

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2746号

土木研究所資料

由良川・土師川合流点模型実験

報 告 書

平成元年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

「Copyright © (1989) 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。」

由良川・土師川合流点模型実験 報 告 書

河川研究室 室 長 山本 晃一
主任研究員 高橋 晃
加賀谷 均

要 旨

本報告書は、由良川と土師川の合流点を中心とした、福知山～戸田地区における河道改修計画について、模型実験により適切な河道法線形、護岸、橋脚配置、段階施工等に関する検討を行った結果をまとめたものである。

キーワード：由良川，河道改修，合流点処理，模型実験

目 次

1. はじめに	1
2. 河道計画と模型実験	4
2.1 河道計画の概要	4
2.2 福知山地区の河道計画	5
2.3 模型実験の役割	6
3. 実験方法	8
3.1 水理模型実験の相似則	8
3.2 実験施設の概要	10
3.3 水理模型実験の種類と特徴	11
3.4 計測およびデータ整理	12
3.5 模型の概要	13
4. 現況河道の問題点と対策	15
4.1 現況河道の概要	15
4.2 現況河道の水理特性	16
4.3 現況河道の問題点と対策	85
5. 暫定河道の問題点と対策	87
5.1 暫定河道の概要	87
5.2 暫定河道の水理特性	88
5.3 暫定河道の問題点と対策	150
6. 計画河道の問題点と対策	158
6.1 計画河道の概要	158
6.2 計画河道の水理特性	160
6.3 計画河道の問題点と対策	256
7. まとめ	257
8. おわりに	258

1. はじめに

由良川は、その源を丹波山地における京都、滋賀、福井の府県境にある三国ヶ岳（標高 776 m）に発し、丹波高地の北桑田郡美山町（河口から約 115.0 km 地点）および船井郡和知町（約 70.0 km 地点）を西流し福知山盆地に至り、綾部市（約 52.0 km 地点）を経て福知山市（約 38.0 km 地点）において流域内で最大の支川である土支川を合わせ、ここから北に向きを転じ、加佐郡大江町（約 24.0 km 地点）および舞鶴市（約 8.0 km 地点）を経て、舞鶴市および宮津市の境界において若狭湾に注ぐ。その流域は、京都府、兵庫県にまたがり、流域面積は 1880 km²、流路延長は 146 km に及び、丹波および丹後地方における社会・経済・文化の基盤をなしている。

河川事業に対しては、近年の我が国の社会資本の量的および質的な充実、それにとともなう社会生活および文化的生活のレベルの向上・多様化と相俟って、着実であると同時に multiple でしかも魅力や個性のある治水安全度および河川環境の向上が望まれている。由良川中流部においても、近畿自動車道、国道 9 号線のバイパス、工業団地の建設等の地域整備が進められている。水害による被害の軽減を図りながら、生活環境および社会資本の安定的な充実・発展に寄与するとともに、地域づくりと調和のとれた河川事業の推進が望まれている。

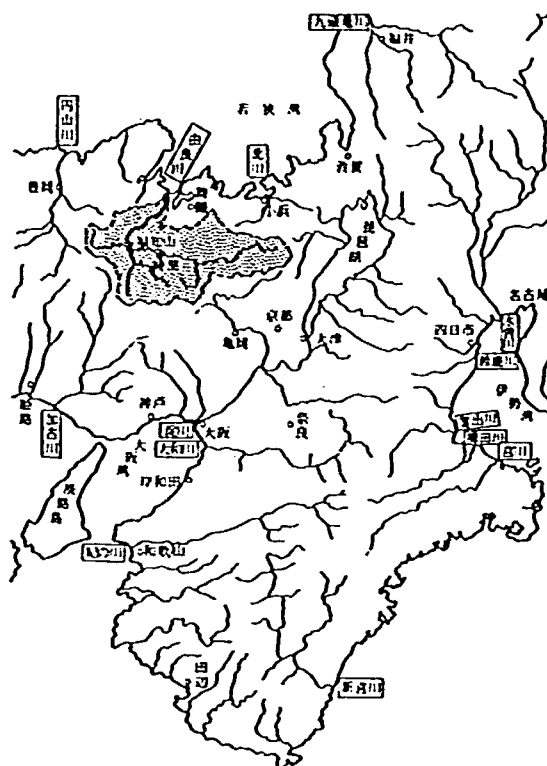
このような状況に鑑み、由良川水系においては、昭和 41 年 4 月に「由良川水系工事実施基本計画：建設省河川局」が策定されて以来、これにもとづきながら現在の社会のニーズに応じた河道改修が着々と進められており、現在までに中流部の福知山市～綾部市における築堤、護岸、および福知山市から下流地域における河道の拡幅等の工事が実施されている。

本報告書は、上述の河道改修の一貫として、由良川と土師川の合流点における川道改修計画について、水理模型実験による検討を行ったものである。改修計画は暫定計画を含むものであり、検討は大きく分けて、現況、暫定、計画の 3 つの河道状態について行った。現況河道では、現状おにける問題点の認識とそれに対する対策方針の検討を行った。暫定河道については、現況河道と対比しながら、改修の効果と問題点についての検討を行った。計画河道では、主に適切な河道形状とその維持対策について検討を行った。

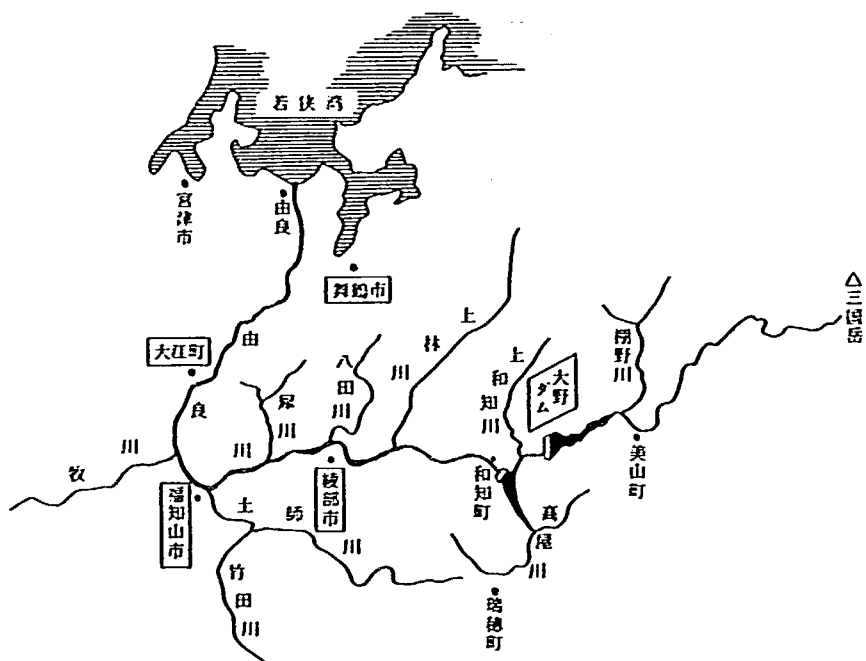
実験結果の記述に関する基本的な構成は、要約と詳細検討に分けた。概要だけを知りたい場合には、要約の部分だけを飛ばし読みし、詳細を知りたい場合には、要約のあとにつづく図面により理解が深まるものと思う。



写真—1 昭和57年8月2日台風10号(8210号出水)



図一1.1 由良川の位置



図一1.2 由良川流域平面図

2. 河道計画と模型実験

河道計画は将来を予測して立てられるものであるから、その予測に対しては何らかの根拠が必要である。その根拠の主なものとして、数値計算、過去の実例と実績、水理模型実験が挙げられる。模型実験は、種々の洪水時の水理現象を3次元的に予測し、問題点の把握と対策工の検討を行うものである。数値計算は現在発展段階であり、定性的な表現は可能であるものの、複雑な水理現象や対策工の検討にあたっては、再現計算を通して精度の向上を図っていく必要がある。本章では、由良川における河道計画の概要と模型実験の必要性および役割について述べる。

2.1 河道計画の概要

由良川においては、昭和 41 年に工事実施基本計画が策定されて以来、近代治水および利水事業が進められている。その基本構想は、水源から河口まで一貫した計画のもとに、築堤や河道掘削による洪水流下能力の向上、ダムによる洪水流量の調節、排水機場による内水対策によって、流域の洪水に対する安全度を高めようとするものである。

河川改修計画の基本となる流量の設定に関しては、近年において最大である昭和28年9月洪水を対象として検討を行い、基本高水のピーク流量を福知山において $6500 \text{ m}^3/\text{s}$ と定め、このうち大野ダムにより $900 \text{ m}^3/\text{s}$ を調節することとし、計画高水流量を福知山において $5600 \text{ m}^3/\text{s}$ 、綾部において $4100 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。これに対応する計画高水位は、福知山において T.P 18.90 m、綾部において T.P 42.18 m とした。この他に計画横断形、堤防余裕高等が決められた。

改修の基本方針は、福知山市周辺の無堤地区については築堤を促進し、その下流から海に至る狭窄部区間については、1000 m³/s 河道を当面の目標として掘削・拡幅を実施する。綾部市街地の味方、並松地区では特殊堤方式とし、綾部、栗村の2井堰については、将来調査検討することとしている。

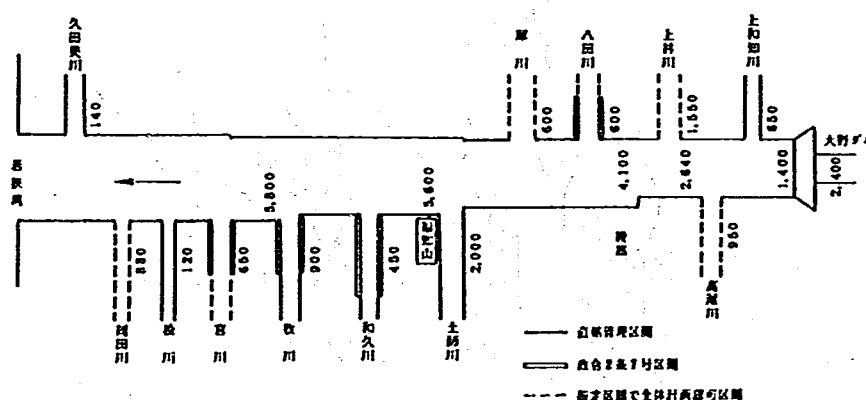


図-2.1 計画高水流量図

2.2 福知山地区の河道計画

福知山地区の河道計画は、長期間を要することから暫定計画を設けている。計画河道は、福知山基準点において1/60確率流量である $5600\text{ m}^3/\text{s}$ の流下能力を有するものである。暫定計画の内容は次のようである。

由良川と土師川の合流部においては、本川が右にはほぼ直角にわん曲している。そのため、福知山市街を背後に控えた左岸の岩沢堤に対して、本川の流れがまともに正面衝突するような場合も考えられる。このような状況は、治水安全度の観点からみて脅威である。したがって、合流部の河道法線形を、よりなめらかなわん曲に修正する。

合流部の上流地域においては、狭窄部および逆S字型の蛇行部分が形成されており、疎通能力の障害になっている。したがって、蛇行部分はショートカットし、疎通能力に不足がある場合には狭窄部の拡幅を行う。

合流部の下流地域においては、音無瀬橋および猪崎越流堤と呼ばれる横堤による狭窄部が形成されており、合流部の水位をせき上げている。したがって、越流堤は撤去する。また、新音無瀬橋の建設および音無瀬橋の撤去を行う。

合流部右岸の猪崎地区においては、下流の既設堤防～上流の丘陵地まで築堤を行う。

これに対して全体の河道計画では、暫定計画をさらに推し進め、全区間に渡って、水防林の伐採、築堤、計画縦横断形の改修を完成させるものである。

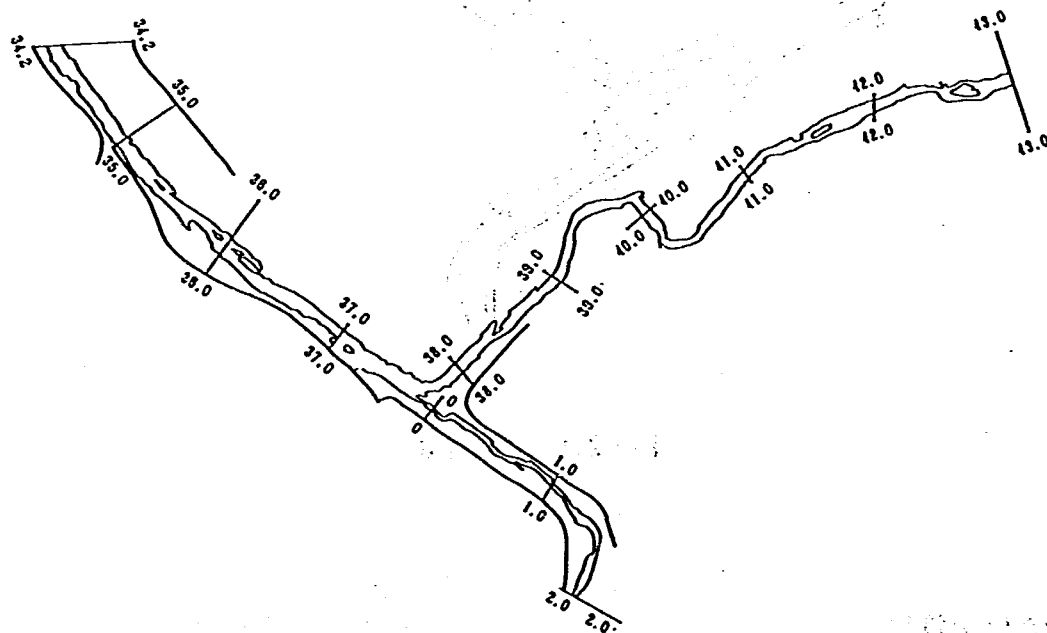


図-2.2 現況河道

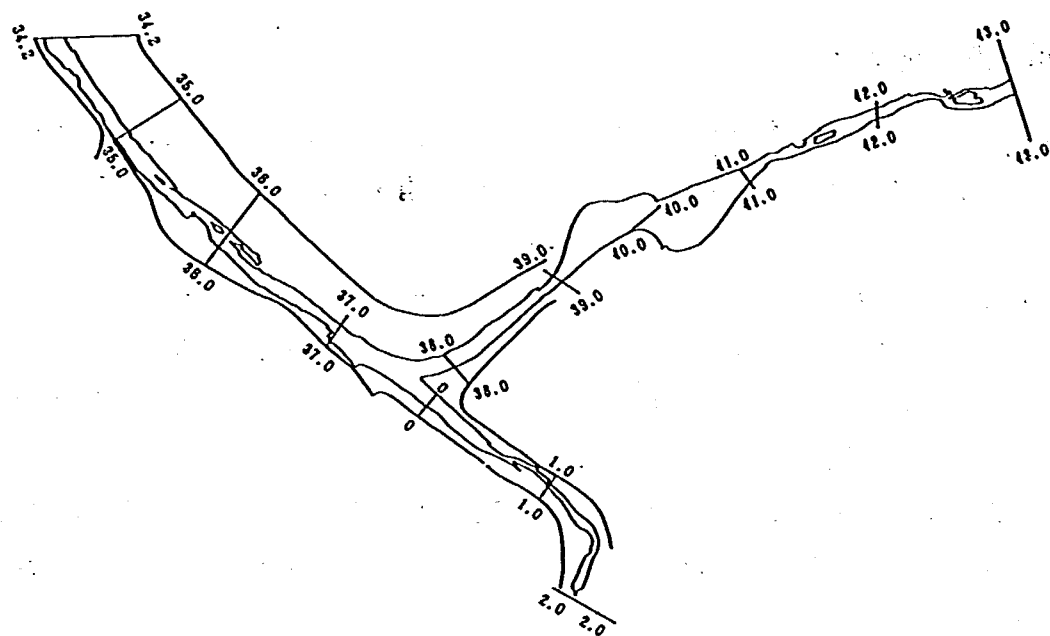


図-2.3 暫定河道

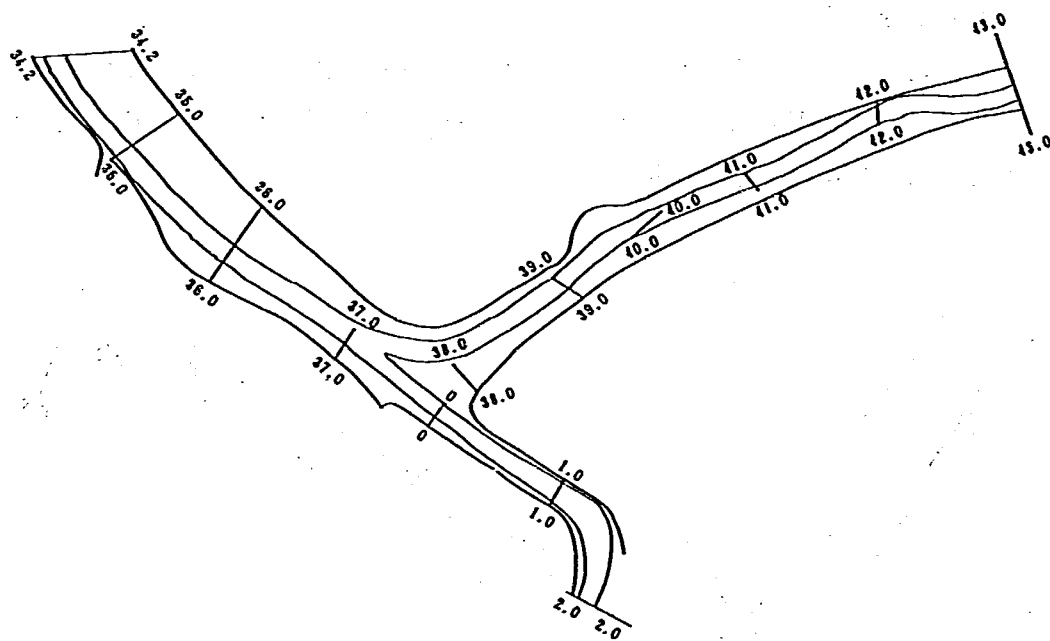


図-2.4 計画河道

2.3 模型実験の役割

模型実験は、水理計算があまり明確でない場合においても、初期条件と境界条件を与えることにより、容易に解を得ることができる。

河川の検討対象エリアが合流部でかつ急わん曲を形成しているような場合、河道法線形の修正や河

川構造物の設置あるいはこれらの組合せ効果の影響を把握するにあたっては、水理計算のみに依り難い面がある。ショートカットや樹木の伐採にともなう流水抵抗の低減値についても、その算定が難しい。

このような問題を抱えている場合、水理模型実験による検討が有効と考えられる。すなわち、3次元性が卓越しかつ土砂移動をとまなうような流れにおいては、数値計算はまだ十分な精度を持っていない。しかし、模型実験に対する過度の信頼は危険である。実験結果の考察にあたっては、相似性や実験に使用する現地データの精度等を考慮して行う必要がある。

本模型実験の目的は、由良川の大規模な河道改修について、段階施工も含めた適切な計画を立てることにある。そのためには、実験結果だけでなく現地記録や数値計算も参考にしながら、総合的な検討を行うことが必要である。

3. 実験方法

物理現象を解析するにあたっては、数学的手法と実験的手法がある。数学的手法が困難な場合には実験的手法が用いられることが多い。実験的手法のなかには、実物実験と模型実験がある。河川における水理現象を解析するにあたっては、現地実験は規模が大きすぎて困難であるから、実物を縮小した模型実験を利用することになる。模型には、縮小の形態によって、水平方向と鉛直方向の縮率が同じである無歪模型と、両方向の縮率が異なる歪模型がある。水理模型の場合には、河床の状態によって、河床が動かない固定床模型と、河床が変動可能な移動床模型がある。模型実験を実施するためには、現地との対応を規定する相似則、実験施設、測定機器等が必要である。本章では、これらの概要について述べる。

3.1 水理実験の相似則

現地と模型とで起こる現象に相似性がなければ、実験から現地の現象を解析あるいは予測することはできない。現地と模型の現象が完全に相似であるためには、両者が同一の運動方程式で表され、かつ運動を規定している各力の運動方程式中に占める割合が同一でなければならない。運動を規定する力とは、慣性力、重力、粘性力、表面張力、弾性力などである。運動方程式を立てるにあたっては、厳密にはその運動に関わっている全ての力を考慮する必要があるが、求められる解析のレベルに応じて、支配的でない要素は省略されることが多い。河川のような開水路の流れにおいては、慣性力、重力、摩擦力（拡散によるものを対象とし、粘性によるものは省略）、圧力（静水圧）が支配的であり、粘性力、表面張力、弾性力等は相対的に影響が小さい。支配的な要素だけからなる開水路の流れの運動方程式は、流下方向成分の運動が卓越する1次元的なものとみなせば以下のように表される。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} i + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u^2}{2g} \right) + \frac{n^2 u^2}{R^{4/3}} = 0 \quad (3-1)$$

ここに g : 重力加速度, u : 流速, t : 時間, h : 水深, x : 流下方向長さ, i : 河床勾配, n : マニングの粗度係数, R : 径深である。

上式の各項について、現地と模型の比が同じであれば相似性が得られる。すなわち、

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

が成立すればよい。ここに、添字 p : 現地量 (prototype), 添字 m : 模型量 (model) を表す。ここで、

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

とおけば

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

となり、 $R \approx h$ として水平縮尺 x_r と鉛直縮尺 h_r を選定すれば、

$$\begin{array}{ll} \text{流 速} & u_r = h_r^{1/2} \\ \text{時 間} & t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} \\ \text{河床勾配} & i_r = h_r \cdot x_r^{-1} \end{array} \quad \begin{array}{ll} \text{粗 度} & n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-2/3} \\ \text{断 面 積} & A_r = x_r \cdot h_r \\ \text{流 量} & Q_r = u_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \end{array} \quad (3-4)$$

が得られる。これは、先の運動方程式中において、摩擦力が慣性力の関数で、圧力が重力の関数であることから、結果的には慣性力と重力との比であるフルード数を現地と模型で一致させることに帰結している。したがって、これをフルードの相似則という。

移動床の流れの場合には、さらに河床変動の相似性が必要である。河床変動の式は次式で与えられる。

$$\frac{\partial z}{\partial t_s} + \frac{1}{1-\lambda} \cdot \frac{1}{B} \cdot \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \quad (3-5)$$

ここに、空隙率 λ 、流砂量 Q_s である。模型河道と実河道で上式が成り立つものとする時間縮尺 t_{sr} は

$$t_{sr} = h_r(1-\lambda)_r \cdot x_r^2 \cdot Q_{sr}^{-1} \quad (3-6)$$

となる。(3-6)式の Q_s に対象とする流砂量式を導入すれば、模型河道での河床変動が現地河道の河床変動と相似になるには何時間何分必要となるかを求めることが出来る。

一般に無次元流砂量は次式の関数関係から決定される。

$$Q_s/u_*d \cdot B = f_1\{u/u_*, u_*d/\nu, u_*^2/(\rho_s/\rho-1)gd, H/d, B/H, (\rho_s/\rho-1), K\} \quad (3-7)$$

ここで(3-7)式の各諸量は、流体密度 ρ 、粘性関数 ν 、河床材料の密度 ρ_s 、平均粒径 d 、粒度分布形状 K 、流速 u 、摩擦速度 u_* 、水深 H (あるいは河床勾配 $1b$)、水路幅 B 、重力の加速度 g である。

(3-7)式はまた

$$Q_s/u_*d \cdot B = f_2\{u/u_*, u_*^2/(\rho_s/\rho-1)gd, u_*/w_0, H/d, B/H, (\rho_s/\rho-1), K\} \quad (3-8)$$

と書くことができる。ここで、 w_0 は粒子の次降速度である。(3-7)式の各項のうち、流れの抵抗 u/u_* に大きく関係する小規模河床形態に最も支配的なのは、粒子レイノルズ数 $Re_* = u_*d/\nu$ 、無次元掃流力 $\tau_* = u_*^2/(\rho_s/\rho-1)gd$ 、水深粒径比 H/d 、水中比重 $s = (\rho_s/\rho-1)$ である。いま議論を簡単化するために、幾何学的相似条件が成立し、河床材料が均一な砂礫(K と S が一定値)の場合について考える。

このとき(3-4)式の関係から(3-7)式の右辺の項のうち u_*d/ν を除く他のすべての無次元項は現地と模型で同じ一の値をもつ。一方 $\frac{u_*d}{\nu}$ については、粒径 d が h_r 、 u_* が $h_r^{1/2}$ となるため、 ν が $h_r^{1/2}$ とならない限り模型河道と現地河道の u_*d/ν は一致しない。現実には、これは不可能であり、模型河道での u_*d/ν の値は現地河道より $h_r^{1/2}$ 倍小さくなる。従来の数多くの実験的検討から、模型の河床材料が、

0.6 mm 以上、または $\frac{u_* d}{\nu}$ が 20 以上であれば、現地と模型で生ずる小規模河床形態はほぼ相似になることが知られている。このときには (3-7) 式において $\frac{u_* d}{\nu}$ の影響は無視でき、無次元流砂量は、両方で近似的に一致すると考えてよい。このときには (3-6) 式から定まる流砂量の時間縮尺 t_{sr} はフルードの相似側の時間縮尺 t_r に一致する。すなわち (3-4) 式を用いて (3-6) 式を書きなおすと、

$$t_{sr} = h_r^{1/2} \quad (3-9)$$

となり、これはフルードの時間縮尺に一致する。

しかし、模型の河床材料が小さくなると、 Re_* の値が小さくなって小規模河床波が形成され、流れの傾向が異なるばかりでなく河床形態も相似とはならない。また、 Re_* が十分大きく無視出来れば、 τ_* と H/d を実河道と模型河道とで等しくすれば流砂量は相似となるが、 Re_* が小さくなると前述のように、小規模河床波の発達によって異なってくる。浮遊砂形態の流砂量の多い河道では、(3-7) 式に示す摩擦速度と砂粒子の沈降速度の比 u_*/w_0 が現象を支配する因子となる。模型の材料が 0.2 mm 以下、または比重が軽くなると沈降速度の縮尺がフルード則による速度の縮尺と異なるため、流砂形態の相似が得られず、流砂量も一致しない。実際には、移動床模型実験では上述のような無次元量はすべてを模型と実河道で一致させなくても、河床形態や流砂形態の相似条件は、支配的な無次元量が同一領域の範囲内にあれば、異なる形態の境界付近を除けば比較的相似になり易い。

3.2 実験施設の概要

実験は、土木研究所の河川模型実験施設を使用して行った。この実験施設は、大型の河川模型を使用して、分・合流、遊水地、放水路、堰、護岸、水制、床止工、根固工、橋脚周辺の洗掘など、河道計画や構造物の設計に関する問題を水理模型実験により検討する施設である。実験場の総面積は約 15 ha で、約 17 河川の模型を配置することができる。給排水の機構は、低水槽と呼ばれる大きな池に貯留してある水を、ポンプで高水槽と呼ばれる高い位置にある水槽に汲み上げ、そこから圧力差を利用して導水管により各河川模型に通水を行う。圧力は一定に保たれている必要があるため、高水槽はオーバーフロー形式として水槽内の水位を一定に保ち、余剰水は低水槽に還流させる。各模型への通水量は、導水管に取付けられているバルブと、各模型の上流端に設置されている量水槽により、目標値に設定される。通水された水は、模型下流端から帰還水路と呼ばれる低水槽に通じる水路に排水されて循環するシステムになっている。土木研究所ではこの他に河川関係の施設として、河川、海岸、砂防に関する基礎的な水理実験を行うための施設である水理共同実験棟。密度流、波浪、湖流、河口処理、河川模型の実験を行うための屋内実験施設である河川水理実験施設。現地河川の観測をとおして、洪水の実態把握、観測技術の習得、観測手法の改良、計測機器の開発を行うための酒沼川洪水観測施設。堤防、護岸、根固め工、護床工等の河川構造物に作用する外力の計測、破壊機構、設計方法の検討を行うための河川構造物外力測定用回流閉水路などがある。

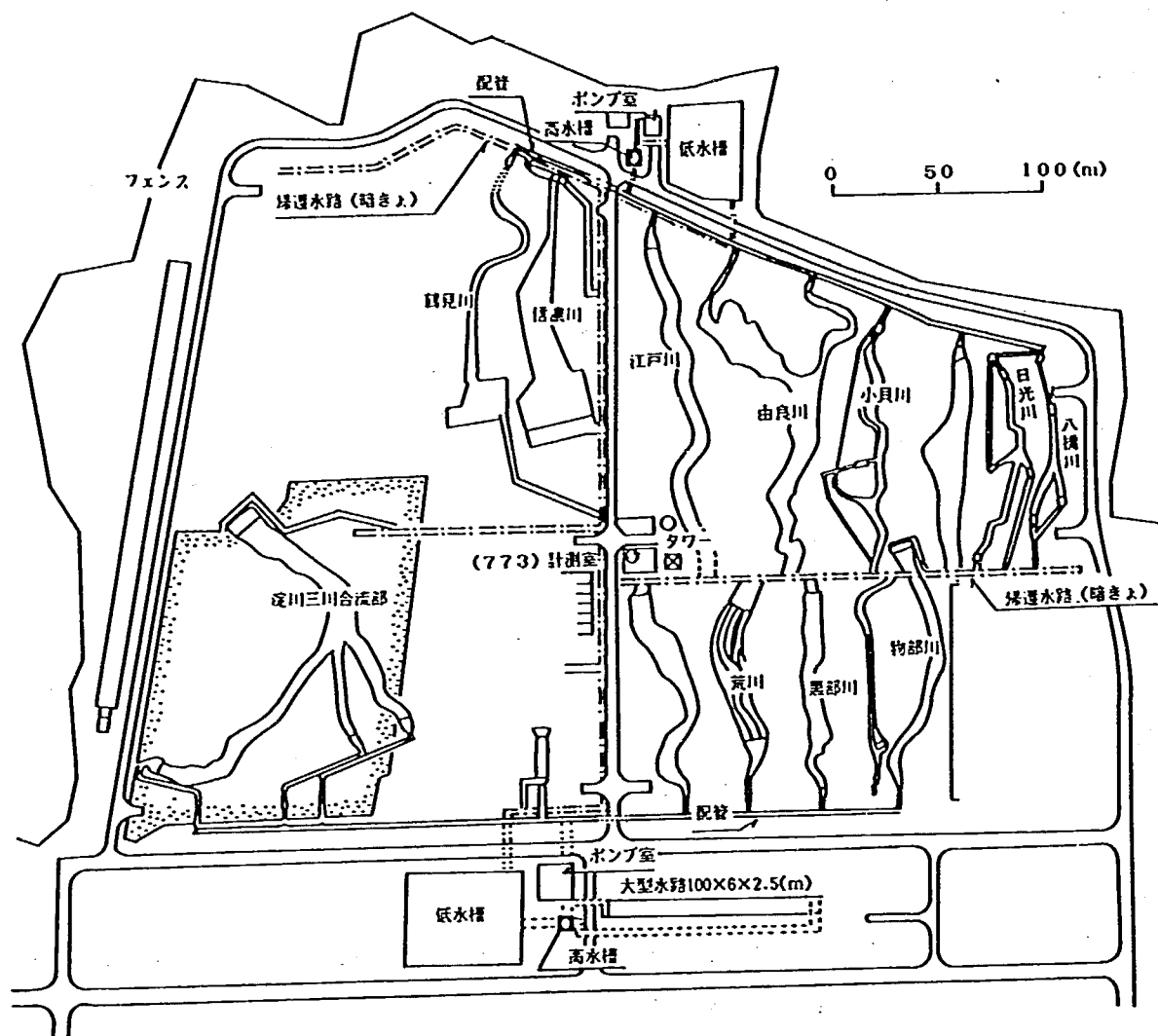


図-3.1 河川模型実験施設

3.3 水理模型実験の種類と特徴

水理模型実験には、河床の取扱い方によって、固定床実験と移動床実験があり、また時間の取扱い方によって、定流実験と不定流実験がある。

固定床実験とは、河床がモルタル等の動かない材料で構成された模型を使用して行うものである。

移動床実験とは、河床が砂等の移動可能な材料で構成された模型を使用して行うものである。

定流実験は、水理量の時間変化を与えない定常状態のもとで行うものである。不定流実験は、水理量の時間変化を与える非定常状態のもとで行うものである。

それぞれの特徴は以下のようである。固定床実験では河床変動の情報は得られないが、水位や流況の情報は、移動床実験に比べて容易に得られる。しかし、実現象において河床変動が著しい場合には不適である。移動床実験は、河床変動や構造物周辺の洗掘の予測およびその対策が検討可能である。固定床実験に比べて、費用と時間が多くかかる。また、相似性を満足することが困難な場合がある。定流実験は不定流実験に比べて簡便であり、現象の時間的変化過程を必要としない場合や流下能力の検討に適している。不定流実験は、氾濫過程、一洪水後の河床変化、堰の倒伏時の水位変化、遊水地

の貯留効果等に適している。

3.4 計測およびデータ整理

実験における計測項目は、水位、流量、流速、流況、河床高である。各項目の計測方法は以下のとおりである。

1) 水 位

水位の計測は、定流実験の場合には、1 mm 読みのスケールの先に、ポイントゲージ用の針先を取付けたスタッフを用いて、模型周辺に設置した基準高 (BM) と水面高との差をレベルで測量する方法とした。計測箇所は、河道横断方向には、低水路において3点、高水敷では2~3点とし、河道流下方向には、200 m~400 m (現地量) 間隔とした。計測は河道内の流れが定常状態に安定してから行った。安定するのに要する時間は1時間程度であった。水位の計測データは、現地量に換算して数値表および水位縦断図として整理した。

不定流実験の場合には、対象区間の全域において同時に計測する必要があることから、自動水位計を縦断方向に配置して、洪水ハイドロのピーク付近は1時間毎 (現地量) その他は2時間 (現地量) 毎に同時計測を行った。計測箇所は河道横断方向には、低水路中央1点、河道流下方向には定流実験と同じ箇所とした。計測データは、数値表、各地点における水位ハイドログラフ、水位縦断時間変化図として整理した。

実験において境界条件となる模型下流端の水位は、その下流に設置されたせき上げ装置および模型下流端に設置したポイントゲージにより、目標値に調節設定した。不定流実験においては、目標とする水位ハイドロに合うように、1時間 (現地量) 毎に水位の設定を行った。

2) 流 量

実験において境界条件となる模型上流端の流量は、その上流に設置された刃形堰を有する量水槽およびバルブにより、目標値に調節設定した。刃形堰に関する流量公式としては、由良川上流端の量水槽においては、四角堰であることから板谷・手島の式を使用し、土師川の場合には直角三角堰であることから沼知・黒川・淵沢の式を使用した。不定流実験においては、目標とする流量ハイドロに合うように、1時間 (現地量) 毎に流量の設定を行った。

3) 流 速

流速の計測は、プロベラ式流速計を使用して行った。この流速計は、AD変換機および携帯用マイコンと接続することにより、電圧データが流速値に換算されるものである。計測箇所は、河道横断方向には平均6点、水深方向には6割水深1点、河道流下方向には水位の計測と同じ箇所とした。計測データは現地量に換算して、数値表、横断方向流速分布図、最大流速縦断図として整理した。

4) 流 況

河道全体の流れ、水衝部の位置、死水域の範囲、合流部の流況、砂礫堆の形成および移動等について、観察、スケッチ、写真撮影を行った。流況の把握を容易にするため、トレーサーとして染料を使用した。全体的な把握を行うため、模型周辺に高さ5 m程度の観測塔を3基設置した。観測データは、

流況図，写真集，ネガアルバムとして整理した。

5) 河床高

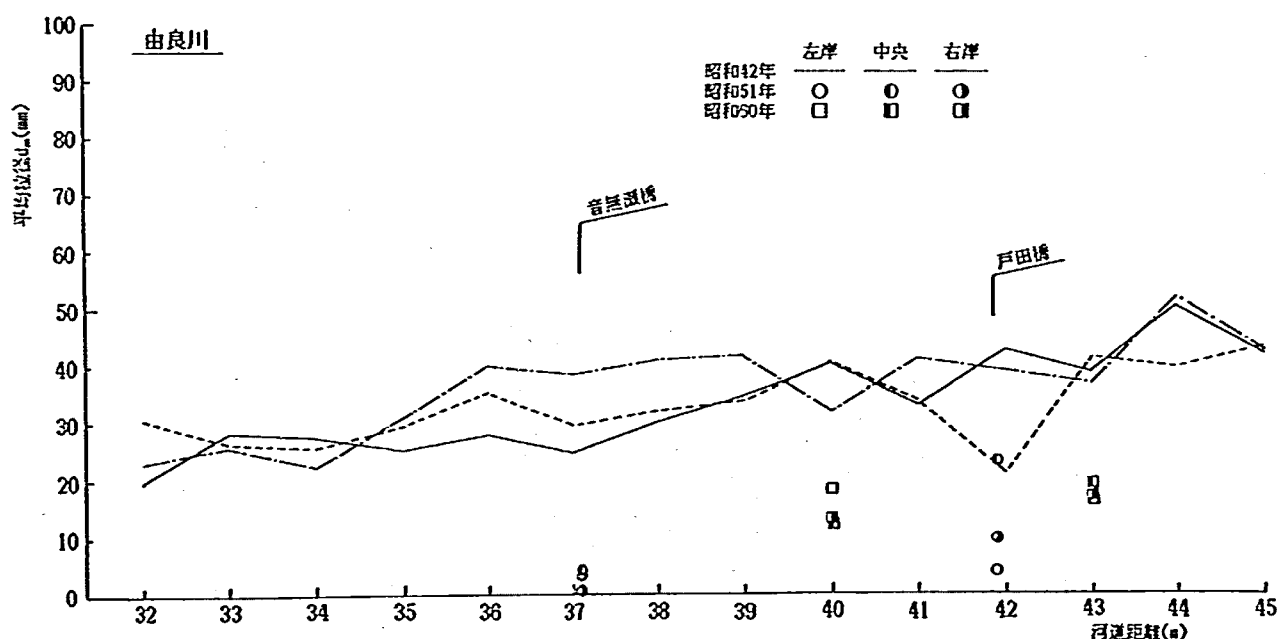
移動床実験において，河床変動を把握するために，通水前後の河床高の計測を行った。計測方法は，河道の横断方向に水平に水糸を張り，そこから河床までの距離をスケールで測るものである。水糸の高さは，あらかじめレベルで計測されている。計測箇所は，河道横断方向には平均7m間隔（現地量）とし，河道流下方向には200間隔（現地量）とした。計測結果は，数値表，河床横断図，河床変動平面図，等高線図，最深河床高縦断図，平均河床高縦断図として整理した。

3.5 模型の概要

由良川模型の製作にあたっては，検討対象エリア，相似性，実験場のスペース，給排水設備の能力，費用の観点から，適切な模型縮尺の検討を行った。

検討対象エリアは，由良川と土師川の合流部の改修，その上流の蛇行部分のショートカットについての検討が可能で，かつ現況河道および暫定河道では無堤地区が存在するため，氾濫域状況が再現できることが必要条件となる。このような観点に加え上下流の余裕区間を考慮して，対象エリアは由良川については34.2 km～43.0 kmの8.8 km区間，土師川については0.0 km～2.0 kmとした。

相似性の検討にあたっては，制約条件の厳しい移動床模型を対象に行った。流れの相似性については，かなり薄い流れでない限り粘性の影響は小さいので，フルードの相似則が成り立つ。河床変動の相似性については，河床形態と流砂形態が現地と相似である必要がある。河床形態が相似であるためには，次の4つの条件を満足していなければならない。すなわち，模型での粒子レイノルズ数が20より大きく，かつ無次元掃流力，水深・粒径比，川幅・水深比が現地と模型で同じであればよい。流砂形態が相似であるためには，摩擦速度と沈降速度の比が一致していなければならない。現地の河床材



図一3.2 現地河床材料の平均粒径縦断分布

料は「河床材料調査」によれば、平均粒径 $d_m=40$ mm 程度である。粘性の影響を受けない砂の粒径は経験的に $d_m>0.6$ mm であるから、仮に $m=0.6$ mm の砂を用いるとすると模型の縮尺は $1/70$ となる。 $d_m=0.7$ mm の砂を用いるとすれば模型の縮尺は $1/60$ となる。実験場のスペースの点から検討すると、模型縮尺 $1/60$ ではスペース不足であることから、模型縮尺は $1/70$ 、河床材料は $d_m=0.6$ mm の砂を用いることにした。流砂形態および河床形態の相似性は以下に示すとおりほぼ満足されている。

$$\left(\frac{u_*}{w_0}\right)_r = 0.80, \quad Re_m = 20, \quad (\tau_*)_r = 1, \quad \left(\frac{H}{d_m}\right)_r = 1, \quad \left(\frac{B}{H}\right)_r = 1$$

ここに、添字 r は現地と模型の比を表している。

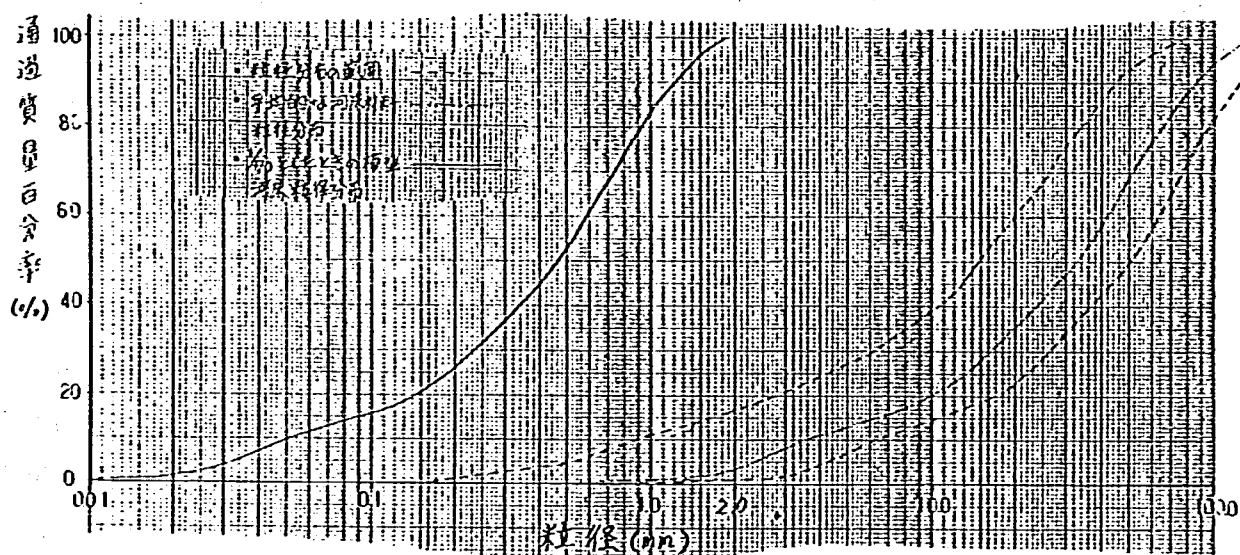


図-3.3 粒径加積曲線

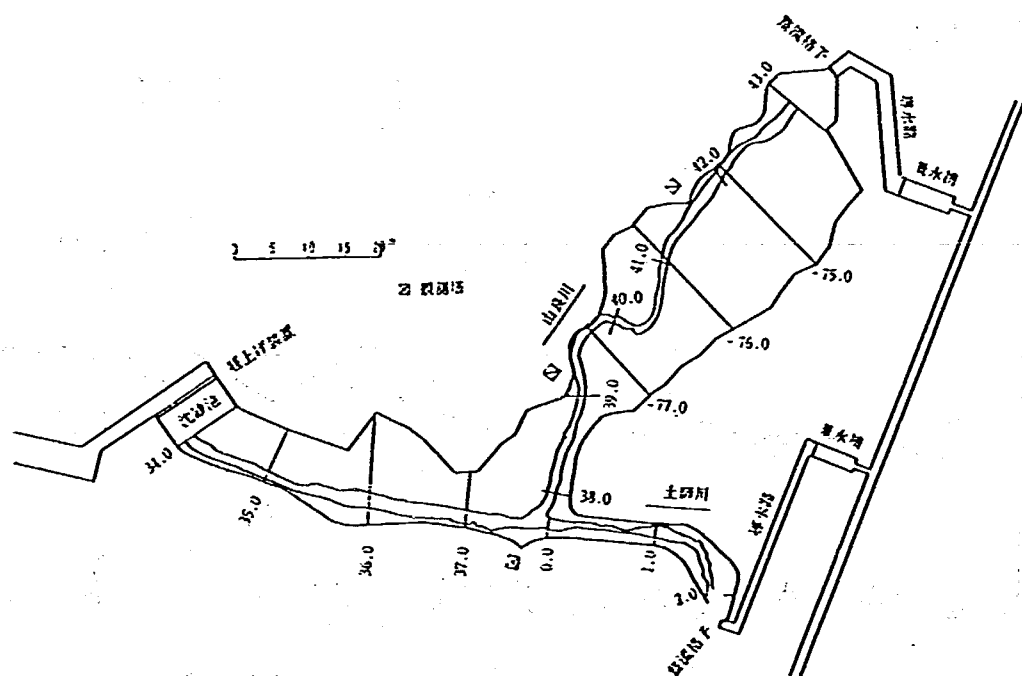


図-3.4 由良川模型平面図

4. 現況河道の問題点と対策

この章では、現時点(昭和63年)における由良川の概要と改善すべき問題点の認識およびその対策の方針について、文献、現地データおよび模型実験から得られた情報をもとに考察を行った。

4.1 現況河道の概要

由良川の概要を一言でいえば原始河川ということができる。原始河川とは人工による手が加えられていない河川という意味である。もちろん、由良川が純粋な意味での原始河川というわけではない。整備された河川と比較してという意味である。とはいっても、水防林はいたるところにあり、人工の手が加えられていないわけではない。つまり、整備された河川は護岸等コンクリート構造物が目立ち、堤防も上下流に整った形で連続しているものだから、無堤で水防林といった組合せは、いかにも自然的な印象を与えるのであろう。なぜ近代において河道改修が進展しなかったのかといえは、狭少な背後地であることによる経済効果の薄さと、わが国の社会・経済状況が現在ほど好調ではなかったということによる。これからの治水は自然との調和が求められている面もあり、由良川のような原始河川の改修をとどのように進めていくかということは、難しくもおもしろい課題である。経済効果については、現在この流域は過疎化傾向にあるが、日本全体は多方面で成長しており、多極分散型国土に移行するためには社会資本の整備が重要である。

由良川の特徴を河床材料の点からみれば玉石河川ということができる。玉石河川とは川のなかにある石の直径が10 cm~20 cm 程度である河川をいう。玉石河川の特徴はアーマーコートを形成し、河床が変化しにくくなることである。しかし、大出水時にはアーマーコートが破壊され、玉石も移動しているようである。文政8年(1825)の『永代録綱目実紀』にも玉石の移動を示す次のような記事がある。

「7月18日に大洪水が起り、忽ち溝は埋まり、田圃は5ヶ所ほど石川原になってしまった。

中村は最初から無理な計画を押通したものであるから、大恥をかき石川原を元の田圃にするために多くの人夫を要した。」

また、洪水前後の横断測量によっても河床の変化が確認されている。

地形特性の面からみれば、由良川は山地河川である。山地河川とは山間部の谷間を流れる河川である。由良川の場合には、中流部に福知山盆地がある以外は、三国ヶ岳から河口まですべて両側が山にかこまれた典型的な山地河川である。古代においては、水辺が生活に適していたため、縄文および弥生時代の遺跡が谷間を流れる川沿いにいくつか発掘されているが、定住資産が増大するにしたがって、氾濫被害が度重なるような状況では住みにくいため、山間部の水辺を避けて盆地の高台に人口が集中するようになった。現在までの治水事業も、中流部の盆地に位置する福知山および綾部にその力が注がれてきた。しかし、山間部においても人口は少ないものの、社会生活が営まれており、これをどのような方法で守るのが問われている。抜本的な改修を考えるならば、民家の移転と築堤を進めるのがよいと思う。流下能力を確保するのに必要な土地はそれほど大きなものではないし、将来にわたって洪水の懸念が解消されないのでは、その地域にとっても大きなマイナスである。

治水工法からみた由良川の特徴は、水防林と蛇籠護岸が多くみられることである。水防林は、防風林と同様に、人類が生み出した生活の知恵の産物であり、過去においては多くみられたが、現在は築堤すなわち堤防を築くことが盛んになり、水防林は徐々に姿を消しあまりみられなくなった。それが由良川では今でも水防林が配置された無堤地区が多くなれるのである。しかし、近年の日本の経済成長は著しく、経済的な余裕が生まれてきたことから、由良川においても築堤方式の治水が進められている。治水的な水防林の役割は終わったが、水防林のような自然を感じさせる樹木と川との関わり合いについてはこれからの課題である。蛇籠護岸については、由良川の河床材料である玉石をうまく利用した手軽で安価な方法だったと考えられる。護岸も現在では、コンクリートブロックによるものが主流を占めている。しかしながら、最近ではコンクリートブロックが剛な構造で無機的であるのに対して、フレキシブルな構造を持ち植生の受入れも可能な蛇籠の特性が見直され、また防錆対策として鉄線の代わりにプラスチックネットを用いた蛇籠も出ており、これを河川構造物に活用しようとする動きもみられる。

河床形態の観点からは、ポイントバー（固定砂州）が卓越した河川といえる。すなわち、わん曲部の内岸側に砂州が形成され、この砂州は洪水によって移動することもなく、経年的な変化もみられない。このような河川ではみお筋が固定されるため、低水路の河床低下が進行する傾向が強いが、由良川ではアーマーコートが形成されているため、著しい河床の低下はみられない。また、一部でデューン（砂堆）がみられる箇所もあるが、玉石河川でデューンがみられるのはめずらしいことである。この事実は、玉石が移動していることを示すものである。

4.2 現況河道の水理特性

水理特性とは、流れ方と河床変動の特徴であって、それが洪水時にどういう挙動を示し、どういう結果をもたらすのかについて、認識しておくことが大切である。

現況河道の水理特性については、現地の記録と模型実験データを用いて考察を行うことにする。模型実験については、固定床実験と移動床実験の2つの項目について述べる。それぞれの役割は次のように考えられる。

現地の記録からは、その事態に至るまでの詳細な過程には未解明な部分があるが、記録を事実としてとらえ、それを考察することにより概略的ではあるが正しい水理特性を理解しようとするものである。

固定床模型実験は、実際の現象と対比する場合に、河床が変動しないという欠点を持っている。しかしながら、由良川の場合、河床がアーマーコート化しており、活発に変動するようには見受けられない。また、移動床模型実験においても、アーマーコートを再現するような手法は確立されていない。経年的に河床変化がほとんどみられない地域については、固定床実験の結果は参考になると考えられる。

移動床模型実験は、河床の変動は表現できるものの、アーマーコートの再現は難しい。移動床実験に使用する河床材料についても、現地において表層を剝いてから行った河床材料調査を参考にしてい

るため、アーマーコートの主因である大粒径の玉石の除かれている。したがって、幾分かは模型の方が変動しすぎると考えられる。水衝部やわん曲部の洗掘対策の検討には有効である。

したがって、現地記録、固定床実験、移動床実験をあわせて、総合的に判断するのがよろしいと考えられる。なお、現況河道の水理特性は、あくまでも現地記録が真実であって、模型実験が新たな水理特性を規定するわけではない。模型実験は断片的な現地記録を補間、充実させるものである。また、検証実験は模型の実河道に対する現象の再現能力すなわち実験精度を認識し、検証流量以外の場合や河道改修した場合の実験結果について、適切な考察ができるようにするためのものである。

4.2.1 現地データの解析による現況河道の水理特性

由良川における過去の災害事例を調査することによって、大まかな水理特性をある程度明らかにすることができるのではないかと考えられる。浸水箇所や堤防の決壊あるいは溢水箇所に、ある傾向がみられるとすれば、それはその河道の水理特性を表すものである。災害調査は、『由良川改修史』¹⁾を参考にした。

最初に洪水の出水頻度についてみることにする。1550年(天文19年)から1988年(昭和63年)までの439年間に、浸水被害のあった洪水を数えてみると93件ある。すなわち、4.7年に1回の割合で洪水が起きていることになる。過去20年間(昭和44年～昭和63年)に限定すると生起確率は3.3年となり、あまり改修効果があるように思えない。しかし、人的被害についてみると、近年は非常に減ってきている。したがって、浸水確率についてはあまり変っていないが、浸水被害の規模についてはかなり軽減されてきている。現況河道の疎通能力は、およそ1000 m³/s程度であるが、浸水等の被害が大きくなるのは2000 m³/s以上の場合のようである。明治～昭和におけるデータを用いた対数正規分布法による流量確率では、確率年が5年の場合、流量は約2000 m³/sとなっている。すなわち、確率統計的にも5年に1回は浸水被害を受けるようである。しかし、今後は堤防が整備されることにより、その確率は大幅に減少するものと考えられる。現在の改修計画では、氾濫確率年を60年としている。

表—4.1 福知山基準点における流量確率

確 率 年	M40～S29 N=48	M29～S29 N=59	M40～S58 N=77	S29～S58 M=88
1/2	879	755	1,076	970
1/5	1,965	1,847	2,145	2,060
1/10	2,991	2,947	3,076	3,055
1/20	4,233	4,336	4,412	4,229
1/30	5,071	5,300	4,838	5,009
1/50	6,256	6,695	5,791	6,099
1/100	8,117	9,944	7,241	7,784
1/150	9,353	10,471	8,178	8,890
1/200	10,301	11,658	8,884	9,732
6,500 m ³ /sの確率	6/67	1/41	1/53	1/52

浸水箇所を見ると、特徴的なことは、綾部市、福知山市、大江町と上流から下流まで全域的に浸水被害を受けていることである。谷底平野という地形的な特性と無堤地区が多いという事情が絡んで、このような結果を招いていると考えられる。これを抜本的に改善するとすれば、連続堤の整備が必要であろう。しかしながら、流域全体について行おうとする築堤延長もかなり長いものになり、予算の制約もあるため、優先順位を決めた長期的な推進努力が必要である。

堤防の決潰箇所を調べてみると、同じ箇所が納戸も決潰しているのが見受けられる。江戸時代の嘉永5年(1852)における『永代録綱目実紀』に次のような記述がある。

記録寺四度切之事

記録寺という地先の堤防が4回めの決潰をしたというものである。記録寺とはいう地点は、土師川との合流点より少し上流の右岸側の地域で、地形的な観点からみると特殊な位置にある。右岸側の鳥ヶ岳、左岸側の愛宕山によって形成された狭窄部の直下流に位置しており、しかも愛宕山の方が少し下流に位置していることから、右岸側は地形的にきわめて破堤の危険度が高い場所であるといえる。一洪水における堤防の決潰数は非常に多く、例えば昭和28年9月洪水では1192箇所、昭和47年7月洪水では333箇所となっている。決潰の原因としては、堤防への水衝りが強いというよりも、基本的には疎通能力の不足から、全体的な堤防溢水により決潰したものが大部分を占めていると考えられる。

近年においては、本川の河積が増大したことより本川からの溢水は減少したものの、支川の本川からのせき上げによる溢水の被害、いわゆる内水排除問題が指摘されるようになってきた。これの防止・軽減対策として法川では法川排水機場、弘法川では荒河排水機場が設置された。いずれも福知山市街を流れる由良川の支川であり、市街地の浸水被害の軽減対策として重要な施設である。

以上大まかな水理特性について述べてきた。これを簡単にまとめれば、由良川における現況河道の水理特性は、無堤地区が多いために流下能力が小さく非常に氾濫しやすい。その結果、5年に1回程度の割合で浸水被害を受けているということではないかと思う。

4.2.2 固定実験による現況河道の水理特性の検討

固定床実験においては、8210号出水を対象として定流実験による相似生の検証を行った後、8210号出水の不定流実験、計画高水時の定流および不定流実験を行い、氾濫特性を含めた現況河道の水理特性について検討を行った。実験ケースを表-4.2に示す。

1) 相似性の検討

(1) 検証方法

検証実験は、模型上で起こる現象が現地現象と相似となっているかを確かめ、相似性の程度を明らかにするものである。固定床模型においては粗度係数、すなわち水位が現地と相似になっているかを確かめるもので、対象とした昭和57年8月出水(8210号出水)時の痕跡水位が満足されるまで粗度調整を行った。対象とした8210号出水のピーク流量は、合流後の音無瀬橋下流福知山地点で $3600 \text{ m}^3/\text{s}$ (8月2日7時)、土師川の岩間地点で $1070 \text{ m}^3/\text{s}$ (8月2日4時)がそれぞれ水位・流量曲線より算出されている。しかし、合流前の由良川ピーク流量については観測資料がないため、合流後の流量(福知山地

表-4.2 現況河道の水理特性の検討(固定床)

実 験 ケース			目 的	実 験 条 件						備 考
				対象洪水	流 量 (m³/s)			下 水 位 (TP.m)	河道形状	
					合流後	由良川	土師川			
A	1	検証実験	3210 号	3500	2800	700	16.45	現 況	相似生の検討 (8210 号洪水時の傷跡水位との比較)	
	2	現況河道実験	8210 号	3500	2800	700	16.45	現 況	現況河道時での水理量を把握	
			8210 号	不 定 流					氾濫状況の把握	
			計画高水	不 定 流					氾濫状況の把握	
			計画高水	5600	4100	1500	18.52		現況河道時での水理量を把握	

点)から土師川の流量(岩間地点)を差し引いた流量としている。その結果、由良川の合流前ピーク流量は2830 m³/s(8月2日8時)となる。図-4.1に8210号洪水ハイドロを示す。

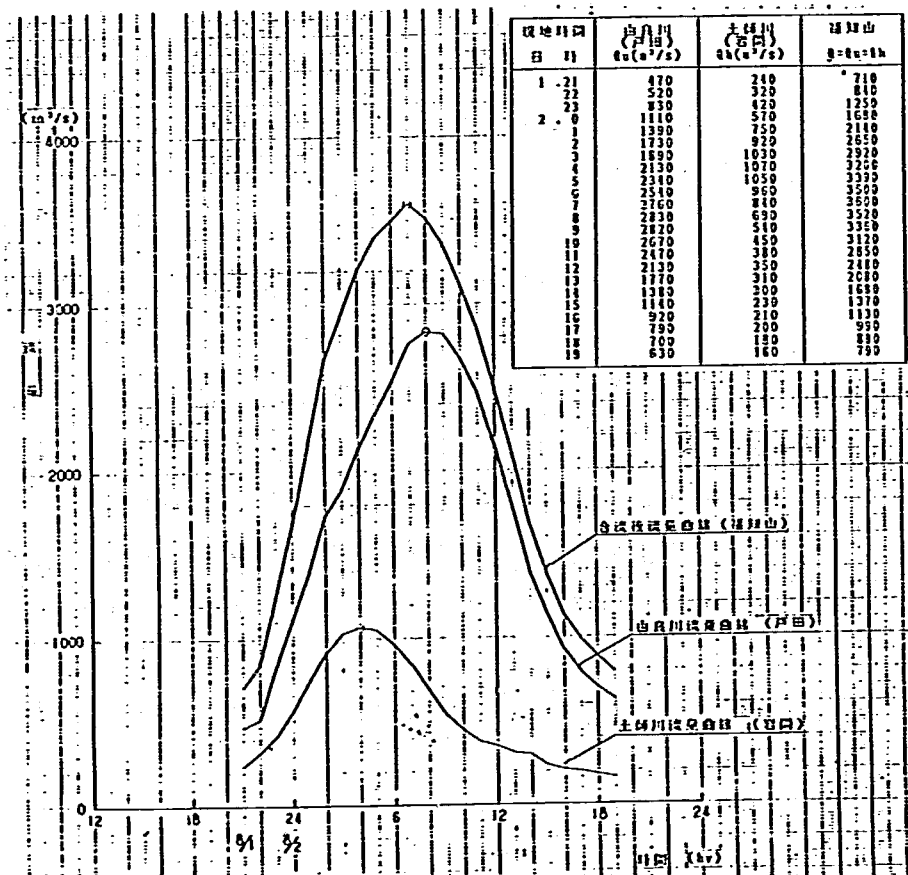


図-4.1 流量ハイドログラフ(8210号出水)

検証実験では、由良川と土師川でのピーク時差が4時間あるために次の2通りの流量配分による通水を行い、痕跡水位との比較を行った。

① 由良川筋の痕跡比較 — 由良川ピーク流量時(8月2日8時)の流量配分

由良川	2830 m ³ /s	下流水位	T.P. 16.45 m
土師川	690 m ³ /s		
合流後	3520 m ³ /s		

② 土師川筋の痕跡比較 — 土師川ピーク流量時(8月2日4時)の流量配分

由良川	2130 m ³ /s	下流水位	T.P. 16.10 m
土師川	1070 m ³ /s		
合流後	3200 m ³ /s		

なお、痕跡水位は、38.6 km より下流側および土師川筋では 39.0 km～40.0 km 間の左右岸沿いと 41.6 km より上流区間では右岸沿いで測定されている。40.0 km～41.6 km では、河道内に痕跡水位がなく、氾濫域で測定された値となっている。

(2) 検証実験 1

実験対象区間の高水敷上には竹林や広葉樹による水防林が多く見られ、39.0 km より上流では河道が水防林に囲まれた状態である。図—4.2 に模型範囲内の水防林位置を示す。この図は 8210 号出水時の航空写真および 1/2500 平面図を参考に決めたものである。よって、高水敷の粗度としては、水防林を考慮する必要がある、また現地では水防林を考慮して $n=0.0800$ としていることから、模型実験でも水防林を設けることとした。水防林の設置方法としては、図—4.2 に基づく範囲を金網(0.60 mm メッシュの平織金網)で囲み、更にその中を 10 cm 間隔で仕切りを入れた。金網の高さは水面より低くならない程度とした。

この条件で計測した水位縦断面図を痕跡水位と比較して、由良川ピーク流量時の水位を図—4.3 に、土師川ピーク流量時の水位を図—4.4 に示す。合流後では、音無瀬橋より下流で水面勾配がほとんどなくほぼ水平な水面形となり、痕跡水位より最大で 1.2 m 程度低い。合流前の由良川筋では、39.0 km 付近のわん曲部右岸側と 42.0 km より上流側で痕跡水位と部分的に一致しているが、合流付近 37.0 km～39.0 km について比較すると 0.6 m～0.7 m 程度低くなっている。また、土師川筋でも全体に 0.5 m～0.6 m 程度痕跡水位より低くなる。

この結果、河床粗度を付けずに水防林を設置した条件では、一部で痕跡水位と一致するものの全体的に見ると 0.7 m 程度低い結果となった。

(3) 検証実験 2

検証実験 1 の結果より河床に粗度石を設置することとした。低水路の河床粗度としては、豆状のセメントペーストをモルタル面に付着させた。大きさは模型で 10 mm 程度であり、15 cm 間隔のチドリ状に設置した。高水敷の河床粗度には、模型で 4 mm 粒径の豆砂利をかなり密に設置した。また、検証実験 1 で水防林として設置した金網内に流れが観察されたため、サンフレックスを金網内に入れ透過度を考慮した。

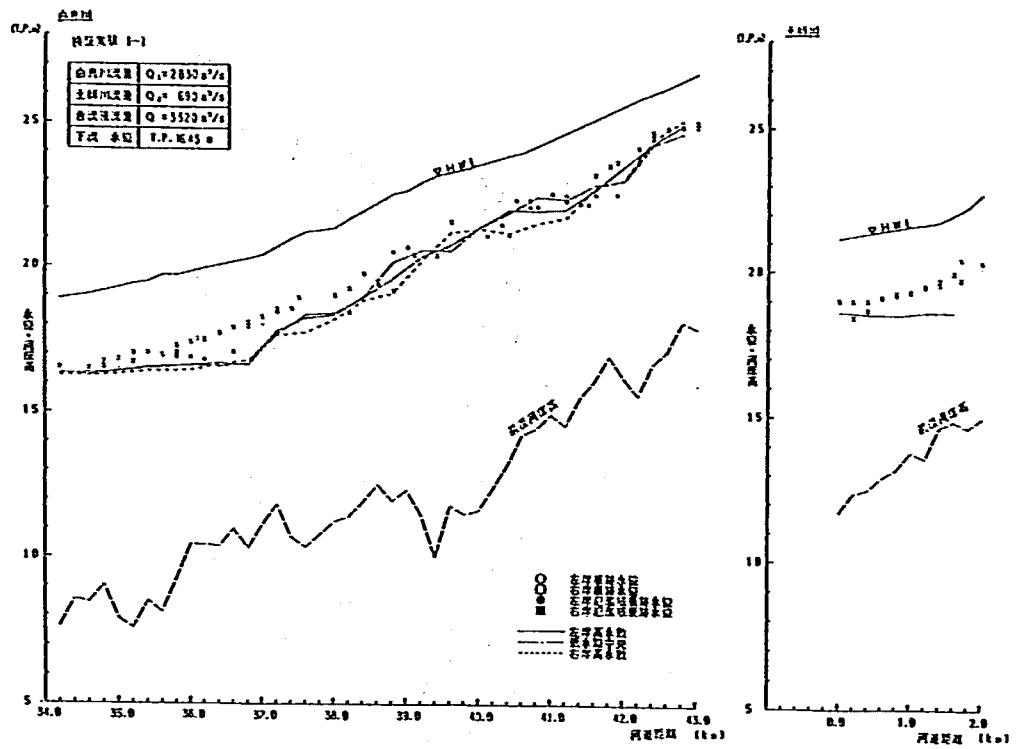


図-4.3 水位縦断面図(検証実験 1: 由良川ピーク流量時)

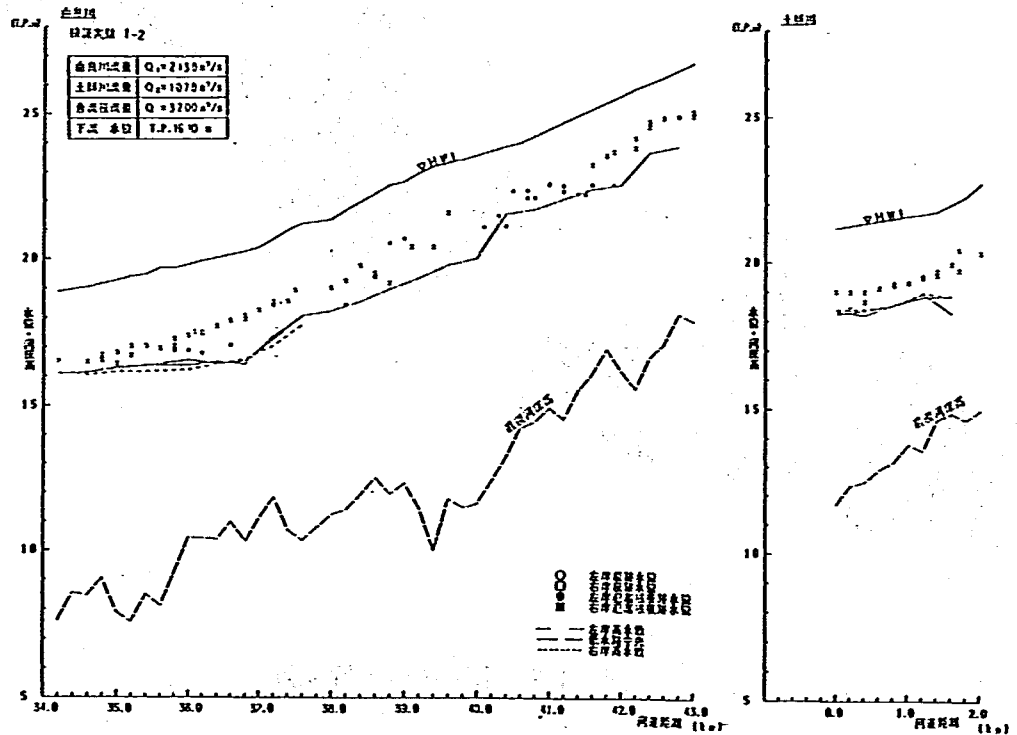


図-4.4 水位縦断面図(検証実験 1: 土師川ピーク流量時)

この条件で計測した水位縦断面図を痕跡水位と比較して、由良川ピーク流量時の水位を図-4.5に、土師川ピーク流量時の水位を図-4.6に示す。合流後の由良川では、音無瀬橋より下流で痕跡水位とほぼ同じ水面形となる。合流前の由良川筋では、40.6 kmより上流側で痕跡水位とほぼ一致しているが、合流点付近 38.0 km～39.0 km では逆に 0.5 m 程度高くなった。土師川筋では、全体に 0.3 m 程度高いがほぼ痕跡水位と一致していると考えられる。

この結果、河床粗度と水防林の透過度を調節することによりほぼ痕跡水位を満足するが、合流点上流 38.0 km～39.6 km 区間で痕跡水位より 0.5 m 程度高い結果となった。

(4) 検証実験 3

検証実験 2 の結果より、合流点付近の河床粗度を調整して、模型水位を下げることにした。方法としては、合流点付近 37.2 km～38.6 km の低水路河床粗度を検証実験 2 で設置した粗度石に対して 50% 撤去した状態 (30 cm 間隔) とした。

この条件で計測した水位縦断面図を痕跡水位と比較して、由良川ピーク流量時の水位を図-4.7に、土師川ピーク流量時を図-4.8に示す。合流点から 39.4 km 区間の水位は多少低くなる傾向にあり、痕跡水位と比較した場合 0.4 m 程度の差となる。他の地点では検証実験 2 と差異は見られず痕跡水位を満足している。

この結果、これ以上低水路河床粗度を調節した場合、他の地点との粗度状態がアンバランスになること。また痕跡水位の計測精度と模型実験での測定精度を考慮した場合、図-6.6に示す水位結果はほぼ痕跡水位を満足していると判断できる。しかし、更に痕跡水位に近づけるためには、水防林の透過度や氾濫域の粗度等を考慮する必要があると思われる。

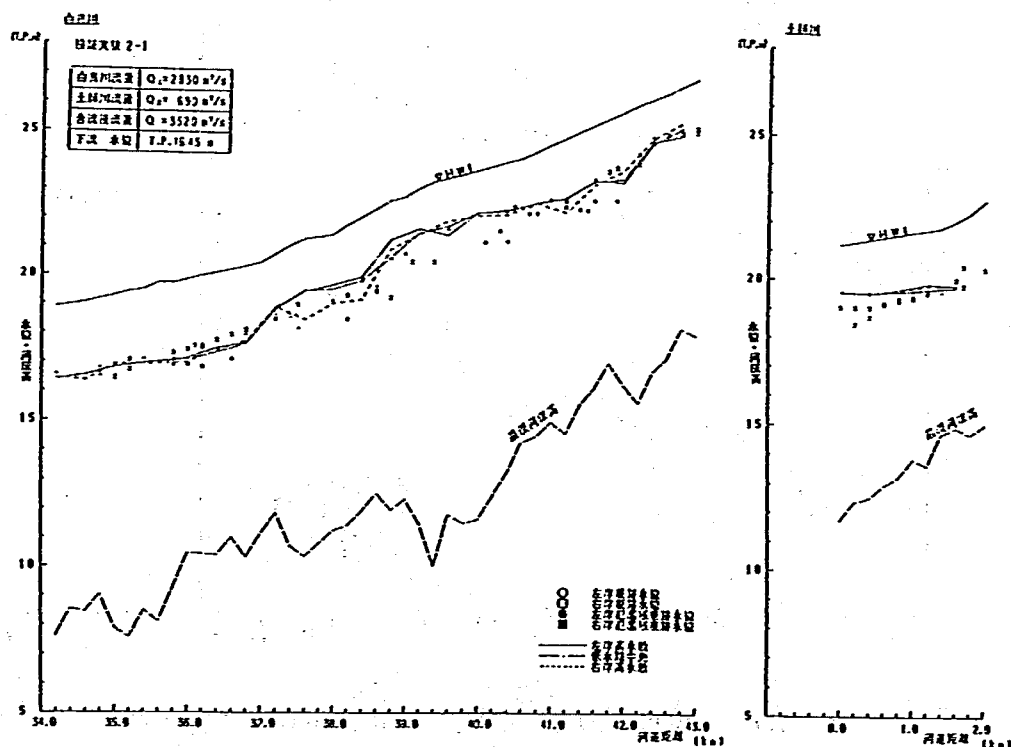


図-4.5 水位縦断面図 (検証実験 2: 由良川ピーク流量時)

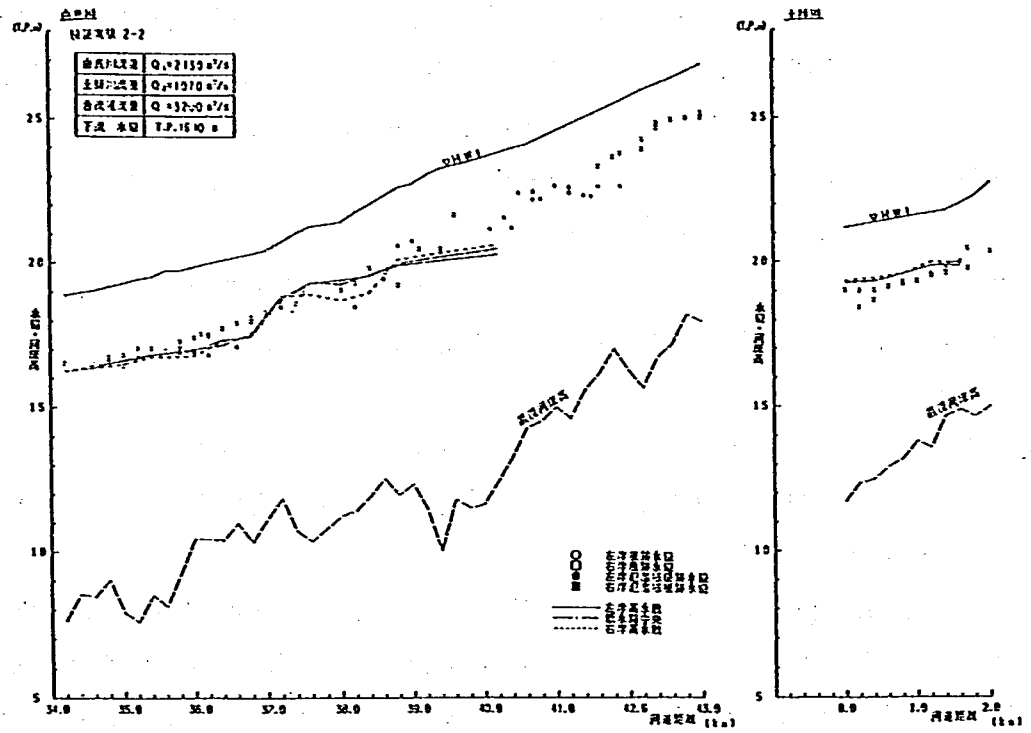


図-4.6 水位縦断図 (検証実験 2: 土師川ピーク流量時)

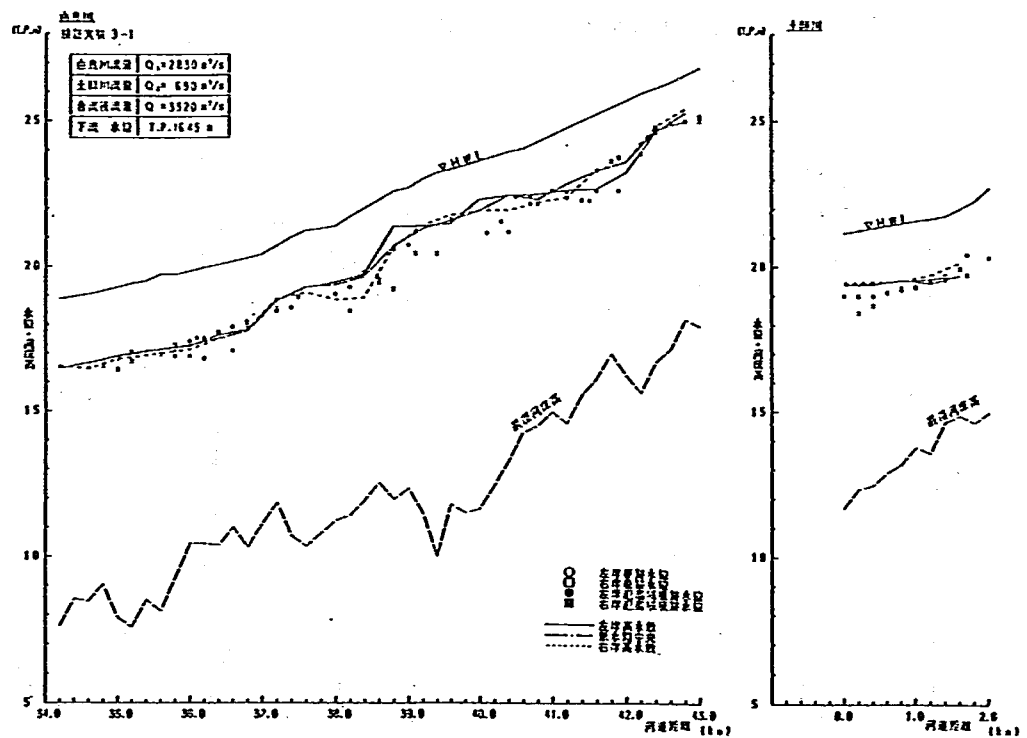


図-4.7 水位縦断図 (検証実験 3: 由良川ピーク流量時)

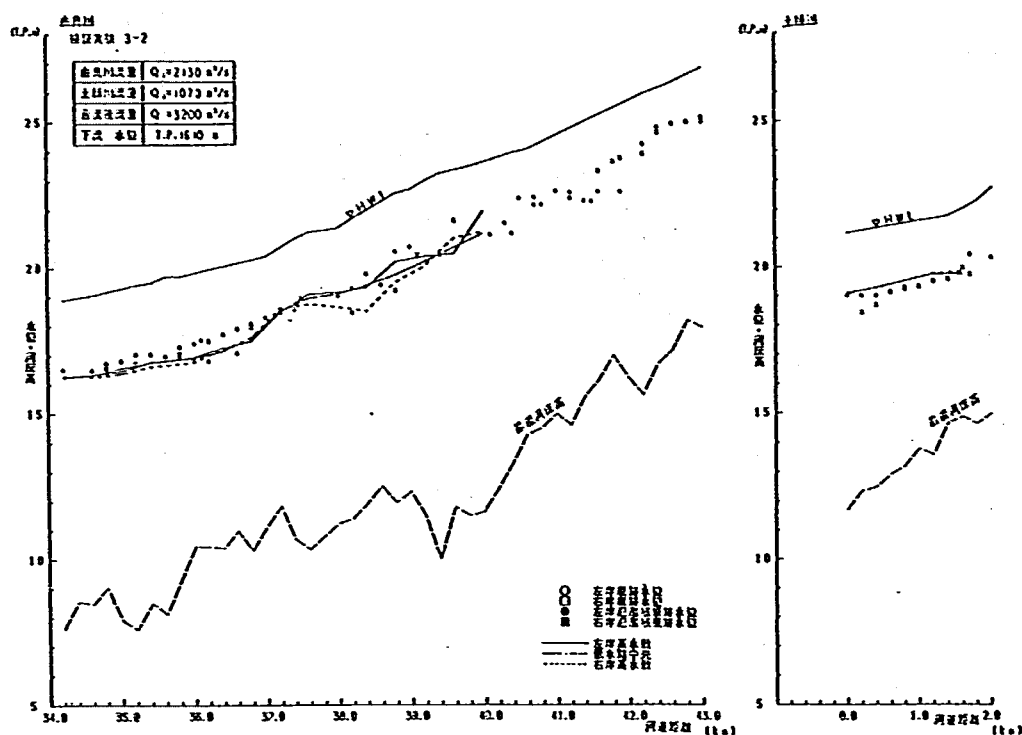


図-4.8 水位縦断面図(検証実験3:土師川ピーク放流時)

2) 現況河道固定床定流実験

8210号出水 $3500 \text{ m}^3/\text{s}$ (ケースA-2-1) 及び計画高水流量 $5600 \text{ m}^3/\text{s}$ (ケースA-2-4) をそれぞれ定流で通水して水理諸量を測定した。下流条件は、34.2 km 断面における現況河道での不等流計算値を用いた。

(1) 水位

図-4.9に水位縦断面図を示す。また図-4.10は低水路中央の水位の水面勾配を区間毎にまとめたものである。

上流部の 43.0 km~42.0 km 間は、右岸側が山付けとなり、左岸側には戸田橋上流まで中堤が伸びており、洪水時の氾濫に対して防御している地点である。この区間では、42.2 km~42.0 km 付近で河道幅が狭くなっており、水位の堰上げ現象が生じている。水面勾配は8210号出水及び計画高水流量時ともほぼ同じ $1/600$ 程度となっている。これは計画高水では左岸中堤の全域から氾濫しているが、8210号では43.0 km~42.8 km 区間の中堤からの氾濫にとどまっているため、流量の増加に伴う水面勾配の変化は見られない。

氾濫区間の 42.0 km~38.8 km 間は、両岸が水防林に囲まれた状態であり、至る所で氾濫する地点である。この区間では、8210号出水および計画高水流量ともに全域から氾濫しており、河道内の水面勾配は流量の増加とともに緩くなっている。41.0 km~39.0 km 区間のわん曲部では、わん曲に伴う横断方向の水位差は見られない。38.8 km 付近では、左岸側の丘陵地が張り出ていることから狭窄部になっており、その上流側で氾濫域に流出した流れが本川に流入する地点でもあるため水面勾配が急変している。これは、流量の増加とともに水面勾配が急になっており、狭窄部によって水位の堰上げ現

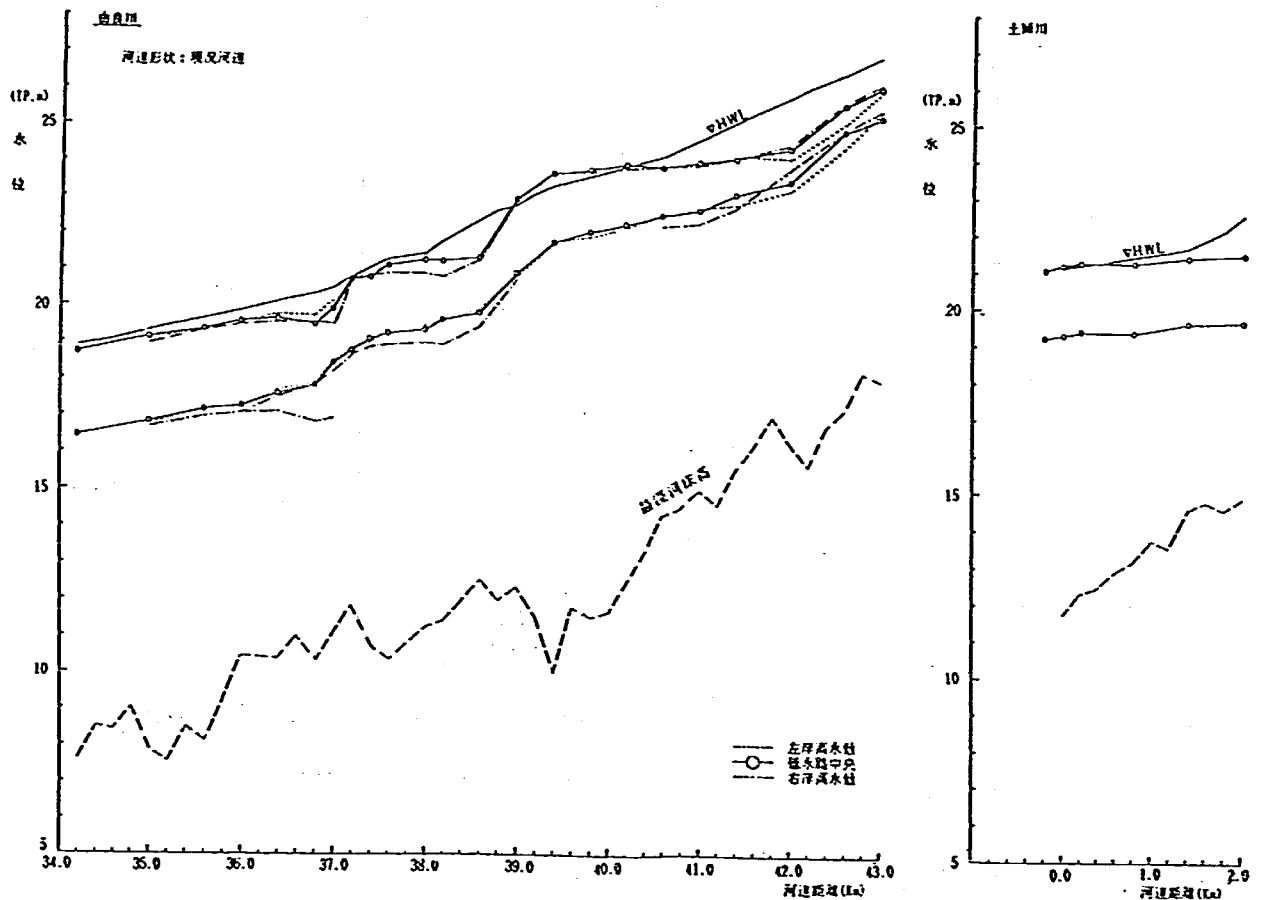


図-4.9 水位縦断面図（現況固定床定流：8210号出水，計画高水）

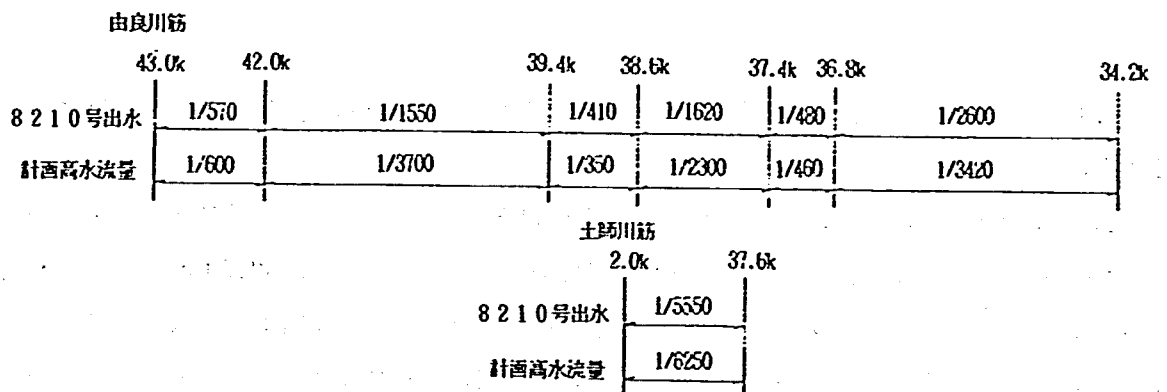


図-4.10 水面勾配（現況固定床定流：8210号出水，計画高水）

象が認められる。この堰上げ現象により計画高水流量時には、40.0 km～39.0 km 区間で H.W.L.を 0.2 m～0.3 m 程度上回り、洪水時での疎通能力不足が伺われる。

合流部の 38.8 km～37.0 km 間は、37.1 km 右岸に猪崎越流堤があり、また猪崎越流堤に通じている音無瀬橋の橋脚合計幅が川幅の 1/10 を占めているため、この地点が、狭窄部となっている。このため、音無瀬橋を境に水面勾配が変化しており、水位の堰上げ現象が認められる。合流点での水面勾配

は流量の増加とともに緩くなるが、音無瀬橋を境にした狭窄部での水面勾配は、流量による違いは生じていない。これは計画高水流量で猪崎越流堤より越流するためである。

土師川との合流点である 37.6 km 断面では、由良川筋と土師川筋の水位差はいずれの流量においても見られない。また 38.0 km～37.2 km 区間では、計画高水流量で H.W.L. 右側岸にとほぼ同じ水位となっている。

下流部の 37.0 km～34.2 km 間は、左岸側と 35.6 km より下流右岸側に堤防が、また 37.0 km～36.0 km 間の右岸側高水敷上には霞堤が存在する。この区間の水位はほぼ様な水面形となり、流量の増加に伴い水面勾配が緩くなる。下流端水位の違いによる影響範囲はこの下流部区間付近までである。

土師川筋の 2.0 km～37.6 km は、左右岸に堤防が存在し、1.4 km 付近に河道のわん曲が見られる。この区間では、由良川の背水効果と河積が広いことによりほぼ水平に近い水面形となる。計画高水流量時には、0.8 km～0.0 km 間で H.W.L. とほぼ同じ高さの水位に達する。

(2) 流 況

① 8210 号出水

本実験における流況図を図-4.11 に示す。図中の流速は 6 割水深での流速をベクトル化したものである。なお、氾濫域の流況については不定流実験の項で述べる。

上流部の 43.0 km～42.0 km 間付近の左岸中堤から氾濫域への越流が観察された。この氾濫した流れは、排水路沿いに流下する。河道内では低水路および高水敷上の流水が 42.0 km 付近の狭窄部に集中し、42.0 km 断面で低水路中央に約 5.3 m/s の最大流速が発生する。主流部は 41.4 km 付近まで低水路中央を約 5.0 m/s の流速で流下する。その後主流は低水路中央から右岸寄りとなり、41.2 km 付近では右岸側の氾濫域への流れが観察された。41.4 km～40.4 km 間の、主流部は右岸側を約 4.0 m/s の流量速で直線的に流下し、わん曲部へ流入する。また河道部左岸沿いの流れは、40.8 km 付近より高水敷に乗り上げ、氾濫域に流れ込む。このため、わん曲部入口 40.2 km 地点では河道部の流量が減少し、最大流速も約 2.7 m/s と上流部に比べて減少する。わん曲部では、39.6 km 付近までに主流が中央から右岸寄りとなり平均約 3.5 m/s の流速で流下する。39.0 km～38.8 km 左岸側では、氾濫域からの流れが河道内に流入する地点でもあり、このため 39.0 km 左岸沿いに小規模な合流渦が観察された。ここで合流した流れは右岸側が主流部となり 38.8 km 下流の狭窄部へ集中する。その下流 38.6 km では右岸側で最大流速が約 5.5 m/s に達し、これは模型区間内における最大値となっている。

合流部では、左岸側が主流となり、約 5.0 m/s の流速で土師川との合流点に向かう。土師川と合流する 37.6 km 付近では、合流渦が認められ 37.2 km 地点までこの影響が見られる。合流点では河道がほぼ直角に流向を変えているものの、土師川からの流れがウォータークッション的な役割をはたしており、このため左岸堤沿いは水衝部とならない。また、37.6 km～37.2 km 左岸高水敷上にある水防林も水衝部の解消に役立っているものと考えられる。土師川と合流した流れは、ほぼ河道中央を約 3.5 m/s の流速で流下している。また右岸高水敷上への乗り上げは、38.4 km 付近と水防林の途切れた 37.8 km 付近に見られ、音無瀬橋上流で低水路内へ戻る状況となっている。音無瀬橋より下流では、左岸堤と

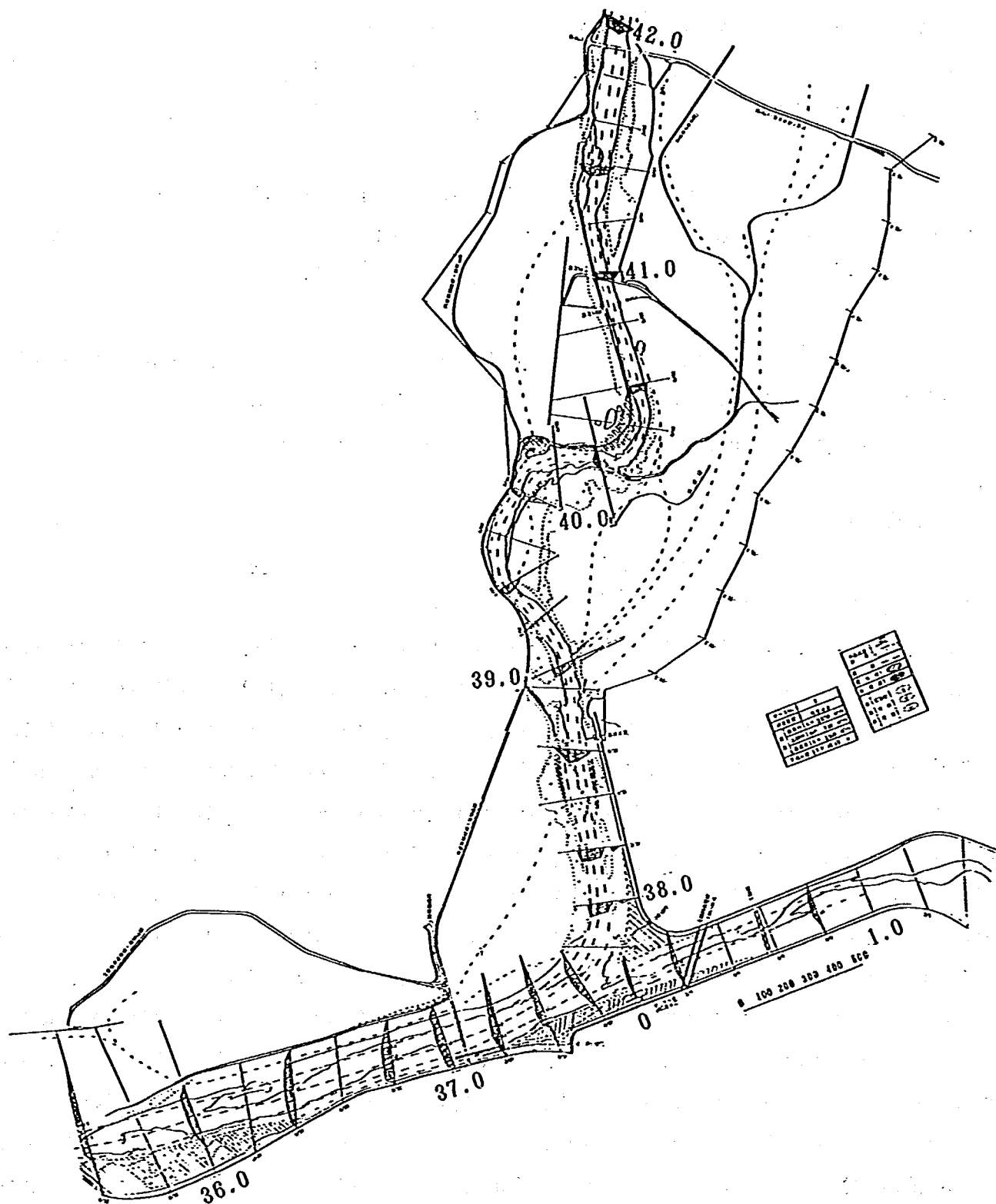
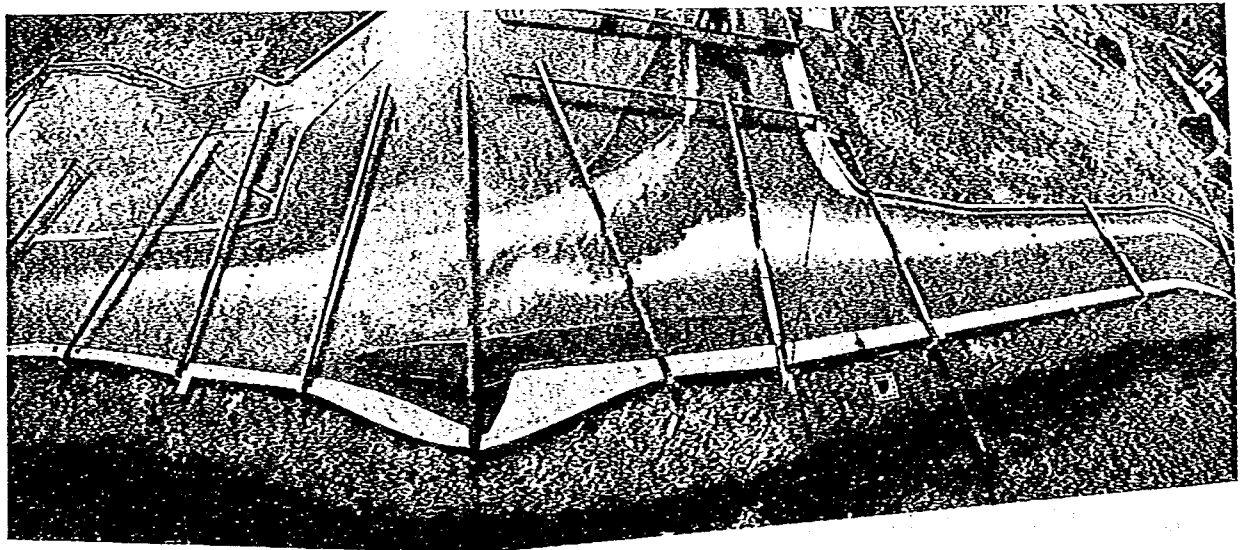


図-4.11 流況図 (現況固定床定流：8210 号出水)



写真—4.1 合流部の流況（現況河道：固定床：8210号：ケースA—2—1）

霞堤の間を約 3.5 m/s の流速でほぼ一様に流下している。霞堤は冠水していない。左岸高水敷は 36.4 km～35.4 km 付近が死水域となる。

土師川筋は、由良川からの背水により穏やかな流況を呈し、最大でも約 2.0 m/s 程度の流速である。左右堤脚沿いは剝離領域となる。

② 計画高水流量

本実験における流況図を図—4.12 に示す。

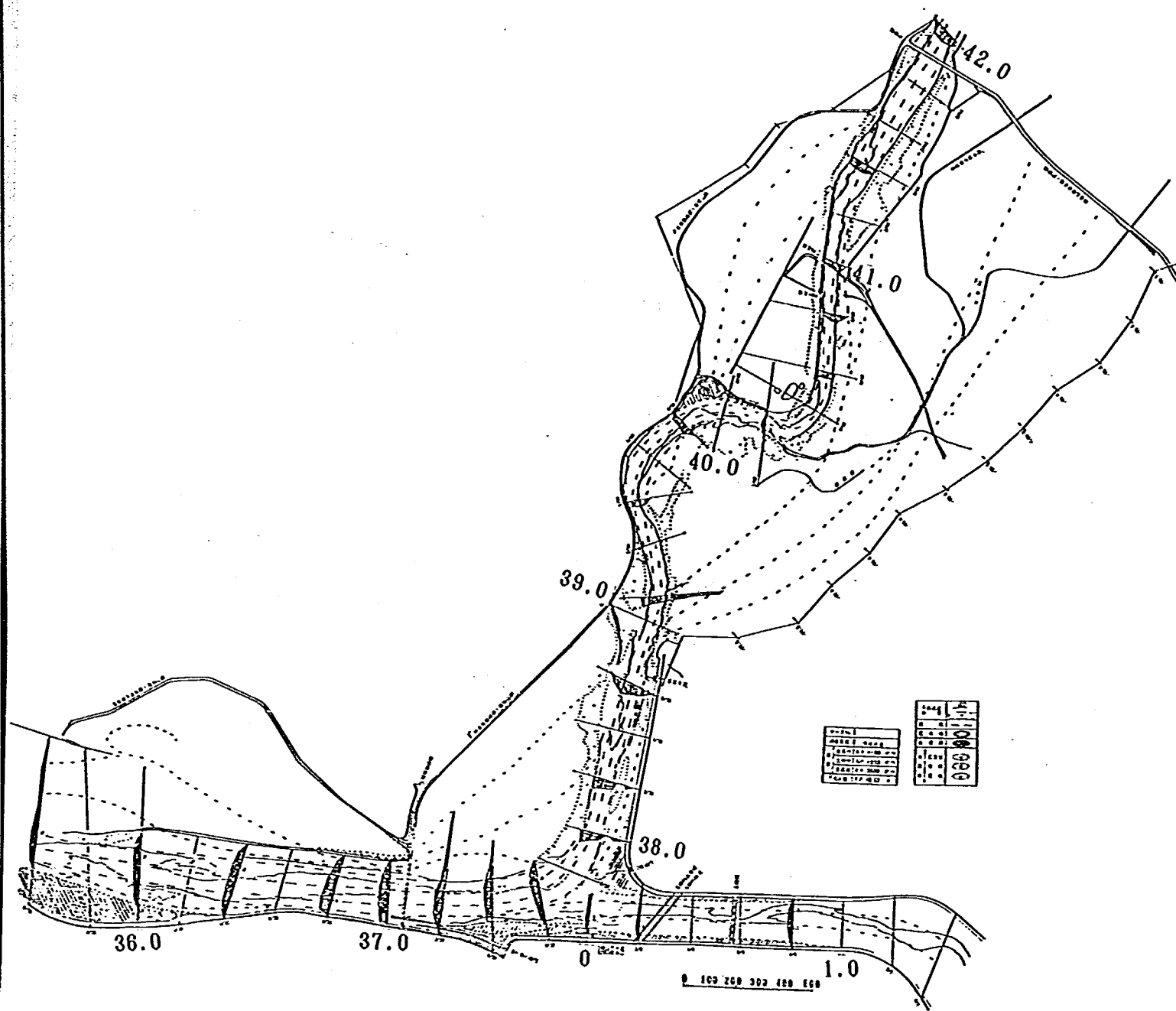
上流部では、43.0 km～42.0 km 区間の左岸中堤全域から氾濫域への流入が観察された。この氾濫した流れは、ほぼ直線的に下流へ向かう。このため 42.0 km 付近の狭窄部への集中は 8210 号時より緩和され、最大流速が前者は約 5.3 m/s であったのに対し、約 4.4 m/s とかなり軽減している。41.4 km までの主流部は、ほぼ低水路中央に位置し、約 4.0 m/s 程度で流下する。右岸沿いの流れは 42.0 km 付近から下流において高水敷上へ乗り上げ、左岸沿いでは 41.6 km 付近より高水敷に乗り上がり、氾濫域へ流れ込む。さらに水防林が不連続となる 41.4 km～40.6 km 左岸沿いからも高水敷へ乗り上げ、氾濫域に流入している。このように 8210 号時よりも氾濫規模が増大したため、河道内主流部の流速は軽減され、約 3.0 m/s で流下している。主流部は 8210 号と同様に右岸側に位置している。わん曲部入口 40.2 km 地点では流速がさらに減少し、最大で約 2.2 m/s となる。わん曲部では、40.0 km 付近の右岸側で氾濫した流れが河道内へ合流するため、最大流速は約 3.0 m/s とわん曲部入口よりも流速が増大する。39.4 km 付近までは流線の片寄りも見られず、河道内をほぼ一様に流下しているが、39.2 km 付近から主流は右岸に寄る傾向となる。これは 39.0 km 左岸付近で氾濫域からの流れが河道内に流入するため、本川の流れが右岸側に偏流するためである。この氾濫域からの流入より 39.0 km～38.8 km 左岸沿いでは合流渦が確認された。氾濫域から合流した流れは、右岸側が主流部となって 38.8 km 下流の狭窄部へ集中する。その下流 38.6 km 地点では、右岸側で最大流速が約 5.7 m/s に達する。しかし 8210 号時と比較した場合、最大流速はほぼ同じ値を示している。これは計画高水流量時においては、38.8 km 付近の狭窄部の右岸高水敷上に乗り上げる流れがあり、低水路内の流勢が軽減するためである。

合流部では、主流が左岸側を約 5.0 m/s の流速で流下し、土師川と合流する。土師川と合流する 37.6 km 付近では合流渦が認められ、その規模は 8210 号よりも小さくなっている。合流渦の規模から判断して計画高水流量時の方がスムーズに合流しているようである。合流部左岸堤沿いは水衝部とならず、流速分布を 8210 号時と比較した場合、37.6 km～37.0 km 地点では最大流速の発生位置が 8210 号時よりも右岸側に位置している。右岸高水敷上への乗り上げは、38.8 km、38.2 km、37.6 km 付近より観察され、その一部が猪崎越流堤より越流する。音無瀬橋より下流では、主流部は 8210 号時よりも右岸側に寄る傾向となっており、約 4.0 m/s の流速で流下している。右岸霞堤 36.8 km より下流側が冠水している。36.4 km～35.4 km 左岸高水敷上は死水域となる。

土師川筋では、由良川の背水により穏やかな流況を呈し、最大流速でも約 2.0 m/s 程度となり、低水路内を一様に流下している。左右堤脚沿いは剝離領域となる。

3) 現況河道固定床不定流実験

氾濫域での流況及び河道部での水位変化を把握するために不定流実験を行った。対象洪水は、定流



図一4.12 流況図(現況固定床定流：計画高水)

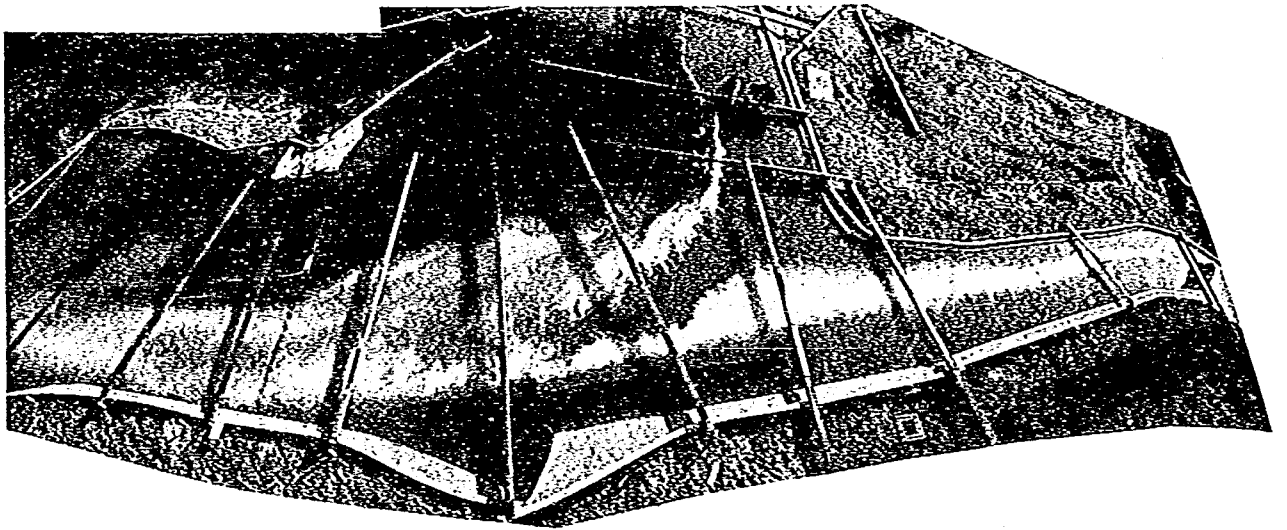


写真-4.2 合流部の流況（現況河道：固定床：計画高水：ケースA-2-4）

実験と同じ 8210 号出水及び計画高水流量であり、前者は現地観測資料から求めたハイドロを、後者は貯留関数法により求めたハイドロを使用している。

実験方法は、ハイドロ出発流量をまず定流で通水し安定した時点で不定流実験を開始した。本報告書では、この時間を 0 時間として整理している。また流量は、所定のハイドロに基づいて 1 時間毎の段階状で設定しているが、水位測定と同時間に量水槽での越流水深も測定し、流量を求めている。

(1) 水 位

① 8210 号出水

水位の縦断時間変化を図—4.13 に、各断面での水位時間変化を図—4.14 に示す。

上流部 43.0 km～42.0 km 区間では、左岸中堤からの氾濫 (42.8 km 付近) が始まる 6 時間 (1884 m^3/s) と氾濫がストップする 16 時間 (1780 m^3/s) で水面勾配に変化が見られる。左岸中堤から氾濫しない流量 ($Q < 1800 \text{ m}^3/\text{s}$) では、水面勾配が 1/1000 程度であるのに対して、氾濫する流量 ($Q > 1800 \text{ m}^3/\text{s}$) では水面勾配が 1/600 程度となる。

氾濫区間の 42.0 km～38.8 km では、40.2 km 地点の水位に変化が見られる。増水期 0～4 時間 (466 m^3/s ～1345 m^3/s) までは、40.2 km 上流の右岸にある排水路から氾濫域への逆流が顕著となるため、40.2 km での水位が低下する結果となる。この現象は減水期にもみられ 20 時間頃から 40.2 km での水位が低下する。

合流部の 38.8 km～37.0 km では、音無瀬橋付近の狭窄部による水位の堰上げ現象が流量の増加とともに現われ、36.8 km より下流では下流水位の影響を受けた水面勾配となる。

土師川筋では、増水期初期に河床勾配の影響を受けた水面形となっているが、流量の増加とともに由良川からの背水により水面形が緩やかになる。由良川からの背水の影響は減水期まで続く。土師川のピークは 8 時間であるが、由良川がピークとなる 10 時間頃が最高水位となる。

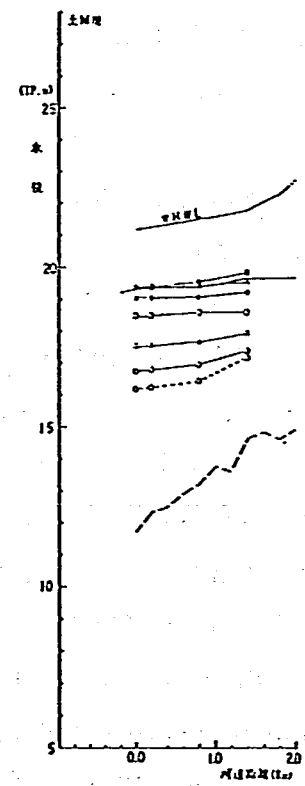
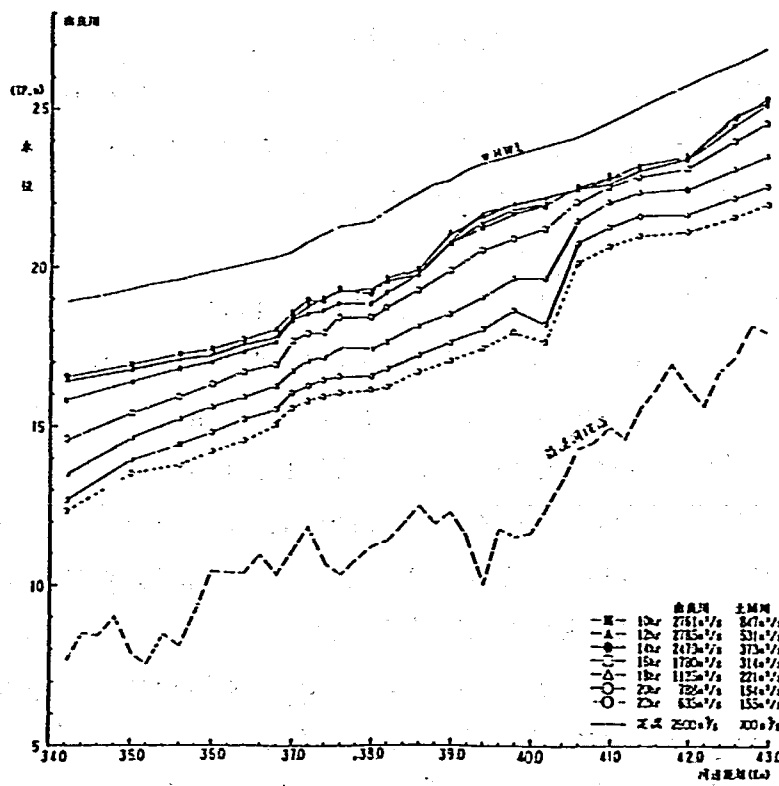
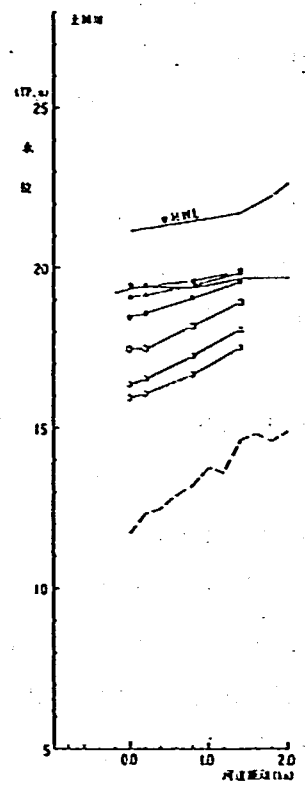
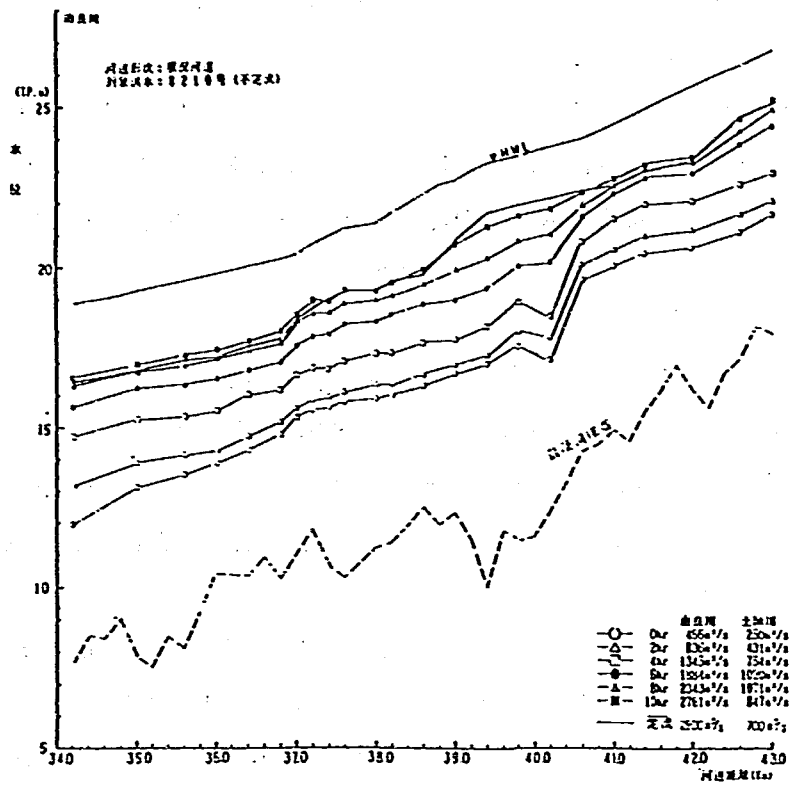
② 計画高水流量

水位の縦断時間変化を図—4.15 に、各断面での水位時間変化を図—4.16 に示す。

上流部 43.0 km～42.0 km 区間では、左岸中堤からの氾濫が始まる 4 時間 (1821 m^3/s) 頃から水面勾配に変化が現われ、1/600 程度の水面勾配となる。減水期では 23 時間 (1780 m^3/s) 頃に左岸中堤からの氾濫がストップするものの、水面勾配に変化が現れるのは 27 時間 (1107 m^3/s) 以降となる。

氾濫域の 42.0 km～38.8 km では、40.2 km 地点の水位と 38.8 km 狭窄部付近の水位に変化が見られる。40.2 km 地点の水位は、8210 号時と同様 40.2 km 上流の左岸にある排水路から氾濫域への逆流が顕著となる 5 時間 (2055 m^3/s) 頃までに 40.2 km の水位が低下傾向にある。減水期でもこの現象は 27 時間 (1107 m^3/s) 頃から現われる。38.8 km 付近の狭窄部による水位の堰上げ現象は、増水期 11 時間 (2857 m^3/s) 頃から減水期 19 時間 (2619 m^3/s) 頃までが顕著となる。

