

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2363号



土木研究所資料

八右衛門沢水理模型実験報告書 (I)

昭和61年 3 月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1986) by P.W.R.I.

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

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

八右衛門沢水理模型実験報告書（Ⅰ）

砂防研究室 矢 澤 昭 夫
原 義 文
鈴 木 浩 之

要 旨：

本報告書は、長野県上高地の八右衛門沢の施設計画を決定するために実施した、水理模型実験の結果に考察を加え、整理したものである。

本報告では、土石流対策施設の配置位置や形状の検討のほか、過去の災害を実験上で再現し、八右衛門沢で発生する土石流の流動特性についても検討し、土石流対策砂防施設の計画のための基礎資料の収集を行なっている。また、土石流を扇状地内で減勢、堆積させるための河道掘削の可能性についても、実験的に考察を加えている。

キーワード：水理模型実験、土石流対策、扇状地対策、砂防計画

は　じ　め　に

本報告書は、北陸地方建設局松本砂防工事事務所の依頼を受け、昭和60年度に実施した「八右衛門沢水理模型実験」の結果をとりまとめたものである。本水理模型実験は、昭和60年度から2ケ年にわたり実施されるもので、本年度はその初年度にあたり、模型の製作、実験条件の決定、相似性の検討などを行なった他、施設配置計画の検討も行なっている。

八右衛門沢には現在、扇状地内に3基の床固工と1基のスリットダム（パイプ林）、上流の支沢内には8基の導流堤が施工され、土石流を安全に下流まで流下させようとしている。しかし、八右衛門沢は計画されている土石流の規模が大きく、現在の施設では十分と言えない。また、土石流の原因となる土砂の生産源対策も上流の溪谷部の勾配が $\frac{1}{2}$ 以上と急峻であり、構造物の施工が難しいなどの理由で抜本的な対策が望めないことから、流れ下って来る土石流を扇状地内で減勢させて対処する方法が計画され、新に6基の導流堤を配置することが計画されている。しかしながら、この施設配置計画が妥当であるかどうかについては、計画の土石流が扇状地上にどのように堆積するか、また、施設に対して、土石流が振る舞うのか、という点について明確に把握できないなどの理由から机上では検討することが難しい。また、八右衛門沢は上高地国立自然公園内に位置し、施工出来る施設の規模や形状が法律で厳しく制限されている。そこで、水理模型実験を実施し、限られた条件の中で計画した施設の効果の検討を行ない、考えられる土石流に対して最も有効な施設配置計画決定のための基礎資料を得ようとしたものである。本年度は過去の災害から、八右衛門沢で発生する土石流の氾濫特性を把握し、現況河道の危険度の判定、施設の効果検討を実施し一応の結果が得られた。

なお、実験を実施するにあたっては、松本砂防工事事務所の清野所長ほか、皆様に様々な点について御協力頂いた。御協力頂いた皆様に深謝し、厚くお礼申し上げます。

昭和61年3月10日

建設省土木研究所 砂防部砂防研究室

室　長　矢　澤　昭　夫

研　究　員　原　　　義　文

鈴　木　浩　之

目 次

はじめに

§ 1 八右衛門沢の概況	1
1.1 流域の概要	1
1.2 過去の災害	3
1.3 現在の状況	7
1.4 施設計画の概要	11
§ 2 模型実験の概要	16
2.1 実験の目的	16
2.2 模型の諸元	16
2.3 実験方法と測定項目	17
2.4 実験条件と実験ケース	18
§ 3 実験結果と考察	32
3.1 実験結果の考察	32
3.1.1 流量, 土砂流出パターンの検討	32
3.1.2 昭和50年災, 昭和54年災の再現	32
3.1.3 施設の効果	36
3.2 ケース毎の観察結果	40
§ 4 残された課題と今後の計画	88
資 料 集	91
実験終了後の洗掘・堆積平面図	93
実験終了後の流況写真	101

§ 1 八右衛門沢の概要

1.1 流域の概要

八右衛門沢は、日本でも有数の景勝地である上高地自然公園内に位置し、北を六百山、南を霞沢岳に至る稜線までを集水域とする、流域面積 1.47km²の溪流である。上流部は、土石流の堆積によって形成された扇状地の扇頂部で2つの谷に分岐している。この2つの谷はその地形、土砂移動の特性が異なる性質を持っている。

左支溪は、流域面積 0.9 km²で、その中の谷型斜面の占める割合は62%に達し右支溪と合わせて、八右衛門沢の後氷期における河川下刻量の大きさを物語っている。崩壊地は29箇所あり、その面積は約63,000 m²にも及ぶ。崩壊の形態は、高冷地特有の凍結、融解によるクラックに基づくもので、標高 2,000 m以上の谷の源頭部に広く分布している。源頭部付近の崩壊地の直下には崔錐がみられ、その規模は極めて大きい。

右支溪は、流域面積 0.56km²と左支溪の1/2であるが、流域に占める現輪廻の谷型斜面は広く、その比率は60%に及ぶ。本溪谷の崩壊地は14箇所あり、その面積は約 29,000 m²で、主谷右岸（北側斜面）にはまったく分布していない。また、崩壊は主谷に沿う小支谷の源頭部に多く見られ、その直下の谷中に崔錐として不安定土砂を堆積させている。これらは主谷に対して並列的に位置し各合流点付近には土砂の押し出しによる顕著な崔錐を発達させている。

八右衛門沢の右支溪、左支溪の溪谷は谷の出口付近に於いて合流し、下流側に扇状地を展開させており、その面積は 0.59km²である。扇状地部は、扇頂部においては右支溪、左支溪のつくる複合扇状地であるが、形態的にはひとつの扇状地形をなしている。その扇状地は土石流の押し出しによる土石円錐の典型的な形状を有しており、八右衛門沢が古くから土石流の常習溪流であったことを物語っている。

扇状地の形成は、左右支溪からの土砂の流出によって行なわれたものであるが、扇状地の形成段階においては左支溪が優位であったと考えられる。これは、前述したように、流域面積、崩壊面積、現輪廻段階にある谷型地形の面積など、いずれにおいても左支溪のほうが大きいこと、扇状地の等高線から読み取れる最大傾斜の方向は左支溪を中心にその同心円を描くなどの点から推察できる。しかし、現在の状態においては、右支溪のほうが不安定土砂量、谷の勾配などの点において、左支溪よりも危険性が高いと思われる。

扇状地下端には、シーズン中は1日 2,000 人もの観光客が利用する主要県道上高地公園線が横切り、ひとたび土石流で交通が遮断されると観光客や登山者が下山することが出来なくなるなどの被害が発生する。また、扇状地下端右岸側の土石流氾濫区域内に多くの観光客が利用するホテルがあり危険性が高い。実際、昭和50年、昭和54年に大規模な土石流が発生し昭和50年災では、ホテルにも被害が発生している。建設省ではこれらの災害を契機に対策を行っており、安全度は高まりつつある。

図1に八右衛門沢の流域を示す。

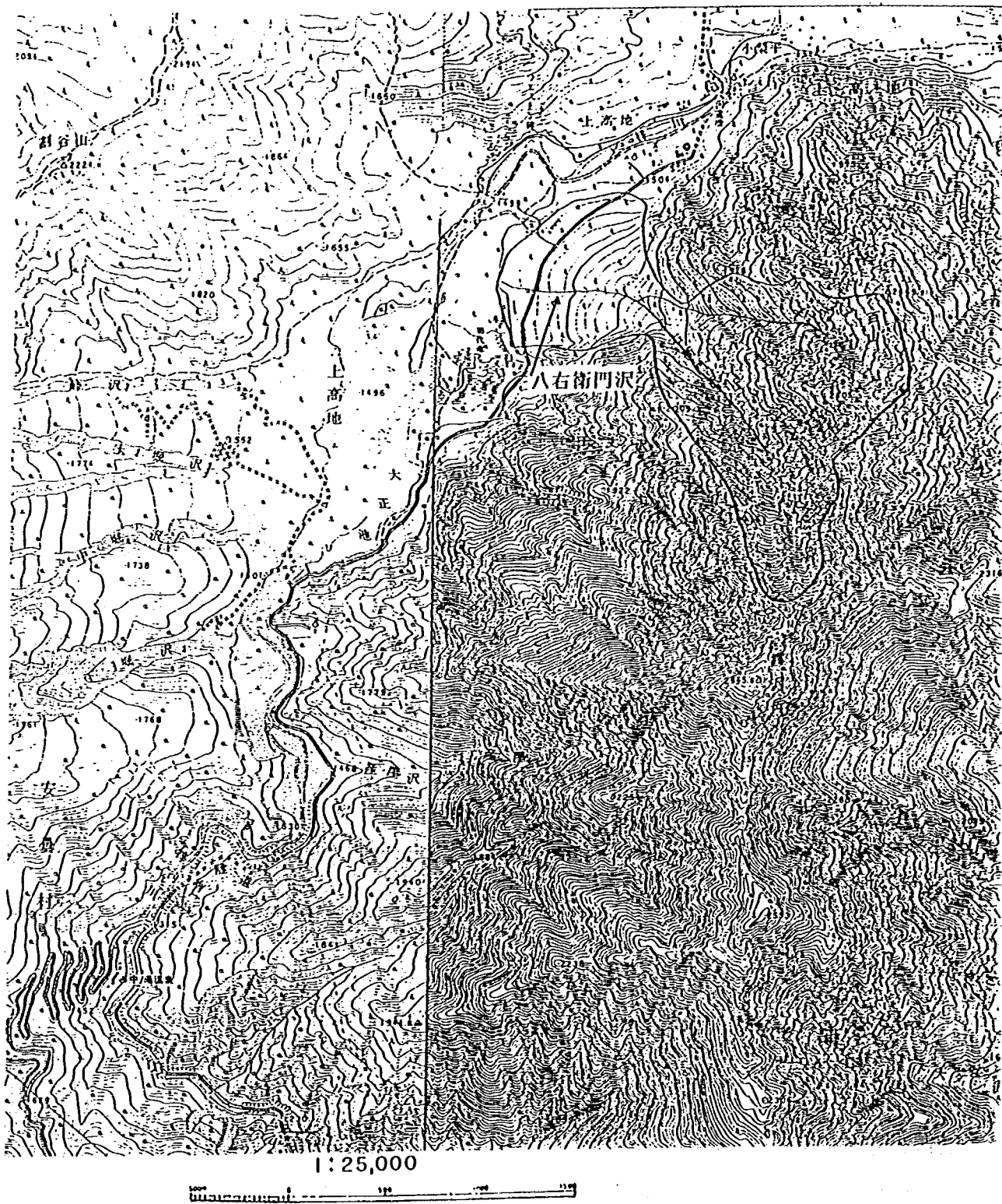


図1 八右衛門沢の流域

1.2 過去の災害

八右衛門沢において、近年土砂の流出が発生したのは、昭和44年、50年、51年、53年、54年の5回である。このうち、特に昭和50年、昭和54年に発生した土石流は規模が大きく、土石流によって流送された土砂が氾濫して、扇状地下端を貫く主要県道上高地公園線を寸断し、交通を遮断して多くの観光客や登山者の帰路を断ったほか、昭和50年災害では、土石流の後続流が上高地の帝国ホテルに流入し、多数の宿泊客を危険にさらした。

◎昭和50年災害

○災害発生日 昭和50年8月23日

○公共施設被害額

長野県 10,983,113 千円

安曇村 185,898 千円

○日雨量（豪雨） 182 mm/day

○災害状況

発生した土石流は、幅2～3 mであった小さな侵食谷を5～8 mの谷幅にかえ、扇状地頂部から、県道橋をこえて上高地湿地帯まで達した。

土石流に含まれて流下したと思われる転石が扇状地内の立木に衝突し、3～5 mの高さに痕跡があることや、土砂が林地内に進入した付近では樹木が立枯れている事などから、扇状地内や県道付近にかなりの規模の土砂堆積がみられたことを暗示している（写真1）。

土石流は扇状付近で電柱を倒し、3号床固工付近（昭和50年当時施設はなかった）から、後続する土石流が帝国ホテルへ向かい、ホテルで1 mの土砂堆積が発生している（写真2）。図2に土砂の氾濫範囲を示す。

◎昭和54年災害

○災害発生日 昭和54年8月21日

○公共施設被害額

長野県 2,203,176 千円

安曇村 986,575 千円

○日雨量（豪雨） 232 mm/day

○災害状況

左支沢から土石流が流出し、標高1,550 m付近で左右に越流している。県道橋上の堆積幅は約200 mであり広がっていない。

標高1,600 m付近には右支沢からの流水による水みちがみられるほか、左支沢から帝国ホテル方向に向かう水みちがみられ、土石流の不定方向性を示している。しかし、今回の災害では帝国ホテルは被災していない。図3に土石流の氾濫範囲を示す。

近年の災害は、土石流による道路の欠損がほとんどである。ただし、幸いなことに尊い人命が失われる災害は発生していない。



写真1 県道橋付近の土砂堆積状況



写真2 帝国ホテルの被災状況



写真3 河道の状況

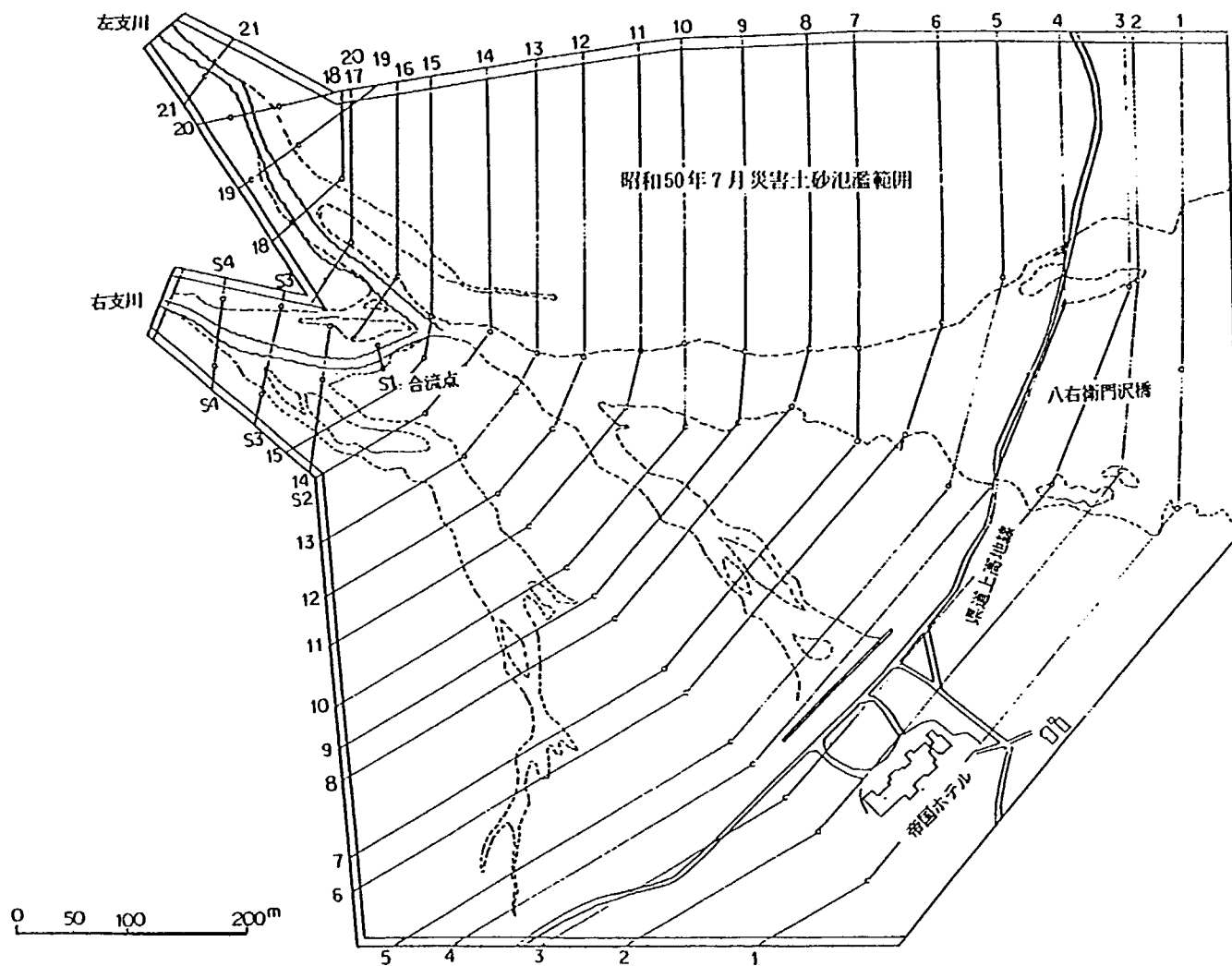


図2 昭和50年災害での土砂氾濫範囲

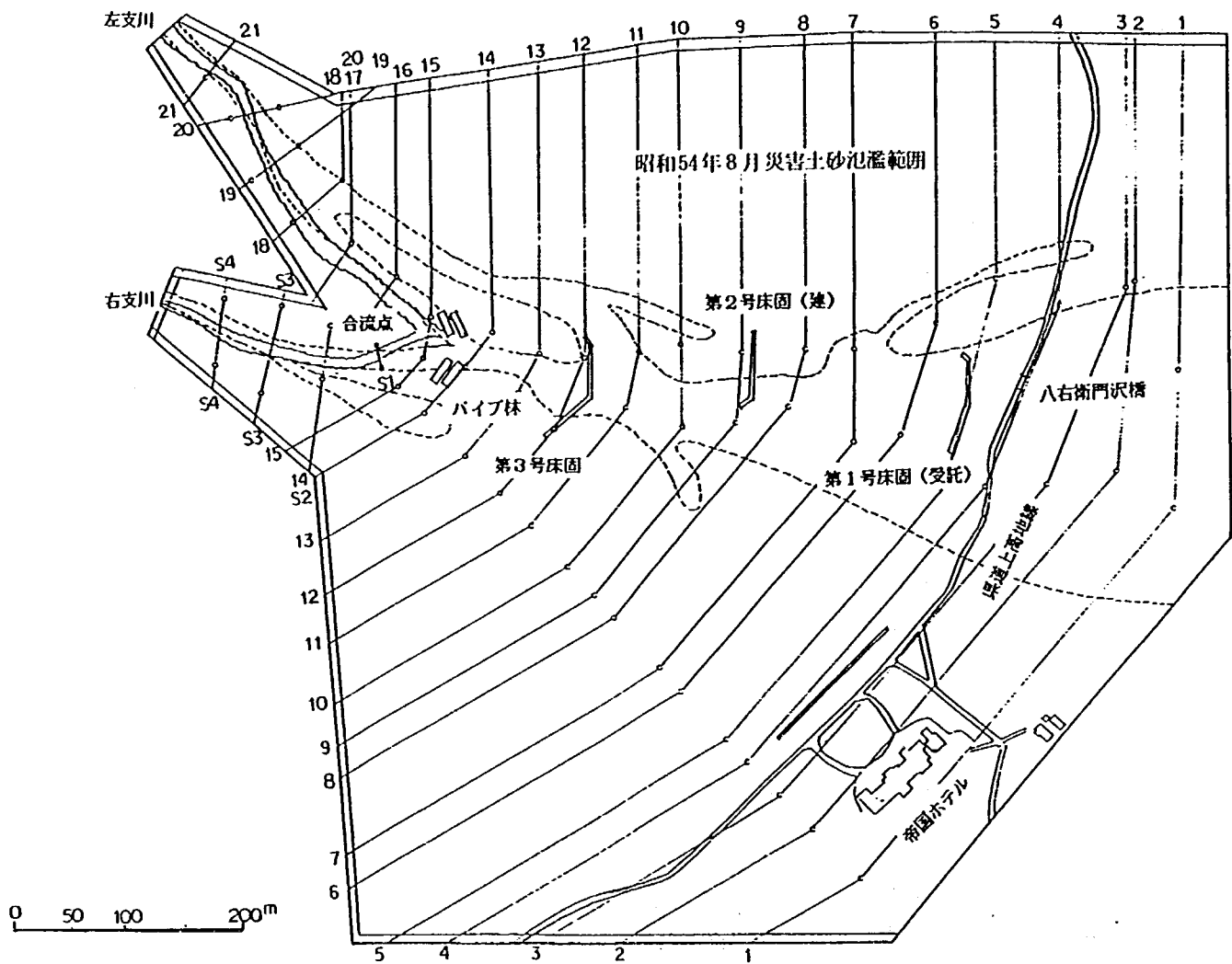


図3 昭和54年災害での土砂氾濫範囲

1.3 現在の状況

八右衛門沢においては、昭和50年、昭和54年に大規模な土石流が発生しており、昭和50年災害を契機に長野県の手で砂防事業が開始されている。昭和54年災害以後は直轄事業に移行され、建設省松本砂防工事事務所の手で砂防事業がなされている。

昭和50年以前の八右衛門沢は、現在のようにはっきりした河道が形成されていなかったこと、扇状地内の林相が良く、樹令数十年の樹木が繁茂しているなどの点からみて、扇状地形成後から昭和50年迄のある期間に於いては比較的土砂移動の少ない静かな河川であったと考えられる。しかし、現在は、昭和50年の土石流によって荒れた危険度の高い河川となっている。現在の河床状況について昭和60年5月に実施した現地踏査を基に考察する。

八右衛門沢の扇状地上には現在3基の床固工と1基のスリットダム（パイプ林）が設置されているほか、上流の支溪内には8基の導流堤が設置され、発生した土石流を安全に下流まで流下させようとしている。しかし、八右衛門沢は典型的な土石流扇状地形をなしており、大規模な土砂流出時には扇面全体に土砂が流出する危険があり、現在の施設では十分とは言えない。また、扇状地上の土砂は、土石流のような異常な土砂流出現象によって堆積したものであり、そのほとんどが不安定堆積物である。このため、床固工の前庭では局所洗掘が発生している（写真4）。

扇状地の勾配は、図4に示すように、扇状地下端の県道橋より下流の勾配はほぼ水平に近いため土砂堆積が進み、橋のクリアランスを著しく小さくしている（写真5）。

扇状地内には現河道以外にも、過去の出水時に形成されたと思われるガリー谷が存在し、このうち、特に顕著な水みちは、昭和50年災害時に形成されたと思われるもので、帝国ホテルに被害を与える原因となったものである。また、下流にまで直接土砂が流出していないが、ガリー谷の途中で土石流のフロントが停止しているものなどがみられた（写真6）。

上流の支溪内には多くの崩壊が存在し、土石流の原因となる土砂を生産している。右支溪の出口付近には昭和54年災で発生したと思われる土石流の先頭部が停止し、不安定土砂として堆積しているほか、溪岸の崩壊による土砂堆積がみられ土石流発生の危険が高い（写真7）。左支溪は、比較的溪床堆積物は少なく、現在の不安定土砂量は右支溪よりも少ないが、上流には大規模な崩壊地が存在しており、その危険性は高い。また、支溪内に存在する土砂は粒径が大きく（写真8）土石流が発生した場合、破壊力が大きくなる事が考えられる。

以上のように、現在の八右衛門沢の危険度は高く、早急な対策が必要である。

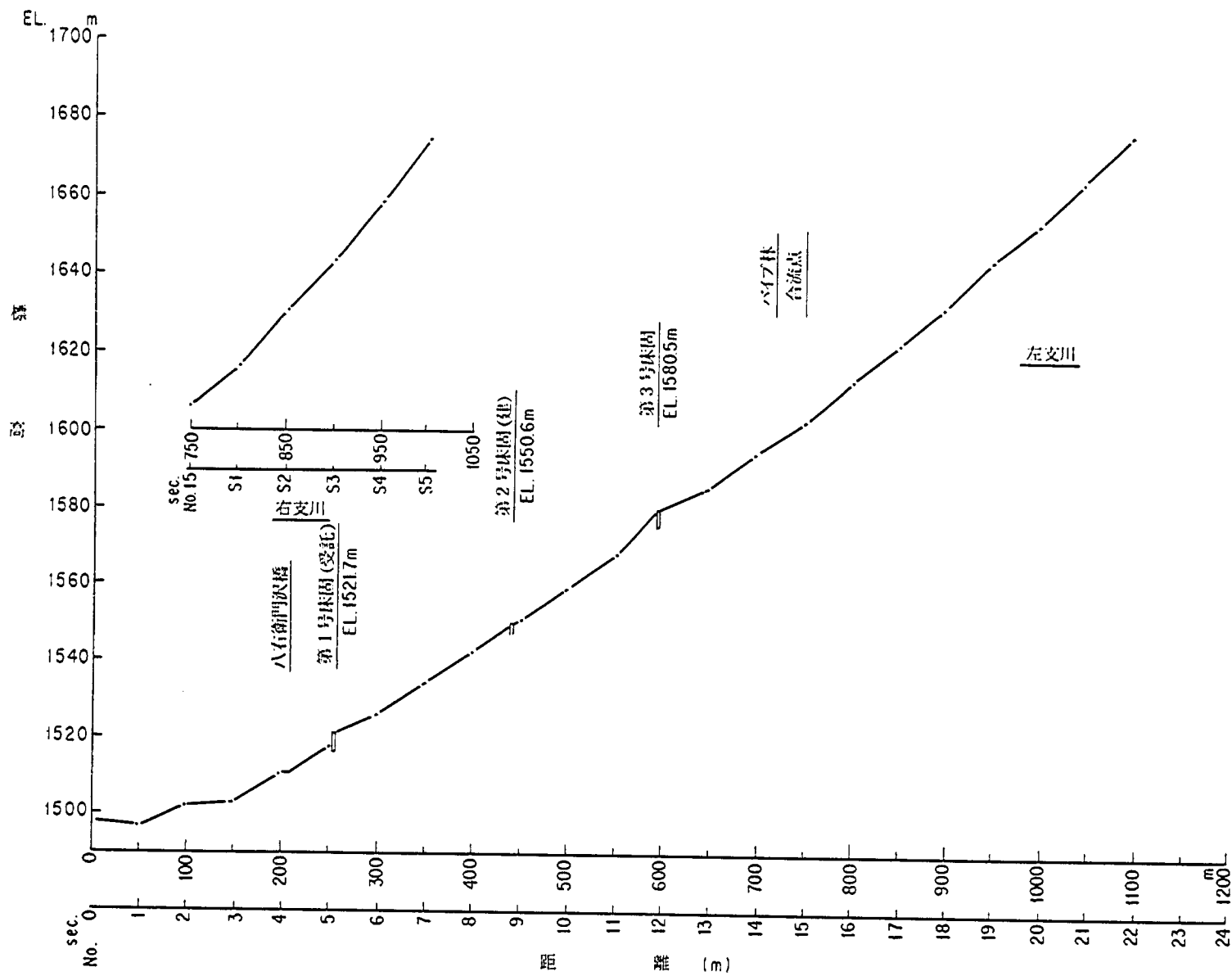


図4 八右衛門沢縦断面図



写真4 第1号床固工前庭部の洗掘

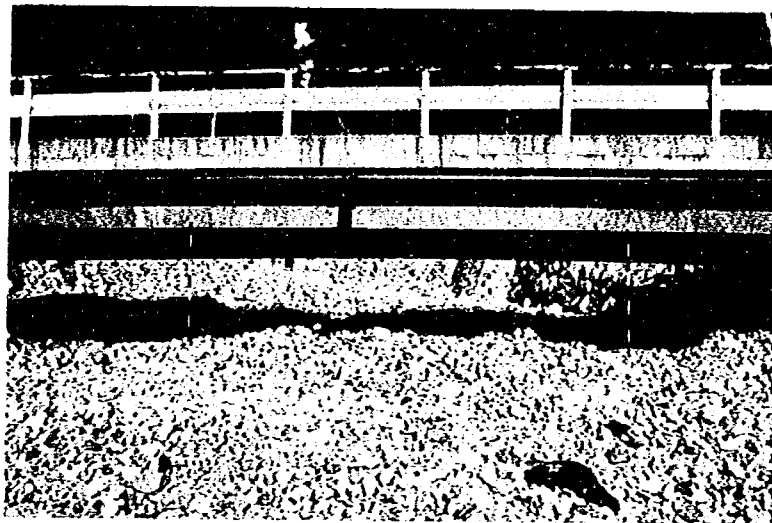


写真5 県道橋（八右衛門沢橋）の状況



写真6 右岸側のガリーの途中で停止した土石流のフロント部



写真7 右支溪の合流点上流付近に
堆積している不安定土砂



写真8 左支溪内に堆積している大粒径の礫

1.4 施設計画の概要

1.4.1 施設配置の経緯

(1) 昭和50年災害後

昭和50年災害では、先述したように、橋道橋及び帝国ホテルに被害が発生しており、この災害以後に、鋼製枠を用いた床固工3基とA型スリットを用いたパイプ林（スリットダム）の一部が施工された。昭和50年災害～昭和54年災害までの間に施工された施設の位置を図5に示す。

(2) 昭和54年災害後

昭和50年災害後図5のような施設が施工されたが、昭和54年の災害では、土石流の規模に対し、施設が不足であったため、橋道を被害から守ることはできなかった。そこで、さらに鋼製枠製の導流堤8基を支溪内に、3基の床固工の下流に副床固工を3基、パイプ林（スリットダム）の中央部にスリットを設置し、現況に至っている。現在の施設位置を図6に、床固工の状況を写真9、導流堤を写真10、スリットダムを写真11に示す。

1.4.2 計画施設

八右衛門沢では、前述したように計画されている土石流の規模が大きく、現状の施設では十分と言えないことから、現在設置されている床固工の兩岸に導流堤を追加する計画が立てられている。計画の施設位置を図7に、概略の構造を図8に示す。

