

土 木 研 究 所 資 料

渡良瀬川岩井地区模型実験報告書Ⅱ

昭和62年 3 月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1987) by P.W.R.I.

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

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

渡良瀬川岩井地区模型実験報告書 II

河川研究室 福岡 捷 二
高 橋 晃
加賀谷 均

要 旨

本報告書は、渡良瀬川岩井地区において、水衝部対策として設置する水制の最適な透過度、および段階施工時における問題点等についてまとめたものである。

キーワード：水制、河道計画、局所洗掘対策、河床変動、渡良瀬川

は じ め に

渡良瀬川は、栃木県足利市の岩井地区（3.40Km付近）において、岩井山を流頭部として、流向を右に変え、その後岩井山の南側を半周するように左にわん曲し、わん曲下流部（3.30Km付近）において狭窄部を形成している。

そのため、洪水時にはこのわん曲狭窄部によって水位がせき上げられ、その上流部は破堤の危険にさらされている。またわん曲部右岸側は水衝部となり、堤内地を脅かしている。

そこで、岩井地区の河道改修については、従来よりいろいろ検討され、その結果、岩井山北側に分水路を設けることになった。そして、建設省土木研究所において、岩井分水路水理模型実験が行われ、計画高水流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し、 $1,700 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流させる計画が決定した。工事は、昭和38年に着手され、昭和42年に岩井分水路が完成した。

しかし、その後、本川の河床低下等により、中小洪水時の分流機能が低下し、本川狭窄部の高流速および局所洗掘等の問題が生じている。そこで、再び土木研究所では、昭和54年度～昭和59年度まで分流機能の回復、本川狭窄部の水衝部対策、本川狭窄部の河床深掘れ対策等を検討するための水理模型実験を行ってきた。これらの検討結果は、土研資料2201号（昭和60年3月）に詳しくまとめられている。

本報告書は、その後61年度に行った水衝部対策としての水制の透過度と流れの制御および河床変動との関係を調べ、さらに水制を設置する際の段階施工時の水理的問題点等についてまとめたものである。

昭和62年3月

河川研究室 福 岡 捷 二
 高 橋 晃
 加賀谷 均

目 次

は じ め に

1. 改修計画の概要	1
1.1 渡良瀬川の概要	1
1.2 改修事業の概要	3
1.3 岩井地区の改修計画	3
2. 水制の透過度の検討	5
2.1 実験の概要	5
2.2 現況河道の水理特性	5
2.3 水制工 A, B, C 案の水理特性	17
2.4 最適案の検討	33
3. 段階施工時の検討	47
3.1 段階施工計画の概要	47
3.2 段階施工Ⅰ	48
3.3 段階施工Ⅱ	55
3.4 段階施工Ⅲ	59
4. ま と め	63

1. 改修計画の概要

1.1 渡良瀬川の概要

渡良瀬川の水源は、図一 1.1.1 に示すように群馬・栃木の県境にある皇海山（2,143.5m）であり、松木川がその最上流に位置している。松木川は栃木県上都賀郡足尾町地先で久蔵川と仁田元川が合流し、さらに下って同町渡良瀬地先で左支川神子内川を合わせ、渡良瀬川と名称を変える。

渡良瀬川は、群馬県山田郡大間々町まで急峻な溪谷を形成しながら流下し、同県桐生市地先から平地に出て、栃木県足利市及び同県佐野市等を経て、茨城県古河地先で利根川に合流する。支川は大小合わせて23あり、そのうち大きなものは桐生川、旗川、矢場川、秋山川、巴波川、思川等である。また、面積3,000haにも及ぶ我国屈指の洪水調節池である渡良瀬遊水地を有している。

渡良瀬川は利根川水系最大の支川であり、流域面積は2,601.9km²、流路延長は107.6km、灌がい面積は22,835ha、想定氾濫区域は31,009haである。

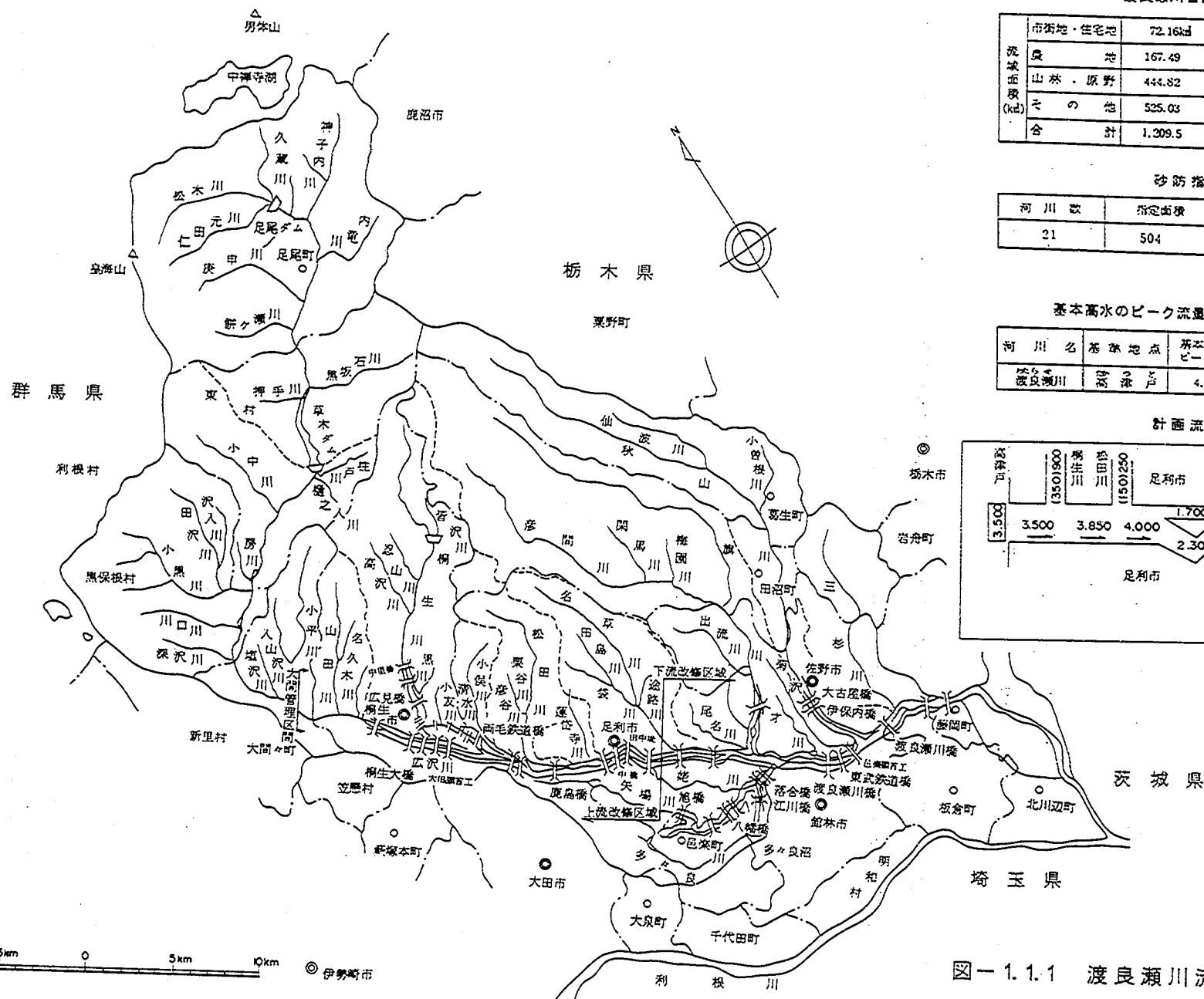


図-1.1.1 渡良瀬川流域図

渡良瀬川管内流域の概況

流域面積 (km ²)	市街地・住宅地	72.16	河川延長 (km)	指定区間	434.05
	農地	167.49		大規模灌漑区間	ダム 6.5 利川 69.75
	山林・原野	444.82			
	その他	525.03			
	合計	1,209.5		合計	510.3 (本川 91.9)

砂防指是面積

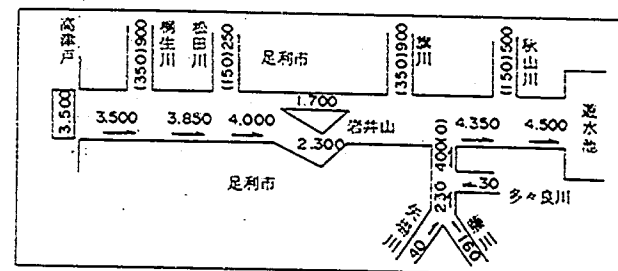
河川数	指定面積		既設ダム数
21	504	16~1130	131

(59.3現在)

基本高水のピーク流量等一覧表 (単位: m^3/sec)

河川名	基本流量	基本高水のピーク流量	ダムによる調節流量	河道流入の調節流量
深良瀬川	約 200	4,600	1,100	3,500

計面流量圖



1.2 改修事業の概要

渡良瀬川の改修事業は、明治35年、41年、43年の大洪水を契機に明治43年(1910年)から着手された。当時の改修区間は足利市岩井地先(岩井山)から藤岡町(利根川合流点)に至る3.5km間である。この改修工事では、藤岡町底谷地先のローム台地を切り、放水路を開削し、赤麻沼に流下遊水させることになった。計画高水流量は、改修区間一様に $2,500\text{m}^3/\text{s}$ とした。工事が完成したのは大正15年(1926年)である。

その後、昭和13年9月に計画高水流量を上回る大洪水があり、渡良瀬川沿川に大被害をもたらした。このため、既改修区間の改修増補計画と、足利市岩井地先から上流桐生市元宿地先までの本川及び支川桐生川等を含めた渡良瀬川上流改修計画が立案された。

この計画は、計画高水流量を高津戸で $2,700\text{m}^3/\text{s}$ 、岩井で $2,800\text{m}^3/\text{s}$ 、藤岡で $3,200\text{m}^3/\text{s}$ とし、支川桐生川及び松田川合流点付近に洪水調節池を設けるとともに、岩井山を掘削するなど、を主な事業として昭和16年に着目した。しかし、戦時下であったこともあり、この計画は殆ど進捗しないまま、昭和22年9月関東地方を襲ったカスリン台風により未曾有の大水害を受けた。

このため、増補計画及び上流改修計画の抜本的な改定が必要となり、計画高水流量は高津戸で $3,500\text{m}^3/\text{s}$ 、岩井で $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 、藤岡で $4,500\text{m}^3/\text{s}$ に改定された。また、桐生川・松田川合流点付近の洪水調節池計画は廃止され、河道により洪水を処理することとし、岩井山の掘削計画も変更され分水路を設けることになった。

その後、昭和28年に改修計画に基づき総体計画を立案し、昭和33年にこれの修正を行い、更に昭和38年に改定を加え、昭和38年度以降総体計画として事業を進めてきた。その後の流域の開発状況等を考慮して計画の見直しを行い、昭和48年に改修計画を樹立した。なお、改修計画における計画高水流量(岩井地区で $4,000\text{m}^3/\text{s}$)は、100年確率高水を対象としている。

1.3 岩井地区の改修計画

渡良瀬川は、栃木県足利市岩井地区において、岩井山の南側を一巡し、ここで異常な急曲狭窄部を形成している。このため洪水時に狭窄部で高流速が生じ、またその上流部では水位のせき上げがあって、治水上の一大難点となっていた。この地点の改修計画としては、岩井山の北側に分水路を開削し、流量の一部をこの分水路に分担させ、本川の負担を軽減しようとする分流方式が採用され、計画高水流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ のうち $1,700\text{m}^3/\text{s}$ を分流する計画が決定された。

工事は昭和38年に着手され、昭和42年に現在の岩井分水路が完成した。しかし、その後、本川側の河床が漸次低下して、現在では以前に比較して約2m低下した状態となっている。このため、現況分水路の分流機能が低下するとともに、本川狭窄部において高流速が発生するようになった。そこでこれらの対策として、本川狭窄部上流に床止め工を計画河床高で2基設置し、床止め工間を捨ブロックで埋めて河床低下を防止して分流機能を維持するとともに、水衝部となる本川わん曲部右岸側に透過水制を12基設置し堤脚での流速を減少させ、狭窄部左岸側の固定砂

州を計画河床高に掘削して狭窄部での流速を軽減する計画が立てられた。

本実験は、わん曲部右岸側に設置する水制の透過度、および改修事業における段階施工計画について検討を行ったものである。

2. 水制の透過度の検討

2.1 実験の概要

渡良瀬川の模型の概要は以下のである。模型は移動床であり、模型区間は3.5Km～3.6Kmの4.5Km区間、縮尺は水平・鉛直ともに1/40、河床材料は平均粒径0.8mmの混合砂を用いている。模型の平面図を図-2.1.1に示す。

本実験は、水衝部となる本川わん曲部右岸側に設置する水制の透過度について検討を行ったものである。水制は杭出し形式による透過水制で、透過度が違うA、B、Cの3種類の案について検討を行った。

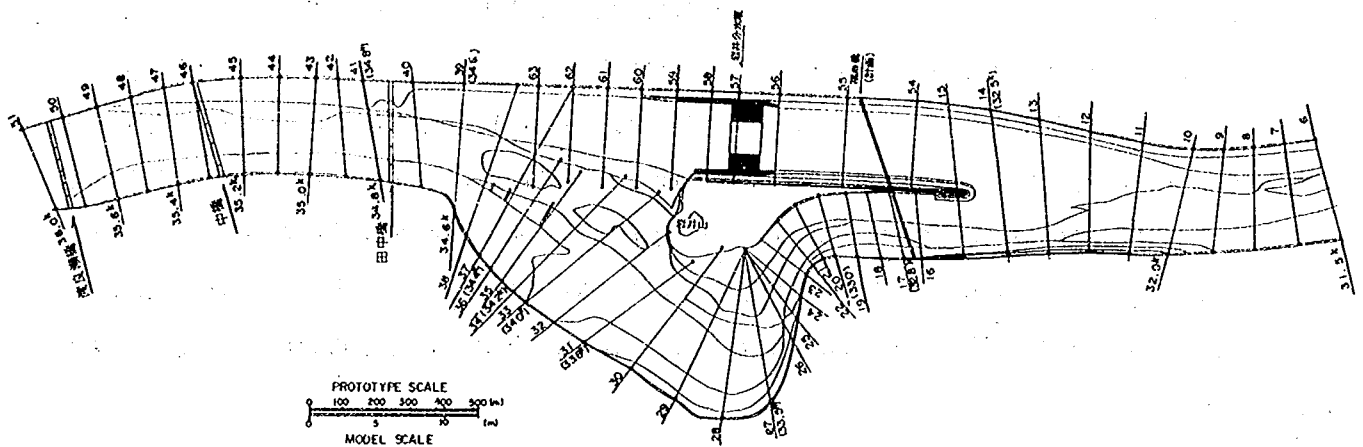


図-2.1.1 岩井地区河道平面図(模型平面図)

2.2 現況河道の水理特性

現況河道の水理特性については、土研資料2201号に詳しく述べられているが、水制工A、B、C案と比較するためにその概略をまとめてみた。河床形状は、昭和54年8月に横断測量したときの横断形状に基づいて整形を行い、図-2.2.1に示すように既設の護岸および根固め工を設置している。流量 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ および $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ を通水したときの水理特性は次のとおりである。

(1) 水位

水位縦断図を図-2.2.2に示す。これによると $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ のときも $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ のときも、縦断的な水面勾配はほとんど同じような傾向を示している。すなわち、狭窄部である断面No.22付近では、流速が速くなるため、速度水頭が非常に大きくなり、その分、水位が低下している。狭窄部上流においては、せき上げの影響により、水面勾配がフラットに近い状態になっている。せき上げの影響範囲は、縦断図からみてNo.25～No.39の区間であると考えられる。狭窄部下流およびせき上げ区間の上流においては、それぞれの河床勾配に応じた水面勾配となっている。

わん曲部における横断方向の水位は、狭窄部上流のNo.29～No.25では、外岸である右岸側が、

左岸側に比べて $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ のときは $0.26\text{ m} \sim 0.60\text{ m}$, $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ のときは $0.46\text{ m} \sim 0.74\text{ m}$ 高くなる。逆に狭窄部下流のNo 22～No 18では、外岸である左岸側が、右岸側に比べて $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ のときは $0.32\text{ m} \sim 0.51\text{ m}$, $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ のときは $0.18\text{ m} \sim 0.40\text{ m}$ 高くなる。

(2) 分流量

分流量の算定は、本川を締め切って求めた分水堰直上流の断面No 58の水位と流量の関係式から求めた。この関係は図— 2.2.3のとおりである。

各流量における分流量は、 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ では $414\text{ m}^3/\text{s}$, $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ では $1,693\text{ m}^3/\text{s}$ の分流量であった。なお、計画分流量は、計画高水流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ に対して $1,700\text{ m}^3/\text{s}$ となっている。

(3) 流速

各断面の6割水深における横断方向の流速分布は、図— 2.2.4および図— 2.2.5に示すとおりである。流速の横断分布は水位の横断面形と密接な関係を持っている。すなわち右岸側の水位が高い狭窄部上流では左岸側の流速が速く、左岸側の水位が高い狭窄部下流では右岸側の流速が速くなっている。流速の縦断的变化を図— 2.2.6の最大流速縦断図に示す。これも縦断の水面勾配と対応しており、水面勾配が大きいところほど流速が速く、水面勾配がゆるやかなところでは流速も遅くなっている。この中で最大流速は狭窄部であるNo 23において発生しており、 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ 時および $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ 時ともに 5.8 m となった。なお、当初計画では $6.0\text{ m}/\text{s}$ を安全流速と考えている。

(4) 流況

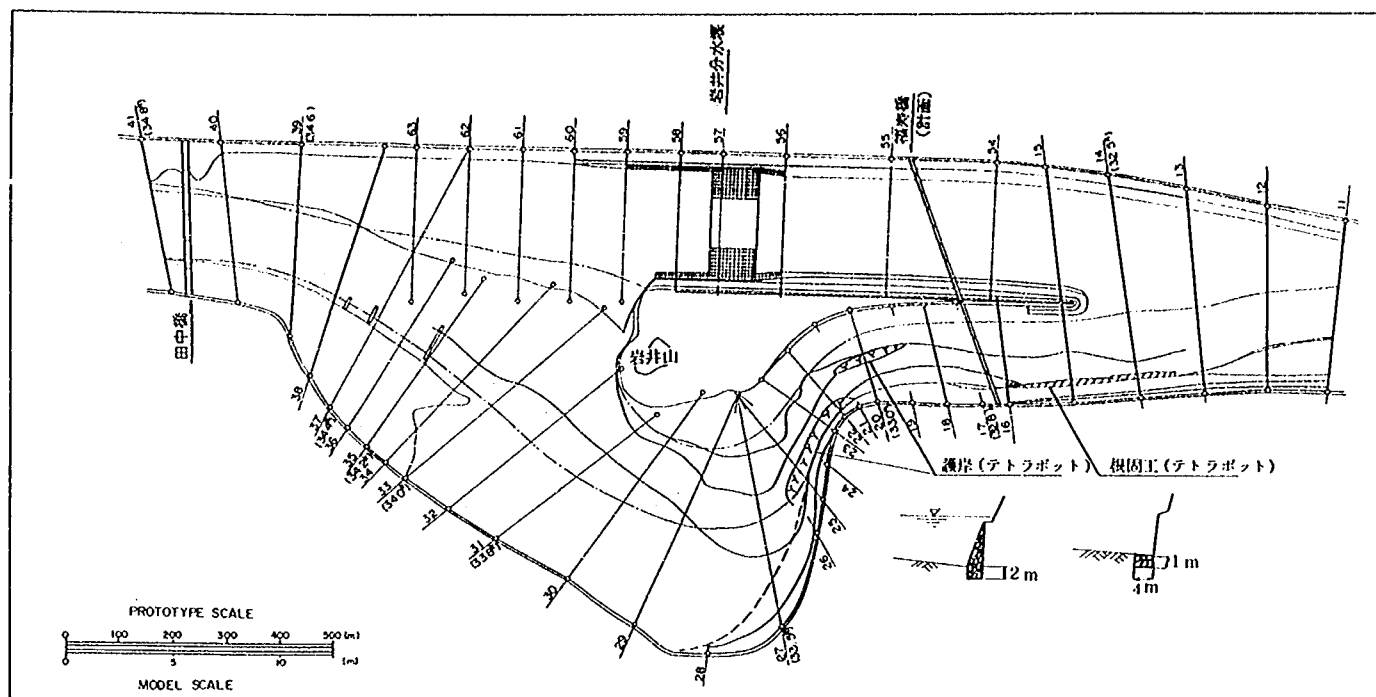
流量が $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ のときは、田中橋付近 (No 41) から流れが左岸高水敷上に乗る、図— 2.2.4に示すような分流境界線を形成する。分流境界線の先端はちょうど岩井山にぶつかる形となる。岩井山流頭部の分流境界線より分水路側にはく離域が発生している。これは分水路側の流れが本川側に較べて遅いため、はく離したものと考えられる。本川側の流れは狭窄部上流においては主流は左流側を走り、右岸高水敷上はほとんどが死水域となる。狭窄部ではNo 26～No 22右岸の堤防が水衝部となる。狭窄部下流においては主流は中央に移り、低水路左岸側が主流となる。右岸側は急な曲がりのためはく離域となる。

流量が $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ になると、図— 2.2.5に示すような流況となる。分流境界線の位置はほとんど変わらないが、岩井山流頭部に発生していたはく離域は分水路の流速が速くなったため消滅している。狭窄部上流においては、左岸側高水敷上の死水域の範囲はほとんど変わらないが、低水路の流れに引きづられて、はく離域が発生している。狭窄部下流右岸側のはく離域はさらに大きくなった。

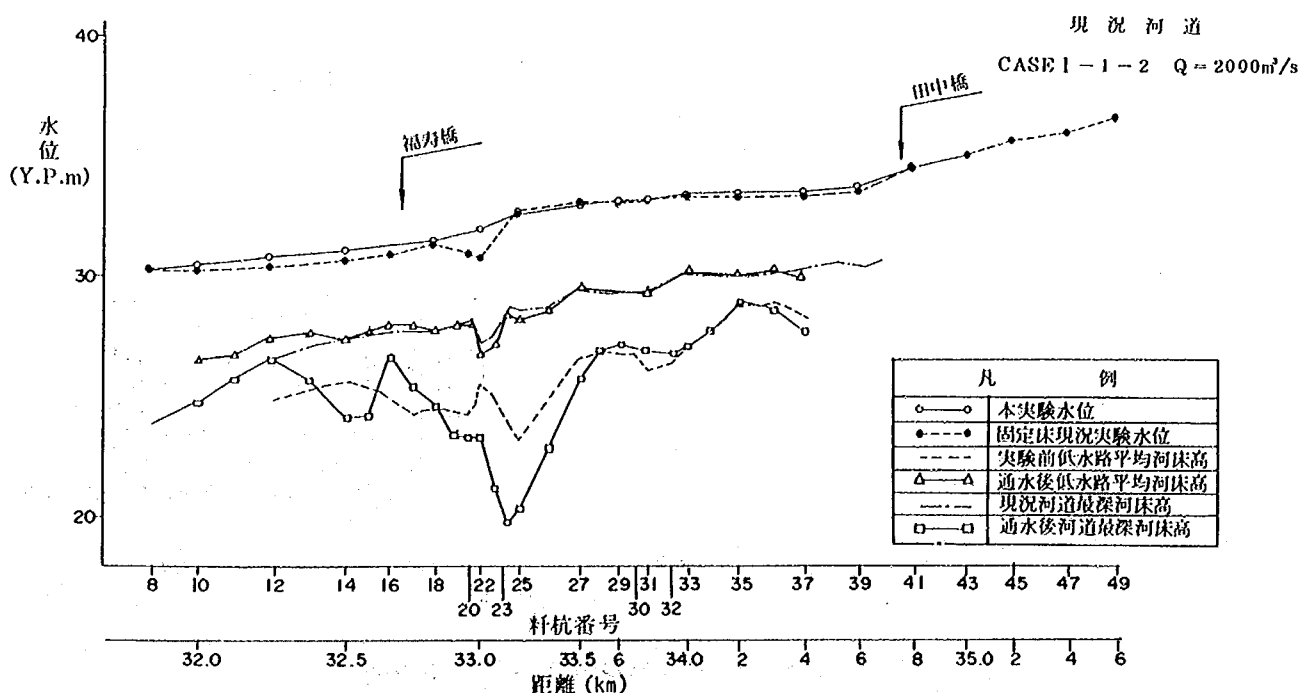
(5) 河床変動

河床高縦断図を図— 2.2.2に、河床高横断図を図— 2.2.7に、河床変動平面図を図— 2.2.8に示す。狭窄部上流せき上げ背水区間は、本来ならば土砂が堆積する区間である。しかし、現在は

上流からの流出土砂も少なく、実験でも給砂は行っていないため、この区間の河床はほとんど変化していない。水衝部となるNa 2 6～Na 2 2の右岸においては、堤脚根固め工前面の低水路河床が著しく洗掘される。Na 2 1～Na 1 9においては、主流が河道中央に移り、また上流の水衝部で洗掘された土砂が供給されるため、あまり洗掘はみられない。Na 1 8～Na 1 5においては低水路左岸側が水衝部となるため、左岸高水敷が現況低水路程度の深さまで浸食される。逆に低水路部分は、高水敷程度の高さまで堆砂する。分水路との合流点であるNa 1 4から下流は上流からの土砂が、低水路全体に堆積するようになる。



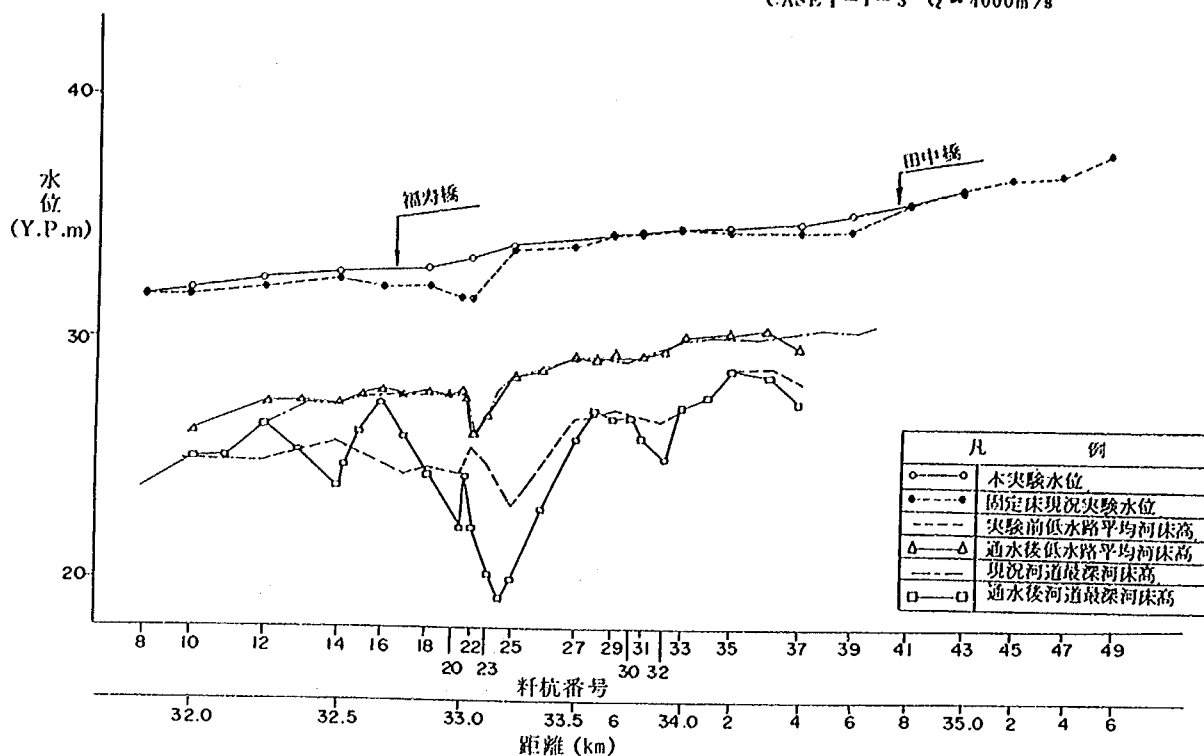
図－2.2.1 狭搾部付近河道平面図



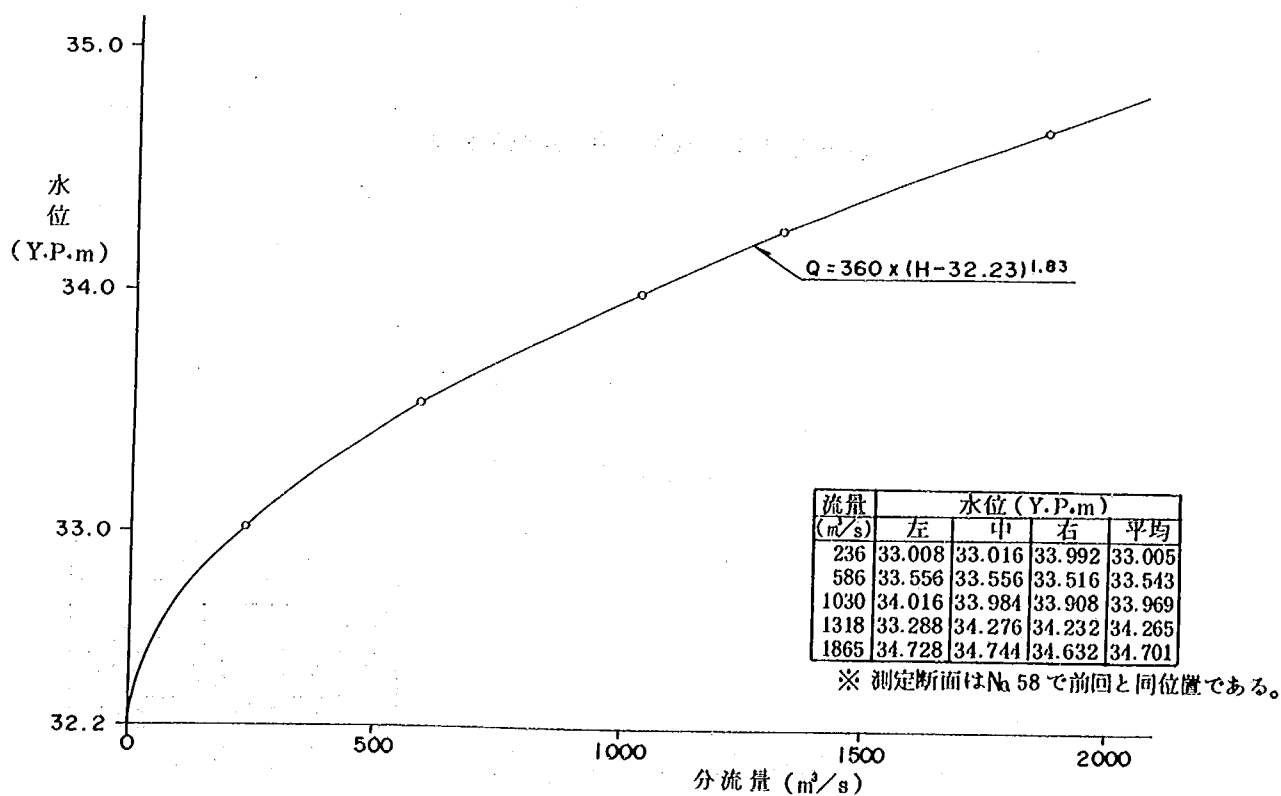
図－2.2.2 (1) 現況河道水位・河床高縦断図 (流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

現況河道

CASE 1-1-3 $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$



図一 2.2.2 (2) 現況河道水位・河床高縦断図 (流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$)



