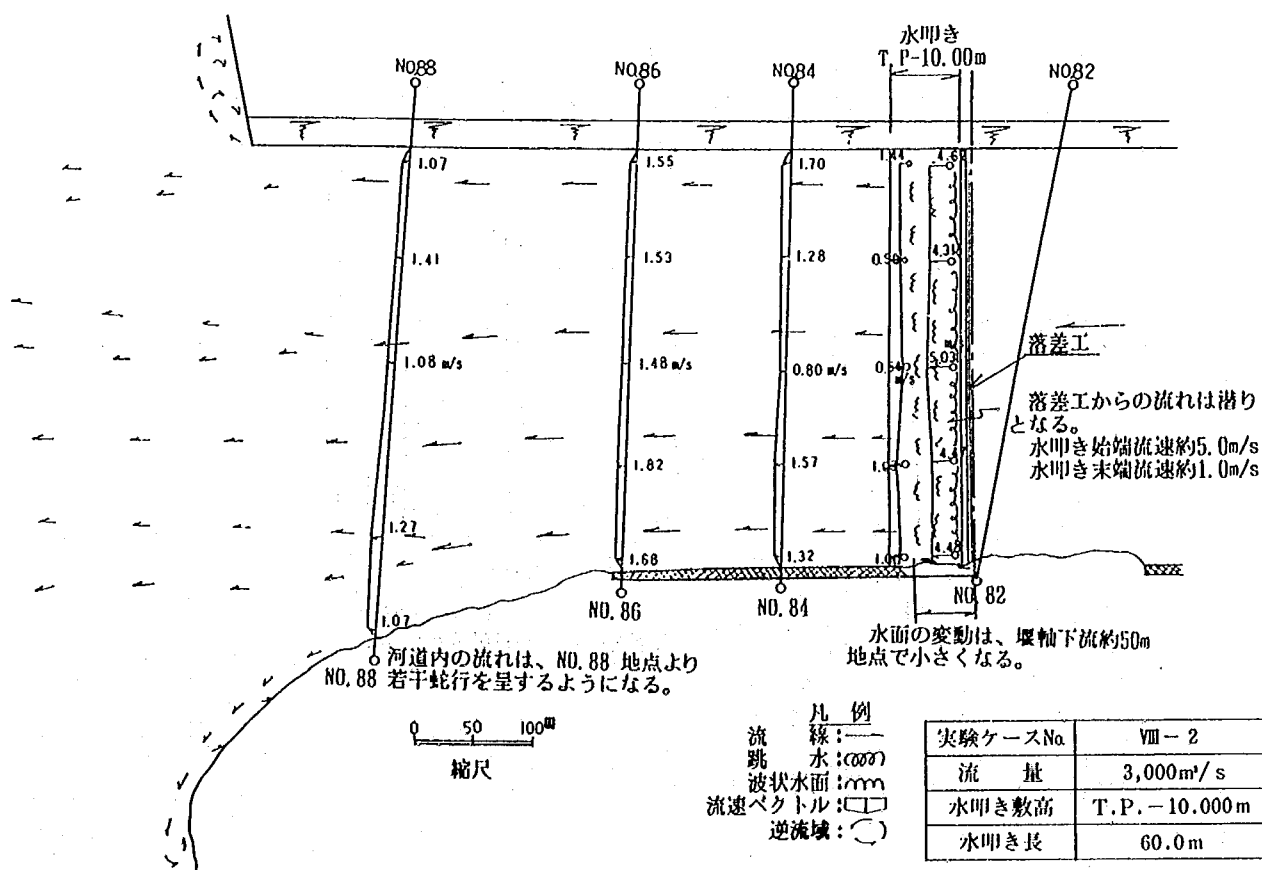


図-7.5.3 流況図 (VIII-2)

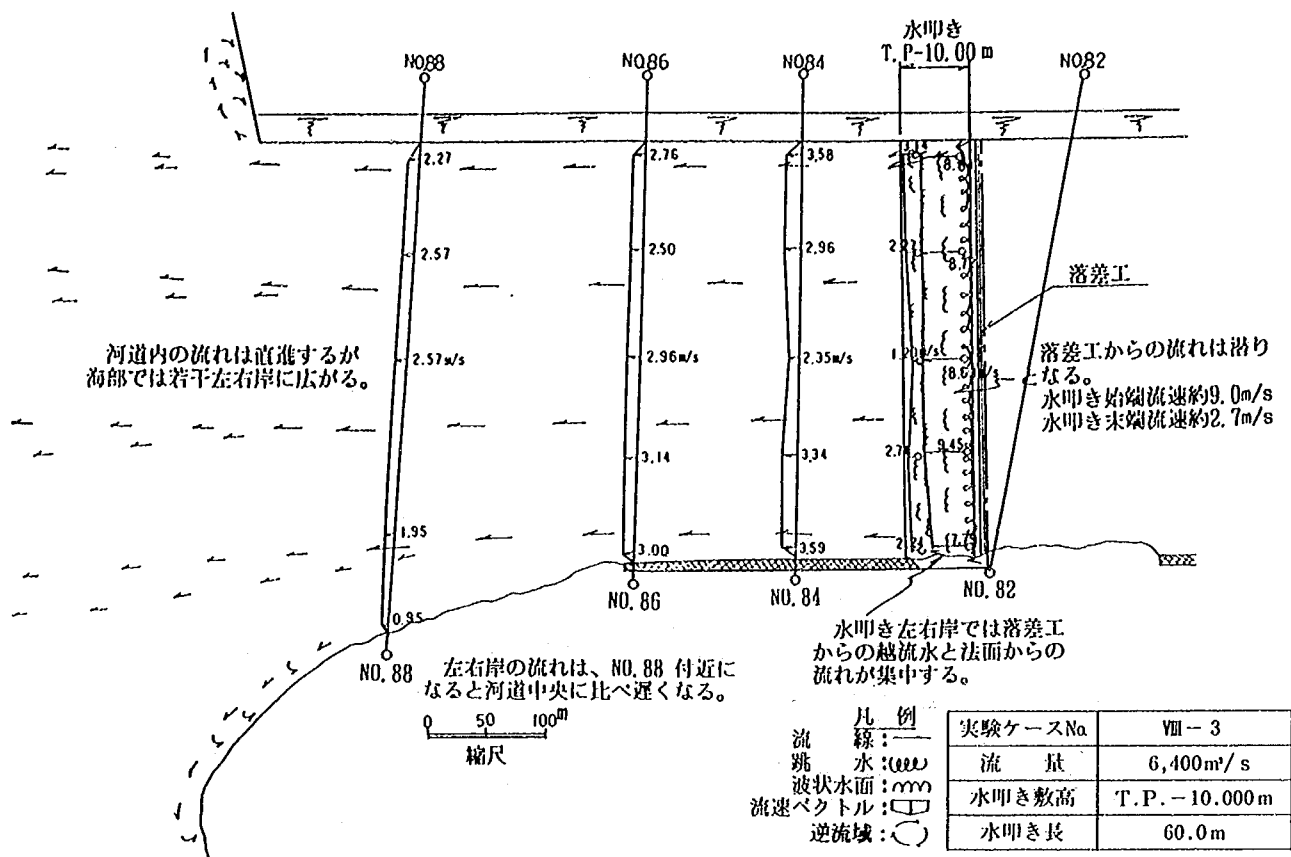


図-7.5.4 流況図 (ケースVIII-3)

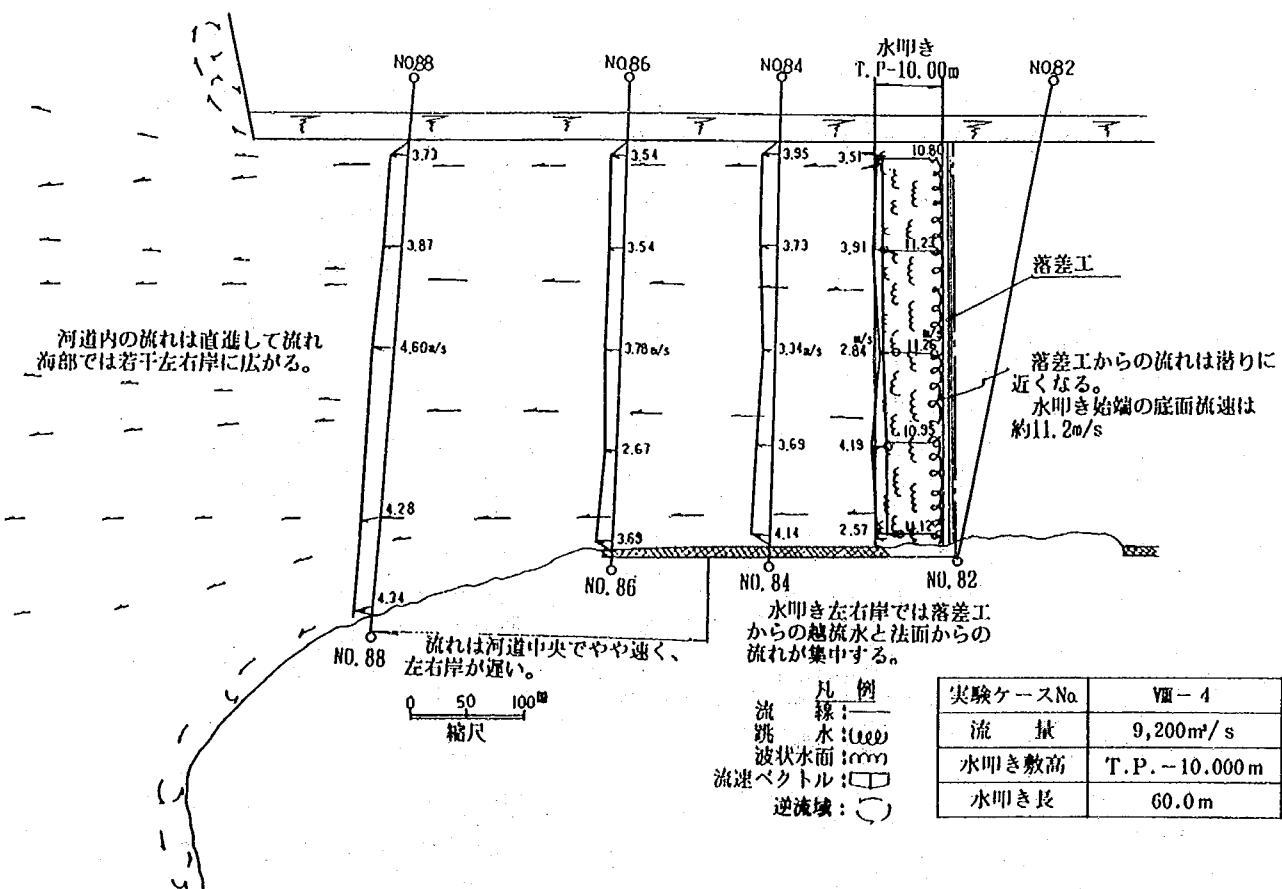


図-7.5.5 流況図 (ケースVIII-4)

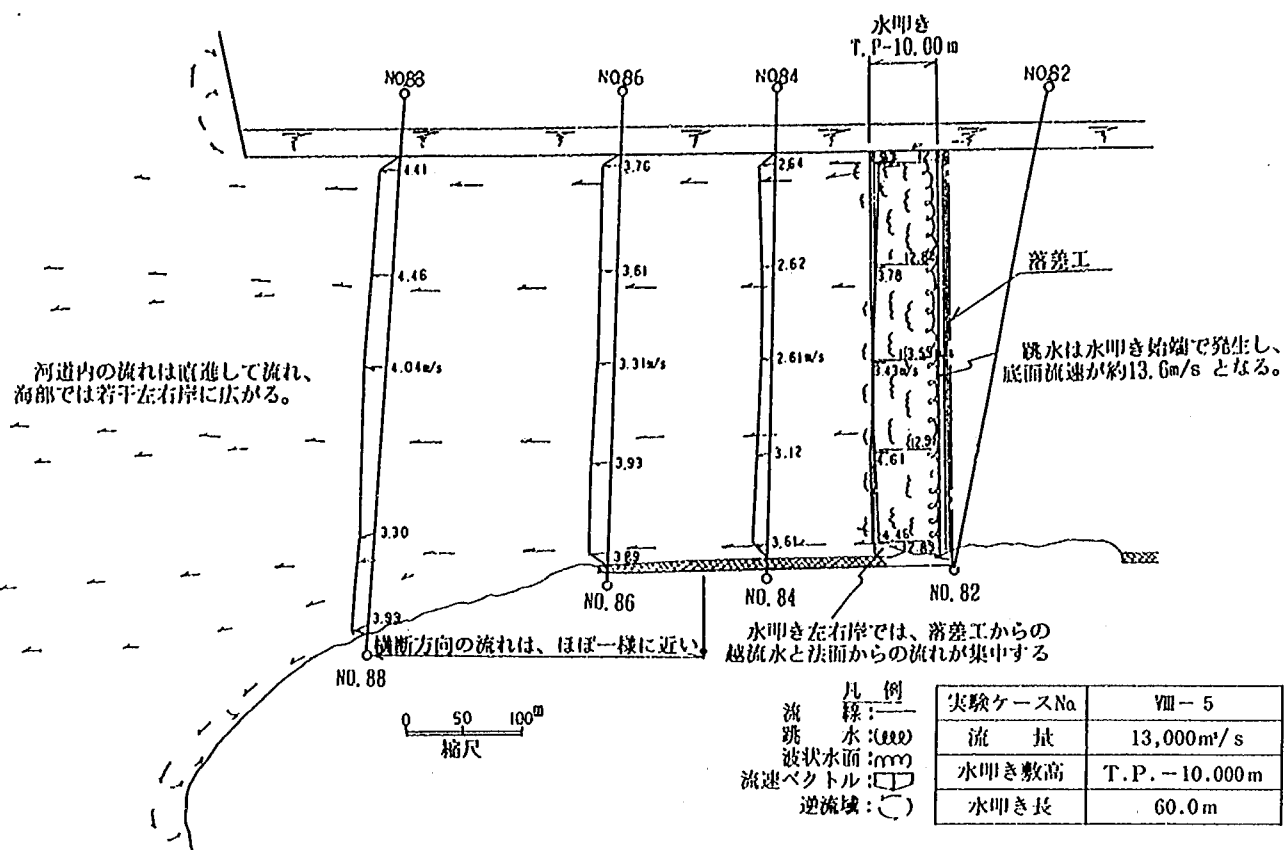


図-7.5.6 流況図(ケースVIII-5)

次に河床高の経時変化を図-7.5.7に示す。水叩き直下では、局所洗掘が進行し、急激に河床が低下する。しかし、この洗掘深は時間の経過とともに徐々に一定値となり、通水終了時の180分後には、約T.P. - 16.0 mでほぼ平衡状態に達している。一方、下流断面のNo.84、86、88地点の洗掘は、進行が非常に遅くまだ平衡状態に達していないと思われる。

落差工下流の洗掘状況を写真-7.7、河床高等深線図を図-7.5.8に示す。水叩き直下流は、ほぼ全体に一樣な局所洗掘が生じている。最深部位置は、水叩き末端から下流約25.0 m地点に生じ、その洗掘深は約19.0 mであった。この局所洗掘の規模は、先のケースVI-2-1で求めた護床工の敷設範囲内であり、護床工の敷設により洗掘は防止できると考えられる。以上の結果より、暫定掘削時には、護床工の敷設を同時に行う必要があることが分かった。

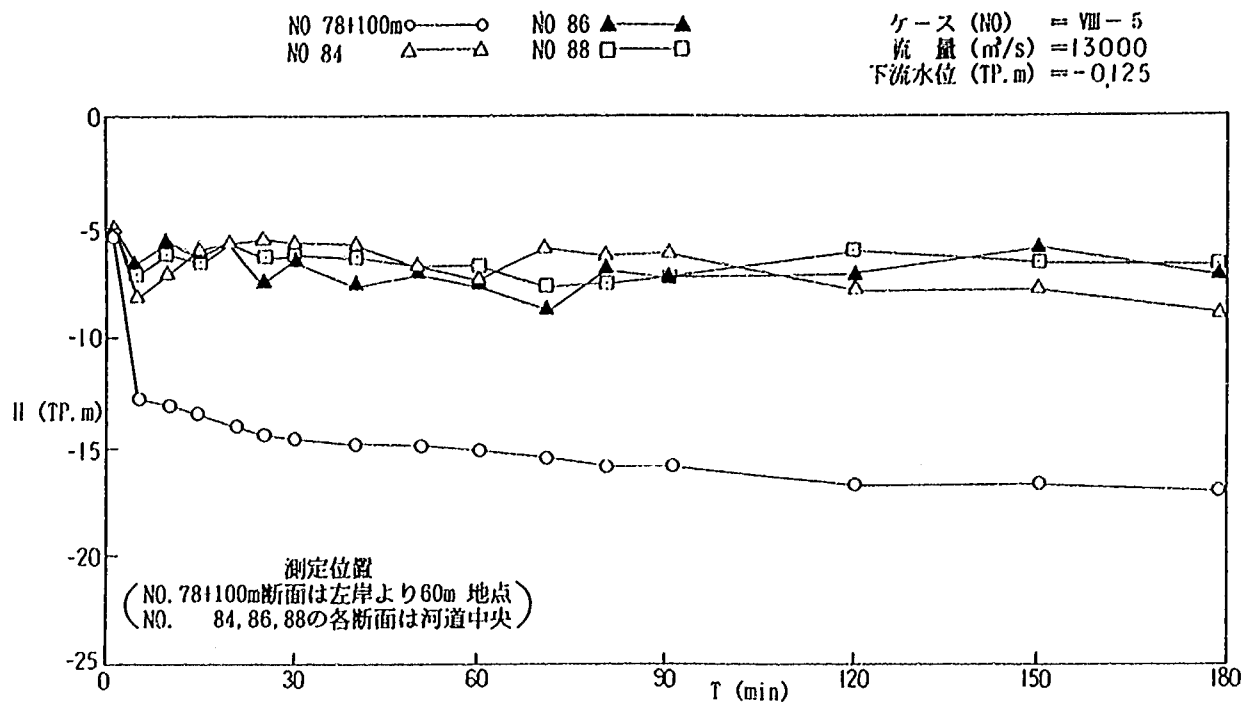


図-7.5.7 河床高の経時変化 (ケースVIII-5)

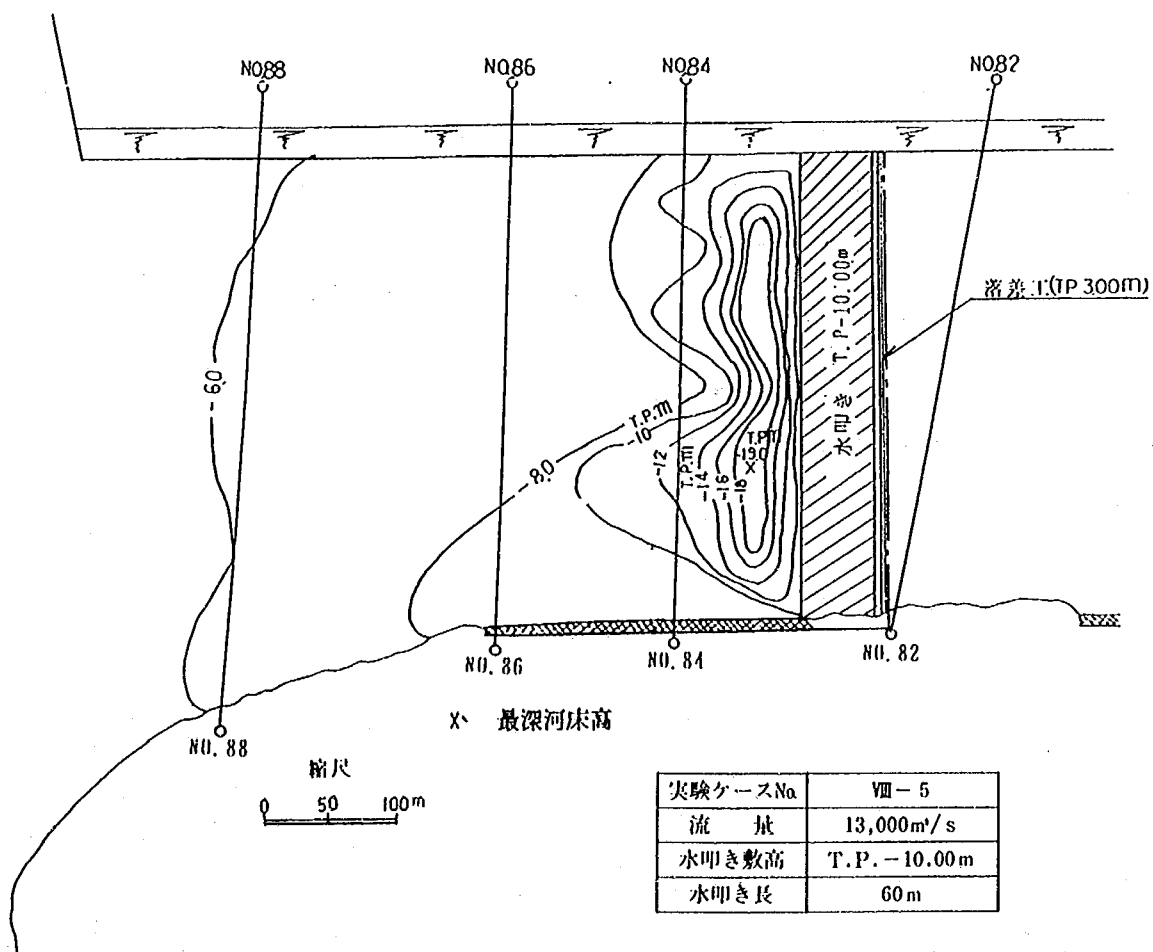
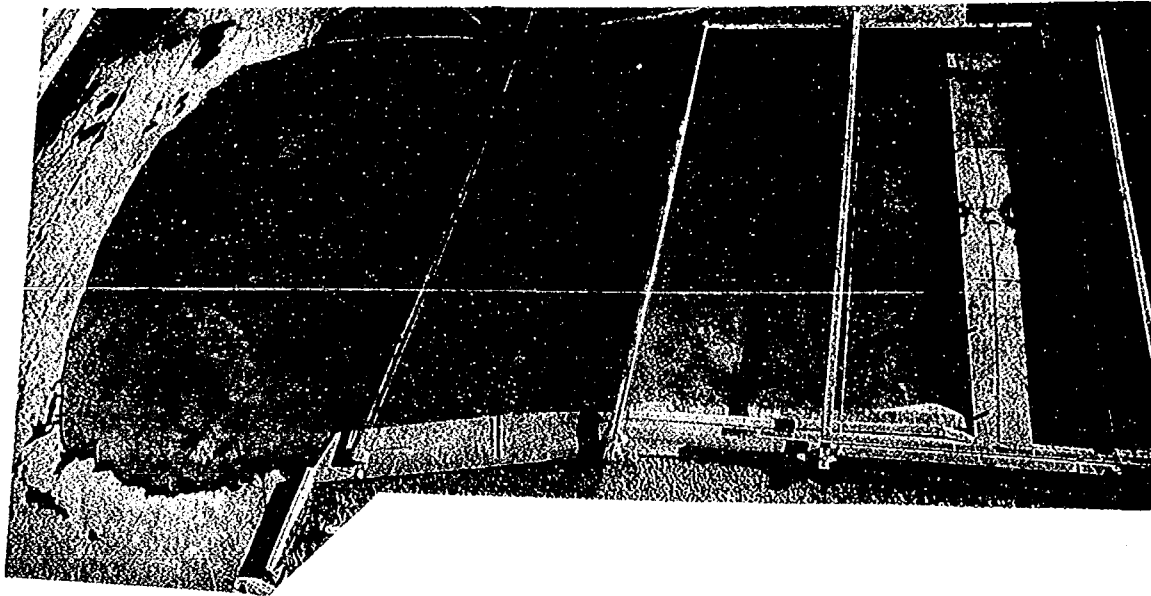


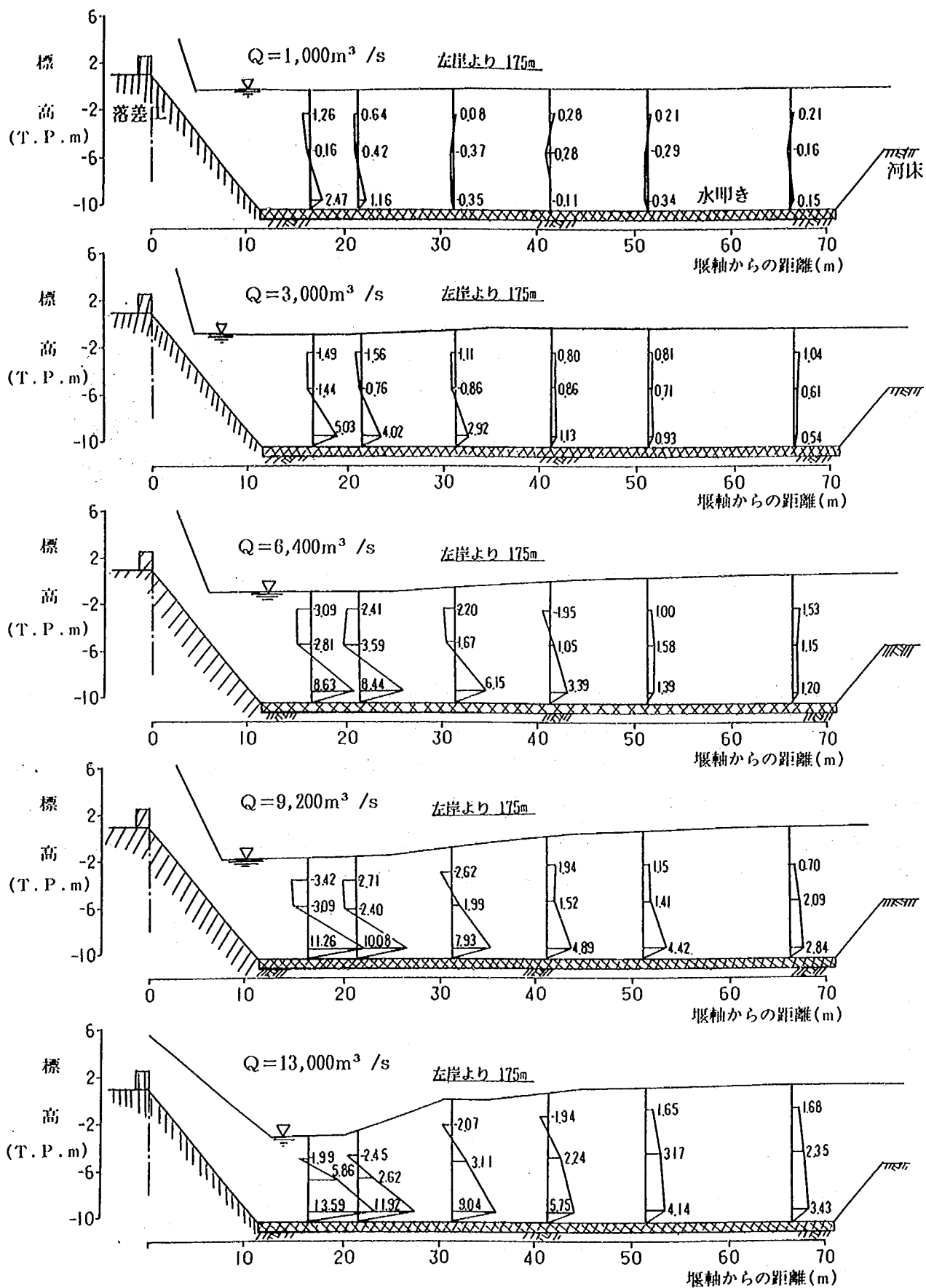
図-7.5.8 河床高等深線図 (ケースVIII-5)



写真－7.7 河床の洗掘状況（ケースⅧ－5、 $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）

(6) 各流量時の流況比較

水叩き上の各流量時における流速分布を図－7.5.9に、流況を写真－7.8に示す。流量が $13,000\text{m}^3/\text{s}$ 以下のときに跳水は潜り状となるため、水叩き底面が高流速となり、堤体に対して流況的に好ましくない。しかし、下流河道をT.P.－5.0 mで掘削した場合、中小出水では軟岩の侵食限界流速とされる 3.0m/s 以上の流れは生じておらずに、軟岩河床を対象とした 2.0mm の均一砂は、 $9,200\text{m}^3/\text{s}$ 以下の流量ではほとんど変動がなかった。よって、計画出水規模の洪水が頻繁に生じない限り、落差工から下流河床が計画河床高より低下するようなことはなく、構造物の安定性が維持されるものと考えられる。



図一 7.5.9 各流量時における跳水部の流速分布

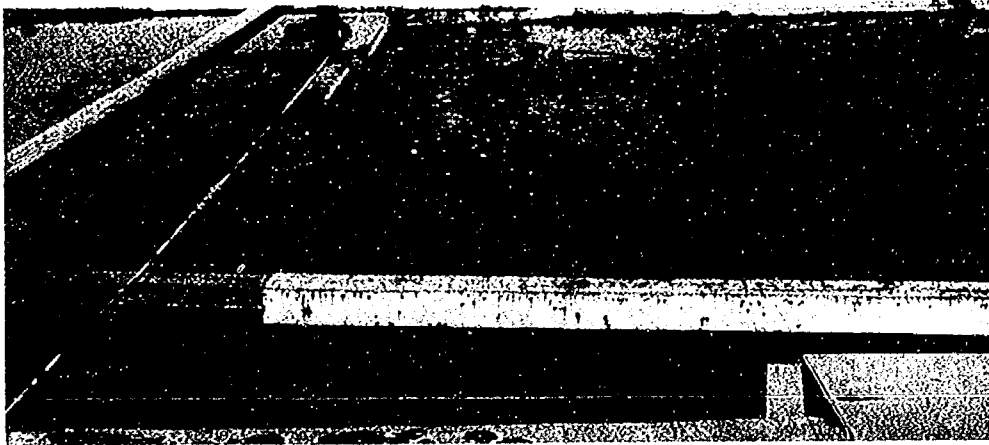


写真-7.8.1 通水時の流況（ケースⅧ-1、 $Q=1,000\text{m}^3/\text{s}$ ）

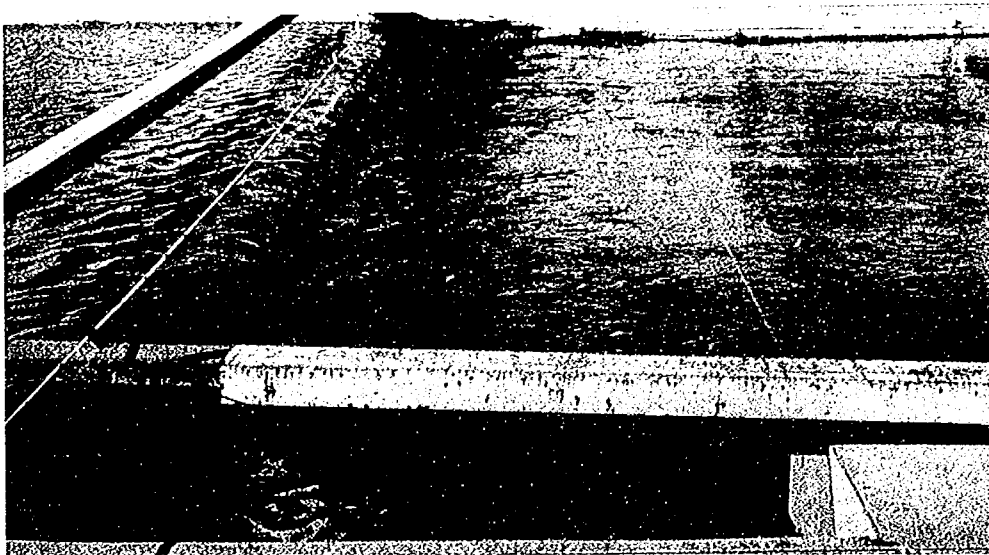


写真-7.8.2 通水時の流況（ケースⅧ-2、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ ）

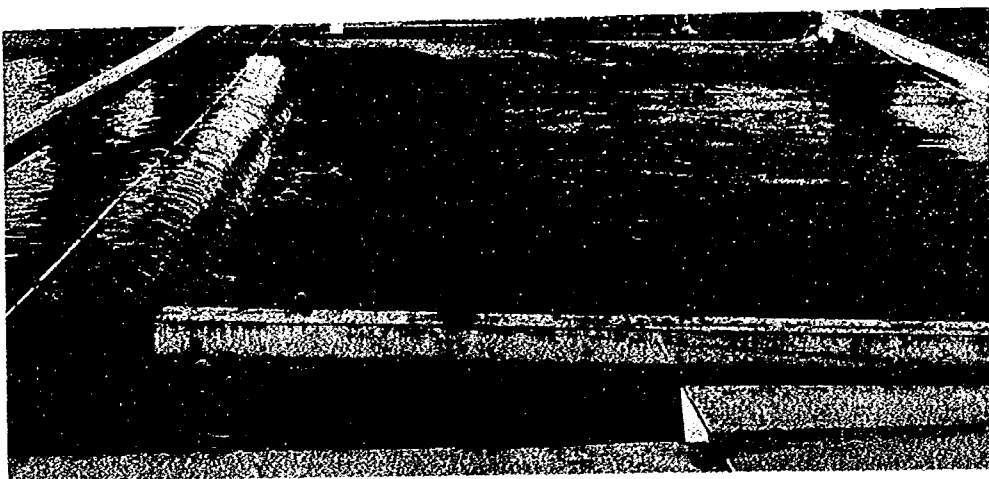
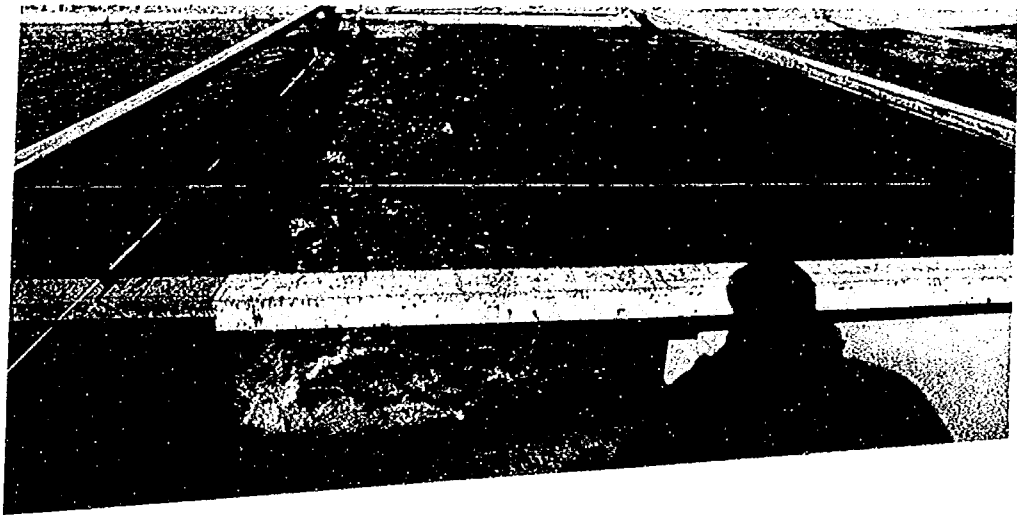
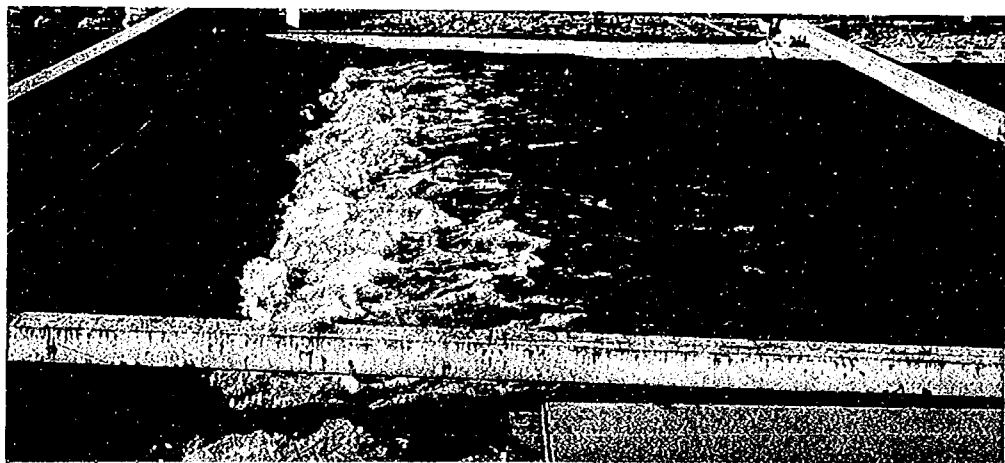