合流部 38.8 km～37.0 km 区間では、音無瀬橋付近の狭窄部による水位の堰上げ現象が流量の増加とともに顕著となり、36.8 km より下流では下流水位の影響を受けた水面形となる。土師川筋では、増水初期に河床勾配の影響を受けた水面形となっているが、流量の増加とともに由良川からの背水により水面形が緩やかになる。由良川からの背水影響は減水期まで続く。土師川のピークは 13 時間であ



图—4.13 水位縦断時間變化(現況固定床不定流：8210号出水)

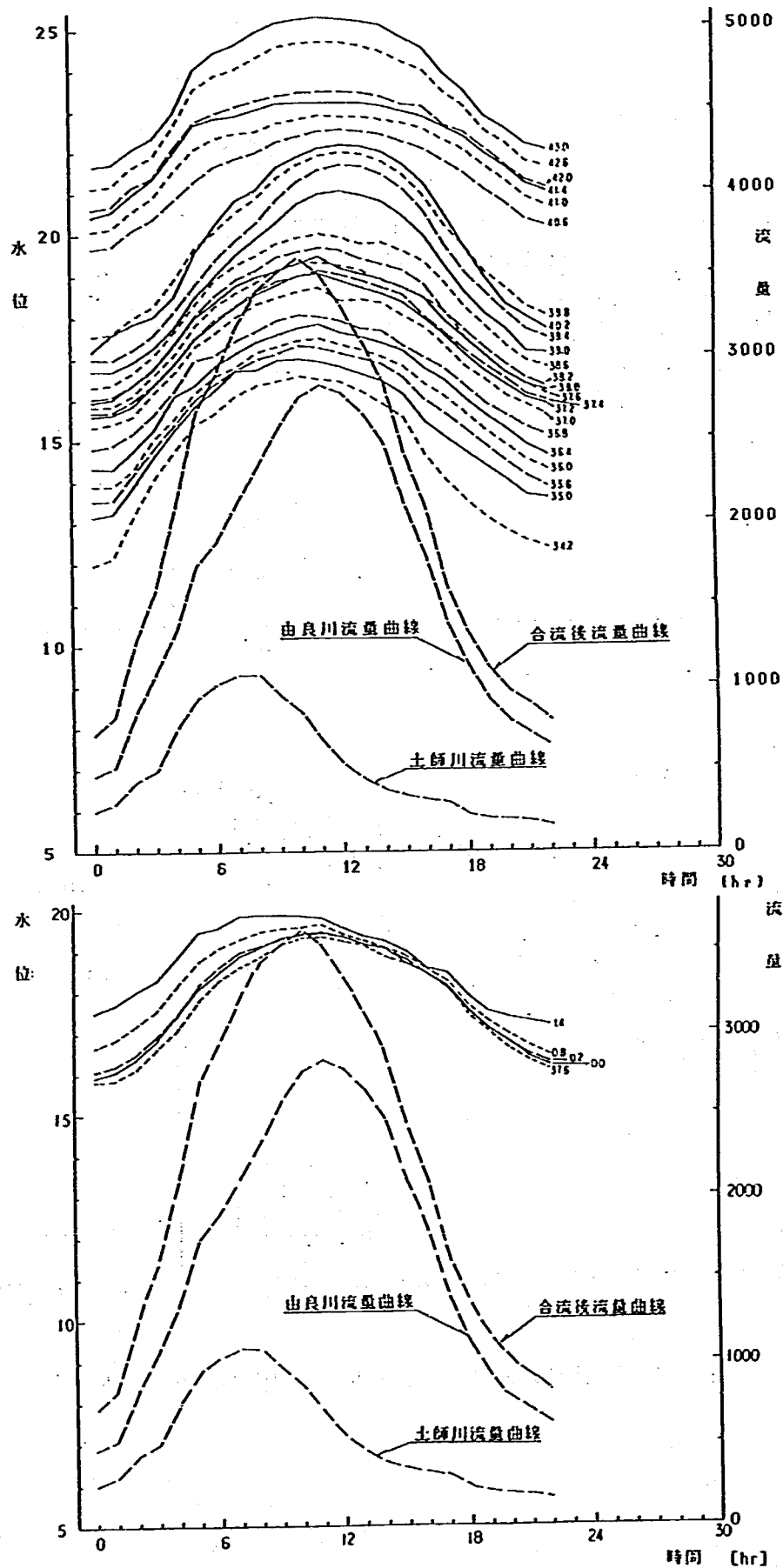
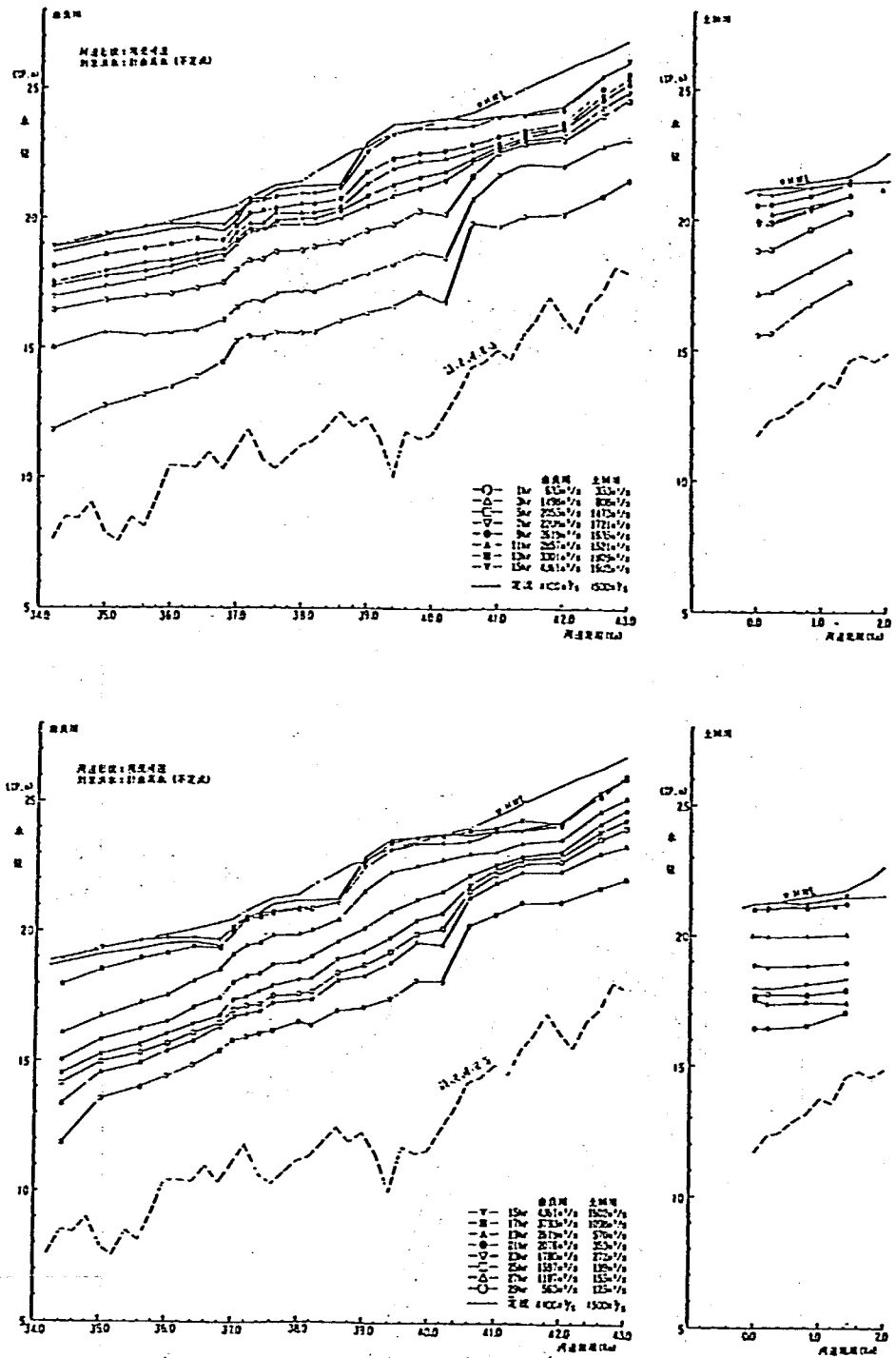
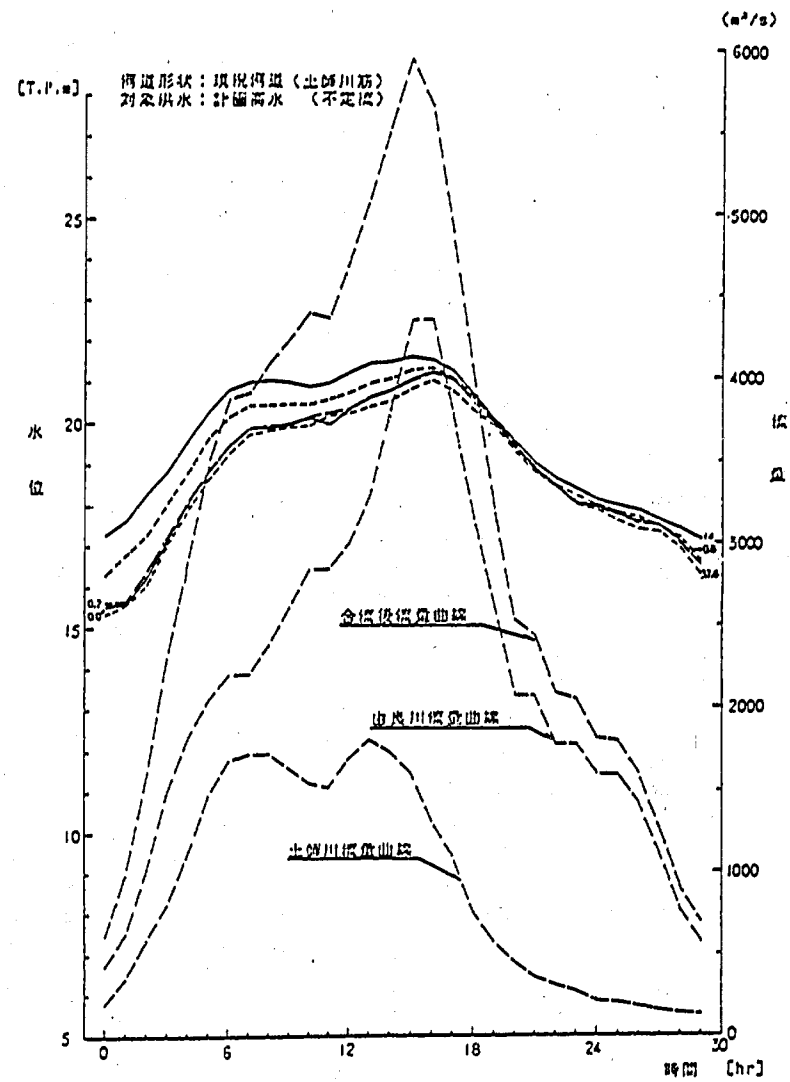
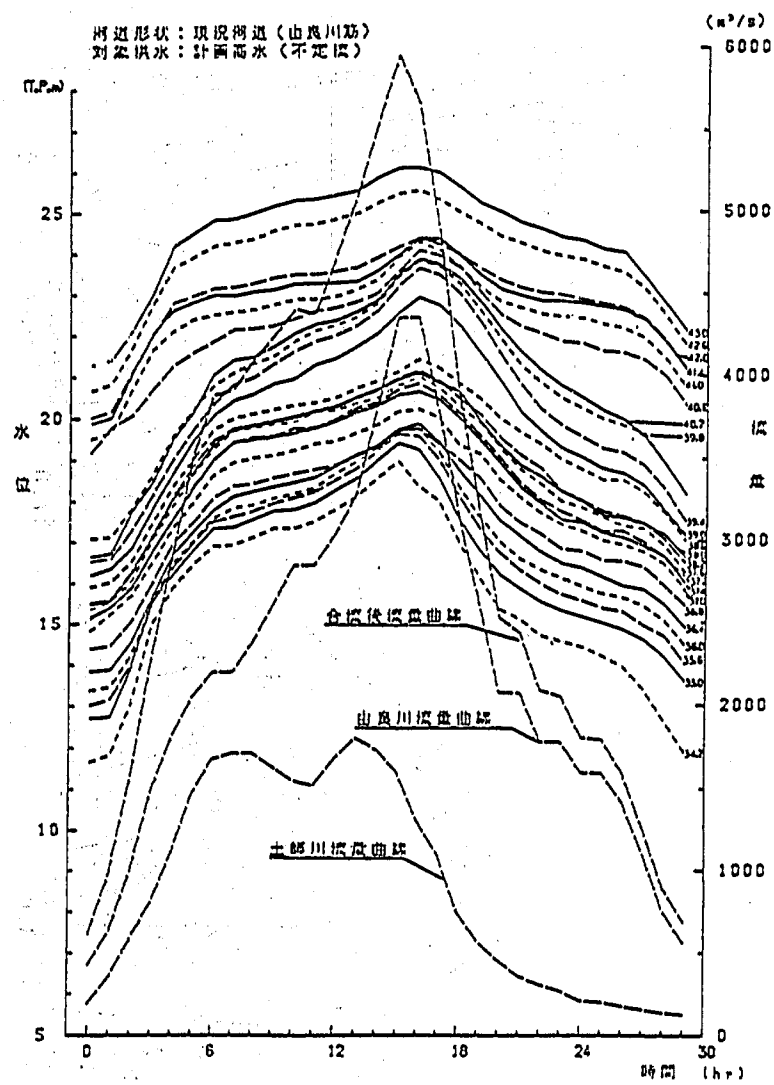


図-4.14 水位・流量ハイドログラフ (現況固定床不定流: 8210号出水)



圖—4.15 水位縦断時間變化(現況固定床不定流：計画高水)



図—4.16 水位・流量ハイドログラフ（現況固定床不定流：計画高水）

るが、由良川がピークとなる 15 時間頃が最高水位となる。

(2) 氾濫流況

① 8210 号出水

氾濫域の流況概要を図-4.17～19 に、時間毎の氾濫流況を図-4.20～25 に示す。

氾濫開始地点は 40.4 km～40.2 km 付近のわん曲部であり、低水流量でも左岸排水路沿いに逆流を始め、2 時間で-76.0 断面付近まで冠水する(図-4.20)。4 時間頃からは水防林が不連続となっている 41.0 km～40.4 km 左岸沿いからの氾濫が始まり、下流は前田越流堤まで、上流は-75.4 断面付近までが冠水範囲となる。氾濫域での流れは前田越流堤の影響で上流に向かう傾向にある。また右岸 41.2 km 付近からの氾濫も始まる(図-4.21)。5 時間で上流 42.8 km 付近の左岸中堤から氾濫が始まる。下流 41.0 km～42.0 km 左岸沿いから氾濫した流れは、前田越流堤を迂回するように下流へ広がり、また排水路沿いに上流へも伸び続ける。右岸氾濫域では、冠水範囲が府道沿いまで達し、40.0 km 付近から本川へ流れ出す(図-4.22)。7 時間で 41.0 km より下流の左岸沿いから氾濫した流れは、ほとんどが下流へ向かい、前田越流堤を越流し、さらに 39.0 km 付近より本川への流入を始める。右岸氾濫域では、7 時間で冠水範囲が安定し変化が見られなくなる(図-4.23)。9 時間で氾濫域のほぼ全域が冠水し、氾濫流況は下流 39.0 km へ向かう流れとなる(図-4.24)。ピーク時では、9 時間とほとんど変化は見られず、42.8 km 付近の左岸中堤と 42.0 km より下流の全域で氾濫し、氾濫した流れはゆっくりと下流 39.0 付近へ向かう流況となる(図-4.25)。ピーク時からの減水期の 16 時間頃までの氾濫

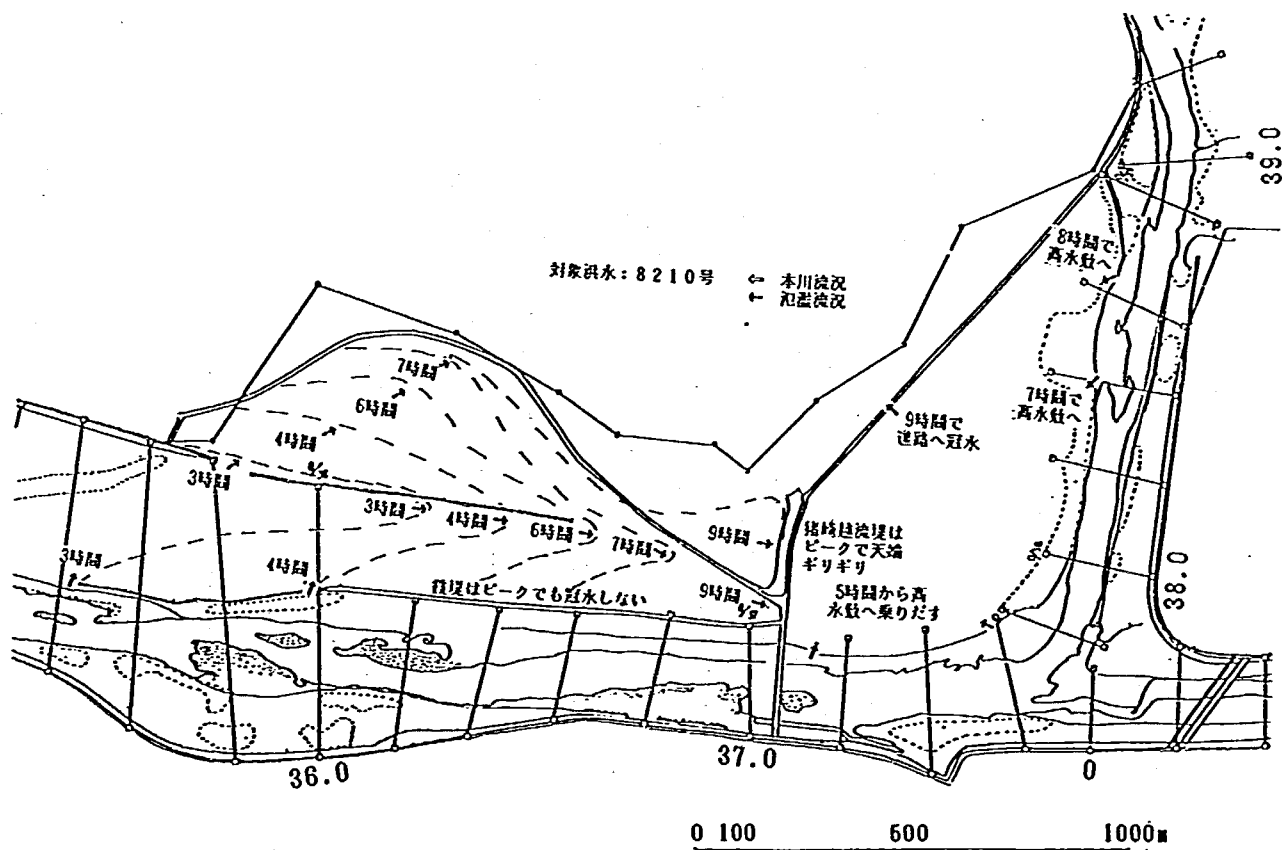
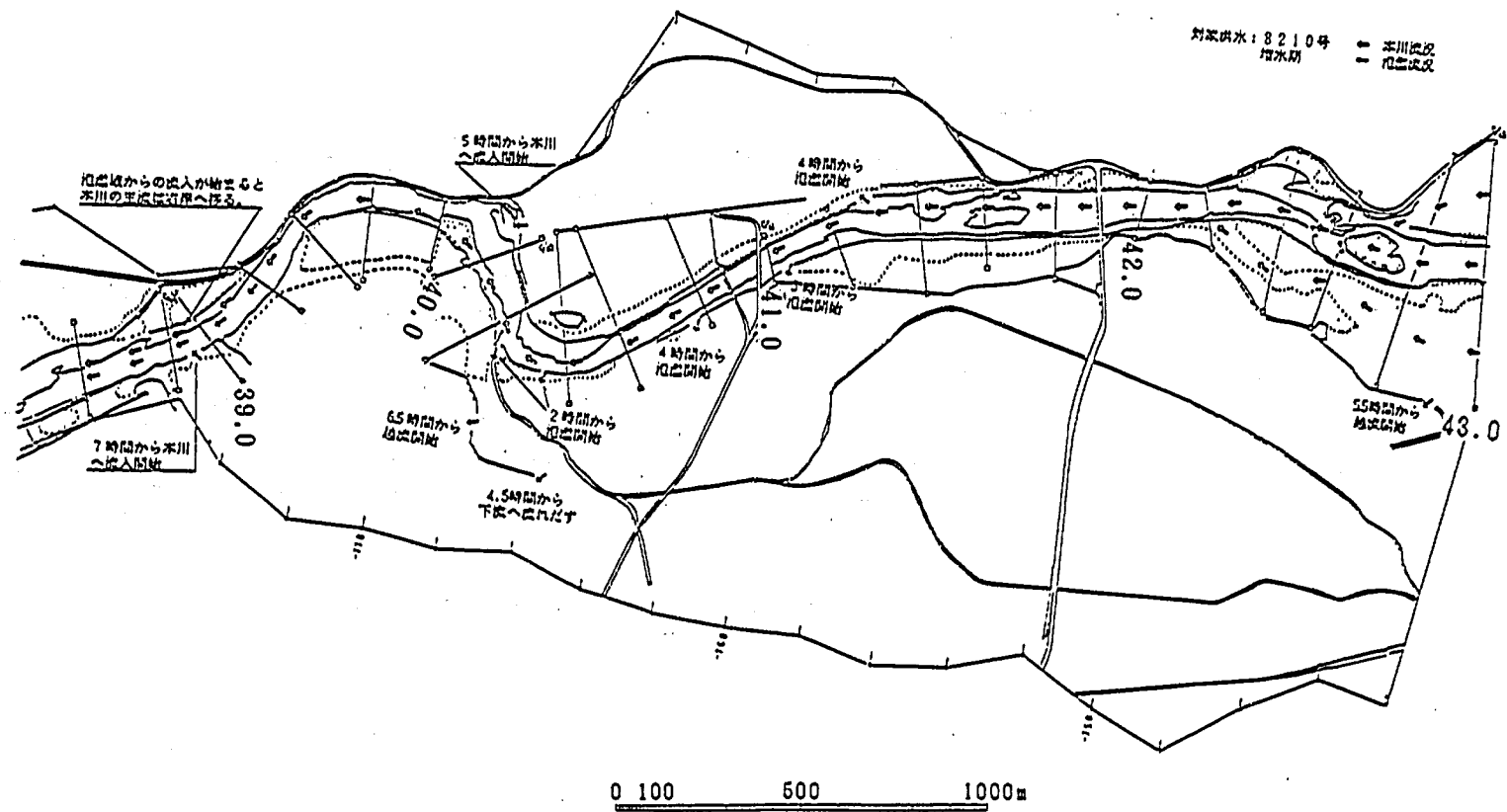


図-4.17 氾濫流況概要図(現況固定床不定流:8210号:増水期)



図一4.18 氾濫流況概要図（現況固定床不定流：8210号：増水期）

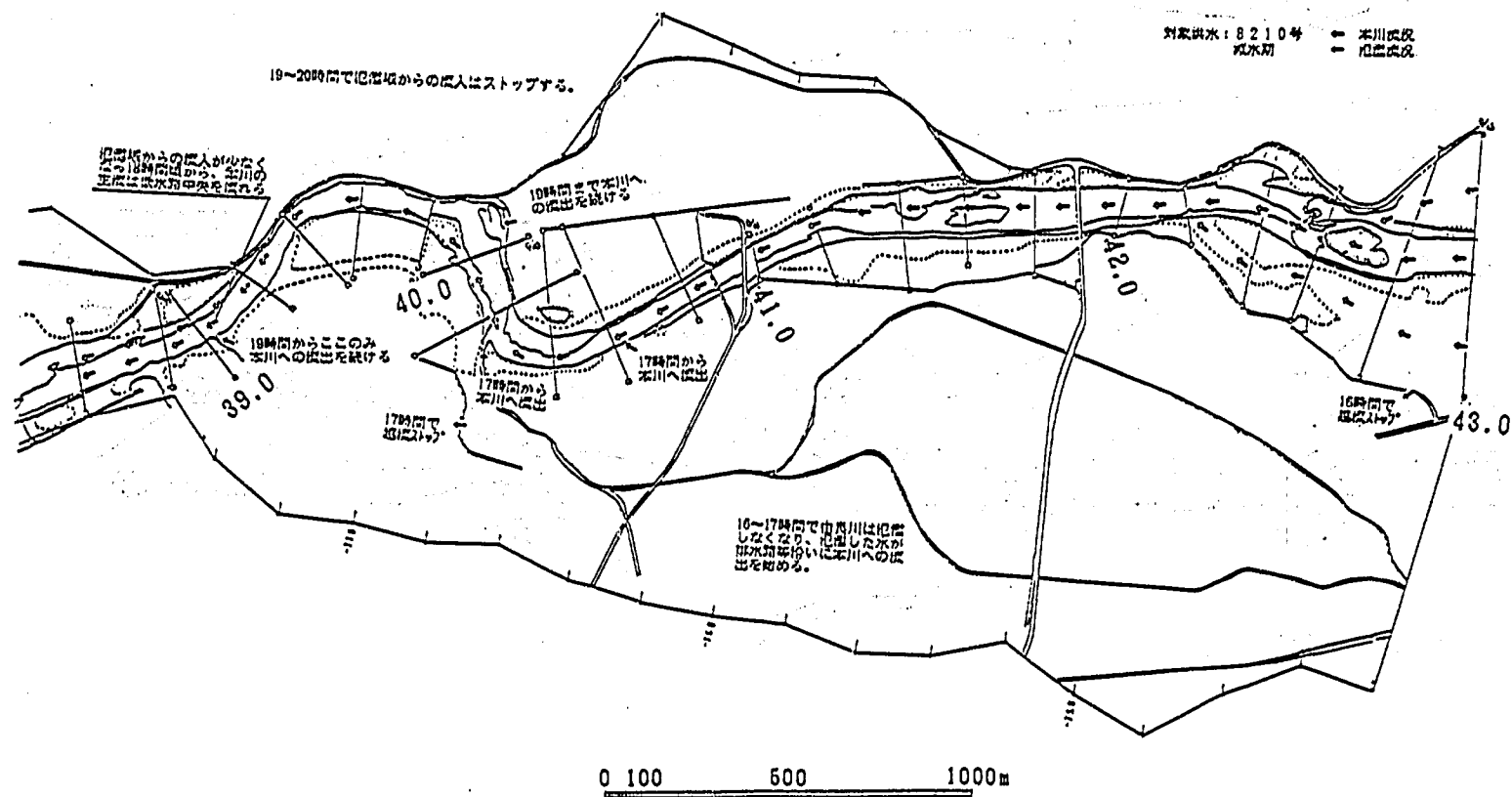
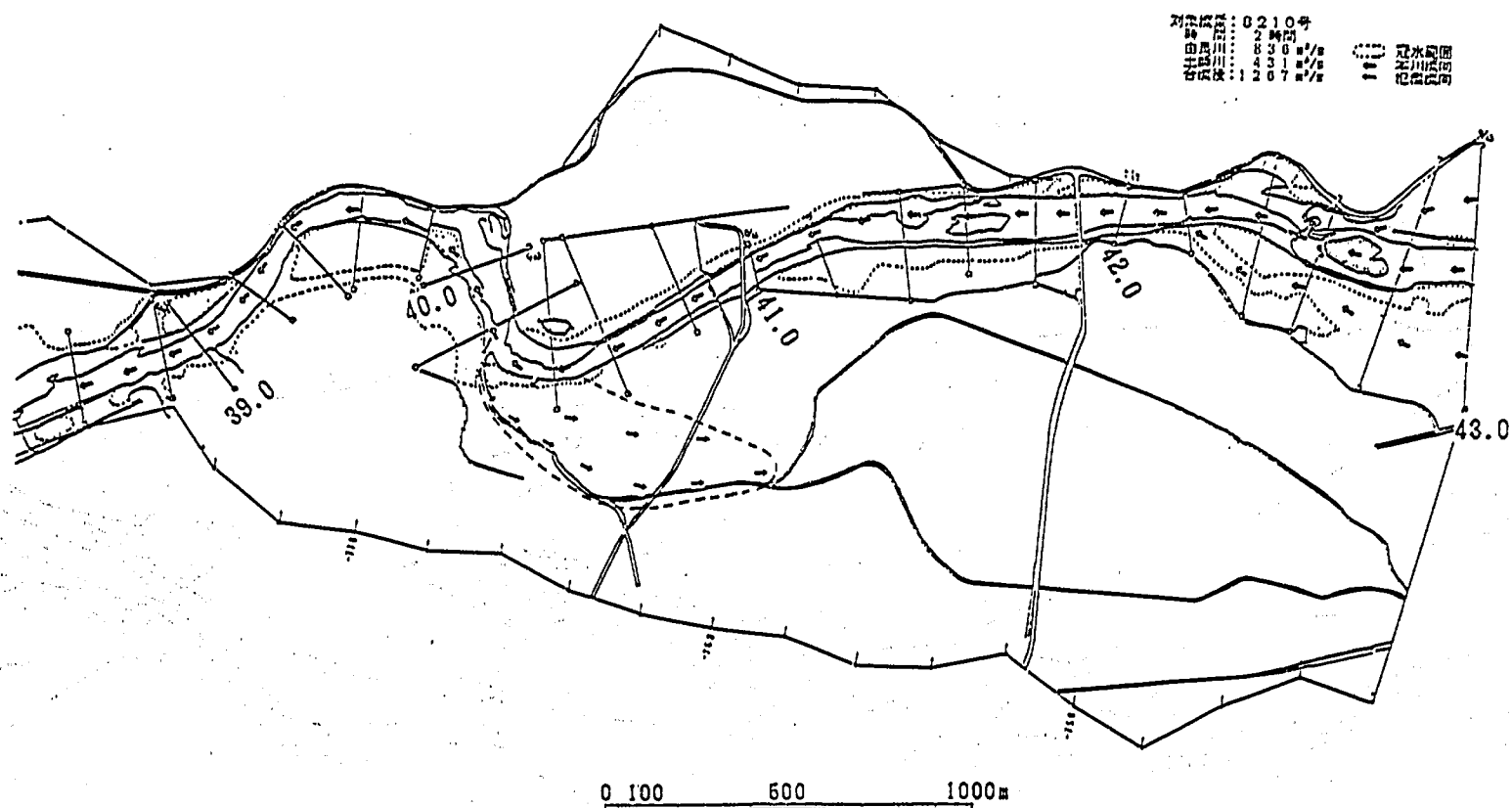
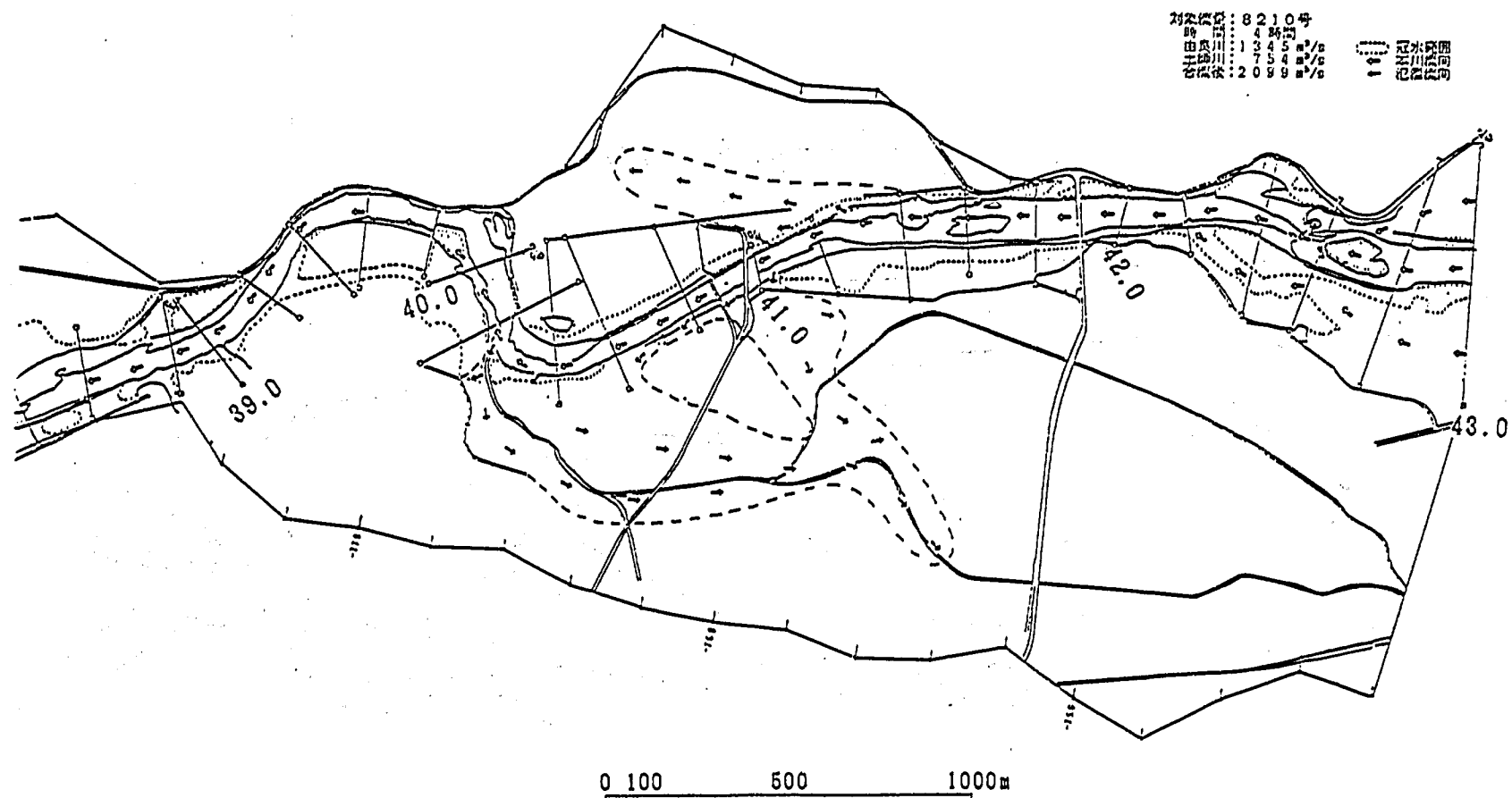


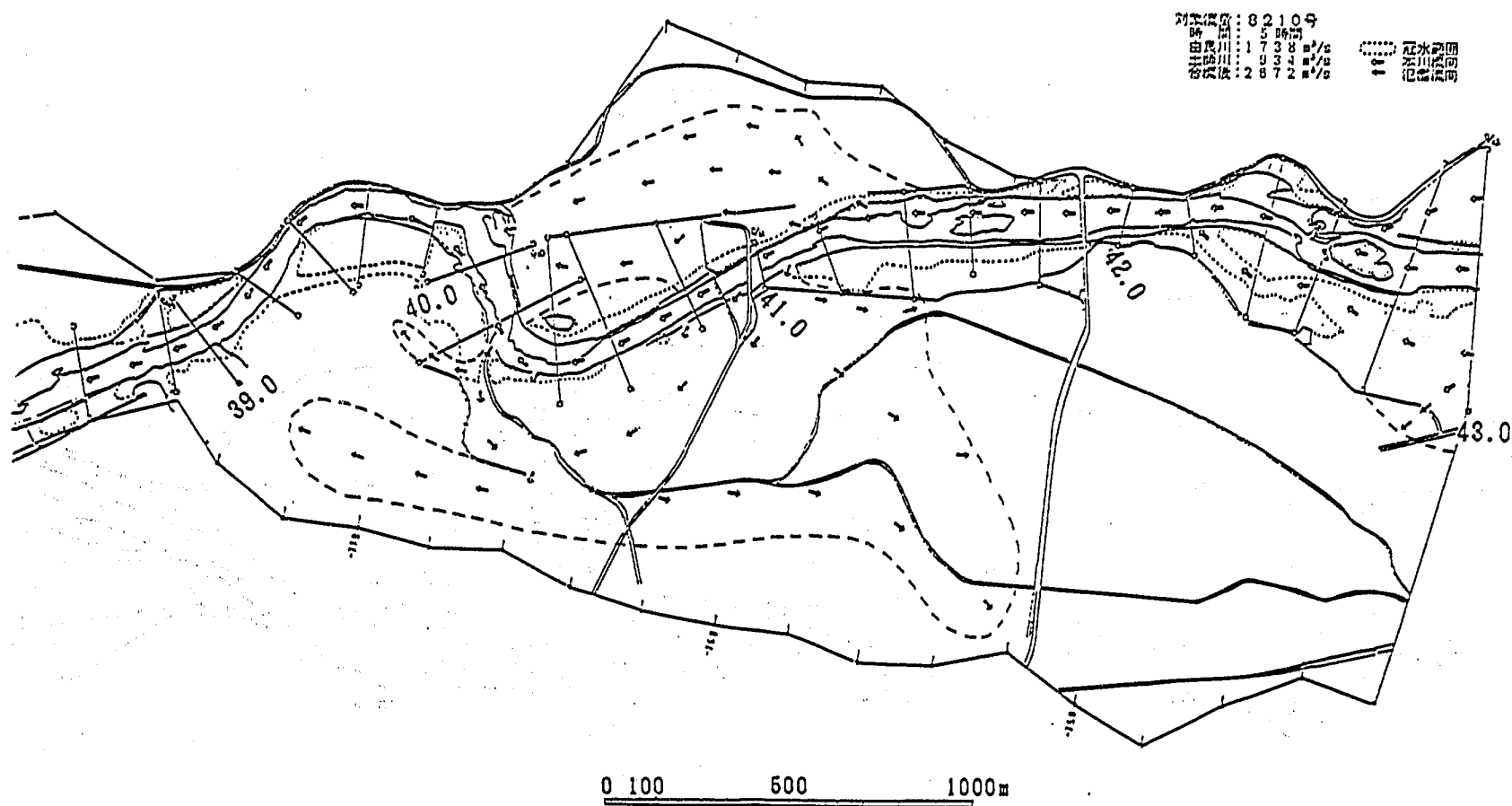
図-4.19 氾濫流況概要図(現況固定床不定流: 8210号: 減水期)



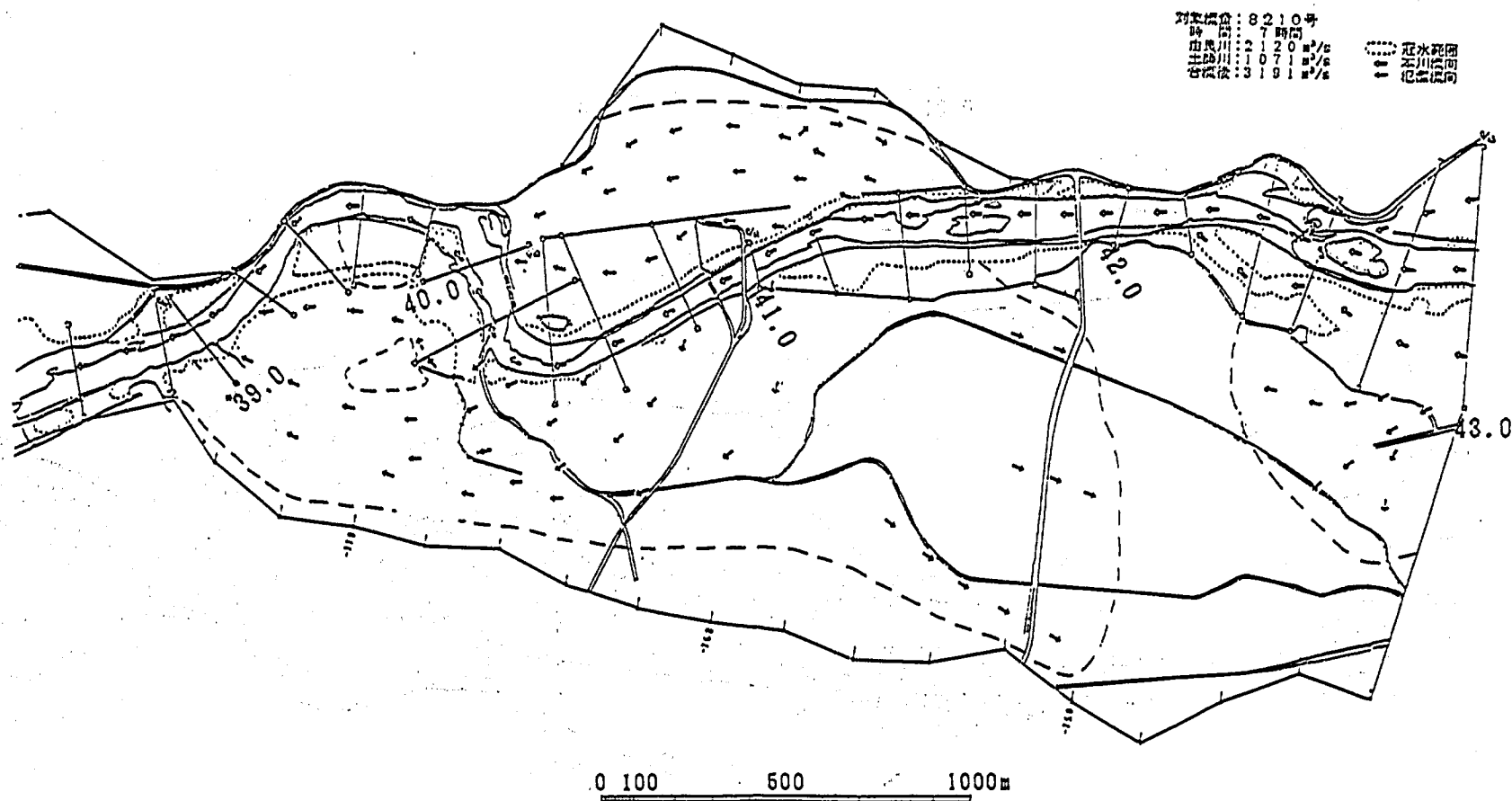
図一4.20 氾濫流況図（現況固定床不定流：8210号：2時間後）



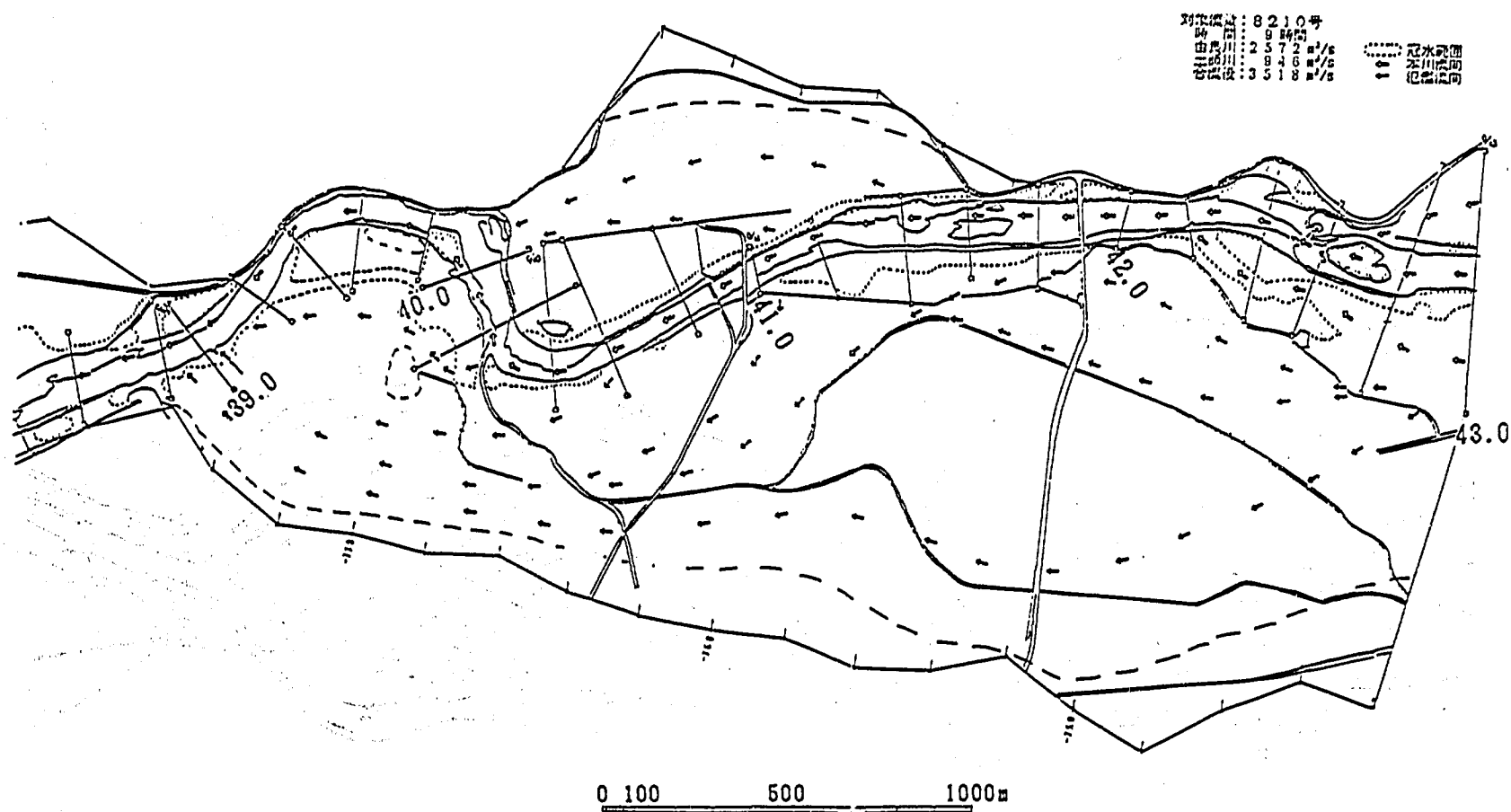
図一4.21 氾濫流況図（現況固定床不定流：8210号：4時間後）



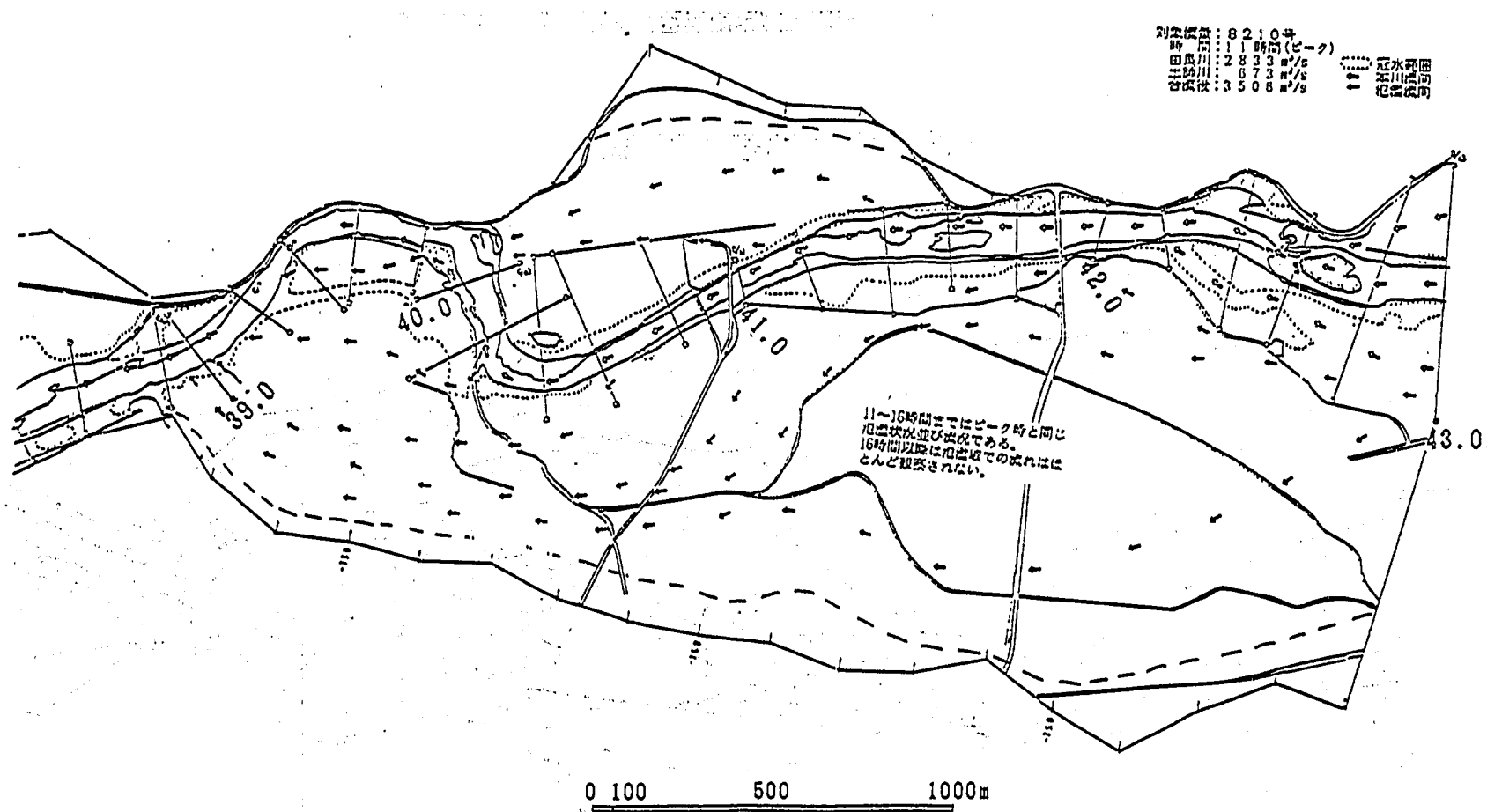
図一4.22 氾濫流況図（現況固定床不定流：8210号：5時間後）



図一4.23 氾濫流況図（現況固定床不定流：8210号：7時間後）



図一4.24 氾濫流況図（現況固定床不定流：8210号：9時間後）



図—4.25 氾濫流況図(現況固定床不定流: 8210号: 11時間後)

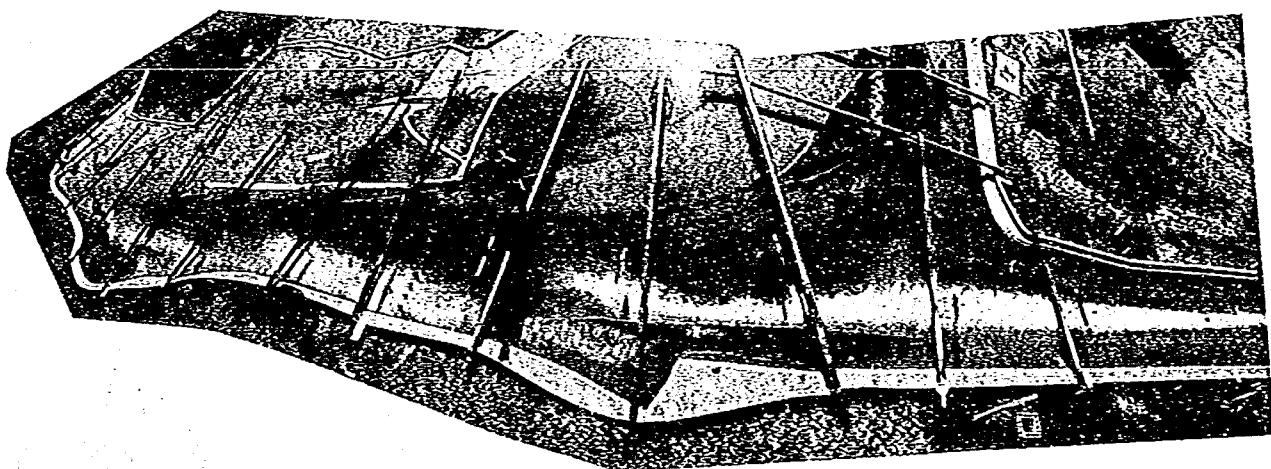


写真-4.3 合流部の流況(現況河道:固定床:8210号:不定流ピーク:
ケースA-2-2)

流況および冠水範囲には、模型実験で観察する限り大きな違いは見られない。減水期では、16時間で上流 42.8 km 付近の左岸中堤から氾濫がストップし、17 時間で河道からの氾濫も始まる。17 時間以降は、39.0 km 付近から河道内へ流入を続ける。

② 計画高水

氾濫域の流況概要を図-4.26～4.28 に、時間毎の氾濫流況を図-4.29～33 に示す。

計画高水流量時では、8210 号出水と比べて氾濫域への冠水が早くなる程度で、氾濫位置および氾濫流況はほぼ同じである。

氾濫開始地点は、40.4 km～40.2 km 付近のわん曲部であり、左岸排水路沿いに逆流を始める。さらに、3 時間で水防林が不連続となる 41.0 km 下流の左岸沿いと、41.4 km～41.2 km 付近の右岸から氾濫が進行する。4 時間で左岸氾濫域の冠水範囲は、下流が前田越流堤まで、上流が -75.2 断面付近まで広がる (図-4.29)。5 時間で氾濫域の 2/3 程度が冠水し、39.0 km 付近より本川への流出が始まる (図-4.30)。7 時間で河道全域からの氾濫が始まり、氾濫域の全域が冠水する。氾濫流況はゆっくりと下流 39.0 km 付近に向う流況となる (図-4.31)。7 時間以降はピーク時も含めて減水期の 20 時間頃まで、冠水範囲および氾濫流況に大きな違いは見られない。ピーク時の氾濫流況を図-4.33 に示す。減

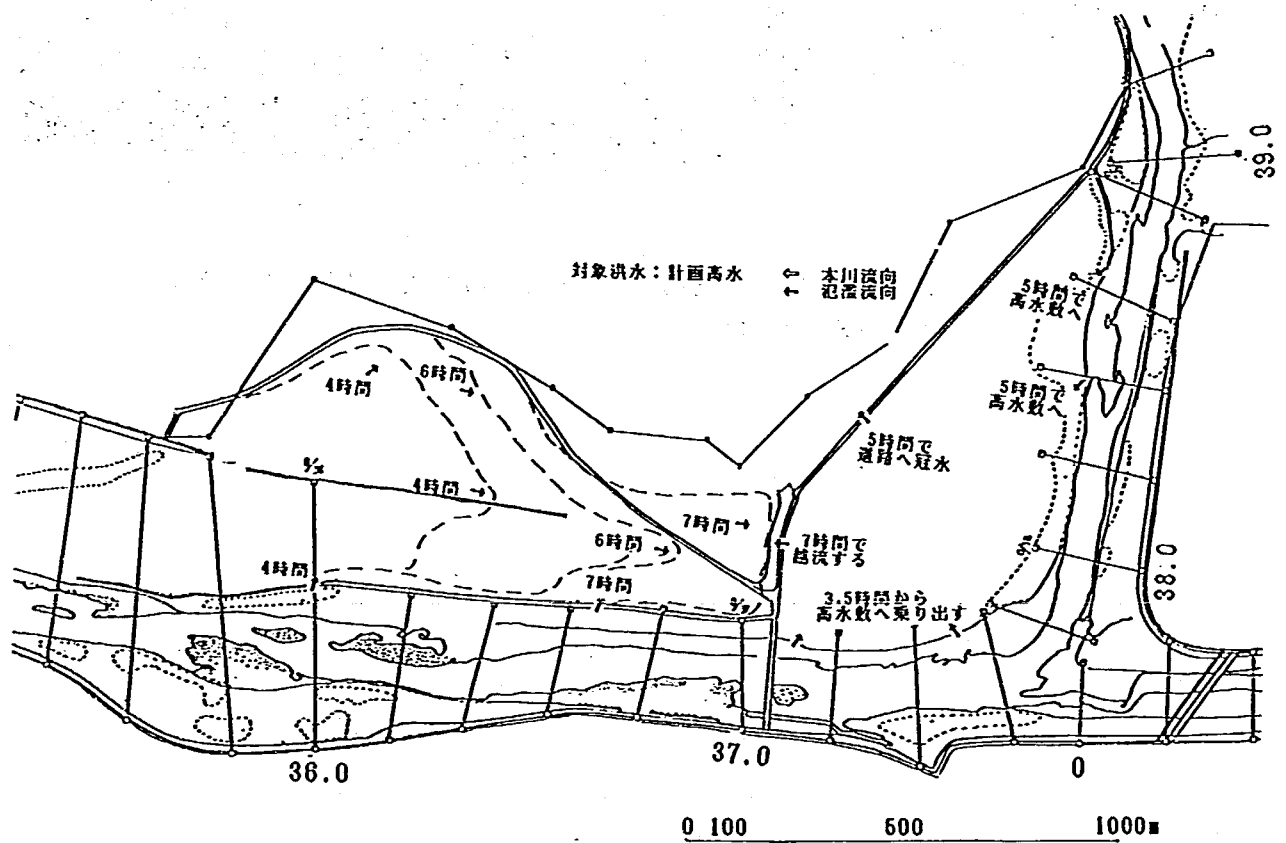
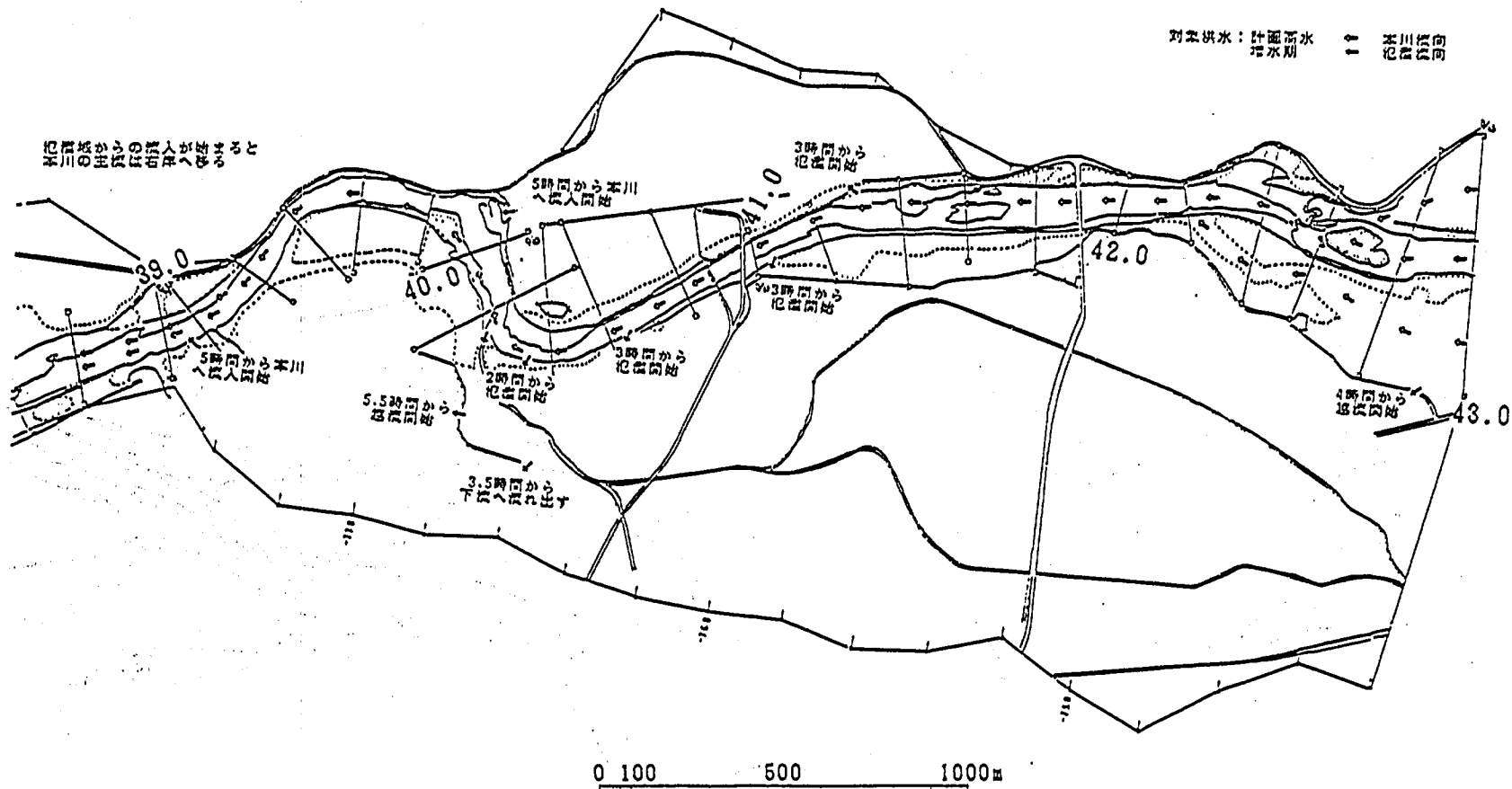
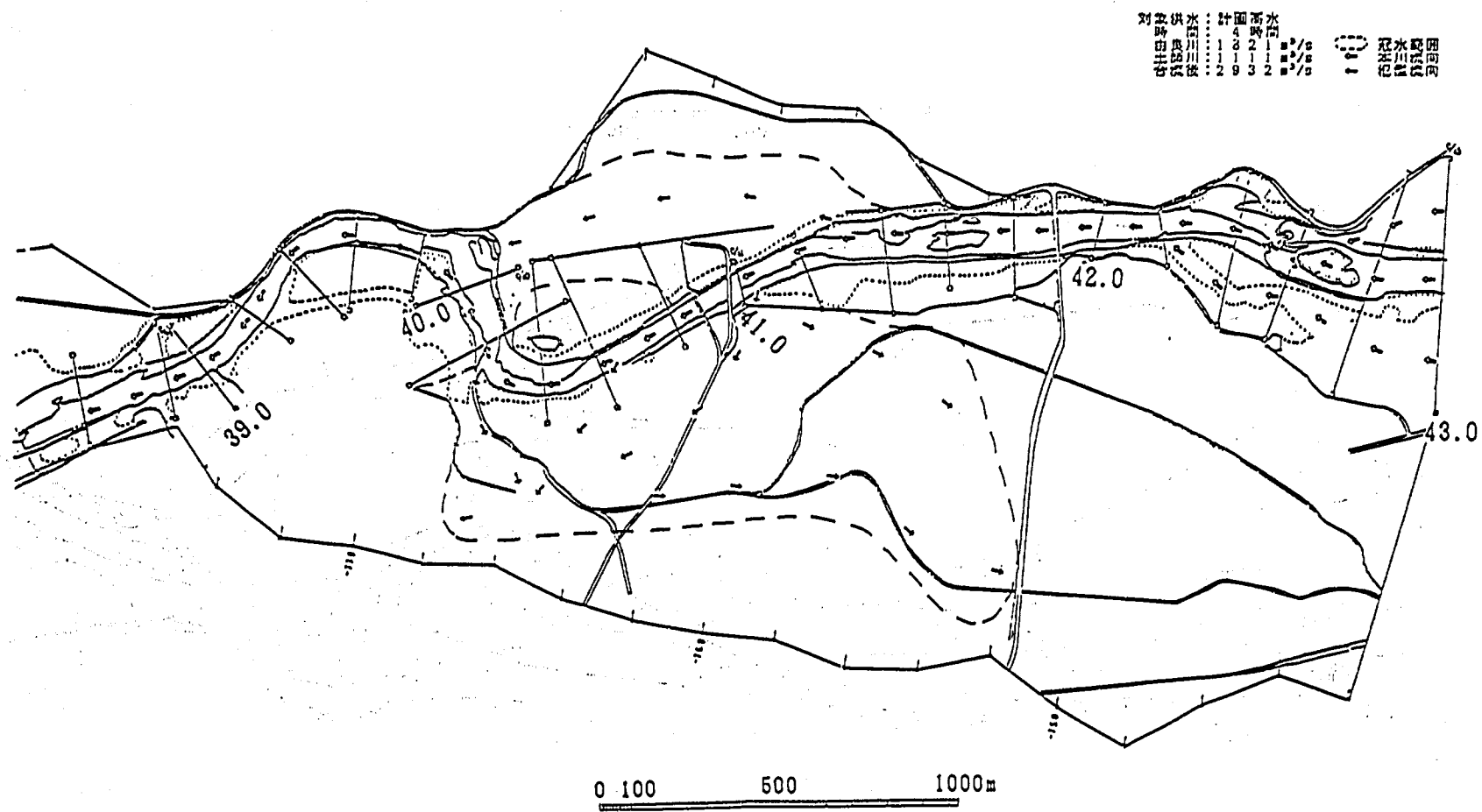


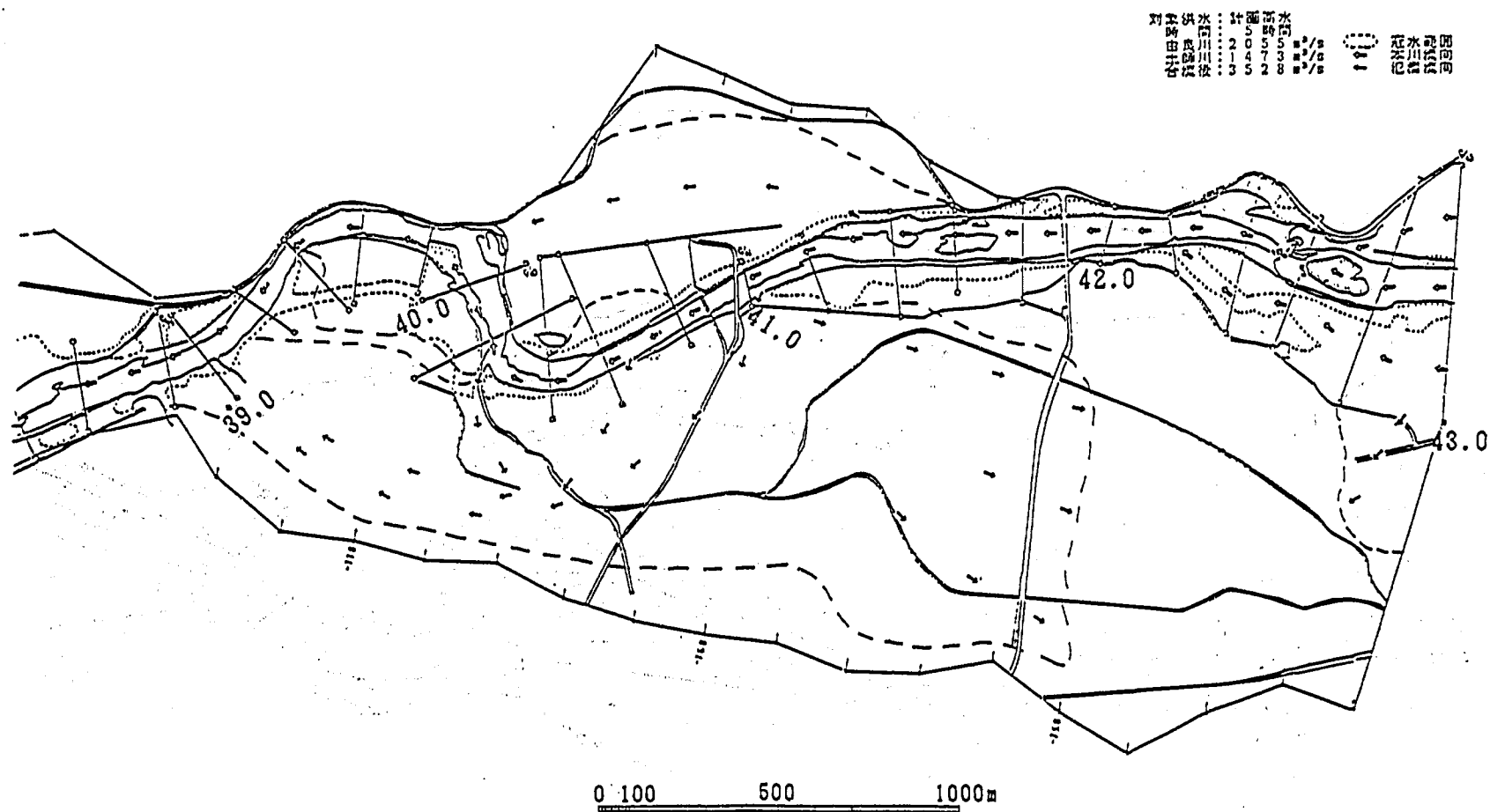
図-4.26 氾濫流況概要図 (現況固定床不定流: 計画高水: 増水期)



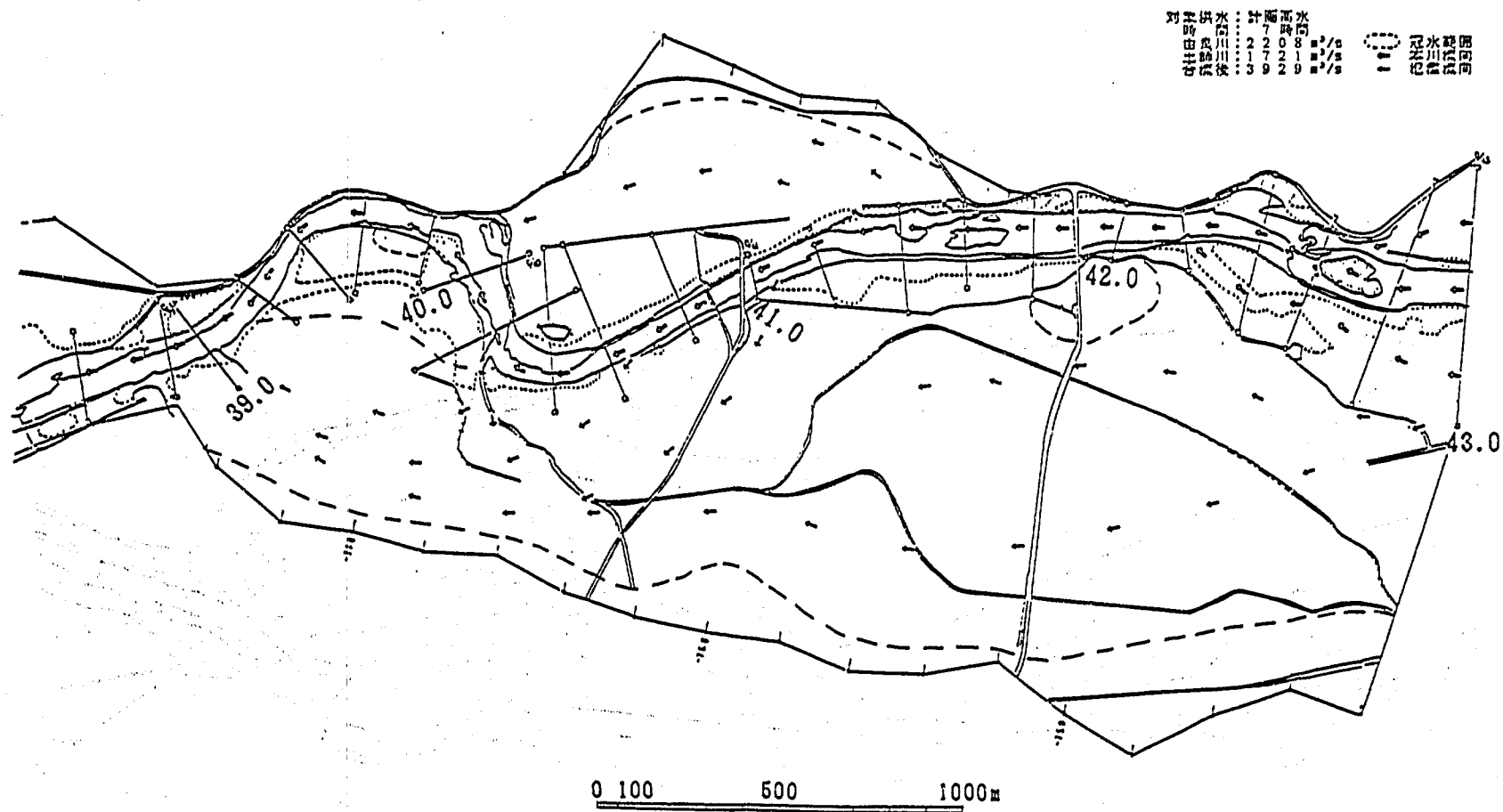
図一4.27 氾濫流況概要図（現況固定床不定流：計画高水：増水期）



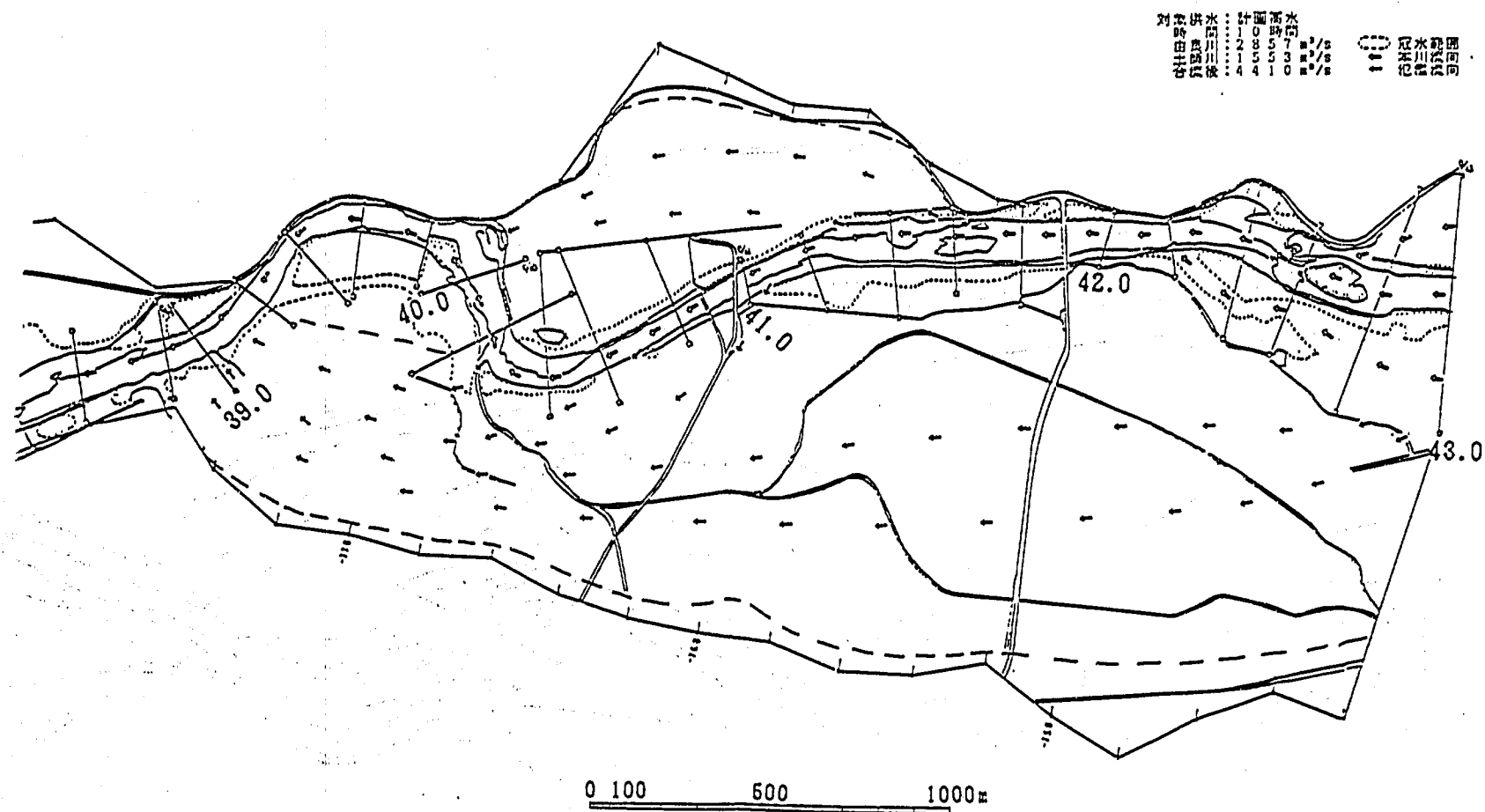
図一4.29 氾濫流況概要図（現況固定床不定流：計画高水：4時間後）



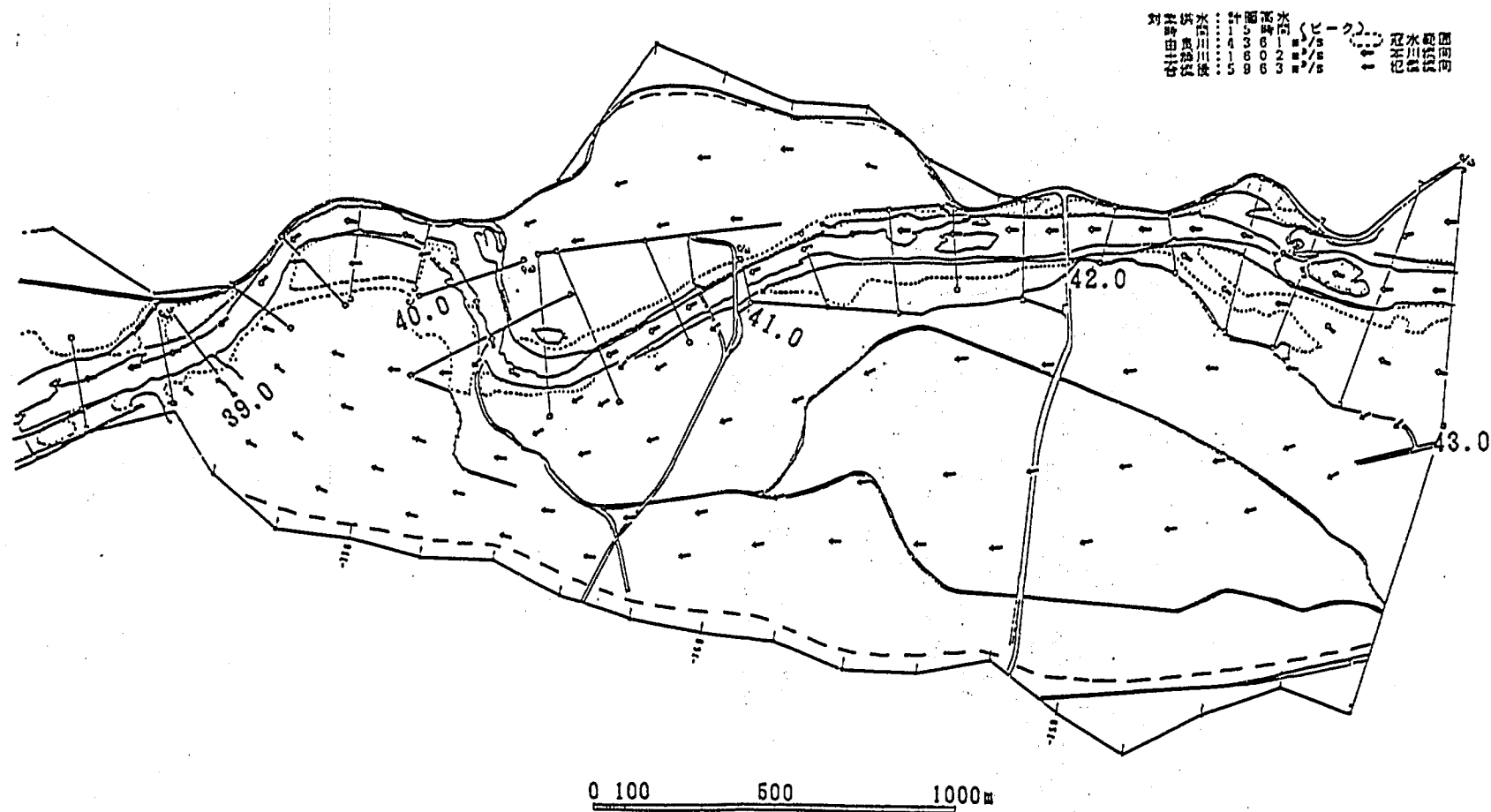
図—4.30 氾濫流況図（現況固定床不定流：計画高水：5時間後）



図一4.31 氾濫流況図（現況固定床不定流：計画高水：7時間後）



図一4.32 氾濫流況図（現況固定床不定流：計画高水：10 時間後）



図一4.33 氾濫流況図（現況固定床不定流：計画高水：15 時間後）

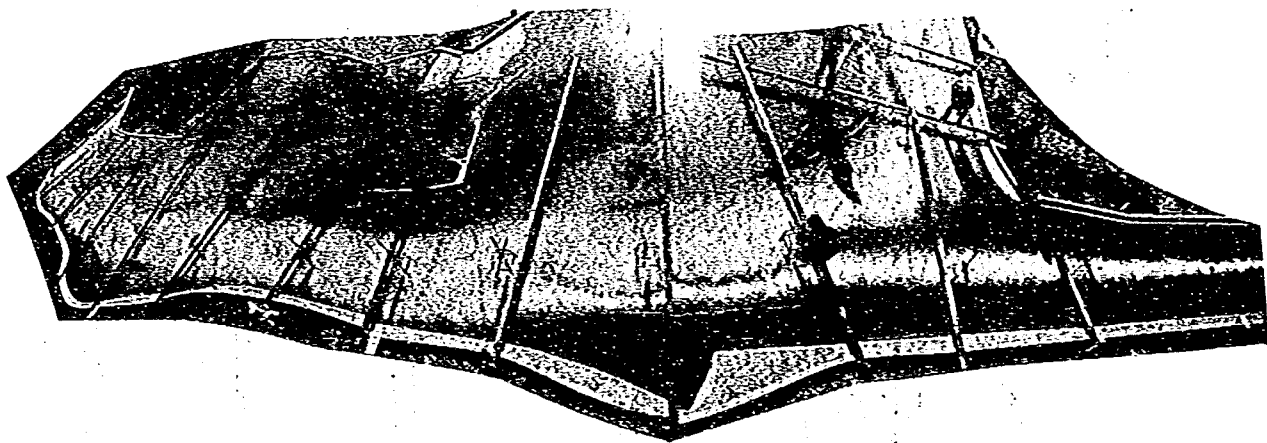


写真-4.4 合流部の流況（現況河道：固定床：計画高水：不定流：
ピーク流量：ケースA-2-3）

水期では、23時間で上流左岸の中堤からの氾濫がストップし、24時間で河道からの氾濫も治まる。24時間以降は、39.0 km 付近から河道内へ氾濫水が流入を続ける。

4) まとめ

現況河道では、由良川に3箇所の狭窄部が存在し、そこが流況および水位の変化点となる。1箇所は、戸田橋上流 42.0 km 付近であり、左岸中堤により河道幅が狭くなり流れの集中が顕著となり、8210 号時で流速が約 5 m/s 台に達する。2箇所目は、38.8 km 付近であり、左岸側には丘陵が右岸側には水防林が多く、その上流側が氾濫域から河道内への流入地点となるため、水位の堰上げ現象が見られる。その下流 38.6 km では 8210 号時において流速が 5.5 m/s に達し、模型区間内での最大流速となる。3箇所目は、猪崎越流堤および音無瀬橋の地点であり、ここでの水位の堰上げ現象が認められる。

合流点では、土師川筋の流れによるウォータークッション的な役割があり、8210 号および計画高水の流量配分では左岸堤沿いに水衝部は認められない。しかし由良川筋のみ通水した場合、37.2 km より下流が水衝部となっていた。このように由良川筋と土師川の流量配分に差がある場合には、左岸堤沿いが水衝部となることもあり得る。また土師川筋の流れは、合流点で左岸高水敷上を流下し、水防林の途切れている音無瀬橋より下流では、左岸堤沿いの流速が約 2.5 m/s 程度となる。

4.2.3 移動床実験による現況河道の水理特性の検討

移動床実験においては、8210号出水を対象として不定流および定流実験による相似性の検証を行い、河床変動特性、氾濫特性等の水理特性について検討を行った。実験ケースを表-4.3に示す。

表-4.3 現況河道の水理特性の検討(移動床)

実 験 ケース				目 的	実 験 条 件					備 考	
					対象洪水	流 量 (m³/s)			下 水 位 (TP.m)		河道形状
						合流後	由良川	土師川			
B 1	1	現況河道検証実験	8210号	不 定 流				現 況	フルード則による時間縮尺 $t_r=8.37$ での相似性の検討		
	8210号		3500	2800	700	16.45	定流実験での通水時間の検討と現況河道時での水理量の把握				

1) 河道条件の設定

移動床模型においては、現地で植生等により出水時においても河床変動が生じないと推測される高水敷はモルタル固定床とし、出水時に河床変動が予測される低水部分のみを移動床とした。河床形状は、昭和55年3月測量の横断形状にもとづいて整形を行い、図-4.34に示すように岩が露出している範囲については、平均粒径1cm程度(模型値)の碎石を敷いて固定した。露岩範囲については、測量横断図および現地写真を参考にしている。

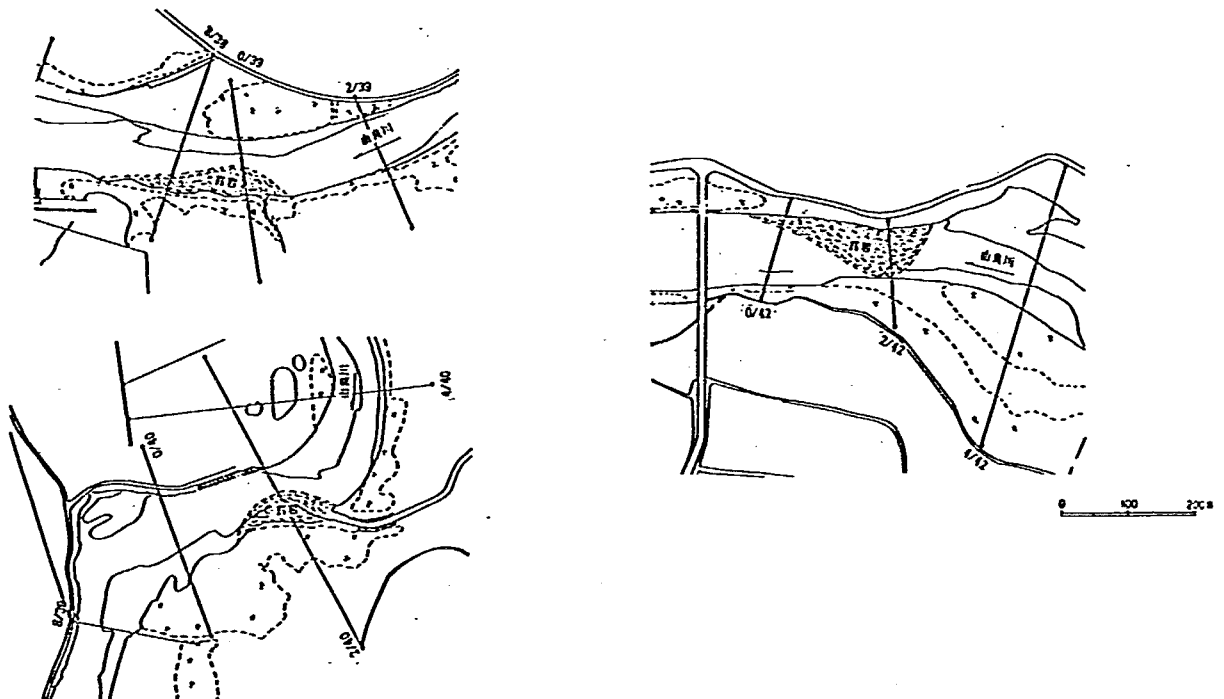


図-4.34 露岩の範囲

2) 相似性の検討

(1) 河床形態についての検討

水位や河床変動等についての検証実験を行う前に、移動床実験に使用する河床材料の適性について検討を行った。

実験で使用する河床材料の特性については図-4.35に示したように、平均粒径が $d_m = 0.6 \text{ mm}$ であり、小規模河床形態の相似性が満足されないことも考えられる。このため、8210号出水時の不定流実験を行い、小規模河床波の有無について検討を行った。

実験の結果、土師川を除く由良川全域にわたって、比較的波高の小さいリップル(砂蓮)が形成され、河床形態の相似性に若干問題のあることが明らかとなった。

そこで、このリップルを解消するために、河床材料の粒度分布において、粒径の大きい領域の部分を若干増やすことにした。そして粒径 1 mm の砂を1割増やした混合砂を作った。この混合砂の粒度分布特性を図-4.35に示す。この混合砂を使用して8210号出水を通水したところ、リップルが発生しないことを確認した。

(2) 定流実験の通水時間についての検討

8210号出水流量を定流で5時間(模型量)通水し、河床変動状況および局所洗掘状況を観察した。その結果、以下の問題点が判明した。

① 露岩設置箇所で深掘れが顕著となる。これについては、図-4.36に5時間通水後の平均および最深河床縦断図を示したが、いずれも露岩を設定した対岸側において深掘れが顕著となっている。すなわち、38.8 km~39.0 km 右岸、40.0 km 右岸、42.0 km 左岸における深掘れが顕著である。また、これらの箇所では、通水直後から深掘れが生じていた。これは、露岩の設定方法および河床材料に問題があると考えられる。

② 合流部左岸での深掘れが顕著となる。通水2時間(模型量)後あたりから、わん曲合流部内岸側へ

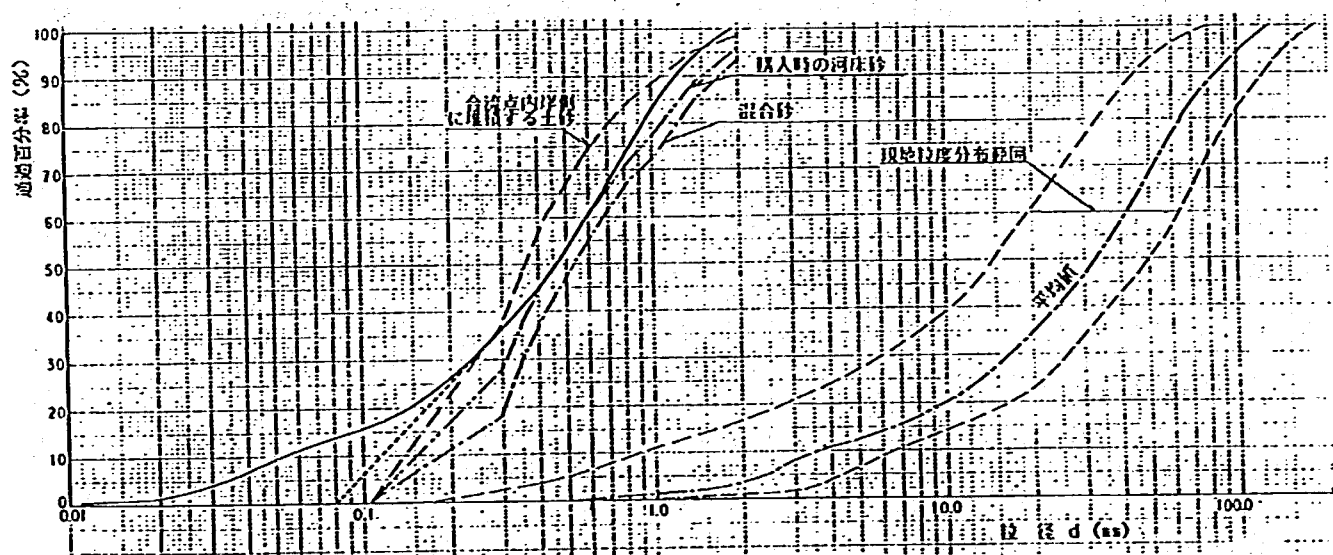


図-4.35 粒径加積曲線

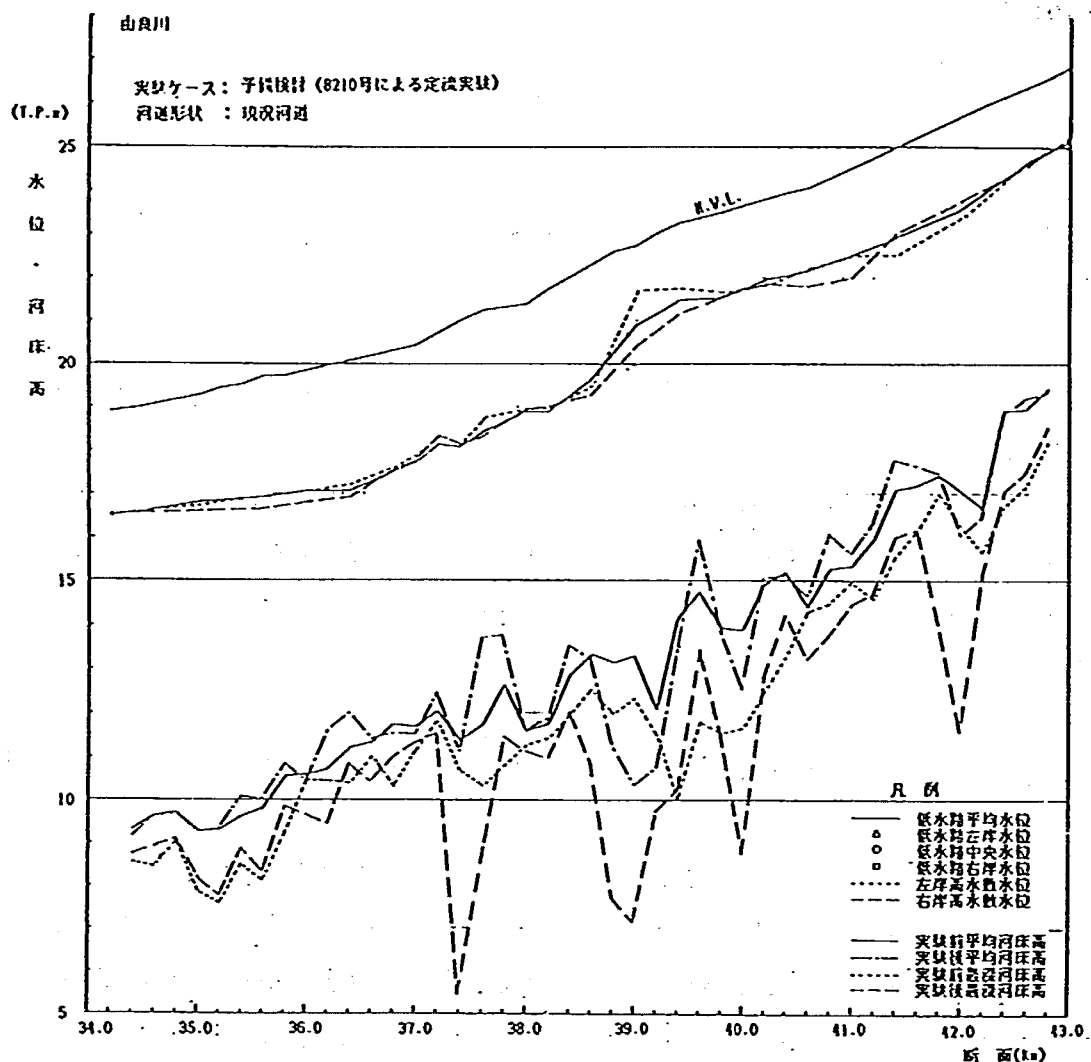


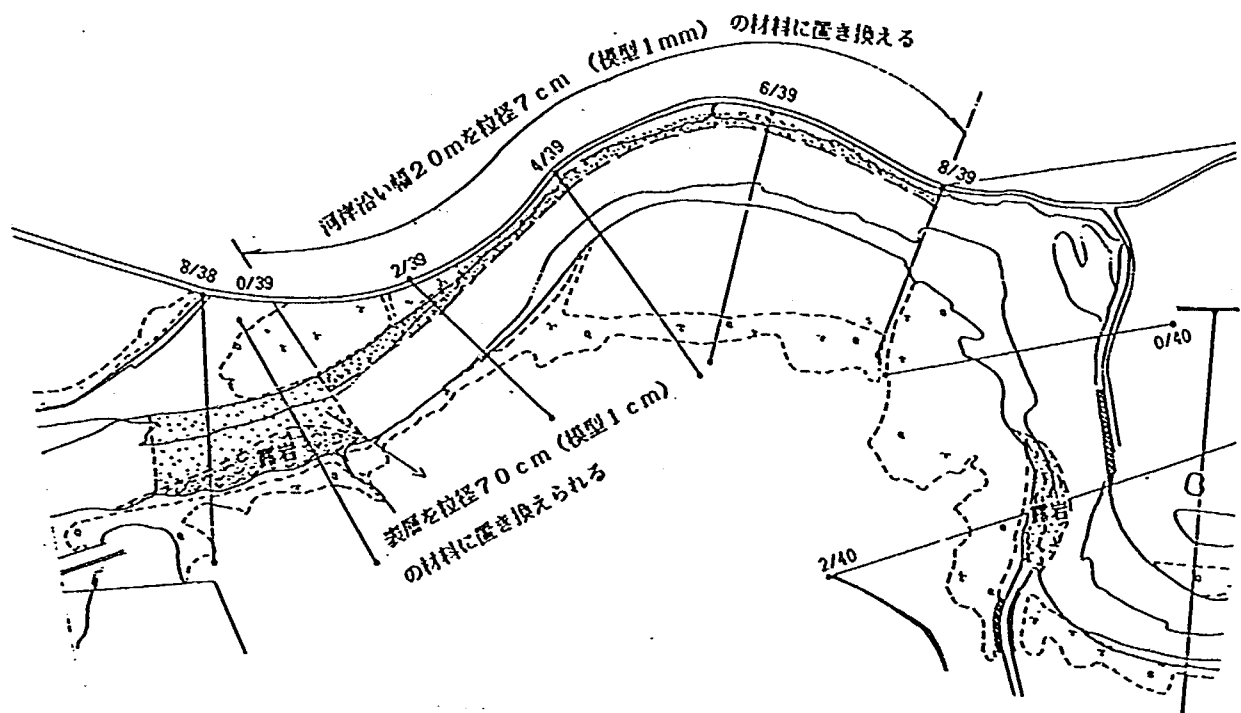
図-4.36 平均・最深河床高縦断図 (定流：通水 5 時間)

の堆積が始まり、3 時間 (模型量) でポイントバーを形成する。このため流れが外岸側に寄せられ、37.4 km~37.6 km への水衝りが強まり、低水護岸沿いでの洗掘が増大する。

以上の結果から、5 時間の通水では、とくに合流部での河床変動が過大となり相似性を満足していない。現地においては、河床変動の経年変化からも極端な河床変化は見られず、表層に粗い粒径が存在していることから、アーマ化が進んでいるものと考えられる。模型実験においては、場所的にも深さ方向にも同一粒径分布の河床材料を使用しているために、現地よりも河床変動が生じ易くなっている。通水時間については、合流部における洗掘、堆積状況から判断すると 2.5 時間程度が適当と考えられる。露岩設置範囲で生じる深掘れについては、流砂の連続性が寸断されることによる影響であり、現地では大粒径の石による根固めの働きによって、洗掘が防止されているものと考えられる。したがって、このような深掘れを極力少なくするために、図-4.37 に示すように部分的に大粒径の河床材料に置き換えた。以上の条件で現況河道の検証実験を行った。

3) 現況河道移動床不定流実験

昭和 57 年 8 月洪水 (8210 号) について不定流実験を行った。時間縮尺はフルードの相似則と同じ



図—4.37 河床材料の置き換え範囲

$t_{sr}=8.37$ とし、水位、最深河床高、河床変動等について相似性および水理特性の検討を行った。

(1) 水位

図—4.38 にピーク時の水位縦断図を、図—4.39～4.40 に増水期及び減水期の水位縦断時間変化図を、図—4.41 には各断面での水位時間変化を示した。

増水期の水面形は、河床および河道形状の影響を受けた水面形となり、6 時間頃までは前田地区わん曲部 (39.8 km～39.4 km) で水面形が不連続となる。これは前田地区右岸高水敷上が完全に冠水しないため、40.0 km 付近から低水路沿いに流れる水流と高水敷上へ乗り上げる水流とに別れるため、低水路水位が変化するものと考えられる。高水敷上が完全に冠水した 10 時間での水面形は 43.0～38.0 km までがほぼ一様となる。合流部では、音無瀬橋付近がいずれの時間においても水面形の変化点となる。土師川との合流点 37.6～38.2 km にかけては、流量の増加とともに水面形がフラットに近い状態となる。音無瀬橋より下流では下流水位の影響を受けた水面形となる。

減水期の水面形は、増水期に比べて水面形の起伏が少なく、全域に渡って一様な水面形となっている。これは河床が安定し、みお筋が固定されたためと考えられる。

土師川筋では、増水初期には河床勾配の影響を受けた水面形となるが、由良川の流量が増加するにつれ、由良川からの背水により水面形が緩やかになる。由良川からの背水の影響は減水期まで続く。土師川のピークは 8 時間目であるが、由良川がピークとなる 11 時間頃が最高水位となる。

(2) 流況

図—4.42～4.46 に不定流実験における流況図を示す。氾濫状況および氾濫域での流況は、ほとんど固定床実験と同じであるため、固定床実験結果を参考にされたい。ここでは、河床変動に伴う合流部

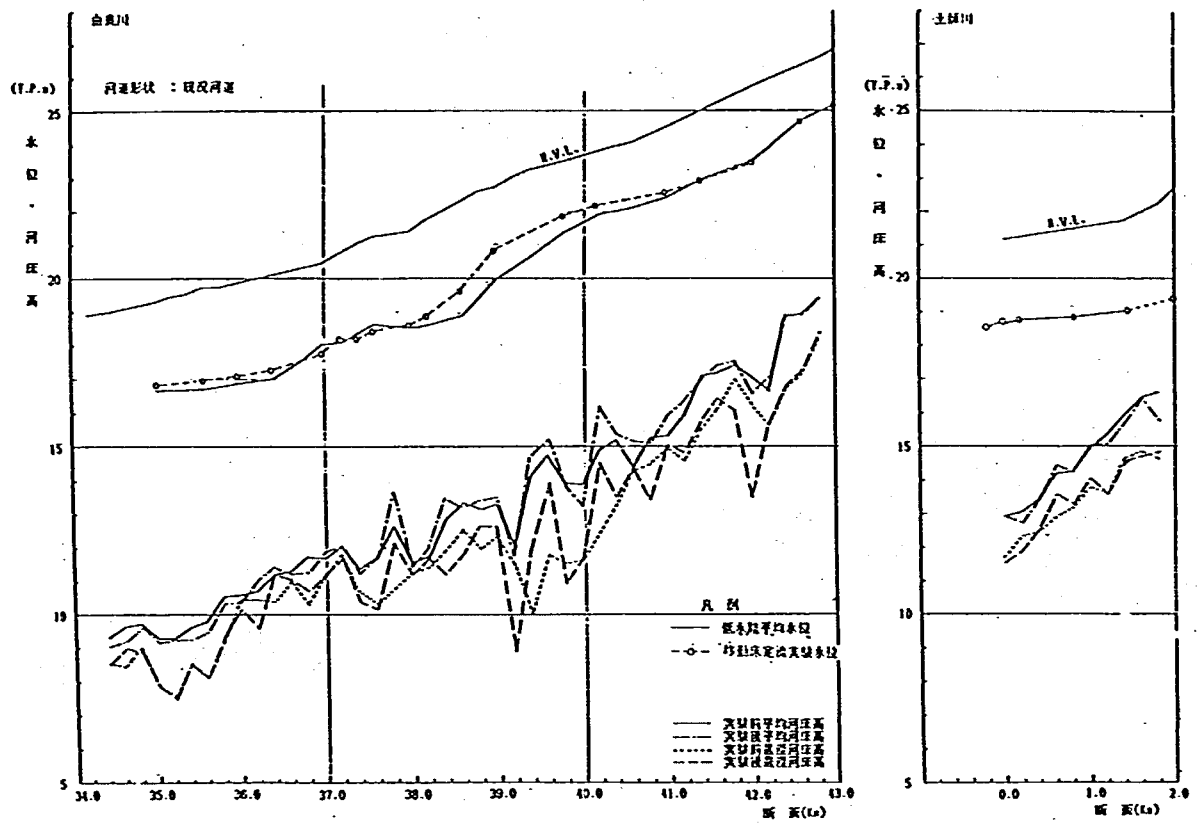


図-4.38 水位・河床高縦断図 (現況移動床不定流: 8210 号: ピーク時水位)

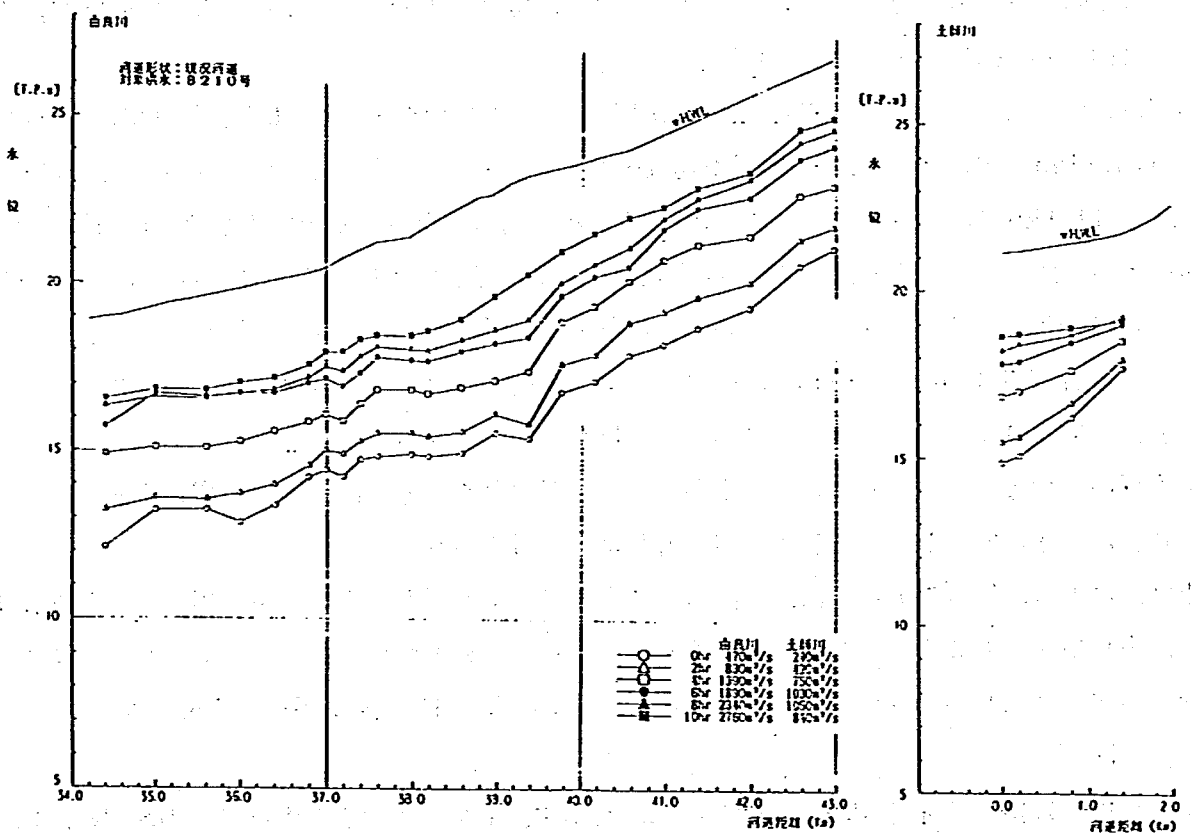
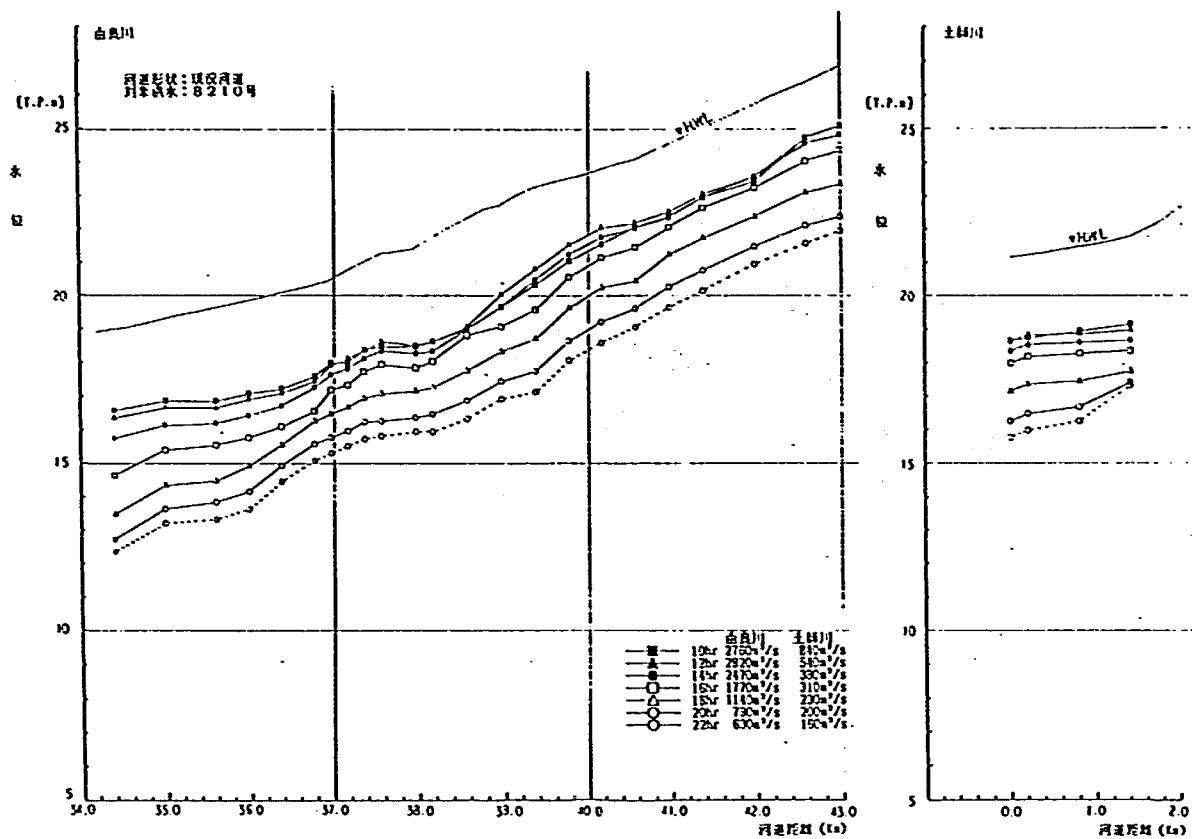


図-4.39 水位縦断時間変化 (現況移動床不定流: 8210 号: 増水期)



図一4.40 水位縦断時間変化(現況移動床不定流：8210号：減水期)

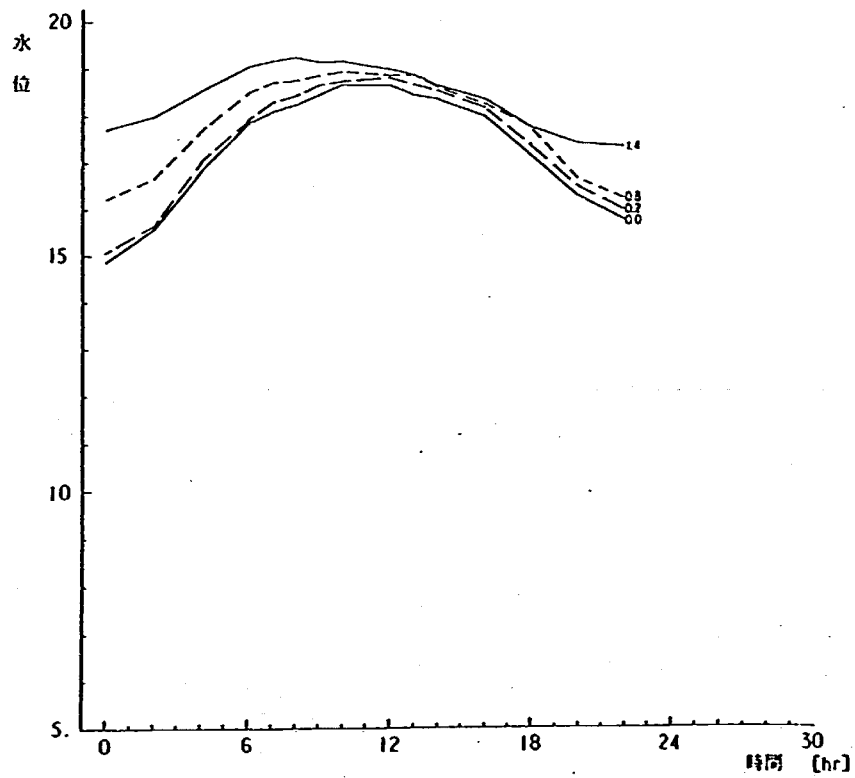
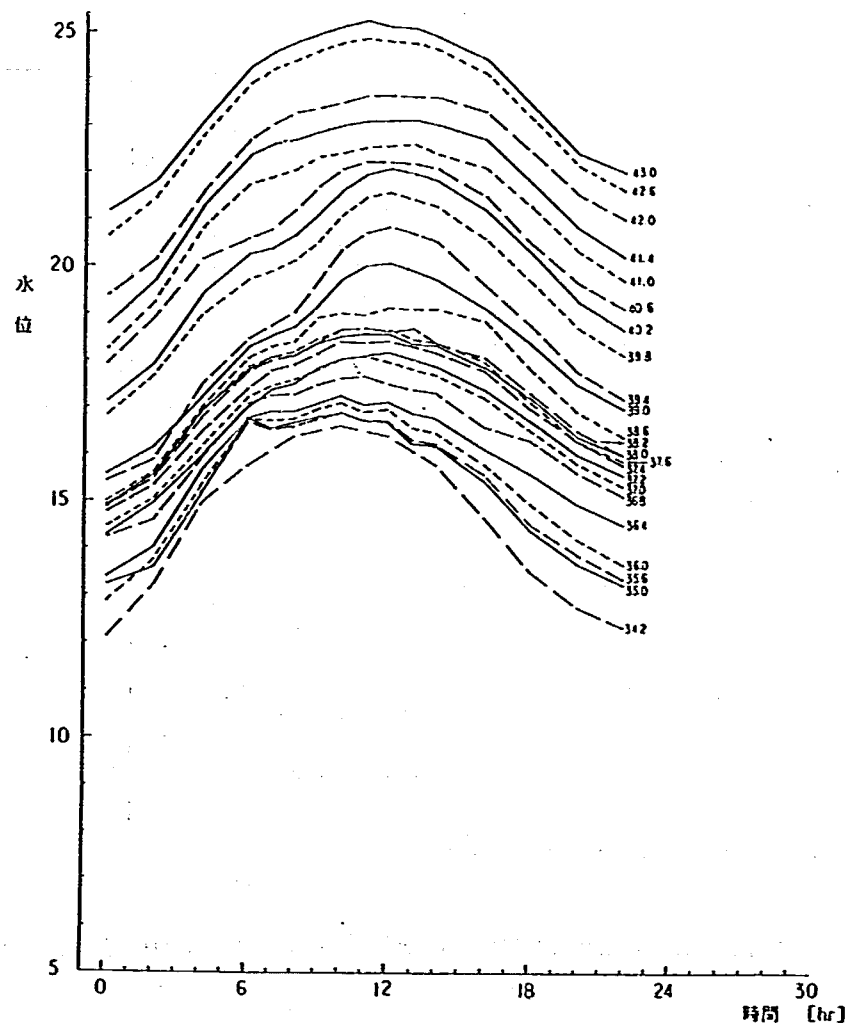


