

土 研 資 料 1 2 4 6 号

土木研究所資料

第一二四六号

土 木 研 究 所 資 料

蛇尾川流路工計画

——砂溜工に関する水理模型実験——

蛇尾川流路工計画
——砂溜工に関する水理模型実験——

昭 和 5 2 年 3 月

昭和52年3月

建設省土木研究所

建設省土木研究所

目 次

まえがき	1
§ 1. 蛇尾川流路工計画の概要	2
1-1 流域の概要	2
1-2 過去の災害と現状河道からみた問題点	2
1-3 流路工計画の検討	17
§ 2. 水理模型実験の内容	25
2-1 実験目的	25
2-2 模 型	25
2-3 実験方法と実験ケースの内容	26
§ 3. 砂溜工の流入部の検討	32
3-1 現状河道に対する問題点と対策	32
3-2 砂溜工の流入部の工法と形状の検討	33
§ 4. 砂溜工の検討	51
4-1 砂溜工内の流況	51
4-2 砂溜工内の河床変動	60
4-3 砂溜工の側面侵食	62
4-4 砂溜工幅の検討	63
4-5 砂溜工の工法と形状の検討	63
§ 5. 砂溜工の流出部の検討	69
5-1 現状実験からみた問題点と対策	69
5-2 狭窄部拡張の効果	70
§ 6. 流量及び給砂量の相違が流況及び河床変動に与える影響	79
6-1 流況の比較	79
6-2 河床変動の比較	87
§ 7. 砂溜工の形状と効果	89
7-1 砂溜工の形状	89
7-2 砂溜工の効果	89
あ と が き	91
参 考 文 献	91

ま え が き

蛇尾川は、土砂堆積と流水の乱流による災害を防止する目的から次のような流路工計画が進められている。

① 扇頂部より下流 2.25 km 区間を砂溜工とし、常時河道内の不安定土砂を取り除き、下流への流送上砂を極力低減させようとしている。② これより下流は、計画洪水及び中小洪水流量を安全に流下させるための流路工計画がたてられている。

本報告書は、栃木県の依頼により、昭和 50 年度から 51 年度に亘って実施した砂溜工計画に関して、現地調査及び水理模型実験から、砂溜工の形状と効果について検討した結果をとりまとめたものである。本実験から検討した主な内容は次の通りである。

- 1) 現状河道に対する問題点は何か。
- 2) 砂溜工の流入部の工法と形状をどう考えるか。
- 3) 砂溜工の工法と形状をどう考えるか。
- 4) 砂溜工の流出部の工法と形状をどう考えるか。
- 5) 計画した砂溜工の効果は、どの程度期待できるか。

等である。

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 蛇尾川流路工計画の概要

1-1 流域の概要

蛇尾川の流域の概要を図-1及び表-1に示した。

蛇尾川は図-1でみるように、那賀火山と高瀬山・大瀬山によって囲まれた大瀬川扇状地を水源とし、田部連岳（標高1,849m）から流下する小蛇尾川と眞の又岳（標高1,817m）から流下する大蛇尾川が扇状地東端部の山の沖地点で合流し蛇尾川となる。また、合流後は那賀郡原郷状地を流過流路を形成して南下し、扇状地東端近くの大田原町原郷状地で黒龍山（標高1,754m）から流下する左支那川と合流し、湯津川附近扇状地先にて左支那として舊川に合流する。通常は扇状地上で伏流して水流をみない水無川である。

流域の地質¹⁾は、水郷部の大瀬山、眞の又岳、田部連岳附近に花崗岩類が分布しているが、大部分は流紋岩であり、この流紋岩は、扇状地の縁辺部及び内郭部縁に露出するものは断層線通過位置においては著しく軟化して断層化を生じ、或いは圧縮作用を受けて断層帯となっている。

この蛇尾川は、昭和22年カサリン台風、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年黒帯性低気圧による4年連続の大洪水を受け、各所で砂吹堀、氾濫を起し、その後部分的に災害復旧工事等により復旧が図られている。

1-2 過去の災害と防災河道からみた問題点

1-2-1 過去における災害の概要

蛇尾川における河床変動調査結果及び断層を、本下流河段とは別河段通過調査²⁾のなかでおこなっている。本文はこの断層結果を要約し、これに基づいて災害形態を考察するものであることを、あらかじめ断りしておく。なお、調査は、昭和22年のカサリン台風後、昭和23年のアイオン台風、昭和24年のキティ台風、昭和25年の黒帯性低気圧による4年連続、計5回について実施されている。本章では、河床変動及び河道の変遷に視点を当て災害原因を考えてみたい。

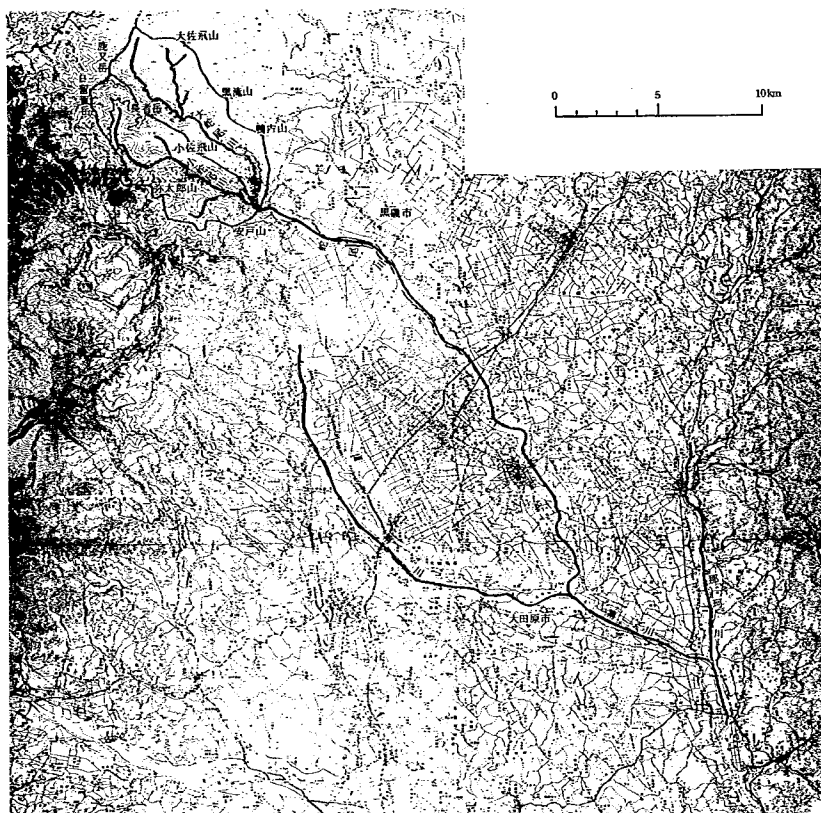


図 - 1 流 域 概 要

表 - 1 蛇尾川流域の概要

流 域 区 分	流路延長 km	流域面積 km ²	流路平均勾配
大 蛇 尾 川	11.7	27.1	1/13
小 蛇 尾 川	10.5	26.4	1/15
大蛇尾・小蛇尾川合流点から 帯川合流点まで	29.8	—	1/84

1) 河床変動

(1) 川幅の変化と平均河床高の変化との関係

図-2は、昭和22年～25年における各測線ヶ所毎の川幅の変化を示したものである。縦軸に測線間平均川幅を、横軸は、養沼頭首工を起点として500m間隔の測線が示してある(図-5参照)。

図-3は、同年間における平均河床高の変動をみたものである。同図でⅠ～Ⅴの付号は測量年度の略号であり、Ⅰは昭和22年カサリン台風前、Ⅱが台風後、Ⅴは昭和25年における洪水後の河床高を示している。木下博士は、図-2及び図-3から次のように川幅と平均河床高との関係を考察している。

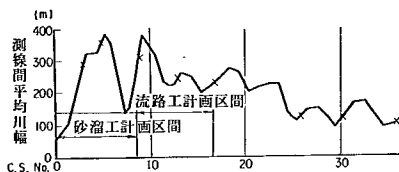


図-2 各測線間の平均川幅の上下流の変化(文献2)

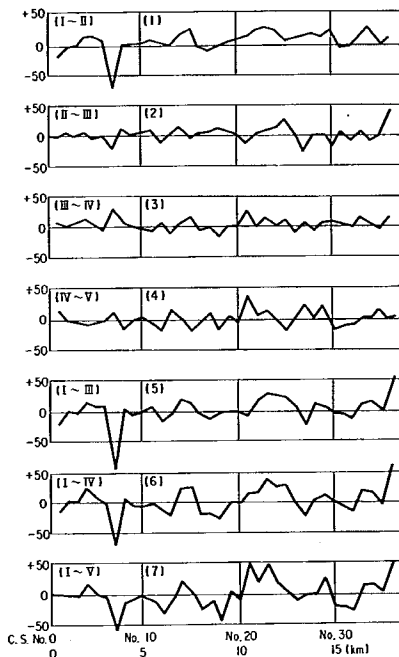


図-3 平均河床高の変動(文献2)

- ① 図-2でNo.7～No.8の塩那橋付近で著しく川幅が狭まくなっているが、これは人為的な影響が加わっている所である。同区間は洪水毎に河床の上昇がおこなわれている。
- ② 図-2の河幅の変化の波長と、図-3でⅠ～Ⅴにおける平均河床高の変動波長を比較すると、その変化の波長はほぼ等しく、上流区間は特に、川幅大→河床上昇、川幅小→河床低下の関係がみとめられる。

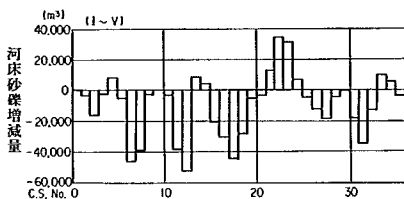
(2) 河床変動と洪水流量との関係

- ① 図-3から木下博士は、平均河床高の経年変化を解析しているが、これを要約すると次のようになる。図-3で(Ⅰ)～(Ⅳ)の経年変化を比較すると、昭和22年のカサリン台風前後における(Ⅰ)の平均河床変動高が最も大きい。その後(Ⅱ)のアイオン台風、(Ⅲ)のキティ台風、(Ⅳ)の熱帯性低気圧による洪水が平均河床の変動高に与える影響は(Ⅰ)にくらべると小さい。ただし、狭窄部のNo.7～No.8(塩那橋付近)は、カサリン台風時に洗掘を受けた後、その後の洪水により河床上昇を示している。同図で(Ⅴ)～(Ⅶ)は、

カサリン台風前より熱帯性低気圧による洪水迄の平均河床の変動高を累積的にみたものである。(5)～(7)と(1)を比較すると、(5)～(7)の平均河床の変動高は(1)の変化による影響が強いことがわかる。

② 図-4は、昭和22年～25年間の河

床堆積の増減の変化をみたもので、図-3-(5)に対応する河床変動量である。同図でみるように、河道全体に洗掘されている。特に測線No.10～20区間での洗掘量が多い。堆積区間は勾配緩折地帯のNo.21～25区間のみである。



③ 表-2は、塩原観測所における雨量記録をみたものである。同表でカサリン、アイオン台風における降雨量を比較する

図-4 河床砂礫増減図(1)～(V)の堆積合計
122,679 m³, 洗掘合計458,669 m³
差引335,990 m³減(文献2)

と、カサリンの方が総量、日雨量ともに若干大で(塩原における降水総量;カサリン356.0mm, アイオン353.0mm, 日別雨量;カサリン240.0mm, アイオン200.0mm)溪口流量もカサリン出水の方が大であることを木下博士は測定している(溪口砂防堰堤水位;カサリン2.9m, アイオン2.5m)。また、同氏は、昭和25年8月5日の出水は長雨型の出水で、溪口、大田原ともにその最高水位は、カサリン、アイオン、キティ台風にくらべて小であったが、その出水継続時間にいたっては、はるかに前三者をしのいでいる。

表-2 塩原大雨記録(明治35～昭和25)

(文献2)

一 台 風 に よ る 降 水 総 量			日 別 大 雨 (1 0 h - 1 0 h)			
順 位	量	年 月	順 位	量	*	年 日 月
1	478.0	明治 43.8	1	387.0		昭和 24. 8.31 キティ
2	432.2	昭和 16.7	2	262.3		大正 3. 8.29
3	425.5	" 24.8 キティ	3	260.0		" 4.10. 7
4	420.0	" 43.8	4	250.9	180.9	昭和 16. 7.23
5	(356.0)	" 22.9 カサリン	5	240.0	202.0	明治 43. 8.13
6	353.0	" 23.9 アイオン	6	240.0	100.0	昭和 22. 9.15 カサリン
7	341.3	大正 3.9	7	235.0	60.8	大正 12. 9.15
8	305.8	" 8.9	8	230.0	32.0	昭和 13. 8.31
9	302.5	昭和 12.9	9	219.3	152.8	" 25. 8. 4
10	299.0	大正 12.9	10	219.0	122.3	大正 3. 9.15
11	294.0	昭和 13.9	11	215.0	40.0	昭和 18.10. 2
12	270.6	" 10.9	12	211.0		明治 44. 7.25
13	266.5	大正 3.8	13	200.0	153.0	昭和 23. 9.16 アイオン
14	266.0	" 2.8	14	199.7	166.5	" 25. 7.28
15	263.0	" 4.10	15	180.6	80.0	" 10. 9.24
◎ 999.5	昭和 25.7/27～8/5 連続降雨					

* 日別大雨は10h-10h観測であるため、24h最多雨量ではない。参考のため前日か後日の雨量を記す。

- ① カサリン、アイオン、キティの各出水は假通った規模であり、これらの出水による累積河床変動は、はじめのカサリン台風による影響をかなり強く受けていることからみて、ある洪水による河床変動の大小は、その前の出水状態、河床変動状態の相違により異なること、また、洪水の継続時間よりも、洪水の規模が河床変動状況に与える影響の方が大きい。
- ② 蛇尾川において大洪水が続いた4年間の結果は河床低下となってあらわれている。近年、カサリン台風と同規模の大洪水がなく、中小洪水により流路工計画区間は河床上昇の傾向にあるので、カサリン台風と同規模の大洪水があった場合は河道内の不安定土砂は流送され、下流部で堆積による土砂災害が考えられる。
- ③ 以上の考察は、臺沼頂首工を流下する土砂量の影響が含まれていないので、この問題に対しては別途検討を加える必要があろう。

図－５に木下博士による河道変遷状況を示した。同図には昭和13年の大洪水の氾濫範囲が記入されている。図－５でみるように、流路工計画末端の那須疎水の№16～№22区間の左岸等は、明治末期にくらべて、昭和22年8月現在の河道は極端に狭められていると言っている。さらにこの影響は、明治43年当時すでにできていた№12～16の左岸の連続堤の存在が大きいと考えられるが、それはまた、その当時以前から左岸で氾濫が生じていた歴史的な事実を物語るものだと木下博士は指摘している。



同図で氾濫地点をみると砂溜工計画区間ではNo 6の左岸，流路工計画区間ではNo 10の右岸，No 13の左岸等である。そして，No 13からの氾濫範囲は特に大きい。これらの氾濫地点は図-4でみるように土砂が堆積しているところであり，No 13は河道が大きく湾曲している。

3) 河床勾配と河床砂礫粒度との関係

図-6と図-7は，カサリン台風前の平均河床高と昭和31年度河床砂礫粒度調査結果を示したものである。これによると流路工計画区間は1/55～1/60とほぼ一定の勾配となっているが，これより下流 No

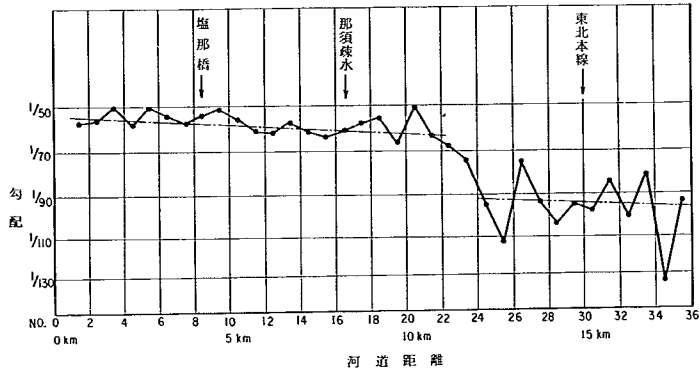


図-6 平均河床高縦断面 S22.8 現在(文献2)

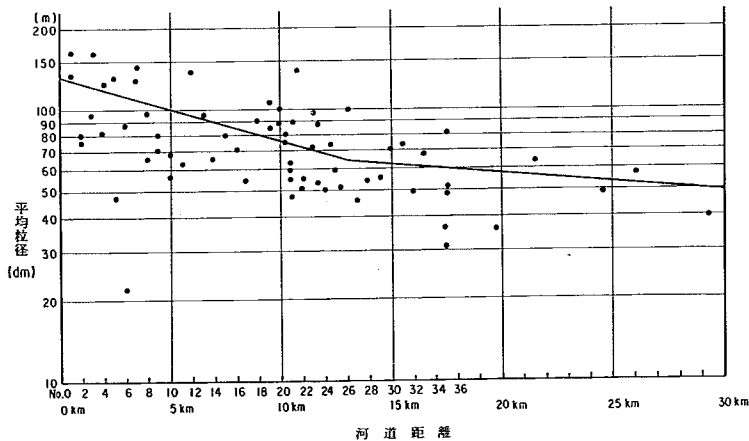


図-7 平均粒径と河道距離の関係 S32(文献2)

20付近で勾配の緩折がみられる。また、平均粒径は上流から下流に向って小さくなる傾向を示し、勾配が緩折するあたりから低減率は小さくなっている。勾配の緩折する付近では、土砂堆積による災害が想定されるところであり、土砂堆積による災害防止対策が必要である。

- 4) 以上のことから、蛇尾川における災害形態は、扇状地の上流部で洪水時に河床が低下し下流流路計画区間に堆積することによる土砂災害と、護岸法線の屈曲による氾濫を主体とすることが推定できる。

1-2-2 流路計画区間の現状河道に対する問題点

流路計画区間は、図-8に示すように上流端を山の神砂防ダム下流扇頂部、また下流端を那須疎水が蛇尾川を横断する地点とする延長8kmである。流路計画区間の流路幅の縦断的变化をみると次のようである。山の神砂防ダムより0.8km~3.3km区間は流路幅が広く約500m程度となっている。これより下流4.3kmの区間は狭窄部であり、3.1km地点で約120mと最も狭い。これより下流は、災害復旧工事等で施工された既設護岸等により流路幅は、ほぼ200m程度となっている。護岸以外の主な工作物としては、山の神砂防ダムより下流0.15km地点に墓沼頭首工、3.3km地点に水制工、4.3km地点に塩那橋等がある。

以上の流路幅の変化により、流路計画区間を3つのブロックに区分して、現状河道に対する問題点を列挙すると次のようである。

1) 1ブロック(0.8km~3.3km)

この区間は、流路幅は最も広い所であり、山の神砂防ダムを流下した流水は、乱流して、左岸側にある町道西山狭平線や、右岸側の田畑を冠水する等の問題が推定される。氾濫地点が推定される場所には、災害復旧等で施工された護岸がある。

2) 2ブロック(3.3km~4.3km)

- (1) 塩那橋付近は左右岸とも護岸天端と最高河床高との比高が1~2m程度であり護岸越水の危険が推定される。過去の氾濫状況をもても、やはりこの付近が氾濫地点となっている。

- (2) 河床低下により既設護岸や、水制等の工作物の安全性に乏しい。

3) 3ブロック

(4.3km~那須疎水)

- (1) S44年撮影の空中写真より護岸越水ヶ所を推定すると、塩那橋よりNa75区間の右岸、Na77~70区間の左岸、Na66付近及びNa20.95~Na20.55区間の右岸等



