

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1443号

土 木 研 究 所 資 料

蛇尾川流路工水理模型実験報告書(Ⅲ)

昭和 53 年 12 月

建設省土木研究所

はじめに

蛇尾川は通常、扇状地上で伏流して水流をみない水無川である。この蛇尾川は、昭和22年のカサリン台風、昭和23年アイオン台風、昭和24年キティ台風、それに昭和25年熱帯性低気圧による4年連続大洪水を受け、各所で河岸欠壊を生じさせ、さらに多量の土砂を中・下流部に流送し、氾濫を生じさせている。

栃木県は、このような土砂災害を防止するため、山の神砂防ダムより下流2.25Km間に砂溜工を、これより下流那須疎水間に流路工を計画した。このような背景の基に建設省土木研究所は栃木県の依頼を受け、昭和50年度より蛇尾川流路工計画に対して実験的検討を進めており、昭和50年度～51年度にかけて砂溜工計画に対する実験的検討を終え、土研資料1-246号で報告した。そして、昭和52年度以降は砂溜工の下流、流路工計画に対する実験的検討を進めており、昭和52年度に現状河道に対する問題点、法線形、断面形、砂礫堆に対する帯工の影響等についてとりまとめ、土研資料1392号で報告した。

本報告書は、蛇尾川流路工計画のための資料として最終報告するものであり、前年度に実施した実験結果と考察の要約、ならびに、前年度に引続き実験的に検討した帯工や水制工案等の実験結果と考察等について述べている。

なお、本文をまとめるにあたって、栃木県砂防課ならびに大田原土木事務所の方々や建設省土木研究所、砂防研究室、泉岩男室長には大変お世話になった。また、過去の災害記録について木下良作博士の貴重な資料を引用させていただいた。

上の方々に深く感謝致し、厚くお礼申し上げます。

建設省土木研究所、篠崎試験所

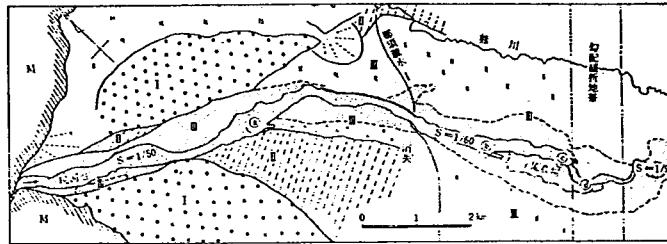
研究員 阿 部 宗 平
上 原 信 司

目 次

はじめに

§ 1 流路工計画	1
1-1 現状河道での問題点の要約	1
1-2 流路工計画の基本方針	6
§ 2 流路工計画案の検討	10
2-1 模型実験の内容	10
2-1-1 実験目的	10
2-1-2 実験ケースの内容	10
2-1-3 実験条件の設定	15
2-2 河床整理案の検討	16
2-2-1 流路幅	16
2-2-2 流路幅の実験的検討	17
2-3 水制工案の検討	22
2-3-1 河床整理案と水制工案との比較	22
2-4 帯工の検討	27
2-4-1 砂礫堆長と帯工の位置	27
2-4-2 帯工の効果	31
2-4-3 帯工の形状	47
2-5 計画河床勾配	50
2-5-1 護岸天端勾配	50
2-5-2 護岸及び帯工の基礎高と前庭保護工	51
2-6 護岸高の検討	62
2-6-1 水理計算からの検討	62
2-6-2 実験的考察	65
まとめ	68
あとがき	70
参考文献	70

ある。



M：山地 I：第1段丘 II：第2段丘 III：第3段丘 河道形状は昭、22カサリン出水後の形状がえがいてある。土地利用状況はI、IIとも主として雑木林、IIIは集落、田畑および林地で、現在もっとも利用度の高い面。IIIの中で川ぞいの着色地域は、近年の河道移動範囲、洪水時の氾濫常習地帯であって、昭、22現在、耕作者がよりついでいない範囲である。(この中に学園農場は、昭和16年より営農を開始している) ㊦㊧㊨㊩はカサリン出水で、氾濫のみならず、大量の土砂の流入、のし上げをみたところ。これらの図により、扇状地の土流の開析と下流への移行、勾配緩折地帯の存在によるその沖積性と、河状との関係などがよみとられる。

図-2 サビ川と扇状地地形(文献1)

③ 図-3は、カサリン、アイオン、キティ等の台風が発生した昭和22年～25年間の河床堆積物の増減の変化を示したものである。昭和22年のカサリン台風前の河床にくらべると、勾配の変化点のNo.21～25で土砂が堆積するほかは、局所的に堆積する場所が存在する程度で、河道は全体に洗掘されている。この土砂の堆積がおこなわれている場所は、カサリン台風時の氾濫発生点となっている。

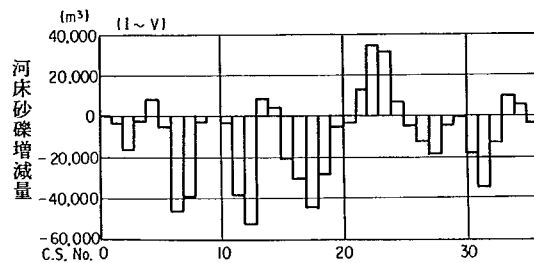


図-3 河床砂礫増減図(I)～(V)の堆積合計 122,679 m³、洗掘合計 458,669 m³、差引 335,990 m³減(文献1) (S 22～S 25年間の変動量)

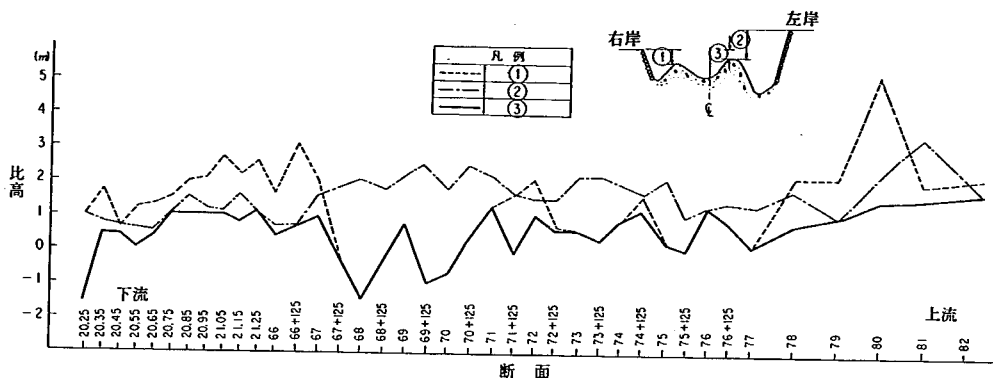
2) 昭和44年撮影の航空写真(写真-1)からみて、河道は砂礫堆や災害復旧工事等で施工されている護岸で固定されているようである。現状河道で大きな砂礫堆が形成されている場所は、左岸で塩那橋直上流部のNo.71～No.67であり、右岸でNo.78～No.67区間である。特に、右岸側に形成された砂礫堆の規模が大きい。これらの砂礫堆は、すでに昭和22年(図-2)当時に形成されており、固定化されているものが多い。カサリン台風時に、これらの砂礫堆上に流水が冠水し、氾濫常習地帯であったと、木下博士が述べている。また、No.70～No.67間の左岸に施工されている護岸は、流水を右岸に強制するような形状となっている。このように砂礫堆が流水の疎通力を阻害し、極端な屈曲部をもつ護岸法線

はその下流で新たな水衝部を生じさせ、氾濫発生点に結びつく恐れがある。



写真 - 1

- 3) 昭和47年現在の護岸高（あるいは溪岸高）と最高河床高との関係を見ると、全区間を通して護岸高に余裕がない。特にNo. 70よりNo. 67 + 125区間では河床の方が護岸天端高より高く、護岸越水に対する危険性が強い区間である。左岸では、No. 67より下流で比高が小さくなっている。（図-4）
- 4) 計画洪水流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流下させた現況実験から次のような問題点があきらかになった。
 - ① No. 73 + 50の右岸、No. 71の右岸、No. 20.15付近の左岸で護岸越水する。
 - ② 主流線の流向は、通水前の砂礫堆やNo. 73～No. 71の右岸、No. 70～No. 67の左岸等の既設護岸の影響を受けており、護岸水衝部はほぼ固定される。流水が集中する箇所での護岸沿いの洗掘が著しく、



注) 下段の断面Noは図-1及び図-3の断面Noに同じ

図-4 最高河床高と護岸天端高との比高の縦断的变化

流速が $6 \text{ m/sec} \sim 10 \text{ m/sec}$ と大きい。特にNa 6 8 + 1 2 5 ~ Na 6 7 の左岸の護岸沿いでは、 $9 \text{ m/sec} \sim 10 \text{ m/sec}$ と高流速が生じており、護岸の安全性に乏しい。(図-15)

③ 洪水があった場合、河道は洗掘されるので、流路工終端より下流部で土砂堆積による災害が想定される。(表-4)

5) 以上のような問題点に対して蛇尾川は

4) 項の①に対しては掘込み河道とし、河道を整理する。

②に対しては砂礫堆を取り除くほか、流況に悪影響を与えている護岸法線 (Na 7 1 + 1 2 5 ~ Na 7 0 + 1 2 5 の右岸、Na 7 2 ~ Na 6 7 の左岸) を修正した方がよいと考えられる。

③に対して、河床低下を防止し、下流での土砂堆積による災害を防止する。

等の対策を講ずる必要があると考えられる。

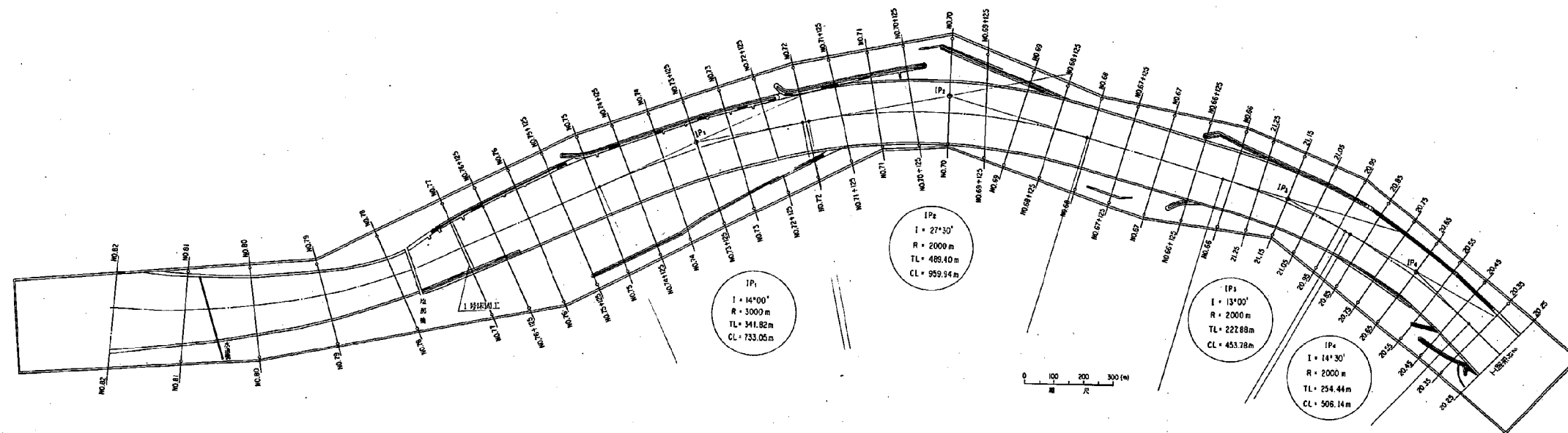
1-2 流路工計画の基本方針

1) 現状河道の問題点を述べているように、Na 6 7 より上流で河道内に形成された単列砂礫堆は、流水の疎通を阻害し、護岸沿いに流水を集中させるので護岸を危険にする。また、Na 7 0 ~ Na 6 6 左岸屈曲部は下流に新たな水衝部を生じさせる。さらにNa 6 6 より下流部は天井川であり、護岸越水の危険性がある。以上のことから、蛇尾川は河床整理と屈曲部である護岸法線の修正を先行すべきだと考えられる。

2) 法線計画は、次に述べることを考慮して図-1に示す形状が考えられる。

① 現状河道で流況に悪影響を与えているNa 7 2 ~ Na 6 9 の右岸、Na 7 0 ~ Na 6 6 の左岸の既設護岸法線を修正する。

② 反曲線を避け、曲率半径は流路幅 (200m) の $10 \sim 15$ 倍¹⁾ とし、彎曲度は $\theta = 60^\circ$ 以上²⁾ とする。



图—1 流路工法线形状

3) 流路幅について

- ① 既設護岸を生かすと流路幅は200mに計画される。河床整理も計画法線に沿った幅200mで実施する。
- ② ただし、50年確率である計画洪水流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$ 、および、4～5年確率流量 $475\text{m}^3/\text{sec}$ に対応する流路幅³⁾は150mであると考えられ、これらの流量に対して計画した流路幅200mは大きすぎる。
- ③ 既設護岸を利用することを前提に流路工計画をたてると、計画法線に従って150m幅で掘削し、法面に大礫を敷きならべる複断面方式とすることが考えられるが、河道は弯曲しており、しかも河道内に単列砂礫堆が形成されるので掘削法面の維持が困難であろう。
- ④ そこで、流路幅を150mとする水制工案が考えられる。単列砂礫堆長に対して適切な間隔を与えた場合の水制は複列砂礫堆にかえ、砂礫堆長を短くする性質があることが建設省土木研究所が実施した大谷川流路工水理模型実験¹⁾の結果から分かっている。

4) 縦断勾配について

- ① 流路工計画河床勾配は、上流の砂溜工と下流の河川改修区間との河床勾配を見くらべて計画し、勾配の急変を避けるべきである。また、現河道に存在する那須疎水、塩那橋水管橋等の工作物によっても制約される。蛇尾川河川改修区域での河床勾配⁵⁾や、流路工計画区間の最下流部で河道を横断する那須疎水への影響を考慮し、栃木県が流路工終端に計画した床固工（落差2m）の水通天端を基準高とし、塩那橋や水管橋の基礎の根入深を考慮してNa77地点に計画した落差1.5mの床固工の水たたき天端を結ぶ1/59を計画河床勾配とする。なお、この勾配は砂溜工区間の1/59の勾配に等しく、昭和47年における最深河床勾配にはほぼ等しい。
- ② 土研資料第1392号で述べているように1/59の勾配で河道整理をおこなうことにより不安定土砂が除去されるので、流路工末端から流出する土砂量は減少すると推定される。しかし、計画洪水流量時には、流路工内に単列砂礫堆が形成され護岸沿いに流水が集中するので、護岸沿いで河床が洗掘され土砂生産源となるほか、護岸の安全性に乏しい等の問題が生じる。蛇尾川の場合、帯工は単列砂礫堆を複列砂礫堆に変える機能を有することが前年度実施した実験から推定されるので、本実験は、さらに帯工の機能に対する検討を進め護岸の安全度を高める対策を講ずる。

表—4 給砂量と流出土砂量との関係

実験No.	給砂量(A)	流出土砂量(B)	A/B	変動量
1	263,600 ^{m³}	325,000 ^{m³}	1.188	— 51,400 ^{m³}
2	171,000	317,000	1.857	— 146,000

§ 2 流路工計画案に対する実験的検討

2-1 模型実験の内容

“はじめに”で述べているように、本実験は昭和52年度に引継ぎ蛇尾川流路工計画に対する検討をおこなうものである。これまでに ①現状河道における問題点、②法線形、③断面形、④砂礫堆に対する帯工の影響等について検討し、土研資料1392号で報告しているが、実験目的の項で列挙する内容が問題点として残された。なお、模型概要、河床材料、実験方法、実験条件等については土研資料1392号を参照されたい。

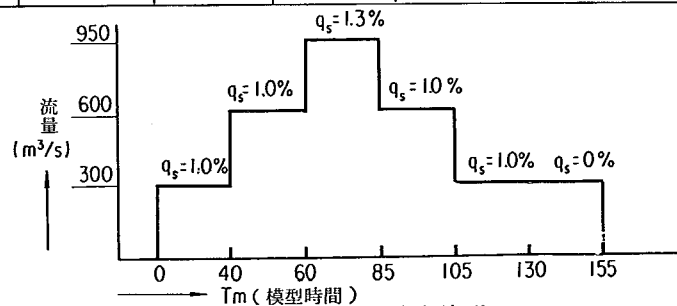
2-1-1 実験目的

- 1) 図-2に示す洪水波形流量を想定した場合の河床整理案について検討する。
- 2) 砂礫堆に対する水制工および帯工の影響について検討する。
- 3) 適切な帯工間隔と帯工の形状を検討する。
- 4) 護岸高、護岸基礎、帯工前庭保護工等を検討する。

2-1-2 実験ケースの内容

表-1 実験ケースの内容

実験No	流量(m^3/s)	給砂量(%)	実験時間(分)	実験形態	摘要
1	流量変化	1.0, 1.3	155	河床整理の検討	図-2
2	475	0.3	60	水制工の検討	
3	流量変化	平衡	120	“	図-3
4	475	0.3	60	帯工の検討	
5	流量変化	平衡	120	“	図-3
6	950	0.3	60	“	
7	950	—	—	護岸高、基礎、前庭保護等の検討	固定床



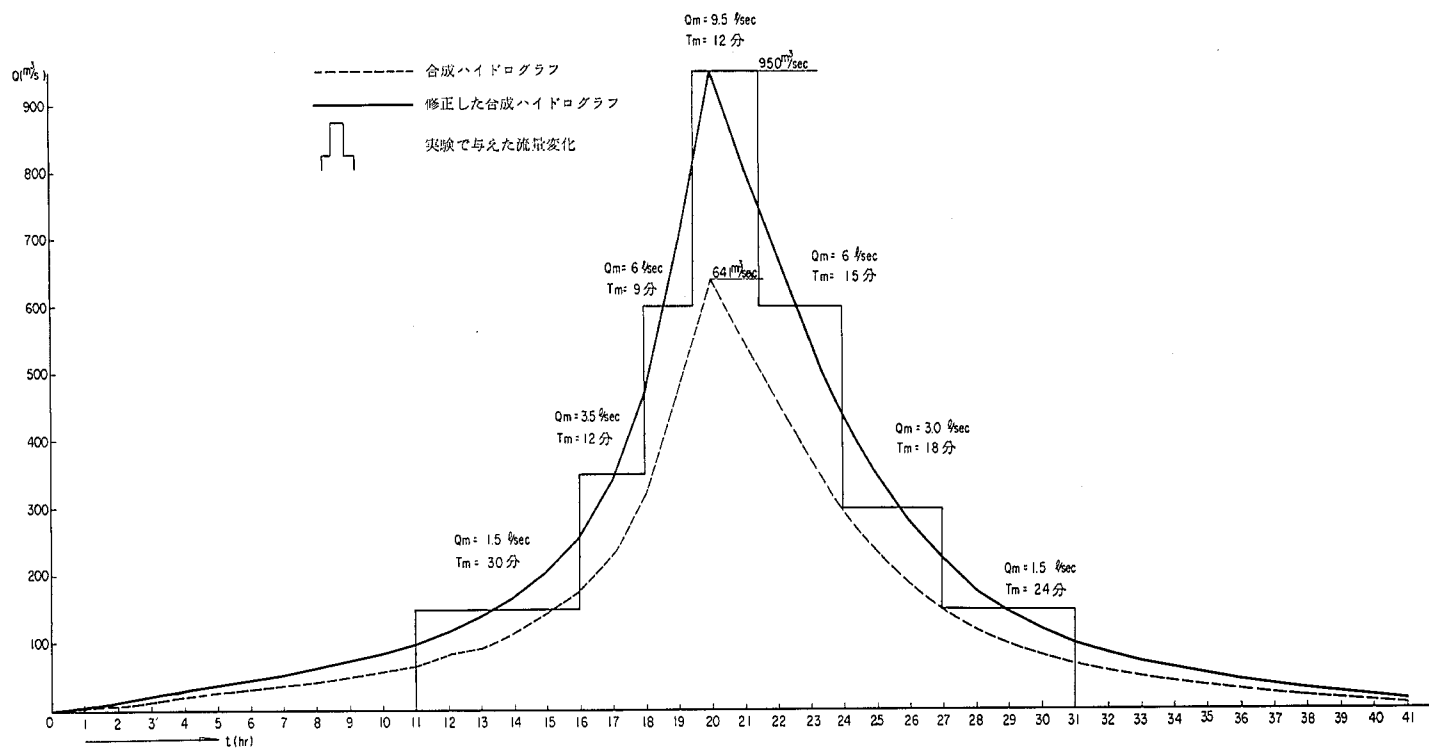


図-3 洪水波形

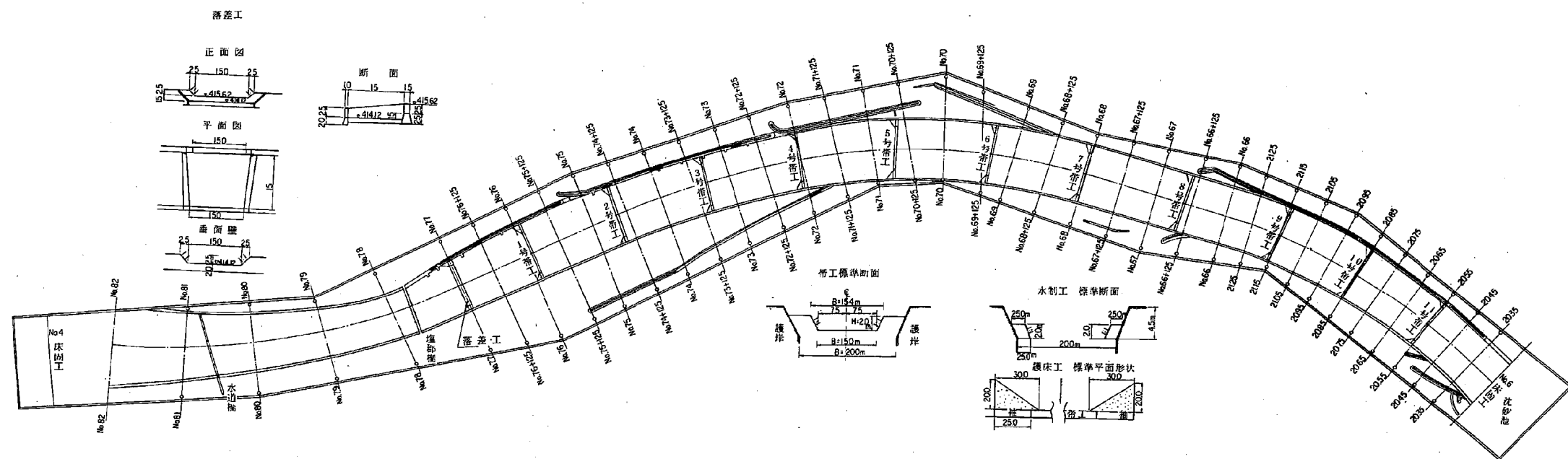


図-4 計画平面形状と標準断面

- 1) 実験No 1は、図-2に示す法線形で流路幅を200mとし、河床勾配1/59とする河床整理案の検討実験である。土研資料第1392号で同一河道条件で単一流量を与えた場合の河床整理案の検討結果を報告しているが、ここでは図-2のように想定した洪水波形流量を与えた場合の河床整理案を検討する。
- 2) 実験No 2及びNo 3は、水制工案を検討する。この水制工間隔は、図-4に示した帯工間隔と同じであり、前年度に実施した砂礫堆と帯工間隔（土研資料1392号P27）を基に計画した。また、水制工の長さは将来の河道状況に応じて帯工が必要となった場合を想定し、河道中心線より各々75m、すなわち、帯工の水通し幅が150mとなるように計画している。
- 3) 実験No 4、No 5、No 6は帯工案について検討する。前年度に実施した帯工に関する実験結果から、No 7より上流で単列蛇行が生じることや、帯工下流で流路中央部が洗掘される等の問題が生じている。（土研資料1392号 P29～P36）そこで、帯工間隔や帯工の形状についてさらに検討を加える。
- 4) 実験No 7は、護岸高、護岸及び帯工の基礎、前庭保護等の検討をおこなう。実験は、細測をおこなうために実験No 6の実験終了時の河床状態をそのままモルタルで固定した。

2-1-3 実験条件の設定

1) 洪水波形

- (1) 実験No 1の図-2に示した波形は、あらかじめ流量を設定し、与えた各々の流量に対し流況が安定する時間を観測によって定めたものである。
- (2) 実験No 3及び実験No 5の波形は次に示すような考えの基に図-3のように想定した。
 - ① 中安の総合単位図法⁶⁾により、ハイドログラフを作成する。計画降雨として日雨量単位ハイドログラフを算定した。条件設定は、山の神砂防ダムを基準点とすると、流域面積3.5Km²、流路延長12.6Kmである。出水状態に対しては $T_{0.3}=3.0$ tgを用いた。確率日雨量として栃木県の計画⁷⁾にに従い塩原観測所における既応最大日雨量387mm（昭和24年8月31日キティ台風）の値を、また、係数bは3.5の値を用いた。また、損失雨量は無視している。