なお、導流堤の延長は、以下の通りである。

1号床固工	左岸	150 m,	$h=2.5$ m
	右岸	180 m,	$h=2.5$ m
2号床固工	左岸	150 m,	$h=3.5$ m
	右岸	240 m,	$h=2.5$ m
3号床固工	左岸	150 m,	$h=3.5$ m
	右岸	150 m,	$h=2.5$ m

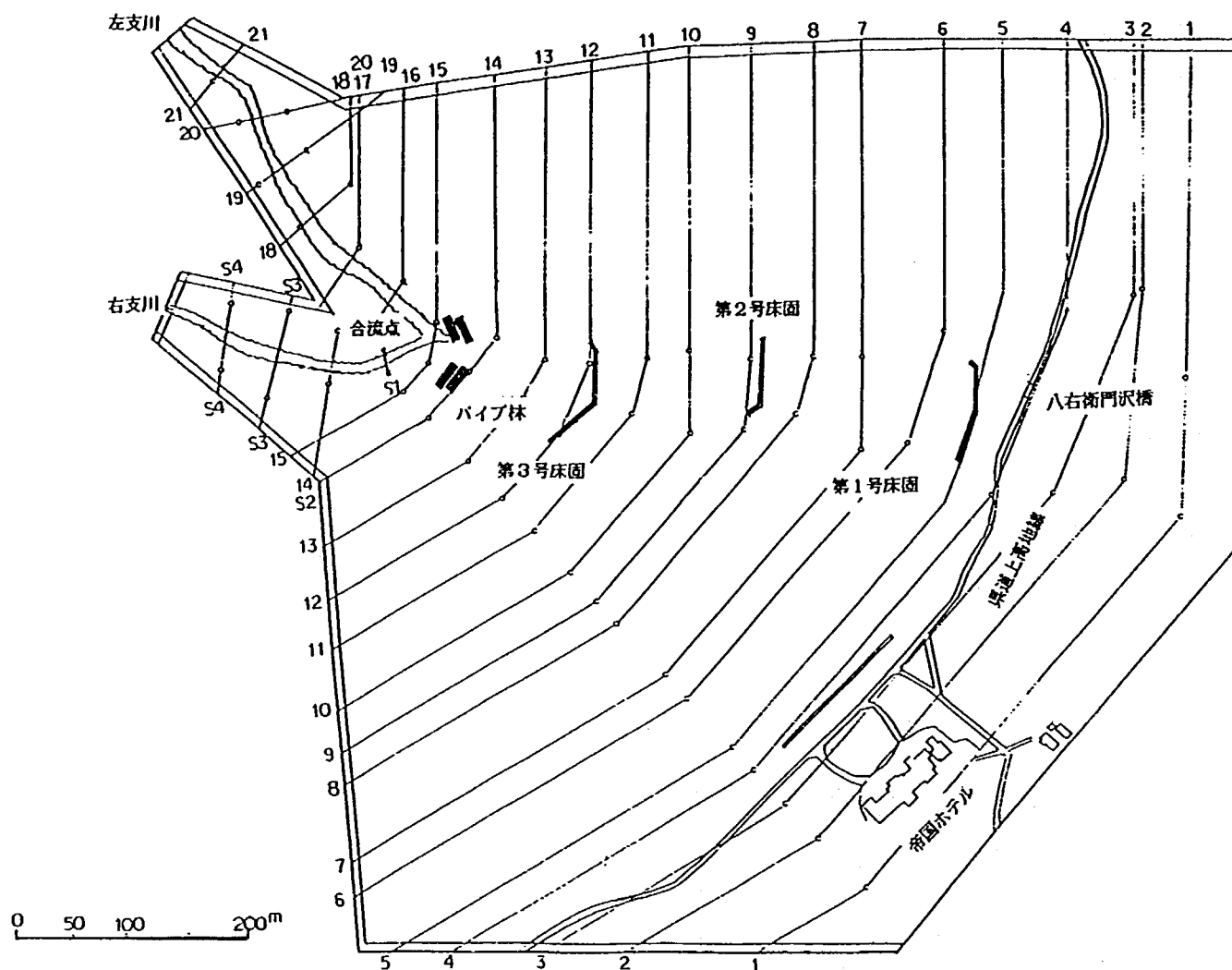


図5 昭和50年災後～昭和54災の間に施工された施設

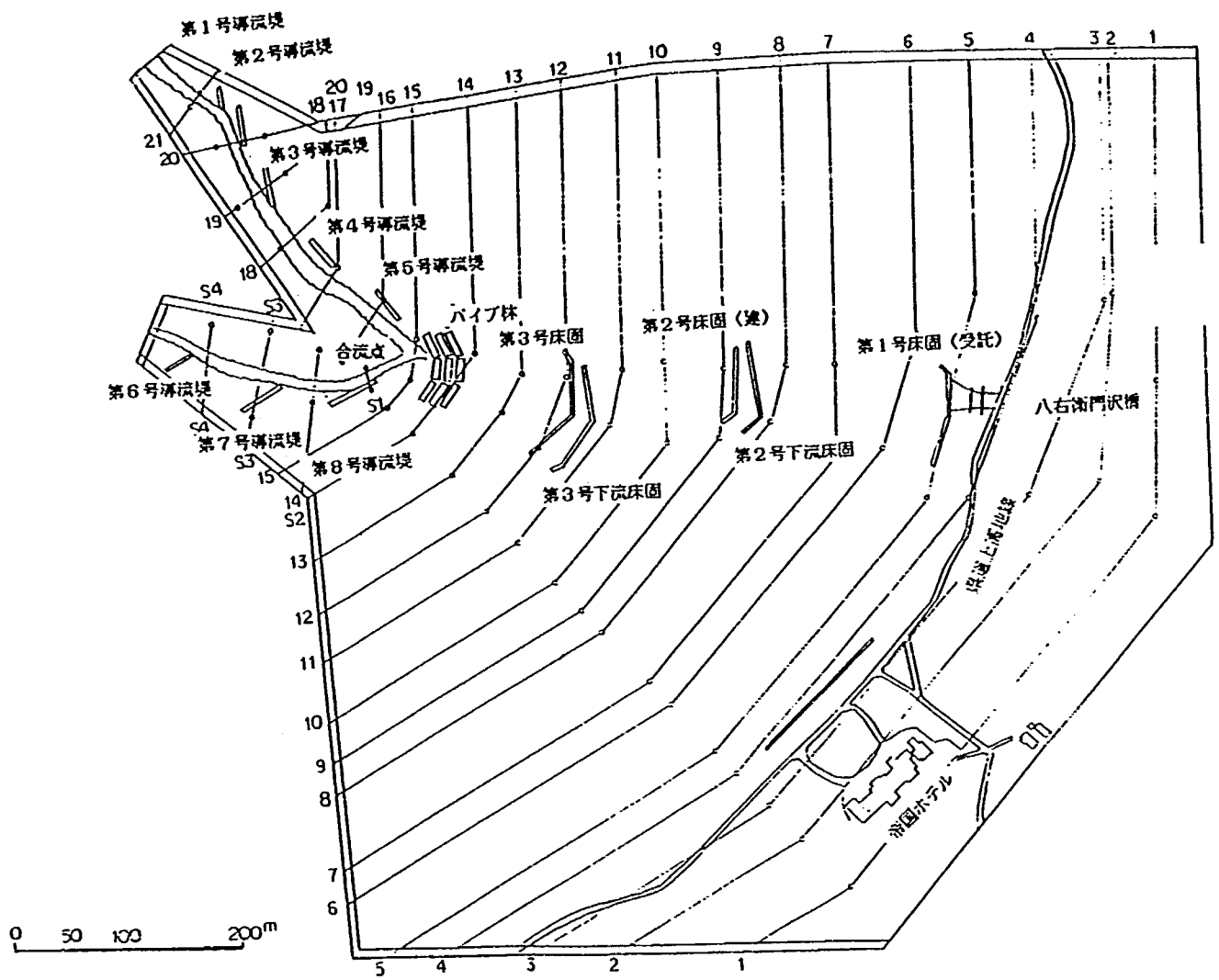


図6 八右衛門沢の施設配置位置（昭和60年現在）

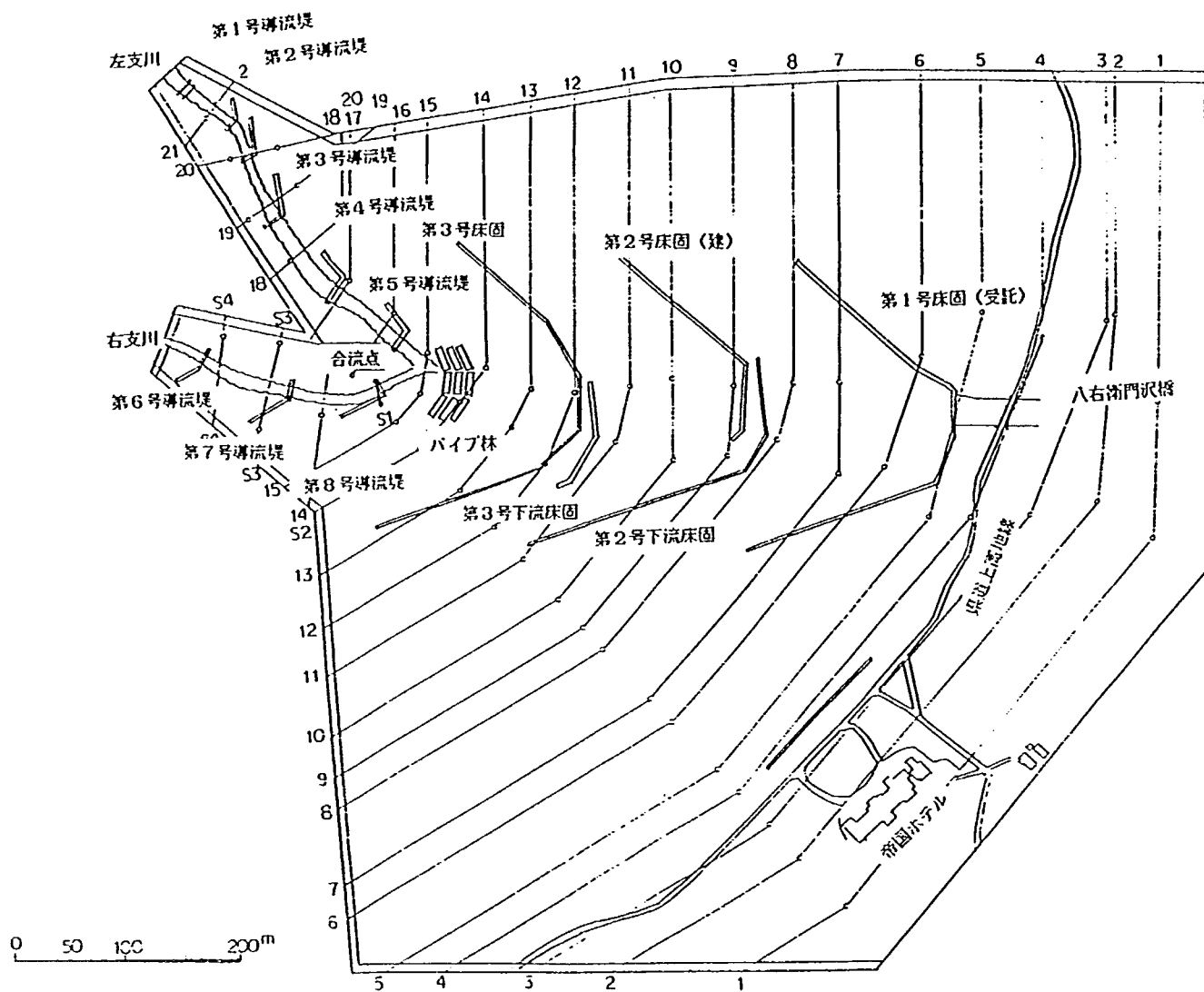


図7 施設配置計画

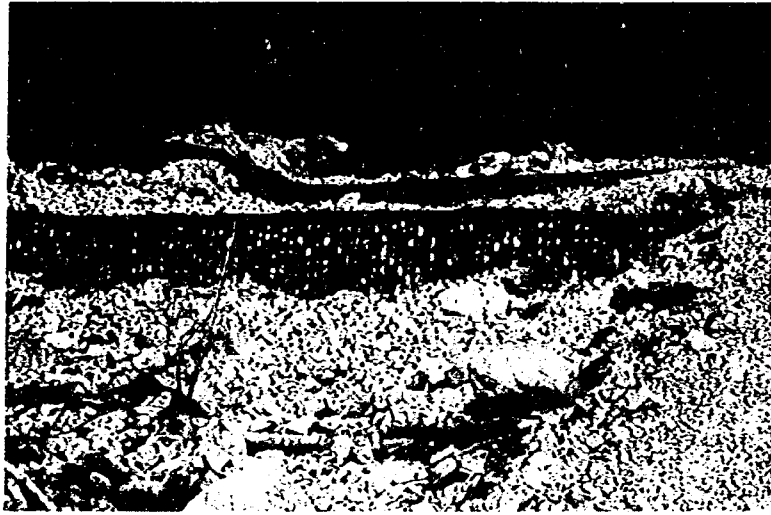


写真 9



写真 10

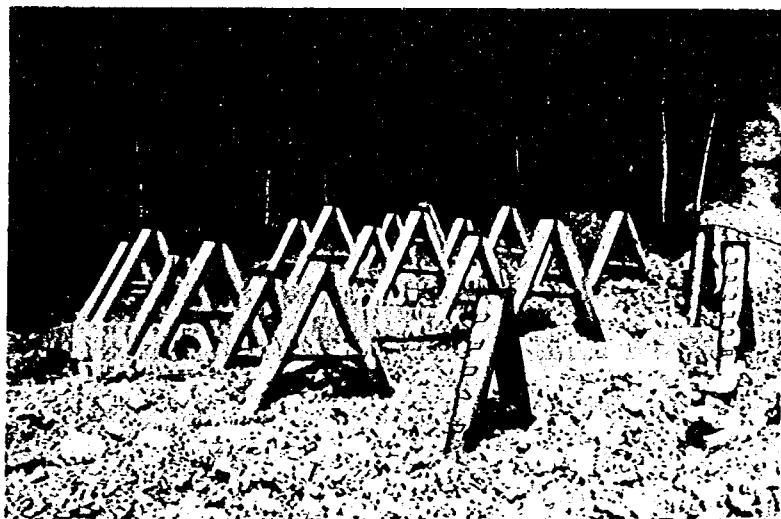


写真 11

§ 2 模型実験の概要

2.1 実験の目的

2.1.1 実験目的

八右衛門沢は、土石流扇状地形を呈しており、扇状地全体に土砂流出の危険性がある。また、昭和50年、昭和54年には大規模な土石流が発生し、主要県道上高地公園線を寸断し、多くの観光客を危険に曝した。このため、昭和50年災害を契機に砂防事業が展開されて来たが、現在の施設は未だ十分とは言えず、現在更に安全度の高い施設が計画されている。しかし、計画される土石流の堆積形状が正確に把握できないことや、八右衛門沢が上高地国立自然公園内に位置するため、環境面から構造物の配置位置や形状に制約があるなど、机上では施設配置計画を決定することが難しい。

そこで、水理模型実験により、過去の土砂堆積・氾濫実績を基にした災害の再現実験を行ない、八右衛門沢における土砂流出・堆積の特性をつかみ、その資料をもとに計画されている施設計画案の効果の検討を行ない、最適計画決定のための基礎資料を得ることを目的とする。

昭和60年度は、昭和50年災害を再現することにより、八右衛門沢における土砂流出・堆積特性を把握し、計画の土砂流出パターンを決定することと、基本的な計画施設の効果把握することを目的として実験を行なった。

2.1.2 実験手順

八右衛門沢における過去の災害資料だけでは、土砂の流出パターン、清水流量に対する土石流流量の規模等不明確な点が多い。そこで、以下に示す手順を以て実験を行なった。

- (1) 土砂流出パターンを決定するために、予備実験において、いくつかのパターンの実験を行ない、昭和50年災害の土砂堆積・氾濫域と比較検討することによって基本的な土砂流出パターンを決定する。
同時に、土砂の氾濫特性、土石流の流動特性を把握する。
- (2) 昭和50年災害の再現実験を行ない、土砂流出の基本パターンを決定する。
- (3) 昭和54年災害の再現実験を行ない、砂防施設がある場合の土砂の氾濫状況が一致するような条件の検討を行なう。
- (4) 事務所が作成した、施設配置計画の基本案に、計画規模の土砂流出を与えて施設の効果を検討する。
また、施設の必要性の検討を行なう。
- (5) 施設配置計画の改良を行ない、最良と考えられる施設配置を探る。
- (6) 扇状地内で土石流を貯留させる方法としての、除石工の有効性の検討を行なう。

2.2 模型の諸元

(1) 模型取り入れ範囲

模型は、扇状地全体に土石流が氾濫する可能性があると思われるため、八右衛門沢の扇状地全体を取り

入れた。上流の支溪については、左支溪は、最上流の床固工から、右支溪は、横断構造物が存在しないため、左支溪の最上流の床固工と同じ標高からを取り入れた（標高約 1,400 m 付近）。これより上流は、土石流の発生域とし二次元水路で土石流を発生させることとした。模型の下端は、県道の下流約 200 m までとし、上高地帝国ホテルも取り入れている。

河床形状は、昭和49年測量の横断測量結果を基に製作し、現河道を移動床、その他を固定床とした。なお、模型の面積は約 235 m^2 （模型値）である。

(2) 模型縮尺

模型の縮尺は、鉛直方向、水平方向ともに50分の1とし、実験上の諸量はフルードの相似則により決定した。表1に模型諸量の実物値に対する縮率を示す。

表1 フルード相似則による諸量の縮率

諸 量		次 元 ($L-F-T$)	縮 率	
			比	縮 尺
幾何学的な量	水 甲 成 分 (X)	L	X_r	1:50
	鉛 直 成 分 (h)	L	H_r	1:50
	勾 配 (h/x)	—	$H_r \cdot X_r^{-1}$	1:1
	面 積 (A)	L^2	$H_r \cdot X_r$	1:2,500
	体 積 (V_0)	L^3	$H_r \cdot X_r^2$	1:125,000
水理学的な諸量	フルード数 (F_r)	—	1	1:1
	流 速 (V)	$L \cdot T^{-1}$	$H_r^{1/2}$	1:7.07
	流 量 (Q)	$L^3 \cdot T^{-1}$	$X_r \cdot H_r^{3/2}$	1:17,677.7
	時 間 (T)	T	$X_r \cdot H_r^{-1/2}$	1:7.07
	圧力の強さ (P)	$F \cdot L^{-2}$	H_r	1:50
	相 度 係 数 (n)	$L^{-1/3} \cdot T$	$H_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2}$	1:1.92
	流 量 係 数 (C)	—	1	1:1
	掃 流 力 (τ)	$F \cdot L^{-2}$	H_r	1:50
	エ ネ ル ギ ー (E)	$F \cdot L$	H_r^4	1:6,250,000
	運 動 量 ($m \cdot V$)	$F \cdot T$	$H_r^{7/2}$	1:883,882

2.3 実験方法と測定項目

(1) 実験方法

実験は、河床材料を敷き均し、昭和50年、昭和54年災害の再現実験においては、昭和49年の測量結果にもとづき現地形を整形して元河床を製作し、上流の二次元水路に予め敷設した土砂に、ポンプにより給水して土石流を発生させて実験を行なった。また、現況実験、計画実験においては、現況の河床を再現して実験を行なった。給砂は、上流の二次元水路内に予め敷設した土砂が流出した後、水路の上流端より河床材料と同一の材料を与えた。なお、実験時間は、二次元水路で発生した土石流が模型始端に達した時をスタ

ートとしている。

(2) 測定項目

① 流況観察

土石流の氾濫・堆積範囲、堆積厚さ、河床の変動状況等について観察測定し、八右衛門沢の土石流の流動特性、過去の災害の特性、流況の問題点、現在の構造物の問題点等について観察測定を行ない、必要に応じて写真撮影した。

② 流向測定

実験中の土石流の氾濫状況や河床変動の状況等をとらえるために、35mmモータドライブカメラ3台を用い、1ケース当たり10回以上の撮影を行なった（実験終了後の平面写真を資料集写真9～11に示す）。

③ 流況撮影

実験中の土石流の流下、堆積状況の時間的変化状況をとらえるためにVTRカメラ1台を用いて模型末端より流況を撮影した。

④ 河床高測定

通水終了直後に河床面を乱さないように注意して、河床高をスケールを用いて測定した。測定結果は、通水前の河床高との差を表わした、洗掘堆積平面図（資料集図 ～ ）に整理した。

⑤ 土砂氾濫範囲測定

土石流流下後、実験終了後について、土砂及び流水の氾濫範囲を定量的に測定した。測定結果は、平面図に、氾濫範囲、土砂堆積厚さ等を整理した（3.2 ケース毎の観察結果図 ～ ）。

2.4 実件条件と実験ケース

(1) 実験条件

1) 流 量

① 昭和50年、昭和54年災害の再現実験

昭和50年災害時の流量は、昭和50年の災害時の雨量資料より計算した。

1. 計算条件

I. 昭和50年災害時の日雨量 182 mm / day

II. 流路長〔 l (m)〕	右支溪下流端	1,220 m
	左支溪下流端	1,650 m

III. 平面勾配 (s)	右支溪下流端	0.61
	左支溪下流端	0.56

IV. 洪水到達時間〔 t (hr)〕	右支溪下流端	0.29 hr
	左支溪下流端	0.37 hr

2. 洪水到達時間内の平均雨量強度

日雨量だけが与えられた場合の任意継続時間中の降雨強度式（砂防設計公式集）を用いて計算する。

$$r_t = r_{24} \left(\frac{t}{24} \right)^k$$

※ r_t : t 時間の継続雨量強度 (mm)

r_{24} : 日雨量 (mm)

t : 降雨継続時間 (hr)

k : $\frac{1}{3}$

上式に $r_{24}=182$ mm/day を代入して計算すると r_t は、右支溪下流端 41.76 mm

左支溪下流端 45.3 mm

この r_t は t 時間の継続雨量であり、降雨強度はそれを t 時間で除したものである。よって、
 R_t は右支溪下流端 144 mm, 左支溪下流端 122.4 mm となる。

3. ピーク流量 (清水流量)

ピーク流量 Q_0 は、ラショナル式を用いて計算する。

$$Q_0 = 0.2778 \times f \times R_t \times A$$

※ Q_0 : ピーク流量 (清水流量) (m³/sec)

f : 流出係数 (0.8)

R_t : 降雨強度 (mm/hr)

A : 流域面積 (km²)

上式に R_t を代入して計算するとピーク流量 Q_0 は、右支溪下流端 17.28 m³/sec, 左支溪下流端 21.49 m³/sec となる。

この流量を模型値に換算すると Q_0 は、右支溪下流端 1.01/sec, 左支溪下流端 1.21/sec となる。

② 計画洪水流量

計画対象流量の規模は、河川砂防技術基準 (案) 計画編によれば、「対象流量は、降雨量の年超過確率 1/100 程度の規模もしくは既往最大雨量のうち、どちらか大きい値によって計算したものに土砂混入率を考慮した値にすること」となっているので、ここでは、100年確率日雨量 256.3 mm/day を用いる。その他の条件は、過去の災害時の計算と同一の手法を用いて計算した。

計算結果を表 2 に示す。

表 2 計画対象流量

計画地点	流路長 l (m)	洪水到達 時間 t (hr)	t 時間の継続 雨量強度 r_t (mm)	降雨強度 R_t (mm)	ピーク流量 (清水) Q_0 (m ³ /sec)	計画対象 流量 Q_p (m ³ /sec)
右支溪下流端	1,220	0.29	58.8	202.8	24.3	145.8
左支溪下流端	1,650	0.37	63.8	172.4	30.3	181.8
八右衛門沢橋	2,200	0.47	69.1	147.0	48.0	52.8

2) 土砂量

① 災害の再現実験

土砂量は、昭和50年災害時の生産土砂量 92,000 m³（正確な土砂量は不明であるため、昭和54年災と同一とした）を左右支溪に割り振った（図8 土砂収支図参照）。なお、昭和50年災害時の生産土砂量 92,000 m³は空隙込みの土砂量であり、給砂は、92,000 m³のうち 40 %が空隙であると見込んで、空隙を含まない土砂量 55,200 m³（模型値 0.4416 m³）を与えるものとする。また、実験水路内に予め敷設されている土砂量は 30,000 m³（模型値 0.24 m³）であり、これを除いた土砂量は以下の通りである。

右支溪内 不安定土砂量 38,760 m³（0.31 m³）－水路内敷設土砂量 15,000 m³（0.12 m³）
＝ 23,760 m³（0.19 m³）

左支溪内 不安定土砂量 16,440 m³（0.132 m³）－水路内敷設土砂量 15,000 m³（0.12 m³）
＝ 1,440 m³（0.012 m³）

給砂方法は、水路内の土砂が流出し終わるまでを土石流として流し、その後、清水に30%給砂を行なう。

なお、昭和54年災害についても、上記の流量を用いて実験を行なった。

② 計画流出土砂量の決定

八右衛門沢において発生した土石流によって流出した土砂の実績値は、昭和54年災害の92,000 m³である。この、昭和54年災害時の降雨を確率評価すると、日雨量で50年確率に相当する。八右衛門沢の計画規模は 100 年確率で行なっているため、この実績値を計画規模に引き伸ばして今回の対象土砂量とする。

流出土砂量を50年確率から 100 年確率に引き伸ばす方法として芦田・奥村式（Stream Power）を用いる。

$$D = K' \cdot (A \cdot R_d \cdot I_{200})$$

ここに、 D ：豪雨時の流出土砂量（m）

K' ：定数

A ：流域面積（km）

R_d ：最大日雨量（mm/day）

I_{200} ：対象地点から標高差 200 m の区間の河床勾配

流域面積 $A = 1.47$ km

最大日雨量 $R_d = 256.3$ mm/day

対象地点から標高差 200 m の区間の河床勾配 $I_{200} = 1/4$

定数 K' を 100 年確率にあてはめると

$$92,000 = K' (1.47 \cdot 232 \cdot 1/4) \quad \text{よって } K' = 12.7 \text{ となる。}$$

100 年確率の流出土砂量

流出土砂量

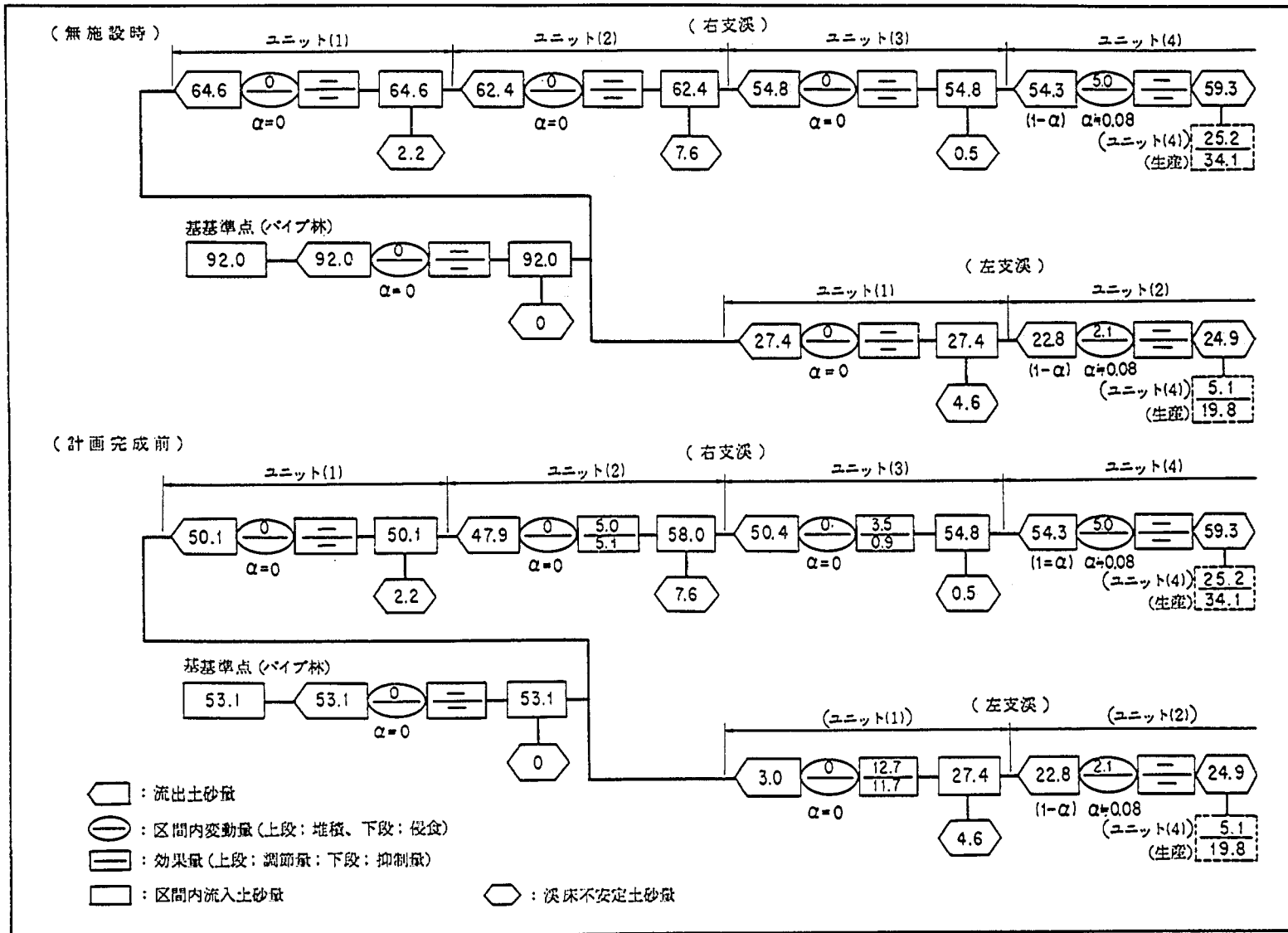


図8 土砂収支図

$$D = 12.7 (1.47 \cdot 256.3 \cdot 1/4) = 112,672 = 113,000 \text{ m}^3$$

この計画最大土砂量から支浜内の不安定土砂量を除いた 108,500 m³を左右支浜に割りふって実験を実施した。なお、この土砂量は空隙込みの土砂量であり、給砂は、108,500 m³のうち40%が空隙であると見込んで、空隙を含まない土砂量 65,100 m³（模型値 0.521 m³）を与えるものとする。また、左右支浜の土砂量は、右支浜 43,300 m³（模型値 0.346 m³）、左支浜 12,900 m³（模型値 0.514 m³）である。

