

土木研究所資料

富士山大沢扇状地砂防計画
遊砂地計画に関する水理模型実験

昭和51年12月



建設省土木研究所

目 次

は じ め に	1
§ 1 扇状地砂防計画の概要	5
§ 2 水理模型実験の内容	9
2-1 実 験 目 的	9
2-2 模 型	9
2-3 実 験 方 法	11
2-4 実験ケースの内容	12
§ 3 現遊砂地計画の問題点	15
3-1 は じ め に	15
3-2 除石工をおこなわない場合の流況観察結果	15
3-3 除石工の効果	16
3-4 除石工の形状はどのようなものがよいか	19
3-5 実験からみた現遊砂地計画の問題点と対策	19
§ 4 扇頂部対策方法の検討	39
4-1 は じ め に	39
4-2 実 験 結 果	39
4-3 実験結果に対する考察	41
§ 5 分流処理工法	59
5-1 は じ め に	59
5-2 流況観察結果	59
5-3 分流量の比較	61
5-4 分流処理工法に対する実験的考察	62
§ 6 ま と め	77
あ と が き	79

は じ め に

富士山大沢扇状地は、大沢崩れから流出する大量の土砂を今すぐに防止することはできないため、広大な扇状地部を利用して、積極的に流砂を一様に広く分散させて堆積させる遊砂地計画をとっている。

建設省中部地方建設局富士砂防工事事務所では、遊砂地工法の基本計画をつぎのように考えている。

- 1) 大遊砂地としての機能を高めるため、流砂を一様に広く分散させる工法とする。
- 2) 遊砂地の規模は、計画流出土砂量に対応する調節容量とする。このために、除石工計画が進められている。
- 3) 扇状地内において異常な二次侵食を発生せしめない。
- 4) 下流の導水処理方法は、潤井川筋に流路工を計画する。また、芝川筋に流入する流水は、扇状地内の流路の変遷、及び、安全性・経済性等を考慮して決定するが、現段階では、流水と流砂を広く分散させながら、堆積地内に侵透させる工法を考えている。

この基本計画に基づいて、建設省土木研究所が、富士砂防工事事務所の依頼により、これまでに扇状地砂防工法について、水理模型実験から検討してきた主な実験内容をあげると次の通りである。

- 1) 床固工法に関する調査及び実験 (S 4 3 ~ S 4 6)
- 2) 潤井川流路工計画に関する実験 (S 4 7 ~ S 4 8)
- 3) 落差工に関する実験 (S 4 8 ~ S 4 9)
- 4) 遊砂地計画に関する実験 (S 4 9 ~ S 5 0)

本報告書は、昭和49年度から50年度に亘って実施した遊砂地計画に関する水理模型実験の結果をとりまとめたものである。本実験で検討した主な内容は次の通りである。

- 1) 流砂の分散効果を促進させるために扇頂部対策工法をどう考えるか。
- 2) 除石工の形状はどのようなものがよいか。また、分流量等を与える影響はどうか。
- 3) 流末部の導水処理方法を考えると、遊砂地としての機能を失わず、且つ、芝川の流入量は、小さい方がよい。そこで、このような観点から、分流処理工法は、どのようなものがよいかを検討する。

建設省土木研究所 篠崎試験所

研究員 阿 部 宗 平

上 原 信 司

§ 1 扇状地砂防計画の概要

§ 1 扇状地砂防計画の概要

大沢扇状地砂防計画を図-1に示した。

扇状地上部は、広大な扇面を遊砂地として、流入土砂を均一に散らすとともに、現在堆積している土砂の再移動を防ぎ河床の固定を目的とした4基の床固工と、横方向に流れる流路を防ぐために、床固工の左右端に霞堤の効果をもった導流堤が施工されている。この遊砂地の下流端を6号床固工とし、これより上流は、常時遊砂地を人工的に掘削しておいて、流入する土砂のキャパシティを確保しておく、いわゆる除石工計画が進められている。

また、6号床固工下流を芝川、潤井川に分流する。潤井川筋は、6号床固工より下流に3基の床固工群を配置し、この間で掃流状態に移行させた後、流路工に導びかれている。一方、芝川筋の導流処理方法として

① 潤井川と同様の規模の流路工を設置して、遊砂地からの流水を安全に導水する。

② 平常の洪水は、主流路を潤井川筋に向けておき、大洪水または、土石流発生時に芝川へ流入する流水は、できるだけ広く分散させながら堆積地内に浸透させる、いわゆる人工的に尻無川とする。

以上、2つの案が考えられるが、建設省中部地方建設局富士砂防工事事務所は、人工的に尻無川とすることを前提に、工法の検討をおこなっている。

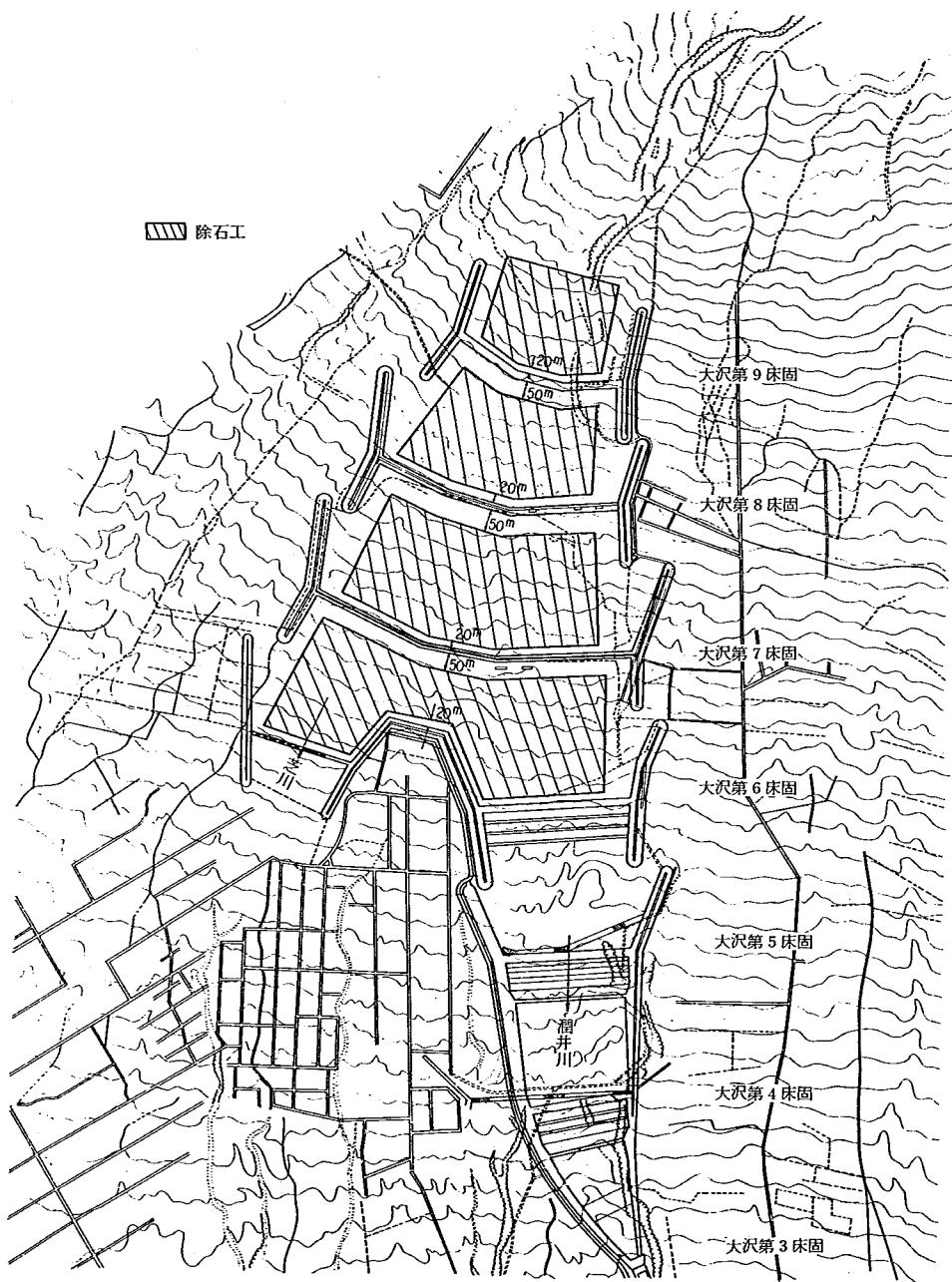


图-1 大沢扇状地平面图

§ 2 水理模型実験の内容

§ 2 水理模型実験の内容

2-1 実験目的

富士山大沢扇状地に計画された遊砂地が機能を十分に果し、安全であるためには

- 1) 遊砂地の規模が上流から流送される土砂量に対応していること。
- 2) 土砂が分散されて幅広く堆積すること。
- 3) 芝川筋の導水処理方法を考える際、芝川への分流量を小さくすること。
- 4) 遊砂地内の構造物や、潤井川流路工が安全であること。

等が要求される。

1) に対しては、現遊砂地計画で6号床固工より上流部において、土砂流等が堆積した土砂を、人工的に取り除き、土砂調節機能を維持させることを目的とした除石工計画が進められている。

本実験から、①現遊砂地計画のもとで洪水があった場合に、どのような問題が生じて災害が発生するかを把握し、どのような対策が必要となるかを検討する。②除石工の掘削深や給砂土砂濃度の相違が遊砂地内の流況や、潤井川及び芝川への分流量に与える影響を把握し、除石工の形状はどのようなものがよいかを検討する。

2) 及び 3) に対しては、扇頂部における河床変動や流況に左右されと考えられる。そこで扇頂部における河床変動や流況が、遊砂地の機能にどのような影響を与えるか、扇頂部はどのような対策が必要かを実験的に検討する。この報告書では、扇頂部とは、5.0 K～6.0 K附近であるということにする。

また、扇頂部対策を講じて、芝川への分流量を小さくすることができない場合は、遊砂地内で、分流処理方法が必要となる。そこで、芝川への分流量を小さくし、しかも、遊砂地としての機能を失なわないような分流処理工は、どのような形態のものがよいかを実験的に検討しようとするものである。

4) の潤井川流路工が安全であるためには、流路工へ流入する土砂量は、許容流砂量の $12\text{ m}^3/\text{sec}$ 以下とする必要がある。扇頂部対策や、分流処理工法は、流水の片寄りによる導流堤沿いの河床低下や、導流堤越水等の問題が生じないこと等を配慮した遊砂地計画が必要である。

2-2 模 型

模型は、図-2に示したように、6.5 K地点を上流端、2.0 K地点を下流端とする延長4.5 Kの区間をとり入れた。同図に既設工作物が示されている。模型流頭部に直角三角堰が設置しており、所定の流量を流下できるようになっている。また、潤井川及び芝川の模型末端には、沈砂池と量水槽をもうけている。各々の量水槽には、60度三角堰をとりつけ、流出土砂量及び流量が測定できるようになっている。

模型は、縮尺、水平、鉛直共 $1/100$ のモルタル製で、その上に 10 cm 等厚に、図-3に示したような $\text{dm} = 0.29\text{ mm}$ （模型値）の河床材料が敷かれている。5.0 K附近より上流で、溪岸が河床堆積物と異なり、流水によって侵食されにくい部分をモルタルで固定した。また、9号床固工より上流部の河床形状は、昭

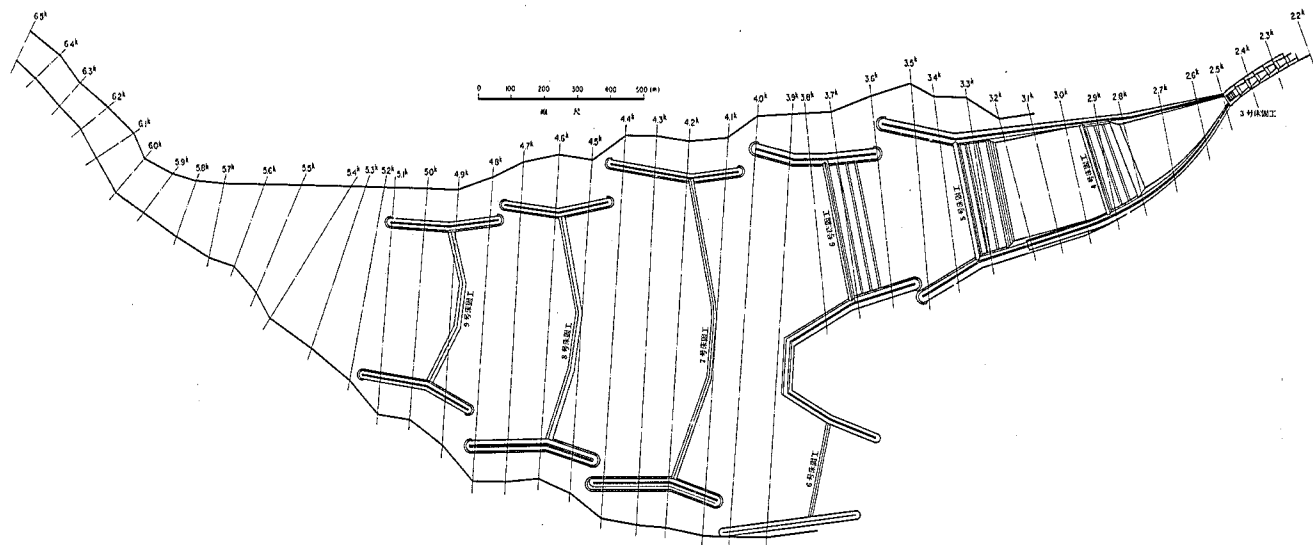


图-2 模型平面形状

和47年度の実測結果に基づいている。

フルードの相似則を用いると諸量の縮尺は、表-1のとおりとなる。

表-1 模型諸量の实物に対する縮率

2-3 実験方法

- ① 模型流頭部に設置した堰から、 2.4 l/sec (現地流量にして $240 \text{ m}^3/\text{sec}$) の一定流量を1時間流下させた。

- ② 給砂：模型上流端から、容量チェックを1分毎におこないながら、所定の土砂量を入為的に給砂し

諸 元	次 元	実物値の模型換算	模型値の实物換算
長さ・水深	L	n	1:0.01
勾 配	$L L^{-1}$	1	1:1
時 間	T	$n^{\frac{1}{2}}$	1:0.1
流 速	$L T^{-1}$	$n^{\frac{1}{2}}$	1:0.1
流 量	$L^3 T^{-1}$	$n^{\frac{5}{2}}$	1:0.00001
粗 度 係 数	$L^{-\frac{1}{3}} T$	$n^{\frac{1}{6}}$	1:0.4642
流 量 係 数	$L^{\frac{1}{2}} T$	1	1:1
圧 力 強 度	$M L^{-1} T^2$	n	1:0.01

た。給砂材料の粒度分布は、河床材料のそれと同一であり、 $d_m = 0.29 \text{ mm}$ (模型値) である。(図-3)

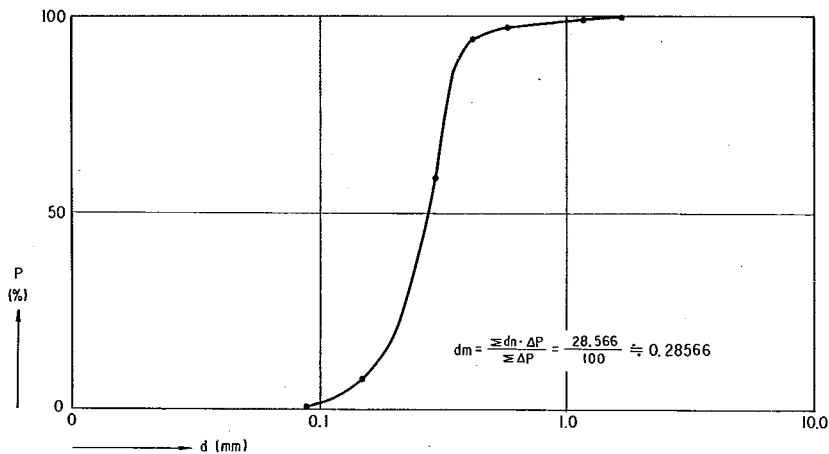


図-3 実験使用砂の粒経加積曲線図

- ③ 流向測定：水性ペイントを流下させ、その流下状態をメモ・モーションカメラにより、2秒間隔に撮影した。また、原則として、10分間隔の流向を固定カメラにより撮影した。
- ④ 流況観察測定：局所的な洗掘、堆積、導流堤越水等の規模、発生位置、発生時刻や表面流速等をしらべた。
- ⑤ 流出土砂量の測定：潤井川及び芝川の模型末端で、通水中は原則として、底を金網で製作した採取箱で3分間隔毎の流出土砂量の時間的变化を、また、実験終了後に、潤井川及び芝川の模型末端にもうけてある沈砂池に流出した全量を測定した。

⑥ 流量測定：芝川及び潤井川に分流した流量は、砂面測定機によって10秒間隔に水位を計測し、渡辺公式を用いて計算したH～Q曲線から流量を求めた。

⑦ 堆積高の測定：実験終了と同時に各断面の横断測量を1mm目盛のスケールを砂中にさしこみ、砂厚をはかることによっておこなった。

2-4 実験ケースの内容

実験ケースの内容は、表-2に示すとおりである。

表-2 実験ケースの内容

実験ケース	流 量	土砂濃度	実験時間	実 験 形 態	
1-1	240m ³ /sec	16%	60分	現遊砂地計画（昭和47年実測河道形状）	
1-2	"	10	"	"	
1-3	"	20	30	"	
1-4	"	"	60	除 石 工 の 検 討	現遊砂地計画
1-5	"	"	"		掘削深 1 m
1-6	"	"	"		" 2 m
1-7	"	10	"		" 2 m
1-8	"	"	"		" 1 m
1-9	"	"	"		現遊砂地計画
2-1	"	10	60	扇 頂 部 対 策 工 法 の 検 討	導流護岸計画
2-2	"	20	30		"
2-3	"	10	"		導流護岸と10号床固工計画
2-4	"	"	60		"
2-5	"	"	"		"
2-6	"	"	"		扇頂部は現況、9号床固工の形状改良
3-1	"	"	"	分 流 処 理 工 法 の 検 討	パイル林
3-2	"	"	"		横 工
3-3	"	"	"		8号及び7号床固工の嵩上げと横工
3-4	"	"	"		横工とパイル林
3-5	"	"	"		扇頂部に導流護岸と10号床固工計画 遊砂地部に副導流堤計画

§ 3 現遊砂地計画の問題点

§ 3 現遊砂地計画の問題点

3-1 はじめに

遊砂地の計画は、図-1に示したように、積極的に流砂を分散させて堆積させる床固工群と氾濫を防止する霞堤方式の導流護岸からなっている。そして、6号床固工より上流の遊砂地部は、土石流等で堆積した土砂を人工的に取り除き、土砂調節機能を維持させることを目的とした除石工計画が進められている。

除石工の平面形状を図-1に、縦断形状を図-4に示した。掘削深は、床固工と下流の床固工の天端を結ぶ勾配で、これより現扇面に対して均一に1mの深さで計画している。なお、床固工付近の現扇面とのすりつけは、上流端（床固工の下流側）が1/10、下流端（床固工の上流側）は水平としている。

実験は、除石工の効果をみるために、まずはじめに、遊砂地内は除石工をおこなわない昭和47年度測定結果に基づく河床形状の状態で実施した。次に、除石工が、遊砂地内の流況、河床変動、芝川及び潤井川筋への分流量等に与える影響を検討した。