2) 給砂量

- (1) 今回の実験で水制工及び帯工の検討は洪水波形流量に対して模型最上流部の2断面間の河床高、及び河床勾配が変化しないような平衡給砂をおこなった。また、そのほかの単一流量に対しての給砂量は0.3%を与えた。この0.3%は砂溜工が完成した直後や砂溜工内で常時除石がおこなわれている状態の基で、計画洪水流量950m³/secの出水があった場合の実験的に求めた流出土砂量である。また、4～5年確率流量475m³/secに対する0.3%は、砂溜工内に土砂が堆積する土砂の平均的な流出量である。（土研資料第1392号 P10～11）このほか、給砂量として砂溜工に堆積している土砂が950m³/secの出水で流送される最大値の1.3%を与えた場合の検討をおこなうべきであるが、前年度の実験結果によれば、①給砂量1.3%及び0.3%を与えないいずれの場合でもNo 7より上流で単列蛇行する問題が生じている。（土研資料第1392号、P50、P65～P68）②給砂量1.3%与えた場合は、No 7付近より上流に多くの土砂が堆積する。③帯工は乱流防止と河床低下防止を目的の1

つとして計画するものである。0.3%は河床低下の傾向となつてあらわれること等を考え合せ、単一流量に対して0.3%を、また、洪水波形流量に対しては平衡給砂を与えて水制工及び帯工案の検討をおこなうことにする。

- (2) 以上のような条件で計算された合成ハイドログラフは図-3で点線で示されたピーク流量は641 m^3/sec となる。ただし、栃木県は蛇尾川の計画洪水流量を40~50年確率流量の950 m^3/sec としてゐることから、ピーク流量が950 m^3/sec となるように合成ハイドログラフで算定した値に対して1.482倍(950/640)した値を計画ハイドログラフとして用ゐることにする。

2-2 河床整理案の検討

2-2-1 流路幅

- 1) 芦田ら⁸⁾の研究発表によれば、「流路幅と流量は $B = (3.5 \sim 7) Q^{1/2}$ の関係にあり、流路工の設計に対してもこの関係式で得られるような流路幅が考慮すべき最大値であらう。」と言っている。この場合、蛇尾川における流量と流路幅との関係は次のようになる。

	$Q = 475 \text{ m}^3/\text{sec}$	$Q = 950 \text{ m}^3/\text{sec}$
$B = 3.5 Q^{1/2}$	76 m	108 m
$B = 5 Q^{1/2}$	109 m	154 m
$B = 7 Q^{1/2}$	152 m	216 m

すなわち、4~5年確率流量に対する最大幅は152 mであり、計画洪水流量に対するの最大幅は216 mであり、複断面方式をとることになる。

- 2) 池谷ら³⁾は芦田ら⁸⁾の研究と同じ Regime 理論から流量に対する河幅は $B = \alpha Q^{1/2}$ で示されるが、 α を計画洪水流量に対する α_1 と最も出現頻度が多い、例えば確率 1/1 ~ 1/3 の流量に対する α_2 とに

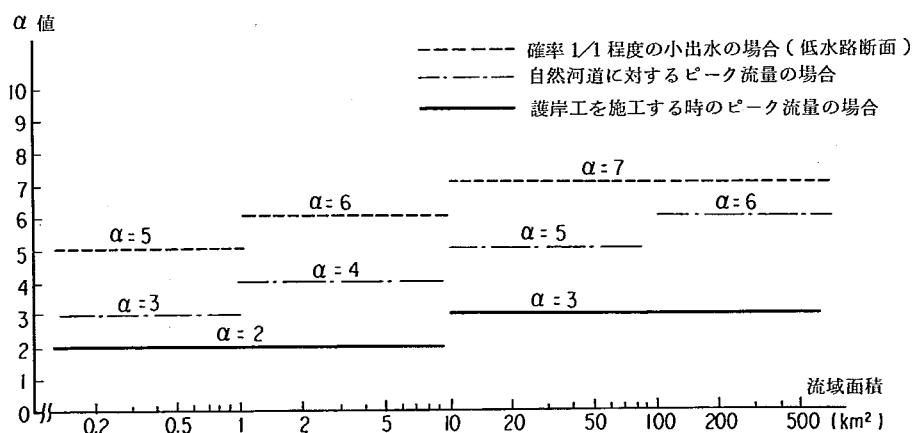


図-5 安定河道設計のための河幅(案) (文献4)

分け、図-5に示す流域面積と α 値との関係を提案している。蛇尾川は流域面積 5.38Km^2 、計画洪水流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$ 、出現頻度が多い流量として4～5年確率流量の $475\text{m}^3/\text{sec}$ を設定条件とすると計画洪水流量に対する河幅 B_1 は、図-5より $\alpha=3\sim5$ となる。 $Q=950\text{m}^3/\text{sec}$ であるから、 $B_1=92\sim154\text{m}$ となる。すなわち、護岸工を施さない状態での河幅は 154m が妥当幅となる。一方、 $475\text{m}^3/\text{sec}$ に対する河幅 B_2 は $\alpha=7$ であるから $B_2=152\text{m}$ が妥当幅となる。

3) 以上の考え方を整理すると次のようになる。

- ① 芦田ら⁸⁾の研究成果によれば、蛇尾川は低水路幅を 150m とし、高水敷幅を 210m とする複断面面形が望ましいことになる。
- ② 池谷ら³⁾の研究成果によれば、流路幅 150m とする単断面で掃流力と限界掃流力との関係から $950\text{m}^3/\text{sec}$ を対象とすると 30cm 以上の礫径で河床全面にアーマコートを人為的に形成することが望ましいことになる。

2-2-2 流路幅の実験的検討

- 1) 流路幅を 100m 、河床勾配 $1/59$ に計画し、流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$ 及び $475\text{m}^3/\text{sec}$ を与えた場合に、流路内は単列砂礫堆が形成され、水衝部ではいずれの場合も $10\text{m}/\text{sec}$ という高流速が生じ護岸沿いの河床洗掘が著しい。(写真-2、写真-3)
- 2) 流路幅を 200m に計画し、① $950\text{m}^3/\text{sec}$ を与えた場合は流路内に単列砂礫堆が形成され、水衝部で $7\sim8\text{m}/\text{sec}$ の高流速が生じ、 $4\sim5\text{m}$ の洗掘を受けるので護岸の維持の面で問題がある。②4～5年確率流量の $475\text{m}^3/\text{sec}$ に対しては、実験開始当初は複列砂礫堆が形成されるが、流過時間の経過に従い弯曲部の影響を受け砂礫堆が大きく発達し、単列砂礫堆とみなせるようになる。流水はやがて右岸沿いに集中するようになり、流速は $5\sim7\text{m}/\text{sec}$ と大きく護岸維持面で問題がある。(土研資料第1392号 P17～23 P42～45)
- 3) 流路幅 200m 、河床勾配 $1/59$ の状態で洪水波形流量を与えた場合(実験No.1)の各々の流量に対する流況を写真-4に示した。
 - (1) 流量 $300\text{m}^3/\text{sec}$ 時は網状あるいは複列砂礫堆が形成されるが、次第に単列砂礫堆に変化していく。流水が集中する護岸沿いでの流速は $4\sim5\text{m}/\text{sec}$ 程度である。
 - (2) 流量 $600\text{m}^3/\text{sec}$ から $950\text{m}^3/\text{sec}$ へと流量が増すに従い、小規模な砂礫堆が重なりながら雪だるま式に大規模砂礫堆に発達していく。砂礫堆が移動していくのに伴い、流水が護岸沿いに集中する位置も下流に移動していく。流水が集中する所で $600\text{m}^3/\text{sec}$ 時に $6\sim8\text{m}/\text{sec}$ 、 $950\text{m}^3/\text{sec}$ 時で $7\sim11\text{m}/\text{sec}$ という高流速が生じている。
 - (3) ピーク流量後は、流量の減少に伴い砂礫堆の移動も小さく複列砂礫堆へと流況が変化し、流路は固定されるようになる。流速は $600\text{m}^3/\text{sec}$ 時に $7\sim8\text{m}/\text{sec}$ 、 $300\text{m}^3/\text{sec}$ 時に $5\sim6\text{m}/\text{sec}$ の値が測定されている。
 - (4) 以上のように波形流量を与えた場合でも単一流量の場合と同様護岸の安全性に乏しい。

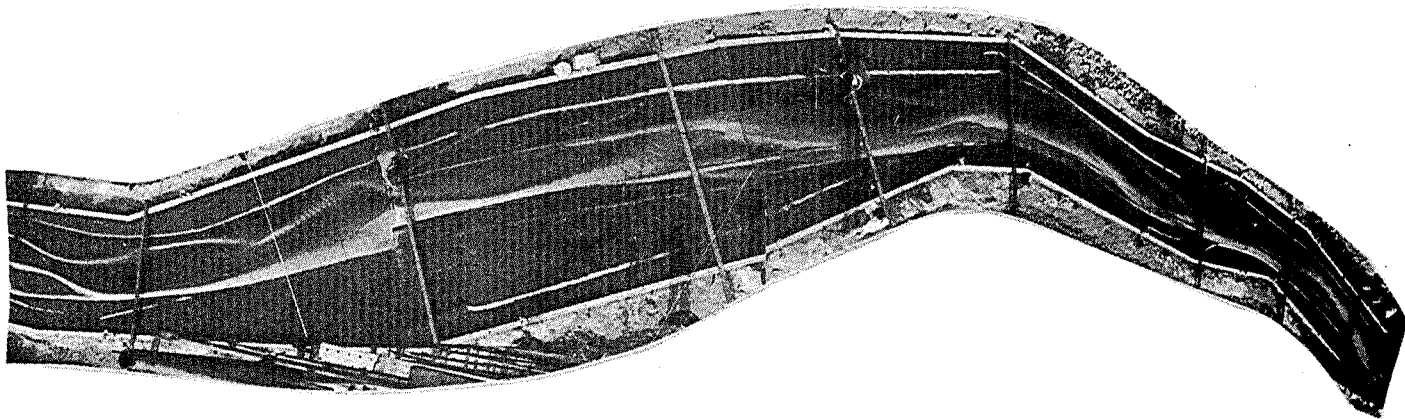


写真-2 流路内に単列砂礫堰が形成されている。(流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$, 流路幅 100 m)

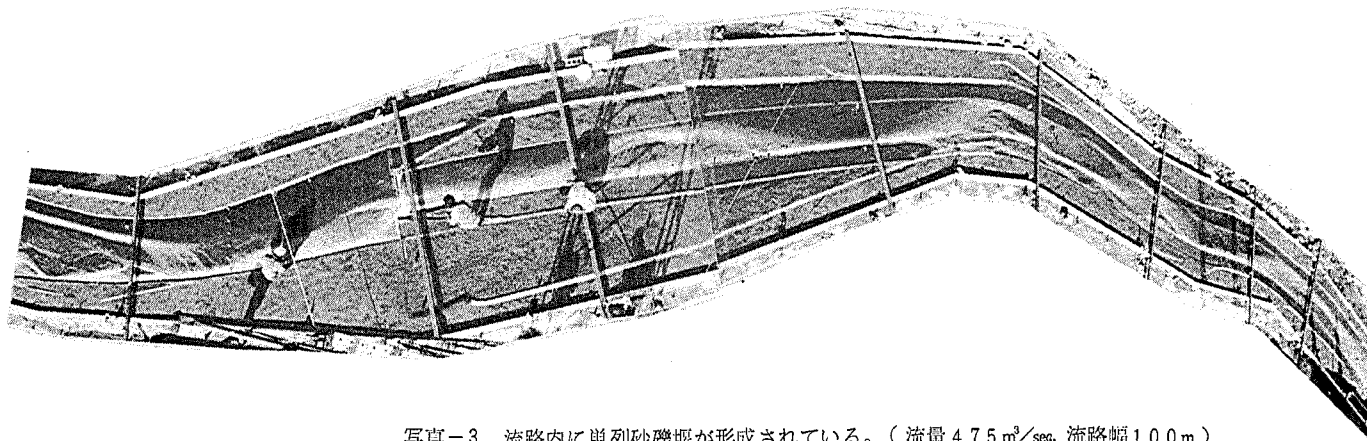
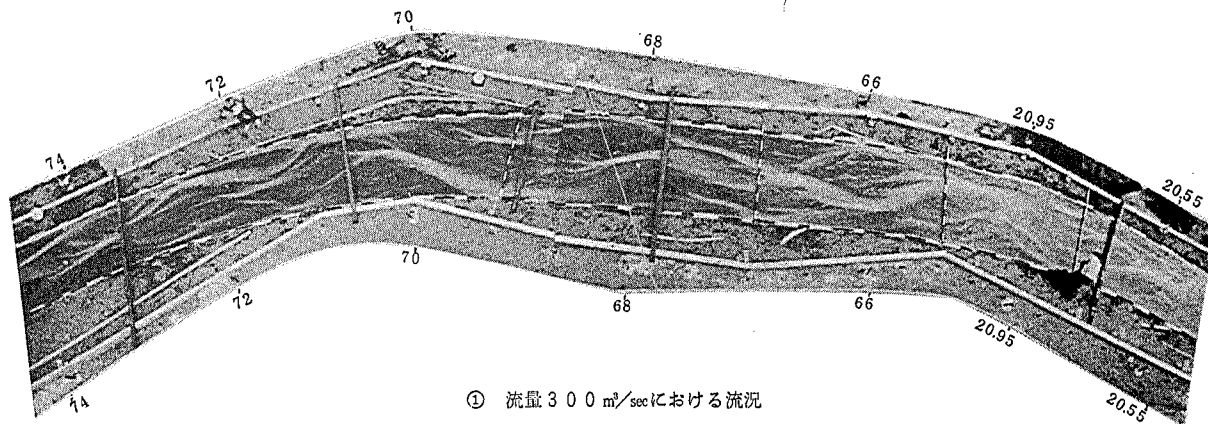
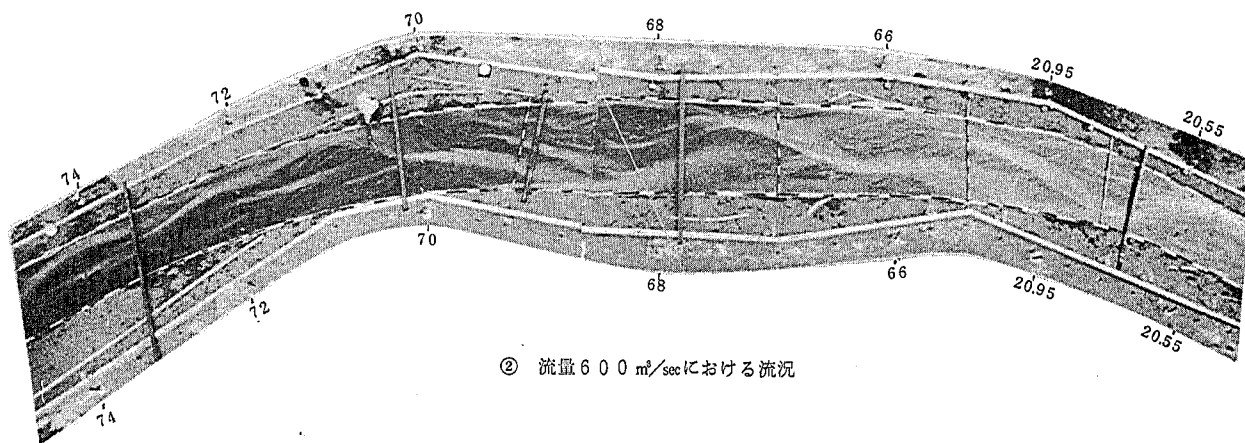


写真-3 流路内に単列砂礫堰が形成されている。(流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$, 流路幅 100 m)

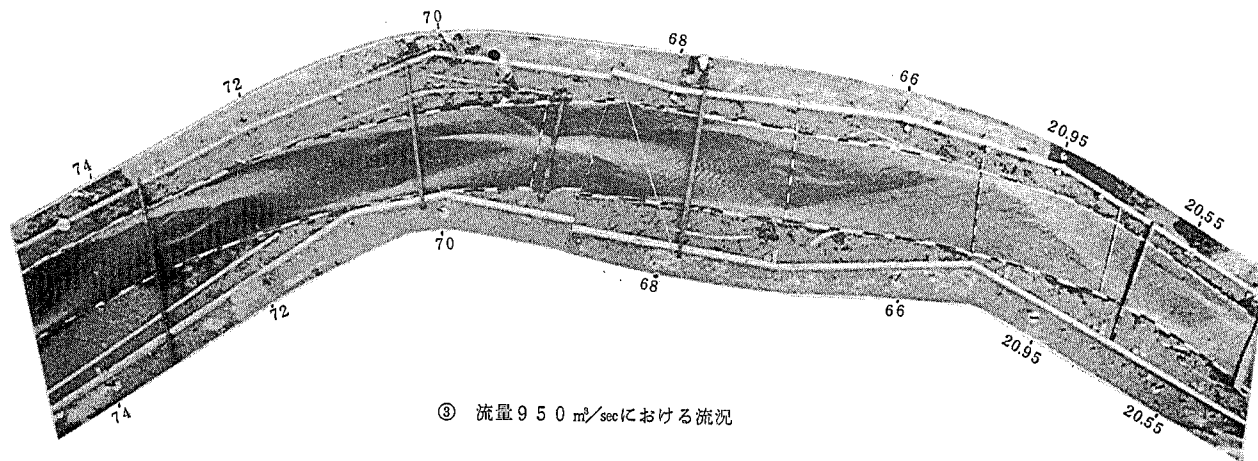


① 流量 300 m³/sec における流況

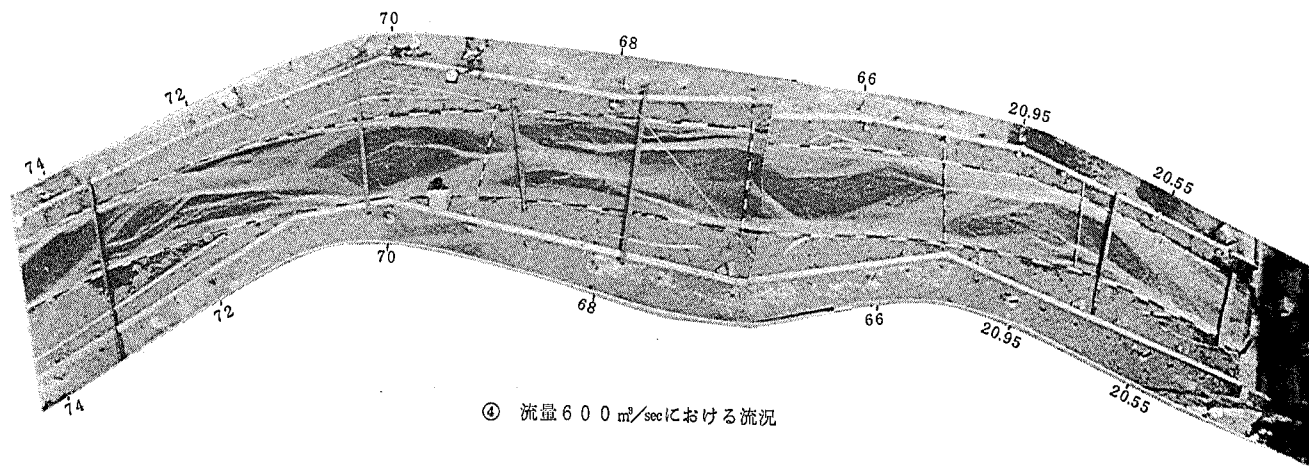


② 流量 600 m³/sec における流況

写真-4・(1) 洪水波形流量を与えた河床整理案の流況

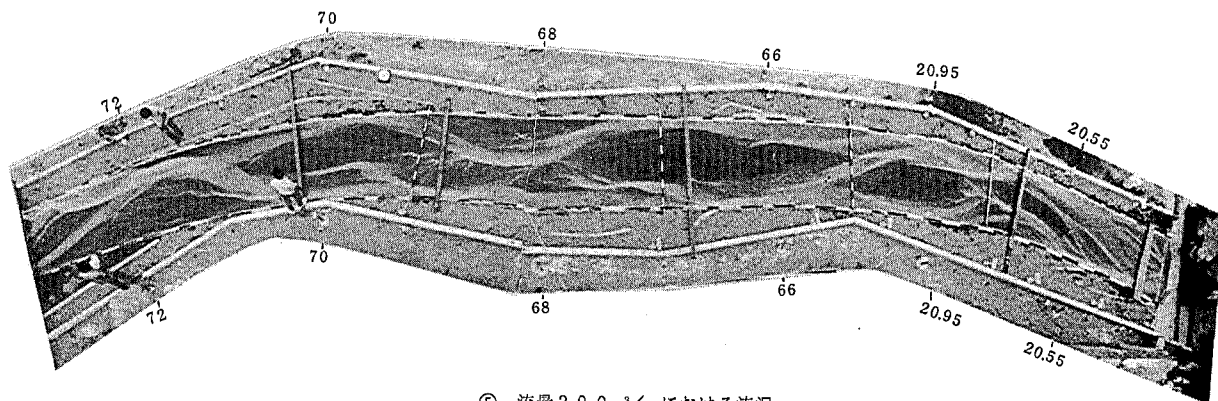


③ 流量 950 m^3/sec における流況



④ 流量 600 m^3/sec における流況

写真-4・(2) 洪水波形流量を与えた河床整理案の流況



⑤ 流量 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ における流況

写真-4・(3) 洪水波形流量を与えた河床整理案の流況

4) 考 察

- (1) 流路幅 100 m と 200 m について実施した実験結果によれば、いずれも単列状の砂礫堆が形成され護岸の安全性に欠ける。
- (2) これは弯曲法線による影響を多分に受けていることが推定されるので、流路幅を 150 m に計画しても単列状の砂礫堆が形成されることが予想される。また、この場合 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対して 30 cm 以上の大礫で河床全面にアーマコートを人為的に形成することが望ましいが、30 cm の粒径は河床構成材料の 90 % 粒径に相当しており量的確保が問題である。
- (3) 蛇尾川の現流路は約 200 m 程度であり右岸の一部を除いて護岸が施工されている。既設護岸を利用し、現状河道を狭めない考え方をとれば流路幅 200 m とする案が考えられる。ただし、護岸工作物の安全性を高めるために流水の整流化が必要となる。

2-3 水制工案の検討

河床整理案で述べているように、弯曲河道である法線形状にも影響を受けていると推定されるが、護岸沿いに流水が集中するので護岸の安全性に乏しい。そこで、水流の方向を変えさせ、流心を河道の中央部に追いやって護岸の安全性をはかるための水制工法を検討する。蛇尾川に計画する水制工案は次のような考え方に基いている。

- (1) 将来、河床変動状況から帯工が必要となる場合、水制工が帯工の袖部の役割を果たす。
- (2) 直角水制とする。
- (3) 水制工の長さは、計画洪水流量及び 4～5 年確率流量に対応する流路幅 150 m を確保できる長さであり、25 m を標準とする。
- (4) 水制工間隔は後述するような砂礫堆長と帯工間隔の検討結果から 275 m～350 m、すなわち流路幅の約 1.4 倍～1.75 倍とする。
- (5) 水制周辺部での局所洗掘を防止する目的で、水制の周辺は 10 m 幅の根固工を施している。

2-3-1 河床整理案と水制工案との比較

1) 護岸沿いの洗掘深と流速

- ① 図-6 は水制工案と河床整理案とについて護岸沿いの流速を比較したものである。水制工をもうけると Na 71～Na 68 の間で流速が $2 \sim 3 \text{ m}/\text{sec}$ と小さくなっているが、Na 68 より下流は大差がない。
- ② 図-7 は、水制工案と河床整理案とについて護岸沿いの洗掘深を比較したものである。水制工をもうけると、洗掘深が小さくなる傾向を示し、特に Na 68 より上流で洗掘深が小さくなっている。しかし、Na 68 より下流では河床整理案と大差がない。
- ③ 以上のように水制工は Na 68 より上流の護岸沿いでの流速を減少させ、洗掘深を小さくすることができる。