写真-7.8.3 通水時の流況（ケースⅧ-3、 $Q=6,400\text{m}^3/\text{s}$ ）



写真—7.8.4 通水時の流況（ケースⅧ—4、 $Q=9,200\text{m}^3/\text{s}$ ）



写真—7.8.5 通水時の流況（ケースⅧ—5、 $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）

7-6 落差工上に堰を設けた場合の検討

7-6-1 検討目的

信濃川は、本川下流へ維持流量を供給するため、大河津分水路との分派点に可動堰と洗堰を設けて低水管理を行っている。改修計画（案）においても従来機能を保持するため、落差工と可動堰をそれぞれ建設する計画となっている。しかし、堰を河口の落差工部に設けて従来機能を維持し、かつ建設費の軽減を図る案（併設案）も提案されている。ここではこのような案の水理現象の把握と問題点等について検討するものである。実験は小洪水量時に落差工上で水位の堰上げを行った場合と、堰上げを行わない場合との落差工周辺の流況比較を行い、落差工上に堰を設けた際の水理現象と問題点について検討を行ったものである。

7-6-2 実験概要

実験はケースⅣと同様に、60cm幅の直線水路に落差工の抽出模型を設置して行った。水路の状況を図-7.6.1に示す。越流部を検討する実験では、堤体面の粘性の影響を避けるため、越流部の水深が3～4cm以上となるように模型の縮尺を設定するのが一般的である。しかしながら、条件を満足する水路が確保できなかったため、ここでは概略の流況を把握することを目的として、模型縮尺を1/50（無歪）とした。落差工の減勢工形状は、水平水叩きとし、上下流河道については河床が安定しているものと仮定して固定床とした。実験条件の一覧を表-7.6.1に示す。改修計画（案）では、分派点で $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量があれば、本川下流へ維持流量を自然分派させることができる河道を検討している。そこで実験は、堰上げ時の最大流量 $1,900\text{m}^3/\text{s}$ と、これより流量が少ない場合の $1,500\text{m}^3/\text{s}$ および $1,000\text{m}^3/\text{s}$ について、それぞれ落差工上で水位を堰上げた場合と堰上げない場合とを比較した。また、参考値として計画流量 $13,000\text{m}^3/\text{s}$ と融雪期の年平均最大流量の $3,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水した結果とも比較している。落差工上での堰上げ水位は、河口部落差工地点で水位を堰上げて分派地点で維持水位（T.P. 8.5 m）が保てる水位として、不等流計算により求めた。下流端水位は、3次元の全体模型の実験の結果を基に図-7.6.2に示したNo.84地点の水位を用いて設定した。

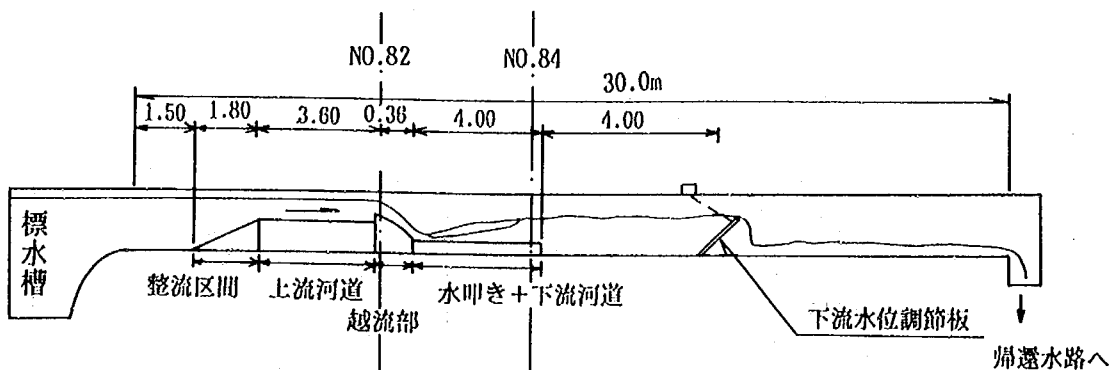
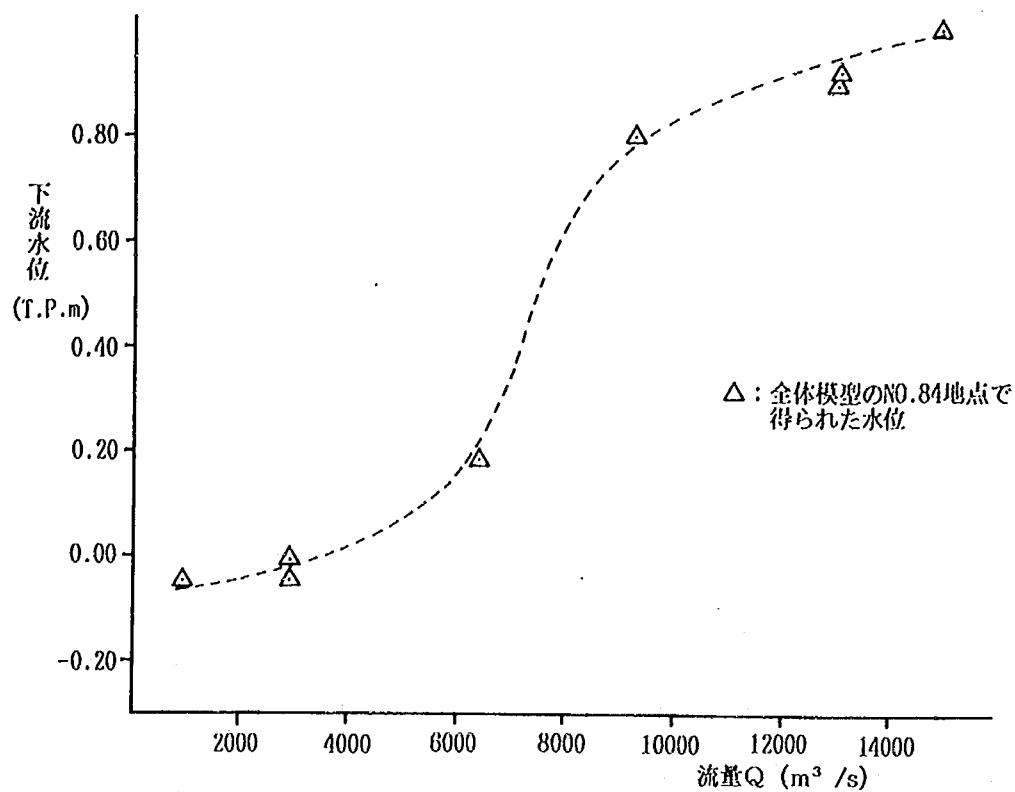


図-7.6.1 水路の状況



図一 7.6.2 流量と下流水位の関係

表一 7.6.1 実験ケース一覧表

実験ケース	流 量 (m^3/s)	ゲート有無	ゲート開度 (m)	上流水位 (T.P.m)	検討内容
IX-1-1	1,900	有	1.15	6.288	落差工上に堰を設けた場合の検討
IX-1-2	1,500	〃	0.70	7.718	
IX-1-3	1,000	〃	0.45	8.222	
IX-2-1	1,900	無			
IX-2-2	1,500	〃			
IX-2-3	1,000	〃			
IX-3-1	13,000	〃			
IX-3-2	3,000	〃			

7-6-3 実験結果

(1) 水位について

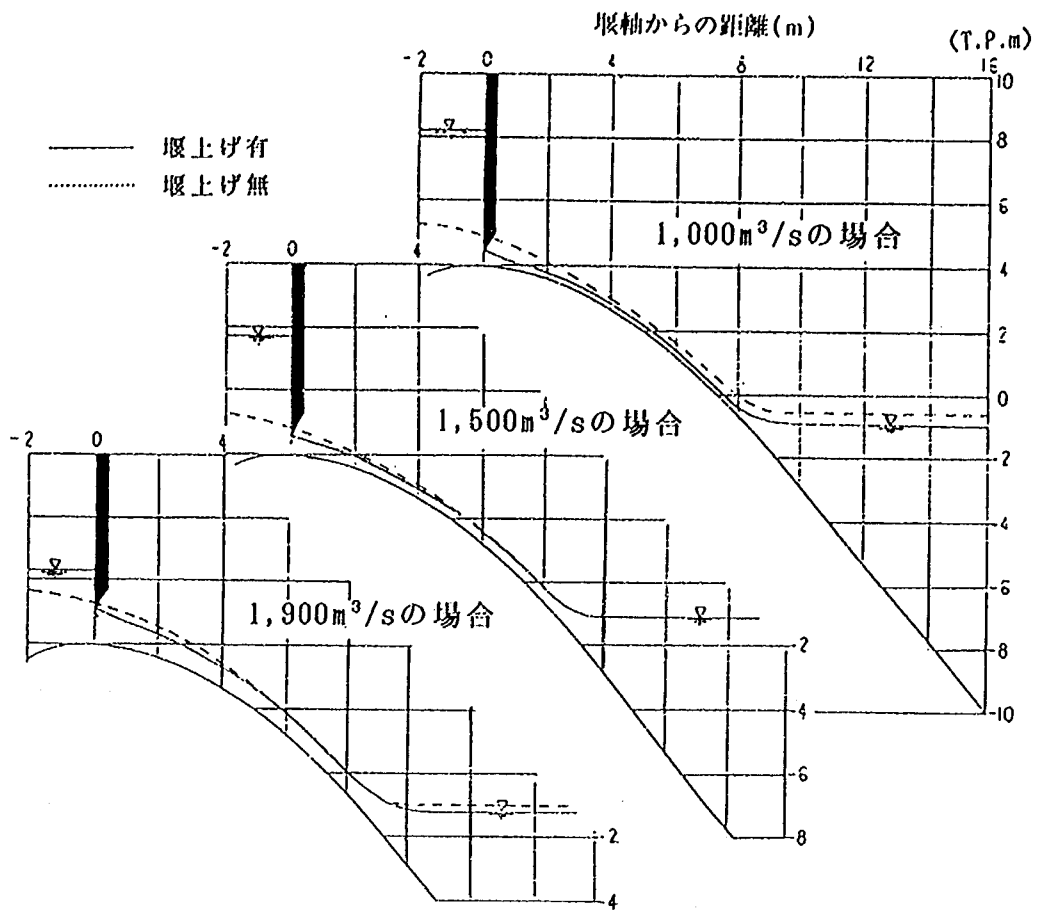
図-7.6.3に越流部における各流量時の堰上げの有無による水位の比較を示す。1,900 m^3/s 時に堰上げを行った場合と堰上げない場合の水位は、落差工の越流水脈の水深が異なる。しかし、流量規模が大きくなると、落差工地点における水位の堰上げ量が少なくて良いことから、落差工地点でのエネルギー水頭の差が少なく、下流水脈の水深はほぼ等しくなっている。この傾向は1,500 m^3/s でも同様に見られる。しかし、落差工地点の水位堰上げ量が大きくなる1,000 m^3/s 時には、越流水脈が堰上げの有無によって大きく異なる。

(2) 流況・流速について

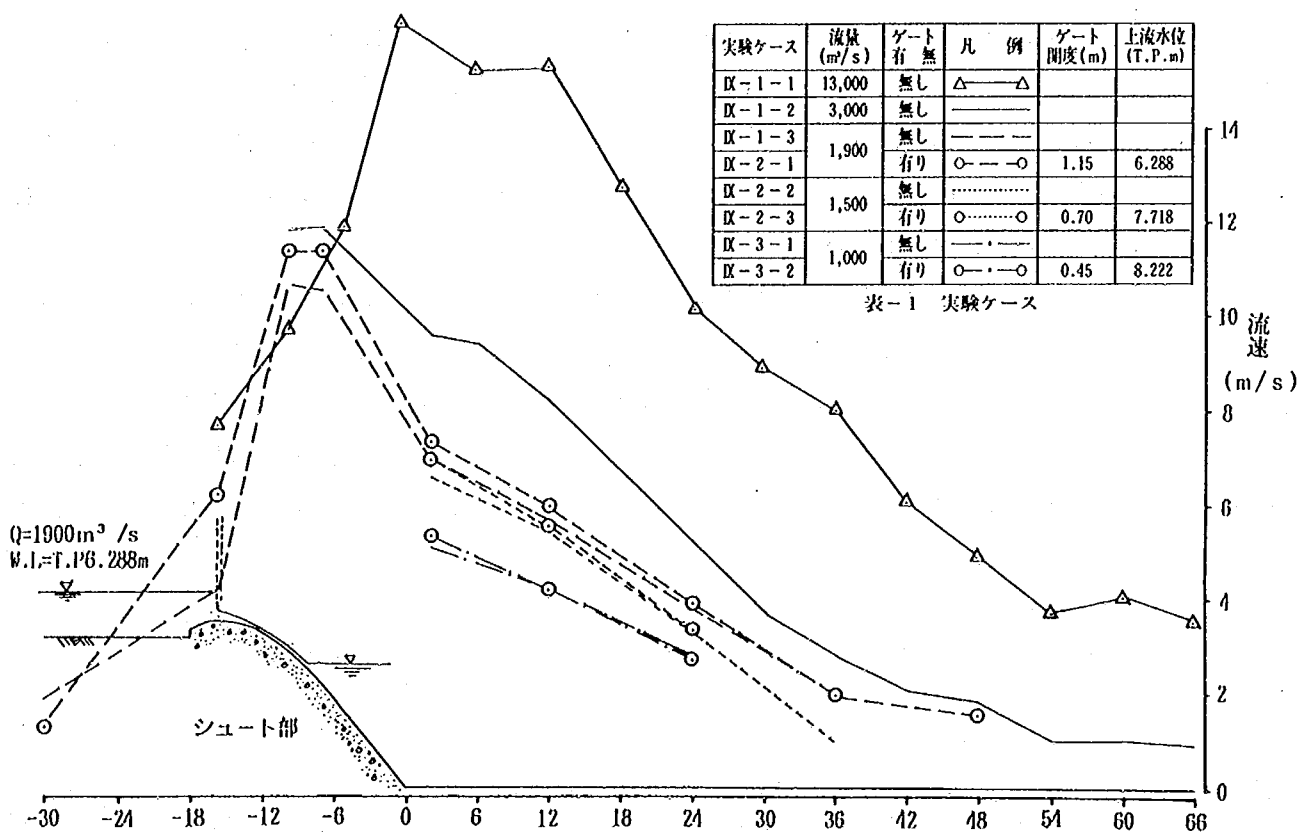
各流量時における底面流速の縦断分布を図-7.6.4に、図-7.6.5に流況を示す。13,000 m^3/s 時における跳水は、水叩き始端より生じる。しかし、流量規模が小さい場合には、下流水深が跳水の対応水深よりも高い状態となるため、潜りの状態となる。このため13,000 m^3/s 時には、水叩き始末端で最大流速が生じているのに対し、流量規模が小さい場合には堤体斜面で越流水脈が下流水面へ流入する時に最大流速が生ずる。最大流速は13,000 m^3/s 時に約16.1 m/s の高流速を生ずるが、流量規模が小さくなるにしたがって流速値は小さくなり、3,000 m^3/s 時には約7割の11.8 m/s に減少する。また、底面流速が速くなる範囲も、13,000 m^3/s 時に比して3,000 m^3/s 時には約2/3程度に減少し、その範囲は堤体末端部の周辺に限定されてくる。

堰上げの有無による流況および流速の違いを1,900 m^3/s の場合について述べる。流況は跳水長等に変化はなく、とくに差異を認められなかった。しかし、流速の縦断分布に若干の違いが見られる。堰上げの有無によって、越流堤天端の流速差は約1.5倍（堰上げ無し：4.35 m/s 、堰上げ有り：6.45 m/s ）生じている。しかし、最大流速の生ずる下流水面への流入時には、流速差が1割弱（堰上げ無し：10.65 m/s 、堰上げ有り：11.45 m/s ）までに減少している。この流速差は、水叩き上での流速の低減とともに少なくなり、水叩き始端から下流約36.0 m 地点で、両者はほぼ等しくなっている。この傾向は、流量規模の小さい1,500 m^3/s および1,000 m^3/s でも見られる。ただし、流量規模が小さいため、堰上げの有無による流速差や流速差が生じている範囲も小さい。

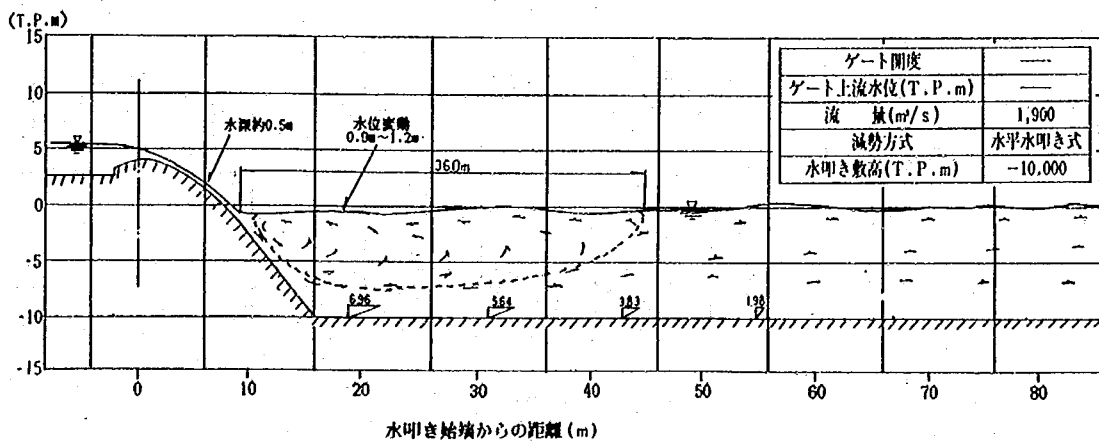
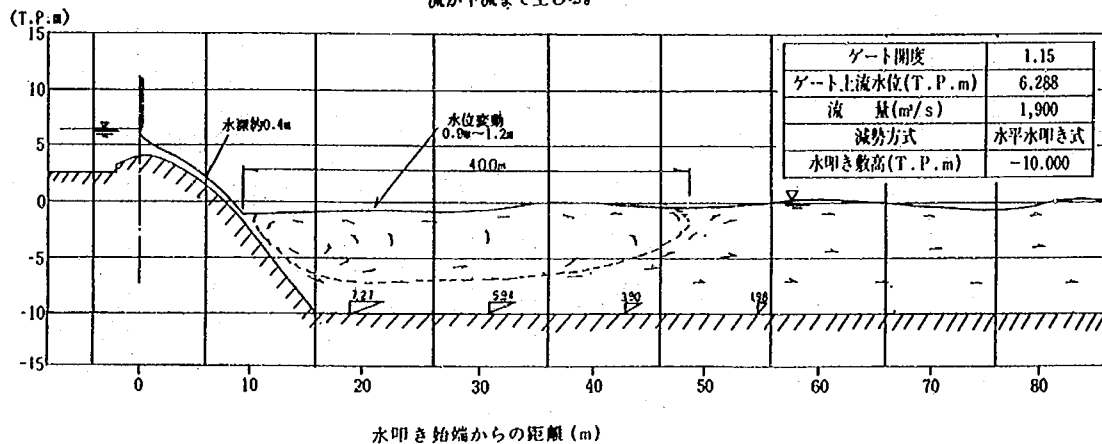
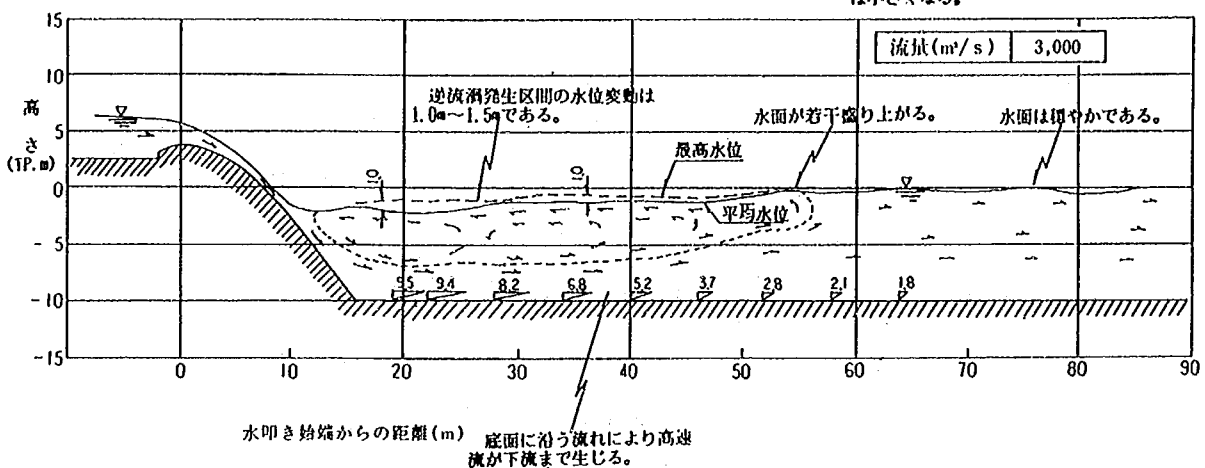
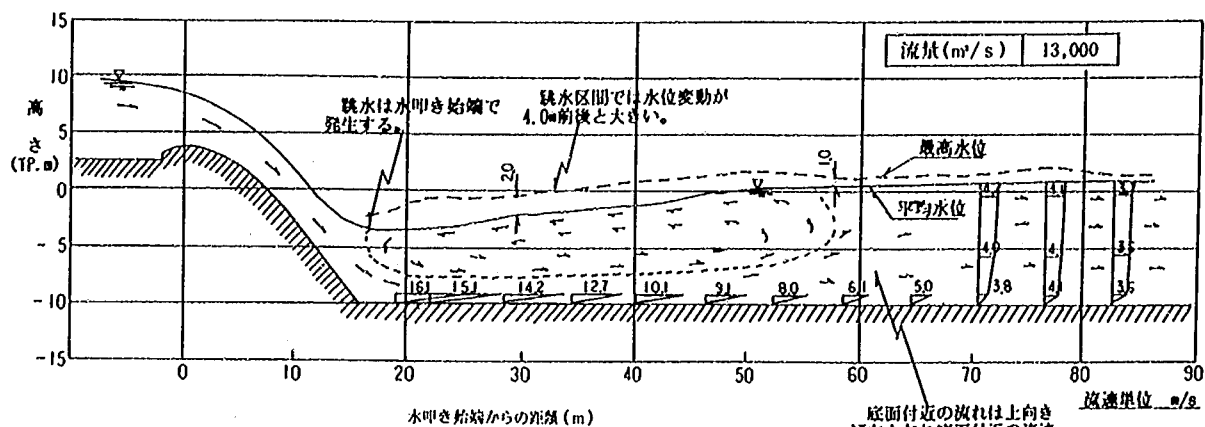
以上、落差工上に堰を設けた場合の水理量の変化等について検討した。この結果、堤体および水叩き始端付近の底面流速が若干増加する以外は、顕著な変化はなく、下流河道まで影響を及ぼさないことが明らかとなった。ただし、ゲート部の流速が約1.5倍も増大し、最大流速も約一割程度大きくなることから、安全性等に留意する必要があることが分かった。また、13,000 m^3/s 時には、水叩き始端で約16.1 m/s の高流速が生ずる結果が得られ、コンクリート堤体の場合、摩耗の生ずる懸念があることも明らかとなった。



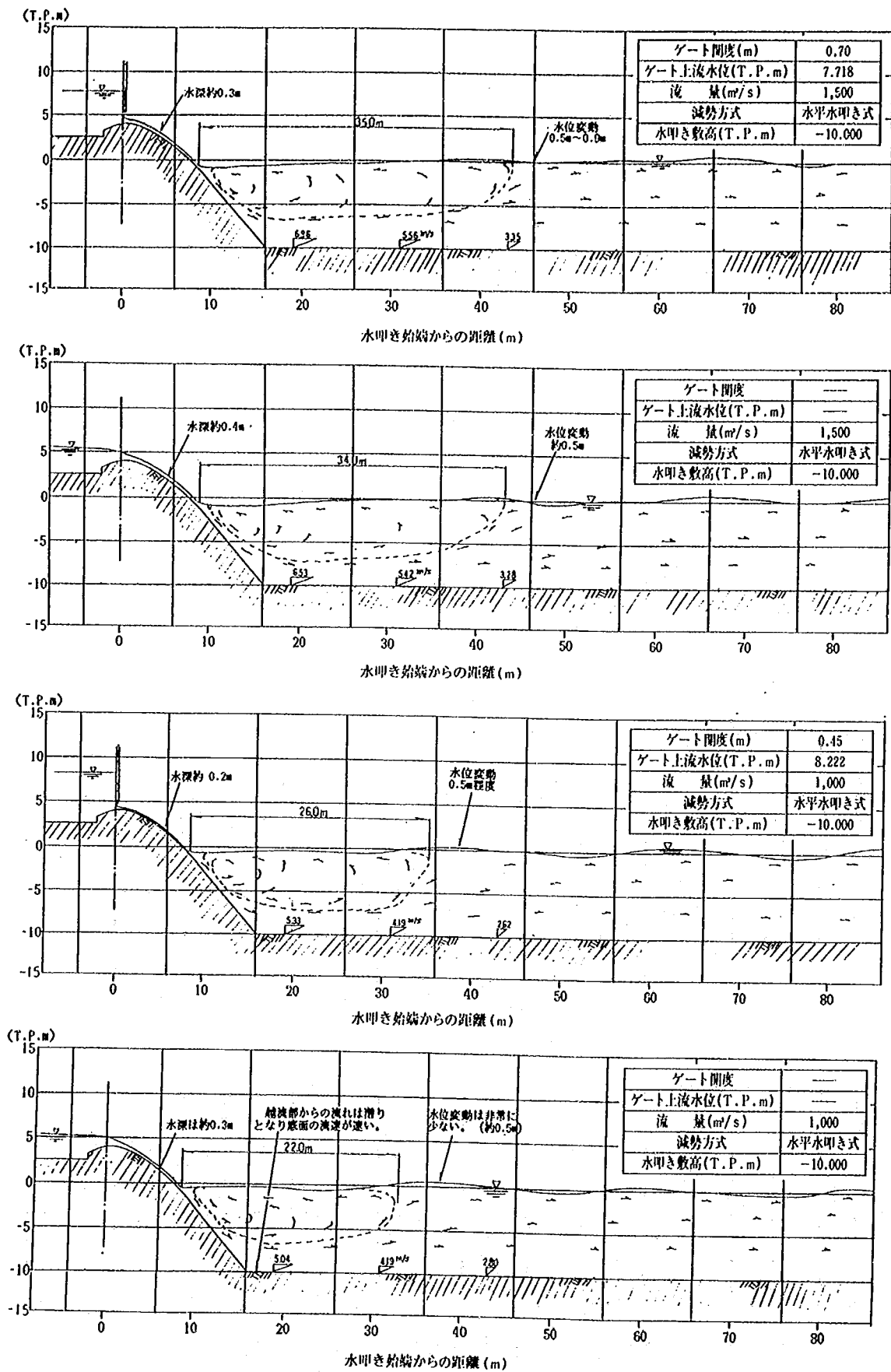
図一7.6.3 堰き上げの有無による水位の差



図一7.6.4 各種流量時の底面流速変化



図—7.6.5(1) 各種流量時の流況



図一 7.6.5(2) 各種流量時の流況

7-7 落差工の減勢工形状に関する検討

7-7-1 概 要

これまでの検討結果より、下流河道の安定性を得るためには、水叩きの敷高を低くしてかつ跳水を発生させて、流水を減勢させる必要があることが分かった（減勢方式は、水平水叩き）。しかしながら、その一方で落差工天端と水叩き敷高に高落差が生じ、構造物自体の安全性が懸念されることが分かった。構造物の安全性で問題となるのは、構造物自体の安定性もさることながら、堤体の摩耗の問題が挙げられる。

コンクリートは強度及び施工性、経済性にすぐれ、河川構造物にも非常に多く用いられている。しかし、コンクリートは、摩耗に対する耐久性が低く、流砂量の多い急流河川に設置されている砂防ダムや堰の寿命は、予想外に短い。コンクリートの摩耗に最も影響を与える要因は、流水中の砂礫の衝撃力であり、摩耗速度は、砂礫の粒径と流速に比例するとされている。このため河床材料の粒径が大きい急流河川では、摩耗の進行が比較的速く、なんらかの対策が必要とされているものも多い。また、文献の中には、摩耗速度が流速の4乗に比例するとの記述もある。現在検討している改修計画（案）では、川幅が400mの場合、落差工の高低差は約14.0mに達し、13,000m³/s通水時には水叩き底面に最大で約16.0m/s程度的高速流が生ずることになる。このため流水中に含まれる土砂によって、堤体が摩耗して損傷が生ずることが懸念される。急流河川で行われている摩耗対策は、摩耗代を設けて摩耗がある程度進行した段階で補修を行うのを一般的としている。しかし、水平水叩き方式の場合には、水叩き上に常時海水が湛水し、かつ水深が大きいため補修が非常に困難であり、この方法を用いるのはやや難点がある。

一般的なコンクリートの摩耗対策は、次のようなものがある。1つは、コンクリートの摩耗量を見込んだ上で予め摩耗代を設けておく方法であり、もう1つは、摩耗が生ずる可能性がある箇所に予め摩耗しにくい部材を用いる方法である。前者のコンクリートの摩耗量の把握手法に関しては、調査事例より定量的な検討が行われている。後者に関しては、耐摩耗材の使用による事例が幾つかあるものの、河道条件に対応した対策工の設計手法は現在のところ不明であり、今後の研究が待たれる。

