

ISSN 0386—5878

土木研究所資料 第2605号

土 木 研 究 所 資 料

松川流路工水理模型実験報告書

昭和63年 2 月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1988) by P. W. R. I

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

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

松川流路工水理模型実験報告書

砂防研究室室長 水 山 高 久
主任研究員 阿 部 宗 平
矢 島 重 美

【要 旨】

現地踏査及び現況実験により、現在の河道の状況で出水がある場合の問題点を整理し、どのような対策が必要になるかを検討した。松川流路工の下流は複断面の河川改修区間に接合するので、流路工の法線、断面形計画河床勾配は河川改修工事との整合を図った。計画案を水理模型実験で検討した結果、計画河床勾配と単断面から複断面への導流などに問題が生じたため、計画案の一部を修正した。

キーワード：流路工計画、複断面、水制

Hydraulic Model Test on the Matsukawa Channel Works

Sabo Division, Sabo Department
Head of Division : Takahisa MIZUYAMA
Senior Researcher : Sohei ABE
Shigemi YAJIMA

Synopsis

Based on the field reconnaissance and the site tests, this report discussed the present situation of the river course and designed a countermeasure proposal for the problems arose. The adaptability of the calculated river profile, the plane design and the cross section was verified by hydraulic model tests. Because there were some problems on the designed riverbed gradient and in the transitive reach from a single section to a compound section, the proposal was revised again.

KEY WORDS : Design of channel works, compound section , spur dyke

目 次

はじめに

1. 流域の概要	1
2. 現状河道の問題点と必要な対策	7
2.1 現地踏査からみた問題点	7
2.2 現況実験からみた現河道での問題点	13
3. 流路工計画(案)の検討	19
3.1 計画流量波形	19
3.2 河床構成材料	20
3.3 給砂量	20
3.4 計画河床勾配	20
3.5 断面形状	21
3.6 法線形状	23
3.7 複断面河道の上流端の位置	23
3.8 帯工間隔	23
3.9 流路工上流端の床固の形状	24
4. 水理模型実験	25
4.1 水理模型実験の概要	25
4.2 実験目的	27
4.3 実験結果と考察	27
4.3.1 実験結果の要約	27
4.3.2 実験の相似性の検討	28
4.3.3 流路工計画(案)の検討	28
5. 流路工計画への提言	60
参考文献	64

はじめに

松川では氾濫を防ぐために護岸工を優先させた流路工工事が行なわれている。近年、上流からの土砂の流出は少なく、中小の出水で流路工計画区間の上流部では河床の低下が進み、その下流では河床上昇と流れが蛇行し護岸近くに集中することにより護岸基礎部が露出する等の問題が生じている。東北地方建設局福島工事事務所は現在の河道内に低水路を設けて中小出水時の流路を固定する複断面の流路工を計画している。この複断面は下流の河川改修区間と同じ形状である。

本報告書は、複断面形状の検討、計画河床勾配、単断面から複断面への導流方法、高水敷の洗掘状況などを水理模型実験で検討し、その結果をとりまとめたものである。

1. 流域の概要

松川は奥羽山脈の東大嶺（標高1928m）、烏帽子山（標高1893m）などの火山群に源を発し、山形県米沢市板谷付近で北東から東に方向を転じ、福島市安養寺付近から広大な扇状地を東流し福島市街地北部で阿武隈川に合流する流路延長30.5km、流域面積91.7km²の荒廃河川である。松川の流域図を図-1に示し、流域の諸元を表-1に示す。

過去の主な災害状況を表-2に、氾濫発生点及び氾濫主流路を図-2に示す。図-2より過去の氾濫発生点は、谷の出口より少し下流の位置で多発していることがわかる。福島県は、昭和19年に新松川橋より下流の堤防工事に着手し、昭和23年に直轄砂防区域に編入され、それ以来、上流域の砂防工事と扇状地部の堤防工事が行われてきた。事業の経緯を表-3に、松川流路工の施工状況を表-4に、砂防ダムの建設状況を図-1の流域図に示す。

現在の松川は、河川改修工事と昭和39年以降の流路工により、一部を除いて兩岸に護岸が施工されている。松川流路工区間の平均河床勾配1/70～1/100でこれより下流は1/100～1/200である。松川の扇頂部から阿武隈川本川の合流点までの区間の河道幅は100m～200mで、流路工の計画区間である7.4km～8.6kmと流路工から河川改修区間に移行する直下流は100m程で河道幅が狭く、5km～7kmの区間は200mもの広い河道幅を有している。

近年、流路工計画の上流端である松川堰から流出する土砂量は少なく、松川堰下流の約400m区間の河床は低下し、護岸基礎が露出する等の問題が生じている。また、中流域より下流にかけて、河床が上昇する傾向にあり、特に阿武隈川本川との合流部付近の低水路は、比較的粒子の細かい土砂で埋没する程である。この堆積土砂は、上流部の河床低下と東北自動車道付近より下流で、中小の出水の主流路幅が50m～60mとなって蛇行する流れによって生産され、移動した土砂だとみなされている。松川は都市化が上流域にまで進んできており、流路工の早期完成が急務とされている。

表-1 流域諸元

項目	流域諸元
水系名	阿武隈川水系左支川松川
流域面積	91.7km ² （砂防基準点上流78.4km ² ）
流路延長	30.5km（砂防基準点上流24.7km ² ）
地質構造	上流；基岩凝灰岩 上部第四紀火山噴出物
	下流；第四紀扇状地形 半径6.5km
流域最高点	東大嶺 1,928m
流域最低点	合流嶺 52m
標高差	1,876m
荒廃状況	上流蟹ヶ沢前川は崩壊地、地すべり地が多く溪床堆
	積土砂が莫大である

表-2 松川における過去の主な災害

No	年号西暦	大洪水災害の記録	摘 要
1	寛永12年前 1634	福島市大字笹生字網島の附近は松川は扇状河川をなし、無堤防で兩岸に松を植えていた。本川は網島から北沢又大和田を経て泉堰で向きを変えて阿武隈川に合流していた。	
2	寛永12年 1635	福島市大字南沢又字原 月日が不明であるが、大洪水により河道が変り、原から西原上古屋を経て、現在の一盃森の北側を経て信夫山南側の抜川に注ぎ流れていた。	
3	享保年間 1716~35	松川の河道変向があり、現在の河道合流点 大堰附近の堤防欠壊で被害があった。	
4	明治23年 1890	福島市大字大笹生字網島 8月7日未曾有の大洪水、網島より欠壊し、家屋の流失があった。	明治22年 清水村村長県支弁へ陳情して解決を見た。
5	明治43年 1910	福島市大字南沢又字桜内 8月11日大洪水、沿岸が欠壊し沿線の松林を伐り洪水防止に利用し、当時清水村清水小学校外民家の流失があり、被害勘大であった。	
6	大正3年 1914	福島市大字南沢又字桜内 8月30日洪水、二度目の小学校、民家が流失した。 上流部の長老橋左岸8町歩の松林が濁流に吞れ一瞬の間に流失した、西萱場部落で土堤100Mを築き防いだ。	現在の桜内の浄水場は 桜川を伏流し水を汲み 揚げている。
7	昭和13年 1938	福島市大字南沢又字馬除 9月1日洪水、堤防が水ぎりぎり部落総出で松林を伐り水防作業をした。	昭和15年清水村長松川期成同盟会を設立し 国庫支出のため陳情した。
8	昭和16年 1941	福島市大字北沢又字稲荷川原 7月23日台風大出水堤防欠壊して松山を経て上並松に流れた。氾濫面積960町歩、浸水1,200戸	昭和20年国庫支弁に やっと指定河川になった。 (清水村村史)
9	昭和23年 1948	9月16日破堤ヶ所6 氾濫50町歩 浸水100戸	全 川
10	昭和24年 1949	9月1日 破堤箇所2 氾濫40町歩	
11	昭和25年 1950	4月1日 破堤箇所10 氾濫200町歩浸水1,300戸	
12	昭和28年 1953	氾濫50町歩 浸水20戸	
13	昭和33年 1958	福島市大字南沢又字原 9月18日洪水(台風21号)堤防欠壊田畑冠水、玄場町へ流れた。	
14	昭和33年 1958	福島市庭坂大字町庭坂字東原 9月27日台風22号、松川堰が欠壊し、現在の樋門堰に改造した。	

砂防ダムの建設状況

流域名	番号	ダム名	形状寸法			貯砂量 (m^3)	工期
			堤高 (m)	堤長 (m)	体積 (m^3)		
松川	1	松川第1ダム	25.0	51	6,694	770,000	S25~S27
	2	松川第4ダム	20.0	147	31,072	646,000	S54~
		松川流路工					S39~
前川	1	前川第2ダム	15.0	131	9,804	200,000	S33~S41
	2	前川第6ダム					
川	3	前川第7ダム	12.0	45.8	3,099	6,500	S59~
瀬川	1	瀬川第1ダム	10.0	71	5,679 (603)	330,000	S29~S33 (S17~S21)
	3	瀬川第2ダム	13.5	95	8,025	30,000	S35~S43
	4	瀬川第3ダム	21.6	66	7,188	120,000	S28~S31
	5	瀬川第4ダム	15.0	93	11,056	54,000	S51~S56
	7	瀬川第5ダム	10.0	55	2,265	39,000	S32~S34
	8	瀬川第6ダム	23.0	115	23,582	140,000	S43~S53
沢	2	瀬川第7ダム	12.0	155	14,932	76,600	S54~S60
	6	瀬川第9ダム	14.0	119.9	15,487	48,000	S61~

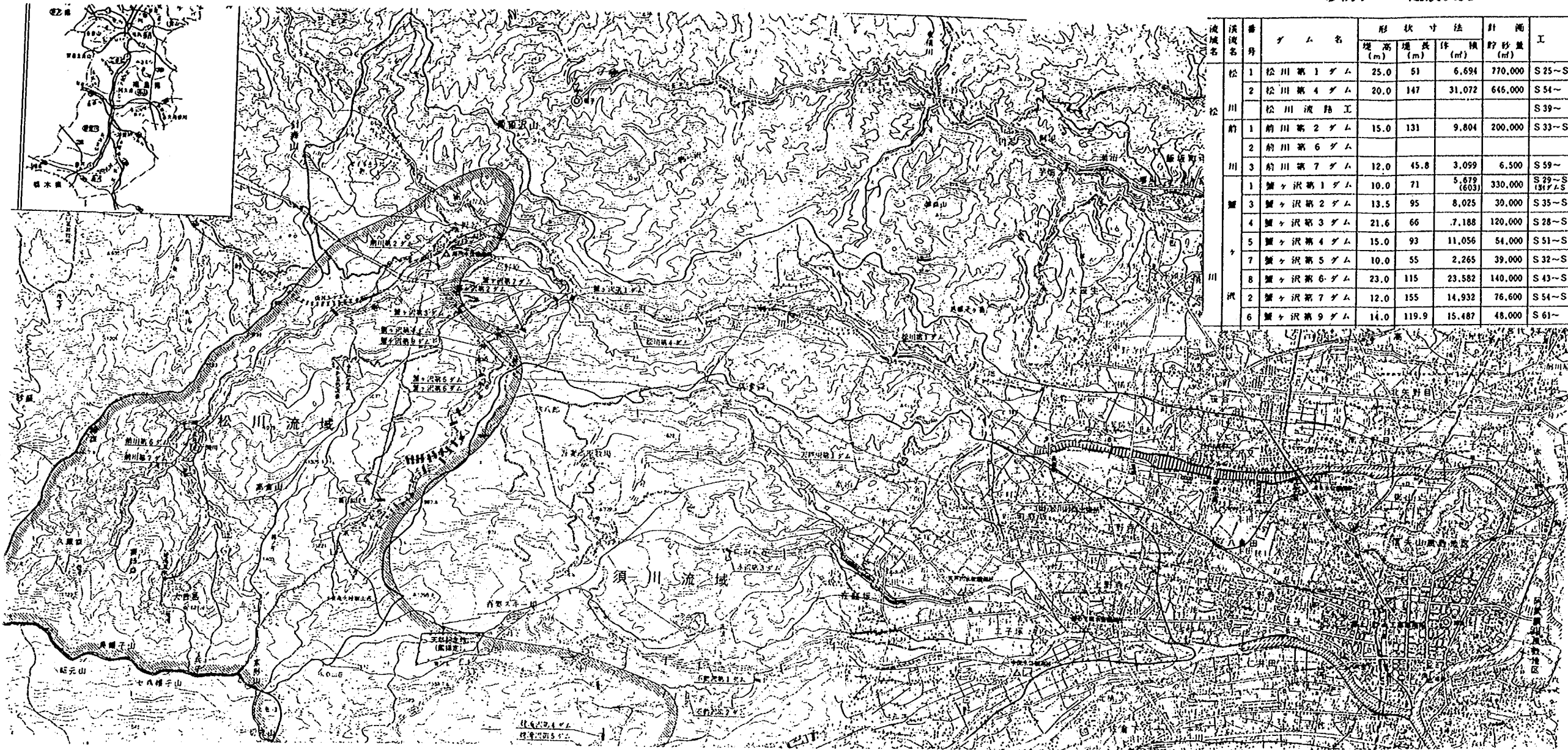


図-1 松川流域図

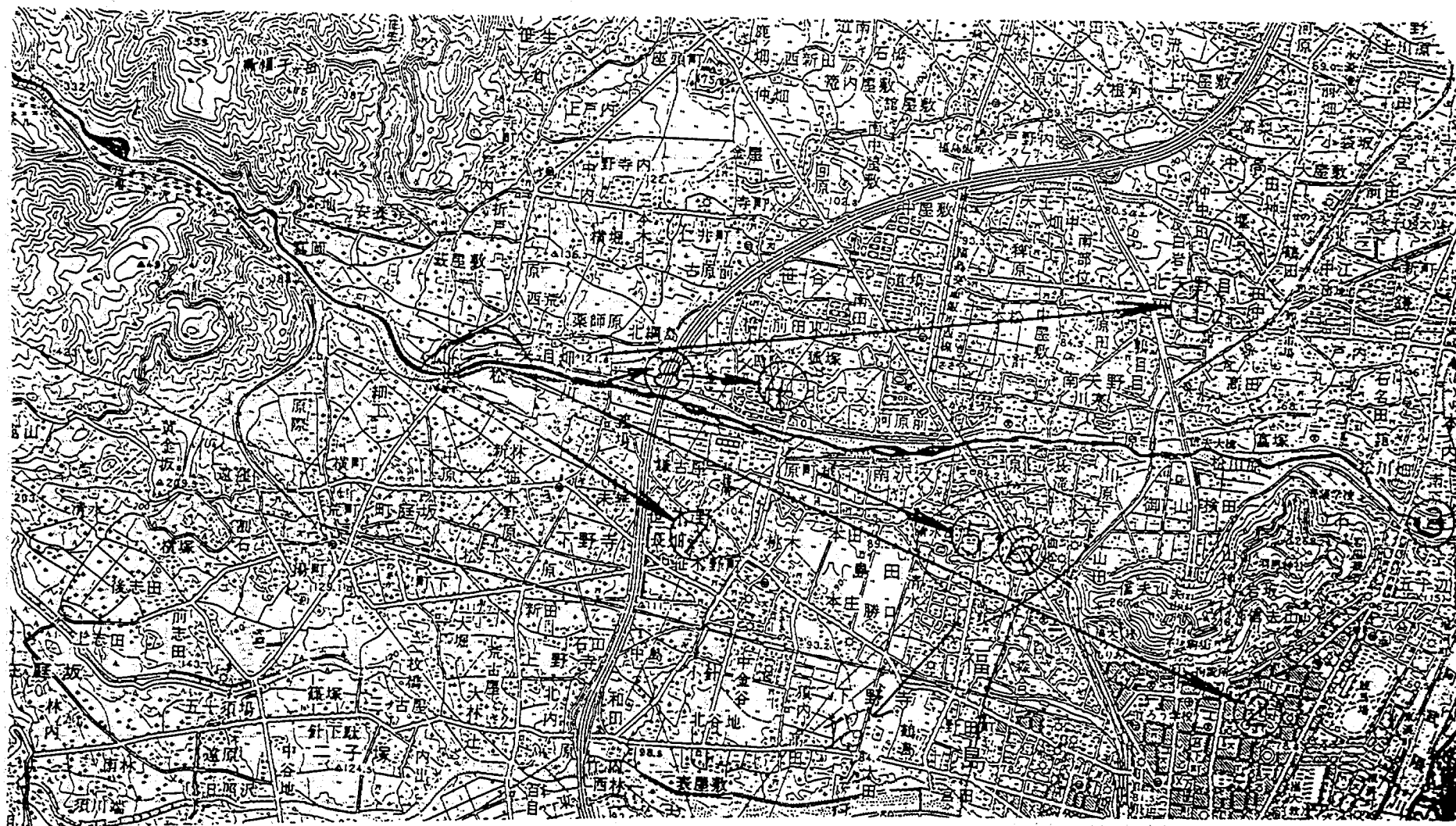


図-2 松川における過去の氾濫発生点と氾濫主流路

表-3 松川における砂防事業の経緯

年 度	施 行 者	事 業 内 容
昭和19年	福島県	新松川下流の堤防工事に着手(25年完)
昭和23年	建設省	直轄砂防区域に編入
昭和25年	"	松川第1ダム工事に着手(28年完)
昭和28年	"	下流部で除石工に着手
昭和33年	"	松川流路工の計画流量600t/sに決定
昭和39年	"	松川流路工の計画流量720t/sに決定
昭和39年	"	同年松川流路工に着手
昭和44年	"	流路工計画の見直し
昭和46年	"	基本計画樹立
昭和53年	"	松川流路工の計画流量1000t/sに決定。松川河道計画策定。

表-4 松川流路工の施工状況

年度	延 長		本工事費	事業費
	左 岸	右 岸		
39	(590.6)		24,113千円	49,130
40	951.0		28,100	50,393
41	140.0	436.0	37,155	67,522
42	190.0	(126.0)	18,792	65,489
43	440.0	133.0	39,294	69,163
44	170.0			31,262
45		180.0		37,963
46		280.0		63,470
47		440.0		93,318
48		540.0		121,659
49		140.0	40,911	65,144
50		420.0	139,963	197,145
51		278.0	102,100	140,000
52		183.0	61,600	81,900
53	(100.0)		45,519	67,900
54	209.0		61,305	97,000
55	100.0	80.0	84,000	124,260
56		130.0		85,000
57		120.0	64,900	93,000
58		110.0	57,900	79,000
59		150.0	58,500	83,000
計	2,200.0	3,620.0		1,757,518

2. 現状河道の問題点と必要な対策

2.1 現地踏査からみた問題点

現河道に存在する主な問題点は次のようである。図-3にその位置と概要を示す。松川堰の直下流での右岸の局所洗掘が大きく護岸の基礎部が露出している。また、前述のように近年、上流域からの土砂の流出が少ないために松川堰下流の河床低下が著しい。松川堰の直下流の河道状況を写真-1に示す。61年8月出水前後の測線No.8.3k付近の右岸の河道の様子を写真-2と写真-3に示す。写真-2と写真-3を比較すると同付近の局所洗掘の進行が著しいことがわかる。

この護岸基礎高は根固ブロックの天端高と同じ高さなので、現在の河床よりさらに洗掘が進むと護岸が破損する恐れがある。局所洗掘を生じさせる流れの原因は写真-4でみるように松川堰の方向に問題があり、流れを測線No.8.7k付近の左岸に集中させていること、8.7kの左岸に集中した流れが向きを変えて、8.2k付近の右岸に集中すること、また、8.2k付近の左岸に固定化している古い堆積物が主流路を固定するためと考える。

8.3k～東北自動車道～新松川橋間においては、流れが蛇行する結果、新松川橋の直上流の右岸沿いで写真-5と写真-6のように護岸の基礎部が露出している。他の箇所では護岸基礎部が露出するまでには至っていない。しかし、流れが蛇行して、護岸沿いで河床洗掘はさらに進む傾向にある。また、同区間での河道内の堆積物の侵食が著しい。

新松川橋～上松川橋間では、単列砂礫堆が顕著に発達して6.4k付近の左岸及び5.4k付近の左岸が水衝部となる。水衝部での局所洗掘が著しい。新松川橋の下流では写真-7と写真-8を比較すると流れの蛇行により河道内の土砂が生産されている様子がわかる。阿保原橋の直上流では高さ2mの低水路護岸と同程度まで土砂が堆積している。この状況を写真-9と写真-10に示す。また、5.2k付近では、流れの集中によって写真-11に示すように護岸が破壊される等の問題も生じている。

上松川橋より下流は、上流に比べて河道幅が狭い上に、複断面にしてさらに河道幅を狭くしている。単列砂礫堆の形成が顕著で護岸沿いで局所洗掘が著しい。また、河床は上昇する傾向にある。

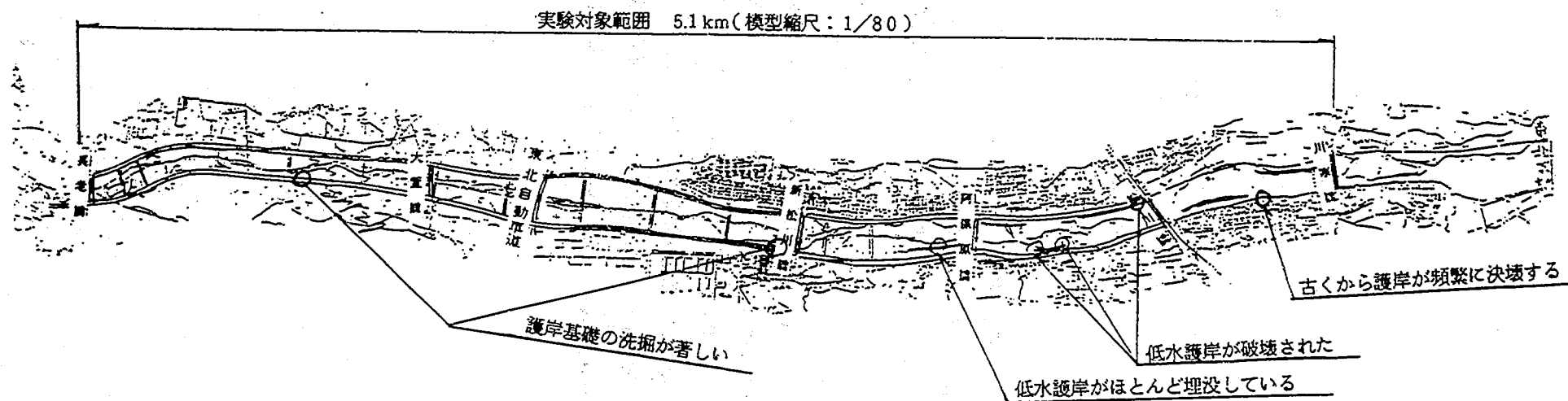


図-3 現河道の流路工計画区間における問題点



写真-1 松川堰直下流では河床低下により護岸基礎が露出している

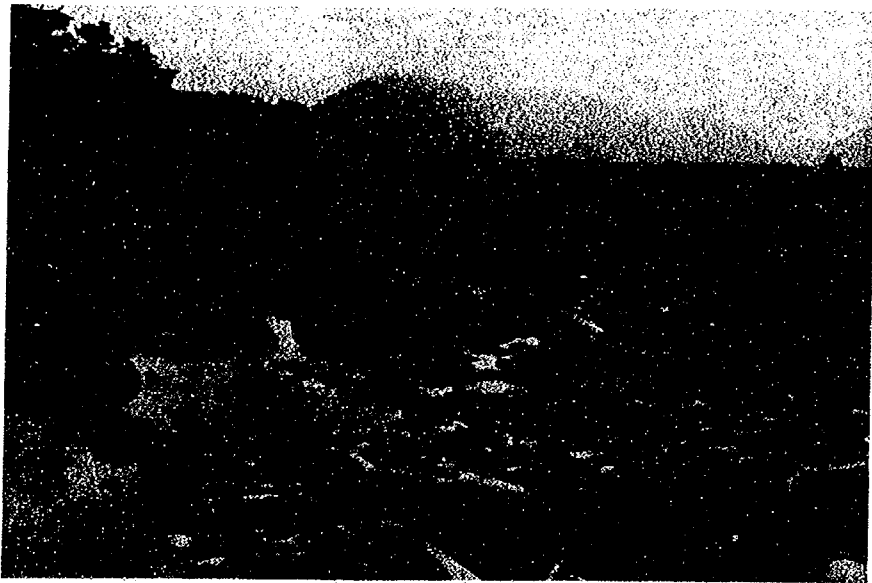


写真-2 61年8月出水前の測線No.8.3 k地点での河床状況



写真-3 61年8月出水後の測線No.8.3 k地点での河床の変化



写真－４ 松川堰～新松川橋直上流区間の河道の状況



写真－5 新松川橋上流右岸の61年8月の出水
前の河道状況



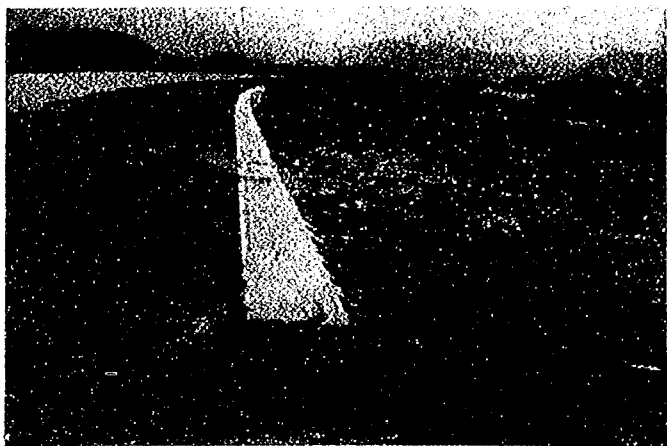
写真－6 流れの集中によって護岸の基礎部が露
出した新松川橋上流右岸の状況
(61年8月出水後の状況)



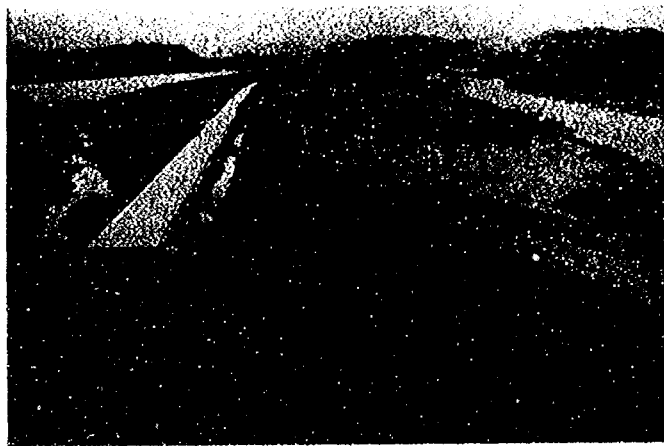
写真－7 新松川橋の下流の河道状況
(61年6月撮影)



写真－8 新松川橋の下流の河道状況
(61年11月撮影、61年8月の出
水後の状況)