図-4.41 水位ハイドログラフ

流況の変化についてまとめる。図—4.47～51に合流部の流況の変化を示した。

不定流開始から土師川がピーク流量となる7時間目までは、比較的河床変動が少ないため、流線の偏り等は見られず低水路内をほぼ一様に流下している。合流点でも合流比が0.65:0.35程度(由良川流量と土師川流量の比)であり、若干土師川の流線が左岸側に偏った流況となるものの、スムーズな合流流況を示す。

8時間からは、土師川が減水していくため合流比が大きくなる。また9時間頃から合流部内岸側の堆積が顕著となるため、合流点付近の主流は左岸に寄る傾向となる。そのためピーク時から14時間においては、37.6～37.4 km 左岸沿いが水衝部となる。土師川からの流れは、由良川の流勢に押されて左岸高水敷上へ偏流する阻害された流況となる。

14時間以降は、ほとんど河床変動も治まるが、合流点内岸側には、ピーク時に形成されたポイントバーがそのまま残っているため、由良川の流勢が弱まっても合流流況は左岸側に偏りが見られる。

以上の結果より、不定流実験における合流比と合流点内岸側に形成するポイントバーに影響を受けた流況となる。

(3) 河床変動

図—4.38に不定流実験後の平均および最深河床高の縦断図を示す。

不定流実験における河床変動は、局所的な範囲を除いては全体的に少ない。また河床変動は、減水期にはほとんど見られず、ピーク時までではほぼ安定状態に達していた。ここでは局所的な範囲についてまとめる。

・上流部(43.0～41.0 km)について

実験開始と同時に露岩設置範囲の下流断面(42.0 km)で局所洗掘が進行し、ピーク時まで続く。このため42.0 kmより下流側では若干堆積傾向となる。この局所的な箇所を除いては、全体的に河床変動は少なく、ほぼ相以性は満たされているものと考えられる。

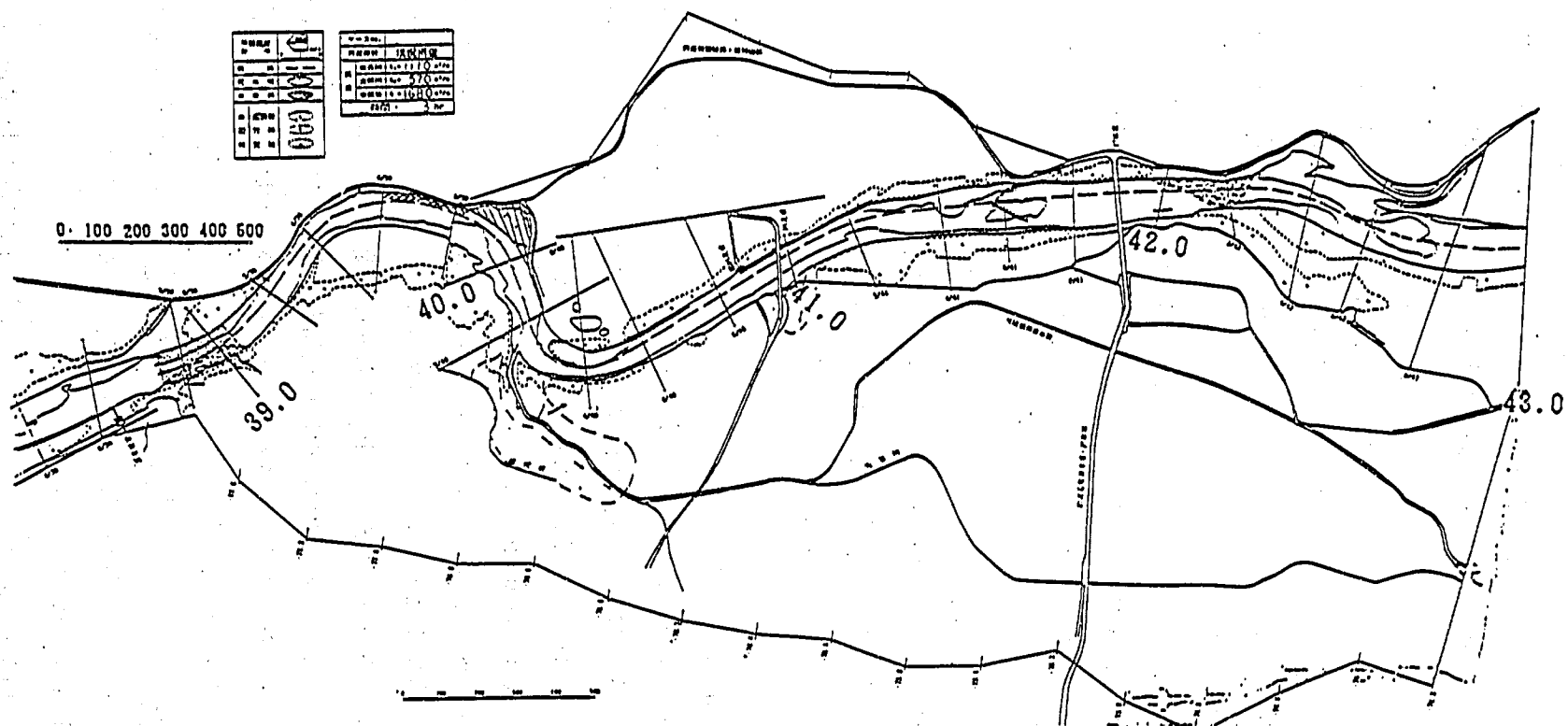
・前田・川北地区(41.0 km～39.0 km)について

比較的河床変動が活発な区間であり、4時間(由良川流量 1390 m³/s)頃から河床変動が観察された。40.4～40.2 kmにかけて内岸側にポイントバーが形成される。39.8～39.2 km付近では、右岸沿いが主流部となり河岸侵食が見られる。しかし、上流から砂れき堆の発達に伴って39.8～39.4 km右岸での局所洗掘部は埋め戻され、ピーク時には、逆に堆積傾向となる。39.4～39.0 km区間は、右岸側が山で左岸側が水防林に囲まれた狭窄部であるため、ピーク時まで右岸沿いの洗掘が進行し、この洗掘土砂が砂れき堆を形成して下流へ伸びる。

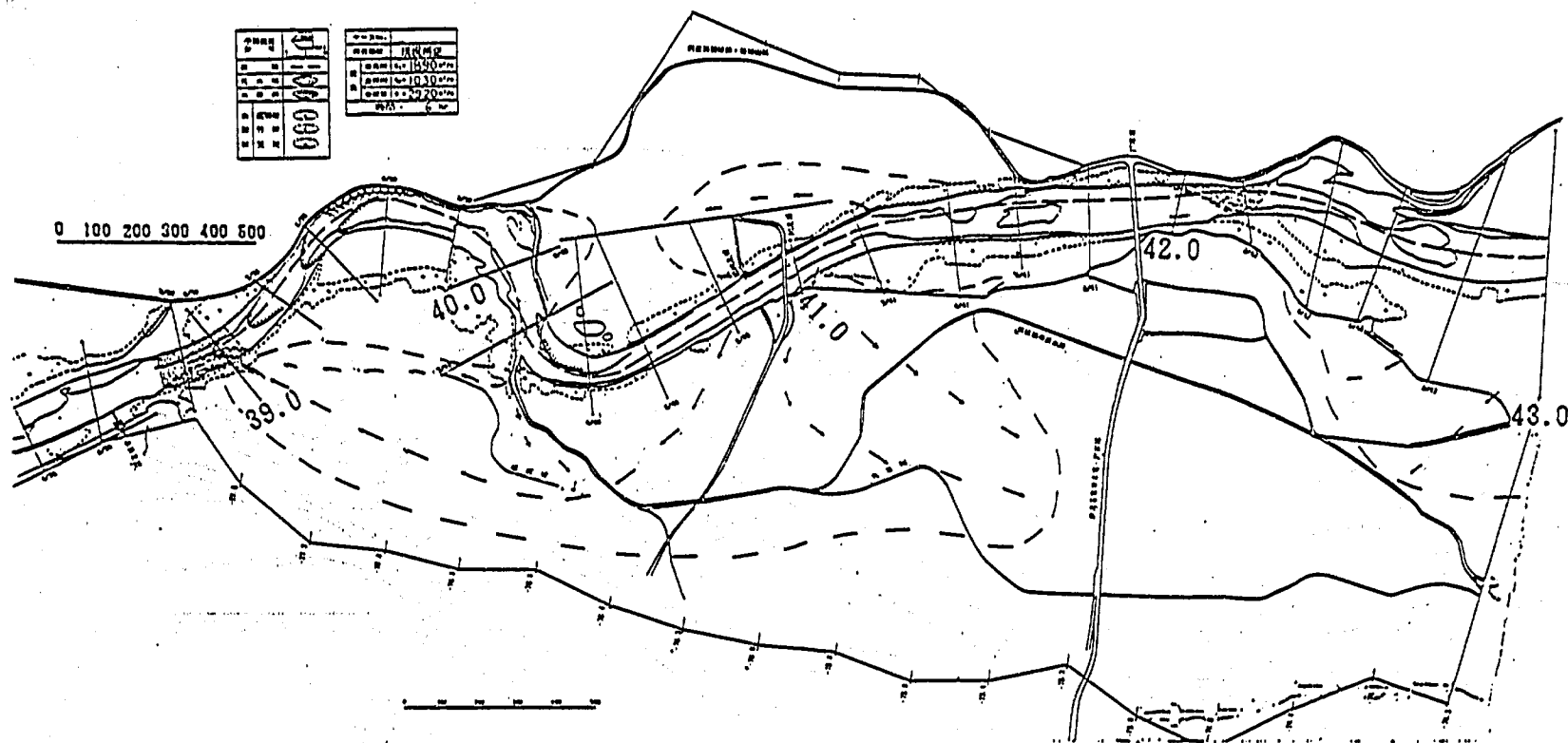
この区間は現地でも粒径の粗い材料が表層に混在しており、とくに39.0～39.8 km右岸沿いには岩が露出しており、実際にはこのような洗掘は生じないものと考えられる。

・合流部(39.0～37.0 km)について

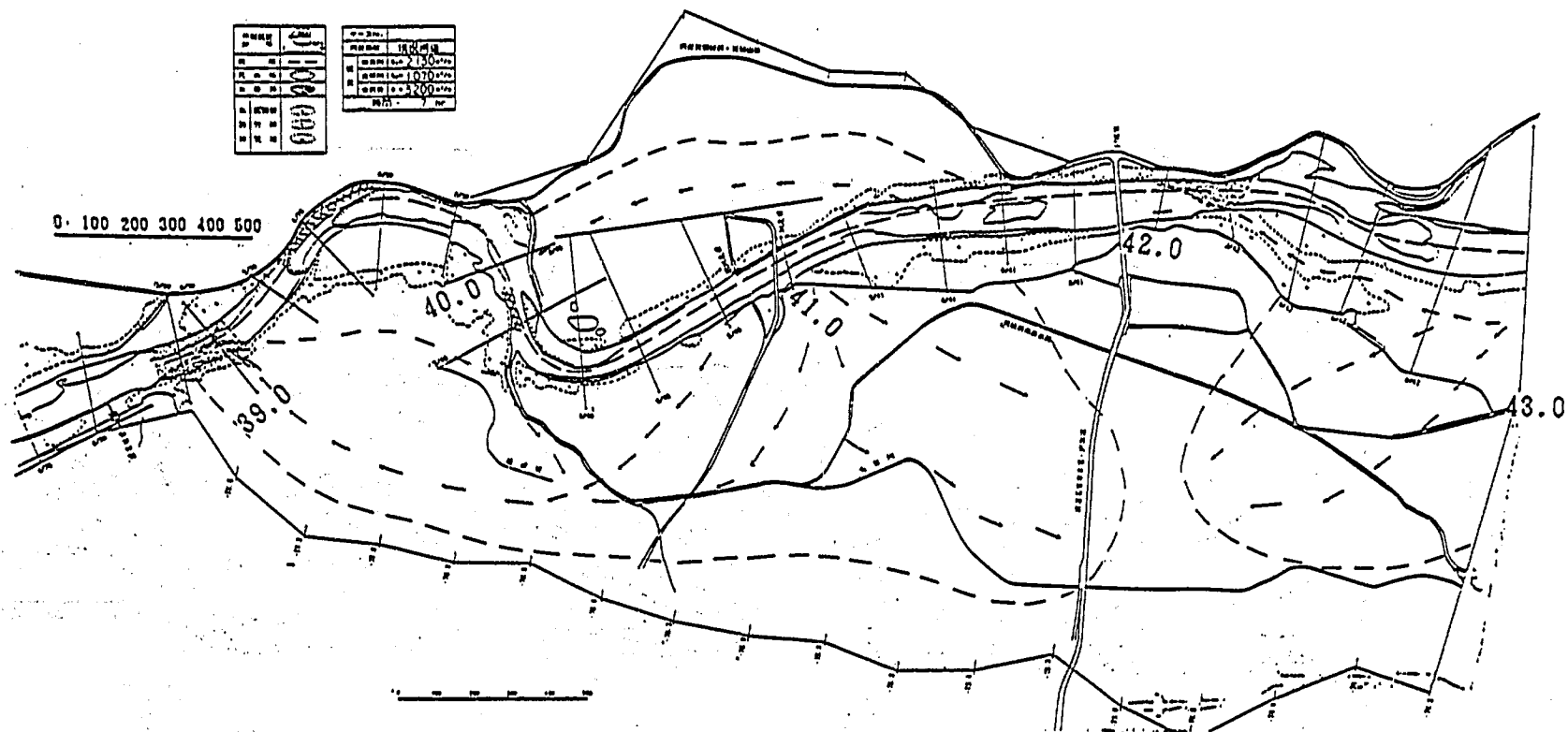
39.0～38.8 km付近に横断している露岩の下流では、3時間(由良川 1110 m³/s)頃から洗掘が生ずる。しかし、上流からの砂れき堆が発達してくると、露岩下流側での洗掘部は埋め戻される傾向にあり、8時間(由良川 2340 m³/s)頃からは、洗掘と堆積のバランスがとれ動的平衡状態となる。ここでの



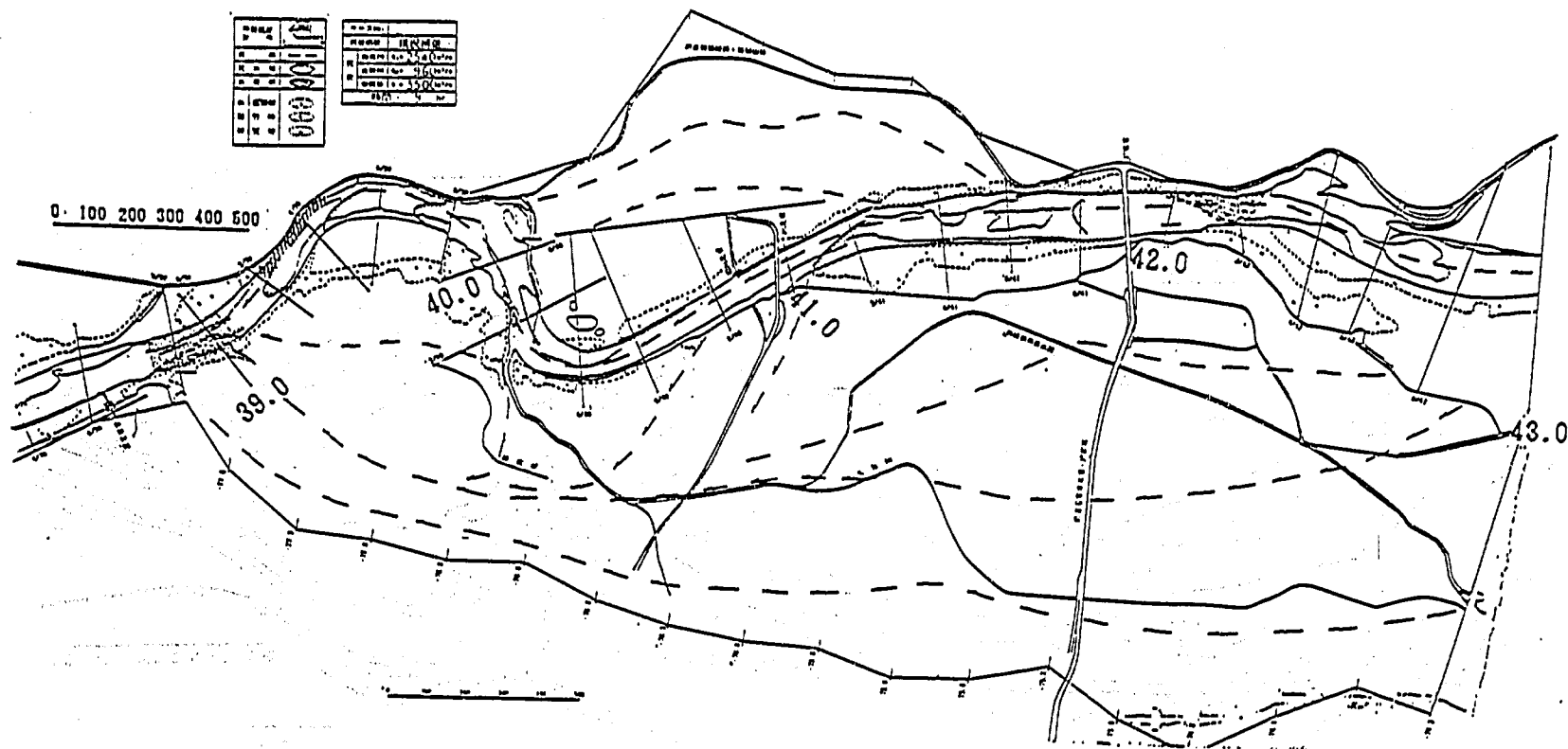
図一4.42 氾濫流況（現況移動床不定流：8210号：3時間後）



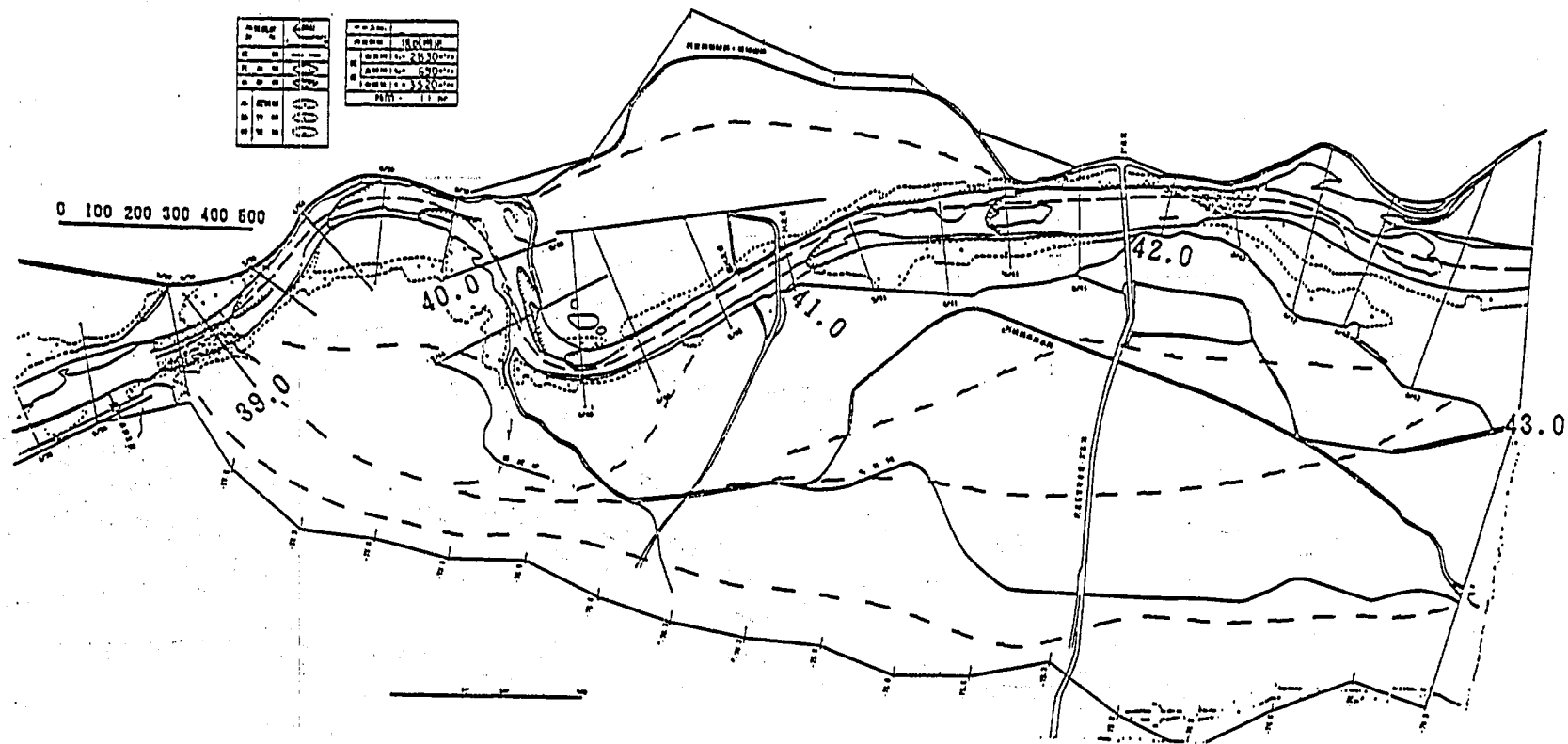
図一4.43 氾濫流況（現況移動床不定流：8210 号：6 時間後）



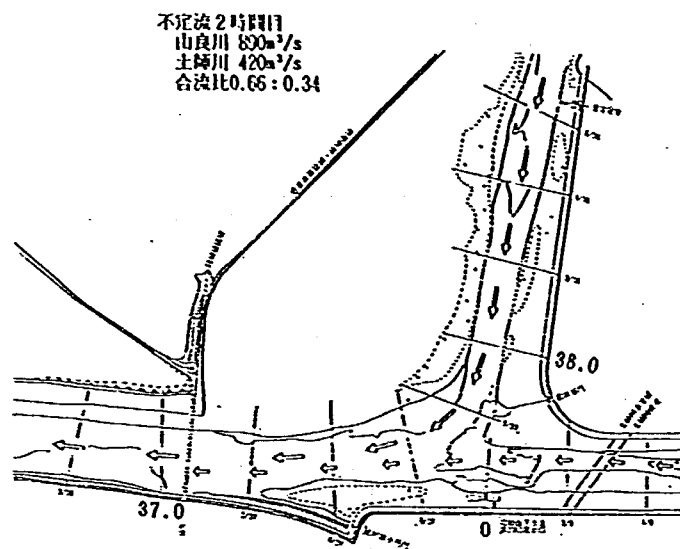
図—4.44 氾濫流況（現況移動床不定流：8210 号：7 時間後）



図一4.45 氾濫流況（現況移動床不定流：8210 号：9 時間後）

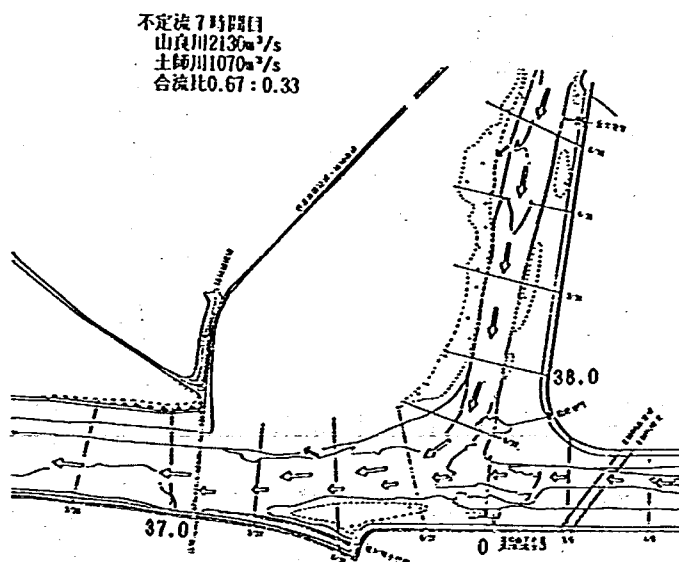


図一4.46 氾濫流況（現況移動床不定流：8210号：11時間後）



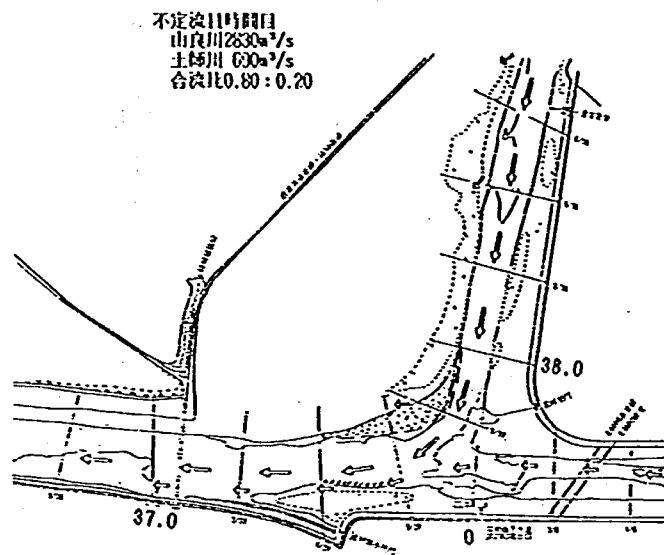
高水敷上へは冠水しない
河床変動は見られず、低水路内を
一様に流下する。土師川との合流
もスムーズである。

図—4.47 合流部の流況（現況移動床不定流：8210号：2時間後）



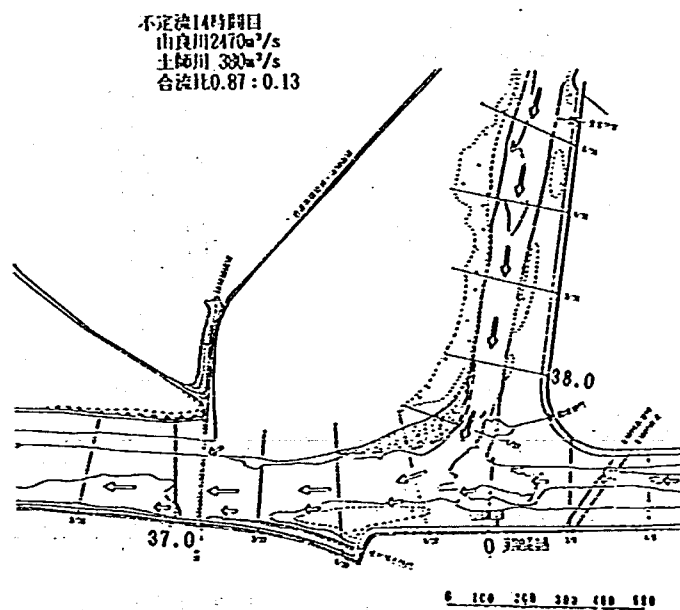
高水敷上への乗り上げが見られる。
38.8m付近から砂れき堆が伸びだ
す。2時間目の流況と同じであり、
低水路中央が主流線となり合流す
る。

図—4.48 合流部の流況（現況移動床不定流：8210号：7時間後）



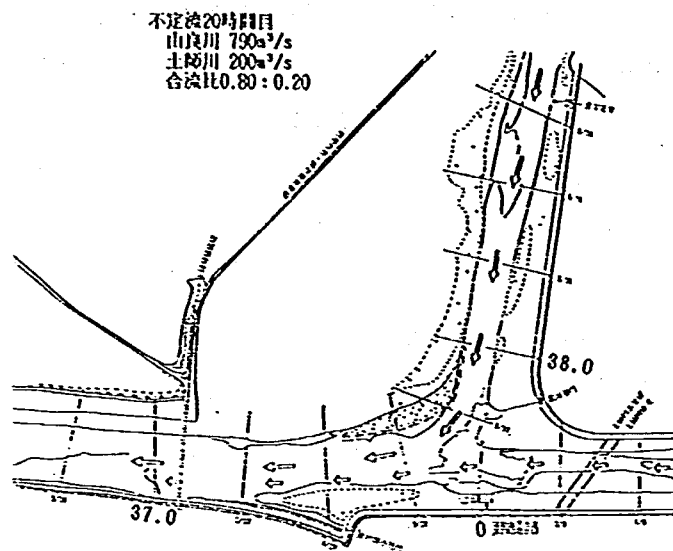
高水敷上はほぼ全線が冠水する。
合流点内岸側にポイントバーが形成され、
そのため主流部は左岸側に寄る。合流点
では37.6~37.4 m 左岸沿いが水街部とな
る。土師川では、山良川の流勢が強く、
阻害された流況となり左岸高水敷上へ
偏流する。

図一4.49 合流部の流況（現況床不定流：8210号：11時間後）



高水敷上では水が引きだし、音無瀬橋
付近から排水路へ流入する。ピーク時
で形成された合流点内岸側のポイント
バーは、そのまま残っており、合流
流況もピーク時と同じく左岸側に偏り
土師川を阻害する流況となる。

図一4.50 合流部の流況（現況移動床不定流：8210号：14時間後）



低水路内を一律に流下するが、内岸側に形成したポイントバーの影響で、合流流況は左岸側に偏る。土師川では、山良川の流勢が弱い
ため阻害度は少ない。

図-4.51 合流部の流況（現況移動床不定流：8210号：20時間後）

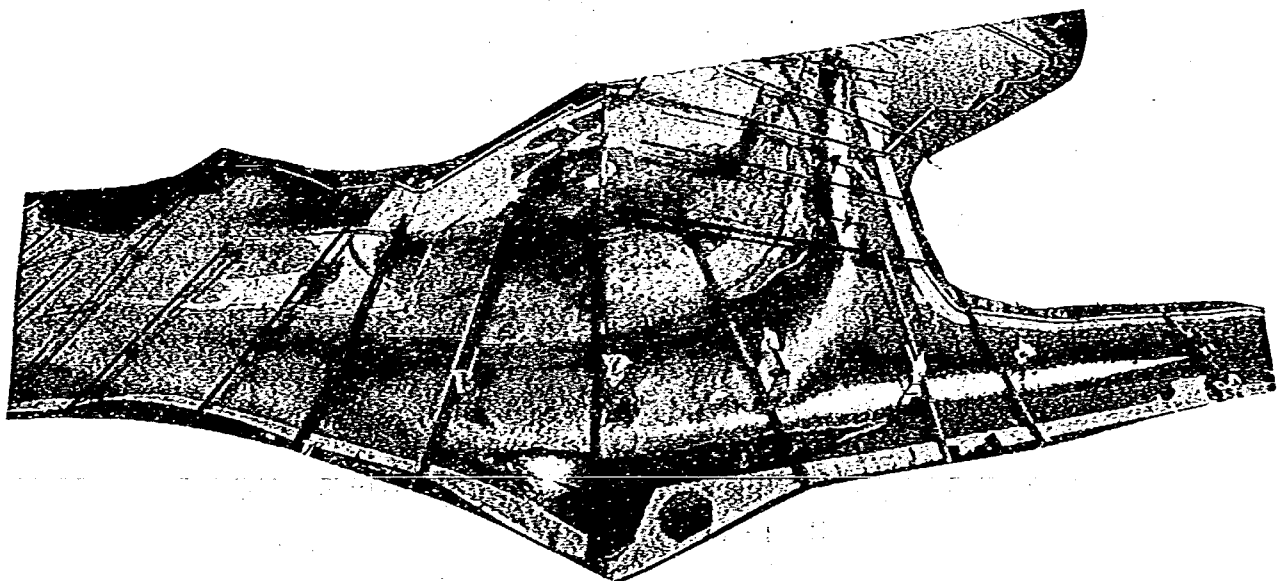
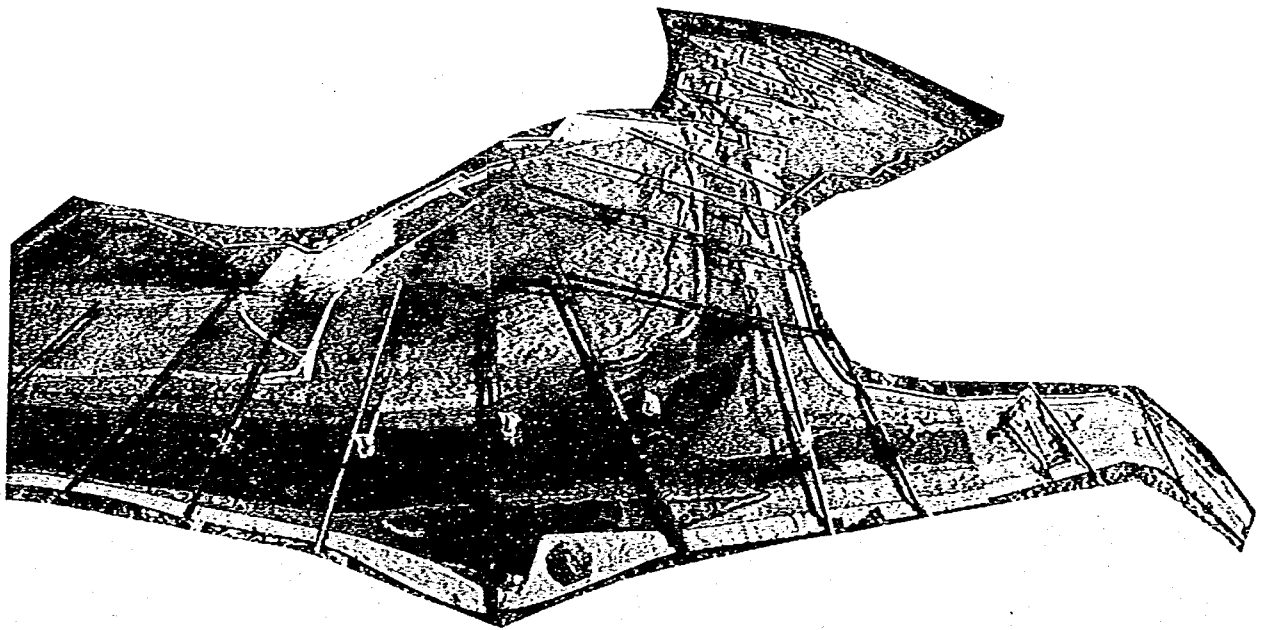


写真-4.5 合流部の流況（現況河道：移動床：8210号：不定流：
ピーク流量：ケースB-1-1）

洗掘土砂が砂れき堆を形成して下流へ伸延する。9 時間（由良川 $2540 \text{ m}^3/\text{s}$ ）頃には、この砂れき堆が合流点右岸沿い（ $37.6 \sim 37.8 \text{ km}$ ）に達し、ポイントバーを形成する。これに伴い主流部は低水路中央から左岸側に移行し、このため合流点下流の $37.4 \sim 37.2 \text{ km}$ 左岸沿いが水衝部となり、低水護岸沿いで洗掘が生じる。ピーク時では合流点右岸側のポイントバーの規模がさらに大きくなり、このため主流部はより左岸側に移り、 $37.6 \sim 37.4 \text{ km}$ 付近左岸に水衝部が移行し、この地点の低水護岸沿いが洗掘を受ける。

この区間は、 39.0 km 付近の露岩下流側での洗掘土砂が砂れきを堆を形成し下流へ伸びるため、合流点内岸側の堆積を助長する結果となる。しかし、この河床変動もピーク時までであり、減水期では合流点に堆積したポイントバーには変化が見られず、安定した河床形態となる。



写真—4.6 合流部の河床変動（現況河道：移動床：8210 号：不定流：
ケース B—1—1）

4) 現況河道移動床定流実験

昭和57年8月洪水(8210号)について、移動床定流実験による検討を行った。通水時間については、2)で述べたように5時間では合流部における河床変動が過大となることから、2.5時間通水したときの水理特性について検討を行った。

(1) 水位

図-4.52 に水位縦断図を示した。上流部42.2~42.0 kmの狭窄部付近では、流速が速くなるため、速度水頭が大きくなり、その分水位が低下し水面勾配の変化点となる。42.0~39.0 kmまでは、低水路兩岸から全域にわたって氾濫しており、低水路内の水面勾配はほぼ一様となる。前田・川北地区でのわん曲部では、わん曲に伴う横断方向の水位差は最大でも約35 cm程度と比較的少ない。38.8 km付近では、その上流側の39.2 kmが狭窄部となっていることと、氾濫域に流出した流れが本川河道に流入する地点であるために、水面勾配が急変している。合流部では、音無瀬橋付近を境に水面勾配が変化している。これは音無瀬橋の橋脚および右岸高水敷上にある猪崎流堤の影響により、有効河積が減少するためと思われる。音無瀬橋より下流では、下流端水位条件に支配された水面形となる。土師川との合流点である37.6 km断面では、由良川筋の水位が土師川筋より約30 cm程度低くなる。

土師川筋では、由良川からの背水の影響を受けて、0.0~2.0 km区間での縦断方向の水位差は約70 cm程度であり、ほぼフラットに近い状態となる。

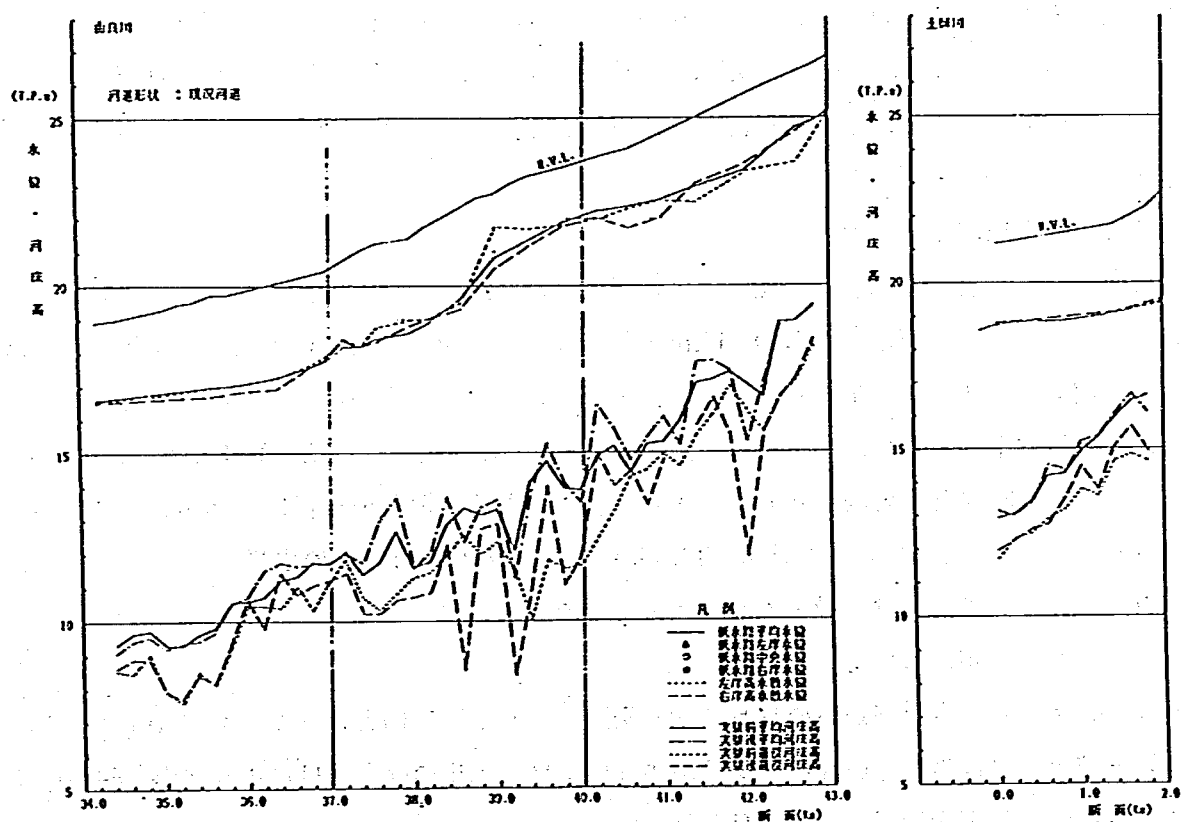


図-4.52 水位・河床高縦断(現況移動床定流:8210号:2.5時間通水)

(2) 河床変動

図-4.52 に定流実験後の平均および最深河床高の縦断面図を示す。

・ 上流部 (43.0~41.0 km) について

42.2 km まではほとんど河床変動は見られないが、狭窄部となる 42.0 km 付近では露岩下流側で局所洗掘が生じる。ここでの洗掘は、通水開始と同時に始まり、洗掘範囲は露岩直下流から 41.8 km 右岸沿いまで広がる。とくに 42.0 km 断面では右岸沿いが最深部となり、初期河床高より 5 m 程度洗掘される。ここでの洗掘土砂が砂れき堆となって下流側へ伸びるため、41.0 km までは全体に堆積傾向となる。この堆積高は平均で約 0.6 m 程度の堆積となる。

この区間では、露岩下流側での局所洗掘を除いてはとくに問題はない。露岩については現地資料が乏しいため横断面図より判断して設置したが、とくに 42.2~41.6 km 区間の右岸側は山付けであり、露岩および粗い粒径が表層に混在しているものと思われ、実際にはこのような洗掘は生じないものと思われる。

・ 前田・川北地区 (41.0~39.0 km) について

比較的河床変動が活発な区間であり、上流からの砂れき堆の発達により、わん曲部の 40.2 km 右岸側に堆積が生じる。39.8~39.0 km 区間では、通水開始と同時に右岸沿いが洗掘されるが、上流からの砂れき堆の発達により 39.4 km 付近までは埋め戻される。上流からの砂れき堆は、39.8~39.4 km わん曲の左岸側に堆積する傾向となる。39.4 km から露岩上流断面までの右岸沿いは洗掘が続く、とくに 39.2 km 右岸沿いが初期河床より 3 m 程度洗掘されている。39.8~39.0 km 右岸沿いについては、予備検討の結果をもとに河床材料を模型で 1 mm の均一砂（現地で 7 cm の粒径）に置き換えたにもかかわらず局所洗掘が進む結果となった。この区間の現地での経年変化（昭和 55 年 3 月と昭和 58 年 2 月の測量結果）を見る限り、河床変動は少なく、アーマー化が進んでいるものと考えられ、実験結果は河床変動が過大になっていると思われる。

・ 合流部 (39.0~37.0 km) について

この区間は、39.0 km 付近の露岩下流側で洗掘が過大となり、その結果合流点内岸側に堆積が生じる状況となる。とくに、露岩直下流から 38.6 km 断面の下流まで全体に河床低下状態となり 38.6 km 断面では、平均河床高で 1 m、最深部で 4 m の洗掘となる。この洗掘土砂が砂れき堆を形成して下流へ発達し、37.8~37.4 km の合流部内岸側に堆積する。ここでの最大堆積高は、37.8 km で約 2.5 m、37.6 km で約 3.5 m、37.4 km で約 1.0 m 程度となる。このため合流部の流況は、38.0 km 付近から主流部が左岸側に寄りだし、合流後の 37.6~37.4 km 左岸低水護岸沿いで水当たりが強くなる。37.6~37.4 km 左岸沿いの洗掘は、最大で 0.5 m 程度となる。

・ 合流部下流および土師川について

37.0~36.0 km までは、合流部からの砂れき堆の発達により堆積傾向となるが、35.8 km より下流では、ほとんど河床変動は生じていない。土師川については、本川のせき上げにより水面勾配が緩くなり、合流点付近では河床変動がほとんど見られない。

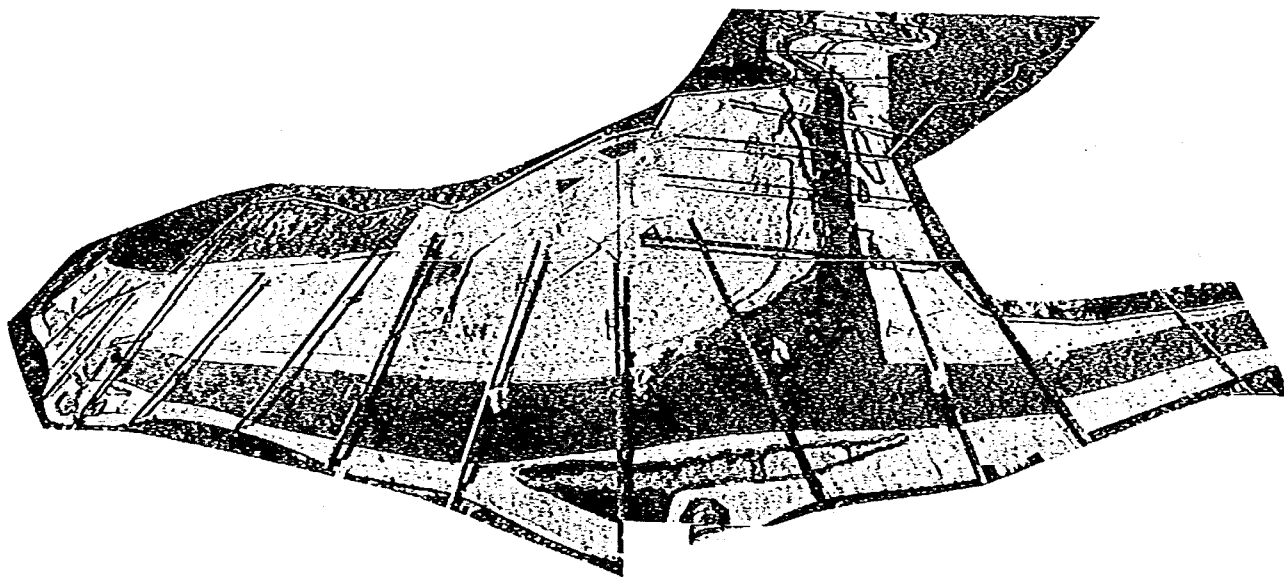


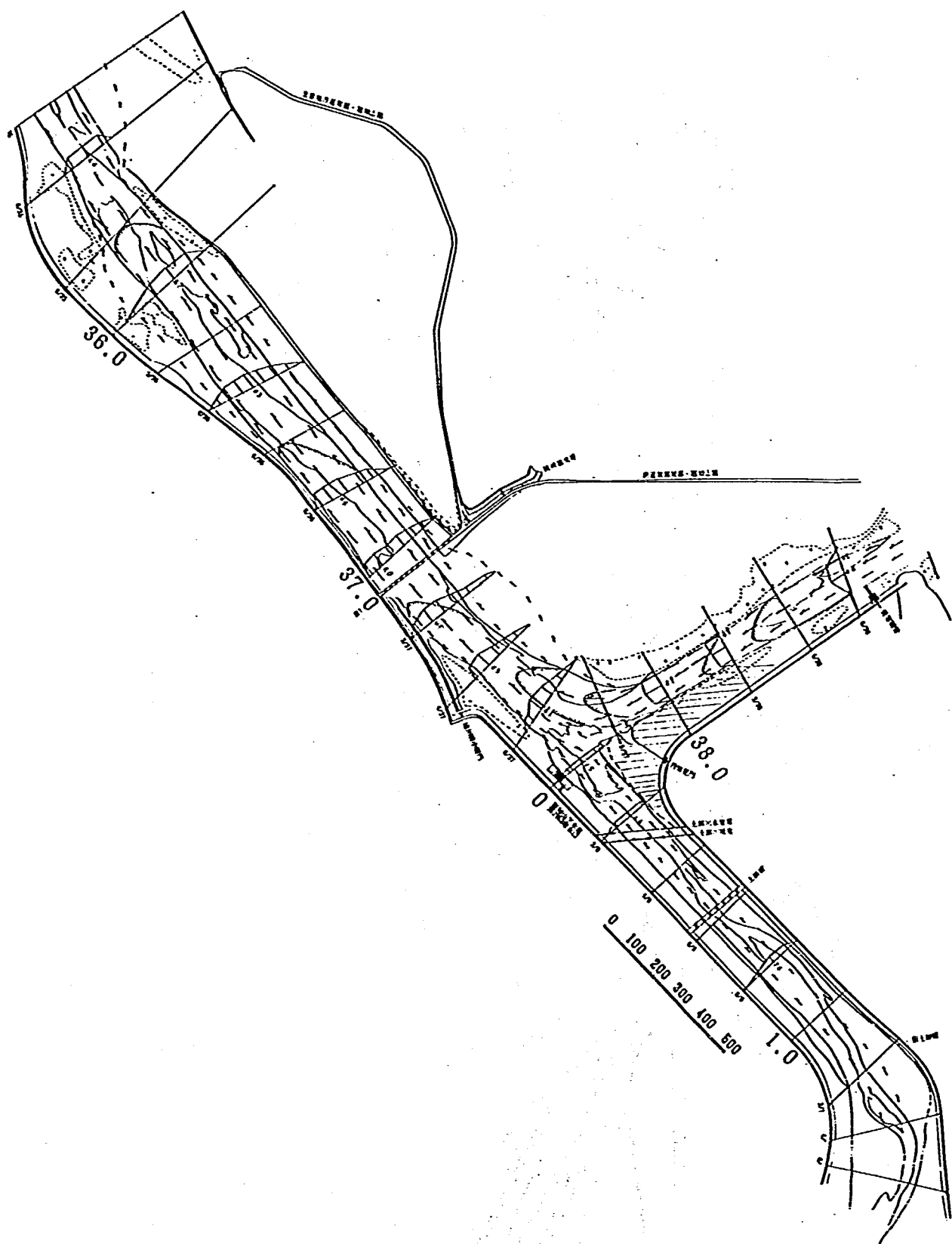
写真-4.7 合流部の河床変動（現況河道：移動床：8210号：定流：
ケースB-1-2）

(3) 流 況

図-4.53~54に定流実験における流況図を示す。図中の流速は6割水深での流速をベクトル化したものである。

上流43.0~42.0 kmでは、42.8 km付近の左岸中堤から氾濫域への越流が観察された。この氾濫水は、幹線都市排水路沿いに広がりながら流下する。河道内では低水路および高水敷上の流水が42.0 km付近の狭窄部に集中し、42.0 km断面の低水路中央で約5.1 m/sの最大流速が発生する。また42.2~42.0 km左岸沿いでは、高水敷から落ち込み流れにより剥離渦が生じ土砂が堆積する。41.4 km付近まで主流部は低水路中央を約4.5 m/sの流速で流下する。その後主流は低水路中央から右岸寄りとなり、41.2 km付近では右岸氾濫域への流れが観察された。41.4 km~40.4 kmでは、主流は約4.2 m/sの流速で右岸側を直線的に流下し、わん曲部へ流入する。また河道部左岸沿いの流れは、40.8 km付近より高水敷に乗り上げ、氾濫域に流れ込む。わん曲部では、40.4~40.2 km右岸側にポイントバーが形成されるため、主流部が左岸沿いに偏り、氾濫域に流入する流れと低水路を流下する流れに分かれる。39.8 kmからのわん曲部では、左岸側にポイントバーが形成されるため、右岸側が主流部となり、とくに39.4 km付近の右岸が水衝部となる。39.2~38.8 km左岸側では、氾濫域からの流れが愛宕山に阻まるため河道内に流入する箇所となる。この箇所は狭窄部でもあり流水が集中しているが、掃流力に見合って河床が変動し、河積が広がるため流速の増大は見られず、約4~4.5 m/sの流速である。

合流部直上流では、右岸側が主流部となり約4.5~4.9 m/s程度の流速で土師川との合流点に向かう。土師川と合流する37.6 km付近では、河道がほぼ直角に流向を変えていることと、合流点内岸側での堆積が顕著となることから、主流部が左岸側に偏り37.6~37.4 km左岸低水護岸沿いでの水衝りが強まる。合流後は、低水路中央よりやや左岸側が主流となり、約4.5 m/s程度の流速で流下する。



図—4.53 流況図(現況移動床定流：8210号：下流部)

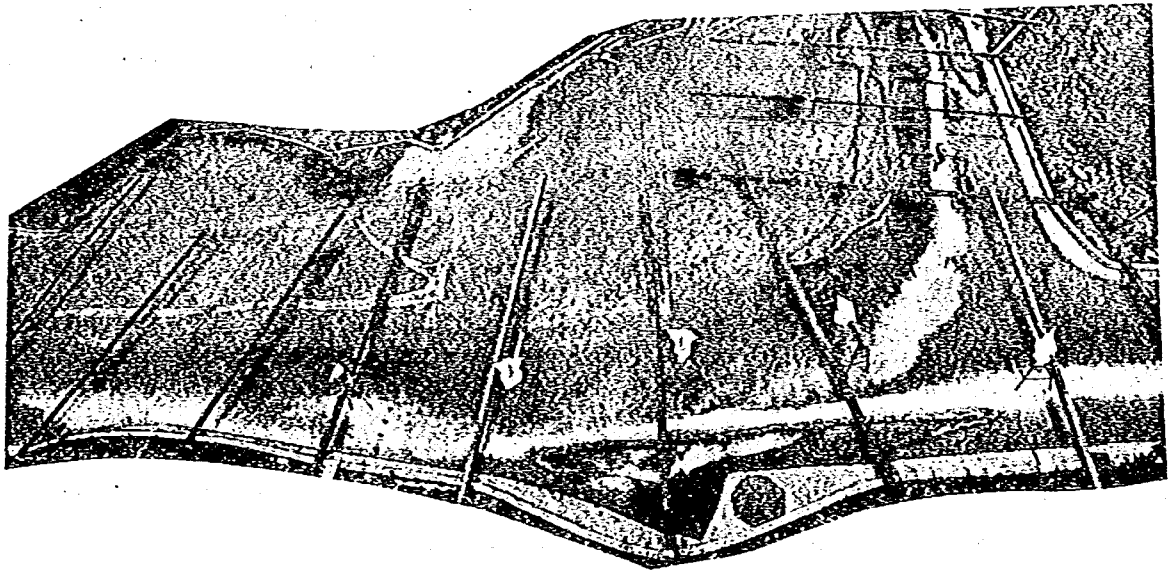


写真-4.8 合流部の流況（現況河道：移動床：8210号：定流：
ケースB-1-2）

5) まとめ

検証実験として、8210号出水による不定流実験と定流実験を行い、河床変動状況、局所洗掘等の現象の相似性を把握するとともに、現況河道の水理特性を検討した。これらの実験で得られた結果をまとめると次のようである。

(1) 水位

図-4.55に移動床実験水位と固定床実験水位を比較して示した。定流実験の水位を固定床と移動床で比較した場合、合流点水位(38.2~37.0)を除いてはほぼ一致した値が得られている。合流点では、移動床時の方が低い結果となっている。固定床実験では、音無瀬橋付近から水位が上昇しているが、移動床実験では、音無瀬橋脚周辺が掃流力に見合って河積が変化するため(橋脚周りでは平均2.0m程度の洗掘が生じたため)、固定床時のような堰上げが見られなかったものと思われる。この検証として、定流実験終了後に、橋脚周りに捨石工を設置し洗掘を防止させたところ、38.2km断面までの水位が約30cm上昇したことが確認された。

移動床における定流水位と不定流ピーク時の水位を比較した場合、41.0~38.0km区間で不定流水位の方が低い結果となった。この原因として考えられることは、定流実験の場合氾濫域での貯留量が安定した状況での水位であるのに対し、不定流では氾濫域への流入、流出が変化している過程での水位であること。第2に、41.0~38.0km区間は模型内で最も河床変動が活発となる範囲であり、定流実験と不定流実験では河床変動に違いが生じること等が考えられる。

(2) 河床変動

図-4.56に平均河床高縦断を、図-4.57に最深河床縦断図をそれぞれ不定流実験と定流実験を比較して示す。

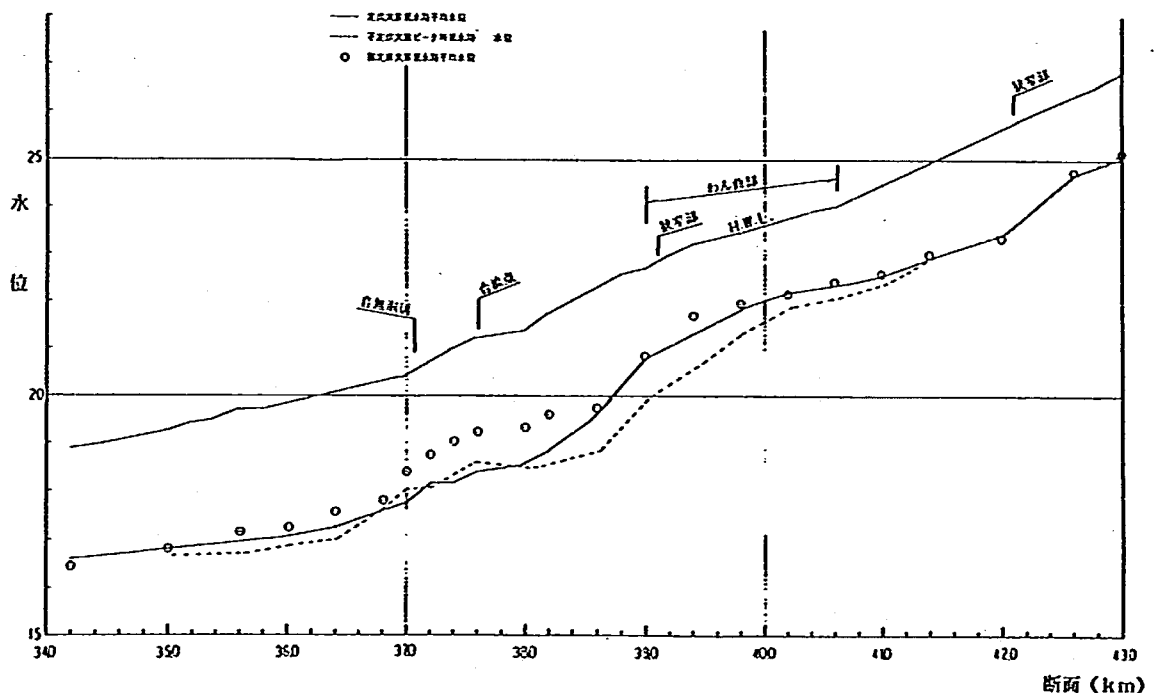
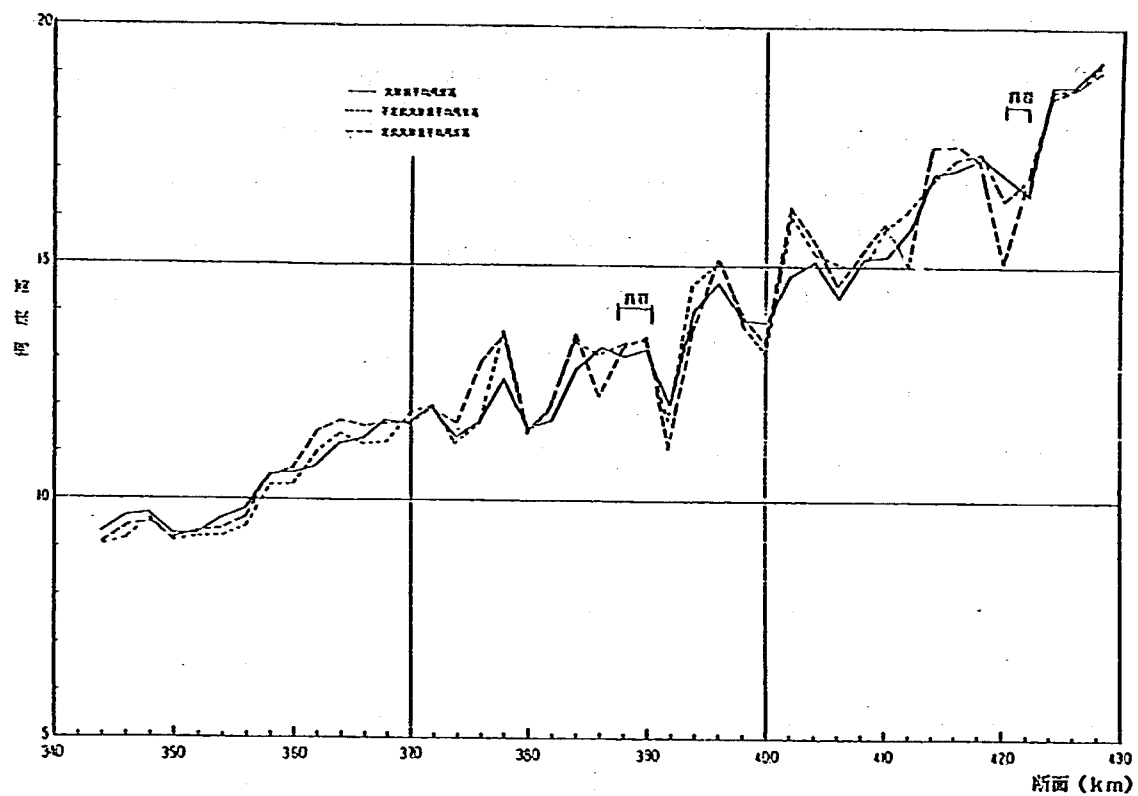
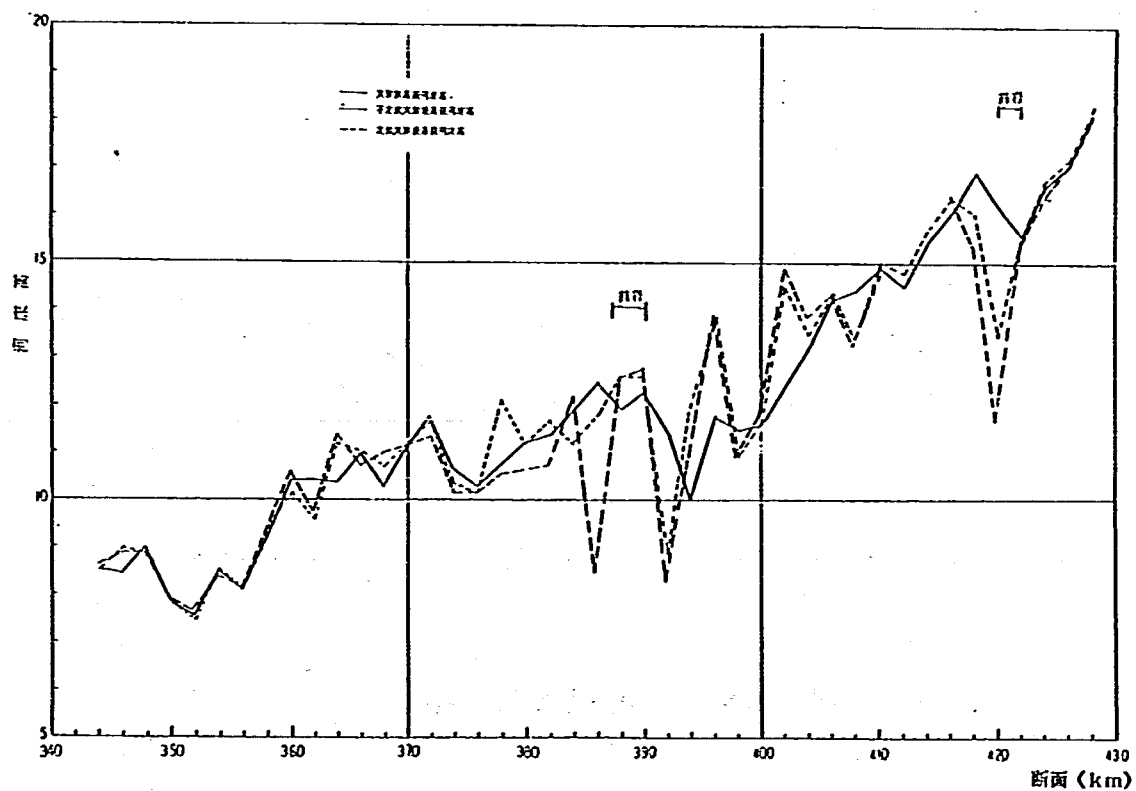


図-4.55 水位比較図



图—4.56 平均河床高比較図（現況）

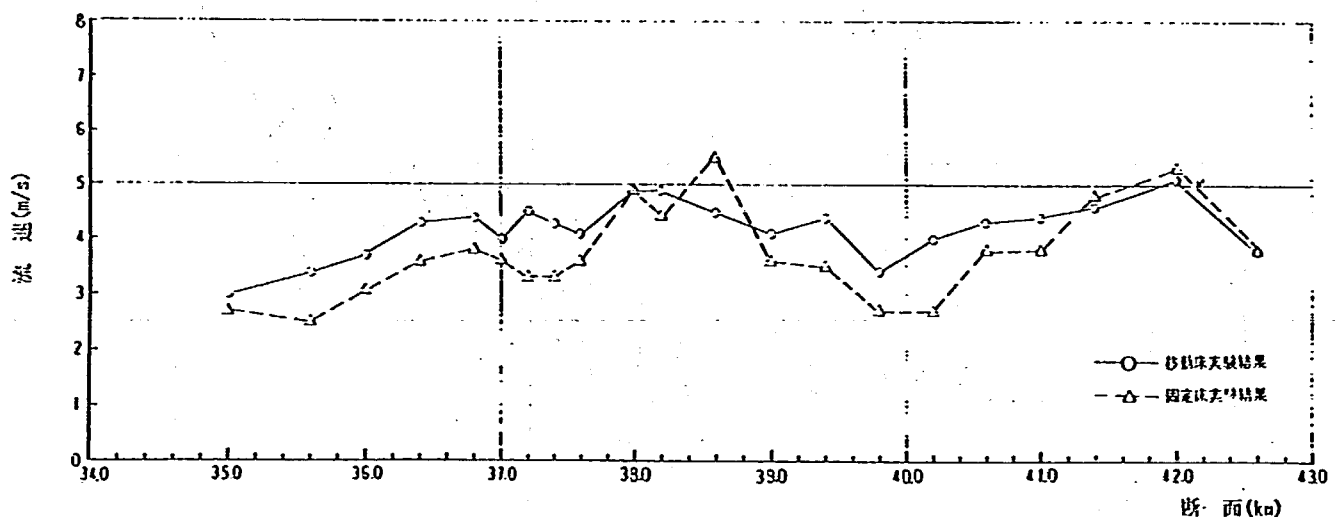


图—4.57 最深河床高比較図（現況）

図—4.56 および図—4.57 より局所的な範囲で洗掘が進むことが示されている。これはいずれも露岩として河床材料を置き換えた地点で発生している。露岩の範囲は、現地資料が乏しく横断面と周辺の地形から判断して決めたが、現地では河道縦横断方向および鉛直方向に河床材料が異なるものと考えられる。しかし模型実験では部分的に河床材料を換える事はかなり詳細な調査をしない限り、不可能であり、露岩等の範囲のみ河床材料を置き換えているため、河床材料の変化点で局所洗掘が生じる結果となっている。また露岩を設置した地点はいずれも狭窄部であり、流れが集中して流勢が増すため、露岩を設置しない場合には今回の結果以上に河床低下が進むことは明確である。このように局所的に洗掘が進み、その下流側が堆積傾向となるのは、洗掘に伴う深さ方向の地質強度等も含め、完全に相似となっていないためと考えられる。しかし、他の地点では現地と同様、それほど極端な河床変動は見られない。

(3) 流 速

図—4.58 は最大流速について固定床と移動床実験結果を比較したものである。固定床実験では、狭窄部における流速が 5.3 m/s (42.0 km)、 5.5 m/s (38.6 km) と河道内で最も速い流速値となったが、移動床実験の場合 38.6 km 断面での流速が固定床実験に対して約 8 割程度 (4.5 m/s) に減少している。この原因は、露岩下流側での局所洗掘により 38.6 km 断面の河床が低下し、河積が広がって流速が減少したものと考えられる。この狭窄部での流速値を除いては、移動床実験結果の方がいずれも増加している。これは 37.2 km から下流側で河床波が形成ないため、固定床実験よりも水位が低下していること、 $41.0 \sim 39.0 \text{ km}$ 区間では水位が同じであることから、低水路流量と氾濫域に流入した流量の配分が河床変動によって固定床時と異なっているためと考えられる。



図—4.58 最大流速縦断図(現況)

4.3 現況河道の問題点と対策

現況河道の問題点の第1は、頻繁に氾濫するということであろう。大河川において $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流量で氾濫するという事態は早急に改善する必要がある。この対策として河積不足という観点から考えれば、河道掘削という方法もあるが、疎通能力を $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上にするためには、河道掘削だけでは対処しきれないと考えられる。また、河道掘削の場合には一部分だけ行ってもだめで、河道全体にわたって安定勾配になるように掘削しなければ、すぐに埋め戻されてしまう。それに較べれば、築堤の方がコストの面からも将来の河川計画の面からも有利である。工事実施基本計画では福知山基準点において $5600 \text{ m}^3/\text{s}$ の疎通能力を目標にしている。これに見合った堤防を今から整備していく必要がある。もちろん、工事実施計画では築堤だけでなく、河道掘削もあわせて行うことになっている。しかし、築堤の方が掘削よりも大きな効果が期待できる以上、築堤の方を先に行うべきであろう。現在、猪崎地区において築堤が着手されておりほぼ完成している。なお、この築堤にともない、猪崎越流堤によって形成されている狭窄部の取扱いについては、猪崎越流堤が造られた目的が、 $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ までの流量に対して猪崎地区を保護するものであることから、 $5600 \text{ m}^3/\text{s}$ 対応の築堤が行われている現在においては、流下能力の障害になるため撤去が予定されている。

第2に土師川との合流点における河道法線形についての問題がある。現在、合流点において本川は右にはほぼ直角にわん曲している。そのため、福知山市街を背後に控えた左岸堤への水衝りが強くなることから、適切な法線形とはいえない。模型実験の観察によれば、現況河道であっても支川の流量がある程度存在する場合には、それほど水衝りも強くなく危険な状態であるとは感じられなかった。しかし、支川の流量がまったくない場合には脅威が感じられた。そこで将来計画においては、わん曲部の曲率を緩くし、低水路を左岸堤から遠ざける方針が採られている。

第3に前田・川北地区における逆S字型の蛇行の問題である。この蛇行箇所は疎通能力の障害になっており、上流の水位をせき上げている。また、この蛇行箇所における水衝部は、氾濫の開始位置にもなっている。これの解消にあたっては、ショートカットが計画されており、工事は既に着手され全体の1/2が終了している。

第4に土師川との合流点の上流に位置する狭窄部の問題がある。この狭窄部は愛宕山および鳥ヶ岳にはさまれるような恰好で形成されている。この狭窄部は上流の水位をせき上げる一方、福知山に入り込む流量を抑えるという役目も果たしている。しかし、上下流含めてバランスのとれた全体の改修を行っていく場合には、やはり狭窄部は不都合である。また、洪水時には狭窄部での流速が速いため河床の洗掘が懸念される。平水時には埋め戻されるが洪水時には再び洗掘され、これを繰り返すうち合流点の内岸側に堆積を生じ、合流点の河積を狭めると同時に外岸側の洗掘を引き起こすことになる。しかし、山には道路もはりついており、これを削るのはなかなか困難であることから、計画河道においても低水路の拡幅にとどまるような計画になっている。疎通能力の面からはそれでも問題はないのだが、河床変動の面からは洗掘が心配される。ただ、現地ではこの地点において岩盤が露出していることと、河床の表層が玉石で覆われていてアーマーコートぎみであることから、あまり洗掘

について心配する必要はないのかもしれない。

第5に水防林の処置の問題がある。伐採するのか残すのかという問題である。水防林の目的はいうまでもなく、河道内の玉石の田畑への流入防止、および水衝部における堤防への流勢の緩和である。したがって、堤防が完成し、極端な水衝部が発生しないように河道法線形が修正されれば、水防林の存在意義はなくなり、むしろ疎通能力の障害にさえなる。しかし、別な視点から考えればどうだろうか。こんにち、環境破壊に対する批判と景観に対する関心が高まり、河川事業においても機能面だけでなく、ところにうるおいを与えるような川づくりの気運が高まっており、この施策は多くの人々に受入れられるだろうと考えられる。そうしてみると、水防林のような自然を感じさせる樹木などは、うまく使えば非常にいい景観を創造できる可能性がある。そのためには、十分余裕を持った疎通能力を確保しておく必要がある。また、川のなかでなくてもそばということも考えられる。この場合、水にふれるという機会は失うかもしれないが、それでも樹木と川がうまくマッチすれば要求に応えられるような景観づくりが可能であると考えられる。

以上、現況河道の問題点と対策の方針について述べてきたが、具体的かつ詳細な対策工法とその効果については、暫定河道および計画河道の検討の章で述べることにする。

5. 暫定河道の検討

現状河道における問題点を改善するための対策案を前章において述べたが、これをすぐに行うことは予算および用地の確保等の面から難しく、ある程度の年月が必要であると考えられる。すなわち徐々に計画河道へ向けて河道の整備が進められていくことになる。そこで、計画河道だけでなくそこに至る途中段階の河道についても、洪水に対する安全性の検討を行っておく必要がある。この途中段階の河道すなわち現状と計画の中間的な存在である河道を暫定河道と呼ぶことにする。本章ではそのような暫定河道を設定し、これについての水理的な検討を行った。

5.1 暫定河道の概要

暫定河道は、全体計画のなかの中間計画として策定されたものである。暫定河道は、現状河道の問題点をある程度解消したものであるが、計画河道のように完全に解決したものではない。ここで設定した暫定河道とは次のような改修を行ったものである。すなわち、猪崎地区の築堤、猪崎越流堤の撤去、前田・川北地区のショートカット、合流部における低水路法線形の修正、新音無瀬橋の設置を行った河道を暫定河道とした。各改修項目の内容とその意義について述べる。

猪崎地区の築堤は、36.8 km～39.0 km 右岸に堤防を築くものである。この対岸である福知山地区では、人口密集地ということもあって、岩沢堤とよばれるコンクリート製の強固な堤防が築かれている。治水安全度における左右岸のバランスからいえば極めて不均衡であった。この築堤によって猪崎地区の浸水頻度および被害は大幅に軽減されることになる。この築堤は洪水疎通能力については、この地区すなわち福知山基準点における計画高水流量 $5600 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して、安全であるような設計がなされている。猪崎越流堤は流水の障害になるため、高水敷の整備とともに撤去する。

前田・川北地区のショートカットは、39.0～41.0 km における逆 S 字型の蛇行した低水路法線形を直線的に改修するものである。ショートカットすると旧河道が三日月湖を形成するが、これを埋め戻すには費用がかかり、河道内貯留の観点から考えれば残しておいた方が有利である。そこで、ショートカットした部分と三日月湖の間にできる中ノ島についても、これを掘削して両者をつなぎ、ちょうど蛇が卵を呑んだような格好にした。その結果、川幅は改修前の倍以上に広がり、流下能力は向上すると考えられるが、全断面を有効に使って流れるわけではなく、卵部分には死水域が生じると考えられる。しかし、埋め戻す手間と河道内貯留の能力を高める点において無益ではない。

合流部における低水路法線形の修正は、現在の法線形が福知山市街を控える左岸堤に正面衝突するように直角にわん曲しているため、37.2～38.2 km の低水路の位置を左岸堤から遠避けて、かつわん曲の曲率を緩くし、福知山市街に対する洪水の脅威を軽減するものである。法線形の修正と同時に水制工についても検討を行う。すなわち、わん曲部の低水路左岸沿いに水制工を設置し、流水を右岸側に跳ね、左岸堤への水衡りを弱めようとするものである。なお、計画河道においては低水路位置を暫定河道よりさらに右岸側に遠避け、かつわん曲の曲率を緩くする計画である。

新音無瀬橋の架橋は、現在の音無瀬橋の老朽化と府道【舞鶴綾部福知山線】および主要地方道【舞

鶴福知山線』の建設にともなうものである。音無瀬橋は歴史が古く、由良川は福知山付近では音無瀬川と呼ばれている。このような橋の改築にあたっては、機能面だけでなく歴史性が感じられ美観の優れたものが要求される。河川管理者の立場からは、このようにして決められた橋脚が河川に対して悪影響を与えないか、あるいは橋脚自身の維持が可能かどうかについて検討を行う必要がある。これについて橋脚周辺の流向および洗掘の状態をみて判断を行うことにした。

5.2 暫定河道の水理特性

暫定河道の水理特性といっても、現実には存在しない河道のことであるから、模型実験により得られた水理特性について論じることになる。これが100%現実のものになるとは限らない。定性的な面については信頼度は高いと考えられるが、定量的な面については検証実験で明らかにされた再現精度を考慮する必要がある。

5.2.1 要 約

詳細な実験結果は後で述べることにして、最初に要点だけを簡単にまとめてみた。暫定河道の水理特性を述べるにあたっては、現況河道と対比することにより、より明確になると考えられる。

最初に疎通能力および水位の特性について述べる。現状河道における猪崎地区の洪水疎通能力は1000 m^3/s 程度であったが、暫定河道では5600 m^3/s 以上に向上した。これはもちろん猪崎地区における築堤の効果である。疎通能力が5倍近くも向上したのには、脅威を感じるとともに改めて堤防の重要性を認識した。

戸田地区の疎通能力は1000 m^3/s 程度から1600 m^3/s 程度に向上した。これは、前田・川北地区のショートカットによる効果と考えられる。つまり、河道の蛇行形状を直線的に修正したことで河岸沿いの水防林がなくなったことにより、流水抵抗が減少したため水位が低下したものと考えられる。この地区も計画河道時には築堤が予定されており、そうならば疎通能力はさらに向上し、これまで自然遊水地的な機能を果たしてきた同地区も浸水被害は解消される。と考えられる。

合流部においては、猪崎越流堤を撤去して直接的なせき上げ要因を解消したこと、および合流部における低水路法線形のわん曲度を緩やかに修正して、流水抵抗を軽減したことにより、水位が現況河道時に比べて0.5 m 程度低下した。また、岩沢堤への水衝りの強さも軽減された。合流点わん曲部の水衝部対策としては、水制工でなくても根固め工でよいことが実験的に明らかにされた。わん曲合流部における外岸側の洗掘および内岸側の堆積を軽減するには、低水路幅の拡幅により掃流力および2次流を弱めることが有効であることが示された。

ショートカットについては段階施工を考慮して、2段階に分けて検討を行った。すなわち、最初に前田地区だけ(39.0 km~40.0 km)をショートカットした場合、次にこれに加えて川北地区も(39.0 km~41.0 km)ショートカットした場合の2ケースについて検討を行った。前田地区のみのショートカットの場合には、39.4 km~40.0 km 間の水位が現況河道に比べて約0.7 m 程度低下した。前田、川北地区を両方ショートカットした場合には、39.4 km~41.4 km 間の水位が約1.0 m 程度低下した。

流況からみた暫定河道の水理特性について述べる。前田・川北地区の蛇行部分をショートカットし

たことにより、現況河道時において見られた水衝部が解消され、スムーズな流れになった。しかし、ショートカットしたといっても直線的な河道法線形状ではなくて、旧来河道は残したままになっており、蛇が卵を呑んだような法線形状であるため、旧来河道すなわち卵にあたる部分で死水域が生じている。合流部の流況は、低水路位置を左岸堤から遠避けるような修正を行った結果、左岸堤沿いの流速が弱まった。猪崎地区においては、築堤および猪崎越流堤の撤去を行ったことにより、氾濫がなくなり横断方向成分の流速が弱まって直進性が強くなった。氾濫開始位置は、現況河道の場合には前田地区の水衝部であったが、暫定河道においては42.0 kmの狭窄部下流に移った。水防林の伐採は流況にも大きな影響を与えられ考えられるが、河道法線形の修正と同時にに行われているため、水防林単独の影響については把握できない。

河床変動の観点からは次のような水理特性が挙げられる。洗掘・堆積の観点からみると、洗掘が顕著な箇所は、39.0 kmの狭窄部下流、42.0 kmの狭窄部下流およびわん曲合流部の外岸側である。堆積が顕著な箇所は、わん曲合流部の内岸側および前田・川北地区のショートカットして河積を広げた部分である。河床の変動特性としては狭窄部で洗掘された土砂がその下流に堆積するという構図になっている。わん曲合流部内岸側の堆積は、39.0 km付近の狭窄部で洗掘された土砂がわん曲部において発生する2次流により、内岸側に堆積するもので外岸側の洗掘をひき起す。上流からの土砂供給が多い場合、この傾向を助長させ、外岸側の洗掘が著しい場合にはこれの対策工が必要となる。当該箇所においては、根固め工が適切であることが実験により明らかにされた。川北地区の場合は、急拡部における掃流力の低下にともなう堆積であるが、この場合、とくに対策工の必要はないようである。

5.2.2 固定床実験による暫定河道の水理特性の検討

前田・川北地区のショートカット、猪崎地区の築堤、合流部の低水路法線形の改修、水衝部の対策工について、固定床実験による検討を行い、暫定河道の水理特性を明らかにした。実験ケースを表-5.1に示す。

1) 前田地区のショートカット

暫定河道への改修段階として、合流点上流のわん曲部(39.0 km~41.0 km)のうち、前田地区(39.0 km~40.0 km)の改修を行った。

(1) 河道条件

改修原案は、左岸側を計画法線形まで開削した形状であり、低水路は計画河床高で整正し、下流は38.8 km断面で上流は40.2 km断面で現況断面にすりつけている。

また合流点付近では、施工中の計画堤防が前田地区掘削時までに右岸側36.8 km~39.0 km間が完成することから、本実験でも右岸に計画堤防を設置した。これに伴い、右岸高水敷上の霞堤および猪崎越流堤を撤去し、前後の高水敷高で整正した。橋脚模型は、旧川北橋の撤去、音無瀬橋を計画の新音無瀬橋に取り替えた。土師川筋では、新土師橋を設置した。

(2) 法線形の検討

実験は、8210号出水を対象に、原案法線形での問題点を調べ、適切な法線形と前田地区のショートカットが合流点に与える影響について検討した。流況図を図-5.1に示すが、左岸の開削部分の大半が

表—5.1 暫定河道実験(固定床)

実 験 ケース			目 的	実 験 条 件					対 策 工			備 考	
				対象洪水	流 量 (m³/s)			下 水 位 (TPm)	河道形状	法線形	根固工		水理工
					合流後	由良川	土師川						
A	3	1	前田地区堀削河道実験	8210 号	3500	2800	700	16.45	暫 定				原案法線形での水理量を把握し、問題点を検討
		2		8210 号	3500	2800	700	16.45		○			法線形について検討し、最適案での水理量を把握
	4	1	暫定河道実験	8210 号	3500	2800	700	16.45	暫 定				原案法線形での水理量を把握し、問題点を検討
		2		計画高水	5600	4100	1500	18.62					原案法線形での水理量を把握し、問題点を検討
		3		8210 号	3500	2900	700	16.45		○		○	法線形及び水理工についての検討
		4		8210 号	2800	2900	700	16.45		○		○	最適案での水理量を把握
		4		計画高水	5600	4100	1500	18.62		○		○	最適案での水理量を把握

死水域となり、現況河道と同じように右岸へわん曲した流況となる。これは、40.0 km での計画法線形と現況河道とのすりつけ形状に問題があり、前田地区での流況の片寄りを改善するためには、このすりつけ部分を改修する必要があった。

(3) 法線形の修正

原案法線形による検討の結果、40.0 km 付近のすりつけ形状を改良することとした。実験では、このすりつけ形状を種々変えて流況観察を行った結果、39.8 km～40.2 km 間の高水敷を掘削して前田地区の入口を丸めた法線形とした場合、左岸側の死水域が半分程度に減少した。この修正案法線形を図—5.3に示す。これより修正案法線形において、水理量の把握を行い、現況河道時と比較して前田地区のショートカットが合流点に与える影響を調べた。

① 水位

図—5.2に水位縦断面図を示す。

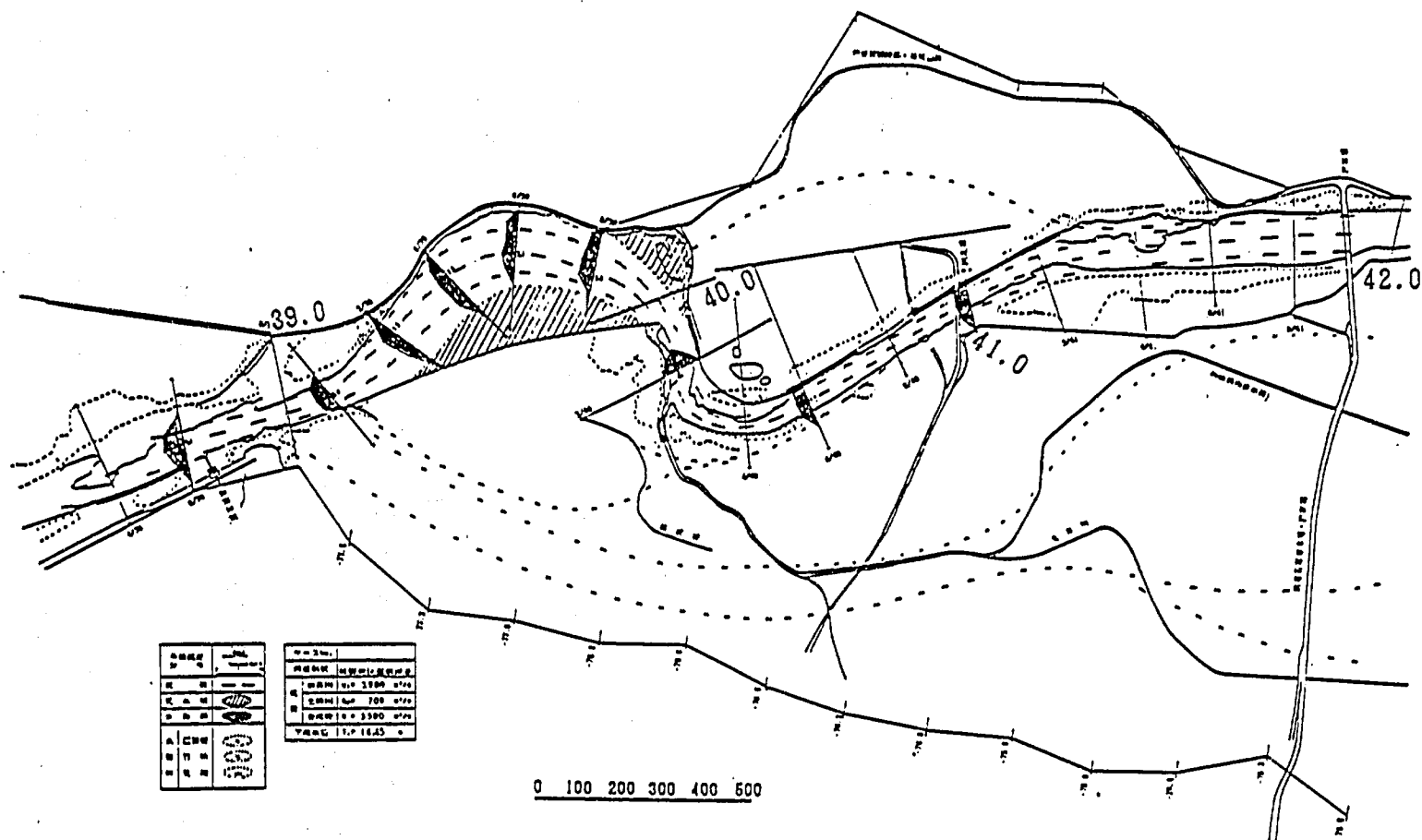
前田地区をショートカットしたことによる水位変化は、39.4 km で約 0.4 m、39.8 km で約 0.6 m 現況河道時よりも低くなる。40.2 km より上流では前田地区のショートカットによる影響は現われず、現況河道時と同じ水位である。前田地区入口付近の 40.2 km～39.8 km 間での水面勾配は約 1/500 と現況河道時よりも急勾配となる。39.0 km～合流部では、38.8 km 付近の狭窄部が大きく支配することから、前田地区のショートカットによる影響は見られない。

合流部では、計画堤防の施工に伴い、現況河道で狭窄部となっていた猪崎越流堤を撤去したことにより、ここでの水位の堰上げ現象が緩和され、38.2 km～37.2 km 間の水位が現況河道時より平均で約 0.5 m 低下している。36.8 km より下流では、右岸高水敷上の霞堤を撤去した影響は現われず、現況河道時と同じ水位となる。

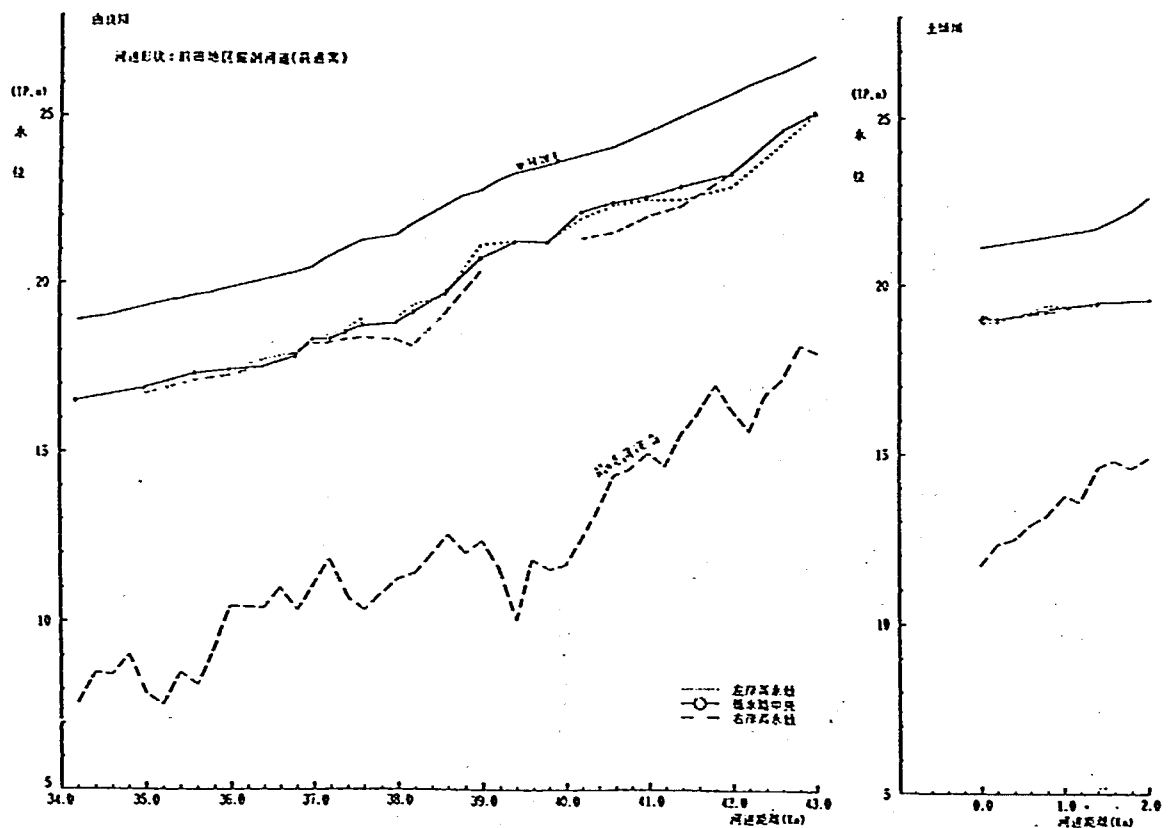
土師川筋は、合流点での由良川水位が低下したことにより、0.2 km 付近まで平均で約 0.4 m の水位低下が見られる。

② 流況

流況図を図—5.3に示す。40.4 km より上流では、前田地区のショートカットによる流況の変化およ



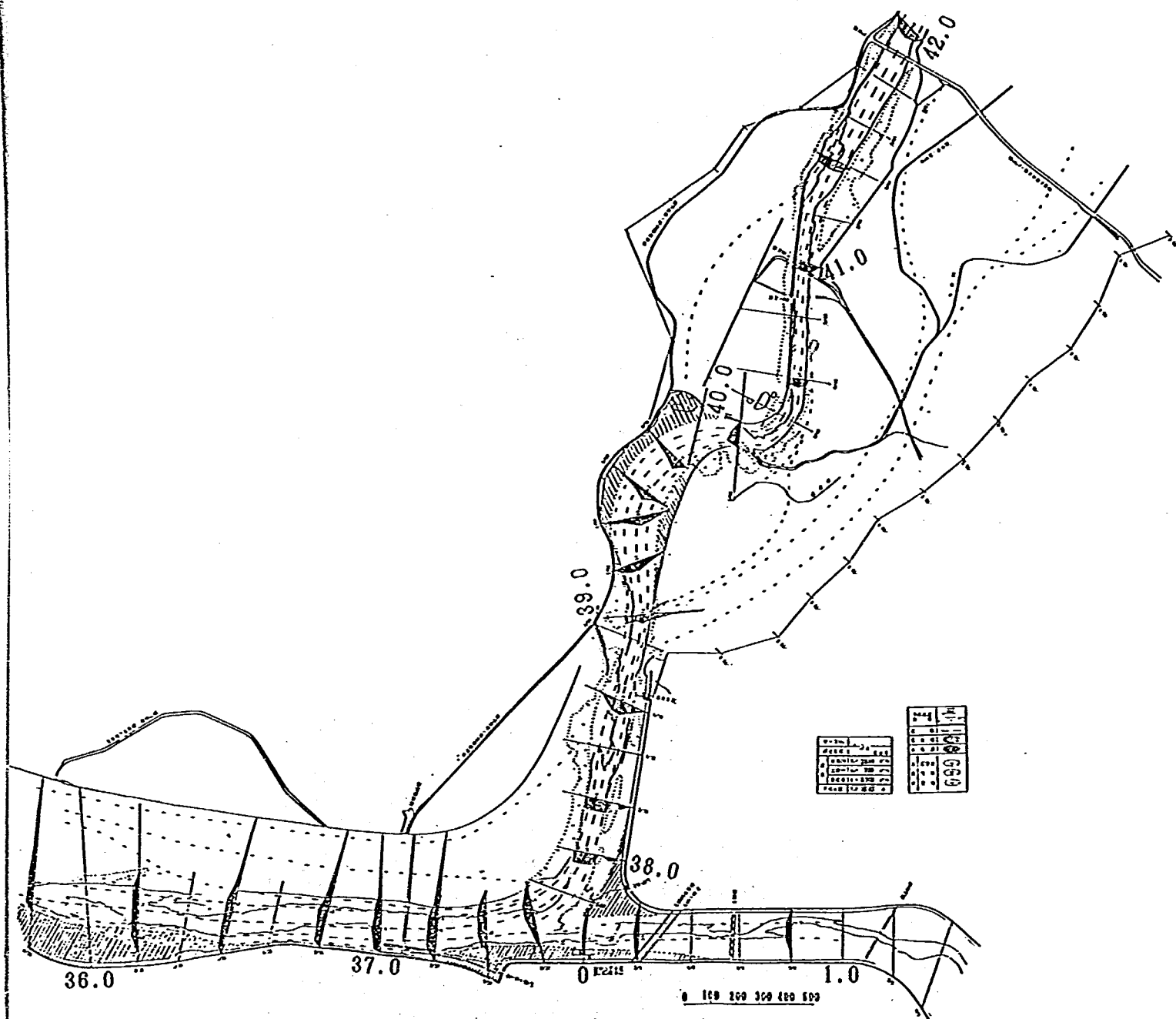
图—5.1 流況図(暫定固定床定流: 8210 号: 前田地区掘削)



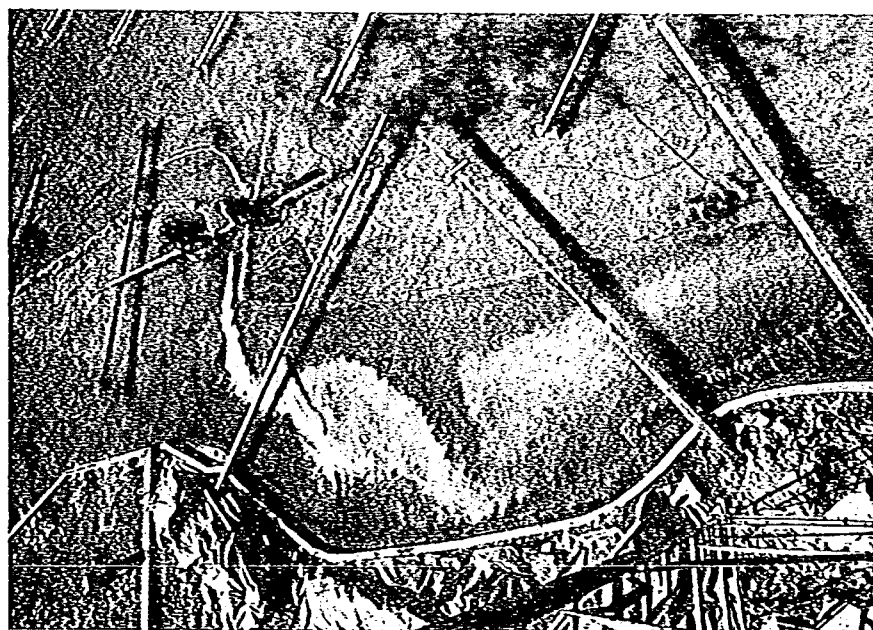
図—5.2 水位縦断（暫定固定床定流：8210号：前田地区掘削）

び流速の変化は見られず、現況河道時と同じ流況を呈する。前田地区では、左岸法線形を修正したことにより、原案法線形に比べ流線が左岸側に移行し、左岸開削部の死水域も左岸沿いが若干剝離する程度まで減少している。しかし、流向が左岸に寄ったことにより、39.8 km～39.4 kmの右岸沿いが死水域となる。前田地区の入口では、最大流速が約4.6 m/sと、現況河道時の約1.8倍に増加している。これは前田地区での水位が低下したこと、および前田地区の低水路河床を計画河床高にしたことによって40.2 kmより水面勾配が急変した影響で現況河道時よりも流速が増大したものと考えられる。この影響が39.6 kmまで及ぼし、最大流速が約4 m/sと現況河道時の約1.3倍に増加している。ただし、この発生位置はほぼ低水路中央であるため問題は少ないものと思われる。39.2 km～39.0 km区間では主流部が低水路中央に位置しているが、39.0 km付近で氾濫域からの流入の影響を受けて徐々に右岸側に寄る傾向にある。狭窄部下流38.6 km地点では最大流速が約5.3 m/sとなる。これは現況河道時と同じである。

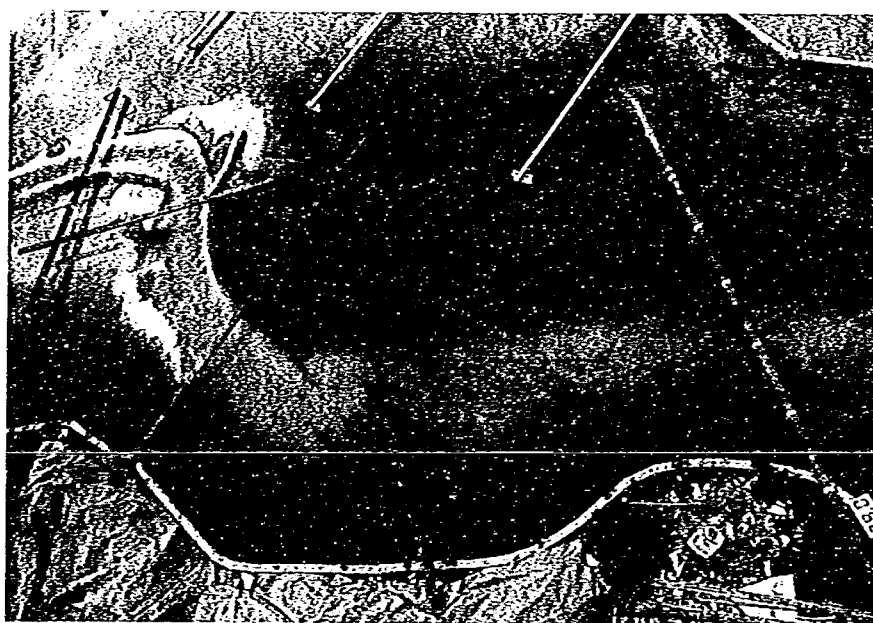
合流部の上流付近では、主流部が右岸側となっており、約5.0 m/sの流速が生じる。その後、土師川との合流点付近では、左岸側が主流部となる。合流点では土師川からの流れが大きく影響しており、現況河道時と同様に左岸堤沿いは極端な水衝部とはならない。しかし、移動床時のように左岸堤沿いが洗掘されたり、土師川流量が少ない場合には危険度が増大する。右岸高水敷では、猪崎越流堤を撤去したことにより、38.4 km付近から乗り上げた流れは計画堤防沿いを約1.0 m/s程度の流速で流



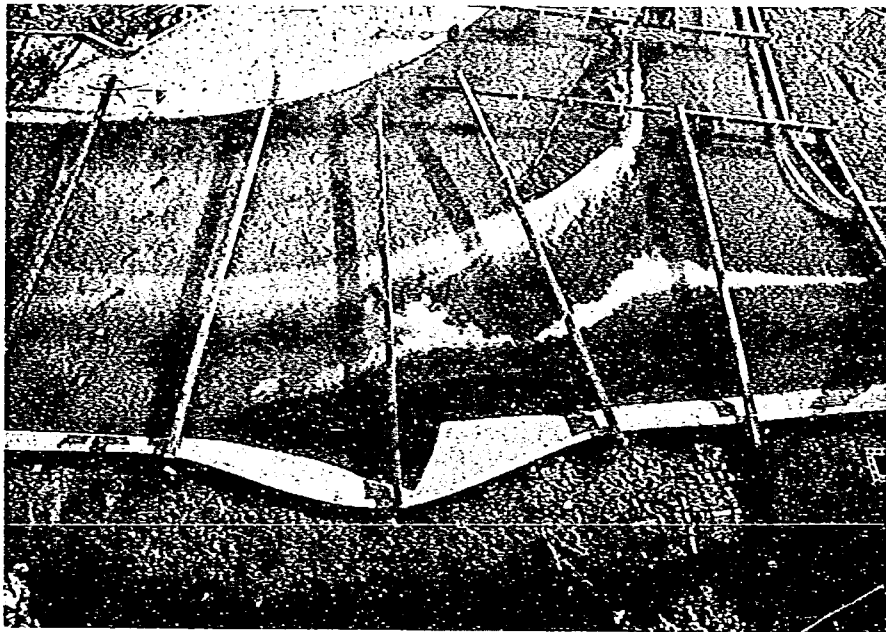
図一5.3 流況図(暫定固定床定流：8210号：前田地区掘削：法線形修正後)



写真—5.1 前田地区の流況（前田地区ショートカット原案：固定床：
8210号：定流：ケースA—3—1）



写真—5.2 前田地区の流況（前田地区ショートカット修正案：固定床：
8210号：定流：ケースA—3—2）



写真—5.3 合流部の流況（前田地区ショートカット修正案：固定床：
8210号：定流：ケースA—3—2）

下する。また 37.6 km 付近から乗り上げた流れは高水敷中央付近を約 1.0 m/s 程度の流速で流れている。

合流部では、前田掘削による流況の違いはあまり見られず、現況河道時と同じ流況を呈する。しかし、猪崎越流堤を撤去したことによる水位の低下によって、現況河道時よりも流速が幾分増加する傾向にある。

2) 暫定河道法線形の検討

前田地区のショートカットに加え、合流部および川北地区のショートカットを行った。実験は、原案法線形に対して 8210 号流量および計画高水流量を通水し、現況河道および前田地区掘削河道との比較や問題点の把握検討を行った。

(1) 河道形状

計画河道への改修段階として、前田地区に加え合流部および川北地区の河道改修を行った。合流部を計画河道法線形まで一度に改修することは困難なため、暫定的に 38.2 km～37.2 km までを暫定法線形で改修した。その際、37.2 km～37.0 km および 38.2 km～38.4 km 区間は暫定から現況へのすり付け区間とした。土師川は、0.4 km までを計画法線形で改修し、0.4 km～0.6 km 区間をすり付け区間とした。38.2 km～37.2 km 間の低水路は計画河床高で整正し、高水敷は現況とした。39.0 km より上流部では、前田地区に続いて川北地区の 40.0 km～41.0 km 区間をショートカットした。改修原案は、川北地区右岸側を計画法線形まで開削し、計画河床高で整正した。これにより 39.0 km～41.0 km 区間は現況河道での逆 S 字型河道からほぼ直線的な河道となった。

(2) 水 位

暫定原案法線形における水位縦断図を図—5.4 に示す。

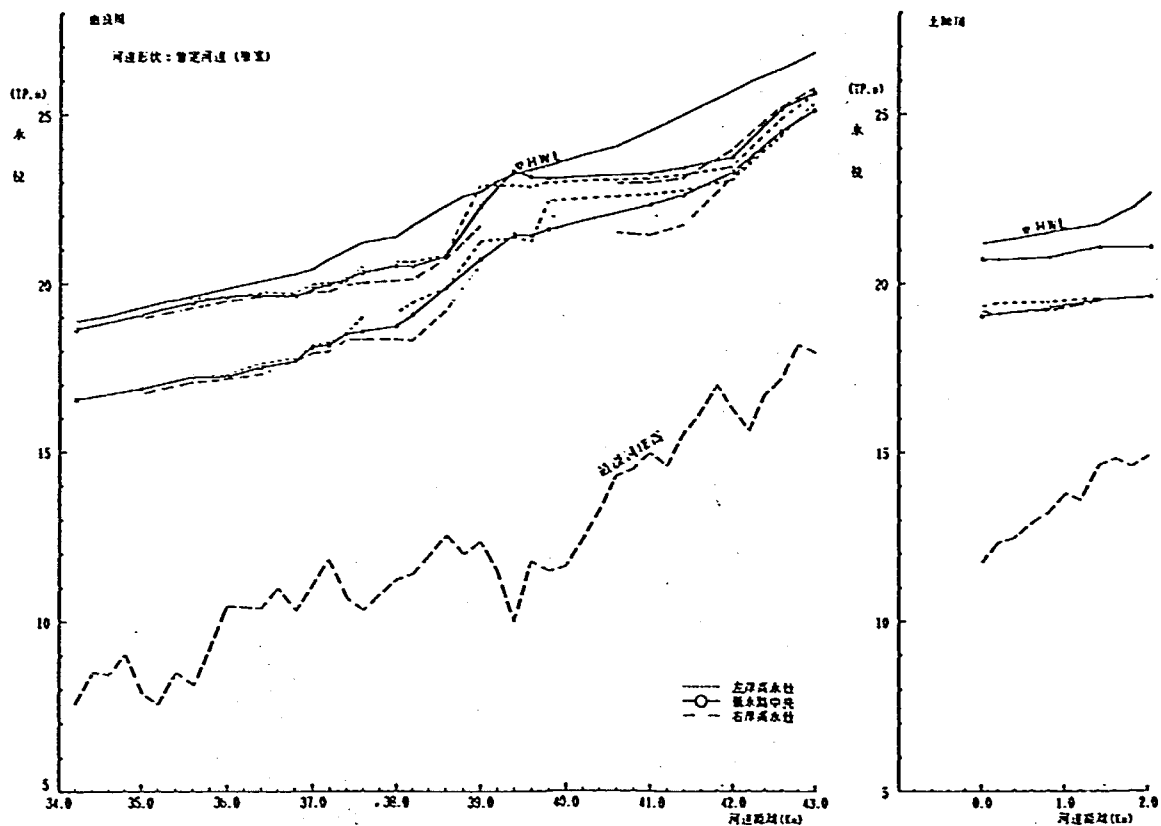
8210 号時では、前田・川北地区の改修による水位低下が 41.4 km～39.4 km 区間で現われ、現況河道に対して約 0.5 m～0.9 m 程度低下する。前田地区掘削河道時と比較した場合、前田地区の 39.0 km～40.0 km 区間の水位には変化が見られない。38.6 km～39.0 km 区間の水位は、38.8 km 付近の狭窄部が大きく影響するため、現況河道および前田地区掘削河道時の水位と同じであり、前田・川北地区掘削による合流部への影響は見られない。合流部では、37.2～38.2 km 区間の水位が現況河道時に対して約 0.5 m 程度低下しているが、前田地区掘削河道と比較した場合同じである。

計画高水流量時では、前田・川北地区の掘削による水位の低下は、39.0 km～42.0 km 区間で現われ、現況河道時に対して約 0.7 m～1.0 m の低下を示す。この影響により 42.0 km～43.0 km 区間でも現況河道時に対して約 0.3 m の水位低下が見られる。合流部では 37.2 km～38.6 km 区間で水位が現況河道時よりも低下しており、その低下量は平均で約 0.7 m 程度となる。これは現況河道で狭窄部となっていた猪崎越流堤を撤去した影響によるものと考えられる。37.0 km から下流については現況河道と同じである。

(3) 流 況

① 8210 号出水

流況図を図—5.5 に示す。上流部では、43.0 km～41.2 km 間で現況河道時と同じ流況を呈す。42.8

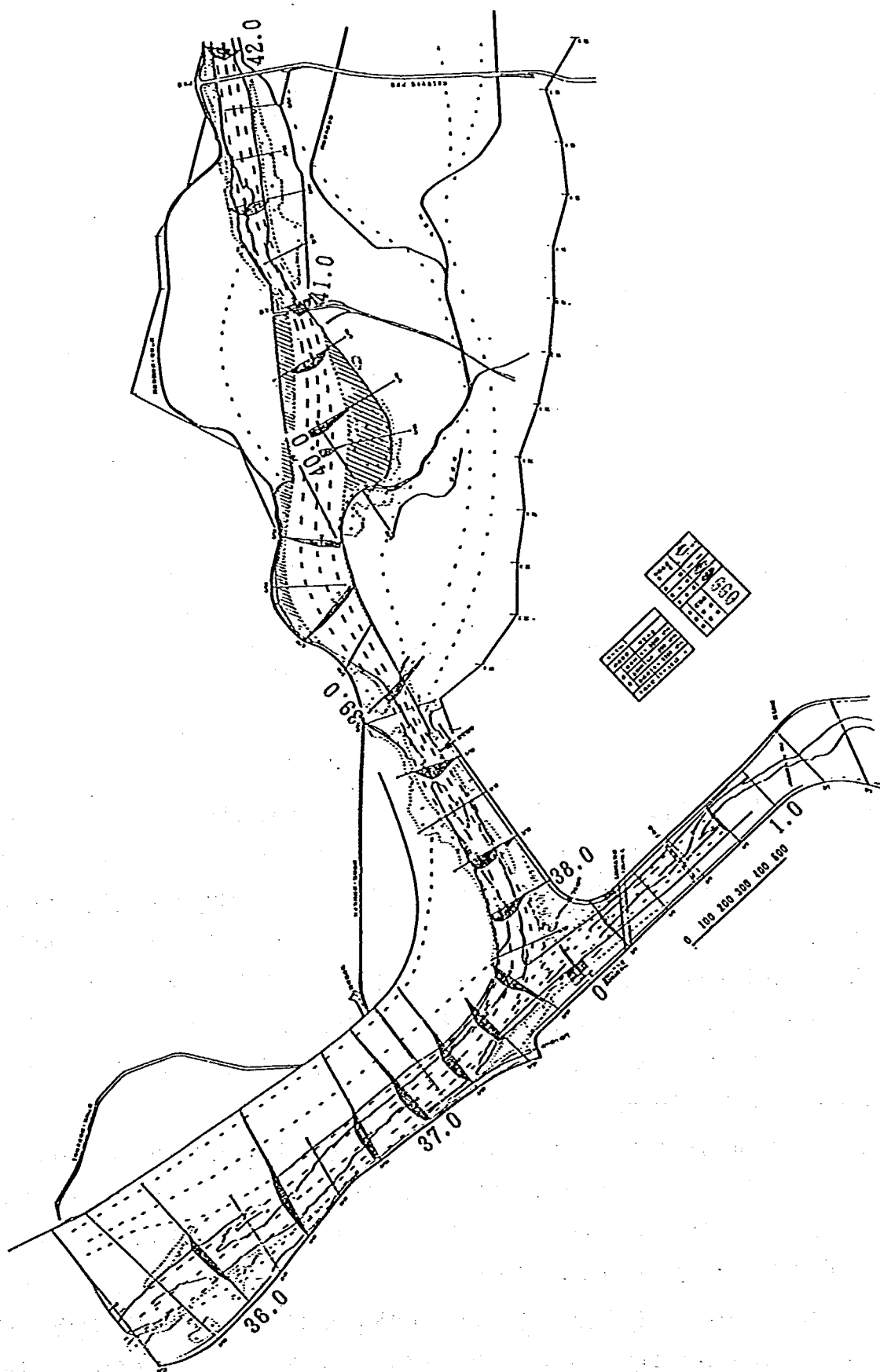


図—5.4 水位縦断（暫定固定床定流：法線形修正前）

km 付近の左岸中堤から氾濫域への越流が観察され、河道内では 41.4 km 付近までは低水路中央が主流となり約 4.5 m/s の流速が発生している。その後主流は右岸寄りとなり、川北地区へ流入する。川北地区の掘削部では、右岸のすり付け箇所から下流で剝離が生じ、41.0 km 断面では低水路の約 1/2 が死水域となる。そのため最大流速が約 5.0 m/s に達し、現況河道時の約 1.3 倍に流速が増大する。また 40.8 km～40.0 km 区間の左岸側（現況河道での低水路部分）も死水域となる。主流は低水路中央を 3.0 m/s～4.0 m/s 程度の流速で前田地区に流入する。前田地区では、前田地区のみを掘削した場合と同じように右岸側に死水域が発生し、左岸法線形沿いでは若干の剝離が観察された。主流部は低水路中央からやや左岸側を左岸法線形に平行に流下する。

39.0 km～38.6 km 付近では、氾濫域からの流入により主流部が右岸側に寄り、38.6 km では最大流速が約 4.9 m/s となる。合流部の上流付近では、暫定法線形に沿って流下しており、主流部は低水路中央から右岸寄りに位置し、約 4.5 m/s の流速となる。土師川と合流する 37.6 km からは、主流部が低水路の中央となり約 4.0 m/s の流速が生じている。

合流点では、河岸の安全性を考慮して 37.4 km～0.0 km 区間の左岸高水敷が低水路側へ張り出しており、土師川からの流れがこの高水敷上に乗り上げる状態となる。また土師川との合流によって生じる合流渦もこの高水敷付近で発生している。右岸側でも 37.6 km 付近から高水敷へ乗り上げる流れが見られ、約 2.5 m/s 程度の流速が発生する。



図—5.5 流況図（暫定固定床定流：8210 号：法線形修正前）

② 計画高水流量

流況図を図-5.6に示す。上流部では、43.0 km～41.2 km まで現況と同じ流況を呈す。43.0 km～42.0 km 区間の左岸中堤全域から氾濫域へ流れ込み、このため 42.0 km 付近の狭窄部への集中は 8210 号時より緩和され、最大流速も約 4.6 m/s となる。41.4 km 付近までは、主流部はほぼ低水路中央に位置し、約 4.0 m/s の流速度が発生する。川北地区の掘削部では、8210 号時と同様に右岸法線形のすり付けによる影響で 41.0 km 右岸が剝離し、右岸法線形沿いが死水域となる。41.0 km 地点の最大流速は約 3.5 m/s となり、8210 号時より減少している。これは 39.0 km の狭窄部のせき上げによる影響が大きくなり、水面勾配が緩くなったためと考えられる。また、8210 号時と同様に 40.8 km～40.0 km 区間の左岸側（現況河道での低水路部分）が死水域となる。主流は低水路中央を約 3.0 m/s 程度の流速で前田地区に流下する。前田地区でも 8210 号時と同じように右岸側が死水域となり、主流は左岸低水路法線形沿いを約 2.0 m/s 程度の流速で流下する。