以上のように対策方法は考えられるものの、河床材料が砂の場合のコンクリートの摩耗量（速度）が分からないため、対策手法を選択することは困難である。よって、ここでは流速に比例して摩耗量が増えることに着目し、堤体および堤体直下流の河床に高流速が生じないような減勢工形状を検討することを第一の目的とした。なお、流速を低下させることができない場合は、耐摩耗材の使用を検討せざるを得ない。そこで本検討では、高流速が生ずるのを防止し、かつ耐摩耗材の使用が少ない減勢工形状を求めることとした。

よって、実験は、種々の減勢工形状について、その減勢効果と水理状況の比較を行い、より効果的な減勢工諸元を見い出そうとするものである。

7-7-2 検討に用いた減勢工形状

減勢方式の見直しを行い、水平水叩き以外の減勢工について水理設計を行った。大河津分水路における水平床版上の自然跳水に対する対応水深 h_j と下流河道水深 h_r との関係を調べたところ、あらゆる流量時において $h_j > h_r$ となることが分かっている。この場合に効果的な跳水現象を形成させるためには以下の減勢方式が考えられる。

- ・ 水平水叩き（段上り）方式
- ・ ソリッド・バケット方式
- ・ シル方式
- ・ 副ダム方式
- ・ スロッチェッド・バケット方式
- ・ 拡散方式

なお、減勢工の摩耗に対する設計思想は、各形状により以下のように異なる。

① 一点集中型（水平水叩き、バケット型減勢工）

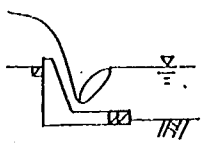
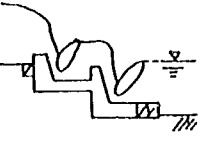
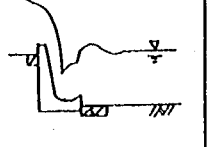
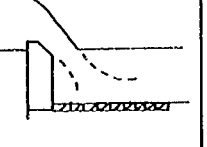
高速流が生じる領域を少なくし、高速流が生じる場所には耐摩耗材を設けて構造物を保護する。

② 分散型（副ダム）

エネルギーを分散させ、水叩きの負担を軽減させる。

③ 拡散減勢型（シル、拡散）

噴流拡散により高流速を低減させ、水叩き底面に高流速を生じさせない。

第 1 案	第 2 案	第 3 案	第 4 案
水平水叩き	副 ダ ム	バ ケ ッ ト	拡散+クッション
			

図－7.7.1 各種減勢工形状

各案の減勢工形状を図－7.7.1に示す。落差工の設計諸元は、川幅400m、天端高T.P.4.0m、流量13,000m³/s、下流河道敷高T.P.－10.17m、下流水位T.P.0.45m (No84地点)とした。減勢工の水叩き長などの施設規模は、越流水深が大きいことや、フルード数がダムにおける減勢工の標準設計の適用からやや外れるものの、ここではダムの設計方法を準用した。

7－7－3 減勢工の水理設計

水平水叩き方式の場合の減勢工の水理設計は、先の7－1で示した。ここでは、減勢工の標準設計が確立されている副ダムとソリッド・バケットについての設計例を示す。

(1) 副ダム方式

水平水叩きの場合における上下流河道の水位差は10.78mとなる。副ダムでは、エネルギーの減勢を第一段と第二段でそれぞれ半分ずつ負担するように、第一段の下流水位をT.P.5.84m(=T.P.0.45m+10.78m/2)と設定した。水平水叩きと同様に、完全跳水が形成する水叩き敷高を求めるとT.P.－3.23mとなる。ただし、下流水位としてT.P.5.8mを保つためには、副ダムによる堰上げが必要になる。図－7.7.2に示す台形堰は、堰の越流係数より次式の関係が得られている。

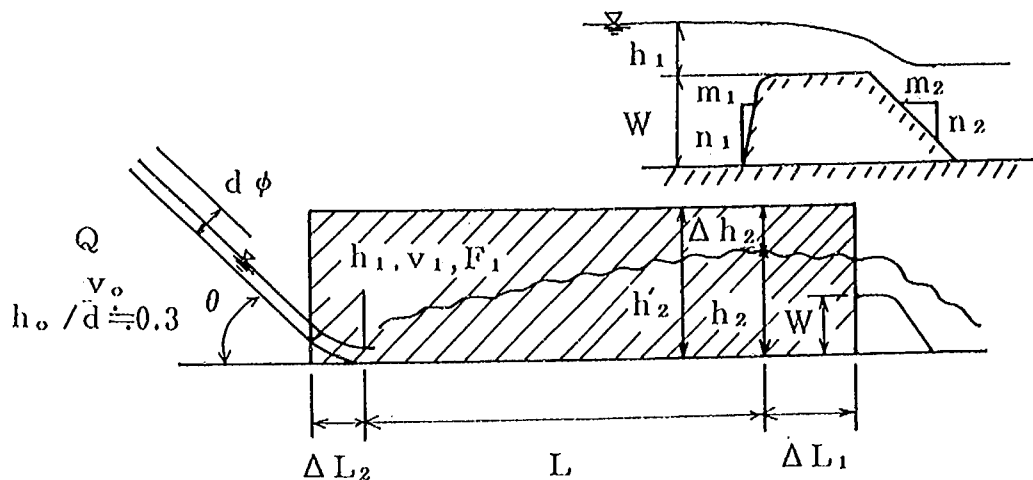


図-7.7.2 台形堰の諸元

$$Q = \mu B h_1 \sqrt{2gh_1}, \mu = 0.31 + 0.23(h_1/W), h' = W + h_1, h' = 5.84 + 3.23 = 9.07 \text{ m}$$

$W = 9.07 - h_1$ を代入してすると、 $h_1 = 5.197 \text{ m}$ 、 $W = 3.863 \text{ m}$ が得られる。

跳水長 L_1 は、

$$L_1 = 6(h_2 - h_1) = 6 \times (9.07 - 2.12) = 41.7 \text{ m}$$

副ダムを越流する流れを整流させる区間長 ΔL は、

$$\Delta L = h' = 9.07 \text{ m}$$

よって、第一段目の水叩き長は、50.77 mとなる。

同様に第二段目の水叩き敷高は、T.P. - 9.20 mとなる。

跳水長 L_2 は、

$$L_2 = 6(h_2 - h_1) = 6 \times (9.65 - 1.88) = 46.62 \text{ m}$$

以上の計算より、副ダム方式による落差工形状は、図-7.7.3に示す形状を採用することとした。

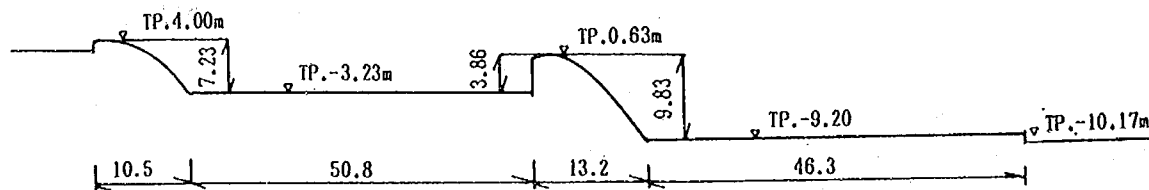


図-7.7.3 副ダム形状

(2) ソリッド・バケット方式

ソリッド・バケットにおける諸元を図-7.7.4に示すように定義する。バケットの跳水は、下流水深がかなり広範囲において成立し、 $h_1/R = 3 \sim 6$ において、 $h_b/h_2 = 0.2 \sim 0.8$ が減勢工の適用範囲である。しかし、 $h_b/h_2 = 0.2$ では、跳水が形成されずに飛散状態に近くなるため、安全を見て $h_b/h_2 = 0.4$ を設計条件の下限とするのが一般的である。設計は与えられた単位幅流量 q および総落差 h_1 によって、パラメータ $q/\sqrt{g \cdot h_1^{3/2}}$ を定め、図-7.7.5の関係図より、 $h_b/h_2 = 0.4$ に相当する h_2 および h_b が求められる。この h_2 が実際の下流側水深に一致するように計算を行うことで、適切なバケット敷高が求まる。

$Q = 13,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合にインバート敷高をT.P. - 12.0 mと設定すると、

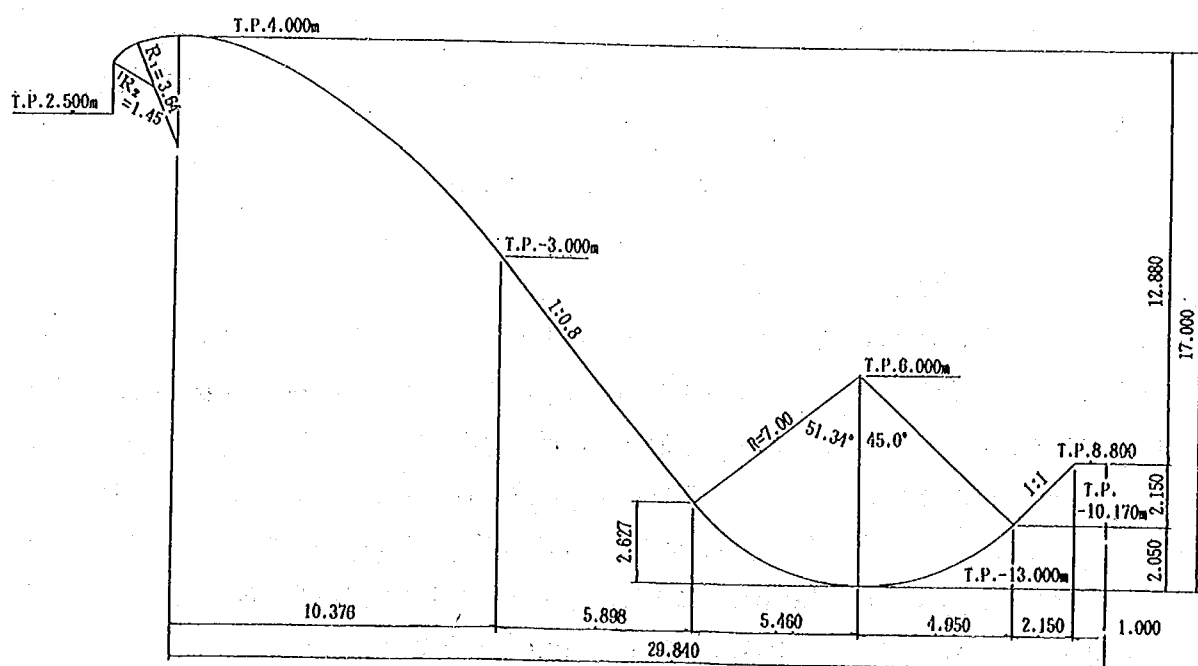
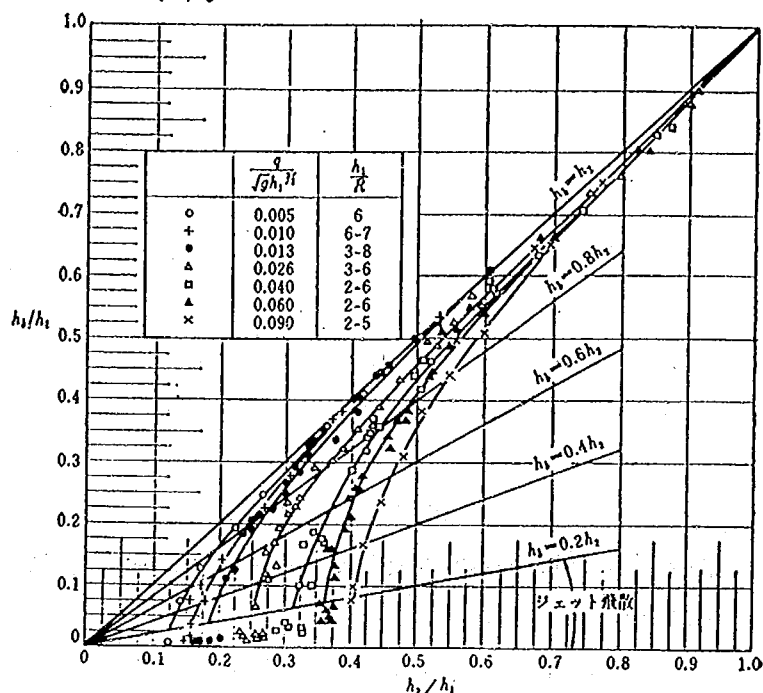
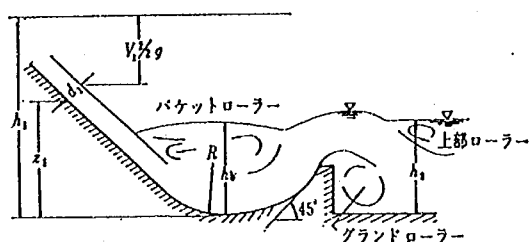
$$h_1 = 23.3 \text{ m}, q = 32.5 \text{ m}^3/\text{s}, g = 9.8 \text{ m/s}^2 \text{を } q/\sqrt{g \cdot h_1^{3/2}} \text{に代入すると、}$$

$$q/\sqrt{g \cdot h_1^{3/2}} = 32.5/\sqrt{9.8 \times 23.3^{3/2}} = 0.092$$

となる。この値は図中の×印の曲線に相当し、 $h_b=0.6h_2$ との交点から $H_2=10.5\text{ m}$ が得られる。しかしながら、この値は下流河道の水深 11.09 m に比べて小さいため、インバート敷高をT.P. - 13.0 m に変えて再度計算をやり直したところ、 $h_2=10.93\text{ m}$ となり、下流水深にほぼ一致させることができた。よって、原案のソリッド・バケットのインバート敷高は、T.P. - 13.0 m とした。また、バケット半径は $h_1/R=3.5$ として求めると、

$$R = 24.28 / 3.5 \div 7.0 \text{ m}$$

となる。以上より求めた減勢工形状を図-7.7.6に示す。



7-7-4 構造物の安定性について

現地河道の地盤は、軟岩で構成されているため、地盤の支持力が不足し、構造物の安全性が得られるか疑問が残る。このため実験に先立って、事務所側において各形状における落差工の安定性を調べた。

(1) 設計の考え方

本落差工は、約14 m程度の落差を有し、落差工の基礎地盤から天端までの高さは、約17 m程度となる。したがって、本落差工に用いる安定計算は、「河川砂防技術基準(案)設計編、ダムの設計」の重力式コンクリートダムの計算方法を用いた。

(2) 外力の算定

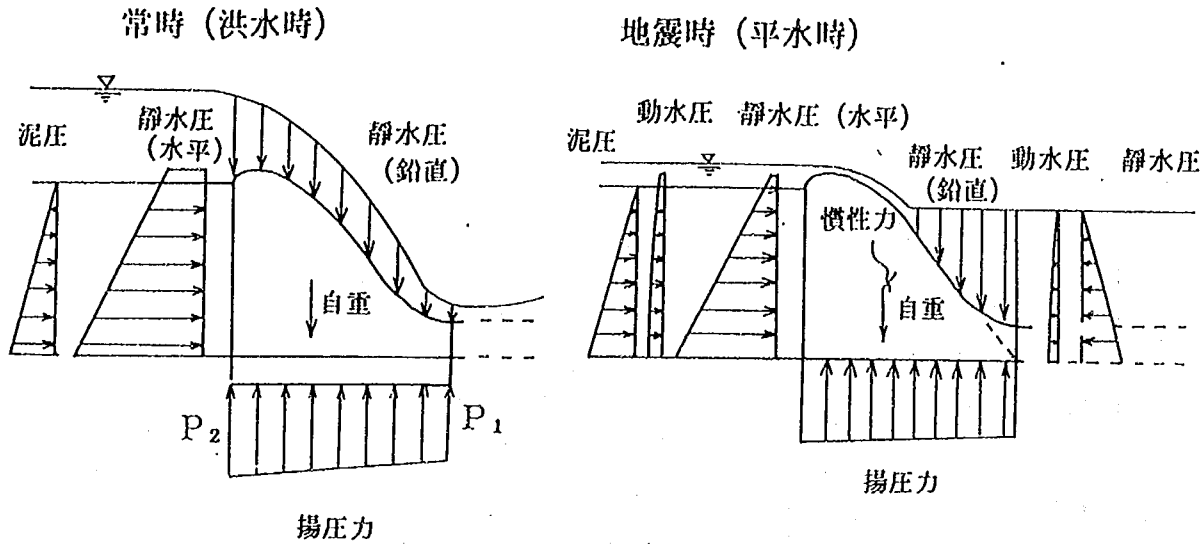


図-7.7.7 荷重図

① 自重

$$W = \gamma_c A$$

ここに、 W ：堤体の重量、 γ_c ：堤体材料の単位体積重量(2.3 t/m³)

A ：堤体面積(m²)

② 静水圧 (水平)

$$P = W_0 h$$

ここに、 P ：静水圧(t/m²)、 W_0 ：水の単位体積重量(t/m³)、 h ：水深(m)

③ 静水圧 (鉛直)

$$\Sigma P = W_0 A_1$$

ここに、 ΣP ：静水圧、 A_1 ：堤体上の水面積

上、下流水位と堤体形状をもとに水脈をモデル化

④ 泥圧 (土圧)

$$P_e = C_e W_1 d$$

ここに、 P_e ：水平方向泥圧(t/m²)、 C_e ：泥圧係数(=0.5)

W_1 ：泥土の水中における単位体積重量(1.0 t/m³)

d ：泥土の深さ(m)

⑤ 揚水圧

$$P_1 = W_0 h_1$$

$$P_2 = W_0 \left(h_1 + \frac{h_2 - h_1}{3} \right)$$

$$U = 1/2 (P_1 + P_2) B$$

ここに、 P_1 ：堤体下流端揚圧(t/m^2)、 P_2 ：堤体上流端揚圧(t/m^2)、 h_1 ：堤体底面までの下流端水深(m)、 B ：堤体幅(m)、 h_2 ：堤体底面までの上流端水深

⑥ 地震時慣性力

$$I = K_H W$$

ここに、 I ：地震時の堤体慣性力(t)、 W ：堤体の自重(t)、 K_H ：設計震度($=0.12$) (基準、表-7.7.1より)

表-7.7.1 設計震度

	ダムの基礎条件	重力式コンクリートダム、中空重力式コンクリートダム	アーチ式コンクリートダム	ゾーン型フィルダム	均一型フィルダム
強震帯地域	通常の岩盤基礎	0.12~0.15	0.24~0.30	0.15	0.15~0.18
	土質基礎	——	——	0.18	0.20
中震帯地域	通常の岩盤基礎	0.12	0.24	0.12~0.15	0.15
	土質基礎	——	——	0.15~0.18	0.18~0.20
弱震帯地域	通常の岩盤基礎	0.10~0.12	0.20~0.24	0.10~0.12	0.12
	土質基礎	——	——	0.15	0.18

但し、これらの値は目安の値であり、当該地域の地震歴、地質条件、堤体の動力学的特性を考慮して、これらの値以上をとることとする。

⑦ 地震時動水圧

$$pd = 0.875 W_0 k \sqrt{H} h$$

ここに、 pd ：動水圧(t/m^2)、 k ：設計震度

H ：貯水池水面から基礎地盤までの水深(m)

h ：貯水池水面から動水圧の作用する点までの水深(m)

なお、「水理公式集例題集(昭和60年版)」より、下流面にも動水圧を考慮する。

(3) 安定計算

安定計算においては、次の条件を満足するものとした。

① 荷重の合力の作用位置が堤体底面の中心より底面幅の1/6以内に入る。

(転倒に対する安定)

$$e = \left| \frac{\sum V \cdot X + \sum H \cdot Y}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| < \frac{B}{6}$$

ここに、B：堤体幅、 ΣV ：全鉛直力、 $\Sigma V \cdot X$ ：鉛直力によるモーメント、 ΣH ：全水平力、 $\Sigma H \cdot Y$ ：水平力によるモーメント

② 堤体と基礎地盤との接触面、基礎地盤内について次のHennyの式が4以上の安全率を有する。（セン断に対する安定）

$$F_s = \frac{f \Sigma V + \tau B}{\Sigma H}$$

ここに、 F_s ：安全率、B：堤体幅

ΣH ：セン断面に作用するセン断力(t/m)

ΣV ：セン断面に作用する全鉛直力(t/m)

τ ：基礎地盤のセン断強度(t/m²)

一軸圧縮強度 $q_u = 97.5 \text{ kg/cm}^2$ の1/10程度と設定（表-7.7.2参照）

f：基礎地盤の内部摩擦係数

$\tan \phi = \tan 30^\circ$ （凝灰岩、泥岩、砂岩の一般値）

表-7.7.2 地質別の設計採用c、 ϕ の例

区 分	岩 質	c (kgf/cm ²)	ϕ (°)	区 分	岩 質	c (kgf/cm ²)	ϕ (°)
堆積性軟岩	凝 灰 岩	0	45	風化変質岩	花 崗 岩	◎ 0	30
		◎ 0	30			◎ 0	35
		6	37.5			0	39~40
		10	37			0	42~45
	泥 岩	◎ 0	30			2	30
		0	35			4~5	35
		0	45			6	37.5
		5	20		風化粘板岩	5	35
		3	5			◎ 0	45
		◎ 5~10	0	火山碎屑岩	玄武岩	0	40
		1.5	42		安山岩	5	40
	砂 岩	◎ 0	30	◎ 比較的多い値			
		0	42				
		7~10	30				

③ 堤体面積における鉛直地盤反力は底面地盤の許容地盤支持力度を越えない

（許容応力に対する安定）

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < q_a$$

ここに、q：堤体底面地盤反力度(t/m²)、B：堤体幅(m)

ΣV ：全鉛直力(t)、e：荷重の偏心量(m)

q_a ：底面地盤の許容支持力度(t/m²)

$q_a = 30 \text{ t/m}^2$ （表-7.7.3参照）

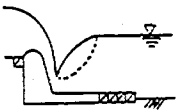
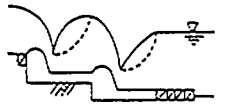
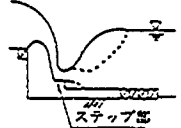
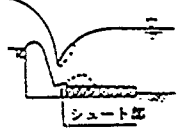
表一 7.7.3 推定による場合の許容支持力度

基礎地盤の種類		常時	地震時	目安とする値		備考
		tf/m ²	tf/m ²	N 値	軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	100	150	—	100 以上	
	亀裂の多い硬岩	60	90	—	100 以上	
	軟岩、土・丹	30	45	—	10 以上	
礫層	密実なもの	60	90	—	—	
	密実でないもの	30	45	—	—	
砂質地盤	密なもの	30	45	30~50	—	標準貫入試験のN値が 15以下の場合には、基 礎地盤として不適
	中位なもの	20	30	15~30	—	
粘性土地盤	非常に硬いもの	20	30	15~30	2.0~4.0	
	硬いもの	10	15	8~15	1.0~2.0	
	中位のもの	5	7.5	4~8	0.5~1.0	

「軟岩、調査・設計・施工の基本と事例」土木学会より

解析結果の一覧を表一 7.7.4 に示す。この結果、各種方式とも原案形状で構造物の安定性が得られると判断され、いずれの形状とも実現可能であることが分かった。

表-7.7.4 解析結果一覧

案		第 1 案		第 2 案		第 3 案		第 4 案		第 5 案	
タイプ形状		水平水叩き		副 ダ ム		ローラーバケット		拡散(スキージャンプ)		シ ル	
											
位 置		No80の副堰堤付近に設置		第2床固地点に第1ダム設置		第1案と同じ		第1案と同じ		第1案と同じ	
減 勢 効 果	最大流速(13,000m ³ /s) (m/s) (9,200m ³ /s)	16.13	16.13	12.50	12.50	11.32	-5.47	14.40	8.70	15.14	3.70
	※1 (3,000m ³ /s)	13.53	14.30	11.50	11.40	13.53	4.64	13.80	4.30	14.15	-3.83
	※1 (3,000m ³ /s)	9.38(堤体)	9.50(水叩き)	(堤体)	9.20(水叩き)	9.15(堤体)	-2.10(水叩き)	10.60(堤体)	1.90(水叩き)	9.28(堤体)	1.21(水叩き)
	水面変動区間(m) (水叩き始端から)	80~100		120		110		70		50	
	最大振幅(m)	2.8		2.7		4.6		3.4		1.6	
	跳水長(m) (13,000m ³ /s時) ※2	55		50(第1) 55(第2)		シュート末端から50m		ステップ末端から60m		シュート末端から50m	
	水叩き長(m) ※3 (天端頂からの長さ)	70		130		30		85		30	
水叩き+護床工長(m)		155		215		165		170		150	
流況を含む効果と 問題点		●水面変動が比較的少ない。(約1.8m) ●堤体末端部を中心に堤体及びその下流の広範囲で高流速が生ずる。 ●跳水区間が長く、長い水叩きが必要。 ●跳水によって生ずる水面の高低差(約4.0~4.6m程度)		●エネルギー量の分散による流速低減効果を期待したが、その効果は少ない。 ●跳水区間が第1案の2倍となり、水叩き長が長くなる。 ●水面変動(約2.0m)		●拡散流により堤体底部(ローラー部)と下流部の底面流速が減少する。 ●ローラー部下流に水叩きの設置不要。 ●主流がリップ部より跳ね上げられるため水面変動が大きく(約3.6m)、跳水によって生ずる水面の高低差は、約5.0~8.0m程度と大きい。		●3,000m³/s時にステップ部で完全跳水が形成する。 ●流速規模が少ないときは、拡散による流速軽減効果が得られる。しかし、13,000時には、流量規模に対して水深が少なく、拡散効果が得られない。 ●堤体からやや離れた下流で高流速が生じ、長い水叩きを要する。 ●ステップ部に高流速が発生する。		●シルによって流向が制御されるため底面部に高流速が生じない。 ●水面変動が少ない。(約1.0m) ●シュート部下流に水叩きの設置不要。 ●水面部に比較的速い流れが生ずる。 ●シュート部に高流速が生ずる。	
施 工 性	既設構造物及び河床深掘れ等の処理	第2床固副堰堤を含めた施工とすればコスト面で有利と考えられるが副堰堤ケーソンの根入れ長、中埋めコンクリートの打設等を考慮する必要がある。 上流深掘れ部の埋め戻しが必要。		第1ダムの施工は第2床固めを撤去したあとになり工期が長くなる。 現河床の深掘れ部分のブロック撤去、埋め戻しが必要である。		第1案と同じ。		第1案と同じ。		第1案と同じ。	
	工 期	約4年9ヶ月		約5年8ヶ月		約3年9ヶ月		約4年9ヶ月		約3年9ヶ月	
	仮 締 切 及 び 山 留 め	2案より水位の高い範囲が短くセル締切数が少ないので施工性は比較的良好く仮締切、山留め工費も安い。		水位が高い範囲が長いのでセル締切数が多くなり施工性が悪い。		本体、水叩き長が最も短くてすみ、仮締切、山留め延長が短く施工性、工費等も有利。		2案より水位の高い範囲が短くセル締切数が少ないので施工性は比較的良好く仮締切、山留め工費も安い。		本体、水叩き長が最も短くてすみ、仮締切、山留め延長が短く施工性、工費等も有利。	
既算工費(百万円)		6,840		8,140		5,280		段落ちよりやや高い。		ローラーバケットよりやや安い。	

※1: -は逆流域の流速値 ※2: 流速分布、流況 水面勾配より判断 ※3: 跳水長と底面流速>5m/sより判断

7-7-5 各種減勢工の摩耗軽減効果について（模型実験）

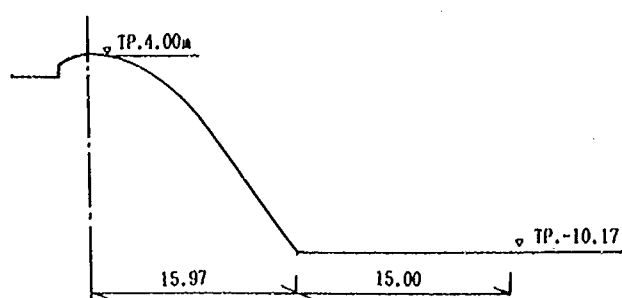
各種減勢工について、2次元水路を用いた抽出模型実験により、減勢効果の比較検討を行った。減勢工の効果については、下流河道の流況も含め、各流量時において減勢効果があり、かつ水叩き底面に高流速が生じないこととした。

1) 実験方法

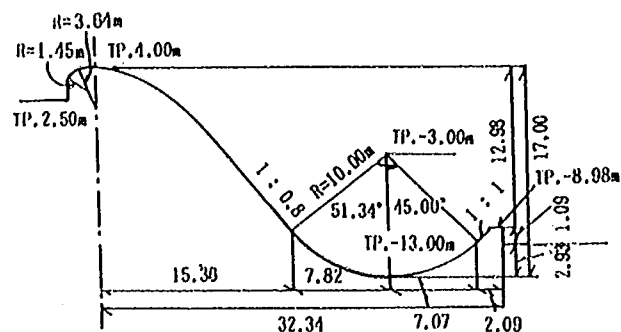
落差工周辺の河道は、ほぼ直線の一様断面形状で計画されており、流水は落差工周辺をほぼ一様に流れることが全体模型の実験結果より明らかとなっている。そこで水理現象の詳細把握と減勢状況やその効果等の検討を目的とし、先の7-6の検討と同様に落差工の抽出模型実験を行った。抽出模型の落差工設置状況を先の図-7.6.1に示す。これまでと同様に模型縮尺は1/50（無歪）とし、上下流河道については河床が安定しているものと仮定して固定床としている。実験ケースの一覧を表-7.7.5に示す。落差工の減勢工形状は、減勢効果や流況等の判断より、先の7-7-2で示した当初案形状を一部変更したものもある。実験に用いた落差工形状を図-7.7.8に示す。通水流量は、13,000 m³/s、9,200 m³/s、3,000 m³/sの3流量とした。下流端水位は、全体模型の実験の結果から得られた先の図-7.6.2に示すNo84地点の水位を用いて設定した。

表-7.7.5 実験ケース一覧表

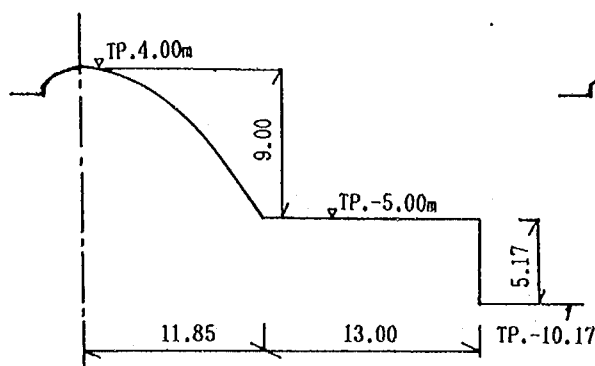
実験ケース	減勢工形状	流 量 (m ³ /s)	敷 高 (T.P.m)	下流水位 (T.P.m)	検討内容
X-1-1	水平水叩き	13,000	-10.13	0.92	減勢工形状の検討
X-1-2		9,200		0.80	
X-1-3		3,000	(水叩き)	-0.053	
X-2-1	副ダム	13,000	- 3.23	0.92	
X-2-2		9,200	- 9.20	0.80	
X-2-3		3,000	(水叩き)	-0.053	
X-3-1	ソリッド・バケット	13,000	-13.00	0.92	
X-3-2		9,200	(インバート)	0.80	
X-3-3		3,000	- 4.00 (リップ)	-0.053	
X-4-1	拡 散 スキージャンプ	13,000	- 5.00	0.92	
X-4-2		9,200		0.80	
X-4-3		3,000	(ステップ)	-0.053	
X-5-1	シ ル	13,000	- 8.17	0.92	
X-5-2		9,200		0.80	
X-5-3		3,000	(シュート末端)	-0.053	
X-6-1	スロッテッド バケット	13,000	-13.00	0.92	
X-6-2		9,200	(インバート)	0.80	
X-6-3		3,000	- 4.00 (リップ)	-0.053	



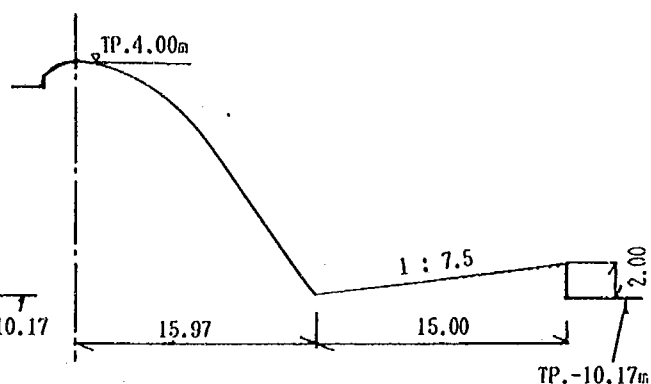
水平水叩き



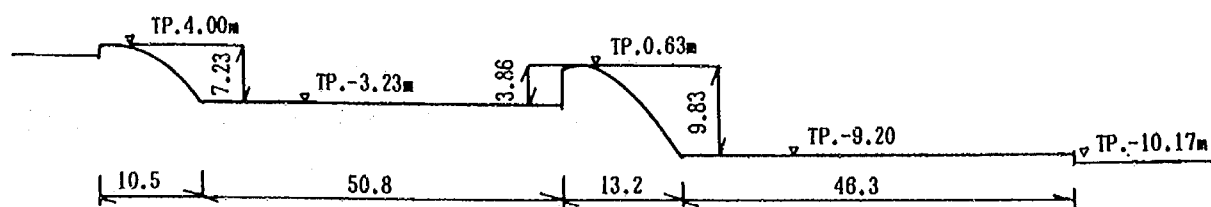
ソリッド・バケット



拡散 (スキージャンプ)