図一 2.2.3 岩井分水路分流量算定曲線図

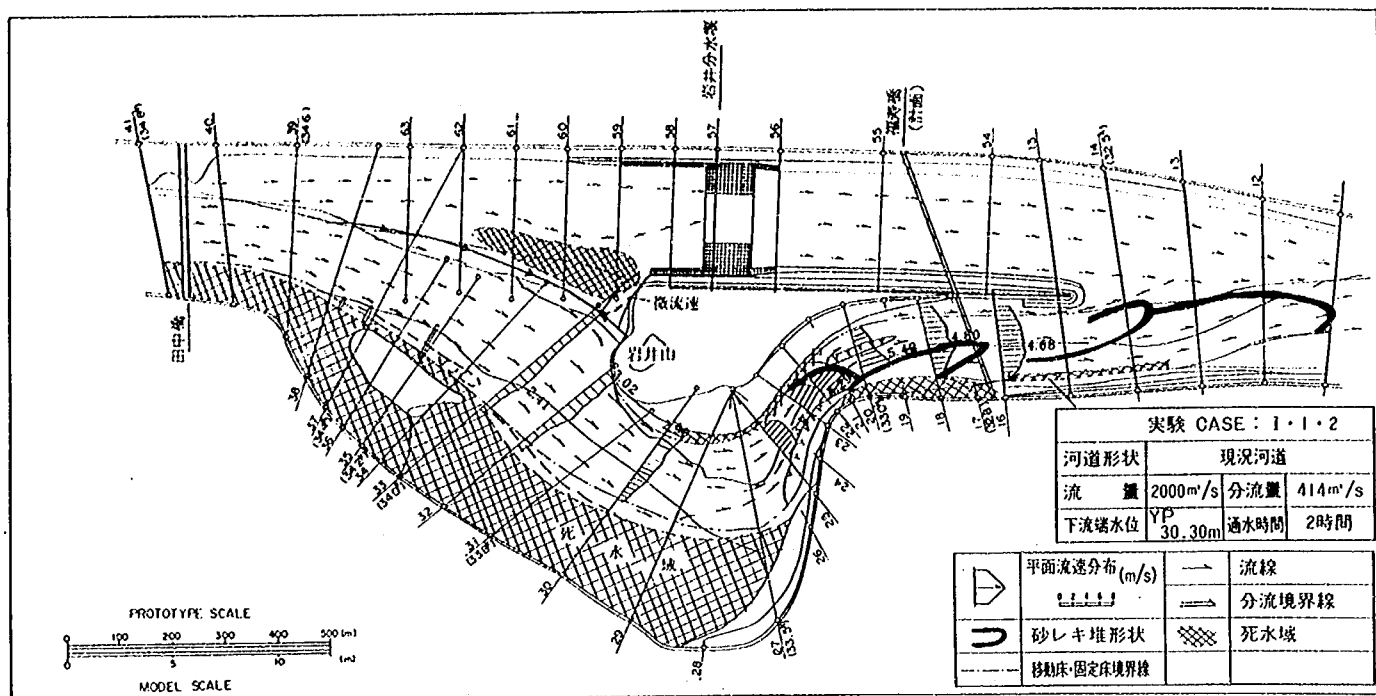


図-2.2.4 流況図

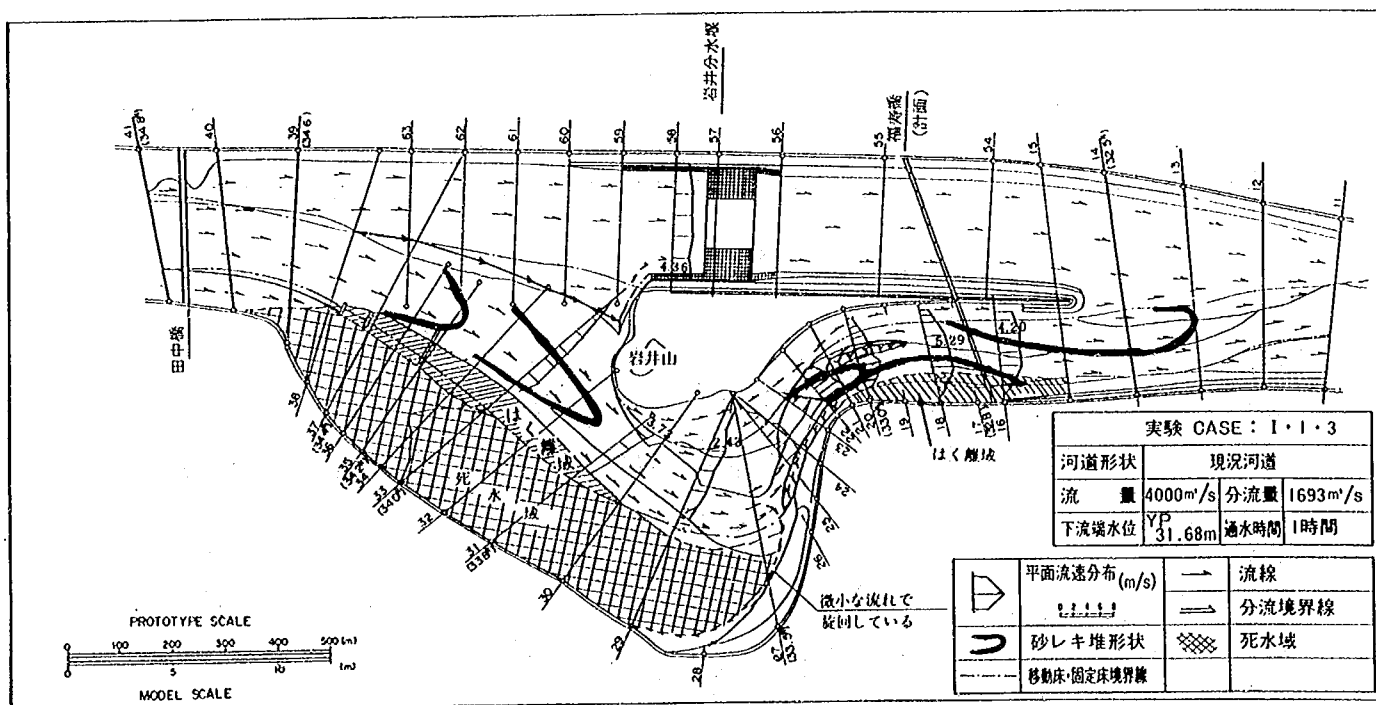


図-2.2.5 流況図

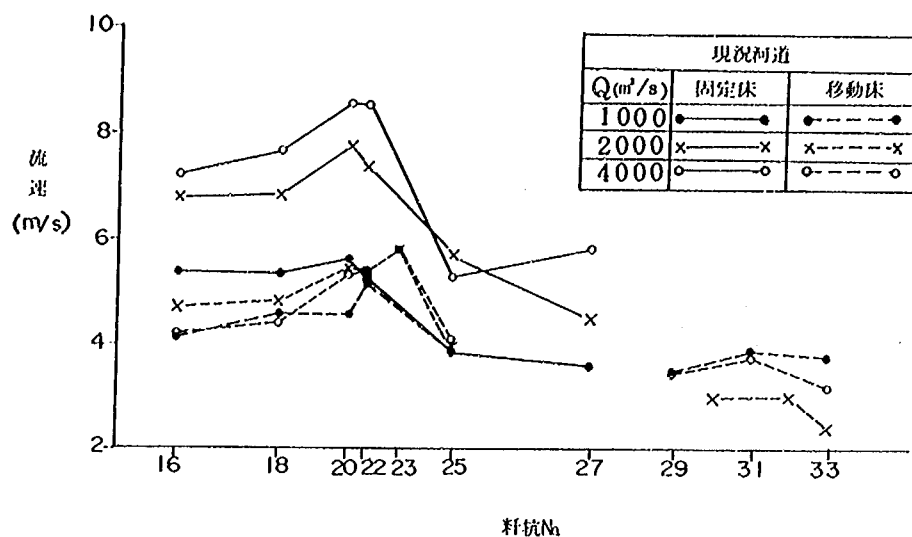


図-2.2.6 最大流速縦断比較図

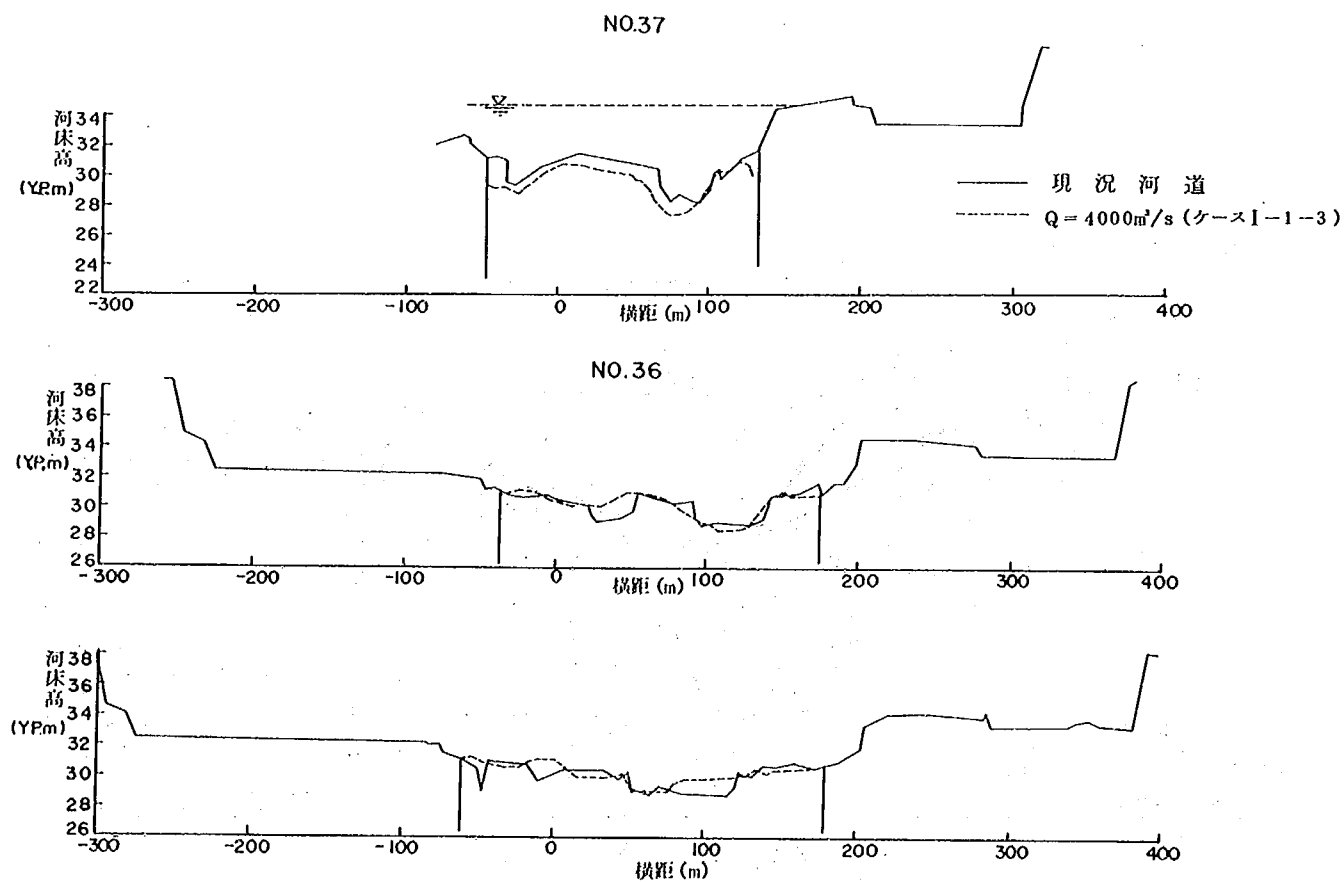


図-2.2.7 (1) 河床高横断図

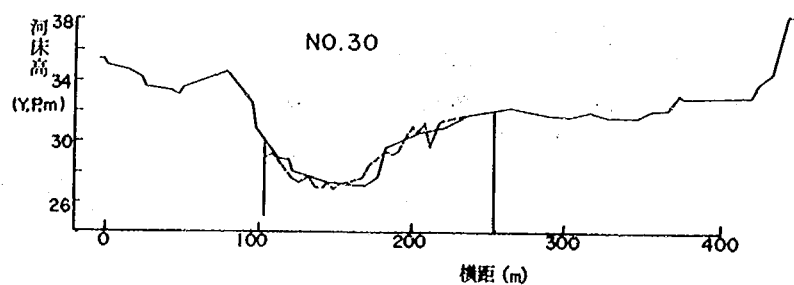
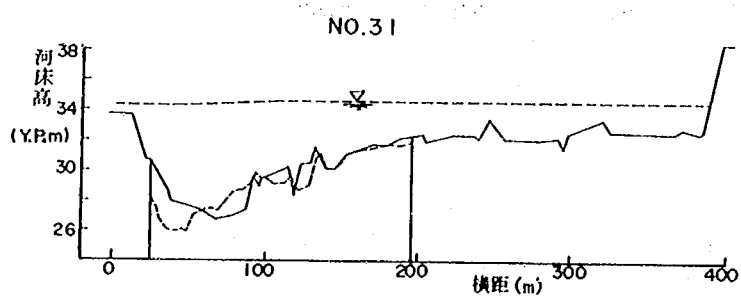
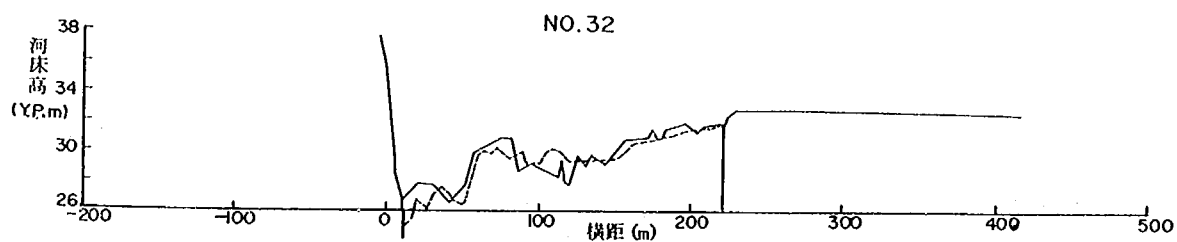
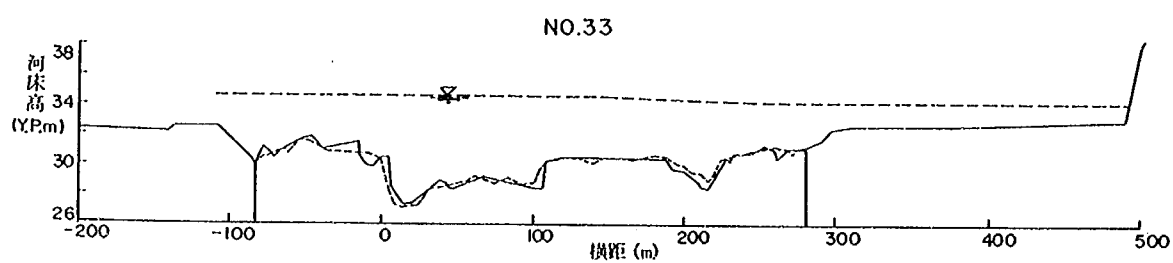
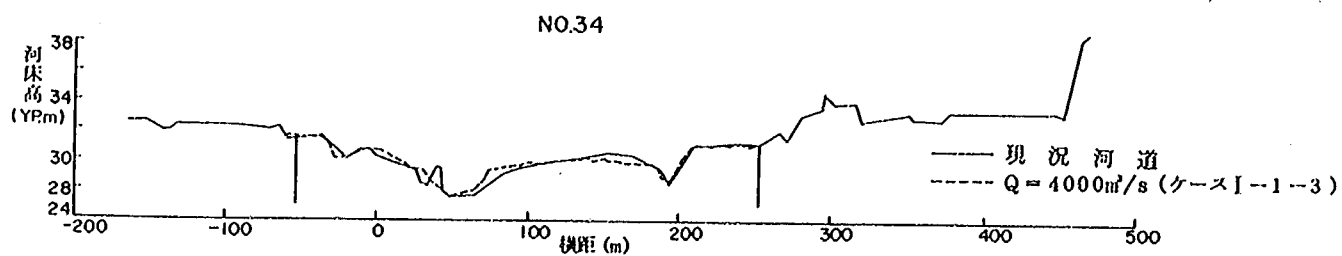


図-2.2.7(2) 河床高横断面図

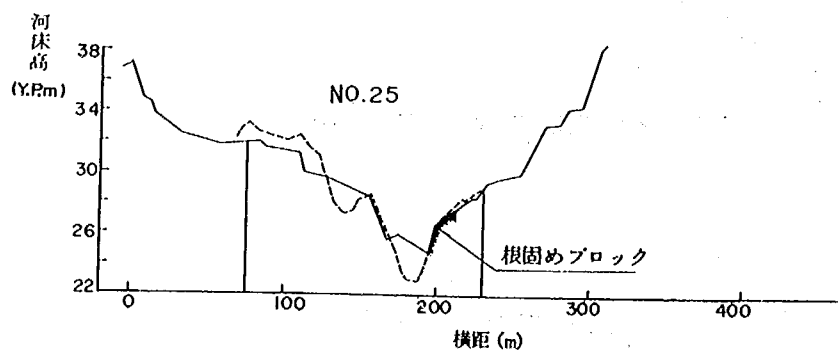
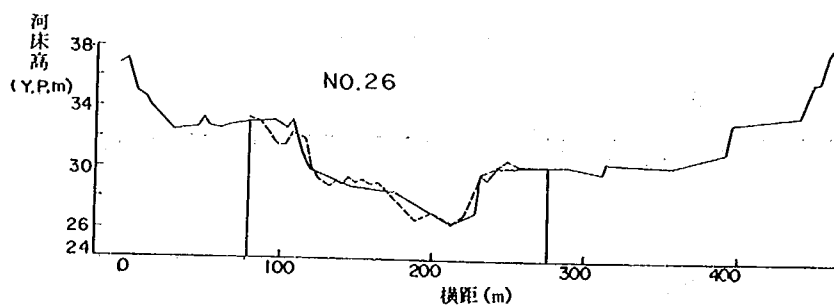
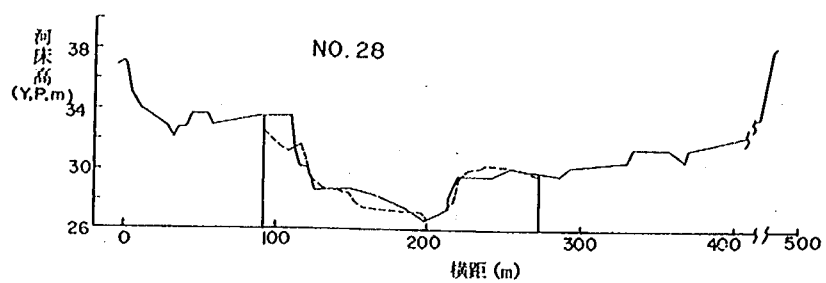
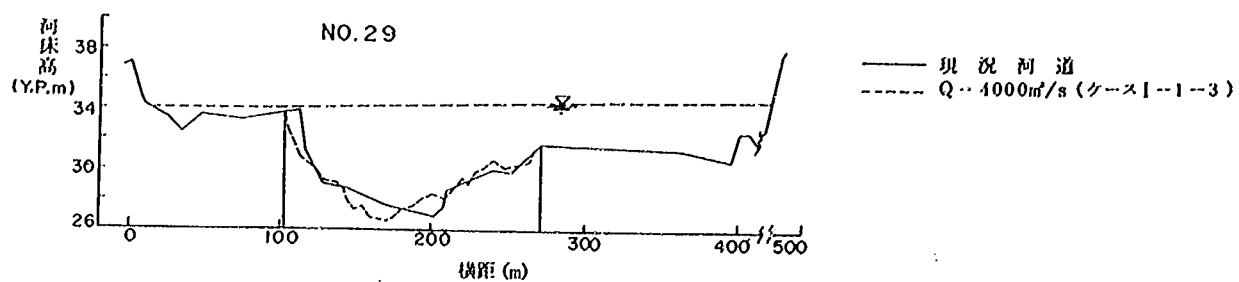


図-2.2.7 (3) 河床高横断図

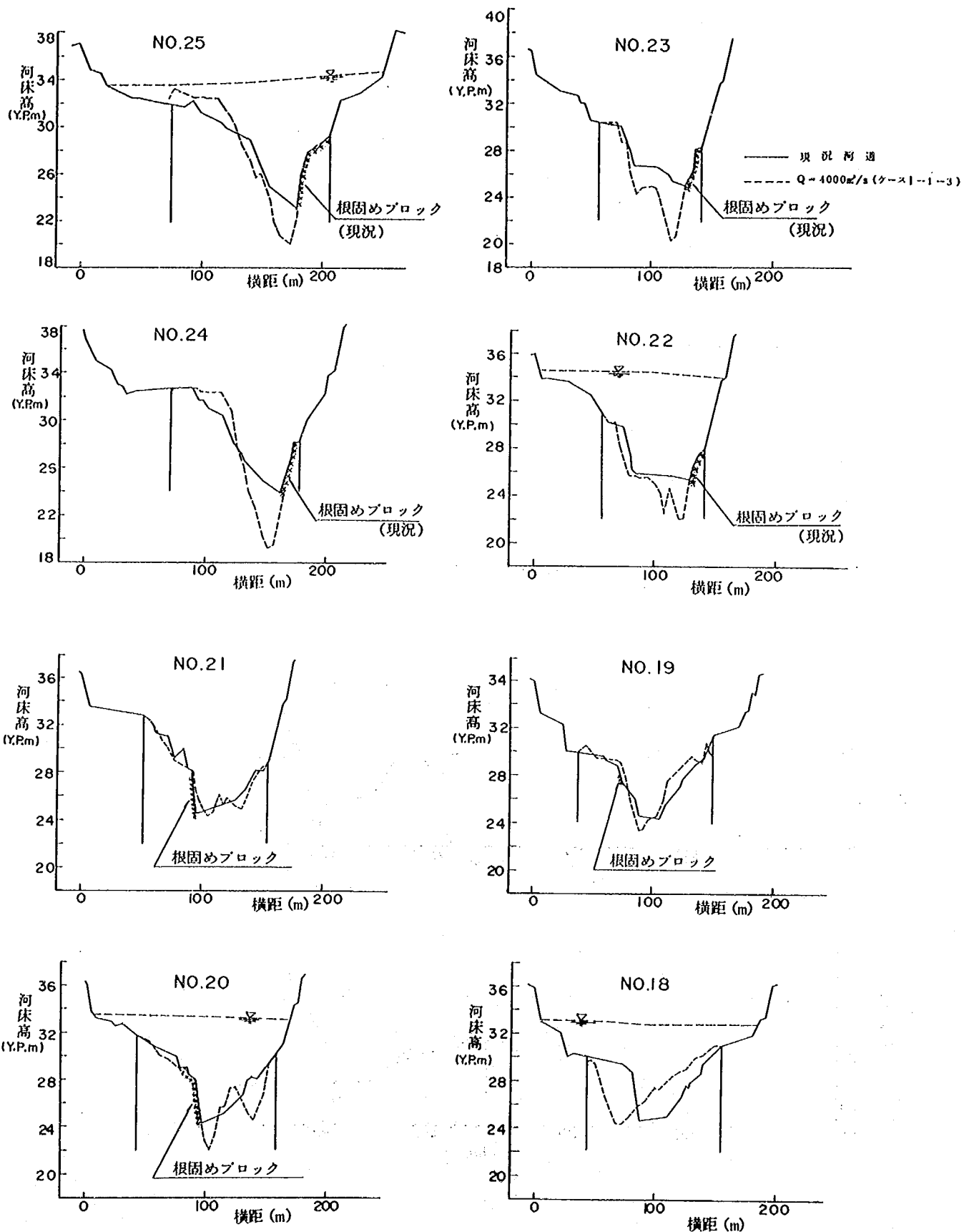


図-2.2.7 (4) 河床高横断面図

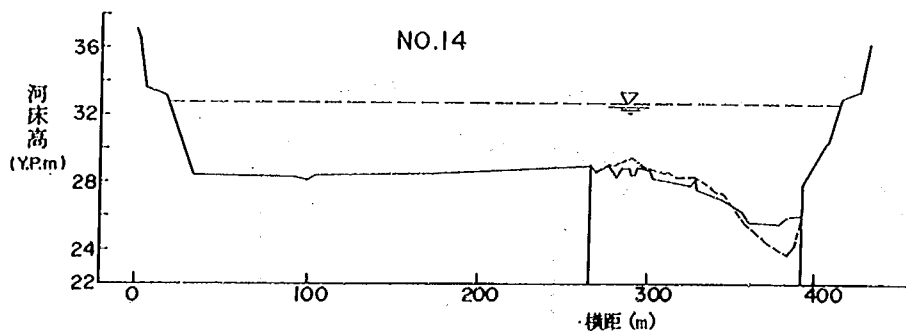
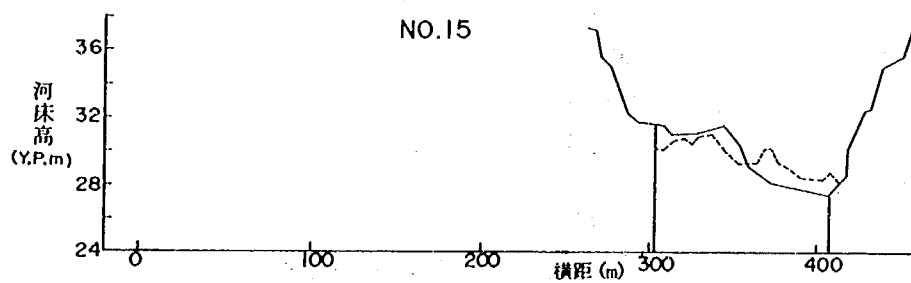
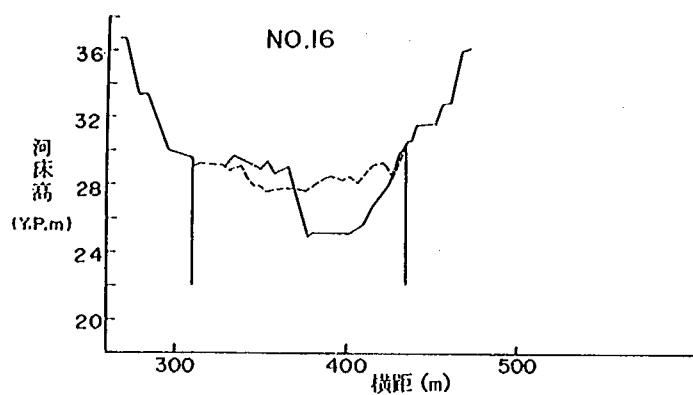
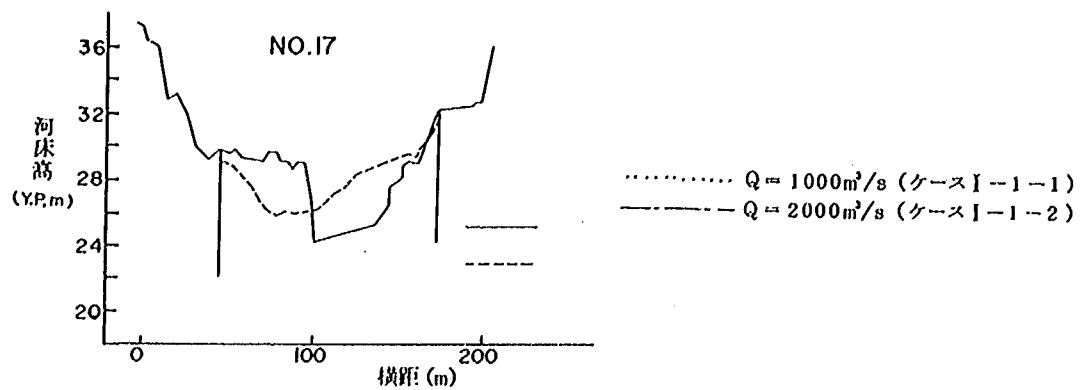


図-2.2.7 (5) 河床高横断図

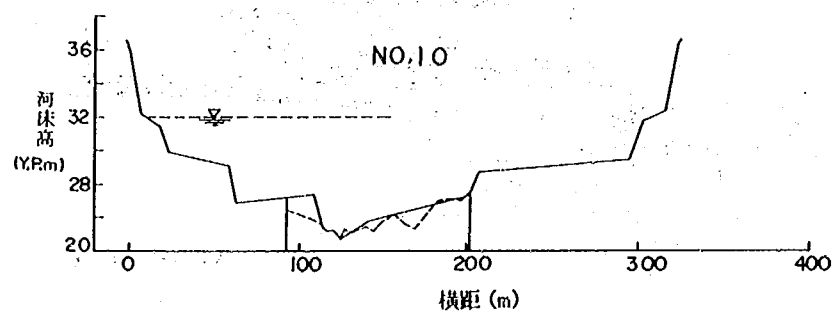
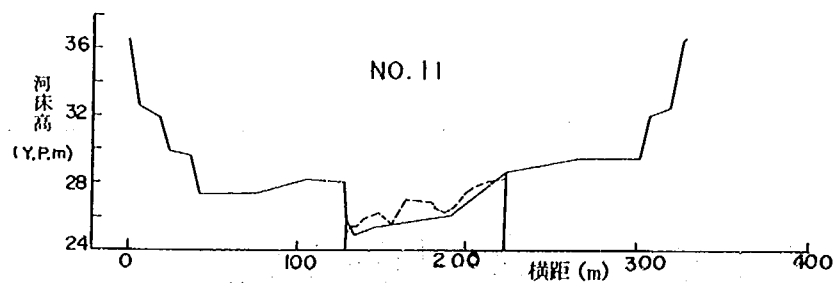
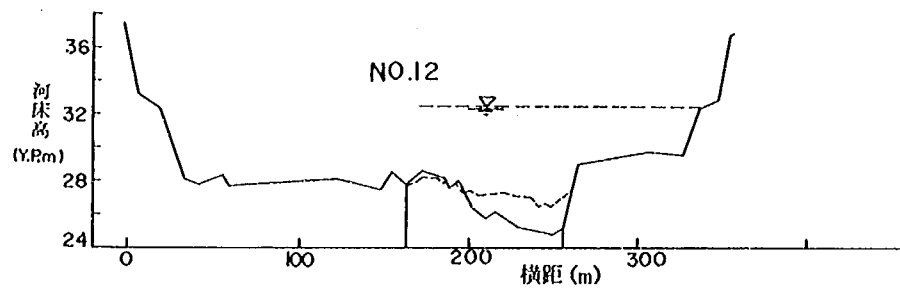
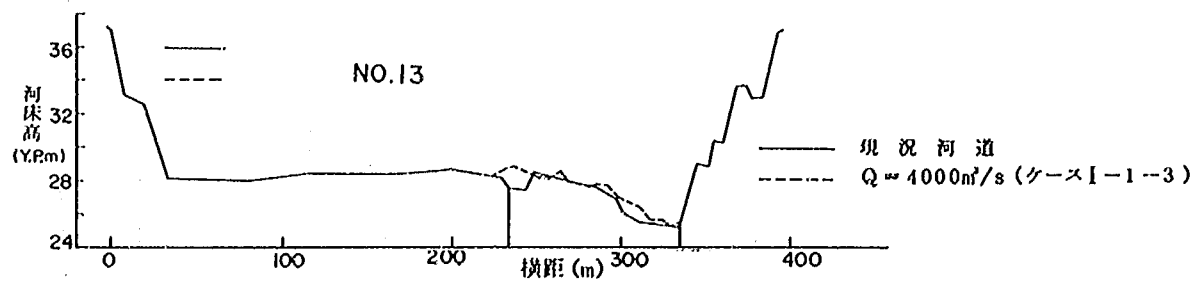
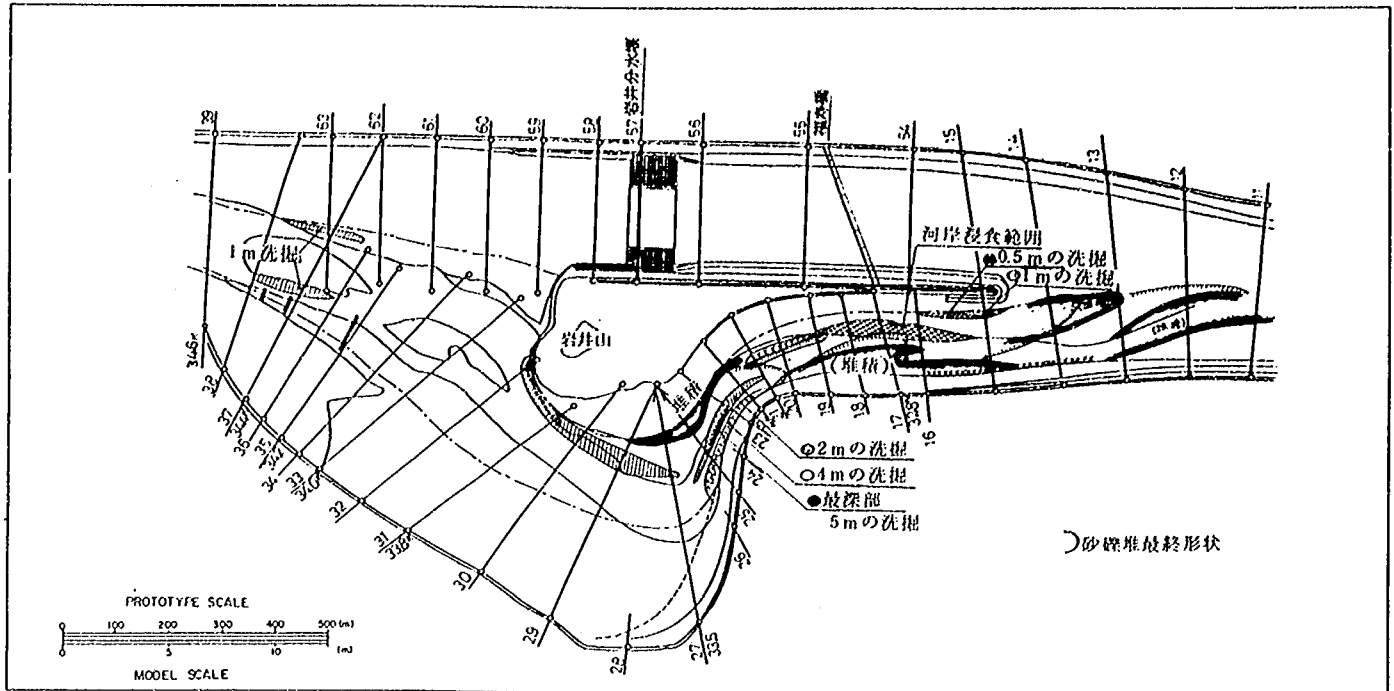
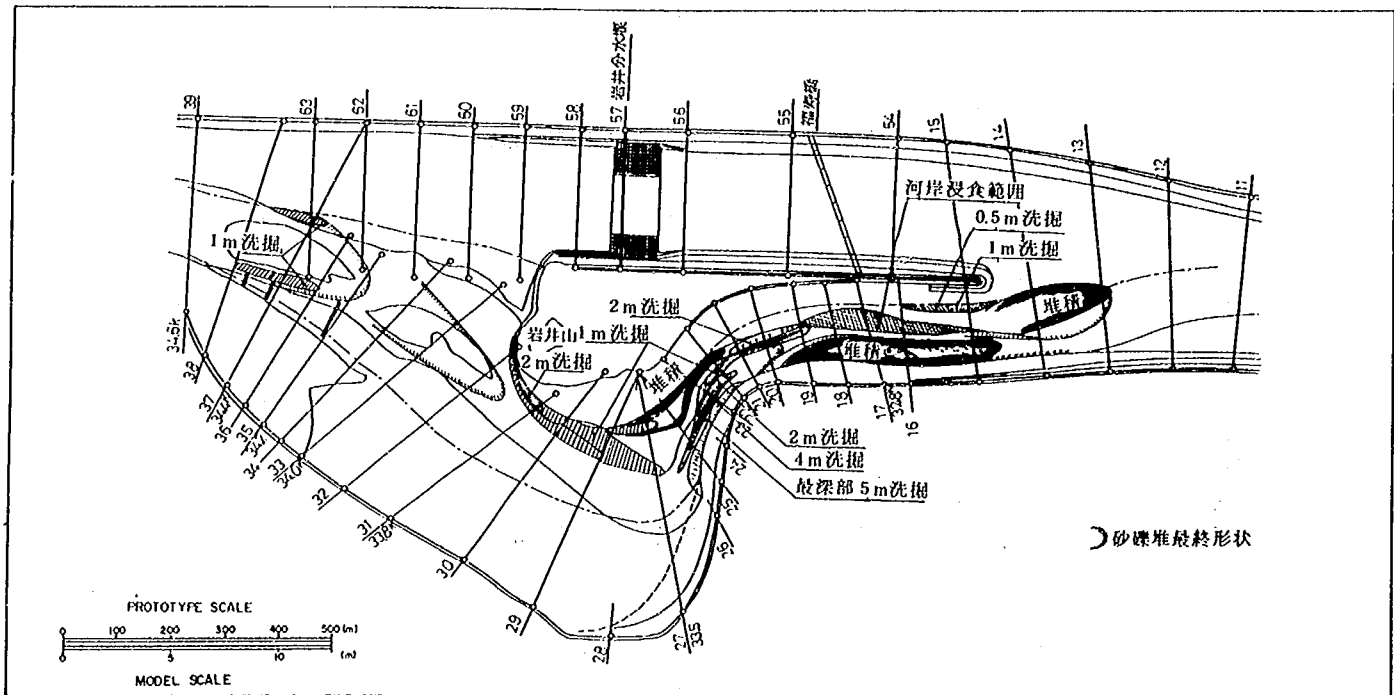


図-2.2.7 (6) 河床高横断面図



図一 2.2.8 (1) 河床変動平面図(現況河道 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$)



図一 2.2.8 (2) 河床変動平面図(現況河道 $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

2.3 水制工 A, B, C 案の水理特性

(1) 水制工 A, B, C 案の概要

実験は昭和 54 年の横断測量結果に基づき河床を整形し、図— 2.3.1 に示すように本川わん曲部右岸側に水制を設置して行った。水制の長さ、間隔、向きについては、土研資料 2201 号で検討した移動床実験による最良案とした。水制域および水制先端は、深掘れ対策として、計画河床高まで現地重量 200kg に相当する砕石により、捨ブロックによる根固め工を行った。また高流速対策として、狭窄部左岸側の砂州を計画河床高に整正した。さらに、水衝部となる狭窄部右岸の根固め工前面の低水路の深掘れ対策として、図— 2.3.2 に示すような高さで低水路最深部に現地重量 200kg に相当する捨ブロック工を行った。

水制工 A, B, C 案の形状諸元を図— 2.3.3 の平面図および図— 2.3.4 の側面図に示す。水制 A 案は原案であり、透過度は実際に渡良瀬川に設置されている透過水制を参考に、コンクリート杭を間隔 0.6 m で 4 列とし、千鳥形に配置した。B 案および C 案は、それぞれ A 案の 2 倍および 3 倍の透過度とした。杭の高さは、河心に向かって下り勾配となっていると同時に、流下方向には上・下流側の杭が低く、真ん中が高くなっている。水制は全部で 12 基あるが、下流から 5 基は水あたりが強く水制幹部は維持できないと考えて、水制付け根部分のみとした。水制付け根部分の高さは、A 案においては計画河床高から 1.5 m としたが、B, C 案においては流況がよくないため、表— 2.3.1 に示すとおり、高さを低く修正している。

流量 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ を通水したときの、各案の水理特性は次のとおりである。

(2) 水 位

水位縦断図を図— 2.3.5 に示す。A, B, C 案とも水位がほとんど変わらないことから、水制の透過度および付け根部分の高さを変えても、全体的な水位に影響を及ぼすことはないようである。また、現況河道と比較しても変化がみられないことから、水制および捨ブロック工による水位のせき上げ効果と、狭窄部左岸側の砂州整正による水位の低減効果が同程度だったものと考えられる。水面勾配の変化は現況河道と同様に、狭窄部下流では低下背水、狭窄部上流ではせき上げ背水がみられる。その他の地点では河床勾配に応じて水面勾配も変化している。わん曲部における水面の横断形は、狭窄部上流の No. 31 ~ No. 25 では右岸側が 0.24 m ~ 0.54 m 高くなり、狭窄部下流の No. 22 ~ No. 18 では左岸側が 0.27 m ~ 0.42 m 高くなる。

(3) 分流量

各案における水位がほとんど変わらないため、分流量の方もほとんど変わらず、流量 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ を通水したときの分流量は A, B, C 案においてそれぞれ $414\text{ m}^3/\text{s}$, $407\text{ m}^3/\text{s}$, $414\text{ m}^3/\text{s}$ であった。これは現況河道時の $414\text{ m}^3/\text{s}$ とほとんど同じである。

(4) 流 速

各断面の 6 割水深における横断方向の流速分布を図— 2.3.6 ~ 図— 2.3.8 に示す。現況河道同様、狭窄部上流わん曲部においては左岸側が速く、狭窄部では右岸側が水衝部となり、狭窄部下

流わん曲部においては中央が速くなるという傾向は変わらないが、水制による水はね効果および左岸側の砂州を修正したことにより、左岸側の流速が現況時よりも速くなっている。

各断面における最大流速を示した最大流速縦断図を図一 2.3.9 に示す。これも現況時とほとんど同じような傾向を示しており、狭窄部で最も流速が大きくなり、その上下流で徐々に低減している。狭窄部付近の流速は A, B, C 案の中では A 案が大きくなっている。

最大流速の発生位置は、現況では Na 2 3 だったのが、水制工および砂州修正によって、下流の Na 2 2 に移った。A, B, C 案の最大流速はそれぞれ 5.40 m/s , 5.25 m/s であった。

