

土 木 研 究 所 資 料

刈谷田川模型実験報告書

昭和63年 3 月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

「Copyright © (1988) by P.W.R. I.

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

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

刈谷田川模型実験報告書

河川研究室 室長 福岡 捷二
研究員 藤田 光一
林 正男

要 旨 刈谷田川は、信濃川46.8km地点で本川に合流する右支川である。現在の合流点における刈谷田川の法線は本川にほぼ直角に交わり、また、最深河床高において3 mに近い落差がある。このことから、合流点における刈谷田川の法線形状を滑らかにすると共に、合流点近くの刈谷田川に床止め工を設けて河床を安定化させる計画が立案された。本模型実験は、合流点付近の水位・流速・流況・局所洗掘・河床変動特性を明らかにし、合流点についての適切な河道計画を立てることを目的としたものである。

キーワード：合流点処理，床止め工，導流堤，刈谷田川，信濃川

は じ め に

刈谷田川は、信濃川 46.8 km 地点で本川に合流する右支川である。その計画流量は $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、合流前の本川計画流量 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ と比べ著しく大きい。しかし、現在の合流点における刈谷田川の法線は本川にほぼ直角に交わっており、また、最深河床高において 3 m に近い落差がある。このことから、合流点における刈谷田川の法線形状を滑らかにすると共に、合流点近くの刈谷田川に床止め工を設けて河床を安定させる計画が立案された。本模型実験は、水位・流速・流況・局所洗掘・河床変動特性を把握することにより、合流点についての適切な河道計画を立てることを目的としたものである。本模型実験は、昭和 59 ～ 61 年度の 3 カ年にわたって行われた。実験は、昭和 59 年度まで橋本 宏（現河川部長）、藤田光一、林正男が担当し、それ以降は福岡捷二、藤田光一、林正男が担当した。

本報告書の構成は以下の通りである。第 1 章では本実験の目的とその概要を述べた。第 2 章では、刈谷田川と信濃川の河道状況を調べ、水理検討を行う上での着目点と注意点を明らかにした。第 3 章では、実験方法と実験で用いた各下流端条件の意味について説明した。第 4 章では、固定床実験により得られた流況とそれに基づいて行った形状修正について述べた。第 5 章では、第 4 章で得られた形状に基づく移動床実験について述べ、河道の維持という観点から最適河道形状および必要護床工範囲について検討した結果について述べた。第 6 章では、実験結果から明らかになった最適改修案をまとめて示すとともに、今後検討すべき課題とそれについての検討の方向性を示した。

目 次

はじめに

目 次

第1章 序 論	1
1-1 信濃川下流と刈谷田川の概要	1
1-2 実験の目的	3
1-3 検討内容	5
第2章 刈谷田川と信濃川の合流点付近における河道の状況	6
2-1 刈谷田川の河道状況	6
2-1-1 現在の刈谷田川の河道状況	6
2-1-2 刈谷田川の計画河道の状況	11
2-2 信濃川の河道状況	16
第3章 実験方法	23
3-1 実験の基本方針	23
3-2 河道模型	23
3-3 模型実験の相似則	23
3-4 実験に用いた下流端条件	25
3-5 固定床模型の粗度係数	26
3-6 実験及び測定の方法	27
第4章 固定床実験による計画河道形状の検討	28
4-1 模型の粗度係数	28
4-2 原計画形状の水理特性	28
4-2-1 水 位	28
4-2-2 流速及び流況	30
4-3 原計画形状の修正	35
4-4 修正計画形状の水理特性	40
4-4-1 第2床止め上流	40
4-4-2 第2床止め下流の刈谷田川	49
4-4-3 合 流 点	55
4-5 ま と め	58

第5章 移動床実験による計画河道形状の検討	59
5-1 移動床実験の概要	59
5-2 第2床止め上流区間について	60
5-2-1 護床工なし	60
5-2-2 護床工範囲1-a	61
5-2-3 護床工範囲1-b	64
5-2-4 護床工範囲1-c	65
5-3 第2床止め下流の刈谷田川区間について	68
5-3-1 床止め形状の修正	68
5-3-2 護床工・根固工範囲の検討	71
5-4 合流点について	78
5-4-1 導流堤がある場合	78
5-4-2 導流堤長を短縮した場合	80
5-5 ま と め	84
第6章 全体のまとめ	85
6-1 実験により得られた計画河道形状最終案	85
6-2 今後の課題	89
6-2-1 計画河道形状最終案について	89
6-2-2 刈谷田川現況河道の維持について	90
6-2-3 刈谷田川県区間の河道計画について	90
6-2-4 信濃川下流について	90
おわりに	90
付 録	91

第1章 序 論

1-1 信濃川下流と刈谷田川の概要

大河津分水路が分派する地点より下流の信濃川は「信濃川下流」と呼ばれ、大河津から穀倉地帯の越後平野を貫流する。(図1-1) その流域面積は $1,420 \text{ km}^2$ 、幹川流路延長 59 km で、流域では10市11町8村とかかわっている。代表的な支川は、刈谷田川・五十嵐川・加茂川・小阿賀野川であり、いずれも流域の南に連なる越後山脈に水源を持つ山地河川である。なかでも刈谷田川と五十嵐川の2支川は信濃川下流流域の約半分を占めている。図1-2に計画流量配分図を示す。刈谷田川は、信濃川下流 46.4 km 地点で本川に合流する右支川である。その流域面積は 240.6 km^2 、幹川流路延長は 53.5 km である。平野部への出口に当たる栃堀には刈谷田川ダムが完成している。

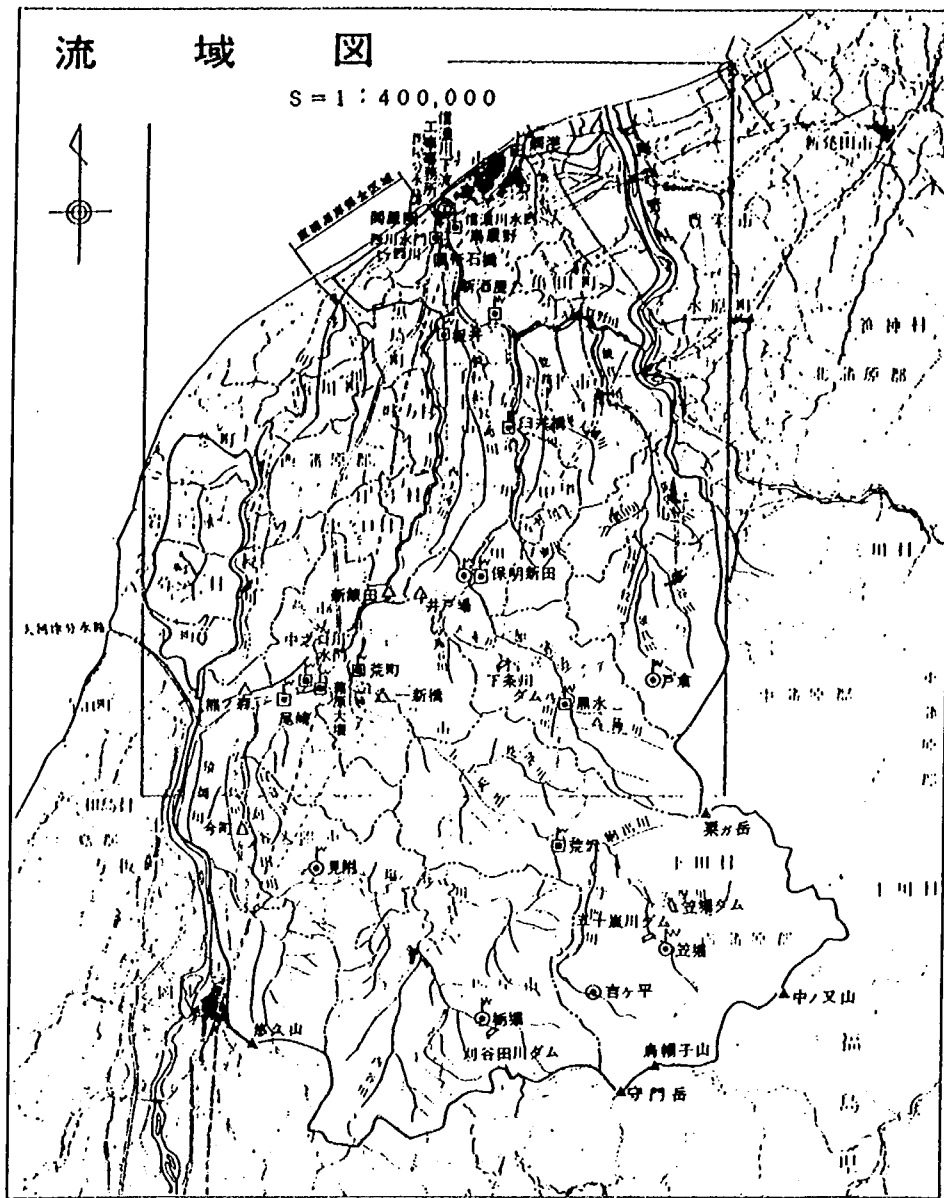


図 1 - 1 信濃川下流と刈谷田川の概要図

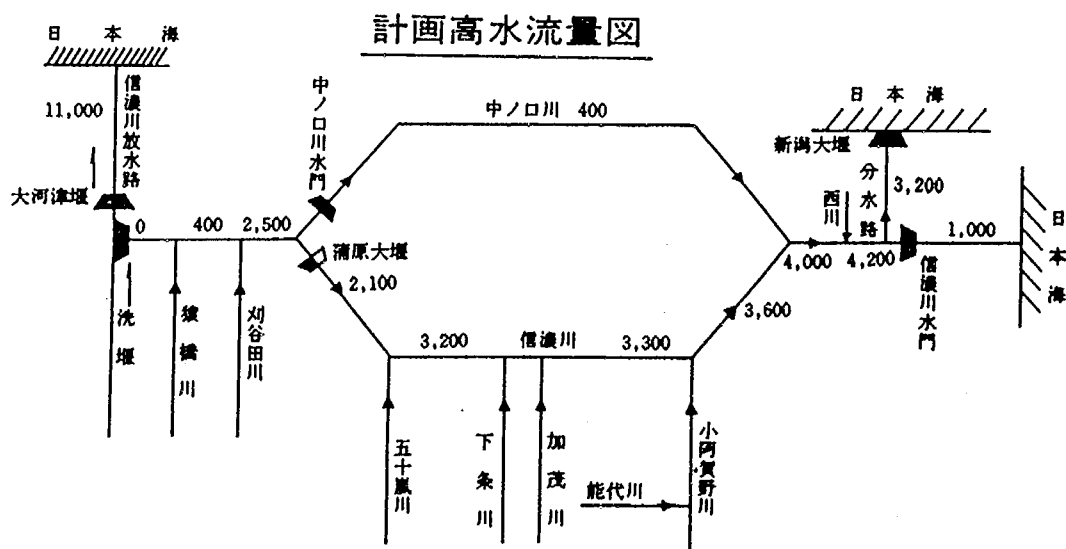


図 1 - 2 計画高水流量図

1-2 実験の目的

図1-2からわかるように、刈谷田川の計画流量は $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、合流前の本川計画流量 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ と比べ著しく大きい。しかし、現在の合流点における刈谷田川の法線は、図1-3に示すように本川にほぼ直角に交わっており、また刈谷田川の最深河床が本川の最深河床に比べて3m近く高くなっている。このため、現況河道の下では、合流点における本川左岸側の洗掘、刈谷田川における河床低下とそれに伴う局所洗掘の進行が予想される。こうした河床低下と局所洗掘は、堤防に危険をもたらすと共に、種々の構造物の維持を困難にする。特に、現在の合流点より約1.3km上流の地点で刈谷田川を横断している大沼サイフォンは、現河床高よりわずか2m下にあるため、上記の河床低下の影響を直接受ける。これらのことから、刈谷田川の計画流量を本川に安全に合流させるためには、刈谷田川の合流形状を滑らかにすると共に、刈谷田川の河床を安定化させる対策が必要となる。以上の状況を勘案して、以下に示すような計画河道の原案が立てられた。(図1-4参照) 以後、この計画河道を原計画河道と呼ぶ。原計画河道は、現況河道に比べて次のような改良がなされている。

- ・刈谷田川を本川に滑らかに合流させる。
- ・合流点と大沼サイフォンとの間の刈谷田川に、河床の安定を図るための床止めを設ける。

また、これらの改良と合わせて、現在合流点の下流で本川に合流している中ノ島川を刈谷田川と一緒に合流させるという変更も行われている。

本模型実験は、原計画河道をたたき台として、刈谷田川の洪水を安全に流下させることができ、河道の維持も容易である最適計画河道形状を得ることを目的としたものである。

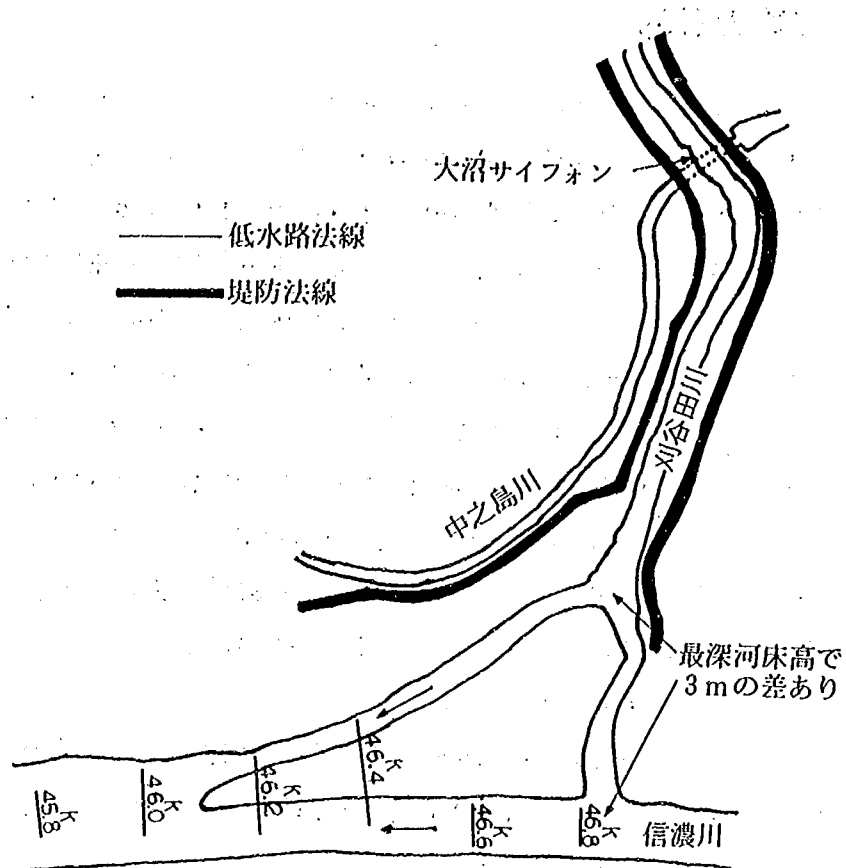


図 1 - 3 現況の合流点河道形状

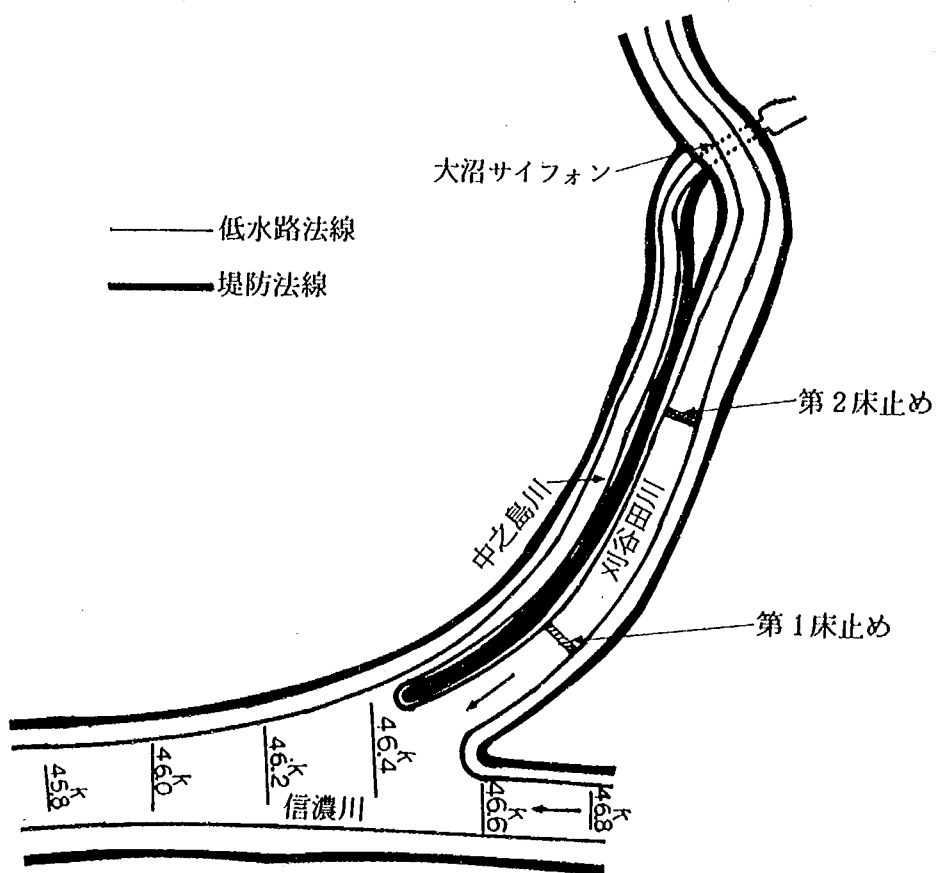


図 1 - 4 原計画の合流点河道形状

1-3 検討内容

本模型実験では、具体的には次の項目について解答を出す必要がある。

- ・河道の法線形
- ・床止めの基数・位置・形状
- ・洗掘を防止するための根固め・護床工の範囲と構造
- ・合流点直下流本川左岸の洗掘を防止するための導流堤（信濃川と刈谷田川の間）諸元
- ・中ノ島川出口の閉塞を防ぐための導流堤（中ノ島川と刈谷田川の間）諸元

以上の問題を検討するには、流況（特に水衝部などの流速）・河床変動特性と河道形状との関係を明らかにする必要がある。そこで、まず実験に先立って、刈谷田川と信濃川の河道特性を調べ、一連の水理検討を行うに当たって特に着目すべき点について考察を行った。次に、固定床実験によって流況を把握することにより、原計画河道の問題点を把握して、おおまかな形状修正を行い、その後移動床実験によって洗掘堆積特性を調べることににより、最終的な最適河道形状の検討を行った。最後に、実験結果に基づいて対象とした河道の最適形状について述べるとともに、今後検討すべき項目を示した。

なお、本実験における河道形状の検討は、次のような前提条件の下に進められた。

- ・大沼サイフォンの撤去あるいは大幅改築を考えない。したがって床止めは、大沼サイフォンが守れるように、サイフォンと合流点との間に設置する。
- ・現在本支川で生じている3m近い河床高の差を維持する。
- ・床止めは2段とする。（2段とする理由については2章1-2を参照されたい。）
- ・堤防法線形は原則として変えない。変更する場合にも必要最小限にとどめる。

これらの条件に従い、実験において行った形状修正は、床止めの位置・形状、導流堤諸元、低水路法線形だけとした。

第2章 刈谷田川と信濃川の合流点付近における河道の状況

一連の水理検討を行う上で必要となる両川の基本的な状況の把握を、現在得られている資料に基づいて行う。ここでは、河道の自然的な特性だけでなく、必要に応じて計画面からの状況把握も行う。

2-1 刈谷田川の河道状況

2-1-1 現在の刈谷田川の河道状況

(1) 河道形状

図2-1, 2-2に、それぞれ平面図と縦断図を示す。現在の刈谷田川は、上流より100 m程度の川幅、40 ~ 50 mの低水路幅を維持しながら下流に向かい、合流点の直前において低水路幅が30 m程度に急減した後、本川に至るという特殊な形状を持っている。このため洪水時には、狭い低水路から水が溢れ、主に右岸側の広い高水敷を低水路から見て右斜めに流下し本川に合流するという経路も生じる。平面図と縦断図を比較すればわかるように、今述べた低水路の狭窄部（合流点から約300 m）においては河床縦断勾配が非常に大きくなっており、その形状は段差に近い。この区間の最深河床高の差は3 m程度に達する。一方、この狭窄部の上流の河床勾配はほぼ水平であり、合流点より3.5 km上流に至って1/3,000 ~ 1/2,000程度の河床勾配となる。以上より、刈谷田川と本川との間にはかなりの河床高の差があるが、上記の狭窄部が一種の床止め（落差工）の働きを持っているために、それより上流の河床勾配が緩いままに維持されていると考えることができる。合流点より約1.3 km上流では、大沼サイフォンが横断している。大沼サイフォンは、現在の最深河床の下2 m弱の所に位置するため、河床低下や局所洗掘が起これば、その維持が困難になると共に洪水にとっても阻害要因になる。大沼サイフォンより上流の河道は複断面形状をしており、大きな曲率を持った湾曲部をかなり多く持つ。川幅・低水路幅は、ほぼ一定で、それぞれ約100 mと50 mである。

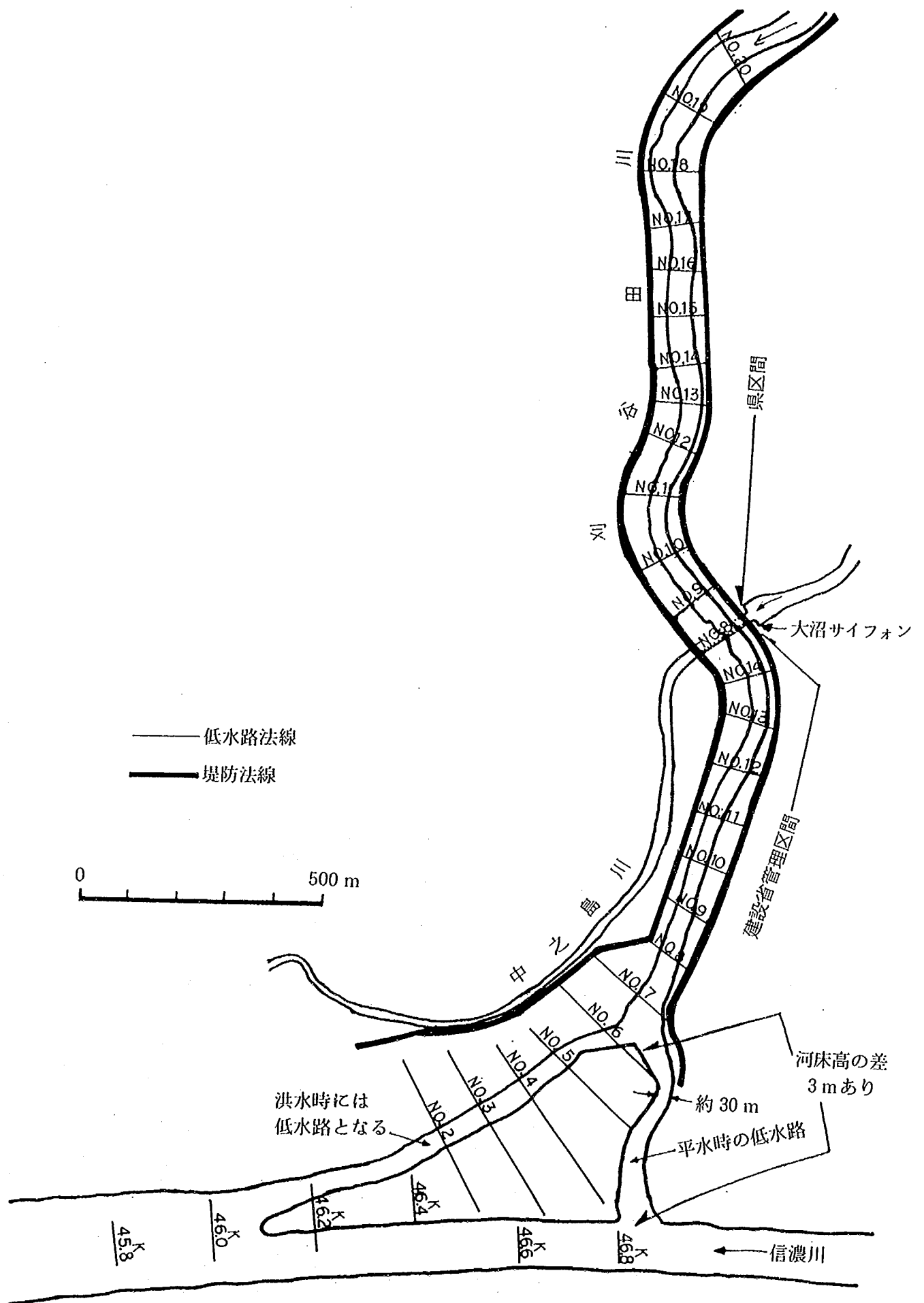


図 2 - 1 刈谷田川現況河道平面図

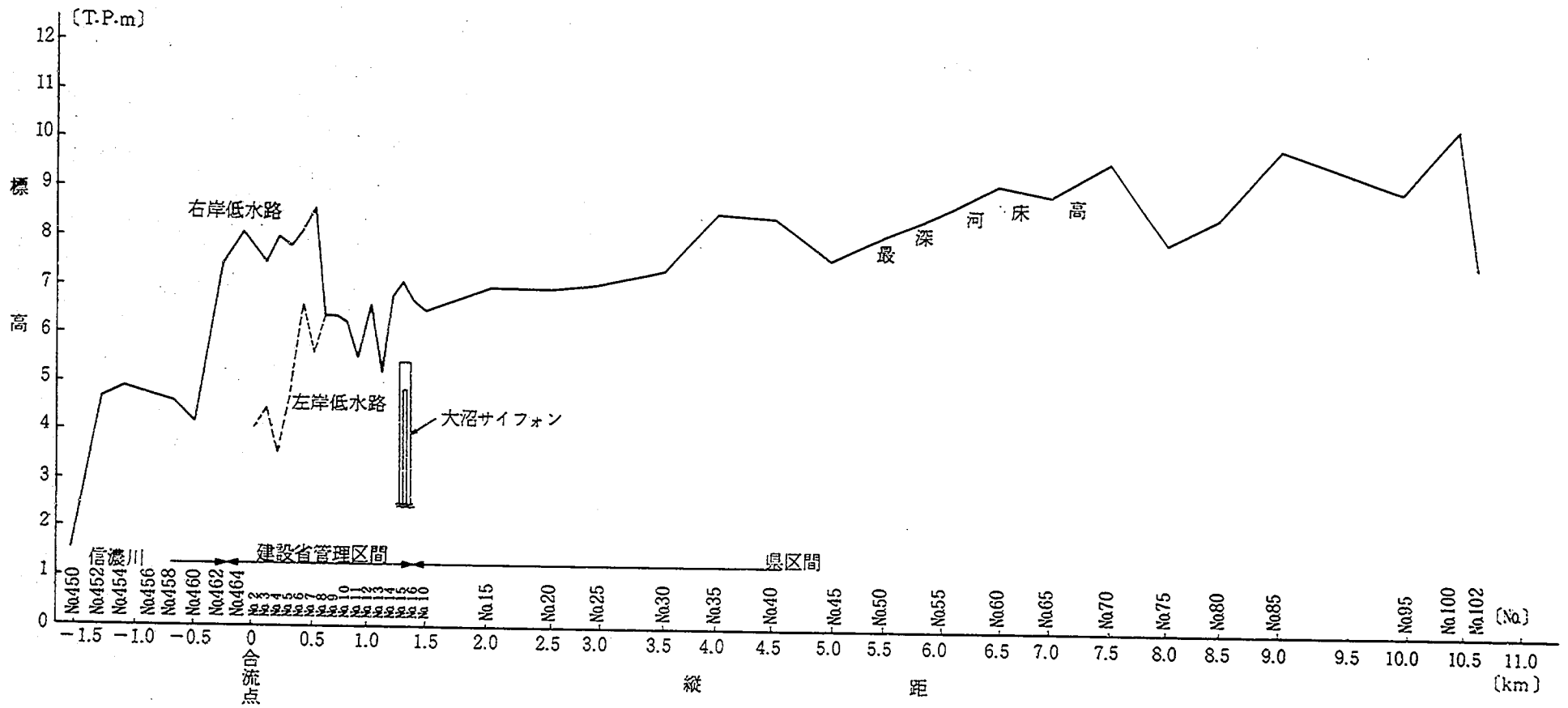


図 2-2 刈谷田川現況河道縦断図 (最深河床高)

(2) 河床材料

次に、低水路河床の表層における河床材料を図2-3に示す。これより、少なくとも合流点から2,000 m付近までは、60%粒径が0.42 mm以下の細砂であることがわかる。その上流では、左右岸と中央のデータが取られていることもあって、粒径の場所によるバラツキが図上に大きく現われている。これらを見ると、細砂がなく、粒径の大きい粗砂と粒径0.1 mm付近以下のシルトに近い材料の両極端に分かれていることがわかる。このことと、河床材料調査が行われた時期が渇水期であり、しかも後述するように刈谷田川に近年大きな出水がないことを考え合わせると、合流点から2,000 mより上流のこの区間では、平水時に輸送されうる細砂がすべて流下し、その後に平水時には輸送されない粗砂と粘着性を持つ河床が残ったと考えられる。河床に粘着性がある範囲は、現地の低水路河床の表面を見る限り部分的であった。したがって、河道計画を立てるに当たって刈谷田川の河床が洗掘を受けにくい粘着性土からなっていると考えるのは危険であり、少なくとも本検討の対象とする合流点付近は洗掘を受けやすい細砂からなっていると考えるべきであろう。

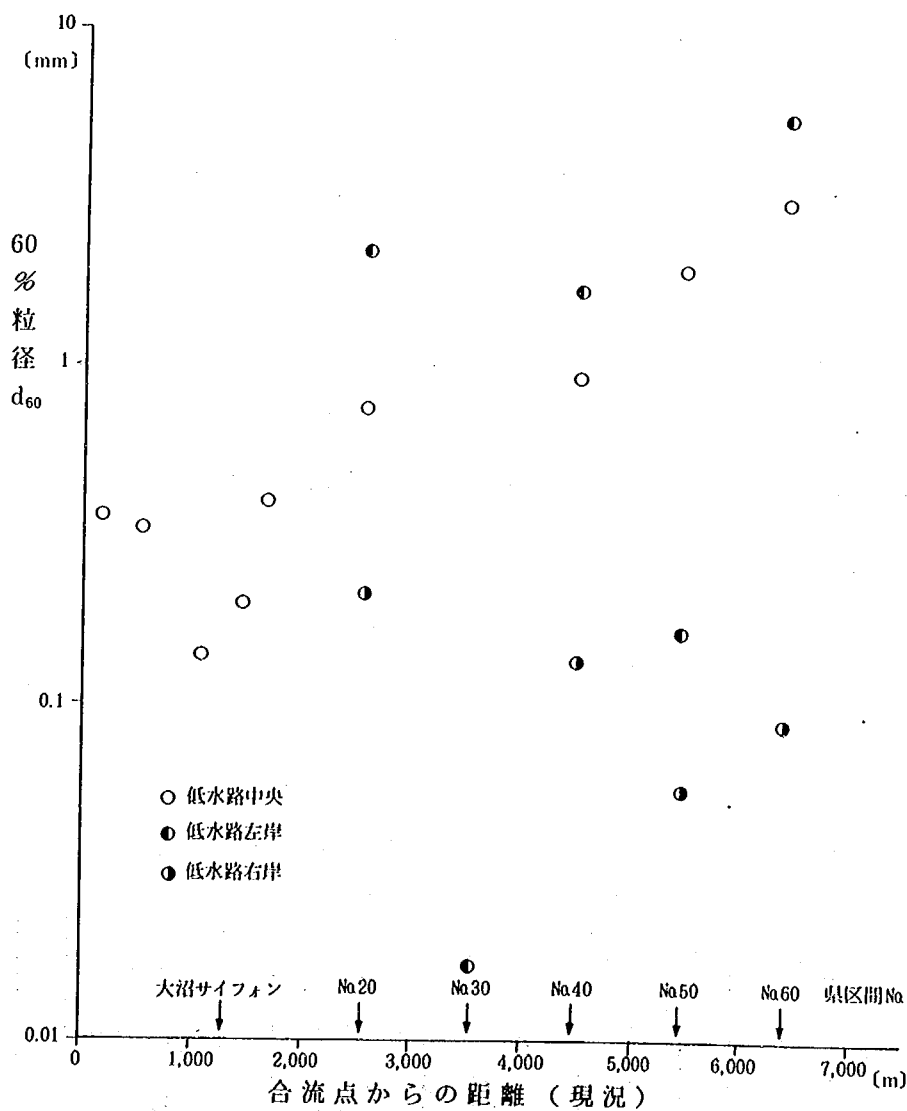


図2-3 刈谷田川低水路河床表層の河床材料（現況）
（調査時期は、2,000 m以下については59年3月、
2,000 m以上については60年2月～3月である）

(3) 本川と刈谷田川河床との段差について

さて、ここで問題になるのは、前述のように低水路河床が流れによって容易に移動する細砂からなっているにもかかわらず3 m近い落差が生じ、それが維持されている理由である。これについては以下のように考えることができる。図2-4は、最近の刈谷田川の出水状況を年最大流量の経年変化に表したものである。また、図2-14は、信濃川本川の平均河床縦断の経年変化を示したものである。これらの図を見比べることにより、本川の河床低下が進行したこの20年程度の間に刈谷田川では大きな出水がまっとなかったことがわかる。このことは、段差が生じた主な理由が本川の河床低下にあり、それが維持された理由が、その間刈谷田川に出水がなかったことによることを示している。また、前述したように、洪水になると段差のある低水路だけでなく右岸側高水敷をも水が流れるようになり、流水のエネルギーが低水路だけに集中しないことも、段差の維持にある程度の寄与をしていると考えられる。以上からわかるように、現在生じている段差は、言わばいくつかの偶然が重なりあってできたものであり、本来の河道特性から見れば一時的な不自然なものである。小さい規模の出水によって低水路狭窄部付近の河床や河岸が洗掘された災害が生じ、その対策として現在河床と河岸に蛇籠が入れられていることから見ても、大きな出水によって狭窄部の河岸が洗掘され、それが上流河床における洗掘と河床低下に拡大することは充分考えられることである。

なお、大沼サイフォンより上流は新潟県の管理区間であり、これより下流は昭和57年5月に2条7号区間となり、建設省で事業を実施している。

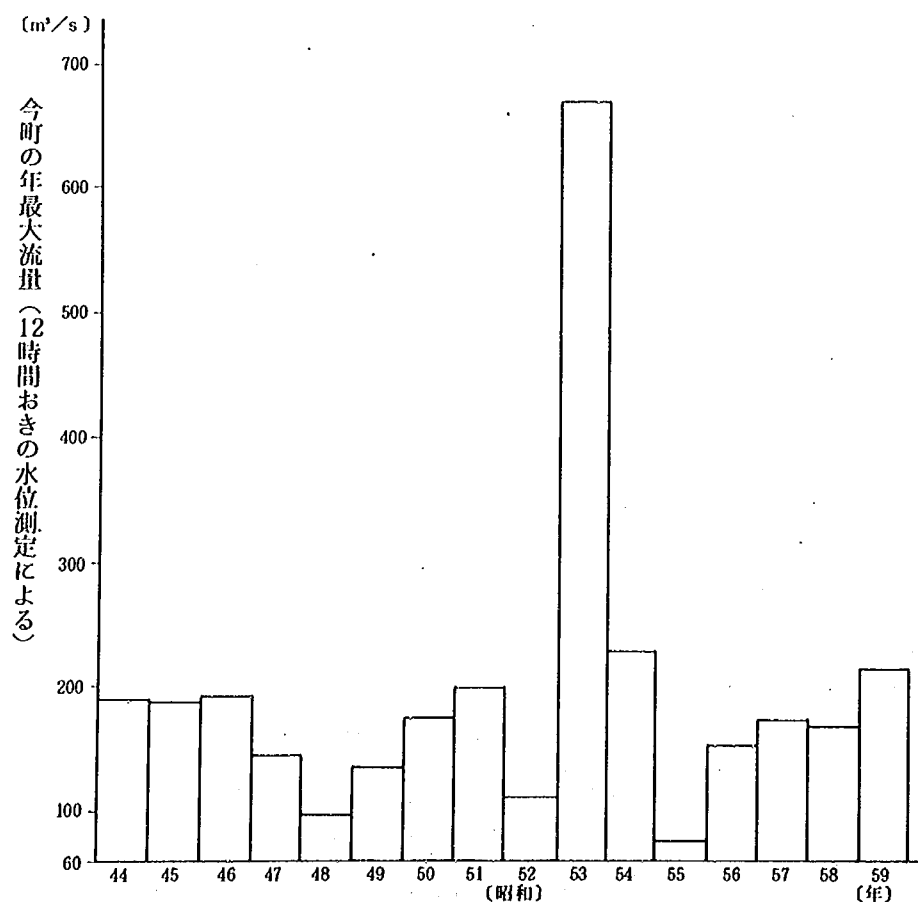


図2-4 刈谷田川の最近の出水状況 (今町地点)

2-1-2 刈谷田川の計画河道の状況

(1) 河道形状

図2-5, 図2-6に刈谷田川の計画河道の原案(平面図と縦断図)を示す。この計画原案で改修の主な対象となっているのは大沼サイフォン下の建設省区間であり, この区間の河道が現況と大きく異っている。すなわち, 現在の合流点付近の低水路右岸高水敷を掘削して, そこに新たな河道を造り, 滑らかに本川と合流させようとするものである。川幅は県区間との境界において約100mであり, そこから下流に行くにしたがって川幅が広がり, 合流点では140m程度になる。この区間では全幅に占める低水路幅の割合が大きく, ほぼ単断面河道となっている。以上の法線形の変更により, 合流点は本川46.8kmから46.4kmに移動する。縦断図からわかるように, 本川との段差3mを維持するための床止めが大沼サイフォンの下流に2基設けられる。

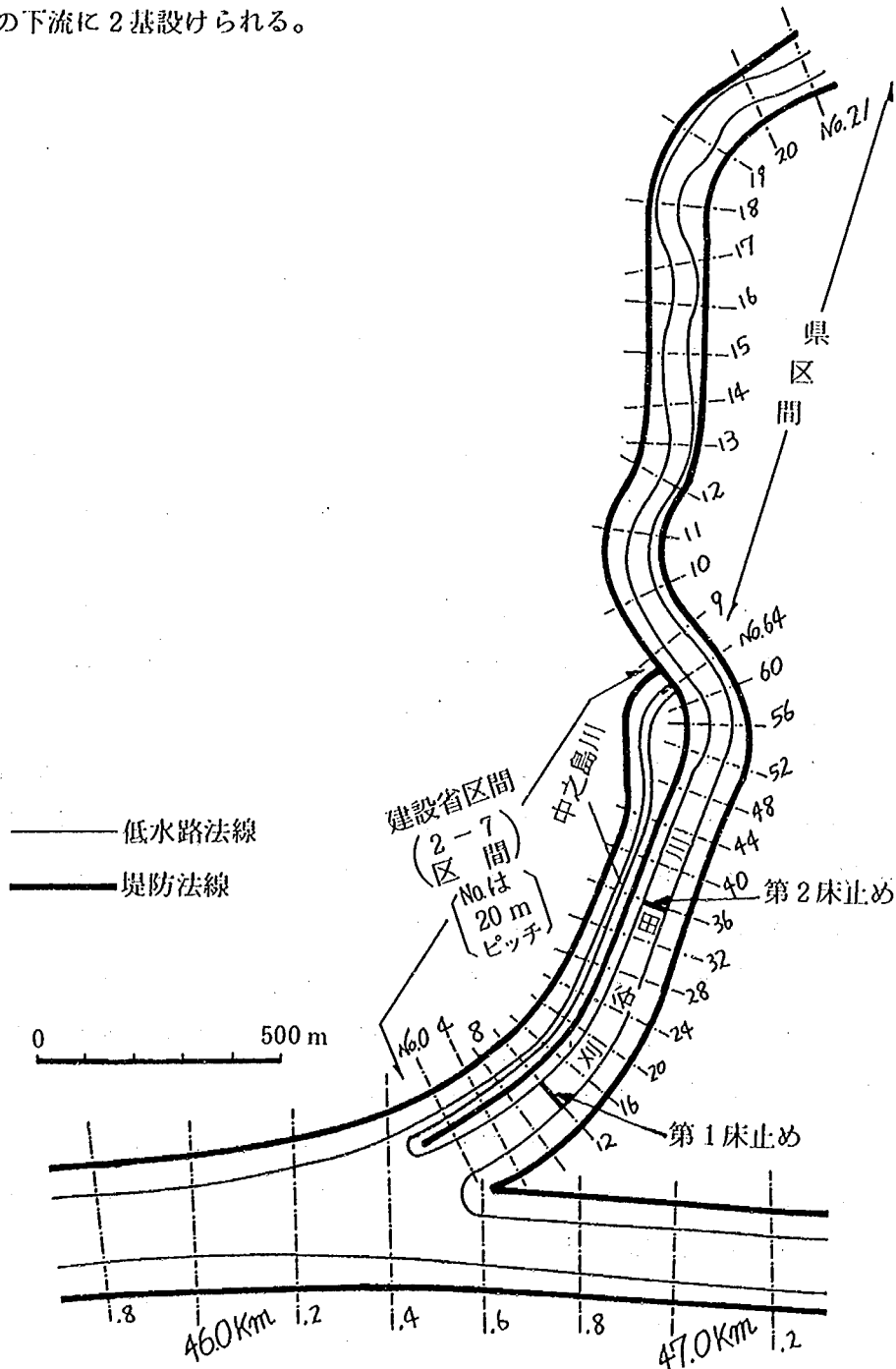


図2-5 刈谷田川原計画河道の平面図

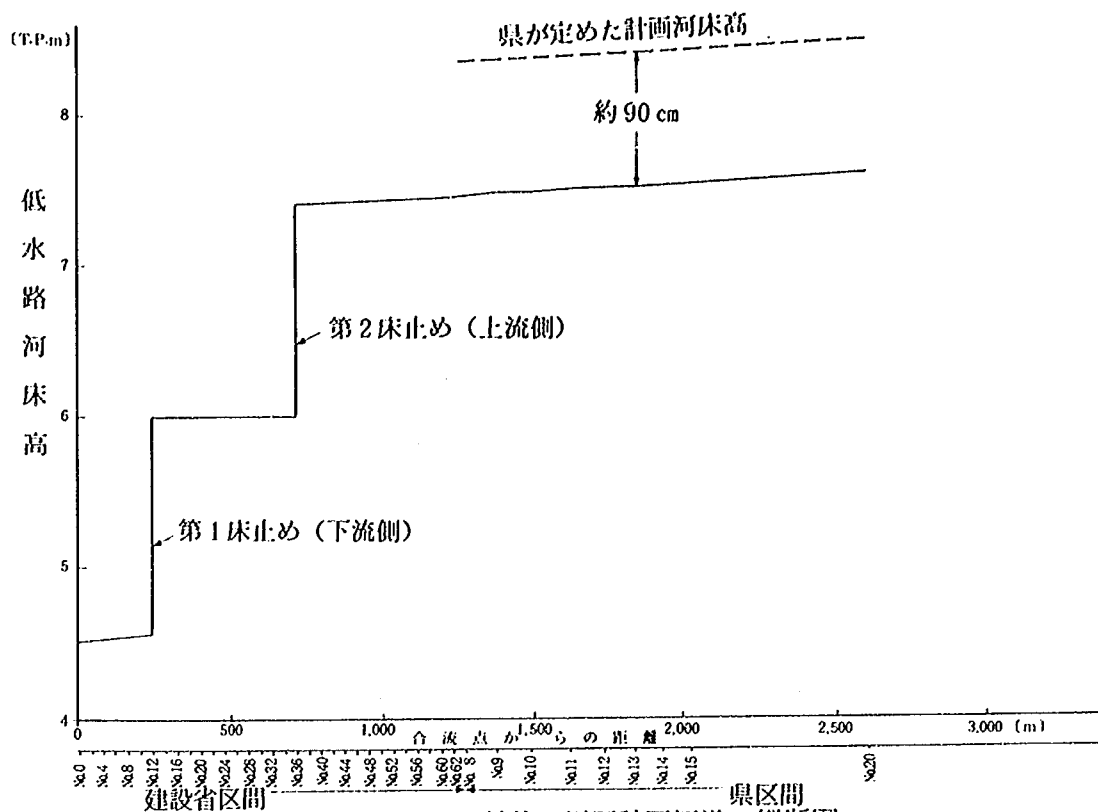


図 2 - 6 刈谷田川原計画河道の縦断図

ところで県区間では、計画流量 $1,550 \text{ m}^3/\text{s}$ を対象にした河道計画が立てられ、それに基づき改修が進められている。現在、築堤が概成し護岸・掘削工事の一部を残している状態にある。一方建設省では、計画流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ が定められている。このように、県区間と建設省区間との間で計画の対象となる洪水規模が異なるため、今回の合流点付近の改修計画策定においては、次のような考えに基づき両者の整合を図っている。すなわち、当面県区間の流下能力を $1,550 \text{ m}^3/\text{s}$ と考え、床止めによる落差の合計を 3 m として、本川と県区間の計画河道同士をつなぐ。県区間の流下能力を $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ に増加させるためには、現計画河床を $1.5 \sim 2 \text{ m}$ 下げる必要がある。そこで、将来県区間において疎通能力増加のための河床掘削が行われるのに合わせて、床止めの上流側の 1 段を撤去して、本川と刈谷田川との接合を図る。こうした事情から、床止めの数を 2 段にすることが今回の改修を行うに当たっての前提となっている。以上より、床止めの下流については $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ が河道設計の対象流量となり、一方床止めの上流側については $1,550 \text{ m}^3/\text{s}$ が対象流量となる。上流側の床止めを撤去し、河床高を $1.5 \sim 2 \text{ m}$ 下げた場合には $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ が対象流量となる。（注：上述のように、現在の県区間の計画河床は $1,550 \text{ m}^3/\text{s}$ に基づいて決められているが、詳細な疎通能力検討の結果、現低水路計画河床を約 0.9 m 掘削する必要があることがわかっている。このため、図 2 - 6 に示した縦断図においては、県区間の河床が県計画よりも約 0.9 m 下がっている。たとえば、県区間 No. 10 において 8.5 m から約 7.5 m T.P. になっている。以後の検討でも、この河床を県の計画河床とする。）