3) 河床の状態

- ① 左右支浜の合流点より上流の浜床部は、ベントナイトを用いて扇状地内の河床よりも耐侵食性の強いものとした（侵食性の材料で河床を形成した場合、計画不安定土砂量よりも不安定土砂量が大きくなりすぎるため、耐侵食性の材料により河床を固定し、その上に不安定材料を敷設した）。
- ② 現在の河道及び周辺部（横断測量の実施範囲）は移動床とした。その他の扇面については固定床とした。また、固定床部分は、植性が多く、粗度が大きいことから、移動床と同一の材料をセメントペーストで張り付ける処理を施した。
- ③ 支浜の上流部は、基岩が浅く、浜床幅が約10m程度で、ほぼ一定幅となっていることから、便宜上、二次元水路に置き換えられると考えられる。このため、支浜上流部は、土石流を発生させやすい二次元水路とした。なお、水路の勾配は、左右支浜とも水路区間に相当する浜床勾配が約18度から20度であり、実験は水路勾配20度として実施した。

4) 河床材料

河床材料は、昭和60年度に事務所が実施した、河床材料調査及び現地表面礫径観察の結果を基に、県道橋上下流の2地点の平均に現地表面礫径観察の結果（最大粒径 $d_{\max} = 3 \text{ m}$ 、1 m以上の土砂が全体の5%含まれる）を考慮して図9に示すように決定した。

なお、河床材料と給砂材料は同一で、粒度分布の主要値は以下に示す通りである。

最大粒径	$d_{\max}$	3.0 m	（模型値 6 cm）
90%粒径	d_{90}	0.65 m	（模型値 1.3 cm）
平均粒径	d_m	0.21 m	（模型値 0.4 cm）

(2) 実験ケース

実験は、流量、給砂量、給砂パターンの検討を行なう予備実験6ケース（ケース1～6）、昭和50年災害の再現実験（ケース7、8）、昭和54年災害の再現実験（ケース9）、事務所計画案の検討及び河道掘削案の検討実験（ケース10、12）の計12ケースからなる。

1) 実験条件

各ケース毎の実験条件を表3に示す。

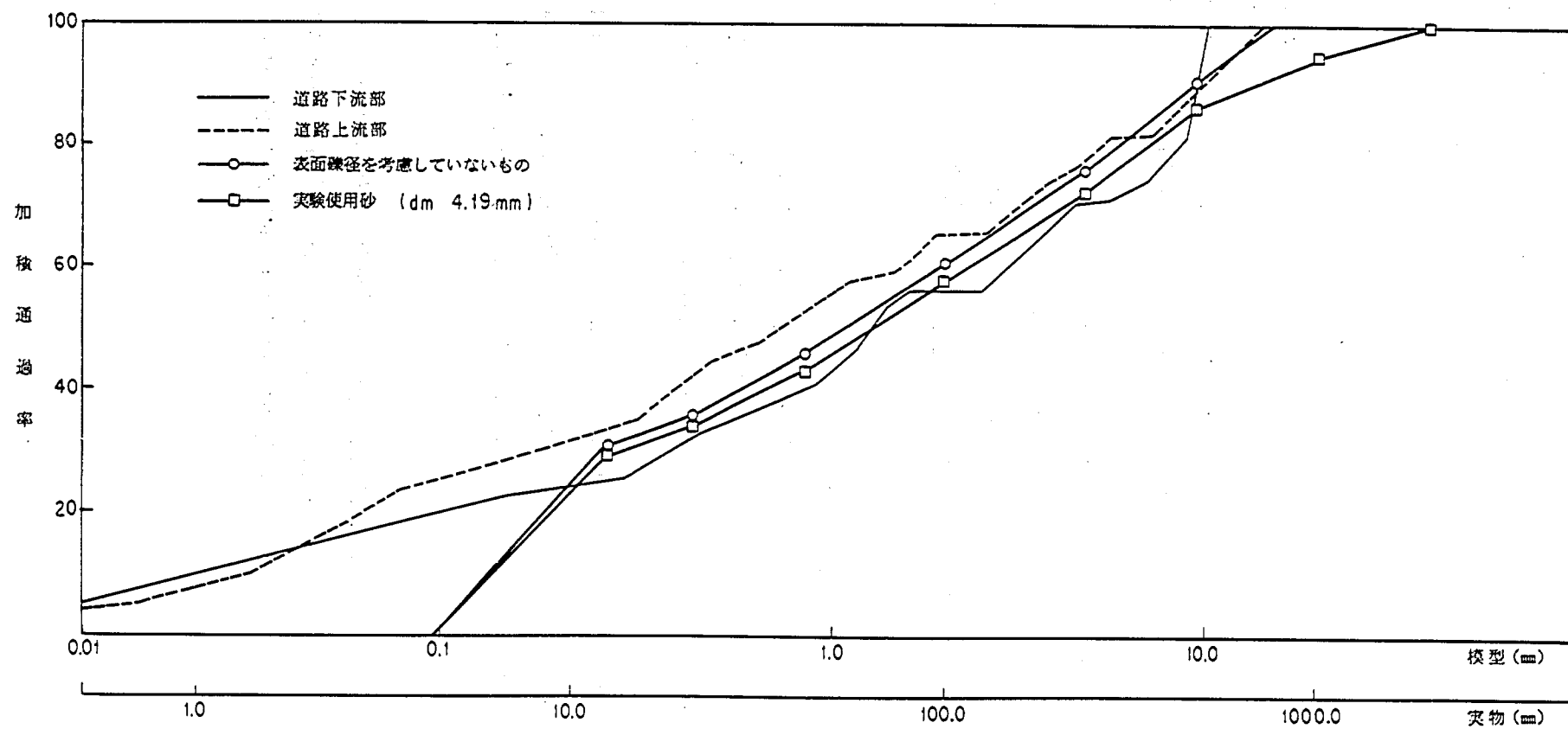


図9 八右衛門沢粒度曲線図

表3 実験条件一覧表

※（表中のカッコ書きの数字は後続流の値）

ケース No	河床形状	流 量		土 砂 量	
		右 支 溪	左 支 溪	右 支 溪	左 支 溪
1	昭和49年当時	8.9 m ³ /s	8.9 m ³ /s	46,000 m ³	46,000 m ³
2	〃	17.3 m ³ /s	21.5 m ³ /s	64,600 m ³	27,400 m ³
3	〃	34.6 m ³ /s	43.0 m ³ /s	64,600 m ³	27,400 m ³
4	〃	17.3 m ³ /s	21.5 m ³ /s	64,600 m ³	27,400 m ³
5	〃	17.3 m ³ /s	21.5 m ³ /s	41,800 m ³	50,200 m ³
6	〃	17.3 (8.7)	21.5 (10.8)	64,600 m ³	27,400 m ³
7	〃	17.3 (17.3)	21.5 (6.5)	64,600 m ³	27,400 m ³
8	昭和54年当時	17.3 (17.3)	21.5 (6.5)	64,600 m ³	27,400 m ³
9	昭和49年当時	17.3 (8.7)	21.5 (10.8)	64,600 m ³	27,400 m ³
10	事務所計画案	17.3 (17.3)	21.5 (6.6)	755,000 m ³	32,000 m ³
11	〃	24.3 (12.2)	30.3 (15.2)	75,500 m ³	32,000 m ³
12	河道掘削案	24.3 (12.2)	30.3 (15.2)	75,500 m ³	32,000 m ³

2) 各実験ケースの条件の根拠と給砂方法

各実験ケースの条件の根拠等については、表4に示す通りである。

実験は、前半の土石流部分と、後半の後続流の部分とに分けて行ない、それぞれの実験条件に合うように諸条件を設定した。なお、土石流及び後続流の給砂方法を以下に示す。

1. 土 石 流

上流二次元水路内に、実験条件に見合う量の土砂を、原則としての20cm厚（計画土砂量に合うように厚さを調節した。）に敷設し、上流より給水して土石流を発生させた。なお、一度の土石流で土砂を流し切ることが出来ない場合（1回の土砂の敷設厚さが20cm以上になってしまうもの）は土石流を2回発生させた。

2. 後 続 流

土石流終了後、水路上端より、計画した濃度の土砂を投入した。計画されている土砂量が大幅に異なるため、左支溪のほうが先に給砂が終了する。しかし、左右支溪の流域では降雨量が大きく異なるとは考えにくい。そこで、本実験においては基本的には右支溪が終了するまで左支溪に清水のみを与えた。

表 4 八右衛門沢水理模型実験実験条件及び諸条件の根拠

ケース No	目 的	流量の根拠 (土石流発生回数)	土 砂 量*)		後続流濃度 **)		時間的ズレ (土石流発生 のタイミング)	土石流継続時間		そ の 他
			右 支	左 支	右 支	左 支		右 支	左 支	
1	昭和50年災害再現検討 流量、給砂方法等の検討	S50災流量の0.5倍 左支溪、右支溪 各1回	46000㎢ 21000㎢	46000㎢ 21000㎢	10% 25分	10% 25分	左右同時	5'00"	5'00"	給砂終了と同時に後続流 給水終了
2	"	S50災雨量より計算(182㎢) 左支溪、右支溪 各1回	64600㎢ 39600㎢	27400㎢ 2400㎢	30% 10'36"	30% 1'12"	"	1'40"	1'40"	左支溪は給砂終了後30秒間 清水のみを与えた(後続流)
3	"	S50災流量の2倍 左支溪、右支溪 各1回	"	"	30% 5'18"	30% 1'30"	"	60"	60"	左支溪は給砂終了後15秒間 清水のみを与えた(後続流)
4	"	S50災雨量より計算(182㎢) 左支溪、右支溪 各1回	"	"	30% 10'36"	30% 60"	左支通水終了後 右支開始	1'15"	1'10"	左支溪は給砂終了後30秒間 清水のみを与えた(後続流)
5	"	"	41818㎢ 16818㎢	50182㎢ 25182㎢	30% 4'30"	30% 5'36"	左右同時	60"	60"	給砂終了と同時に給水終了 流量に見合うよう土砂量を配分
6	"	"	64800㎢ 39800㎢	27400㎢ 2400㎢	30% 21'13"	30% 10'00"	"	1'10"	1'10"	左支溪は給砂終了後も右支溪の 給砂が終了するまで給水
7	昭和50年災害再現実験	"	64800㎢ 39800㎢	27400㎢ 11900㎢	30% 10'37"	30% 10'37"	"	59"	40"	支溪の後続流の長さが同じに なるよう左支溪の流量を調整
8	昭和54年災害再現実験	"	"	"	45% 7'56"	45% 2'32"	"	40"	40"	給砂終了と同時に後続流 給水終了
9	昭和50年災害再現実験 給砂パターンの変更	S50災雨量より計算(182㎢) 左支溪1回、右支溪2回	64800㎢ 22300㎢	27400㎢ 8650㎢	30% 10'37"	30% 10'37"	"	59"	40"	支溪の後続流の長さが同じに なるよう左支溪の流量を調整
10	事務所案の効果検討 (当初案)	S50災雨量より計算(182㎢) 左支溪、右支溪 各1回	75500㎢ 50500㎢	32000㎢ 19500㎢	30% 13'20"	30% 13'20"	"	60"	40"	支溪の後続流の長さが同じに なるよう左支溪の流量を調整
11	事務所案の効果検討 (導流堤の延長)	計画降雨量 $r=256.3\text{mm}$ より 左支溪1回、右支溪2回	75500㎢ 25500㎢	32000㎢ 10700㎢	43% 6'37"	27% 6'37"	"	45"	30"	支溪の後続流の長さが同じに なるよう給砂量を調整
12	河床掘削の効果検討 (掘削案の検討)	"	"	"	"	"	"	45"	30"	支溪の後続流の長さが同じに なるよう給砂量を調整

*) 土砂量欄の下段の数字は後続流の値 **) 後続流濃度欄の下段の数字は継続時間

3) 各ケースの条件と模型形態

(1) ケース 1

① 実験条件 (表 5.1 参照)

- 昭和50年災害時ピーク流量の 0.5 倍の流量を用いた。
- 総土砂量は空隙込みで 92,000 m³ (模型値－真の量－；0.441 m³) を用いた。

表 5.1 ケース 1 の実験条件

支川別	流 量	土 砂 量		実 験 時 間	
		土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流
右支川	8.7 m ³ /s (0.5 l/s)	18,800 m ³ (0.120)	27,200 m ³ (0.101)	35分21秒 (5分)	2時間56分46秒 (25分)
左支川	8.7 m ³ /s (0.5 l/s)	18,800 (0.120)	27,200 (0.101)	35分21秒 (5分)	2時間56分46秒 (25分)

注 1. () : 模型値

注 2. 土砂量は空隙込みの値で、模型値は空隙を含まない値

② 模型形態

- 模型は昭和50年災害前の状態とした。
- 右支川及び左支川上流水路に20cm厚 (模型値) で土砂を敷き、水路中の土砂を土石流としてあたえた。

(2) ケース 2

① 実験条件 (表 5.2 参照)

- 流量は、昭和50年災害時ピーク流量を用いた。また、左支川の後続流は30.6秒間給砂しその後は清水とした。
- 総土砂量は、92,000 m³を用いた。

表 5.2 ケース 2 の実験条件

支川別	流 量	土 砂 量		実 験 時 間	
		土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流
右支川	17.3 m ³ /s (1.0 l/s)	18,800 m ³ (0.120)	46,000 m ³ (0.191)	11分47秒 (1分40秒)	1時間14分57秒 (10分36秒)
左支川	21.5 m ³ /s (1.2 l/s)	18,800 (0.120)	8,400 (0.011)	11分47秒 (1分40秒)	8分29秒 (1分12秒)

注 1. () : 模型値

注 2. 土砂量は空隙込みの値で、模型値は空隙を含まない値

② 模型形態

- ・模型は昭和50年災害前の状態とした。
- ・右支川及び左支川上流水路に20cm厚で土砂を敷き、水路中の土砂を土石流としてあたえた。

(3) ケース 3

① 実験条件 (表 5.3 参照)

- ・流量は、昭和50年災害ピーク流量の2倍を用いた。
- ・左支川の給砂は15秒のみ行ない残りは清水とした。
- ・総土砂量は 92,000 m³を用いた。

表 5.3 ケース 3 の実験条件

支川別	流 量	土 砂 量		実 験 時 間	
		土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流
右支川	34.6 m ³ /s (2.0 l/s)	18,800 m ³ (0.120)	46,000 m ³ (0.191)	7 分 4 秒 (60秒)	44分33秒 (6分18秒)
左支川	43.0 m ³ /s (2.4 l/s)	18,800 (0.120)	8,400 (0.011)	7 分 4 秒 (60秒)	10分36秒 (1分30秒)

注 1. () : 模型値

注 2. 土砂量は空隙込みの値で、模型値は空隙を含まない値

② 模型形態

- ・模型は昭和50年災害前の状態とした。
- ・右支川及び左支川上流水路に20cm厚で土砂を敷き、水路中の土砂を土石流としてあたえた。

(4) ケース 4

① 実験条件 (表 5.4 参照)

- ・流量は、昭和50年災害ピーク流量を用いた。
- ・総土砂量は 92,000 m³を用いた。
- ・土石流の流し方は、左支川土石流を終了した後、右支川の土石流を発生させた。
(土石流発生順序)
左支川土石流→左支川後続流→右支川土石流→右支川後続流
- ・左支川後続流は、30.6秒間給砂した後、清水とした。

表 5.4 ケース 4 の実験条件

支川別	流 量	土 砂 量		実 験 時 間	
		土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流
右支川	17.3 m ³ /s (1.0 l/s)	18,800 m ³ (0.120)	46,000 m ³ (0.191)	8 分 50 秒 (1 分 15 秒)	1 時間 14 分 57 秒 (10 分 36 秒)
左支川	21.5 m ³ /s (1.2 l/s)	18,800 (0.120)	8,400 (0.011)	8 分 15 秒 (1 分 10 秒)	7 分 4 秒 (60 秒)

注 1. () : 模型値

注 2. 土砂量は空隙込みの値で、模型値は空隙を含まない値

② 模型形態

- 模型は昭和50年災害前の状態とした。
- 右支川及び左支川上流水路に20cm厚で土砂を敷き、水路中の土砂を土石流としてあたえた。

(5) ケース 5

① 実験条件 (表 5.5 参照)

- 流量は、昭和50年災害時ピーク流量を用いた。
- 総土砂量は 92,000 m³を用いた。
- 各支川の総砂量は流量に見合う土砂量を配分した。

表 5.5 ケース 5 の実験条件

支川別	流 量	土 砂 量		実 験 時 間	
		土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流
右支川	17.3 m ³ /s (1.0 l/s)	18,800 m ³ (0.120)	23,000 m ³ (0.121)	7 分 4 秒 (60秒)	38分53秒 (5 分30秒)
左支川	21.5 m ³ /s (1.2 l/s)	18,800 (0.120)	31,400 (0.081)	7 分 4 秒 (60秒)	46分40秒 (6 分36秒)

注 1. () : 模型値

注 2. 土砂量は空隙込みの値で、模型値は空隙を含まない値

② 模型形態

- 模型は昭和50年災害前の状態とした。
- 右支川及び左支川上流水路に20cm厚で土砂を敷き、水路中の土砂を土石流としてあたえた。

(6) ケース 6

① 実験条件 (表 5.6 参照)

- 流量は、昭和50年災害ピーク流用を用い、後続流は土石流時の 0.5 倍とした。
- 総土砂量は 92,000 m³を用い、後続流の土砂濃度は30%とした。

表 5.6 ケース 6 の実験条件

支 川 別	流 量		土 砂 量		実 験 時 間	
	土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流
右 支 川	17.3 m ³ /s (1.0 l/s)	8.7 m ³ /s (0.5)	8,800 m ³ (0.120)	46,000 m ³ (0.191)	8 分15秒 (1 分10秒)	2 時間38分16秒 (22分23秒)
左 支 川	21.5 m ³ /s (1.2)	10.8 m ³ /s (0.6)	18,800 (0.120)	8,400 (0.011)	8 分15秒 (1 分10秒)	1 時間18分58秒 (11分10秒)

注 1. () : 模型値

注 2. 土砂量は空隙込みの値で、模型値は空隙を含まない値

② 模型形態

- 模型は昭和50年災害前の状態とした
- 左支川及び左支川上流水路に20cm厚で土砂を敷き、水路中の土砂を土石流としてあたえた。

(7) ケース 7

① 実験条件 (表 5.7 参照)

- 流量は昭和50年災害ピーク流量を用い、後続流で右支川の通水時間と一致させるため左支川のみ流量を $6.5 \text{ m}^3/\text{s}$ に変えた。
- 総土砂量は $92,000 \text{ m}^3$ を用いた。

表 5.7 ケース 7 及び ケース 8 の実験条件

支 川 別	流 量		土 砂 量		実 験 時 間	
	土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流
右 支 川	$17.3 \text{ m}^3/\text{s}$ (1.0 l/s)	$17.3 \text{ m}^3/\text{s}$ (0.5)	$18,800 \text{ m}^3$ (0.120)	$46,000 \text{ m}^3$ (0.191)	6 分56秒 (58.9 秒)	1 時間15分 4 秒 (10分37秒)
左 支 川	$21.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (1.2)	$6.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (0.37)	9,400 (0.060)	17,800 (0.071)	4 分44秒 (40.2 秒)	1 時間15分 4 秒 (10分37秒)

注 1. () : 模型値

注 2. 土砂量は空隙込みの値で、模型値は空隙を含まない値

② 模型形態

- 模型は、昭和50年災害前の状態とした。
- 各支川上流水路の土砂敷き厚さを右支川で20cm、左支川で10cmとし、水路中の土砂を土石流としてあたえた。

(8) ケース 8

① 実験条件 (表 5.7 参照)

- 昭和54年災害の氾濫形態が、昭和50年災害ピーク流量でよく合うことからこの流量を用いる。
- 総土砂量は $92,000 \text{ m}^3$ を用いた。

② 模型形態

- 模型は昭和50年災害前の地形に昭和54年災害当時の施設を配置した。

No	施設構造物	水通し高さ
1	第 1 号床固	EL 1521.7 m
2	第 2 号床固	EL 1550.6 m
3	第 3 号床固	EL 1580.5 m
4	パイプ 林 (河道部なし)	

- 各施設と河道のすりつけは、各構造物の前後の基準断面から、水通しへすりつけた。

- 各支川上流水路の土砂敷き厚さは右支川で20cm、左支川で10cmとした。

(9) ケース 9

① 実験条件 (表 5.8 参照)

- 流量は昭和50年災害ピーク流量を用いた。後続流ではピーク流量をあたえることは過大であると判断されたので、その0.5倍とした。
- 右支川は、土石流を第1波と第2波の計2回流した。
- 総土砂量は、92,000 m³を用い、後続流の土砂濃度は、実験で流せる量として43%を目度とした。

表 5.8 ケース 9 の実験条件

支川別	流 量		土 砂 量		実 験 時 間	
	土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流
右 支 川	17.3 m ³ /s (1.0 l/s)	8.7 m ³ /s (0.5)	16,000 m ³ ×2回 (0.102×2回)	32,600 m ³ (0.103)	4分50秒×2回 (40秒×2回)	56分9秒 (7分56秒)
左 支 川	21.5 m ³ /s (1.2)	10.8 m ³ /s (0.6)	14,100 (0.090)	13,300 (0.040)	5分53秒 (40秒)	17分55秒 (2分32秒)

注 1. () : 模型値

注 2. 土砂量は空隙込みの値で、模型値は空隙を含まない値

① 模型形態

- 模型は、昭和50年災害前の状態とした。
- 各支川上流水路の土砂敷き厚さは模型で右支川で17cm、左支川で15cmとした。

(10) ケース10 (計画I案-事務所案-)

① 実験条件 (表 5.9 参照)

- 流量は昭和50年災害ピーク流量を用い、後続流では右支川と同じ通水時間にするため、左支川のみ流量を6.6 m³/sにした。
- 総土砂量は、支沢内の対策が完了していない場合の土砂量107,500 m³を用いた。
- 後続流の土砂濃度は30%とした。

表 5.9 ケース10の実験条件

支川別	流 量		土 砂 量		実 験 時 間	
	土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流
右 支 川	17.3 m ³ /s (1.0 l/s)	17.3 m ³ /s (1.0)	18,800 m ³ (0.120)	56,700 m ³ (0.240)	7分4秒 (1分0秒)	1時間34分17秒 (13分20秒)
左 支 川	21.5 m ³ /s (1.2)	6.6 m ³ /s (0.37)	9,400 (0.060)	22,600 (0.090)	5分53秒 (40秒)	1時間34分17秒 (13分20秒)

注 1. () : 模型値

注 2. 土砂量は空隙込みの値で、模型値は空隙を含まない値

② 模型形態

- 模型は昭和50年災害前の地形に事務所施設配置計画にもとづき、施設を配置した。
- 各支川上流水路の土砂敷き厚さを右支川20cm、左支川10cmとした。
- 合流点上流の溪床部に設定してあるベントナイト上に実験砂を左支川で3,000 m³、右支川で3,000 m³敷いた。

(II) ケース11 (計画I案—事務所案—)

① 実験条件 (表 5.10 参照)

- 流量は計画ピーク流量を用い、後続流ではその0.5倍とした。
- 右支川は土石流を第1波と第2波の計2回流した。
- 総土砂量は支渓内の対策が完了していない場合の土砂量107,500 m³を用いた。
- 後続流の土砂濃度は30%より多くなることが充分考えられることから、それより多い43%とした。

表 5.10 ケース11の実験条件

支川別	流 量		土 砂 量		実 験 時 間	
	土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流	土 石 流	後 続 流
右 支 川	24.3 m ³ /s (1.4 l/s)	12.2 m ³ /s (0.7)	25,000 m ³ ×2回 (0.120×2回)	25,500 m ³ (0.120)	5分18秒×2回 (45秒×2回)	46分47秒 (6分37秒)
左 支 川	30.3 m ³ /s (1.7)	15.2 m ³ /s (0.85)	12,500 (0.060)	19,500 (0.090)	3分32秒 (30秒)	46分47秒 (6分37秒)

注1. () : 模型値

注2. 土砂量は空隙込みの値で、模型値は空隙を含まない値

② 模型形態

ケース10と同じ形態とした。

(II) ケース12 (計画II案—河道掘削案—)

① 実験条件 (表 5.10 参照)

- 実験条件はケース11と同じ条件とした。

② 模型形態

- 第2号下流床固の導流堤を85m程度延長した。
- 第1号床固～第2号下流床固区間、第2号床固～第3号下流床固区間及びパイプ林上流の3区間を略図で示す様に水通し幅について掘削した。
- その他はケース11の模型形態とした。

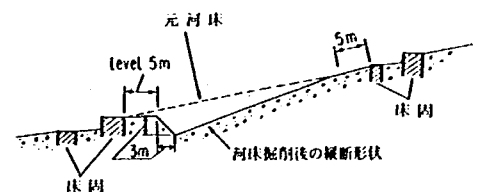


図10 略図河道掘削状況

§ 3 実験結果と考察

3.1 実験結果の考察

3.1.1 流量、土砂流出パターン

- ① 土石流を発生させる流量は、合理式で求めた値の $\frac{1}{2}$ では支溪の合流点付近に堆積が発生し、八右衛門沢橋まで土砂が到達しないことや昭和50年災害時の氾濫範囲をシミュレートしないこと等からみて適当でないと考えられる。また、2倍にした場合、土砂の氾濫範囲は一致しているが土石流の堆積・再移動の過程において、下流に対して影響が大きくなりすぎる点からみて過大であると考えられる。以上の結果及び他のケースでの実験結果を総合的に判断して合理式によって計算した値を用いるのが適当であると判断した。
- ② 後続流の流量は、合理式で求めた流量の $\frac{1}{2}$ とした。これは、予備実験より、八右衛門沢橋付近の土砂堆積は土石流が直接流下したものではなく、後続流によって運搬された土砂の堆積であるという結果からみて、合理式で求めた流量を与えた場合、実際の災害により土砂の堆積・氾濫形状を過大に表わしてしまうためである。また、帝国ホテルへの土砂氾濫も後続流によるものであり、後続流を $\frac{1}{2}$ 倍としても氾濫形態に変化がなかったことから適当であると判断した。
- ③ 土石流と後続流の土砂量の配分は、全量の $\frac{1}{3}$ を土石流、 $\frac{2}{3}$ を後続流とした場合も、 $\frac{2}{3}$ を土石流、 $\frac{1}{3}$ を後続流とした場合も土砂の堆積・氾濫範囲及びその形態に変化が見られなかったことから全量の $\frac{1}{3}$ を土石流、 $\frac{2}{3}$ を後続流として与えるものとした。
- ④ 支溪からの土砂流出形態は地形、溪床勾配に支配されており、扇状地右岸側への氾濫は右支溪からの流出土砂によって発生している。流量に見合うように土砂を配分した場合、左支溪からの流出土砂は過去の災害事例では氾濫が発生していない左岸方向へ氾濫し、良い結果が得られなかった。よって、左支溪、右支溪の土砂量の配分は、計画流出土砂量の通りに配分するのが適当であると判断した。
- 以上の結果を基に実験条件を決定し、実験を実施し検討を行なった。

3.1.2 昭和50年災害、昭和54年災害の再現実験

(1) 昭和50年災害の再現実験

1) 実験条件と災害の再現性

実験条件を前項の様に設定する事によって、土砂の氾濫範囲からみて、ほぼ再現出来たと考える。なお、実際の現象と模型との相似については、土砂の氾濫範囲以外の物証が得られていない事から、氾濫範囲が一致した事により満足されているものと判断した。

2) 実験結果

実験の結果、昭和50年災害について次のことが判明した。

- ① 扇状地における土砂の流動形態は地形（特に溪床勾配）によって規定されている。
- ② 左支溪からの流出土砂は、土石流発生水路の出口の直下を扇頂部として堆積し、合流点に達す