(5) 流況

流況図を図一 2.3.6 ～図一 2.3.8 に示す。A, B, C 案ともほとんど同じような流況を示している。現況と比較すると、分流境界線は $50 \text{ m} \sim 100 \text{ m}$ 程度分水路側に寄り、岩井山流頭部の死水域はなくなった。しかし、分水路側を流れている有効幅はほぼ同程度であるため、分流量はほとんど変わらなかったものと考えられる。狭窄部上流のわん曲部においては、現況河道と同様に主流は左岸側を流れるが、右岸高水敷上の死水域は大幅に減少する。これは狭窄部左岸側の砂州を修正したことにより、通水断面積が大きくなり低水路内の水位が低下し、高水敷上の死水域から低水路内へ落ち込む流れが生じたものと考えられる。実際、狭窄部付近の水位は、現況時と比較して 0.1 m 程度低くなっている。狭窄部では流速分布からみて Na 2 7 ～Na 2 2 右岸の水制が水衝部となっている。狭窄部下流のわん曲部においては、上流の砂州修正と水制設置により、現況のときよりさらに左岸側の流れが強くなっている。

(6) 河床変動

河床高縦断図を図一 2.3.10 に、河床横断図を図一 2.3.11 に、河床変動平面図を図一 2.3.12 ～図一 2.3.14 に示す。A, B, C 案はともにほとんど同じような傾向を示している。すなわち、狭窄部上流のせき上げ背水区間は、本来ならば土砂が堆積する区間であるが、上流からの土砂の供給が少ないため、Na 3 7 ～Na 2 9 の河床はほとんど変化していない。狭窄部付近の洗掘は Na 2 8 左岸から始まり、流速分布に対応して Na 2 8 ～Na 2 7 では左岸側砂州修正部分が、Na 2 6 ～Na 2 5 では左岸側砂州修正部分および低水路最深部に設置した捨ブロック工左岸側前面が洗掘される。Na 2 4 ～Na 2 2 では右岸側が水衝部となるため、捨ブロック工前面がさらに著しく洗掘されている。Na 2 1 ～Na 1 9 では主流が低水路左岸側に寄るため、左岸の低水護岸前面が洗掘される。Na 1 8 ～Na 1 5 では、左岸高水敷が水衝部となり、著しく浸食されている。逆に低水路部分は高水敷程度の高さまで堆砂し、低水路と高水敷が逆転したようなかたちとなる。Na 1 4 ～Na 1 2 では上流の土砂が低水路全体に堆積する。

表一 2.3.1 水制付け根部分の高さ（計画河床高よりの高さ）

元付Na	9	10	11	12
水制工 A 案	+1.50	+1.50	+1.50	+1.50
水制工 B, C 案	+0.50	+0.30	+0.30	+0.30

（単位：m）

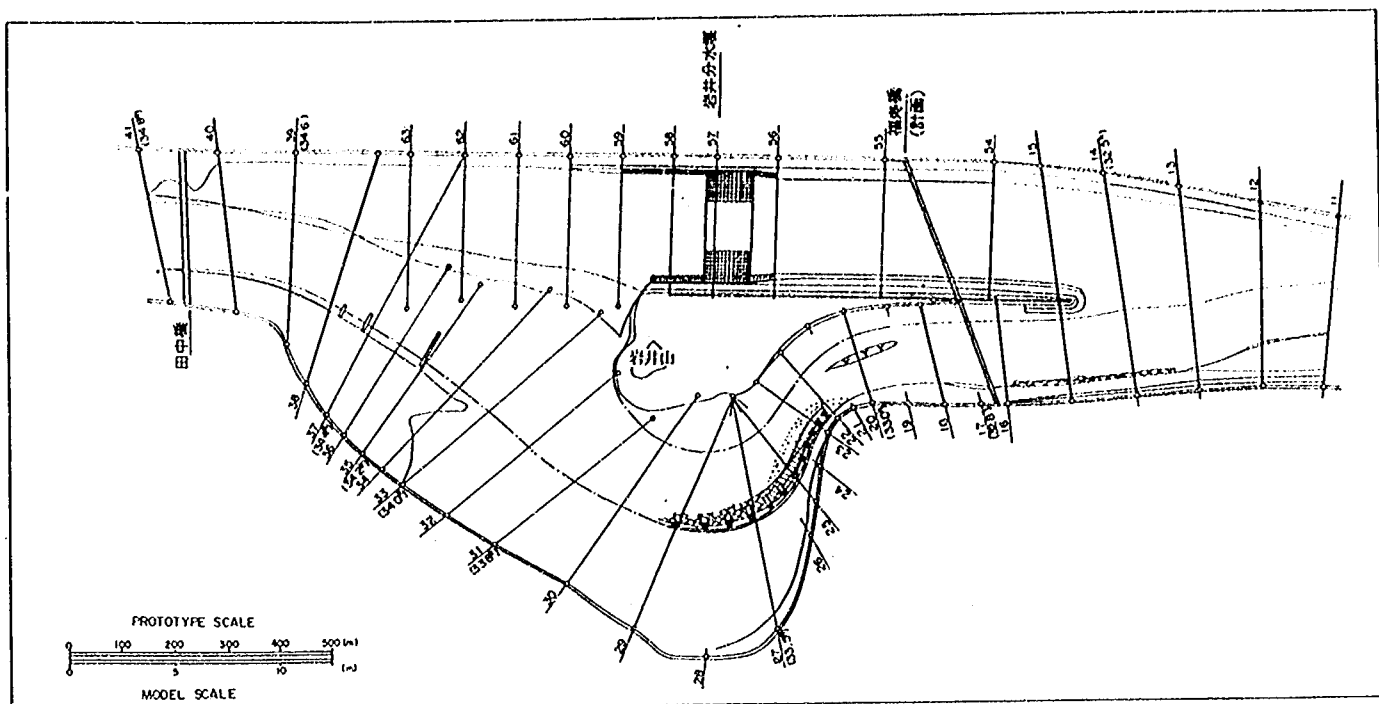


図-2.3.1 平面図

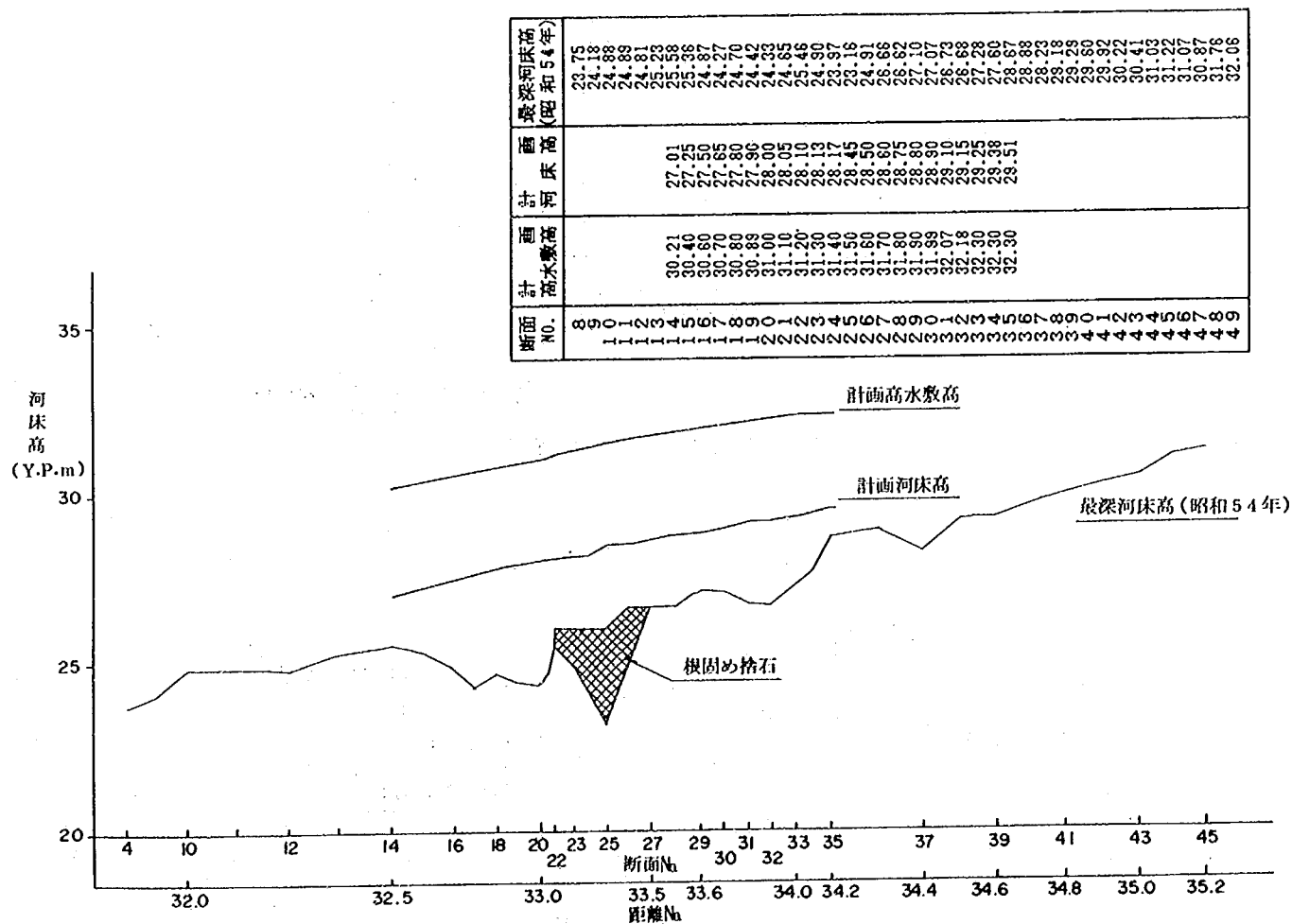


図-2.3.2 捨ブロック工の高さ

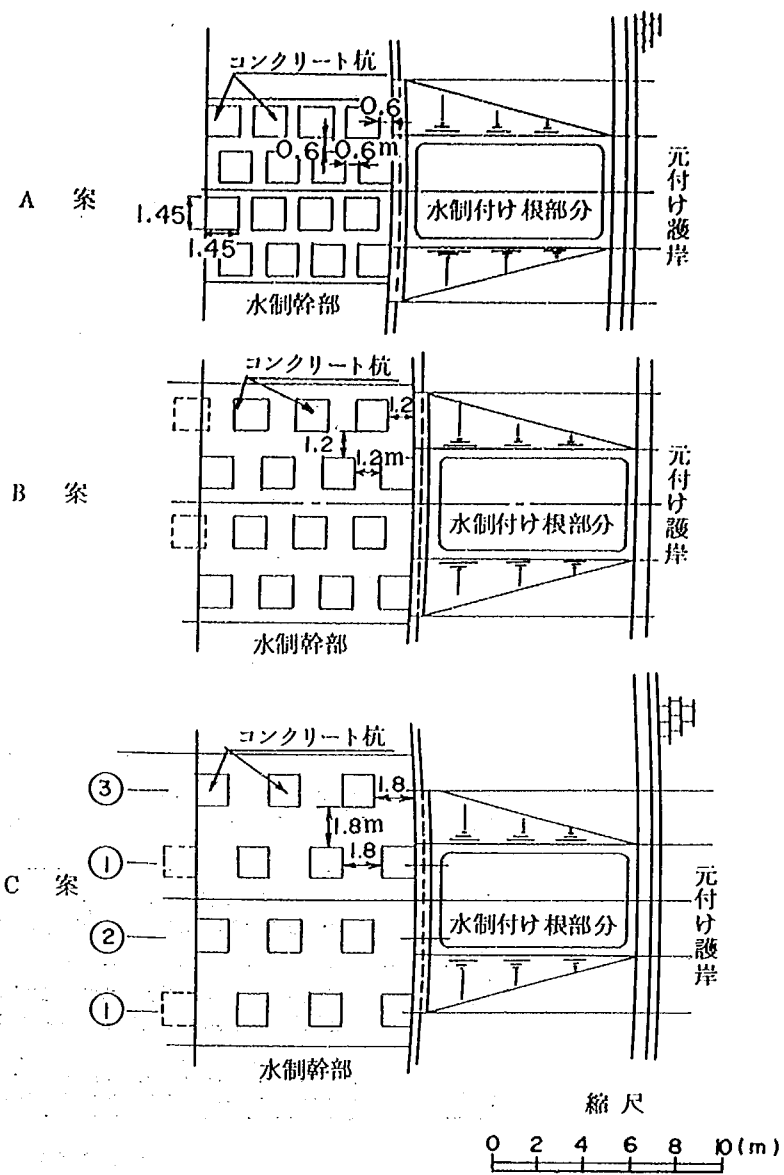


図-2.3.3 水制平面図

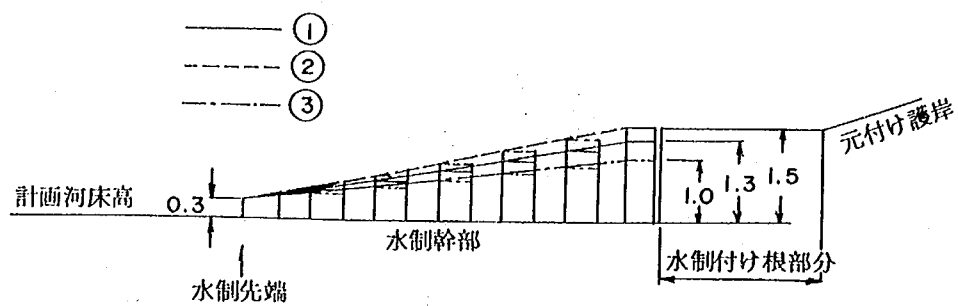


図-2.3.4 水制側面図

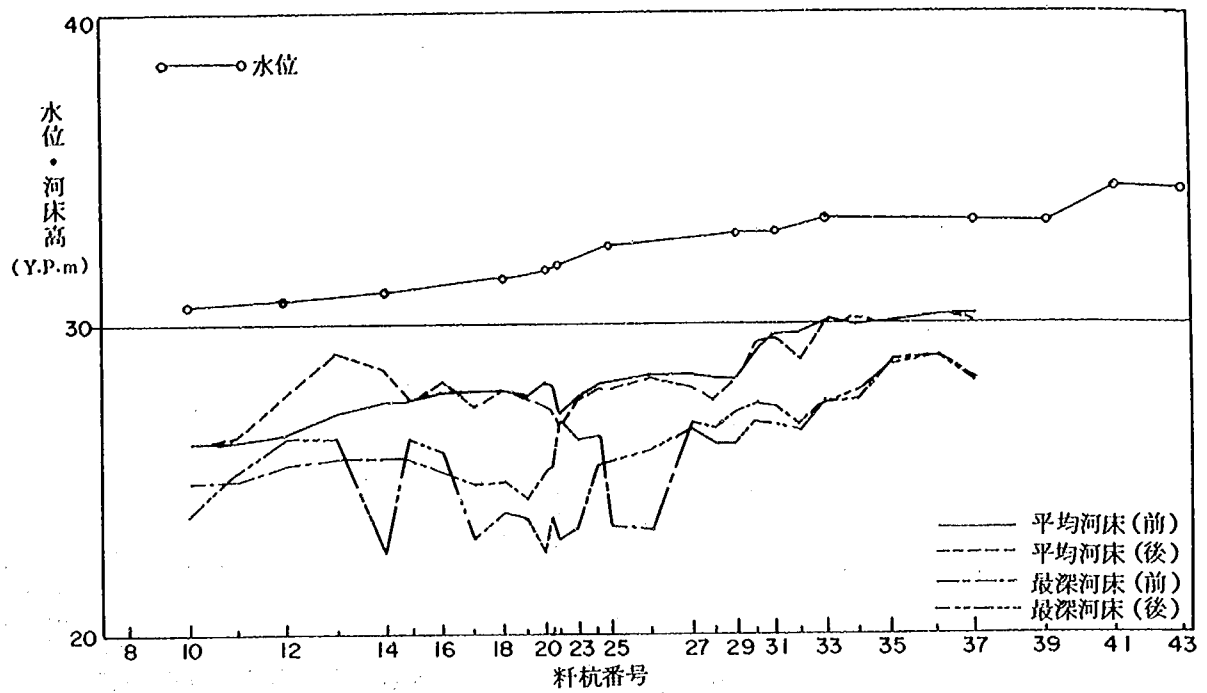


図-2.3.5 水位・河床縦断図

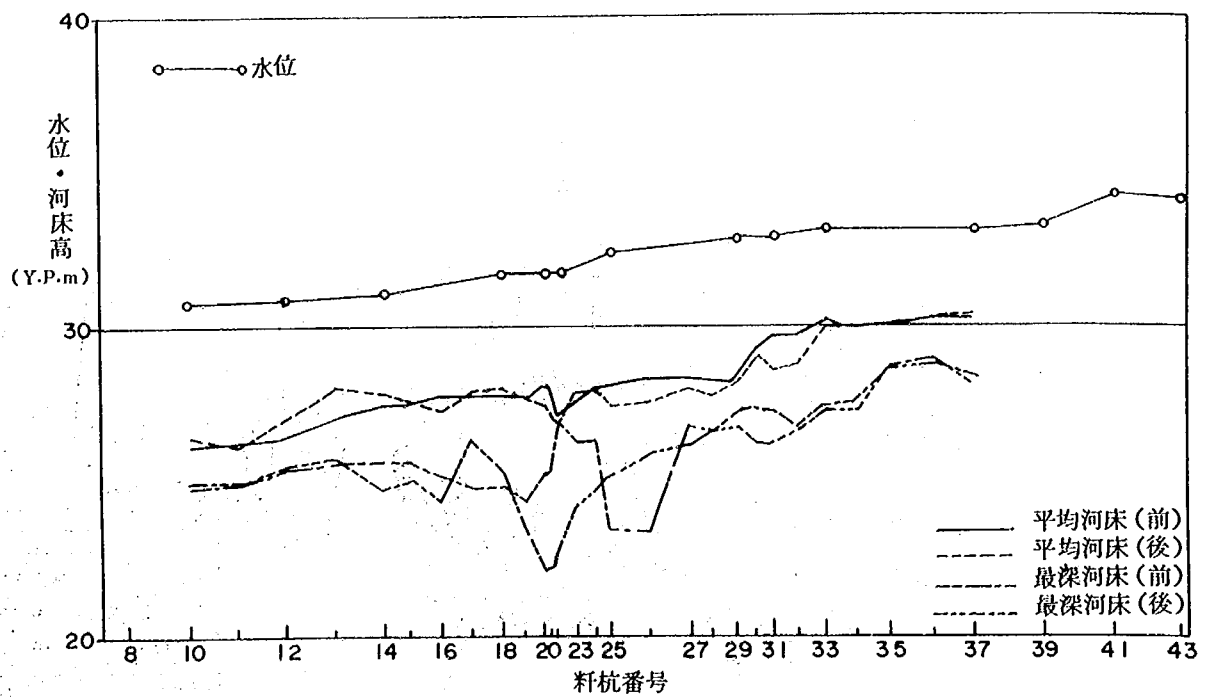


図-2.3.5 (2) 水位・河床縦断図

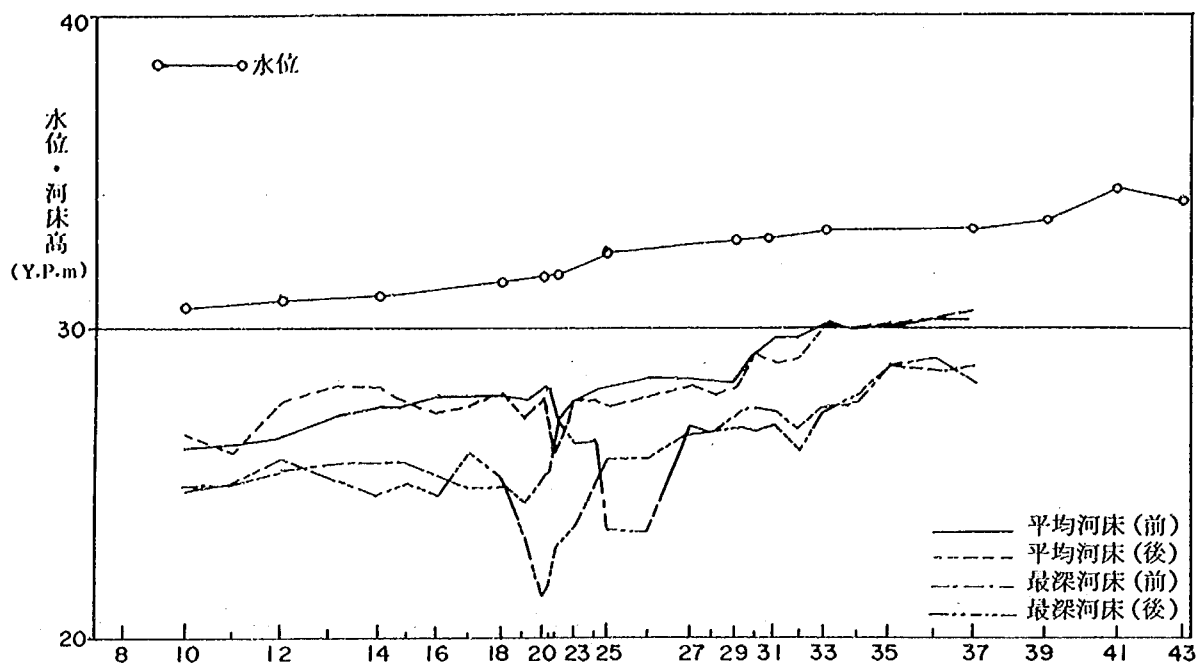


图-2.3.5 (3) 水位·河床縦断図 桩杭番号

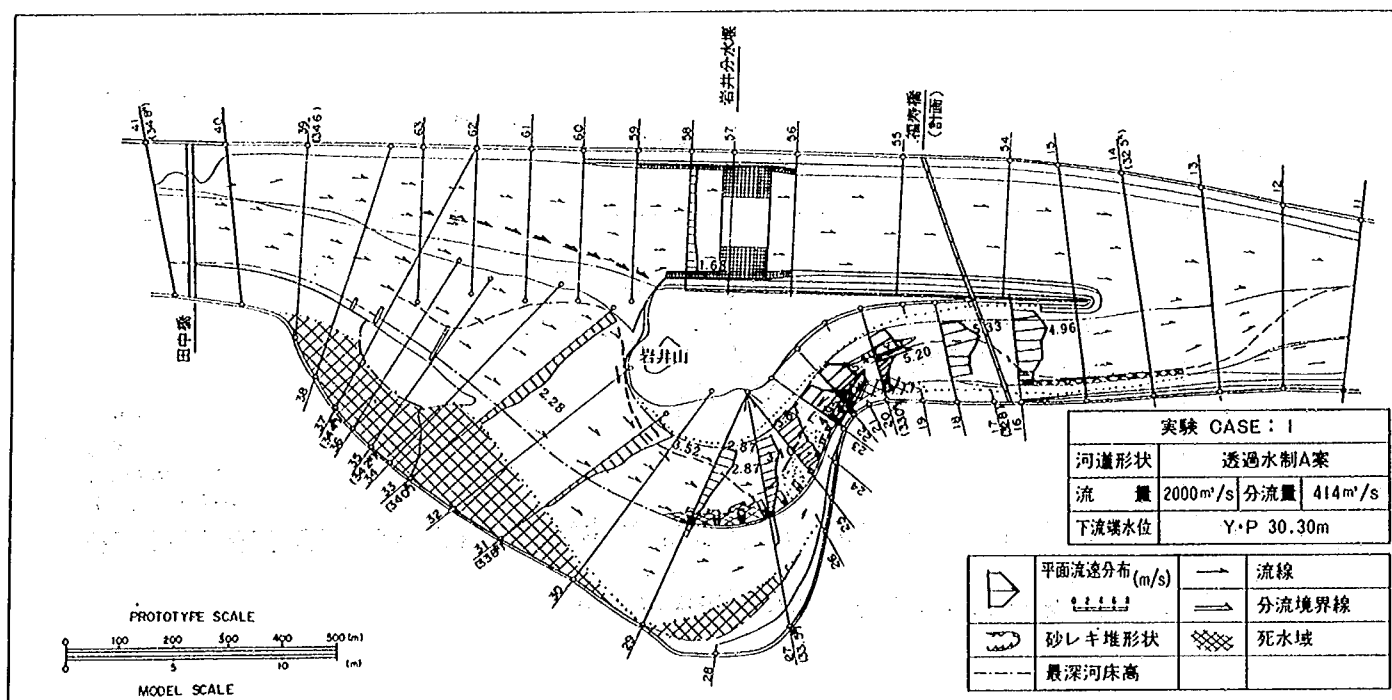


图-2.3.6 流 況 図

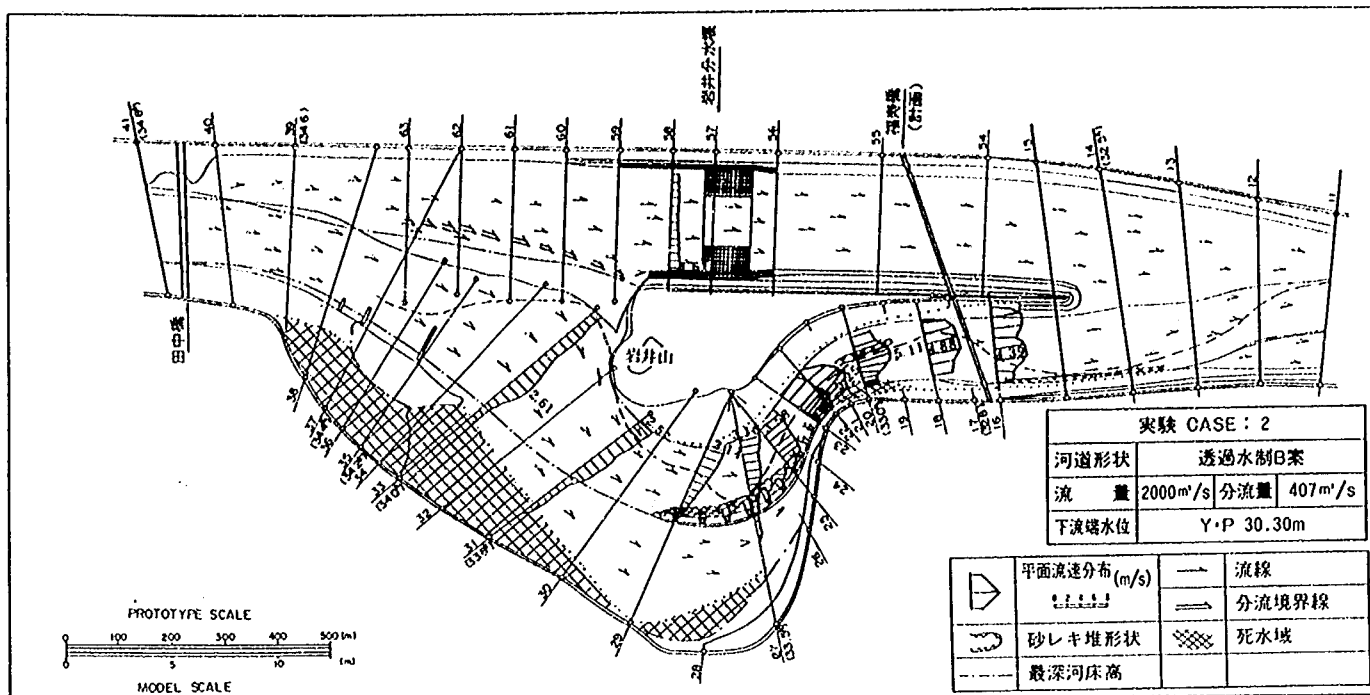


図-2.3.7 流況図

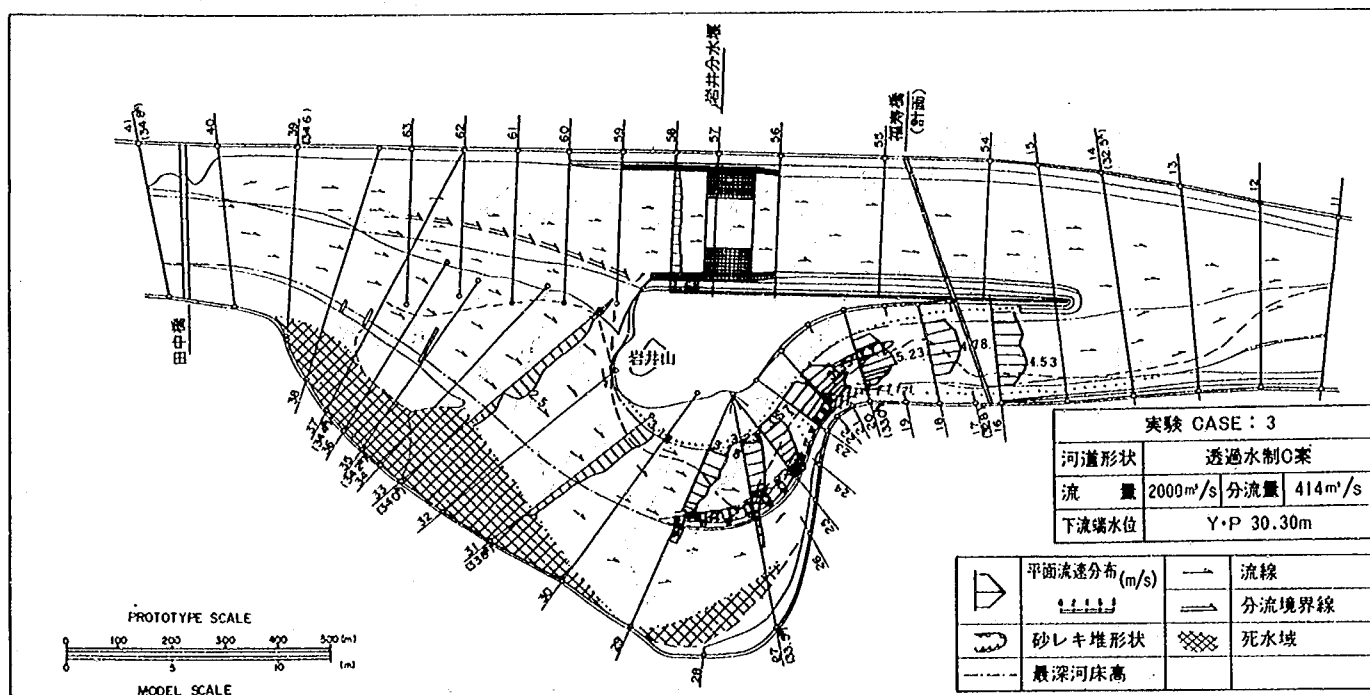


図-2.3.8 流況図

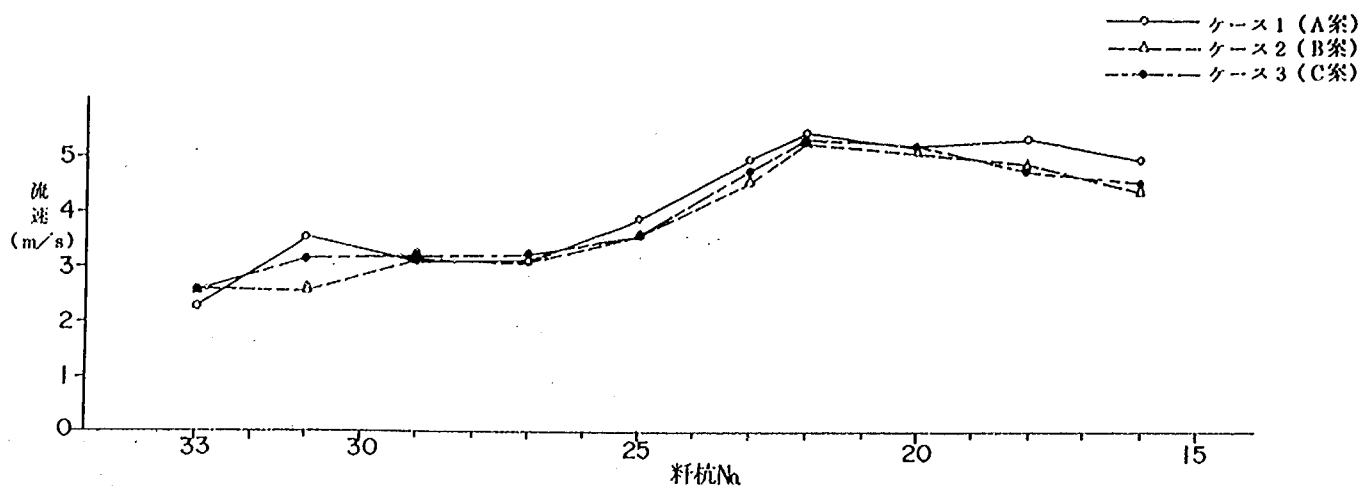


図-2.3.9 最大流速縦断面図

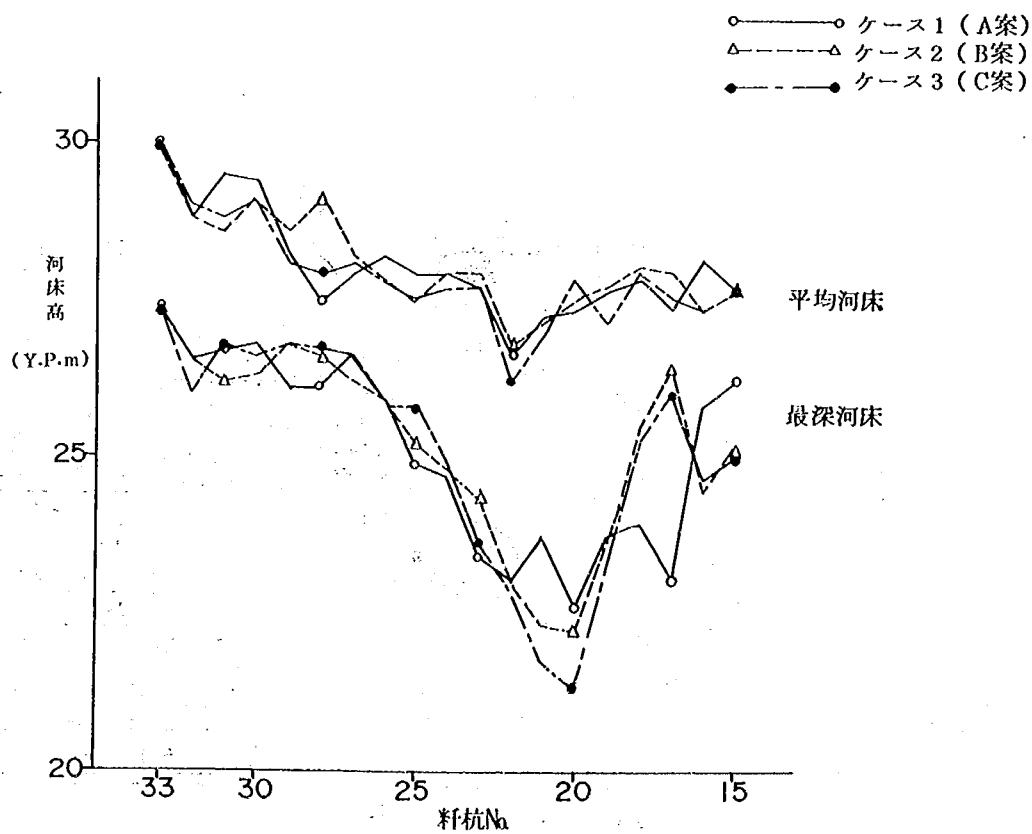


図-2.3.10 河床高縦断面図

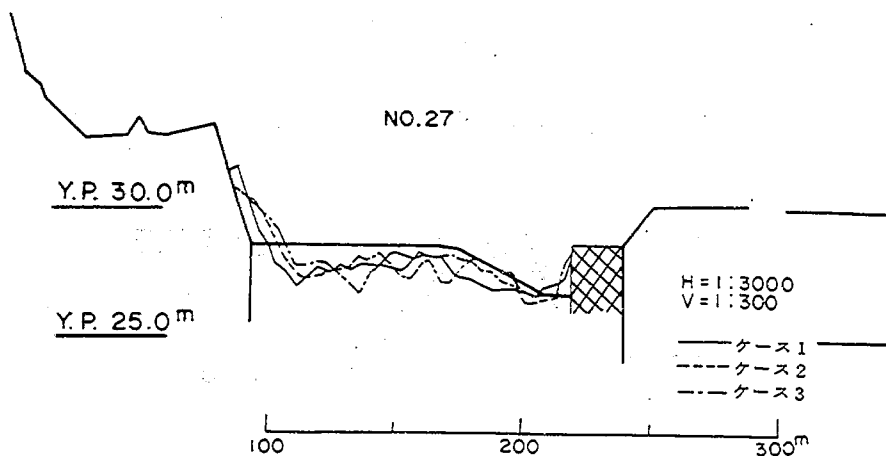
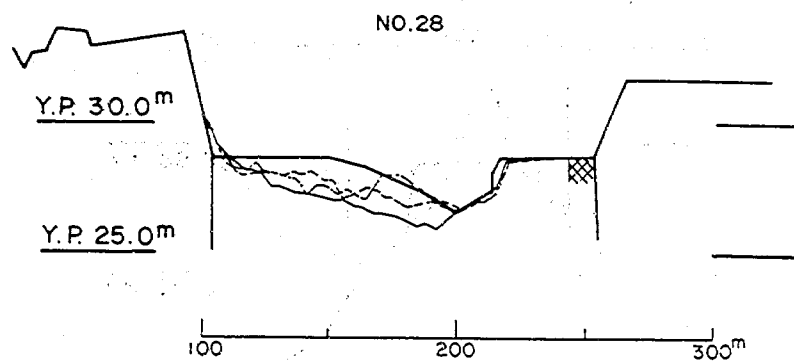
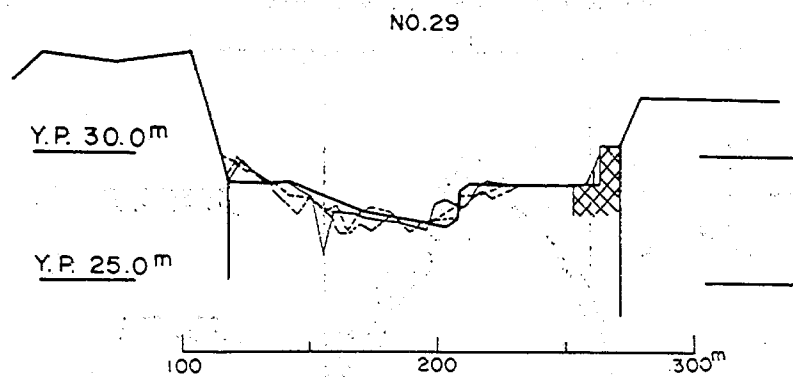


