

土 木 研 究 所 資 料

猪 名 川 河 道 水 理 模 型 実 験 報 告 書

昭和60年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
総 合 治 水 研 究 室

Copyright © 1985 by P. W. R. I.

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

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

猪名川河道水理模型実験報告書

総合治水研究室 山本晃一
桐生祝男
末次忠司

要 旨

猪名川の河道計画のために、高水敷利用を考慮した妥当な低水路法線・幅の決定と、計画分流比(猪名川：藻川 = 6 : 7)とする分派点構造の検討、また暫定河道に最適な平面形状の検討を水理模型実験によって行ってきた。その結果、低水路幅 $B = 90\text{m}$ (7.0k地点) の修正1河道が妥当であり、また背割堤を使った分派点構造でほぼ計画分流比を満足するなどの答を得た。本報告書はこれらの検討結果を整理してとりまとめたものである。

キーワード：猪名川、河道計画、高水敷利用、河川環境整備、
分流計画、河道暫定計画、出し水制、背割堤

はじめに

猪名川は、近畿圏を代表する一級水系淀川に属し、淀川右岸一津屋地先より分派する神崎川に合流する一次支川である。近年の流域における都市化、宅地化に対する治水安全度の向上のために、また河川堤外地の有効利用や親水機能の向上を図る目的から、高水敷の造成を伴った河道改修が計画されている。

こうした高水敷の造成による複断面河道の計画に対して、土木研究所では、河川環境整備も考慮に入れた低水路法線形状と、猪名川 5.4 k 地点より分派する藻川と本川猪名川との分流状況を改善するための、分派点構造を水理模型実験により検討してきた。

実験は、自然に保たれてきた現況の川幅を計画の低水路幅に狭める河道計画に対し、現況の河道特性を把握し、将来河道が維持しうるかを重点として検討した。

本報告書は、昭和 56～59 年度までに行ったこれ等の検討結果について報告するものである。

目 次

はじめに

第1章 猪名川の概要	1
1.1 流域特性	1
1.2 河道特性	3
1.2.1 洪水後に見る猪名川の河道特性	3
1.2.2 河道特性量の評価	9
1.3 治水事業の沿革	14
1.4 猪名川における総合治水対策	15
1.4.1 土地利用の変遷	16
1.4.2 人口の推移	17
1.4.3 流出量の変化	18
1.4.4 流域整備計画	18
第2章 水理模型実験の概要	19
2.1 実験の目的と実験に至るまでの経緯	19
2.1.1 実験の目的	19
2.1.2 実験に至るまでの経緯	19
2.2 模型の相似律	26
2.2.1 流れの相似性	26
2.2.2 移動床の相似律	28
2.2.3 模型縮尺の決定	29
2.3 実験条件の検討	29
2.3.1 模型施設の概要	29
2.3.2 河道内構造物の設置	30
2.3.3 測定装置及び測定手法	30
2.3.4 実験条件の設定	32
第3章 実験結果とその考察	39
3.1 相似性と現況河道の河道特性	39
3.1.1 相似性の検証	39
3.1.2 現況河道の河道特性	46
3.2 低水路法線形状の検討	49
3.2.1 実験区間の河道特性	49

3.2.2	実験結果	54
3.2.3	修正1河道の検討	70
3.2.4	計画河道の決定	77
3.3	背割堤による分流実験	77
3.3.1	背割堤が無い場合の分流状況	77
3.3.2	背割堤が有る場合の分流状況	79
3.3.3	分派点構造の決定	80
3.3.4	新猪名川橋の分流比への影響	85
3.4	暫定河道の検討	87
3.4.1	暫定河道実験の目的と実験条件	87
3.4.2	実験結果	91
第4章	結 論	107
4.1	現状の河道特性の検証	107
4.2	低水路法線、幅の決定	107
4.3	分派点構造物による分流調節	108
4.4	暫定河道	108
4.5	新猪名川橋による影響	109
おわりに		110
参考文献		111
参考資料	河床変動と河道の維持・管理について	112

図・表 目 次

第 1 章 表— 1.1	流域の概要	3
1.2	猪名川基本高水のピーク流量、計画高水流量	14
1.3	流出量の変化	18
図— 1.1	猪名川流域図	2
1.2	洪水後の河道状況	4
1.3	河道計画法線平面図および横断図	9
1.4	水位、河床高縦断図	11
1.5	低水路幅縦断変化図	11
1.6	川幅水深比縦断変化図	12
1.7	摩擦速度縦断変化図	12
1.8	無次元掃流力縦断変化図	13
1.9	河床材料縦断変化図	13
1.10	工事実施基本計画流量配分図の変遷	15
1.11	猪名川流域の人口、土地利用の変遷	16
1.12	土地利用の変遷	17
1.13	流域別人口の伸び	17
1.14	流域分担計画	18
写真— 1.1	猪名川 7.8 k の状況	6
1.2	“ 5.4 k “	7
1.3	“ 5.2 k “	7
1.4	“ 3.4 k “	8
1.5	藻 川 4.5 k “	8
1.6	“ 4.0 k “	9
第 2 章 表— 2.1	流量配分	21
2.2	A 案実験種類	23
2.3	B 案 “	23
2.4	C 案 “	24
2.5	実験ケース一覧表	33
図— 2.1	猪名川・藻川計画平面図 (S 24 改訂)	20
2.2	模型範囲と法線形状案	21
2.3	A 案法線平面図	22

2.4	B案法線平面図	22
2.5	C案法線平面図	22
2.6	模型施設平面図	29
2.7	実験砂粒度分布図	30
2.8	河道内構造物位置図	31
2.9	測定箇所位置図	31
2.10	実験手順フロー図	32
2.11	計画河道法線案	34
2.12	修正断面積と水位の変化	34
2.13	修正河道法線案と断面図	35
2.14	背割堤1案形状図	36
2.15	出し水制案 //	36
2.16	背割堤2案 //	36
2.17	暫定計画流量ハイドロ（現況・暫定河道）	37
2.18	計画流量ハイドロ（計画河道）	38
第3章 図— 3.1	現況河道形状図（検証）	40
3.2	現況河道形状図（S45年撮影の航空写真から）	41
3.3	年最大流量の経年変化（軍行橋地点）	42
3.4 (1)	河道断面図（検証）	43
(2)	// (//)	44
3.5	水位縦断図（検証、No.1）	45
3.6	現況河道形状図（暫定計画ハイドロ通水後、No.2）	47
3.7	水位縦断図（暫定計画ハイドロ通水後、No.2）	48
3.8	猪名川・藻川分流状況図（No.2及び現地観測）	49
3.9	計画河床勾配	50
3.10 (a)	砂礫堆区分図	50
3.10 (b)	相対砂州高 H_s/H_m と川幅水深比 B/H_m の関係	51
3.11	河道別洗掘・堆積状況図（定流実験）	52
3.12	河道別洗掘・堆積状況図（不定流実験）	53
3.13 (1)	河道断面図（計画1河道）	55
{	{	{
(5)	// (//)	59
3.14 (1)	河道断面図（計画2河道）	60
{	{	{

(5) 河道断面図 (計画 2 河道)	64
3.15 水位縦断図 (計画 1 河道、№ 3)	65
3.16 " (" 2 " 、№ 6)	66
3.17 " (" 2 " 、№ 5)	67
3.18 " (" 1 " 、№ 4)	68
3.19 " (" 2 " 、№ 7)	69
3.20 流速及び流況図 (計画 1、2 河道)	71
3.21 洗掘・堆積状況図 (修正 1 河道)	72
3.22 水位縦断図 (修正 1 河道、№ 8)	73
3.23 " (" 、№ 9)	74
3.24 流速及び流況図 (修正 1 河道)	75
3.25 河道 (低水路) 3 案の比較	76
3.26 分流状況図 (定流実験)	78
3.27 " (不定流実験)	78
3.28 猪名川・藻川分流状況図 (計画 1 河道)	78
3.29 猪名川・藻川分流状況図 (計画 2 河道)	81
3.30 計画分流境界の推定位置図	81
3.31 猪名川・藻川分流状況図 (背割堤 1 案)	81
3.32 " (出し水制案)	82
3.33 " (背割堤 2 案)	82
3.34 背割堤案別河道断面図 (定流実験)	83
3.35 背割堤案別河道断面図 (不定流実験)	84
3.36 猪名川・藻川分流状況図 (橋脚無し)	86
3.37 猪名川・藻川分流状況図 (橋脚有り)	86
3.38 河道断面図 (橋脚無し)	88
3.39 " (橋脚有り)	89
3.40 流況及び流速分布図	90
3.41 暫定河道平面図	92
3.42 " の構造案	92
3.43 分流状況図 (暫定河道、不定流実験)	93
3.44 猪名川・藻川分流状況図 (暫定河道)	93
3.45 洗掘、堆積状況図 (暫定河道、定流実験)	94
3.46 洗掘、堆積状況図 (暫定河道、不定流実験)	95

3.47	流速及び流況図（暫定河道 1、2 案）	98
3.48	水位縦断図（暫定河道 1 案）	99
3.49	“（ “ 2 ”）	100
写真－ 3.1	流況写真（検証）	101
3.2	流況写真（現況河道）	101
3.3	洪水後の河床形態（計画 1 河道）	102
3.4	“（ “ 2 ”）	102
3.5	洪水後の河床形態（修正 1 河道）	103
3.6	流況写真（背割堤 1 案）	104
3.7	“（出し水制案）	104
3.8	“（背割堤 2 案）	104
3.9	“（暫定河道 1 案）	105
3.10	“（暫定河道 2 案）	105
3.11	砂州形態（暫定河道 1 案）	106
3.12	“（暫定河道 2 案）	106
参考資料	図－ 1 無次元掃流力と無次元流砂量	104
	図－ 2 河床高の縦断変化	105
	図－ 3 低水路幅及び河床変動量の縦断変化	105

第1章 猪名川の概要

1.1 流域特性¹⁾

猪名川は兵庫県川辺郡猪名川町の大野山（標高754m）に水源を発し、溪谷をつくって南流し、猪名川笹尾地先下流で大屈曲し、屏風岩の狭窄部を通り、屈曲しながら流下する。川西市石道地先で右支川野尻川を合流させ、虫生で左支川一庫大路次川を加える。天狗岩の狭窄部を通して多田盆地に入り屈曲しながら鼓ヶ滝にいたる。その落差は2mにも達しないが、この間の河幅は40mと狭く、巨岩が露出し、その間を河水は激流をなして流下する。さらに左支川余野川を合流させ大阪平野に出る。これから下流は川西市、池田市付近で一部狭小な個所もあるが、川幅は急激に拡大し、広い所で300m余にもなり、低水路は堤防内の灌漑用井堰などに支配されながら不規則に流下する。この間、川西市で右支川最明寺川、伊丹市で左支川箕面川・右支川駄六川を合わせ、5.4k地点において右に藻川を分派する。さらに豊中市利倉地元で千里川を合流する。尼崎市戸の内地先で再び藻川と合流し、神崎川の河口から7.5kmの地点で同川に合流する淀川水系の一次支川である。流域面積は約383km²、幹線流路延長は約43kmにおよんでいる（図-1.1、表-1.1）。

上流部は、川西市の北部、宝塚市の東部および猪名川町・能勢町・豊能町に属し、山林が多く急傾斜で、奇勝、溪流などの自然景観に恵まれているので、大阪・神戸の既成市街地の背後地として、道路・交通施設の整備とあいまってレクリエーション施設や住宅地の造成など、近年めざましい発展をとげつつある。また、一庫大路次川と田尻川の合流点下流に洪水防御と渇水対策を考慮した一庫ダムが建設された。

中流部は、川西市南部、池田市、箕面市および豊中市、伊丹市北部と宝塚市の一部を含む阪神工業地帯の周辺地域で、平坦地や丘陵地が多いが、工業用地、住宅地に適しているため人口の増加が著しい。

下流は尼崎市と豊中市・伊丹市の南部を含み、早くから商工業地域として発展した区域で、大阪国際空港や多くの産業経済施設のある密集市街地を形成している。流域関連市町の人口は171万人、6000余の工場と多くの事業所をもつ典型的な都市河川である。

また、猪名川は、京都・奈良など古来からのわが国の政治・経済の中心地に近く、その下流部は西国諸国との交通・運輸の要衝であるため、流域の開発は古くから歴史に登場している。

表- 1.1 流域の概要

区 分	概 要
水 源 地	兵庫県川辺郡猪名川町大野山 (754 m)
流 域 面 積	383 km ² うち山地 304 km ² (79%)、平地 79 km ² (21%)
流 路 延 長	幹 川 43.2 km、その他の支川 218.2 km
浸水予想区域	39 km ²
氾濫区域内人口	49万人
・ 資産	2兆3千億円
市街化区域面積	70 km ²
林 相	はげ山もかなりあるが、大自然の状態で繁茂しており山林は針葉樹、広葉樹が同程度の比率である。
地 質	古生層の山岳で囲まれ、中生層・第3紀層の諸岩がこの間に介在し、低地部は帯状の第4紀層で被覆されている。
気 象 ・ 水 文	気候は、瀬戸内海気候に属し、一般的に温暖で年平均気温は15℃、年間降水量は1500～1800mm程度である。
関 係 市 町	大阪府 豊中市、池田市、箕面市、豊能町、能勢町 兵庫県 尼崎市、伊丹市、川西市、宝塚市、猪名川町 京都府 亀岡市

1.2 河道特性

猪名川は、その源を兵庫県川辺郡猪名川町の大野山（標高754 m）に発し、狭流をなして南に流れ猪名川町笹尾地先下流において大屈曲し、屏風岩の狭窄部を過ぎ屈曲しながら流下し、左支川一庫大路次川を加えこれより天狗岩の狭窄部を経て多田盆地に入り鼓ヶ滝に至る。鼓ヶ滝においては川幅40 mに狭窄されて巨岩・大岩が河中に露出している。これを過ぎれば左支川余野川を加えて大阪平野に出る。これより下流の川幅は川西市、池田市附近において一部狭小な箇所があるが、これを過ぎれば急激に拡大し広い所では300 mにも達し、平水時の水路は両堤防内を乱流状の形態を呈している。この間川西市にて右支川最明寺川、伊丹市にて左支川箕面川、右支川駄六川を合わせ、5.4 k地点において右に藻川を分派する。更に豊中市利倉地先で千里川を合流し、尼崎市戸の内地先で再び藻川を合わせて神崎川に合流する。

模型区間は、狭窄部から下流の猪名川4.0 k～8.0 k地点と藻川3.0 k～分派点までの区間である。

1.2.1 洪水後に見る猪名川の河道特性

昭和58年9月28日に発生した近年まれな洪水によって、猪名川の河床がどのように変化したかを、現地調査を行うことによって調べた（昭和59年3月）。

調査内容は、河床変動の激しい地点での写真撮影、砂州の状況把握、河床材料調査などである。

調査結果について、河道（実験区間）を分派点上流部と下流部の両川に3区分し、それぞれの特徴について記述する（図- 1.2）。

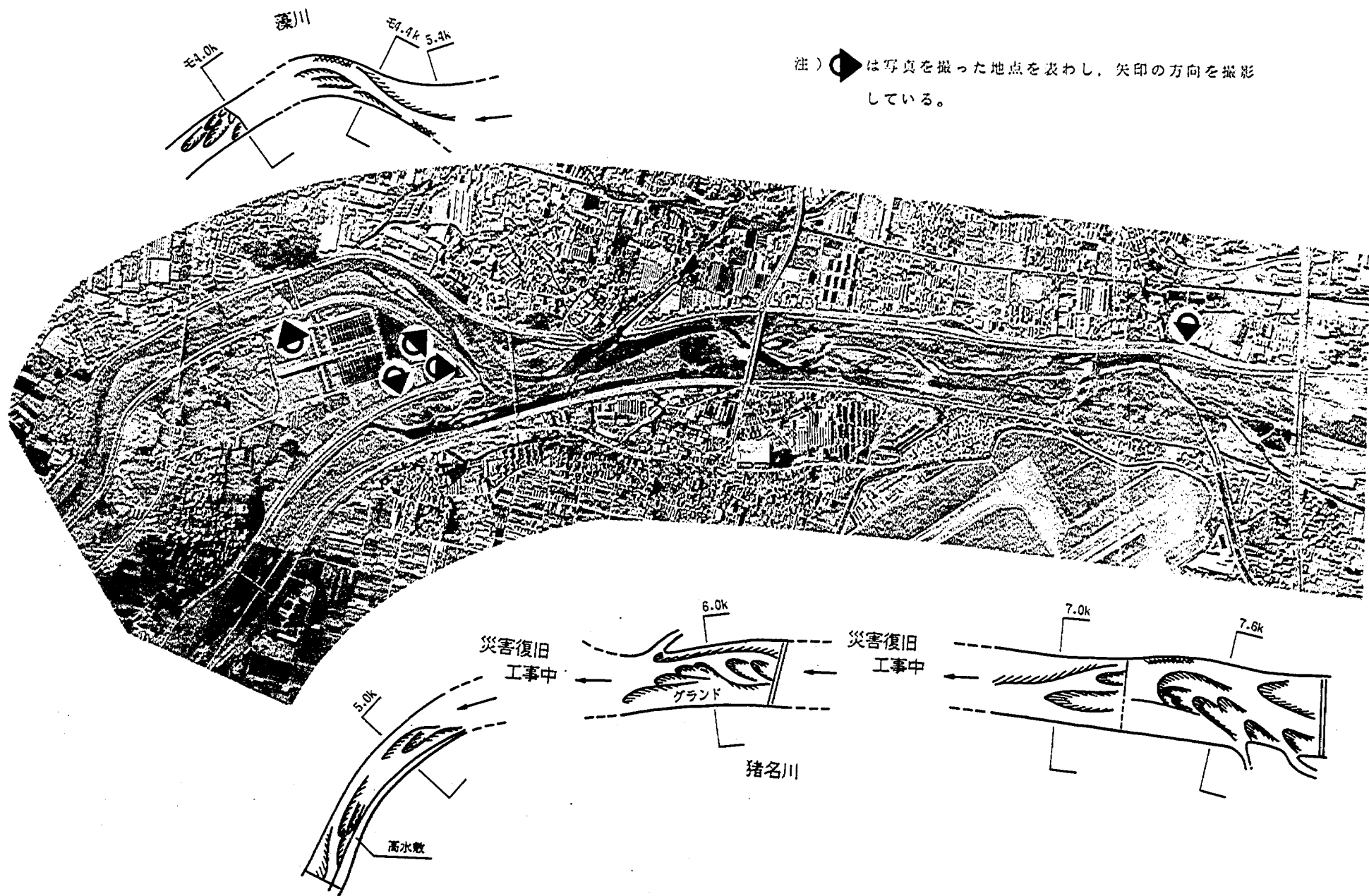


図-1.2 洪水後の河道状況

(1) 分派点上流部 (5.4 k ~ 8.0 k 区間)

桑津橋より上流部は、砂州の発達が激しくいたる所で砂礫堆の移動（あるいは出現）を見ることができた。また、洪水前に砂州上を覆っていた草木は洪水で流され、高水敷（砂州をならして整備したグラウンド）は表土が流されて荒らされていた。

桑津橋より下流では、上流部で洗掘、運搬されてきた土砂が砂州上、あるいはそれに沿って堆積していた。

桑津橋は、ここでの洗掘区間と堆積区間を分けている境界であると思われる。

(2) 分派点から猪名川下流 (3.4 k ~ 5.4 k 区間)

高水敷はすでに計画通りに造成されている区間である。低水路内を見ると、分派点直下流部を除いて洪水前の草木がそのまま現存しており、草木の間に粒径 0.2 mm 程度の砂が堆積していた。

分派点直下流部は土砂がかなり堆積しており、草木は堆積土砂にたおされており、砂州も下流へのびていた。

高水敷上はほとんど荒らされることはなく、下流部での砂州の発達も見られなかった。

(3) 分派点から藻川下流 (藻川 4.0 k ~ 4.5 k 区間)

分派点直下流部は、右岸側に大きな固定州が形成されており、洪水後さらに左岸側へ移動していた（分派点直上流部のみお筋は約 20 ~ 30 m 左岸へ移動）。

下流部（藻川 4.2 k ~ 4.5 k）での低水路内では、覆っていた草木はかなり流されており、小粒径から大粒径までかなりの土砂も堆積していた。

この区間も高水敷はすでに完成しており、高水敷の荒廃は見られない。

藻川 4.0 k 地点に設けられている大井井堰下流部では、かなりの河床変動があったものと思われ、砂州の形、みお筋もかなり変化していた。

次に各々の地点における洪水前と、洪水後の河道の写真を比較し、コメントを加える。

<猪名川 7.6 k> (写真-1.1)

洪水前、後の写真を見てまずわかることは、砂州を覆っていた草木が流されており、砂州上をいくつかの流れの跡が確認できることである。

この区間は洪水時の流速も速いと推定され、砂州の発達もかなりの部分で見られた。そして、写真下流の三ヶ井井堰も、洪水によって可動堰の一部が流失するなど被害を受けている。

<猪名川 5.4 k (分派点)> (写真-1.2)

藻川側の固定州（右岸側）が左岸へ 20 ~ 30 m 程のびており、みお筋が移動しているのがわかる。また、土砂の堆積によって草木がうもれている。

<猪名川 5.2 k> (写真-1.3)

上流から運ばれたものと思われる土砂がこの付近まで堆積している。そして、分派点の護岸（写真手前）が洗われ、洗掘を受けているのがわかる。この部分は洗掘の危険箇所であると言えよう。

＜猪名川 3.4 k＞（写真－ 1.4）

洪水後の写真から、一部土砂の堆積が確認出来るが、大部分は草も変わらず茂っておりほとんど変化が見られない。

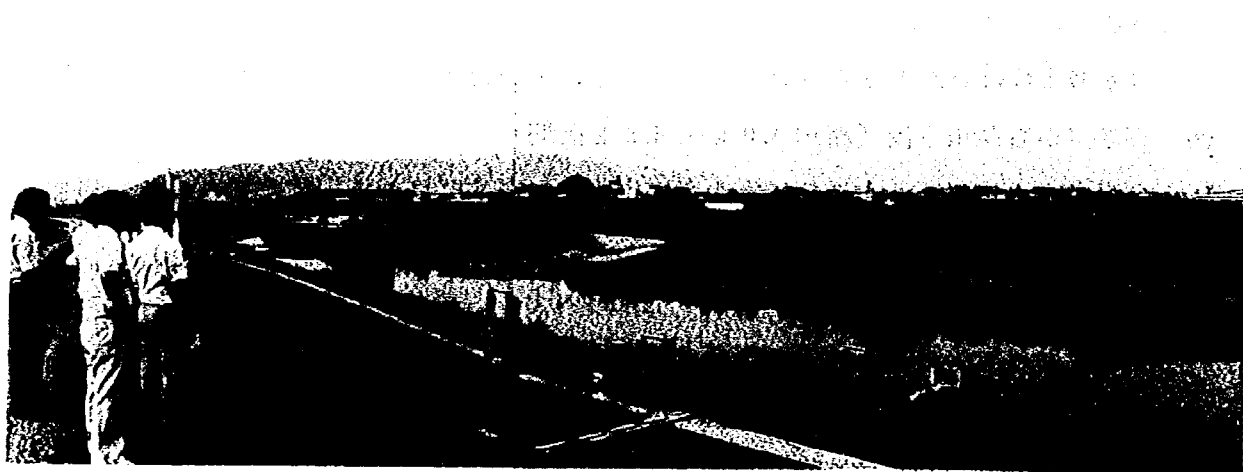
＜藻川 4.5 k＞（写真－ 1.5）

藻川右岸の固定砂州が拡大しているのが確認できる。多量の土砂が堆積したことをうかがい知ることができよう。

＜藻川 4.0 k＞（写真－ 1.6）

堰下流部の河床が、洪水前と比べてかなり大きく動いたことがわかる。洪水後の写真では草木が流されて、砂州が平坦に見える状態であり、全体的な河床低下が起っていると思われる。

（洪水前）



（洪水後）



写真－ 1.1 猪名川 7.8 k

(洪水前)



(洪水後)



写真- 1. 2 猪名川 5.4 k (分派点)

(洪水前)



(洪水後)



写真- 1. 3 猪名川 5.2 k (分派点直下流)

千里川合流点

(洪水前)



千里川合流点

(洪水後)

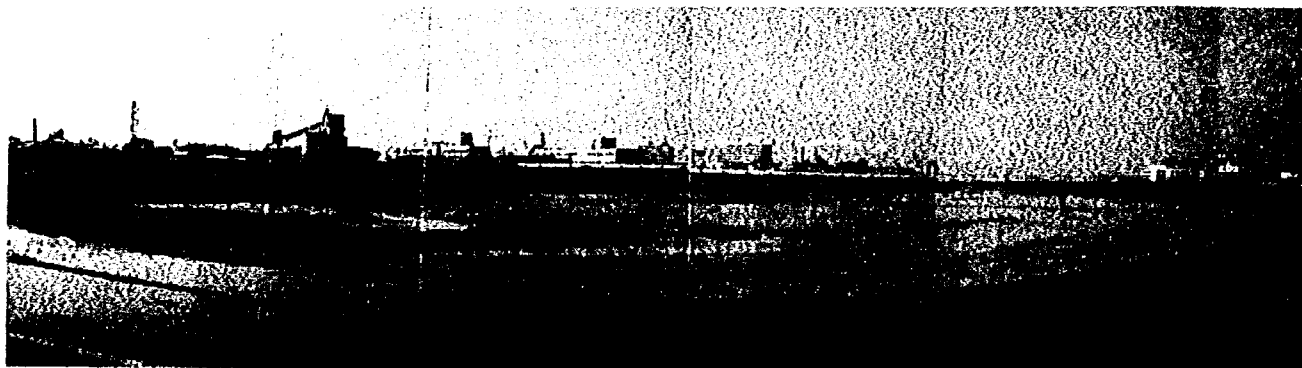


写真一 1.4 猪名川3.4 k (千里川合流部)

(洪水前)



(洪水後)

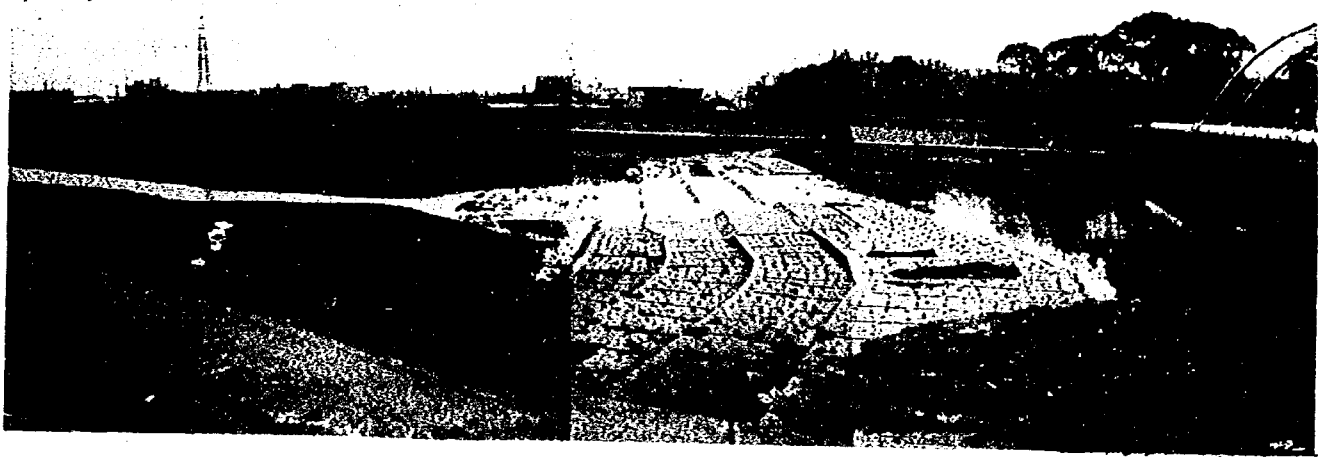


写真一 1.5 藻川4.5 k (分派点直下流)

(洪水前)



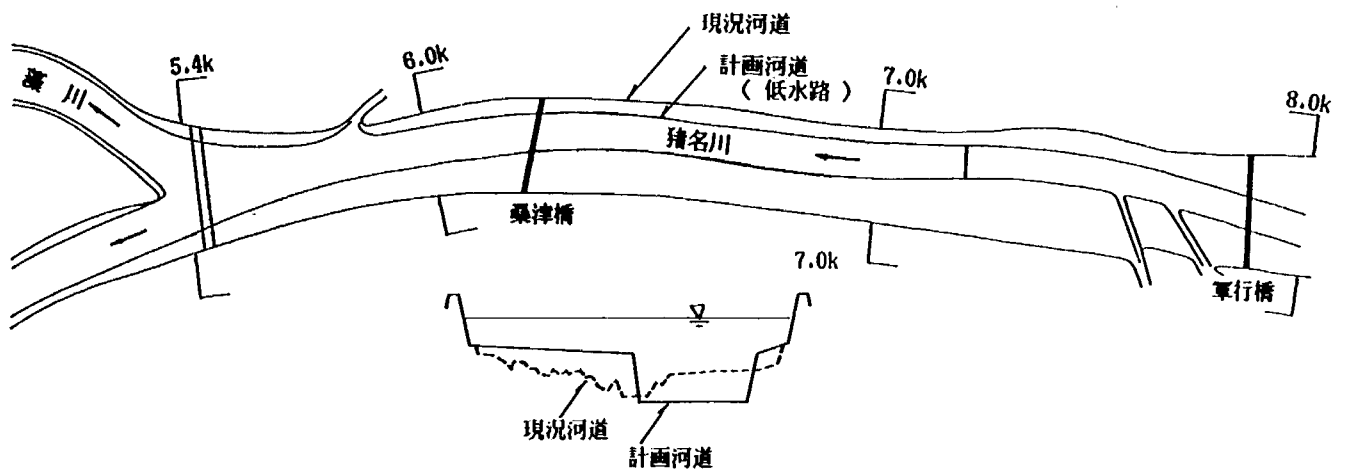
(洪水後)



写真－ 1.6 藻川4.0k(大井井堰下流)

1.2.2 河道特性量の評価

年最大平均流量における河道・水理特性の諸量を調べることによって、その河道の特性をある程度把握できうるということが分かっている。ここでは事務所案(計画1河道)の低水路を対象とする流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ (約 $1/3$ 確率)と、計画高水流量 $2600\text{ m}^3/\text{sec}$ に対し猪名川の現況河道と計画河道(図－1.3)とで不等流計算*における河道特性量がどのように変わるかを調べ、河道特性を把握する。



図－ 1.3 河道計画法線平面図および横断面図

各々の図（図－ 1.4 ～ 1.9）について考察を加える。

- (1) 計画 1 河道の縦断勾配は、現況河道の勾配とほぼ同程度の値となっている。また、分派点を境に上流と下流の勾配は約 1/2 の比になっている。
- (2) 計画 1 河道と現況河道を比べると分派点より上流部の低水路幅が極端に異なって、現況河道の約 1/3 となっている。
- (3) 現況河道の分派点より上流部の水深は、流量規模 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ で約 2 m であるのに対して、計画 1 河道では約 3 m と 1 m 程水深が上昇している。
- (4) 流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の川幅水深比（B/H）は、分派点より上流部では現況河道が 100、計画河道が 30 と大きく変わり、砂州形態が複列から単列に変化すると予想される。
- (5) 摩擦速度（ U_* ）は、流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ では現況河道が約 $0.2 \text{ m}/\text{sec}$ 、計画 1 河道が約 $0.32 \text{ m}/\text{sec}$ であり、現況河道の流量 $2600 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の値約 $0.3 \text{ m}/\text{sec}$ よりも大きくなっていた。
- (6) 断面平均無次元掃流力（ τ_{*m} ）は、流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ で計画 1 河道は現況河道の 2.0 ～ 2.5 倍となっている。

また計画 1 河道全体では分派点より上流で大きく、（ $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ で 0.1、 $2600 \text{ m}^3/\text{sec}$ で 0.3 ～ 0.4）、下流部は上流部に比べて小さい、現況河道とほぼ同じである（ $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ で 0.05 ～ 0.08、 $2600 \text{ m}^3/\text{sec}$ で 0.12 ～ 0.16）。これは河床材料が分派点において変化し、上流部では粒径 2 ～ 3 cm 程度のものが、ここより急激に小さくなり、砂に変化するからである（図－ 1.9 粒度分布図参照）。

注）* の不等流計算の条件としては、粗度係数 $n=0.035$ （計画粗度係数）、入力断面は図－ 1.3 に示す平面形に相当した断面特性（ただし、計画河床高を現況河道においても採用しており、低水路幅による比較が出来るようにしている）、対象流量は $2600 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ （分派点）とした。

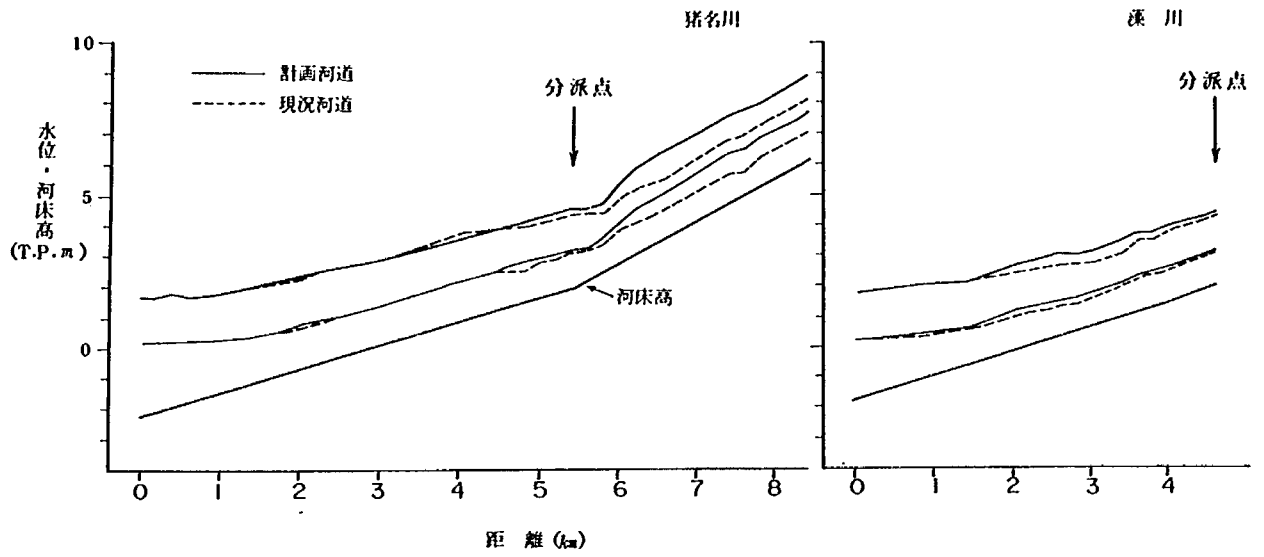


図-1.4 水位、河床高縦断面図

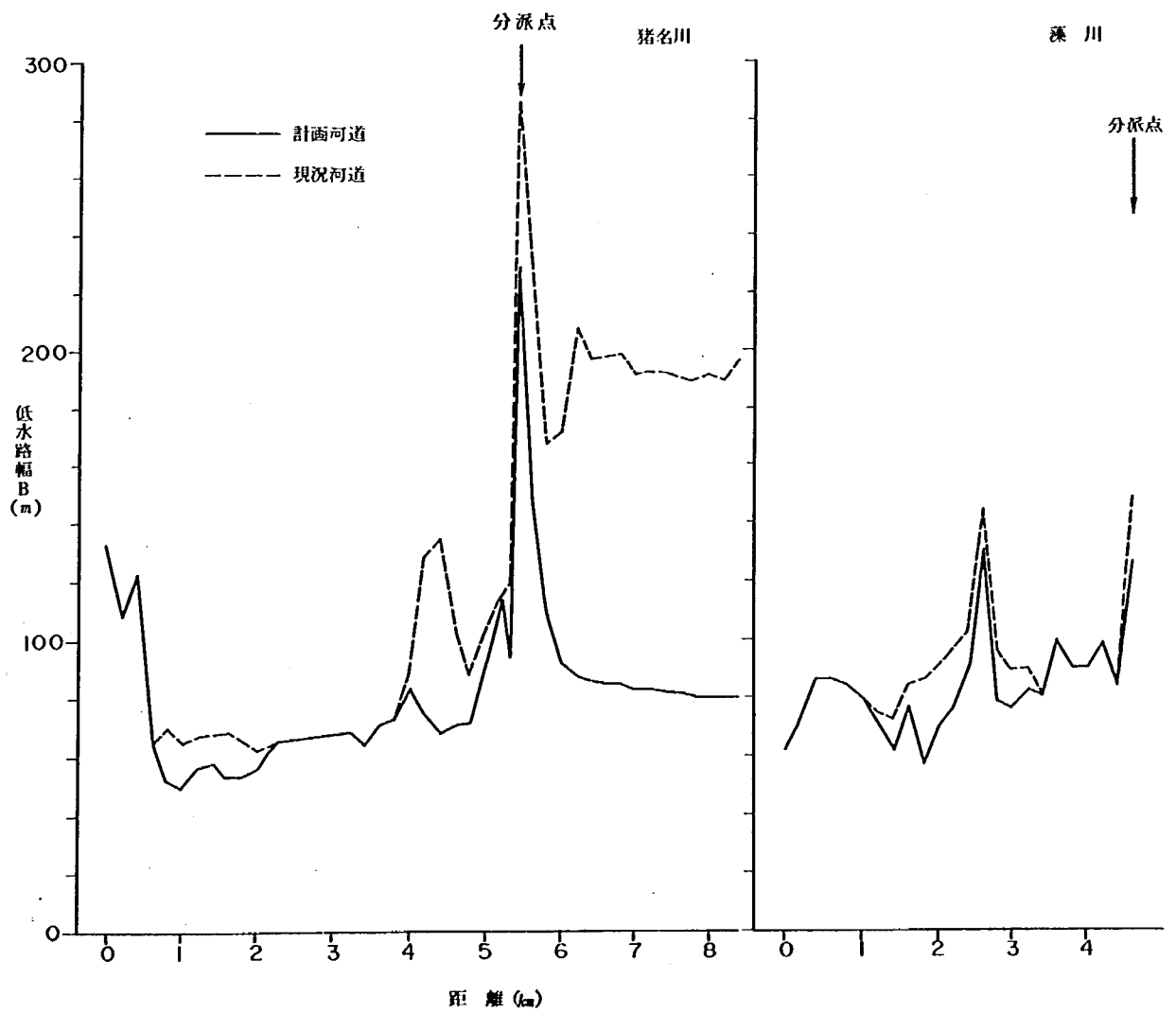


図-1.5 低水路幅縦断面図

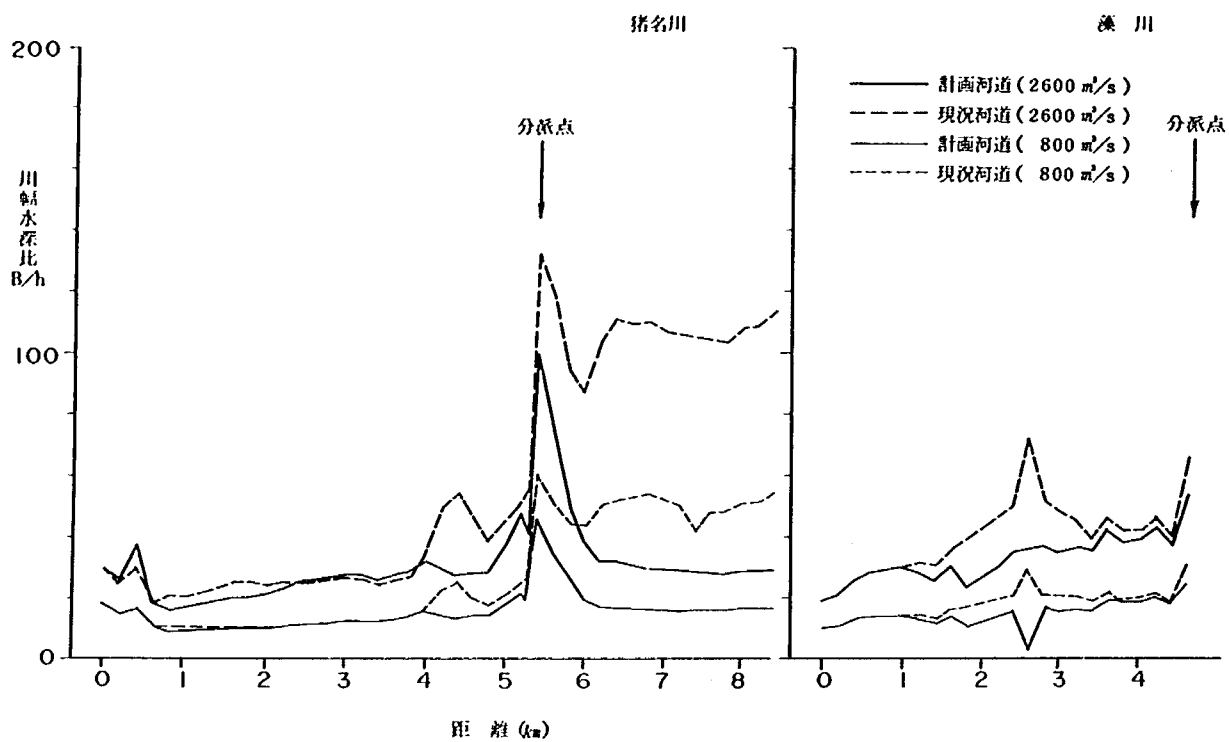


図-1.6 川幅水深比縦断変化図

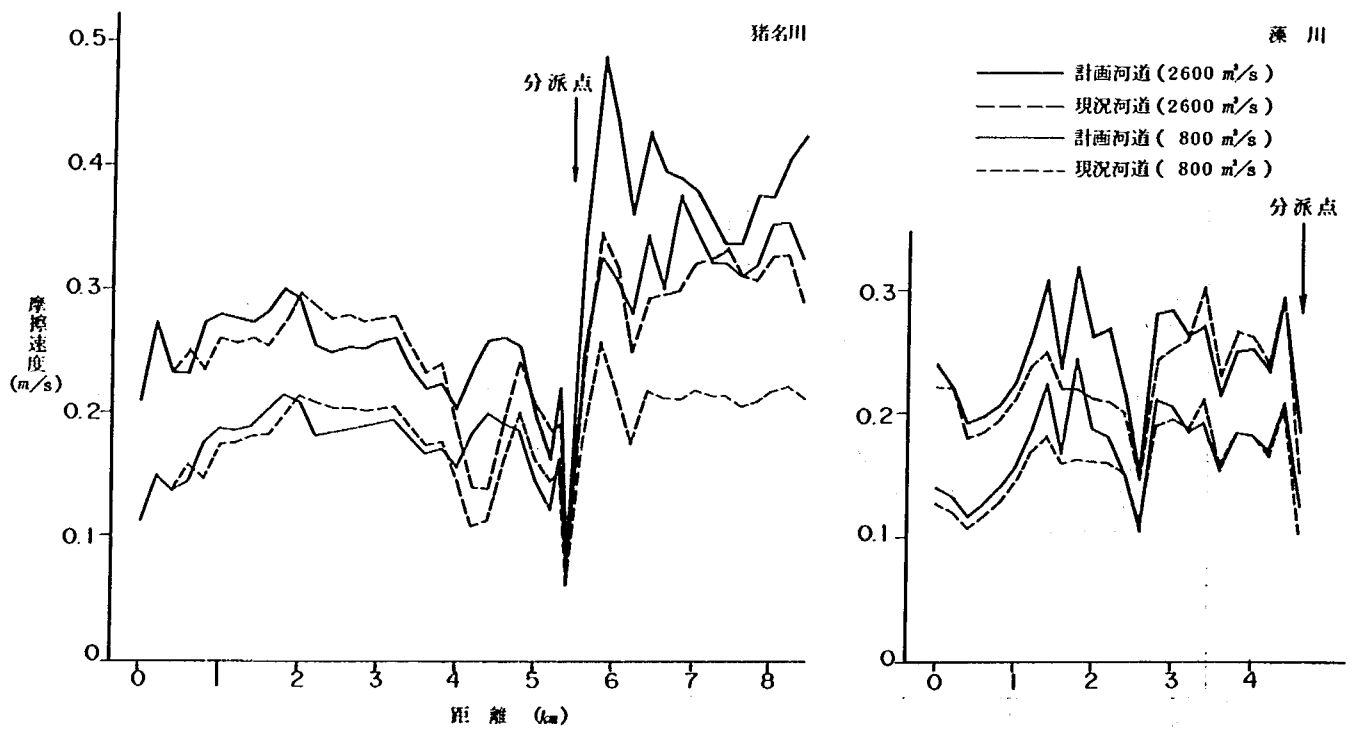


図-1.7 摩擦速度縦断変化図

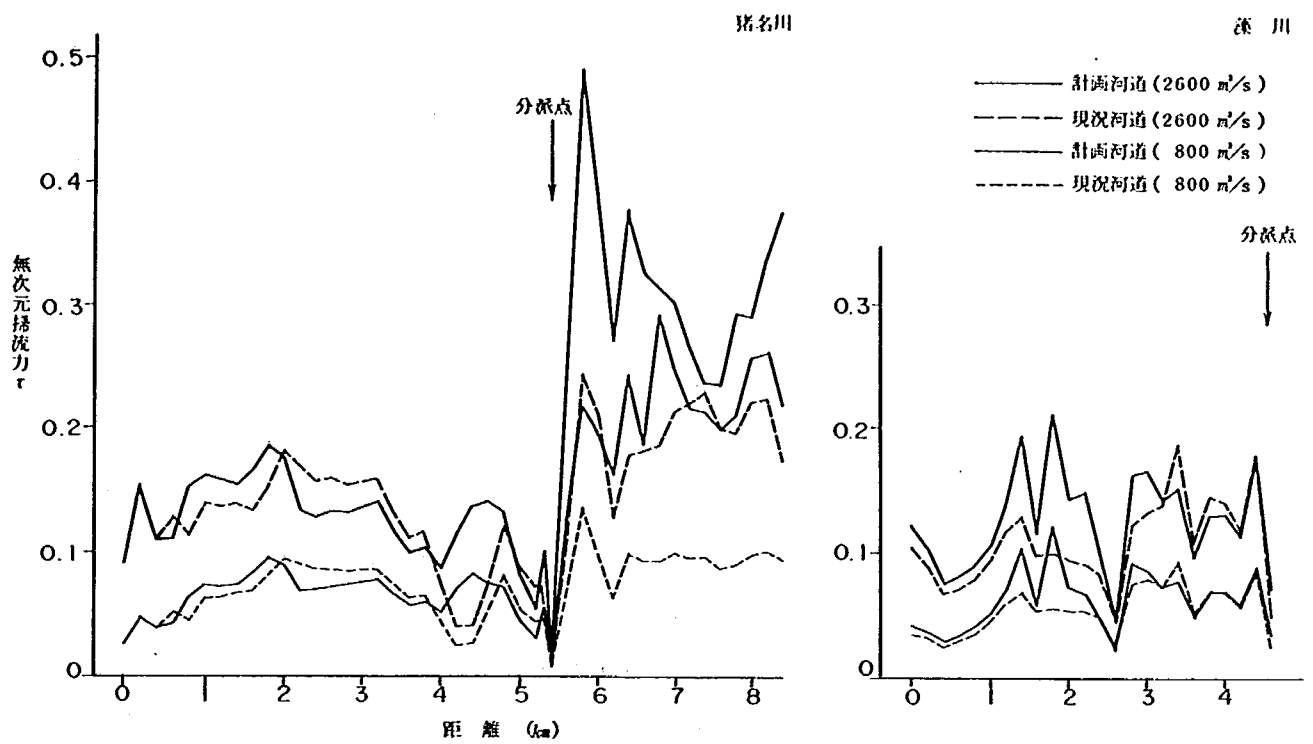


図-1.8 無次元掃流力縦断変化図

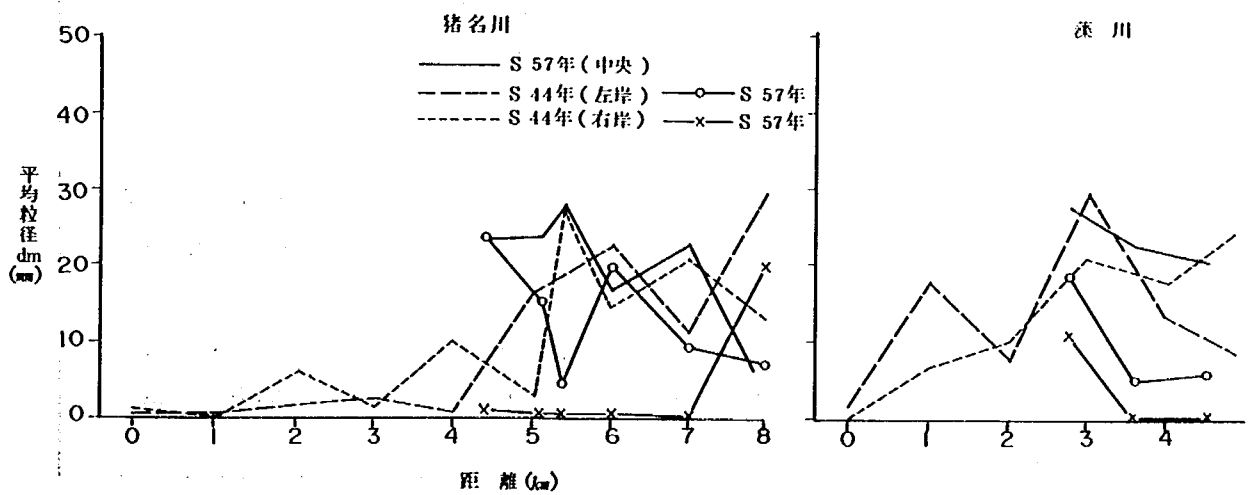


図-1.9 河床材料縦断変化図

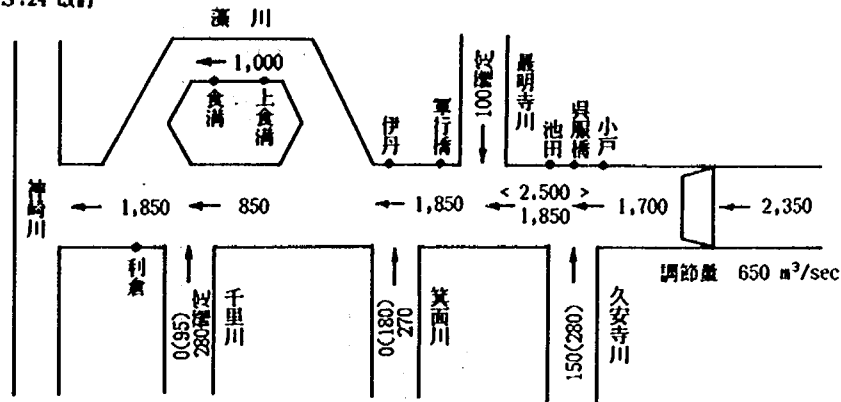
1.3 治水事業の沿革

猪名川改修計画の最初は、昭和13年7月に襲った阪神風水害をもとに計画され、猪名川改修と銘打って昭和15年より事業に着手された。その計画は上流虫生地点に洪水調節ダムを築造して、ダム地点流量 $1,450 \text{ m}^3/\text{sec}$ を $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ に調節し、余野川合流後の計画高水流量を、 $1,100 \text{ m}^3/\text{sec}$ とするものであった。その後戦争による資材不足から工事は中止された。戦後昭和24年に、当初計画を根本的に検討する必要に迫られ、ダム計画を中止して河道改修方式による第2期計画が樹立された。第2期計画では小戸地点において計画高水流量 $1,850 \text{ m}^3/\text{sec}$ とし、分派点で本川および分派川藻川の分流量を、それぞれ $850 \text{ m}^3/\text{sec}$ と、 $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の配分計画とし、下流において再び藻川を合流させて、 $1,850 \text{ m}^3/\text{sec}$ を神崎川へ流入させる計画であり、近年まで改修工事が進められてきた。なお、その後下流の阪神工業地帯の発展と、地域開発の促進に伴い、治水対策と利水の開発機運が高まり、再び上流の虫生地点を中心としたダム調査が実施された。その結果、昭和43年8月に一庫ダム建設事業計画を決定し、その計画の内容は、小戸地点において年超過確率 $1/100$ で、基本高水のピーク流量 $2,200 \text{ m}^3/\text{sec}$ を、一庫ダムにより $550 \text{ m}^3/\text{sec}$ 調節し、計画高水流量 $1,650 \text{ m}^3/\text{sec}$ としてそれまでの計画を変えない方針とした。さらに、昭和46年3月淀川水系として一貫した基本計画の改定がなされ近年の人口および流域内資産の増大、開発状況等を考慮して治水安全度 $1/200$ 年確率とした基本計画が策定され、現在に至っている（図-1.10、表-1.2）。

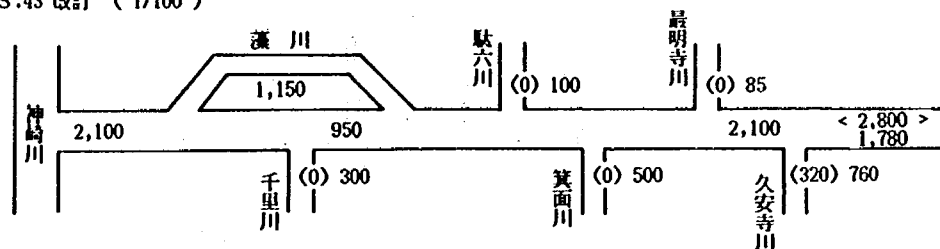
表-1.2 猪名川基本高水のピーク流量、計画高水流量の変遷²⁾

計画年月	改修計画の契機	計画内容
昭和15年3月	昭和13年7月洪水	猪名川基本高水のピーク流量 $1,450 \text{ m}^3/\text{sec}$ 計画高水流量（余野川合流点） $1,100 \text{ m}^3/\text{sec}$ （猪名川虫生地点のダムによる洪水調節計画）
昭和24年	戦後の治水計画の再検討	猪名川小戸地点計画高水流量 $1,850 \text{ m}^3/\text{sec}$ （ダムによる洪水調節計画を廃止して河道改修方式とする）
昭和43年6月	昭和28年、35年、42年洪水	一庫ダムによる洪水調節計画 小戸地点 基本高水のピーク流量 $2,200 \text{ m}^3/\text{sec}$ （ $1/100$ ）計画高水流量 $1,650 \text{ m}^3/\text{sec}$
昭和46年3月	流量改訂	治水安全度の向上をみる洪水調節計画 小戸地点 基本高水のピーク流量 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ （ $1/200$ ）計画高水流量 $2,300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 淀川水系として一貫した計画

S.24 改訂



S.43 改訂 (1/100)



S.46.3 改訂 (1/200)