る土砂は殆どなく、土砂は河道より左岸に氾濫し、流水は扇状地内の低地（ガリー谷）をへて上高地湿地帯にまで達する（写真12）。

- ③ 右支溪の右岸からの氾濫（最右岸の氾濫）は、土石流発生直後に起きる（写真13）。
- ④ 帝国ホテルへの氾濫は、当初、左支溪からの土石流が直接流入するものと考えられていたが、右支溪からの土石流が合流点に堆積し、この堆積が下流約 200 mにまで及んだ後、小さな扇状地を形成して首振り現象を起こすことにより発生する（写真14）。
- ⑤ 八右衛門沢橋付近への土砂の氾濫は、土石流流下時において土砂が流入し、この時点ですでにクリアランスは無くなっている。その後、後続流によって運搬された土砂により激しく氾濫する（写真15）。
- ⑥ 後続流に於ける左支溪からの流水は、合流点に達することなく左岸寄りを流下する。

昭和50年災害の再現実験の結果を見ると、右支溪が危険度の高さと左支溪を卓越していることがわかる。また、右岸側への土砂の氾濫は、右支溪からの土砂が首振りを起こすことにより発生したもので、災害の主な原因は右支溪にあったものと考えられる。

(2) 昭和54年災害の再現実験

1) 実験条件と災害の再現性

この実験は昭和54年までに設置された施設に対して、土石流はそれを乗り越え、やはり下流部に被害を与えるということを確認するために行なった。実験条件は、昭和50年災害時と同じ値を用いたが、土砂の氾濫範囲からみてほぼ再現されているものと考えられる。

2) 実験結果

- ① 右支溪からの土石流が合流点付近に堆積し、遡上が発生することにより右支溪の右岸より氾濫が発生する。氾濫の発生位置は、ほぼ災害時の実績と一致している。
- ② 昭和54年災害の調査報告によると、右支溪の出口付近に土石流が停止したと思われる堆積がみられるが、実験では右支溪に土石流フロントが停止する現象はみられなかった。
- ③ 左支溪からの土石流の先端は、ほぼ合流点まで達し、合流点上流約 100 m付近を扇頂として左岸側に氾濫する。ただし、左支溪からの土石流が直接合流点より下流に流下することはない。
- ④ 第3号床固工の左側の袖に右支溪からの土砂が直進し、袖よりも更に左岸側を流下する（写真16）。
- ⑤ 土石流流下時において、第1号床固工の左側の袖より左側を流水が流下する。この流れは、県道及び八右衛門沢橋に至る前に河道に戻り、橋及び道路には氾濫を生じない（写真17）。
- ⑥ 八右衛門沢橋付近への土砂の氾濫は、土石流流下時において土砂が流入し、この時点ですでにクリアランスは無くなっている。その後、後続流によって運搬された土砂により激しく氾濫する（写真18）。
- ⑦ 合流点に堆積していた土砂が、第3号床固工の前庭部に堆積して落差が無くなった後、首振りを発生して帝国ホテル方向に氾濫を生じる。ただし、土砂は、帝国ホテルまで達していない。

昭和54年災害の再現実験を見ると、昭和54年当時の施設では不足であることがわかる。しかしながら、



写真12



写真13



写真14



写真15



写真16

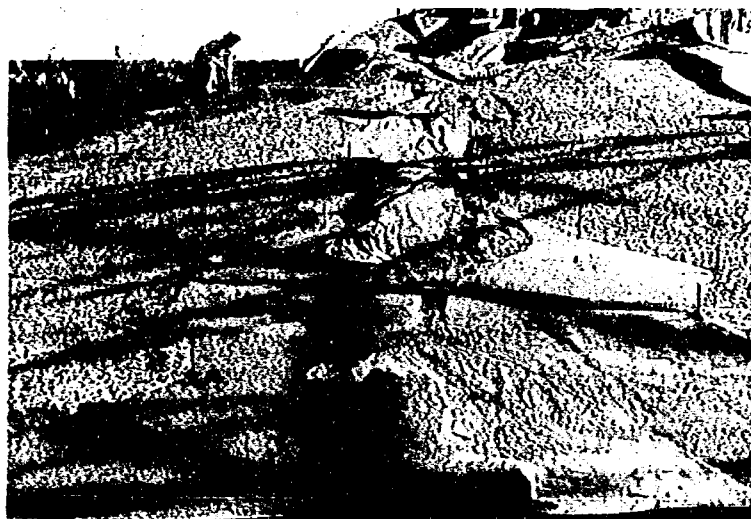


写真17



写真18

昭和50年災害と比較して、八右衛門沢橋付近での土砂堆積幅が狭かったことは、施設の効果が発揮されているためと考えられる。

3.1.3 施設の効果

計画施設の効果については、事務所計画案の検討、改良案の検討、掘削工を行なった場合の流況の検討の3つについて実験を行なった。

(1) 実験結果

1) パイプ林（スリットダム）の影響

パイプ林は扇頂部での土砂堆積を促進させ、保全対象への土砂氾濫を防止することを目的に設置されている。

パイプ林は、図11に示すようなA型スリットダムを千鳥に3列、1列当たり3基のベースを設置した物で、左右のスリット間隔が中央部のスリット間隔より狭まった形状を有している。

以下に実験結果からパイプ林の効果と流況に与える影響について述べる。

1. 流況観察結果

- ① パイプ林（スリットダム）により、合流点付近ではスリットと同程度高さの土砂堆積が生じる（写真19）。この土砂堆積は、スリットダムにより土砂が捕捉されたためではなく、昭和54年災害時に上昇した河床にスリットのベースを設置したため、河床勾配が緩くなった事によるものと思われる。
- ② パイプ林上流に発生した土砂堆積により、首振りが発生し、右岸側に氾濫が生じる（写真20）。この氾濫は、主流が帝国ホテルの方向に向くことがあるが、第2号、第3号床固工の右岸側の袖を延長した導流堤2基により、帝国ホテルへの被害は防止出来る。
- ③ スリットダム、床固工等の施設の下流では局所洗掘が生じ、特にスリットダムのフーチングの下流側は後続流により、3～5 mの激しい洗掘が生じる。

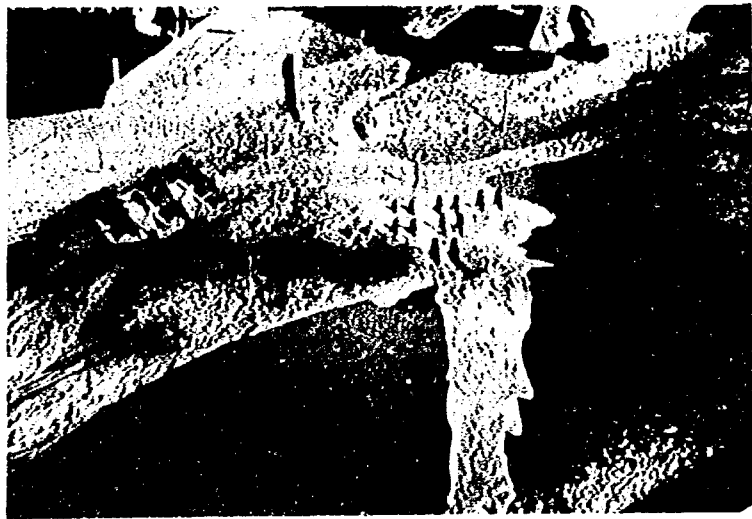


写真19



写真20

II. パイプ林の影響

① パイプ林を設置した事による上流（支渓内）の堆積土砂量の変化

パイプ林を設置した事により上流の支渓内に堆積する土砂量がどのように変化するかを，通水終了後の河床高さと通水前の河床高との差から求めたのが表6である。

表6で見ると、パイプ林が設置されていない場合、上流域の土砂が流出し洗掘傾向であるのに対し、パイプ林を設置した場合、計画の土石流の一割程度の土砂がパイプ林の上流で堆積している。これは、前述のようにスリットが閉鎖し、パイプ林に土砂が堆積したものではなく、パイプ林のコンクリートベースが昭和54年災害後の高い位置に固定された事による、河床勾配の緩和による影響と考えられる。また、ケースにより堆積土砂量に多少の差が見られるが、これは土石流の発生回数、後続流の継続時間によるもので、特に後続流の継続時間が長くなると、土石流によりパイプ林の上流に堆積した土砂が再侵食されるために、通水終了時において

表6 パイプ林（スリットダム）上流の土砂堆積

ケース	土砂量	パイプ林の状況	実験条件
7	－ 10,000 m	無し（無施設）	昭和50年災流量，左右各1回
8	－ 3,300 m	一部設置（昭和54年災当時）	〃
9	9,200 m	無し（無施設）	昭和50年災流量，右2回，左1回
10	2,600 m	事務所案（パイプ林完成）	昭和50年災流量，左右各1回
11	9,300 m	〃	計画流量，右2回，左1回
12	17,900 m	パイプ林完成（掘削工実施）	〃

堆砂量が少なく表われているものと考えられる。

② 首振り発生位置の変化

無施設の場合，合流点で一旦堆積した土砂が再移動して，断面No11付近を扇頂部とする扇状地状の土砂堆積が生じ，右岸方向へ氾濫していたが，パイプ林を設置したことにより断面No15付近から左右岸へ氾濫するようになる。これは，扇状地全体に土砂を広く拡散させることを目的とした場合にはパイプ林は効果が大きいといえる。しかしながら，八右衛門沢のように限られた範囲の中で対処しようとする場合，無施設の時に氾濫が発生していない左岸方向へも氾濫が発生することや，氾濫の開始点が，無施設の場合より約200 m上流になるなどの点から，現計画にとって有効とは言えない。

2) 導流堤

- ① 左支溪の土石流は，合流点を下端として堆積する。この堆積は，左支溪の導流堤よりも高くなるため，導流堤を乗り越えた流れが左岸側に氾濫する。流水は，第3号床固工の袖を延長（導流堤）したことにより，大半が河道内に戻るが，一部は県道にまで達する。
- ② 第3号床固工の上流側は，流出してくる土石流によりほぼ満配となる。このため，後続流の流下時において，3箇所袖部（導流堤）の越流が発生する。
- ③ 第二波の土石流が合流点に堆積し，遡上することにより右支溪の最下端の導流堤を乗り越える。

3) 県道橋

- ① 土石流の流下時においては，八右衛門沢橋及びその周辺では氾濫は生じない。これは，第1号床固工によって流水が規制されたためと，床固工によって土砂の流下量が減少したためであると考えられる。
- ② 後続流の流下時において，橋の下流より堆積遡上が発生し，橋及び周辺の道路は埋没する。しかし，土砂の氾濫幅は約75 mと狭く，施設の効果が発揮されているものと考えられる。

4) 掘削の影響

- ① 除石工は，その範囲が狭く容量（約10000 m³）が十分でなかったため，土石流の流下時のみにおいて効果を発揮した。除石工の効果としては，第2号床固工と第1号床固工の間で土砂を堆積させるため，八右衛門沢橋への土砂流入が減少したことである。これにより橋は，後続流の流下

時においても、比較的長時間そのクリアランスが維持されていた。

- ② 八右衛門沢橋付近への土砂の流出は、上流からの土砂の直接的な流入によるものよりも、第1号床固工と第2号床固工間の土砂の二次移動による土砂がかなりのウェイトを占めているものと思われる。しかし、河床を掘削することにより、床固工間の移動土砂をかなり貯留することが出来る。

(2) 施設の効果と必要性

- ① 左支溪内の導流堤は、土砂堆積による越流・氾濫が生じ、第3号床固工左岸導流堤でも捕捉できず、県道にまで流出する。このため、左支溪内の導流堤を嵩上げするか、第3号床固工左岸導流堤を延長することが望ましい。
- ② 右支溪内の導流堤は、合流点からの堆積遡上により氾濫する。また、土石流の直接的な衝突を受ける可能性がある。このため、導流堤の嵩上げ、構造の強化が必要である。
- ③ パイプ林（スリットダム）は、昭和54年災害で上昇した河床上に設置されており、土砂の堆積を促進させる効果が顕著である。しかし、このパイプ林の上流側に発生する土砂堆積を頂部として、特に右岸側に大量の土砂が氾濫する。この土砂は、下流の保全対象物を著しく危険にする。これを防止するために第3号床固工及び第2号床固工の右岸側の袖を延長する必要がある。また、この流れは強く構造の強化が必要である。現況の河道に於いてこの地点が最も危険であり、第3号床固工の早急な整備が望まれる。
- ④ パイプ林（スリットダム）の左岸側を流下する流れは、第3号床固工左岸側の袖を延長することにより、その大半を河道内に戻すことが出来る。この点においても第3号床固工の早急な整備が必要であると言える。
- ⑤ 第1号床固工は、流水の幅を絞り込む効果がある。これにより八右衛門沢橋を守ることは出来ないものの、県道の被害幅は最小限になっているものと考えられる。しかし、現況の床固工は高さが低く、土砂により埋没するため洪水後半に於いて効果が発揮されなくなるため、床固工の嵩上げが必要と思われる。
- ⑥ 土石流によって扇状地に流出した土砂の大半は第1号床固工の上流側に堆積し、後続流により下流に運搬されるまでは、清水が第1号床固工と第2号床固工の間の土砂を洗掘して県道橋付近に堆積させ、橋のクリアランスを無くしていることから、床固工間の土砂の移動を防止する対策が必要である。
- ⑦ 各施設の下流側は、後続流によりかなりの局所洗掘が発生する。特に、スリットダムの下流は4～5mの洗掘が発生し、ダムそのものを危険にしている。施設の下流側の局所洗掘を防止する対策が必要である。

以上、施設の効果と必要性を述べたが、施設配置の施工順位について検討すると、

1. 第3号床固工 右岸側の袖（導流堤）の延長及び嵩上げ、構造の強化
2. 第2号床固工 右岸側の袖（導流堤）の延長及び嵩上げ、構造の強化
3. 第3号床固工 左岸側の袖（導流堤）の延長

4. 左支溪の導流堤の嵩上げ

5. 右支溪の導流堤の嵩上げ

となり、特に1及び2は早急な対策が必要と思われる。

3.2 各ケース毎の実験結果

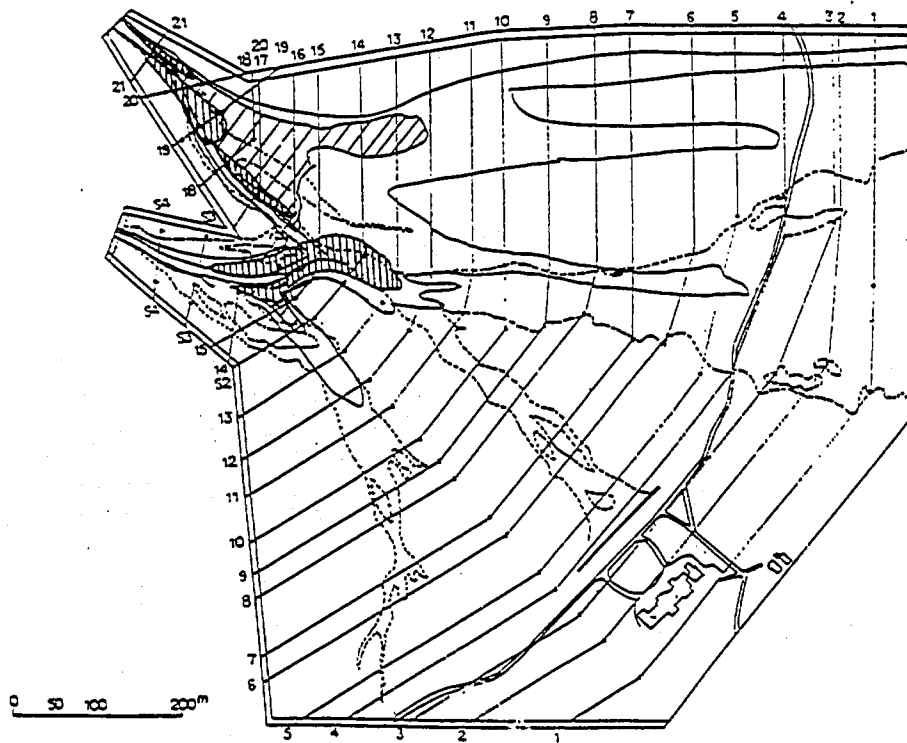
各ケース毎の実験結果について、流況観察結果を以下に示す。

ケースNo 1

1. 実験結果

- (1) 左支溪の土石流フロントは、水路の出口付近で堆積し停止する。流水の主流は左側側壁（谷地形を形成している）に沿って流下する。流水の一部は移動床上を流下し、右支溪より約20秒遅れて合流点に達する。
- (2) 左支溪の土石流の後続流の主流は、左側側壁付近を流下している。このため、土石流の流下中に合流点に土砂は達しない。
- (3) 右支溪の土石流フロントは、断面No S 2 - S 3 の付近に堆積し、首ふりが発生する。このため、S 3 付近から氾濫する。氾濫範囲及び氾濫開始点は昭和50年災害の実績と一致している。
- (4) 右支溪の合流点付近の河道は狭窄部となっており、合流点付近から堆積が始まり遡上する。この堆積により、断面S 1 地点からも氾濫する。
- (5) 右支溪の土石流は、直接合流点まで流下し、堆積する。合流点での堆積深は模型値で10cm - 15 cmとかなり大きい値となっている。
- (6) 合流点に堆積した土砂の上を右支溪からの後続流が直進し左岸方向へ流れる。その後、後続流によって合流点の土砂堆積が下流に押し流されて、合流点下流約 150 m 地点に堆積し、首振りが発生する。この首振りにより、昭和50年災害の氾濫地点から帝国ホテルへ流れが向かう。帝国ホテルには流水のみが達している。
- (7) 左支溪では、後続流は左支溪内に形成された砂堆のために流水の首振りが発生し、流水が直進する事はなく、流水は左岸側に寄って流下する。
- (8) 後続流（給砂なしの状態）により、支溪内の土砂は下流に運搬され、実験終了後は、支溪内の土砂のほぼ全量が流出している。
- (9) 左支溪では後続流によって、堆積している土砂が合流点上流約 150 m 地点まで運搬され堆積して首ふりが発生する。このため、昭和50年災の氾濫開始点とほぼ同じ位置で氾濫が生じる。

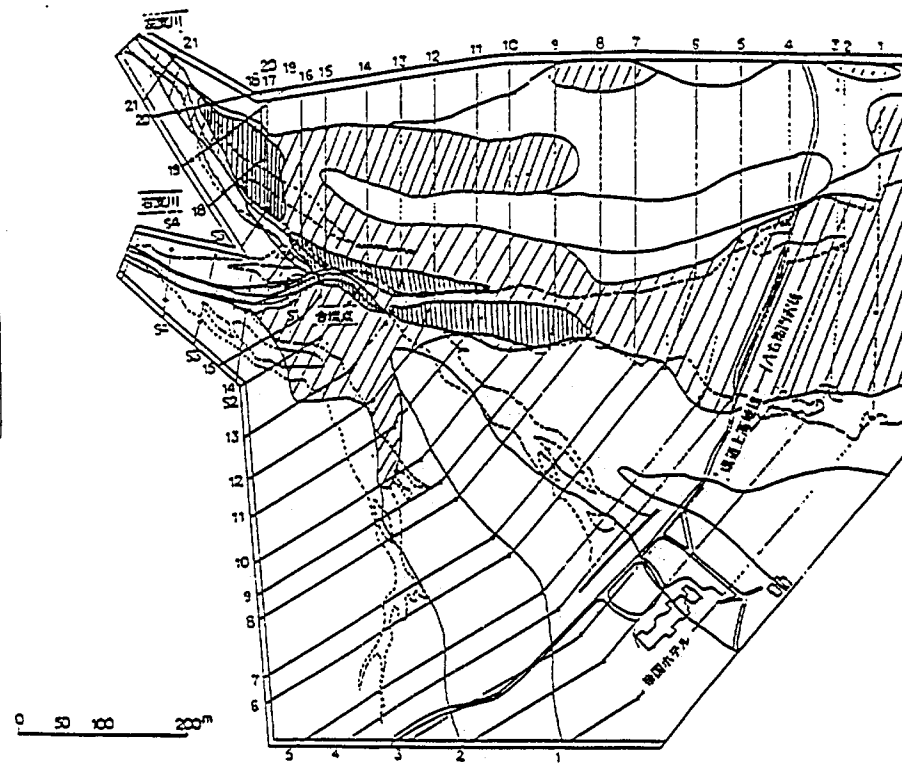
図11及び写真21～25に実験の状況を示す。



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	8.7 m ³ /s	18,800 m ³	5' 00"
	右支川	8.7 m ³ /s	18,800 m ³	5' 00"

* 実験時間のみ模型値



後 続 流

条 件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	8.7 m ³ /s	27,200 m ³	25' 00"
	右支川	8.7 m ³ /s	27,200 m ³	25' 00"

* 実験時間のみ模型値

凡 例
 1 m 以上の土砂堆積範囲
 1 m 以下の土砂堆積範囲
 流水のみの氾濫範囲

図11 CASE-1の土砂氾濫状況

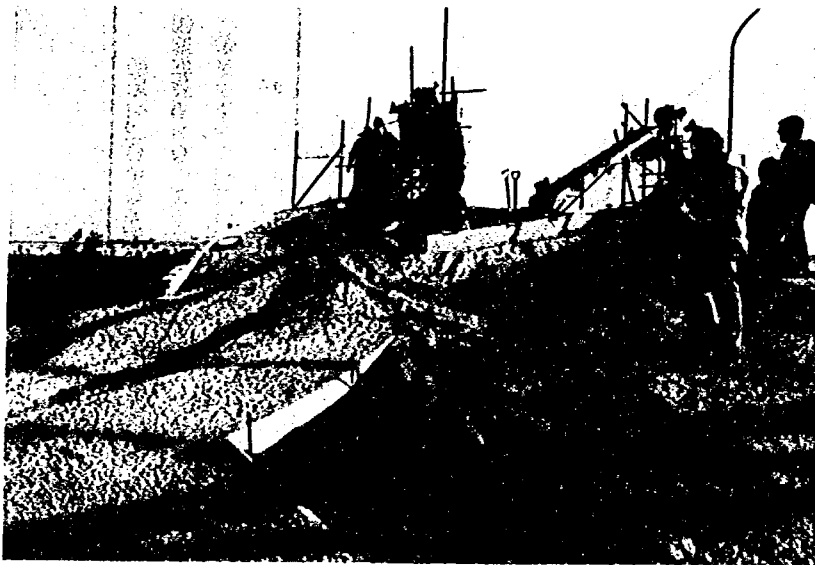


写真21

右支・左支合流点とその付近

- 右支川でNo S 2 付近より右岸へ
氾濫
- 合流点には右支川の土砂が堆積



写真22

右支川からの右岸への氾濫の位置、
合流点下流からの帝国ホテル側へ
の氾濫の位置がほぼ一致している。



写真23

後続流により土砂は下流まで流下
される。

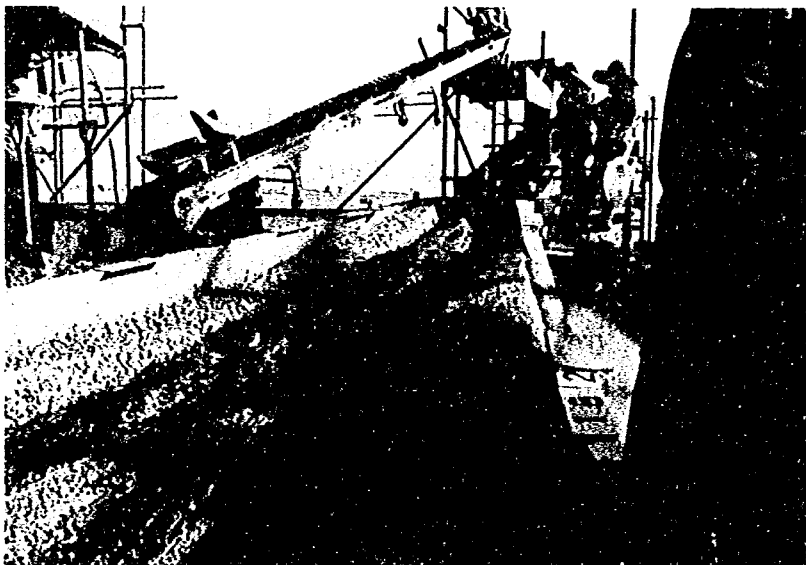


写真24

左支川No22～No19区間の溪床に土砂堆積

- 左岸側沿いに流路形成



写真25

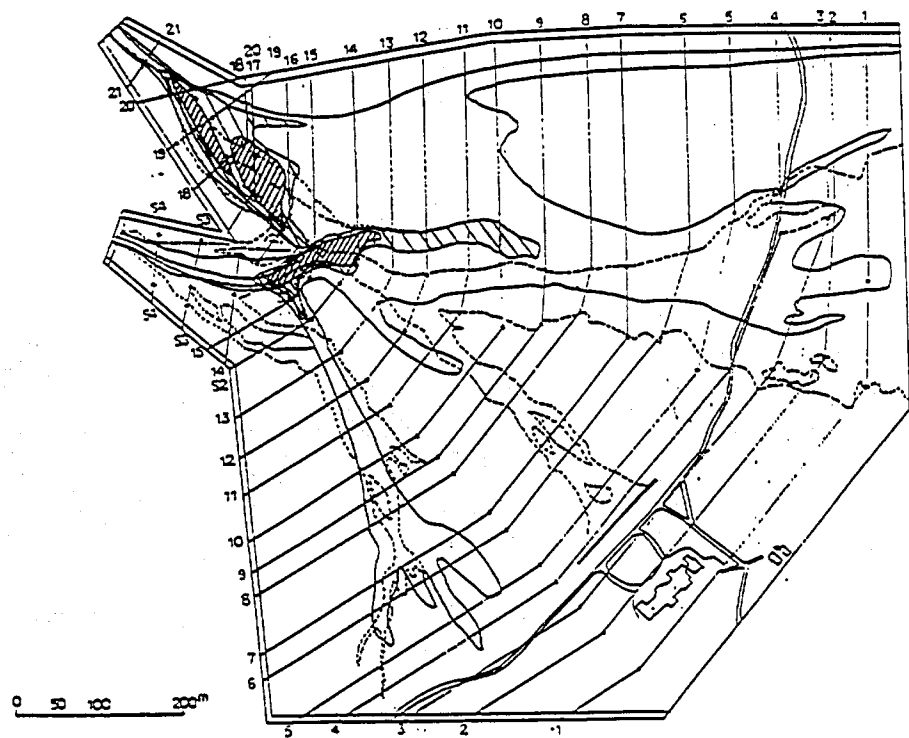
- 左支川合流点付近堆積土砂を二次侵食
- 右支川流水は左岸側を流れる。

ケースNo 2

1. 実験結果

- (1) 左支溪の土石流フロントは、水路の出口付近で堆積し停止する。流水の主流は左側側壁（谷地）を形成している）に沿って流下する。土石流フロントは直接合流点に達しない。
- (2) 後続流によって、合流点に堆積した土砂は合流点の下流約 150 m まで運搬され堆積して首ふりが発生する。このため、昭和50年災の氾濫開始点とほぼ同じ位置で氾濫が生じる。
- (3) 左支溪の土石流は、断面No20付近に堆積し、首ふりを起こし、氾濫が生じる。主流は左側側壁付近を流下している。このため、土石流の流下中に合流点に土砂は達しない。
- (4) 左支溪からの後続流は、給砂が終了する頃になると合流点に達するが、合流点では右支溪からの土砂流出によって形成された砂堆のために流水が直進する事はなく、流水は左岸側に寄って流下する。
- (5) 右支溪からの土石流のフロント部は、支溪内に堆積せず、直接合流点に達し、堆積する。
- (6) 右支溪の合流点付近の河道は狭窄部となっており、合流点から土砂の堆積が始まり遡上する。これにより、断面S 1 付近から氾濫する。
- (7) 右支溪からの土石流による合流点の堆積深は模型値で10cm～15cmとかなり大きい値となっている。
- (8) 合流点に堆積した土砂の上を後続流が直進し左岸方向へ流れる。その後、後続流によって合流点の土砂堆積が下流に押し流されて断面No12地点で首ふりが発生し、昭和50年災害の氾濫地点から、帝国ホテルへ流れが向かう。
- (9) 左支溪の堆積土砂は、給砂がある間は扇状地に広がって流れ、無給砂状態になると侵食され、元の河道幅に戻り合流点に達する。
- (10) 土石流により合流点に発生した堆積は、後続流により下流に運搬され、県道橋付近に堆積し、氾濫を生じる。
- (11) 右支溪の右岸側の最上流の氾濫は生じない。しかし、合流点付近からの氾濫土砂はこの氾濫流路を流下する。