図-2.3.11 (1) 河床高横断面図

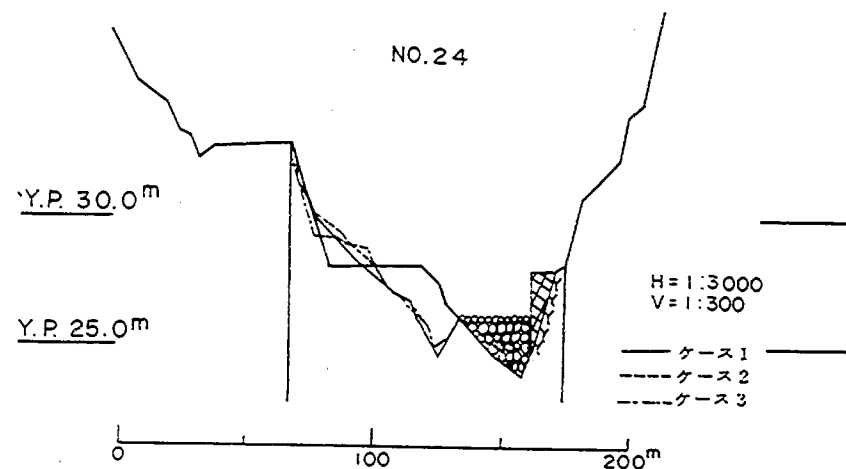
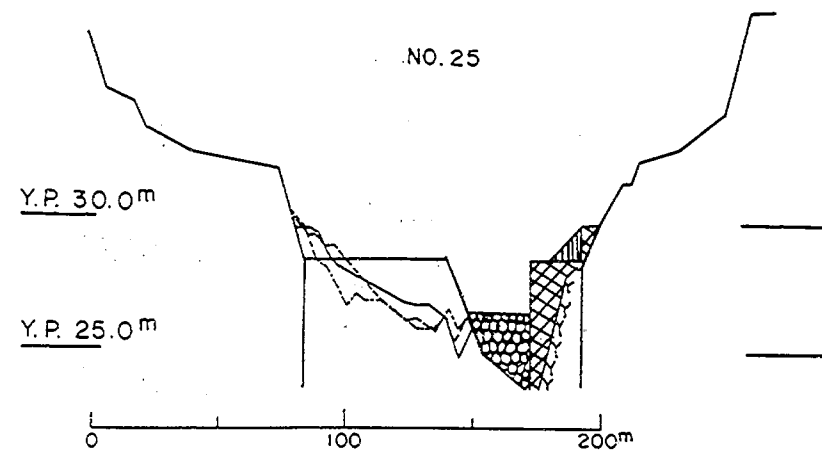
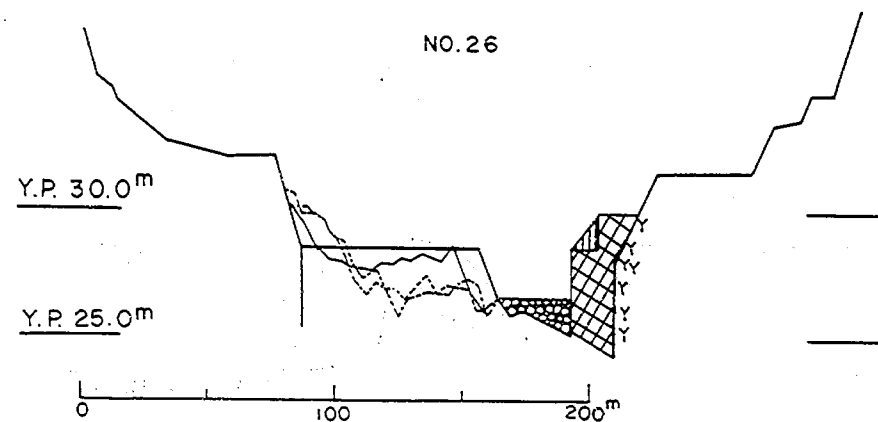


図-2.3.11 (2) 河床高横断面図

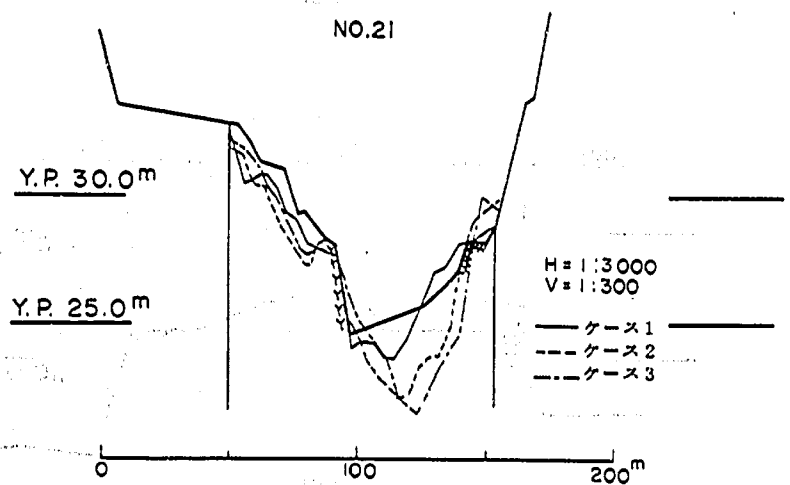
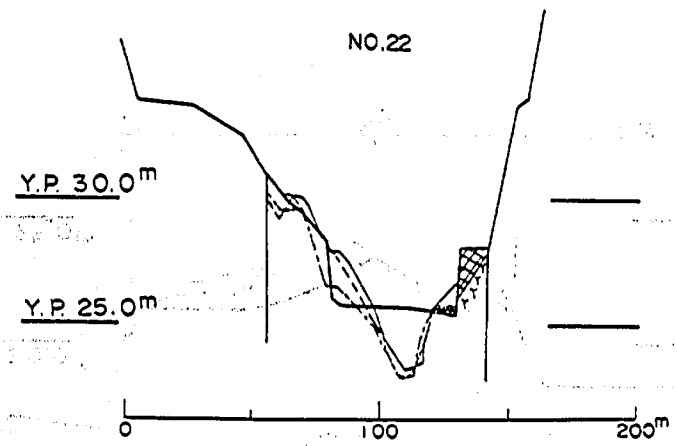
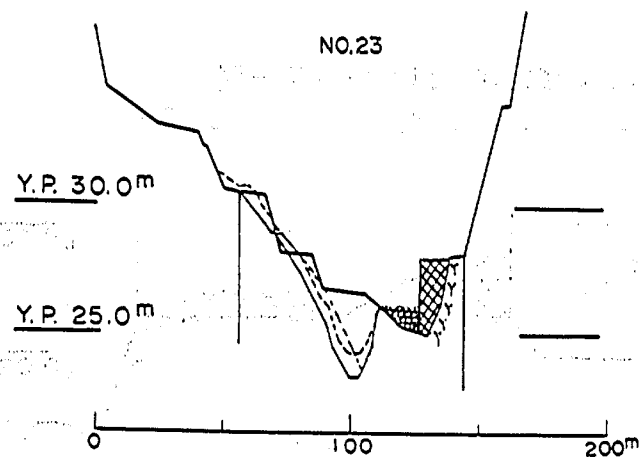


図-2.3.11 (3) 河床高横断面図

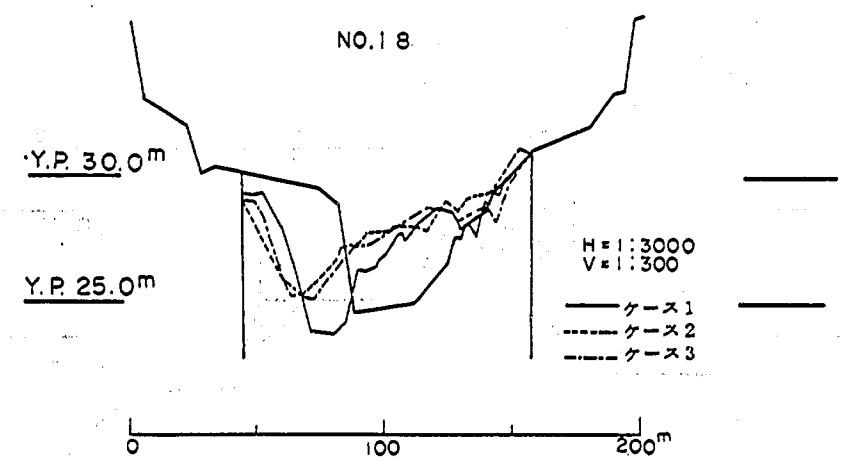
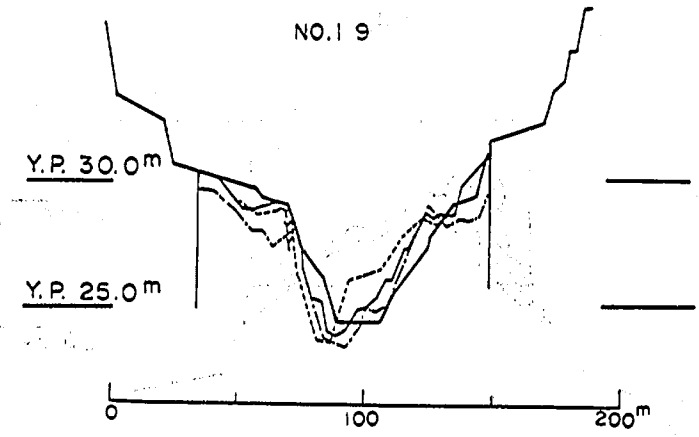
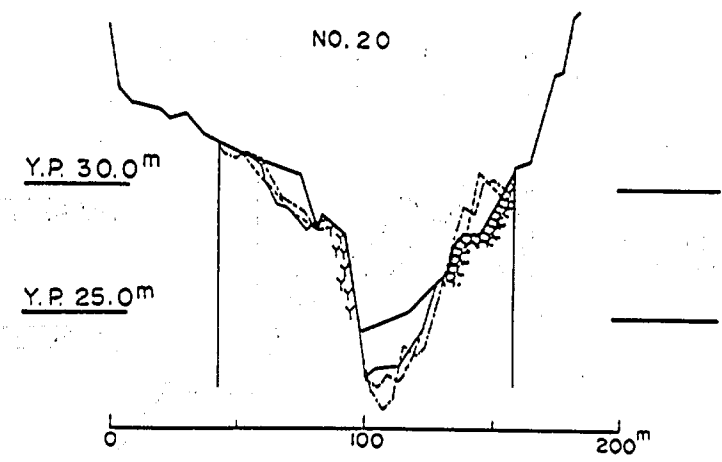
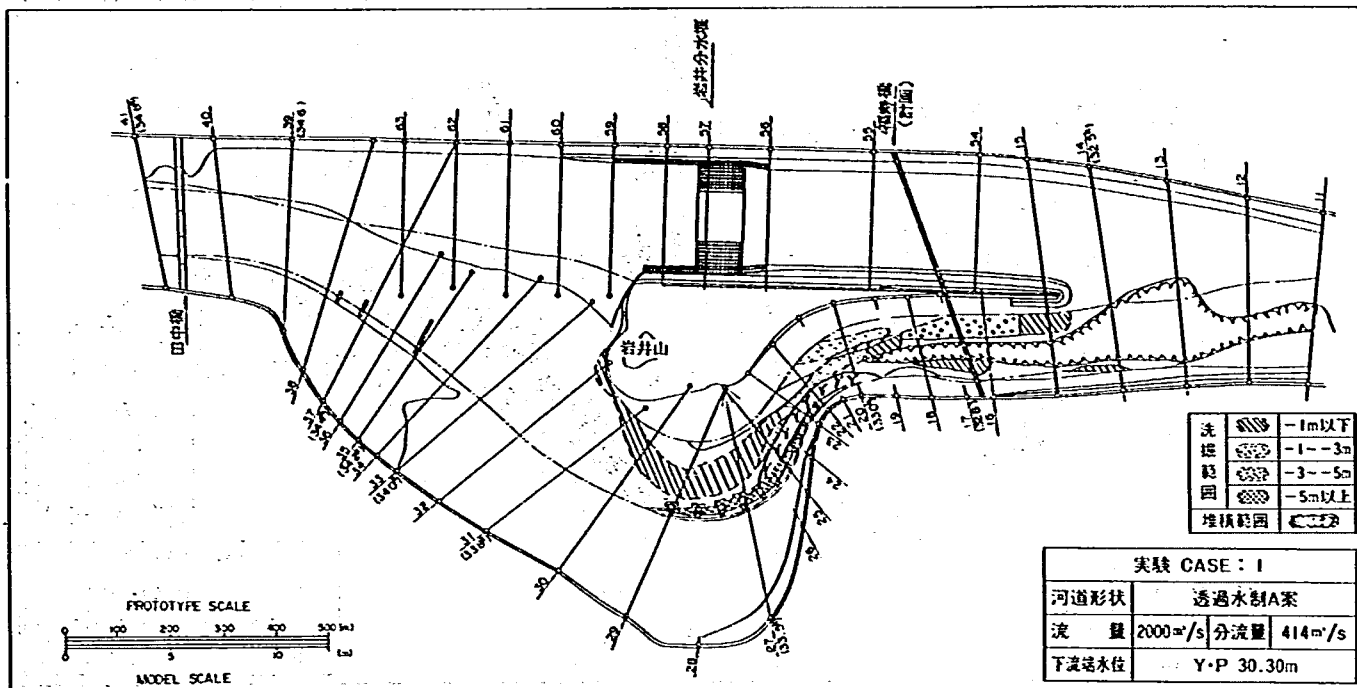
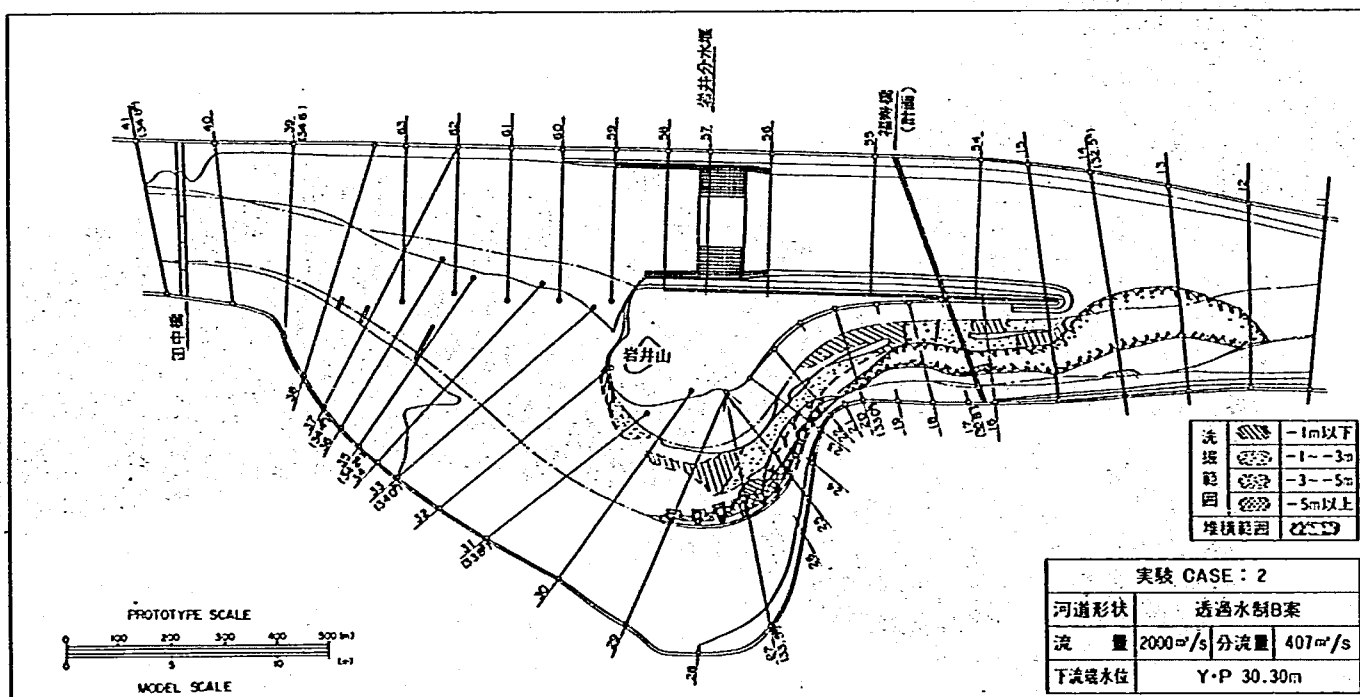


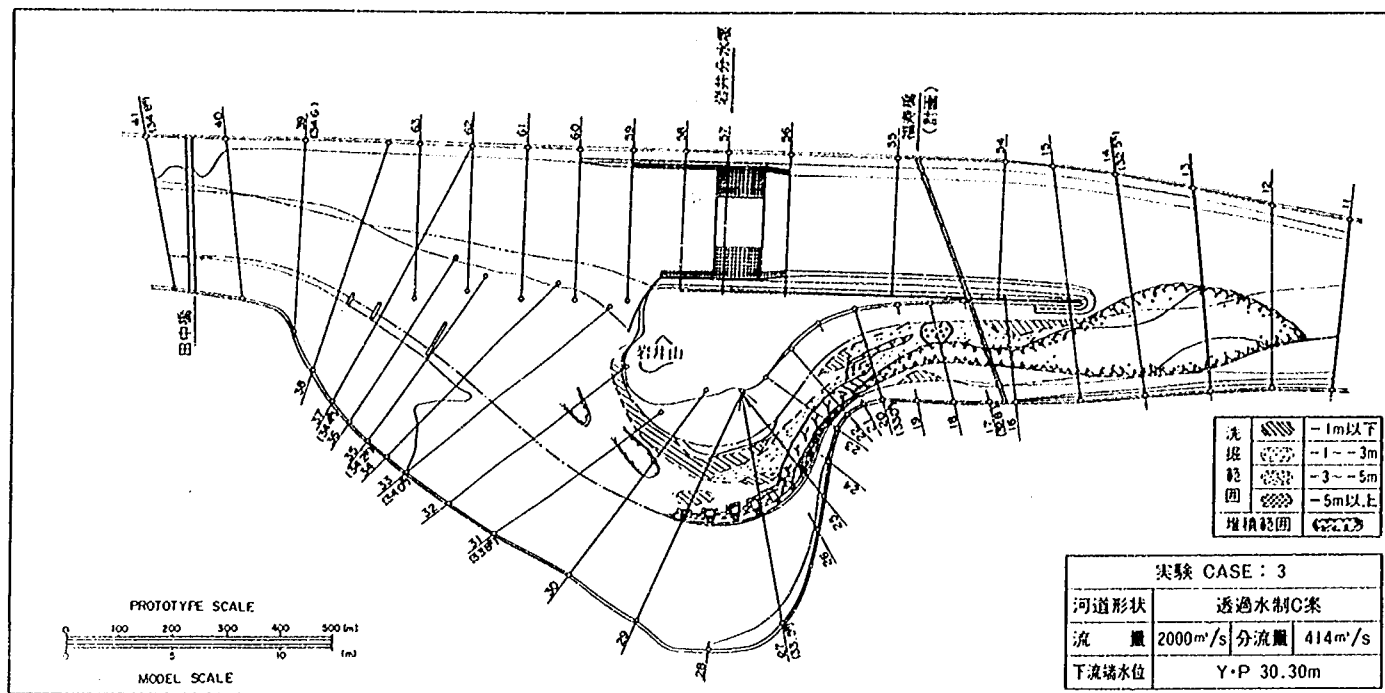
図-2.3.11 (4) 河床高横断面図



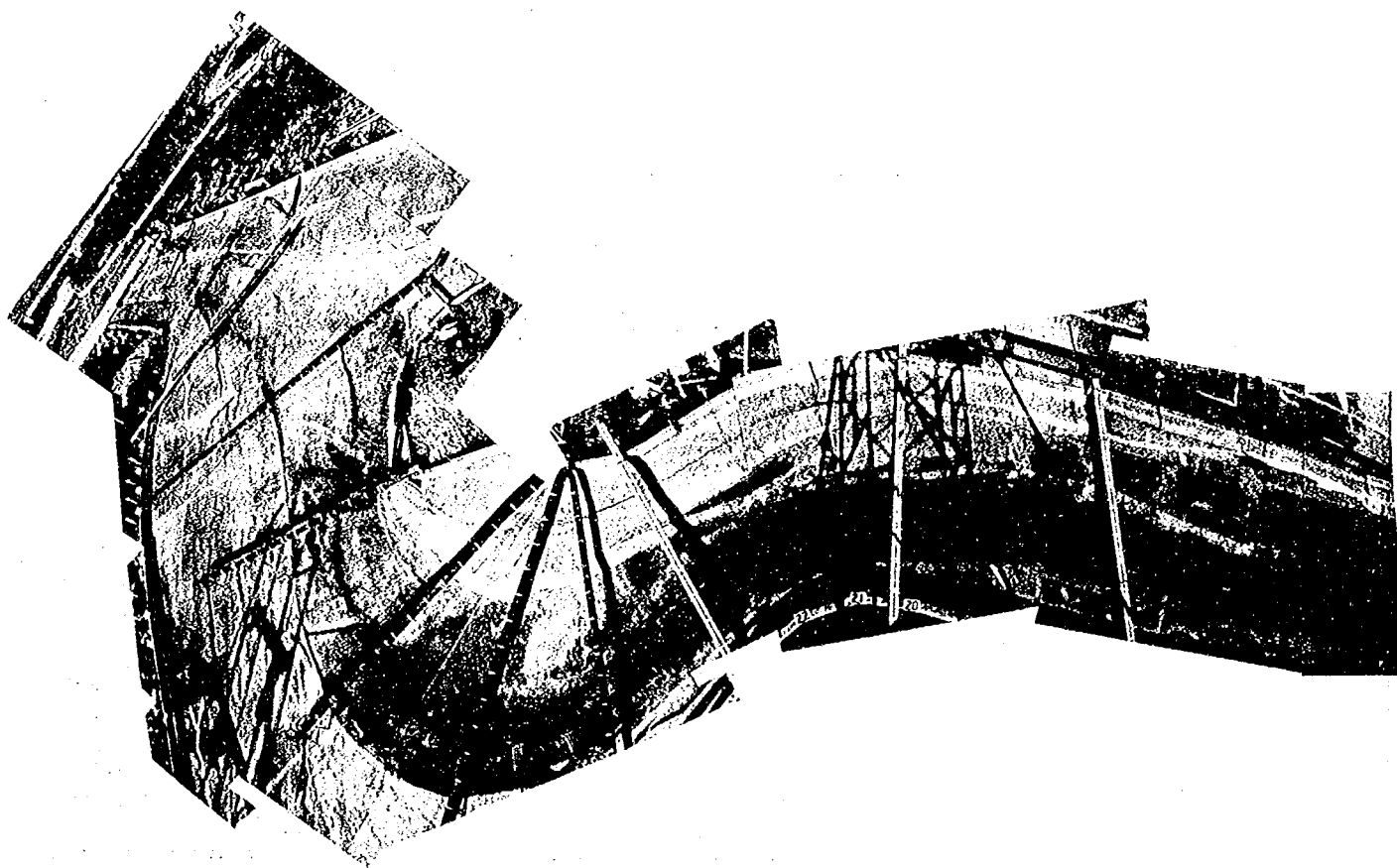
図一 2.3.12 河床変動平面図



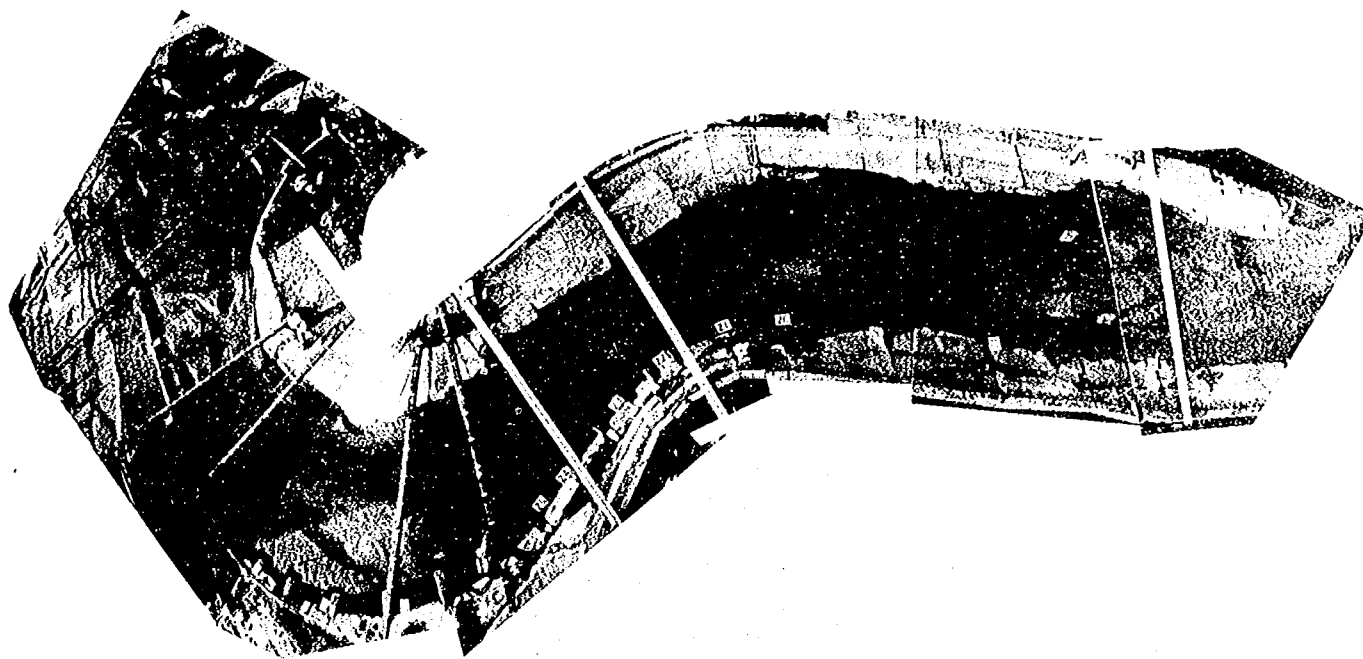
図一 2.3.13 河床変動平面図



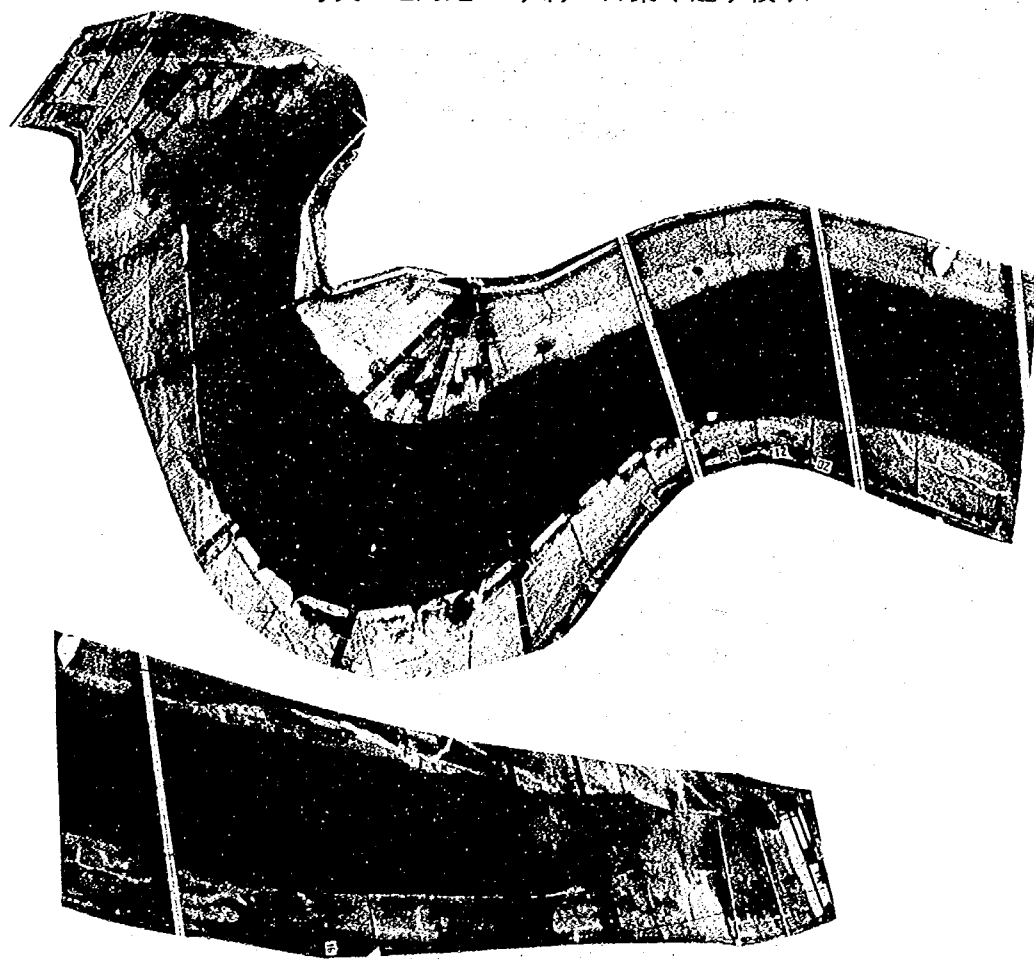
図一 2.3.14 河床変動平面図



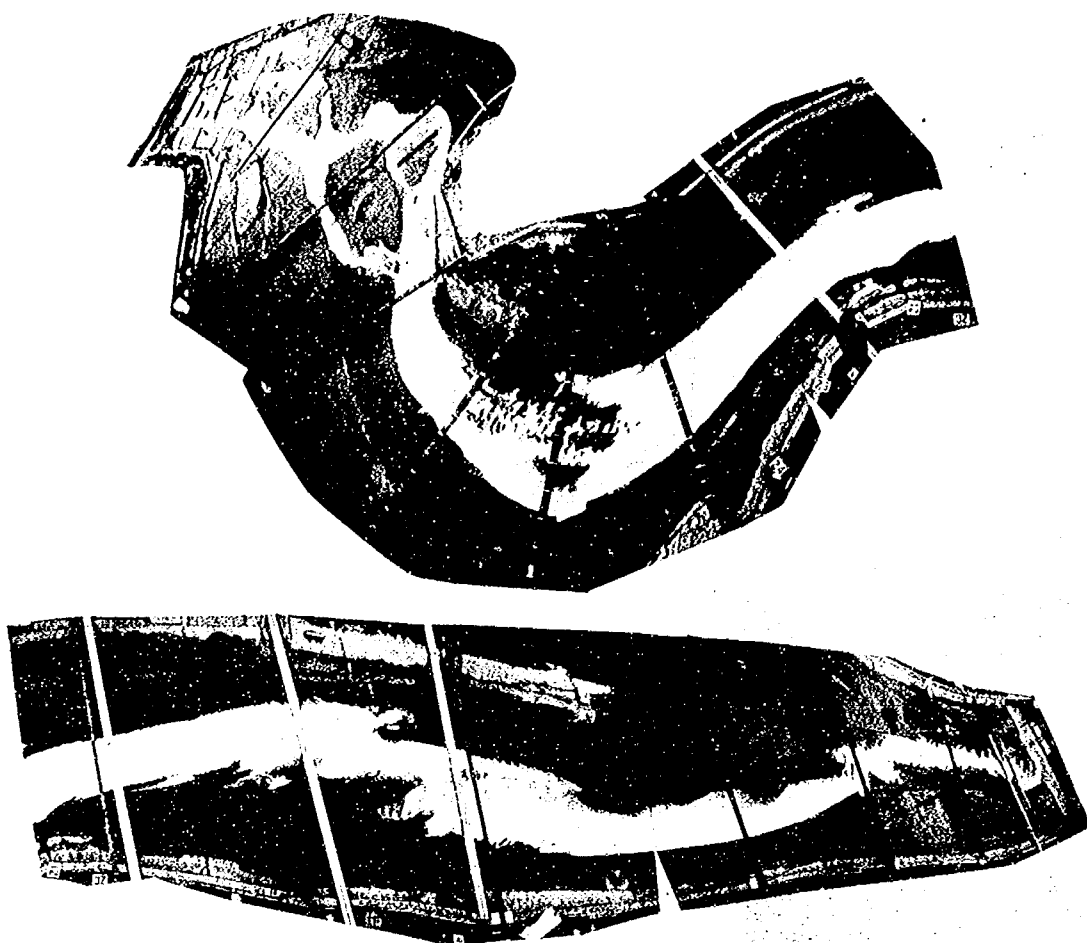
写真一 2.3.1 水制工A案（通水前）



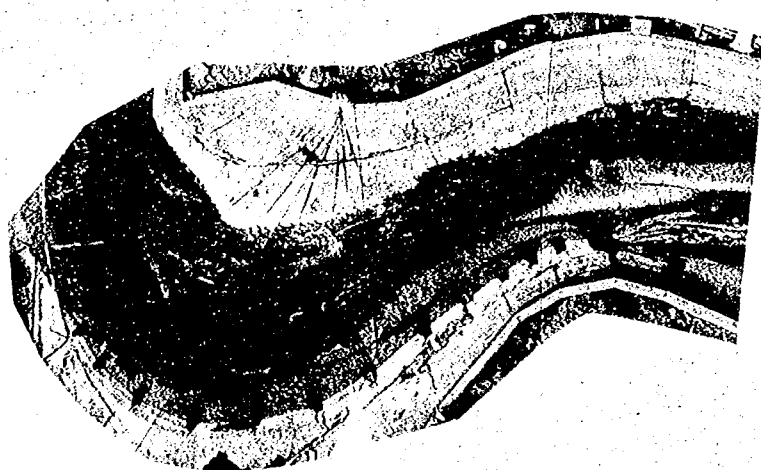
写真一 2.3.2 水制工A案（通水後）



写真一 2.3.3 水制工B案（通水前）



写真一 2.3.4 水制工B案（通水後）



写真一 2.3.5 水制工B案（通水後）

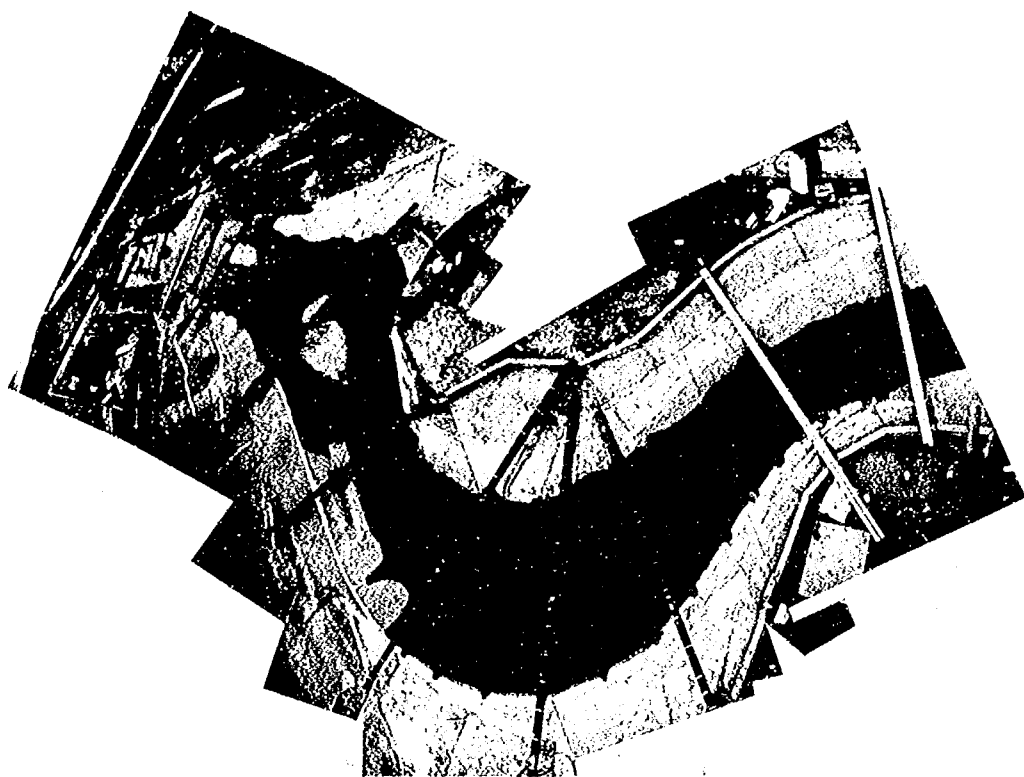


写真-2.3.6 水制工C案(通水前)