39.0 km～38.6 km 付近では、氾濫域からの流入により、主流部が右岸に寄り、38.6 km では最大流速が約 5.9 m/s に達する。合流部上流付近では 8210 号時よりもさらに主流が右岸寄りとなり、約 5.0 m/s の流速が発生する。土師川と合流する 37.6 km 付近の主流はほぼ低水路中央に位置している。なお、8210 号時で観察された左岸高水敷への乗り上げは見られなかったが、反対に右岸高水敷への乗り上げは 8210 号時よりも顕著となり、37.6 km～37.4 km 付近で乗り上げた流れは約 3.5 m/s 程度の流速を示す。

(4) まとめ

以上の結果より、暫定原案法線形での問題点をまとめると次の 2 点となる。

① 川北地区右岸法線形状

右岸を計画低水路法線形により 41.0 km 上流で現況河道とすり付けたため、41.0 km 右岸側で剝離が生じる。この影響で 8210 号時では、41.0 km 断面での有効河積が減少し、現況河道時よりも約 30% 流速が増大して最大流速が約 5.0 m/s 程度となる。この結果より、すり付け形状を剝離が生じない程度まで改良する必要があることが明らかとなった。

② 合流点付近では、河岸の安全性を考慮して左岸高水敷が張り出したようなかたちとなっているが、8210 号時ではその高水敷上に乗り上げる流れが観察された。右岸側では、37.6 km～37.4 km 付近で高水敷上への乗り上げが顕著となり、ここで流速が 8210 号時で約 2.5 m/s、計画高水時で約 3.5 m/s に達する。

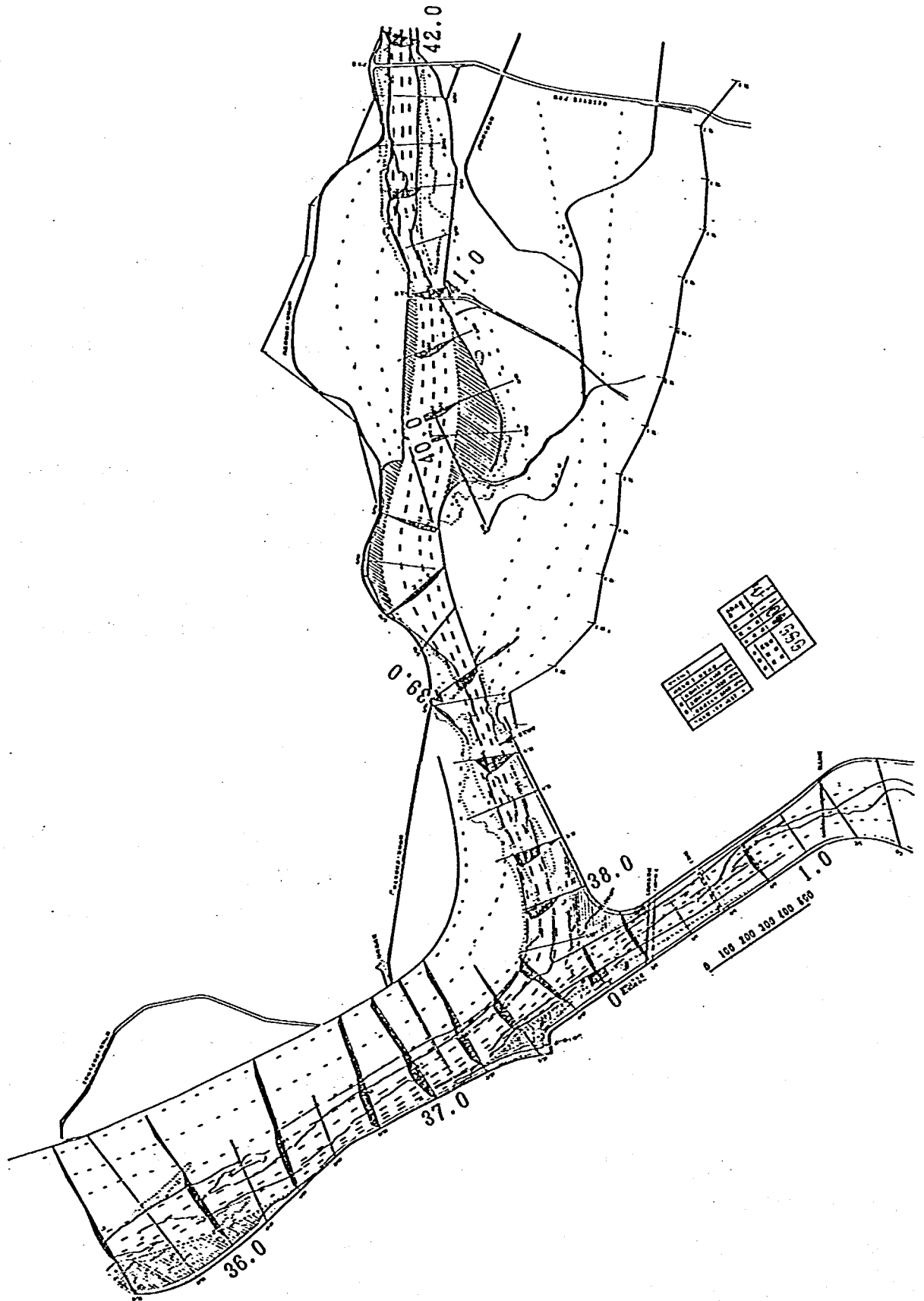
これは合流点での河積が狭いため、低水路を拡幅して高水敷への乗り上げを軽減する必要がある。

3) 暫定河道法線形の修正

原案法線形による検討の結果、合流点での法線形状および川北地区入口部の法線形状の 2 箇所を改修することとした。実験では 8210 号洪水を対象に法線形の検討を行った。

(1) 合流部の法線形

原案法線形による検討結果より、合流点での河積を拡幅して高水敷への乗り上げを軽減させることを目的とし、法線形の検討を行った。左岸高水敷への乗り上げについては、水制工で対処することと



図—5.6 流況図(暫定固定床定流：計画高水：法線形修正前)

し、右岸については法線形を原案より後退させ、低水路を拡幅することとした。右岸低水路法線は、原案で乗り上げが観察された 37.6 km～37.4 km を中心に剝離が生じる限界まで後退させた。その結果、37.6 km～37.4 km 間を平均 35 m 程度後退させ、下流は音無瀬橋付近で上流は 38.0 km で原案法線形とすり付けた法線形に修正した。

この結果の流況図を図-5.7に示す。合流点付近の流速は、低水路を拡幅したことによって原案に対して約 1 割程度軽減しており、由良川筋の主流部も原案より右岸側に寄る傾向となった。また、法線形を修正したことによる下流への影響は見られず、原案時と同じ流況であり、水位についても変化は見られない。

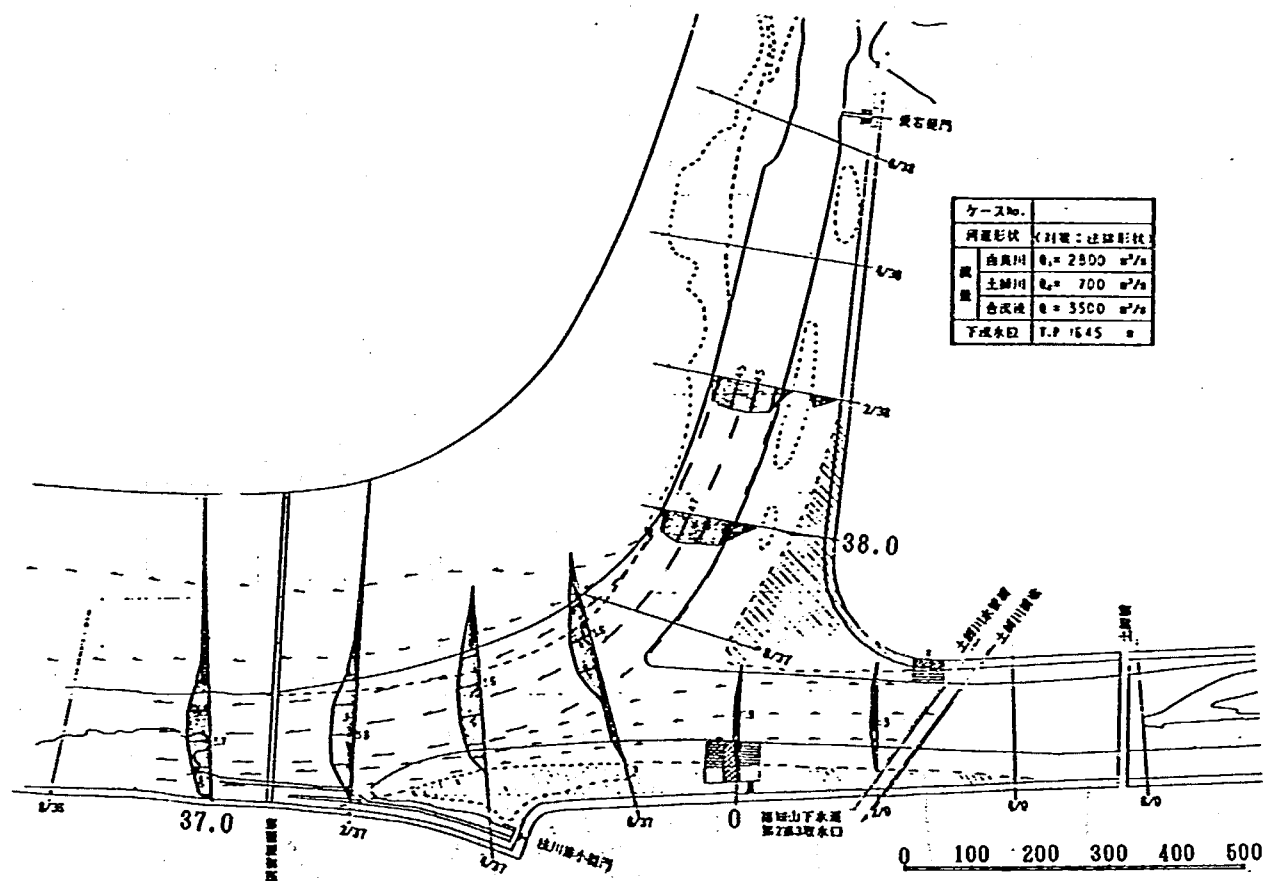


図-5.7 流況図(暫定固定床定流: 8210号: 法線形修正後)

(2) 川北地区右岸の法線形

ここでは、原案時に観察された右岸側の死水域を解消するために、41.0 km～41.2 km 間で右岸のすりつけを滑らかな法線形とした。これは、41.0 km 下流にある川北橋の橋脚に支障を及ぼさないことを考慮して決めた。

その結果、41.0 km 右岸での剝離域は解消され、右岸法線形沿いの死水域も原案時より半減した。41.0 km での最大流速も原案時より1割減少した。

4) 水制工の検討

わん曲合流点の処理対策として、8210号洪水を対象に水制工の検討を行った。水制工は、不透過とし、高さは計画河床高より1.5 m 高とした。設置範囲は、38.2 km～37.8 km 左岸沿いおよび37.6 km+500 m～37.0 km 左岸沿いであり、長さは20 m、間隔は30 m とした。

図-5.8に実験結果の流況図を示す。合流点上流の水制工については、この区間での平均流速が約4.0 m/sに達していることから、上流端の水制工への負担が大きいようである。長さも低水路幅(約110 m)の20%であり、通常は川幅の10%程度であることを考えると長過ぎるようである。合流点左岸沿いの水制工については、37.6 km から上流については固定床実験で考察する限り効果がないようであり、37.2 km までは由良川筋と同じように水制工の長さが長いようである。水制工がない場合と流況を比較すると、由良川筋の流線が全体に右岸側へ寄っており、合流点左岸高水数への乗り上げも解消さ

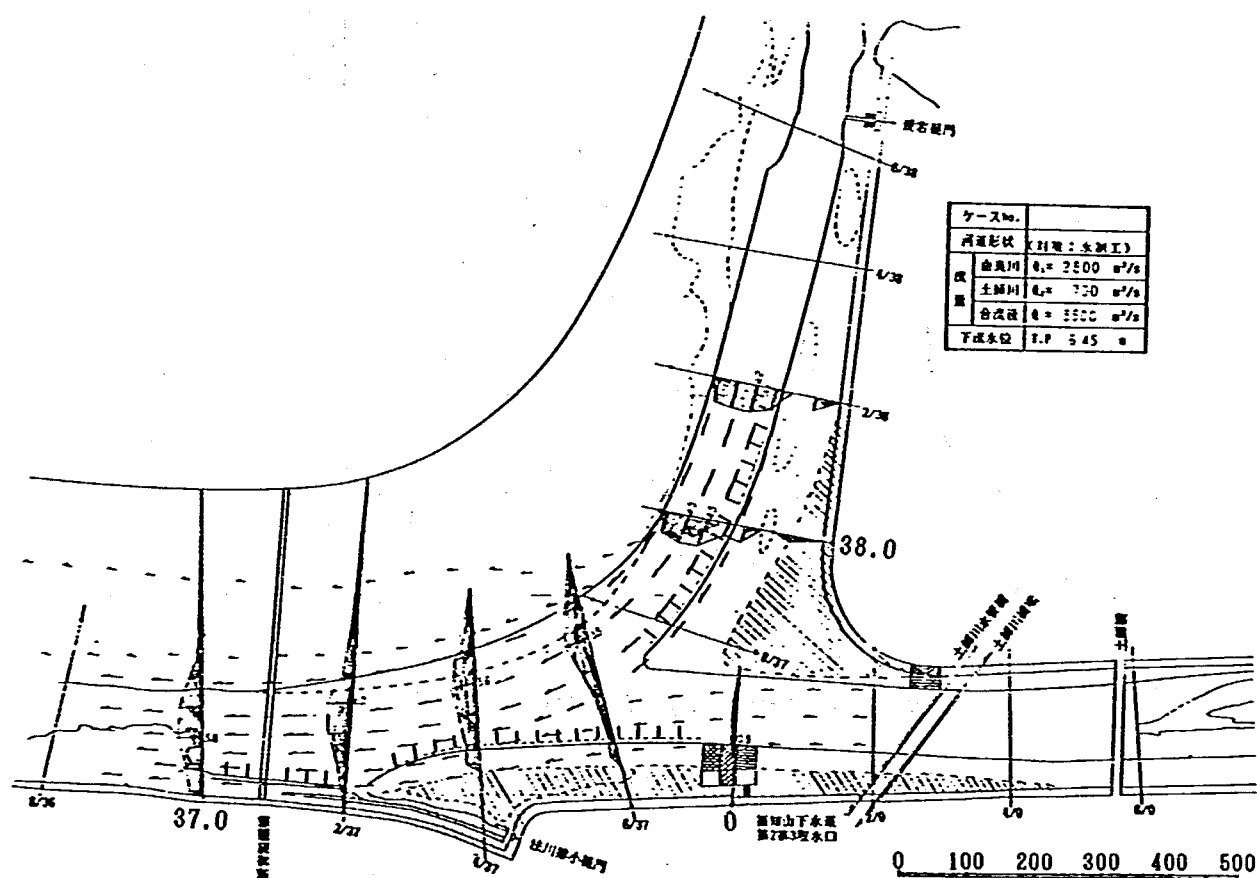


図-5.8 流況図(暫定固定床定流：8210号：水制工修正前)

れ水制工の水はね効果が確認された。土師川筋および合流点後の水制工については、37.6 km から上流については固定床実験で考察する限りあまり効果がないようである。しかし、37.2 km より下流については、高水敷がないことから、安全性を高めるため原案での 20 m 程度の長さが必要かと思われる。

以上より、固定床実験結果から得られた水制工についてまとめてみる。

- ・合流点上流左岸：上流端水制工の負担を軽減する必要がある、上端から 5 基を長さ 5 m、他は 10 m とする。この場合の間隔については、原案の 30 m でとくに問題はないものと思われる。
- ・合流後左岸：37.6 km+500～37.2 km 間は、原案の 1/2 の長さとし、間隔は 30 m とする。37.2 km より下流は、長さ 20 m とし間隔を広げ 40 m とする。

以上が固定床実験における検討結果であるが、移動床実験によってさらに検討する必要がある。

5) 暫定河道の水理特性

低水路法線形および水制工の検討より得られた案を最適案とし、8210 号出水および計画高水流量を通航して、現況河道および前田地区掘削道実験との比較を行い、暫定河道の水理特性を検討した。

(1) 水 位

最適案法線形における水位縦断図を図-5.9 に示す。

合流部上流については川北地区掘削部右岸のすりつけ部分の法線形を修正したが、8210 号出水時では、水位は暫定改修原案時と変わらない。現況河道時に対しては、41.4 km～39.4 km 区間で水位が 0.5 m～0.9 m 程度低下し疎通能力が向上する。しかし、川北地区入口となる 41.0 km～42.0 km 間の

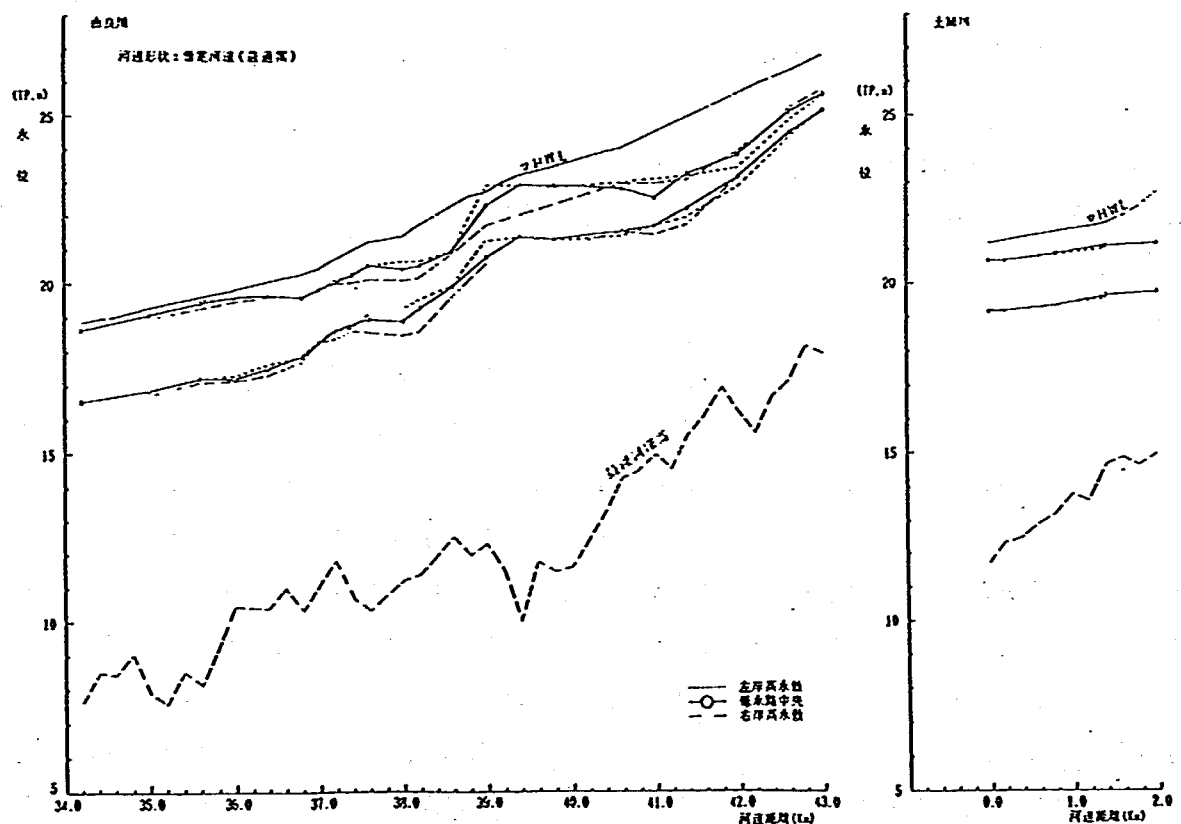


図-5.9 水位縦断(暫定固定床定流：最適案)

水面勾配が現況河道時より急勾配となり、流速が増大する。前田・川北地区掘削による上流への影響は42.0 km 付近までで、42.0 km より上流は現況河道と同じ水位である。合流点への影響は、38.8 km 付近の狭窄部が支配するために水位の変化は見られず、38.6 km～39.0 km 区間の水位は現況河道時と同じである。合流部では、水制工を設置したことにより38.2 km～37.2 km 間の水位が暫定改修原案時より約0.3 m 程度上昇している。しかし、現況河道時に対しては、38.2 km～37.4 km 間で0.2 m～0.3 m 程度の水位低下となる。これは現況河道時において狭窄部となっていた猪崎越流堤を撤去した影響によるものと考えられる。音無瀬端より下流では、暫定河道に改修した影響は見られず現況河道時と同じ水位である。土師川筋では、水制工を設置したことにより、合流点での水位が暫定改修原案より上昇し、このため0.0 km～0.2 km 間の水位が約0.2 m 程度上昇する。ただし、現況河道時に対しては約0.2 m 程度の低下となっている。これより上流では現況河道時と同じ水位である。

計画高水流量では、暫定改修原案と比較して川北掘削部右岸の法線形を修正した影響は見られない。しかし、現況河道時に対しては39.0 km～42.0 km 間で約0.7 m～1.0 m 程度の水位低下となる。計画流量では、前田・川北地区掘削による狭窄部上流への影響が現われ、42.0 km～43.0 km 区間の水位が現況河道時より約0.3 m 程度低下している。合流点へは、8210 号時と同様に、38.8 km 付近の狭窄部が支配するため、影響は及ばないものと考えられる。合流部では、水制工設置による水位の上昇はほとんど現われず、暫定改修原案時とほぼ同じ水位であった。ただし、現況河道時に対しては、37.2 km～38.6 km 間の水位が平均で約0.7 m 程度低下している。音無瀬橋より下流では、暫定河道に改修した影響は見られず現況河道時と同じ水位である。土師川筋では、合流点の水位が現況河道よりも低下したため、0.2 km 付近で約0.5 m 水位が低下し、0.8 km より上流では約0.3 m 程度の水位低下が見られる。

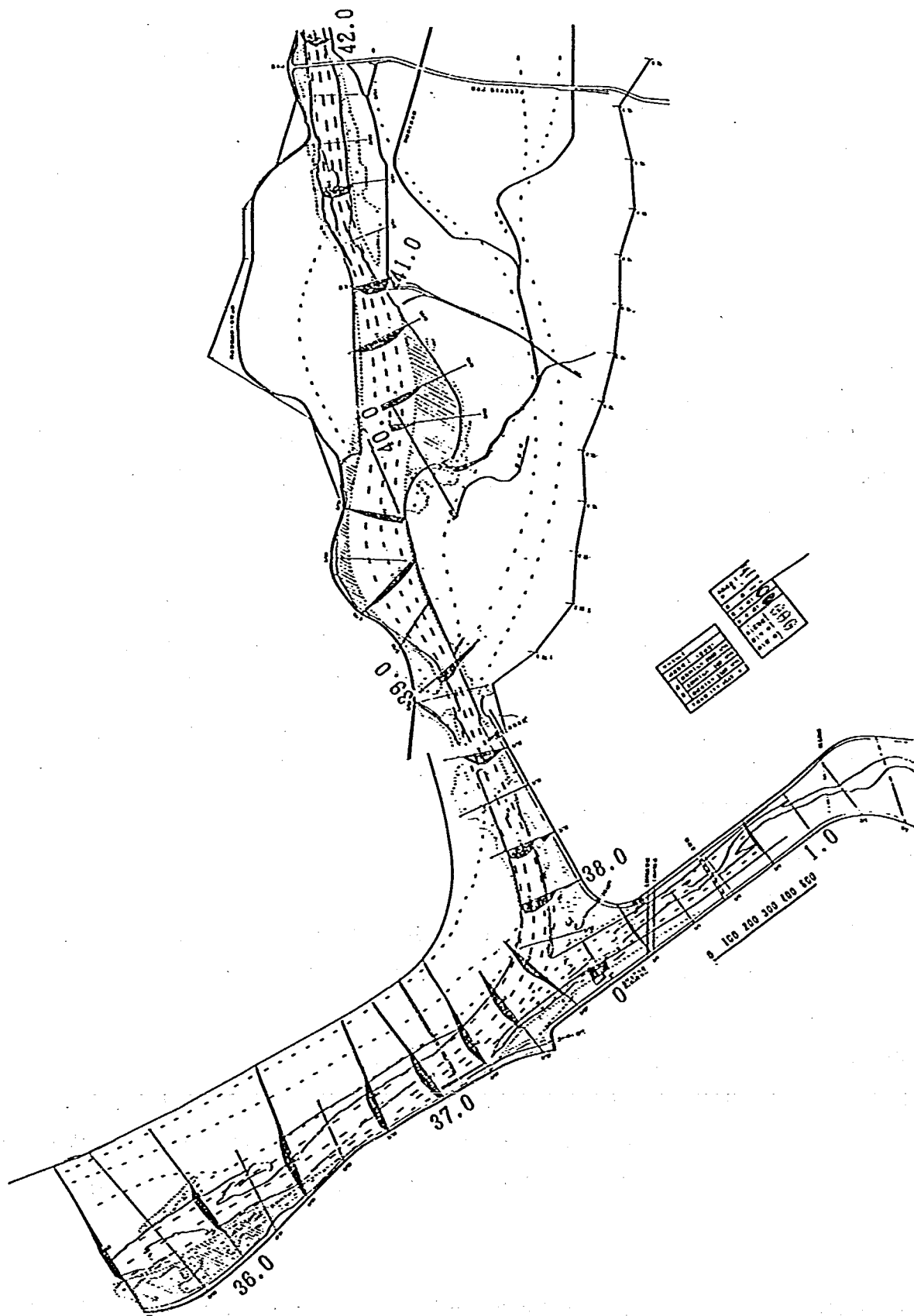
また、現況河道時でH.W.L.を上回っていた前田地区では、前田・川北地区を掘削したことによって、H.W.L.以下となり計画高水流量が疎通可能である結果が得られた。

(2) 流 況

① 8210 号出水

流況図を図—5.10 に示す。上流部では、川北地区掘削部までは現況河道時と同じ流況を呈す。42.8 km 付近の左岸中堤から氾濫域への越水が観察され、河道内では41.4 km 付近までは低水路中央部が主流となり約4.5 m/s の流速で流下している。その後主流は低水路中央から右岸寄りとなり川北地区へ流入する。川北地区の掘削部では、右岸法線形を滑らかにすり付けたことにより、暫定改修原案時に観察された剝離現象は解消され、41.0 km での最大流速も約4.6 m/s と暫定改修原案時より1割程度減少する。川北地区掘削部では、右岸法線形沿いと40.8 km～40.0 km 区間の左岸（現況河道での低水路部分）が死水域となるが右岸法線形沿いの死水域は暫定改修原案時より半減する。主流部はほぼ低水路中央を約3.0 m/s～4.0 m/s 程度の流速で、前田地区に流入する。前田地区掘削部では、暫定改修原案時および前田地区のみの掘削時と同じように右岸側が死水域となり、左岸法線形沿いは多少剝離が見られる。主流部は低水路中央よりやや左岸側を左岸法線形に平行に流下する。

39.0 km～38.6 km 付近では、氾濫域からの流入により主流部が右岸側に寄り始める。合流部の上流



図—5.10 流況図(暫定固定床定流:8210号:最適案)

では、水制工および低水路を拡幅したことによって、主流部は暫定改修原案時よりもさらに右岸側に寄る傾向となる。流速も暫定改修原案時より1割程度減少して約4.0 m/sとなる。土師川と合流する37.6 km付近でも主流部は右岸寄りにあり、約3.5 m/sの流速となっている。合流点直下流の左岸高水敷への乗り上げは水制工により解消される。音無瀬橋より下流では、現況河道時と同じように、約3.0 m/sの流速ではほぼ一様に流下しており、暫定河道による影響は見られない。

② 計画高水流量

流況図を図-9.8に示す。上流部では、川北地区掘削部までは現況河道時と同じ流況を呈す。43.0 km～42.0 km区間の左岸中堤全域から氾濫域へ流れ込み、このため42.0 km付近狭窄部への集中は8210号時よりも緩和され、最大流速で約4.6 m/sとなる。41.4 kmまでは、主流部がほぼ低水路中央に位置し、約4.0 m/sの流速で流下している。川北地区掘削部では、8210号時と同様に剝離域は消滅するものの41.0 kmでの最大流速は約3.7 m/sと暫定改修原案と同じとなっている。川北地区掘削部では、右岸低水路法線形沿いと40.8 km～40.0 km区間の左岸（現況河道での低水路部分）が死水域となる。しかし、右岸低水路法線形沿いの死水域は暫定改修原案に対して半減する。主流は低水路中央を約3.0 m/s程度の流速で前田地区に流下する。前田地区では8210号時と同じように右岸側が死水域となり、主流は左岸低水路法線形沿いを約2.0 m/s程度の流速で流下する。

39.0 km～38.6 km付近では、氾濫域からの流入により主流部が右岸側に寄り始める。合流部上流付近の主流は右岸低水路法線形沿いにあり、約5.0 m/sの流速が発生する。土師川と合流する37.6 km付近でも主流は右岸寄りにあり、暫定改修原案時と比較して合流部流況に大きな変化は見られず、水制工の効果は薄いようである。音無瀬橋より下流では、現況河道時と同じように河道内をほぼ一様に流下しており、暫定河道による影響は見られない。

6) まとめ

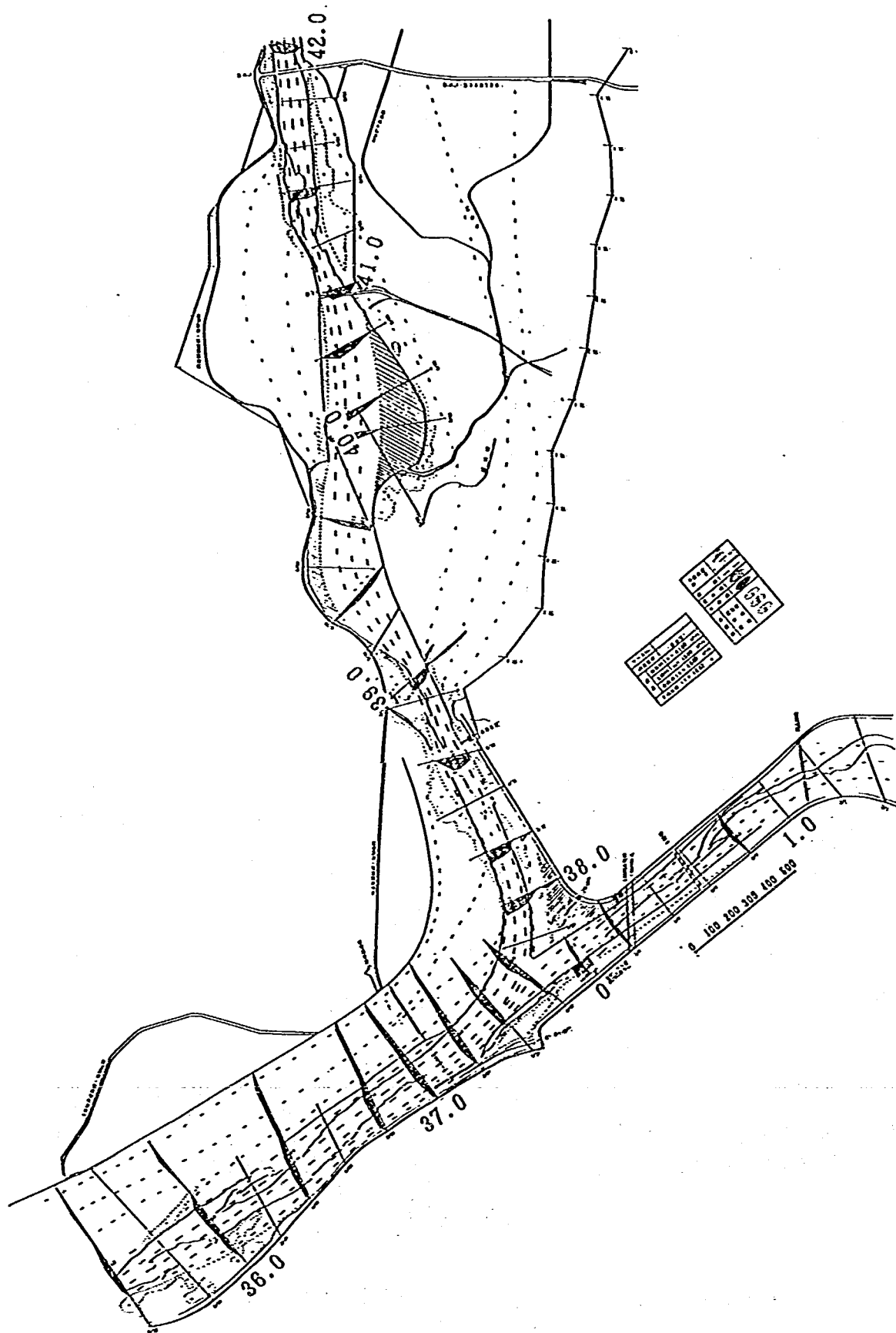
(1) 前田地区掘削河道実験

前田地区を開削したことにより、現況河道時に対して8210号出水時には、39.8 km～39.4 km間で約0.5 mの水位低下となるが、前田地区上流での水位低下は認められない。また合流部へは、38.8 km付近の狭窄部が大きく支配するため影響は見られない。

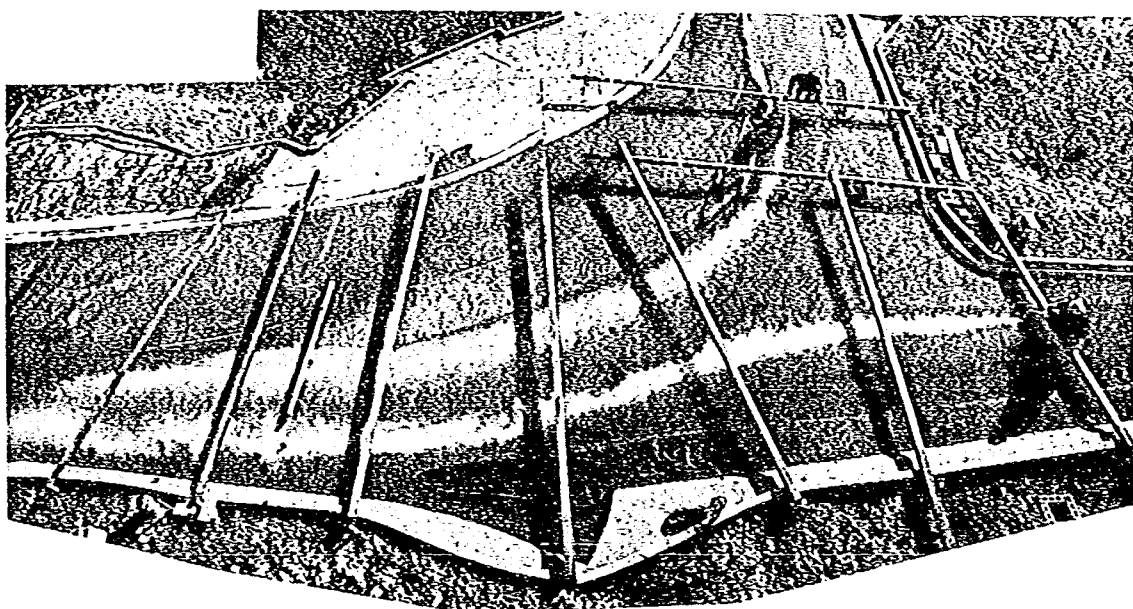
低水路法線形状は、前田地区流入部分（40.0 km）を滑らかにした形状を最適案とした。しかし、この場合前田地区での流況に問題はないと思われるが、前田掘削地区と現況河道とのすり付け方法に問題があり、40.2 km付近で水面勾配が急変し、流速が8210号時で約4.6 m/sに達する。移動床実験では、ここでの洗掘量が増大する結果となろう。これを解消するためには川北地区の掘削も同時に行う必要がある。

(2) 暫定河道実験

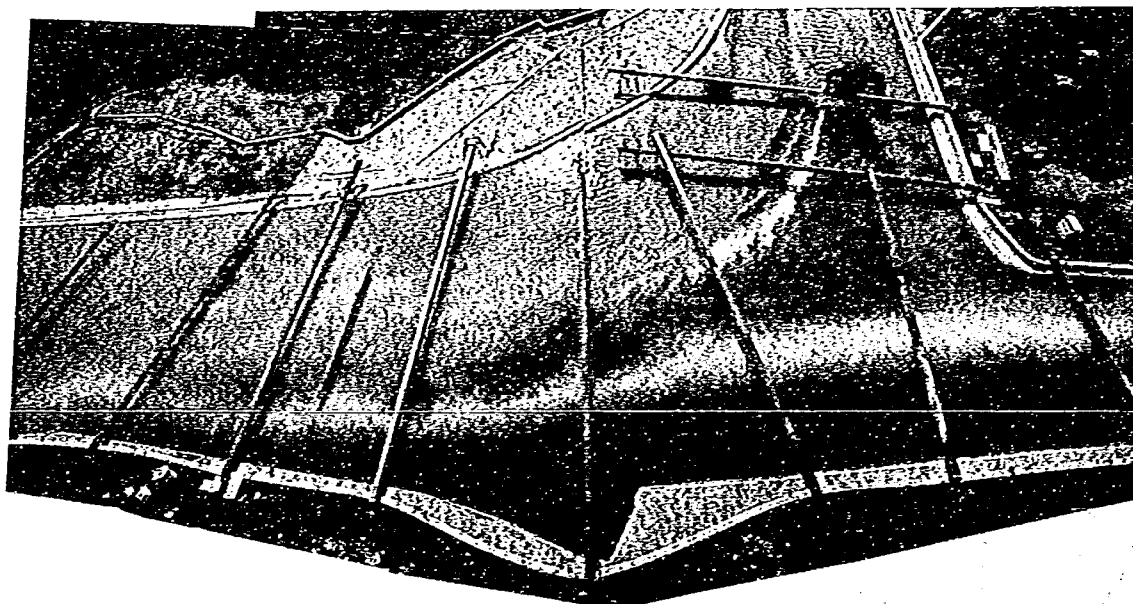
原案法線形における問題点は、川北地区での現況河道とのすり付け形状と合流点での法線形に絞られる。川北地区では、前田地区掘削河道実験と同様に川北地区でのすり付け形状を滑らかにすることで流況は改善されたが、川北地区入口部分（41.0 km）での流速が8210号時で約4.6 m/sと大きく、移動床実験での洗掘がかなり予想される。これを解消するには、41.0 km右岸の法線形をさらに後退さ



図—5.11 流況図(暫定固定床定流：計画高水：最適案)



写真—5.4 合流部の流況（暫定河道：固定床適切案：8210：
定流：ケースA—4—4）



写真—5.5 合流部の流況（暫定河道：固定床適切案：計画高水：
定流：ケースA—4—5）

せる必要があり、その場合計画河道時においては手戻りとなることを考慮する必要がある。

合流点では、全体に低水路幅が狭く、とくに土師川と合流する付近では右岸高水敷への乗り上げが顕著となる。そこで37.0 km～38.0 kmの区間の右岸高水敷を剝離が生じる限界まで後退させた法線形を最適案とした。

水制工については、固定実験のみで結論を得るには不十分であり、移動床実験における目安程度に止めている。

以上、前田地区掘削河道および暫定河道における低水路法線形と水制工の検討を行ったが、固定床実験での検討だけでは不十分であり、移動床実験による河床変動を考慮した検討が必要である。

5.2.3 移動床実験による暫定河道の水理特性の検討

1) 実験の概要

固定床実験によって暫定河道の水理特性および合流点での水衝部対策と低水路法線形について検討を行ってきた。ここでは、固定床実験で効果の得られた修正案低水路法線形に対して、河床変動および局所洗掘状況等の現象を把握し、対策の必要範囲等について検討した。さらに対策の必要箇所については、最適な対策工法について種々検討を行った。実験ケースは、表-5.2の条件一覧表に示す通りである。

- ・ ケースB-2-1： 対策工を設置しない河道修正案法線形に対して、水衝部位置と局所洗掘状況、河道全体の河床変動状況を把握し、河道の問題点および対策工の必要範囲を提示した。
- ・ ケースB-2-2： 合流点における対策工法として根固工+水制工案（原案，A案）を用い、対策工の効果と水制工の諸元について検討した。

表-5.2 暫定河道の検討（移動床）

実 験 ケース			目 的	実 験 条 件					対 策 工			備 考	
				対象洪水	流 量 (m³/s)			下 水 位 (TPm)	河道形状	法線形	根固工		水理工
					合流後	由良川	土師川						
B 2	1	暫定河道実験	8210号	3500	2800	700	16.45	暫 定				固定床実験最適法線形河道での現象を検討し、問題点を把握	
	2		8210号	3500	2800	700	16.45			○	○	根固工+水制工A案による検討と問題点の把握	
	3		8210号	3500	2800	700	16.45			○	○	根固工+水制工A案による検討と問題点の把握	
	4		8210号	3500	2800	700	16.45		○	○	○	法線形について検討し、問題点を把握(根固工+水制工B案)	
	5		計画高水	不 定 流					○	○	○	最適法線形+根固工+水制工C案による検討と水理量の把握	
	6		8210号	3500	2800	700	16.45		○	○	○	最適法線形+根固工+水制工C案による検討と水理量の把握	
	7		8210号	3500	2800	700	16.45		○	○		最適法線形+根固工による検討と水理量の把握	
	8		8210号	3500	2800	700	16.45					新音無懸橋の検討(1案)	
	9		8210号	3500	2800	700	16.45					新音無懸橋の検討(3案)	
	10		8210号	3500	2800	700	16.45					新音無懸橋の検討(5案)	

- ・ ケース B-2-3： ケース B-2-2 の結果に基づいて、根固工＋水制工案の修正案（B 案）について対策工の効果と水制工について検討した。
- ・ ケース B-2-4：合流点処理として最適な根固工＋水制工案（C 案）を用いて、さらに低水路法線形を修正（A 案）した場合の効果について検討した。
- ・ ケース B-2-5：合流点処理としての最適な根固工＋水制工案と最適低水路法線形（B 案）による河道全体の河床変動状況等を把握した。さらに合流点処理として根固工のみによる効果も検討した。

2) 河道形状

計画河道への改修段階として、合流点および前田・川北地区の河道修正を行う。合流点は、計画河道法線形まで一度に改修することは困難なため、暫定的に 38.2～37.2 km までを暫定法線形で改修する。その際、37.2～37.0 km および 38.4～38.2 km 区間は暫定から現況へのすり付け区間となる。暫定区間の低水路は計画河床高で掘削し、高水敷は現況のままである。前田・川北地区は、41.0～39.0 km 区間が逆 S 字型のわん曲部となっており、洪水時での疎通能力を確保するために河道改修を行う。前田地区では左岸高水敷を計画低水路法線形まで、川北地区では右岸高水敷を計画低水路法線形までそれぞれ掘削し、洪水時における貯留効果を高める法線形となる。

以上が暫定河道原案法線形の概要であるが、固定床実験による検討の結果、合流点では全体に低水路幅が狭く、とくに土師川と合流する地点では高水敷への乗り上げが顕著となった。そこで高水敷幅に余裕のある右岸高水敷を最大で 40 m 掘削し、合流点での低水路幅を確保した法線形を固定床実験修正案としている。

3) 暫定河道法線形の検討

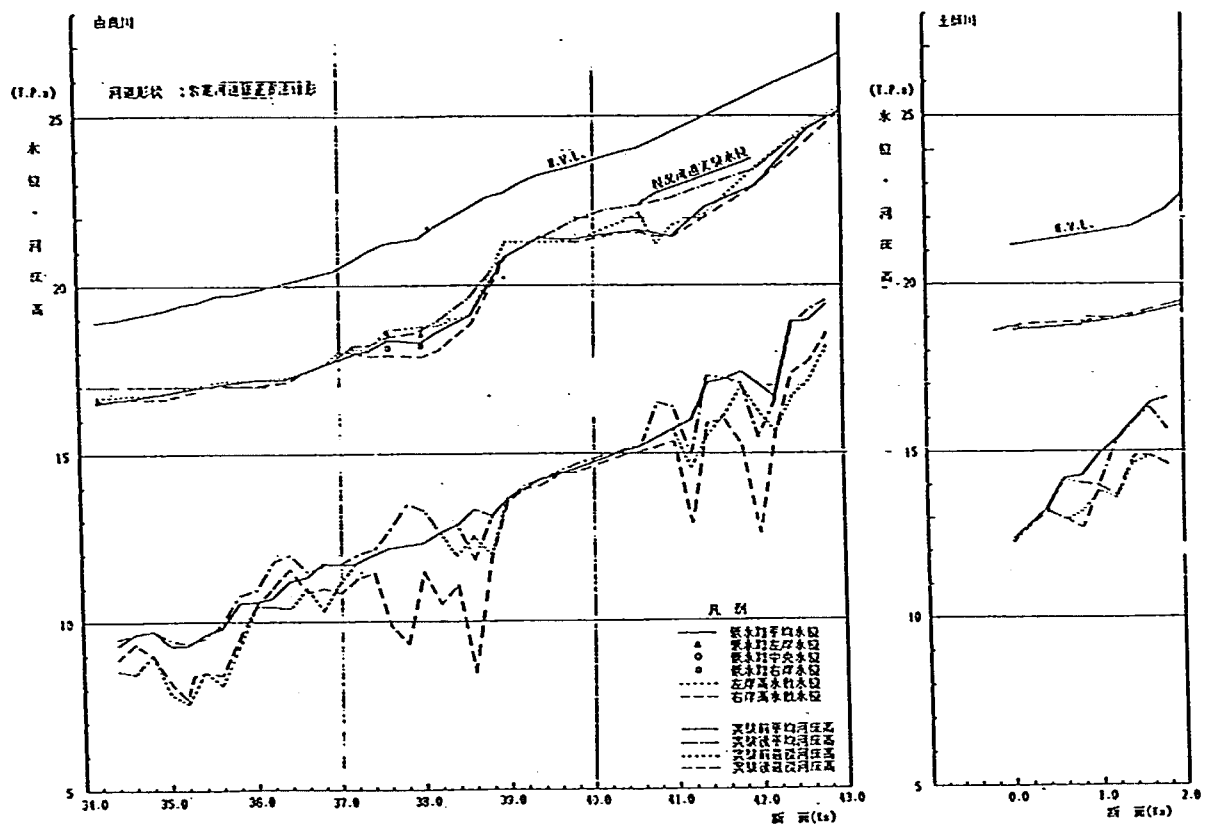
固定床実験で得られた修正案法線形について、対策工を設置しない条件での水衝部位置と局所洗掘状況および河道全体の変動を把握し、河道の問題点と対策工の必要範囲について検討した実験である。実験は、8210 号出水による定流実験である。なお、通水時間は現況河道検証実験の結果より模型で 2.5 時間とした。

(1) 水位

図—6.3.3 に現況河道実験水位と比較した水位縦断図を示す。前田・川北地区では 42.0～39.6 km 区間で水位が低下した。とくに現況河道から川北改修地区へのすり付け断面（41.0 km）では、現況時より約 1.1 m 程度の水位低下となり、それに伴い 42.0～41.0 km 区間での水面勾配が現況時より急勾配となる。暫定河道へ改修した前田・川北地区では、水面形がほぼレベルとなる。前田・川北地区の改修による合流点への影響は、39.0 km 付近の狭窄部が支配するため下流へは現われない。合流点では、河道を改修した結果により、38.6 km で現況時より約 0.5 km 程度、38.2～37.0 km 区間では約 0.3 m 水位が低くなる。37.0 km より下流および土師川については、現況時と同じ水位であることから、合流点を改修した影響は少ないと思われる。

(2) 河床変動

図—5.13～14 に暫定改修区間の等高線図を、図—5.12 には水位縦断と併記して平均および最深河床



図—5.12 水位縦断 (暂定固定床定流: 8210 号)

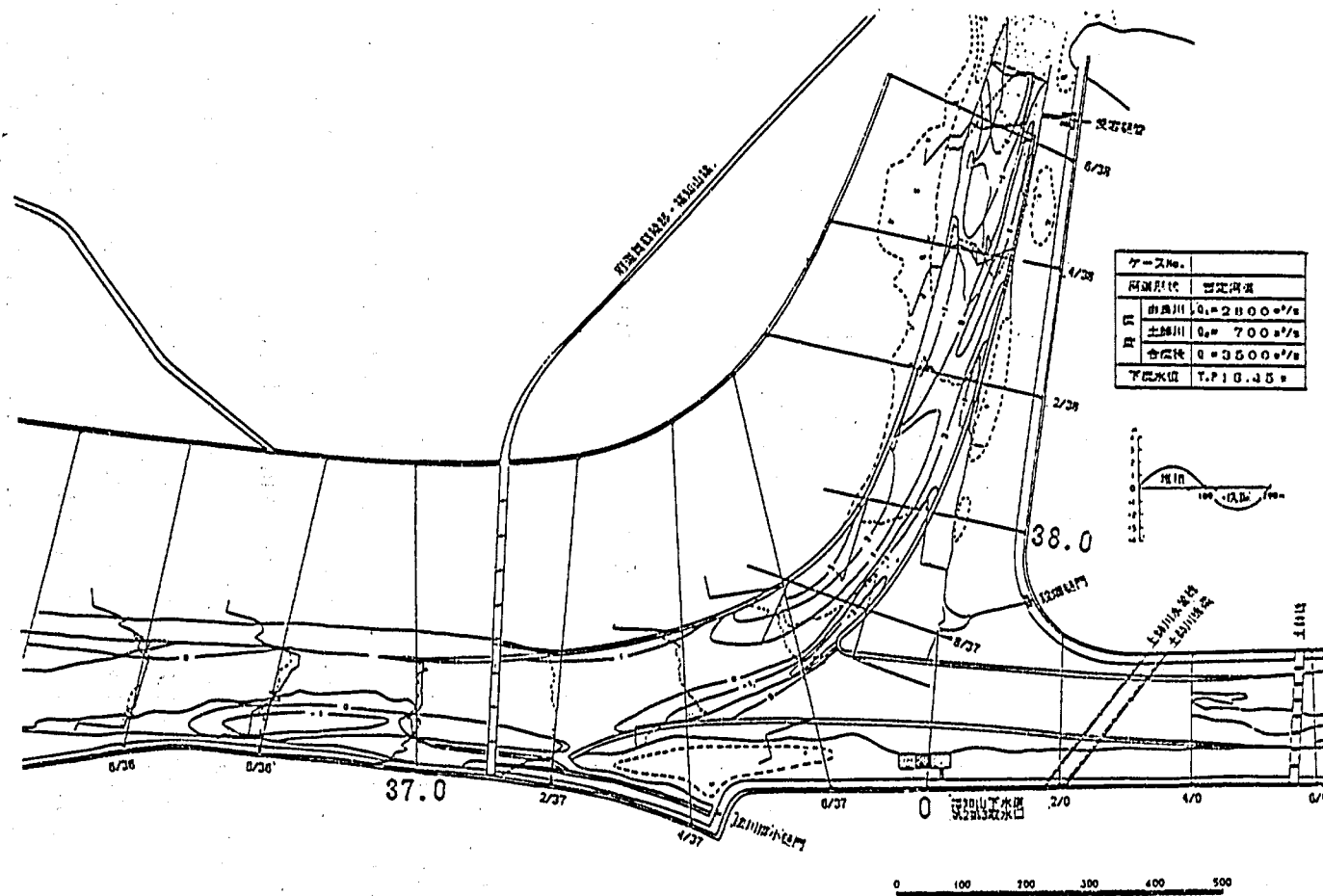
高を示した。

・ 前田・川北地区 (42.0~39.0 km) について

42.0~41.0 km 区間では、現況時より水面勾配が急になり、掃流力が増大して河床変動が活発となる。露岩下流側では通水初期から洗掘が観察され、洗掘範囲は 42.0~41.8 km にかけて広がる。露岩下流の 42.0 km 断面では、平均河床高で約 1.5 m、41.8 km 断面では約 0.5 m 低下する。さらにここでの洗掘土砂が砂れき堆となって下流へ伸びる。41.0 km 付近までは、上流からの砂れき堆による堆積と洗掘のバランスがとれた動的平衡状態となる。しかし、露岩下流の洗掘によって生じる土砂の供給がなければ全体的に河床低下となるであろう。川北地区では、通水初期から堆積が始まり、41.0 km 付近より扇形状に砂れき堆が伸びる。この砂れき堆は 40.6 km 付近まで伸びて安定する。堆積高は最大で約 2 m となり 40.8 km では平均河床高が約 1 m 上昇する。この区間は、低水路幅が急拡し、流速が減少するために掃流力が小さくなる。このため上流からの土砂が堆積する範囲となる。40.6~39.0 km 区間では全く河床変動は観察されない。

・ 合流点 (39.0~37.0 km) について

通水初期から 38.8 km 付近の露岩の下流側での洗掘が活発となり、38.6 km から 38.4 km の右岸にかけて洗掘が広がる。とくに 38.6 km 断面では、平均河床高で約 1.5 m の河床低下となる。現況河道実験では、露岩上流からの供給土砂があったため、局所洗掘はある程度軽減されていたが、今回の場



図—5.13 河床等高線図（暫定移動床定流：8210 号：前田・川北地区）

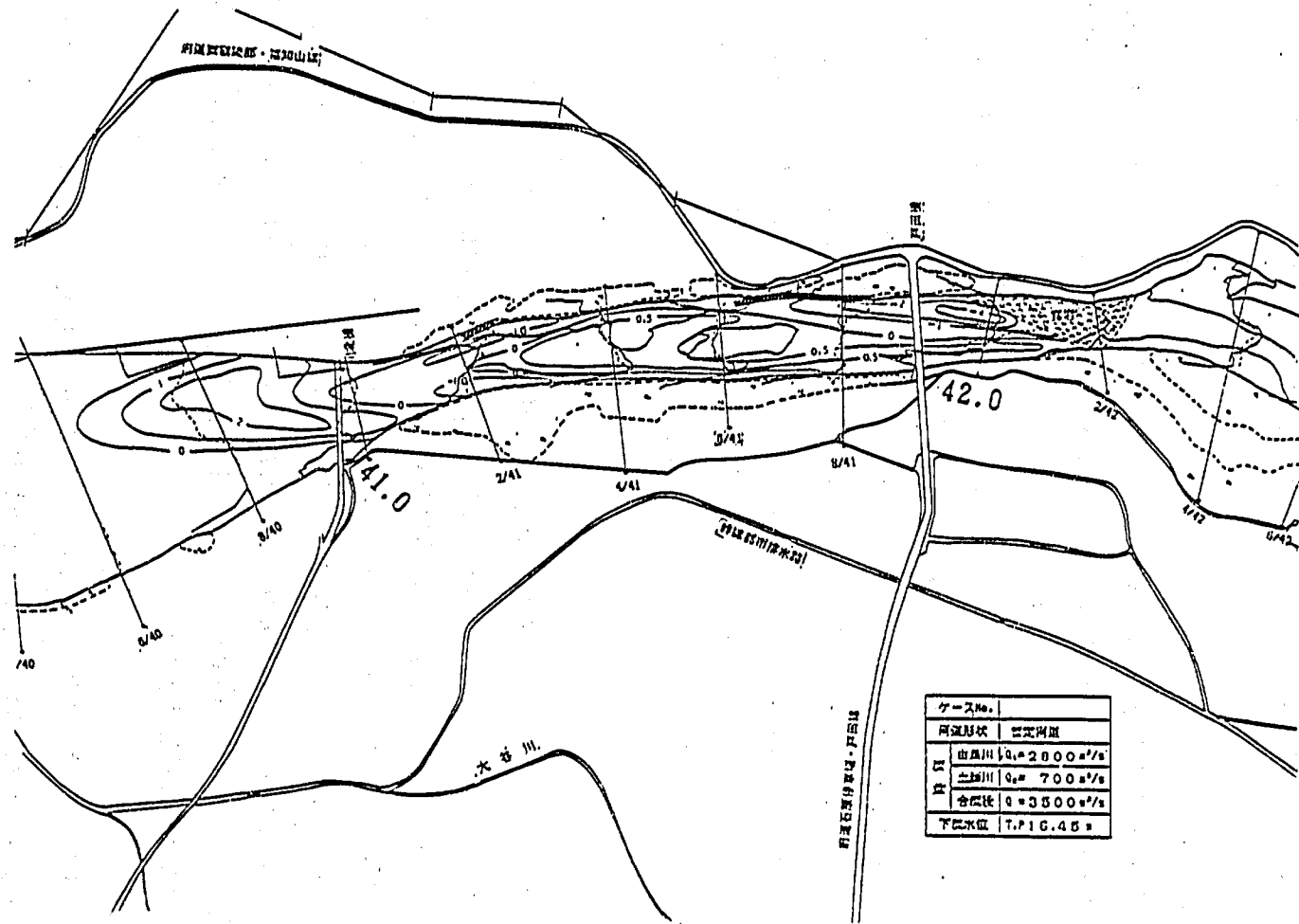


図-5.14 河床等高線図(暫定移動床定流:8210号:合流部)

合、39.0 km より上流側での河床変動が生じなかったため、供給土砂は無くその結果露岩下流での洗掘がより助長されていた。ここでの洗掘土砂が合流点内岸側(38.0~37.6 km)に堆積し、最大で約3 mの堆積高となる。このため主流部が左岸低水護岸沿いへ移行し、38.0 km 付近から導流堤先端および37.4 km 左岸低水護岸沿いで洗掘が生じる。導流堤左岸沿いの洗掘は、37.8 km 付近から導流堤先端にかけて最深部となり約2~2.5 mの洗掘となる。また37.4 km 付近では、約1.5 mの洗掘となる。

(3) 流況

図一5.15~16に流況図を示す。

上流部では、42.8 km 付近の左岸中堤から越流し、氾濫域に流入する。河道部では42.2 km 狭窄部へ集中した流れが最大約5.7 m/sの流速で右岸沿いを流下して川北地区へ向かう。川幅が広がる41.0 km 断面でも、最大流速が約5.1 m/sに達する。

前田・川北地区では、旧低水路部分が死水域となり、ほぼ低水路中央部が有効河積となり、流速約3.2 m/sで流下する。氾濫域からの流入は、大谷川の由良川合流部と39.2~39.0 km 左岸高水敷の2箇所である。とくに39.0 km 付近からの流入により低水路の主流部は右岸側へ押された流況となる。

合流部では、内岸側に堆積した土砂の影響で、38.0 km 付近から主流が左岸側に偏りはじめ、37.8 km 左岸および導流堤先端から37.4 km 左岸での水当たりが強まる。左岸高水敷上は、ほぼ全域が死水域となり、導流堤上への乗り上げは観察されない。右岸高水敷上は、至る所から乗り上げが生ずる。土師川は、由良川に圧迫された流況となり、左岸高水敷上を流下する。

4) 対策工実験(Ⅰ)

(1) 実験概要

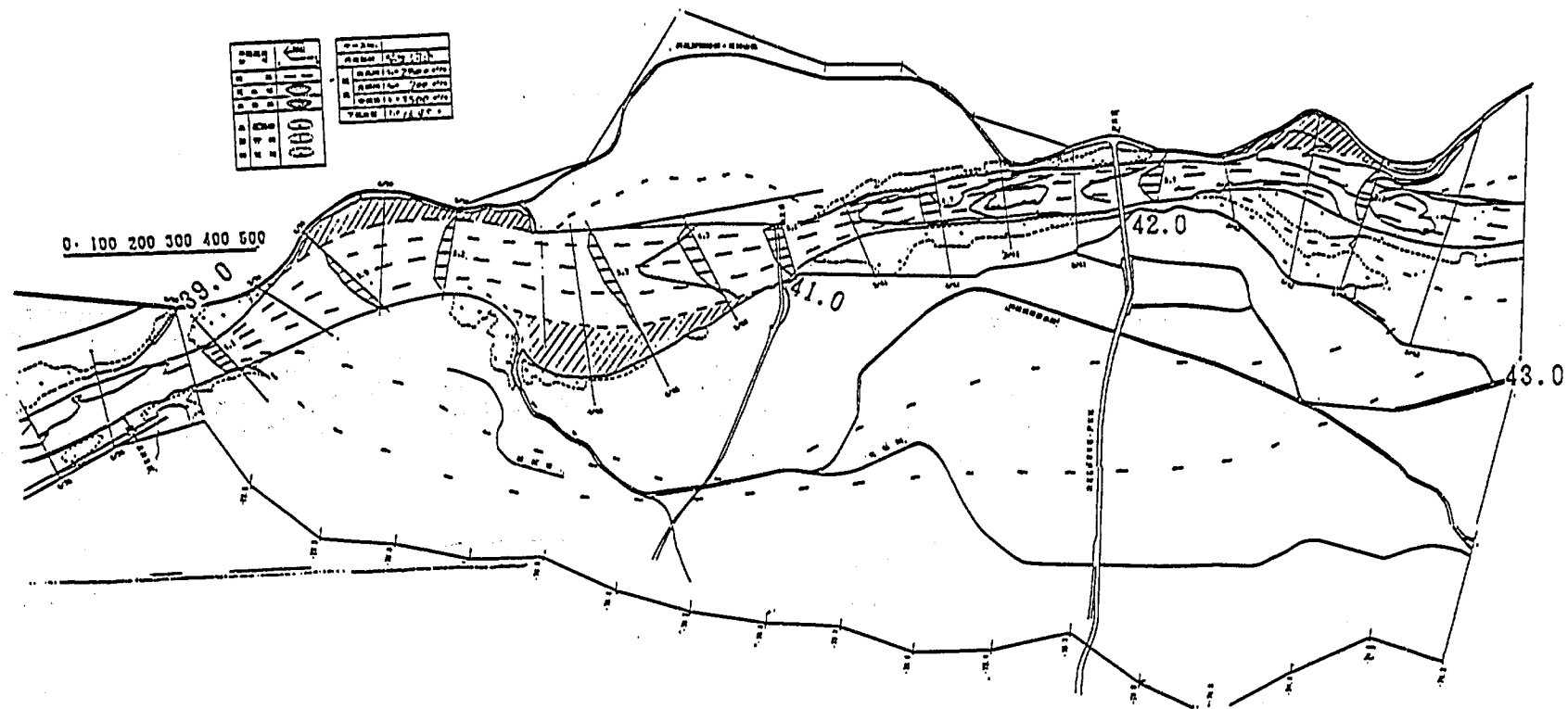
実験B-2-1の結果より、合流点ではわん曲内岸となる右岸側に土砂が堆積し、主流部がわん曲外岸の左岸に寄る。その結果左岸沿いの洗掘が顕著となり、低水護岸の安全性に問題が生じた。そこで左岸低水護岸沿いに根固工と水制工を設置して、水はね効果と低水護岸保護を図ることにした。

水制工設置案として、まず固定床実験案を採用した。これは、根固工+水制工A案として合流点に水制長 $L=10$ m、間隔 $B=30$ mで26基、37.2~37.0 km 左岸には $L=10$ m、 $B=40$ mで5基配置したものである。水制構造図を図一5.17に示す。水制工としては、現地で2t級のブロックを想定して、模型では10 g程度の碎石(平均粒径1 cm程度)を使用した。構造としては、水制前面の洗掘に伴い、水制工自体が沈下するような蛇籠式とした。

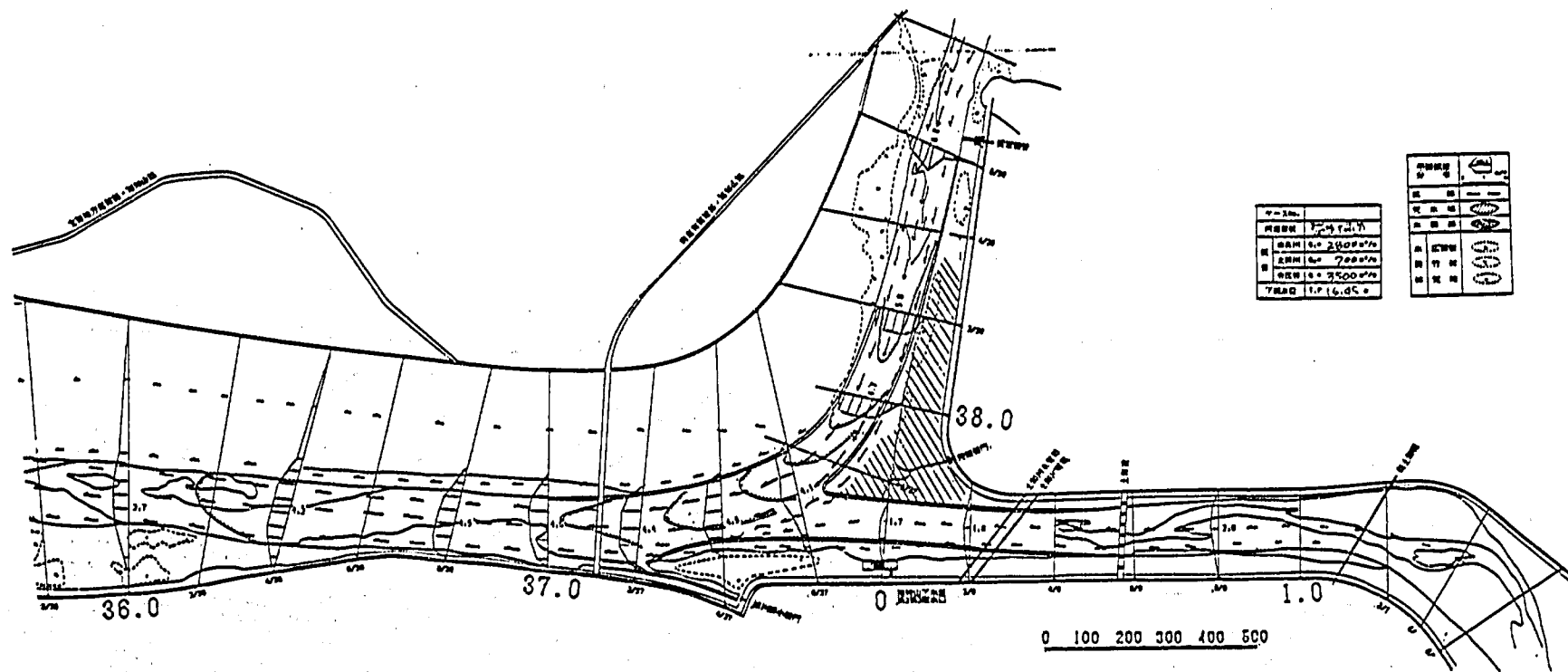
(2) 水位・流況

水位縦断図を図一5.18に示す。水位については、実験B-2-1と比較しても、水制工を設置した影響は現われず、水制工を設置しない場合の水面形と同じである。

合流点近傍の流況図を図一5.19に示す。流況については、水制工を設置したことにより、38.0~37.8 km 左岸沿いでの水衝りが実験B-2-1より多少緩和されるものの、主流部は以前左岸寄りを約4.9 m/sの流速で流下する。これは合流点内岸側の38.0~37.6 kmに堆積する土砂の影響であり、 $L=10$ mの水制工では十分な水はね効果が得られないものと考えられる。なお、水制工を設置したことによって水制工を設置しない場合よりも導流堤上へまわり込む流れが見受けられた。



图—5.15 流況図（暫定固定床定流：8210号：上流部）



图—5.16 流況図（暫定固定床定流：8210 号：合流部）

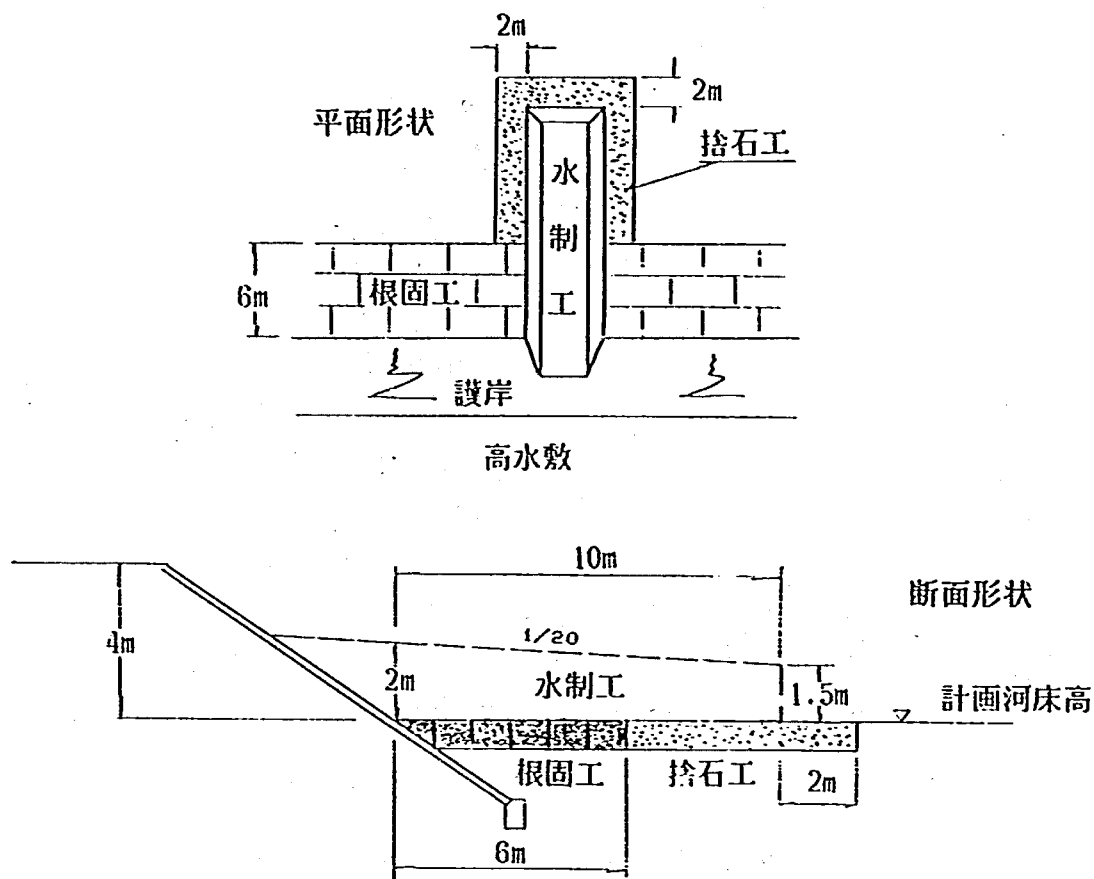


図-5.17 水制の構造図

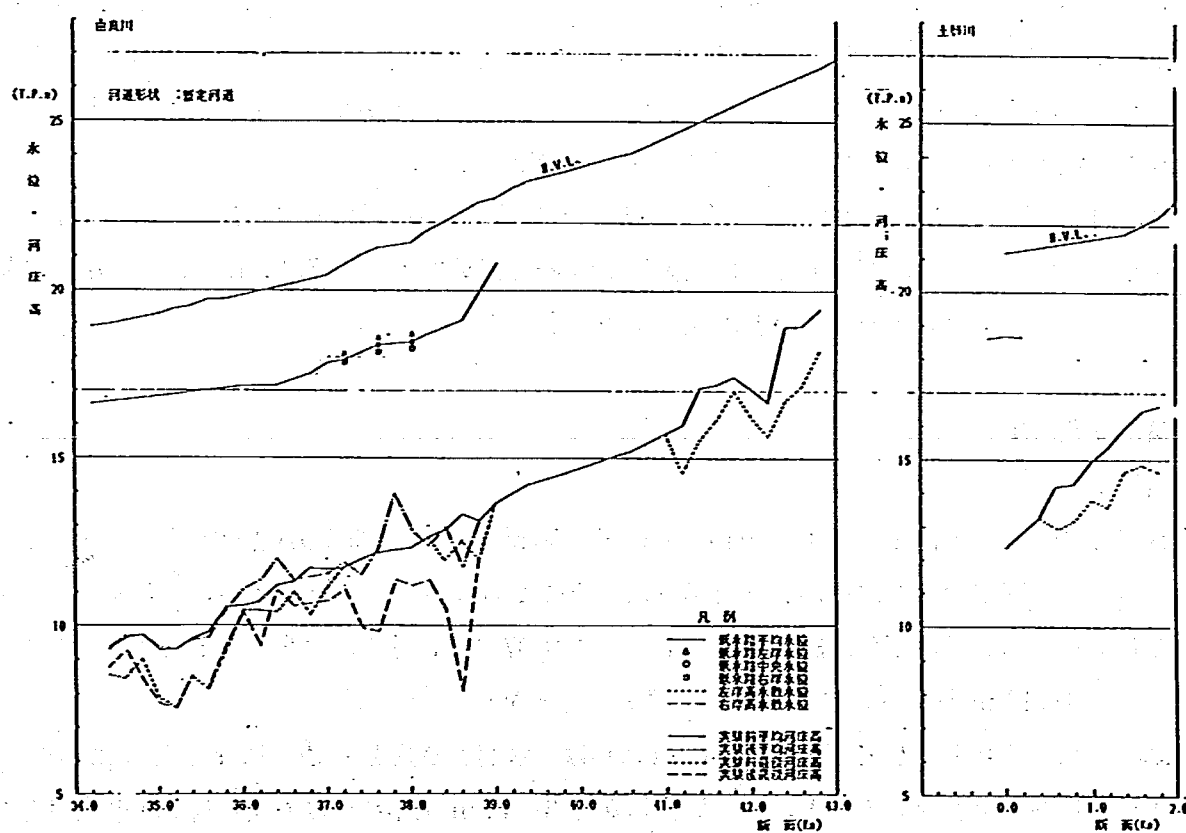


図-5.18 水位縦断 (暫定移動床定流: 8210号: 水制設置)

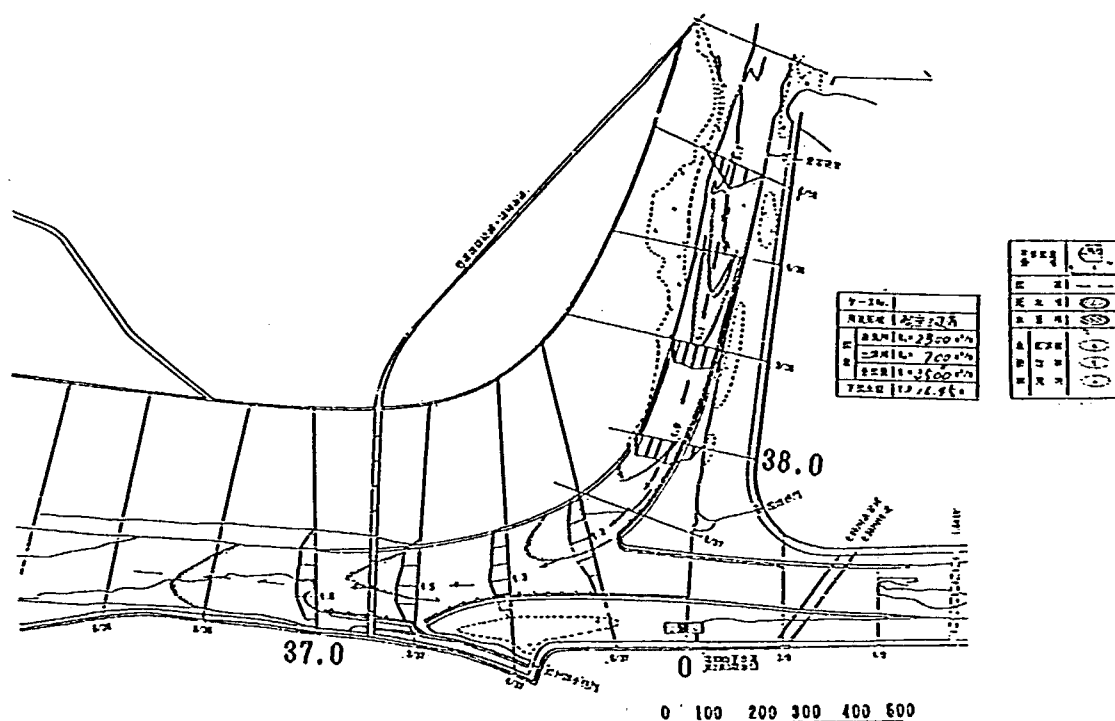


図-5.19 流況図(暫定固定床定流:8210号:水制設置)

(3) 河床変動

図-5.20に合流点近傍の等深線図を示す。根固工+水制工を設置したことによって、直接護岸沿いが洗掘されることはなくなったが、38.2~37.8 km 区間では、水制工先端部で約1~1.5 mの洗掘が生じる。とくに38.0 km から導流堤先端までの区間は、水制工先端部の崩落が目立ち、根固工前面でも約1.5 mの洗掘が生じ、根固工幅の1/3程度が沈下や崩落している。

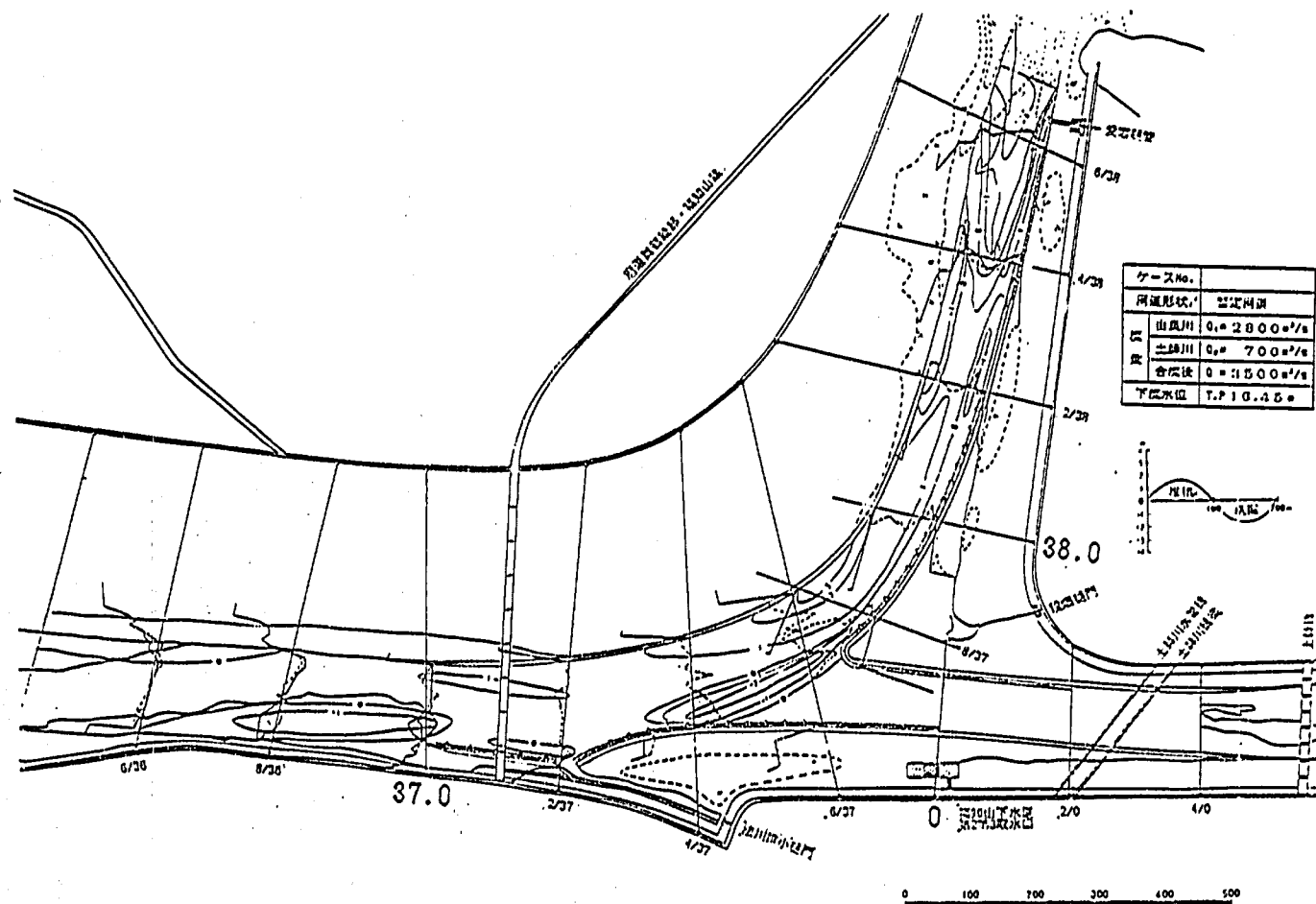
実験B-2-1(対策工なし)と比較した場合、対策工の設置によって最深部は導流堤の先端付近から37.4 km 左岸沿いに移行し、37.4 km では最大約2 mの洗掘が生じる。37.4 km 付近の水制工は先端部が崩落し、根固工も根固幅の1/2程度が沈下や崩落する結果となった。

5) 対策工実験(II)

(1) 実験概要

実験B-2-2の結果より、水制長 $L=10$ m, 間隔 $B=30$ m では、水制間の洗掘防止効果も少なく、水制工先端および根固工前面の洗掘が顕著であった。そのため水制工による水はね効果も少なく、主流は依然として左岸沿いを流下し、38.0~37.8 km および37.4 km 付近に水衝部を形成する。とくに導流堤先端から37.4 km 左岸沿いにかけての洗掘が顕著となる。

ここでは、水制工B案として38.0~37.8 km にかけて水制工の長さを10~15 m と徐々に長くして、水制群としての効果をもたせること。導流堤先端から37.4 km 左岸にかけて見られた洗掘範囲を低水路中央に向けるために、導流堤先端に導流水制(導流堤の延長)を設けた。導流水制の長さについては



図—5.20 河床等高線図（暫定移動床定流：8210号：水制設置）

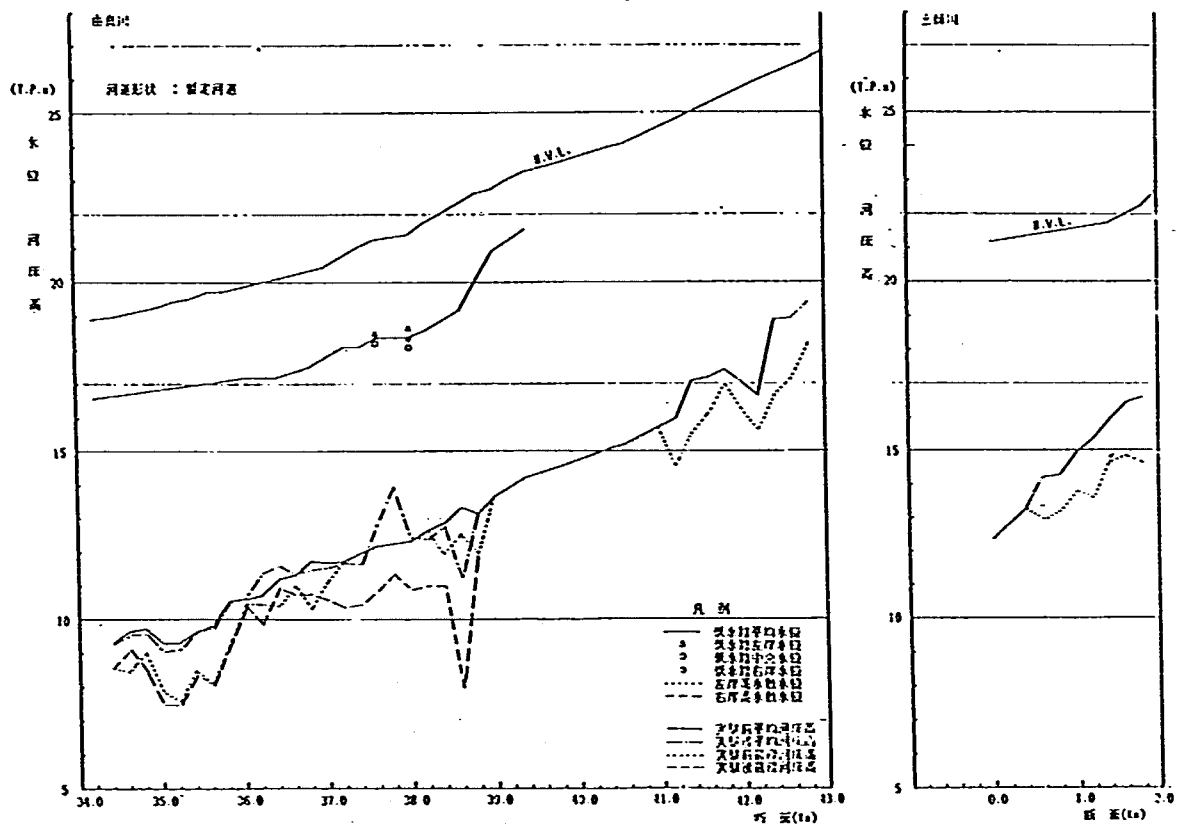


図-5.21 水位縦断(暫定移動床定流:8210号:水制工B案位置)

50 m として、方向は実験で決めるものとした。合流点左岸の 37.6~37.2 km 付近の水制工については、長さ 15 m とした。

(2) 水位・流況

図-5.21 に水位縦断図を示したが、実験 B-2-2 同様、水制工設置による影響は現われず、水制工を設置しない場合と同じである。

図-5.22 に合流点近傍の流況図を示す。合流点では、38.0~37.8 km にかけて水制工を徐々に長くしたこと、導流水制先端に導流水制を設けたことによる影響が現われ、38.0 km 付近で低水路中央が主流となり、導流水制の先端付近を流下して、37.4 km では低水路中央が主流となる。これは水制工を設けない場合に対して主流部の移行が顕著となって現われる。

(3) 河床変動

図-5.23 に合流点付近の等深線図を示した。内岸側への堆積は、水制工のない場合(実験 B-2-1) 37.6~38.0 km にかけて局所的に堆積する傾向にあったが、本実験では、堆積範囲が下流に広がり、堆積高も少なくなる傾向となる。これは水制工および導流水制の効果により、主流部が低水路中央に移行したためである。38.2~37.8 km 区間の水制工については、37.8 km 付近で水制工の先端が約 1 m 洗掘され若干沈下した程度である、それ以外については 0.5 m 以下の洗掘であり、根固工前面の崩落もほとんど観察されない。37.8 km 付近での洗掘が大きい原因は、内岸側となるその対岸の堆積量が一番多い箇所であるため、上流側からの洗掘土砂を軽減しない限り、解消しないものと判断される。

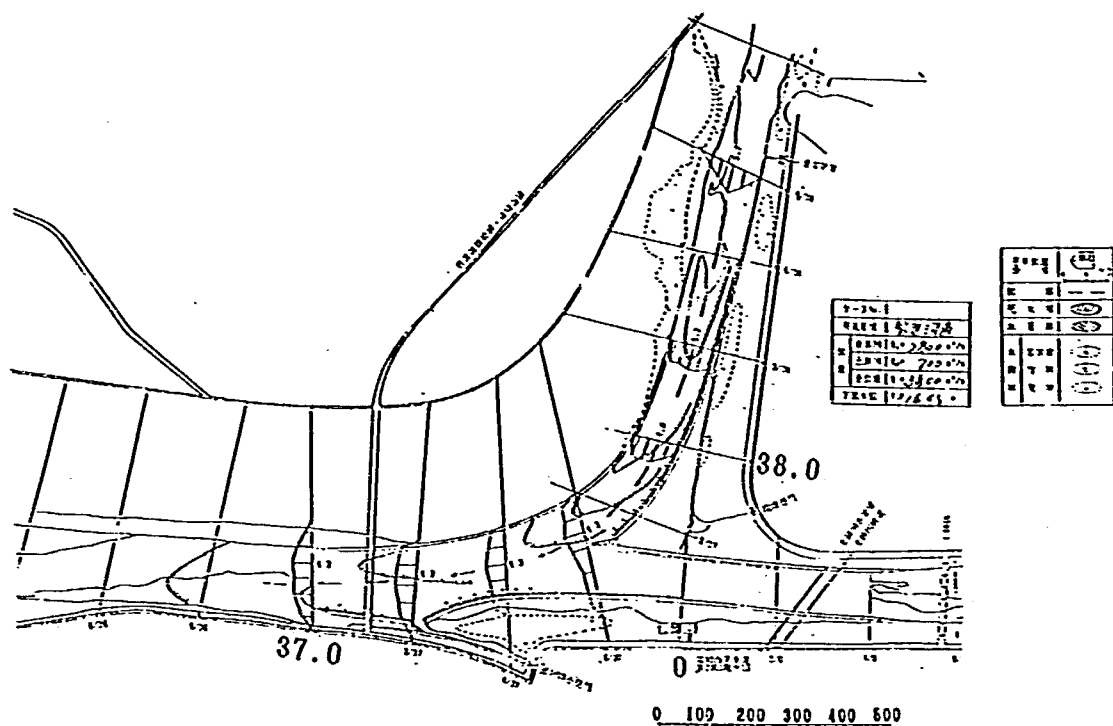


図-5.22 流況図(暫定移動床定流:8210号:水制工B案位置)

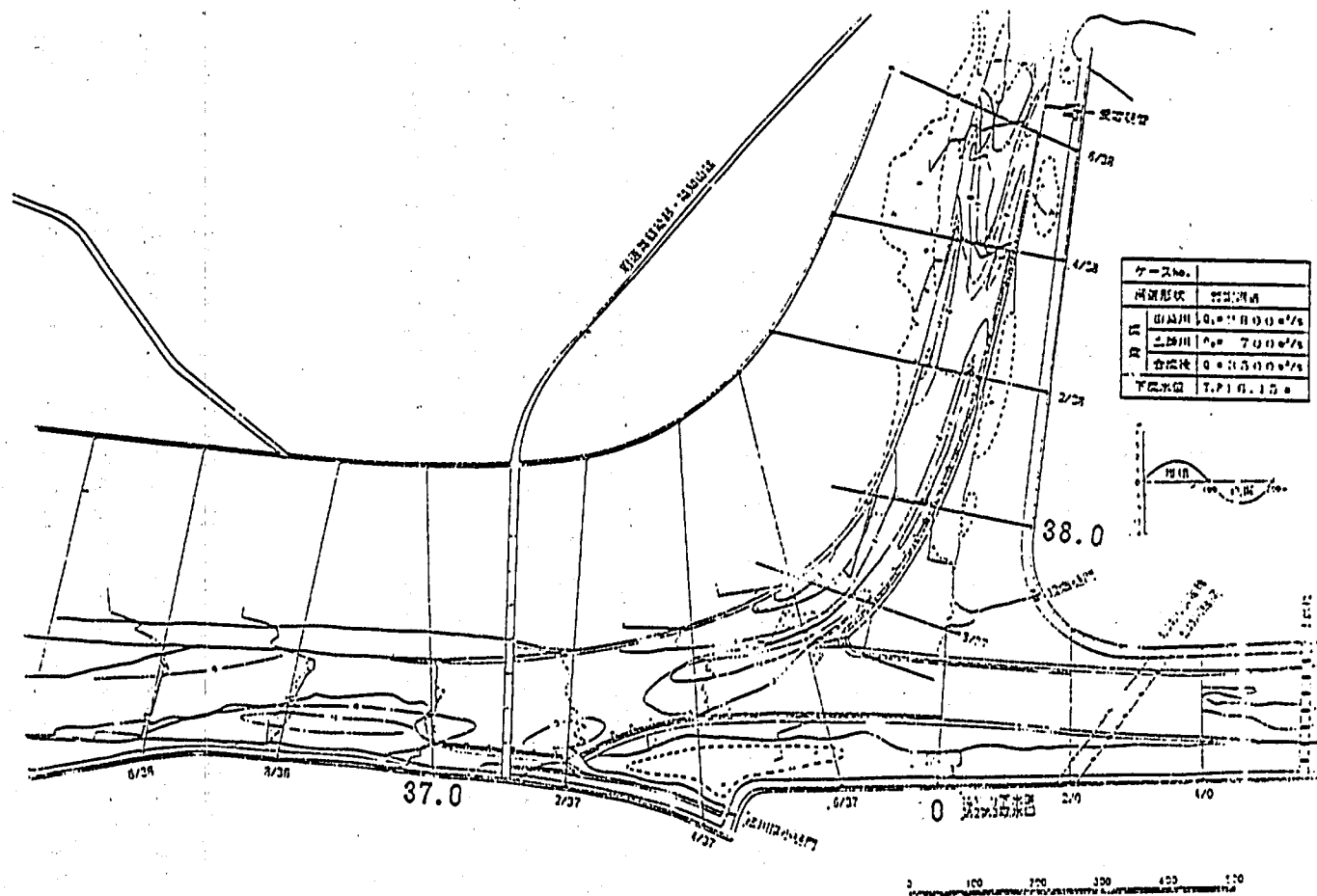
導流堤先端に設けた導流水制については、実験中における流向および洗掘範囲の状態から判断して、37.6 km 低水路のほぼ中央に先端を向ける形状が流況的に良いと判断された。この導流水制の効果により、37.8 km 付近からの洗掘範囲は、37.4 km 低水路中央部に移行した。しかし、37.4 km 左岸水制工周辺での洗掘は、局所的(37.4 km 断面下流側の水洗工先端)に約 1 m の洗掘が生じている。これは、由良川が土師川と合流する際に、導流堤先端付近から 37.4 km 左岸寄りに合流渦が発生し、河床に乱れが生ずるためと考えられる。

6) 対策工実験(Ⅲ)

(1) 実験概要

実験 B-2-3 の結果より、由良川筋の水制工については、水制群としての効果を考慮して徐々に長さを変え、さらに合流点の導流水制による効果により、主流部を河岸沿いから低水路中央に移行させることができた。これに伴いわん曲内岸側への土砂堆積もかなり軽減することができた。この場合問題となるのが上流からの堆積土砂であり、模型では同一砂を用いているが、39.0~38.8 km 付近では露岩が多く見られ、粒径が模型より大きくなってアーマー化が進んでいることが考えられる。さらに、実験では露岩範囲の河床材料を置き換えて、河床変動を防止させているため、露岩範囲の下流側で異常洗掘が発生している。

そこで露岩下流での洗掘を軽減させ、かつ合流点への堆積を減少させる必要がある。このため 39.0 km 付近の狭窄部を拡幅し、掃流力を低下させることによって洗掘を軽減させることとした。この場合



図—5.23 河床等高線図(暫定移動床定流：8210号：水制工B案位置)

計画河道時の法線形を考慮し、39.0 km 断面を計画断面として、38.6 km にすり付ける形状とした。

(2) 水 位

図-5.24 に水位縦断図を示す。39.0 km 狭窄部付近を拡幅したことにより、水位低下の影響が 42.0 km まで達している。実験 B-2-1 と比較した場合、39.0 km では 1.1 m の低下、41.0 km では 1.8 m の低下、42.0 km で 1.3 m の水位低下が生じている。39.0 km より下流では、水面勾配の急変が解消され、36.4 km 付近まで一様勾配の水面となっており、38.6 km から下流では実験 B-2-1 と同じ水位となり、合流点への影響は見られない。

(3) 流 況

図-5.25~26 に流況図を示す。前田・川北地区の流況は、実験 B-2-1 と比較してもとくに違いはないが、全体に流速が 1 割程度増加している。水位の低下量（平均 1.0~1.5 程度）に比べて、流速の増加が顕著ではないのは河床が全体的に低下したためと考えられる。流況に違いが見られたのは、氾濫域から由良川へ流入する状況であり、39.0 km の狭窄部を拡幅しない状態では、合流箇所が 39.0 km 上流の左岸沿いと、40.0 km 左岸沿い（大谷川）にあり、その多くは 39.0 km 上流であった。これが狭窄部を拡幅したことによる水位が低下によって氾濫域からの流入の多くは、40.0 km 付近となって由良川へ合流する。このため 39.8 km 左岸沿いで約 4.0 m/s の流速が発生している。

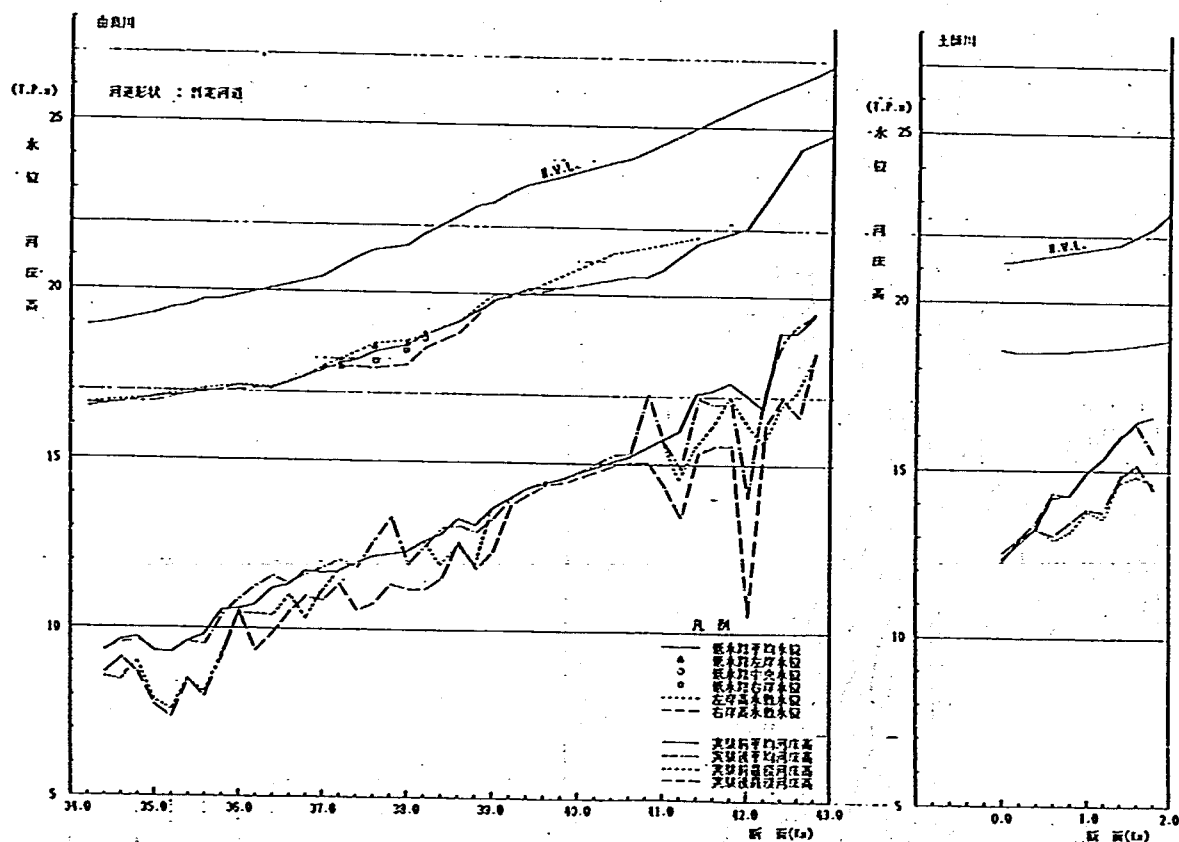


図-5.24 水位縦断（暫定移動床定流：8210 号：狭窄部拡幅）

39.0 km 付近では、氾濫域からの流入が減少したこと、および低水路を拡幅したことによって、流れの集中が緩和されており流速分布も一様となっている。とくに 38.6 km 地点では、水面勾配も緩くなり最大流速が約 3.8 m/s と、実験 B-2-1 の約 6.0 m/s に対して半減しており、流況が改善されていることが判る。

合流点では内岸側への土砂堆積が減少したことにより、実験 B-2-3 よりもさらに主流が低水路中央寄りとなり、左岸沿いへの片寄りも解消されている。

(4) 河床変動

図-5.27 に合流点近傍の等深線図を示す。

狭窄部 (39.0 km) を拡幅したことにより、露岩直下流の局所洗掘が解消され、39.0~38.4 km 間の河床変動は非常に少なくなった。しかし、その下流側の 38.2~38.0 km にかけて平均 1 m 程度の河床低下が生じた。これは、39.0 km 断面で約 160 m の低水路幅が 38.2 km 断面から約 105 m と狭くなるため、この河積縮小に伴う掃流力の増大によって河床変動が生じたものと考えられる。このため、38.2~38.0 km 付近では、水制工先端および根固工前面で約 1.5~2.0 m の洗掘が生じ、水制工先端が沈下して根固工も設置幅の 1/3 程度が沈下する結果となった。37.8 km 付近では、水制工間に土砂が若干堆積する現象が見られた。38.2~38.0 km 区間での洗掘土砂は、37.6~37.4 km 右岸側に堆積し、最大で約 3 m に達する。合流点では、導流水制の効果により、洗掘範囲はこの水制先端から 37.4 km 断面の低水路中央部となり、洗掘も約 1 m 程度であり、とくに問題はないものと考えられる。

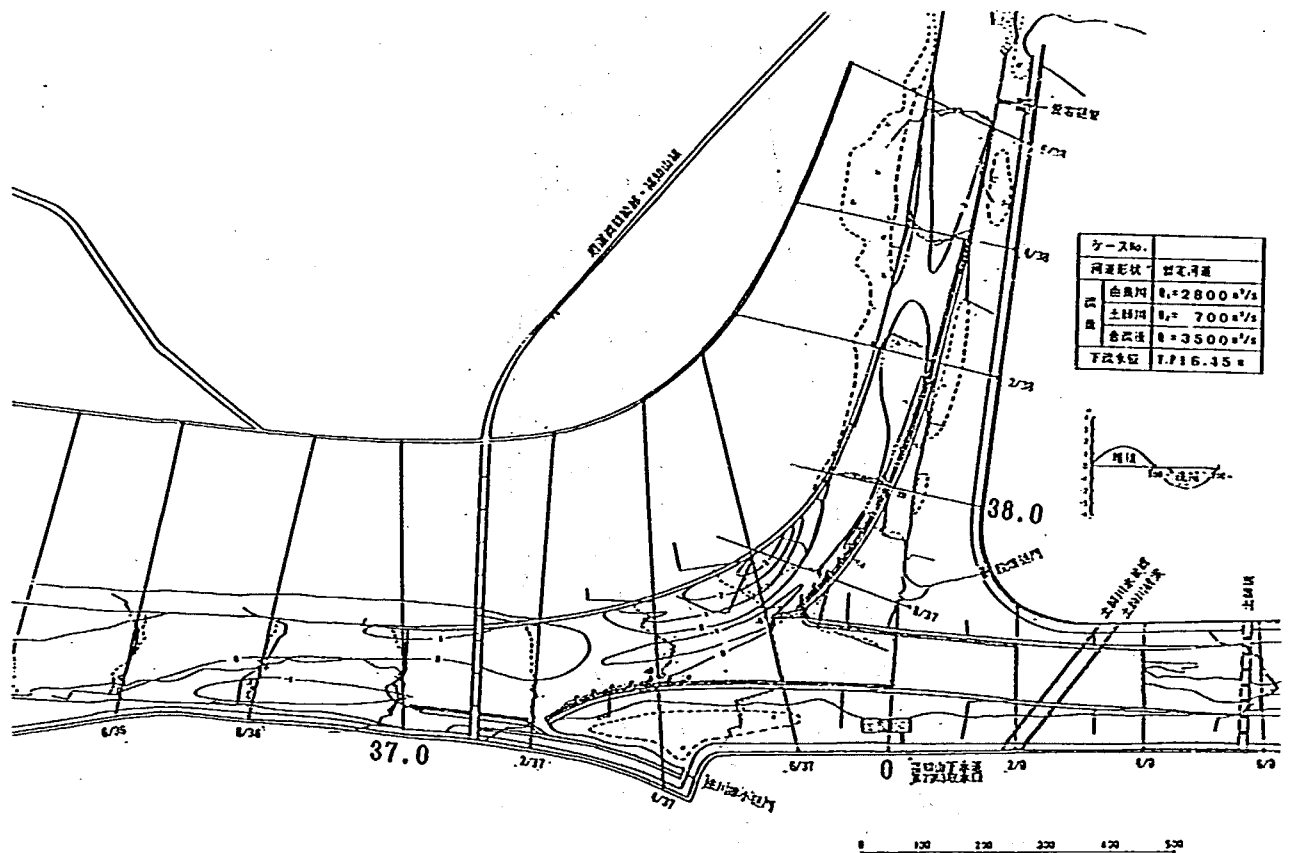


図-5.27 河床等高線図 (暫定移動床定流: 8210 号: 狭窄部拡幅)

7) 対策工実験 (IV)

(1) 実験概要

実験 B-2-4 の結果、39.0 km 付近狭窄部の低水路を拡幅したことにより、ここでの流れの集中が緩和され、露岩下流の洗掘は解消された。その結果合流点への土砂供給が減少し、38.0 km 付近までは全体に河床低下傾向となる。これに伴い水制工先端周辺で約 1.5~2.0 m の洗掘が生じ、また根固工の前面が沈下する。上流からの供給土砂が減少することは現地でも充分考えられることであり、この対策として低水路を拡幅する必要があった。

実験では、37.6~38.4 km にかけて左岸低水路法線形を後退させ、低水路幅を拡幅する形状とした。この場合の目安としては、計画時の低水路幅を考慮した。計画時では低水路幅が 110~120 m 程度であり、暫定では導流堤先端付近で 110 m 程度あるものの全体的には 95 m 程度である。そこで水制工を設置した場合を考慮して低水路幅を 110 m 案とした。また水制工については、これまでの実験結果から長さを上流側 10 m、下流側 15 m とする案で問題はないと判断され、間隔は一般的に用いられている長さの 2 倍で配置した。ただし、水制先端での洗掘に対処するため、捨石を水制周り 2 m 幅で設置した。

実験方法は、計画高水による不定流実験を行い、法線形及び水制工の最適案検討を行うことにした。

(2) 水 位

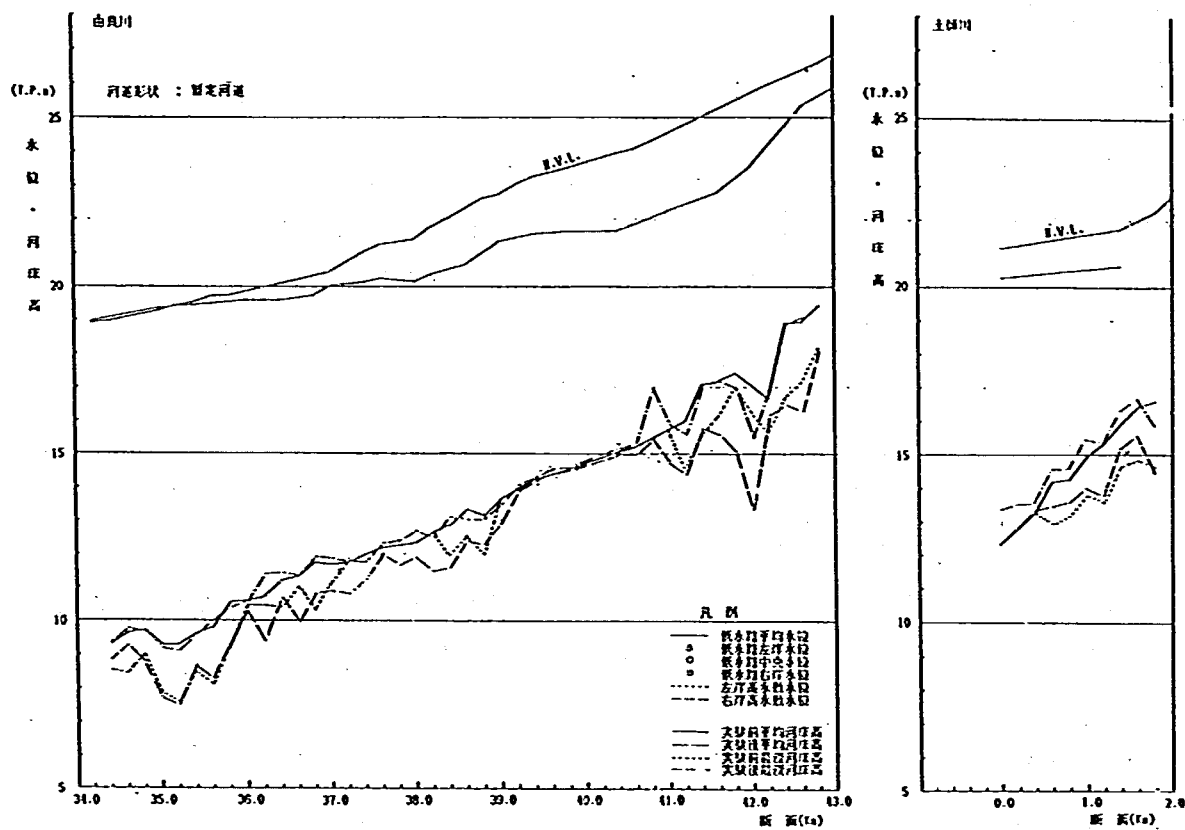
図-5.28 にピーク水位時の水位縦断面図および通水後の河床高縦断面図を示す。図-5.29~30 に水位縦断面の時間変化を示す。図-5.31 に各地点の水位ハイドログラフを示す。

(3) 流 況

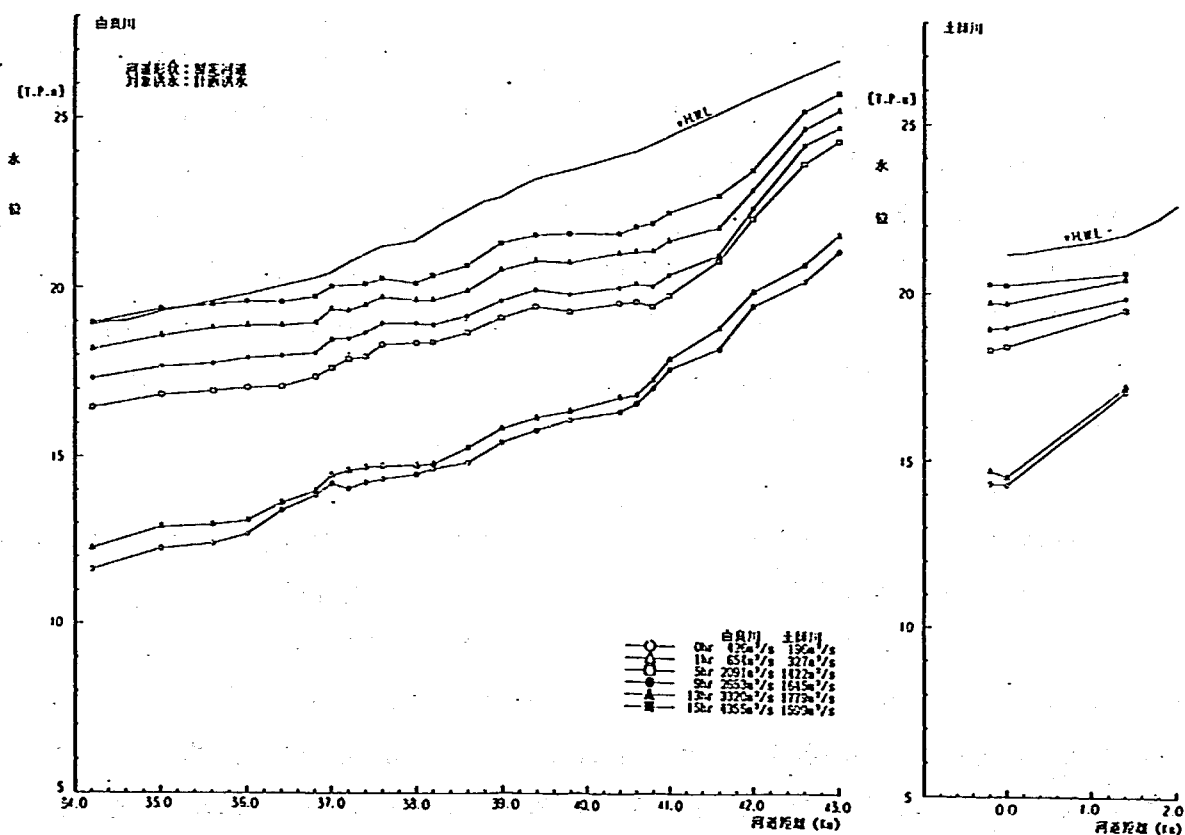
図-5.32~45 に合流点近傍及び前田・川北地区での時間別流況図を示した。合流点のピーク時の流況は、低水路中央部が主流となり約 5.0~4.5 m/s の流速で流下する。とくに 38.0 km 付近では、右岸高水敷へ流れが乗るために、8210 号時の流況観察で見られた左岸側への流線の偏りは生じない。その結果、左岸導流堤上はほぼ全域が死水域となる。合流後も導流水制の効果により、主流部は低水路中央から右岸側寄りに見られる。しかし、右岸高水敷へ乗り上げない流量時では、由良川と土師川の流量配分に見合った流況を呈し、とくに減水期では、土師川流量の減少が早く、流量配分が 4:1 程度の割合となる。このため由良川の主流部は、導流水制先端付近を通り 37.4 km 左岸に偏る傾向が強くなり、土師川の流れを阻害する流況となる。

(4) 河床変動

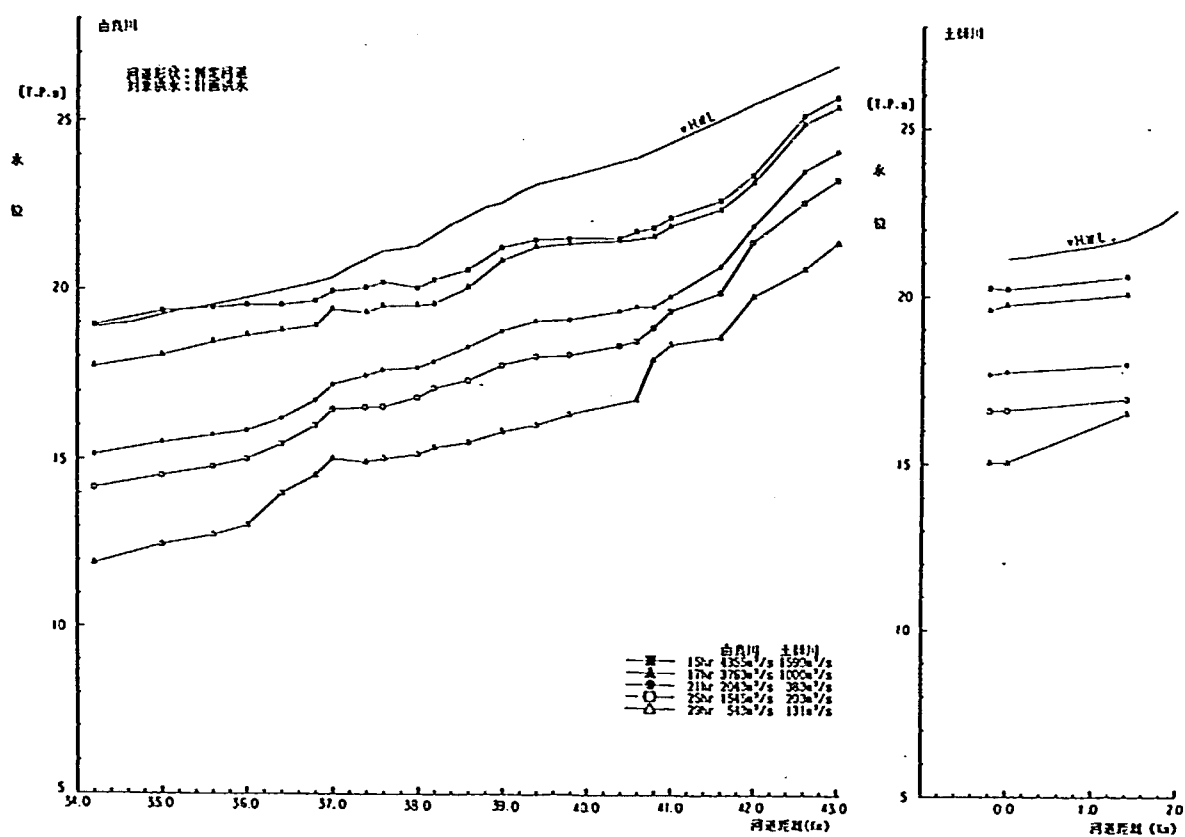
合流点では 5 時間 (由良川水量 2091 m³/s) までは、河床変動が生じておらず、音無瀬橋より下流部で砂れき堆が発生する。12 時間 (由良川流量 3054 m³/s) 時では、38.2 km 付近の水制工前面で洗掘が進行する。ピーク時 (15 時間) から 39.0 km 付近の露岩の下流側で洗掘が進行し、砂れき堆を形成する。合流部では、38.2~38.0 km にかけて河床が全体に動きだす傾向となり、内岸側への堆積傾向も見受けられてくる。導流堤先端から 37.4 km 付近では、導流水制先端沿いから洗掘範囲が伸び始め、減水期にかけて小規模な砂れき堆が形成されるが、堆積、洗掘の範囲は明確ではなく、全体に穏やかな河床変動である。