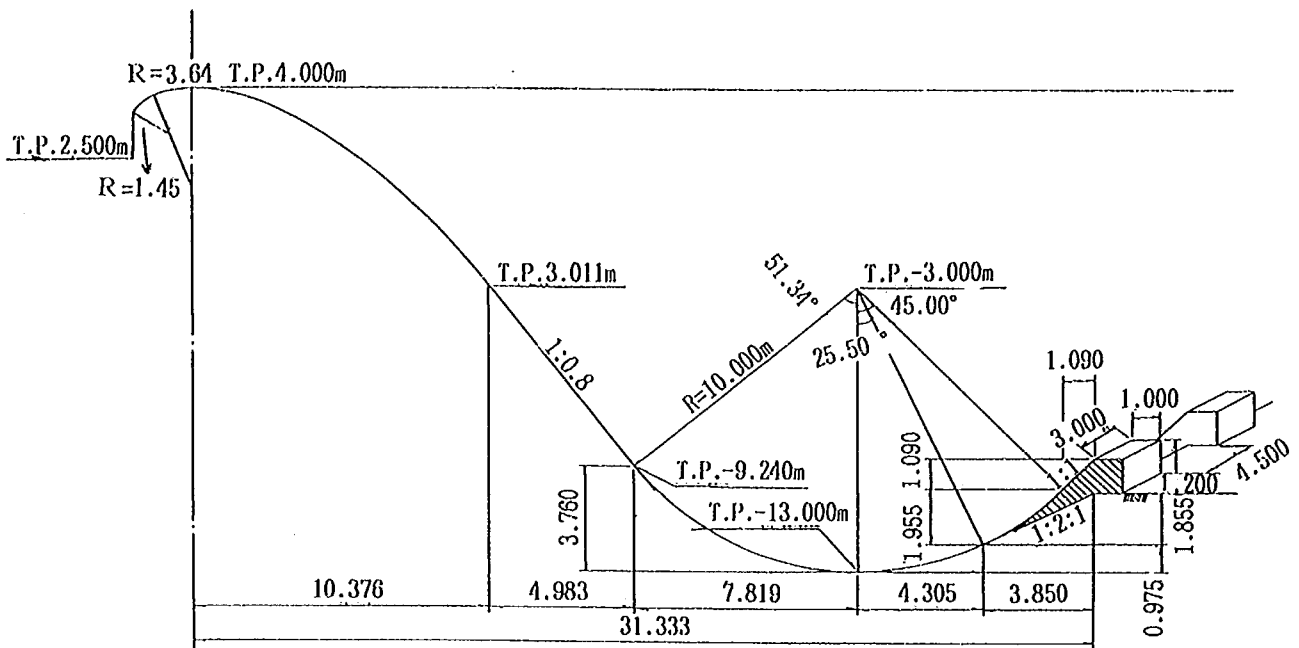


シル



副ダム

図一 7.7.8(1) 検討に用いた減勢工形状 (その1)



スロッティド・バケット

図ー 7.7.8(2) 検討に用いた減勢工形状 (その 2)

2) 実験結果

ここでは各種形状における流況等について記述し、形状比較による減勢効果の検討については次項で述べる。

(1) 水平水叩き方式

① 底面圧力分布について

13,000 m^3/s 時の底面圧力分布を図ー 7.7.9 に示す。水叩き始端では急激な圧力上昇 (約 14.0 m 水柱、強さ 14 t/m^2) が見られ、越流水脈による動圧が特に大きいことを示している。水叩き始端から 30 m 下流になると、圧力分布は静水圧に近い値を示すようになる。圧力差は水叩き始端で約 1.0 m と最も大きいものの、他の地点については、約 0.1~0.2 m の微差が生じる程度で少ない。

② 減勢状況について

13,000 m^3/s 時の流況を図ー 7.7.10 に示す。落差工を越流した流れは、本体堤脚の水叩き始端部で水脈が最も薄くなり、ここより跳水が形成される。この跳水の形成による渦流の長さは約 60 m 程度である。主流は底面部を走り、下流に向うにつれて上向き傾向に拡散する流れとなる。その後流れは、水叩き始端

から約60m下流地点付近で鉛直方向にほぼ一様な流速分布となる。底面の最大流速は、水脈が最も薄くなる水叩き始端付近に生じ、その値は約16.0 m/sにも達する。しかし、底面流速は除々に減勢され、水叩き始端から約65m下流地点で約3.6 m/sまで低下する。水位変動は、跳水の発生する水叩き始端付近が4.0～6.0 mと非常に大きい。その後この水位変動は減衰するが、流れがほぼ一様となる水叩き始端から約60m下流付近まで続く。

次に9,200 m³/s時の流況を図-7.7.11に示す。跳水は本体堤脚部で生じ、潜り状となっている。このため速い流れが水叩き底面を走り、底面部の流速が水面より速い範囲は水叩き始端から約50m下流付近まで続いている。ただし、3.0 m/s以上の高流速が生ずる範囲は、水叩き始端から約50m下流付近までである。水面の変動は、13,000 m³/s時よりも規模が小さいものの、水叩き始端から約50m下流付近まで水位変動が見られる。

3,000 m³/s時の流況も図-7.7.12に示すように、9,200 m³/sと同様に本体堤脚部で跳水が生じ、潜り状となる。3.0 m/s以上の高流速が生ずる範囲は、水叩き始端から約35m下流付近までである。水面変動は水叩き始端から約30m付近までの区間で約2.0 m程度の変動が生ずる。以上の各流量時における流況を写真-7.9に示す。

压力	凡例
最高	○
最低	△

ケースNo.	I-1-3
流量(m ³ /s)	13,000
減勢方式	ローラーバケット
インバート標高(T.P.m)	-13.000

図-7.7.9 底面圧力分布 (水平水叩き、 $13,000\text{m}^3/\text{s}$)

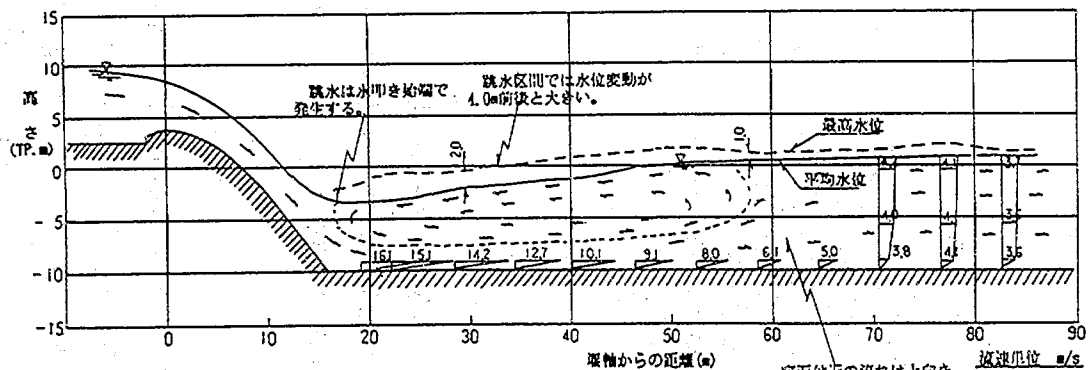


図-7.7.10 流況図

ケースNo.	X-1-1
流量(m^3/s)	13,000
減勢方式	水平水叩き式
水叩き敷高(T.P.m)	-10.00

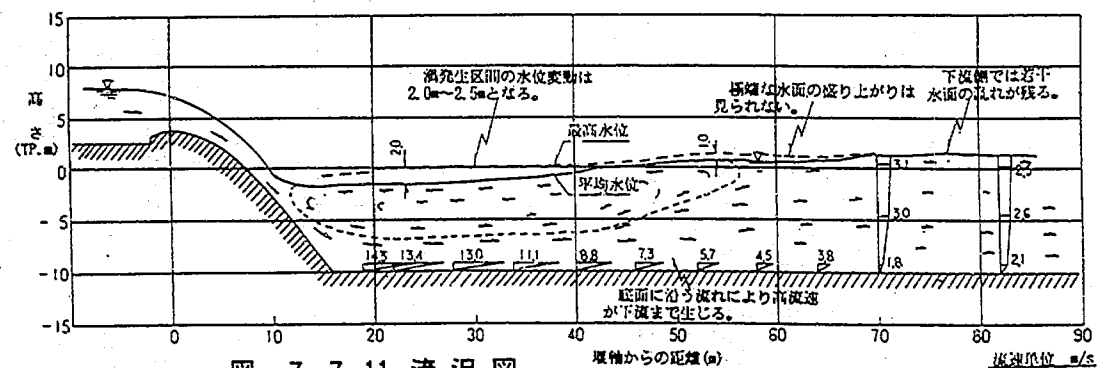


図-7.7.11 流況図

ケースNo.	X-1-2
流量(m^3/s)	9,200
減勢方式	水平水叩き式
水叩き敷高(T.P.m)	-10.00

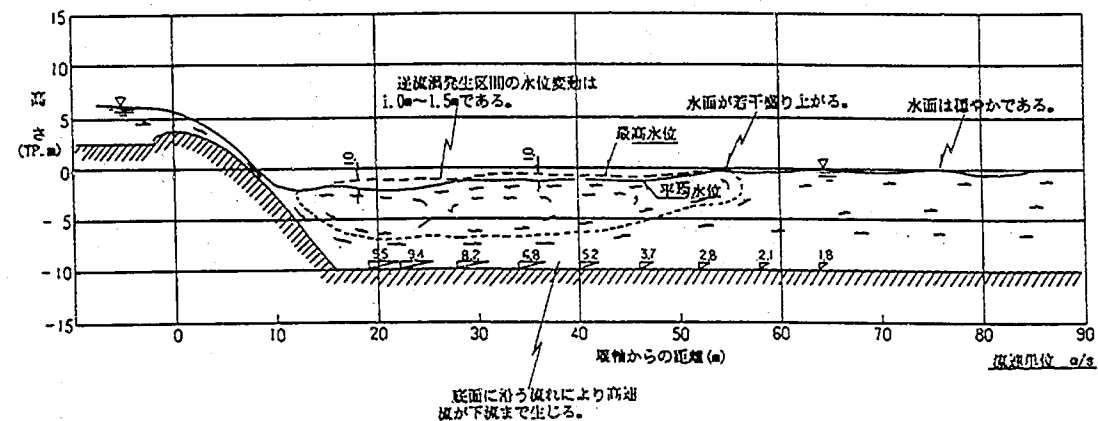
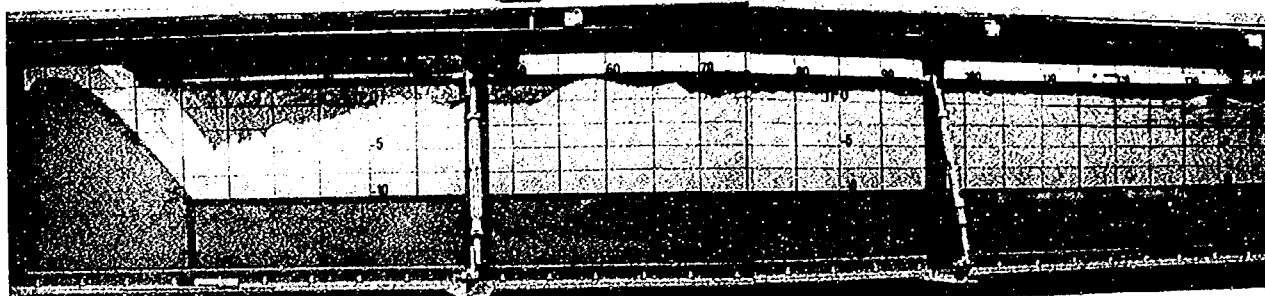
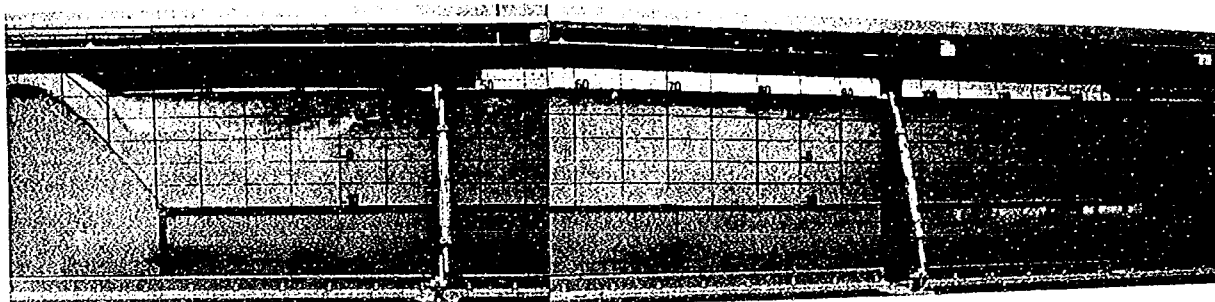


図-7.7.12 流況図

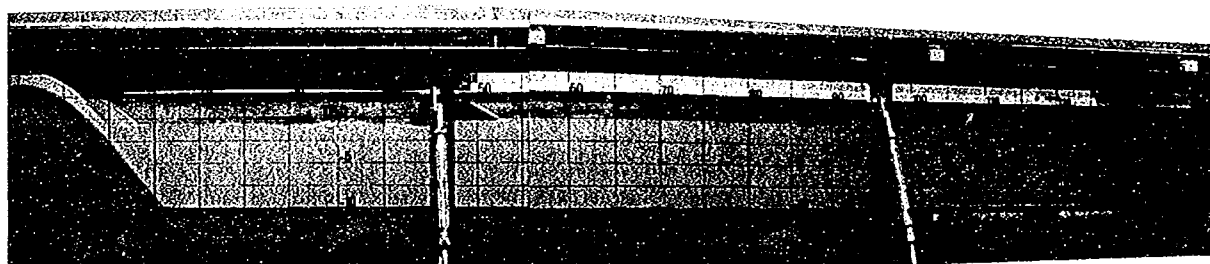
ケースNo.	X-1-3
流量(m^3/s)	3,000
減勢方式	水平水叩き式
水叩き敷高(T.P.m)	-10.00



写真—7.9.1 通水時の流況（ケースX-1-1、水平、 $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）



写真—7.9.2 通水時の流況（ケースX-1-2、水平、 $Q=9,200\text{m}^3/\text{s}$ ）



写真—7.9.3 通水時の流況（ケースX-1-3、水平、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ ）

(2) 副ダム方式

① 底面圧力分布について

13,000 m^3/s 時の底面圧力分布を図-7.7.13に示す。一次減勢池内の水叩き始端底面の圧力は、越流水脈による動圧を受け、圧力が約8.0 m（水柱）に達する。しかし、水叩き始端から約8 m下流付近の圧力分布は、静水圧に近い値を示すようになる。二次減勢池内では、水叩き始端で若干圧力が高くなっている他は、静水圧に近くなっている。

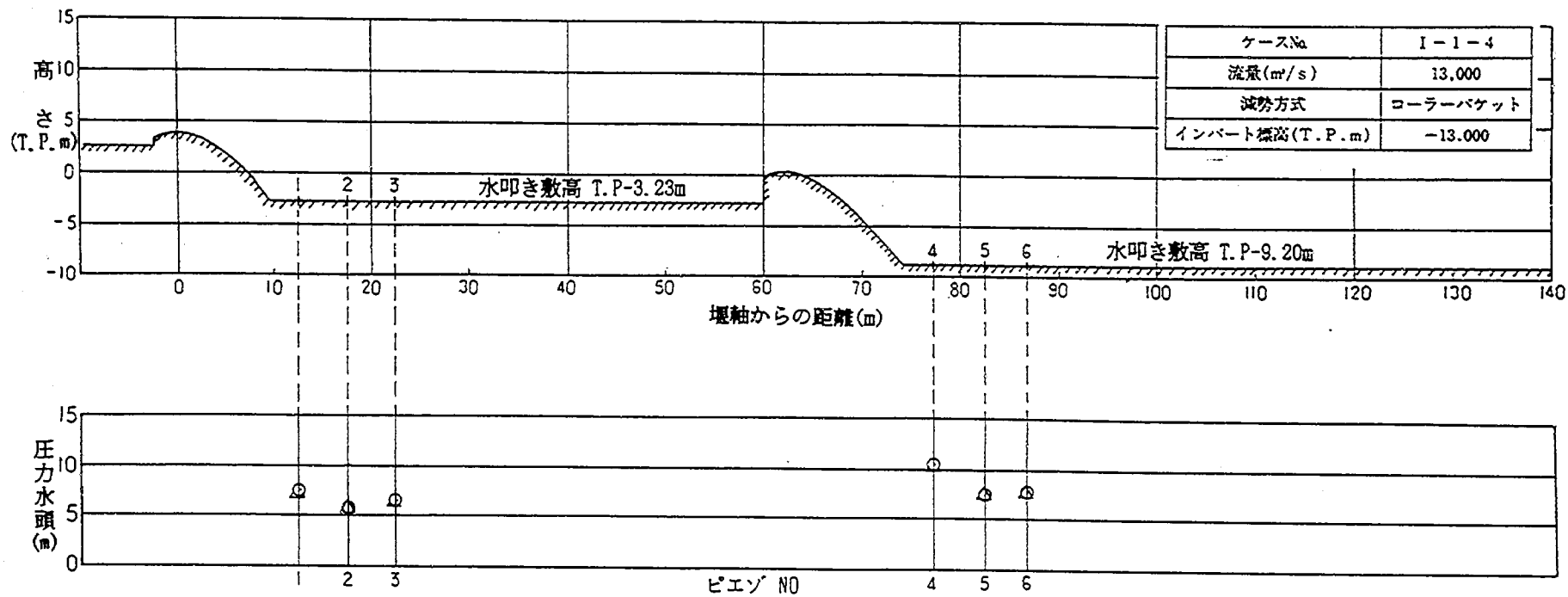
② 減勢状況について

13,000 m^3/s 時の流況を図-7.7.14に示す。一次減勢池内では、本体堤脚の水叩き始端部より跳水が生じ、この跳水による渦流の長さは、約30~40 m程度となる。主流は、底面部を走り、下流に向うにつれて拡散した流れとなり、副ダム上流10 m地点付近で鉛直方向にほぼ様な流速分布となる。二次減勢池内での跳水は、副ダムの堤脚部で生じ、やや潜り状となる。跳水による渦流の長さは、一次減勢池と同様に約30~40 m程度である。底面の最大流速は、一次減勢池の水叩き始端で生じ、約12.5 m/sとなっている。この底面流速は副ダム直上流で約6.0 m/sまで減勢するが、副ダム堤脚部で再び約11.5 m/sまで流速が増大し、その後減勢する。水面変動は、一次減勢池の跳水部で顕著に見られ、特に底面の流れが上向き傾

向となる水叩き始端から約30m下流付近で変動が最も大きく、その値は約3.0m程度であった。

一方、9,200 m^3/s 時の流況を図-7.7.15に示す。一次減勢池での跳水は、本体堤脚部地点で生じ、また水面変動が大きく、副ダム前面への水当たりが若干強いように見受けられた。これは減勢池形状を13,000 m^3/s 対応で設計したため、9,200 m^3/s 時の副ダムの越流水位は、完全跳水が生ずる水位よりも若干低かったためと思われる。また二次減勢池での跳水は潜り状となる。このため速い流れが水叩き底面を走り、3.0 m/s 以上の高流速が生ずる範囲は、副ダムの水叩き始端から約35m下流付近までである。水面の変動は、一次減勢池内で比較的大きく生ずる。この水面変動の最大値は、水叩き始端から約25m下流付近で生じ約4.0mとなる。

次に3,000 m^3/s 時の流況を図-7.7.16に示す。跳水は一次および二次減勢池とも、本体堤脚部で生じ潜り状となる。3.0 m/s 以上の高流速が生ずる範囲は、一次減勢池が水叩き始端から約35m下流付近までで、二次減勢池は副ダムの水叩き始端から約30m下流付近までの範囲である。水面変動は、一次減勢池内の水叩き始端から約30m下流付近までの区間に生じ、最大約2.0m程度の水位差となる。二次減勢池内では、水叩き始端から約30m下流付近までの区間で最大約1.0m程度の水位差が生じている。



圧力	凡例
最高	○
最低	△

ピエゾ NO	圧力水頭 (m)	
	最 高	最 低
1	8.58	8.43
2	5.78	5.63
3	6.53	6.43
4	11.00	10.90
5	7.90	7.85
6	8.05	8.00

図-7.7.13 水叩き部の底面作用圧力 (13,000m³/s)

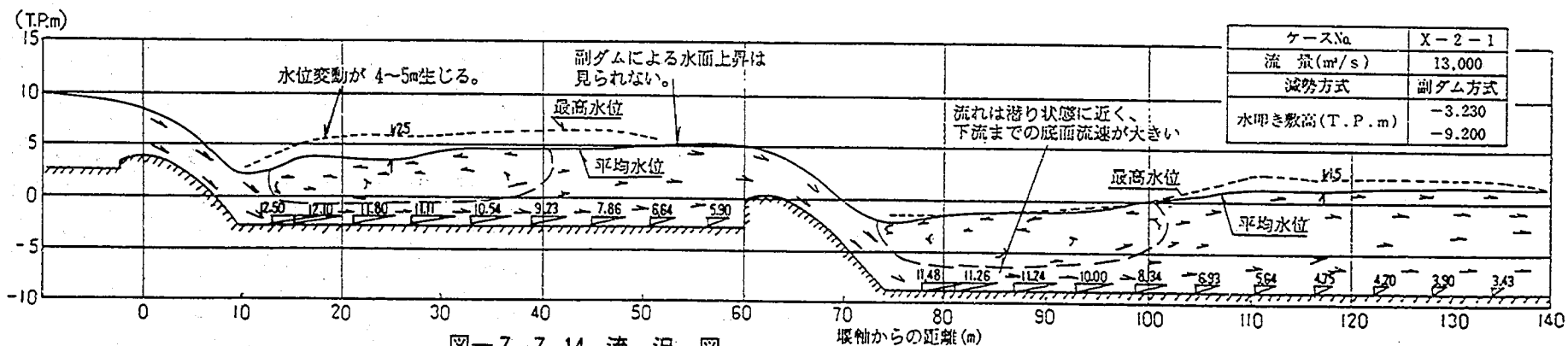


図-7.7.14 流況図

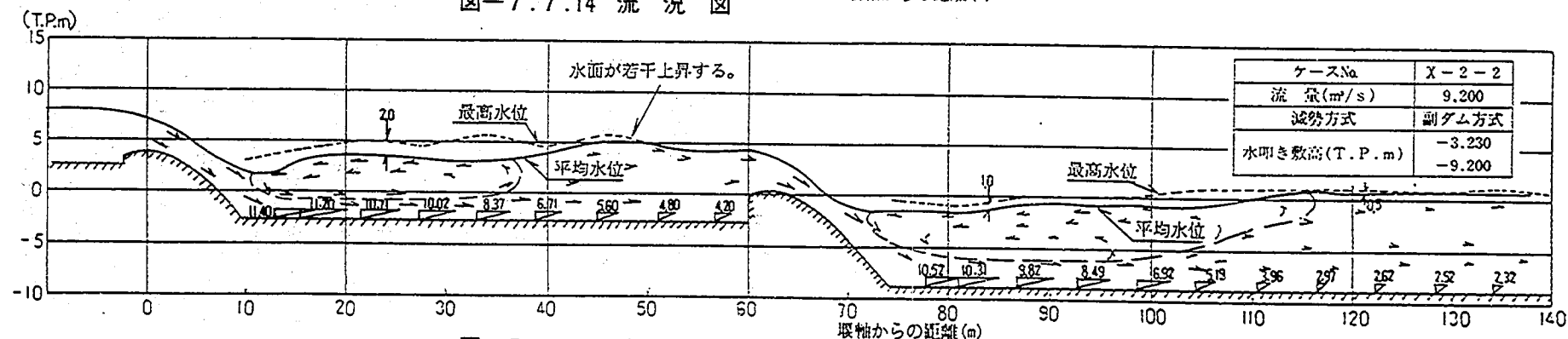


図-7.7.15 流況図

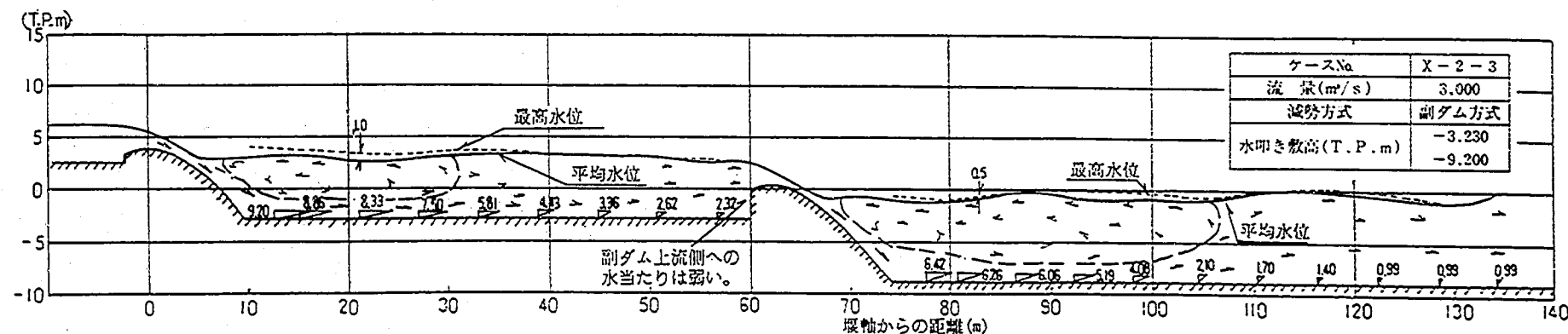
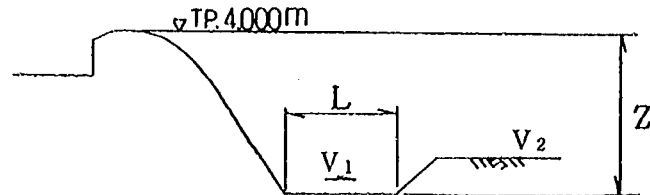


図-7.7.16 流況図

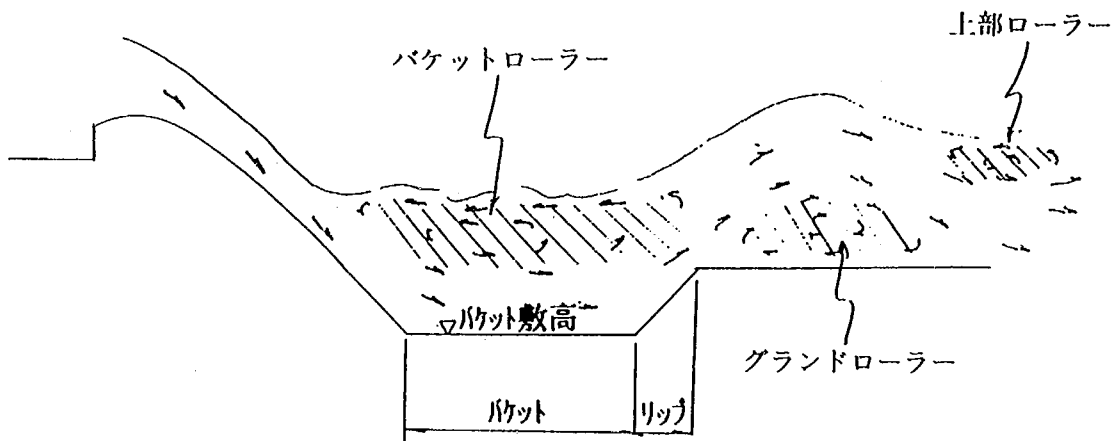
流速単位 m/s

(3) ソリッド・バケット方式

水理計算で求めた形状（図－7.7.6 参照）について流況を調べたところ、リップから上向きに出た流れが下流水面を大きく変動させ、流況的にあまり好ましくない結果が得られた。そこで本実験を行う前に、図－7.7.17に示すようなバケット部を包絡する概略形状により、敷高(Z)、底幅(L)、リップ高(D)を変化させた予備実験を行い、最適バケット形状を求めることとした。なお、ここでは各部の名称および現象を図－7.7.18に示すように定義する。



図－7.7.17



図－7.7.18 バケット各部の名称

ソリッド・バケットに対する概略の流況は以下の通りである。落差工堤体を流下した主流部は、バケット面に沿って流向を上向きに変え、下流へ流出する。この時一部の流れは、バケット上部に跳ね上げられ、上流向きに回転する流れが生じ、バケット上部に渦流（バケットローラー）を形成させる。この渦流の形成により、バケット底部の流れは若干拡散傾向となり、主流部の流速が低減する。リップから上向きに出た流れは、水面を上昇させた後、再び河床底面に向い、その後上向き方向の流れとなってさらに一様な流れとなる。この間リップ部の下流の底面とその下流水面部の2箇所には、渦流が形成され、流れを減勢させる。この3箇所のローラーの形成が流水を比較的短い区間で減勢させる要因となる。

予備実験から得られたバケット底部の流速と Z 、 L の関係を図－7.7.19に示す。この結果、バケットの敷高(Z)を変えずに水面変動やその上昇を少なくさせるには、バケット部の長さ(L)を長くし、上向き方向の流れを緩和させれば良いことが分かった。しかしながら、その一方でバケット部の底面流速が速くなる欠点があることも分かった。バケット部の底面流速を低減させ、同時に流況改善を図るには、バケットの敷高を低くする必要がある。しかし、落差工の施工性を考慮すると、バケット敷高は反対に少しでも高い方が良い。また、落差工を越流した流れがバケット部に流入するときの流速は、 $13,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に約

10.0 m/s 程度となることから、バケット部の底面流速も、10.0 m/s 前後を目安に減勢させれば良いと考えられる。以上の検討より、本実験に用いるバケット形状は、バケット敷高 T.P. -13.0 m、バケット長 8.3 m (半径に換算すると 10.0 m) とした (図-7.7.8 参照)。

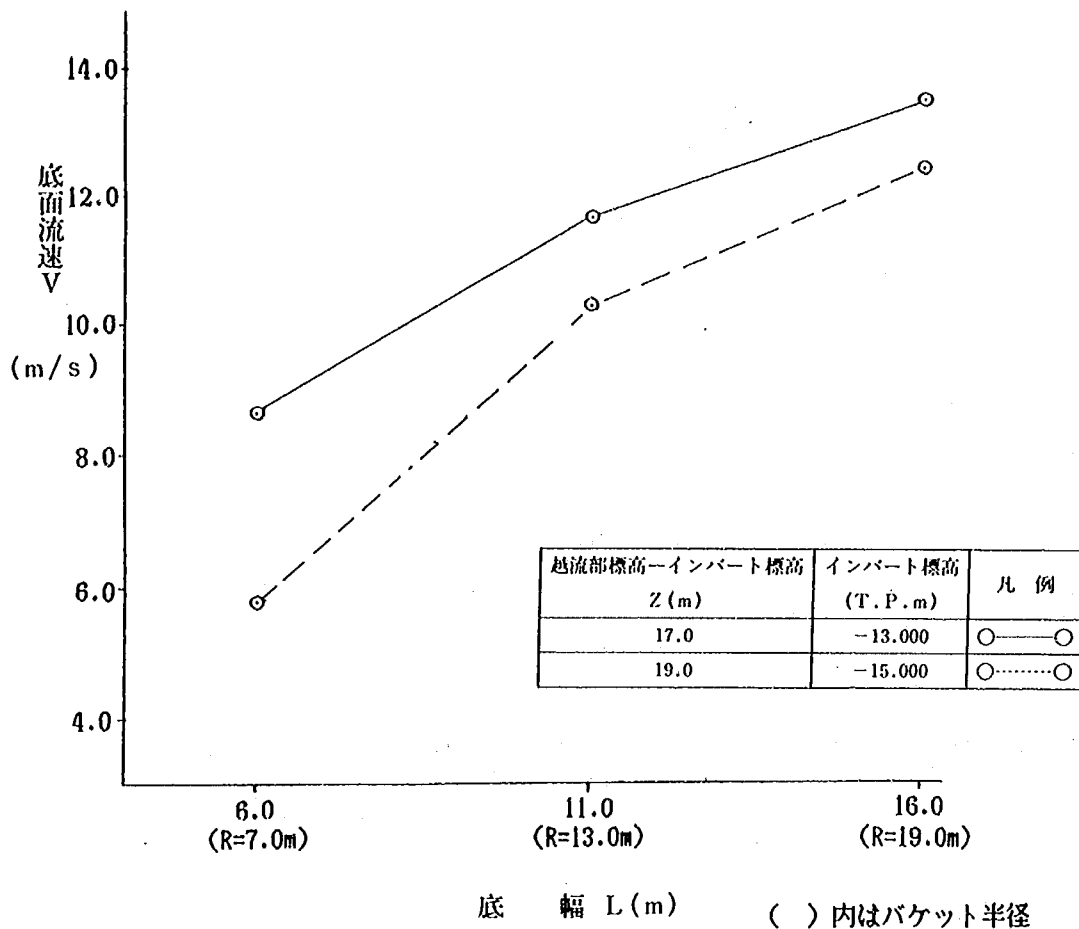


図-7.7.19 底幅と底面流速の関係

① 底面圧力分布について

13,000 m³/s 時の底面圧力分布を図-7.7.20に示す。バケット内の圧力は、インバート部で遠心力の作用も含み、約16.0 m (氷柱) の動圧を受ける。インバートからリップにかけての圧力は、遠心力の影響が残って急激な圧力の低下が生じない。しかし、圧力自体は、インバート部に比べて小さい。