写真-1 河床低下により護岸の根工が沈下している

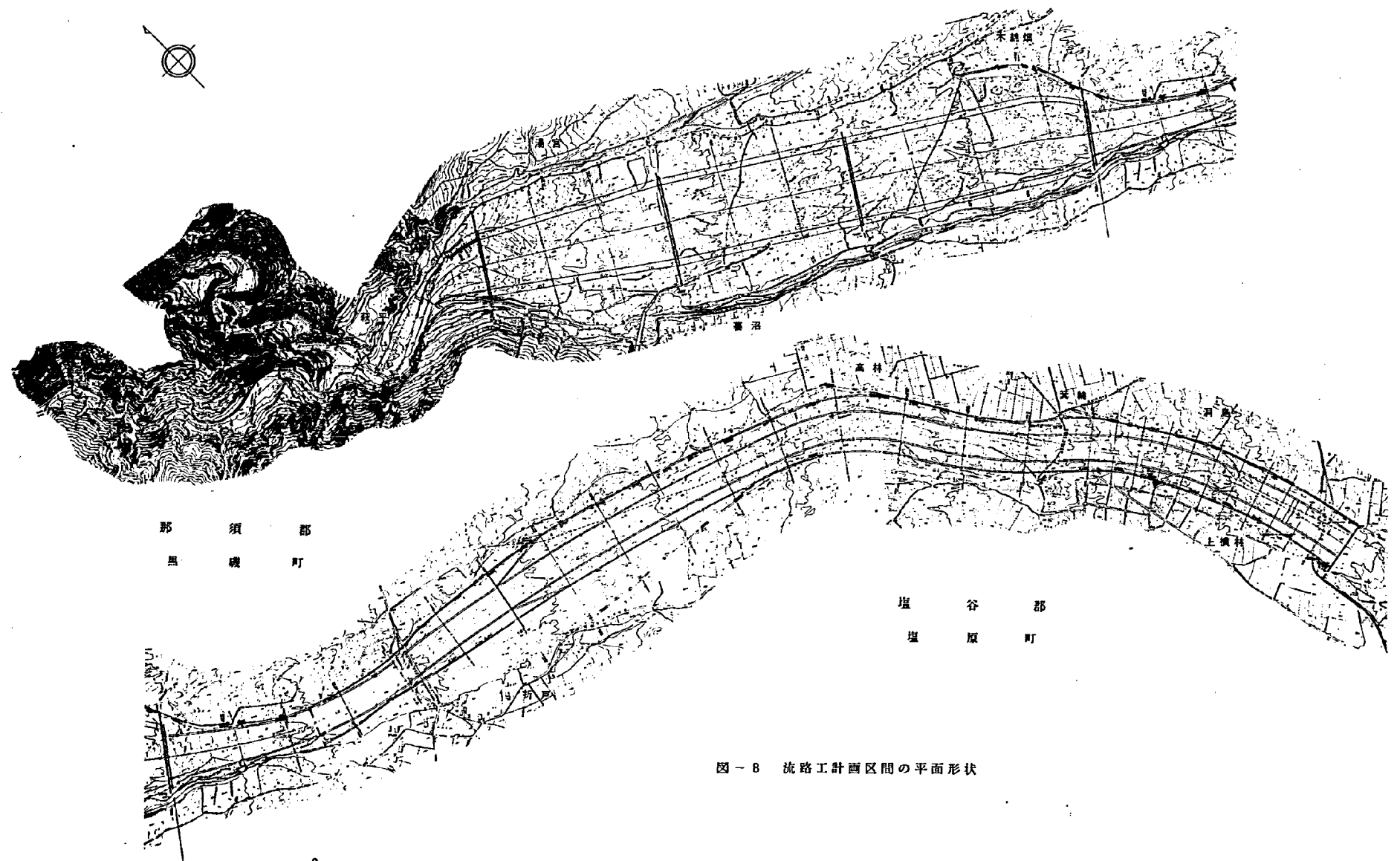


図-8 流路工計画区間の平面形状

があげられる。同区間は図-5の河道の変遷をみても過去において氾濫している。

(2) 水衝部地点は、Na 72~Na 72+125の右岸、Na 70~Na 68の左岸、Na 66付近の右岸等であり護岸の安全性に乏しいと推定される所である。

(3) 図-9によって、護岸高(あるいは溪岸高)と最高河床高との関係をみると次のとおりである。

① 両岸の護岸のうちで、天端標高の低い方の護岸天端高と、同一断面のなかでの最高河床高との比高をみると、全区間に亘り護岸高に余裕がない。特にNa 70よりNa 67+125区間では、河床の方が護岸天端高より高くなり、河床上昇による護岸越水の危険が推定される。

② Na 81~Na 78, Na 67~Na 20.25の上流及び下流区間では、右岸側で比高が大きく、Na 77+Na 67の中流区間で、右岸側の比高が小さい。このことは、土砂の堆積状況を示すとともに、中流区間では右岸側で、また上下流区間は左岸側で護岸越水の危険が高いことが推定される。

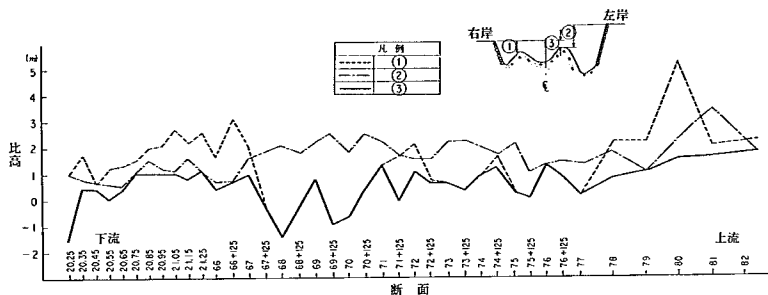


図-9 最高河床高と護岸天端高との比高の縦断的变化

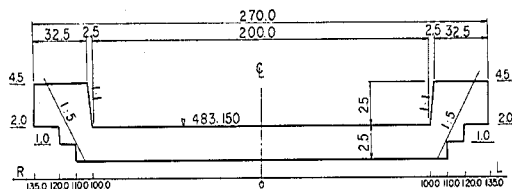
1-2-3 蛇尾川流路工はどのような形態がよいか

過去における災害形態及び現状河道に対する問題点の検討から蛇尾川流路工はどのようなものがよいかを検討する。

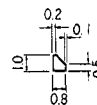
現状河道において洪水があった場合の災害形態は、中小洪水時に河床上昇による氾濫、カサリン台風と同規模の洪水に対しては、流水の氾濫のほかに、河道内の不安定堆積土砂が流送されて下流域で土砂堆積による災害が想定される。従って蛇尾川では、① 上流で砂防工事等により土砂の調節をはかる。② 河道内の不安定土砂を取り除く。③ 流水の乱流による氾濫を防止するために、既設護岸の法線形を修正するとともに、適正な断面形状をもつ流路幅を与える等の対策が必要だと考えられる。



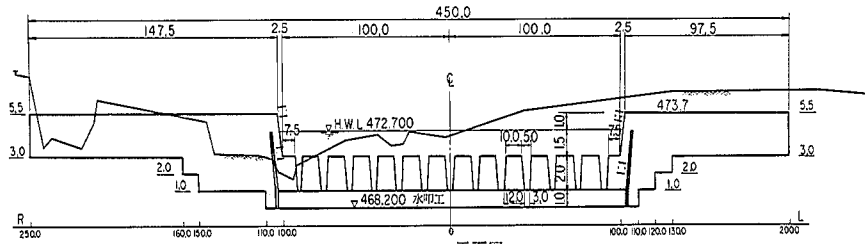
図-11-1 No.1 床固工の形状



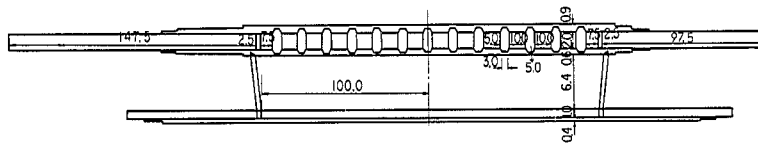
基礎



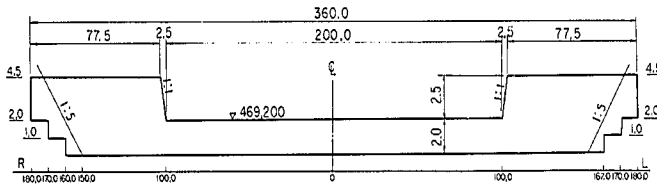
正面図



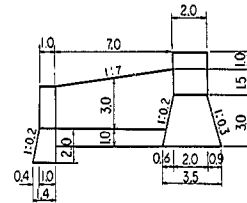
平面図



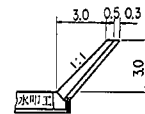
垂直壁



断面図



側壁

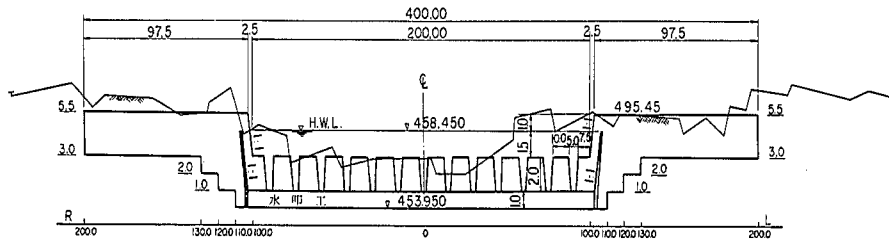


基礎

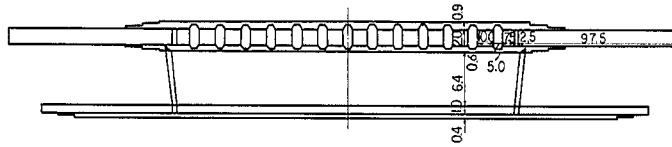


図-11-2 No.2 床固工の形状

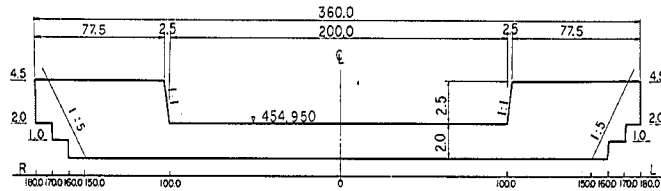
正面図



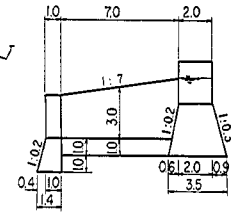
平面図



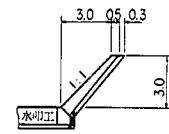
垂直壁



断面図



側壁



基礎

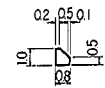
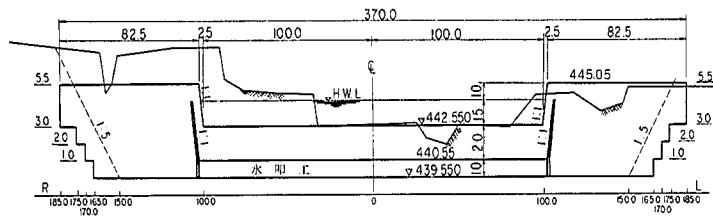
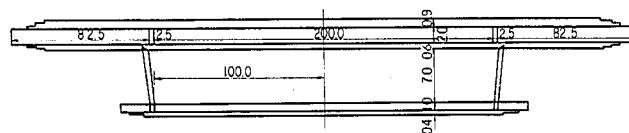


図-11-3 Na3 床固工の形状

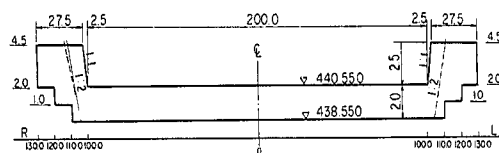
正面図



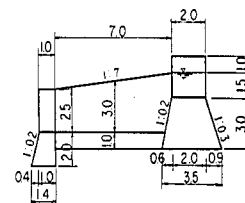
平面図



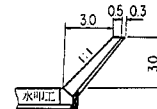
垂直壁



断面図



側壁



基礎工



図-11-4 No.4 床固工の形状

1-3 流路工計画の検討

以上のような災害を防止するために、図-8に示したような砂防計画が立案されている。

1) 扇状地の頭部に長さ2.25km、幅300mに及ぶ超大型の砂溜工を設ける。この砂溜工を設ける理由として、

- ① 山間渓流部で土砂調節ダムが不足している。
- ② 蛇尾川の河床材料は良質なコンクリート骨材として利用されており、この砂溜工用地は、ほとんどが現在骨材採取地となっているので、河床掘削その他の土工はすべて骨材業者の手を利用できる利点がある。こと等をあげている。
- 2) 砂溜工より下流は、乱流防止と、中小洪水に対しても土砂を含んだ流水が安全に流下できるように複断面形状の流路工が計画されている。そして、この流路工は床固工を全面的に省いているところに特色がある。

この報告書は、流路工計画のうち、上流部の砂溜工について水理模型実験から検討した結果をとりまとめたものである。

1-3-1 砂溜工計画区間の河道状況

砂溜工計画区間の河道状況は、図-8に示したように山の神砂防ダム下流の蓼沼頭首工で直角に近い角度で左岸側へ折れ、頭首工下流500m付近で半径約500mの曲率で右岸側へ約40～50度湾曲しておりこの湾曲区間の上流側狭窄部から急に川幅は600～700mに広がり、水制工から下流300m付近において、また150～200mと狭まくなっている。砂溜工はこの川幅の広がった区域に計画されている。この間の河床勾配は約1/5.3である。流頭部には図-3でみるように左岸側に流向規整の護岸が施工されており数戸の民家を保護している。

1-3-2 砂溜工計画案の概要

計画した砂溜工の形状を図-8、10、11に示した。その概要を示すと以下の通りである。

- ① 砂溜工の形状は、長さ2.25km、幅300mの大きさである。
- ② 図に示すように、No136、No128、No121、No114断面に落差2m、水通し幅200mの床固工を計画し、土砂堆積の均等を計かろうとしている。特に中間の床固工2基（No2、No3）に対しては、流砂の堆砂機能を円滑に促進させることを目的としたスリット構造が計画されている。
- ③ 計画河床勾配は、No136～No126が1/5.38、No126～No108.5が1/5.20、これより下流No99区間が1/61.2となっている。
- ④ 掘削断面の法勾配は1:5で、法覆工はもうけていない。

1-3-3 計画洪水流量及び流砂量

1) 計画洪水流量

計画洪水流量 (Q_p) は、次式で与えられるラショナル式によった。³⁾

$$Q_p = \frac{i}{3.6} f \cdot r \cdot A$$

ここに、 A : 流域面積 = 5.35 km^2 , f : 流出係数 = 0.8 , r : 雨量強度 (mm/hr) である。
 r は次式より求めた。⁴⁾

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

ここに、 T : 洪水到達時間 (min), R_{24} : 日雨量 (mm)
 T は次式により求めた。

$$T = \frac{L}{W} \quad W = 72 \left(\frac{H}{L} \right)^{0.5}$$

ここに、 L : 常時河谷の形をなす最上流点より流量を推定しようとする地点までの水平距離 (km)

H : 落差 (km)

W : 流速の到達速度 (km/hr)

である。

$$W = 72 \left(\frac{1.0}{1.26} \right)^{0.5} = 15.7 (\text{km/hr})$$

$$T = \frac{1.26}{15.7} = 0.8 (\text{hr}) = 48 (\text{min})$$

$$\therefore r = \frac{34710}{48^{1.35} + 1502} \times \frac{R_{24}}{100} = 0.2056 R_{24}$$

R_{24} は次のようにして求めた。

塩原観測所における年最大日雨量 (1910~1960年, 欠測3) を用いて, 確率日雨量を求めると, 表-3 のようになる。これより r 及び Q_p を求めると, 表-4, 表-5 となる。

一方, 栃木県の計画⁵⁾では, 塩原観測所における既往最大日雨量 $R_{24} = 387 \text{ mm}$ (昭和24年8月31日キティ台風) を用い計画流量を $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ としているが, この値は表-4によると, 40~50年 確率流量と思われる。

表-3 確率日雨量 (単位: mm)

年	100	50	30	20	10
Hazen	480	420	360	340	280
Thomas	500	430	365	340	280
(Hazen)	510	440	380	350	290
岩井	538	469	419	380	302

表 - 4 雨 量 強 度

(単位: mm)

年	100	50	30	20	10
Hazen	98.4	86.1	73.8	69.7	57.4
Thomas	102.5	88.1	74.8	69.7	57.4
(Hazen)	104.5	90.2	77.9	71.7	59.4
岩 井	110.3	96.1	85.8	77.9	61.9

表 - 5 洪 水 流 量

(単位: m³/sec)

年	100	50	30	20	10
Hazen	1.169	1.023	877	828	682
Thomas	1.218	1.047	889	828	682
(Hazen)	1.242	1.072	926	852	706
岩 井	1.311	1.142	1.020	926	732

2) 計画流砂量

(1) 流砂量公式からの検討

砂溜工に流入する土砂は掃流の形態であるとし、掃流砂量公式によって試みに、山の神砂防ダムが満砂している状態の河床勾配 $I = 1/65$ 、流路幅 80 m 、粗度係数 $n = 0.05$ としたときの流砂量を検討する。流砂量式として Brown 式を用いると、

$$\begin{aligned}
 q_s &= 10 \left\{ \frac{U_*^5}{(\sigma/\rho - 1)^2 g^2 d (1 - \lambda)} \right\} \\
 &= 10 \left\{ \frac{(gh)^{5/2}}{(\sigma/\rho - 1)^2 g^2 d (1 - \lambda)} \right\} \\
 &= 10 \left\{ \frac{g^{5/2} (nq)^{15/10} I^{35/20}}{(\sigma/\rho - 1)^2 g^2 d (1 - \lambda)} \right\} \\
 &= 10 \left\{ \frac{g^{1/2} (nq)^{15/10} I^{35/20}}{(\sigma/\rho - 1)^2 d (1 - \lambda)} \right\}
 \end{aligned}$$

ここに、 $I = 1/65$ 、 $q = Q/B = 950/80 = 11.88\text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$ 、 $n = 0.05$ 、

$\sigma/\rho = 2.65$ 、 $\lambda = 0.4$ 、 $d = 11\text{ cm}$

を代入すると、

表 - 6 流砂量の実験値と棉流砂量公式による値との比較

実 験 条 件					実 験 値			Brown 公式による計算値					
ケース No	時間 (分)	Q (ℓ/s)	Q_n (cm/s)	B (cm)	Q_n (cm/s)	I	h (cm)	R (cm)	U^* (cm/s)	U^{*2}	q_n ($cm/s/cm$)	Q_n (cm/s)	α
A	15	9.5	95.0	181.25	38.0	0.0153	1.425	1.40	4.58	2015.2429	0.116	21.025	1.81
	30	"	"	"	37.0	0.0149	1.50	1.47	4.63	2127.6734	0.123	22.29	1.66
	45	"	"	"	63.0	0.0145	1.425	1.40	4.46	1764.7138	0.102	18.49	3.41
B	15	4.75	47.50	89.5		0.0149	1.0	0.98	3.78	771.7187	0.0445	3.98	
	30	"	"	"	18.33	0.0144	1.09	1.06	3.87	868.0701	0.050	4.475	4.10
	45	"	"	"	15.83	0.0146	1.02	1.0	3.78	771.7187	0.0445	3.98	3.98
C	15	9.5	190.0	181.25	40.50	0.0146	1.60	1.57	4.74	2392.7191	0.138	25.01	1.62
	30	"	"	"	56.50	0.0142	1.575	1.54	4.63	2127.6734	0.123	22.29	2.53
	45	"	"	"	38.0	0.0146	1.45	1.42	4.51	1865.8757	0.108	19.575	1.94
D	15	"	0	"	31.50	0.0147	1.38	1.35	4.41	1667.9881	0.096	17.40	1.81
	30	"	"	"	50.67	0.0144	1.37	1.35	4.36	1575.5509	0.091	16.49	3.07
	45	"	"	"	61.0	0.0149	1.26	1.24	4.26	1402.9687	0.081	14.68	4.16

$$q_n = 10 \left\{ \frac{U^{*2}}{(\sigma/\rho)^2 (1-\lambda) g^2 d} \right\}$$

$$\sigma/\rho = 2.65, \quad \lambda = 0.4, \quad d = 0.1106 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{\text{実験値の } Q_n}{\text{計算値の } Q_n}$$

$$U^* = \sqrt{g R I}$$

$$q_B = 10 \left\{ \frac{9.8^{1/2} \times (0.05 \times 11.88)^{15/10} (1/65)^{35/20}}{(265-1)^2 \times 0.11 \times (1-0.4)} \right\}$$

$$= 0.0536 \text{ m}^3 / \text{sec} / \text{m}$$

となる。

このことから、Brown式から求められる山の神砂防ダムを流下する土砂濃度 α は、

$$\alpha = \frac{q_B}{q} = \frac{0.0536}{11.88}$$

$$= 0.45\%$$

となる。

図-12及び表-6で、蛇尾川流路工水理模型実験から、流路工に流入する土砂量を3分間隔に測定した実験結果(q_{BP})とBrown式(q_B)との流砂量の比較をおこなっている。これによれば、

$q_B = (1.6 \sim 4.2) q_{BP}$ という結果になっており、実験値に対して計算値は小さい値をとっている。以上のことから実験値は、掃流砂量公式による計算値の約1.6~4.2倍になるので、土砂濃度も

$$\alpha = 0.45 \times (1.6 \sim 4.2) \%$$

$$= 0.72 \sim 1.89 \%$$

程度だと考えられる。

(2) 計画流砂量

砂溜工を計画する場合、全流入砂量を知ることが砂溜工の規模を検討する上で大切なことである。栃木県調査報告書(昭和27年5月)⁶⁾、及び蛇尾川筋砂防設計業務報告書(昭和49年3月)⁵⁾による計画流砂量の考え方を示すと次のようである。