3-2 除石工をおこなわない場合の流況観察結果

- 1) 実験は、流量 $240\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂土砂濃度を16%、10%、20%の条件で実施した。扇頂部及び遊砂地部の河床形状は、昭和47年度のものである。
- 2) 写真-1で、実験No1-1（流量 $240\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂土砂濃度16%）の流況をみるように、もし、実験結果のように、6.1K地点より下流の左岸溪岸が侵食されると、流水は、9号床固工の直上流より左岸導流堤を無視して堤地内に流下する恐れがある。現地で、溪岸侵食を受けやすい地点は、護岸工等によって、溪岸を固定する必要がある。
- 3) 溪岸水衝部地点は、給砂土砂濃度の相違にあまり影響を受けない。水衝部となる地点は、たとえば、写真-2で実験No1-2（ $Q_s = 10\%$ ）の流況をみるように、6.1K～6.0Kの左岸、5.9K～5.7Kの右岸、5.6K～5.4Kの左岸である。しかし、給砂土砂濃度が20%の場合は、10%の場合に比べて溪岸部にあたる流水の集中力は弱くなる傾向がある。なお、これらの水衝部となる地点は、現地で実際に溪岸侵食が進んでいる場所である。
- 4) 土砂濃度が20%の場合に、溪床部は、周期的に段波状の流れが生じ、瞬間的に大量な土砂と水を流送する。（写真-3）
- 5) 表-3の給砂量と流出土砂量から除石工をおこなわない場合の実験No1-4（20%）と実験No1-9（10%）について、芝川へ分流した量を比較すると給砂量の多い実験No1-4の方が実験No1-9より約24%も少なくなっている。この原因として、給砂量の小さい方が、流水は芝川に片寄って流下する度合いが大きいからだと考えられる。

表-3 給砂量と流出土砂量

実験 №	給砂量 A (m^3/sec)	流出土砂量 B (m^3/sec)			B/A	模 型 形 態
		潤井川	芝 川	計		
1-4	(20%)48.0	6.03	0.49	6.52	0.136	現 状 河 道
1-5	"	7.00	0.10	7.10	0.149	掘 削 深 1 m
1-6	"	7.19	0.49	7.68	0.160	" 2 m
1-7	(10%)24.0	5.06	1.56	6.62	0.275	" 2 m
1-8	"	5.06	2.33	7.39	0.307	" 1 m
1-9	"	4.09	2.14	6.23	0.211	現 状 河 道

- 6) 芝川と潤井川の分流の決まる点は、大極的にみて、5.5 K～5.2 K間である。この間の左岸寄りにガリが形成されると流水は潤井川に集中する。そして、このガリは、給砂土砂濃度が小さい程形成されやすい。また、流水が偏流して、溪岸水衝部への当りが強い程、芝川筋に流水が集中する。この結果、導流堤沿いの河床低下が大きい。この現象は、給砂土砂濃度が小さく河床低下の進む程、顕著に現われる。実験№1-4における実験開始より30分後と60分後の流況を写真-4-1に示した。
- 7) 以上の現象は、流水を潤井川及び芝川筋に片寄って集中させるだけでなく、導流堤を越水させたり、導流堤沿いの河床低下を促進させる原因となる。これらの問題点に対して、流水の偏流の防止と溪岸保護を目的とした導流護岸及び溪床の固定を目的とした横工をもうける等の対策が必要だと考えられる。

3-3 除石工の効果

- 1) 実験は、流量 $240 m^3/sec$ 、給砂土砂濃度 10% 及び 20% の条件で、除石工の掘削深が 1 m と 2 m の場合について実施した。
- 実験№1-4 は、除石工をおこなわない現遊砂地計画の状態で給砂土砂濃度 20% の場合である。実験№1-5、実験№1-8 は、図-1 に示すような平面形状で、7号、8号、9号床固工の上流は 1 m の深さの除石工をおこなった場合の実験である。なお、除石工の縦断勾配は、図-4 に示すように、上流の床固工水通天端と下流床固工の水通天端を結ぶ勾配で計画した。
 - 実験№1-6、実験№1-7 は、各々の床固工の上流部に対して、深さ 2 m の除石工を計画した。他の形状は、実験№1-5 と同様である。
 - 実験№1-9 は、除石工をおこなわないで、給砂土砂濃度が 10% の場合の実験である。
- 2) 遊砂地内の流況に及ぼす影響

除石工をおこなっても、扇頂部における流況や遊砂地内の導流堤越水等の問題は解決されない。導流堤を越水する箇所を表-4 に、実験開始より 30 分後と 60 分後の流況を写真-4 に各実験ケース毎に整理した。

- ① 表-4 及び実験開始より 30 分後と 60 分後の流況写真でみるように、除石工をおこなっても、

導流堤越水の問題は解決されない。表-4で、導流堤を越水した個所を、除石工をおこなわない実験と比較して示したが、除石工をおこなっても導流堤を越水する個所は、左岸では5.0 K附近より8号床固工間が多い。右岸では、除石工をおこなうと、9号床固工の導流堤上流から堤内地に流下する危険性が強まる。これは、導流堤の長さを延長すればよい。このほか、9号、8号、7号床固工付近で越水するが、量的には左岸にくらべると小さい。

表-4 導流堤越水箇所

実験 №	水 理 条 件	掘 削 深	越 水 箇 所
1-4	$Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$ $Q_s = 20 \%$	現状河道	左岸：5.1 K～7号床固工間 右岸：5.1 K, 9号床固工, 4.3 K, 7号床固工
1-5	$Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$ $Q_s = 20 \%$	1 m	左岸：5.1 K～4.4 K間 右岸：8号床固工地点
1-6	$Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$ $Q_s = 20 \%$	2 m	左岸：5.2 K～8号床固工間 右岸：9号床固工地点
1-7	$Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$ $Q_s = 10 \%$	2 m	左岸：5.0 K～8号床固工間 右岸：5.0 K～9号床固工間
1-8	$Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$ $Q_s = 10 \%$	1 m	左岸：5.1 K～7号床固工間 右岸：9号床固工, 4.7 K

② このように除石工をおこなっても、導流堤越水の問題が解決されない原因は、扇頂部における流況及び河床変動の影響を受けて、潤井川あるいは芝川に流水が集中するからである。また、9号床固工より上流では、流砂の堆積により河床が大きく上昇すると、導流堤越水の原因につながっている。

③ 写真-4でみるように、導流堤沿いの河床低下が大きい。特に芝川筋が著しい。また、同写真でみるように、7号床固工直下流の各所でガリが発生している。このような現象は、除石工をおこなわない場合の現象と同様である。

3) 給砂量の相違が分流量に及ぼす影響

(1) 表-3に各実験ケース毎の給砂量と模型末端で測定した流出土砂量との関係を示した。

① 同表で、実験№1-4、実験№1-5、実験№1-6の流出土砂量を比較すると、補給土砂濃度が20%の場合は、除石工をおこなうと、芝川へ流出する土砂量を約20%減ずることができる。反面、潤井川流路工に流入する土砂量は増大するが流路工への許容流砂量の $12 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下であるので安全である。

② 補給砂量の小さい方が芝川へ流出した土砂量が多い。実験№1-6と実験№1-7の芝川へ流出した土砂量を比較すると、実験№1-7は、実験№1-6に対して約3倍の土砂が流出している。この原因は、給砂土砂濃度の小さい程、流水が芝川筋に片寄って流下するからだと考えられる。

③ 補給砂量が10%の場合は、現況河道の状態に対し、掘削深2mの除石工をおこなうと、芝川

への流出土砂量は、約30%減ずることができるので効果的である。掘削深が1mの場合は、現状河道と大差がない。

- ④ 同表から芝川筋へ流入する土砂量が最も大きいのは、給砂土砂濃度が10%で、除石工の掘削深が1mの場合であり、逆に最も小さいのは、給砂土砂濃度が20%で、掘削深が1mの場合である。

4) 掘削深の相違が分流量にどのような影響を与えるか。

① 給砂土砂濃度10%の場合。

- ・ 図-5は給砂土砂濃度が10%の同一条件で、掘削深2mの実験No.1-7と掘削深1mの実験No.1-8、除石工を計画しない実験No.1-9について、潤井川及び芝川へ分流した流量の時間的な変化を比較したものである。

同図でみるように、いずれの実験でも時間的なバラツキが大きい。芝川へ分流した流量の時間的な変化を比較すると、現況河道及び掘削深が2mの場合は、掘削深1mの場合に対して、実験開始より30分までの分流量は多い。30分以降は、掘削深を2mにすると、他の実験に比べて流入量は安定し、しかも小さい。

一方、潤井川へ流入する流量は、掘削深1mの場合が他の実験に比べて、はやくピーク流量に達している。また、掘削深が1mの場合と現状河道の場合を比較すると、現状河道の方が、流量の変動が大きい。

- ・ 同図で、実験No.1-7（掘削深2m）の潤井川に流入した流量の40分後における時間的な変化が記されていないのは、測定機の故障によるものである。ただし、芝川筋の時間的な変動が小さいことから、潤井川においても大きな変動はないものと推定される。表-3から、実験No.1-7、実験No.1-8、実験No.1-9について、芝川に流出した土砂量を比較しても、実験No.1-7が少ない。

また、写真-4-4、4-5を比較しても、掘削深を2mとした方が導流堤越水の規模が小さい。また、写真-5-4、5-5で流況を比較しても、掘削深2mの方が流水の片寄りが少ないようである。

以上のことから考察すると、給砂土砂濃度が10%の場合には、掘削深を2mにした方がより効果的だと言える。

② 給砂土砂濃度20%の場合。

- ・ 図-6は、除石工を計画しない実験No.1-4と掘削深1mの実験No.1-5及び、掘削深が2mの実験No.1-6について、潤井川及び芝川へ分流した流量の時間的な変化を比較したものである。同図でみるように、いずれの実験の場合でも、芝川へ分流した流量は、潤井川の方より極端に小さい。特に、実験No.1-5の掘削深が1mの場合が最も小さい。掘削深を2mにすると現状の場合と大差がない。

- ・ 写真-5-1～5-3で、土砂濃度を20%としたときの流況の時間的な変化を示した。

実験No.1-5の流況を写真-5-2でみるように、実験開始より20分後の流水は、潤井川筋

に集中している。このために、芝川への分流量が小さくなっている。

掘削深を1 mで計画すると、潤井川筋の導流堤越水が著しいので得策でない。

実験Ⅵ1-6は、芝川へ分流した流量は、現況河道の場合と大差がないが、実験Ⅵ1-5に比べて、流水は分散されており、したがって、導流堤越水の規模も小さい。また、掘削深を2 mとすると、現況河道の状態よりも導流堤越水が小さいことから、除石工の効果がみられる。

③ 給砂土砂濃度の相違が分流量にどのような影響を与えるか。

- 図-7は、掘削深を1 mとしたときの実験Ⅵ1-5(20%)と実験Ⅵ1-8(10%)の分流量を比較したものである。また、図-8に掘削深を2 mとしたときの実験Ⅵ1-6(20%)と実験Ⅵ1-7(10%)の分流量を比較した。図-7及び図-8から、掘削深が同じならば、給砂土砂濃度の小さい方が芝川筋の分流量が多い。

3-4 除石工の形状はどのようなものがよいか。

- 掘削深及び給砂土砂濃度の相違が流況や分流量に与える影響は大きい。掘削深が1 mで、給砂土砂濃度を20%とした場合に、芝川の方流量は最も小さい。反面、潤井川筋に流水が集中して流下する度合いが強く、導流堤越水が著しいことからみて、得策とは言えない。同じ給砂土砂濃度が20%の場合でも掘削深を2 mとすると、掘削深が1 mの場合より芝川の方流量は多いが、現状河道や掘削深が1 mのときに比べて、導流堤越水を小さくすることができる。芝川へ分流した流砂量をみても、掘削深1 mの実験と大差はない。
- 給砂土砂濃度が10%の場合は、掘削深を2 mとした方が芝川への分流量及び流砂量が少なくない。また、流況写真から導流堤越水状況や、流水の時間的変動をみても、掘削深を1 mとするよりも、2 mで計画した方がよい。
- 以上のことから、本実験の水理条件の下では、除石工は2 mの掘削深とした方がよいことになる。ただし、流水が潤井川及び芝川に片寄って流下することを防止し、導流堤越水や、導流堤沿いの河床低下を防止するためには、扇頂部対策が必要となる。

3-5 実験からみた現遊砂地計画の問題点と対策

- 1) 扇頂部の6.1 K地点より5.2 K附近の左岸溪岸が侵食されると、流水は9号床固工の直上流より左岸導流堤を無視して堤内地に流下する恐れがあるので、現地で侵食を受けやすい地点は、護岸工等によって溪岸保護をおこなう必要がある。
- 2) 流水は、潤井川及び芝川筋に片寄って流下する 경우가多く、導流堤を越水したり、導流堤沿いの河床低下を大きくするだけでなく、芝川への分流量を多くする等の問題がある。これらの問題は、扇頂部における流水の乱流、偏流状態や河床変動状況によって生ずる。したがって、扇頂部での流水の乱流、偏流防止と溪岸保護を目的とした導流護岸及び、分派地点の溪床を固定し、流水を扇面に広く分散させる等の対策が必要である。
- 3) 除石工の掘削深は2 mで計画した方がよさそうである。しかし、芝川筋への分流量をより減少させるためには、遊砂地内の処理方法や、除石工の平面形状の検討が必要である。