2) 流出土砂量

表-2 は、実験時間を通しての総給砂量と模型末端からの総流出土砂量との関係を比較している。給

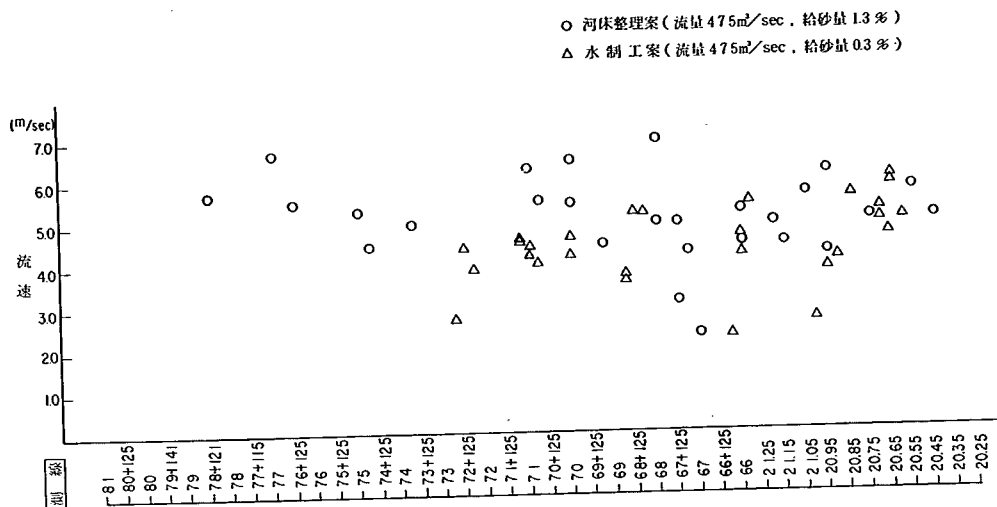


図 - 6 流速の比較

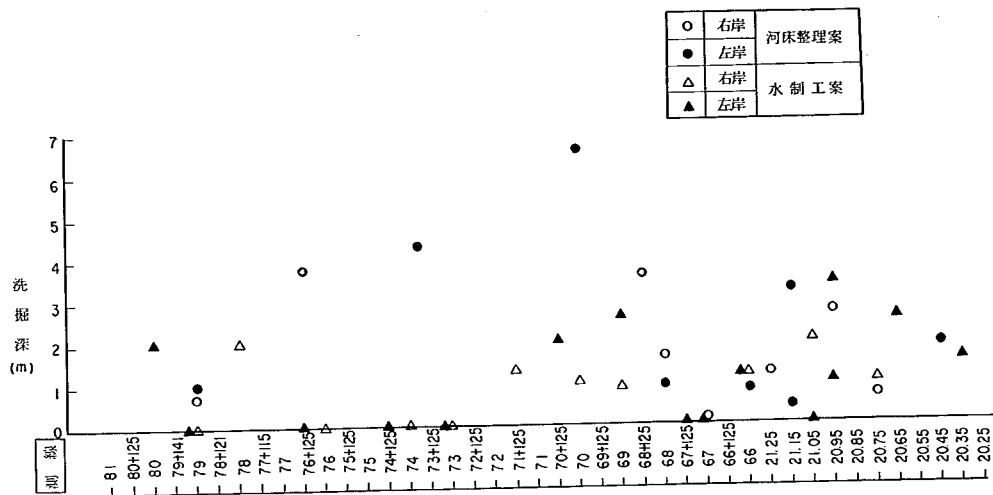


図 - 7 護岸沿いの洗掘深 (流量 475m³/sec)

砂量の相違による影響が小さいとすれば水制工案の方が模型末端から流出する土砂量が多い。図 - 8 は流出土砂量の時間的変化を比較している。水制工案の場合に流出土砂量の時間的変化にある周期性が認められるのに対して、河床整理案は実験時間を通してバラツキが小さい。これは河床整理案の場合に右岸に流水が集中し流路が固定される影響があると考えられる。

表-2 給砂量と流出土砂量との関係

	実 験 条 件		流出土砂量 (B)	B/A
	流 量	給砂量(A)		
河 床 整 理	(m^3/sec) 475	(m^3/sec) 6.170	2.640	0.427
水 制 工	475	1.425	3.111	2.183

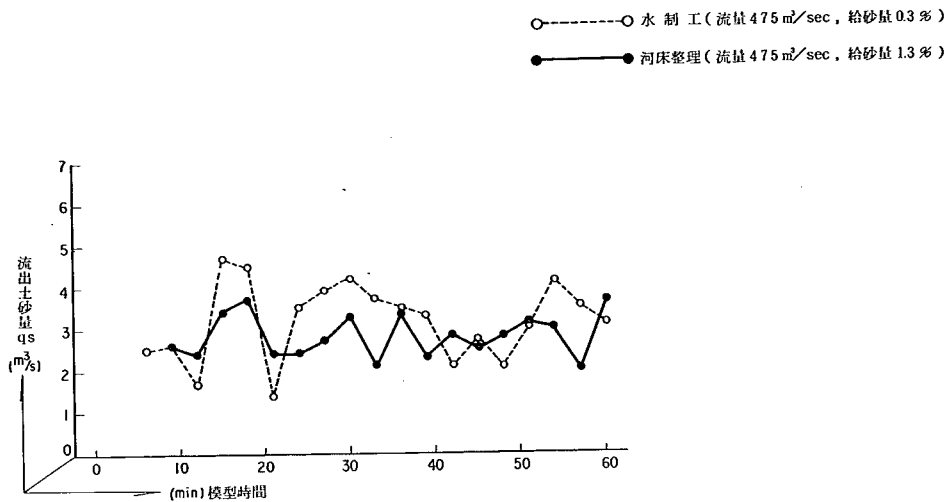


図-8 流出土砂量の時間的変化の比較

3) 河床形態

- ① 写真-5は河床整理案の $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ における流況を、写真-6は水制工案の $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ における流況を示している。河床整理案の場合に右岸の護岸寄りに流水が集中しているのに対して、水制工案の場合に流水は河床整理案にくらべて流路中央部を流下しており、流水の片寄り弱まる。このことから水制工を設けると弯曲法線による影響を弱めることができると推定される。
- ② 写真-7は、水制工案で流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時における流況を示したものである。流路内に単列砂礫堆が形成されており、水制工を設けない場合と同様な流況を示している。
- 4) 以上、水制工案は河床整理案にくらべると4～5年確率流量の $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対して護岸沿いの流速や洗掘深を小さくすることができ、護岸の安全性を高めることができる点で有利である。ただし、流路工からの流出土砂量が多くなること、また、計画洪水流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては河床整理案と同様な単列砂礫堆が形成され、水制工の効果が認められない等の問題がある。

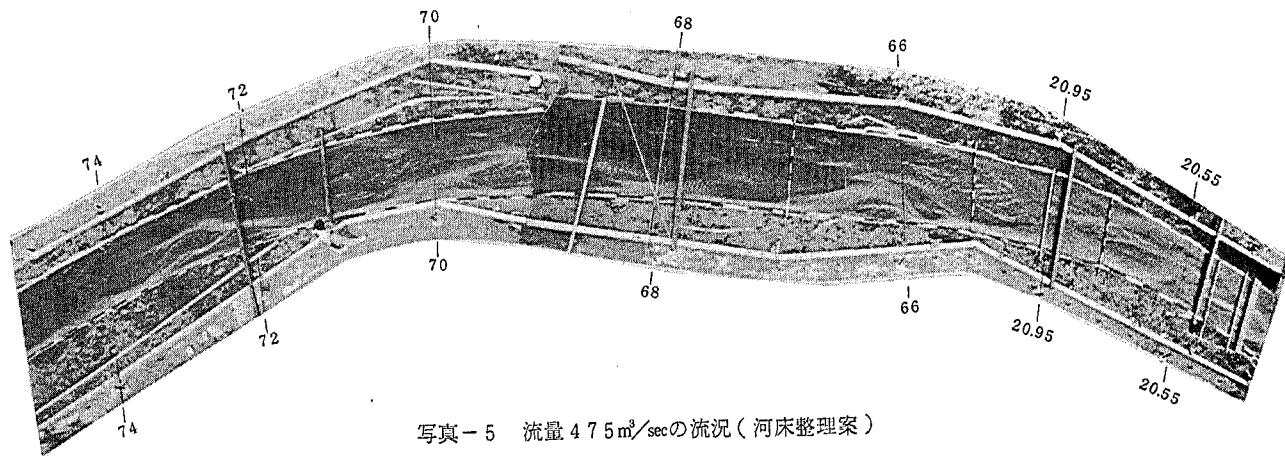


写真-5 流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流況（河床整理案）

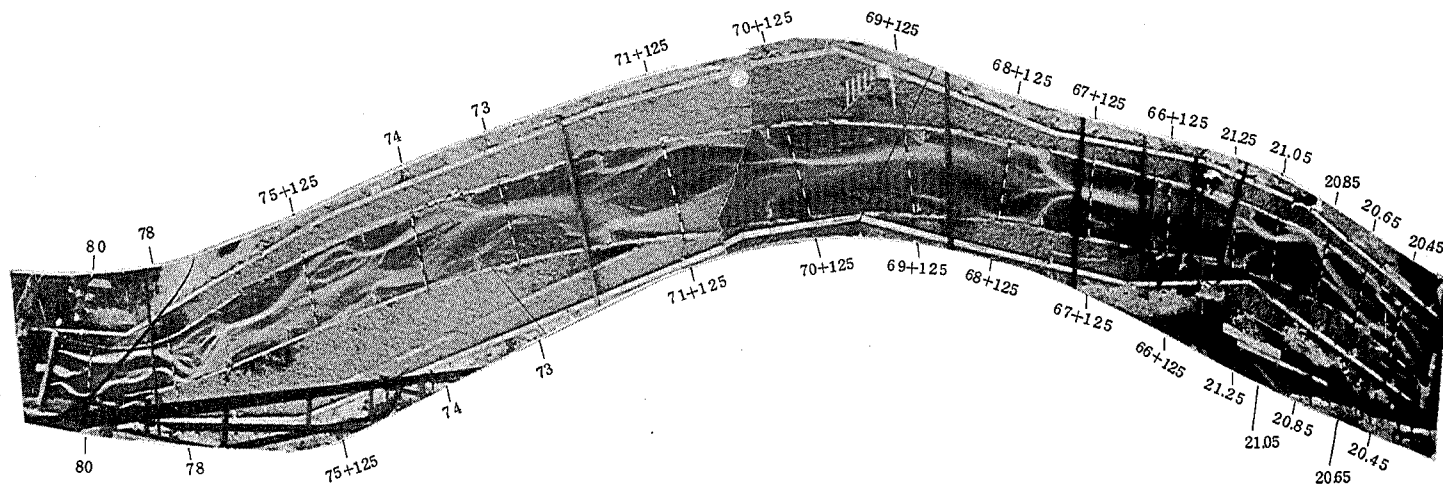


写真-6 流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流況（水制工案）

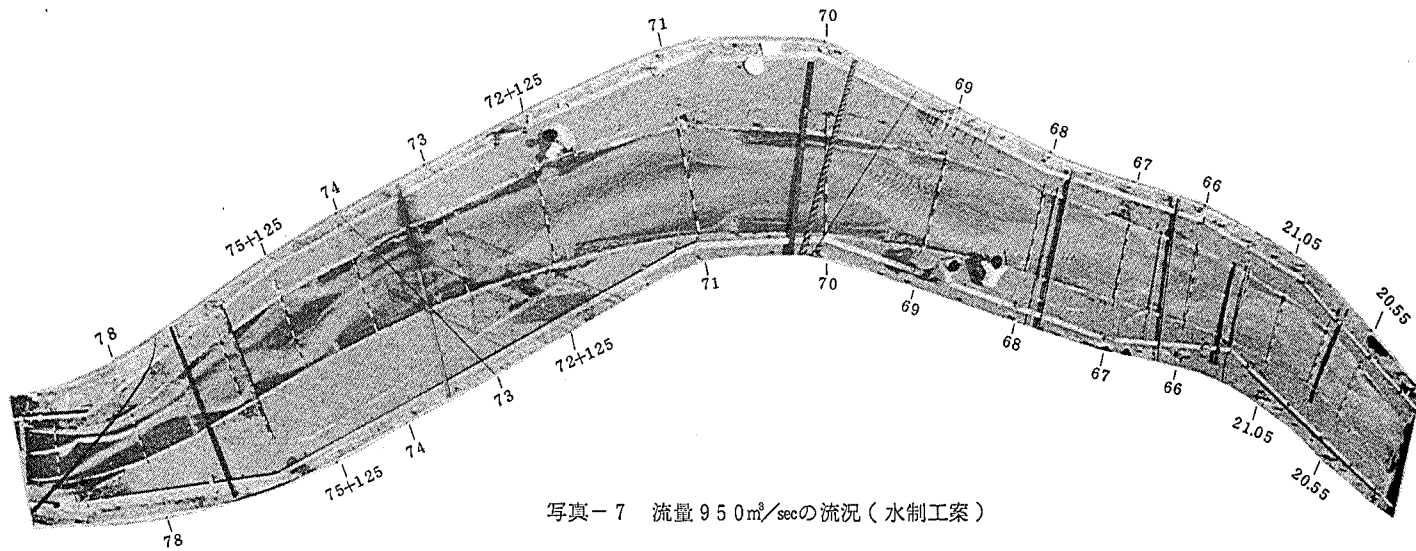


写真-7 流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流況 (水制工案)

2-4 帯工の検討

2-4-1 砂礫堆長と帯工の位置

1) 図-9で計画洪水流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与え、帯工がない状態の基に形成された砂礫堆の平面形状を示している。土研資料 1408号⁹⁾は水理実験と現地調査結果から、流量、粒径、河床勾配に無関係に砂礫堆長と流路幅は $\ell_s = (3 \sim 10) B$ の関係にあると述べている。本実験から蛇尾川における砂礫堆長と流路幅との関係を表-3-(1)で示しているが、砂礫堆長 ℓ_s と流路幅 B との関係は $\ell_s = (2.25 \sim 4.50) B$ となっている。

2) 前年度の実験で帯工の位置は図-9に示すように、砂礫堆の始端、中央、終端となるように考慮し、表-3-(1)で示すように帯工間隔 L と流路幅 B との関係を $L = (1.5 \sim 2.25) B$ に計画している。

表-3-(1) 砂礫堆長と帯工間隔

砂礫堆長 (ℓ_s)	流路幅 (B)	ℓ_s/B	帯工名称	帯工間隔 (L)	L/B
(複列) 450	200 ^m	2.25	1号落差工～1号帯工	450 ^m	2.25
(単列) 900	"	4.50	1号帯工～2号帯工	400	2.00
	"		2号帯工～3号帯工	400	2.00
	"		3号帯工～4号帯工	325	1.625
(単列) 900	"	4.50	4号帯工～5号帯工	325	1.625
	"		5号帯工～6号帯工	325	1.625
(複列) 650	"	3.25	6号帯工～7号帯工	350	1.750
	"		7号帯工～8号帯工	350	1.750
(単列) 450	"	2.25	8号帯工～9号帯工	300	1.500
	"		9号帯工～10号帯工	300	1.500
(複列) 70	"		10号帯工～2号落差工	300	1.500

※ ①砂礫堆長 ℓ_s は帯工設置前に形成された長さである。ただし、上流端の1号落差工及び下流端の2号落差工は設置している。

3) 帯工案で流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対する流況を写真-8に、 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対する流況を写真-9で示しているが、流水は河床整理案の流況(土研資料 1392号、P59～61)にくらべると流路中央部を流下するようになる。しかし、流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、及び $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ のいずれの場合もまだ、4号帯工より上流で単

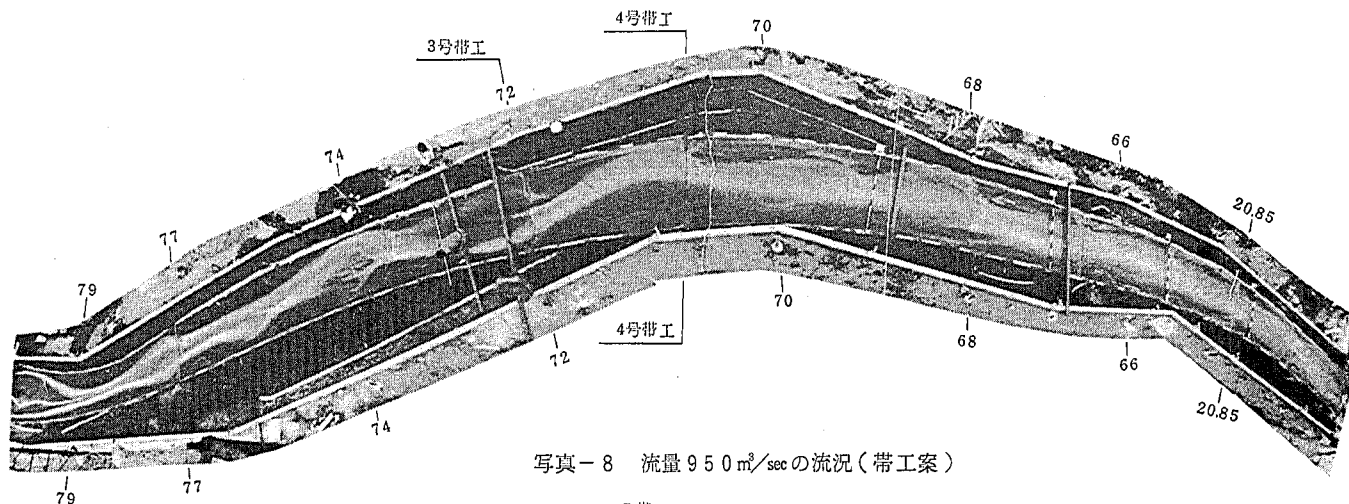


写真-8 流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流況（帯工案）

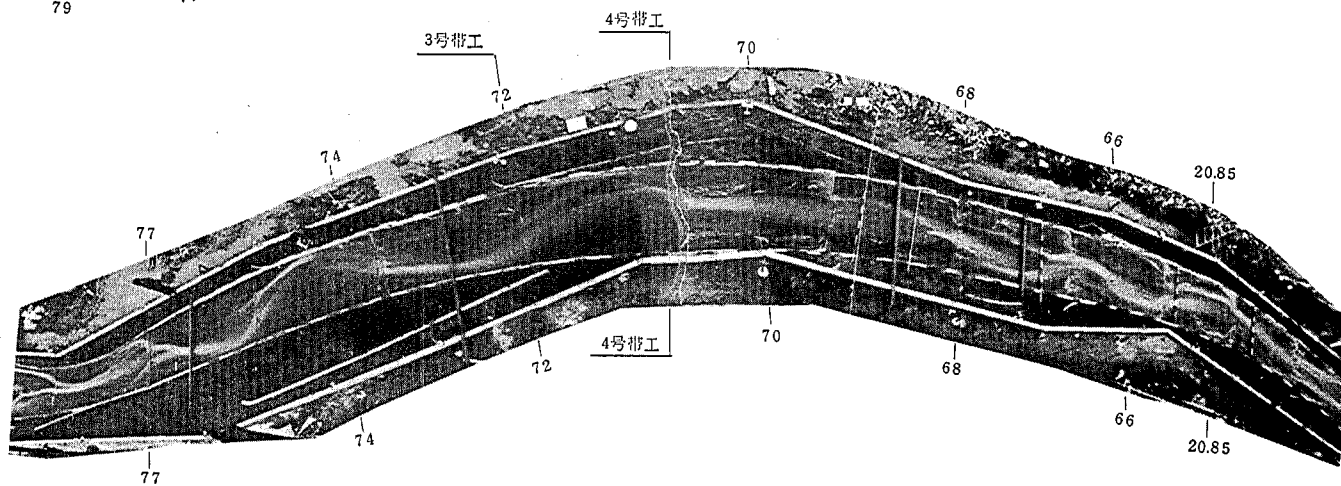


写真-9 流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流況（帯工案）

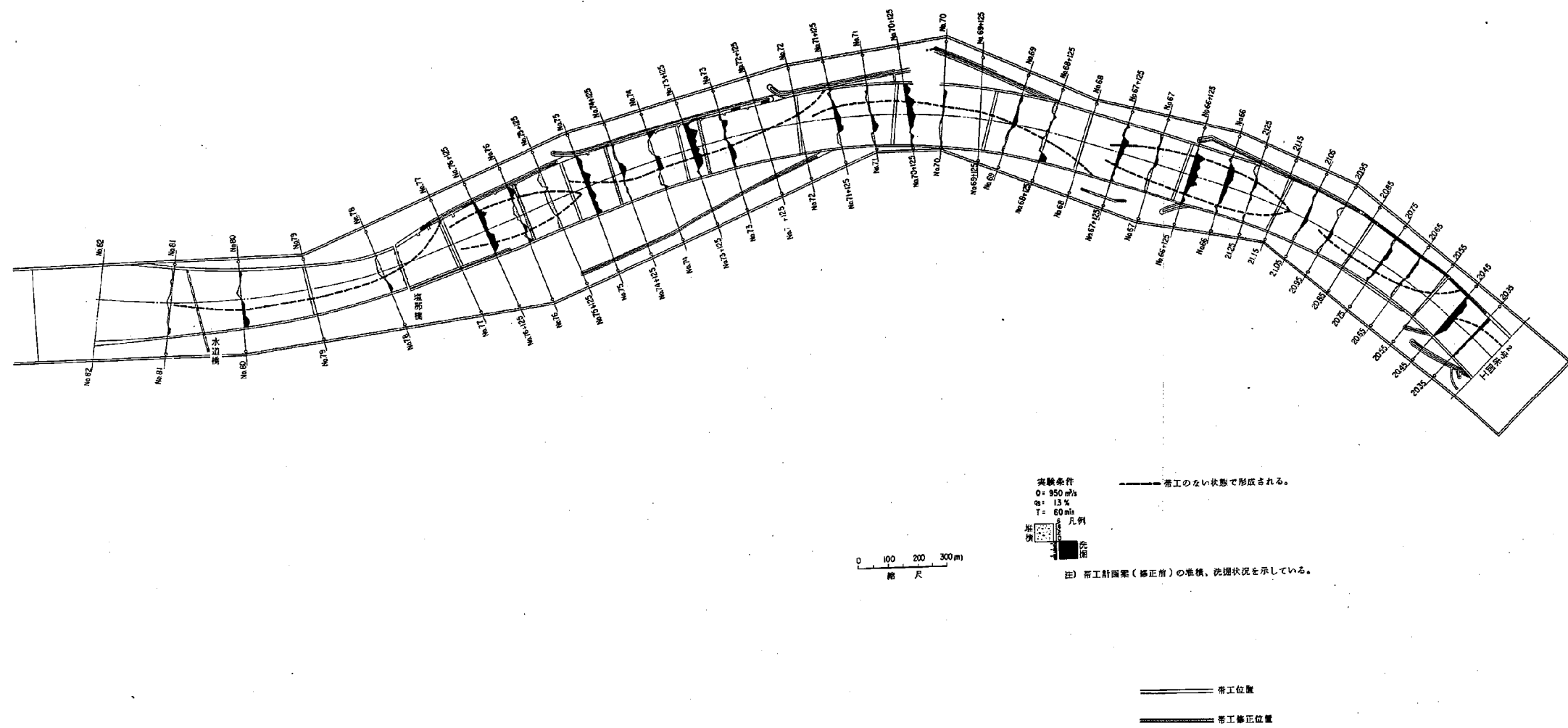


図-9 砂礫堆と帯工との関係、及び洗掘、堆積状況

- 列蛇行が生じている。これは3号帯工より上流の帯工間隔が流路幅に対して $L = (2.0 \sim 2.25) B$ の関係にあり、3号帯工より下流の帯工間隔にくらべて帯工間隔が大きいことにも一因があると推定した。
- 4) そこで、本実験の実験No 4～No 7は帯工の位置を流水の蛇行状態を考慮し、表-3-(2)、及び図-9で太い実線で初めに計画した帯工の位置と比較して示しているようにNo 7 2より上流に帯工1基を増設し、床固工間隔と流路幅との関係が $L = (1.35 \sim 1.750) B$ と密になるように修正している。

表-3-(2) 砂礫堆長と帯工間隔

砂 礫 堆 長 (ℓ_s)	流路幅 (B)	ℓ_s/B	帯 工 名 称	帯工間隔 (L)	L/B
↑ (No 7 7) 450	200	↑ 2.25	1号落差工～ 1号帯工	275 ^m	1.375
✕ (No 7 5)	"	✕	1号帯工～ 2号帯工	325	1.625
900	"	4.5	2号帯工～ 3号帯工	"	"
	"		3号帯工～ 4号帯工	"	"
✕ (No 7 1+125)	"	✕	4号帯工～ 5号帯工	"	"
900	"	4.5	5号帯工～ 6号帯工	"	"
↓ (No 6 8)	"	↓	6号帯工～ 7号帯工	"	"
↑ 650	"	↑ 3.25	7号帯工～ 8号帯工	350	1.750
↓ (2 1.15)	"	↓	8号帯工～ 9号帯工	"	"
↑ (2 0.95)	"	↑	9号帯工～ 10号帯工	300	1.500
↓ 450 (2 0.55)	"	↓ 2.25	10号帯工～ 11号帯工	"	"
↑ 70 (2 0.25)	"	↑	11号帯工～ 2号落差工	"	"

- 5) 写真-10は流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、写真-11は流量変化、写真-12は流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流況を示しているが、写真-10の流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合にわずかに単列蛇行現象がみとめられるが、帯工の間隔を修正する前の流況にくらべると単列蛇行現象は弱まっている。そして、流量変化 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は流水が整流されており、帯工間隔を修正したことによる効果が認められる。
- 6) 以上のように流水を整流させるための帯工の位置は、砂礫堆長に対して $L = (2/5 \sim 3/5) \ell_s$ 、また、流路幅に対して $L = (1.35 \sim 1.75) B$ となるように計画すればよいことになる。

2-4-2 帯工の効果

1) 流況の比較

- ① 流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ における河道整理案、水制工案、帯工案の流況を写真-5、写真-6、写真-10で示している。河床整理案の場合、弯曲法線の影響を受けて右岸の護岸沿いに流水が集中するのに対して、