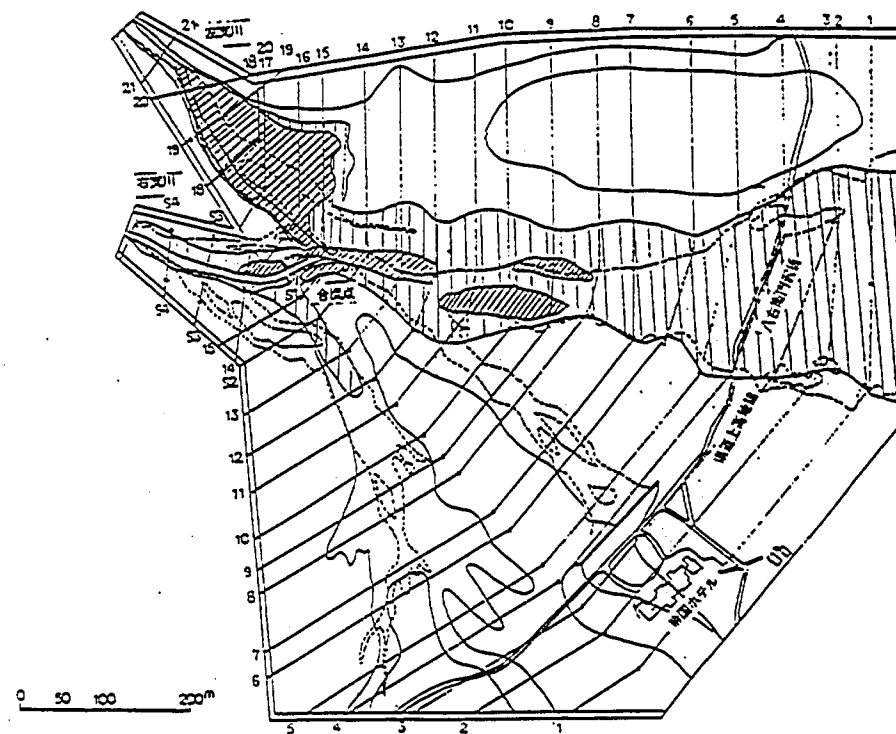
図12及び写真26～30に実験の状況を示す。



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	18,800 m ³	1' 40"
	右支川	17.3 m ³ /s	18,800 m ³	1' 40"

* 実験時間のみ模型値



後 続 流

条 件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	8,400 m ³	1' 12"
	右支川	17.3 m ³ /s	46,000 m ³	10' 36"

* 実験時間のみ模型値

凡 例
1 m 以上の土砂堆積範囲
1 m 以下の土砂堆積範囲
流水のみの氾濫範囲

図12 CASE-2の土砂氾濫状況



写真26

左支川からの土石流による土砂堆積はNo22～No16の溪床及びその左側に堆積する。



写真27

左支・右支川の土石流による土砂堆積状況



写真28

左支川からの流れはNo19付近で扇面に広がり、著しい二次侵食は生じない。



写真29

- 合流部の流水の首振りの状況
- 帝国ホテル側への氾濫の位置から氾濫する。

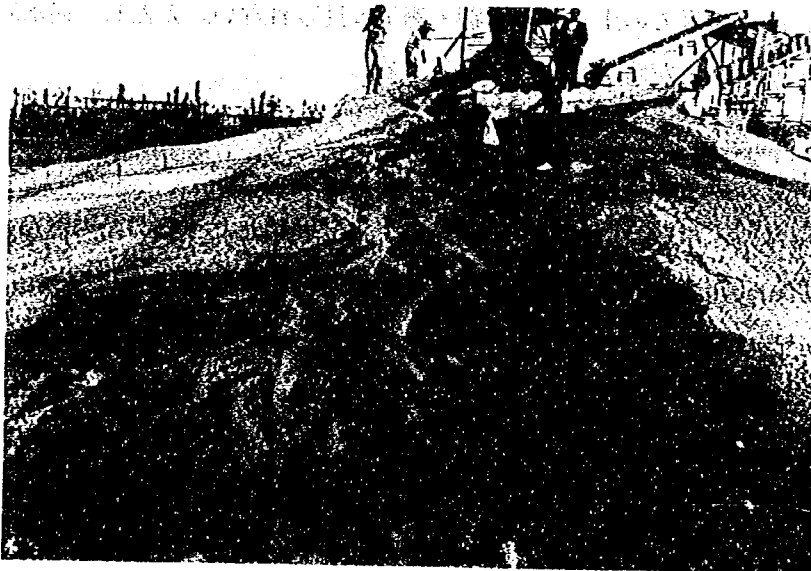


写真30

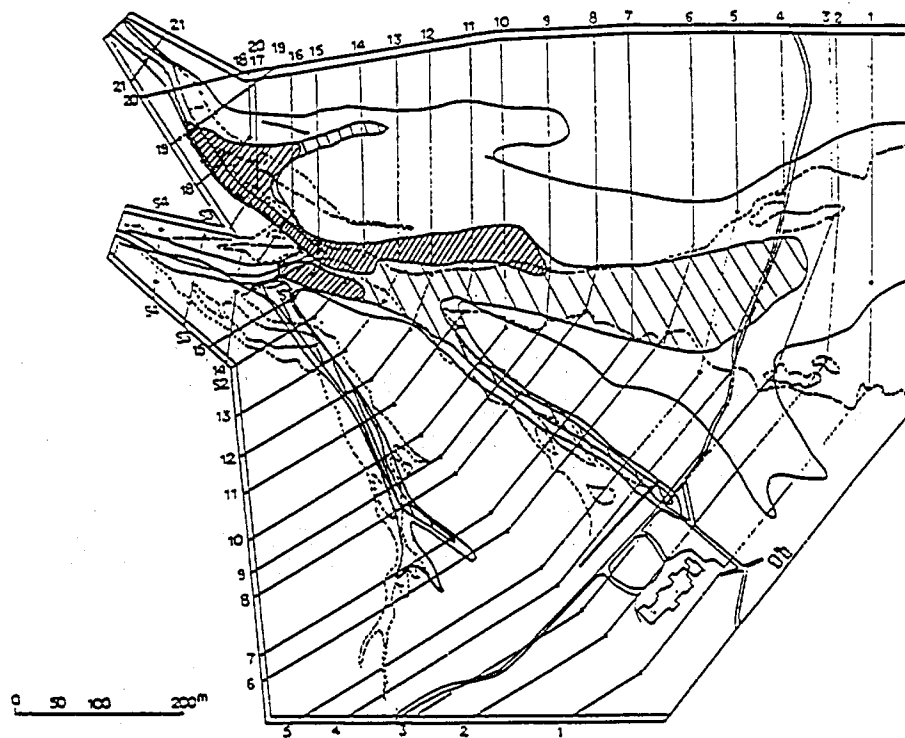
県道付近の土砂氾濫状況

ケースNo 3

1. 実験結果

- (1) 土石流フロントは、ケースNo 2と比較して、かなり土砂濃度の低い流れで、かなり早い流速を持ち、直接合流点まで流下している。
- (2) 左支溪からの土石流は、合流点の上流約 120 mに堆積して、首振りが発生している。これにより、左岸側のかかなり広い範囲に氾濫している。
- (3) 左支溪からの土石流フロントは直接合流点に達しているが、右支溪からの流れに影響され、直接帝国ホテル方向へ向かう流れはない。
- (4) 土石流による送流土砂が県道橋付近にまで達し、道路上で 3 cm（模型値）の堆積を生じている。
- (5) 合流後は殆ど土砂堆積、首ふりを発生させないで流下している。
- (6) 右支溪からの土石流の先頭部は、直接合流点まで流下し堆積するが、合流点での堆積は短時間で下流に移動する。
- (7) 右支溪からの土石流による合流点付近での土石流の堆積・遡上は見られない。ただし、通水断面が小さいことから、直進してくる流れが断面 S 1 から氾濫する。
- (8) 断面No12地点で首ふりが生じ、流水が帝国ホテル方向に向かう。このとき、右支溪からの流れのほとんどが氾濫することもあり、ホテル地点で 2 cmの堆積を生じる。
- (9) 後続流の流下時における流況は、流量が多いため、土石流によって堆積した土砂の殆んどが下流の県道橋付近にまで達し、昭和50年災害の実績よりもかなり大きい範囲に氾濫を生じる。
- (10) 右支溪の右岸側の最上流の氾濫は生じない。しかし、合流点付近からの氾濫土砂はこの氾濫流路を流下する。
- (11) 右支溪からの土石流による合流点の堆積深は模型値で 5 cm－10cmとかなり大きい値となっているが、ケース 1, 2と比較すると堆積深は小さい。これは、土砂濃度が低く、流速が大きいため土砂が比較的広範囲に堆積したためと考えられる。
- (12) 帝国ホテルへ向かう流れはほぼ一致しているが、右支溪最上流からの氾濫が発生していない。また、流水の氾濫範囲が広く、下流側の条件が一致していない。

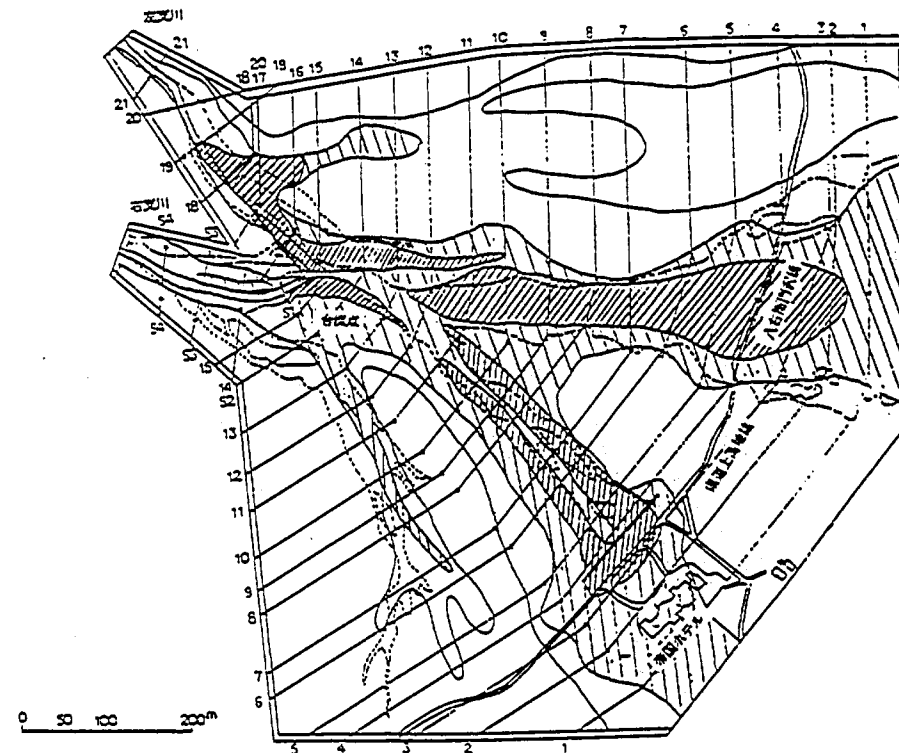
図13及び写真31～35に実験の状況を示す。



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	43.0 m ³ /s	18,800 m ³	60"
	右支川	34.6 m ³ /s	18,800 m ³	60"

* 実験時間のみ模型値



後 続 流

条 件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	43.0 m ³ /s	8,400 m ³	30"
	右支川	34.6 m ³ /s	46,000 m ³	5' 18"

* 実験時間のみ模型値

凡 例
 1 m 以上の土砂堆積範囲
 1 m 以下の土砂堆積範囲
 流水のみの氾濫範囲

図13 CASE-3 の土砂氾濫状況



写真31

左支川から流出した土砂はNo17までに堆積するものと、水と共に本川左側に流れNo 9まで達するものがある。

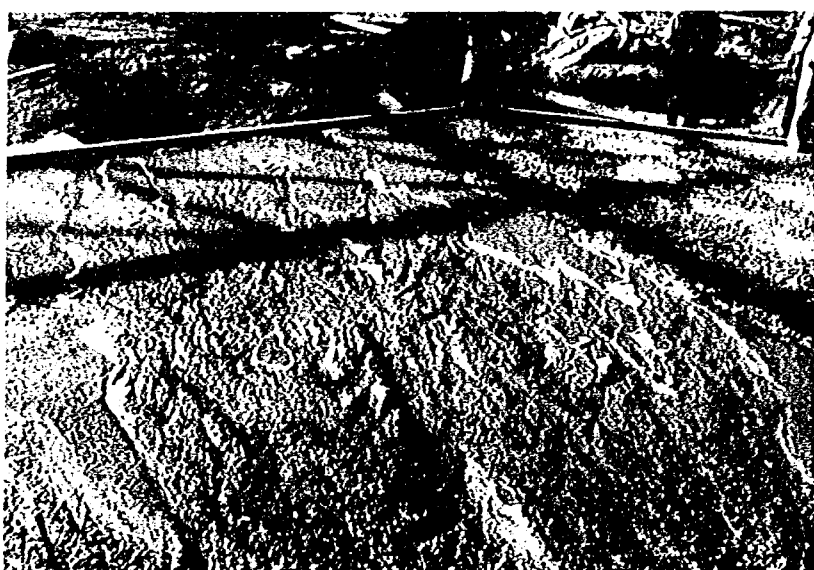


写真32

土石流による県道の氾濫状況

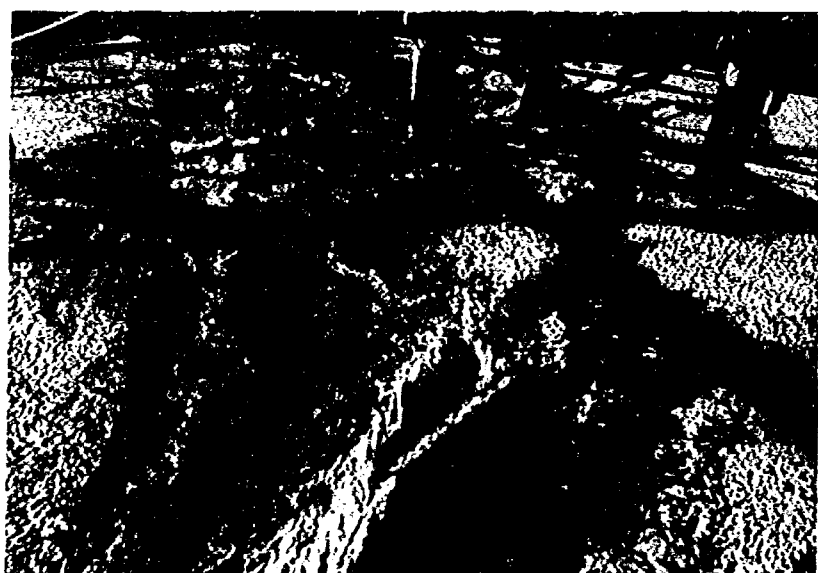


写真33

帝国ホテル側への氾濫状況



写真34

- 右支川による合流点部の洗掘状況と下流の氾濫状況

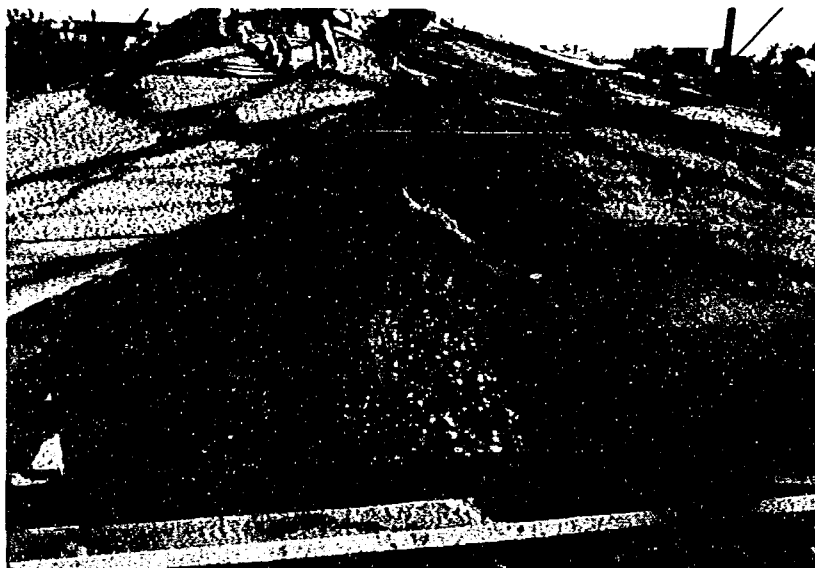


写真35

帝国ホテルの被災状況

ケースNo 4

1. 実験結果

- (1) 左支溪からの土石流フロントは、水路の出口付近で堆積し停止する。流水の主流は左側側壁（谷地形を形成している）に沿って流下する。流水の一部は移動床上を流下し合流点に達するが、土石流フロントは直接合流点に達しない。
- (2) 左支溪の水路の出口付近に堆積した土砂は、後続流によって下流約 150 m まで運搬され堆積して首ふりが発生する。
- (3) 左支溪の土石流は、首ふりを起こしているが主流は左側側壁付近を流下している。このため、土石流の流下中に合流点に土砂は達しない。
- (4) 左支溪からの土石流の流れは地形条件に支配され、支溪内に土砂のほとんどが堆積する。左支溪からの流水が直進して帝国ホテル方向に向かうことはない。
- (5) 右支溪からの土石流フロントは、支溪内に堆積せず合流点に達し、堆積する。
- (6) 右支溪の合流点付近の河道は狭窄部となっており、合流点の堆積が遡上する。この堆積・遡上により、断面 S 1 付近から氾濫する。
- (7) 右支溪からの土石流の先頭部は、直接合流点まで流下し堆積する。合流点での堆積深は模型値で 10cm～15cm とかなり大きい値となっている。
- (8) 合流点に堆積した土砂の上を右支溪からの後続流が直進し、左岸方向へ流れる。その後、後続流によって合流点の土砂堆積が下流に押し流されて断面 12 地点で首ふりが発生し、昭和 50 年災害の氾濫地点から氾濫し、帝国ホテルへ流れが向かう。帝国ホテルには流水のみが達している。
- (9) 右支溪から流出する土石流は、左支溪の流れに流向を左右されることなく土砂が流下する（左支溪の影響を受けない）。
- (10) 帝国ホテルへ向かう流れはほぼ一致しているが、右支溪最上流からの氾濫位置が多少異なっている。また、右支溪の流れは、左支溪の影響を殆ど受けない。
- (11) 県道橋付近では、土石流の流下終了時にすでにクリアランスが無くなっている。その後、後続流が橋に達した時点ですでに氾濫が生じ、実験終了時には、道路上で約 3 cm（模型値）の堆積を生ずる。

図 14 及び写真 36～40 に実験の状況を示す。

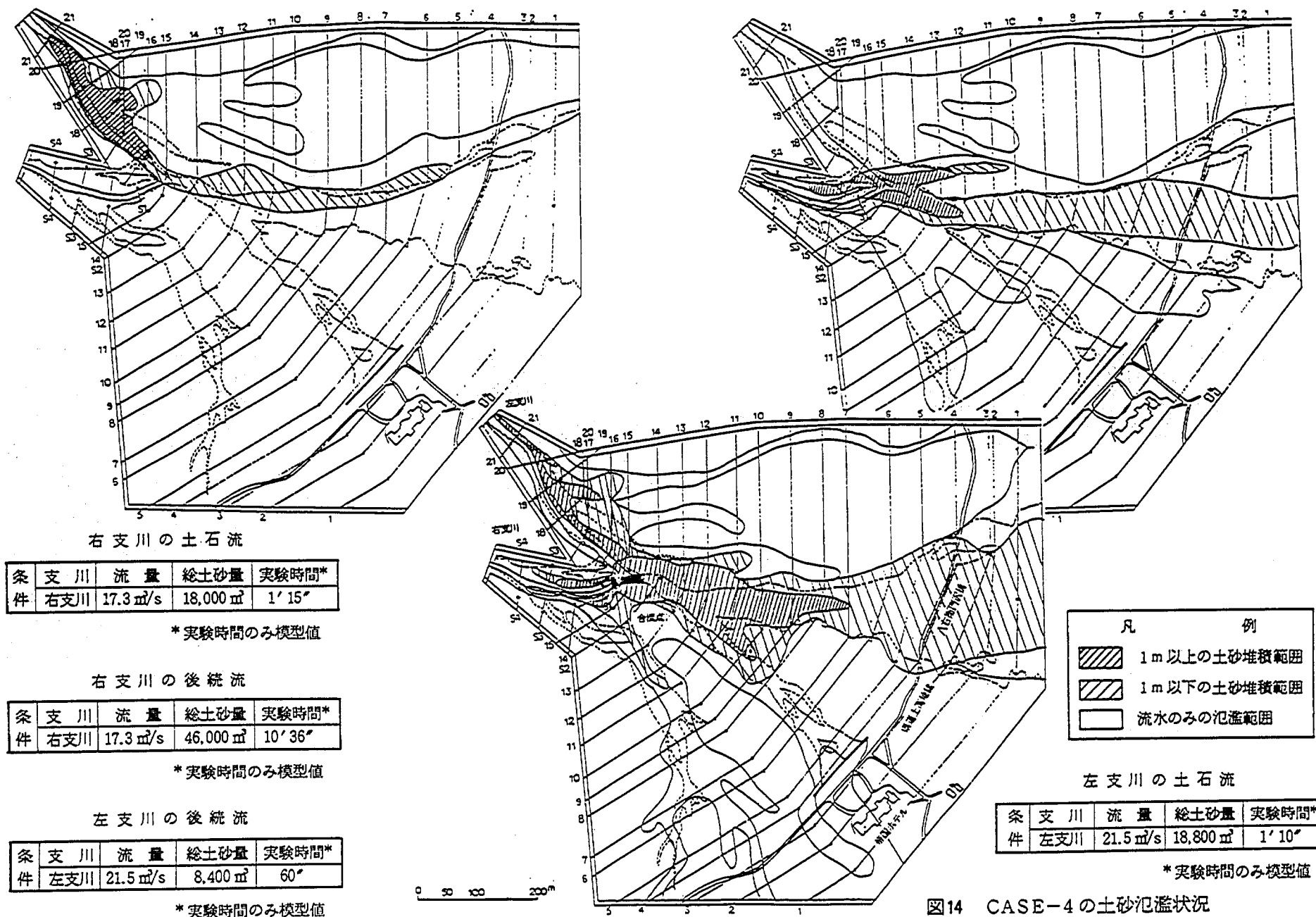


図14 CASE-4の土砂氾濫状況



写真36

土砂はNo17までに堆積する。



写真37

県道付近の状況

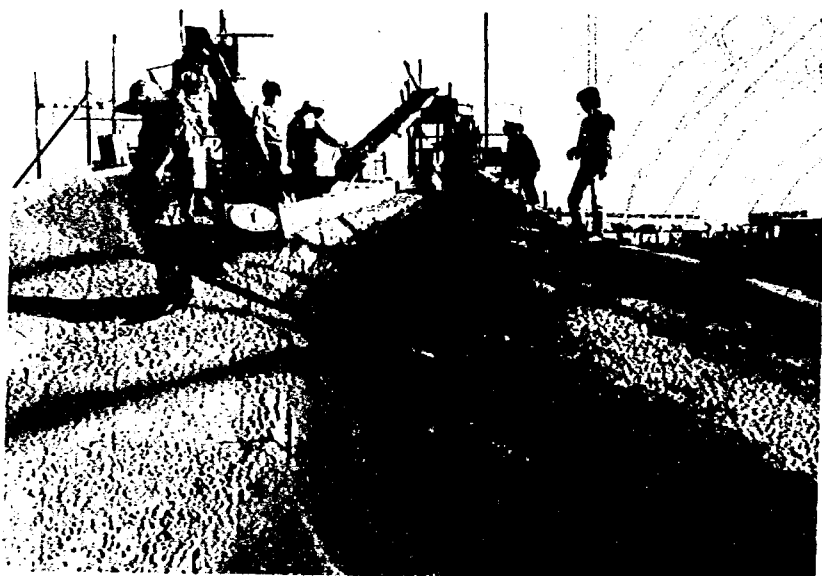


写真38

左支川からの土砂の合流点への堆積状況



写真39

合流点付近の二次侵食の状況



写真40

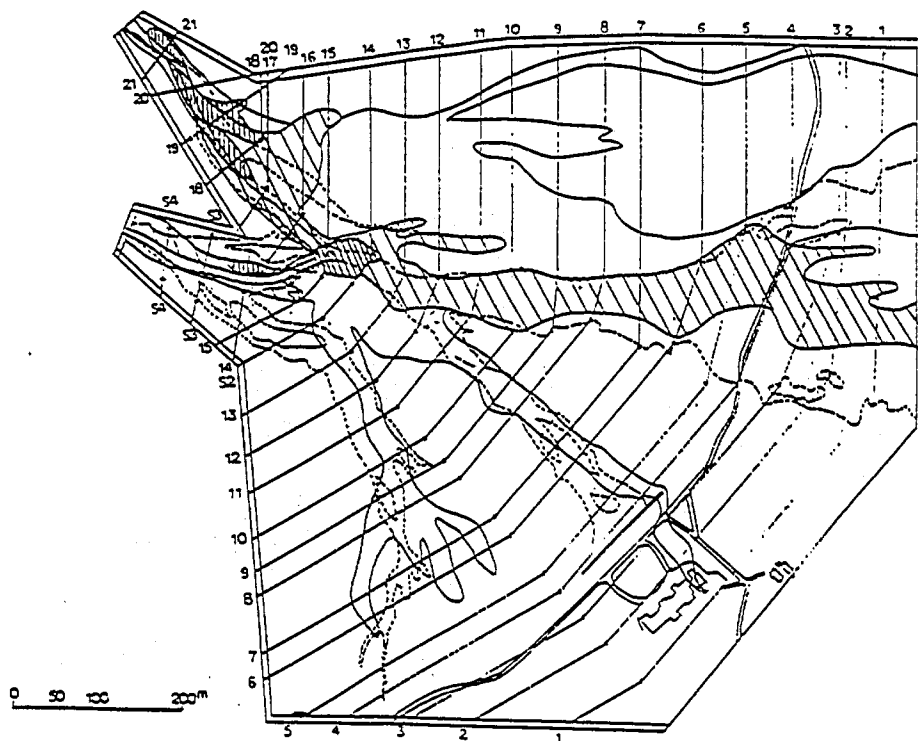
合流点部の土砂が下流に流れ、その後No12～No11で河床の上昇で帝国ホテル側に氾濫する。

ケースNo 5

1. 実験結果

- (1) 左支溪からの土石流フロントは、水路の出口付近で堆積し停止する。流水の主流は左側側壁（谷地形を形成している）に沿って流下する。流水の一部は移動床上を流下し合流点に達するが、土石流流下中に土砂は直接合流点に達しない。
- (2) 左支溪に於いては、水路の出口付近に堆積した土砂は、後続流によって下流約 150 m まで運搬され堆積して首ふりが発生する。
- (3) 左支溪内の流れは地形条件に支配されており、土石流は支溪内に堆積する。流水が直進して帝国ホテル方向に向かうことはない。
- (4) 右支溪の土石流フロントは、支溪内に堆積せず合流点に達し、堆積する。
- (5) 右支溪の合流点付近の河道は狭窄部となっており、合流点の堆積が遡上する。この堆積・遡上により、断面 S 1 付近から右岸側へ氾濫する。
- (6) 土石流の先頭部は直接合流点まで流下し堆積する。合流点での堆積深は模型値で 10cm - 15cm とかなり大きい値となっている。
- (7) 合流点に堆積した土砂の上を後続流が直進し左岸方向へ流れる。その後、後続流によって合流点の土砂堆積が下流に押し流されて断面 No12 地点で首ふりが発生している。しかし、土石流の流下中に流水が帝国ホテルへ向かって流れる現象は見られず、後続流において流水が到達する。
- (8) 県道橋付近では、土石流の流下終了時にすでにクリアランスが無くなっている。その後、後続流が橋に達した時点ですでに氾濫が生じ、実験終了時には、道路上で約 3 cm（模型値）の堆積を生ずる。
- (9) 右支溪から流出する土石流は、左支溪の流れに流向を左右されることなく土砂が流下する（左支溪の影響をうけない）。
- (10) 右支溪の右岸側の最上流の氾濫は生じない。しかし、合流点付近からの氾濫土砂はこの氾濫水路を流下する。
- (11) 帝国ホテルへ向かう流れはほぼ一致しているが、右支溪最上流からの氾濫位置が多少異なっている。また、右支溪の流れは、左支溪の影響を殆ど受けない。

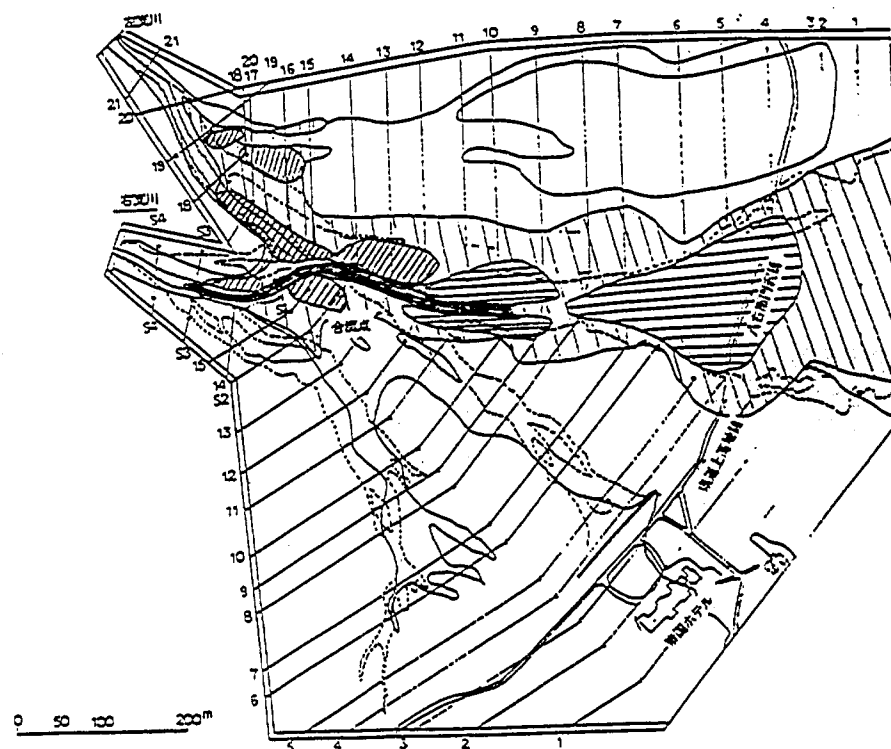
図15及び写真41～45に実験の状況を示す。



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	18,800 m ³	60"
	右支川	17.3 m ³ /s	18,800 m ³	60"