ここで、代表的な河道諸元である川幅（計画）について、全国の他の河川との比較を行っておく。図2-7は、河川便覧に掲載されている全国一級河川の基準地点における計画川幅と計画流量との関係を示したものである。図中には、建設省河川砂防技術基準（案）計画編中の解説に示されている目安も示されている。この図からわかるように、刈谷田川の川幅は、基準地点の平均的な計画川幅、河川砂防技術基準に示される目安のいずれから見てもかなり小さく、それらの $1/2 \sim 2/3$ 程度しかないことがわかる。このように川幅が小さいことが刈谷田川の特徴である。

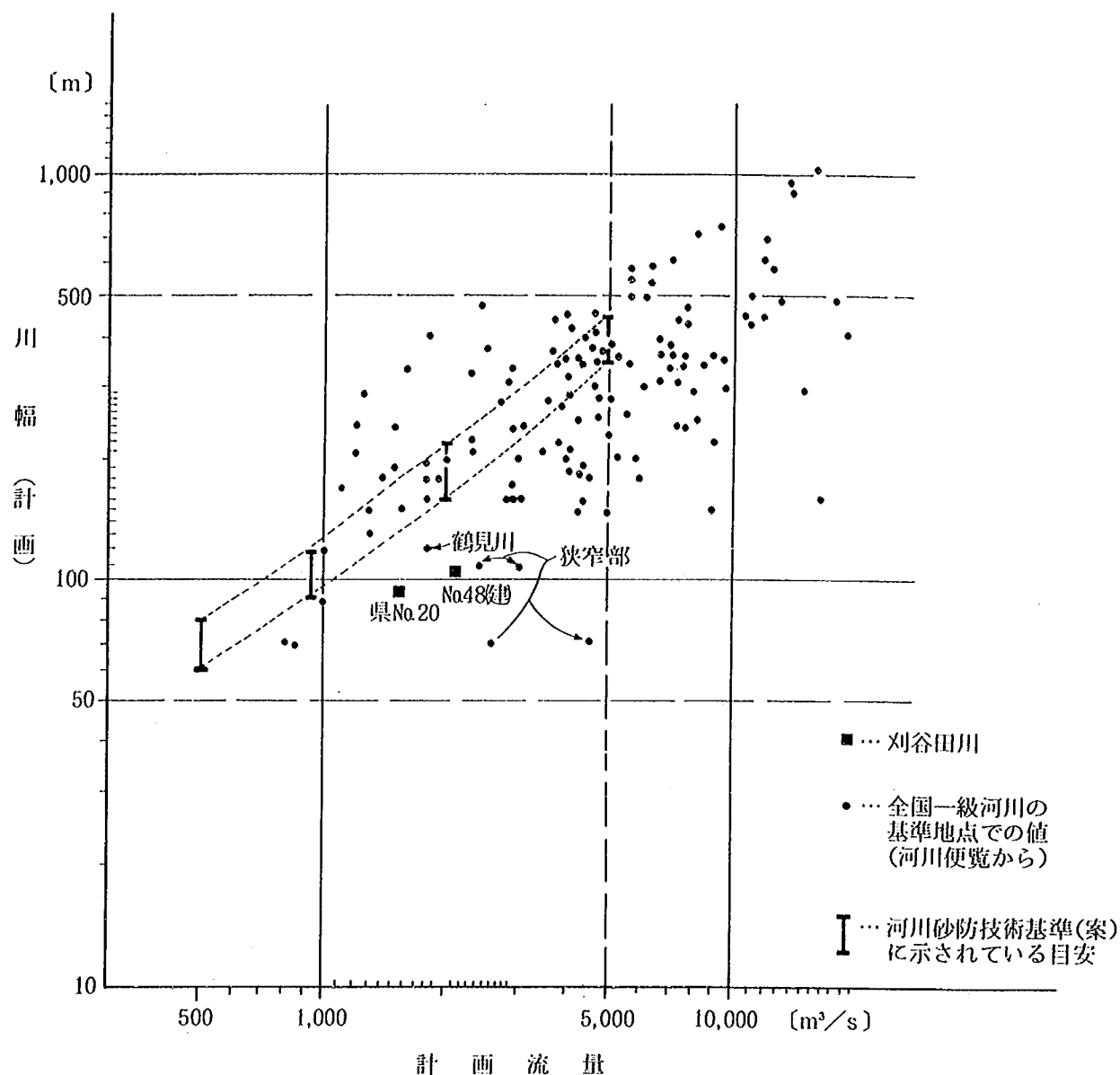


図2-7 計画流量と川幅（計画）との関係

(2) 河床材料

計画低水路河床の位置が現在の低水路河床と大きく異なるので、計画低水路位置を中心に行われたボーリング調査の結果を用いて、計画河道の河床材料を推定する。(図2-8参照) 図より、表層にはシルトや粘性土が見られるが、低水路河床が位置する層より下はほとんど細砂から成っていることがわかる。計画河床位置における粒径は、0.16 ~ 0.45 mm である。以上の結果と、図2-3に示した現況の河床材料の結果から判断して、合流点付近の刈谷田川の河床材料は、計画河道の場合も細砂であると考えられる。以後の種々の検討においては、刈谷田川の河床材料の代表として、60%粒径 $d_{60} = 0.35$ mm を用いる。

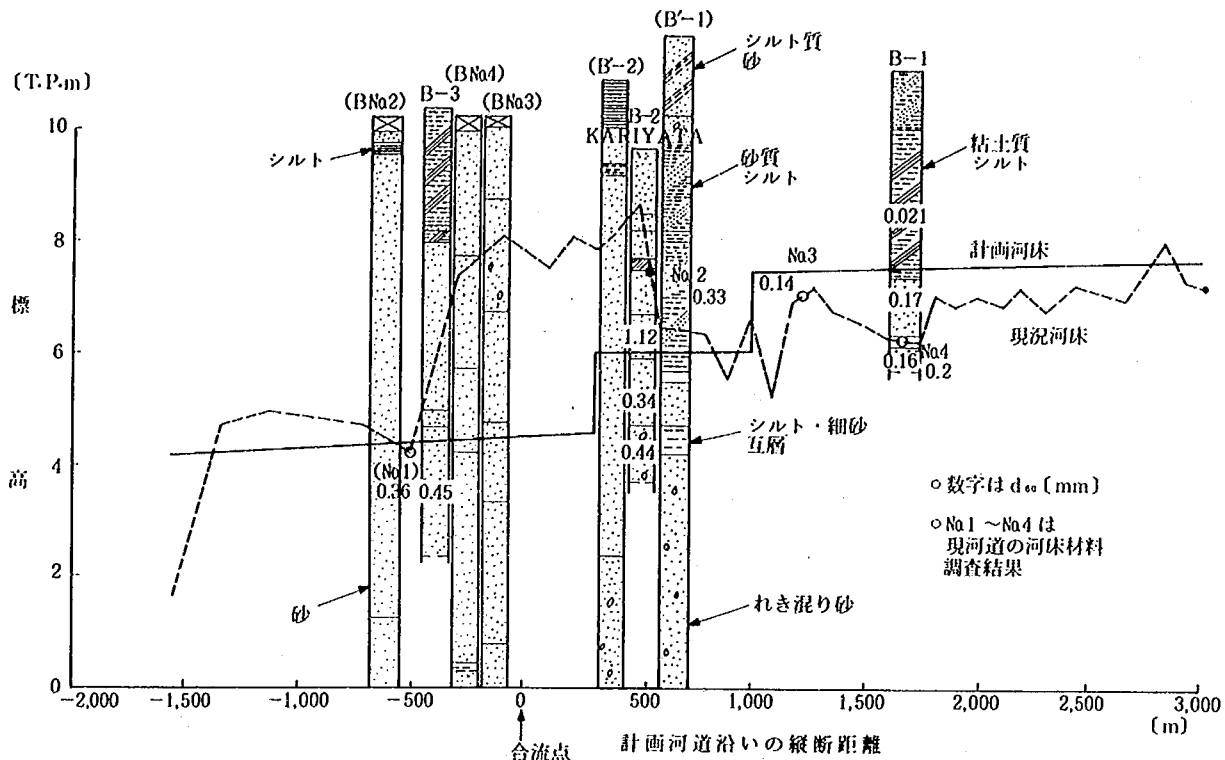


図2-8 ボーリング調査による刈谷田川計画低水路河床付近の材料

(3) 粗度係数

刈谷田川の計画粗度係数は0.0275である。今回の模型実験では洗掘や河床低下が大きな問題となるので、計画値よりも低いと考えられる実態の粗度係数を把握しておく必要がある。しかし、刈谷田川については、粗度係数についての実測資料がほとんどない。そこで、河床材料とその場所の水量から推定が可能な低水路粗度係数について検討する。図2-9は、山本^{*})による流速係数の推定図である。流速係数と粗度係数とは次のような関係を持っているので、この図より低水路の粗度係数を推定することができる。

$$n = \frac{h^{1/6}}{\sqrt{g} \cdot \varphi} \quad (2-1)$$

n : 粗度係数, h : 水深, g : 重力加速度, φ : 流速係数

^{*}) 山本晃一：沖積地河川の河道特性に関する研究，土木研究所報告第168号，pp 23, 1986.

図2-9中の τ_* は、無次元掃流力を表す。これは、河床に働く水流のせん断力を砂の動きやすさを基準に表したものであり、次式で定義される。

$$\tau_* = h \cdot I_e / (s \cdot d) \quad (2-2)$$

I_e : エネルギー勾配, s : 河床材料の水中比重 (通常 1.65 程度), d : 代表粒径

刈谷田川の τ_* は、流量が $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であっても2以上である。また水深は3～5mである。したがって図2-9より、河床は平坦 (flat) で、流速係数は26程度であると推定できる。これは、粗度係数になおすと0.015程度となる。建設省区間は、低水路幅の全幅に占める割合が大きいので、全断面の粗度係数も0.015に近い値になると考えられる。一方県区間については、高水敷幅がかなりあり、高水敷の粗度係数は通常0.03より大きいことが多いので、全断面粗度係数は、0.015よりはかなり大きく、むしろ計画粗度係数値に近い値になるものと考えられる。以上から、低水路幅が全幅に対して大きな割合を占める区間については、実態の粗度係数が計画値よりもかなり低いと考えて種々の検討を行う必要がある。

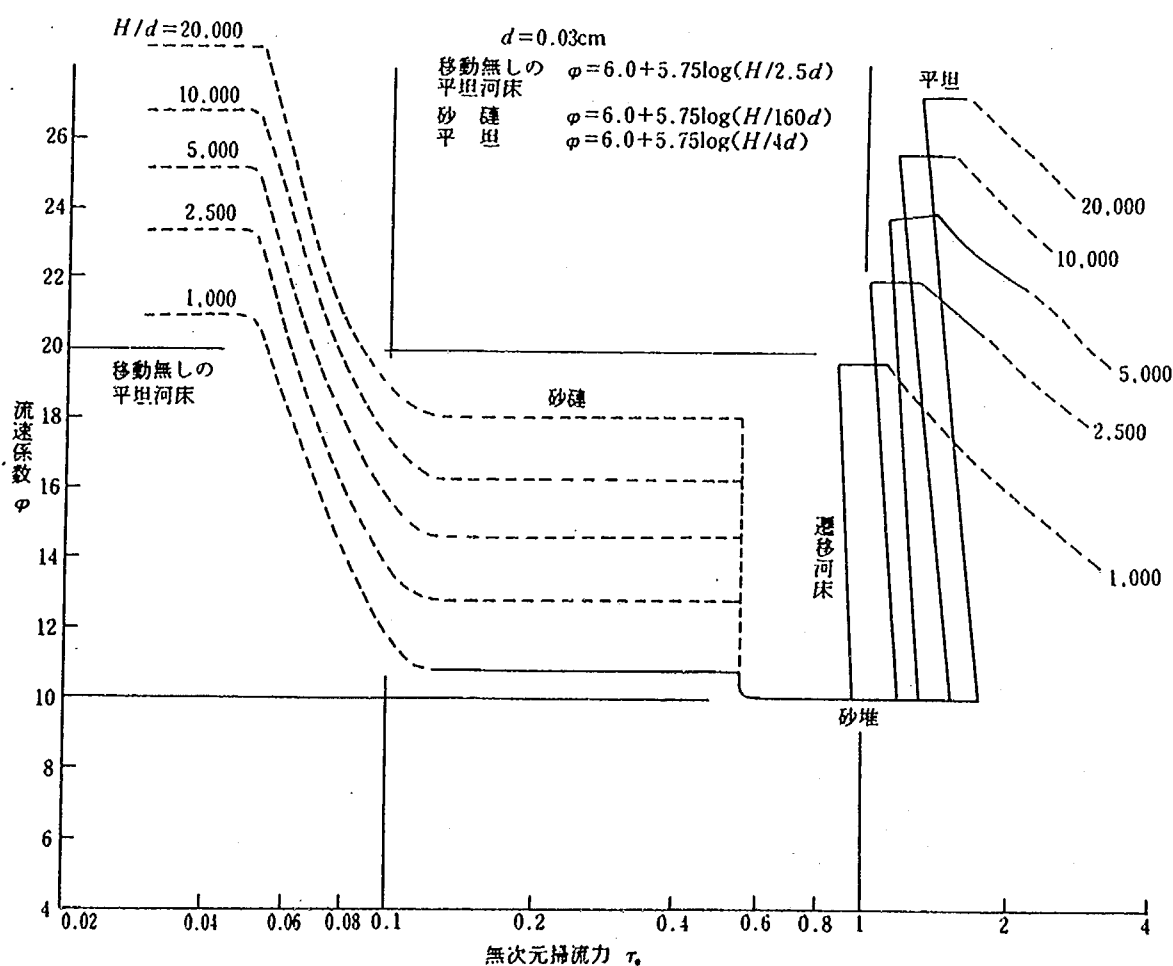


図2-9 ϕ と τ_* 、 H/d の関係 ($d = 0.03 \text{ cm}$)

2-2 信濃川の河道状況

(1) 河道形状

図2-10、2-11に信濃川下流の平面図と縦断図を示す。信濃川下流は大河津洗堰のある51kmから始まり、46.8km(計画では46.4km)で刈谷田川を合わせ、44kmで中の口川を分派する。その後五十嵐川を41kmで、加茂川を28kmで、小阿賀野川を11kmで合わせ、6kmで再び中の口川と合流する。河口近くの2kmで、関屋分水路と本川に分かれる。河床勾配はほぼ一定で、 $1/4,000$ 程度の値を持つ。横断面形は、最上流部の築堤未施工区間を除いて複断面形状をしている。

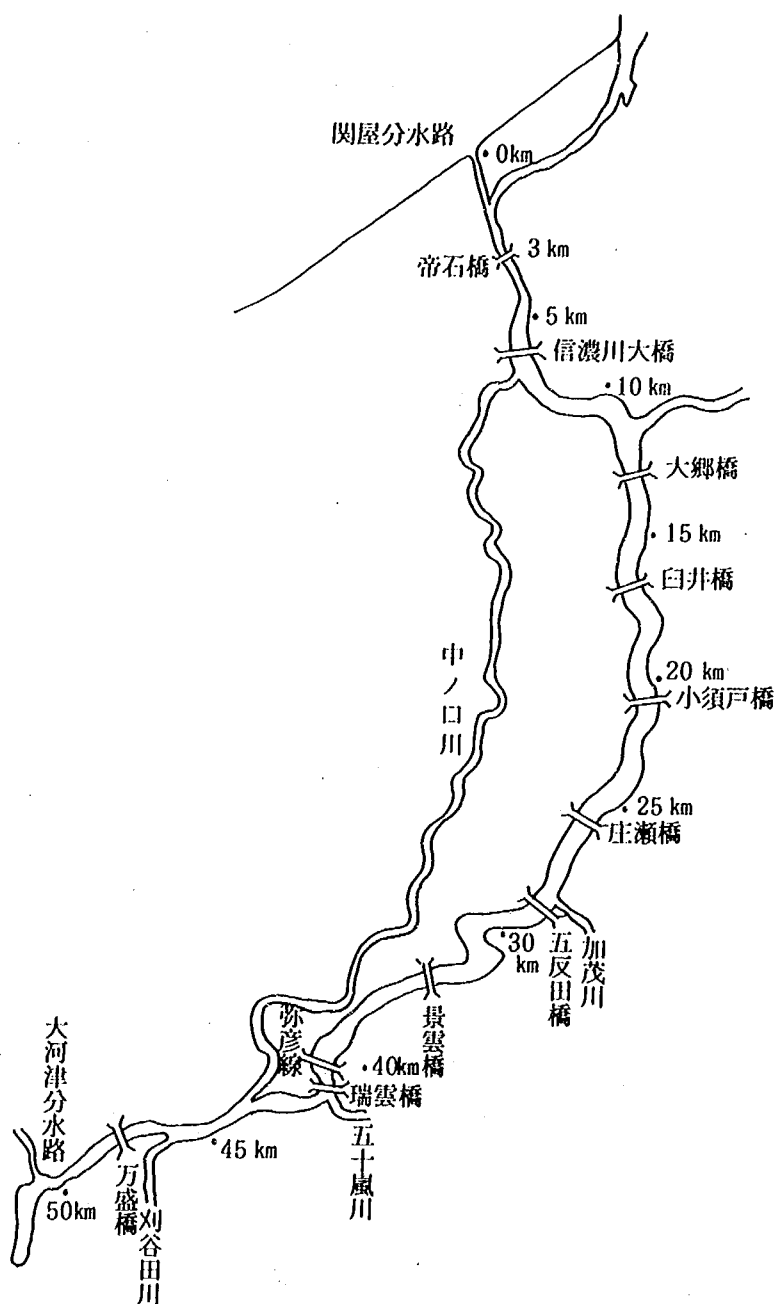


図2-10 信濃川下流の平面図

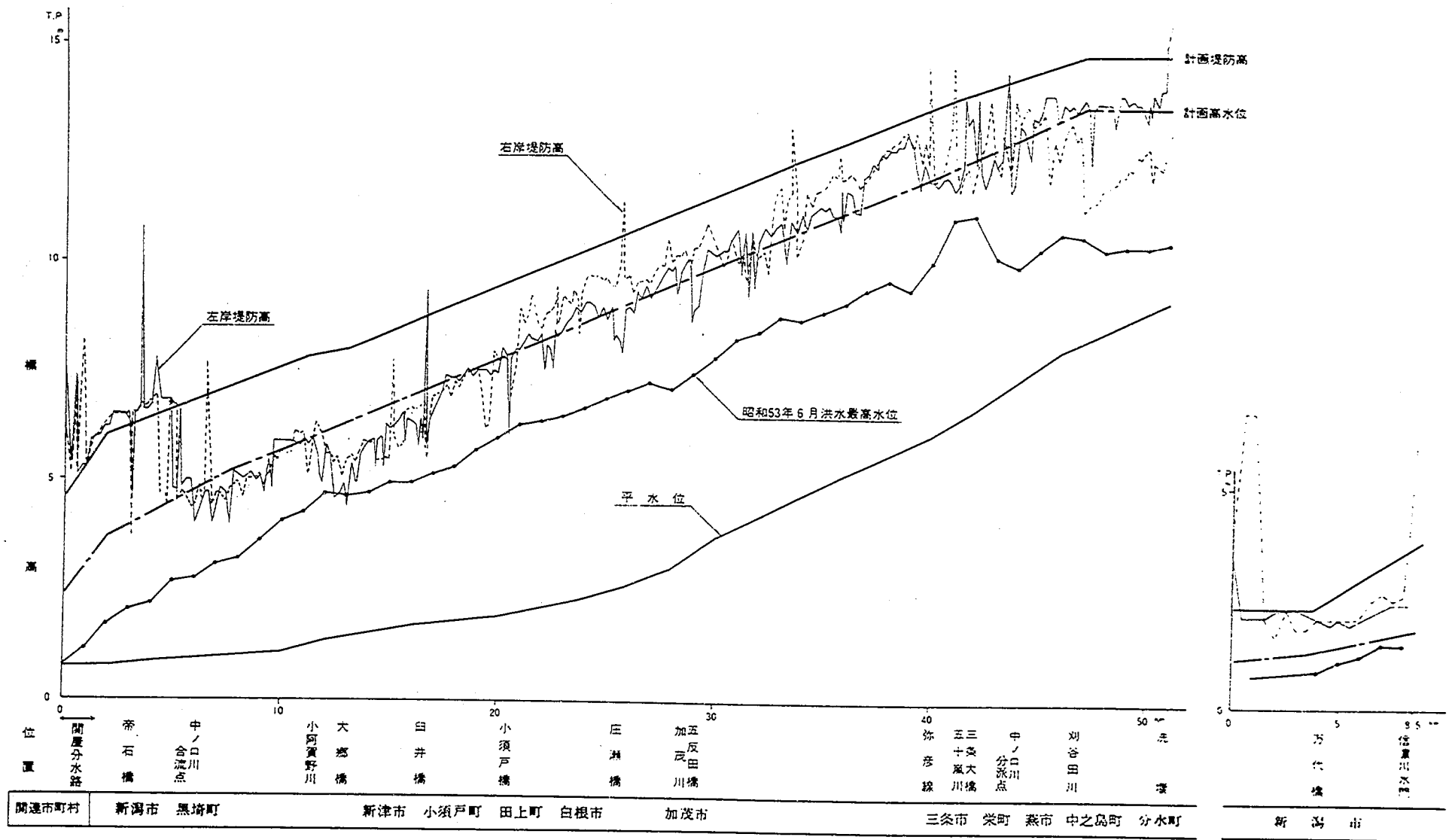


図2-11 信濃川下流の縦断図

(2) 河床材料

河床材料は図2-12に示す通りであり、粒径の縦断的变化が小さく、刈谷田川合流点付近の60%粒径は0.5mm程度であることがわかる。したがって、本川も刈谷田川と同様、低水路河床材料が細砂であると考える良い。

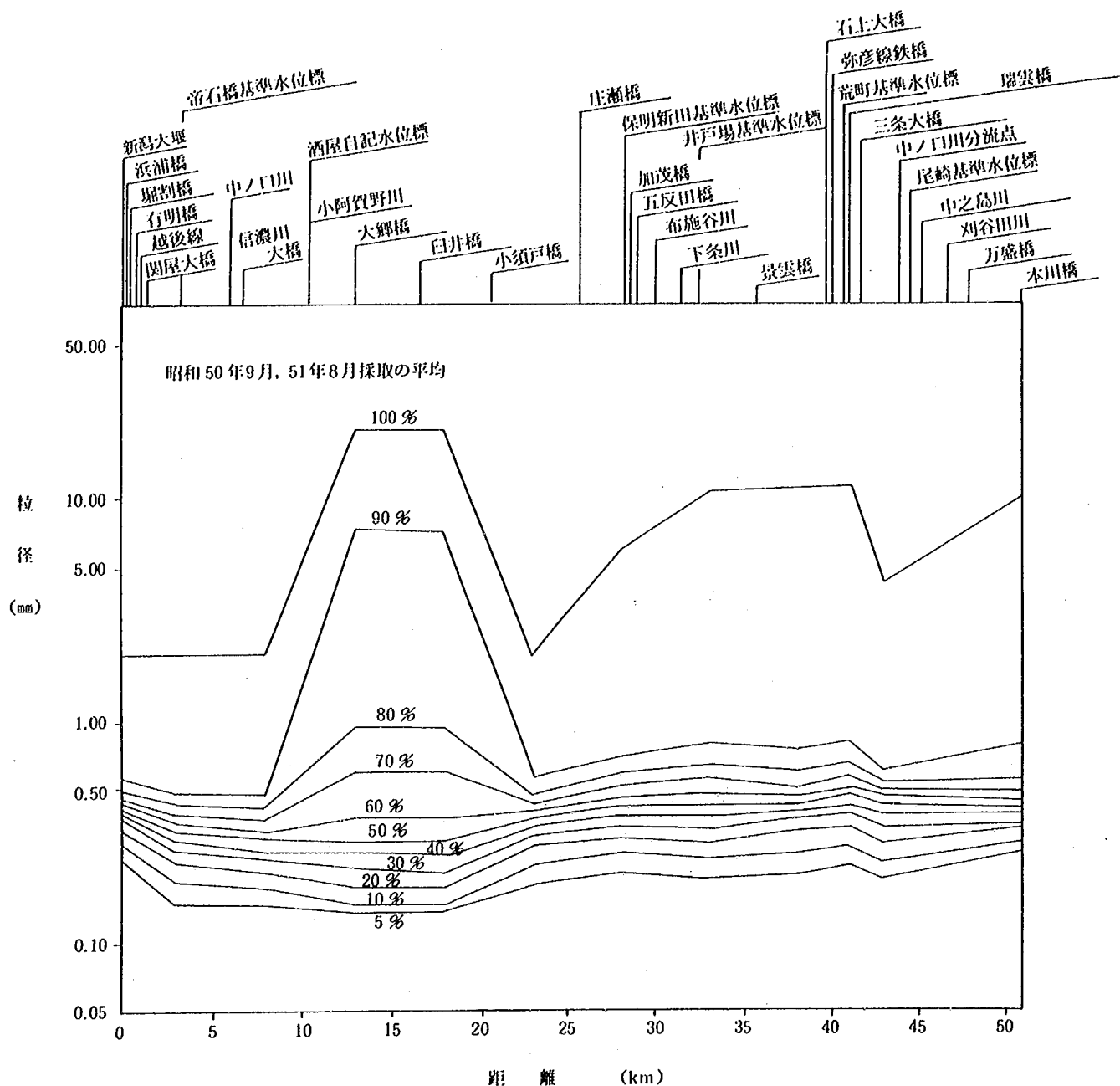


図2-12 信濃川下流粒径縦断図

(3) 流下能力

図2-13は、現在の流下能力を計画高水流量と戦後最大洪水相当流量と比較したものである。図より、流下能力が計画流量よりもはるかに低く、最も小さい区間で1,000 m³/s 程度であることがわかる。この主な原因は、堤防が未完成なことにある。特に、戦後すぐに行われた生活の利便を図るための堤防の切り下げは堤防越水の危険度を著しく高めている。このため、切り下げられた部分を切り下げ前の高さに緊急的に復元する、すなわち堤防低部対策事業が現在進められている。したがって、現状では、刈谷田川の計画流量2,100 m³/s をそのまま流す能力は本川にはない。

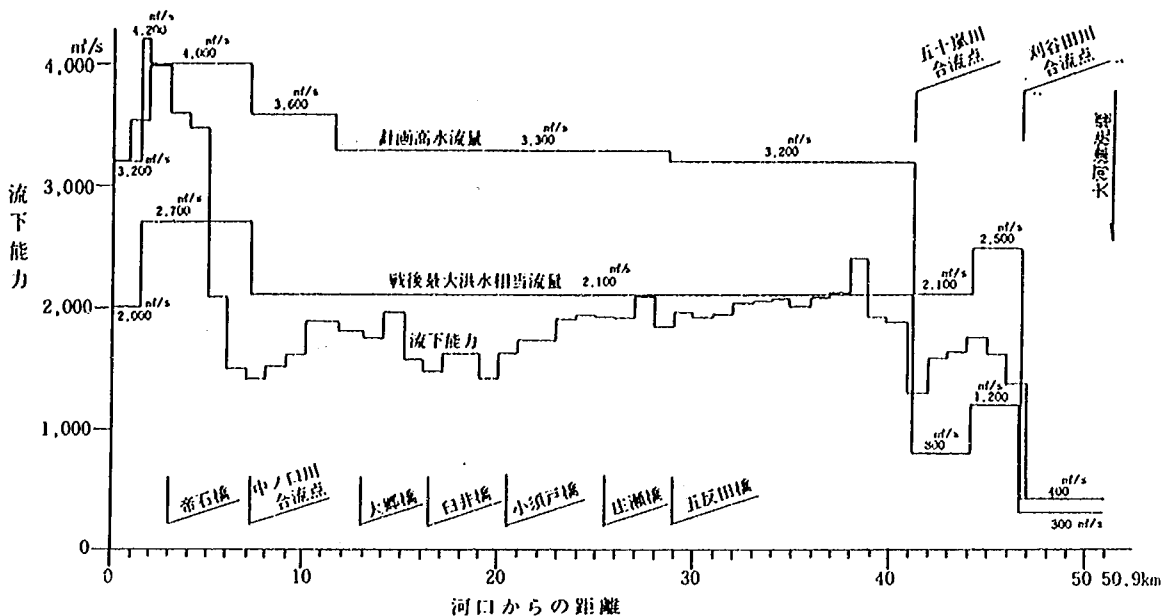


図2-13 信濃川下流の現況流下能力

(4) 分流制御構造物

中ノ口川分派点には、流水の制御を目的として、中ノ口川側に中ノ口水門が本川側に蒲原大堰が造られている。しかし、本川の流下能力が充分確保できていないので、現状では、中ノ口川分派点下流の流量に加茂川の流量を加えた量が670 m³/s 以下の場合に、中ノ口川の流量が470 m³/s 以下となるように操作し、670 m³/s 以上の場合には、両水門とも全開にし、自然分派にすることになっている。将来本川の流下能力が充分向上した場合には、中ノ口川の流量が400 m³/s 以下となるような操作がなされる予定である。

(5) 上流部の河床低下

最後に、刈谷田川合流点付近の河床低下について述べておく。図2-14は、合流点付近の本川平均河床高縦断の経年変化を示したものである。この図より、10年間で1～1.5 m の低下が生じていることがわかる。現在は、ほぼ計画河床の高さになっている。また、この図から判断する限り、河床低下の速度が小さくなったようには見えない。このことは、現在も一定の速度で低下が進行している可能性が高いことを表している。この付近で河床低下が起こっている原因については、次のような推論が成り立つ。すなわち、大河津洗堰によって大きな流量が本川に流入しなくなった一方で、灌漑などのため最大500 m³/s、平均200 m³/s 程度の水が洗堰から長期間流入する。本川の河床材料は細砂であるため、この程度の流量規模でも一定量の砂が下流に輸送される。しかし、この程度の流量では、洗堰からの砂の流

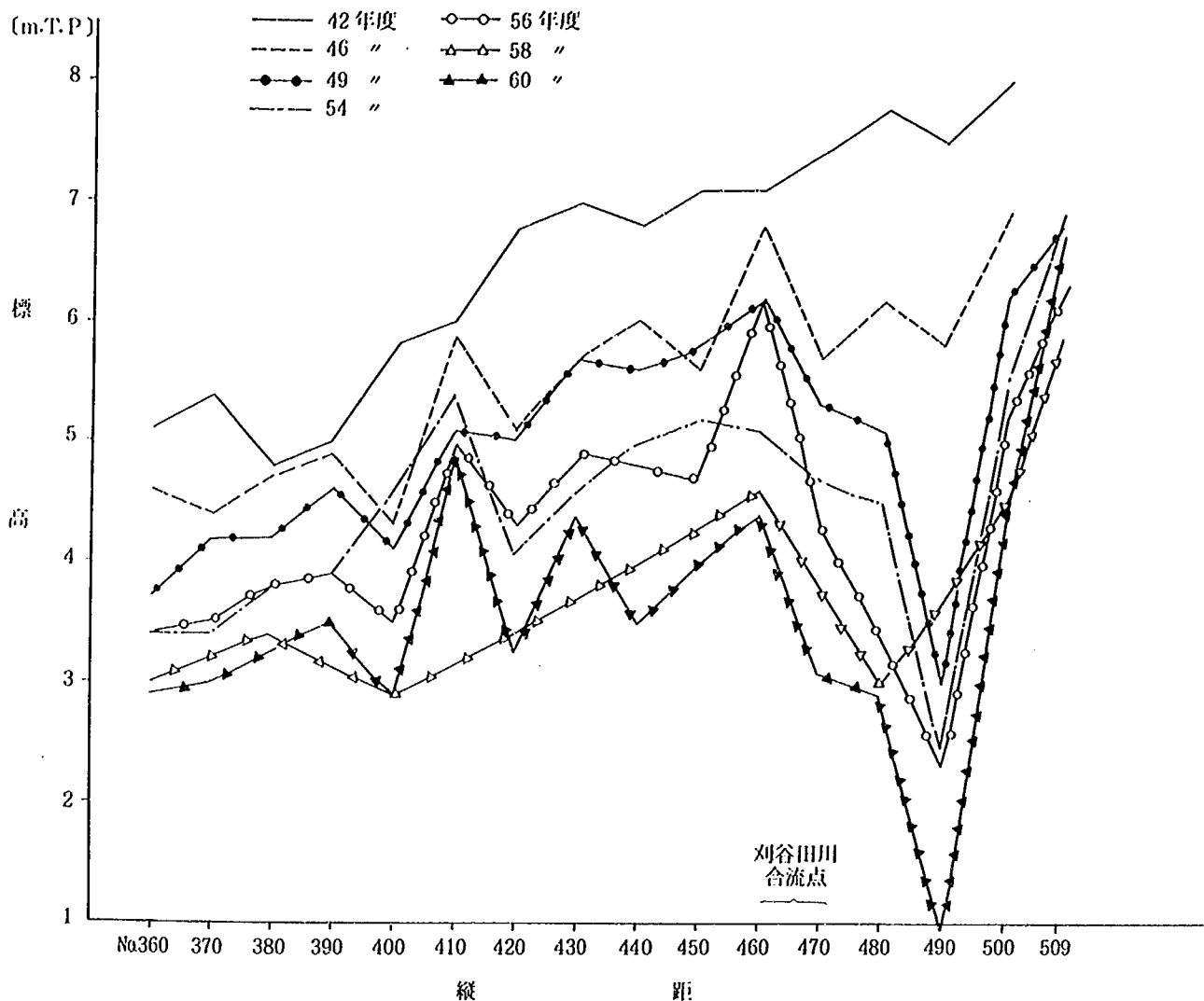


図 2 - 14 刈谷田川合流点付近の本川平均河床縦断の経年変化

入は小さく、また近年刈谷田川からの出水もないため、そこからの砂の供給もほとんどない状態にある。以上の理由により河床低下が進行する。以上の推論が正しいとすれば、今後もしばらく本川の河床低下が続く可能性が高い。本川の河床低下は、本報告書で問題にしている支川と本川との河床高の段差を生む原因となるので、こうした河床低下の特性を様々な角度から把握しておく必要がある。なお、蒲原大堰の完成（昭和 59 年）に伴い、計画河床の位置に横断構造物ができたため、それより上流については河床低下が止まるという見方がある。しかし、信濃川のように河床材料が細砂からなる河道では、横断構造物を設けても必ずしも河床低下が停止しないことが多いので、この点についても即断はできず、今後検討する必要がある。以上のことから判断して、刈谷田川合流部の河道設計に当たっては、今後本川の河床低下が現在よりも進んだ場合のことも考慮すべきであろう。

(6) 粗度係数

信濃川の計画粗度係数は、0 km ～ 6 km までが 0.025，6 km ～ 51 km までが 0.030 である。これらの数値のうち 6 km までについては、昭和 42 年 8 月洪水及び 44 年 8 月洪水の洪水痕跡資料より決められている。この区間より上流については、資料の不足から近隣河川の計画粗度係数を参考にして決められている。

粗度係数の実態については次のような資料がある。昭和53年6月洪水（帝石橋でピーク流量 2,250 m^3/s ）と54年7月洪水（帝石橋でピーク流量 1,194 m^3/s ）が発生し、これらについて信濃川下流全川にわたり粗度係数の逆算が行われた。その結果が表2-1である。これによれば、中上流部については、低水路粗度係数が0.033，高水敷粗度係数がバラツキはあるものの0.06以上となっている。これらから、合成した全断面粗度係数は、計画値よりもやや上回ると予想される。

表2-1 信濃川下流における逆算粗度係数（昭和53年6月，54年7月洪水より）

低水路粗度係数			高水敷粗度係数		
河 川	区 間	n	河 川	区 間	n
本 川	0' ~ 8.5 km	0.025	本 川	0 ~ 11.0 km	0.06
	0 ~ 6.0	0.025		11.0 ~ 16.0	0.093
	6.0 ~ 13.0	0.028		16.0 ~ 21.0	0.083
	13.0 ~ 50.9	0.033		21.0 ~ 29.0	0.063
				29.0 ~ 33.0	0.098
				33.0 ~ 38.0	0.078
				38.0 ~ 51.0	0.06

次に，刈谷田川の場合と同じ方法を用いて，信濃川低水路の粗度係数を予測する。信濃川の無次元掃流力は，流量 1,400 ~ 2,500 m^3/s に対して 1.5 ~ 2.2 程度となる。この場合水深は 6 ~ 7 m である。また，粒径は 0.5 mm である。以上の数値と図2-15とを照らし合わせることで，河床形態が砂堆～遷移～平坦の境界にあり，対応する流速係数が 8 ~ 25 であることがわかる。これを粗度係数で表示すると 0.06 ~ 0.019 となる。以上より，洪水の規模が大きくなるのに伴い掃流力が大きくなると，低水路の粗度係数が 0.020 程度まで低下する可能性があることがわかる。また，前述の逆算粗度係数の結果は，河床形状が砂堆と平坦との中間，すなわち遷移状態にあったものと考えられる。

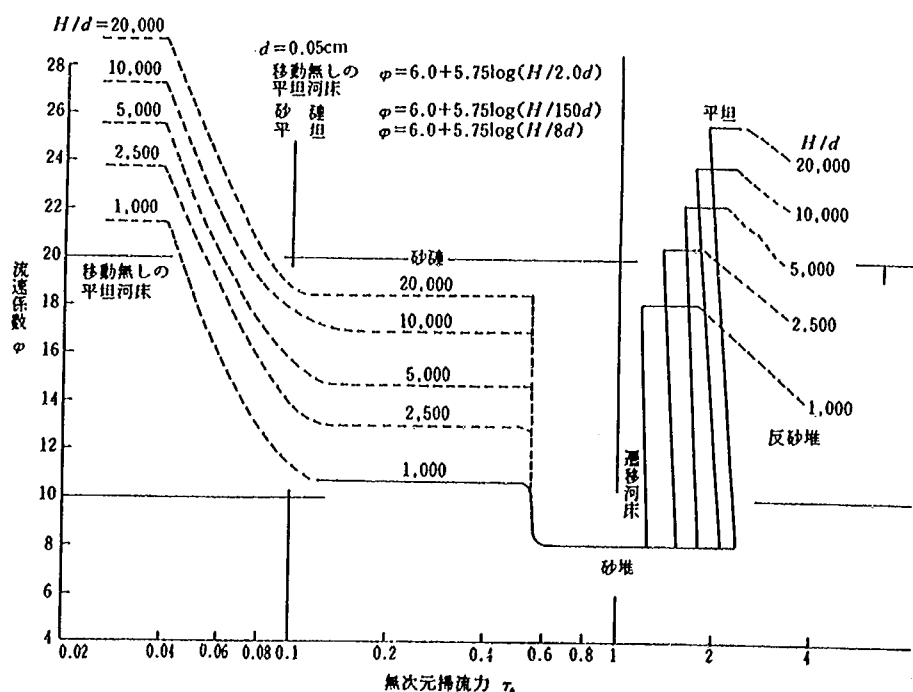


図2-15 ϕ と τ^* ， H/d の関係 ($d = 0.05 \text{ cm}$)

以上を総合することにより、計画規模の洪水が発生した時の信濃川の粗度係数について次のように考えることができる。低水路粗度係数については、洪水規模の増大に伴い、現在得られている逆算値（0.033）よりも低下する可能性が高い。一方、洪水規模が増大すると粗度係数の大きい高水敷部分の河積の割合が大きくなり、これは全断面粗度係数の増加要因となる。したがって、出水規模による粗度係数変化の予測を行うには、二つの要因の強さを定量的に比較する必要がある。また、河道整正にともなう高水敷の粗度係数の低下は、全断面粗度係数の低下に大きく寄与するので、この影響を把握しておくことも重要である。

第3章 実験方法

3-1 実験の基本方針

現況と計画の河道形状が大きく異なること、また現況河道についての洪水データがほとんど無く検証実験を行えないことから、実験の対象は計画河道だけとした。本実験では、まず原計画形状の固定床模型を造り、固定床実験によって水位、流速、流況を把握し、その結果を用いて河床の安定、局所洗掘・堆積の防止の観点から原計画形状のなかで問題と思われる場所を修正する。これを修正計画形状と呼ぶ。次に修正計画形状について移動床実験を行うことにより河床変動特性、局所的な洗掘・堆積特性を把握し、その結果に基づいて再度の形状修正、護床工・根固工施工必要範囲の決定を行い、最終的な計画形状（最適計画形状）を得る。

3-2 河道模型

模型のスケールは1/50であり、無歪模型（水平・鉛直の縮尺が同じ）である。模型範囲は、図3-1に示すように、本川が44.6～48.0 km、刈谷田川が合流点から県道21までである。河道模型は、最初、原計画形状に造り、以後実験結果に基づき修正した。模型は、固定床実験と移動床実験の両方に用いることができるように、低水路の部分を二重底（上の底は固定床用、下の底は移動床用）に造り、固定床実験が終了した後に上の底を壊すことにより、移動床実験用の模型に改造した。移動床実験は、低水路の部分に粒径0.3 mm、比重1.6の石炭粉を敷くことにより行った。

3-3 模型実験の相似則

(1) 固定床実験

模型内の水理現象は、フルードの相似則により現地の水理量に換算することができる。フルードの相似則による現地と模型の水理量の関係は表3-1に示す通りである。本報告書において示す実験結果の水理量は、すべて現地の水理量に換算した値である。

(2) 移動床実験

現地の河床材料の平均粒径が0.35 mmと小さいことから、模型縮尺から決まる粒径よりもはるかに大きな粒径（0.3 mm）を持つ材料を模型用河床材料として使わざるをえない。このため、本移動床実験における流砂現象は、現地の流砂現象と完全に相似なものにはならない。しかし、流速の大きい刈谷田川においては、河床変動を主に支配する要因、すなわち掃流砂よりも浮遊砂が卓越するという流砂形態、洪水時には河床が平坦になるという河床形態が現地と模型で一致している。このことから、本実験で得られる刈谷田川の河床変動は現地の河床変動を概ね再現する。また、刈谷田川区間の模型における1時間は、現地の7時間程度に相当する。ただし、前述のように、本移動床実験は流砂現象のすべてについて相似条件を満たすものではなく、このような場合に行うべき検証実験が実測データ不足のために不可能であることから、本実験の結果が洗掘・堆積の絶対量についての細かい議論に耐える精度