写真－9 阿保原橋直上流の高さ 2 m の低水路護岸と河道の状況（61 年 6 月撮影）



写真－10 阿保原橋直上にある低水路護岸と土砂の堆積状況（61 年 11 月撮影）



写真－11 5.2 k 付近で流れの集中によって護岸が破壊されている状況

2.2 現況実験からみた現河道の問題点

計画流量波形を与えた実験の出水前に対する護岸沿いの河床の変化を図-4に示す。図-4には左右岸の護岸の法留天端高を併記している。法留天端高を基準高とする洗掘深は、給砂の有無にかかわらず7.6 k地点より上流で大きく、この区間では護岸は安全性に欠ける。6 kより下流は、既設護岸の根入が深く、護岸の法留天端面より河床は低下しない。

水位と護岸天端及び背後地盤高の関係を図-5(400m³/sec)と図-6(1016m³/sec)に示す。流量が40m³/sec(ほぼ10年超過確率流量で、61年8月出水時の流量に相当する)の場合は、5.5 k地点付近より下流で水位が背後地盤高と同じになる箇所がある。しかし、5.5 k地点より上流での水位は背後地盤高よりも低い。図-6に示すように流量が1016m³/sec場合に6 k地点より下流の背後地盤高の低い区間での水位は背後地盤高より高く、護岸に必要な余裕高の1 mが確保できない箇所も存在する。この傾向は下流部程顕著に現われている。

出水前の河床高に対する出水後の河床変動量の収支を図-7に示す。図-7より給砂の有無にかかわらず7.8 k地点より上流で、洗掘量が多い。7.8 k地点より下流は土砂の堆積区間であり特に河道幅が150m~200mの広い7.3 k~6.7 kの区間での堆積量が多いことがわかる。また、図-7より給砂を行うと、7.8 k地点より上流での洗掘量は供給した土砂量だけ小さくなることがわかる。松川堰直下流の河床の洗掘状況を図-8に示す。護床工の天端面より約7 mも河床が低下するので松川堰の安全性に問題が生じている。

以上のような問題点に対して次のような対応策の検討が必要になる。すなわち松川堰~7.6 k区間の河床の低下を防止し、松川堰の前庭部の保護と護岸の基礎部を保護する対策が必要になる。7.6 k付近より上流では、床固工と帯工を設置して河床の低下を防止する。さらに、前述のように松川堰の方向に問題があるので、松川堰の下流に新設する床固工で流れを整流させる。また、松川堰の直下流の護岸法線を修正し、流路工幅を拡幅することは、流れの蛇行、集中を緩和する上で有効と考える。新松川橋の上流は現在の河床高に対して護岸の根入れが不足する。水位が背後地盤高より高くないように注意して現在の河床高を護岸を計画した時点の河床高に戻す案が考えられる。既設護岸の根継ぎを行う案も考えられるが、上・下流との計画河床勾配の整合性や工事費の面で元の河床高に戻す案が有利である。

7.6 km付近より下流において、流量400m³/sec(ほぼ10年超過確率流量で61年8月の出水流量)の出水時の流れは、流量に対して河道幅が広いために、網状または蛇行して流れ河道内に堆積している土砂を侵食、洗掘する。また、蛇行して護岸沿いに集中する流れが護岸基礎を洗掘するので、中小の出水流量を固定する複断面の検討が必要である。新松川橋より下流では、水位が背後地盤高を上回る箇所が存在しており、必要な護岸根入深を確保した上で平均河床高を低くする必要がある。また、砂防基準点より下流の河川改修区間では複断面河道が計画され、一部工事を行っていることから河床勾配と同様に河道断面の整合性を図らなければならない。

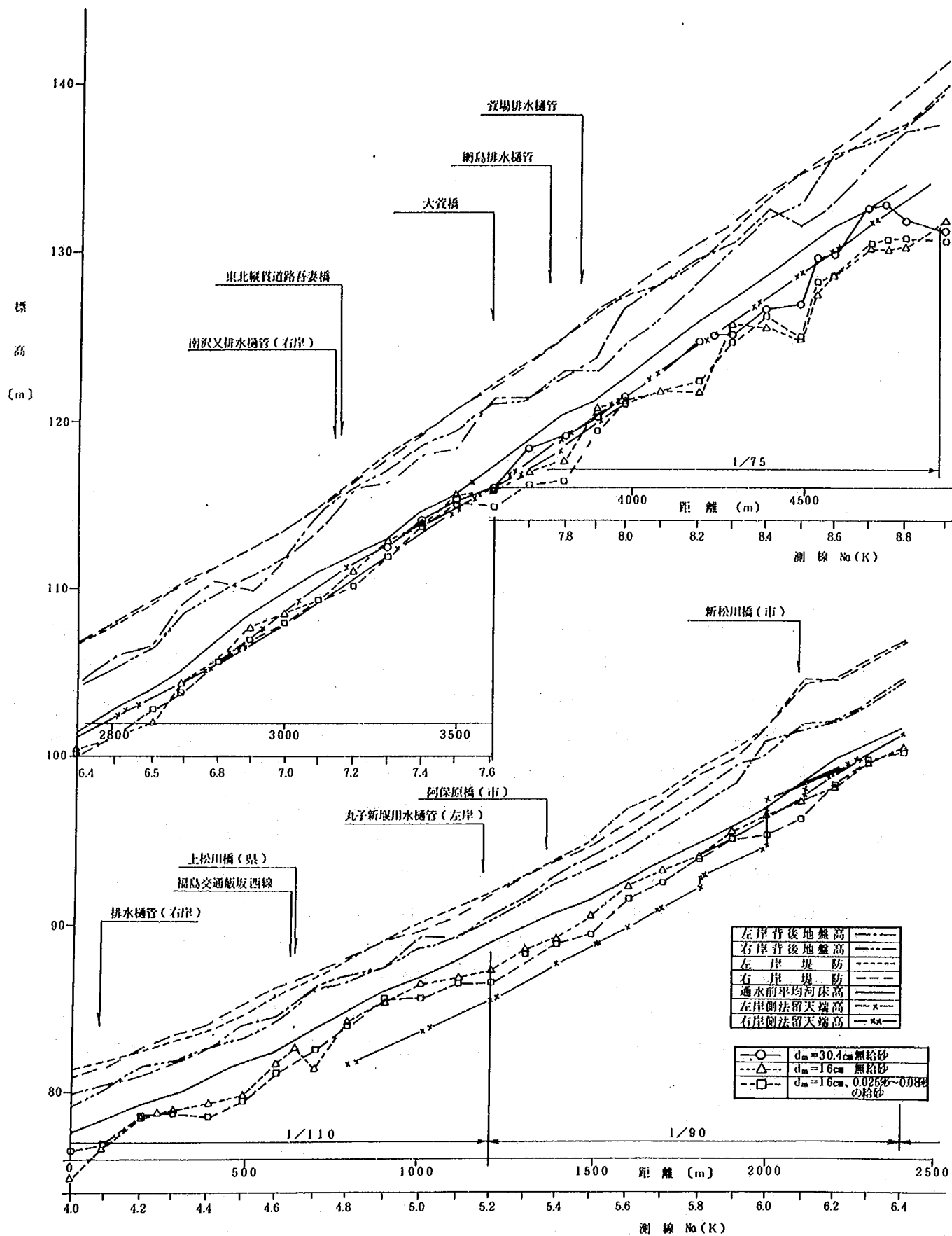


図-4 止水後の最深河床高縦断の比較図(洪水波形流量)

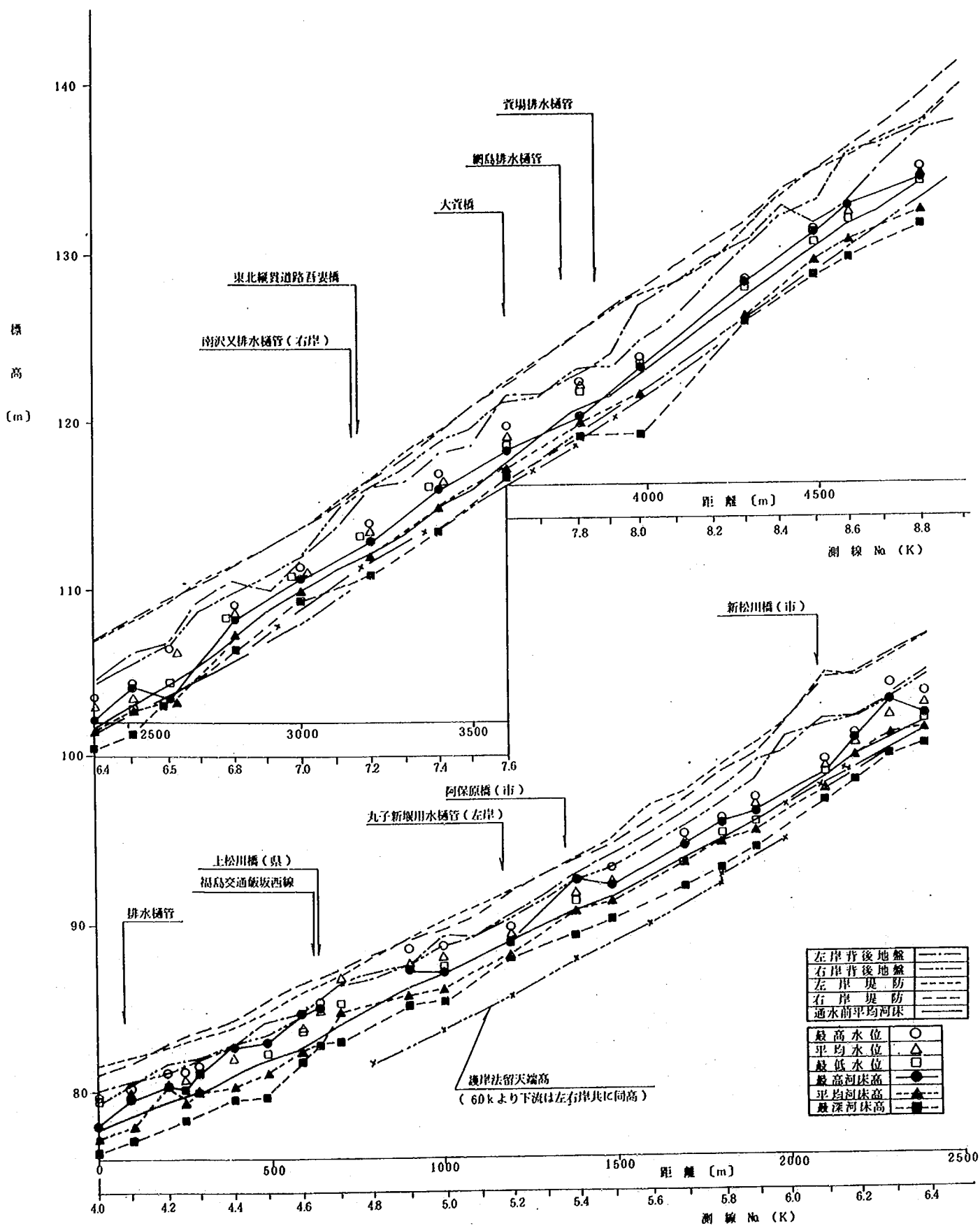


図-5 流量 $400\text{ m}^3/\text{sec}$ における水位及び河床高縦断面図

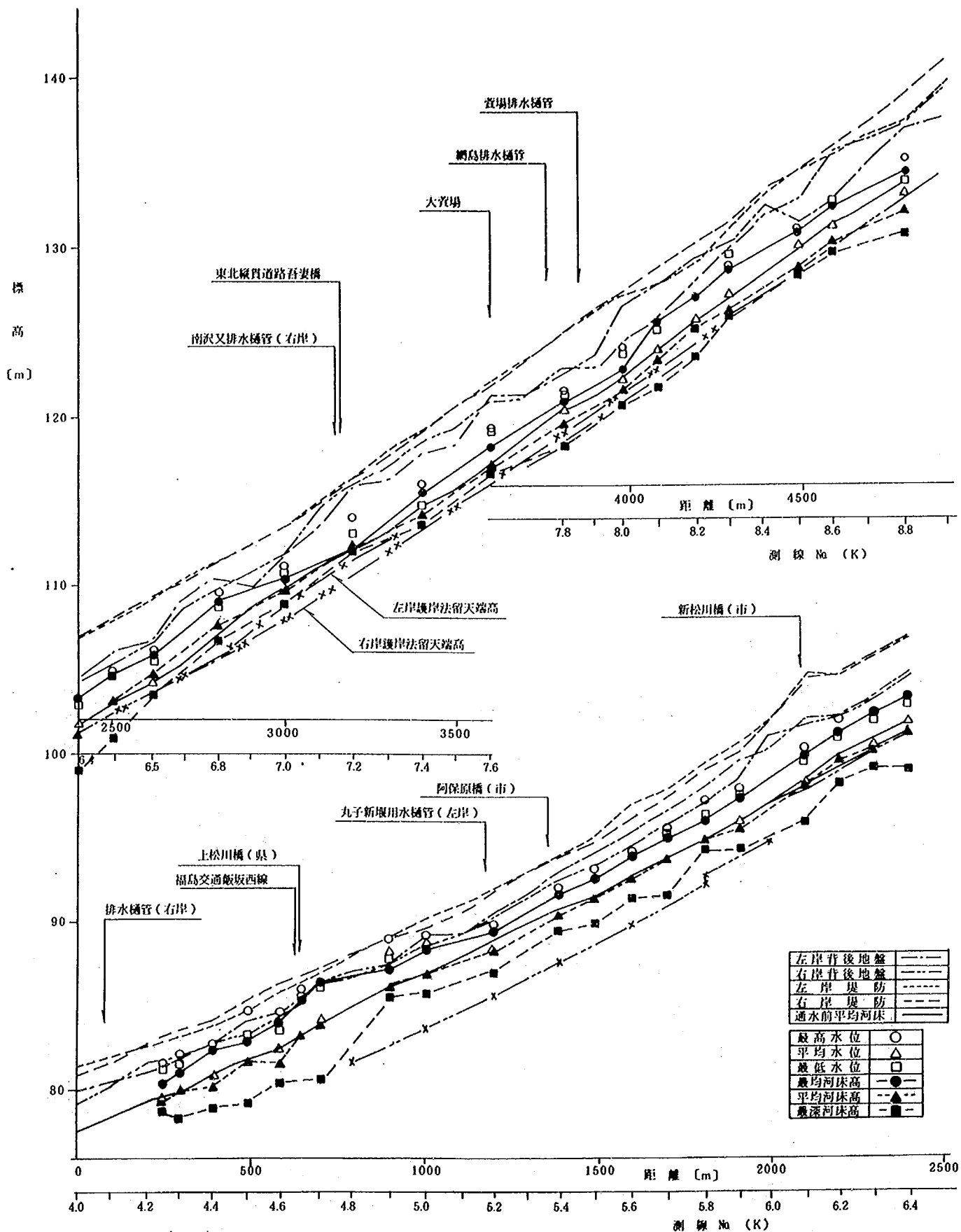


図-6 流量 $1016 \text{ m}^3/\text{sec}$ における水位及び河床高縦断面図
(洪水波形流量、無給砂)

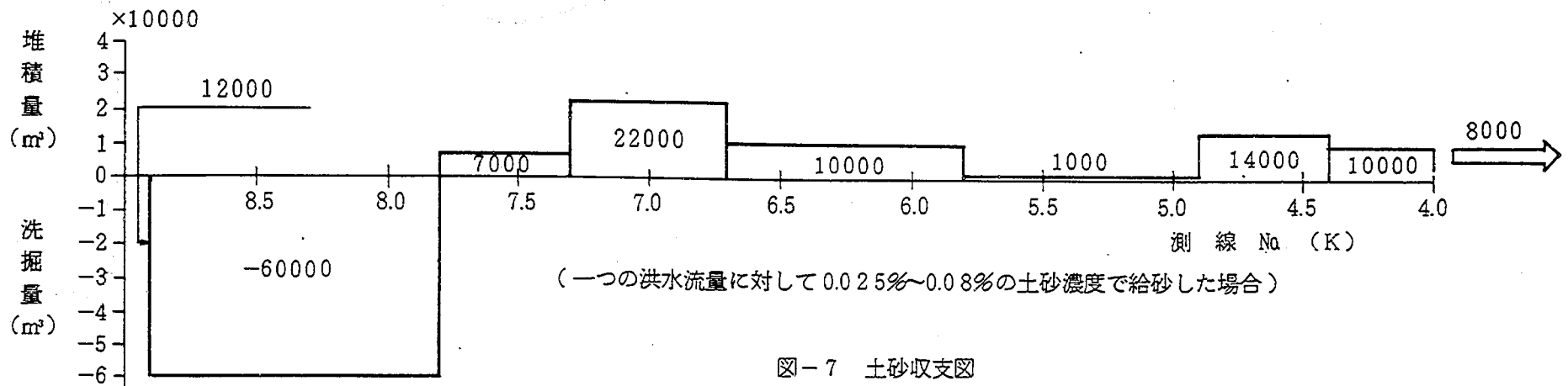
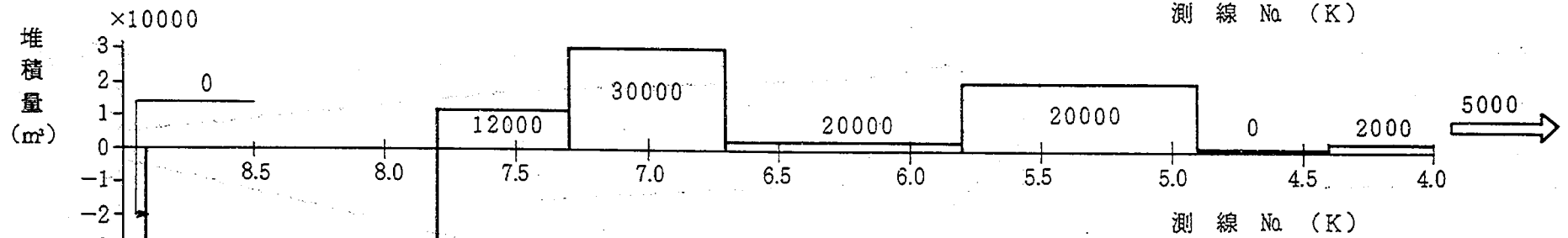
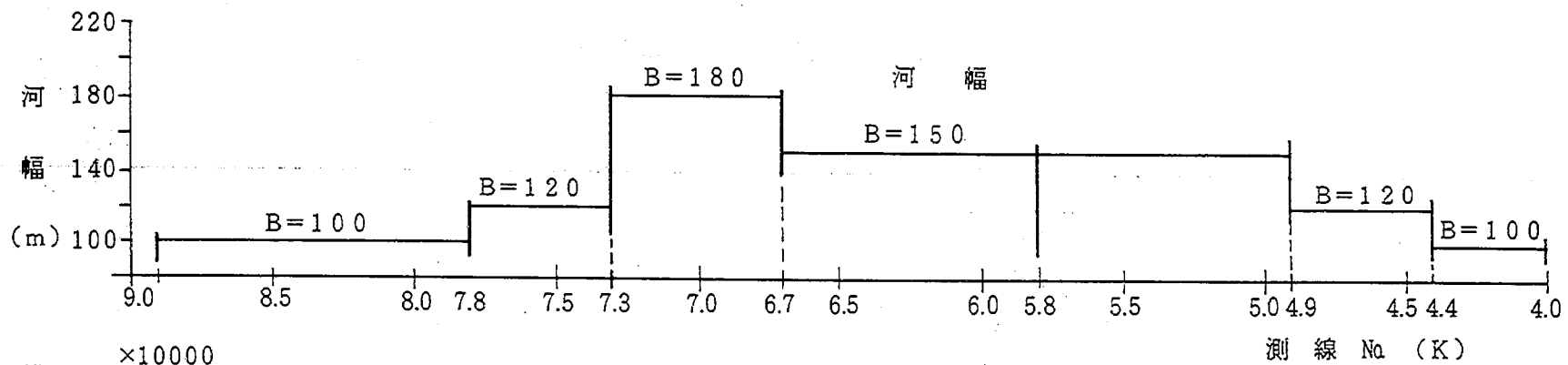


図-7 土砂収支図

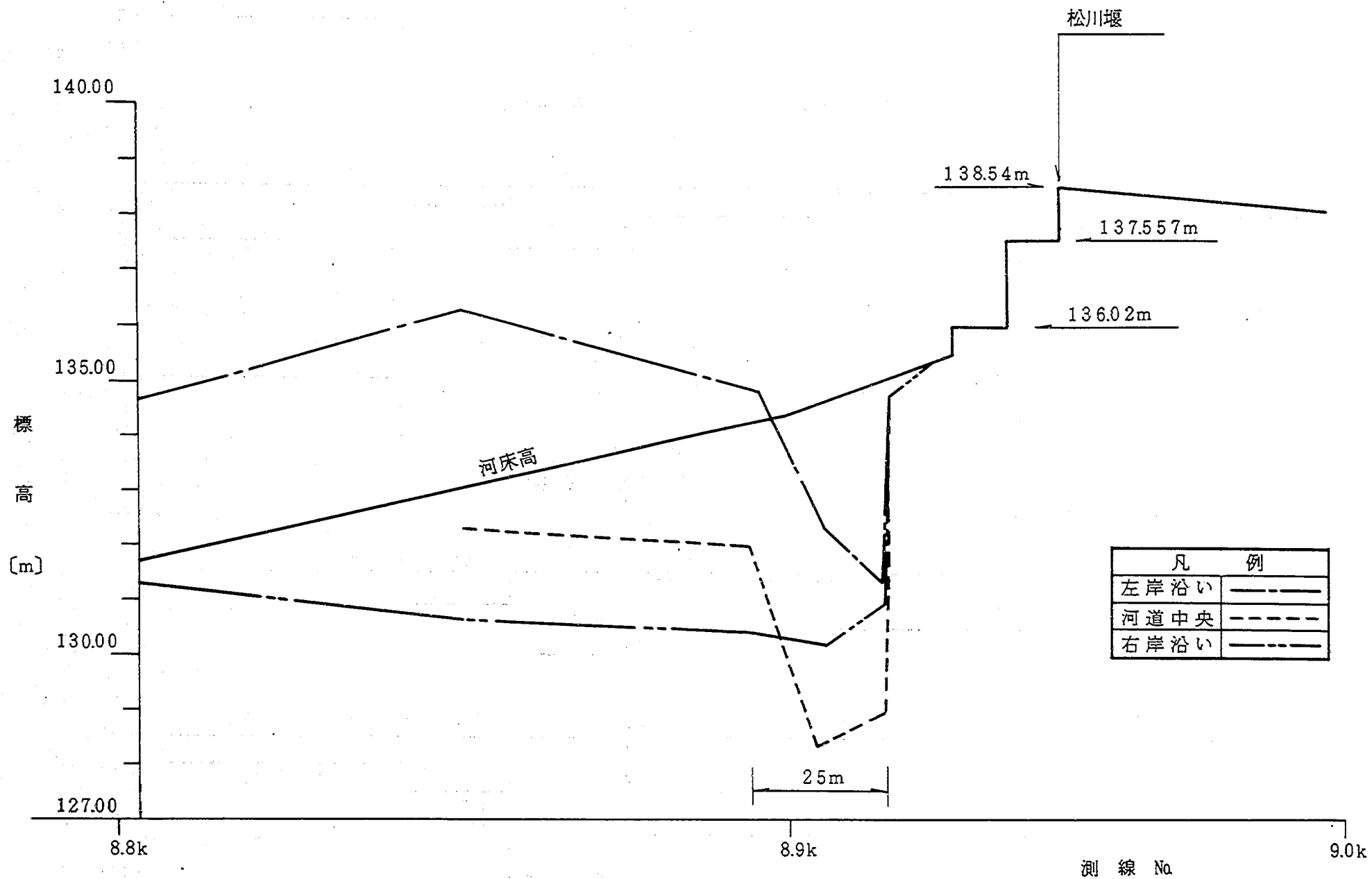


図-8 松川堰直下流の洗掘状況（設計対象洪水流量）

3. 流路工計画(案)の検討

3.1 計画流量波形

流路工計画に用いる対象流量は、図-9である。図-9の洪水流量ハイドログラフは昭和41年9月25日の降雨資料を基に100年超過確率流量として作成されたもので、ピーク流量は1000 m^3/sec である。年超過確率流量は表-5のとおりである。

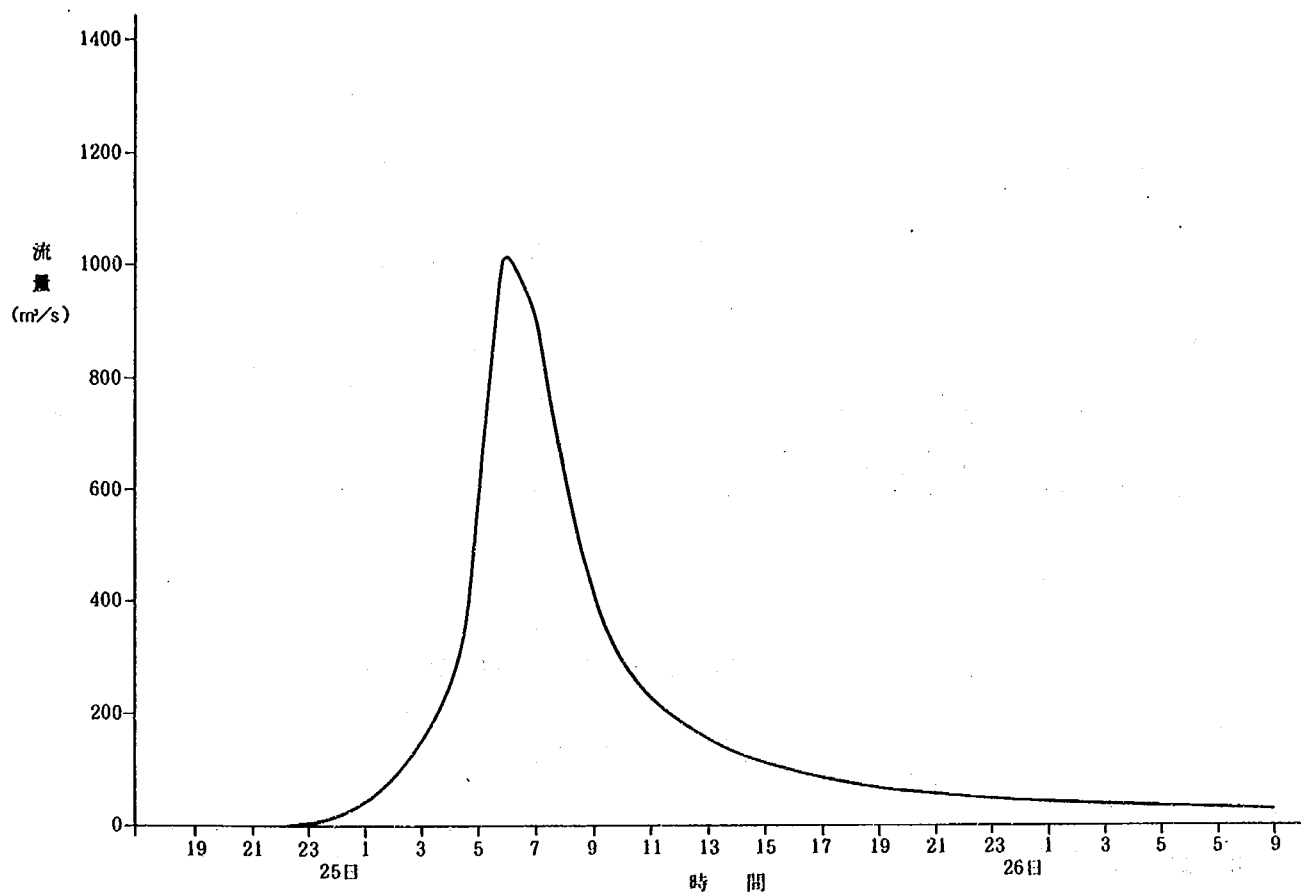


図-9 設計流量の洪水流量ハイドログラフ

表-5 年超過確率流量(清水観測所)