図—5.28 水位・河床高縦断図(暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅)



図—5.29 水位縦断(暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：増水期)



図一5.30 水位縦断時間変化(暫定移動床不定流：計画高水：
合流部拡幅：減水期)

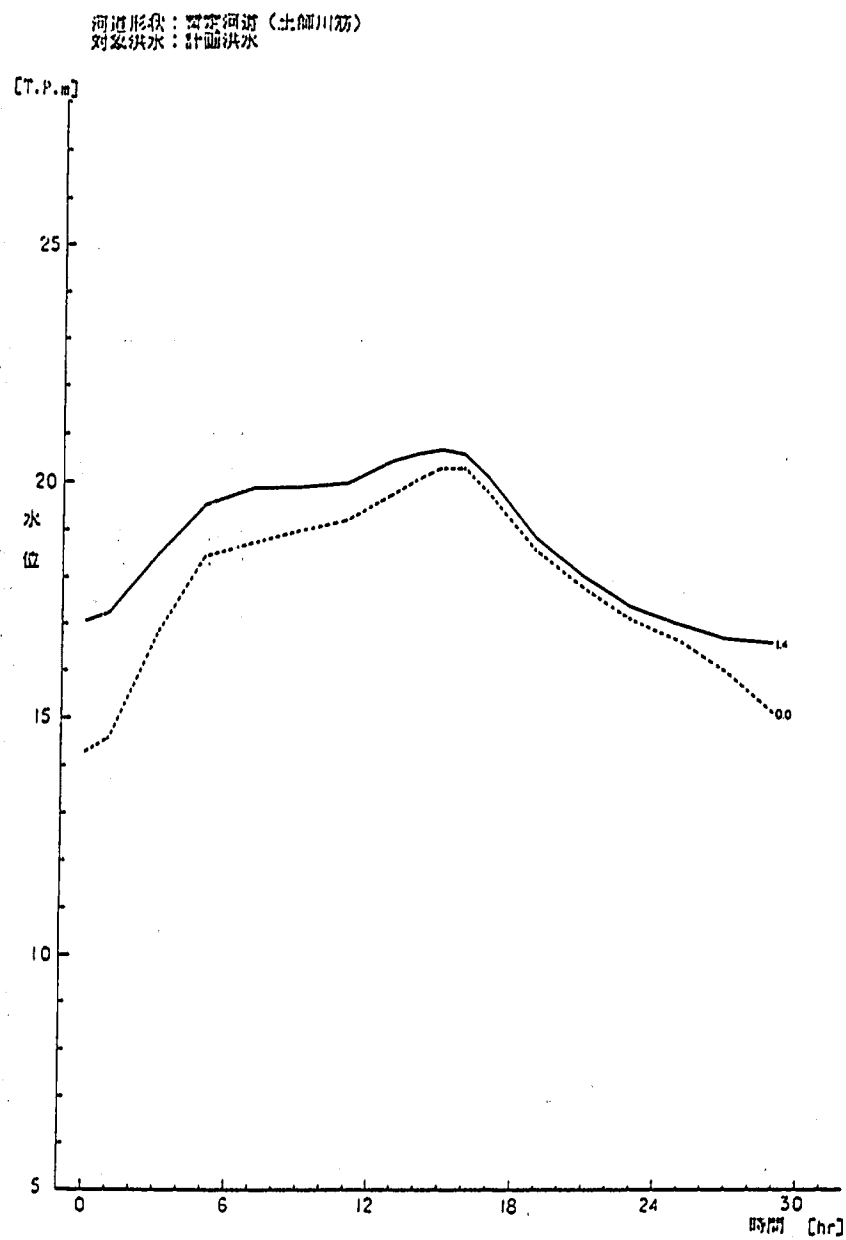
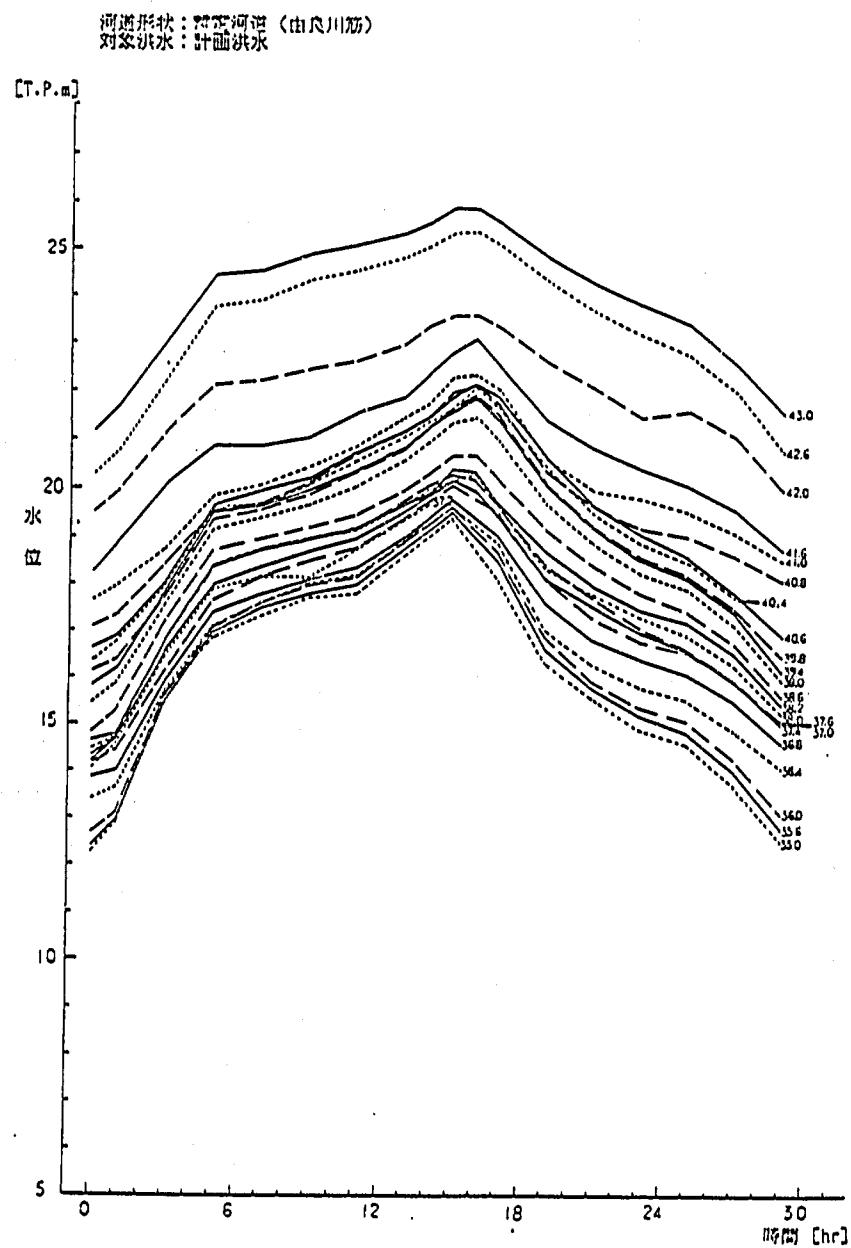
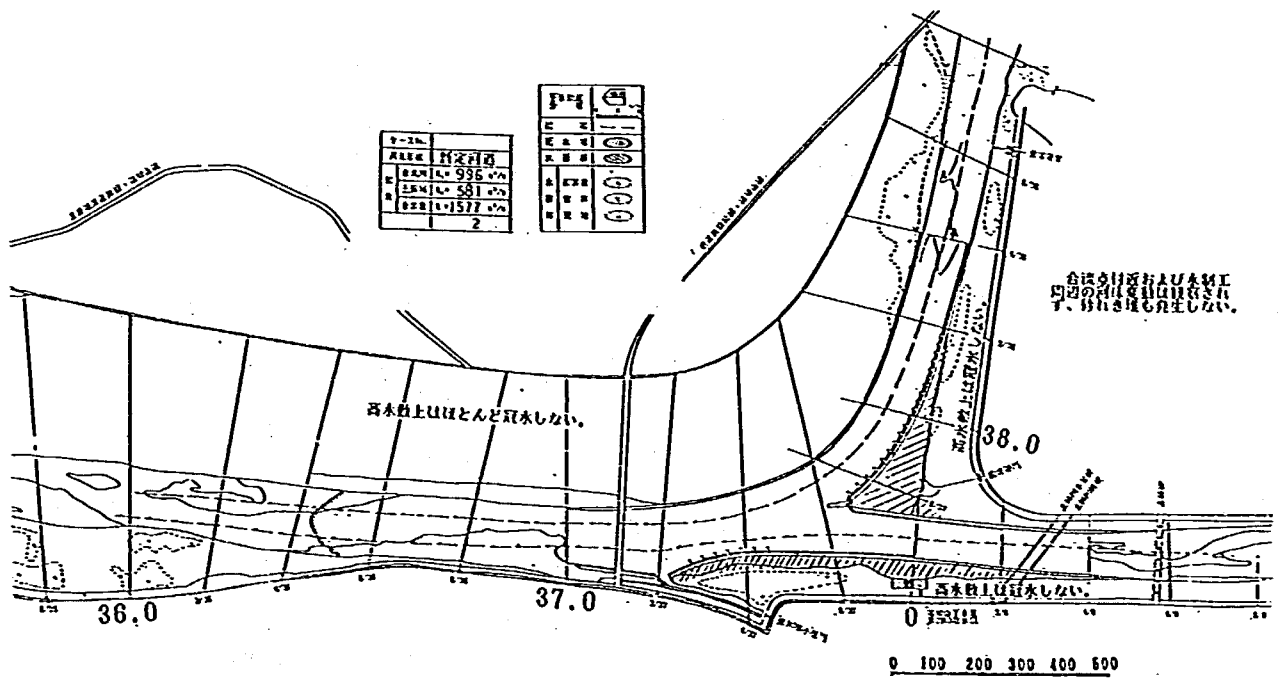
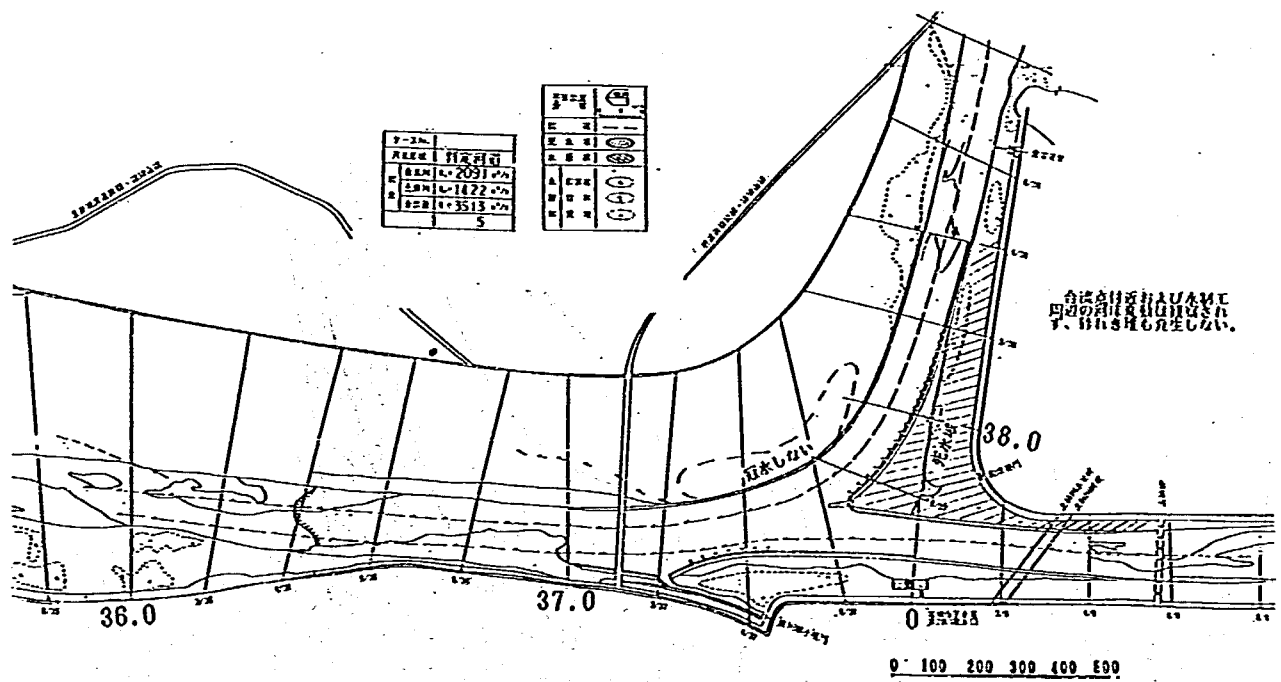


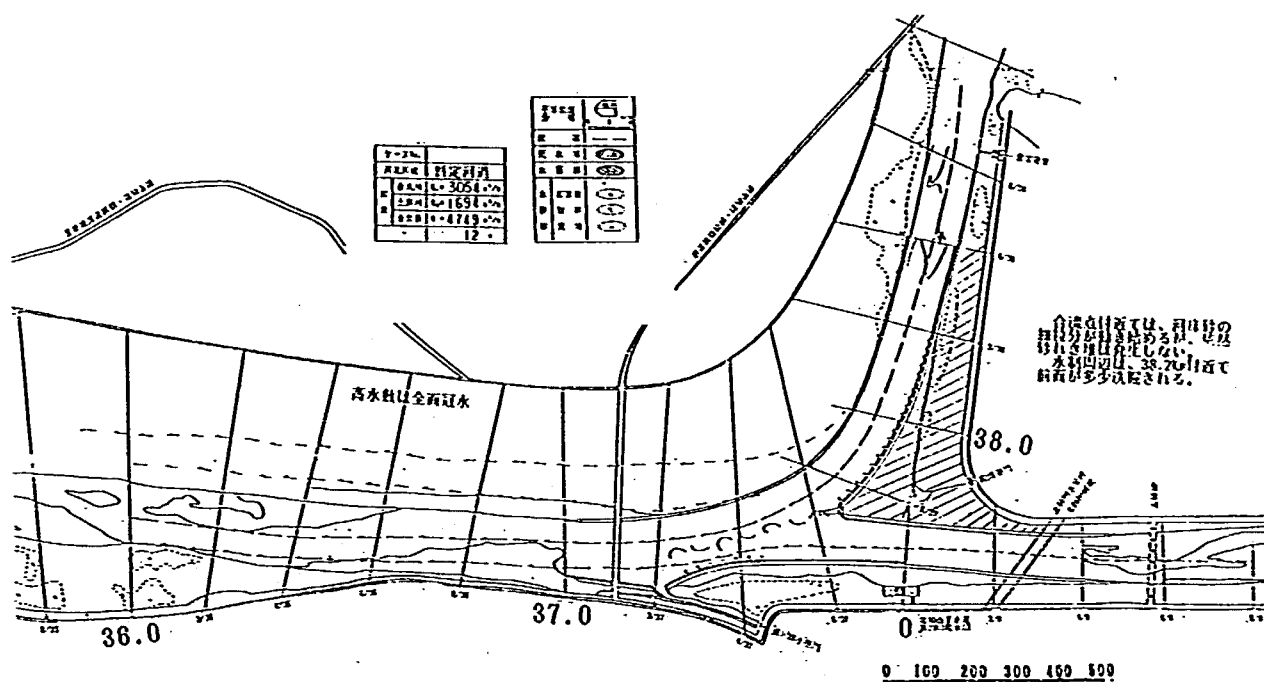
図-5.31 水位ハイドログラフ（暫定移動床不定流：計画洪水：合流部拡幅）



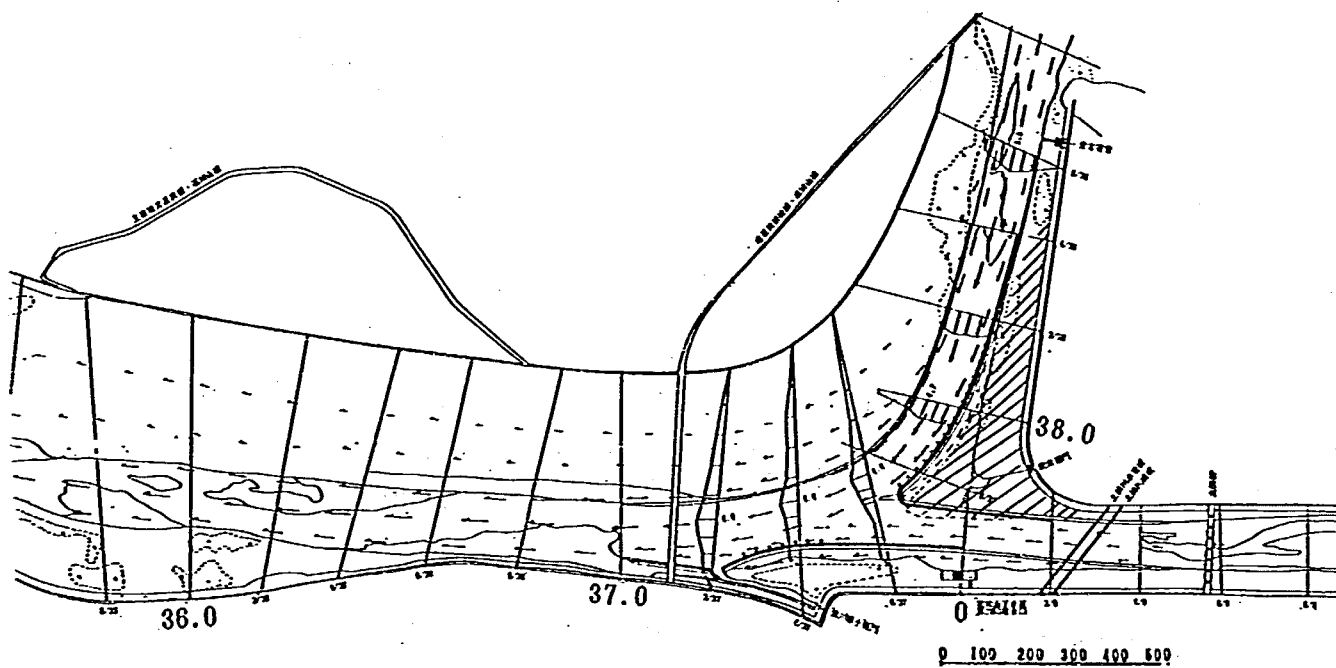
図—5.32 流況図（暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：2時間後）



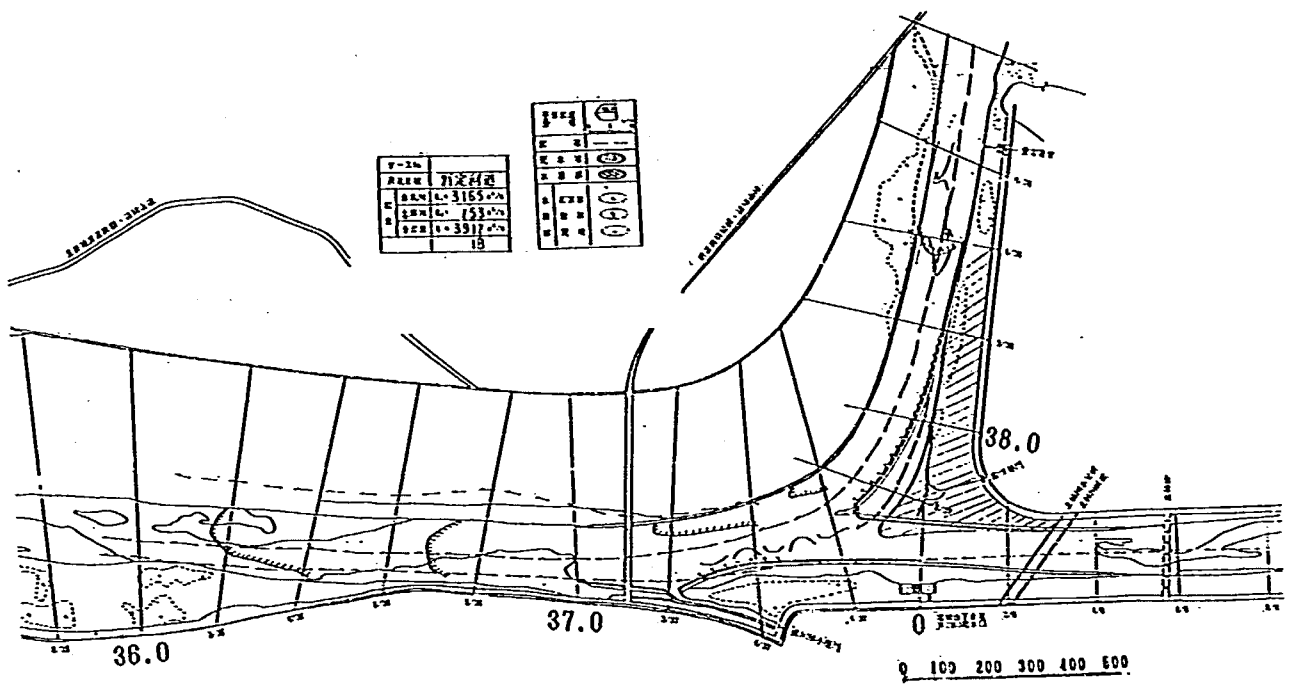
図—5.33 流況図（暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：5時間後）



図—5.34 流況図（暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：12時間後）



図—5.35 流況図（暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：15時間後）



図—5.36 流況図(暫定移動床不定流:計画高水:合流部拡幅:18時間後)

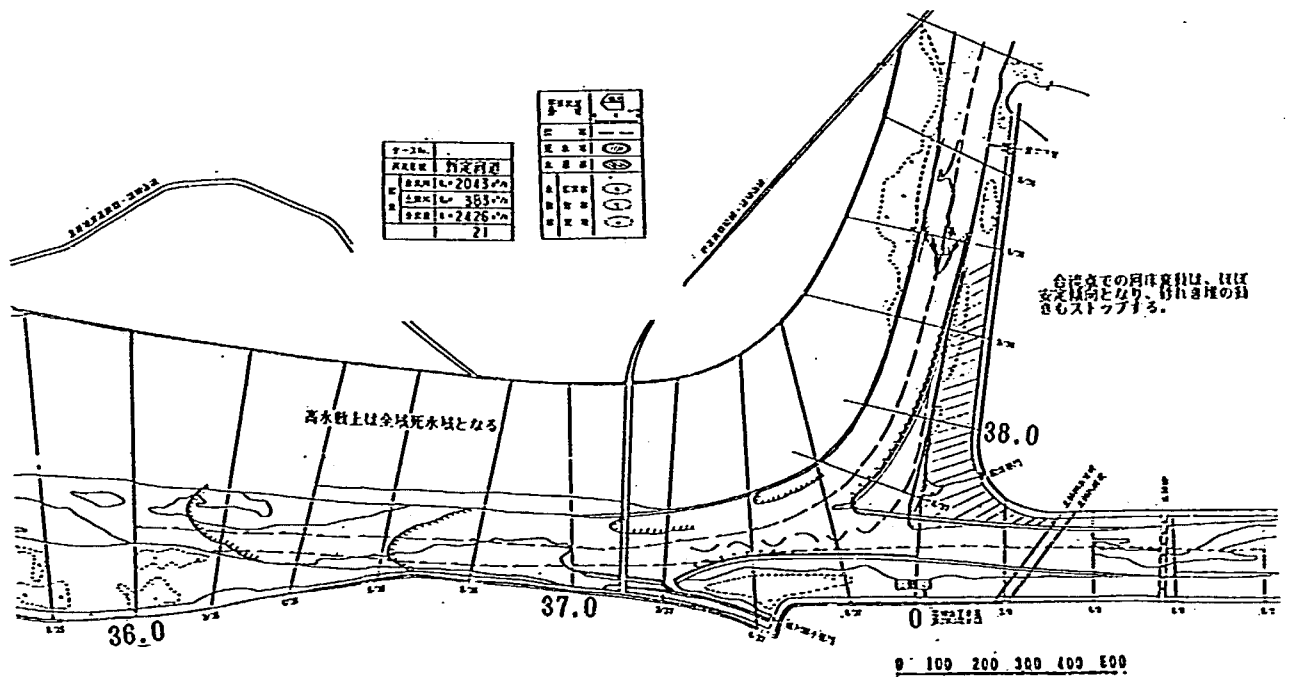
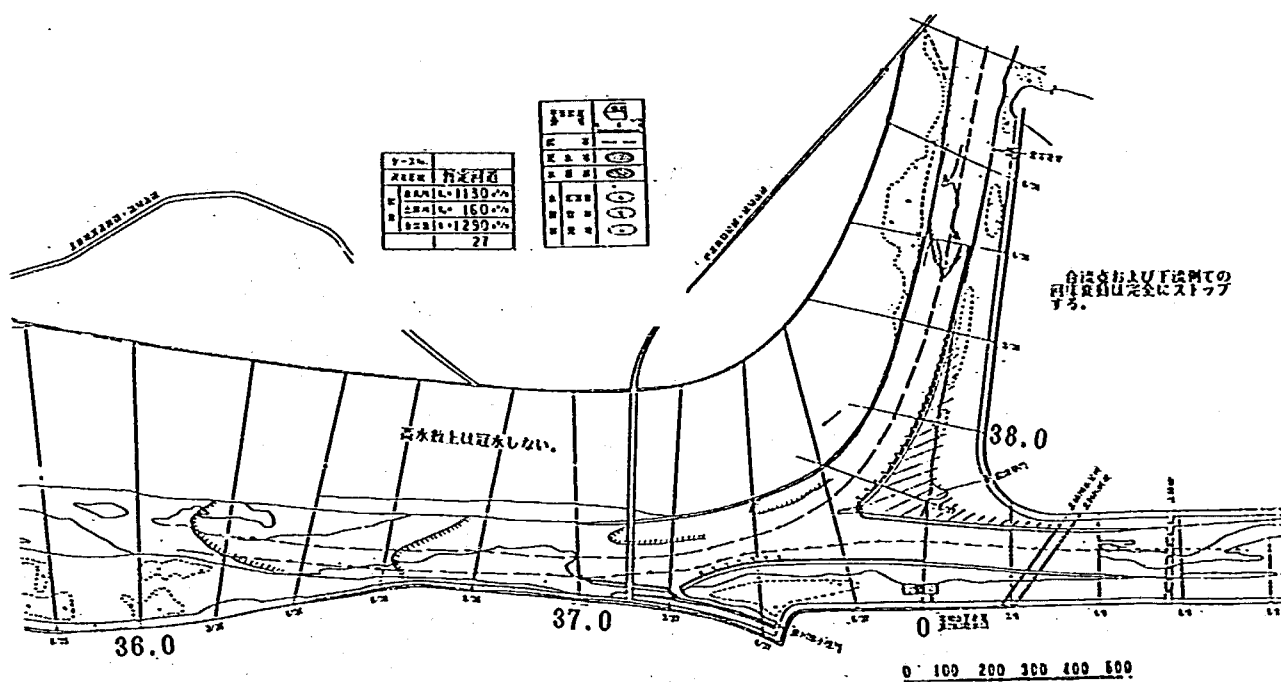
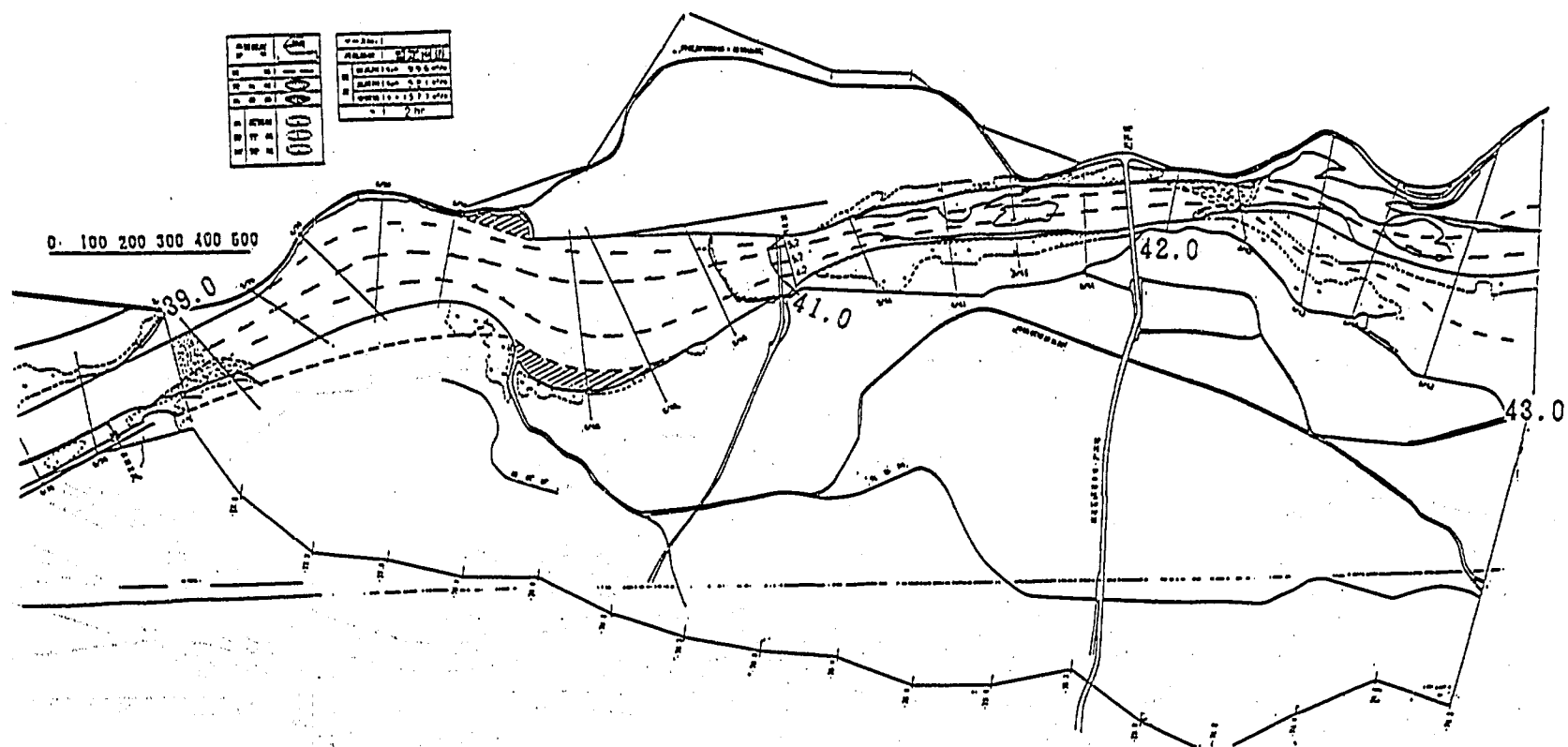


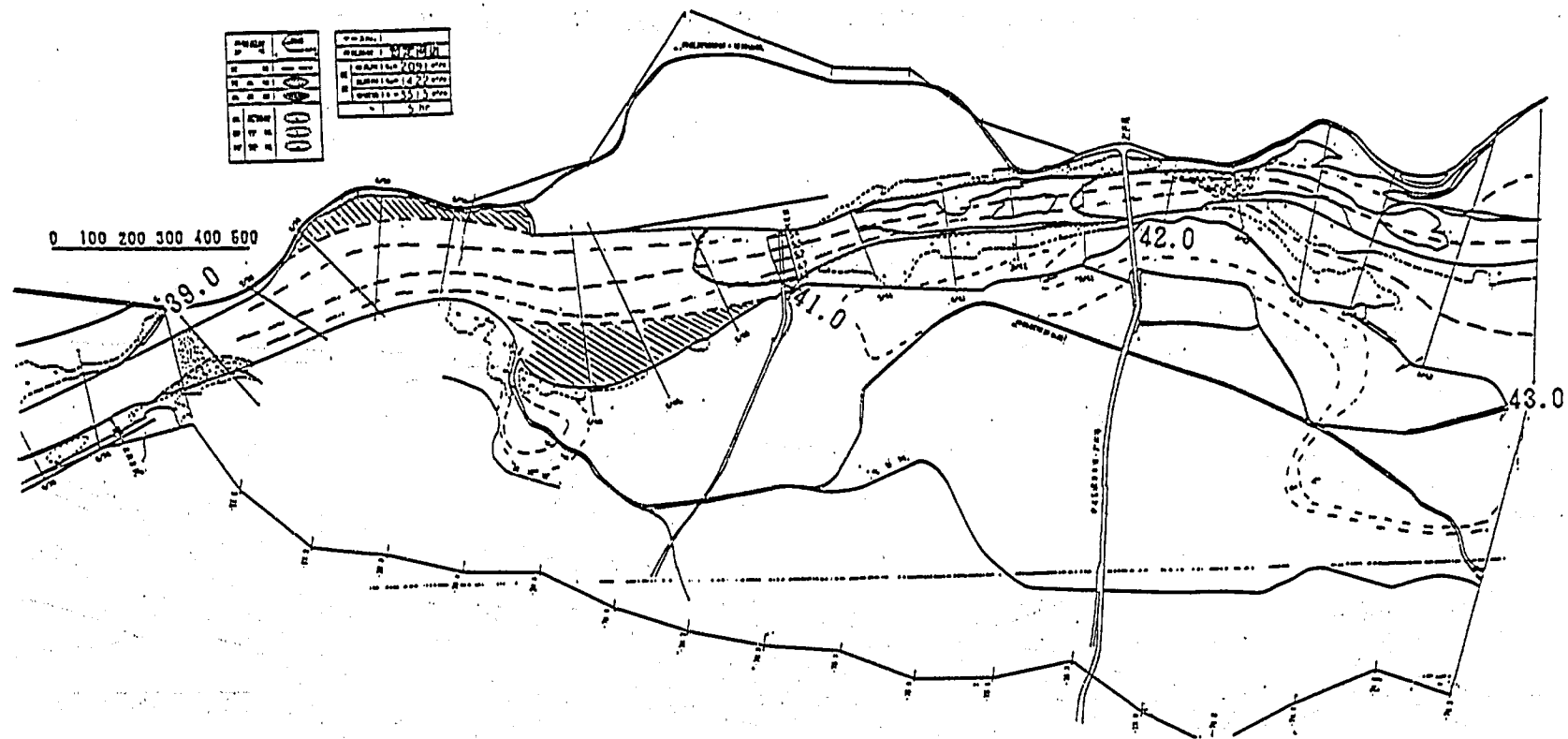
図-5.37 流況図(暫定移動床不定流:計画高水:合流部拡幅:21時間後)



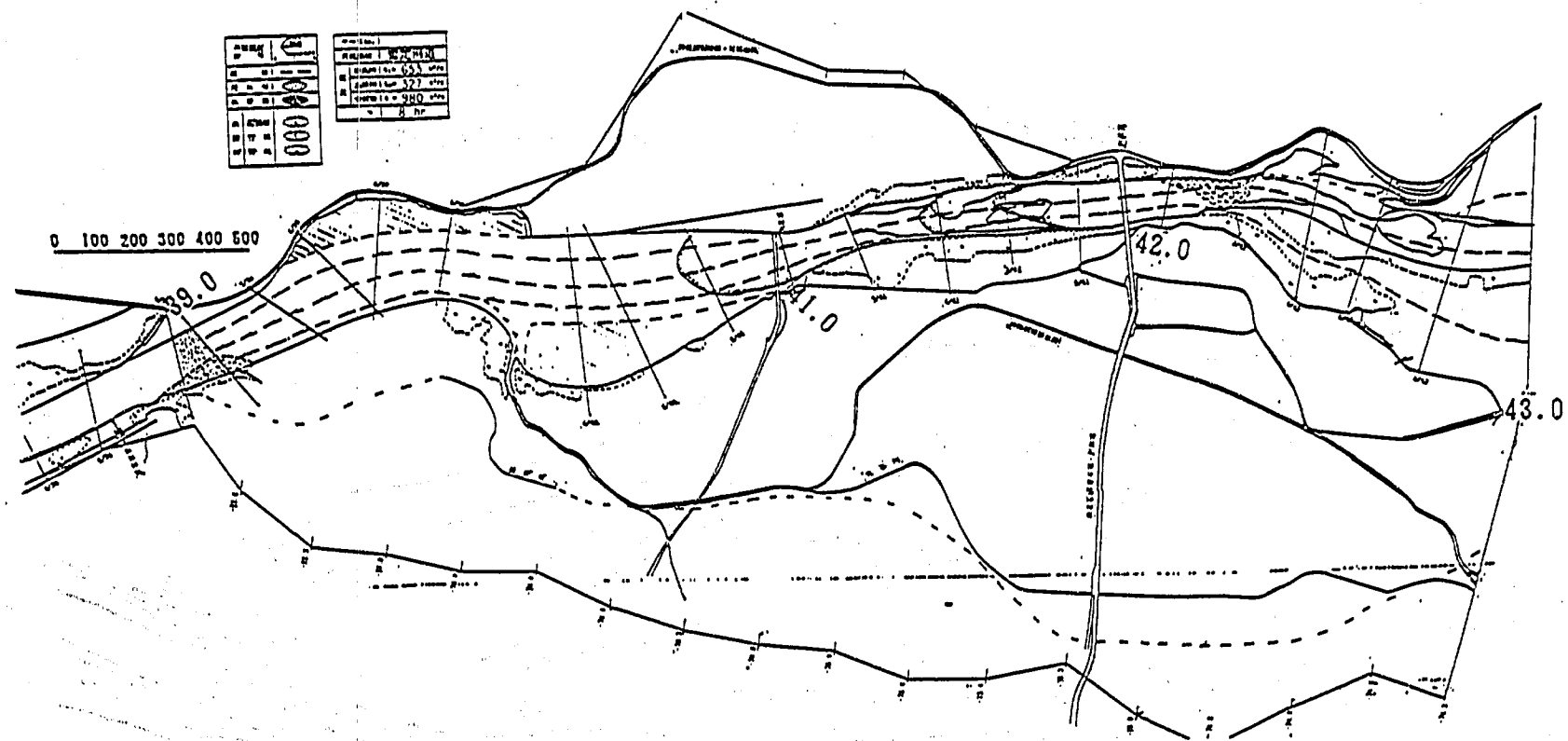
図—5.38 流況図（暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：27 時間後）



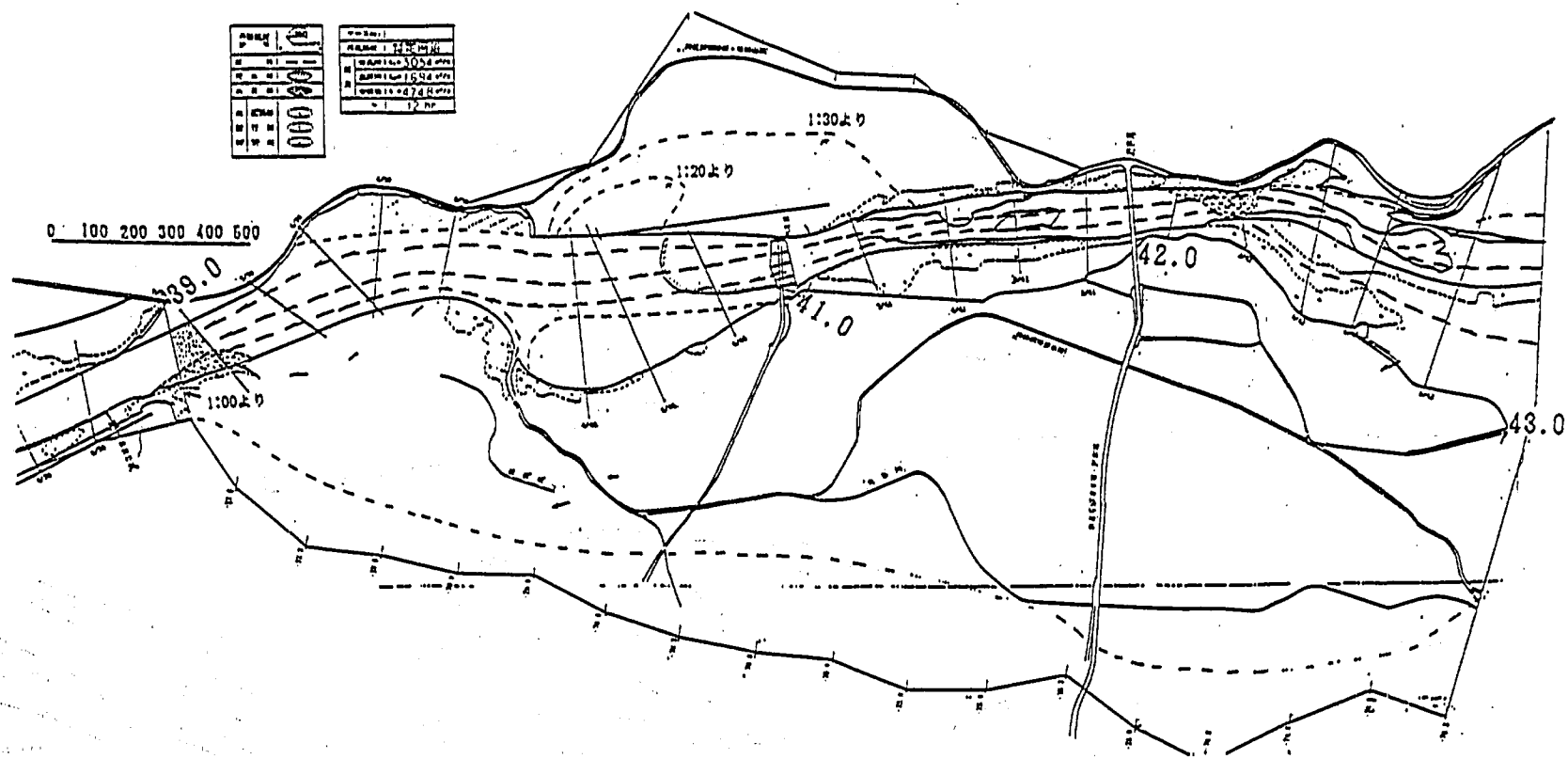
図—5.39 流況図（暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：2時間後）



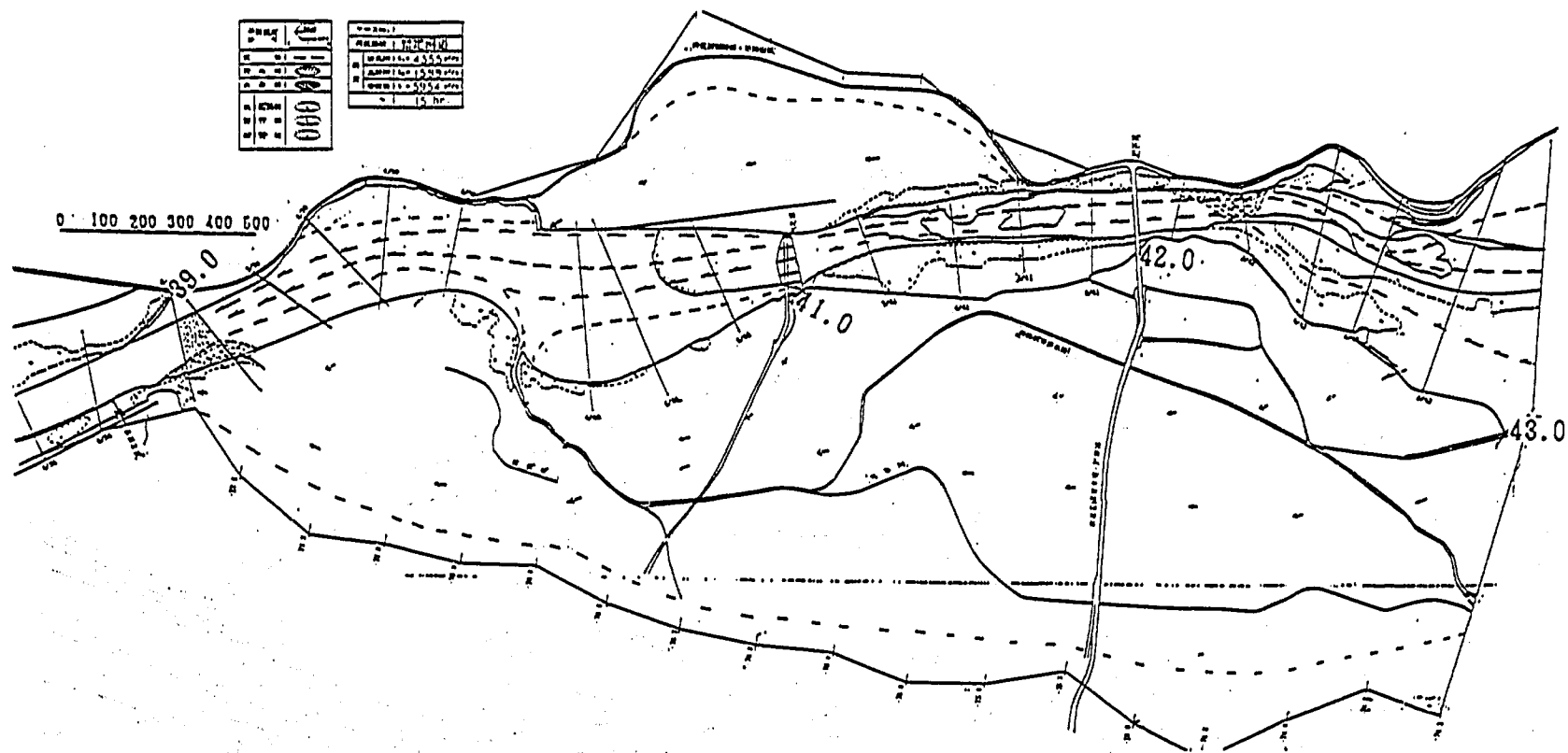
図一5.40 流況図(暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：5時間後)



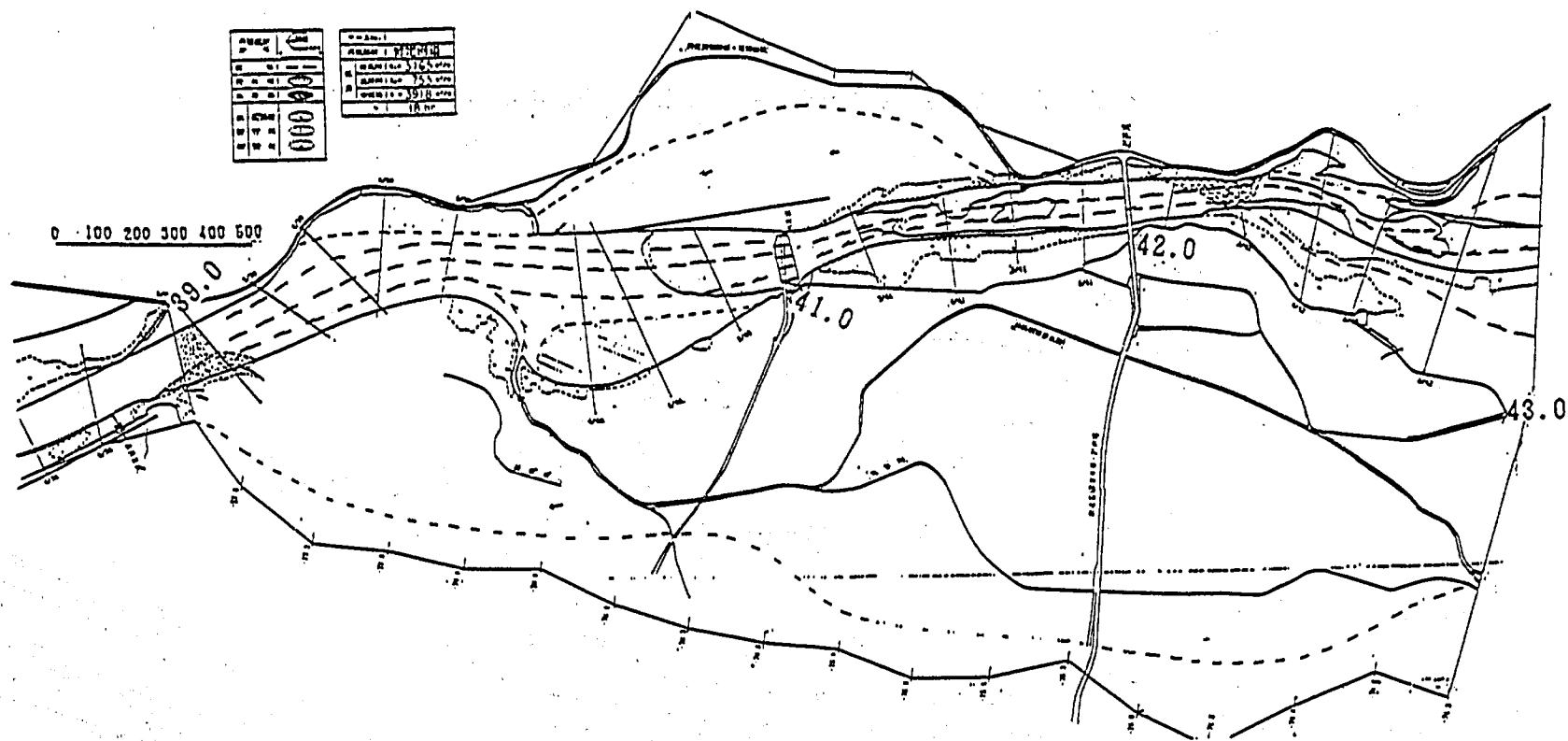
図一5.41 流況図（暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：8時間後）



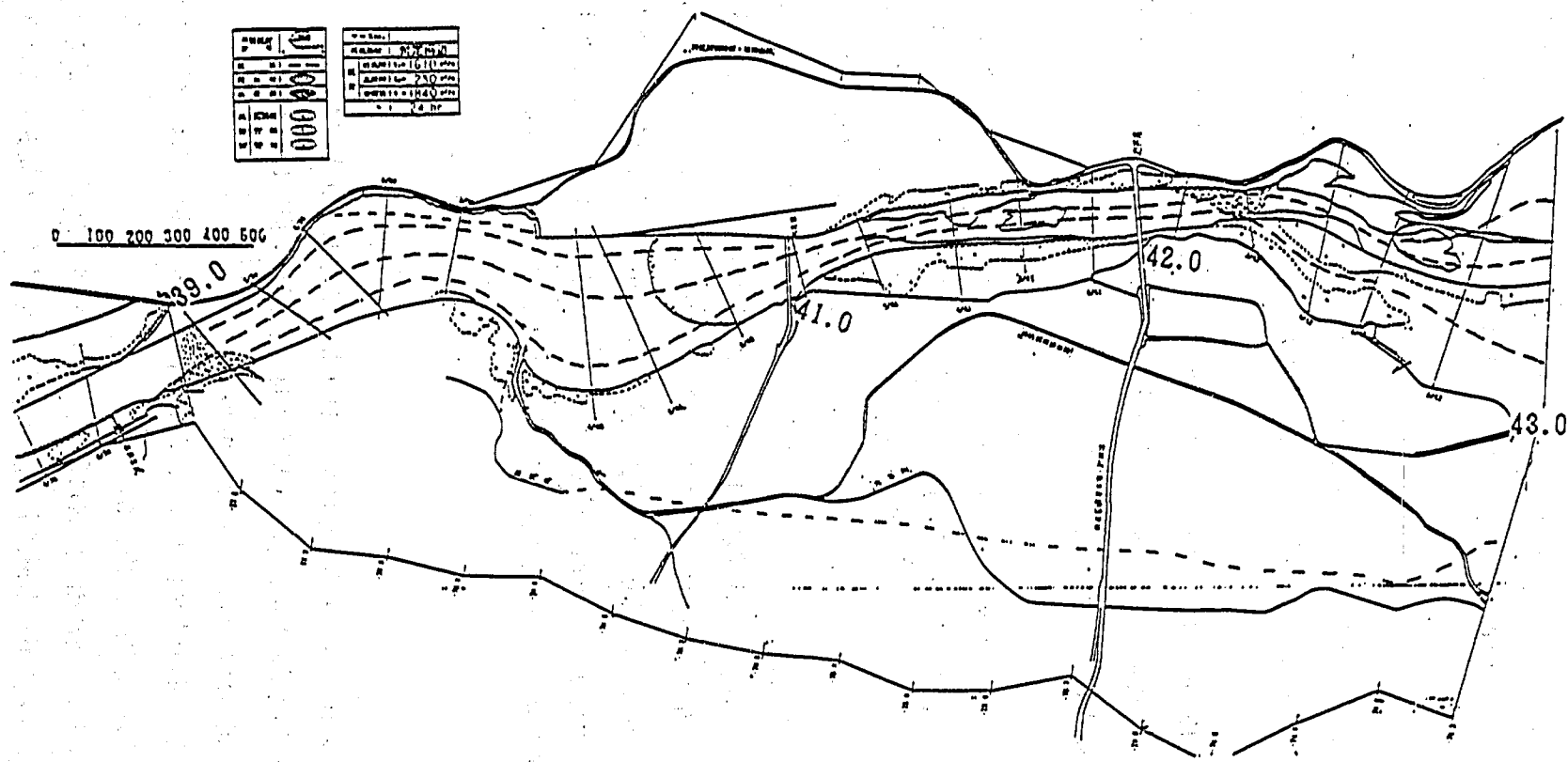
図一5.42 流況図（暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：12 時間後）



図—5.43 流況図（暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：15 時間後）



図—5.44 流況図（暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：18 時間後）



図一5.45 流況図（暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅：24 時間後）

通水後の等深線図を図—5.46～47に示す。合流点での河床変動はかなり緩和され、実験B-2-4で見られた河床低下は、低水路幅を拡幅したことにより解消される結果が得られた。水制工周辺での洗掘は約0.5 m程度まで軽減され、水制工および根固工の崩落も見られない。わん曲内岸側では、38.0～37.4 km間の右岸低水護岸沿い約10 mの範囲で約0.5～1.0 mの堆積が生じた程度である。

8) 対策工実験(V)

(1) 実験概要

対策工(IV)のもとで計画高水流を不定流で与えた場合、合流点付近での河床変動が軽減され、水制工周辺でも最大で約0.5 mの局所洗掘が生じた程度である。そのため水制工の必要性が問題となろう。

よって追加検討として、対策工(IV)のもとで8210号出水を定流で通水した場合の河床変動と、水制工および導流水制を撤去し、根固工のみによる場合の河床変動を比較することにより、水制工の必要性及び水制工が無い場合の河床変動状況について検討した。

(2) 河床変動

図—5.48に対策工(IV)の形状での等深線図を、図—5.49に根固工のみの場合の等深線図を示した。図—5.48より河床変動は計画高水流量による不定流実験とほぼ同じ結果となった。そのため合流点内岸側の低水護岸沿いの堆積も最大で約1 m程度に減少している。水制工周辺では、最大でも約0.5～1.0 mの洗掘であり、水制工および根固工の沈下や崩落は観察されない。根固工のみの場合は図—5.49に示したが、全体の河床変動は水制工を設置した場合と同様に穏やかである。根固工沿いでは、38.2 kmおよび37.8 km付近で約1 mの洗掘が生じ、設置幅の1/3程度が沈下や崩落が生じている。38.0 km付近左岸の根固工沿いは堆積傾向となる。合流点下流では、導流水制を撤去した影響により、主流部は若干左岸側に偏る傾向となるものの、37.4 kmでは根固工沿いで約1 mの洗掘が生じる程度である。したがって、37.4 km付近を中心とした20 mの範囲で根固工設置幅の1/3程度が若干沈下した。

以上の結果より、合流点での河床変動が少軽減され、この場合根固工のみで充分対処できることが明らかとなった。

9) まとめ

(1) 暫定河道修正案法線形

- ・ 現況河道時と水位を比較した場合、前田・川北地区では41.0 kmで約1.1 m水位が低下する。しかし、39.0 km付近の狭窄部が支配するため、前田・川北地区を掘削した影響は下流の合流点に及ばない。合流点では、河道を整正したことにより約0.3 mの水位低下が見られた。
- ・ 合流点では、内岸側に堆積した土砂の影響によって、38.0 km付近から主流部は左岸側に偏り、37.8 kmおよび37.4 km左岸沿いの水衝りが強まる。
- ・ 39.0 km付近の露岩下流における局所洗掘が顕著に現れ、この洗掘土砂が砂れき堆となって合流点の内岸側に堆積する。このため主流が左岸側に偏り、護岸沿いの洗掘をより助長している。
- ・ 左岸沿いの洗掘範囲は、38.0～37.8 kmおよび導流堤先端から37.4 km付近となり、約2 mの洗掘が生じる。

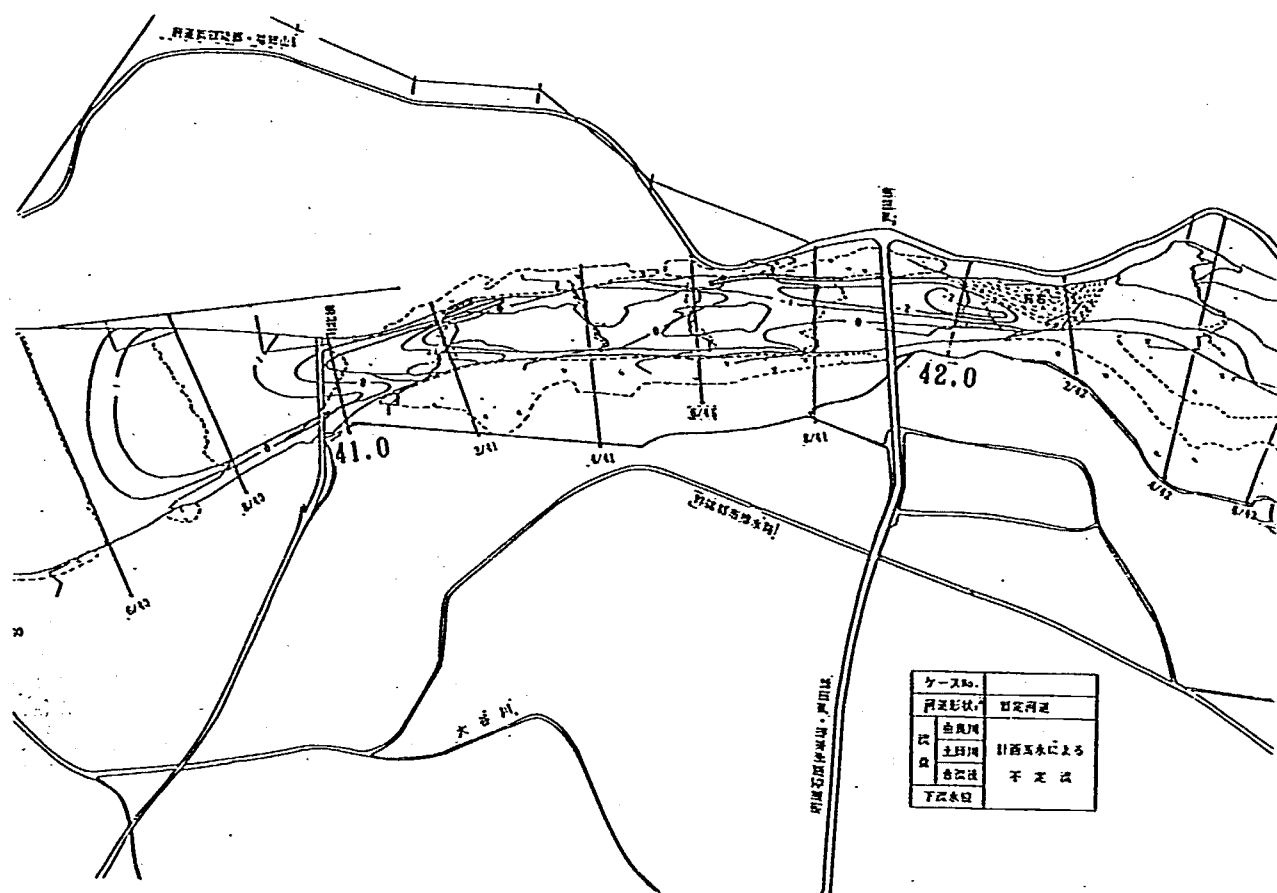
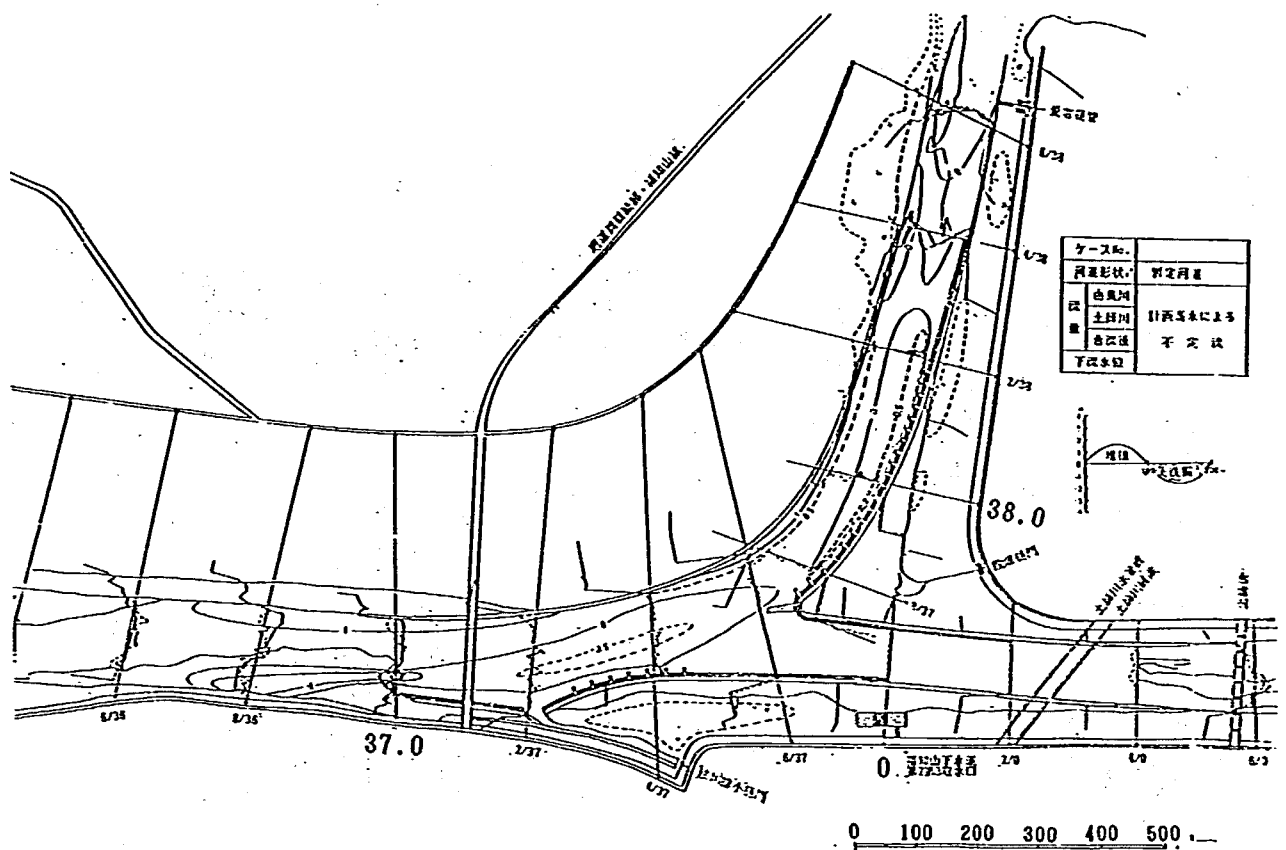
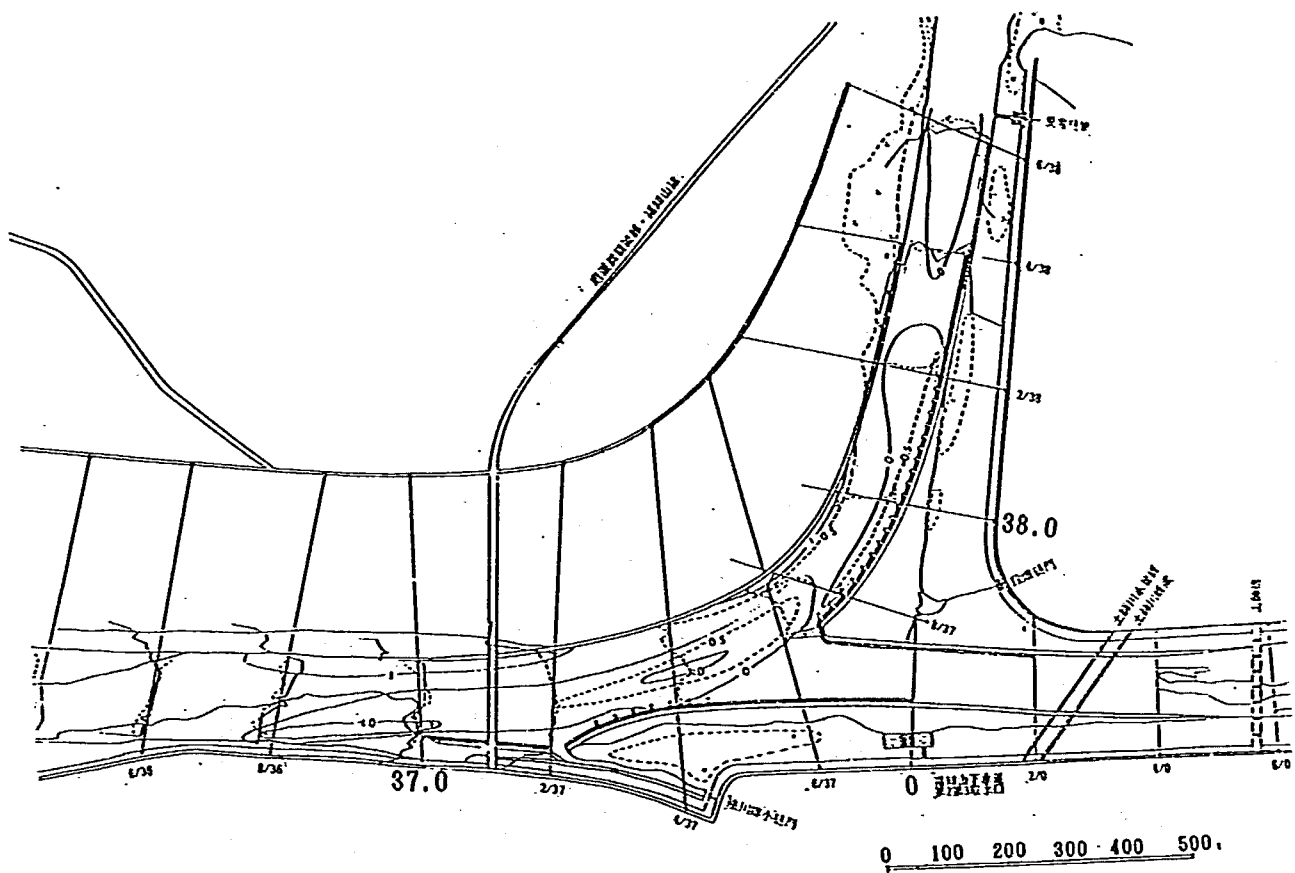


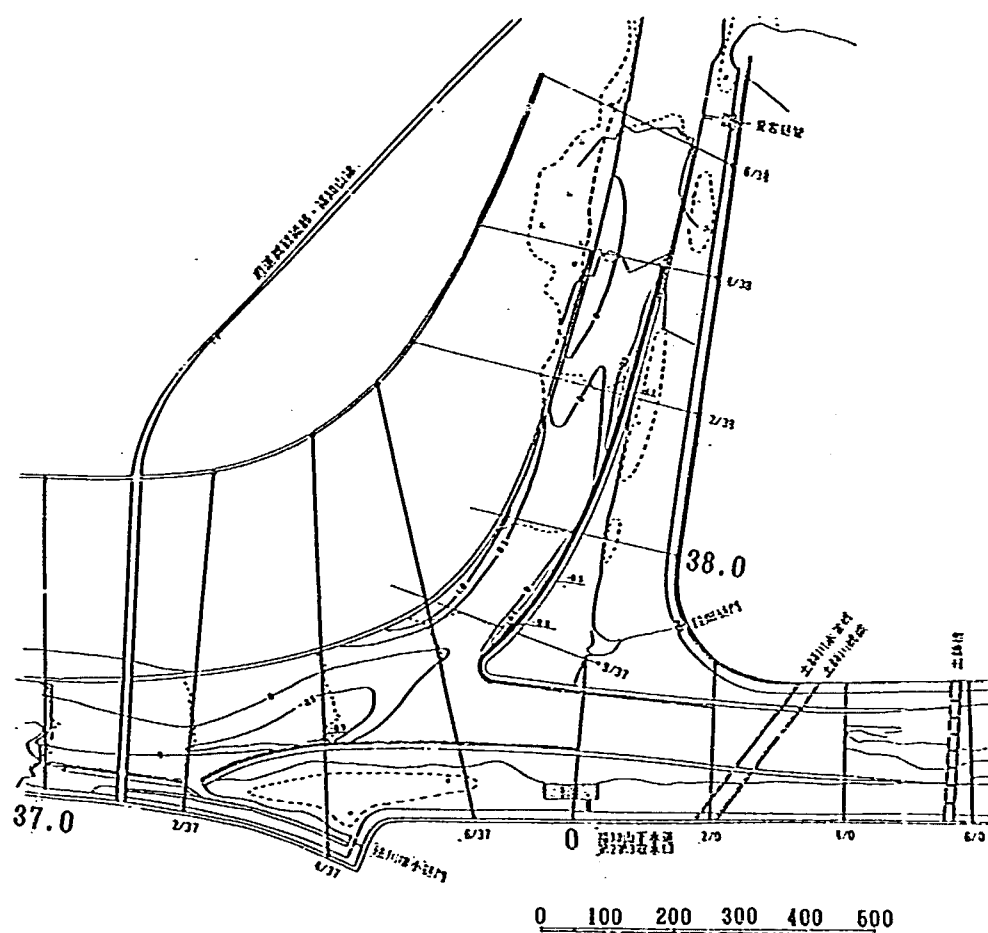
図-5.46 河床等高線図 (暫定移動床不定流: 計画高水: 合流部拡幅)



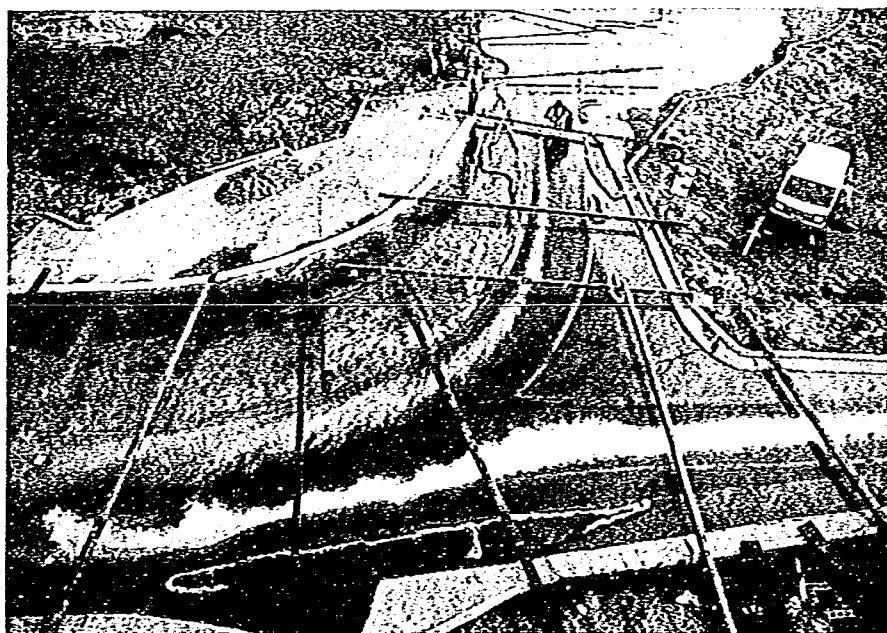
図—5.47 河床等高線図（暫定移動床不定流：計画高水：合流部拡幅）



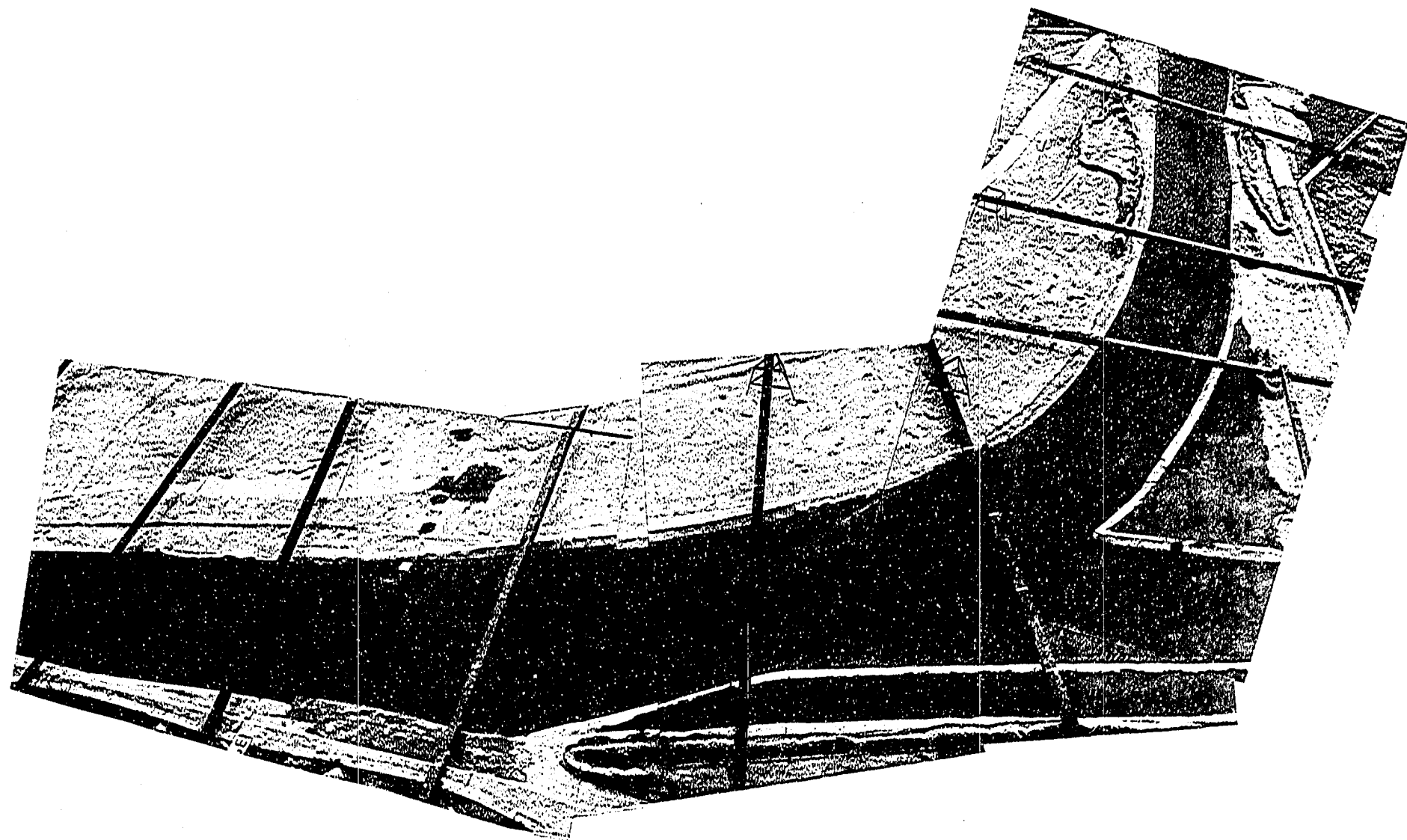
图—5.48 河床等高线图(暂定移动床定流:8210号:合流部扩幅)



図一5.49 河床等高線図 (暫定移動床定流：8210号：根固め工)



写真一5.6 合流部の流況 (暫定河道：移動床適切案：8210号：定流：ケースB-2-7)



写真—5.7 合流部の河床変動（暫定河道：移動床適切案：8210号：
定流：ケースB—2—7）

- ・ 前田・川北地区では、41.0 km 付近から扇形状に堆積が拡がり、40.6 km 付近まで堆積傾向を示す。

(2) 根固工＋水制工A案

- ・ 合流点の水位は、水制工を設置しない場合と同じであり、水制工設置による影響は現れない。
- ・ 合流点付近の主流部は、水制工による水跳ね効果が小さいことから、依然として 38.0～37.8 km 左岸沿いおよび導流堤先端から 37.4 km 左岸寄りとなる。
- ・ 39.0 km 付近の露岩下流での洗掘土砂が砂れき堆を形成し、合流点内岸側に堆積する。このため主流が対岸の左岸に偏り、水制工先端および根固工前面が洗掘され沈下や崩落が生ずる。
- ・ 38.0～37.8 km 付近の水制工先端および根固工前面では約 1.5 m の洗掘となり、導流堤先端から 37.4 km 左岸付近では約 2.0 m の洗掘が生じる。

(3) 根固工＋水制工B案

- ・ 合流点では、38.0～37.8 km 付近にかけて水制工を徐々に長くし、導流堤先端に導流水制を設けて水跳ね効果を相乗させた結果、主流部は左岸沿いから低水路中央付近に移行する傾向が強まった。
- ・ 39.0 km 付近の露岩下流からの洗掘土砂は、合流点内岸側に堆積し、堆積範囲は下流側に伸び、水制工A案よりも局所的な堆積は少ない。
- ・ 38.0～37.8 km 間左岸水制工沿いでは、37.8 km 付近の水制工先端が約 1.0 m 洗掘されるが、それ以外は 0.5 m 程度であり水制工および根固工の崩落は少ない。
- ・ 導流堤先端から 37.4 km にかけては、導流水制の効果により洗掘範囲が低水路中央に移行する。

(4) 39.0 km 付近の狭窄部拡幅＋根固工＋水制工C案

- ・ 39.0 km 狭窄部を拡幅したことにより、上流部へは 42.0 km 断面まで水位が低下した。下流側は 38.6 km までの水面勾配が緩やかとなる。
- ・ 合流点では、38.0～37.8 km 付近にかけて水制工を徐々に長くしたこと、および導流堤先端に導流水制を設けて水跳ね効果を相乗させた結果、主流部は左岸沿いから低水路中央付近に移行する傾向が強まる。
- ・ 39.0 km 付近露岩下流での局所洗掘は解消し、平均で約 0.5 m 程度の洗掘となる。その結果、上流からの供給土砂が少なくなり、38.0 km 付近まで約 1.0 m 程度の河床低下となる。
- ・ 河床低下に伴い、38.2～37.8 km 間の水制工および根固工前面では約 1.0～1.5 m の洗掘となり、水制工および根固工の崩落が顕著となる。

(5) 暫定法線形拡幅＋根固工＋水制工C案（最適案河道）

- ・ 合流点付近の低水路幅を 95 m から 110 m に拡幅したことにより、河床変動は軽減され、河床低下および局所洗掘が防止される結果が得られた。
- ・ 計画流量のピーク時では、合流部の右岸高水敷上に流れが乗るため、低水路内の流況は安定し、低水路中央部が主流となって流下する。
- ・ 38.2～37.8 km 間の水制工および根固工前面では、約 0.5 m 程度の洗掘が生ずるのみであり、よって崩落等も観察されない。

- ・ 導流水制先端から 37.4 km 間では、洗掘範囲が低水路中央部となり、37.4 km 左岸付近の水制工先端でも約 1 m 程度の洗掘であった。

(6) 暫定法線形拡幅+根固工

- ・ 水制工および導流水制を撤去したため、38.0 km 付近から主流はやや左岸側による傾向を示す。しかし、わん曲内岸側への堆積が非常に少ないため、大きく主流が偏ることはない。
- ・ 根固工沿いでは、最大で約 1 m の洗掘でありとくに問題はないことから、根固工のみで充分対処できるものと思われる。

10) 新音無瀬橋の検討

福知山市において、由良川・土師川合流点下流の 37.1 km 地点に計画している新音無瀬橋に関する検討を行った。橋梁形式としては、桁橋、斜張橋、ニールセンローゼ橋案の 3 タイプが計画されている。実験では、橋脚周辺の洗掘状況および流況を観察し、橋脚の位置および向きについて検討を行った。実験流量については 8210 号出水を対象として検討を行った。

(1) 橋脚の構造

それぞれの橋脚の構造図および径間割りを図-5.50~52 に示す。

(2) 実験結果

新音無瀬橋が設置される地点の流向は、図-5.53 に示されるようになることから、これに沿うように橋脚の向きの修正を行ってから実験を開始した。

桁橋については、向きの修正を図-5.50 に (図中の () 書きが修正角度)、橋脚周辺の洗掘状況を図-5.54 に示す。橋脚の向きは、P3~P6 について 5~10° 修正した。橋脚周辺の洗掘については、低水路部分に設置される P6、P7、P8 では、最大で約 2 m の洗掘が生じ橋台が露出する。

斜張橋については、向きの修正を図-5.51 に、橋脚周辺の洗掘状況を図-5.55 に示す。中央の橋脚 P4 について、向きを 5° 修正した。橋脚周辺の洗掘については、低水路部分に設置される P5、P6 で、最大約 2 m の洗掘が生じ、橋台が露出する。橋台露出範囲は桁橋の場合よりも広がる。

ニールセンローゼ橋については、向きの修正を図-5.52 に、橋脚周辺の洗掘状況を図-5.56 に示す。橋脚 P3、P4 について 5° 修正した。橋脚周辺の洗掘については、低水路部分に設置される P4、P5、P6 で同様に、最大約 2 m の洗掘が生じており、橋台が露出する。とくに、左岸低水護岸沿いの橋脚 P4 については、橋脚周辺の洗掘が護岸へ及ぶことが懸念される。

いずれの橋脚配置も計画河道に対応する向きとなっており、暫定河道においては若干その向きに問題を生じる。橋脚周辺の洗掘については、低水路部分に設置される橋脚については、2 m 程度の洗掘が生じており、橋台が露出することから、橋脚周辺での対策が必要であろう。

5.3 暫定河道の問題点と対策

洪水時間が長い場合には、合流部低水路左岸側の洗掘および右岸側の堆積が顕著になる結果が得られた。長時間の洪水でなくても、洪水経験回数が多くなれば同様の結果が得られると考えられる。この現象は、現況河道への回帰性を示すものであろう。つまり多少の改修を行っても、それを維持する

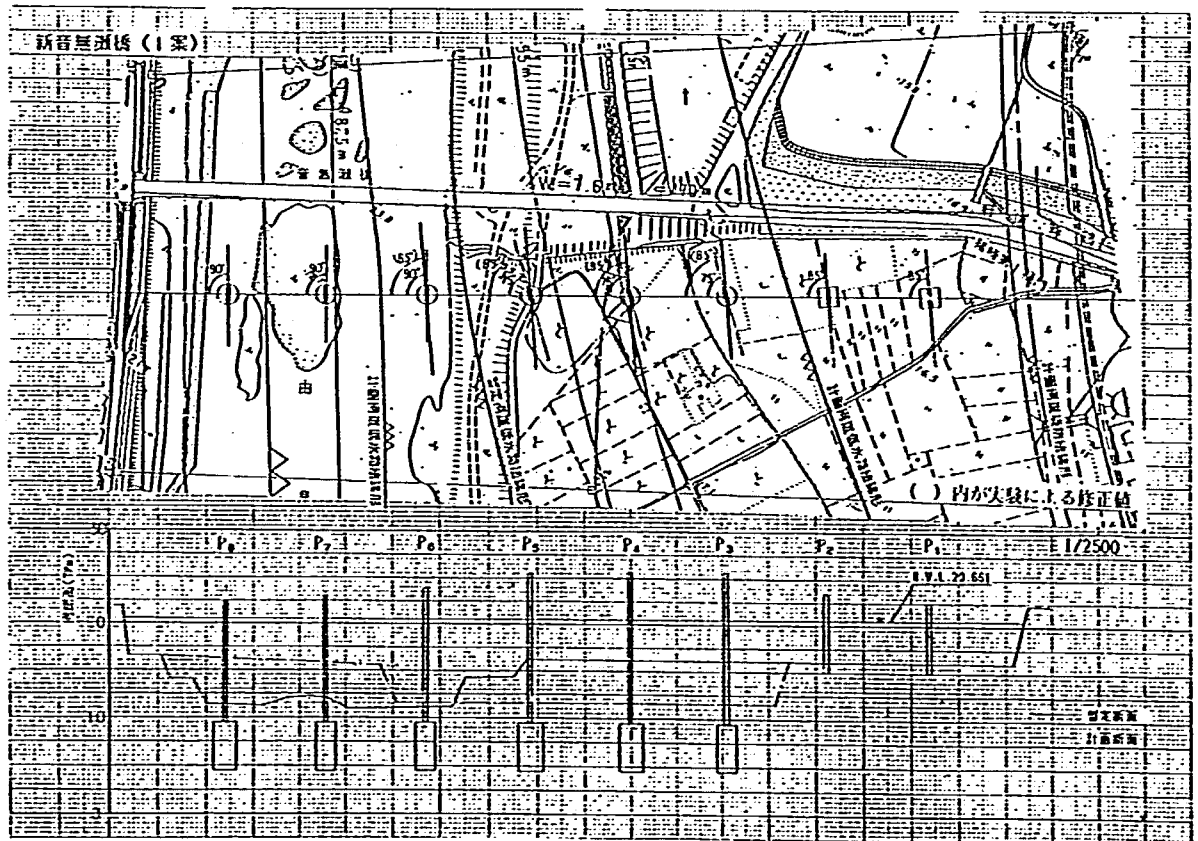
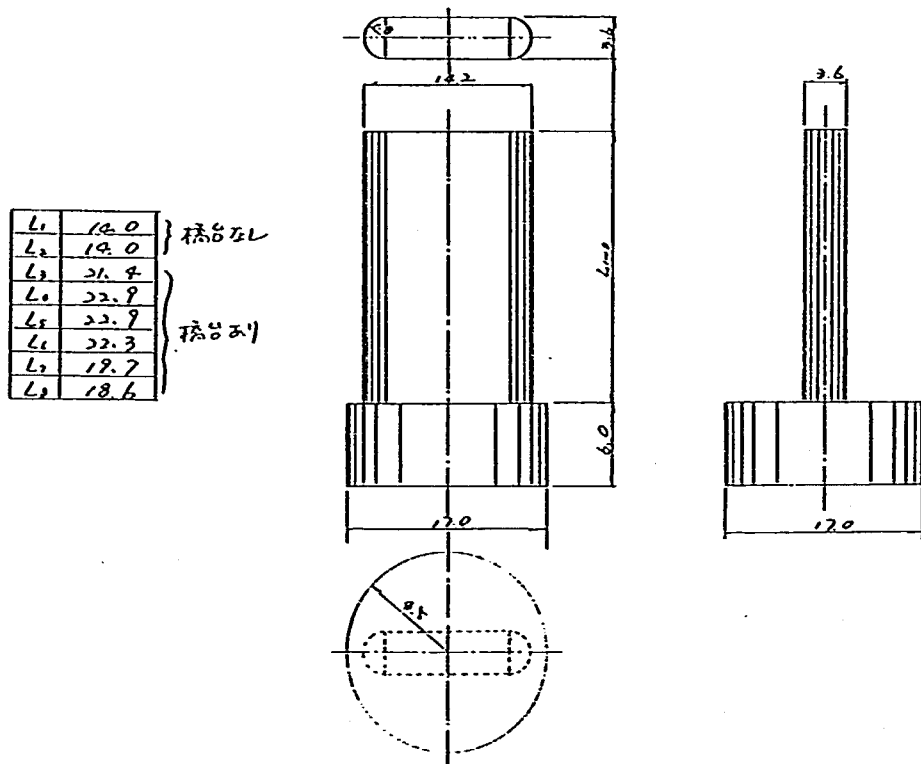


図-5.50 橋脚の構造および支間割り (桁橋)

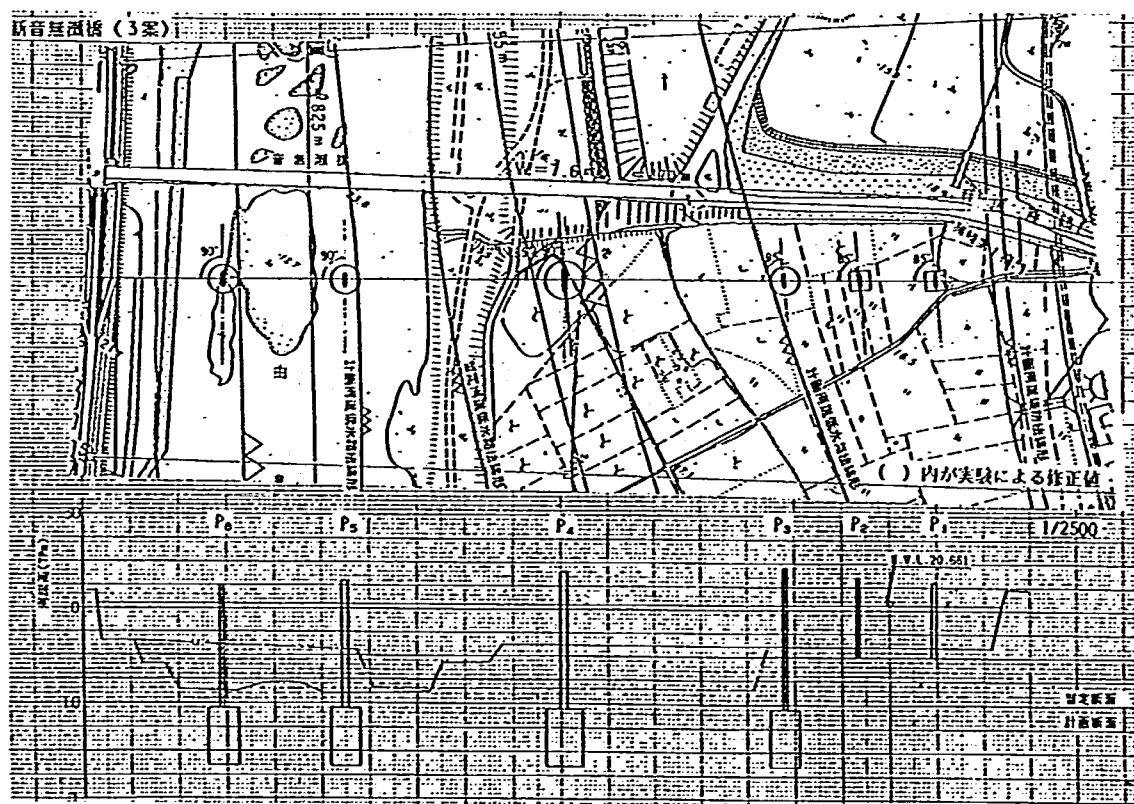
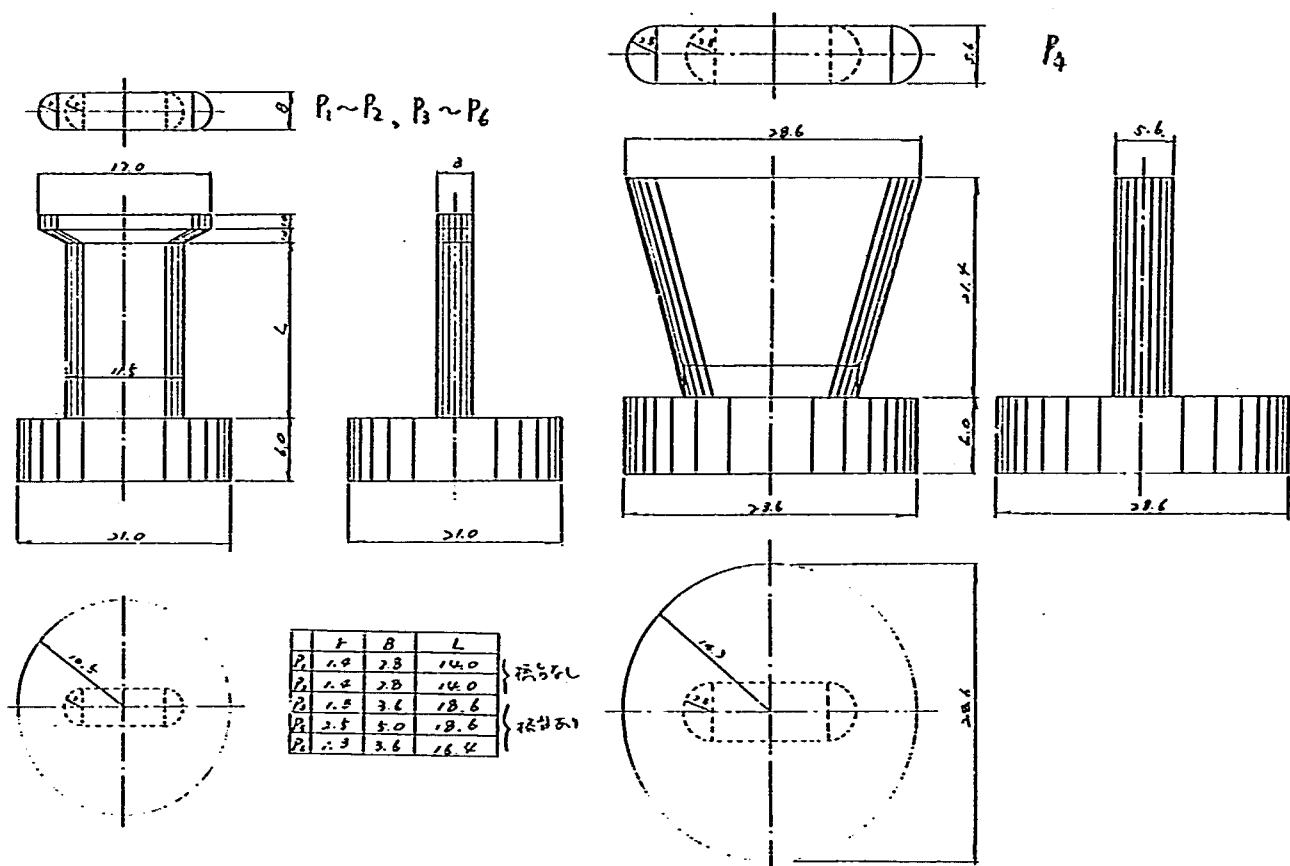


図-5.51 橋脚の構造および支間割り (斜張橋)

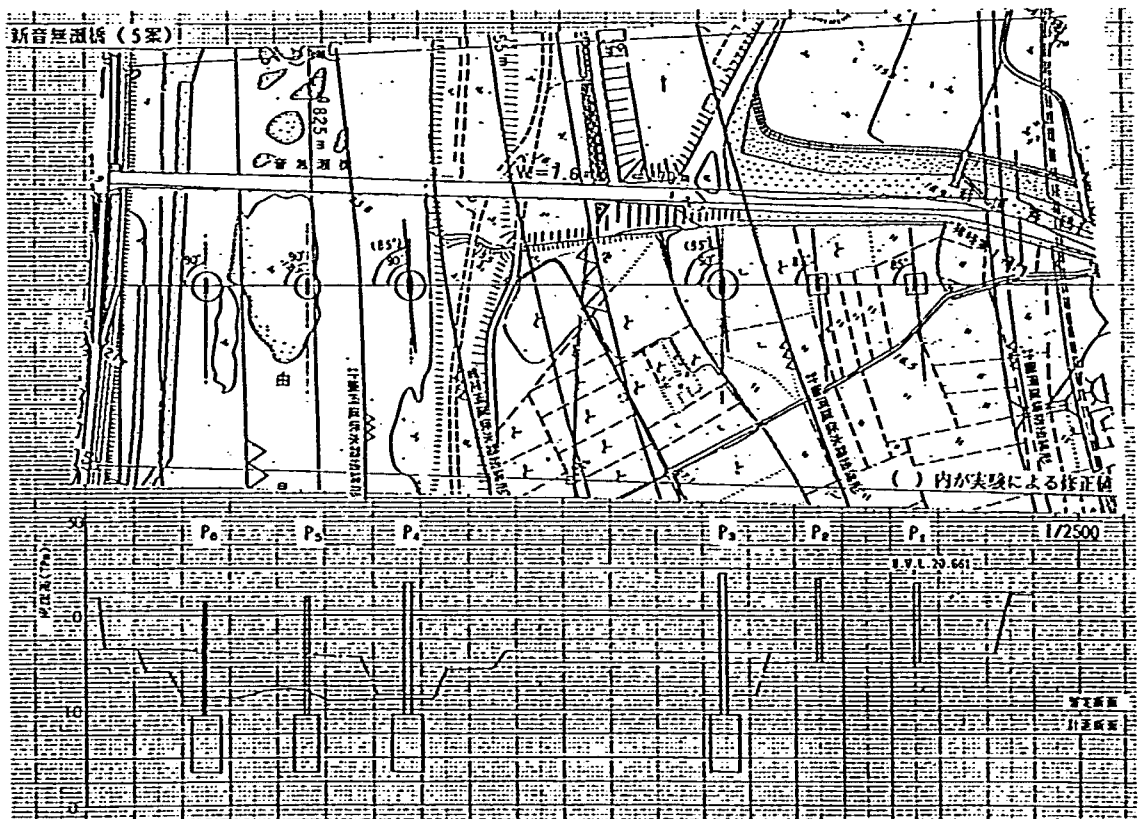
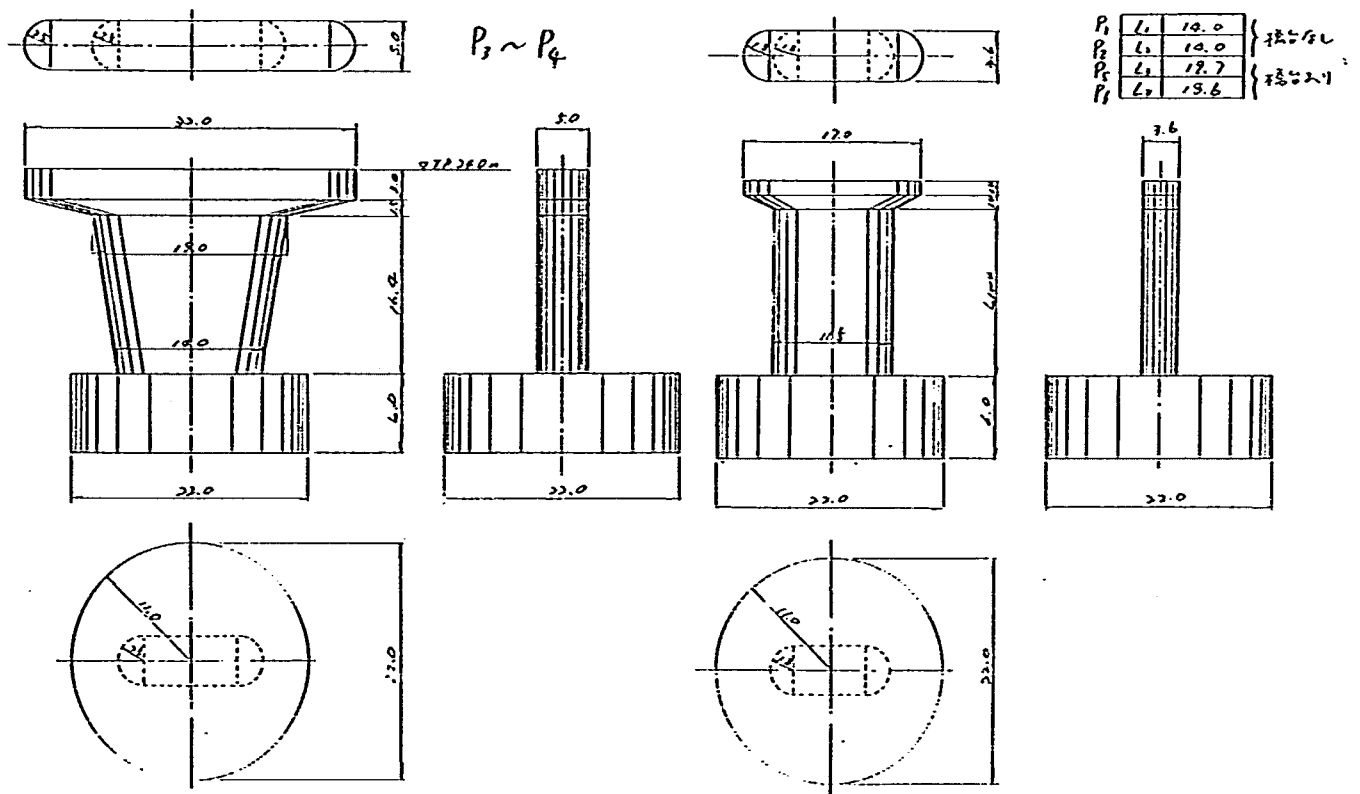


図-5.52 橋脚の構造および支間割り（ニールセンローゼ橋）

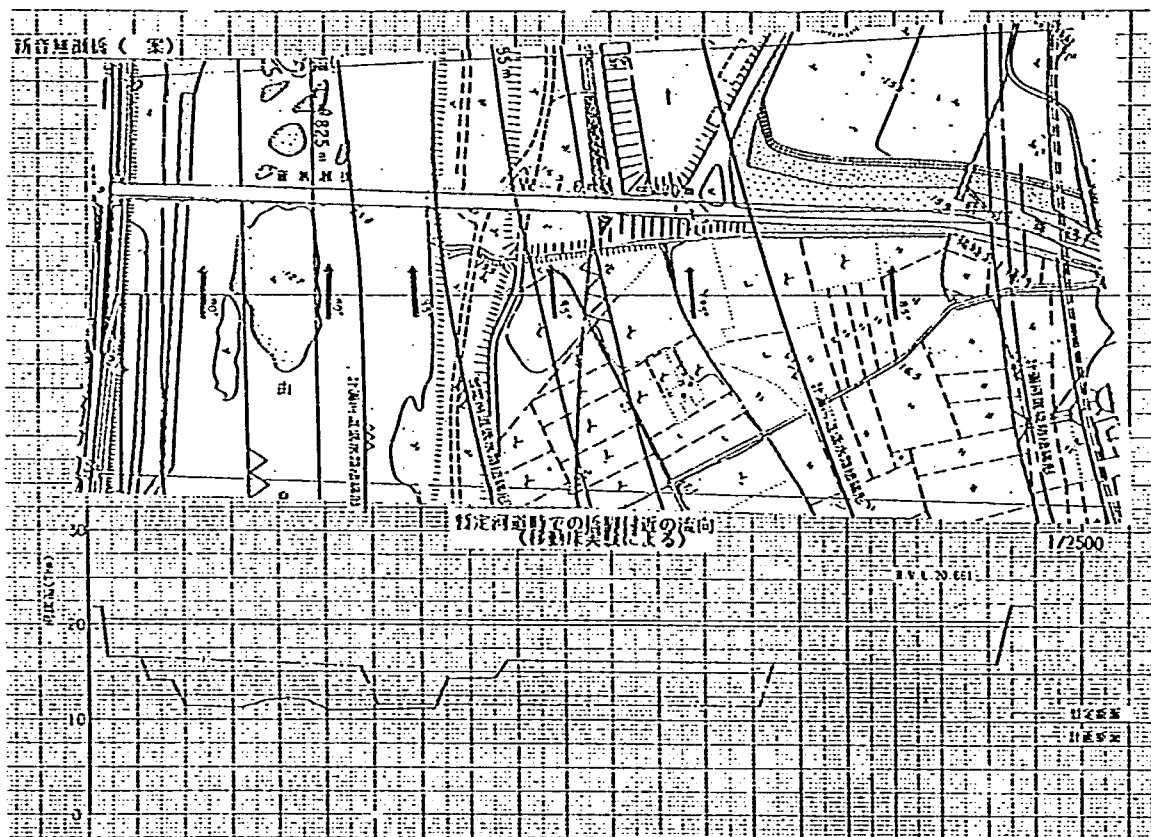


図-5.53 新音無瀬橋設置位置の流向

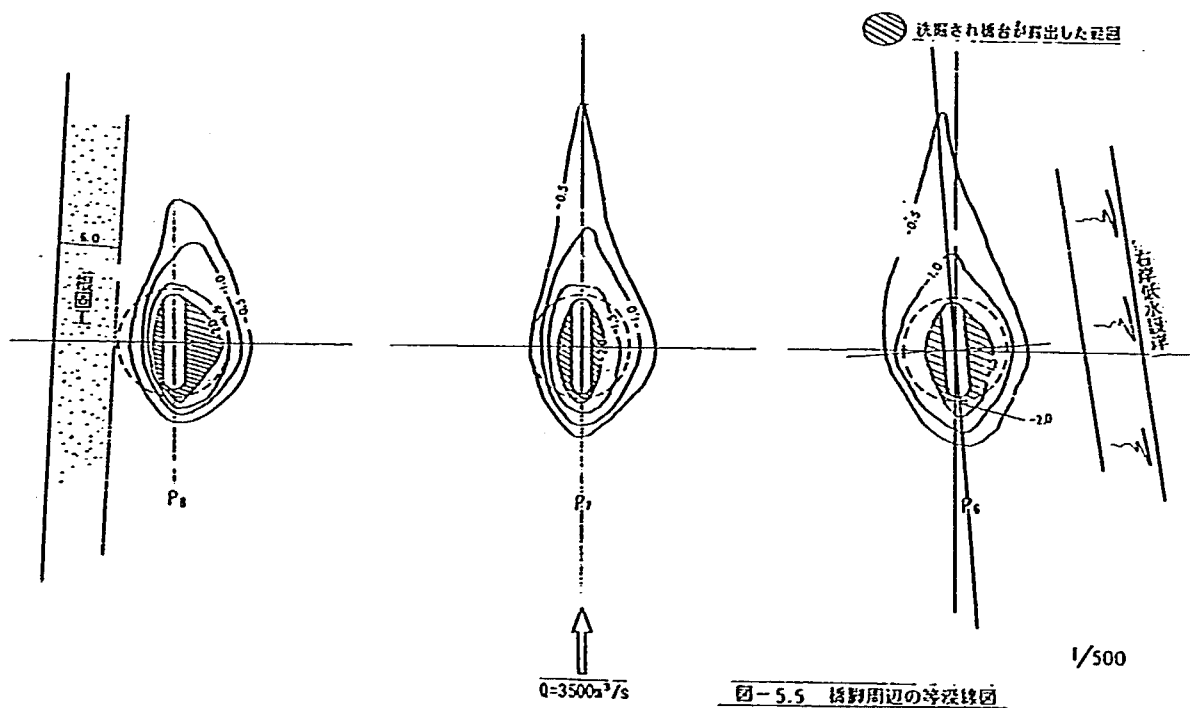


図-5.54 橋脚周辺の洗掘状況 (桁橋)

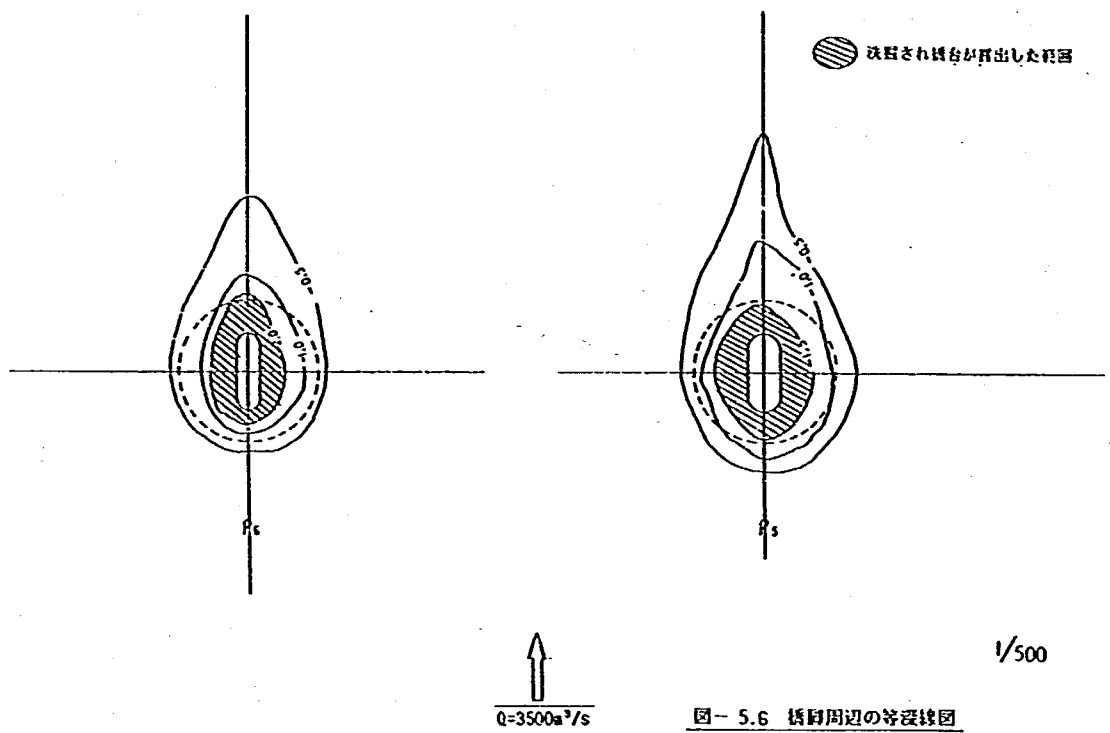


図-5.55 橋脚周辺の洗掘状況（斜張橋）

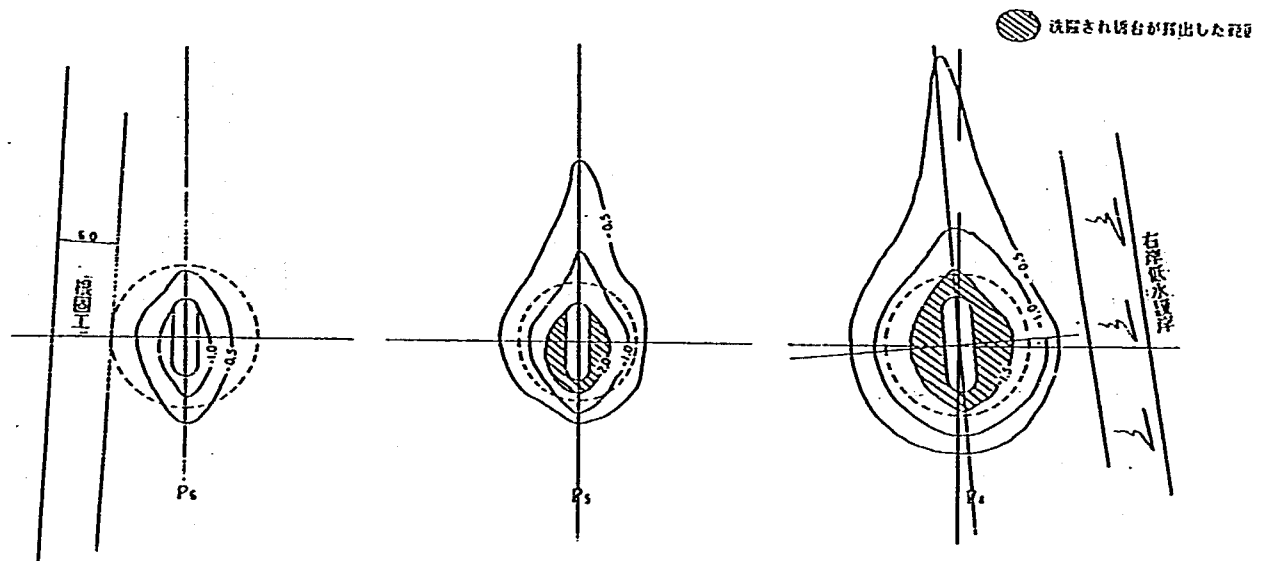


図-5.56 橋脚周辺の洗掘状況（ニールセンローゼ橋）

ような対策を行わなければ、自然に形成された現況河道へ復元しようとするのである。しかし、それでは福知市街を控えた合流点左岸堤への脅威を和らげようとした当初の意図が失われてしまうので、その対策を考えることにした。わん曲合流部左岸側の洗掘の原因を考えると、直接的にはわん曲部において流れがねじれることによって引き起こす2次流に起因するであろう。2次流を弱めるためには、わん曲部の曲率を小さくすればよいのであるが、もともとが直角だった箇所であり、それに比べれば曲率はかなり緩くなっている。計画河道時には暫定の時よりもさらに曲率を小さくするのであるが、暫定河道の範疇ではこれ以上曲率を小さくするのは困難である。わん曲の曲率を変えずに洗掘を軽減する方法を考えてみると、ダイレクトには洗掘箇所に捨て石工や根固め工等の対策工を施すことが考えられる。洗掘の程度が激しくて根固め工等の維持が困難である場合には、透過型の水制工を設置して土砂堆積を促す必要がある。一方、原因論的なものを追求していくと、洗掘が生じるのは内岸側の堆積と相反性があることが洗掘を助長している。堆積は必ずしも2次流のせいばかりではなく、上流からの給砂量にも左右される。すなわち、土砂供給量が多いほど堆積は容易になる。そこでこの給砂量を規定している原因について考えてみる。給砂を左右する要因として洗掘が考えられる。洗掘箇所や洗掘量が多いほど、その下流への土砂供給量は増すものと考えられる。そこで、懸案地点の上流における洗掘を抑えることにより、当該地点におけるわん曲部内岸側の堆積を減少させ、ひいては外岸側の洗掘を軽減させることにつながると考えられる。合流部の上流において、顕著な洗掘は2箇所見られる。いずれも狭窄部の直下流であり、一つは39.0 km もう一つは42.0 km の狭窄部直下流である。42.0 km の狭窄部で洗掘された土砂は、川北地区の低水路河積が広がった区間に堆積しており、合流部の堆積には影響を与えていないようである。したがって、合流部の堆積に直接的に影響を与えているのは、39.0 km の狭窄部での洗掘であると考えられる。ここでの洗掘の原因は縮流にともなう高流速であるから、これを解消するためには狭窄部の拡幅を行うのが最もよいであろう。しかし前述したように、そのためには道路の撤去や付け替えを行わなければならないため、河道断面全体ではなくて低水路のみの拡幅で対処することが最も現実的であろう。39.0 km の狭窄部低水路を拡幅した結果、狭窄部直下流の洗掘は軽減されたが、合流点直上流のわん曲部の河床が全体的に低下して、それに対応すると考えられる土砂が合流点内岸側に堆積した。これはわん曲部における掃流力が大きいためと考えられることから、わん曲部の低水路幅を全体的に拡幅して掃流力を弱めることによって河床の低下を防ぐことを考えた。その結果、合流点における低水路左岸側の洗掘は、当初に比べてかなり軽減された。洗掘対策の方針としては、第1には河道形状の修正を考え、それができない場合あるいはそれでもなお問題が解消されない場合には、河川構造物の根入れ深さ等を考慮して、護岸前面あるいは橋脚周辺において、2 m 以上の洗掘が生じる箇所について対策を行うことにした。河道形状の修正の対象となるのは、39.0 km の狭窄部、合流点上流のわん曲部の2箇所である。洗掘防止対策の対象となるのは、合流点左岸の低水護岸前面、合流点上流のわん曲部における左岸の低水護岸前面、新音無瀬橋の橋脚周辺の3箇所である。39.0 km の狭窄部については、低水路幅を拡幅することにより、狭窄部直下流の洗掘の問題を解消することができた。合流点上流のわん曲部については、当初問題点の認識はなかったのであるが、狭窄部直下流の洗掘がなくなったことにより、この区間が河床低下を

