



土木研究所資料822号

流路工に関する研究(I)

——太田切川流路工計画に関する——
水理模型実験的考察

昭和48年3月

建設省土木研究所

はじめに

第1章では、文献にみられる流路工の考え方を整理し考察を加える。現在流路工という一名で称されているものにも種々の考え方や方法があることを示し、太田切川流路工計画では、どのような方法によるべきかを検討する。

第2章では、他の既設流路工のデータや太田切川の実際のデータを用いて、流路工計画にできる限りの検討を加える。しかし流路の平面的変動や河床変動によつて生ずる種々の問題点については、水理模型実験による検討にまたざるを得ない。

そこで第3章では、護岸高、法線形などについて水理実験による検討をおこなつた。ただし、水理実験による方法は未知のファクターが多く入つてきて問題点が多い。それらを現地のデータ（航空写真や河床変動測量結果など）に、もどつて考えてみることに重要である。それらのことをふまへつつ流路工の合理的設計をめざしたい。

昭和48年3月

土木研究所篠崎試験所

砂防部門（研究員）

田 畑 茂 清

阿 部 宗 平

目 次

はじめに	
第 1 章 文献にみられる流路工計画の考え方	1
第 2 章 太田切川流路工計画	7
2-1 流路工計画の概要	7
2-2 流路工計画の検討	8
第 3 章 実 験	25
3-1 実験目的	25
3-2 模 型	25
3-3 実験方法	26
3-4 実験ケース	26
3-5 実験結果	29
3-6 実験概要	30
3-7 結 論	32
おわりに	33
参考文献	34
実験写真	66

第1章 文献にみられる流路工計画の考え方

流路工が、どのような目的のために、どのような形態で設けられてきたかを文献によつて知れることは、各々の流路工を計画する上で重要なことである。よつて本章では、文献の中にみられる一般的な流路工計画の考え方を明らかにする。用いた文献は表-1に示すとおりである。

文献1では「砂礫円錐地および溪流下流部に対する工法」の中で流路工とは、「上流地域に砂防工事を実施したことによつて、砂礫を流送しない状態になつた洪水を無害に導水せんとする工事であつて、結局は主として下流区域の縦浸蝕及び横浸蝕に対して安全な洪水路を造らん

表-1 用いた文献一覧表

文献番号	著 書 名	著 者 名	発 行 年 月	ペ ー ジ
1	溪流及び砂防工学 1)	赤 木 正 雄	昭和14年 5月	PP149~162
2	治水砂防工学 2)	柿 徳 一	昭和16年10月	PP297~307
3	砂防特論 3)	伊 吹 正 紀	昭和30年11月	PP138~155
4	実用砂防工学 4)	尾 張 安 治	昭和31年11月	PP134~138
5	砂防工学 5)	遠 藤 隆 一	昭和33年 5月	P189
6	河川砂防技術基準 6)	日本河川協会	昭和36年	2編7章 PP18~21
7	砂防工学要論 7)	矢 野 義 男	昭和39年 8月	P111
8	砂防地すべり防止工事 ポケットブック 8)	矢野, 谷, 釣谷 渡	昭和43年 8月	PP112~117
9	砂防工学 9)	日置象一郎他	昭和44年 3月	PP99~106
10	砂防便覧 10)	建設省砂防課	昭和45年 9月	PP242~243

とするものである。」としている。これは現在の流路工と呼ばれる工法と内容を同じにするが、ここでは「流路工」と定義されていない。文献2にいたつて初めて「流路工とは、兩岸に護岸を持つ一定の流路を溪流に与える工事であつて、このような流路では、水が集中して流れその衝力が增大するから通例床固工、または張石工により溪床を保護しなければならない。」と述べている。文献3では「流路とその工法」の中で「兩岸に護岸をもつ一定流路ということは、決して必要条件ではなく、護岸工なくしては兩岸の維持が到底望み得ないような地形、地物の状況のとき初めて護岸工が行なわれるにすぎない」として、護岸が縦で床固工、帯工あるいは水制工などを主とする見解をとつている。文献4では「流路工とは、砂礫堆積地または山麓平野で、荒廃溪流の氾濫を防止するために設けられる兩岸護岸工を有した一定流路をいう。」と定義づけている。これは、文献2及び3の流路工が溪床及び溪岸の保護を目的とするのに対し、洪水の氾濫防止を目的とすることに相異点が認められる。

このように流路工の目的は、1) 溪床の固定と溪岸の保護、2) 氾濫防止の2つが考えられるようである。また、工法についても、1) 護岸などの縦工を主とし床固工などの横工を縦と

するもの。逆に、2) 横工を主とし縦工を従とするものに大別できるようである。いま、各文献の中にみられる流路工の目的と工法を一覧にすると表-2のとおりである。

表-2によれば「流路工の目的は、溪床の固定と溪岸の保護である」としているのが大部分で、氾濫防止を目的としているのはわずか2例だけである。

表-2 流路工の目的とその工法

文献 番号	目 的		工 法	
	溪床の固定と溪岸の保護	氾 濫 防 止	護岸が主、床固が従	床固が主、護岸が従
1	○			
2	○		○	
3	○			○
4		○	○	
5				
6	○	○	○	
7	○		○	
8	○			
9	○		○	○
10	○		○	

一方、「工法は、護岸が主であり床固を従であるとしている」のが大部分である。

以上にみたように、流路工の目的と工法は各人によつて各々異なる。これは、各人の流路工に対する考え方がまちがっているということではなくて、1つの名によつて与えられている流路工も、種々の条件によつていろいろな形態をとり得るということである。そこで、この典型的な例として、文献、2)、3)、4)、をとりあげ、この観点から少しくわしくみていくことにする。

(1) 施工場所

文献2では「床固工は(中略)浅い触溪または扇状地の流路、天井川その他の溪流下流部の勾配 $1/30 \sim 1/100$ の区間に用いられ、護岸工は流送砂礫を堆積して乱流または偏流がはなはだしく河幅の非常に拡がった区間に用いられる」としており、流路工は比較的緩勾配($1/30 \sim 1/100$)の砂礫堆積地に計画されるようである。これに対して文献3では、「数十分の一の急勾配のところ」に計画される」という。文献4では、文献3と同じく「流路工は溪床勾配が比較的緩($1/30 \sim 1/100$)の砂礫堆積上に用いられる」としている。

これらから考察するに溪床勾配が $1/30 \sim 1/100$ で河幅が大きく、流量が大なる個所においては、護岸工が優先されて用いられるようである。これに反して溪床勾配が10数分の1と

いうような溪流で、流量が比較的少ないような個所においては、床固工を優先して用いられるようである。

(2) 施工時期

文献 2 及び 3 では、「ある程度上流の砂防工事が進捗して、その効果を確認してから流路工を施工すべきである」としているのに対して、文献 4 では「これを理想とするが、上流の砂防工事に対する目安がついた後か、あるいは直上流部に貯砂ダムを設けて施工すべきである」というかなり弾力的ないいかたをしている。しかし、以上のことがらはかなり定性的な言いかたで、いかに判定をくだすかは各人の主観にたよることが多いのではないだろうか。最近では、上流がさほど荒廃していなくとも、少なくとも 1 基の砂防ダムを設けることにしているようである。

(3) 工 種

文献 2、及び 4 では扇状地及び砂礫堆積地の状態によつて、画一的な流路工を作ることはいましている。

文献 2 によつて、それを次のように整理してみる。

- ① 判然とした一定流路のある場合には、氾流による氾濫、決壊などの防止のため溪床の浚渫を行う。
- ② 判然とした流路がなく乱流する場合には、決潰のおそれがある個所に築堤を施す。殊に勾配が緩やかで掘削土量が多い場合には本工法による。
- ③ 扇状地及び砂礫堆積地が本流まで発達している場合には、本流への砂礫流出を軽減し岸決壊を防止するために固定的な流路工を計画する。
- ④ 扇状地が本流まで発達しておらずその末端が谷の湿地に終るような場合には、固定的な流路工は必要としない。殊に水源において、いくら砂防工事を施しても多量の砂礫流送を防止することの不可能な場合には、これらの地域を砂礫堆積地化する。
- ⑤ 上流の砂防工事によつて流出砂礫を充分防止することが不可能か、または上流砂防工事の完成前に流路工を計画する場合には、流路内に多量の砂礫が堆積し、氾濫および兩岸堤防の破堤などのおそれが多いから、砂礫堆積地の直上流部に貯砂用のダムを設けるか、多数の低いダムを設けるか、または、場合によつてはこの流路の上流区間を特に拡大して横工を設け流送砂礫の調節を計る。

さらに文献 1 ではこれらに加えて、「氾濫区域がたいした価値を有しておらない場合には、洪水断面を設定するよりも単に中水が一定の水路を流れるようにし、この氾濫地域は植林によつて成るべく迅速に樹林地を形成させなければならない」としている。

(4) 法線形

文献2及び4では、「法線は、なるべく真直な方向をえらび、かつするどい湾曲を避けるべきだ」としている。その理由として文献2では、「溪床勾配が急になるにしたがい水勢もいよいよ激しさを加え、ついには湾曲流路を捨てて新しい直線流路を突破するようになるからである」といつている。これに対し文献3では、「ある程度曲流蛇行を許してやることこそ『自然の理』にかなうゆえんであり、経済的な工事をすることになる。」とし、その理由を次のように説明している。「① 流路を直線化とすれば、床固工などの横工を大々的に強化しなければならないし、護岸もかえつて全面的に必要となる。② ある勾配のもとにおいて、流量が多ければ直流する流路も流量がある程度少ないと必らず蛇行流路をとろうとする。③ 従来の既往最大流量は土石を含めたと称する莫大な流量をとつているが、流出してくる土石は上流山間部において処理すべきが当然であり、流路工の対象とする水だけの洪水量は少ないから、ある程度曲流蛇行を許すことこそ、自然の理にかなう。」

以上のことから考察するならば、法線は直線をとるべきだという意見と、ある程度の曲流蛇行を許すべきだという2つの説がある。法線の決定には、文献4に示されるように「自然的な流路の発達傾向と著しく矛盾することのないよう、つまり過去の出水時の模様がどうであつたか、現在の状況が時期的に流路変更の方向に成熟しているかどうかを判断する態度を忘れないようにすることが大切である。」航空写真や、過去の測量結果などにより、過去の流路の発達を調べることが、重要なことと考える。

(5) 計画勾配

縦断勾配の決定は、流路工計画で最も重要なことであることは周知のとおりで、文献2では「流路工の計画に当つて重要なことは、流線の選定よりもむしろ縦断勾配の決定にある。」と言ひ、また文献3では「縦断計画は流路工の性質上最も重要なことであつて、流路法線や断面形を改良しようとして勾配を犠牲にするような工事は、絶体につつしまなければならない。」と言つている。さらに「計画勾配は、計画区間だけでなく、上流から下流まで河床縦断面の発達状況をみきわめて計画し、一方平衡勾配の理論によつてチェックする。計画勾配線は現河床より下に切り込ませるのが原則であり、河床をあげるような計画線を引いてはならない。また計画勾配を途中で激変させてはならないのであつて必らず漸変させ上下流自然の状態にすり合わせるようにする。」という考え方は、文献2、3、4、ともに共通している。計画勾配を考えるには、ただ単にその地点の $\frac{1}{2}$ とか、 $\frac{2}{3}$ とかを標準とするのではなく上流から下流まで、河床縦断形を全体的かつ詳細に把握することが大切である。

(6) 断面形

文献2では、「断面形は、流路工の位置が多くの場合砂礫の流下区間にあるから原則として深い断面を採用し、この区間における砂礫の堆積をできるかぎり防止しなければならない。こ

れに反し浅く広い断面を採用するときは、砂礫の堆積を促しつつには河積を減じて氾濫を助長するようになる。」としている。さらに、「普通の洪水は中央の低い張石水路でこれを導流させ、土石流の場合にはじめて擁壁または、堤防間の大きな断面でこれを受けるようにする。」という複断面形を推している。そして「単断面の場合でも河幅が30mを越えるような場合には、小洪水時の乱流または偏流を避けるために中央を50cm内外下げた放物線形、または梯形とするのがよい」としている。

文献3では、「適当に河幅を狭め、一定の水深を与えることによつて、水路中に砂礫を無用に堆積させないようにすることが、その眼目となる。河幅が広すぎると水深が浅くなり、砂礫が堆積するから、当初の縦断計画が蹉跌し、同時にまた河積が減少して、氾濫を助長することになる。一般に流路工の性質上、浅くて広い断面よりもやや深くて狭いめの断面形の方が結果がよい。」としている。さらに「流出土砂に対する処理は、上流山間部においてなされることが流路工施工の前提条件であるから、流路工で流すのは水だけをみて支障はない。無用に土砂混入を考えた大きな断面はさけるべきである。」としている。そして、「断面形は、複断面より通例単断面形を用いる。複断面形とすると低水路部は中小出水には、洗堀の傾向がいちぢるしく、いつたんだ出水に対しては、高水敷と低水敷との深さに応ずるようにうまくは流水の押送力が分離されないから河道全体にむしろ堆積傾向を生ずる。」として文献2に対して反対の意見を述べている。

(7) 河川工事と流路工工事の相異点

文献2では、「流路工は、溪床の固定および溪岸の保護であつて、一般河川工事のように、河積の増大による洪水の氾濫防止を主目的とするものと大いにその趣を異にする。」としている。文献3では、「河川工事といい流路工工事といつてもその内容においては、特別の工法があるわけではないので無理に一線を画するような議論は、わが国のような急流河川を処理して行くのに害があると思ふのである。」と前書きして、「便宜上必要であるというならば、流路工工事は河床の固定、河岸の保護であるのに対して、河川工事は本来河積の増大により洪水防禦をその主目標とする。」としている。文献4では、「流路工のうち砂礫堆積地に施工されるものは河川改修工事とほとんど同様であり、その境界は確然としたものがない。」としている。

以上のように文献2では、はつきり河川工事と流路工工事とを区別しているのに対して、文献3)、4)では確然とした境はないとしている。しかし、流路工が荒廃溪流状河川に設けられると、流路工の目的を達することができず、かえつて害を与えるようなことにもなりかねない。床固工を用いたために局所洗堀の問題が生じてこの維持に相当な金額を要するようになったり、河幅を規整したために流速がいちぢるしく大となり、護岸の根固維持が困難になつては、その流路工計画は失敗といわざるを得ない。

本章では、流路工計画の考え方を文献によつて明らかにした。それをまとめてみると表-3

のようである。

表 - 3

文献	目的	工 法	施工場所	施工時期	法線形	計画勾配	断 面 形	河川工事との相異点
2	溪床の固定と溪岸の保護	護岸が主	$1/30 \sim 1/100$	上流砂防工事完成後	極力直線とする	$1/15 \sim 1/2$	幅が30m以上のときは複断面が有効	全く異なる
3	"	床固が主	数10分の1	"	曲線蛇行をゆるす	$1/2$ 内外	単断面	はつきりと区別する根拠はない
4	氾濫防止	護岸が主	$1/30 \sim 1/100$	上流砂防工事と平行にやる	極力直線とする	$1/2$	複断面	ほとんど同じ

このように、各人によつて各々異なつた考えがあることがかなり明らかになつた。これは種々の条件をよく見きわめて流路工計画をせねばならないことを示しているのではないだろうか。

第2章 太田切川流路工計画

2-1 流路工計画の概要

(1) 流域の概要

太田切川は、図-1に示すように西駒ヶ岳(2,956m)に源を発し流域面積61.5km²、流路延長15.8km、平均勾配 $\frac{1}{17}$ を持つ天竜川屈指の右支川である。

太田切川は、きわめて複雑な地殻構成を持つ天竜川流域のうちでは比較的単純な地形地質を示し、現在樹枝状に開析分布した山谷は満拡張期に達しているといわれる。中下流部に至ると天竜川の河岸段丘地を開析する、いわゆる田切河川の特性を有し、この河床、河岸の不安定性は、土砂の二次生産の原因となる可能性をもっている。

太田切川は、昭和36年6月の梅雨前線豪雨、昭和39年9月の台風20号などによつて、たびたび被害を受けたが県の災害復旧工事により部分的な復旧がなされている程度である。

(2) 流路工計画の概要

流路工計画区間は、上流端を切石床固工(天竜川合流点より7.4km)また下流端を直轄河川管理区域終点(天竜川合流点より2.0km)とする延長5.4kmである。この5.4kmの区間の平均河床勾配は図-2に示したように4つのブロックに分けられる。この図でⅡブロックの溪床勾配が他のブロックにくらべて緩な理由は既設の流路工が、元河床勾配の約 $\frac{1}{2}$ の計画勾配で作られているからである。このような区間を部分的につくることは、いたずらに流下土砂を堆積させることになる可能性がある。

図-3は、同じ区間の主な地点の最低河床高の経年変化をみたすものである。これより河床の変動傾向をみると、Ⅰブロック上流部(8~7.2km)が洗掘、Ⅰブロック下流部(6.8~6.4km)が堆積、Ⅱ、Ⅲブロック(3~5km)は平衡、Ⅳブロックは堆積の傾向を示しているが1回の変動量は小さい。昭和39年度の著るしい洗掘傾向は台風20号による影響であろうと思われる。しかし、翌40年にはまた元に戻っている。この変動量は6~3mにも達している。流路工最上流端の切石床固より上流には太田切堰堤はじめ数基の砂防ダムがあり、そのうちのいくつかは末満砂の砂防ダムであることから考えて、同区域の河床変動は堆積土砂の再移動と思われる。

以上のことから推定すると、各ブロックの河の状態は各々異なるものと思われる。建設省天竜上流工事事務局が立案した各ブロックの流路工は次のとおりである。

① Ⅰブロック; 土砂生産山地から河道に移行する位置にあり、河床勾配は $\frac{1}{17.4}$ で右岸側は高い崖を形成している。しかし、7km付近では最高河床からの高さが2~3mであり、河床上昇による流水の氾濫が想定される。下流に移行するに従いこの崖は次第に高くなるが蛇行が著るしいため、水衝部では河崖の侵食が著るしい。また7.4km~6km付近の左右岸には別荘、レクリエーション施設がある。本地区においては部分的に施工されている既設護岸工を極力利用

し、床固工、護岸工などによつて流路の固定による氾濫防止をおこなう。また土砂生産の抑制を計るため最上流端に切石床固工を建設する。

② IIブロック；昭和39年の災害により流路工が施工されている。右岸側には駒ヶ根市浄水場、左岸側には農業用水の取入口があり利水上の重要な地点である。しかし、この流路工は、河積が小さいため護岸をかさ上げして計画流量を安全に流下させることが必要と思われる。

③ IIIブロック；上流にくらべて河幅も広く河床勾配も $1/24.6$ と緩やかになる。乱流し河岸の侵食がさかんな地区でもある。本地区は河床整理を主体とし、床固工および護岸工を施工する。

④ IVブロック；河幅は平均150mと広がり、河床勾配も $1/29.1$ と緩やかになつている。国鉄飯田線および国道153号線の橋りようが架設され、周辺は集落が発達している。本地区においては、下流で施工中の直轄河川工事と協調して、天竜川合流付近の氾濫防止を目的とする護岸工、床固工などを施工する。また同事務所において、Iブロックを第1期工事としており以後の実験および考察は、このIブロックを主体に考えることにする。

2-2 流路工計画の検討

(1) 河床変動

図-4は、流路の変動を過去3回の航空写真（昭和20年、36年7月、40年10月）によつて表わしたものである。同図によれば、昭和20年には駒ヶ根橋より下流の左岸は、大きな砂堆であつて樹木もなく、土砂が氾濫していたようである。36年、40年にはこの地に樹木が繁茂し、流路はあたかも右岸の方に寄つたように見える。そして、現在の護岸などは、現在の流路を固定している。

同図に推定氾濫流線を示した。これは地形図上から凹地をさがし旧流路と思われるところを線引きしたものである。これから推定した氾濫予想地点には、災害復旧工事として護岸工が施工されており、たえず氾濫の危険にみまわれていることがわかる。

図-5は、各地点の最大河床変動高を示したものである。上流の洗堀区域ほど変動が大きく、その量は7mにも達する。また、下流の堆積区域では4m程度である。郷土災害年表（伊那谷¹¹⁾）から太田切川に関する部分を抜き出せば表-4のようである。これからみても太田切川は、たびたび洪水流の氾濫にみまわれていることがわかる。

図-6は、平均粒径と河床勾配の縦断的变化を示したものである。河床勾配は6.2km地点から急に緩となつている。平均粒径もこの地点から大きくなつており、この地点で流速が落ちて土砂が堆積することが考えられる。7.4km地点の上下流の変化は、切石床固による影響と考えられる。

図-7は、最低河床高の経年変化を表わしたものである。6.6kmを境にして、上下流で各々洗堀、堆積傾向にわかれるようである。

(2) 計画洪水流量

計画洪水流量は次式で与えられるラショナル式によつた

$$Q_P = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A$$

ここで、

Q_P : 洪水のピーク流量 (m^3/sec),

A : 流域面積 (km^2)

r : 洪水到達時間内の最大の平均雨量強度 (mm/hr)

f : 流出係数

である。

$A \cdot f$ は各々 $61.5 km^2$, $0.75^{12)}$ である。

r は次式によつて求めた。¹³⁾

$$r = \frac{34710}{T^{1.35} + 1502} \times \frac{R_{24}}{100}$$

ここに、

T : 洪水到達時間 (hr)

R_{24} : 日雨量

である。この式中の T は、次のようにして求めた。¹⁴⁾

$$T = \frac{L}{\omega} \quad W = 7.2 \left(\frac{H}{L} \right)^{0.6} \quad (km/hr)$$

ここで、

L : 常時河谷の形をなす最上流点より流量を堆定しようとする地点までの水平距離

H : 落差 (km)

ω : 流水の到達速度

である。

$$\omega = \omega_1 + \omega_2 = 7.2 \left(\frac{H_1}{L_1} \right)^{0.6} + 7.2 \left(\frac{H_2}{L_2} \right)^{0.6} = 7.2 \left(\frac{0.105}{2.8} \right)^{0.6} + 7.2 \left(\frac{1.54}{8.0} \right)^{0.6} = 10.04 + 26.79$$

$$\therefore T = \frac{L_1}{\omega_1} + \frac{L_2}{\omega_2} = \frac{2.8}{10.04} + \frac{8.0}{26.79} = 0.58 (hr)$$

となる。

R_{24} は次のようにして求めた。

太田切雨量観測所における昭和30年以降年最大日雨量を用いて、100年確率最大日雨量を求めると、ハーゼン法では305 mm, トーマス法では330 mmである。(表-5, 図-8) これより r を求めると、

$$r = \frac{34710}{16253} \times \frac{R_{24}}{100} \quad \text{となり、下表のようになる。}$$

確 率		確率日雨量	雨量強度
1/100	トーマス法	330 mm	70 mm
	ハーゼン法	305	65

したがって計画流量は、

$$Q_P = \frac{1}{3.6} \times 0.75 \times r \times 61.5 = 12.81 r$$

となり、下表のようになる。

確 率		雨量強度	流 量
1/100	トーマス法	70 mm	897 m ³ /sec
	ハーゼン法	65	833

よつて計画洪水流量は900 m³/sec とする。

図-9に示したものは、砂防ダムにおける比流量と流域面積との関係である。太田切川の場合は、比流量は14.6 (m³/sec/km²) となり、ほぼ妥当な結果を得ている。また、図-10は、貯水ダムの比流量と流域面積との関係¹⁵⁾を示したものである。この結果からみてもほぼ妥当な流量であると思われる。