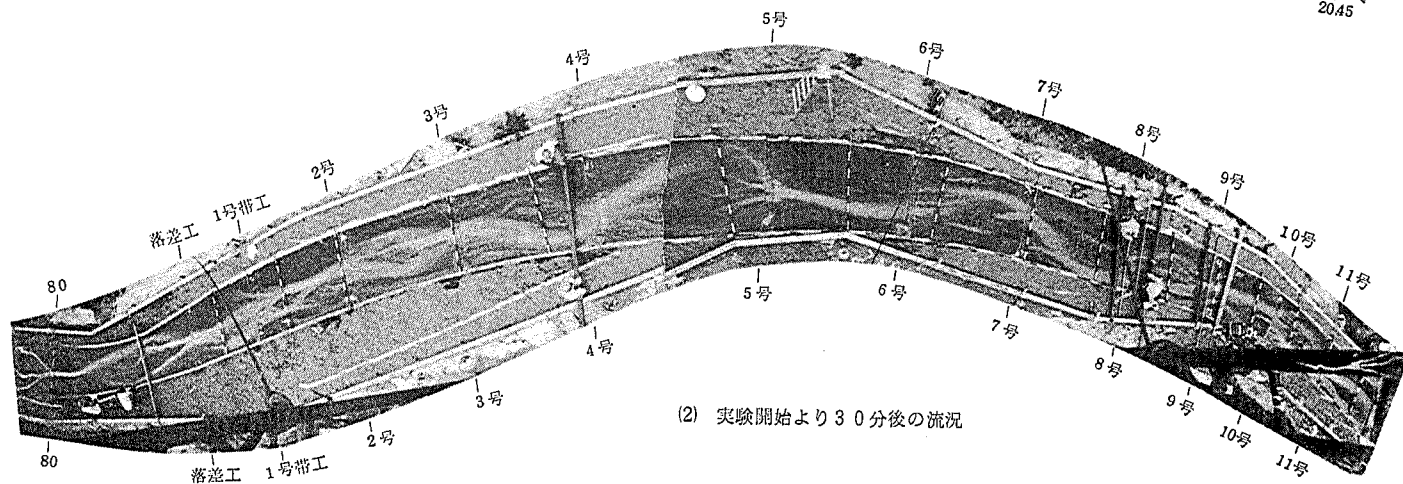
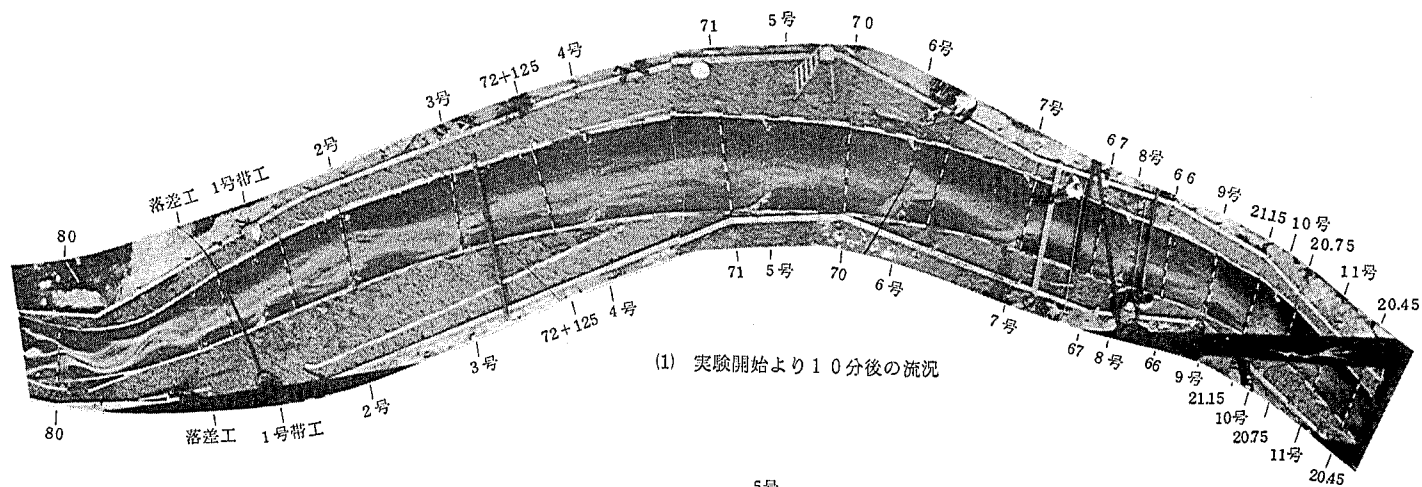


写真-10・(1) 流量 $47.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流況 (帯工の間隔修正)

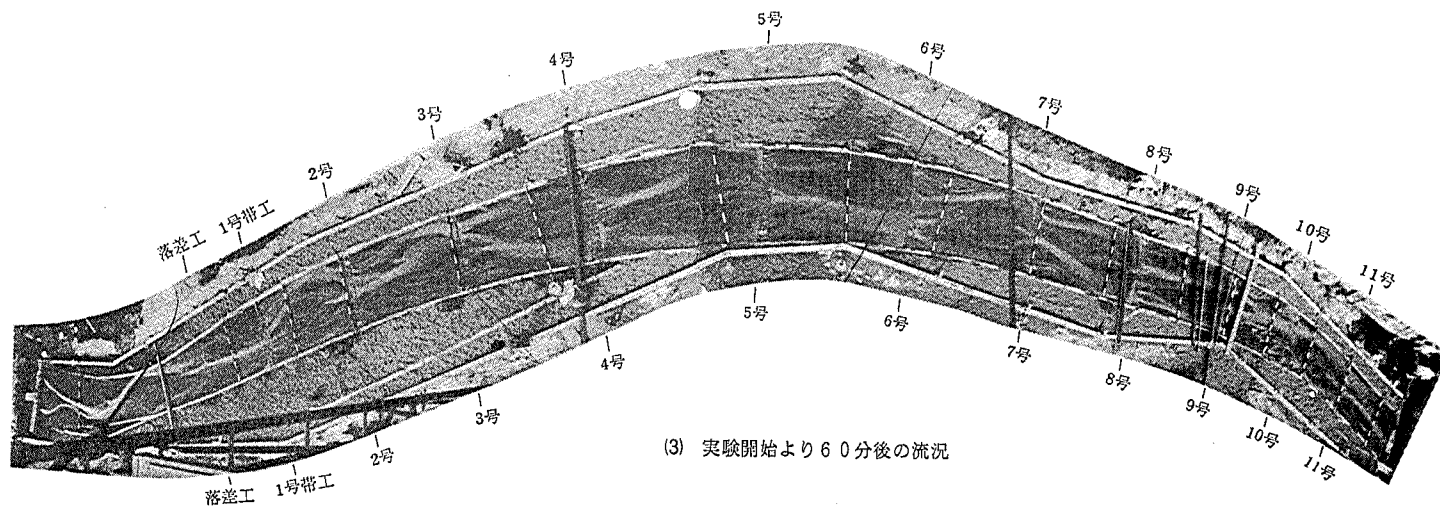


写真-10・(2) 流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流況 (帯工の間隔修正)

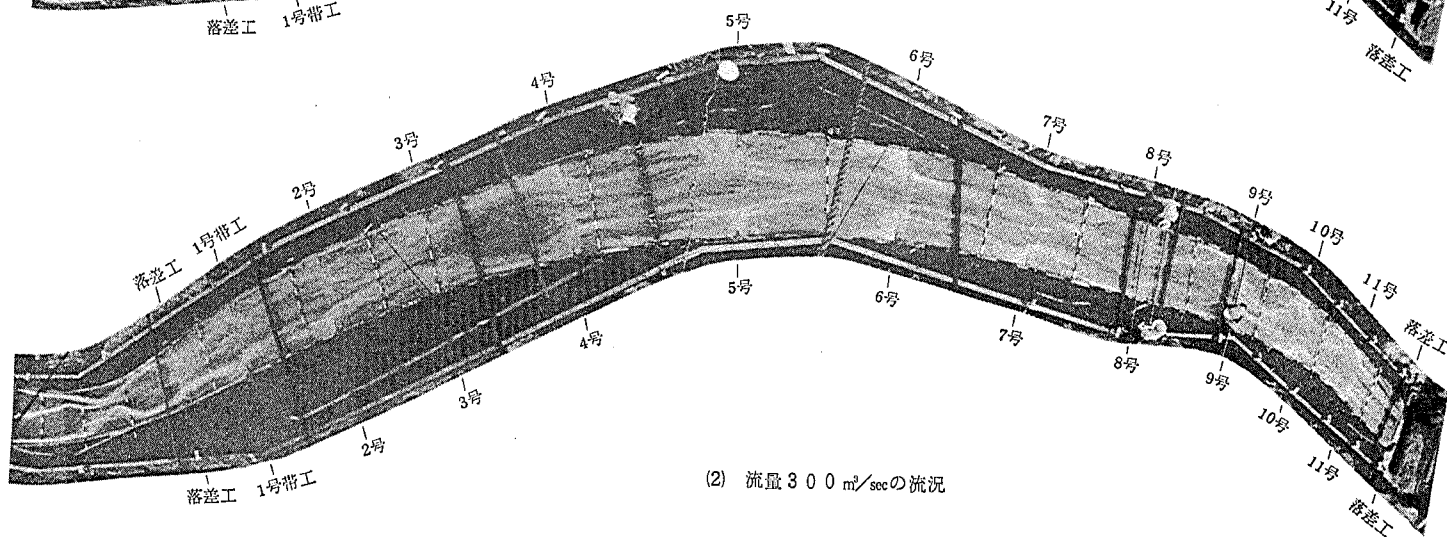
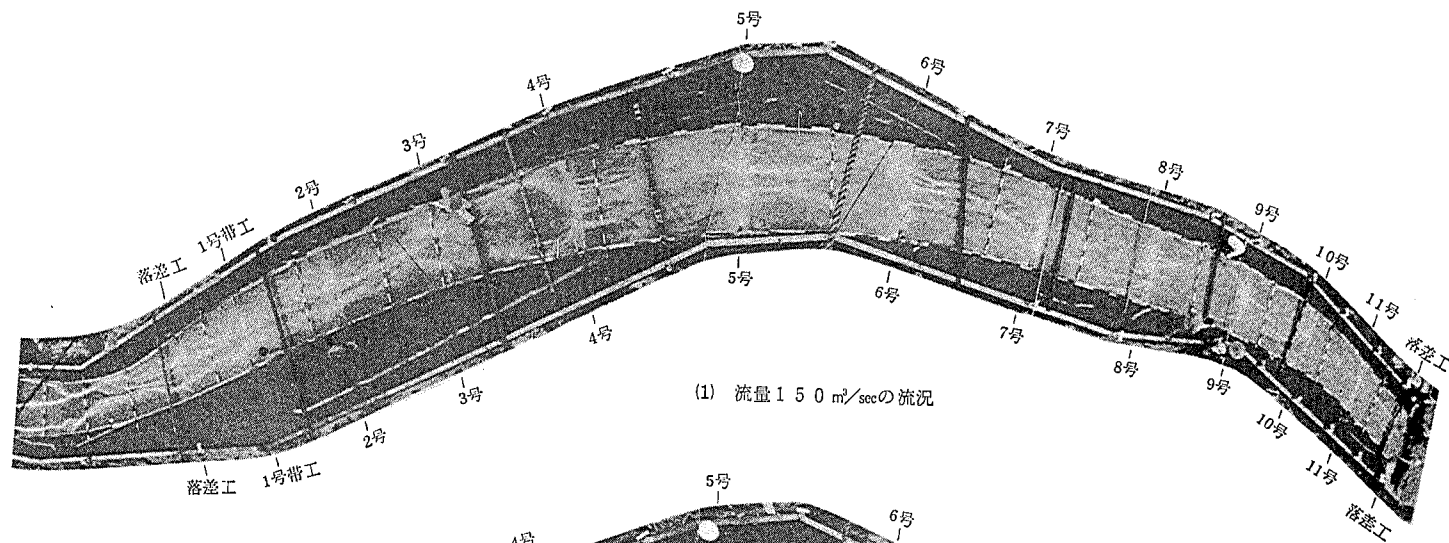


写真-11・(1) 流量変化の各々の流量に対する流況

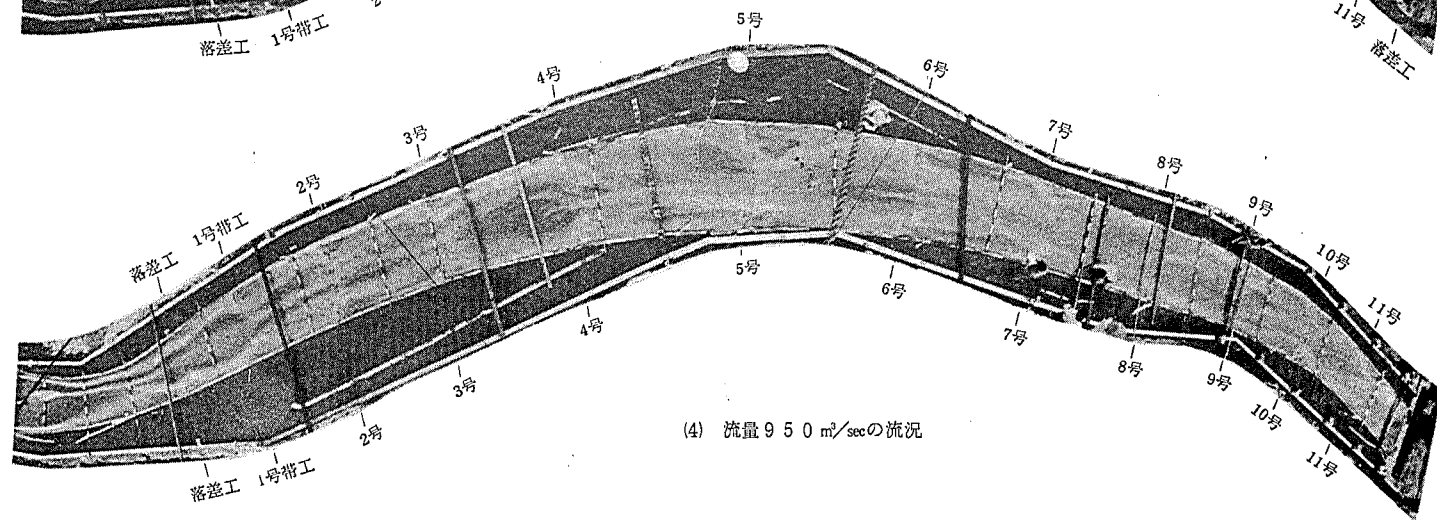
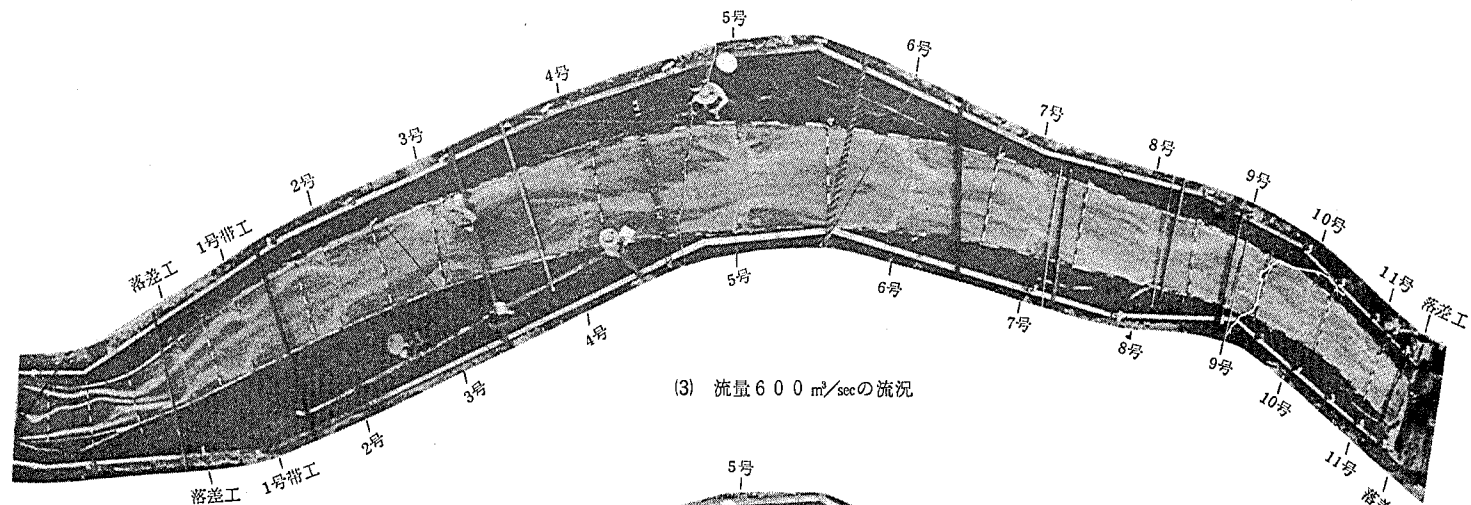


写真-11・(2) 流量変化の各々の流量に対する流況

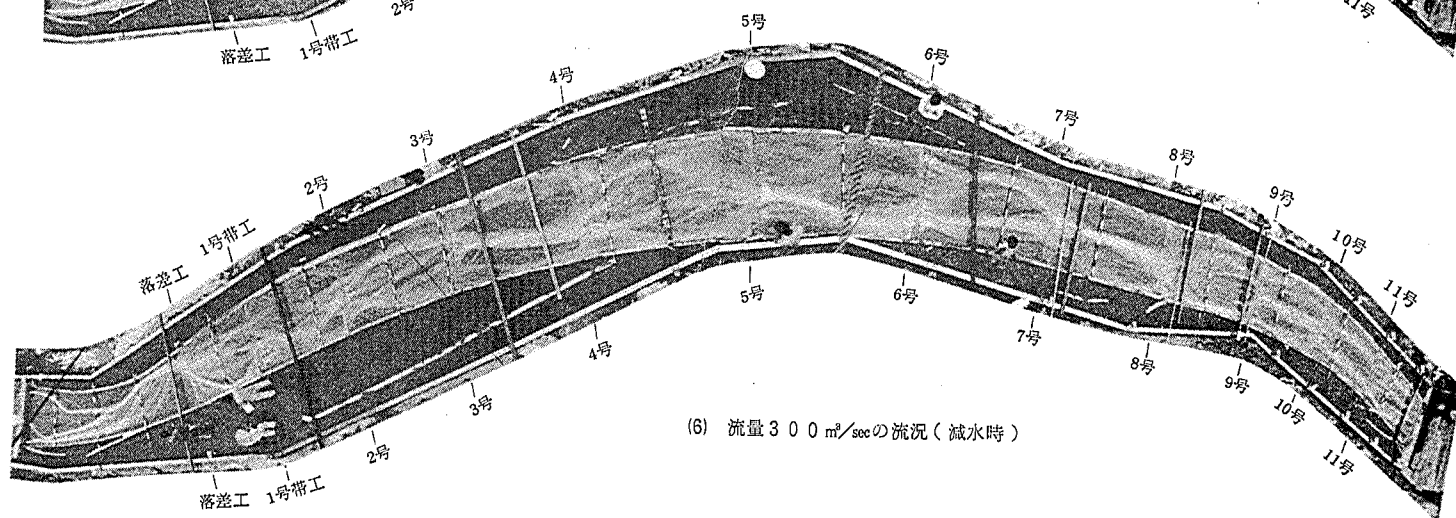
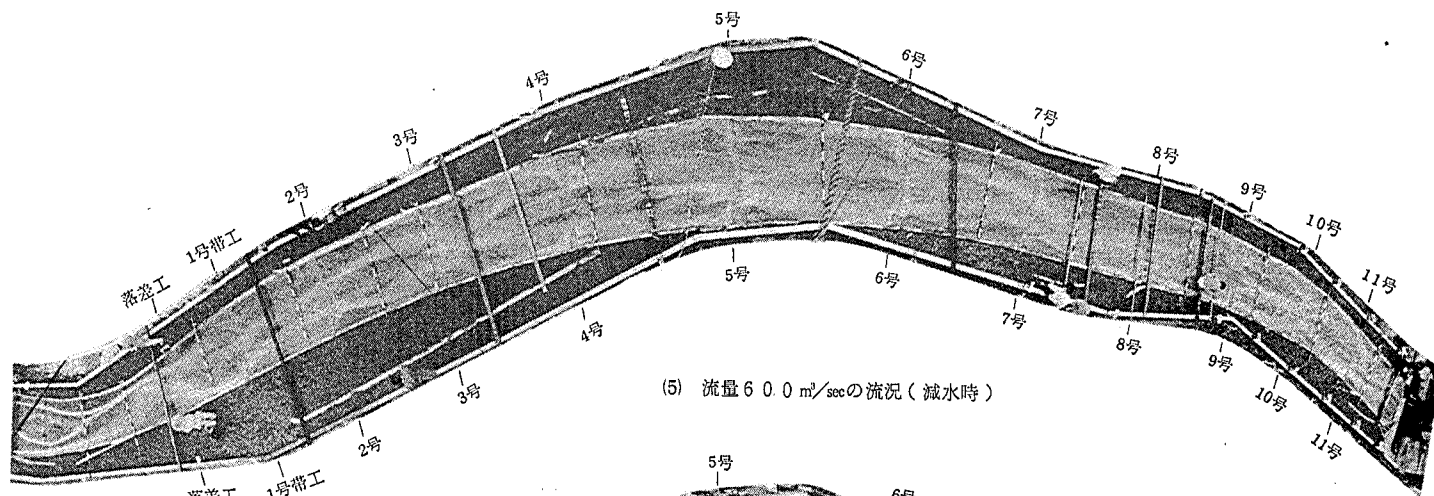
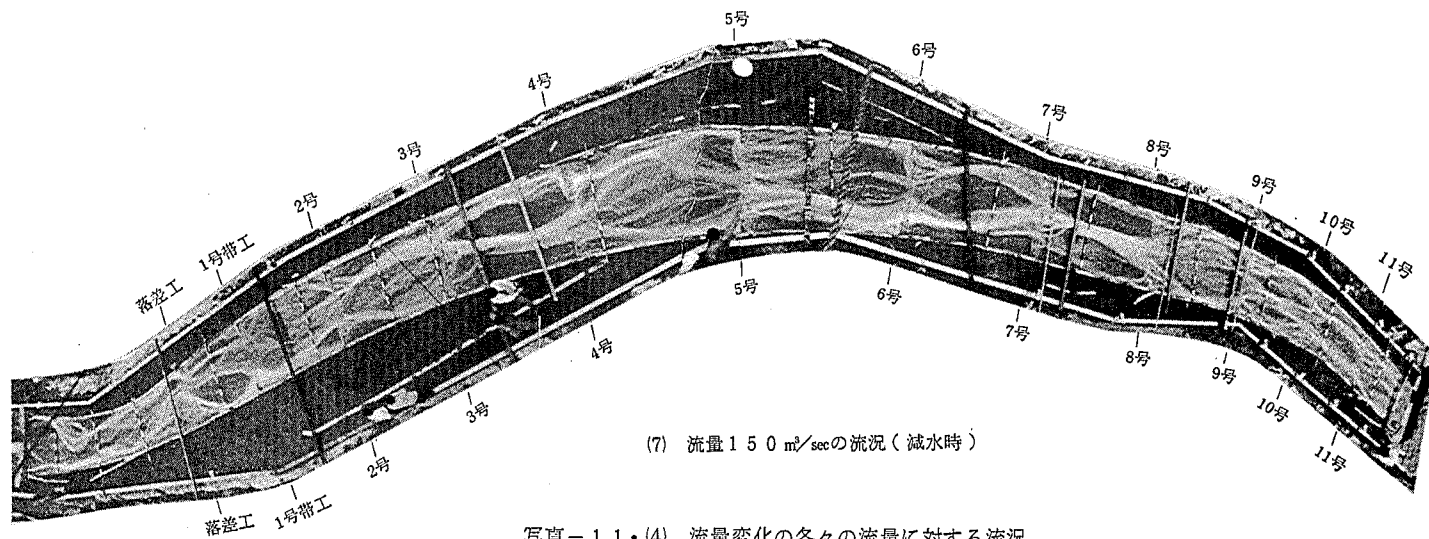
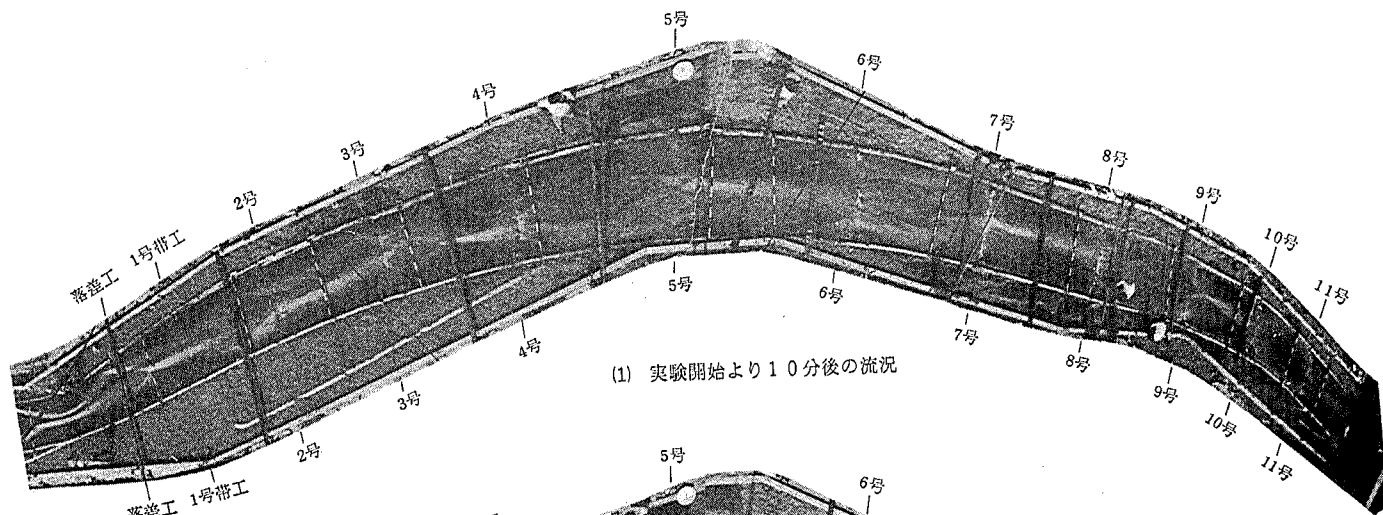