生じることが明らかになった。すなわち、狭窄部直下流の洗掘による土砂供給があったおかげで、その下流のわん曲部では河床が維持されていたのであるが、本来上流からの土砂供給がなければ河床低下を招く河道形状であることが明らかになった。わん曲部の川幅を広げることにより、河床の低下量はかなり低く抑えることができたが、わん曲部外岸側の低水護岸前面の洗掘は、対策の対象値として設定した2mを超えている箇所がみられることから、川幅の拡幅とあわせて洗掘防止対策工が必要であると判断された。合流点左岸の低水護岸前面の洗掘は、狭窄部の拡幅およびわん曲部の拡幅が、合流点右岸の堆積を減少させることに成功したため、ある程度軽減されたものの対策が不必要になるまでには至らなかった。合流点左岸および合流点上流のわん曲部左岸の洗掘は、計画策定時から予想されていたことであって、その対策として水制工を設置することを考えていた。当初の計画に従い水制工による検討を行ったのであるが、その結果、たしかに低水護岸前面の洗掘は防止される。しかし、水制先端の洗掘が著しく、洗掘位置が護岸前面から水制先端に移動しただけのように見受けられた。それでも護岸の崩壊を防ぐという観点からいえば、その目的は達成されている。ただし、水制工を設置することは実質的に河積を狭めることになり、わん曲部の川幅を広げた意味が失われる。すなわち、わん曲部の河床低下が生じて合流点内岸側の堆積が増幅するのである。しかし、合流点左岸側には水制工が設置してあるため、護岸自体は安全であるが、水制先端の洗掘は、水制工を設置しなかったときの護岸前面の洗掘よりも大きくなる。これは強引あるいは過剰な改修なのではないかという気がしてならない。この場合、水制工を設置するほどの事態ではなく、むしろ水制工は流れを疎外し洗掘を助長しているように思える。そこで水制工の代わりに根固め工による検討を行ってみた。根固め工の天端は河床と同じ高さに設定することにより、河積が減ることのないようにした。実験では、根固め工の先端は崩壊するものの、護岸の脚部までは影響が及ぶことなく、また根固め工先端の洗掘も最大で1.5m程度であり、十分良好な結果が得られた。また合流点内岸側の堆積も減少した。新音無瀬橋については、歴史的な要素が強いことから、モニュメンタルな美観を有する橋梁形式が要望されている。検討した橋梁形式は、桁橋、ニールセンローゼ橋、斜張橋である。橋梁形式によりそれぞれ径間是不一样的が、さらに現在および将来の河道形状についても考慮する必要がある。それぞれの橋梁形式について、橋脚周辺の洗掘と河道に与える影響について検討を行った。新音無瀬橋周辺の洗掘は、なにも対策しない場合には、逆円錐状に橋台の基礎が露出する程度まで掘られる。洗掘範囲は橋脚周辺約4mである。洗掘範囲に保護工を設置する必要があるであろう。橋脚の形状が楕円形であるため、その向きについても検討を行った。流れのせき上げや橋脚周辺の洗掘、橋脚自体に作用する力を考えると、長軸を流向に沿った向きにするのが最もよいと考えられる。しかし、合流点の直下流ということもあって、本・支川の流量配分が変化することによって、橋脚地点の流向は容易に変化すると考えられる。また、将来計画河道時には河道形状も変化することから、すべてを同時に満足する橋脚の向きはあり得ないと考えられる。したがって、重要度の高い条件に対して検討せざるを得ない。流量配分については、計画流量配分とした。河道の形状については、現況、暫定、計画をそれぞれ考慮し、いずれの場合においても不都合のない位置を選定することが望ましい。

6. 計画河道の検討

計画河道とは、氾濫のないすなわち浸水被害を受けることのない河道を想定している。氾濫をなくするためには、洪水をすべて河道のなかで処理するか、あるいは遊水地を設けて処理する方法が考えられる。遊水地を設けるのは、下流への流出量をカットするのが目的であり、下流河道が未改修で疎通能力が不足している場合に行われることが多い。したがって、基本的には計画河道とは、計画高水流量に対して流下能力が確保できるような、築堤および河道内掘削を行うものである。流下能力の検討は不等流計算によって行われる。洗掘・堆積の大まかな検討は河床変動計算によって行われる。由良川の場合にもこのような検討を行い、堤防諸元や河道形状を決められている。しかしながら、由良川の場合急曲合流部の水衝強度や水防林の流水抵抗が数値計算のみには依り難いことや、暫定計画を含む長期的な計画であって、氾濫計算を行う必要もあることから、ますます計算では明確な解答が得にくくなった。そこで、立案された計画の妥当性の確認および不都合部分の修正を行うために、水理模型実験による検討を行うことになった。暫定河道においては、土師川との合流点から下流は築堤により氾濫はみられなくなった。計画河道においては、合流点から上流についても築堤を行い、氾濫のない河道を実現するものである。

6.1 計画河道の概要

計画河道の基本理念は、築堤により氾濫被害をなくすことであって、計画高水流量 $5600 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して十分な流下能力を有するとともに、河床変動の面においても対策を要しないものであることが望ましい。疎道能力の検討については、不等流計算において粗度係数の値や死水域のカット等を適切に行えば、だいたい信頼できる断面形が策定できる。模型実験においても疎通能力の検討は最も簡単にできるものの一つである。これとは逆に河床変動に関する検討は、計算においても実験においても非常に難しい問題である。

計画河道は暫定河道に比べて次のような改修を増補している。合流点上流の築堤、計画低水路法線形の設定、計画河床高の設定、高水敷の整正、樹木の伐採である。各改修項目の内容と目的について述べる。

合流点上流の築堤は、38.8 km～43.0 km 左岸、40.6 km～41.6 km 右岸について行うもので、これにより模型実験対象区間においては氾濫が解消される。この地域は氾濫常襲地帯であったから、これにより、まずなによりも安心して生活できるし、土地利用形態が大きく変化し、地域が発展する期待や可能性も生まれると思う。極端に言えば、堤防を造ることが治水事業のほとんどの目的であって、あとの維持・管理の問題は重要ではあるが、氾濫を防ぐという観点からは、その役割は、築堤や掘削のように積極的なものではなく、むしろ受け身であらう。

計画低水路法線形は、全体的には現況の低水路法線形をそのまま生かし、河積の確保に必要な低水路幅の拡幅を行っている。現況と法線形が大きく違う箇所は、合流部および前田、川北地区である。この2箇所については暫定河道時においても改修を行ったが、計画河道においてはさらにその改修を

進めた。合流部のわん曲した低水路法線形については、暫定河道時よりも河道中央に移行するとともに低水路幅を拡幅した。これにより、合流部左岸の岩沢堤への水衝強度が弱まるとともに、水衝部の位置はさらに下流へ移行すると考えられる。また、わん曲の曲率も緩くなったことから、2次流の強度も弱まり内岸側の堆積および外岸側の洗掘といった傾向も軽減され、河床変動の面でも現況および暫定に比べれば均一化の方向に向うと考えられる。長時間スケールで考えれば、最終的には同様な河床変動結果に至るのであるが、そこに至るまでの時間すなわち河床変動の問題が顕在化するまでに要する時間は、計画河道の方が長いと考えられる。前田・川北地区は、暫定河道においてショートカットした地点である。しかし、低水路法線形については河積確保の点から、旧河道を残したままになっているため、非常に奇妙な形をしている。全体的にみれば、ここだけが河積および川幅が他に比べて大きくなっており突出している。計画低水路法線形は、流下方向になめらかであって分担流量が変化しないかぎり一樣幅であることを理想としているようである。それが全体的な河道の安定につながると考えられているようである。たしかに、急拡・急縮が連続していて土砂移動が局所的で不連続であるよりは、土砂移動が連続的で均一の方が河道の安定は図りやすいであろう。流れの面から考えても水衝部を極力減らすことができる。見た目にもバランスが崩れていてよくない。川幅に関しては、いずれは死水域に土砂が堆積し、放っておいても自然に一樣幅に近づくと考えられる。法線形については、自然河道が本質的に蛇行の性質を持っていることから、低水護岸を設置しないかぎり、計画低水路法線形を維持することは困難であると考えられる。計画河道においては、前田・川北地区の旧河道部分を埋め戻し、縦断方向に一樣な低水路幅とした。さらに、低水路の法面には低水護岸を張り、計画の低水路法線形を維持する対策を行った。これにより、暫定河道時にみられた、縦断的な土砂移動の不均衡は解消されると考えられる。

計画河床高は、通常は低水路の高さをさし、現況の河床高および平均的な縦断河床勾配に沿うようなかたちで決められる。計画河道には、最深河床高や平均河床高は存在しない。あるのは計画河床高のみである。計画河道の河床は横断方向に平らである。しかし、実際には、みお筋などは計画河床高より低くなる可能性は十分ある。また、計画河床高よりも高く堆積する箇所もでてくるであろう。そのように考えてみれば、計画河床高とは、改修計画における初期の設定値であって、改修後は変化していくことが十分考えられる。しかし、それが安全な方向に変化していくのか、または危険な方向へ向かうのかは見極めが難しい。河床が低下するのは、流下能力の面から考えれば安全側であるが、河川構造物の維持の面から考えれば危険側である。そうすると、変化しないことが、すなわち将来にわたって計画河床高を維持していくことが、両者が困らないような方法であるようだ。現実にも計画高水流量の改訂が行われるまでは、それ以前の計画を維持・管理するような努力がなされている。模型実験では、この計画河床が、どのような方向に変化していくのかを見極めることが重要であると考えられる。

高水敷の整正については、本来、計画高水敷高を決めて行うのが通常であろう。しかし、高水敷は低水路に比べて面積も広し、とくに疎通能力に不足がなければ、多大な費用を費やして高水敷の整正を行う必要性はないと考えられる。不等流計算による疎通能力の検討においては、高水敷の整正を

行わない場合でも、計画高水に対する安全な流下能力を有しているという結果が得られている。また、最近では高水敷が、ゴルフ場、運動場、公園等に利用されるケースも増えてきている。そういった機会に高水敷の整備を進めるのも、合理的な方法ではないだろうか。高水敷の整正は、河床変動対策上どうしても必要と考えられる箇所について行った。

樹木については、合流点左岸の水防林以外はすべて伐採した。合流点左岸の水防林は、古来より蛇ヶ端藪と呼ばれ、福知山藩が保護しつづけ、明治以後も保安林として伐採することを禁じてきた。その目的は、押し寄せてくる由良川奔流の河勢を弱めて、この地点の堤防への衝撃を防ぐためであった。現在、水防林として森林法により、京都府知事が保安林の指定を行っているのはここだけで、他の地区の水防林は保安林に指定されていない。昭和37年に土師川の堤防が完成してからは、南半分は伐採されたが、北半分は依然として残されている。この藪は果して何時ごろから作られたものであろうか。「堀村代々記録」によると、

延宝5年巳ノ6月晦日ヨリ7月4日迄に蛇ヶ端新藪喜太夫奉行ニ而植申候

とあることから1677年と考えられる。「河川管理施設等構造令」には、河岸等の植樹を河川管理上支障のない形で許可するという主旨が謳われている。実験結果をみて、疎通能力に十分余裕があれば、残すのはかまわないと思う。

6.2 計画河道の水理特性

6.2.1 要 約

実験を観察して、計画河道の水理特性といわれて一番印象的なことは、実に余裕のある河だなということである。堤防は水位に対して十分余裕があるし、氾濫の危険はほとんど感じられない。現況河道や暫定河道と比べれば、河道内だけで洪水を処理することができるというのが計画河道の特徴であり、それは長年の由良川流域の人々の夢であったと思う。流れ方もゆったりしており、現況時と比べて同じ由良川とは思えないほど、すっかり様変わりした感じである。

6.2.2 固定床実験による計画河道の水理特性の検討

1) 検討概要

計画河道における水衝部対策等について、固定床実験による検討を行うとともに、計画河道の水理特性を明らかにした。実験ケースを表-6.1に示す。

以下に実験の内容を記す。

① A-5-1

不等流計算水位を参考に高水敷の粗度調整を行った。

② A-6-1

計画の河道法線形および導流堤について、水理諸量を把握して法線形および導流堤の妥当性について検討し、問題点を提起した。

表一6.1 計画河道実験(固定床)

実 験 ケース			目 的	実 験 条 件					対 策 工			備 考	
				対象洪水	流 量 (m³/s)			下 水 位 (T.P.m)	河道形状	法線形	根固工		水理工
					合流後	由良川	土師川						
A	5	検証実験	計画高水	5600	4100	1500	17.00	計 画				相似性の検討 (計画流量不等流量計算水位との比較)	
	6	計画河道実験	1	計画高水	5600	4100	1500	17.00	計 画				原案法線形での水理量を把握し、問題点を検討
			2	計画高水	5600	4100	1500	17.00		○			法線形について検討し、最適案での水理量を把握
			3	計画高水	5600	4100	1500	17.00		○		○	水制工について効果と問題点を検討
			4	改訂高水	6900	4600	2300	18.03		○		○	流量の違いにより生じる問題点を検討
			5	8210 号	3500	2800	700	15.12		○		○	比較的流量が小さい場合での問題点を検討

③ A-6-2

ケースA-6-1で提起された河道法線形および導流堤の問題点について改善し、最適案を検討し、その最適案での水理諸量を把握した。

④ A-6-3

ケースA-6-2で検討した最適案法線形に計画の水制工を設置し、水理諸量を把握して、水制工の概略の効果と問題点を提起した。

⑤ A-6-4

改訂高水流量時の水理諸量を把握し、流量の違いにより生じる問題点を提起した。

⑥ A-6-5

8210号出水時の水理諸量を把握し、比較的流量が小さい場合での問題点を提起した。

2) 河道形状

模型区間(34.2 km~43.0 km)全域を暫定河道から計画河道に改造した。図一2.4に計画河道平面図を、図一6.1に計画縦断図を示す。低水路は、計画河床高で開削し、1:1.5で低水護岸を製作した。高水敷は、計画堤防を施工したため氾濫域はなくなり36.0 km~39.0 km間の水防林を伐採し整正した。36.0 km~39.0 km以外の高水敷は、現況形状とし水防林は残している。

3) 検証実験

計画河道での粗度検証は、計画高水流量での不等流計算水位に模型水位を一致させる方法とした。計画河道での粗度係数は、低水路については河床を掘削するものの現況河道の粗度係数を著しく変えるとは考えられないことから現況河道と同じ $n=0.0350$ を採用する。高水敷については、氾濫域がなくなり、整正することによって阻害の少ない河道になるとの考えから、34.2 km~38.2 km間を $n=0.0400$ 、38.2 kmから上流を $n=0.0600$ と設定している。

そこで模型実験では、低水路粗度は現況河道と同じことから、現況河道実験と同じ粗度付けを行った。(半球状のセメントペーストを15 cm間隔でチドリ状に設置。1つの大きさは1.0 cm程度)高水敷に関しては、とりあえず現況河道実験と同じ粗度付けとした(4 mm粒径の豆砂利をかなり密に付着)。

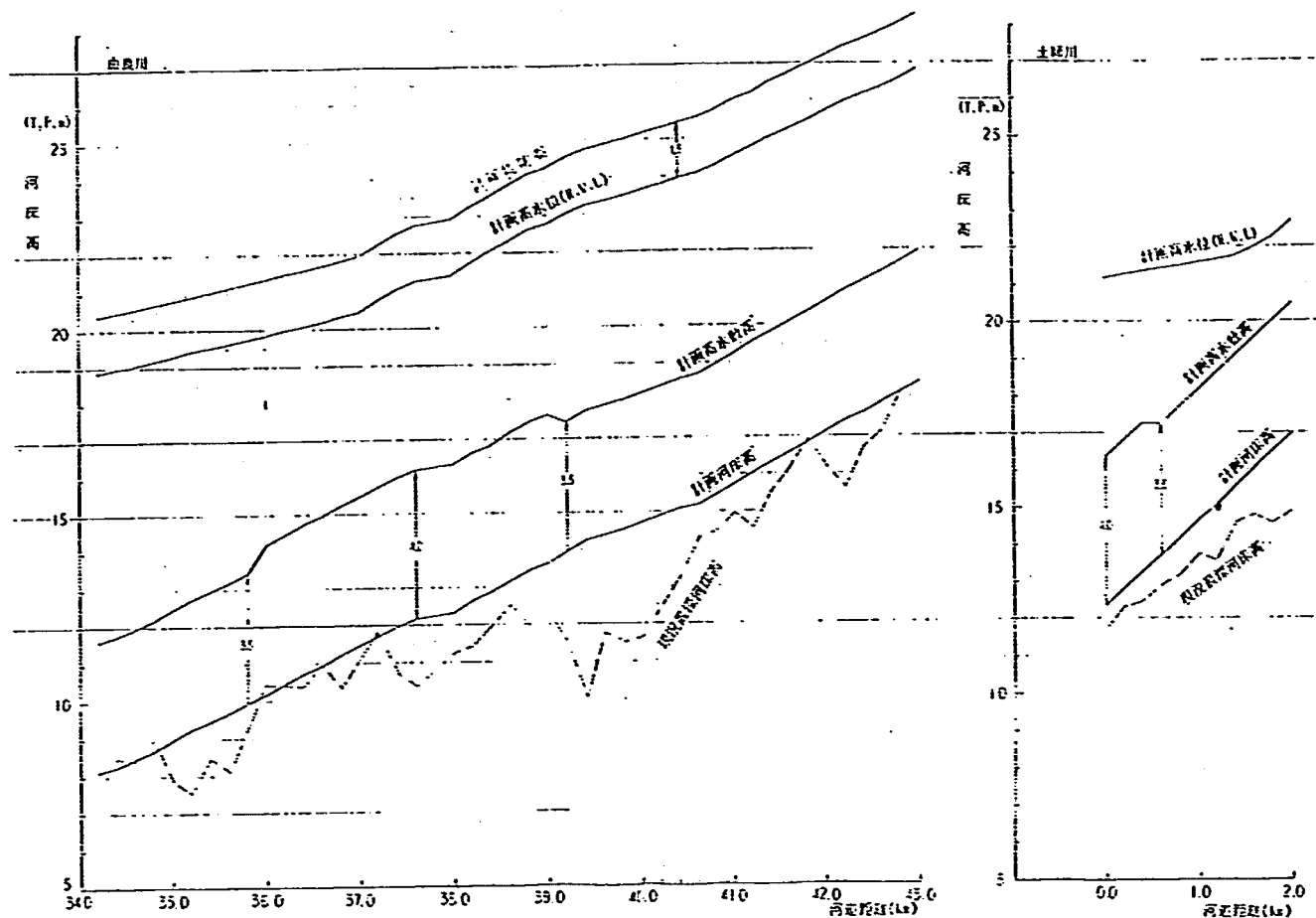


図-6.1 計画河道縦断図

この条件を検証1として、図-6.2に不等流計算と比較した水位縦断図を示す。その結果、38.0 kmより下流と土師川筋では計算水位に一致したが、38.0 km～38.6 km 区間および40.0 kmより上流で約0.4 m 模型水位が低くなる。これは合流点より上流で計画堤防の施工に伴い氾濫域が無くなり、水防林も現況河道に比べてほとんど伐採された状態であるため、現況河道時よりも高水敷の粗度が減少したと考えられる。低水路粗度については、高水敷の少ない土師川筋で計算水位に一致していることから、検証1での粗度付けでとくに問題はないものと判断できる。

そこで検証2として、高水敷の粗度係数が $n=0.0600$ となる38.2 kmから上流部の粗度を調整することにした。実験では6号碎石(平均9 mmの粒径)を38.2 kmから上流の高水敷上に敷均らし、計算水位と一致するまで粗度調整を行った。その結果、高水敷に密に敷均らした状態ではほぼ計算水位を満足する結果が得られた。

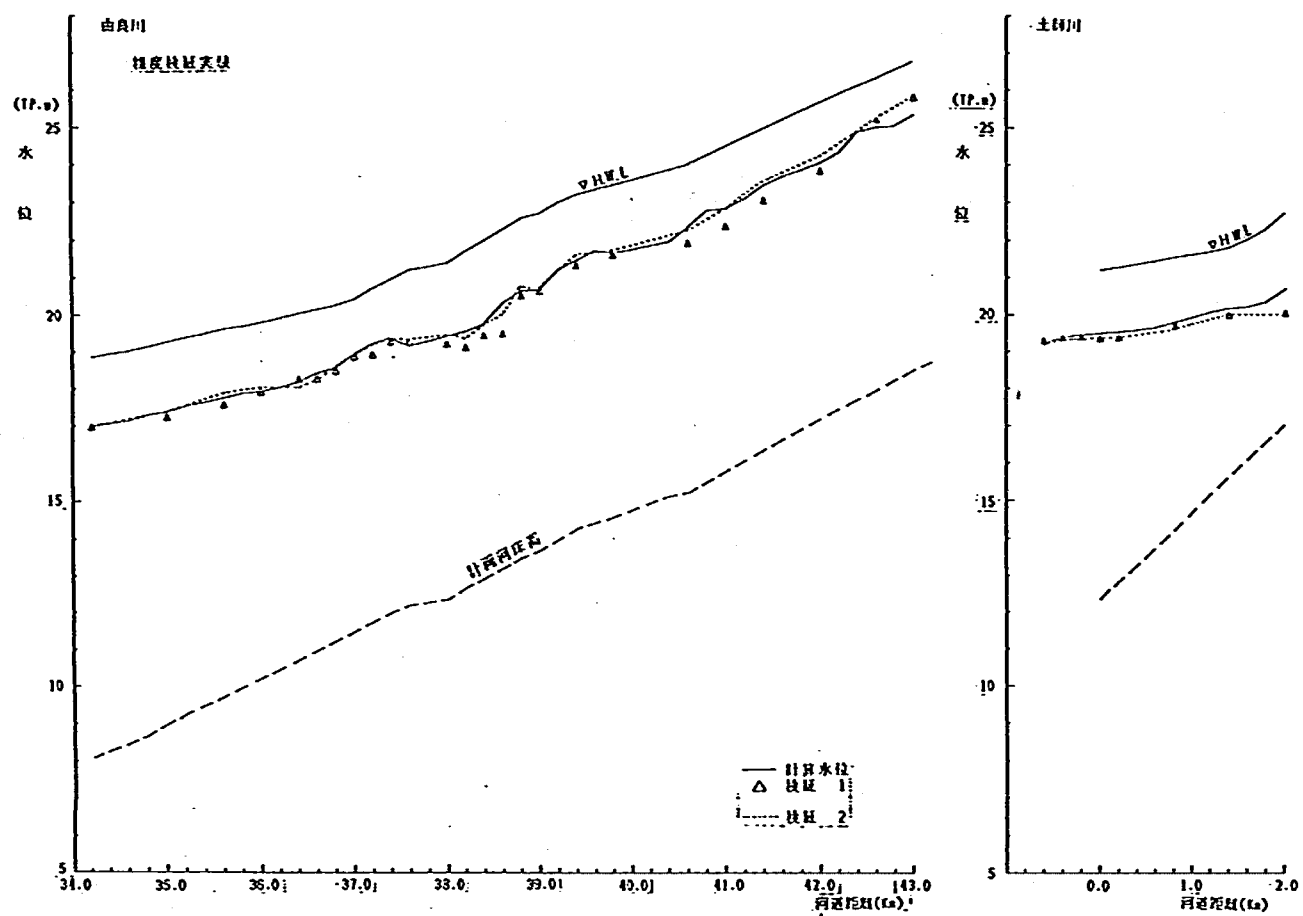
4) 法線形の検討

計画河道について、計画高水流量による低水路法線形および導流堤形状の検討を行った。

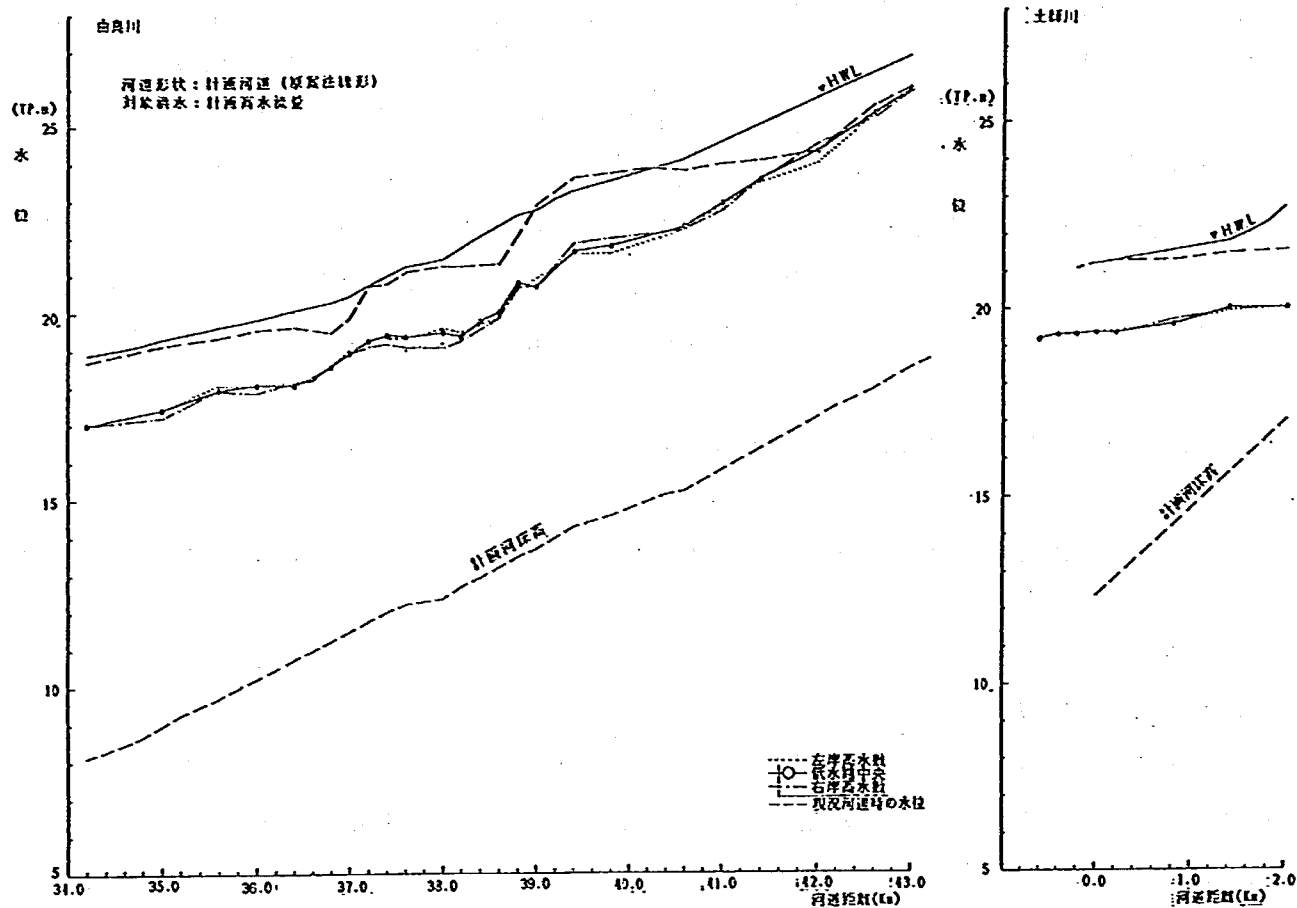
(1) 水位

図-6.3 に水位縦断を示す。図-6.4 には縦断方向の水面勾配の変化を示した。

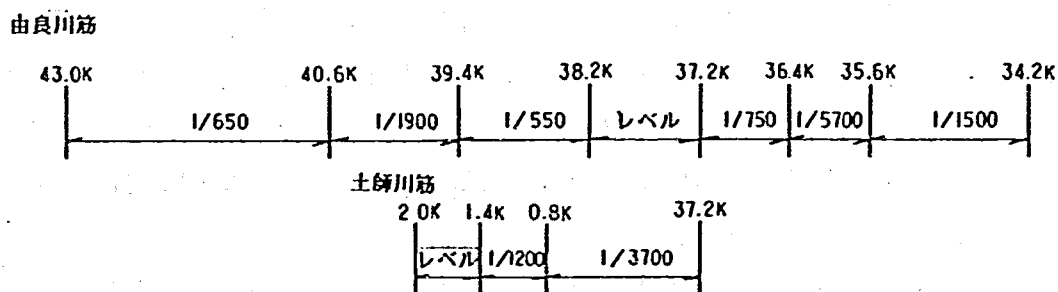
計面高水位 (H.W.L.) と比較した場合、かなり余裕があり、平均で 2.0 m 程度 H.W.L. より低い水面



図一6.2 検証実験水位縦断比較図



図一6.3 水位縦断(計画固定床定流：計画高水)



図一6.4 縦断水面勾配(計画固定床定流：計画高水)

形となる。現況河道時では、ほぼ全域で H.W.L.すれすれの水面形であったため、計画河道に改修することで疎通能力が向上したことが判る。しかし、下流水位は現況河道時よりも 1.7 m 程度低い T.P. 17.00 m で設定していることを考慮する必要がある。

合流部上流の 39.0 km までは、ほぼ様な水面形となっている。横断方向の水位差は最大でも 0.4 m 程度でありほとんど一様と考えられる。40.6 km 付近で水面勾配に変化が見られるが、これは 39.8

km 左岸高水敷の水防林を現況形状で残しているために、ここで狭窄部に近い状態となったためである。

39.4 km より下流の合流部間では、水面形に凹凸が見られる。とくに 39.4 km～38.2 km 区間で水面勾配が 1/550 と河床勾配 (1/720) よりも急になる。これは 39.0 km の両岸に水防林を残したことと、右岸高水敷が山付けの影響で狭くなっているために、低水路での流勢が強まりかつ流速が増大するためである。38.2 km～37.2 km 区間では、合流による背水の影響を受け水面形がフラットとなる。合流点 37.0 km～37.6 km 区間で、横断方向の水位差を把握するために低水路内 3 点 (左岸沿い、中央、右岸沿い) の測定を行ったが、右岸沿いが多少低くなる (0.2 m～0.3 m) 程度で、ほとんど変化は現われない。

37.2 km より下流は、36.4 km まで水面勾配が 1/750 と河床勾配 (1/1100) より急となっているが、36.4 km より下流ではほぼ一様な水面形となる。

土師川筋では、由良川筋の影響を受けて、河床勾配 1/430 に対して水面勾配が 1/3700 とかなり緩やかな水面形を示す。

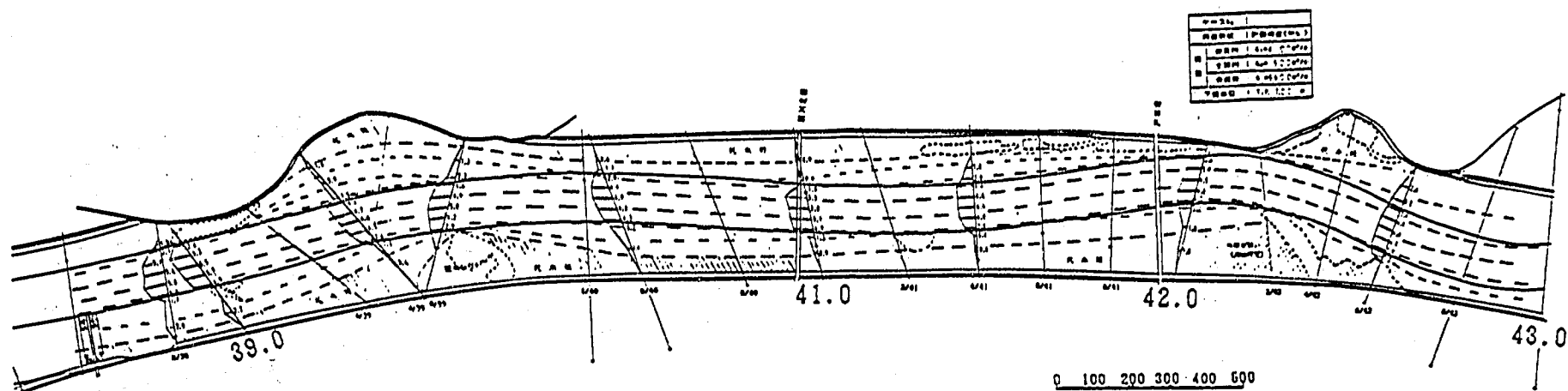
(2) 流況

流況図を図-6.5～6 に示す。

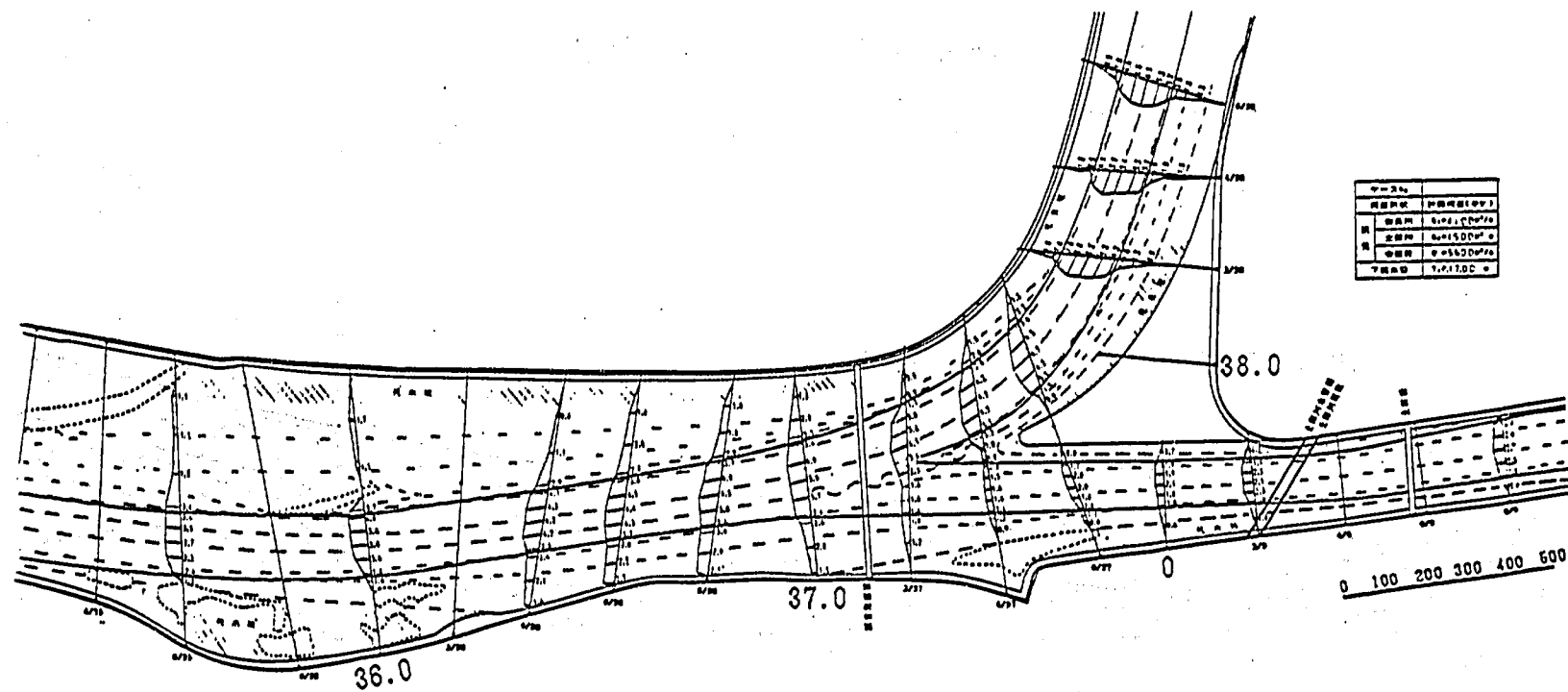
合流部上流の 39.0 km までは、低水路が 1.5 km を 1 ビッチとした蛇行を呈しており、高水敷は現況形状とし、水防林は 41.2 km より上流側、39.8 km 左岸および 39.0 km の両岸に残っている。この区間の流況は、概ね低水路法線形に沿った流況となり、主流部はほぼ低水路の中央付近に位置しており、極端に河岸沿いに片寄る地点は見られない。低水路内の最大流速は 4.5 m/s～5.5 m/s 程度となり、現況河道および暫定河道時と比較しても全体に速くなっている。堤脚沿いは全く流れが観察されず、高水敷の 1/2 程度が死水域となる。高水敷への乗り上げが観察される地点は、法線形の蛇行ビッチと関係があり、蛇行の山の部分と谷の部分で乗り上げが観察された。蛇行の山となる部分は 42.0 km と 39.8 km 付近の右岸側であり、いずれも乗り上げが顕著となり高水敷法肩付近の流速は 2.5 m/s 程度となる。42.0 km 付近から乗り上げた流れは 41.2 km～41.0 km 付近で低水路へ落ち込む。39.8 km 付近から乗り上げた流れは 39.2 km～39.0 km 付近で低水路へ落ち込んでいる。また蛇行の谷となる 41.0 km 付近の左岸側でも乗り上げが見られ、流速は 3.2 m/s 程度まで達し、39.8 km 付近で低水路への落ち込みが見られる。

合流部上流の 39.0 km 付近では、両岸に水防林を残したために流れが低水路内に集中する傾向となり、最大流速が 5.7 m/s に達する。またその上流 39.8 km の右岸高水敷にも水防林を残したために 39.8 km～39.6 km の間の高水敷上が死水域となり、対岸沿いの流速が増大している。

合流部では、39.0 km～36.0 km 間の高水敷を整理して水防林を伐採したために、現況河道時よりも阻害の少ない河道となる。合流点の法線形は、岩沢堤前面の高水敷幅を広く取っており、低水路がほぼ河道の中央に位置するような放物線形としている。また合流点処理として導流堤を設けており、導流堤の先端は 37.2 km 断面の低水路中央まで伸びている。39.0 km 付近の主流部は、ほぼ低水路中央を約 6 m/s 近い流速で流下しており 38.6 km 地点では最大流速が 6.1 m/s に達し、これは模型区間内の最大流速となる。38.2 km 付近から主流部はいくぶん左岸側 (導流堤側) に寄る傾向を示し、37.4



図—6.5 流況図（計画固定床定流：計画高水：上流部）



図一6.6 流況図(計画固定床定流：計画高水：上流部)

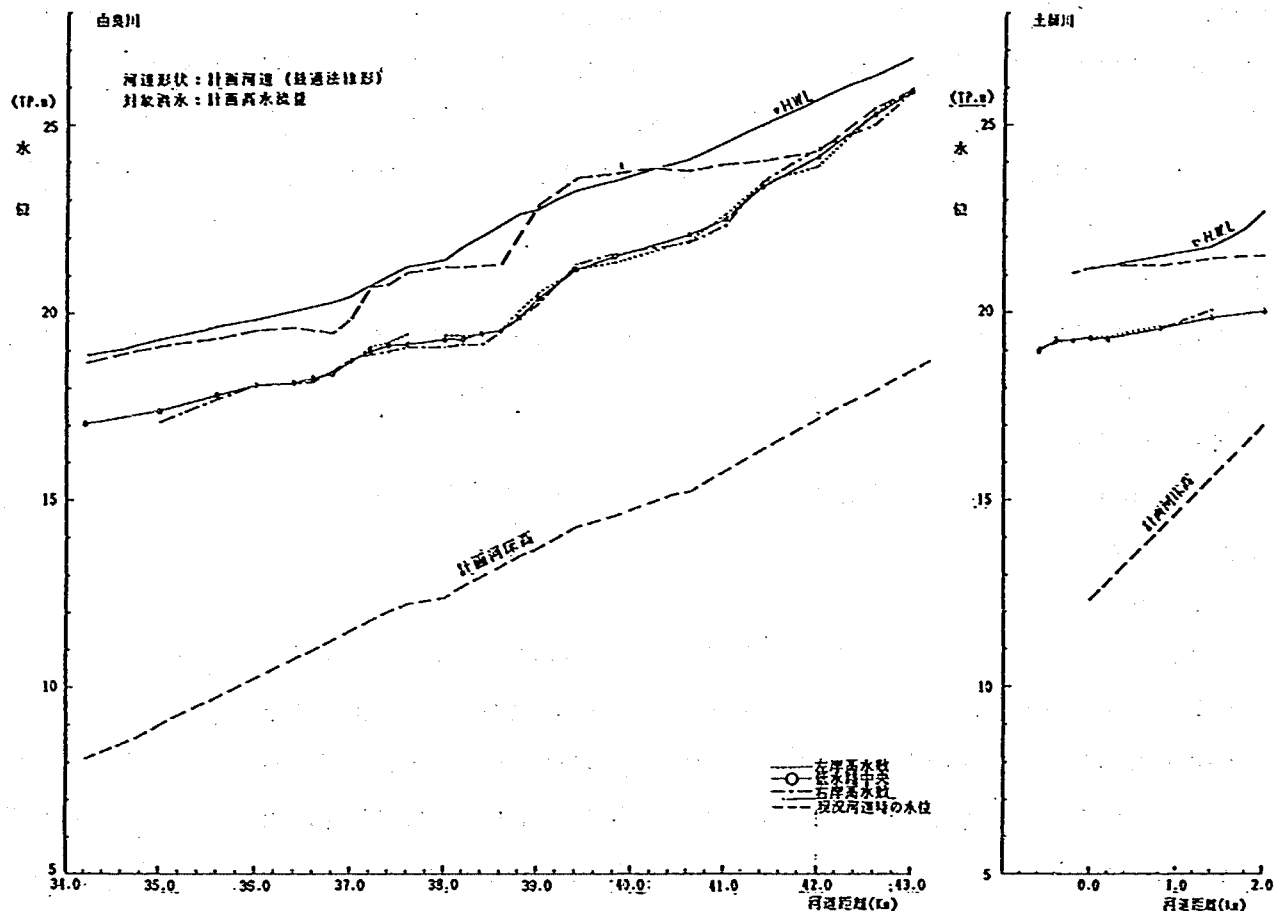


図-6.7 水位縦断 (計画固定床定流：計画高水：法線形修正)

km 付近で導流堤上の流速が約 3.2 m/s となり、乗り上げが観察された。また 37.2 km 地点では、低水路右岸沿いの流速が主流部の 1/3 程度となり、若干剝離する現象が見られる。右岸高水敷上では、導流堤沿いの 1/2 程度が死水域となり、高水敷法肩付近の流速も 2 m/s 程度と穏やかである。合流後は、土師川の流れに助けられて、現況河道時および暫定河道時と同様に左岸堤沿いが水衝部となるようなこともなく、36.0 km 付近の右岸側へ向かう流況となる。とくに 36.4 km 付近から低水路右岸沿いの流速が左岸沿いに比べて大きくなる。37.0 km 付近からは、兩岸の高水敷へ乗り上げる流れが顕著となり、法肩付近の流速は 3 m/s 程度に達する。右岸高水敷上の流れは、38.2 km 付近から乗り上げた流れと 37.0 km 付近から乗り上げた流れが高水敷中央を 1 m/s~1.5 m/s 程度の流速で流下している。

土師川筋では、低水路内を一様に流れており、最大流速でも 2.7 m/s 程度であり、穏やかな流況を呈している。合流点では、由良川の流れに抑えられ、ほとんどが右岸高水敷へ乗り上げた流れとなり、37.0 km~36.4 km 間の高水敷上では最大流速が約 2.9 m/s となる。この流れは 36.0 km から低水路への落ち込む流れとなる。

(3) まとめ

・法線形について

現況河道時および暫定河道時と比較しても全体的に低水路の流速が速くなっており、河道内の最大流速は38.6 km 付近で約6.1 m/sに達する。これは、原案の低水路幅が全体に狭いためであり、とくに合流点より下流については、高水敷法肩付近の流速も大きい結果となった。また、39.0 km 付近の兩岸に水防林を残したことにより、低水路へ流れが集中し、その付近の流速が6 m/s まで達する結果となる。

・導流堤について

37.6 km～37.4 km 付近で導流堤への乗り上げが顕著となり、流速も3.2 m/sとなる。これは、38.2 km～37.2 km 間の低水路幅が一様でないこと、やはり低水路幅が狭いためである。

5) 法線形の修正

ケースA-6-1の検討結果を参考に低水路法線形および導流堤の修正を行った。検討対象流量は計画高水流量とした。

(1) 河道形状

ケースA-6-1の検討結果より、合流点下流部および合流点上流部の由良川筋の低水路幅を広げることとした。合流点下流部については、高水敷への乗り上げが顕著となる37.2 km～36.0 km 区間を対象に左岸法線形を平均20 m 程度後退させて低水路幅を拡幅した。これは合流点処理として左岸沿いに水制工を設置することも考慮している。またこの時点で36.0 km～35.8 km の兩岸にある水防林を撤去している。合流点上流部については、低水路幅を一律とし、原案時での37.4 km 付近の低水路幅140 m で統一するために左岸法線形を39.0 km まで後退させた、さらに40.4 km～39.0 km 右岸法線形についても20 m 程度後退させて、原案時よりも多少蛇行させて流下する法線形とした。その際、39.0 km 兩岸の水防林を撤去した。また39.8 km 左岸の水防林も撤去し整正した。

この形状を固定床実験での改良案(最適案)としたが、やはり全体に低水路幅が狭いことは否めない。移動床実験での河床変動状況から再度検討する必要がある。

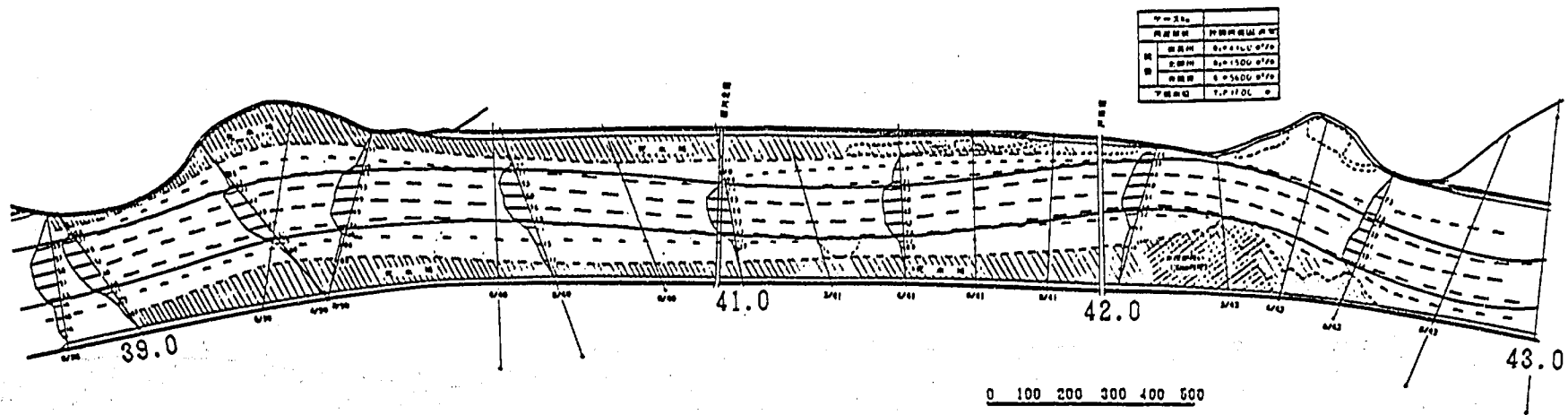
(2) 水 位

この最適案の水位縦断を図-6.7に示す。合流部付近の低水路を広げたことによる水位の低下は、41.0 km～37.0 km 区間で現われる。38.0 km～37.0 km では、平均0.2 m 程度の低下となり、41.0 km～38.4 km 区間では平均0.4 m 程度の低下となった。とくに39.0 km 付近では、兩岸の水防林を撤去したことも影響し、原案時に見られた水面形の凹凸は解消され、39.4 km～38.6 km 区間の水面形は一様となる。また水位低下が41.0 km 付近まで及んだ原因は、39.8 km 左岸の高水敷を整正したためであり、原案時での狭窄部が解消されたためである。

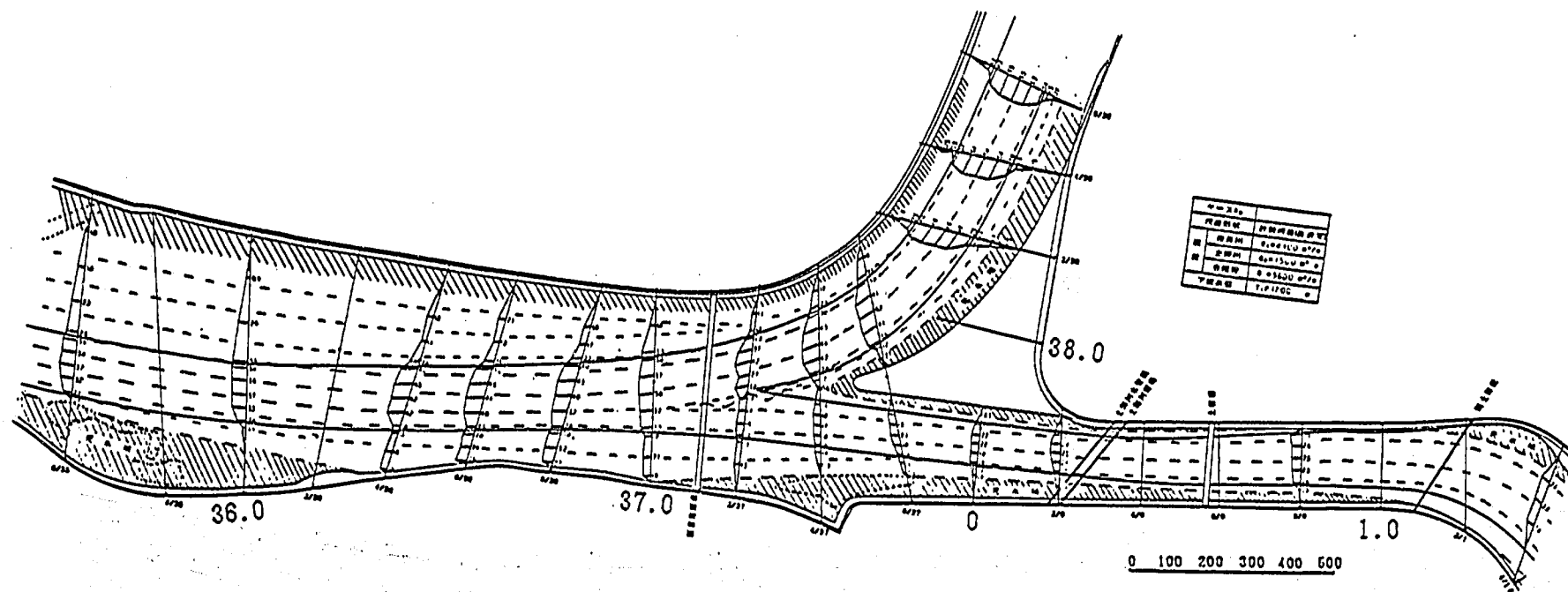
(3) 流 況

流況図を図-6.8～9に示す。また、図-6.10に合流部低水護岸沿いの流速を修正前と比較して示した。

合流点上流の40.6 km までは、原案時と同じ流況を呈する。40.4 km 付近から、高水敷上の水防林を撤去し整正したことにより、左岸高水敷上で流れが観察され死水域も原案時より後退する。その右岸側では、低水路法線形を後退させたことによって原案時よりも高水敷への乗り上げは多少軽減した。



図一6.8 流況図(計画固定床定流:計画高水:上流部)



图—6.9 流況図（計画固定床定流：計画高水：合流部）

しかし、低水路の流速は原案時とほとんど変らなかった。これは低水路を拡幅したことによって水位低下となって現われたためである。

39.0 km 付近から合流点間の左岸法線形を後退させ、低水路幅を広げたことによる流況の変化は特に観察されないが、図-6.10 から左岸沿いの流速が原案時より1割程度減少する傾向が見られる。主流部の流速は、原案時とほぼ同じであり、ここでも低水路幅を広げた影響が水位低下となって現われている。導流堤への乗り上げは、原案時よりも緩和されており、37.4 km 地点での導流堤上の流速は約1.7 m/sに減少している。合流後は、36.0 km 右岸へ向かう流況となり、右岸高水敷への乗り上げは軽減されていない。

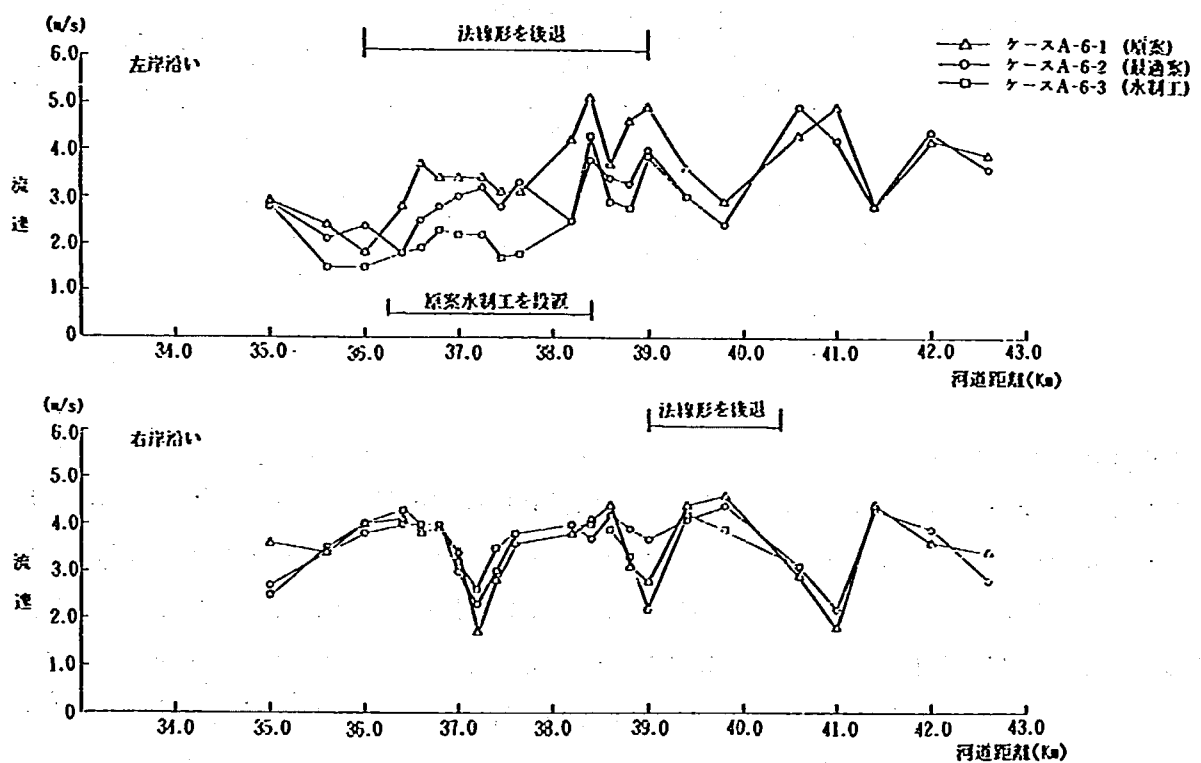


図-6.10 流速縦断面図(計画固定床定流：計画高水：合流部)

6) 水制工の検討

水制工による概略の問題点を把握するため、ケースA-6-2の河道形状に対し、合流部に水制工を配置し、計画高水時における検討を行った。

(1) 水位

図-6.11に水制工を配置した場合の水位縦断面図を示す。

水制工を配置したことによる水位の変化は、最適案と比較した場合、38.8 km～36.0 km区間で全体に約0.2 m程度水位が上昇している。合流点37.0 km～37.6 km区間での横断方向の水位差は、右岸沿いが多少低くなる。(0.2 m～0.3 m)程度で、水制工を配置してもほとんど変化は現われない。

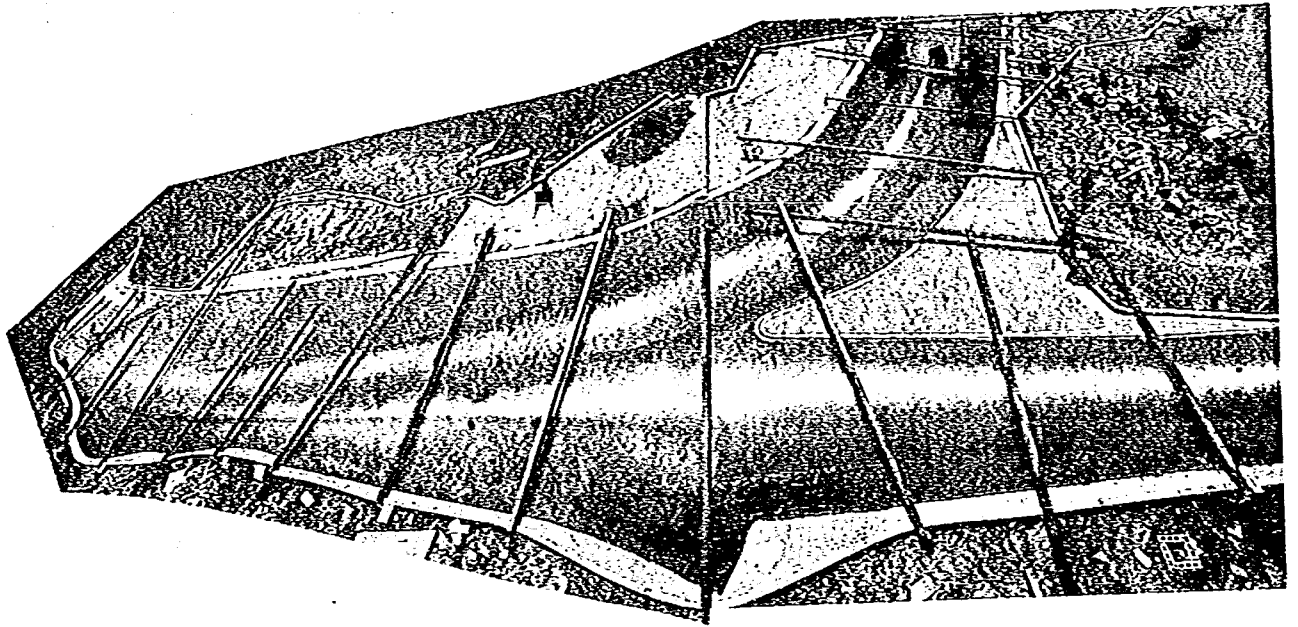


写真-6.1 合流部の流況（計画河道：固定床適切法線形：計画高水：
定流：ケースA-6-2）

(2) 流況

流況図を図-6.12～13に示す。図-6.10には低水護岸沿いの流速を、水制設置前と比較して示した。

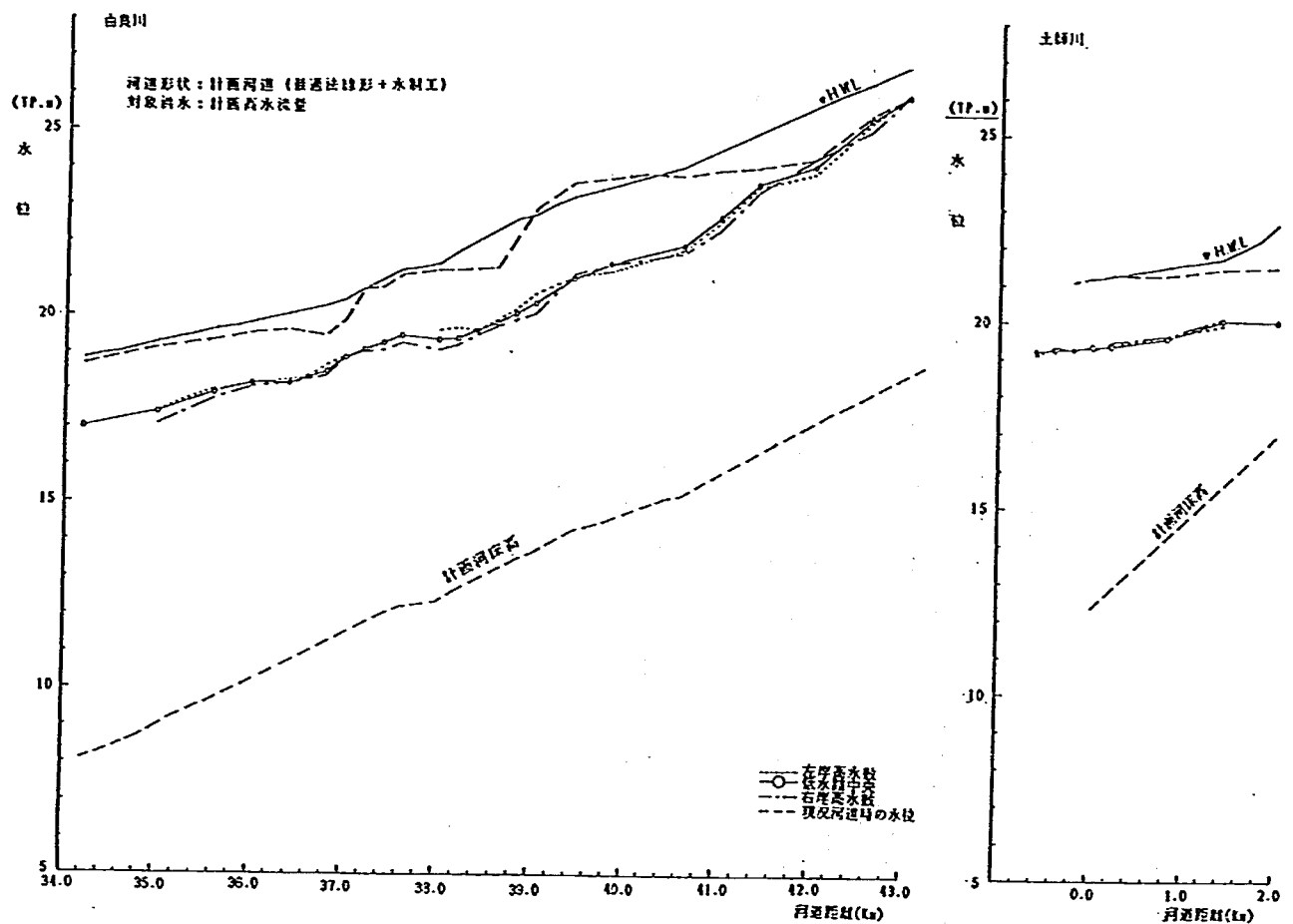
合流部の上流 39.0 km までの流況は、とくに変化が見られず最適案と同じ流況を呈する。39.0 km 付近の主流部の流速は、約 6 m/s 程度となっており、38.8 km 地点では最大流速が約 5.7 m/s となる。合流点では、主流部がほぼ低水路の中央に位置し、37.6 km 付近から導流堤沿いに主流部が寄る傾向は水制工によって解消された。そのため 37.4 km 地点での導流堤上の流速は 1.4 m/s 程度となり、乗り上げはほとんど観察されない。また導流堤上の死水域 (37.4 km 付近) は、最適案時よりも広がった。合流後は、最適案時よりも 36.0 km 右岸へ向かう傾向が強まり、かつ 37.0 km から下流で高水敷への乗り上げが最適案時より顕著となる。図-6.10 には、水制工を配置した場合と水制工のない場合（ケース 3-2）の左右岸沿いの流速を比較したが、これによると水制工を配置した左岸沿いでは、37.6 km から下流で流速が減少していることが判る。38.4 km～38.2 km では、水制工を配置しても流速に変化が現われていない。38.2 km より上流では、主流部の流速が約 5 m/s 以上に達しており、水制工への負担が大きいため効果が現われないものと思われる。

(3) まとめ

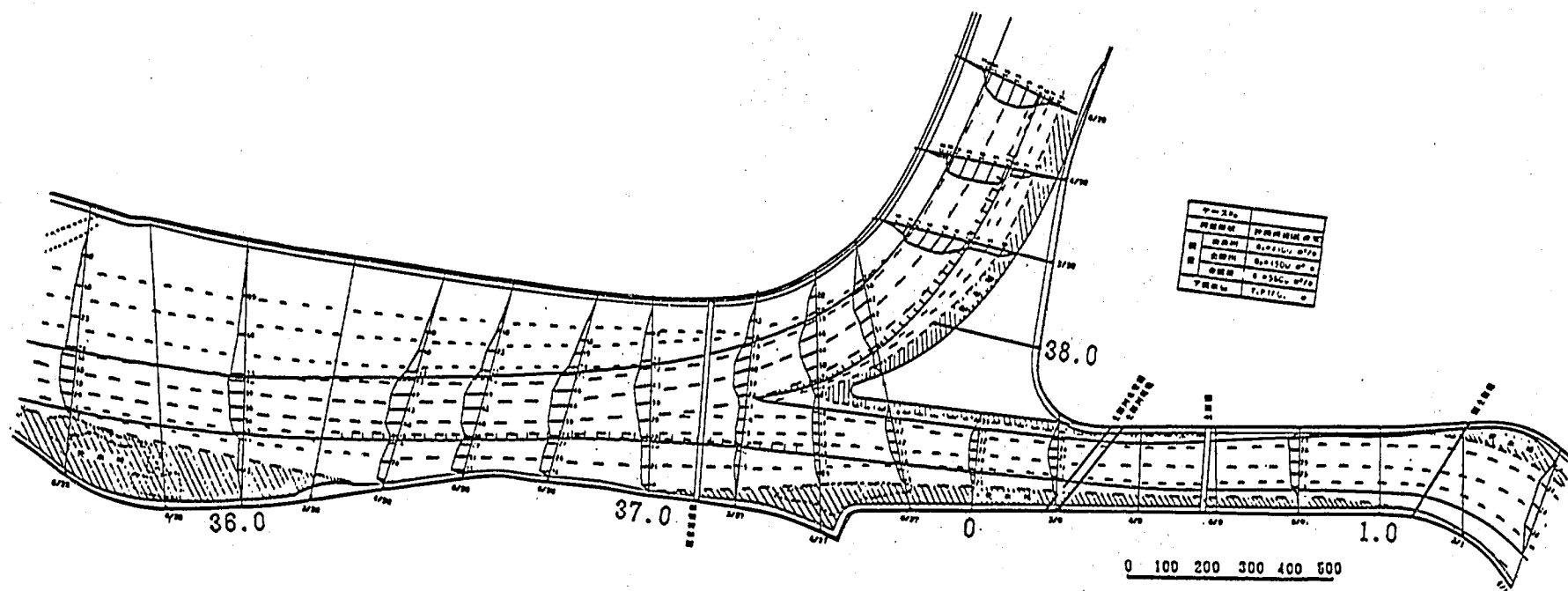
・水制工の効果について

図-6.10 から判るように、主流部の流速が 4 m/s 程度の地点では、水制工によって左岸沿いの流速が減少している。しかし、主流部の流速が 5 m/s 以上となる地点では、水制工を配置しても流速の軽減は見られない。

水制工の水はね効果としては、水制工の無いケース A-6-2 よりも幾分左岸に寄る流況となる。



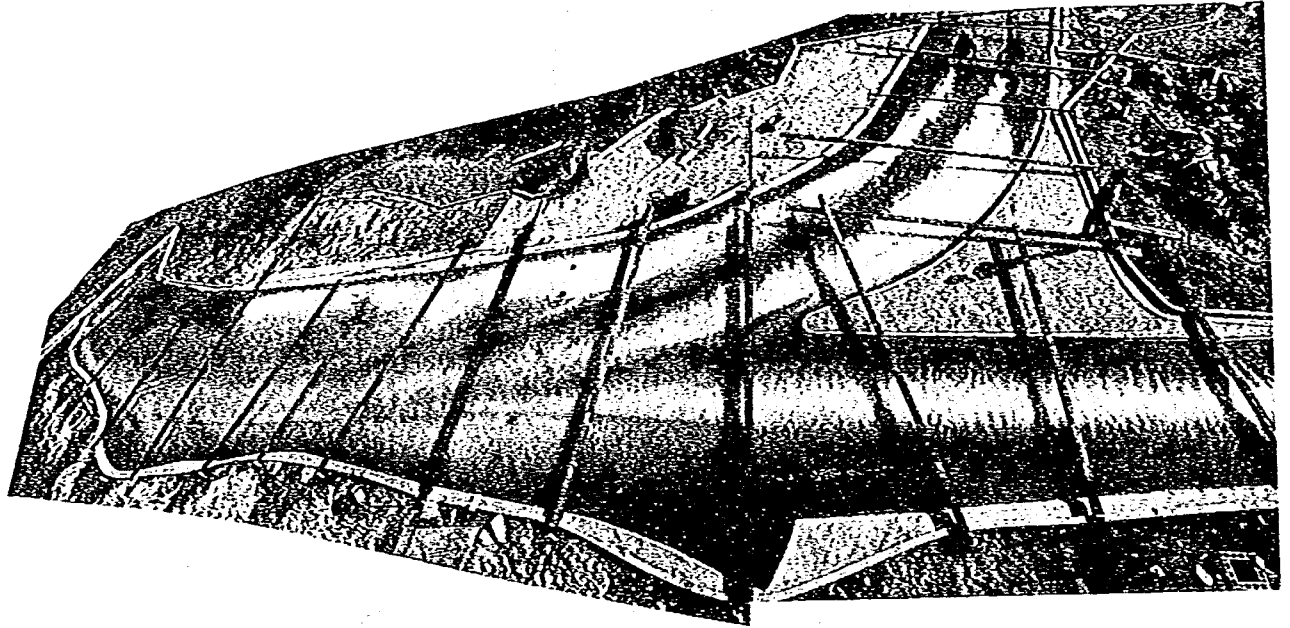
図一6.11 水位縦断（計画固定床定流：計画高水：水制工設置）



図—6.13 流況図（計画固定床定流：計画高水：合流部：水制工設置）

・水制工の配置について

通常水制工群として考えた場合、上流側の水制工への負担を減らすために上流側を短く、下流側を長くする例が多い。原案の場合、導流堤先端付近が短く、上流が長いために、上流端への負担が大きくなっている。移動床時には、水制先端部での深掘れが顕著となることが予想される。



写真－6.2 合流部の流況（計画河道：固定床適切法線形：計画高水：
定流：ケースA－6－4）

7) 改定高水流量および8210号出水時の検討

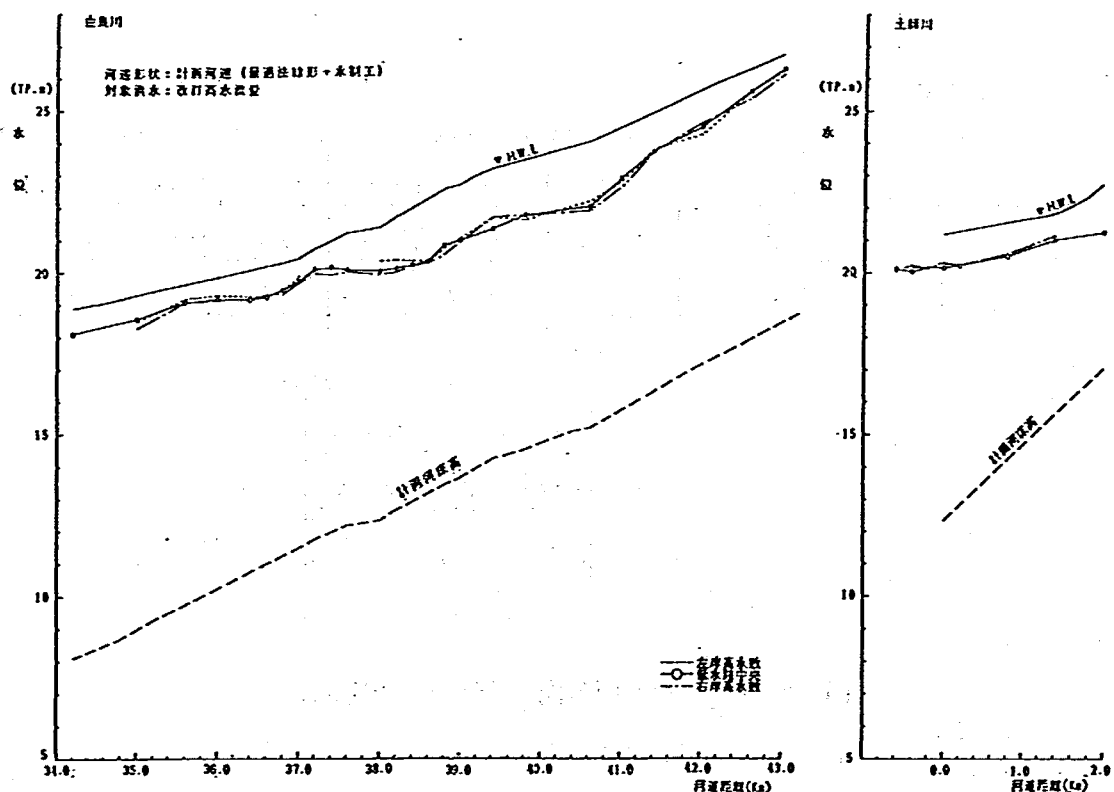
これまでは計画高水流量を対象に検討を行ってきたが、ここではそれ以外の洪水時に生じる問題点についての検討を行った。対象洪水は、改定高水流量（由良川 $4600 \text{ m}^3/\text{s}$ 、土師川 $2300 \text{ m}^3/\text{s}$ ）および8210号出水（由良川 $2800 \text{ m}^3/\text{s}$ 、土師川 $700 \text{ m}^3/\text{s}$ ）の2流量とした。河道形状は、低水路法線形を修正し水制工を設置した河道である。

(1) 水位

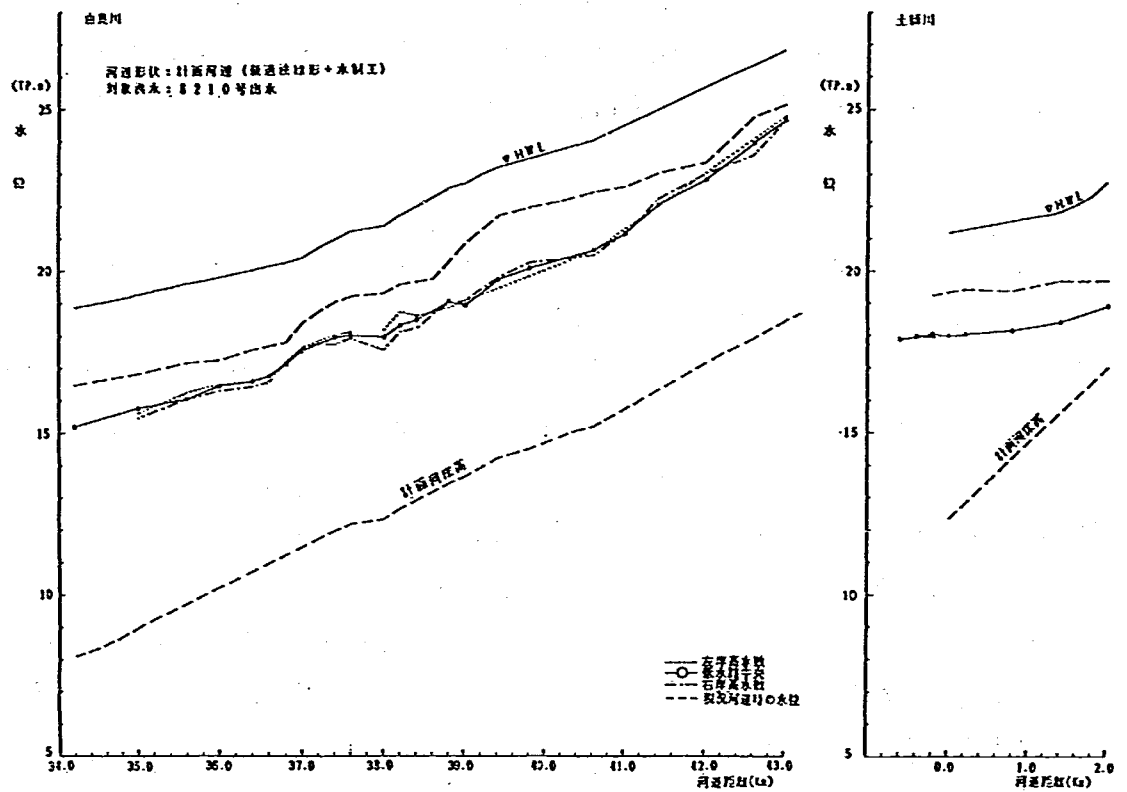
改定高水時および8210号出水時の水位縦断をそれぞれ図—6.14 および図—6.15 に示す。また、図—6.16 に流量の違いによる水面勾配の違いを示す。

上流部の 39.0 km 付近までは、流量が変化しても水面勾配には違いは見られず、ほぼ河床勾配 ($1/720$) と同じ水面形となる。いずれの流量でも 40.6 km 付近で水面勾配に変化が見られるが、これは 39.8 km より低水路幅が 20 m 程度広くなるためである。 $39.4 \text{ km} \sim 37.4 \text{ km}$ 区間では、合流による水位の背水効果が流量毎に顕著に現われており、流量が増加するにつれて背水の影響が上流へと伸びる。合流後は、流量の増加とともに水面勾配が多少緩くなる傾向にある。 36.4 km からは下流水位の影響を受けた水面形となる。土師川筋では、いずれの流量でも由良川本川の背水の影響を受けており、河床勾配 ($1/430$) に対してかなり緩やかな水面形となる。また合流点付近では、水面形がほぼレベルとなるために横断方向の水位差はほとんど生じない。

計画高水位と改訂高水時の水位を比較した場合、合流点より上流では平均 1.5 m 程度の余裕が見られるが、合流点より下流では余裕範囲が 1 m 程度となる。



図—6.14 水位縦断（計画固定床定流：改訂高水：法線形修正：水制工設置）



図一6.15 水位縦断 (計画固定床定流: 8210 号: 法線形修正: 水制工設置)

由良川筋							
	43.0K		40.6K	39.4K	38.6K	37.4K	36.4K 35.6K 34.2K
改訂高水 (A-6-4)	1/560	1/1800	1/800	レベル	1/1000	レベル	1/1430
計画高水 (A-6-3)	1/590	1/1300	1/750	38.2K レベル	1/940	36.0K レベル	1/1670
8210 号 (A-6-5)	1/580	1/1500	1/800	38.0K レベル	1/740		1/1600
土師川筋							
	2.0K	1.4K	0.8K		37.2K		
	1/2700	1/1200		1/3690			
	レベル	1/1200		1/3700			
	1/1620			1/5000			

図一6.16 縦断水面勾配 (計画固定床定流)

(2) 流 況

① 改定高水流量

流況図を図-6.17~18に示す。

合流部の上流 39.0 km 付近までは、概ね低水路法線形に沿った流況となり、主流部はほぼ低水路の中央付近に位置しており、極端な偏りは見られない。低水路内の最大流速は、5.0 m/s~6.0 m/s 程度となり、計画高水時より 1 割程度増加している。高水敷上では、計画高水時よりも流れが多くなり、高水敷幅の 1/3 程度に死水域が減少する。高水敷への乗り上げが観察される地点は、計画高水時と同じであり、法線形の蛇行ピッチとの関係で蛇行の山の部分と谷の部分で乗り上げが観察された。蛇行の山となる 42.0 km 右岸側では高水敷法肩の流速が 2.5 m/s 程度となり、41.2 km~41.0 km 付近で低水路へ落ち込む。次に蛇行の谷となる 41.0 km 付近の右岸側で乗り上げた流れが、流速 3.4 m/s 程度まで達して 39.8 km 付近で落ち込む。次に蛇行の山となる 39.8 km 右岸側でも乗り上げが見られ 2.1 m/s 程度の流速となり、39.0 km 付近で低水路へ落ち込む。

39.0 km 付近より合流点間は、低水路のほぼ中央が主流となって 4.5 m/s~5.0 m/s 程度の流速で流下する。37.6 km 付近から主流部は、やや右岸寄りとなり 37.0 km 付近から下流で右岸高水敷への乗り上げが顕著となる。これは計画高水時よりも土師川筋の流量比率が増えたことが考えられる。合流後は計画高水時と同様に左岸堤沿いが水衝部となるようなこともなく、36.0 km 右岸側へ向かう流況となる。右岸高水敷では、計画高水時よりも流速が増加し、約 2.0 m/s 程度の流速が生じ、38.2 km 付近から乗り上げた流れが堤脚沿いを流れる。

土師川筋では、法線形に沿った流れとなり、最大流速は計画高水時よりも 1 割増の 3.1 m/s 程度となるものの穏やかな流況である。

② 8210 号出水

流況図を図-6.19~20に示す。

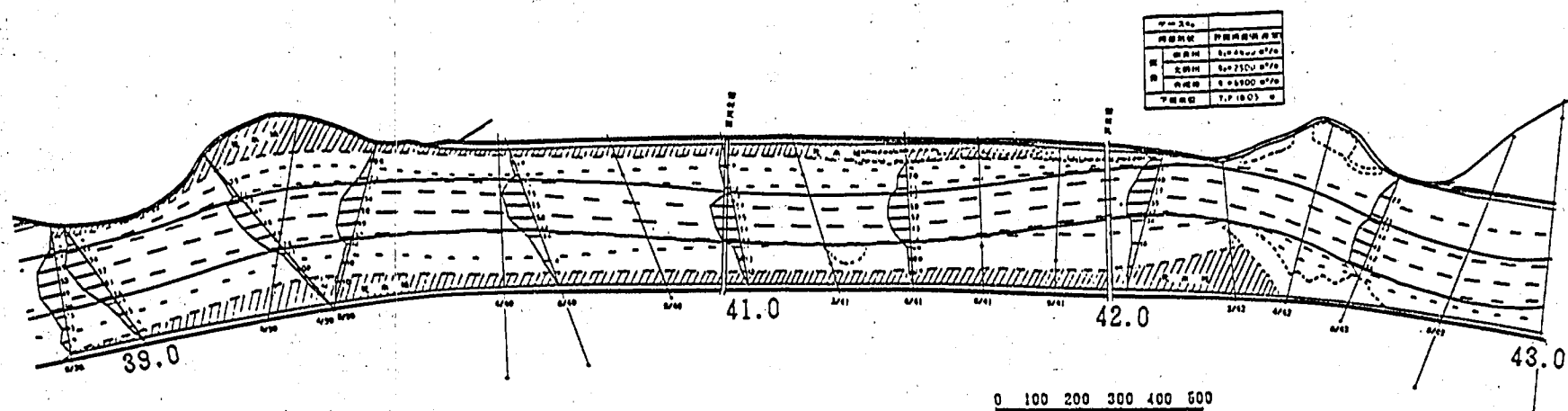
合流部の上流 39.0 km 付近までは、低水路内を一様に流下しており、主流部は低水路中央にあり 4.0 m/s~4.5 m/s 程度の流速である。高水敷上の水深は薄く、ほとんど死水域であり乗り上げは全く見られない。

39.0 km 付近から合流点間は、低水路の中央が主流となって 4.0 m/s 程度の流速で流下する。左岸高水敷では、38.4 km 付近から乗り上げが見られたが、流速も 1 m/s 程度と小さく問題はない。合流後も主流部は低水路のほぼ中央にあり 4.0 m/s 程度の流速で流下する。右岸高水敷への乗り上げは、38.2 km 付近と 36.0 km 付近で見られる程度であり、計画高水時で顕著となった 37.0 km より下流での乗り上げはほとんど観察されない。

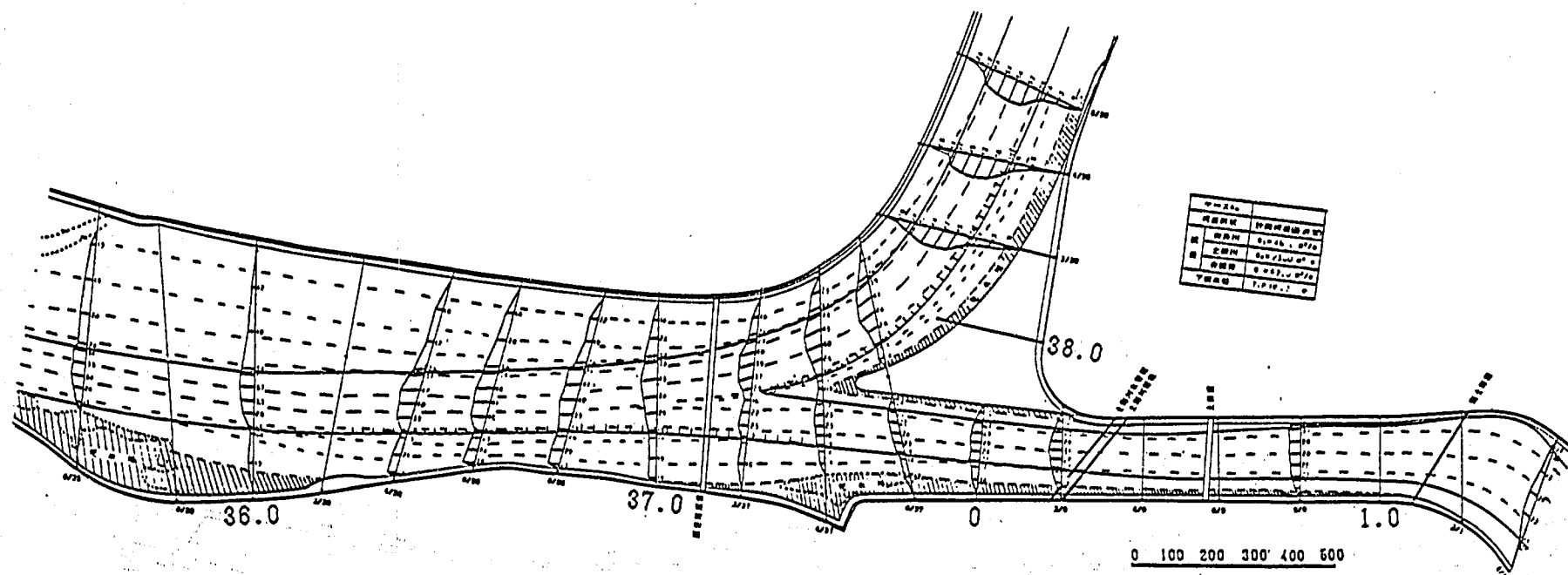
土師川筋では、低水路内を一様に流下しており、最大流速も 1.4 m/s 程度であり穏やかな流況を呈している。

8) まとめ

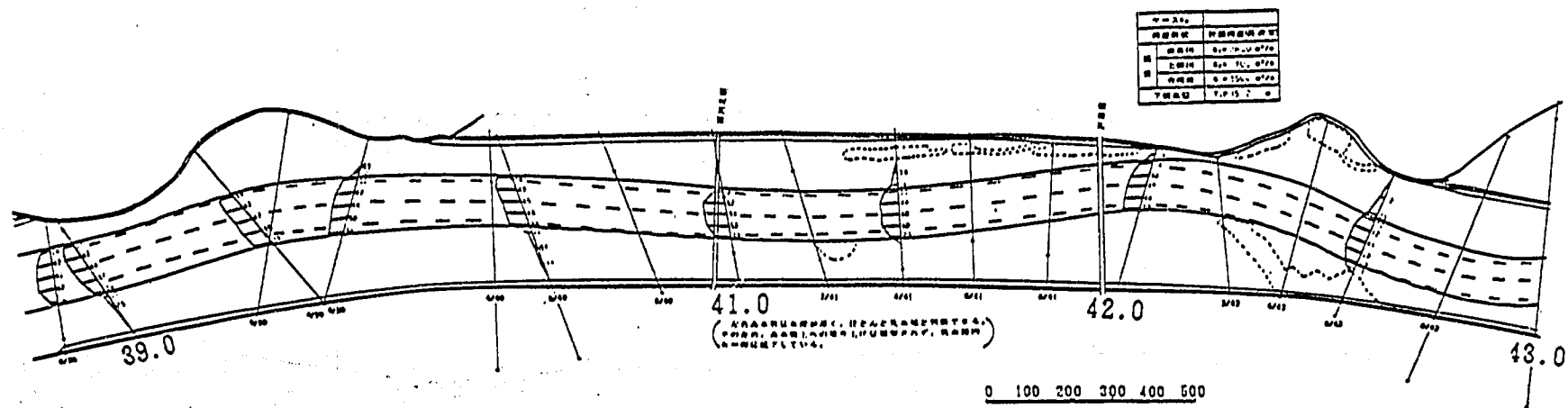
修正案では、39.0 km 付近を中心に原案より 20 m 程度水路幅を広げたが、水位が原案時より 0.5 m 程度低下したことにより低水路内の流速は軽減されず、4.0 m/s~5.0 m/s 程度の流速となり、現況河



図一6.17 流況図（計画固定床定流：改訂高水：上流部：法線形修正：
水制工設置）



図—6.18 流況図（計画固定床定流：計画高水：合流部：法線形修正：水制工設置）



図一6.19 流況図（計画固定床定流：8210号出水：法線形修正：
水制工設置）

道時より流速が増大した結果となった。合流部左岸高水敷への乗り上げは低水路を広げたことで軽減したが、右岸側での乗り上げは解消されず、とくに 37.0 km～36.0 km 区間での乗り上げが目立つ。上流の前田・川北地区では、低水路の流速が約 5 m/s となり、現況河道時および暫定河道時よりも増加している。低水路法線形は 1.5 km を 1 ピッチとした蛇行法線形であり、その蛇行の山の部分と谷の部分での高水敷への乗り上げが目立つ。

このことから全体的に低水路幅が狭いことは否めず、全体に低水路幅を広げる必要があろう。とくに合流点では、右岸高水敷に余裕があるため、法線形を後退させ合流点での低水路幅を確保することが可能と思える。その時点で導流堤の形状を検討するのが妥当かと思われる。

・水制工について

固定床実験で判断する限り、低水路の流速が 4 m/s～5 m/s 程度に達するため、水制工への負担が相当量予想されるため、導流堤沿いに配置した水制工は、水制群としての効果を考えて、上流端を短く下流端を長くしたほうが妥当かと思える。

6.2.3. 移動床実験による計画河道の水理特性の検討

計画河道における適切な低水路法線形、水衝部対策等について、移動床実験による検討を行うとともに、計画河道の水理特性を明らかにした。なお、移動床実験においては、夏と冬で水温が異なるため、河床形態が異なる場合がある。本検討においても、最初に冬に実験を行ったときにはリップルが卓越したため、夏に再度検討を行っている。したがって、本検討の記述構成は、Ⅰ：リップルが形成された場合、Ⅱ：リップルが形成されない場合の 2 つに分かれている。

6.2.3(1) リップルが形成された状態での検討

1) 検討概要

実験ケースを表-6.2 に示す。以下に各実験の内容を記す。

表-6.2 計画河道実験（移動床）

実 験 ケース			目 的	実 験 条 件					河道形状	対 策 工			備 考
				対象洪水	流 量 (m³/s)			下 水 位 (T.P.m)		法線形	根固工	水理工	
					合流後	由良川	土師川						
B 3	1	計画河道実験	計画高水	5600	4100	1500	17.00	計 画				固定床実験最適法線形河道での現象を把握し、問題点を検討	
	2		計画高水	5600	4100	1500	17.00						
	3		計画高水	5600	4100	1500	17.00			○	○	水制工についての効果と問題点の検討	
	4		計画高水	5600	4100	1500	17.00			○		根固工についての効果と問題点の検討	
	5		計画高水	5600	4100	1500	17.00			○		最適案河道での現象把握、新音無懸橋の検討（5案）	
	6		計画高水	5600	4100	1500	17.00					新音無懸橋の検討（1案）	
	7		計画高水	5600	4100	1500	17.00					新音無懸橋の検討（3案）	
	8		計画高水	不 定 流						○		最適案河道で流量が変化した場合の現象把握	
	9		8210 号	3500	2800	700	15.12			○		最適案河道で比較的流量が小さい場合の現象把握	

・ B-3-1~2

固定床実験で得られた計画河道の修正案法線形に対して、水衝部位置と局所洗掘状況及び河道全体の河床変動状況を把握し、河道の問題点及び対策工の必要範囲について検討した。

・ B-3-3~4

ケース B-3-1~2 の結果をもとに、問題箇所における適切な対策工について検討した。

・ B-3-5~7

計画河道における最適案について水理量を把握するとともに、新音無瀬橋について、橋脚周辺の洗掘状況を把握し、橋脚の位置、向き等を検討した。

・ B-3-8~9

計画河道最適案において、計画高水流量を不定流で通水した場合および 8210 号出水を定流で通水したときの水理特性を把握し、不定流の影響等について検討した。

2) 法線形の検討

(1) 概 要

ここでは固定床実験における修正案河道について、河床変動状況から問題点を把握して、対策工の必要性について検討した。固定床実験で検討した修正案は、合流点付近を中心に 36.0~40.0 km 区間の低水路幅を原案時より 20 m 程度拡幅した形状となっている。合流点下流部については、高水敷への乗り上げが顕著となる 37.2~36.0 km 区間の左岸低水路法線形を最大で 20 m 程度 (36.6 km) 後退させている。合流点上流については、低水路幅を一律とするために、原案時での 37.4 km 付近の低水路幅 140 m で統一するために左岸法線形を 39.0 km まで後退させている。さらに 40.4 km~39.0 km 右岸法線形についても最大 20 m 程度 (39.6 km 付近) 後退させて、原案時よりも多少蛇行させて法線形となっている。

実験では、計画高水流量を 2.5 時間および 5 時間通水し、そのときの河床変動状況を把握するための河床横断測定を行っている。また水位、流速、流況の測定は、通水 4~5 時間の間に実施した。

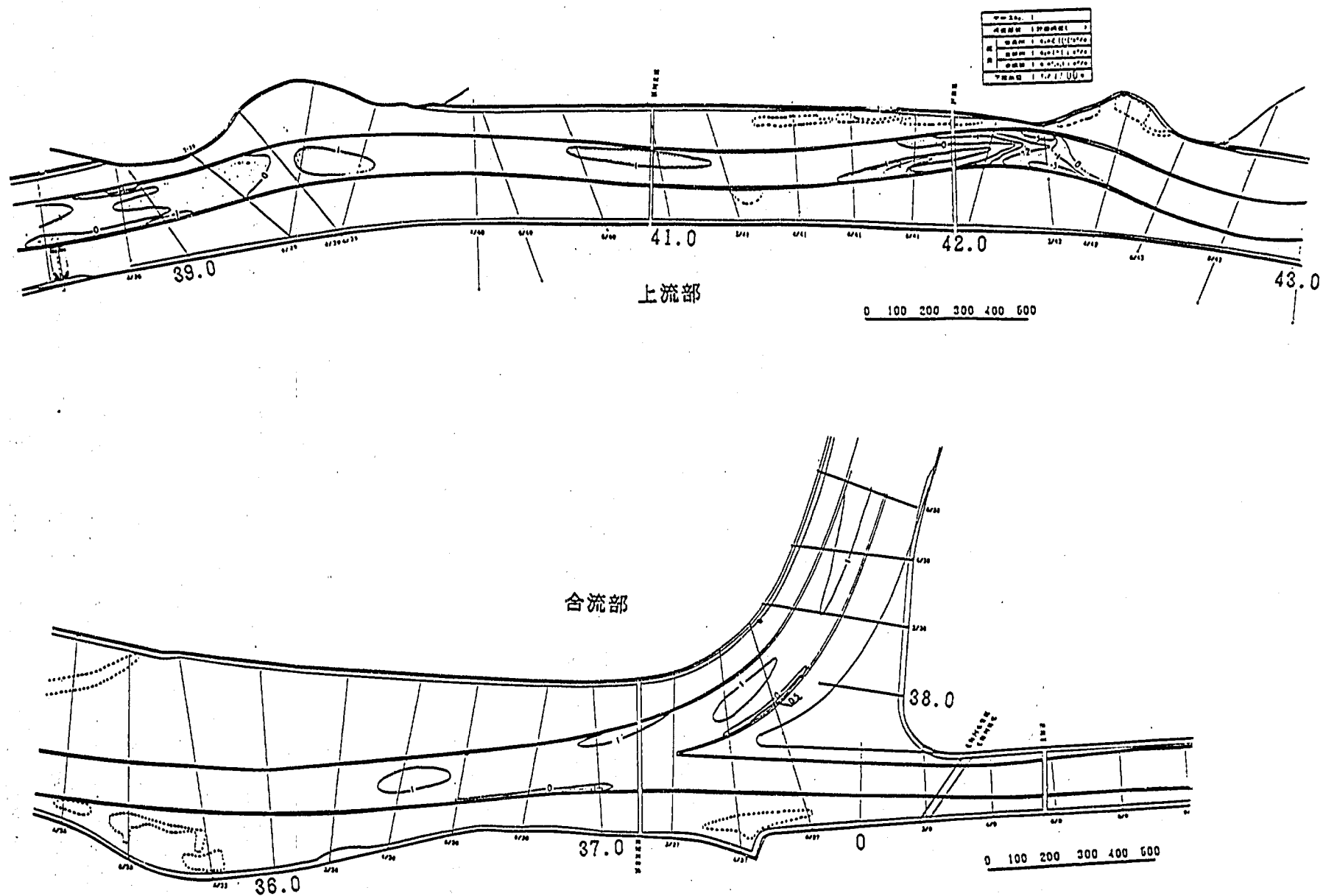
(2) 河床変動

全体的に河床変動は少ないものの、問題点は次の 2 箇所に絞られる。42.0~42.2 km 付近の狭窄部と 39.0 km 付近の狭窄部である。いずれも右岸側に山が張り出しているため、計画堤防が山付けされており、川幅が狭くなっている地点である。また、現況河道時では、いずれの地点もアーマー化されており岩が露出していた地点である。この実験では、計画河道として低水路を掘削することから、とくに露岩としての河床材料の置き換えは行っていない。

① 2.5 時間通水したときの河床変動状況

図-6.21 に河床等深線図を示す。

2.5 時間時 (この時間は、現況河道実験および暫定河道実験における通水時間である。) では、42.2~42.0 km 区間が全体的に 2 m 程度洗掘され、この影響で 42.0~41.8 km 右岸低水護岸沿いが 1 m 程度の洗掘を受ける。ここでの洗掘土砂が 42.0~41.6 km 左岸沿いにポイントバーを形成 (最大堆積高 2 m) し、また 41.1~40.0 km 区間が全体的に堆積傾向となる要因である。この 41.4~40.0 km 区



図—6.21 河床等深線図(計画移動床定流：計画高水：法線形修正：2.5時間通水)

間では、とくに局所洗掘も見られず安定した河状である。合流部の上流では、39.2~38.8 km 区間が全体に1 m 程度洗掘され、38.2 km 付近まで砂れき堆（最大堆積高1 m）が形成される。合流点では、37.6 km 付近の左岸低水護岸沿いに局所洗掘が生じ、約0.5 m の洗掘となる。わん曲内岸側（右岸低水路沿い）では、ポイントバーの発生は見られない。合流点下流部では、37.0~36.8 km 右岸低水護岸沿いに局所洗掘が生じ、37.0 km 付近で約1 m の洗掘となる。ここでの洗掘土砂が36.4 km 付近に砂れき堆を形成する。

36.0 km より下流では、河床変動はほとんど生じない。また土師川筋についても全く河床変動は見られない。このように2.5時間の通水では、本実験で問題としている合流点付近での河床変動が極めて少ないために、さらに2.5時間通水することにした。

② 5時間通水したときの河床変動状況

図-6.22に河床等深線図を、図6.23に水位・河床高縦断図を、図-6.24に流況図を示す。

5時間では、42.2~42.0 km 区間の河床低下がさらに進行し、全体に約3 m の洗掘となり、洗掘範囲も下流へ伸びる傾向となった。2.5時間時で42.0~41.6 km 左岸沿いに形成されたポイントバーは、41.6~41.4 km 付近に移動し、最大堆積高は約2 m となる。41.4~40.0 km 区間は、堆積傾向となっており、全体的な変動は2.5時間と同じである。合流点の上流部39.2~38.8 km 区間でも河床低下が進行し、全体に約2 m の洗掘を受けており、とくに39.2 km 付近の右岸低水護岸沿いと、38.8 km 付近の左岸低水護岸沿いで局所洗掘が目立つ。ここでの洗掘土砂は、38.6 km 右岸沿いおよび38.3 km 左岸沿いに砂れき堆（最大堆積高1 m）を形成する。合流点では、38.0 km から導流堤先端にかけて低水護岸沿いの局所洗掘が広がり、最大で約1 m の洗掘が生じている。2.5時間では発生していなかった内岸側でのポイントバーは、規模が小さいものの、37.6~36.6 km 付近に形成され、最大堆積高が約2 m となった。合流点下流でも37.0~36.6 km 右岸低水護岸沿いで局所洗掘が進み、最大で約2 m まで達する。このため36.4~36.2 km 付近での砂れき堆の規模が増大している。

36.0 km より下流および土師川筋については、2.5時間時と同様に河床変動は見られない。

(3) 通水時間について

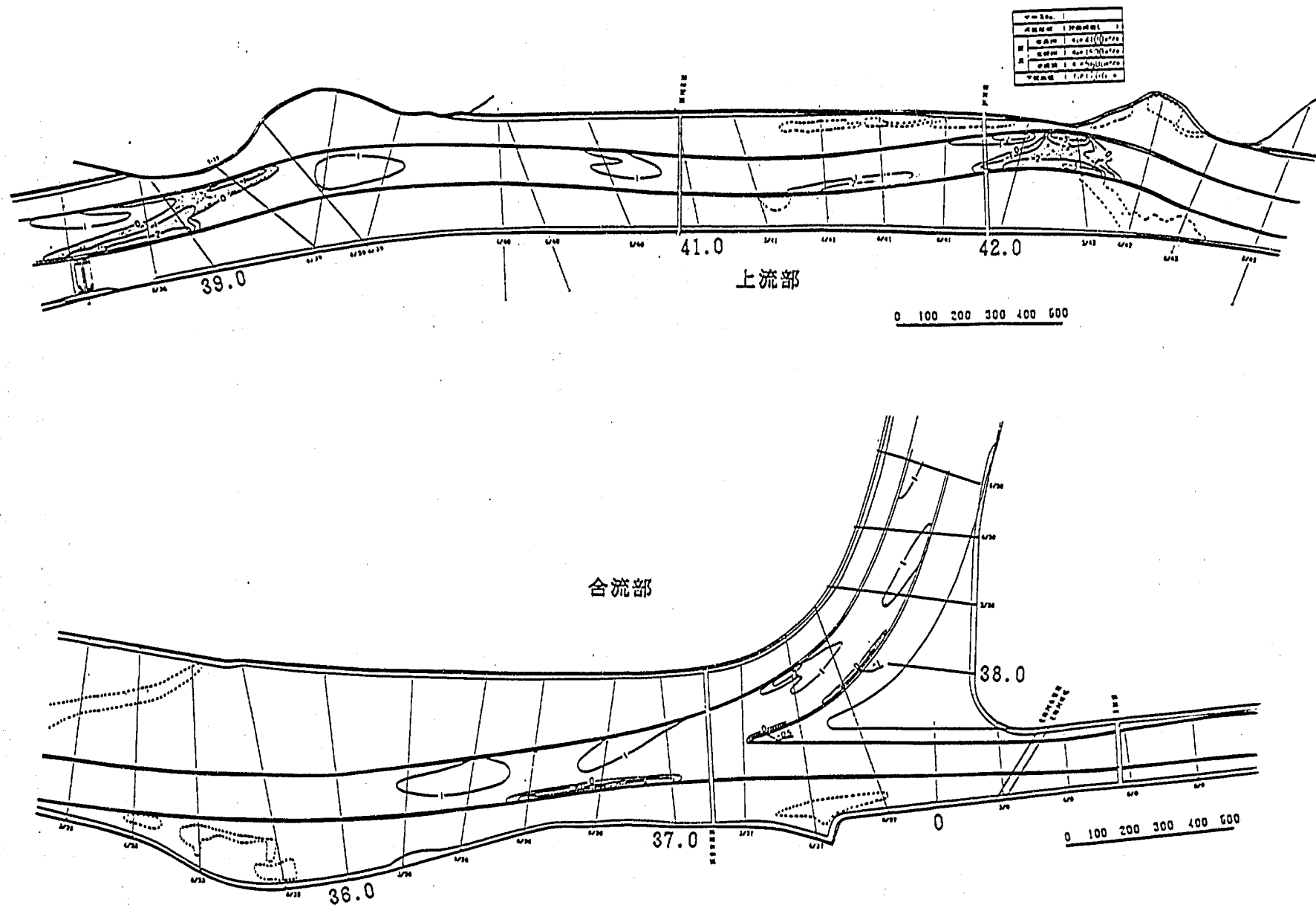
2.5時間と5時間を通水したときの河床変動状況から判断して計画河道実験における通水時間を決めることにする。現況河道実験および暫定河道実験での通水時間2.5時間では、合流点付近での局所洗掘およびその範囲が極めて少ない。これは全体的に小規模河床波（リップル）が発生し、このため水位が上昇して掃流力が低下し、河床変動が少なくなったものと考えられた。そこで、長期的な河床変動と合流点での対策工の検討を目的とし、局所洗掘等がほぼ安定状態となる時間を考慮して5時間とした。

3) 露岩範囲の検討

(1) 検討概要

先の実験B-3-1の結果より、現況時に岩が露出している地点下流での河床低下が顕著であった。よって、この実験では、現況河道時と同様に露岩範囲の河床材料を置き換えて実験を行った。

また、42.4 km 左岸高水敷にある水防林が42.2 km 付近の狭窄部の流れの集中を助長する傾向にあっ



図—6.22 河床等深線図（計画移動床定流：計画高水：法線形修正：5時間通水）

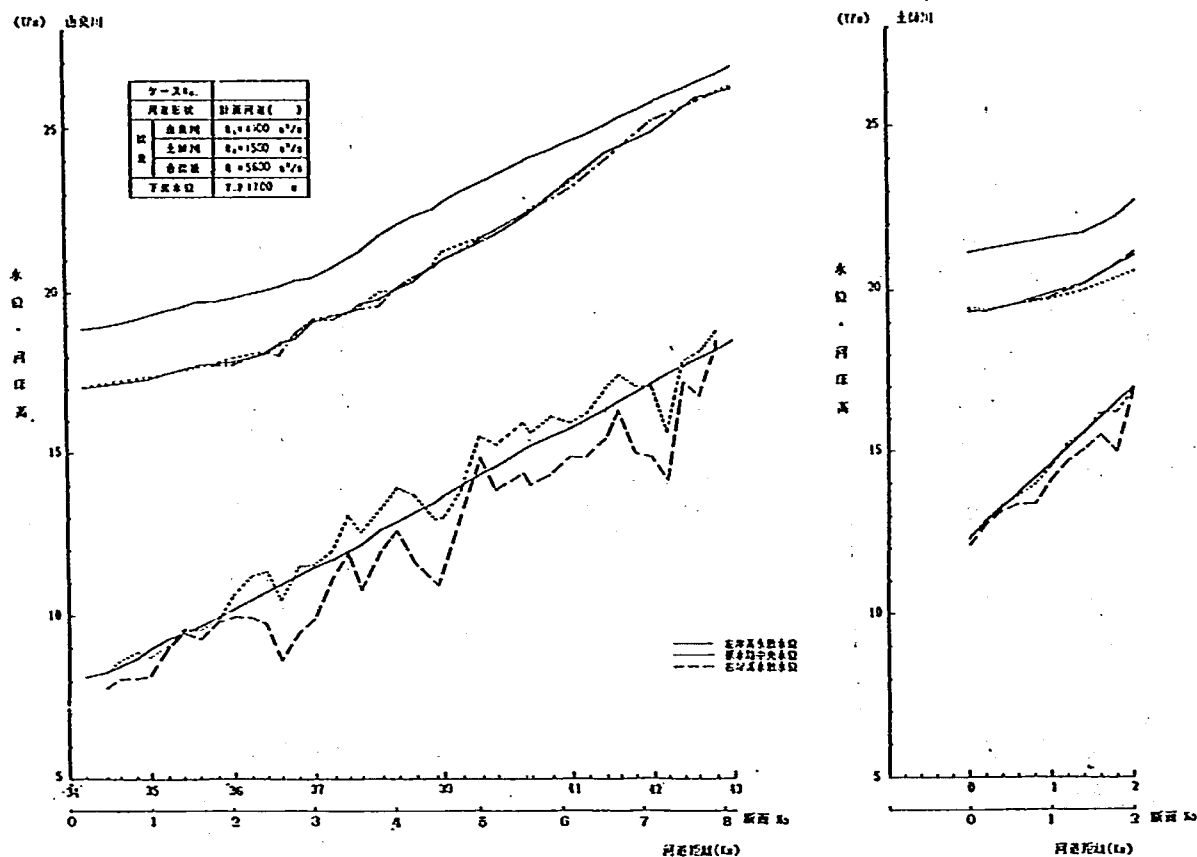


図-6.23 水位・河床高縦断図(計画移動床定流：計画高水：法線形修正：4時間後)

ためめ撤去した。

実験では計画高水流量を5時間通水し、河床が安定状態となる4時間目から水位、流速、流況の測定を行っている。

(2) 河床変動

図-6.25に河床等深線図を示す。42.2 km付近の狭窄部付近では、露岩範囲として敷設した碎石の下流側での洗掘が増大する結果となった。とくに42.0~41.8 km右岸低水護岸沿いでは、2~3 m程度の洗掘が生じる。この対岸側(42.0 km左岸沿い)ではポイントバーが発生し、最大堆積高は約2 mとなる。41.6~39.8 km区間では、若干堆積傾向となっているが、河床変動は少なく、とくに問題となる箇所は見られない。39.8~39.6 kmでは川幅が広がるため、流速が落ち掃流力が低下して堆積しやすい地点となる。上流から供給された土砂は、この地点で止まり、下流への土砂供給をストップしている。長期的に考えた場合、36.8~36.6 km付近での堆積傾向が強まり、水位の上昇も考えられる。39.0 km付近では、露岩を設置したことからの全体的な河床低下は軽減されたものの、局所的な洗掘が生じている。

とくに39.2 km右岸沿いと38.7 km左岸沿いの護岸前面で約2 mの洗掘が生じている。この地点はいずれも高水敷上からの落ち込みが見られる地点でもある。合流点では、39.0 km付近下流の、河床低下が軽減されたことにより、実験B-3-1に比べて砂れき堆およびポイントバーの規模は減少してい