② 減勢状況について

13,000 m³/s 時の流況を図-7.7.21に示す。落差工下流には、3箇所ローラーが形成される。いずれのローラーも流れが速く、多くの気泡が混入している。バケット部で流向を上向きに変えた流れは、噴流状態となってリップ先端の7~8 m下流側で水面を上昇させ、約6.0 m程度の水位変動を生じさせる。

(水面の上昇は、バケットローラー部での水位と比較すると最大で8.0 mに及ぶ)。さらにこの時かなりの水しぶきを生じさせ、下流河道はこの影響によって、水位変動が長い区間に残る。

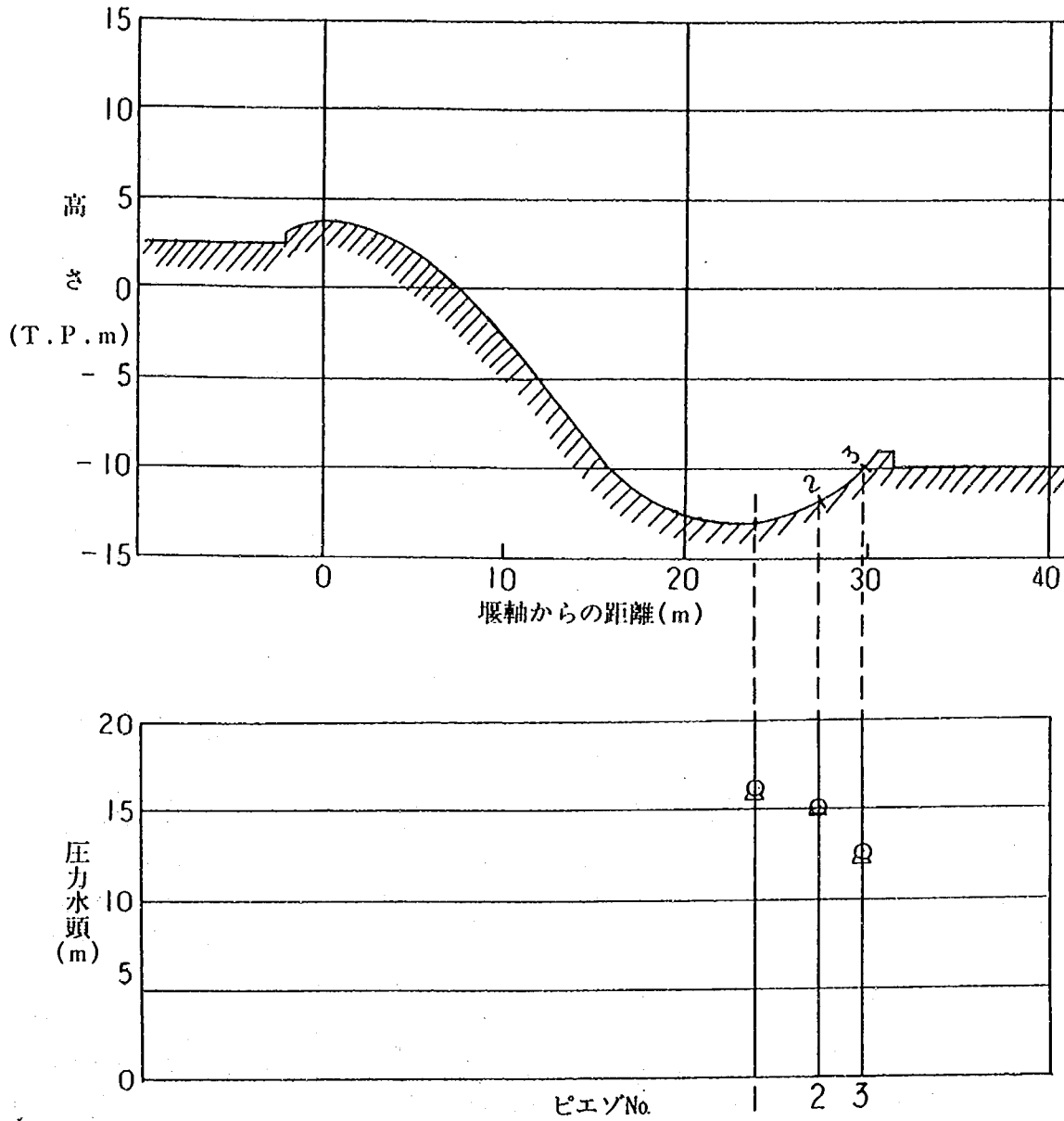
底面流速は、落差工を越流した水脈が下流水面に流入する時に約11.0 m/sの高流速が発生し、これが最大になる。バケット部の底面流速は、主流部の流れが拡散したため、越流水脈が下流水面に流入する時

よりも遅くなる。しかし、遠心力によって、インバート部の流速が約 8.5 m/s 、リップ先端では、 9.8 m/s と除々に速くなる。リップの直下流は、リップから約 30 m 下流付近までの範囲にグランドローラーが形成する。このため、河床底面では逆流が生じ、その流速は最大で約 5.0 m/s 程度となる。これより下流の底面流速は、主流部が河床面に当る傾向となるリップ下流約 40 m 地点付近で約 5.3 m/s 程度となり、さらにリップ下流約 50 m 地点で約 3.7 m/s 程度となる。

一方、 $9,200\text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況を図-7.7.22に示す。落差工下流には、 $13,000\text{ m}^3/\text{s}$ 時と同じ箇所にローラーが形成する。ローラー部内への気泡の混入量は若干減少し、渦流の速さも遅くなっている。流量が減ったことによって、水面変動等の規模は、若干減少している。これによりバケットローラー部との水位差が約 3.6 m に減少し、水面変動も約 4.0 m 程度に減っている。落差工部の底面流速は、下流水面への流入時に約 13.0 m/s と $13,000\text{ m}^3/\text{s}$ 時よりも大きくなっている。しかし、インバート部の流速は約 7.9 m/s 、リップ先端では 8.8 m/s と遅くなっている。また、グランドローラー内での逆流速は、最大で約 4.0 m/s 程度であり、下流の底面流速は約 4.6 m/s 程度とそれぞれ流速が低減している。

次に $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況を図-7.7.23に示す。 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ 時には、これまで最下流で生じていた上部ローラーは形成されなくなり、2箇所で生ずる。流量が小さいことにより、バケット下流では、顕著な水面上昇が見られず、周期的に湧き立つような流れが生ずる。この水面変動は約 2.0 m 程度である。落差工部の底面流速は、下流水面への流入時が約 9.0 m/s で、インバート部は約 7.2 m/s 、リップ先端で 7.5 m/s である。また、グランドローラー内での逆流速は、最大でも約 2.1 m/s 程度と小さい。リップより上向きに出た流れは、その後流向を変え、リップから下流 $30\sim 60\text{ m}$ の範囲で河床底面付近の流れが速くなる。しかし、この部分の底面流速は 1.0 m/s 以下と小さい。以上の各流量時における流況を写真-7.10に示す。

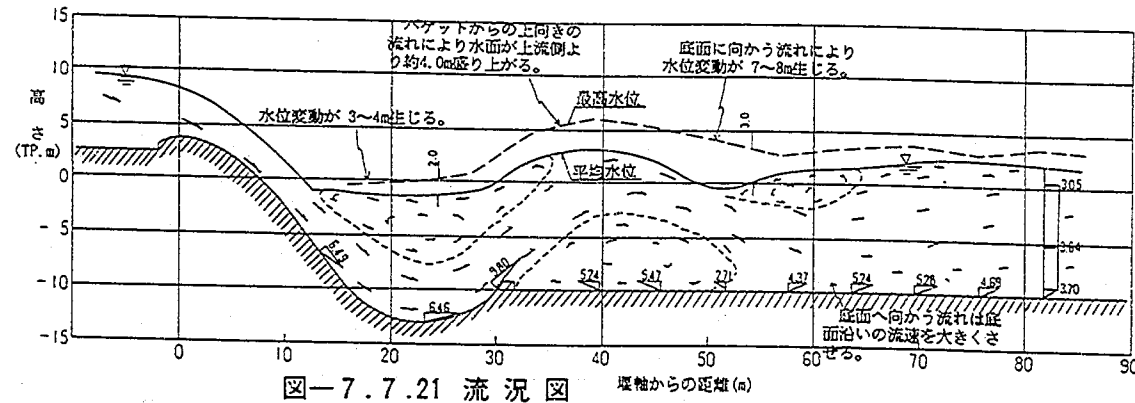
ケースNo	VI-1-2
流量(m^3/s)	13,000
減勢方式	ローラーバケット
インバート標高(T.P.m)	-13.000



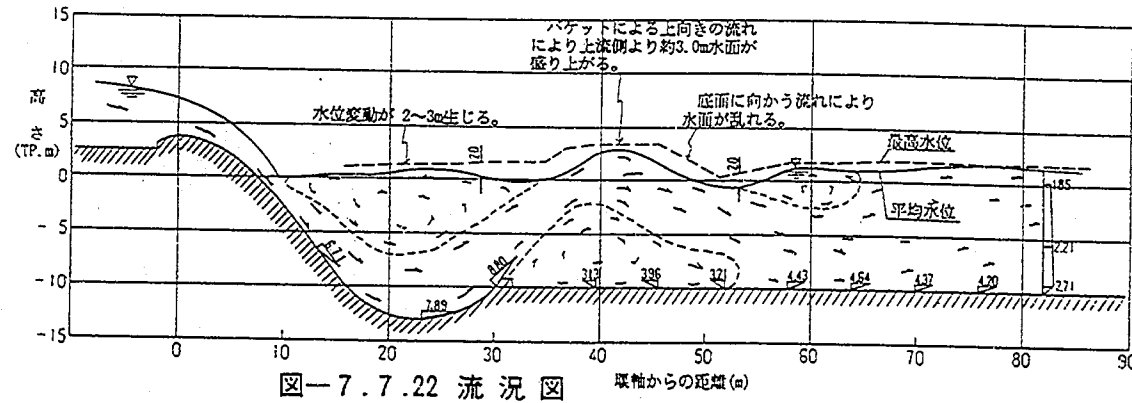
ピエゾ No.	圧力水頭(m)	
	最 高	最 低
1	16.25	16.15
2	15.03	14.93
3	12.67	12.37

圧力	凡例
最高	○
最低	△

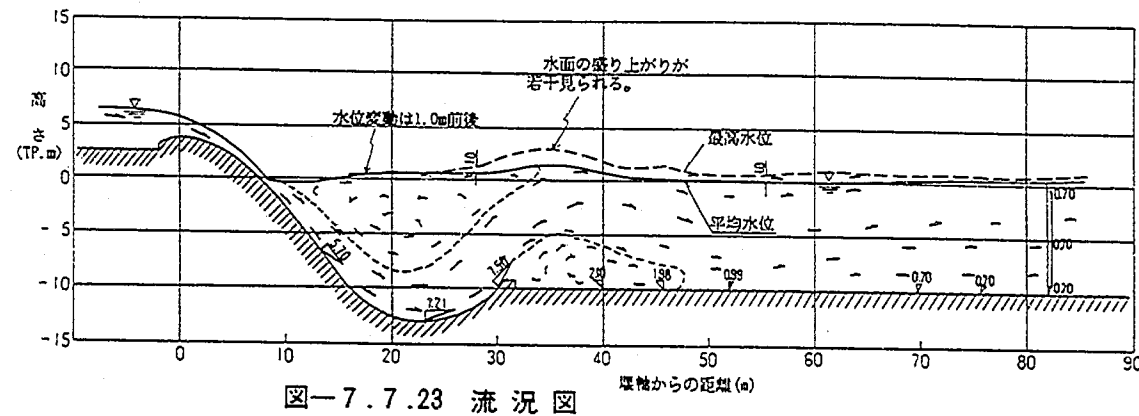
図-7.7.20 バケット部の底面作用圧力 ($13,000\text{m}^3/\text{s}$)



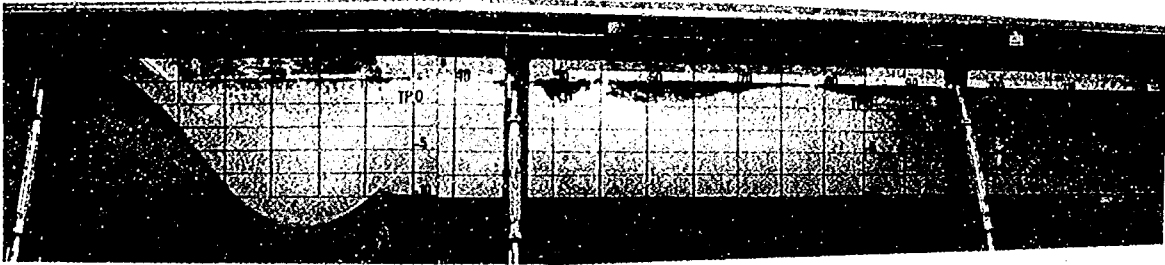
ケースNo	X-3-1
流量(m^3/s)	13,000
減勢方式	ローラーバケット
インバート標高(T.P.m)	-13.000



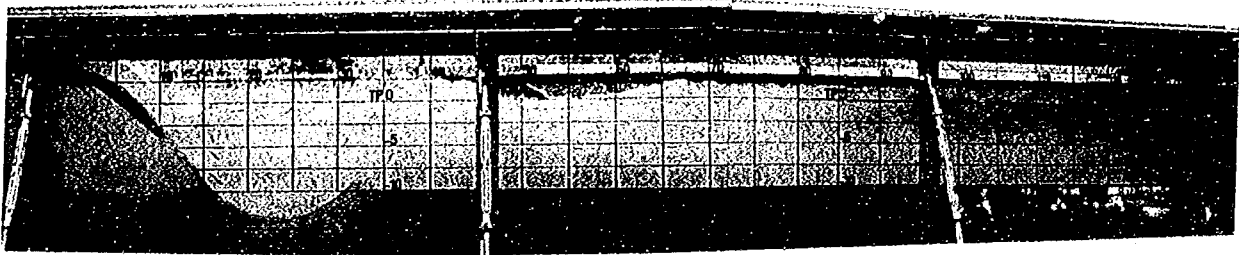
ケースNo	X-3-2
流量(m^3/s)	9,200
減勢方式	ローラーバケット
インバート標高(T.P.m)	-13.000



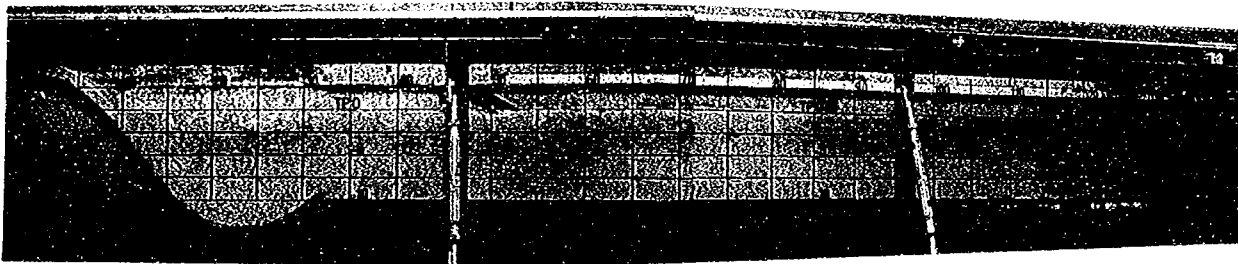
ケースNo	X-3-3
流量(m^3/s)	3,000
減勢方式	ローラーバケット
インバート標高(T.P.m)	-13.000



写真—7.10.1 通水時の流況（ケースX-3-1、ソリッド・バケット、 $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）



写真—7.10.2 通水時の流況（ケースX-3-2、ソリッド・バケット、 $Q=9,200\text{m}^3/\text{s}$ ）



写真—7.10.3 通水時の流況（ケースX-3-3、ソリッド・バケット、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ ）

(4) 拡散方式

この方式は、落差工を越流した流れを一度ステップ部で減勢し、さらに下流河道へ拡散、減勢させることを狙ったものである。予備実験を行って流水の減勢状況を調べた結果、先の図-7.7.8に示した減勢工形状を得た。本形状はT.P.-5.0 mの高さでステップ部を設けているが、この敷高は、出水頻度の多い $3,000\text{m}^3/\text{s}$ 時にステップ上で跳水が生じるように設定したものである。ステップ部の長さは、 $13,000\text{m}^3/\text{s}$ 時に下流河道で拡散流が生ずるのに最低限必要な長さとして13.0 mとした。この実験結果の $13,000\text{m}^3/\text{s}$ 時における流況を図-7.7.24に示す。落差工を越流した流れは、射流状態でステップ部を流れ、ステップ部とほぼ平行に下流河道へ流入する。主流部の流れは、ステップ部の終端から分散傾向となり、約25 m下流の河床面に向って流れる。河道内には、主流部を狭んで河床底面部と水面部の2箇所にローラー（渦流）が形成する。河床底面部のローラーは、ステップ終端から約20 m下流の範囲に形成され、水面部のローラーは、ステップ終端の下流約10 m付近から約40 mの範囲に生じている。底面流速は、射流が生ずるステップ部で約 14.3 m/s となる。ステップ直下の流速は、河床底面部に生じているローラーによって比較的小さい。しかし、主流部が河床底面付近となるステップ終端から約30 m下流付近では、最大約 8.7 m/s の流速が生じ、この速い流れがかなり下流まで残っている。水面変動は、水面部に生じているローラーに

よって約4.0mと大きく、この影響がかなり下流の水面までに及んでいる。

次に9,200 m^3/s 時の流況を図-7.7.25に示す。落差工を越流した流れは、下流水位の影響を受け、ステップ始端より終端で若干水位が高くなる。このため主流部は、ステップ終端からやや上向き方向に流出し、同終端の約15m下流付近で河床底面に向う流れとなる。河道内には、主流部を狭んで河床底面部と水面部の2箇所にローラー（渦流）が形成する。河床底面部のローラーは、ステップ終端から約25m下流の範囲内に形成され、水面部のローラーは、13,000 m^3/s 時よりやや下流のステップ終端の下流約20m付近から約45mの範囲内に生じている。底面流速は、ステップ部で約13.5 m/s となる。ステップ直下の流速は、最大で約4.1 m/s であり、その下流の主流部が河床底面付近となるステップ終端から約40m下流地点では、最大で約4.3 m/s の流速が生じている。水面は、最大で約3.0m程度の変動が生ずる。

さらに3,000 m^3/s 時の流況は図-7.7.26に示すとおりである。これによるとステップ上で跳水が生じ、減勢した流れは、下流河道の水面近傍が主流部となって流れる。このためステップ終端から約35m下流の範囲の河床底面部の領域は、死水域となっている。これより下流では流れが拡散し、ステップ終端から約45m下流付近で鉛直方向にほぼ一様な流れとなる。底面流速は、ステップ部で約10.0 m/s 程度となり、その下流河道の水面付近で約4.0 m/s 程度の流速となる。さらに減勢されて流れがほぼ一様となるステップ終端から約45m下流付近での底面流速は、約1.9 m/s である。水面変動は、跳水の影響で下流河道へ続くが、跳水部で約3.0m程度であり、ステップ終端から約35m下流付近で約1.0m程度と小さい。

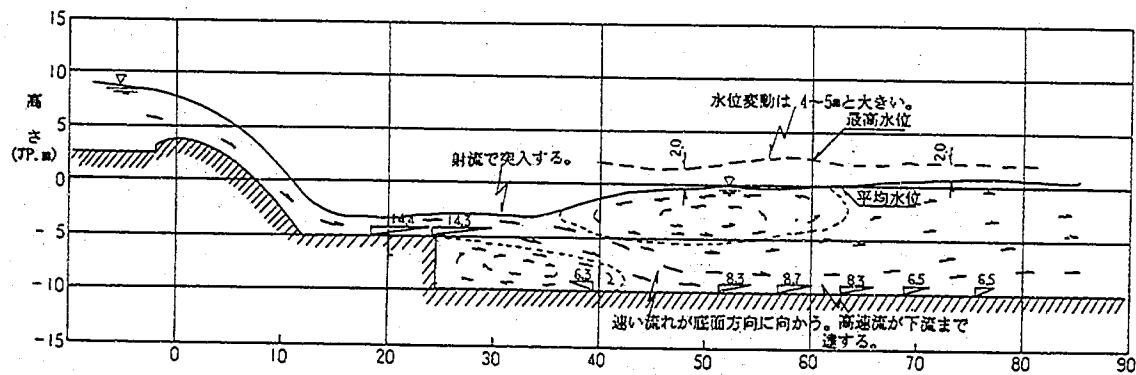


図-7.7.24 流況図 堰軸からの距離 (m)

ケースNo.	X-4-1
流量 (m³/s)	13,000
減勢方式	拡散

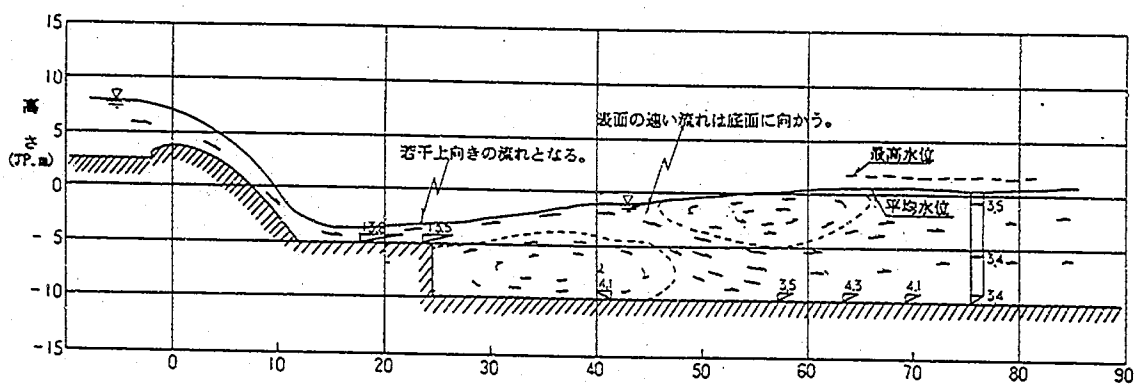


図-7.7.25 流況図 堰軸からの距離 (m)

ケースNo.	X-4-2
流量 (m³/s)	9,200
減勢方式	拡散

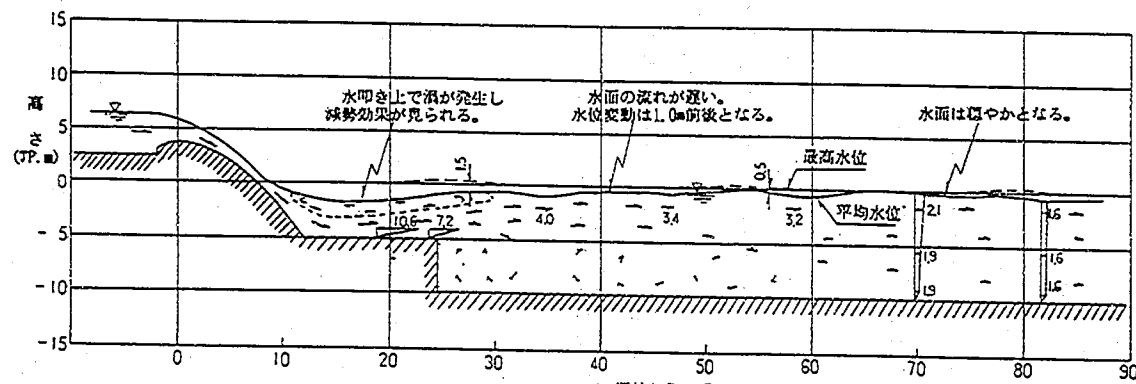


図-7.7.26 流況図 堰軸からの距離 (m)

ケースNo.	X-4-3
流量 (m³/s)	3,000
減勢方式	拡散

(5) シル方式

この方式は、落差工からの越流水脈を逆傾斜の水叩き（シル）によって流れを上向きにさせて、下流河道へ流出させるものである。流出される水脈は、傾斜角が大きいと、水位上昇およびその変動が顕著に現われ、逆に傾斜角が小さいと河床底面に沿う流れが速くなるという現象が起きる。また、水叩きの長さによっても良好な傾斜角度は異なってくる。そこで水叩き長と傾斜角度について概略の予備検討を行った結果、傾斜角 7.6° （1 : 7.5）、水叩き長（水平長）15.0 m という諸元が得られ、以後、この形状について詳細検討を行った（図-7.7.8 参照）。この実験結果の13,000 m^3/s 時における流況を図-7.7.29に示す。落差工を越流した流れは、シルにより流向を上向きにして下流河道に流れる。シル上の水面部とシル直下流の河床底面部には、ローラーが形成する。シル直下流のローラーは、同末端から約20 m 下流の範囲に生ずる。下流河道に流出した流れは、拡散傾向となるものの、シルによって流向が上向きとなっているため、水面付近が速い流れとなって下流に続く。底面流速はシル部で約15.0 m/s と速いが、下流河道では主流部が水面付近にあるため、他の形状と比べて小さく、ローラー部の逆流速の約4.2 m/s が最大である。シル部と下流河道の水位差は、4.0~4.8 m 程度あり（下流側が高い）下流河道の水面変動は最大で3.0 m 程度（シル終端から約20 m 下流地点）生ずる。

次に9,200 m^3/s 時の流況を図-7.7.28に示す。流況的には、13,000 m^3/s 時とほぼ同じである。シル上の水面近くに形成するローラーはその範囲が5.0 m 程度下流に伸びている。底面流速はシル部で約14.0 m/s 程度となり、下流河道のローラー部の逆流速は約3.8 m/s 程度となる。水面変動は13,000 m^3/s と同様に、最大で約1.5 m 程度生じ、シル部と下流河道の水位差は若干減少し、4.0~4.8 m 程度となる。

一方、3,000 m^3/s 時の流況は図-7.7.29に示すとおりである。シル上部に生ずるローラーが鉛直方向に拡大し、シル部と下流河道の水位差はほとんど無くなる。また、シル直下流の底面に生じていたローラーは、消滅している。底面流速はシル部で約9.0 m/s 前後生じ、下流河道では約1.2 m/s 程度となる。水面の変動は最大で2.0 m 程度生じ、下流へと続く。

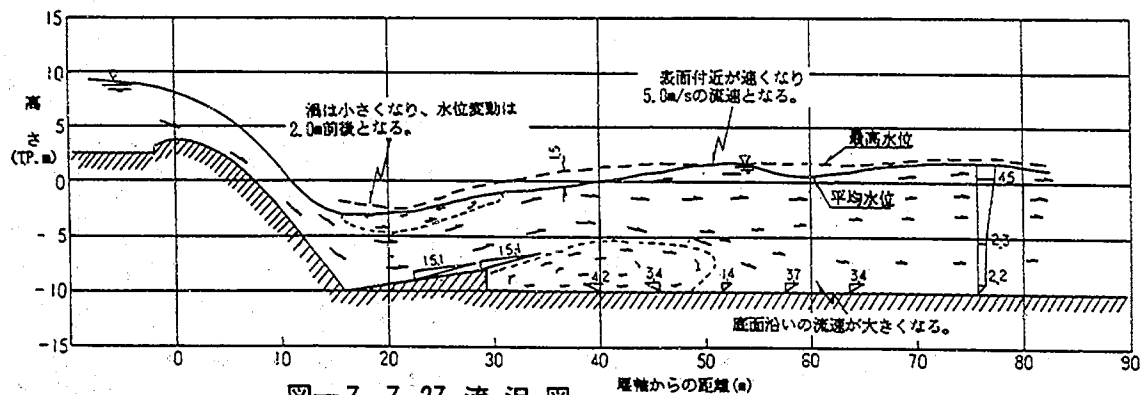


図-7.7.27 流況図

ケースNo	X-5-1
流量(m^3/s)	13,000
減勢方式	シル

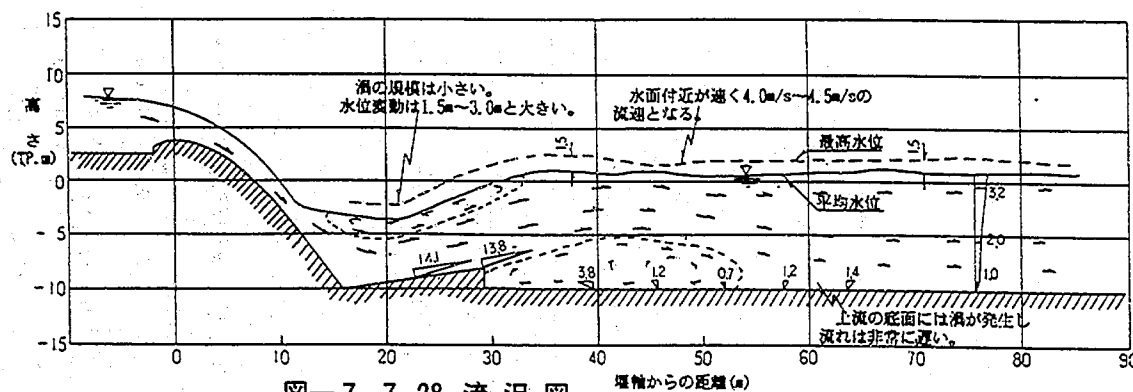


図-7.7.28 流況図

ケースNo	X-5-2
流量(m^3/s)	9,200
減勢方式	シル

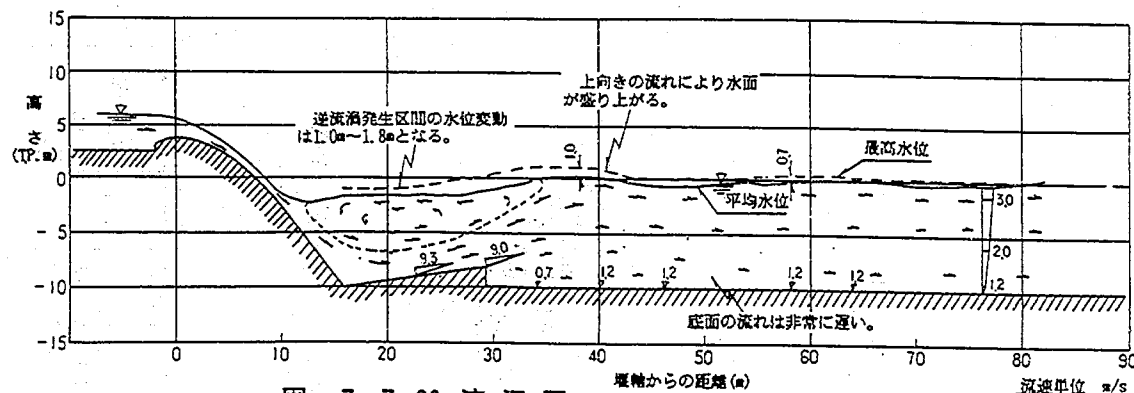


図-7.7.29 流況図

ケースNo	X-5-3
流量(m^3/s)	3,000
減勢方式	シル

(6) スロッチェッド・バケット方式

これまでの検討結果より、ソリッド・バケット方式は、底面流速を軽減する効果が他よりも優れていることが明らかとなった。しかし、水面変動がかなり大きく、流況面でやや難点があることが認められた。スロッチェッド・バケットは、ソリッド・バケットの流速低減効果を保ちつつ、歯形状のリップ部で流れを整流させることを狙ったものである。ここではまず、流況改善効果が得られるリップ部の歯形状について求めた。検討に用いた形状の一覧を図-7.7.30に示す。なお、バケット半径Rは前ケースと同様に10.0mとした。

予備実験の結果を以下に述べる。スロッチェッド・バケットは、歯型部で流れを分散させるため、ソリッド・バケットで見られたように極端な上向きの流れが緩和され、また下流部で見られた2つのローラーもなくなり、流況面からは改善効果が得られた。この効果はいずれの形状でも確認され、またこの他に歯型のピア形状を大きくしても、流況的には大きな変化がないことも分かった。しかし、歯型の間隔が大きくなると、この部分から底面部に向う流れが多くなるため、リップ間の流速が速くなり（表-7.7.6参照）、さらに下流河道の底面に高流速が生ずることが分かった（図-7.7.31参照）。