1 栃木県調査報告書(昭和27年5月)

	流域面積 A	崩壊土量 K	崩壊地残量 C.K	溪間堆積量 P	洪水流砂量 V	既設堰堤 調節量 G	計画 流砂量 V _o
	k m ²	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
小蛇尾川	26.4	220479	110510	338570	161296	16801	144495
大蛇尾川	27.1	968227	271860	303565	317395	26930	290465
計	53.5	1188706	382370	642135	478691	43731	434960

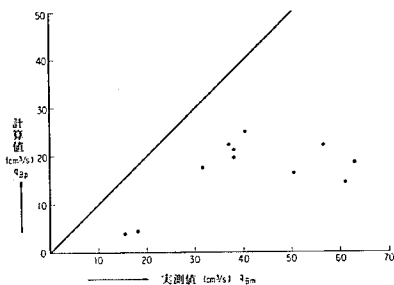


図-12 流砂量の比較

ただし

- ① 計画流砂量は、県報告から山腹工事見込書、許容流砂量の項を除いてある。
- ② A, K, CK, P, Cは現地踏査による値である。
- ③ 洪水流砂量は崩壊地から供給される土石と、溪間堆積の移動土石とにより構成される。

$$V = C_1 K + C_2 P$$

ここに、 $C_2 = 0.15$ としている

$$④ \quad V_0 = V - C$$

- ⑤ この値は、昭和26年調査によるもので、その後、建設されたり予定している砂防ダムがある。

従って、昭和49年3月現在の調査による既設堰堤による調節量を $200,000 \text{ m}^3$ とすれば計画流砂量は約 $279,000 \text{ m}^3$ となる。

Ⅱ 蛇尾川筋砂防設計業務報告書（昭和49年3月）

河 川 名	大 蛇 尾 川		小 蛇 尾 川		計	
	m^3	%	m^3	%	m^3	%
崩壊地残土量	271860	281	111510	50.1	382370	322
溪間堆積量	303565	313	338570	1536	642135	540
計	575425	594	449060	2037	1024505	862
崩壊土砂量	968227	1000	220479 (748400)	1000	1188706 (1716600)	1000

- ① 崩壊調査については、昭和26年度栃木県調査報告書を参考にしたが、小蛇尾川では、崩壊地残土量と溪間堆積量の和が 203.7% という不合理を示すので、これを大蛇尾川と同様に 60% 位と考え上表に示すように異常豪雨時の最大崩壊土砂量は少なくとも $748,400 \text{ m}^3$ を超過したものと推定した。

② 山地生産流砂量

林野庁治山課保安林必携によれば、平時、崩壊地で $200 \sim 400 \text{ m}^3 / 100 \text{ ha}$ 、一般地で $1.0 \text{ m}^3 / 100 \text{ ha}$ となっている。これより、崩壊地 $400 \text{ m}^3 / 100 \text{ ha}$ 、一般林地 $2 \text{ m}^3 / 100 \text{ ha}$ とする。

	崩 壊 地		一 般 林 地		計	
	面 積	土 量	面 積	土 量	面 積	土 量
	ha	m^3	ha	m^3	ha	m^3
大蛇尾川	26.34	10536	2683.66	5367	2710.00	15903
小蛇尾川	8.27	3308	2631.73	5263	2640.00	8571
計	34.61	13844	5315.39	10630	5350.00	24474

休眠期間を50年とすれば、

$$24,474 \text{ m}^3 \times 50 \text{ 年} = 1,225,000 \text{ m}^3 \text{ となる。}$$

③ 最大洪水流砂量 (s f)

(新規発生する崩壊土砂量) × (流下率)

(溪間堆積量) × (流下率)

+ (休眠期間に直接発生し、山腹に残留した流砂量)

最大洪水流砂量 (s f)

$$s. f = 1,716,600 \times 0.4 + 642,135 \times 0.5 + 1,225,000 \times 0.5$$

$$= 1,620,100$$

$$= 1,620,000 \text{ m}^3 \text{ (28400 m}^3 / \text{km}^2 \text{)}$$

④ 既設ダムによる調節量

山の神、大蛇尾、小蛇尾、上流No 1, No 2, No 3,

砂防ダムでの調査結果から、調節量は約200,000 m³

としている。

⑤ 計画流砂量

計画流砂量 = 最大洪水流砂量 - 調節量

$$= 1,620,000 - 200,000$$

$$= 1,420,000 \text{ m}^3$$

推砂量	標準	275,203 m ³
"	洪水	453,345
調節量		197,142

■ 計画流砂量の検討

以上の調査資料によれば計画流砂量は、435,000 m³ ~ 1,420,000 m³ ということになり大きな差がある。柿徳一氏は、蛇尾川筋砂防設計業務報告書で算定した計画流砂量に対して、次のような理由を基に計画流砂量を修正してもよいと言っている。すなわち、休眠期間の風化生産物は、平年流砂量として大部分が掃流されるものと考え、報告書の最大洪水流砂量は620,000 m³ 程減少し約1,000,000 m³ (1 km² 当り14,700 m³) となる。さらに、溪間堆積量642,000 m³ も同様に半減するものとみれば、s f は850,000 m³ となり、当初の約1/2として差支えないとしている。

これらの土砂の流送が掃流形態でおこなわれ、このときの土砂濃度が計画洪水流量の960 m³/sec に対して平均1.0 多のときに、計画流砂量の総量が流送されるのに必要な、洪水継続時間を算定すると、

① 栃木県調査報告書修正による計画流砂量に対して

$$\frac{279,000}{960 \times 3,600 \times 0.010} = 8.1 \text{ hr}$$

② 蛇尾川筋砂防設計業務報告修正による計画流砂量に対して

$$\frac{850,000}{960 \times 3,600 \times 0.010} = 24.6 \text{ hr}$$

となる。

3) 河床材料

蛇尾川は近年砂利採取がおこなわれており、ほとんどの河床が人工的に乱されているので、適確な粒度分布を測定することは困難と思われる。そこで、砂利採集がおこなわれる以前の昭和31年に栃木県砂防課が調査した図-13に示す資料を利用して、今後の流路工計画を検討することにする。

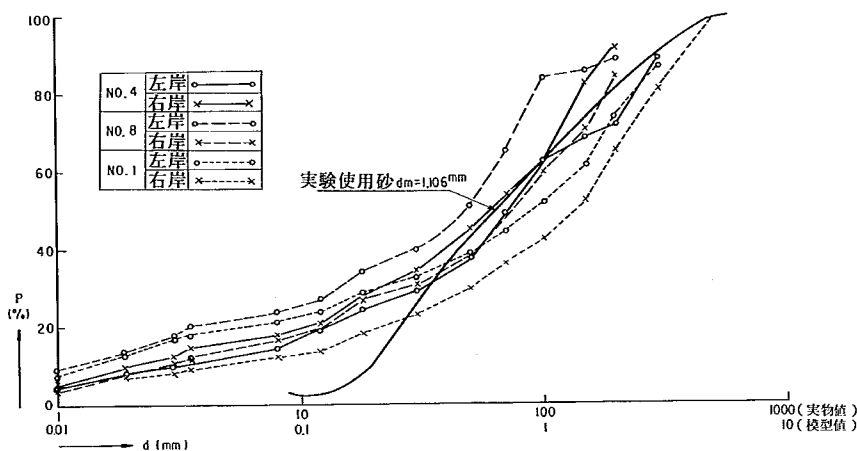


図-13 粒度分布加積曲線
(山の神砂防ダム～塩那橋間)

§ 2 水理模型実験の内容

2-1 実験目的

蛇尾川は、中小洪水時に河道内に河床を上昇させ、大洪水時に河床低下による災害が想定される。このような土砂災害を防止するために、扇状地頭部に長さ2.25km、幅300mの規模の砂溜工とこれより下流に流路工計画が進められている。本実験及び考察は、上流の砂溜工を対象におこなうものである。

砂溜工は、次のような考えの基に計画されている。すなわち、① 上流からの流出土砂量のうちで、下流流路工への許容流入砂量を超える量は、砂溜工に堆積させる。② 常時人工的に掘削することによって、この砂溜工の貯砂容量を確保する。このためには、① 砂溜工への流入砂を出来るだけ全域に広く堆積させる。② 砂溜工の堆積土砂が、下流流路工区域への有害土砂源とならないこと。等が必要である。

このような計画の基に砂溜工の形状について水理模型実験から検討する主な項目は次の通りである。

- ① 砂溜工の流入部の工法と形状
- ② 砂溜工の工法と形状
- ③ 砂溜工の流出部の工法と形状

2-2 模 型

模型は図-14に示すように、山の神砂防ダムを上流端、塩那橋下流100m（測点No.99）を下流端とする延長4.5kmである。模型縮尺は1/100とした。したがって模型の大きさは、長さ45m、幅8m、勾配約1/53の大きなものとなる。フルードの相似則を用いると他の諸元は表-7の通りとなる。

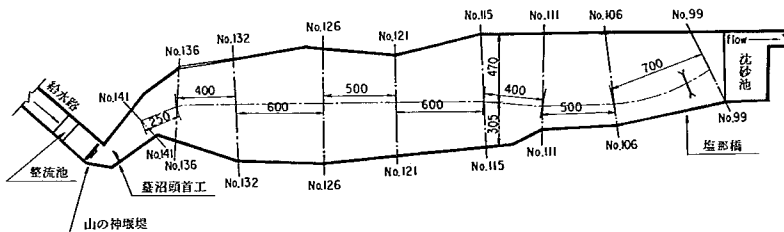


図-14 蛇尾川流路工水理実験模型図

表 - 7 諸量の縮率

諸 量	次 元	縮 率	
		比	縮 尺
長さ・水深	L	n	1 : 100
勾 配	—	1	1 : 1
流 速	$L T^{-1}$	$\frac{1}{n^2}$	1 : 10
流 量	$L^3 T^{-1}$	$\frac{1}{n^5}$	1 : 100.000
時 間	T	$\frac{1}{n^2}$	1 : 10
粗度係数	$L^{-1/3} T$	$\frac{1}{n^5}$	1 : 2154
流量係数	—	n	1 : 1
圧力強度	$F L^{-2}$	n	1 : 100

2-3 実験方法と実験ケースの内容

- 1) 模型流頭部に設置した堰から、所定の一定流量を流下させた。また、山の神砂防ダムを越流落下するときを実験開始時刻とした。
- 2) 実験時間は次のような検討をおこなって河床変動や流況が一定となる時間の60分とすることにした。
 - ① 実験時間の変化(30分, 60分, 90分)が流出土砂量や河床変動状況等に与える影響を調べた。
 - ② 図-15は実験時間を90分とした時、模型末端で3分間隔毎に底を金網で張った採取箱で測定した流出土砂量の時間的変化をみたものである。同図でみるように、約40分の周期性がある。

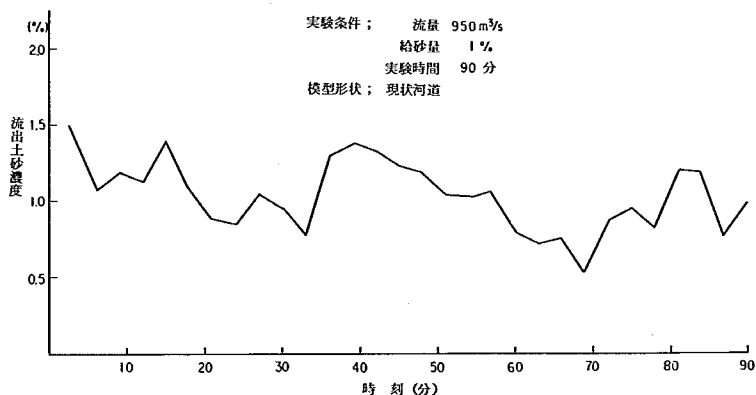


図 - 15 流出土砂量の時間的変化

③ 図-16は、実験時間の相違が平均河床の変化高に与える影響をみたものである。同図でみるように河床上昇及び低下の位置は、どの時間においてもほぼ同一であり、No.135~118断面において60分と90分とでは、ほぼ同じ河床変動を示している。また、No.118~108断面においては、時間毎に河床が上昇しており、No.112断面付近の導流護岸による河幅の絞りが、長時間土砂調節効果を發揮しているものと思われる。

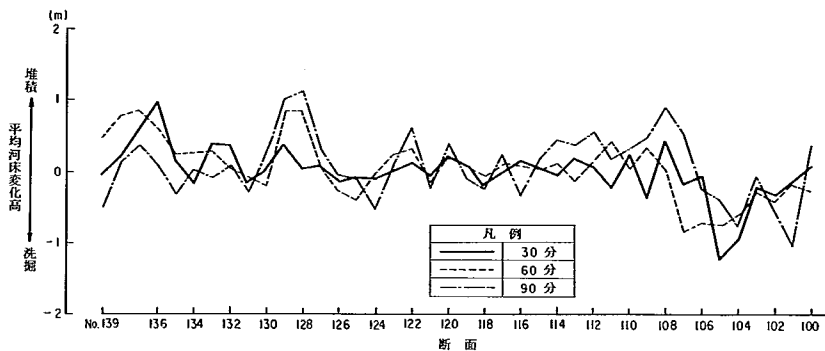
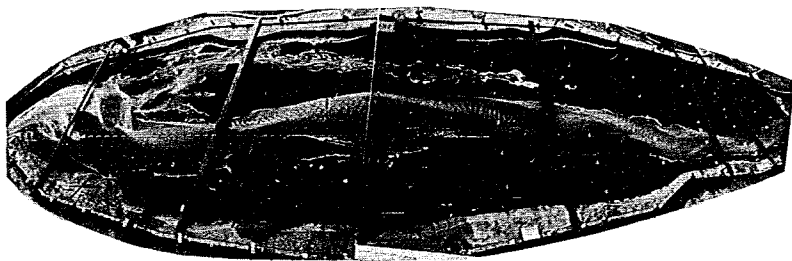


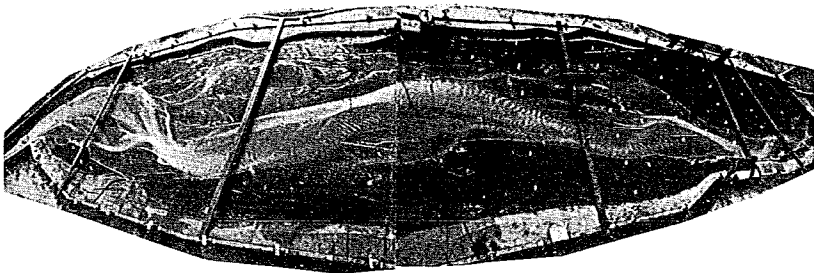
図-16 平均河床の縦断的变化の比較
(流量 $950 \text{ m}^3/\text{s}$, 現状河道)

④ 写真-2は、実験時間を90分としたときの流況の時間的变化をみたものである。写真でみるように、実験開始より20分後と40分後の流況が比較的似ている。そして60分を経過する当りから流況の変化はあまりないようである。

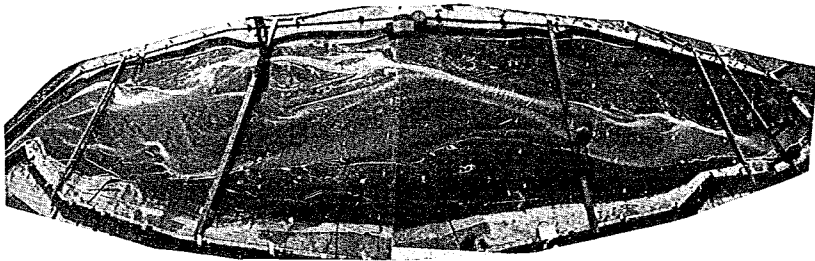


(1) 実験開始より10分後の流況

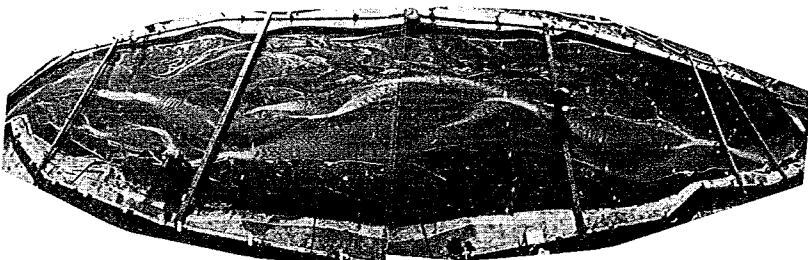
写真-2-1 (現状河道, 流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$)



(2) 実験開始より 20 分後の流況

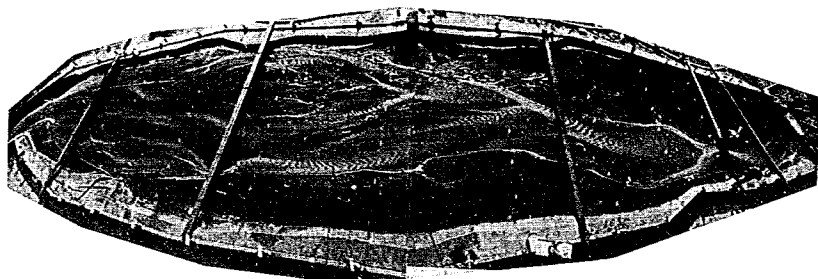


(3) 実験開始より 30 分後の流況

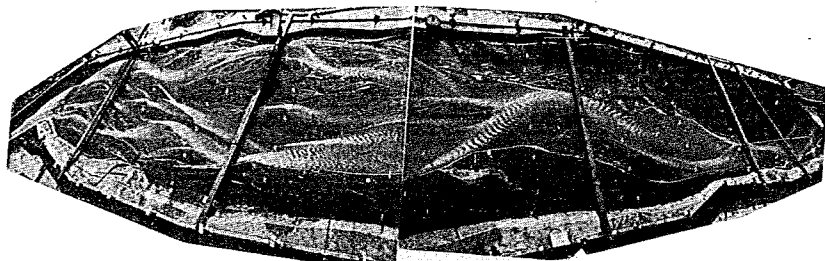


(4) 実験開始より 40 分後の流況

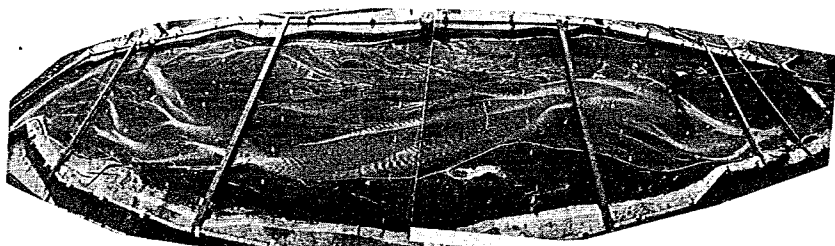
写真-2-2 (現状河道, 流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$)



(5) 実験開始より 50 分後の流況

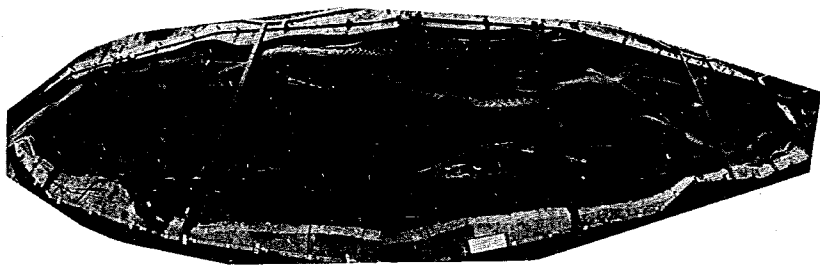


(6) 実験開始より 60 分後の流況

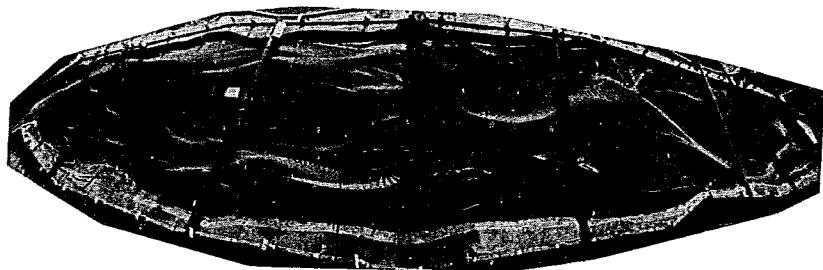


(7) 実験開始より 70 分後の流況

写真-2-3 (現状河道, 流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$)



(8) 実験開始より80分後の流況



(9) 実験開始より90分後の流況

写真-2-4 (現状河道, 流量 $950\text{ m}^3/\text{sec}$)