(3) 土砂濃度

流路工に流入する土砂は、上流の砂防ダムなどによつて、土石流が完全にくい止められるなら土石流の形態ではない。そこで、掃流砂量公式によつて試みに土砂濃度を計算してみる。掃流砂量公式に佐藤、吉川、芦田公式を用いるならば¹⁶⁾

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \frac{Q_s}{Q} = \frac{q_s}{q} = \frac{\varphi \cdot F}{(\sigma/\rho - 1) \cdot g(1-\lambda)} \cdot U_*^3 / q \\
 &= \frac{\varphi \cdot F}{(\sigma/\rho - 1) \cdot g \cdot (1-\lambda) \cdot q} (ghI)^{\frac{3}{2}} \\
 &= \frac{\varphi \cdot F}{q(\sigma/\rho - 1) \cdot (1-\lambda)} \frac{g^{\frac{1}{2}}}{\left(\frac{nq}{I^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{9}{10}} \cdot I^{\frac{3}{2}}} \\
 &\quad \left[\because q = \frac{1}{n} h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} h \text{ だから, } h = \left(\frac{nq}{I^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{3}{2}} \right] \\
 &= \frac{\varphi \cdot F n^{\frac{9}{10}} \cdot I^{\frac{21}{10}}}{(\sigma/\rho - 1) (1-\lambda) q^{\frac{1}{10}}} g^{\frac{1}{2}}
 \end{aligned}$$

$$\text{ここに, } I = \frac{1}{2.5}, \quad q = \frac{Q}{B} = \frac{900}{90} = 10, \quad n = 0.05,$$

$$\sigma/\rho = 2.65, \quad \lambda = 0.4, \quad \varphi = 0.623, \quad F = 1$$

を代入すると、 $\alpha = 0.0044 (=0.4\%)$ となる。このように計算による掃流土砂濃度は非常に小さいものである。

(4) 河床材料

太田切川の河床は非常に大きい砂礫によつて構成されているので、通常の粒度試験では適確な粒度分布を示すことができない。そこで、土研方式¹⁷⁾で示すと図-11のようになり50%値は50mmとなる。

(5) 流路工幅

図-12は、流路工幅と流域面積との関係を示したものである。太田切川では一応現河幅と同程度の流路工幅をとっている。この図でみるようにだいたい平均的なものと考えられる。ただし流域面積が70km²以上の流路工では一様な幅をとらず、河巾を増大させたところをつくつて流砂に対して余裕をもたせている。太田切川の流域面積は61.5km²であるので、上流から下流まで一様の流路工幅をとることは、かなりの危険性があることを示している。

(6) 計画勾配

図-13は、元河床勾配に対する計画河床勾配の関係を示したものである。¹⁸⁾太田切川の計画勾配は元河床勾配の%をとっている。

(7) 床固間隔

図-14は、床固間隔Lと流路工幅(床固工水通幅で代表させている)Bとの関係を示したものである。¹⁹⁾これによると、 $L = (2 \sim 6)B$ という結果であり、かなりのちらばりをみせている。柿²⁰⁾は、乱流または偏流防止を目的とする場合には、 $L = (1.5 \sim 2)B$ 程度と、かなり密に床固工を入れないと効果がないと言っている。今、太田切川の床固間隔を一覧にすると表-6のようになり、上流部は $L = (1.0 \sim 1.8)B$ とかなり密に床固工を入れて乱流を防止しようとしていることがわかる。

(8) 標準断面

図-15に標準断面形状を示した。

水理計算による計画洪水位に余裕高(1.50m)を加えたのが護岸高であり、4.0mとなる。また護岸根入れ深は1.4mとしている。

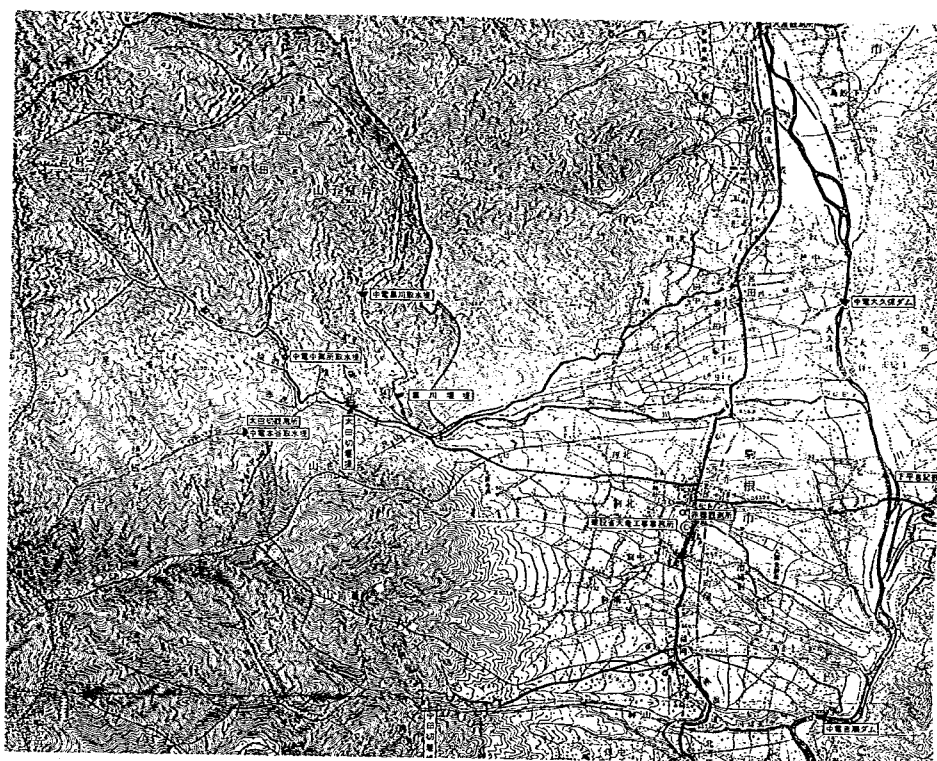


図-1 流域概要

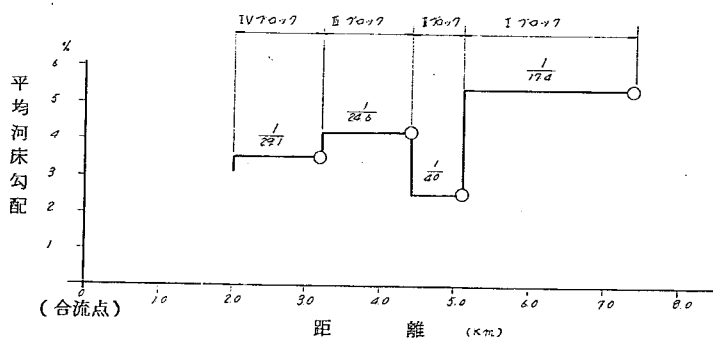


図-2 流路工計画区間の河床勾配

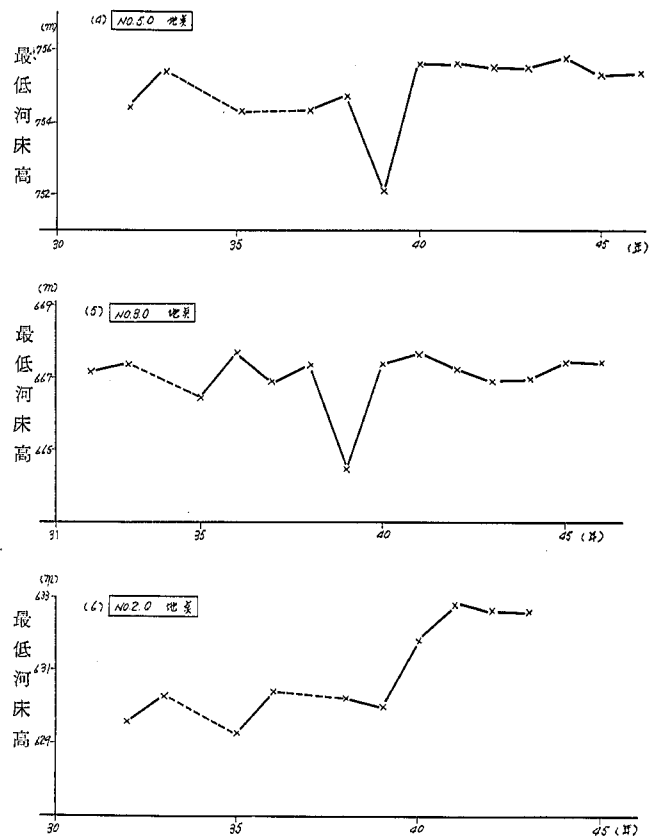
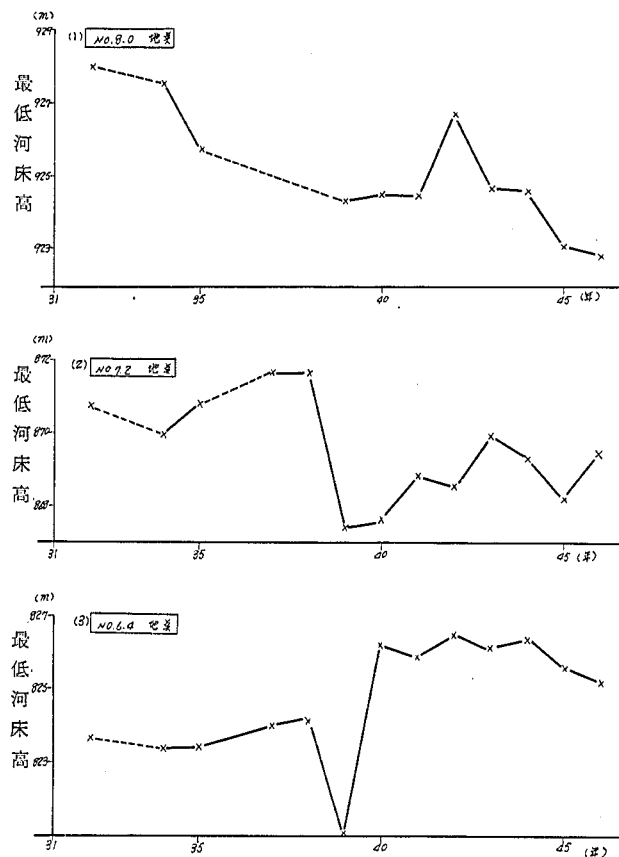
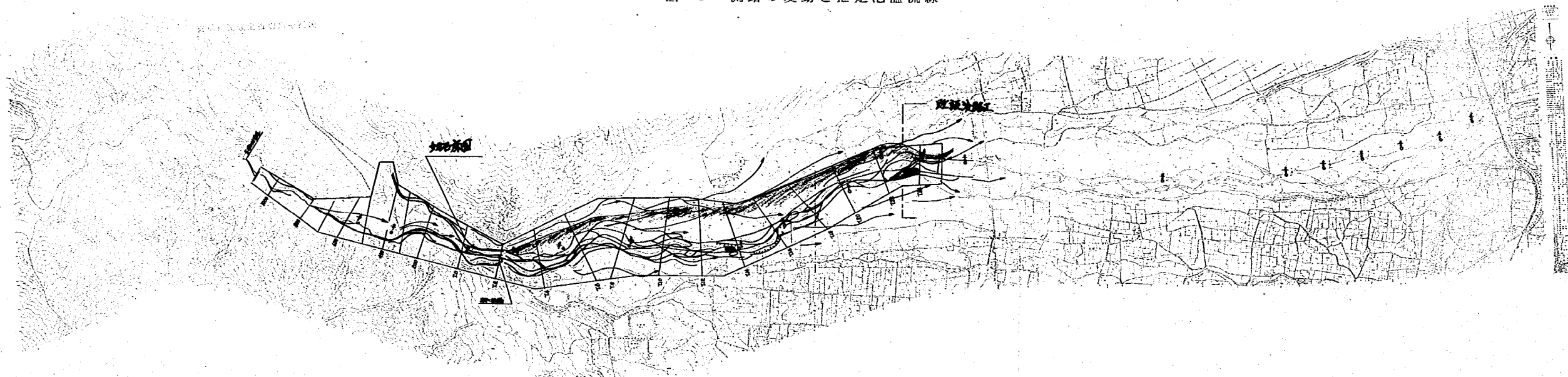


図-3 最低河床高の経年変化

図-4 流路の変動と推定氾濫流線



凡	例
——	昭和24年7月～昭和25年7月
——	昭和25年7月～昭和26年7月
——	昭和26年7月～昭和27年7月
——	昭和27年7月～昭和28年7月
——	昭和28年7月～昭和29年7月
——	昭和29年7月～昭和30年7月
——	昭和30年7月～昭和31年7月
——	昭和31年7月～昭和32年7月
——	昭和32年7月～昭和33年7月
——	昭和33年7月～昭和34年7月
——	昭和34年7月～昭和35年7月
——	昭和35年7月～昭和36年7月
——	昭和36年7月～昭和37年7月
——	昭和37年7月～昭和38年7月
——	昭和38年7月～昭和39年7月
——	昭和39年7月～昭和40年7月
——	昭和40年7月～昭和41年7月
——	昭和41年7月～昭和42年7月
——	昭和42年7月～昭和43年7月
——	昭和43年7月～昭和44年7月
——	昭和44年7月～昭和45年7月
——	昭和45年7月～昭和46年7月
——	昭和46年7月～昭和47年7月
——	昭和47年7月～昭和48年7月
——	昭和48年7月～昭和49年7月
——	昭和49年7月～昭和50年7月
——	昭和50年7月～昭和51年7月
——	昭和51年7月～昭和52年7月
——	昭和52年7月～昭和53年7月
——	昭和53年7月～昭和54年7月
——	昭和54年7月～昭和55年7月
——	昭和55年7月～昭和56年7月
——	昭和56年7月～昭和57年7月
——	昭和57年7月～昭和58年7月
——	昭和58年7月～昭和59年7月
——	昭和59年7月～昭和60年7月
——	昭和60年7月～昭和61年7月
——	昭和61年7月～昭和62年7月
——	昭和62年7月～昭和63年7月
——	昭和63年7月～昭和64年7月
——	昭和64年7月～昭和65年7月
——	昭和65年7月～昭和66年7月
——	昭和66年7月～昭和67年7月
——	昭和67年7月～昭和68年7月
——	昭和68年7月～昭和69年7月
——	昭和69年7月～昭和70年7月
——	昭和70年7月～昭和71年7月
——	昭和71年7月～昭和72年7月
——	昭和72年7月～昭和73年7月
——	昭和73年7月～昭和74年7月
——	昭和74年7月～昭和75年7月
——	昭和75年7月～昭和76年7月
——	昭和76年7月～昭和77年7月
——	昭和77年7月～昭和78年7月
——	昭和78年7月～昭和79年7月
——	昭和79年7月～昭和80年7月
——	昭和80年7月～昭和81年7月
——	昭和81年7月～昭和82年7月
——	昭和82年7月～昭和83年7月
——	昭和83年7月～昭和84年7月
——	昭和84年7月～昭和85年7月
——	昭和85年7月～昭和86年7月
——	昭和86年7月～昭和87年7月
——	昭和87年7月～昭和88年7月
——	昭和88年7月～昭和89年7月
——	昭和89年7月～昭和90年7月
——	昭和90年7月～昭和91年7月
——	昭和91年7月～昭和92年7月
——	昭和92年7月～昭和93年7月
——	昭和93年7月～昭和94年7月
——	昭和94年7月～昭和95年7月
——	昭和95年7月～昭和96年7月
——	昭和96年7月～昭和97年7月
——	昭和97年7月～昭和98年7月
——	昭和98年7月～昭和99年7月
——	昭和99年7月～昭和100年7月

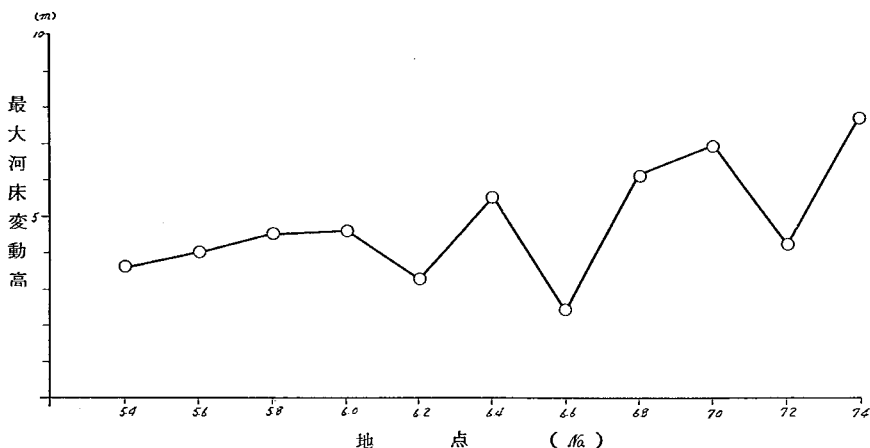


図-5 各地点の最大河床変動高
(S.31~S.46)

表-4 災 害 史

年 号	記 事
1698年 (元禄11年)	5月, 天竜川, 太田切川大洪水, 下平村へ切込み高5百石, 石川欠
1699年 (元禄12年)	8月, 大風雨, 天竜川, 太田切川大洪水, 下平村へ切れ込む。
1738年 (元文 3年)	5月, 雨続き, 太田切川洪水, 下の井堰口5百間押流。7月22日~23日風雨田畑損失多し
1807年 (文化 4年)	大雨田畑流出, 殊に天竜川, 上穂川, 太田切川, 中川大洪水
1816年 (文化13年)	晴天中俄に大風雨雹降, 6月19日太田切川洪水往来橋流失
1828年 (文政11年)	8月2日~5日まで大風雨
1830年 (文政13年)	5月~7月, 天竜始め太田切川等匪々流失
1853年 (嘉永 6年)	2月14日, 洪水太田切川流出, 瀬起人夫288人
1857年 (安政 4年)	宮田上穂, 太田切川井口にて水論
1860年 (万延 1年)	5月17日~18日大雨, 天竜川太田切川洪水, 諸井頭, 境の木より切込み両下平松害甚大, 流死人1人, 7月29日数回洪水山崩, 井筋路形もなぞ押潰す。
1865年 (慶応 1年)	5月15日太田切川大洪水, 下平川除林上より下平へ切れ込み, 北下平田畑流失甚大
1878年 (明治11年)	5月17日豪雨大洪水往還川瀬となる。太田切川本瀬, 下平井筋へ切込み, 徳本林の松100本切り, 往還上の処に川險を作る。
1903年 (明治36年)	6月, 諸井頭へ70日間の官營石堤, 太田切橋上へ竜牛2組を入れる。
1930年 (昭和 6年)	7月暴風雨, 太田切川大洪水, 石堤破損
1933年 (昭和 9年)	4月, 太田切川通りへ長4間, 経3尺, 鉄線カゴ覆付, 堤防復旧工事
	3月, 太田切川通り延長200m, 法高4m50, カゴ長80m20, 経0.6m206本, 鉄線カゴ堤防復旧工事竣工

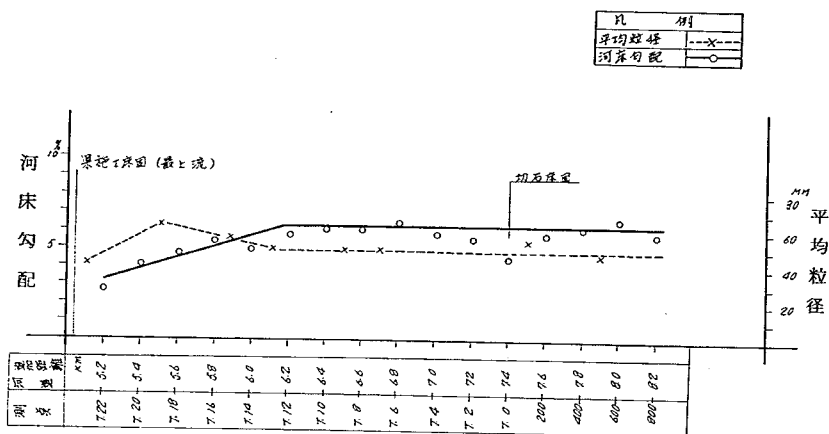


図-6 平均粒径・河床勾配の縦断的变化 (昭和47年実測)

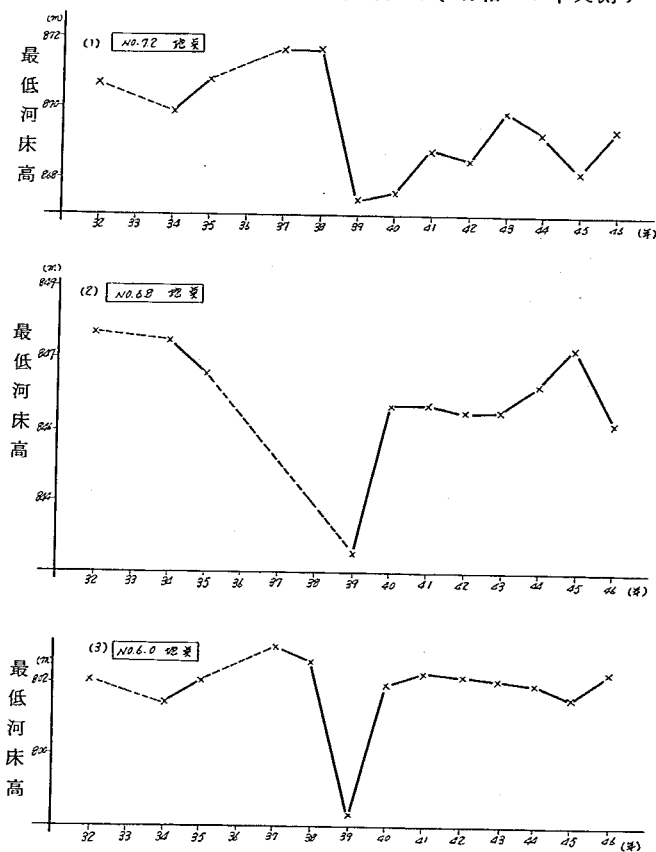
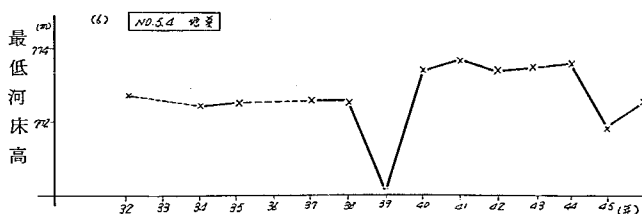
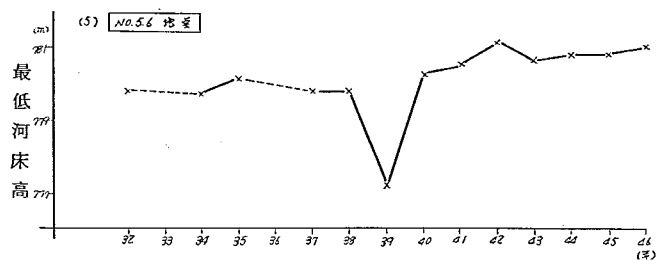
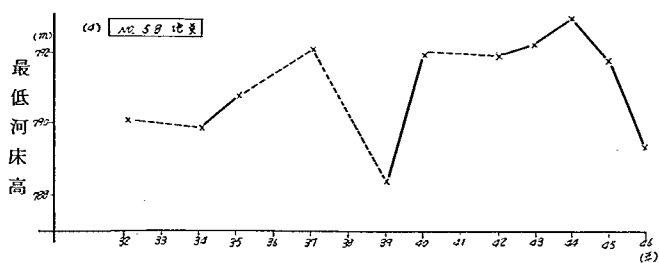