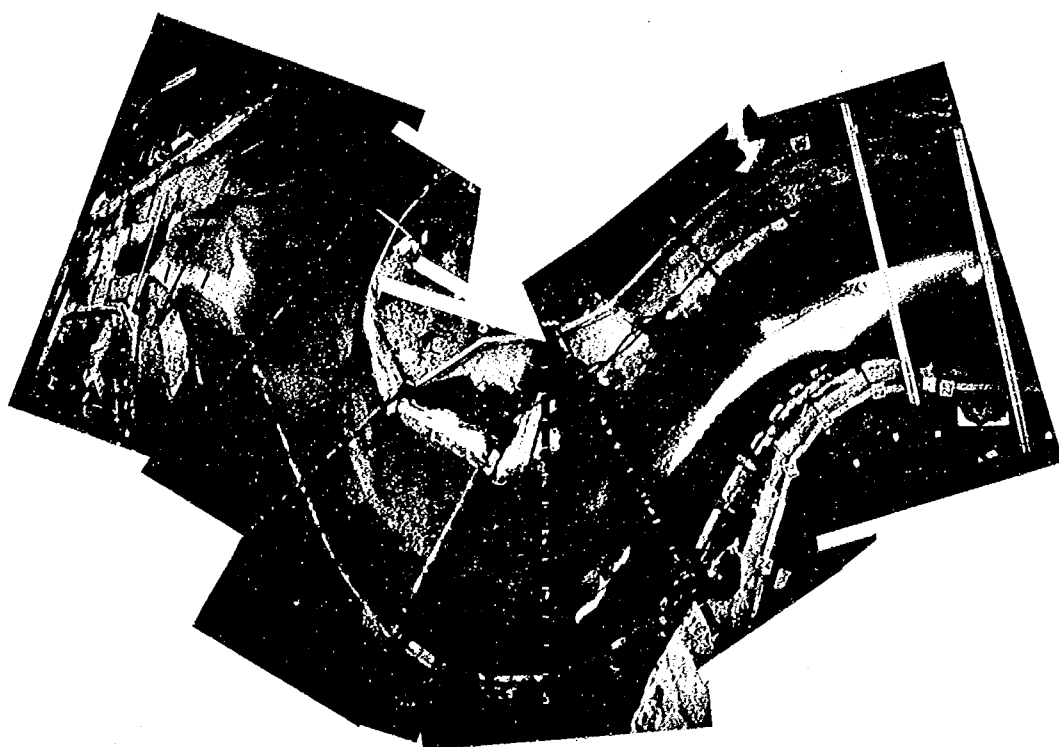


写真-2.3.7 水制工C案(通水後)

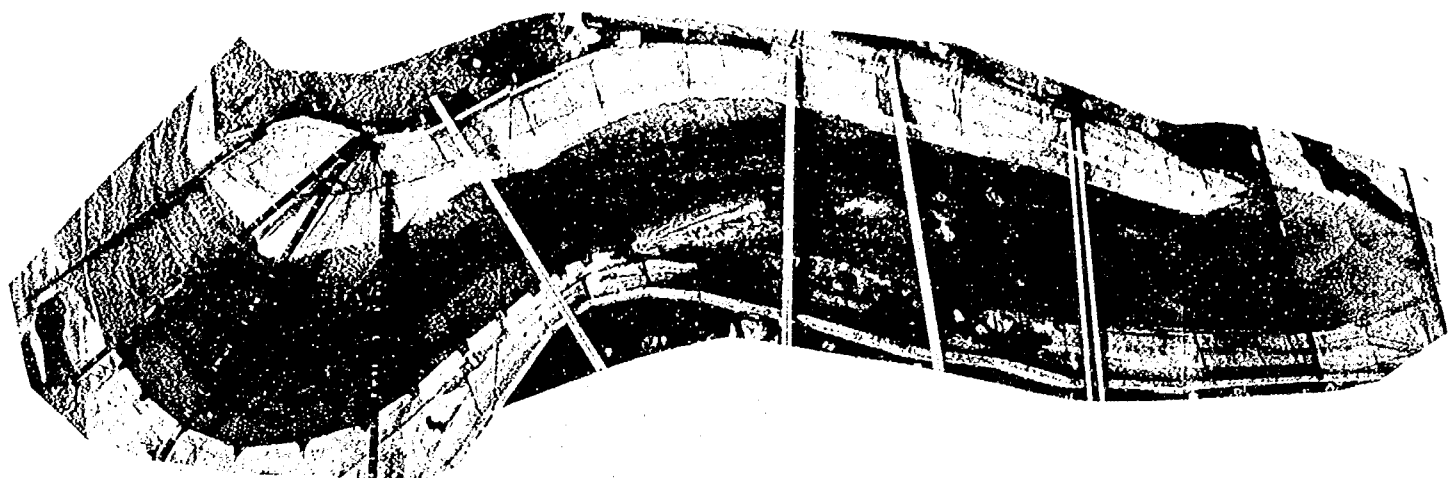


写真-2.3.8 水制工C案(通水後)

2.4 最適案の検討

(1) 最適案の検討

水制の透過度を変えた A, B, C の 3 種類の案, すなわち水制幹部に設置するコンクリート杭の間隔を 0.6 m, 1.2 m, 1.8 m とした案について, 流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときの水理特性の比較検討を行った。その結果, 水位, 分流量, 流速, 流況, 河床変動について全体的には明確な違いはみられなかった。これは, 狭窄部上流右岸側の透過水制を設置した地点の流速が遅いことと, 水制の長さは川幅の $1/7 \sim 1/5$ 程度であるため, 透過度を変えても全体的な水位, 流況等に与える影響は, かなり小さいものと考えられる。したがって, ここでは全体的な水理特性については, 透過度の影響は無視するほど小さいということが確認されたため, 水制周辺の局所的な水理特性から最適案を決めることにした。

最適な透過度を決める条件としては, 次の 3 点が挙げられるであろう。

- 1) 堤体に作用する水当たりの強さ。
- 2) 水制自体に作用する水当たりの強さ。
- 3) 水制周辺の洗掘の状況。

すなわち, あまり透過度を大きくすると, 流速の減勢作用が少なくなり, 堤体に流れが激突するため, 堤防の保護ができなくなる。あまり透過度を小さくすると, 水制自体に作用する力が大きくなり, その維持が困難になる。水制周辺の洗掘は, 透過度によってその箇所が異なるものと考えられるため, 洗掘が著しい場合には, その透過度に応じた根固め工を設置してやらなければならない。この他に, 水はね作用も条件の一つとして考えられるが, これはむしろ不透過水制における選定条件であろう。

まず, 1) の条件について検討を行う。堤体に作用する水当たりの強さは, 堤体付近の流速・流向を測定することによって推定することができる。すなわち, 流速が大きく流向が堤体に直角なものほど堤体に作用する水当りは強い。水制周辺の流速および流向分布を比較したものが図—2.4.1 である。水衝部である断面 No 25 における流速および流向を比較してみる。流速については A, B, C 案ともだいたい同じ大きさである。流向については, 左岸側を 0° とし右岸側を 180° とすると, A 案は平均 82.7° , B 案は 84.0° , C 案は 87.5° である。したがって, 透過度が最も大きい C 案が, 堤体に作用する水当たりが最も強いと考えられる。

2) の条件については, 一般には透過度の密なものほど全体としては大きな力を受ける。しかし, 今回の場合 A, B, C 案とも杭の本数は同じとし, 透過度の大きいものほど設置面積も大きくしている。したがって, A, B, C 案とも水制自体にかかる力は, ほとんど同じであるといえる。同じ外力であれば設置面積が大きなものほど流水の力に耐える能力は高い。しかし, 水制 No 1 ~ No 7 に当たる流速はあまり大きくないため, 各案とも十分, 流水の力には耐えられると考えられる。

3) の条件については, 透過度が密なものは水はね効果が大きいため, 水制先端がより洗掘され,

透過度が大きいものは杭間を流れる流量が多いため、水制域の洗掘が大きくなるものと考えられる。しかし、今回の実験では、あらかじめ洗掘防止対策として、捨ブロック工により水制周辺に根固め工を設置したため、透過度の違いによる水制周辺の洗掘状況の違いを調べることはできなかった。しかし、深掘れ対策として低水路最深部に設置した捨てブロック前面の洗掘は、水跳ね効果の大きいA案が最も大きく、B、C案の順となっている。

以上の検討結果から、C案は堤体に作用する水当たりが最も強く、A案は深掘れ対策として低水路最深部に設置した捨てブロック前面の洗掘が大きいため、3者の中ではB案が最適であると考えられる。このときの水制の平面図を図-2.4.2に示す。

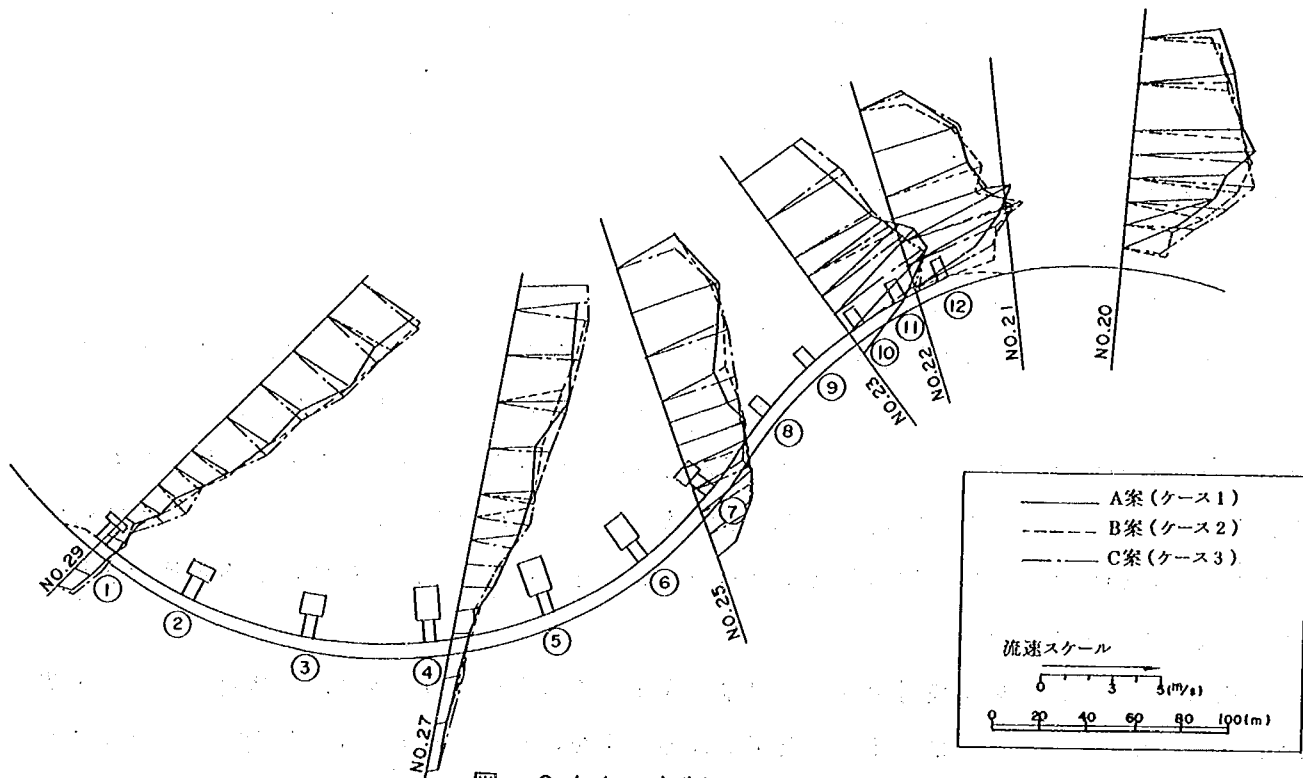


図-2.4.1 水制工周辺の流速分布図

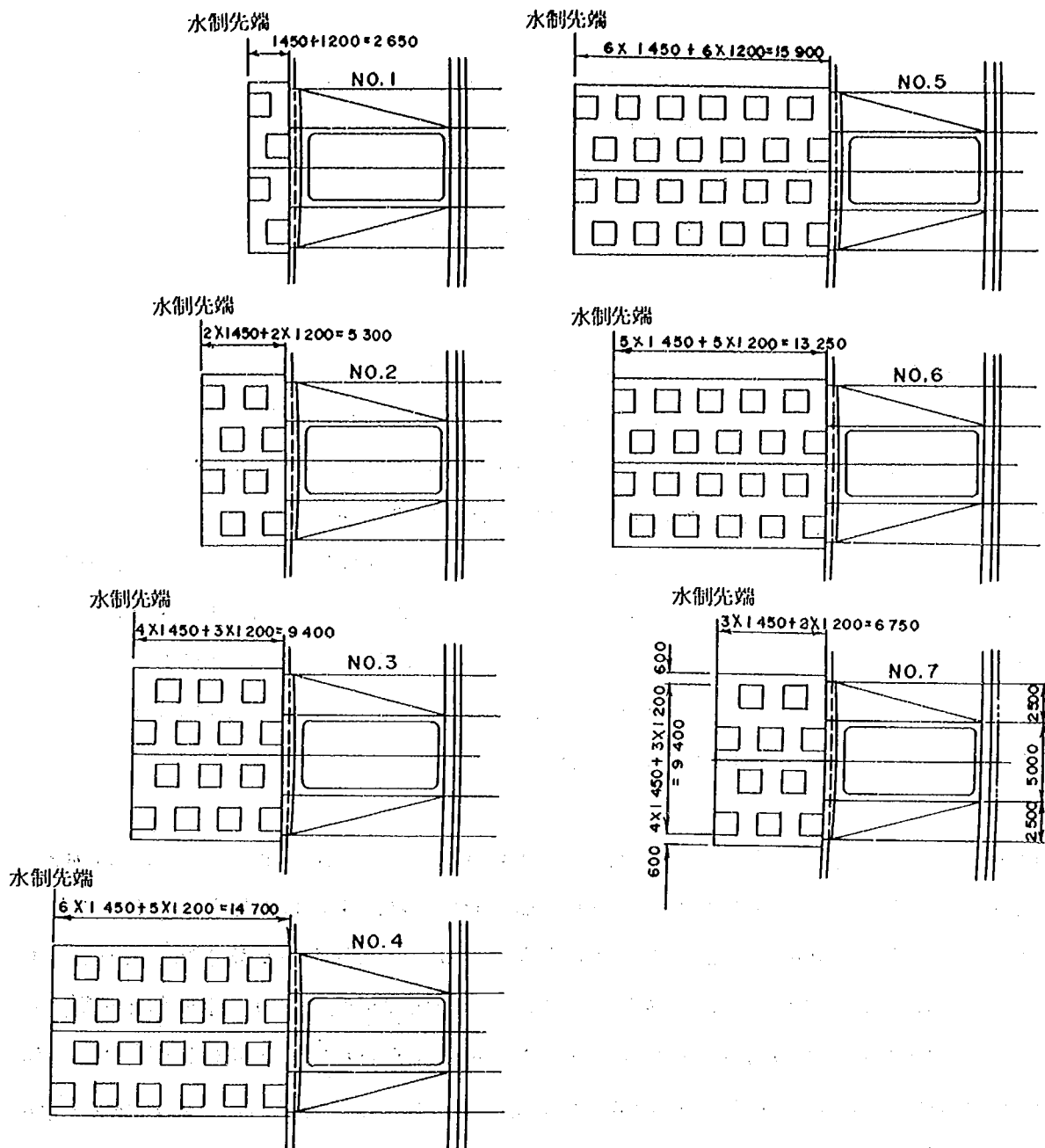


図-2.4.2 水制平面図(最良案)

(2) 計画高水流量時の水理特性

水制工B案において、計画高水流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水したときの水理特性は以下のとおりである。

① 水位

水位縦断面図を図-2.4.3に示す。縦断的な水面形は、流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときとほとんど同じような傾向を示しており、鉛直上向きに 1.5 m 程度平行移動したようなかたちとなっている。すなわち、狭窄部(断面No.23～No.22)の上下流において、それぞれ、せき上げ背水および低下背水がみられ、その他の地点では、河床勾配の緩急に対応した水面勾配となっている。横断方向の水面差は、狭窄部上流のわん曲部(断面No.31～No.25)では、右岸側が $0.48 \text{ m} \sim 0.56 \text{ m}$ 高くなり、狭窄部下流のわく曲部(断面No.22～No.18)では、左岸側が $0.29 \text{ m} \sim 0.51 \text{ m}$ 高くなる。

② 分流量

流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときと比較すると、分流量境界線の位置が本川側に $30 \text{ m} \sim 40 \text{ m}$ 程度移動した。越流水深は 1.7 m となり、分流量は $1,486 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。これは計画分流量 $1,700 \text{ m}^3/\text{s}$ の 87% である。現況時の $1,693 \text{ m}^3/\text{s}$ と比較すると、 $207 \text{ m}^3/\text{s}$ 減少しており、これを模型の越流水深で比較すると 4 mm 低くなっている。この原因としては、模型の老朽化による沈下、導水路の改造による整流状態の変化、風の影響等が考えられる。

③ 流速

各断面における横断方向の流速分布（6割水深）は、図—2.4.4に示すとおりである。流速の横断分布形は、流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときと同様に、狭窄部上流のわん曲部（断面No 31～No 25）においては左岸側が速く、狭窄部（断面No 23～No 22）においては右岸側が水衝部となり、狭窄部下流のわん曲部（断面No 20～No 18）においては低水路左岸側が速くなる。

各断面における最大流速を示したものが、図—2.4.5の最大流速縦断図である。最大流速は流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときに比べて全体に大きくなり、その差は $0.17 \text{ m/s} \sim 1.31 \text{ m/s}$ となる。しかし、No 27およびNo 18のように、流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときに比べて最大流速があまり変わらない断面もある。模型区間における最大流速は、No 22において発生し、その値は 5.51 m/s となり、流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときより 0.26 m/s 大きくなった。

④ 流況

流況図を図—2.4.4に示す。分流量境界線は流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときと比較すると、 $30 \text{ m} \sim 40 \text{ m}$ 程度本川側に移動した。狭窄部上流のわん曲部においては、主流は左岸側を流れ、右岸高水敷上の死水域は流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときより大きくなり、高水敷全域が死水域となる。これは流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときに比べ、狭窄部でのせき上げの傾向が強くなり、水面勾配が緩くなったため、高水敷上から低水路内へ流れにくくなったためと考えられる。実際に狭窄部上流のNo 25～No 29の水面勾配は $1/760$ から $1/850$ に緩くなっている。狭窄部においては右岸側が水衝部となり、ここでの流速は模型区間内で最大値を示す。狭窄部下流のわん曲部では低水路左岸が水衝部となる。

⑤ 河床変動

河床高縦断図を図—2.4.6に、河床高横断図を図—2.4.7に、河床変動平面図を図—2.4.8に示す。流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときと比べて、変動傾向、変動量はだいたい同じであった。これは掃流力があまり変わらないことによるものと考えられる。すなわち、 $\tau_0 = \rho g R i_e$ を、流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合と $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合とを比較すると、 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には R が小さく i_e が大きくなり、 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には R が大きく、 i_e が小さくなる。このため R と i_e の積は両者ともあまり変わらず掃流力はほぼ同じになるものと考えられる。河床変動の状況は次のようである。狭窄部上流のせき上げ区間では河床はほとんど変化せず、狭窄部上流のわん曲部においては左岸側砂州整部分が洗掘され、狭窄部においては捨ブロック工前面が洗掘される。また狭窄部下流のわん曲部においては左岸側高水敷が浸食され、低水路には土砂が堆積する。

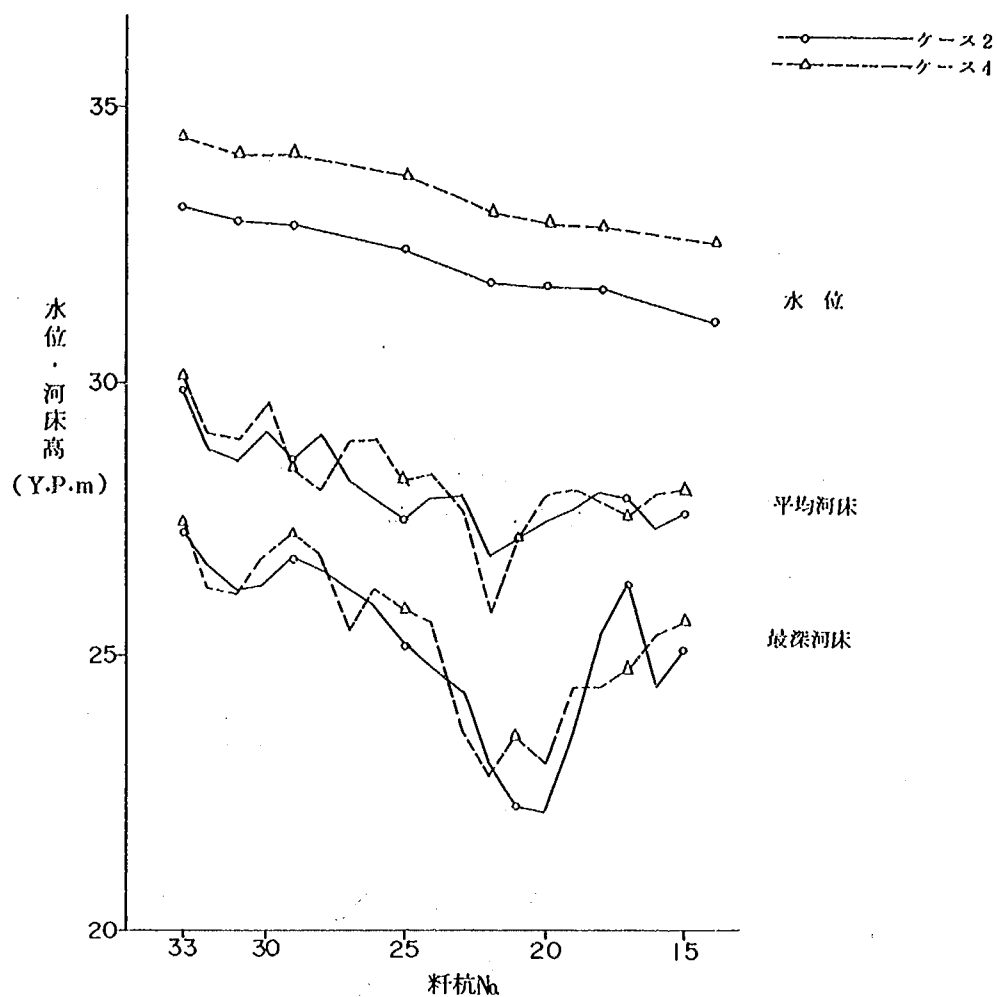


図-2.4.3 水位・河床高縦断面図

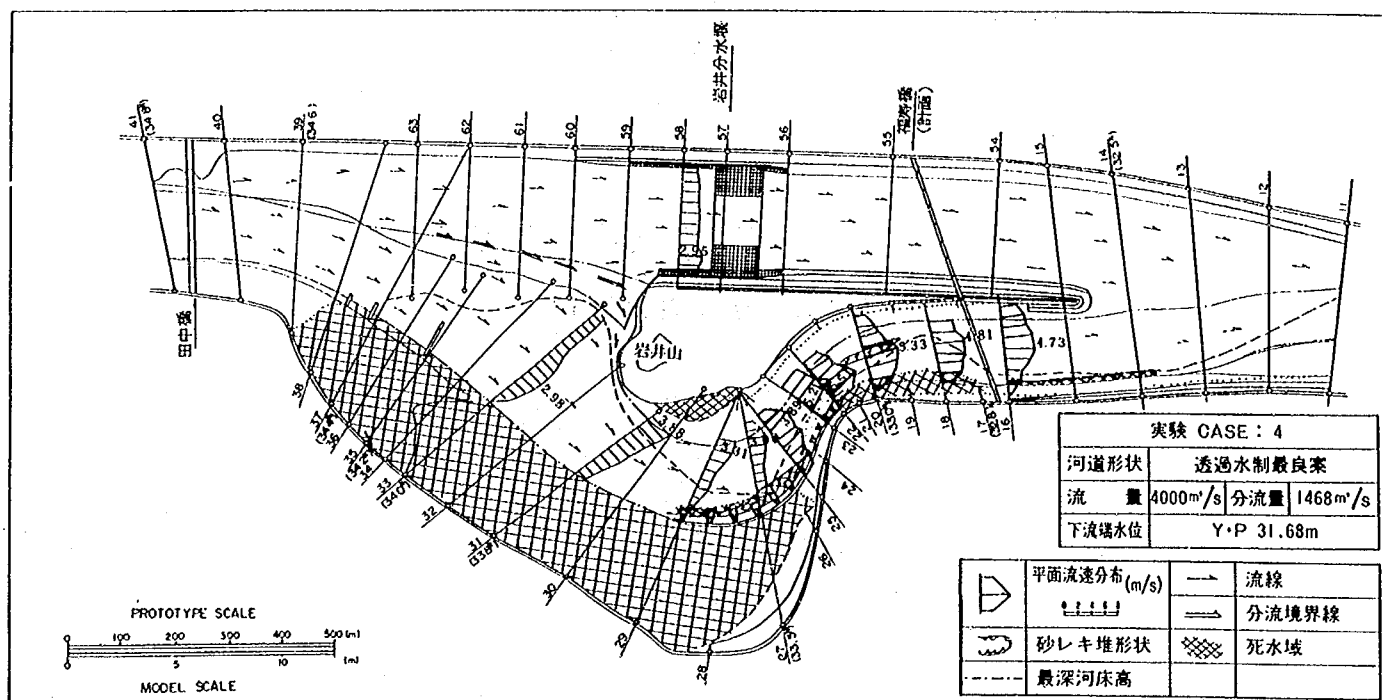


図-2.4.4 流況図

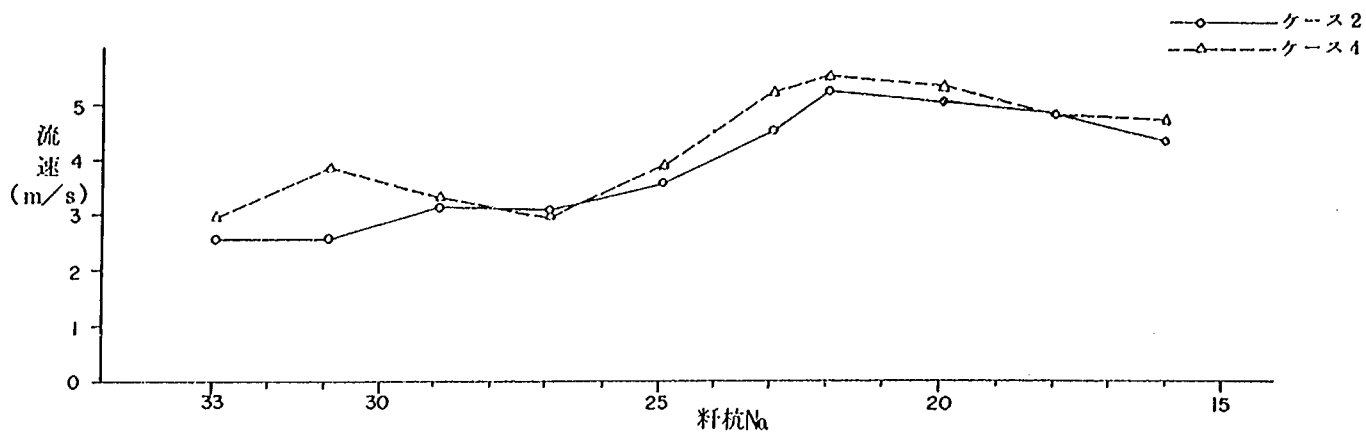


図-2.4.5 最大流速縦断面図

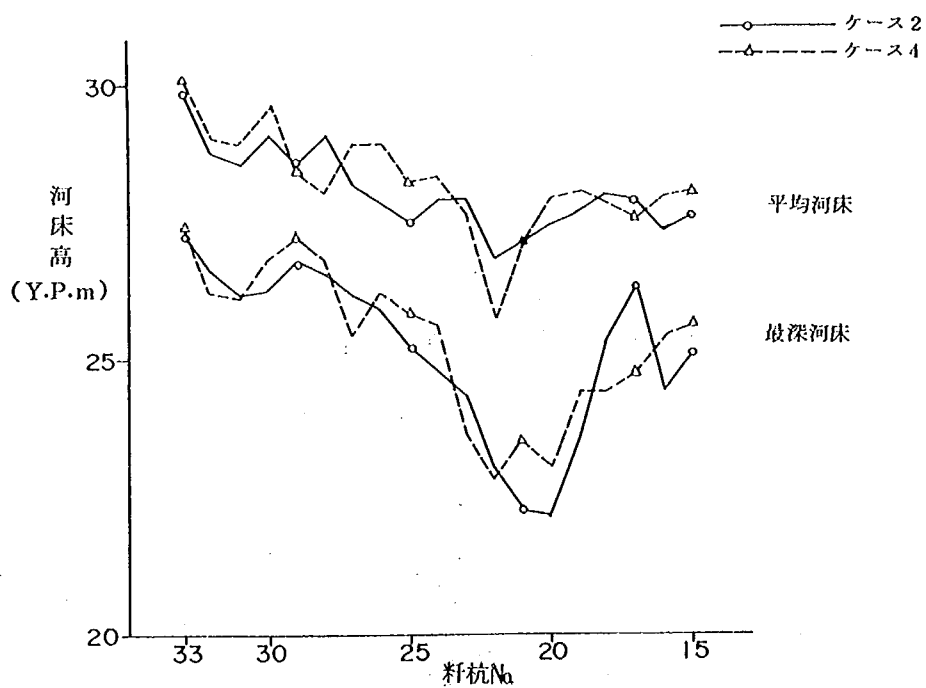
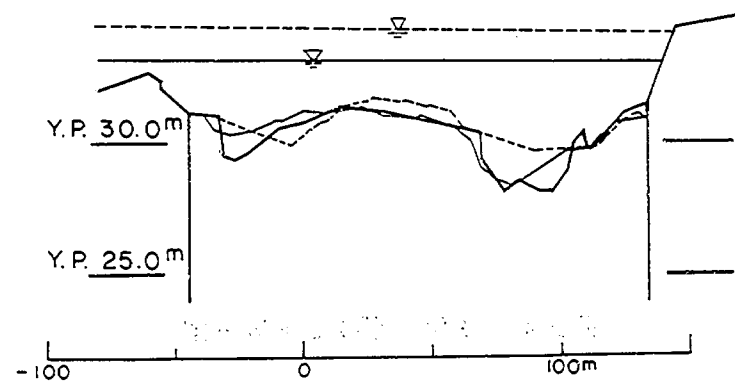
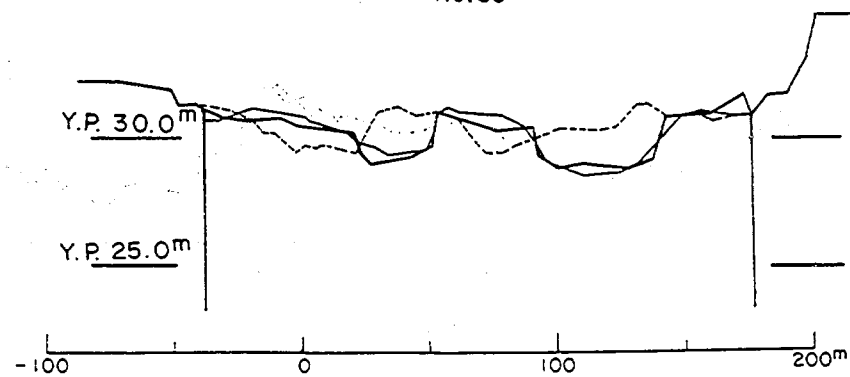