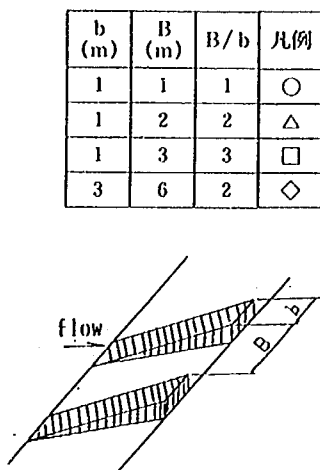


図-7.7.30 検討形状

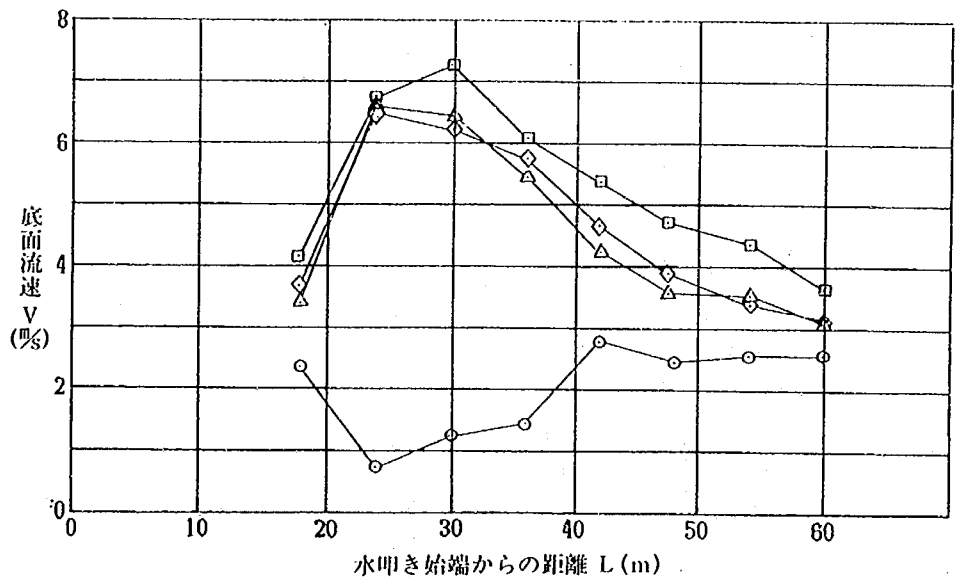


図-7.7.31 底面流速分布

表-7.7.6 リップ形状の違いによる水理量比較

b (m)	B (m)	B/b	流 量 (m³/s)	底 面 流 速 (m/s)				戻り流の発生位置 (m)	戻り流発生位置での水位 (T・P m)
				インバート中央	リップ先端	堰軸下流34m地点	堰軸下流52m地点		
1	1	1	13,000	8.10	15.0	2.32	1.40	38.0	0.82
1	2	2		8.31	15.2	3.36	5.42	40.0	0.42
1	3	3		8.63	15.8	8.63	6.02	50.0	0.42
3	6	2		8.63	15.3	3.75	5.86	47.0	0.40

リップ終端から20m下流地点における水面部と底面部の流速の比と歯型の間隔の関係を図-7.7.32に示す。

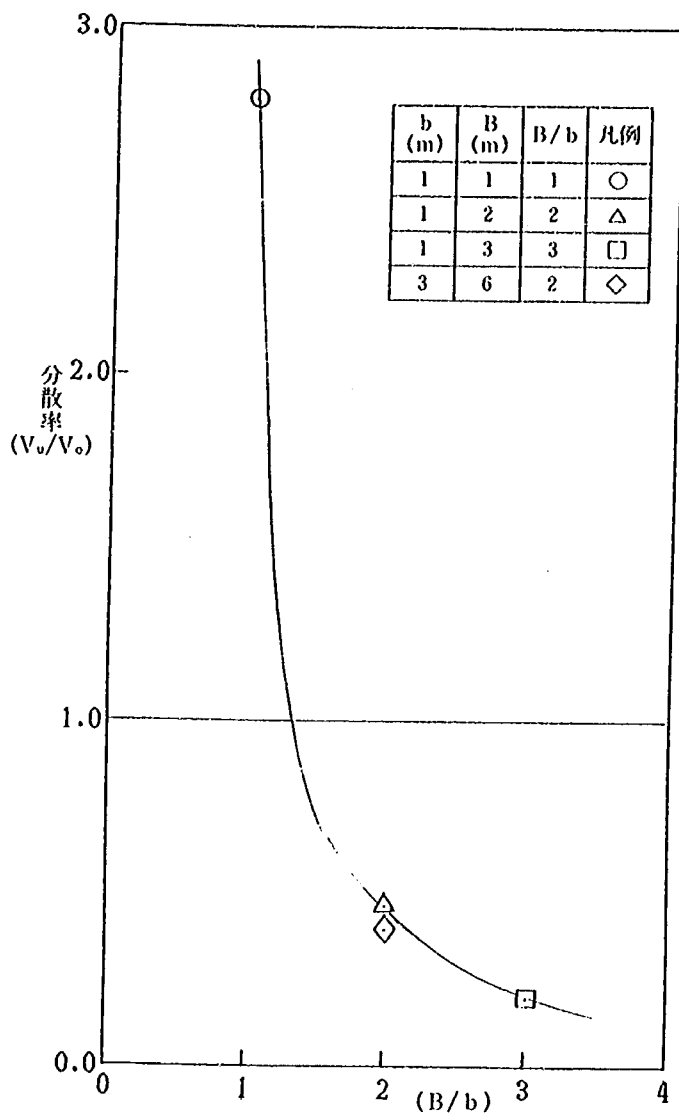


図-7.7.32 分散率と歯型の間隔の関係

この図からも、歯型の間隔はあまり大きくない方が良いことが分かる。しかしながら、施工性からは歯型の数は少ないほうが良いと考えられる。そこで本実験で検討するバケットの歯型の設置間隔 B/b は 1 : 1.5 とした。また、コンクリートの摩耗を考慮し、歯型一基の幅 b は 3.0m とした。このスロツテイド・バケットの形状を示したのが先の図-7.7.9である。実験結果の $13,000\text{m}^3/\text{s}$ 時における流況を図-7.7.33に示す。バケット部の流れおよびその後の水面変化は、ソリッド・バケットとあまり変わらない。リップ下流側には、ソリッド・バケットと同じ範囲に、グランドローラーが形成されるものの、かなり弱い流れである。バケット底面の流速は、リップ部の開口によって若干増大し、約9.1%の高流速となっている。リップ部の流速も、開口部で流れが分散されるものの、歯型による河積の減少によって、約12.2%とソリッド・バケットに対して約2割程度増大している。下流河道の流れは、水面付近が若干速い傾向となり、このため底面部の流速は遅く、約2.5%前後である。バケットローラー部と下流河道の水位差は、ソ

リッド・バケット時より幾分減少するものの、最大で約6.5 mに及ぶ。水面変動は、歯型の分散効果によって3.0~4.0m程度に減少している。

次に9,200m³/s時の流況を図-7.7.34に示す。グランドローラーが消滅して、この部分が死水域となっているが、流況的には13,000m³/s時とほとんど変わらない。バケット底面の流速は、ソリッド・バケットより約1割程度（流速値約8.6%）速くなり、さらにリップ部は、約11.5%と3割強増大する。下流河道の流れは、グランドローラーが消滅して減勢効果が増大したためか、ソリッド・バケットよりも底面部の流速が若干速い。しかしながら、約2.3%程度の流速であり、とくに問題はないと考えられる。バケットローラー部と下流河道との水位差は、最大で約4.5 m程度となる。水面変動は、ソリッド・バケットと変わらず約2.0 m程度である。

一方、3,000m³/s時の流況を図-7.7.35に示す。これによると流況的には9,200m³/sとほとんど変わらない。バケット底部の流速は、約7.5 %程度でソリッド・バケットの3,000m³/s時と大差ない。リップ部の流速は、約8.4 %程度となり、ソリッド・バケットより約1割程度増大している。下流河道では、リップ部で上向きとなった流れが、その後流向を変えて河床底面に向う傾向となるものの、水面付近の方が若干遅いようである。水面変動は、ソリッド・バケットと変わらず約1.0 m程度である。以上の各流量時における流況を写真-7.10に示した。

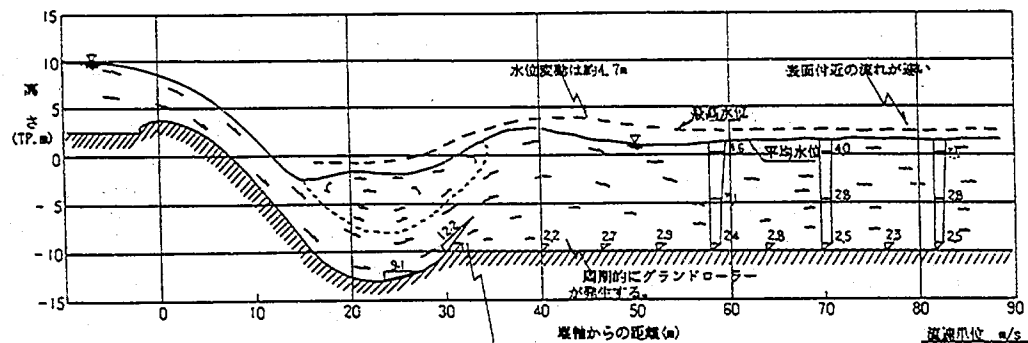


図-7.7.33 流況図

ケースNo	X-6-1
流量(m^3/s)	13,000
減勢方式	スロッチェッド
水叩き敷高(T.P.m)	——

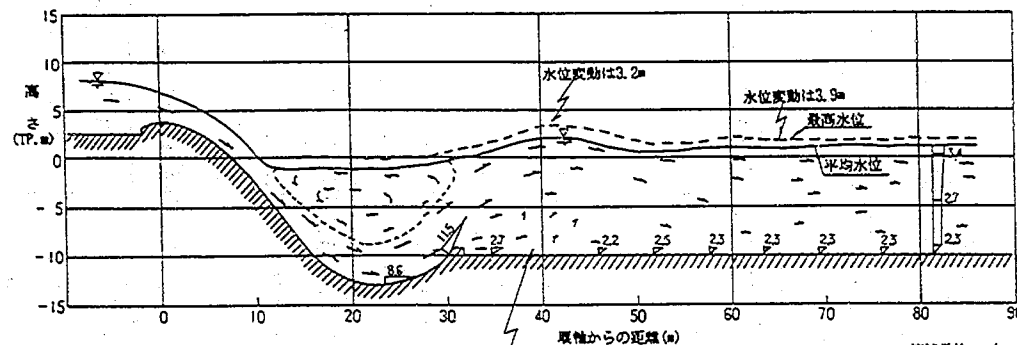


図-7.7.34 流況図

ケースNo	X-6-2
流量(m^3/s)	9,200
減勢方式	スロッチェッド
水叩き敷高(T.P.m)	——

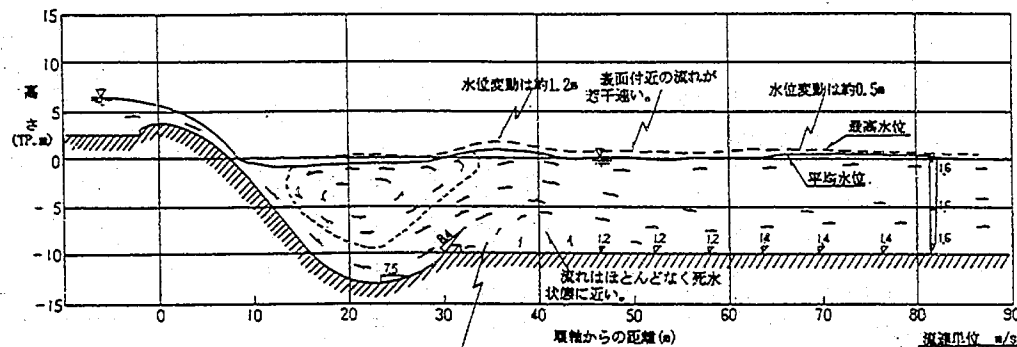


図-7.7.35 流況図

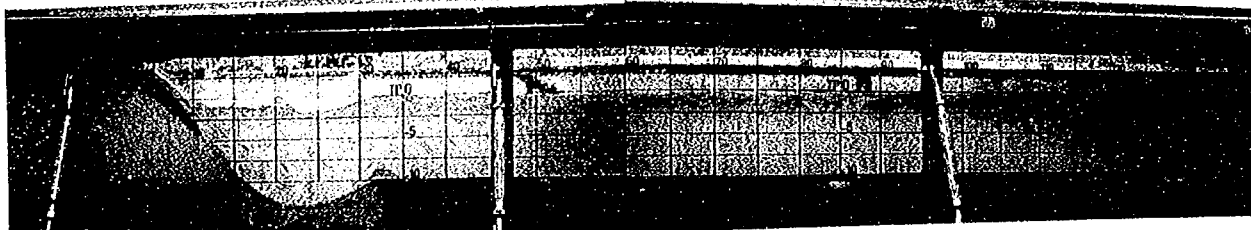
ケースNo	X-6-3
流量(m^3/s)	3,000
減勢方式	スロッチェッド
水叩き敷高(T.P.m)	——



写真一 7.11.1 通水時の流況（ケース X-6-1、スロツテイド・バケツト、 $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ ）



写真一 7.11.2 通水時の流況（ケース X-6-2、スロツテイド・バケツト、 $Q=9,200\text{m}^3/\text{s}$ ）



写真一 7.11.3 通水時の流況（ケース X-6-3、スロツテイド・バケツト、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ ）

3) 各減勢工形状とその効果の比較検討

(1) 水面の変化

落差工本体の直下流地点では、いずれも射流状態に近い為、水位が低くなり、その後減勢効果によって下流に向って水位が等流状態に回復する。このため落差工周辺では、逆勾配の水面形となり、上下流で大きな水位差が生ずる。表一 7.7.7 に各形状の各流量時における水位差の一覧を示す。水位差に幅があるのは、最低水位と最高水位に周期的な変動が生ずるためである。

表一 7.7.7 水位差一覧表

(単位：m)

減勢工形状	$13,000\text{m}^3/\text{s}$	$9,200\text{m}^3/\text{s}$	$3,000\text{m}^3/\text{s}$
水平水叩き	4.0~4.6	2.5~3.0	2.4
幅ダム(第一減勢池)	3.0~5.0	3.0~4.0	1.0~1.5
ソリッド・バケツト	5.0~8.0	3.0~3.6	1.8~3.0
拡散	3.6~6.8	3.4~5.4	1.8~2.4
シール	4.0~4.8	5.2~6.4	2.8~3.4
スロツテイド・バケツト	5.1~6.4	3.2~4.4	2.0~2.8

これによると水位差が最も大きい形状は、ソリッド・バケットである。全体的には、流れを上向きに跳ね上げる形状のときに水位差が大きくなる傾向となる。

(2) 水面変動

図-7.7.36に各形状の各流量時における水位変動量の比較を示す。ここでの水位変動量は、最高水位と最低水位の差とした。横軸は、水平水叩きの水叩き始端を基点として他形状と比較した。これによると、水面変動が大きい形状は、主流部の流向が上向きとなり、水面付近でローラーが形成されるソリッド・バケットである。以下、形状による優劣はつけがたいものの、拡散、シル、幅ダム、水平水叩きの順に水位変動量が少なくなる。

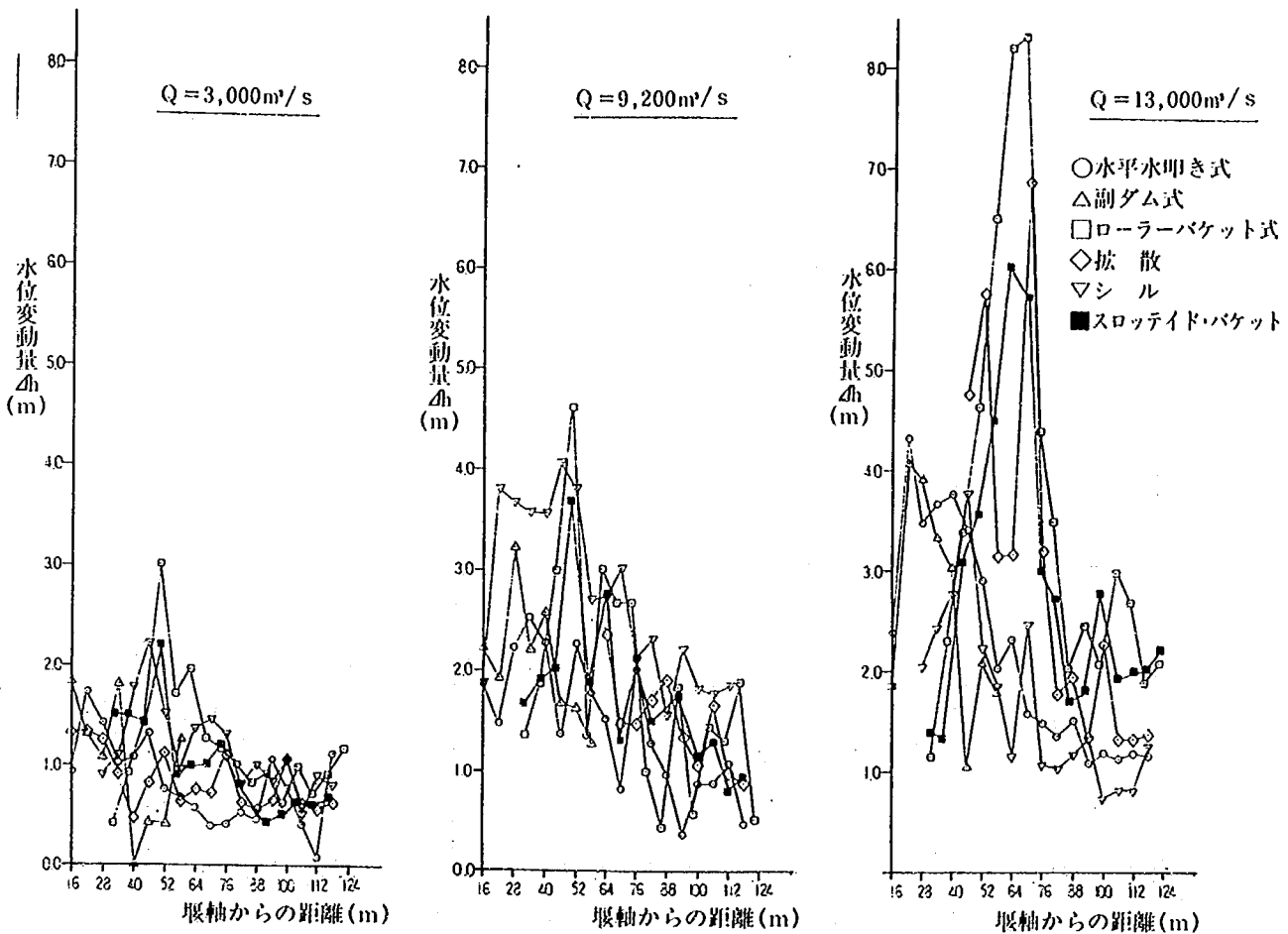


図-7.7.36 水位変動量の比較

(3) 底面流速

落差工の堤体および水叩き部は、通常コンクリート構造で建設されるものと考えられる。しかし、洪水時の高流速によってコンクリートが摩耗することが懸念される。ここでは摩耗に影響を与える指標として、落差工周辺部の底面流速を調べた。図7.7.37に各形状の各流量時における底面流速の縦断分布を示す。

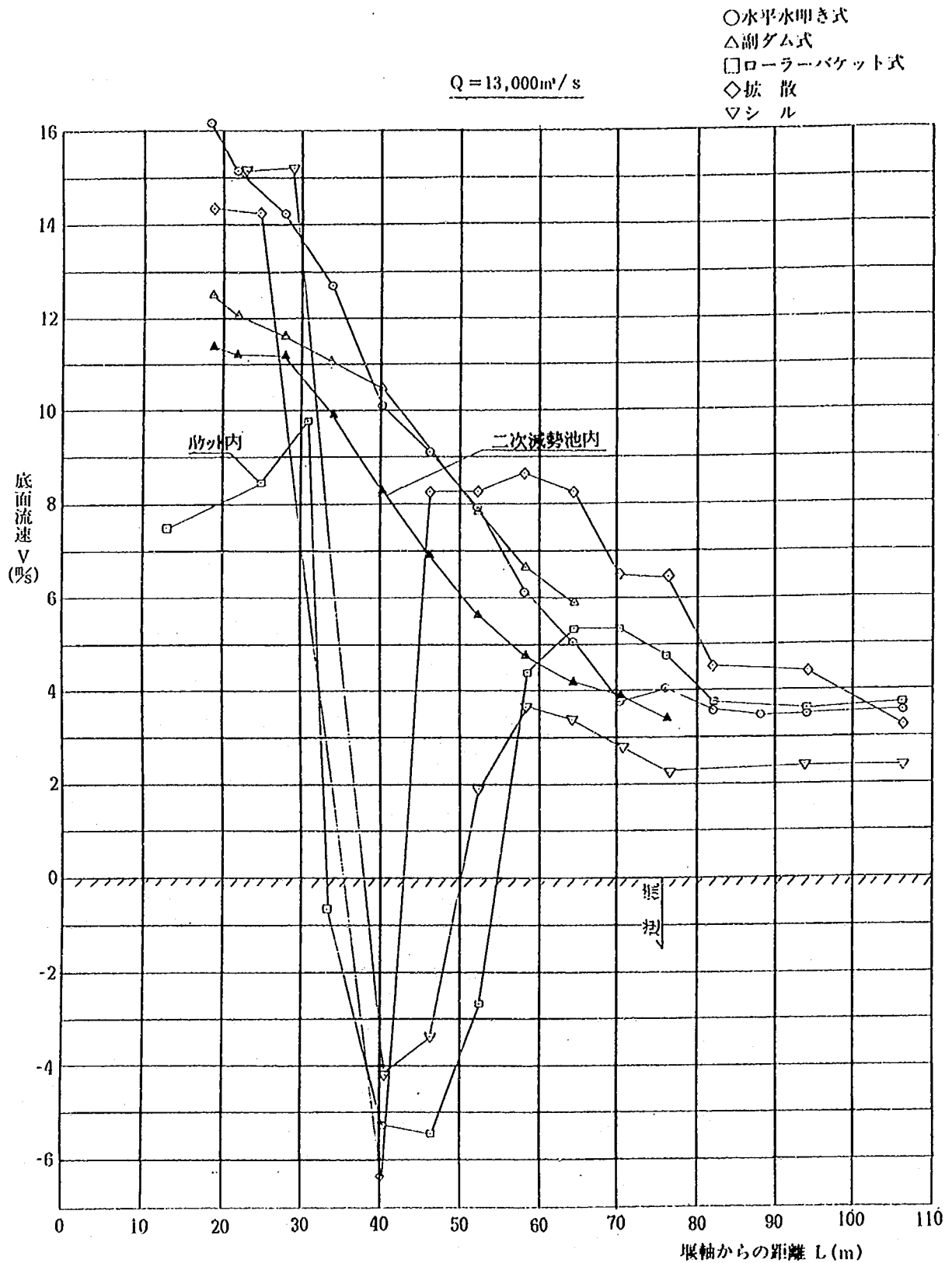
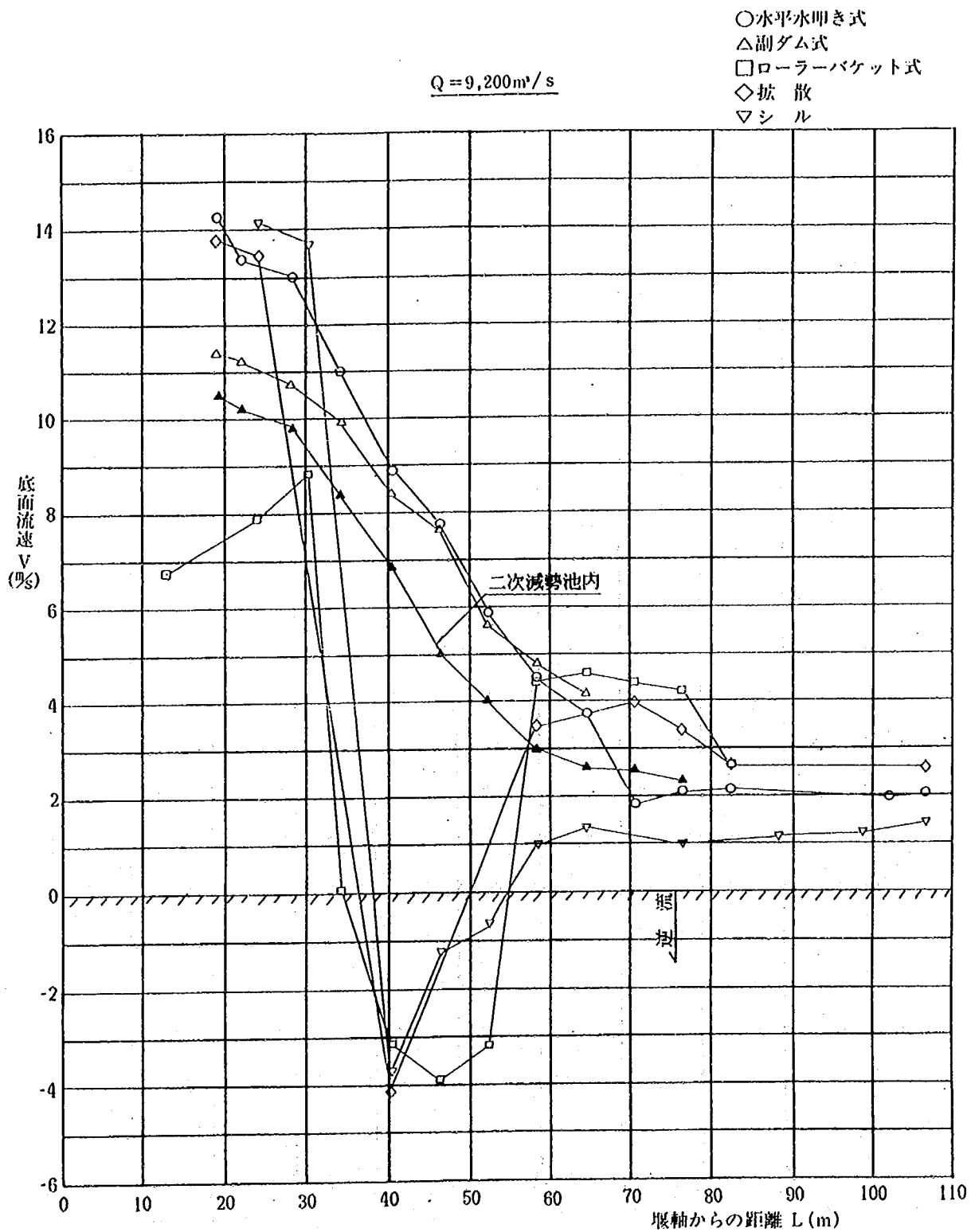


図-7.7.37(1) 底面流速比較



図一 7. 7. 37(2) 底面流速比較

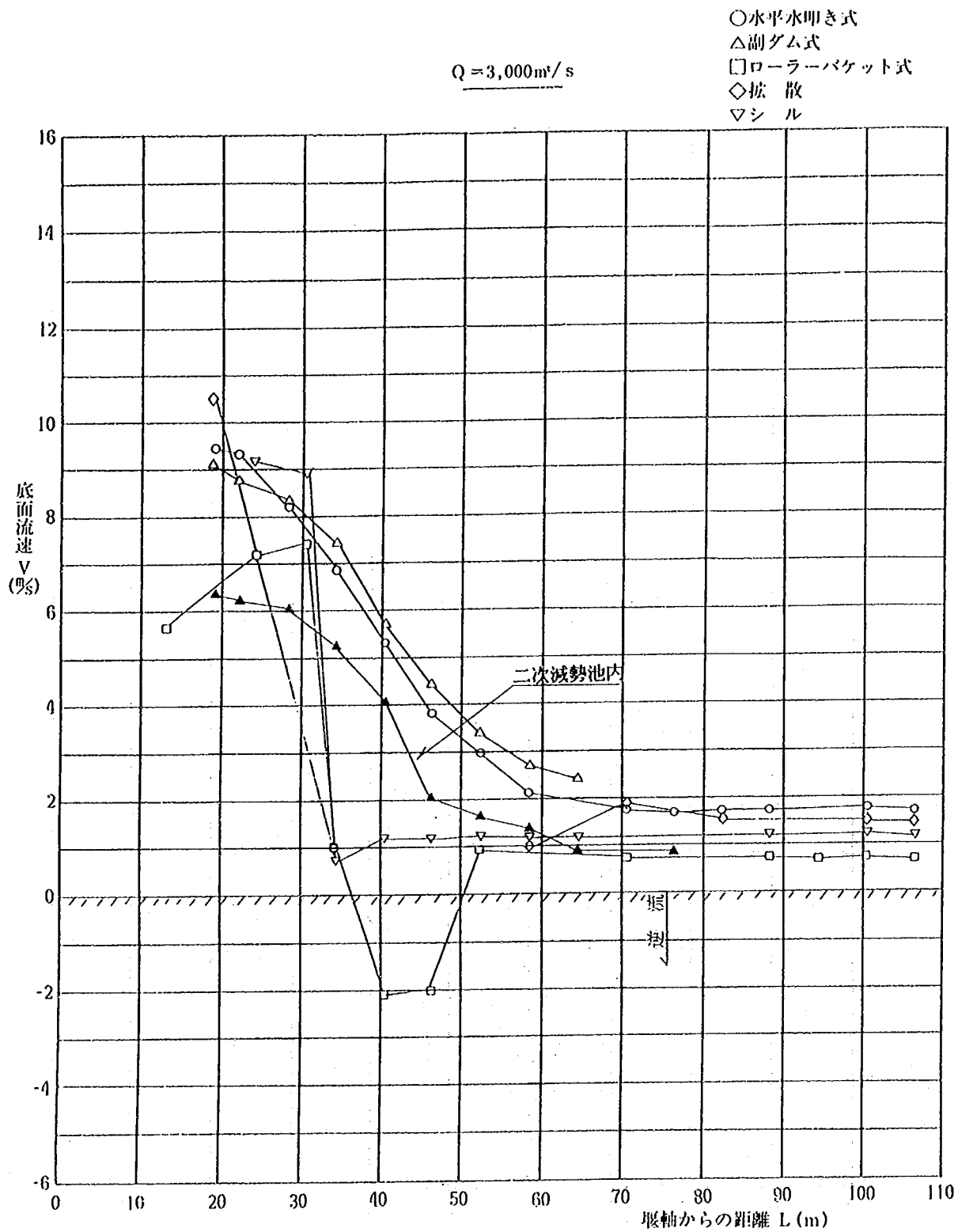


図-7.7.37(3) 底面流速比較

横軸の距離は、落差工の堤体の堰軸より求めている。負の流速が生じているのは、ローラーの形成により、逆流域が生じたためである。各種形状の特色を記述すると以下のようになる。

① 水平水叩き方式

跳水を形成している区間の底面流速は、堰軸から離れるとともに低減する。しかしながら、減勢効果が小さいため、高流速の生ずる区間が広範囲となる。跳水部下流では、ほぼ一定の流速となっている。

② 副ダム方式

落差を二段としてエネルギーの負担を分散させたことにより、最大流速値を低減させる効果が得られる。しかし、高流速が生ずる区間が2箇所が生じ、結果的に高流速が生ずる範囲が広がる。

③ ソリッド・バケット方式

リップ部において遠心力により流速が速くなるものの、バケット部での減勢効果により、堤体末端部の流速軽減効果は最も優れている。いずれの流量時にもリップ直下流に生ずるローラーにより、逆流域が生じて負の流速となる。その下流では、主流部が河床底面に向かう流れとなるため、流量規模が大きい場合に流速が増大する。しかし、流速値自体は小さいことから、摩耗の心配は少ないものと思われる。

④ 拡散方式

3,000 m³/s時には、ステップ部直下流の底面が死水域となるため、下流河道に対する流速軽減効果が大きい。しかしながら、ステップ部の流速が大きいことや、流量規模が大きい場合には、ステップ部をジャンプした主流部の流れがその下流部で河床底面に向うため、堤体から離れた下流河道で高流速が生ずる欠点を持つ。