図-7 最低河床高の経年変化



図一 7 最低河床高の経年変化
(前ページの続き)

表一 5 雨量観測記録 (太田切雨量観測所)

順 位	生 起 年	日 雨 量	ハーゲン法 (Σi-1)/ΣN	トーマス法 i/N+1
1	昭和39年9月25日	245.5mm	0.0357	0.0667
2	35 6 27	238.2	0.1071	0.1333
3	35 6 22	188.2	0.1781	0.2000
4	42 7 10	188.0	0.2500	0.2667
5	40 5 27	187.6	0.3214	0.3333
6	32 6 28	176.8	0.3929	0.4000
7	34 7 11	163.1	0.4643	0.4667
8	33 8 26	149.7	0.5357	0.5333
9	41 7 8	144.0	0.6071	0.6000
10	43 8 28	141.5	0.6786	0.6667
11	37 6 12	140.5	0.7500	0.7333
12	38 6 3	139.9	0.8214	0.8000
13	30 4 17	133.3	0.8929	0.8667
14	31 8 30	110.4	0.9643	0.9333

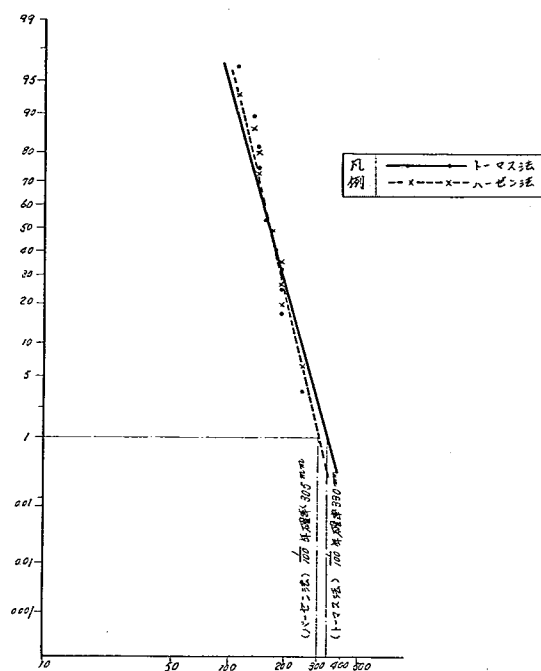


図-8 ハーゼンおよびトーマスプロット

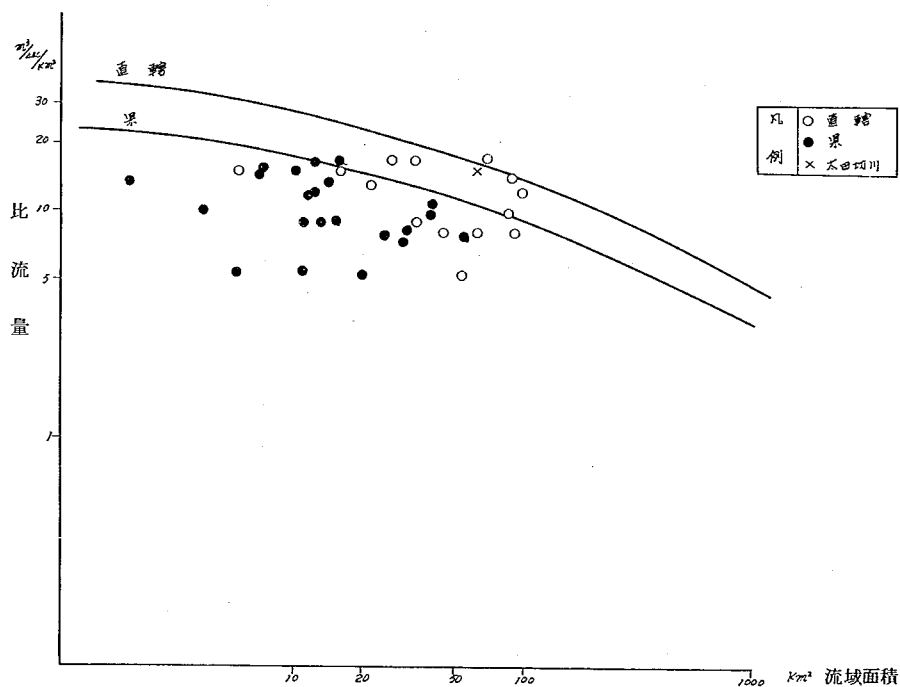


図-9 比流量と流域面積の関係(砂防ダムの場合)

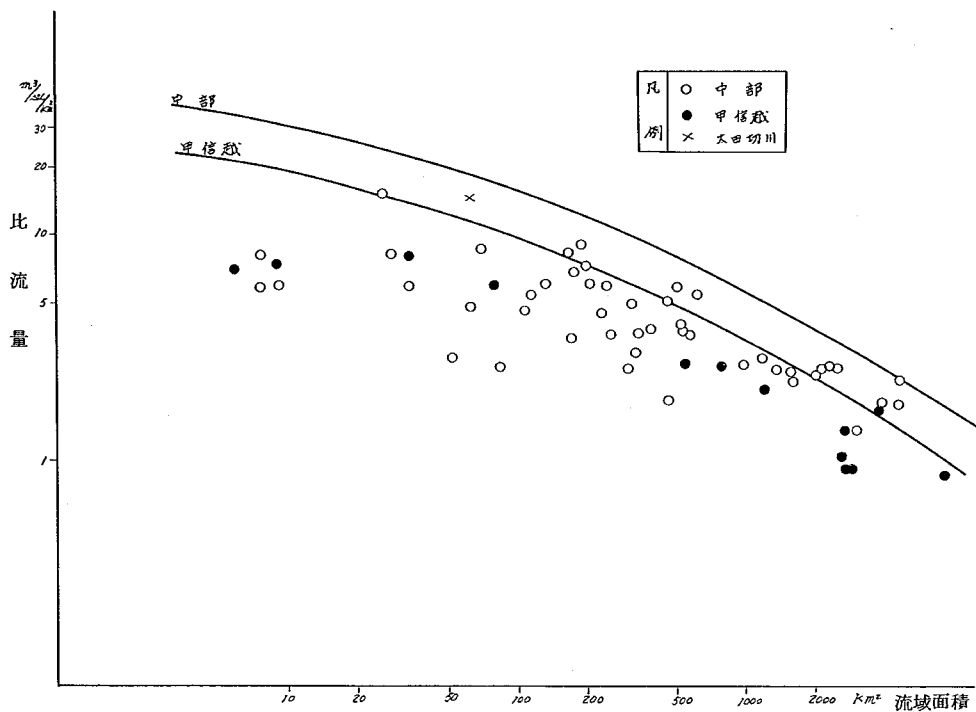


図-10 比流量と流域面積との関係 (貯水ダムの場合)

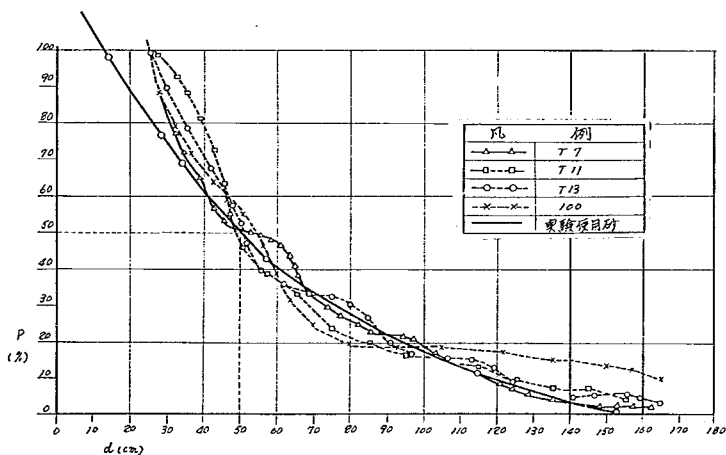


図-11 粒度分布

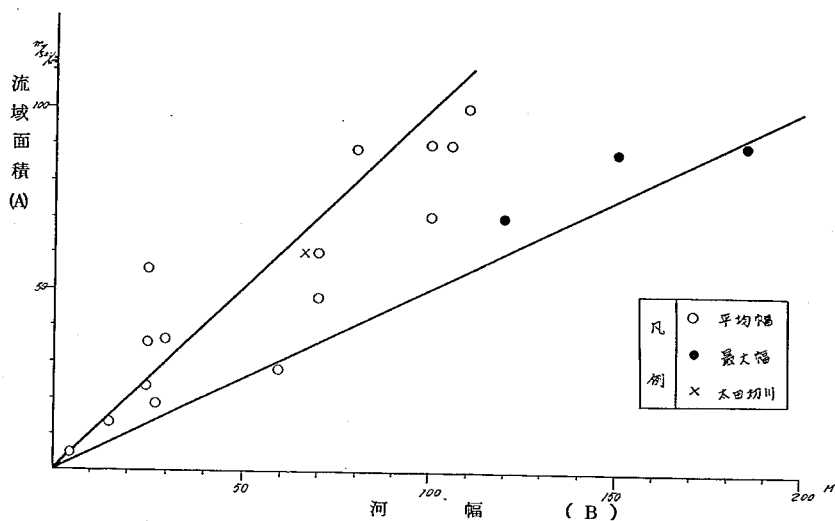


図-12 流路工幅と流域面積の関係

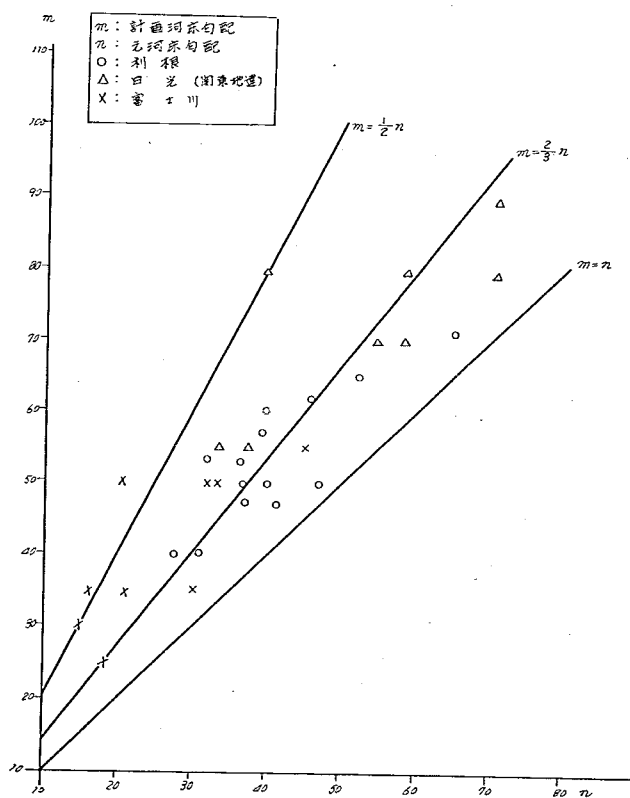
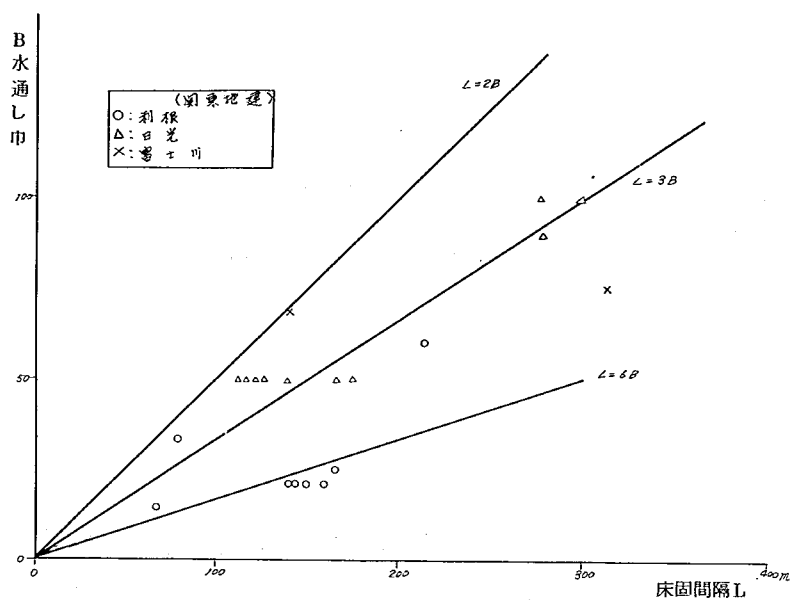


図-13 元河床勾配に対する計画河床勾配

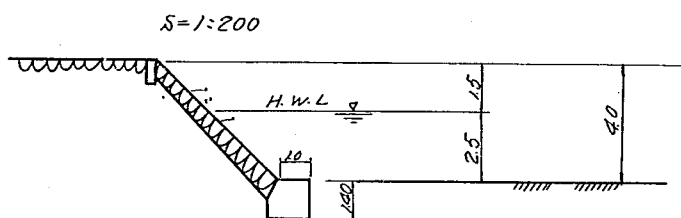


図一 1 4 水通し幅と床固間隔

表一 6 床 固 間 隔

床固 番号	(L) 床固間隔	(B) 流路工幅	$\frac{L}{B}$
床固 1 ~ 床固 2	110 m	66 m	1.7
2 ~ 3	110	"	1.7
3 ~ 4	125	"	1.8
4 ~ 5	85	"	1.2
5 ~ 6	90	"	1.3
6 ~ 7	70	"	1.0
7 ~ 8	100	"	1.4
8 ~ 9	90	"	1.3
9 ~ 10	95	"	1.3
10 ~ 11	115	"	1.7
11 ~ 12	120	"	1.8
12 ~ 13	110	"	1.7
13 ~ 14	125	"	1.8
14 ~ 15	240	"	3.4
15 ~ 常工	320	"	4.6
常工 ~ 果樹工床固	300	"	4.3

(a) 護 岸



(b) 床 固

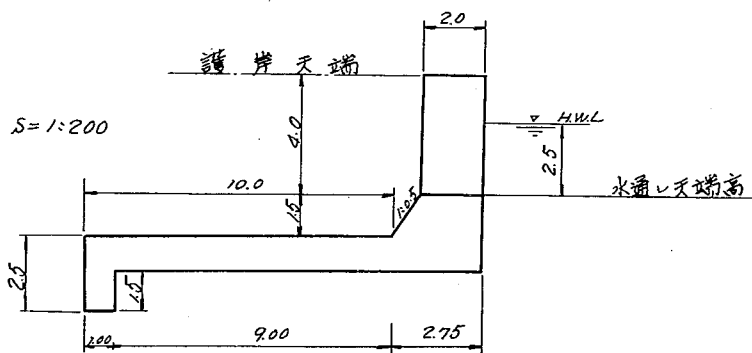
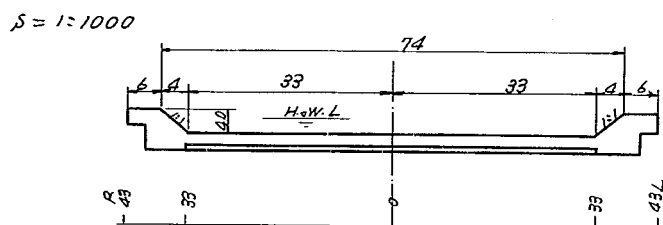


図-15 標準断面

第3章 実 験

3-1 実験の目的

1章, 2章において考察を進めてきたが, 計画された太田切川流路工に対して「安全か否か」「機能を充分にはたすか否か」など残された個々の問題点は多い。その主なものをあげてみると。

- ① 計画された護岸高で充分かどうか, 溢流しないか
- ② 計画された護岸根入深で充分かどうか
- ③ 流水の集中によつて水衝部になる地点がないかどうか, その地点の護岸は安全かどうか
- ④ 床固工によつて土砂の乱流, 偏流がうまくおさまるかどうか
- ⑤ 床固工による土砂調節効果がうまく発揮されるかどうか。
- ⑥ 床固工前庭部は安全かどうか

これらの問題は法線形, 流路工幅, 床固工間隔, 護岸高, あるいは上流の状況などによつて, 河床変動が左右されることによつて生ずる。それゆえ, この種の問題は水理模型実験などによつてのみ明らかにされるのである。

3-2 模 型

模型は図-4に示したように太田切堰堤を上流端, 県施工流路工を下流端とする。流路工の上流端である切石床固よりさらに上流約1.2kmを入れたのは, 上流の影響がかなりあると考えられたからである。

模型縮尺は長さを $\frac{1}{60}$ とした。したがつて模型の大きさは, 長さ60m, 巾5m, 勾配約 $\frac{1}{18}$ の大きなものとなる。

フルード相似則を適用するので他の諸元に対しては, 表-7のとおりとなる。



写真-1 太田切川流路工・模型床を
下流より上流を写す

表一 7 模型諸量の实物に対する縮率

諸 元	次 元		实物値の模型換算	模型値の实物換算
長さ、水深	L	n	1 : 0.01667	1 : 60
勾 配	$L L^{-1}$	1	1 : 1	1 : 1
時 間	T	$n^{1/2}$	1 : 0.12910	1 : 7.74597
流 速	$L T^{-1}$	$n^{1/2}$	1 : 0.12910	1 : 7.74597
流 量	$L^3 T^{-1}$	$n^{5/2}$	1 : 0.0000359	1 : 27886.224
粗度係数	$L^{-1/3} T$	$n^{1/6}$	1 : 0.50540	1 : 1.97860
流量係数	$L^{1/2} T$	1	1 : 1	1 : 1
圧力強度	$M L^{-1} T^2$	n	1 : 0.01667	1 : 60

3-3 実験方法

① 模型流頭部に設置した堰（太田切川は矩形堰，黒川は三角堰）から各々 $22 \ell/s$ （現地流量にして $600 m^3/sec$ ， $300 m^3/sec$ ）の一定流量を30分間流下させた。太田切堰堤を越流落下開始する時を実験の開始時刻とした。また，実験時間は原則として河床変動の傾向が一定となる時間（30分）とした。

② 給砂；本川は太田切堰堤，黒川は模型上流端の測線600地点から容量チェックを1分毎におこないながら，所定の土砂量をバケツによつて給砂した。給砂材料の粒度分布は，河床材料のそれと同一であり $d_m = 8.33 mm$ である。（図-11）

③ 水位および河床高の測定；砂面測定器を用いて，上下流2断面について10秒間隔に測定した。

④ 流向測定；水性ペイントを流下させその流下状態をメモーションカメラにより1秒間隔に撮影した。そして10分毎の流線の分布によつて流向図を作成した。

⑤ 流速測定；実験終了後の河床をモルタルによつて固定し，その後流水を流しビト一管によつて流速を測定した。ただしこの測定は実験67のみである。

⑥ 局所洗掘状況の測定；規模，発生位置，発生時刻などをしらべた。

⑦ 流出土砂量の測定；実験終了後，模型下流端に流出した量をバケツによつて測定した。

⑧ 堆積高の測定；実験終了と同時に11断面の横断測量を，スケールを砂中にさしこみ砂厚をはかることによつておこなつた。

表一8は，実験ケース毎の各測定項目および，その地点を一覧にしたものである。

3-4 実験ケース

実験は7ケースおこなつた。その内容は表一9のとおりである。

表-8 実験ケース毎の測定項目およびその地点

実験 ケース №	水位および河床高		流 向		流 速 分 布		流 出 土 砂 量		堆 積 高	
	砂面測定器による		メモ・モーションカメラによる		ピトー管による		バケツによる		スケールによる	
	測定地点	測定間隔	測定地点	測定間隔	測定地点	測定間隔	測定地点	測定間隔	測定地点	測定間隔
1	T3 T23	10秒間隔	模型全区間	1秒間隔			模型下流端 実験終了後		800, 500, 300, 100, T5, T7, T10, T12, T16, T19, T22	実験終了後
2	T1 T23	"	"	"			"	"	"	"
3	"	"	"	"			"	"	"	"
4	T2+18m T23	"	"	"			"	"	"	"
5	"	"	"	"			"	"	"	"
6	"	"	"	"			"	"	"	"
7	"	"	"	"	700, 300, 300(黒川)切石床固 T3, T7, T13	実験終了後固定床による	"	"	"	"

表-9 実験ケース内容

実験 ケース №	実 験 条 件			
	境界条件	流 量	土砂濃度	実験時間
1	現 況	900 (m^3/sec)	2 (%)	0.5 時間
2	計画 I	"	"	"
3	" I'	"	5	"
4	" I''	"	2	1.5
5	" II	"	"	0.5
6	" II'	"	"	"
7	" II''	"	0.1	"

表-10 給砂量と流出土砂量

実験 ケース	給砂量 A (m^3/s)			流出土砂量 B (m^3/s)	B/A
	本 川	黒 川	計		
1	1 2	6.0	1 8.0	3.3 5	0.1 8 5
2	1 2	6.0	1 8.0	4.4 6	0.2 4 7
3	3 0	1 5.0	4 5.0	7.1 9	0.1 5 9
4	1 2	6.0	1 8.0	5.7 4	0.3 1 9
5	1 2	6.0	1 8.0	5.0 2	0.2 7 8
6	1 2	6.0	1 8.0	4.7 7	0.2 6 5
7	0.6	0.3	0.9	2.4 8	2.7 5 4

実験ケース毎の実験条件は、次のような考えのもとにきめた。

(1) 実験Ⅵ1

現在の河床状況をそのまま模型化して実験をおこなった。このケースの目的は次のようである。

① 現在の河床状況のもとで洪水があつた場合、どのような氾濫形態、河床変動が生じて災害が発生するかをみる。

② フルドの相似律だけでは実験の妥当性が、はつきりしない。(急勾配溪流の河床変動はフルドの相似律によつて実験をおこなつて、結果が満足するか否かを確かめられない。)そこで、現在の実際の砂堆の状態、水衝部の位置、過去の氾濫点などと比較してそれらが、実験結果と同傾向にあるか否かを検討する。

③ この地に流路工を計画する際どのようなものが最適かを検討する資料とする。

(2) 実験Ⅵ2

前章などで検討したいわば机上の流路工の計画案を模型化して実験した。この計画案は連続した護岸および計画縦断勾配を γ として、床固工を河幅の約1~2倍の間隔で入れ、上流端の切石床固地点から下流端の既設流路工地点までをつないだ流路工である。