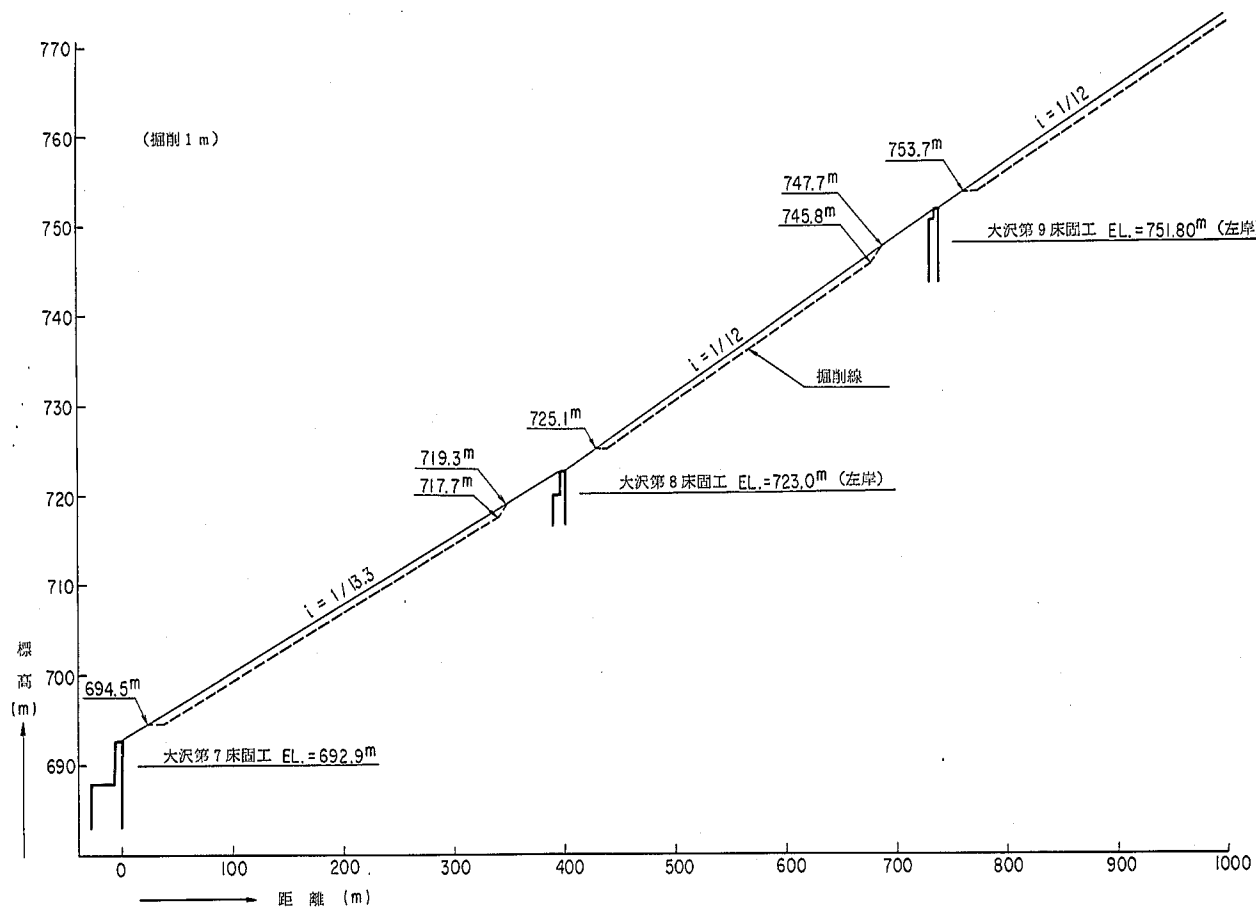


図-4 除石工の縦断形状

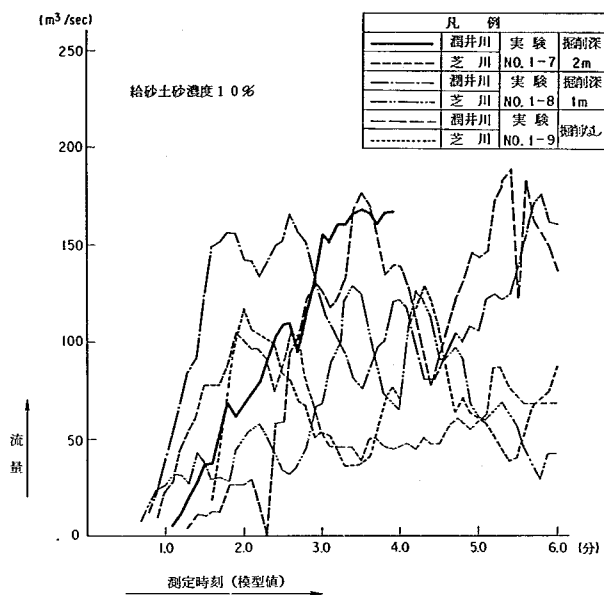


図-5 分流流量の時間的変化

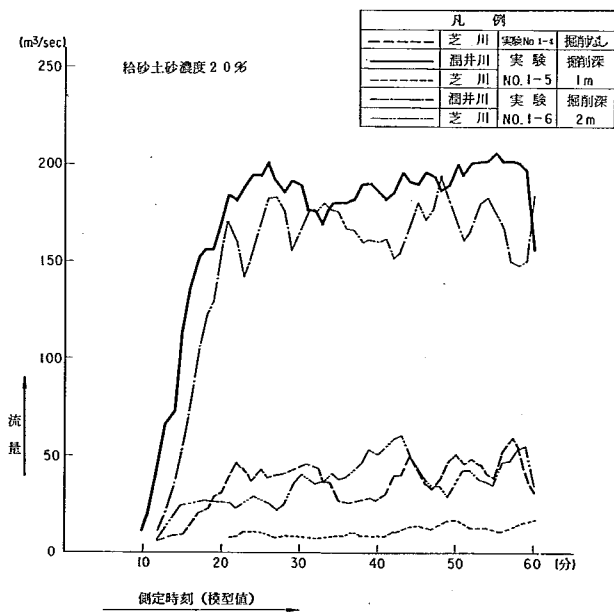


図-6 分流流量の時間的変化

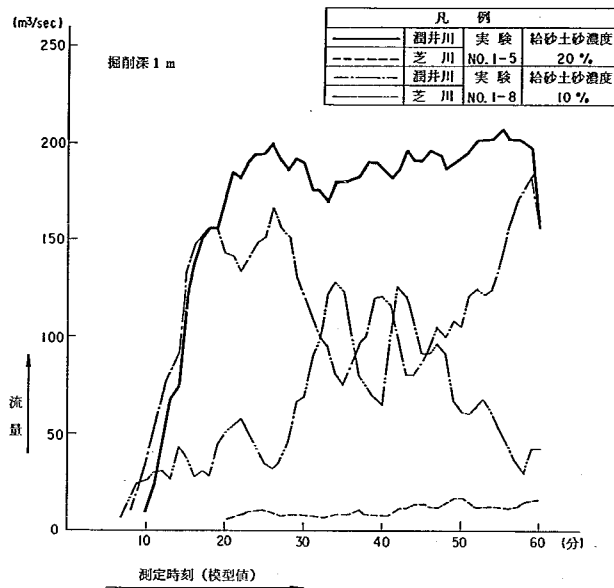


図-7 分流流量の時間的変化

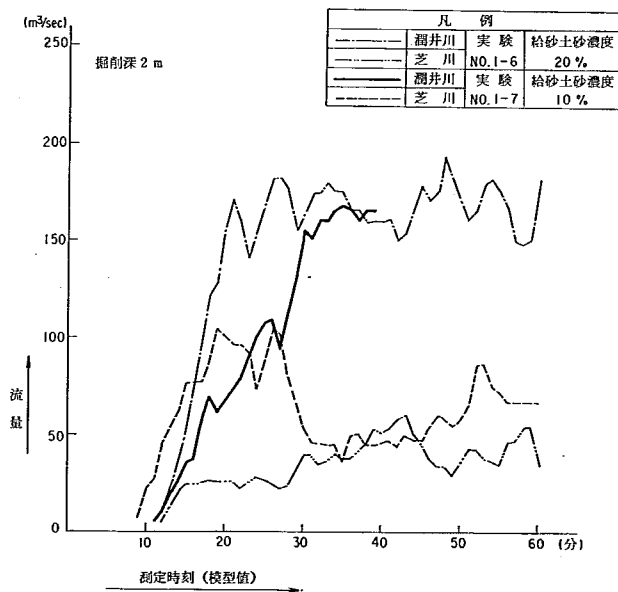
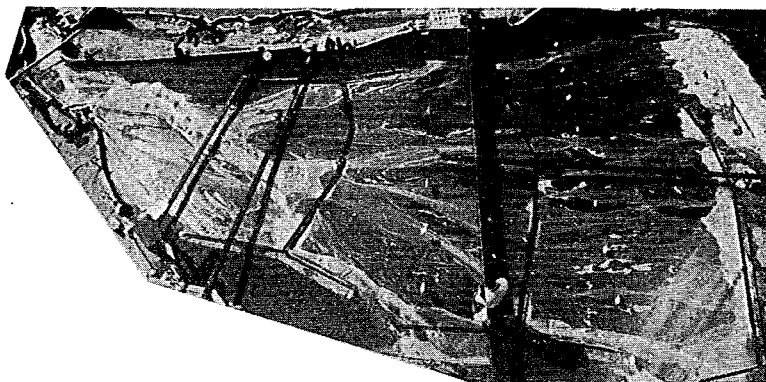


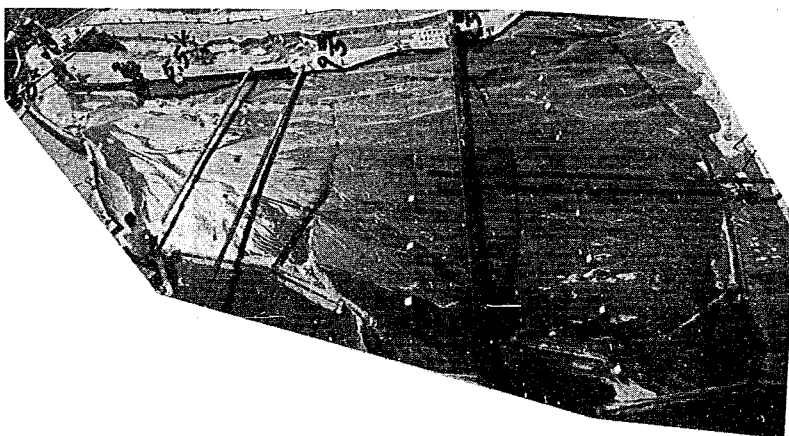
図-8 分流量の時間的変化

写真-1 実験No 1-1

$$Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}, Q_s = 16 \%$$

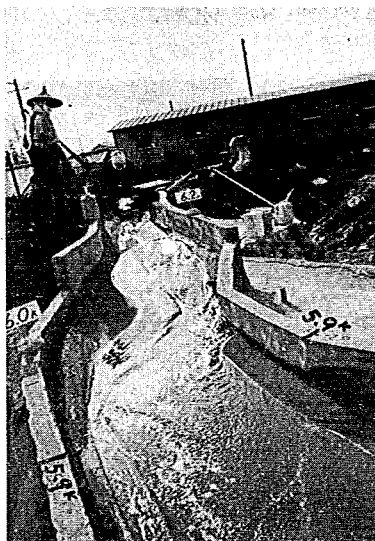


- (1) 実験開始より10分後の流況；5.5 k付近の左岸が水衝部となり流水は芝川筋に走っている。



- (2) 実験開始より60分後の流況；6.1～5.1 k間の溪岸侵食が進み流水は導流護岸を無視して流下する。

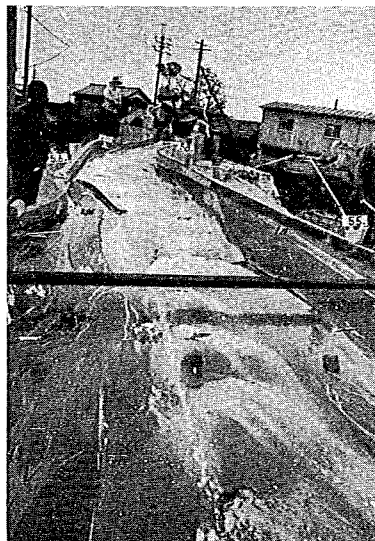
写真-2 実験No 1-2 $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$ $Q_s = 10 \%$



(1) 6.1K~6.0Kの左岸, 5.9K~5.7Kの右岸が水衝部となっている。

(2) 5.6K~5.4Kの左岸が水衝部となっている。

写真-3 実験No 1-3 $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$ $Q_s = 20 \%$



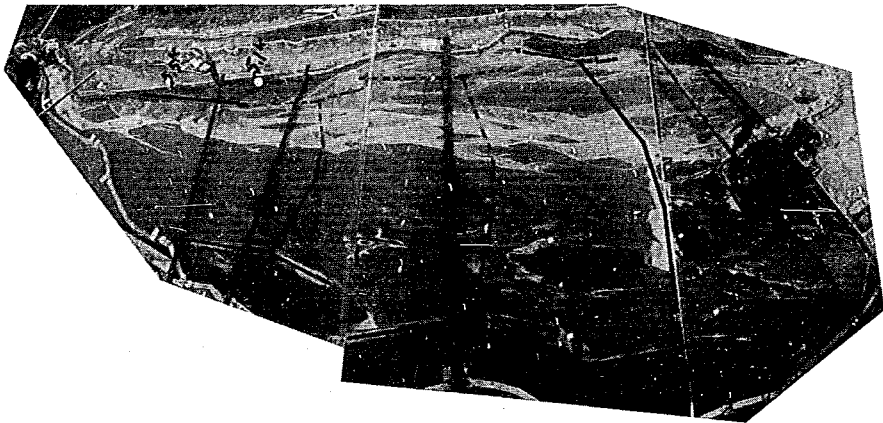
4.9 Kより上流部の流況

写真-4-1 流況の時間的变化(実験No.1-4)

現況河道, $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_s = 20\%$



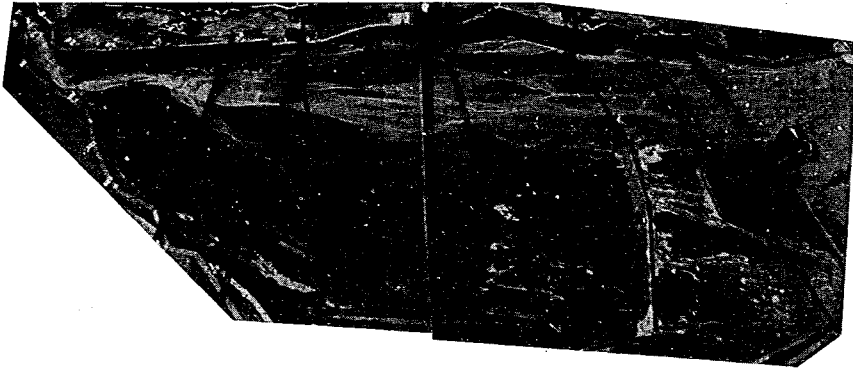
- (1) 実験開始より30分後の流況; 潤井川筋では, 5.1 k, 9号床固工地点の導流堤で越水する。
芝川筋では, 5.1 k, 4.3 k, 7号床固工地点で越水するが量的には小さい。5.5 kの左岸に
ガリが発生している。5.7 k地点の溪岸を越水した流水は, 導流堤に沿って流下する。



- (2) 実験開始より60分後の流況; 5.1 k地点より7号床固工間の護岸越水した流水の状況。

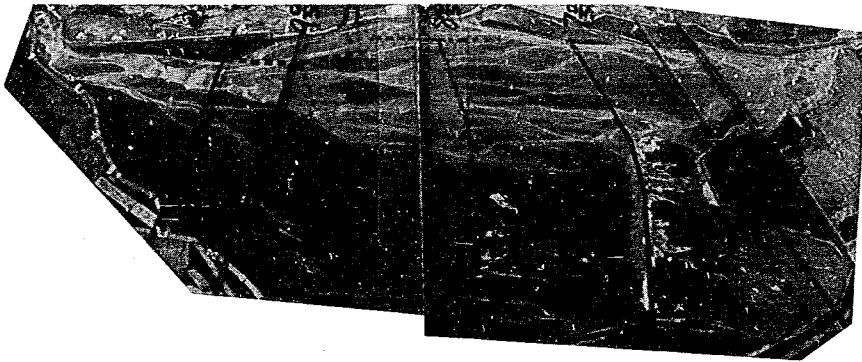
写真-4-2 流況の時間的变化(実験Ⅱ1-5)

掘削深 1 m, $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_s = 20\%$



- (1) 実験開始より30分後の流況; 5.1 k ~ 4.4 k間で, 流水は導流堤を無視して, 堤内地を流下するが, 7号床固工の導流堤によって再び堤外地へ導流される。

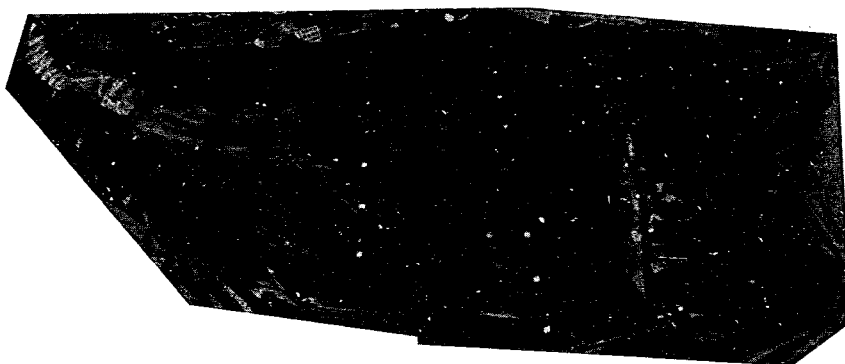
芝川筋は, 5.6 k地点の溪岸を溢流した流水が堤外地に流入するほか, 8号床固工地点で導流堤をわずかであるが越水する。



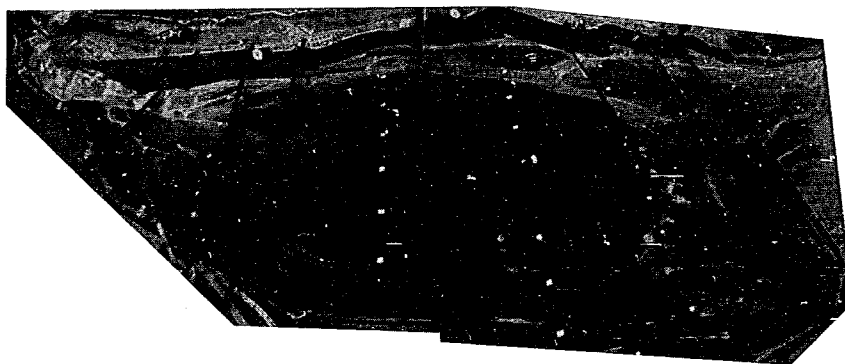
- (2) 実験開始より60分後の流況; 流水は, 潤井川筋に集中して5.1 k ~ 4.4 k地点の導流堤を無視して流下する。芝川筋へ流入する量は小さい。

写真-4-3 流況の時間的变化(実験No 1-6)

掘削深 2 m, $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_S = 20 \%$



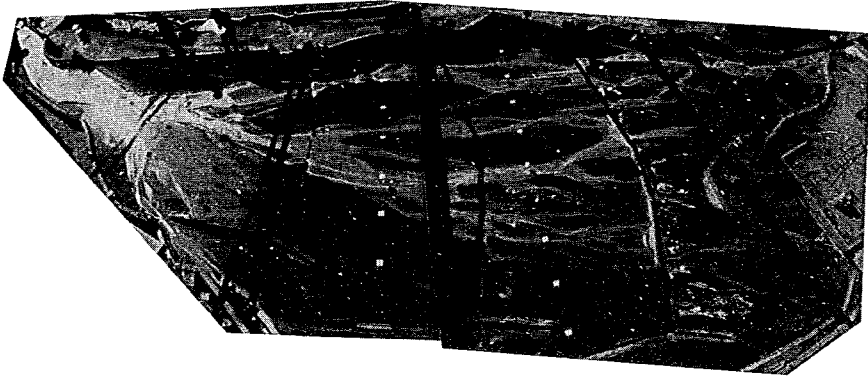
- (1) 実験開始より 30 分後の流況 ; 5.4 k 地点で分派した流水は 9 号床固工の導流護岸先端より堤内地に流入する。また, 9 号床固工地点の導流堤を越水する。
芝川筋で 8 号床固工や 7 号床固工の導流護岸とのとり付け部の前庭部が大きく洗掘される。



- (2) 実験開始より 60 分後の流況 ; 5.5 k 地点にガリが形成され, 流水は, 潤井川筋に集中する。
導流堤沿いの土砂堆積が大きく, 5.2 k 地点より 8 号床固工間で導流堤を越水する。

写真-4-4 流況の時間的变化(実験No 1-7)

掘削深 2 m, $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_s = 10\%$



- (1) 実験開始より30分後の流況；潤井川筋では、5.1 k, 4.6 k地点で導流堤を越水する。また、芝川筋では、5.4 k地点より分派した流水が、9号床固工の導流堤先端より堤内地に流入する。



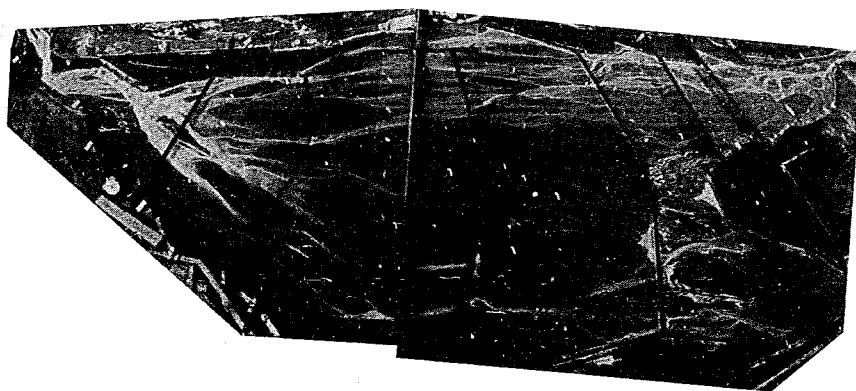
- (2) 実験開始より60分後の流況；5.5 k地点の左岸溪岸が水衝部となると、主流水は、芝川筋の導流堤沿いに流下する。このため、導流堤沿いの河床が低下する。8号及び7号床固工の前庭部の洗掘が大きい。潤井川筋で導流堤を越水する箇所は、5.1 k～7号床固工間である。しかし、これまでの実験にくらべて、量的には小さい。

写真-4-5 流況の時間的变化(実験No.1-8)

掘削深 1 m, $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_s = 10 \%$



- (1) 実験開始より30分後の流況；溪岸水衝部となる地点は、6.1 k～6.0 kの左岸、5.9 k～5.8 kの右岸、5.6 k～5.4 kの左岸である。写真でみるように、5.6 k～5.4 k地点を水衝部とする流水は、芝川筋の導流堤に沿って流下する。流水の一部は、5.2 k地点より堤内地にまわる。左岸導流堤を越水する箇所は5.1 k、8号床固工地点である。



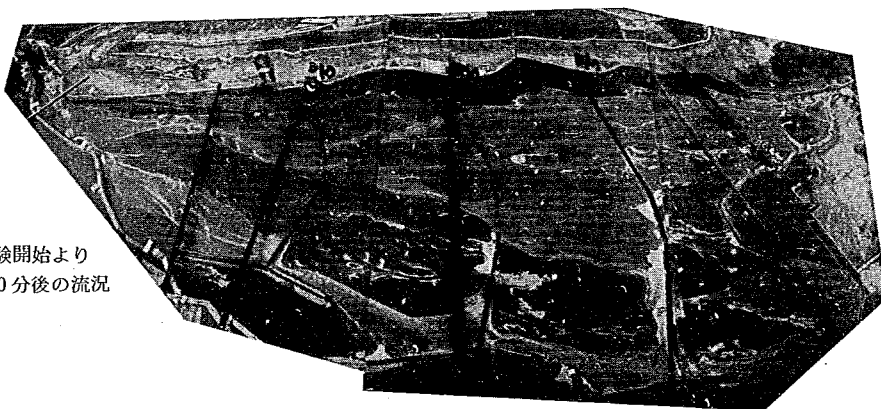
- (2) 実験開始より60分後の流況；流水の分派点は5.5 k地点である。流水の極端な片寄りが無いのは、分派地点の河床が安定しているためと考えられる。左岸導流堤を越水する箇所は、4.9 k～7号床固工間であり右岸では、9号床固工、8号床固工の接合部等である。

写真-5-1 流況の時間的变化(実験No.1-4) $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_s = 20\%$ 現状河道