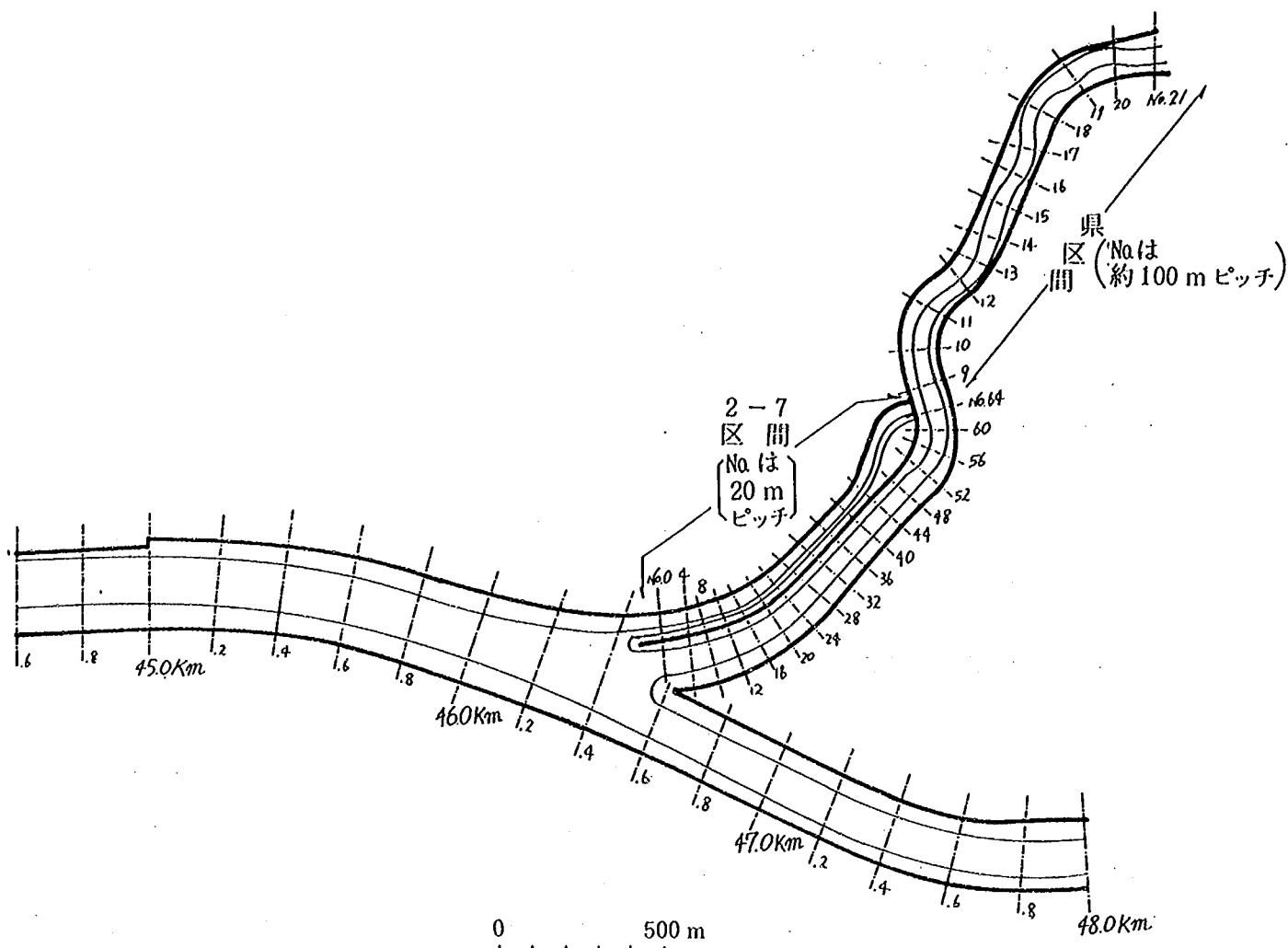


図 3 - 1 河道模型平面図（原計画形状）

表 3 - 1 フルードの相似則による縮率

物理量	縮 率	物理量	縮 率
水平距離	$X_r = 50$	流 速	$V_r = H_r^{1/2} = 7.071$
鉛直距離	$H_r = 50$	時 間	$T_r = X_r \cdot H_r^{-1/2} = 7.071$
断 面 積	$A_r = X_r \cdot h_r = 2,500$	水面勾配	$I_r = H_r \cdot X_r^{-1} = 1$
流 量	$Q_r = X_r \cdot H_r^{3/2} = 17,678$	粗度係数	$N_r = H_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2} = 1.919$

を有しているかどうかは現段階では判断できない。したがって、得られた結果については、安全側の解釈をしておくことが望ましい。一方、流れのおだやかな信濃川区間においては、現地と模型の流砂現象が大きく異なるため、実験結果についての定性的な議論（洗掘・堆積の範囲、洗掘・堆積量の相対的な比較）のみが有効となる。なお、移動床実験についても、通水時間を除いて、本報告書において示す水理量河床高は、すべて現地スケールに換算したものである。通水時間だけは、模型での時間を示している。移動床実験の相似性についての詳細な検討は、付録Ⅰ「移動床実験の相似性について」において行っている。

3-4 実験に用いた下流端条件

(1) 実験に用いた下流端条件の種類とその設定根拠

模型のほぼ下流端にあたる 44.8 km において、計画流量（刈谷田川 2,100 m³/s，信濃川合流前 400 m³/s）に対して表 3-2 に示すように A，B，C の 3 種類の下流端条件を設定した。これら 3 つの下流端条件の根拠は、次の通りである。

表 3-2 計画流量（刈谷田川 2,100 m³/s，信濃川合流前 400 m³/s）に対する下流端条件

下流端条件名	下流端水位（44.8 km 地点）〔T.P.m〕
A	12.44
B	11.0 ~ 11.38
C	8.5 ~ 9.0

・下流端条件 A

信濃川を計画断面として、計画粗度係数，計画流量を用いて、河口からの不等流計算により求めた 44.8 km での水位である。

・下流端条件 B

信濃川下流に合流する各支川は、かなりの合流時差を持っている。したがって、下流端条件 A の前提すなわち、計画流量が信濃川下流全川で同時に生起するという可能性は少ない。そこで、より実態に近い状況を想定した下流端条件を設定するため、信濃川下流に合流する支川の時差を考慮した河口からの不等流計算を行い、その結果得られた 44.8 km での計算水位が下流端条件 B である。具体的には、次のような手順によりこの水位を求めている。計画流量算定の根拠となった流出計算結果（降雨確率 1/150，ダムカットあり：資料 計画高水流量決定の流出計算結果表 50 年 3 月参照）より、各時刻における本川の流量縦断分布を求める。この流量分布を基に各時刻の不等流計算を河口から行い、44.8 km 地点における各時刻の水位と流量を求める。なお不等流計算は、下流端条件 A の場合と同様に計画断面，計画粗度係数を用いて行っている。得られた水位と流量との関係が図 3-2 である。図より、ピーク流量発生時の水位が 11.0 ~ 11.38 m 程度であることが分かる。この数値を下流端条件 B とした。

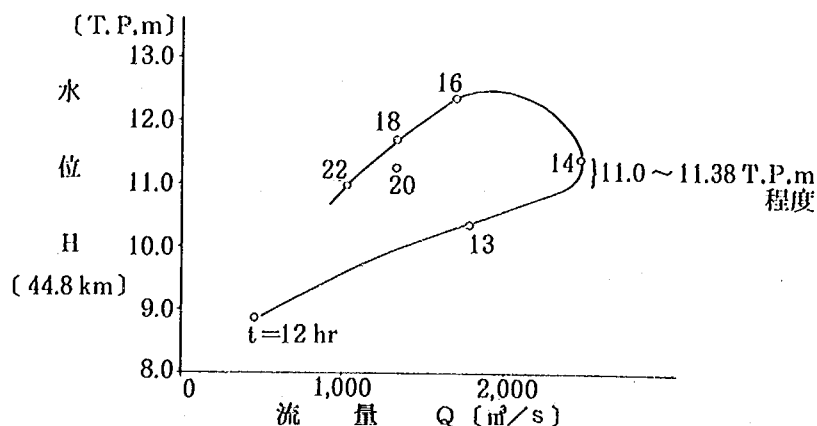


図 3-2 支川合流の時差を考慮した 44.8 km における $H \sim Q$ 関係

・下流端条件C

本川が計画河床よりもさらに河床低下を起こした場合、あるいは本川の粗度係数が計画粗度係数よりも低下した場合を想定した下流端条件である。なお、数値自体には厳密な根拠はなく、下流端条件A、Bよりも低い水位であること、また、上流側床止めだけでなく下流側床止めにおいても完全越流が生じるような水位であることを目安に定めたものである。

県の計画流量（刈谷田川は、 $1,550 \text{ m}^3/\text{s}$ である。この流量に対する信濃川の流量は特に定められていないので、ここでは一応信濃川合流前流量を $300 \text{ m}^3/\text{s}$ とした）に対しては、表3-3のように下流端条件を定めた。県の計画流量に対する下流端水位設定については明確な根拠がないので、ここでは、刈谷田川において生じる現象を広くとらえることを重視して、2つの床止めにおいて異なる3つの水理現象が生じるように下流端条件A、B、Cを定めた。すなわち、下流端条件Aにおいては、2つの床止めの両方が不完全越流あるいはもぐり越流となるような、Bにおいては、上流側の床止めが完全越流状態に下流側の床止めが不完全越流の状態になるような、Cにおいては、上下流の床めがもぐり越流状態になるような水位のうち、代表的なものをそれぞれ選定している。

表3-3 県の計画流量（刈谷田川 $1,550 \text{ m}^3/\text{s}$ 、信濃川合流前 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ ）に対する下流端条件

下流端条件名	下流端水位（44.8 km地点）〔T. P. m〕
A	12.0
B	10.1
C	7.98

(2) 下流端条件の使い分けの考え方

表3-2に示す計画流量についての下流端条件の使い分けは次のように考えた。Aの条件は、すべての支流のピーク流量が同時に生起する場合のものであり、実際にこの条件が現れる確率は小さく、下流端水位の上限値と考えるべきである。一方、Bの条件は、出現する確率の高い水位を与えると判断できる。Cの条件は、想定すべき下流端水位の下限値を与えると考えられる。本実験では、床止め近傍及びその上下流の洗掘防止が最も重要な検討項目となる。したがって、洗掘の度合いが大きくなると考えられる低い下流端水位を用いた実験による方が安全側の答えを得ることができる。そこで本実験では、標準的な検討を行う場合には下流端条件Bを用い、洗掘防止の観点から最も厳しい状況を想定する場合には下流端条件Cを用いることとした。下流端条件Aは、床止め付近の流況と下流端水位との関係を調べる際にだけ用いることとした。

県の計画流量についての下流端条件A、B、Cの使い分けも、計画流量の場合と同様に考えた。

3-5 固定床モデルの粗度係数

(1) 刈谷田川

刈谷田川の計画粗度係数は 0.0275 であるが、計画規模の洪水が流下した場合の低水路の粗度係数は、前章で述べたように、この値より小さくなると予想される。本実験の場合、水位を正確に知ることより

も流速などから洗掘の危険性を判断することが重要であることから、なるべく実態に近い粗度係数を模型で再現する必要がある。そこで、低水路は無粗度（モルタル整形のまま）とし、高水敷だけに粗度を付ける。無粗度状態の粗度係数は、前章で示した低水路の粗度係数予測値に近い値を持つ。高水敷には、信濃川本川と同じ粗度を付ける。これは、高水敷の粗度係数を 0.03 にしたことに相当する。

(2) 信濃川

前章で示したように、計画粗度係数 0.03 は実際の値と大きくはかけ離れていない。洪水規模が大きくなると粗度係数が低下する可能性があるが、模型区間内の粗度係数を変えても水位はそれ程大きく変化せず、むしろ下流端水位の影響の方が大きい。したがって、粗度係数が低下することが刈谷田川の流れに与える影響は、下流端水位条件を変化させることにより調べることができる。以上から、信濃川本川には、計画粗度係数 0.030 となるように粗度付けを行う。

3-6 実験及び測定の方法

流量は、量水槽に設置されている刃形堰の越流水深を測定し、その結果から流量公式を用いて求めた。水位は、ポイントゲージを用いて測定した。ただし、水面の変動が激しい場合には、サーボ式水位計により水位変動の平均値を測定することにより求めた。流速は、次の 2 つの方法を用いて測定した。

- 1) 直径 5 mm の小型プロペラ流速計を用いて測定。流向は、糸を付けた針を水中に入れて測定。
- 2) 水表面に浮標を多数まき、上方からの写真撮影によりそれらの位置を追跡することにより、表面流速ベクトルの平面分布を求める。

実験では、底面流速の測定を行う場合 1) の方法を用い、表面流速の測定を行う場合には、主に 2) の方法を用いた。1) の方法で底面流速を測定する際には、プロペラの中心を河床上 50 cm（模型で 1 cm）の位置に固定した。流況は、染料を投入し、写真撮影を行うことにより観察した。

移動床実験においては、まず河床を適度に締固めた後、計画河床（平坦床）に敷き均し、その後通水を行った。模型上流端からの給砂は行わず、県区間 No. 15 より上流を給砂区間とした。このため移動床実験の結果についての検討は、県区間 No. 13 より下流区間を対象とした。移動床実験においては、必要に応じて、河床面に護床工模型を敷設したが、この模型の諸元等については 5 章 2-2 を参照されたい。

第4章 固定床実験による計画河道形状の検討

4-1 模型の粗度係数

前章5節に示した粗度付けの方針に沿って、原計画形状に造られた固定床に粗度付けを行った。その結果、信濃川において0.030、刈谷田川の低水路において0.018程度、計画流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ が流下し高水敷も冠水した時の刈谷田川県区間において0.028という粗度係数が得られることが確認された。刈谷田川低水路の粗度係数値0.018は2章で示した低水路粗係数予測値に近い値となっている。また、計画流量流下時の刈谷田川県区間の粗度係数値は、計画粗度係数値とほぼ一致する。なお、刈谷田川建設省区間においては、低水路幅の全幅に占める割合が県区間に比べ大きくなるので、この区間に計画流量が流下した時の粗度係数は低水路の粗度係数値0.018に近くなる。これらの値は、3-5で述べた設定すべき模型粗度係数値に一致している。以上示した数値の根拠等については、「付録Ⅱ. 固定床粗度調整実験」を参照されたい。

4-2 原計画形状の水理特性

原計画形状の水理的問題点を明らかにすることを目的として、原計画形状についての実験を行った。表4-1に実験ケースを示す。

表4-1 原計画形状についての固定床実験（シリーズGK）

実験名	流量 m^3/s		下流端水位条件 ()内は44.8km地点水位(T.P.m)
	刈谷田川	信濃川(合流前)	
GK-1	2,100	400	A (12.44)
GK-2	2,100	400	B (11.38)
GK-3	2,100	400	C (9.00)
GK-4	1,550	300	A (12.00)
GK-5	1,550	300	B (10.10)
GK-6	1,550	300	C (7.98)

4-2-1 水位

図4-1に計画流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の、図4-2に県計画流量 $1,550 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の水位縦断変化を示す。表4-2は、下流端条件の種類と2つの床止めにおける流下状態との関係を示したものである。図より、第2床止め（上流側床止め）の下流では、下流端条件A, B, Cによって水位が変化することがわかる。下流端条件A, Bでは、第1床止め（下流側床止め）上で潜り越流状態になるため、床止め、上下流でほとんど水位差がつかないのに対し、下流端条件Cでは第1床止め上で完全越流状態となるために水位の落差がはっきり現われる。一方、第2床止めの上流では、下流端条件Aの場合に床止め位置から建設省No. 52にかけてわずかに水位の増加が見られることを除いては、下流端条件による水位の変

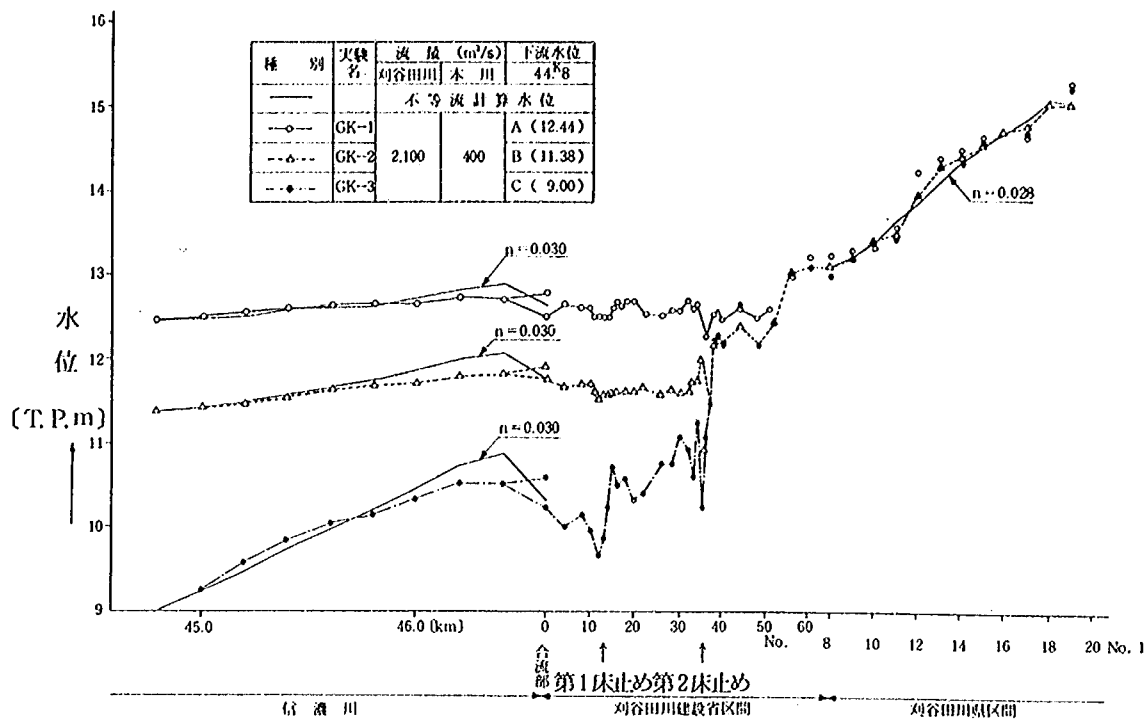


図 4 - 1 水位縦断図 (水位は横断方向の平均値)

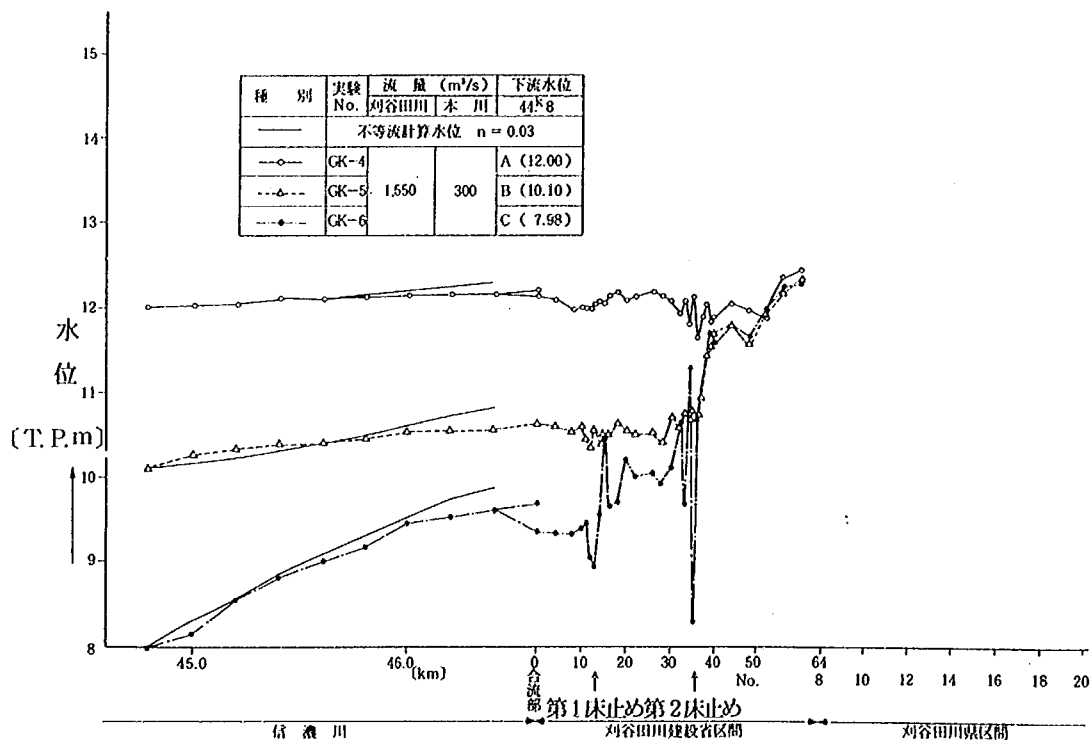


図 4 - 2 水位縦断図 (水位は横断方向の平均値)

表 4 - 2 床止めの流下形態と下流端水位条件との関係

下流端水位条件	第1床止め	第2床止め
A	潜り越流	不完全越流
B	潜り越流	完全越流
C	完全越流	完全越流

化は見られない。これは、どの下流端条件の場合でも第2床止め上で限界水深かそれに近い水深が現われるからである。

標準的な下流端条件である条件Bを用いた場合の水面勾配は、次のような特性を持つ。合流後の信濃川における水面勾配は $1/3,300$ 程度である。第2床止め（上流側床止め）～合流点間の水面はほぼ水平で、合流点では水面勾配が負になる。これは、第2床止めを落下した流速の大きい流れが流速を減じながら河積の大きい合流点へ流下して行くからである。第2床止めの上流側では水面勾配が非常に大きく、その値は $1/570$ 程度となる。このことは、第2床止め上流側では河床が水平であるにもかかわらず急流河川と同じような水理特性が現われることを意味している。

4-2-2 流速及び流況

(1) 刈谷田川

図4-3に計画流量が流下している場合の流速の縦断変化を示す。流速は、各横断測線で測定された底面近傍流速の最大値を示している。図より、第2床止めの上流では下流端条件によらず非常に大きな流速が発生し、その値が 6 m/s 程度に達することがわかる。第2床止めの下流では下流端水位によって流速が変化し、下流端水位が小さい程流速が大きくなる。下流端条件Bを用いた場合、床止め間の最大底面流速は 5 m/s 程度、第1床止めの下流から合流点にかけては 4 m/s 程度となる。なお、完全越流が生じている床止めの天端では、 8 m/s を越えるさらに大きな流速が発生する。図4-4は、流速測定区間外の流速を知るため、測定水位と河道横断面形から計算された断面平均流速の縦断図を模型全区間について示したものである。図中の流速値が断面平均されたものであるため図4-3の流速値よりも若干小さくなっているが、それでも第2床止め上流の流速は 5 m/s に達し、しかもこの高流速が模型上流端（刈谷田川県区間No. 20）まで行ってもあまり減少しない。このことは、模型範囲の刈谷田川においては、ほぼ全ての場所で高流速が発生することを示している。

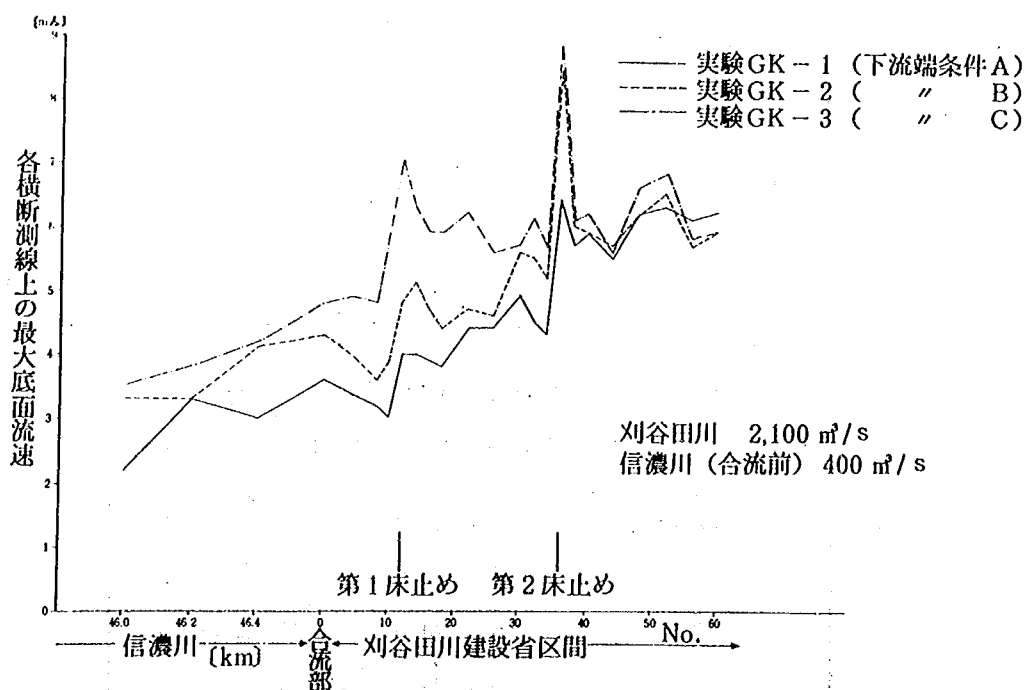


図4-3. 底面流速の縦断変化（各横断測線上の最大値）

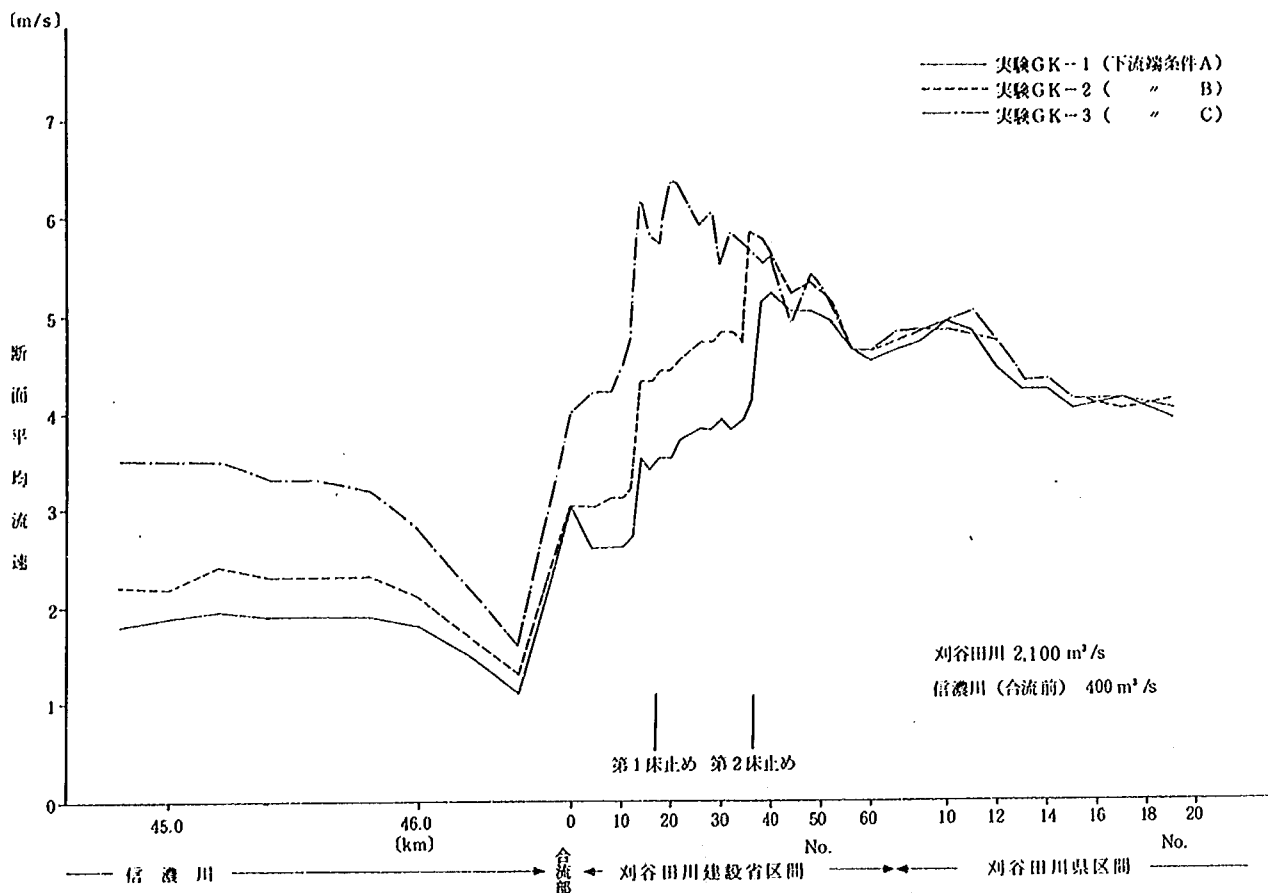


図4-4 断面平均流速の縦断変化

図4-5は、下流端条件Bの下で計画流量が流下している場合の底面流速ベクトルと流況を合わせて示したものである。図より以下のことがわかる。建設省No. 58付近において河道が右に急湾曲しているため、この付近の左右岸で死水域が発生している。このため河積が狭められ、No. 48～52付近の流速がその前後よりも大きくなっている。また、第1床止めの下流においても河道が右に湾曲しており、その内岸に死水域が発生している。このため、床止め下流の流れが外岸側に押し付けられている。これらの場所以外における横断方向流速分布は、図4-5の範囲では比較的均一である。以上の状況は、下流端水位が変わってもあまり変わらない。

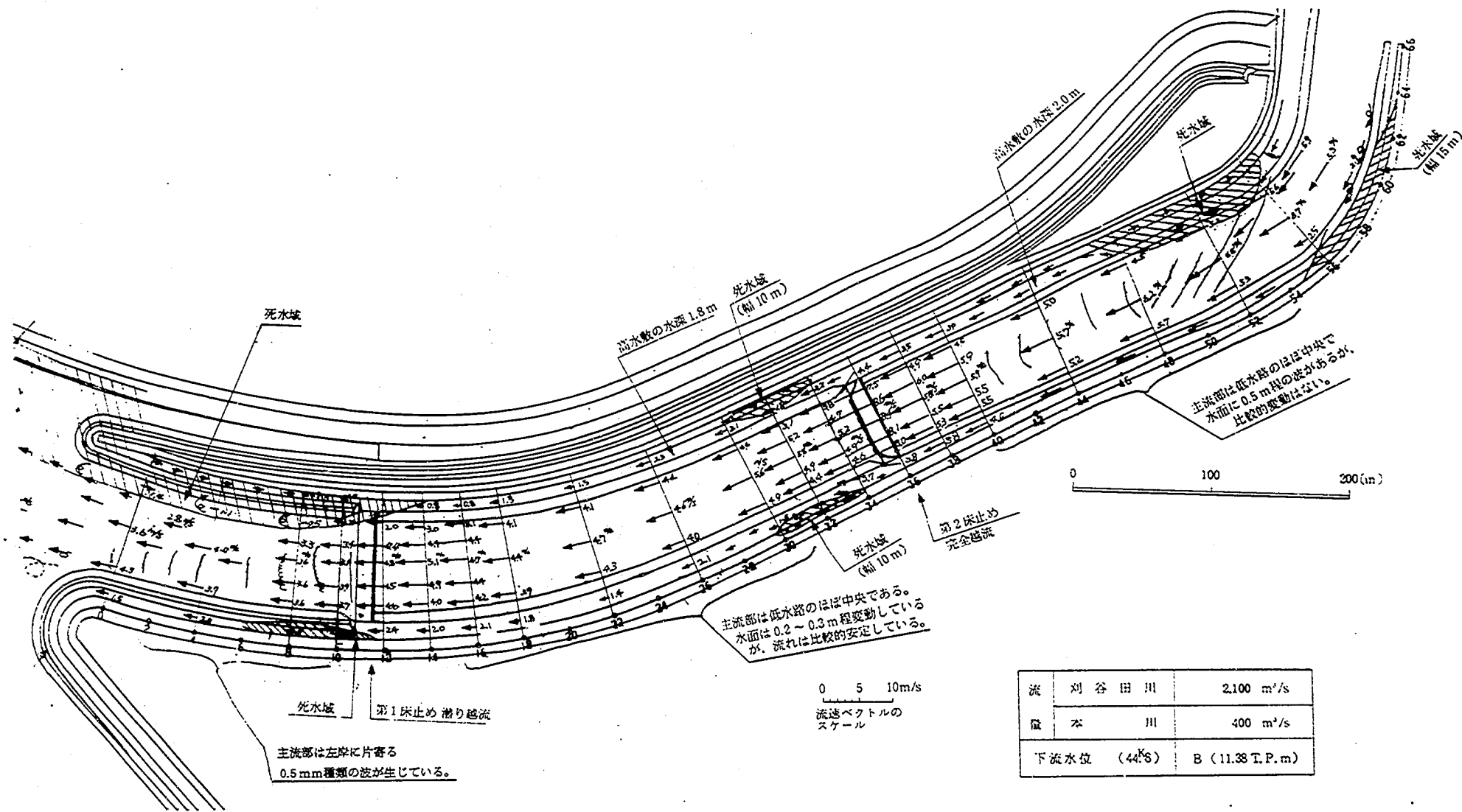


図 4 - 5 刈谷田川の流況図

(2) 合流点付近

図4-6に、下流端条件Bの下で計画流量が流下している場合の合流点付近における表面流速ベクトルと流況を合わせて示す。また、その時の状況を写真4-1に示す。図および写真からわかるように、刈谷田川に比べはるかに川幅の大きい合流点に刈谷田川から幅の狭い高流速を持つ流れが流入するためその流れがジェット状となり、周囲の流速の遅い部分との間に間欠的に大きな渦が発生する。このため刈谷田川からのジェット状の主流部は左右に振れながら46.2 km付近に至り、そこから左岸に沿って流れるようになる。また、合流点付近の刈谷田川が右に湾曲しているため、合流する刈谷田川の流れが左に偏り、このことが原因となって合流点の右岸側に大きな死水域が生じる。この死水域は46.0 km付近までひろがり、中之島川の出口を完全に覆う。左岸側にも、46.5 kmから46.3 kmにかけて死水域が発生する。主流部の表面流速は、合流直前の刈谷田川において5 m/s程度であり、合流後主流部の幅が増大するにしたがって減少し、主流部が左岸堤防に接する46.2 km付近では3 m/s程度となる。

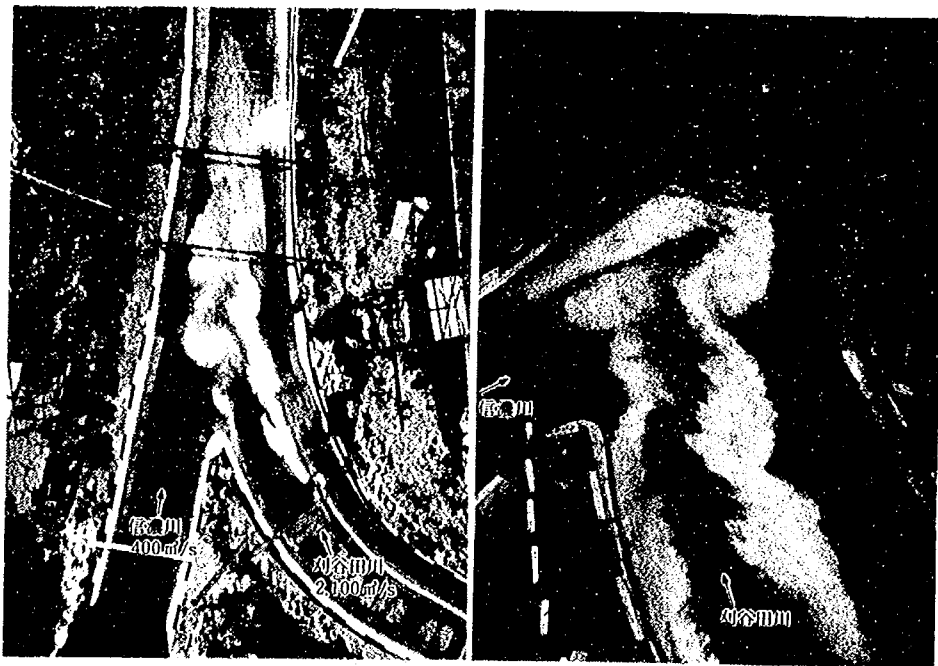


写真4-1 合流点の流況(実験GK-2)
〔計画流量・下流端条件B〕

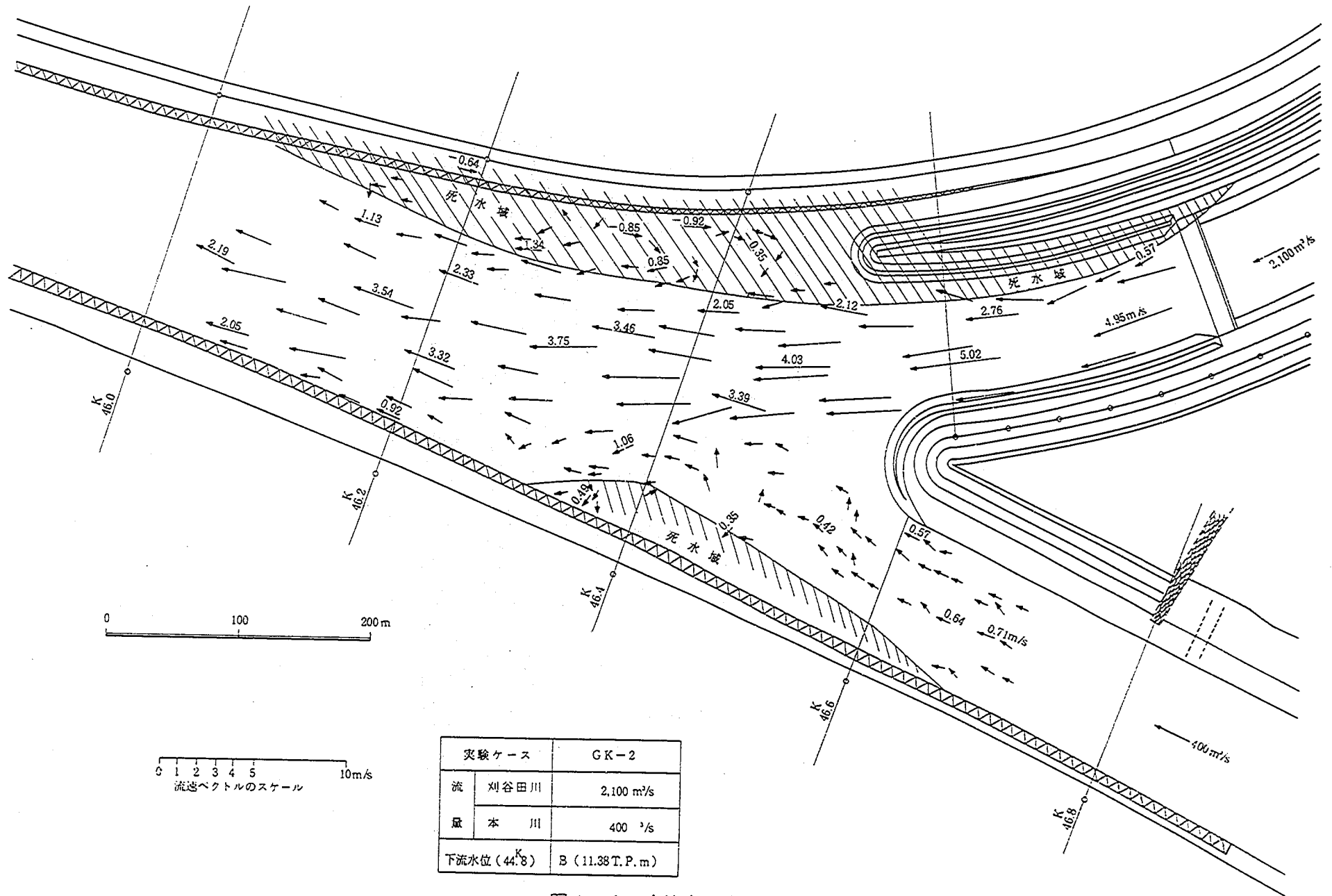


図 4-6 合流点の流況図

(3) 床止め付近の流況

図4-7に、下流端条件A, B, Cそれぞれの場合の第2床止め付近の流況図を示す。下流端条件Aの場合には床止め上の流れが不完全越流状態の流れとなり、床止め下流の水面上には波高の小さな定在波が見られるか。下流端条件Bの場合には完全越流状態となり、水叩き上に安定した跳水が現われる。跳水発生位置より下流の水面上には大きな波立ちや揺動は見られない。第1床止めで完全越流状態となる下流端条件Cの場合には床止め下流側の水位がBの時よりもさらに低下するため、跳水が水叩きよりも下流に現われるようになり、その位置や形態も不安定なものになる。跳水発生位置より下流の水面上には、波状跳水が第1床止め付近まで残り、この範囲の水面上はかなり揺動する。以上からわかるように、第1床止め上で完全越流状態が現われるようになるまで下流端水位が低下すると、第2床止め上を落下した水が充分減勢されないまま下流へ流下するようになる。なお、第1床止めでは、下流端水位が最も低い下流端条件Cを用いた場合でも、安定した跳水が水叩き上で発生し、第2床止めのような不安定な跳水とはならない。

4-3 原計画形状の修正

前節に示した実験結果から原計画形状の水利的問題点を明らかにし、それらを解消するための原計画形状の修正方法を検討する。

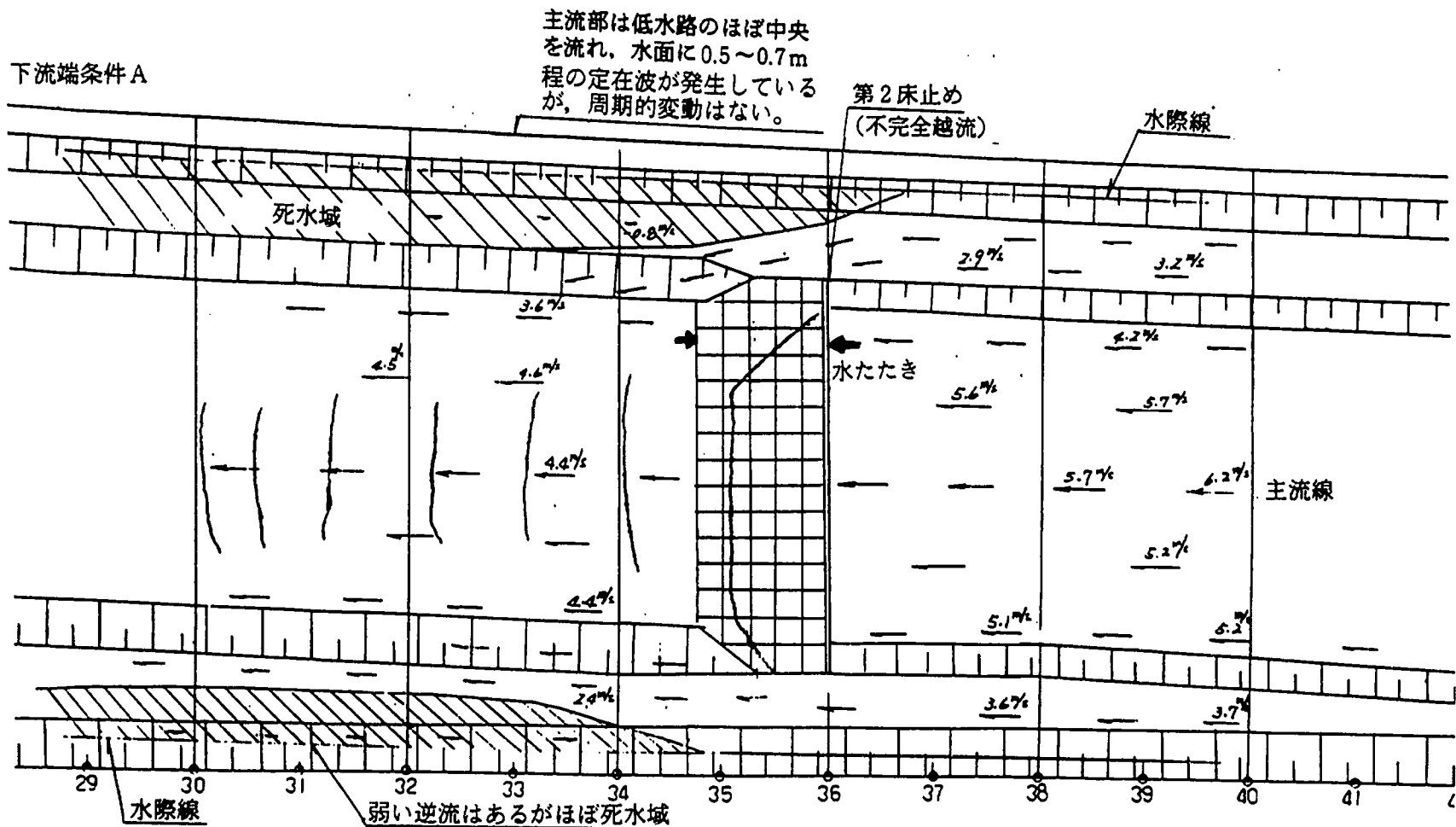
▲問題点① 「第2床止め上流の高流速」

図4-3, 4-4からわかるように、第2床止めの上流には、下流端水位にかかわりなく、断面平均流速で4~5 m/s, 各横断測線の最大底面流速で5~6 m/s 程度の高流速が発生する。しかも、このような高流速が発生する領域が広く、少なくとも県区間 No. 20 にまで及んでいる。2章で述べたように刈谷田川の低水路河床構成材料は平均粒径約 0.35 mm の細砂であり、上記のような高流速の下で低水路河床を計画の高さに維持することは非常に困難である。したがって、河床の安定を図る上で、この高流速を低減することが強く望まれる。しかし、6章において詳しく述べるように、こうした高流速が広範囲に発生することの根本的な原因は、1) 河床高の落差 3 m を維持するために設けられた床止めの存在により床止め上で限界水深が発生するため、上流の流れが加速される水利条件になっていること、2) 元々の河床勾配が小さい緩流河川であること、3) 床止め上流の川幅（堤間幅）が流量に比べて小さ過ぎること、の2つであり、どちらの原因も1章3節で述べたように本模型実験を進める上での前提条件となっている。以上から、この問題点を根本的に解決することはできず、高流速発生に伴う洗掘等の種々の問題は、根固工・護床工・護岸工によって対処せざるをえない。