(3) 実験Ⅵ3およびⅥ4

前の実験とはほぼ同じ流路工案による実験であるが、給砂量および実験時間を変えておこなつた。これは、実験条件のうちで、給砂量および実験時間が最も不確定でかつ、実験結果に大きな影響をもつと思われるからである。

(4) 実験Ⅵ 5

実験Ⅵ 2 の結果は次のような問題点を生じさせた。

① 連続した幅の様な流路工では、下流端への流出土砂量が非常に大きくなり、下流勾配が極端にゆるくなっていることから、土砂の異常堆積が生じる。

② 長区間連続した流路工内を土砂が、堆積なしに流送されることはない。間欠的移动によつて土砂は流送される。その結果、各所で土砂の堆積および氾濫が生じる。

以上のことから流路工の中流部を霞堤として土砂を堆積させ、その調節効果を発揮させることが必要と考えられた。本実験では、堆積傾向にある地点を実際の河床変動結果から推定して、その地点の流路幅を広くとつて霞堤とした。

(5) 実験Ⅵ 6

前実験によると、ただ流路工幅を広くとつただけでは、土砂の堆砂調節効果は出ず、むしろ下流側に対して水衝部を新たに作るなどの悪影響がみられた。そこで本実験では、上流側の流線形を変えることによつて、土砂の堆砂調節効果が出るようにすると同時に下流側の水衝部となる地点の護岸位置を少し変えた。

(6) 実験Ⅵ 7

これまでの実験は、土砂濃度が計算される土砂濃度より大きい場合である。上流砂防ダムなどの効果が完全に発揮された後は、流砂量も極端に小さくなることが考えられる。流路工の床固工は、偏流を防止すると同時に上流からの土砂の補給が少なくなつたときの河床低下による土砂生産を防止する。そこで本実験では、土砂濃度を掃流砂量計算による値程度に少なくした。さらに実験終了後の河床をモルタルによつて固定し、その後流水を流しビト一管によつて流速を測定した。その他の条件は、前実験Ⅵ 6 と同じである。

3-5 実験結果

① 構造物の配置、流路の変動、氾濫地点、局所洗掘箇所、流況概要など、主に平面的にあらわされるものを各実験ケース毎に図-16に示した。

② 縦断的な河床変動は、図-17に示した。実験ケース毎の比較が簡単なように、各々の実験目的によつて三枚にわけて画いた。

③ 1地点の河床高の時間的変化は、各ケース毎に上下流2地点のものを図-18に示した。

④ 給砂量と下流端への流出土砂量およびその比率を表-10に示した。

⑤ 実験終了後の横断測量結果は各断面の堆積(洗掘)高をあらわす。これを図-19に示した。

⑥ 測定した流速を図示したのが図-20である。たゞしこの測定は実験Ⅵ 7 だけおこなつた。

⑦ 各実験毎の概要は写真2～8に示したとおりである。

3-6 実験概要

(1) 実験Ⅱ1

① 図-16・1の流線の変動を現地から推定した洪水氾濫流線(図-4)と比較してみると、乱流蛇行の状態、水衝部がよく一致している。

② 河床変動の縦断的变化は、図17・1のようになる。切石床固上流部、流路工計画の中流部および下流端の既設流路工地点が堆積区間となつている。これも現地の河床変動(図-6参照)からみてよく一致している。

(2) 実験Ⅱ2

ほぼ現在の流路に沿つて護岸を連続させ、(ただし、内水排除のために霞堤とした個所がある)床固工15基、帯工1基によつて計画河床勾配を元河床勾配の $\frac{2}{3}$ とした。

① 氾らんする個所を流線の変動とともに示すと、図-16・2のようになる。各々の地点の氾濫の原因は次のように考えられる。

切石床固袖部の越流は、本川の流水が左岸に寄つて黒川の流水と合流して袖部に直進するからである。駒ヶ根橋附近の右岸越流は、切石床固水通しを左岸から右岸に向つて流れ込むからである。これは、橋台が河につき出ており流況を乱すことにもよる。T7～9の左岸側の越流は、法線の屈曲がはげしく、上流からの流水が激突するからである。この地点は、時間の経過とともに下流へ移つていく。T11～13右岸、およびT20～T22左岸の越流は、湾曲による水位上昇の結果である。

② 図-18・2にみられるように、河床変動は現況(実験Ⅱ1)にくらべて非常に小さくなった。しかし床固工直下流の洗掘は非常にげしい。図-16・2に洗掘深3.0m以上になつた所を示した。このように、ほとんどすべての床固下流で洗掘がはげしい。この原因は、床固工を越流した流水が、水叩の上に落下しないでその下流に直接落ちるからである。もちろん、もつと根元的な原因は、流水を流路工の中におしこめたからである。ただし、実験による洗掘深が過大に出ることは種々の実験結果より明らかにされている。

③ 水制による湾曲部の保護は不可能である。逆に水流の跳やくを大きくして越流させる結果となる。このように急勾配溪流において水制を有効に働かせることは難かしい。

④ 下流への流出土砂は、表-10のようである。流路工を施工することによつて、流出土砂量は非常に増え、下流に土砂堆積による災害が発生する可能性を示している。

(3) 実験Ⅱ3, 4

① 土砂濃度5%(実験Ⅱ3)、実験時間1.5時間(実験Ⅱ4)とすること以外は、実験Ⅱ2とはほぼ同様の実験条件である。土砂濃度の変化は、流路工内の流況、河床変動にはあまり変化がないことがわかる。また、実験時間の長さは、それらを相対的に強めることがわかる。

(図-1 7.2) しかし根元的相異は、ないことがわかる。

② 実験Ⅱ 2 の結果から局所的な改良を次のように加えた。

- 水制の徹去。その結果水はねによる溢水がなくなった。
- 駒ヶ根橋、橋台の位置を後へ約 2 m 下げた。その結果流水の集中がなくなった。
- 橋脚洗掘防止のために、床固工 (1, 2 号) を約 20 m 下流に下げた。その結果橋脚洗掘防止にはなつたが、新たに切石床固工前庭部の洗掘がはげしくなつた。
- 切石床固下流に、新たに床固工 (0 号) を入れた。その結果洗掘はほとんどなくなった。

(4) 実験Ⅱ 5

実験Ⅱ 2 から検討して種々の点を改良した。その改良点と、その結果生じた流況についてのべると次のとおりである。

① 切石床固袖部および直下流右岸の越水は切石床固工上流の砂防工事によつて防止せねば根元的解決にはならない。しかし、これは流路工計画区域ではないので今回は懸案事項として残さざるを得ない。

② T 7 ~ T 9 の法線の屈曲による溢流は、流水の激突によるのであるから霞堤方式にせざるを得ない。また、これは下流への土砂流出防止にも役立つ。その結果は図-1 6.5 に示したように溢流はしなくなった。しかし図 1 7.1 に示すように、この地点での土砂堆積調節効果は、あらわれてこなかつた。そのため表-1 0 に示すように流出土砂量は、霞堤方式にしない前実験結果と同程度となつた。

③ T 11 ~ 13 右岸、T 20 ~ 22 左岸の湾曲による水位上昇の結果の溢流に対しては、護岸天端のかさ上げによつた。かさ上げ高 H はグラシヨウの式²¹⁾によつて算定すると次のようになるので 1 m をかさ上げ高とした。

$$H = 2.3 \frac{V^2}{g} (\log R_2 - \log R_1) = 0.90 \text{ m}$$

ここに、 $V = 6 \text{ m/sec}$ (平均流速)、 $R_1 = 250 \text{ m}$ (内曲岸の半径)、 $R_2 = 320 \text{ m}$ (外曲岸の半径)。その結果、まだ少しかさ上げ高が不足するが、氾濫地点は図-1 6.5 に示すように極端に少なくなつた。

④ 床固工下流の洗掘に対して水叩長さを延長し、河川砂防技術基準で示される最大とした。しかし洪水の落下位置は、水叩先端部となるため洗掘防止の機能をはたさない。

⑤ 最下流の床固 (15 号) をとり除いた結果、非常な深掘を生じ下流の既設流路工地点に大量に堆積した。

(5) 実験ケースⅡ 6

実験ケースⅡ 5 では、T 6 ~ 9 地点の土砂調節効果がうまく発揮されなかつたので、上下流の法線形を変えて実験を行なつた。その結果、図-1 7.3 に示すようにうまく土砂が堆積し、

調節効果が出た。ただし、最下流の床固(15号)をとり除いたままであつたので、表-10に示すように流出土砂量を減じる結果は出てこなかつた。

また、T11~13右岸の湾曲部の溢水は、その上流に出る床固工の方向がよくないことによるものと思われる。

(6) 実験ケースⅧ

土砂濃度を0.1%にした以外は実験Ⅵと同様の実験である。実験ケースⅥと同様の流況を示し、土砂濃度による影響はあまりみられないようである。各実験の結果を一覧にしたものが表-11である。

3-7 結 論

(1) この流路工は切石床固工直上流の砂防工事を行なつた後に施工すべきである。切石床固工より上流では、①800地点の氾濫防止、②300地点の氾濫防止、③黒川の合流点処理、などが対策として考えられねばならない。

(2) 流路工は連続した護岸で様な河幅としてはならない。中流部および下流部に土砂調節のために広い河幅をもつところをつくる必要がある。

(3) 下流の流路工が、勾配 $\frac{1}{40}$ の緩勾配である限りこの土砂堆積はまぬがれないから改良する必要がある。

(4) 床固工の水叩長さは、従来の方式による算定よりかなり大きくしなければ洗掘防止にはならない。

(5) 護岸水衝部の流速は非常に大きいので対策を必要とする。

お わ り に

従来の流路工計画は経験によつた。本文では、それらの経験法則を充分生かすことに留意しながら、定量的な計画への道をめざして、現地データの検討および実験による検討をおこなつた。しかし、十分にその意をつくせなかつた。今後待つ学問および技術の分野であることを感じる。

本文をまとめるにあつて、中部地建天竜上流工事々務所、二宮寿男副所長、中村稔調査課長、橋爪稠係長および土木研究所篠崎試験所、松山宣信所長には大変お世話になつた。

又、実験にたづさわつて下さつた建設技術研究所の諸氏、ことに阿部彦七氏には多大の御労苦をかけた。

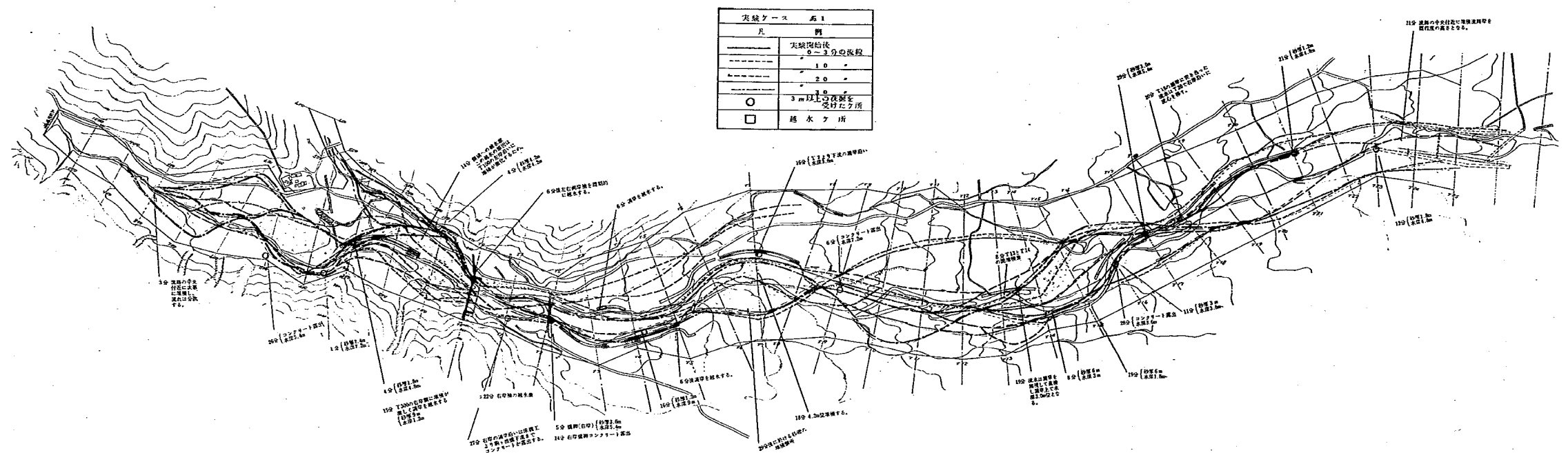
さらに、データの整理は土木研究所砂防研究室、伊勢崎尙子嬢に負うところが大きい。

上の方々に深く感謝いたし、厚くお礼申しあげる。

参 考 文 献

- 1) 赤木正雄： 溪流及び砂防工学，アルス，P149～162 (1939)
- 2) 柿 徳一： 治水砂防工学，土木技術社，P297～307 (1941)
- 3) 伊吹正紀： 砂防特論， 森北出版， P138～155 (1955)
- 4) 尾張安治： 実用砂防工学，朝倉書店， P134～138 (1956)
- 5) 遠藤隆一： 砂防工学， 共立出版， P189 (1958)
- 6) 建設省： 河川砂防技術基準，日本河川協会，2編7章 P18～22 (1958)
- 7) 矢野義男： 砂防工学要論，山海堂 P111～112 (1964)
- 8) 矢野，谷，釣谷，渡： 砂防，地すべり防止工事ポケットブック，山海堂
P112～117 (1968)
- 9) 遠藤隆一，日置象一郎，外： 砂防工学，朝倉書店，P99～106 (1969)
- 10) 建設省砂防課： 砂防便覧 P242～243 (1970)
- 11) 建設省天竜川上流工事事務所： 郷土災害年表 (1972)
- 12) 土木学会： 水理公式集 P121 (1971)
- 13) 前出 5) P112
- 14) 前出 12) P121
- 15) 建設省土木研究所ダム水理研究室： 全国ダム地点流域面積一比流量図 (1971)
- 16) 前出 12) P204
- 17) 建設省土木研究所： 土石流に関する研究 (1971)
- 18) 建設省関東地方建設局： 流路工計画設計基準(案)(1971)
- 19) 前出 18)
- 20) 前出 2) P109
- 21) 前出 7) P106

図-16・1 流線の時間的变化



参 考

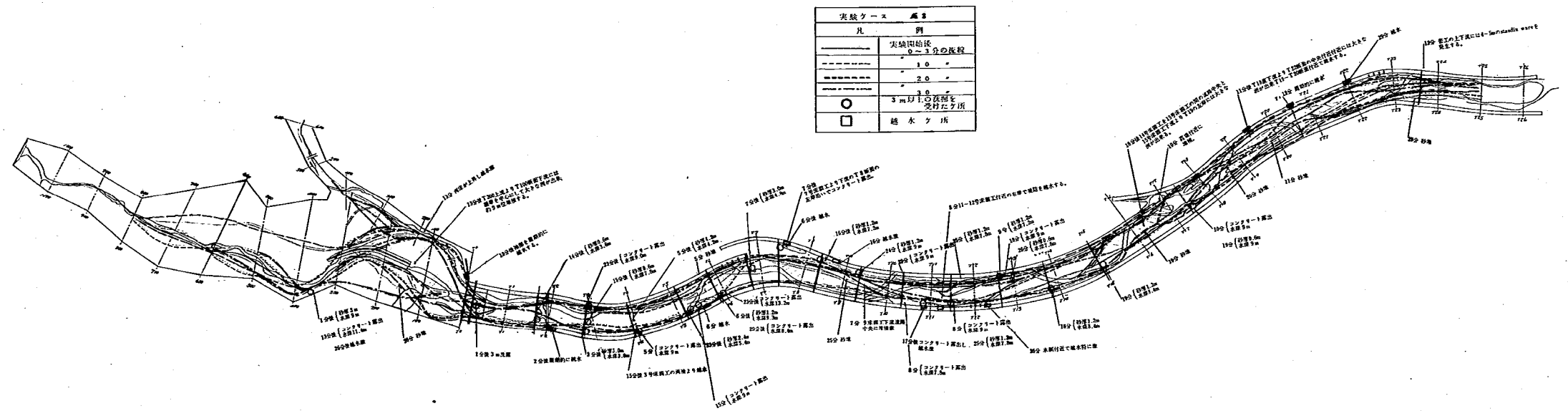
砂厚 4 mは洗掘 2 mであることを示す。

砂厚7 mは堆積1 mであることを示す。

砂厚6 mは洗掘，堆積がないことを示す。



図-16・2 流線の時間的变化

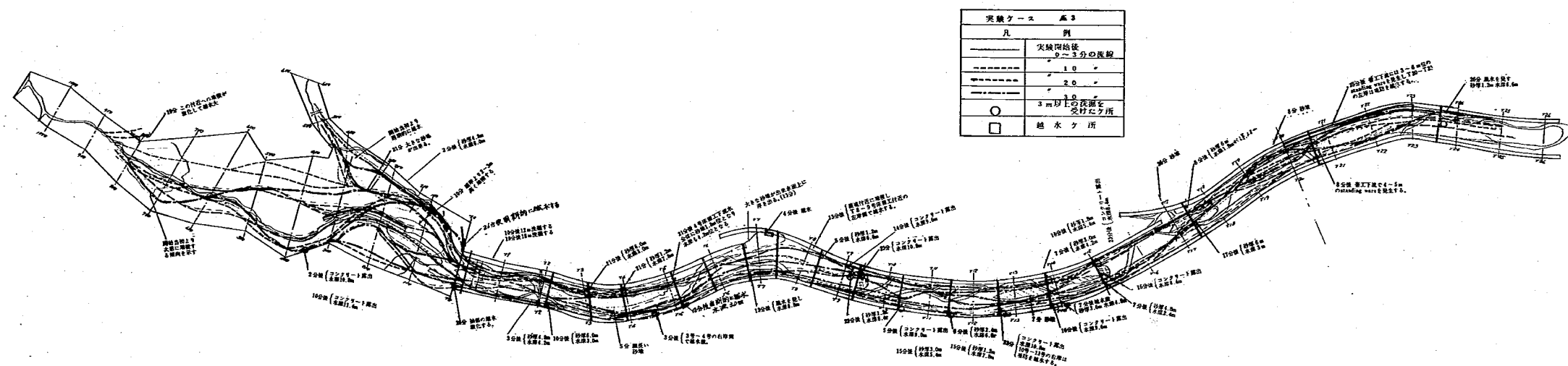


参 考

砂厚4mは洗掘2mであることを示す。
 砂厚7mは堆積1mであることを示す。
 砂厚6mは洗掘、堆積がないことを示す。



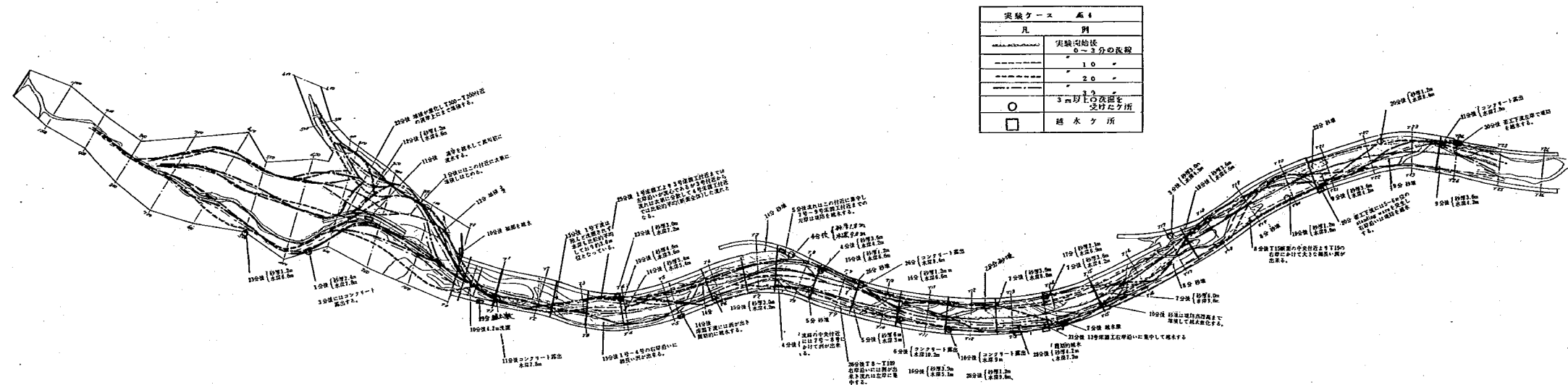
図-16・3 流線の時間的变化



参 考

砂厚 4 m は洗掘 2 m であることを示す。
砂厚 7 m は堆積 1 m であることを示す。
砂厚 6 m は洗掘、堆積がないことを示す。

図-16・4 流線の時間的变化



参 考

砂厚 4m は洗掘 2m であることを示す。
 砂厚 7m は堆積 1m であることを示す。
 砂厚 6m は洗掘、堆積がないことを示す。



図-16・5 流線の時間的变化

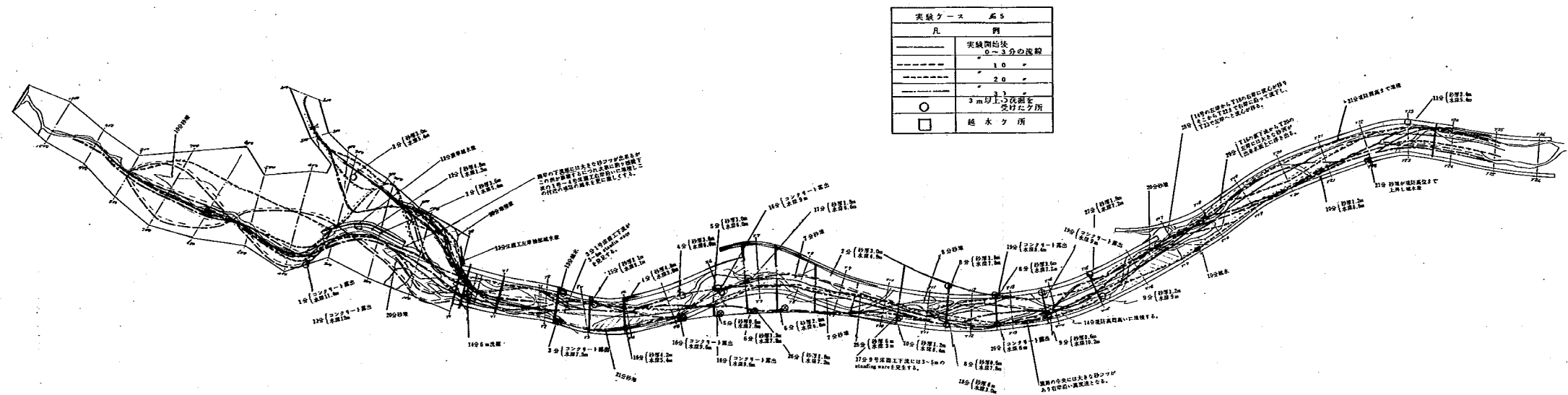
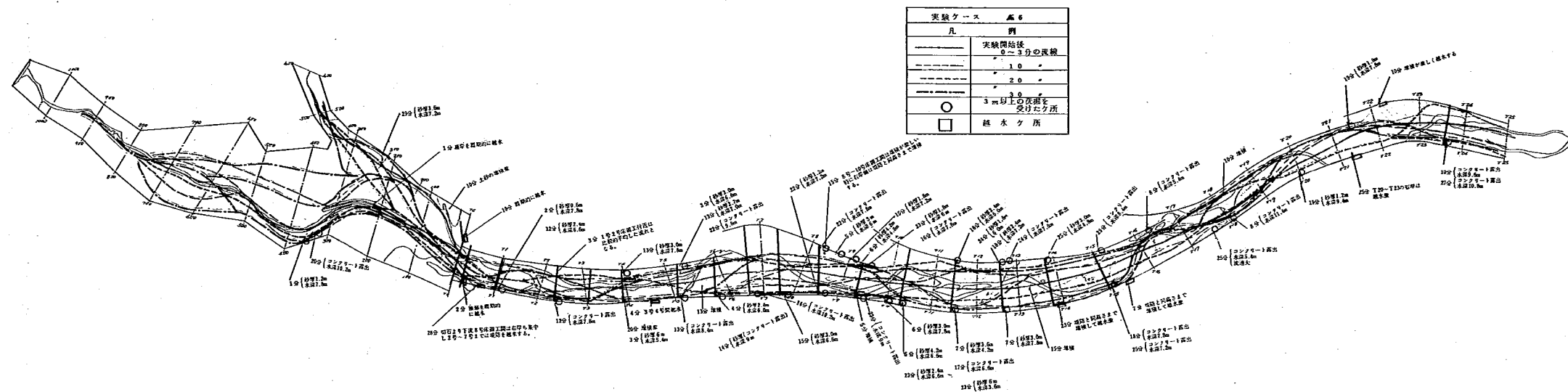