写真-11・(3) 流量変化の各々の流量に対する流況

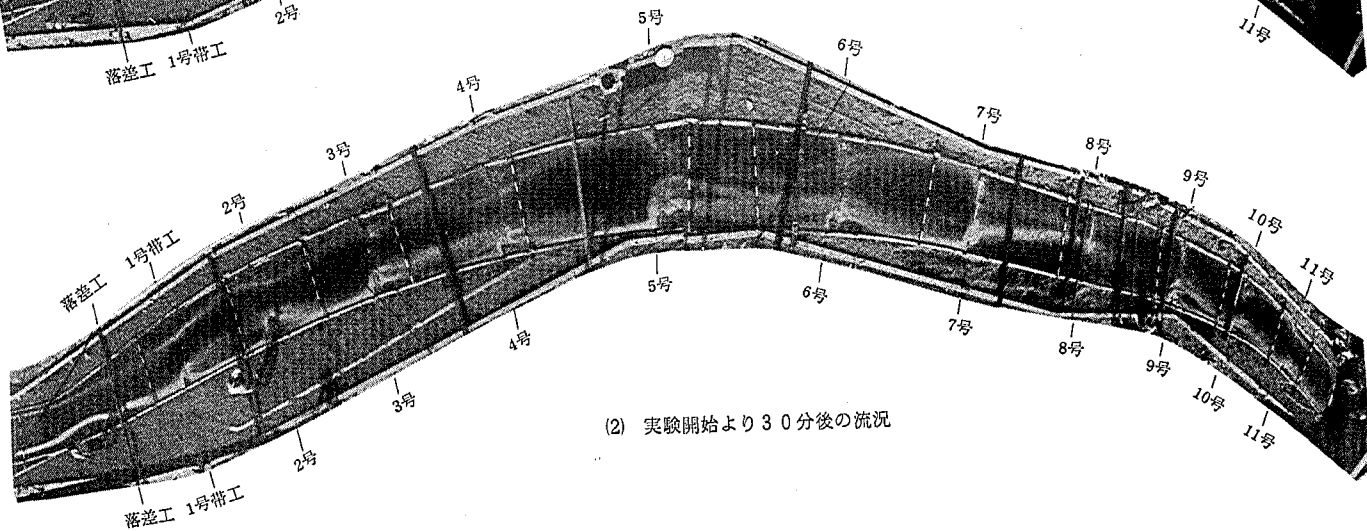


(7) 流量 150 m³/sec の流況 (減水時)

写真-11・(4) 流量変化の各々の流量に対する流況

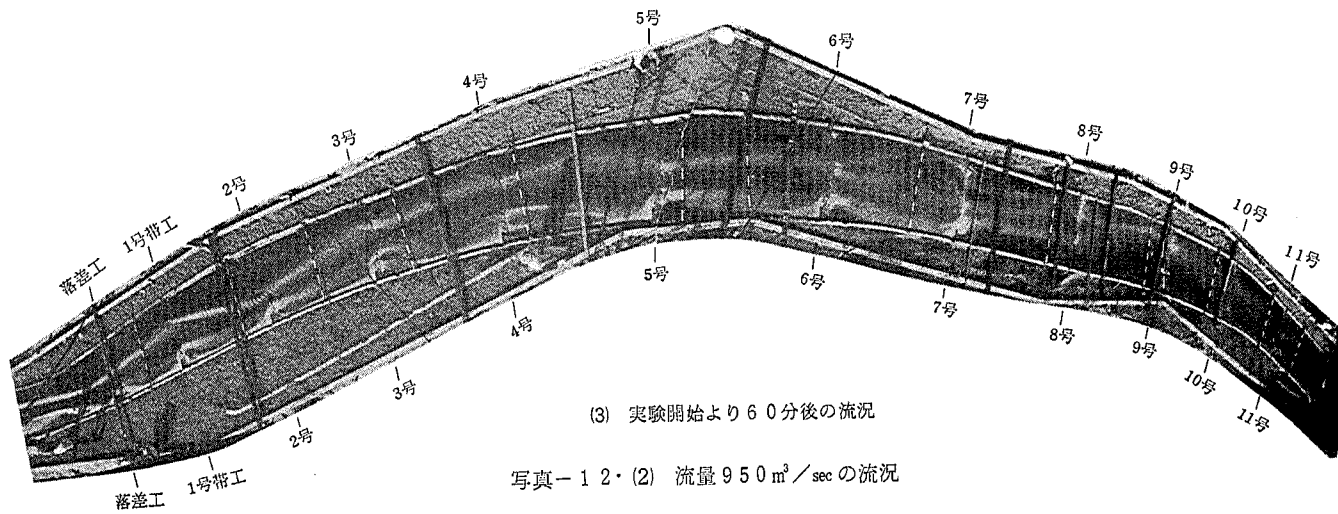


(1) 実験開始より10分後の流況



(2) 実験開始より30分後の流況

写真-1 2: (1) 流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流況



(3) 実験開始より60分後の流況

写真-12・(2) 流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流況

水制工案や帯工案では流路の中央部を流下するようになる。水制工案と帯工案では流況に大差が認められない。

- ② 流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ における水制工案と帯工案との流況を写真-7、写真-12で示している。水制工案では河床整理案と同様、流路内に単列状の砂礫堆が形成されるのに対して、帯工は帯工と下流帯工内に複列状の砂礫堆が形成されており、流水は整流されている。

2) 護岸沿いの流速と河床洗掘

- ① 図-9のように帯工を計画することにより、護岸沿いの流速を小さくすることができる。図-10は、河床整理案と帯工案との流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の護岸沿いの流速を比較しているが、河床整理案の場合に $6 \text{ m/sec} \sim 11 \text{ m/sec}$ の高流速が生じているのに対して帯工案は $3 \text{ m/sec} \sim 6 \text{ m/sec}$ と小さくなっており、それだけ護岸沿いの河床洗掘を弱め護岸・工作物に対する安全性を高めることになる。また、この値は $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流量を与えた水制工案の場合の流速と大差がない。(図-6)

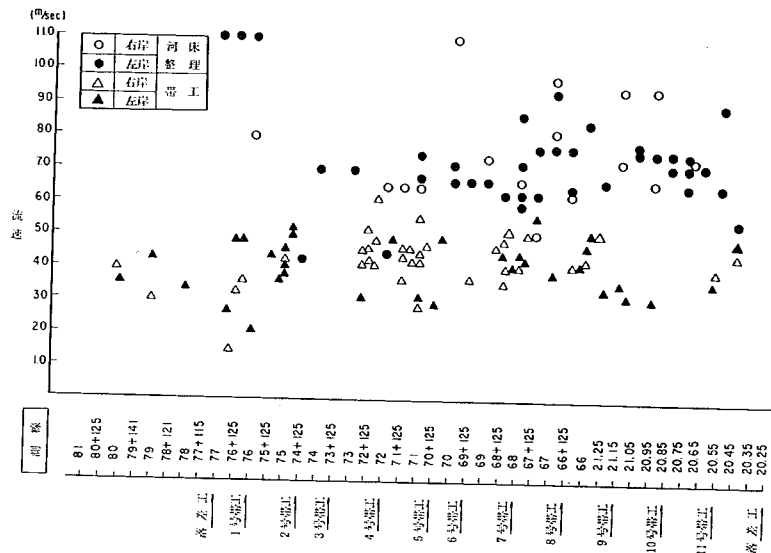


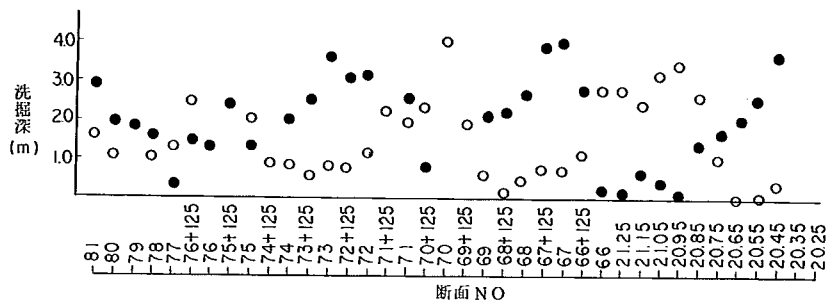
図-10 護岸沿いの流速の比較 ($Q=950 \text{ m}^3/\text{sec}$)

- ② 河床整理案で流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の計画河床面を基準とした実験終了直後の護岸沿いの洗掘深を図-11に示している。洗掘深の大きい箇所が左右岸交互に生じており、洗掘深は $4 \sim 5 \text{ m}$ と大きく護岸の安全性に乏しい。図-12は帯工案で流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の護岸沿いの洗掘深を示している。7号及び10号帯工の直上流で $4 \text{ m} \sim 4.5 \text{ m}$ 程度の洗掘深があるが他は 2.5 m 以下であり、総じて河道整理案にくらべて洗掘深は小さい。

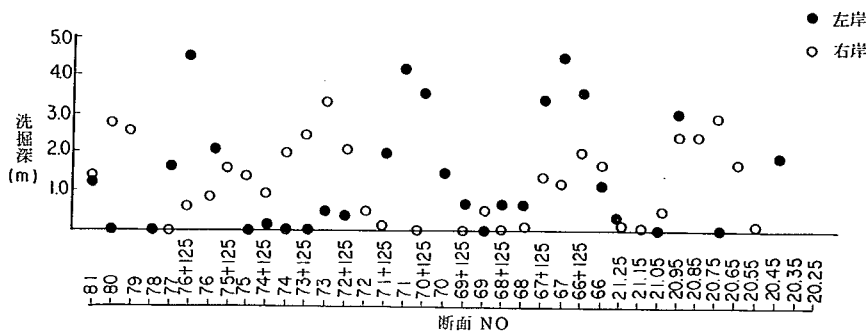
- ③ 以上のように帯工を設けることにより、護岸沿いの流速や洗掘深を小さくする効果が認められる。

3) 流出土砂量

- ① 図-13は、河床整理案と帯工案について流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の流出土砂量の時間的変化



(1) 給砂量 0 %



(2) 給砂量 1.3 %

図-11 護岸沿いの洗掘深（河床整理案、流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）

を示したものである。河床整理案の場合、給砂量 0 % 及び 1.3 % のいずれも実験時間を通して、時間的にある周期性をもち、流出土砂量の多少のバラツキが大きい。ただし、給砂量 1.3 % の場合実験開始より 40 分を経過する頃より帯工と同じ傾向を示している。これに対して帯工案は実験開始より 20 分を経過する頃より流出土砂量の時間的なバラツキは小さく、しかも河床整理案にくらべて量的に少ない。

② $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時における水制工案と帯工案の流出土砂量の時間的変化を図-14 で比較している。水制工案の場合に流出土砂量の大小の時間的変動が著しいのに対して、帯工案の場合は実験時間 30 分を経過する頃より量的なバラツキが小さく、しかも流出量が小さい。同図で河床整理案と帯工案を比較しても帯工案の方が流出土砂量は小さい。

③ 帯工案の方が流出土砂量のバラツキが小さく量的に少ないのは帯工を設けたことにより複列砂礫堆

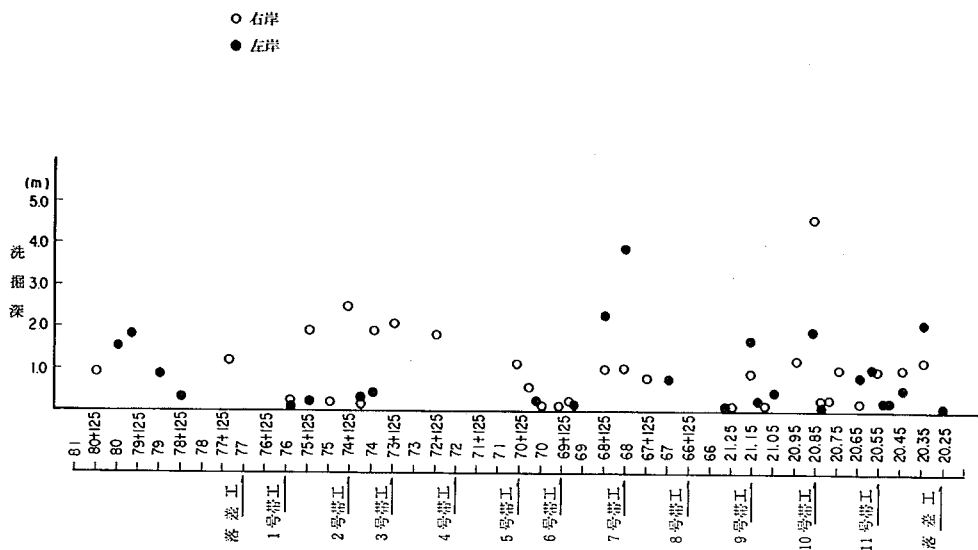


図-12 護岸沿いの洗掘深(帯工案、流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$)

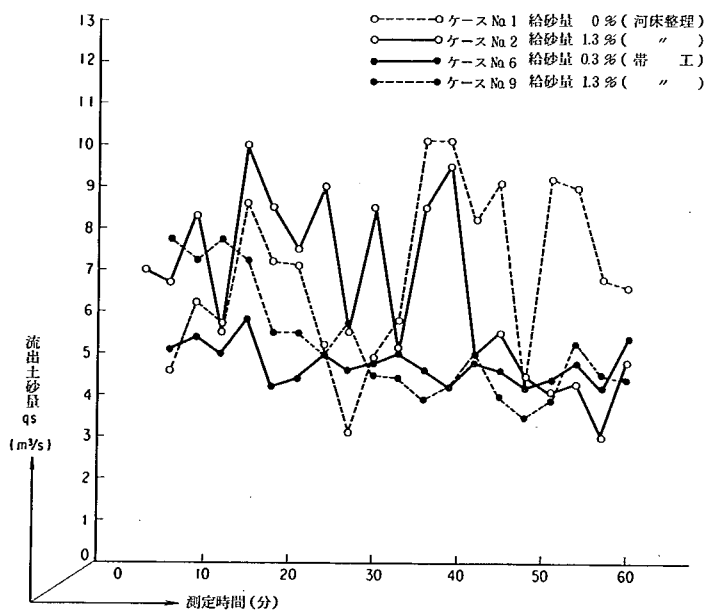


図-13 流出土砂量の時間的変化の比較(流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$)

に変わり、移動速度が落ちていることに影響されていると推定される。

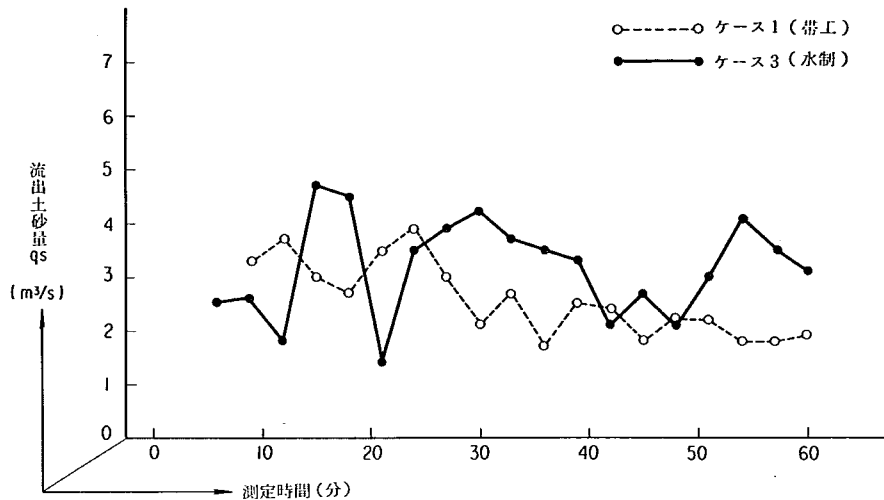


図-14 流出土砂量の時間的変化の比較 (流量 $4.75 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 0.3%)

4) 河床形態

① 図-9で河床整理案の砂礫堆の平面形状を、また、図-15は帯工案の砂礫堆の平面形状を示している。河床整理案の場合に単列砂礫堆が形成されているのに対して、帯工案は複列の砂礫堆が形成され、しかも砂礫堆長は帯工間隔にほぼ等しい。

② 砂礫堆の形成限界と平面形態区分について

土研資料1408号による一定流量流下時における砂礫堆の平面形態区分は

$1.0 \leq B/Hm \leq 4.0$ 単列砂礫堆

$4.0 \leq B/Hm \leq 10.0$ 移行区域

$10.0 \leq B/Hm$ 複列もしくは網状砂礫堆

で示されている。

蛇尾川における実験結果では、流量 9.5 l/sec 、 $d_m = 1.04 \text{ mm}$ 、 $I = 1/59$ 、 $B = 200 \text{ cm}$ の条件の基では図-16に示すように $12.0 \leq B/Hm \leq 15.0$ の領域で単列砂礫堆が形成されており土研資料第1408号の値と異なる。ここでいう τ_* と B/Hm との関係は $Na.68 \sim Na.20.45$ 区間 (図-1) での実験結果を整理したものであり、弯曲法線による影響も多分に含まれているものと考えられる。図-1に帯工を計画した場合の τ_* と B/Hm との関係を示しているが、 $8.5 \leq B/Hm \leq 13.0$ の領域で複列砂礫堆が形成されている。これは土研資料第1408号で示す平面形態区分と合致している。また、土研資料第1408号で砂礫堆は $0.04 \leq \tau_* \leq 0.7$ の範囲で形成されるといっているが、本実験の結果でも $0.13 \leq \tau_* \leq 0.17$ の範囲内で単列砂礫堆が、また、帯工を設けることによ

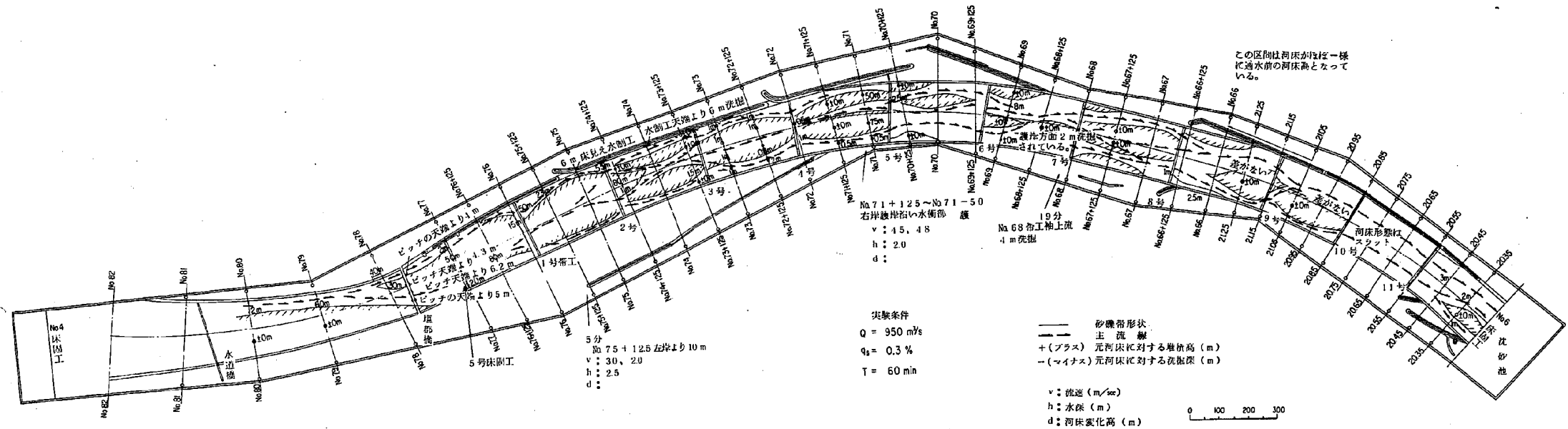


図-15 主流線および砂礫堆形状図

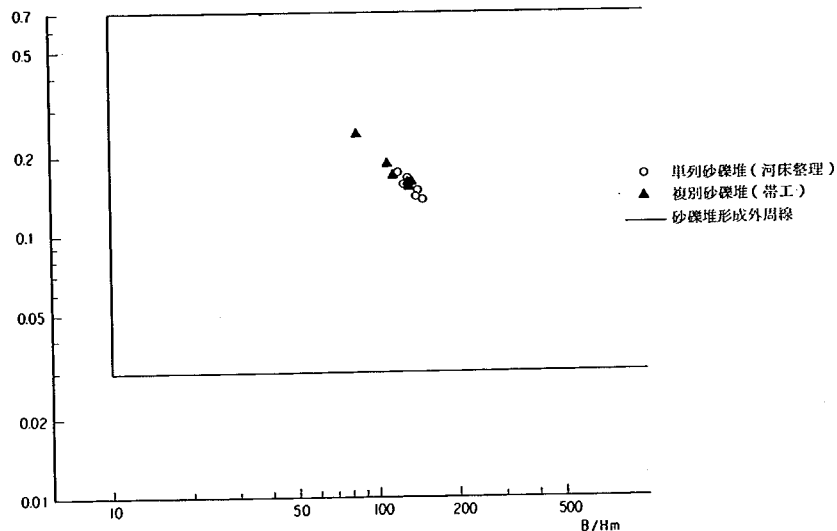


図-16 τ^* と B/Hm との関係

り $0.15 \leq \tau^* \leq 0.19$ の範囲で複列砂礫堆が形成された。そして、本実験結果によれば図-16で示しているように単列砂礫堆と複列砂礫堆がほぼ同一領域内で形成されている。このことは $0.13 \leq \tau^* \leq 0.17$ 、 $120 \leq B/Hm \leq 150$ の領域内で形成される単列砂礫堆は帯工によって複列砂礫堆にかえることができることを示している。

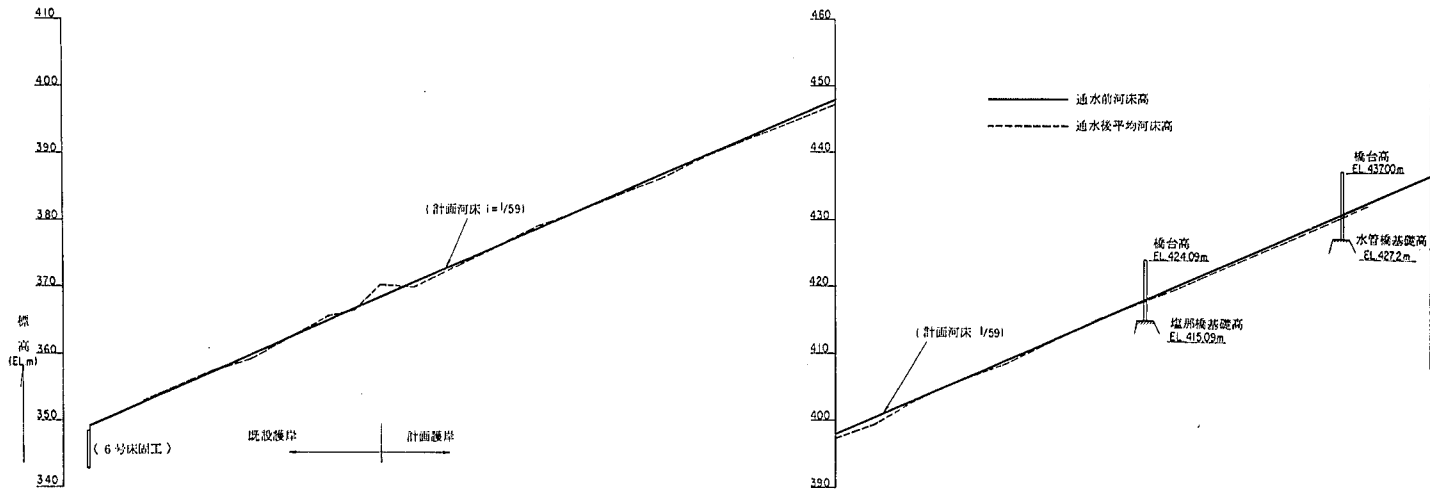
- 5) 以上、帯工案は河床整理案、水制工案にくらべて流出土砂量を小さくすること、計画洪水流量に対して河床整理案や水制工案で単列砂礫堆が形成されるが、帯工案では複列砂礫堆が形成されるので護岸沿いの流速と河床洗掘を小さくする等、護岸工作物に対する安全度を高める等の効果がある。