⑤ シル方式

シル部で高流速が生ずるものの、主流部が水面付近に向うため、下流河道の底面部の流速は小さく、下流河道に対する流速軽減効果は大きい。

⑥ スロツテイド・バケット方式

堤体および下流河道の流速軽減効果は、ソリッド・バケットに次いで良いものの、リップ部の流速がソリッド・バケットよりも大きくなり、この点が不利となる。

(4) 流況

減勢工内の流況は、形式によって以下に示すように3つに分けることができる。

① 高流速が底面で発生し、その後水面に向って上向きの流れとなる (図-7.7.38)。

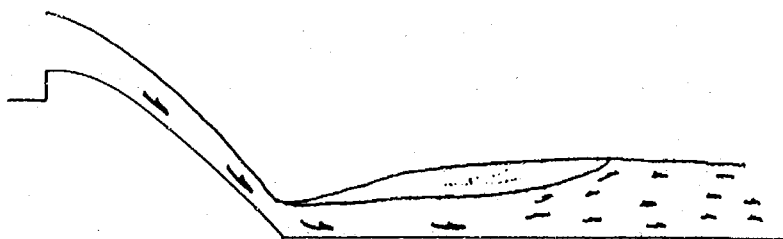


図-7.7.38

② 水脈が上向きとなって下流河道に流出する (図-7.7.39)。

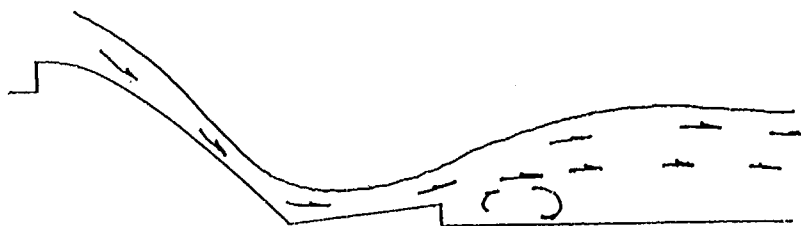


図-7.7.39

③ 水脈が下向きとなって下流河道に流出する (図-7.7.40)。

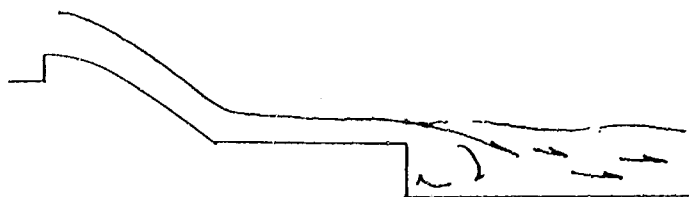


図-7.7.40

①の流況となるのは、水平水叩きと副ダム方式であり、跳水の発生によって流れは減勢する。ただし、流量規模が小さいときは、潜り状の跳水となるため、速い流れが下流河道の底面の長い区間に残る傾向となる。しかし、その速い流れも水叩き長内で減勢する。拡散タイプも $3,000\text{m}^3/\text{s}$ 時は、ステップ上でこの流れとなる。

②の流況を示すのは、ソリッド・バケットおよびスロッテッド・バケットとシル方式であり、主流部を挟んでローラーが形成されて減勢する。主流部は減勢工により、水面付近に向い、その後河床底面に向う傾向となる。ソリッド・バケットは、下流河道の河床底面に向う流れが強いものの、他の形状は水面付近に速い流れが残る。

③の流況を示すのは、拡散方式である。この形状も主流部を挟んでローラーが形成されて減勢する。しかし、計画流量時には、主流部が下流河道の河床底面に向って流れる傾向となる。

なお、各減勢工の流況は、下流水位によって若干変る。本検討では、下流水位を低い値に設定している。このため、潮位が高い場合には、跳水が形成されずに、潜り状の流れとなる可能性がある。このとき危険なのは、河床底面に高流速が生ずる減勢工の形状である。このような減勢工では、堤体に摩耗が生じ易くなったり、下流河床に洗掘が生じ易くなる恐れがある。これに該当するのが水平水叩きと副ダムであり、摩耗対策の面で不利となる。

(5) 減勢区間長

跳水や形成されたローラーが消滅し、また水面変動が少なくなり、かつ一様な流れにほぼ回復するまで長さをここでは減勢区間長とし、 $13,000\text{m}^3/\text{s}$ と $3,000\text{m}^3/\text{s}$ 時について調べた。

この減勢区間長は、計画流量と想定した $13,000\text{m}^3/\text{s}$ 時には、副ダム方式を除き、いずれも水叩き始端から60~80m程度である。ただし、ソリッド・バケットと拡散方式は、水面の変動が下流部に残るため、その分護岸の施工区間が下流に延びるものと思われる。

融雪出水規模程度である3,000m³/s時には、水平水叩き、ソリッド・バケット、拡散方式は、40～50mで減勢する。しかし、シル、スロツテイド・バケット方式は、80m程度と長い。ただし、この2つのタイプは、水面部の流速が速くなるためであり、河床の維持管理にはとくに問題がないものと思われる。

(6) 総合評価

これまでに行った評価を総合して、表－7.7.8に一覧を示す。

表－7.7.8 総合評価

	水面 変化	水面 変動	底面 流速	流況	減 勢 区 間 長
水 平 水 叩 き	○	○	×	×	○
副 ダ ム	○	○	×	×	×
ソ リ ッ ド ・ バ ケ ッ ト	×	×	○	△	△
拡 散	×	△	×	△	△
シ ル	×	△	△	△	○
ス ロ ッ テ イ ド ・ バ ケ ッ ト	×	△	○	△	○

形状比較の中で最も重視すべき指標は、底面流速である。検討した6形状の中で流速低減効果があるのは、ソリッド・バケット、シル、スロツテイド・バケットの3タイプである。しかし、これらのタイプも堤体の一部で高流速が生ずる箇所があり、なんらかの摩耗対策が必要と考えられる。摩耗対策の範囲が最も少なくて良いのは、ソリッド・バケットである。しかし、この形状は水位変動が大きく、水表面における流況はあまり良くない。また、水面の変動が下流まで残り、護岸の施工区間が長くなる。スロツテイド・バケットは、ソリッド・バケットの欠点を改良することを目的としたものであり、流況改善が図れたものの、リップ部で高流速が生じ、この部分に摩耗対策が必要となる。また、リップ部の歯形状の施工性もデメリットとなる。シルは、堤体およびシル部に摩耗対策が必要であるが、下流河道に対する摩耗および侵食対策の必要がないことが利点となる。しかし、その反面、水面付近の流速が下流に至っても低減せず、なかなか一様な流れに回復しないことが問題となる。

以上の結果はコンクリートの摩耗が未知数の中での検討である。今後、摩耗に関する調査、検討が進み、また耐摩耗材が開発されれば、施工性などの他の重視する項目が加わり、減勢工形状の評価は変わってくるものと考えられる。

7-8 ソリッド・バケットにおける減勢状況の把握

7-8-1 実験概要

先の減勢工形状の検討結果より、ソリッド・バケット形状とした案がより流速低減効果が得られることが明らかとなった。この形状は、摩耗対策の範囲が少なく、コンクリートの摩耗量（速度）が明確でない現時点においては、最も効果的であろうと考えられる。そこでこの形状について、移動床の全体模型により、減勢工下流の必要護床工長と各流量時の流況を検討することとした。水平水叩きにおける護床工長の検討（実験ケースVI）では、軟岩河床を対象とした実験よりも、流送土砂による平衡河床を検討した実験の方が下流河道の洗掘領域が広く、後者の方が危険側となる結果となっている。よって、本実験では模型河床材料として、流送土砂を対象とした $d_m=0.3\text{mm}$ の石炭粉を用い、計画河道時の河床変動状況から減勢工下流に敷設する護床工の長さを求めることとした。また、先の7-4における検討結果より、落差工から下流河道に生ずる底面流速は、暫定掘削時の河床状態においても、軟岩の侵食限界流速よりも遅く、大規模な出水以外は軟岩の侵食が生じないことが分かっている。本実験では、将来、下流河道の洗掘が計画河床高まで進行した場合を想定し、計画河床時における各流量時の流況および河床の安定性を把握することを目的とした検討を行った。実験ケースの一覧を表7.8.1に示す。ケースXI-1-1では、水平水叩きと同様に落差工の天端から下流約160mの区間に護床工を設け、 $13,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水した検討を行った。ケースXI-1-2は、 $6,400\text{m}^3/\text{s}$ を通水し、ケースXI-1-3では、 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水した検討である。これらは、いずれも定流実験であり、局所洗掘および河床変動等が安定状態となる時間を通水した。

表7.8.1 実験ケース一覧表

実験 ケース	流量 (m^3/s)	水叩き敷高 ($\text{T} \cdot \text{P} \cdot \text{m}$)	水叩き長 (m)	下流河床高 ($\text{T} \cdot \text{P} \cdot \text{m}$)	床止め工天端 高($\text{T} \cdot \text{P} \cdot \text{m}$)	河床材料	備考	検討内容
XI-1-1	13,000	—	—	-10.17	4.0	$d_m=0.3\text{mm}$ 石炭粉	護床工 有り	ローラー・バケット 型減勢工の設計諸元 の検討と流況把握
XI-1-2	9,200	—	—	"	"	"	"	
XI-1-3	3,000	—	—	"	"	"	"	

7-8-2 実験結果

(1) ケースXI-1-1

$13,000\text{m}^3/\text{s}$ の定流を通水して、ソリッド・バケットにおける流況および護床工長について検討した。抽出模型による実験結果より、落差工下流において鉛直方向の流速分布がほぼ一様となるのに要する長さは、ソリッド・バケットも水平水叩きも大差ないことが明らかとなっている。そこで水平水叩きと同様に、落差工の天端から下流約160mの区間（護床工長：130m）に護床工を設け、この護床工長の妥当性について検討した。水平水叩きでは、高流速対策として、堤体から下流60mの区間をコンクリートの床版としている。ソリッド・バケットでは、減勢工の下流河道に生ずる底面流速は、 $13,000\text{m}^3/\text{s}$ 時において最大で約5.0%前後であり、コンクリートブロックによる護床工の敷設によって洗掘が防止できると考えられる。そこでブロックは現地相当で8.0tの重量とし、底面には吸出し防止材を用いた護床工を敷設した。落差工下流の移動床区間には、 $d_m=0.3\text{mm}$ の石炭粉を $\text{T} \cdot \text{P} \cdot -10.17\text{m}$ の河床高で整形し、落差工上流の固定床河

道上流部には、給砂川の石炭粉を敷き均した。

① 河床高の経時変化について

河床高の経時変化を図-7.8.1に示す。護床工直下流の河床高は、通水中ほぼ一定で、初期の河床高を保っている。これより下流のNo86地点では、通水開始から洗掘が進行し、約20分経過した時点でその進行が低下する。約30分経過した時点で、左岸側は初期河床高より約2.0 m低下してT.P.-12.0mとなる。No88地点の河道中央部は、No86地点の河床変動と追随するが、左岸側は、逆に堆積傾向となって対称的な河床変動を示す。

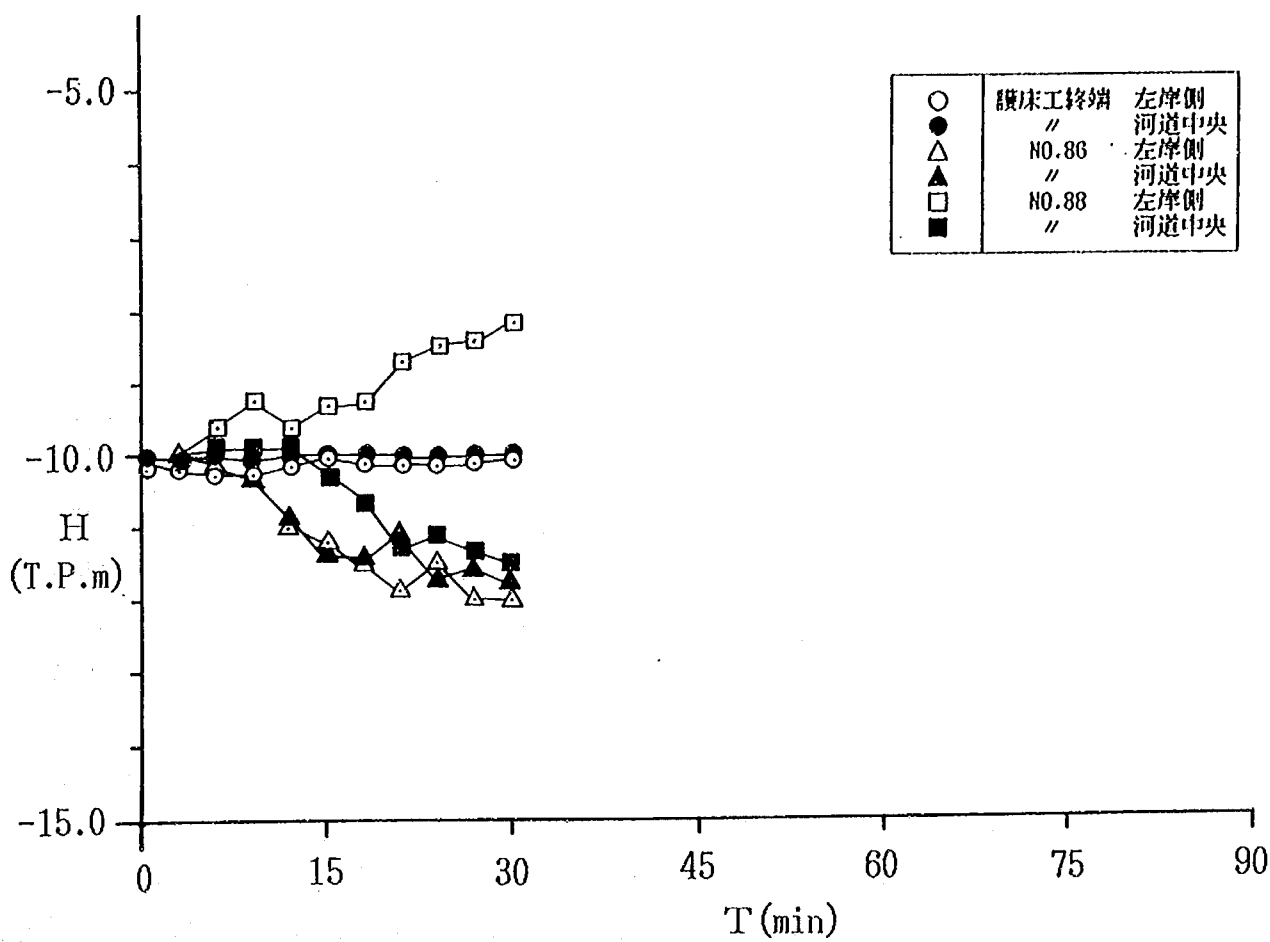
② 流況について

通水時の流況を図-7.8.2に示す。落差工を越流した流れは、減勢工のバケットにより、流向が水面方向に向けられ、落差工の天端下流約40m地点付近で湧き上がるような流況を呈す。河道中央部の水面変動は、2次元水路による抽出模型実験結果とほぼ等しい。これより下流の河道内では、水面変動が1.5～1.0 m程度と比較的少なく、穏やかな流況で流れもほぼ一様となる。

③ 河床変動状況について

河床高等高線図を図-7.8.3に示す。護床工自体には、沈下や変形が生じておらず、ほぼ敷設時の形状が保たれている。しかし、下流河道は右岸側護床工直下の深掘れを中心に、洗掘領域が広がっている。深掘れ部の最大洗掘深は、約T.P.-16.0mに達する。この洗掘は、落差工の天端から落込む流れが右岸側の2割勾配の法面に当って、河岸部に流れが集中したためである。左岸側法面は直立としていたため、顕著な洗掘は生じておらず、洗掘深もNo86地点の左岸側で約T.P.-12.0mと2.0 m程度の洗掘にとどまっている。したがって、河岸部の擁壁形状の改良が今後の検討課題となろう。護床工末端からNo88地点間の河床は、洗掘傾向であり、これより下流は堆積傾向となっている。

実験ケースVI-2は、減勢工形状を水平水叩き（護床工有り）とし、ケースXI-1-1と同様に、落差工下流の移動床部を $d_m=0.3\text{mm}$ の石炭粉で整形し、 $13,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水した検討を行っている。そこで下流河道の洗掘形状（図-7.3.6参照）を比較し、減勢効果の検討を行った。この結果、水平水叩きはソリッド・バケットより洗掘領域が若干少なく、かつ最深部も護床工から離れた所で生じており、構造物（護床工）の安全度から判断すると、水平水叩きに優位性があるように見られた。しかし、ソリッド・バケットにおいても護床工の変形は認められず、下流河床の洗掘比較から両者の優劣はつけがたいと思われる。



図一7.8.1 河床高の経時変化 (ケースXI-1-1)

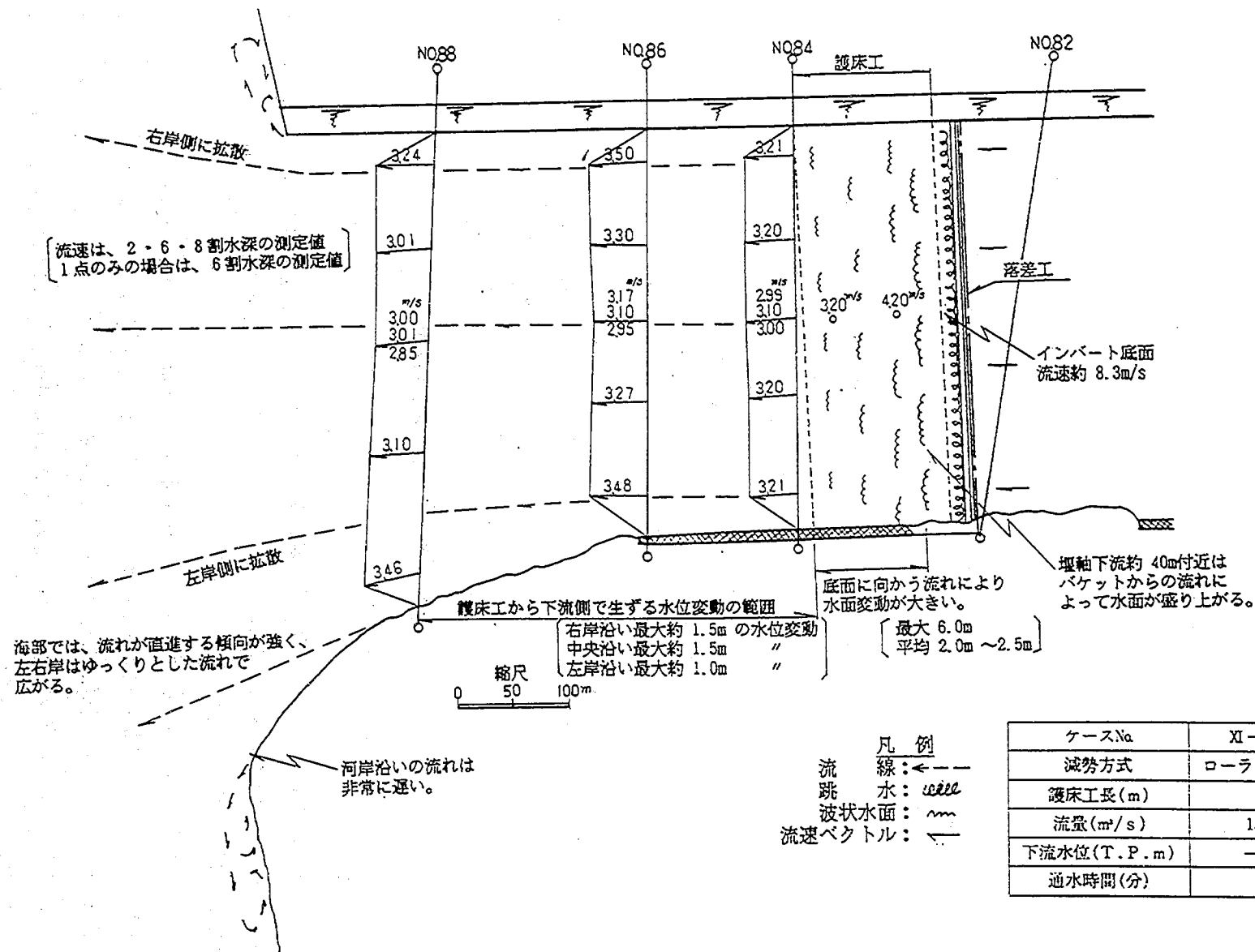


図-7.8.2 流 況 図

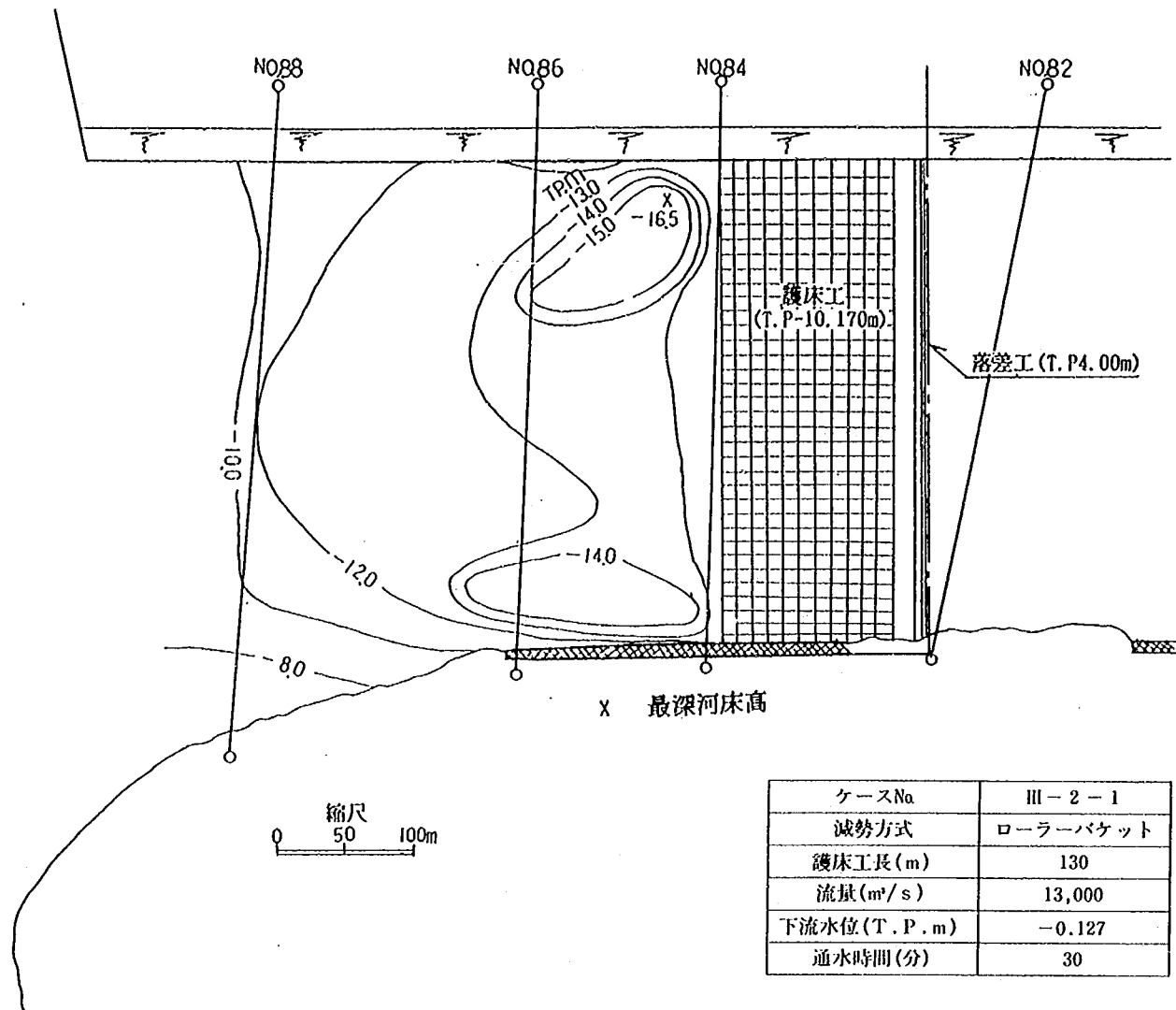


図-7.8.3 河床高等深線図

(2) ケースXI-1-2

6,400m³/s を通水して、流況および河床変動状況を調べた。護床工と下流河道の設定および給砂方法は、ケースXI-1-1と同じである。実験は、6,400m³/s の定流を90分間通水した検討を行った。

① 河床高の経時変化について

河床高の経時変化を図-7.8.4に示す。護床工末端の河床高は、通水中変化が見られない。これより下流のNo.86地点では、通水開始後約40分程度までは洗掘が進行するものの、その後はほぼ一定の河床高となる。約90分経過した時点の河床高は、初期河床高より約1.5m低下してT. P. -11.5m程度となる。No. 88地点では、反対に堆積傾向となり、約90分経過した時点で河道中央の河床は、初期河床高より約1.0m上昇してT. P. -9.1mとなっている。

② 流況について

通水時の流況を図-7.8.5に示す。落差工を越流した流れは、先のXI-1-1の13,000m³/s 時と同様に、減勢工のバケットにより、流向が水面に向けられ、落差工の天端下流約35m地点付近で湧き上がるような流れが生ずる。これより下流の河道内は比較的穏やかで、ほぼ一様な流れとなる。

③ 河床変動状況について

河床高等高線図を図-7.8.6に示す。護床工自体には、沈下や変形が生じておらず、ほぼ敷設時の形状が保たれている。下流河道は、前ケースと同様に右岸側の護床工下流部を中心に洗掘領域が広がっている。最大洗掘は、護床工末端から約75m下流の河岸から約100m離れた地点に生じ、その洗掘深は約T.P.-14.5mである。No88地点から下流は、堆積傾向となっている。

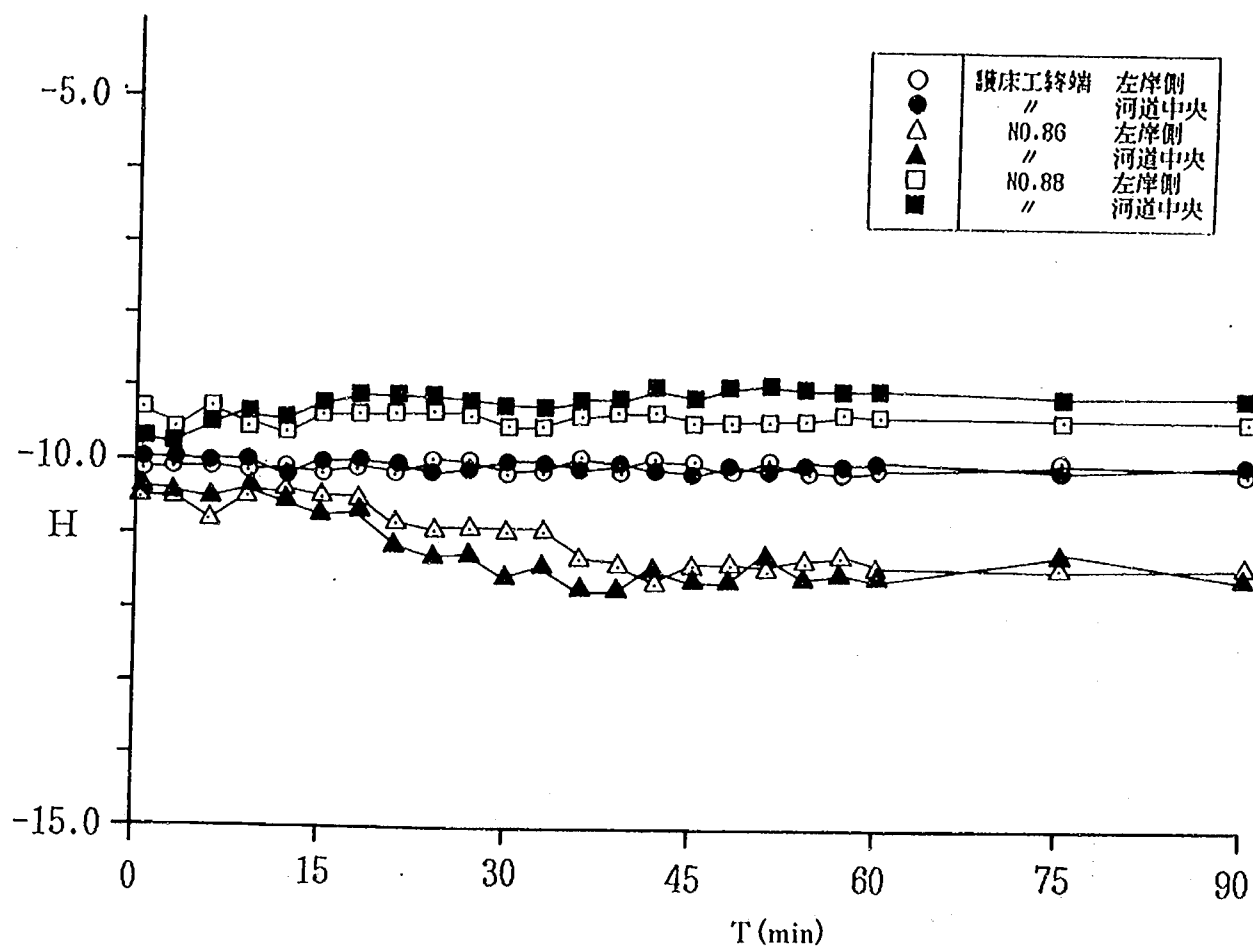


図-7.8.4 河床高の経時変化 (ケースXI-1-2)

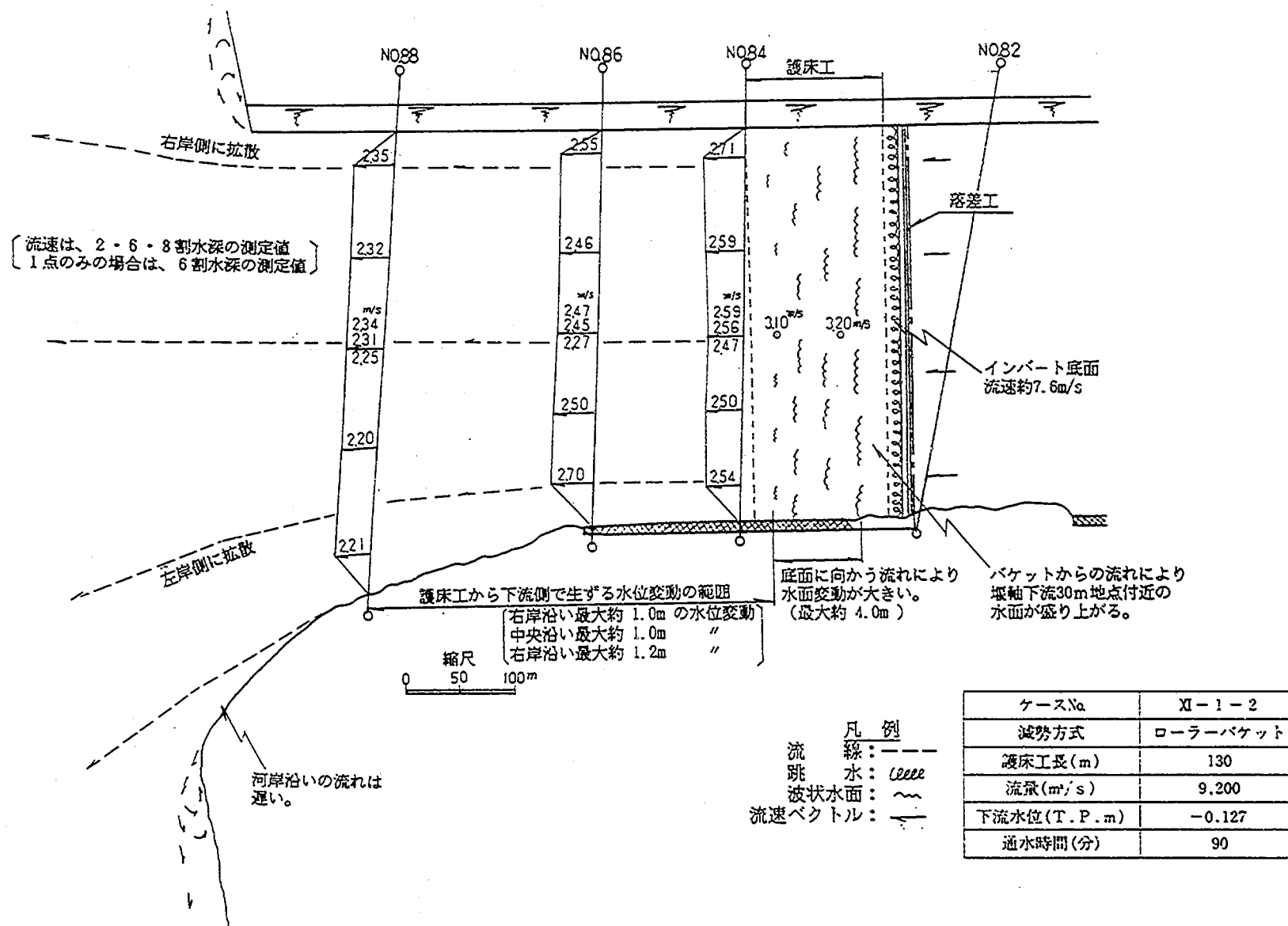
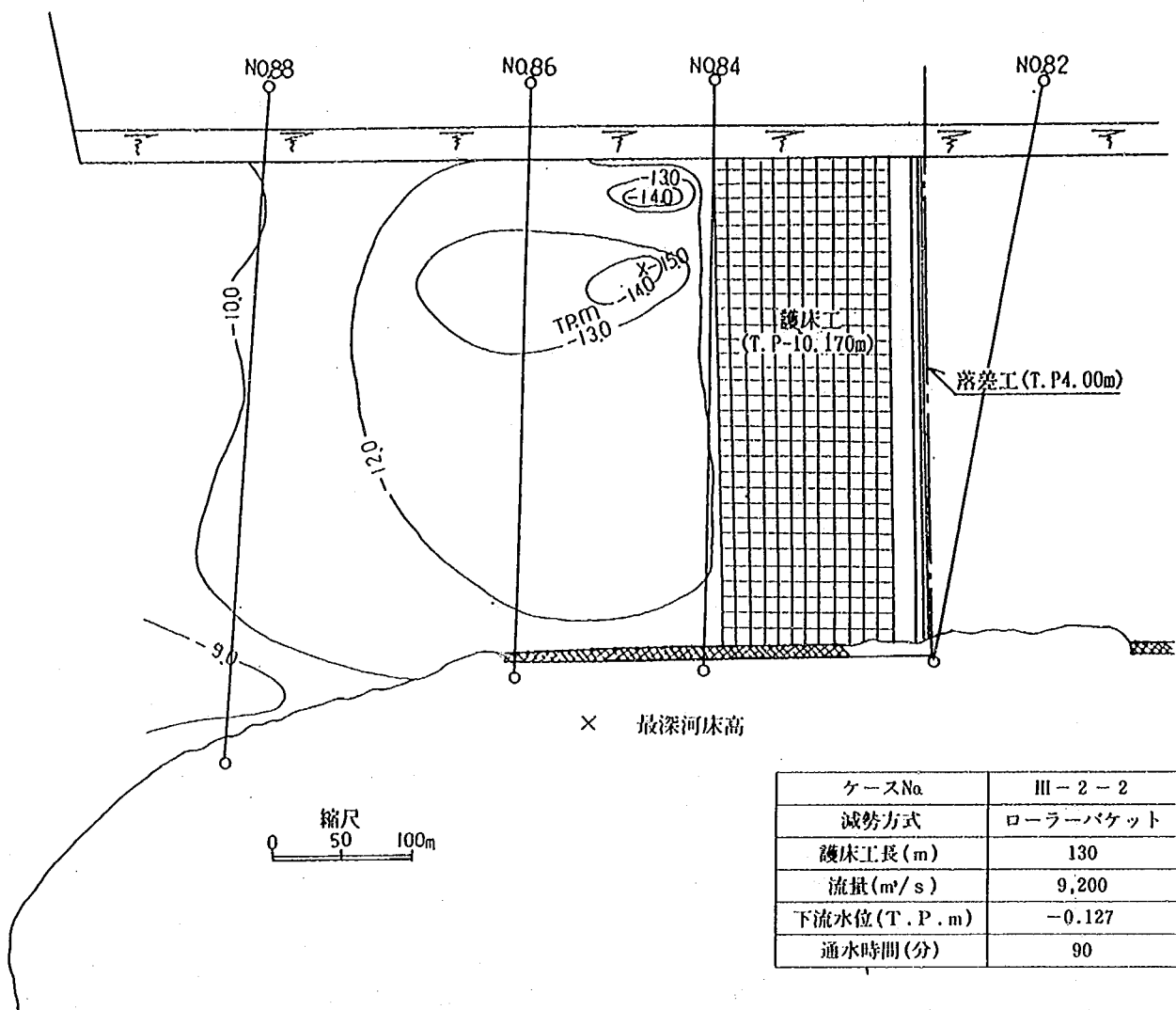