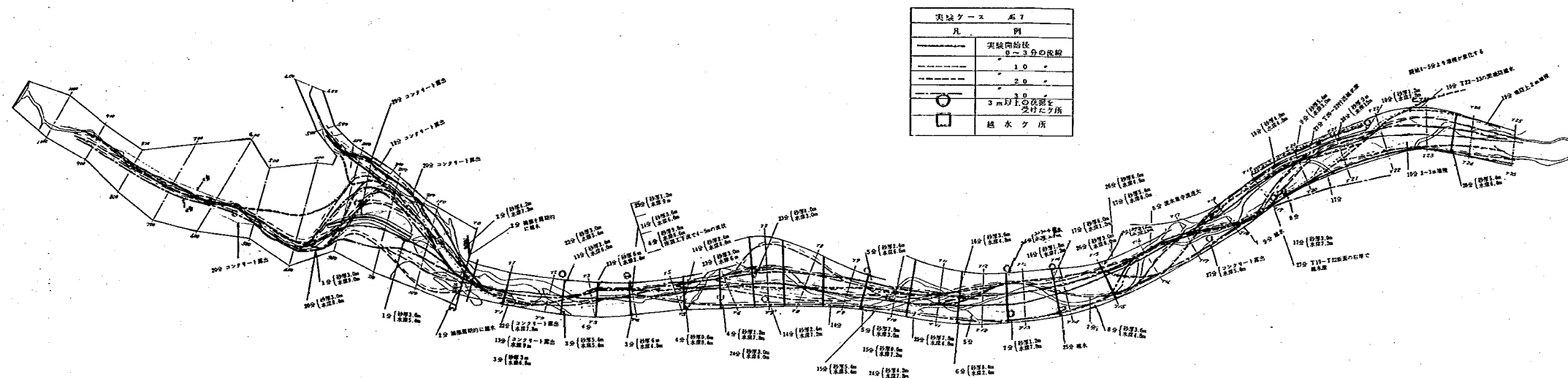
図-16.6. 流線の時間的变化



参 考

砂厚 4mは洗掘 2mであることを示す。
砂厚 7mは堆積 1mであることを示す。
砂厚 6mは洗掘、堆積がないことを示す。

図-16・7 流線の時間的变化



参 考

砂厚 4m は洗掘 2m であることを示す。
 砂厚 7m は堆積 1m であることを示す。
 砂厚 6m は洗掘、堆積がないことを示す。

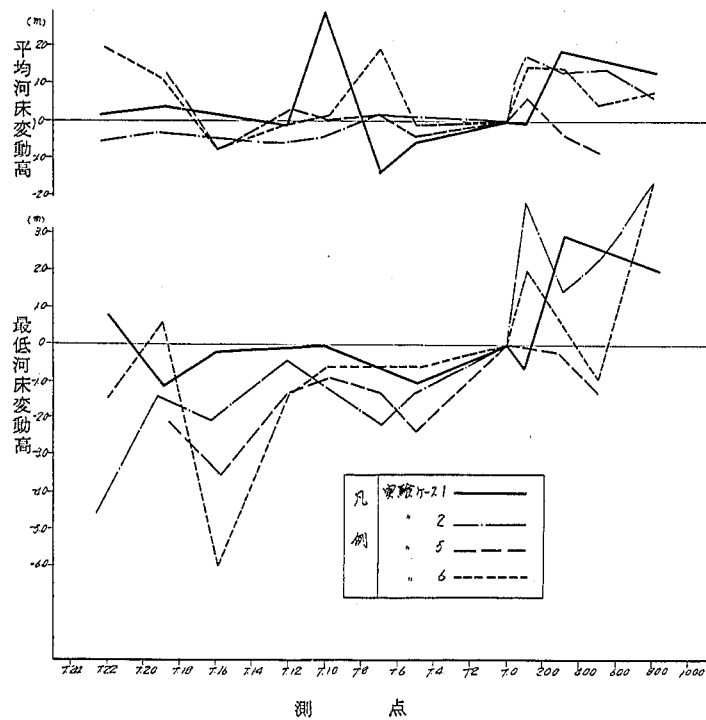


図-17.1
平均河床及び最低河床の変動高

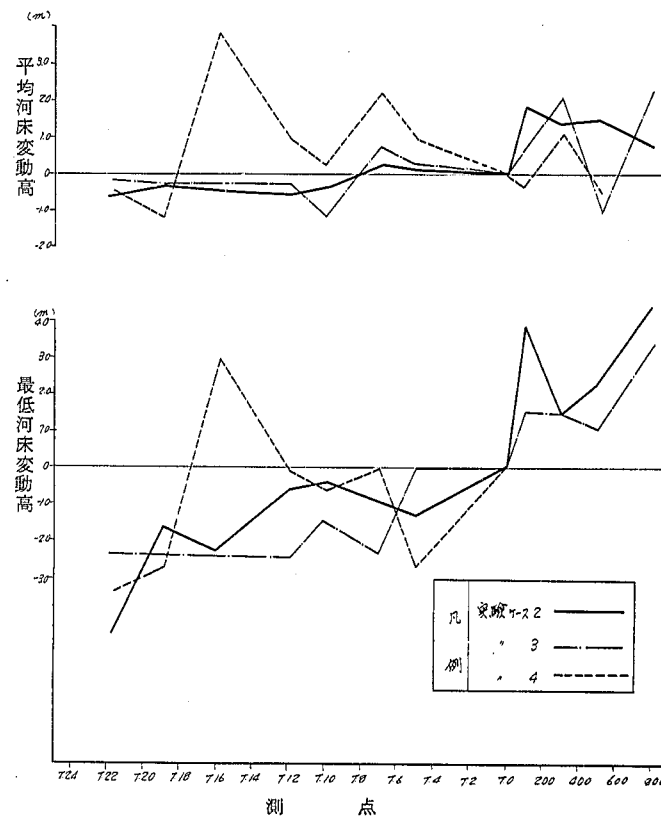


図-17.2
平均河床及び最低河床の変動高

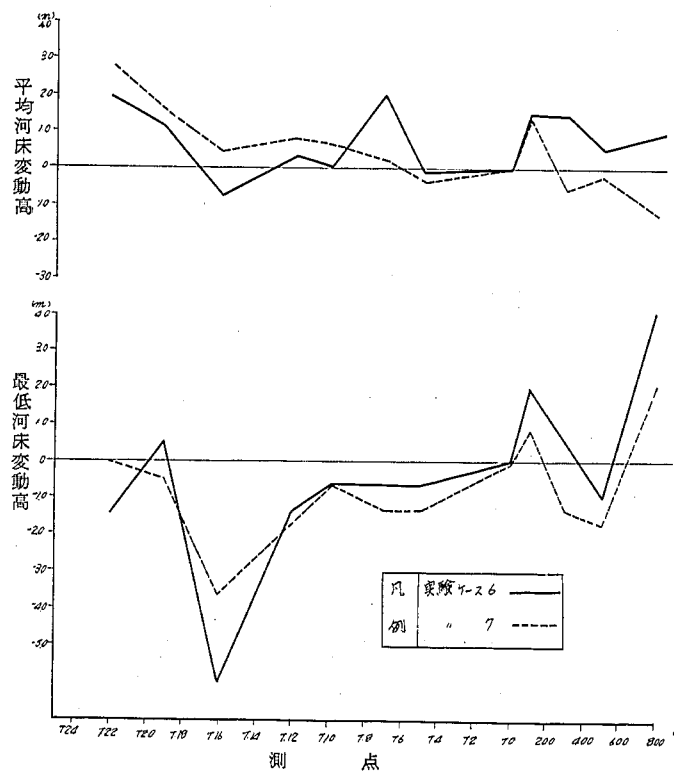


図-17-3
平均河床及び最低河床の変動高

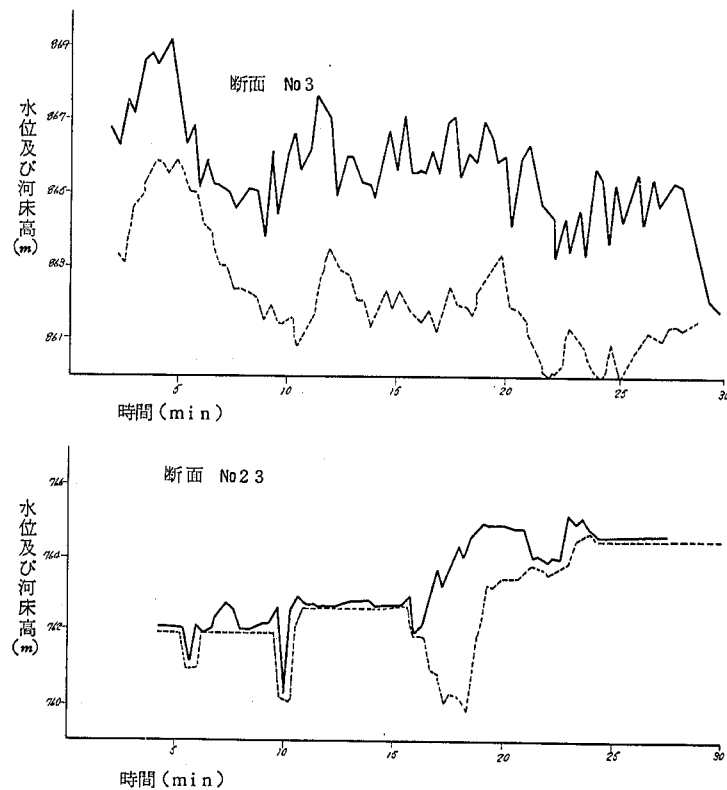


図-18-1 水位及び河床高の時間的变化
(実験ケース No 1)

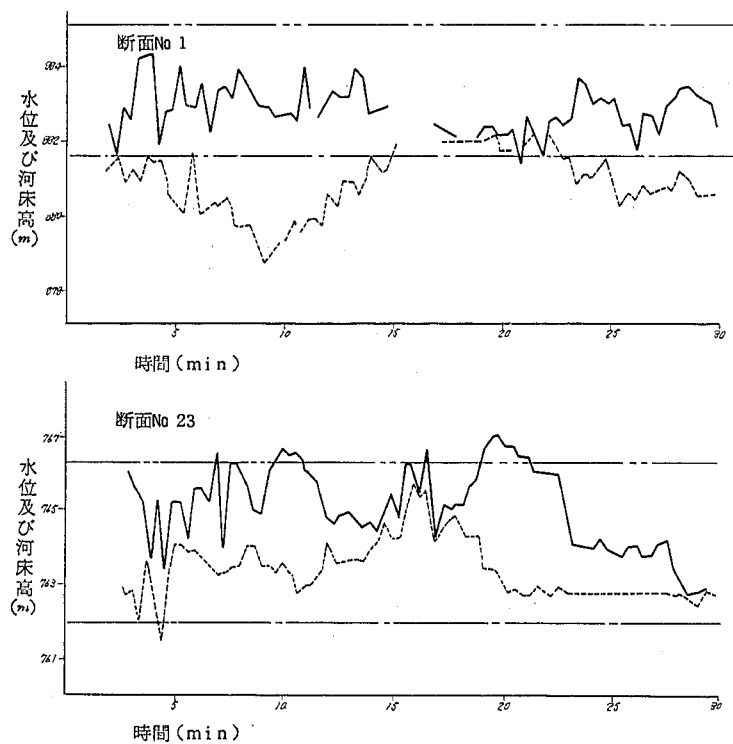


図-18・2 水位及び河床高の時間的変化
(実験ケースNo. 2)

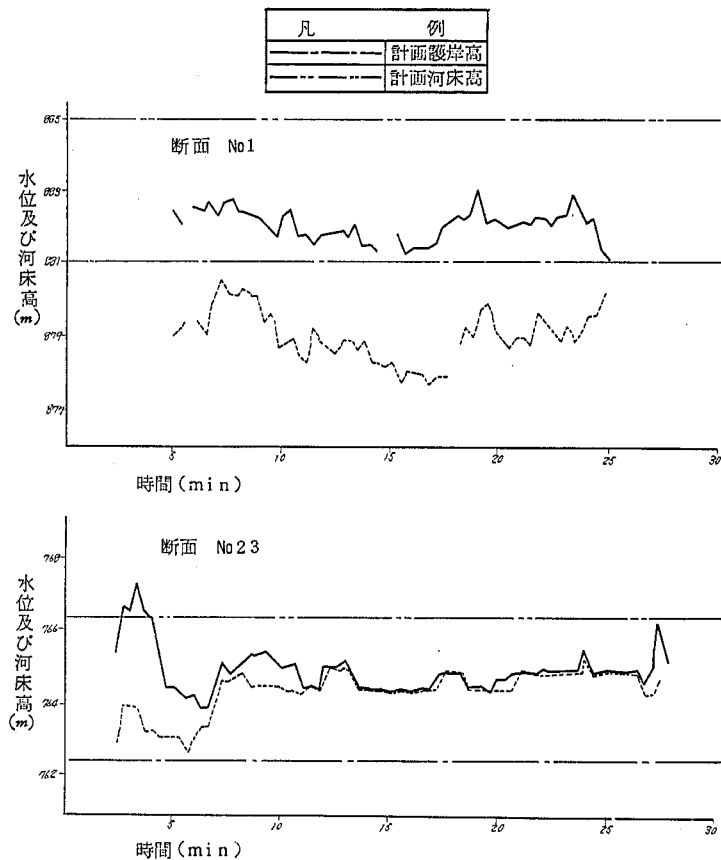


図-18・3 水位及び河床高の時間的変化
(実験ケースNo. 3)

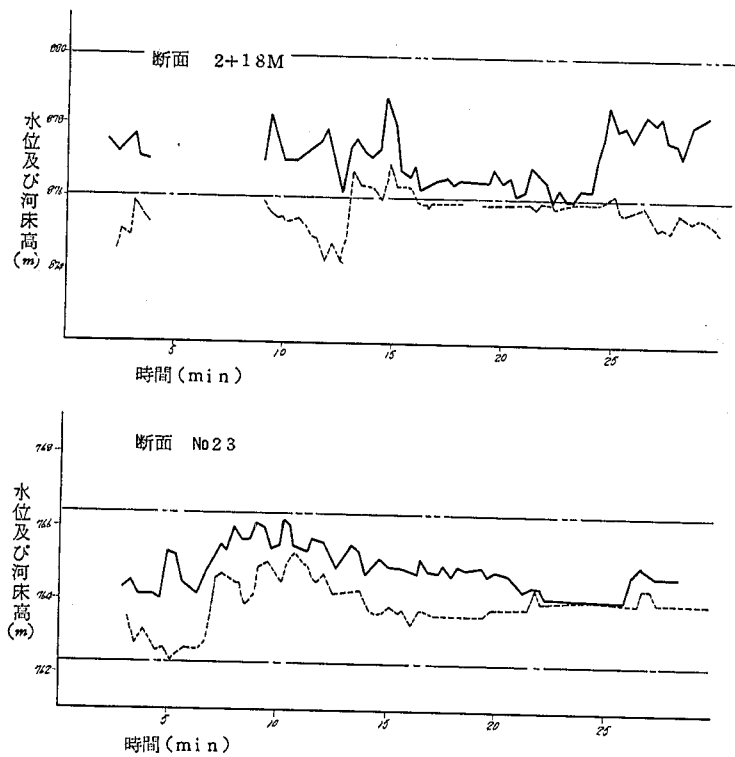


図-18.4 水位及び河床高の時間的变化
(実験ケースNo. 4)

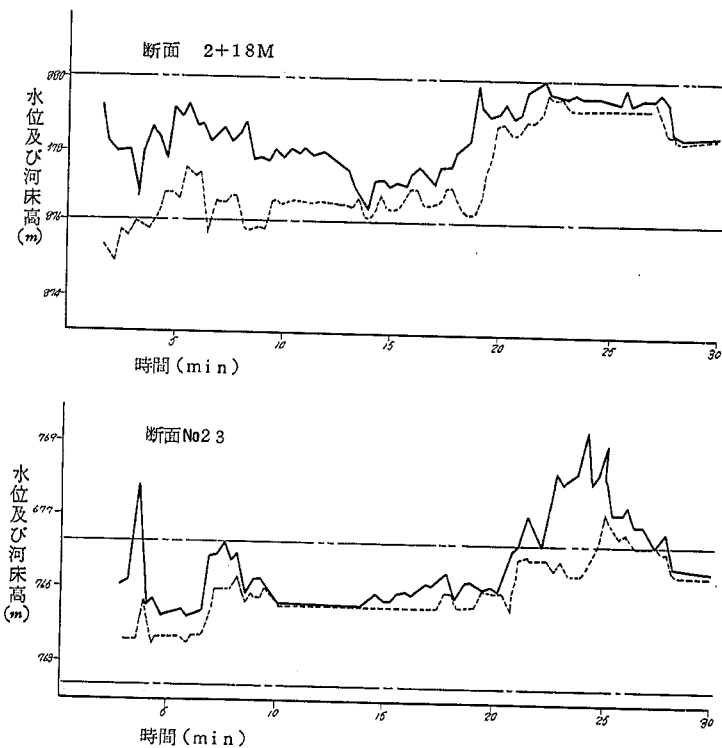
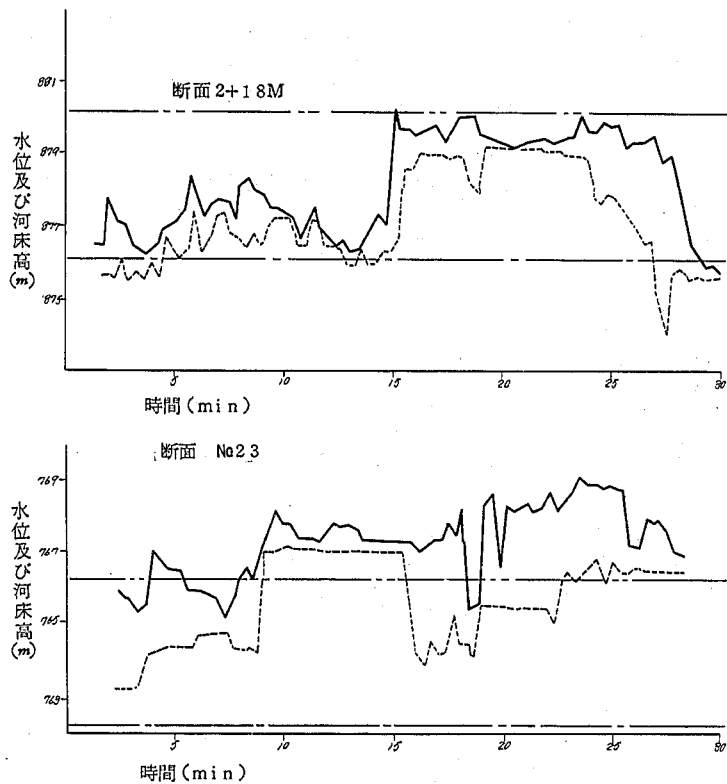
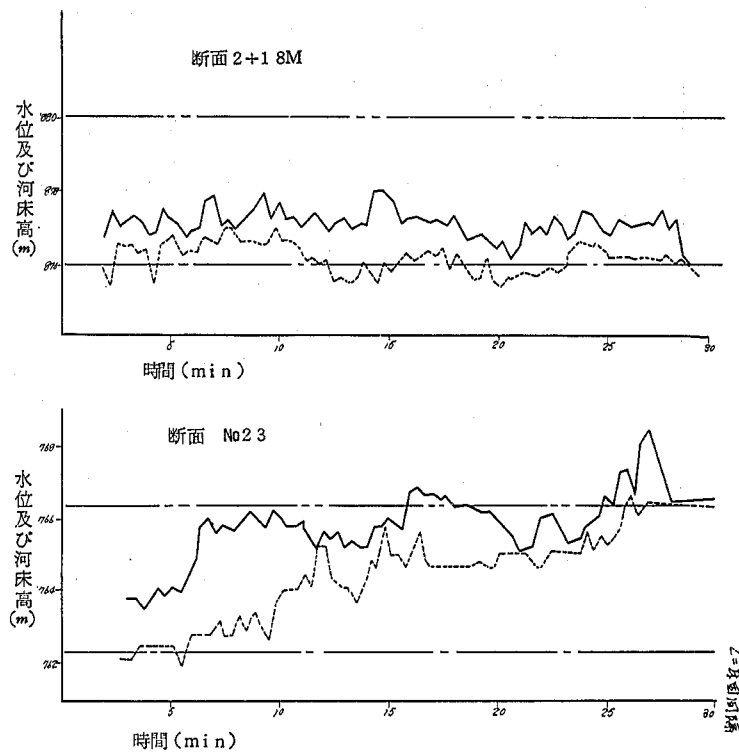


図-18.5 水位及び河床高の時間的变化
(実験ケースNo. 5)



図一 1 8 . 6 水位及び河床高の時間的变化
(実験 ケース № 6)



図一 1 8 . 7 水位及び河床高の時間的变化
(実験 ケース № 7)