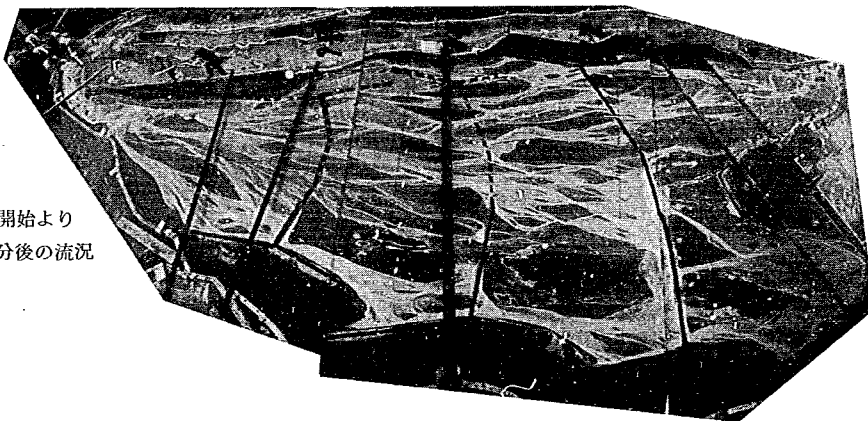
(1) 実験開始より
10分後の流況



(2) 実験開始より
20分後の流況



(3) 実験開始より
40分後の流況



(4) 実験開始より
50分後の流況

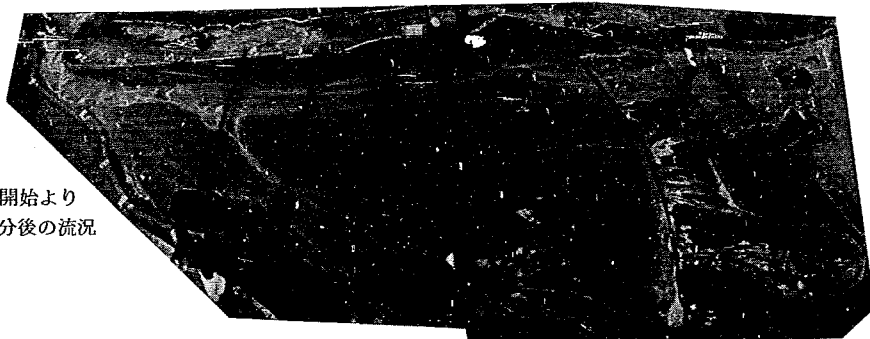


写真-5-2 流況の時間的变化(実験No 1-5) $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_s = 20\%$ 掘削深 1 m

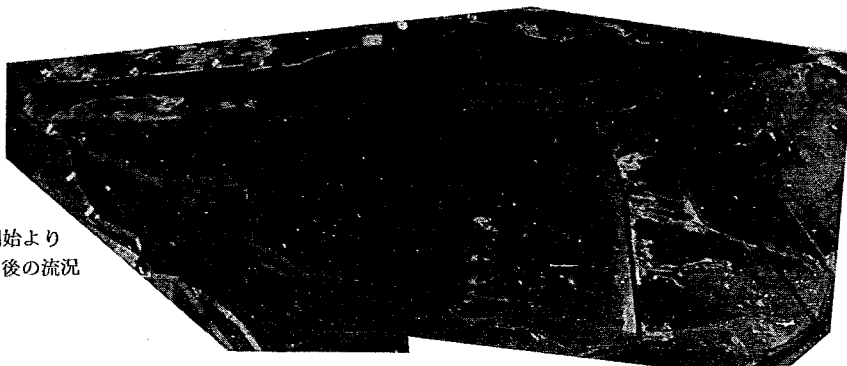
(1) 実験開始より
10分後の流況



(2) 実験開始より
20分後の流況



(3) 実験開始より
40分後の流況



(4) 実験開始より
50分後の流況

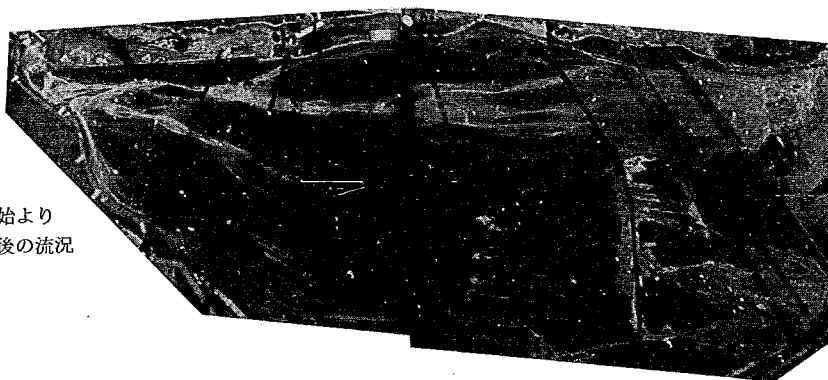
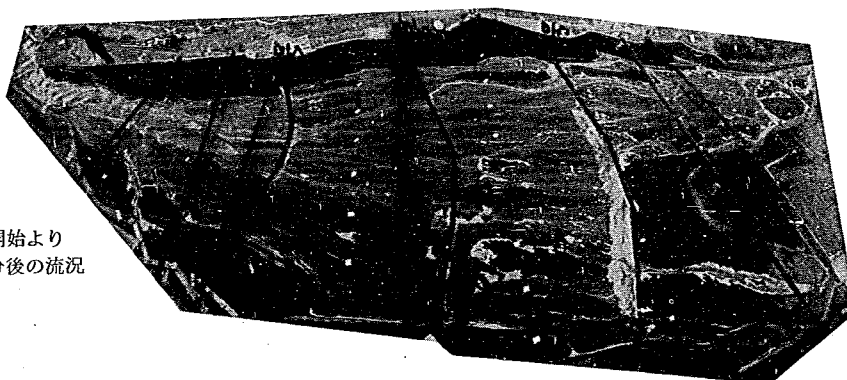
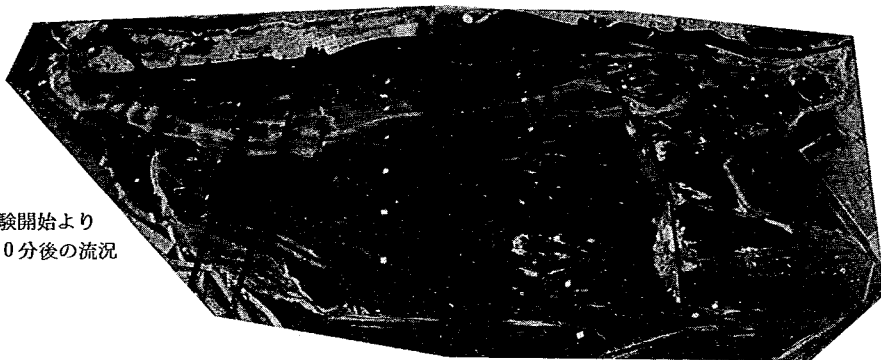


写真-5-3 流況の時間的变化(実験系1-6) $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_s = 20\%$ 掘削深 2 m

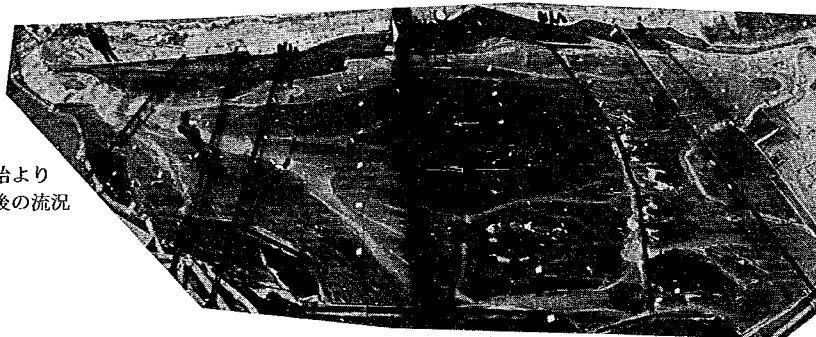
(1) 実験開始より
10分後の流況



(2) 実験開始より
20分後の流況



(3) 実験開始より
40分後の流況



(4) 実験開始より
50分後の流況

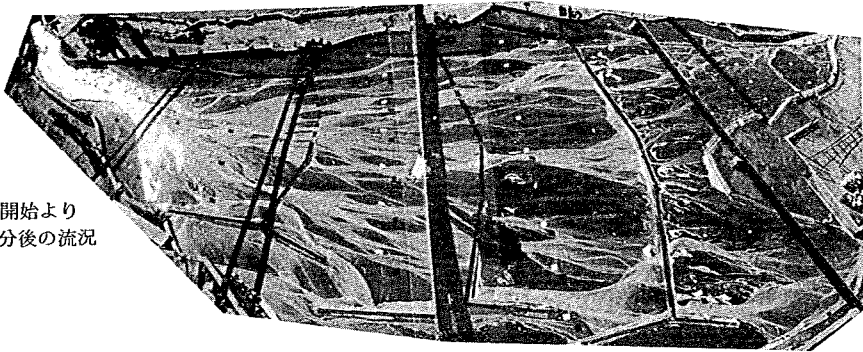


写真-5-4 流況の時間的变化(実験No 1-7) $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_s = 10\%$ 掘削深 2 m

(1) 実験開始より
10分後の流況



(2) 実験開始より
20分後の流況



(3) 実験開始より
40分後の流況

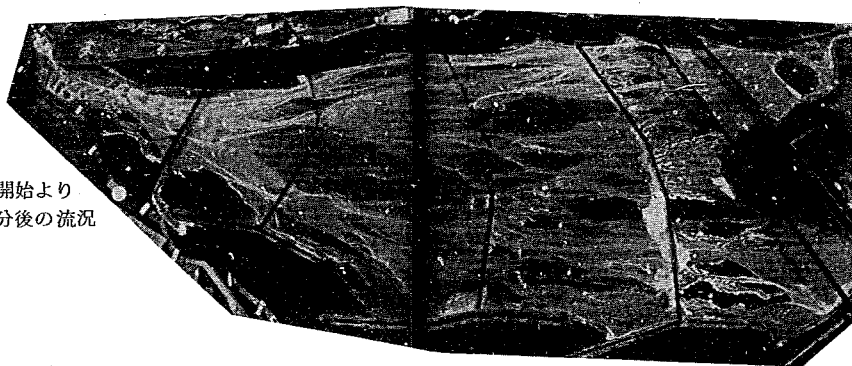


(4) 実験開始より
50分後の流況

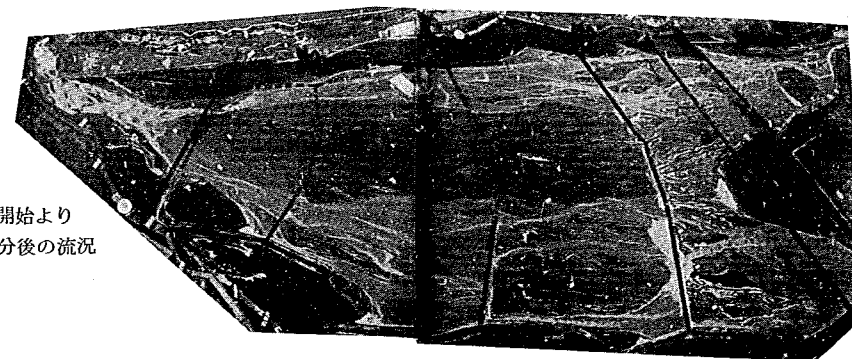


写真-5-5 流況の時間的变化(実験No.1-8) $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_g = 10\%$ 掘削深 1 m

(1) 実験開始より
10分後の流況



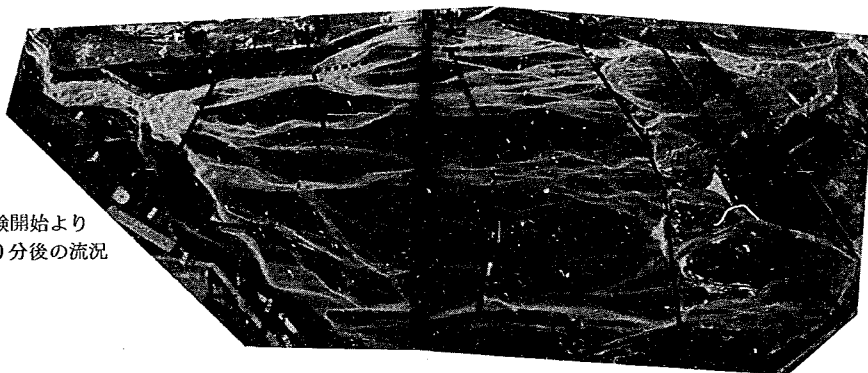
(2) 実験開始より
20分後の流況



(3) 実験開始より
40分後の流況



(4) 実験開始より
50分後の流況



§ 4 扇頂部対策方法の検討

§ 4 扇頂部対策方法の検討

4-1 はじめに

遊砂地の計画は、積極的に流砂を分散させて堆積させる床固工群と、犯濫を防止する霞堤方式の導流護岸からなっている。この遊砂地が機能を十分に果し、しかも安全であるか、否かは、扇頂部における河床変動状態及び流況に左右される。そこで、扇頂部対策方法として、①溪岸の屈曲部をなくし、流水の偏流と溪岸侵食防止を目的とした導流護岸及び②この導流護岸と溪岸を固定し、流砂を分散させるための床固工の併用工法の2案を水理実験により検討するものである。

この10号床固工は、流砂を分散させることを目的として計画したが、扇状地流末部の導水処理を考慮して、芝川筋の分流量が、潤井川筋へ分流する量より大きくならないように工夫してきめた。9号床固工は、当初計画の形状に対して中央部の高さを1m低くして、主流水を扇面中央部に導びき、主流水が導流堤沿いに流下するのを防止しようとした。

実験条件は、流量 $240\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂土砂濃度は10%及び20%である。

4-2 実験結果

1) 導流堤護岸の検討

(1) 実験No2-1と実験No2-2は、図-9に示した導流護岸の形状でうまく流水の偏流を防止することができるかを検討した。9号床固工より上流の溪床勾配は、図-10に示したように、平均河床勾配と同じ約1/12に河道整正してある。ただし、5.5Kより下流部は、除石工計画勾配の1/12.6となっている。なお、10号床固工は設けていない。

① 実験No2-1は、給砂土砂濃度が10%の場合の実験である。流況を写真-6に示した。

- 扇頂部の河床が低下すると流水は、6.1K附近の左岸から6.0K附近の右岸に流向を変え、そのまま、右岸導流護岸に沿って流下する傾向が強くなり、護岸沿いの河床低下が著しい。(写真-6-1)

- 芝川と潤井川に分派する点は、河床変動の状態によって異なる。5.8K～6.0K附近で、右岸寄りに土砂が堆積すると、流水は、潤井川筋に向って流下し、5.5Kの直下流地点で流水は分散する。(写真-6-2)逆に、流水が、5.8K～6.0K附近の右岸の導流護岸に沿って流下すると、5.6Kの直下流地点で分散される傾向がある。(写真-6-3)

② 実験No2-2は、土砂濃度を20%とした場合の実験である。実験No2-1(土砂濃度10%)に比べて、河道は比較的安定するが、流況観察から特徴的な現象をあげると、次のようである。

- 写真-7-1でみるように、長さ80m～100m、高さ5m～7mの砂堆が形成され、跳水を発し、段波状の流れを呈する。

- ・ 左右岸導流堤の末端に流砂が堆積して、潤井川及び芝川筋に流向を決める場合がある。(写真-7-2)
- ・ 写真-7-3でみるように、導流護岸を水衝部とする地点は、5.8 Kの右岸、5.9 K～6.0 Kの左岸であり、これらの地点では、河床が低下するほか、一時的に芝川へ流水を向ける場合もあるが、実験 $\#$ 2-1と比べると、流水は分散されて流下する。
- ・ 写真-7-4でみるように、4.9 K(9号床固工)より上流の中央部に流砂が堆積するにつれて、流水は、5.5 K地点より、潤井川と芝川筋の導流堤に沿って流下する。

2) 10号床固工の検討

- ① 10号床固工の位置は、次の内容の実験的検討から、実験 $\#$ 2-5の9号床固工より上流260 mの地点に決めた。(写真-8)(図-11)

- ・ 扇頂部で5.2 K地点より上流が洗堀区間であること。
- ・ 実験 $\#$ 2-3は、図-12に示すように、10号床固工の位置を、9号床固工より上流360 mの地点に計画した。また、9号床固工は、同図に示すように、現計画案に対して床固工中央部を1 m低くした。実験 $\#$ 2-5に比べて、分派点附近(5.4 K)の流況が乱れて、流量は、潤井川及び芝川に片寄って流れる度合が強くなる。また、10号床固工の右岸直下流でガリが形成される。(写真-9)
- ・ 実験 $\#$ 2-4は、図-13に示すように、10号床固工の位置を9号床固工より上流310 mの地点に移動した。他の形状は、前実験ケースと同じである。このような形状にすると、実験 $\#$ 2-5にくらべて、流水は潤井川及び芝川に片寄って流下する場合があるので好ましくない。(写真-10)

- ② 実験 $\#$ 2-5は、実験 $\#$ 2-1の形態で、図-11に示したように、10号床固工を設けた場合の実験である。実験条件は、流量 $240\text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂土砂濃度は10%とした。

写真-11は、扇頂部を現状河道の状態とし、9号床固工の中央部を実験 $\#$ 2-5と同様に改良した実験 $\#$ 2-6における10分間隔毎の流向の時間的変化を、写真-12は、実験 $\#$ 2-5の10号床固工を設けた場合の流向の時間的変化を示した。写真-11と12で流況を比較すると、写真-12でみるように扇頂部では、5.6 Kの左岸、5.8 K～5.9 Kの右岸、6.1 K～6.5 Kの左岸が水衝部となるが、10号床固工をもうけたことにより、大きなガリが形成されることもなく、流水は広く分散されて、潤井川、芝川筋に片寄って流下する度合は小さくなることがわかる。また、9号床固工の中央部を、当初計画より1 m低くしたことにより、流水は遊砂地の中央部に導びかれ、導流堤沿いに流下する度合が小さいので、効果的である。

- ③ 導流護岸と10号床固工の効果は、図-14及び図-15によってもみることができる。

図-14は、実験 $\#$ 2-5と実験 $\#$ 2-6における平均河床の縦断的变化高と河床変動量の縦断的变化を比較したものである。また、図-15は同実験ケースについて、元河床高に対する洗堀、堆積高を平面的に比較したものである。

- ④ 図-14でみるように、10号床固工を設けることにより、5.1 K～5.4 K区間の河床低下が防

止され、流砂は堆積するようになる。

- ⑤ 同図で、河床変動量の縦断的变化をみると、実験 $\#$ 2-6が、8号床固工による土砂堆積量が最も大きいのにに対して、実験 $\#$ 2-5は、流れの方向、すなわち、計画した遊砂地面積が増す程、堆積量も大きくなる傾向を示している。

- ⑥ 表-5で、各ブロック

表-5 各ブロック毎の遊砂地面積に対する堆積土砂量の割合

毎の遊砂地面積に対する堆積土砂量の割合を比較した。同表でみるように、実験 $\#$ 2-5の方が、実験 $\#$ 2-6より遊砂地内に均等に分散して堆積している。また、図-14で平均河床高の縦断的变化をみても、実験 $\#$ 2-5の方が、平均河床高の変動が小さい。

実験ケース $\#$	区 間	面積 m^2	変動量 m^3	m^3/m^2
2-5	5.4K~5.0K	144,195	180,332.125	1.25
	5.0K~4.7K	166,086	241,817.16	1.46
3-5	4.7K~4.4K	215,400	330,414.75	1.53
	4.4K~4.1K	216,910	587,664.4	2.12
2-6	5.1K~4.9K	87,929	137,427.87	1.56
	4.9K~4.7K	121,300	278,383.5	2.29
	4.7K~4.5K	134,750	375,838.5	2.79
	4.5K~4.1K	357,560	415,650.94	1.16