図-7.8.5 流 況 図 (ケースXI-1-2)



図一 7.8.6 河床高等深線図

(3) ケース XI-1-3

3,000m³/s を通水して、この時の流況および河床変動状況を調べた。護床工と下流河道の設定および給砂方法は、ケース XI-1-1 と同じであり、通水時間は 5 時間（模型）とした検討を行った。

① 河床高の経時変化について

河床高の経時変化を図-7.8.7 に示す。通水時間は 5 時間としたが、90 分以降は河床変動が、ほとんど見られなかったため省略している。護床工末端の河床高は、初期形状を保っており、河床変動は生じない。これより下流の No.86 地点では、通水開始から約 30 分間は洗掘が進行するものの、それ以降はほぼ一定の河床高である。約 90 分経過した時点の河床高は、初期河床高より約 0.5 m 低下して T.P. -10.5 m 程度となっている。No.88 地点の河床は、反対に堆積傾向となり、初期河床高より 0.5 m 堆積して T.P. -9.6 m となる。

② 流況について

通水時の流況を図-7.8.8 に示す。落差工下流約 30 m 地点付近には、湧き上がるような流れが見られる。しかし、その規模は 9,200 m³/s 時よりもかなり減少し、気泡の混入による泡立ちも見られない。これより下流河道の流況は穏やかで、流れもほぼ一様となる。

③ 河床変動状況について

河床高等高線図を図-7.8.9に示す。護床工自体は、敷設時の形状のままである。下流河道の河床変動状況は、平面的には9,200m/s時と同様の状況となり、右岸側の護床工下流部を中心に洗掘領域が広がっている。最大洗掘箇所は、護床工末端から約75m下流の河岸から約100m離れた地点に生じている。その洗掘深は約T.P.-10.5mである。No86地点から下流は、堆積傾向となっており、No86地点の平均河床高は、約T.P.-9.0mと初期河床より約1.0m程度堆積している。

以上の実験結果より、護床工は、いずれの流量時においても敷設時の形状が保たれることが明らかとなった。よって、下流河道が計画河床高の場合、構造物の安定性が維持できるものと考えられる。右岸側護床工直下において洗掘領域が広がったのは、落差工の天端から落込む流れが、右岸側の2割の勾配の法面に当り、河岸部に流れが集中するためである。左岸側法面は直立としていたため、顕著な洗掘が生じなかった。河岸部の擁壁形状は、直立とした方が洗掘を軽減するために効果が得られるものと考えられる。

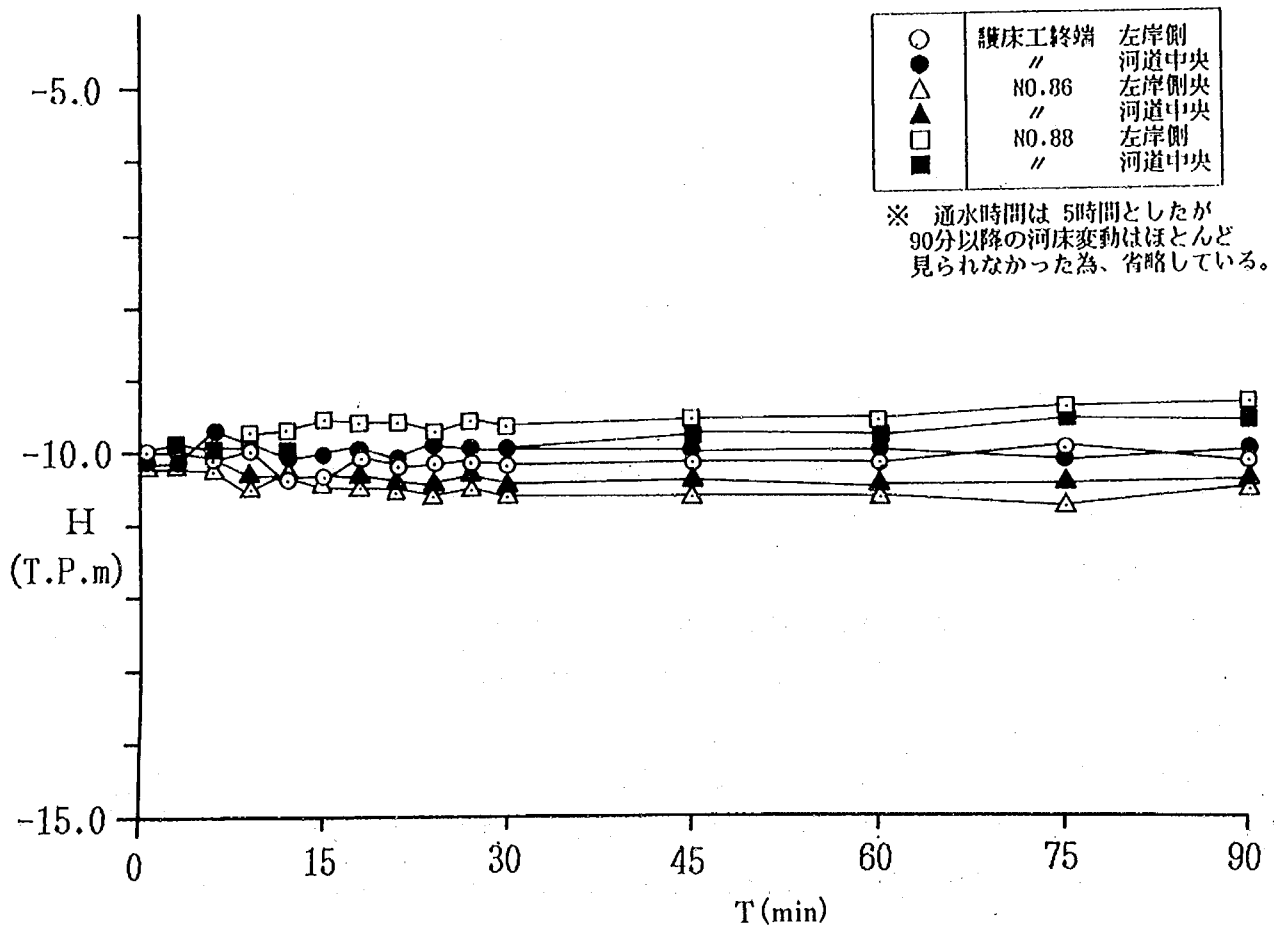


図-7.8.7 河床高の経時変化 (ケースXI-1-3)

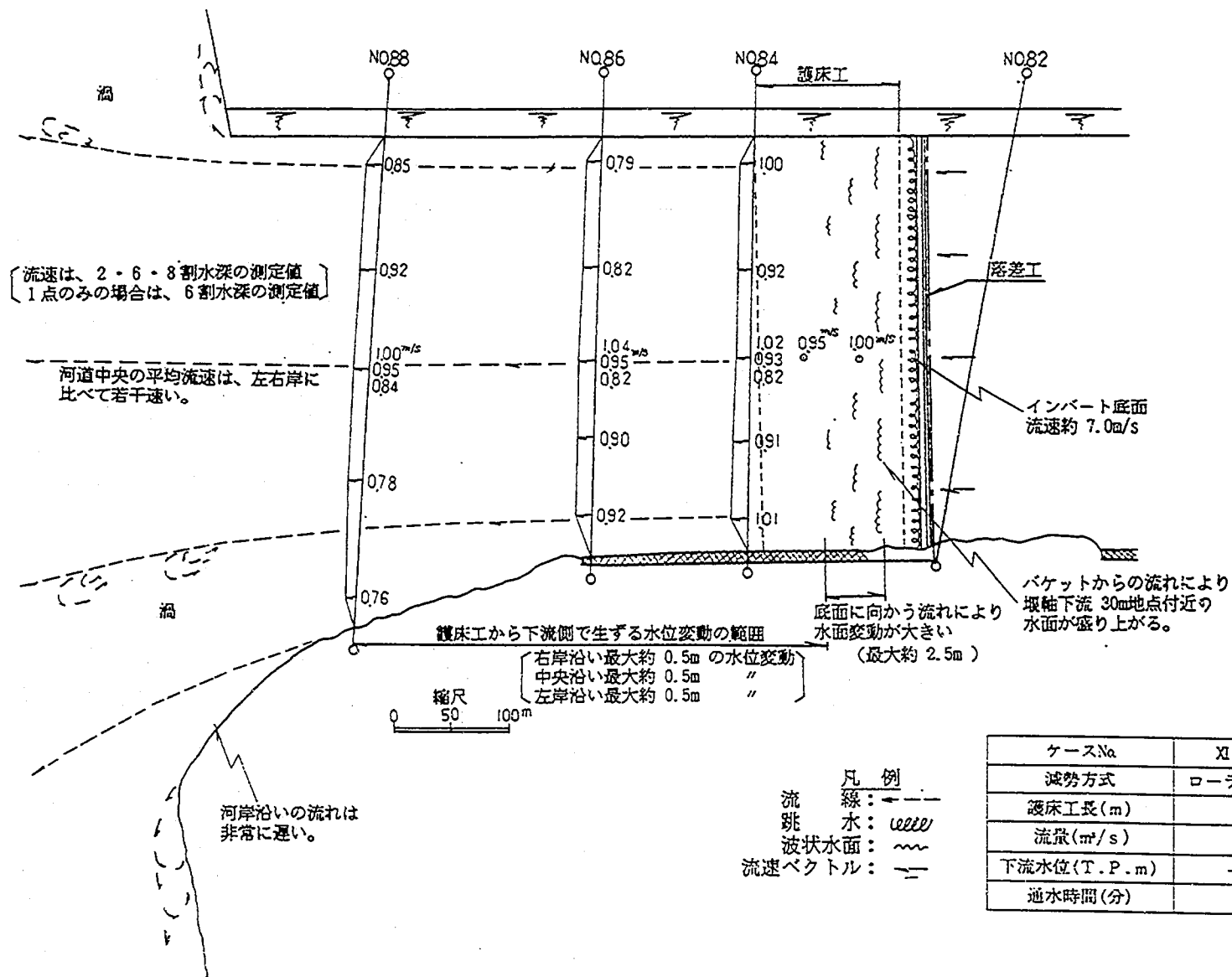
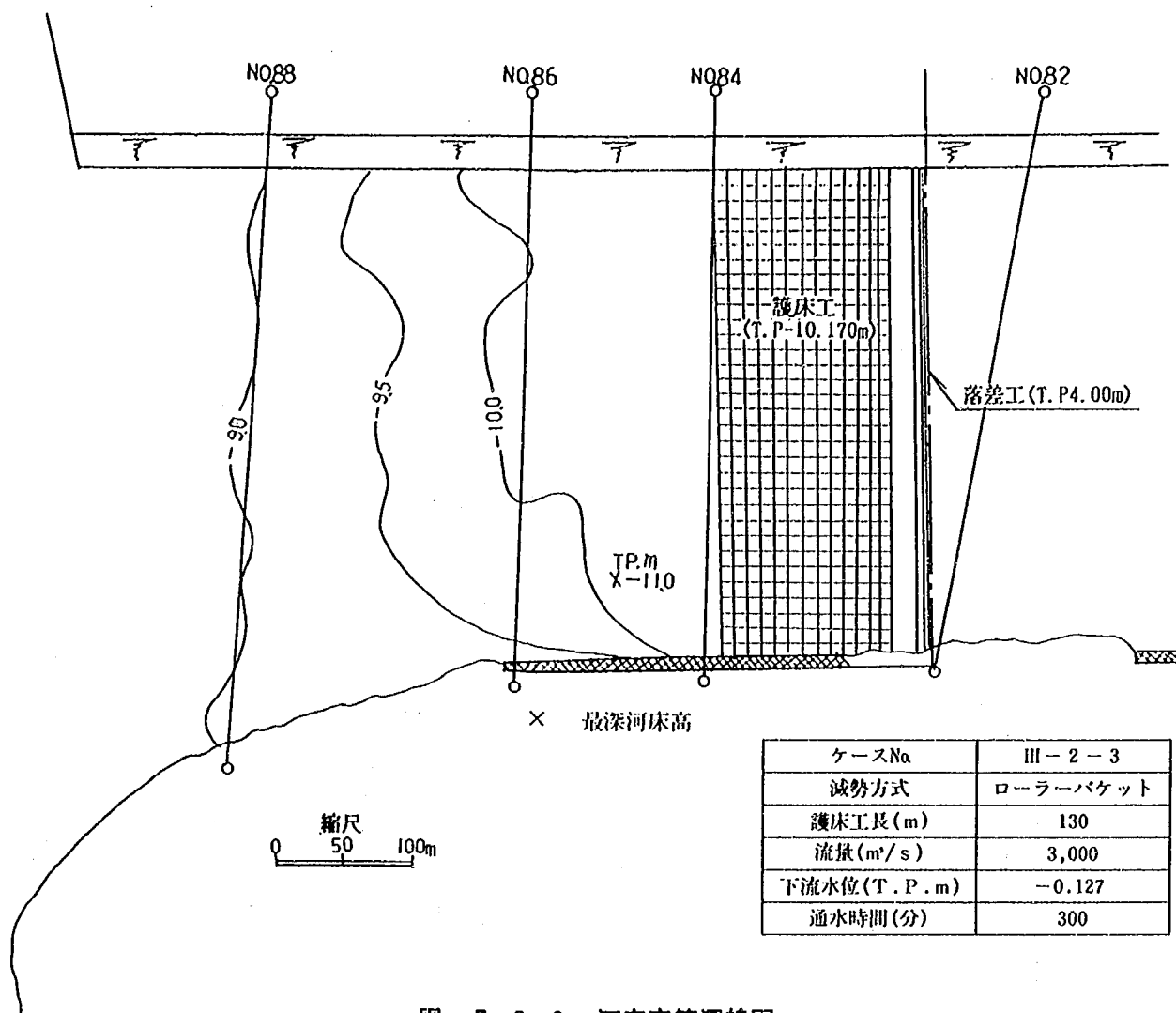


図7.8.8 流況図



図一7.8.9 河床高等深線図

7-9 検討結果のまとめ

(1) 落差工諸元について

河口部に新たに設置される落差工の設計に当たり、まず初めに、構造物の安定性を得るための設計条件について検討した。実験結果より、落差工の下流河道を形成している軟岩の侵食限界流速を3.0%と評価した。しかし、軟岩には水溶性があるため、3.0%以下の流速に対しても完全な耐侵食性を期待することはできない。このことから、河床の洗掘の進行を防止するには、洪水時にも軟岩の表面が流送土砂に覆われていることが最も望ましい。そこで下流河床高が流送土砂の連続性に基づく平衡河床高となることを想定して、落差工を設計することとした。落差工の設計は、①落差工で完全跳水を起こして流水の減勢を図る。②土工量の削減のため下流河床の掘削は極力行わない、という条件を満足させるようにした。実験では、川幅や天端高が落差工や下流河道に与える影響を調べるため、流量（単位幅流量）や天端高を変え、種々の条件での構造物諸元を求めた。

(2) 落差工の河岸部形状の改良について

土工量の削減のため、下流河床の掘削は極力行わない案が考えられる。そこで護床工から下流の河床高を暫定掘削河床と仮定し、減勢工を水平水叩き方式とした場合の落差工下流の河床変動状況を調べた。この結果、護床工自体は維持できるものの、護床工下流の両河岸には、2.0~4.0mの局所洗掘が生ずるため、この対策が必要であることが明らかとなった。そこで、落差工河岸部の形状を改良して、落差工下流河岸部の洗掘を軽減させる検討を行った。この結果、落差工下流河岸部の洗掘防止が可能であることを明らかにした。ただし、落差工下流河岸部の流れが軽減されたため、反対に河道中央へ流水が集中する傾向となり、落差工の直下流河道中央の洗掘が若干増大する。また、この検討結果は、減勢工形状が水平水叩きの場合であって、他の減勢工形状には適用できないので注意が必要である。

(3) 各流量時における流況について

中小出水時に水理的な問題が生じないかどうかを調べるため、川幅を400mとした場合の暫定掘削河道時における各流量時の流況把握を行った。この結果、流量が13,000m³/s以下のときには、完全跳水が形成されず、水叩き底面が高流速となり、堤体に対してあまり好ましくない流況となることが分かった。しかし、落差工下流の河道は、軟岩の侵食限界流速とされる3.0%以上の流速は生じておらず、軟岩の侵食は進行しにくいと判断された。よって、落差工下流河床の洗掘が進行して計画河床高より低くなるようなことはないと考えられ、構造物の安定性が維持できると思われる。

(4) 落差工上に堰を設けた場合について

信濃川は、本川下流へ維持流量を供給するため、大河津分水路との分派点に可動堰と洗堰を設けて低水管理を行っている。改修計画（案）では、落差工と可動堰をそれぞれ既設位置に設けて従来機能を保持する計画となっている。しかし、堰を河口の落差工部に設けて従来機能を維持し、かつ建設費の軽減を図る案（併設案）も提案されている。そこでこの両者の計画案に対する水理現象の把握と問題点等について、検討することを目的としたものである。実験は、小洪水時に落差工上で水位の堰上げを行った場合と、堰上げを行わない場合との落差工周辺の流況を比較し、落差工上に堰を設けた際の水理現象と問題点について検討を行った。この結果、堤体および水叩き始端付近の底面流速が若干増加する以外は、顕著な変化はなく、下流河道まで影響を及ぼさないことが明らかとなった。ただし、ゲート部の流速が約1.5倍も増大し、最大流速も約1割程度大きくなることから、安全性等に留意する必要があることが分かった。また、

計画高水流量規模においては、水叩き始端で約16.1%の高流速が生ずる結果が得られ、コンクリートの堤体の場合、摩耗の生ずる懸念があること等が明らかとなった。

(5) 落差工の減勢工形状について

水平水叩きとした減勢工の場合には、落差工天端と水叩き敷高に高落差を有し、このため高流速が生じ、堤体が摩耗して損傷を受ける可能性のあることが明らかとなった。急流河川で行われている摩耗対策は、摩耗代を設けて摩耗がある程度進行した段階で補修を行うのを一般的としている。しかし、水平水叩き方式の場合には、水叩き上に常時海水が湛水し、かつ水深が大きいため補修が非常に困難であり、この方法を用いるのはやや難点がある。また、河床材料が砂の場合のコンクリートの摩耗量（速度）が解明されていないため、対策法を選択することも困難である。よって、ここでは流速に比例して摩耗量が増えることに着目し、堤体および堤体直下流の河床に高流速が生じないような減勢工形状について検討した。この結果、減勢効果を最大限得ようとする、そのエネルギーを減殺するうえからも水位変動が大きくなり、流況的にはあまり良くなかった。しかし、減勢工をソリッド・バケット形状とした案がより流速低減効果があり、かつ摩耗対策の範囲が少なく、コンクリートの摩耗量（速度）が解明されていない現時点においては、この形状が最も効果的である結果が得られた。

(6) ソリッド・バケットにおける減勢状況について

ソリッド・バケット形式の減勢工案について、移動床の全体模型により、減勢工下流に設ける護床工長と各流量時の流況を検討した。抽出模型による実験結果より、落差工下流において鉛直方向の流速分布がほぼ一様となるのに要する長さは、ソリッド・バケットも水平水叩きも大差ないことが明らかとなっている。よって、水平水叩きと同様に落差工の天端から下流約160mの区間（護床工長：130m）に護床工を設け、この護床工長の妥当性について検討した。この結果、護床工から下流河道は若干低下傾向となるものの、護床工は敷設時の形状が保たれており、構造物が維持できる結果が得られた。

第8章 全体のまとめ

各章において、すでに個々の問題についての検討結果をこれまでに述べた。ここでは重複するが、実験および解析等によって得られた主要な結果と問題点を以下に述べる。

8-1 現象の相似性と現況河道の水理特性について

- (1) 大河津分水路の河口部河道は軟岩によって構成されているため、通常用いられる移動床模型実験の相似則を適用することはできない。よって、軟岩の侵食特性を相似にするため、通常用いられる模型河床材料よりも動きにくい材料の選定や実験法について検討した。この結果、河床材料として $d_m=2.0\text{mm}$ の均一砂を用いる方法によって、第2床固と副堰堤間の洗掘状況を良く再現できること。流況がほぼ相似となること等を明らかにした。
- (2) ただし、第2床固直下流および副堰堤直下流河岸部の洗掘は、現地より模型の方が大きい傾向となっている。これは、実験結果が既往洪水の最大流量規模を定流で通水し、かつそのときの平衡状態時の結果であるため、若干過大になっているものと考えられる。したがって、このような箇所は、今後洗掘が進行する可能性が高い箇所として促えることとした。
- (3) 第2床固を越流した流れは、この床止め工形状の影響によって、河道中央部へ集中する度合いが大きく、かつこの流れが集中する付近の河床に著しい深掘れが生ずる。
- (4) 河道中央部に集中する流れによって、第2床固と副堰堤間の河岸部には剥離域が生じ、この領域の河岸沿いには大きく逆流する流れとなり、有効な河積が得られていないことが明らかとなった。
- (5) 第2床固と副堰堤の水叩き上の流れは、いずれも射流となり減勢されずに下流河道に流入する。
- (6) 第2床固の水叩き下流の河岸沿いでは、剥離域へ潜り込むような流れが生じ、そこに深掘れが発生する。この深掘れは、河岸部の剥離域との境界に沿って河道中央へ続いている。
- (7) 副堰堤の水叩き末端の河岸部は敷高が高いため、ここから下流河道へ落込むような流れが生ずる。とくに左岸側の水叩きから下流河道へ落込む流れは、右岸側より速く、同部に大規模な洗掘深が生ずる。これに対し右岸側水叩き直下の洗掘規模は小さい。

8-2 現況落差工の維持対策案について

- (1) 現在の大河津分水路の諸施設を大幅に改修せず、現行計画規模の洪水を安全に流下させることを目的とした落差工の維持対策案について検討した。ここでは深掘れが生じている第2床固下流の維持対策案について重点的に検討を行った。
- (2) 河口部の軟岩の侵食特性については、融雪出水規模程度の洪水では現地河道の洗掘がほとんど進行していない。したがって、ここでは融雪出水時の河床底面に作用する流速が軟岩の侵食限界の流速程度であろうと考えた。この融雪出水時 ($3,000\text{m}^3/\text{s}$) における洗掘部底面の流速は、約 $3.0\text{m}/\text{s}$ が得られ、ここではこの流速を軟岩の侵食限界のおおよその目安とした。
- (3) 第2床固下流の維持対策案について種々検討した結果、水叩き上にバップルピアーを設けた案が、第2床固と副堰堤間で流れが一樣となり、かつ水叩き上で安定した跳水が形成され、効果的であることが明らかとなった。

- (4) このバッフルピア一案は、大出水に対して流水の減勢が確実に図れ、かつ洗掘の進行を防止するのに効果的である。しかし、河床底面の一部には、依然として軟岩の侵食限界流速 (3.0 m/s) を上回る箇所が生じ、また融雪規模の出水に対しては、あまり効果が得られないことも明らかとなった。
- (5) バッフルピア一案の対策を行っても、洗掘の進行が懸念されたり、融雪出水時の河床の安定性等に問題のある箇所については、護床工を敷設して対処することとした。護床工は、落差工下流の洗掘程度に応じて優先順位を A、B、C に分けて敷設することを提案した。
- (6) バッフルピアについて、ここでは、さらに外力の評価を行うとともに、その構造、諸元を求めた。また机上検討により、バッフルピアの段階施工案について危険度が少なく適切な案の評価を行った。
- (7) 副堰堤は、構造物自体の基礎が深く、その安定性は現在のところ確保されており、対策を行う必要性は第2床固に比べて小さい。しかし、洗掘による潜在的な危険性が残されており、なんらかの対策案を検討しておく必要があると考えられる。
- (8) 副堰堤の対策工は、第2床固と同様にバッフルピアを設け、さらに水叩き下流の既設護床工を延長することによって、維持できる結果が得られた。ただし、現段階ですぐに対策を実施する必要があるわけではない。対策工は、軟岩の洗掘が進行し、構造物の安定性に支障が生じた段階で行えば良いと考えられる。

8-3 計画河道案における河道および落差工の諸元について

- (1) 8-2 に述べたように、落差工下流河道を形成している軟岩の侵食限界流速を 3.0 m/s と評価して検討を行った。しかし、この軟岩は、水溶性があるため、 3.0 m/s 以下の流速に対しても完全な耐侵食性を期待することはできない。このため落差工下流の河床高は、流送土砂の連続性に基づく平衡河床高として設計することとした。
- (2) 落差工下流河床高を軟岩河床高および流送土砂による平衡河床高とした場合について、川幅や落差工の天端高の変化による必要護床工長等を検討し、その妥当性や問題点、水理諸量等を明らかにした (表-7.1.1、7.3.2)。
- (3) 土工量の削減のため、護床工下流の河床を暫定掘削河床高 (T.P.-5.0m) とすると、減勢工が水平水叩き案のとき、護床工下流河岸部に局所洗掘が生ずる。この対策案として、落差工河岸部の形状を改良することによって、洗掘防止が可能であることを明らかにした (図-7.4.4)。ただし、この結果は水平水叩きの減勢工であって、他の形状の場合には適用できない。
- (4) 川幅400m (落差工天端高 T.P.3.0m) 案に対して、護床工下流河床を暫定掘削河床高 (T.P.-5.0m) とした場合の各種流量時の現象を調べた。この結果、 $9,200\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量では、軟岩の侵食限界流速とした 3.0 m/s 以上の流速は生じないことが明らかとなった。よって、計画高水流量規模の出水が頻繁に生じない限り、落差工下流河床が計画河床高より低下するようなことはなく、構造物の安定性が維持できるものと考えられる。
- (5) 落差工上に可動堰を設けて従来機能を維持する案の水理現象や問題点について検討した。この結果、堤体および水叩き始端付近の底面流速が若干増加する以外は、顕著な変化はなく、下流河道まで影響を及ぼさないことが明らかとなった。ただし、ゲート部の流速が約1.5倍も増大し、最大流速も約一割程度大きくなることから、安全性等に留意する必要があることが分かった。
- (6) 下流河道の安定性を得るためには、水叩き敷高を低くして流水を減勢する必要がある。しかし、その

一方で落差工と水叩き敷高に高落差を有するため、高流速が発生し、堤体に摩耗が生じて損傷を受ける可能性のあることが明らかとなった。そこで種々の減勢工形状案の水理設計と構造物の安定性について検討し、かつ減勢効果について調べた。

(7) 種々の減勢工形状について、その効果を調べた結果、減勢効果を最大限得ようとする、そのエネルギー減殺のうえからも水位変動が非常に大きくなり、流況的にはあまり良くないようであった。

(8) 減勢工形状は、ソリッドバケット形式とした案がより流速低減効果があり、かつコンクリート摩耗対策の範囲が少なく、コンクリートの摩耗量（速度）が解明されていない現時点においては、この形状が最も効果的である結果が得られた。ただし、今後摩耗に関する調査、検討が進み、また耐摩耗材が開発されれば、施工性などの他に重視する要素が加わり、減勢工形状の評価は変わってくるものと考えられる。

(9) 減勢効果の得られたソリッドバケット形式について、護床工長（流速分布等より、水平水叩き案と同じ護床工長130mとした）の妥当性や流況等を検討した。この結果、護床工下流河道は、若干低下傾向となるものの、護床工は敷設時の形状が維持されており、構造物自体にはとくに問題がないことが判明した。

あ と が き

本報告書では、落差工諸元の詳細検討（河岸部の擁壁形状、段階施工等）までは行っていない。これは、第1章で述べたように改修計画（案）において、現在大河津分水路との分派点に可動堰と洗堰を設けて行っている低水管理を従来通りに行う案と、堰を河口の落差工部に設けることによって建設費の軽減を図る案（併設案）が提案されている。これらの案は、それぞれ落差工諸元も異なるため、細部形状等の検討までは実施しなかったことによる。しかし、本模型実験の目的であった落差工および下流河道の安定性を得るための設計諸元を概略求めることができた。また、現況落差工の維持対策案についても、この案に基づいて対策工の施工が実施されている。

なお、本模型実験の実施にあたっては、以下の方々が関係した。

東京工業大学 工学部

福岡 捷 二（昭和62年：室 長）

総合研究開発機構

藤 田 光 一（昭和62～63年：研究員）

福岡氏にあつては、昭和62年度に河川研究室長として実験方針の決定および実験の遂行にあつて指導していただいた。藤田氏にあつては、昭和62～63年度の間に研究員として直接に実験方法の検討や実験結果をとりまとめていただいた。

さらに、実験の実施にあつては、早稲田大学の吉川秀夫教授、日本建設コンサルタント(株)の土屋昭彦専務より多大なる助言をいただいた。

この他にも研究室の方々から様々な助言をいただいた。とくに西尾正博氏には、63年度に実験に携わってもらい、現況対策案の検討を行っていただき、また図面の整理やワープロに当つては、腹部由美子さんの助力を受けた。

最後に、北陸地方建設局の河川計画課ならびに信濃川工事事務所の関係各位に多くの労があつた。ここに記して深く感謝するものである。

1990年11月

信濃川大河津分水路水理模型
実験報告書

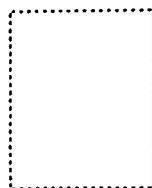
I S S N 0386-5878
土研資料第 2902 号
平成 2 年 11 月 (1990)

山本晃一・高橋 晃
長谷川賢市

要旨

本報告書は、大河津分水路の河口部における落差工を含む河道改修計画案の諸元、および河口部河道の安定性、現況河道の維持対策案等について、模型実験による検討結果をとりまとめたものである。

キーワード 信濃川、大河津分水路、落差工、河床変動、減勢工、局所洗掘



305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

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2902号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

土木研究所資料第2902号