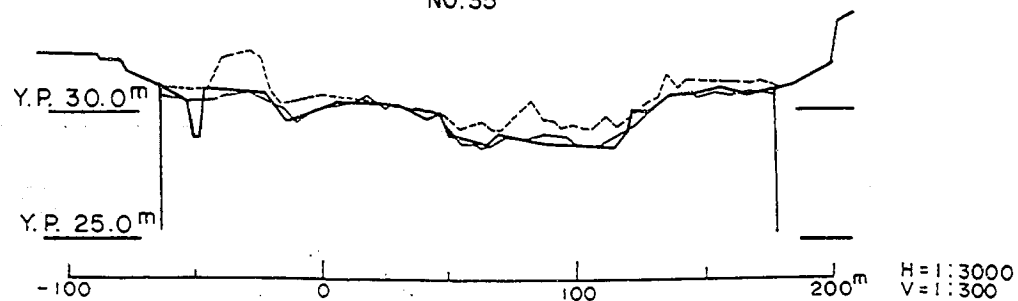
図-2.4.6 河床高縦断面図



NO. 36



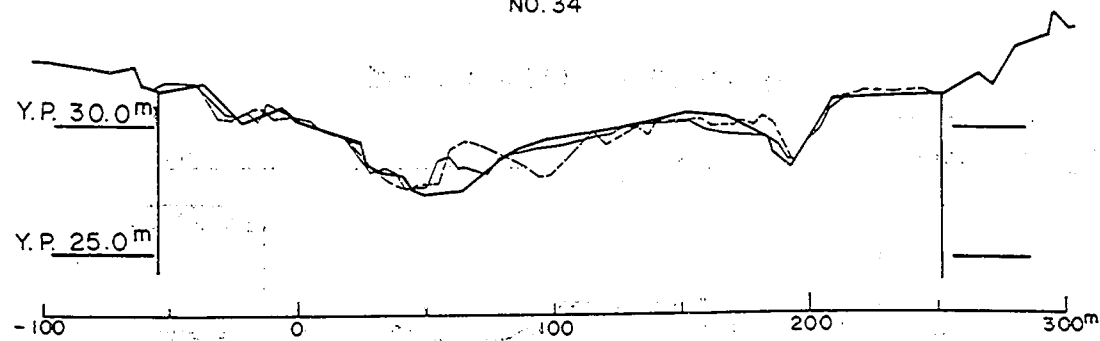
NO. 35



_____ ケース 2
----- ケース 4

图-2.4.7(1) 河床高横断面图

NO. 34



NO. 33

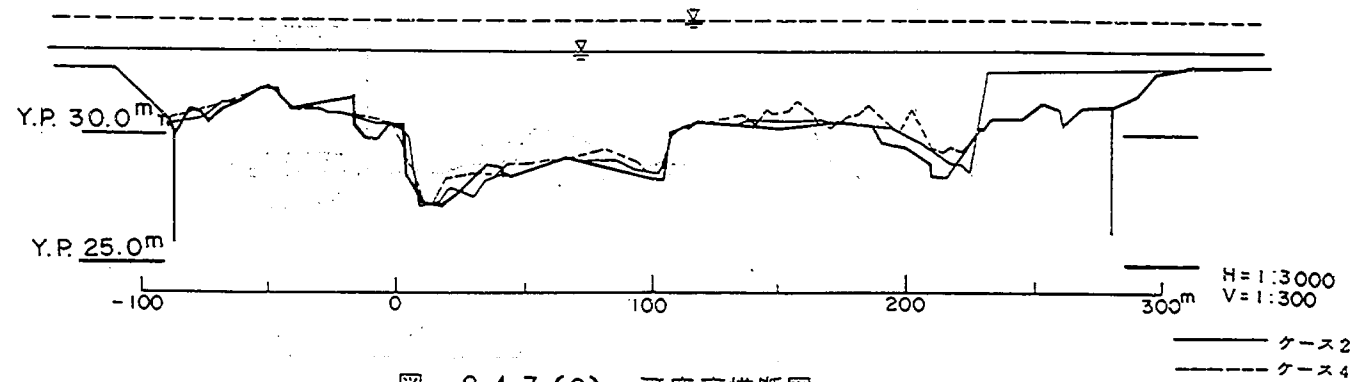


図-2.4.7(2) 河床高横断面図

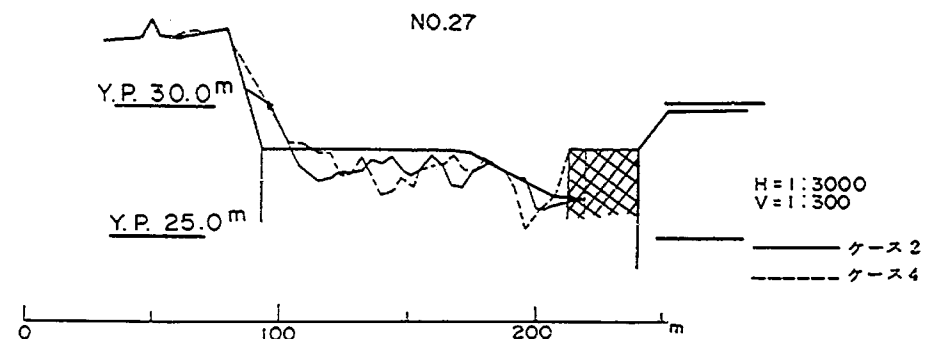
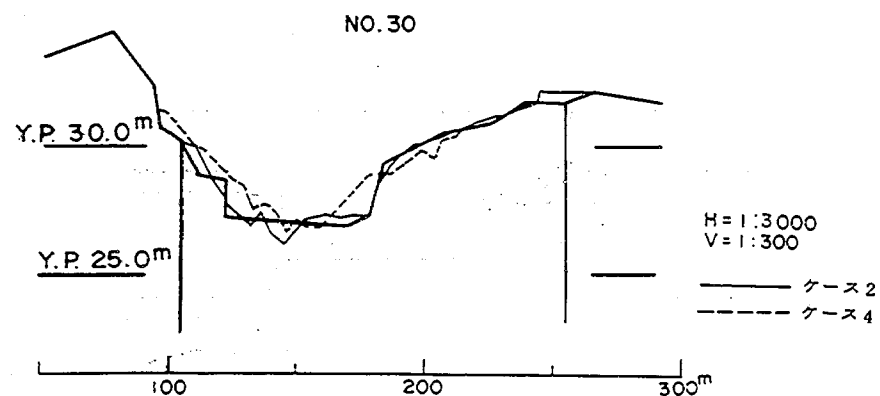
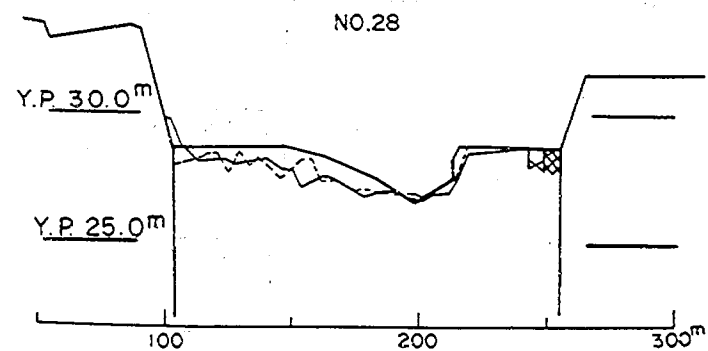
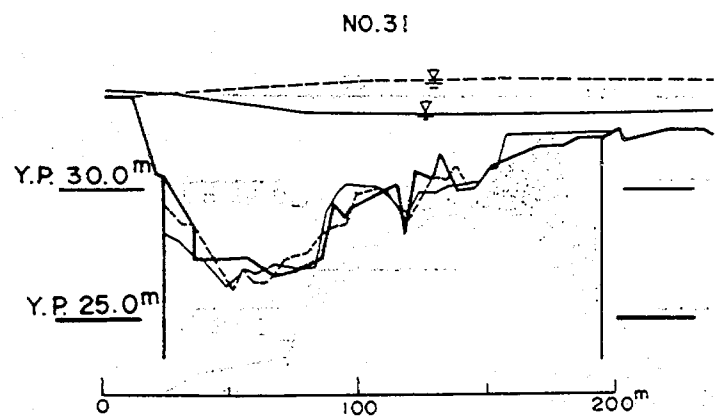
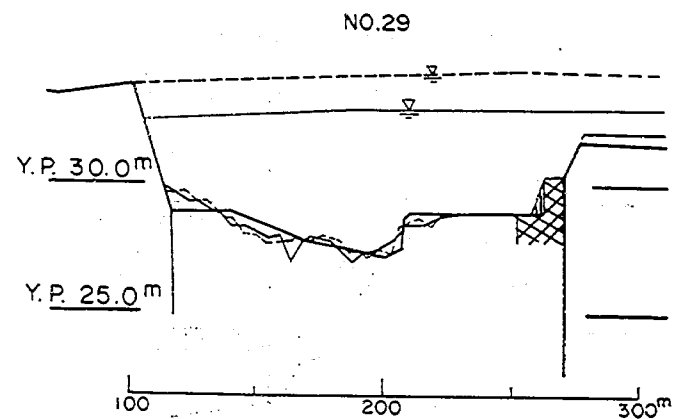
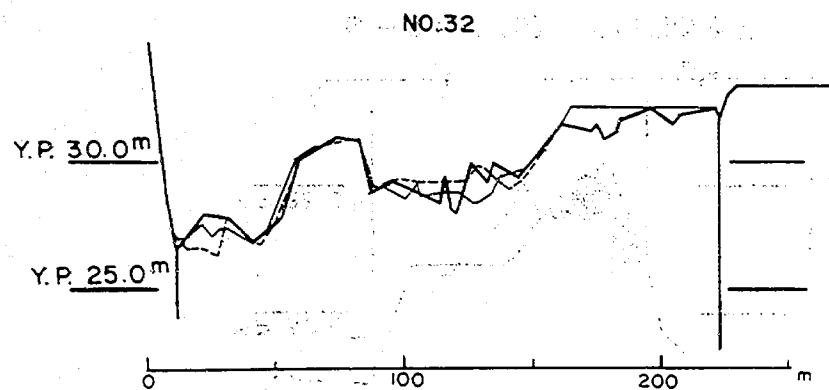


図-2.4.7(3) 河床高横断面図

図-2.4.7(4) 河床高横断面図

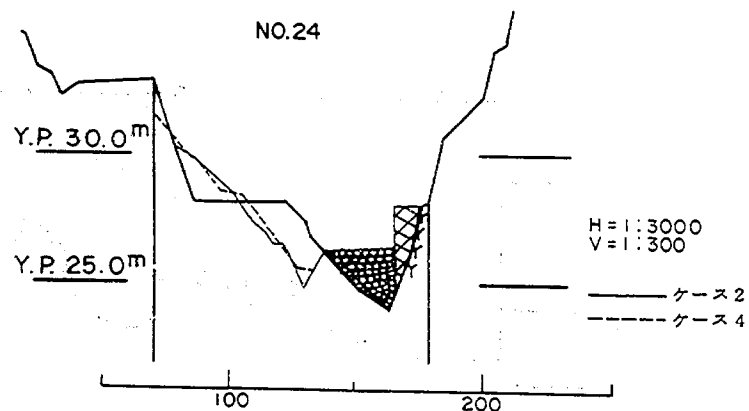
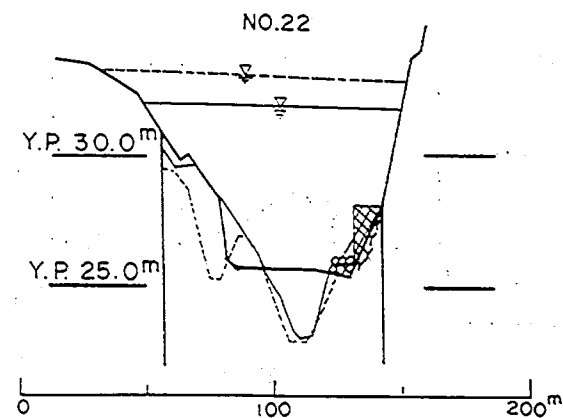
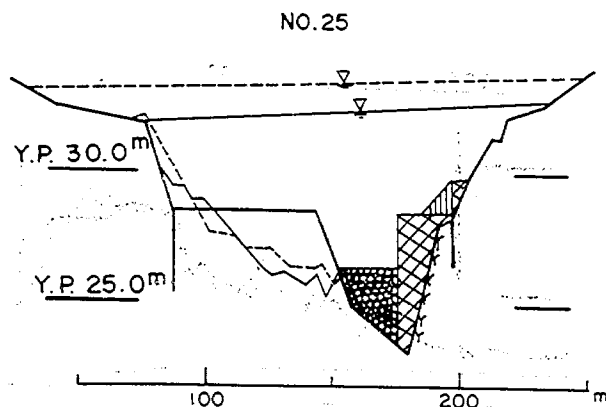
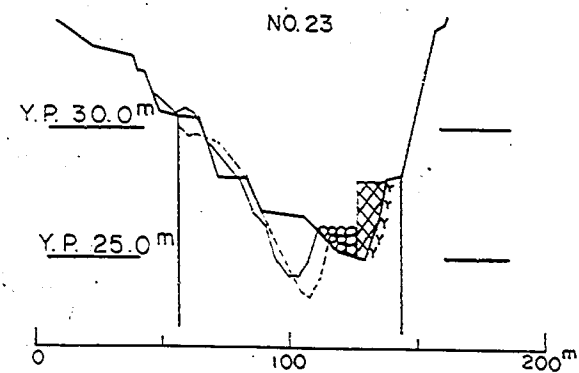
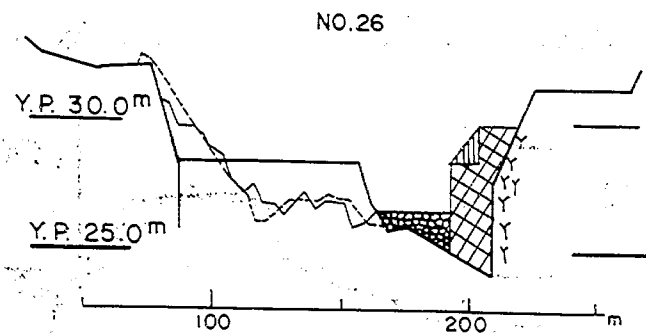


図-2.4.7 (5) 河床高横断面図

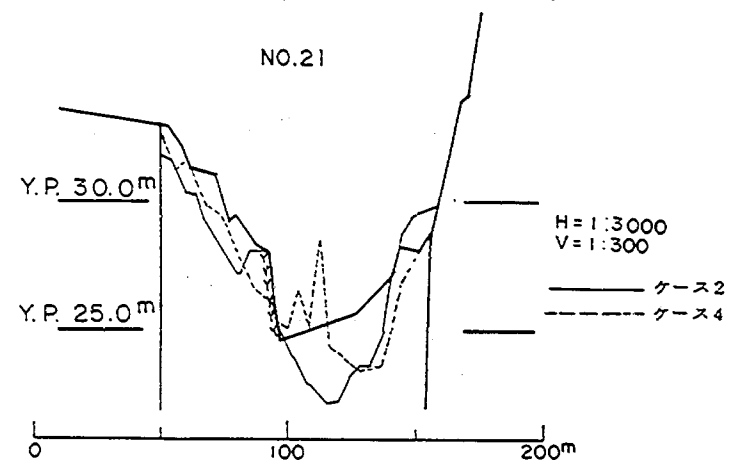


図-2.4.7 (6) 河床高横断面図

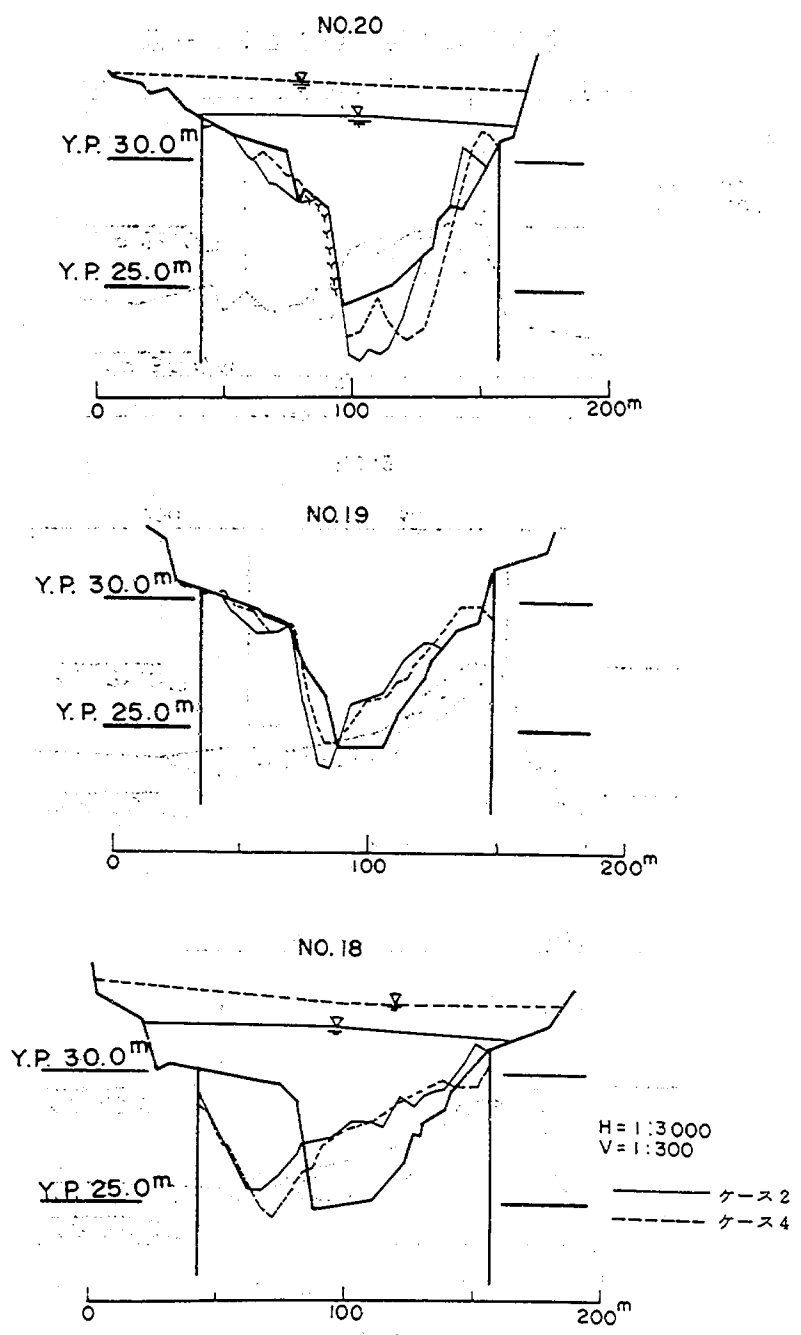


図-2.4.7 (7) 河床高横断面図

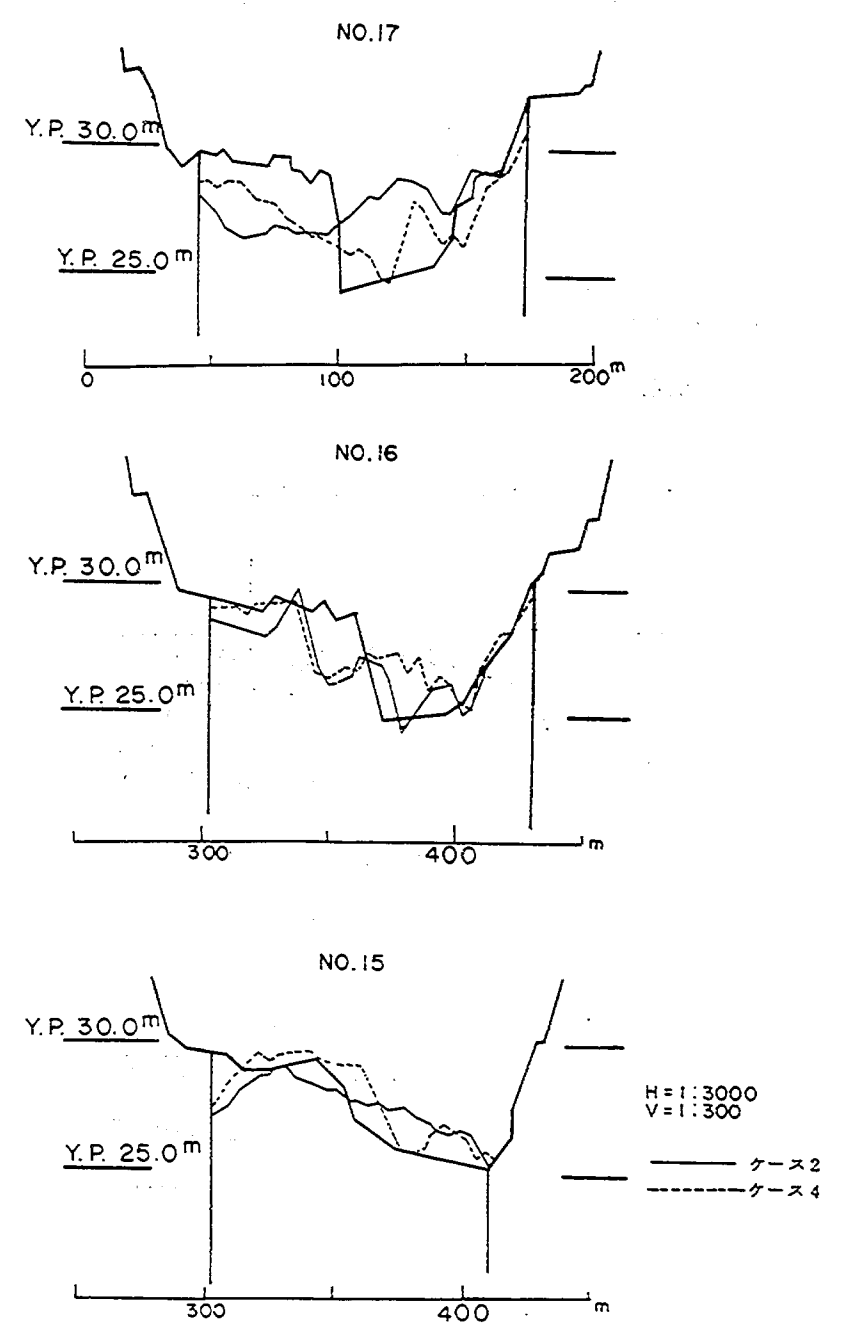


図-2.4.7 (8) 河床高横断面図

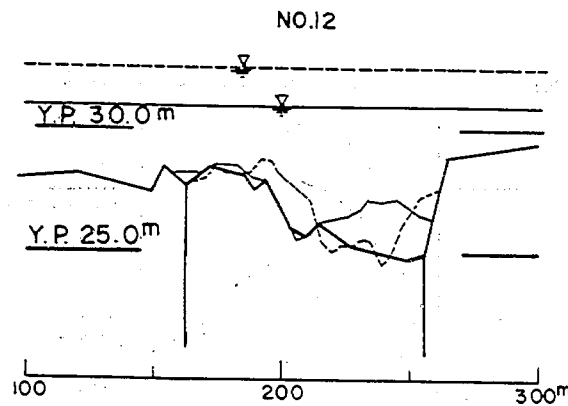
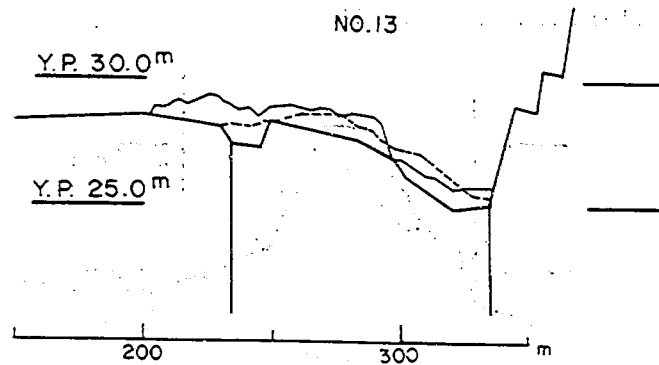
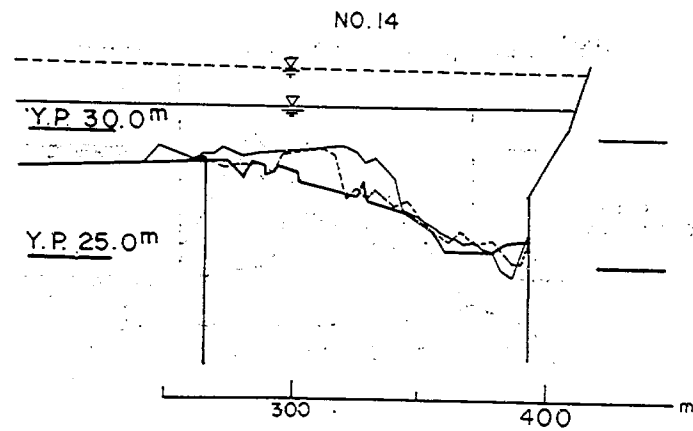
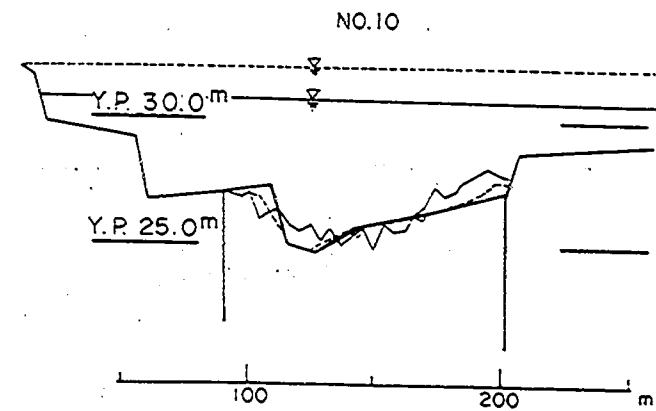
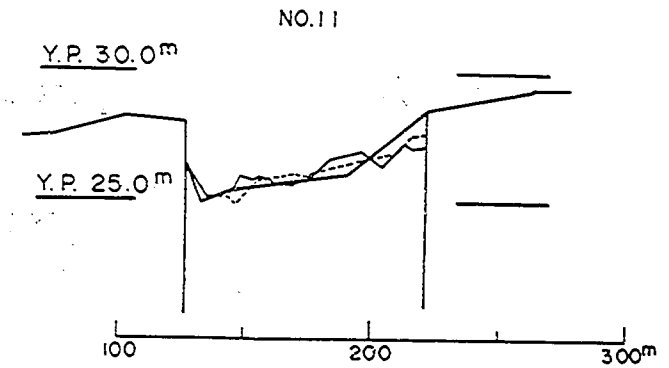


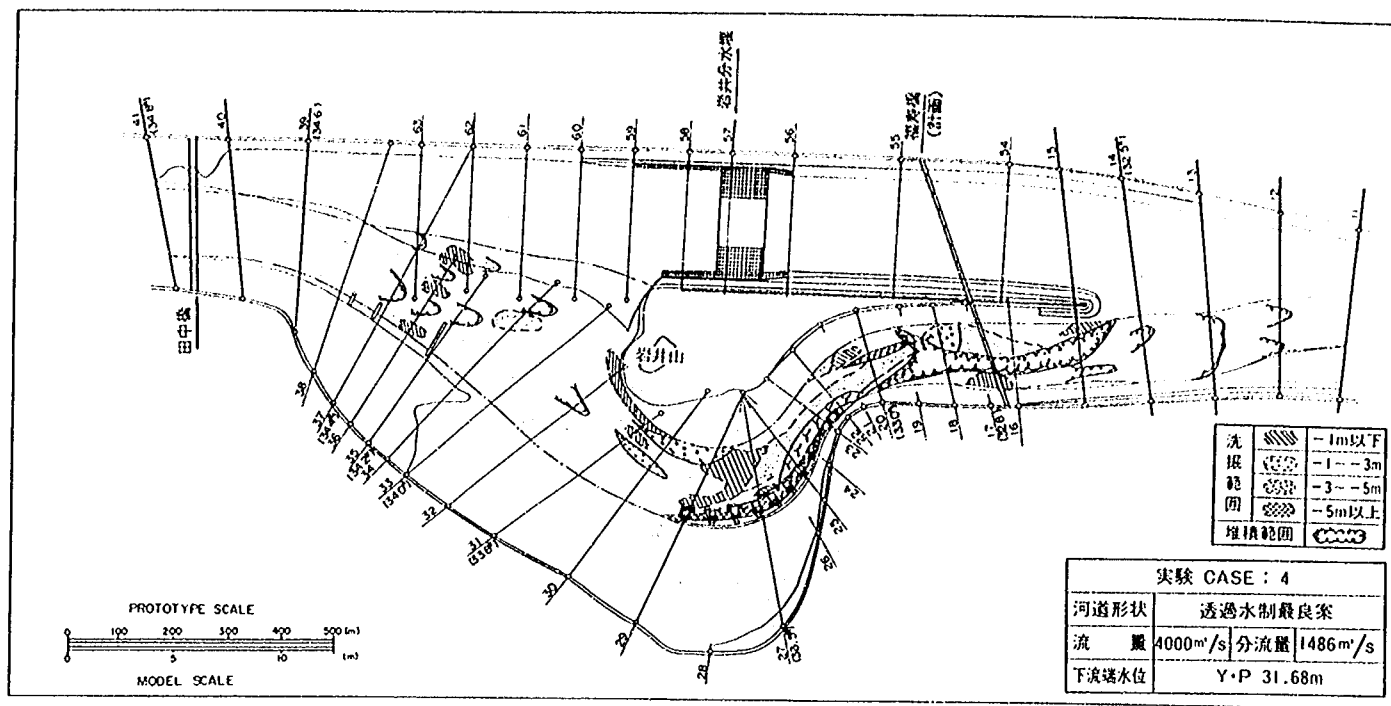
図-2.4.7 (9) 河床高横断面図



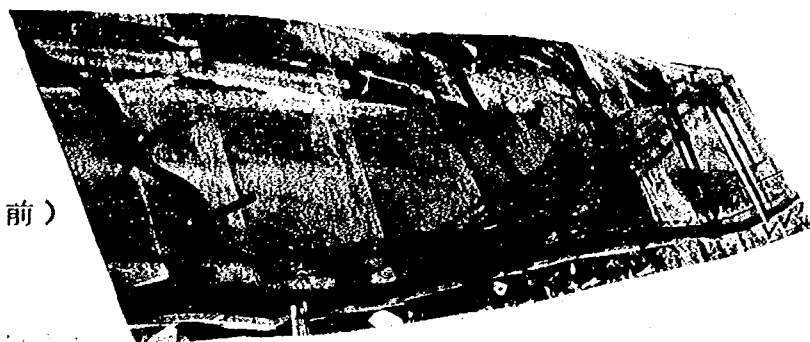
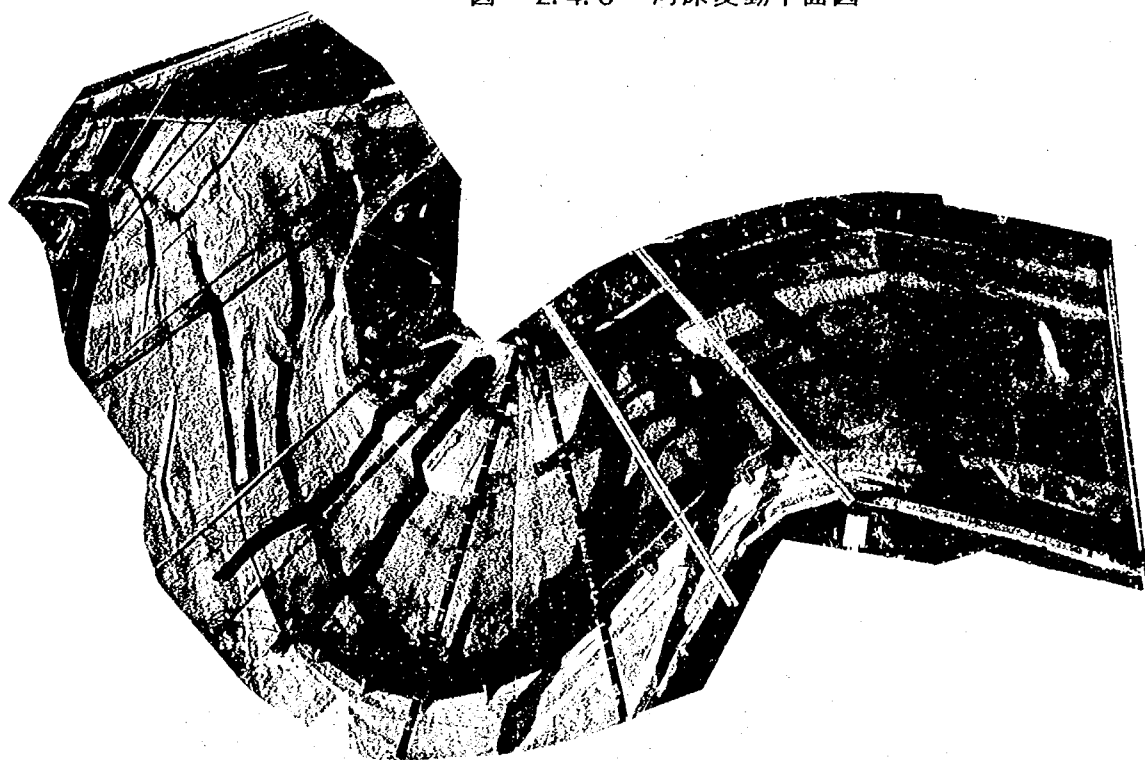
H=1:3000
V=1:300

—— ケース 2
----- ケース 4

図-2.4.7 (10) 河床高横断面図



図一 2.4.8 河床変動平面図



写真一 2.4.1 水制工最適案（通水前）

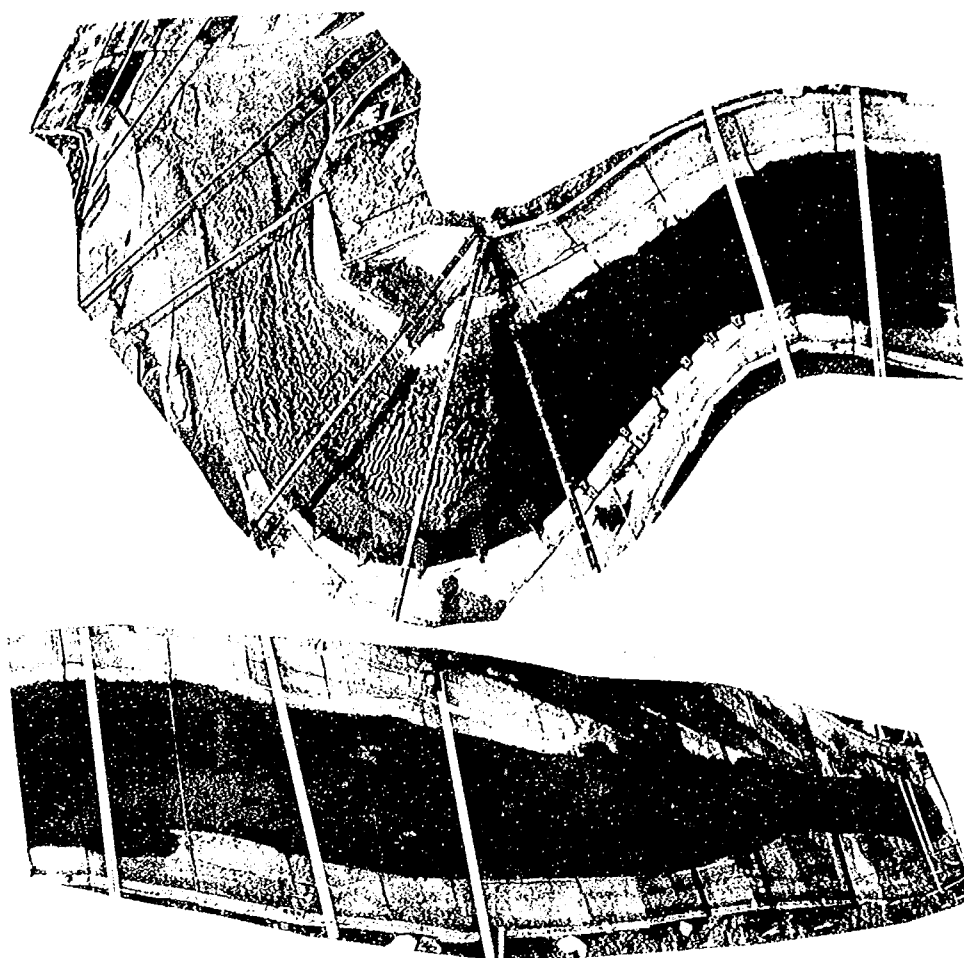


写真-2.4.2 水制工最適案（通水後）

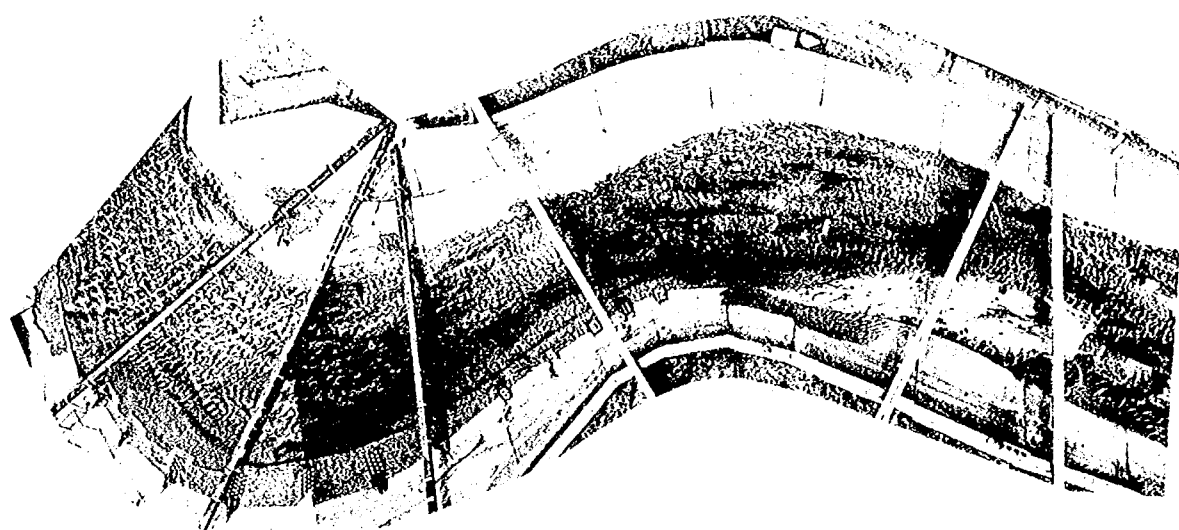


写真 2.4.3 水制工最適案（通水後）

3. 段階施工時の検討

3.1 段階施工計画の概要

狭窄部およびその上流わん曲部右岸側に設置する水制工については次のような3段階の段階施工を考え、それぞれについて水理的問題等の検討を行った。

1) 段階施工Ⅰ

水制元づけ護岸および水制付け根部分を12基設置した状態。(図-3.1.1)

2) 段階施工Ⅱ

段階施工Ⅰに加えて、高流速対策として狭窄部およびその上流の断面No.29～No.24の左岸側砂州を計画河床高に整正し、さらに深掘れ対策として断面No.26～No.20の低水路最深部を捨ブロック工により保護した状態。(図-3.1.2)

3) 段階施工Ⅲ

段階施工Ⅱに加えて水制No.4～No.7の水制幹部が完成した状態。(図-3.1.3)