確 率	1/100	1/50	1/20	1/10	1/5	1/2
流 量	1,000 (1,000)	810 (760)	570 (510)	420 (350)	290 (230)	145 (100)

※ 流量()は、実績上位10個確率流量

3.2 河床構成材料

昭和53年2月の河床材料調査による河床材料の粒度分布を図-10に示す。調査区間の代表的な粒度分布の平均粒径は16mmである。

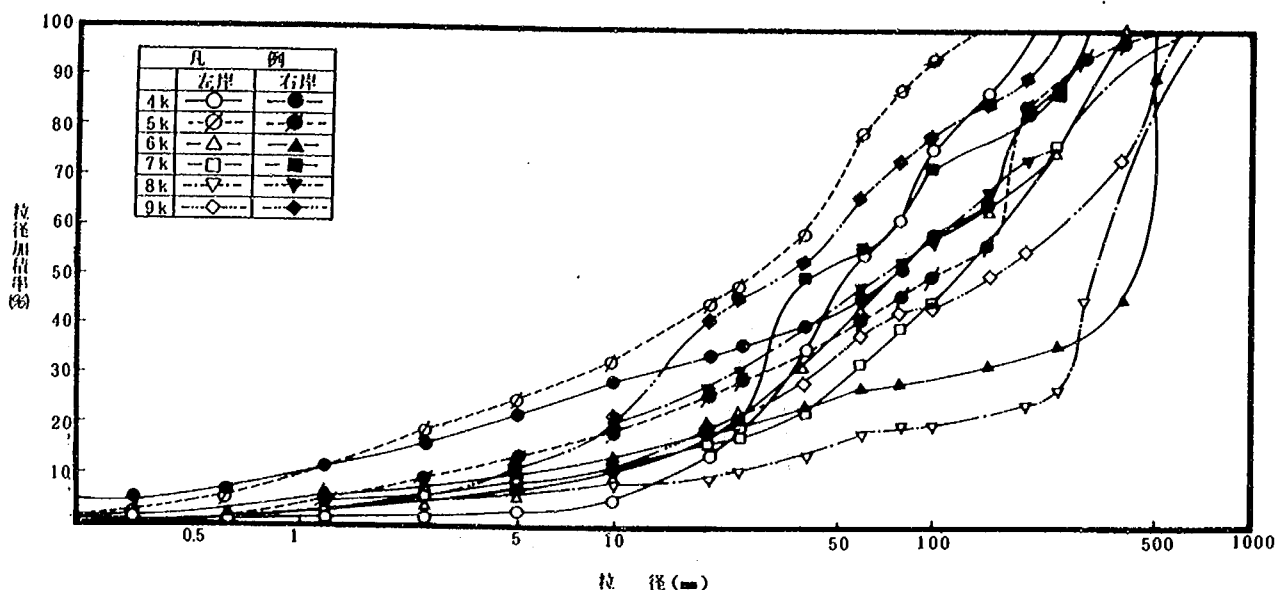


図-10 現地の河床材料の粒径加積曲線図

3.3 給砂量

安養寺砂防ダムの堆砂状況及び松川堰下流の河道状況から判断して近年、多量な土砂の流路工への流入は無いものとみなされており、松川堰からの土砂の供給が無い条件で計画案を検討する。

3.4 計画河床勾配

現河道の各測定断面ごとの平均河床高を縦断的に平均した平均河床高の縦断勾配は、水理模型実験での平均河床勾配とほとんど同じであることから計画河床勾配は現在の河道の平均河床勾配にほぼ等しく決めた。また、計画河床高は、最高水位が背後地盤高を上回ることのないように、また既設護岸の基礎の根継ぎを最小にすることを考慮した。さらに、下流端の計画河床の基準高を河川改修区間の3.8kmの計画河床高に一致させて下流の河床勾配との整合を図った。松川堰の下流約30mの位置に高さ5.7mの床固を設置し、これを流路工の上流端とする計画案をたてた。計画河床高は、副ダムの天端高に一致させた。このような考えの基に計画された計画河床勾配を表-6に示す。

表-6 計画河床勾配などの諸元

区 間	流 量 m ³ /s	河床勾配	粗度係数	低水路の 法 勾 配	低水路の 流下能力 m ³ /s	落差工の高さ m
8.9 k ~ 7.7 k	1,000	1/80	0.045	1:1.0	—	4.5 m (8.9 k)
7.7 k ~ 7.0 k	"	1/80	"	"	390	1.0 m (7.7 k)
7.0 k ~ 6.0 k	"	1/90	"	"	370	1.5 m (7.0 k)
6.0 k ~ 5.2 k	"	1/105	"	"	340	2.0 m (6.0 k)
5.2 k ~ 3.8 k	"	1/125	"	"	310	1.0 m (5.2 k)

3.5 断面形状

松川は中小の出水時に流れが河道幅一様に存在せず網状または蛇行して流れる。蛇行する流れは、河道内の堆積土砂を侵食・洗掘して下流部で河床を上昇する原因になる。また、護岸沿いの河床を深掘する等の問題を生じさせている。芦田・高橋・水山¹⁾らの研究による自然河川の流量と河幅の関係によると、式(1)においてピーク流量

$$B = (3.5 \sim 7) \sqrt{Q} \quad \dots\dots\dots (1)$$

の1,000 m³/secに対する流路工幅は110 m ~ 220 mで与えられるので、現在の河道幅の100 m ~ 200 mでよいことになる。しかし、中小出水の流量、例えば護岸災害を与えた61年の出水流量の387 m³/secに対する式(1)の流路工幅は69 m ~ 137 mで現河道幅は少し広すぎることになる。前述の現地で生じている現象に対応することからも松川は、複断面河道に計画することが妥当だと考える。ただし、

- ① 複断面にすると河積が不足する。
- ② 高水敷の維持管理が困難である。
- ③ 高水敷の利用度が低い。
- ④ 高水敷としての利用度が低い。

場合等は単断面あるいは単断面と複断面の折衷案をとることになる。

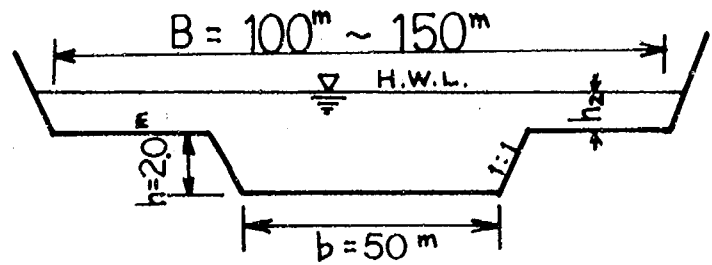
複断面の計画にあたっては低水路の設計流量及び低水路幅と高さの決定方法が先ず問題になるが、これらに関する確立した基準がない。そこで、松川流路工は次のような考えの基に設計流量と低水路の断面形状を計画した。現況河道で常時浸水する河床幅は主流路の変遷調査資料²⁾より50 m ~ 60 m程度とみなされること、河川改修工事の低水路幅が50 mであることから、流路工の低水路幅は50 mにして検討を進める。

計画水深が背後地盤高を上回らないように低水路断面を決める。低水路幅を50 m、粗度係数(n)を0.045とし、既応の出水記録より仮の低水路設計流量を290 m³/sec ~ 600 m³/secとして、表-6の計画河床勾配ごとに仮の低水路設計流路を流過できる断面で、ピーク流量の1000 m³/secに対する計画水深を計画する。一方で、同一計画河床勾配区間ごとに背後地盤高と計画河床高の差の最小値を求め、計

画水深が背後地盤高と計画河床高の差よりも低くなる低水路の流量を低水路の設計流量とする。図-11は、前述の関係を示すもので、図-11より低水路の設計流量は $390\text{ m}^3/\text{sec}$ 以下であれば、最高水位が背後地盤高を上回ることはない。設計流量と低水路幅が与えられると計画河床勾配ごとに低水路護岸の高さは必然的に決まる。ただし、河川改修工事の低水路は幅が 50 m で、高さが 2 m であり、河川改修工事との整合性を図ることを優先させると、流路工の低水路の高さを 2 m とする案が考えられる。この場合の低水路の流過能力は表-6に示すように $310\text{ m}^3/\text{sec} \sim 390\text{ m}^3/\text{sec}$ であって、図-11に示す関係から最高水位は背後地盤高以下となる。

高水敷の維持管理に問題を生じさせないような高水敷上の水深である必要がある。表-7に計画河床勾配ごとに $b = 50\text{ m}$ 、 $h = 2.0\text{ m}$ 、 $n = 0.045$ 、 $Q = 1,000\text{ m}^3/\text{sec}$ の条件で高水敷上の水深と移動限界粒径などを示している。

表-7よりピーク流量 $1,000\text{ m}^3/\text{sec}$ 時の高水敷上の水深は $1.1\text{ m} \sim 1.3\text{ m}$ で、移動限界粒径は $13\text{ cm} \sim 18\text{ cm}$ である。このことから低水路の設計流量が $310\text{ m}^3/\text{sec} \sim 390\text{ m}^3/\text{sec}$ であれば河床勾配が $1/80$ の区間を除くと平均粒径の 16 cm 以上の土砂の移動はなく、低水路護岸裏の局所的な洗掘を除くと特に高水敷の維持の問題はないと考える。河床勾配が $1/80$ の区間の平均粒径は他の区間より大きく 20 cm 程度であるので、松川流路工計画における低水路の形状は幅 50 m 、高さ 2 m 、法勾配 1 割で計画することにする。



標準断面図

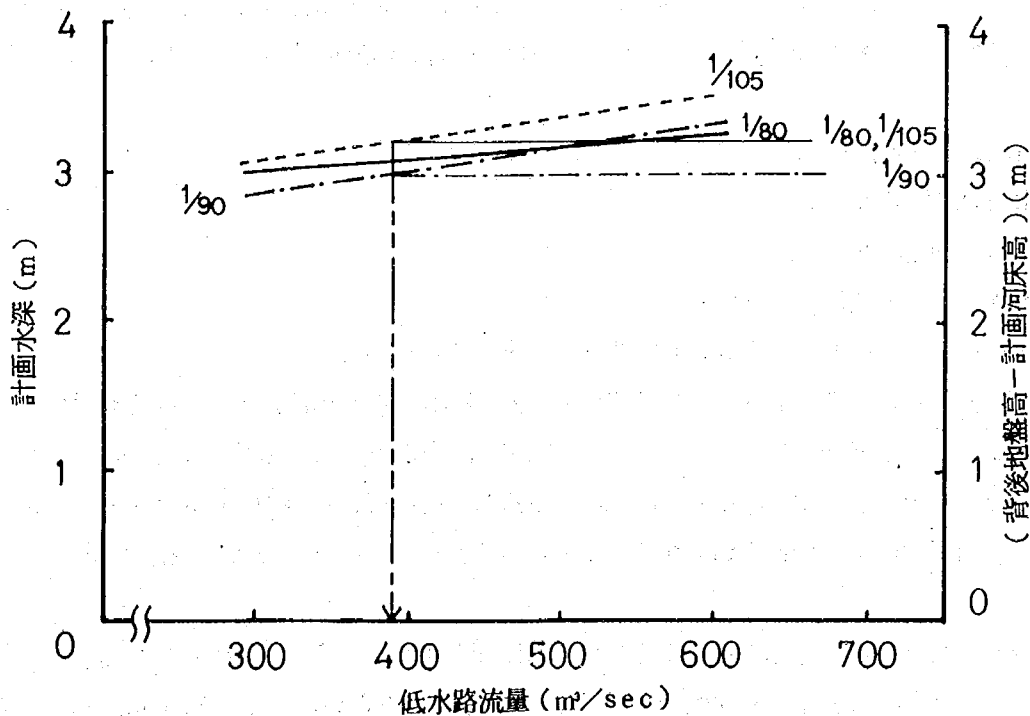


図-11 低水路の設計流量の検討(1)

表-7 計画案の設計流量の検討(2)

区 間	平 均 河 道 幅 (m)	河床勾配	低水路の 流過能力 (m ³ /sec)	低水路幅 (m)	低水路高 (m)	計画水深 (m)	高水敷上 の 水 深 (m)	移動限界 粒 径 (cm)
7.6k~7.0k	100	1/80	390	50	2	3.2	1.2	18
7.0k~6.0k	150	1/90	370	50	2	3.1	1.1	15
6.0k~5.2k	150	1/105	340	50	2	3.2	1.2	14
5.2k~3.8k	150	1/125	310	50	2	3.3	1.3	13

3.6 法線形状

既存の護岸を高水護岸に利用し、低水路の中心線をほぼ河道の中央にとるようにして低水路の法線を設定した。この低水路は、ほぼ現河道の平水流量の滞筋を包含している。流路工計画区間に7ヶ所の湾曲部が挿入されるが、湾曲法線の交角(θ)は30度以下に、曲率半径(R)と河幅(B)の比 R/B は10より大きくするように計画した。

3.7 複断面河道の上流端の位置

7.6kの位置を複断面河道の上流端の位置として計画した。7.6kより上流は背後地盤高が低く複断面にすると計画水位が背後地盤高を上回る区間がでる。さらに、河道幅が100mと狭く、土砂の移動が活発になる流量の400m³/secを式(1)に適用すると $\alpha=5$ となり特に低水路を設けて中小の出水流量を固定する必要はないと考えたからである。

3.8 帯工間隔

計画した帯工の間隔を表-8に示す。帯工の間隔は帯工下流の洗掘深を1.5mに仮定して、下流の帯工の水通し天端を重複させるようにして決めた。松川堰~7.6k間は湾曲部があって内湾に砂州が形成されて外湾に流れが集中するために、砂州を制御するのに必要な帯工の間隔を検討した。砂州を制御するのに効果的な間隔は流路工幅の2倍がよいことから³⁾、松川堰~7.6k間の帯工間隔は200mに計画した。

表-8 計画案の帯工間隔と基数

区 間	河床勾配	重 複 高 (m)	帯工間隔 (m)	基 数 (基)	備 考
8.9k~7.6k	1/80	2.5	200	6	単断面
7.6k~7.0k	1/80	1.5	120	4	複断面
7.0k~6.0k	1/90	1.5	135	7	〃
6.0k~5.2k	1/105	1.5	160	4	〃
5.2k~4.0k	1/125	1.5	200	5	〃

3.9 流路工の上流端の床固の形状

流路工計画案では、松川堰より下流約30mの位置に高さ5.7mの床固を計画し、この床固を松川流路工の上流端とすることになっている。床固の完成後は、松川堰に代って取水する計画であることから、床固の天端標高は松川堰の取水の呑口の標高に一致させた。また、副ダムの天端高は副ダムの位置の計画河床高に一致させた。水櫛池の形状は半理論式を用いて決めており、その諸元は図-12に示すとおりである。

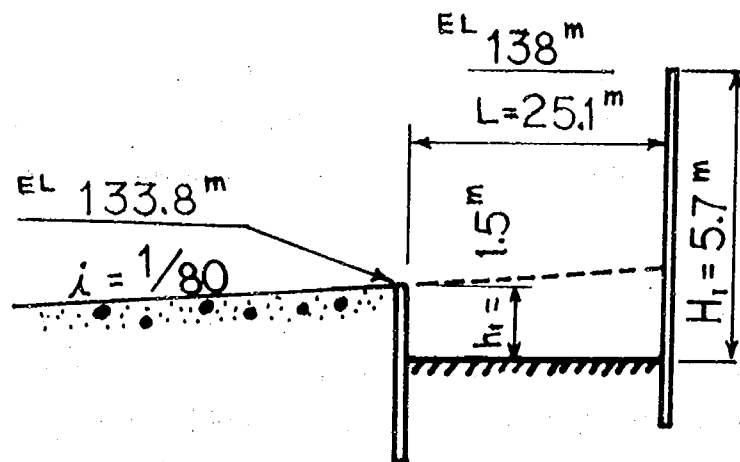


図-12 流路工最上流端に位置する床固の形状

4. 水理模型実験

4.1 水理模型実験の概要

模型は上流端を松川堰より上流約400mに、下流端を泉堰とする延長5.4km区間を範囲とし、縮尺1/80の大きさを製作した。模型の取り入れ範囲を図-3に示す。実験に用いる諸量は表-9に示すフルード相似則に従って縮尺した。流量は図-9の計画流量のハイドログラフに基づきフルード相似則に従って図-13に示すように階段状に与える。ただし、予備実験により土砂の移動がほとんどない100m³/sec以下の流量は除いている。実験で使用した砂は図-10に示す現地の河床材料の分布で10%以上の粒度を縮尺1/80で幾何学的に相似させた図-14に示す平均粒径2mmの混合粒径砂である。

流路工の上流の安養寺砂防ダムの堆砂状況と、松川堰の下流の河床変動の傾向から判断して、原則として給砂は行わない。

表-9 フルード相似則による諸量の縮率

諸 量		次 元 (L-F-T)	縮 率	
			比	縮 尺
幾何学的な量	水平成分 (X)	L	X _r	1:80
	鉛直成分 (h)	L	H _r	1:80
	勾 配 (h/X)	—	H _r · X _r ⁻¹	1:1
	面 積 (A)	L ²	H _r · X _r	1:6,400
	体 積 (V ₀)	L ³	H _r · X _r ²	1:512,000
水理学的な諸量	フルード数 (Fr)	—	1	1:1
	流 速 (V)	L · T ⁻¹	H _r ^{1/2}	1:8.94
	流 量 (Q)	L ³ · T ⁻¹	X _r · H _r ^{3/2}	1:57,243.3
	時 間 (T)	T	X _r · H _r ^{-1/2}	1:8.94
	圧力の強さ (P)	F · L ⁻²	H _r	1:80
	粗度係数 (n)	L ^{-1/3} · T	H _r ^{2/3} · X _r ^{-1/2}	1:2.08
	流量係数 (C)	—	1	1:1
	掃 流 力 (τ)	F · L ⁻²	H _r	1:80
	エネルギー (E)	F · L	H _r ⁴	1:40,960,000
	運 動 量 (m · V)	F · T	H _r ^{7/2}	1:4,579,470

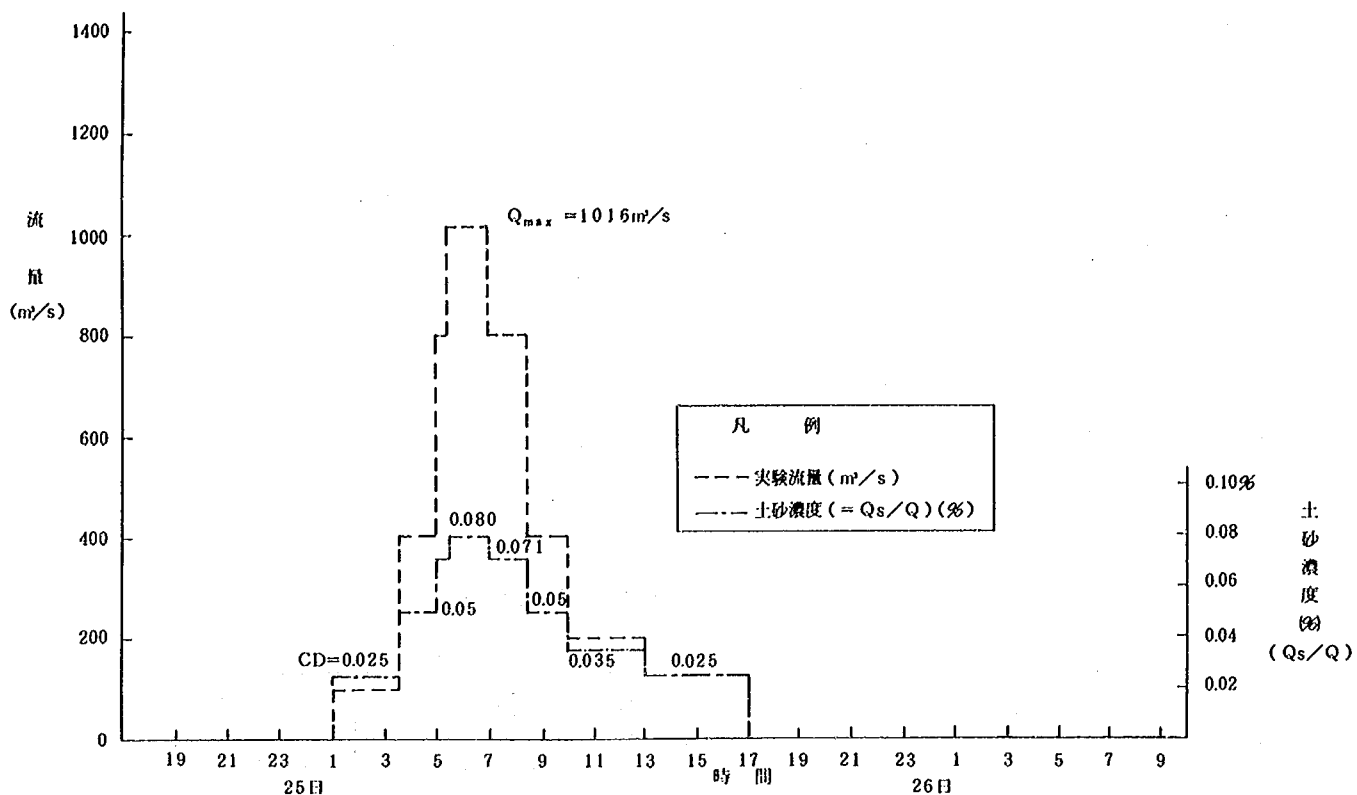


図-1 3 実験に用いた流量ハイドログラフ

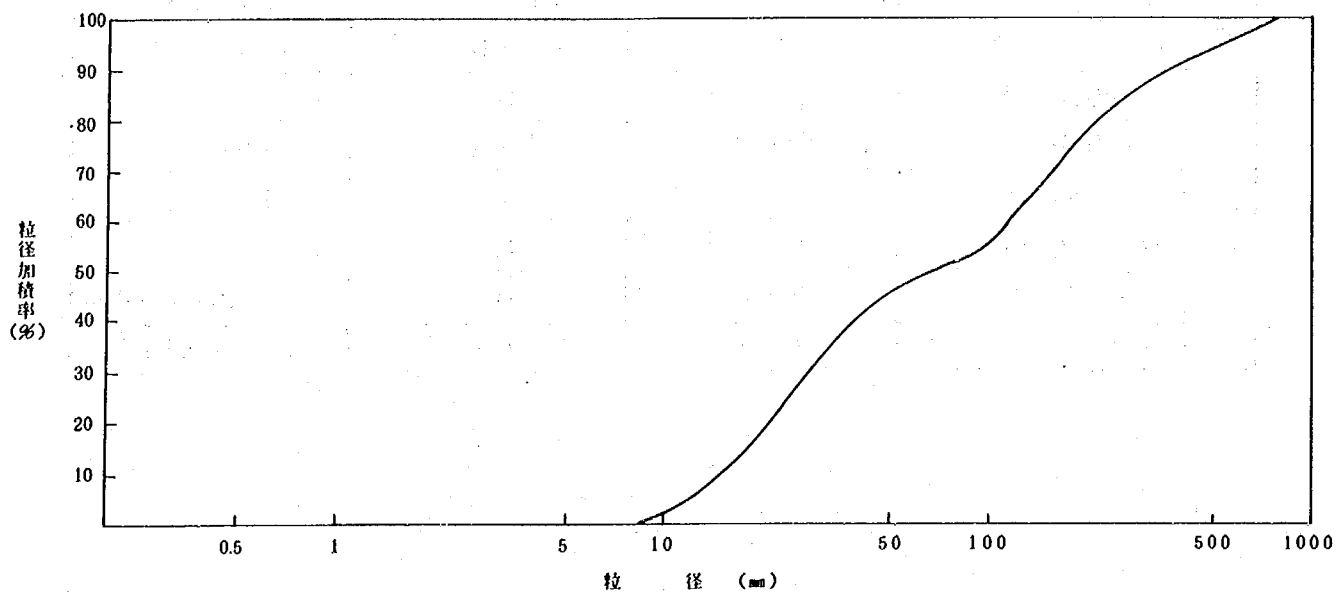


図-1 4 実験で使した砂の粒径加積曲線図

4.2 実験目的

机上で計画した計画案の妥当性を水理模型実験で検討する。実験で検討すべき主な項目は次のとおりである。①計画した河床勾配で低水路内に土砂が堆積しないか、②河床低下を防ぐ帯工は必要か、帯工を設置する位置と間隔は妥当か、③どのような方法で単断面から複断面に流水を導流するか、④計画水位が背後地盤高を上回らないか、⑤高水敷が洗掘されることはないか、⑥護岸、床固、帯工は局所洗掘に対して安全か、などである。

4.3 実験結果と考察

4.3.1 実験結果の要約

計画案では、計画河床勾配が $1/125$ の $5.2\text{ k} \sim 4.6\text{ k}$ の区間で、ほぼ $d_{30} = 3\text{ cm}$ 程度の細かい流砂が低水路護岸と同じ高さまで堆積する問題が生じた。この原因が計画河床勾配が $1/105$ から $1/125$ に急変することにあると考え、計画河床勾配を $6.0\text{ k} \sim 3.8\text{ k}$ の間で $1/100 \sim 1/130$ に修正した。計画河床勾配を修正することによって低水路の設計流量にほぼ等しい $310\text{ m}^3/\text{sec}$ の流量では低水路内に土砂堆積はほとんど無い。しかし、流量 $400\text{ m}^3/\text{sec}$ 以上になると低水路内に土砂が堆積しはじめ、ピーク流量では $5.2\text{ k} \sim 4.9\text{ k}$ 間の低水路は一時的に埋没するまでに土砂が堆積した。堆積した土砂は減水期に徐々に下流に移動するが、出水後の土砂堆積深は約 1 m と大きい。

$5.2\text{ k} \sim 4.8\text{ k}$ 間に拡幅部を設けて土砂を均等に薄く分散して堆積させ、堆砂した土砂は下流に徐々に流下させる対策案を検討した。しかし、一つの流量ハイドログラフの出水では拡幅部からの土砂の流出はないために拡幅部の下流で河床が低下する問題が生じた。