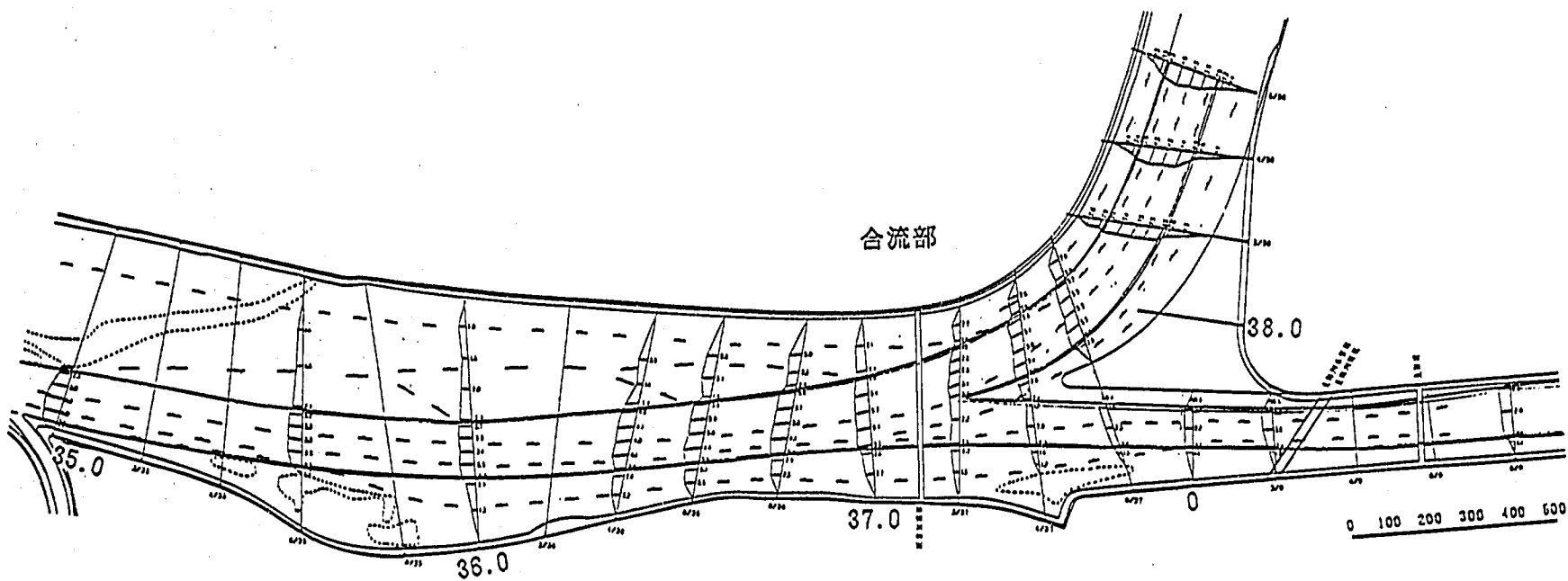
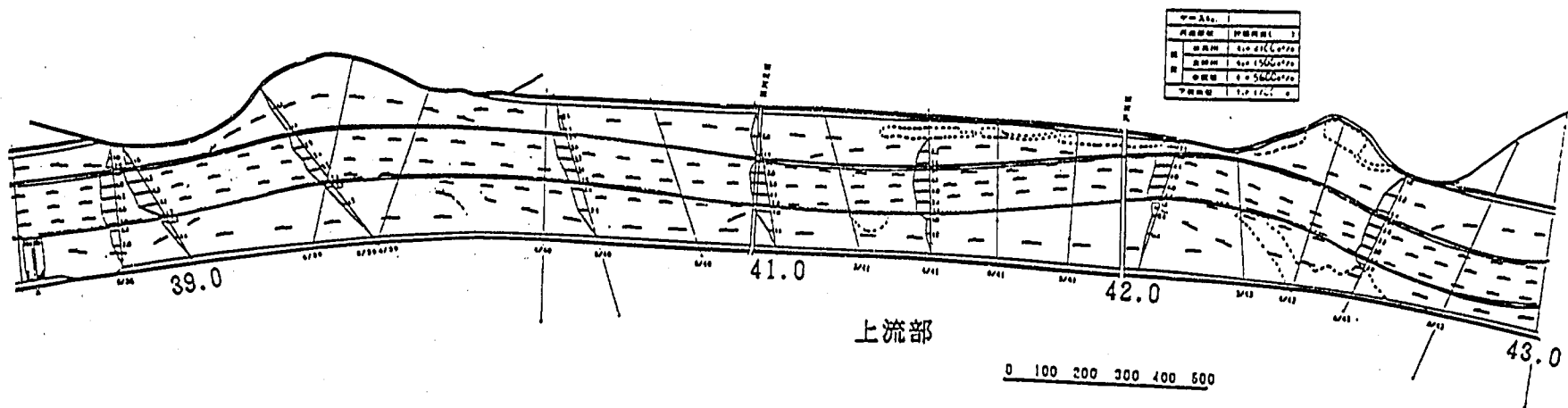
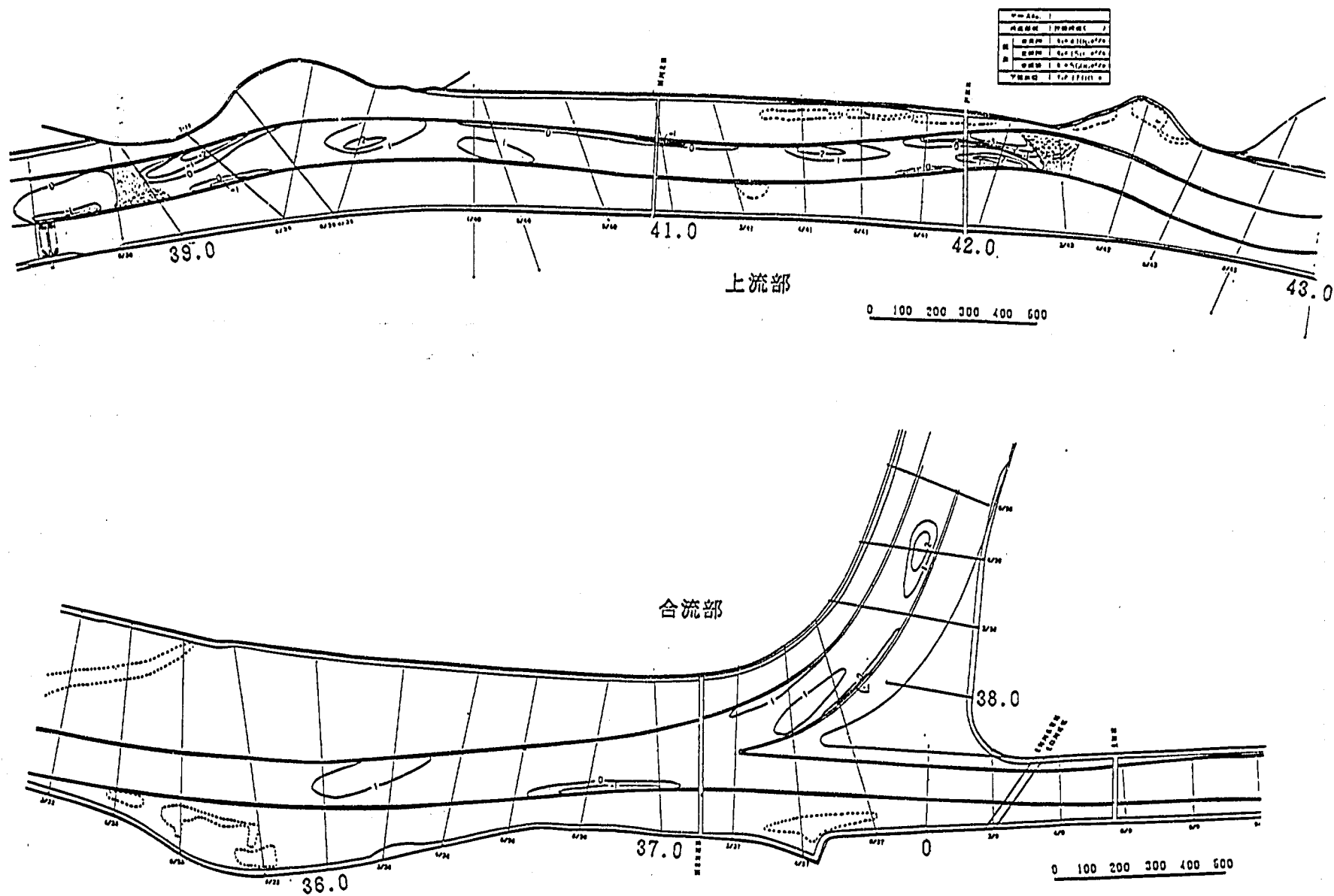


図-6.24 流況図(計画移動床定流:計画高水:法線形修正:4時間後)



図一6.25 河床等深線図 (計画移動床定流：計画高水：露岩高水：5時間通水)

る。砂れき堆は、38.4 km 付近に最大約 2 m の堆積高で形成され、ポイントバーは 37.6~37.2 km 内岸側に最大約 1 m の高さに形成されている。左岸低水護岸沿いは、38.0~37.6 km 付近で局所洗掘が目立つが、洗掘深としては約 1 m 程度である。合流点下流では、37.0~36.6 km 付近の左岸沿いに局所洗掘が生ずる。しかし、その洗掘深は約 1.0 m 程度であり、これは、37.6~37.2 km 内岸側に形成されるポイントバーの規模が実験 B-3-1 より縮少し、37.0~36.6 km 左岸沿いへの水衝りが軽減したものと考えられる。

(3) 水 位

図-6.26 に水位縦断面図を示す。全体的に一樣な水面勾配となっており、水面勾配の変化も少ない。また H.W.L. に対しても 1~2 m 程度の余裕が見られる。しかし、固定床実験の水位と比較した場合、全体に高い傾向にありとくに合流点付近の 39.8~37.0 km 区間では約 0.3~0.5 m 高くなっている。固定床時より水位が上昇した原因としては、小規模河床波（リップル）が発生したことにより、河床粗度が大きくなったためと考えられる。

(4) 流 況

図-6.27 に流況図を示す。図中の流速分布は 6 割水深での流速値をベクトル表示したものである。39.0 km 付近までは、概ね低水路法線形に沿った流況となり、主流部はほぼ低水路中央付近に位置し

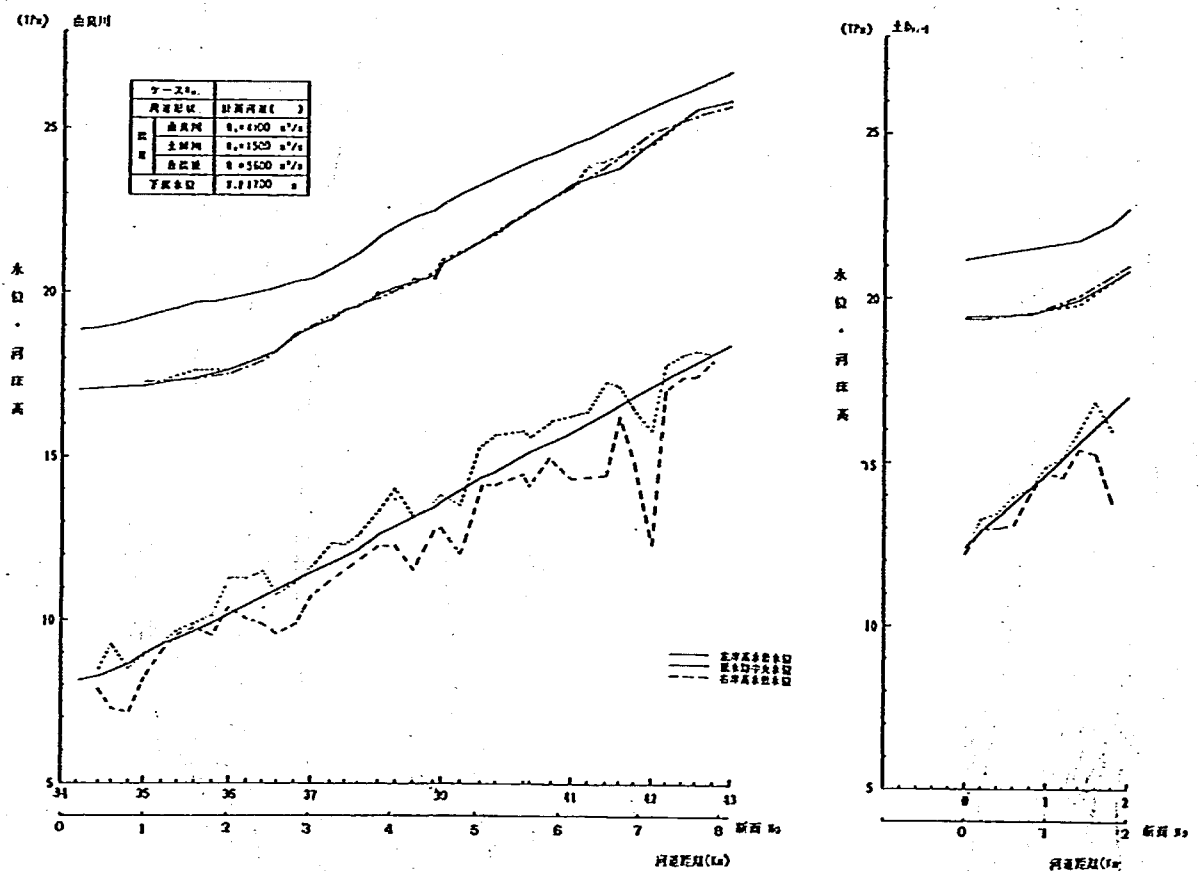
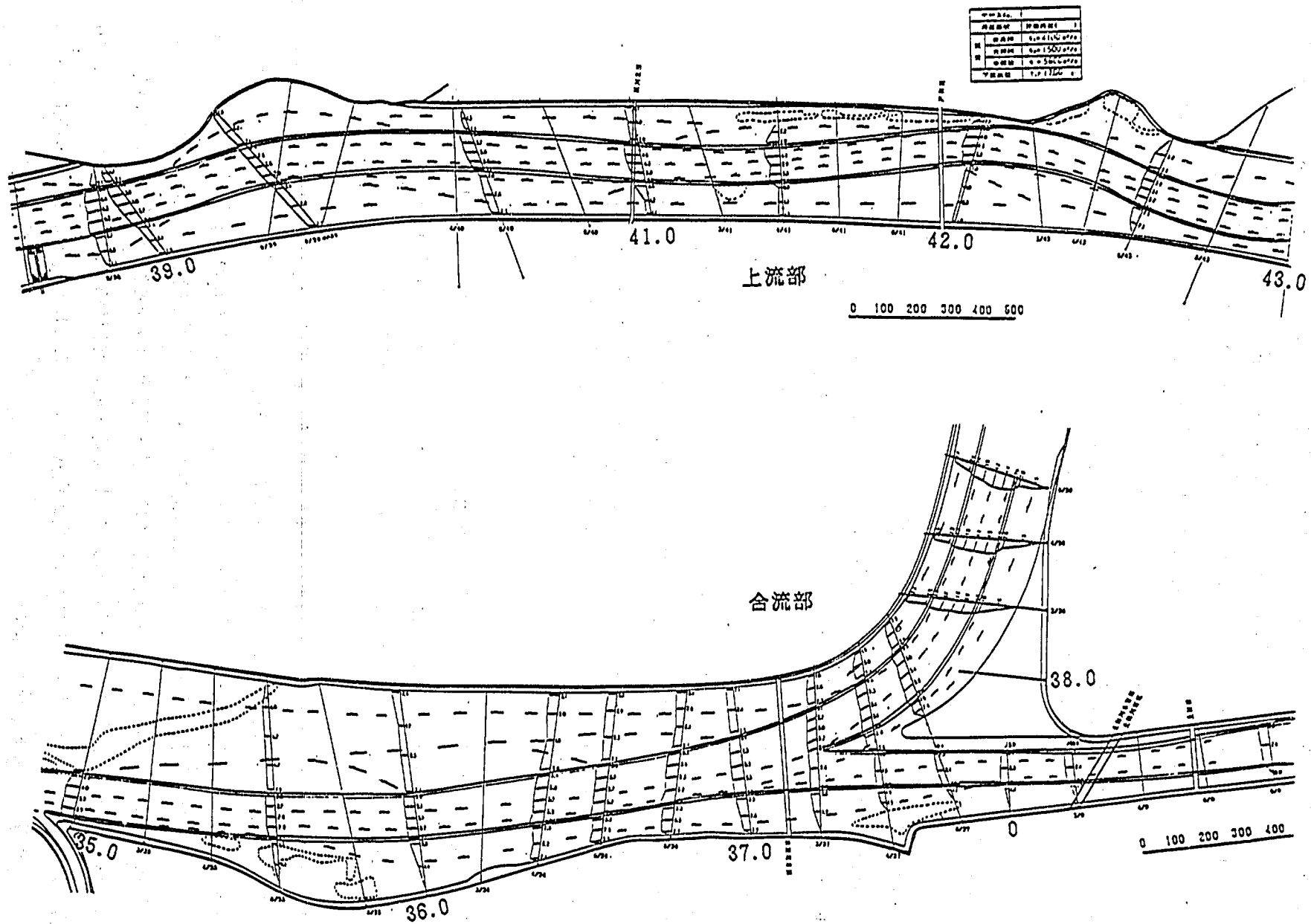


図-6.26 水位・河床高縦断面図（計画移動床定流：計画高水：露岩設定：4 時間後）



図—6.27 流路図 (計画移動床定流：計画高水：露岩設定：4 時間後)

ている。その中でもとくに片寄りが見られる地点は 42.2 km であり、右岸沿いの水衝りが強くなり、高水敷への乗り上げが目立つ。右岸低水護沿いの流速は約 3.6 m/s に対し、低水路中央部の流速は約 4.3 m/s となっている。これは右岸沿いの洗掘が安定した時点での流速であるため、洗掘が進行している時点では 4.0 m/s 以上の流速が発生していると考えられる。39.8 km 付近からは川幅が広がるため、低水路内の流速が 3.0 m/s 以下に減少する。堤防沿いではほとんど流れが観察されず死水域となる。

合流点上流の、39.2 km 付近では右岸高水敷からの落ち込みによって、河岸の洗掘を助長しているものと思われる。39.0 km 付近から主流部は、ほぼ低水路中央を流下し、38.6 km 地点で、最大流速が約 4.7 m/s に達する。38.2 km 付近から主流部は左岸に寄り、導流堤先端付近が主流部となって合流する。

4) 洗掘対策工の検討

(1) 検討概要

ここでは実験 B-3-2 の結果を基に対策工の検討を行った。

実験 B-3-2 の結果から明らかとなった問題点について以下にまとめてみる。

- ・ 42.2 km 付近で主流が右岸に寄るため、42.0～38.8 km 右岸沿いが 3 m 程度洗掘される。
- ・ 39.2 km 付近では、右岸高水敷が狭いため低水路への落ち込みが顕著となり、2 m 程度の洗掘が生じる。
- ・ 37.6 km 付近では、主流が左岸沿いを走るため、局所洗掘が生じる。洗掘深は 1 m 程度である。
- ・ 37.0 km 付近でも主流が左岸沿いに寄るため、局所洗掘が生じ、1 m 程度の洗掘となる。

以上の結果より、水制工案と根固工案による実験を行い、対策工法の検討を行った。

実験は、計画高水流量を 5 時間通水して、河床変動状況を把握したものである。

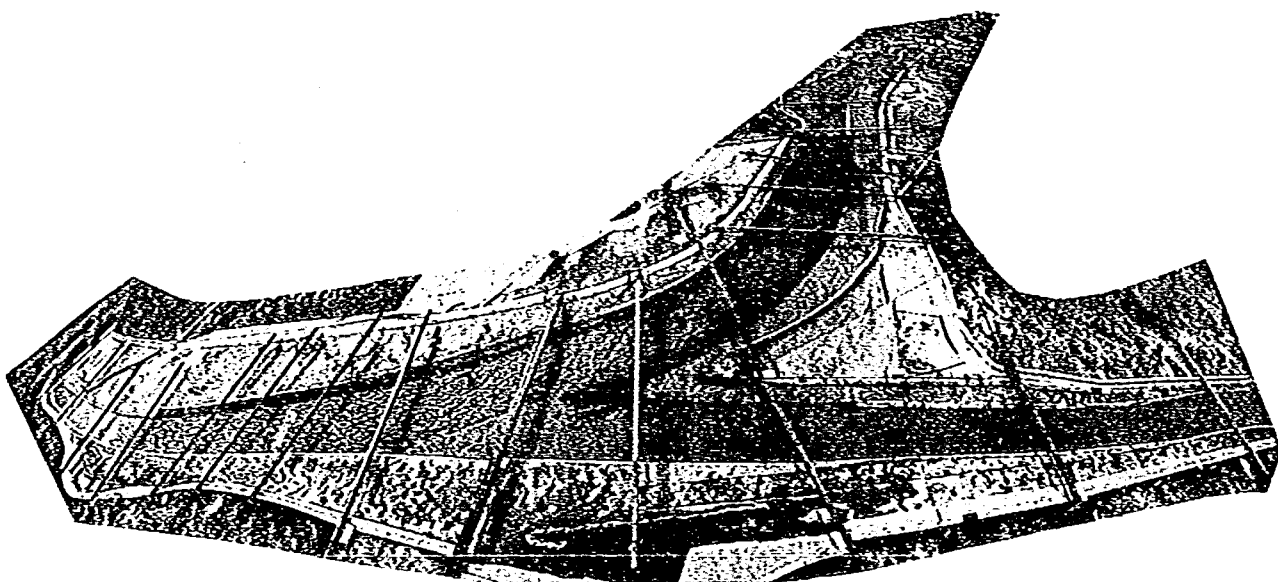
(2) 水制工の検討

① 水制工の配置

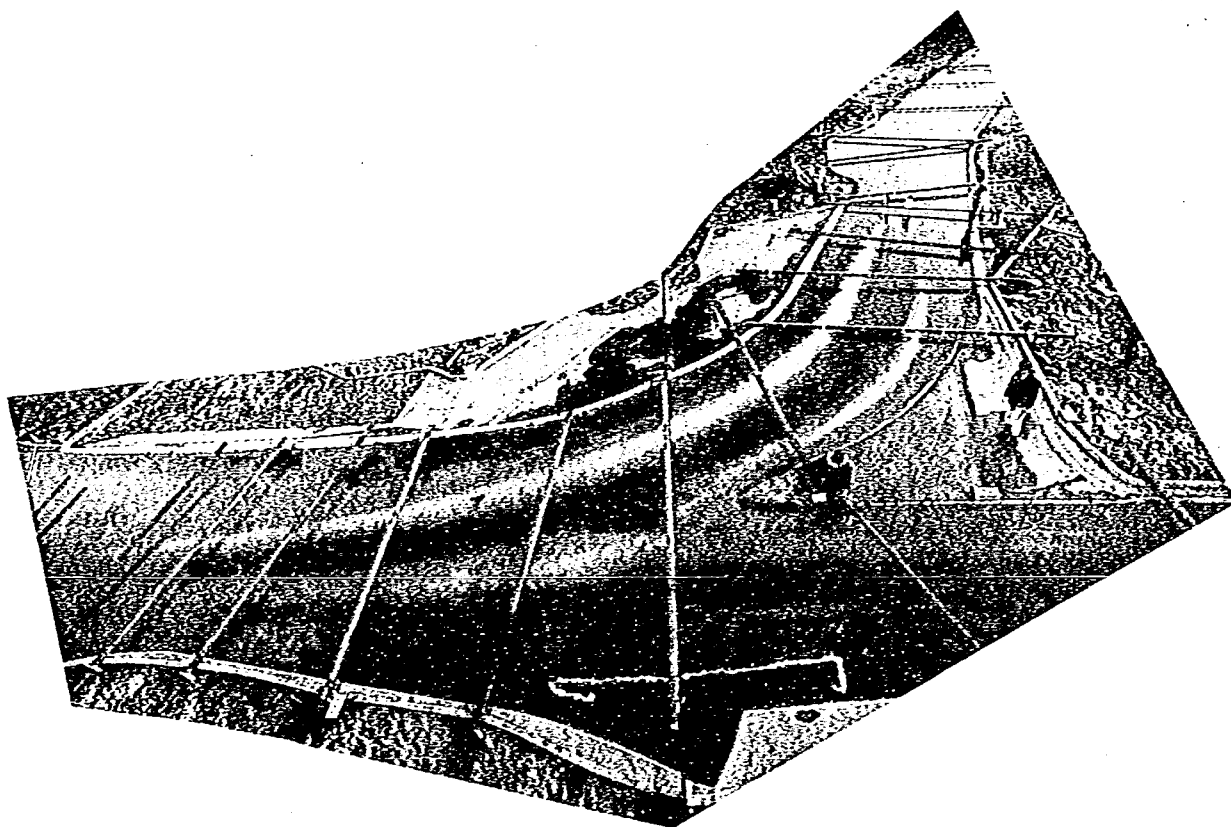
水制工の配置については、左岸導流堤沿いの 38.2 km から導流堤先端まで水制長 $L=10\sim15$ m の範囲で、間隔は長さの 2 倍で設置した。合流点下流の左岸沿いには 37.2～36.6 km まで $L=15$ m, $B=30$ m の範囲で設置している。いずれの水制工についても根固工を併用した。

② 河床変動

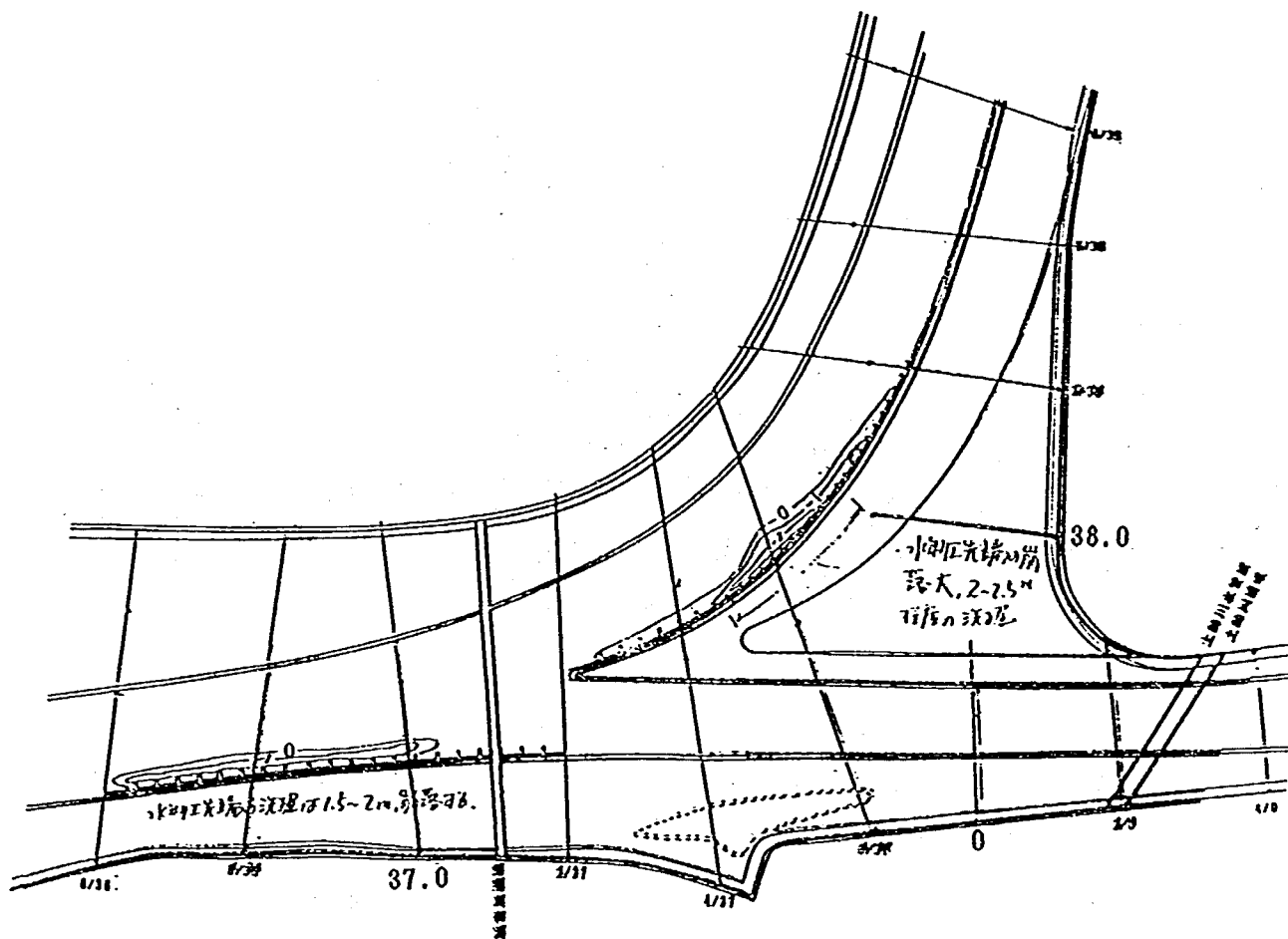
図 6.28 に水制工周辺を中心にした河床等深線図を示す。図 6.29 に河床高縦断図を示す。全体的に河床変動が少ない中で水制工周辺での局所洗掘が目立つ結果となった。導流堤沿いの水制群については、37.6 km 付近を中心にして水制工周辺から根固工前面にかけて約 2 m の局所洗掘が生じ、水制工先端では 2.5 m 程度の洗掘となる。このため水制長の 1/2 程度が沈下や崩落する結果となった。また水制間の堆砂効果もなく、37.6～38.0 km 付近では、根固工自体の沈下や崩落も目立つ。合流点下流部での水制群については、37.0～36.6 km 付近にかけて約 1 m の洗掘が生じ、水制工先端では約 2 m の局所洗掘が生じる。このため水制長の 1/3 程度が崩落する。ここでは水制工間の堆砂効果は見られないものの、根固工の沈下や崩落は少ない。



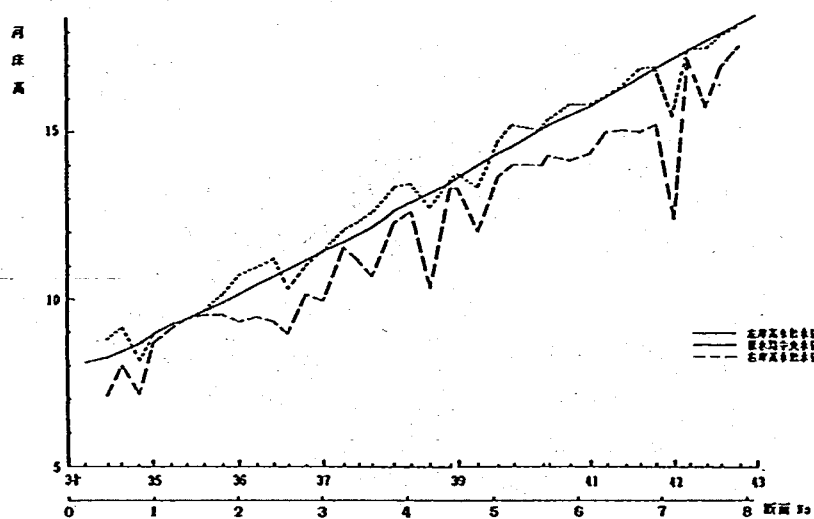
写真一6.3 合流部の河床変動(計画河道：移動床：計画高水：定流：
ケースB-3-2)



写真一6.4 合流部の流路(計画河道：移動床：計画高水：定流：
ケースB-3-2)



図—6.28 河床等深線図（計画移動床定流：計画高水：水制工設置：5時間通水）



図—6.29 河床高縦断図（計画移動床定流：計画高水：水制工設置：5時間通水）

(3) 根固工の検討

① 根固工の配置

根固工については、移動床低水路法線形修正案河道実験結果を参考に、局所洗掘が大きい地点に設置した。根固工幅は、暫定河道実験と同じ6mである。合流点上流では、38.8 km 左岸から導流堤先端までと、37.2~36.6 km 左岸沿いを幅6mで設置した。さらに上流部の、42.0~41.8 km 右岸沿いに幅4mの根固工を設置し、また露岩の範囲を広げた。この他に高水敷からの落ち込みが顕著な39.4~39.0 km 右岸沿いに幅4mの根固工を設置した。

② 河床変動

図-6.30に根固工周辺における河床等深線図を示す。図-6.31に河床高縦断図を示す。導流堤沿いでは、38.0~37.6 km 付近で根固工前面に1m程度の洗掘が生じ、このため根固工が若干崩落する。しかしこれ以外については局所洗掘は見られない。合流点下流では、37.0~36.6 km 付近の根固工前面で0.5~1m程度洗掘が生じるが、根固工の崩落はなかった。合流点上流部では、38.7 km 付近で局所洗掘が生じ、根固工前面で1m程度の洗掘が生じ、根固工前面も同様に若干崩落する。39.2 km 付近では、やはり高水敷からの落ち込みが顕著であり、根固工前面で約2mの局所洗掘が生じ、根固工幅の1/2が沈下する状況となる。

(4) まとめ

ここでは水制工案と根固工案および対策工の無い場合の河床変動状況から最適な対策工についてまとめてみる。

合流点での局所洗掘に対する対策工として水制工を設置した場合、水制工先端周辺の局所洗掘が大きく、その影響で根固工前面まで洗掘される。このため護岸沿いの洗掘は防止されるものの、水制工周辺の洗掘が目立つ結果となった。これに対して根固工のみでは、護岸沿いの洗掘を根固工前面に遠ざけ、局所洗掘も最大で1m程度に止まる。また根固工前面で沈下や崩落が若干生じるものの、根固工幅の1/3程度であった。とくに低水護岸前面での洗掘が2mに達しておらず根固工のみで充分対応できるものと判断される。

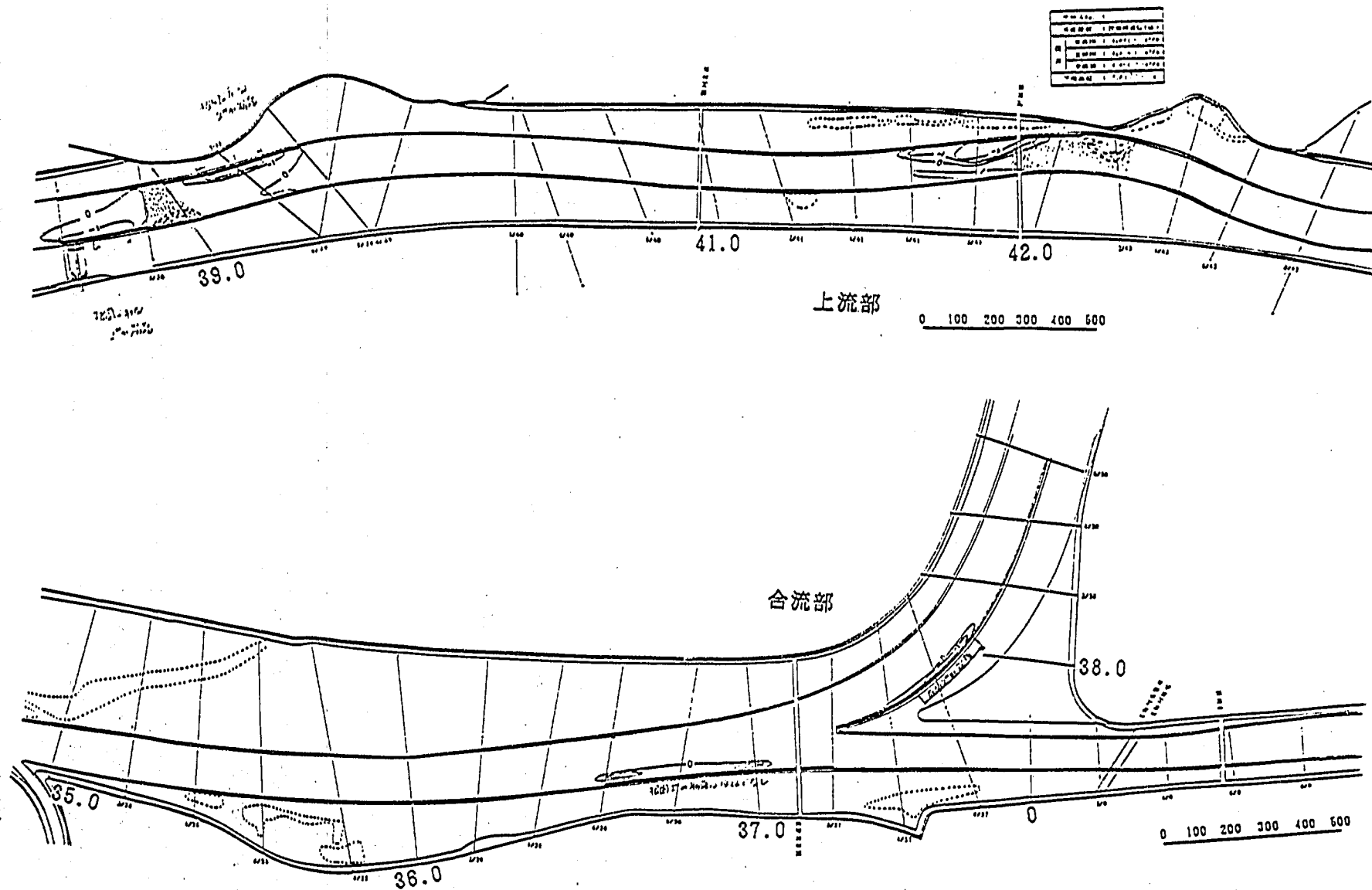
いっぽう、39.2 km 右岸沿いでの洗掘は最大で2mに達し、根固工幅の1/2程度が沈下や崩落したが、現地では山付け箇所であり、また大きな粒径が支配していると思われる。実験にあたっては、河床材料の関係で過大に洗掘されていることも考えられるので、ボーリング調査等の検討が必要と思われる。同様に42.0 km 付近でも同じ現象と思われる。

5) 適切な計画河道の検討

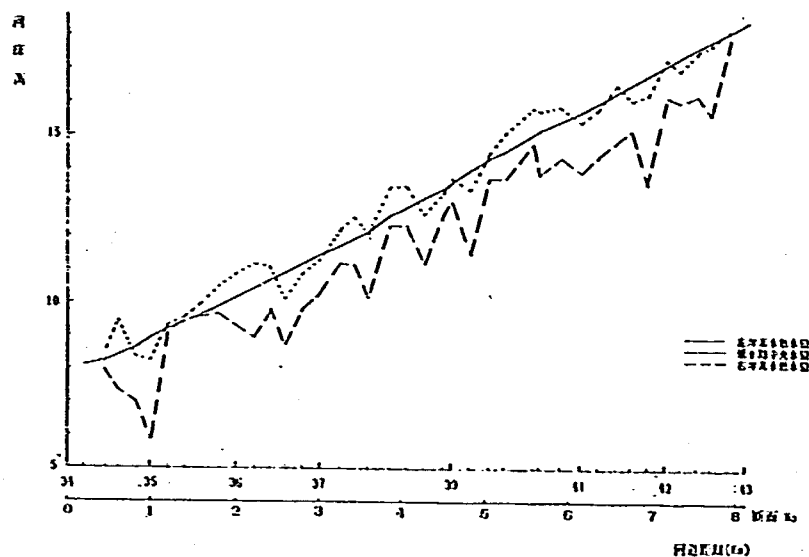
(1) 検討概要

対策工実験の結果、河岸沿いの局所洗掘に対処する方法として、根固工案を最適案とした。法線形状については、とくに問題となるような箇所はなく、一部高水敷幅が狭い地点(42.2 km 及び39.2 km の右岸側)もあるが、これは地形的な問題から修正する事は不可能であるため、固定床修正案河道を最適案とした。

なお、露岩を設置した範囲についても現地資料が不足しているため、現況河道時における露岩範囲



図—6.30 河床等深線図（計画移動床定流：計画高水：根固工設置：5時間通水）



図—6.31 河床高縦断図（計画移動床定流：計画高水：根固め工設置：5時間通水）

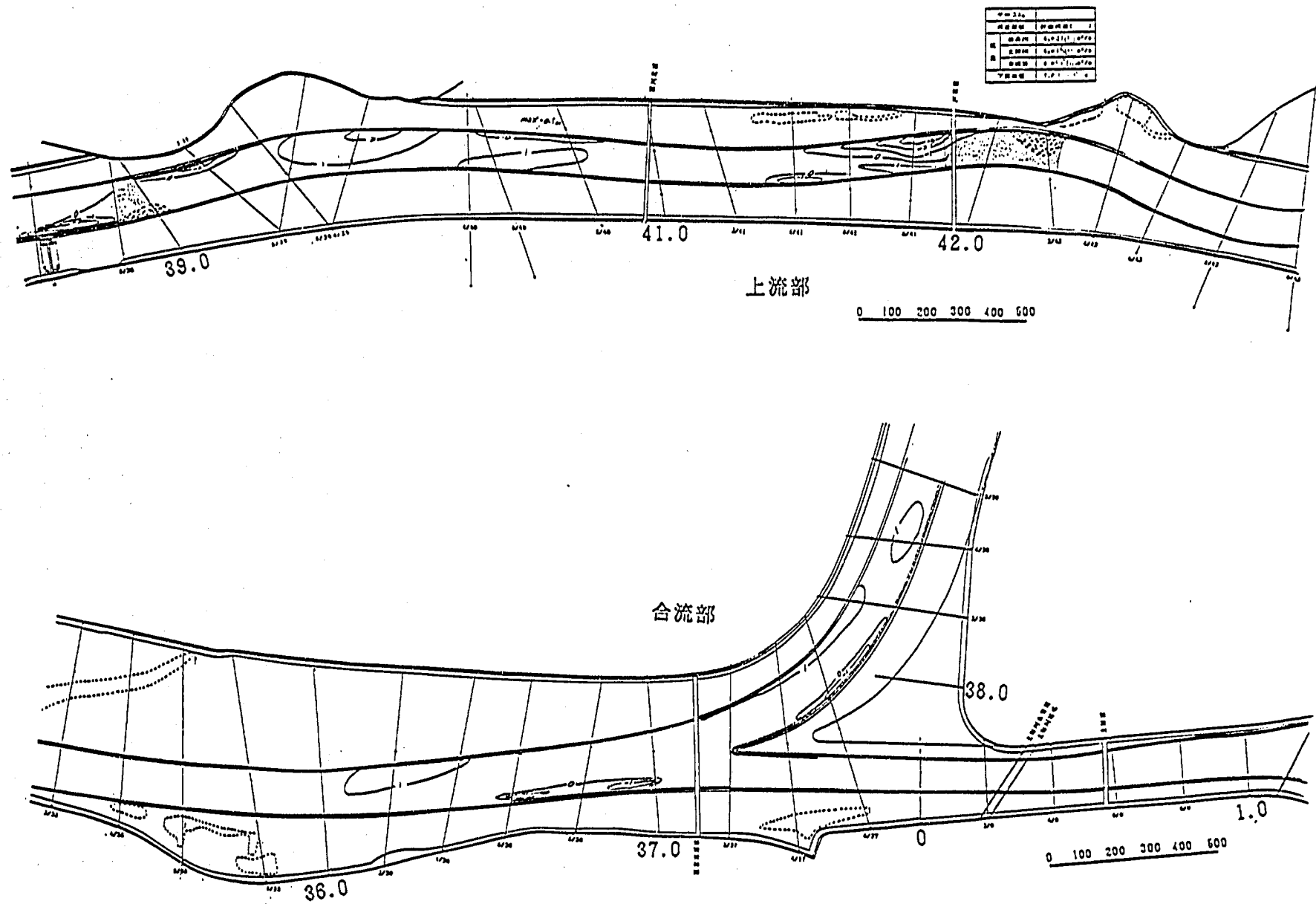
で設定しているが、露岩と河床砂との境界付近で局所洗掘が生じる現象は地形、地質等を把握した、実験手法の問題点として今後さらに検討する必要がある。

最適河道実験は、実験B-3-5として計画流量を定流で通水して、水位、流量、流況等の現象を把握する実験。実験B-3-8として計画流量ハイドロを不定流で通水して不定流による影響を検討した実験。実験B-3-9として8210号洪水流量を定流で通水して流量の違いによる影響を検討した3ケースの実験を行った。

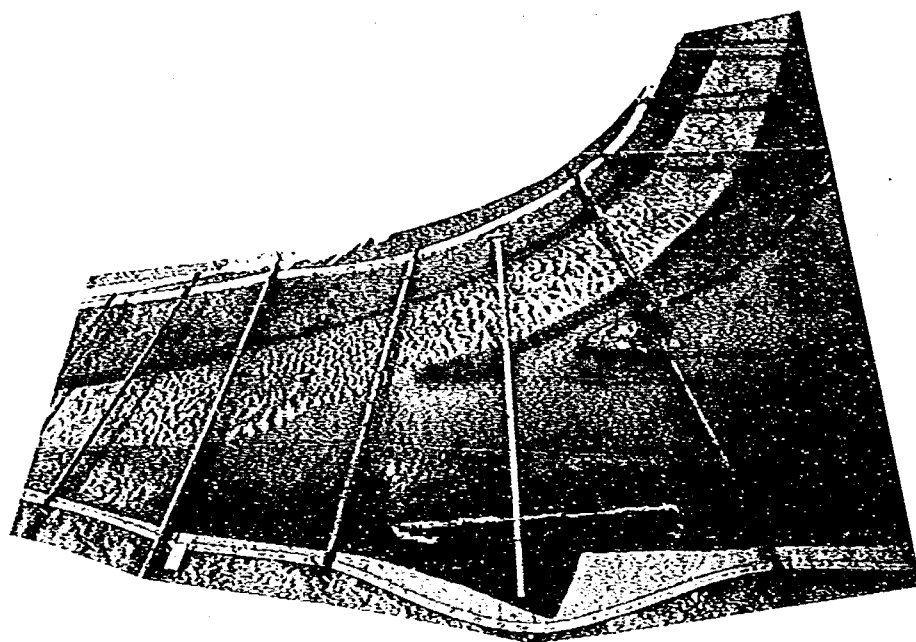
(2) 定流実験

① 河床変動

図—6.32に河床等深線図を示す。42.0 km付近では、露岩設置位置下流で局所洗掘が生じる。とくに41.8 km付近の右岸沿いでは局所的に約3 mまで達する。ここには護岸沿いに幅4 mの根固工を設置しているが、多くが沈下崩落する結果となる。しかし、実験B-3-2と比較した場合、この狭窄部を露岩として河床材料を置き換えたことにより下流への堆積土砂は減少する傾向にある。41.6 kmより下流では、若干堆積傾向にあるが河床変動は少なく、局所洗掘や異常堆積は見られない。39.8 km付近では、堆積傾向が顕著に現われる地点であり、砂れき堆を形成する。39.2 km右岸では、高水敷からの落ち込みにより局所洗掘が発生する地点となり、根固工前面が2 m程度の洗掘を生じる。これは、根固工を配置しない場合と同じであり、根固工を設置したことで最深部が根固工前面へ移行した程度である。根固工も設置幅の約1/2が沈下している。39.0 kmでは露岩により河床低下は防止されているが、露岩下流の38.7 km左岸沿いで根固工前面が1.5~2.0 m程度洗掘され、根固工幅の1/3程度が若干沈下する。ここでの洗掘は、露岩による影響と高水敷上からの落ち込みによる影響も含まれる。合流部では、上流からの土砂が38.4 km付近と37.6 km右岸付近に砂れき堆を形成し、最大堆積高は



図一6.31 河床高縦断図（計画移動床定流：計画高水：根固工設置：5時間通水）



写真—6.5 合流部の河床変動(計画河道：移動床適切案：計画高水：
定流：ケース B—3—5)

約1mとなる。このわん曲内岸沿いの37.6 km付近に堆積するポイントバーの対岸側が局所的に洗掘される結果となる。とくに38.0~37.6 km付近については、根固工前面で1m程度の洗掘が生じ、その影響で根固工幅の1/3程度が若干沈下する。対策工無しの状態と比較した場合、洗掘深は約1mと同じであり、低水護岸の保護としては根固工で充分対処できるものと考えられる。

合流点下流では、37.0~36.6 km付近左岸で局所洗掘が若干生じるものの、0.5~1.0 m程度の範囲であり、根固工自体の崩落も少なく、とくに問題はないものと判断できる。

② 水位・流況

図-6.33に水位縦断面図を示す。水位については、対策工を設置したことによる違いは見られず、実験B-3-2と同様に様な水面形を示す。

図-6.34に流況図を示す。流況についても根固工を設置した事による流況の変化は見られず、実験B-3-2と同じ流況である。39.0 kmまでは概ね低水路法線形に沿った流況となり、主流部はほぼ低水路中央付近に位置する。この区間で実験B-3-2と違いが現れるのは、42.2~42.0 km付近の流況である。ここでは露岩範囲を広げたことにより、42.0 km右岸沿いの局所洗掘は解消され河床変動が生じないことから、42.0 km地点での流速が増加しており、右岸沿いで最大約5.5 m/sに達する。合流部の上流、39.2 km付近では右岸高水敷への乗り上がり、38.7 km付近では左岸高水敷からの落ち込む流れ

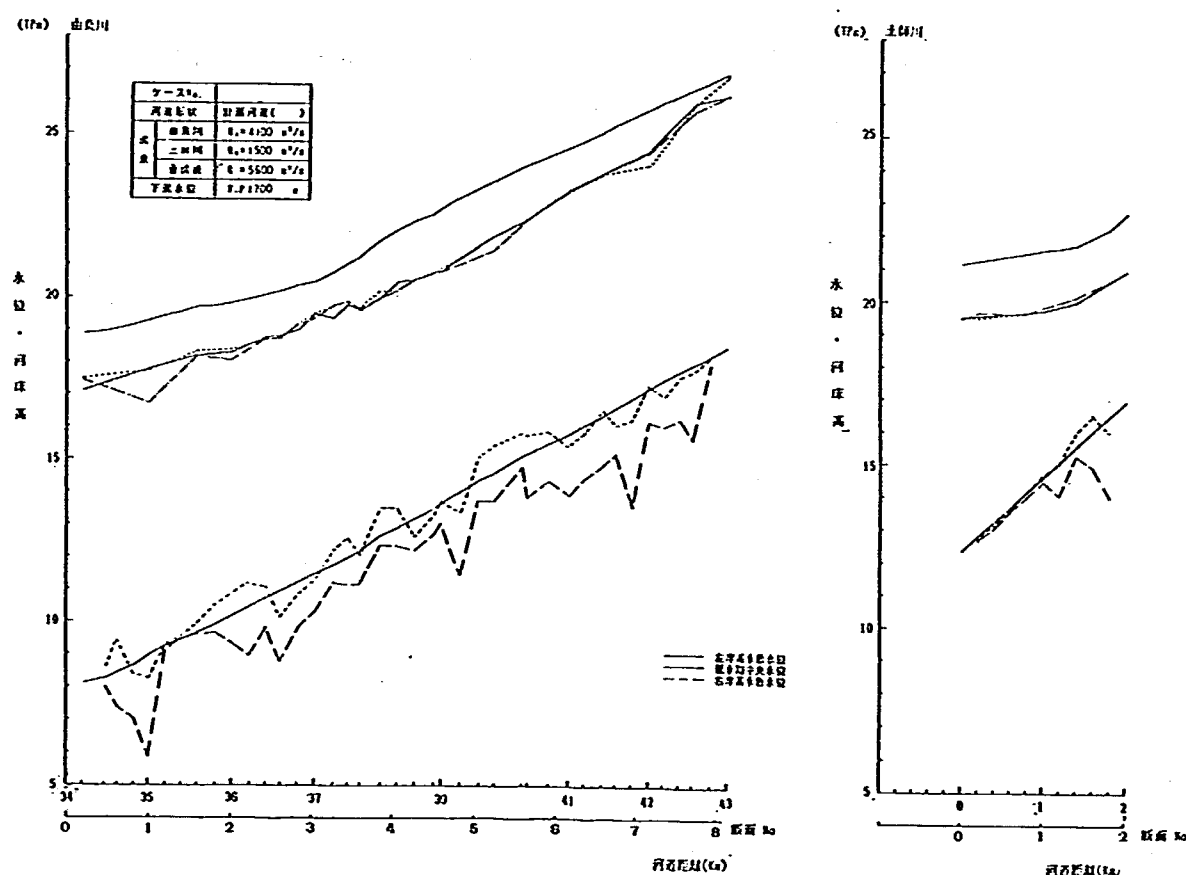
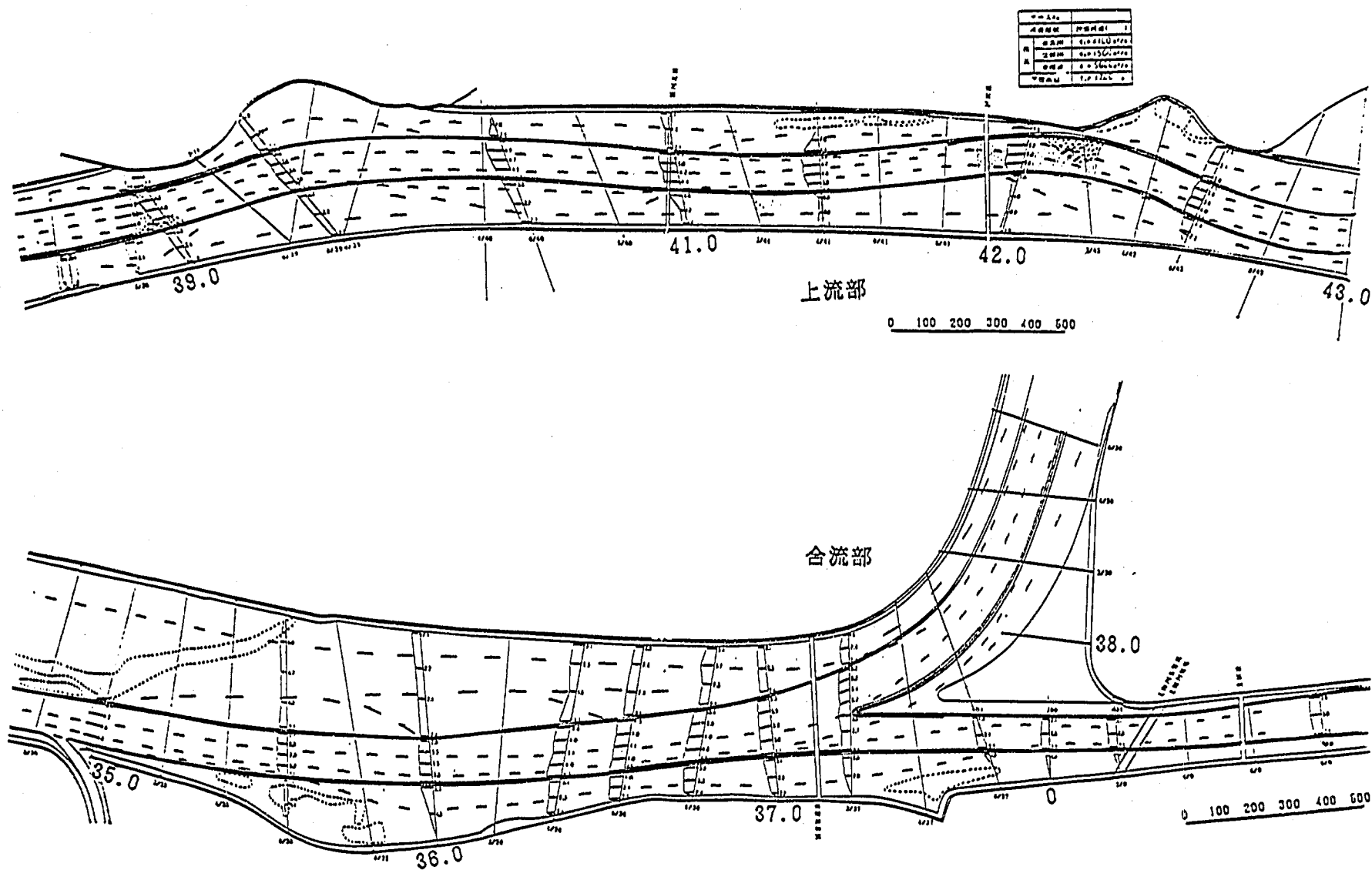
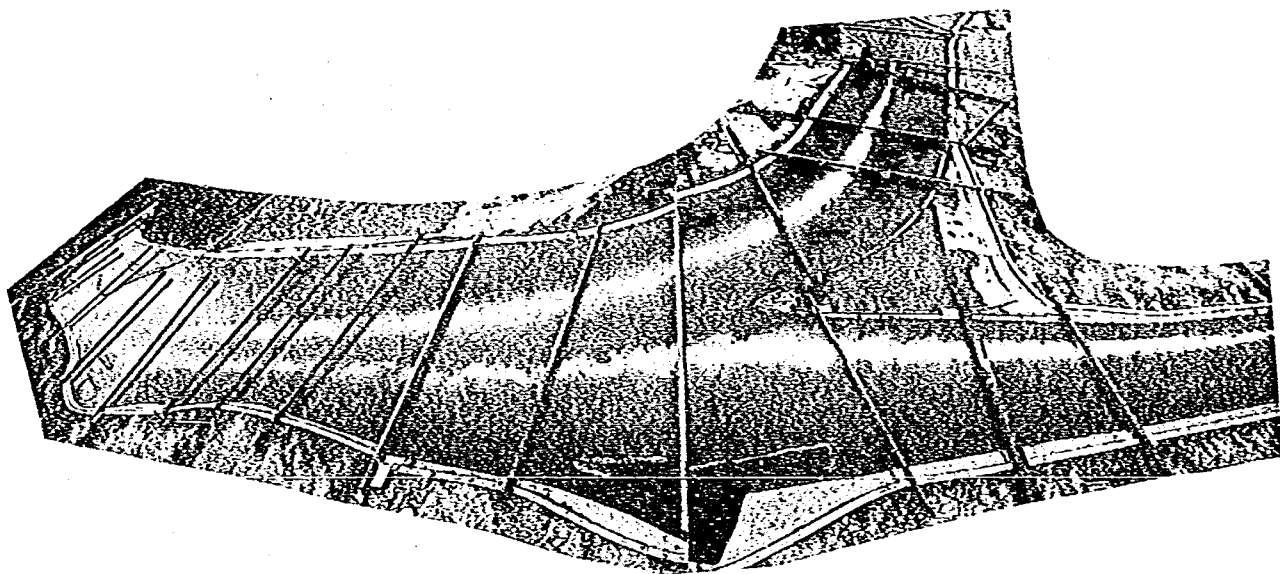


図-6.33 水位・河床高縦断面図(計画移動床定流：計画高水：適切案：5時間通水)



図一6.34 流況図（計画移動床定流：計画高水：適切案：4時間後）



写真—6.6 合流部の流況（計画河道：移動床適切案：計画高水：定流：
ケース B—3—5）

が見られる。39.0 km 付近より主流部は低水路中央を 4.0 m/s 程度の流速で流下し、38.2 km 付近から左岸に寄り、導流堤沿いを流下する。このため、38.2 km 付近から導流堤上への乗り上がる流れが生ずる。合流点でも、主流部は左岸寄りとなり、土師川の流れを左岸高水敷へと圧迫する流況となる。

(3) 不定流実験

① 河床変動

図-6.35 に計画ハイドロ通水後の等深線図を示す。河床変動状況は、由良川流量が $Q=2500 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度 (8 hr) から観察され、ピーク時には全体的に河床変動が生じる。しかし、定流実験に比べて河床変動は穏やかであり、減水期の由良川流量が $Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度 (21 hr) になると河床変動は非常に少なくなる。最終形状から不定流実験による河床変動について述べる。

42.2 km 付近の狭窄部では、露出岩下流の局所洗掘が約 1 m 程度となり、定流実験時の約 1/3 に減少する。このため 42.0~41.8 km 右岸の根固工の沈下崩落も全幅の 1/2 となる (定流実験では全幅で沈下や崩落が生じた。) 41.6 km より下流では河床変動が非常に少なく、安定した河状となる。39.2 km 付近では、右岸高水敷からの落ち込みが顕著となる減水期に局所洗掘が発生し、39.2~39.0 km 右岸沿いで約 1 m の洗掘が生じ、根固工の沈下が全幅の 1/3 程度見られた。導流堤沿いでは、局所洗掘範囲が定流実験よりも上流側へ移行し、38.2~38.0 km 間左岸で 1 m 程度の洗掘となる。ここでの根固工の沈下は全幅の 1/3 程度であった。また、37.0~36.6 km 間左岸では 36.6 km 付近が最深部となり約 1 m の洗掘を示す。ここでは、根固工の沈下崩落は見られない。

② 水位・流況

図-6.36~42 に時間経過別の流況図を示す。図-6.43~44 に水位縦断図の時間変化を示す。以下に流況等の時間変化を述べる。

・ 2 時間 (由: $996 \text{ m}^3/\text{s}$, 土: $581 \text{ m}^3/\text{s}$)

低水路満杯流量であり、高水敷への乗り上げはなく低水路法線形に沿った流況を呈する。スムーズな合流流況を呈し、流線の偏りは見られない。

・ 5 時間 (由: $2091 \text{ m}^3/\text{s}$, 土: $1422 \text{ m}^3/\text{s}$)

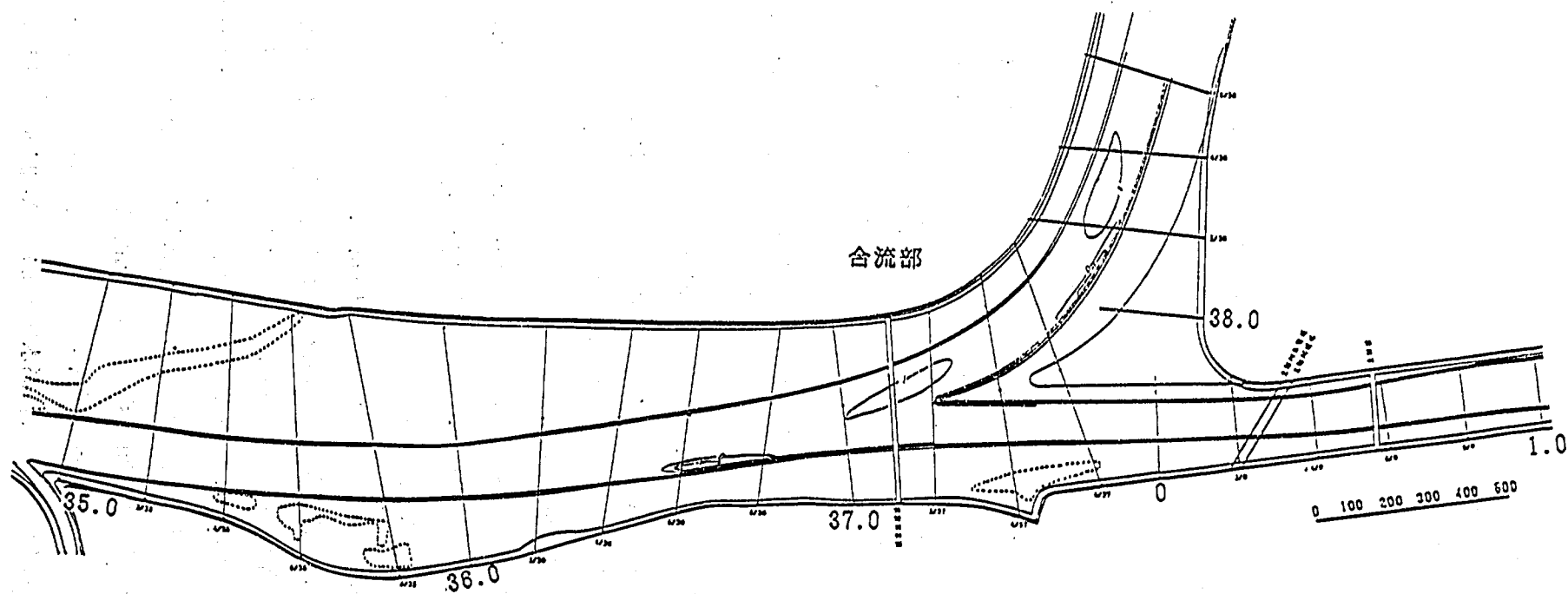
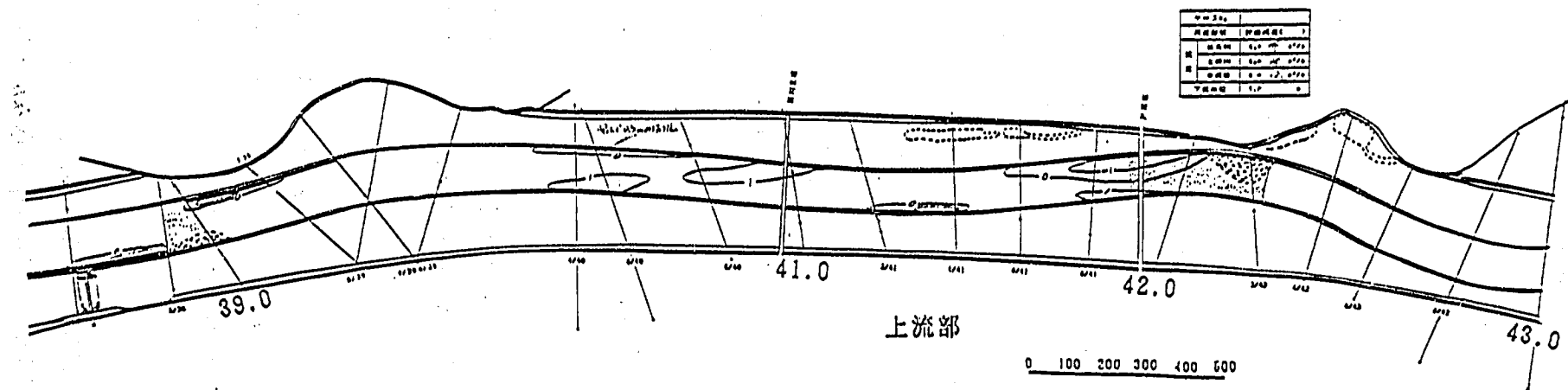
高水敷上への冠水が始まり、その中で 41.0 km 付近から左岸高水敷への乗り上げが目立つ。低水路法線形に沿った流況となる。合流点では、土師川の流れがやや左岸側に偏る傾向にあるが、とくに問題となる流況ではない。

・ 11 時間 (由: $2900 \text{ m}^3/\text{s}$, 土: $1565 \text{ m}^3/\text{s}$)

上流部では、高水敷上のはほぼ全域が冠水し、高水敷上での流れが観察された。とくに 40.6 km 右岸から高水敷に乗り上げた流れは高水敷をゆっくりと旋回しながら 39.2 km 付近で落ち込む。合流点では、38.2 km 付近から導流堤上へ乗り上げ、先端付近で落ち込む状況が生ずる。この影響で、土師川の流れは左岸側に寄り左岸高水敷上を流れる。

・ 15 時間 (由: $4355 \text{ m}^3/\text{s}$, 土: $1599 \text{ m}^3/\text{s}$)

低水路内では、流勢が増すにつれて主流部の偏りが目立ち、42.0 km 右岸側、40.8 km 左岸側がそれぞれ水衝部となる。高水敷上では、38.2 km 右岸および 38.6 km 左岸からの落ち込みが顕著と



圖一6.35 等深線圖(計畫移動床不定流：計畫高水：適切案)

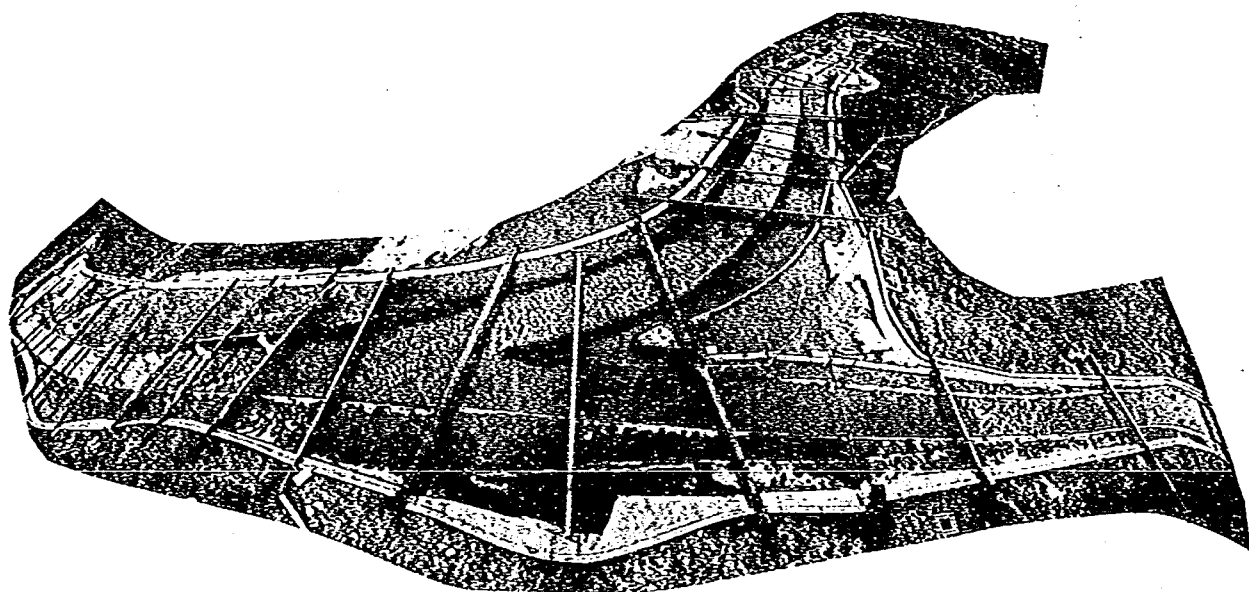
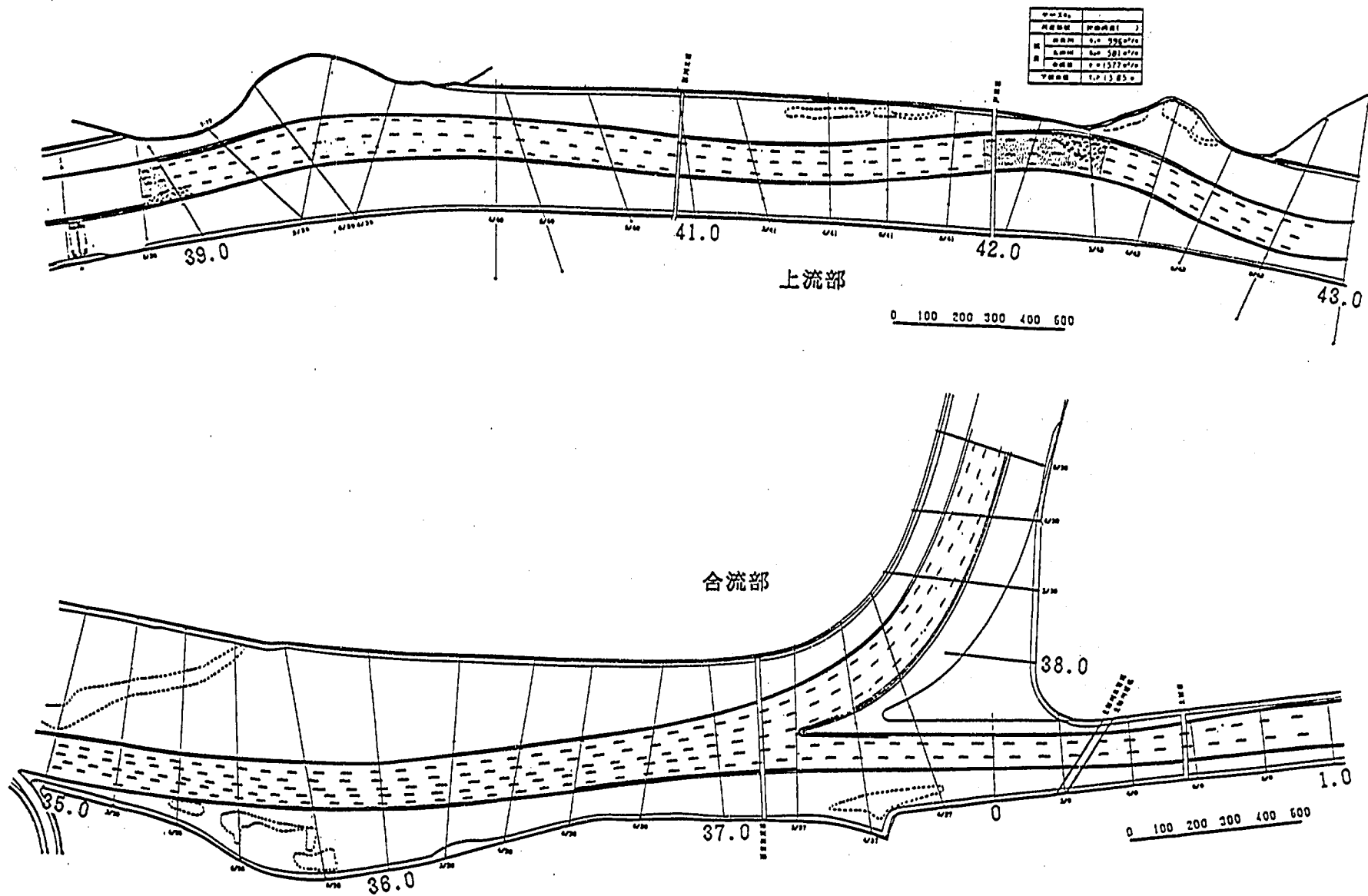
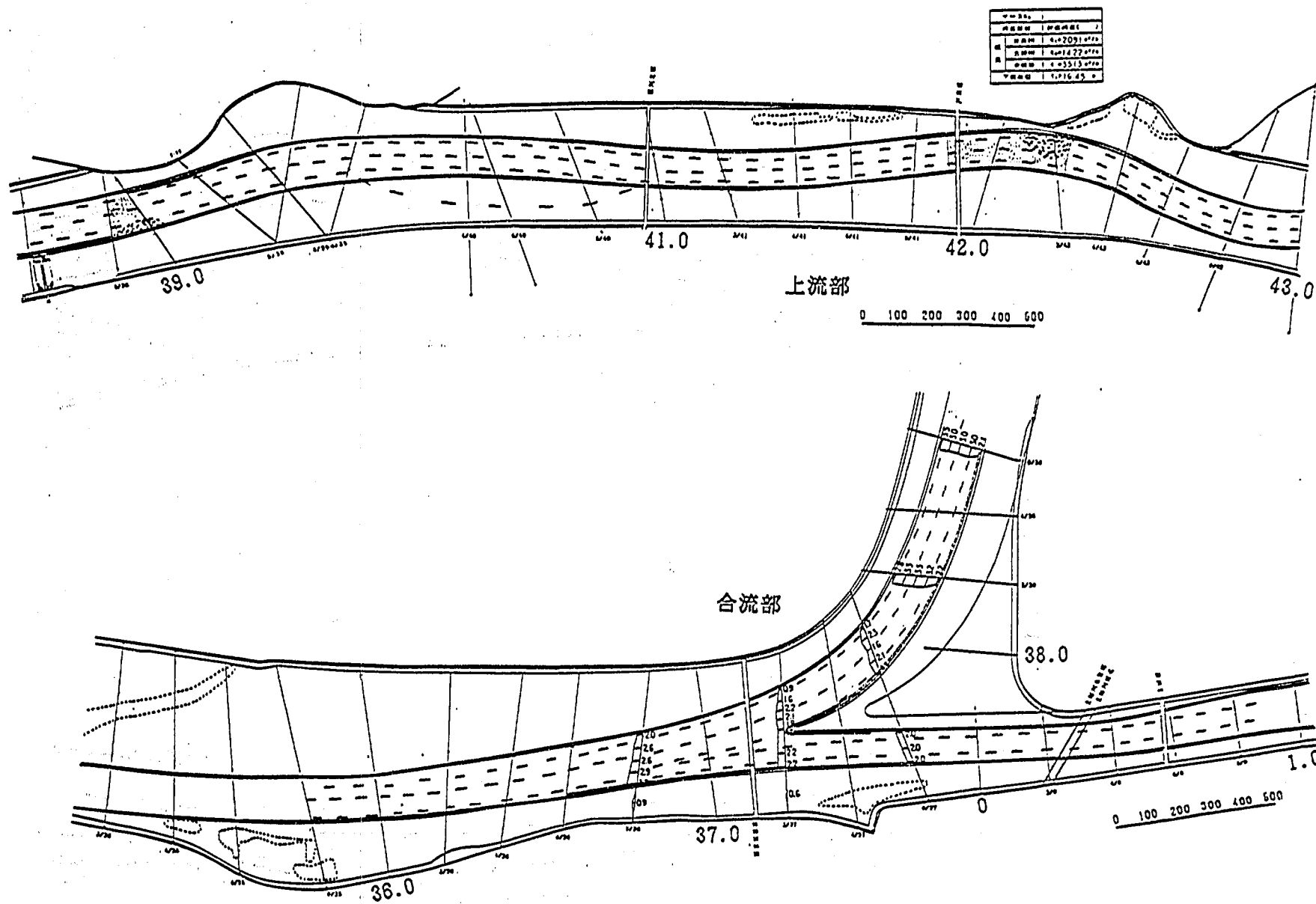


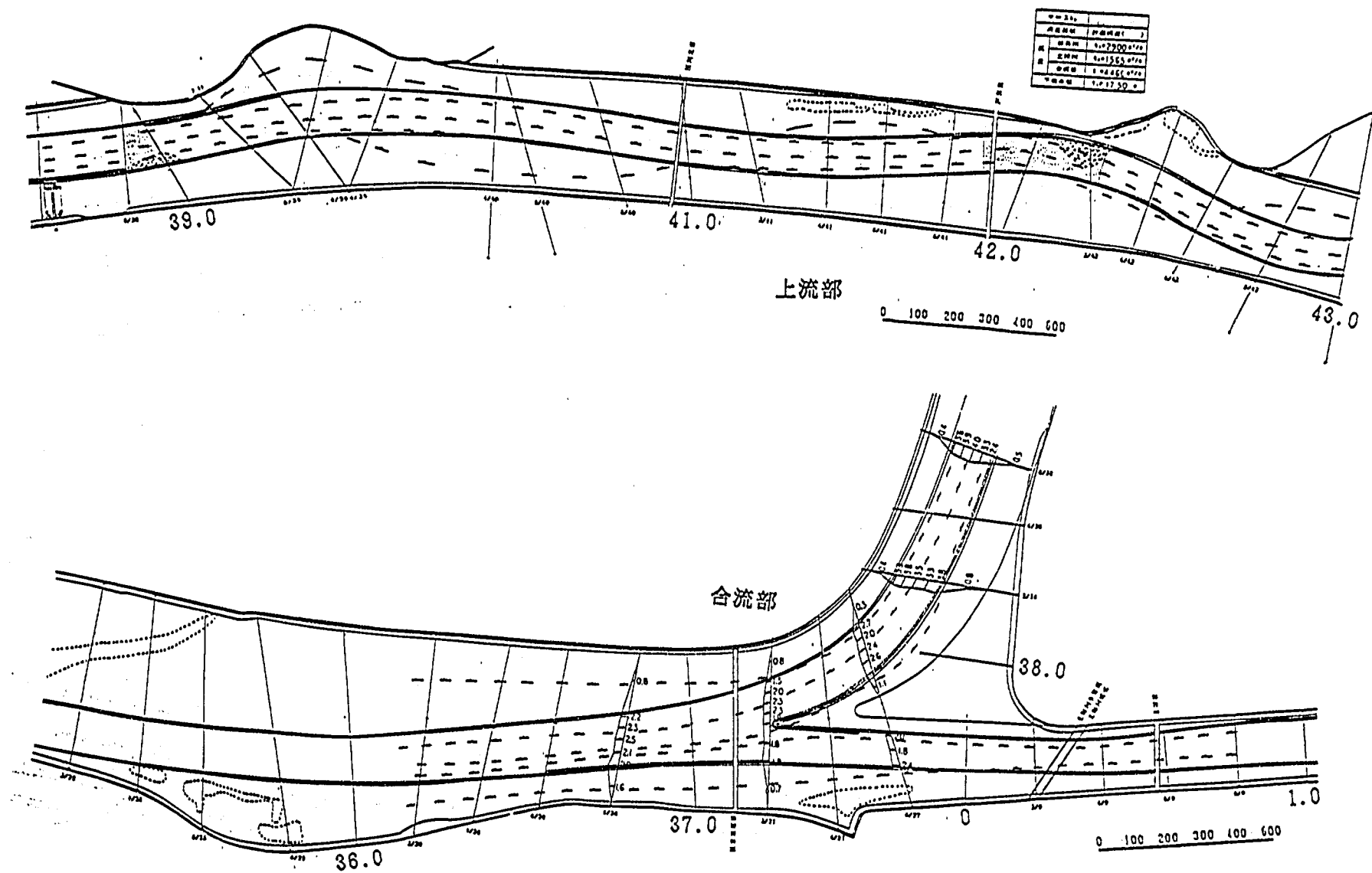
写真-6.7 合流部の河床変動(計画河道：移動床適切案：計画高水：
不定流：ケース B-3-8)



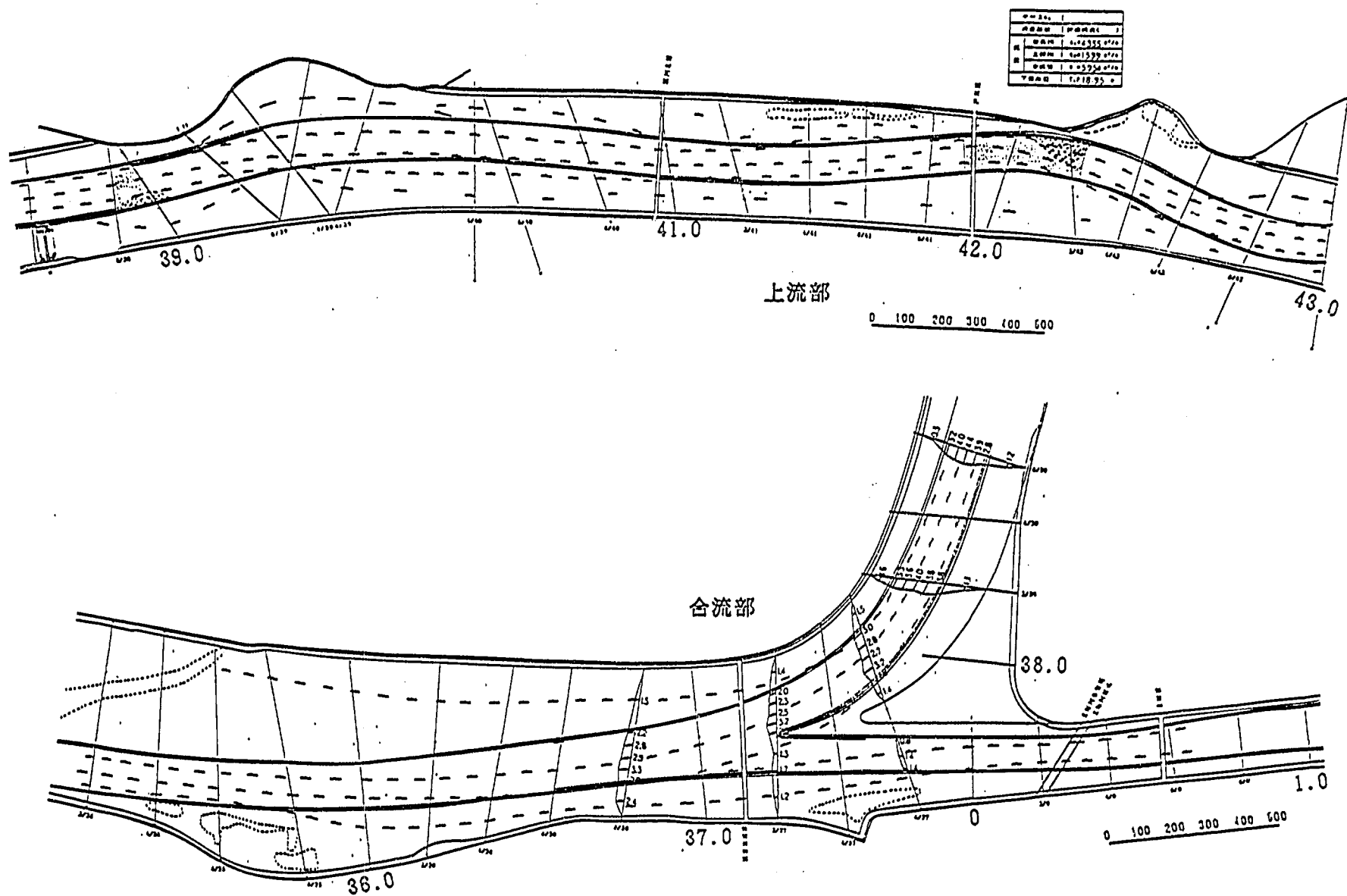
図一6.36 流況図（計画移動床不定流：計画高水：2時間後）



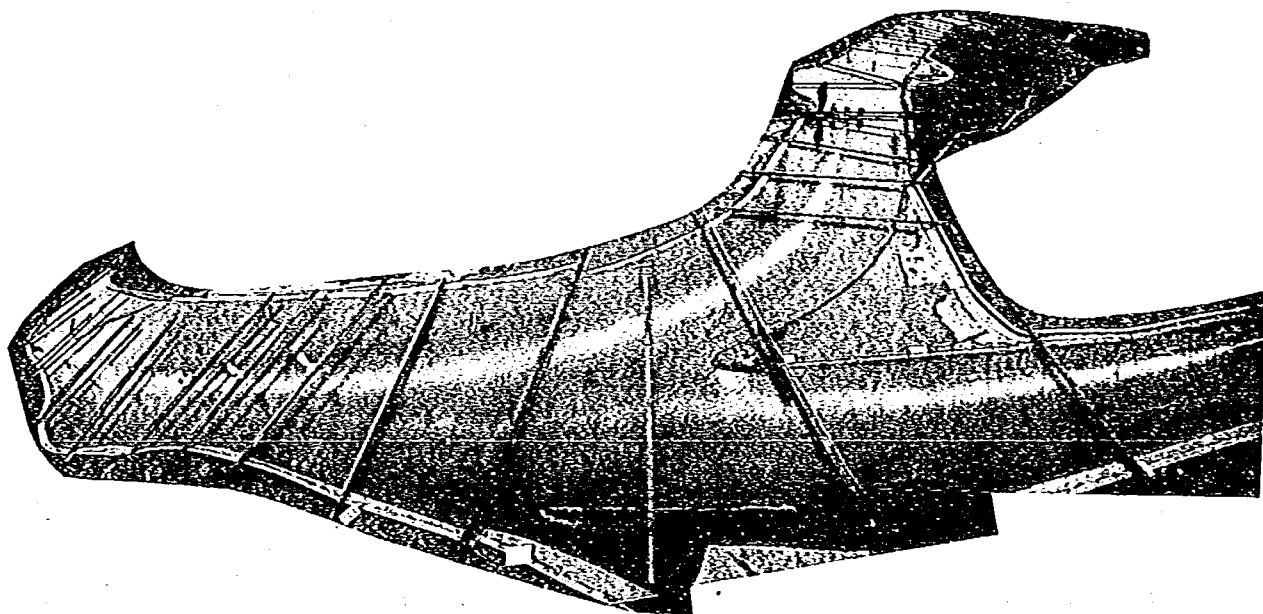
図一6.37 流況図（計画移動床不定流：計画高水：適切案：5時間後）



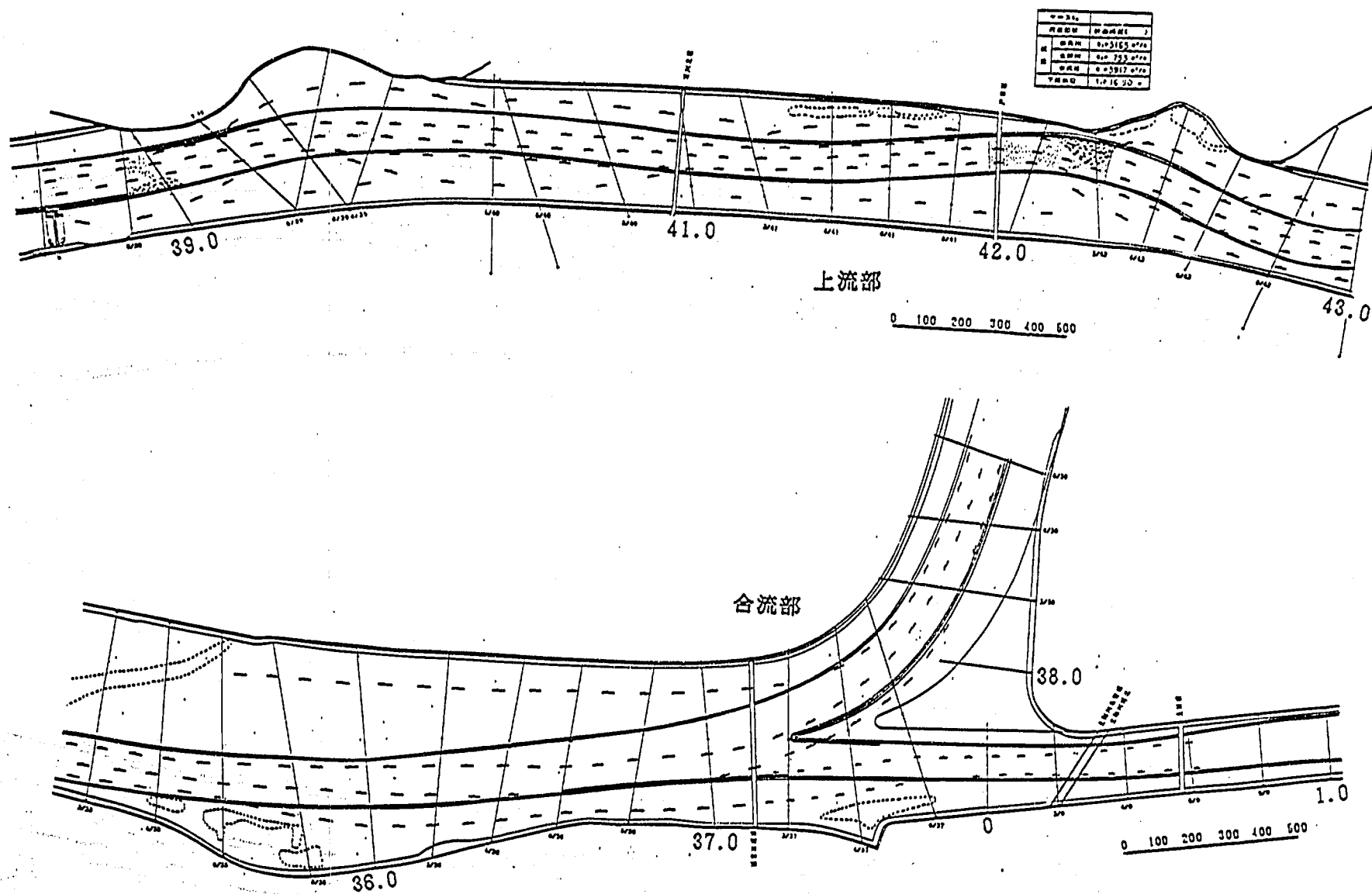
図—6.38 流況図（計画移動床不定流：計画高水：適切案：11 時間後）



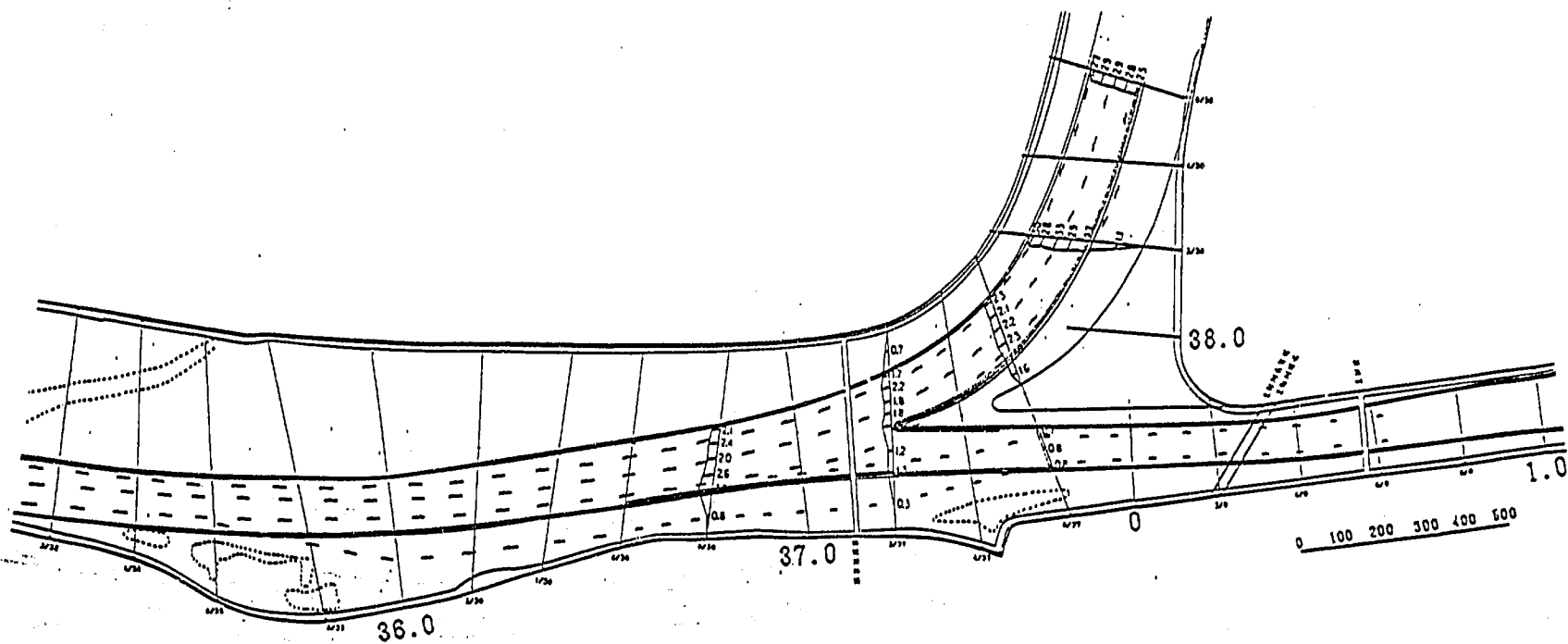
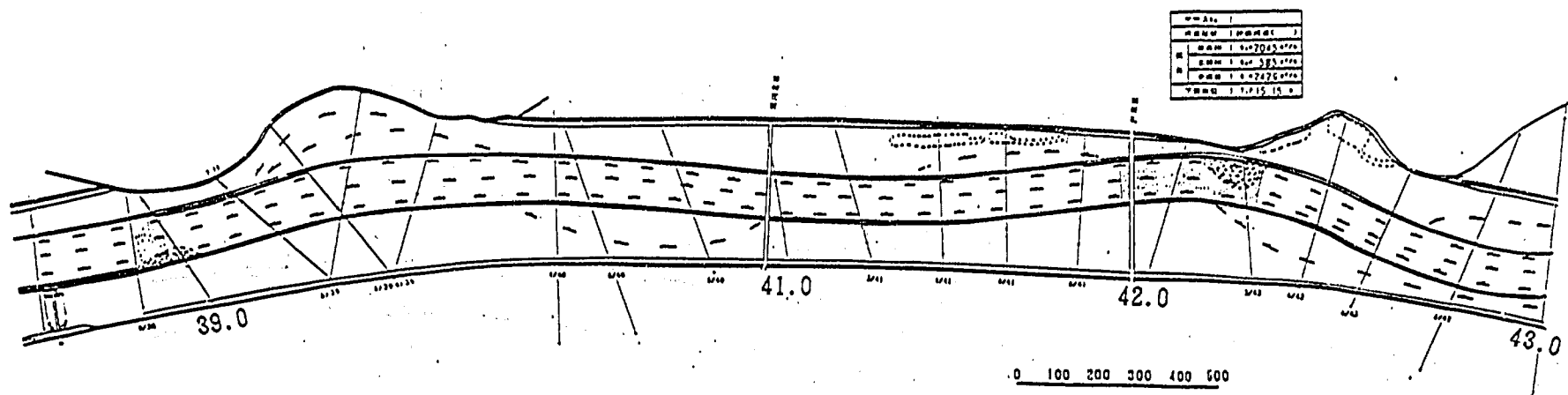
図—6.39 流況図(計画移動床不定流:計画高水:適切案:15時間後)



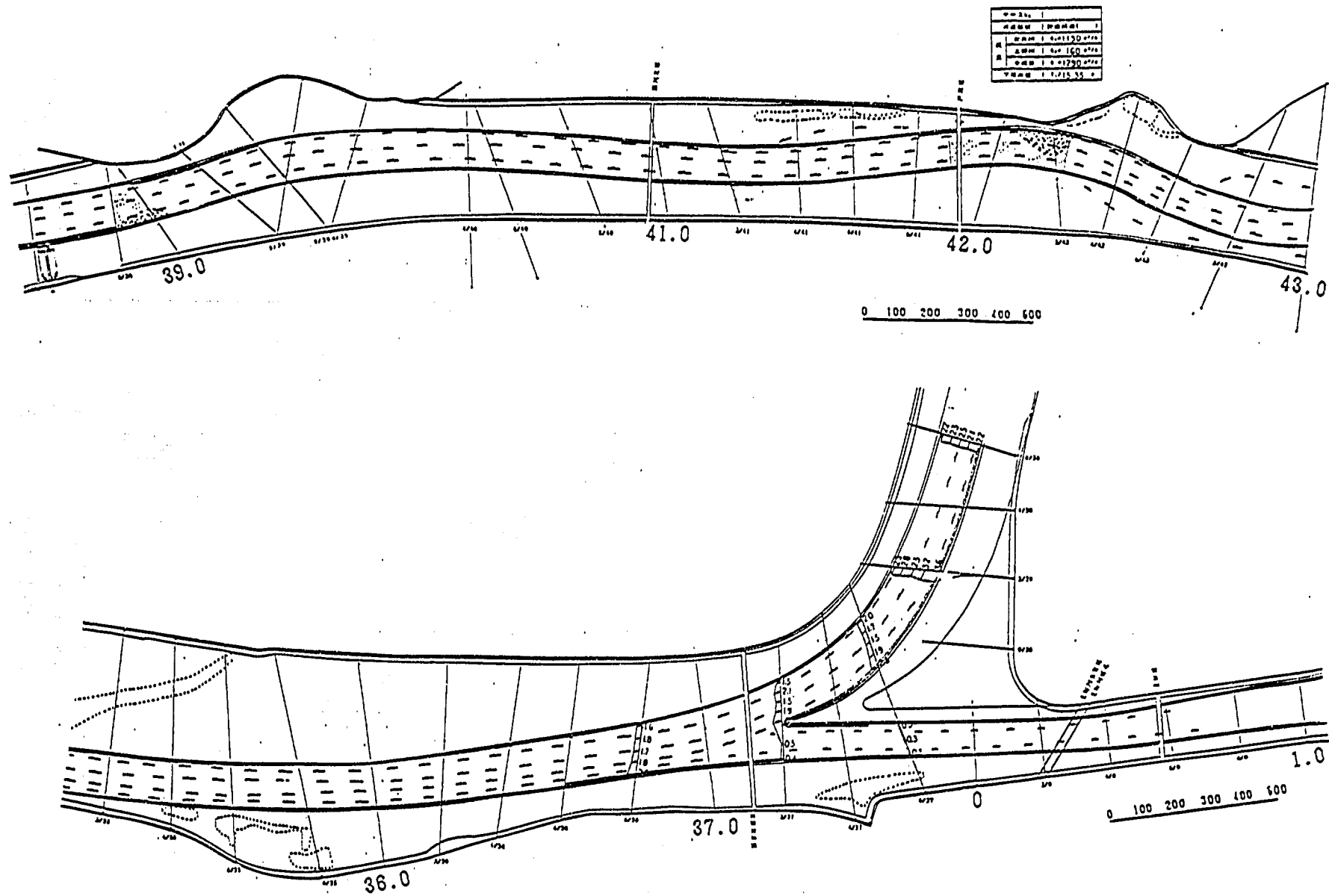
写真—6.8 合流部の流況（計画河道：移動床適切案：計画高水：不定流：
ケース B—3—8）



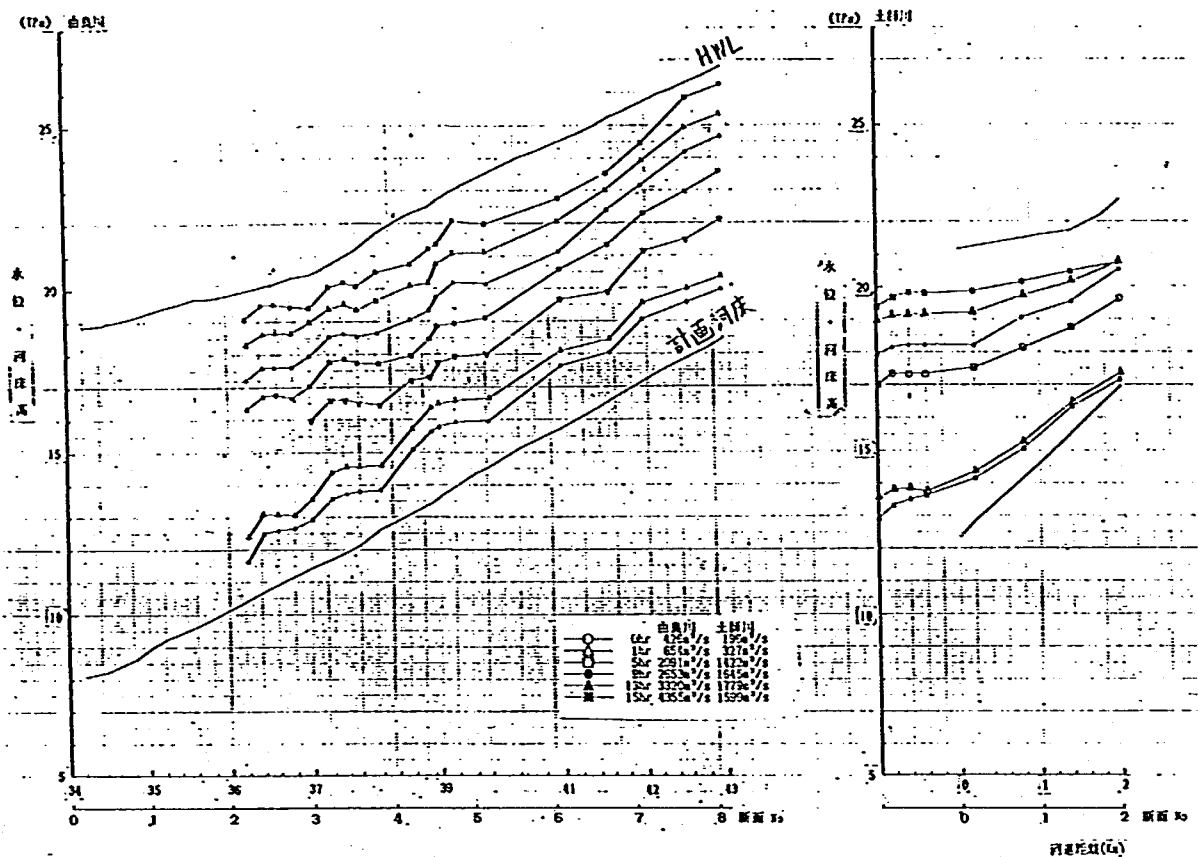
図—6.40 流況図(計画移動床不定流：計画高水：適切案：18時間後)



図—6.41 流況図（計画移動床不定流：計画高水：適切案：21 時間後）



図—6.42 流況図（計画移動床不定流：計画高水：適切案：27 時間後）



なる。合流点では、38.2 km 付近から導流堤に乗り上げた流れが土師川側へ流入する。このため土師川筋の流れは、37.0 km 付近から高水敷上へ追いやった流況となる。

- ・ 18 時間 (由: $3165 \text{ m}^3/\text{s}$, 土: $752 \text{ m}^3/\text{s}$)

流況は 15 時間とほぼ同じであり、合流点では、一段と土師川が阻害された流況となる。

- ・ 21 時間 (由: $2043 \text{ m}^3/\text{s}$, 土: $383 \text{ m}^3/\text{s}$)

上流部では高水敷上の水深が薄くなり、ゆったりとした流れとなる。低水路部では、ほぼ法線形に沿った流況にもどる。合流点では、土師川の流勢が弱いため由良川の流量が支配し、土師川を阻害した流況が続く。

- ・ 27 時間 (由: $1130 \text{ m}^3/\text{s}$, 土: $160 \text{ m}^3/\text{s}$)

ほぼ高水敷上の水は引き、低水路満杯流量となる。合流点では、土師川の流勢が全く感じられず、由良川の流れに堰止められているような状況となる。

(4) 8210 号出水

① 河床変動

図-6.45 に 8210 号定流実験による河床等深線図を示す。42.2 km 付近の狭窄部では露出岩下流での局所洗掘が 1 m 程度となり、計画不定流実験と同じ状況を示す。41.6 km より下流では、同様に河床変動は非常に少なく安定した河状となる。39.2 km 付近の右岸では、高水敷からの落ち込み流れは見られ、根固工前面での洗掘も 0.5 m 程度と少なく、根固工の沈下崩落も観察されない。合流部でも根固工前面の洗掘は、38.0 km 付近で 0.5 m 程度生じただけであり、とくに問題はないようである。合流点下流では、洗掘範囲が、計画流量定流時よりも下流へ移行し、36.8 km 付近で 1 m 程度の洗掘となるが根固工が沈下するような現象は見られなかった。

② 水位・流況

図-6.46 に水位・河床高縦断面図を示す。固定床実験と比較した場合、39.0 km からの水位が全体に高くなっており、平均で約 0.7 m 上昇している。

図-6.47 に流況図を示す。合流部上流の 39.0 km 付近までは、低水路内を 2.5~3.0 m/s の流速で一様に流下している。高水敷上は水深が浅く、高水敷幅の 1/2 程度は死水域となっている。39.0 km 付近より低水路中央が主流となって 3.0 m/s 程度の流速で流下する。38.4 km 付近から左岸高水敷に乗り上げが見られ、約 2.0 m/s 程度の流速で導流堤を流下する。合流後も主流部はほぼ低水路の中央にあり、2.5~3.0 m/s の流速で流下する。

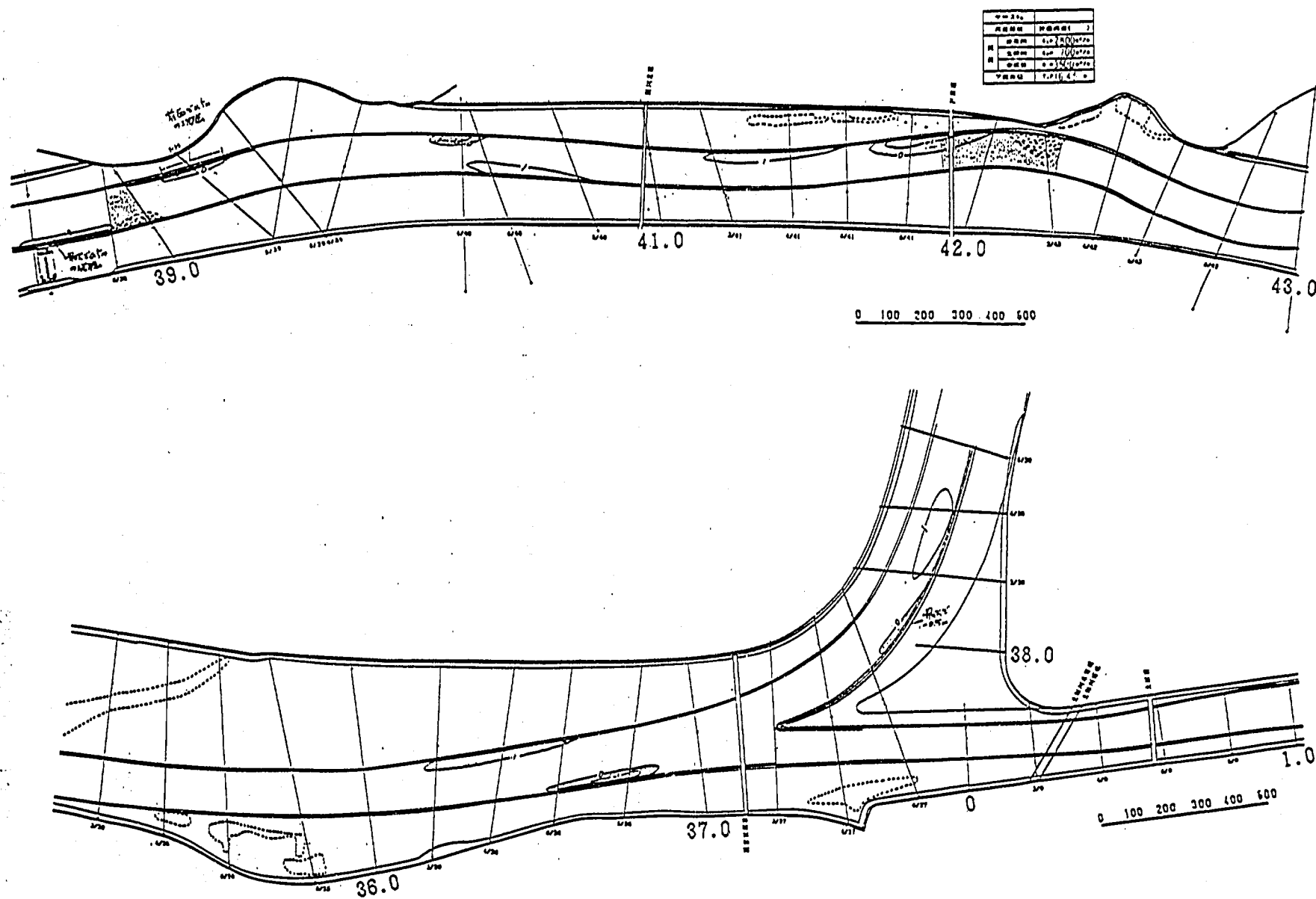
6) 新音無瀬橋についての検討

(1) 検討概要

暫定河道時と同様に 3 タイプ (桁橋, 斜張橋, ニールセンローゼ橋) の橋脚案について橋脚周辺の洗掘状況および流況を把握し、橋脚の位置、向き等について検討した。実験流量は、計画高水流量で行っている。

(2) 実験結果

新音無瀬橋が設置される地点の流向は、図-6.48 のようになることから、これに沿うように橋脚の



図一6.45 河床等深線図（計画移動床定流：8210 号出水：適切案：
5 時間通水）

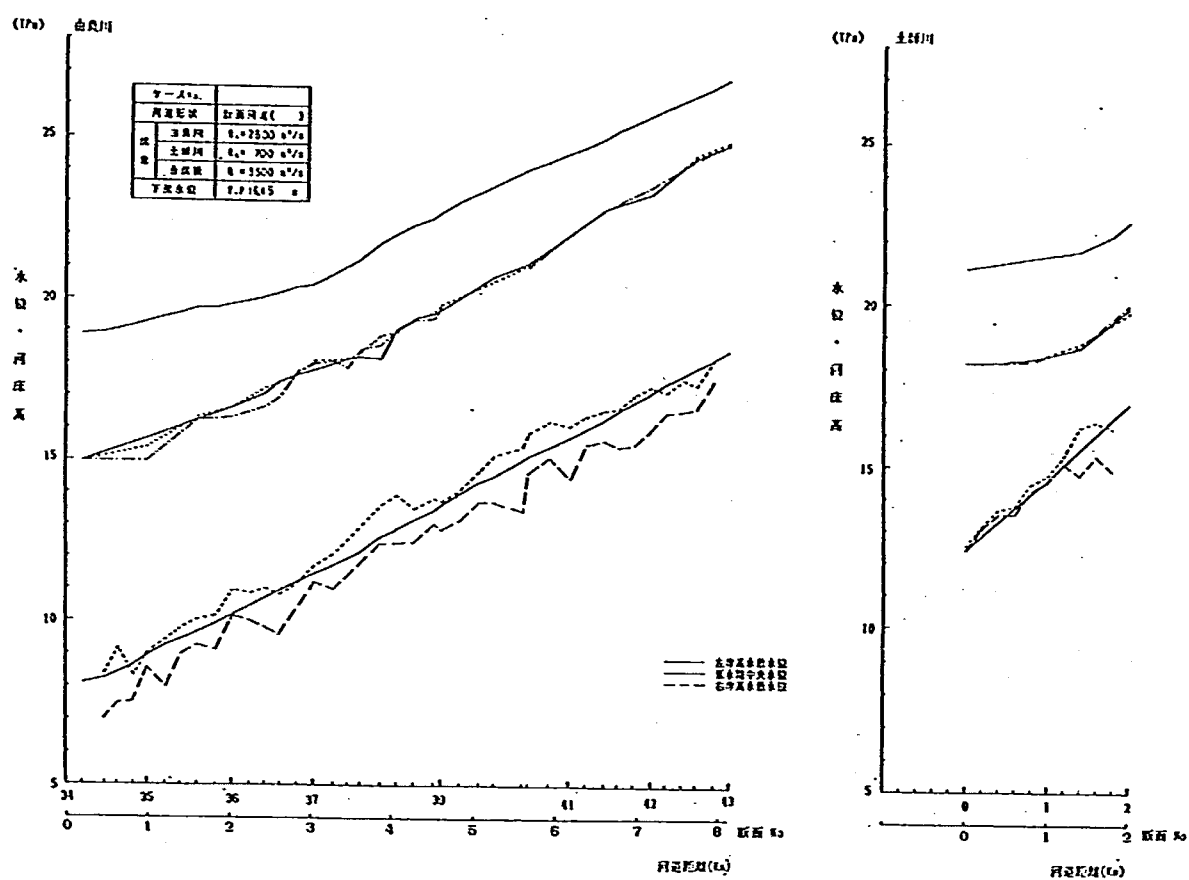
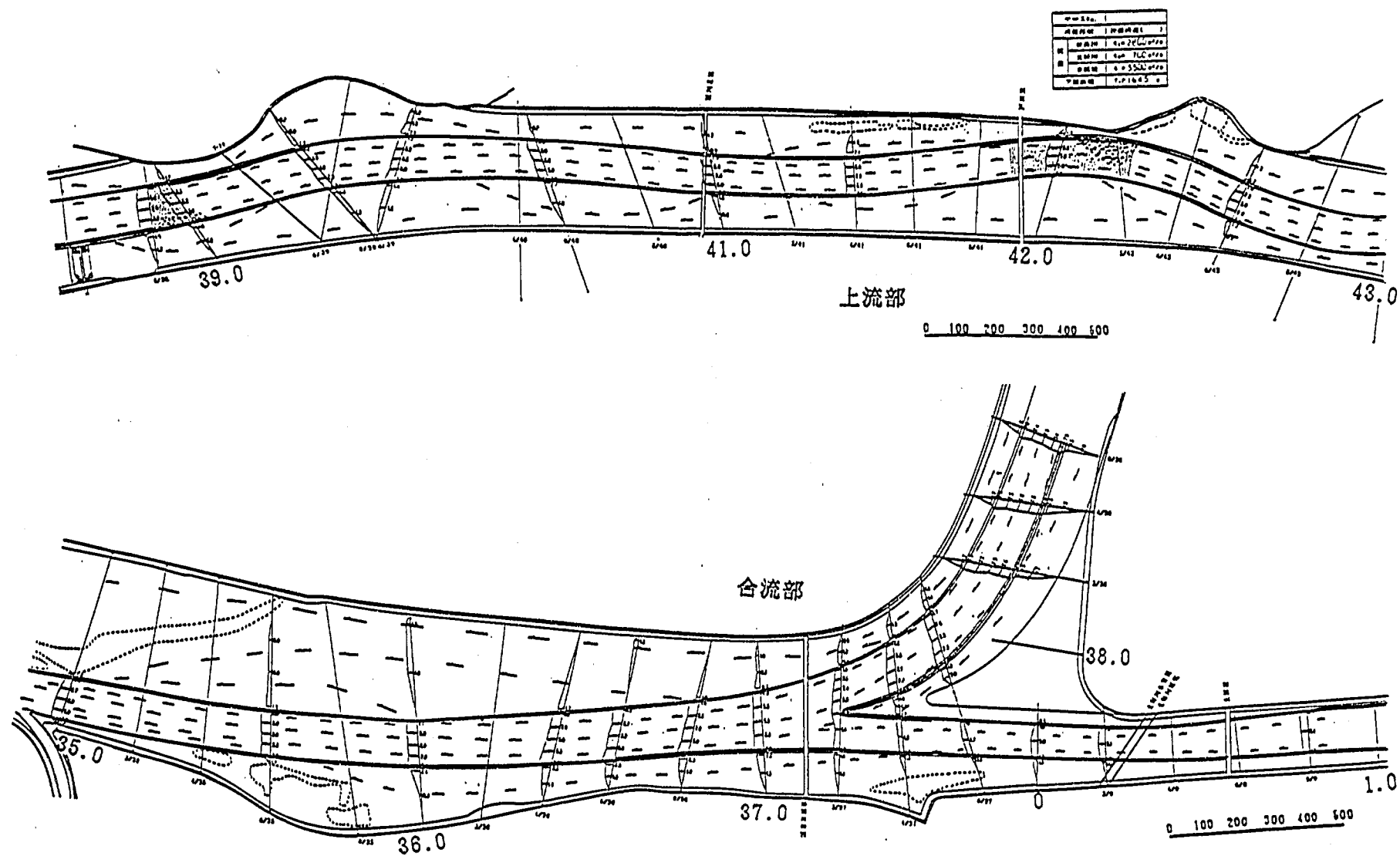


図-6.46 水位・河床高縦断図(計画移動床定流:8210号出水:適切案)



06 図—6.47 流況図(計画移動床定流：8210号出水：適切案：4時間後)