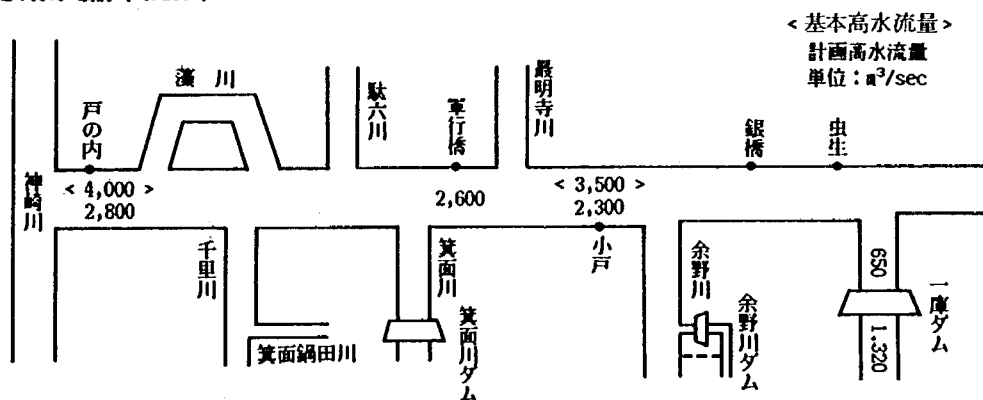
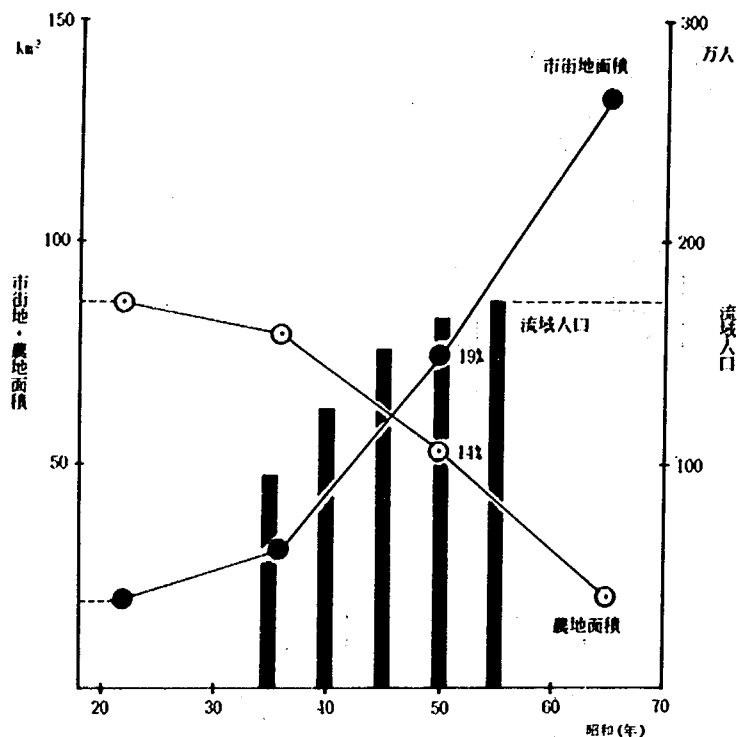


図-1.10 工事実施基本計画流量配分図の変遷

1.4 猪名川における総合治水対策

都市化の著しい猪名川流域においては、土地利用の変化に対応した治水施設の整備が強く求められ、都市地域における治水事業を積極的に推進している。しかしながら、急激な都市化に伴う洪水流出量の増大に対して治水上の安全度を確保するためには、当面治水施設の整備を促進するのみならず、流域の開発計画、土地利用計画等と有機的な連携調整を図る総合的な治水対策を講ずる必要があった（図-1.11）。



図－1.11 猪名川流域の人口，土地利用の推移

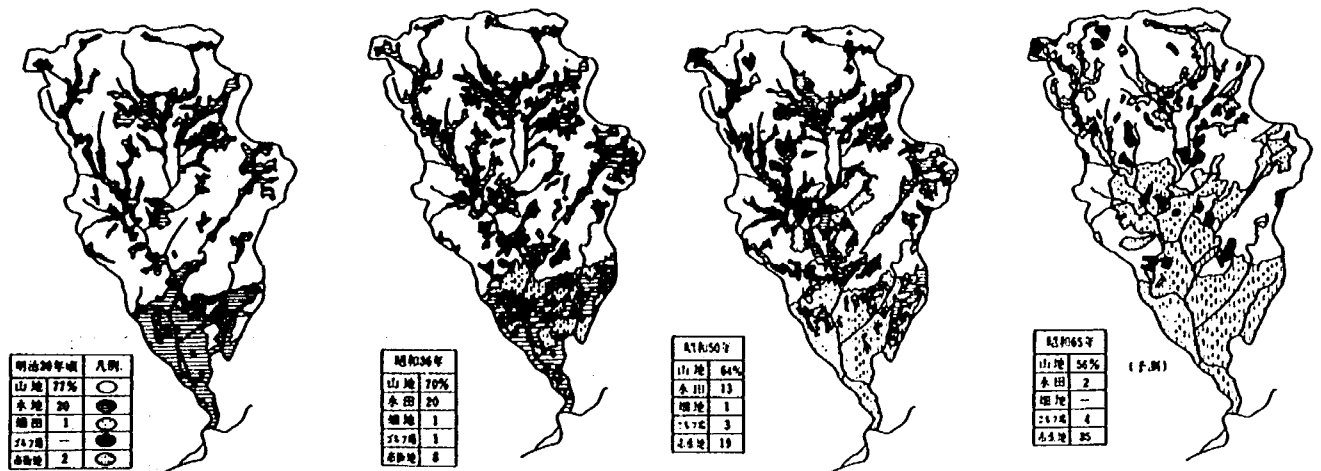
このため、昭和53年7月、猪名川流域に関連する近畿地建、大阪府、兵庫県をはじめ、10市町を含めて「猪名川流域総合治水対策協議会準備会」を設置し、治水施設の整備と流域の開発・利用計画等との連携と調整の検討を進め、更に昭和55年5月建設省事務次官による「総合治水対策の推進について」の通達を受け、同年9月「猪名川流域総合治水対策協議会」を設置し、河川および流域の整備に関する具体的な対策等の協議検討を進め、流域関係機関の合意のもとに昭和57年3月、猪名川流域整備計画が策定された。

本計画は、流域の現況を踏まえ概ね10年間で1/10確率の洪水を安全に流下させることを目標とし、総合治水対策における河川および流域整備の在り方について施策を示したものである。

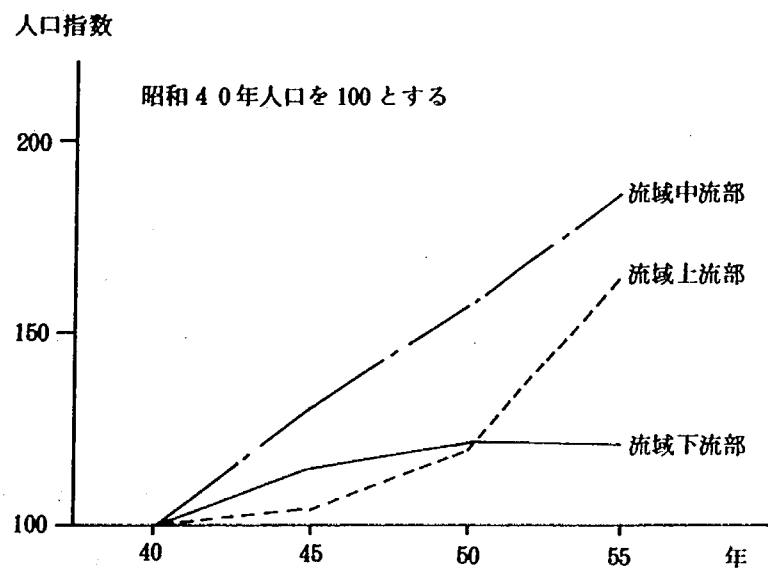
総合治水対策が行われるようになった経過について、特に重要な項目について説明を加え、最後に猪名川流域整備計画について説明する。

1.4.1 土地利用の変遷

昭和20年頃は、農林業が生産の大部分を占め、流域内の土地利用は山林、田・畑がほとんどであった。集落は台地上に多く立地し、氾濫原においては低平地より2～3m高い自然堤防上に点在していた(図－1.10)。その後昭和30年代に始まった高度経済成長は、大都市への人口の集中を促進し、市街地の拡大に至り、流域内も阪神間のベッドタウン化が急速に進んできた。更に、昭和40年以降には流域上流部にも開発の波が及ぶようになってきた(図－1.12)。



図－1.12 土地利用の変遷³⁾



図－1.13 流域別人口の伸び⁴⁾

1.4.2 人口の推移

猪名川の流域を上、中、下流域に3区分^{*}し、人口の推移について見ると図－1.13の様になる。

猪名川下流域は、昭和45年頃まで千里ニュータウン等の開発により人口増となっているが、これ以降は伸びが鈍り昭和50年以降横ばいで、この地域の人口収容力は飽和状態に近いものと考えられる。

中流域では、大規模宅地開発により一貫して高い伸び率を維持している。

注) * ; 各々の流域に属する市町は上流域が豊能町、能勢町、猪名川町、中流域は池田市、箕面市、川西市、宝塚市、下流域は豊中市、尼崎市、伊丹市である。

上流部では、近年開発の波が及び出したため、昭和45年以降に人口の伸びが始まり昭和50年以降には中流域を上回る急激な伸びを示している。

1.4.3 流出量の変化

土地利用の変遷による、各土地利用面積に対するピーク流出量の変化は次表の通りとなり、都市化による流出量の増大が予想される。

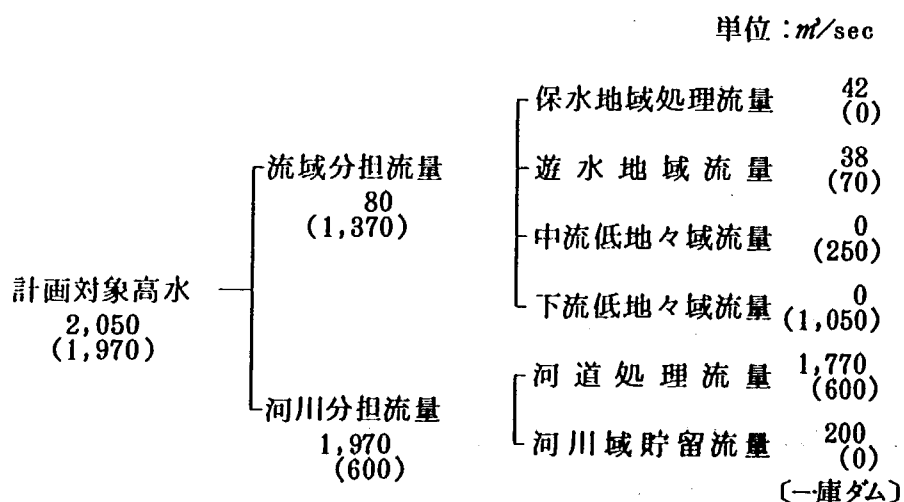
表-1.3 流出量の変化³⁾

(単位 m^3/sec)

地点 \ 年	昭和28年	昭和53年	昭和60年	昭和65年	最 大
虫 生	1538	1564	1578	1587	1622
銀 橋	1694	1723	1736	1747	1780
小 戸	2059	2095	2114	2126	2164
戸 の 内	2344	2376	2393	2404	2443

1.4.4 流域整備計画

流域の都市化に伴う洪水流出量の増大に対して、治水上の安全度を確保するため治水施設の整備を促進する一方、流域の開発、土地利用計画と調整を図り、開発による流出量の増加分を抑制する為に土地利用側で処理する流域分担を行い、概ね10ヶ年間で年超過確率1/10の降雨に対する治水上の安全度の確保を目標としている。図-1.14は基準地点小戸における流量分担計画であり、流域を3地域に区分してこの分担流量にしたがって対策を講じることとしている。



上段は流域整備計画目標年度(概ね10年後)

下段()は現況

図-1.14 流量分担計画⁴⁾

- ① 保水地域～保水機能を保全する対策が必要であり、開発地等区分を行ってそれぞれについて対策を講じる。

新規開発地；大規模から小規模の開発に至るまで貯留対策を実施する。

既開発地；公共公益施設等（公園、学校など）を利用して雨水貯留を行うか、既設の調整池の改良を行い流出抑制に努める。

自然池；山林等の保水効果は極めて大きく、積極的に保存するものである。
（山林等）

- ② 遊水地域～上流の支川等における遊水機能を有する地域と、多田地区の多目的遊水池が該当し、改修方式の改善（霞堤の導入）をはかって流量の軽減を行う。

- ③ 低地地域～この地域は河川改修等によって、1/10 確率洪水に対する氾濫を防止し、防災対策（水防、避難等の活動）にも配慮する。

第2章 水理模型実験の概要

2.1 実験の目的と実験に至るまでの経緯

2.1.1 実験の目的

猪名川河道水理模型実験における実験目的は、河道計画上の諸問題の中で特に以下に箇条書きした項目について検討を加えることと、不等流計算等で求められた水位(H.W.L.等)以下で、洪水(計画流量)を安全に流下できるか、否かを確かめることである。

- (1) 分派点(5.4 k地点)より上流部の河道を複断面化する計画において、妥当な低水路法線および幅を決定する。
- (2) 猪名川と分派川藻川の配分量を、計画分流比(6:7)とするための分派点構造を検討する。
- (3) 暫定河道の施工に伴う河道特性の変化と河道の維持について検討する。

2.1.2 実験に至るまでの経緯

現在の猪名川は、第1章の3節で記述した基本計画に沿って改修が進められてきており、基本計画の変更に伴って対象とする高水流量の変更はあるものの、旧計画の思想は現計画にもうけつがれている。そこで、過去(昭和33年頃)土木研究所において対象流量 $1,850 \text{ m}^3/\text{sec}$ (当時の計画高水流量)で猪名川と藻川の分流の検討を行い、現在の河道法線形(分派点周辺)を決定した水理模型実験について整理し、現況河道の分流特性を明らかにする。

〈現在の猪名川・藻川分派点の構造について〉(S.33年の実験報告書より)⁵⁾

(1) 昭和33年当時の河道特性

当時の河道疎通能力を、不等流計算から推定した結果では、藻川で $1200 \text{ m}^3/\text{sec}$ の疎通能力があり、猪名川は疎通能力がほとんどない未改修の原始河道であった(図-2.1)。

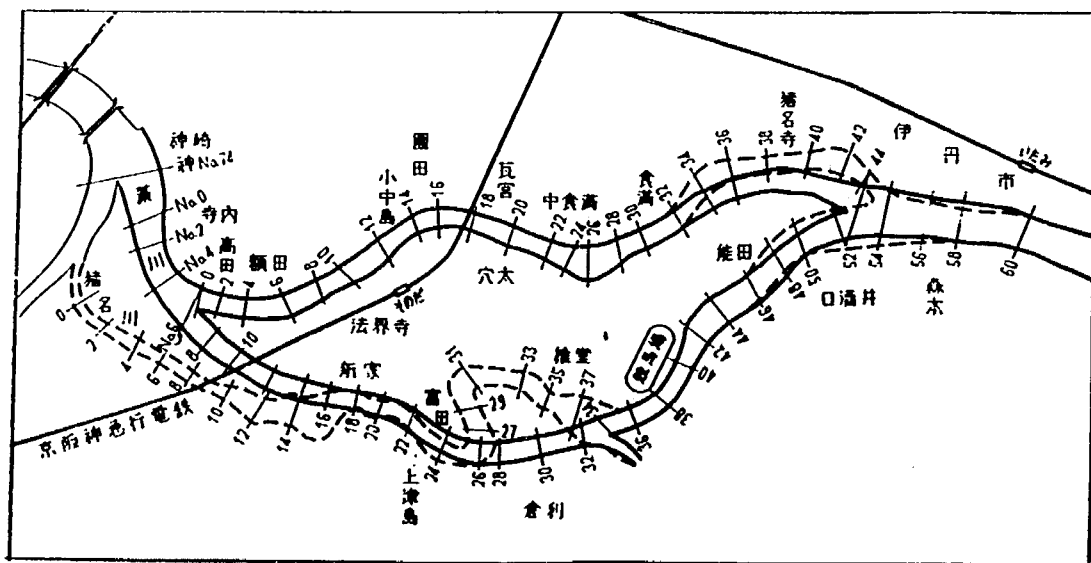


図-2.1 猪名川、藻川計画平面図(S.24改訂)

そのため中小洪水に対しても氾濫が起る状態だったということから、猪名川への洪水流量を減らすことが望ましく、改修計画では、猪名川：藻川＝850：1000 m^3/sec であった分流比を、実験では藻川の現状疎通能力を考慮して、猪名川：藻川＝750：1100 m^3/sec と改め、検討を行っている。

表－2.1 は当時の分派点形状を使った検証実験の結果である。低流量時は藻川へ多く流入しているが、流量が多い場合は疎通能力の小さい猪名川へ多く流入する傾向にある。流量が多い場合に猪名川へ多く流入する原因としては藻川の川幅が猪名川に対して狭いことが第一の要因と考えられていた。

表－2.1 流 量 配 分

総 流 量 (m^3/sec)	1,850	1,500	1,000	700	200
藻 川 流 量	850	700	530	420	200
猪名川流量	1,000	800	470	280	0

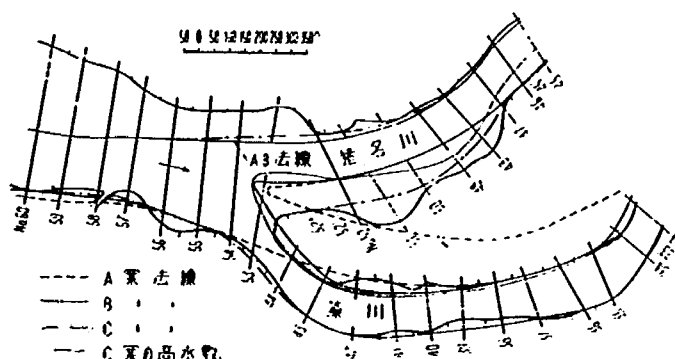
(2) 河道検討案

河道案としては次の3案を提案し、検討している（図－2.2）。

A案；当時の総合計画河道であって、藻川の呑み口を絞り、分派点直下流の大倉池を通り藻川633附近で施工済の藻川河道に連絡するようにつけかえるもの。

B案；藻川呑み口右岸堤は当時の堤防法線に沿わせ、左岸堤は一部大倉池を通るまで拡張するもの。

C案；藻川をなるべく現況に近い呑み口とするもの。



図－2.2 模型範囲と法線形状案

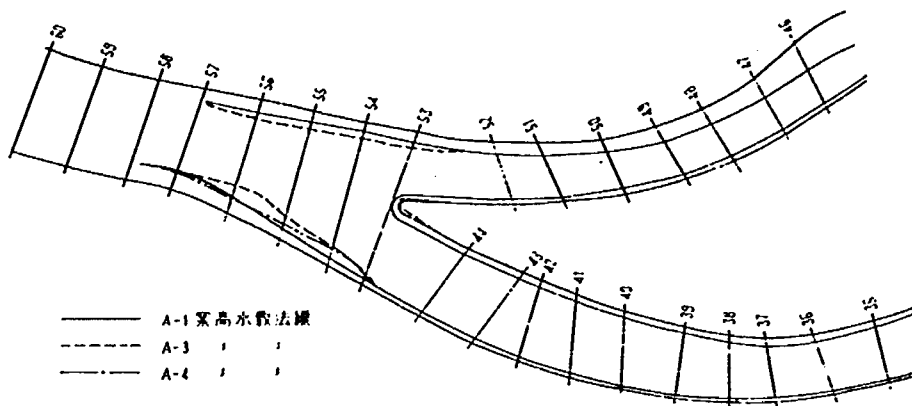


図-2.3 A案法線平面図

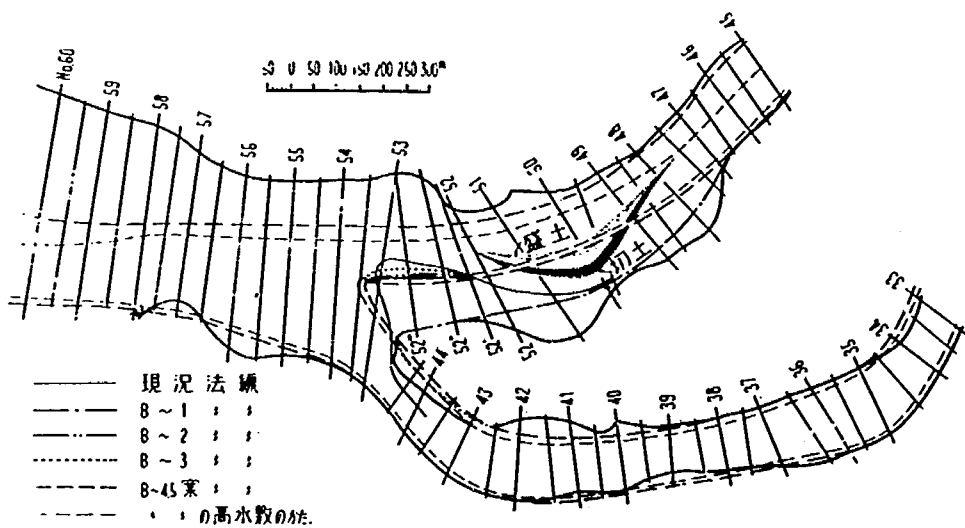


図-2.4 B案法線平面図

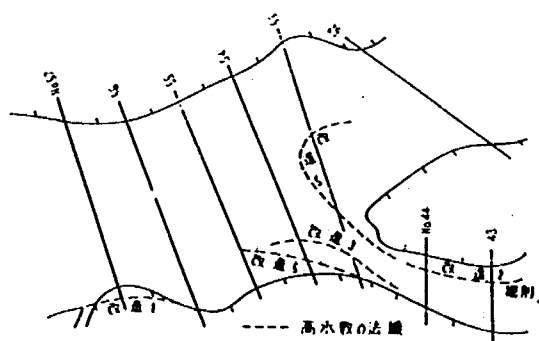


図-2.5 C案法線平面図

(3) 実験ケースと各々の結果

表-2.2 A 案実験種類

実験名	改造箇所	条件および結果
A-1	原案	模型下流端計画断面による水位—流量曲線 計画高水流量で 猪名川 $740 \text{ m}^3/\text{sec}$
A-2	"	猪名川下流端現況断面による水位—流量曲線 藻川計画断面 猪名川 $637 \text{ m}^3/\text{sec}$
A-3	厩 56 附近の高水敷を拡げる。 点を猪名川に 6 m 寄せる。	模型下流端、両川とも計画断面の水位—流量曲線 猪名川 $715 \text{ m}^3/\text{sec}$
A-4	厩 56 附近の高水敷の拡げ方を A-3 より小にする。	同上 猪名川 $720 \text{ m}^3/\text{sec}$
A-5	同上 以上は固定床	模型下流端 A-2 と同じ 猪名川 $625 \text{ m}^3/\text{sec}$
A-6	A-4 の移動床	流量配分は藻川の池跡に土砂が堆積することにより猪名川 $720 \text{ m}^3/\text{sec}$ から $745 \text{ m}^3/\text{sec}$ になる。さらにこの水の継続時間とともに $30 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度増加して安定する。

表-2.3 B 案実験種類 (各案とも移動床)

実験名	改造箇所	条件および結果
B-1	藻川全域改修 猪名川は厩 48 より上流低水路および流頭部を改修	両川とも下流端計画断面による水位—流量曲線 計画高水流量で 猪名川 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$
B-2	猪名川厩 58 附近高水敷 (竹やぶ) の切取りを少なくした	水位—流量曲線同上 計画高水流量で 猪名川 $750 \text{ m}^3/\text{sec}$
B-3	藻川の入口左岸堤防を前面によせ川幅を狭めた。またこれに対応するだけ厩 52 附近の高水敷の切取りを少なくした	B-2 に比し両川呑み口が狭いため上流でやや水位が上昇する猪名川厩 53 右岸の洗掘が大きい 猪名川 $750 \text{ m}^3/\text{sec}$
B-4	藻川は B-1 と同様 猪名川は計画断面に改修	藻川は改修断面。猪名川は現況断面による水位—流量曲線 猪名川 $750 \text{ m}^3/\text{sec}$
B-5	同上	藻川猪名川とも計画断面による水位—流量曲線 猪名川 $750 \text{ m}^3/\text{sec}$

表-2.4 C 案実験種類

実験名	改造箇所	条件および結果
C-1	㈬57の右岸拡張	両川とも現況断面による下流水位。 計画流量で藻川 870 m ³ /sec
C-2	同上および分流点直下流藻川左岸高水敷を30m前後切り取る	同上 藻川 940 m ³ /sec
C-3	同上および㈬53右岸附近の高水敷を35m低水路まで掘削	同上 藻川 985 m ³ /sec
C-4	形状C-3と同じ C-1~C-3は模型粗度 0.0227 であったのを 0.0183 にした。以下同じ	両川とも計画断面による下流水位 藻川 972 m ³ /sec
C-5	同上および猪名川の高水敷を流頭部の前面まで出し、藻川分流点直下流高水敷を低水路高まで掘削	同上 流況良好 藻川 1,100 m ³ /sec
C-6	同上	猪名川は現況断面。藻川は計画断面による下流水位とする
C-7	C-5の形状で藻川㈬44左岸の堤防および高水敷を20m拡張	移動床実験 下流端計画の水位—流量曲線 藻川 1,100 m ³ /sec

(4) 主な結論

○ 水位について

A (−80 cm)、B (−65 cm)、C (−50 cm) の順に猪名川 5.8 k 付近の水位が高くなり、水位で見れば A 案が最もすぐれている。() は計画高水位に対する比高)

○ 流況について

C 案は死水域が多く、流量の変化とともに流向が変わり好ましくない。

A 案は初め死水域が発生するが、河床の安定とともに死水域が減少し流れは滑らかに堤防法線に従い好ましい流況を示す。

B 案は死水域の発生がなく、流れも滑らかで堤防法線に従った非常に好ましい流況となる。

以上から B 案が最も優れ、A 案がそれにつづく。

○ 流速、河床変動、河道の維持について

現況河道において弱点となっている藻川流入部は、C 案においてはなお流速が大きく、河床がかなり洗掘される。

B 案では横断方向の流速分布が均一となり、その値も減少 (約 4.0 m/sec) してほとんど洗掘されない。

A 案は藻川の河道を付けかえることから問題はない。

以上から A 案、B 案が優れ、C 案が劣る。

A 案は分岐角度が小さいので、流れは分岐部に集中し分岐点の維持が困難である。そして藻川入口の右岸側に土砂が堆積するため、流れの中央部への集中が助長される。

B 案では分岐角度が大きく、流れは中央部に集中しない。そして中央部が堆積し、これが導流水制の役割を果たして滑らかな流れで分けられる。この点から、B 案は A 案よりまさっている。

A 案は川幅が広く猪名川、藻川両川とも全面的に堆積することから、低水流量のときに非常に乱流を生ずる。

B、C 案ではこのようなことは無く、この点について A 案は B、C 案よりも劣る。水位、流況、流速、河床変動について総合評価すると、B 案が最もすぐれており妥当な河道案であると考えられる。

○ 流量配分 (河道は B 案) について

各ケースとも初期の状態では計画どりの配分となる。しかし猪名川下流を現状にしたケースでは、猪名川の呑み口が洗掘され藻川の入口に堆積することから、初期の状態に比べて猪名川への流入量が増加する。(80 ~ 90 m³/sec の増加)

猪名川下流を改修したケースでは猪名川側が堆積するので、猪名川への流入量の増加

が少なくなる。(20～30 m³/sec の増加)

流量の適切な調節が必要なことから、分流量の変化の少ない猪名川下流部の河道を改修する B-4 案が最もすぐれた河道であると考えられるとしている。

このようにして決定された改修河道案 (B-4 案) が基本となって現在の河道が形作られた。

2.2 模型の相似律⁷⁾

2.2.1 流れの相似性

実河道に起る現象を水理模型実験によって検討するためには、実河道と河道模型とにおける現象が相似とならなければならない。一般には、幾何学的な形状の相似だけでなく、流れ、河床形態、流砂量などが、それぞれ相似となる必要がある。

いま、流れの相似を考えると、流れのレイノルズ数が大きい乱流を表わす運動方程式は、

$$\begin{aligned}\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} (\overline{-u'u'}) + \frac{\partial}{\partial y} (\overline{-u'v'}) + \frac{\partial}{\partial z} (\overline{-u'w'}) \\ \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} (\overline{-v'u'}) + \frac{\partial}{\partial y} (\overline{-v'v'}) + \frac{\partial}{\partial z} (\overline{-v'w'}) \\ \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} (\overline{-w'u'}) + \frac{\partial}{\partial y} (\overline{-w'v'}) + \frac{\partial}{\partial z} (\overline{-w'w'})\end{aligned}$$

.....(2-1)

で、簡単のために一方向流れを考え、y 軸と z 軸方向の平均流速 v と w とを無視し、さらにレイノルズ応力項を渦動粘性係数 ε を用いて書き直すと、

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} (\epsilon_x \frac{\partial u}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (\epsilon_y \frac{\partial u}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (\epsilon_z \frac{\partial u}{\partial z}) \dots\dots\dots(2-2)$$

となる。実河道と河道模型との流れの相似性を得るためには、このような運動方程式が、実河道と河道模型とで同時に成立しなければならない。一般には断面平均流を考えて、式 (2-2) の各項を断面平均化し、断面平均流速を U、水深を h、河床勾配を I、潤辺に働くせん断力を τ₀、運動量補正係数を β、エネルギー補正係数を α、径深を R とすると、

$$\frac{\beta}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\alpha}{2g} \frac{\partial U^2}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - I + \frac{\tau_0}{\rho g R} = 0 \dots\dots\dots(2-3)$$

となる。ただし、

$$\begin{aligned}\frac{1}{A} \iint_A \left\{ \frac{\partial}{\partial y} (\epsilon_y \frac{\partial u}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (\epsilon_z \frac{\partial u}{\partial z}) \right\} dA &= \frac{1}{\rho A} \iint_A \left\{ \frac{\partial \tau_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} \right\} dA \\ &= \frac{1}{\rho A} \oint \tau_i \tau_i ds\end{aligned}$$

$$S \cdot \tau_0 = f_z \cdot \tau_z \cdot ds \quad \left(\begin{array}{l} S: \text{潤辺長} \\ A: \text{断面積} \end{array} \quad S \cdot R = A \right)$$

より、河床せん断力 τ_z を潤辺に沿って平均化した τ_0 を用い、

$$\frac{1}{A} \iint_A \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} dA = - \frac{\tau_0}{\rho R}$$

$$P + \epsilon_x \frac{\partial u}{\partial x} \div P$$

と置き換えてある。

連続の方程式は

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

を x 方向流れに対して平均化すると、流量を Q 、水路単位長当りの流出量を q として、

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + q = 0 \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

となる。

以上の式 (2-3) および式 (2-4) は、漸変流に関する一次元解析で、一般に用いられる運動方程式と連続方程式である。この場合式 (2-3) は流れの消費するエネルギーが、すべて壁面において生じるせん断抵抗 τ_0 で表わされている。したがって、実河道と河道模型における流れの平均流速と水深の相似を得るだけであれば、壁面に人工的な粗度を与えることによって達成できることになる。このようにして、式 (2-3)、式 (2-4) が、実河道と河道模型とで同時に成り立つようにした場合 (両者における基礎式の各項の比が等しい)、諸量の縮尺は下に示すように表わされ、いわゆるフルードの相似則を満たす河道模型が得られるわけである。

流 速	$U_r = h_r^{1/2}$	
時 間	$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2}$	
河床勾配	$I_r = h_r \cdot x_r^{-1}$	
流 量	$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2}$	$\dots\dots\dots (2-5)$
粗 度	$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2}$	
断 面 積	$A_r = x_r \cdot h_r$	
x_r : 流れ方向の縮尺		
h_r : 水深方向の縮尺		

しかし、流速分布の相似まで考えると、式(2-1)の相似が必要となり、模型の縮尺が歪んでいないこと($x_r = h_r$)、粗度要素の幾何学的相似などが必要となってくる。

2.2.2 移動床の相似律

一方、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なければならない。すなわち、平均流の相似を考えた場合、式(2-3)中のせん断抵抗を決める河床形態が、どのような物理量のどのような関数になっているかを知らなければ、移動床模型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、流体密度 ρ 、動粘性係数 ν 、河床材料の密度 ρ_s 、平均粒径 d 、摩擦速度 U_* (あるいは流速 v)、水深 H (あるいは河床勾配 I)、水路幅 B 、重力加速度 g の関数として表わされる。このうち ρ 、 g 、 d を基本量として、上述の関数を無次元表示すると

$$\pi = \pi(U_* d / \nu, U_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d, H / d, B / H, (\rho_s / \rho - 1)) \dots\dots\dots (2-6)$$

となる。式(2-6)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 $U_* d / \nu$ 、無次元掃流力 $U_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d$ 、水深粒径比 H / d であると考えられ、 $U_* d / \nu$ が大きい場合はこの項を無視することができる。その場合は、無次元掃流力と水深粒径比だけを考えればよく、河床材料の粒径を模型の幾何学的縮尺と同様に縮尺し、実河道と河道模型とで同じ河床形態が生じ、フルードの相似関係を得ることができる。しかし実河道で $U_* d / \nu$ の値が充分大きく無視できても一般の河道模型では、 $U_* d / \nu$ の値がかなり小さくなり、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Ripplesと呼ばれる河床波が $U_* d / \nu$ の値が20以下程度になると発生し、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。

模型実験では、一方向流れについての河床抵抗の相似条件(式(2-3)の相似)の下で、河道の平面形状や中規模河床形態によって決まる三次元的流況を測定するため、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する無次元量に河幅と水深の比 B / H を加えて考えればよく、無歪縮尺の模型であれば、 B / H の相似は得られる。また中規模河床形態はRipplesの発生のいかにかわらず形成される。

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式(2-6)と同様で、 $U_* d / \nu$ が大きくなれば、流砂量は、無次元掃流力 $U_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d$ と水深粒径比 H / d を実河道と河道模型とで等しくすれば、ほぼ流れを同じ縮尺で相似とすることができる。 $U_* d / \nu$ が河道模型で小さい場合などは、実河道で生じていないRipplesが河道模型では発生することになり、河床抵抗と同様流砂量の相似も得られなくなる。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形態領域の範囲内にあればよく、異なる形態の境界付近の現象を除けば比較的相似としやすい。また流砂量が相似でない場合については、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ることがある。

2.2.3 模型縮尺の決定

移動床模型の縮尺は粒子レイノルズ数があまり小さくならない範囲、すなわち模型水深が小さくなりすぎないように決めなければならない。

一般に模型の縮尺は実験目的に応じた規模、測定の容易さ、経済性、敷地面積、模型の附帯設備等（給排水設備の能力等）および相似性との関係で決まるが、本模型の場合は縮率を50とすることにした。

模型諸量の縮尺はFroudeの相似則に $x_r = h_r = 50$ を代入すると、 $U_r = 7.071$ 、 $t_r = 7.071$ 、 $Q_r = 17,677$ 、 $n_r = 1.919$ 、 $A_r = 2,500$ を得る。また、模型砂には図-2.7に示す粒度特性のものを用いた。この模型材料の平均粒径は0.60 mmである（猪名川5.4 k地点の河床材料調査の粒径を代表させた）。

2.3 実験条件の検討

2.3.1 模型施設の概要

模型施設は土木研究所河川屋外実験場に設置した。模型は水平・垂直とも同一縮尺1/50の無歪フルード模型である。

模型対象区間は本実験目的の解明に必要な区間として、猪名川4.0 k～8.0 k、藻川3.0 k～分派点までとした（図-2.6）。模型は縮尺に合わせた混合砂を河道に敷きつめた移動床模型であり、河道内で洪水時移動する掃流砂の状況もほぼ相似と評価し得るものである。なお模型に使用した実験砂の粒径は、現地猪名川の河床材料調査（昭和57年）結果から代表地点5.4 k（分派点）における粒度分布図（平均粒径 $d_m = 30 \text{ mm}$ ）を参考に1/50縮尺の混合砂を調整したものである（図-2.7）。

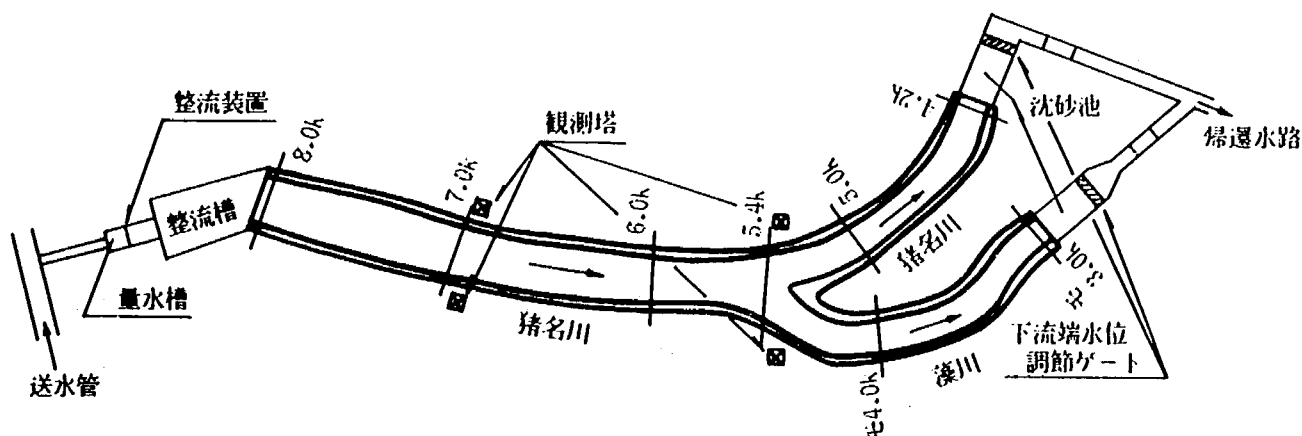
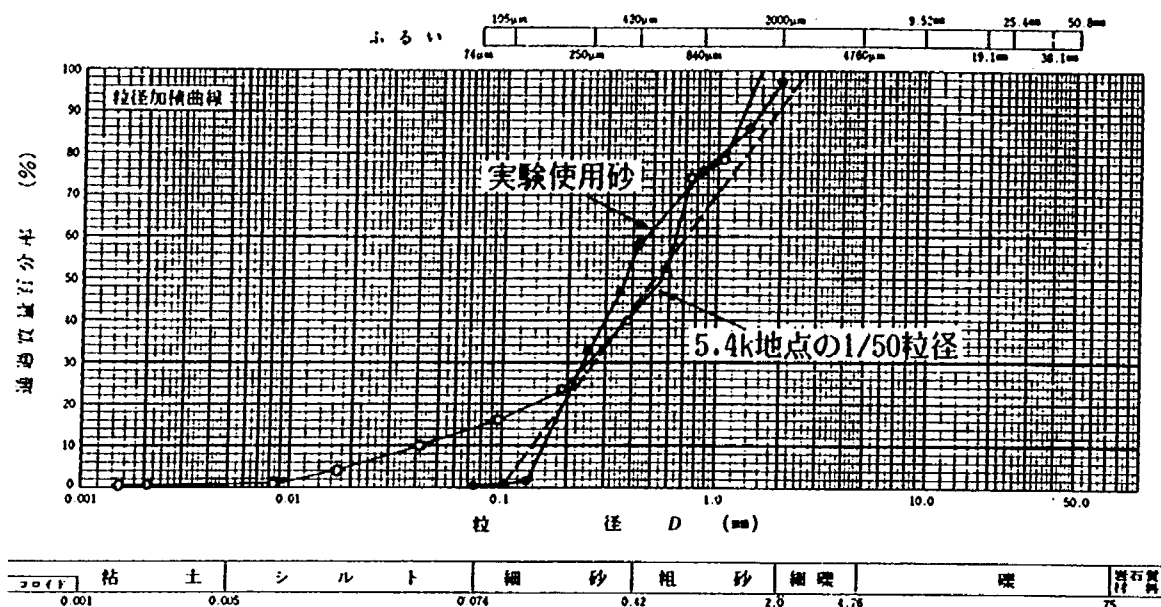


図-2.6 模型施設平面図



図－ 2.7 実験砂粒度分布図

2.3.2 河道内構造物の設置

実験区間には、河道堰が2箇所、橋梁が9箇所に現存する。その他に河道内（河床下）を伏越が2箇所通っており、また無数におよぶ根固め工^{*}、さらに現在計画中の新猪名川橋も近い将来設置される予定となっているなど、数多くの河道内構造物が築造されている。

模型では検討する河道案ごとに、対応する時期（計画河道だと10数年後を想定し、現況河道は昭和55年当時、暫定河道は昭和59年の河道）に存在すると考えられる各構造物を模型の縮尺（1/50）で製作し、各々の位置に設置した（図－ 2.9）。

2.3.3 測定装置及び測定手法

1) 量水槽（刃形せき）の設置

流量を与え、また分流量を測定するために上・下流部に量水槽を設置した。

2) 水位計の設置

河道内には水位計（ポイントゲージ、サーボ式水位計）を所定の測定位置に設置し、観測を常時出来るように歩行用足場を各々において設置した。

注）^{*}；根固め工の取り扱い

現況河道；S.55年当時布設してあったものを猪名川改修史資料から調査し、その高さ、厚さ、面積を評価して模型において碎石を使用した根固めブロックとして各々の位置に設置した。

計画河道；計画される河道においては、低水護岸の根元に河川構造令に沿って計画河床高－1.5 mの高さに長さ約5 m（横断方向）にわたって全区間設置した。

3) 観測塔の設置

流況観測のために分派点と暫定河道の近くに観測塔を設置し、上空より流れの変化をVTR、カメラで撮影している。また、河道全体の流況を観測するために気球をあげて、気球からカメラ撮影を行っている。

4) 河床高の測定

河床高の設定は、各断面ごとに設置されている測定ぐいの高さを基準として初期河床高を与えている。そして対象とする流量を通水後もくい高を基準に、その高さの変化を測定している。

各測定位置は図-2.9に示す通りであり、各実験の測定手順は図-2.10に示すフローに従っている。

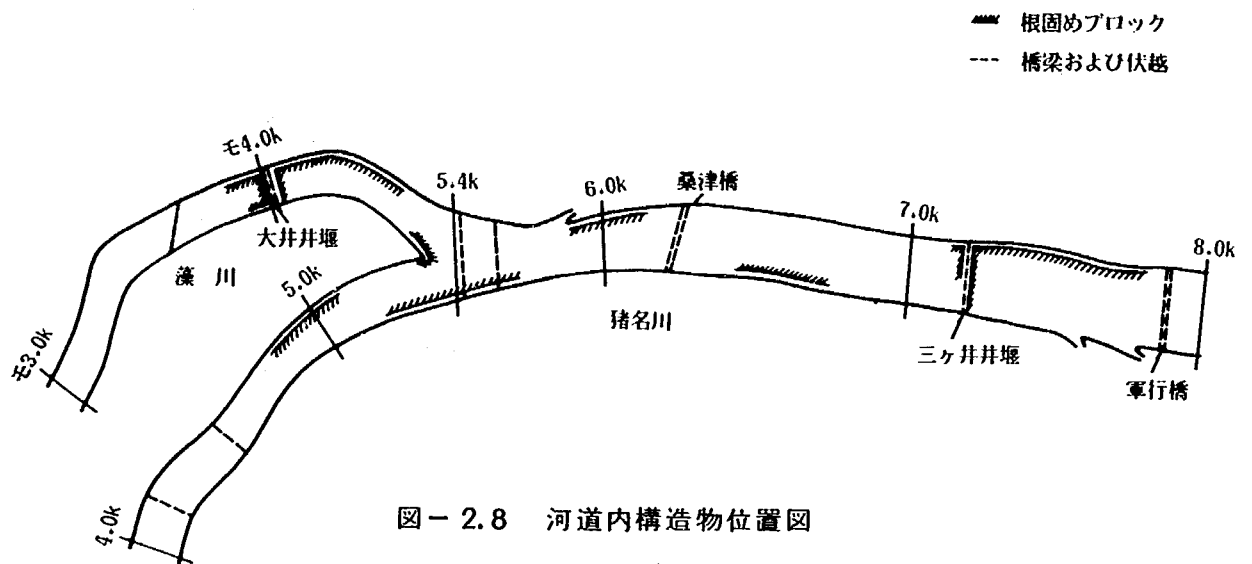


図-2.8 河道内構造物位置図

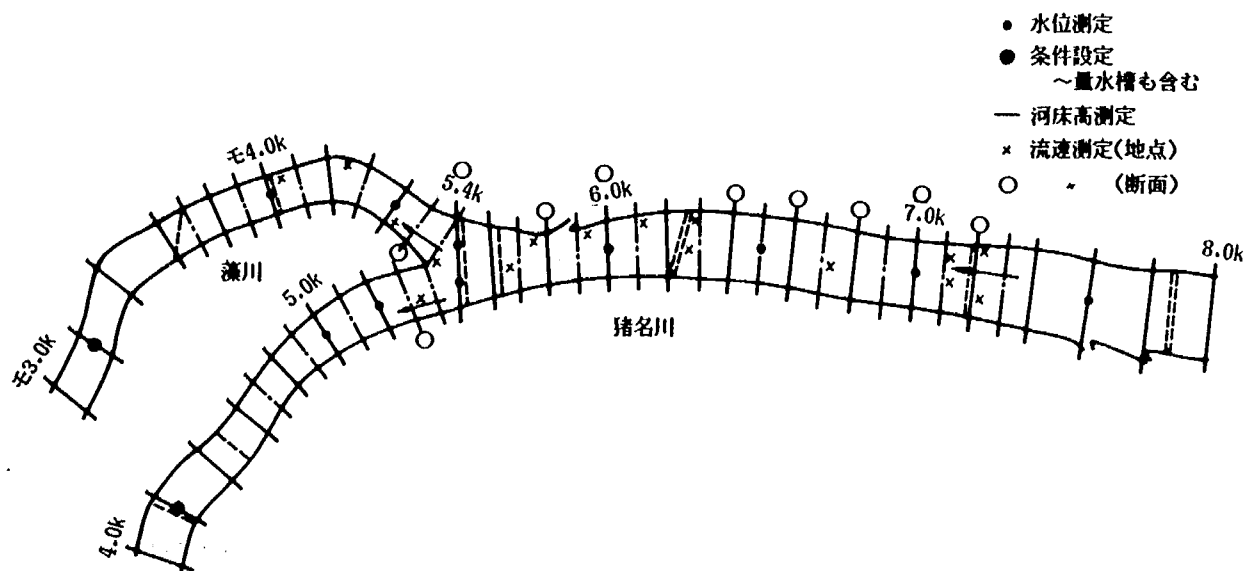


図-2.9 測定箇所位置図

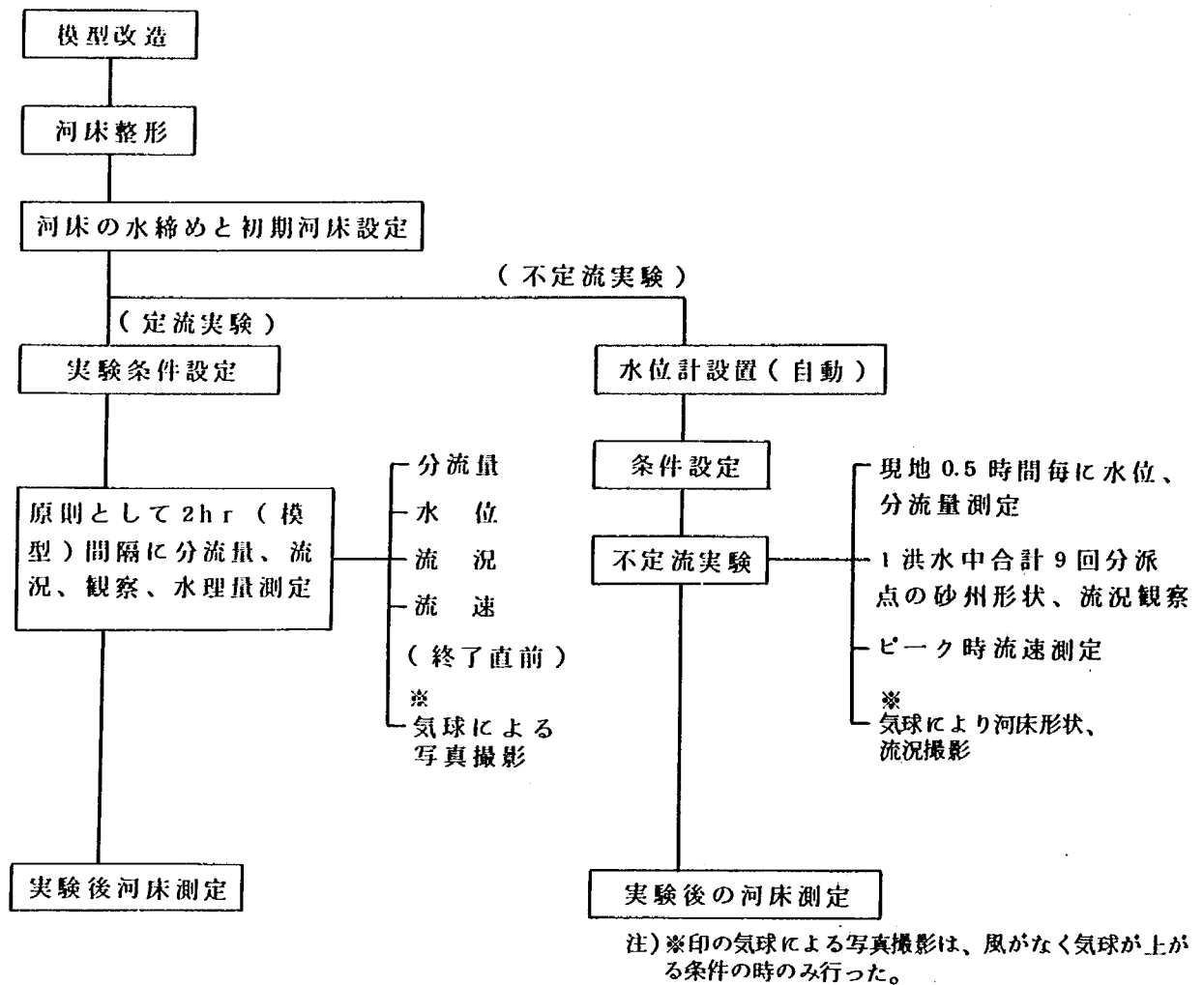


図- 2.10 実験手順のフロー

2.3.4 実験条件の設定

2.1 に示した実験目的に沿って、実験ケースを表- 2.5 に示すように計画した。実験条件は、各ケースごとの目的に応じて、河道条件、流量条件、そして給砂等の条件がケース一覧表に示したように与えられている。

次に各条件設定の根拠について説明する。

1) 河道条件

河道案として、現況河道の他に猪名川の河道計画（低水路法線幅の決定）に沿った河道案として、計画1河道（現計画案）案、計画2河道（中間案）案、修正1河道案を設定して、実験を実施した。

●計画1河道案（図- 2.11）

事務所で計画された基本計画に沿って与えられた低水路案（ $B \div 80 \text{ m}$ ）

●計画2河道案

現況河道と計画1河道との中間的な河道幅をもつ低水路案（ $B \div 110 \text{ m}$ ）

●修正1河道案（図- 2.12、13）

表-2.5 実験ケース一覧表

実験No	河道条件	流量条件		給砂	分流量	水位	流速	流況	河床高	目的
1	現況河道 (S.55年)	(m^3/s) 800	定流	無し	測定	測定	測定	測定	測定	現況河道において現地と模型の相似性、適応性を検証する。
2	"	1900	不定流	"	"	"	" (ピーク)	"	"	現況河道における洪水時の分流、河床変動などの河道特性を把握する。
3	計画1河道	800	定流	"	"	"	"	"	"	計画河道(事務所)案における河床変動などの状況把握。
4	"	2600	不定流	"	"	"	" (ピーク)	"	"	計画河道(事務所)案における洪水時の河床変動、分流状況の把握。
5	計画2河道	400	定流	無し	測定	測定	測定	測定	測定	計画河道(中間)案における河床変動などの状況把握。
6	"	800	"	"	"	"	"	"	"	同上
7	"	2600	不定流	"	"	"	" (ピーク)	"	"	計画河道(中間)案における洪水時の河床変動、分流状況の把握。
8	背割堤1案 (計画1河道)	800	定流	"	"	"	"	"	"	分派点に分流量を制御するための構造物(背割堤1案)を設けて計画分流を行う。
9	"	2600	不定流	"	"	"	" (ピーク)	"	"	同上(計画洪水を対象)
10	出し水制案 (修正1河道)	800	定流	有り	測定	測定	測定	測定	測定	分派点に分流量を制御するための構造物(出し水制)を設けて計画分流を行う。
11	"	2600	不定流	"	"	"	" (ピーク)	"	"	同上(計画洪水を対象)
12	背割堤2案 (修正1河道)	800	定流	"	"	"	"	"	"	分派点に分流量を制御するための構造物(背割堤2案)を設けて計画分流を行う。
13	"	2600	不定流	"	"	"	" (ピーク)	"	"	同上(計画洪水を対象)
14	暫定河道 (1案)	800	定流	有り	測定	測定	測定	測定	測定	水利用高度化施設(三次処理場)の設置に伴う暫定河道を検討する。
15	"	1900	不定流	"	"	"	" (ピーク)	"	"	同上(洪水時を対象)
16	暫定河道 (2案)	800	定流	"	"	"	"	"	"	同上(河道は暫定2案)
17	"	1900	不定流	"	"	"	" (ピーク)	"	"	同上(" 、洪水時を対象)