3) 給砂量は次のような検討をおこない、土砂濃度1%を基準に考えた。また、給砂量の変化が河床変動や流況に与える影響をみるために0%と2%の実験もおこなった。

- ① 計画最大洪水土砂量 142万 m^3 を計画洪水流量 $950\text{ m}^3/\text{sec}$ 、10時間継続したと仮定すると、給砂する土砂濃度は4.15%となる。この場合No135断面より上流部での堆積が著しく、山の神砂防ダム及び簗沼頭首工は土砂で埋没する。このことから山の神砂防ダムを流下する土砂量は、土砂濃度にして4.15%以下と考えられる。
- ② 計画流砂量の項で述べたように、掃流砂量公式と実験値との関係から、山の神砂防ダムを流下する土砂濃度は1%~2%程度だと考えられる。
- ③ 簗沼頭首工の直下流よりNo142断面の延長150m区間で、通水前の河床高と河床勾配が変化しないように与えた給砂量は、土砂濃度にして1%程度である。
- ④ 栃木県調査報告書の修正による計画流砂量は、実験時間が60分で、計画洪水流量 $950\text{ m}^3/\text{sec}$ の

基で、土砂濃度を1%とすると砂溜工内に全量を流送できる。

- ⑤ 給砂は、山の神砂防ダム上流部から容量チェックを1分毎におこない人為的に給砂する方法をとった。給砂材料の粒度分布は、河床材料のそれと同一であり、模型値で $d_{50} = 0.7 \text{ mm}$ である。

(図-13)

- 4) 通水中及び通水後に測定した項目や方法を列挙すると次のとおりである。

- ① 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5分間隔の流向を固定カメラにより撮影した。
- ② 流況観察測定； 実験中にあらわれる局所洗掘、砂堆の形成状況、護岸越水、水衝部等の規模、発生位置、発生時刻や表面流速、同一断面での水位及び河床高の時間的変動等をしらべた。
- ③ 流出土砂量の測定； 模型末端で、通水中は原則として、底を 0.1 mm 目の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変化を、また、実験終了後に模型末端にもうけてある沈砂地に流出した全量を測定した。
- ④ 堆積高の測定； 実験終了と同時に各断面の横断測量を実施した。横断測量は、各断面にもうけた基準高より通水初期の河床に対する変動高を 1 mm 目盛のスケールで読み取るによりおこなった。横断方向の測定間隔は、原則として 10 cm 間隔(現地 10 m)としたが、砂堆等の状況がうまくあらわせるように工夫した。

- 5) 実験ケースの内容

実験は全部で10ケースおこなった。各々の実験ケースの内容は表-8に示した通りである。

表-8 実験ケースの内容

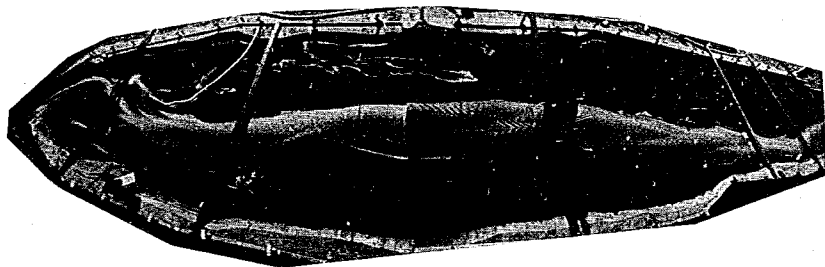
実験ケース	流 量	土砂濃度	実験時間	実 験 形 態
1	m^3/sec 950	% 1.0	分 60	現状河道(昭和43年実測河道形状)
2	"	2.1	"	計画案(図-8, 10, 11)
3	"	1.0	"	砂溜工の流入部の 霞堤による方法(図-18)
4	"	"	"	工法と形状の検討 床固工による方法(図-19)
5	"	"	"	砂溜工の工法と 300 m 案
6	"	"	"	形状の検討 200 m 案
7	"	"	"	砂溜工の流出部の工法と形状の検討(図-30)
8	475	"	"	流量及び給砂量の相違が流況や河床変動に与える 影響の検討
9	950	2.0	"	
10	"	0	"	

§ 3 砂溜工の流入部の検討

本章では、① 現在の河床状況（昭和43年現在）のもとで、洪水があった場合にどのような問題が生ずるか、② 流水をうまく砂溜工内に流入させるために、扇頂部対策としてどのような方法が良いかを、流況観察をおこなうことにより検討する。

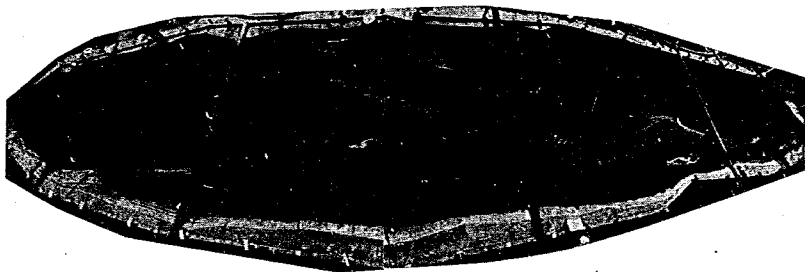
3-1 現状河道に対する問題点と対策

1) 葦沼頭首工下流約500m付近は、半径約500mの曲率で右岸側へ約40～50度湾曲している地形的要因により、この湾曲部より下流で右岸に土砂が堆積する。この結果、左岸に流水が集中し、町道西山荻平線を冠水する等の問題を生じさせる。実際にNo142～No136断面区間の左岸は護岸が施工されており、災害を防止しようとしている。扇頂部で流水を固定させ、砂溜工内に安全に流水を流入させる対策が必要となる。

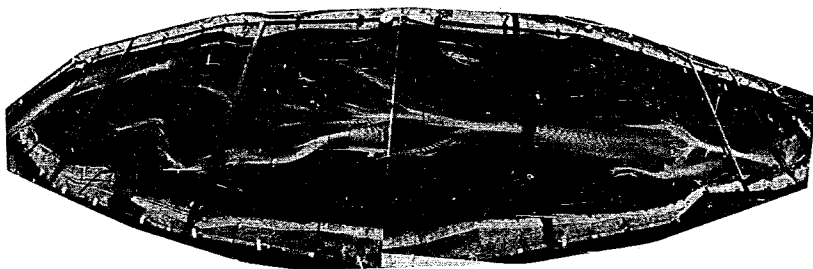


(1) 実験開始より5分後の流況

写真-3-1 現状河道における流況の時間的变化（流量 $950\text{ m}^3/\text{sec}$ 、土砂濃度1%）



(2) 実験開始より30分後の流況



(3) 実験開始より60分後の流況

写真-3-2 現状河道における流況の時間的变化 (流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、土砂濃度 1%)

3-2 砂溜工の流入部の工法と形状の検討

砂溜工への流入方法を実験Na 2, Na 3, Na 4で検討した。

実験Na 2は、図-17に示すように、左岸にある導流護岸を利用し、この護岸の終端に、図-10及び図-11-(1)に示したような、落差 2 m 、水通し幅 200 m の床固工をもうけた場合の実験である。実験Na 3は、図-18に示すような形状の霞堤による方法、実験Na 4は、図-19及び図-20に示すように、Na 142断面に、落差 2 m 、水通し幅 70 m の流向規整床固工を設け、さらに左岸の既設護岸より下流 600 m 間の砂溜工の側面を固定した場合の実験である。また、計画河床勾配は各実験ケース毎に図-10に整理してある。

3-2-1 流入部の流況

1) 実験Na 2の流況

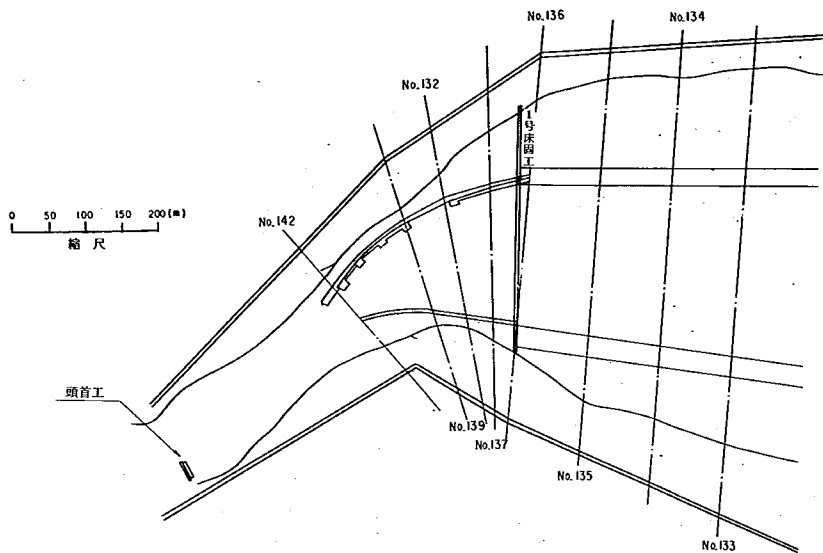


図-17 砂溜工への導流方法の検討(実験 No. 2)

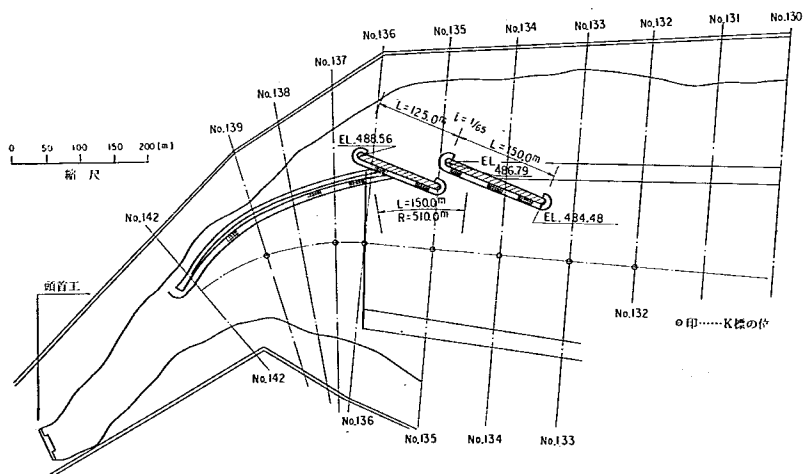


図-18 砂溜工への導流方法の検討(実験 No. 3)

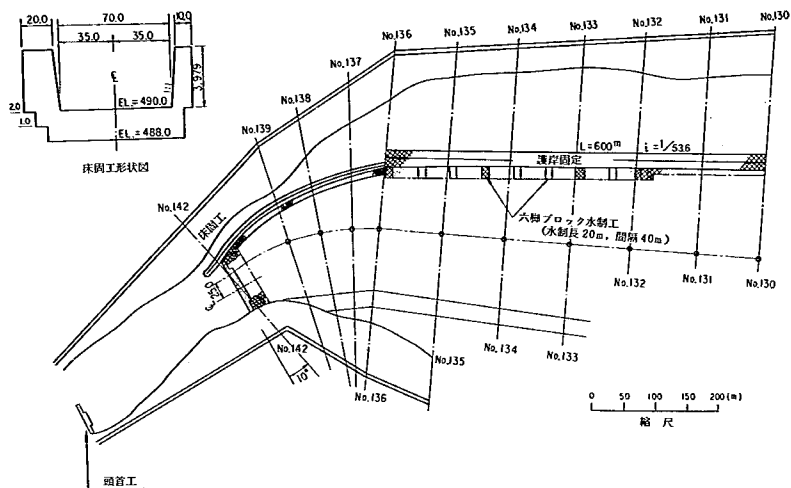


図-19 砂溜工への導流方法の検討(実験No.4)

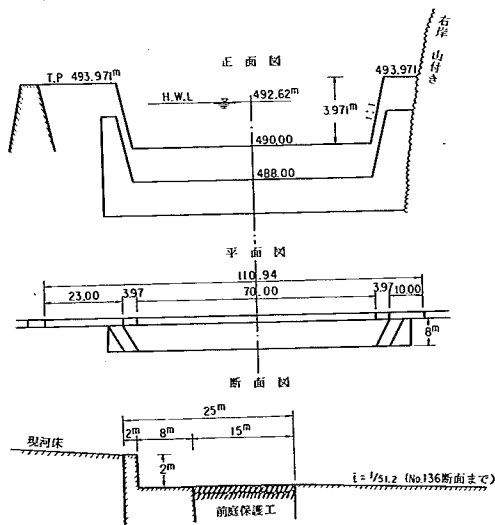


図-20 No. 142 断面地点設置床固工の形状

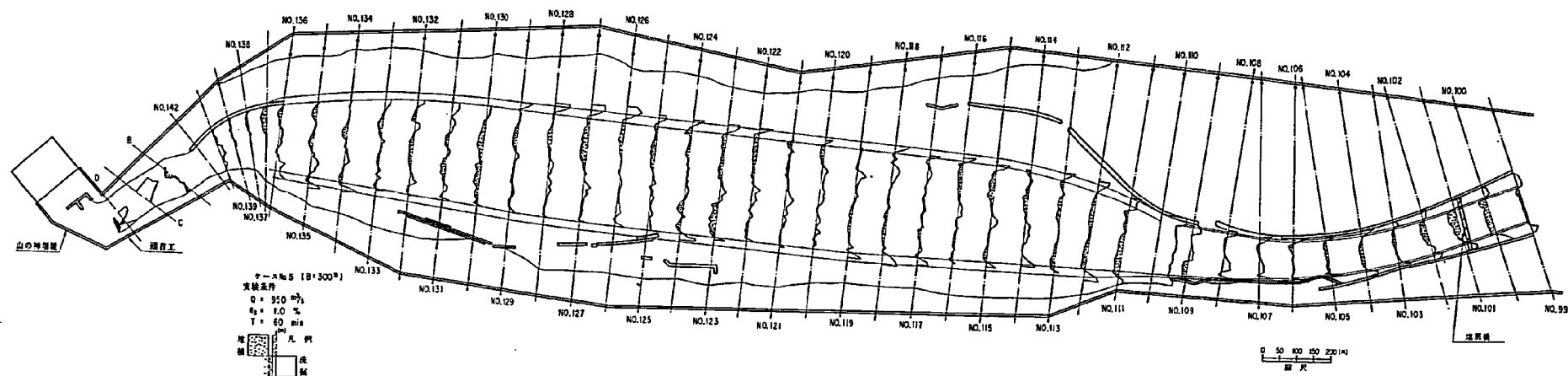


図-2 1 洗掘及び堆積状況

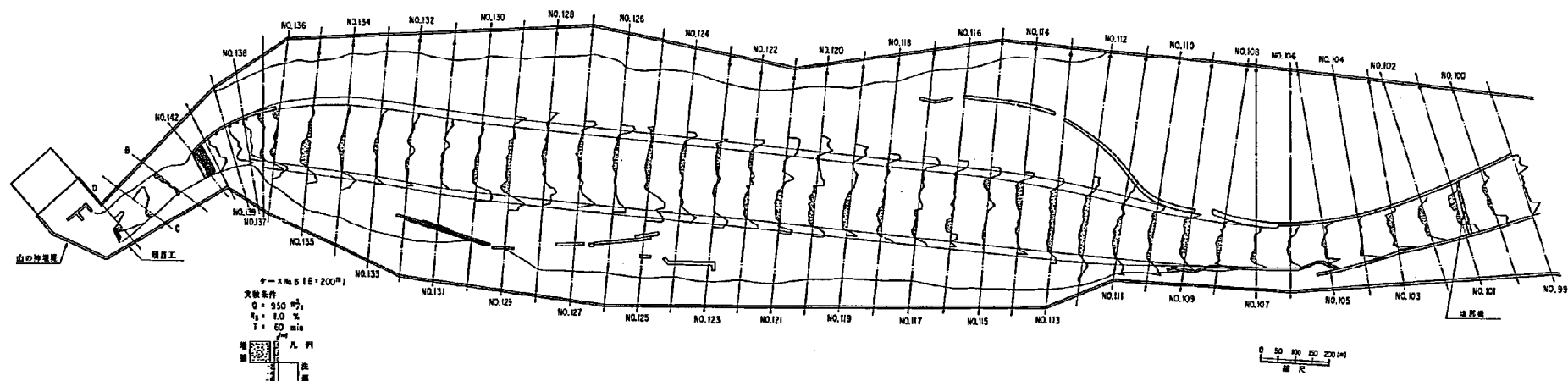


図-22 洗掘及び堆積状況

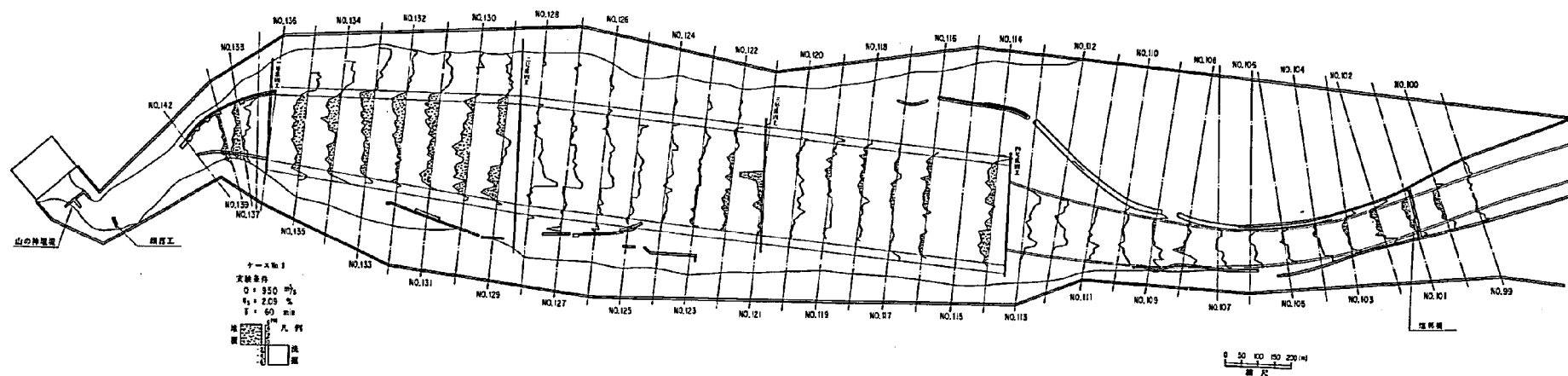


図-23 洗掘及び堆積状況

① 養沼頭首工を流下した流水は、流路幅 70 m 程度となって左岸の既設護岸沿いに流心をとる。そして、1号床固工の左岸側下流で 30° に近い角度で円錐上に散乱する。1号床固工より2号床固工間で土砂が堆積するにつれて、左岸側の掘削法面侵食を激化させ、左岸側、町道西山狭平線沿いへと流入する。

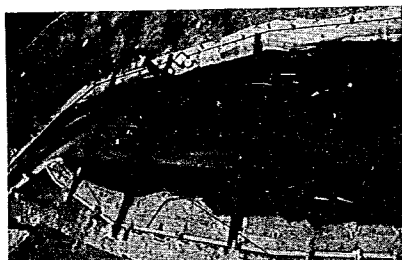
② このような問題に対して、既設護岸を延長し、掘削法面侵食を防止するような工夫を講ずる必要があろう。

2) 実験No 3の流況

① 写真-5でみるように、実験開始より20分を経過する項より、砂溜工流頭部の右岸に形成した砂堆によって流水は左岸の護岸沿いに集中し、流路は固定される。20分後において、下流の霞堤先端付近では、流路幅は 6.5 m と狭まくなり、流速は 9.3 m/sec と大きい。



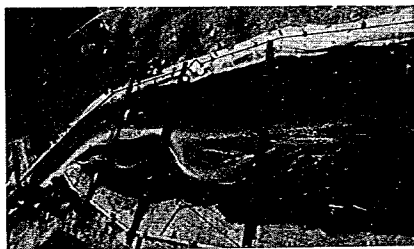
写真-4 実験開始より55分後の流況



(1) 実験開始より5分後の流況



(2) 実験開始後より30分後の流況



(3) 実験開始より60分後の流況

写真-5 霞堤による導流方法の流況 (流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度 1%)

3) 実験№4の流況

① №141断面に流向規整のための床固工を計画した。礫沼頭首工を流下した流水の流心は右岸寄りをとるため、床固工の水通し部における流速は、中央より右岸にかけて大きい(表-9)。また、床固工の直下流№139断面付近の流速は $5\text{ m/sec} \sim 7\text{ m/sec}$ となっている。

表-9 流速測定結果(床固工水通し部)

測定時刻 測定位置	8分	28分	48分
右岸側	6.5 m/s	7.5 m/s	6.4 m/s
中 央	7.9	7.9	7.9
左岸側	2.5	6.3	3.8

② 実験開始より35分後までの流況は、写真-6でみるように、霞堤による導流方法にくらべると左岸の導流護岸に沿う流れが少ない。写真-5と写真-8で流況の時間的変化を比較しても、霞堤より床固工を設け導流護岸を延長した方が、右岸流頭部における流況は安定しているようである。