断面から複断面への導流方法の一つとして 7.6 k 地点の床固に袖を設置し、袖で流水を複断面に導流させることを試みたが、床固下流の局所洗掘が大きくなること、流れが袖でせき上げられて水位は背後地盤高を上回ること、袖周辺の局所洗掘が大きい等の問題を生じた。そこで、複断面の位置を 7.6 k より 100 m 下流の位置まで下げ、 $7.6\text{ k} \sim 7.5\text{ k}$ の区間を単断面と複断面の移行区間とし、この移行区間に2基の水制を設置して流れを複断面に導く方策を検討した。移行区間では、流量 $400\text{ m}^3/\text{sec}$ になると土砂が堆積しはじめ、ピーク流量時には水制が土砂で埋没したが、減水期に拡幅部中央の河床はほぼ計画河床高まで回復した。移行区間で土砂調節が行われる結果、 5.2 k より下流の低水路内での土砂堆積による問題は解消できた。ただし、移行区間において、複断面に移行する直上流で最高水位が背後地盤高を上回る問題が生じた。移行区間を 200 m の長さにすると、土砂が分散して堆積するので、水位は背後地盤高以下にすることができる。流路工内に堆積する土砂の粒子の大きさと同程度の $d_m = 4.4\text{ cm}$ の土砂を流路工に供給する場合は、 $8.7\text{ k} \sim 8.0\text{ k}$ の右岸に砂州が形成され、流れは蛇行して、高さ 100 m の移行区間の右岸に集中して流入する。その結果、無給砂時のように移行区間で土砂の調節は行われない。また、 $4.9\text{ k} \sim 4.7\text{ k}$ の区間では河床が上昇する問題がある。 8.2 k より上流の4基の帯工に高さ 1.3 m の袖を設置し、移行区間の長さを 200 m にする修正案は、単断面区間で帯工の袖による水制作用によって複断面的な河道を形成し、流れは整流できる。単断面から複断面への導流も円滑に行われる。ただし、やはり 5.2 k より下流の区間で河床が上昇する。この堆積土砂は減水期に下流に移動する傾向を示すが、流路工に土砂が供給される間は、低水路内に堆積した土砂は除石するか土砂の供給が減少した後に低水路を固定するなどの対応が必要である。

4.3.2 実験の相似性の検討

実験の減水期と61年8月出水の減水期の主流路を比較して図-15に示す。実験の減水期の流量は1000 m³/secで、61年8月出水の主流路は出水後撮影した空中写真から判読したものである。実験のピーク流量1016 m³/secの洪水波形流量に対して61年8月の出水流量が400 m³/sec程度の出水であったことを考えると、流れの蛇行、水衝部の位置などは比較的良好に一致しているといえる。実験では減水期の400 m³/secに流れの蛇行が顕著になり、その後の滞筋はあまり変化しないことが相似性を高めていると考える。主な水衝部は8.9 kの右岸、8.5 kの左岸、8.2 kの右岸、7.9 kの左岸、7.4 kの右岸、6.9 kの右岸、6.1 kの右岸、5.7 kの左岸、4.9 kの右岸、4.6 kの左岸であって、これらの水衝部の多くは実際に護岸基礎部の洗掘が大きい問題が生じている。新松川橋より下流で単列砂礫堆が顕著に発達している様子も実験でうまく説明されている。また、2.2で記述した河床変動の傾向は、現地でのそれと同様であり、実験の相似性はよいといえる。

4.3.3 流路工計画案の検討

(1) 計画河床勾配の検討

計画案の計画河床勾配では、流量300 m³/secの比較的小さい出水時に5.2 k～4.6 k間の低水路内に土砂が堆積する問題がある。図-16に示すようにピーク流量の1000 m³/secには、5.2 k～4.2 k間で土砂堆積がより顕著になり低水路の護岸天端まで土砂が堆積する。土砂の堆積は計画河床勾配が1/105から1/125に急変することにあると考え、6.0 k～3.8 kの間の計画河床勾配を1/100～1/130に漸変させる(表-10に示す)修正案を検討した。修正案の河床の縦断的变化を図-17に示す。図-17より流量300 m³/secでは計画河床高に対する変化はほとんどないが、1000 m³/secになるとやはり写真-12のように5.2 k～4.5 k間の低水路内に土砂が堆積することがわかる。この堆積土砂は出水の減水期に写真-13のように徐々に流送される傾向を示す。計画流量波形の出水後に5年～10年超過確率流量に相当する流量310 m³/secの出水が続くことを想定すると図-18に示すように計画流量波形で堆積した土砂は流送されて計画河床高にまで回復している。

現地の5.2 k付近は、既設の低水路護岸が土砂で埋没する程度に河床が上昇しており5.2 k～4.5 k間は土砂の堆積しやすい場所とみなせる。また、同区間に堆積する土砂は、流路工の上流部で生産される粒子の細かい材料であり、河床が安定する間の一時的な土砂の堆積は、ある程度まぬがれない。

表-10 計画河床勾配(修正案)

区 間	河床勾配	重複高 (m)	帯工間隔 (m)	基 数 (基)	備 考
8.9 k～7.6 k	1/80	2.5	200	6	単断面
7.6 k～7.4 k	1/80	—	—	—	移行区間
7.4 k～7.0 k	1/80	1.6	125	3	複断面
7.0 k～6.0 k	1/90	1.7	150	6	〃
6.0 k～5.6 k	1/100	2.0	200	1	〃
5.6 k～5.2 k	1/110	1.8	200	1	〃
5.2 k～4.5 k	1/120	1.7	200	3	〃
4.5 k～4.0 k	1/130	1.5	200	2	〃

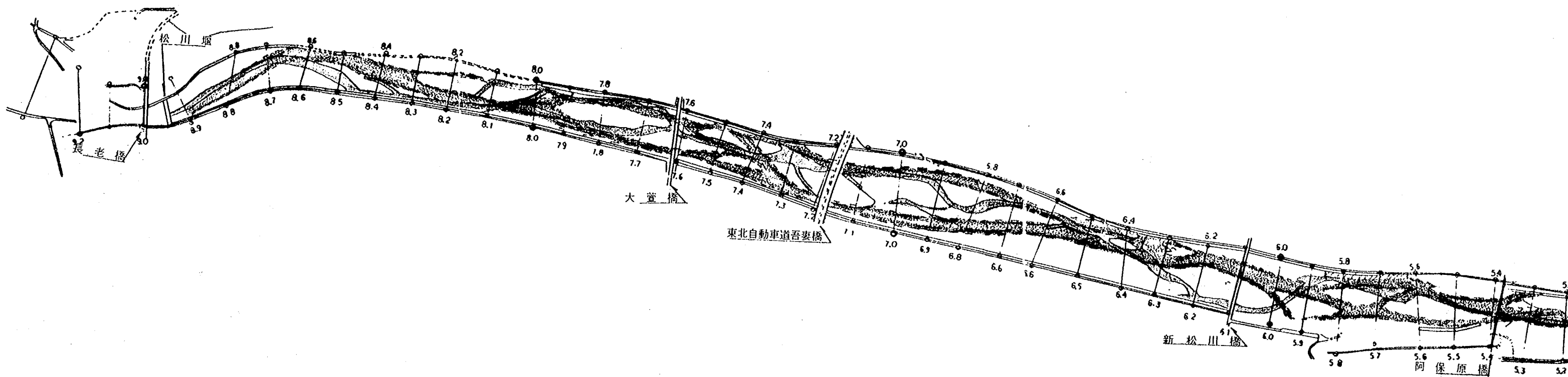


図-15 主流路の比較図

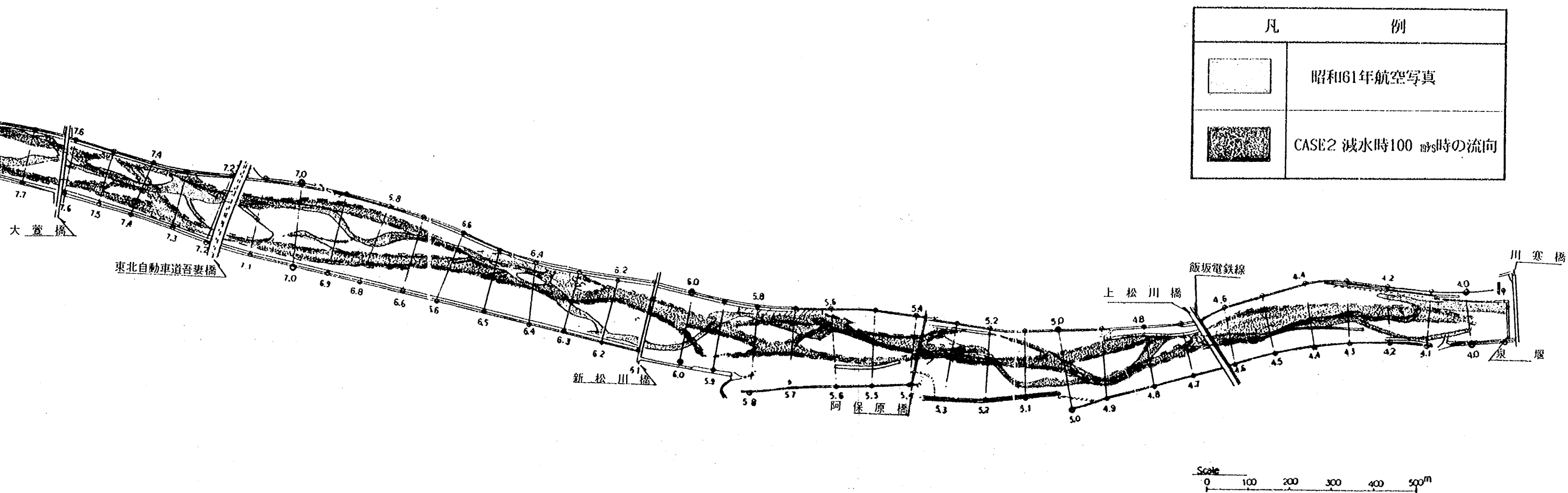


図-15 主流路の比較図

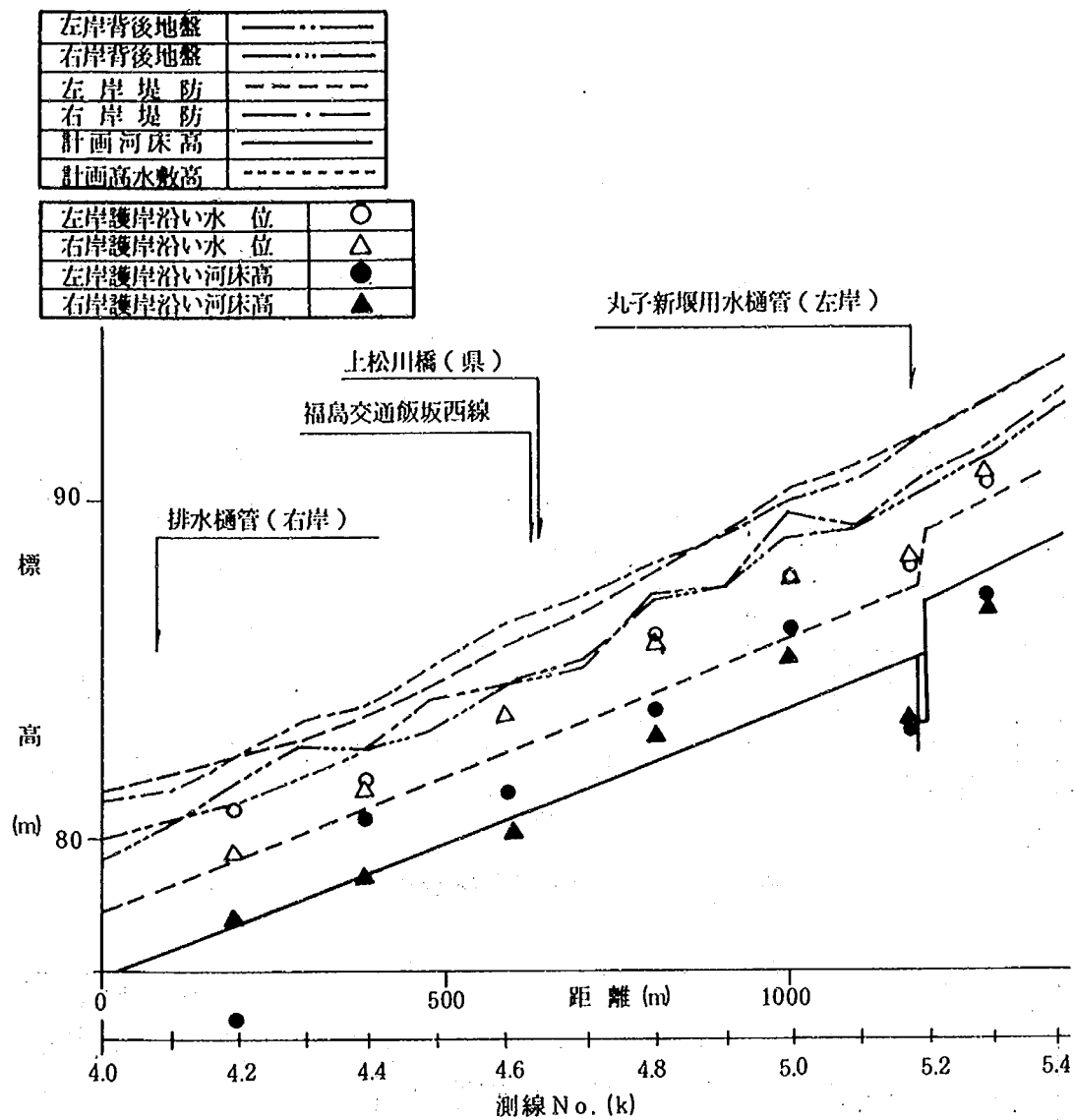


図-16 5.2 kより下流での低水路内の堆積状況(流量 $1000\text{ m}^3/\text{sec}$ 、無給砂)

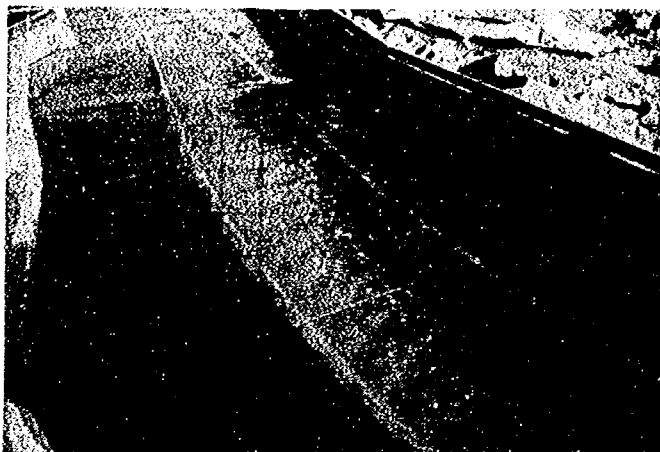


写真-12 ピーク時($1000\text{ m}^3/\text{s}$)の土砂堆砂状況(5.2 k付近)

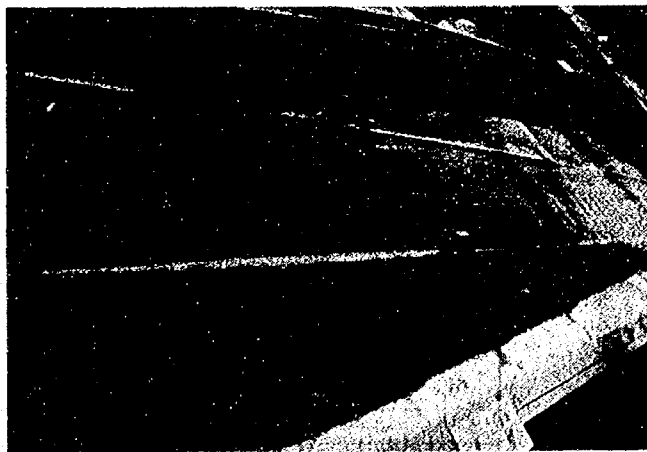


写真-13 減水期の土砂の流送状況

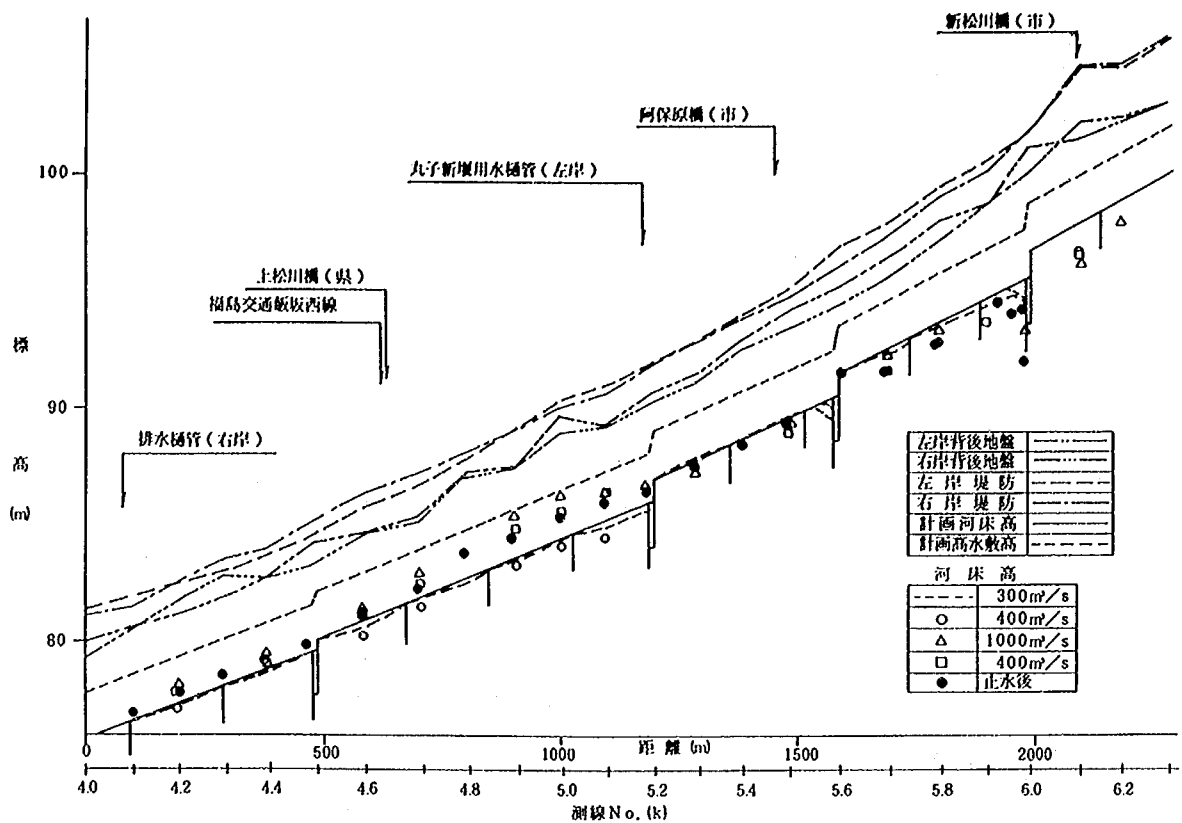


図-17 修正案の河床の縦断的变化

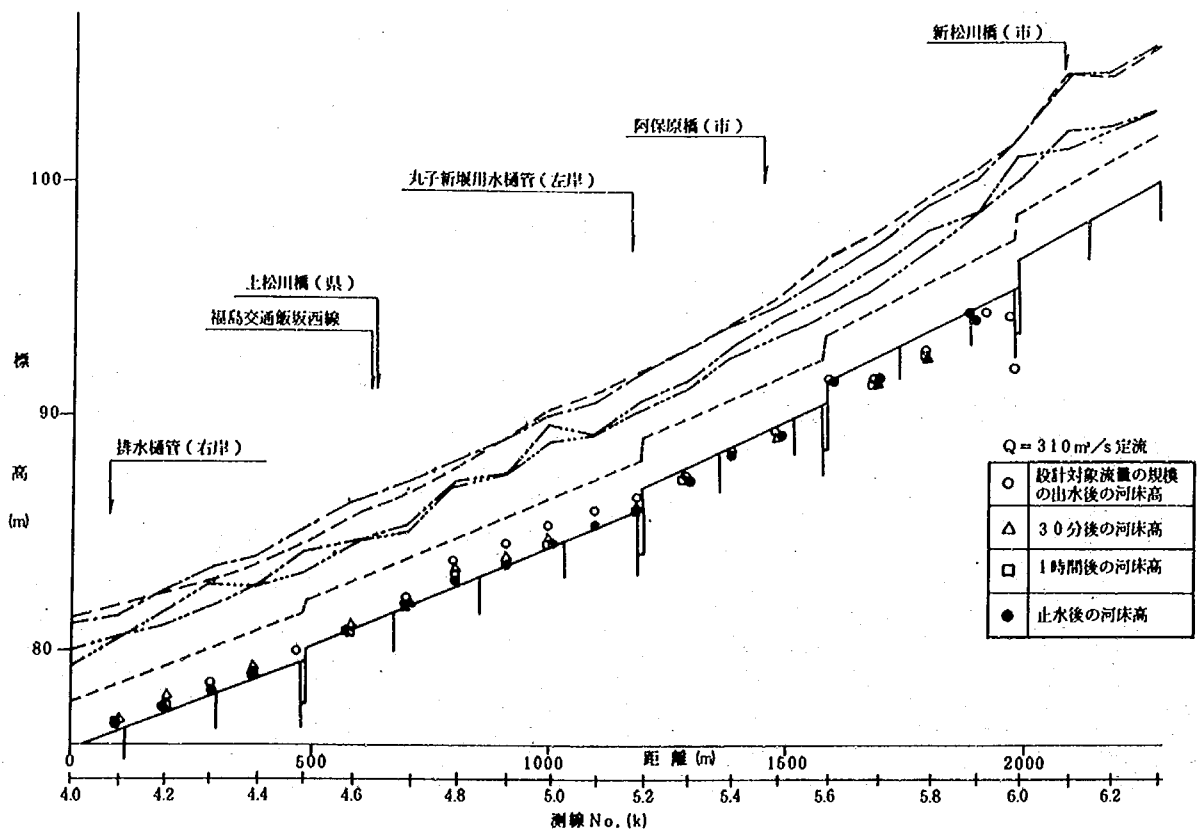


図-18 河床高縦断図(時間的变化)

(2) 拡幅部を設置する案の検討

上流から土砂の供給がある間は、5.2 kより下流の低水路内での土砂堆積は避けられないので、流砂を幅広く、薄く、分散させて堆積することを考え、土砂が堆積しやすい5.2 k～4.8 k間に図-19に示すような拡幅部を設けた。拡幅部の長さは400 mで、幅は150 mとし、5 kの位置に設置する帯工に高さ0.7 mの袖を設置した。帯工の袖には、中小の出水時に拡幅部で分散する流れを固定して複断面に導流する作用と、拡幅部に堆積した土砂を出水の後半に徐々に流出させる作用を期待した。拡幅部の流況を写真-14と写真-15および写真-16に示す。また、拡幅部でのピーク流量と出水後の初期河床高に対する河床の変化を図-20に示す。写真-16のように流水は複断面にうまく導流されるが、図-20のようにピーク流量時の河床高と出水後の河床高はほとんど変わらない。また、拡幅部からの土砂の流出が少ないために、拡幅部の下流の河床低下が大きくなる問題があり、この区間に拡幅部を設けて土砂を堆積させることは得策でない。

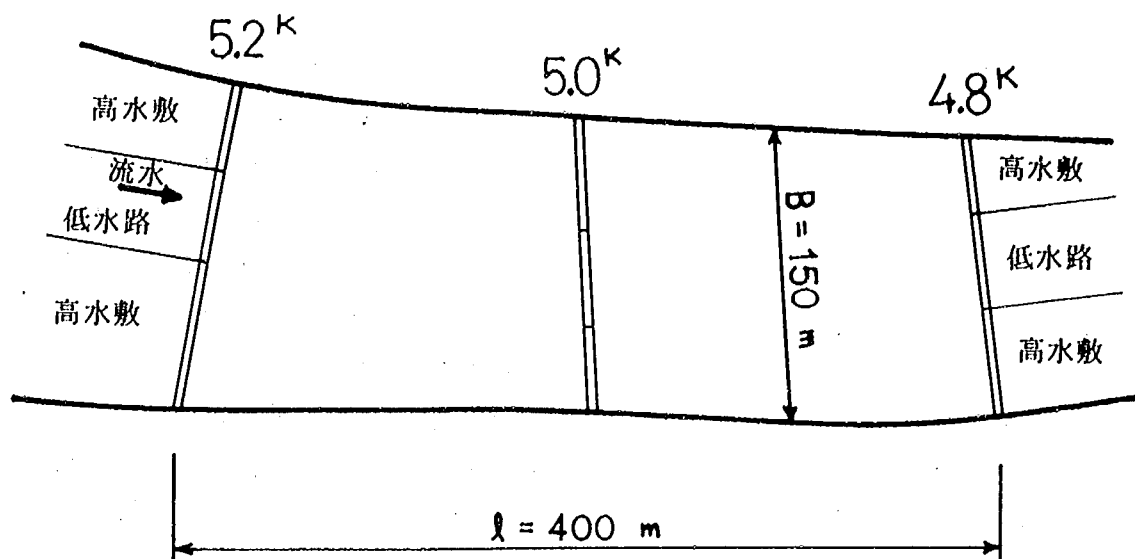
(3) 単断面から複断面への移行区間の設置

計画案では、7.6 kの位置に計画する床固の上流を単断面、下流を複断面にしている。床固に高さ2 m、長さ35 mの袖を設けて、複断面に流れを導びくことを考えた。この計画案では、図-21に示すように袖の上流で水位が上昇して背後地盤高を上回ることで、袖の周辺部の局所洗掘が大きいこと、さらに、床固の袖で縮流する流れによって、図-22に示すように床固及び帯工の直下の洗掘が大きくなる等の問題が生じている。そこで、複断面の上流端の位置を100 m下流に移し、7.6 k～7.5 kの区間を単断面から複断面への移行区間とする計画案をたてた。移行区間の形状を図-23に示す。図-23に示すように、移行区間に長さ25 m、高さ1 mの水制を設置した。移行区間の流況を写真-17、写真-18、写真-19に示す。また、図-22（前出）に移行区間を設ける前の床固及び帯工の前庭部の局所洗掘と比較して示す。移行区間を設けると横工の前庭部の局所洗掘は低減する。写真-17～写真-19でみるように水制は複断面に流水を円滑に導びくことができる。図-24に示すように移行区間でピーク流量時までに堆積する土砂は、出水の後半に流出しており、移行区間で土砂の調節が行われていることがわかる。また、土砂の堆積しやすい5.2 kより下流のピーク流量時と出水後の河床の変化を図-25に示しているが、移行区間を設けると5.2 kより下流の土砂堆積の問題はなくなる。

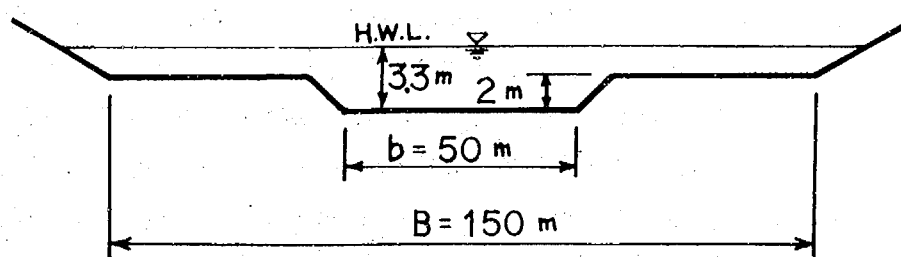
図-23のような長さ100 mの移行区間を設けることは有効であるが、図-24(1)のように複断面に移行する直上流の断面で最高水位が背後地盤高を上回る問題がある。河床材料と同じ粒度で、土砂濃度にして0.2%程度の土砂が流路工に供給されると、写真-20と図-26に示すように、やはり、5.2 kより下流の低水路内に土砂が堆積する。