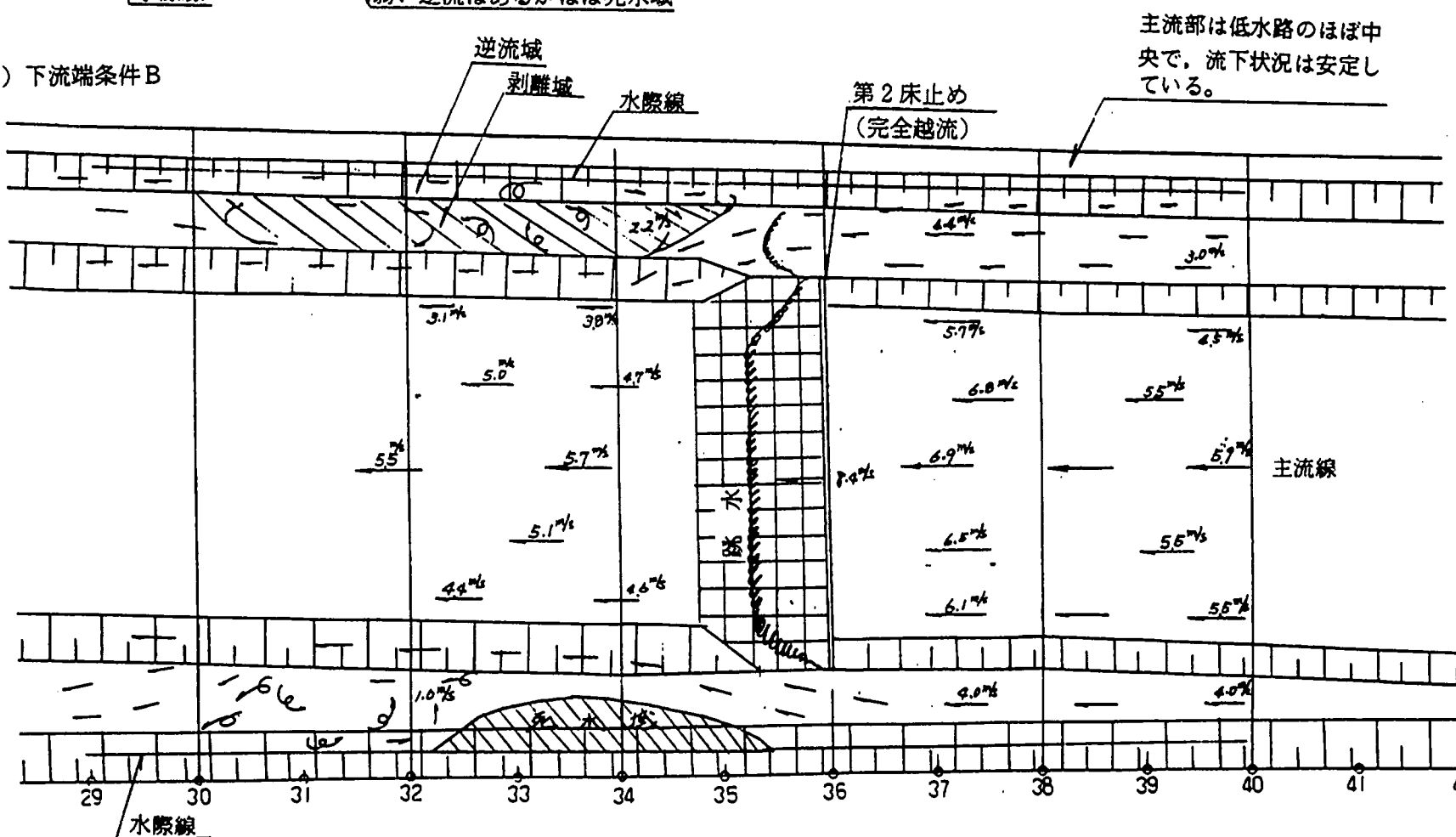
▲問題点② 「第2床止め上流区間の急湾曲」

第2床止め上流には、建設省区間 No. 58 付近を中心とした右への急湾曲と県区間 No. 10 付近を中心とした左への急湾曲が連続して存在する。問題点①で述べたように、この付近は高流速が発生する場所であることから、流れは河床を先掘する大きな力をもともと持っている。こうした水利条件に急湾曲が重なると、図4-5に示したように横断流速分布が非一様となり主流部が左右どちらかに片寄るため、高流速だけの場合に比較してさらに激しい洗掘・堆積が生じると予想される。上述のようにこの区間の高流速を解消することが困難なだけに、急湾曲だけでも解消することが望ましい。

a) 下流端条件A



b) 下流端条件B



c) 下流端条件C

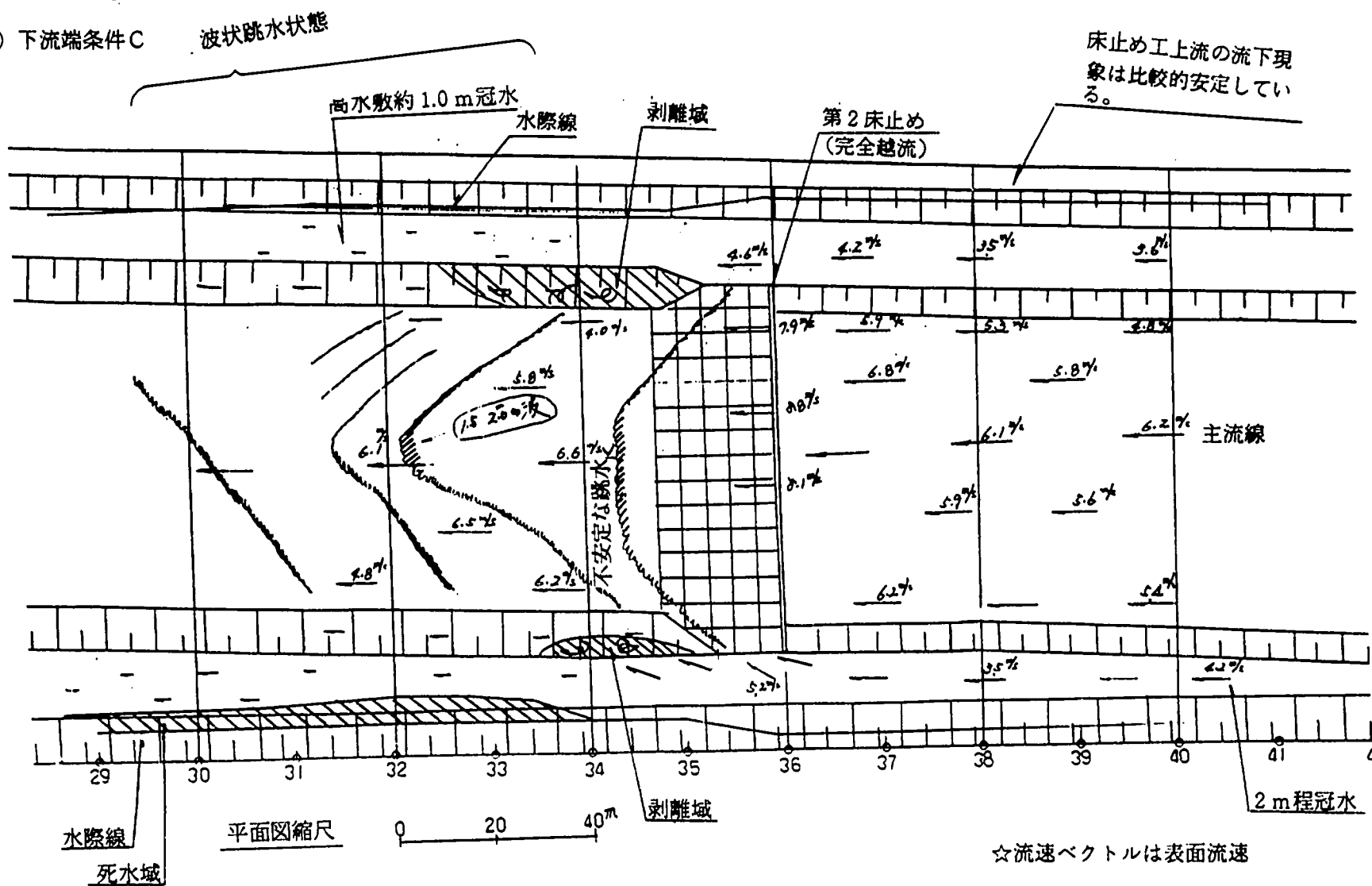


図4-7 第2床止め付近の流況図 (計画流量2,100 m³/s流下時)

(対処法)

許される範囲内で堤防法線形・低水路法線形を修正することにより、湾曲の度合いを減らし、また主流方向と低水路法線形を一致させる。

▲問題点③ 「2つの床止め間の高流速」「第1床止めが湾曲部の中央に位置すること」

図4-3, 4-4からわかるように、第2床止め上流だけでなく2つの床止め間の流速もかなり大きく、下流端条件Bの場合で横断測線上の最大底面流速が4.5～5 m/s 程度になる。このような高流速に対して細砂からなる河床を維持することは困難であること、また床止め間の洗掘が第2床止めの破壊に直結する危険が高いため、床止め間は全面護床工を施工する必要があると考えられる。また、第1床止めは湾曲部に位置するため、床止め天端の方向によっては下流の河岸に著しい洗掘を生じさせる恐れがあり、直線部におかれた床止めに比べてその天端方向を決定することが困難である。

(対処法)

第1床止めの位置を第2床止めの位置に近づける。これにより、床止め間に施工する護床工の範囲が小さくなるとともに、第2床止めと同様第1床止めも直線部に施工できるようになる。この改良はまた刈谷田川下流部の河積をより上流の位置から掘り、流速の相対的に小さい区間を拡大するという効果を持つ。なお、2つの床止めの距離が小さくなることにより、第2床止め下流での減勢がさらに不完全となり、第1床止め直下流の河床に過大な負担をかけることが予想される。この対策として、第2床止めに減勢池を設け、第2床止めの減勢効果を高める。

▲問題点④ 「合流点の流況」

合流点では、図4-6, 写真4-1に示したように、刈谷田川から流下する主流部が不安定な挙動を示し、場合によっては本川左岸に直接当たり激しい局所洗掘を起こす可能性もある。また、中之島川の出口は、合流点近くの刈谷田川が左に湾曲しているために生じる死水域に完全に覆われ、土砂堆積による閉塞が予想される。

(対処法)

刈谷田川と信濃川との間に導流堤を設け、刈谷田川からの主流部の合流点での挙動を安定化させるとともに、主流部が本川左岸に直接当たらないようにする。また、刈谷田川と信濃川との間に導流堤を設け、導流堤の末端が刈谷田川のジェット状の流れに伴う死水域の外に出るようにする。

4-4 修正計画形状の水利特性

前節に示した修正方針に沿って原計画形状の修正を行い、修正した河道形状（以後、修正計画形状と呼ぶ）の水利特性を調べた。実験ケースを表4-3に示す。

表4-3 修正計画形状についての固定床実験（シリーズSK）

実験名	流 量 (m ³ /s)		下 流 端 水 位 条 件 () 内は 44.8 km 地点水位 (T. P. m)	実験対象区間
	刈谷田川	信濃川(合流前)		
SK1-1	2,100	400	C (8.5)	第2床止め上流
SK2-1	2,100	400	B (11.0)	第2床止め下流の 刈谷田川
SK2-2	2,100	400	C (8.5)	"
SK3-1	2,100	400	B (11.0)	合 流 点
SK3-2	0	500	(6.23)	"

4-4-1 第2床止め上流（問題点②への対応）

(1) 修正内容

第2床止め上流区間の湾曲の度合いをできるだけ減少させるという観点から、堤防法線形の修正がどこまで可能であるかについて信濃川下流工事事務所と協議したところ、最大限、図4-8に示す法線形まで修正が可能であるとの結論を得た。そこで、原計画の堤防法線形を図4-8に示す法線形に修正することとし、予備実験によって、この法線形の下で最も良い流況が得られる低水路法線形を検討した。その結果得られた最適法線形を図4-9に示す。図4-9からわかるように、刈谷田川建設省区間No. 58付近の堤防法線形が改良されたために、この付近の湾曲の度合いが大幅に減少している。この湾曲区間の低水路法線形は、主流の方向が低水路法線に一致し、流れが低水路から高水敷に乗り上げたり高水敷から低水路に落ち込んだりすることがないように定められている。また、県区間No. 10付近の湾曲については、堤防法線形を動かすことができないことから堤防法線の湾曲度を減少させることはできないが、この区間の低水路法線形を修正することにより主流の曲がりの度合いを少しでも小さくするようにしている。

なお、一連の修正において低水路河床高と高水敷高は原計画と変えていない。

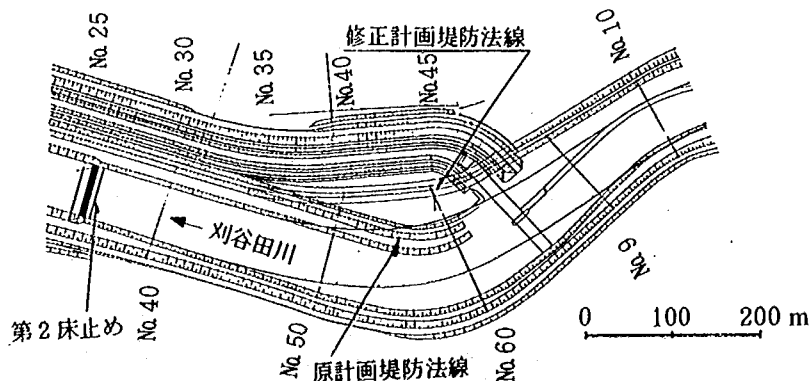


図4-8 第2床止め上流の堤防法線形の修正

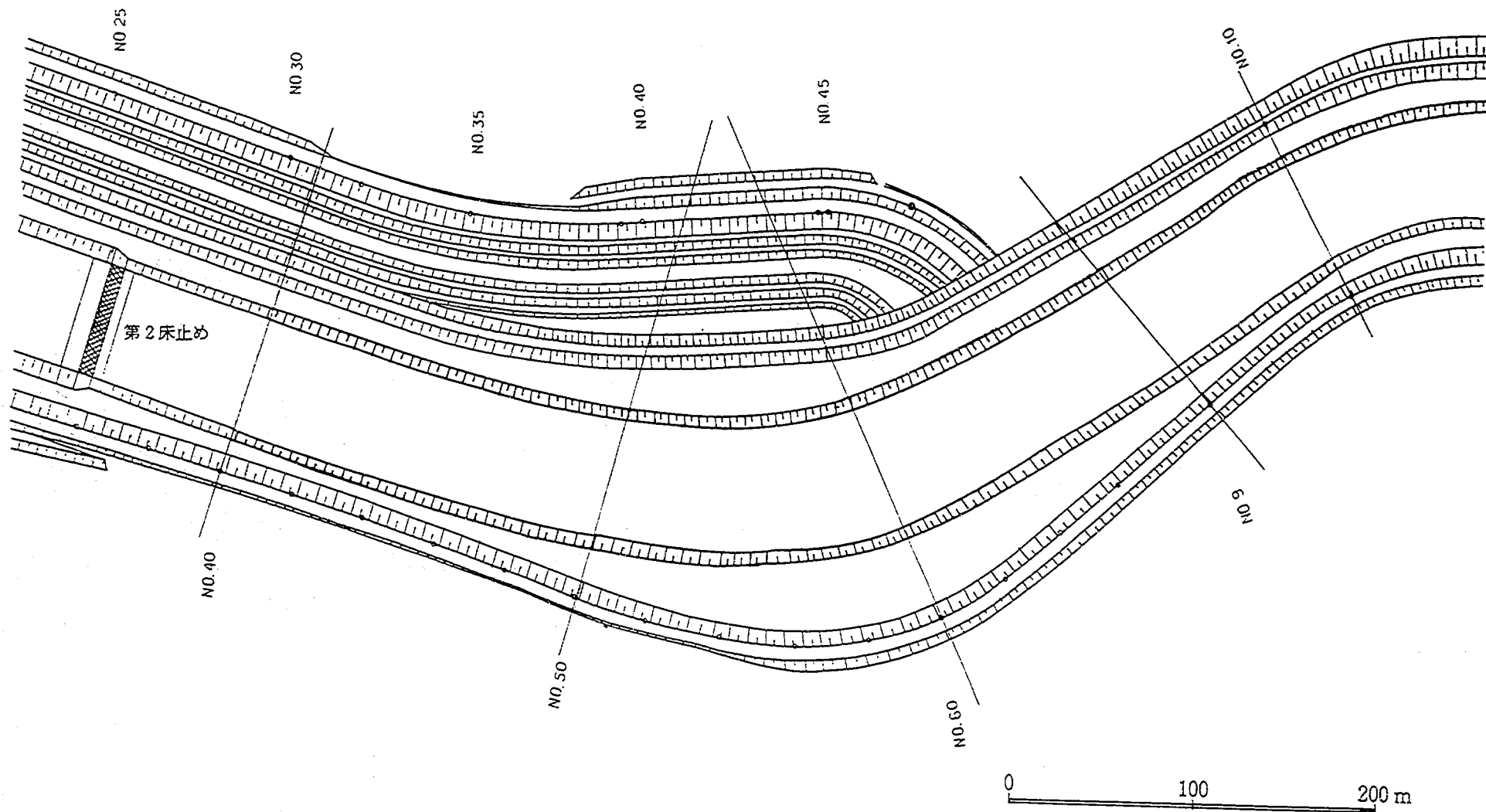
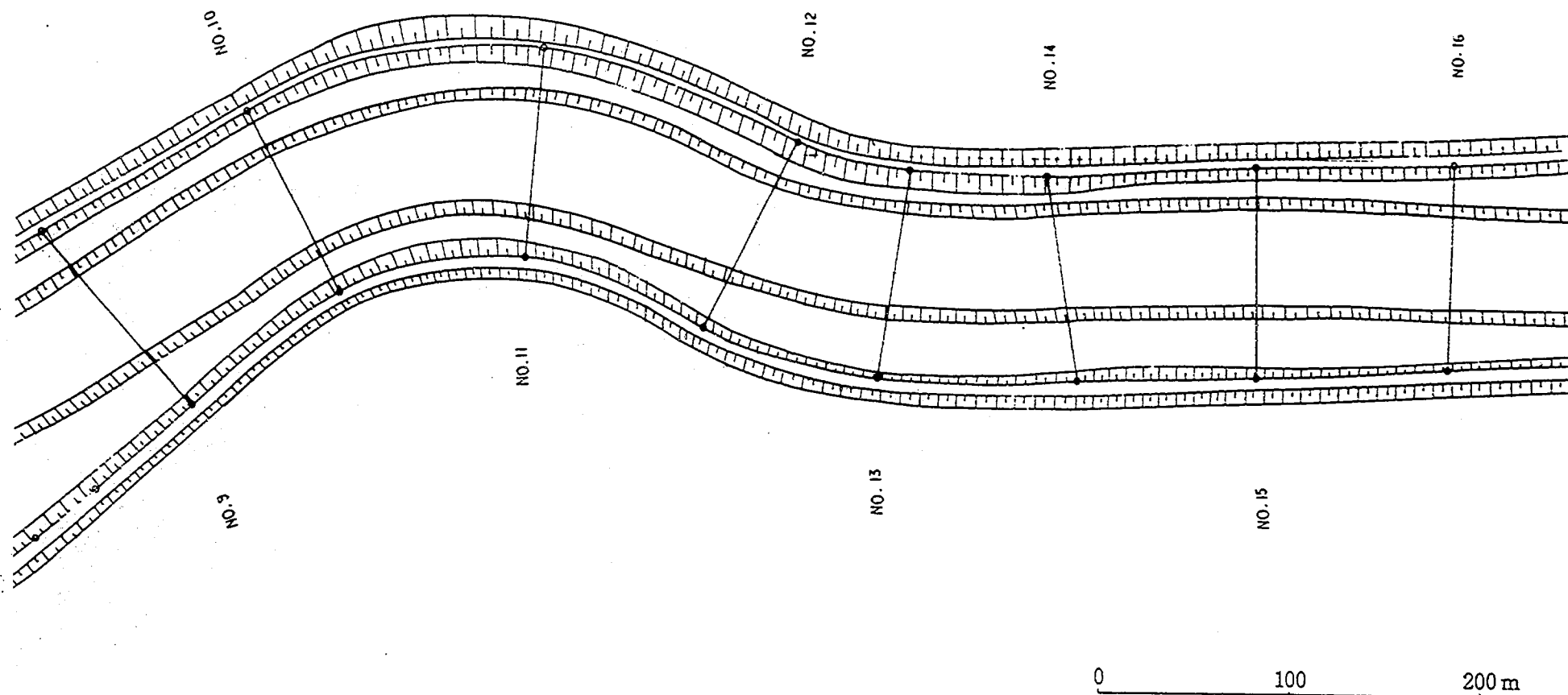


図4-9 修正計画形状平面図 (第2床止めより上流の刈谷田川)

き づ っ 4-9 図



(2) 水理特性

図4-10に、計画流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した場合（実験SK1-1）の水位縦断面図を示す。この実験では下流端条件Cを用いているが、4-2-1で述べたように第2床止め上流の水理特性が下流端条件の影響を受けないことから、下流端条件A、Bを用いても第2床止めより上流については本実験と同じ結果が得られる。図より、全体的な水位縦断面変化特性は原計画形状の場合（図4-1）とほとんど同じであり、 $1/500$ 程度のかなり急な水面勾配を持つことがわかる。ただし、建設省No.58を中心とした湾曲区間の堤防法線形を修正したためこの区間の堤間幅が拡がり、また法線形が改良されたため有効河積が拡がり、これらのことが原因となって建設省No.45から県区間No.9にかけての水面勾配が原計画形状の場合よりも小さくなっている。図には、左右岸と中央の水位の違いも示されており、湾曲部では外岸側の水位が内岸側の水位に比べ大きくなり、その差が50 cm程度に達していることがわかる。

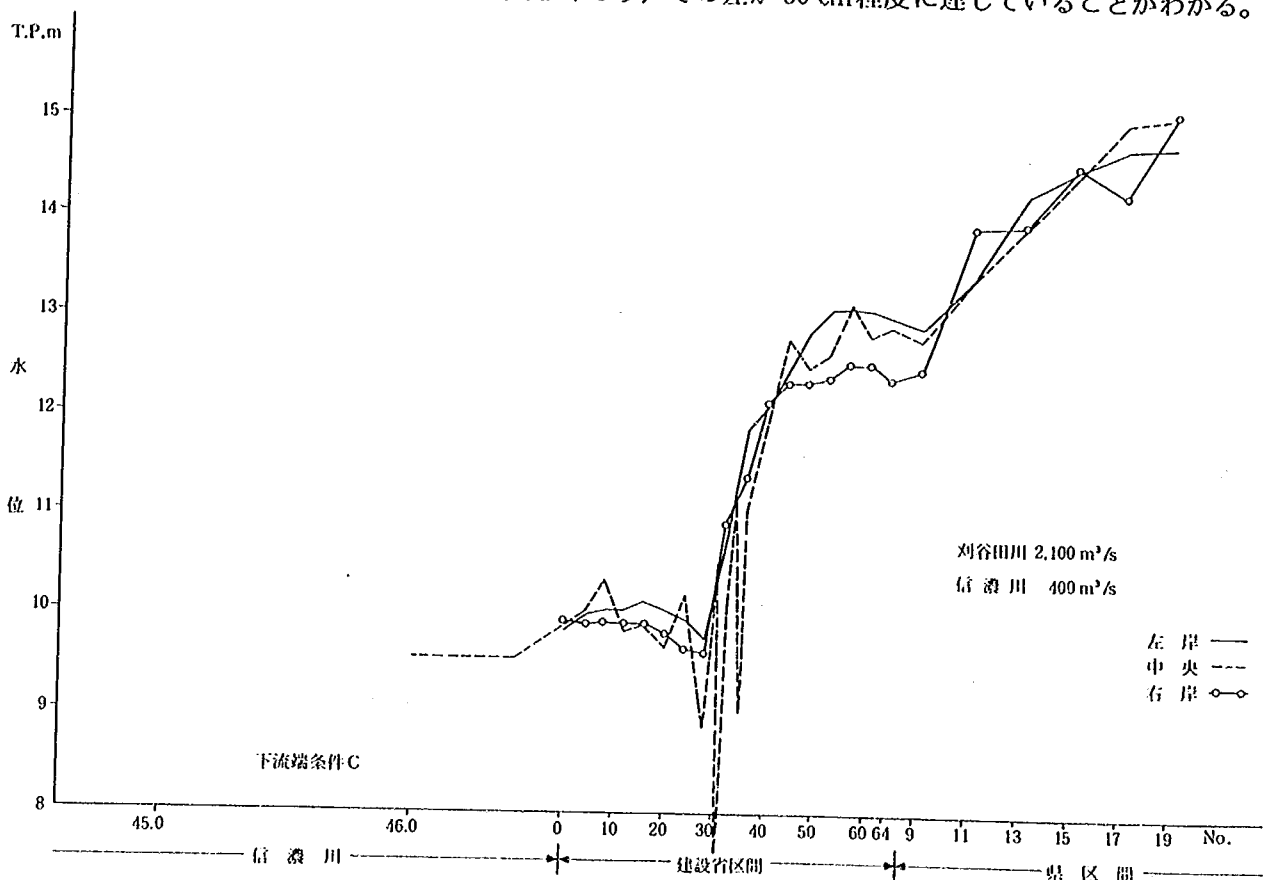


図4-10 水位縦断面図（実験SK1-1）

図4-11は、実験SK1-1について各横断測線における底面流速の最大値を縦断面変化図に表したものである。図には原計画形状の値も並記されている。2つの値を比較することにより、堤防法線形を修正した区間の最大底面流速がすべて 6 m/s 以下になり、法線形修正の効果がはっきりと現われていることがわかる。図4-12に、この時の流速ベクトルと流況を合わせて示す。図より以下のことがわかる。まず、建設省区間においては、湾曲区間の流向と低水路法線形がほぼ一致しており、低水路法線形の設定が妥当であることがわかる。高水敷には左右岸とも死水域が発生しているが、その領域が小さく低水路まで及んでいないことから、流れに対する影響は小さい。

一方県区間については、低水路法線形を主流の方向に合うように修正したにもかかわらず、No.12 から10にかけての湾曲区間で低水路から高水敷への乗り上げ、高水敷から低水路への落ち込みが見られる。特にNo.11の低水路左岸では、高水敷を流下してきた流れが左への急湾曲のために射流に近い状態で激しく低水路に落ち込んでいる。(図中の★で示した場所)以上のことは、低水路法線形の修正だけではこの地点の落ち込み流れを完全に解消することができず、建設省区間と同じように堤防法線形自体の修正が必要であることを示している。当該区間の堤防法線形修正が不可能な現段階では、★地点の高水敷から低水路河岸にかけて護岸を施工することにより激しい落ち込み流れに対処する以外適当な対策はない。

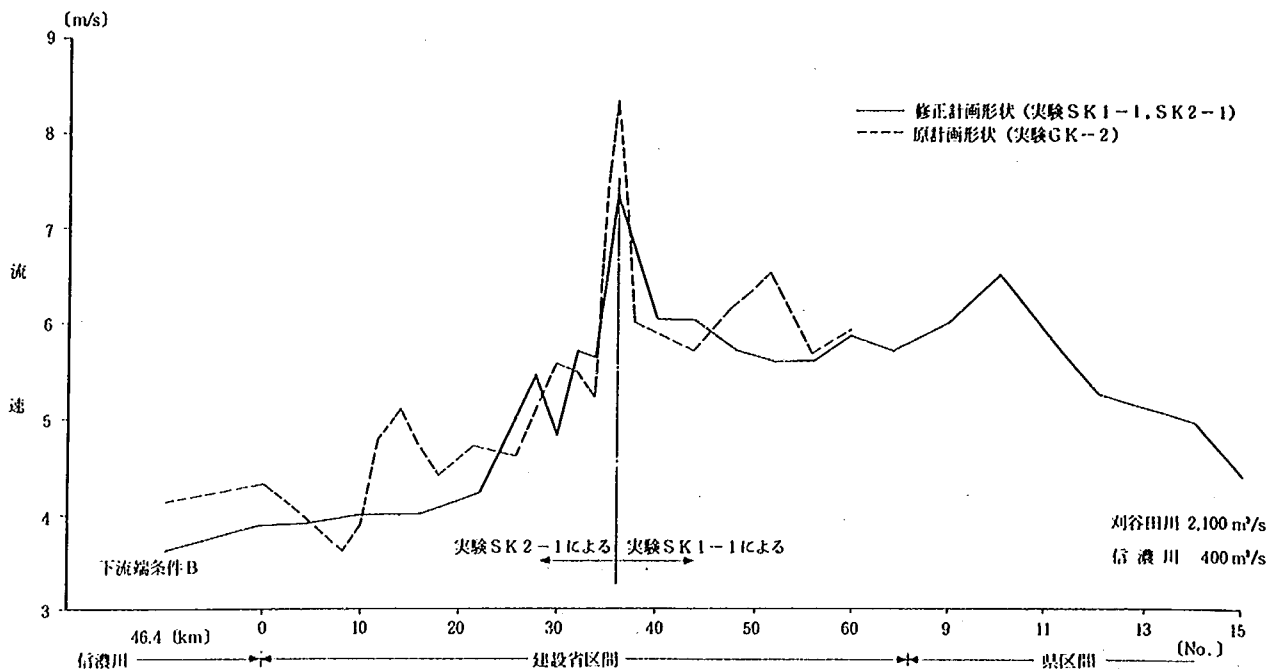


図4-11 底面流速の縦断変化 (各横断測線上の最大値)

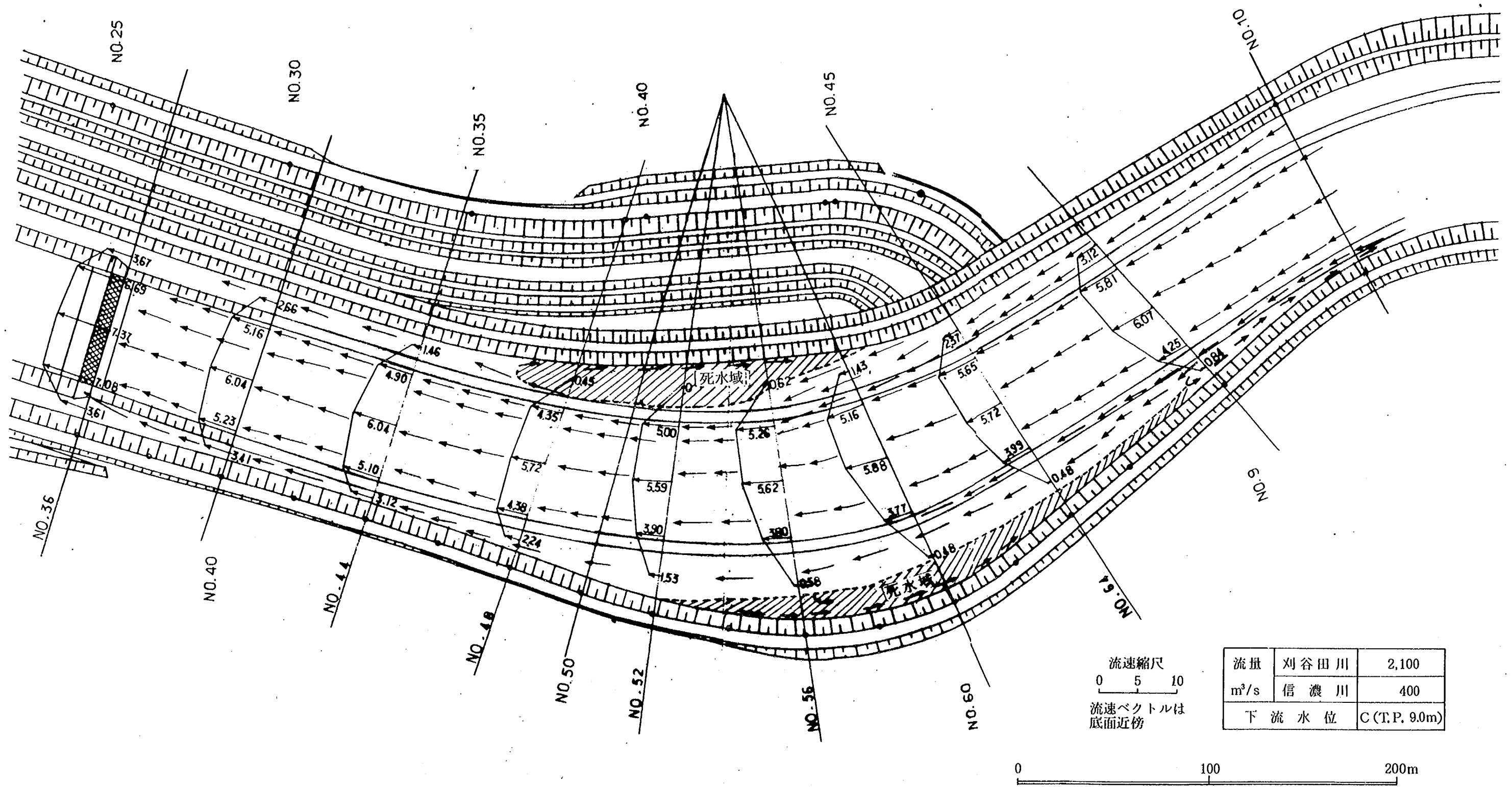


図4-12 刈谷田川の流況図
(実験SKI-1)

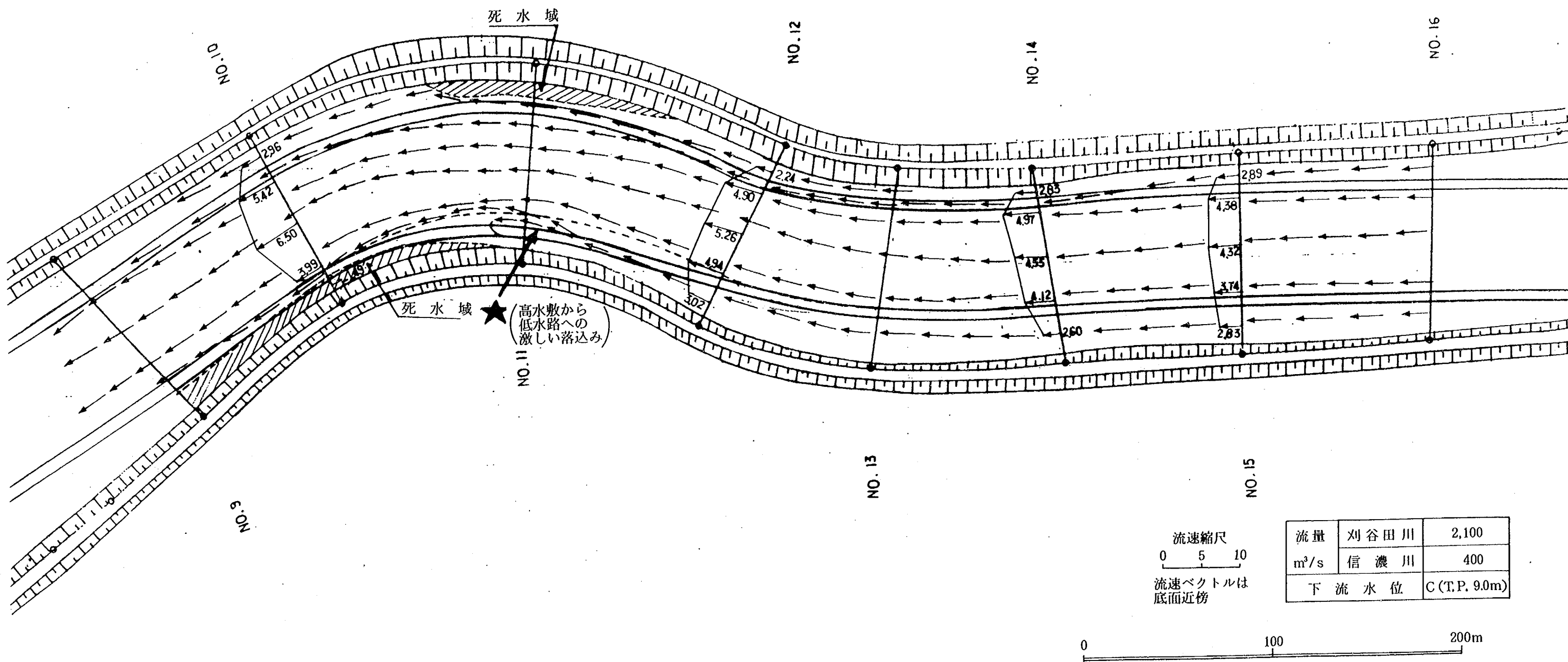


図4-12 つづき

4-4-2 第2床止め下流の刈谷田川（問題点④への対応）

(1) 修正内容

図4-13、4-14に、それぞれ修正形状の平面図と縦断図を示す。図からわかるように、第1床止めの位置を建設省区間No. 32まで動かし、2つの床止め間の距離を80 mまで縮めている。第1床止めの天端の高さは変えておらず、2つの床止めの間の低水路河床高は原計画と同じT.P 6.00 mである。また原計画で第1床止めがあった位置（No. 12）から修正後の第1床止め設置位置（No. 32）までの低水路河床は水平床とし、その高さは原計画における第1床止め直下流の低水路高さT.P 4.56 mに合わせた。

図4-15は床止め設置位置付近の縦断図と横断図である。各床止めの直下流には、深さ0.5 m、流下方向長さ18 mの減勢池を設けている。この減勢池は、床止めに落下した流れを充分減勢することを狙って設置されたものであり、その形状は、床止め直下流で安定した跳水が発生するための必要最小限の諸元を予備実験から求めることにより決められている。

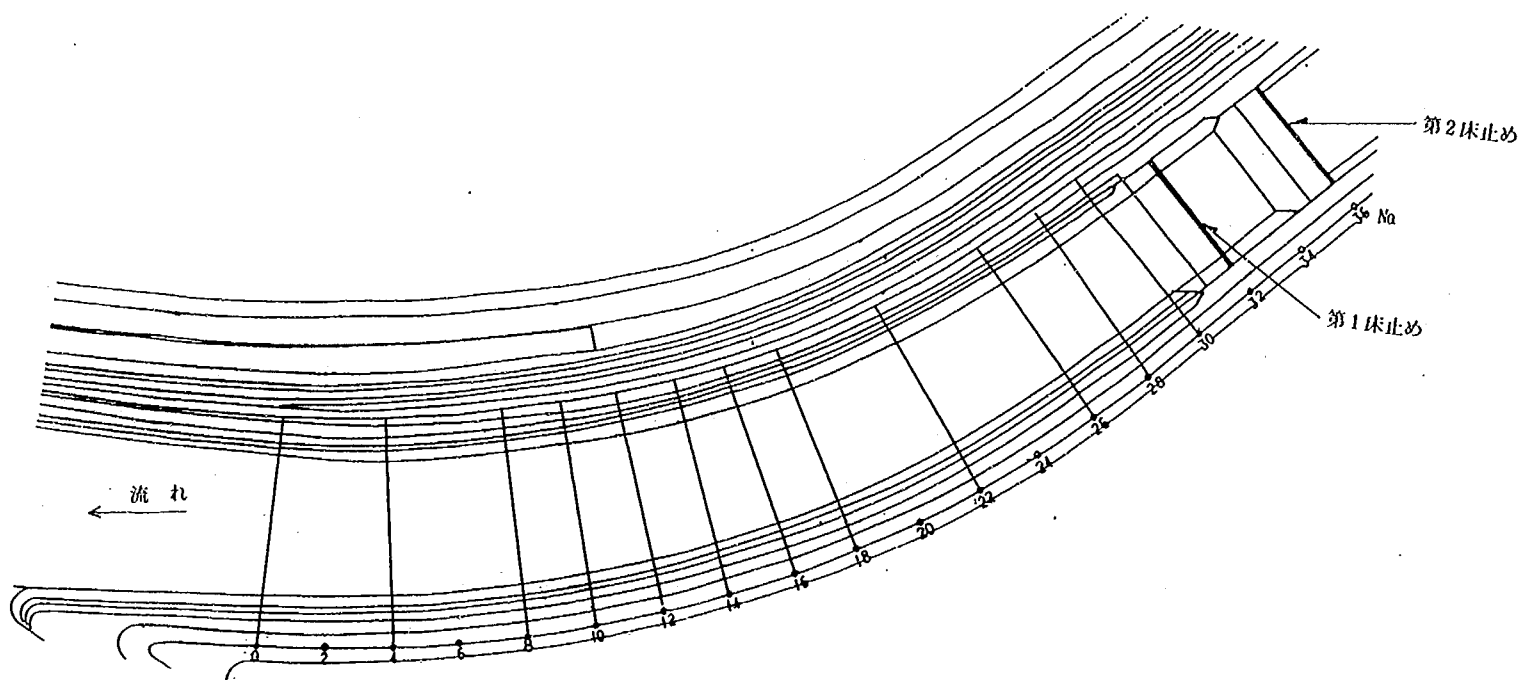


図4-13 修正計画形状の平面図（第2床止めより下流の刈谷田川）

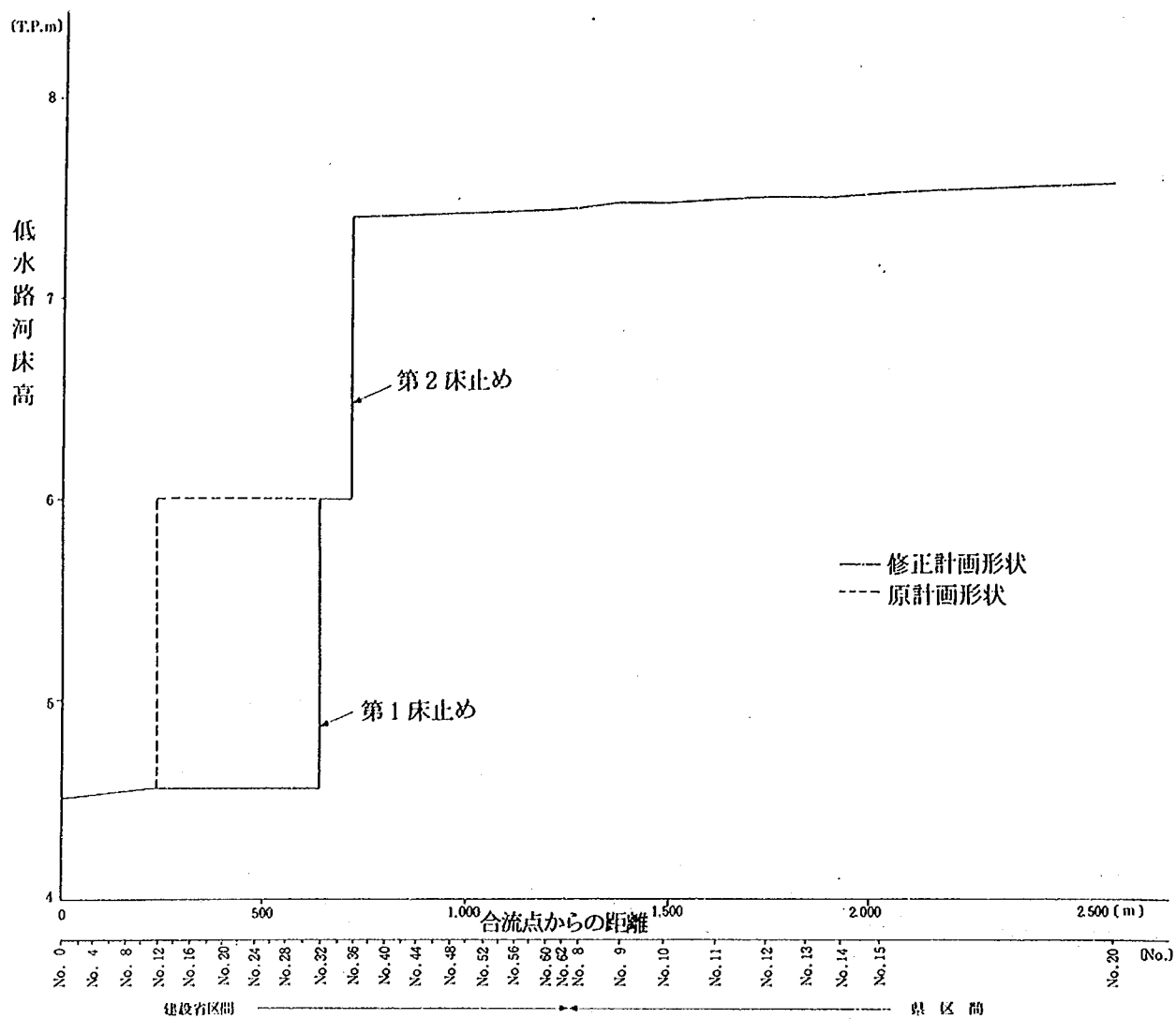
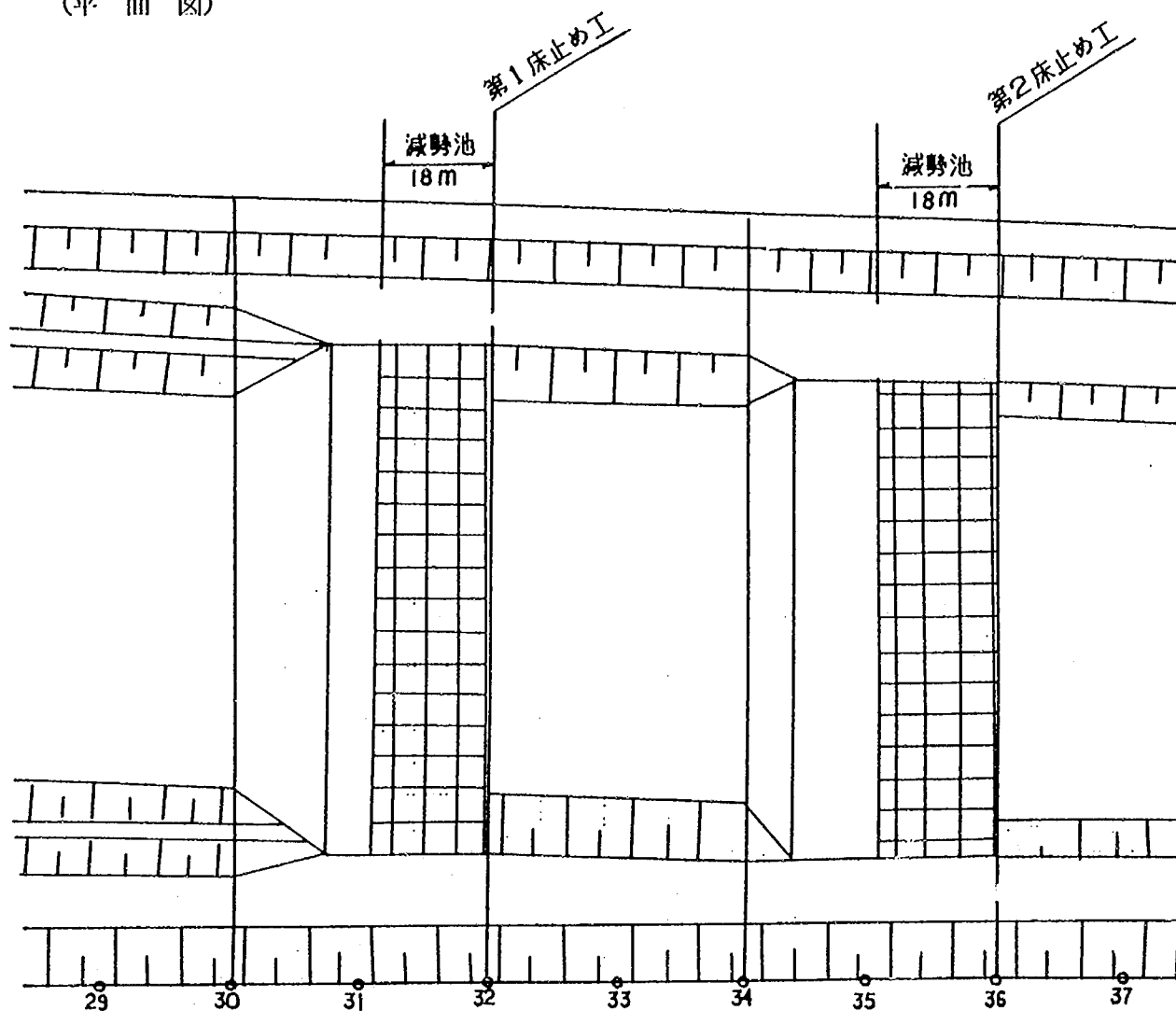