表 - 1 1 実 験 総 括 表

実験 No	実験条件	模 型 概 要	結 果 の 要 約	検 討 を 要 す る 点
1	$Q_{*} = 600 m^3/s$ $Q_{**} = 300 m^3/s$ 土砂濃度 2 %	①模型は太田切根堤より下流 T 2 5 断面までの区間を取入れ、黒川は合流点より上流 6 0 0 m 地点まで取入れた。 ② T 0 断面には切石床固工を、又、T 2 断面付近には駒ヶ根橋々脚を設置した。 ③模型両側には越水した水を下流に流下できる様に側溝を設けた。	① 破堤箇所等は過去の破堤箇所とほぼ類似している。 ② + 8 0 0 及び切石床固工直上流には異常堆積し、合流点付近の流水は一定しない。 ③ 切石床固工の兩岸袖は越水する。 ④ 切石床固工下流及び駒ヶ根橋々脚は局所洗掘される。 ⑤ T 9 断面付近で分散した流れは T 1 8 断面の護岸付近で合流し、流心は右岸沿いに集中して T 1 9 より下流で局所洗掘を引き起す。 ⑥ 黒川筋の + 2 0 0 断面付近は異常堆積すると共に越水が激化する。	①切石床固工上流部の乱流防止 ②流路工計画区間のはらん防止 ③既設流路工とのとりつけの検討
2	$Q_{*} = 600 m^3/s$ $Q_{**} = 300 m^3/s$ 土砂濃度 2 %	①切石床固工より上流部は現状のままで切石床固工より下流は流路巾 6 6 m (敷巾)の流路工を設定した。 ② T 6 断面直下流左岸、T 1 2 の右岸 T 2 3 の直上流左岸には水制を設置した。 ③ T 2 4 の上流と T 2 1 の上流には帯工を設置すると共に流路工内には 1 号 ~ 1 5 号 (落差 2 m) の床固工を設置した。 ④ T 7 の左岸及び T 1 7 の左岸は霞堤方式とした。	① 切石床固工上流は現状の場合と同様 + 8 0 0 付近及び切石床固工直上流に異常堆積し、又流水は + 3 0 0 右岸山付部に突き当って流れはほぼ直角に曲つて + 2 0 0 断面の黒川筋で合流する。 ② 流路工内の流れは砂堆の形成にともなつて流水は蛇行し水衝部等では越水する。 ③ 水制工は乱流、偏流発生させる結果となり望ましくない。 ④ 1 号床固工は切石床固工下流の洗掘防止するが、駒ヶ根橋々脚の局所洗掘助長し望ましくない。 ⑤ T 5 ~ 1 0 断面付近は湾曲が急なため流水は法線に沿つて流下せず T 8 ~ 1 0 断面の左岸に集中してこの付近の越水をまねく。 ⑥ 既設流路工の取付部は異常堆積してこの付近の越水をまねく。 ⑦ 床固工下流の護岸沿いは局所洗掘を引き越す。	①駒ヶ根橋々脚の局所洗掘防止 ②既設流路工付近の異常堆積の処理。 ③切石床固工左岸袖部は直接流水が当り、越水するので太田切川と黒川の合流を出来る限り黒川筋へ流入しない様になければならない。
3	$Q_{*} = 600 m^3/s$ $Q_{**} = 300 m^3/s$ 土砂濃度 5 %	① 1 号、2 号床固工を下流へ約 2 0 m 移設した。②水制はすべて撤去した。 ③駒ヶ根橋両側法線をアバットの斜面に取付く様法面を除々に修正した。 ④切石床固工より上流部の側溝を埋めもどすと共に下流には側溝を設けた。 ⑤床固工の水叩きは 1 m 切下げ減勢池方式を取入れた。	① 1 号及び 2 号床固工を移設し、1 号床固工を駒ヶ根橋下流に移設したことにより樺脚付近の局所洗掘は防止出来るが、切石床固工下流の洗掘を激化する。 ② 床固工の水叩きを減勢池方式を取入れたが、なおかつ直下流で局所洗掘を引き起す。 ③ 給砂された土砂は + 8 0 0 ~ 7 0 0 断面付近に異常堆積する。 ④ T 8 ~ 1 0 断面左岸沿いは水衝部となり越水が著しい。 ⑤ 既設流路工の取付部はやはり異常堆積する。	①切石床固工下流洗掘防止するため T 1 に 0 号床固工を設置する必要がある。 ②床固工下流の洗掘を防止するため水叩きを延長する必要がある。 ③ T 8 ~ 1 0 断面左岸沿いの越水及び局所洗掘防止のため湾曲部を直線化する必要がある。 ④既設流路工付近への異常堆積を防止するため、遊砂池等を設ける必要がある。

実験 No.	実験条件	模 型 概 要	結 果 の 要 約	検 討 を 要 す る 点
4	$Q_A = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_B = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 土砂濃度 2 %	① 1 号, 2 号床固工の方向を変えた。 ② 切石床固工下流の洗掘を防止するため T 1 断面に 0 号床固工を設置した。	① 水衝部等は前ケースの場合と殆んど変化はない。 ② 0 号床固工を設置したことによって切石床固工下流の局所洗掘を防止することが出来る。	① 特に越水の激しい T 1 7 ~ 2 3 の左岸, T 1 0 ~ T 1 6 の右岸は堤防を嵩上げする必要がある。
5	$Q_A = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_B = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 土砂濃度 2 %	① 1 5 号床固工及び 1 号帯工を撤去した。② T 5 ~ T 1 0 断面湾曲部が急で流水は T 8 付近の左岸に突き当たって越水することからこの付近の法線を出るだけ直線的にすると共に法線改良区間の 3 ~ 8 号床固工の方向を変更した。 ③ T 1 3 ~ T 9.5 間は霞堤方式を取った。(遊砂池の考え) ④ 越水の激しい T 1 0 ~ 1 6 の右岸及び T 1 7 ~ 2 3 の左岸堤防を 1 m 嵩上げた。 ⑤ 床固工の水叩きの減勢池を埋めもどすと共に 4 m 延長して 1 5 m にした。	① T 5 ~ 1 0 断面付近の湾曲部法線をほぼ直線に近い状態に引き堤したことにより T 8 ~ T 1 0 面左岸沿いに流水を集中させることもなくなり、従って越水が防止され霞堤付近は土砂堆積する。 ② 1 5 号床固工を撤去したことにより、T 1 6, T 1 7 断面付近を局所洗掘させる結果となり望しくない。 ③ T 1 4 断面付近は 1 m 嵩上げたが、なおかつ越水する。 ④ 流路工(上流部)の流れは切石床固工直上流に堆積した土砂の移動によって大きく左右される。	① T 1 3 断面上流部を霞堤方式にしたが、遊砂池としての効果はそれほど発揮されていないので、この付近を更に引き堤する必要がある。 ② T 7 断面付近の湾曲部法線を修正したことによって T 8 ~ 1 0 断面の左岸への水当りは防止することは出来た T 7 流水は T 1 0 断面 ~ T 1 5 断面右岸へ集中するのでこの付近の法線を更に修正する必要がある。 ③ 既設流路工付近は異常堆積して河積不足となるので、この付近を出来るだけ河巾を広げる必要がある。
6	$Q_A = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_B = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 土砂濃度 2 %	① 駒ヶ根橋より下流 T 6.5 の左岸及び駒ヶ根橋より下流 T 7 断面の右岸法線を出るだけ直線的にすると共に 1 0 号床固工より下流 T 1 7 断面直上流左岸法線を改造した。 ② T 2 5 ~ T 2 1.5 断面間を引き堤して露堤方式を取入れた。	① 1 0 号床固工より下流の T 1 7 断面直上流部左岸を引き堤したことによって流路中央部には帯状に堆積、この付近は左右両岸沿いを流心として流下し、左右両岸沿いの床固工直下流で局所洗掘する。 ② 駒ヶ根橋より下流の T 6 断面付近の湾曲部の法線を直線に近い状態に修正したことにより、この付近の流水の蛇行を緩和出来るが、切石直上流の砂堆の動きによって流れは大きく左右される。 ③ T 7 及び T 1 1 断面付近を霞堤方式にしたことによって遊砂池の機能を発揮し、既設流路付近への異常堆積防止の一助となるが、1 5 号床固工の撤去によってなおかつ既設流路工付近は異常堆積する。	① 土砂濃度 2 % の場合の状況については把握出来たが、土砂濃度が極度に少ない場合、どの様に変わってくるのかについても検討する必要がある。

実験 No	実験条件	模 型 概 要	結 果 の 要 約	検 討 を 要 す る 点
7	$Q_* = 600 m^3/s$ $Q_R = 300 m^3/s$ 土砂濃度 0.1%	① ケース No 6 の場合と同様 ② 通水後、河床をそのまゝの形でセメントペーストを散布して固定して流速を測定した。	① 給砂量が少ないため切石床固工上流の太田切川+50断面及び黒川+250m地点までの流心部はコンクリートが露出する(6m洗掘) ② +200断面から切石床固工付近の流路中央には大きな砂堆が出来、流水の大勢は黒川筋の+200断面で合流す。 ③ 給砂量が少ない割合に流路工内に流送される土砂量は多く、流路工内は堆積傾向を示す。 ④ T16, T17断面付近の局所洗掘は既設流路工付近への堆積を助長する。 ⑤ 時間が経過するにつれ流路工内には各所に砂堆が出来、流水は蛇行する。	① 15号床固工を撤去することによってT16, T17断面付近の河床を低下させるばかりでなく既設流路工付近に異常堆積させる結果となり望ましくない。 ② T10~15断面の右岸は流れが集中し、護岸保護の立場からも望ましくなく、6号~9号床固工の方向を修正する必要がある。 ③ 既設流路工への取付部付近は異常堆砂して越水を激化させるのでこの付近の湾曲部を出来るだけ直線的な法線に改良する必要がある。 ④ 水衝部の流速は $10 m/s$ をこえるため、護岸の維持がむづかしい。法線形、連続護岸方式等を検討しなおす必要がある。

実験ケース №1

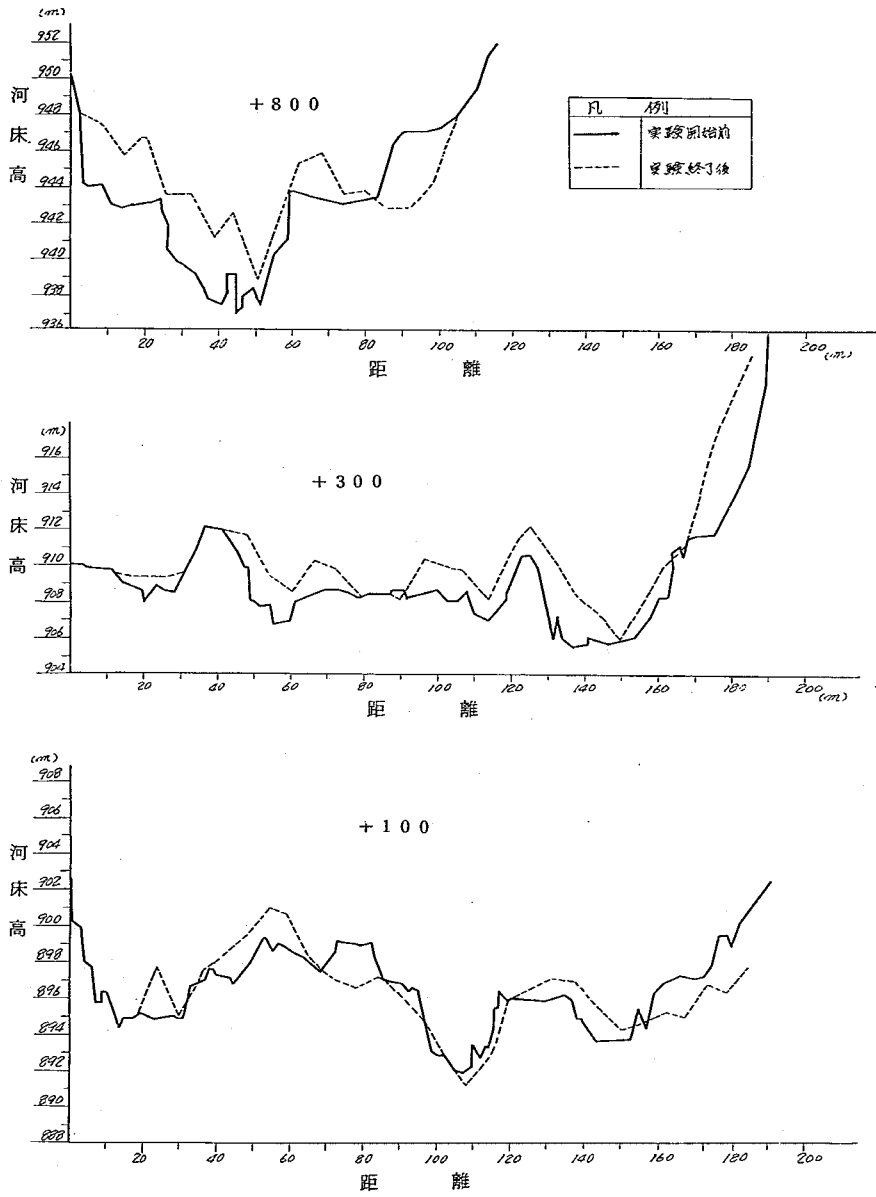
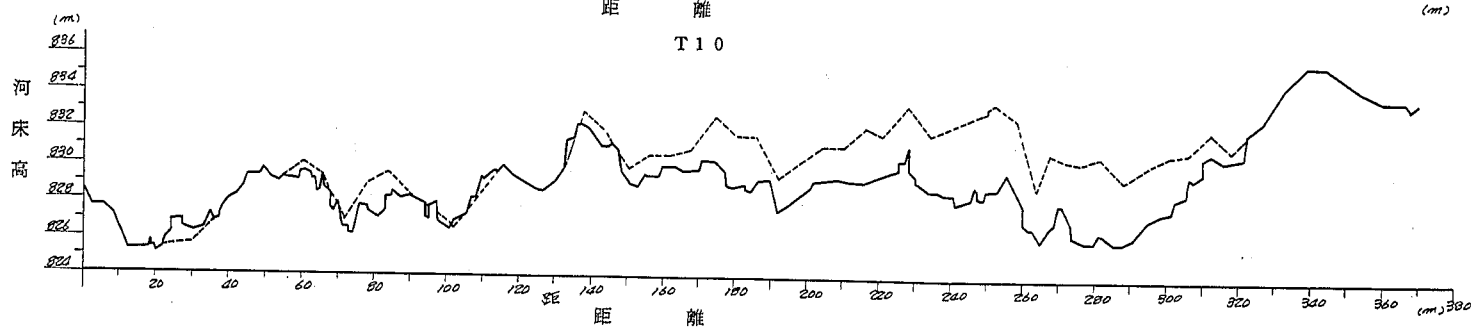
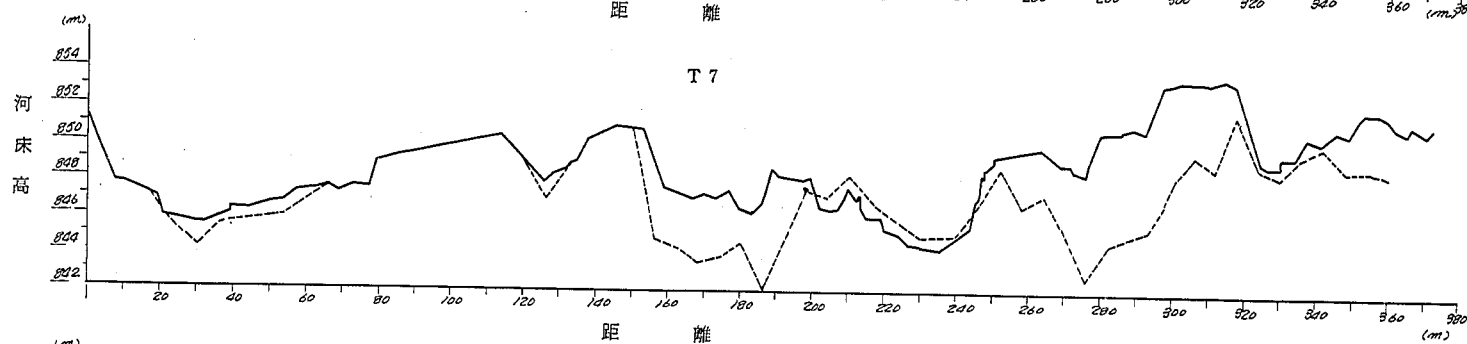
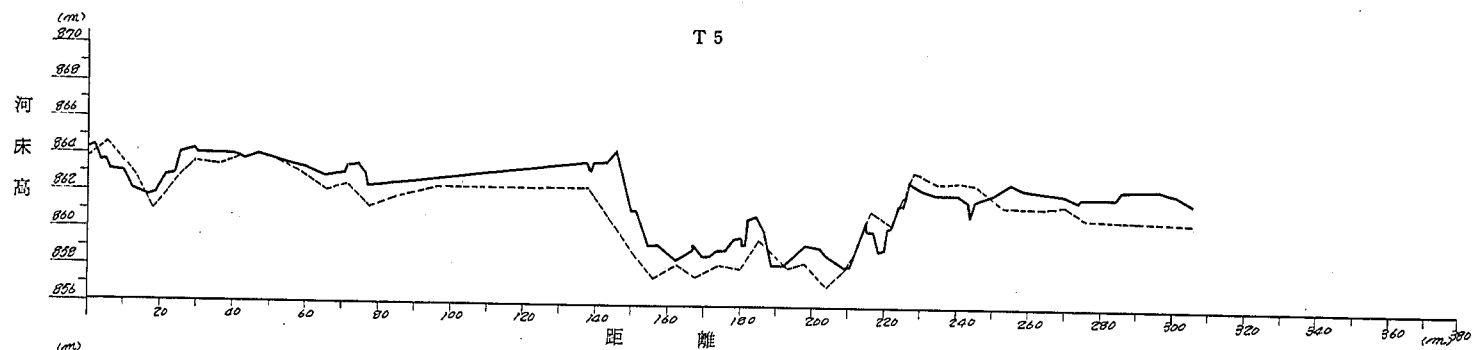
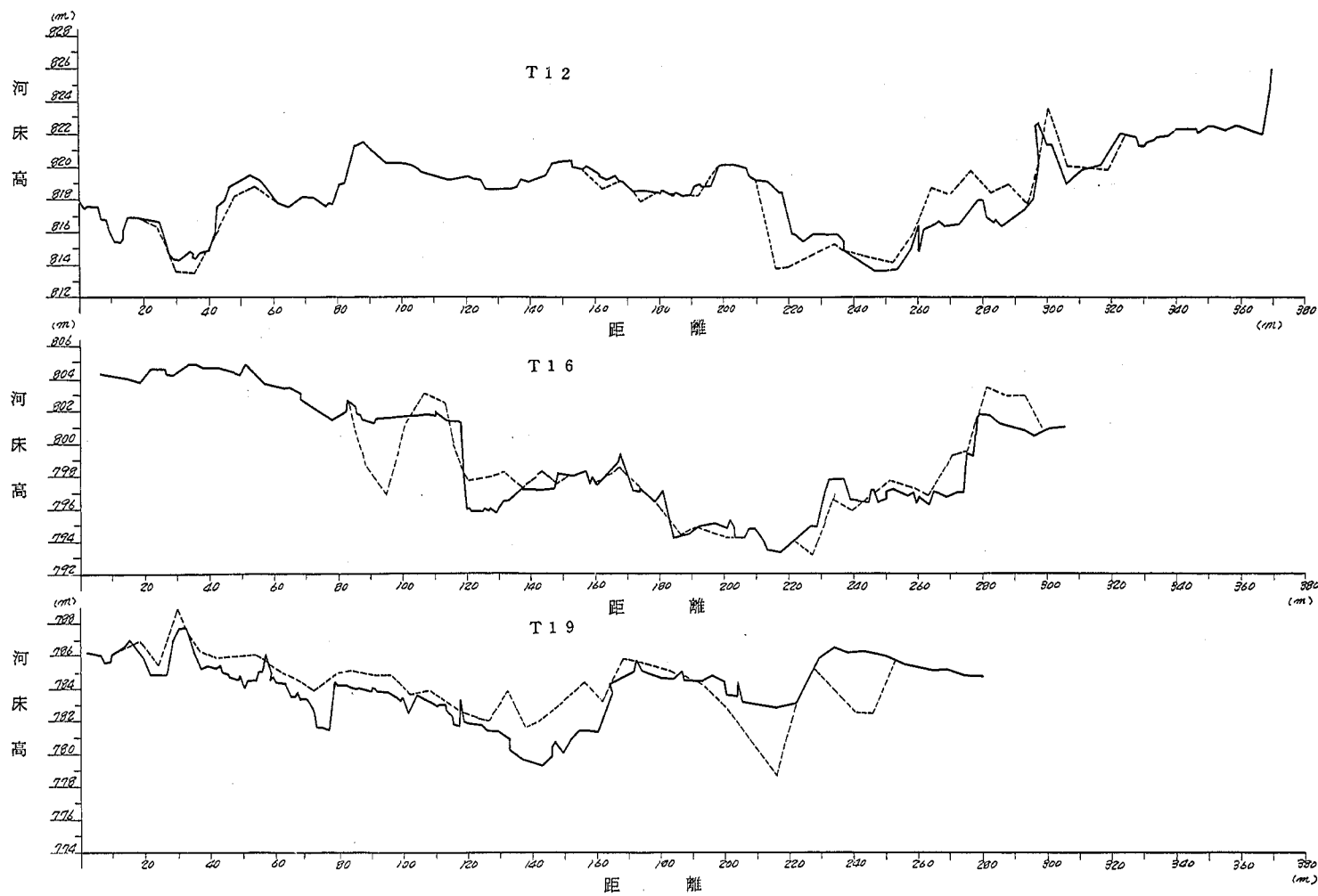
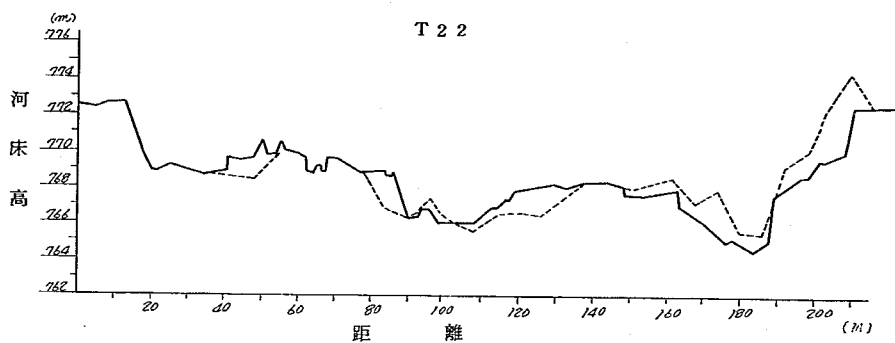


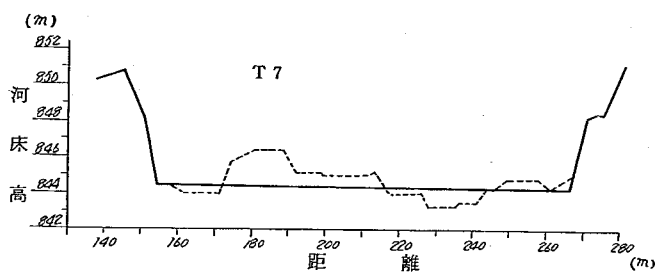
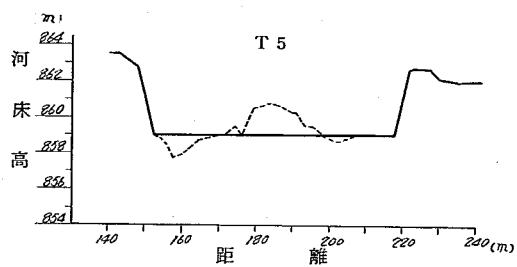
図-19 各断面の堆積高