2-4-3 帯工の形状

- 1) 帯工の水通し幅は2-2-1の流路幅の検討で述べているように芦田ら⁸⁾や池谷ら³⁾の研究成果に基づき150mとした。流路幅は200mであるから袖長は25mとなる。

2) 帯工の袖高について

- ① 前年度実施した流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量1.3%の実験条件の基で、河床整理案の検討をおこなった際のNo.68～No.204.5間について測定した平均水深は1.45mであることから、袖高は余裕深を見込み2.0mとして検討する。この平均水深1.45mは図-17で平均河床変化高を示すようにNo.66を除いて通水前の河床高及び河床勾配に大きな変動がない状態で各断面について15分間隔毎に10m間隔に測定した値の全断面の平均値である。

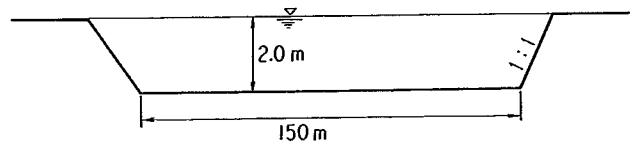


K	K 係數	河床淤積量		計
		mm	mm	
2025	0	3492.4		
2035	100	3509.3		
2045	98	3505.9		
2055	100	3512.8		
2065	100	3505.7		
2075	100	3516.7		
2085	100	359.36		
2095	100	36106		
2105	99	3627.3		
2115	100	36443		
2125	100	36644		
2135	100	36644		
2145	124	36988		
2155	125	37200		
2167	67	125	37412	
2175	67	125	37626	
2185	68	126	37839	
2195	69	126	38053	
2205	69	111	38241	
2215	70	126	38455	
2225	70	118	38655	
2235	71	125	38866	
2245	71	120	39070	
2255	72	125	39282	
2265	72	125	39494	
2275	73	125	39705	
2285	73	123	39913	
2295	74	124	40126	
2305	74	125	40339	
2315	75	125	40550	
2325	75	125	40761	
2335	76	125	40973	
2345	76	125	41185	
2355	77	125	41397	
2365	77	125	41609	
2375	78	250	41821	
2385	78	250	42033	
2395	79	250	42245	
2405	80	250	42457	
2415	81	250	42669	
2425	81	250	42881	
2435	81	250	43093	
2445	81	250	43305	
2455	81	250	43517	
2465	81	250	43729	
2475	81	250	43941	
2485	81	250	44153	
2495	81	250	44365	
2505	81	250	44577	
2515	81	250	44789	
2525	81	250	45001	
2535	81	250	45213	
2545	81	250	45425	
2555	81	250	45637	
2565	81	250	45849	
2575	81	250	46061	
2585	81	250	46273	
2595	81	250	46485	
2605	81	250	46697	
2615	81	250	46909	
2625	81	250	47121	
2635	81	250	47333	
2645	81	250	47545	
2655	81	250	47757	
2665	81	250	47969	
2675	81	250	48181	
2685	81	250	48393	
2695	81	250	48605	
2705	81	250	48817	
2715	81	250	49029	
2725	81	250	49241	
2735	81	250	49453	
2745	81	250	49665	
2755	81	250	49877	
2765	81	250	50089	
2775	81	250	50301	
2785	81	250	50513	
2795	81	250	50725	
2805	81	250	50937	
2815	81	250	51149	
2825	81	250	51361	
2835	81	250	51573	
2845	81	250	51785	
2855	81	250	51997	
2865	81	250	52209	
2875	81	250	52421	
2885	81	250	52633	
2895	81	250	52845	
2905	81	250	53057	
2915	81	250	53269	
2925	81	250	53481	
2935	81	250	53693	
2945	81	250	53905	
2955	81	250	54117	
2965	81	250	54329	
2975	81	250	54541	
2985	81	250	54753	
2995	81	250	54965	
3005	81	250	55177	
3015	81	250	55389	
3025	81	250	55601	
3035	81	250	55813	
3045	81	250	56025	
3055	81	250	56237	
3065	81	250	56449	
3075	81	250	56661	
3085	81	250	56873	
3095	81	250	57085	
3105	81	250	57297	
3115	81	250	57509	
3125	81	250	57721	
3135	81	250	57933	
3145	81	250	58145	
3155	81	250	58357	
3165	81	250	58569	
3175	81	250	58781	
3185	81	250	58993	
3195	81	250	59205	
3205	81	250	59417	
3215	81	250	59629	
3225	81	250	59841	
3235	81	250	60053	
3245	81	250	60265	
3255	81	250	60477	
3265	81	250	60689	
3275	81	250	60901	
3285	81	250	61113	
3295	81	250	61325	
3305	81	250	61537	
3315	81	250	61749	
3325	81	250	61961	
3335	81	250	62173	
3345	81	250	62385	
3355	81	250	62597	
3365	81	250	62809	
3375	81	250	63021	
3385	81	250	63233	
3395	81	250	63445	
3405	81	250	63657	
3415	81	250	63869	
3425	81	250	64081	
3435	81	250	64293	
3445	81	250	64505	
3455	81	250	64717	
3465	81	250	64929	
3475	81	250	65141	
3485	81	250	65353	
3495	81	250	65565	
3505	81	250	65777	
3515	81	250	65989	
3525	81	250	66201	
3535	81	250	66413	
3545	81	250	66625	
3555	81	250	66837	
3565	81	250	67049	
3575	81	250	67261	
3585	81	250	67473	
3595	81	250	67685	
3605	81	250	67897	
3615	81	250	68109	
3625	81	250	68321	
3635	81	250	68533	
3645	81	250	68745	
3655	81	250	68957	
3665	81	250	69169	
3675	81	250	69381	
3685	81	250	69593	
3695	81	250	69805	
3705	81	250	70017	
3715	81	250	70229	
3725	81	250	70441	
3735	81	250	70653	
3745	81	250	70865	
3755	81	250	71077	
3765	81	250	71289	
3775	81	250	71501	
3785	81	250	71713	
3795	81	250	71925	
3805	81	250	72137	
3815	81	250	72349	
3825	81	250	72561	
3835	81	250	72773	
3845	81	250	72985	
3855	81	250	73197	
3865	81	250	73409	
3875	81	250	73621	
3885	81	250	73833	
3895	81	250	74045	
3905	81	250	74257	
3915	81	250	74469	
3925	81	250	74681	
3935	81	250	74893	
3945	81	250	75105	
3955	81	250	75317	
3965	81	250	75529	
3975	81	250	75741	
3985	81	250	75953	
3995	81	250	76165	
4005	81	250	76377	
4015	81	250	76589	
4025	81	250	76801	
4035	81	250	77013	
4045	81	250	77225	
4055	81	250	77437	
4065	81	250	77649	
4075	81	250	77861	
4085	81	250	78073	
4095	81	250	78285	
4105	81	250	78497	
4115	81	250	78709	
4125	81	250	78921	
4135	81	250	79133	
4145	81	250	79345	
4155	81	250	79557	
4165	81	250	79769	
4175	81	250	79981	
4185	81	250	80193	
4195	81	250	80405	
4205	81	250	80617	
4215	81	250	80829	
4225	81	250	81041	
4235	81	250	81253	
4245	81	250	81465	
4255	81	250	81677	
4265	81	250	81889	
4275	81	250	82101	
4285	81	250	82313	
4295	81	250	82525	
4305	81	250	82737	
4315	81	250	82949	
4325	81	250	83161	
4335	81	250	83373	
4345	81	250	83585	
4355	81	250	83797	
4365	81	250	84009	
4375	81	250	84221	
4385	81	250	84433	
4395	81	250	84645	
4405	81	250	84857	
4415	81	250	85069	
4425	81	250	85281	
4435	81	250	85493	
4445	81	250	85705	
4455	81	250	85917	
4465	81	250	86129	
4475	81	250	86341	
4485	81	250	86553	
4495	81	250	86765	
4505	81	250	86977	
4515	81	250	87189	
4525	81	250	87401	
4535	81	250	87613	
4545	81	250	87825	
4555	81	250	88037	
4565	81	250	88249	
4575	81	250	88461	
4585	81	250	88673	
4595	81	250	88885	
4605	81	250	89097	
4615	81	250	89309	
4625	81	250	89521	
4635	81	250	89733	
4645	81	250	89945	
4655	81	250	90157	
4665	81	250	90369	
4675	81	250	90581	
4685	81	250	90793	
4695	81	250	91005	
4705	81	250	91217	
4715	81	250	91429	
4725	81	250	91641	
4735	81	250	91853	
4745	81	250	92065	
4755	81	250	92277	
4765	81	250	92489	
4775	81	250	92701	
4785	81	250	92913	
4795	81	250	93125	
4805	81	250	93337	
4815	81	250	93549	
4825	81	250	93761	
4835	81	250	93973	
4845	81	250	94185	
4855	81	250	94397	
4865	81	250	94609	
4875	81	250	94821	
4885	81	250	95033	
4895	81	250	95245	
4905	81	250	95457	
4915	81	250	95669	
4925	81	250	95881	
4935	81	250	96093	
4945	81	250	96305	
4955	81	250	96517	
4965</				

図-17 平均河床高の縦断変化(流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 1.3%)

② 流下能力の検討

通水断面を下図のように仮定し、連続式と Manning の流速式によって流下能力を検討する。



与える水理条件として計画流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、計画河床勾配 $1/59$ 、平均粒径 10.4 cm 、流路幅 150 m 、計画水深 2 m 、 $n = 0.051$ とする。ここで粗度係数 n は①項で述べているように $N_{a68} \sim N_{a20.45}$ 区間での平均水深 1.45 m から逆算すると

$$Q = AV \quad V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

より

$$n = \frac{B I^{1/2} H^{5/3}}{Q} \quad (\because A = B \cdot H, H = R \text{ とみなした})$$

ここで、 $B = 200 \text{ m}$ 、 $I = 1/59$ 、 $H = 1.45 \text{ m}$ 、 $Q = 950 \text{ m}^3/\text{sec}$ を代入すると

$$n = \frac{200 \times (1/59)^{1/2} \times 1.45^{5/3}}{950} \div 0.051$$

を得る。

以上のようにして通水断面の流下能力を検討すると

$$Q = 1/n \cdot H^{5/3} \cdot I^{1/2} \cdot B \quad (\because A = BH, R = H \text{ とみなした})$$

$$= \frac{1}{0.051} \times 2^{5/3} \times \left(\frac{1}{59}\right)^{1/2} \times 150$$

$$\div 1215 \text{ m}^3/\text{sec}$$

であり、仮定した条件で計画洪水流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流下できる。

- ③ 袖高を 2 m とする帯工案の実験結果では、流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時に袖天端越水する場合がある。(表-4-(1)) 越水させないことを前提に袖高を 4 m とし、流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の各帯工の袖天端からの水深を表-4-(2)で示しているが、2号帯工で 0.50 m の水深で越水する場合もある。
- ④ 以上のように袖高を大きくしても流水のせき上げ現象によって水位が上昇するので、帯工上流の護岸高をそれだけ大きくする必要があり、非越流に計画することは必ずしも得策ではない。袖高を 2 m とした場合に袖天端を越流する場合があるので、前庭保護工を通水断面幅だけでなく、袖部直下流に

も施す必要がある。

表-4-(1) 袖よりの越流水深

(475m³/sec)

測定位置		5号 床固工	1号 帯工	2号	3号	4号	5号
越流水深	左岸	0.2 ^m	0.2 ^m	0.2 ^m	0.2 ^m	ナシ	ナシ
	右岸	0.3	0.2	0.2	ナシ	0.3 ^m	0.2 ^m
測定位置		6号	7号	8号	9号	10号	11号
越流水深	左岸	1.2	0.5	ナシ	0.3	0.2	0.2
	右岸	ナシ	ナシ	1.0	0.2	ナシ	0.2

表-4-(2) 袖よりの越流水深

(950m³/sec)

測定 位置 時間	18~26分		33~43分		45~55分	
	左岸(m)	右岸(m)	左岸(m)	右岸(m)	左岸(m)	右岸(m)
5号床固工	-1.80	-2.30	-1.30	-2.50	-1.00	-1.00
1号帯工	-1.20	0.00	0.00	-1.20	-1.80	-1.50
2号帯工	-1.30	-0.30	-1.00	0.00	-2.50	+0.50
3号帯工	-1.00	-0.30	-0.50	-0.40	-0.50	-0.80
4号帯工	-1.20	-1.00	-1.30	-1.00	-0.80	-0.80
5号帯工	-0.30	0.00	-0.30	0.00	-0.80	-0.50
6号帯工	-1.30	-1.50	-1.50	-1.50	-1.00	-1.20
7号帯工	-0.30	-0.80	-0.20	-0.50	-0.30	-0.60
8号帯工	-1.30	-2.50	-2.00	-3.00	-1.30	-2.80
9号帯工	0.00	0.00	0.00	-2.50	-0.20	-1.80
10号帯工	-1.50	-1.00	-1.50	-0.70	-0.50	-0.80
11号帯工	-0.50	-0.80	-1.00	-0.70	-1.00	-0.60

注) +(プラス)は袖天端の越流水深

-(マイナス)は袖天端より水面までの深さを示す。

2-5 計画河床勾配

2-5-1 護岸天端勾配

図-17は河床整理案で流量950m³/sec、給砂量1.3%を与えた場合の実験終了直後の平均河床高を示

している。平均河床高及び平均河床勾配は、通水後の整形河床高及び勾配にほぼ等しい。実験結果によれば、給砂量 1.3 ‰ は計画洪水流量時に砂溜工から流出する土砂量の最大値である。このことから、護岸天端勾配は $1/59$ を基準に考えればよいだろう。

2-5-2 護岸及び帯工の基礎高と前庭保護工

- 1) 図-12 は流量 $950\text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 0.3 ‰ を与えた場合の護岸沿いの洗掘深を左右岸に分けて示している。帯工の袖部直上流部を除くと洗掘深は 2.0 m 以下であり、護岸根固工を施さない場合は帯工直上流部を除く護岸基礎根入深は 2.0 m とする案が考えられる。
- 2) 図-18 は、7号帯工直上流 50 m 区間について左岸の護岸より 10 m 離れた位置の河床高を縦断的に表わしたものである。同図に護岸根入深を 2 m とした場合の護岸基礎高を示しているが、帯工より上

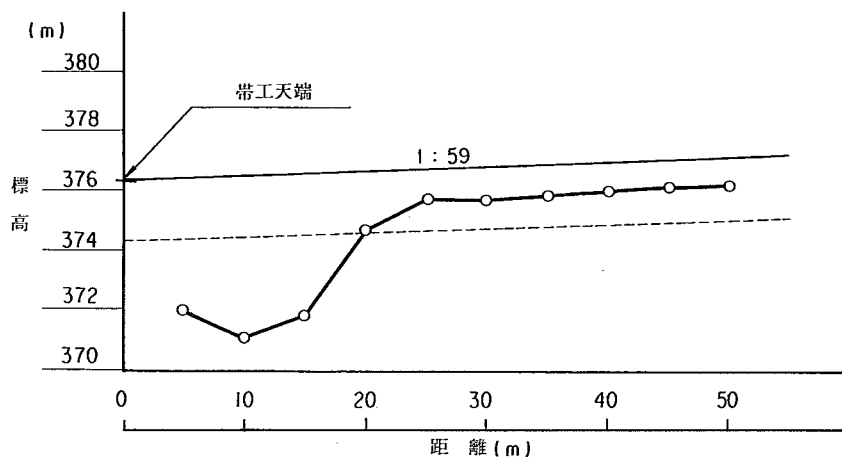
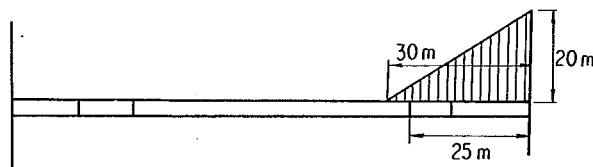


図-18 帯工上流護岸沿いの河床高 (流量 $950\text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 0.3 ‰)

流 20 m 間で護岸根入深が不足するので同区間は護岸根固工が必要となる。根固工の幅は、帯工上流 10 m 地点での横断測量結果から 3.5 m 程度必要となる。このことから、帯工上流部の護岸根固工は略図に示したような範囲が必要となる。



なお、図-19 に示す横断測量結果によれば、7号帯工の左岸のほか、5号帯工の左右岸と 11号帯工の左岸でも洗掘深が 2 m 以上となり根固工が必要となる。他の帯工の上流は洗掘深が 2 m より小さく、特別に根固工を設けなくともよいことになる。将来の河床状況に応じて根固工を計画すべきだろう。