図4-14 修正計画形状の縦断図 (刈谷田川区間)

(平面図)



(縦断図)

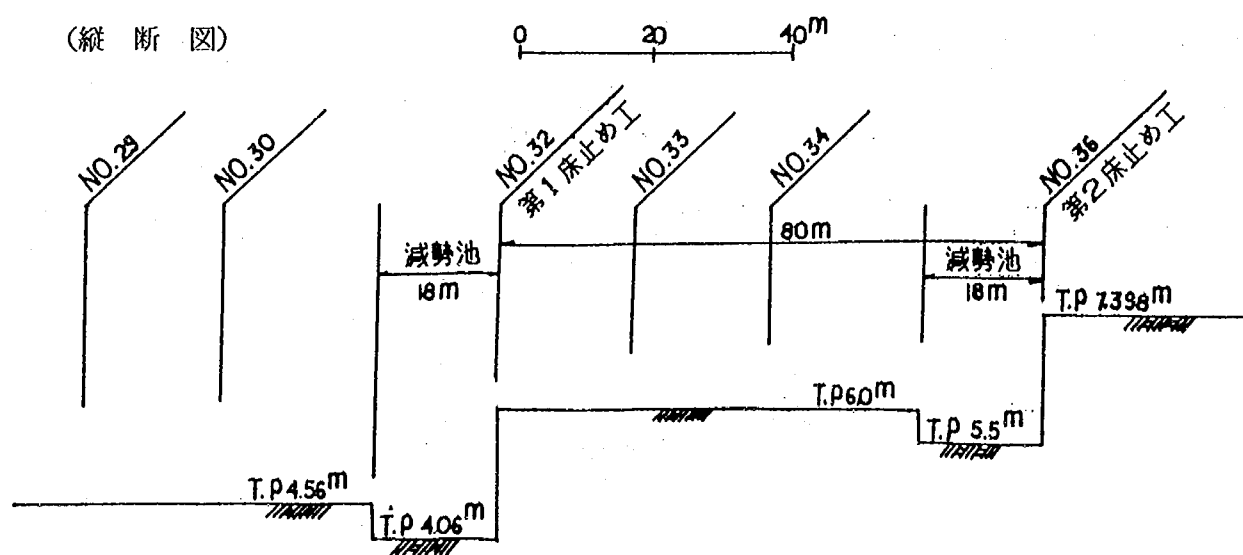


図4-15 床止め設置位置の平面図と縦断図

(2) 水理特性

前出の図4-11には、当該区間（第2床止め下流）についても、各横断測線における底面流速の最大値の縦断変化が示されている。なお、図に示されている最大底面流速値は、下流端条件Bを用いた実験SK2-1によるものである。図より、建設省No. 10～25の流速が原計画形状の場合に比べて減少していることがわかる。これは、第1床止めが上流に移動し、この区間の河積が広がったためである。また、床止めが近接して2つの設置された場所付近（No. 25～35）の流速が原計画形状の場合とほぼ同じであり、2つの床止めを近接させたことが河床に対し特に悪影響を与えていないことがわかる。これは、床止めに設けられた減勢池が機能を適切に発揮しているためである。図4-16は、実験SK2-1の底面流速ベクトル図と流況図を合わせて示したものである。図4-5と比較すればわかるように、合流点近くの右岸側に生じていた死水域がなくなっており、第1床止めの移動がこの付近の横断流速分布の一様化にも効果があることがわかる。図4-17、図4-18は、下流端条件BとCを用いた場合の床止め付近の流況と水位縦断変化を示したものである。図より、第2床止めでは、下流端水位が最も低い場合においても減勢池内に安定した跳水が発生し、床止めを越えた流れが充分減勢されていることがわかる。第1床止めでは、下流端条件Bの場合に潜り越流状態となり、Cの場合に不完全越流状態となる。以上から、第2床止め下流の刈谷田川区間における流況は、形状の修正によりかなり改善されたことが明らかとなった。

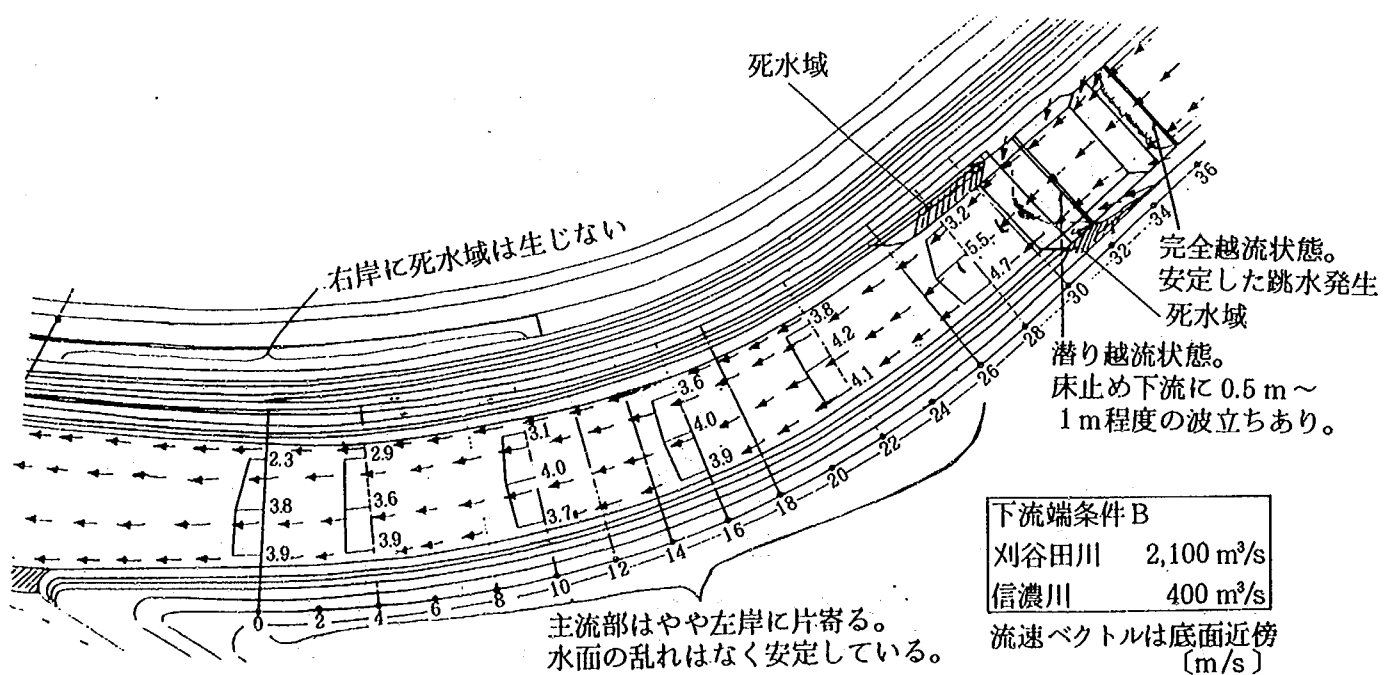
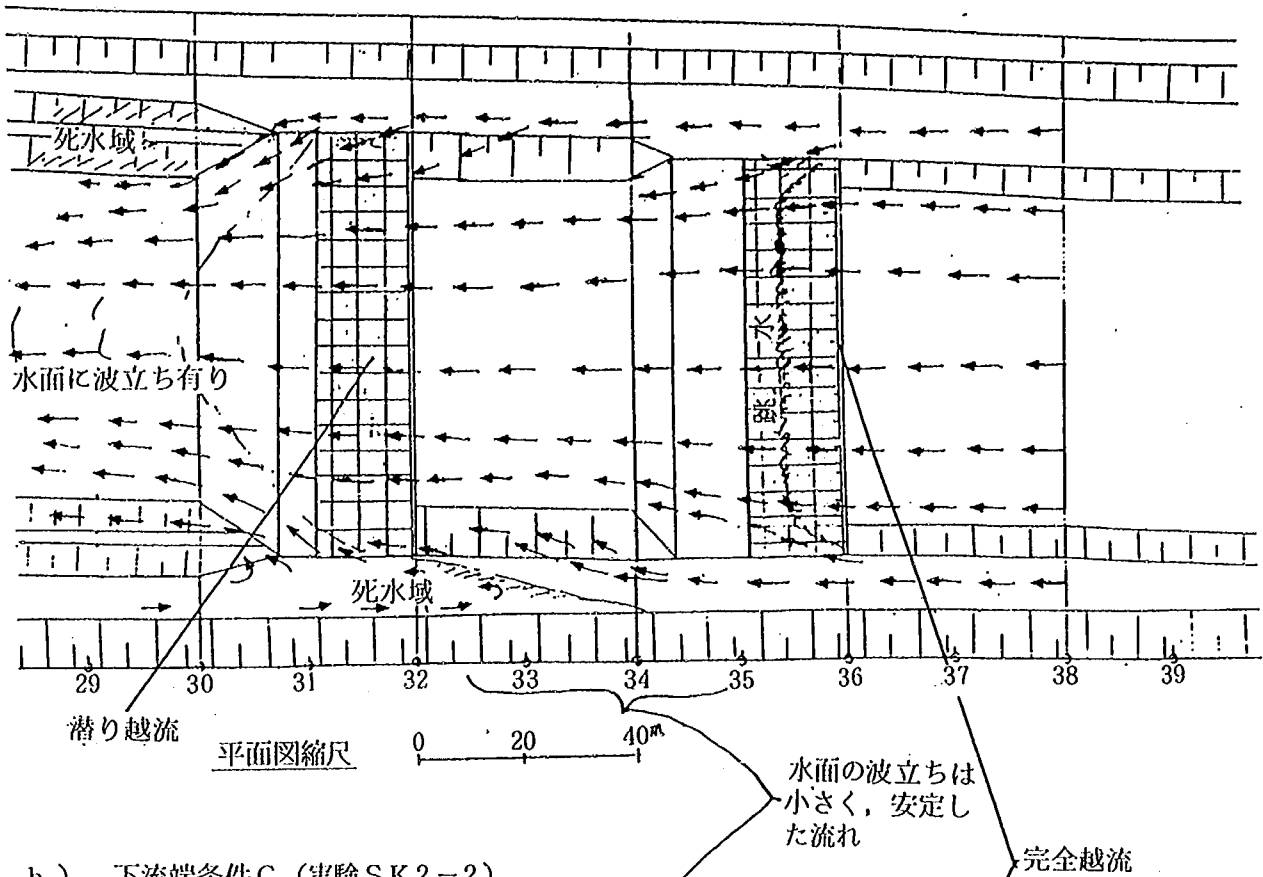


図4-16 第2床止め下流の刈谷田川の流況図
(実験SK2-1)

a) 下流端条件B (実験SK2-1)



b) 下流端条件C (実験SK2-2)

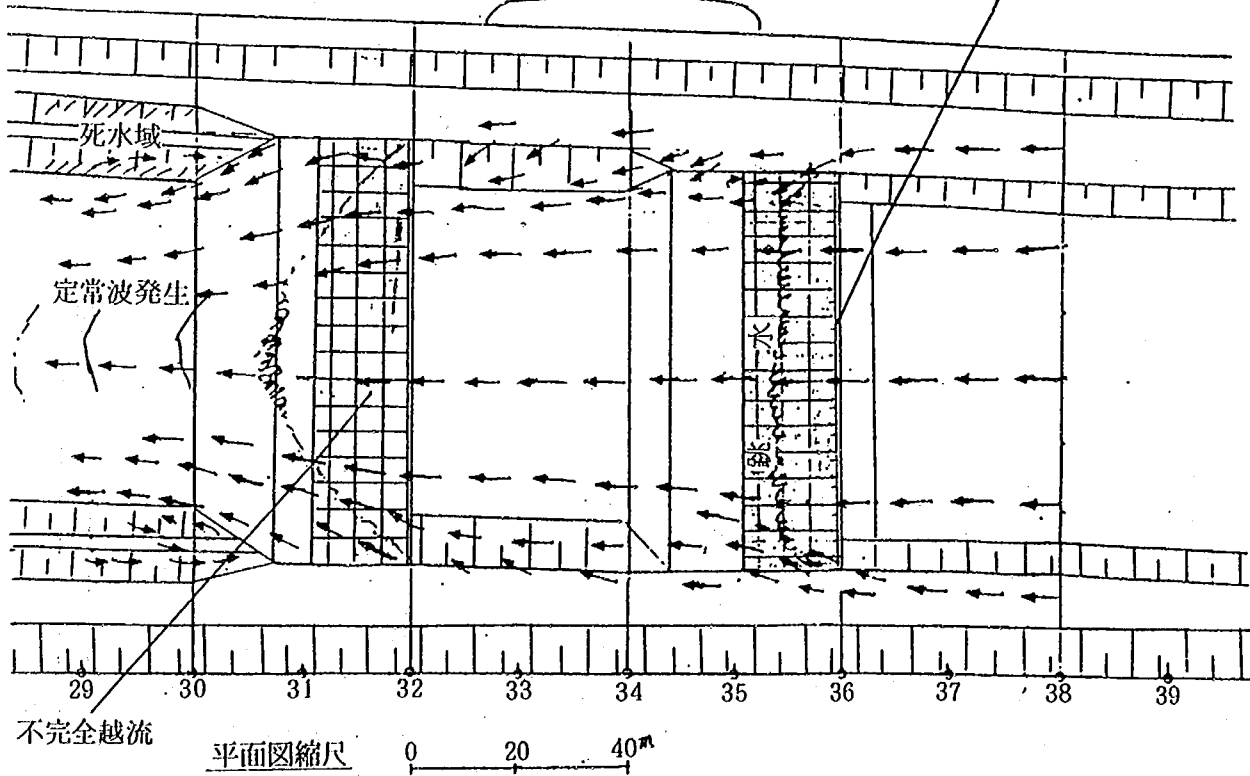


図4-17 床止め付近の流況図 (計画流量 $2,100\text{ m}^3/\text{s}$ 流下時)

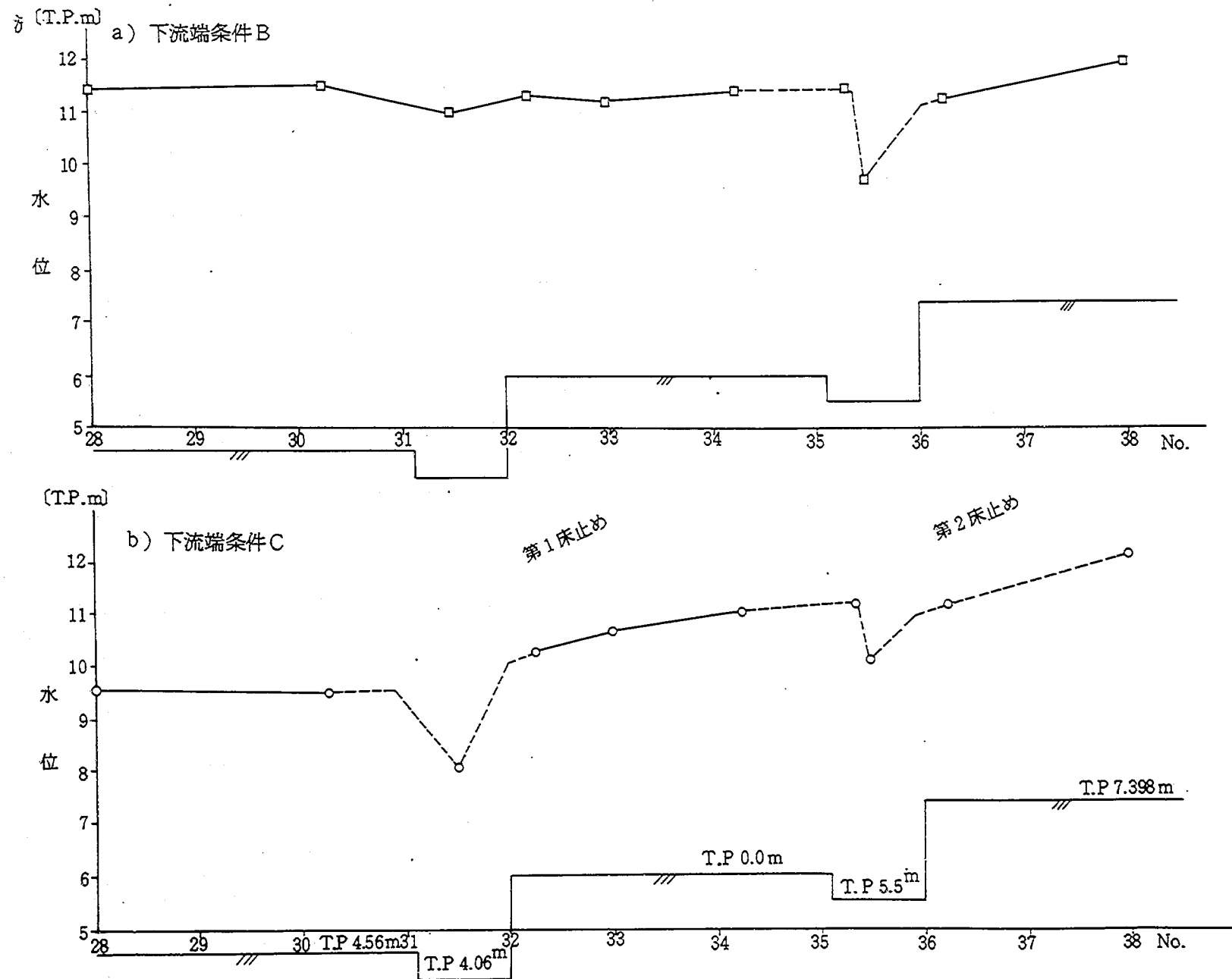


図4-18 床止め付近の水位縦断面図(計画流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時)

4-4-3 合流点（問題点④への対応）

(1) 修正内容

図4-19に、合流点付近の修正計画形状を示す。修正内容は以下のとおりである。まず、刈谷田川と中之島川の間で導流堤を46.3 kmまで伸ばした。延長部分の導流堤の横断形状は刈谷田川区間の背割堤の横断形状と同じである。また、刈谷田川と信濃川との間に46.3 kmまで導流堤を設けた。46.5 kmより先の導流堤は、高さが先端に行くにしたがって低くなる形式のものとし、洪水時には導流堤天端が水没し、その上を水が流れるようにした。なお、低水路河床高は原計画形状と同じである。これらの導流堤の形状は予備実験により決められたものであり、その際には、刈谷田川からのジェット状の主流部を安定化させ信濃川からの流れと平行に合流させて本川左岸の堤防に主流部が当たるのを防ぐこと、また中之島川の出口が大規模な死水域の中に入らないようにすることを考慮した。

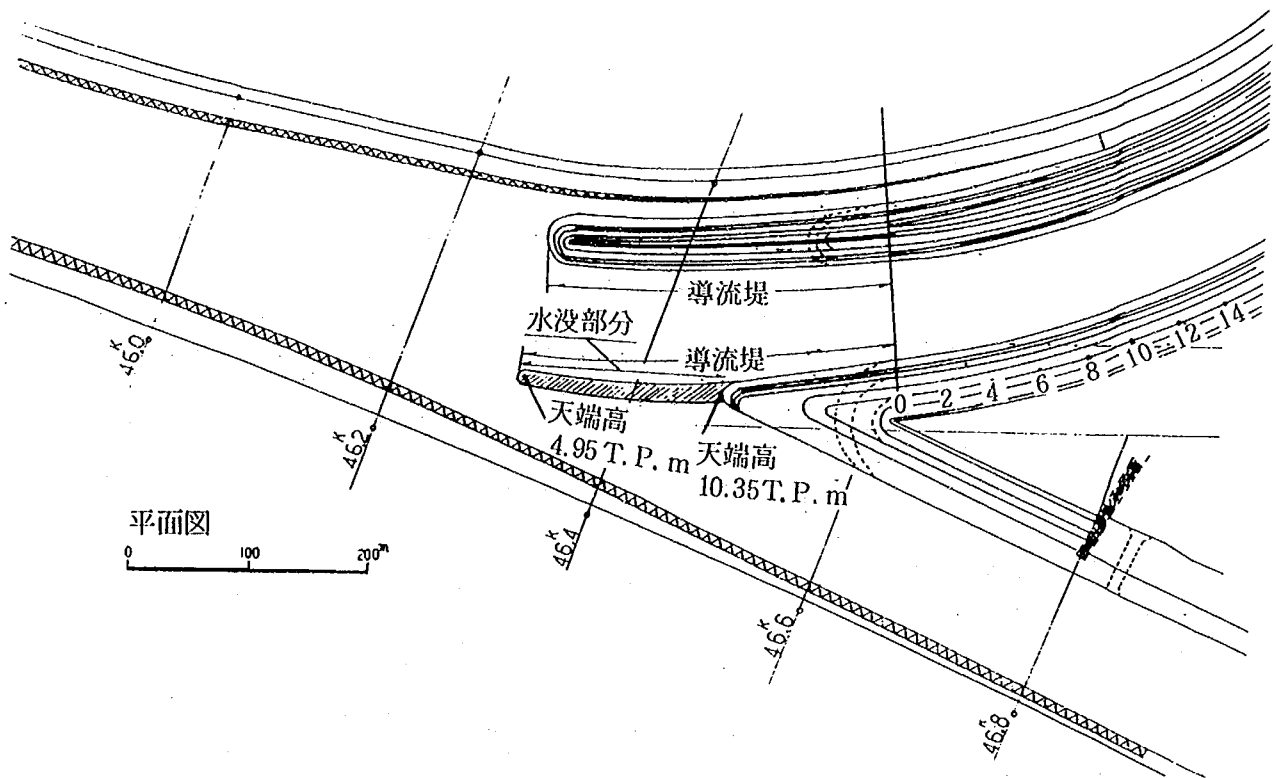


図4-19 修正計画形状（合流点）

(2) 水理特性

図4-20に、実験SK3-1、すなわち下流端条件Bの下で計画流量を流した場合の合流点付近の流況図を示す。図中に示されている流速ベクトルは底面流速である。写真4-2は、この時の合流点の様子を撮影したものである。図4-20と図4-6、写真4-2と4-1とを比較することにより以下のことがわかる。刈谷田川と本川との間に設けられた導流堤を横切って渦の発生が見られるが、その規模は導流堤の無い原計画形状に比べはるかに小さく、本川左岸への影響はほとんどない。刈谷田川からの主流部は左岸にやや片寄りながら導流堤に沿って流下し、導流堤の先端で本川からの流れとほぼ平行に合流する。このため、合流後刈谷田川からの主流部が信濃川左岸堤防に当たることはない。中之島川の出口には死水域が形成されているが、これは中之島川自体の存在によって生じるものである。中之島川側の導流堤を伸ばしたことによって、中之島川出口部分が刈谷田川からの主流部の形成する大きな死水域に入ることはなくなった。以上より、ここで示した河道形状の修正が計画流量流下時の流況改善に大きな効果があると判断できる。

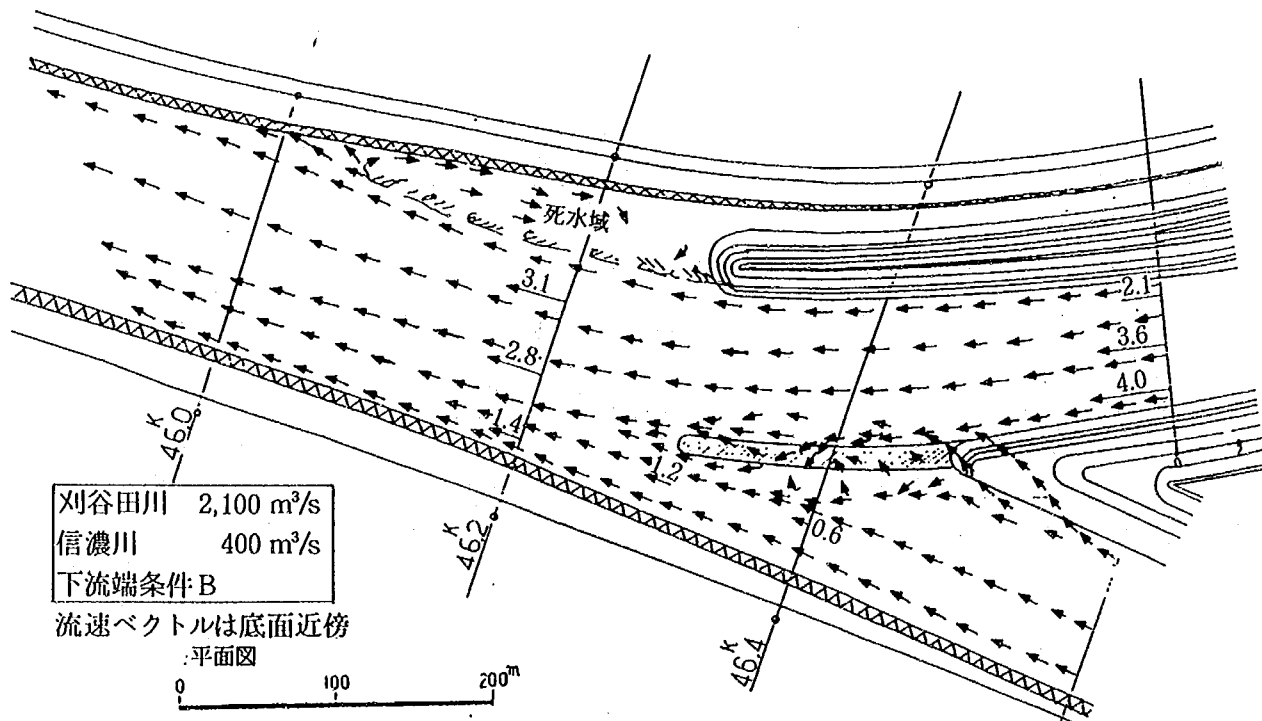


図4-20 合流点の流況図（実験SK3-1）



写真 4-2 合流点付近の流況（実験 SK 3-1）
 -修正計画形状（導流堤あり）-

図 4-21 は、実験 SK 3-2、すなわち刈谷田川の流量が 0 で、信濃川のみ $500 \text{ m}^3/\text{s}$ を流した場合の流況を示したものである。図より、刈谷田川と信濃川との間にある導流堤先端付近の信濃川の流速が計画流量の場合に比べて大きくなっていることがわかる。ただし、導流堤が水没形式であり信濃川から刈谷田川側に導流堤を横切る流れが存在するために、流速の増大は非水没形式に比べ小さく 2.8 m/s 程度にとどまっている。（非水没形式の導流堤を設置した時には、この地点の流速が 4.0 m/s に達する。）しかし、こうした流れがこの付近洗掘を招くことは充分考えられ、この問題についての検討は次章において移動床実験の結果をもとに再度行う。

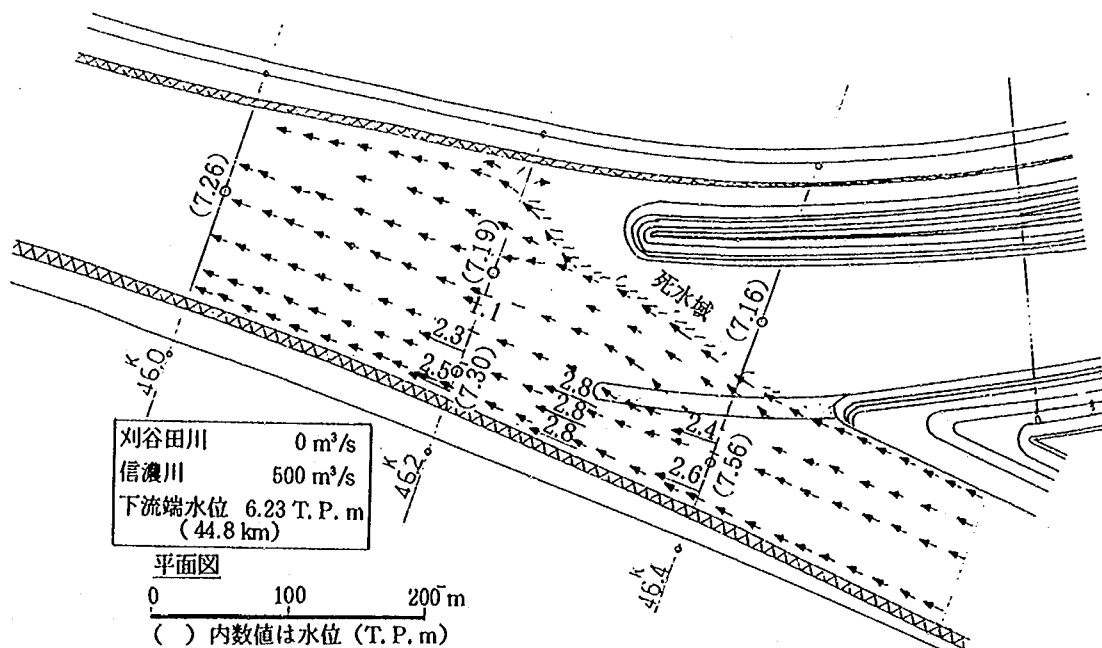


図 4-21 合流点の流況（実験 SK 3-2）

4-5 ま と め

固定床実験によって原計画形状の水理特性を調べたところ(4-2)、4-3に示す4つの問題点があることがわかった。これらの問題点に対処するため原計画形状の修正を行い、修正した河道形状(修正計画形状)の水理特性を調べたところ(4-4)、上記の問題点のうちかなりの部分が改善され、本章に示した河道形状の修正が妥当であることが確認された。しかし、解決できない問題点も残った。まず4-3に示した問題点①、すなわち第2床止め上流区間に発生する高流速については、堤間幅を拡げる等の根本的な対策を行うことができないことから、これを解消することはできなかった。このため、この区間には形状修正後も5~6 m/sにも及ぶ高流速が発生する。この高流速に対しては護床工、根固工、護岸工で対処せざるをえない。また、問題点②、すなわち第2床止め上流の急湾曲については、建設省区間では堤防法線形の修正により流況がかなり改善されたものの、県区間については堤防法線形の修正が行えず、低水路法線形だけの修正による流況の改善を試みたが不十分な結果しか得られなかった。このため、県区間の急湾曲に起因する種々の問題(4-4-1(2)参照)に対しては、護岸工、護床工、根固工等の保護工で対処せざるをえない。

次章では、本章で得られた修正計画形状についての移動床実験により河床変動特性を明らかにし、最適河道形状の最終的な決定を行う。また、護床工、根固工、護岸工の必要範囲を明らかにする。

第5章 移動床実験による計画河道形状の検討

5-1 移動床実験の概要

移動床実験では、4章で得られた修正計画形状の河床変動特性を調べることににより、以下の点を明らかにする。

- ・修正計画形状の法線形をさらに修正する必要があるか？
- ・護床工・根固工の必要範囲
- ・導流堤の最終計画形状

上記項目を検討するため、初期河床を計画河床高に敷き均した後、ある時間一定流量の通水を行い、通水前後の河床高の変化を調べるという実験を行った。実験ケース一覧を表5-1に示す。実験は、第2床止め上流区間（実験SI 1シリーズ）・第2床止め下流の刈谷田川区間（実験SI 2シリーズ）・合流点（実験SI 3シリーズ）に分けて行った。以下に、これらの内容を順に示す。なお、本章の説明に用いる通水時間はすべて模型での時間である。模型の1時間は、現地の7時間程度に相当する。

表5-1 修正計画形状についての移動床実験（シリーズSI）
（※下流端条件はすべてC）

実験名	流量(m ³ /s)		模型 通水時間 (分)	実験対象区間	備 考
	刈谷田川	信濃川(合流点)			
SI 1-1	500	0	60	第2床止め 上流	護床工なし
SI 1-2	2,100	0	60		護床工範囲1-a
SI 1-3	1,000	0	60		護床工範囲1-a
	1,550	0	120		
SI 1-4	2,100	0	60		護床工範囲1-b
SI 1-5	2,100	0	60		護床工範囲1-c
SI 2-1	2,100	400	15	合流点～ 第2床止め	(予備実験-床止め形状の検討)
SI 2-2	2,100	400	60		護床工範囲2-a
SI 2-3	2,100	400	60		護床工範囲2-b
SI 3-1	2,100	400	60	合流点	修正計画形状通りの導流堤
	0	500	180		
SI 3-2	2,100	400	60		修正計画形状の導流堤長を短縮
	1,550	0	60		
	1,000	0	60		

5-2 第2床止め上流区間について(実験SI1シリーズ)

前章で述べたように、第2床止め上流では高流速と急湾曲という2つの条件が重なるため、激しい洗掘が広範囲にわたって生じることが予想される。このため、かなり広い範囲に護床工を施工する必要があると考えられる。そこで、以下に示すように数種類の護床工範囲について実験を行い、その必要範囲を検討した。なお、前章で述べたように、この区間の流れは下流端条件に影響を受けないので、下流端水位には最も設定しやすい条件Cを用いている。条件A, Bを用いても以下に示す結果と同じ結果が得られる。

5-2-1 護床工なし

護床工が無い場合にどのような洗掘が起こるかを調べるため、護床工が無い状態で流量 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ を60分(模型値)流す実験を行った(実験SI1-1)。図5-1は、通水後の洗掘・堆積の状況を示したものである。図からわかるように、各湾曲部の最大曲率点より下流側の外岸において4mを越える洗掘を受ける。特に、県区間No.10付近右岸の洗掘は激しく、通水後30分で模型の底が露出した(8mの洗掘を受けたことに相当)。計画流量よりもはるかに小さい流量 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ によって、こうした激しい洗掘が生じることから、第2床止め上流区間には大規模な護床工・根固工の施工が必要であると判断できる。

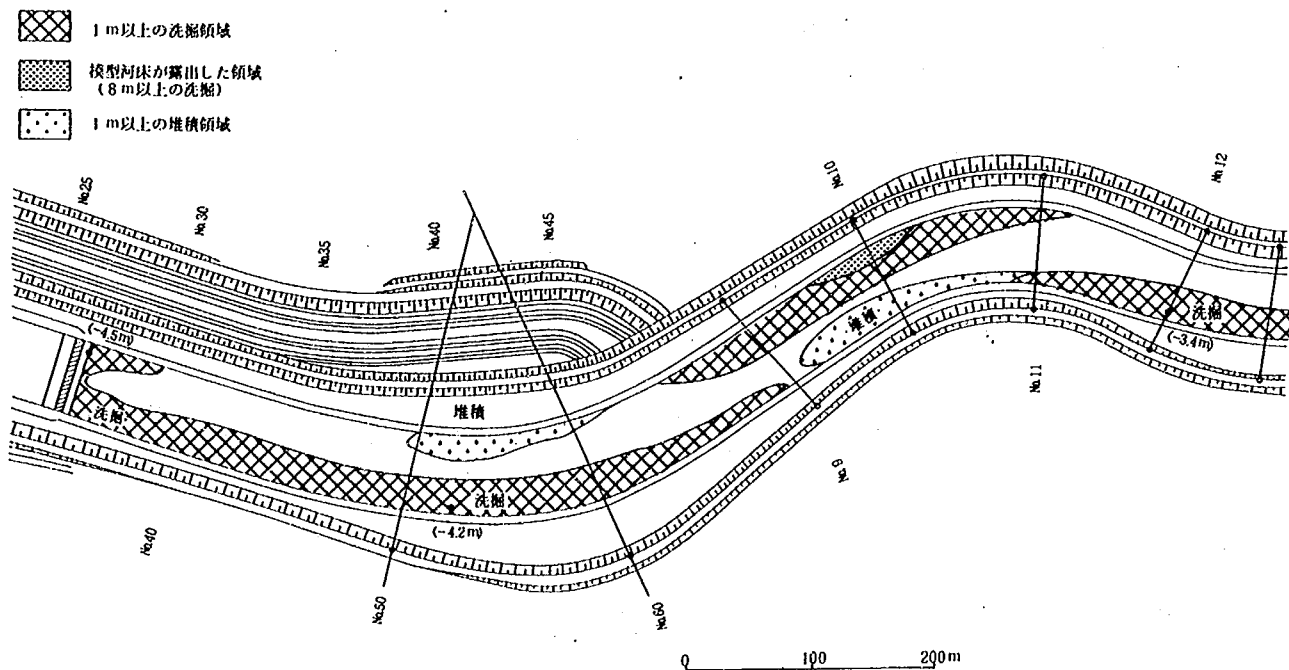


図5-1 河床変動状況(実験SI1-1)(流量 $500 \text{ m}^3/\text{s}$, 通水時間 60分)

5-2-2 護床工範囲 1-a

護床工範囲 1-a を図 5-2 に示す。これは、図 5-1 で激しい洗掘が生じた湾曲部外岸に、幅 25 m 厚さ 1.5 m の護床工を設けるというものである。幅 25 m は、河川砂防技術基準（案）—設計編—に示されている根固工天端幅の目安よりもはるかに大きい。護床工模型の材料には、粒径 20 mm の均一粒径の砕石を 2 段に敷いて使用した。これは現地において、粒径 1 m、1 個の重量約 2～3 ton の捨石を用いたことに相当する。なお、以後の移動床実験においても、ここで用いた護床工模型と同じ厚さと材料諸元を持つ護床工模型を用いている。

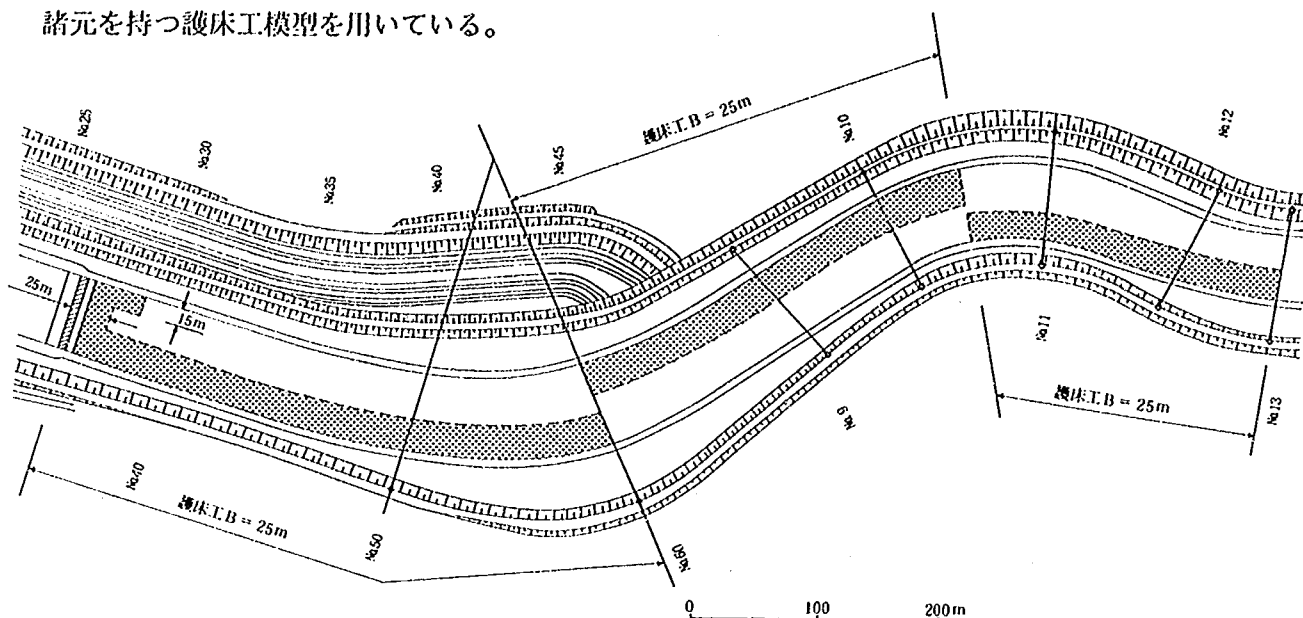


図 5-2 護床工範囲 1-a

2,100 m³/s を 60 分通水した後（SI 1-2）の縦断図を図 5-3 に示す。図より、25 m という幅広い護床工があるにもかかわらず、平均河床で 2～3 m、最深河床で 4～8 m に及ぶ河床低下が起こっている。図 5-4 は、この時の洗掘・堆積状況を平面図に表したものである。図より模型の底が露出する 8 m に達する激しい洗掘が、建設省区間 No. 62 付近左岸、県区間 No. 10 付近左岸、県区間 No. 10～11 右岸に生じていることがわかる。図 5-1 と対比すればわかるように、これらの場所は護床工が無い時にはそれ程激しい洗掘を受けておらず、特に県区間 No. 10 付近右岸では湾曲部の内岸に当たり堆積が生じているにもかかわらず、これらの場所が激しい洗掘を受けたことは、護床工の施工によってある洗掘箇所を守ると新たに護床工の無い別の場所が激しい洗掘を受けるという性質を対象区間河道が持っていることを示している。図 5-5 は、上記の激しい洗掘を受けた場所の横断図を示している。図より、洗掘深さは低水路河岸で最も大きくなっており、こうした洗掘は、低水路河岸及び堤防保護の観点から許容できないことがわかる。

以上の結果が流量の減少によって変わるかどうかを調べるため、流量 1,000 m³/s を 1 時間通水し、その後さらに 1,500 m³/s を 2 時間通水するという実験（SI 1-3）を行った結果、流量 1,000 m³/s を 1 時間通水した段階で県区間 No. 10～11 右岸で 7.5 m 以上の洗掘が生じ模型底が露出した。全通水を終了した後の洗掘・堆積状況の平面図を図 5-6 に示す。図より、流量 2,100 m³/s の場合と同様に県区間 No. 10 付近左岸と県区間 No. 10～11 右岸で 8 m 以上の洗掘が生じ模型底が露出していることがわかる。以上から、護床工範囲 1-a は、流量が県計画流量である場合も、さらに低い流量である 1,000 m³/s しか流下しない場合でも不十分であることがあきらかとなった。