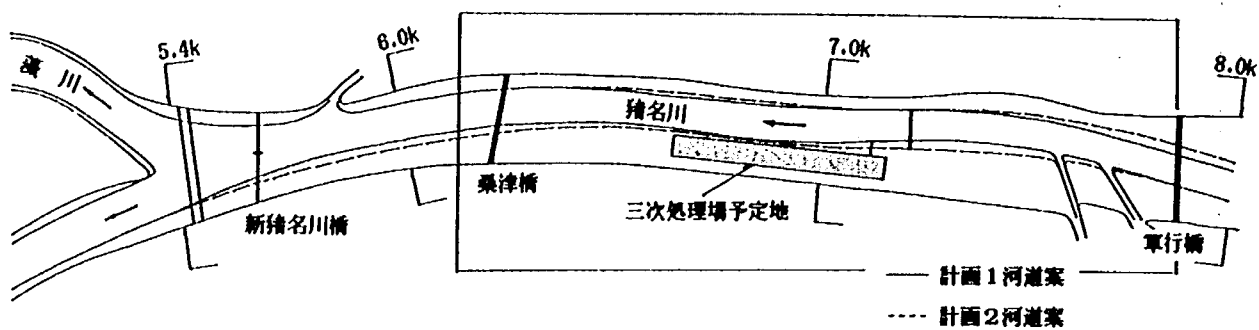


図- 2.11 計画河道法線案

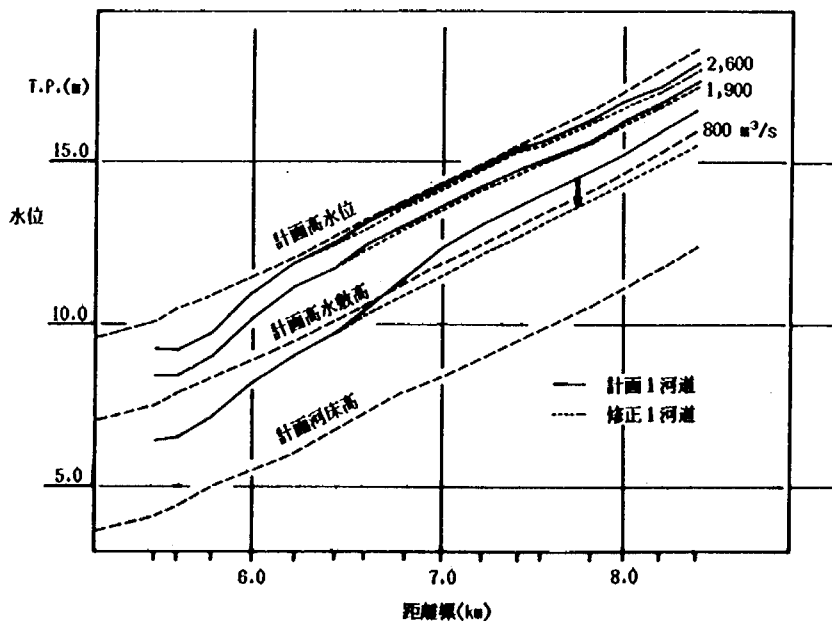
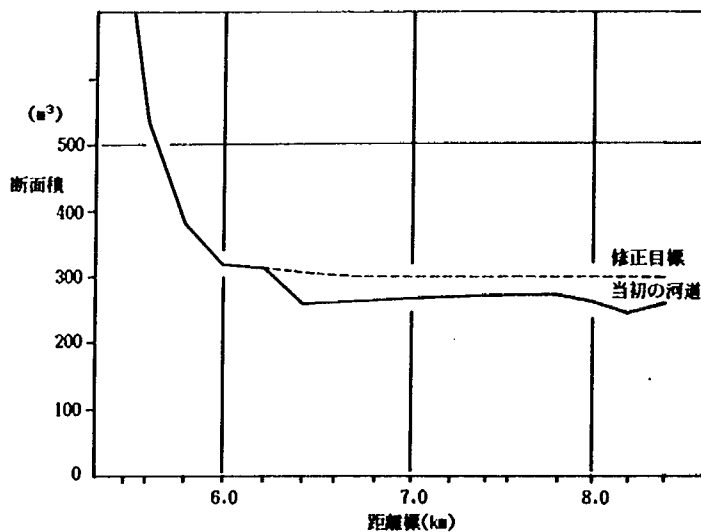
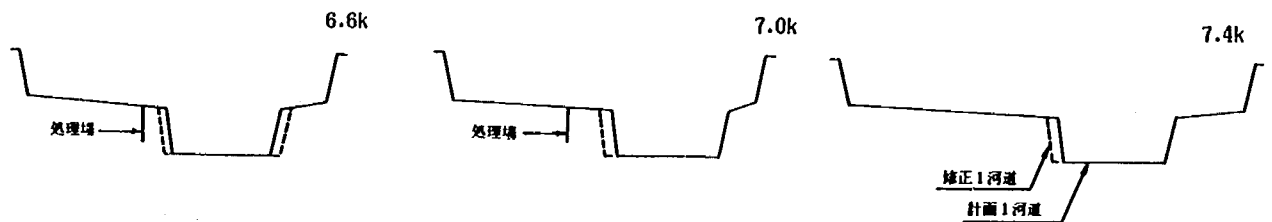
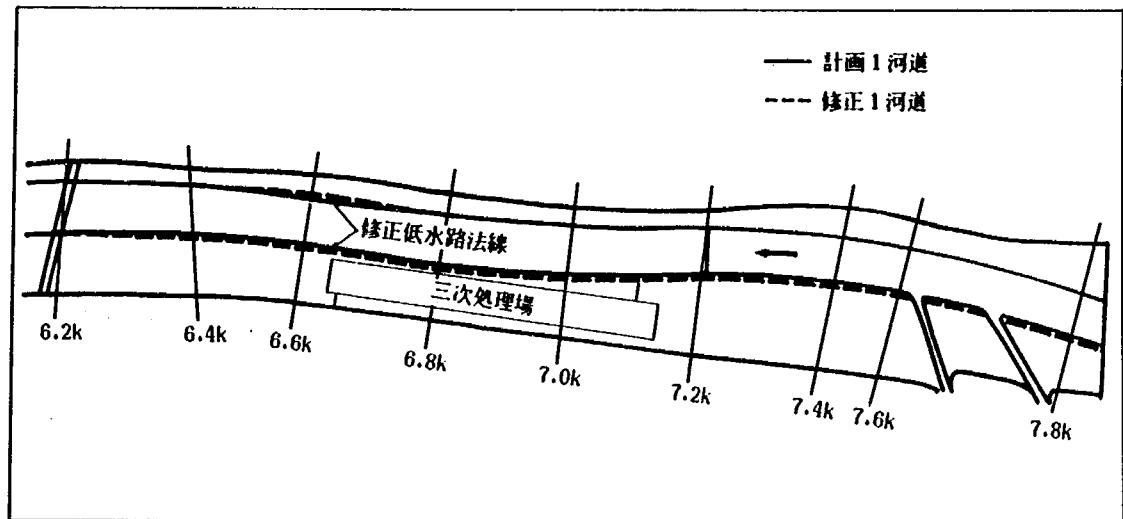


図- 2.12 修正断面積と水位の変化



図－ 2.13 修正河道法線案と断面図

計画1河道案を基本として、計画粗度係数が $n = 0.035$ である場合、低水路の疎通能力不足を解消するために一部修正（低水路幅を拡幅）した低水路案（ $B \div 90\text{ m}$ ）

また河道案として妥当な評価がなされた河道において、自然分流が望ましい分流量で流れるように、分派点周辺の構造案を考え、背割堤案と称する1,2案と、出し水制案を設定して、実験を実施している。

● 背割堤1案（図－ 2.14）

分派点中央に分流量を制御するため、高水敷高までの背割堤を設けて計画分流（分流比、猪名川：藻川＝6：7）を行うもので、背割堤先端の位置は、前に行った実験の結果から計画分流比に相当する分流境界と推定された位置に設けられている。

● 出し水制案（図－ 2.15）

同上の位置および高さに設置されているが、構造が単純な土出し水制であり、より経済的なもの。

● 背割堤2案（図－ 2.16）

2案の構造は、1案の実験結果を受けている。1案において洪水ピークの流向が背割堤上を藻川から猪名川へ流れたものを、背割堤上に傾斜をつけた盛土地を設定して調節を行うもの。

注）＊；背割先端位置の決定は、3.3.2を参照のこと。

2) 流量条件

不定流実験の洪水ハイドロには、現況河道と計画河道との各々に対する洪水ハイドロを与えた。まず計画河道の洪水波形は、計画上の基本計画高水流量 ($Q_p=2600\text{ m}^3/\text{sec}$) を計画のハイドロで与えている (図-2.17)。

現況河道としては、現状の疎通最大流量 (約 $1900\text{ m}^3/\text{sec}$) を対象として、計画のハイドロにあてはめ、ピーク流量の比でハイドログラフを作成したものを与えている (図-2.18)。

以上のように、不定流実験についてはハイドログラフを適用したが、定流実験ではまず計画 (暫定も含む) において低水路満杯流量 ($800\text{ m}^3/\text{sec}$) を対象として、過去十数年間の出水記録から、 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ 規模相当の総通水時間を計算し、それを参考に実験通水時間 (模型時間で約 10 時間) を与えている。

現況では検証が主な目的であったため、現地における過去の出水で、猪名川の現状の河道を形造ったと思われる $800\text{ m}^3/\text{sec} \rightarrow 1200\text{ m}^3/\text{sec}$ 程度の流量と、大洪水と思われる $1500\text{ m}^3/\text{sec} \rightarrow 1900\text{ m}^3/\text{sec}$ を通水して、検証と大洪水時の状況を把握した。

3) 給砂条件

模型は 8.0 k から下流部が移動床として製作、設定されているが、補給砂が無いと移動

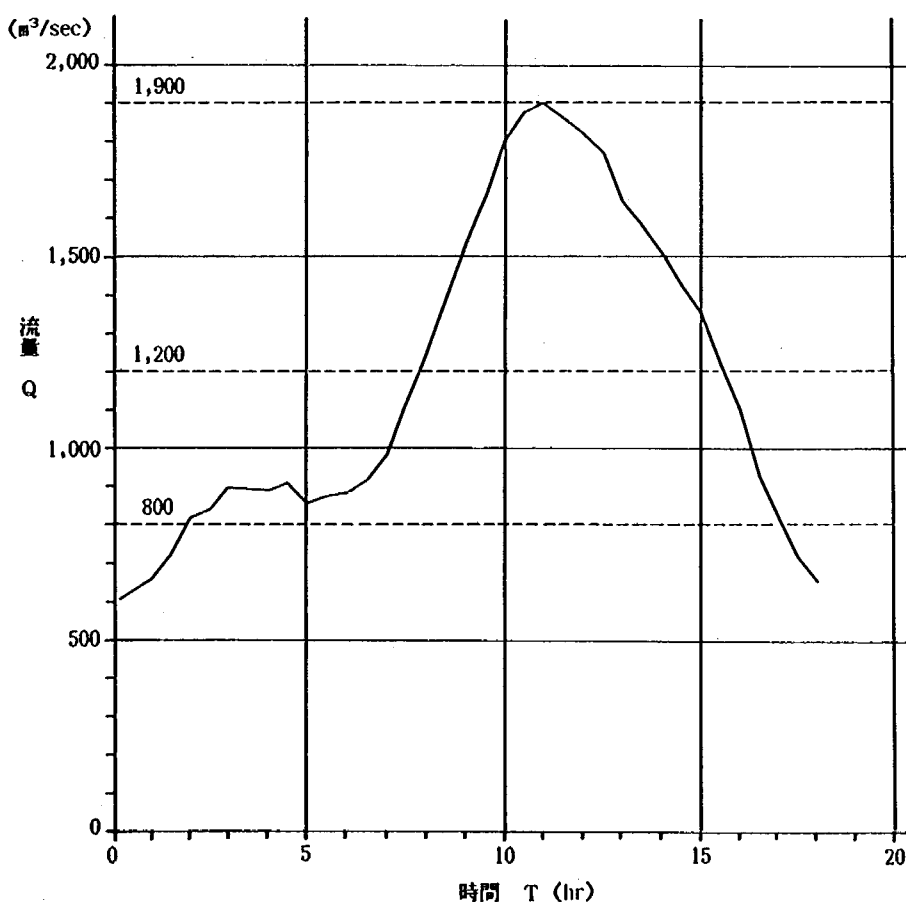
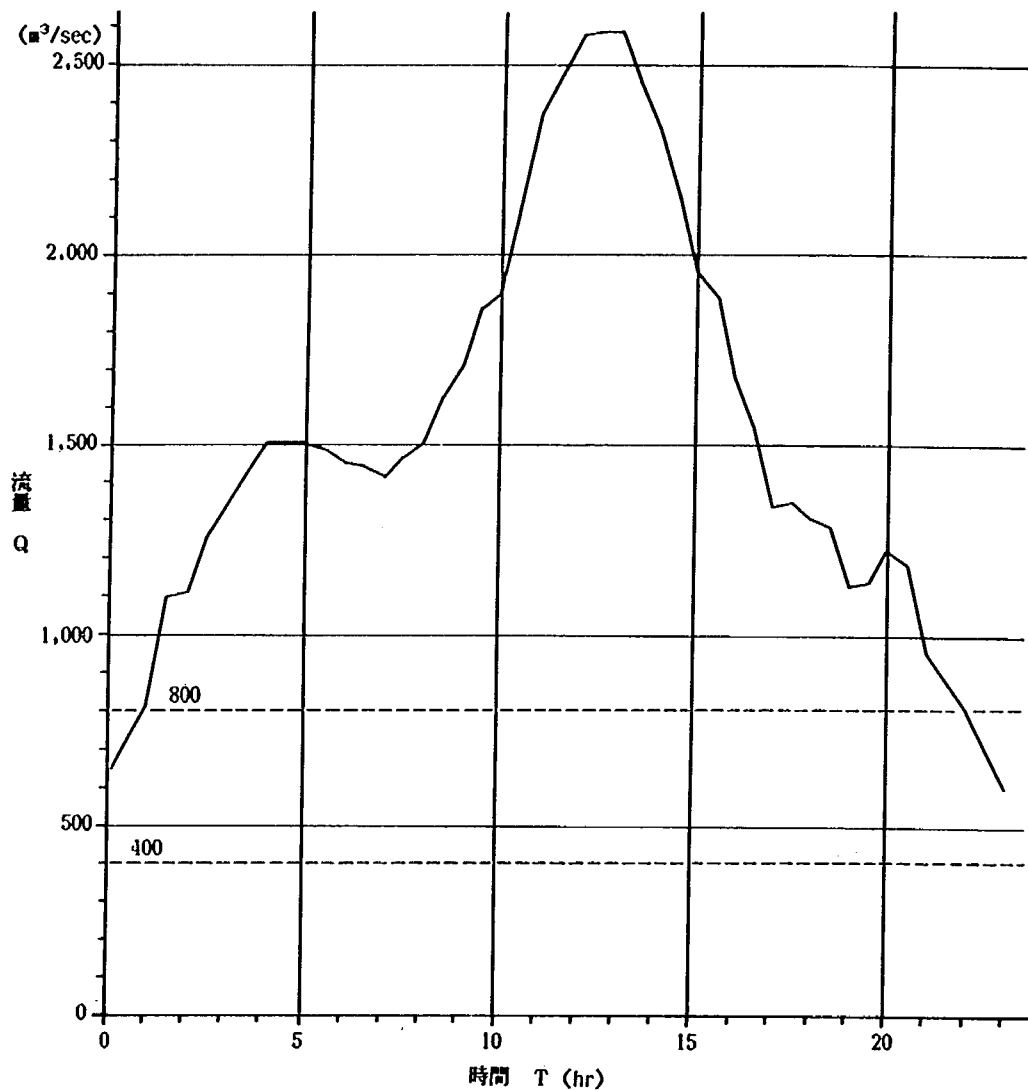


図-2.17 暫定計画流量ハイドロ (現況および暫定河道)



図－ 2.18 計画流量ハイドロ（計画河道）

床上流端の 8.0 k 付近は河床がいちじるしく低下する。

実験ケース 1～9 においては、模型上流区間が補給砂区間と考え、補給砂を供給せず河床低下した区間は実験結果の考察に当って配慮する方針とした。しかし、河床低下が下流にまでおよぶことを考えて、ケース 10～17 においては流量規模ごとに実験式^{*}より算定した補給砂の供給を行っている。

注）*；流砂量の実験式は参考資料を参照のこと、なお実際の給砂は実験式で求められた量の約 3～4 割少ない状態であって、実験結果の考察に当ってはこのことを配慮した。

第3章 実験結果とその考察

3.1 相似性と現況河道の河道特性

3.1.1 相似性の検証

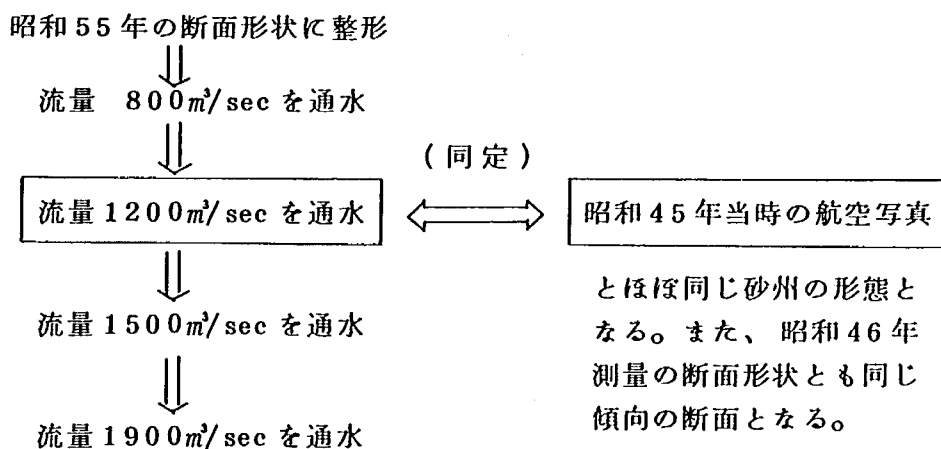
現況河道（昭和55年の河道断面）の定流実験の結果において、 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $1200\text{ m}^3/\text{sec}$ を通水し（図-3.1）、検証の目標である昭和45年当時と同じ砂州形態（図-3.2）が得られるかどうかを検討したものである。昭和45年の航空写真は、昭和42、43、44年の各年に近年の洪水記録には見ることのないかなり大規模な出水（42年が最大で $1,360\text{ m}^3/\text{sec}$ ）が続いて起っており（図-3.3）、河川が本来の姿（砂州の発達、移動が起る状態^{*}）になった時の状態であった。本実験の目的から、出水後の砂州形態と横断河床形状（昭和46年測量）そして水位と実験時のそれらを同定することで、大出水に対しても同じ条件が得られると思われることから、検証の目標を昭和46年当時の河床形状と定めたのである（図-3.4(1)、(2)）。

実験結果によると、砂州の形がほぼ同じであったと検証できたことから、ほぼ現地河川の現象を模型で表現出来るものと考えられる（水位は昭和42年当時の水位データがなかったため同定できなかった）。

定流実験での水位縦断図は図-3.5に示す。

なお、 $1200\text{ m}^3/\text{sec}$ 流量で砂州形態の同定ができたことから、昭和45年当時の河床形態を作った洪水は $1200\text{ m}^3/\text{sec}$ 規模ぐらいの流量であったと推察される。

検証のフロー



注) *；本来の河道とは、河道内の砂州が洪水によって頻繁に発達、移動するような状態を指している。これに反して昭和48年以後は大出水もなく、図-1.2に見るように河道の砂州を草木が覆う状態となっており検証の目標河道としては適していない。

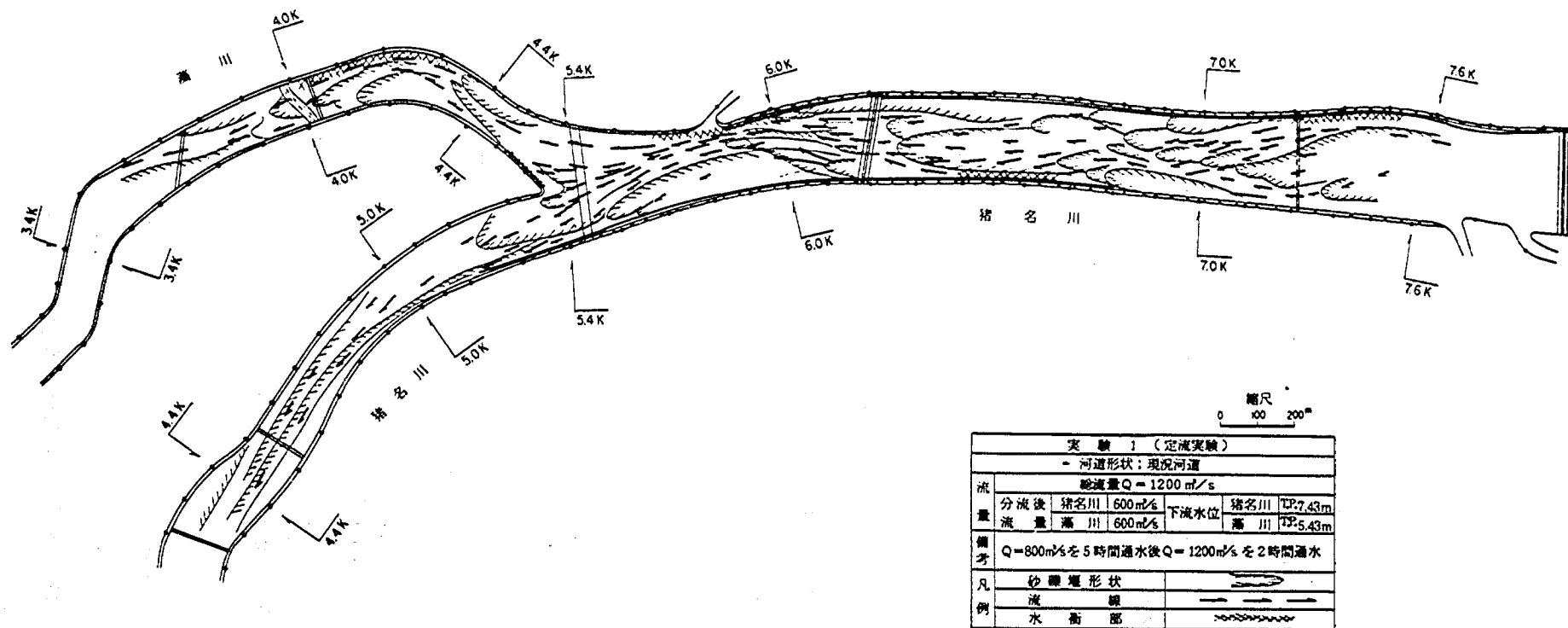


図-3.1 現況河道形状図(検証)

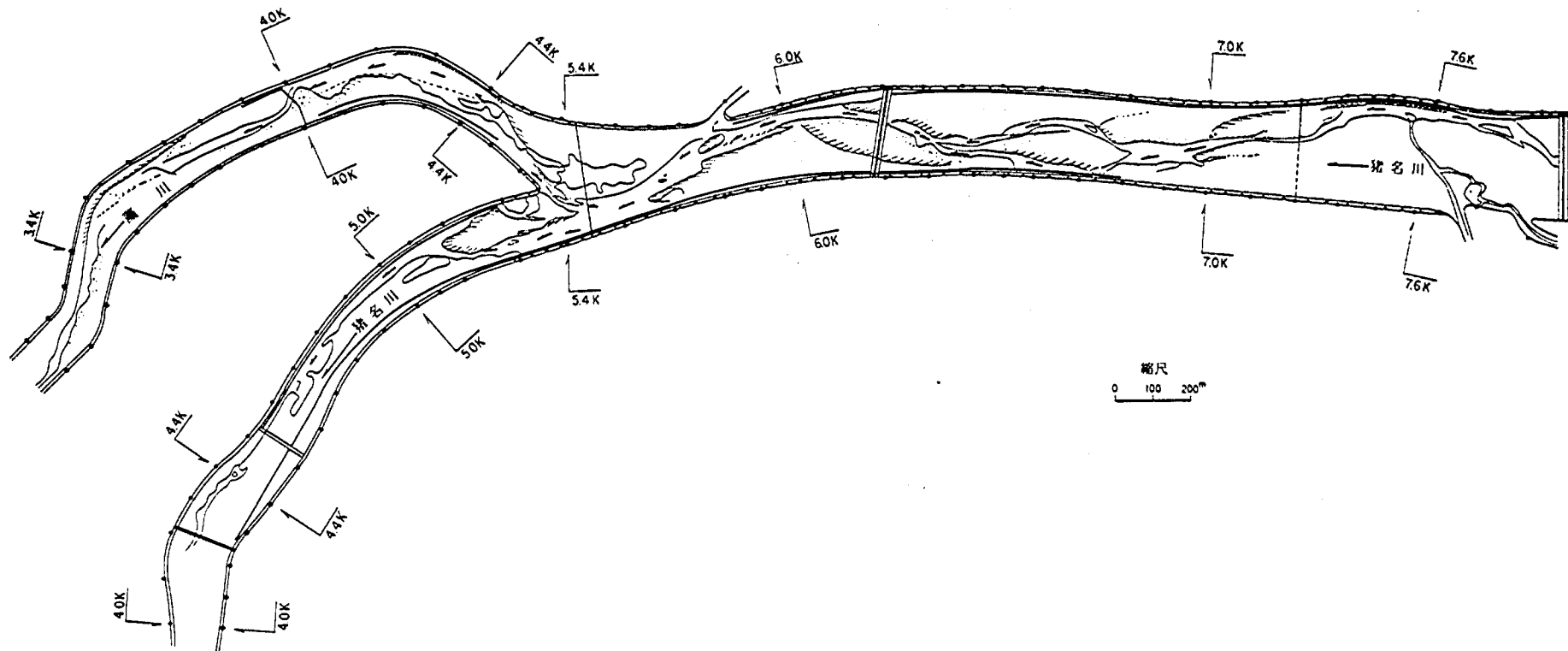
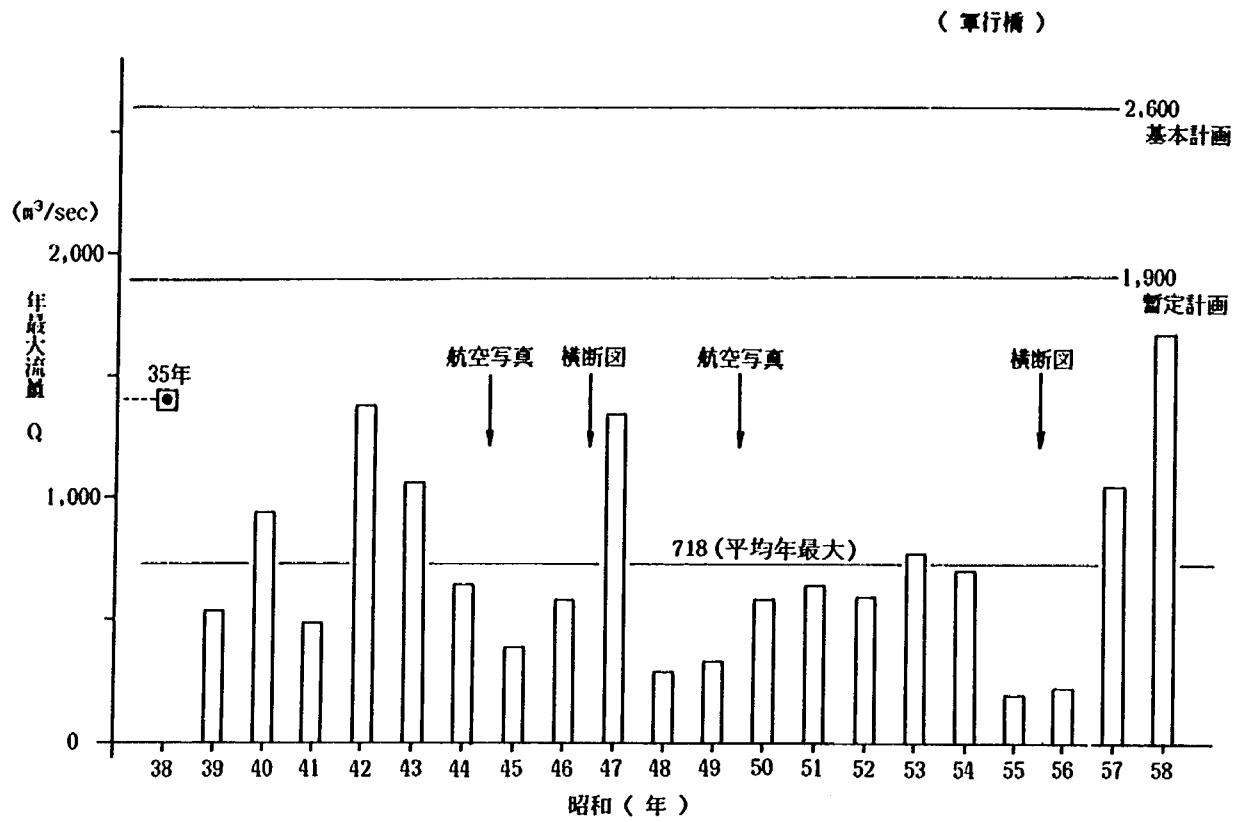


図-3.2 現況河道形状図(S.45年撮影)



図－ 3.3 年最大流量の経年変化

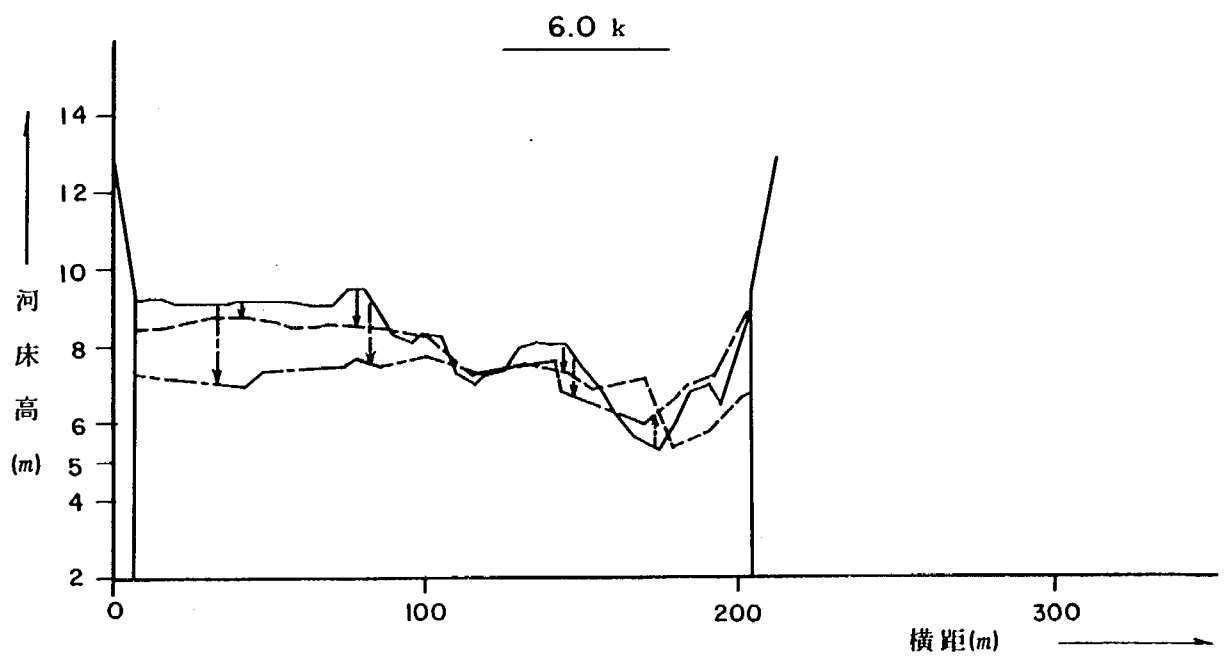
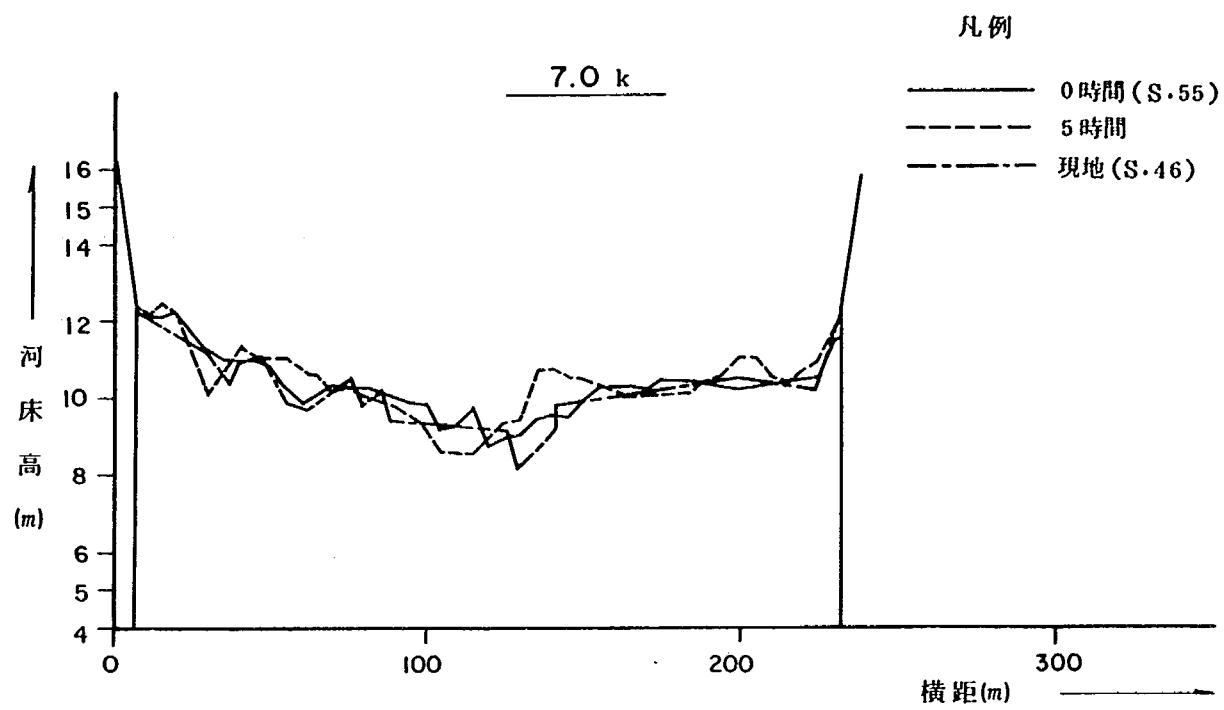


図-3.4 (1) 河道断面図 (検証)

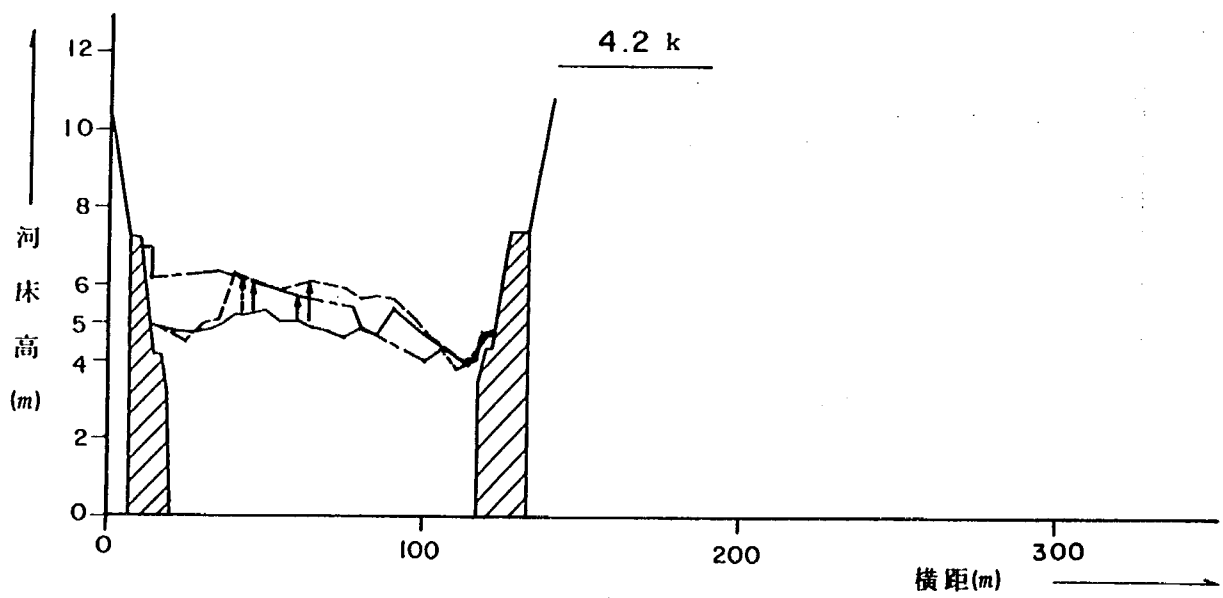
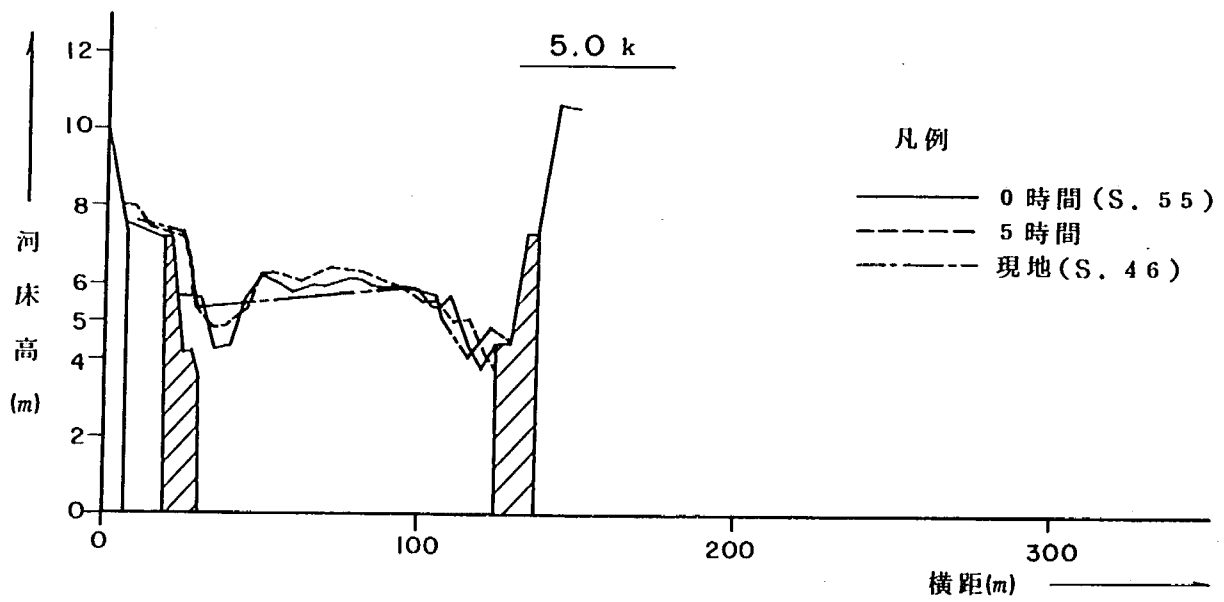
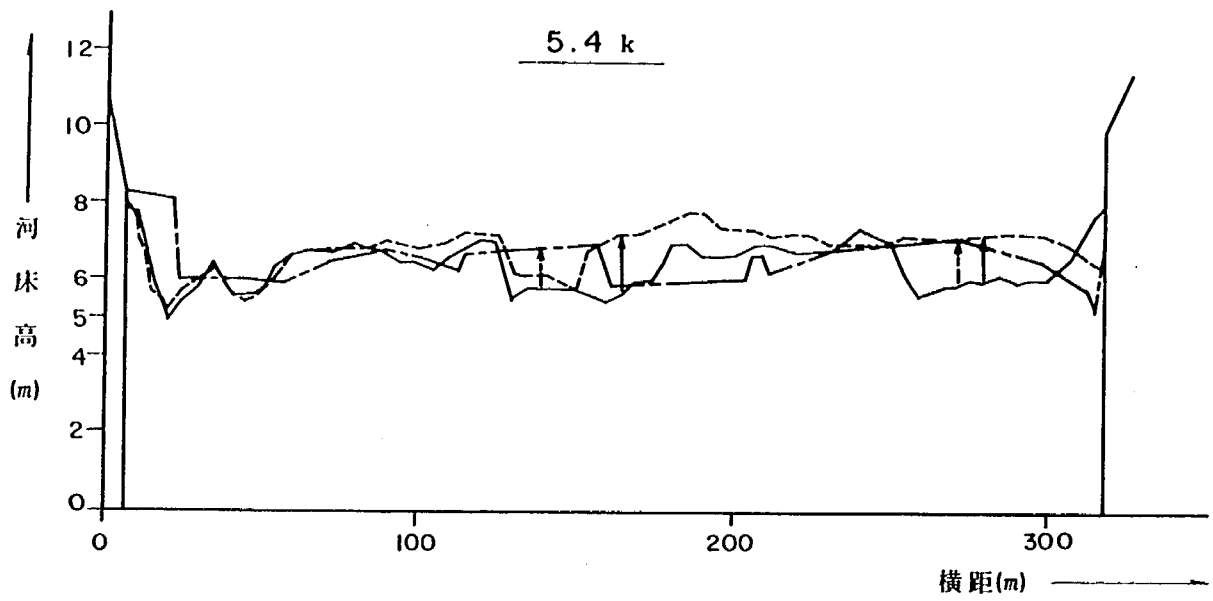


図-3.4(2) 河道横断面図(検証)

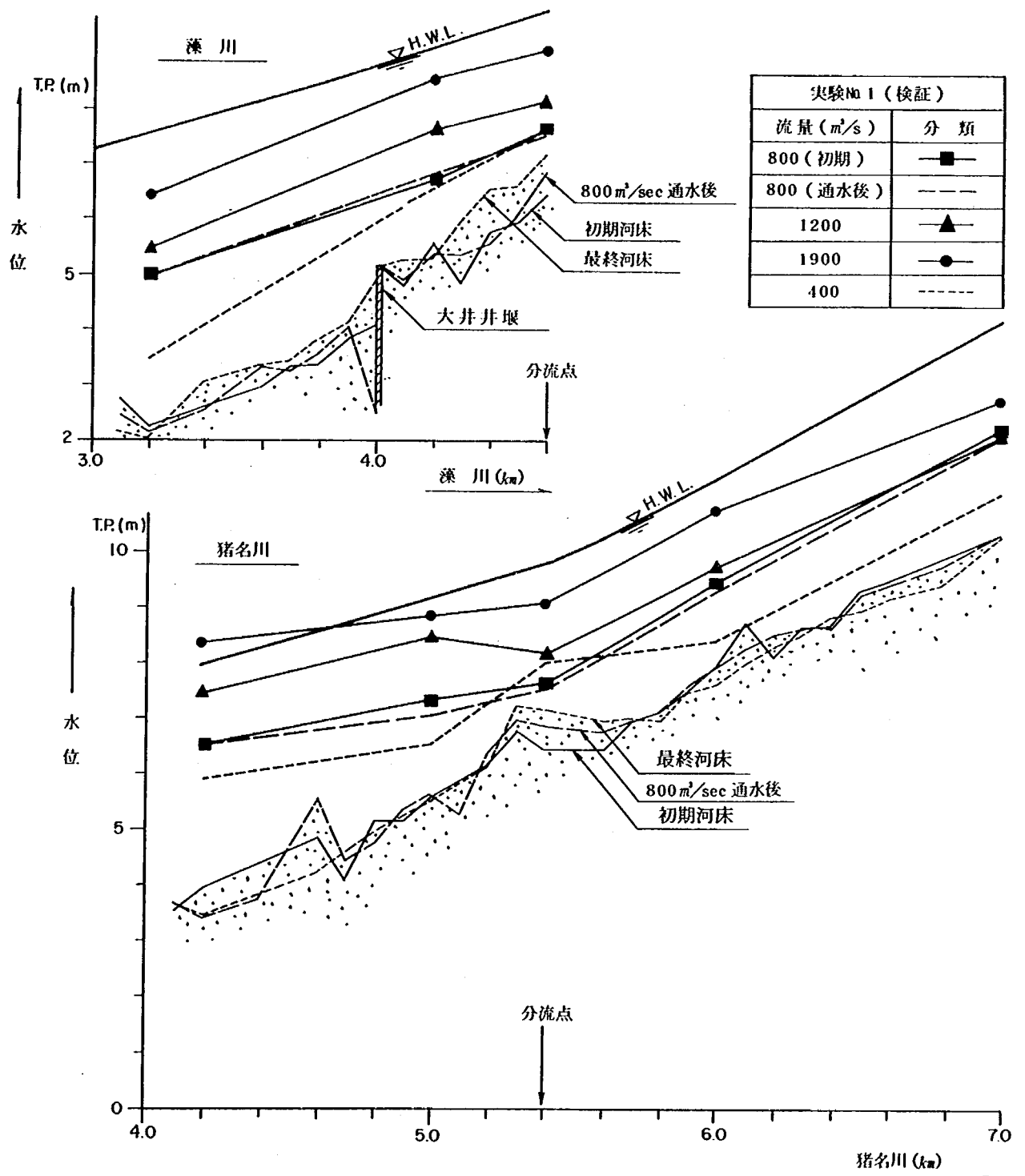


図-3.5 水位縦断面図(検証, No 1)

3.1.2 現況河道の河道特性

現況河道における実験は、検証を主目的に行っている定流実験と、分派点の分流状況、河床変動を見るための不定流実験を行っている。

不定流実験の結果から、現況河道の特徴について考察する。

- (1) 初期の河床は、前ケースの定流実験後の形であり、現地に相当すると大出水後の河床状態となっている。不定流実験ではその河床を初期の状態として、現況河道における暫定計画流量 ($1900\text{ m}^3/\text{sec}$) を計画の波形で与えた (図-3.6)。

砂州は初期の状態でかなり形造られており、その後はほとんど変動するものではなかった (土砂は移動するが、砂州の全体的な進行は非常におそい)。現況河道は暫定計画流量の洪水に対して、平均河床高が大きく変化せず、安定した河道と判断し得る。

- (2) 水衝部と局所洗掘

河道全体から見ればほとんど変化のない形態ではあったが、河道内に発達した砂州の影響と、河道法線によって水衝部が生じ、堤防に沿って洗掘を受ける部分が左右岸交互に見うけられた。その部分を上流から示せば、7.0～7.4 k 右岸、6.2～6.4 k 左岸、5.8～6.1 k 右岸、5.3～5.4 k 左岸、4.8～5.8 k 右岸、そして藻川の 4.4 k～分派点左岸、4.0～4.2 k 右岸となり、特に三ヶ井井堰周辺 (7.2 k) と駄六川合流部 (5.8 k) の各右岸側はかなりの洗掘深となったので注意箇所と判断される。現地の河道でも洗掘箇所として上記の多くの所では根固め工、護岸工が施工されている。

- (3) 分流状況

分流状況は、低流量から最大流量に至るまでほとんど変化の少ない分流比となり、猪名川：藻川 = 1.05 : 1 となっている (図-3.8)。その理由としては通水中の分派点周辺の砂州状態、および河床高がほとんど変化がなく、安定していたためと思われる。

参考として、昭和58年9月に現地猪名川において観測された近年まれな大洪水の流量観測の結果から分流状況を推定した。この結果は実験の定流実験結果とほぼ同じ状況となった。また、不定流実験の結果は定流実験後の変動した河床を不定流実験の初期河床としたために、現地観測結果よりも猪名川へ多く流入していた。

- (4) 水位状況

不等流計算の予想から、現況河道の疎通最大規模と思われていた流量 $1900\text{ m}^3/\text{sec}$ をピークとする洪水波形を通水した実験の結果では、水位は下流部の疎通断面不足な地点をのぞいて、大部分は計画高水位より 0.6～1.5 m の余裕のある水位であった (図-3.7)。

なお、ここでの計画高水位とは流量規模 $2600\text{ m}^3/\text{sec}$ に対する計画河道断面における計画高水位である。現況断面から計画断面への疎通断面の拡大は主に河床掘削によるものであり、現況の H.W.L. と計画の H.W.L. とは同水位である。

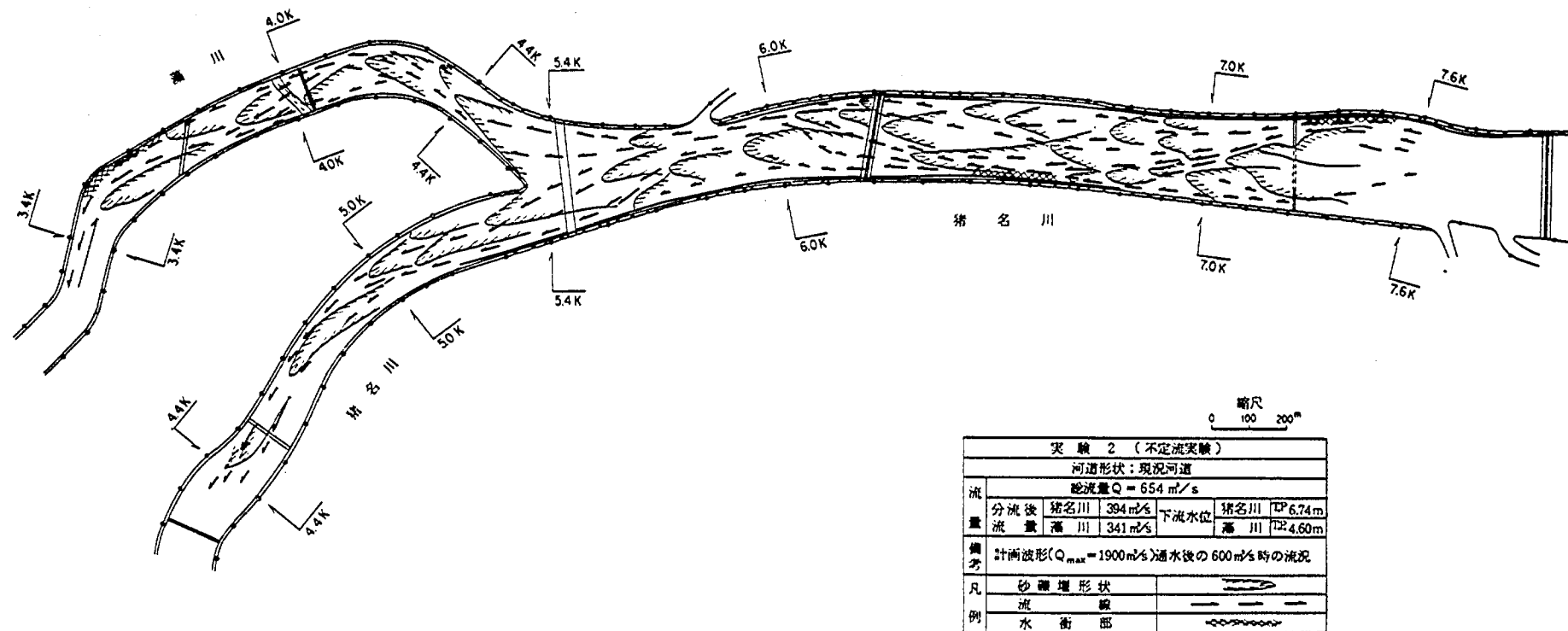


図-3.6 現況河道形状図(暫定計画ハイドロ通水後, No.2)

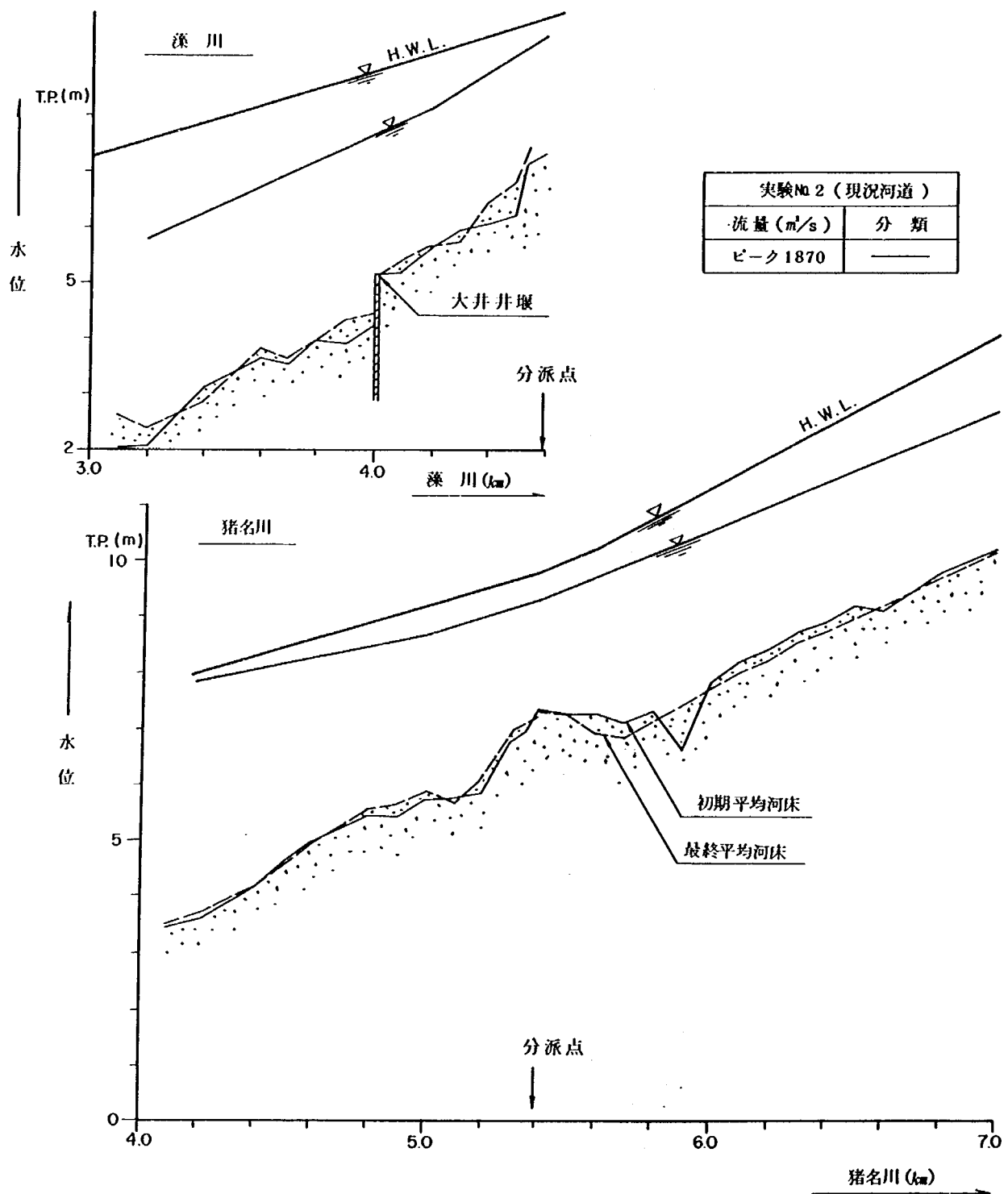
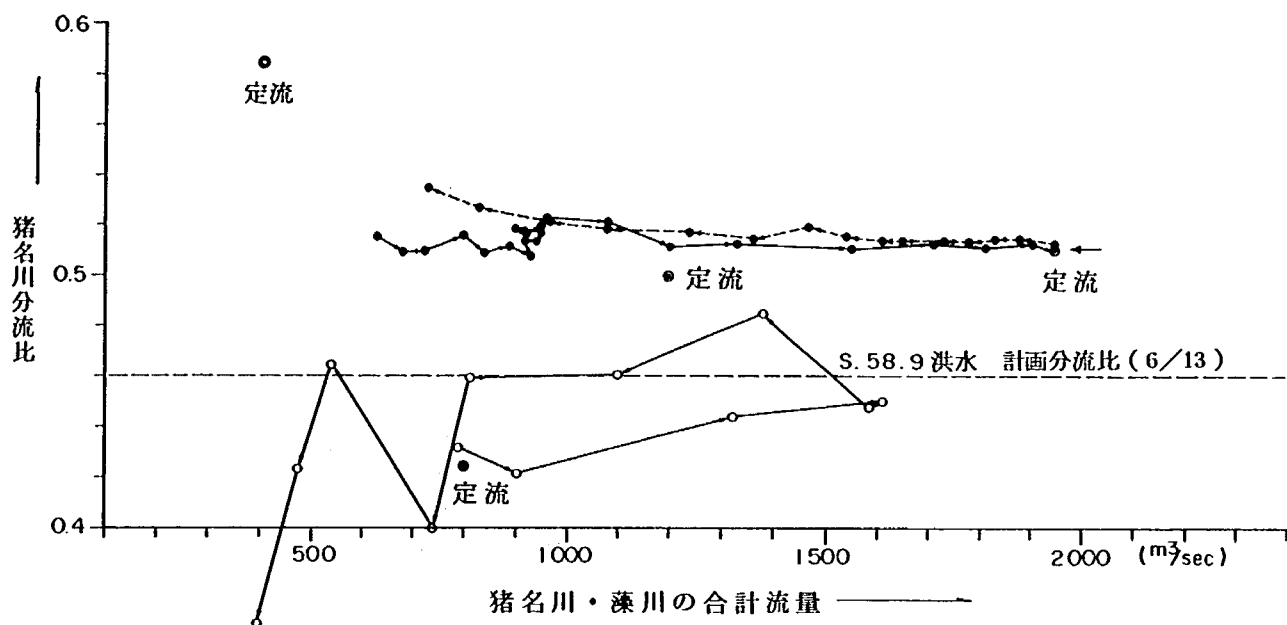