- ⑦ 図-15で、9号床固工より7号床固工間について、横断方向に堆積分布状況を見ると、いずれの実験ケースの場合でも、8号床固工より上流は、比較的均等に分散されて堆積しているが、8号床固工より7号床固工間は、芝川筋に少なく、潤井川筋に多く堆積する。しかし、実験 $\#$ 2-5の方が、横方向の拡がり方が大きくなっている。

4-3 実験結果に対する考察

- 遊砂地部の流況は、扇頂部に発生するガリの位置、規模によってほぼ決まると推察される。そして、このガリは、①上流からの流送土砂量の大小、②流水の偏流によって、6.1K~6.0Kの左岸、5.9K~5.8Kの右岸、5.6K~5.4の左岸が水衝部となって、5.5K~5.4Kの左岸に流水が集中する。③5.5K~5.4K区間が縦断勾配の変曲点であること等が重って5.5K~5.3K地点に多くガリが形成されやすいと考えられる。
- 導流護岸を設け、河道整正をおこなうことにより、実験開始当初は、比較的安定した流況を示すが、流下時間が経過するに従って、河床が低下し、現状河道に近い流況を示すようになる。この傾向は、土砂濃度が小さい程、強く、水衝部となる地点の護岸維持が問題となろう。
- 本実験の結果によれば、扇頂部の河床低下が大きい程、遊砂地における流水は、芝川あるいは潤井川筋に片寄って流下する可能性がある。このような場合に、10号床固工を設けると、流水は分散されるので、効果的であると言える。ただし、10号床固工の高さをあまり高くしすぎると、これより上流部の河床を上昇させることになり、新たな氾濫地点を生じさせる危険があると考えられるので、溪岸高とみくらべて計画する必要があると考える。

- 4) 本実験は、水理条件を流量 $240\text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂土砂濃度 10% として、実験したものである。しかし、扇頂部の河道は、洗掘、堆積を繰り返し、土砂は、間欠的に移動しているので、今後は、水理条件を種々変化させた状態で、さらに扇頂部計画を検討する必要がある。また、導流護岸の検討は、岩樋部までとり入れた状態でおこなう必要がある。

ケース No.2-1
No.2-2

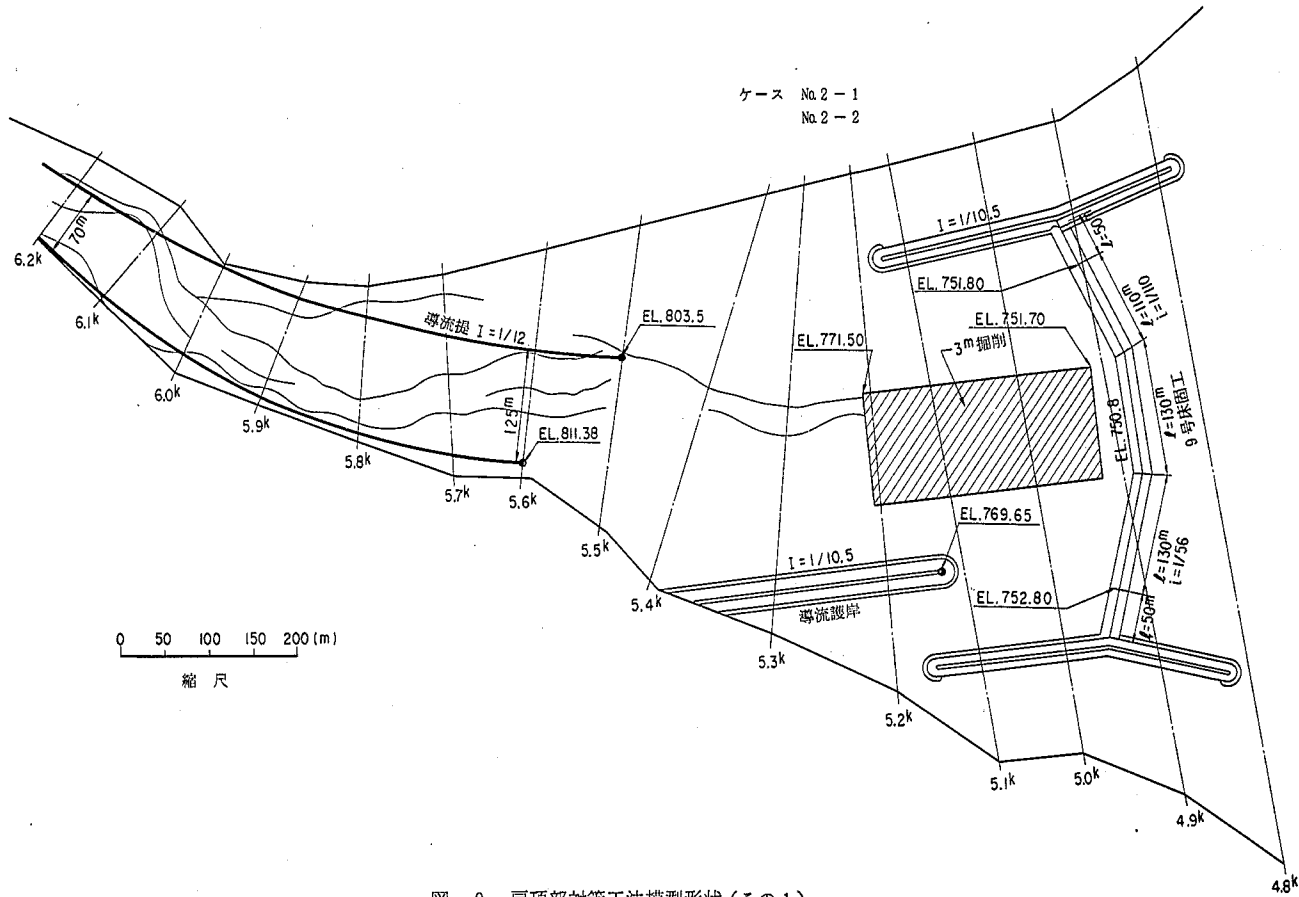


図-9 扇頂部対策工法模型形状(その1)

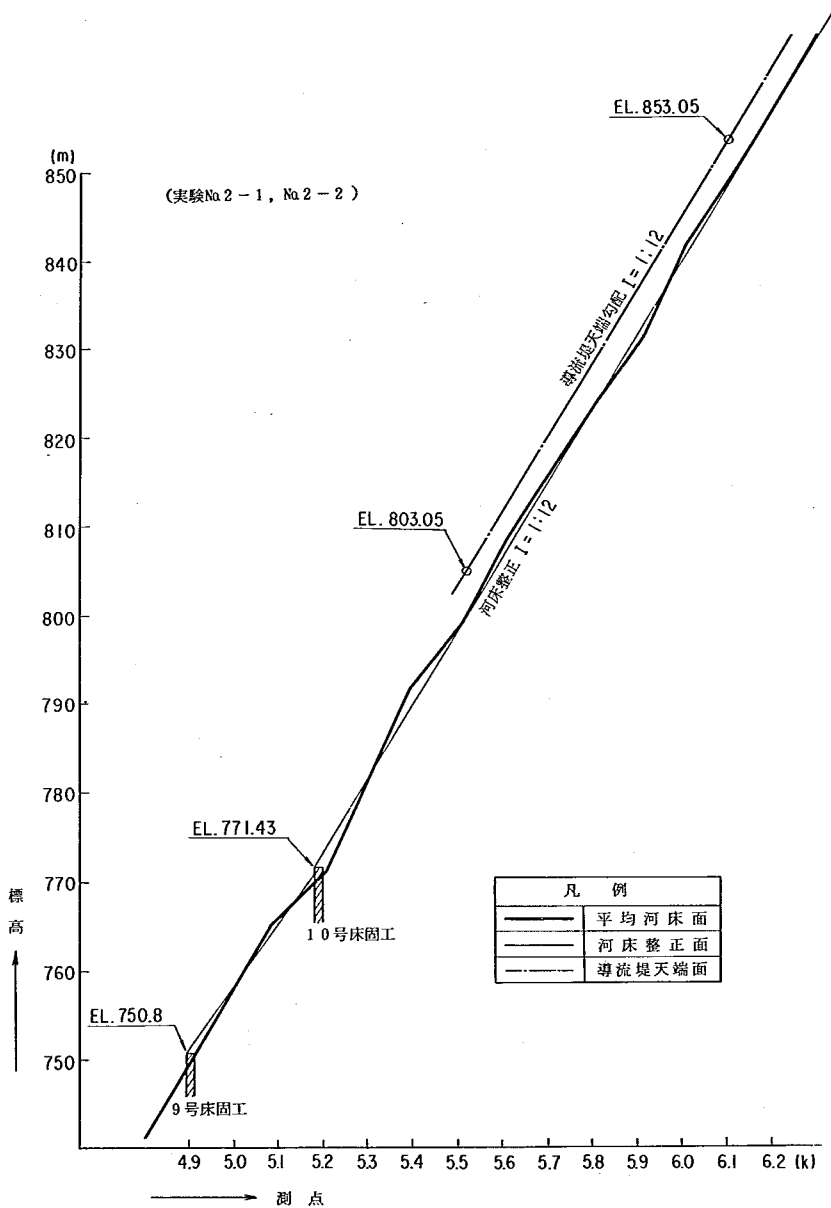
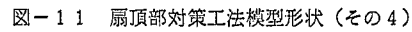


图-10 9号床固工上流縦断形状



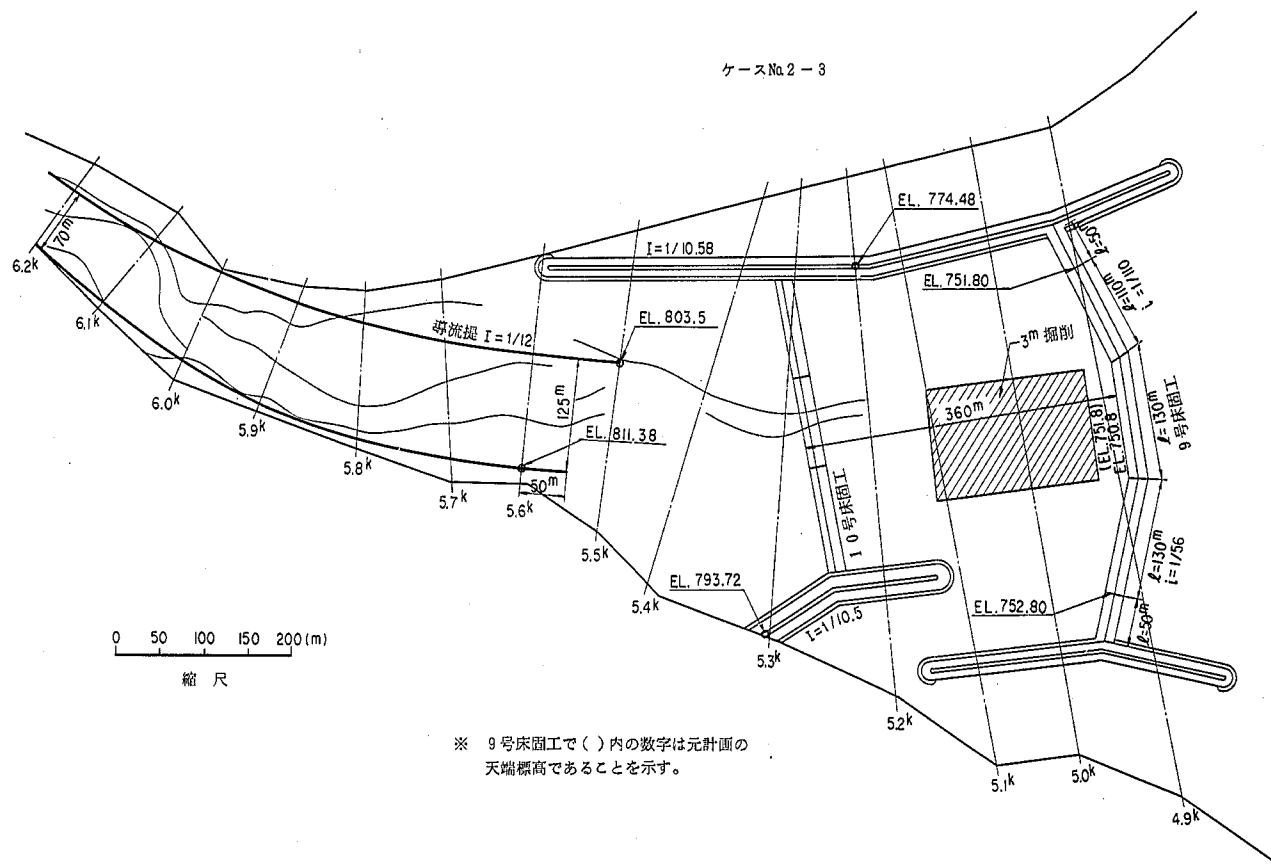


図-12 扇頂部対策工法模型形状(その2)

ケースNo.2-4

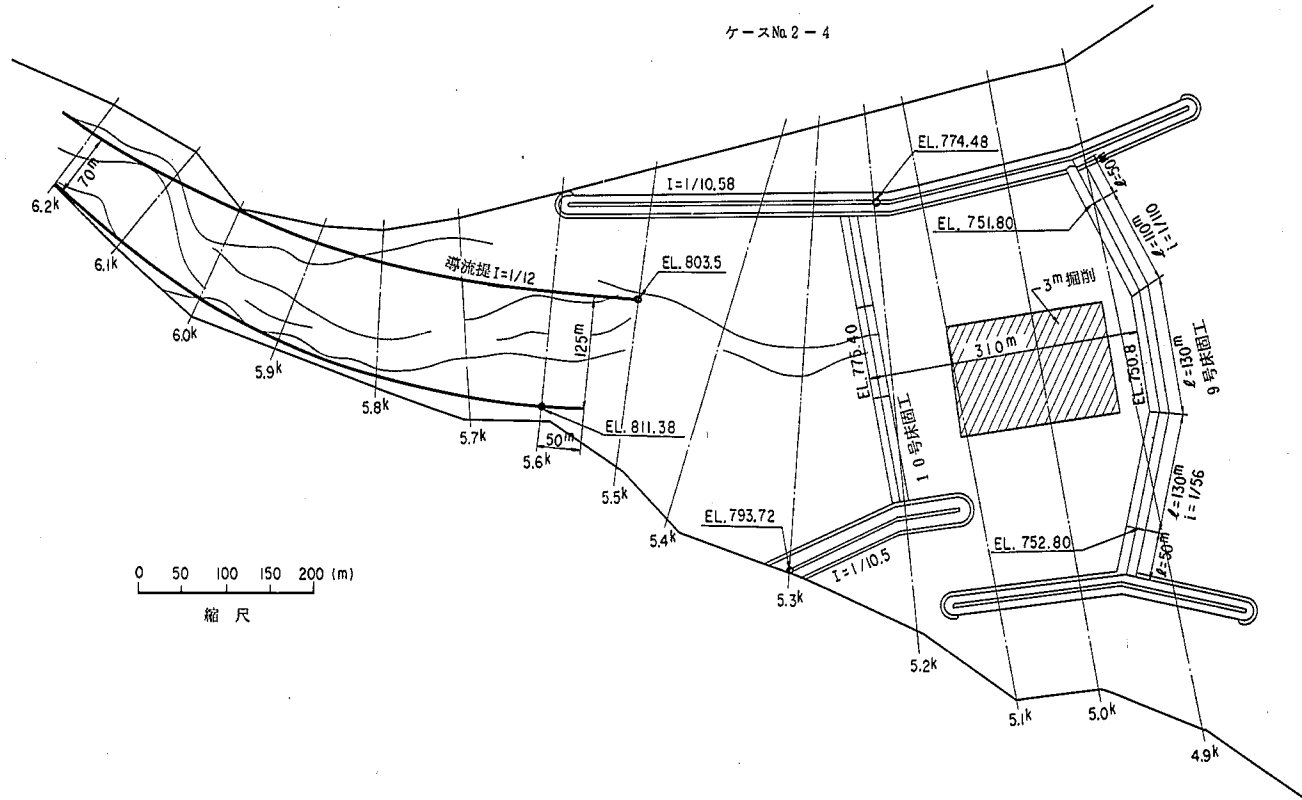


図-13 扇頂部対策工法模型形状 (その3)