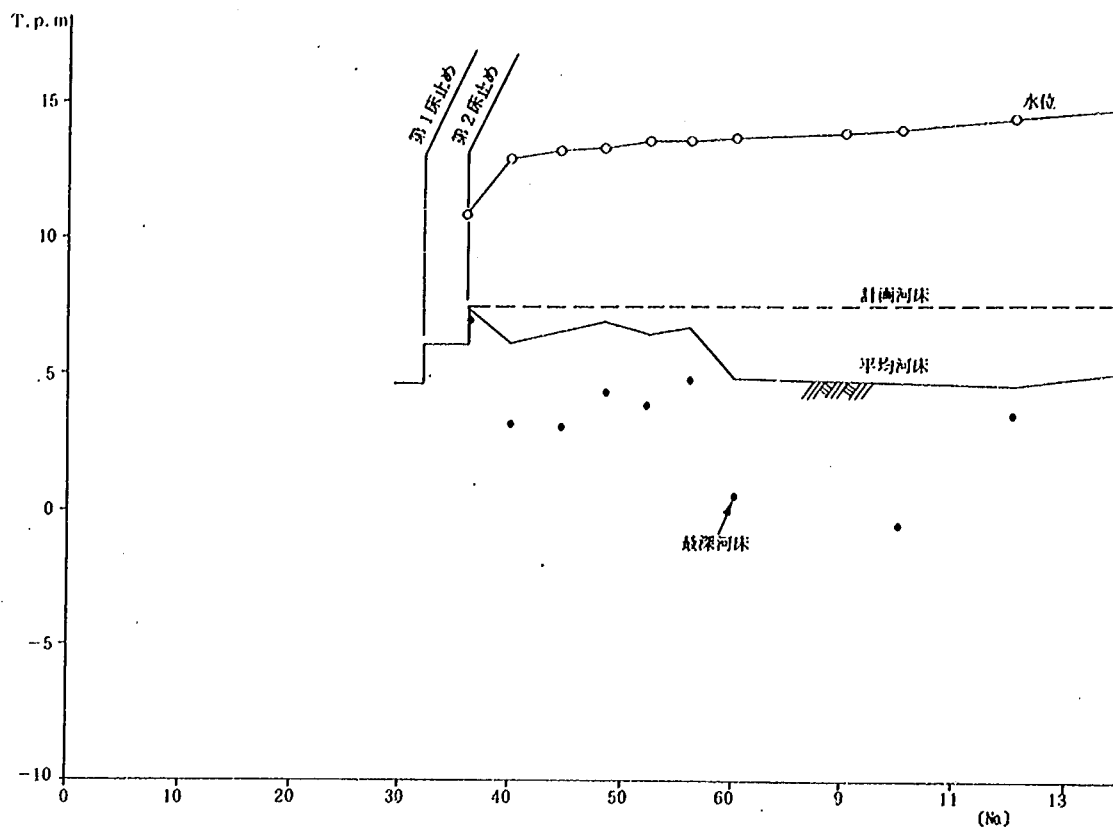


図 5 - 3 水位・河床高縦断図 (実験 S I 1 - 2) (流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$, 通水時間 60 分)
(護床工範囲 1 - a)

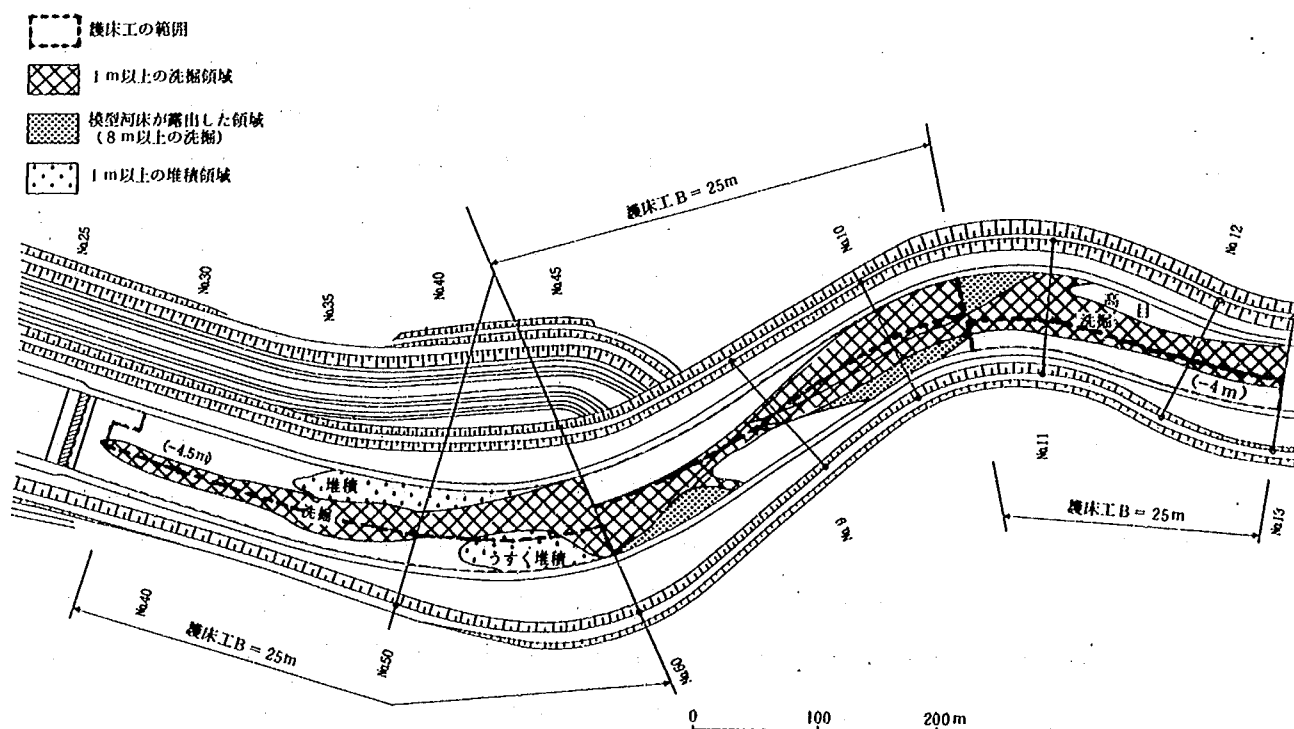


図 5 - 4 河床変動状況 (実験 S I 1 - 2) (流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$, 通水時間 60 分)
(護床工範囲 1 - a)

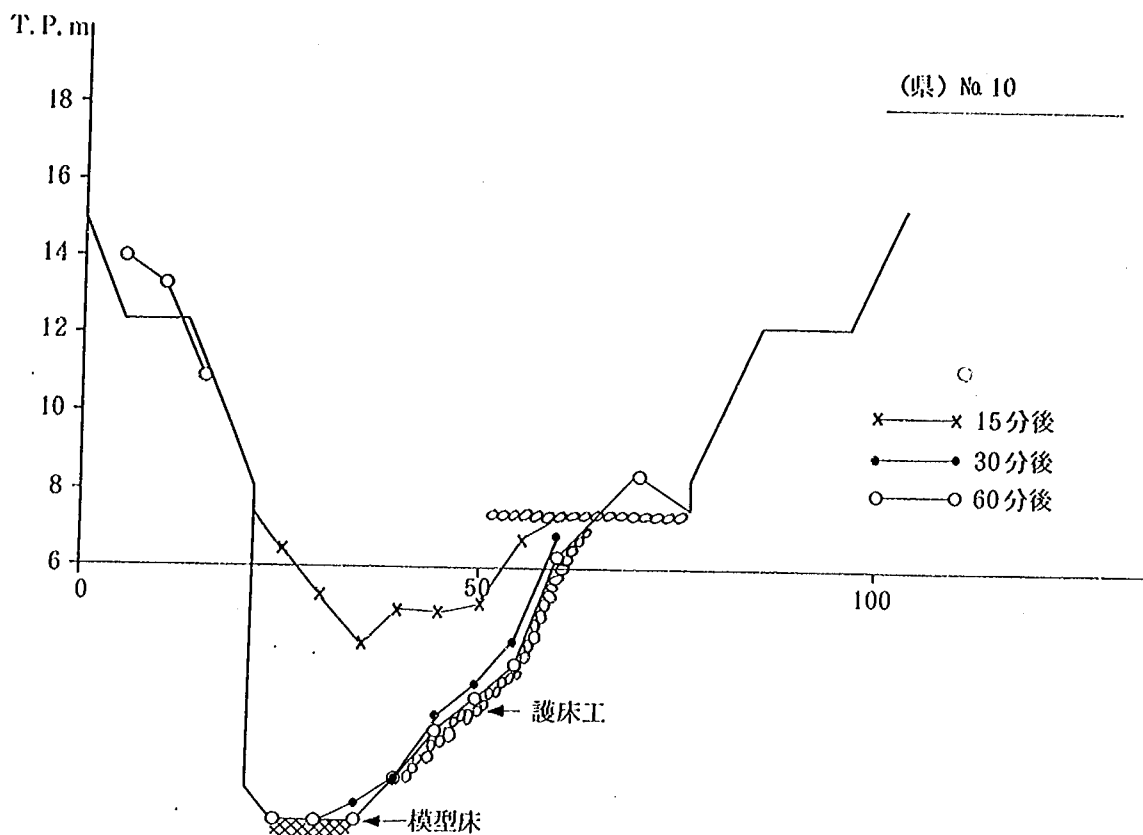


図5-5 県区間No.10断面の横断面図(実験S I 1-2)(流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$, 通水時間60分)
(護床工範囲1-a)

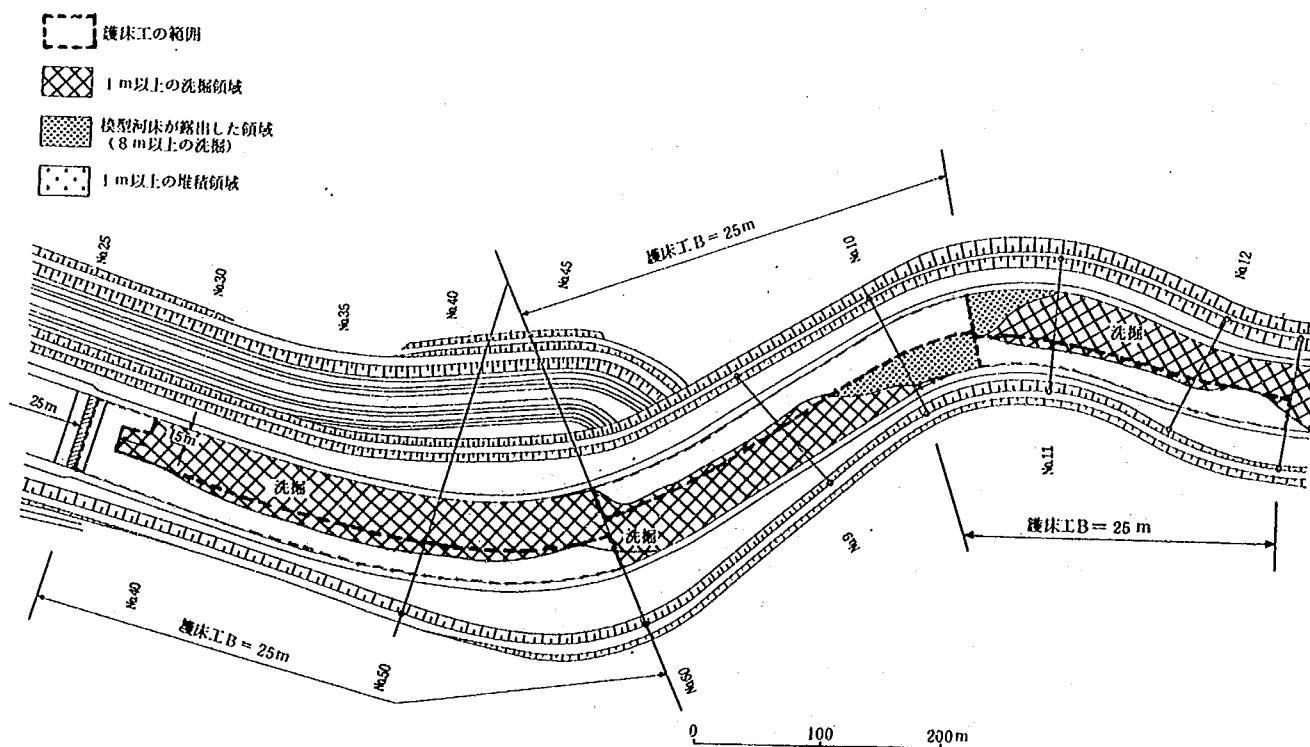


図5-6 河床変動状況(実験S I 1-3)(流量 $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (60分), $1,550 \text{ m}^3/\text{s}$ (120分))
(護床工範囲1-a)

5-2-3 護床工範囲 1-b

護床工範囲 1-b を図 5-7 に示す。これは、護床工範囲 1-a に加えて、前項で述べた激しい洗掘が生じた場所にも護床工を施工するという考えから決められたものである。このため、建設省区間 No.60 から県区間 No.11 までは全面護床工となっている。図 5-8 に、 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ を 60 分通水した後 (SI 1-4) の洗掘・堆積状況の平面図を示す。護床工範囲 1-a において激しい洗掘を受けた所は護床工の存在により洗掘から守られているものの、新たに建設省区間 No.56 付近右岸において洗掘深さが 12 m に達し模型の底が露出している。図 5-9 はこの部分の横断面図であり、川幅の半分が 12 m 以上の洗掘を受けていることがわかる。以上から、護床工範囲 1-b も不十分であることが明らかとなった。

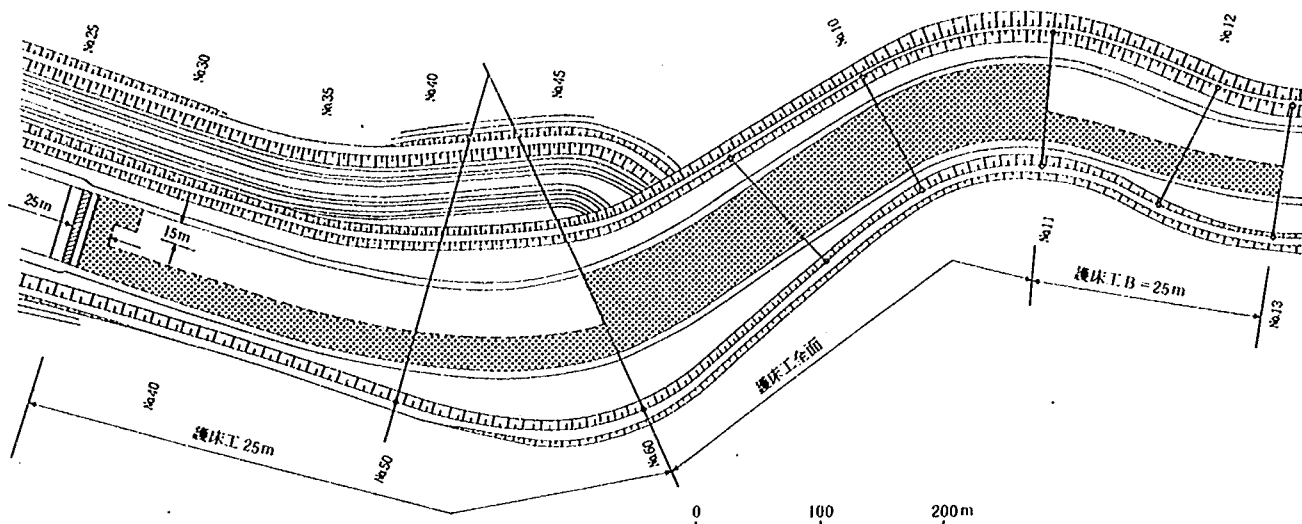


図 5-7 護床工範囲 1-b

--- 護床工の範囲

▨ 1 m 以上の洗掘領域

▤ 模型河床が露出した領域
(12 m 以上の洗掘)

⋯ 1 m 以上の堆積領域

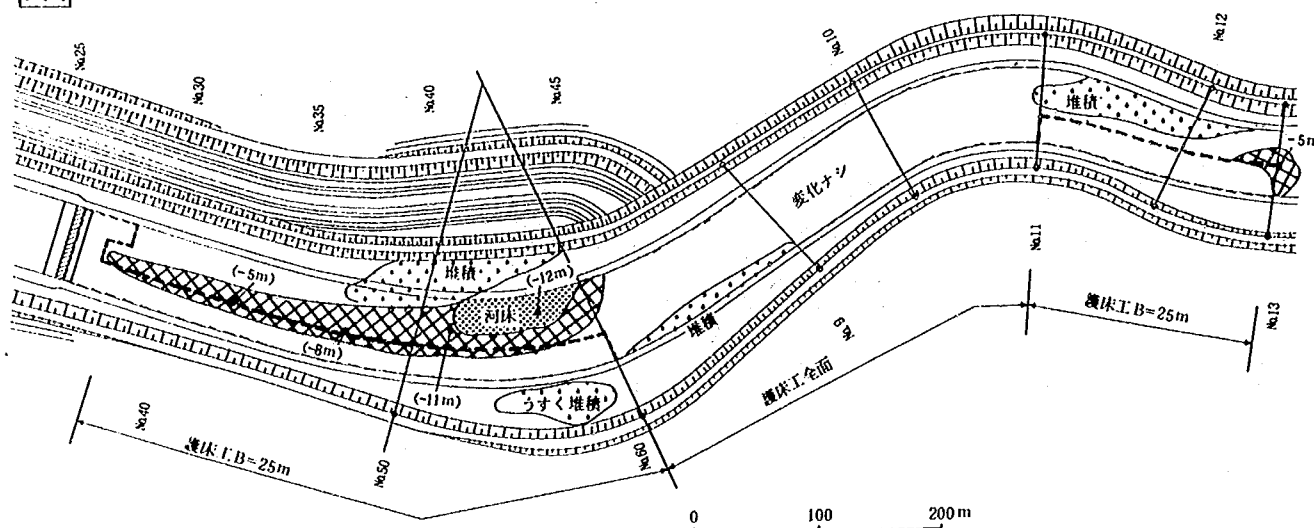


図 5-8 河床変動状況 (実験 SI 1-4) (流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ (60 分))

(護床工範囲 1-b)

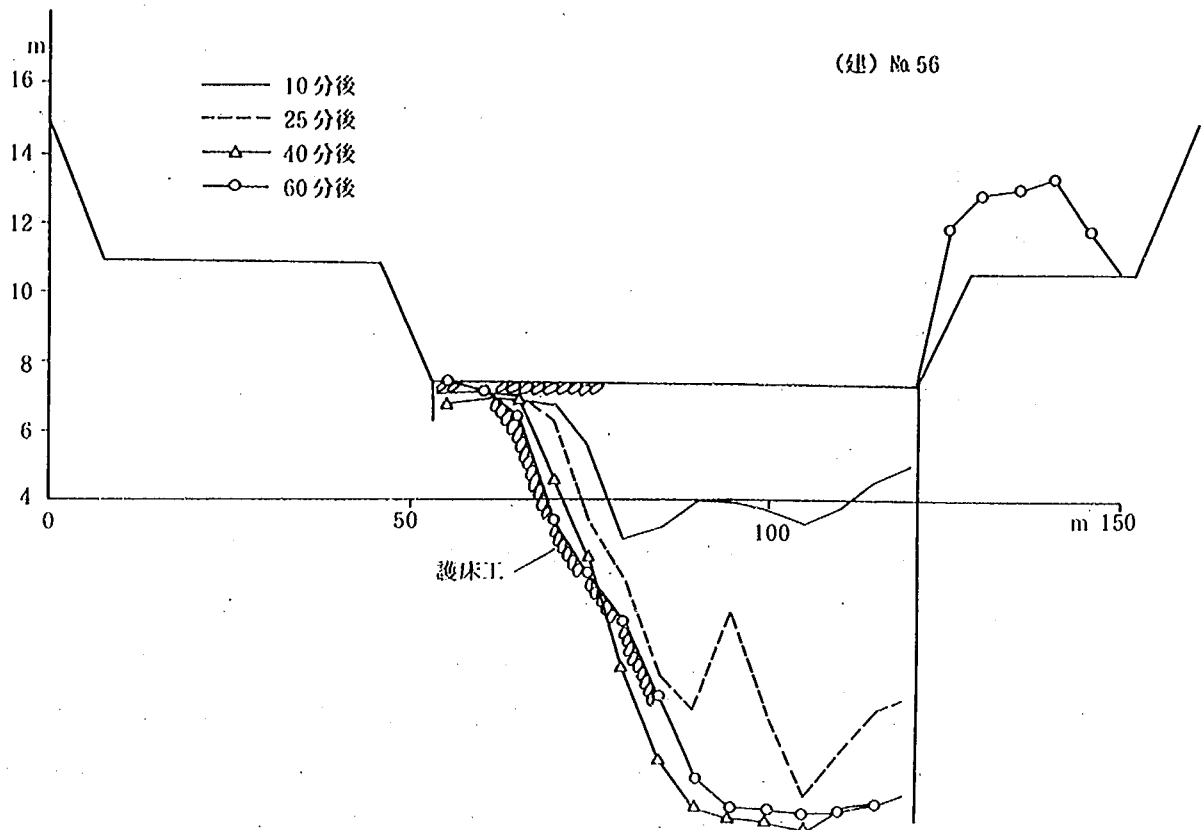


図 5 - 9 建設省No 56 断面の横断面図 (実験 S I 1 - 4) (流量 2,100 m³/s (60 分))
(護床工範囲 1 - b)

5 - 2 - 4 護床工範囲 1 - c

前項までの結果は、洗掘箇所を保護するため部分的な護床工を施工すると、護床工が無い部分に新たな激しい洗掘が発生し、その部分を保護すると護床工がまだ無い。さらに別の部分に激しい洗掘が生じることを示している。第 2 床止め上流河道区間がこのような河床変動特性を持つのは、以下の理由による。

- ① 第 2 床止め上流では、河床材料の粒径が小さいにもかかわらず全域で高流速が発生するため、土砂の移動が非常に活発である。こうした流砂量の大きな河道にわずかでも掃流力の不均衡、すなわち掃流力の場所的違いが生じると、非常に速い速度で河床高が変化する。これは、河床高の変化速度が流砂量の場所による違いの絶対値に比例するため、元々の流砂量が大きい程掃流力の不均衡による河床変動速度が大きくなるためである。
- ② 対象区間では浮遊による土砂移動が卓越する。このため、掃流力の大きい箇所で砂が大量に浮遊すると河床に戻りにくく、多くは床止め下流に流下してしまう。また対象区間では、床止めに近づく程すなわち下流に行くほど流速が速くなる傾向を持っているため、平均的に見ると、上流からの土砂の供給量に比べ下流へ流下する流砂量の方が大きい。したがって、掃流力の不均衡による河床変動は河床低下、すなわち洗掘の方に片寄りやすい。
- ③ ①、②の状況にある河道に曲率が大きな湾曲が存在するため、掃流力の場所的不均衡が生じ、護床

工が無いと、湾曲部最大曲率発生点の下流側外岸に大きな深掘れが生じる。

- ④ 深掘れが生じる外岸を護床工で保護すると、その部分の河床低下が抑えられるため湾曲部外岸が主流部になれず、内岸に主流部位置が移動する。河道が①、②の性質を持っているため、内岸に激しい洗掘が生じるようになる。(例：県区間No 10 付近湾曲部外岸を保護したことによる内岸の洗掘、5-2-2 参照) こうしたことを防ぐ目的で、湾曲部分に全面護床工（全幅にわたる護床工）を施工すると、この区間の河床低下が無くなり河積が狭くなるため、流速が全面護床工施工前に比べて大きくなり、より速い流れが下流に向かうようになる。また、全面護床工施工前には洗掘によって生じていた下流区間への土砂供給が無くなる。以上によって、全面護床工下流側の、護床工が無い部分に激しい洗掘が生じる。(例：県区間No 10 付近の湾曲部に全面護床工を施工したことにより発生した建設省区間No 56 付近右岸の激しい洗掘、5-2-3 参照)

以上から、上記①、②の性質を持つ河道において、湾曲の存在により通常の根固工では対処できない激しい洗掘が生じる場合には、たとえ面積の大きい護床工を施工しても、それが部分的である限り有効な対策にはならないことがわかる。そこで、全面護床工（低水路河道の全幅を護床工で被覆する）を床止めから一定の距離内にある区間全部に施工することを基本とした図5-10 に示す護床工範囲1-cを設定し、実験を行った。図5-11 は、 $2,100\text{ m}^3/\text{s}$ を60分通水した後（S I 1-5）の洗掘・堆積状況の平面図であり、護床工によって洗掘がほぼ完全に防がれていることがわかる。建設省区間No 60 付近で生じている堆積も、図5-12 に示す横断図からわかるようにそれ程大きなものではない。以上から、河床の安定、低水路河岸・堤防の保護を図るには、護床工を範囲1-cに施工する必要があることが明らかとなった。

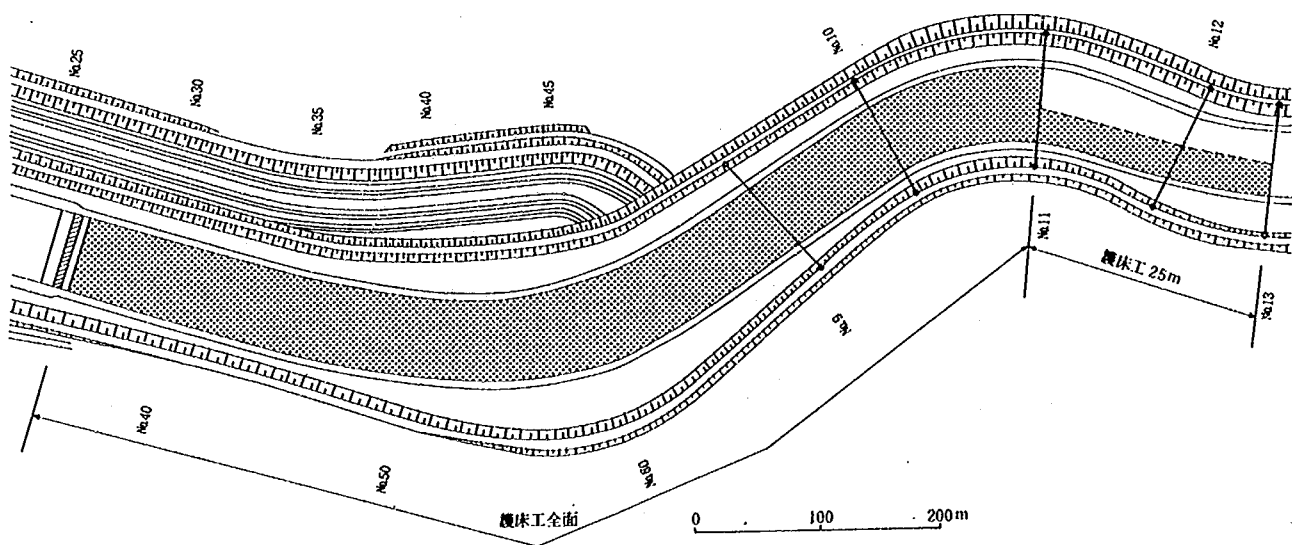


図5-10 護床工範囲1-c

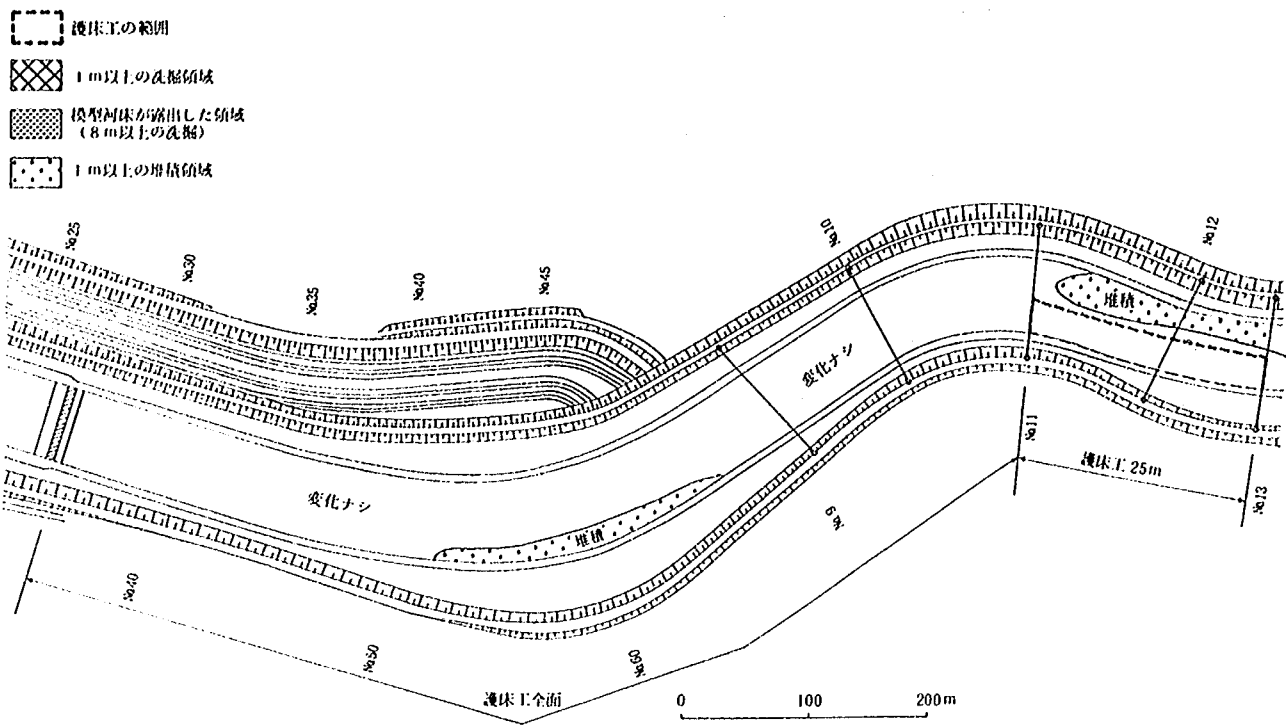


図 5-11 河床変動状況 (実験 S I 1-5) (流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ (60 分))
(護床工範囲 1-c)

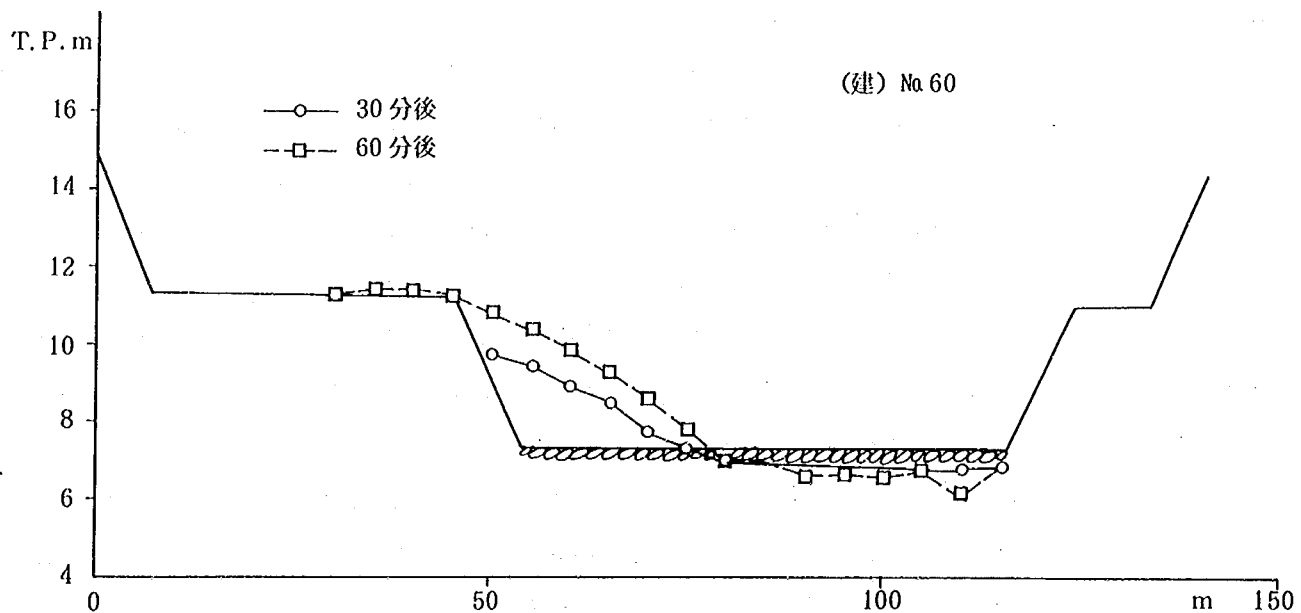


図 5-12 建設省 Na 60 断面の横断図 (実験 S I 1-5) (流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ (60 分))
(護床工範囲 1-c)

5-3 第2床止め下流の刈谷田川区間について(実験SI2シリーズ)

本節では、床止め形状の検討と、床止め下流の護床工・根固工範囲の検討を行う。なお、2つの床止めの間の河床は護床工で全面的に保護する必要があることが4章において明らかにされているので、2つの床止めの間を固定床(計画河床高)のままにした模型を用いて実験を行った。また、第2床止め上流の河床のうち前節で最適とされた範囲(1-c)を護床工模型で覆った条件で実験を行った。実験で用いた下流端水位条件はCである。条件Cを用いたのは以下の理由による。3-3(2)で述べたように、信濃川区間の移動床に関する相似則が完全には満たされていないため、信濃川区間の模型河床には現地で発生しないリップル(河床波の1種)が発生し、実際よりも模型の方が流水抵抗が大きくなる。このため、下流端条件A、Bを用いると、合流点付近の水位が固定床実験で下流端条件Aを用いた時の水位よりも大きくなり、床止め下流の刈谷田川及び合流点に関する実験を実質的に非常に高い下流端条件で行うことになってしまう。下流端条件Cを用いると、合流点付近の水位が固定床実験で条件Bを用いた時の水位よりやや低い程度となり、上記の区間について、標準的な下流端水位条件Bを用いた場合に近い実験を行うことができる。以上の理由から、本節で取り上げる実験では下流端条件Cを用いた。

5-3-1 床止め形状の修正

(1) 修正計画形状の問題点

床止めを修正計画形状とし、流量 $2,100\text{ m}^3/\text{s}$ を15分間通水した(実験SI2-1)。なお、この実験の目的が床止め形状の持つ基本的な問題点を明らかにすることにあつたので、護床工範囲は必要最小限すなわち第1床止め水叩きより下流15mにとどめた。通水後の床止め下流の河床変動状況と通水中の流況を図5-13に示す。実験の結果、修正計画形状の床止めには3つの問題点があることがわかった。

1つは、図からわかるように床止め直下流の左右岸に大きな深掘れを生じていることである。この深掘れは、図中の記号Aで示される擁壁の河道法線方向に対する角度 θ が大き過ぎるため(30~35度)に生じたと考えられる。すなわち、底面近傍では擁壁に沿って水が流下してくるため擁壁下流端より下流側でも図中のaに示すように河道中央方向に向かう流向成分を持ち、一方水表面付近では擁壁の影響を受けにくいため護床工下流の流向が図中のbに示すように河道法線方向に向き、この結果、当該擁壁下流端直下流の砂を河道中央方向に輸送するラセン流が形成されることが上記の深掘れの原因であると推定される。2番目の問題は、第2床止めと第1床止めの間の河岸がのり勾配を持っているために(図中のB点)、この区間の河積が前後よりやや小さくなり、第2床止めを落下した流れがこの区間で高水敷に乗り上げ、第1床止めを通過する際再び高水敷から低水路に落ち込む流れが見られることである(図中のc参照)。この流れは、床止め区間左右岸の擁壁や護岸に悪影響を与え、また護床工下流の深掘れを助長する恐れもある。最後の問題点は、第2床止め上流の河岸が床止め天端までのり勾配を持っているため(図中のC点)、実質的な落差が大きくなってしまふことである。

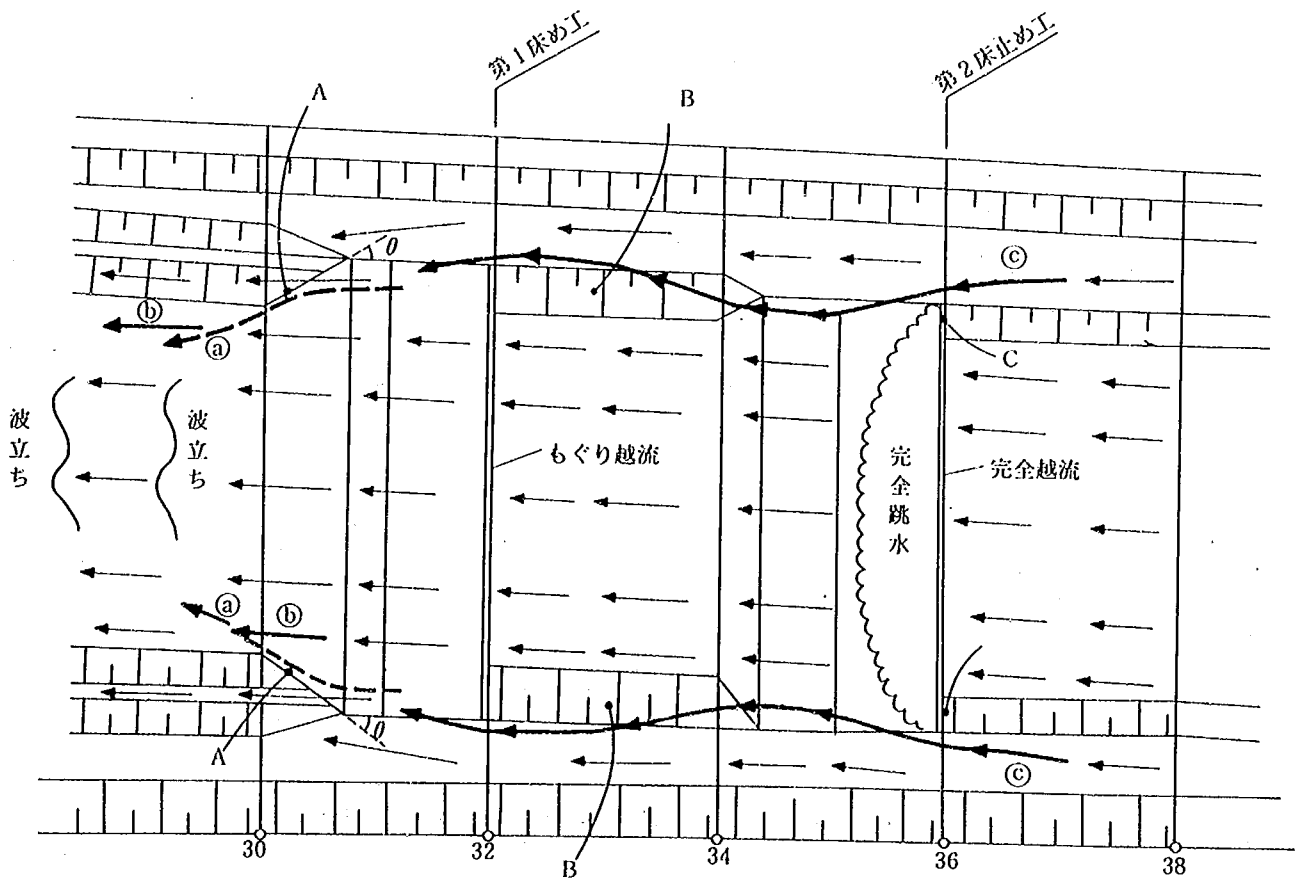
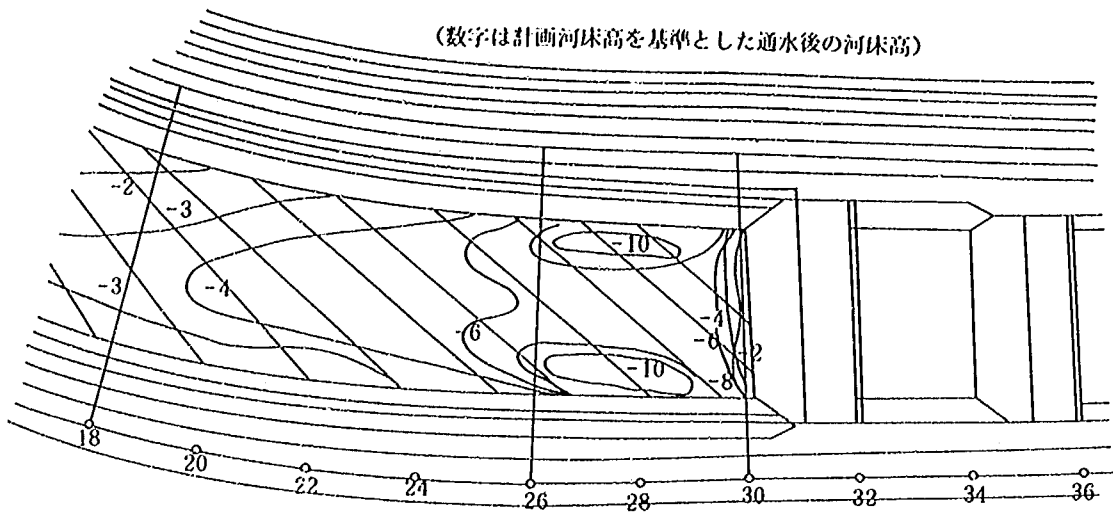


図5-13 河床変動状況と流況—修正計画形状—(実験S I 2-1)

(流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ (15分))

(2) 形状修正

以上3つの問題点を解決するため、図5-14に示すように形状の修正を行った。修正点は、①床止間の左右岸のり勾配を鉛直に、すなわち擁壁の形式にする、②第2床止め下流の擁壁の河道法線方向となす角度 θ を小さく($\theta \approx 15^\circ$)する、③第2床止め上流の河岸の平面形状を上流から緩やかに拡がる形状にし、漸拡部分の河岸を擁壁形式にする、というものである。以上の修正を行った後予備実験をおこなったところ、上記の問題点が解消していることが確認された。しかし、上記の①の修正によって床止め間の河積が拡がり、その部分の水位が若干低下した。このため、第2床止めを落下した流れの減勢が不十分となり、第2床止め直下流の跳水が不完全なものとなった。この問題についての対策を予備実験により検討したところ、図5-15に示す2つの方法が有効であることがわかった。1つは、a)に示すように減勢池の深さを0.5から1.0mにする方法であり、もう1つは、b)に示すように減勢池の深さは0.5mのままとして、減勢池下流にバップルピア群を設けるというものである。どちらの方法を用いても上記①の修正を行う前と同じ減勢効果が得られる。

以上から、床止めの形状を図5-14、図5-15に示す形状とし、本章で取り上げる以下の実験ではこの形状を用いた。なお実験では、バップルピアを用いる図5-15・b)の方法を用いた。

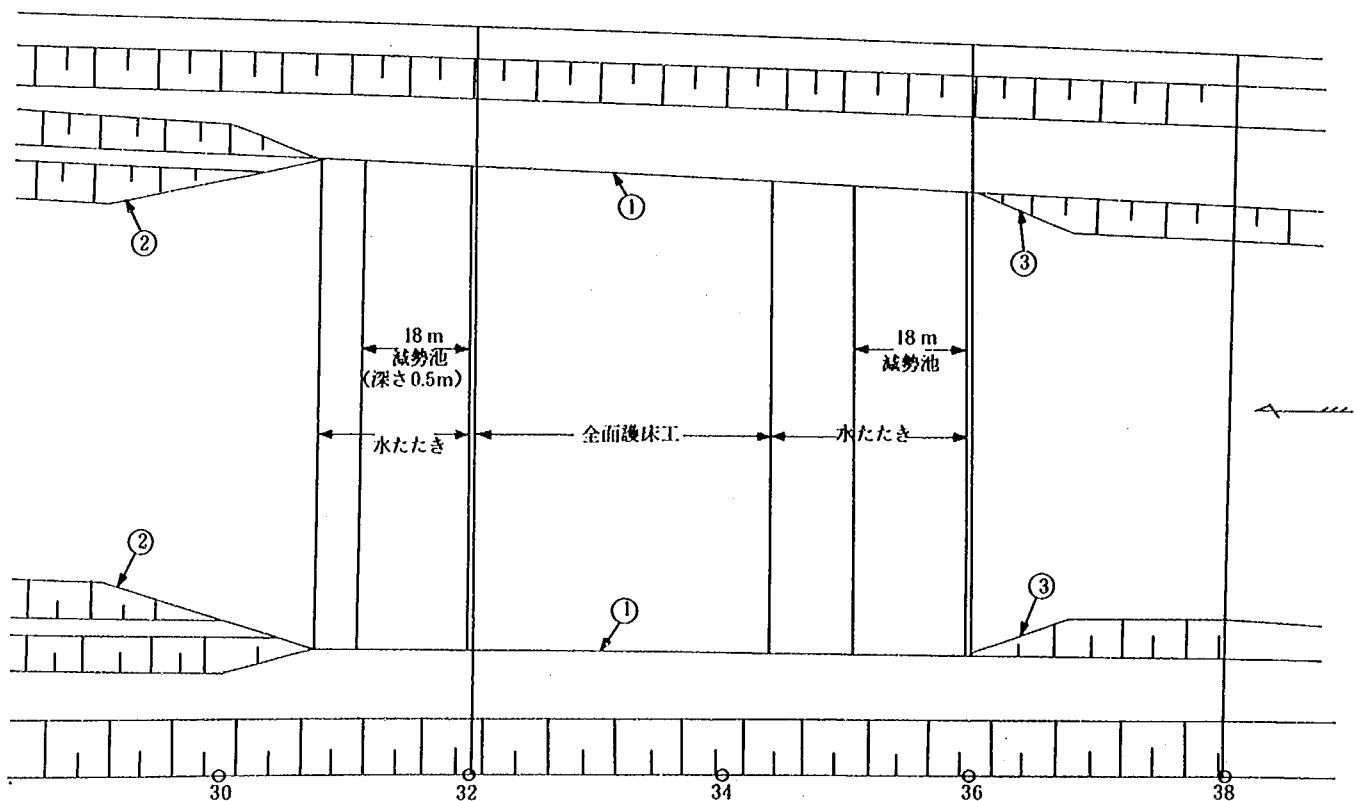
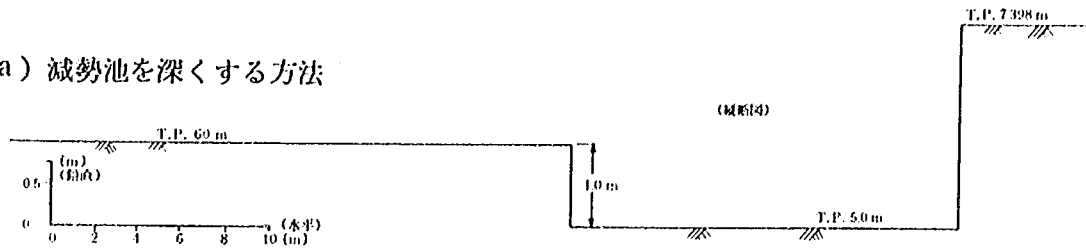


図5-14 床止め形状の修正 (実験S I 2-1の結果に基づく)

a) 減勢池を深くする方法



b) バッフルピア郡を設置する方法

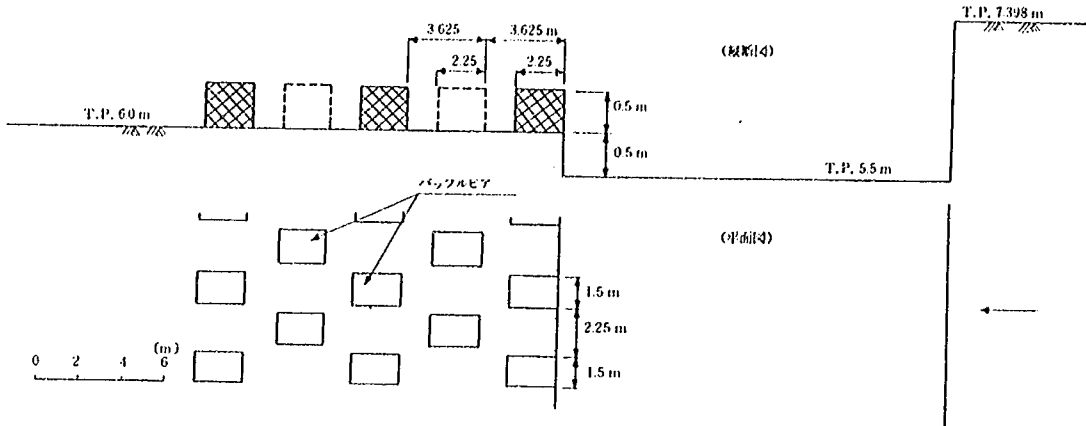


図 5-15 第 2 床止め下流における減勢方法の改良案

5-3-2 護床工・根固工範囲の検討

(1) 護床工範囲 2-a

護床工範囲 2-a は、水叩きより下流 15 m の範囲に全面護床工を施工し、それより下流については、右岸に No.28 まで、左岸に No.8 まで幅 10 m の根固工を施工するというものである。根固工の設置厚さと模型に用いた材料諸元は 5-2-2 に述べた護床工の厚さ、材料諸元と同じにしている。図 5-16 は、 $2100 \text{ m}^3/\text{s}$ を 60 分通水した実験 (S I 2-2) 後の洗掘・堆積状況の平面図である。図 5-17 は、この時の水位 (通水中)、平均・最深河床高 (通水後) の縦断図を示したものである。これらの図から、第 1 床止め直下流において最大 10 m 以上の深掘れが生じていることがわかる。また、左岸根固工より下流では、河道湾曲によって外岸 (左岸) に局所洗掘が生じており、その深さは 7.5 m に達している。以上から、床止め下流の全面護床工範囲を拡げ床止め下流に大きな深掘れが生じないようにすること、また左岸根固工の範囲をさらに下流に伸ばす必要があることがわかる。

なお、深掘れが河道の中央にあり、その存在が床止め及び左右の河岸に悪影響を及ぼさない限り、床止め下流の深掘れの存在自体は許容できる、という考えも取り得る。この考えにしたがえば、床止め下流の深掘れ範囲すべてに全面護床工を施工する必要はなく、床止め直下流に短い全面護床工を設け、深掘れ範囲の左右岸に強固な根固めを施工するだけで深掘れに対処できることになるので、施工範囲を大幅に節約できる。しかし、本実験では、こうした考えは採用しなかった。これは以下の理由による。

①洗掘深が大きい (10 m 以上)。河床材料が均一粒径の細砂なのでアーミングが期待できず、条件の少しの変化、例えば上流からの流送土砂量の減少、洪水継続時間の長期化、下流端水位の低下などによっては、さらに洗掘深が大きくなることが考えられる。実験結果以上の深掘れの進行は床止め、河岸、堤防にとって危険である。②河床材料が細砂であるため、根固工下の河床が吸い出しを受けやすく、河岸に置かれた根固工の維持が困難と予想される。また、根固工などが損傷を受けると、河床材料が細砂

図中の数字は
計画河床高を基準とした
通水後の河床高 (m)

① 計画河床高
② 通水後の河床高 (m)
③ 堆積
④ 洗掘

Figure 1 is a line graph showing the relationship between the number of provinces (建設省 No.) on the x-axis and the water level (水位), average river bed (平均河床), and deepest river bed (最深河床) on the y-axis. The y-axis is labeled '標高 (T. P. m)' and ranges from -10 to 15. The x-axis ranges from 0 to 50. The '水位' line starts at approximately 10.5, peaks at 11.5 around x=25, and then rises to 13.5 at x=40. The '平均河床' line starts at approximately 3.5, decreases to 0 at x=25, and then rises to 7.5 at x=40. The '最深河床' line starts at approximately 0.5, decreases to -5 at x=25, and then rises to 4.5 at x=40. A dashed horizontal line is drawn at y=5, labeled '計画河床'.