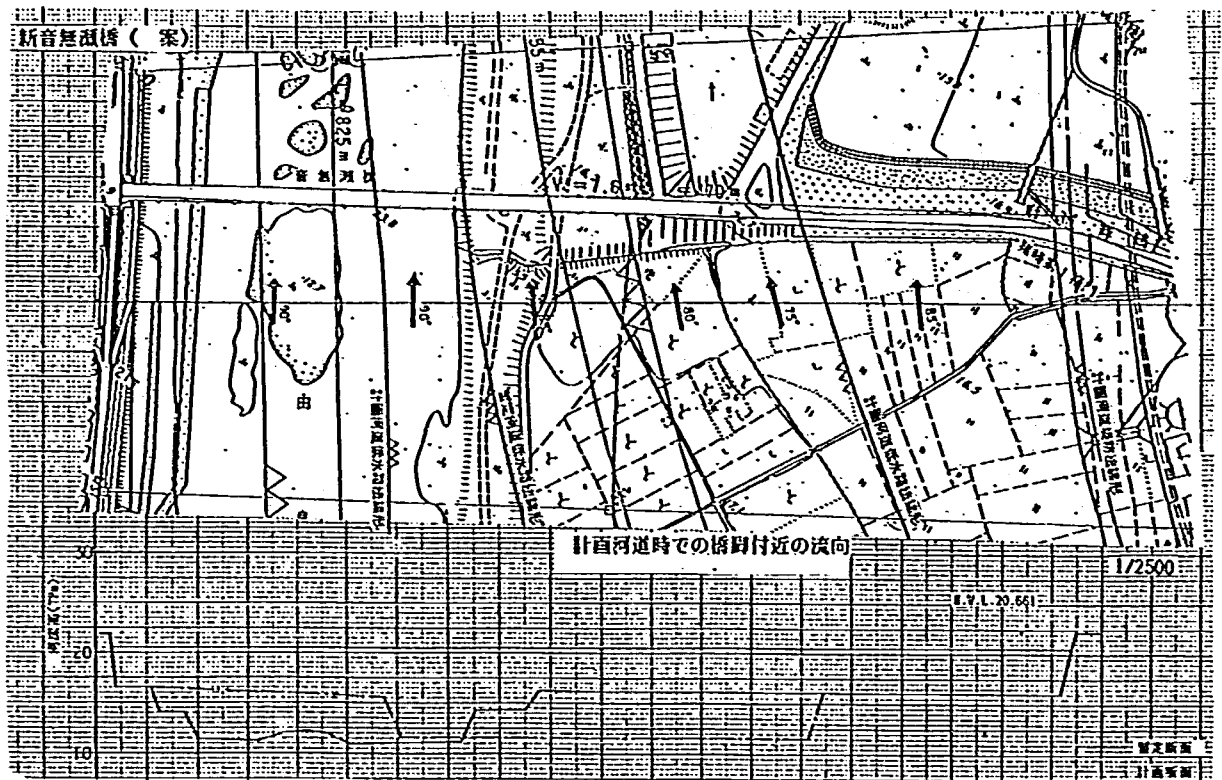


図-6.48 新音無瀬橋設置地点の流向 (計画河道：計画高水)

向きの修正を行ってから実験を開始した。

桁橋について修正図を図-6.49に、橋脚周辺の等深線図を図-6.50に示す。ここでは、低水路中央に配置された2基の橋脚(P4, P5)について向きを5°~10°程度修正した。この結果、低水路内に配置される4基の橋脚は、いずれも向きが異なる。橋脚周辺の洗掘については、最大でも1m程度でありとくに問題はないようである。

斜張橋について修正図を図-6.51に、橋脚周辺の等深線図を図-6.52に示す。ここでは低水路中央に配置されたP4橋脚を10°、右岸高水敷法肩付近に配置されたP3橋脚を5°修正した。橋脚周辺の洗掘については、低水路部分に配置されたP4橋脚において、橋脚周辺が最大2m程度洗掘され橋台が一部露出した。

ニールセンローゼ橋については、当初の計画では図-6.53に示すような径間割りであったが、P3橋脚が右岸低水護岸に近いことから、このP3橋脚を図-6.54に示すように高水敷上に変更した。実験では両方について検討を行った。当初案については、P3橋脚を15°修正し、変更案についてはP2橋脚を10°修正している。橋脚周辺の洗掘については、変更案では低水路内に橋脚が配置されないため、洗掘量は小さいと考えられる。当初案ではP3橋脚において、図-6.55に示すように最大2m程度の洗掘が生じ、橋台が一部露出した。

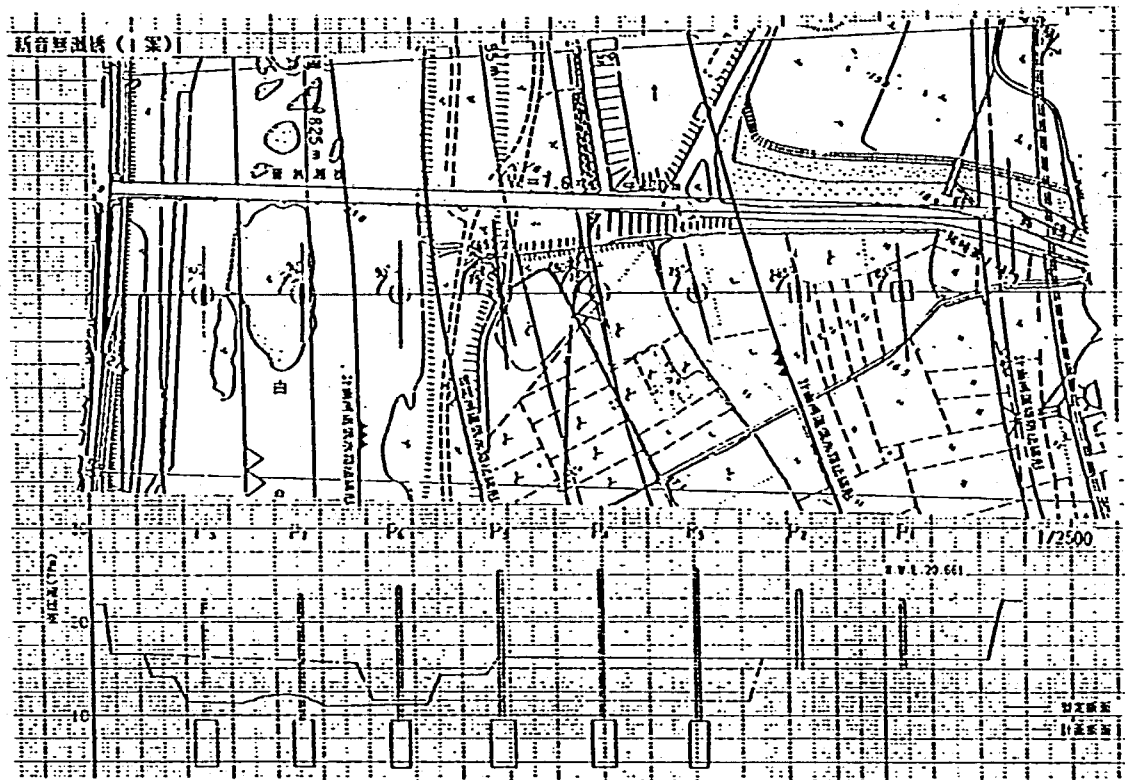


図-6.49 橋脚の径間割りおよび向きの修正 (桁橋)

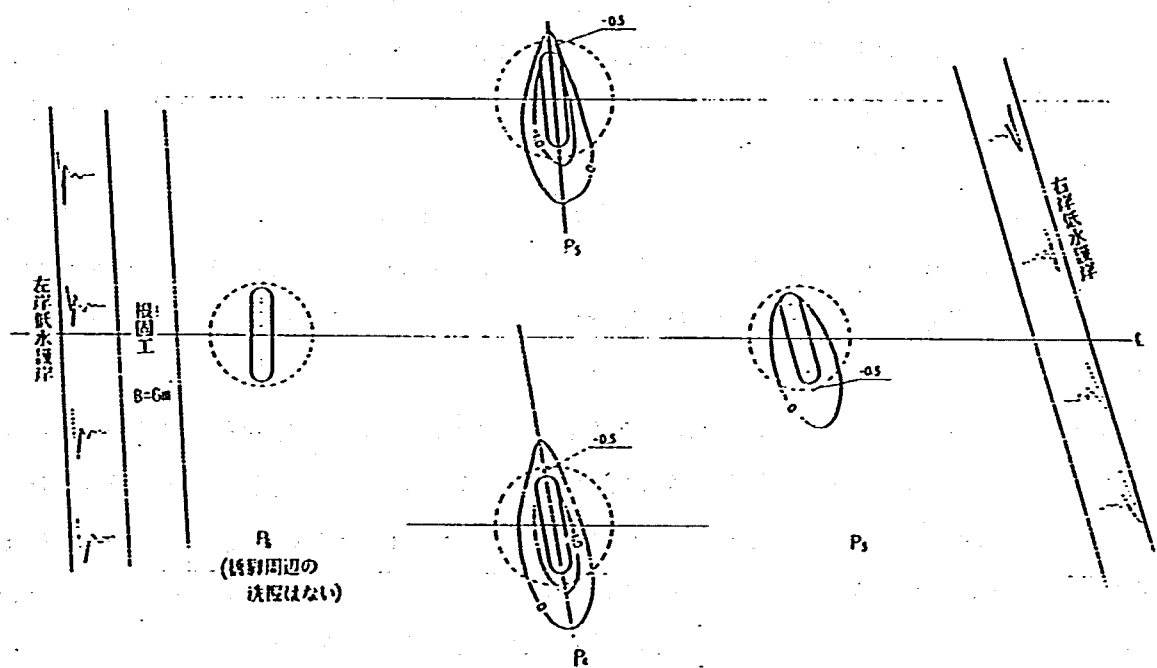
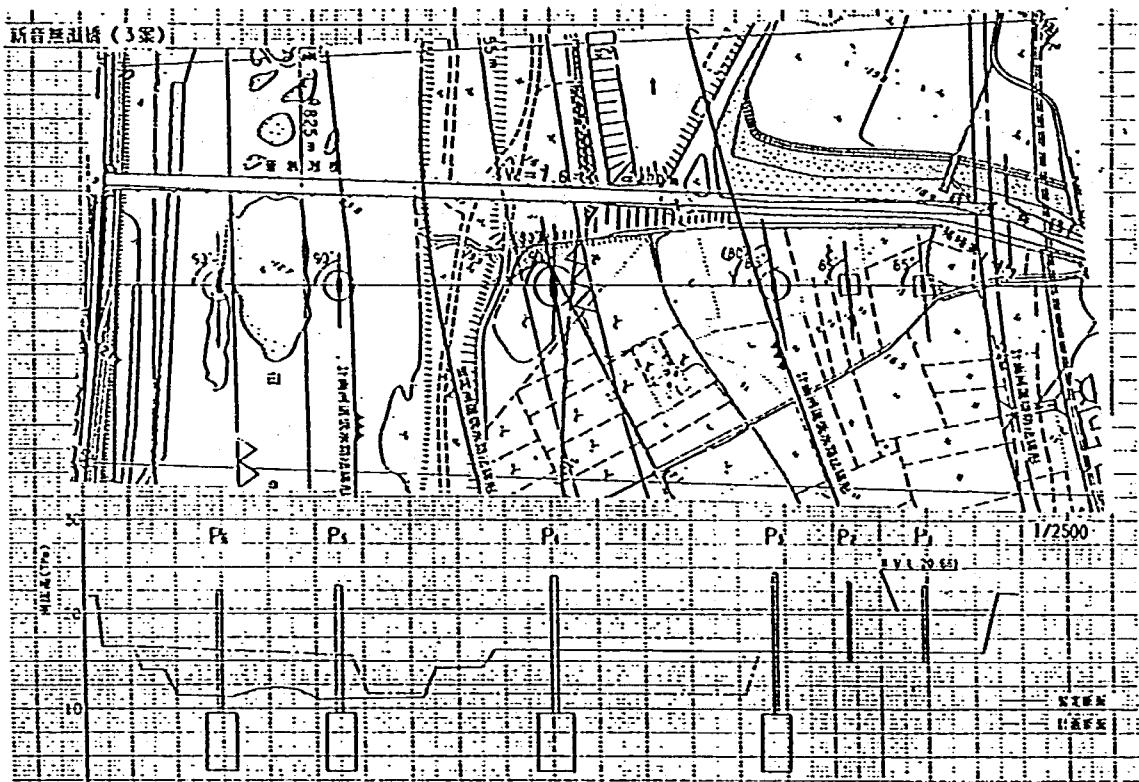
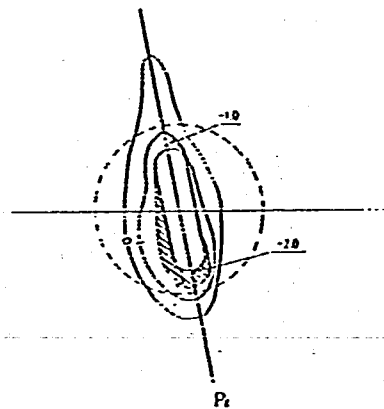


図-6.50 橋脚周辺の洗掘 (桁橋)



図—6.51 橋脚の径間割りおよび向きの修正（斜張橋）



図—6.52 橋脚周辺の洗掘（斜張橋）

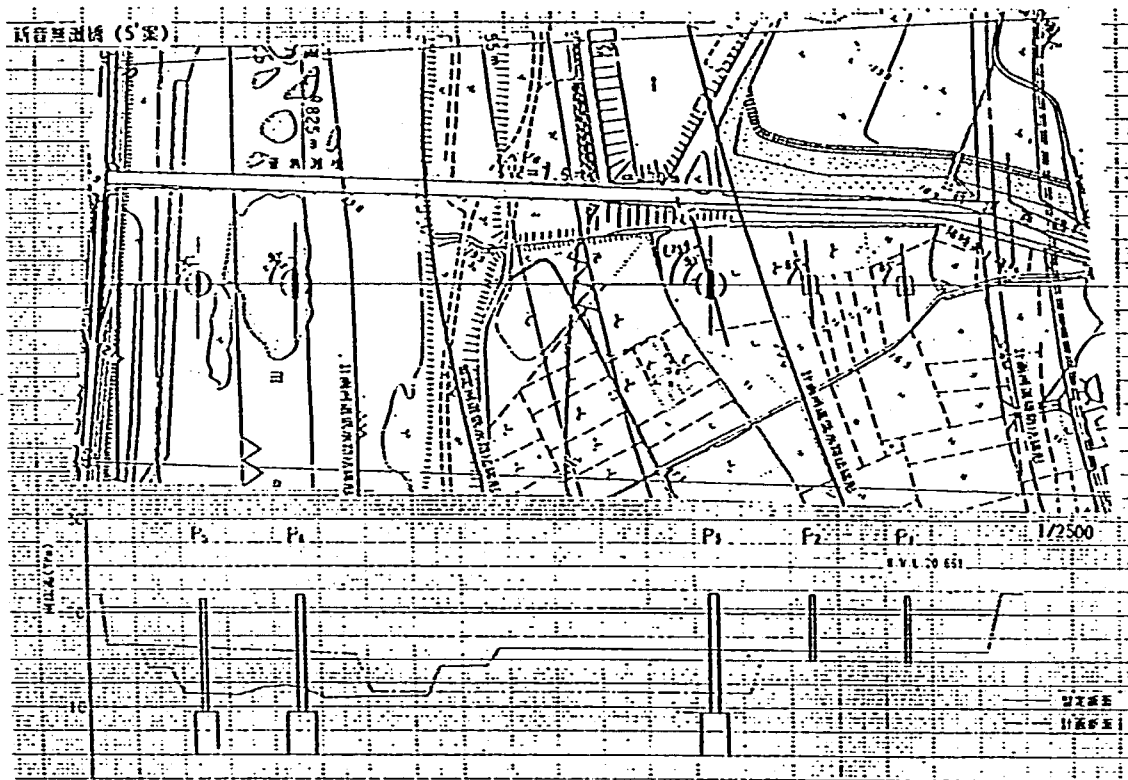


図-6.53 橋脚の径間割りおよび向きの修正（ニールセンローゼ橋：当初案）

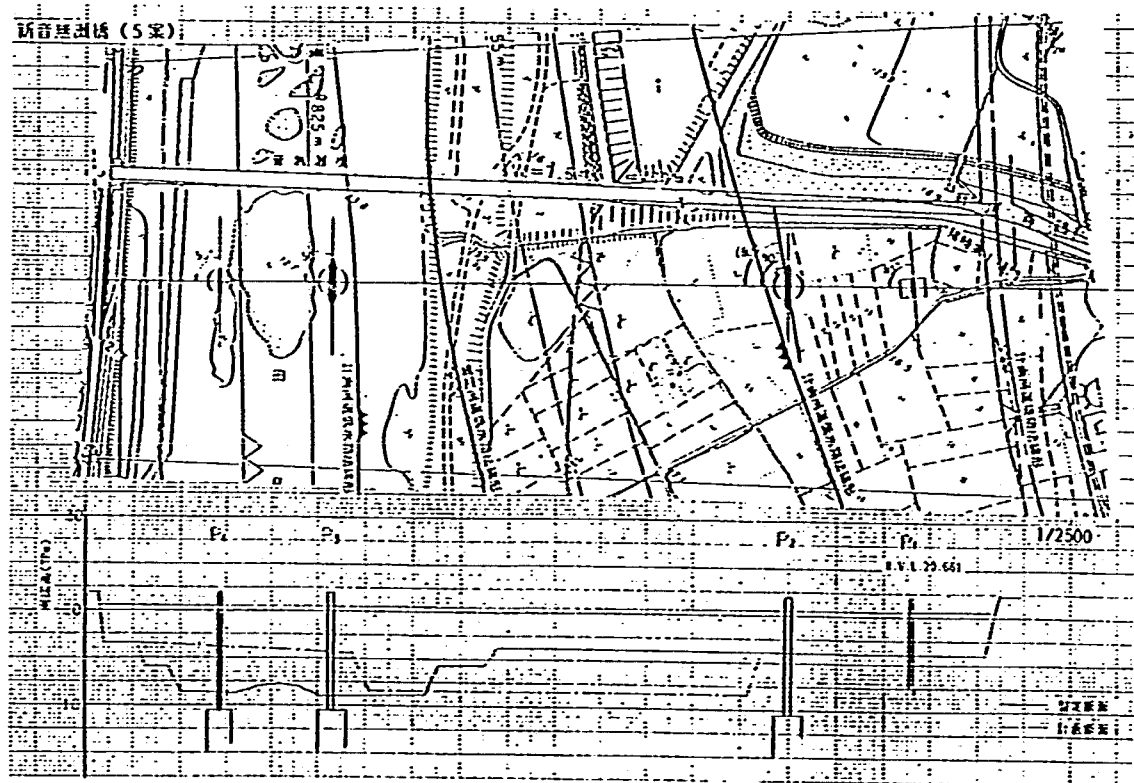


図-6.54 橋脚の径間割りおよび向きの修正（ニールセンローゼ橋：変更案）

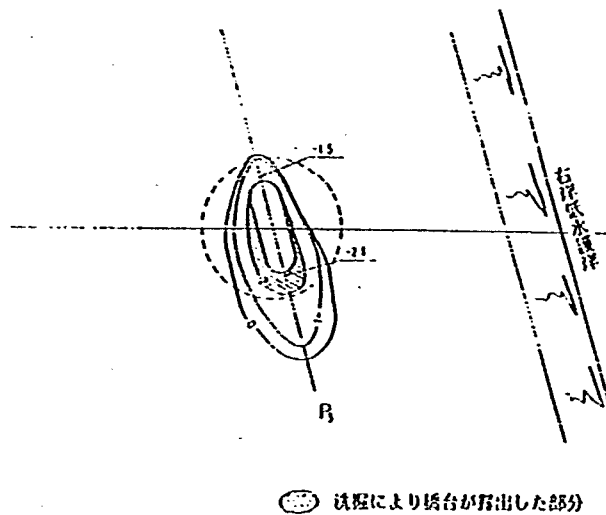


図-6.55 橋脚周辺の洗掘（ニールセンローゼ橋）

7) 全体のまとめ

(1) 河道法線形について

低水路法線形については、固定床実験での修正案を最適法線形とした。その結果、とくに問題となるのはいずれも山が張り出していて高水敷幅が狭くなっている地点（42.2 km、39.2 km 付近）であるが、いずれも高水敷幅を拓げることは不可能と思われ、止むを得ない地点であろう。

(2) 対策工について

移動床計画河道定流実験では、次の4箇所が問題となり対策工の必要性が生じた。

- ① 右岸高水敷が狭くなる 42.2～42.0 km では、右岸沿いに主流部が位置するため右岸低水護岸沿いの洗掘が目立つ。
- ② 右岸高水敷が急激に狭くなる 39.2～39.0 km では、高水敷上からの落ち込み流れによって右岸低水護岸沿いに局所洗掘が生じる。
- ③ 導流堤沿いでは、38.0～37.6 km 付近で主流が左岸側に寄るため低水護岸沿いで局所洗掘が生じる。
- ④ 37.0～36.8 km の左岸低水護岸沿いでも主流が左岸側に寄るため局所洗掘が生じる。

以上の結果をふまえて対策工の検討を行ったが、合流点に水制工を配置した案では、水制工の先端および周辺の洗掘が顕著となり、その防止効果は期待できなかった。次に根固工のみによる案では、根固工前面の洗掘も 2 m 以下に止まり、根固工自体の沈下や崩落も少ないことから根固工案で充分対処できると判断した。

よって、合流点では 37.2～36.6 km 左岸沿いおよび導流堤先端から 38.8 km 左岸沿いに根固工（B=6 m）を設置することによって対処する。また導流堤先端付近では、乗り上げが観察されたため、導流堤先端を巻くかたちで土師川筋にかけても根固工を配置する。次に高水敷から落ち込み流れが目立つ

39.6～39.0 km 左岸，水衝部となる 42.0～41.8 km 左岸沿いに根固工（ $B=4\text{ m}$ ）を配置したが，根固工の沈下，崩落が生ずることから，根固工幅等を広くする必要があると考えられた。ただし，この地点はいずれも露岩が存在する所であり，現地の地層地質を調査して対策工の必要性を検討する必要があるだろう。

なお，以上の対策工案での計画不定流及び 8210 号出水の実験結果では，河床変動も少なく，局所洗掘深は最大でも 2 m 以下でありとくに問題となるような現象は見受けられなかった。

(3) 導流堤について

本実験では由良川と土師川との導流堤についてはとくに検討していないが，導流堤の高水敷上部分については導流堤沿いが死水域となり，水衝部となるような問題は見られなかった。導流堤先端では 38.2 km 付近から高水敷上に乗り上がった流れが，導流堤上で 2.5 m/s 程度の流速となり，土師川筋への落ち込む状況が見られる。このため導流堤の構造について留意する必要があるだろう。導流堤の形成及び先端部分の向きについては，ほとんど問題はなく合流後の左岸堤への水当たりをかなり緩和しているものと思われる。

(4) 新音無瀬橋について

暫定河道及び計画河道時について橋脚の向きを検討してきたが，合流点に配置されるため，合流流量比によって流向が変化しやすいことを考慮する必要があるだろう。この場合，河道内に配置される橋脚の数は極力少ない方が理想であろう。

(5) 今後の課題

本実験は冬の水温が低い時期に実施したため全体に小規模河床波（リップル）が卓越した河床形態の場で検討を行っている。したがって，河床変動量が少ない可能性があるため，河床形態が相似となる水温の高い夏に再度実験を行い，対策効果等についてさらに検討する必要がある。

6.2.3(2) リップルが形成されない状態での検討

1) 検討概要

計画河道については，実験 B-3-1～9 の移動実験により，低水路法線形および低水護岸前面の洗掘対策工について検討を行った。しかし，小規模河床波のリップルが卓越した河床形態の場で実施したため，水位が計画時の不等流計算結果よりも高く，かつ全体に河床変動が緩慢な傾向を示した。このため通水時間を暫定河道時での 2.5 時間から 5.0 時間と長く通水して河床変動の検討を行った。

小規模河床波のリップルが発生した原因は，冬に実験を行ったことにより，水温が低く，このため動粘性係数さらには粒子レイノルズ数が変化したためと思われる。また，リップルの発生によって河床粗度が実際よりも大きくなり，このため水位が上昇し河床変動も少なくなるという影響が生ずる。

このようにリップルが発生した場合，河床変動が少なくなるため，とくに対策範囲を決める要因となる局所洗掘の状態が過少となることが考えられる。よって本検討の目的は，夏に再度実験を行い，リップルが発生しない場合は河床変動がどのように異なるのかを検証し，計画河道時における対策工案を再度検討したものである。なお，検討内容は主に次の 3 点であり，表 6.3 に実験ケースを示す。

表-6.3 計画河道実験(移動床)

実験 ケース	河道形状	対象洪水	流 量 (m ³ /s)			下流水位 (T.P.m)	測 定 項 目				検 討 項 目
			合流後	由良川	土師川		水位	流速	流況	河床	
B-4	1	計画河道 計画高水	5600	4100	1500	17.00	○	○	○	○	水理現象と河床変動状況を把握し問題点を検討
	2	計画河道 計画高水	5600	4100	1500	17.00	○			○	問題点に対する対策工の検討
	3	計画河道 計画高水	5600	4100	1500	17.00	○	○	○	○	最適案での河床変動状況等を把握
	4	計画河道 計画高水	不 定 流				○			○	不定流における最適案の検討

- ① 河道特性を考慮した適切な低水路法線形の検討
- ② 局所洗掘対策としての根固工の設置範囲の検討
- ③ 新音無瀬橋の橋脚配置についての検討

以下に各実験の内容を記す。

・ B-4-1

実験B-3シリーズで得られた対策工について、再度検討した実験である。

・ B-4-2

実験B-4-1で得られた結果をもとに、対策工の修正を行った実験である。

・ B-4-3

最終的な改善を行い、計画河道における適切な対策工について検討を行った。

・ B-4-4

適切な対策工案について、不定流実験による検討を行った。また、新音無瀬橋について橋脚周辺の洗掘、橋脚向きの検討を行った。

2) 対策工の検討 (B-4-1)

(1) 概 要

対策工は、合流部の局所洗掘が顕著な箇所にはB=6mの根固工を配置し、他の上流部の局所洗掘箇所にはB=4mの根固工を設置した。実験では、根固工として、2.5t級のブロックを想定しており、模型には粒径1cm程度の碎石を用いた。なお、通水時間については、現況時および暫定河道時と同様に2.5時間とした。

(2) 実験結果

図-6.56に水位縦断図、図-6.57に流況図、図-6.58に河床等深線図を示す。

河床変動については、大きく3つの形態に分かれる。①上流部の43.0~39.0km区間は、全体にDuneが活発となる。②合流部付近の39.0~37.2km区間は、砂礫堆が発達してポイントバーが発生する。③下流部37.2~34.2kmおよび土師川区間は、全体に河床変動が緩慢であり、大きな変動が見られない。以上の3区間について、河床変動状況ならびに問題点を以下に記す。

① 上流部の河床変動

ここでは42.2~42.0km区間が狭窄部となり、現地でもアーマー化が進み、岩の露出が広く見られ

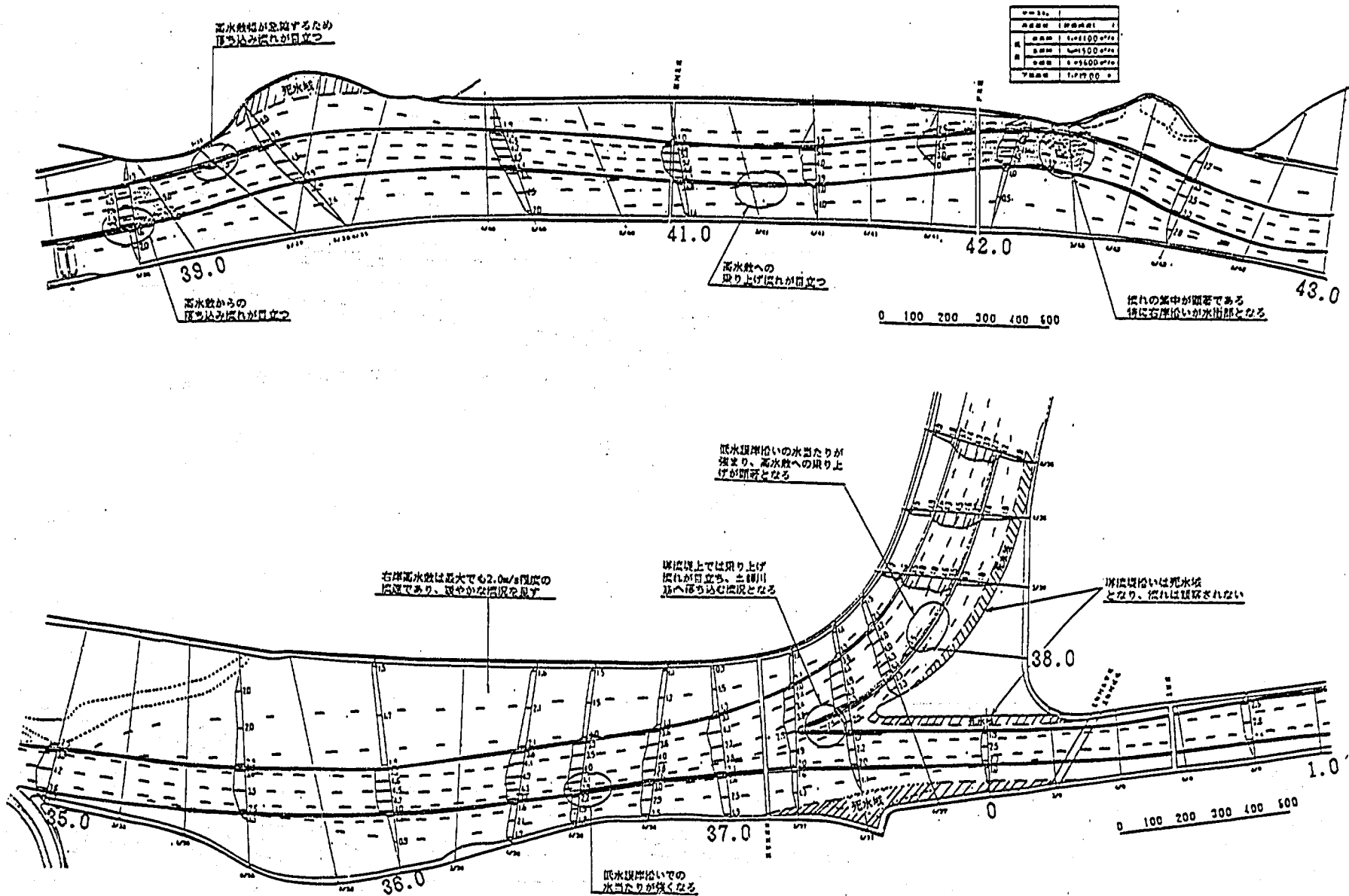
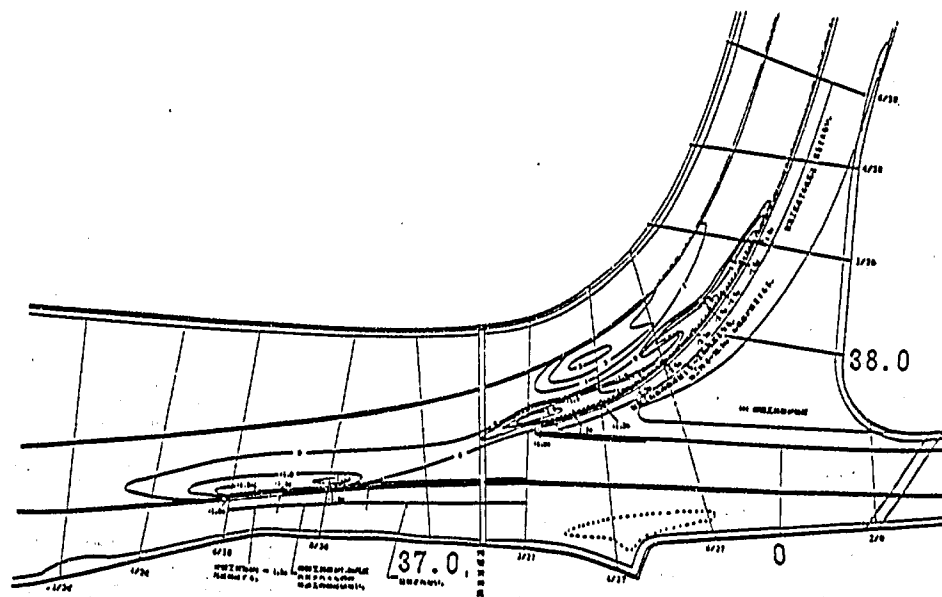
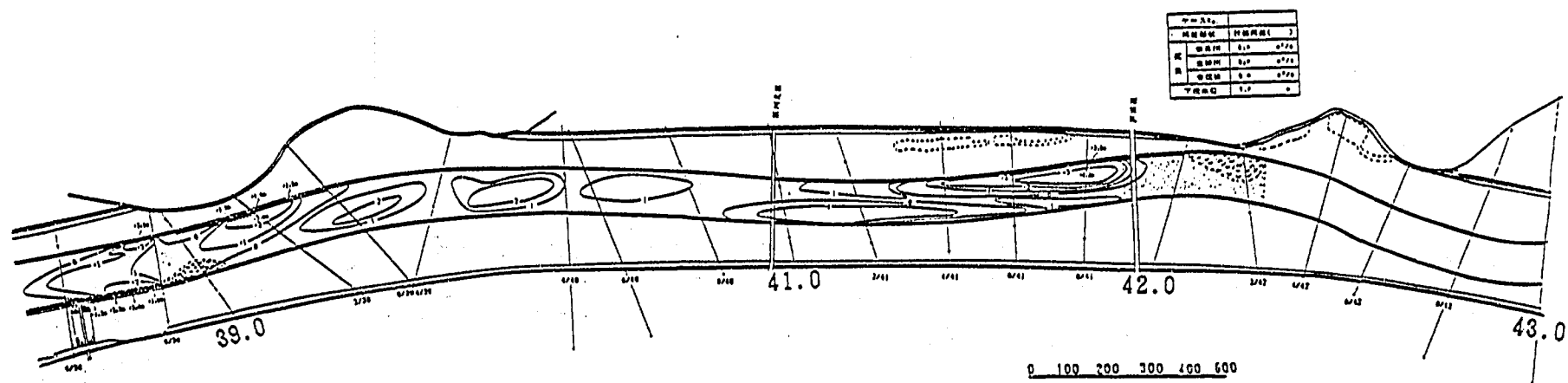


図-6.57 流況図(計画移動床定流:計画高水)



図—6.58 河床等深線図 (計画移動床定流：計画高水：2.5 時間通水)

る箇所である。実験では現地資料が乏しいため、平面図等を参考に露岩範囲を想定して表層の河床材料を置き換えている。この範囲については図—5.2.1に示す通りである。またこの狭窄部の左岸高水敷上は、水防林があり、この水防林を撤去した状態でも高水敷が高いため、流れが低水路に集中する地点でもある。このため狭窄部下流、とくに右岸側で河床洗掘が進み、最大で約4 mの洗掘が生じる。ここでの洗掘土砂が下流側に掃流され、全体的にDuneが卓越した河床状態となる。このDuneの波高は模型で最大10 cm程度あり、低水護岸沿いに発達した場合には、Duneの下流側で局所的な洗掘が生じるという現象が見られた。一例としては、40.4 km左岸付近に発生したDuneの影響で、下流側に4 m程度の局所洗掘が生じていた。河幅が広がる39.8 km付近からは、掃流力が低下して、上流からの土砂が堆積しやすい地点となる。また河床形状は、39.8 km右岸と39.4 km左岸付近に砂礫堆が形成される。39.2 km付近は狭窄部となり、とくに右岸高水敷が急縮している。この右岸高水敷上は水防林が存在していた地点であり、撤去後も高水敷が高く、39.2 km付近から低水路へ落ち込む流れと、また低水路内の流れが右岸側へ片寄るため、この右岸低水護岸沿いに最大で3.0 m程度の洗掘が生じる。

② 合流部付近の河床変動

39.0 km付近も岩の露出が広く見られる箇所であるが、現地資料が乏しいため、平面図等を参考に露岩範囲を想定し表層の河床材料を置き換えている。この範囲については図—5.2.1に示す通りである。ここでは河床材料を置き換えた範囲の上下流側で河床低下が進み、平均1 m程度の洗掘が生じる。上流からの供給土砂は、ほとんどが39.2 km付近でストップし、粒径の細かい材料が下流側へ掃流される状態である。38.8 km断面の下流側で、左右岸低水護岸沿いに2 m程度の局所洗掘が見られる。この現象は39.0 kmより上流側の高水敷上が若干高いため、高水敷上の疎通能力が悪く、低水路に流れが集中するためと思われる。合流点では、39.2 km付近の右岸沿いと38.8 km下流側で洗掘された土砂が合流点へ堆積する傾向にある。合流点38.2~37.2 km右岸沿いにはポイントバーが形成され、最大で約3 mの堆積となる。左岸低水護岸沿いは、38.2~37.2 km付近かけて洗掘が進み、2 m程度の洗掘が生じる。最深部は、38.1~37.6 km付近に位置し約2.7 mとなった。根固工自体は、前面の1.5~2.0 m程度の幅が沈下、崩落する状態であった。これは配置幅B=6 mに対して約1/3となる。

③ 下流部の河床変動

砂礫堆の形成は、37.2 km付近(導流堤の先端)でストップし、ポイントバーの下流側への発達は見られなかった。ここでは導流堤の先端から36.8 km左岸付近にかけて洗掘が進み、36.8~36.6 km左岸低水護岸沿いで約1.5 mの局所洗掘が生じる。根固工の前面の沈下は、1~1.5 mであり設置幅の1/4程度となる。合流点下流部では、川幅が広いために河床変動自体が非常に少ない。

④ 問題箇所と対策方法

ここで問題点となる箇所をまとめてみる。

- a 41.8~41.4 km 右岸沿いの局所洗掘、最深で約4 m。
- b 40.4~39.4 km 区間が全体に堆積傾向となる。最大で約2 m。
- c 39.2 km 右岸沿いの局所洗掘、最深で約3 m。
- d 38.8 km 下流側での河床低下と左右岸沿いの局所洗掘、最深で約2 m。

e 38.2~37.2 km の右岸沿いにポイントバーが形成，最大で約 3 m の堆積。

f 38.2~37.2 km の左岸沿いで局所洗掘が進む。最深で約 2.5 m。

g 36.8~36.6 km の左岸沿いで局所洗掘が進む。最深で約 1.5 m。

このうち a, c, d については，現地の河床状況を再調査する必要があると思えるが，周囲の地形および地質から判断して，広い範囲で岩が露出していると考えられ，実験で得られたような局所洗掘は生じないとも考えられる。また，いずれも狭窄部となっており，低水路の流勢が強まる地点でもある。とくに 42.2~42.0 km 地点の左岸高水敷上は水防林があった地点であり，高水敷上が前後の地形に比べてやや高くなっているため整正が必要と思われる。

b については，38.8 km 付近から川幅が広がるために生じる現象であり，この地点の川幅を一律にした場合，土砂が合流点まで達することも考えられ，合流点付近で堆積傾向が増す可能性がある。

e については，c, d での洗掘土砂が堆積しており，c, d での洗掘がある程度軽減できれば堆積傾向も減少すると考えられる。

f については，湾曲度が大きくなる (38.2~37.2 km にかけて洗掘される傾向となり，低水護岸の根入れ深 (2 m) よりも深い 2.5 m 程度の洗掘が見られる。

g については，最深でも 1.5 m 程度であり，とくに問題になるとは思われず，根固工 B=6 m で対処できると思われる。

3) 対策工の修正

(1) 実験概要

実験 B-4-1 の結果より，次の 6 点について対策工の検討を行った。

- ① 42.4~42.0 km 左岸高水敷上を整正とし，低水路への流れの集中を緩和させる。
- ② 41.8~41.4 km 右岸低水護岸沿いに根固工と根固め水制を設置する。
- ③ 42.2~42.0 km での露岩位置を修正し，範囲を狭めた場合の現象を把握する。
- ④ 39.4~39.0 km 右岸水護岸沿いに根固工と根固め水制を設置する。
- ⑤ 39.0~37.2 km 左岸低水護岸沿いに根固工を配置し，とくに洗掘が顕著であった 39.0~38.6 km，38.2~37.2 km に根固め水制を設置する。
- ⑥ 合流部下流では，根固工を下流に延長し，37.2~36.4 km までとする。

なお，根固め水制工は，長さ 8 m (根固工部分を含めると 14 m)，間隔 28 m とし，計画河床高で設置した。根固め水制工の概要を図-6.59 に示す。また，根固工等を配置した対策工の平面図を図-6.60 に示す。

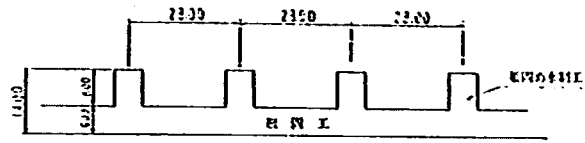
実験は，計画高水流量を通水して，河床変動状況を主に検討した。

(2) 実験結果

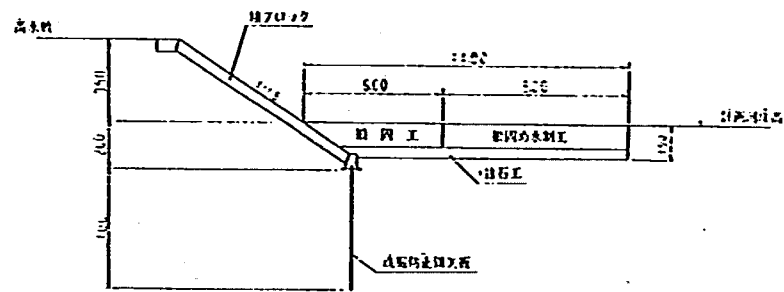
図-6.61 に水位・河床高縦断図，図-6.62 に河床等深線図を示す。

41.8~41.4 km 右岸低水護岸沿いに根固工と根固め水制工を配置することにより，局所洗掘は 2.5 m 程度まで軽減される結果が得られた (根固工のみの場合は，4 m 程度あった)。しかし，根固め水制工は全体に崩落しており，根固工の前面も根固め水制間で 1 m 程度の幅が沈下，崩落する状態となって

(a) 平面图



(b) 断面图



图—6.59 根固め水制工構造図

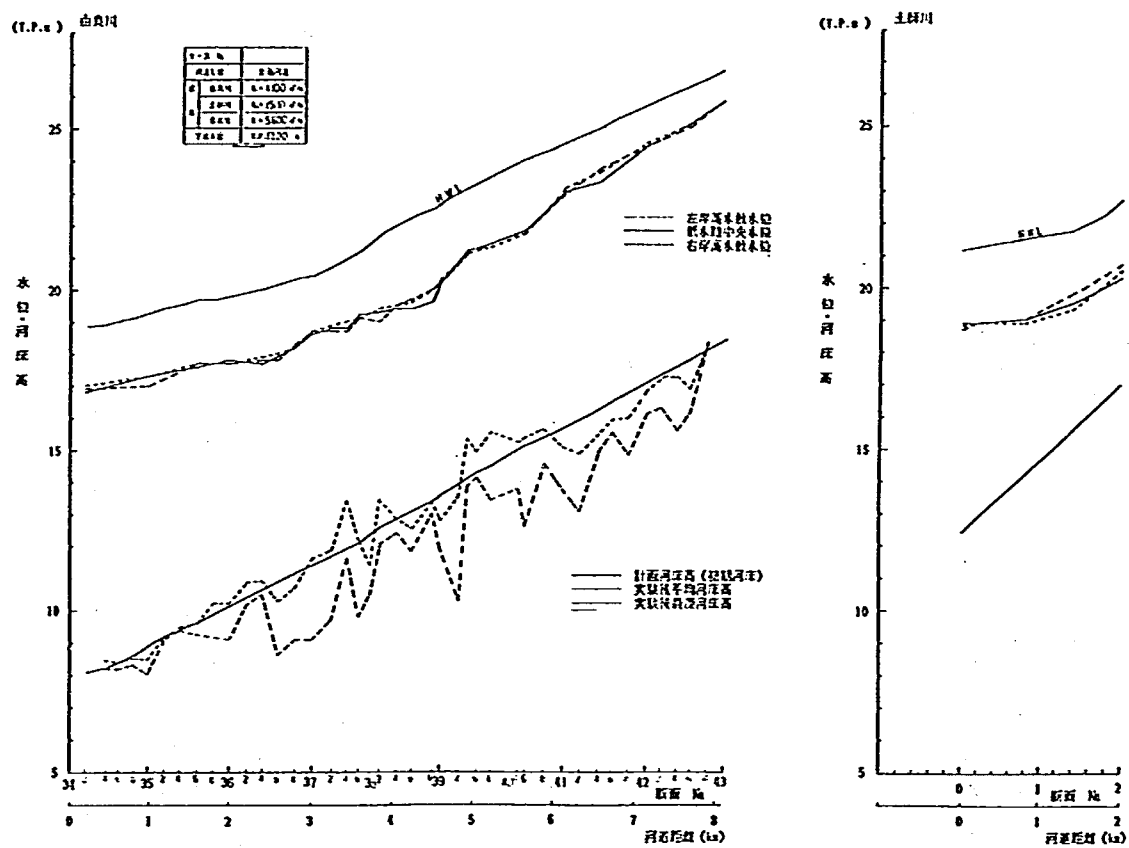
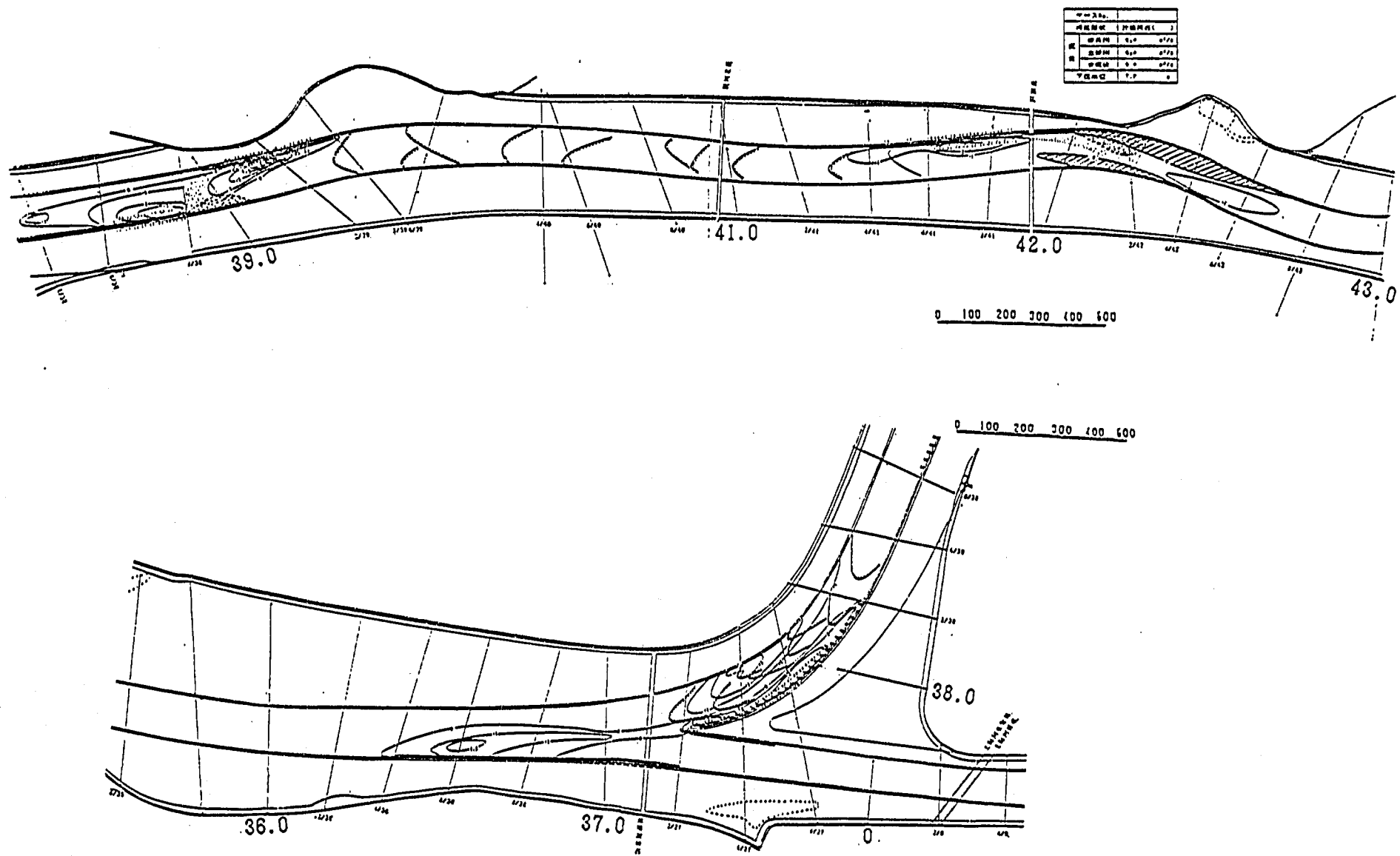


図-6.61 水位・河床高縦断図(計画移動床定流：計画高水)



图—6.62 河床等深线图(計画移動床定流:計画高水)

いる。実験B-4-1に比べて洗掘が軽減しているが、これは露岩範囲を変更したことと42.4～42.0 km 左岸高水敷上を整正したことによって、低水路への流れの集中が緩和されたためと考えられる。

39.4～39.0 km 右岸低水護岸沿いでは、根固め水制を配置したことにより、局所洗掘が根固工前面（根固め水制工間）で約2.0 mと軽減される（根固工のみの場合3.0 m）。しかし、根固め水制工前面で約4 mの局所洗掘が生じており、根固め水制全体が崩落する。しかし、根固め水制工間の根固工は前面の幅1.5 m程度の沈下および崩落でとどまる。これは高水敷上からの落ち込み、低水路の主流が左岸沿いに片寄ることが影響している。

合流点上流の左岸側は、実験B-4-1の結果より局所洗掘が2.0 m以上の地点に根固め水制工を設置した。この結果は根固め水制工間の河床が洗掘され実験B-4-1と同様に根固工前面で最大約2.5 mの洗掘が生じる。また根固め水制先端でも同じように約2.0 mの洗掘が生じる。この根固め水制はL=8 mの内4 m程度が沈下、崩落するものの、根固工自体の沈下や崩落は生じておらず、根固め水制の効果はわずかながら見られる。

合流点右岸側の堆積は、39.0 km付近での洗掘傾向が改善されないため、最大で約3 mのポイントバーが形成される。

(3) 問題点と対策

合流部においては、根固工幅6 m案とこれに根固め水制工を併用した案とした場合でも根固工前面の洗掘傾向並びに洗掘深に有意な差は見られない。この場合根固め水制工の間隔をさらに狭くすることも考えられるが、現地での施行および維持管理等を考えた場合、根固工幅を広げることの方が適策かと思われる。

合流点内岸側の堆積傾向については、39.0 km付近の狭窄部前後での河床洗掘を軽減させる必要がある。

4) 対策工の改善

(1) 実験概要

実験B-4-2の結果より、次の4点について改善し対策工の検討を行った。

- ① 41.8～41.5 km 右岸低水護岸沿いに根固工 (B=6 m) を布設する。
- ② 39.2～39.0 km の左右岸高水敷上を整正し、低水路への流れの集中を緩和させる。
- ③ 39.4～39.0 km 右岸低水護岸沿いに根固工 (B=6 m) を布設する。
- ④ 39.0～38.1 km 左岸低水護岸沿いに根固工 (B=6 m) を設置し、さらに、洗掘傾向が強まる38.1～37.2 km 区間の左岸については B=8 m とした。

(2) 実験結果

図-6.63 に水位・河床高縦断図、図-6.64 に流況図、図-6.65 に河床等深線図を示す。

41.8～41.5 km 右岸低水護岸沿いを根固工 (B=6 m) で対処した結果、根固工前面で最大約2.5 mの洗掘となり、根固め水制工を設置した実験B-4-2と同じ傾向にある。

39.2～39.0 km 右岸低水護岸沿いは、根固工 (B=6 m) 設置し、さらに高水敷上を整正したことにより、高水敷上からの落ち込み流れは39.0 km付近に移り、39.2 km付近での局所洗掘は最大で約2 m

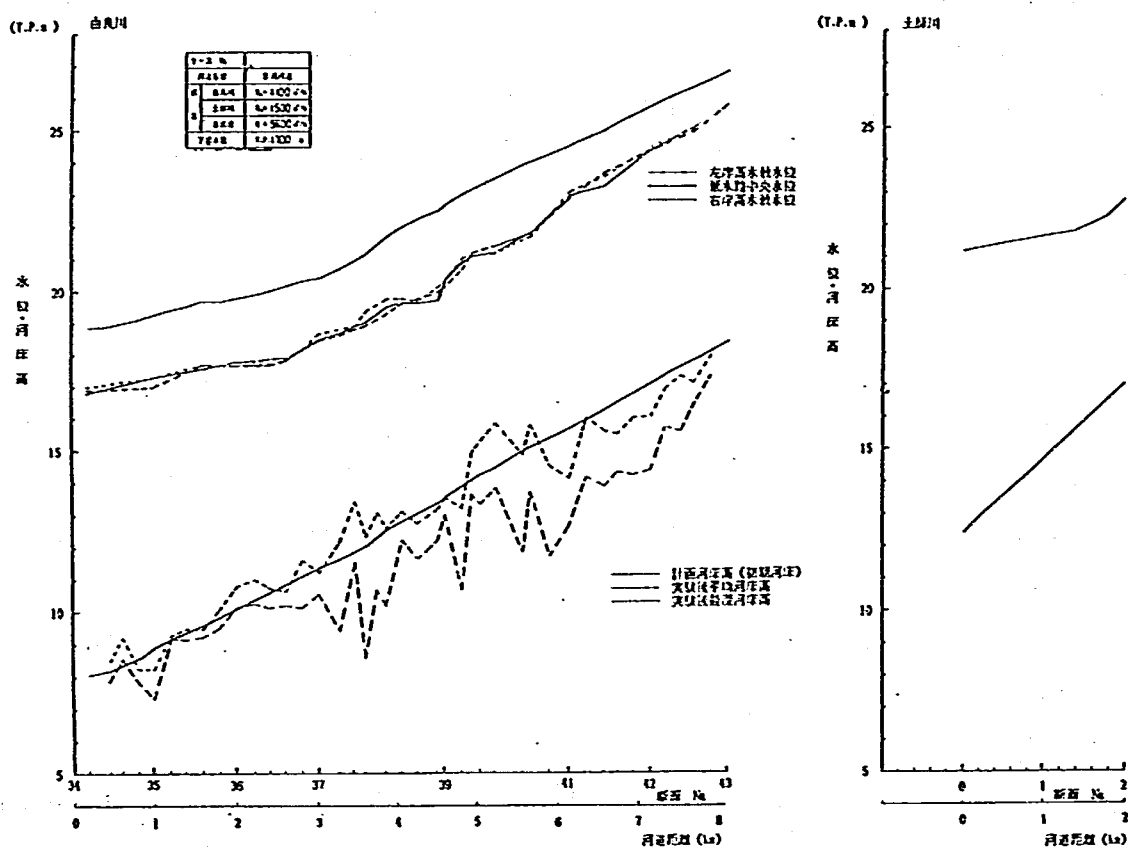
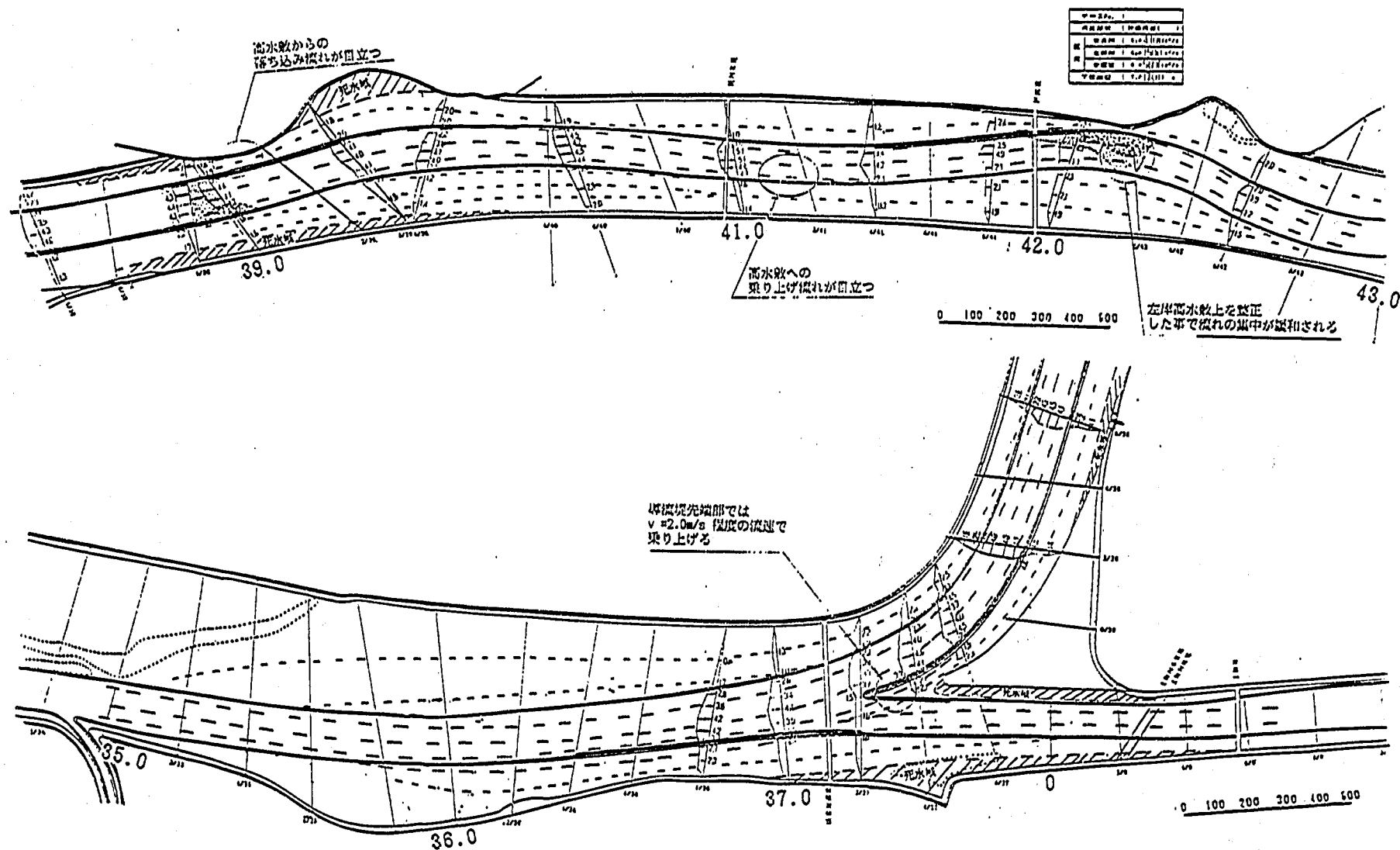


図-6.63 水位・河床高縦断面図 (計画移動床定流：計画高水)



図—6.64 流況図 (計画移動床定流：計画高水)

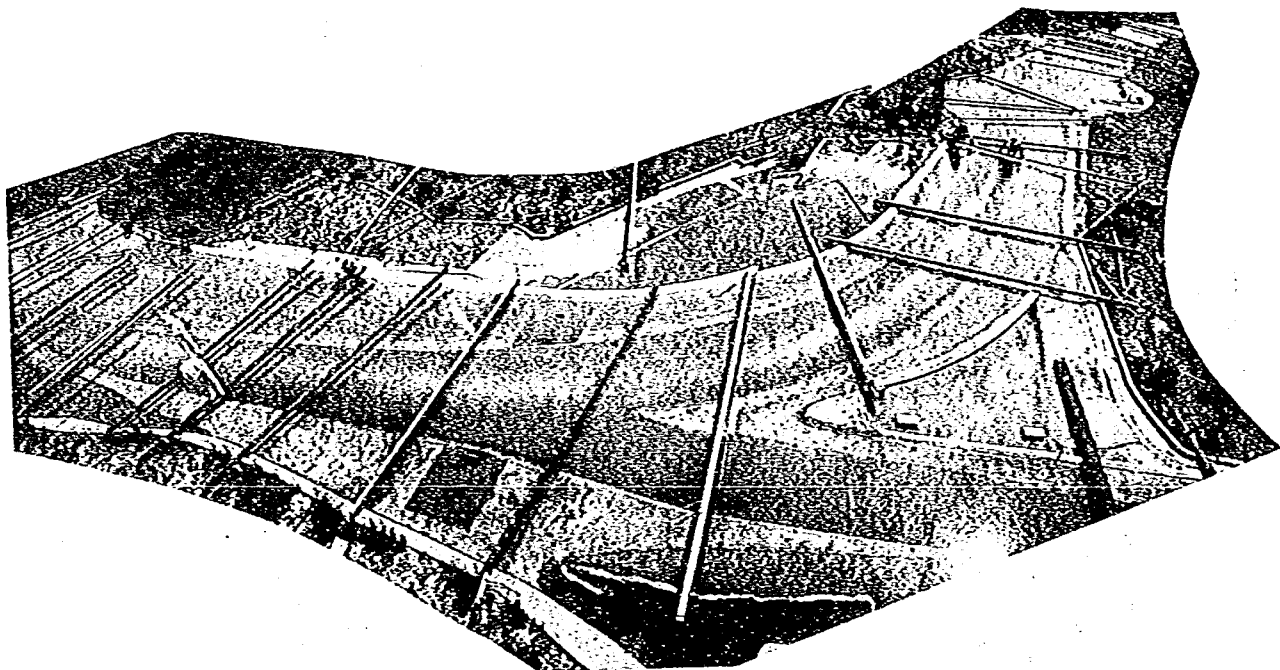
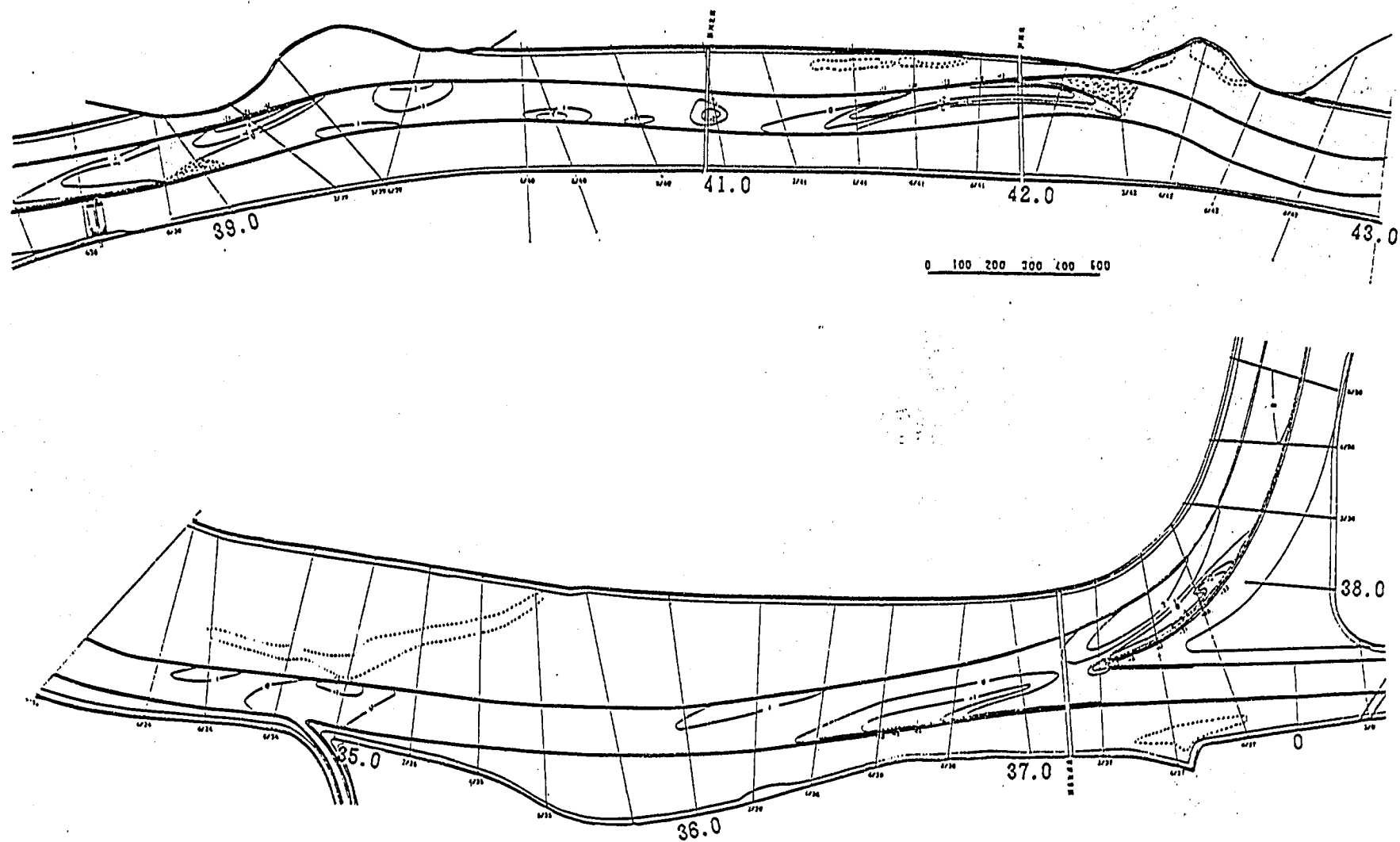


写真-6.9 合流部の流況（計画河道：移動床適切案：計画高水：定流：
ケースB-4-3）



図—6.65 河床等深線図（計画移動床定流：計画高水）

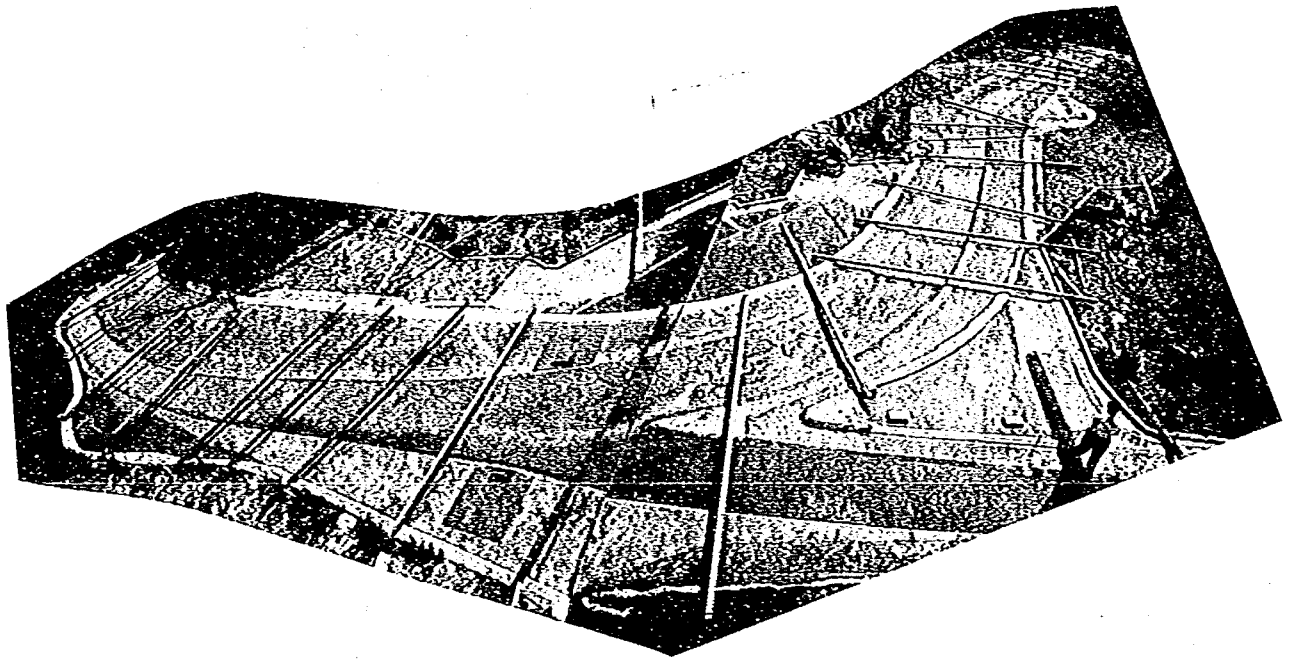


写真-6.10 合流部の河床変動(計画河道：移動床適切案：計画高水：
定流：ケースB-4-3)

まで軽減される。しかし、低水路での主流は右岸側に片寄る傾向があるために、ここでの洗掘を完全に解消することは難しいと思われる。

合流点では、38.1~37.2 km 区間の根固工を $B=8\text{ m}$ とした結果、根固工前面での洗掘は最大で 2.1 m 程度と洗掘深自体は実験 B-4-1~2 とさほど違いは見られないが、根固工の沈下および崩落する幅は前面の 1~1.5 m 程度であり、護岸前面の 6.5~7 m 程度は完全に維持されている。

合流点わん曲内岸側の堆積土砂も、39.0 km 狭窄部前後の洗掘傾向が若干軽減されたため、災害堆積高が約 2 m となり、実験 B-4-1~2 に比べて約 1 m の現象が見られる。

(3) まとめ

合流点については、湾曲度が大きくなる 38.2~37.2 km 区間左岸の最大洗掘は、2~2.5 m 程度であり、この対策として、今回設定した根固工で護岸前面の洗掘防止が可能である結果が得られた。

上流部についても 2 箇所根固工を設置した。しかし、現地資料が乏しいために一概には判断できないが、広い範囲で岩が露出していることも考えられるため、現地調査による適切な判断が必要かと思われる。

以上の結果から実験 B-4-3 での対策工を最適案として、不定流実験により検証してみることとする。

5) 不定流実験による検討

(1) 実験概要

実験 B-4-3 での対策案を最適案として、計画ハイドロによる対策効果の検討を行った。

(2) 実験結果

図-6.66 に水位・河床高断面図、図 6.67 に水位ハイドログラフ、図-6.68~69 に水位時間変化縦断面図、図-6.70 に河床等深線図を示す。

ハイドロ通水による河床変動状況は、43.0 km~39.0 km 区間については由良川流量が $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度 (11~12 hr) から観察されるが、定流実験で発生した Dune の発達には $Q=2500\text{ m}^3/\text{s}$ 程度 (15 hr) から見られ、減水期の $Q=2500\text{ m}^3/\text{s}$ 程度 (19 hr) まで続く。それ以後は Dune の発達がおさまリ、Dune の山の部分がフラッシュされ谷の部分に埋まる傾向を示す。この現象も $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度 (21 hr) から見られず、河床変動は安定化を示す。合流点付近では、 $Q=2500\text{ m}^3/\text{s}$ (15 hr) までは河床変動が非常に少なく、砂礫堆の発達も見られない。 $Q=2500\text{ m}^3/\text{s}$ 以上からは、39.0 km 狭窄部付近での洗掘が始まり、ここでの土砂が砂礫堆となって下流へ伸びる。この砂礫堆が合流点付近に達するのは、ピーク時を過ぎた $Q=4000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度 (16~17 hr) である。低水護岸沿いの洗掘は、流量ピーク時付近までに進行し、減水期の流量 $Q=2500\text{ m}^3/\text{s}$ 程度になると、砂礫堆の発達及び護岸沿いでの洗掘はおさまリ、河床変動は見られなくなる。

通水後の河床状況は、定流実験に比べて全体に河床変動が少ない。

41.8 km~41.5 km 右岸沿いでの洗掘は、最深で 2.3 m 程度と、定流実験と比べるとさほどの違いは見られないが、洗掘範囲は定流時に比べると半減している。

39.4 km~39.0 km 右岸沿いでは、最深で約 1.5 m と定流時の約半分となる。

合流点では、38.2 km~37.2 km 区間左岸にかけて洗掘が見られるが、最深部でも 1.8 m 程度で平均

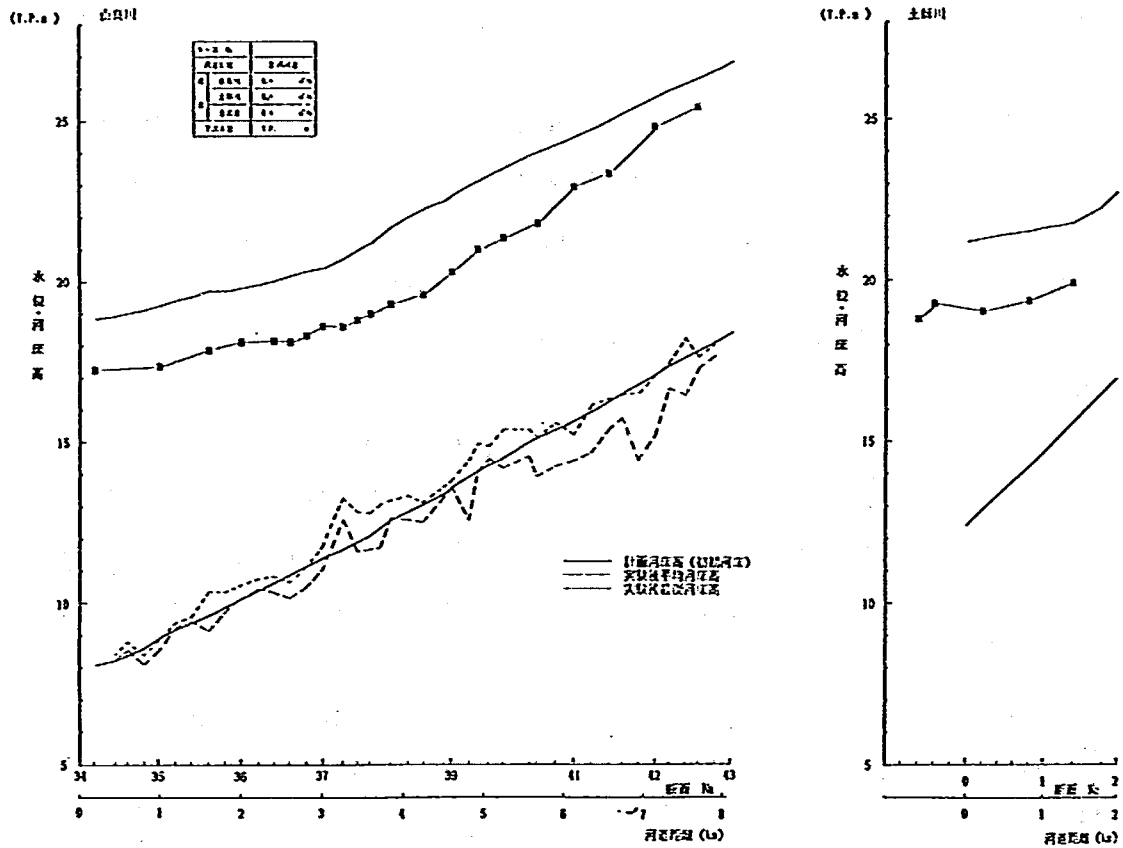


図-6.66 水位・河床高縦断面図 (計画移動床不定流：計画高水：ピーク水位)

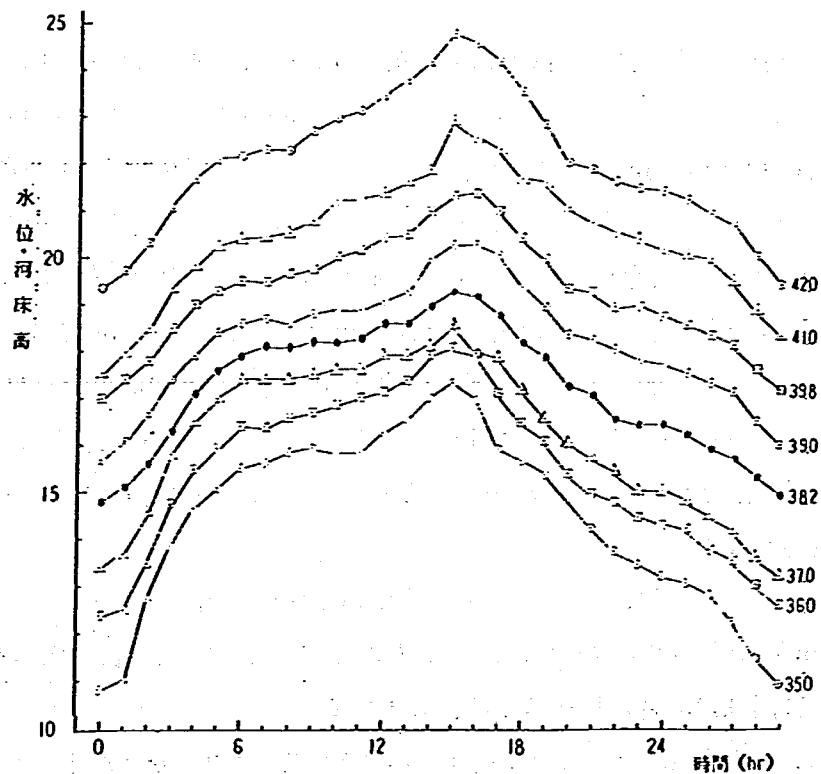


図-6.67 水位ハイドログラフ (計画移動床不定流：計画高水)

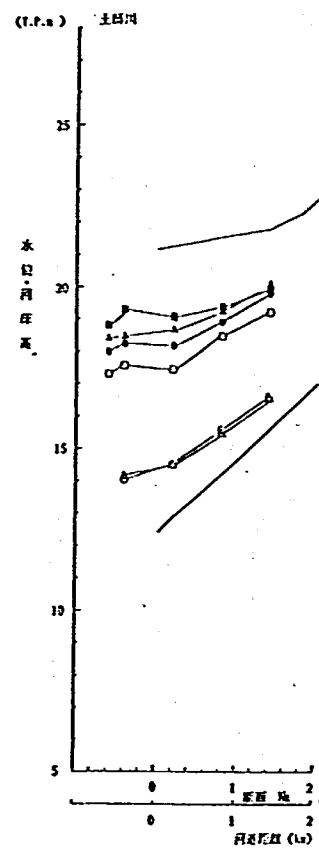
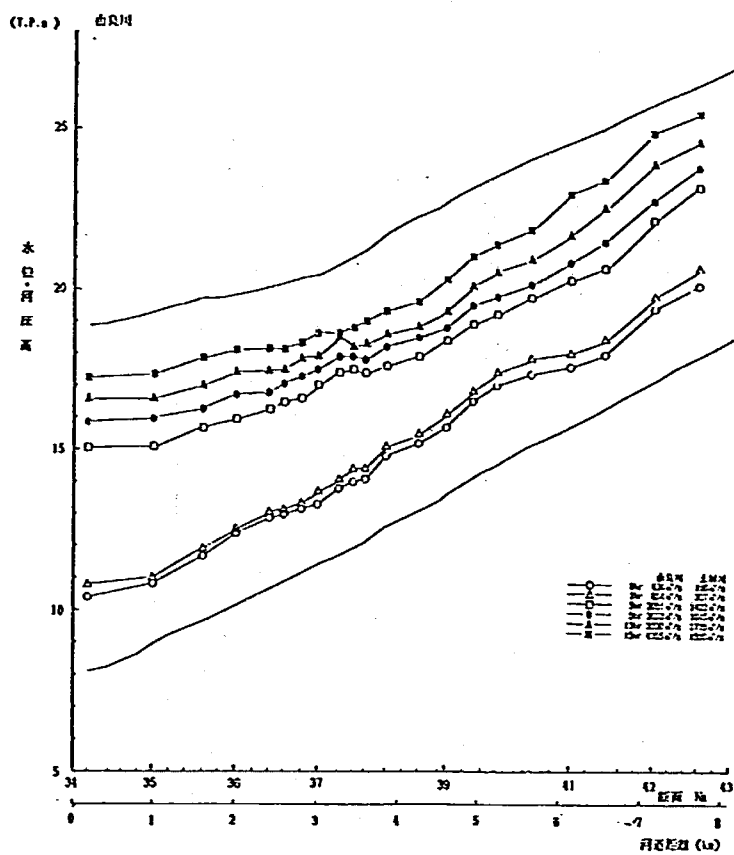


図-6.68 水位縦断時間変化図(計画移動床不定流：計画高水：増水期)

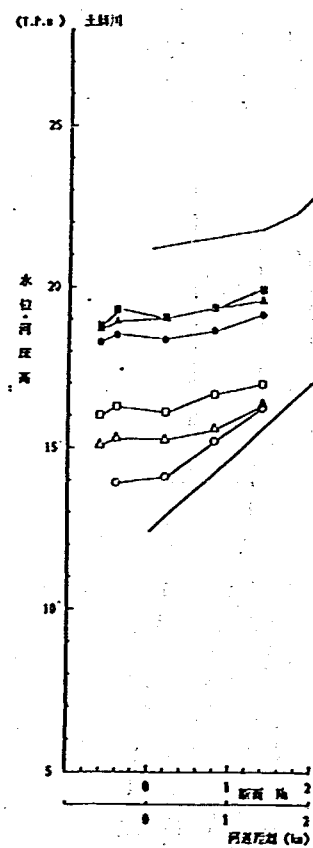
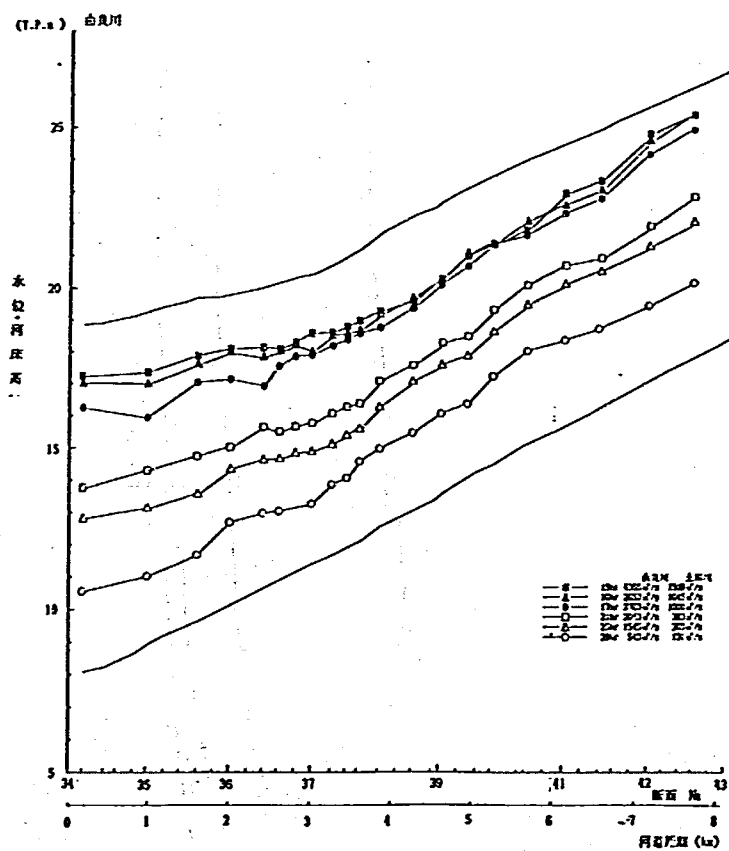
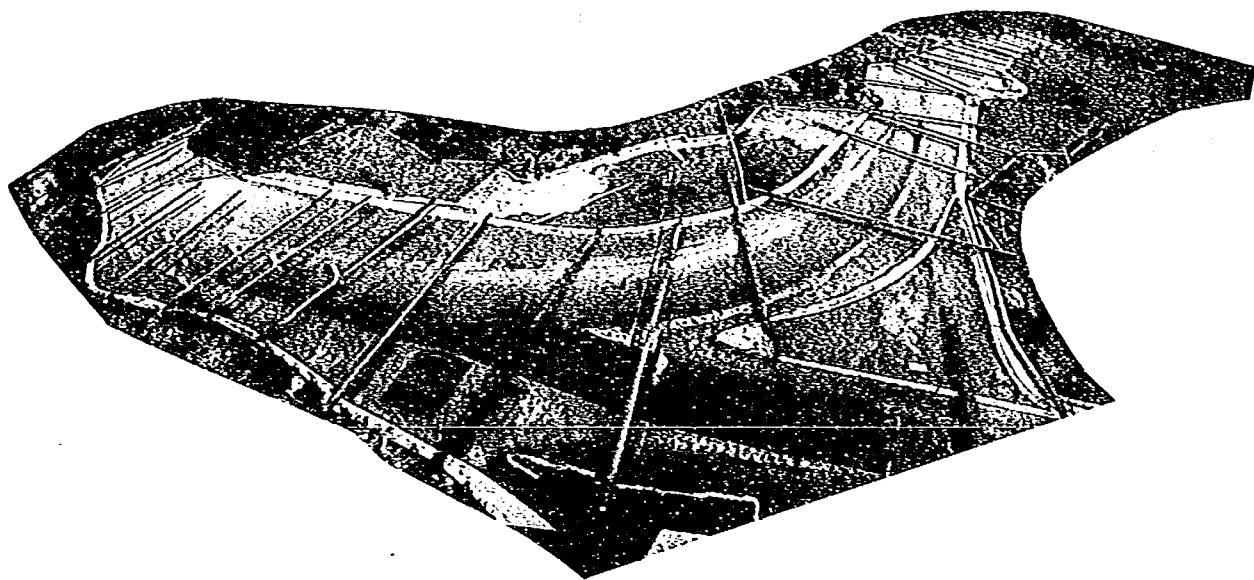
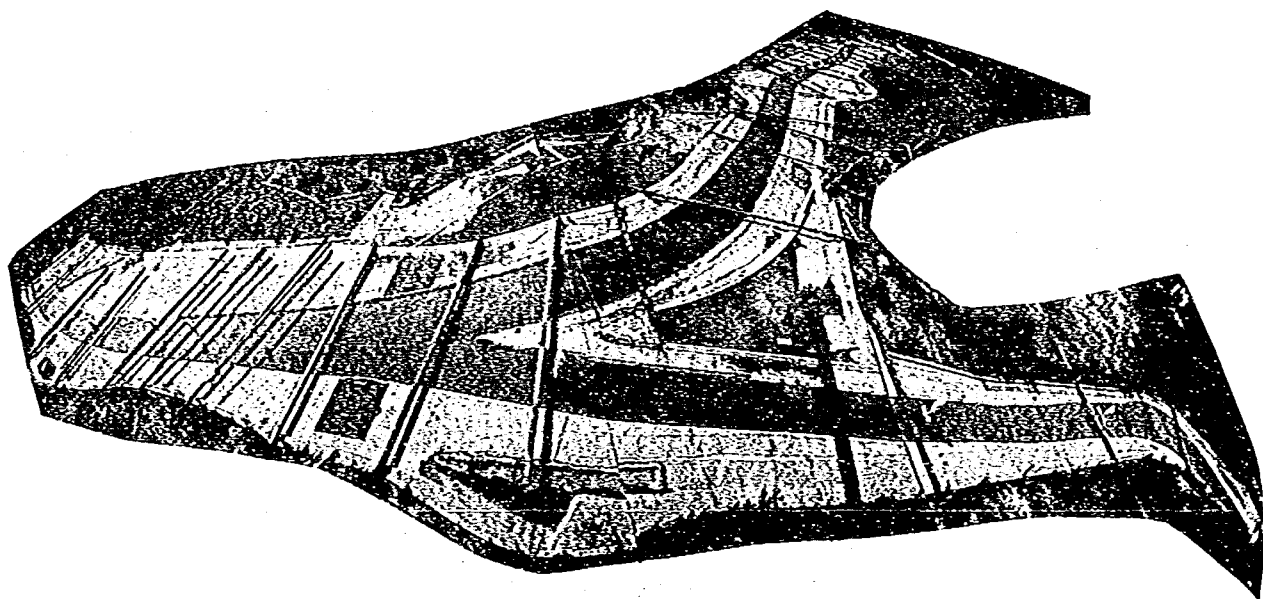


図-6.69 水位縦断時間変化図(計画移動床不定流：計画高水：減水期)



写真—6.11 合流部の流況（計画河道：移動床適切案：計画高水：
不定流：ケースB—4—4）



写真—6.12 合流部の河床変動（計画河道：移動床適切案：計画高水：
不定流：ケースB—4—4）.

1.5 m 程度の洗掘でとどまり、根固工前面が沈下する幅は 1 m 程度である。また、ポイントバーの堆積も平均 1 m 程度の堆積高となる。

6) 新音無瀬橋の検討

(1) 実験の概要

新音無瀬橋について、これまでの実験結果を参考にして構造、径間割りの最終案が決定したため（京都府）、これについて計画河道時および現況河道時における橋脚周辺の洗掘に対する検討を行った。計画河道時においては、図-6.71 に示すように、橋脚が右岸高水敷上に 2 基（ P_1 , P_2 ）、左岸高水敷上に 2 基（ P_3 , P_4 ）配置される。いずれも固定床で製作された高水敷上であるため、橋脚周辺を移動床に改造して実験を行った。実験条件は、計画河道時においては計画高水による定流実験、現況河道時には 8210 号出水による定流実験による検討を実施した。

(2) 橋脚の構造

P_1 ~ P_4 の橋脚の構造図を図-6.72 に示す。

(3) 実験結果

① 計画河道時の場合

橋脚周辺の洗掘状況を等深線図として図-6.73 に示す。いずれも低水護岸沿いに配置されている橋

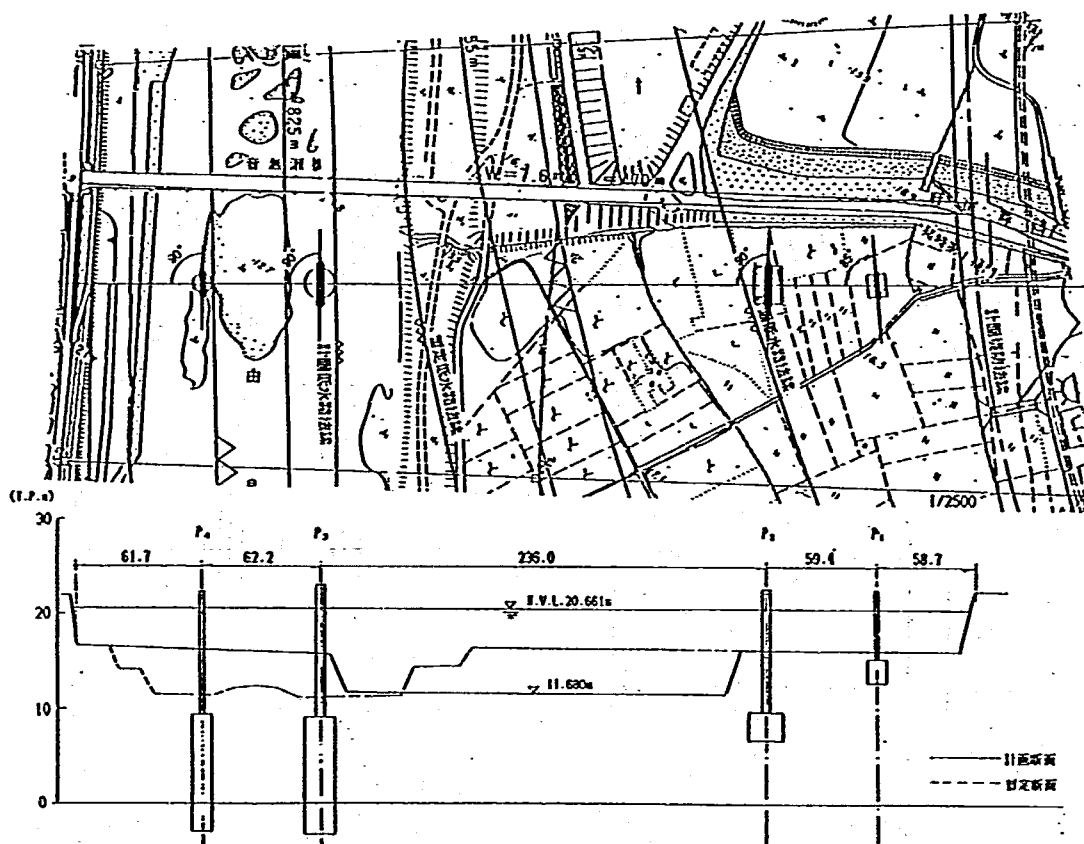
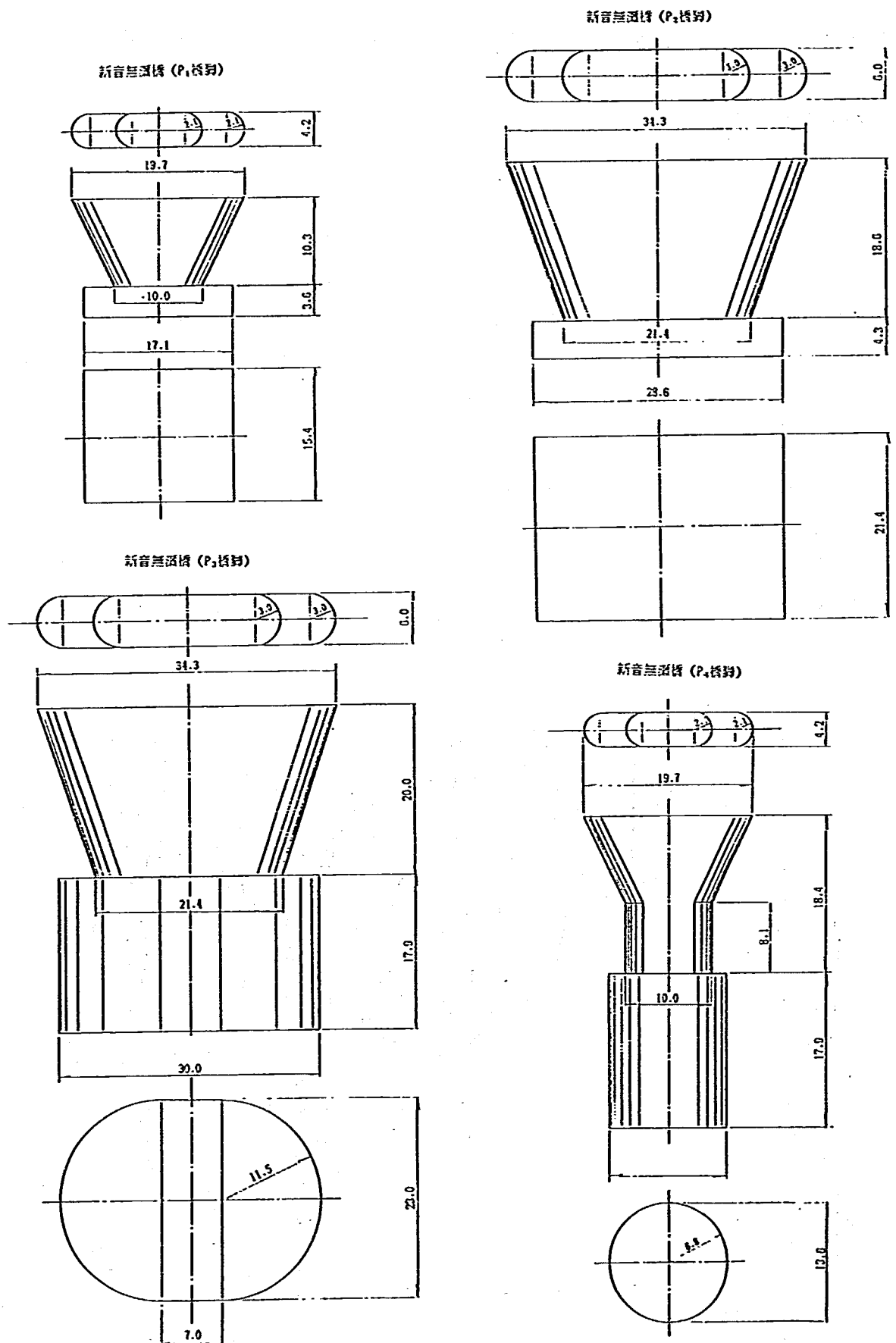


図-6.71 新音無瀬橋の径間割り（最終案）



図—6.72 橋脚構造図(新音無瀬橋：最終案)

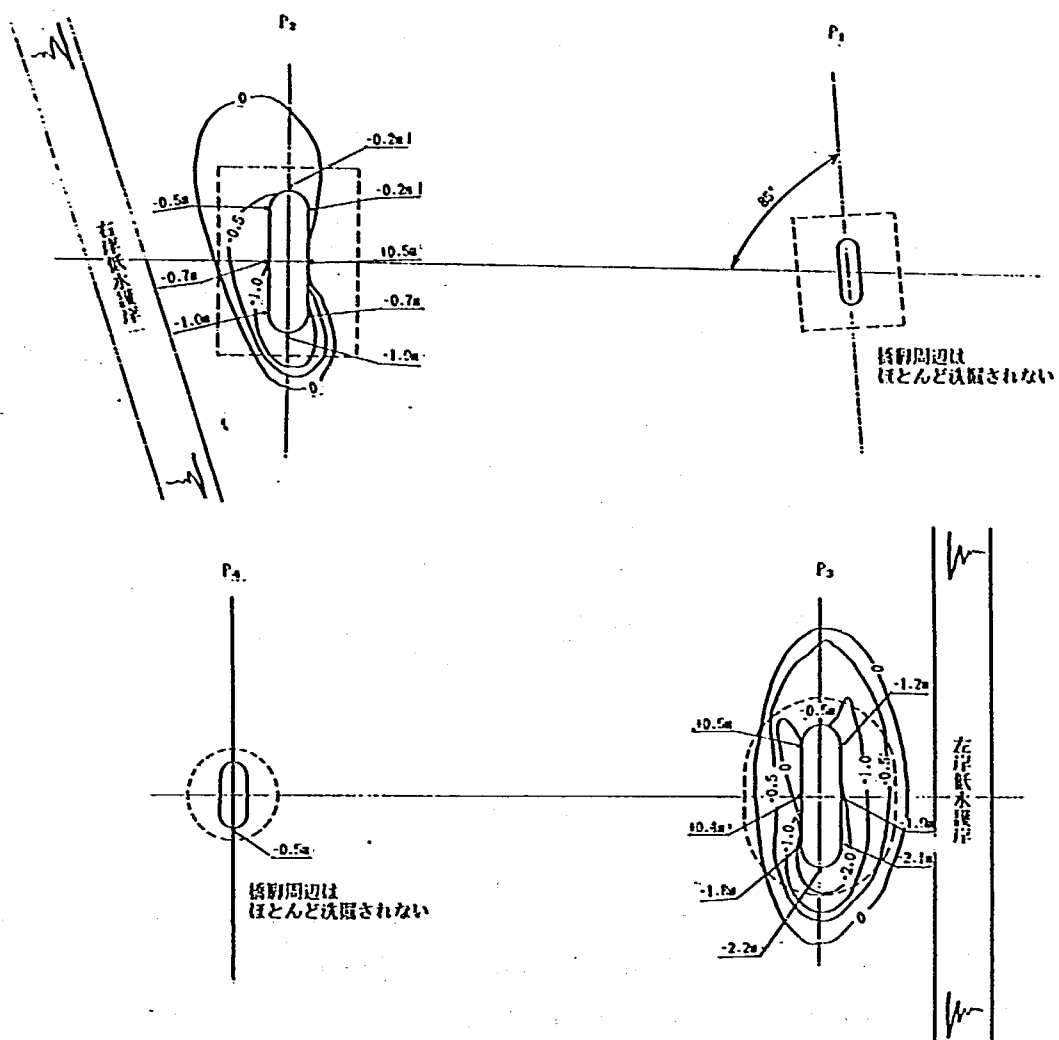


図-6.73 橋脚周辺の洗掘(計画河道時)

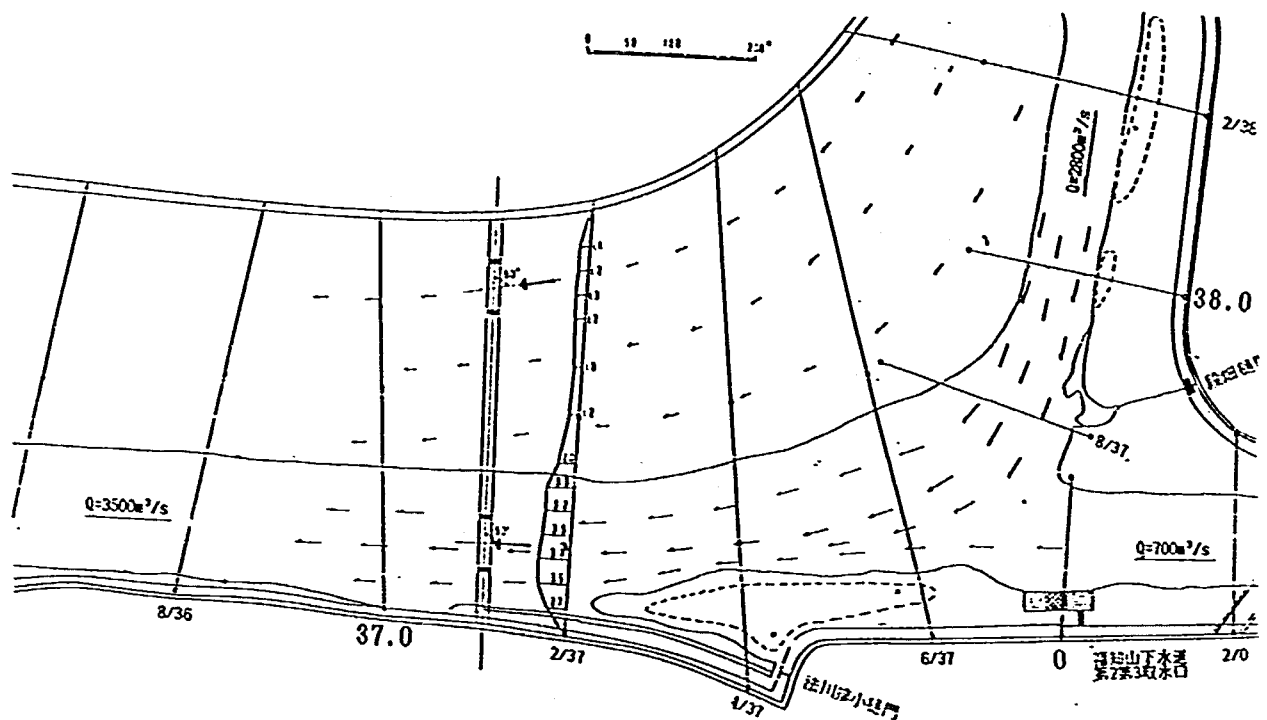
脚 (P_2 , P_3) 周辺で洗掘が生じ、堤脚沿いの橋脚 (P_1 , P_4) 周辺については洗掘が見られない。

P_2 橋脚は、低水路法線と橋脚向きが一致しておらず、このため洗掘範囲は橋脚左下流側に伸びる。局所的には、橋脚前面で最大 1.9 m の洗掘が生じている。 P_3 橋脚は、低水路法線と橋脚向きが一致しており、洗掘範囲は、橋脚直下流へ伸びる。橋脚前面では、最大で 2.2 m の洗掘となる。 P_2 , P_3 橋脚はいずれも低水護岸に近い設置となっているが、実験結果から判断する限り、橋脚回りで生じる洗掘が低水護岸へは達していない。また、 P_2 橋脚前面での流速は 1.1 m/s, P_3 橋脚では 2.2 m/s 程度である。

② 現況河道時の場合

新音無瀬橋の施工は、現況河道時に行われるため、これについての検討を行った。

橋脚周辺の流況と橋脚上流断面での流速ベクトル図を図-6.74 に示す。現況低水路内に配置された P_3 , P_4 橋脚については、橋脚流向 (90°) と同じ流向で流入するためとくに問題は見られない。低水路内の主流部は、ほぼ低水路中央部に位置し、橋脚上流側で約 3.7 m/s の流速値を示す。右岸高水敷上の



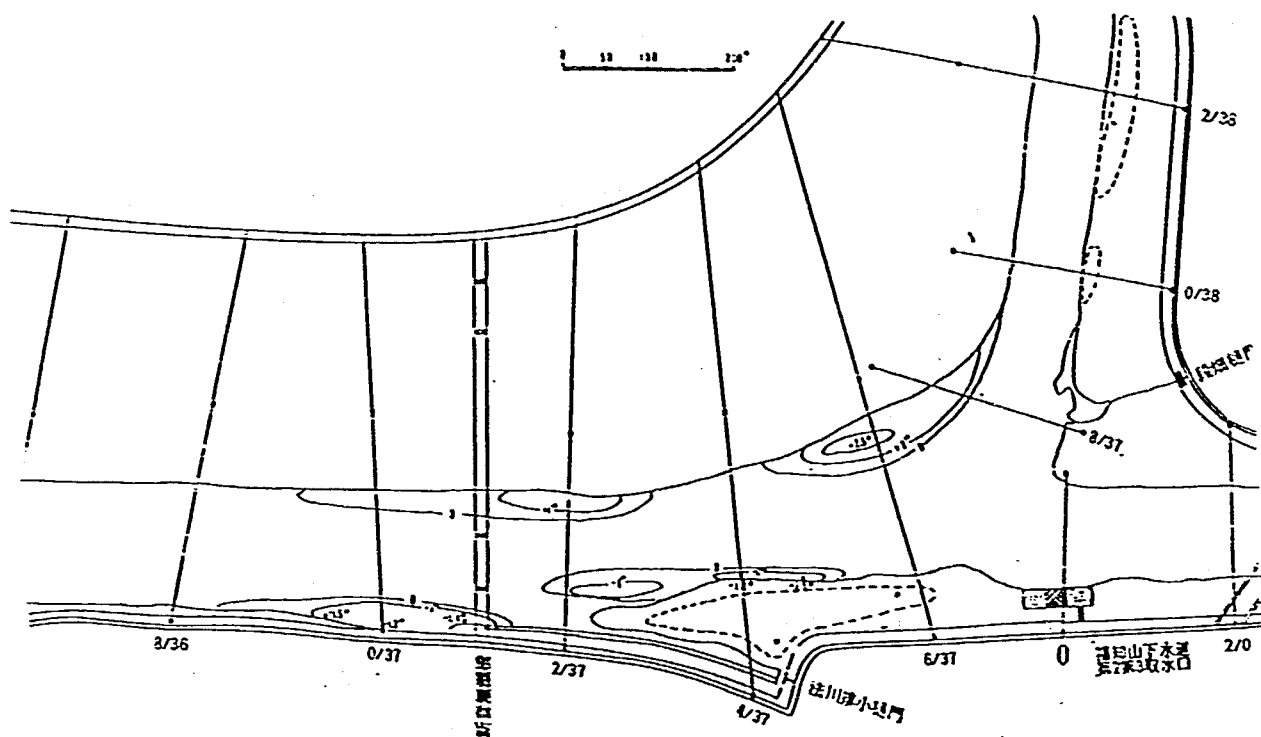


図-6.75 河床等新線図（現況河道時）

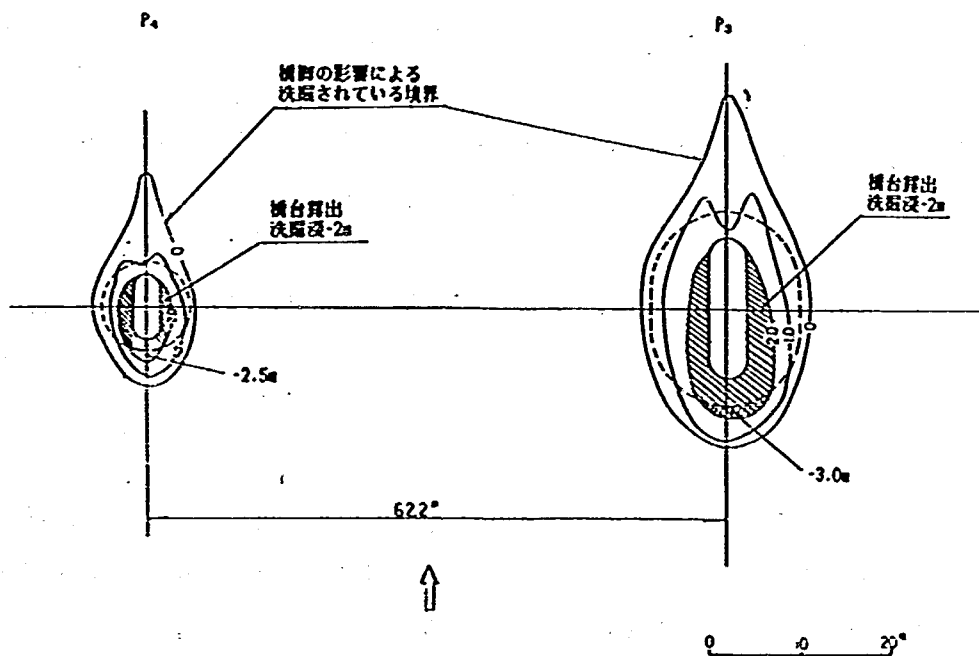


図-6.76 橋脚周辺の洗掘（現況河道時）

直進性を増して流入するため、37.4 km～37.6 km 左岸沿いが水衝部となり、左岸低水路沿いの P₄橋脚近くが主流部となる。このことより、P₄橋脚周りの洗掘防止にも十分配慮する必要がある。

7) まとめ

(1) 対策工について

低水護岸沿いの局所洗掘に対する対策工として、以下に述べる根固工を設置する案が問題点の少ないことが明らかとなった。

- ① 42.0～41.7 km 区間の根固工については、露岩位置（実験では河床材料を置き換えた範囲）との関係もあり、現地の河床材料及び地質を調査した上で検討する必要がある。
- ② 39.4～39.0 km 区間右岸の根固工については、①同様に岩が広い範囲に渡って露出していることが考えられ、地質の調査を必要とする。またこの区間は高水敷が急縮している地点でもあり、高水敷からの落ち込みによって洗掘が進むことも考えられる。ただし、39.8～39.2 km の右岸高水敷は、現況の低水路を埋めるかたちになっており、埋めた後に根固工の対策を行うよりは対策をせずに低水路幅を広くしておくことも考えられよう。
- ③ 39.0～37.2 km 区間左岸に根固工を設置したが、39.0～38.2 km 区間については、ほとんど洗掘されずとくに根固工を必要としないような状況であった。38.2～37.2 km 区間については低水路法線形の湾曲度が強まる区間であり、護岸沿いの河床洗掘はやむを得ないと考えられる。根固工幅が B=6 m と B=8 m では、洗掘深自体に違いは見られないが、根固工前面での崩落状態から判断して、B=8 m の方が安全かと思える。また導流堤沿いの土師川筋にも B=6 m で根固工を配置したが、計画流量時では導流堤を乗り越えた流水が土師川筋へ落ち込む際の洗掘は見られず、また不定流実験による減水期での落ち込み現象による洗掘もほとんど観察されず、根固工を配置しなくても良いと判断できる。
- ④ 合流後の 37.2～36.4 km 左岸沿いの根固工については、計画流量時で 36.8～36.4 km 付近に洗掘が生じる程度である。しかし、合流部の安全性等を考慮するとこの程度の根固工は必要と考えられる。
- ⑤ 根固工については、2.5 t 級ブロックを想定して粒径 1 cm 程度の碎石を用いて実験を行った。ただし、今回の実験では根固工基礎部の土砂が吸い出されて低下する現象までは把握されておらず、今後の課題となろう。

(2) 導流堤

本実験では、合流点左岸高水敷に原案の背割堤（計画高水位高）を設けて実験を行った。計画流量時にはこの背割堤沿いが死水領域となるため、とくに問題とは感じられない。また、この背割堤を撤去して計画流量を通水した場合、ほぼ原案背割堤のある部分が死水域となり、高水敷上を直進する流れは観察されなかった。ただし、土師川の流量が小さい場合には、死水域が減少し高水敷上を直進した流れが左岸堤防に達することも考えられるため、背割堤は必要と考えられる。

導流堤の先端付近では、約 2 m/s 程度の流速で乗り越えるため、全面的洗掘防止のための保護工が必要であろう。

6.3 計画河道の問題点と対策

計画河道においては、水衝部地点の洗掘もそれほど大きくなく、 $H \cdot W \cdot L$ に対しても堤防高に余裕があることから、とくに大きな問題はみられない。計画河道に移行する過程が最大の問題であろう。ただし、頻繁に堤防が水に浸かることが予想されることから、築堤においては漏水対策について十分検討を行う必要がある。

若干の問題点としては、山が河道内に張り出している部分では、流水断面積が急縮する影響によって、洗掘が見られる。しかし、それほど大きなものではなく、疎通能力の点においてもとくに問題になるほどではない。低水護岸の保護については、根固め工で対処することが可能である。

合流部においては、わん曲部および水衝部の洗掘対策として、種々の対策工について検討を行った。その結果、対策工前面の洗掘深、対策工の崩壊の程度、対策工の維持等の観点から、根固め工が適切であることを明らかにした。

新音無瀬橋については、橋脚周辺の洗掘範囲および洗掘深を実験により明らかにし、橋脚保護工の必要施工範囲を求めた。

7. まとめ

現況河道においては、無堤地区が多いため、小規模洪水でも氾濫が生じる。流域の基盤整備を図るためには、築堤や河道掘削による疎通能力の向上が望まれる。

暫定河道においては、猪崎地区の築堤により、この地域の治水安全度は急速に高まった。合流点上流の地域においては、前田・川北地区のショートカットによって、疎通能力が若干向上したが、安全度の点からはまだまだ十分ではない。ショートカットにより、合流点における堤防への水衝強度の増大が懸念されていたが、合流点直上流の狭窄部が流れをせき止める役割を果たすため、あまり影響はみられなかった。むしろ、合流部の低水路の改修により、現況河道時よりも水衝強度は減少した。合流部のようなわん曲部の低水路幅は、2次流や掃流力を弱めるために、剝離が起こらない程度に広くしたほうがよいと思われる。合流部の低水護岸前面の洗掘対策としては、種々の検討を行った結果、根固め工が適切であると考えられる。

計画河道においては、全区間にわたって築堤と河道掘削が行われた結果、治水安全度については十分満足できるものである。将来の維持管理の面においても、あまり大きな河床変動はみられず、合流部等の水衝部対策も根固め工で十分であると考えられる。ただ平面形から見て、長期間にわたって洪水を何度も経験するうちに、合流部内岸側の堆積が徐々に進行するものと考えられる。

新音無瀬橋については、現況、暫定、計画河道時において河川に悪影響がない径間割りと橋脚周辺の洗掘対策範囲を明らかにした。

8. おわりに

本報告書とあまり関係のない話であるが、日頃思っていることを述べておわりにしたいと思う。川は人間のアプローチの仕方によって、いろいろな潜在能力が発揮できると考えている。これまでどちらかといえば川の持つ脅威が先にたち、戦いはしたがつき合いは意外に少なかったように思う。その結果、川はある意味では今だに未開発であるといつてよい。どのようなつき合い方をするかについては、よく考えて行ふべきである。どこまで熟考したかによって、後世にかける迷惑の度合いも違ってくるし、そのことが当時代人に対する評価にもなる。そのためには、河川という狭い枠に囚われずに、広い視点から見つめる姿勢が不可欠であり、そこから新たな河川哲学が生まれると考えている。

由良川・土師川合流点模型実験
報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2746号
平成元年3月(1989)
河川研究室
山本晃一・高橋晃
加賀谷均

要 旨

本報告書は、由良川と土師川の合流点を中心とした、福知山～戸田地区における河道改修計画について、模型実験により適切な河道法線形、護岸、橋脚配置、段階施工等に関する検討を行った結果をまとめたものである。

キーワード：由良川，河道改修，合流点処理，模型実験



郵便はがき

3 0 5 - □ □

切手を
はって
下さい。

建設省土木研究所
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



○

土木研究所資料第 2746 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

㊟

土木研究所資料第 2746 号

○

由良川・土師川合流点模型実験

報 告 書