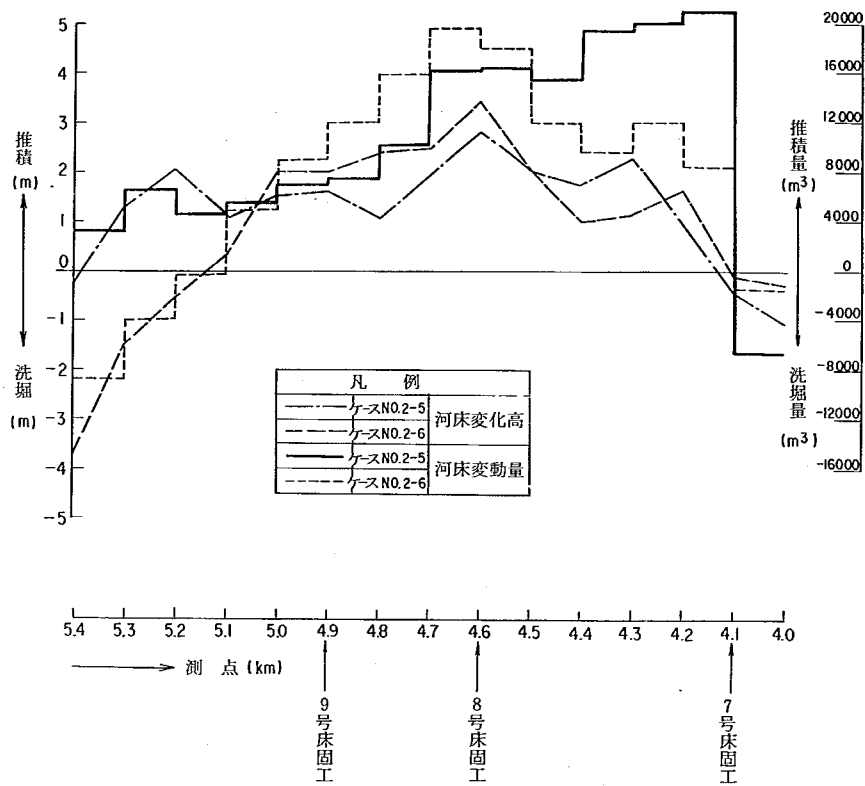


図 - 1 4 河床変動の縦断的变化

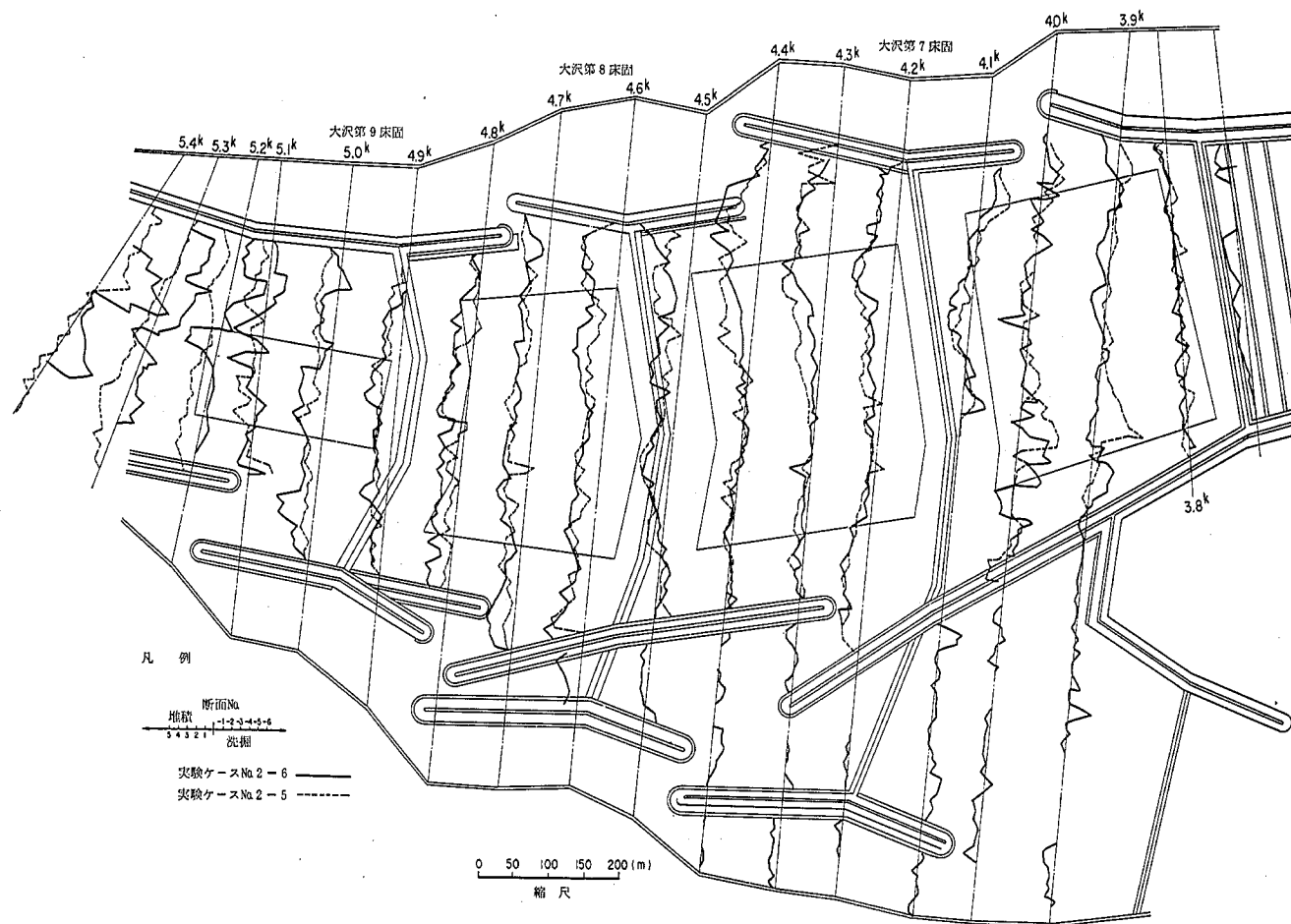


図-15 洗掘堆積高の平面的比較

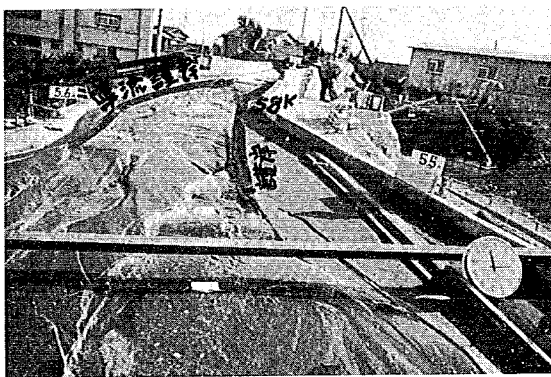
写真-6 (実験No 2-1)

写真-6-1



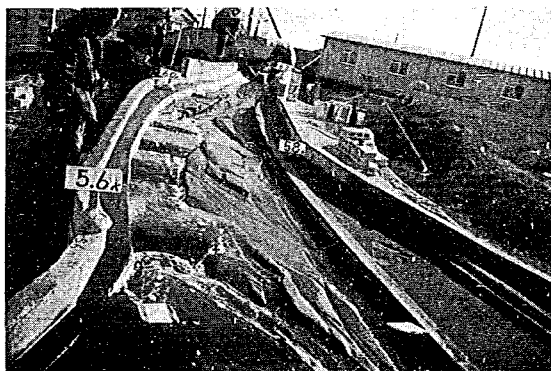
流水は右岸導流堤に沿って流下する。

写真-6-2



流水は5.5K地点の直下流で分散している。

写真-6-3



流水は5.6K地点で分散している。

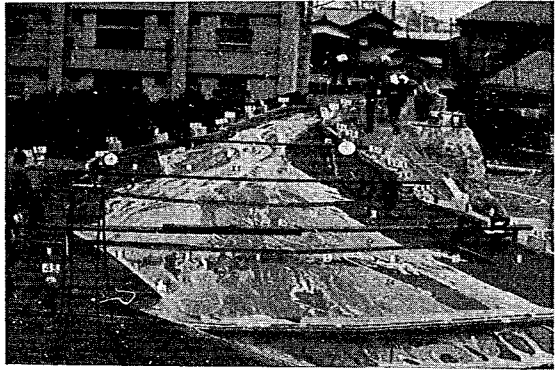
写真-7 (実験No 2-2)

写真-7-1



長さ 80 m~100 m, 高さ 5 m~7 m の砂堆が形成されて段波状の流れを呈している。

写真-7-3



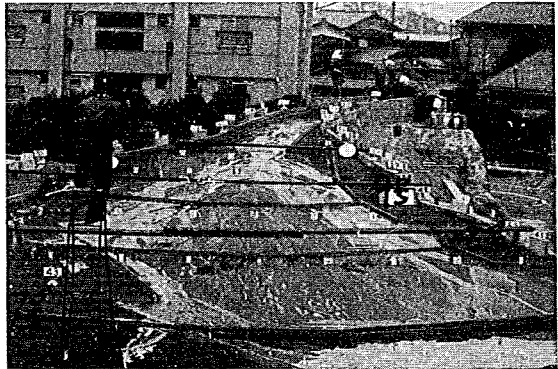
5.9 K~6.0 K の左岸, 5.8 K の右岸が水衝部地点となっている。

写真-7-2



左岸導流堤直下流に堆積した土砂の影響を受けて流水は芝川に集中している。

写真-7-4



9号床固工上流部の堆積土砂により, 流水は左右導流堤に沿って流下する。

写真-8 (実験№2-5)



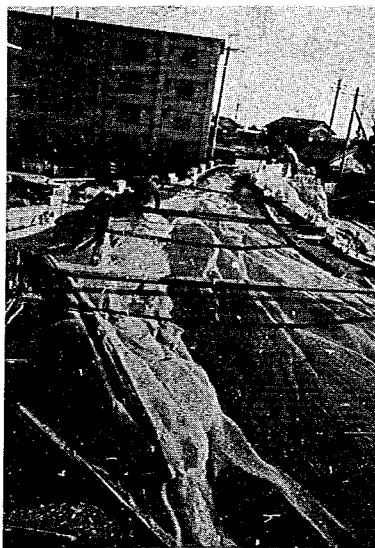
10号床固工を9号床固工より260m上流地点
にもうけた場合の流況(20分後)

写真-9 (実験№2-3)



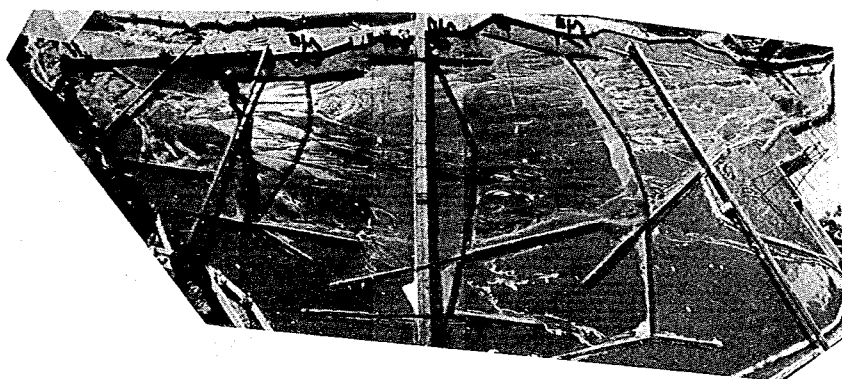
10号床固工を9号床固工より360m上流地点
にもうけた場合の流況(20分後)

写真-10 (実験№2-4)

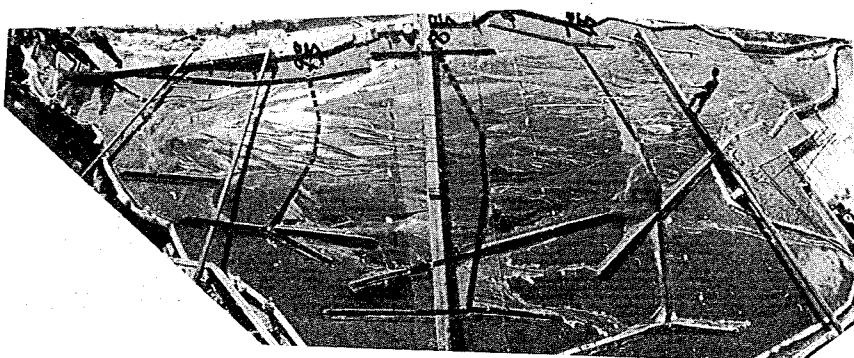


10号床固工を9号床固工より310m上流地点
にもうけた場合の流況(55分後)

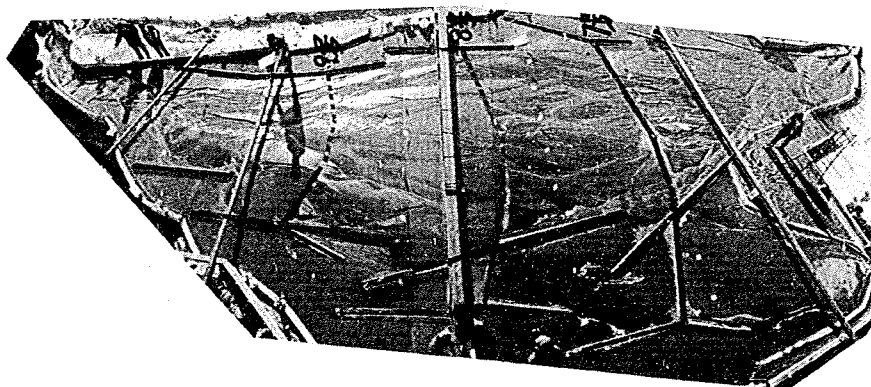
写真-11-1 流況の時間的変動(実験系2-6)



(1) 実験開始より10分後の流況

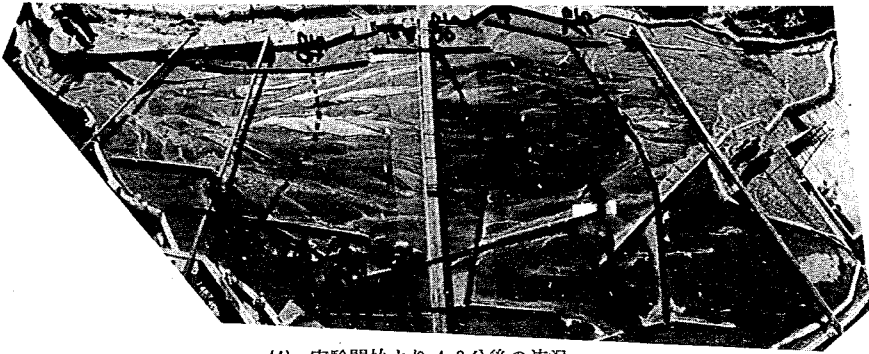


(2) 実験開始より20分後の流況



(3) 実験開始より30分後の流況

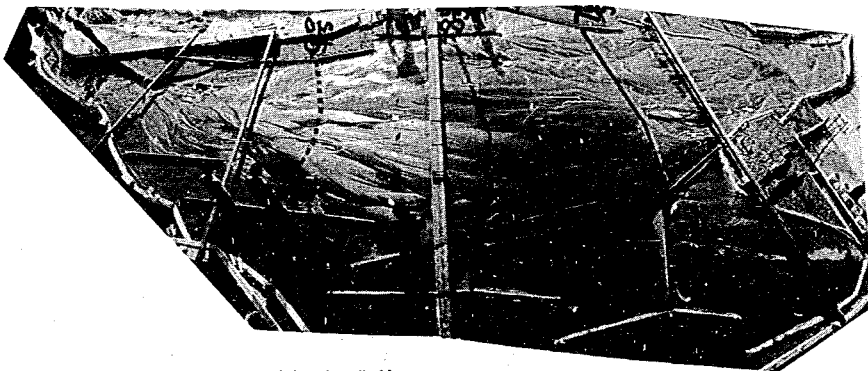
写真-11-2 流況の時間的変動（実験Ⅱ-6）



(4) 実験開始より40分後の流況

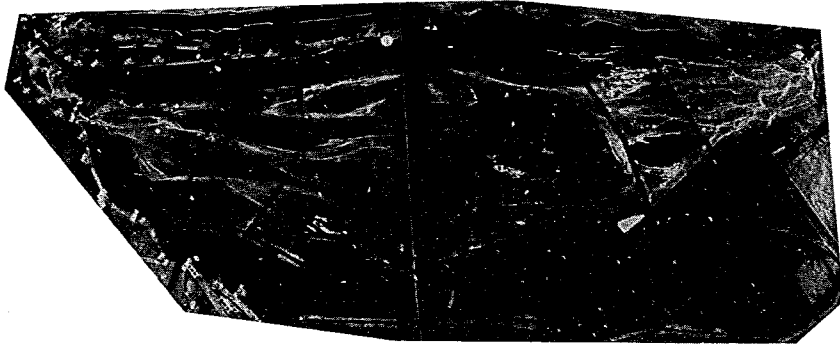


(5) 実験開始より50分後の流況

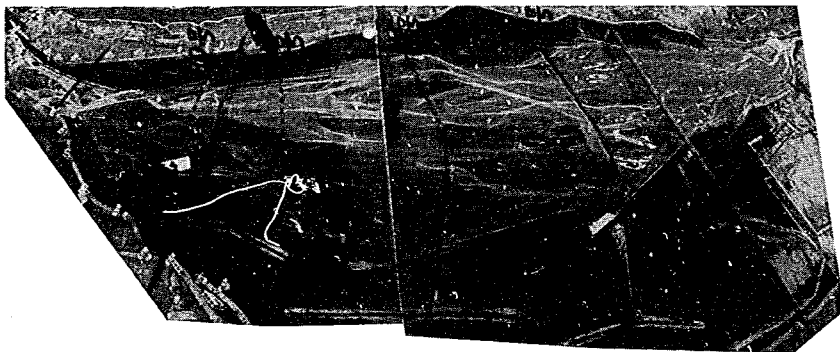


(6) 実験開始より60分後の流況

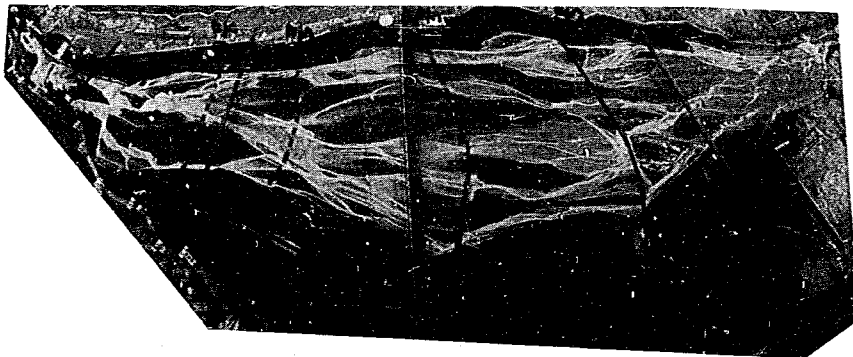
写真-12-1 流況の時間的変動(実験No.2-5)



(1) 実験開始より10分後の流況

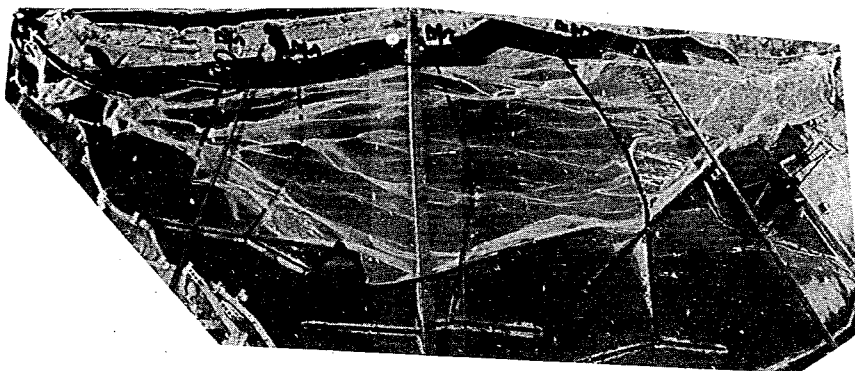


(2) 実験開始より20分後の流況

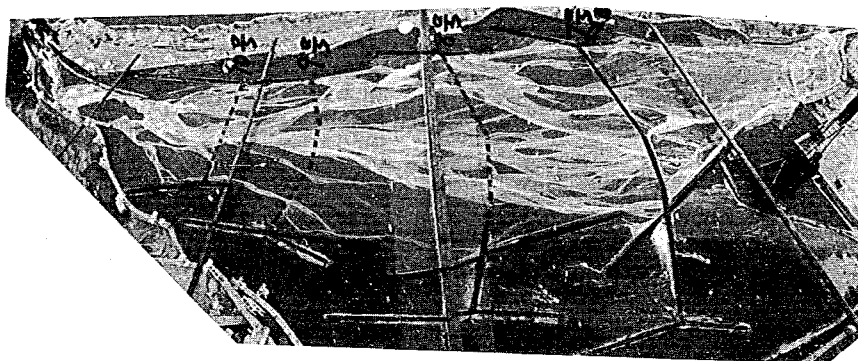


(3) 実験開始より30分後の流況

写真-12-2 流況の時間的変動(実験No2-5)



(4) 実験開始より40分後の流況



(5) 実験開始より50分後の流況



(6) 実験開始より60分後の流況

§ 5 分流处理工法

§ 5 分流処理工法

5-1 はじめに

扇状地の流末部における導水処理方法は、①平常の洪水は潤井川筋に向けておき、大洪水または、土石流発生時に芝川へ流入する流水は、広く分散させながら、堆積地内に浸透させる、いわゆる人工的に尻無川とする方法、②副導流堤工によって積極的に芝川への分流量を制限する方法。③潤井川と同様な流路工を計画して、洪水流を安全に導流させる方法等が考えられる。このうち③については、現遊砂地計画の状態で、洪水があった場合に、芝川に流入する流量は潤井川筋に比べて極端に小さく、潤井川と同規模の流路工を計画することは不経済だと言える。また、本実験から人工的に尻無川とする工法の検討を期待することは困難である。したがって、本実験から検討する分流処理工法は、どのようにしたら芝川への分流量を現遊砂地計画より少なくすることができるか、積極的に芝川への分流量を防止するための副導流堤はどのようなものがよいか、また、計画した分流処理工が安全か否か等を検討するものである。そのほか、分流処理工の計画に当って、考慮すべきことを列挙すると、