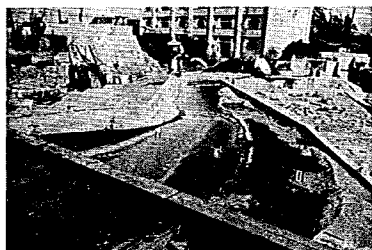
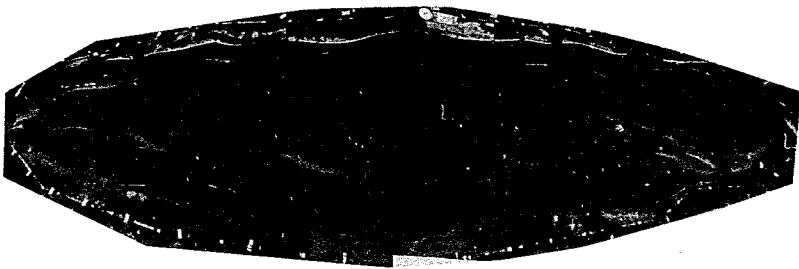


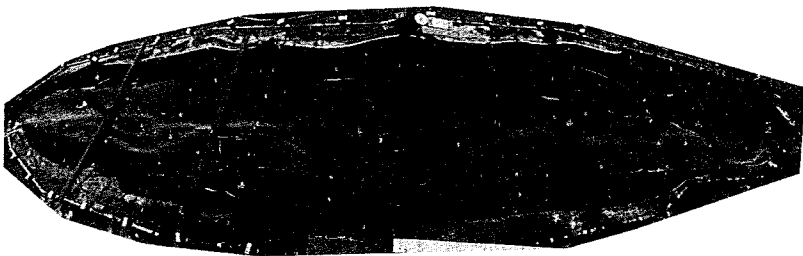
写真-6 実験開始より35分後における流頭部の流況をみた。流水は中央部より右岸沿いに走り、左岸の導流護岸は安全である。



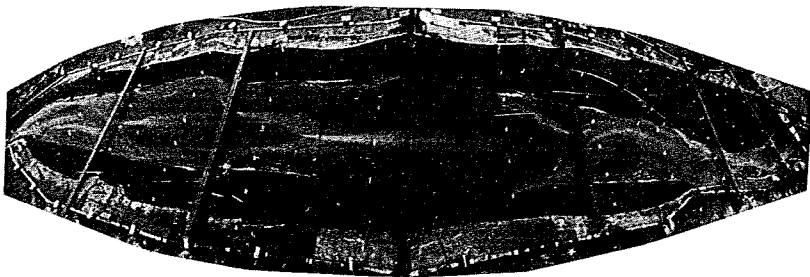
写真-7 実験開始より40分後の床固工周辺の流況をみた。床固工を流下する流水は、中央部より右岸側に集中する。



(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



(3) 実験開始より 60 分後の流況

写真-8 実験No.4の流況の時間的变化 (流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度 1%)

4) 流量及び給砂量の相違が砂溜工流入部の流況に与える影響

これまでの実験から、流入部の工法と形状は実験No.4の形体がよいと考えられる。そこで実験No.4の形体で、流量及び給砂量の相違が砂溜工流入部の流況に与える影響を検討した。実験No.8は、 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、土砂濃度1%, 実験No.9は、流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、土砂濃度を2%, 実験No.10は、土砂濃度を0%とした実験である。流況の時間的変化を写真9~11に整理してある。

① 実験No.8は、実験No.4と同様に流過時間の経過にしたがって流頭部(Na.137~Na.134)の右岸に砂堆が形成され、流心は左岸の導流護岸に沿って流下する。流心部における表面流速は、 $3 \text{ m}/\text{sec}$ ~ $7 \text{ m}/\text{sec}$ となっており、実験No.4の表面流速は $7 \text{ m}/\text{sec}$ ~ $9 \text{ m}/\text{sec}$ であるから、流量の小さい実験No.8の方が流速も小さい。

② 実験No.9は、給砂量を、土砂濃度にして2%を与えた場合である。

- 実験開始より30分を経過する頃より床固工は土砂で埋没する。床固工の下流の右岸側に形成された砂堆によって流心は左岸の導流護岸沿いに集中する。しかし、導流堤を越水する等の問題はない。

- 実験開始より37分後におけるNa.134~Na.131断面間は、流路幅が 50 m ~ 100 m と狭くなり、132断面で測定した流速は $7 \text{ m}/\text{sec}$ ~ $8 \text{ m}/\text{sec}$ と大きい。

- 山の神砂防ダムを流下した土砂は、Na.130断面より上流に堆積しているようである。

③ 実験No.10は山の神砂防ダムを流下する土砂量がない場合の実験である。

- これまでの実験と同様に、実験開始より30分を経過する頃より流水は左岸の導流堤に沿って流下する。同時刻において、Na.130~Na.133区間の流路幅は 60 m ~ 75 m と狭まり、流速は $7 \text{ m}/\text{sec}$ ~ $9 \text{ m}/\text{sec}$ と大きい。

- 他のケースにくらべて、左岸側に流心をとった流水は、直進性を強める。

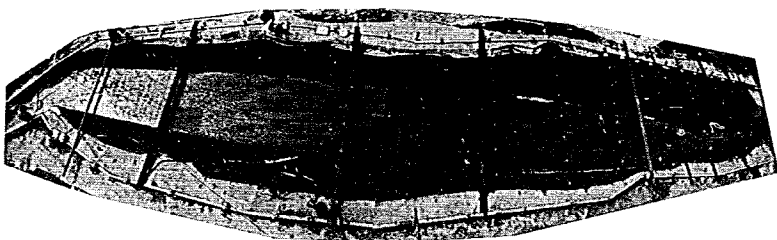
5) 実験No.9で砂溜工の流入部に堆積した土砂は、中小洪水時に下流へ流送されるか。

① 写真-12・Iは、流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、土砂濃度2%の流況の時間的変化を、写真-12・IIは、この後さらに流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、土砂濃度0.5%の洪水が、現地時間に換算して10時間継続したと想定した場合の、流況の時間的変化をみたものである。

② 写真-12・Iでみるように、土砂濃度が2%の場合に、実験時間の経過にともなって、床固工は土砂で埋没する。また、右岸側に流送土砂が堆積して、流水は左岸の導流護岸に沿って流下する。

③ 写真-12・IIでみるように、流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、土砂濃度0.5%の洪水では、この堆積土砂は徐々に下流へ流送されて、実験開始後120分には流路は完全に、河道の中央部を流下するようになる。

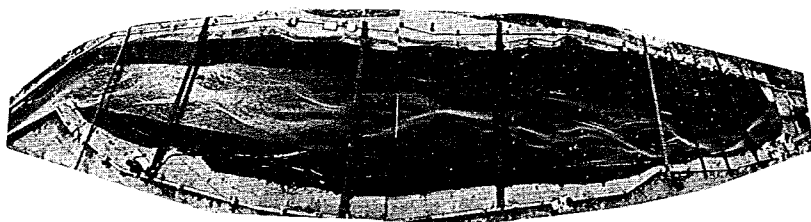
6) 流況観察からみた砂溜工への流入方法は、霞堤より床固工による実験No.4の方が良い。しかし、砂溜工流頭部は右岸に大きく湾曲している地形的な要因により、右岸側に砂堆が形成され、流水は左岸の導流護岸に沿う。堆積した土砂は、小洪水時に下流へ流送されることが推定されるが、安全性を考えるとこの堆積土砂は、骨材採取時に積極的に除石する方がよいだろう。また、実験No.10のように、上流からの流送土砂が小さい場合は、特に、導流護岸沿いの河床低下が著しいので、左岸導流堤の根入は充分とる等の対策が必要となる。



(1) 実験開始より 5 分後の流況

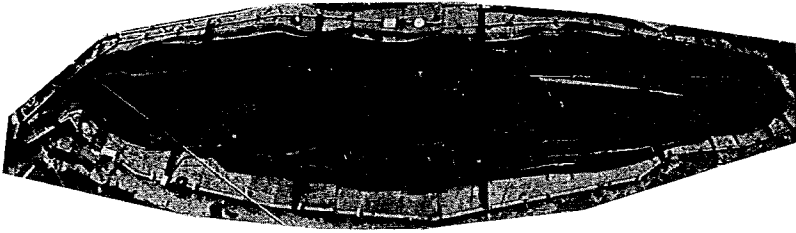


(2) 実験開始より 30 分後の流況

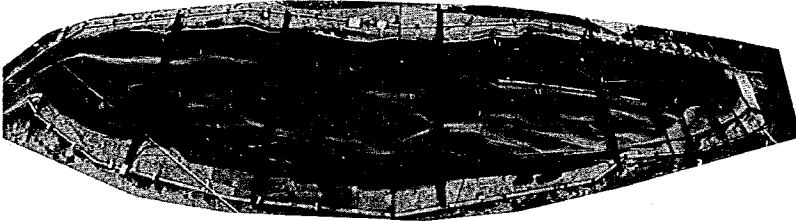


(3) 実験開始より 60 分後の流況

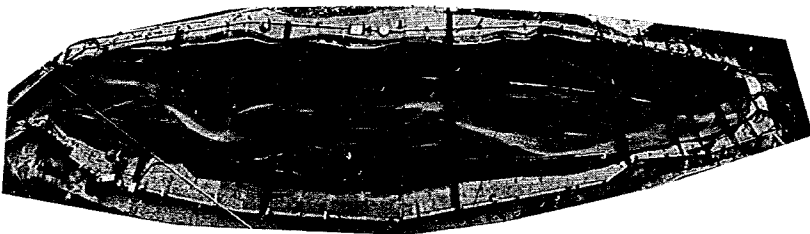
写真-9 実験No.8の流況の時間的变化 (流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度 1%)



(1) 実験開始より5分後の流況

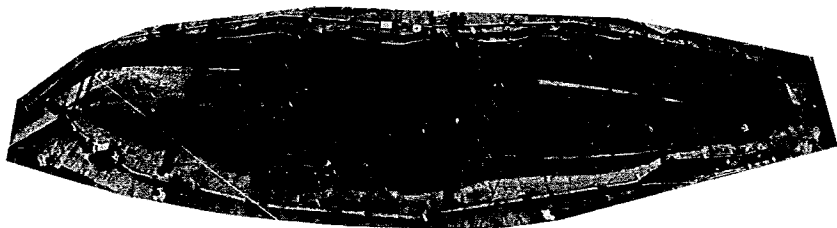


(2) 実験開始より30分後の流況



(3) 実験開始より60分後の流況

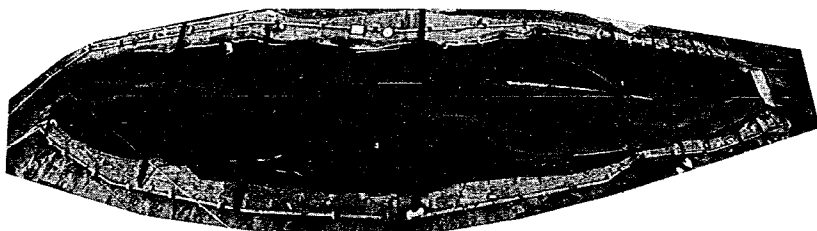
写真-10 実験No.9の流況の時間的变化 (流量 $950\text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度2%)



(1) 実験開始より5分後の流況



(2) 実験開始より30分後の流況

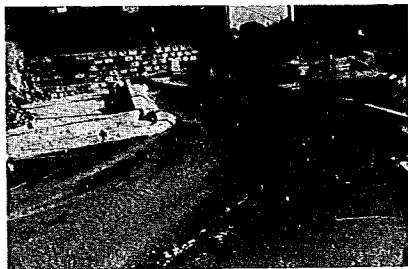


(3) 実験開始より60分後の流況

写真-11 実験No 10の流況の時間的变化 (流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度 0%)

I (流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度 2%)

(1) ~ (3)



(1) 実験開始より 5 分後の流況



(2) 実験開始より 30 分後の流況



(3) 実験開始より 60 分後の流況

II (流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度 0.5%)

(4) ~ (6)



(4) 実験開始より 65 分後の流況



(5) 実験開始より 90 分後の流況



(6) 実験開始より 120 分後の流況

写真-12 流量及び給砂量の変化が流況に与える影響

§ 4 砂溜工の検討

本章では、① 床固工の分散効果、② 砂溜工の幅（実験No 5：300 m，実験No 6：200 m）の相違が、砂溜工内の流況や河床変動等に与える影響はどうか、③ 砂溜工の効果等を検討し、砂溜工の工法と形状は、どのようなものがよいかを考察するものである。

実験No 2は、図-8、図-10、図-11に示したように、長さ225 m，幅300 mの形状であり、この間に4基の床固工（このうち2基はスリット構造）をもうけ、砂溜工への流入砂をできるだけ広く、全域に堆積させようとした。また、実験No 5，実験No 6は、砂溜工内の4基の床固工は全て撤去した場合の実験である。実験No 5とNo 6の砂溜工への流入方法と形状は、実験No 4と同じである。

4-1 砂溜工内の流況

1) 実験No 1の流況

砂溜工計画区間の流況を写真-3でみるように、扇頂部付近の右岸に形成された砂堆により、流水が左岸に集中し、町道 西山葎平線上に冠水するほか、流水が乱流して、No 113断面付近の左岸より既設護岸を越水する等の問題がある。

2) 実験No 2の流況

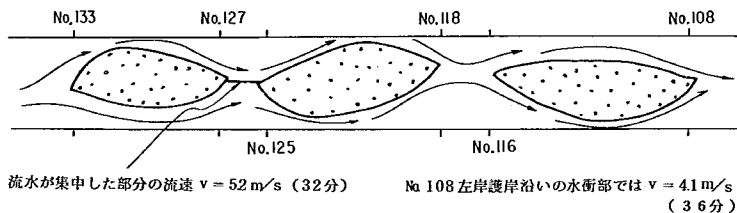
流況の時間的变化を写真-13に示した。1号床固工は、山の神砂防ダムから流送される土砂で埋没するが、2号床固工を流下する土砂量は実験時間を通じて少ない。2号～3号床固工間は、次第に流路幅が80～100 mに固定される。同区間で、実験開始より30分後の表面流速は8.3 m/secと大きな値を示している。

3) 実験No 5の流況

- ① 流況の時間的变化を写真-14に示した。実験開始より20分後に側方侵食がみられる箇所は、No 128～No 127の右岸、No 125～No 123の左岸、No 119～No 117の右岸、No 112の左岸等であるが量的には小さい。
- ② 実験開始より25分後の砂溜工流頭部の流況をみると、左岸の既設護岸沿いに形成された砂堆が徐々に移動をはじめるが、流水は護岸沿いに集中することはない。同時刻における流況を模式的に示すと次のようである。
- ③ 30分後における狭窄部No 108付近の流心部で測定した流速は、5.7 m/sec～6.5 m/secであり、No 106断面の右岸水衝部では、8.6 m/secと大きな値を示している。
- ④ 砂溜工流頭部の左岸専流護岸沿いの流速は次の通りであり、最大流速は、No 133断面で9 m/secを示すほか、No 135～No 130断面区間は全体的に流速が大きい。

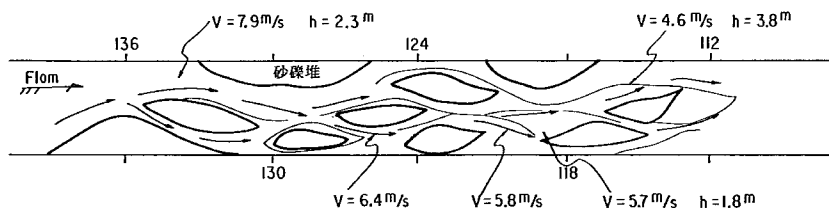
測定位置	No. 135	No. 134	No. 133	No. 132	No. 131	No. 130
流速 (m/s)	6.5 (16分)	6.6 (10分)	5.0 (20分)	8.8 (35分)	7.9 (35分)	
	7.5 (34分)	7.9 (25分)	9.0 (42分)	8.1 (55分)	8.6 (45分)	8.3 (57分)

()内は測定時の経過時間を示す。



4) 実験No.6の流況

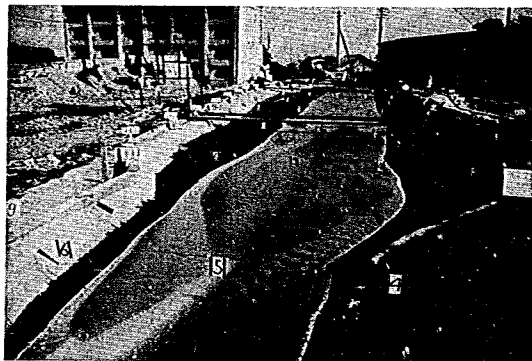
- ① 流況の時間的変化を写真-15に示した。実験開始より25分後の流況は、右岸側に形成された砂堆が固定されるだけでなく、No.133～No.129断面の流路中央に砂堆が形成されるので、流路幅はNo.133～No.130の左岸護岸沿いで30m～40mとなり、流速も8.5m/secと大きい。
- ② 同時刻において、No.111断面付近では河道中央に形成された砂堆の影響を受けて、兩岸で侵食が進む。No.111～No.109断面右岸沿いの流速は4.8m/sec～7.1m/secである。また、No.109左岸で4.7m/sec～5.8m/sec、常に水衝部となっているNo.104の左岸側で7.7m/sec、塩那橋付近では、7m/secと大きい測定結果を示している。
- ③ 実験開始より30分後の流況を模式的に示すと次のようである。



これを、実験No.5の模式的に示した流況と比較すると、実験No.5の砂溜工幅300mの場合に網流状の流況を呈するのに対して、実験No.6の砂溜工幅200mの場合は、半波長600m位の

復列蛇行を示しているのが特徴的である。実験№5と№6の流況写真を比較しても同様なことが言える。

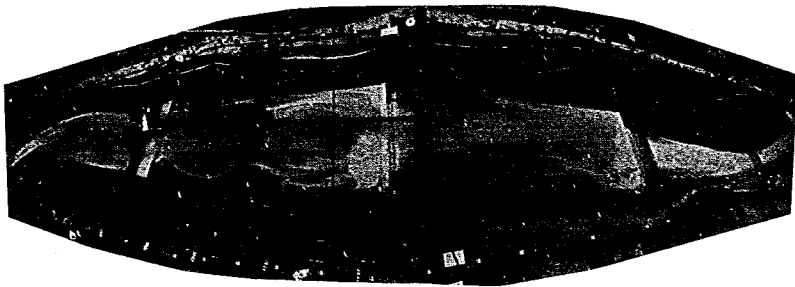
- ④ 図-21と図-22とで、砂溜工内の洗掘及び堆積の平面的変化を比較すると、砂溜工幅を300mとした実験№5の方が河道内の洗掘は大きい、砂溜工の側面侵食は小さい。



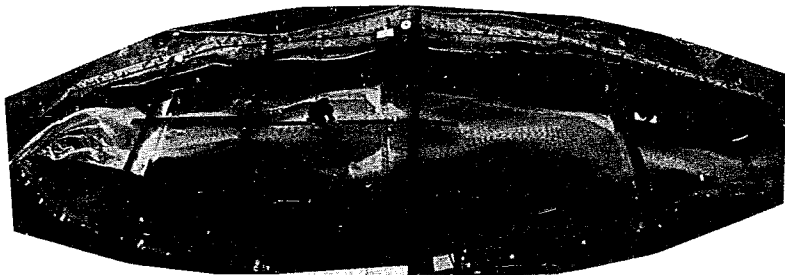
- 5) 以上のような流況観察結果から次のことが考察できる。

実験№6の実験開始より20分後における№110断面より上流部の流況

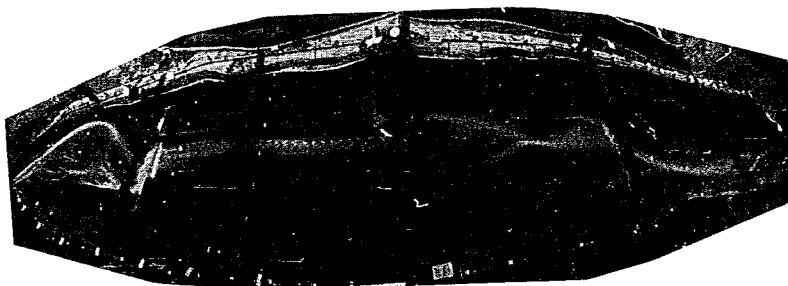
- ① 砂溜工を計画することにより、砂溜工内で流水の乱流は防止できる。
- ② 砂溜工の側面侵食が最も小さいのは床固工をもうけた実験№2の場合である。しかし、2号～3号床固工間で流路が固定され、河床を洗掘することや、4号床固工の左岸袖部を越水する等の問題がある。床固工がない実験№5及び№6と、実験№2を比較すると、床固工がない状態でも、流水は、計画した砂溜工幅のなかにうまくおさまる。
- ③ 実験№5と№6を比較すると、300m幅の実験№5の場合に網流状の流況を呈するのに対して、200m幅の実験№6は、復列蛇行を示す。そして、実験№5の方が側面侵食が小さい。