図- 3.7 水位縦断面図 (暫定計画ハイドロ, No. 2)



図－ 3.8 猪名川・藻川分流状況図（現地観測と実験，No. 2）

3.2 低水路法線形状の検討

まず実験結果の説明に入る前に計画河道の条件から関連深い河道特性について述べ、次に低水路法線について実験結果より考察を行う。

3.2.1 実験区間の河道特性

- (1) 猪名川の計画河床勾配を模式的に示したものが図－ 3.9 である。これによると分派点である 5.4 k 地点で河床勾配が変化しており、上流の勾配と比較すると、下流は約 1/2 の勾配となっている。また、上流の河道幅（低水路幅）も下流の本・派川を合わせた河道幅の約 1/2 となっている。洪水時上流から運ばれてきた土砂は、分派点付近で川幅が広くなり、また河床勾配が小さくなるため堆積すると推察される。
- (2) 上流部の河床形態は、現況の川幅において複列の砂礫堆であるが、計画においては単列の砂礫堆が発生する条件にある。現況での砂礫堆（砂州）は、出水時に成長は見せるものの安定した状態にある。計画河道では、掃流力の増加によって土砂の移動量が増加し、移動速度が速くなるものと思われる。ただし、計画での河道幅（低水路幅）においては、砂礫堆（図－ 3.10）が発生し得る限界付近の B/H の条件であると推定される。砂州による局所洗掘は、それほど大きくないものと思われる。

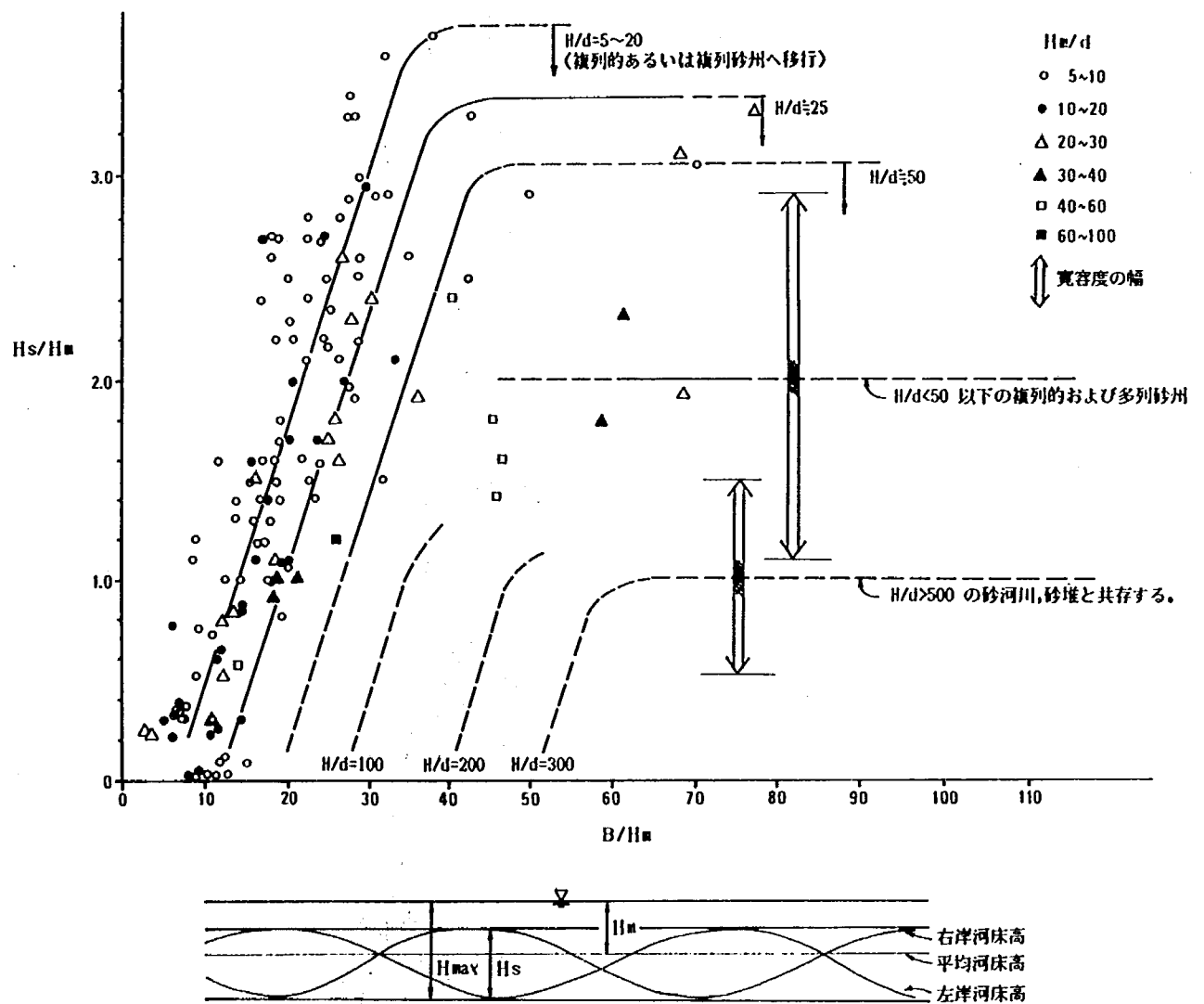


図- 3.10 (b) 相対砂州高 H_s/H_m と川幅水深比 B/H_m の関係 ⁹⁾

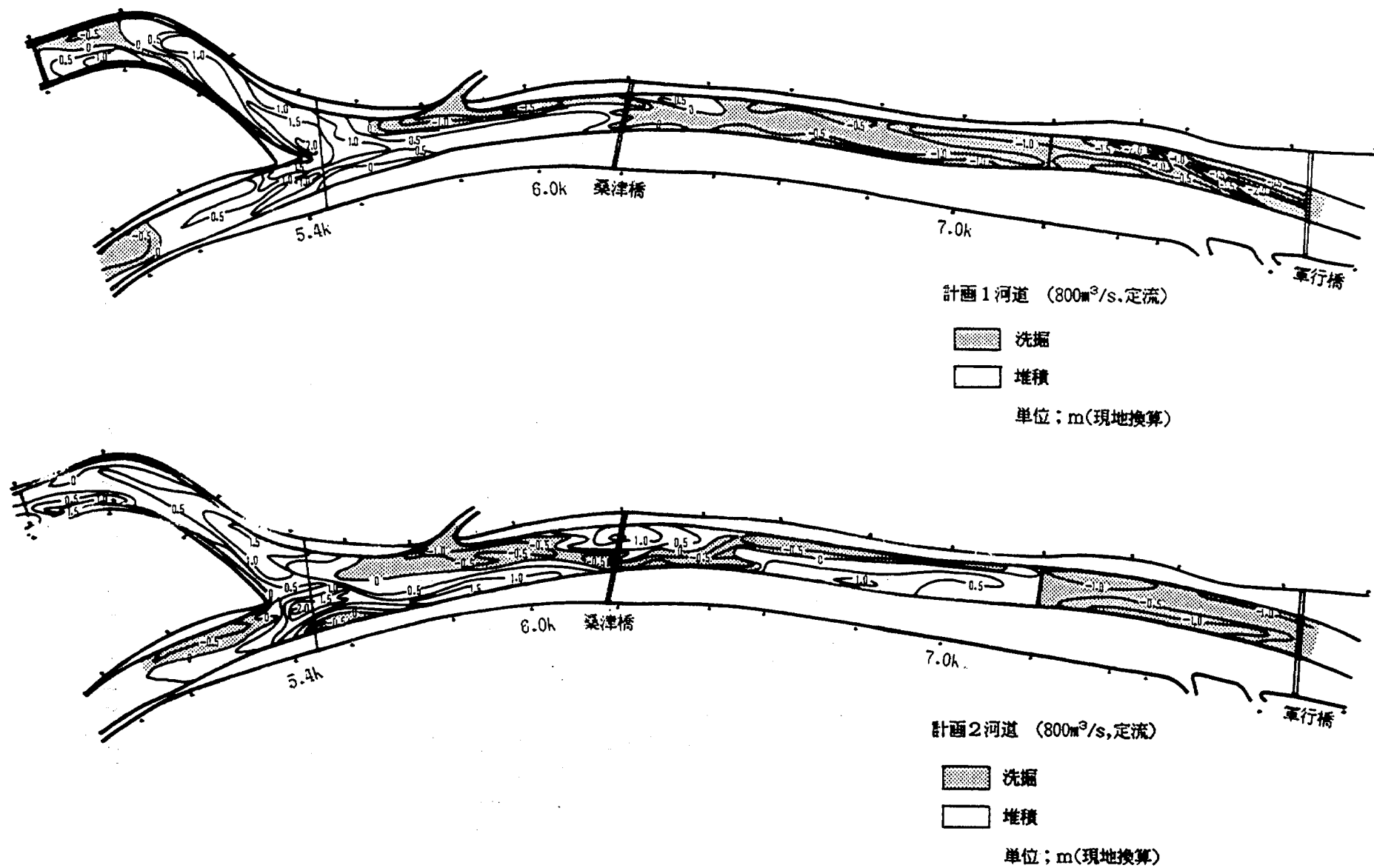


図-3.11 河道別洗掘・堆積状況図(定流実験)

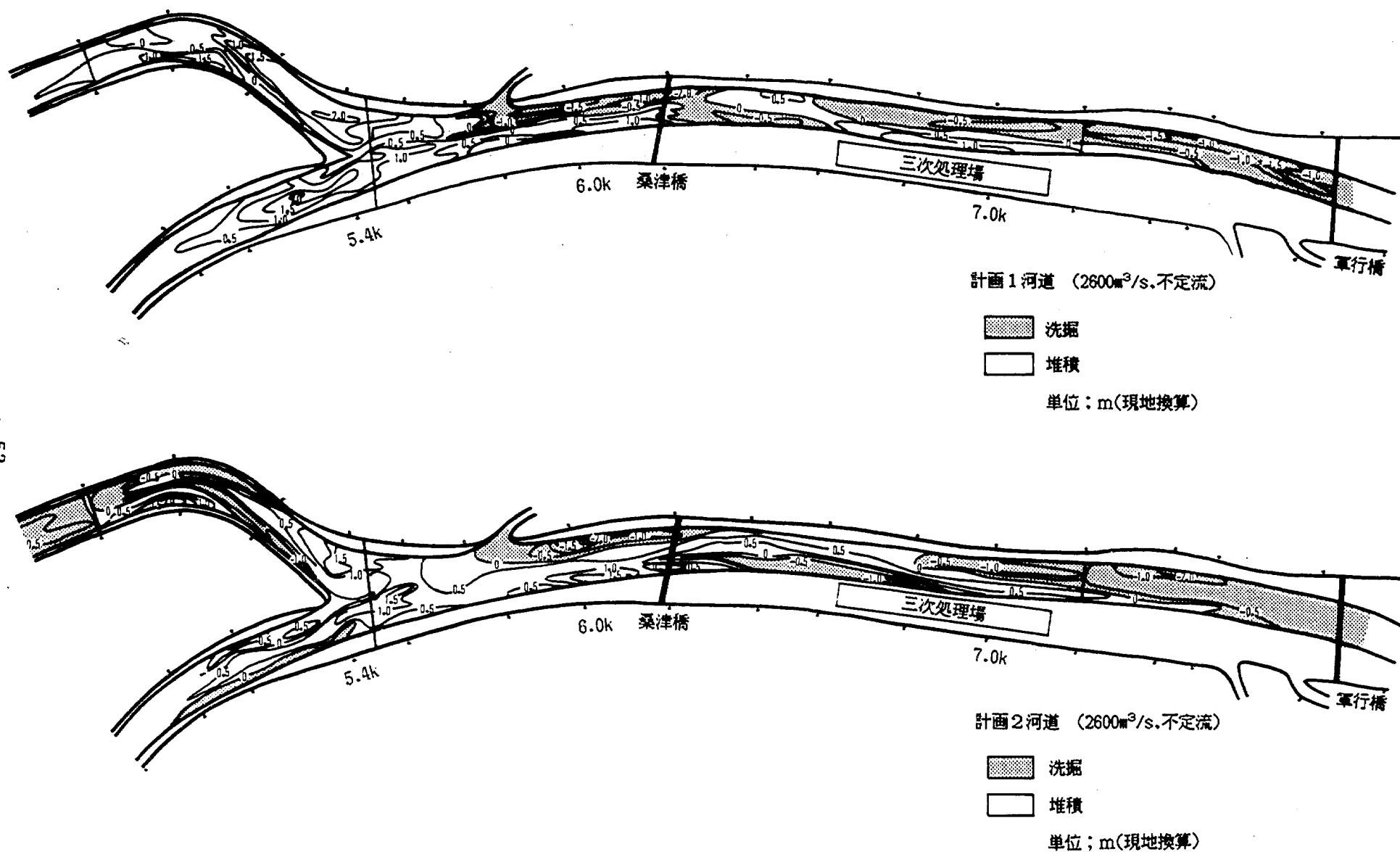


図 - 3.12 河道別洗掘・堆積状況図 (不定流実験)

3.2.2 実験結果

以上のことを考慮して、2.3において説明した河道法線形（低水路法線形）を用いた実験結果の考察を行う。

(1) 河床変動と洗掘

低水路内に発生した中規模河床波は、計画1河道案では、準砂礫堆と単列砂礫堆の中間的な河床形態を呈した。一方、計画2河道案では単列砂礫堆が発生した。

実験後の河床高の変化を初期河床高と比較して洗掘と堆積に分類した平面図（図－3.11、12）を見ると、定流実験（流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ ）では、計画1河道と計画2河道の洗掘区間を比較すると1河道の方がかなり長い区間にわたって上流部が洗掘されており、その洗掘深（図－3.13、14）もかなり深い値（最大 $2.5\sim 3.0\text{ m}$ ）となっている。ただし、上流から土砂の補給をしていないことから、実際の現象よりも、上流部（ $6.5\sim 8.0\text{ k}$ ）の河床が下がっている。計画2河道では、砂礫堆（砂州）の発生に伴って洗掘と堆積が交互に出現しており、上流区間全体の洗掘量（絶対量）、そして洗掘深ともに計画1河道程多く（あるいは大きく）はないことがわかる。しかし、砂州の発達にともなって洗掘と堆積が生じており、土砂の移動量に比べて大きく掘られている部分もあり、その場所が固定していることから、今後さらに深くなる危険性もある（小規模な出水でみお筋に流れが集中し洗掘する場合がある）。

次に示す地点は、河道全体の平面形状あるいは砂州の影響で水衝部となり、洗掘された部分である。

計画1河道では、上流から 7.2 k 付近右岸（三ヶ井井堰）、 $6.6\sim 6.8\text{ k}$ 低水路左岸、 6.2 k 付近右岸（桑津橋）、 $5.7\sim 6.0\text{ k}$ 右岸（駄六川合流部）、 $5.4\sim 5.6\text{ k}$ 低水路左岸、藻川 $4.4\sim 4.6\text{ k}$ 左岸（背割堤案である関係から、少し下流位置へ移動している）、藻川 $4.2\text{ k}\sim 4.3\text{ k}$ 右岸の各地点。

計画2河道では、上流から 7.6 k 付近低水路左岸、 7.2 k 付近右岸、 6.8 k 付近低水路左岸、 6.2 k 付近右岸、 $5.7\sim 6.0\text{ k}$ 右岸、藻川 $4.5\sim 4.6\text{ k}$ 左岸の各地点。

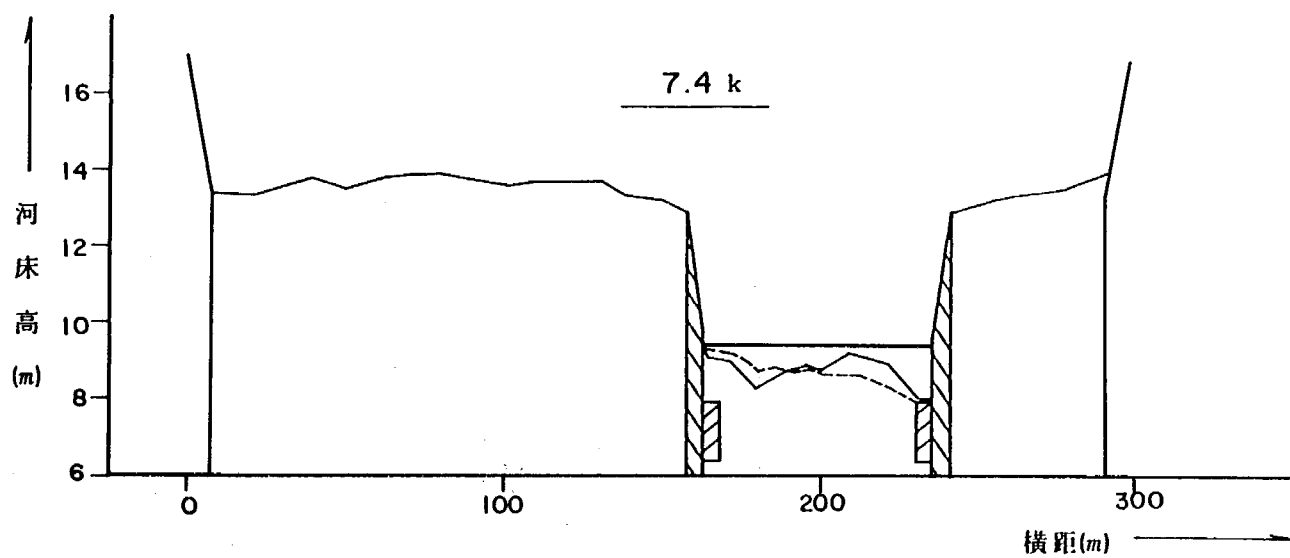
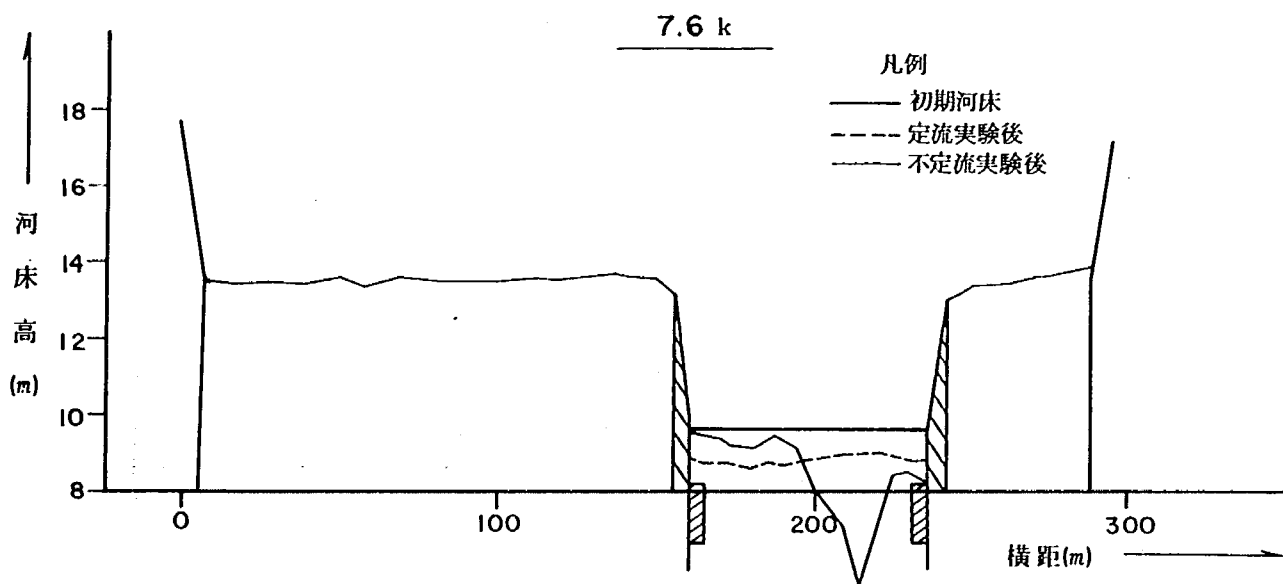
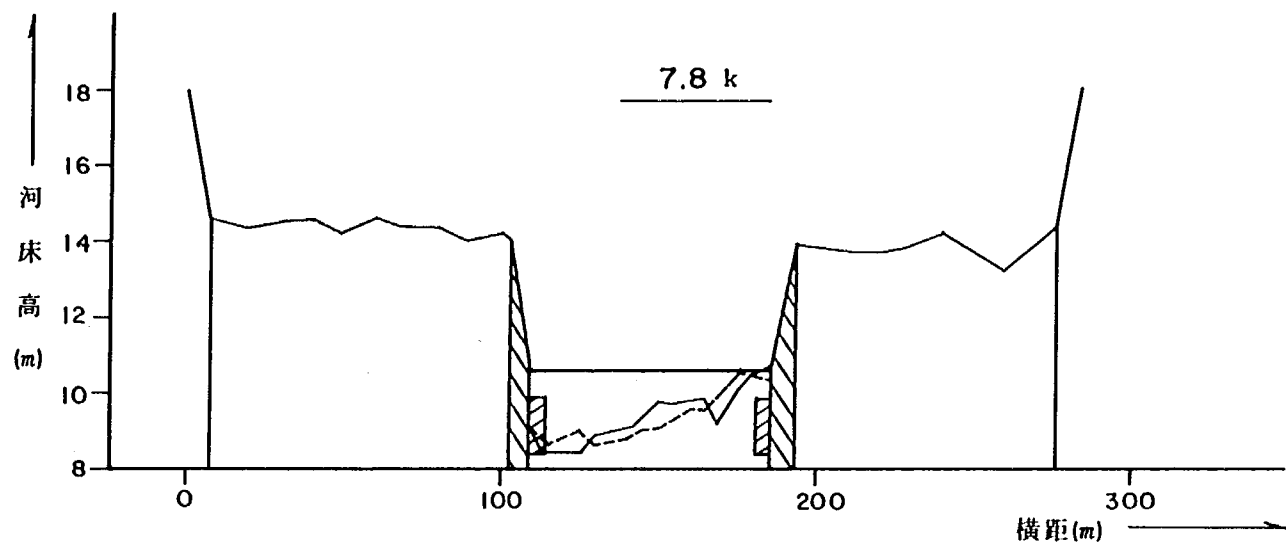


図-3.13 (1) 河床断面図 (計画1河道)

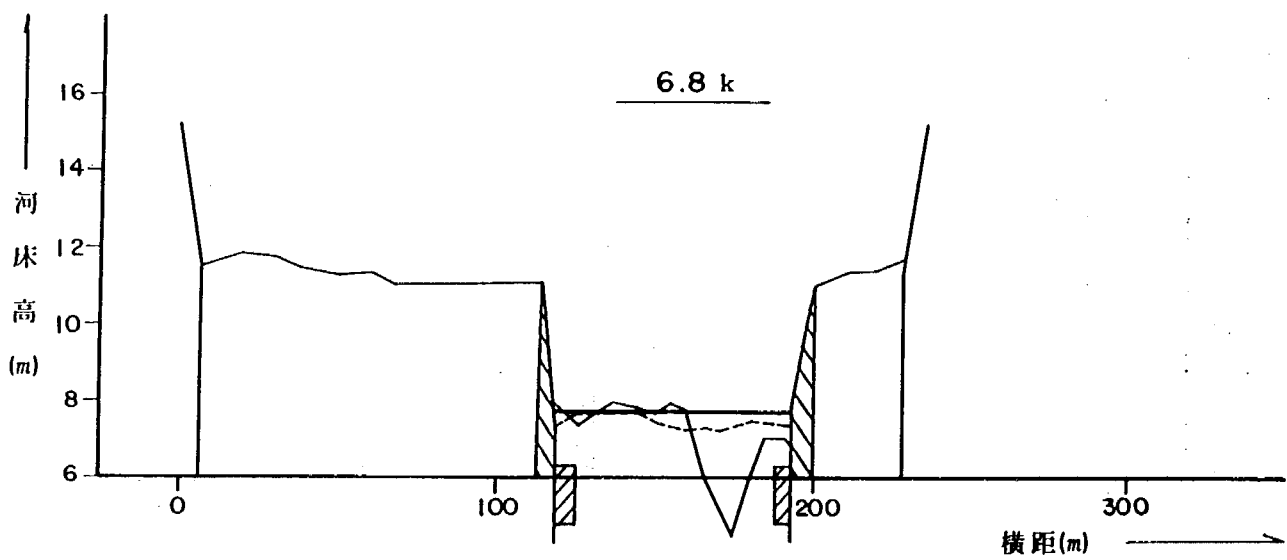
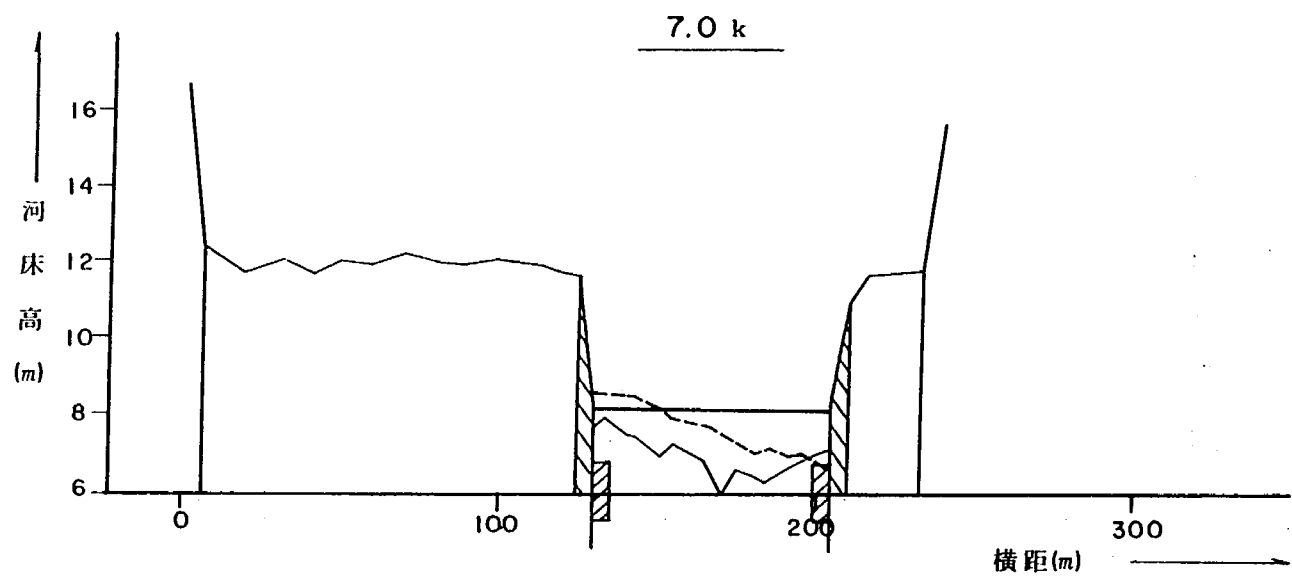
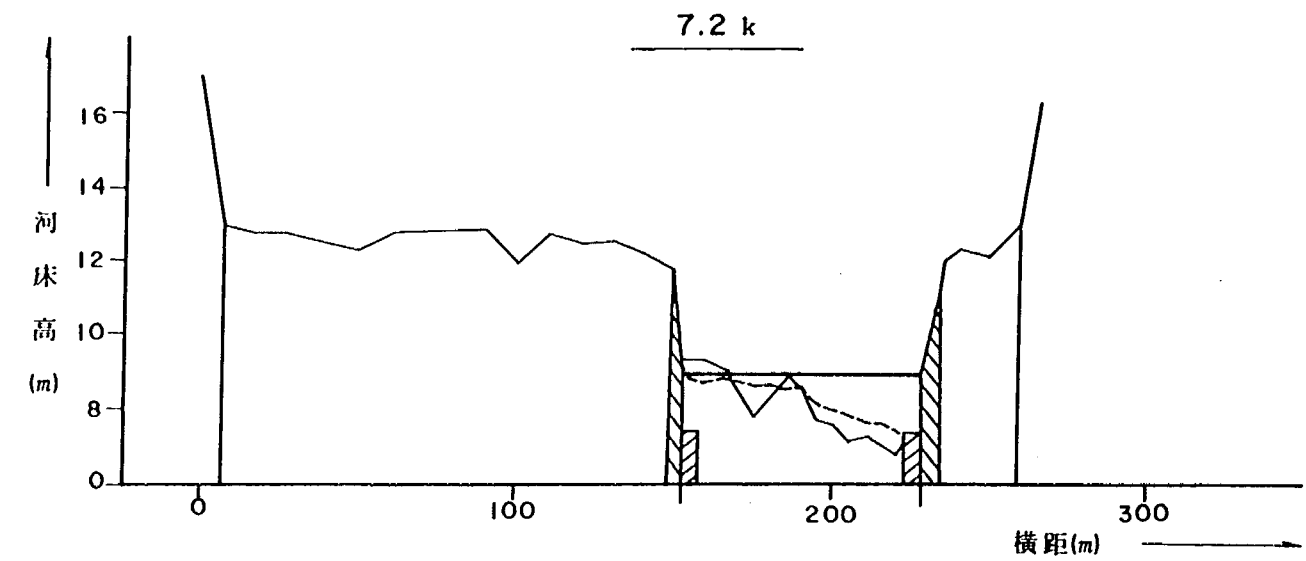


図- 3.13 (2) 河床断面図 (計画 1 河道)

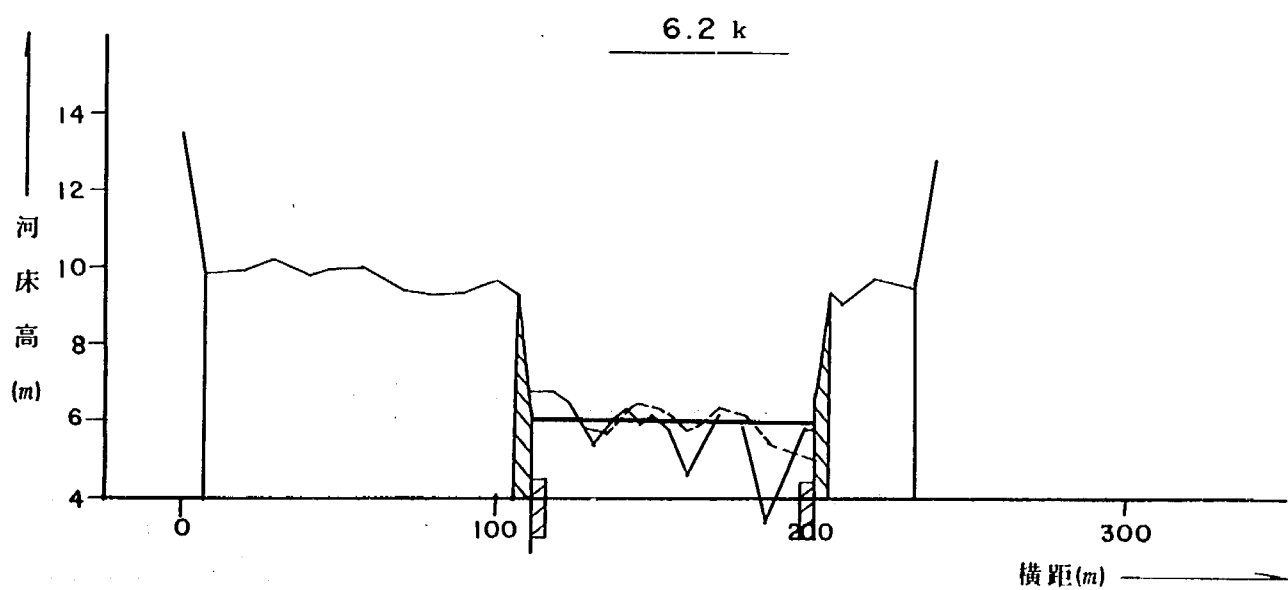
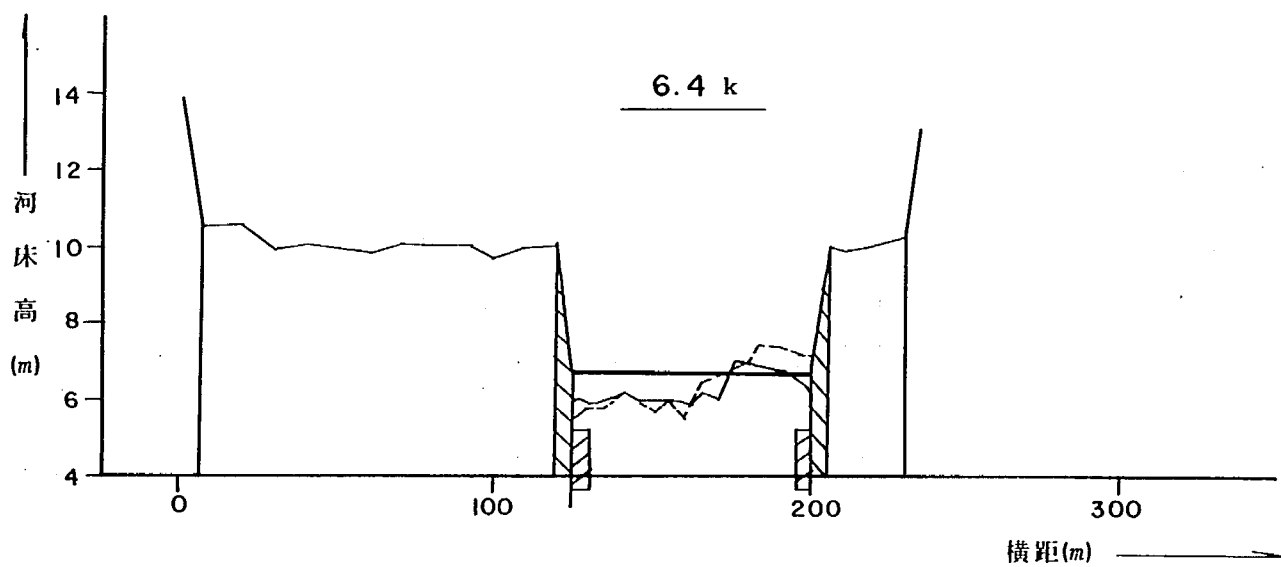
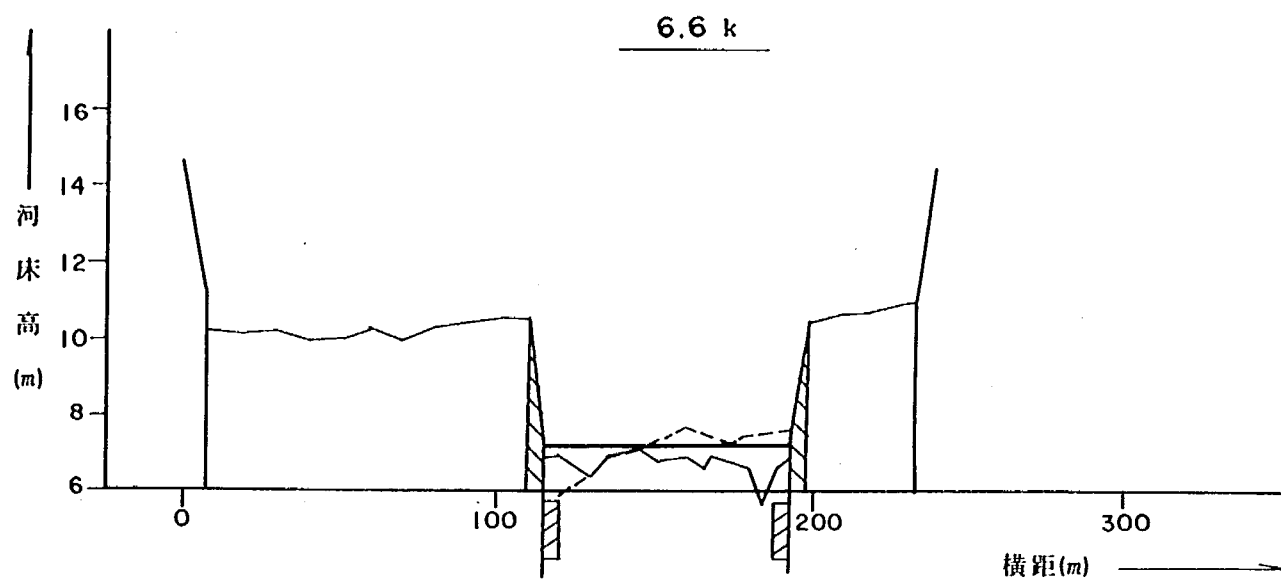


圖- 3.13 (3) 河床断面図 (計画 1 河道)

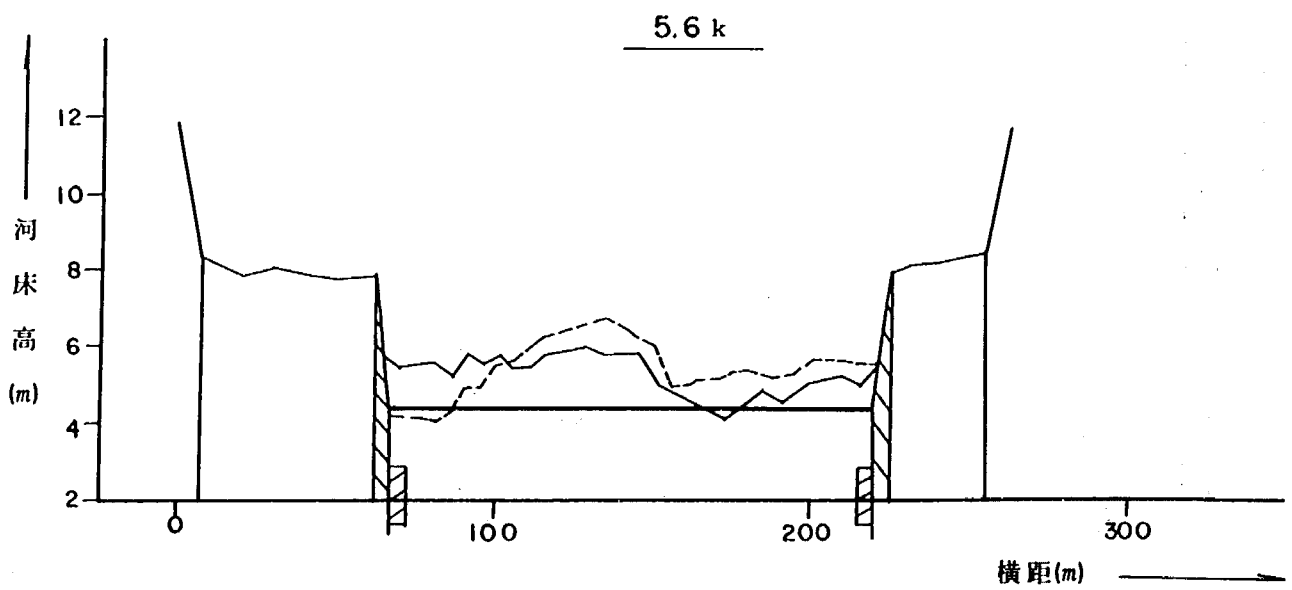
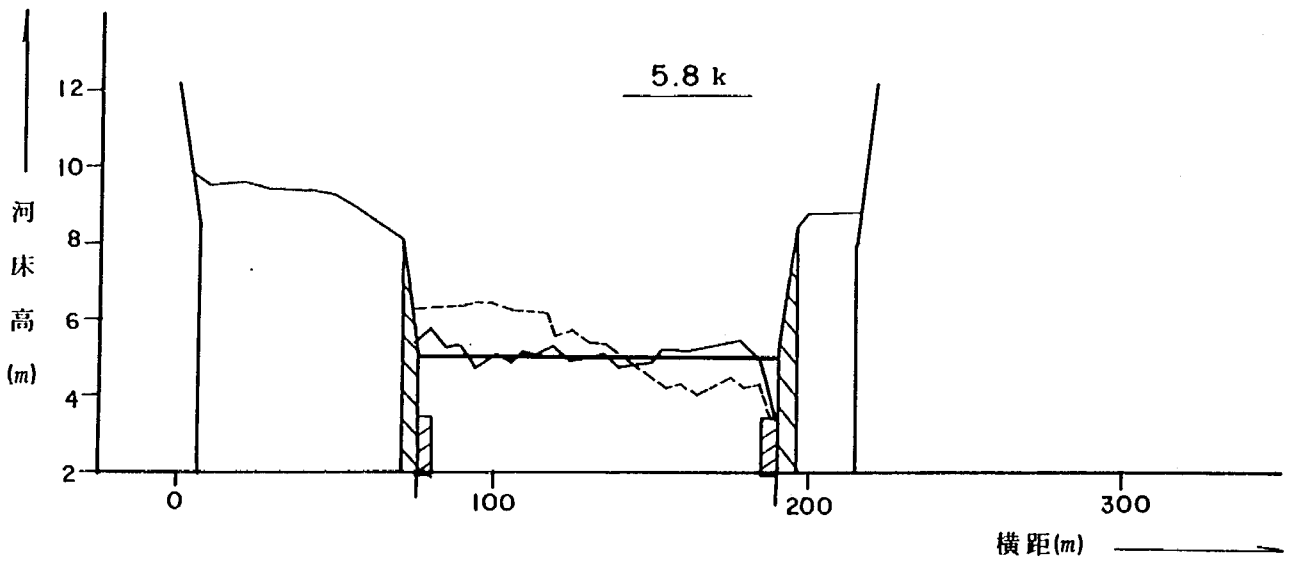
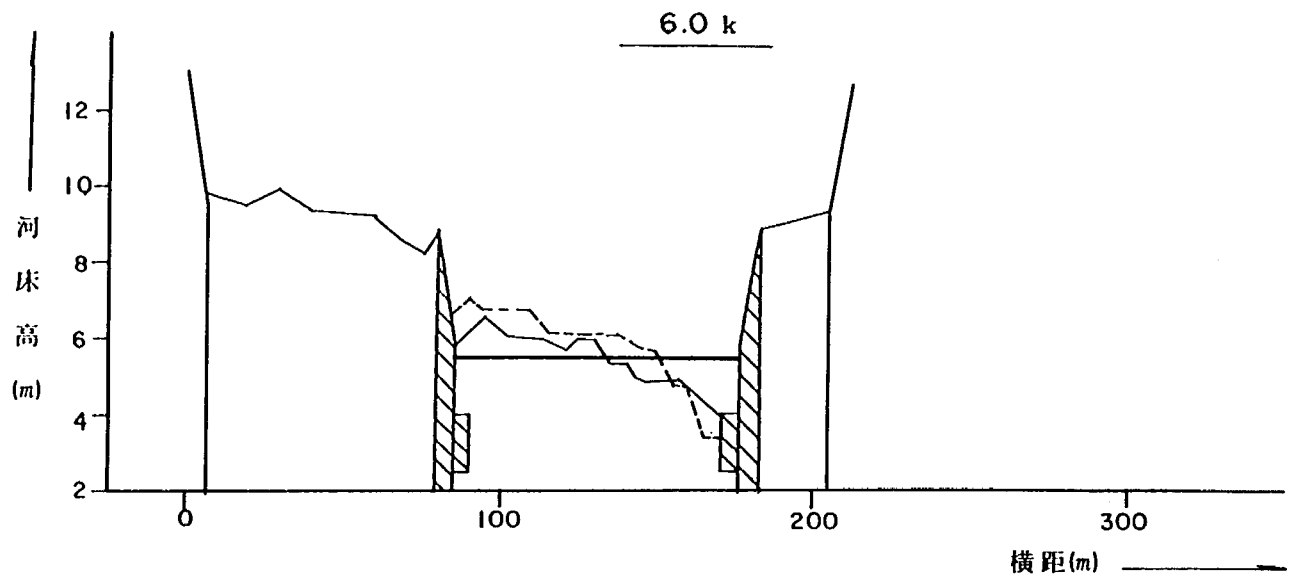


図- 3.13 (4) 河床断面図 (計画 1 河道)

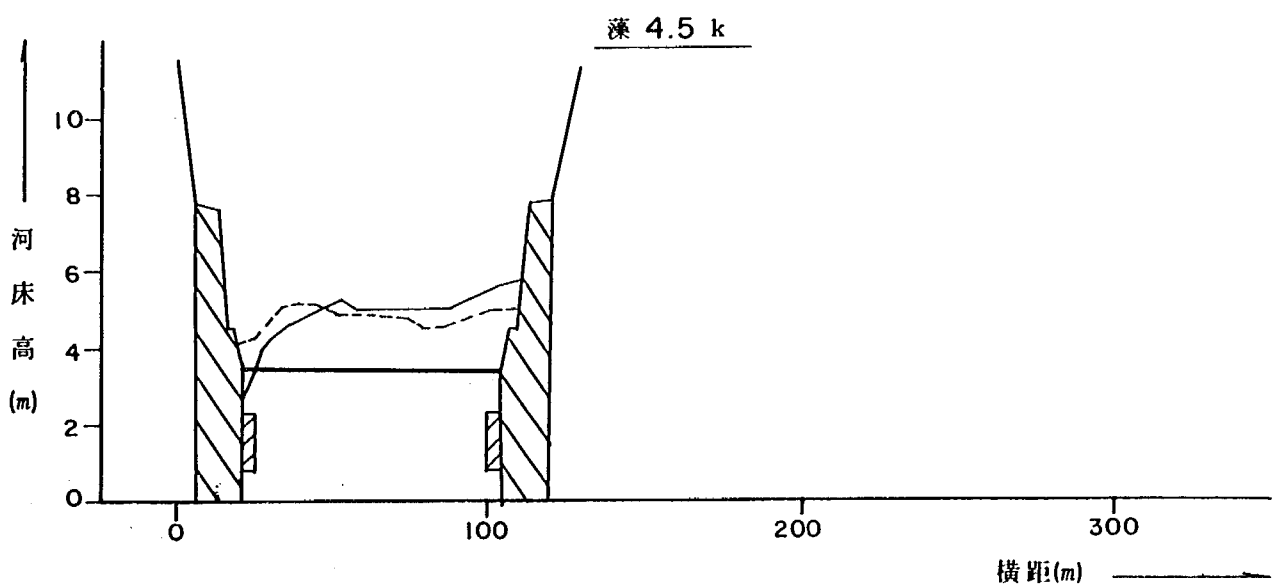
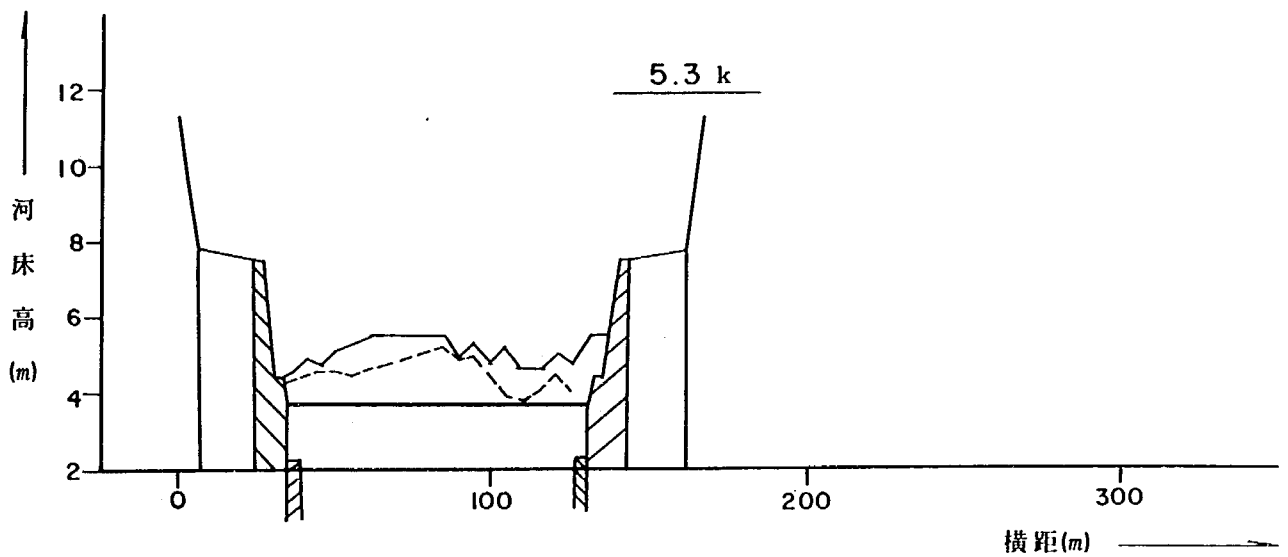
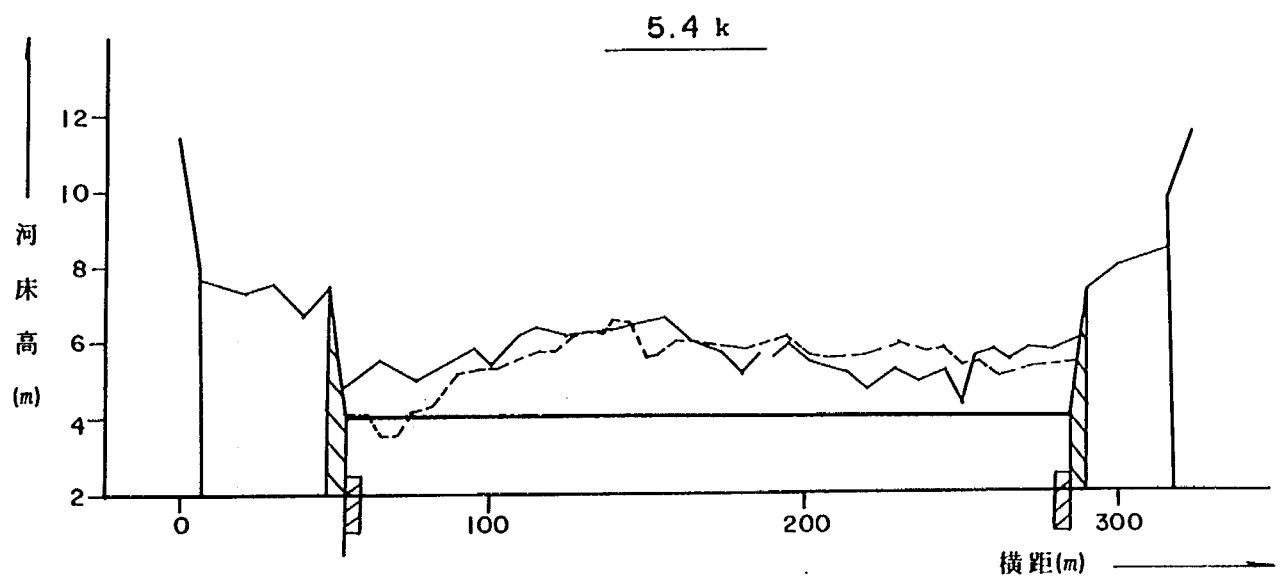


図- 3.13 (5) 河床断面図 (計画 1 河道)