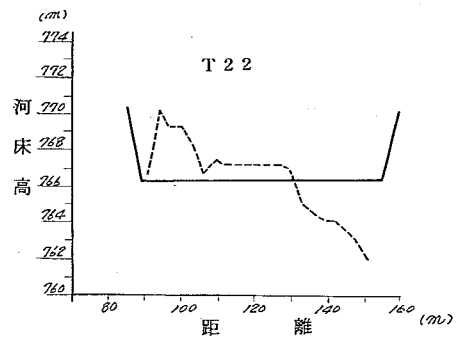
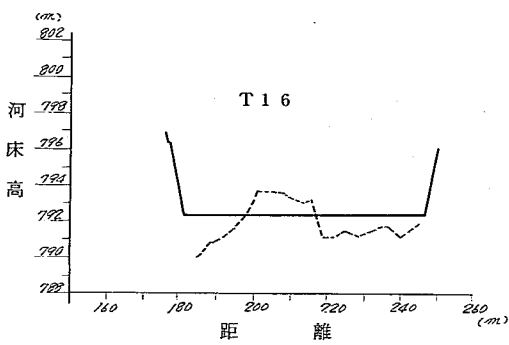
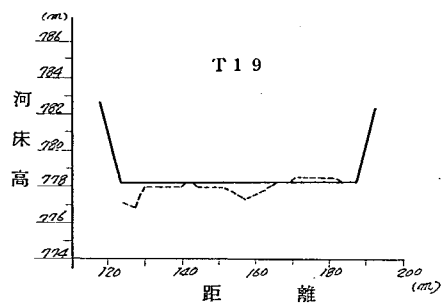
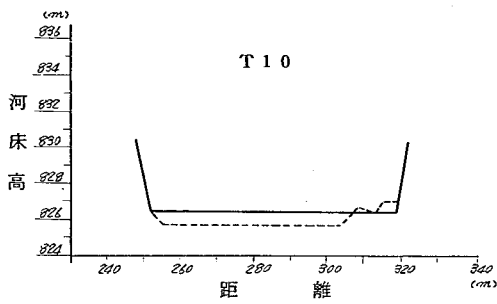




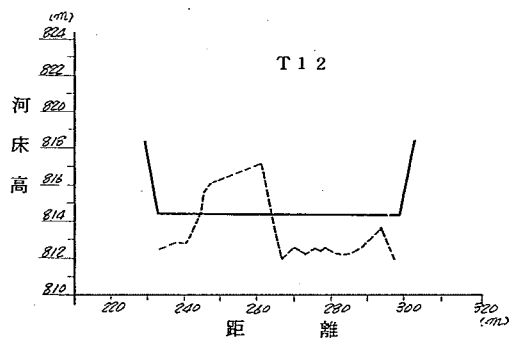
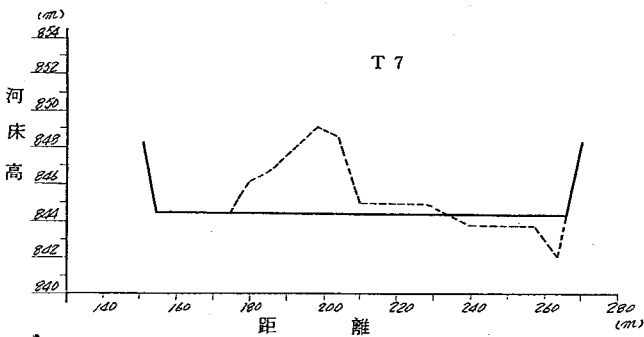
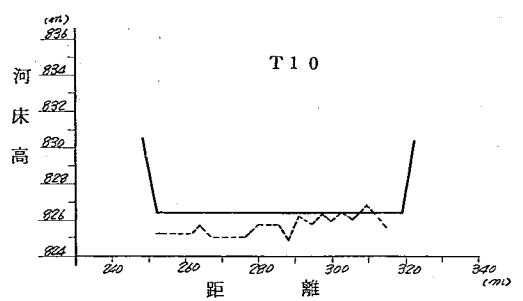
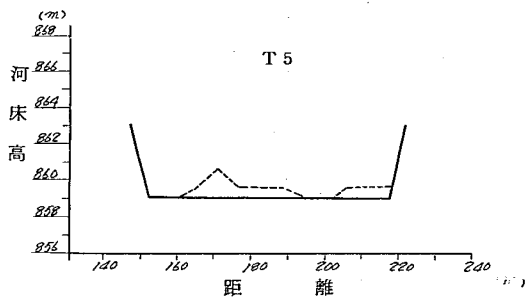


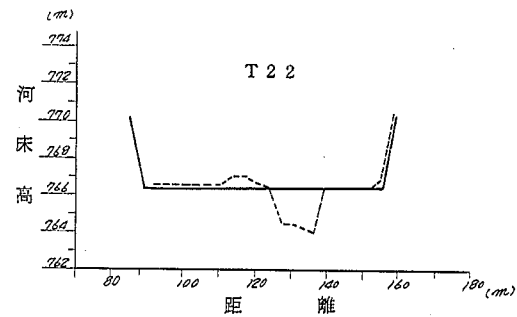
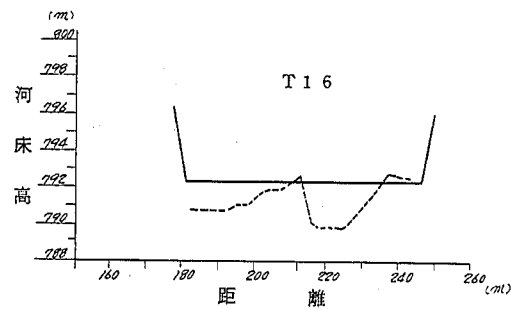
実験ケース № 2



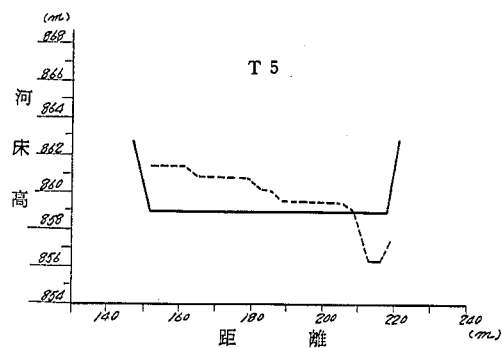
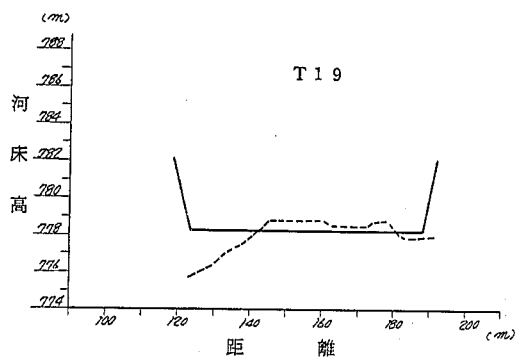


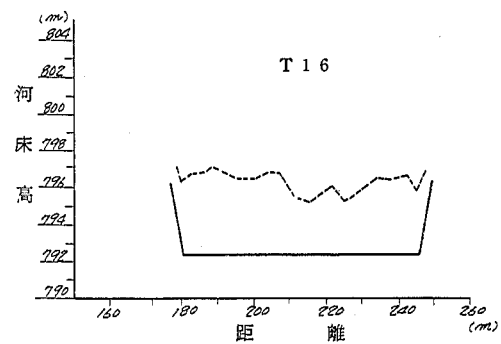
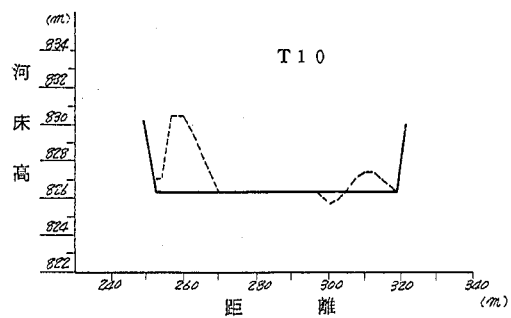
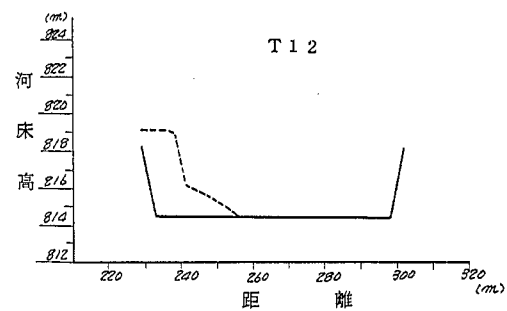
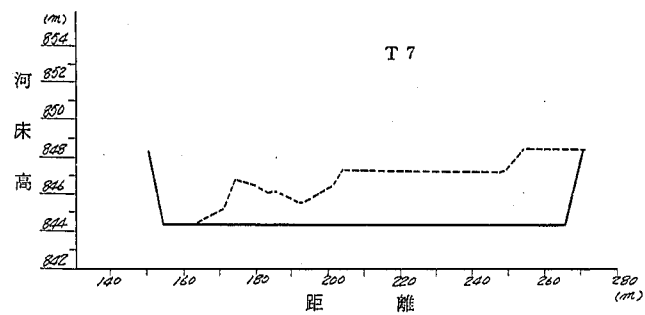
実験 ケース No 3



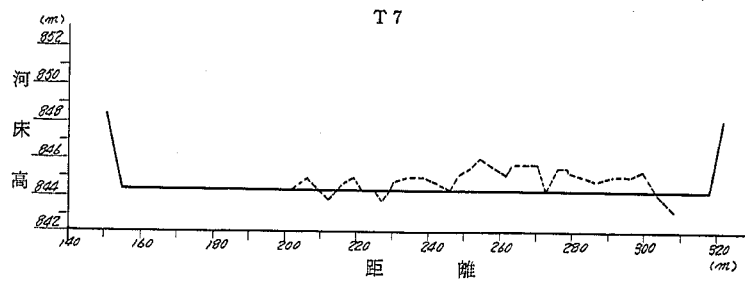
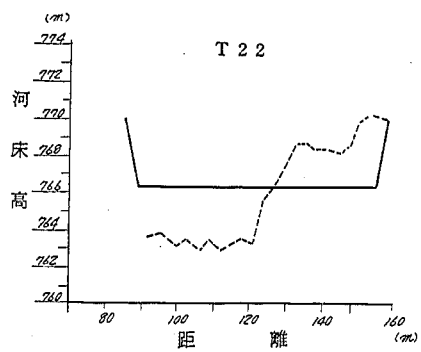
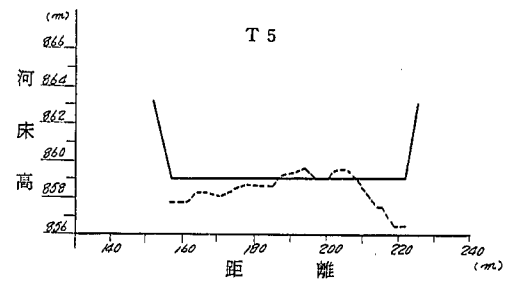
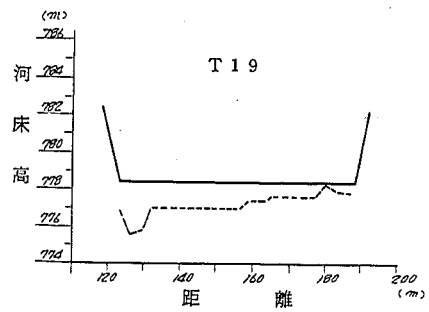


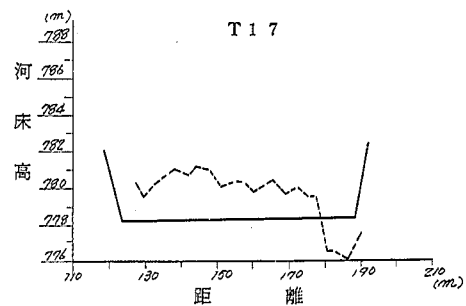
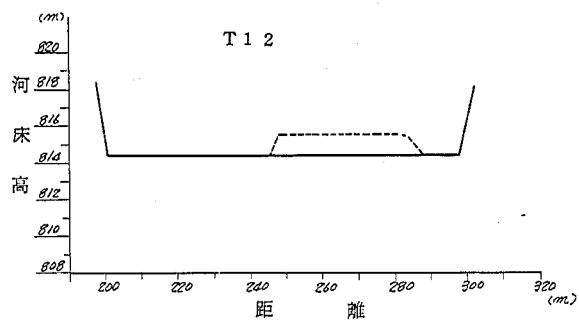
実験ケース No. 4



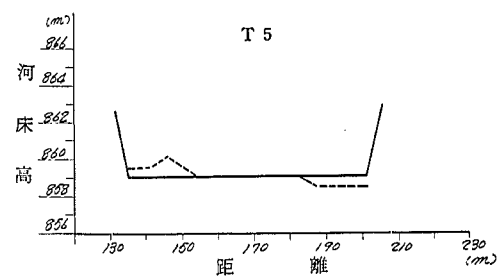
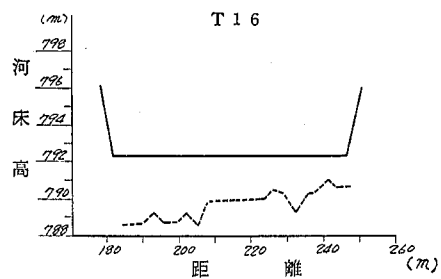


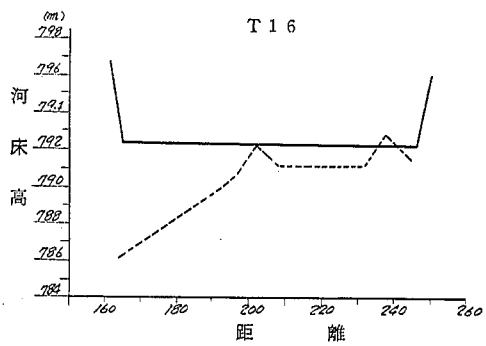
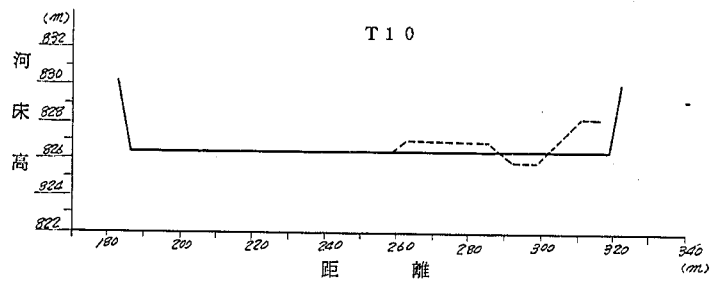
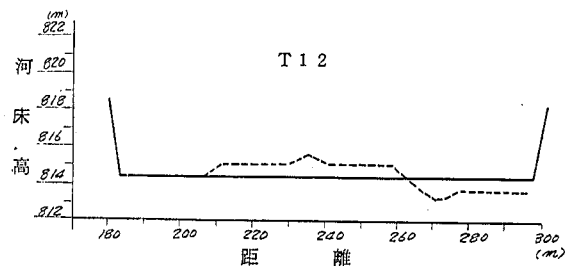
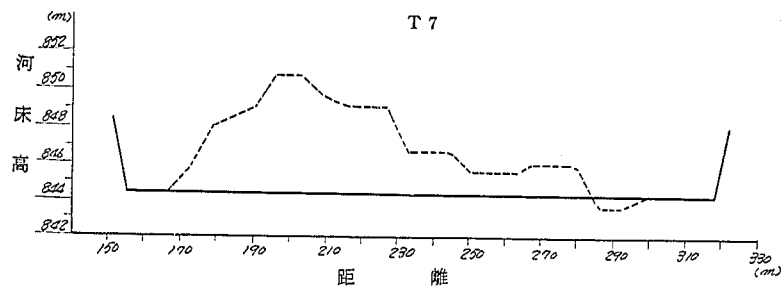
実験ケース No. 5



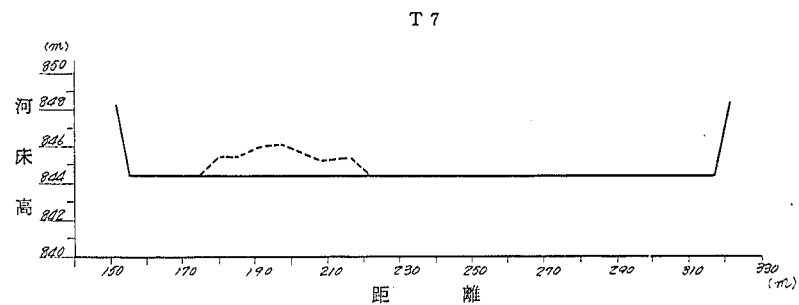
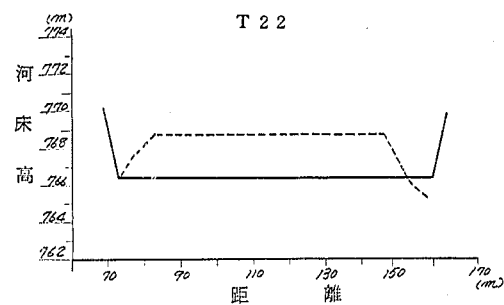
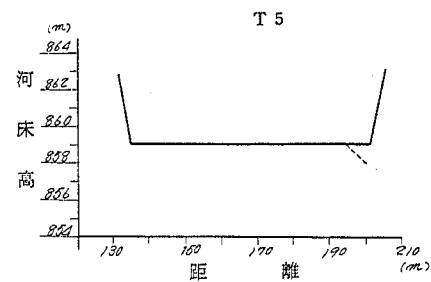
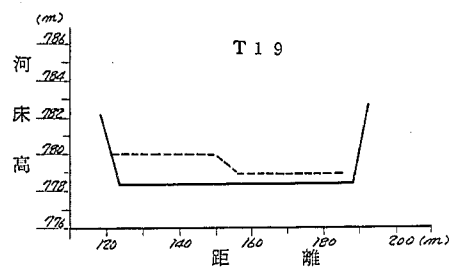


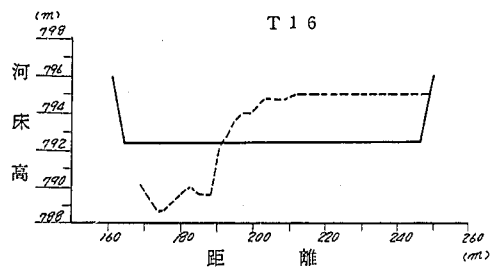
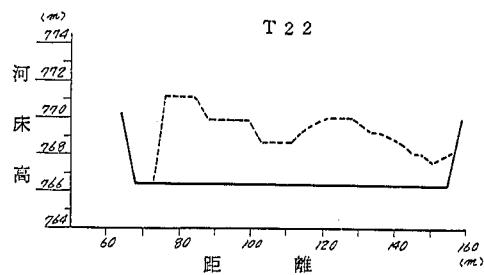
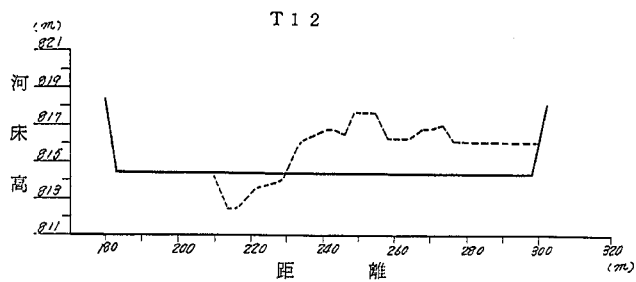
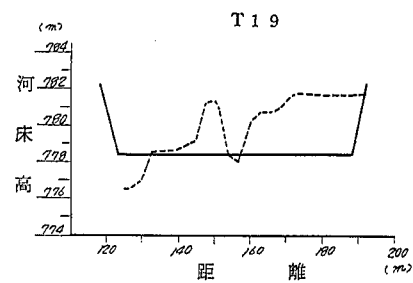
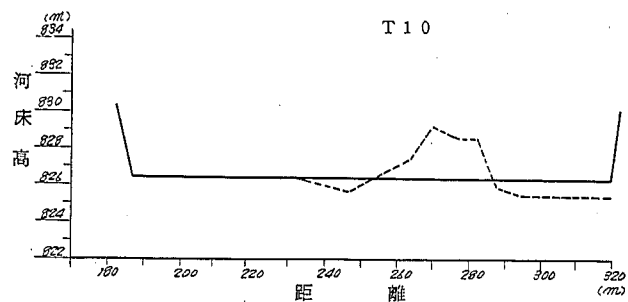
実験ケース No. 6