(1) 実験開始より 10 分後の流況

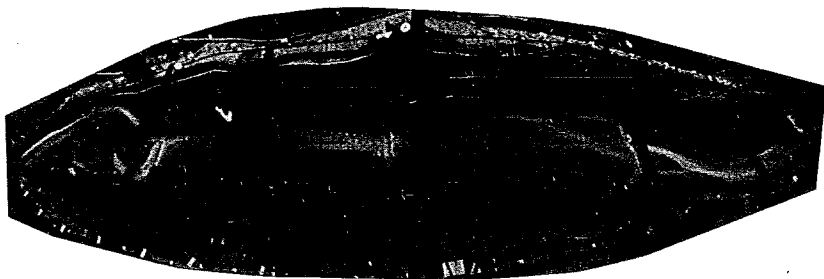


(2) 実験開始より 20 分後の流況

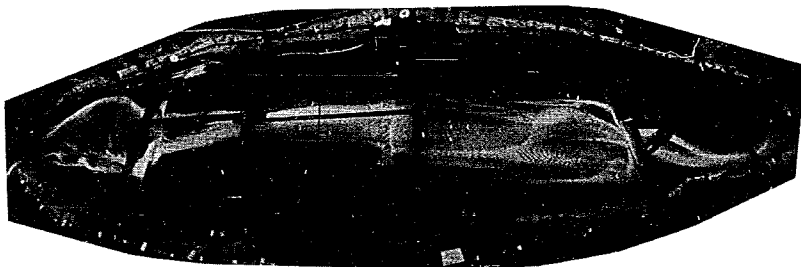


(3) 実験開始より 30 分後の流況

写真-13-1 実験No.2の流況の時間的变化



(4) 実験開始より40分後の流況

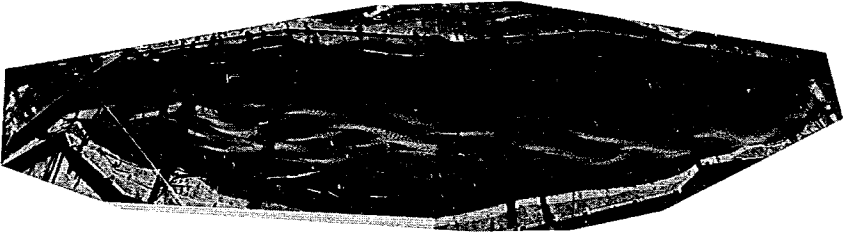


(5) 実験開始より50分後の流況

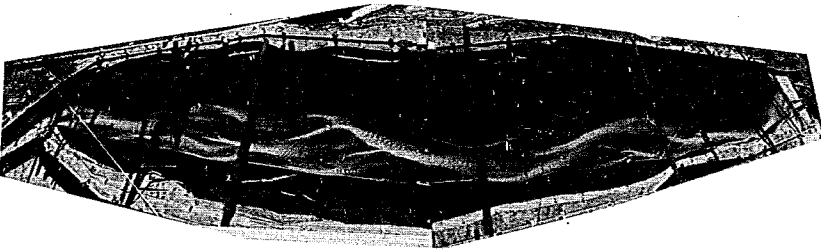


(6) 実験開始より60分後の流況

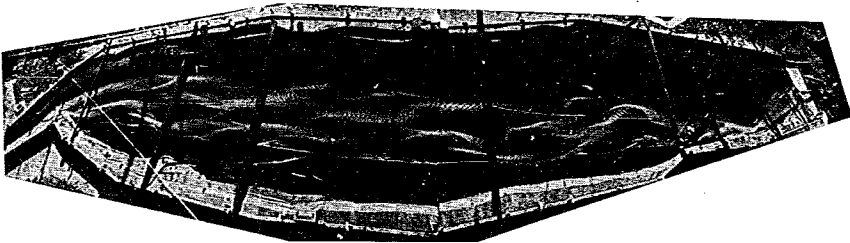
写真-13-2 実験No.2の流況の時間的变化



(1) 実験開始より 10 分後の流況

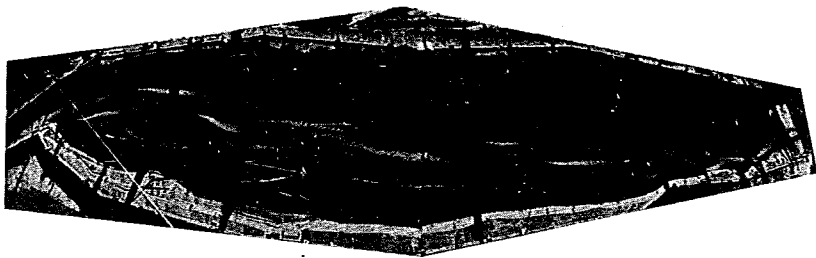


(2) 実験開始より 20 分後の流況

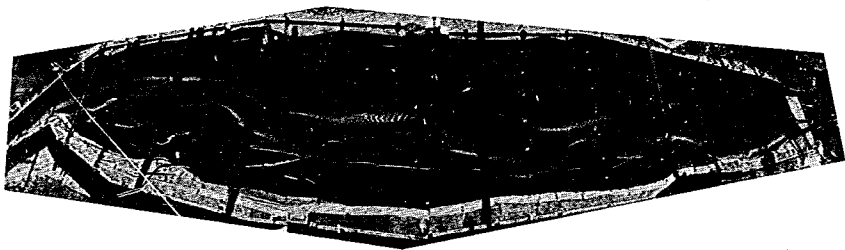


(3) 実験開始より 30 分後の流況

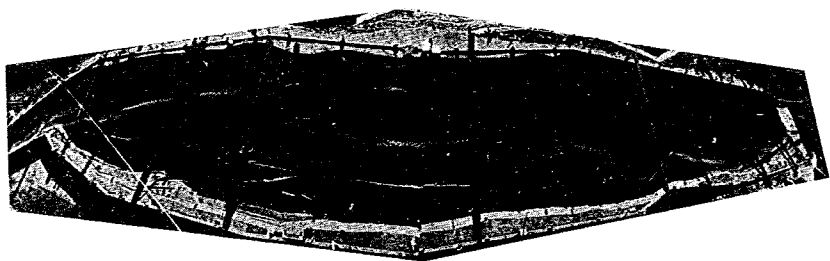
写真-14-1 実験No 5 の流況の時間的变化 (砂溜工幅 300 m)



(4) 実験開始より40分後の流況

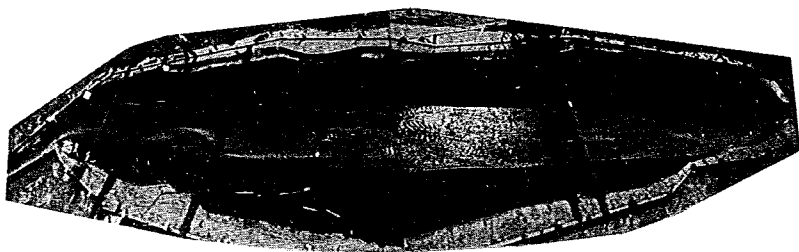


(5) 実験開始より50分後の流況

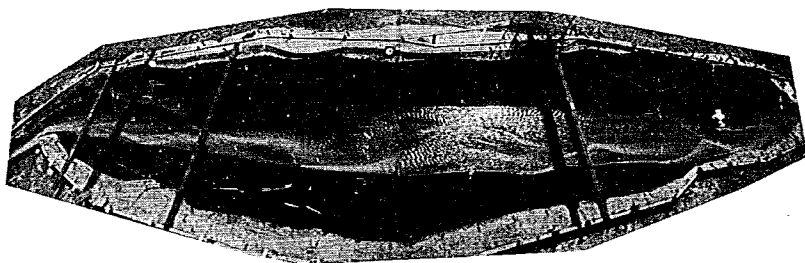


(6) 実験開始より60分後の流況

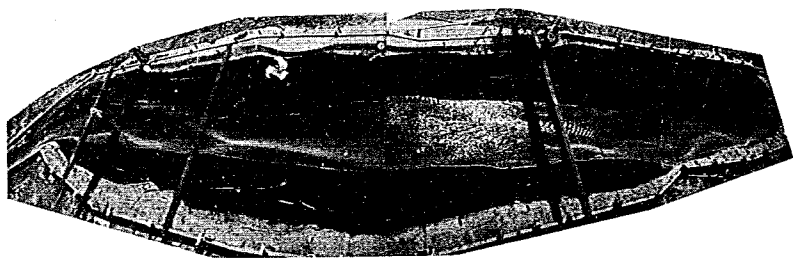
写真-14-2 実験Na5の流況の時間的变化(砂溜工幅300m)



(1) 実験開始より10分後の流況

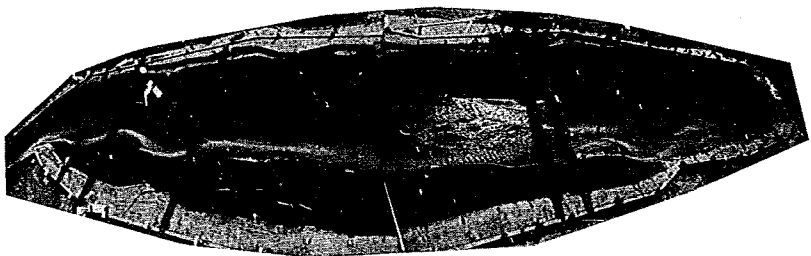


(2) 実験開始より20分後の流況

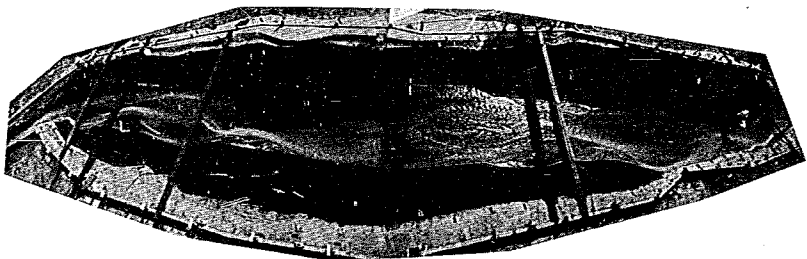


(3) 実験開始より30分後の流況

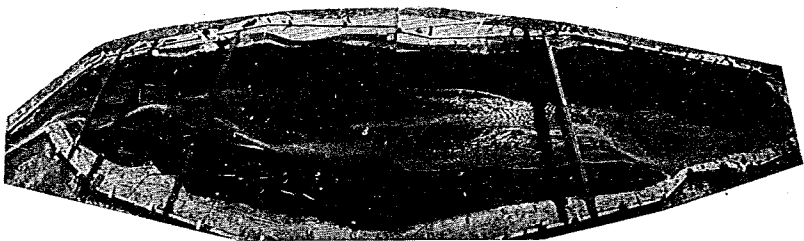
写真-15-1 実験No6の流況の時間的変化(砂溜工幅200m)



(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-15-2 実験No.6の流況の時間的变化(砂溜工幅200m)

4-2 砂溜工内の河床変動

4-2-1 床固工による流砂の分散効果の検討

- 1) 図-23は、実験No.2の各断面について通水前の河床高に対する洗掘及び堆積深の横断変化を平面的にみたものである。また、図-24は、各断面における平均河床の縦断的变化高をみたものである。ここで、平均河床高とは、横断測量結果を単純に算術平均したものである。
- 2) 図-23と、図-24で実験No.2における縦断的变化をみると、山の神砂防ダムを流下した土砂の大部分が2号床固工上流に堆積するために、2号～3号床固工間では河床が洗掘される。この洗掘された土砂は、4号床固工上流に堆積している。4号床固工よりNo.103断面間は最も河床低下の著しい区間である。

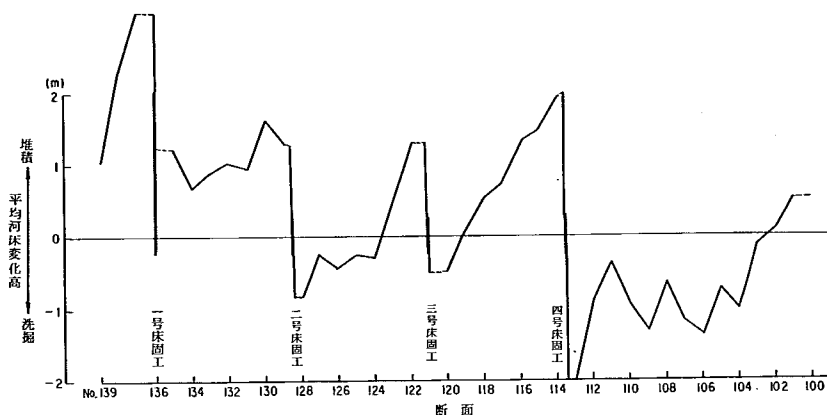


図-24 各断面における平均河床の変化高(実験No.2)

- 3) 河床変動量の収支をみると次のようである。

給砂量	山の神～ No.139	No.139～ 1号床固工	1号～2号 床固工	2号～3号 床固工	3号～4号 床固工	4号～ No.99	沈砂池
m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³
714.000	+76.000	+58.000	+420.000	-86.000	+154.000	-153.000	245.000

これによれば、1号と2号床固工間に給砂量の約59%が堆積している。4号床固工よりNo.99断面間は河床洗掘が著しく、沈砂池に堆積した量の62%が、この区間の洗掘土砂によって占められている。

- 4) 以上の実験的考察によれば、床固工による流砂の分散効果は期待できないことになる。

4-2-2 砂溜工幅の検討

実験№2の流況及び河床変動状態からみると、床固工による流砂の分散効果は期待できないことがわかった。そこで、実験№5と№6は、砂溜工内の床固工は全て撤去した状態で、砂溜工の幅は300m（実験№5）と200m（実験№6）とでは、どちらが安全度が高いかを検討したものである。

1) 平均河床変化高の比較

- ① 図-25によって、実験№5と№6との平均河床の変化高を比較した。同図で変化高の縦断変化をみると、いずれの場合も、通水前の平均河床高に対する堆積高及び洗掘高は50cm程度の範囲内であり、実験№2でみた平均河床の縦断変化（図-24）のように極端な堆積及び洗掘はみられない。
- ② また、実験№5と№6では、実験№5の方が洗掘箇所が少ないようであるが、これは実験№6の方が砂溜工の側方侵食が大きいくことに一因があると考えられる。

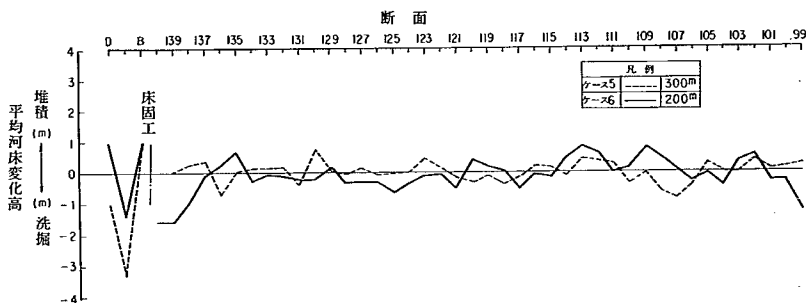


図-25 平均河床の縦断的变化の比較

2) 流出土砂量

- ① 表-10で、実験№1、№5、№6の流出土砂量を比較した。

同表でみるように、現況に対して、砂溜工を計画すると流路工に流入する土砂量は小さくなり、砂溜工としての効果が認められる。

- ② 同表で、実験№5と№6との流出土砂量を比較すると、実験№6の幅を200mとした方が流路工に流入する土砂量は、わずかであるが小さくなっている。

表-10 給砂量と流出土砂量との関係

実験ケース	A 給砂量 ($\times 10^3 \text{ m}^3$)	B 流出土砂量 ($\times 10^3 \text{ m}^3$)	B / A	給砂量 (m^3/sec)	流出土砂量 (m^3/sec)	流出土砂 濃度(%)	模型形状
ケース1	3420	3220	0.942	9.50	8.94	0.94	現況
ケース5	"	2088	0.611	"	5.78	0.61	B=300m
ケース6	"	1771	0.518	"	4.92	0.52	B=200m

- ③ 図-26は、No.9断面の模型末端で3分間隔に測定した流出土砂濃度の時間的変化をみたものである。同図で、実験No.1の現状と実験No.5及びNo.6との流出土砂濃度を比較すると、砂溜工を計画すると模型時間で40分頃までは、砂溜工の効果がはっきり認められるが、40分を経過する頃より、各実験ケース共、流出土砂濃度に大差がなくなり、現状河道における状態に近づいてくる。
- ④ 図-26で、40分迄の流出土砂濃度の時間的変化をみると、実験No.6に対して、流路幅が広い実験No.1及び実験No.5の場合に、明確な周期性が認められる。このことは、砂堆の移動状況を示すと共に、それだけ流砂の自然調節がおこなわれていることになる。
- ⑤ 流出砂量と平均河床変化高との関係を見ると、平均河床高は、実験No.6の方が実験No.5より、わずかなのであるが洗掘区間が多くなっているのに対し、流砂量は、実験No.6の方が少ない。このことは、河床高の測定が通水後におこなわれており、通水中は異った河床形状を呈していたものと思われる。

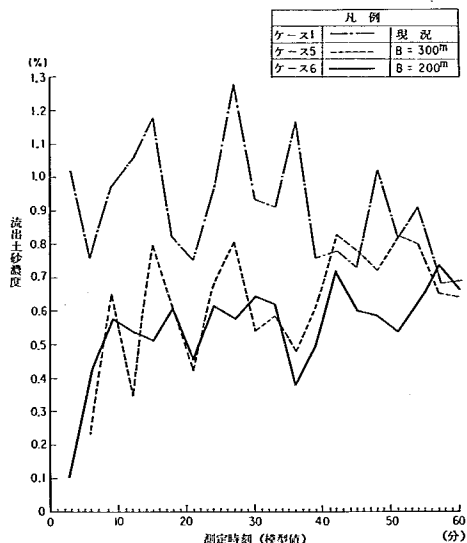


図-26 流出土砂濃度の時間的変化

4-3 砂溜工の側面侵食

砂溜工の側面は、原則として、法覆工をおこなわないので、側面侵食が生じる。そこで実験No.5とNo.6ではどちらが側面侵食が小さいかを検討する。

- ① 図-21及び図-22は、実験No.5とNo.6の、各断面毎に通水前の河床高と通水後の河床高の変化を

堆積及び洗掘深によってあらわし、これを平面的に見たものである。

- ② 図-27は、実験№5と実験№6について、各々の通水前に対する砂溜工幅(B_0)と通水後の砂溜工幅(B_1)で示し、砂溜工の幅の変化を(B_1/B_0)の変化率でみたものである。
- ③ 図-21、図-22及び図-27によって側面の侵食状態をみると、実験№6の幅200mの場合に砂溜工側面の侵食が著しく大きいのにに対し、実験№5は小さい。
- ④ 以上のことから法覆工を計画しない場合は、砂溜工の幅を300mとした方がより安全だと言える。

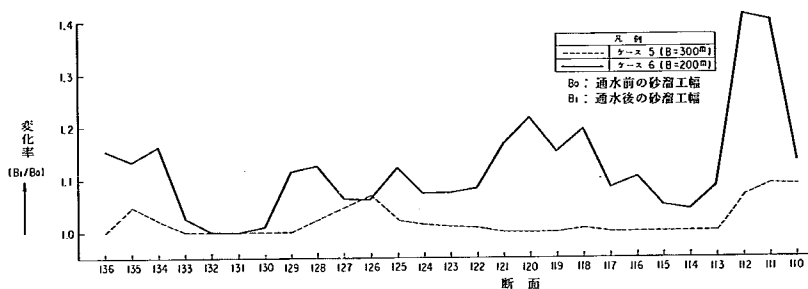


図-27 砂溜工幅の変化率

4-4 砂溜工幅の検討

計画洪水流量 $950\text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量が土砂濃度にして1%の同一条件の基では、砂溜工幅300mと200mとでは、流路工に流入する土砂量に大差がない。また、側面の侵食は流路幅300mの方が小さい。幅を300mとし、計画案通りの計画勾配で河道掘削をおこなっておけば、砂溜工の効果が期待できること等から、砂溜工幅は300mとした方が良いと言える。

4-5 砂溜工の工法と形状の検討

これまでの実験結果より、① 床固工による流砂の分散効果は期待できない。② 砂溜工幅は300mとした方が安全である。③ 現況河道に対して、実験№5の形状の砂溜工を計画すると、実験開始より40分までは、下流流路工への流砂量を小さくすることができる。こと等から、砂溜工は実験№5の形状がよいと推定される。