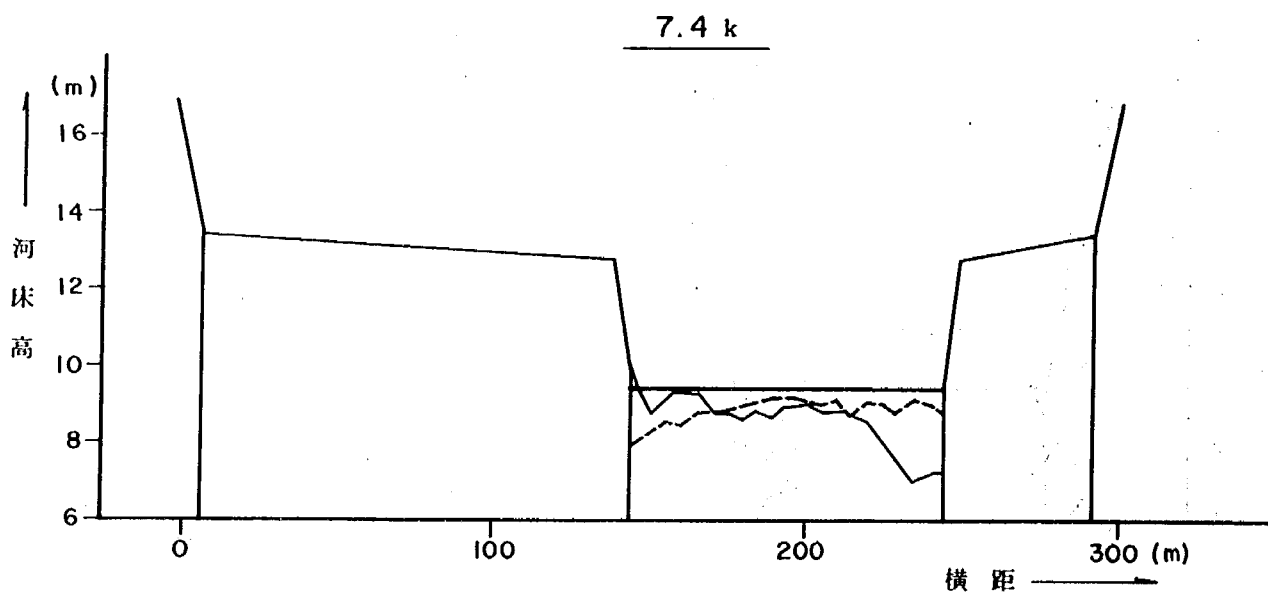
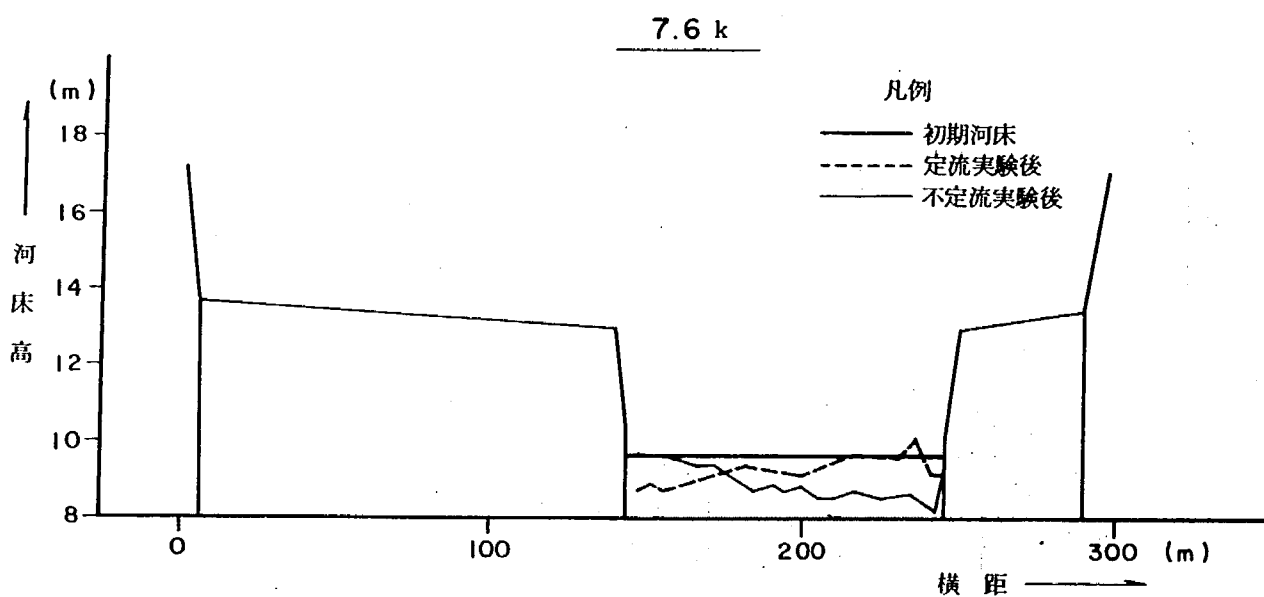
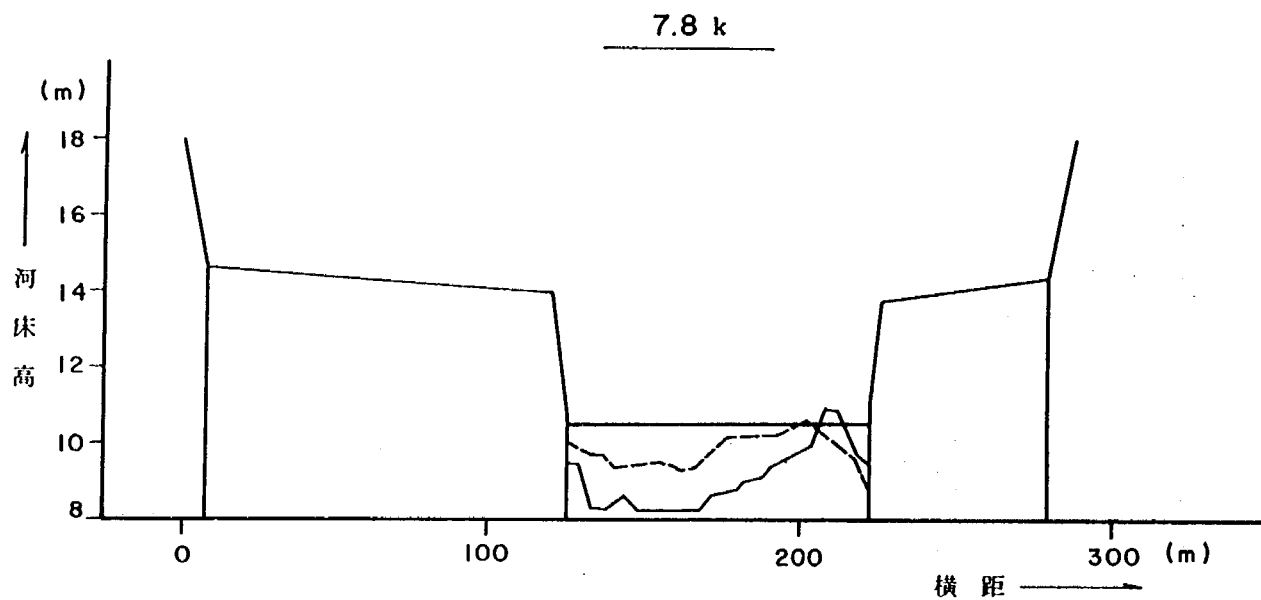


図-3.14(1) 河床断面図(計圖2河道)

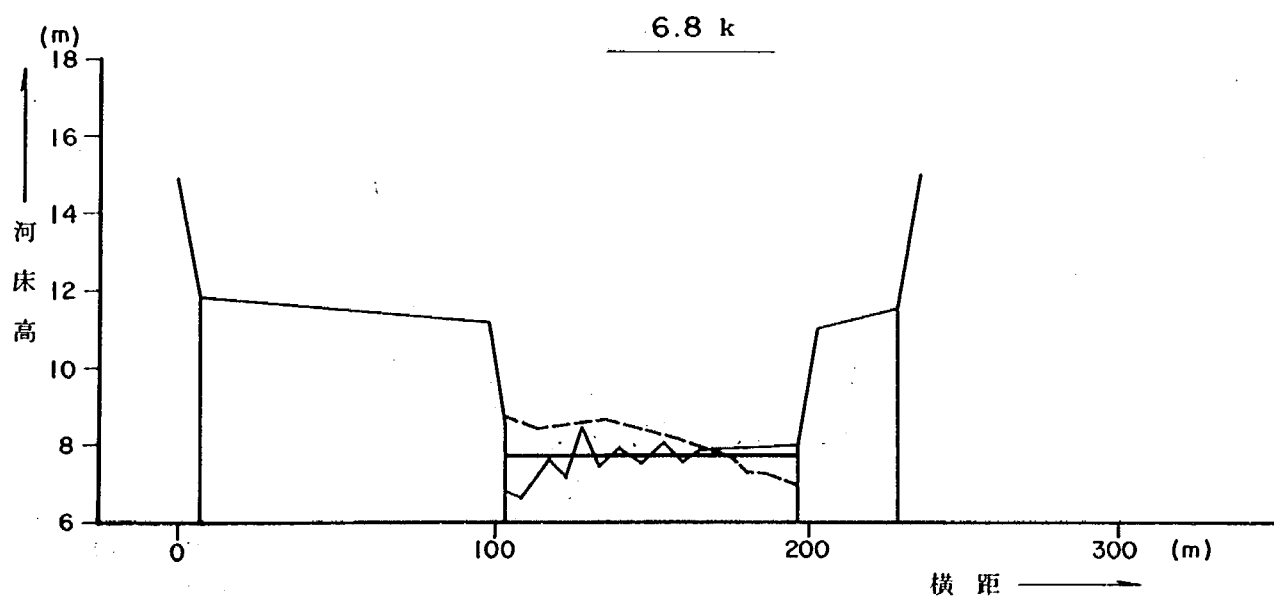
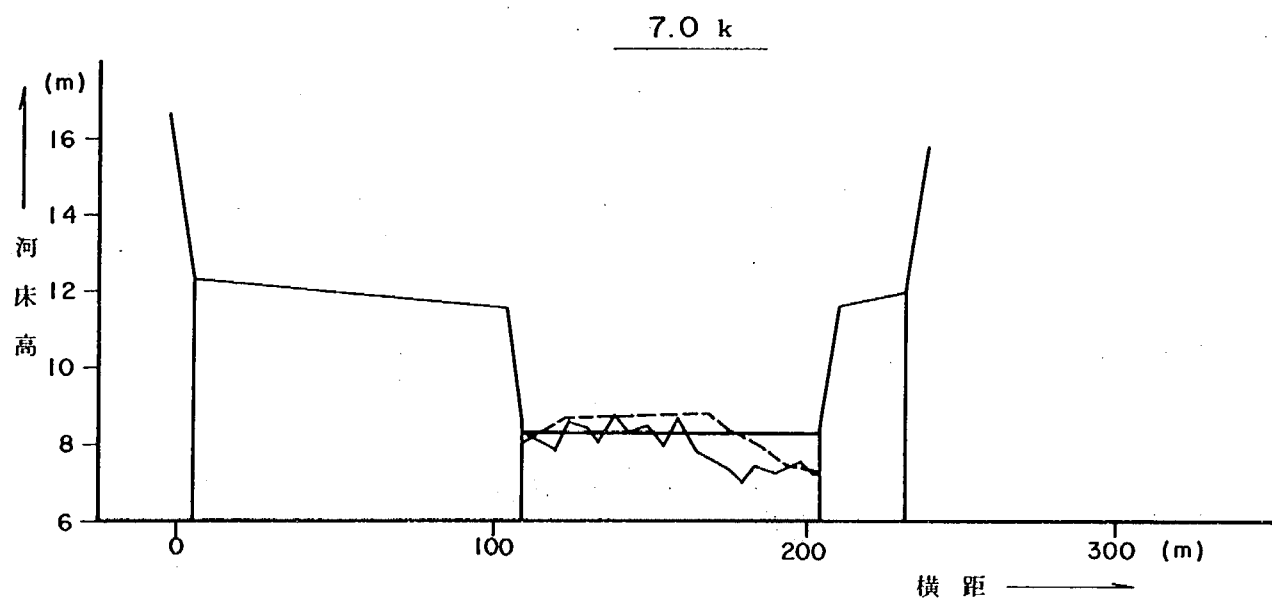
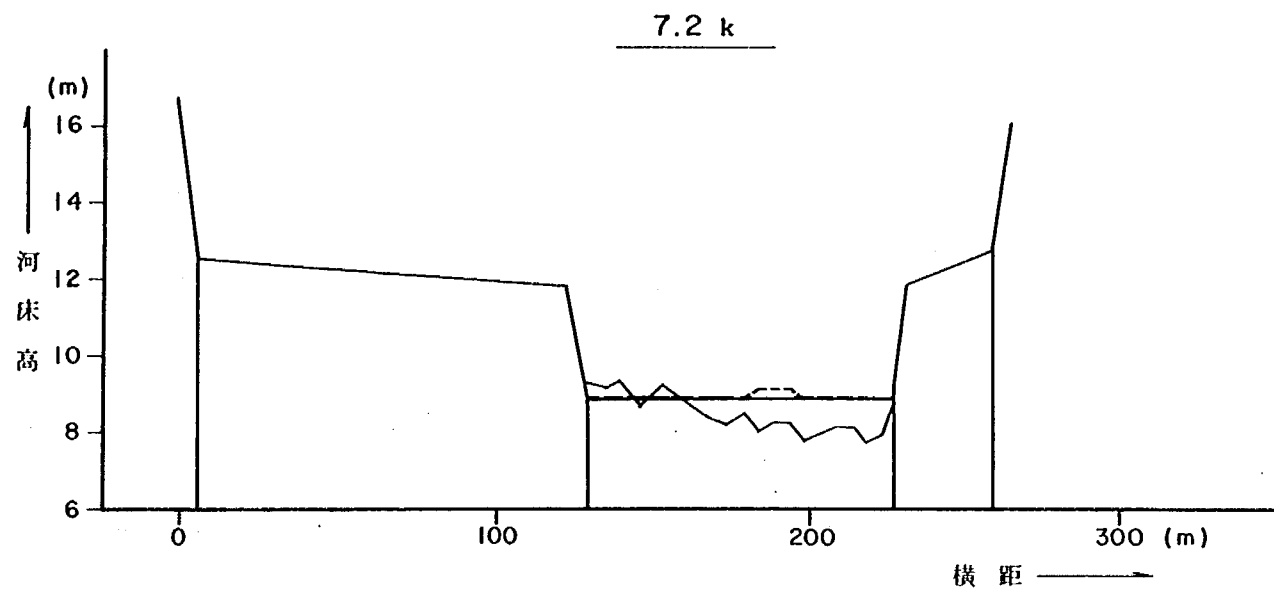


図-3.14(2) 河床断面図(計画2河道)

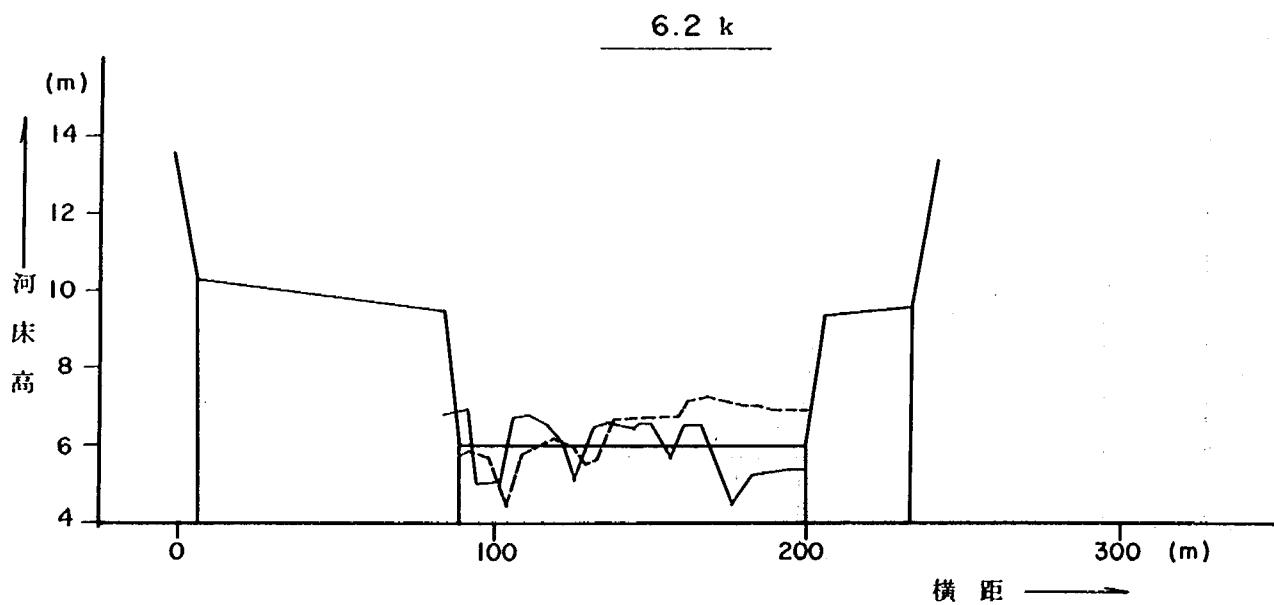
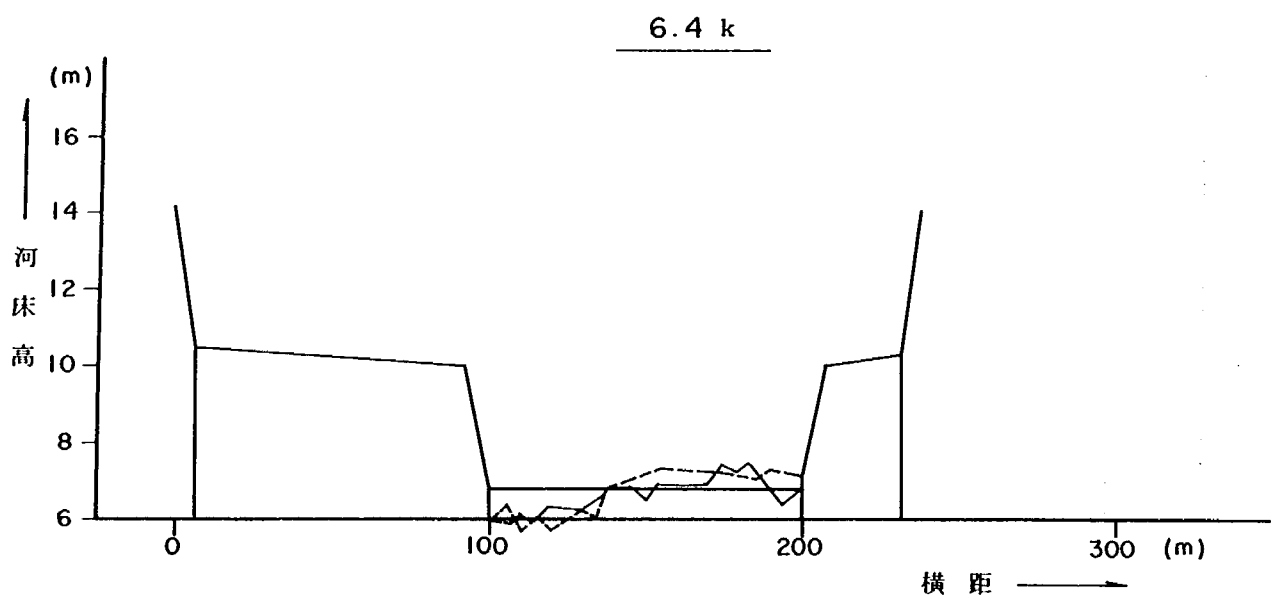
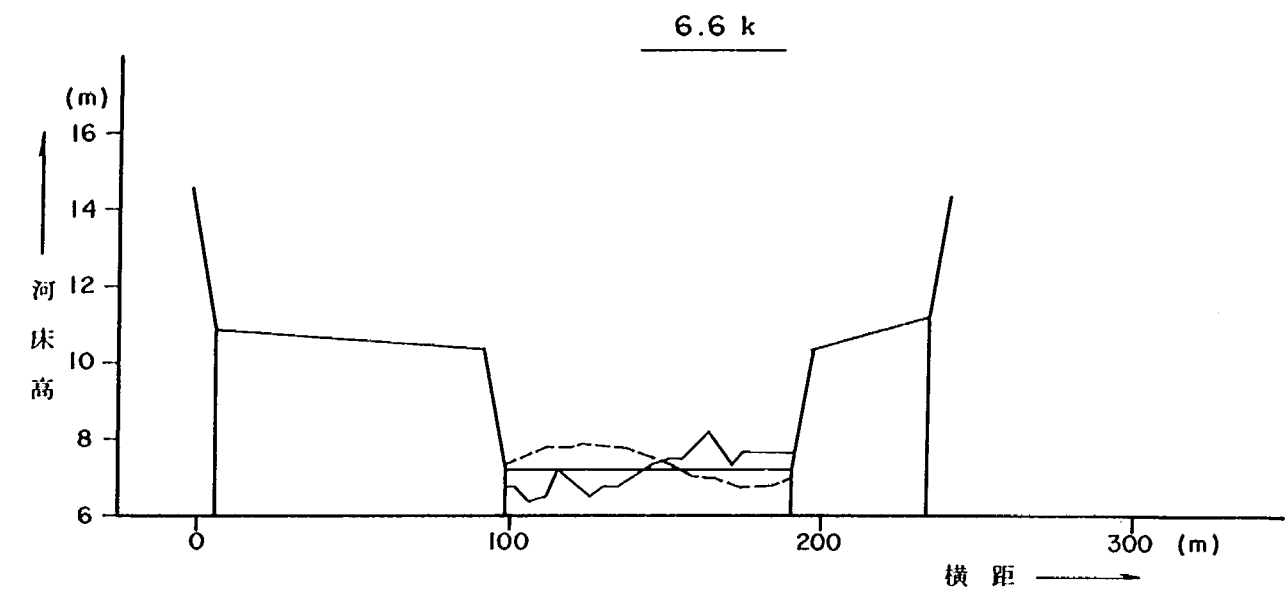


図-3.14 (3) 河床断面図(計画2河道)

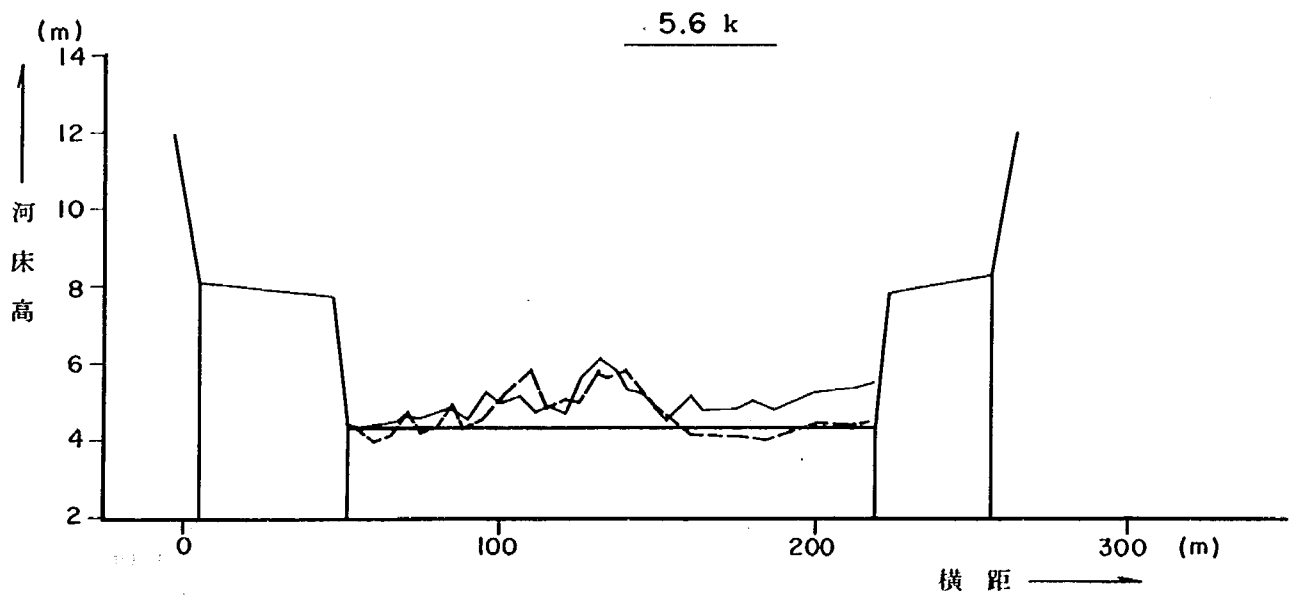
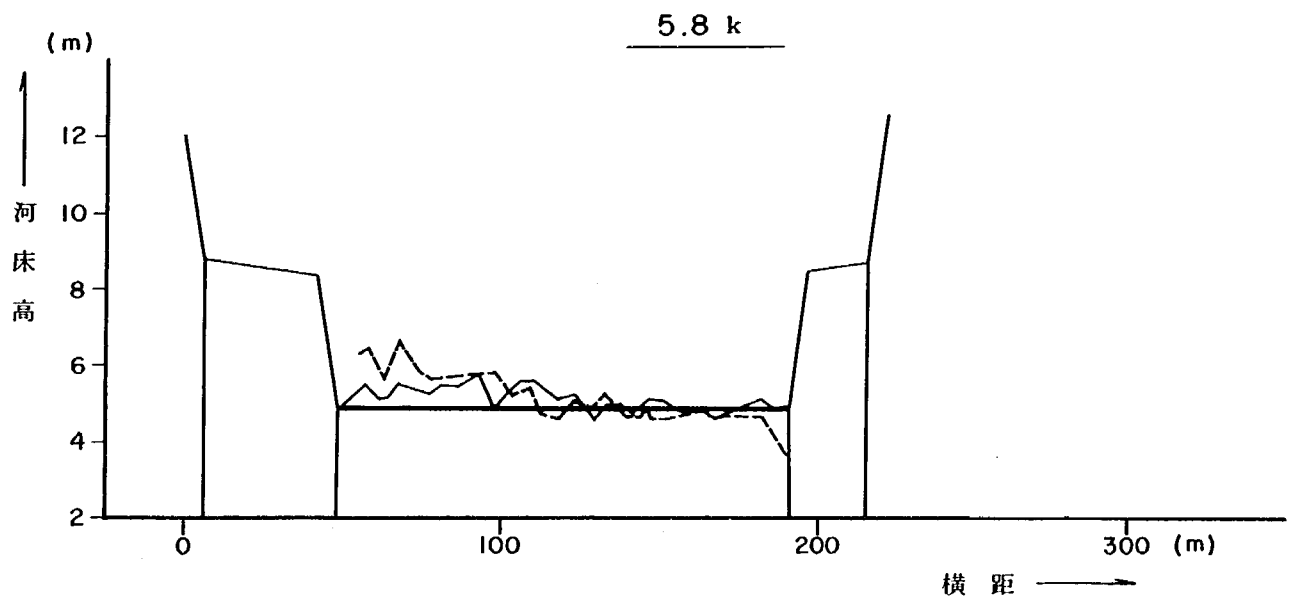
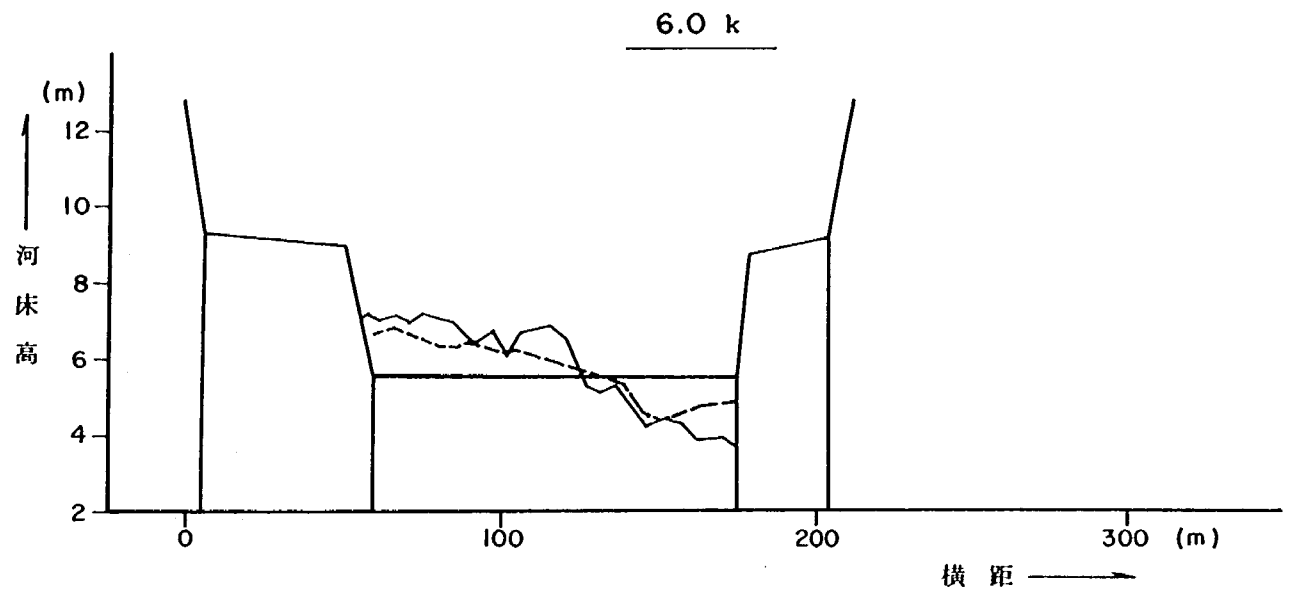


圖-3.14 (4) 河床断面圖 (計畫2河道)

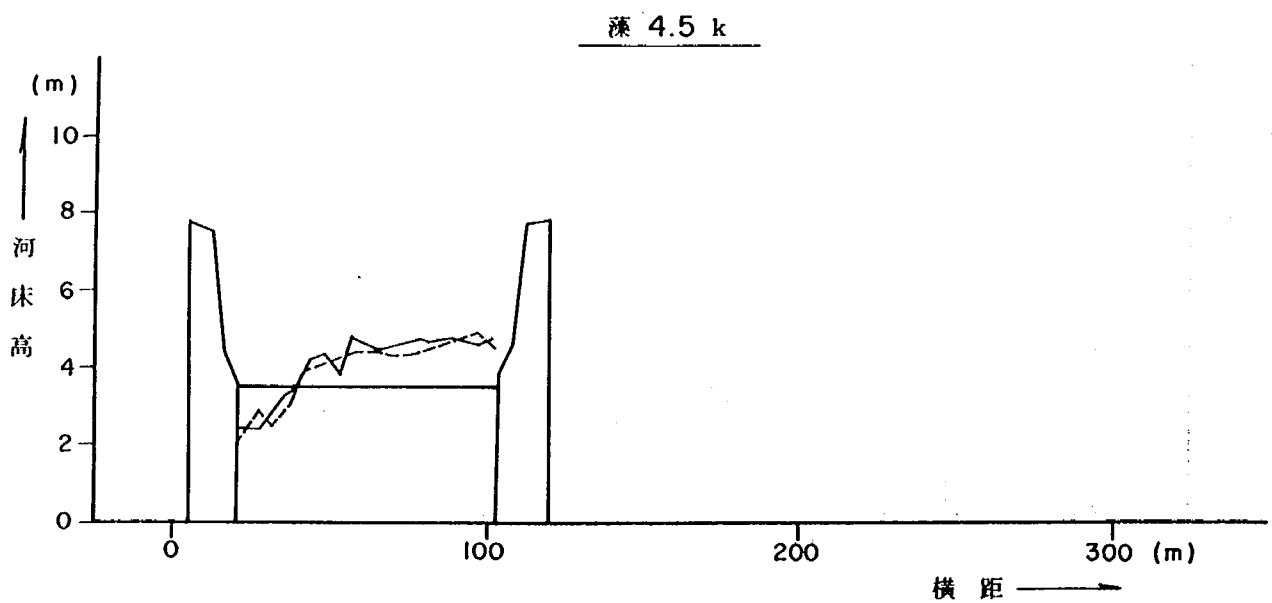
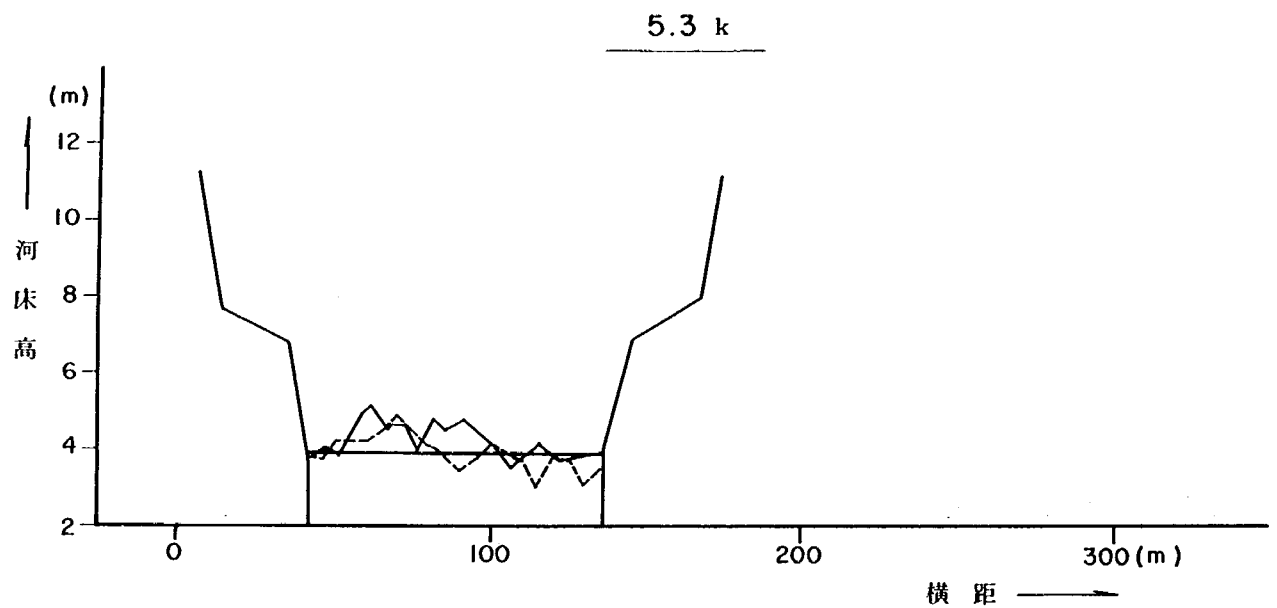
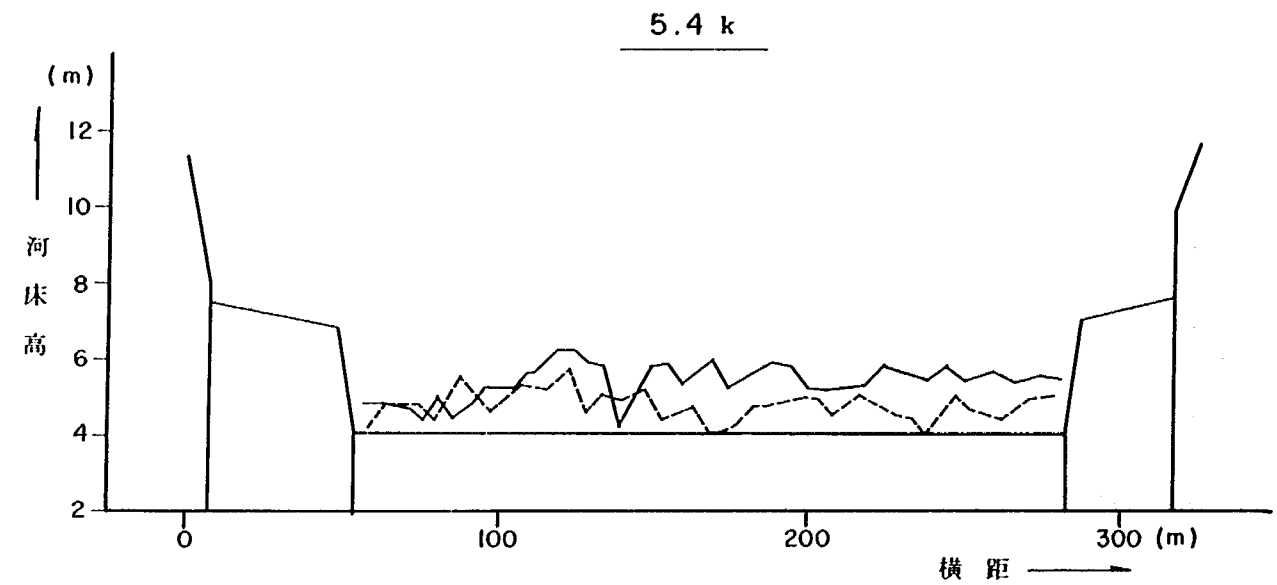


図-3.14(5) 河床断面図(計画2河道)

(2) 水位の安全度

水位的には、計画1河道、計画2河道共に定流実験（流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）は低水路内を流れており、低水路の疎通能力は予定通りあるかと思われる。しかし、計画1河道と計画2河道の定流実験での結果で、上流部（ $6.0 \sim 8.0 \text{ k}$ ）でほとんど同じ水位であった理由には、計画1河道の場合上流部での河床低下が計画2河道以上に進み、水位もそれに合わせて低下したためと思われる（図-3.15～17）。

不定流実験での計画高水流量（ $2600 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）に対しては、計画1河道、計画2河道とも H.W.L. 以下となっており水位的には安全であると言える（図-3.18、19）。

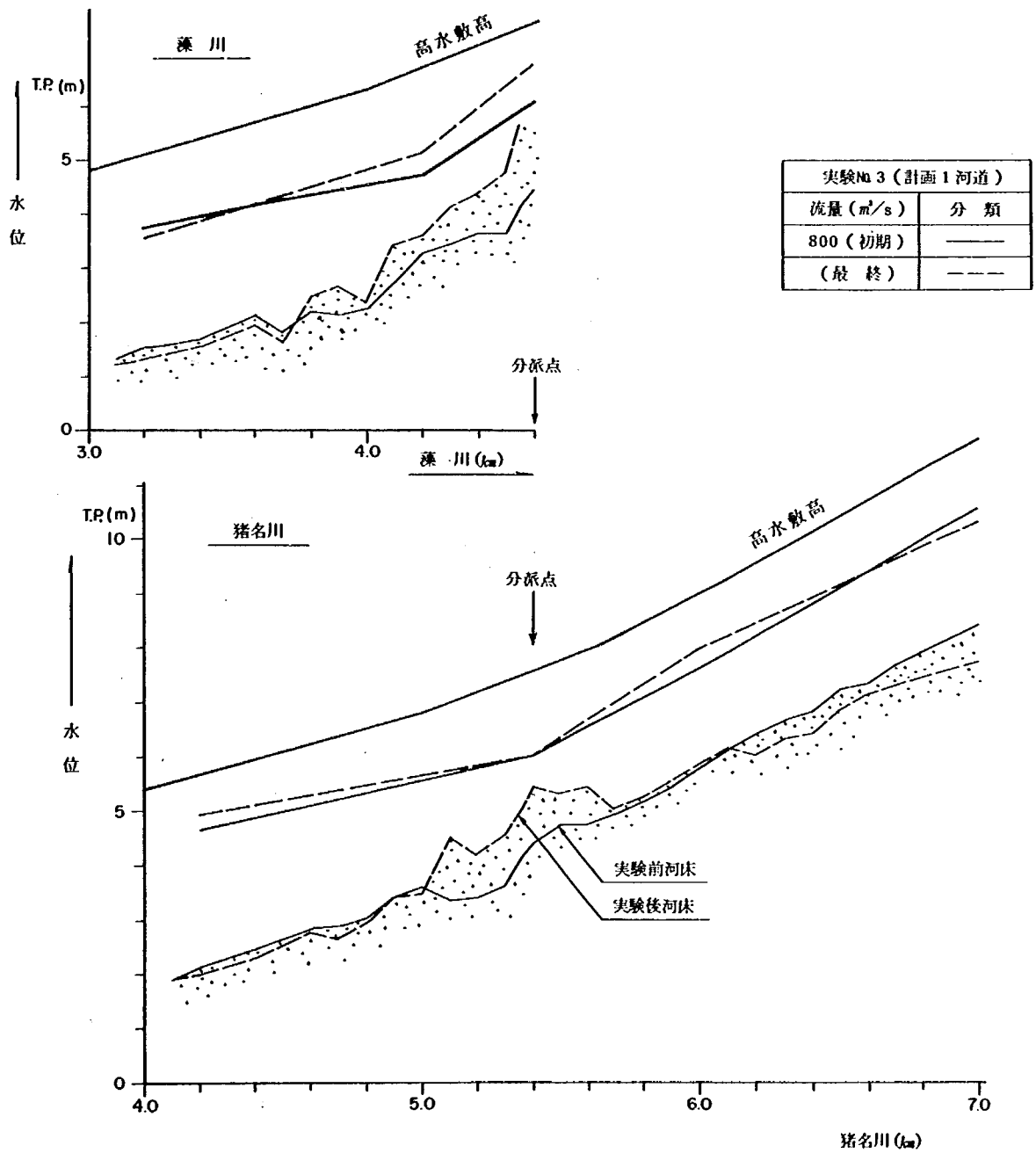


図-3.15 水位縦断面図（計画1河道，No.3）

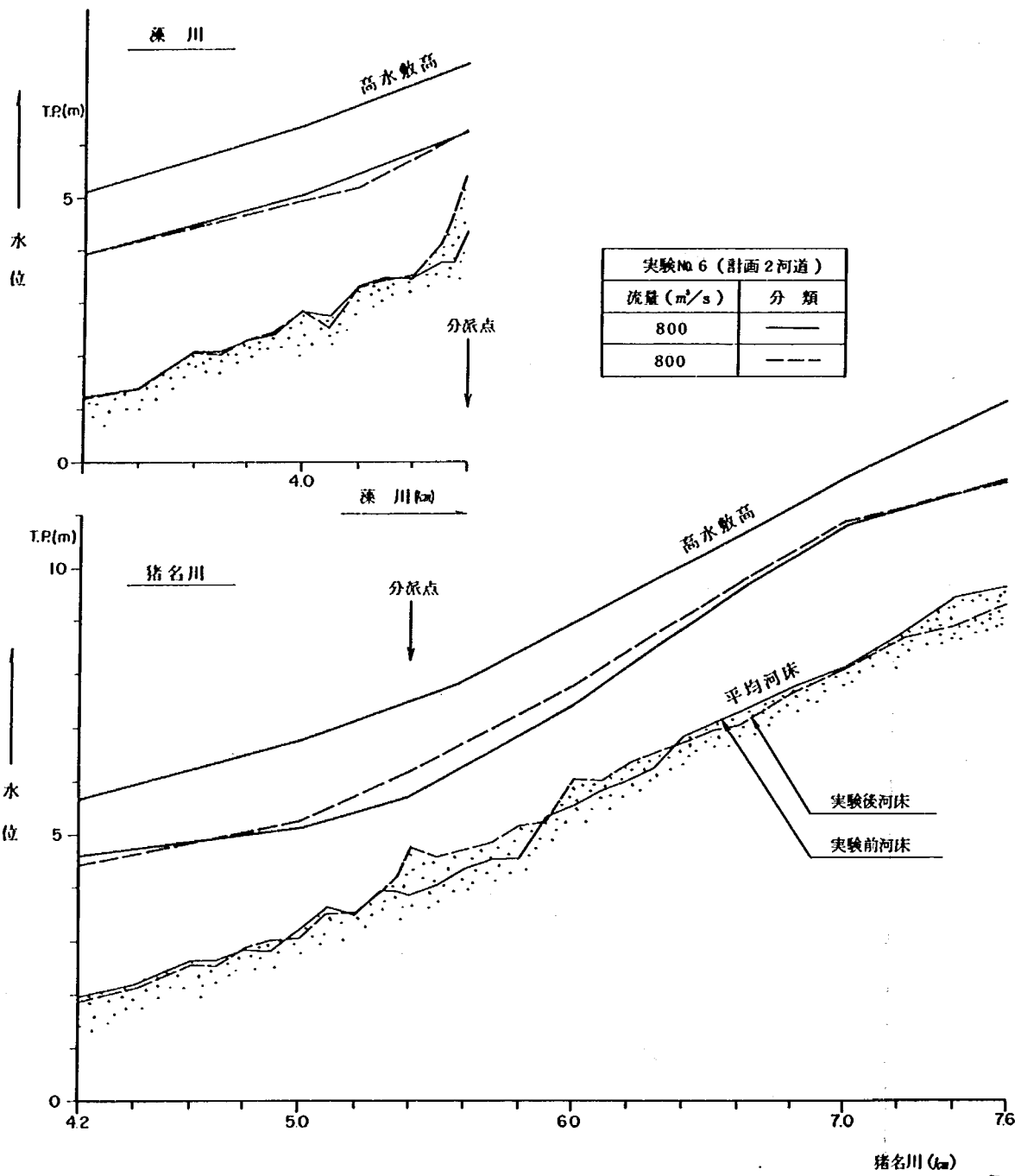


図-3.16 水位縦断面図(計画2河道, No 6)

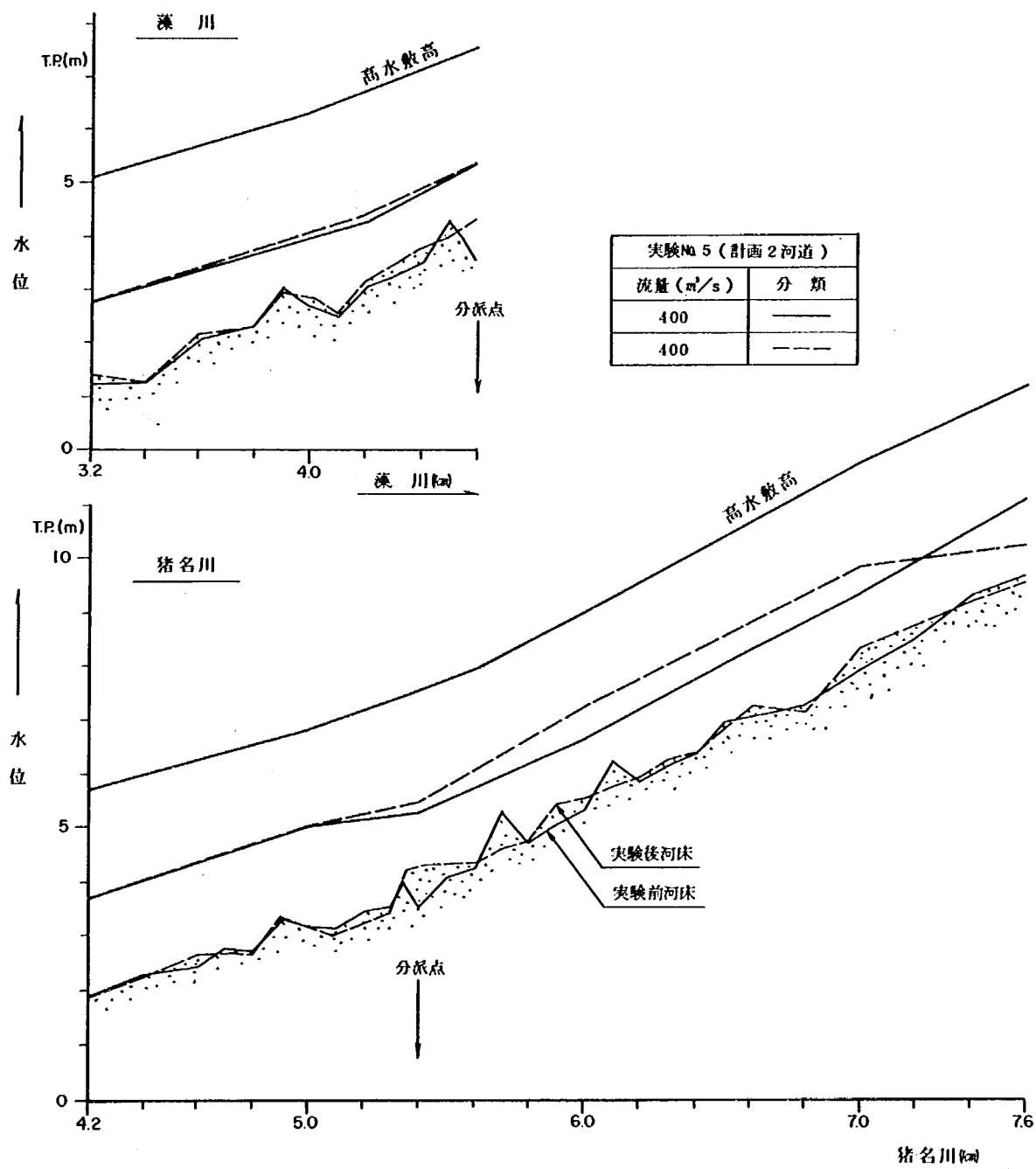


図-3.17 水位縦断図(計画2河道, No 5)

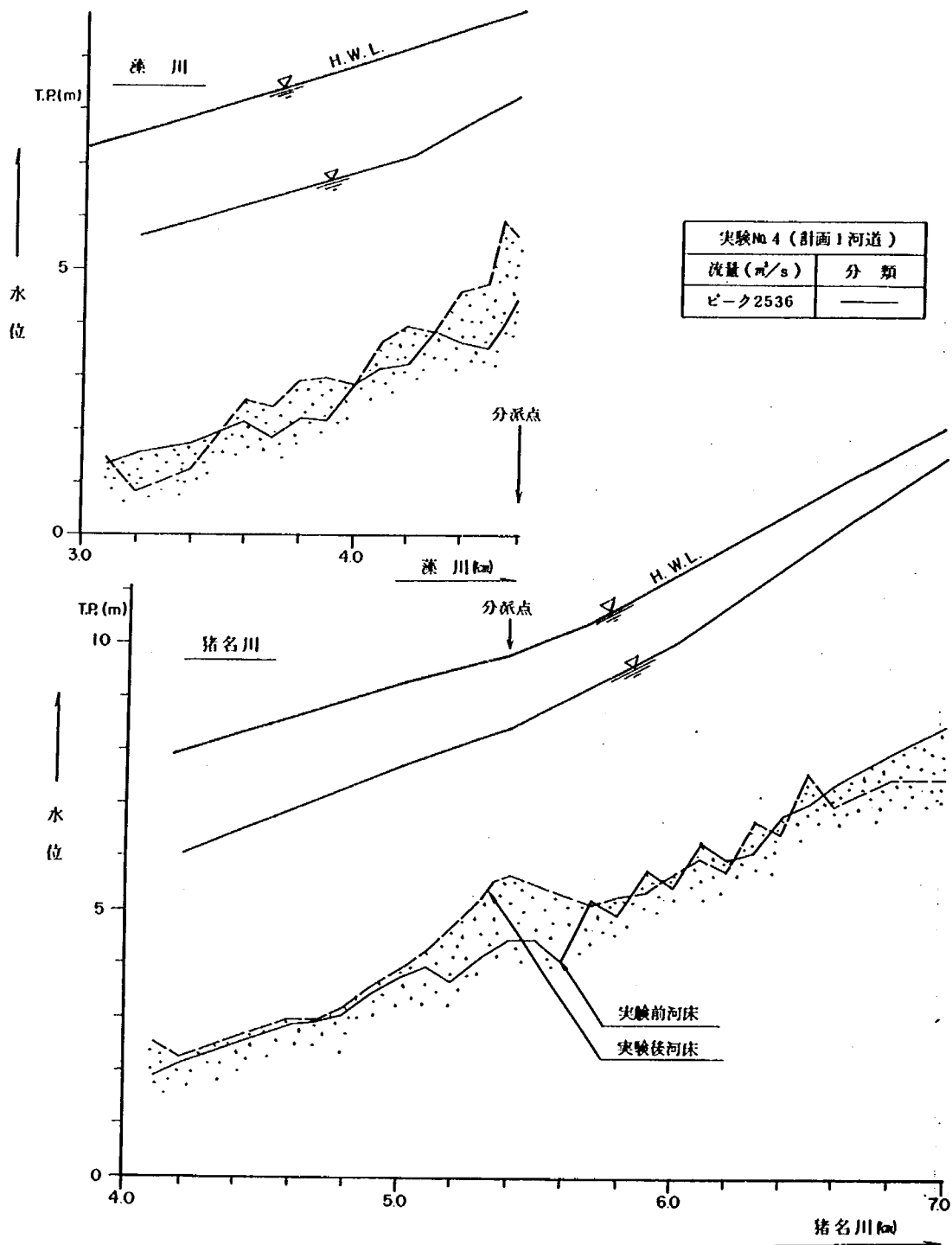


図-3.18 水位縦断図(計画1河道, No.4)

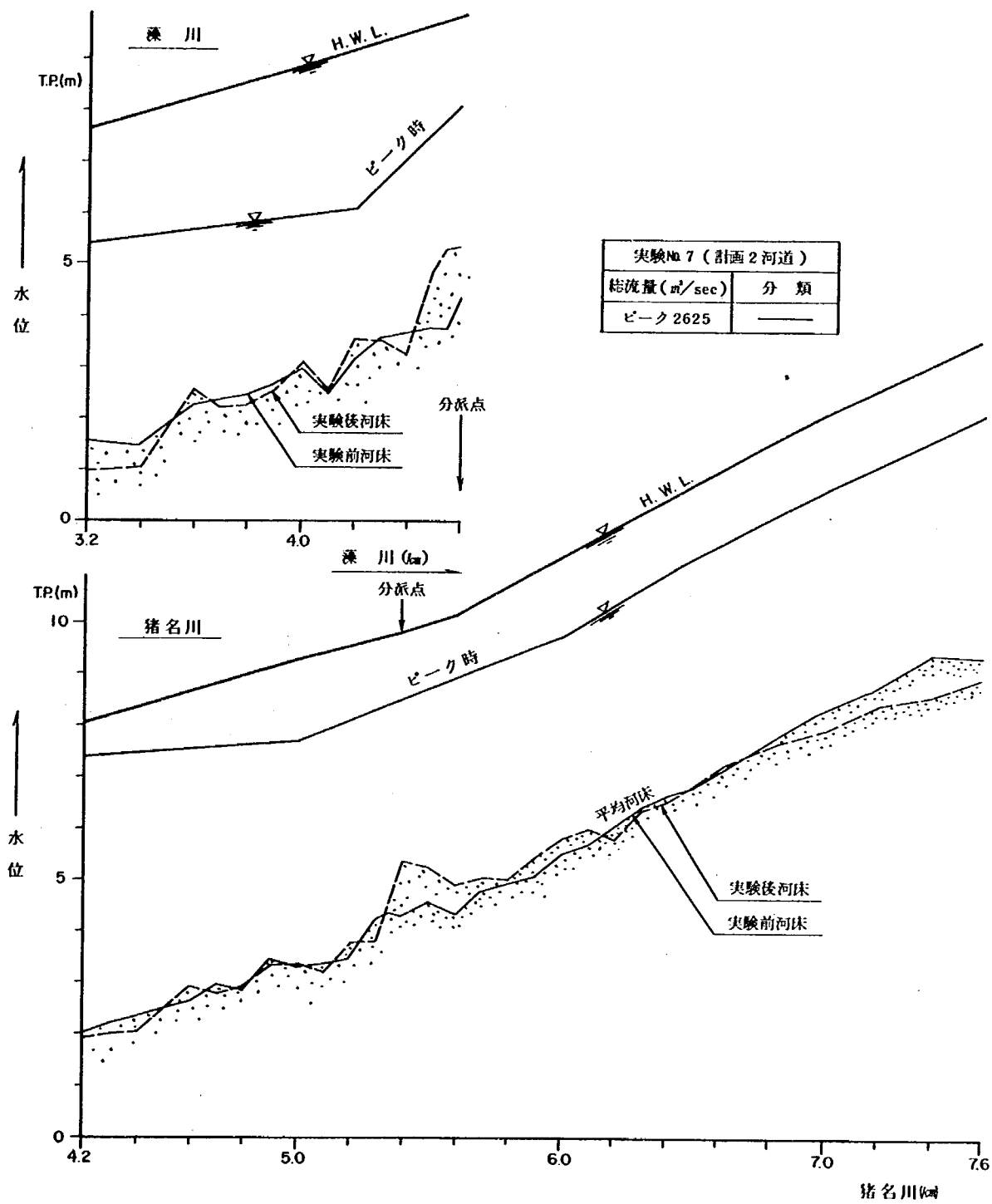


図-3.19 水位縦断図(計画2河道, No.7)

(3) 流況・流速

計画1河道と計画2河道を見て、砂州の出来方が異なっている点（波長、波高）から双方の河道により、水衝部とその深さおよび全体の流況は多少異なっている（写真 参照）。流速は計画河道の方が低水路および高水敷ともに1割程度の流速増が測定されており、河道の疎通能力のちがいが影響したためと思われる（図－3.20）。ピーク流量 $2600 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対して7.0 k地点の低水路平均流速は計画1河道で約 5 m/sec （最大 6.5 m/sec ）、計画2河道で約 4.5 m/sec （最大 5.8 m/sec ）となっていた。また両河道共高水敷沿いの流速が $4 \sim 5 \text{ m/sec}$ とかなり速い状態にあり、高水敷上（三次処理場付近）の流速は $1.5 \sim 3.5 \text{ m/sec}$ となっていた。