移行区間の長さが200 mの図-27に示す案を給砂材料を変えて検討した。給砂材料の平均粒径は、流路工の下流端に流出する土砂の平均粒径にほぼ等しい4.4 cmで、供給土砂濃度は0.2%とした。移行区間を長くしても上流からの流砂があると、写真-21と写真-22に流況を、図-28に計画河床高に対する出水後の河床の変化を示すように、5.2 kより下流の土砂堆積は防止できない。ただし、移行区間を200 mにすると図-29に示すように、移行区間で最高水位が背後地盤高を上回ることにはなくなる。

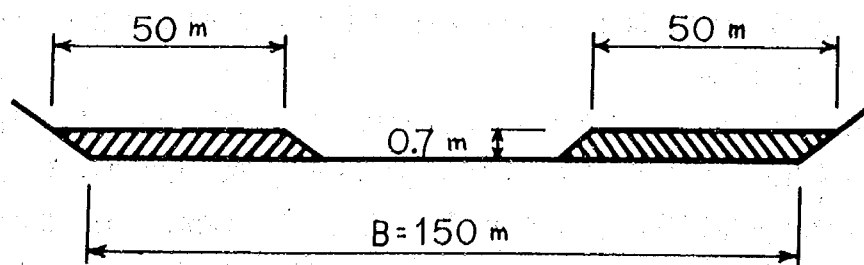
流路工に流入する土砂がない場合に、単断面と複断面の移行区間を設けると、低水路内に土砂は堆積しない。流路工に土砂が流入する間は、低水路に土砂が堆積するので、除石を行うか、上流の砂防工事で、流路工に土砂を流さない対策の検討が必要である。



(1) 拡幅部の平面形状



(2) 5.2 k と 4.8 k の断面形状



(3) 5.0 k の帯工の袖の形状

図-19 拡幅部の形状図



写真-14 増水時 ($300\text{ m}^3/\text{sec}$) の拡幅部での土砂堆積状況

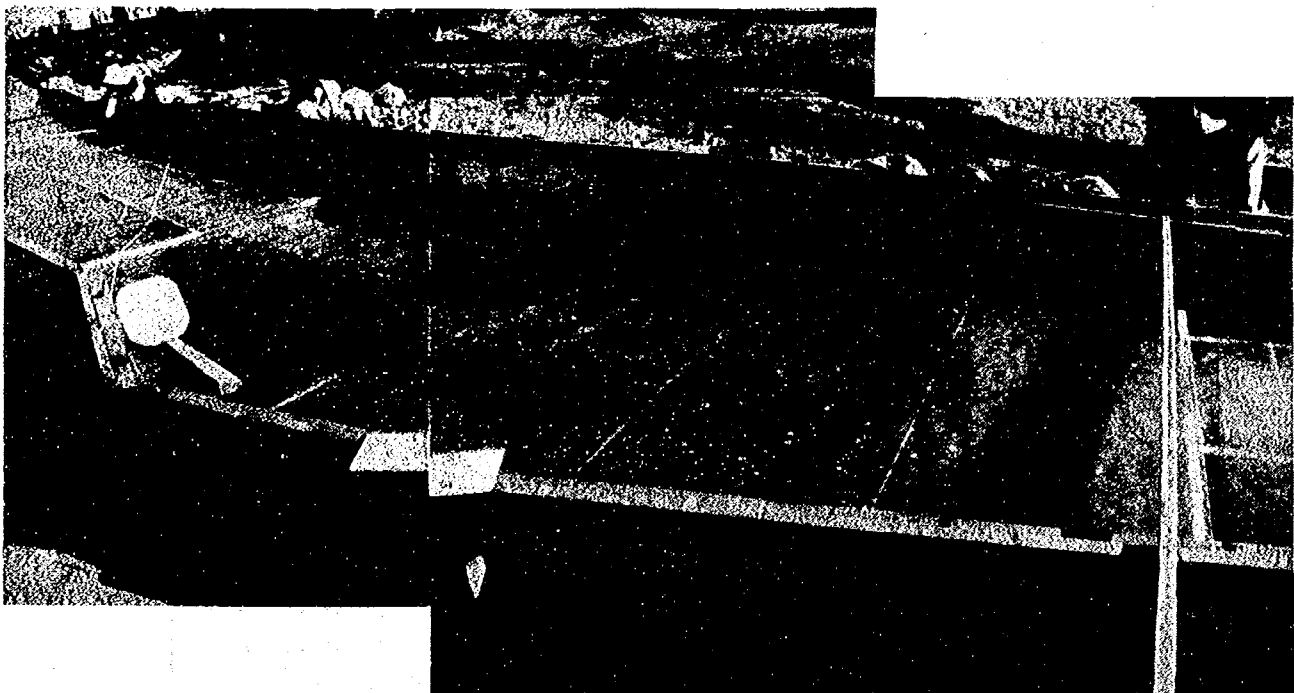


写真-15 ピーク時 ($1000\text{ m}^3/\text{sec}$) の拡幅部での土砂堆積状況



写真-16 減水時 ($Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$) の拡幅部での土砂堆積状況

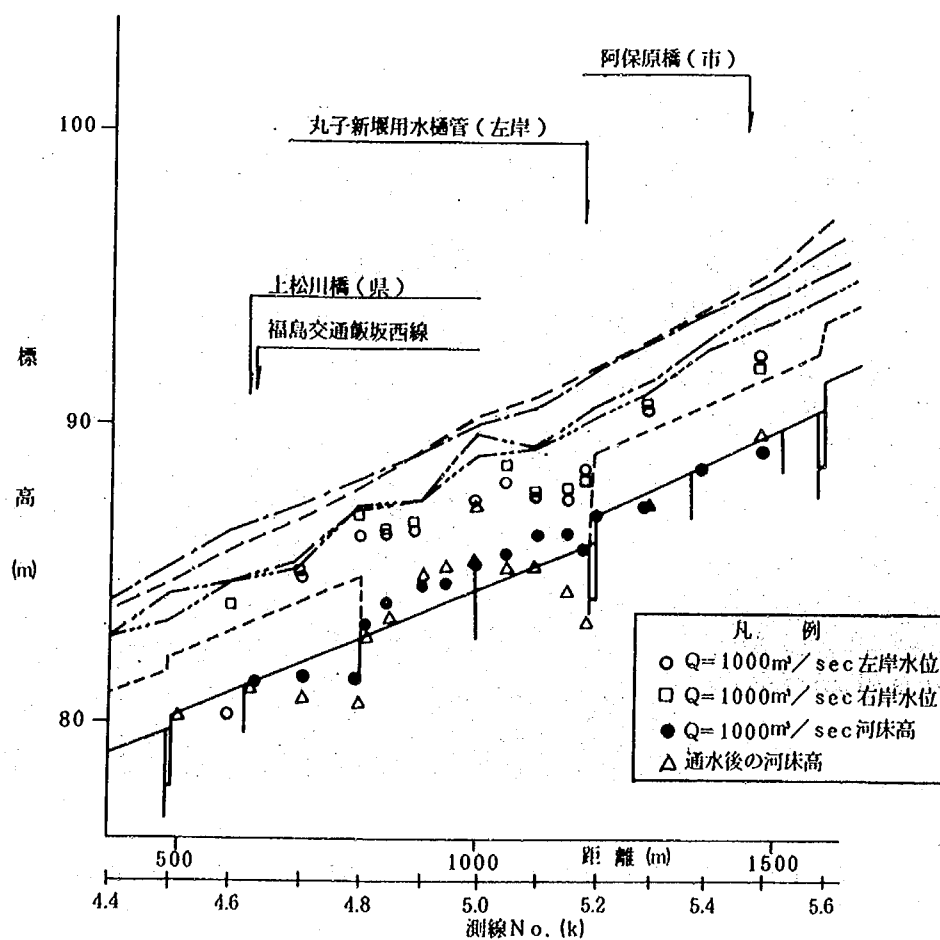


図-20 拡幅部とその下流の河床高の時間的变化

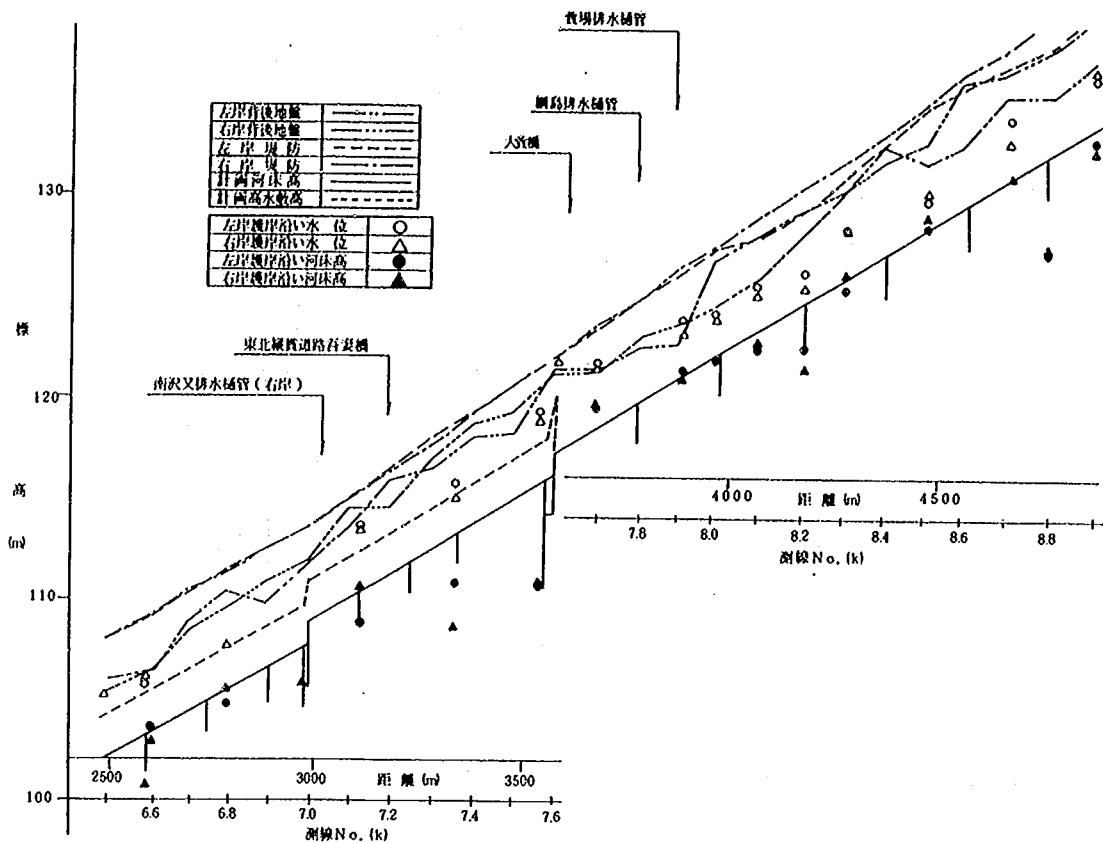


図-2 1 7.6 k に位置する床固の上流の水位、河床高の変化 (流量 $1000 \text{ m}^3/\text{sec}$)

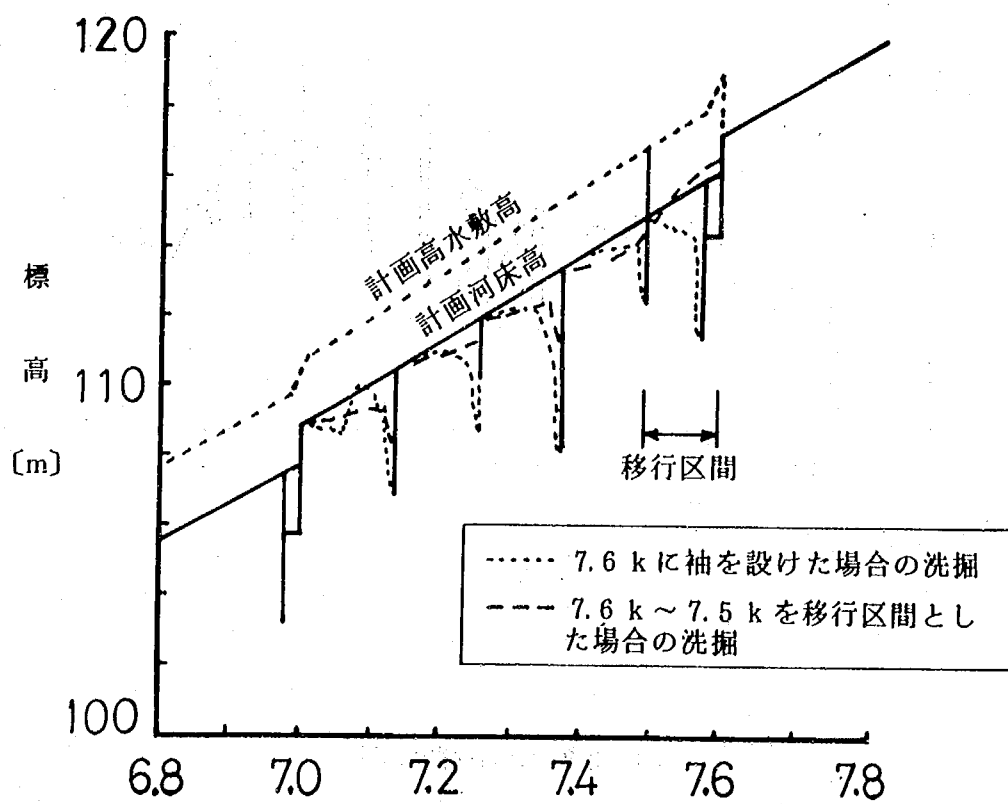
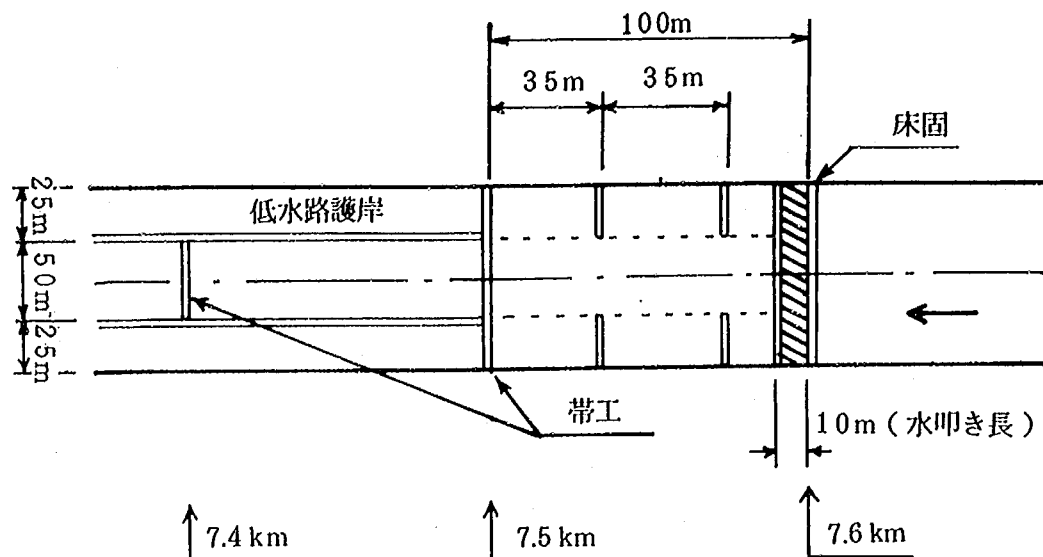
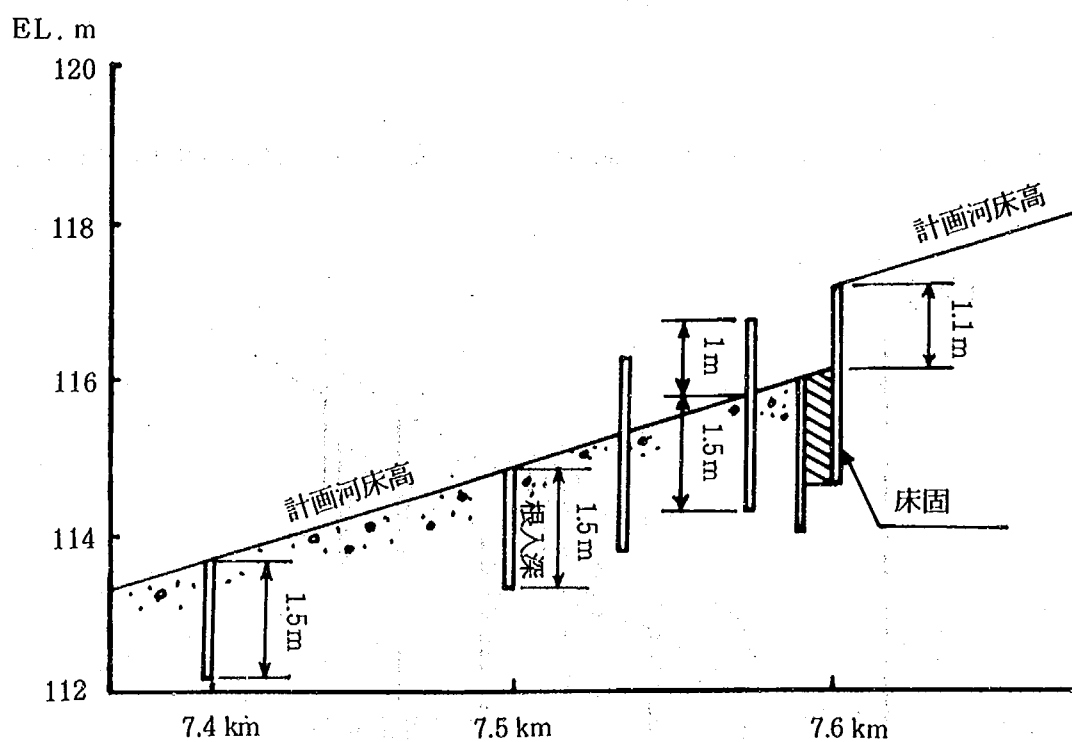


図-2 2 7.6 k の床固の下流の河床の洗掘状況 (流量 $1000 \text{ m}^3/\text{sec}$)



(1) 平面図



(2) 縦断面

図-23 移行区間の形状



写真-17 移行区間の流況（増水期 400 m³/s）



写真-18 移行区間の流況（ピーク時 1000 m³/s）

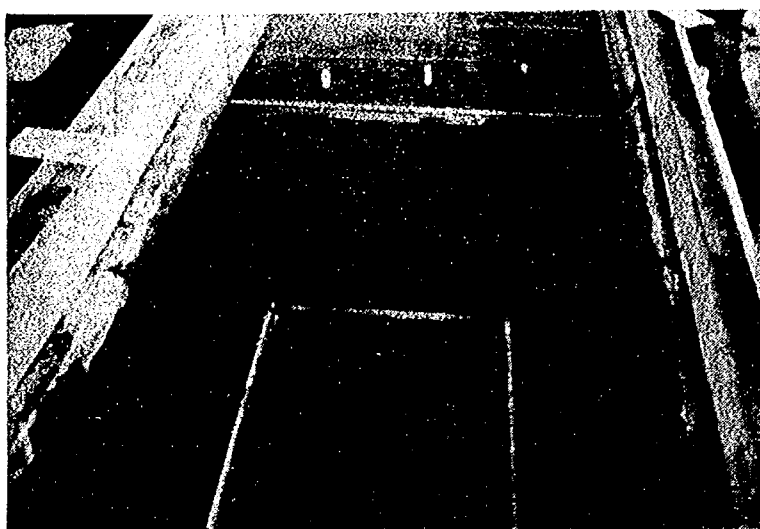
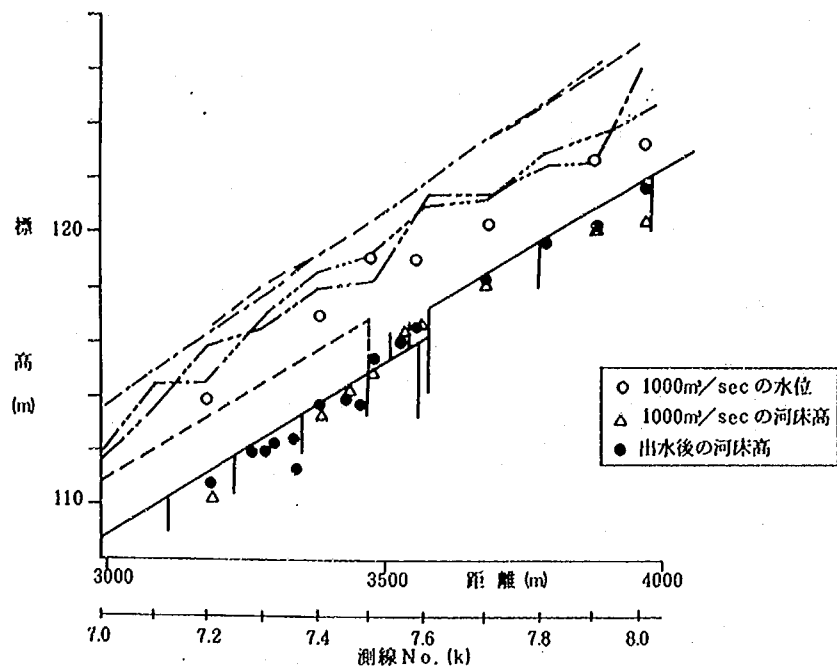
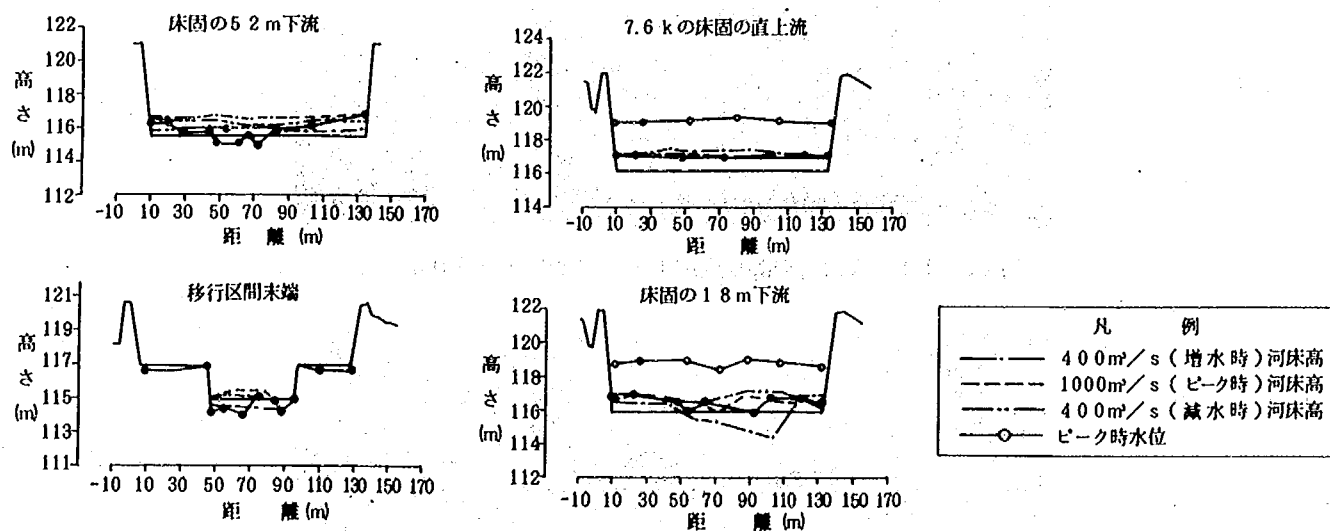


写真-19 移行区間の流況（減水期 200 m³/s）



(1) 水位、河床高の縦断変化



(2) 水位、河床高の横断変化

図-24 単断面から複断面への移行区間における河床変動

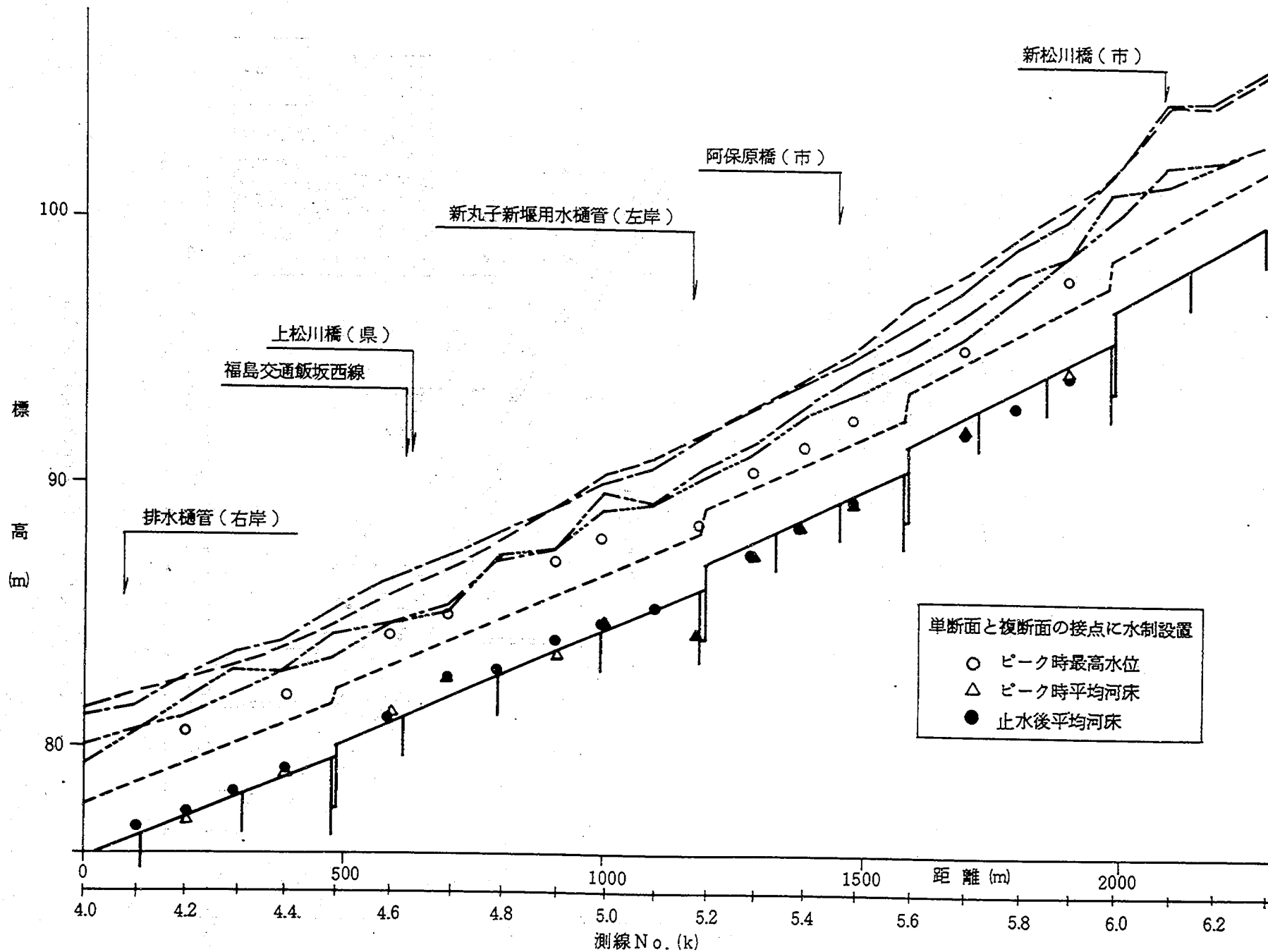


図-25 河床高縦断面 (時間的变化)