各段階施工時の水理特性を以下に述べる。

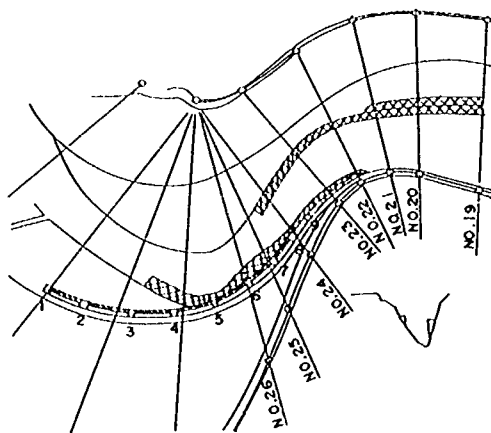


図-3.1.1 河道形状平面図
(段階施工Ⅰ)

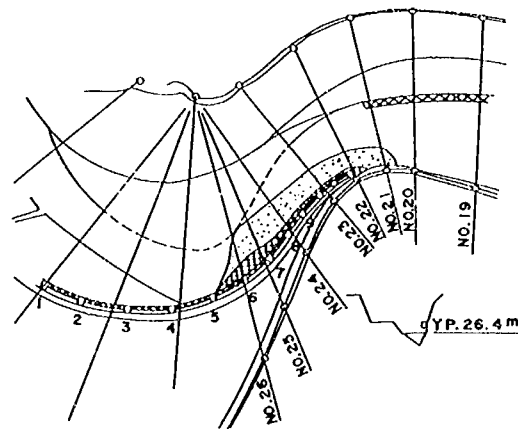


図-3.1.2 河道形状平面図
(段階施工Ⅱ)

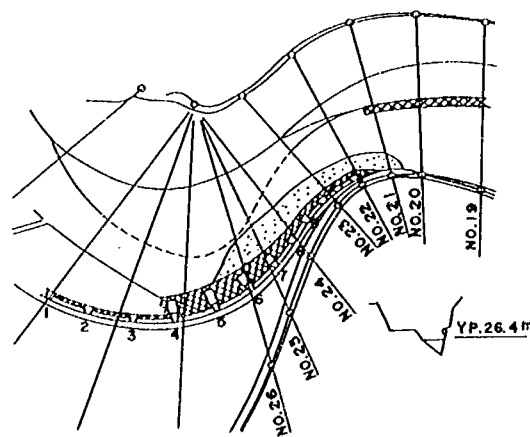


図-3.1.3 河道形状平面図
(段階施工Ⅲ)

3.2 段階施工 I

河道形状は昭和54年河道とし、水制元づけ護岸および水制付け根部分が12基設置された状態である。水制付け根部分の長さは10m、高さは表-3.2.1に示すとおりである。流量 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ を通水したときの水利特性は次のとおりである。

(1) 水位

水位縦断面図を図-3.2.1に示す。現況河道のときと比較すると全体的にはほとんど同じような傾向を示している。すなわち狭窄部下流では低下背水、狭窄部上流ではせき上げ背水がみられ、その他の地点では、河床勾配に応じた水面勾配となっている。ただし、狭窄部における水位が現況のときの水位より若干低くなっている。これは、水制付け根部分を設置したことにより狭窄部付近の通水断面積が狭められたため、速度水頭が大きくなり、ピエゾ水頭（開水路の場合は水位）が小さくなったものと考えられる。

(2) 分流量

分流量は $429\text{ m}^3/\text{s}$ となり、現況時の $414\text{ m}^3/\text{s}$ より $15\text{ m}^3/\text{s}$ 増えたが、これは現地の越流水深で2cm、模型値では0.55mmであることから、誤差範囲とみなしうる。したがって、分流量は現況のときとほとんど変わらないと言える。

(3) 流速

各断面の6割水深における横断方向の流速分布を図-3.2.2に示す。狭窄部上流のわん曲部においては、現況時と同様に左岸側が主流となる。狭窄部のNo.23～No.22においては、現況では右岸側が主流となっていたのが、低水路中央に主流が移った。狭窄部下流のわん曲部においては、現況時と同様に低水路左岸側が主流となっている。最大流速縦断面図を図-3.2.3に示す。現況時と比べてほぼ同じであるが、狭窄部のNo.23の最大流速が若干小さくなっている。模型区間内の最大流速は、No.23において発生し 5.44 m/s となった。

(4) 流況

流況図を図-3.2.2に示す。現況河道時の流況と比較すると、分流境界線は40m～100m程度分水路側に移動し、岩井山流頭部の死水域はなくなった。また狭窄部上流のわん曲部右岸高水敷上の死水域は大幅に減少した。これは、水制付け根部分を設置したことにより通水断面積が減ったため、高水敷上に乗り上げる流れが生じたものと考えられる。主流は狭窄部上流のわん曲部においては、現況時と同様に左岸側となるが、狭窄部においては、主流は現況時には右岸だったのが低水路中央になった。これは、水制付け根部分の水はね作用により流れが中央に寄せられたものと考えられる。狭窄部下流のわん曲部においては、現況時と同様に左岸側の低水護岸および低水路河岸が水衝部となる。

(5) 河床変動

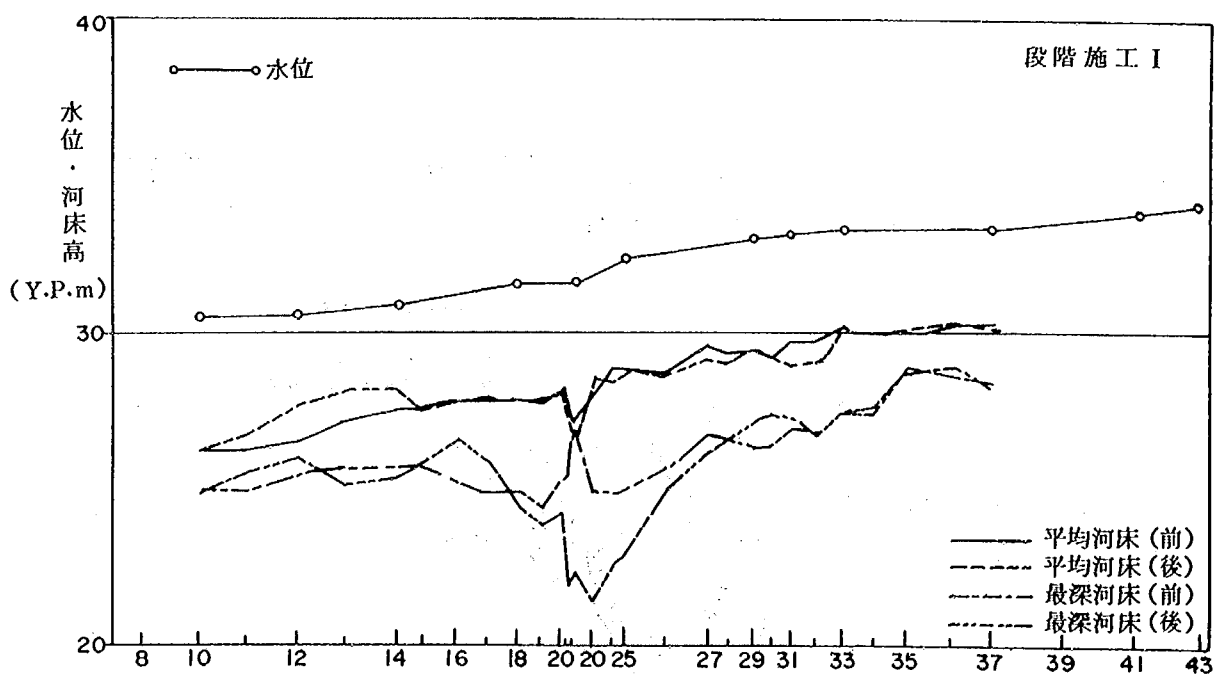
河床高縦断面図を図-3.2.4に、河床高横断面図を図-3.2.5に、河床変動平面図を図-3.2.6に示す。狭窄部上流のせき上げ区間は、現況時と同様に河床はほとんど変化していない。狭窄部上

流のわん曲部においては、No 28～No 26 の左岸側の砂州が洗掘されている。現況時においてはこの部分は洗掘されていなかったが、これは水制元づけ工を設置したことによって、流れが左岸側に寄ったためと考えられる。水衝部となるNo 25～No 21 においては、水制付け根部分の根固め工である捨ブロック工前面の低水路の洗掘が著しくなっている。狭窄部下流のわん曲部においては、現況時と同様に、No 18～No 15 の左岸側の低水路河岸が著しく浸食され、逆に低水路は堆砂する。分水路との合流点であるNo 14 から下流のNo 11 では現況時と同様に、上流からの土砂が堆積する。

表－ 3.2.1 水制付け根物分の高さ（計画河床高よりの高さ）

水制No	1～8	9	10	11	12
段階施工Ⅰ	+ 1.50m	+ 1.0m	+ 0.75m	+ 0.50m	+ 0.50m
段階施工Ⅱ	"	+ 0.5m	+ 0.30m	+ 0.30m	+ 0.30m
段階施工Ⅲ	"	"	"	"	"

※ 段階施工Ⅱ、Ⅲにおいては、No 9 のみ先端に 1:1 の法勾配をつけた。



図－ 3.2.1 水位・河床縦断図

料杭番号

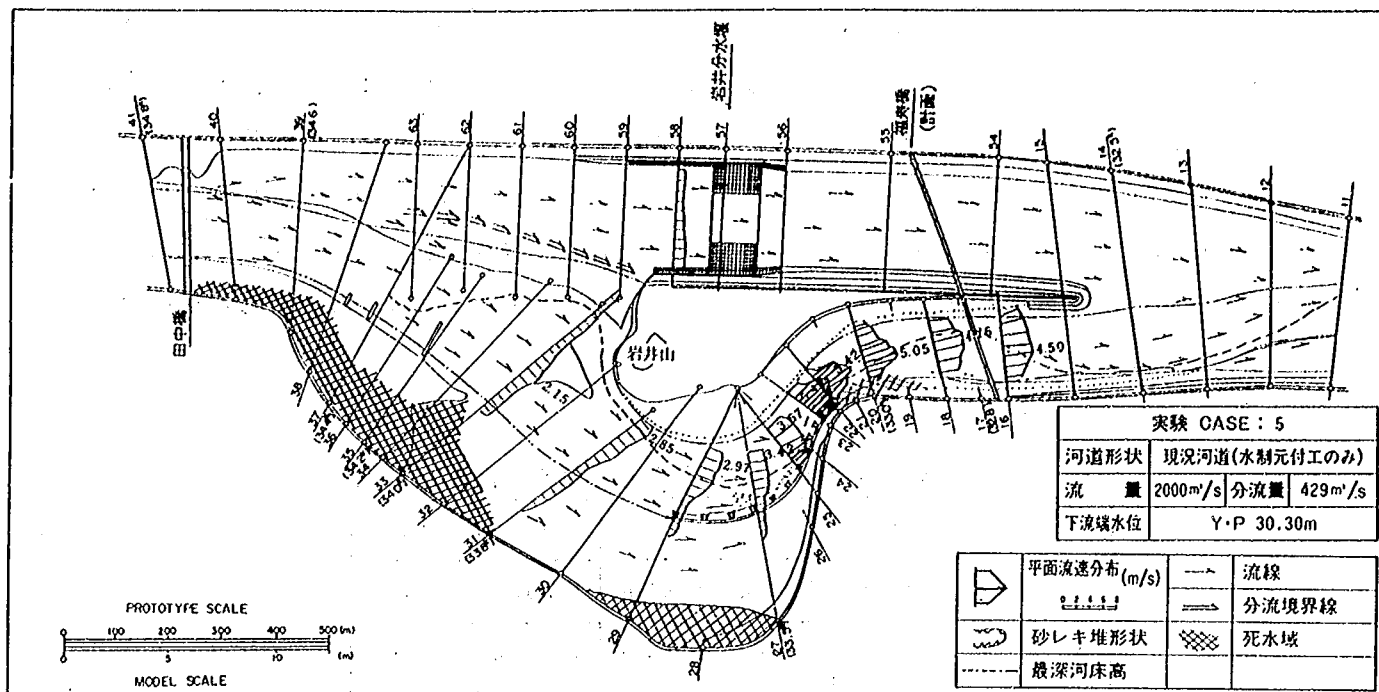


図-3.2.2 流況図 (段階施工 I)

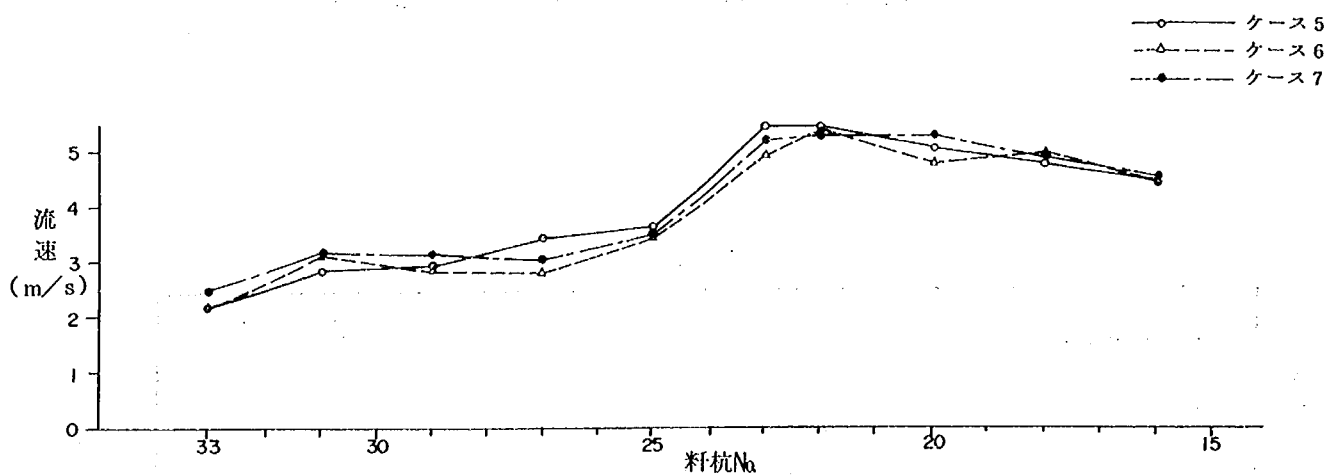


図-3.2.3 最大流速縦断面図

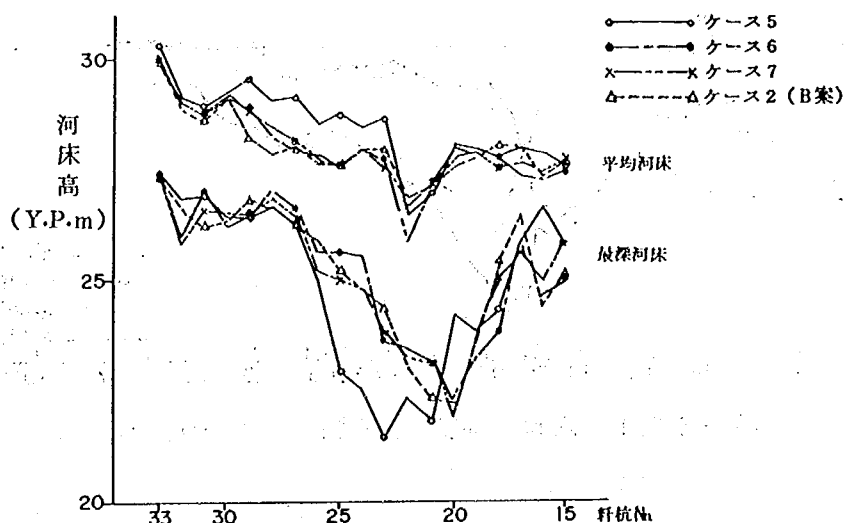


図-3.2.4 河床高縦断面図

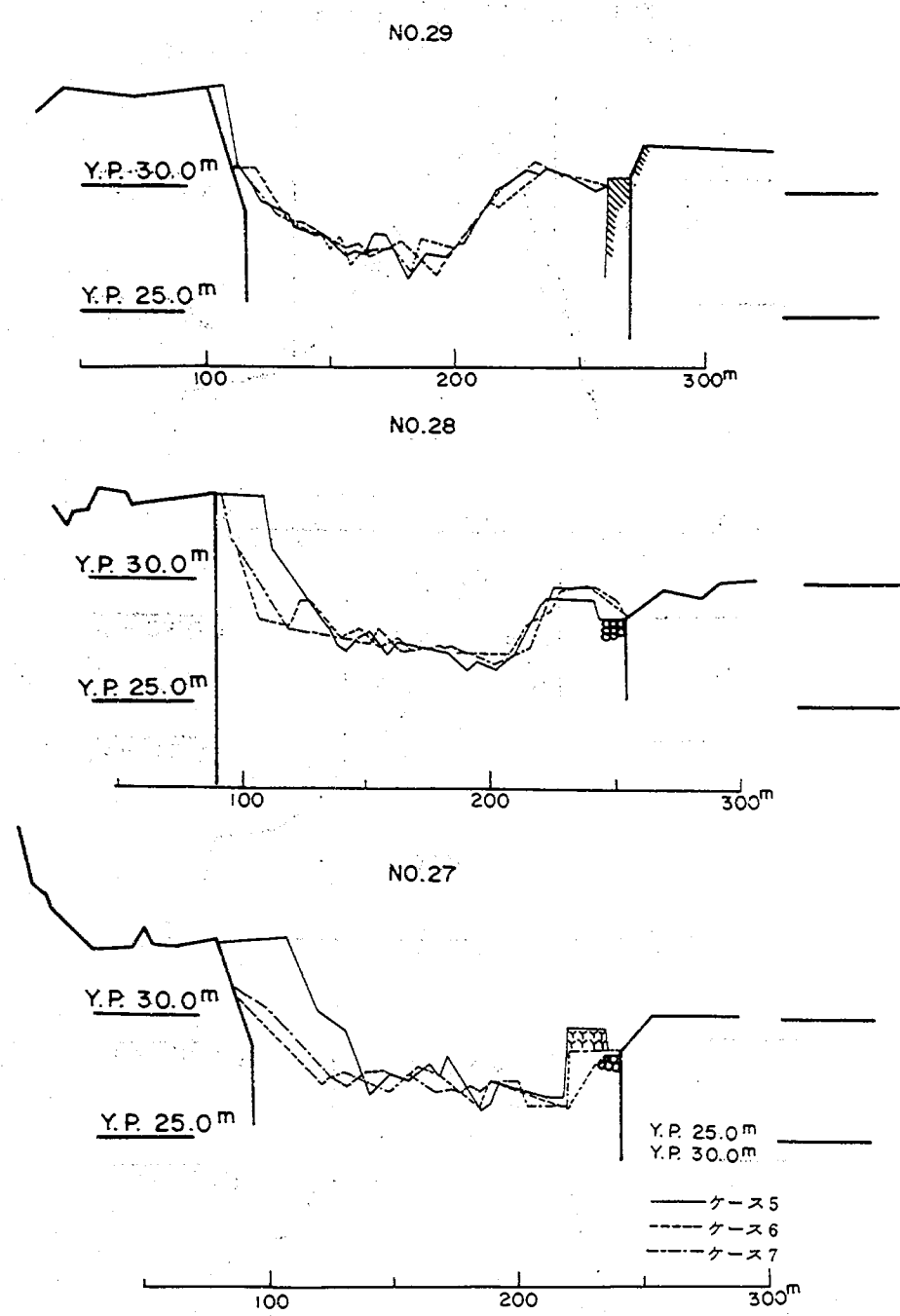


図-3.2.5(1) 河床高横断図

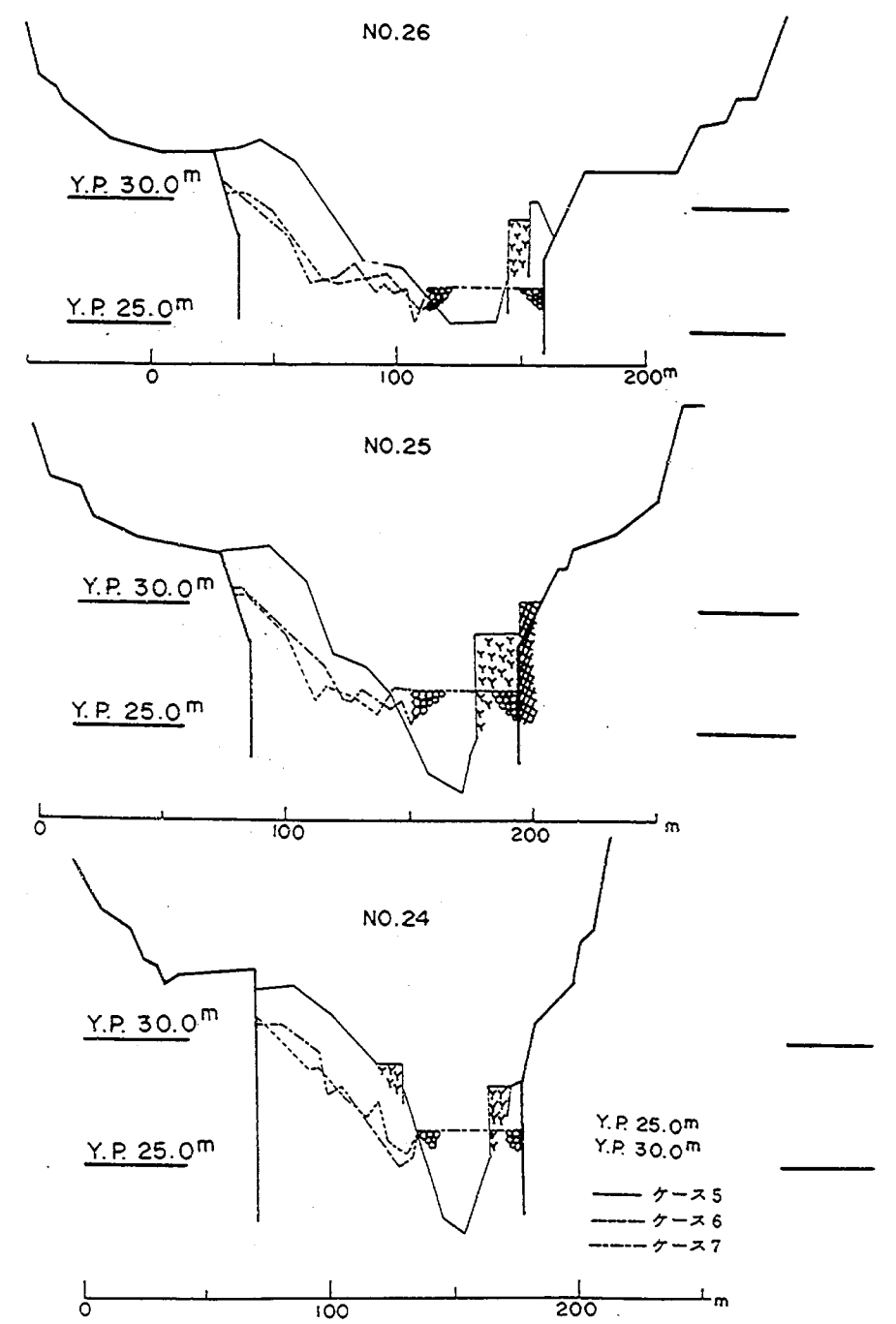


図-3.2.5(2) 河床高横断図

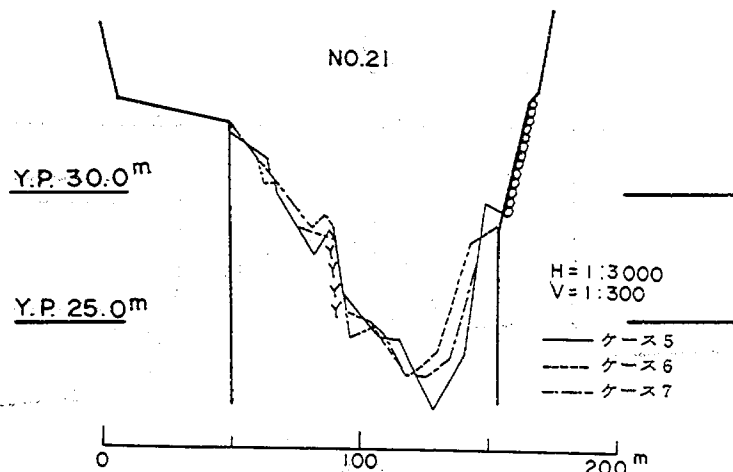
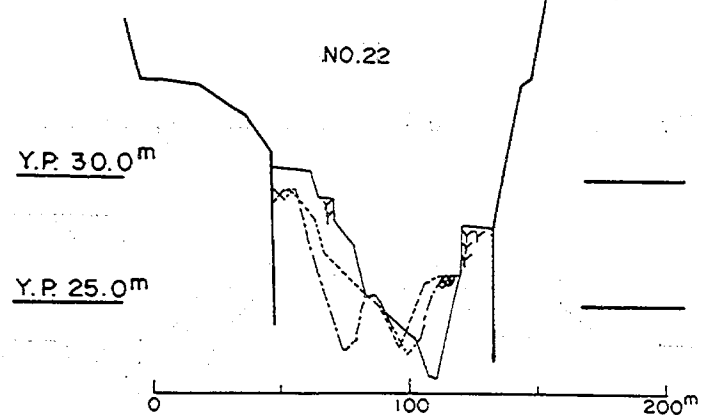
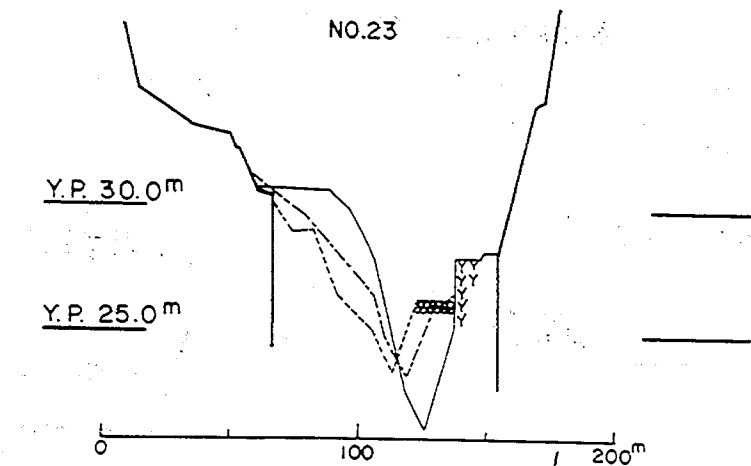


図-3.2.5(3) 河床高横断図

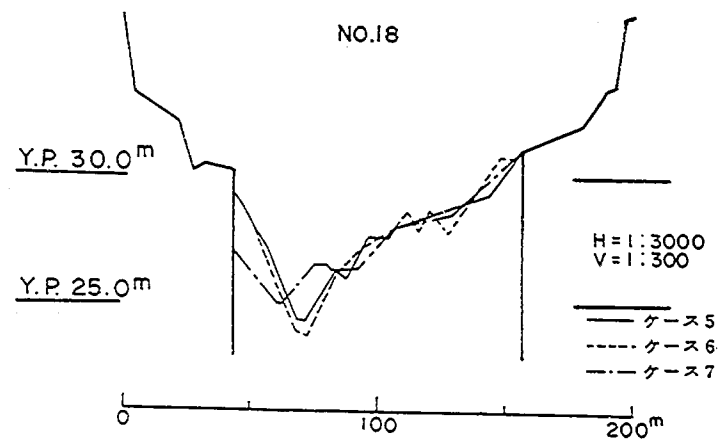
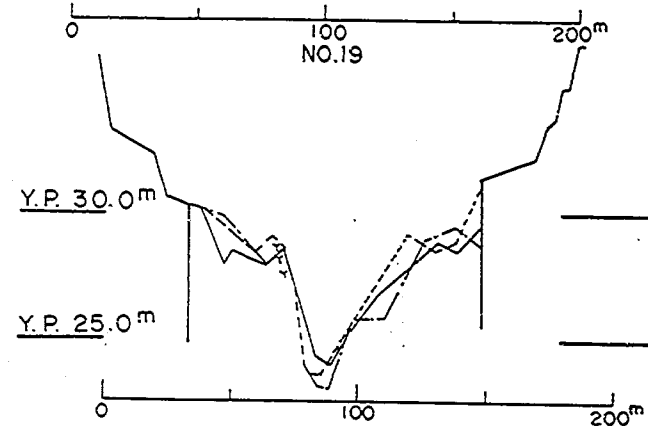
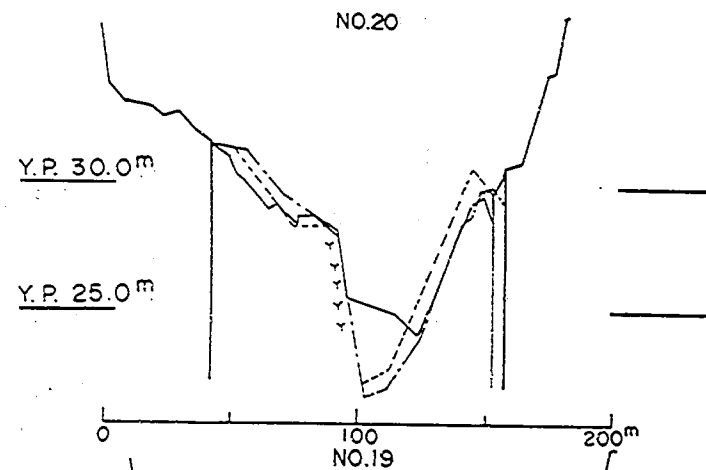


図-3.2.5(4) 河床高横断図

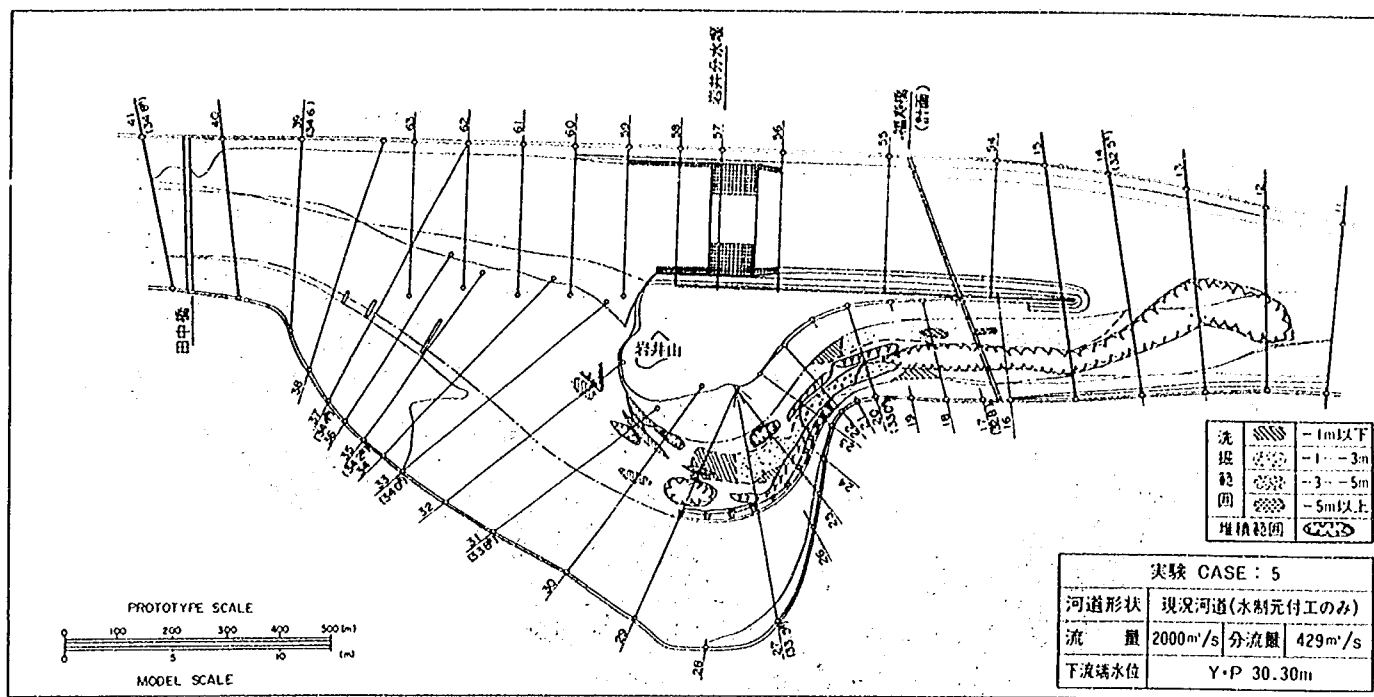


図-3.2.6 河床変動平面図 (段階施工I)

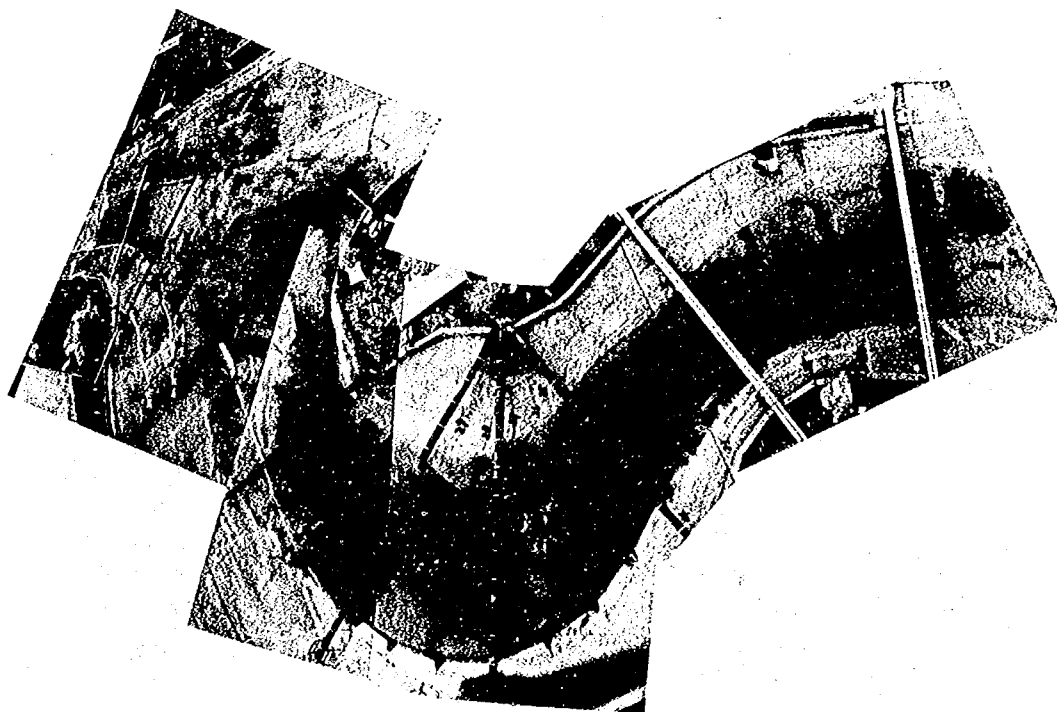
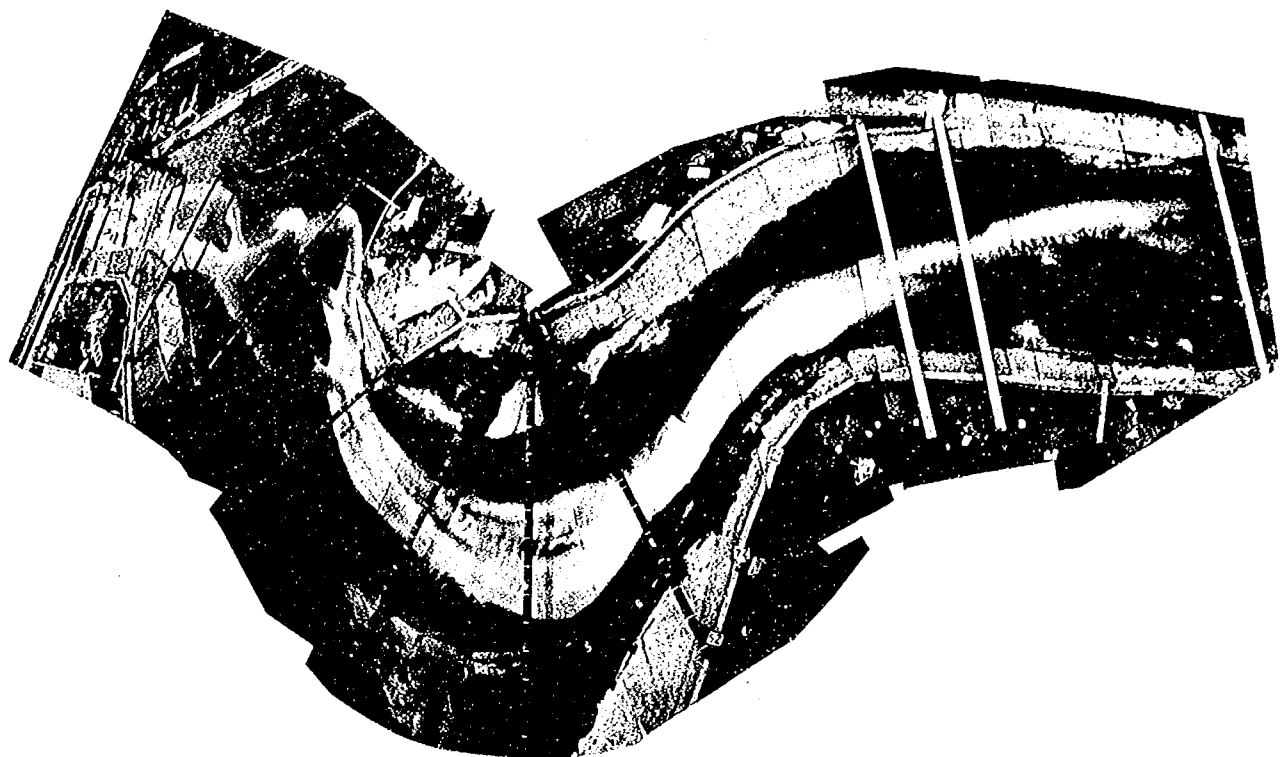
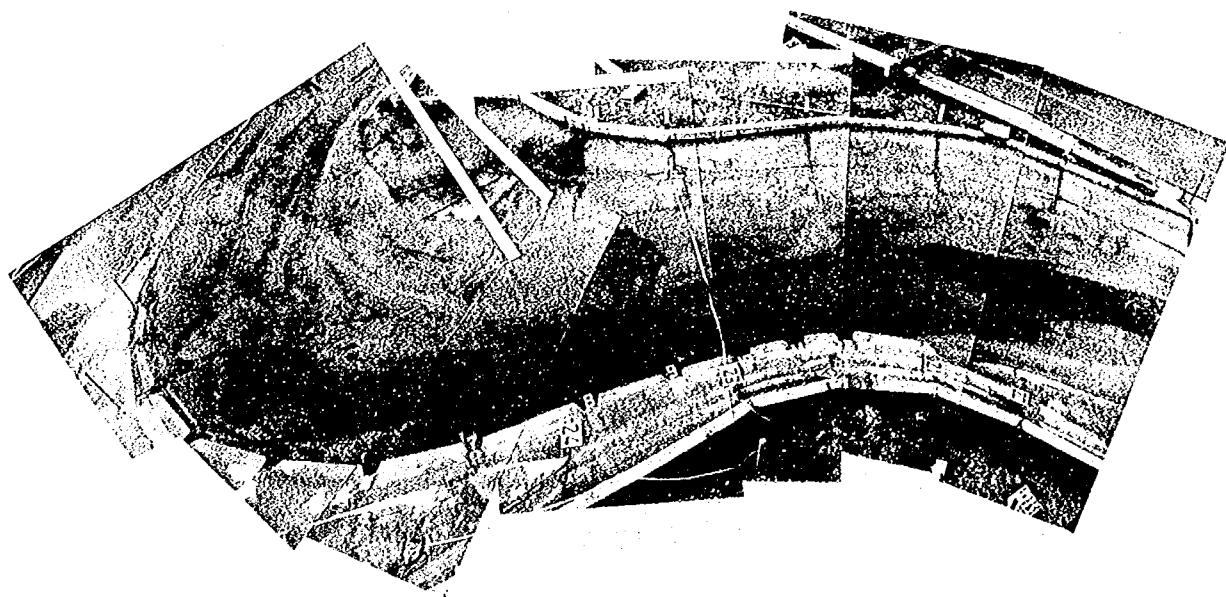