- 72 -

(2) 護床工範囲 2 - b

(1)の検討結果を受けて、床止め直下流に大きな深掘れが生じない護床工範囲について検討を行う。護床工範囲 2 - b は、水叩きより No. 22 まで全面護床工を施工し、その下流については、左岸に合流点まで右岸に No. 18 まで幅 10 m の根固工を施工するというものである。図 5-18 は、 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ を 60 分通水した（実験 S I 2 - 3）後の洗掘・堆積状況の平面図である。図 5-19 は、この時の水位（通水中）、平均・最深河床高（通水後）の縦断図を示したものである。これらの図から、床止め直下流の護床工の範囲を建設省区間 No. 22 まで拡げることによって、床止め下流の深掘れが防がれていることがわかる。No. 20 ～ 12 付近には、湾曲が原因となって、外岸に当たる左岸に 6 m 程度の洗掘が生じているが、左岸沿いに根固工があるため、この部分の深掘れが河岸に与える影響は小さくなっている。このことは、図 5-20 に示す No. 16 断面横断図において、根固工基部（護岸のり尻）の高さが通水前と変わっていないことからわかる。また、合流点近くの右岸には若干堆積が生じているが、図 5-20 の No. 0 断面横断図からもわかるように、その堆積高さは小さく、特に問題にならない。図 5-21 は、通水中の流況を表したものであり、どの場所でも横断方向にはほぼ一様な流速分布を持ち、死水域も生じていないことがわかる。以上から、護床工範囲 2 - b は、第 1 床止め及びその下流の河岸・堤防保護、河床安定を図る上で必要十分な範囲であると判断できる。

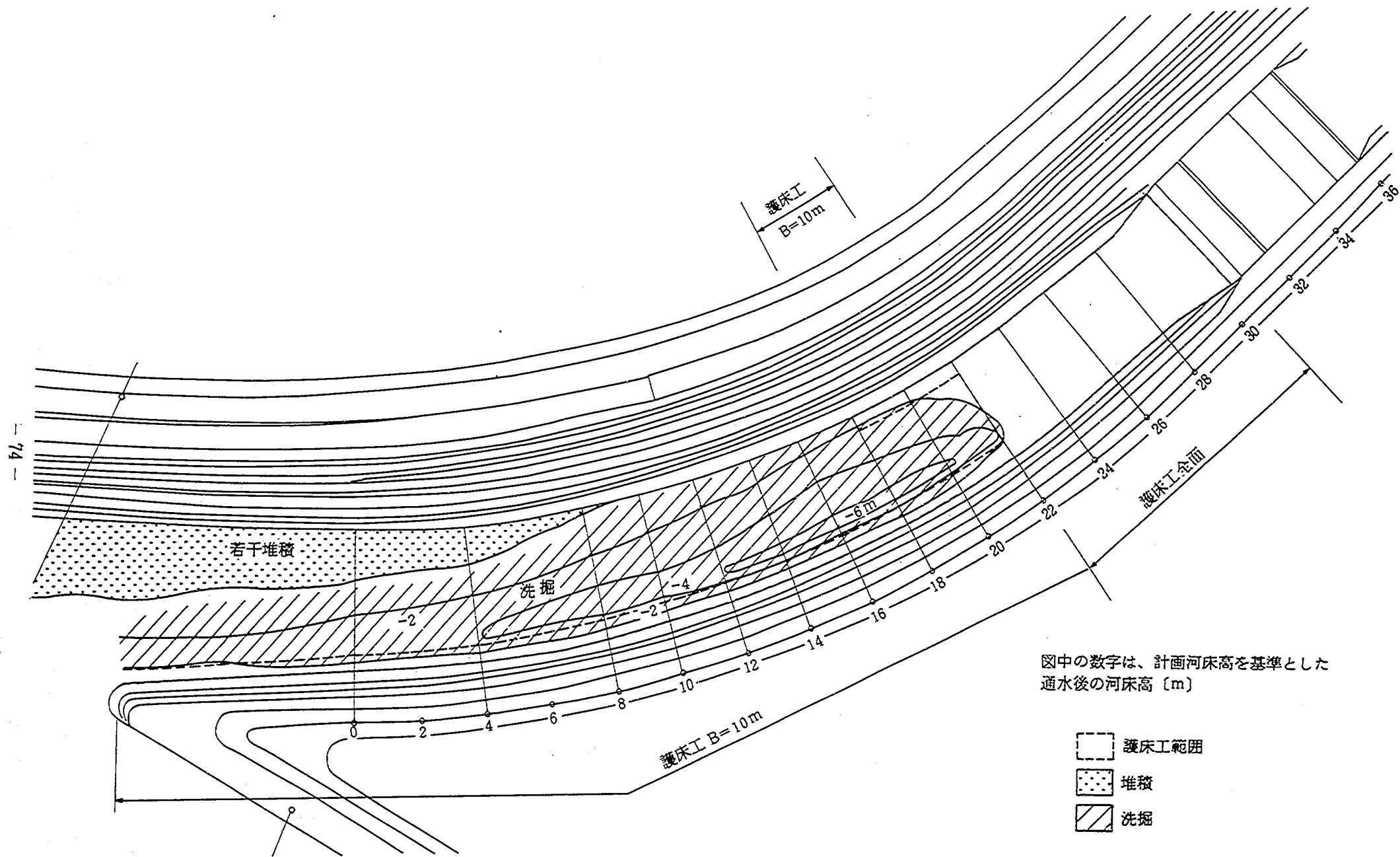


図 5-18 河床変動状況 (実験 S I 2-3) (流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ [60 分]) (護床工範囲 2-b)

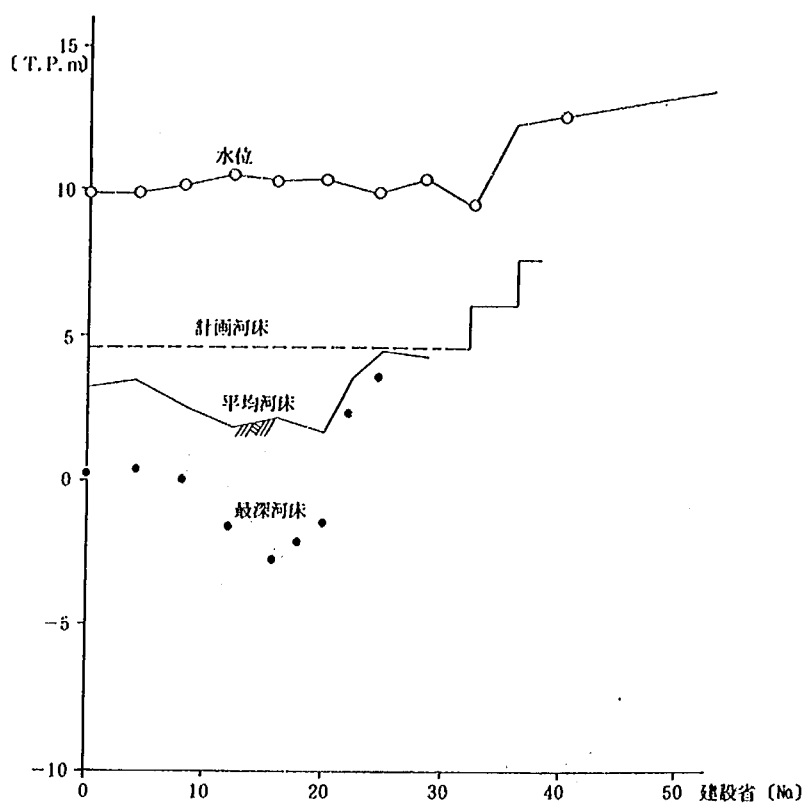


図 5-19 水位・河床高縦断図 (実験 S I 2 - 3) (流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ (60 分))
(護床工範囲 2 - b)

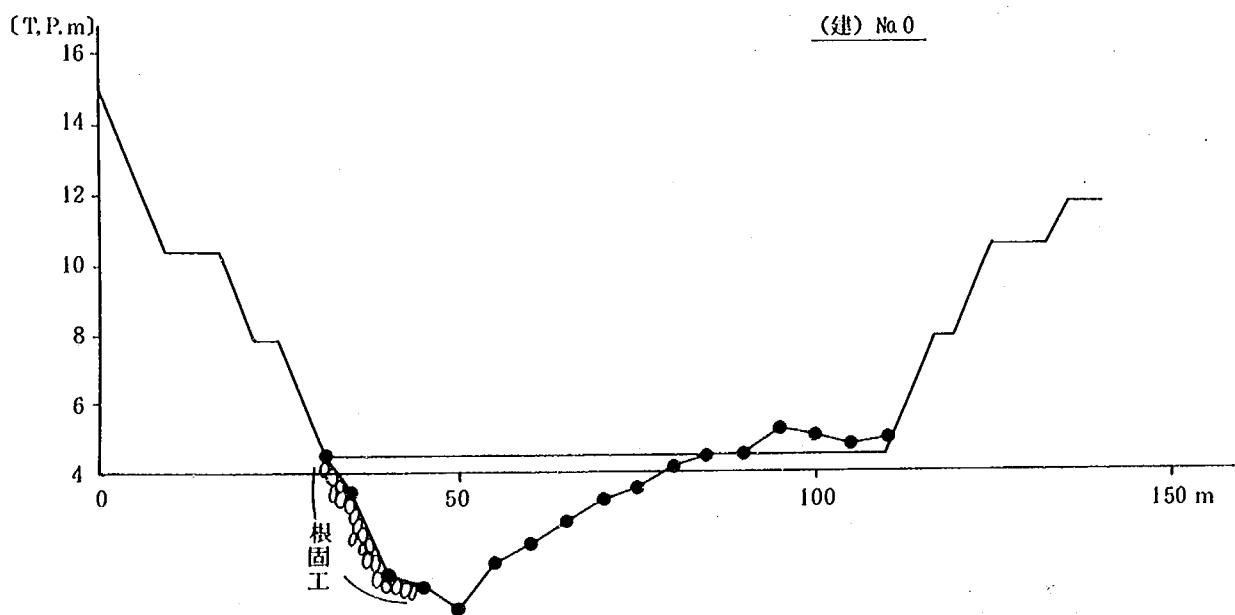
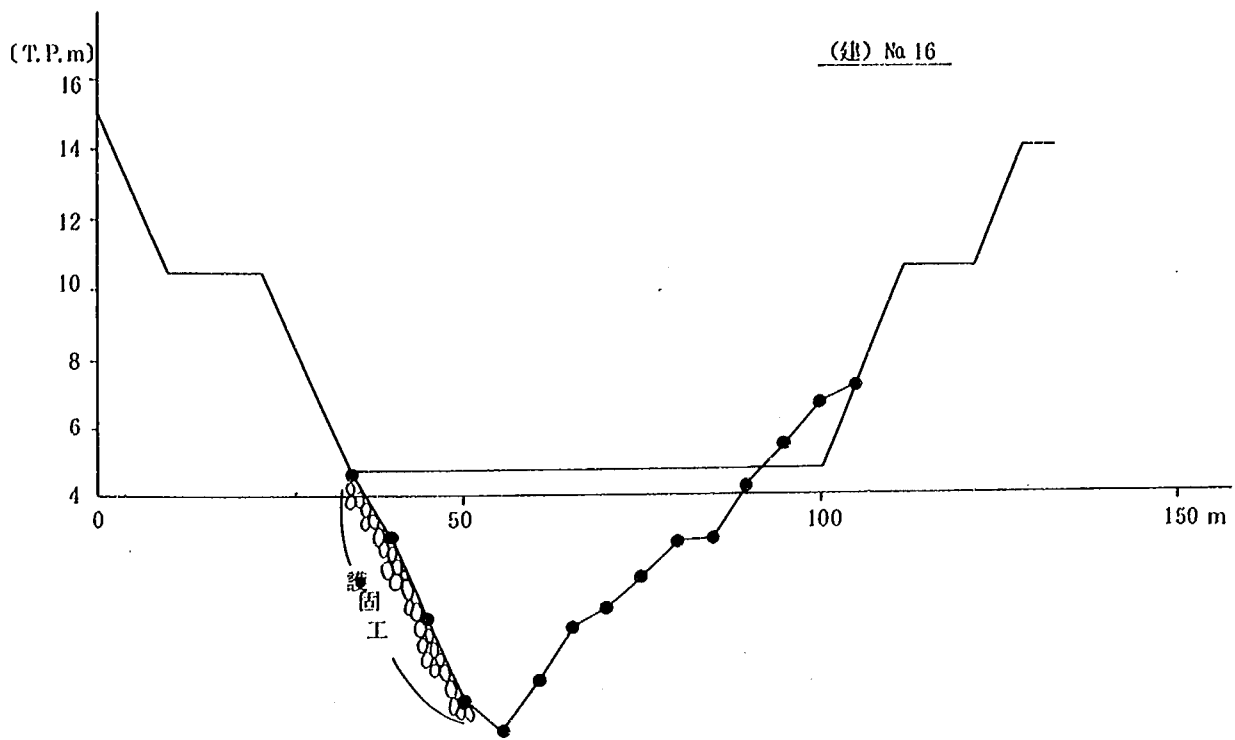


図 5-20 建設省 No. 16, No. 0 断面の横断河床形状 (実験 S I 2-3)
(流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ (60 分)) (護床工範囲 2-b)

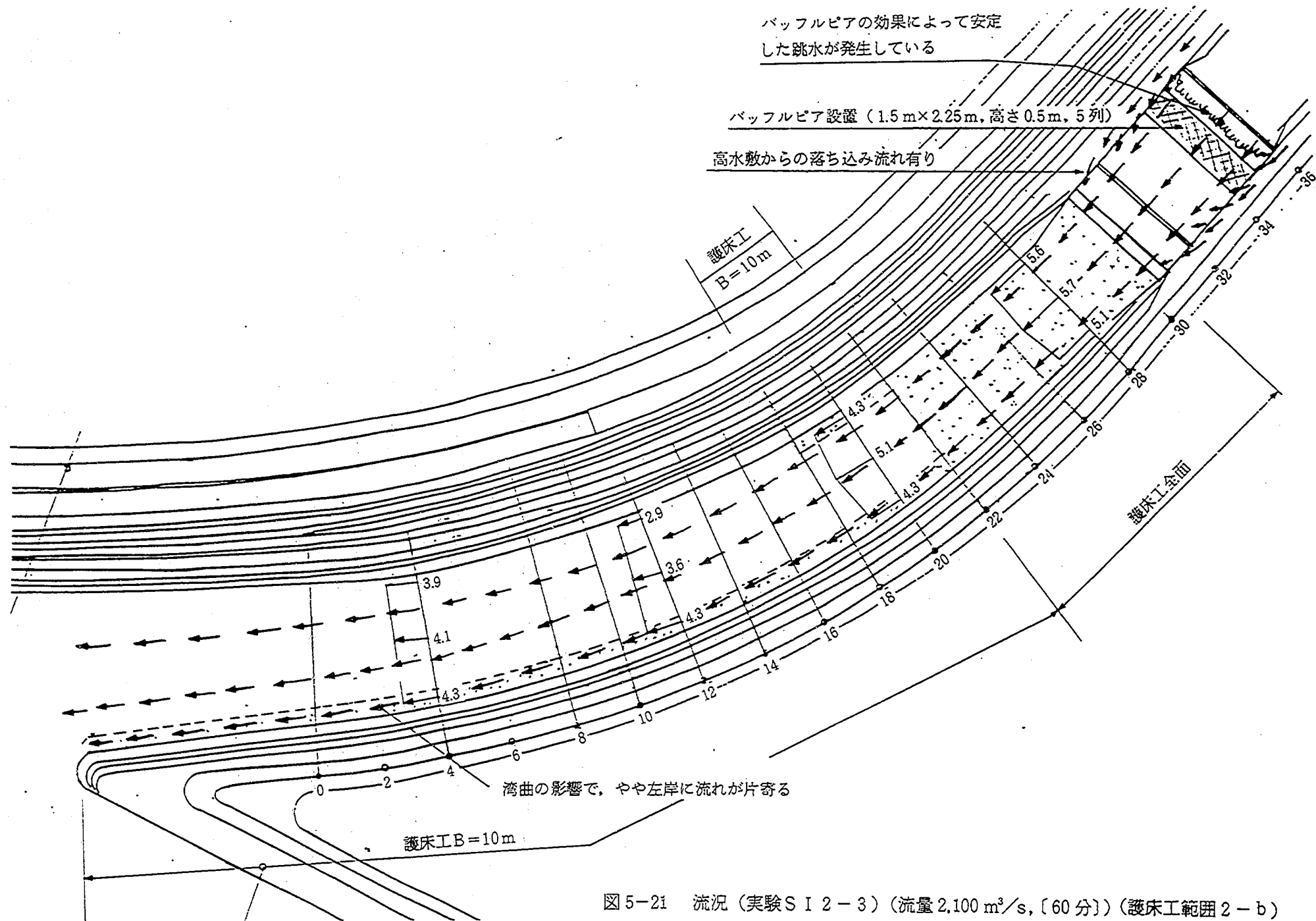


図 5-21 流況 (実験 S I 2-3) (流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$, [60 分]) (護床工範囲 2-b)

5-4 合流点について(実験SI3シリーズ)

本節では、導流堤形状の検討と、信濃川合流点付近左岸の護岸・根固工必要範囲について検討する。実験では、合流点より上流の河道を5-2、5-3で最適とされた形状及び護床工・根固工範囲にしてゐる。下流端条件には、5-3の最初に述べたと同じ理由により条件Cを用いた。

5-4-1 導流堤がある場合

前章で得た修正計画形状通りの導流堤を設置した条件で、刈谷田川と信濃川に計画流量を60分流し、引き続いて信濃川だけに流量 $500\text{ m}^3/\text{s}$ を180分通水する実験を行った(実験SI3-1)。信濃川だけに流量 $500\text{ m}^3/\text{s}$ を通水する後半の実験は、平水時において刈谷田川の流量に対する信濃川の流量比が最も大きくなる状況(融雪出水時など)を想定したものである。図5-22は、計画流量を60分通水した後の合流点付近の河床変動状況を表した平面図である。図より、刈谷田川と信濃川に分ける導流堤(以後左岸導流堤と呼ぶ)に沿ってその右側に洗掘が生じ、その洗掘領域が導流堤先端のさらに下流に拡がり46.2 km付近で最大洗掘深さ5 m以上を生じてゐる。しかし、この深掘れは信濃川左岸からは離れており、左岸導流堤の効果が現われていることがわかる。一方、刈谷田川と中之島川を分ける導流堤(以後右岸導流堤と呼ぶ)の下流には、高さ3 mほどの堆積が生じてゐる。しかし、中之島川出口は閉塞しておらず、右岸導流堤が中之島川出口閉塞防止機能を有していることがわかる。また、この堆積が主流の流下を防げることはない。以上から、計画流量が流下する場合には修正計画形状に特に問題がないと判断できる。

次に、信濃川だけに流量 $500\text{ m}^3/\text{s}$ を180分通水した後の河床変動状況を図5-23に示す。図から、左岸導流堤によって信濃川の川幅を狭めているために、この導流堤と信濃川左岸との間に5 m以上の深掘れが生じてゐることがわかる。深掘れ位置が左岸に近いので、46.3 km横断面図(図5-24)に示すように、河岸でも4 mを越える洗掘が起きている。こうした深掘れは、信濃川左岸及び堤防の保護を図る上で許容することはできない。深掘れ対策として、左岸導流堤と信濃川左岸との間に全面護床工を施すことが考えられるが、河床材料が細砂であること、頻度の非常に高い平水時の流下形態の下で生じる洗掘を対象にすることから、その維持にはかなりの困難が予想される。

以上から、修正計画形状の導流堤は、計画流量に対しては十分な機能を発揮するものの、平水時には河床に悪影響を与えることが明らかになった。

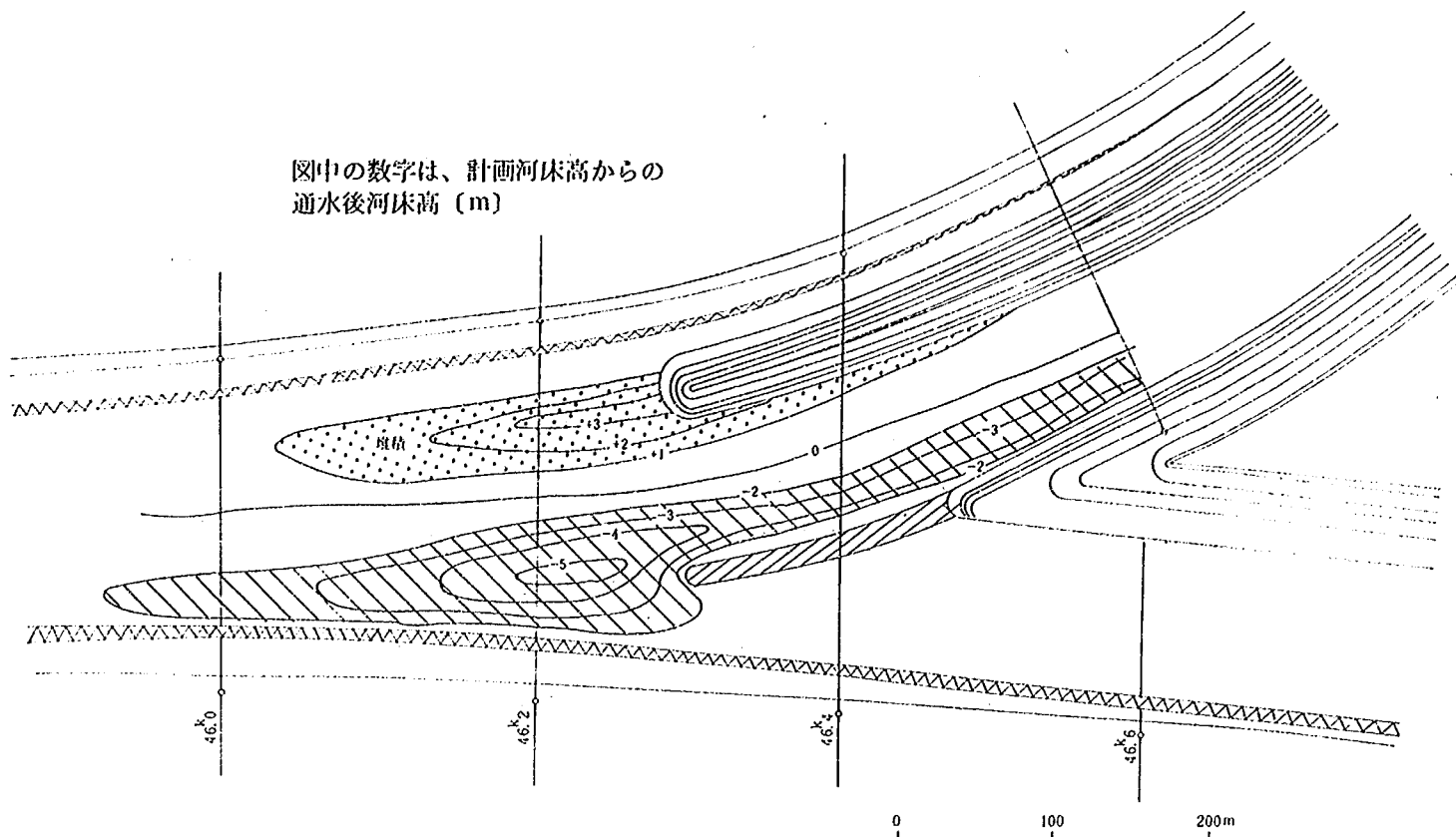


図 5-22 河床変動状況 (実験 S I 3-1) (計画流量〔60 分〕)
(修正計画形状通りの導流堤あり)

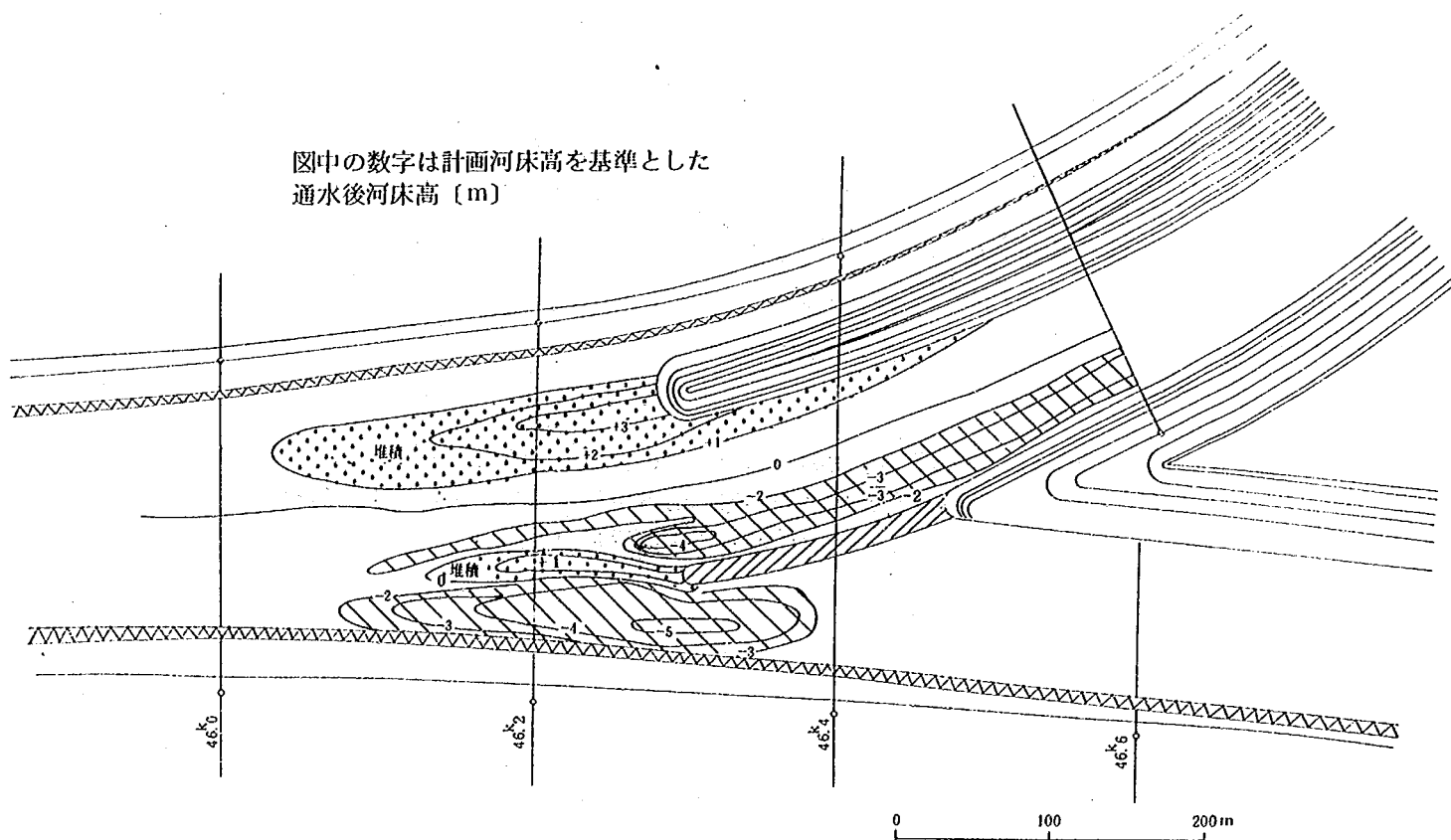


図 5-23 河床変動状況 (実験 S I 3-1)
(計画流量〔60 分〕, 信濃川だけ $500 \text{ m}^3/\text{s}$,〔180 分〕)
(修正計画形状通りの導流堤あり)

5-4-2 導流堤長を短縮した場合

前節の結果から、洪水時に所定の機能を発揮し、かつ平水時に障害とならない導流堤形状を見出す必要があると考えられる。そこで、信濃川の河積を狭めない範囲で最も長い導流堤、すなわち修正計画形状の導流堤のうち 46.5 km から先の部分を取った形状を持つ導流堤を設置して実験を行った。(実験 S I 3-2) 図 5-25 は、計画流量を 60 分通水した後の河床変動状況を表した平面図である。図より、刈谷田川からの主流沿いに大きな洗掘が生じているものの、その位置は河岸から離れており、信濃川左岸での洗掘深さはそれ程大きなものにはなっていない。このことから、導流堤の短縮が信濃川左岸の保護に決定的な悪影響を持つことはない判断できる。図 5-26、写真 5-1 は、この時の流況を示したものであり、刈谷田川からの主流部が固定床実験の時に見られたような不安定な挙動を示すことはない。右岸導流堤下流の堆積は、前項に示した結果と同じ特性を示しており、右岸導流堤は十分な機能を果たしていることがわかる。図 5-25 の導流堤は、信濃川の流れを阻害することはないので、信濃川だけに長時間通水を行っても信濃川左岸寄りの河床が図 5-23 に示したような激しい洗掘を受けることはない。以上から、ここで示した長さ・形状を持つ導流堤が妥当であると判断できる。

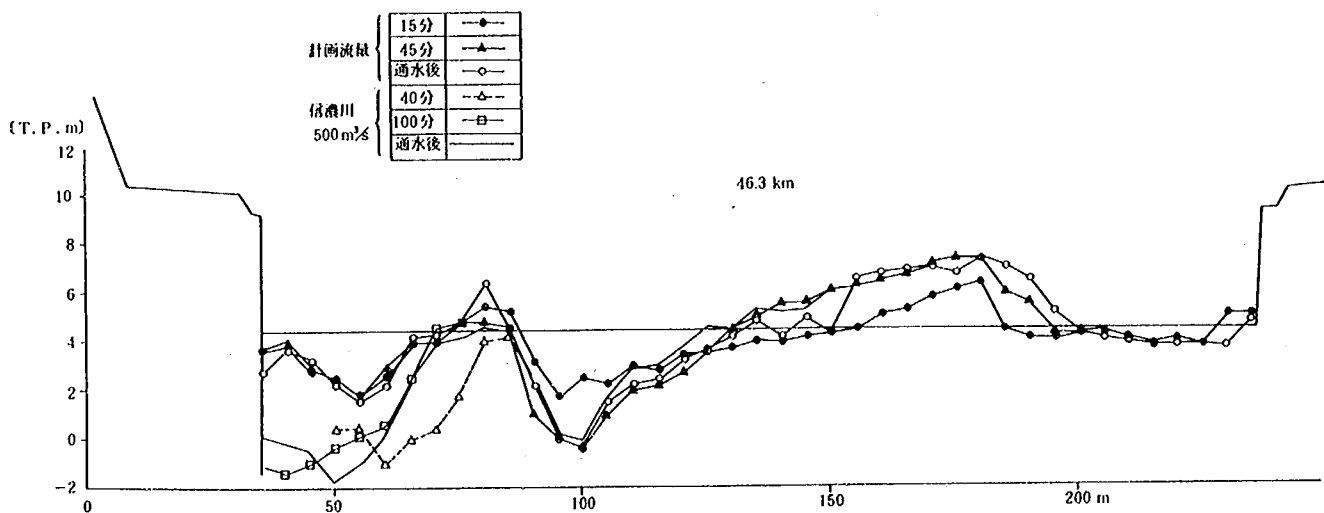


図 5-24 46.3 km 断面の河床高横断図 (実験 S I 3-1)
(計画流量〔60 分〕, 信濃川だけ $500 \text{ m}^3/\text{s}$, 〔180 分〕)
(修正計画形状通りの導流堤あり)

図中の数字は、計画河床高を基準とした
通水後河床高〔m〕

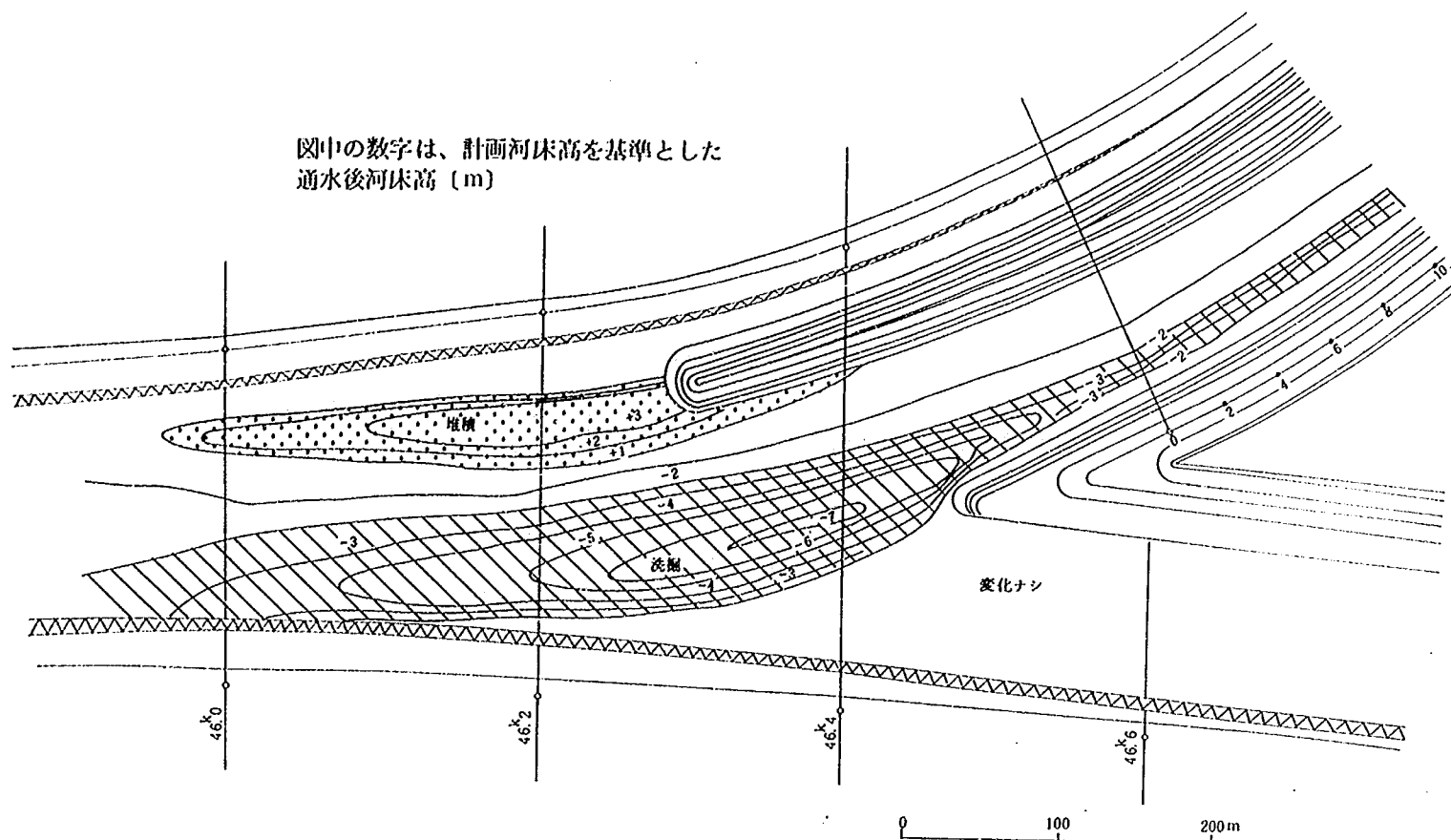


図 5-25 河床変動状況 (実験 S I 3-2) (計画流量〔60 分〕)
(修正計画形状の導流堤を短縮)

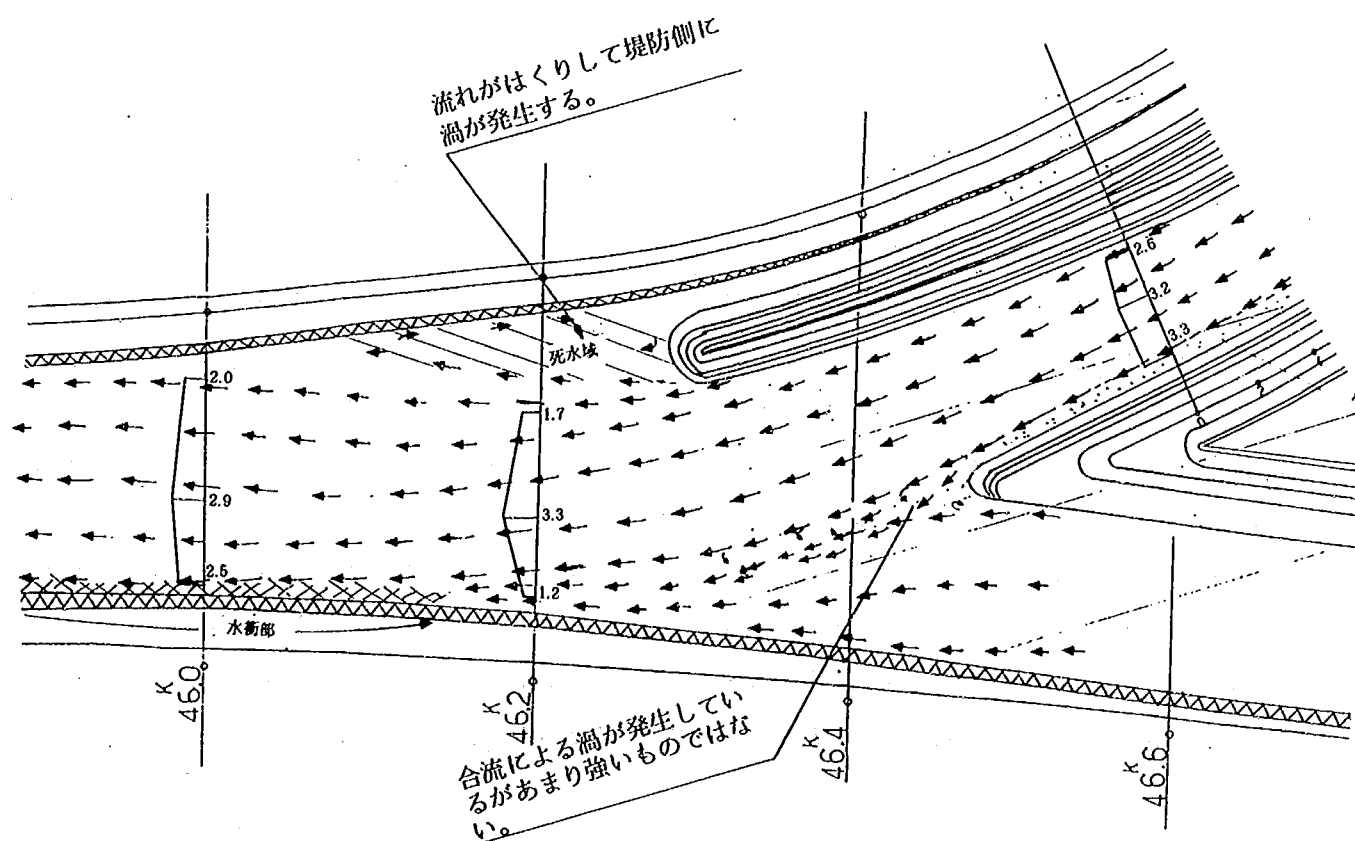


図 5-26 流況 (実験 S I 3-2) (計画流量〔60 分〕)
(修正計画形状の導流堤を短縮)