3.2.3 修正1河道の検討

計画1河道と計画2河道の不等流計算結果の水位を比較してみると、計画1河道の方が6.0 k地点から上流部の水位が計画2河道と比べて高くなっている（7.0 k地点で約1 m）。これは6.2 k地点より上流部（6.4～8.0 k区間）の低水路疎通断面の不足が原因である。そこで、6.2 k地点と箕面川が合流する7.8 k地点までの区間の対象とする流量規模が同じであること、河床勾配がこの区間から5.4 k地点まで変化していないことから、7.8 k地点までの低水路断面を6.2 k地点と同じ断面積（約 300 m^2 ）となるように、低水路を拡幅した河道が修正1河道である。この河道案についても実験で検討を行った。

(1) 河床変動

修正1河道の、河道内の深掘れ状況は、ほぼ計画1河道と同じ結果となった（図－3.21）。平均的な河床変動は給砂もあって上流部の河床低下は少ない。また、分派点周辺の堆積量も少ない。

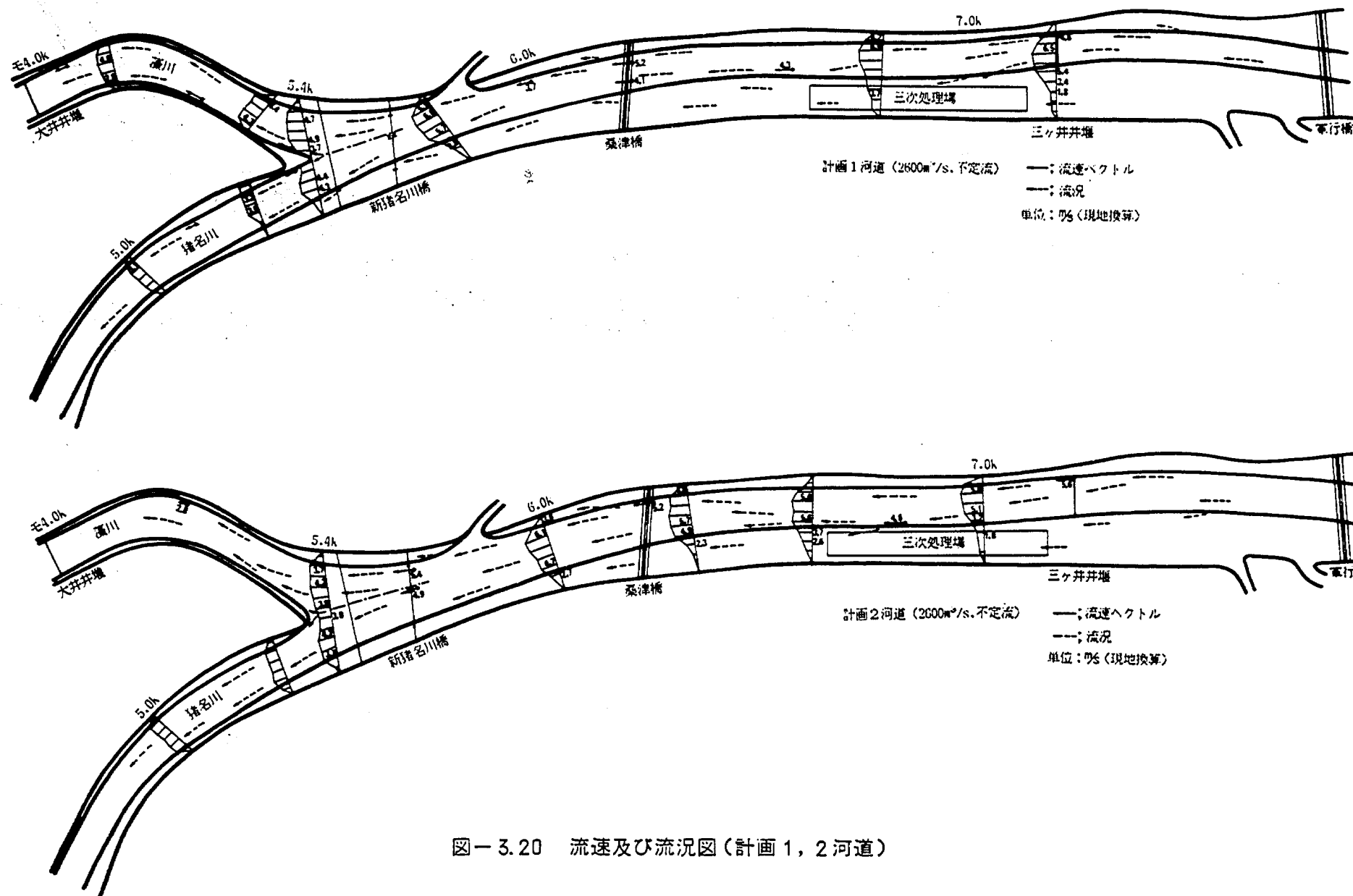


図-3.20 流速及び流況図(計画1, 2河道)

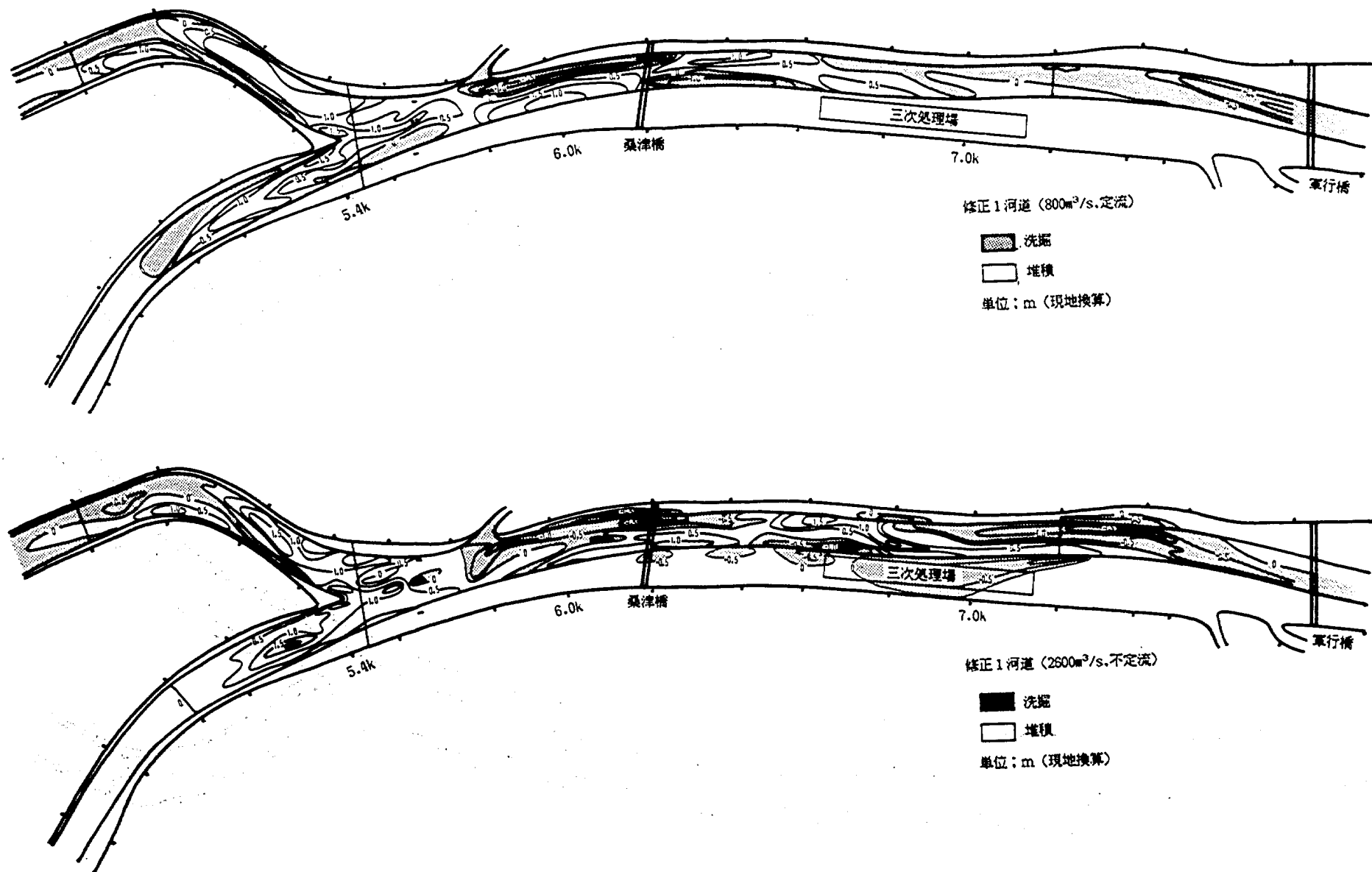


図-3.21 洗掘・堆積状況図(修正1河道)

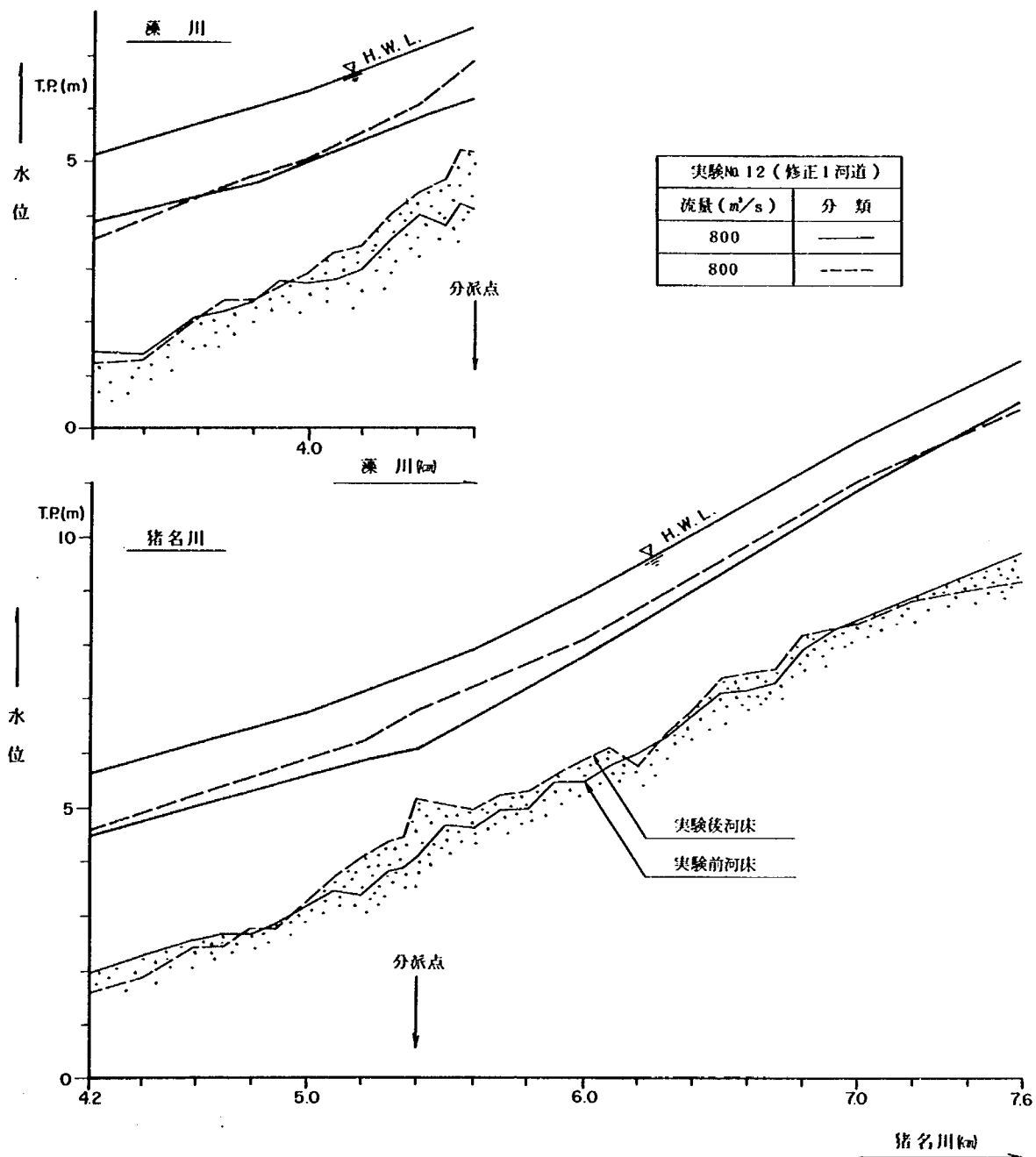


図-3.22 水位縦断図(修正1河道, No 8)

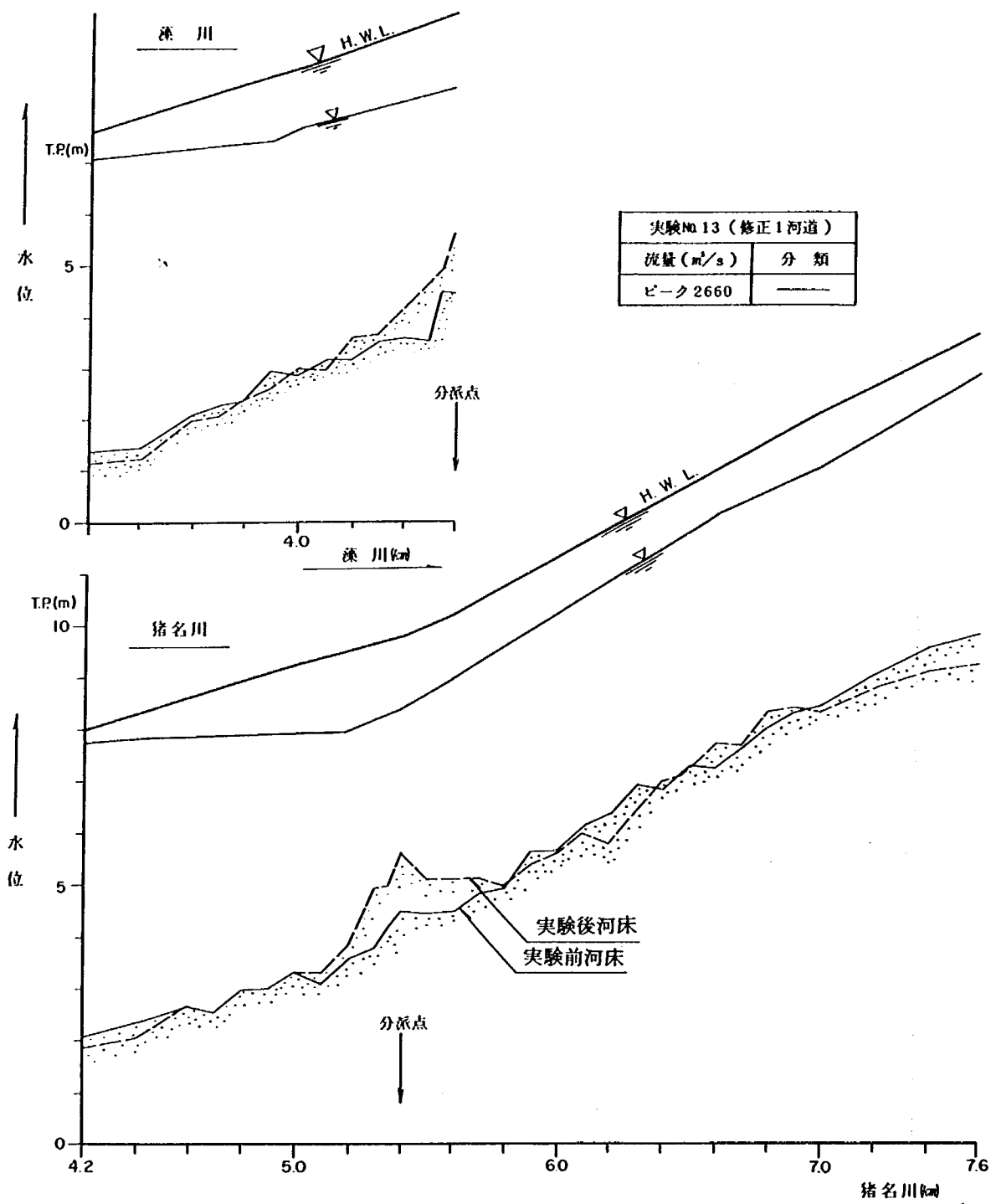


図-3.23 水位縦断図(修正1河道, No.9)

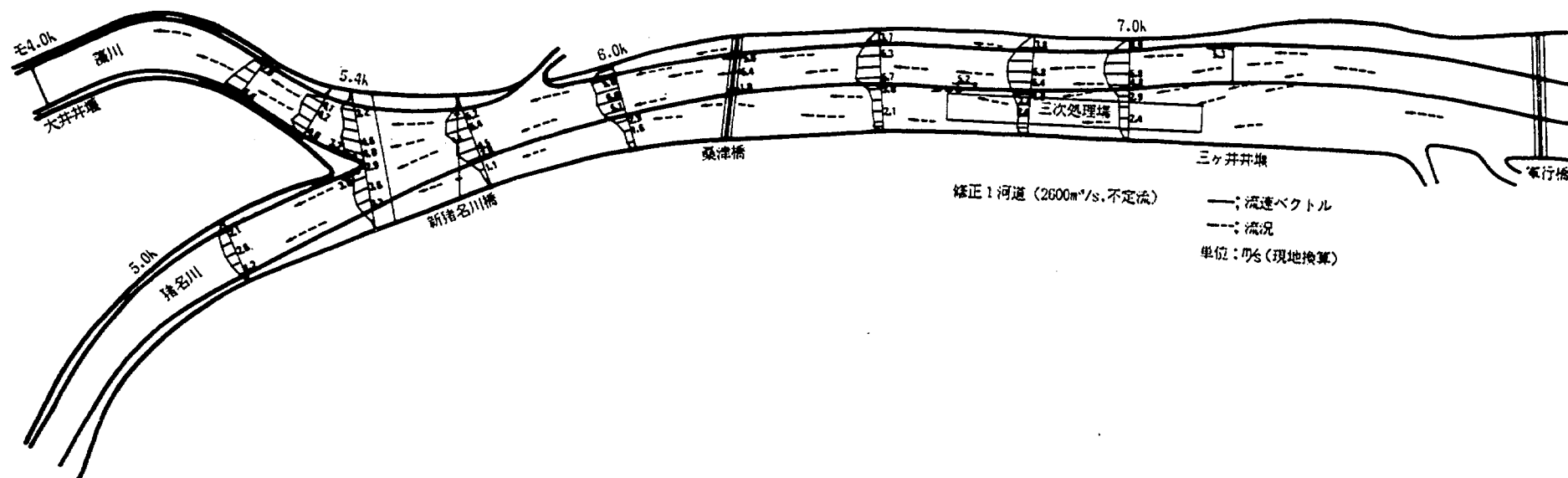


図- 3. 24 流速及び流況図 (修正 1 河道)

(2) 水位 (図- 3.22、23)

上流部の拡幅と給砂によって、河床高の低下が抑えられ、6.4～7.0 k 区間では堆積の傾向も見られた (7.0 k 上流部はまだ土砂の給砂量が不足しているため河床が下がっていた)。水位にもその影響が表われており、前ケースの実験結果よりも高くなっていた。定流実験 (流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$) においては高水敷高より 1.0 m 程度の水位的な余裕があり、不定流実験 (流量 $2600 \text{ m}^3/\text{sec}$) では 7.0 k 付近で前回以上の余裕のある水位となっていた。このことから、水位的には計画 1 河道と比較してより安全性を高めることが出来たといえる。

(3) 流況・流速

流況は計画 1 河道とほとんど同じ状況を示していた。また、水衝部も計画 1 河道とほとんど同じ部分であり、上流から示すと 7.2 k 三ヶ井井堰右岸、6.7 k～6.9 k 左岸低水護岸、6.0 k～6.2 k 左岸、5.7 k～5.9 k 右岸、5.4 k～5.5 k 左岸、藻川 4.4 k～4.6 k 左岸、藻川 4.1 k～4.2 k 右岸が水衝部となり洗掘を生じていた。このことから減勢及び洗掘対策が必要と思われる。

流速は計画 1 河道と比較すると約 1 割減じている。これはほぼ計画 2 河道と同じ流速となり、ピーク流量 $2600 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対して 7.0 k 地点の低水路平均流速は約 $4.5 \text{ m}/\text{sec}$ (最大 $5.8 \text{ m}/\text{sec}$) となっていた。また高水敷沿いの流速は約 $4 \text{ m}/\text{sec}$ と速く、高水敷上 (三次処理場付近) は $2 \sim 3 \text{ m}/\text{sec}$ となっていた (図- 3.24)。

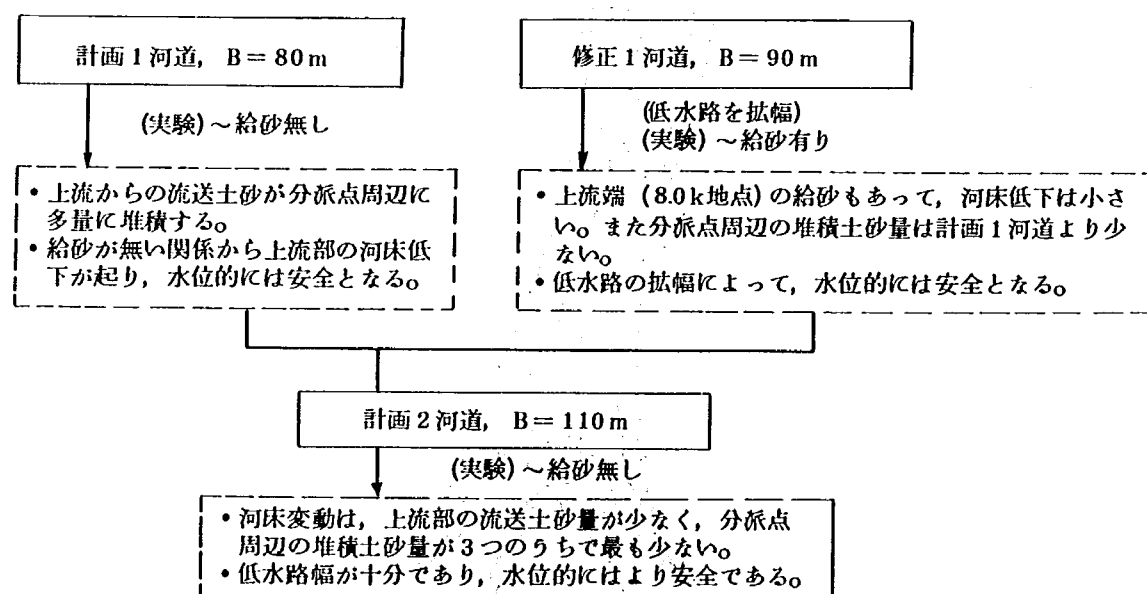


図- 3.25 河道 (低水路) 3 案の比較

3.2.4 計画河道の決定

修正1河道^{*}、計画2河道とも水位的な条件はほぼ満足しており、どちらの河道であったとしても水位的には問題がない。

しかし、修正1河道と計画2河道を河床変動、洗掘深で比較して見ると、修正1河道の方が変動が激しく、河道の維持管理が計画2河道に比較して難しいと言える。しかし、修正1河道の場合、高水敷の利用面積が広く現在の計画関連施設との整合性もある。河川敷利用の要求を満足させ得るためには、修正1河道で問題となる点を維持管理を強化することで対処する必要があると考えられる。

3.3 背割堤による分流実験

次に二番目の目的であった計画分流比の制御について、検討結果を述べる。

3.3.1 背割堤が無い場合の分流状況

まず、実験（現況、低水路幅の決定）から、それぞれの河道条件における分流状況について説明する。

(1) 現況河道（ケース1、2）

定流では、初め藻川へ多く分流し、流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ で猪名川の分流比は 0.42 であった。そして流量の増大と共に両川同等の分流状況となっていき流量 $1900\text{ m}^3/\text{sec}$ での猪名川の分流比は 0.51 となっていた。

不定流では、定流実験の河床をそのまま初期河床としたため、初期から猪名川の分流比が 0.51 となった。ピーク流量 $1900\text{ m}^3/\text{sec}$ に対する分流比も同じとなり分流比があまり変化していない。

(2) 計画1河道（ケース3、4）

定流実験（図-3.26）では、初め藻川へ多く分流し（流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ で猪名川の分流比は 0.48）しだいに猪名川へ多く入るように変化した（最大 0.58）。

不定流実験では、初め計画における分流状況（猪名川の分流比 0.46）を示したが、流量の増大と共に両川 1:1 の分流比に近づいて行き、計画高水流量 $2600\text{ m}^3/\text{sec}$ では猪名川の分流比が 0.49 となっていた（図-3.27、28）。

不定流実験の結果から、流量約 $1500\text{ m}^3/\text{sec}$ を境として高水流量では 1:1 の分流状況に近づき、これより低い流量では堆積土砂の影響を受けてしまい、分派点周辺の土砂堆積高のちがいにによって分流状況が変化していった（流量約 $1500\text{ m}^3/\text{sec}$ 以下では土砂の影響を受ける領域と思われる）。

注）*；修正1河道は、計画1河道の改良案であり水位的な改善以外は、ほとんど計画1河道と同じであると考えられる。したがってここでは修正1河道を代表させている。

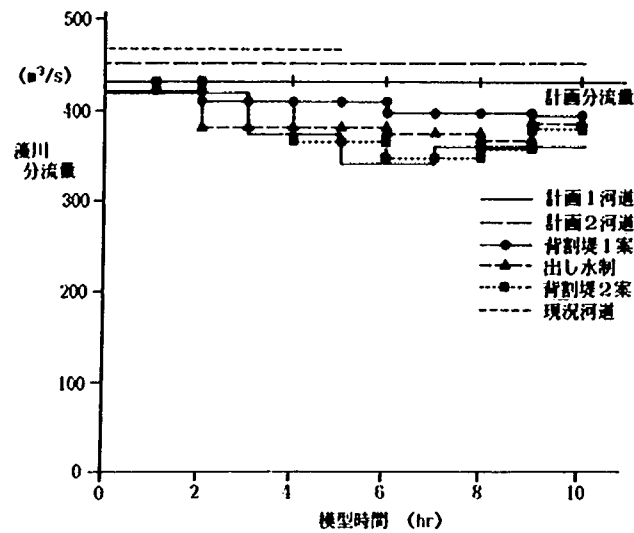


図-3.26 分流状況図(定流実験)

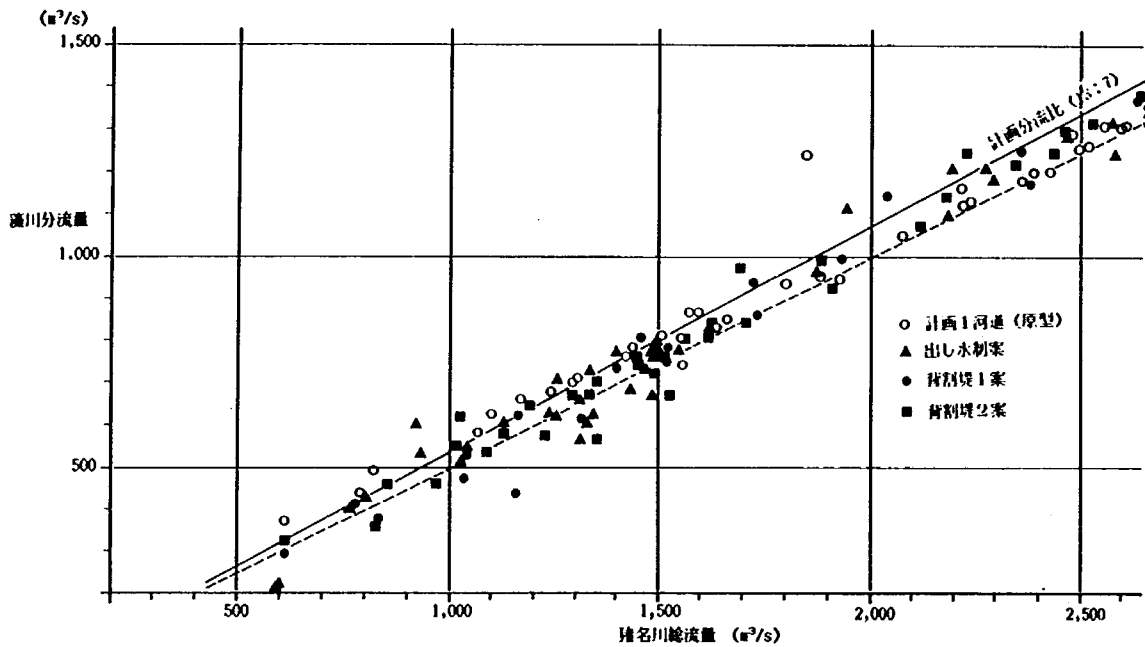


図-3.27 分流状況図(不定流実験)

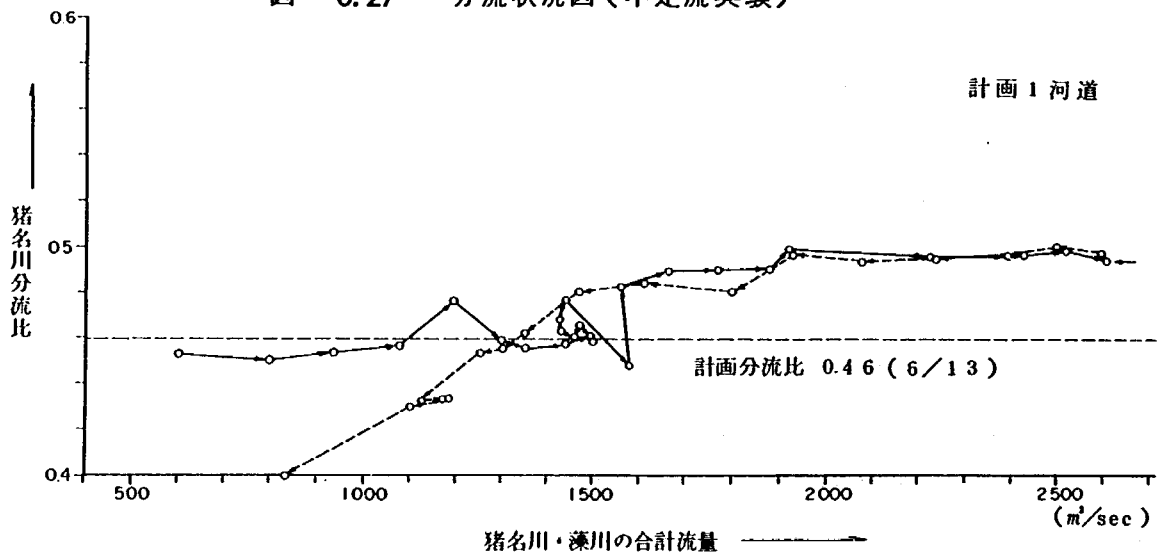


図-3.28 猪名川・藻川分流状況図(計画1河道, №4)

(2) 計画2河道（ケース5～7）

定流での流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ のケースでは、現況の時と同じく初めから最後までほとんど分流比に変化がなかった。そして分流状況は藻川へ多く流入する傾向があり、猪名川の分流比は 0.44 であった。

流量 $400\text{ m}^3/\text{sec}$ のケースでは、猪名川へ多く流入する傾向があつて猪名川の分流比も 0.52～0.63 とかなり変動したが、流量がもともと少ないので、分流量の差はたいした量ではない。

一方不定流実験では計画1河道と同様に、流量約 $1500\text{ m}^3/\text{sec}$ を境としてそれ以下の流量ではほぼ計画分流比と同じ分流状況を示していたが、流量が増加すると 1:1 の分流状況に近づいて計画高水流量 $2600\text{ m}^3/\text{sec}$ では猪名川の分流比が 0.48 となった（図－3.29）。

3.3.2 背割堤がある場合の分流状況

分派点の形状は、計画1河道に背割堤1案を設置した場合と、修正1河道に出し水制、背割堤2案を設置した場合の3案がある。なお修正1河道を使っている2案の場合では、上流部 8.0 k 地点において給砂を行っている。

また、背割堤の長さ、位置については、計画1河道の実験結果を利用した他、不等流計算によって予備的検討を行った。長さについては分流境界線（計画1河道において）左右の猪名川と藻川の河床高の差がほとんどなくなる地点（5.4 k 付近）まで伸ばせば、川幅比により分流比が決定できると判断し、位置については計画断面に対し、不等流計算によって分流量の検証を行い、分派位置を決定している。その位置とは、5.4 k 地点の低水路法じりから左岸 102.22 m（右岸から 126.88 m）の位置である（図－3.30）。

次に各々のケースにおける分流状況を示す。

(1) 背割堤1案（ケース8、9）

定流実験（流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ ）では、初めほぼ計画分流比通りとなっていたが、砂礫堆が分派点周辺まで移動してきて、分派点周辺の河床形態、河床高が変化し、この結果猪名川側へより流入するようになった（猪名川の分流比は最大 0.51 となる）。

不定流実験では、初期から洪水のピークに至るまでほぼ同じ分流状況を示しており、計画高水量 $2600\text{ m}^3/\text{sec}$ では 0.47 とほぼ計画の分流比となっていた（図－3.31）。

洪水の終りに、猪名川へ多く流入したのは藻川に堆積した土砂の影響で、河床高が高く盛り上っており、比較的河床高の低い猪名川へ入りやすくなったためと推察される。

(2) 出し水制案（ケース10、11）

定流実験では、初めほぼ計画分流比となっていたが、猪名川へ多く流入するように転じてしまい猪名川への分流比は最大 0.54 までに達する。それ以後は藻川へ流入するようになり最終的には 0.52 となっていた。

不定流実験では、初め 1 : 1 の分流状況から流量約 $1500\text{ m}^3/\text{sec}$ に達したあたりで計画分流比に近づいて行き、計画高水流量 $2600\text{ m}^3/\text{sec}$ では 0.48 となっていた(図- 3.32)。

定流実験で猪名川側へ多く流入する理由としては、出し水制部分が急拡しており、その部分に移動してきた土砂が堆積したために流れが疎害され、猪名川へ流入するようになったと推察される。

(3) 背割堤 2 案 (ケース 12、13)

定流実験では、初め計画分流比であったが出し水制案を同様に猪名川へ流入するように転じる。そして猪名川への分流比は最大 0.58 まで達し、その後は藻川へ流入するようになって最終的には 0.53 となっていた。

不定流実験では、ほぼ出し水制案と同じ状況を示しており、計画高水流量 $2600\text{ m}^3/\text{sec}$ では猪名川への分流比が 0.48 ~ 0.49 となっていた (図- 3.33)。

定流実験で猪名川側へ流入する様になった理由を、実験後の断面形状から推察すると、猪名川 5.7 k ~ 5.8 k 右岸沿いに土砂堆積によって河床が高くなった部分があり、これによって流れの方向がこの附近から猪名川へ向かい、同位置にあった新猪名川橋中央橋脚が、流向をより猪名川へ向けていたと考えられる。

3.3.3 分派点構造の決定

以上が、背割堤を使って分流制御を行った各々の結果である。

次に背割堤 1 案と 2 案とで分流状況が異なった理由について、実験条件を整理して考察する。

背割堤 1 案と 2 案の平面形はほとんど同じであるが、高水敷上の構造が異なっている。上流の低水路は、背割堤 1 案が計画 1 河道 ($B = 80\text{ m}$) であり、背割堤 2 案は修正 1 河道 ($B = 90\text{ m}$) である。さらに、背割堤 2 案の実験では先に述べたように給砂を行っている。以上が実験条件で異なっていた点である。

実験後の河床高 (図- 3.34、35) を比較すると給砂を行った 2 案よりも、1 案の方が分派点付近の河床高が高いことがわかる。つまり計画 1 河道の方が、上流部の川幅が狭いために流送土砂量が多く、分派点周辺に多く運ばれて堆積したと言える。このように土砂の堆積状況が計画 1 河道と修正 1 河道で異なっているのが分流比を変化させた一つの理由である。また上流部の川幅の違いにより流向 (流況) が変化し、分流比が異なるものとなったことも考えられる。分流比だけから言えば、計画 1 河道が上流部の河道であると計画分流比に近く好ましいが、修正 1 河道は計画 1 河道に比べて上流部の疎通能力が増加しており、水位的により安全な河道である。さらに河床の洗掘土砂量も少ない状況にあることから、分流比のわずかな違いを優先して計画 1 河道に背割堤 1 案を設置した場合が好ましいと判断すべきではないと思われる。

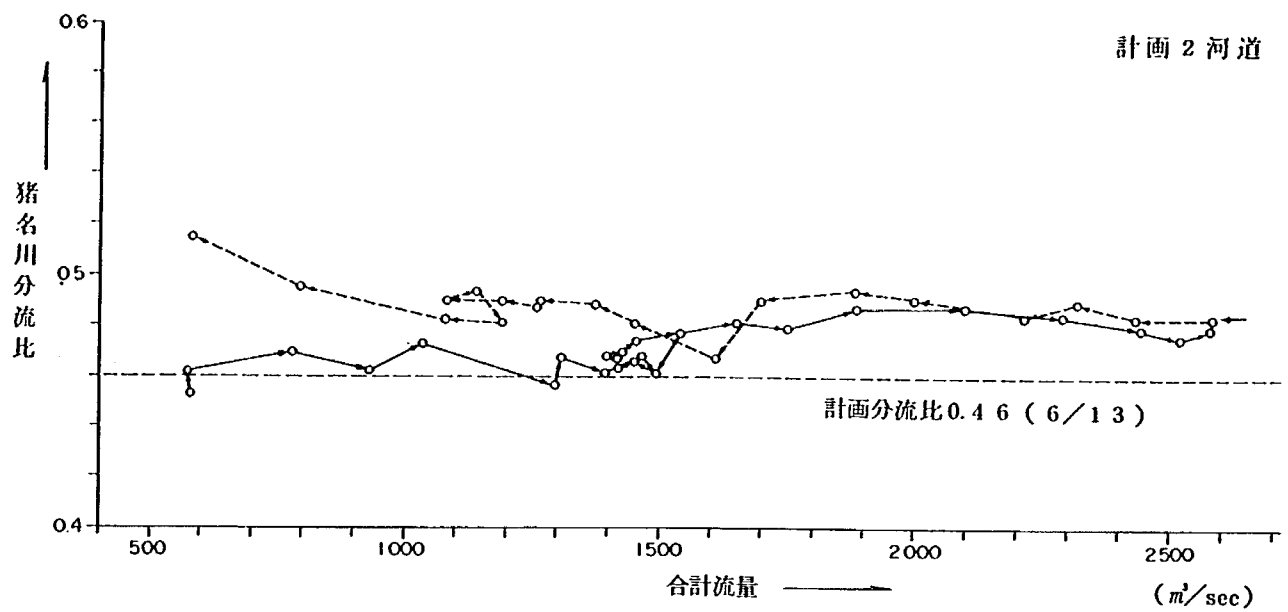


図-3.29 猪名川・藻川分流状況図(計画2河道, No.7)

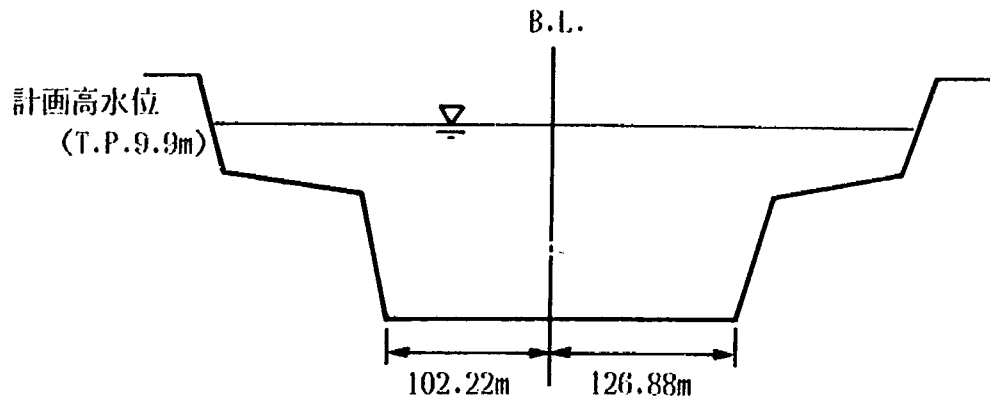


図-3.30 計画分流境界の推定位置図

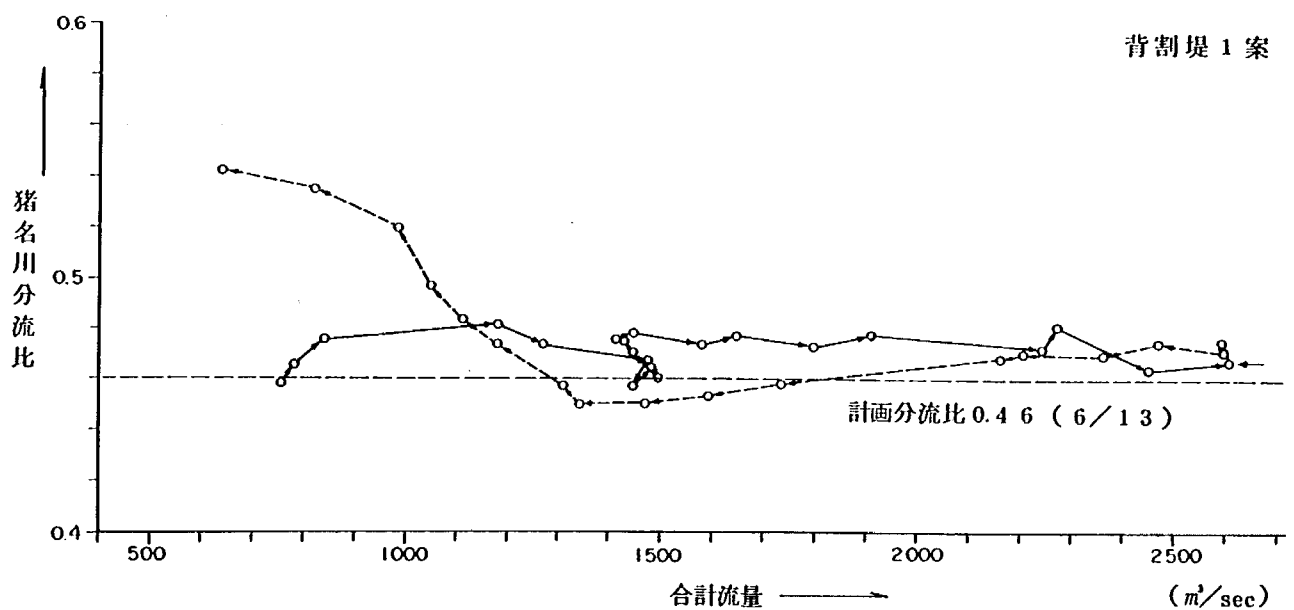


図-3.31 猪名川・藻川分流状況図(背割堤1案, No.9)

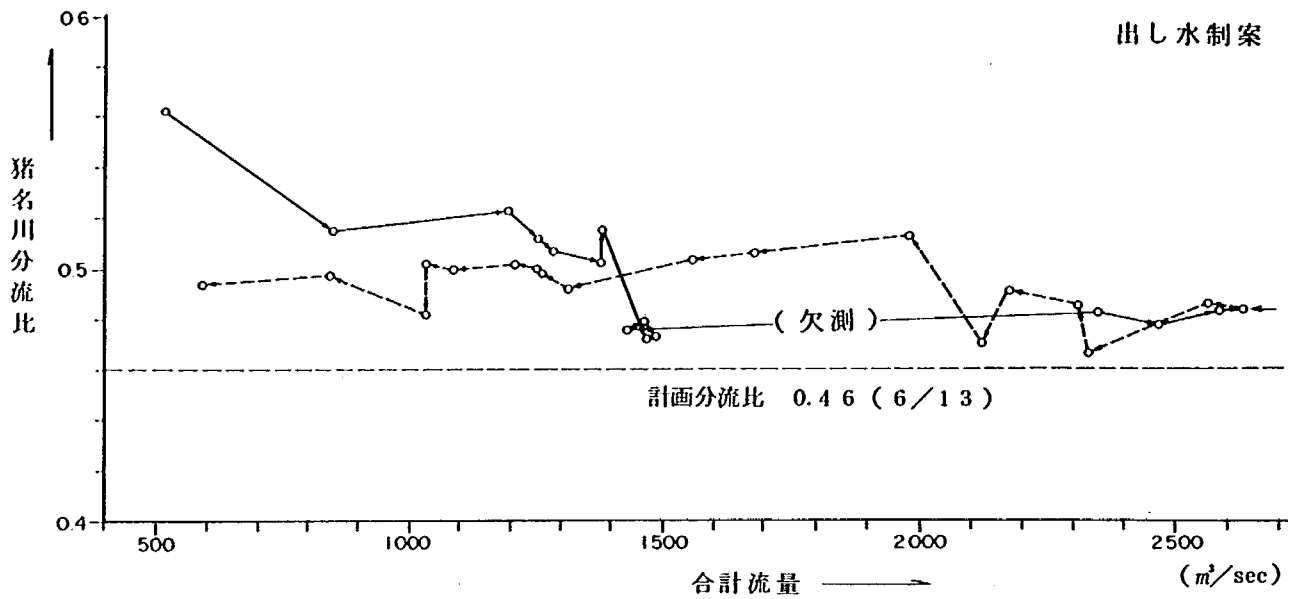


図- 3.32 猪名川・藻川分流状況図 (出し水制案, №11)

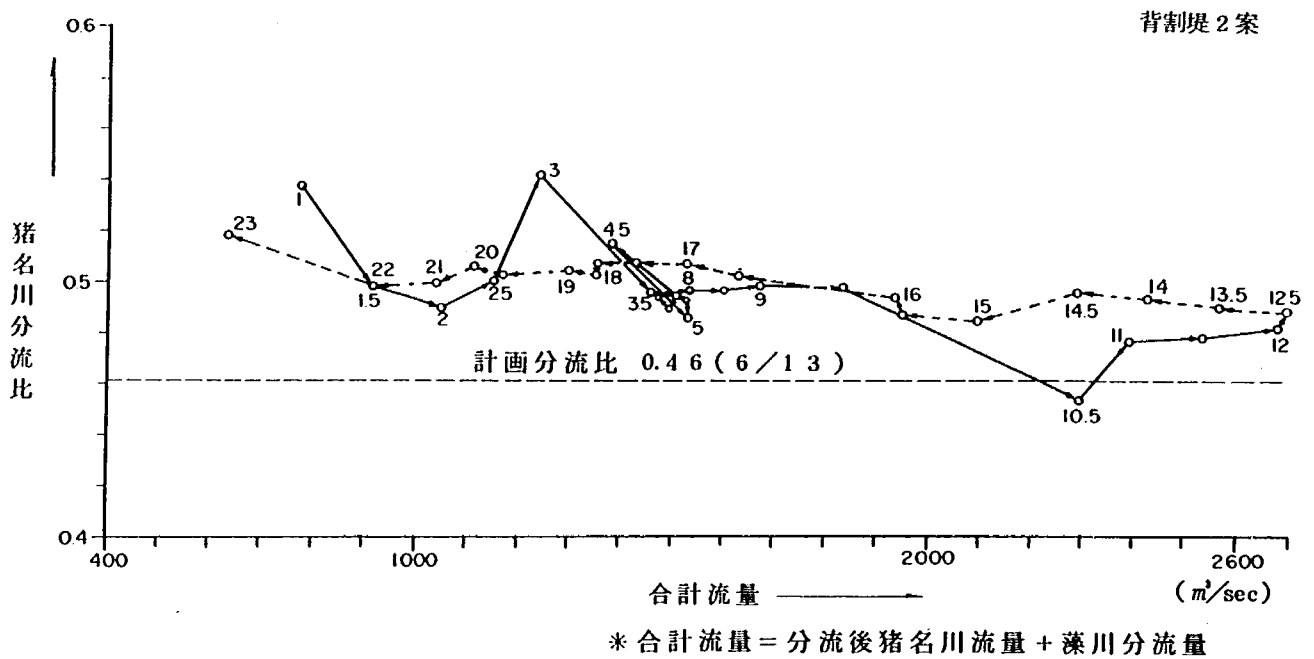


図- 3.33 猪名川・藻川分流状況図 (背割堤2案, №12)

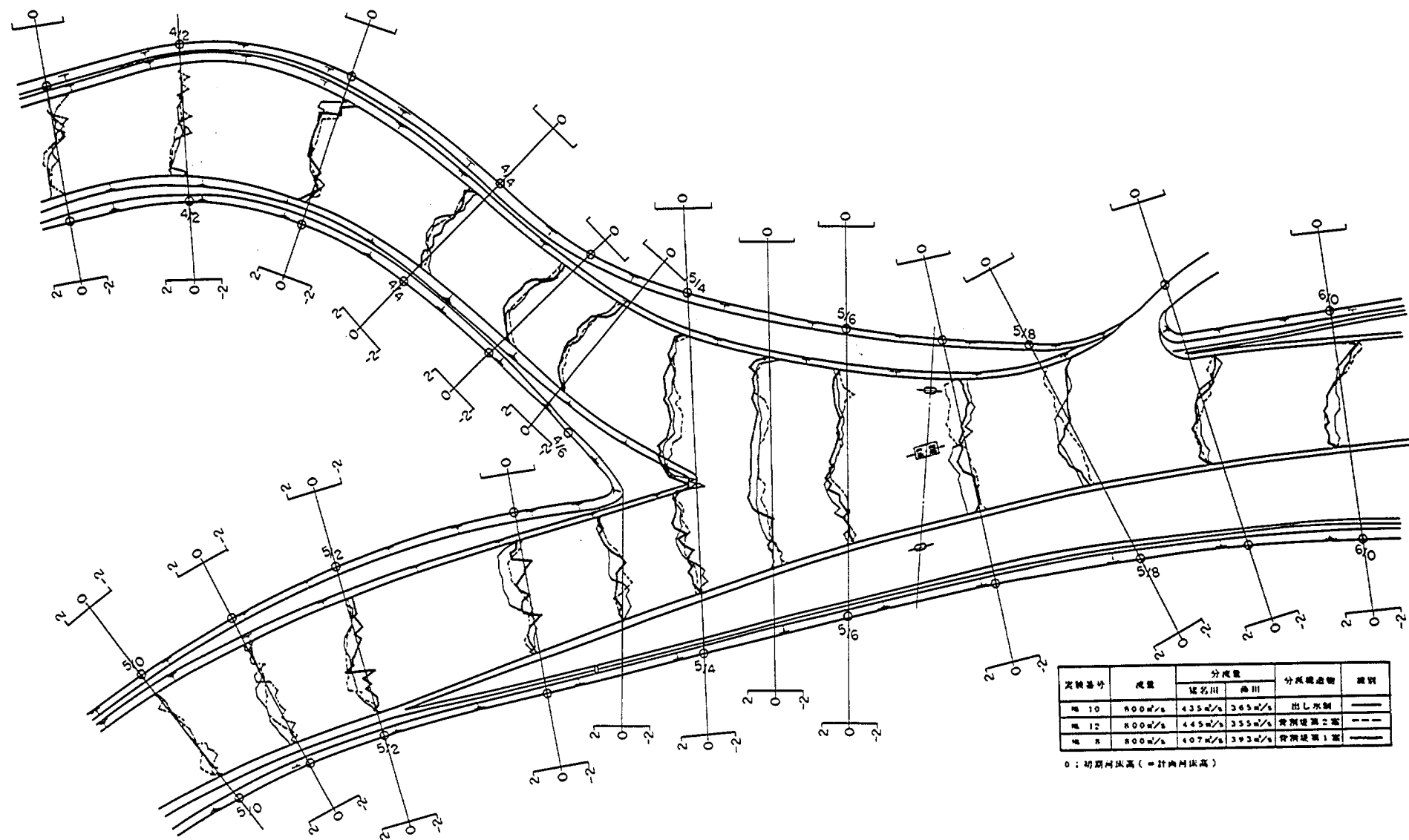


図 - 3.34 背割堤案別河床断面図 (定流実験)

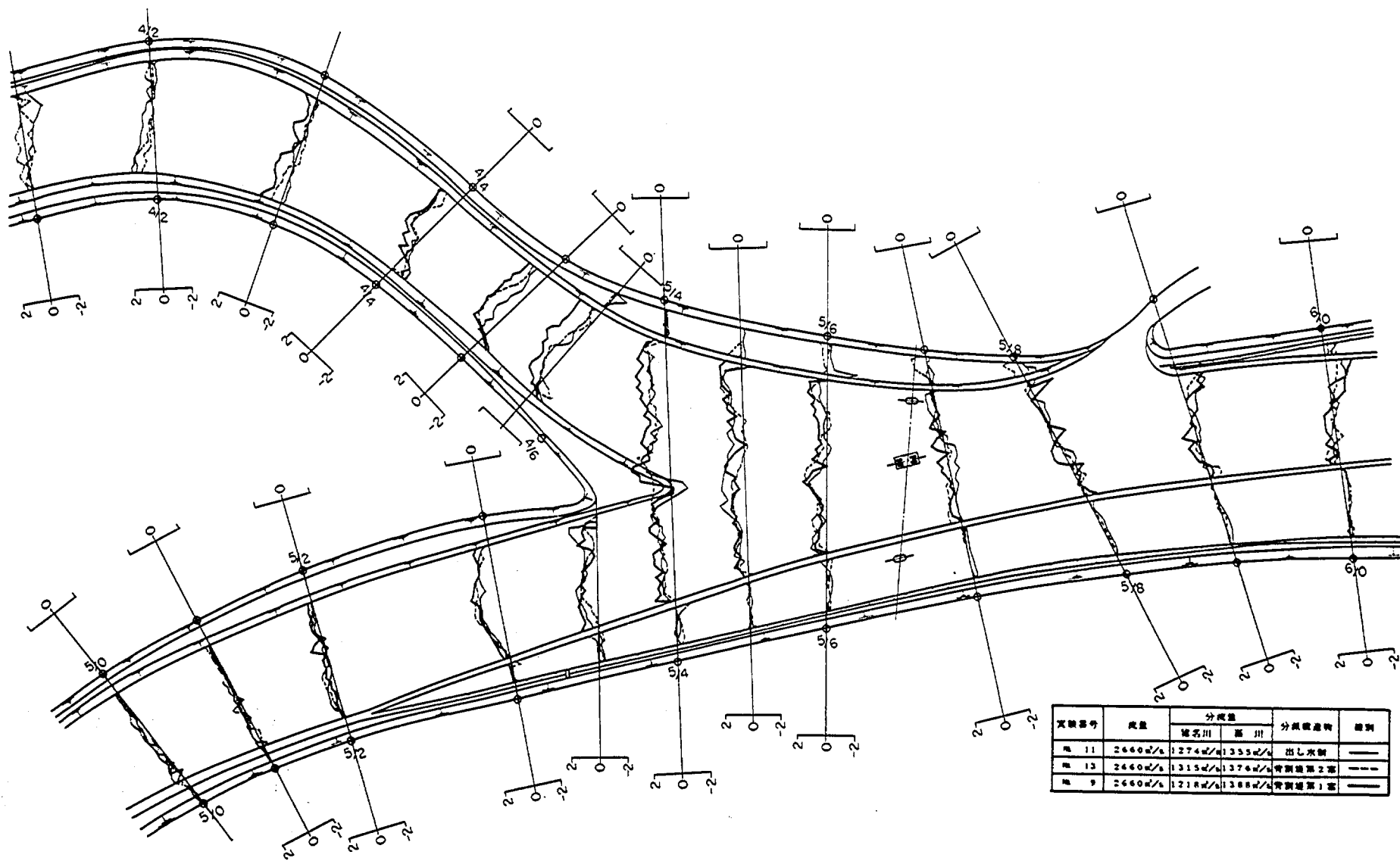


図 - 3.35 背割堤案別河床断面図(不定流実験)