写真-20 5.2 k より下流の低水路内の土砂堆積状況

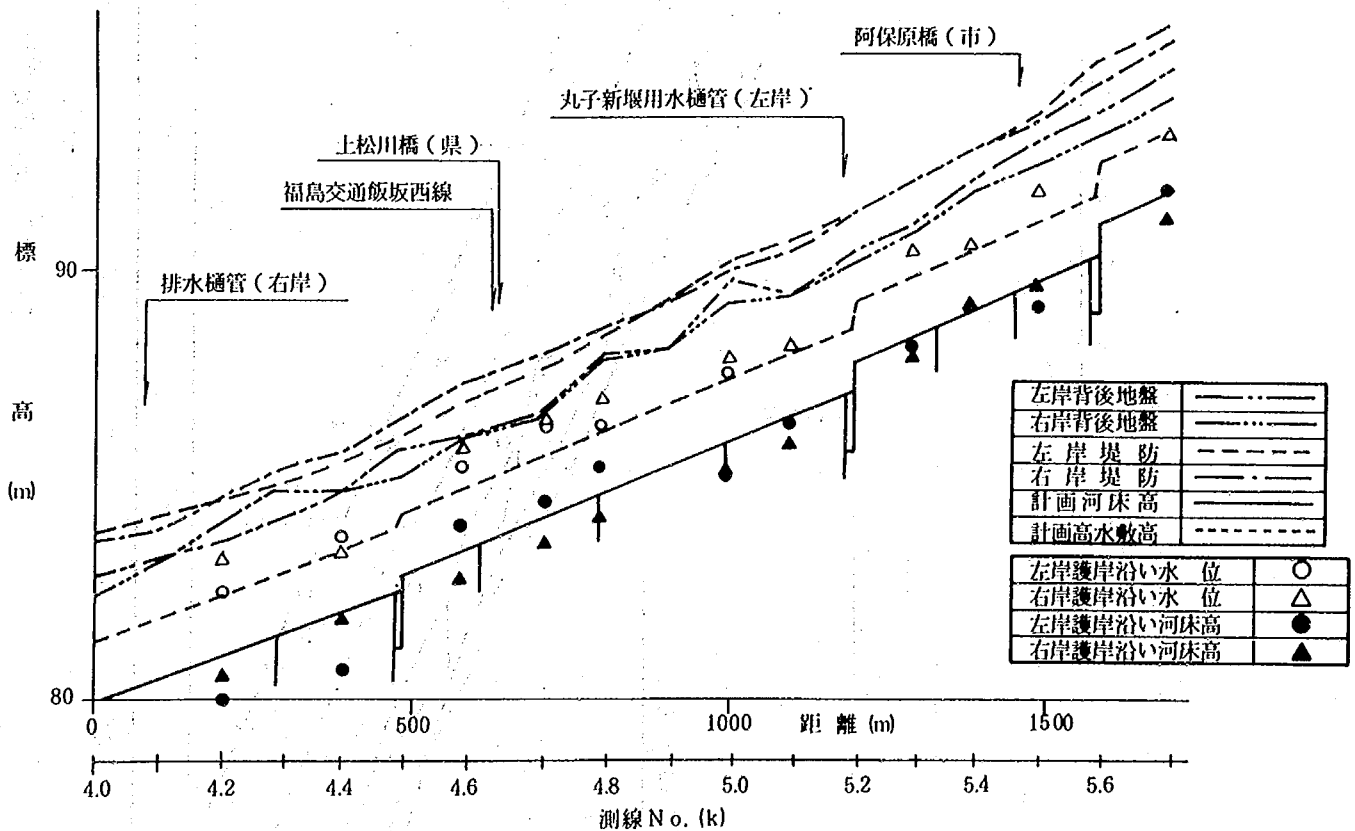
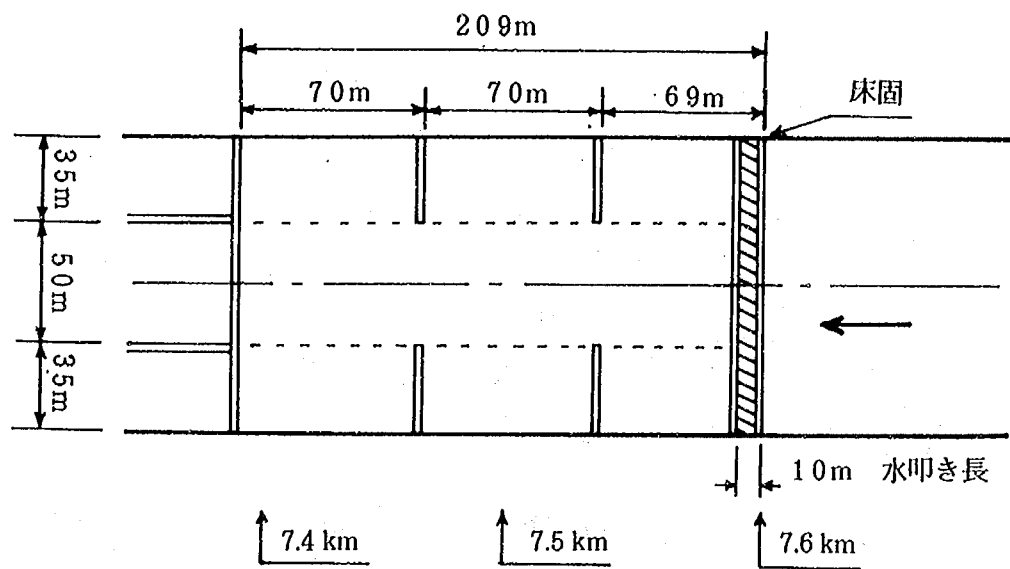
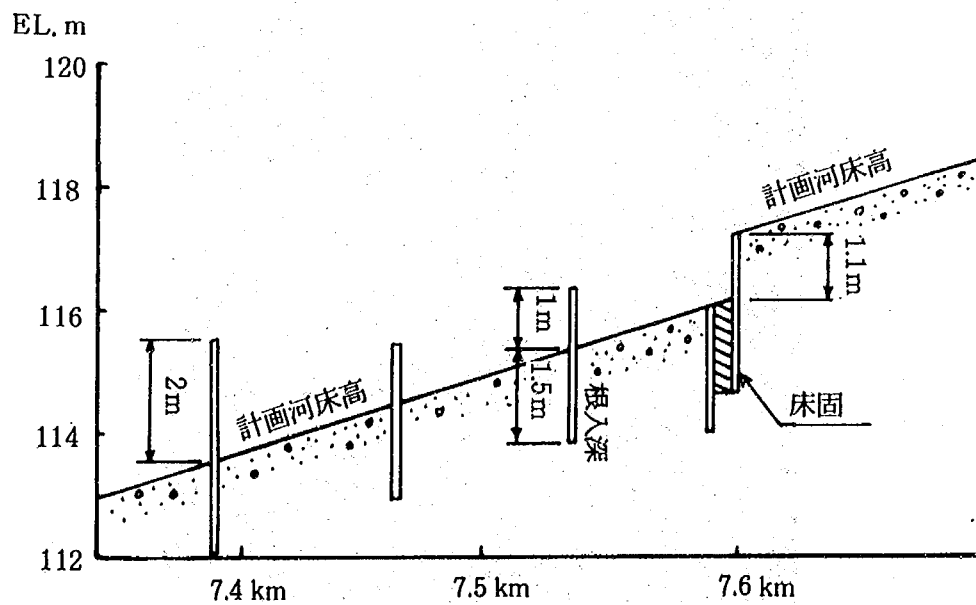


図-26 5.2 k より下流の水位・河床高の変化



(1) 平面図



(2) 縦断図

図-27 移行区間の形状



写真-21 移行区間 200mの場合の流況
(ピーク時 $1000\text{m}^3/\text{s}$)

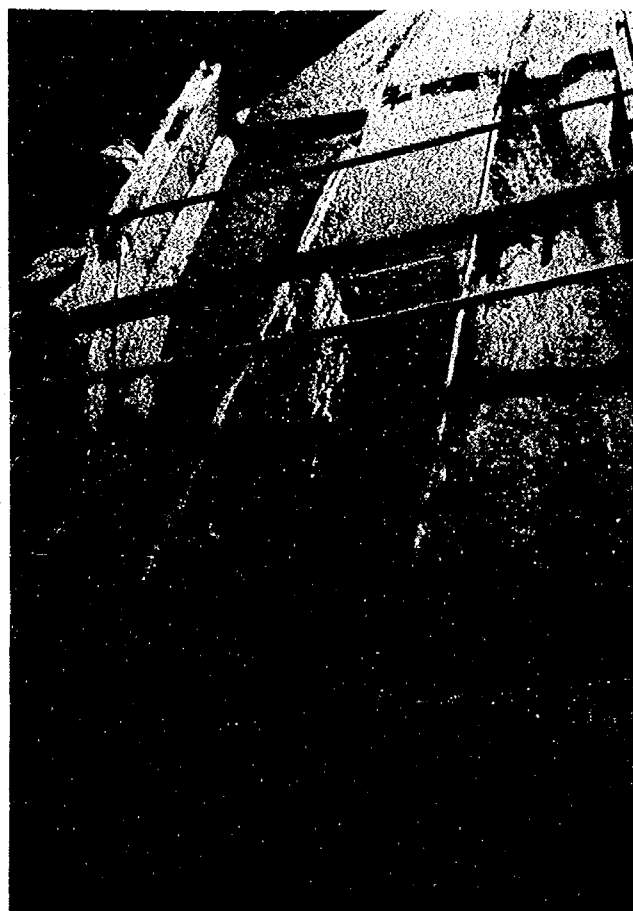


写真-22 移行区間 200mの場合の流況
(止水後)

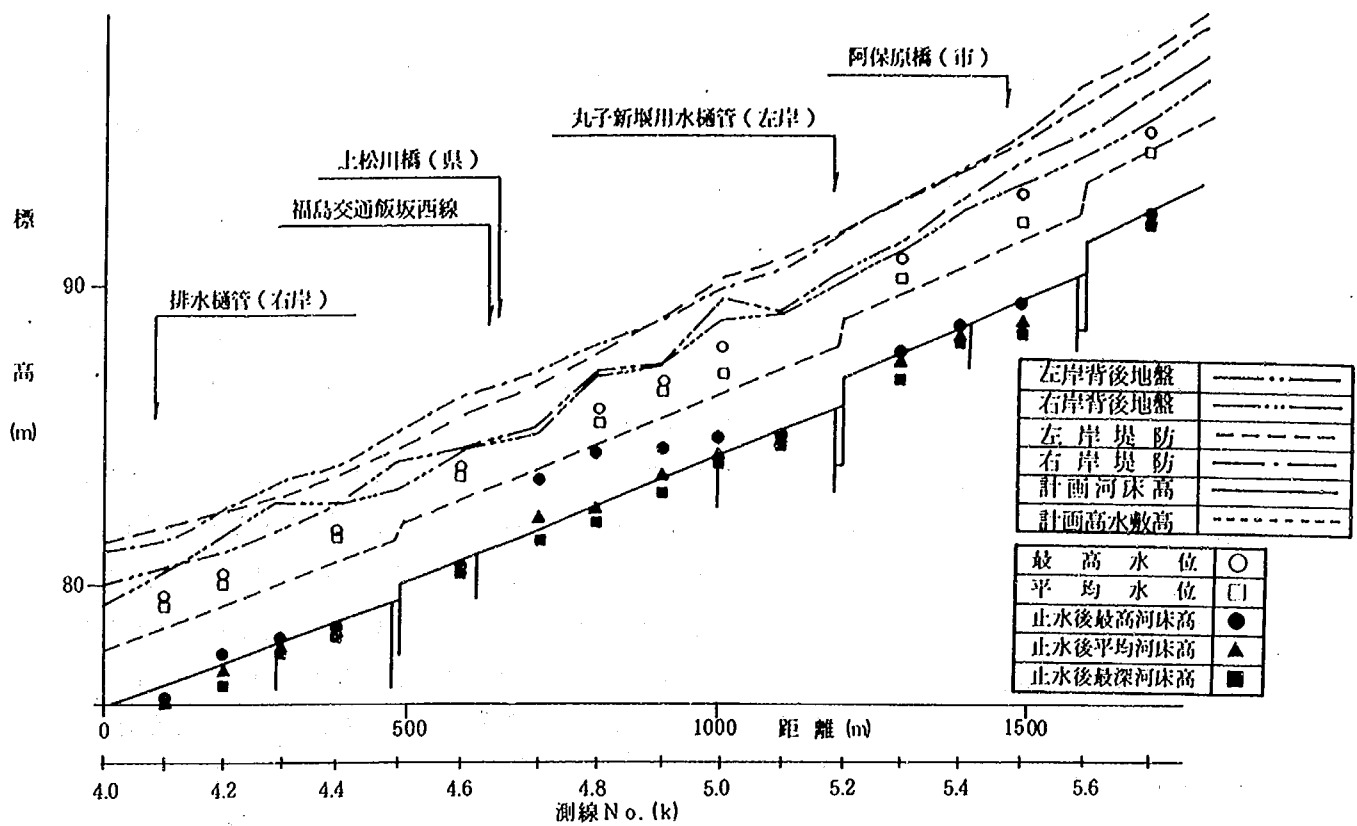


図-28 5.2 kより下流の低水路内での土砂の堆積状況

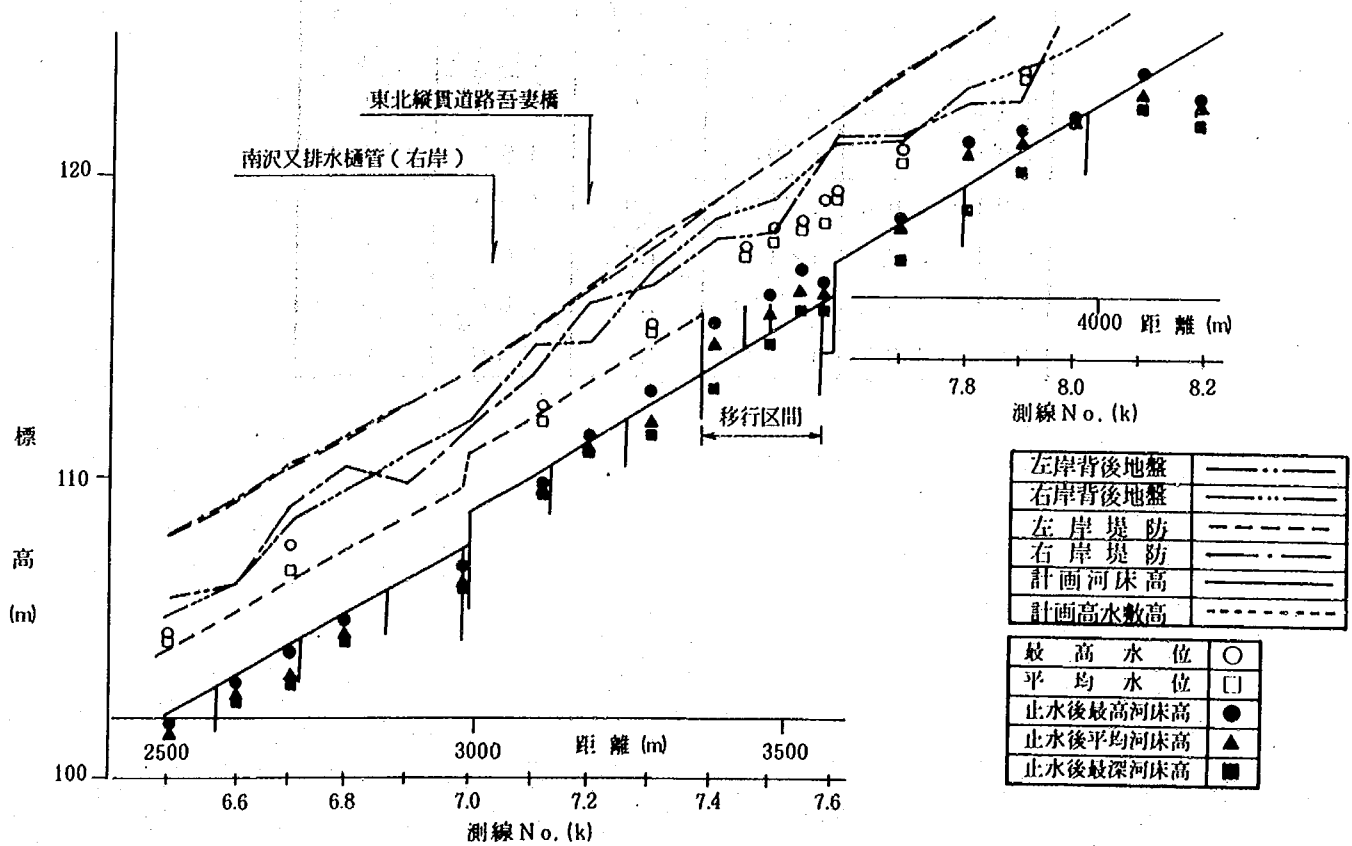


図-29 移行区間内の河床と水位の変化

(4) 帯工間隔と護岸の根入深

床固間に帯工を設置しない場合は、図-30のように床固間で河床の低下が著しいので、床固間に帯工を設置して河床の低下を防ぐ必要がある。単断面の区間に帯工がない場合は、流路工上流部で湾曲する法線の影響を受けて、内湾に砂州が形成され、流況を写真-23に示すように流れは外湾に集中し、蛇行して、複断面の区間に流入する。200m間隔に帯工を設置した場合の流況を写真-24に示す。帯工を設置すると写真-24のように流れは整流されて、複断面への導流も円滑に行われる。

流路工に土砂の供給がある場合は、帯工の無い状態と同様に写真-25のように内湾に砂州が発達し、流れは蛇行する。この現象は8.2kより上流に設置した4基の帯工に高さ1.3m、長さ25mの袖を設置すると写真-26のように解消できる。複断面の区間の帯工間隔を表-11に、縦断計画の修正案を図-31に示す。帯工の間隔は、下流の帯工との重複高が1.5m～2.0mの範囲にあるように設定した。床固間ごとに帯工の重複高が異なるのは、重複高を1.5mとして計画した必要な帯工の基数を床固間で等間隔になるように配置したためである。出水後の平均河床高とピーク流量時の最深河床高を図-32に示す。図-32より計画河床高と出水後の平均河床高の差の最大値は1.0m程度であり、河床の変化は小さく修正案の間隔で特に問題はないと考える。図-32より計画河床高と最大洗掘深の差の最大値は1.5mであり、平均的には1.0m程度である。低水路護岸の根入深は1.5mとするか、1.0mにして根固で補護することになる。

表-11 複断面区間の帯工間隔

区 間	河床勾配	重 複 高 (m)	帯工間隔 (m)	基 数 (基)
7.4k～7.0k	1/80	1.6	125	3
7.0k～6.0k	1/90	1.7	150	6
6.0k～5.6k	1/100	2.0	200	1
5.6k～5.2k	1/110	1.8	200	1
5.2k～4.5k	1/120	1.7	200	3
4.5k～4.0k	1/130	1.5	200	2

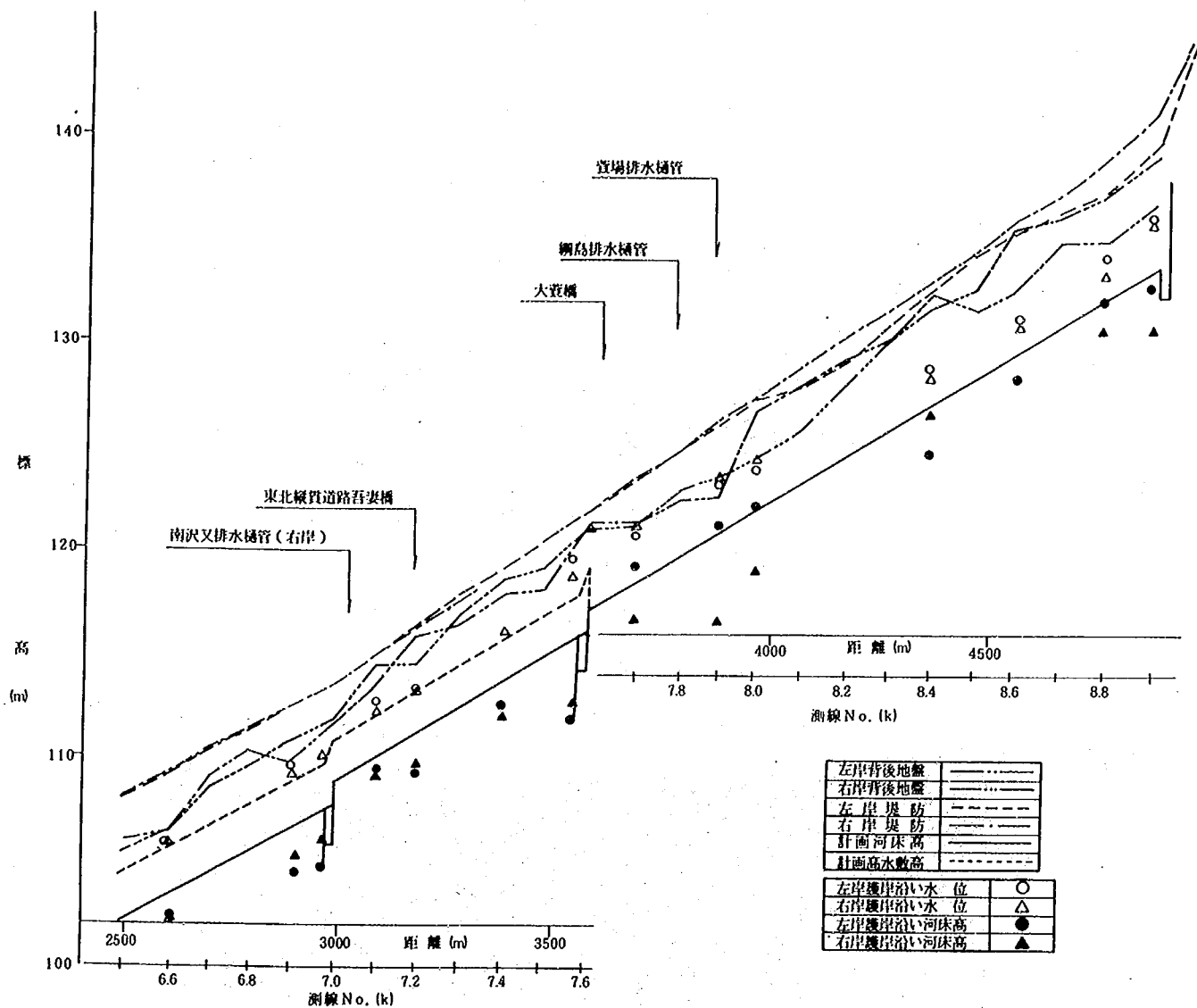


図-30 帯工が無い場合の河床の洗掘状況

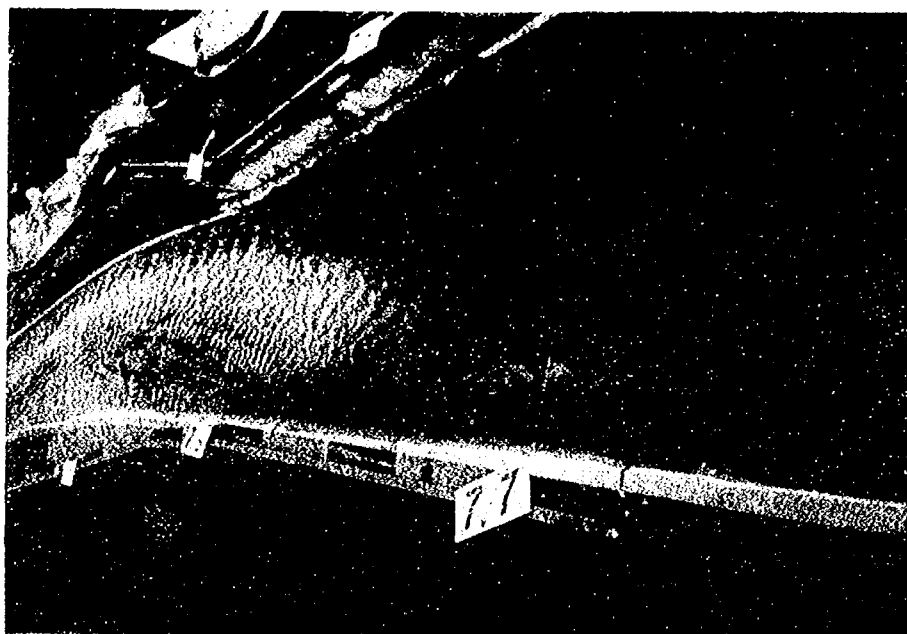


写真-23 単断面区間で帯工のない場合で、蛇行する流れ
(流量 = $1000 \text{ m}^3/\text{s}$)

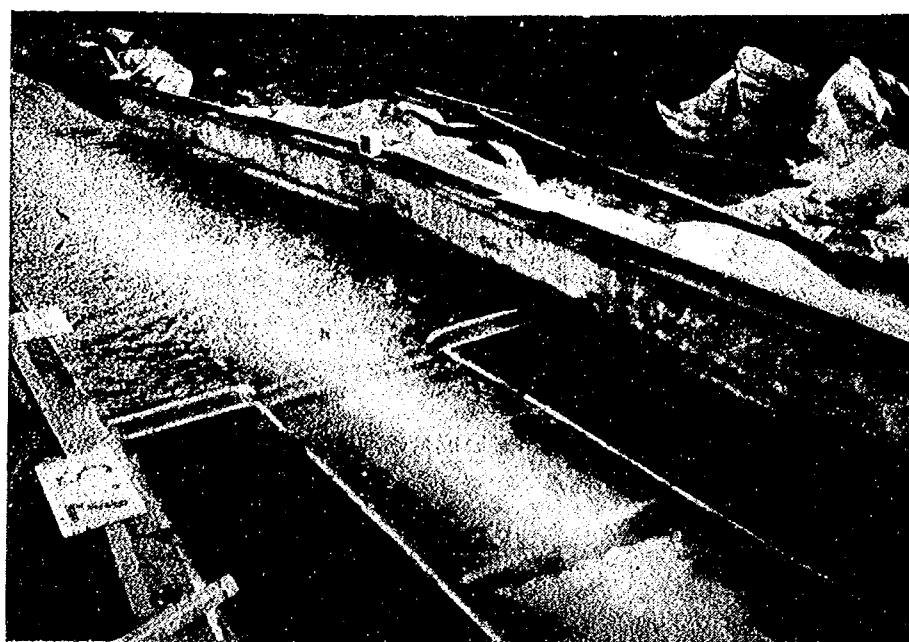


写真-24 帯工を200m間隔に入れた場合で複断面への導流の状況
(流量 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$)