実験ケース No. 7





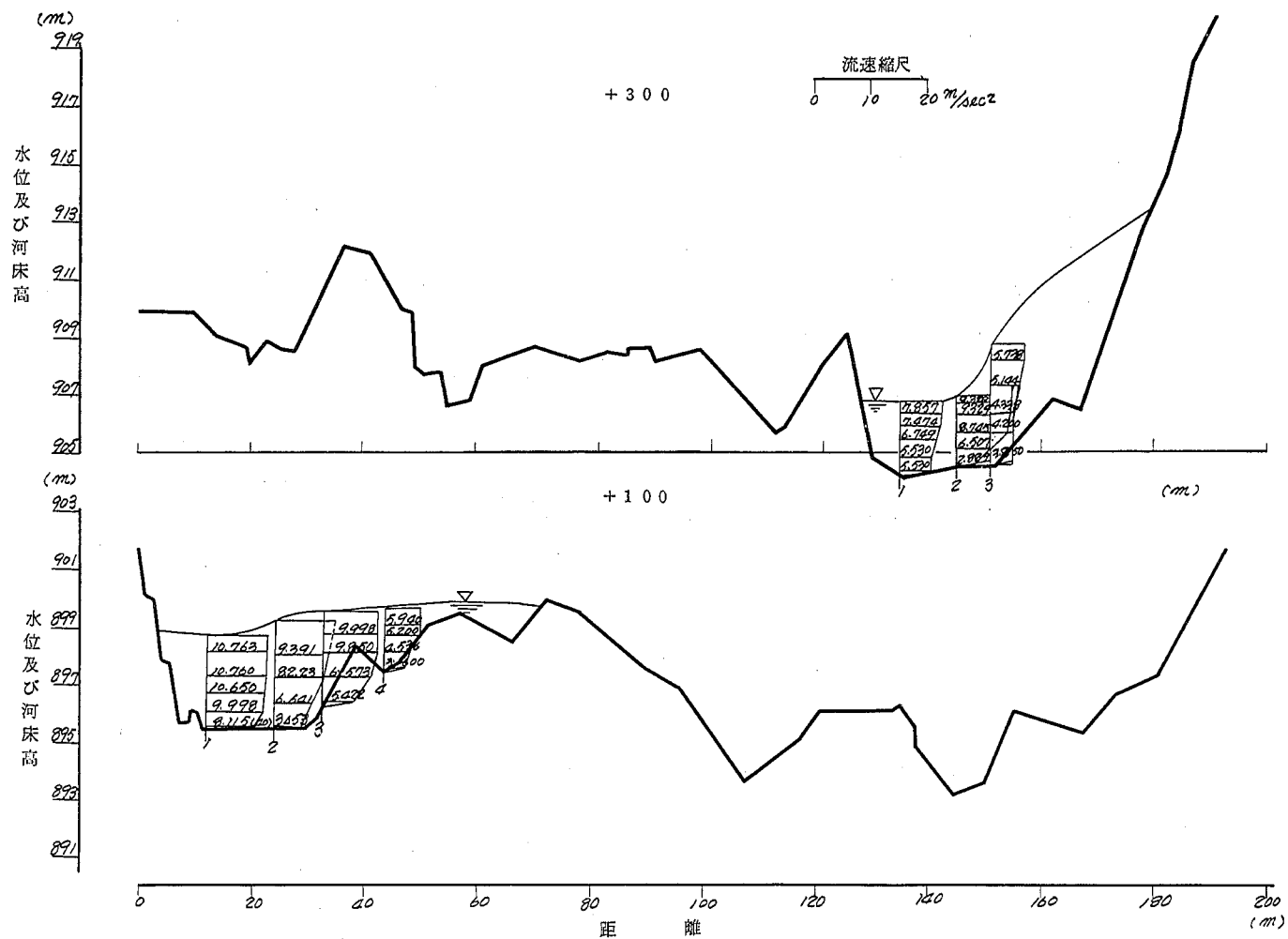


図-20 各断面の流速分布

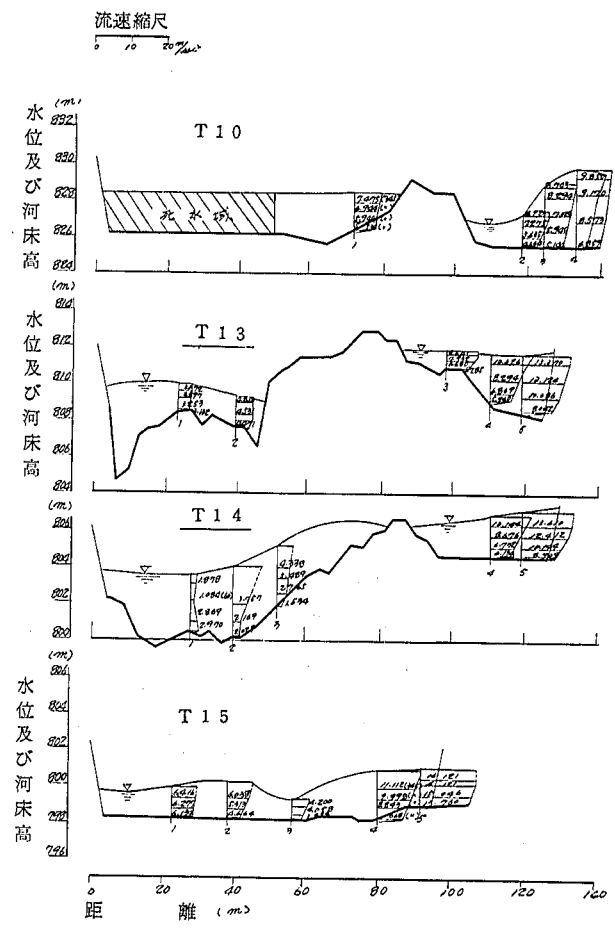
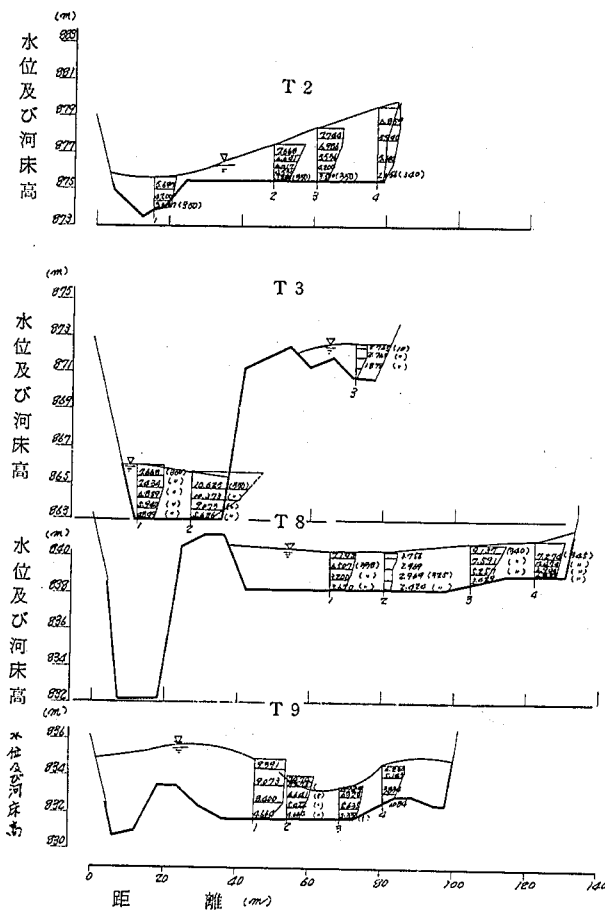


図-20 各断面の流速分布

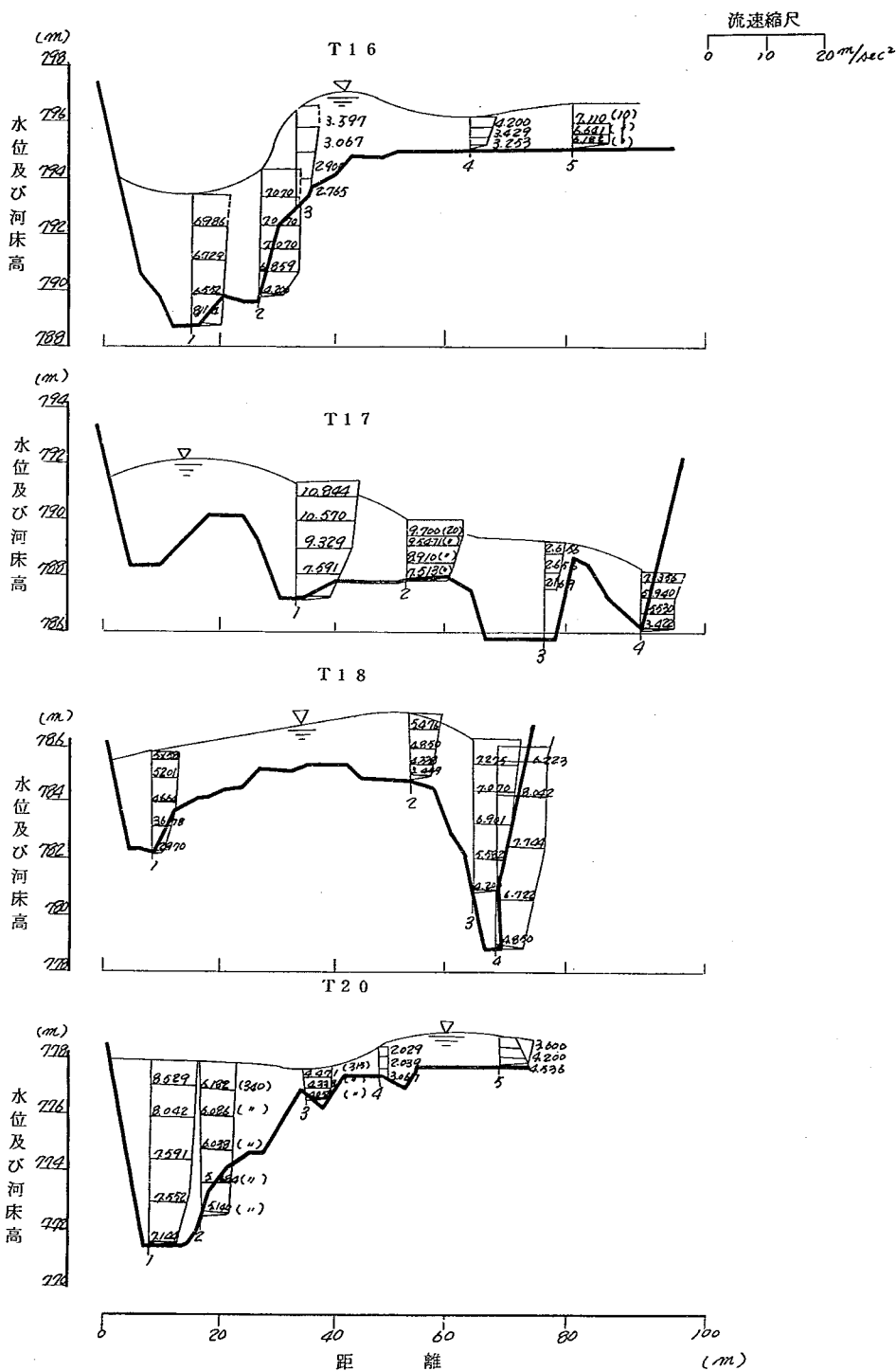


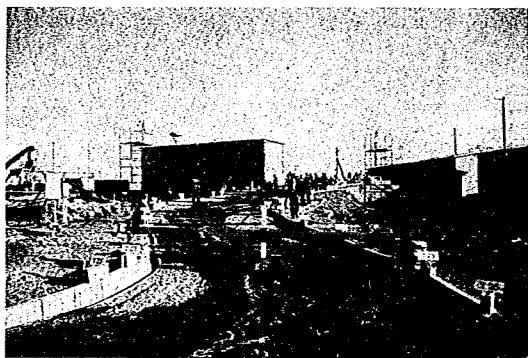
図-20 各断面の流速分布



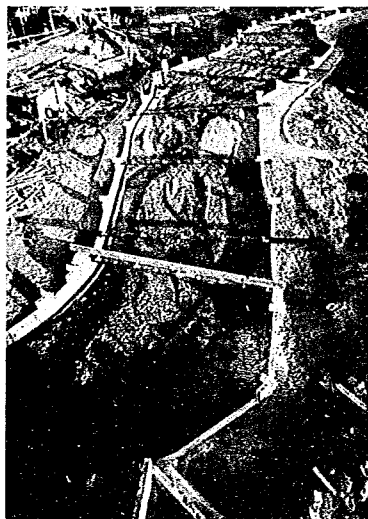
(1) 実験開始より15分後の上流部の流況



(2) 実験開始より15分後の中流部の流況

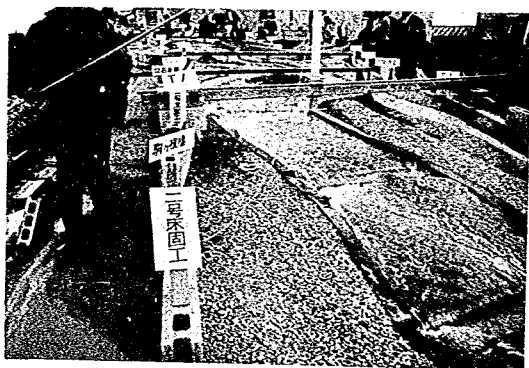


(3) 実験開始より15分後の下流部の流況

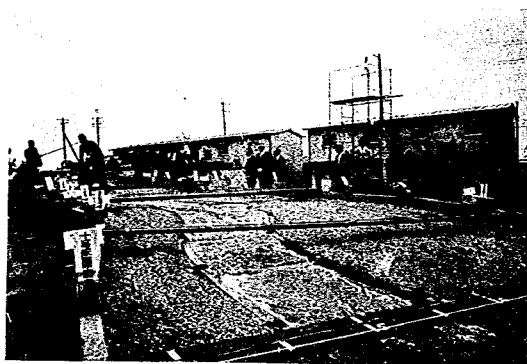


(4) 実験終了後模型下流端部より
上流部の河床状況

写真-2 流況(実験ケースNo.1)



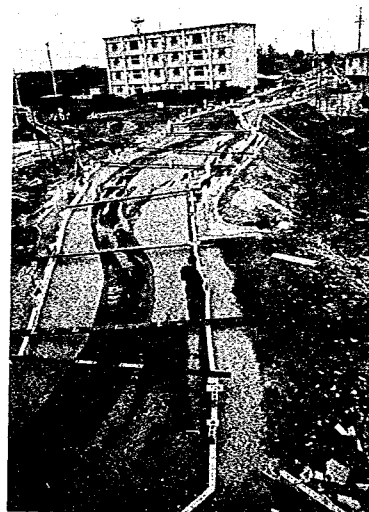
(1) 実験開始より15分後の上流部の流況



(2) 実験開始より15分後の中流部の流況



(3) 実験開始より15分後の下流部の流況

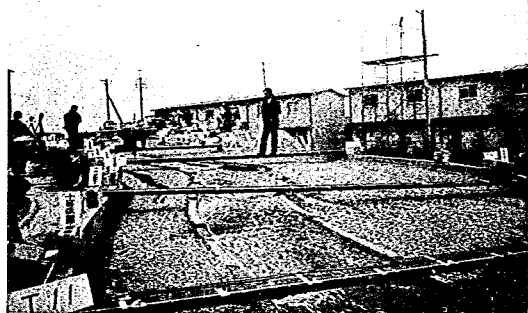


(4) 実験終了後模型下流部より
上流部の河床状況

写真-3 流況(実験ケースNo.2)



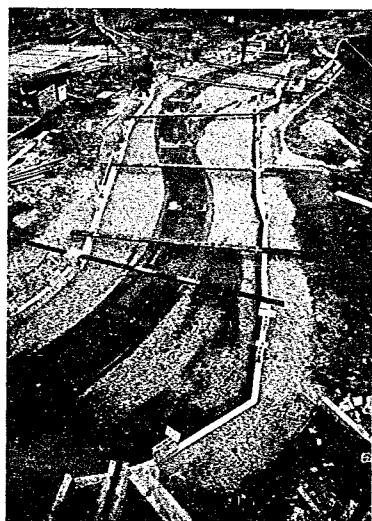
(1) 実験開始より15分後の上流部の流況



(2) 実験開始より15分後の中流部の流況



(3) 実験開始より15分後の下流部の流況



(4) 実験終了後、模型下流部より
上流部の河床状況

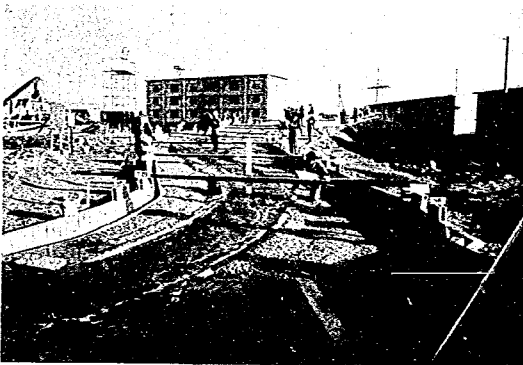
写真-4 流況(実験ケースNo.3)



(1) 実験開始より15分後の上流部の流況



(2) 実験開始より15分後の中流部の流況

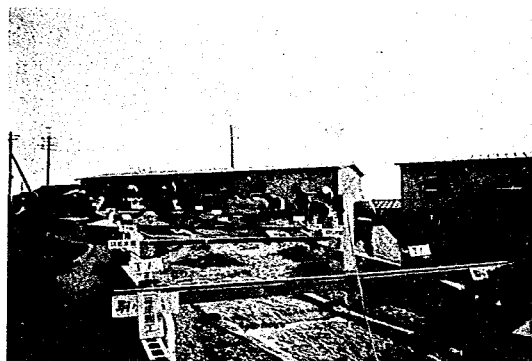


(3) 実験開始より15分後の下流部の流況

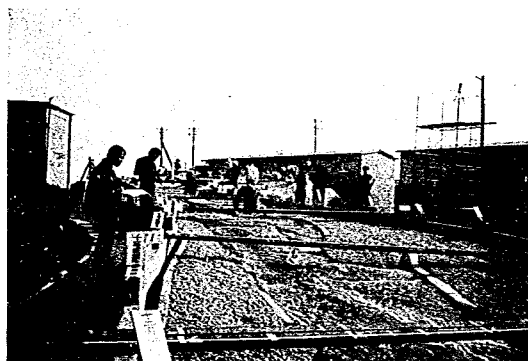


(4) 実験終了後、6号床固工付近より
上流部の河床状況

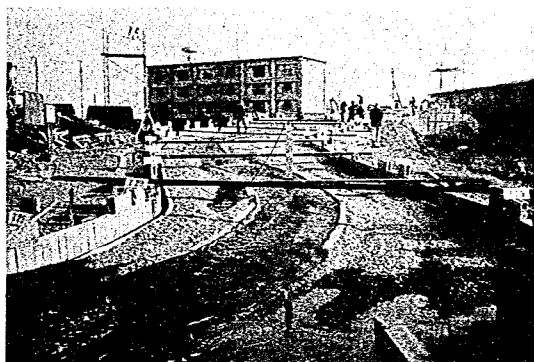
写真-5 流況(実験ケースNo.4)



(1) 実験開始より 25 分後の上流部の流況



(2) 実験開始より 15 分後の中流部の流況

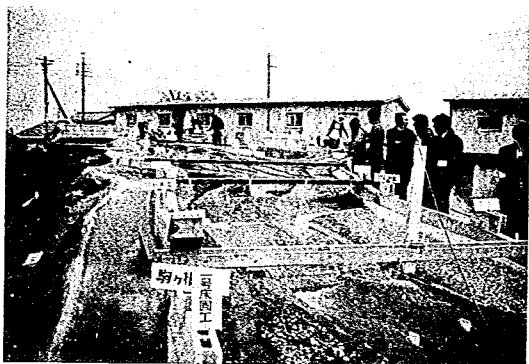


(3) 実験開始より 15 分後の下流部の流況

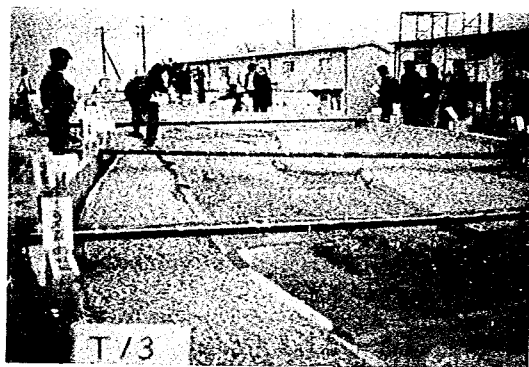


(4) 実験終了後、模型下流端部より
上流部の河床状況

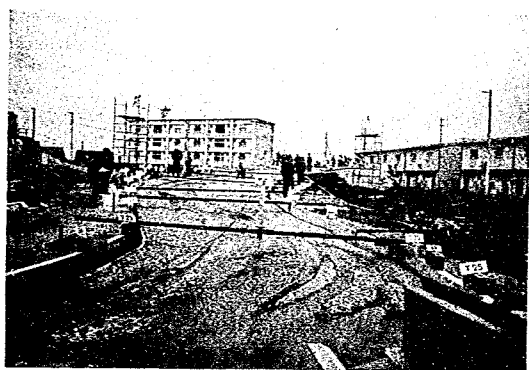
写真-6 流況(実験ケース No.5)



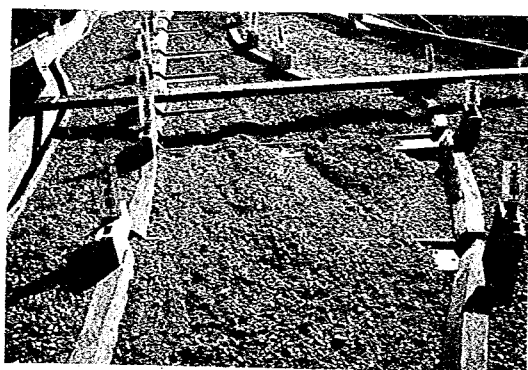
(1) 実験開始より15分後の上流部の流況



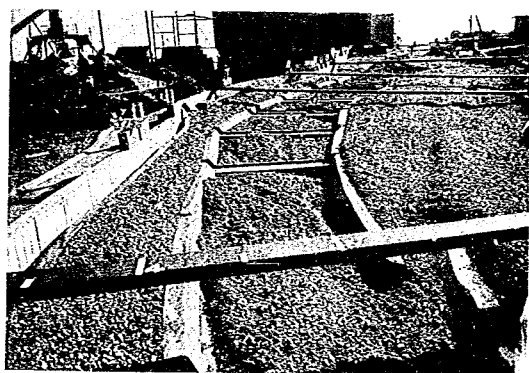
(2) 実験開始より15分後の中流部の流況



(3) 実験開始より15分後の下流部の流況

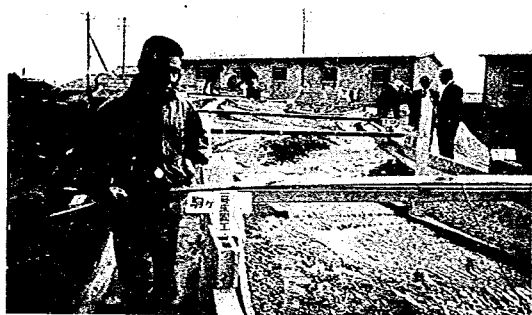


(4) 実験終了後の8号床固工付近より上流部の河床状況



(5) 実験終了後、T18断面付近より上流部の河床状況

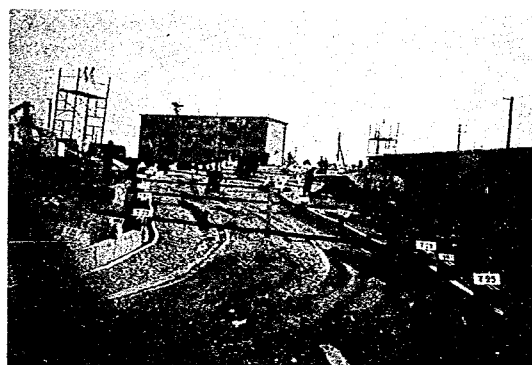
写真-7 流況(実験ケース46.6)



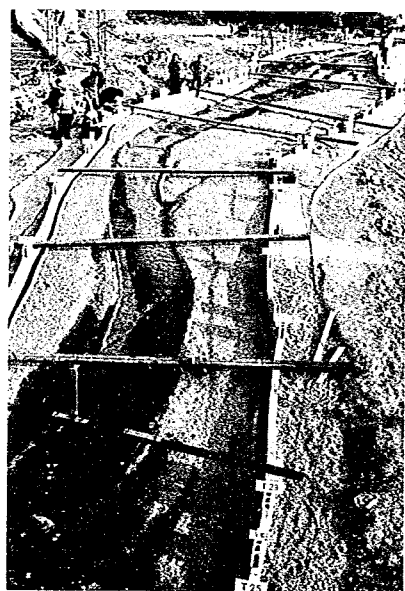
(1) 実験開始より15分後の上流部の流況



(2) 実験開始より15分後の中流部の流況



(3) 実験開始より15分後の下流部の流況



(4) 模型下流端部より上流部の流況

写真-8 流況(実験ケースNo.7)

(モルタルによる河床固定状態)