- ① 遊砂地部の土砂調節機能を著しく低減させないこと。
- ② 潤井川流路工に流入する土砂量は、許容流砂量 ($12m^3/sec$) 以下であること。

等である。

分流処理工法として、①：パイル林 ②：既設床固工の嵩上げと横工の設置 ③：①と②の併用 ④：副導流堤の設置の4案について検討した。

実験条件は、流量 $240m^3/sec$ 、給砂土砂濃度 10% 、実験時間は模型値で1時間とした。給砂土砂濃度は、いままでの実験結果から、 10% の場合に芝川への分流量が多くなることから、この値を採った。また、実験時間は次のような考えから決めた。富士砂防工事事務所が、昭和43年～48年に亘って調査した富士山大沢川土砂収支の結果によれば、岩樋部を流下した既応最大土砂量は、 $743,000m^3/year$ （昭和46年～47年測定）である。流量 $240m^3/sec$ 、給砂土砂濃度 10% で、流過時間を現地時間で10時間、模型値で1時間（フルード相似則による）とすれば、ほぼ、既応最大土砂量を流下できる。

5-2 流況観察結果

1) パイル林に対する検討

- ① 実験No 3-1は、図-16に示したように、芝川筋の5.2K～3.9K区間に $5m \times 5m$ 間隔のパイル林を設けた場合の実験である。
- ② 写真-13でみるように、5.2Kより上流部の河床は、パイル林によって固定される。また、流水は、パイル林の側面に沿って流下することが多いこと等から芝川へ分流する量は小さい。パイル林内の流況は、パイル林によって減勢され、流水は分散されている。しかし、各床固工の前庭部での洗掘量が大きいので、この部分は、パイル林を設けない方がよい。

2) 既設床固工の嵩上げと横工の設置に対する検討

- ① 実験 $\kappa 3-2$ は、9号床固工下流30m、130m、230m、8号床固工下流30m、230m、9号床固工下流30m、130m、250mに横工を設置した。横工の形状は、図-17、図-18に示している。同図で横工の高さは、上流床固工の水通天端面と下流床固工の天端を結ぶ勾配にあわせて計画した。このような横工によって、流水の規整と導流堤沿い及び床固工前庭部の河床低下を防止しようとした。
- ② 写真-14でみるように横工の先端が洗掘されて、流路が固定される。また、5.4Kの左岸が水衝部となり、芝川筋に流向をとる流水が多くなると、各横工の直下流で洗掘量が大きくなる。特に、8号床固工の下流130m地点に設けた横工直下で局所洗掘を引き起した流水は、7号床固工右岸導流堤に衝突して、導流堤沿いの洗掘を大きくする等の問題を起こす。このように、横工による流向規整や導流堤沿い等の河床低下を防止することは困難である。
- ③ 実験 $\kappa 3-3$ は、図-19に示したように、8号床固工の右岸を2m、7号床固工の右岸を3m嵩上げ、それぞれ1/110、1/130の勾配で右岸導流堤にとりつけたほか、8基の横工を設けた場合の実験である。
- ④ 写真-15でみるように、8号及び7号床固工の嵩上げや、横工の水制的作用によって、扇頂部から芝川に向って流下する流水は、強制的に潤井川へ流向を変えさせられる。このため、横工の先端や、横工及び床固工の上流部での洗掘が大きい。また、4.6K地点より下流部は、河床の変動もなく、遊砂地としての有効面積が減少する等の問題があるが、芝川への分流量は少なくない。

3) 1) と 2) の併用に対する検討

- ① 実験 $\kappa 3-4$ は、図-20に示したように、9号、8号、7号床固工の天端高の改良及び横工の形状を改良するほか、7号床固工より6号床固工間に、5m×5m間隔のパイル林を設けた場合の実験である。
- ② 写真-16に流況を示した。写真でみるように、5.3K附近を分派点として、芝川に向う流水は、床固工の嵩上げや横工等によって、潤井川に流向を転じさせられ、前実験と同様に床固工の前庭部や横工先端での洗掘がみられる。特に、7号床固工の前庭部に大きなガリが形成されるほか、6号床固工より下流右岸導流堤に流水が集中し、河床低下が大きい。また、7号床固工より下流部の芝川筋に設けたパイル林は、流水を分散させ河床の2次侵食も比較的小さいので効果的である。

4) 副導流堤による検討

- ① 実験 $\kappa 3-5$ は、図-11に示したように、5.2K地点に10号床固工を計画して、扇頂部の河床を安定させ、流水を遊砂地に幅広く分散させようとした。ただし、芝川に流入する流量が、過大とならないように10号床固工の方向を計画している。また、9号床固工の中央部は、当初計画より天端を1m低くして、主流水を扇面中央部に導びき、導流堤沿いに流下するのを防止しようとした。さらに、幅導流堤によって、これまでの実験の場合より積極的に芝川へ分流する流量を防止しようとした。遊砂地は、掘削深2mの除石工をおこなっている。
- ② 流況の時間的変化を写真-12に示したが、流水は比較的うまく分散される。副導流堤によって、

芝川へ分流する流量は小さくすることができるが、写真-12でみるように、副導流堤や6号床固工より下流の潤井川筋では、右岸導流堤に沿う流れが多く、導流堤の維持が問題である。

5-3 分流量の比較

① 図-21で、各実験ケース毎の芝川へ分流した流量を比較した。同図でみるように、実験No 3-5が最も小さく、次いで、実験No 3-4, 3-3, 3-1の順に多くなっている。

② 表-6で、芝川へ流出

表-6 芝川への流出土砂量

した土砂量を比較すると、やはり、実験No 3-5の副導流堤の実験の場合が最も小さい。次いで、実験No 3-4, 3-1, 3-3の順に多くなっている。

実験 No	給砂量 A (m^3/sec)	流出土砂量B (m^3/sec)			B/A	模型形態
		潤井川	芝川	計		
3-1	2.4	6.05	0.92	6.97	0.29	パイル林工法
3-2	2.4	5.52	3.5	9.02	0.376	横工設置
3-3	2.4	6.91	1.09	8.00	0.333	"
3-4	2.4	8.06	0.43	8.49	0.354	"
3-5	2.4	5.44	0.05	5.49	0.229	10号床固工

③ 表-7は、実験No 1-

7 (掘削深2mの除石工)と実験No 3-5における遊砂地及び潤井川筋の河床変動量の収支を比較したものである。実験No 1-7は、5.3K地点を流下する土砂量のうち、約63%が遊砂地部に堆積しているのに対して、実験No 3-5は5.4K地点を流下する土砂量の約83%が遊砂地部に堆積しており、副導流堤を設けても、遊砂地としての機能は失なわれないことになる。この理由として、。現遊砂地計画で横方向に堆積する土砂量の分布をみると芝川筋の堆積量は小さく、副導流堤を設けても遊砂地としての有効面積が大きく減少しないこと。。10号床固工によって土砂が分散して堆積するようになったこと、等が考えられる。また、同表によって、。砂地部に堆積した土砂量の比率を各ブロック毎にみると、実験No 3-5は、遊砂地面積の大きい8号~7号床固工間に堆積した土砂量が最も多く、全量の49.4%を占めるのに対して、実験No 1-7は、8号~7号床固工間で39.7%、9号~8号床固工間で、36.8%が堆積している。実験No 3-5における単位面積当りの堆積高を表-5からみると、比較的均等に土砂が堆積していることがわかる。

表-7 河床変動量の収支

単位 [$万m^3/10hr$]

実験	給砂量	6.5K~6.0K	6.0K~5.3K	5.3K~9号	9号~8号	8号~7号	7号~6号	6号~3号	沈砂池	
実験 No 1-7				(23.5%)	(36.8%)	(39.7%)				
	86.4	-49.1	-53.8	+28.0	+43.8	+47.3	-3.0	28.5	13.7	
実験	給砂量	6.5K~6.0K	6.0K~5.4K	5.4K~10号	10号~9号	9号~8号	8号~7号	7号~6号	6号~3号	沈砂池
実験 No 3-5				(63%)	(11.4%)	(32.9%)	(49.4%)			
	86.4	-34.9	-58.6	+9.5	+17.0	+49.3	+73.9	-18.9	+29.5	+19.6

5-4 分流処理工法に対する実験的考察

実験結果によれば、遊砂地としての有効面積を失わず、しかも、芝川への分流量を最も小さくできるのは、実験Ⅲ3-5の形態である。しかし、副導流堤や潤井川筋の右岸導流堤に沿う流量が多く、これらの導流堤は安全性に欠ける問題がある。実験Ⅲ3-1の実験結果によれば、パイル林は河床を固定し、また、流水を減勢し、分散させる等の効果がみられることから、実験Ⅲ3-5の副導流堤の法線に沿って、これより本導流堤間にパイル林を設けることが考えられる。

このほかに、図-22に示したような形状の除石工をおこない、現扇面での芝川筋の植生を生かす方法が考えられる。この方法は、実験Ⅲ3-5の副導流堤の位置を境に潤井川筋を掘削深2mの除石をおこない、芝川筋の扇面が常に潤井川の扇面より高くしておくものである。

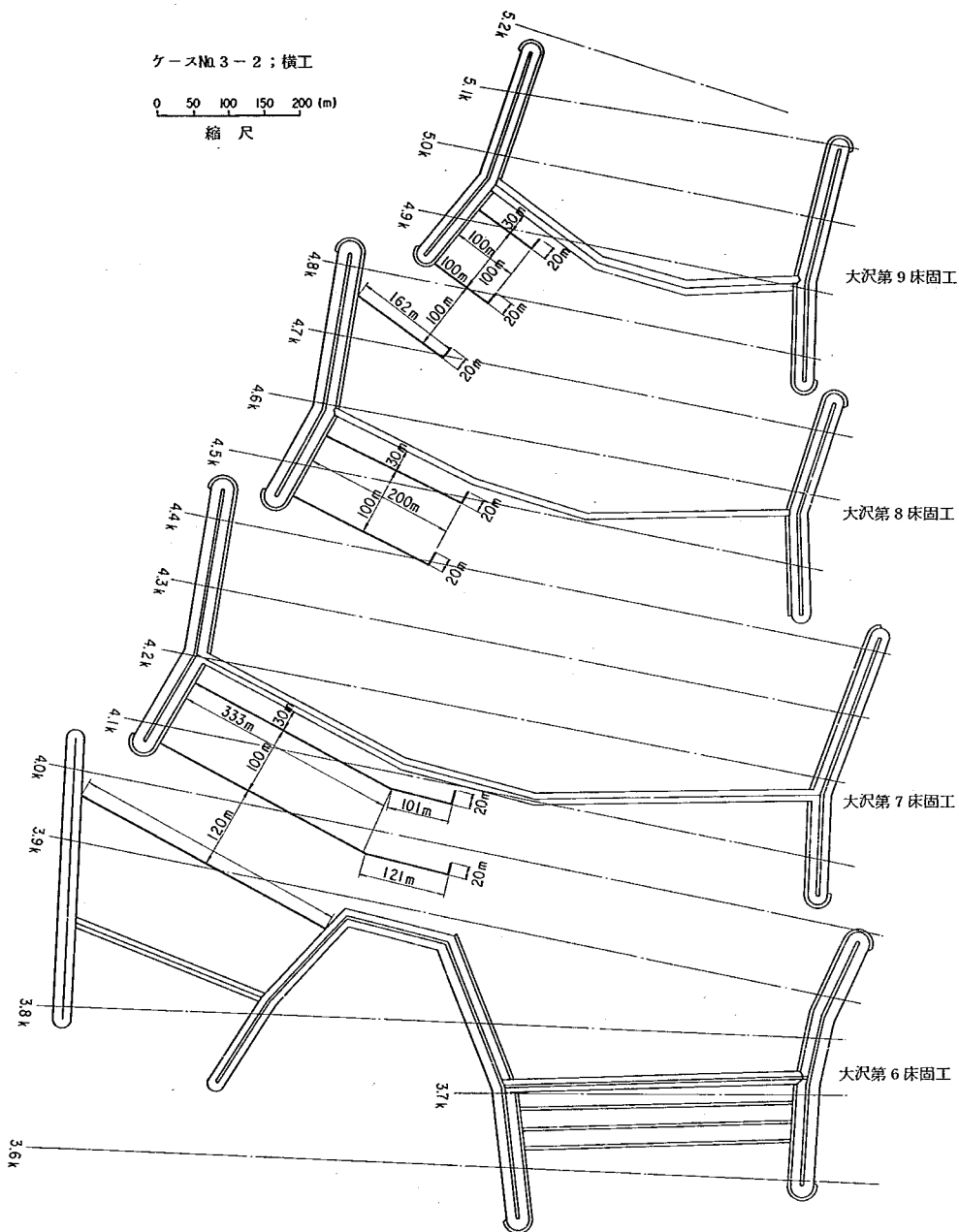


図-17 分流処理工模型形状(その2)

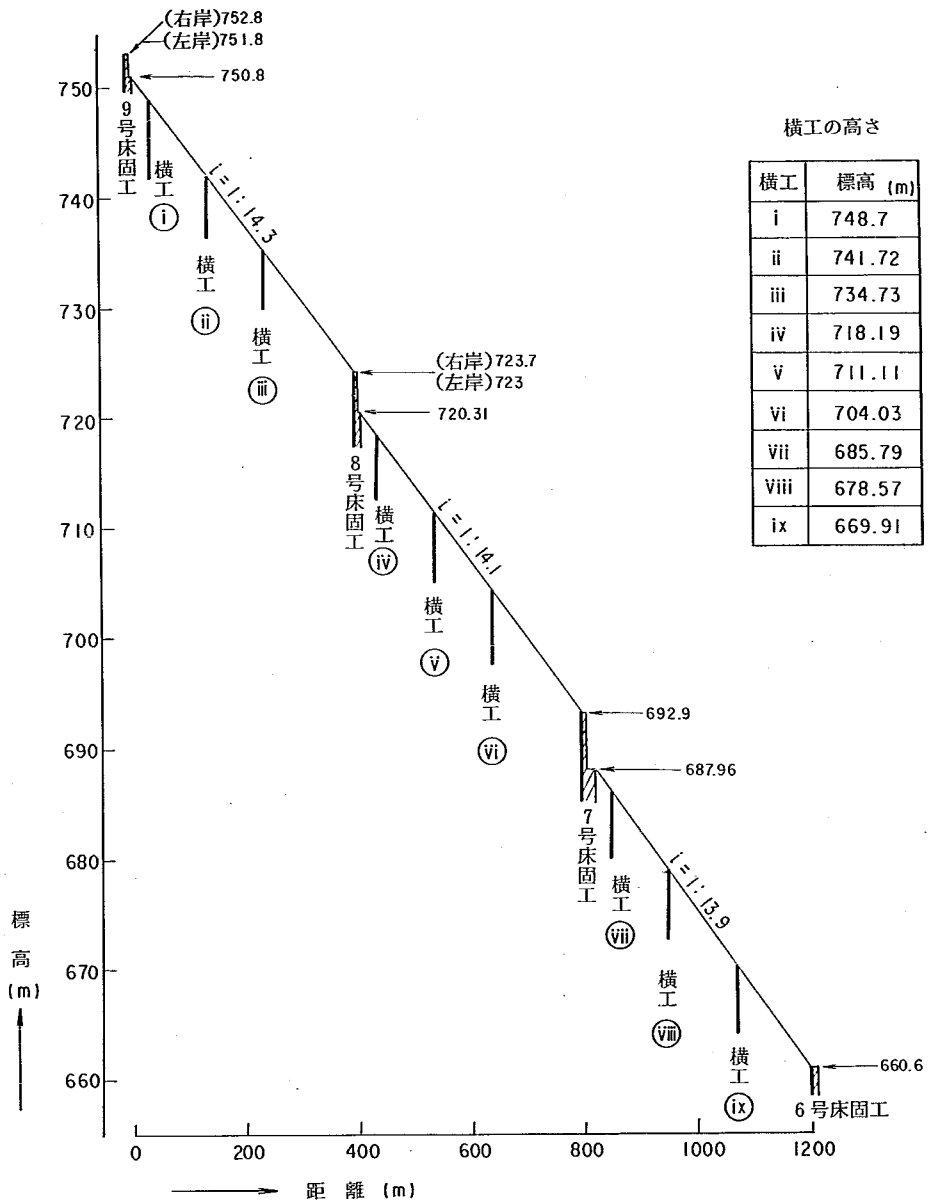


図-18 横工設置縦断面図

ケース№3-3；既設床固工の嵩上げと横工

0 50 100 150 200(m)
縮 尺

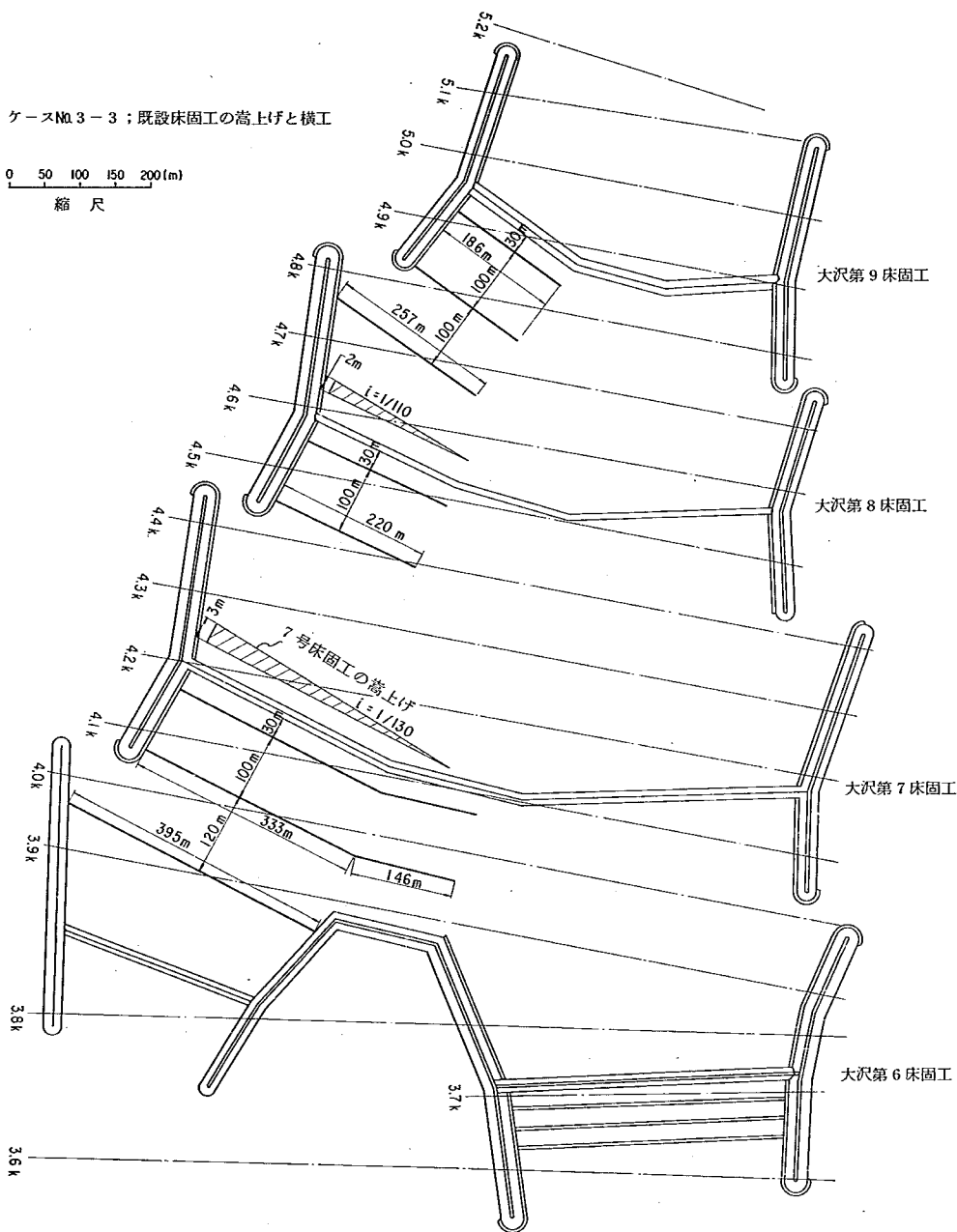


図-19 分流処理工模型形状(その3)