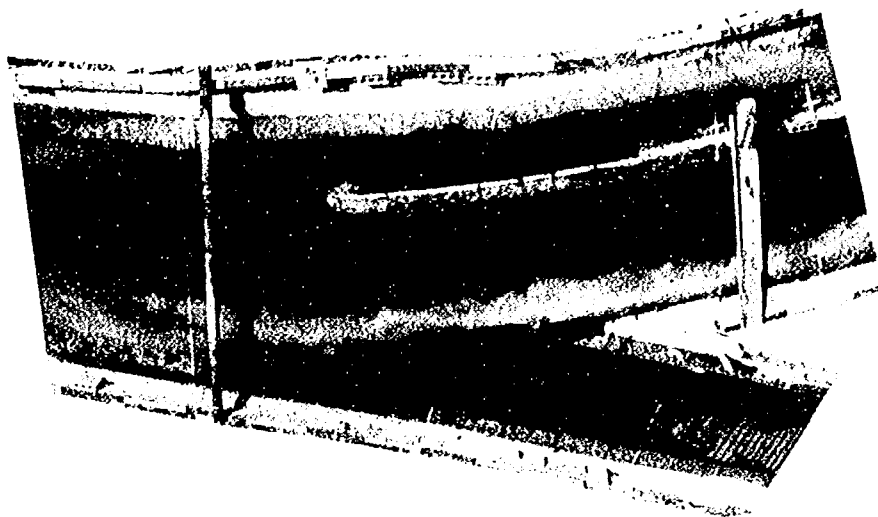


写真 5 - 1 合流点付近の流況 (実験 SI 3 - 2)
 - 導流堤長を短縮した場合 -
 計画流量を 60 分通水後

次に、信濃川左岸の根固工必要範囲について検討を行う。信濃川左岸にとって最も危険な状態を明らかにする目的で、上記の実験後引き続き刈谷田川だけに流量 $1,550 \text{ m}^3/\text{s}$ を 60 分、 $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を 60 分通水した。通水後の河床変動状況を図 5-27 に、通水中の流況を図 5-28 に示す。図からわかるように導流堤直下流の深掘れの領域が左岸に移動し、左岸での洗掘深が 7 m 以上に達している。洗掘特性がこのような変化した原因としては、通水時間が長かったことがあげられるが、このほか信濃川の流量が 0 であることの影響も大きいと考えられる。これは、合流点上流から信濃川の流れが、刈谷田川からの主流部の左岸への片寄りを防ぐかなりの作用を持っていたと考えられるからである。実験での出水条件、すなわち刈谷田川だけに $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 規模の流量が長時間続くことは実際には起こりにくいと考えられるが、根固工必要範囲の選定に当たっては、この実験の結果を考慮した方がより安全な対策を立てることができる。以上から図 5-27・28 より判断すると、45.8 ~ 46.3 km の左岸に根固工が必要となる。根固工の幅は、この区間での流れが、刈谷田川第 1 床止め下流の流れよりも穏やかであり、洗掘深が同程度であることから考えて刈谷田川第 1 床止め下流に設置した根固工と同じ 10 m 程度で充分と考えられる。

図中の数字は計画河床高を基準とした
通水後河床高 (m)

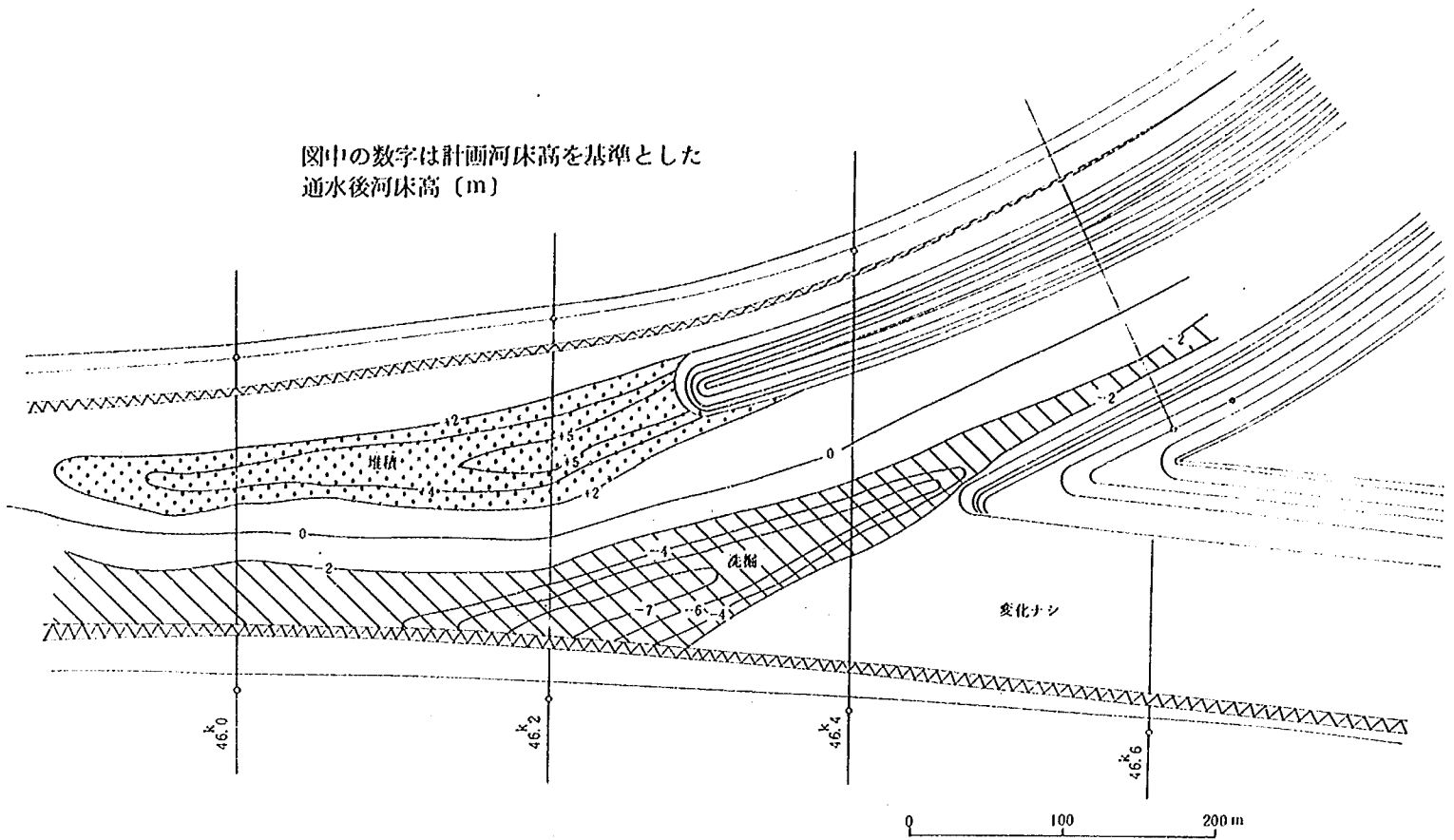


図 5-27 河床変動状況 (実験 S I 3-2)

(計画流量 [60 分], 刈谷田川だけ $1,550 \text{ m}^3/\text{s}$ [60 分], $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ [60 分])

(修正計画形状の導流堤を短縮)

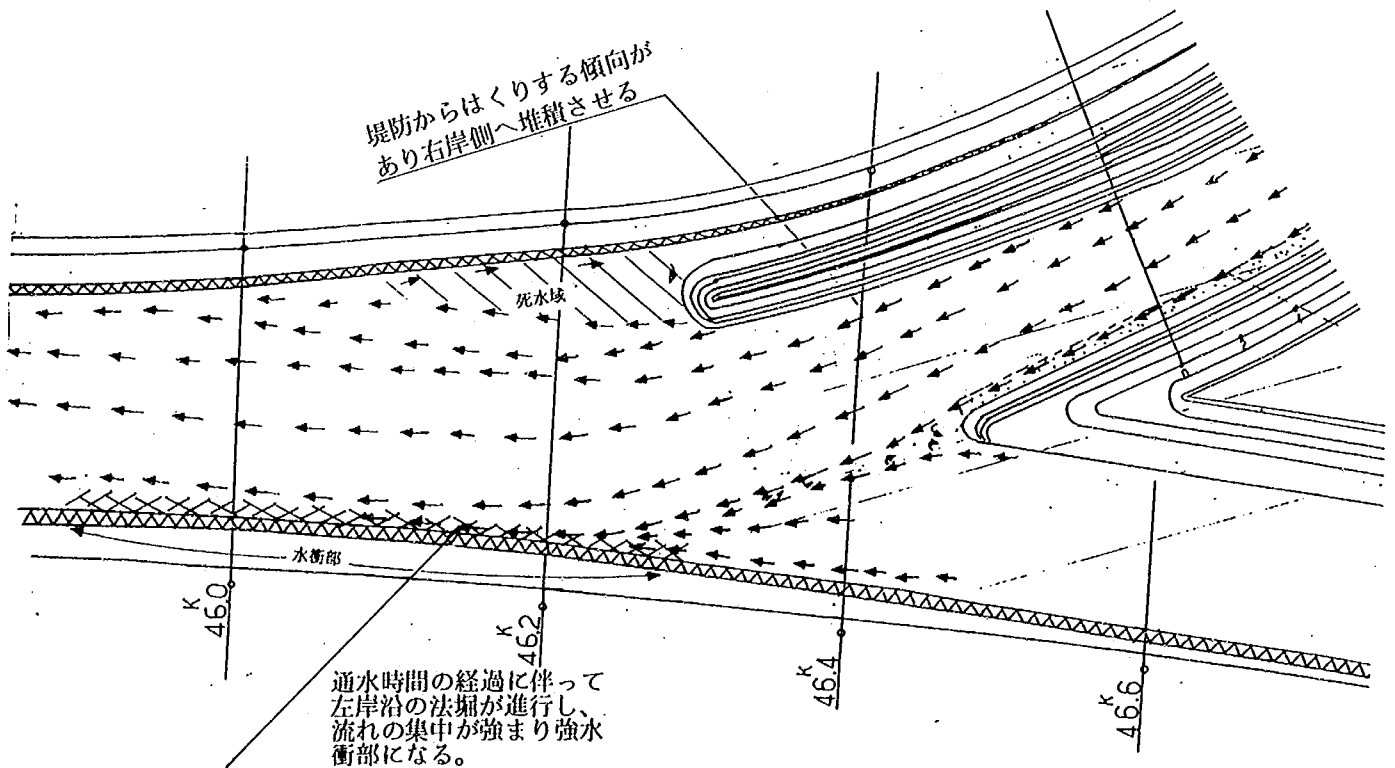


図 5-28 流況 (実験 S I 3-2)

(計画流量 [60 分], 刈谷田川だけ $1,550 \text{ m}^3/\text{s}$ [60 分], $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ [60 分])

(修正計画形状の導流堤を短縮)

5-5 ま と め

移動床実験によって河床変動特性を調べることににより、固定床実験では行えなかった護床工・根固工必要範囲、床止めの詳細形状、導流堤形状についての検討を行った。その結果、第2床止め上流については全面護床工を床止めからかなり長い区間にわたって施工する必要があることがわかった。床止め形状については、修正計画形状の一部に問題があったので修正を行った。第1床止め下流については、水叩き下流の一定長さを全面護床工とし、その下流の左岸に根固工を施工することにより河岸・堤防の保護、河床の安定を図ることが充分可能であることがわかった。合流点については、中之島川と刈谷田川との間の導流堤は十分な閉塞防止効果（中之島川出口）を発揮するが、刈谷田川と信濃川との間の導流堤は、その長さが大き過ぎるため、平水時の信濃川側の河床の維持に問題があることがわかった。そこで、導流堤長の短縮を図り、洪水時に適切な機能を発揮し平水時に問題を起こさない導流堤形状を見出した。また、合流点付近の信濃川左岸に発生する局所洗掘に対処するための根固め必要範囲を明らかにした。

以上、本章までの検討により、制約条件を満足する範囲で河道改修最適案が得られた。次章では、一連の実験の結論として得られた最適案をまとめて示すとともに、最適案がなお残している問題点を論じることにより、対象区間の改修を今後進めて行く上で考慮すべき点について若干の考察を行う。

第6章 全体のまとめ

6-1 実験により得られた計画河道形状最終案

固定床・移動床実験を通して原計画形状を修正することにより得られた計画河道形状の最終案をまとめて示す。なお、この案は、1-3に示した制約条件を満足する範囲内でほぼ最適の改修案と考えられる。(図6-1参照)

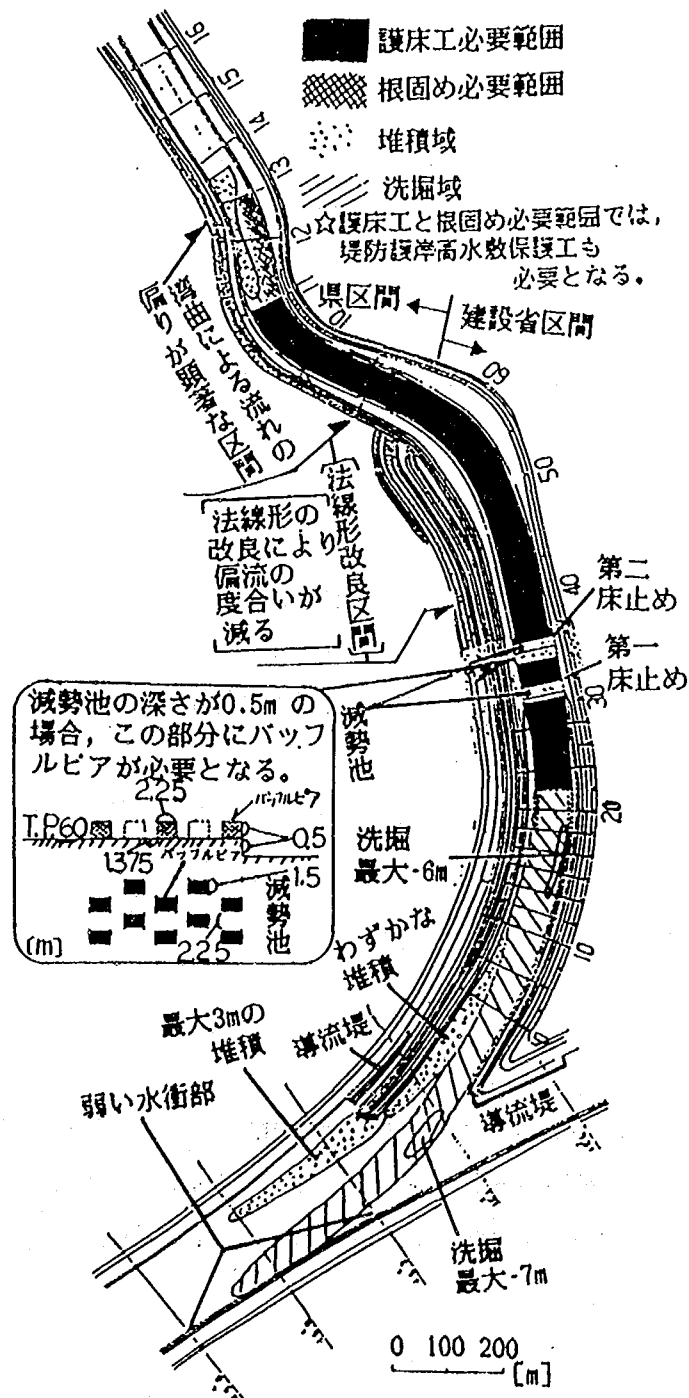


図6-1 刈谷田川・合流点計画河道形状最終案概要図

① 河道法線形

・第2床止め上流については、この区間の流速が非常に大きく、高流速と急湾曲が重なると河道の維持が著しく困難になることから、原計画形状の湾曲の度合いを減少させ、かつ低水路法線形と主流部の流向が一致するように原計画形状の河道法線形を修正する。――<図4-9>

・第2床止め下流については、原計画形状のままとする。――<図4-13>

② 床止めの位置と落差

2つの床止めの間には高流速が発生するので、高流速発生区間長を小さくし洗掘防止対策必要範囲を小さくするために、床止め間の距離を小さくする。また、少しでも上流から河積を上げ流速の比較的小さい区間を長くすることが望ましいこと、床止めを湾曲部に設置するとその下流の河床維持が困難になることから、原計画において湾曲部に位置する下流側の第1床止めをより上流の直線部に移すことが望ましい。以上から、第2床止めの位置を原案通り建設省No.36のままとし、第1床止めの位置を建設省No.32に移す。落差は、原計画と同じにする。――<図4-13>

③ 河床縦断形状

第1床止め位置の修正に伴って、この区間の河床縦断形状も修正する。その他の区間の河床縦断形状は原計画のままとする。――<図4-14>

④ 床止めの細部形状

床止め下流の深掘れを軽減し、高水敷から低水路への落ち込み流れの発生を防ぎ、全体的な流況を改善するため、原計画の平面形状を一部修正する。また、各床止めを落下した流れの減勢を確実にを行うため、各床止めの下流に減勢池を設ける。減勢池の流下方向長さは18m、深さは0.5mとする。――<平面図(図5-14)、縦断図(図4-15)>

第2床止めの下流については、床止め天端を基準とした下流水位が第1床止めに比較して低いので、上記の減勢池を設けただけでは十分な減勢を行うことができない。このため、第2床止め下流において、減勢池に加えてバップルピア群を設置する、減勢池の深さを1.0mに増やす、何れかの対策を講ずる。――<図5-15>

⑤ 合流点

洪水時に刈谷田川から流入する速い流れが直接信濃川左岸に当たり洗掘を助長することがないように、刈谷田川と信濃川との間に導流堤を設ける。この導流堤は、信濃川の流れを阻害しないように設置する。また、中之島川出口が洪水時に閉塞しないように、刈谷田川と中之島川との間に導流堤を設ける。――<図5-25>

⑥ 護床工・根固工施工必要範囲

・第2床止め上流

この区間では、高流速と河道湾曲という2つの条件が重なっているため、河床の耐洗掘能力に対する流水外力が非常に大きい。このため、図5-10に示す広い範囲（護床工範囲1-c）にわたって護床工を施工する必要がある。

・第1、第2床止めの間

この区間には高流速が発生し護床工なしでは大きな洗掘が生じること、この区間の洗掘が第2床止めの破壊危険度を著しく増大させることから、全面護床工を施工する必要がある。

・第1床止め下流の刈谷田川区間

第1床止め水叩きより建設省No.22までは全面護床工とする。それより下流については、右岸に建設省No.18まで、左岸に導流堤先端まで根固工を施工する。根固工の幅を10mとすれば、河岸、堤防を洗掘から防護することができる。――＜図5-18（護床工範囲2-b）＞

・合流点

信濃川45.8～46.3kmの左岸では、刈谷田川からの速い流れの影響により洗掘を生じるので、この区間には根固工を施工する必要がある。10m程度の根固工幅で十分な河岸保護効果が期待できる。

⑦ 護岸工、高水敷保護工必要範囲

・第2床止め上流

低水路においては、実験対象区間上流端（県No.20）までのほぼ全ての区間で4m/s以上の高流速が発生する（図4-12参照）。したがって、第2床止めから少なくとも県No.20までは低水護岸が必要である。高水敷及び堤防近傍では、実験対象区間上流端（県No.20）までのほぼ全ての区間で2m/s以上、場所によっては3m/sを超える流速が発生する。このような高流速は堤防にとって非常に危険であるだけでなく、高水敷洗掘の危険を著しく高める。高水敷の洗掘は、高水護岸や低水護岸にも悪影響を与える。以上から、堤防表法を流水から保護する高水護岸を少なくとも県No.20までの全区間に施工し、あわせて高水敷保護工もこの区間全てに施工する必要がある。特に、県No.11付近左岸では、河道の急湾曲のために高水敷から低水路に激しく落ち込む流れが生じるので（図4-12）、この場所の低水護岸、高水敷保護工を強固なものとし、低水護岸法肩での洗掘発生から低水護岸全体の破壊に至らないよう細心の注意が必要である。

・床止め周辺

床止め周辺では、高流速が発生するとともに高水敷から低水路へ若干落ち込む流れが存在するので、高水護岸、高水敷保護工を全面的に施工する必要がある。

・第1床止め下流の刈谷田川区間

床止め直下流で5m/s以上、その下流では4m/s程度の高流速が発生し、また横断面形が単断面に近いことから、低水護岸、高水敷保護工、高水護岸すべてが必要となる――＜図5-21＞

・合流点

根固工必要箇所である信濃川 45.8～46.3km の左岸には、低水護岸を施工しなければならない。

⑧ 護床工・根固工の構造について

実験で用いた護床工・根固工模型は粒径 20 mm の均一粒径碎石を 2 段に敷いたものであり、これは現地において直径 1 m の捨石を用いて厚さ 1.5 m の護岸工あるいは根固工を設置したことに相当する。この護床工、根固工模型を用いた場合、実験においては河床・河岸保護機能が発揮されることが確認されている。しかし本実験は、護床工・根固工の詳細な諸元を決定する程の精度を有していないので、上記の諸元は 1 つの目安としてとらえるべきであり、実際にこれらの構造を設計するに当たっては、過去の施工実績、被災事例等も加えて総合的な検討を行う必要がある。その際には、以下のことを充分考慮しなければならない。すなわち、刈谷田川（特に第 2 床止め上流区間）においては、流水外力が急流河川並の大きさを持ち、一方河床材料は緩流砂河川と同じ細砂であることから、そこに設置される護床工・根固工には、急流河川並の流水外力に耐え、かつそれらの下の細砂の吸出しを防止する両方の機能が求められる。

6-2 今後の課題

6-2-1 計画河道形状最終案について

本実験における河道形状の検討は、次のような前提条件の下に進められた。

▲大沼サイフォンの撤去あるいは大幅改築を考えない。したがって、河床低下の影響から大沼サイフォンを守るため、サイフォンと合流点との間に床止めを2段設置することとし、現在本支川間で生じている3m近い河床高の差を維持する。

▲原則として、堤防法線形を変えない。変更する場合にも小幅にとどめる。

これらの条件を満足するように、実験において行った原計画形状の修正は、床止めの位置・形状、導流堤諸元、低水路法線形だけとした。以上の制約条件の下で得られた最終案の持つ課題を以下に示す。

(1) 最終案が持つ課題

▲第2床止め上流においては、護床工なしでは激しい洗掘が生じ河岸や堤防を守ることができないため、非常に広い範囲に護床工が必要となる。

▲第2床止め上流の実験対象区間ほぼ全域にわたって5m/s前後の流速が発生し、場所によっては6m/sを越える流速が発生する。

▲河道法線の湾曲度が大き過ぎる。特に、県区間No.11付近右岸では、高水敷から低水路へ落ち込む流れが現われる。

▲上記の理由により、実際に計画通りに護床工・根固工・護岸工・高水敷保護工を施工した場合でも、その維持は必ずしも容易ではないことも考えられる。

(2) 課題が生じた原因

①合流点において河床に落差が生じたこと、またその落差を維持しようとしてること

・・・落差より上流のかなりの範囲で摩擦速度の大きな増加が見られる。

②河床勾配が小さいこと

・・・急勾配の河川では、落差の形成に伴う上流河道の掃流力増大の度合いが小さく、一方、緩流河川になると大きくなる。刈谷田川は後者にあてはまる。

③川巾が狭いこと

・・・最終案の刈谷田川の川幅は、全国河川の平均的な川巾の1/1.5～1/2程度である。河床の落差に伴う掃流力の増大量を打ち消すためには、最終案の川幅の4倍程度の川幅が必要になる。

④河川材料の粒径が小さく、細砂である

・・・アーミング効果が期待できず、河床低下や局所洗掘が進みやすい。

⑤急湾曲がある

・・・特に県区間においても急な湾曲が多く、流れの集中により厳しい局所洗掘が生じる。

(3) 今後検討すべき対策案

より望ましい根本的な河道改修が可能である、という条件の下で考えられる対策は、以下の通りである。

1) 対 策

I 原因①, ③, ⑥をすべて解消する。・最も理想的な方法である。

II - 1 原因①, ⑥を解消する } ・ ・ ・ ・ ・ 護床工・高水敷保護工を無くすことはできないが、その
II - 2 原因③, ⑥を解消する } 範囲を大中に減らすことができる。

III 原因⑥を解消 ・ ・ ・ ・ ・ 十分な効果を得ることはできず、最終案とほぼ同じ保護工が必要となるが、その維持は容易になる。

2) 上記対策を行うにあたっての留意事項

▲少なくともⅢの方法を取らないと、高流速と流況に関する課題の改善につながらない。

▲河道の拡巾は刈谷田川全区間で行うことが望ましい。拡巾区間と非拡巾区間とのすりつけを緩やかに行わなければならない。

▲落差をなくす場合、河床勾配は最大でも $1/2,000$ 以下となるように行わなければならない。

▲少なくとも県区間No.13までの法線を改良する。

6-2-2 刈谷田川現況河道の維持について

現況河道に計画規模の大きな出水が発生した場合、合流点付近の左岸低水路が開削され、河床低下、局所洗掘が発生し、その影響が上流に及んだり、刈谷田川からの流れを直接受ける信濃川46.8km 左岸に局所洗掘が生じる恐れがある。

現況河道維持対策を立てるに当たっては、現在の合流点が広いという特徴を生かして、刈谷田川からの洪水を極力分散させた形で信濃川に流すという考え方を基本とすればよい。

6-2-3 刈谷田川県区間の河道計画について

程度の差はあっても、合流点近くの刈谷田川と同様の課題が県区間全体で存在すると考えることができる。

6-2-4 信濃川下流について

今後信濃川において全川的に河床低下が起こった場合、刈谷田川と同様他の支川との合流点にも落差が生じることが考えられる。また、刈谷田川合流点においてさらに河床低下が進めば、床止め下流の河床低下など新たな問題が生じる可能性がある。したがって、信濃川下流における河床変動を予測し、その結果に基づいて、支川合流点処理を含む信濃川下流の河道計画についての基本的な考え方を確立しておくことが重要である。

お わ り に

本模型実験を遂行するにあたり資料提供など多大な援助をいただいた北陸地方建設局河川計画課ならびに信濃川下流工事事務所の関係各位に感謝の意を表します。

付 録 I

付録Ⅰ. 移動床実験の相似性について

移動床実験においては、流水抵抗、中規模河床形態、流砂量、流砂形態に関して相似条件を満たすことが必要となる。粒径の大きい河床材料を持つ河川では、これらの相似条件をすべて満たすことは比較的簡単である。しかし、本模型実験で対象としている粒径の小さい河床材料 ($d_{60} = 0.35\text{mm}$) を持つ河川では、1) 実験においては粘性の影響が卓越する、2) 模型の縮尺と同じ比率で河床材料を縮めようとしても、そのような小さな材料は得られない、3) 上記2項の対策として比重の小さい河床材料を用いる方法があるが、現在のところ実験に用いることができる軽量の河床材料は開発されていない、などの理由から完全な相似実験を行うことは不可能である。この場合、実験の目的から見て重要な現象に絞って相似条件を満足させるという方法が取られる。

本実験では、湾曲部の洗掘・堆積量などに関係する中規模河床形態、主に縦断的な河床変動に関係する流砂量、両方に関係する流砂形態が重要となる。そこで、これらについて現地と模型が極力相似となるような実験方法を用いる。一方、水位や流速等の流れに関係する流水抵抗については、河床についての相似性が大きく損われない程度に相似性を確保することを目指す。以下に、模型を無歪とし模型において粒径 0.3mm 、比重 1.6 の石炭粉を用いた本移動床実験において、これら各項目の相似条件が、どの程度満足されているかを示す。

(1) 中規模河床形態について

中規模河床形態については、模型を無歪とすることでその相似性を概ね満足させることができる。そこで本実験では模型を無歪とする。

(2) 流砂形態について

流砂形態は、流砂量に占める掃流砂と浮遊砂の割合を表す。刈谷田川の場合には、河床材料が細砂であり掃流力が大きいことから浮遊砂が卓越する。この場合、流砂形態は河床材料の粒子の沈降速度と摩擦速度との比 w/u_* により支配され、 w/u_* 値が 1 を越えると浮遊が卓越するようになる。表Ⅰ-1に、刈谷田川区間について現地と模型の w/u_* 値を示す。この表より、現地、模型の両方とも浮遊砂が卓越する範囲にあることがわかる。以上より、模型における流砂形態の相似条件は概ね満足されていると考えられる。

表Ⅰ-1 現地と模型の w/u_* 値

現 地	模 型
2 ~ 10	1 ~ 5

(3) 流水抵抗について

流水抵抗は、主に小規模河床形態と水深・粒径比 H/d により支配される。このうち H/d は、現地と模型でその値が大きく異なるものの流水抵抗に与える影響が大きいので、本実験の場合のように流水抵抗について相似を完全に満たす必要のない場合にはそれ程重要なパラメータとはならない。一方、小規模河床形態は、流水抵抗に与える影響が大きいことから、現地と模型の小規模河床形態を一致させることが望ましい。小規模河床形態を主に支配するのは無次元掃流力 τ_* と H/d であり、特に前者の影響が大きい。本実験の場合、現地の τ_* 値は模型の 13 倍となり、 τ_* の値を模型と現地で一致させることはできない。刈谷田川区間の現地の τ_* 値は、計画流量が流下する場合多くの場所で 20 以上となり、大きいところでは 40 以上に達する。したがって、模型においても τ_* は 1 ~ 2 以上となる。これらの τ_* 値の下では、現地においては河床波が形成されない平坦河床の状態になり、模型においても、 τ_* の模型値が現地に比べて小さいものの絶対値が大きいので、やはり平坦河床が現れる。以上に示したように、現地と模型で H/d が大きく異なるものの、平坦河床になるという点において両者の小規模河床形態が一致していることから、流水抵抗についての相似条件は、河床変動特性の相似性を大きく損わない程度には満たされていると考えられる。

(4) 流砂量について

流砂量についての相似条件は、時間縮尺を適切に設定することにより満たされる。相似条件が完全に満足された移動床実験では、時間縮尺はフルード相似により決まる時間縮尺に一致するが、本実験の場合にはこの時間縮尺を適用することはできない。このような場合、流砂の連続式から、河床変動速度が模型と現地で一致するように時間縮尺を定める。今、現地の流砂量が下に示すブラウン式で表されるとする。

$$\frac{q_s}{u_* \cdot d} = 10 \cdot \tau_*^2 \quad \dots\dots (1-1)$$

ここで、 q_s : 流砂量、 u_* : 摩擦速度、 d : 粒径である。

また、模型で用いた河床材料の流砂量は、小規模河床形態が平坦である場合には概ね下式により推定できるとの検討結果がある*)。

$$\frac{q_s}{u_* \cdot d} = 40 \cdot \tau_*^2$$

模型と現地の流砂量式が以上の 2 つの式で表される場合には、時間縮尺は次式から求まる。

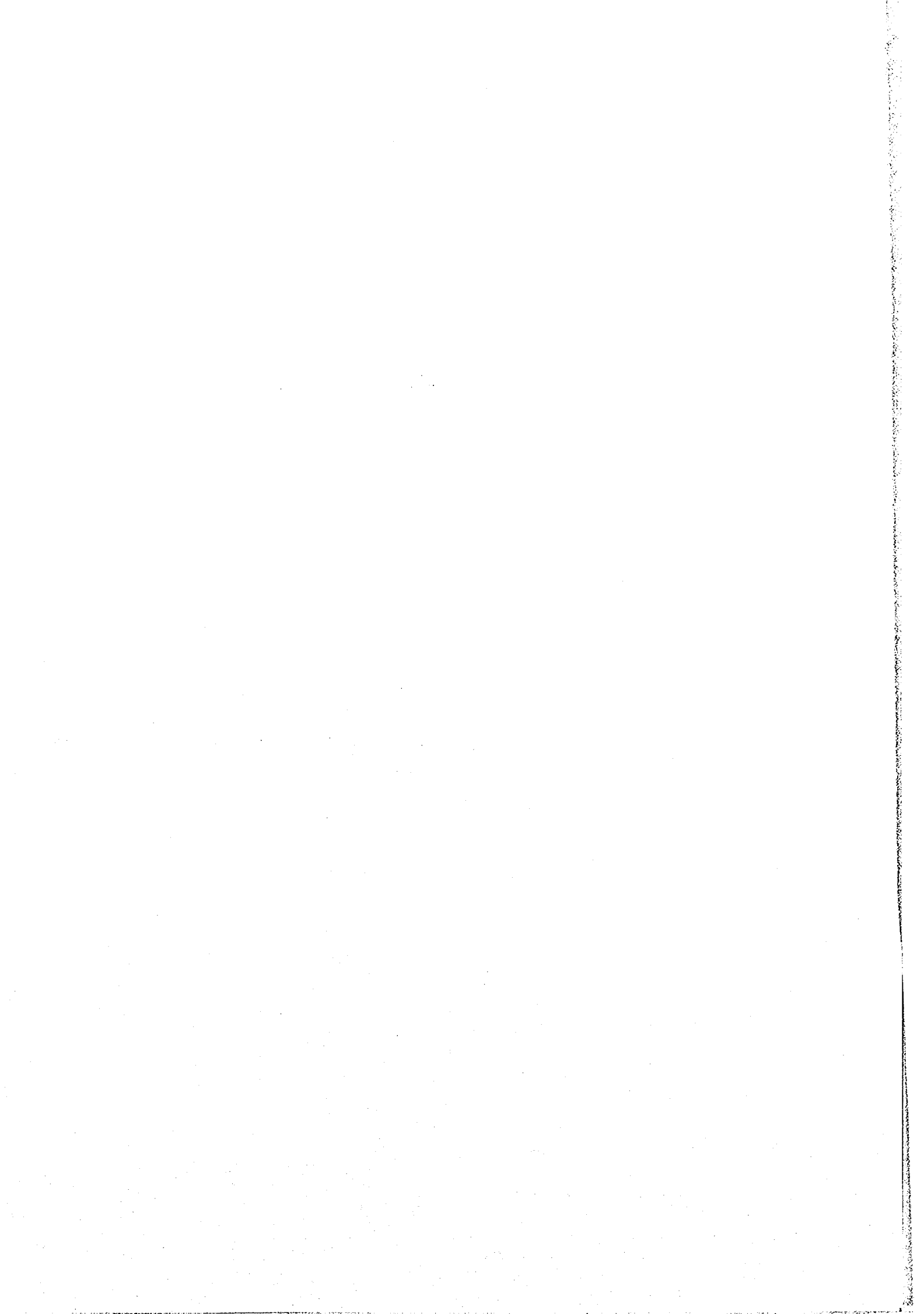
$$t_r = (1-\lambda)_r \cdot \ell_r^2 \cdot q_{sr}^{-1} \quad \dots\dots (1-2)$$

ここで、 t_r : 時間縮尺、 ℓ_r : スケールの縮尺、 q_{sr} : 流砂量の縮尺

上式を用いて本模型実験の時間縮尺を求めると約 7 となる。これは、模型の 1 時間が現地の 7 時間に相当することを意味する。用いた流砂量式の精度がはっきりしないので、ここで示した時間縮尺の信頼性は明確ではないが、実験を行う上での一応の目安となる。

*) 土木研究所河川研究室；河川移動床模型実験材料としての石炭粉の移動特性と、斐伊川模型への応用，土木研究所資料第 1802 号，P.P. 21，昭和 57 年 3 月。

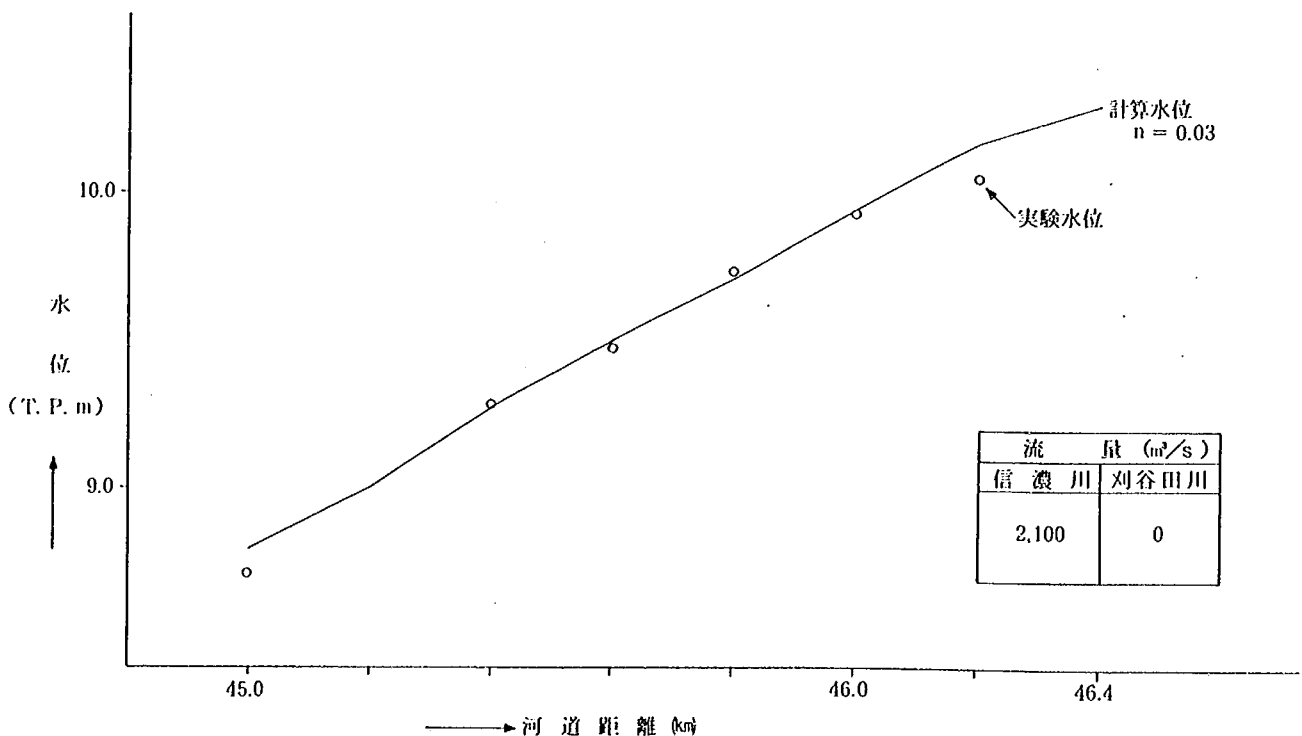
付 録 Ⅱ



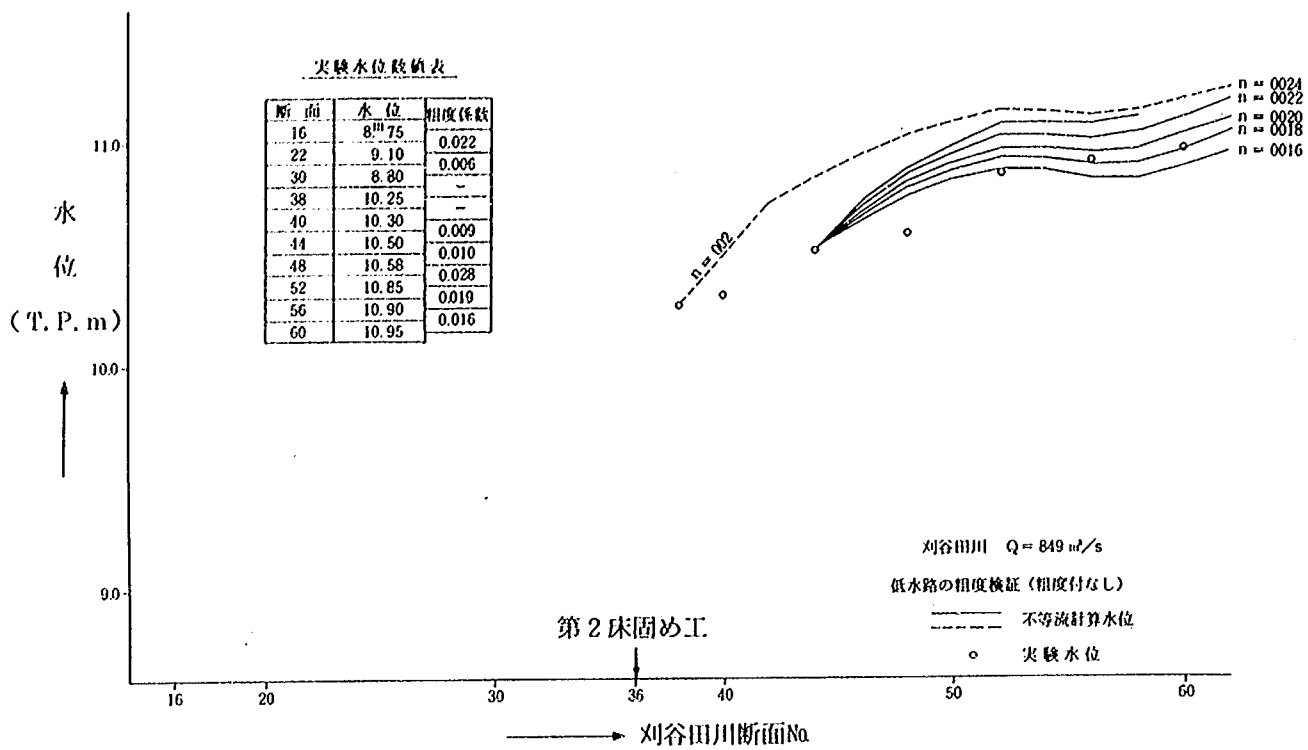
付録Ⅱ. 固定床粗度調整実験

— 原計画形状を対象とした実験 —

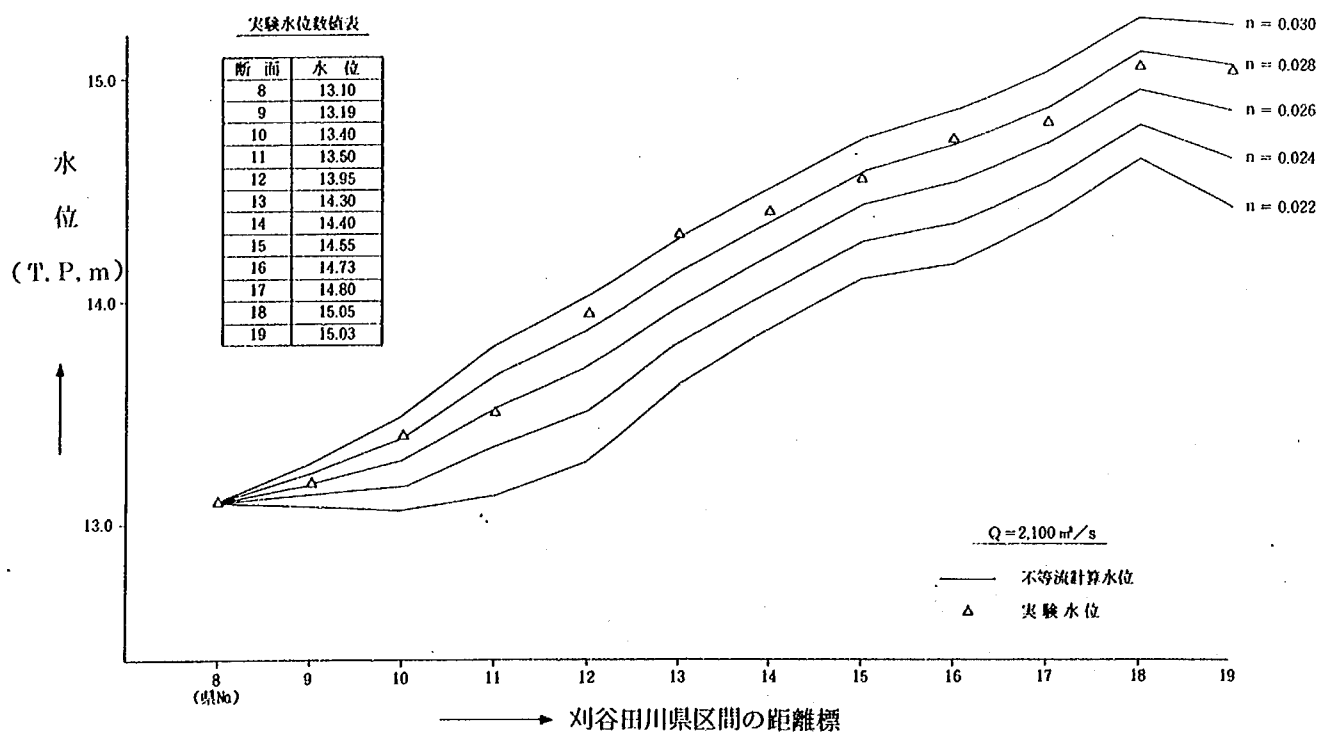
固定床模型の粗度調整実験の結果を示す。図Ⅱ－１は、合流点下流の信濃川における水位縦断の実験値と不等流算値を比較したものである。図より、模型の粗度係数がほぼ 0.03 であることがわかる。図Ⅱ－２は、刈谷田川の床止め上流の建設省管理区間における水位縦断の実測値と計算値を比較したものである。なおこの区間では、ほぼ低水路だけを流下している状態になっている。図より、この区間の粗度係数がほぼ 0.018 であることがわかる。このことは、粗度の無い刈谷田川低水路の粗度係数が 0.018 程度であることを表す。図Ⅱ－３は、刈谷田川県区間において低水路だけでなく高水敷も流下している状態での水位縦断を、実験値と計算値について比較したものである。図より、この区間の粗度係数がほぼ 0.028 であることがわかる。このことは、粗度が付けられた高水敷の幅が大きい県区間において、高水敷と低水路の両方に水が流下するようになると粗度係数が 0.028 まで増加することを示している。



図Ⅱ－１ 水位縦断比較図



図Ⅱ-2 水位縦断比較図



図Ⅱ-3 水位縦断比較図

刈谷田川模型実験報告書

ISSN 0386 - 5878
土木研究所資料第2624号
昭和63年3月(1988)

福岡 捷二・藤田 光一
林 正男

要 旨 刈谷田川は、信濃川46.8km地点で本川に合流する右支川である。現在の合流点における刈谷田川の法線は本川にほぼ直角に交わっており、また、最深河床高において3mに近い落差がある。このことから、合流点における刈谷田川の法線形状を滑らかにすると共に、合流点近くの刈谷田川に床止め工を設けて河床を安定化させる計画が立案された。本模型実験は、合流点付近の水位・流速・流況・局所洗掘・河床変動特性を明らかにし、合流点についての適切な河道計画を立てることを目的としたものである。

キーワード：合流点処理，床止め工，専流堤，刈谷田川，信濃川

郵便はがき

40円切手
は
い
つ
て
下
さ

3 0 5 □ □

建設省土木研究所

河川部河川研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