- 3) 図-20 は、7号帯工前庭部 50 m 区間の流路中央における河床洗掘状況を示したものである。最大

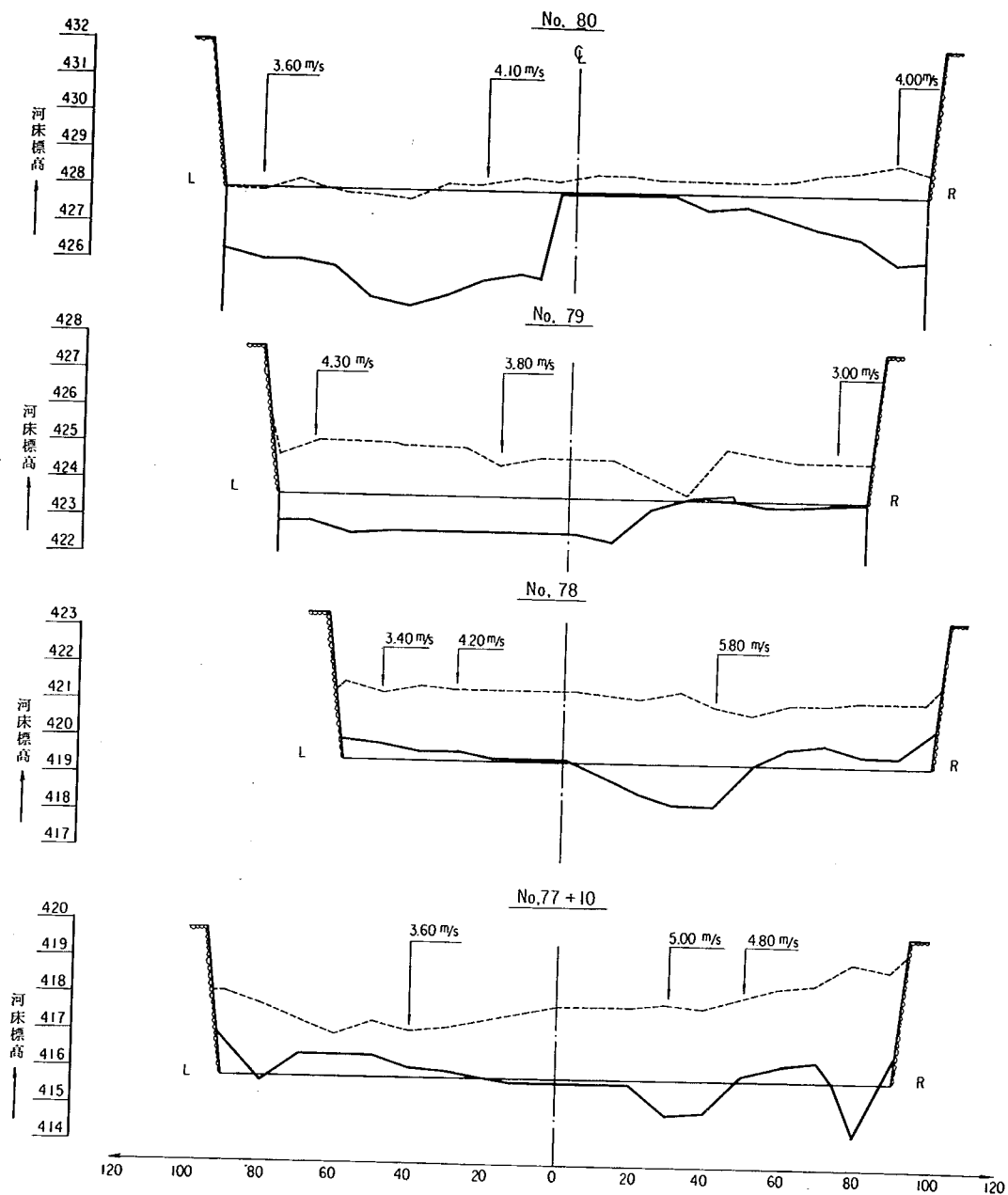


図-19-(1) 水位および河床横断面

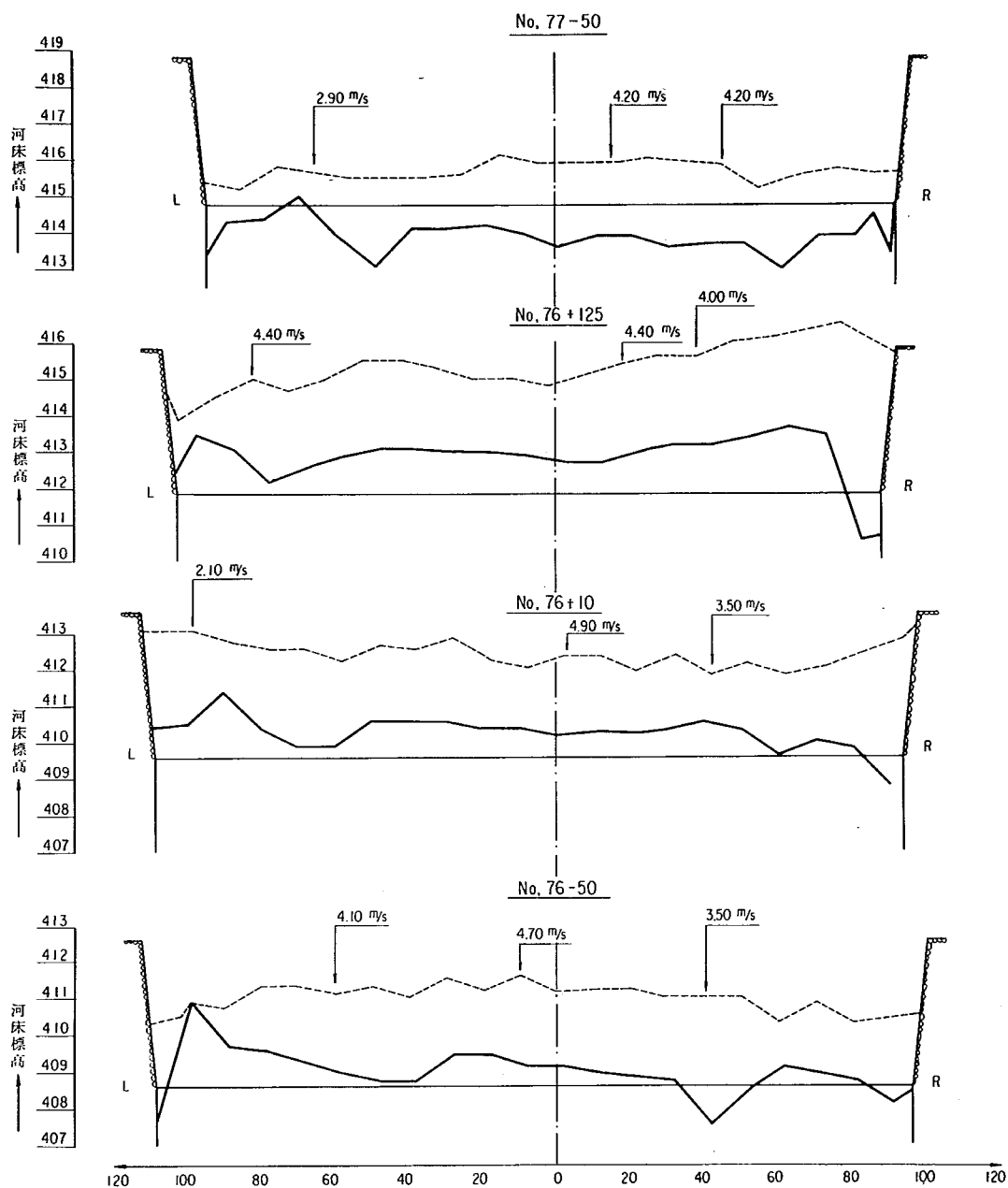


図-19-(2) 水位および河床横断面図

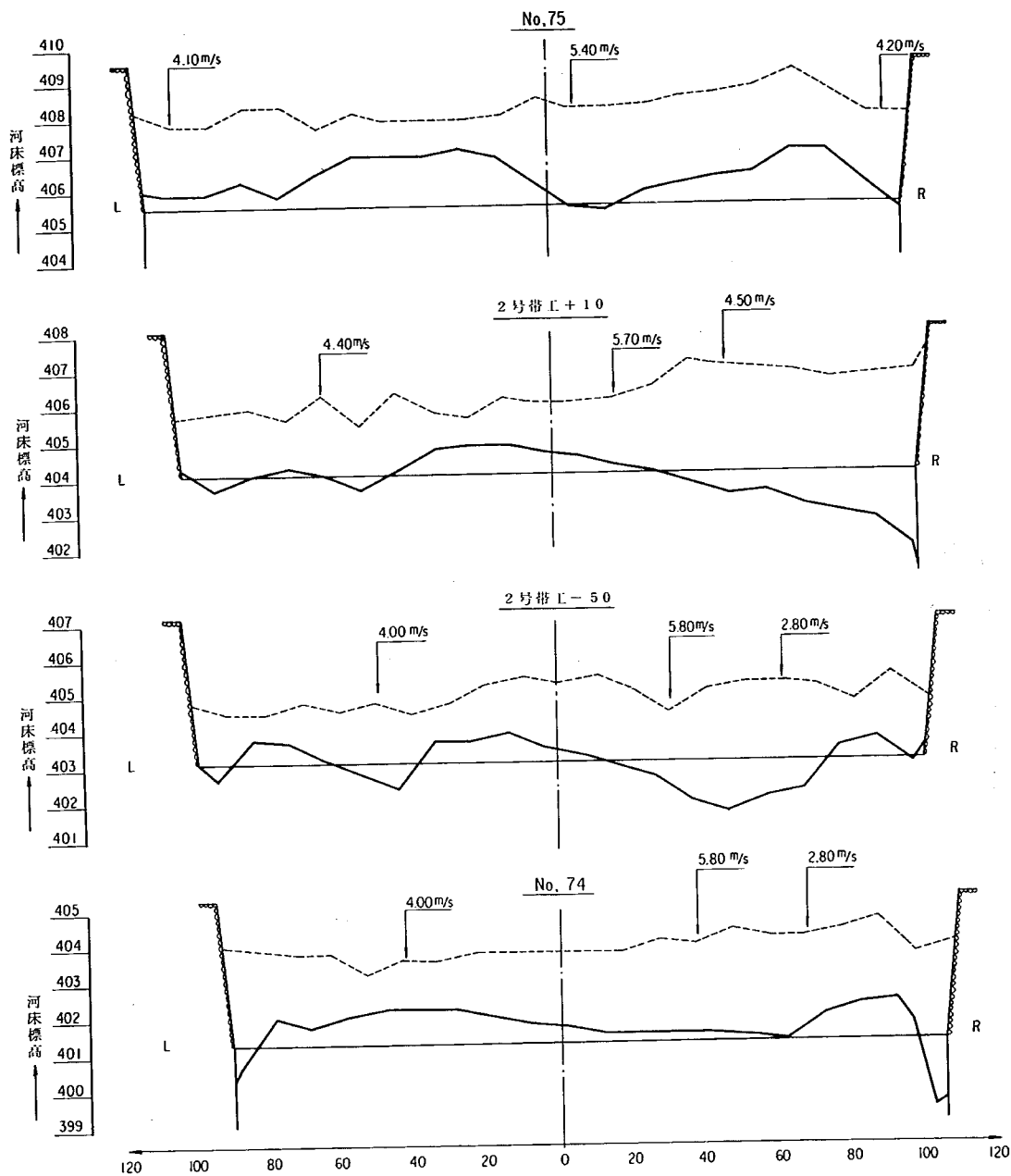


図-19-(3) 水位および河床横断面図

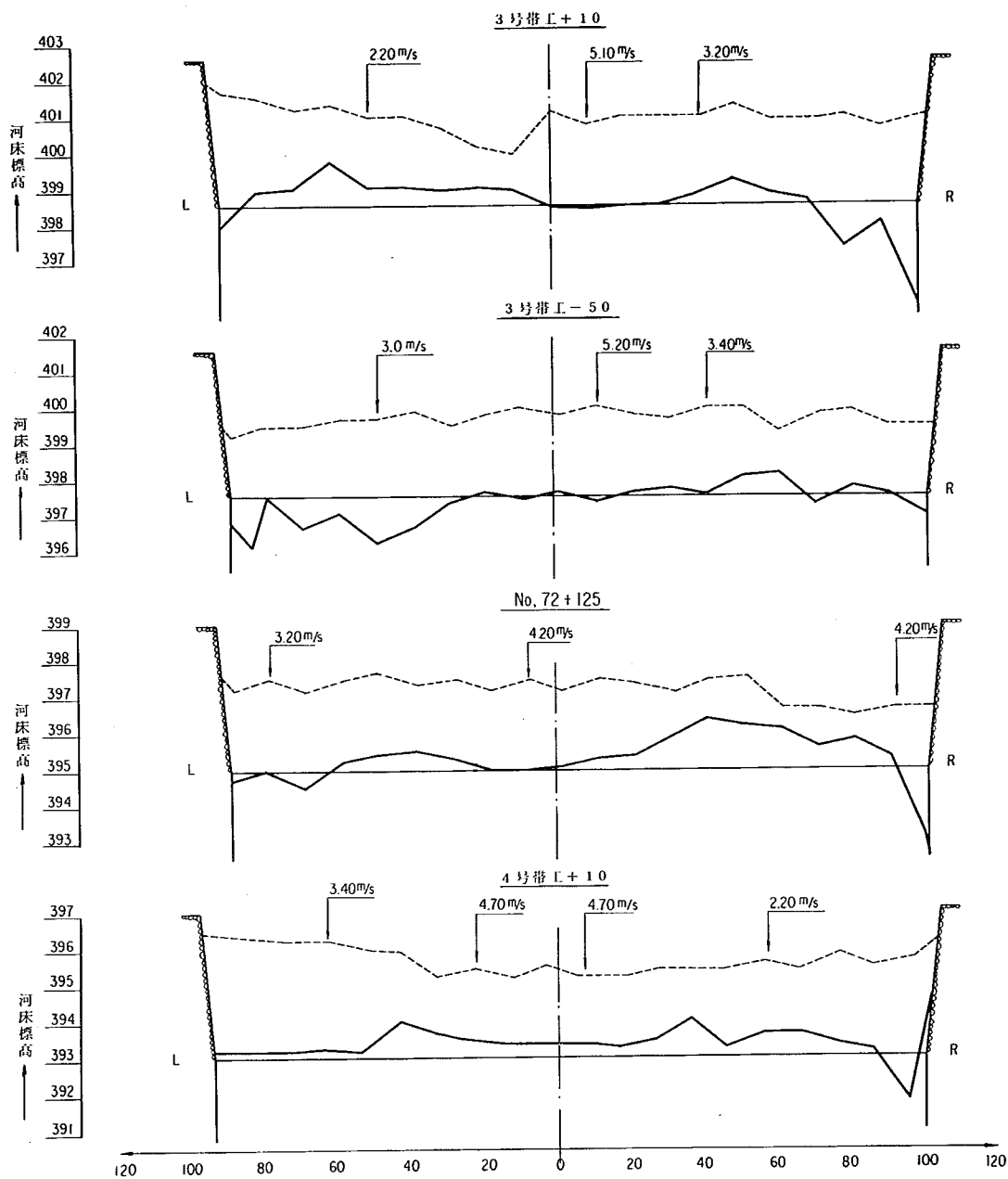


図-19-(4) 水位および河床横断面図

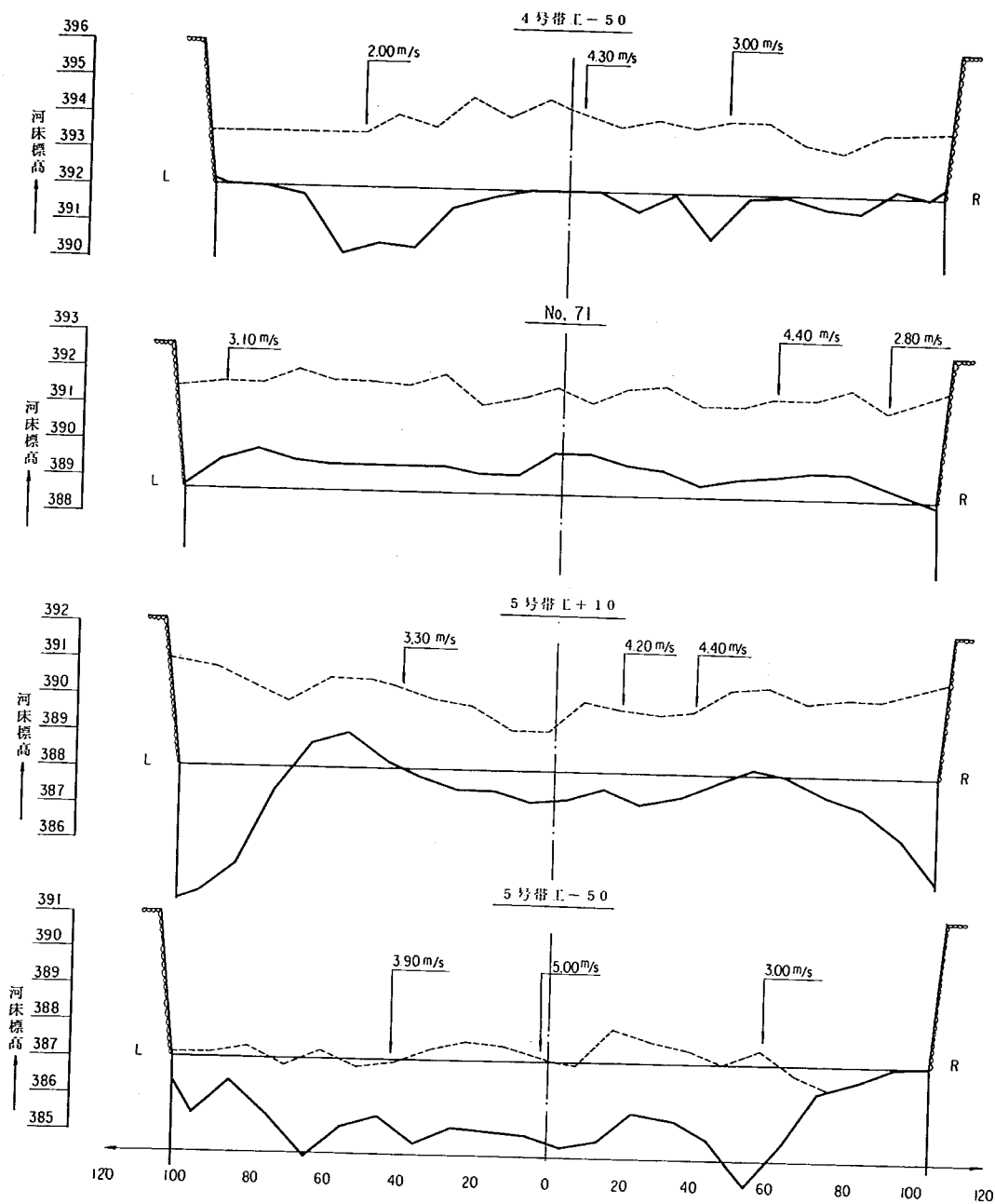


図-19-(5) 水位および河床横断面図

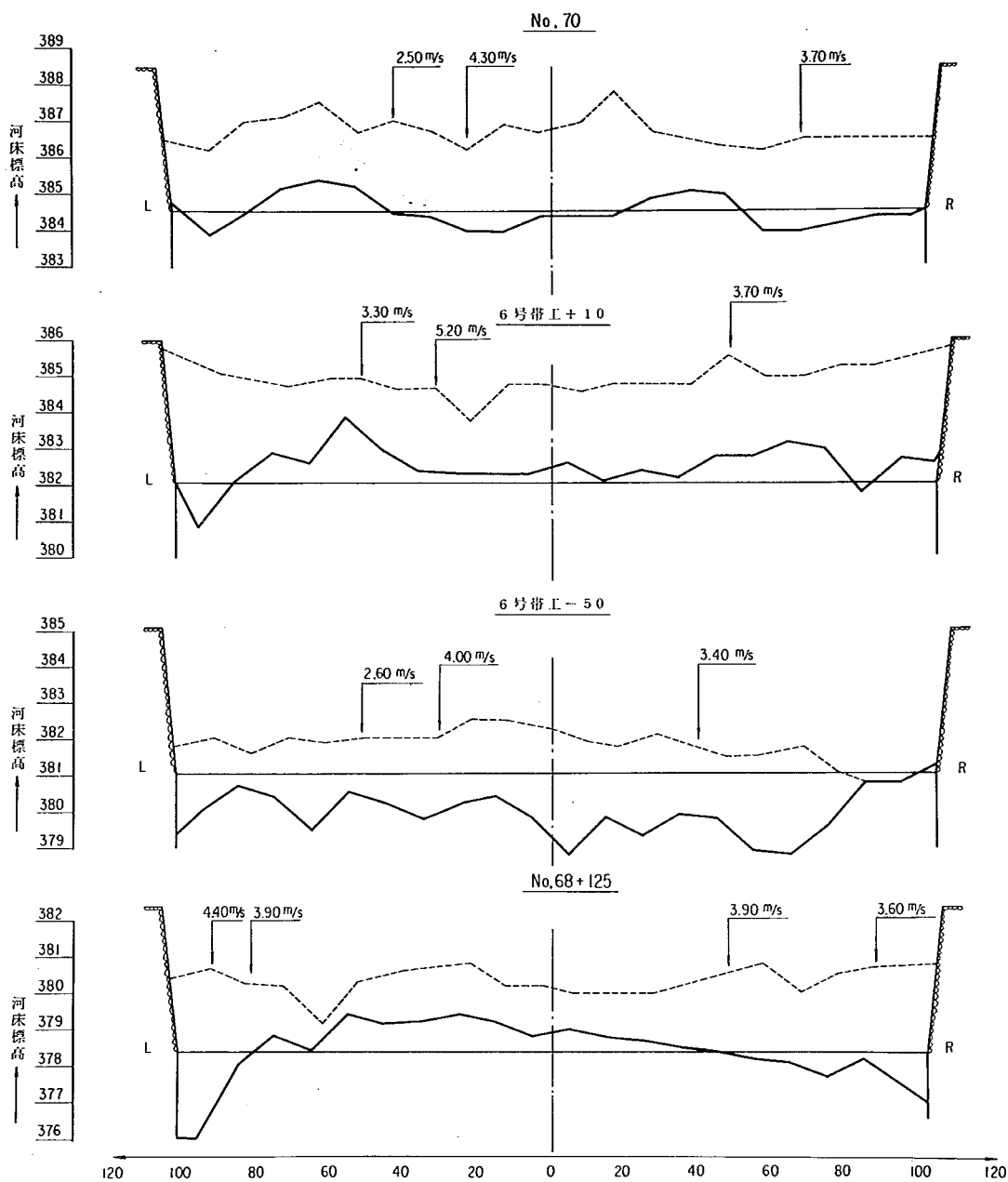


図-19-(6) 水位および河床横断面

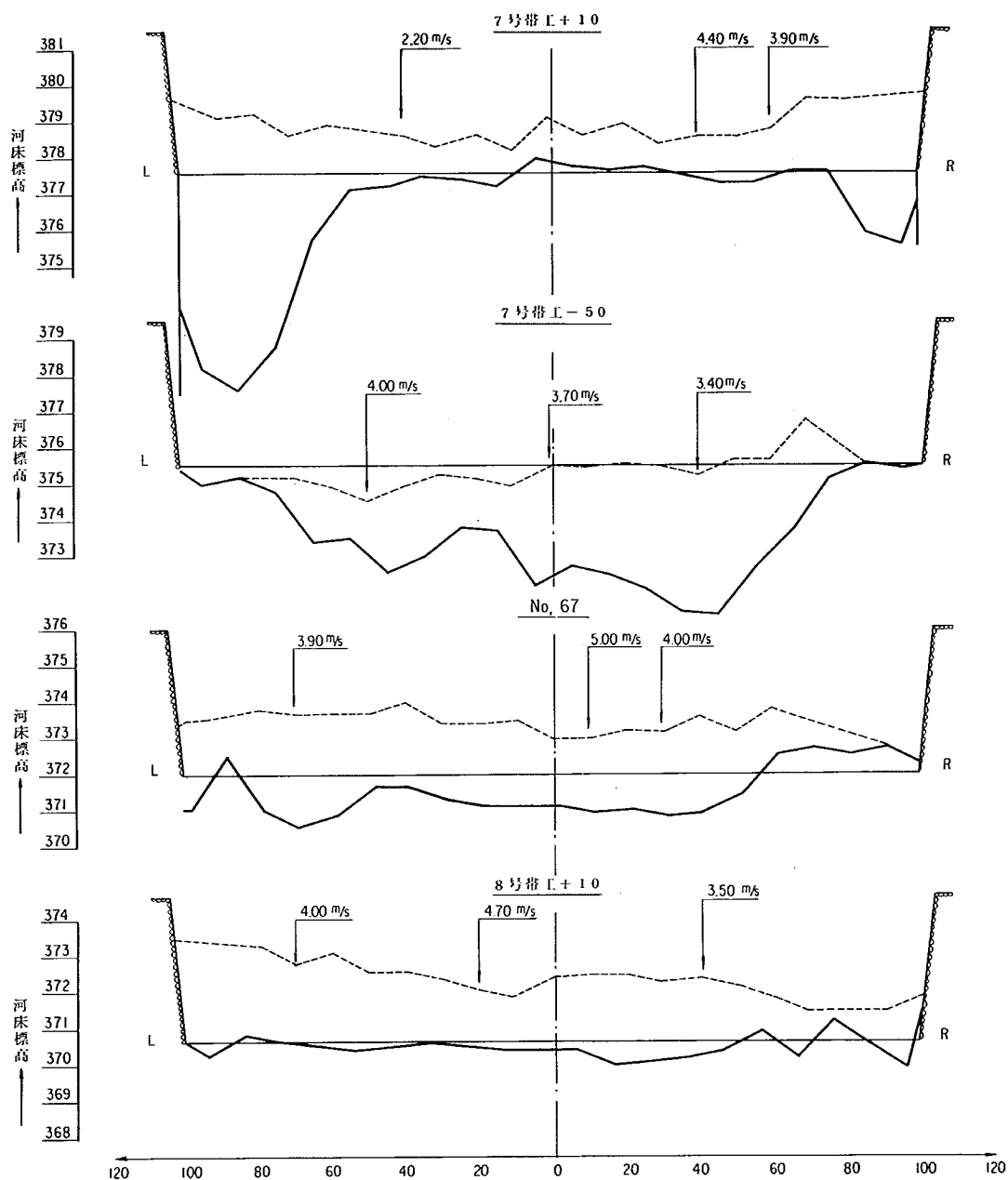


図-19-(7) 水位および河床横断面

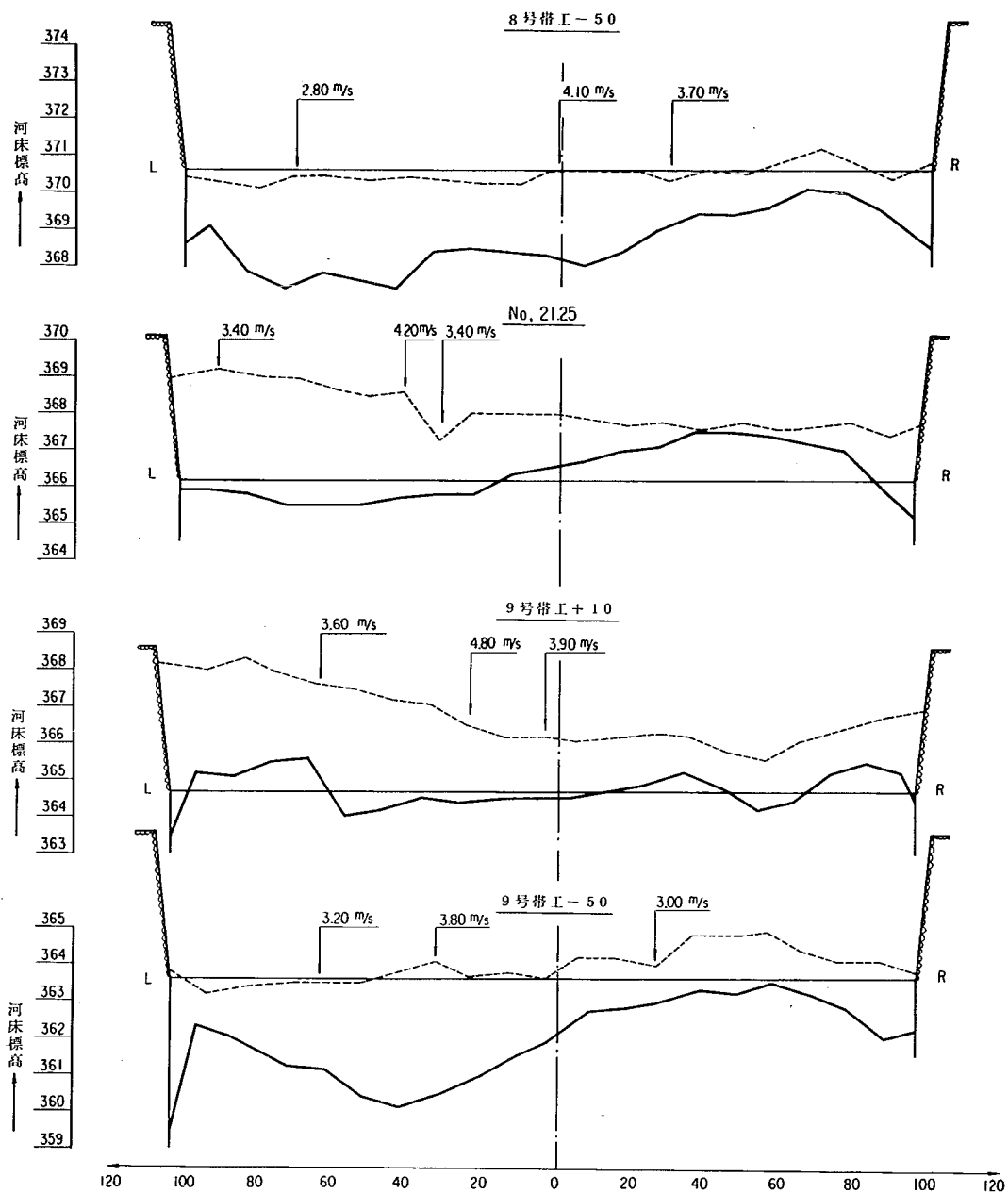


図-19-(8) 水位および河床横断面図

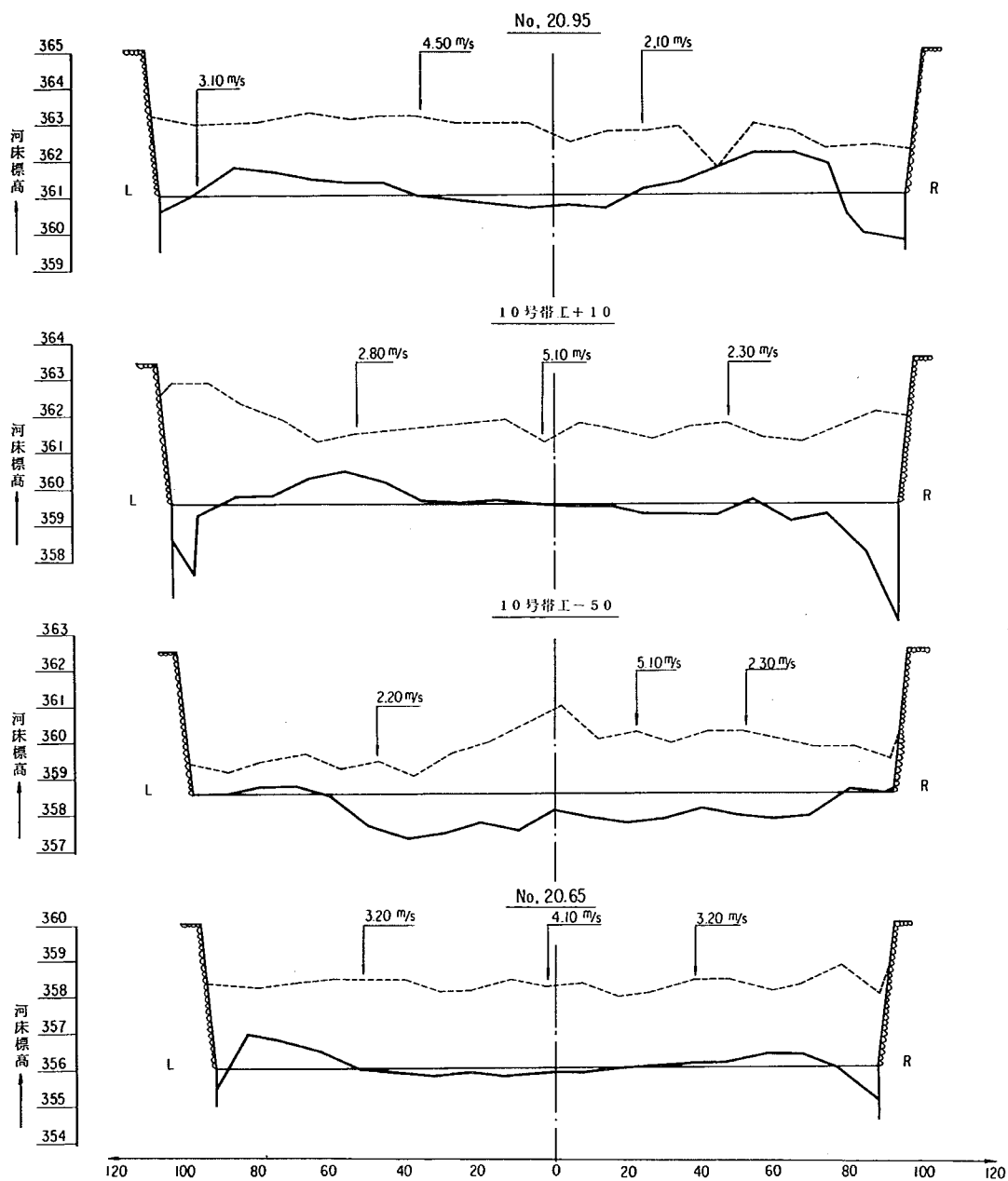


図-19-(9) 水位および河床横断面

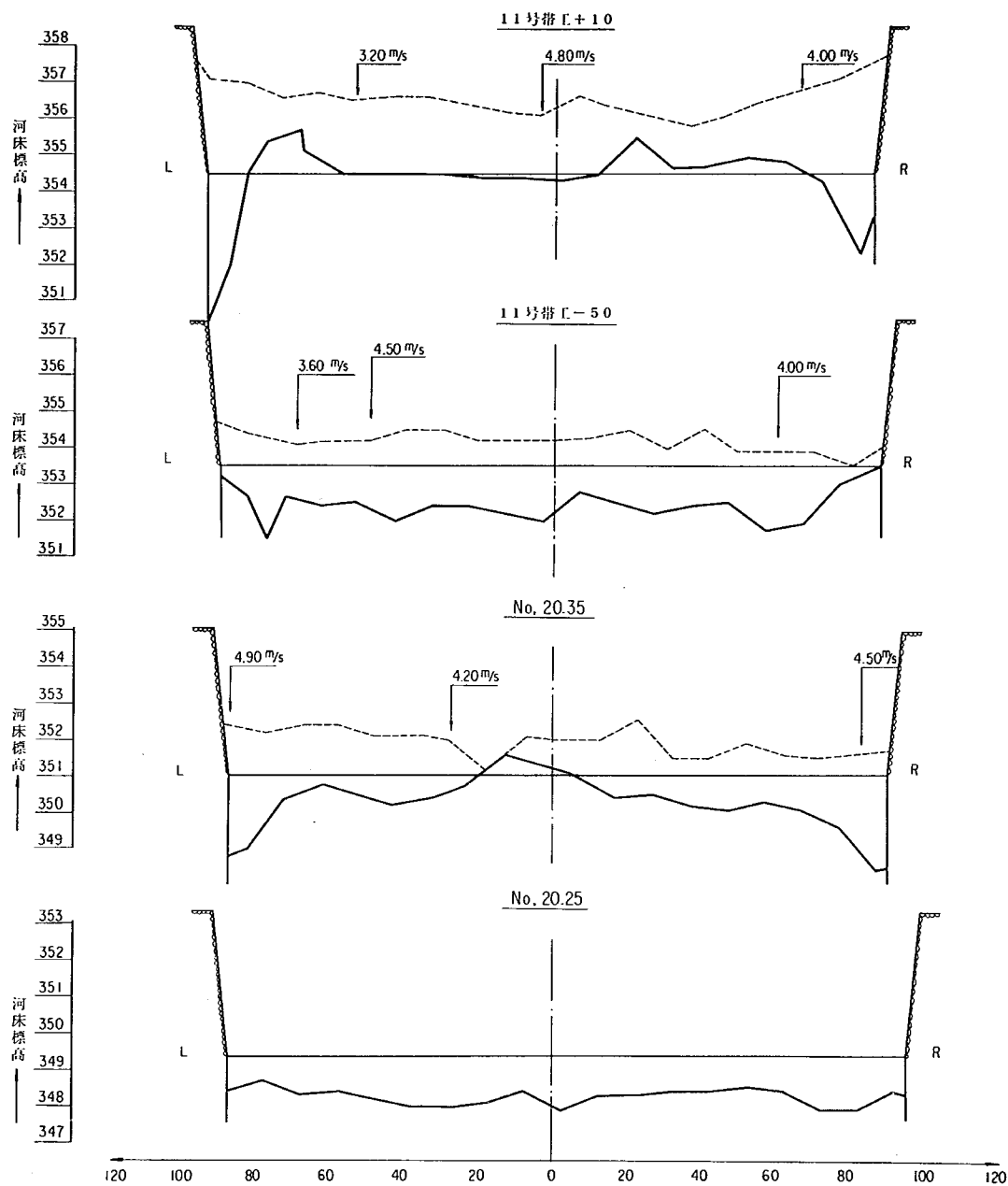


図-19-(10) 水位および河床横断面図

洗掘深は帯工の下流 5 m の位置で約 9 m である。また、図 - 2 1 で最深河床高を縦断的に示しているが、帯工前庭部 3 0 m の位置で平均 4 m 程度の洗掘を受けている。以上のことから、帯工の基礎根入深は計画河床面より 4 m 下げた位置とし、長さ 2 0 m の前庭保護工を施す案が考えられる。

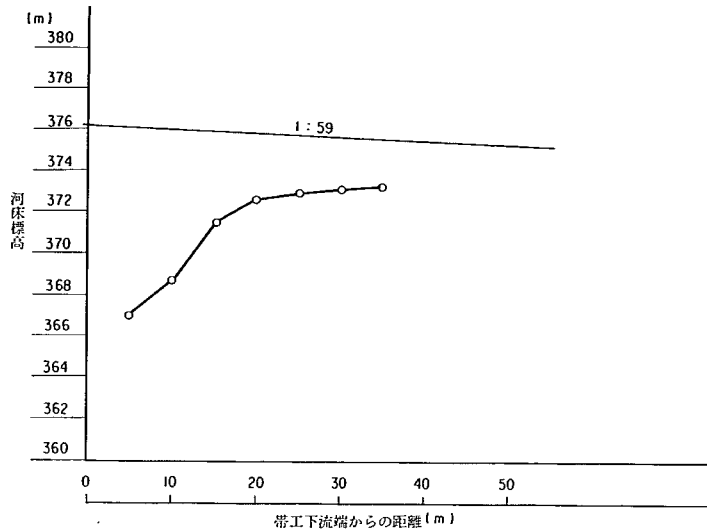


図 - 2 0 帯工前庭部の洗掘状況

2-6 護岸高の検討

2-6-1 水理計算からの検討

- (1) 流量 $Q = 950 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、河床勾配 $I = 1/59$ 、粗度係数 $n = 0.051$ 、流路幅 $B = 200 \text{ m}$ の条件で等流水深を計算すると

$$h = \left(\frac{n Q}{B \sqrt{I}} \right)^{3/5} \text{ より}$$

$$h = \left(\frac{0.051 \times 950}{200 \times \sqrt{1/59}} \right)^{3/5} = 1.45 \text{ m}$$

となる。

- (2) 弯曲部外側における護岸高は水位上昇分を考慮する必要がある。蛇尾川における法線計画は図 - 1、表 - 5 の通りである。

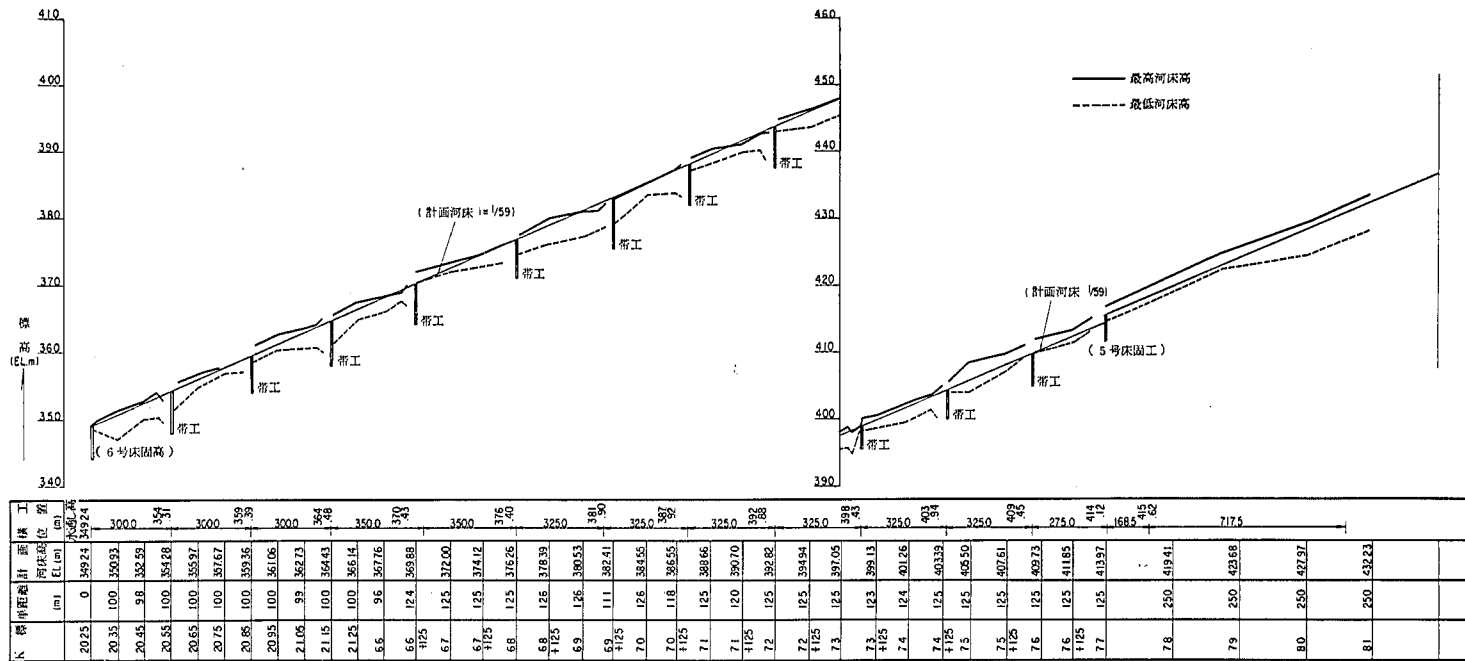


图-2 1 最高、最低河床高縱断面 (流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 0.3%)

表 - 5 弯曲部の形状

I _P	I	R	T. L	C. L	θ	B'	R/B'
1	14°	3000 ^m	341.82 ^m	733.05 ^m	166°	200	15
2	27°30'	2000	489.40	959.94	152°30'	200	10
3	13°	2000	227.88	453.78	167°	200	10
4	14°30'	2000	254.44	506.14	165°30'	200	10

表-5、図-1に示す弯曲部の諸元に対するかさ上げ高Hはグラショウの式によって算定すると次の通りになる。グラショウの式は

$$H = 2.3 V^2 / g (\log R_2 - \log R_1)$$

で示される。ここで

V : 平均流速

R₁ : 内曲岸の半径

R₂ : 外曲岸の半径

g : 重力の加速度

である。流速は Manning 式で $R = h$ とみなすと

$$\begin{aligned}
 V &= 1/n \cdot h^{2/3} \cdot I^{1/2} \\
 &= \frac{1}{0.051} \times 1.45^{2/3} \times \left(\frac{1}{59}\right)^{1/2} \\
 &= 3.27 \text{ m/sec}
 \end{aligned}$$

となる。

以上のことから、各々の曲線部におけるかさ上げ分Hは次のように求まる。

表 - 6

I _P	B	V	R ₁	R ₂	H	(ΔH)	外曲岸 Z ₁	内曲岸 Z ₂
1	200 ^m	3.27 ^{m/sec}	2900 ^m	3100 ^m	0.07 ^m	1.0 ^m	2.52 ^m	2.45
2	"	"	1900	2100	0.11	"	2.56	"
3	"	"	"	"	"	"	"	"
4	"	"	"	"	"	"	"	"

- (3) 余裕高は、河川砂防技術基準に従い、計画洪水流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$ に対して 1.0m とする。また、余裕高は河床勾配によって変化するものとし、計画高水位(H)に対する余裕高 (ΔH) との比 ($\Delta H/H$) が表-7 の値以下とならないようにすることが定められている。

表-7 護岸の余裕高

計 画 流 量	余 裕 高
$200\text{m}^3/\text{s}$ 未 満	0.6m
$200\sim500\text{m}^3/\text{s}$	0.8m
$500\text{m}^3/\text{s}$ 以 上	1.0m

勾 配	$\sim 1/10$	$1/10\sim 1/30$	$1/30\sim 1/50$	$1/50\sim 1/70$	$1/70\sim 1/100$	$1/100\sim 1/200$
$\Delta H/H$ 値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

河床勾配 $1/59$ 、計画洪水流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$ 、計画高水位 1.45m の条件で余裕高を検討すると、表-7 から余裕高 $\Delta H = 1.0\text{m}$ であり、また計画高水位 H は 1.45m であるから $\Delta H/H$ の値は

$$\Delta H/H = 1.0 / 1.45 = 0.68$$

表-7 から、河床勾配 $1/59$ に対する下限値は 0.25 、故に $0.68 > 0.25$ となることから計画した断面でよいことになる。

- (4) 以上のようにして算定される護岸高 Z は表-6 で示しているように外曲岸で 2.6m 、内曲岸で 2.5m 必要となる。

2-6-2 実験的考察

- (1) 護岸高は流路内に形成される砂礫堆の高さを考慮して決める必要がある。図-22 は流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$ を与えた場合に形成された砂礫堆の高さを縦断的に示した。ここでいう砂礫堆の高さとは実験終了直後の各々の測定断面内での最高河床高と計画河床高との差をあらわしている。同図から砂礫堆の高さは断面 $\text{No} 76+125$ で最大であり、 1.85m である。従って護岸高は水理式から算定した 2.6m に砂礫堆の高さ 1.9m を加えた 4.5m に計画する案が考えられる。

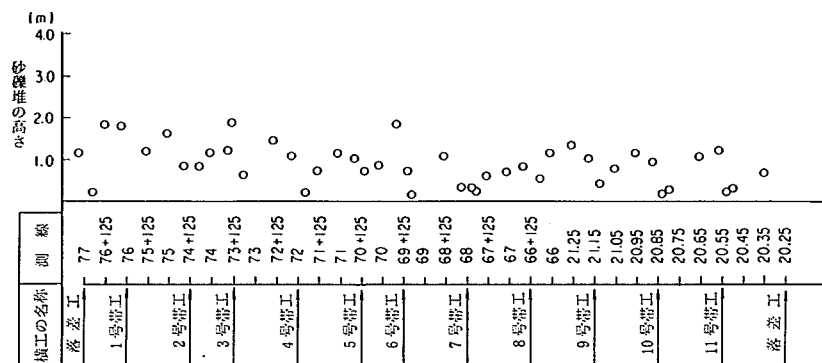


図-2.2 砂礫堆の高さ(流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 0.3%)