*実験時間のみ模型値



後 続 流

条 件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	31,400 m ³	5' 36"
	右支川	17.3 m ³ /s	23,000 m ³	4' 30"

*実験時間のみ模型値

凡 例
1 m 以上の土砂堆積範囲
1 m 以下の土砂堆積範囲
流水のみの氾濫範囲

図15 CASE-5の土砂氾濫状況



写真41

洪水の氾濫状況



写真42

合流点の土砂堆積状況



写真43

合流点に堆積した土砂の二次侵食
状況

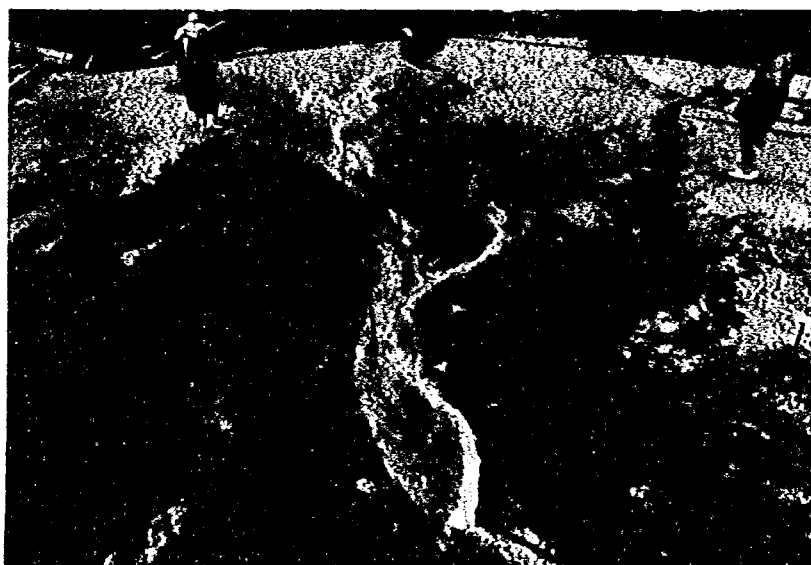


写真44

合流後の流水の方向

沢床より右岸寄りに流れている。



写真45

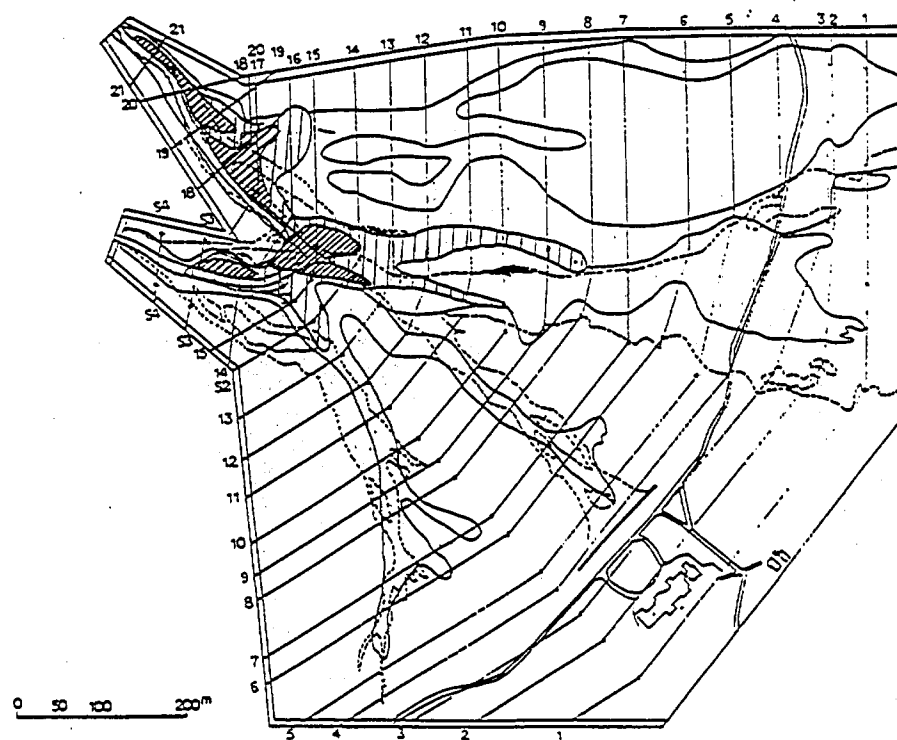
県道付近の状況

ケースNo 6

1. 実験結果

- (1) 左支溪からの土石流フロントは、水路の出口付近で堆積し停止する。流水の主流は左側側壁（谷地形を形成している）に沿って流下する。流水の一部は移動床上を流下し合流点に達するが、土石流フロントは直接合流点に達しない。
- (2) 左支溪では、後続流によって水路の出口付近に堆積した土砂は、下流約 150 m まで運搬され堆積して首ふりが発生する。
- (3) 左支溪の後続流は、下流約 150 m 地点で首ふりを起こしている。主流は左側側壁付近を流下している。このため、土石流の流下中に合流点に土砂は達しない。
- (4) 左支溪では後続流の流量が小さいため、土砂のすべてが下流まで流下しない。
- (5) 右支溪の土石流フロントは、支溪内に堆積せず合流点に達し、堆積する。
- (6) 右支溪の合流点付近の河道は狭窄部となっており、合流点の堆積が遡上する。この堆積・遡上により、断面 S 1 付近から右岸側へ氾濫する。
- (7) 土石流の先頭部は直接合流点まで流下し堆積する。合流点での堆積深は模型値で 10cm－15cm とかなり大きい値となっている。
- (8) 合流点に堆積した土砂の上を後続流が直進し左岸方向へ流れる。その後、後続流によって合流点の土砂堆積が下流に押し流されて断面No12地点で首ふりが発生している。しかし、土石流の流下中に流水が帝国ホテルへ向かって流れる現象はなく、後続流により流水のみが達する。
- (9) 県道付近では、土石流の流下終了時にすでにクリアランスが無くなっている。その後、後続流が橋に達した時点ですでに氾濫が生じ、実験終了時には、道路上で約 3 cm（模型値）の堆積を生ずる。
- (10) 右支溪の右岸側の最上流の氾濫は生じない。しかし、合流点付近からの氾濫土砂はこの氾濫流路を流下する。
- (11) 帝国ホテルへ向かう流れはほぼ一致しているが、右支溪最上流からの氾濫位置が多少異なっている。また、右支溪の流れは、左支溪の影響を殆ど受けない。

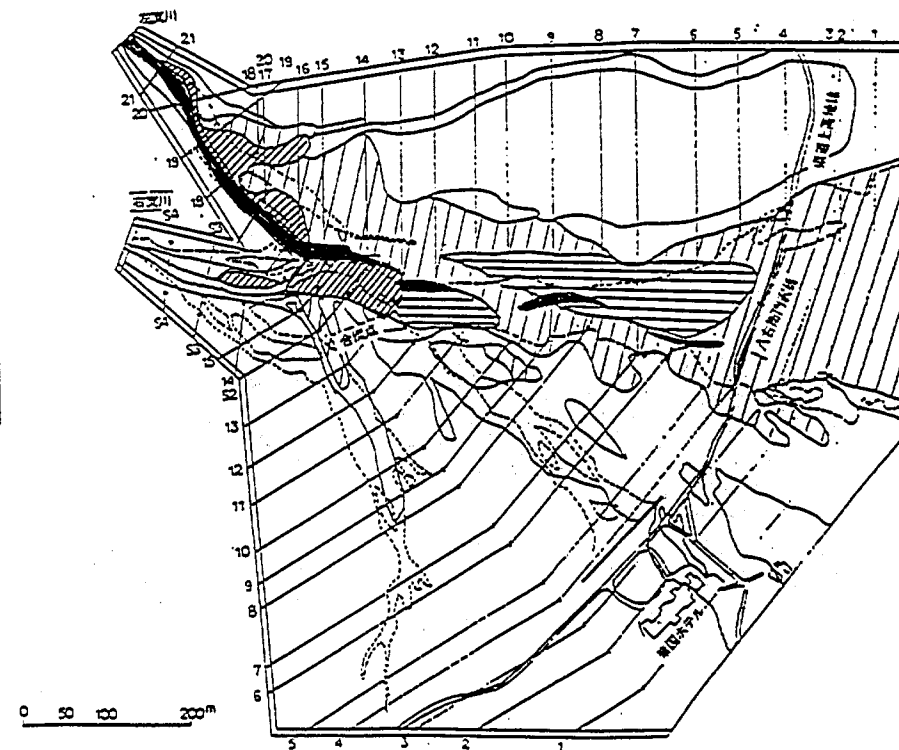
図16及び写真46～50に実験の状況を示す。



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	18,800 m ³	1' 10"
	右支川	17.3 m ³ /s	18,800 m ³	1' 10"

* 実験時間のみ模型値



後 続 流

条 件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	10.8 m ³ /s	8,400 m ³	10' 00"
	右支川	8.7 m ³ /s	46,000 m ³	21' 13"

* 実験時間のみ模型値

凡 例
1 m 以上の土砂堆積範囲
1 m 以下の土砂堆積範囲
流水のみの氾濫範囲

図16 CASE-6の土砂氾濫状況

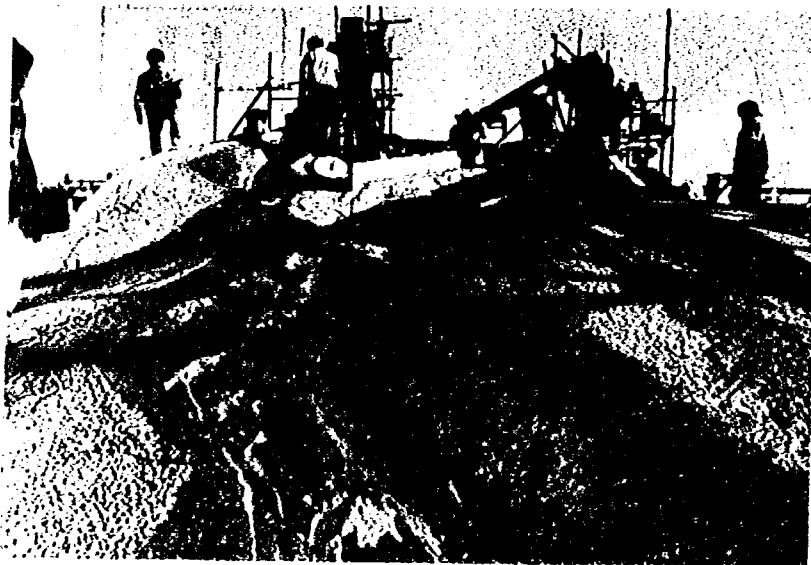


写真46

土石流流下後の合流点付近の状況



写真47

合流点下流の流水の状況

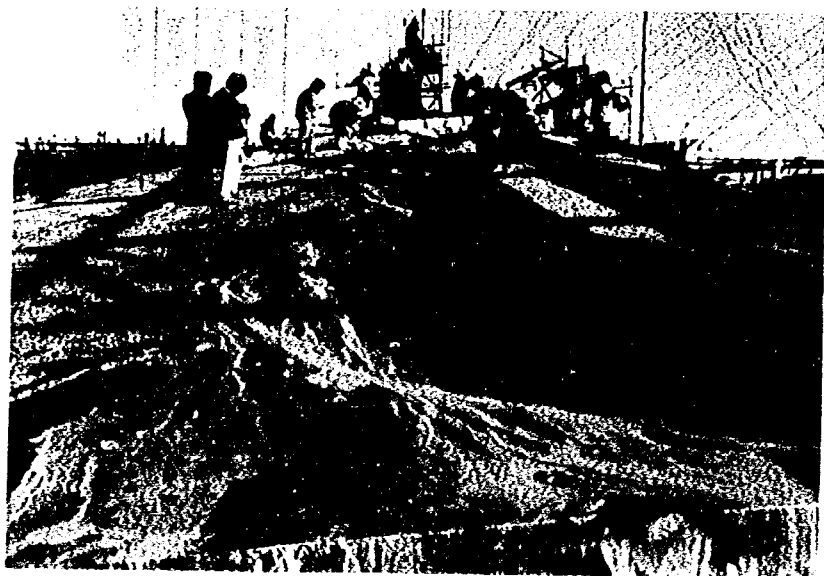


写真48

県道付近の状況



写真49

合流点下流の流水の状況

CASE-6

右支川のみ後続流



写真50

左支川の溪床部の縦食状況

ケースNo 7

1. 実験結果

- (1) 右支溪からの土石流により合流点に堆積を生じるが、その遡上は断面S 1までは及ばない。このため、断面S 1付近での土砂氾濫は生じない。
- (2) 左支溪の土石流は、断面17を下端として堆積を生じる。
- (3) 左支溪では、後続流によって水路の出口付近に堆積した土砂は、下流約 150 mまで運搬され堆積して首ふりが発生する。
- (4) 土石流の後半に於いて、合流点の堆積物上に、幅15cm、深さ 4 cm程度の侵食溝が形成される。これにより、流水は左岸方向へ直進する。また、この侵食溝は、後続流によって徐々に拡大され、堆積は最終的には下流の断面No10付近にまで拡散・堆積する。
- (5) 県道橋は土石流により運搬される土砂による堆積が生じ、2 cm程度のクリアランスとなる。
- (6) 左支溪からの後続流は、給砂が終了する頃になると合流点に達するが、合流点では右支溪からの土砂流出によって形成された砂堆のために流水が直進する事はなく、流水は左岸側に寄って流下する。
- (7) 土石流により合流点に発生した堆積は、後続流により下流に運搬され、県道橋付近に堆積し、氾濫を生じる。
- (8) 土石流によって、合流点に形成された土砂堆積は、後続流により下流の断面No13付近まで運搬され、堆積し首振りを発生させる。この首振りは、扇状地の広い範囲に土砂を氾濫させ、県道は、帝国ホテルから八右衛門沢橋の左岸側約 100 mまでの広い範囲に渡り、被害を受けている。
- (9) 帝国ホテルへ向かう流れはほぼ一致しているが、右支溪最上流からの氾濫位置が多少異なっている。また、右支溪の流れは、左支溪の影響を殆ど受けない。
- (10) 昭和50年災害の再現実験の結果を見ると、右支溪が危険度の高さで左支溪を卓越していることがわかる。

図17及び写真51～55に実験の状況を示す。

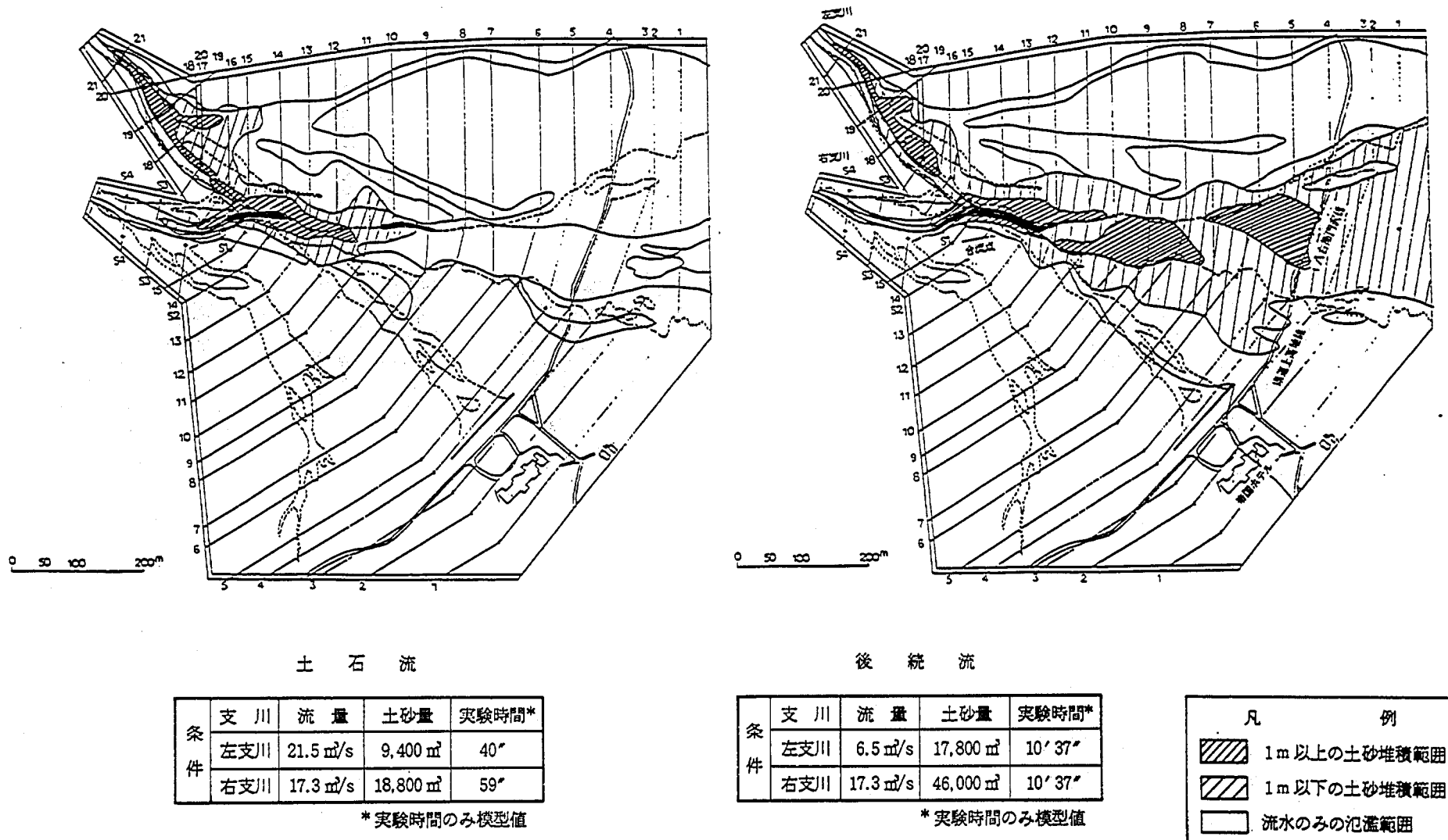


図17 CASE-7の土砂氾濫状況（昭和50年災害の再現実験）

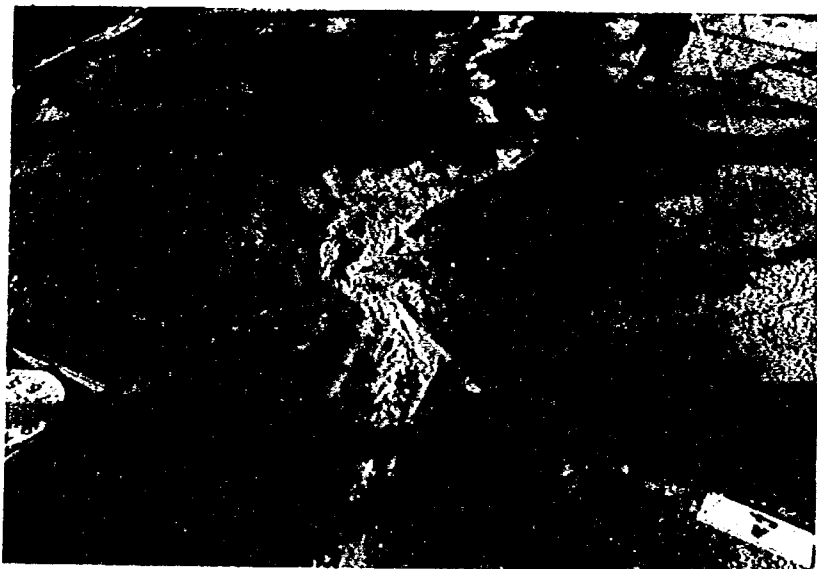


写真51

両支川合流部の状況



写真52

土石流流下後の合流部の状況



写真53

合流点付近の状況（実験終了後）



写真54
県道付近の状況

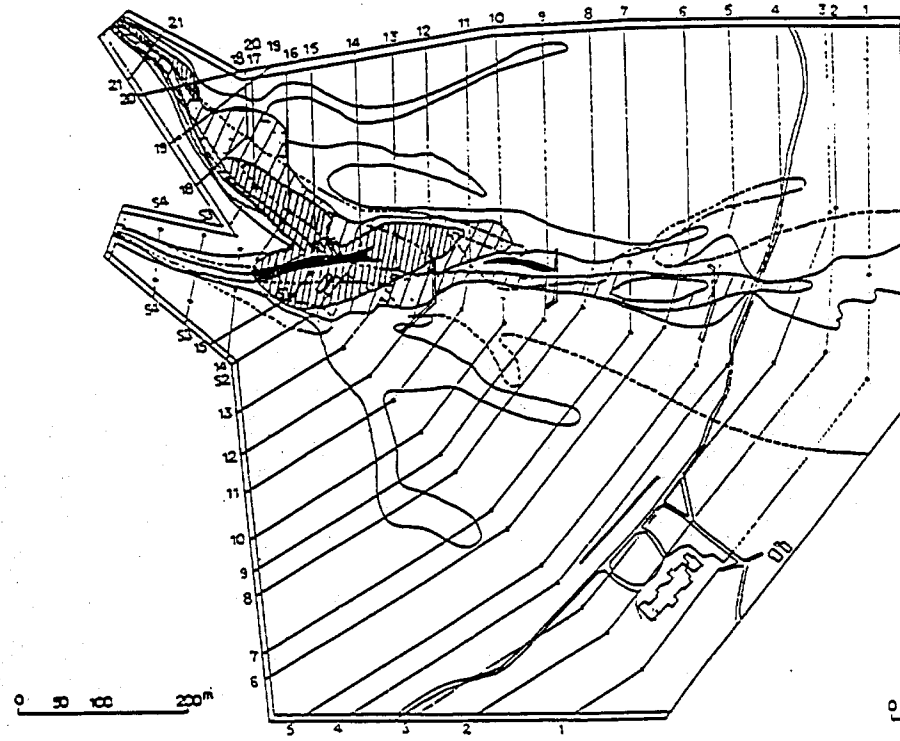


写真55
合流点付近の河床洗掘状況

1. 実験結果

- (1) 実験条件は、昭和50年災害時と同じ値を用いたが、土砂の氾濫範囲からみてほぼ再現されているものと考えられる。
- (2) 右支溪からの土石流が合流点付近に堆積し、遡上が発生することにより右支溪の右岸より氾濫が発生する。氾濫の発生位置は、ほぼ災害時の実績と一致している。
- (3) 昭和54年災害の調査報告によると、右支溪の出口付近に土石流が停止したと思われる堆積がみられるが、実験では右支溪に土石流フロントが停止する現象はみられなかった。
- (4) 左支溪からの土石流の先端は、ほぼ合流点まで達し、合流点上流約 100 m付近を扇頂として左岸側に氾濫する。ただし、左支溪からの土石流が直接合流点より下流に流下することはない。
- (5) 第3号床固工の左側の袖に右支溪からの土砂が直進し、袖よりも更に左岸側を流下する。
- (6) 土石流流下時において、第1号床固工の左側の袖より左側を流水が流下する。この流れは、県道及び八右衛門沢橋に至る前に河道に戻り、橋及び道路には氾濫を生じない。
- (7) 八右衛門沢橋付近への土砂の氾濫は、土石流流下時において土砂が流入し、この時点ですでにクリアランスは無くなっている。その後、後続流によって運搬された土砂により激しく氾濫する。
- (8) 合流点に堆積していた土砂が、後続流によって下流に運搬され、第3号床固工の前庭部に堆積して落差が無くなった後、首振りが発生して帝国ホテル方向に氾濫を生じる。ただし、土砂は、帝国ホテルまで達していない。
- (9) 昭和54年災害の再現実験と昭和50年災害とを比較すると八右衛門沢橋付近での土砂堆積幅が狭くなっている。これは、施設の効果が発揮されているためと考えられる。
- (10) 右支溪の合流点付近の河道は狭窄部となっており、合流点の堆積が遡上する。この堆積・遡上により、断面S 1付近から右岸側へ氾濫する。この氾濫は、最右岸の氾濫に沿って流下する。

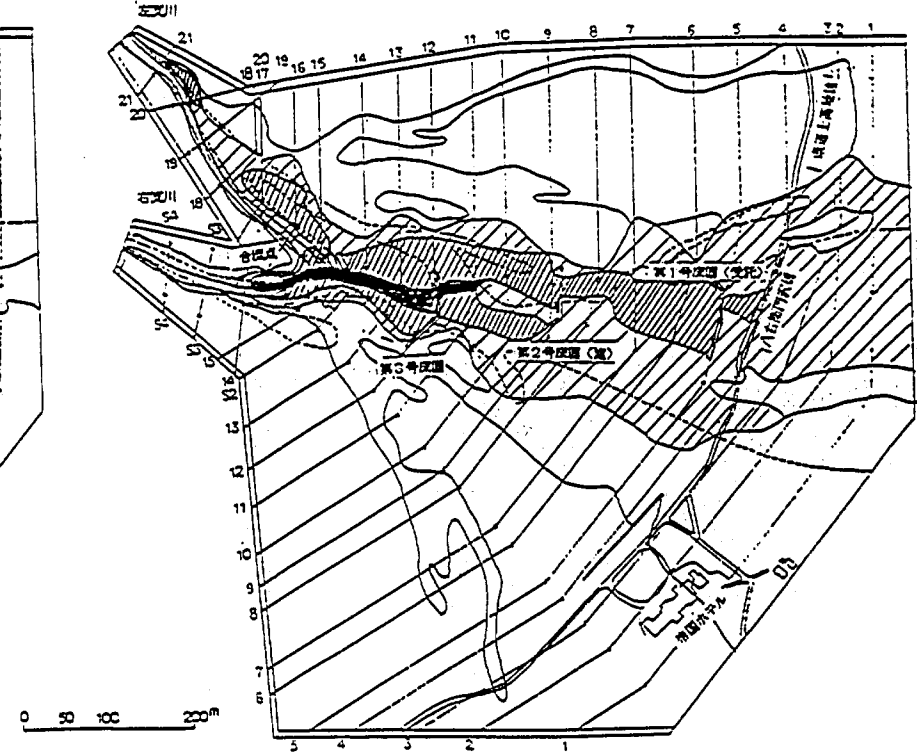
図18及び写真56～60に実験の状況を示す。



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	9,400 m ³	40"
	右支川	17.3 m ³ /s	18,800 m ³	59"

*実験時間のみ模型値



後 続 流

条 件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	6.5 m ³ /s	17,800 m ³	10' 37"
	右支川	17.3 m ³ /s	40,000 m ³	10' 37"