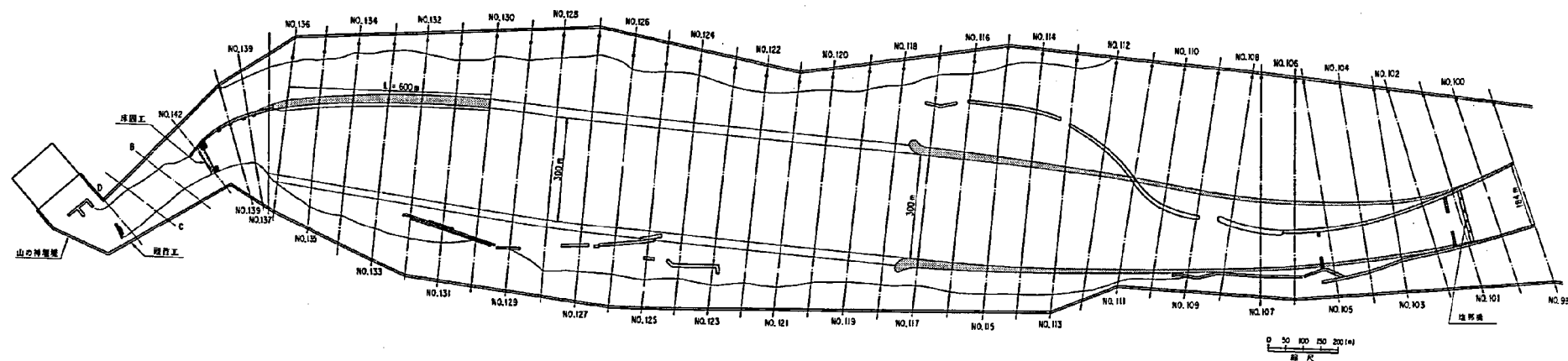


図-28 砂溜工の設計形状

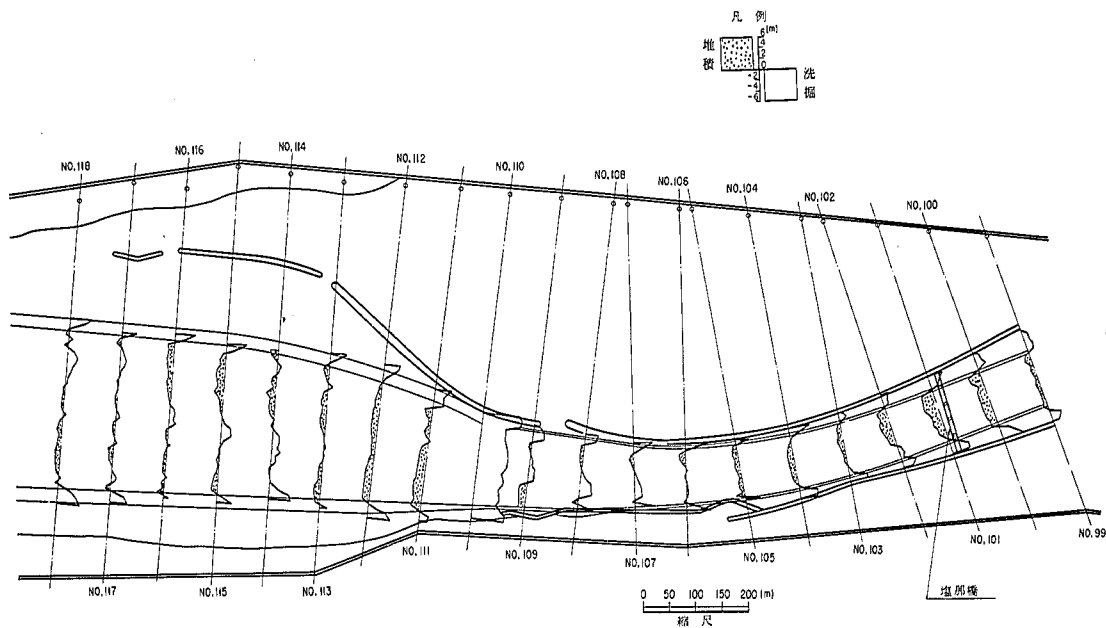


図-29 洗掘及び堆積状況 実験No. 5

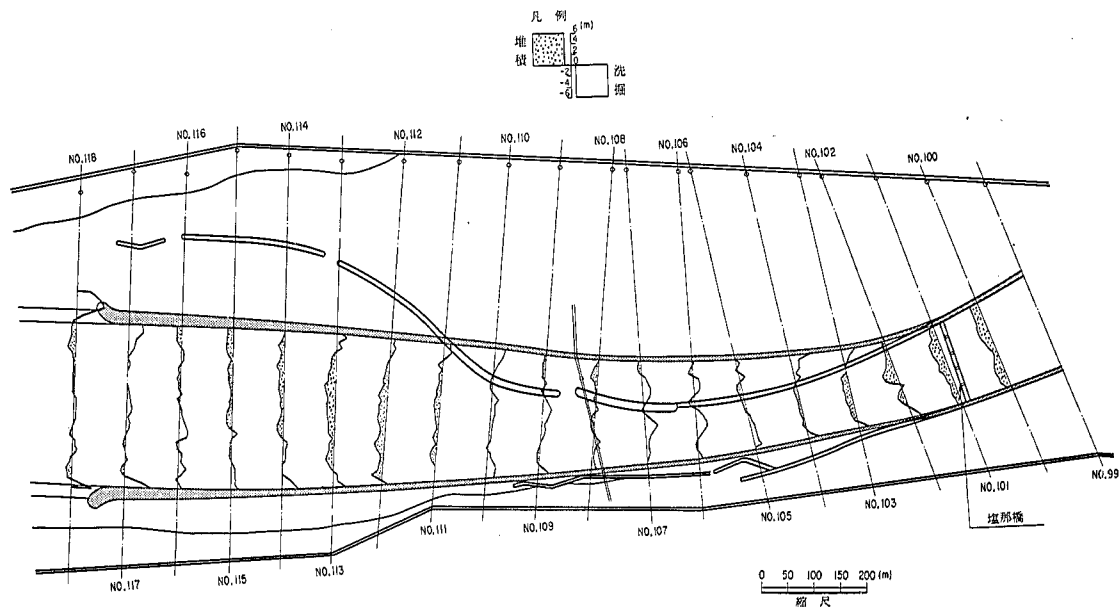


図-30 洗掘及び堆積状況 実験No.7 (狭窄部拡幅)

§ 5 砂溜工の流出部の検討

5-1 現状実験からみた問題点と対策

1) 現状河道において、No 111より下流で流路幅は約100mに狭まり、護岸等によって流水を規整しているが、No 111～No 109断面の左岸沿い、No 106～No 105断面の右岸側等が水街部となることが多く護岸沿いの河床低下が著しい。また、No 105+30m及びNo 101+30m地点の水制工先端部付近の洗掘が大きく、流況を乱し、護岸越水の原因となっている。No 102+30m地点の水制工は、流れを流路中央に集中させ、塩那橋の脚の局所洗掘につながるので、水制は撤去した方がよさそうである。写真16～17は、現況実験における流況を、写真18は、水制を撤去した流況をみた



写真-16 塩那橋上流の水制付近の流況



写真-17 砂堆の形成により河積が不足して、No 105断面の右岸及び右岸水制工直上流で護岸越水している（実験開始より25分後）

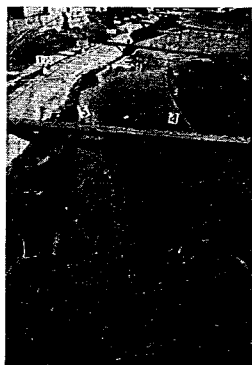


写真-18 実験開始より55分後の流況

ものである。水制を撤去することにより、写真-17でみるような水制による流況の乱れは防止できるが、流路の中央より左岸側に形成される砂堆により、No 105付近の右岸での護岸越水や、河積が不足して流水は右岸の護岸沿いに集中する等の問題がある。このことから、護岸の屈曲部をなくし、

流路幅の拡幅をおこなう必要があると考えられる。

- 2) 写真-19でみるように、No117～No115断面の右岸で侵食を受けると流水は、No114断面付近より左岸側へと流心をかえ、No110断面左岸で護岸を直撃している。水衝部地点の流速は $7\text{ m/sec} \sim 8\text{ m/sec}$ と大きい。また、No106断面より下流部で流水を右岸に集中させる等の問題を生じさせるので、場合によっては、No117よりNo111区間は、砂溜工側面を保護した方がよい。

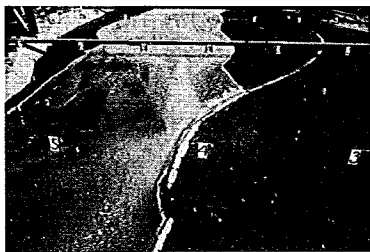


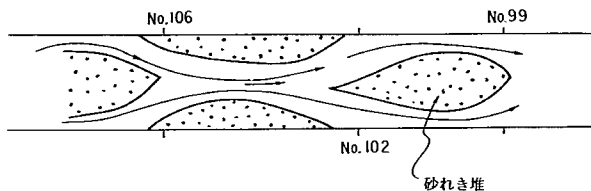
写真-19 No110断面付近の流況

5-2 狭窄部拡幅の効果

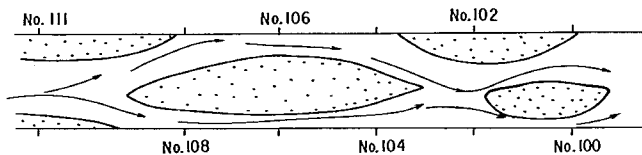
- 1) 狭窄部の拡幅は、図-28に示す形状でおこなった。護岸法線及び流路幅の拡幅に当り、まず、水道橋や塩那橋等の既設工作物に影響を与えないこと、下流に計画されている流路工との接合に無理がないこと等を考慮した可能な限りの拡幅を左岸側についておこなった。この結果、No109断面付近及び、No105断面付近の右岸にある既設護岸は、流況を乱してNo104断面付近の左岸側の洗掘を大きくすることや、塩那橋付近においても流水を左岸に集中させ流速を大きくするので、護岸沿いの河床洗掘を生じさせる原因となる。そこで、右岸においても図-28に示すような既設護岸を改良した。
- 2) 実験No7は、No111断面より下流部の狭窄部を図-28に示したような形状に改良しておこなった実験である。

- ① 実験開始より13分後及び20分後における砂堆の位置及び流況を模式的に示すと次のようである。

図でみるように河道内には複列の砂堆が形成され、護岸沿いに集中する流れは緩和される。



実験No7の実験開始より13分後における砂堆の位置及び流況



実験No7の実験開始より20分後における砂堆の位置及び流況

② 写真-20は、実験№7の形体で、実験開始より20分後の塩那橋付近の安定した流況をみたものである。

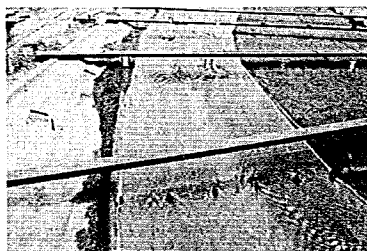


写真-20 実験開始より20分後の
塩那橋付近の安定した流況をみる

③ 図-29は、実験№5の、図-30は実験№7における通水初期形状に対する各断面毎の洗掘及び堆積深を平面的にあらわしたものである。図-29と図-30を比較すると、実験№7のように流路幅の拡幅をおこなうと、実験№5にくらべて護岸沿いの洗掘は防止される。

④ 表-11は、模型末端から流出した土砂量を実験№5と実験№7について比較したものである。同表でみるように、実験№7の方が模型末端から流出した土砂量は少なく、それだけ断面№111より下流の河道内の河床低下は防止されたことになる。また、模型末端における流出土砂量の時間的变化を実験№5と№7について比較したのが図-31である。同図でみても実験№7の方が流出土砂量は少ない。

表-11 給砂量と流出土砂量との関係

実験№	実験条件	給砂量 A (m^3/sec)	流出土砂量 B (m^3/sec)	B/A	流出土砂 濃度 (%)	模型形状
5	$Q = 950 m^3/sec$ $Q_s = 1.0\%$ $T = 60分$	9.50	5.78	0.611	0.61	狭窄部現状
7	〃	9.50	4.75	0.500	0.50	狭窄部改良

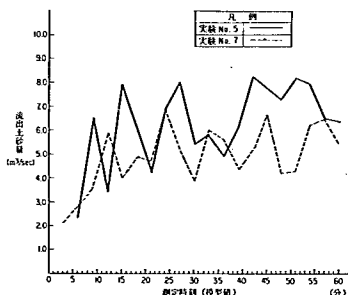


図-31 流出土砂量の時間的变化

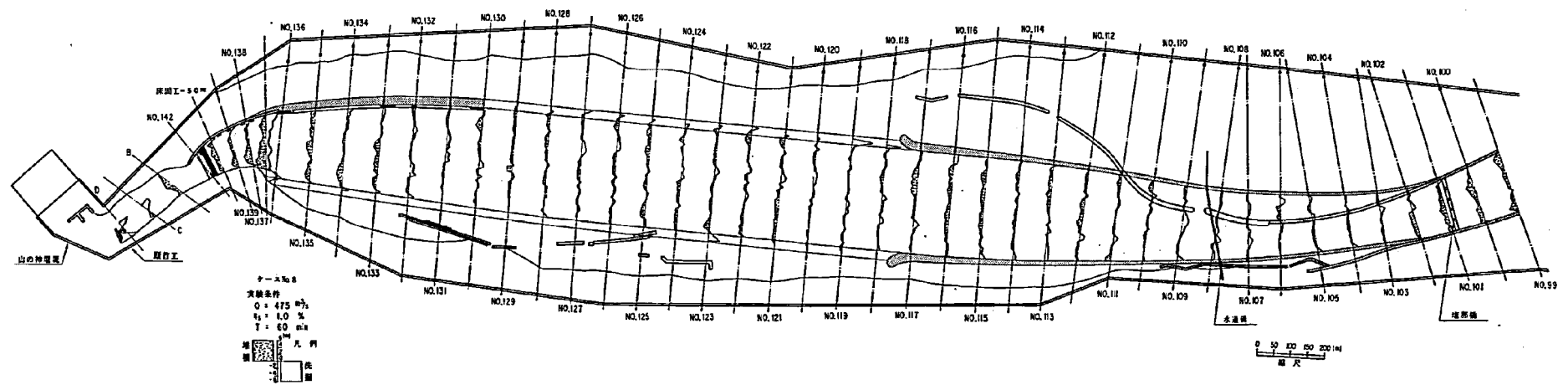


図-3 2 洗掘及び堆積状況

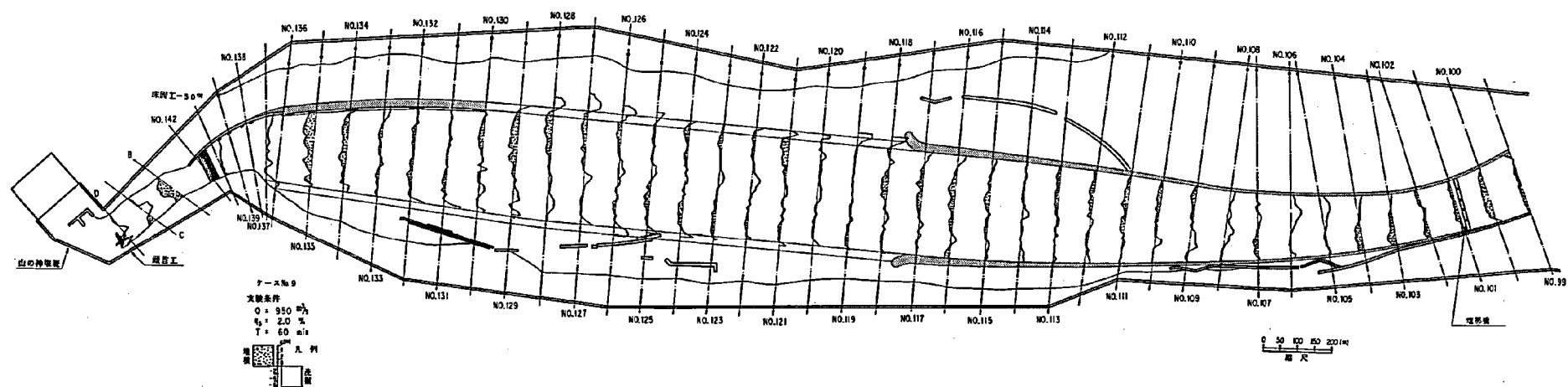


図-33 洗掘及び堆積状況

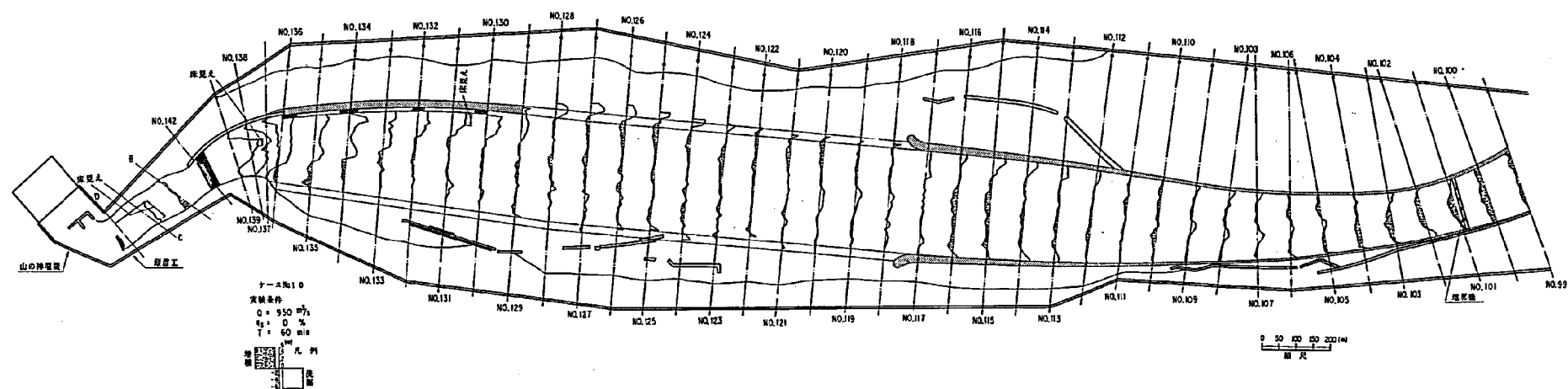


図-34 洗掘及び堆積状況

§ 6 流量及び給砂量の相違が流況及び河床変動に与える影響

これまでの実験から、砂溜工は図-28に示したような形状が良いと考えられる。そこで、本章では、この砂溜工の形状の基で、流量及び給砂量の相違が流況や河床変動に与える影響を考察し、砂溜工の安全性を検討する。

6-1 流況の比較

・ 1) 流量の相違が流況に与える影響

(1) 実験No 7 (流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度 1%) と実験No 8 (流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度 1%) の比較

- ① 実験No 7における流況の時間的変化は写真-21に、また、実験No 8における流況の時間的変化は写真-22に整理した。
- ② 写真-22で流頭部の流況をみると、実験No 7の場合と同様に実験時間が経過するにつれて、右岸から左岸に向かって砂堆が形成されるが、流水は実験No 7にくらべると流水の片寄り、小さいようである。また、実験No 7の場合に、左岸に集中した流水はNa133断面を水衝部としてそのまま、Na130断面付近まで直進する傾向を示しているのに対し、実験No 8はNa133断面の左岸が水衝部地点となった場合でも、この地点より流水は分散される。
- ③ Na130断面付近よりNa111断面付近での流水は網流状態で流下している。実験時間が経過しても、実験No 7にくらべると流水は分散され、砂溜工側面の大きな侵食もない。
- ④ Na117断面より下流では、Na115断面付近の右岸、Na105断面付近の左岸等が水衝部地点となるが、実験No 7にくらべて護岸沿いの河床低下は小さい。
- ⑤ 以上のように、計画洪水流量以下の流量に対して、砂溜工はより安全である。

2) 給砂量の相違が流況に与える影響

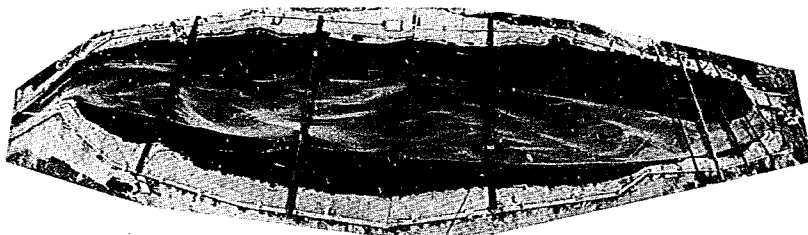
(1) 実験No 7と実験No 9 (流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度 2%), 実験No 10 (流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度 0%) との比較