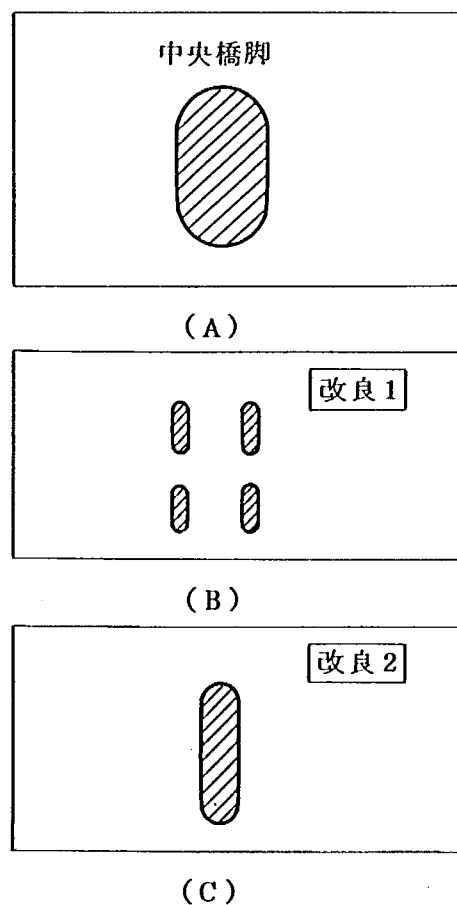
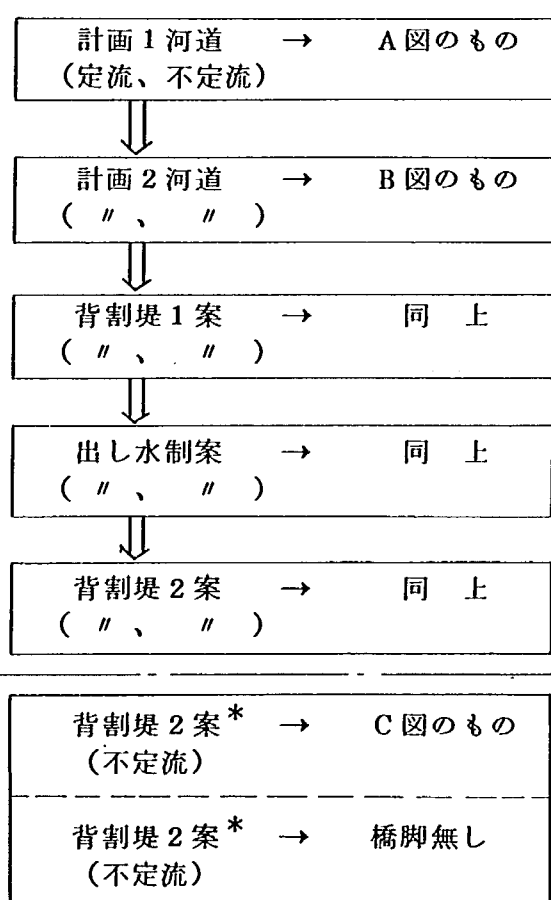
出し水制案は、急拡の影響で出し水制沿いの両側に死水域が発生して土砂の堆積を生じてしまう。また出し水制の保護も難しい。よって分派点構造物として流向も自然で死水域の発生もない背割堤1、2案より劣る。

これらを総合的に判断して、背割堤2案が妥当な分派点構造であると言える。

3.3.4 新猪名川橋の分流比への影響

次に、分派比に影響を与えていると思われる新猪名川橋の影響度について、背割堤2案を使用した実験ケースの結果から考察する。

今までの実験で使用してきた新猪名川橋（中央橋脚）の構造と実験ケースとを対比すると次のようになる。



中央橋脚の模式的な平面図

(1) 分流比の比較

分流比（図- 3.36、37）を見てわかるように、橋脚の有無によって分流比が異なり、橋脚の無いケースでは流量 $1500 \text{ m}^3/\text{sec}$ までは両川 1 : 1 の分流状況となっているが、それ以上の流量ではほぼ計画分流比といえる猪名川の分流比 0.47 となって、計画高注）*印は伊丹市の行った実験ケース

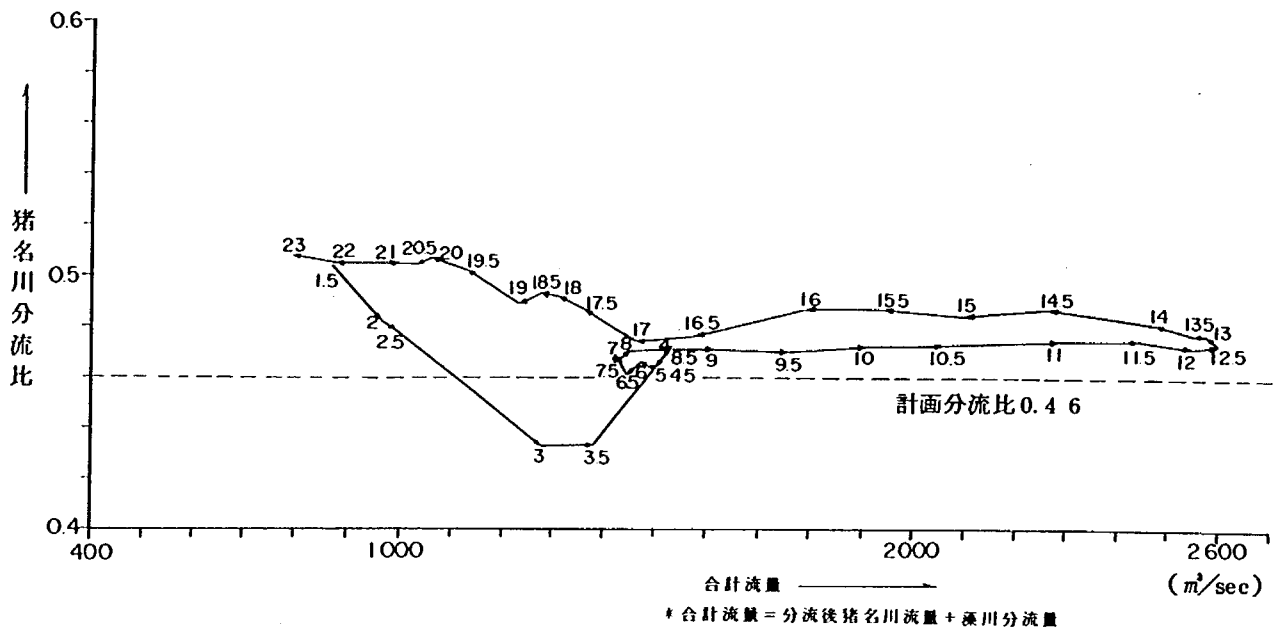


図-3.36 猪名川・藻川分流状況図
(背割堤2案, 新猪名川橋無しのケース) 5.3 k

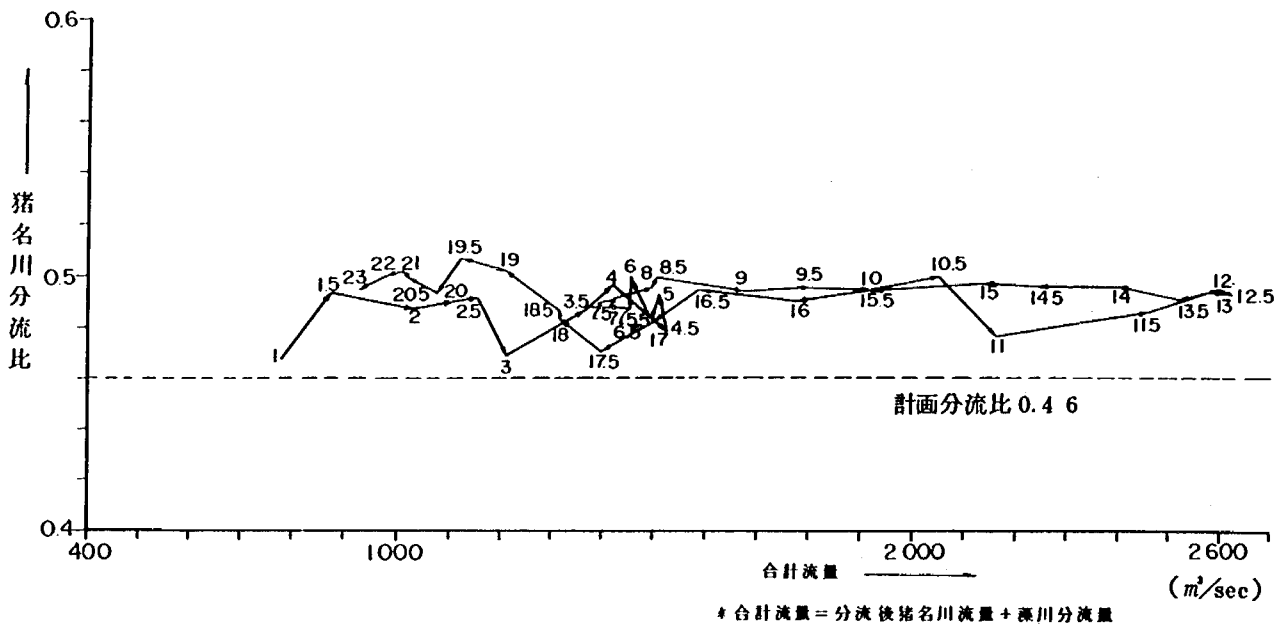


図-3.37 猪名川・藻川分流状況図
(背割堤2案, 新猪名川橋有りのケース)

水流量 $2600\text{ m}^3/\text{sec}$ でも同じ分流比となっていた。

一方、橋脚の有るケースでは、初めから猪名川の分流比が $0.48 \sim 0.49$ の分流状況を示しており、計画高水流量 $2600\text{ m}^3/\text{sec}$ では 0.49 の分流比となっていた。

(2) 河床高、流速の比較

実験終了後の河床高の変化（図－3.38、39）から、橋脚の有る場合、その橋脚前面の洗掘と、下流部での堆積が生じており、その堆積高は $1.5 \sim 2\text{ m}$ に達している。また、橋脚周辺の流速も、わずかながら増加していた（図－3.40 参照）。しかし、下流が橋脚による堆積域であったために、河道の洗掘は起こっていない。

(3) 流況の比較

橋脚の有無によって橋脚下流に堆積した土砂と、橋脚そのものによって、猪名川へ向かう流れと藻川への流れの境界線が右岸側へわずかだが移動しており、これによって分流比がわずかに猪名川へ多く流入するように変化した。

(4) 橋脚の影響

新猪名川橋中央橋脚の無い場合の分流比は、猪名川側で 0.47 とほぼ計画分流比（ 0.46 ）となっているが、橋脚の有る場合では、橋脚と、橋脚の下流へ堆積する土砂の影響を受けて $0.48 \sim 0.49$ と計画分流量に対して猪名川へ多く分流（ $80\text{ m}^3/\text{sec}$ ）するようになる。しかし、変動量としてはわずかな量であり、大きく影響されることはない。むしろ新猪名川橋の右岸橋脚の方向が流向と異なったことで、橋脚沿いの低水護岸が洗掘を受けていたので、流向に合った方向に右岸橋脚を修正することと、その部分の低水護岸に洗掘防止（根固め工等）などの対策を講じる必要がある。また、新猪名川橋（特に低水路内に位置する中央と右岸橋脚）の橋脚前面から側面にわたって洗掘を受けたので、その部分の洗掘に対処する必要がある。

3.4 暫定河道の検討

計画河道断面への改修に先立ち、早期に実施される河川総合開発事業の中で、水利用高度化施設の建設（高水敷下に河川水の三次処理場を建設する）用地を確保するため、 $6.4\text{ k} \sim 7.2\text{ k}$ 区間の河道を暫定河道断面として施工することが予定されている。この場合、暫定河道区間が河道全体の流況・河床変動に与える影響と、暫定河道として適当と思える平面形状を水理模型実験によって検討した結果を述べる。

3.4.1 暫定河道実験の目的と実験条件

(1) 目的

- 暫定河道を施工することによる流況・河床変動の変化を探る。

┌ 流況・流速の変化
├ 河床変動について
└ 分流状況（分流比）の変化

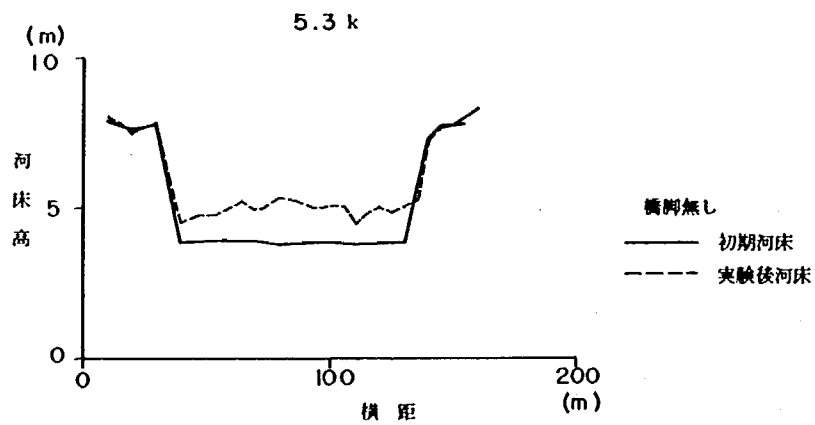
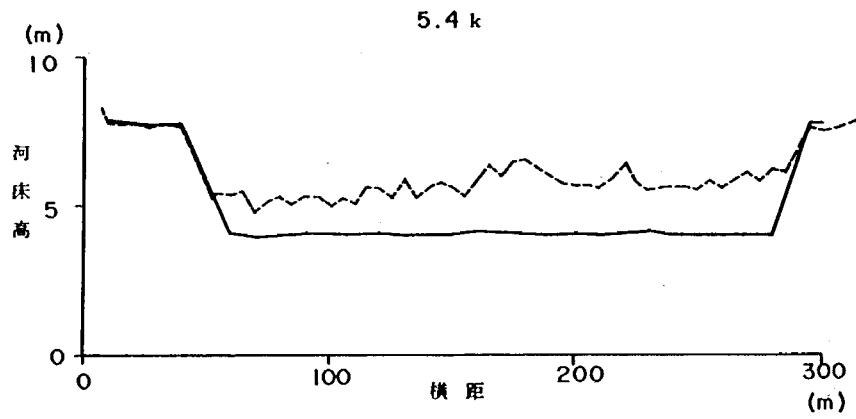
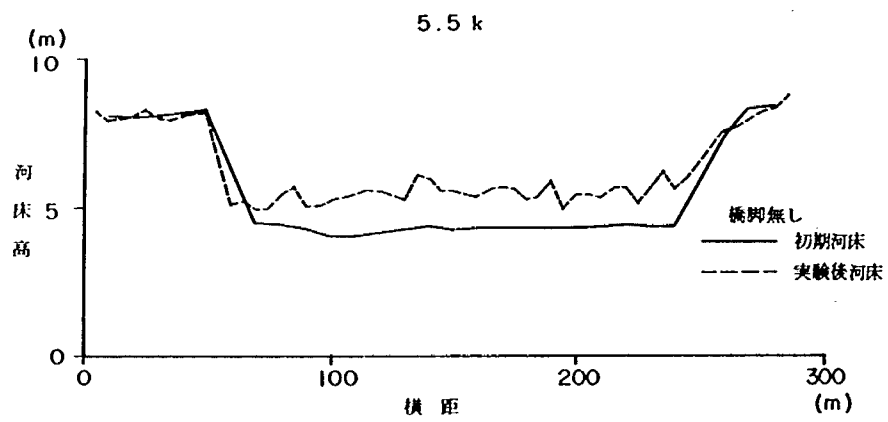
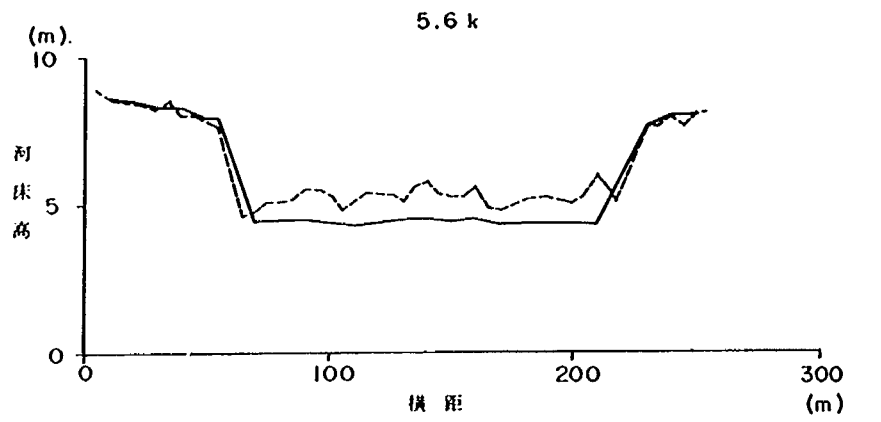


図-3.38 河道断面図(橋脚無し)

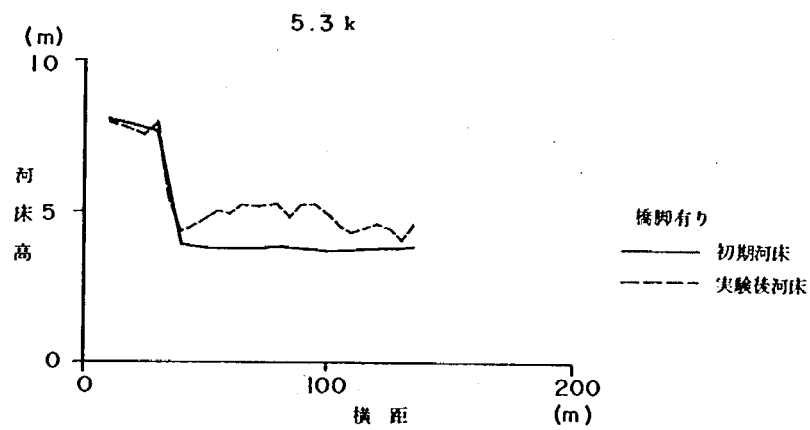
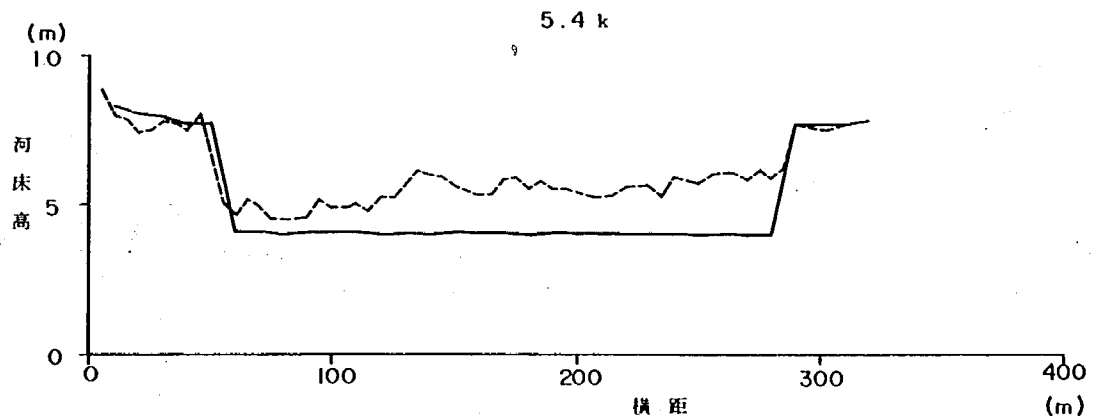
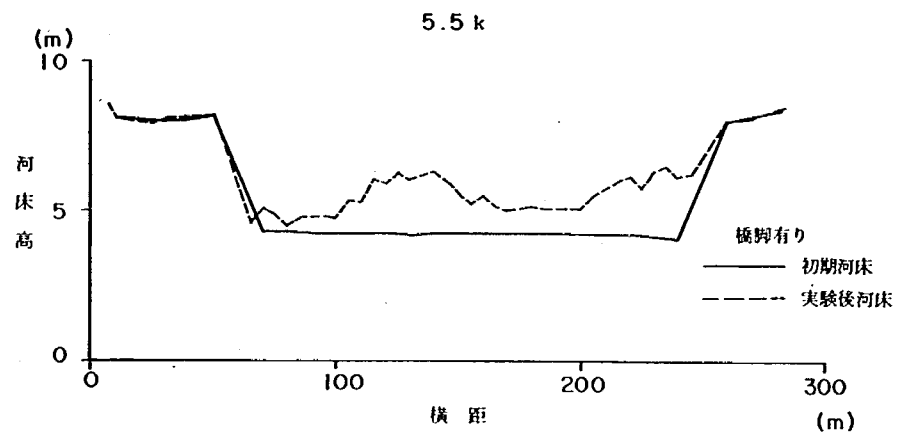
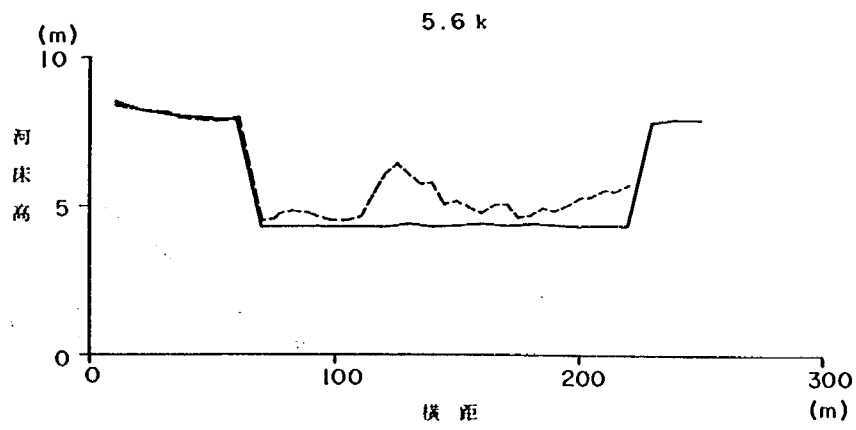


図-3.39 河道断面図(橋脚有り)

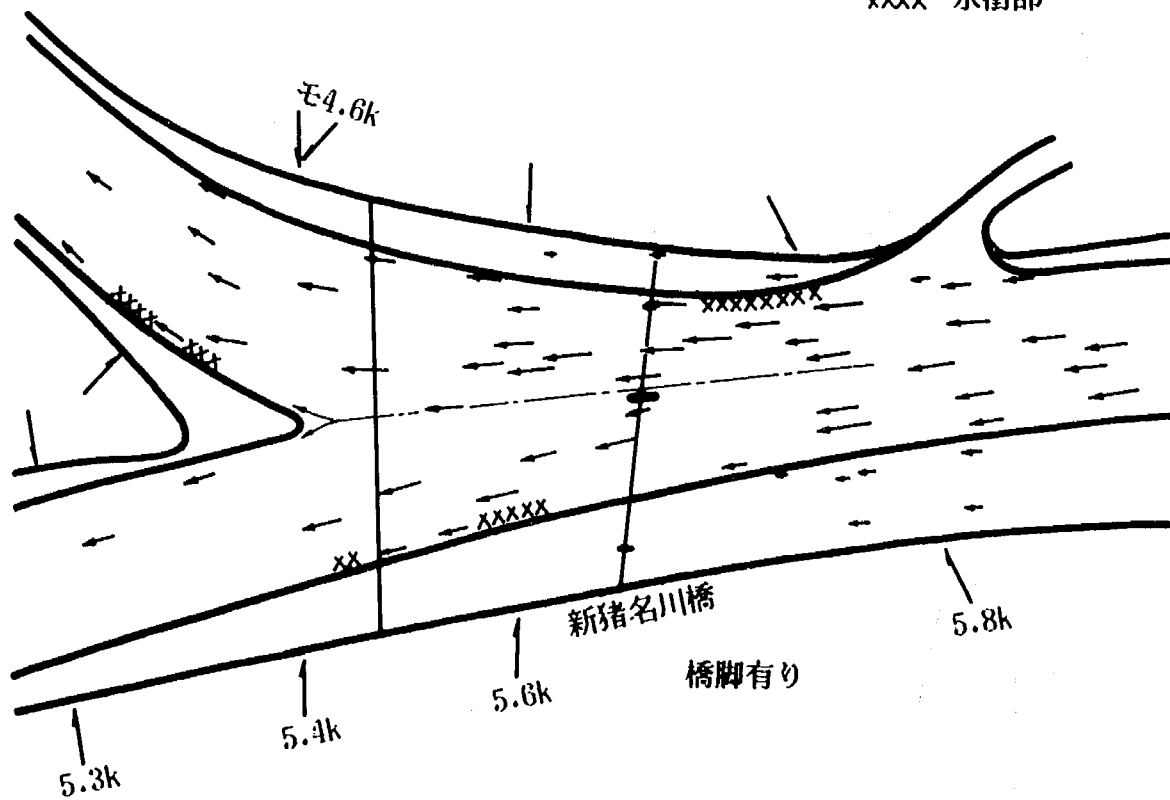
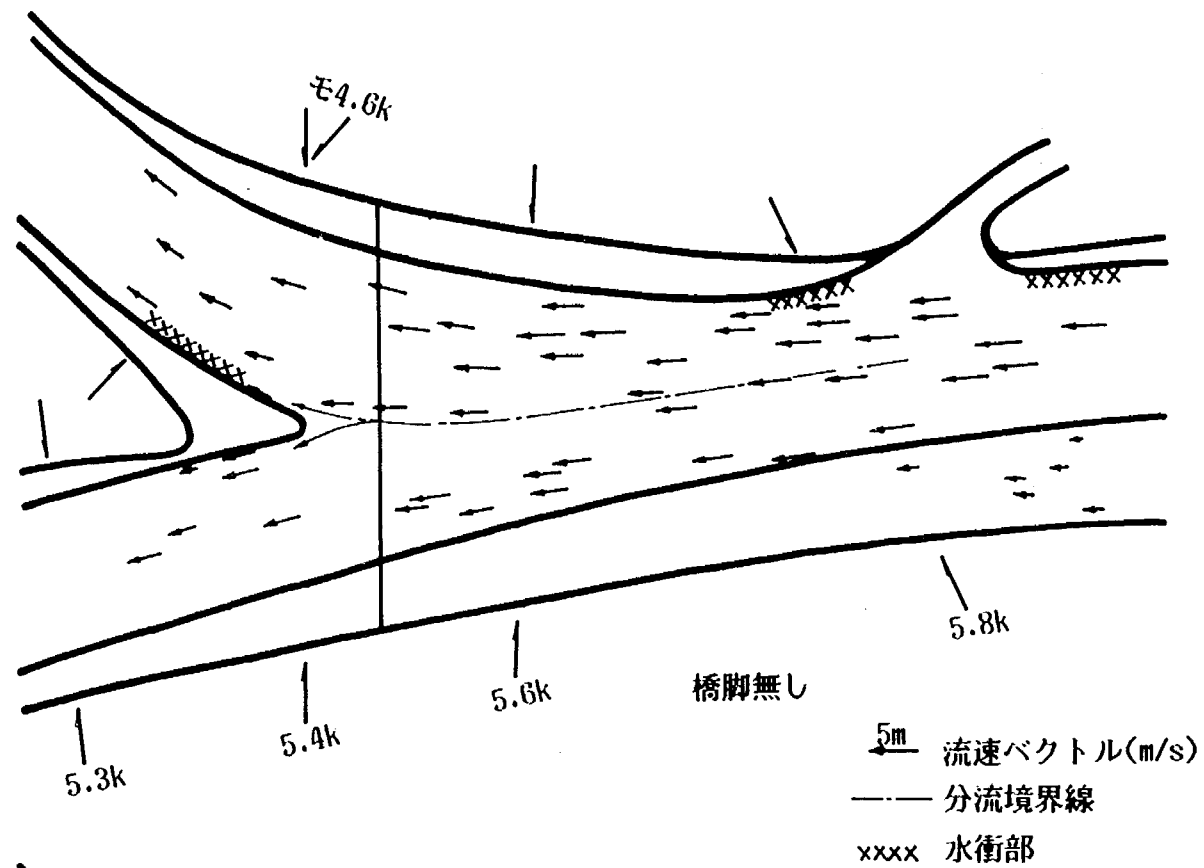


図-3.40 流況及び流速分布図

(2) 河道および水位条件

- 暫定河道は基本計画河道の断面形、および平面形に沿ったものとする。
- 現況断面における洪水疎通能力を低下させない。
- 高水敷の維持を考慮する（水利用高度化施設の保護）。

(3) 暫定河道（案）

基本となる計画河道は修正1河道とし、図－3.41、42に示す1、2案を検討する。

1案；7.0～7.2 kまでの暫定河道（低水路）法線を八の字型の平面形状として、上流から下流に至る河道断面の疎通能力を一様にするため、河積の確保を重視したもの。

2案；1案とは上流部の構造が異なり、左岸側の高水敷を堰上流7.4 k付近まで盛土して引き延したもの（1案の実験結果から、左岸側の洗掘防止を考えて流況を右岸側に固定しようとした）で堰上流部の右岸側を掘削し、左岸側に盛土している。

実験にあたり、初期の断面形状として、現況河道区間は最も現地の状態に近い河道の昭和59年3月測量の河道断面を与え、暫定河道区間は計画における河道断面を与えている。

実験手順は図－2.10と同じ要領で、定流（ $800\text{ m}^3/\text{sec}$ ）と不定流（ピーク流量 $1900\text{ m}^3/\text{sec}$ ）を連続して行い、水位、流況、河床の状態とその変化を観測している。

3.4.2 実験結果

(1) 河床変動

暫定河道区間の河床変動は、堰下流部が洗掘され7.0 k地点から下流の暫定河道（低水路）部に堆積した。これは暫定河道と上流の現況河道の河床高が不連続であったために生じたもので、上下流の不連続性を是正する形で河床変動が起っていた。

(2) 分流状況

暫定1案と2案の平面形はほとんど同じであり、上流部のわずかな違いが分流比に影響することは無く、2ケース共猪名川への分流比は0.49（流量 $1900\text{ m}^3/\text{sec}$ ）であった（図－3.43、44）。

また、現況河道の実験結果と比較すると、ピーク流量 $1900\text{ m}^3/\text{sec}$ に対する分流比が現況河道は0.51となっていたが、暫定1案および2案は、現況河道よりも藻川へ多く分流していた。これは分派点周辺の初期河床形態の整形の違いによるためと思われ、実際にはほとんど暫定河道区間の影響が無いものと推察される。

(3) 暫定河道の適切な形状

次に実験した経過とともに、暫定河道の適切な形状を決定した過程を、順をおって説明し流況、局所洗掘の状況もこれに付随して説明する（図－3.45、46）。

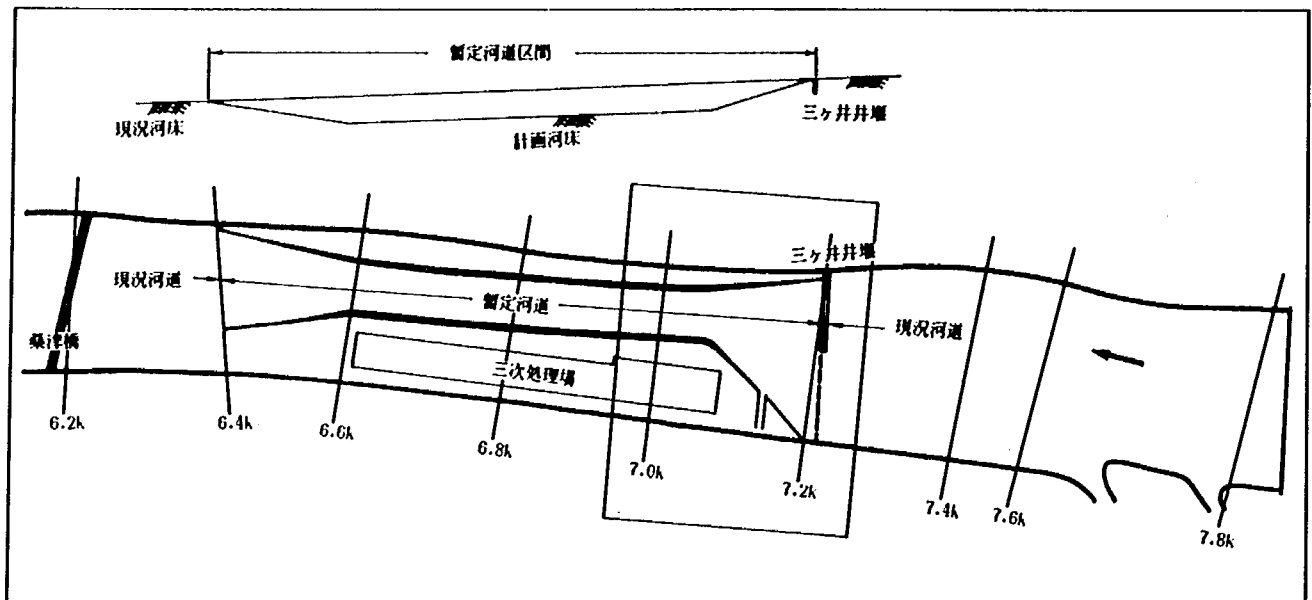
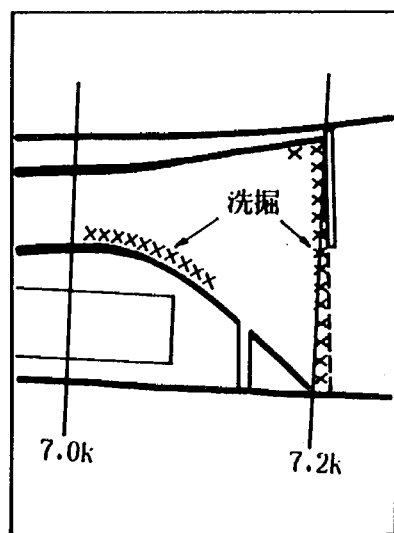
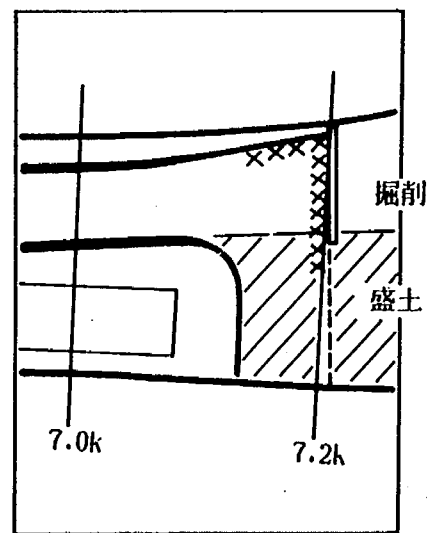


図 - 3.41 暫定河道平面図



暫定河道 1 案



暫定河道 2 案

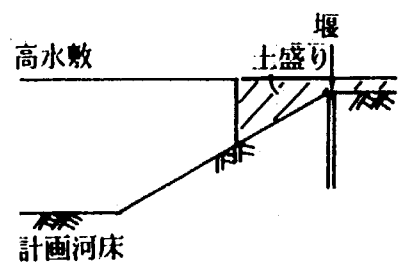
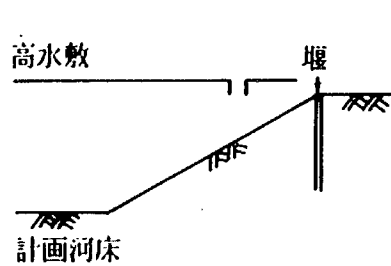


図 - 3.42 暫定河道の構造案

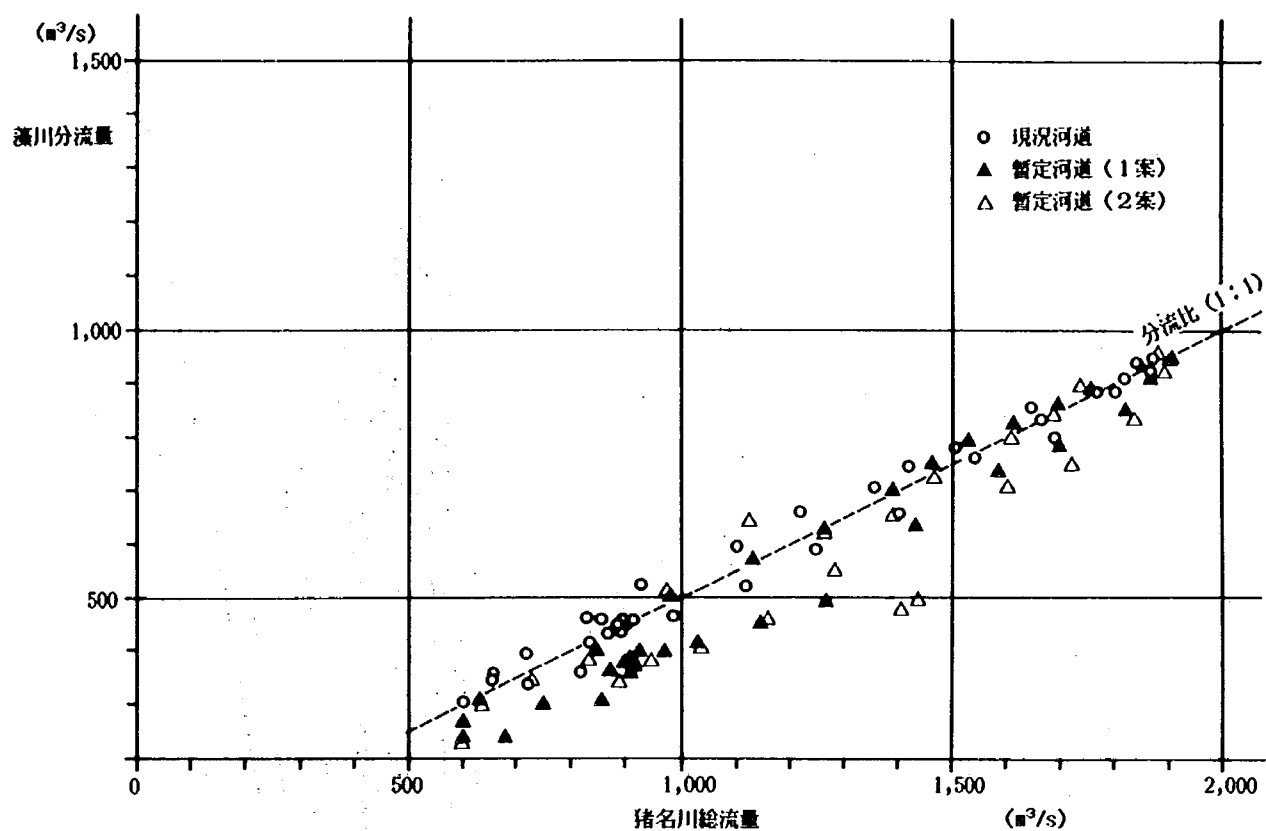
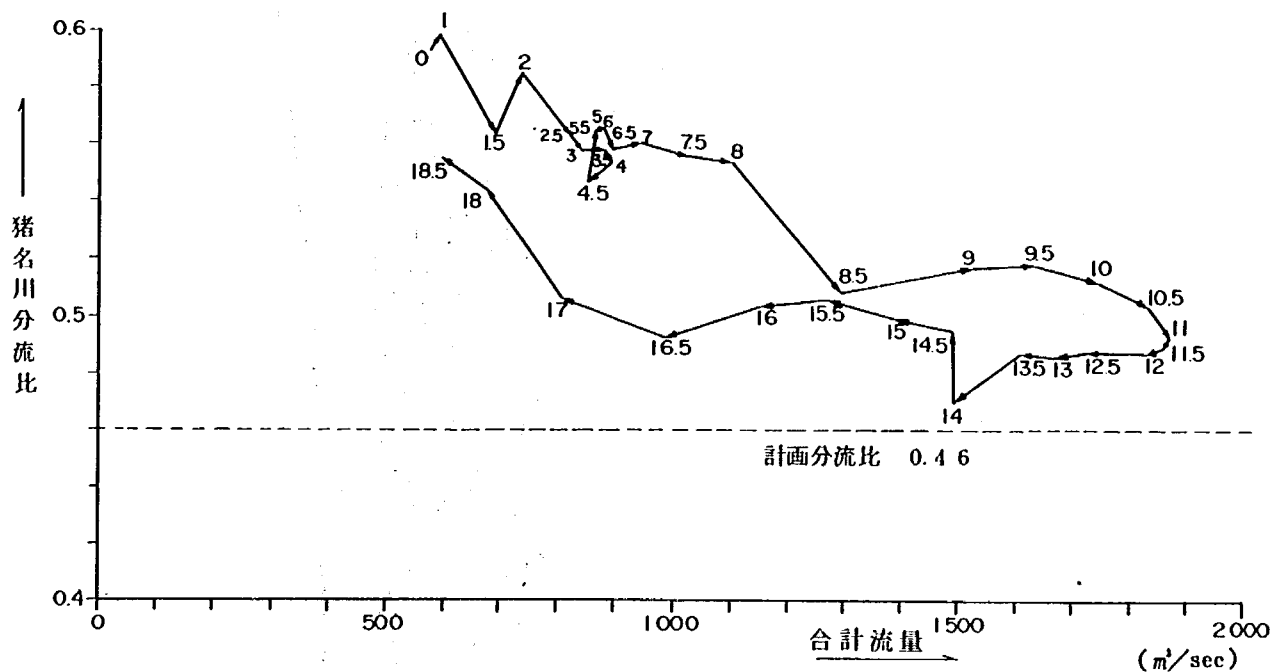


図-3.43 分流状況図(暫定河道)



* 合計流量 = 分流後猪名川流量 + 藻川分流量

図-3.44 猪名川・藻川分流状況図(暫定河道, №15)

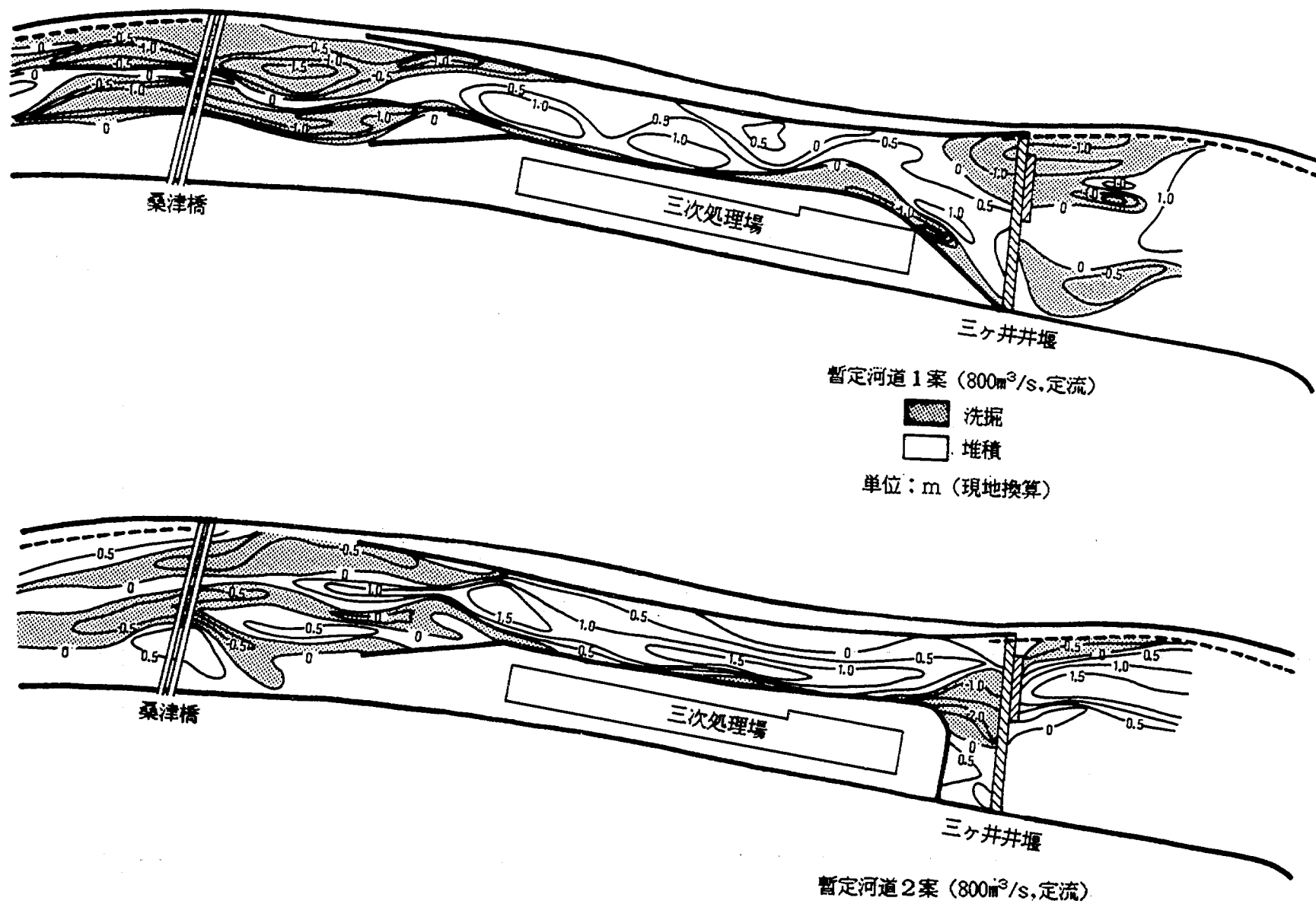


図-3.45 洗掘・堆積状況図 (暫定河道, 定流実験)

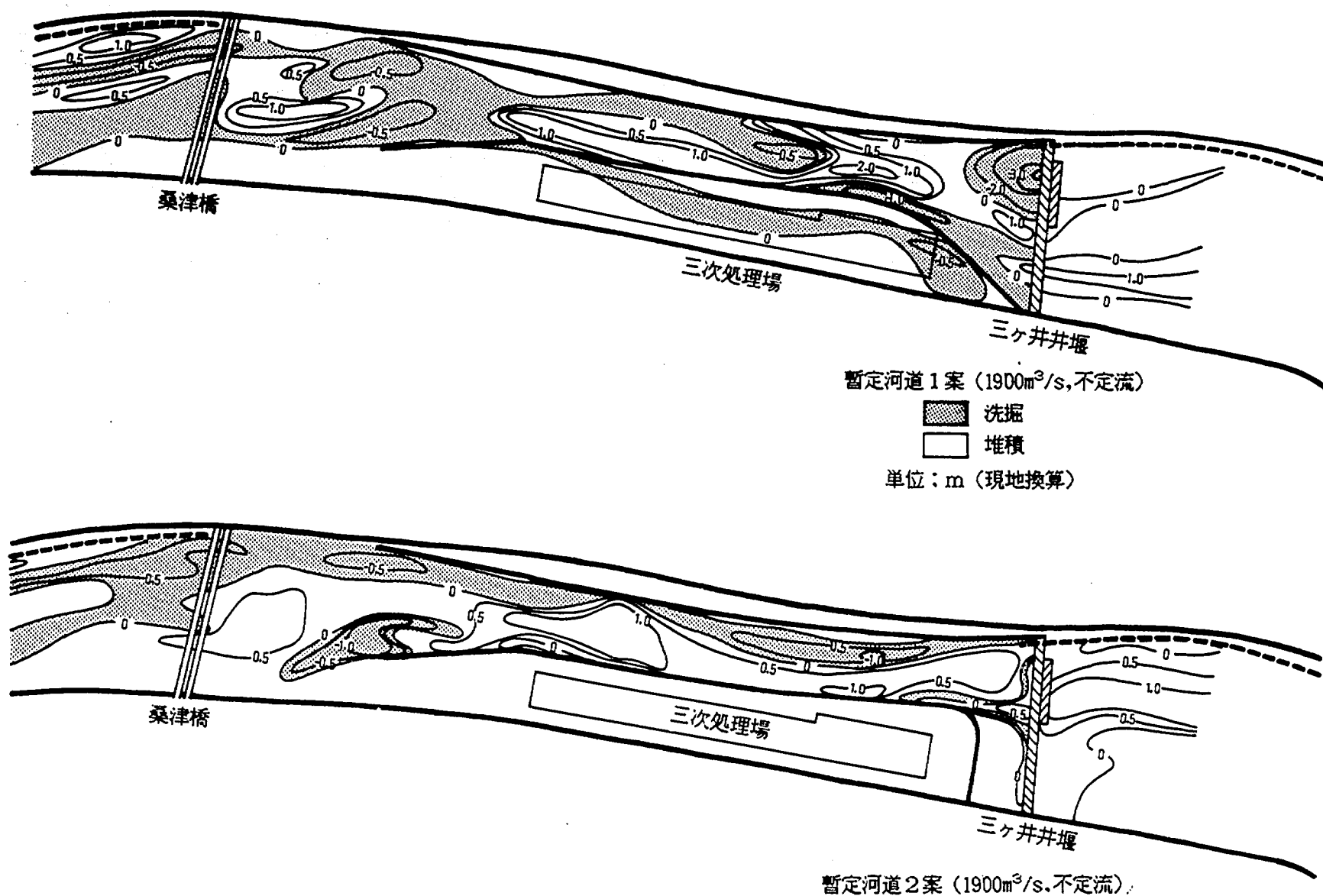
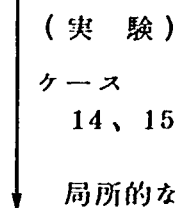


図-3.46 洗掘・堆積状況図 (暫定河道, 不定流実験)

- 1 案 ～ 上流部 と 下流部 の低水路を現況の砂州にすりつける。



局所的な洗掘もなく、流向もスムーズであり、ほぼ満足な結果となる。

流況は堰上流の砂州に影響され、河道中央部をさけて左右岸堤防に沿った2方向に流れる。

堰下流部全体が洗掘（河床低下）を受け、暫定河道左岸部の低水護岸沿いが洗掘されて深く掘れる。

高水敷は高水位に対して、7.0～7.2 k 付近の高水敷の肩が洗掘される。

- 2 案 ～ 上流部 の改良を行う。

(実験) ケース 16、17



流れが右岸側に寄り、暫定河道左岸上流部の洗掘が抑制された。

高水敷は高水位の場合、洗掘が抑制され維持にすぐれた結果となっている（1案で洗掘を受けた高水敷部分は洗掘されない）。

堰下流部と右岸側の低水路護岸沿いが一部洗掘される。

以上が、暫定河道の法線形状を検討した結果である。2案は、一部分の洗掘注意箇所はあるものの、1案と比較して低水路、高水敷の維持にすぐれた河道であり、流向、河床変動ともに暫定河道として妥当と考えられる。

(4) 流 速

定流実験では暫定2案が1案に比べて、暫定区間の左岸高水敷沿いの流速が1割減速し（右岸側が1割増加）、低水路内の流速が左右岸で平均化している（図-3.47）。なお、低水路内の流速は2～3 m/sec程度となっていた（流量は800 m³/sec）。

堰下下流部はかなりの局所洗掘が生じており、特に暫定1案では右岸部で最大4.5 m/secの流速があって、この部分を含めて断落ちによる洗掘が生じていた。

不定流実験ではピーク流量1900 m³/secの流速測定を行っており、暫定区間の低水路内で定流実験結果の6割増しとなっている。低水路内の流速は3～4.3 m/secとなっていた。

暫定2案の場合、高水敷上（左岸側）の流速は最大でも2 m/sec程度と、低水路に比べ1/2と小さく、また暫定1案の低水路護岸沿い（左岸側）の流速は約4 m/secとなってい