*実験時間のみ模型値

凡	例
	1 m 以上の土砂堆積範囲
	1 m 以下の土砂堆積範囲
	流水のみの氾濫範囲

図18 CASE-8 の土砂氾濫状況（昭和54年災害の再現実験）



写真56

合流点部の土砂堆積状況

CASE-8

土石流流下後



写真57

土石流通水後の合流点の状況

CASE-8

土石流流下後



写真58

県道付近の状況

CASE-7

土石流流下後



写真59

横工下流の土砂堆積のため右岸へ
氾濫

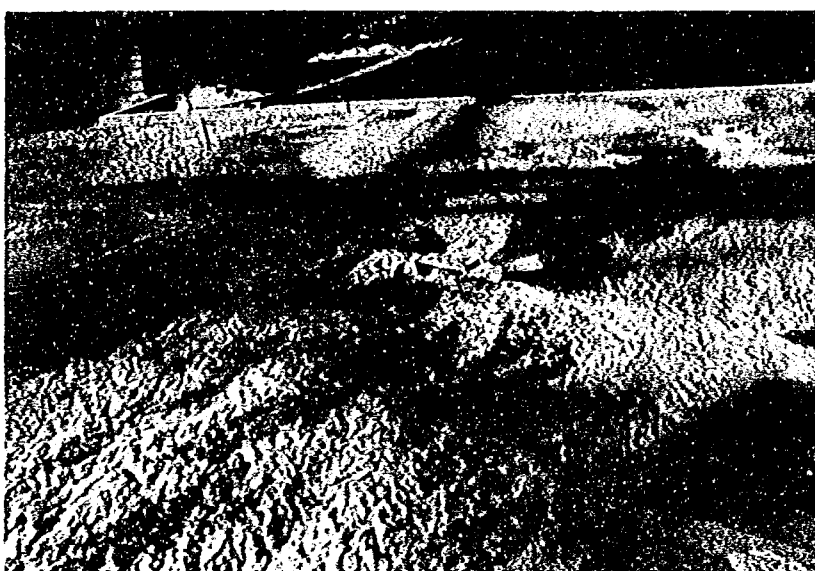


写真60

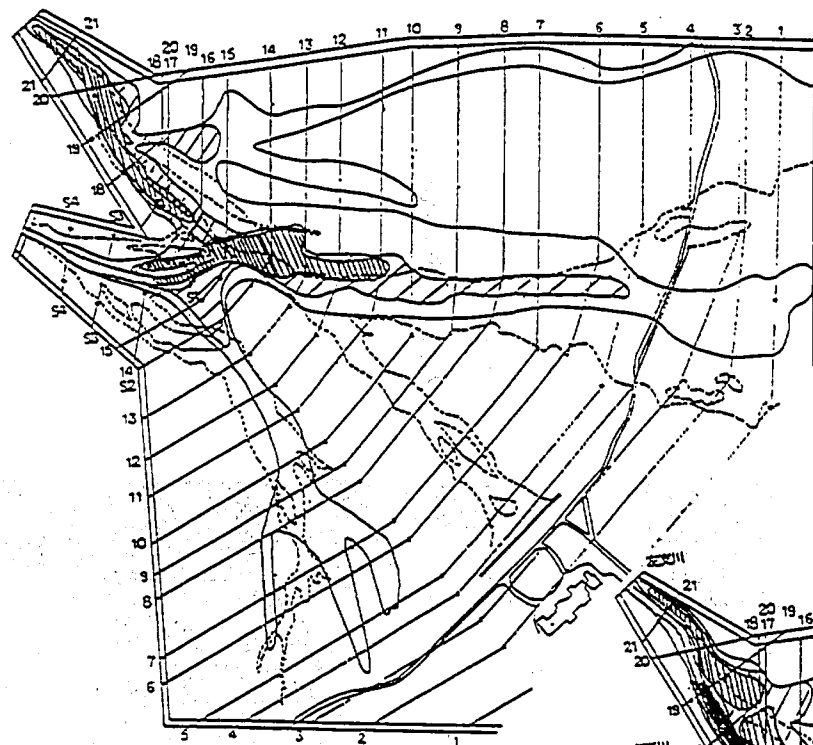
県道付近の状況

ケースNo 9

1. 実験結果

- (1) 左支溪からの土石流フロントは、水路の出口付近で堆積し停止する。流水の主流は左側側壁（谷地形を形成している）に沿って流下する。流水の一部は移動床上を流下し合流点に達するが、土石流フロントは直接合流点に達しない。
- (2) 左支溪では、後続流によって水路の出口付近に堆積した土砂は、下流約 150 m まで運搬され堆積して首ふりが発生する。
- (3) 左支溪の後続流は、下流約 150 m 地点で首ふりを起こしている。主流は左側側壁付近を流下している。このため、土石流の流下中に合流点に土砂は達しない。
- (4) 左支溪では後続流の流量が少ないため、土砂のすべてが下流まで流下しない。
- (5) 右支溪の土石流フロントは、支溪内に堆積せず合流点に達し、堆積する。
- (6) 右支溪の合流点付近の河道は狭窄部となっており、合流点の堆積が遡上する。この堆積・遡上により、断面 S 1 付近から右岸側へ氾濫する。
- (7) 土石流の先頭部は直接合流点まで流下し堆積する。合流点での堆積深は模型値で 10cm－15cm とかなり大きい値となっている。
- (8) 合流点に堆積した土砂の上を後続流が直進し左岸方向へ流れる。その後、後続流によって合流点の土砂堆積が下流に押し流されて断面No12地点で首ふりが発生している。しかし、土石流の流下中に流水が帝国ホテルへ向かって流れる現象はなく、後続流により流水のみが達する。
- (9) 県道橋付近では、土石流の流下終了時にすでにクリアランスが無くなっている。その後、後続流が橋に達した時点ですでに氾濫が生じ、実験終了時には、道路上で約 3 cm（模型値）の堆積を生ずる。
- (10) 右支溪の右岸側の最上流の氾濫は生じない。しかし、合流点付近からの氾濫土砂はこの氾濫流路を流下する。
- (11) 帝国ホテルへ向かう流れはほぼ一致しているが、右支溪最上流からの氾濫位置が多少異なっている。また、右支溪の流れは、左支溪の影響を殆ど受けない。

図19及び写真61～65に実験の状況を示す。



土石流

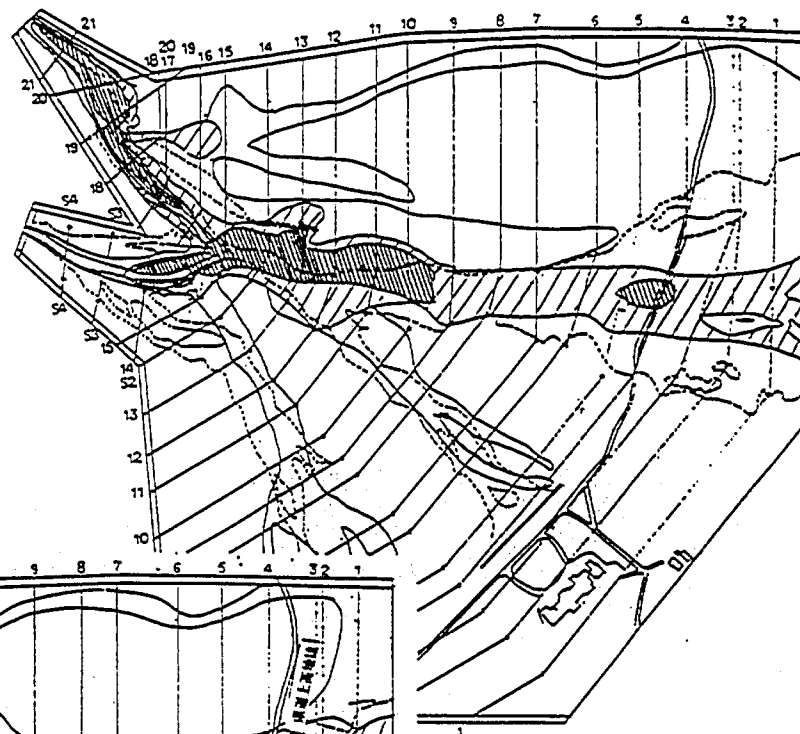
条件	支川	流量	土砂量	実験時間
	左支川	21.5 m ³ /s	14,100 m ³	0' 40"
	右支川	17.3 m ³ /s	16,000 m ³	0' 41"

*実験時間のみ模型値

後続流

条件	支川	流量	土砂量	実験時間*
	左支川	10.8 m ³ /s	13,300 m ³	7' 56"
	右支川	8.7 m ³ /s	32,600 m ³	7' 56"

*実験時間のみ模型値



凡	例
	1m以上の土砂堆積範囲
	1m以下の土砂堆積範囲
	流水のみの氾濫範囲

右支川の土石流

条件	支川	流量	総土砂量	実験時間*
	右支川	17.3 m ³ /s	16,000 m ³	0' 41"

*実験時間のみ模型値

0 50 100 200 m

図19 CASE-9の土砂氾濫状況
(昭和50年災害の再現実験)



写真61

合流点上流の右岸側への氾濫状況



写真62

左支川左岸側の氾濫状況



写真63

土石流通過後の状況



写真64

左支川と右支川の合流点の状況



写真65

県道の状況

1. 実験結果

- (1) パイプ林（スリットダム）により，合流点付近ではスリットと同程度高さの土砂堆積が生じる。
この土砂堆積は，パイプ林により土砂が捕捉されたためではなく，昭和54年災害時に上昇した河床上にスリットのベースを設置したため，河床勾配が緩くなった事によるものと思われる。
- (2) パイプ林上流に発生した土砂堆積により，首振りが発生し，右岸側に氾濫が生じる。この氾濫は，主流が帝国ホテルの方向に向くことがある。
- (3) パイプ林（スリットダム），床固工等の施設の下流では局所洗掘が生じ，特にパイプ林のフーチングの下流側は後続流による洗掘が激しい。
- (4) 第二波の土石流が合流点に堆積し，遡上することにより右支溪の最下端の導流堤を乗り越える。
- (5) 左支溪の土石流は，合流点を下端として堆積する。この堆積は，左支溪の導流堤よりも高くなるため，導流堤を乗り越えた流れが左岸側に氾濫する。流水は，第3号床固工右岸側に設置した導流堤により，大半が河道内に戻る。
- (6) 第3号床固工の上流側は，流出してくる土石流によりほぼ満配となる。このため，後続流の流下時において，2箇所で導流堤を越流する流れが発生する。
- (7) 土石流の流下時においては，八右衛門沢橋及びその周辺では氾濫は生じない。これは，第1号床固工によって流水が規制されたためと，床固工によって土砂の流下量が減少したためであると考えられる。
- (8) 後続流の流下時において，橋の下流より堆積遡上が発生し，橋及び周辺の道路は埋没する。しかし，土砂の氾濫幅は比較的狭く，施設の効果が発揮されているものと考えられる。

図20及び写真66～70に実験の状況を示す。

条件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	9,400 m ³	0' 40"
	右支川	17.3 m ³ /s	18,800 m ³	1' 00"

条件	支 川	流 量	土砂量	実験時間*
	左支川	6.6 m ³ /s	22,600 m ³	13' 20"
	右支川	17.3 m ³ /s	56,700 m ³	13' 20"

凡	例
	1 m 以上の土砂堆積範囲
	1 m 以下の土砂堆積範囲
	流水のみの氾濫範囲

図20 CASE-10の土砂氾濫状況（事務所案）



写真66

合流点の土砂堆積状況



写真67

左支川での土砂氾濫



写真68

2号床固工上流部での土砂の堆積
状況



写真69

土石流通過後の県道橋付近の状況

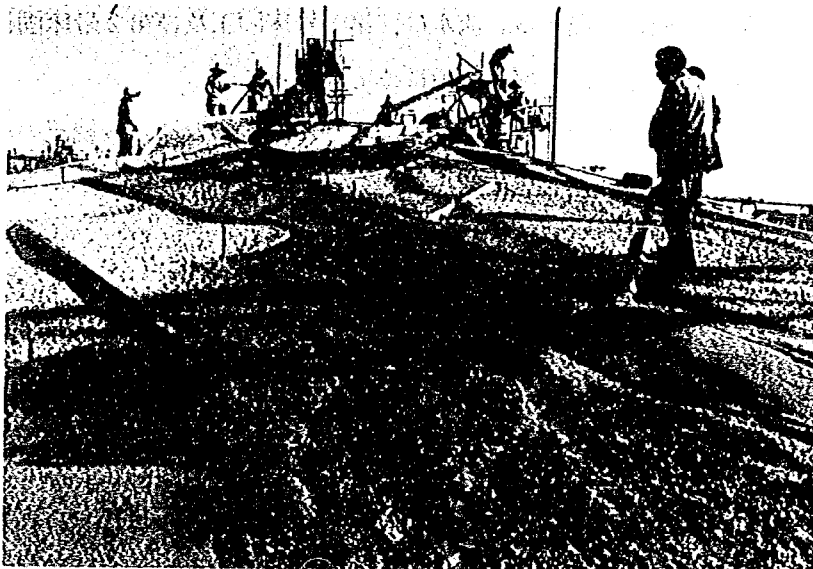


写真70

実験終了後の県道付近の状況

ケースNo11

1. 実験結果

(1) パイプ林（スリットダム）により、合流点付近ではスリットと同程度高さの土砂堆積が生じる。

この土砂堆積は、スリットダムにより土砂が捕捉されたためではなく、昭和54年災害時に上昇した河床上にスリットのベースを設置したため、河床勾配が緩くなった事によるものと思われる。

(2) パイプ林上流に発生した土砂堆積により、首振りが発生し、右岸側に氾濫が生じる。この氾濫は、主流が帝国ホテルの方向に向くことがある。この流れは強く、第3号床固工の右岸側の導流堤によっても完全に土砂を堰止めることはできなかった。

(3) パイプ林、床固工等の施設の下流では局所洗掘が生じ、特にパイプ林のフーチングの下流側は後続流による洗掘が激しい。

(4) 第二波の土石流が合流点に堆積し、遡上することにより右支溪の最下端の導流堤を乗り越える。

(5) 左支溪の土石流は、合流点を下端として堆積する。この堆積は、左支溪の導流堤よりも高くなるため、導流堤を乗り越えた流れが左岸側に氾濫する。流水は、第3号床固工及び第2号床固工の左岸の導流堤により、大半が河道内に戻るが、一部は県道にまで達する。

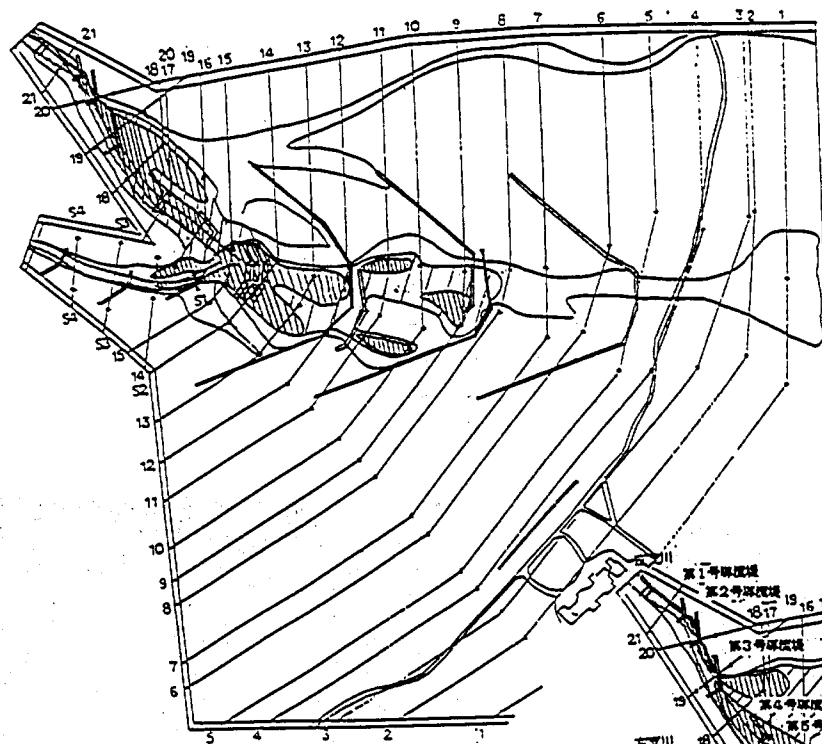
(6) 第3号床固工の上流側は、流出してくる土石流によりほぼ満配となる。このため、後続流の流下時において、3箇所で袖部（導流堤）の越流が発生する。

(7) 土石流の流下時においては、八右衛門沢橋及びその周辺では氾濫は生じない。これは、第1号床固工によって流水が規制されたためと、床固工によって土砂の流下量が減少したためであると考えられる。

(8) 後続流の流下時において、橋の下流より堆積遡上が発生し、橋及び周辺の道路は埋没する。しかし、土砂の氾濫幅は比較的狭く、施設の効果が発揮されているものと考えられる。

(9) 第2号床固工右岸側の導流堤は、上流より流下する土砂が導流堤の天端高さまで堆積し、一瞬ではあるが流水が越流する。

図21及び写真71～75に実験の状況を示す。



土石流

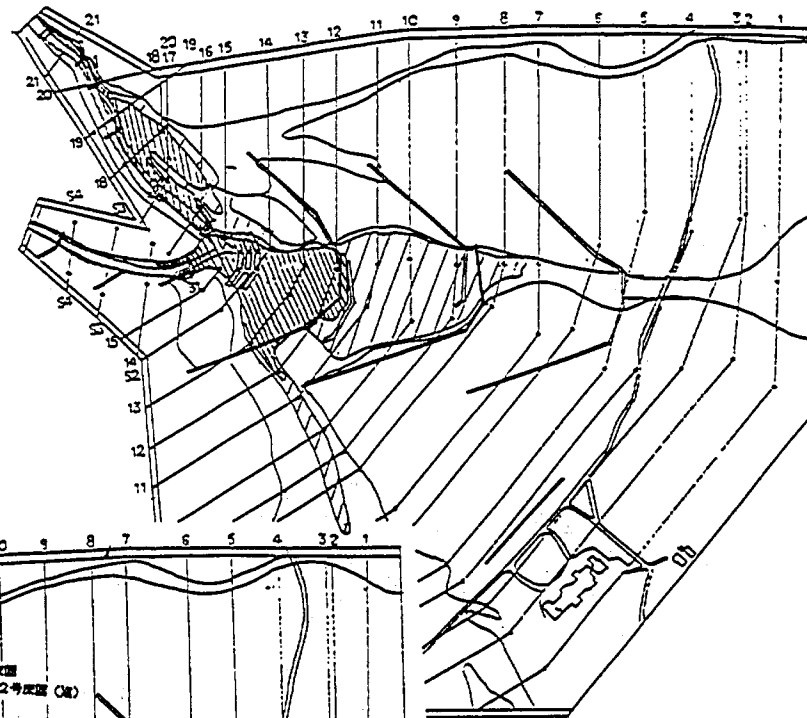
条件	支川	流量	土砂量	実験時間*
	左支川	30.3 m ³ /s	12,500 m ³	0' 30"
	右支川	24.3 m ³ /s	25,000 m ³	0' 45"

*実験時間のみ模型値

後続流

条件	支川	流量	土砂量	実験時間*
	左支川	15.2 m ³ /s	19,500 m ³	6' 37"
	右支川	12.2 m ³ /s	25,500 m ³	6' 37"

*実験時間のみ模型値



凡	例
	1m以上の土砂堆積範囲
	1m以下の土砂堆積範囲
	流水のみの氾濫範囲

右支川の後続流

条件	支川	流量	総土砂量	実験時間*
	右支川	24.3 m ³ /s	25,000 m ³	0' 45"

*実験時間のみ模型値

0 50 100 200m

図21 CASE-11の土砂氾濫状況（事務所案）

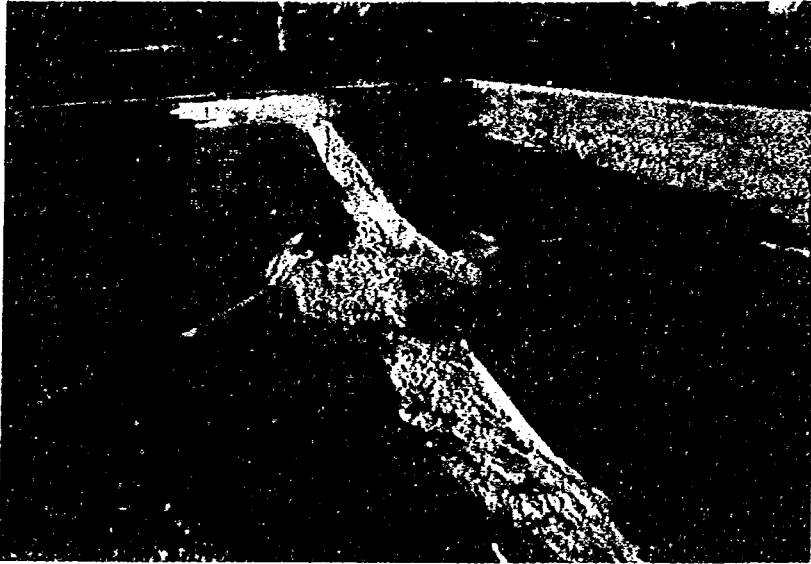


写真71

土石流流下時の1号床固工と県道
橋付近の状況



写真72

2号床固工右岸の土砂堆積状況



写真73

3号床固工の状況



写真74

3号床固工右袖からの氾濫

合流点及び下流部後続流



写真75

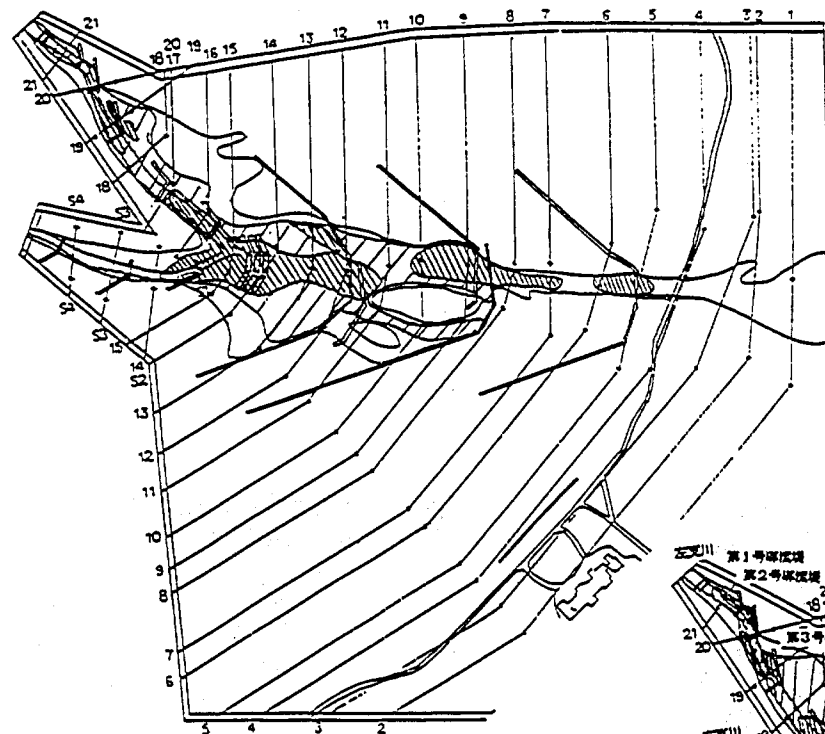
県道及び下流の状況

県道及び下流後続流

1. 実験結果

- (1) パイプ林（スリットダム）により、合流点付近ではスリットと同程度高さの土砂堆積が生じる。
この土砂堆積は、スリットダムにより土砂が捕捉されたためではなく、昭和54年災害時に上昇した河床上にスリットのベースを設置したため、河床勾配が緩くなった事によるものと思われる。
- (2) パイプ林上流に発生した土砂堆積により、首振りが発生し、右岸側に氾濫が生じる。この氾濫は、主流が帝国ホテルの方向に向くことがある。この流れは、第2号、第3号床固工の右岸側の導流堤を延長することにより堰止めることができた。
- (3) スリットダム、床固工等の施設の下流では局所洗掘が生じ、特にパイプ林のフーチングの下流側は後続流による洗掘が激しい。
- (4) 第二波の土石流が合流点に堆積し、遡上することにより右支溪の最下端の導流堤を乗り越える。
- (5) 左支溪の土石流は、合流点を下端として堆積する。この堆積は、左支溪の導流堤よりも高くなるため、導流堤を乗り越えた流れが左岸側に氾濫する。流水は、第3号床固工及び第2号床固工の左岸の導流堤により、河道内に戻る。
- (6) 第3号床固工の上流側は、流出してくる土石流によりほぼ満配となる。このため、後続流の流下時において、3箇所で導流堤の越流が発生する。
- (7) 後続流の流下時において、橋の下流より堆積遡上が発生し、橋及び周辺の道路は埋没する。しかし、土砂の氾濫幅は比較的狭く、施設の効果が発揮されているものと考えられる。
- (8) 第2号床固定右岸側の導流堤は、上流より流下する土砂が導流堤の天端高さまで堆積し、一瞬ではあるが流水が越流する。
- (9) 除石工は、その範囲が狭く容量が十分でなかったため、土石流の流下時のみにおいて効果を発揮した。除石工の効果としては、第2号床固工と第1号床固工の間で土砂を堆積させるため、八右衛門沢橋への土砂流入が減少したことである。これにより橋は、後続流の流下時においても、比較的長時間そのクリアランスが維持されていた。

図22及び写真76～81に実験の状況を示す。



土石流

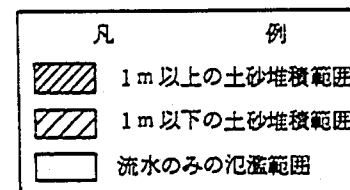
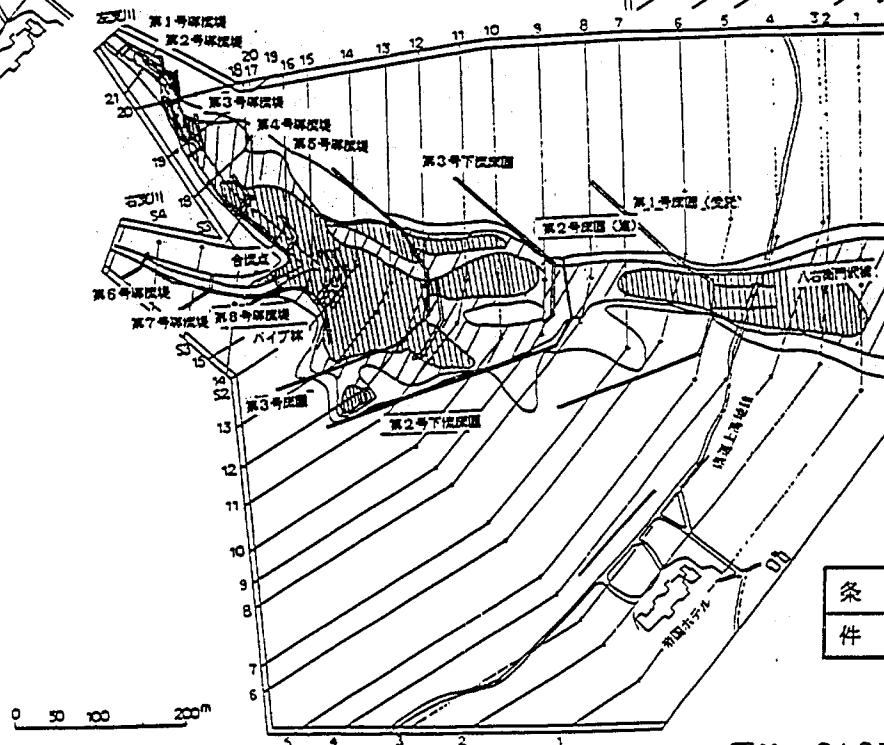
条件	支川	流量	土砂量	実験時間*
	左支川	30.3 m ³ /s	12,500 m ³	0' 30"
	右支川	24.3 m ³ /s	25,000 m ³	0' 45"

*実験時間のみ模型値

後続流

条件	支川	流量	土砂量	実験時間*
	左支川	15.2 m ³ /s	19,500 m ³	6' 37"
	右支川	12.2 m ³ /s	25,500 m ³	6' 37"

*実験時間のみ模型値



右支川の土石流

条 件	支 川	流 量	総土砂量	実験時間*
	右支川	24.3 m ³ /s	25,000 m ³	0' 45"

*実験時間のみ模型値

図22 CASE-12の土砂氾濫状況



写真76

土石流流下時の合流点付近の状況

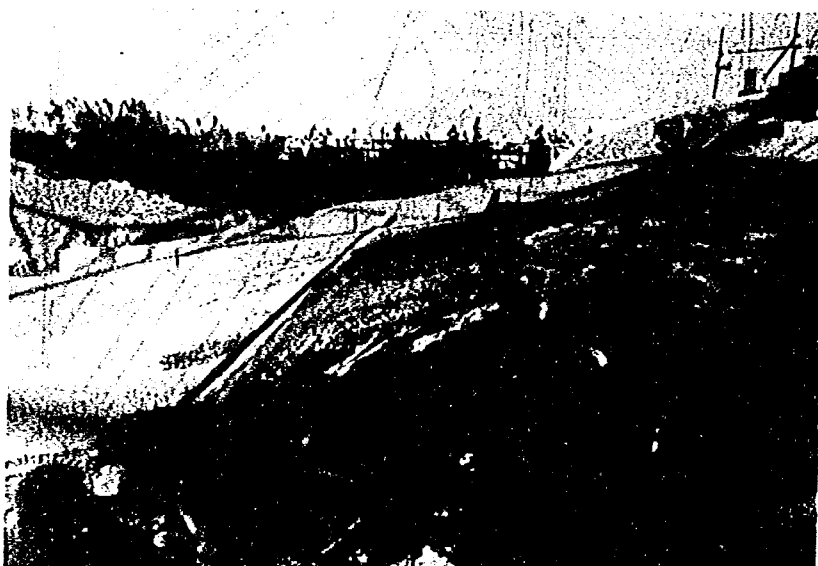


写真77

2号床固工石袖の越流状況



写真78

土石流通過後の県道橋付近の状況

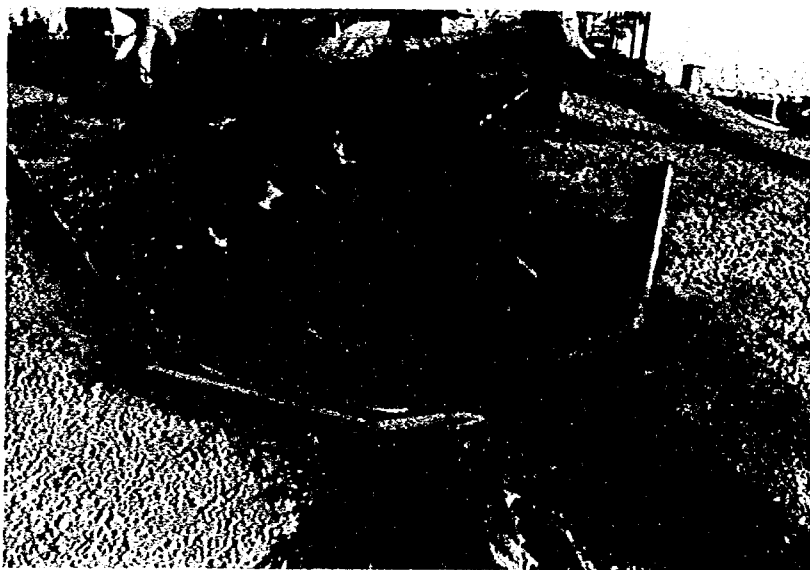


写真79

土石流通過後の土砂堆積状況



写真80

後続流の流下状況土石流堆積物により、合流することなく流下している。

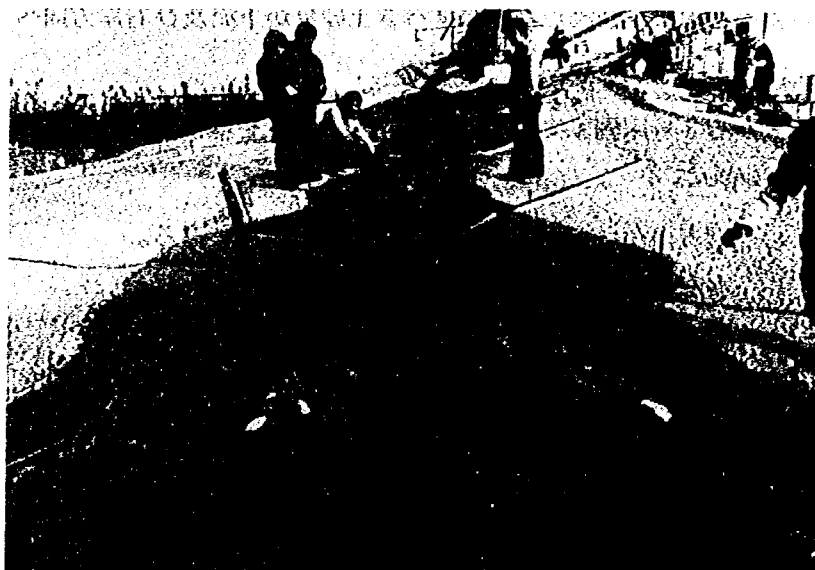


写真81

実験終了後の県道橋付近の状況

§ 4 残された課題と今後の計画

4.1 残された課題

I. 土砂流出パターンの検討

(1) 土石流としての土砂流出と、後続流としての土砂流出の割合の再検討

- 60年度実験では全土砂量の $\frac{1}{3}$ を土石流、 $\frac{2}{3}$ を後続流のケースと、 $\frac{2}{3}$ を土石流、 $\frac{1}{3}$ を後続流として流したケースがあった。
- $\frac{1}{3}$ を土石流の方が、下流県道橋付近の氾濫は大きく、 $\frac{2}{3}$ を土石流として流す方が上流部における土砂氾濫の規模が大きくなるといった違いがある。