- (2) 図-2.3は帯工案で流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$ を与えた場合に、各断面で測定した護岸より各々 50m 範囲での最高水位を左右岸に分けて示している。水位縦断面図から護岸高 4.5m に対する余裕深はNo.76+125で最も小さく 0.5m となっているが、これ以外の断面では総じて $1.0\sim 2.0$ の余裕深があり護岸越水する問題はなく、また、同図より外曲岸での水位が内曲岸にくらべて上昇することもないので、護岸高は左右岸と同じ 4.5m に計画すれば一応安全だと考えられる。

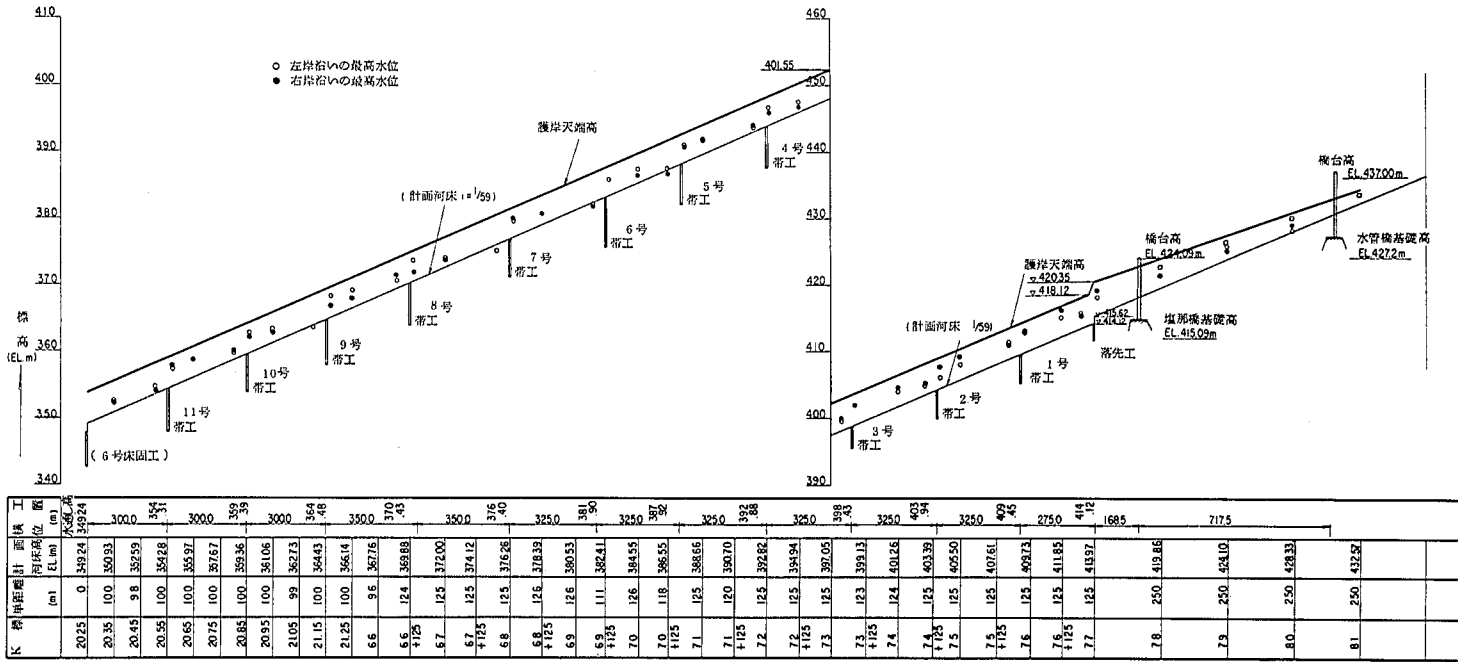


圖-23 水位縱斷圖

ま と め

1. 計画洪水流量 $950\text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の現況実験から、次のような問題点があきらかになった。(土研資料第1392号参照)

- 1) Na 7 3 + 5 0 の右岸、Na 7 1 の右岸、Na 2 0 1 5 付近の左岸で護岸越水する。
- 2) 主流線の流向は、通水前の砂礫堆や Na 7 3 ~ Na 7 1 の右岸、Na 7 0 ~ Na 6 7 の左岸等の既設護岸の影響を受けており、護岸水衝部はほぼ固定される。流水が集中する箇所での護岸沿いの洗掘が著しく、流速は $6\text{ m}/\text{sec} \sim 10\text{ m}/\text{sec}$ と大きい。特に Na 6 8 + 1 2 5 ~ Na 6 7 の左岸の護岸沿いでは $9\text{ m}/\text{sec} \sim 10\text{ m}/\text{sec}$ と高流速が生じており、護岸の安全性に乏しい。
- 3) 洪水があった場合、河道は洗掘されるので、流路工終端より下流部で土砂堆積による災害が想定される。
- 4) 以上の問題点に対して蛇尾川は次のような対策を講ずる必要があると考えられる。
 - ① 1) 項に対しては掘込み河道とし、河道整理する。
 - ② 2) 項に対して、砂礫堆をとり除くほか、流況に悪影響を与えている護岸法線 (Na 7 1 + 1 2 5 ~ Na 7 0 + 1 2 5 の右岸、Na 7 2 ~ Na 6 7 の左岸) を修正した方がよいと考えられる。
 - ③ 3) 項に対して、河床低下を防止し、下流での土砂堆積による災害を防止する。

2. 流路工計画

- 1) できる限り既設護岸を利用することを前提にすると、図-1 に示す流路幅を 200 m とする法線形状が考えられる。
- 2) 図-1 に示す平面形状で、現状河道の最深河床勾配の $1/59$ の勾配で河道整理をおこなった場合で、計画洪水流量の $950\text{ m}^3/\text{sec}$ 時に単列砂礫堆が形成され、また、4~5年確率流量に対しては弯曲法線の影響を受けて流水が右岸寄りに流下するので、護岸工作物の安全性に乏しい。(土研資料第1392号 P 4 1 ~ 4 3, P 5 9 ~ 6 1)
- 3) 流量 $475\text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の水制工案は、河床整理案にくらべると流水が河道中央部を流下する(写真-6)ので護岸沿いの流速や洗掘深を小さくすることができ、護岸工作物の安全性を高めることができる点で有利である。(図-6、図-7)、ただし、流路工からの流出土砂量が多くなること(図-8) また、計画洪水流量の $950\text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては河床整理案と同様、単列砂礫堆が形成され水制工の効果が認められない(写真-7)等の問題がある。
- 4) 図-4 及び図-2 3 に示すような帯工を計画すると、① 流量 $950\text{ m}^3/\text{sec}$ に河床整理や水制工のように単列砂礫堆が形成されることなく、帯工と下流帯工間に複列状の砂礫堆が形成され、流水は整流される(写真-1 2)。また、河床整理案にくらべて護岸沿いの流速及び洗掘深を小さくすることができる。(図-1 0、図-1 1、図-1 2) ② $950\text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の帯工案は河床整理案にくらべて模型末端から流出する土砂量が少なく、しかもバラツキが小さい。(図-1 3)、 $475\text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の帯工案は水制工案にくらべて流出土砂量を少なくし、しかもバラツキを小さくする。

(図-14)

- 5) 帯工の形状は水通し幅を150mとし、袖高を2m、袖長を25mとする案が考えられる。(図-4)
- 6) 流水を整流させるため帯工の位置は砂礫堆長に対して $L = (2/5 \sim 3/5) l_s$ 、また、流路幅に対して $L = (1.35 \sim 1.75) B$ となるように計画すればよい。(図-9、表-3)
- 7) 帯工天端を結ぶ勾配は、蛇尾川改修区域での河床勾配や那須疎水への影響を考慮し、栃木県が流路工終端に計画した落差工の水通し天端高と砂溜工終端に設置した床固工水たき天端高を結ぶ $1/59$ とする。なお、この勾配は砂溜工区間の計画河床勾配に等しく、昭和47年における最深河床勾配にほぼ等しい。(図-23)
- 8) 護岸高は4.5mとし、天端勾配は $1/59$ に計画すると、護岸越水することがないので一応安全である。(図-23)
- 9) 護岸基礎は帯工より下流20m区間を除くと2mの根入深とする案が考えられる。ただし、5号帯工の左右岸上流、7号帯工の左岸上流、11号帯工の左岸上流は、護岸沿いの洗掘深が2m以上となるので図-4に示す範囲内での根固工が必要となる。他の帯工の上流部は洗掘深が2mより小さい(図-19)ので、特別根固工を設けなくともよいことになる。将来の河床状況に応じて根固工を計画すべきであろう。
- 10) 図-20に示す最も洗掘深の大きい7号帯工の洗掘状況を基準に考えると、帯工の基礎高を計画河床面より4m下げた位置とし、前庭部に長さ20mの範囲で護床工が必要となるだろう。
- 11) 以上のように流路工の計画諸元として図-4に示す平面形状、図-23に示す縦断形状、図-4に示す落差工及び帯工の形状、護床工の形状が考えられる。

以 上

あ と が き

蛇尾川は連続した弯曲法線形を有する流路工が計画された。この弯曲法線形の影響を多分に受けて流路内に単列砂礫堆が形成され、護岸工作物の安全性に乏しい問題が生じた。そして、この弯曲法線形による影響を弱めるために帯工が有効であり、また、水制工は4～5年確率流量の $475\text{ m}^3/\text{sec}$ に対して流水を整流させる点で有効であることが実験的に検討された。しかし、あくまでも模型実験で得た結論であって、これの採用にあたっては充分現地の実態をみきわめることが必要である。なお、本実験で袖を設けない帯工の検討がなされなかったことを反省している。

参 考 文 献

- 1)、2) 千田 稔：実用河川計画、理工図書 pp134～136〔1973〕
- 3) 池谷 浩、伊巻幹雄：急勾配河川における水理特性、土研資料第1309号 p29 昭和53年3月
- 4) 阿部宗平、上原信司：大谷川流路工水理模型実験報告書、土研資料第1424号 p65 昭和53年10月
- 5) 科学技術庁資源局：石狩川河道変遷調査—参考編—科学技術庁資源局資料第36号〔1962〕
- 6) 応用水文統計学：岩井重久、石黒政儀、森北出版〔1973〕
- 7) 栃木県大田原土木事務所：蛇尾川筋砂防設計業務報告書〔1974〕
- 8) 芦田和男、高橋 保、水山高久：流路工に関する水理学的研究、新砂防97 昭和50年11月
- 9) 池谷 浩、伊巻幹雄：流路工に関する研究(4) 土研資料1408号 p14、昭和53年10月