写真-25 土砂の供給がある場合の内湾に砂州の発達する状況

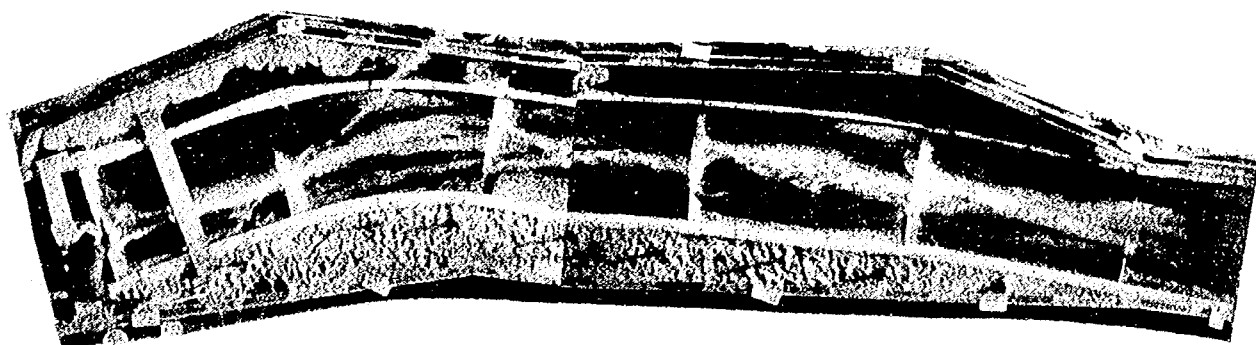


写真-26 帯工に袖をつけた場合流れは整流する

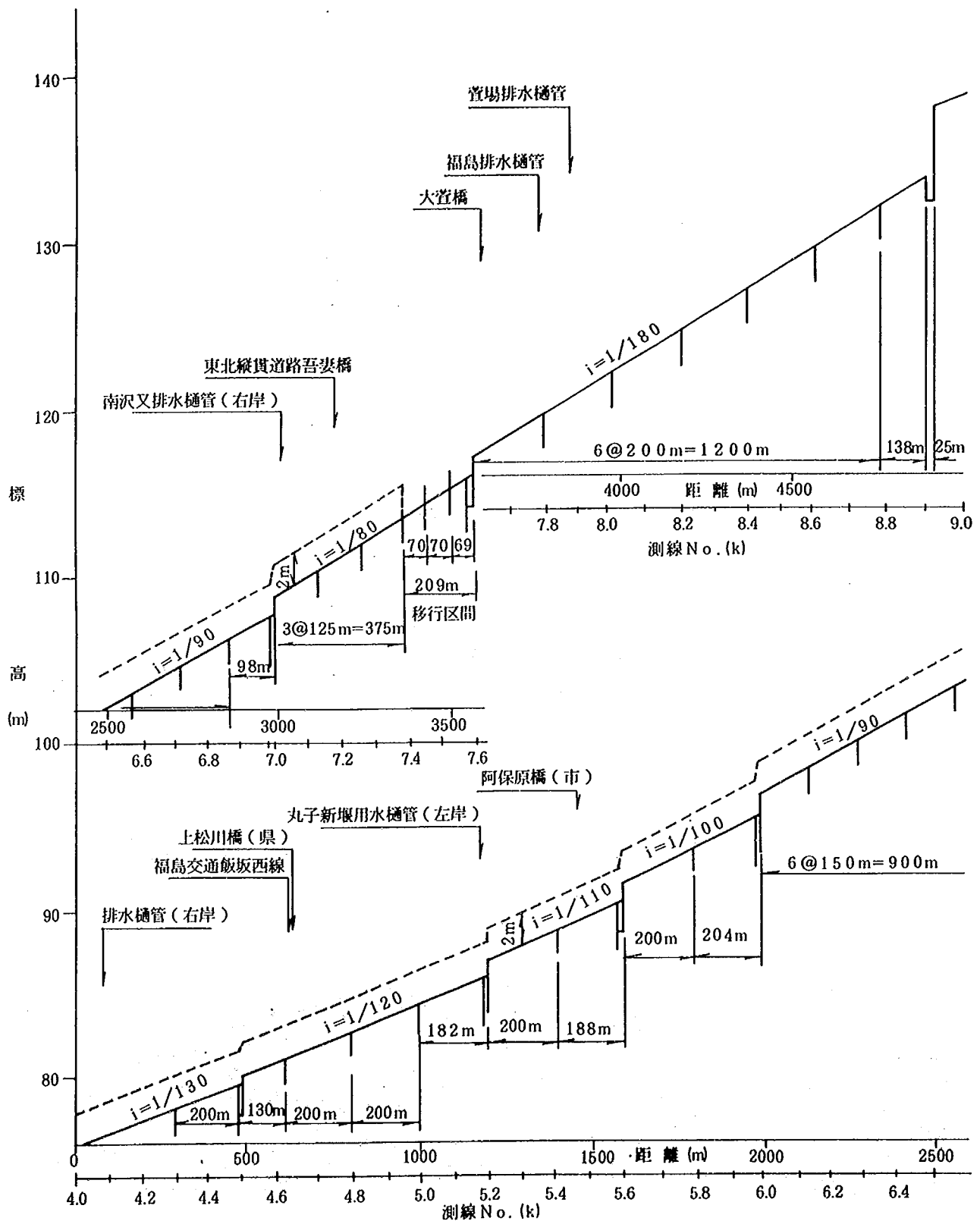


図-31 縦断計画の修正案

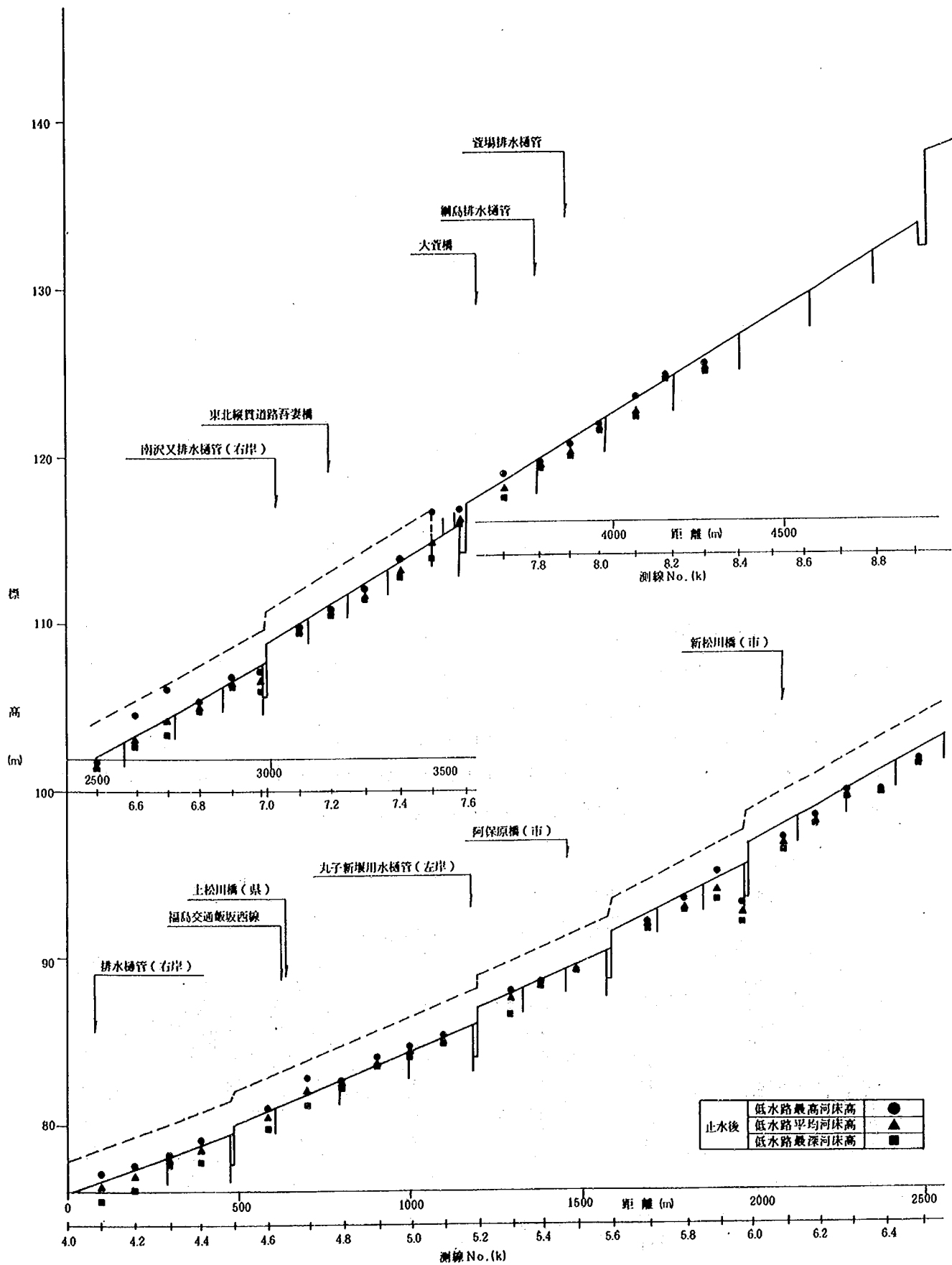


図-3 2 止水後の河床の変化(波形流量, 給砂なし)

(5) 高水敷の局所洗掘

次に示す区間の高水敷は計画河床高より約1 mの洗掘を受ける。6.6 k～6.1 kの左岸は高水護岸法線が不連続であることが原因で洗掘される。6.0 k～5.7 kの洗掘は図-33に示すように低水路の湾曲部で外湾に集中する流れによる。

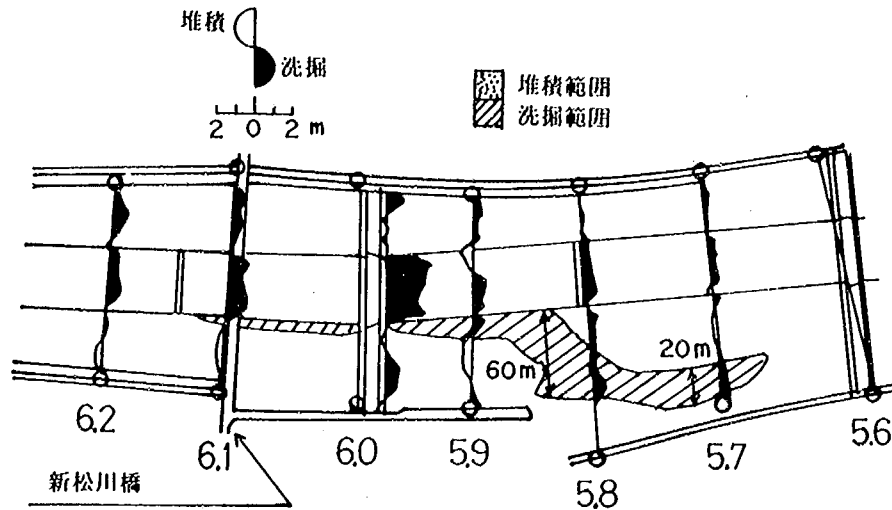


図-33 6.0 k～5.7 kの洗掘範囲

4.9 k～4.6 kの右岸の洗掘は、図-34に示すように湾曲の外湾に流れが集中し、水位が上昇するからである。また、4.6 k～4.5 kの左岸は、高水敷幅の狭いことと上松川橋の橋脚による流れのせき上げが影響している。4.7 kの左岸は高水敷幅が狭いためである。

写真-27のように床固の前庭部に発生する跳水が原因で、その下流の低水路護岸裏では幅5 m～10 m程度の範囲で局所洗掘を受ける。また、7.2 k～7.1 kの左右岸の低水路護岸裏の局所洗掘は東北自動車の橋脚に当る流れの乱れが影響している。図-35に高水敷の洗掘状況を、写真28～30に流況を示す。

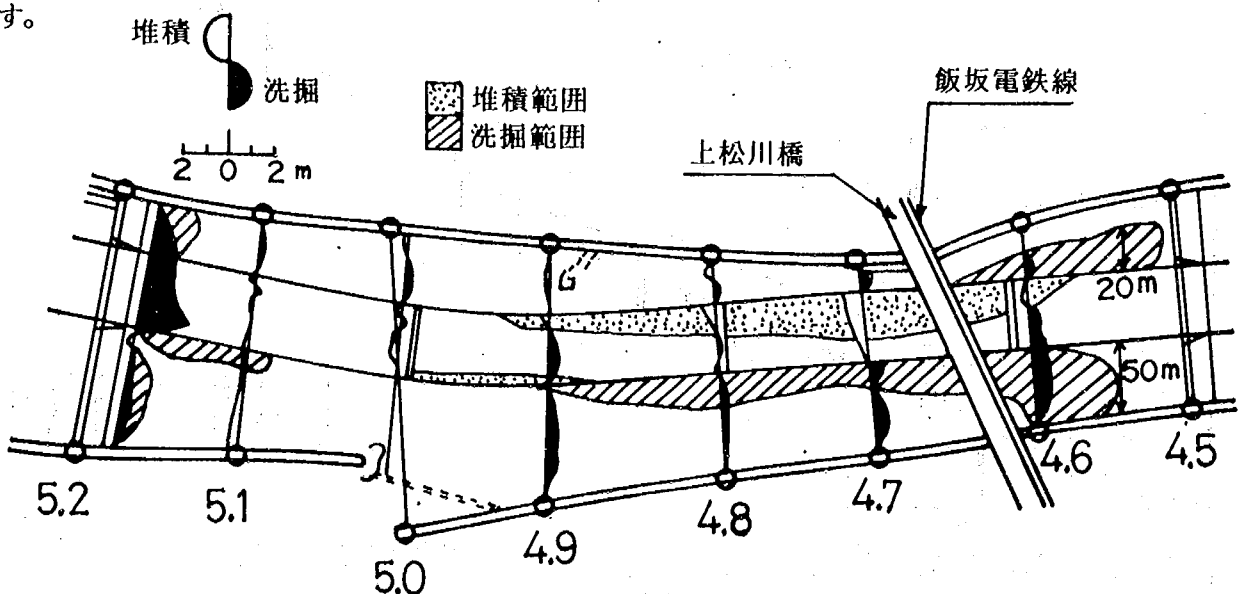
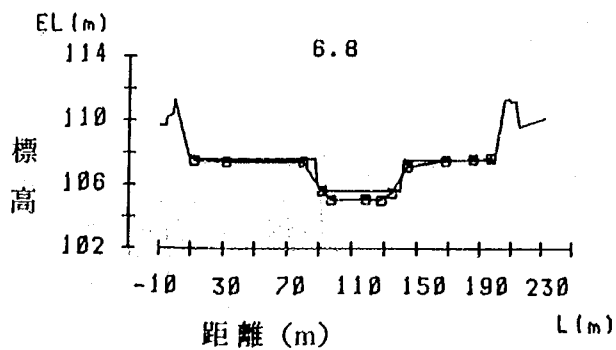
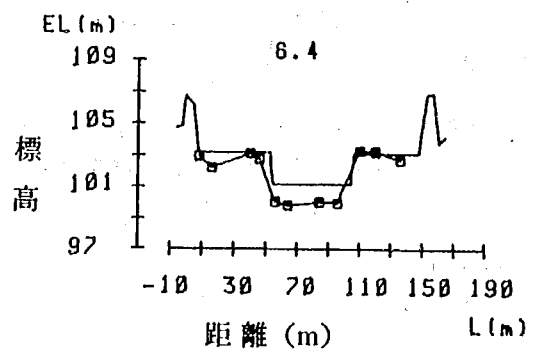
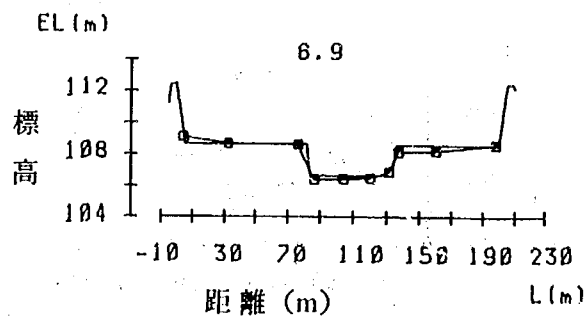
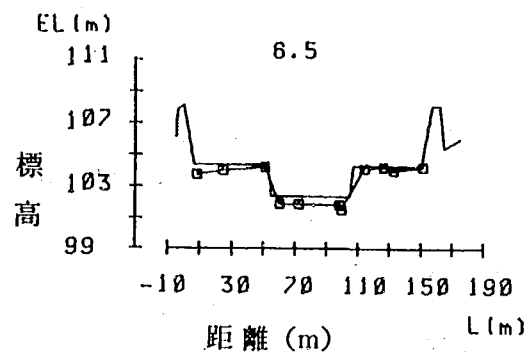
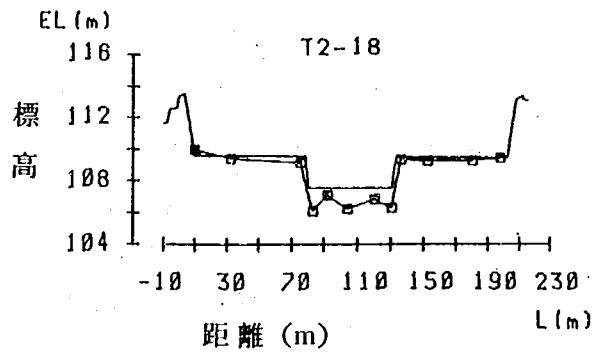
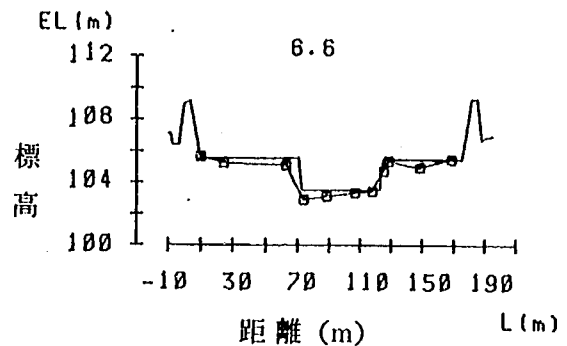
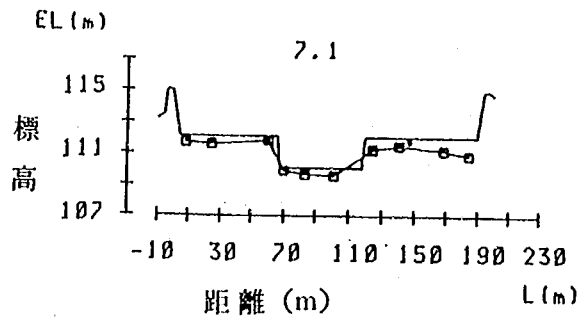
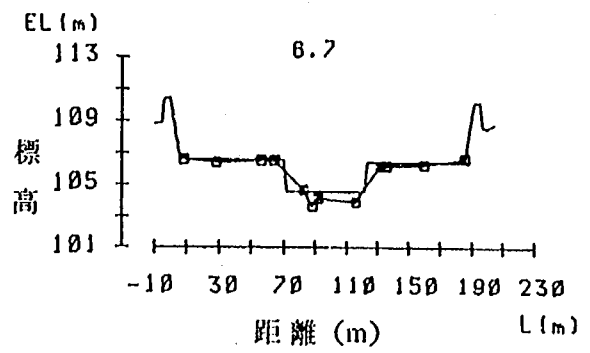
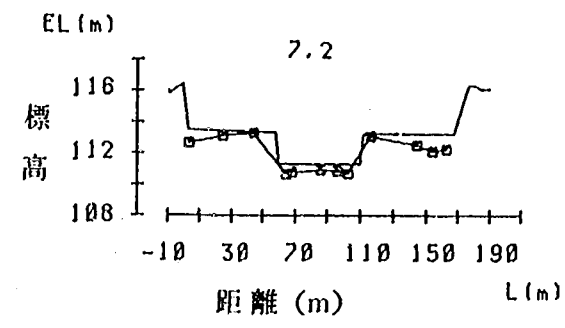
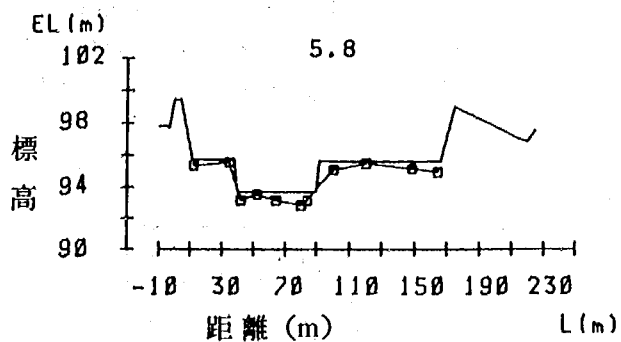
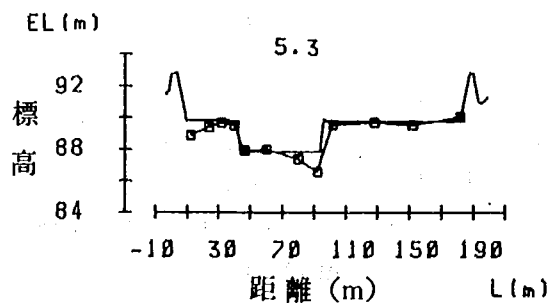
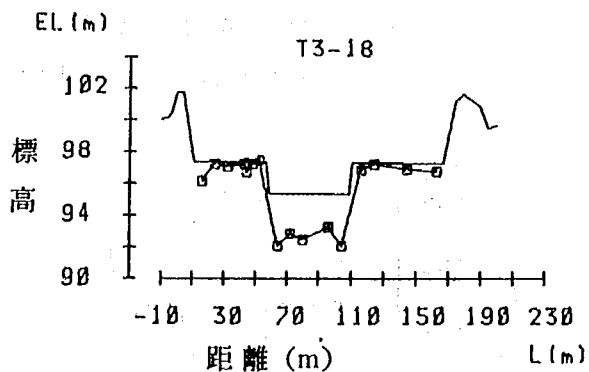
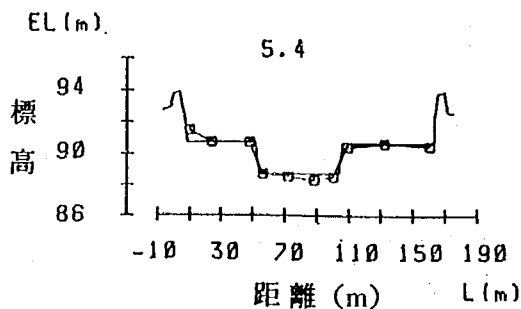
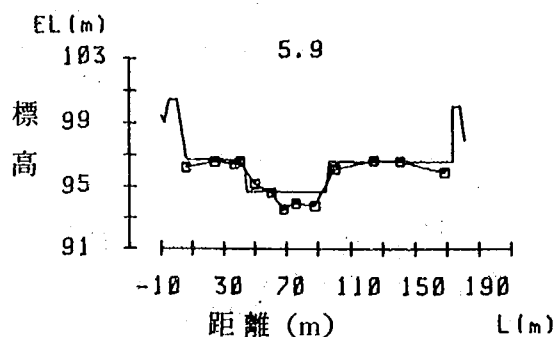
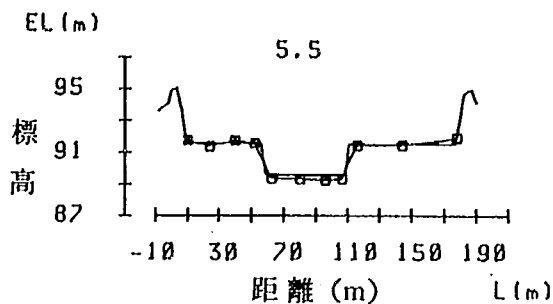
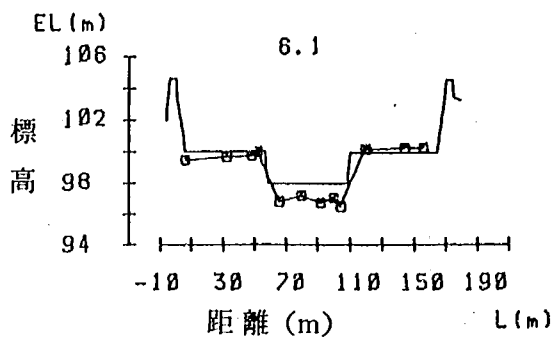
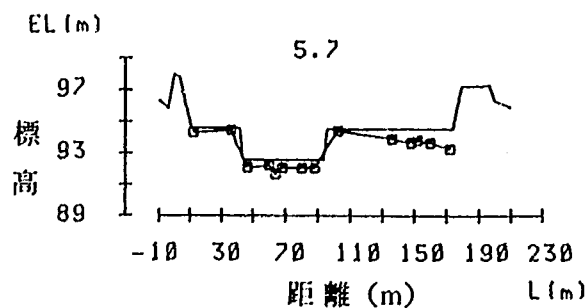
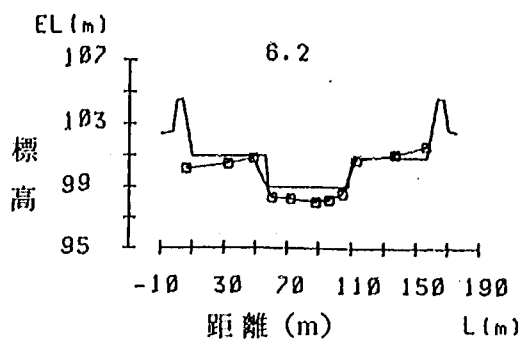