- ① 実験No 9及び実験No 10における流況の時間的変化を写真-23、写真-24に示した。
- ② 流況写真によって、実験No 7、実験No 9、実験No 10の特徴的な流況をみると次のようである。
 - 砂溜工流頭部の流況は前述したように、いずれの実験でも、実験時間の経過にともなって地形的要因により、右岸に砂堆が形成されて流水は左岸の導流護岸に沿うようになる。この現象は、実験No 10の土砂濃度が0%の場合に最も顕著に現われる。実験No 10の場合に、左岸の導流護岸沿いの河床が洗掘されて、流水は直進し、実験開始より40分後になるとNa118断面付近よ

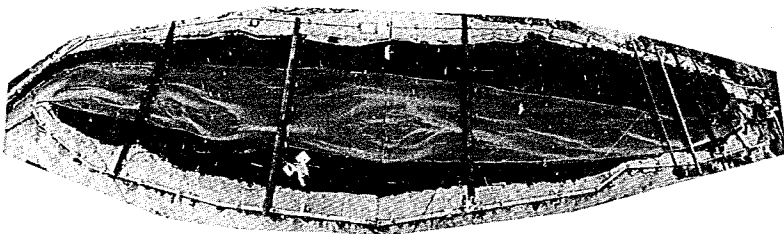
り上流部は、砂溜工幅の中央部より左岸寄りに流心をとるようになる。

- 。 写真-21, 写真-23で、実験No 7と実験No 9の流況をみると、No 130～No 110断面区間の流水は網流状の流れを呈している。実験No 7及び実験No 9の通水初期形状に対する洗掘堆積深の平面的分布を図-30と図-33に示した。同図によって、主な流線の変動を比較することができる。これによれば、流線の変動には、土砂濃度による影響はあまりないようである。

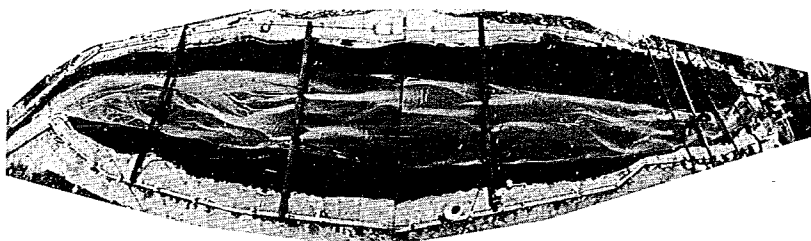
No 130断面付近の左岸よりNo 118断面付近の右岸に向う流れや、No 111断面付近の右岸よりNo 103断面付近の左岸に向う流れ、No 130～No 127断面区間の兩岸の洗掘ヶ所等は、実験No 7と実験No 9ではほぼ一致している。



(1) 実験開始より 10 分後の流況

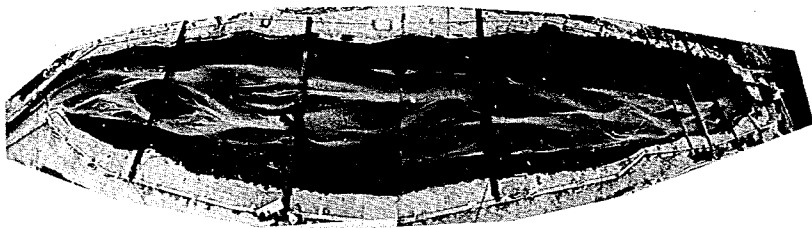


(2) 実験開始より 20 分後の流況

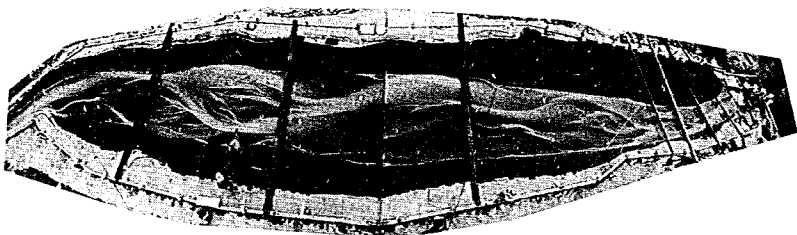


(3) 実験開始より 30 分後の流況

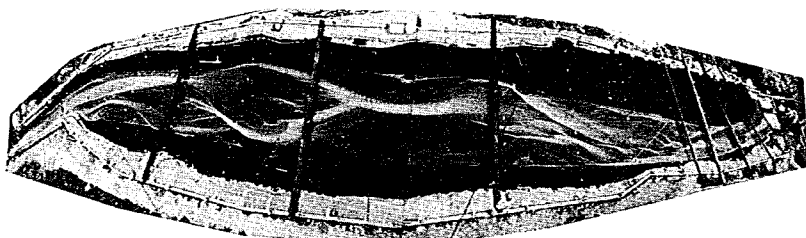
写真-21-1 実験No 7 の流況の時間的変化 (流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度 1%)



(4) 実験開始より40分後の流況

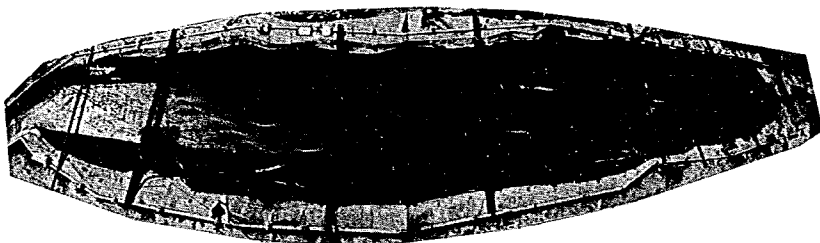


(5) 実験開始より50分後の流況

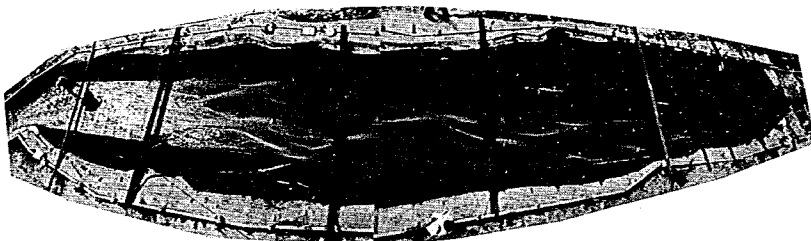


(6) 実験開始より60分後の流況

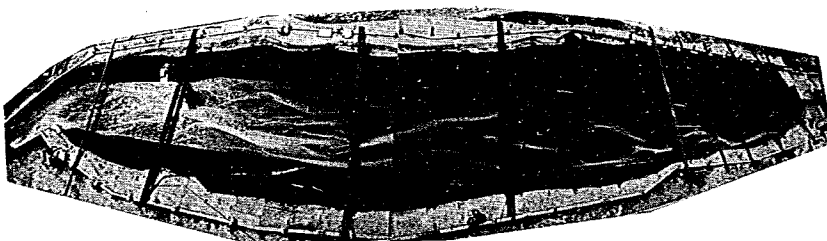
写真-21-2 実験No.7の流況の時間的变化



(1) 実験開始より 10 分後の流況

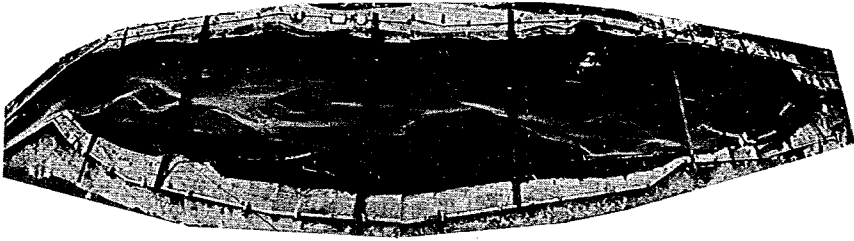


(2) 実験開始より 20 分後の流況

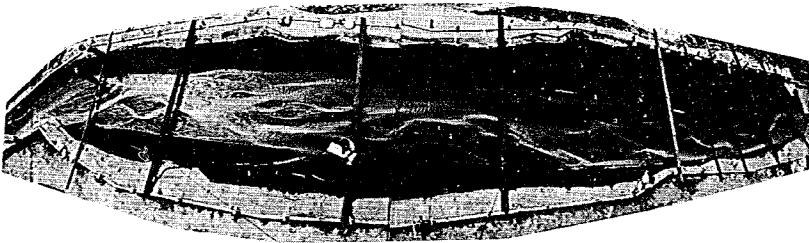


(3) 実験開始より 40 分後の流況

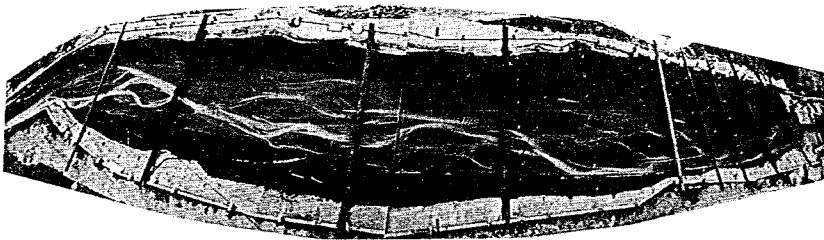
写真-22-1 実験No 8の流況の時間的变化(流量 $475 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度1%)



(4) 実験開始より 50 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

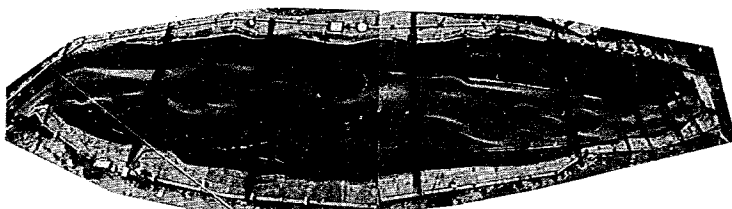
写真-22-2 実験No 7 の流況の時間的変化



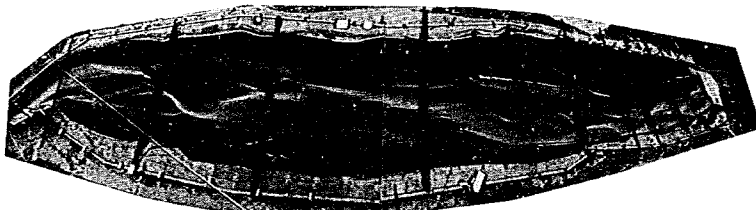
(1) 実験開始より 10 分後の流況



(2) 実験開始より 20 分後の流況

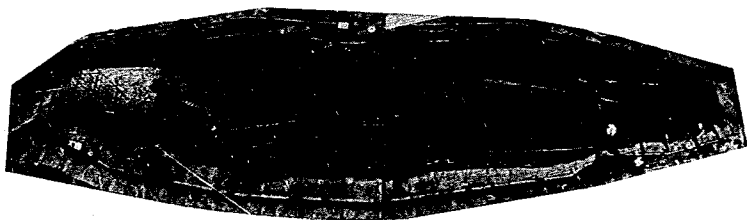


(3) 実験開始より 40 分後の流況

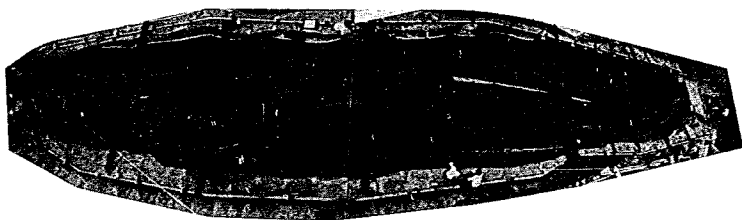


(4) 実験開始より 50 分後の流況

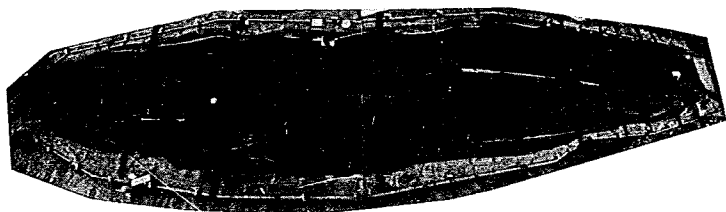
写真-23 実験№9の流況の時間的变化(流量 $950\text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度2%)



(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 35 分後の流況



(4) 実験開始より 50 分後の流況

写真-24 実験No 10 の流況の時間的变化 (流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$, 土砂濃度 0%)

946

6-2 河床変動の比較

1) 流量の相違が平均河床変化高に与える影響

図-35は、実験No.7と実験No.8について、平均河床変化高の縦断的变化を比較したものである。同図でみるように、実験No.8の方が、実験No.7よりNo.115断面より上流部での堆積高が大きい。特にNo.135断面より上流部での堆積高が大きい。しかし、No.111断面より下流部は平均河床変化高に大差がない。このことから、給砂する土砂濃度が同じならば、流量の小さい方がより流送土砂を堆積させること、また、砂溜工の長さは、No.110断面まで流砂を堆積させていることから、計画案通り砂溜工の終端をNo.110断面付近と考えてよさそうである。

2) 給砂量の相違が平均河床変化高に与える影響

- ① 図-36は、給砂量の相違(1%, 2%, 0%)が平均河床高に与える影響をみたものである。同図でみるように、土砂濃度が1%の実験No.7に対して、実験No.9のように土砂濃度2%と多くするとNo.131断面より上流床固工間で堆積する土砂量が多くなる。
- ② 逆に実験No.10のように土砂濃度が0%と小さくなると、No.131断面より上流で河床洗掘が大きくなる。
- ③ しかし、いずれの場合もNo.129断面より下流の平均河床変化高は大差がないことから、計画洪水流量の基では、給砂量の相違が砂溜工内の河床変動に及ぼす影響範囲をNo.129断面より上流だと考えてよさそうである。
- ④ いずれの実験でも、No.103~No.99断面で平均河床が上昇しているのは、模型末端のNo.99断面の河床を固定している影響が強いと考えられる。この問題に対しては、下流流路工水理模型実験をおこなう際に検討する必要がある。

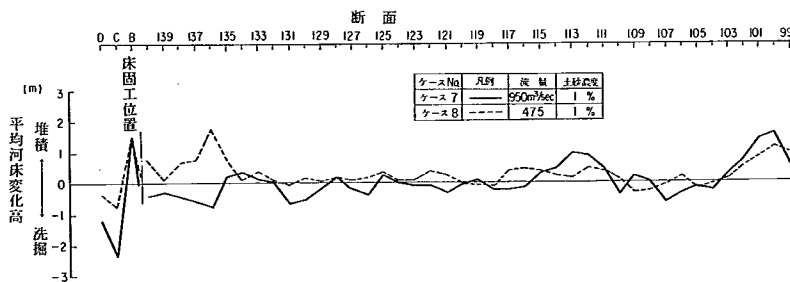


図-35 平均河床の縦断的变化の比較

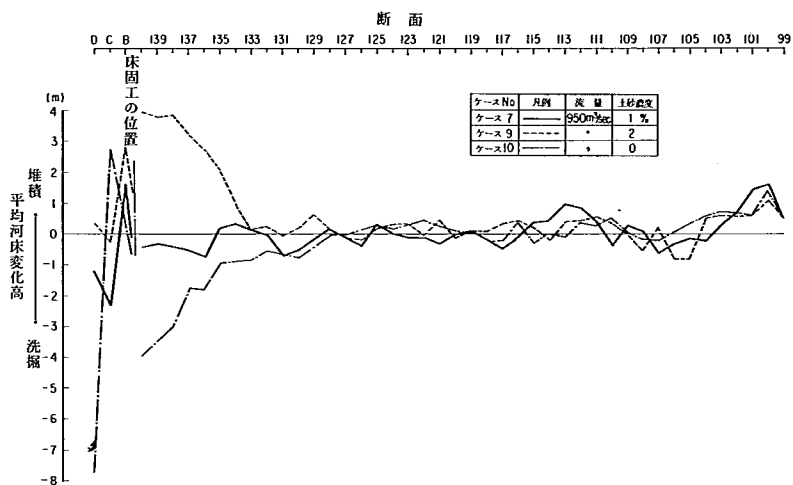


図-36 平均河床の縦断的变化の比較

§ 7 砂溜工の形状と効果

7-1 砂溜工の形状

1) 砂溜工への流入工法と形状

流況からみた砂溜工への流入工法は、霞堤による方法より実験№4で検討したように、扇頂部に流向規整のための床固工と、既設護岸より下流600m間の砂溜工側面の固定をおこなう方法の方がよい。ただし、砂溜工上流部は、右岸に湾曲する地形的要因により、この湾曲部より下流の右岸に形成される砂堆によって、流水は左岸に集中する可能性があるので、左岸の導流護岸は、基礎を十分に深くとることや根固工等を施すほか、№129断面より上流部に、土砂が異常堆積した場合は、骨材採取等で積極的に除石する等の方法をとればより安全だと言える。(図-19)

2) 砂溜工の工法と形状

- ① 実験№2のように床固工による流砂の分散効果は期待できない。流砂は、上流の床固工に堆積し、その下流は流路幅が固定されて、河床は洗掘される。
- ② 砂溜工の工法と形状は、下流流路工への流入砂量が小さいこと、砂溜工内に比較的広く分散して堆積すること、また、砂溜工の側面は、法覆工を施さない計画なので、側面の侵食が少ないこと等からみて、砂溜工は、実験№5の図-21に示した形状で計画することが望ましいと考えられる。

3) 砂溜工の流出部の工法と形状

- ① 砂溜工の流出部は実験№2の形状にすると、砂堆の形成等による影響を受けて、河積が不足し、護岸越水や、護岸沿いの河床低下が著しい。
- ② 実験№7の図-30に示したように、橋梁等の工作物に影響を与えない範囲内で、出来るだけ広く河積をとるように工夫し、断面形状は単断面とすると、①項で述べた問題はなくなる。

4) 以上のことから、蛇尾川に計画した砂溜工は、図-28に示した形状が望ましいと考えられる。

7-2 砂溜工の効果

- 1) 表-12は、各実験ケース毎に給砂量と流出砂量との関係を示したものである。同表で B/A は給砂量と流出砂量との比をみたもので、 B/A の値が小さい程、砂溜工内に堆積した土砂量が多いことを示す。
- 2) 同表で実験№1の現況河道と砂溜工の形状として望ましい実験№7との流出砂量を比較すると、流出砂量は、現状河道に対して実験№7のような形状の砂溜工を計画することにより約47%も減少できる。
- 3) 実験№2と、実験№9を比較すると、実験№9の方が流路工に流入する流砂量は約 $2\text{ m}^3/\text{sec}$ も少ない。

このことから、床固工による工法は効果が小さいことがわかる。

- 4) 実験Na 7, Na 9, Na 10について流出土砂濃度を比較すると、いずれの場合も大差がなく、ほぼ0.5%程度となっている。このことから、計画した砂溜工の形状にすると、計画洪水流量の基では、給砂量の相違が流出砂量に与える影響は小さく、砂溜工内で土砂調節がおこなわれていることがわかる。
- 5) 実験Na 7とNa 9とのB/Aの値を比較すると、実験Na 9の方が、実験Na 7よりも約50%も小さい。このことは、流量が同じであるならば、山の神砂防ダムを流下する土砂量が多い程、砂溜工内により土砂を堆積させることになる。
- 6) 実験Na 8のように、山の神砂防ダムからの流入量が小さい場合でも、給砂量の約70%が砂溜工内に堆積されることになり、砂溜工の効果は大きいことになる。

表-12 給砂量と流出砂量との関係

※ 実験時間は模型値

	実 験 条 件			流出砂量 (B)	B/A	流出土砂濃度	模型形状
	流 量	給砂量(A)	実験時間				
実験Na 1	m ³ /sec 950	m ³ /sec 950	分 60	m ³ /sec 894	0.942	% 0.940	現状河道
" 2	"	1983	"	681	0.343	0.716	計 画 案
" 7	"	950	"	475	0.500	0.500	改 良 案
" 8	475	475	"	149	0.315	0.314	"
" 9	950	1900	"	480	0.253	0.505	"
" 10	"	0	"	444	—	0.467	"

あ　と　が　き

蛇尾川に計画された砂溜工の形状を水理模型実験から検討してきた。本実験を遂行するに当たり木下良作博士には、貴重な御意見と御指導を賜わった。また、本文で過去における災害の実態調査は、木下良作博士の貴重な資料をお借りした。ここに深く感謝の意を表し、厚くお礼申し上げる次第である。

また、本文をまとめるに当って、栃木県砂防課及び大田原土木事務所の方々、建設省土木研究所の泉岩男砂防研究室長、前砂防研究室の大田原幸亘研究員（現、北陸地建立山砂防工事事務所調査課長）には大変お世話になった。

上の方々に深く感謝致し厚くお礼申し上げます。

参　考　文　献

- 1) 経済企画庁総合開発局；土地分類図（栃木県）（1974）
- 2) 科学技術庁資源局；石狩川河道変遷調査一参考編一，科学技術庁資源局資料第36号（1962）
- 3) 土木学会；水理公式集（1971）
- 4) 遠藤隆一；砂防工学，共立出版（1958）
- 5) 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）
- 6) 栃木県土木部砂防課；蛇尾川流域崩壊調査書（1952）