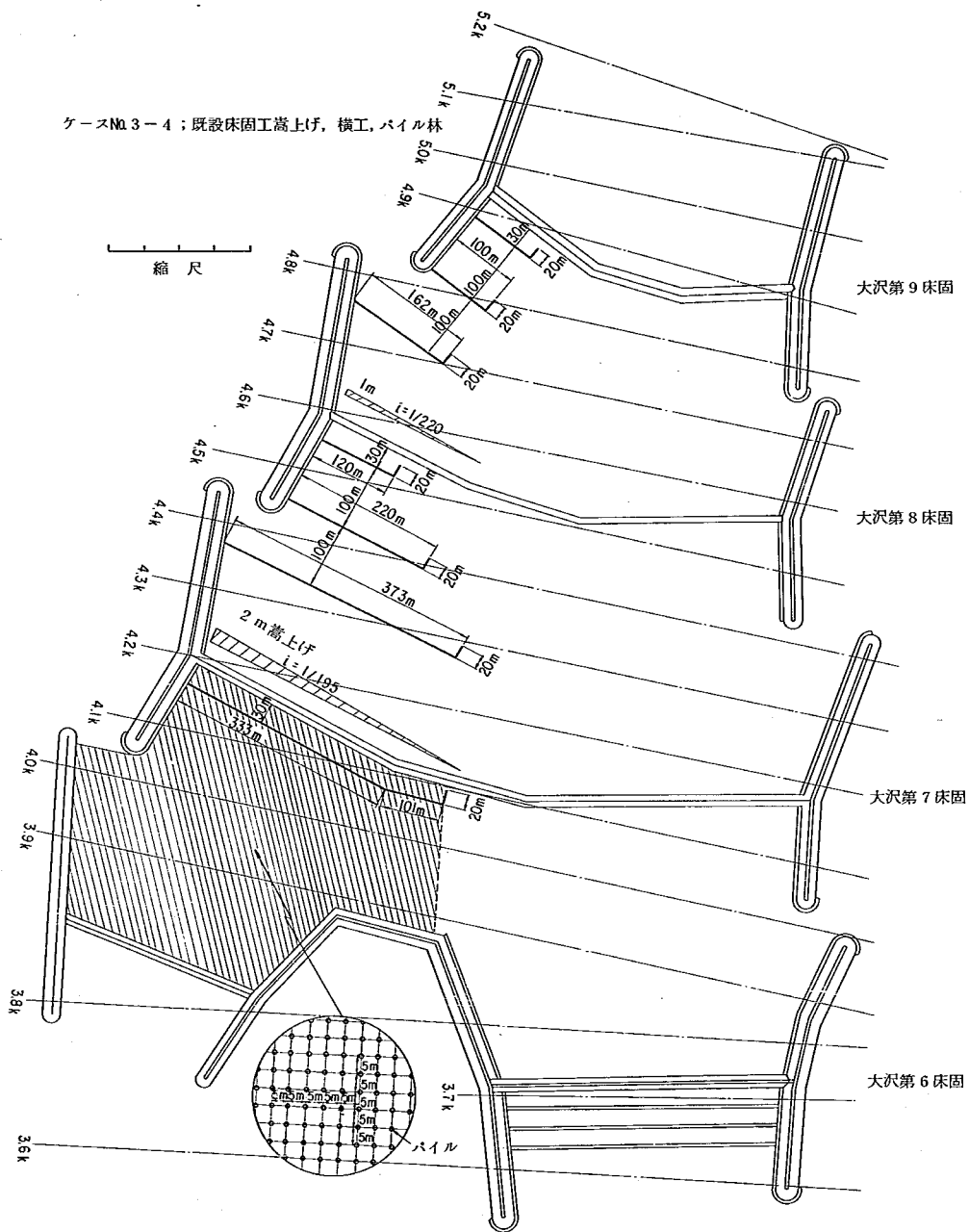


図-20 分流処理工模型形状(その4)

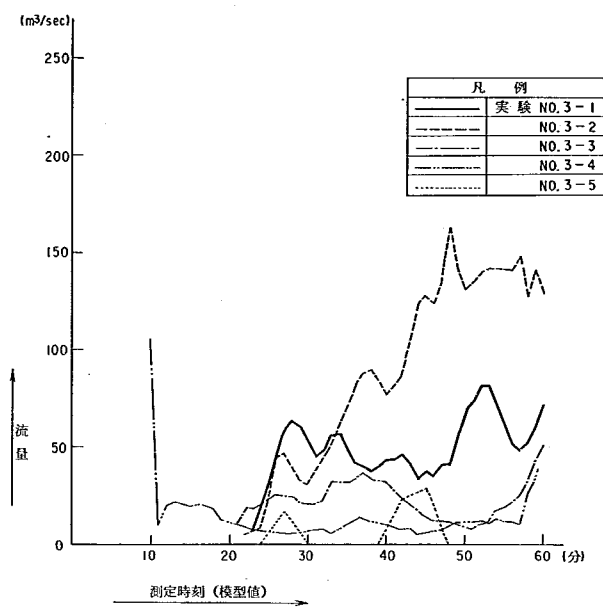


図-21 芝川への分流流量の比較

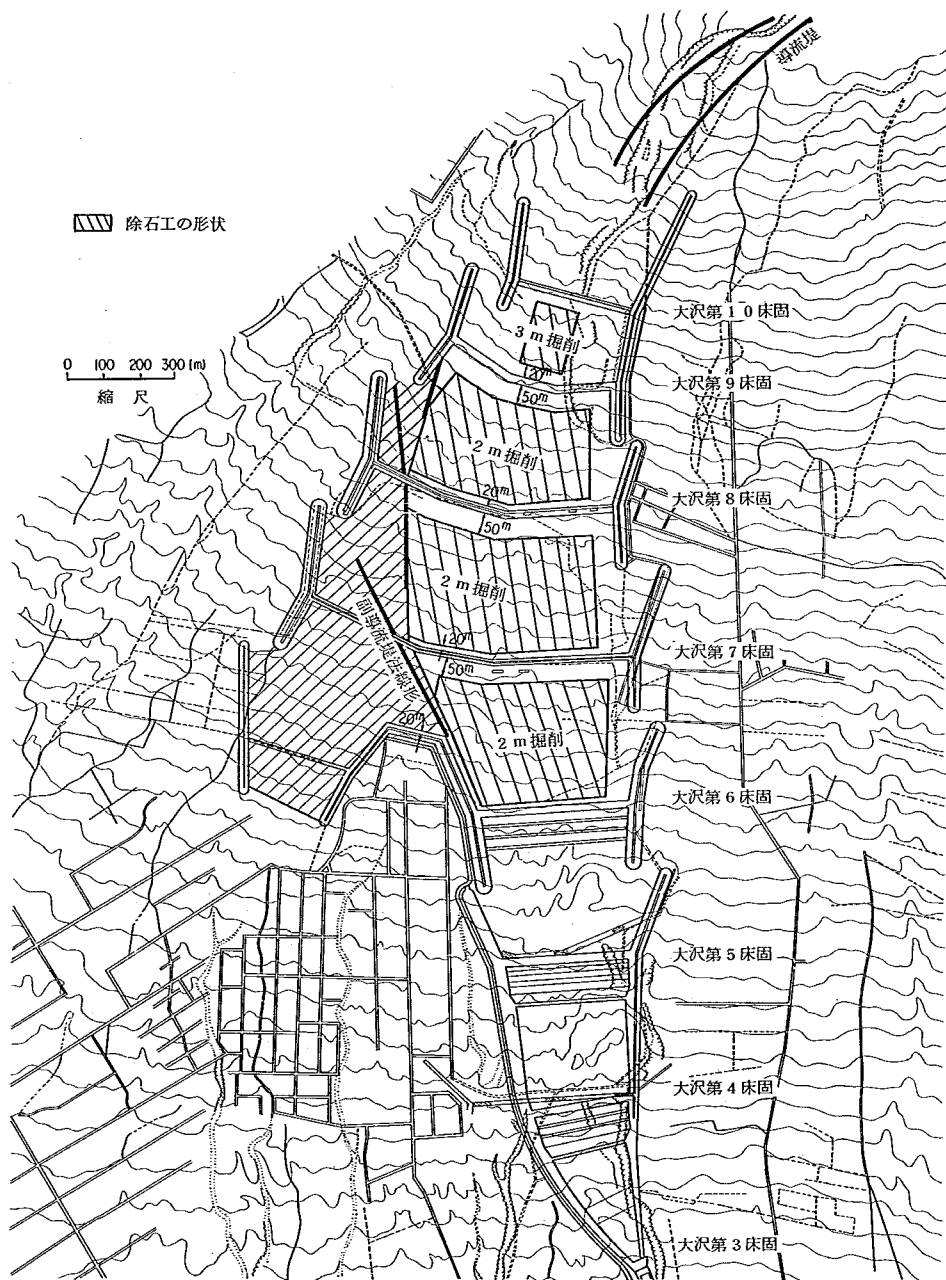


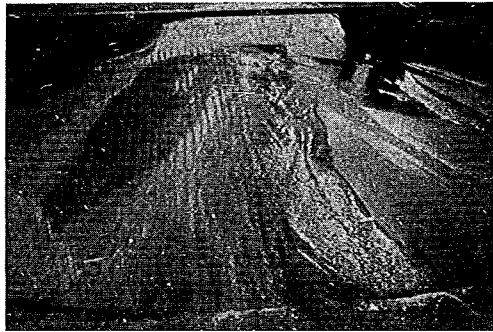
図-22 遊砂地計画平面図

写真-13 (実験No3-1)



(1) 実験開始より50分後の流況

芝川筋の5.2K地点より上流の河床はパイル林によって固定されている。



(2) 実験開始より23分後の流況

9号床固工より上流は、パイル林に沿う流れが多い。パイル林内の流水は分散されている。

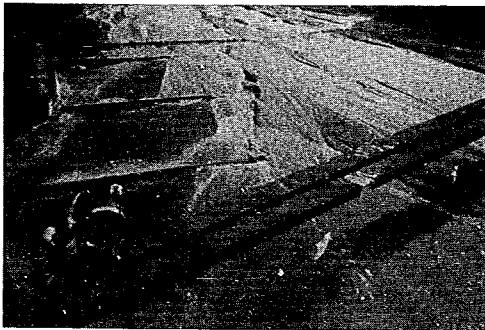


(3) 実験開始より50分後の流況

流水の大勢は潤井川筋に流入しており芝川への分流量は小さい。

また、右岸導流堤に沿う流れはみられない。

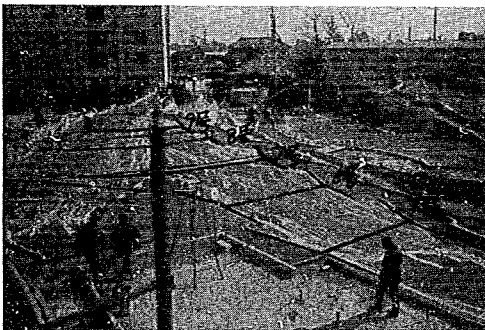
写真-14 (実験Ⅲ-2)



(1) 4.6K附近より上流部の流況
横工の先端部が洗掘されて、流路が固定されている。(実験開始より45分後の流況)



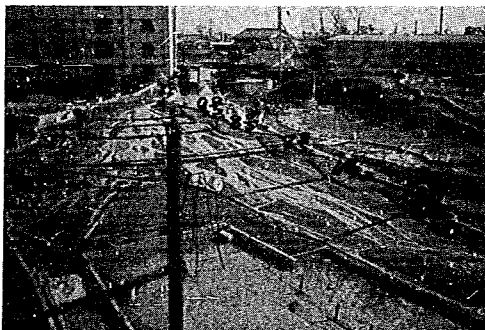
(2) 4.0K附近より上流の流況
横工の直下流は洗掘される。(実験開始より45分後の流況)



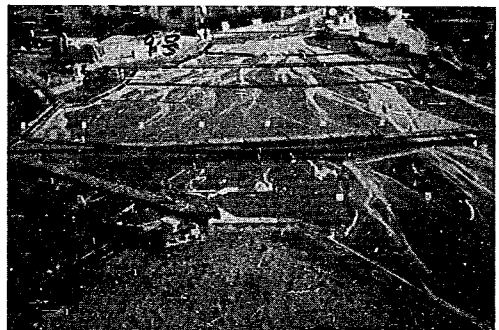
(3) 実験開始より20分後の流況



(4) 実験開始より40分後の流況



(5) 実験開始より50分後の流況

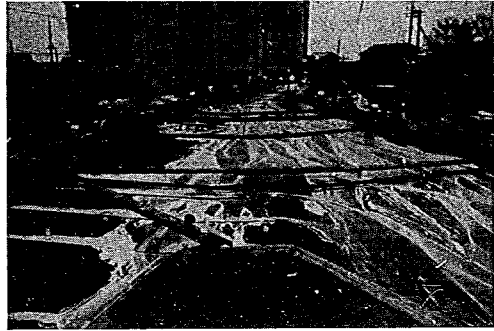


(6) 実験開始より60分後の流況

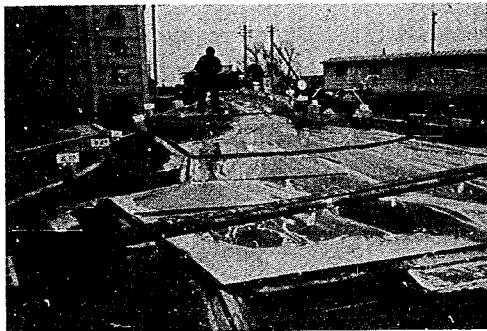
写真-15 (実験Ⅲ-3)



(1) 実験開始より10分後の流況



(2) 実験開始より25分後の流況



(3) 実験開始より30分後の流況



(4) 実験開始より45分後の流況



(5) 実験開始より55分後の流況



(6) 実験開始より60分後の流況

写真-16 (実験Ⅲ3-4)



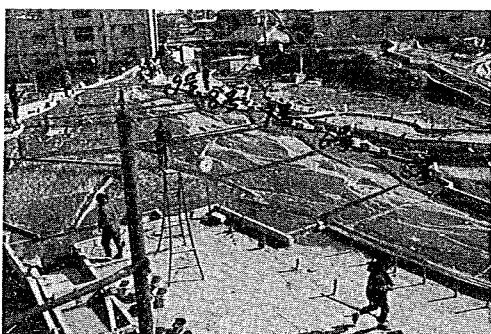
(1) 実験開始より10分後の流況



(2) 実験開始より20分後の流況



(3) 実験開始より30分後の流況



(4) 実験開始より40分後の流況



(5) 実験開始より55分後の流況



(6) 減水時の流況

§ 6 ま と め

§ 6 ま と め

計画した遊砂地が安全で、機能を十分に果たすためには、

- ① 導流堤を越水しないこと。
- ② 導流堤や床固工等の工作物が安全であること。
- ③ 遊砂地の規模が、上流から流送される土砂量に対応していること。
- ④ 土砂が分散され幅広く堆積すること。
- ⑤ 異常な二次侵食を発生させないこと。
- ⑥ 芝川筋の導水処理方法を計画する際、芝川の分流量を小さくすること。
- ⑦ 潤井川流路工に流入する土砂量が許容土砂量以下であること。

等が満足されなければならない。

本実験は、計画洪水流量 $240 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂土砂濃度 10% 、実験時間 1 時間（模型値）の条件で、遊砂地の砂防工法に対して、①現状計画に対する問題点はどのようなものか。②除石工の掘削深は、いづれがよいか。③扇頂部は、どのような対策が必要か。④分流処理工法として、どのような形状がよいかを検討した。

- 1) 現遊砂地計画の下で洪水があった場合に、導流堤越水や、導流堤沿いの河床低下が著るしく、導流堤の維持に問題がある。この原因は、扇頂部における流況や河床変動の状態によって、流水が、潤井川や芝川筋に片寄って流下し、導流堤沿いに大量な土砂を堆積させて、導流堤越水を助長させたり、あるいは、芝川筋の導流堤に流水が集中し、導流堤を危険にするからである。したがって、現遊砂地計画における問題の対策としては、扇頂部の河道の安定をはかり、流水を扇面に広く分散させること、また、現扇面に堆積している土砂を取り除き、遊砂地内の流況を安定させる等の対策が必要である。
- 2) 除石工の掘削深や、給砂土砂濃度の相違が、遊砂地内の流況や、芝川への分流量に与える影響は大きい。本実験条件のもとでは、除石工の掘削深は 2 m 程度とした方がより効果的である。しかし、除石工をおこなっても、導流堤越水や導流堤沿いの河床低下を防止することができないので、扇頂部対策を講ずる必要がある。
- 3) 扇頂部対策としては、溪岸侵食を防止し、流水の乱流、偏流を防止するための導流護岸と流水が、潤井川と芝川とに分派する地点の河床を安定させて、流水の分散効果を期待する床固工が考えられる。また、9号床固工上流で河床が上昇しすぎると、導流堤越水を激化させる原因になるので、9号床固工の中央部は当初計画より 1 m 低くした方がよい。このような考えのもとでおこなった実験結果によれば、流水は広く分散され、極端な片寄りがみられないことから、10号床固工の効果は大きいと言える。扇頂部の対策工法は図-22に整理してある。

ただし、10号床固工の高さをあまり高くしすぎると、これより上流部の河床を上昇させることになり、新たな氾濫地点を生じさせる危険があると考えられるので、溪岸高とみくらべて計画する必要

があると考えられる。また、導流護岸の検討は、岩樋部までをとり入れた状態でおこなう必要がある。

- 4) 芝川の分流量を現遊砂地計画よりも減少させるための分流処理工としては、パイル林、既設床固工の嵩上げと横工の設置、10号床固工を設けた状態で、副導流堤を計画する方法等が考えられる。これらの実験結果によれば、遊砂地としての有効面積を失なわず、しかも、分流量を最も小さくできるのは、副導流堤案である。(実験Ⅱ3-5)しかし、副導流堤や、潤井川筋の右岸導流堤に流水が集中する場合があります、これらの導流堤の安全性に欠ける等の問題があるので、実験Ⅱ3-5で計画した副導流堤にかえて、図-22に示したような形状の除石工を計画する方法が考えられる。
- 5) 潤井川流路工に流入する土砂量は、いずれの実験でも許容流砂量の土砂濃度10%以下であるので、潤井川流路工は安全度が高い。
- 6) 以上のような実験的考察によれば、図-22に示すような遊砂地計画が考えられる。

あ と が き

本実験は、計画洪水流量 $240\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂土砂濃度 10% を現地時間で 10 時間継続させておこなったものである。しかし、現実には扇頂部の河床変動は、洗掘・堆積が交互に繰り返されており、土砂は間欠的に移動している。また、本実験で検討した範囲は、 6.5K 地点を上流端としているので実際の設計に当っては、岩樋部からの流況及び河床変動状況が遊砂地へ及ぼす影響を検討の上決定すべきである。

本文をまとめるにあたって、中部地方建設局富士砂防工事事務所の方々や、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、本実験は、建設技術研究所が遂行した。

上の方々に深く感謝致し厚くお礼申し上げます。