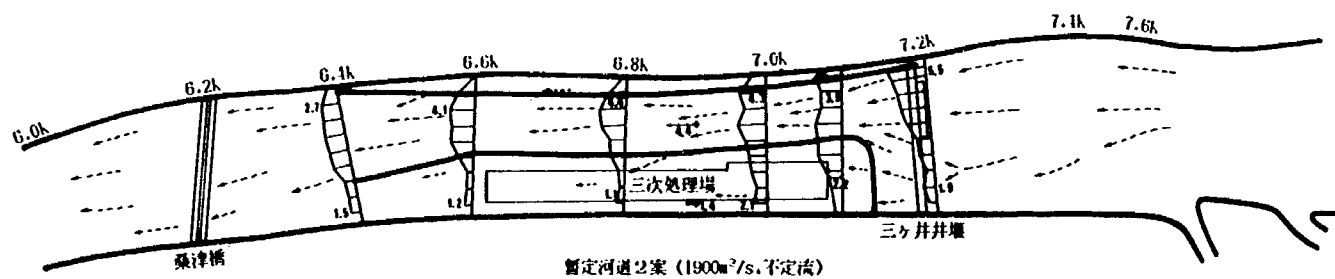
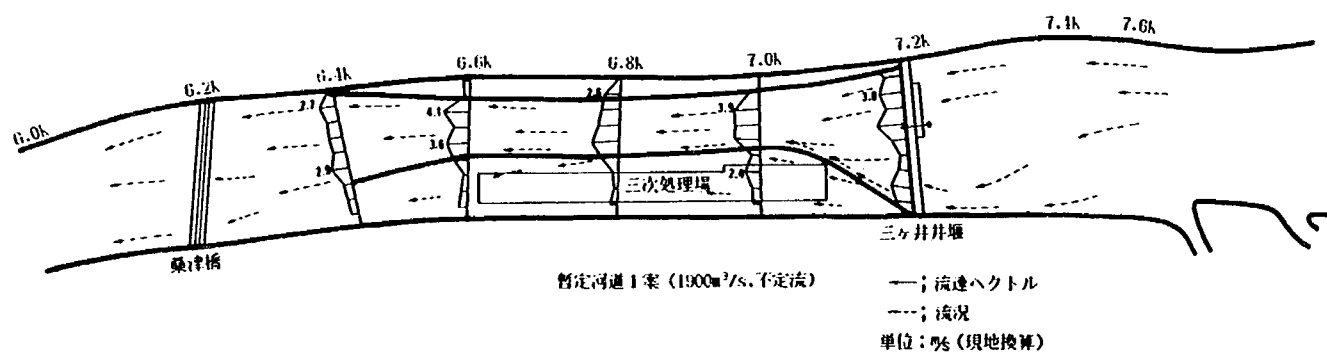
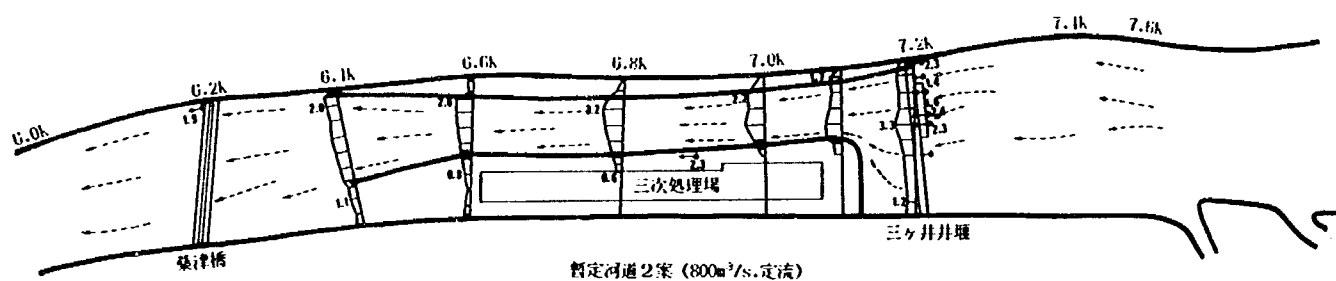
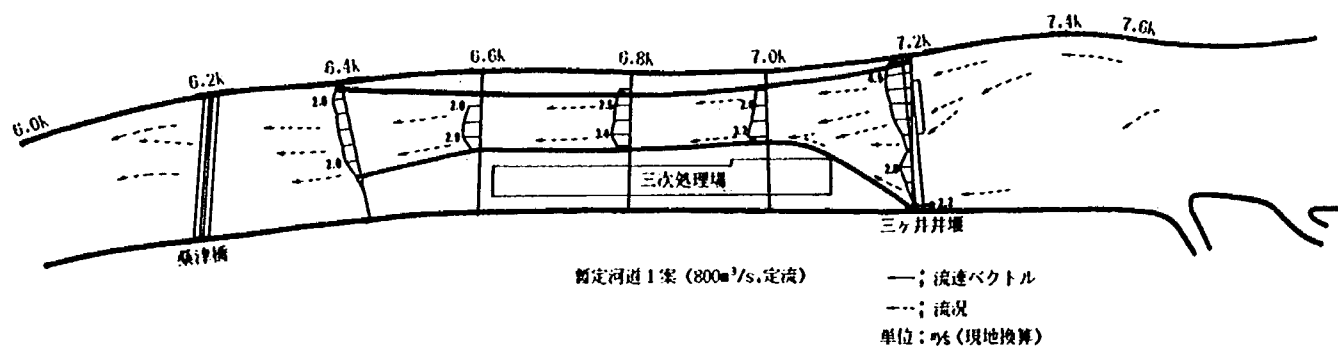
た。このことから高水敷上の洗掘対策には大粒径の石を敷いたり、芝付け工などの高水敷そのものの対策と、低水護岸法肩部分の洗掘防止に努めることが望ましいと思われる。

堰直下流部および右岸側堤防沿い（7.0～7.2 k）に、かなり大きな流速が生じている。特に暫定2案の河道では流れを右岸側へ固定したため、その部分を急流河川に対応したような強度のある護岸および洗掘対策（コンクリートブロック根固め工等）を行う必要があらう。

なお、流速結果からも暫定1案より、2案の河道の方がすぐれていると思われる。

(5) 水位的安全性（図－3.48、49）

暫定河道区間と現況河道との高水流量に対する水位的安全性度を比べて見ると、暫定1案、2案とも現況河道の水位に対して10～20 cm程度の水位上昇となっており、若干の疎通能力不足は認められる。しかし、H.W.L.からは50～150 cm程度の余裕があり水位的な安全性は高いと判断される。



図一 3.47 流速及び流況図 (暫定河道1, 2案)

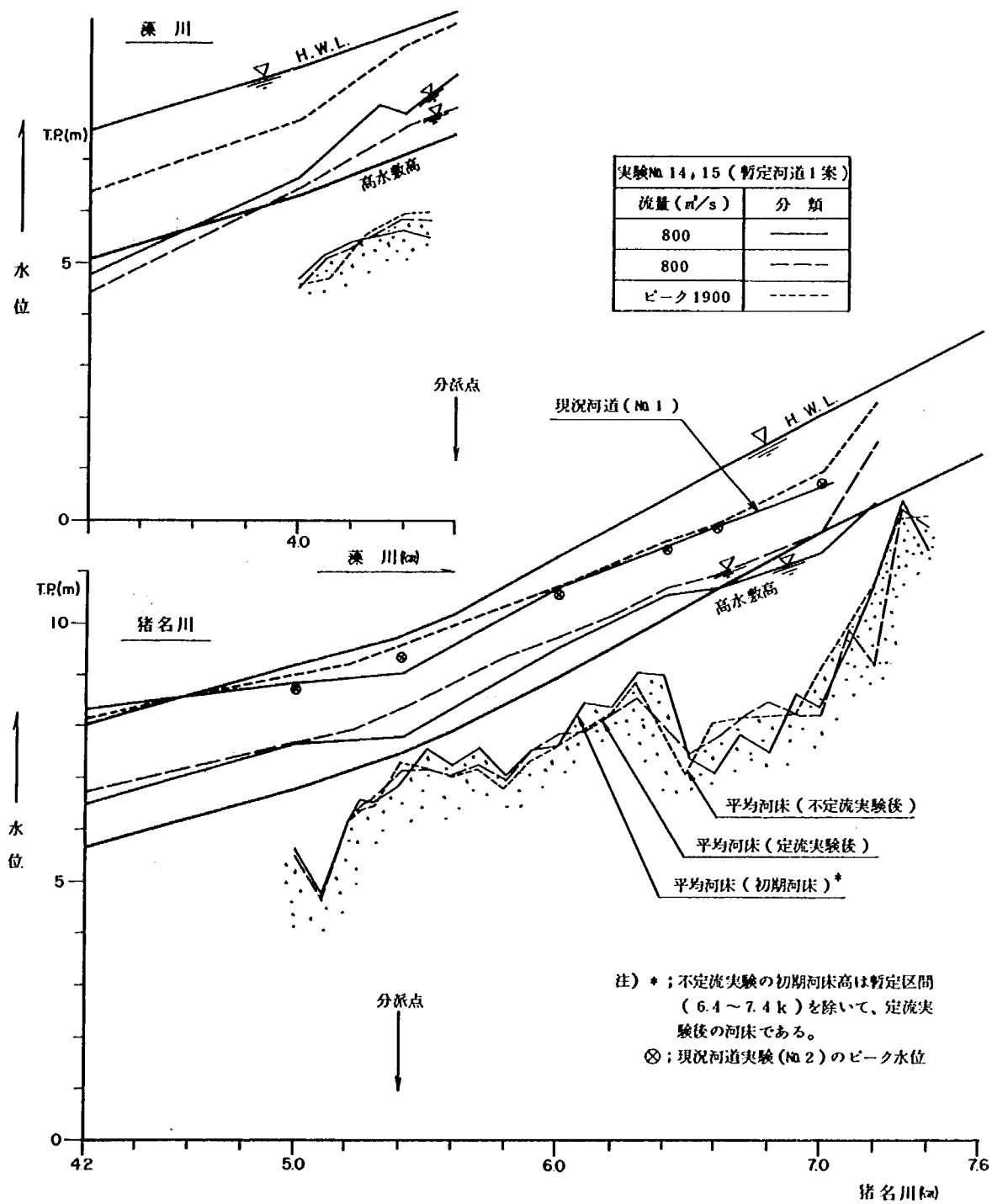


図 - 3.48 水位縦断図 (暫定河道 1 案)

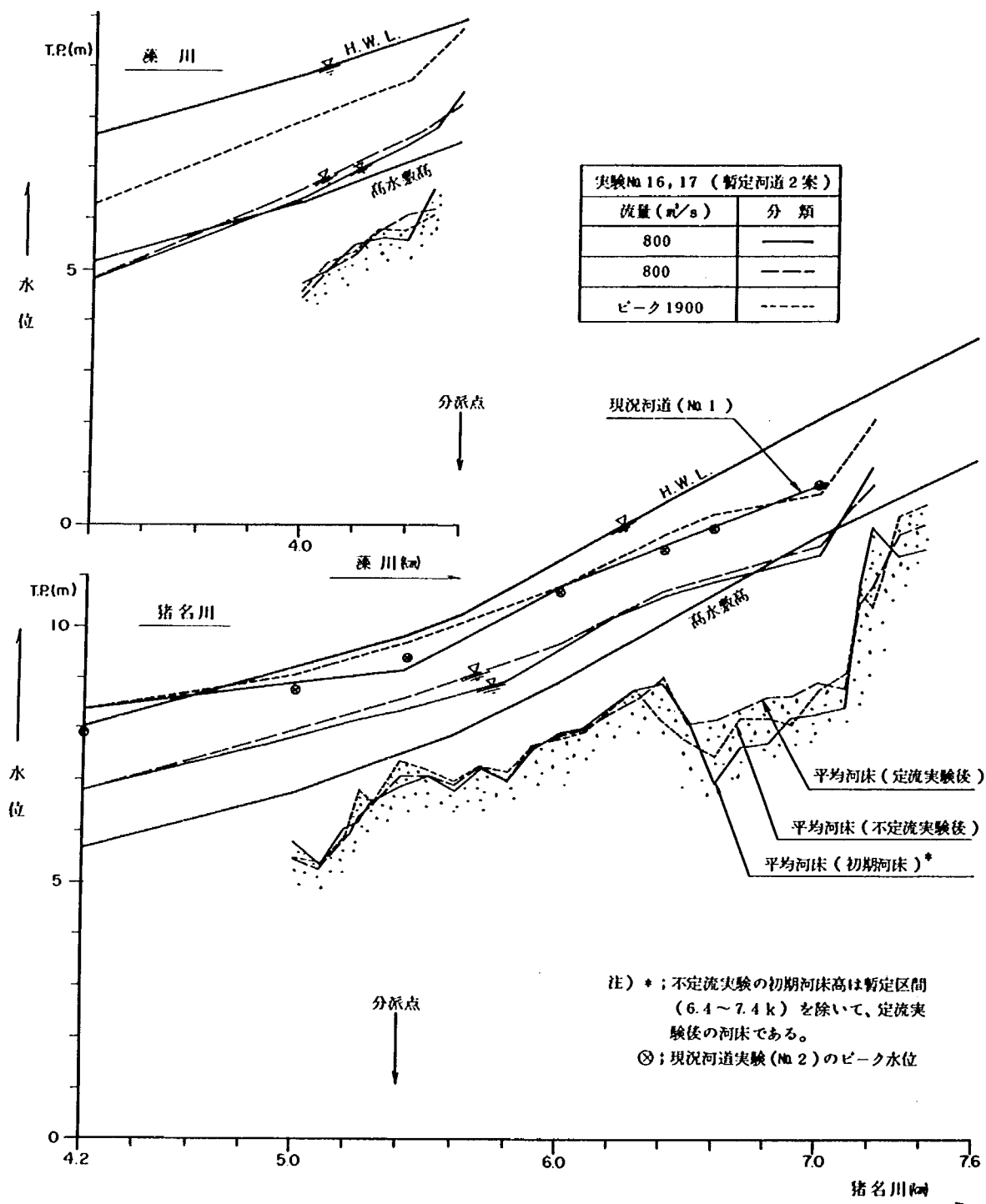


図-3.49 水位縦断図(暫定河道2案)

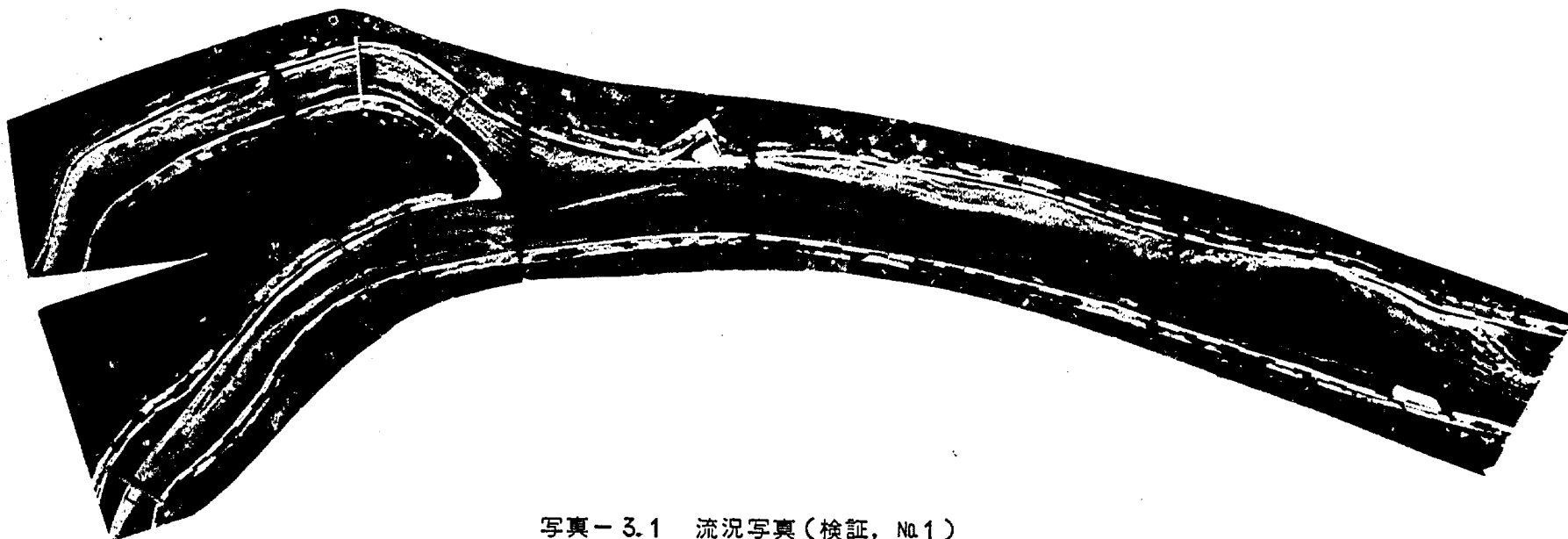


写真-3.1 流況写真(検証, No.1)

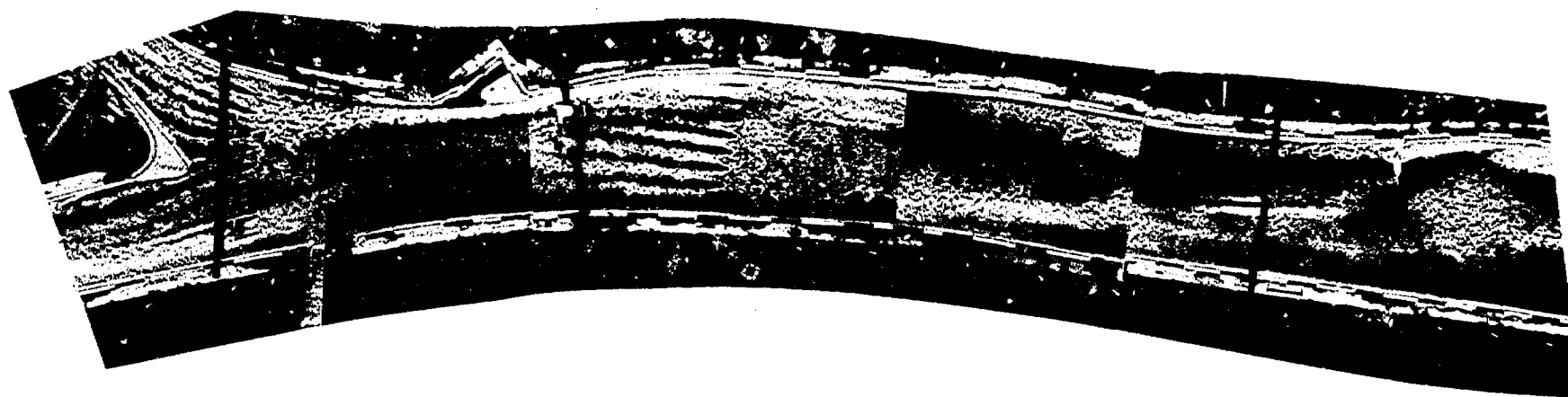
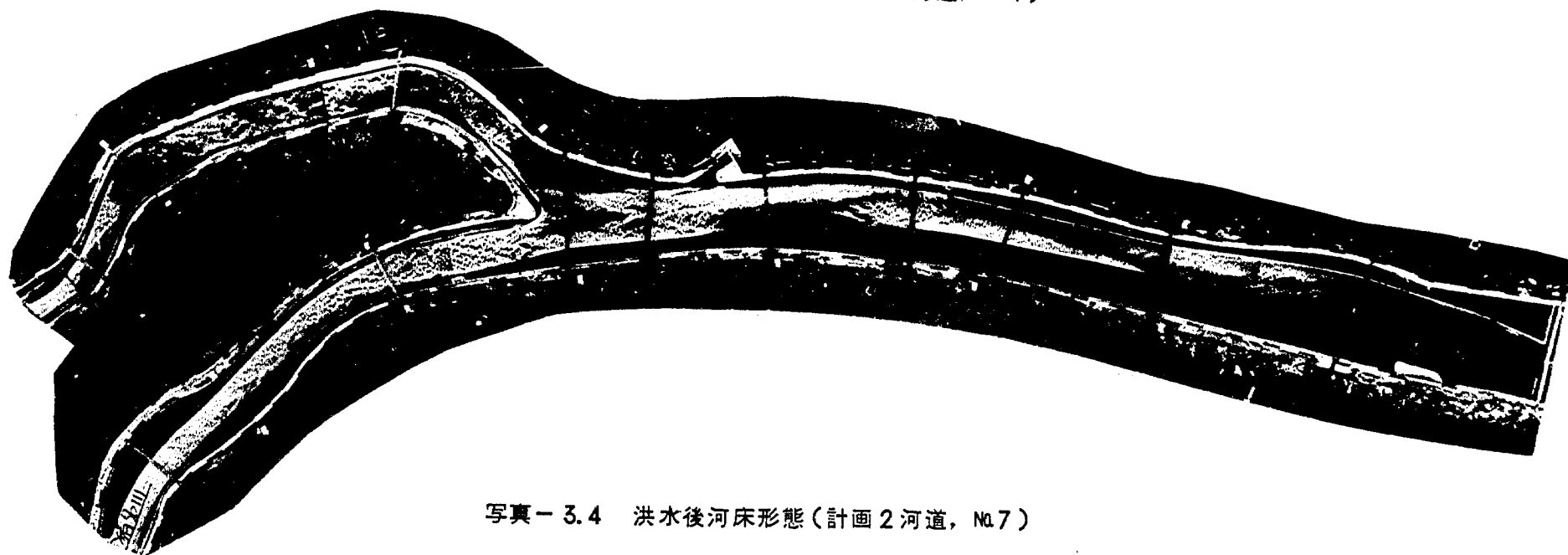


写真-3.2 流況写真(現況河道, No.2)



写真－ 3.3 洪水後河床形態（計画 1 河道，No.4）



写真－ 3.4 洪水後河床形態（計画 2 河道，No.7）

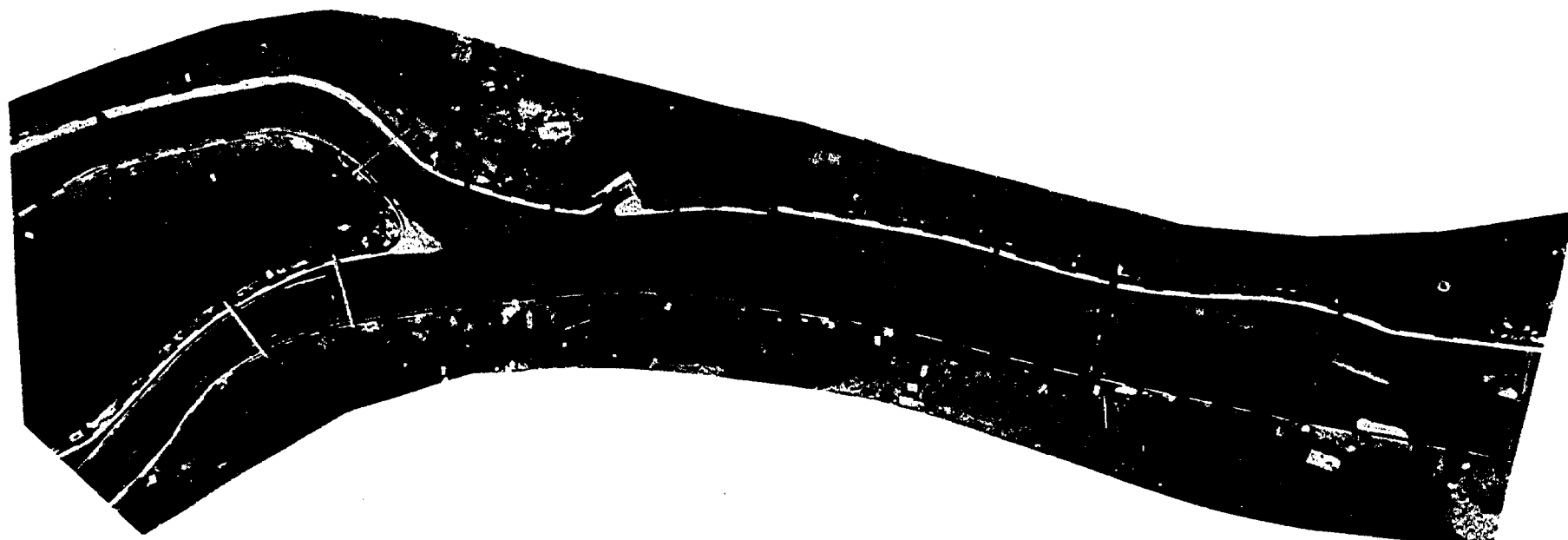
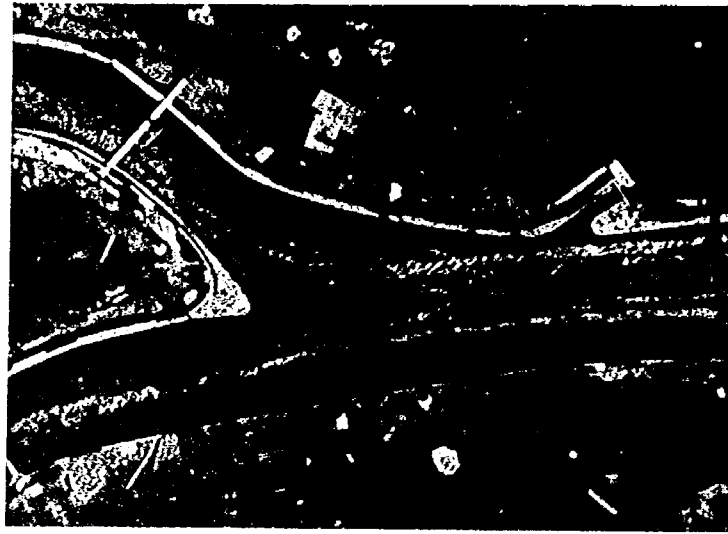
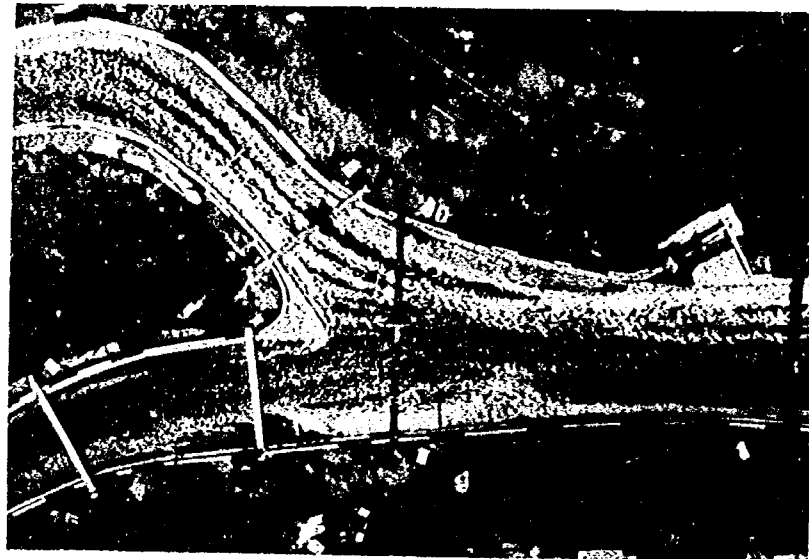


写真- 3.5 洪水後河床形態(修正 1 河道, №13)



写真－ 3.6 流況写真（背割堤 1 案，№ 9）



写真－ 3.7 流況写真（出し水制案，№ 11）



写真－ 3.8 流況写真（背割堤 2 案，№ 13）



写真-3.9 流況写真(暫定1案, №15)

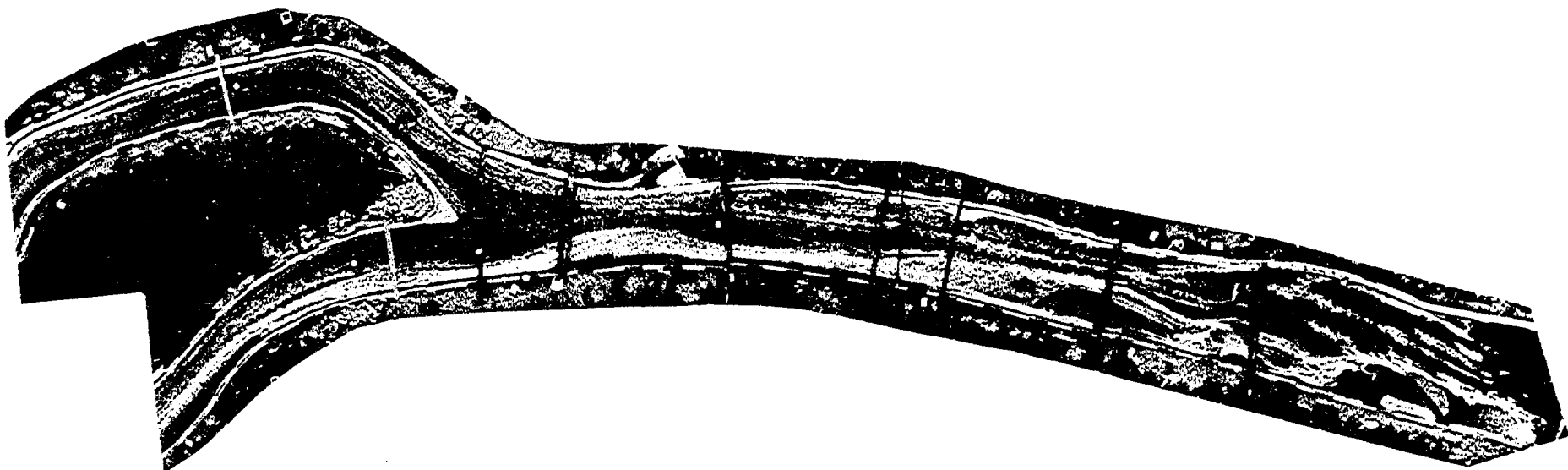


写真-3.10 流況写真(暫定2案, №17)

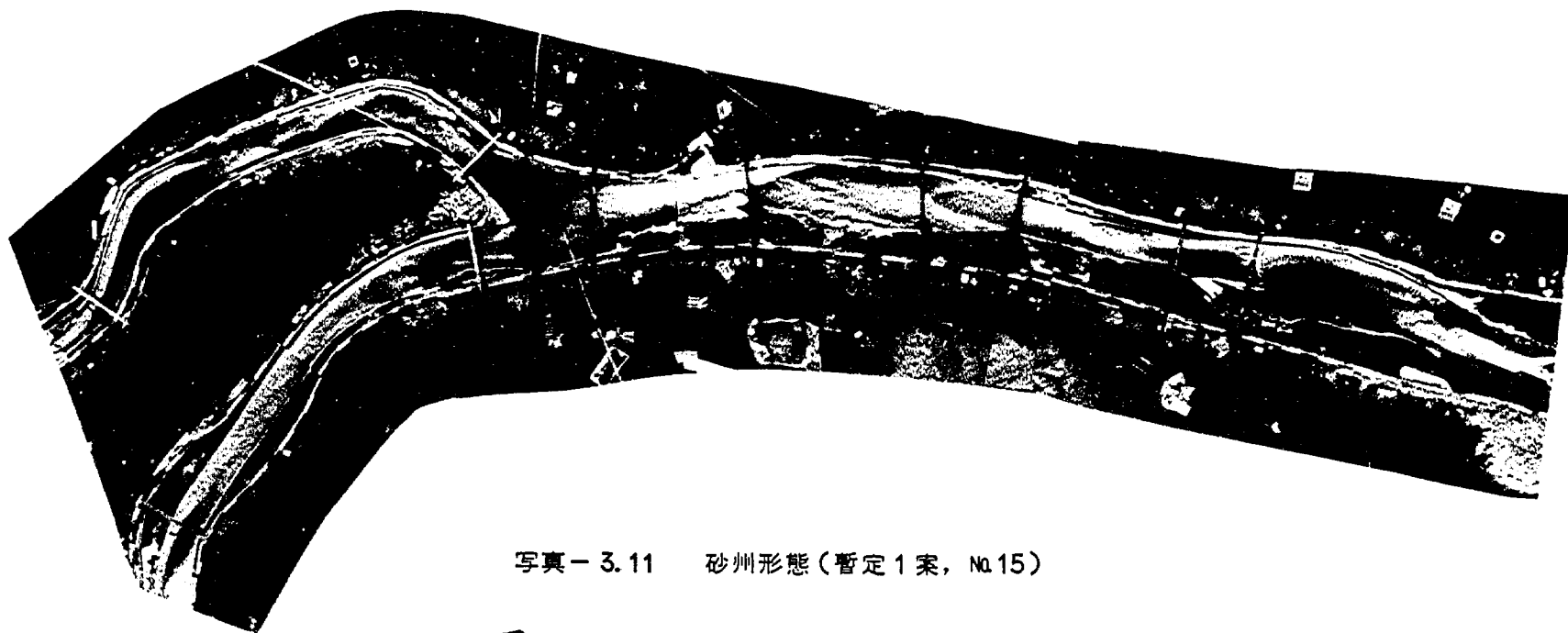


写真- 3.11 砂州形態(暫定1案, №15)

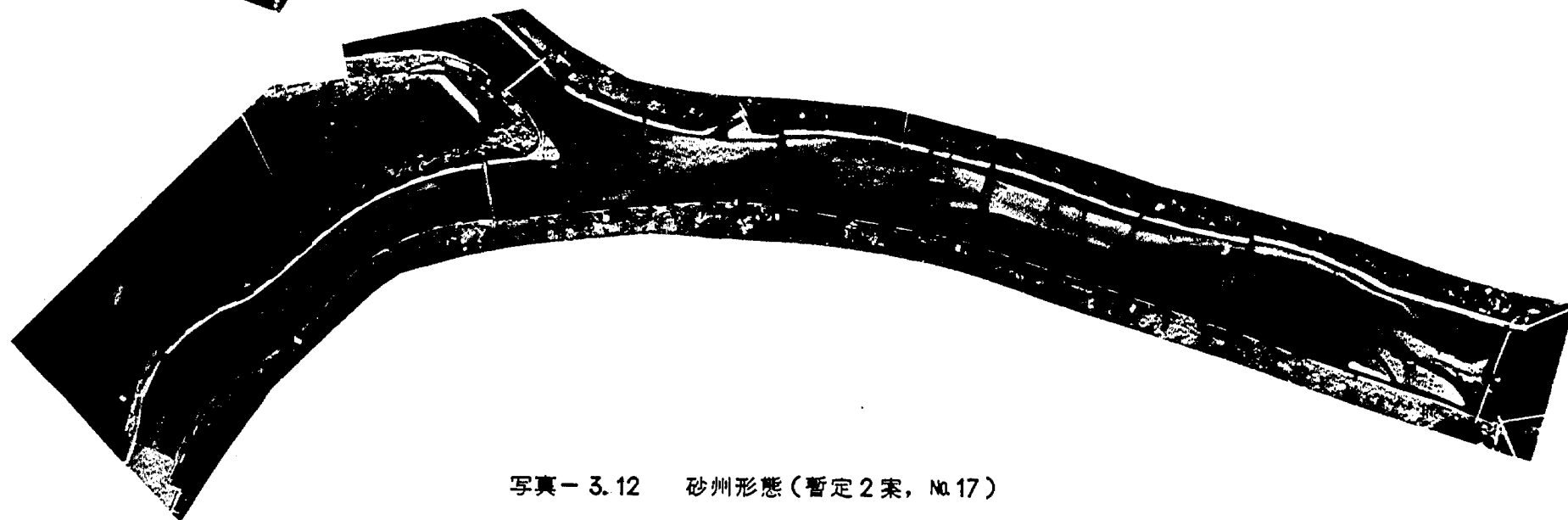


写真- 3.12 砂州形態(暫定2案, №17)

第4章 結 論

水理模型実験により検討してきた結果を第3章で述べたが、この章では現状の河道特性および計画河道における実験結果に基づき、各々の検討項目の結論と対策を示す。

4.1 現状の河道特性の検証

現状の河道特性の特徴は、分派点の上流と下流で河床勾配・河床材料（粒径）が異なっていることである。掃流力もこれに対応しているため、分派点の上流では河床低下、下流では河床上昇を起こすが実験時の疎通最大流量（ $Q = 1900 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）の場合で見ても河床変動量は河道計画上問題となる規模ではない。

実験の河床形態は分派点上流において複列砂州ができた他、分派点直下流の藻川右岸側に固定砂州ができた。分流量は、藻川右岸の砂州と流れの直進性に支配されたため、流量が増えるに従い猪名川への分流量が増えるという結果となり、昭和58年9月洪水と同様の結果となった。なお、実験では現地同様小規模河床形態の発生は見られなかった。

以上のように、現地と実験の河道特性を比較した場合、河床形態、分流状況、みお筋の位置などが相似となったことから、水理模型実験により現地の河道特性が再現できるものと考えられる。

4.2 低水路法線

低水路法線は5.4 k～8.0 k区間において計画1河道（低水路幅 $B = 80 \text{ m}$ ）と計画2河道（ $B = 110 \text{ m}$ ）、修正1河道（ $B = 90 \text{ m}$ ）の3通りとした。各々の条件における河道水理量と河床変動状況について総括すると次の様になる。まず水位は、計画1河道ではほぼ全区間計画高水位に対して、1 m程度の余裕があり安全と思われる。修正1河道では猪名川の下流で計画高水位に近い値となっているが、これは下流端条件の調節用堰の影響と水位測定点が少ないため、実際上は安全に流下できるものと思われる。なお不等流計算でも安全に流下できる事が確かめられている。ピーク時の分流状況は、3ケースで0.47～0.49（（猪名川分流量）/（分流後の合計流量））であり、低水路法線による影響はほとんど見られなかった。

河床変動について言えば、川幅の一番大きな計画2河道の変動量が最も小さく、修正1河道、計画1河道の順に大きくなっている。また、分派点周辺の土砂堆積量も同じ傾向となり分流状況が変動する原因となる。一部の区間（計画1河道の6.8 k、6.2 k、6.0 kの右岸と修正1河道の7.4 k、6.2 kの右岸で局所洗掘）を除いて河道計画上問題は少ないと思われる。なお高水敷の一部が洗掘されており、大出水時にはその部分を含め表層浸食される恐れがある。その場所は洪水流が低水路から高水敷に乗り上げる所と考えられる。

これらの実験に見られる河道特性を、現況の河道特性と比較すれば現況においても分派点上流右岸で局所洗掘（場所によっては－2 m程度）が生じたりしているが、計画河道（3ケース）

の方が局所洗掘箇所が多いことなどから、根固めコンクリートブロックまた木工沈床などの急流に適した護岸をそれらの位置に設置するようにしなければならない。

以上の結果、水理特性や河道の維持という点からは、計画1河道、修正1河道、計画2河道の順で良くなり、高水敷の有効利用（三次処理場、高水敷公園、運動施設など）や高水敷への冠水頻度を減らすことも考慮に入れて修正1河道を最終的な低水路法線とした。

4.3 分派構造物による分流調節

分派構造物としては、背割堤（天端が平面の1案、傾斜のついた2案）と出し水制の3ケースを考えている。構造物が影響を及ぼすのは、分派点下流の河床変動、局所洗掘と分流状況である。

局所洗掘について言えば、3ケース共藻川4.4k～分派点の左岸で洗掘が見られた。構造物による相違は出し水制の場合、水制の先端がかなり洗掘されることである。

不定流実験におけるピーク時の分流状況は、3ケース共分流比が0.47～0.49（計画分流比0.462）で、計画1河道と背割堤1案の場合（分流比0.47）が計画値に最も近い値となっているが、計画分流比に近づく様に、構造物の先端位置を3ケース共同にさせたため、それほど大きな分流状況の違いは見られなかった。

以上の結果から、分派構造物の維持も考慮に入れて、背割堤2案が分派構造物として最適であると思われる。構造物の設置にあたっては、構造物周辺の洗掘対策と同時に、河川環境施設としての天端の有効利用を考えてゆかねばならない。

4.4 暫定河道

先ず計画河道（3ケース）と暫定河道（2ケース）の河道特性を比較検討する。水位は暫定河道区間以外の区間の河床高が現況（計画河床高より2m程度高い）のままであるため、堰上げの影響を受けてかなり高く、計画高水位に近い水位となっている。大出水時に水位を低下させるためには暫定河道区間の下流側も掘削しておく必要があると思われる。

河道変動について言えば、暫定河道の河道特性の特徴は三ヶ井井堰の下流側の浸食が激しいことである。また、暫定河道区間の河床高が上下流の河床高とは不連続であるため、発達した砂州による河床形態ではなく、河床高の不連続性を是正する形での河床変動が生じており、特に暫定河道区間の下流側はわずかな河床の不安定によりその形態が変化する。

暫定河道1案と2案の河道特性を比較すると、水位はほとんど変わらず、ピーク時の分流状況も、2ケース共猪名川への分流比は0.49であり、暫定河道の形状による影響は見られなかった。河床の洗掘は1案の方が激しく、特に三ヶ井井堰の下流と暫定河道区間上流の左岸が顕著である。また1案では三次処理場の上流側の高水敷上に反砂堆の流れ（流速2.5 m/sec）が生じたりして、若干の洗掘が見られた。

今回の実験目的の1つである高水敷（三次処理場を設置）の維持という事を考えれば、2案

の方が暫定河道に適していると言える。なお、2案の実験で暫定河道区間の高水敷と7.4 k地点との間（左岸側）に土盛りをした場合、今回の実験結果（流況が右岸側へ集中して流れる）から見て、三ヶ井井堰の下流部と暫定河道区間の上流側（特に右岸側7.0～7.2 k）における洗掘対策は特に重要となり、コンクリートブロック等を投入しておく必要があると思われる。

4.5 新猪名川橋による影響

新猪名川橋^{*}（5.6 k～5.7 k付近）がある場合とない場合で流況がどの様になるかを考察してみる。

河床変動について言えば、新猪名川橋を設置したためにピアの後流域（5.5 k～5.6 kの中央より左岸寄り）に土砂が厚く堆積した。分流に関しても、この河床変動の影響と猪名川への流れの直進性のために、ピーク時の分流比は橋脚がある場合（猪名川の分流比0.49）の方が、ない場合（0.47）よりも大きくなっている。また、橋脚がある場合の方が流速が大きくなっているが橋脚より下流は堆積域となっているため、流勢による局所洗掘は生じていない。橋脚の前面および側面は局所洗掘を生じるため、十分な根固め工を設けることが望ましい（中央および右岸橋脚）。

注）*；新猪名川橋とは、5.6～5.7 k付近に架橋が計画されている橋であり、3本の橋脚を有している。その内の中央および右岸の橋脚が低水路内（計画河道）に設置され、分流比等に影響すると思われた。

お わ り に

今回猪名川の低水路幅の決定と、自然分流の制御を実験で検討してきたが、自然分流による分流制御には限界があるということと低水路を設けることで、現況河道の時と比べて短期間で河床変動が起こり、これによって分流比の維持が困難となる（分派点において土砂が堆積するため）。また、河道内構造物の維持（橋脚および低水護岸周辺）が必要となることはこれからの河道管理を進めていく上で十分に認識しておく必要がある。

本検討を行うに当っては、調査の初めで、吉野文雄水文研究室長（当時総合治水研究室長）、吉川勝秀本省政策課課長補佐（当時総合治水研究室研究員）に協力を仰ぎ、また猪名川工事事務所調査第一・第二課の方々には、現地資料を収集ならびに提供して頂いた。ここに謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 猪名川工事事務所；猪名川改修史（資料）、昭和54年3月
- 2) 建設省河川局；淀川水系工事実施基本計画参考資料（猪名川および神崎川）、昭和46年12月
- 3) 猪名川総合治水対策協議会；猪名川流域総合治水対策協議会準備会幹事会報告、昭和54年3月
- 4) 同 上 ；猪名川流域整備計画、昭和57年3月
- 5) 佐藤、吉川、芦田、他；河川の分流に関する研究(5) —猪名川分流の機能設計—、昭和35年2月、土木研究所報告第103号
- 6) 建設省河川局、他；蛇行現象と河道計画、第35回建設省技術研究会、昭和57年3月
- 7) 須賀、山本、佐々木；富士川下流部河道水理模型実験報告書、昭和57年2月、土研資料第1744号
- 8) 須賀、山本、坂野、他；斐伊川放水路模型実験報告書 —解説編—、昭和58年3月、土研資料第1926号
- 9) 山本晃一；河道特性論ノート〔I〕 —護岸論のために—、昭和55年12月、土研資料第1625号

河床変動と河道の維持・管理について

ここでは、本章で記述した過程で決定された計画河道において、洗掘と堆積の変動が長い時間スケールで見てどのようになるかを検討する。そのために河床変動計算を実施してその変動量を予測し、維持・管理の面でその変動量に対処し得るかどうかを判断しようとしたものである。なお、比較検討のため現況河道も同じ通水条件で計算を実施している。

1. 計 算 条 件

計算を行ううえでの河道及び計算条件は次の通りである。

(河道条件)

現況河道：昭和55年当時の河道断面形(測量断面)を用いており、平均河床高を河道の河床高とした。

計画河道：実験で求められた修正1河道

(通水流量)

昭和52年～58年(46年は欠測)までの500m³/sec以上総ての洪水を継続的な波形として通水した。なお、支川の流入は含まないとしている。

(流砂量式)

実験式(1)式、図-1参照)を採用し、この実験式は模型実験の流砂量値とほぼ同一の条件となり、現地にも十分適応できると思われる。

$$\frac{q_s}{U_* dm} = 20 \tau_*^2 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 q_s ：単位幅流砂量(m³/s/m)、 U_* ：摩擦速度($=\sqrt{ghI_c}$ 、m/s)、 dm ：平均粒径(m)、 τ_* ：無次元掃流力($=U_*^2/(\frac{\sigma}{\rho}-1)gd$)である。

(その他)

最上流端(8.4k地点)の河床高を維持するために、上流から土砂を供給している(計画河道では現況河道の2～3倍多く土砂の輸送がある。1600m³/secで約3倍)。

2. 計 算 結 果

計算した結果を図化したものが図-2, 3である。これらの図からわかることは、現況河道は低水路幅の広さと、河床高の変化量がよく対応しており、低水路が狭い部分が洗掘され、広い部分で堆積している。計画河道では、分派点が特に多く堆積しており、分派点下流は現況河道とほぼ同じ状況にあった(低水路幅も同じ状況にあるため)。

3. 結 論 と し て

現況河道を計画河道に改修した場合、洗掘・堆積箇所が特徴的であり、維持・管理に問題となる部分は分派点とその上流部であると思われる。分派点の堆積高は現況河道に比べ計画河道

が3倍以上の高さに達しており、維持が今まで以上に必要な部分であると思われる。またこの計算では、上流端からの土砂供給を8.4k地点の河床高が維持されるために必要な供給量を補給しており、実際の河道条件で上流の土砂供給量が少ない場合には、上流部(7.0k地点上流)は計算結果とは異なって洗掘を受けられると思われる。

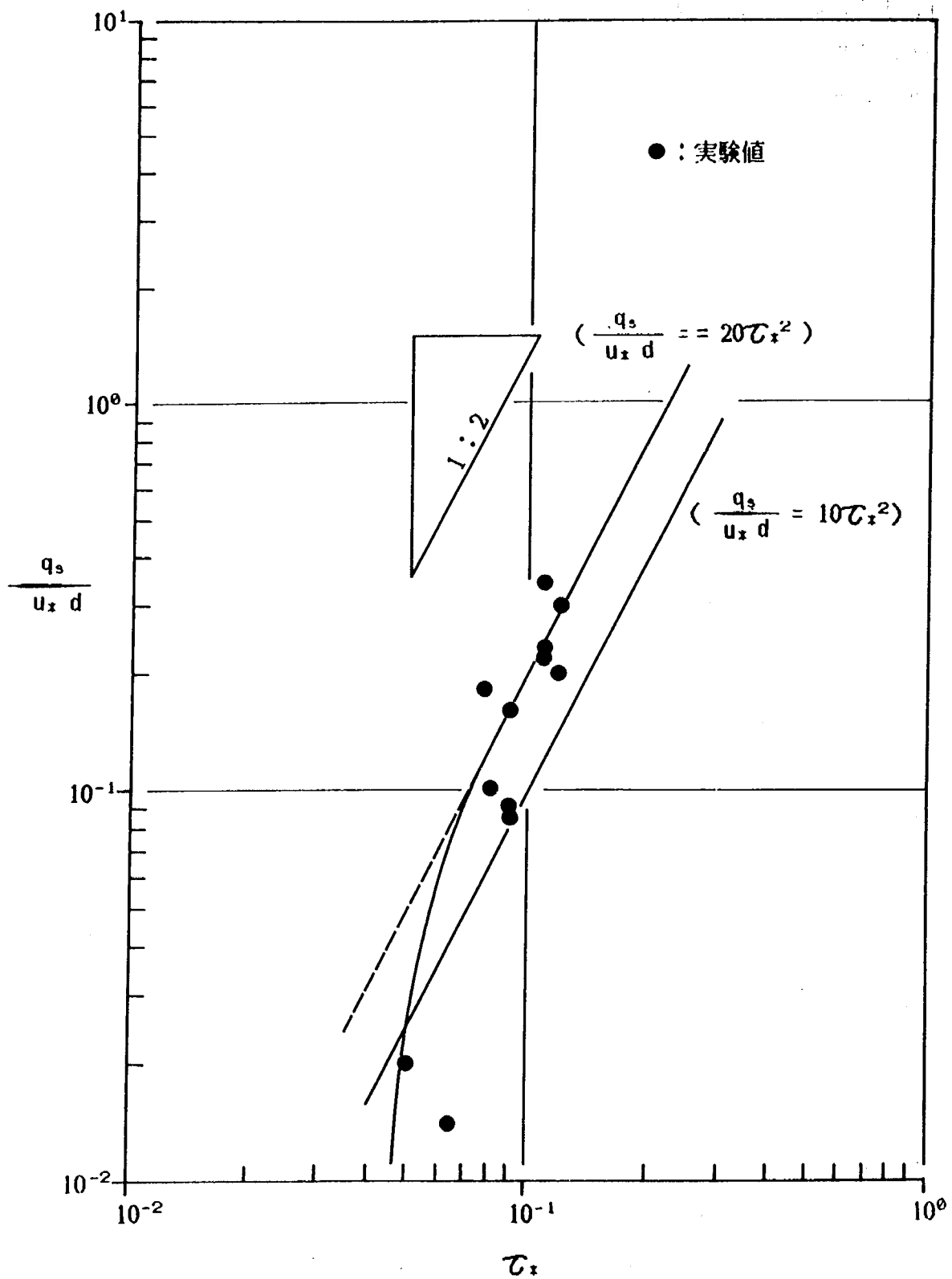


図-1 無次元掃流力と無次元流砂量

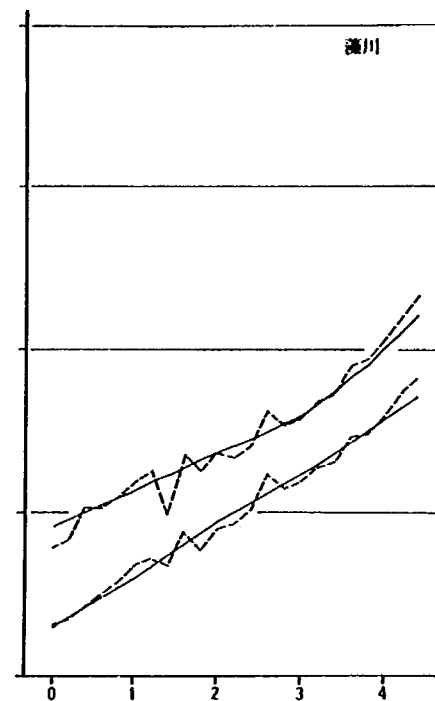
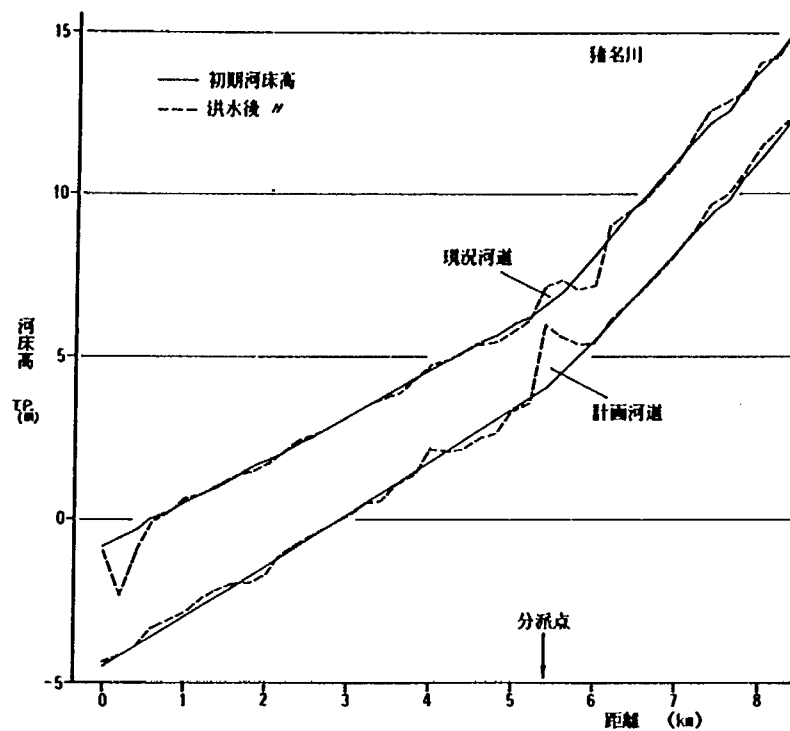


図-2 河床高の縦断変化

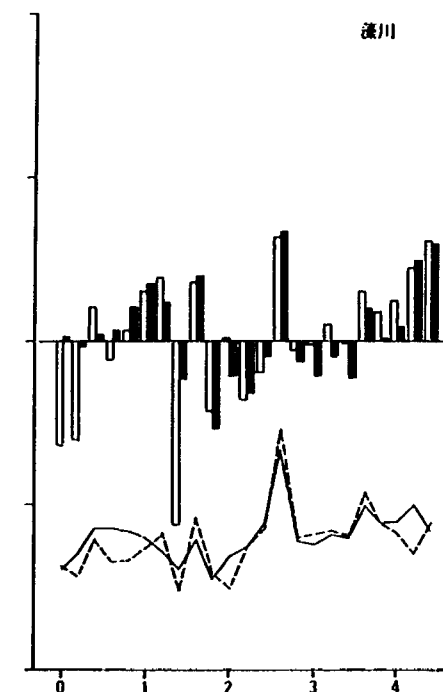
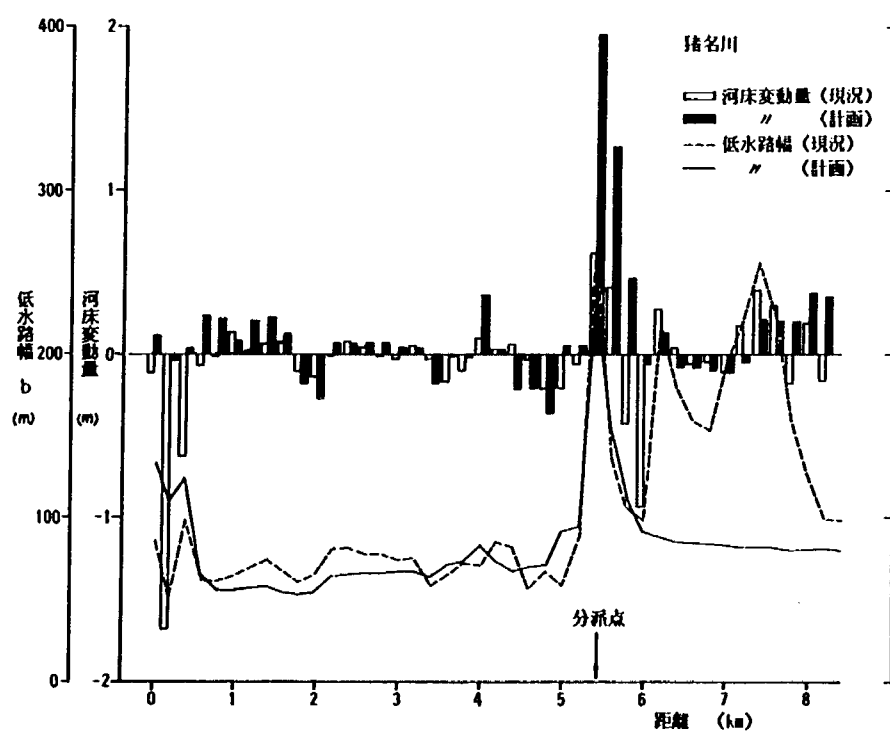


図-3 低水路幅及び河床変動量の縦断変化

猪名川河道水理模型実験報告書

ISSN 0386-5878

土研資料 第2222号

昭和60年3月 (1985年)

総合治水研究室 山本晃一

桐生祝男

末次忠司

キーワード：猪名川、河道計画、高水敷利用、
河川環境整備、分流計画、河道暫
定計画、出し水制、背割堤

要 旨

猪名川の河道計画のために、高水敷利用を考慮した妥当な低水路法線・幅の決定と、計画分流比(猪名川：藻川=6:7)とする分派点構造の検討、また暫定河道に最適な平面形状の検討を水理模型実験によって行ってきた。その結果、低水路幅 $B=90\text{m}$ (7.0k地点)の修正1河道が妥当であり、また背割堤を使った分派点構造でほぼ計画分流比を満足するなどの答を得た。本報告書はこれらの検討結果を整理してとりまとめたものである。



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

総合治水研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2222号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