図-34 4.9 k～4.6 kの洗掘範囲



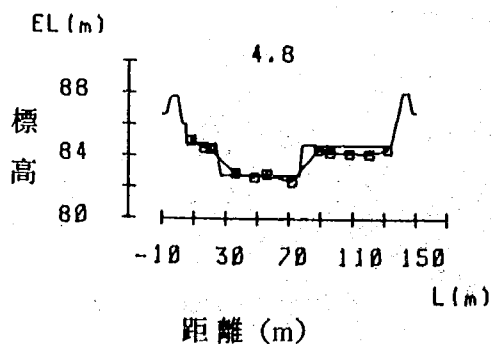
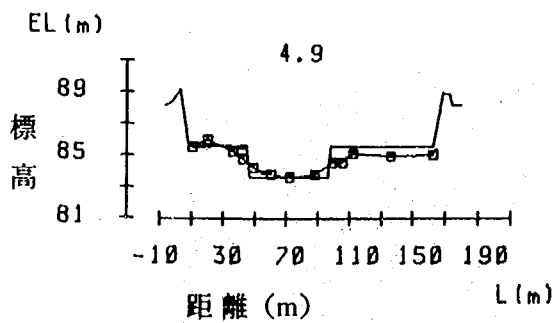
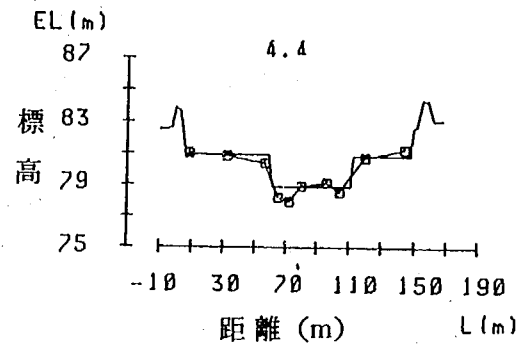
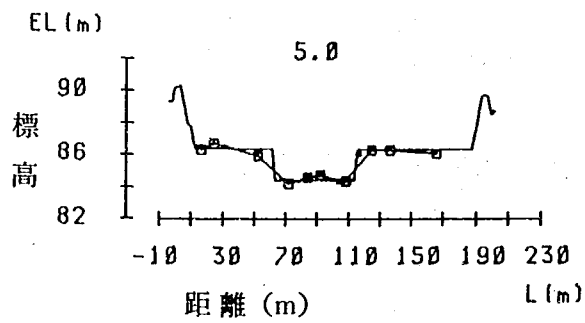
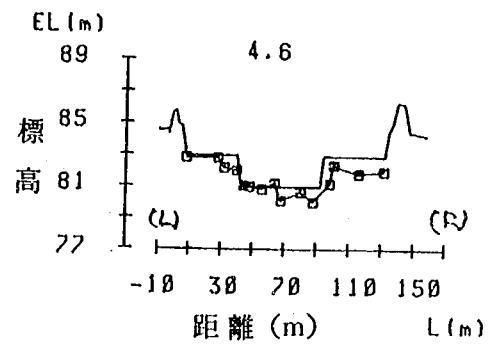
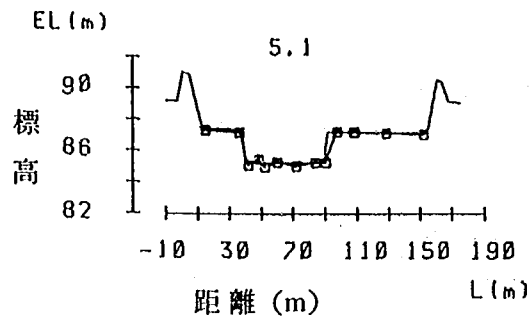
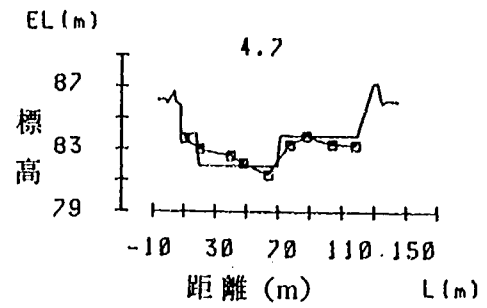
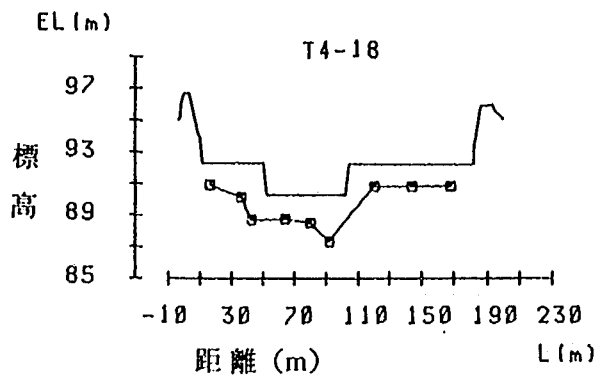
河床高 —□—

図-3 5(1) 止水後における河床変化



河床高 —□—

図-3 5(2) 止水後における河床変化



河床高 —□—

図-3 5(3) 止水後における河床変化

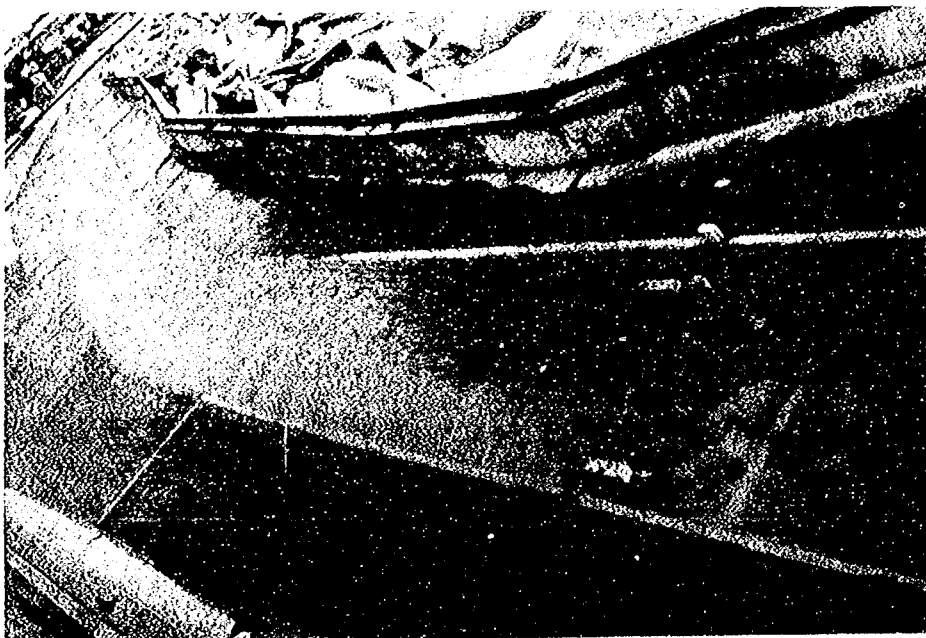


写真-27 ピーク流量時における4.9 k～4.5 kの河道内の流況

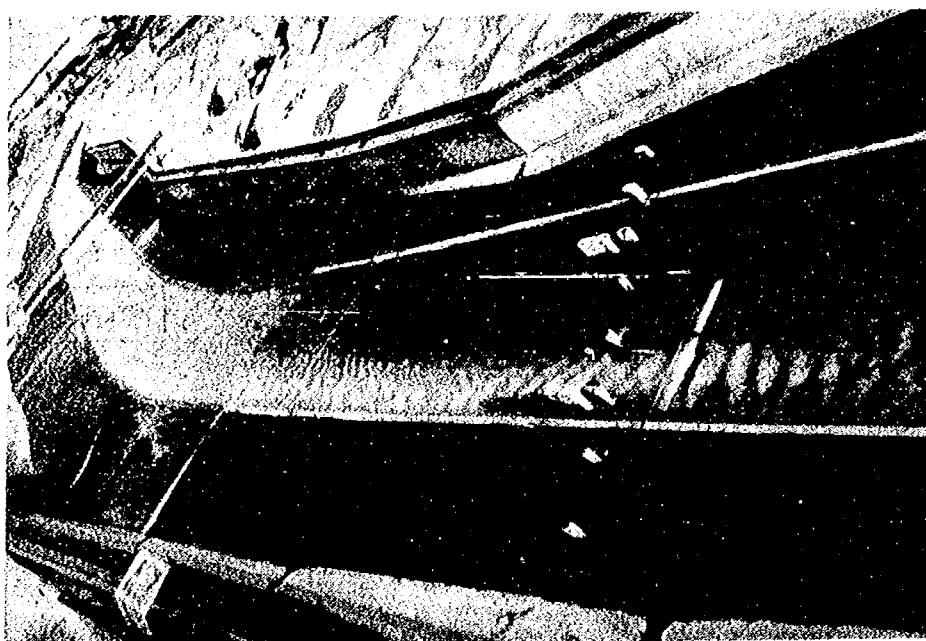
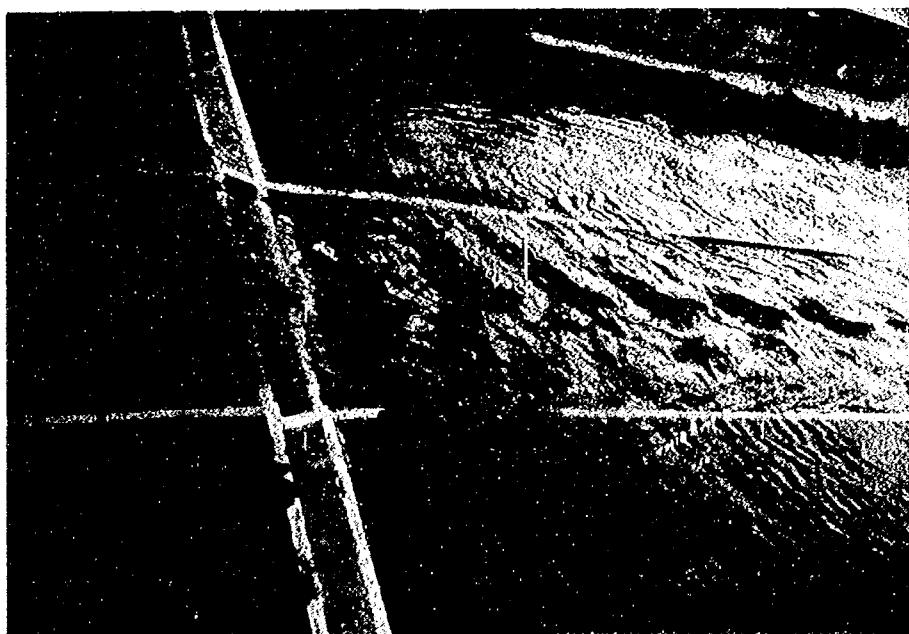


写真-28 止水後における4.9 k～4.6 kの高水敷の洗掘状況



写真－29 湾曲部の外湾に集中する流れによって洗掘された
高水敷の状況（6.0 k 付近）



写真－30 床固の前庭部に発生する跳水の乱れで護岸裏は局所洗掘される。

(6) 床固・帯工の前庭部における局所洗掘

床固・帯工の前庭部の局所洗掘は図-36や写真-31に示すように6.5k~6.0kの区間で特に大きい。これは、河道幅の広い7.0k~6.5k区間の高水護岸の法線が6.5k~6.0kの低水路に流れを集めやすい形に施工されているためと考えられる。5.6kより下流に位置する横工の前庭部の局所洗掘深は2m以下であるが、5.6kより上流に位置する横工の前庭部の局所洗掘深は2m~4mであり、洗掘深に対応できるように基礎の根入れを深くするか、長さ10m程度の護床工によって基礎部を保護する対応が必要である。

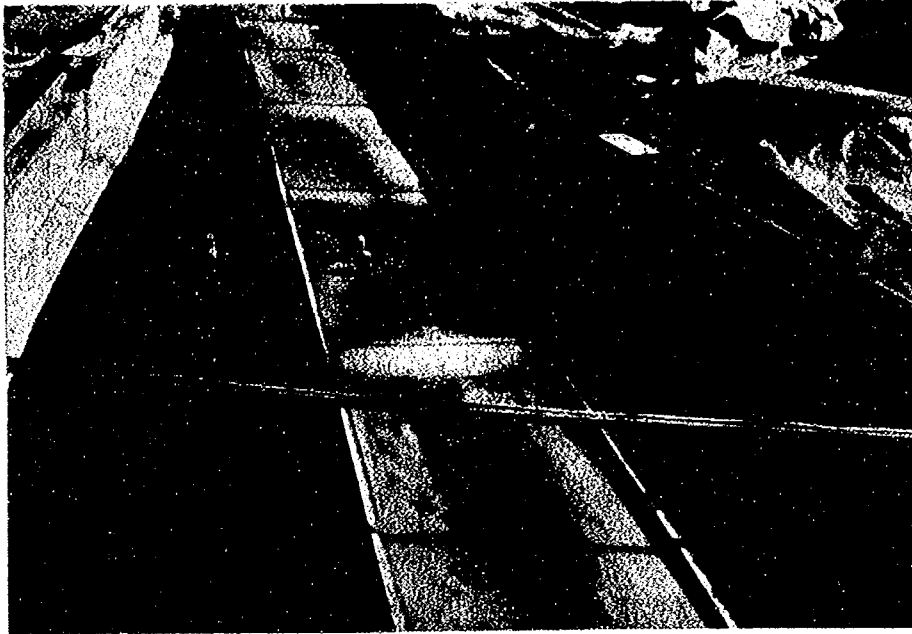


写真-31 床固・帯工の前庭部の局所洗掘

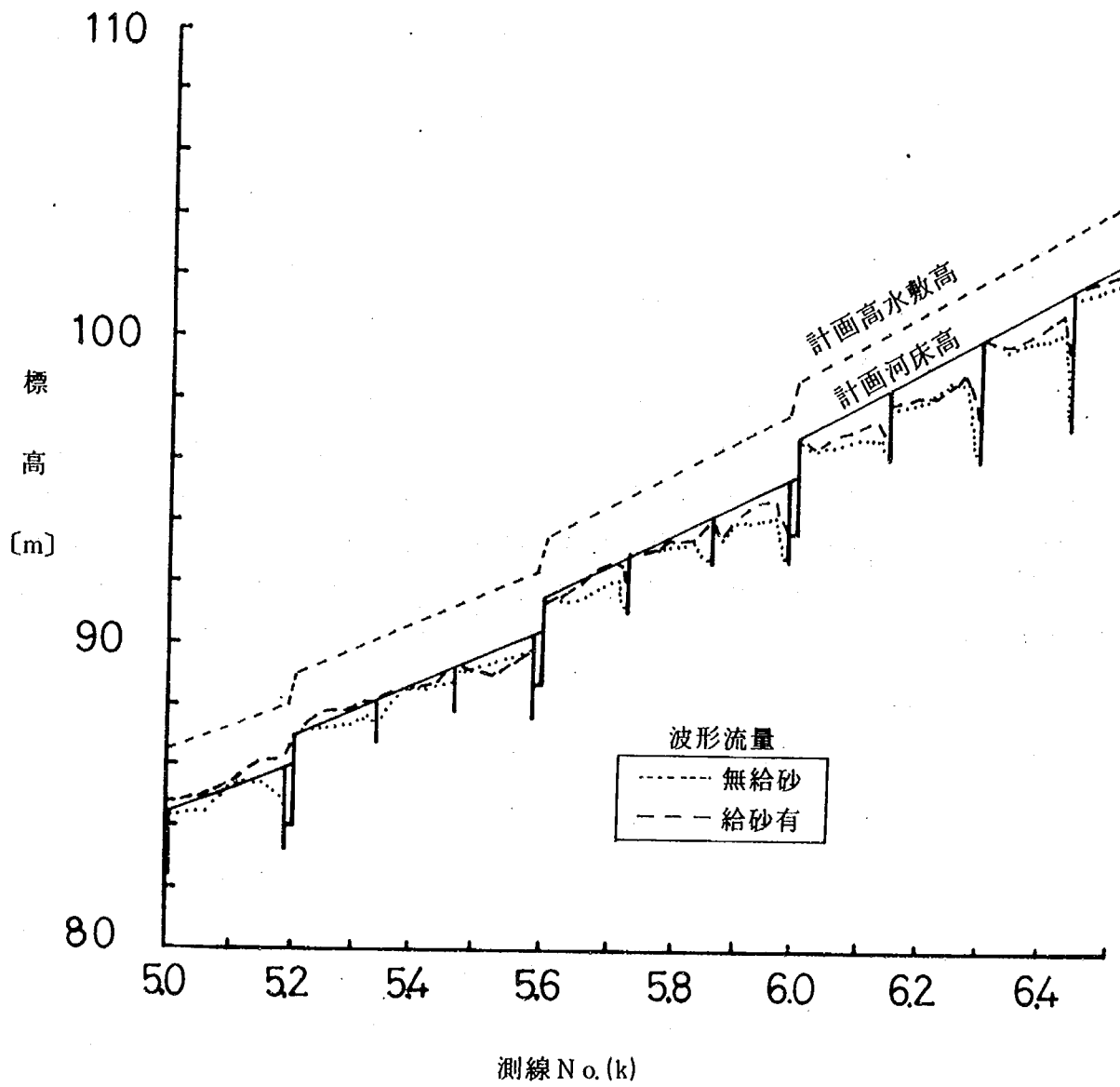


図-36 床固、帯工の前庭部の局所洗掘

5. 流路工計画への提言

実験で得られた平面計画図、縦断計画図、断面計画図を図-37、図-31、図-38とに示す。上流からの土砂の供給があると5.2 K~4.6 K間の低水路内の土砂堆積は避けられないので、単断面と複断面との間に移行区間を設ける方がよい。移行区間を設けない場合は、上流からの流砂が少なくなるのを待って、5.2 Kより下流を複断面にするか、複断面の工事を急ぐ必要がある場合には、低水路内に堆積する土砂は除石するなどの対応が必要になる。土砂の堆積しやすい区間に拡幅部を設けると拡幅部に土砂が堆積する間は、下流への土砂流出が無いので、下流の河床が低下する問題がある。除石を行う場合には、除石を行うための搬入路などを準備する必要がある。移行区間に水制を設置すると、単断面から低水路へ流水を円滑に導びくことができる。床固の袖で流れを低水路に導びく案は、袖で流水がせき上げられて水位が上昇する。袖周辺及び前庭部の局所洗掘が大きい等の問題があり得策とはいえない。土砂を広く、薄く分散して堆積させ、水位を背後地盤高より上昇させないことを考えると、移行区間の長さは200 mがよい。流路が400 m/secより大きくなると河道幅の全面に流水が存在するようになる。高水敷が局所洗掘を受ける区間は河道掘削を行う際に発生する大礫を利用して高水敷を造成する案が考えられる。低水路内に位置する上松川橋の右岸の橋脚は流れをせき上げて低水路護岸裏の局所洗掘を大きくするので、橋脚が高水敷の上に位置するように部分的に法線を修正するか、局所洗掘を受けないように護岸の裏を保護するなどの対応が必要である。

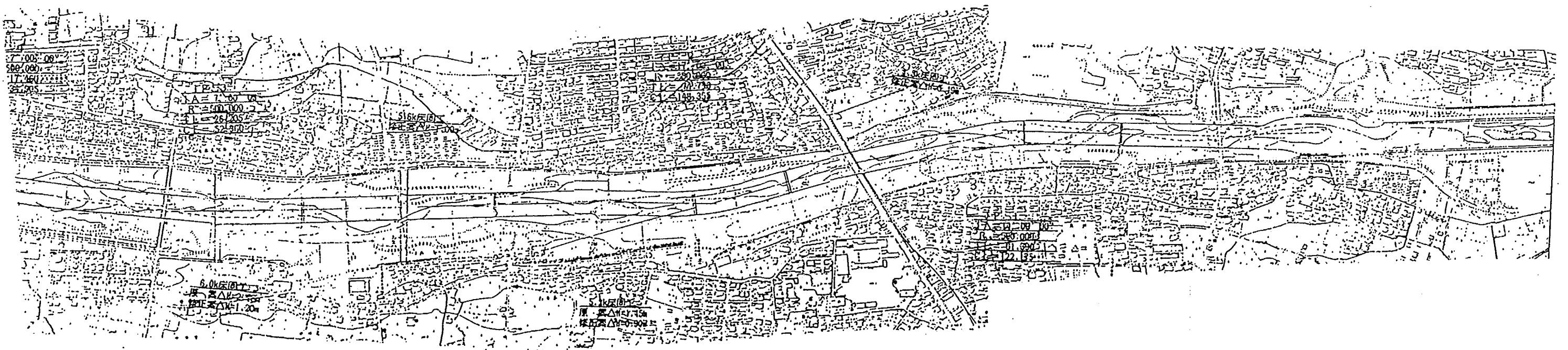
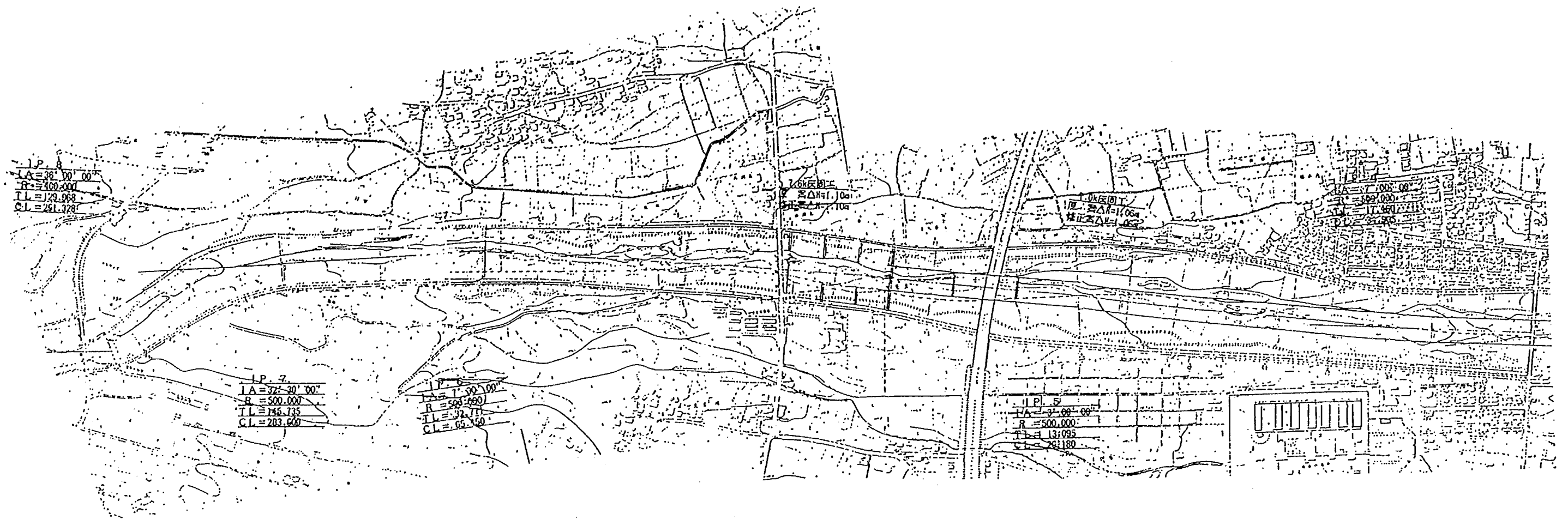
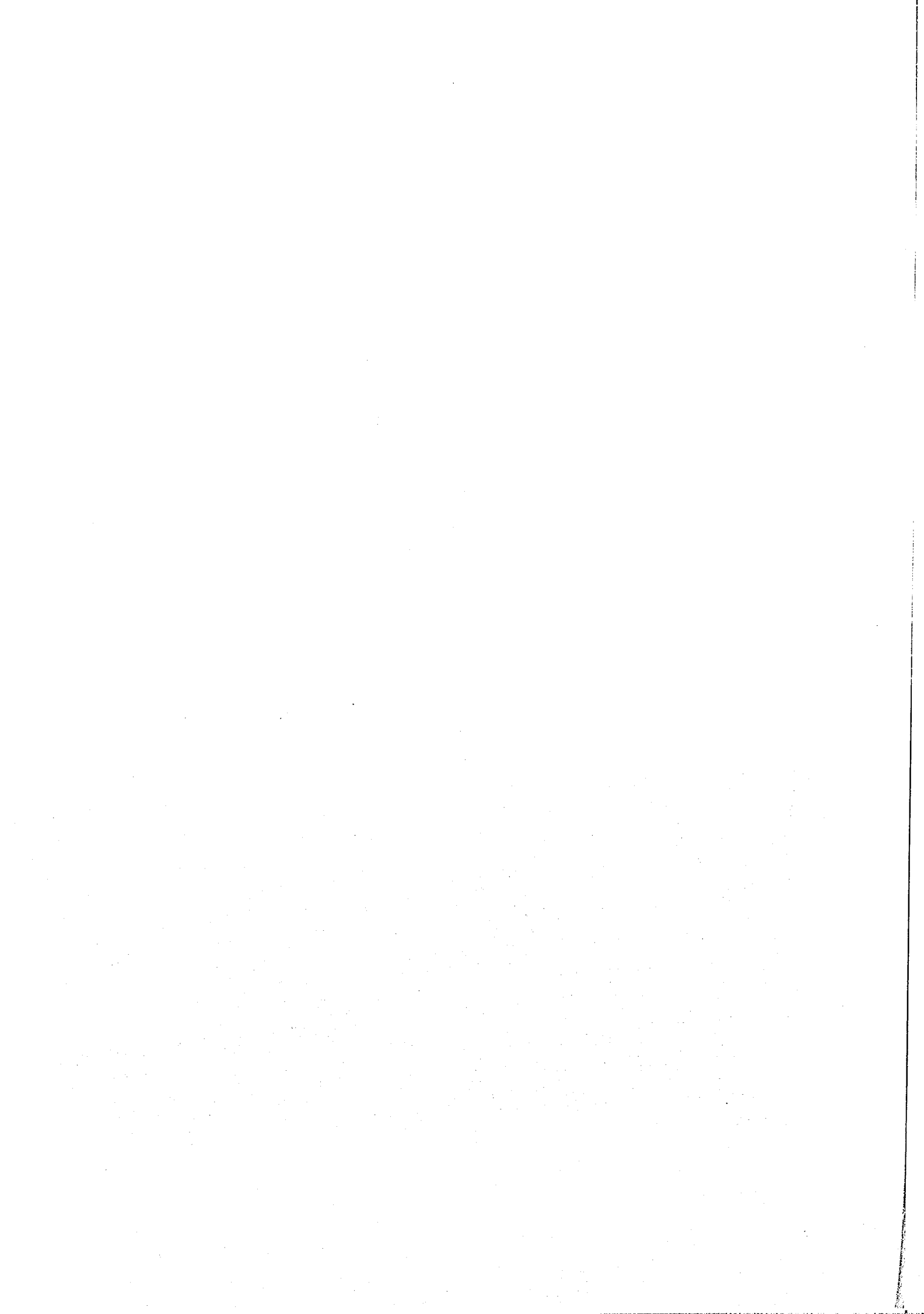


図-37 平面計画面



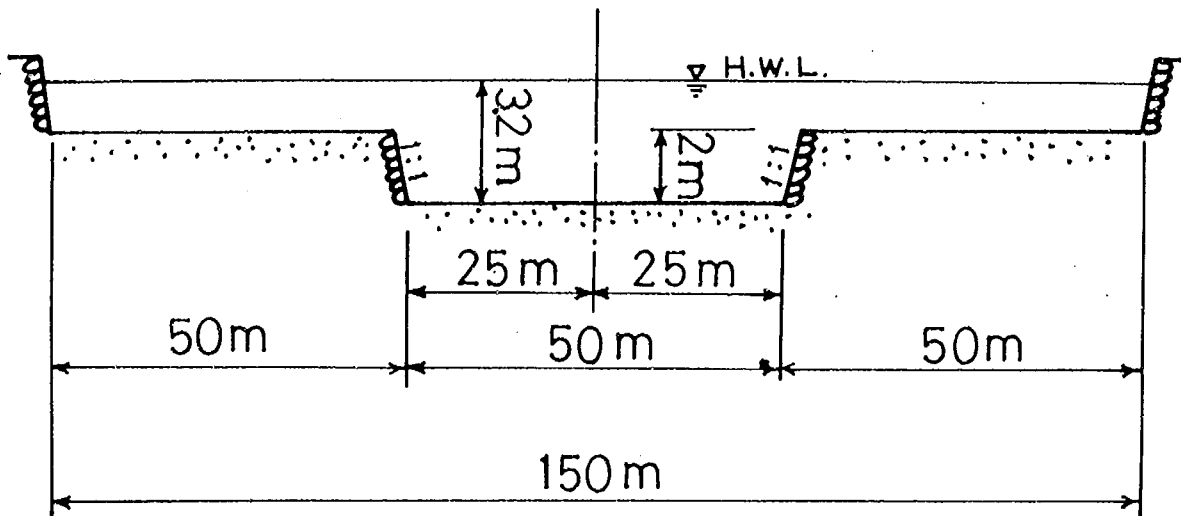


图-38 标准断面图 ($i=1/105$, $B=150$)

参 考 文 献

- (1) 芦田、高橋、水山；流路工に関する水理学的研究、新砂防 97、昭和50年11月
- (2) 東北地方建設局 福島工事事務所；昭和61年度 阿武隈川水系右支川松川
松川河床変動測量、昭和62年4月
- (3) 阿部、渡辺、泉、池谷；単列砂礫堆形式領域における横工の効果、新砂防、昭和56年9月

配布先住所

土木研究所資料第2605号

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印