写真-3.2.1 段階施工I (通水前)



写真－3.2.2 段階施工Ⅰ（通水後）



写真－3.2.3 段階施工Ⅰ（通水後）

3.3 段階施工Ⅱ

河道形状は段階施工Ⅰに加えて、高流速対策として狭窄部およびその上流の断面No.29～No.24の左岸側の砂州を計画河床高に修正し、さらに、狭窄部における低水路の洗掘防止対策として、No.26～No.20の最深部に捨ブロック工を設置した状態となっている。また、水衝部となる狭窄部右岸側においては、波状跳水が大きく流況がよくないため、水制付け根部分の高さを表-3.2.1に示すように低く修正した。流量 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ を通水したときの水理特性は次のとおりである。

(1) 水位

水位縦断図を図-3.3.1に示す。段階施工Ⅰのときと比べて、水位はほとんど変化していない。これは左岸側の砂州を修正したことによる水位の低減効果と、最深部に捨ブロック工を設置したことによる水位のせき上げ効果が同程度だったためと考えられる。

(2) 分流量

段階施工Ⅰのときと比べて水位がほとんど変化していないため、分流量も $394\text{ m}^3/\text{s}$ とほとんど変わらなかった。

(3) 流速

各断面の6割水深における横断方向の流速分布を図-3.3.2に示す。段階施工Ⅰのときと比較すると、狭窄部における流速分布はNo.23～No.20において主流が中央だったのが、横断方向に平均的に流れるようになった。これは、左岸側の砂州を修正したことにより、左岸側を流れやすくなったことと、低水路最深部に設置した捨ブロック工により、低水路と高水敷の高低差が小さくなり、右岸側にも流れが乗り上がりやすくなったためと考えられる。最大流速縦断図を図3.2.3に示す。最大流速は段階施工Ⅰのときと比べて、全体的に小さくなっている。模型区間内の最大流速は、段階施工Ⅰのときより1つ下流の断面No.22において発生し、 $5.38\text{ m}/\text{s}$ であった。

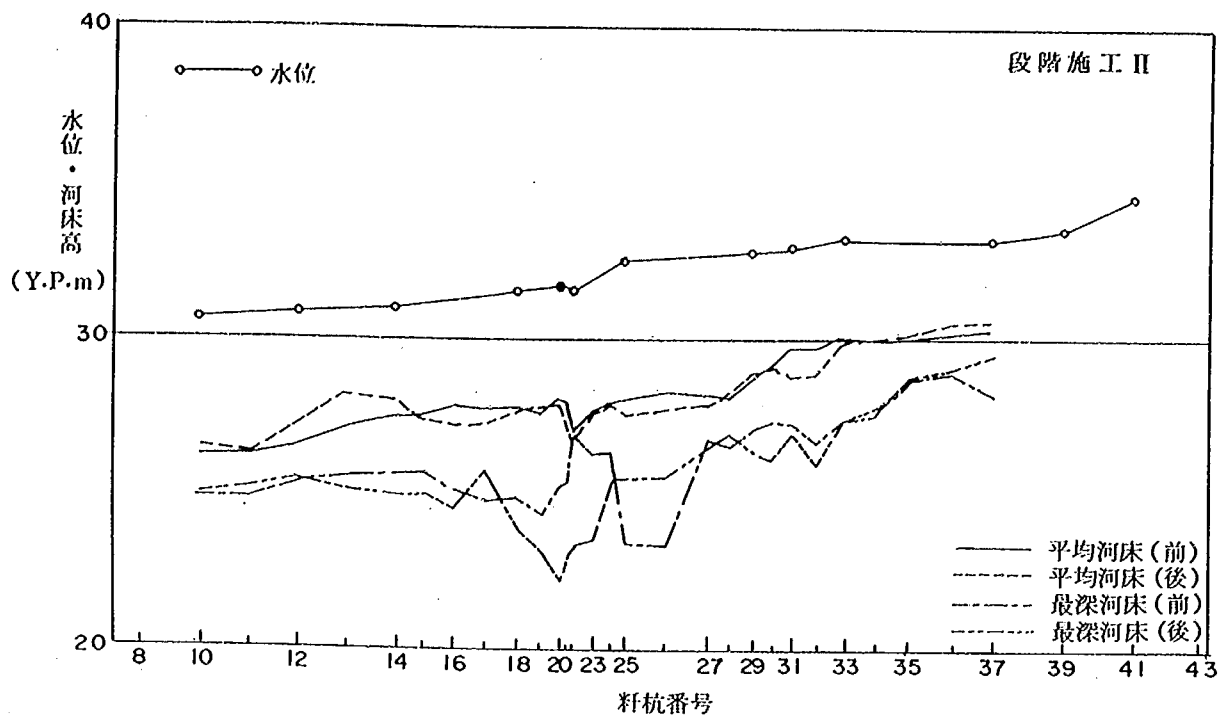
(4) 流況

流況図を図-3.3.2に示す。分流境界線は、段階施工Ⅰのときと同様に、現況時よりも 40 m ～ 100 m 程度分路側に移動した。狭窄部上流のわん曲部右岸高水敷上の死水域は、範囲が広がったが、これは左岸側を流れる流量が多くなったためと考えられる。主流は狭窄部上流のわん曲部においては左岸側になり、狭窄部および狭窄部下流のわん曲部においては横断方向に平均的に流れる。

(5) 河床変動

河床高縦断図を図-3.2.4に、河床高横断図を図-3.2.5に、河床変動平面図を図-3.3.3に示す。河床の変動状況は、以下のような狭窄部上流のせき上げ区間においては、河床はほとんど変化していない。狭窄部上流のわん曲部においては、No.28～No.25の左岸側砂州修正部分が洗掘される。狭窄部においては、No.24～No.23では低水路最深部に設置した捨ブロック工前面が洗掘され、No.22～No.20では低水路中央が洗掘される。狭窄部下流のわん曲部においては、No.18～No.15の低水路河岸が著しく浸食され、低水路は逆に堆砂する。分水路との合流点であるNo.14

からその下流のNa 11では、上流からの土砂が堆積する。



圖一 3.3.1 水位·河床縱斷圖

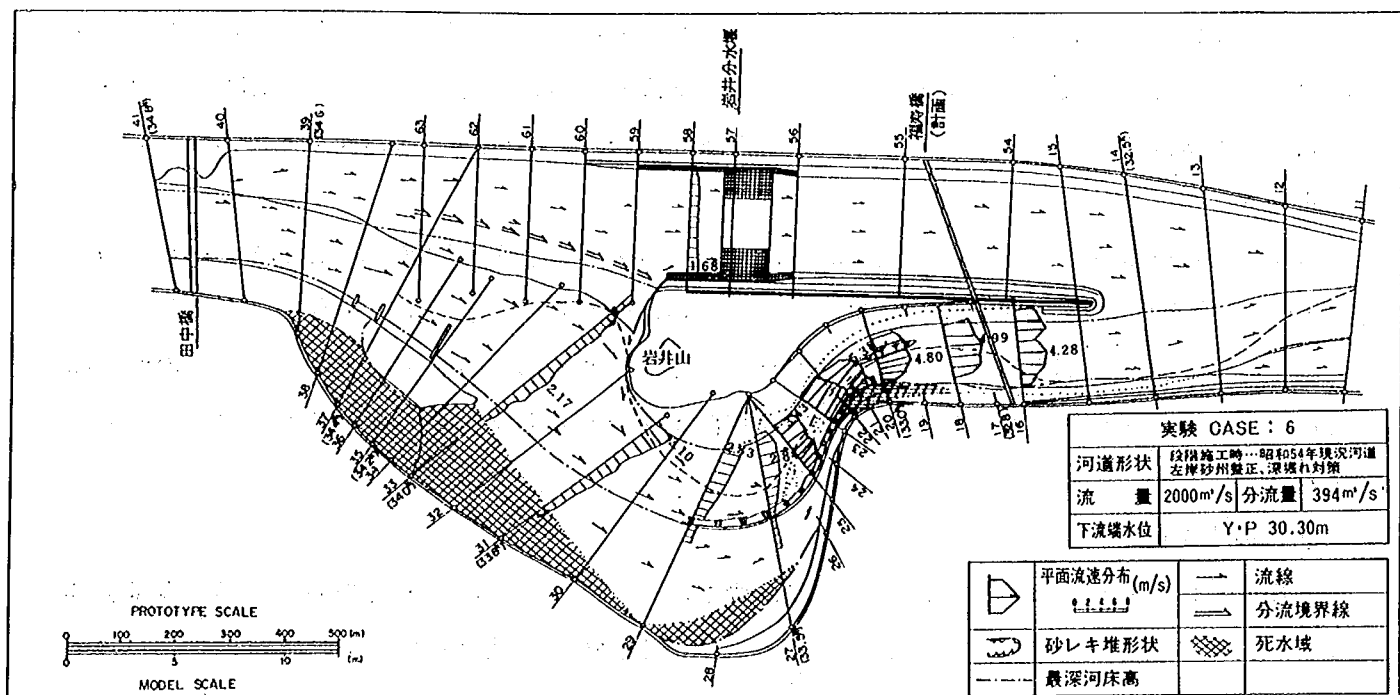


圖-3.3.2 流 況 圖 (段階施工Ⅱ)

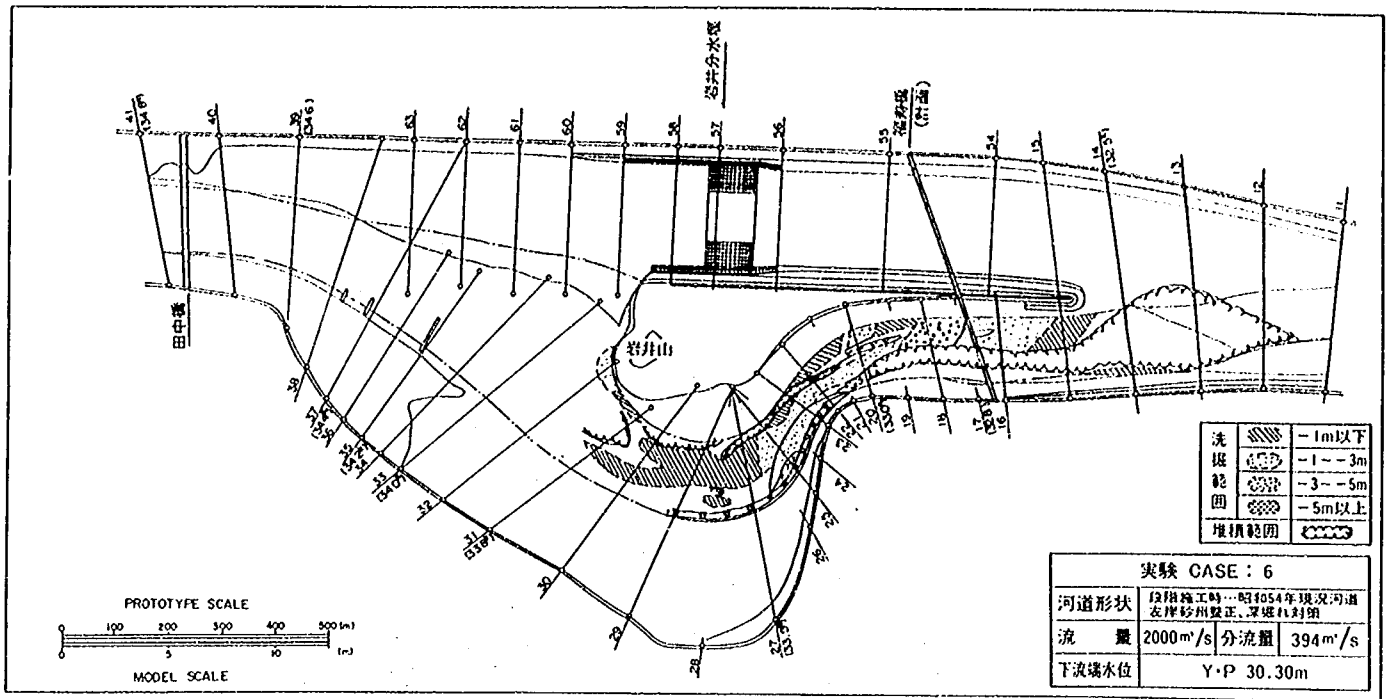


図-3.3.3 河床変動平面図

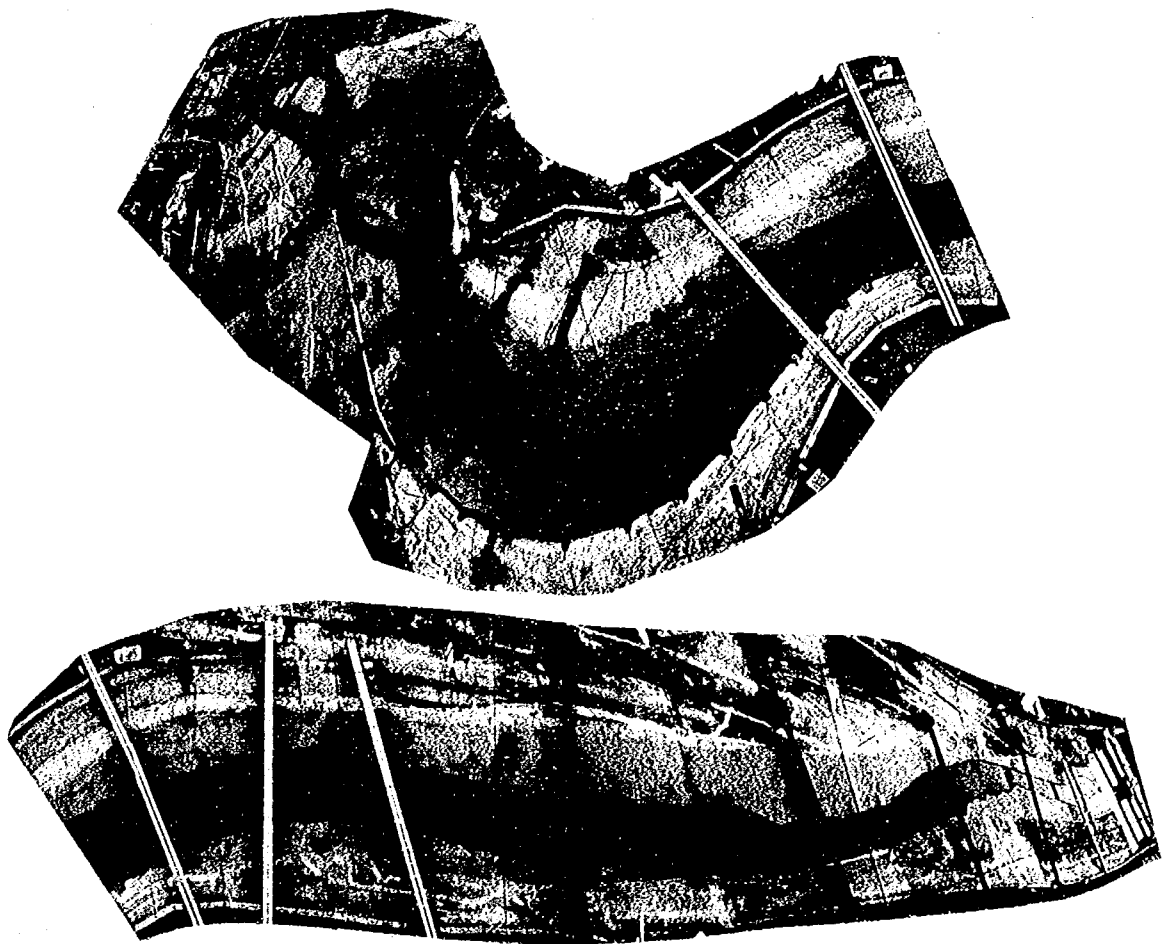
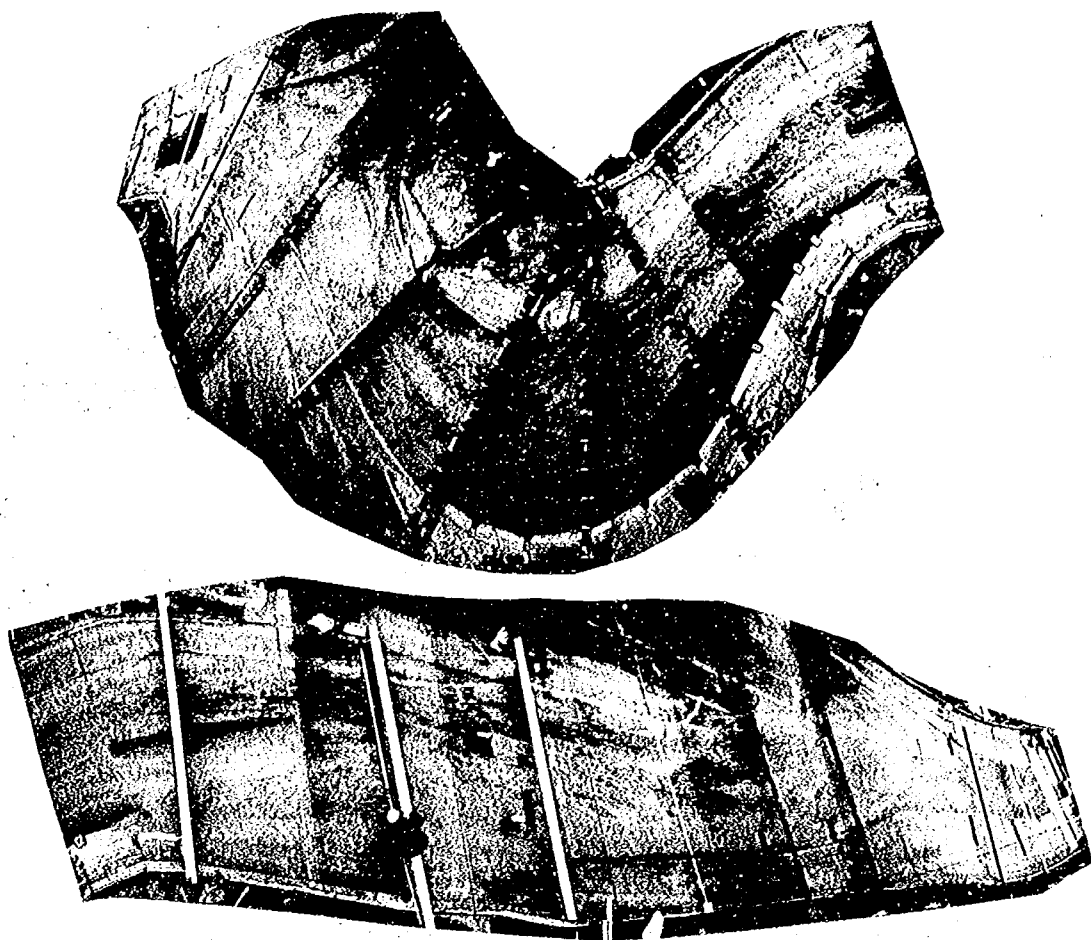


写真-3.3.1 段階施工Ⅱ（通水前）



写真— 3.3.2 段階施工Ⅱ（通水後）

3.4 段階施工Ⅱ

河道形状は、段階施工Ⅱに加えて水制№4～№7の7基あるうちの4基の水制幹部(透過水制)が完成した状態である。流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水したときの水理特性は次のとおりである。

(1) 水位

水位縦断面図を図一 3.4.1 に示す。段階施工Ⅱのときと比べて、水位はほとんど変化していない。これは水制幹部を設置した地点の流速があまり速くないため、全体の水理特性に与える影響が小さかったものと考えられる。狭窄部付近における横断方向の水位差は、狭窄部上流のわん曲部においては、右岸側が $0.4 \text{ m} \sim 0.7 \text{ m}$ 高い。狭窄部下流のわん曲部においては、左岸側が $0.3 \text{ m} \sim 0.5 \text{ m}$ 高い。

(2) 分流量

分流量は $394 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、段階施工Ⅱのときと同じであった。このことから、水制№4～№7の水制幹部を設置しても、岩井山流頭部までその影響は及ばないことが分かる。

(3) 流速

各断面の6割水深における、横断方向の流速分布を図一 3.4.2 に示す。狭窄部上流のわん曲部においては、段階施工Ⅱのときと同様に左岸側が主流となるが、水制幹部の水跳ね作用により、流れが左岸側に寄せられ、段階施工Ⅱに比べて左岸沿いの流速がさらに速くなる。狭窄部においては、段階施工Ⅱのときは横断方向に平均的に流れていたのが、水制により流れが左岸側に寄せられ、中央が主流となる。狭窄部下流のわん曲部においては、段階施工Ⅱのときと同様に、低水路左岸の低水護岸付近が主流となる。最大流速縦断面図を図一 3.2.3 に示す。段階施工Ⅱのときと比べて、狭窄部付近の最大流速が大きくなっており、流れの集中化が進んだ。

(4) 流況

流況図を図一 3.4.2 に示す。段階施工Ⅱのときと比較すると、分流境界線の位置はほとんど同じで、分流量も変らなかった。狭窄部上流のわん曲部右岸側高水敷上の死水域もほとんど同じである。これは、狭窄部の最狭部の形状が変わっていないため、低水路内を流れる流量が変わらなかったためと考えられる。狭窄部上流のわん曲部では左岸側の流速が速くなり、狭窄部においては中央の流速が速くなった。

(5) 河床変動

河床高縦断面図を図一 3.2.4 に、河床高横断面図を図一 3.2.5 に、河床変動平面図を図一 3.4.3 に示す。段階施工Ⅱと比較すると、狭窄部において主流が中央に移行したため、№23～№20における捨ブロック工前面の洗掘が大きくなっている。その他の箇所については、大きな違いは見られない。

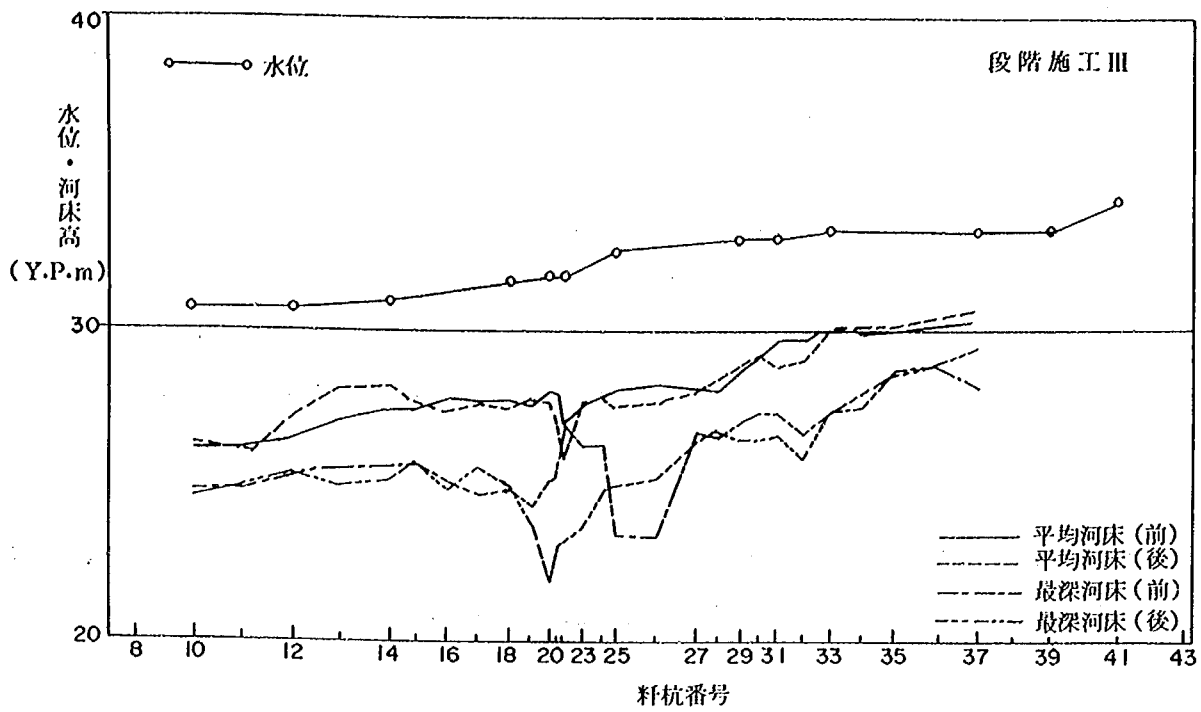


図-3.4.1 水位・河床縦断面図

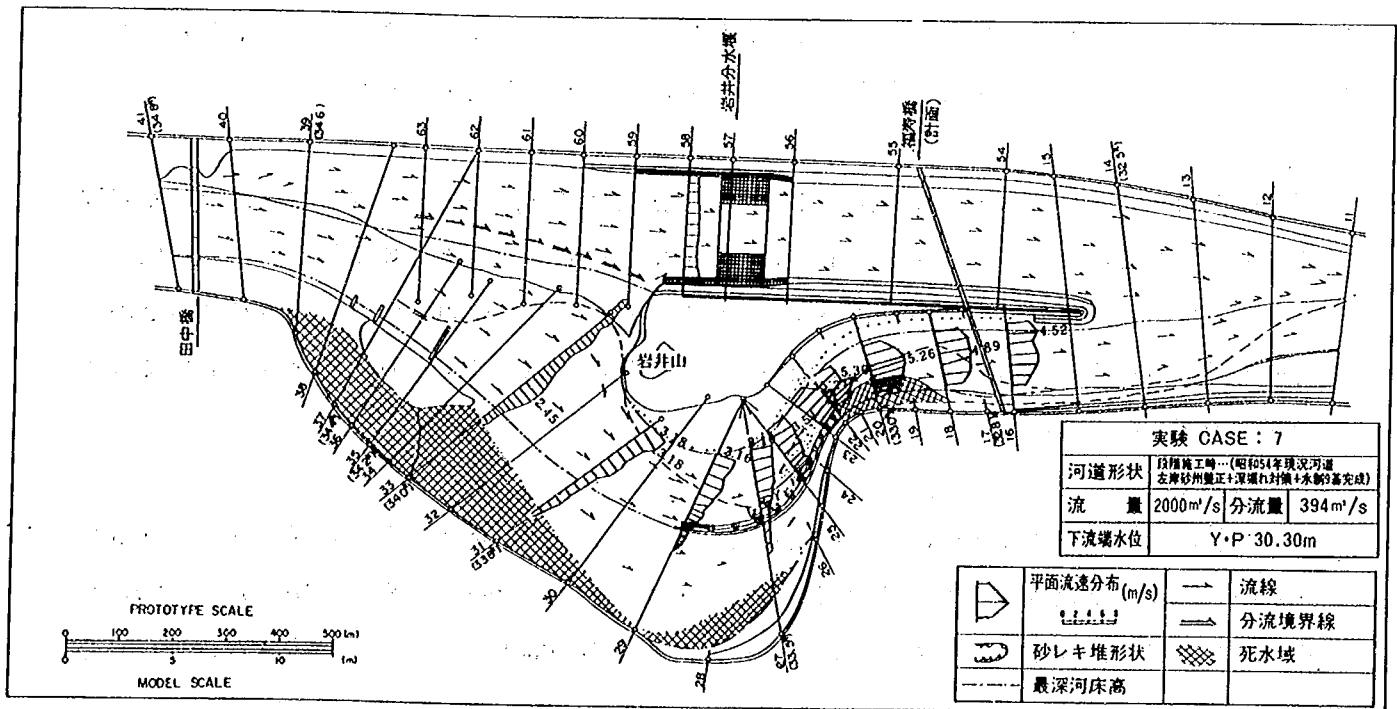
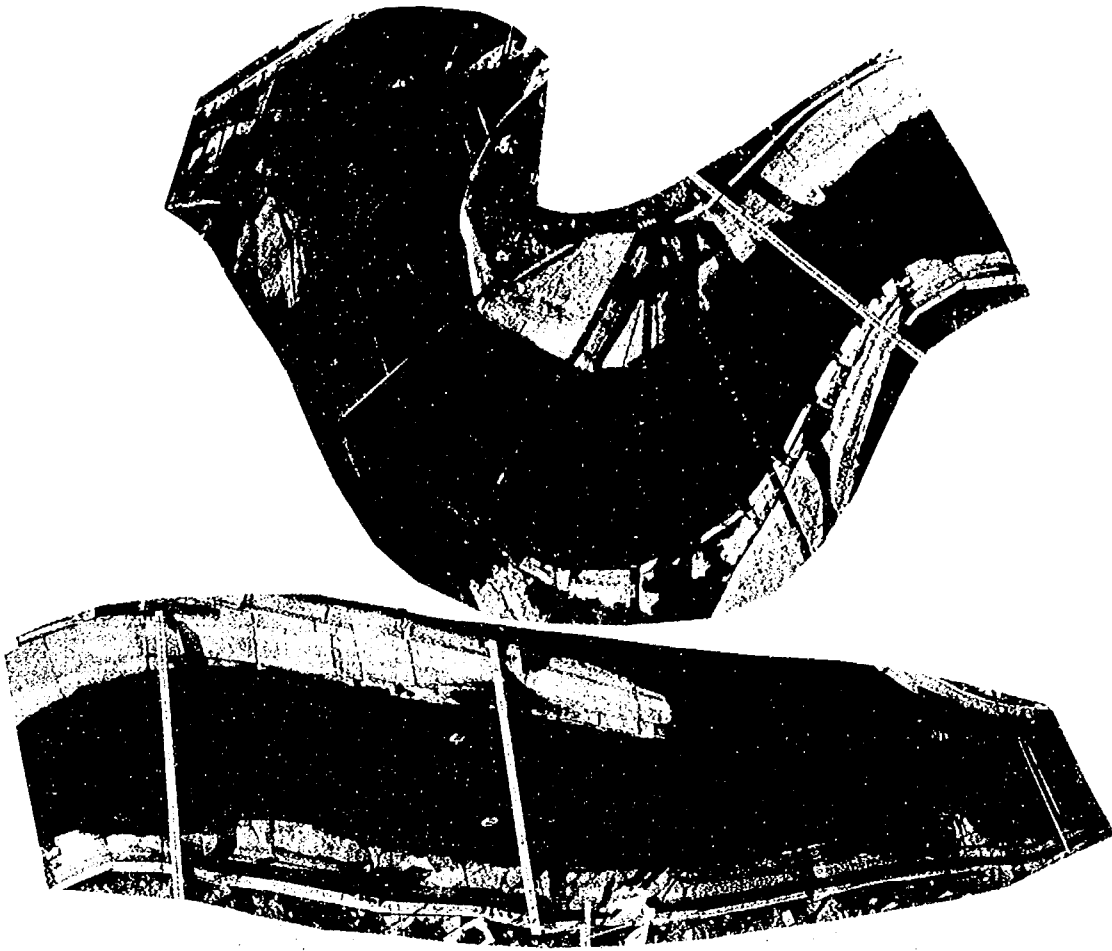


図-3.4.2 流況図(段階施工Ⅲ)



写真一 3.4.2 段階施工Ⅲ（通水後）

4. ま と め

今回の実験の主な結論をまとめると次のとおりである。

- (1) 水衝部となる岩井地区わん曲部右岸側に設置する水制について、透過度を変えた A, B, C の 3 種類の案, すなわち水制幹部に設置するコンクリート杭の間隔を 0.6 m , 1.2 m , 1.8 m とした案について, 流量が $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ のときの水理特性の比較検討を行った。その結果, A 案は深掘れ対策として低水路最深部に設置した捨ブロック前面の洗掘が大きく, C 案は堤体に作用する水当たりが強いため, 3 者の中では B 案が最適であると考えられる。
- (2) 狭窄部付近の流速分布は, 水制の設置および左岸側の砂州の整正により, 現況時と比較すると, 主流は左岸側へ寄せられ, 水衝部となる右岸堤体への水当たりの強さが軽減された。これを水衝部である断面 Na 23 の堤脚付近の流速で比較すると, 5.8 m/s から 3.6 m/s に減少している。
- (3) 狭窄部付近の河床変動は, 低水路の深掘れ対策として, 最深部を現地重量 200 kg に相当する捨ブロック工により保護したため, 捨ブロック工前面が洗掘されるようになり, 現況時に比べ最深部の位置は河道中央寄りに移動した。最深部の洗掘深は, 最狭部である断面 Na 23 において 4.0 m から 2.4 m に減少した。
- (4) 段階施工Ⅰおよび段階施工Ⅱにおいて, 分流量がほとんど変わらないことから, 狭窄部において, 高流速対策として左岸側の砂州を計画河床高に整正したことによる疎通能力の増大効果と, 低水路の深掘れ対策として, 最深部に捨ブロック工を設置したことによる疎通能力の低減効果とが同程度であることが明らかとなった。
- (5) 現状においては, $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の出水時には, 狭窄部低水路の洗掘がかなり大きいため, 早期に段階施工Ⅱに移行し, 捨ブロック工により低水路最深部の保護を行った方がよいと考えられる。
- (6) 狭窄部下流のわん曲部においては, 左岸側の低水路河岸が著しく浸食されており, 現地でも $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の出水時には, かなりの洗掘が予想されるため, ここに低水護岸を設ける必要があると考えられる。

渡良瀬川岩井地区模型実験
報告書 II

ISSN 0386 — 5878
主研資料 第 2513 号
昭和62年 3 月 (1987年)

要 旨 本報告書は、渡良瀬川岩井地区において、
水衝部対策として設置する水制の最適な透
過度、および段階施工時における問題点等
についてまとめたものである。

キーワード：水制、河道計画、局所洗掘対策、河床変動、渡良瀬川

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川研究室
行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第 2513 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住 所)

氏 名

⑩