(2) 右支溪、左支溪からの土砂流出の割合の再検討

- 60年度実験では、ほぼ右支：左支 = 2 : 1で行った。
- 60年度実験結果から、右支溪は現流路から右側へ、左支溪は、現流路から左側へ氾濫しており、氾濫域が異なり、割合の決定が施設配置に大きな影響を及ぼす。

(3) 50年災、54年災の再現の再検討（模型上、土石流氾濫の相似性の検討）

- 平面形だけでなく、堆積厚の再現が必要。特に県道橋下流にどの程度土砂流出させたものであったかを再現すべきである。
- 巨石を含むいわゆる土石流状のものがどの地点まで流下したかも再現するべきである。

II. 施設配置の検討

(1) 計画土砂流出に対する施設配置検討

- パイプ林が上流部での土石流の首振りを大きくさせており、パイプ林を残すか存続させるかによって施設配置計画が大幅に変わると思われる。
- 首振りを大きくさせる影響は、メリットとして上流
- 首振りを大きくさせる影響は、メリットとして上流部に土砂を堆積させるということがある。
- デメリットとしては、首振りの主流が右岸に向く場合を作り出し、導流堤の増強が必要となる。また高い河床上にパイプ林基礎があるため、本来、合流点に堆積すべき土砂量が下流及び右岸方向へ流出しており、メリットとしての上流部堆積も疑しい。
- 県道橋付近の氾濫がひどく、1号床固から3号床固までの間で、積極的に土砂を堆積させる施設が必要となっている。
- 1号床固と、2号床固間では、土砂の二次流出が多く、これに対する対策も必要である。

(2) 施設の構造検討

- 導流堤、床固工の構造検討
- 土石流の主流が導流堤を越える場合が多く、構造を検討する必要がある。

III. 県道橋の改良についての検討

(1) 県道橋の改良検討

- 少量の土砂含みの水でも、断面がぎりぎりのため、断面拡張の必要がある。

- 計算上でも、計画流量は、呑めないが実験上、橋に達しているのは、計画の0.5倍の流量+土砂であり、土砂が少ないうちは、なんとか呑めている。

(2) 県道橋下流部の掘削の必要性

- 施設完成時にも県道橋下流部に土砂が堆積して橋の断面を侵すことがあるので、掘削する必要がある。

IV. その他

(1) 河床高維持についての検討

(2) 小尾根及びパイプ林付近の微地形の再現を行う。

4.2 今後の計画

(1) 災害実績、焼岳等の実績データを集収、整理し、①土石流としての量が多い場合、②土砂流としての量が多い場合の計画値を決定する。

- 50災、54災時の推定（粒径の状態）
- 他溪流での実績
- 11万㎡という大規模な計画土砂量ものが持つ特殊性についても検討する。

(2) 災害実績や流域状況から得られる情報から、①右支溪の方が多い場合、②左支溪の方が多い場合の割合を決定する。

- 1/100 程度の雨が降る場合、やはり両溪流から土砂流出があると考えた方が普通で、片方が0ということはないと考えられる。
- 50災、54災の推定
- 流域、荒廃状況（不安定土量、山腹崩壊量）からの推定

(3) 50災、54災実績の状況を事務所から示してもらい、60年度結果を土研でもう一度チェックする。その上で必要なら61年度実験でもう一度実験を行う。

- 下流堆積厚データ（県道橋付近）
- 災害後の巨石の分布から土石流フロント到達地点を推定する。

(4) 可能な対策を検討し、それを61年度実験で確認することにより、施設配置計画を決定する。

- パイプ林について、影響を詳しく検討し、存続について決定する。
 - 土研にて60年度結果をより詳しく検討し、その功罪を明らかにする。
 - 事務所にて、方針を決定する。
- 積極的な土砂堆積策については、考えられる案を絞って61年度実験で確める。
 - 現床固を補強し、上流部を5 m以上掘削する（樹木のない範囲を図示する）。
 - スクリーンダムを設ける。
 - 維持についても61年度実験を含めて検討する。
- 二次流出防止についても考えられる案を絞って61年度実験で確める。
 - 帯工 • 巨石張

(5) 導流堤については、別に検討する。

スクリーンについては、具体的に模型実験することも考えられる。

(6) 現断面の問題点を整理し、61年度実験で改良検討を行う（61年で実験が終わるため、確定断面を決める必要がある）。

- 60年度実験にて、県道橋付近の氾濫の問題点を整理する。

- 計算上の再チェックを行う。

- 61年度実験で必要断面の実験を行う。

- 全体実験

- 部分実験

- 危険渓流での計算上の必要断面計算を行う。

(7) 61年度実験で確かめるとともに計算でもチェックする。

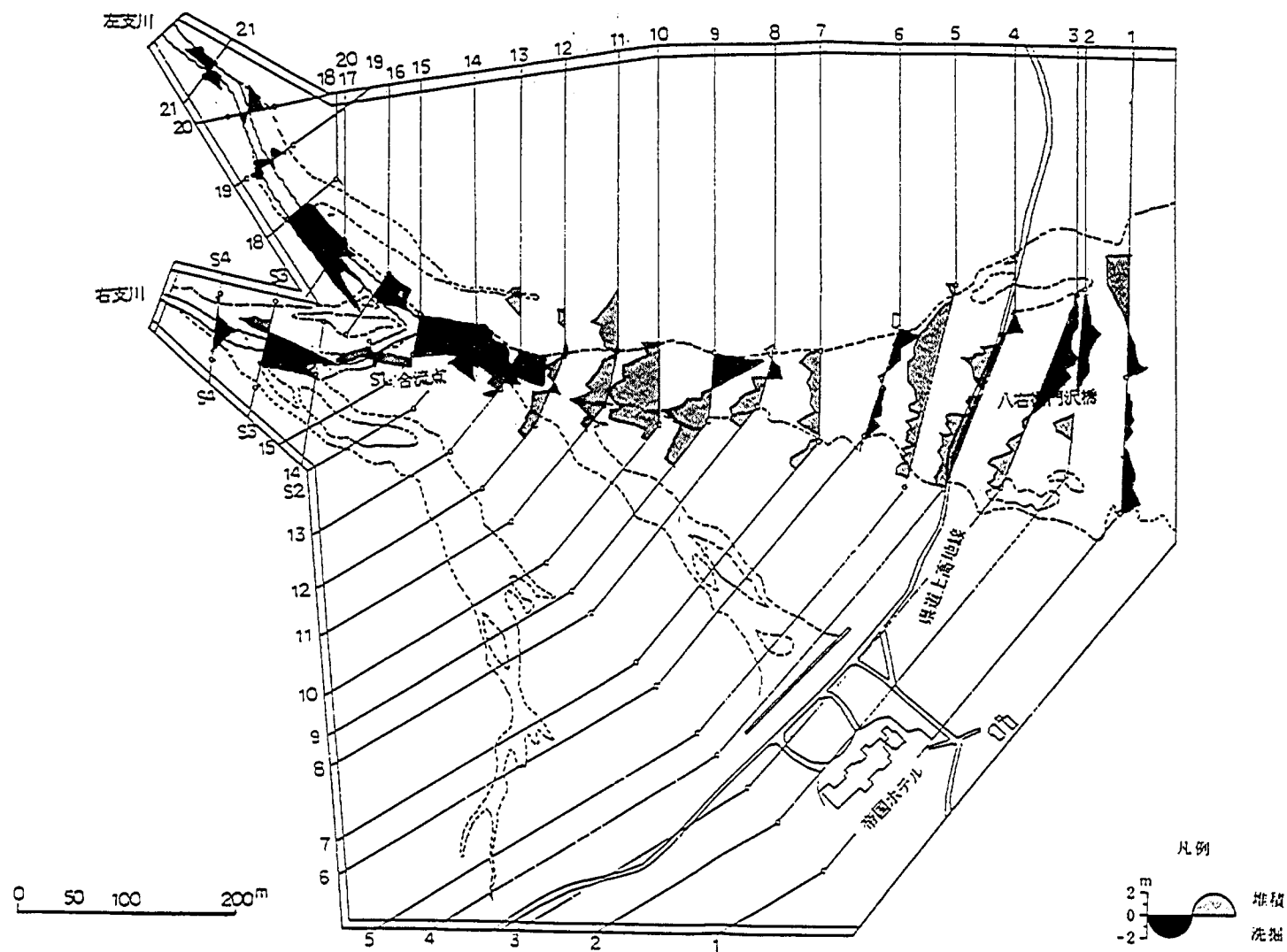
(8) 中小出水時の実験を行い、効率的な除石方法を検討する。

(9) 事務所図面（1/500 平面図）にて、現地形を再現する。

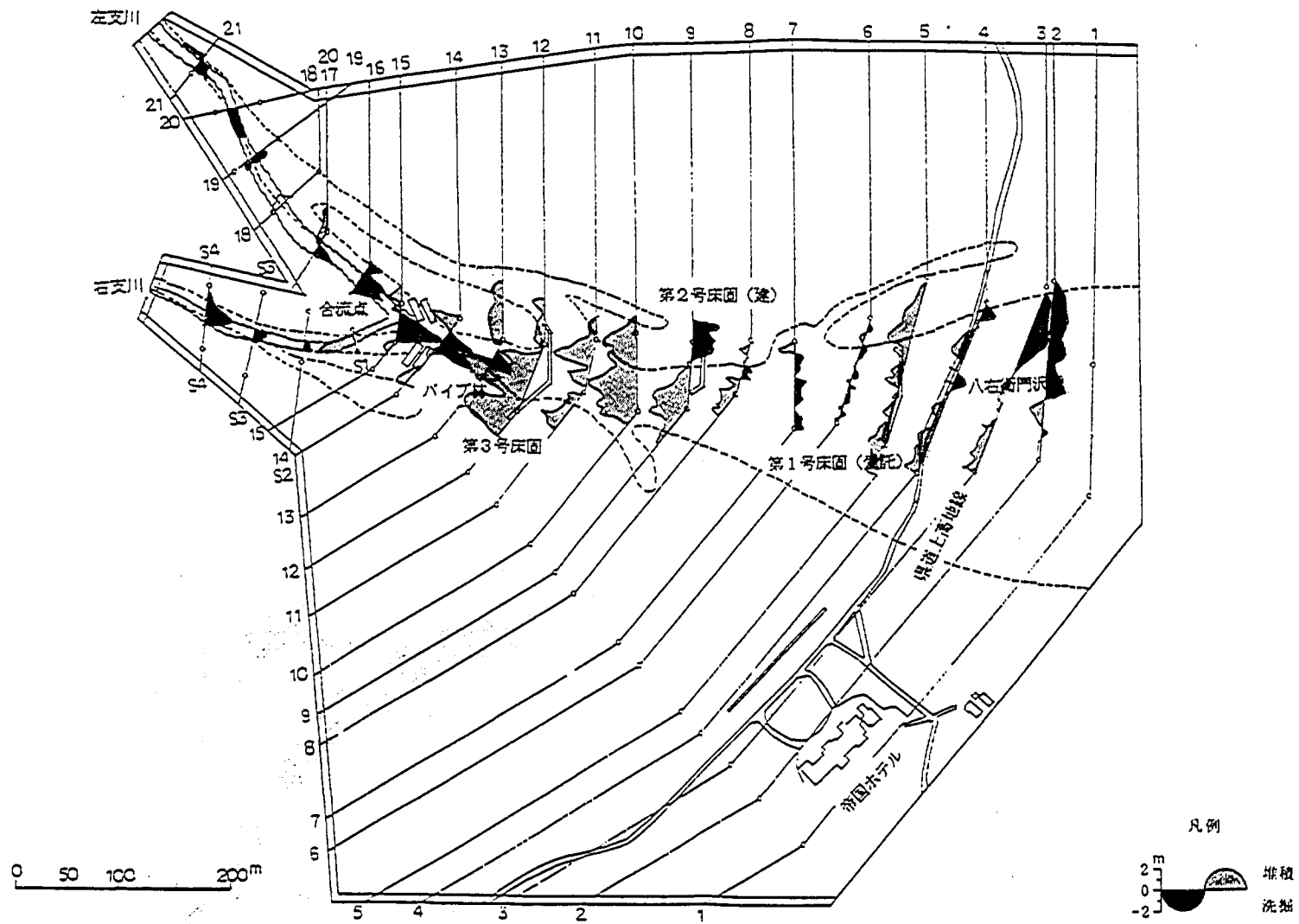
資料集

洗掘堆積平面図

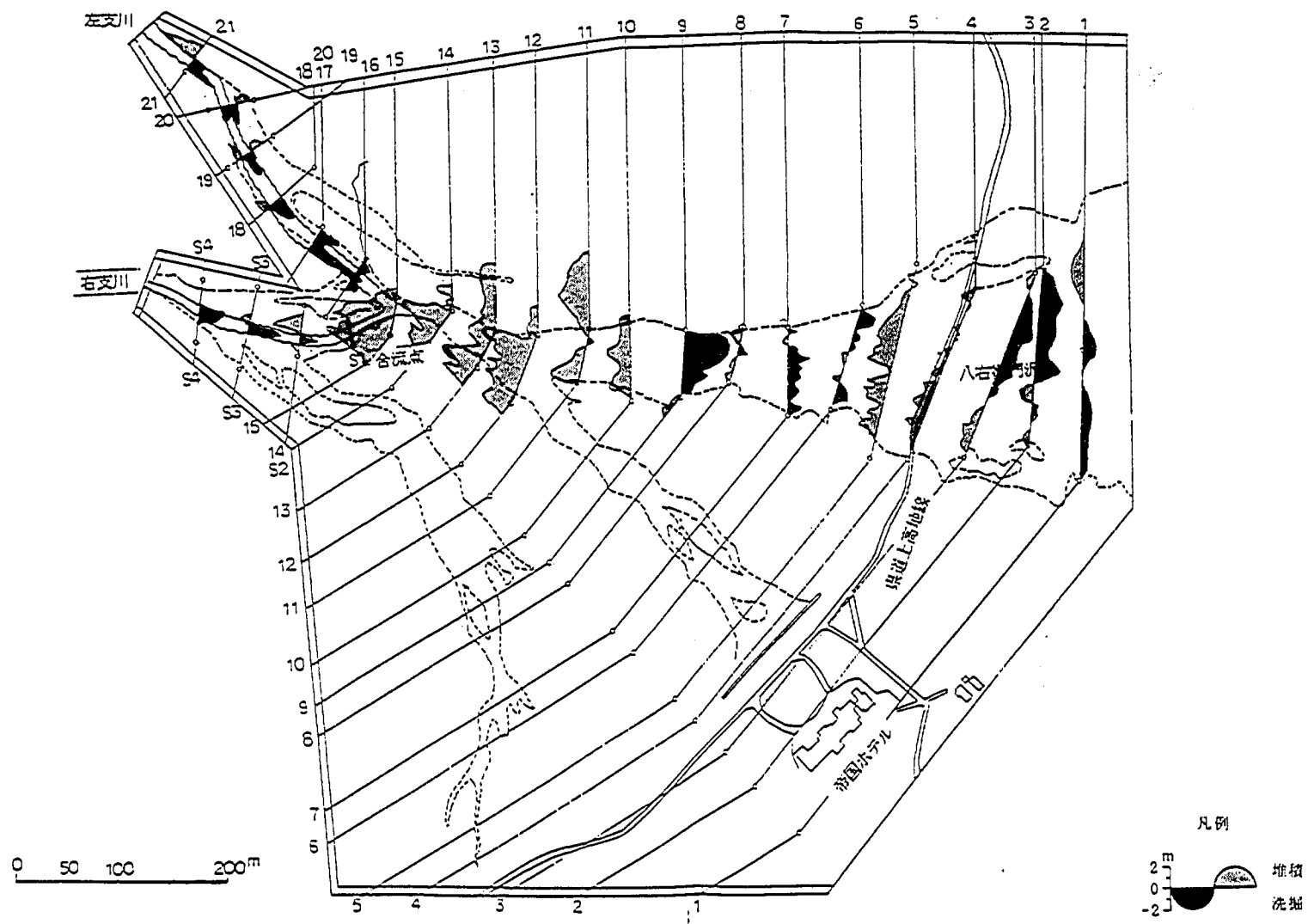
EXHIBIT 100-100000



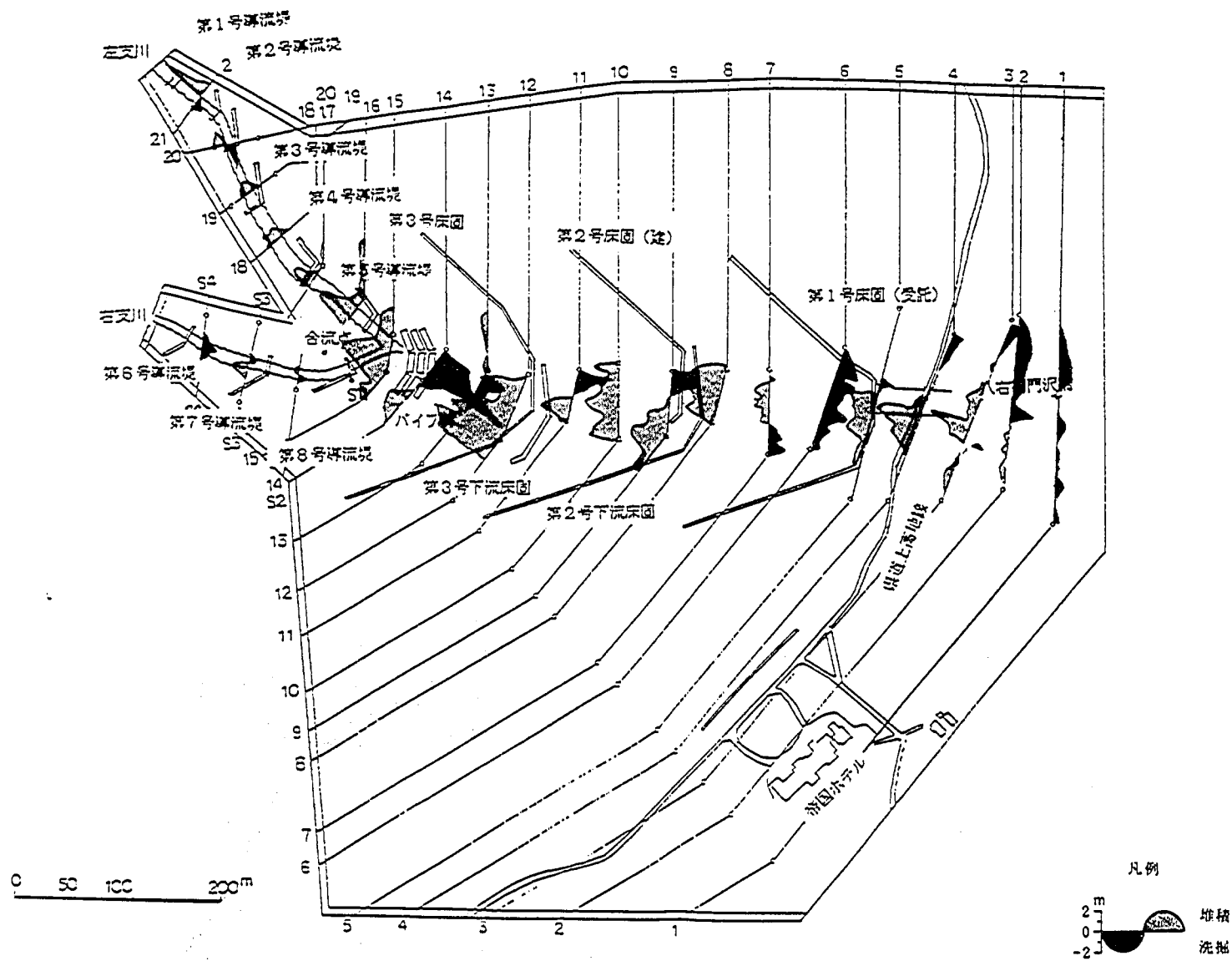
CASE-7 洗掘堆積平面図



CASE-8 洗掘堆積平面図



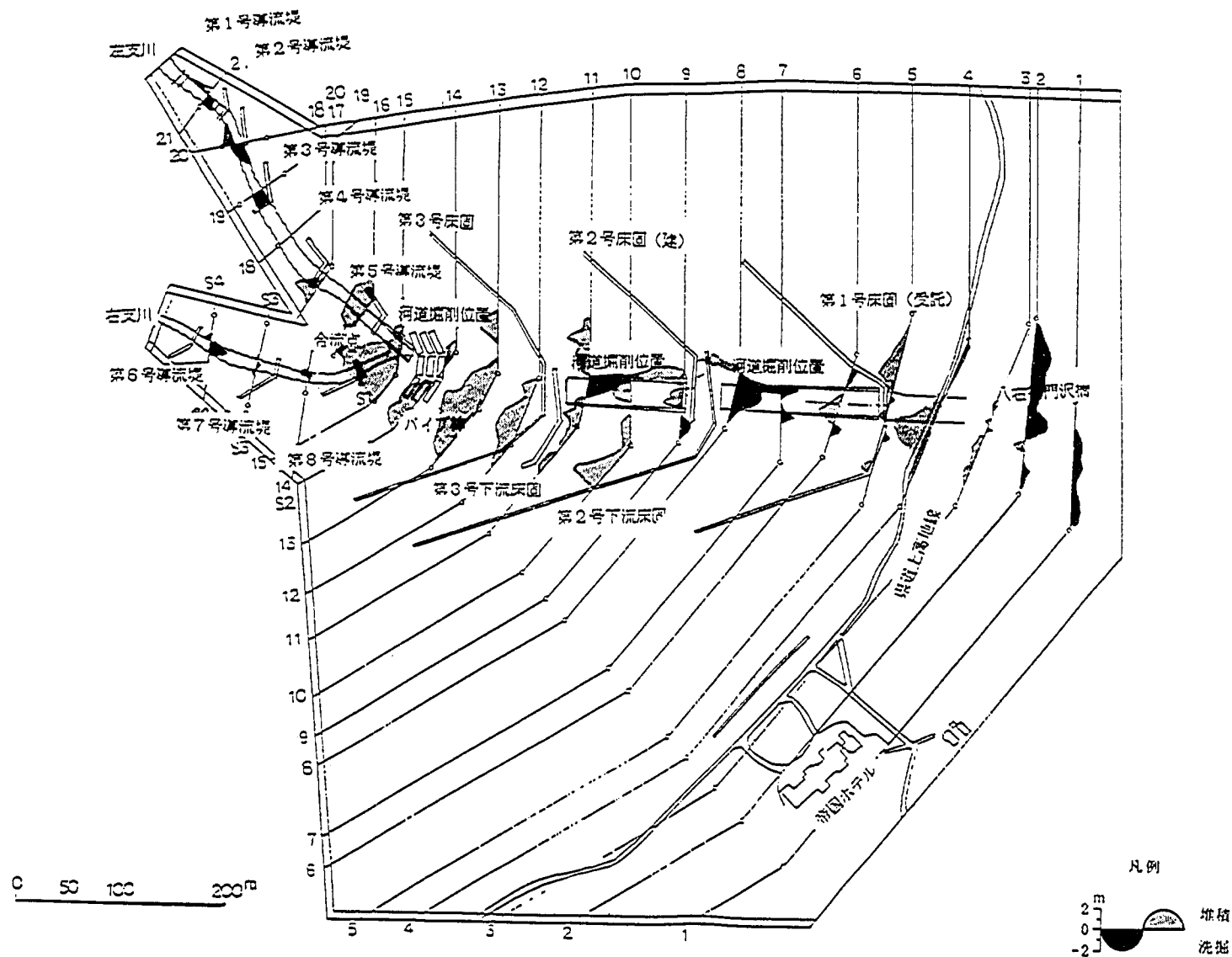
CASE-9 洗掘堆積平面図



CASE-10洗掘堆積平面図

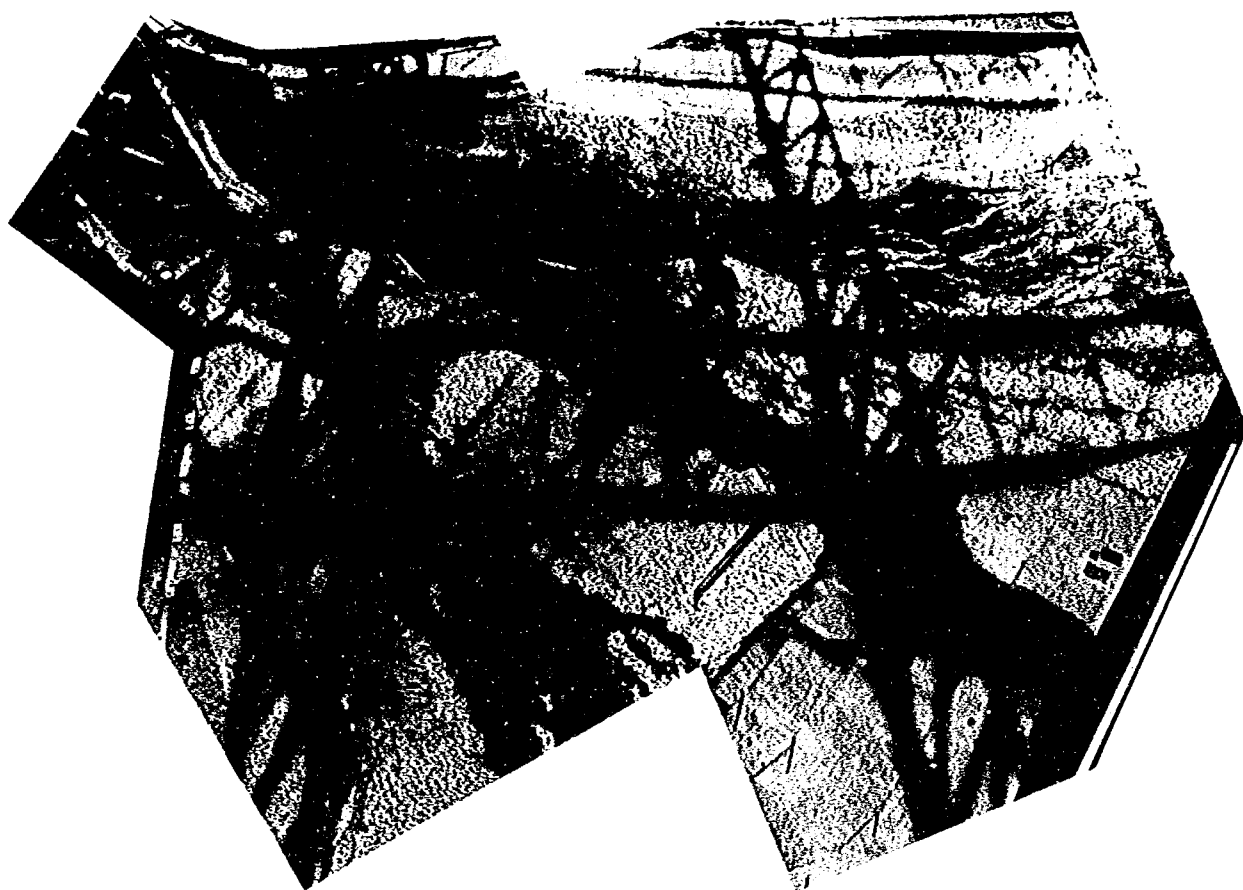


CASE-11洗掘堆積平面図



CASE-12洗掘堆積平面图

流況平面写真集



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	8.7 m ³ /s	18,800 m ³	5' 00"
	右支川	8.7 m ³ /s	18,800 m ³	5' 00"

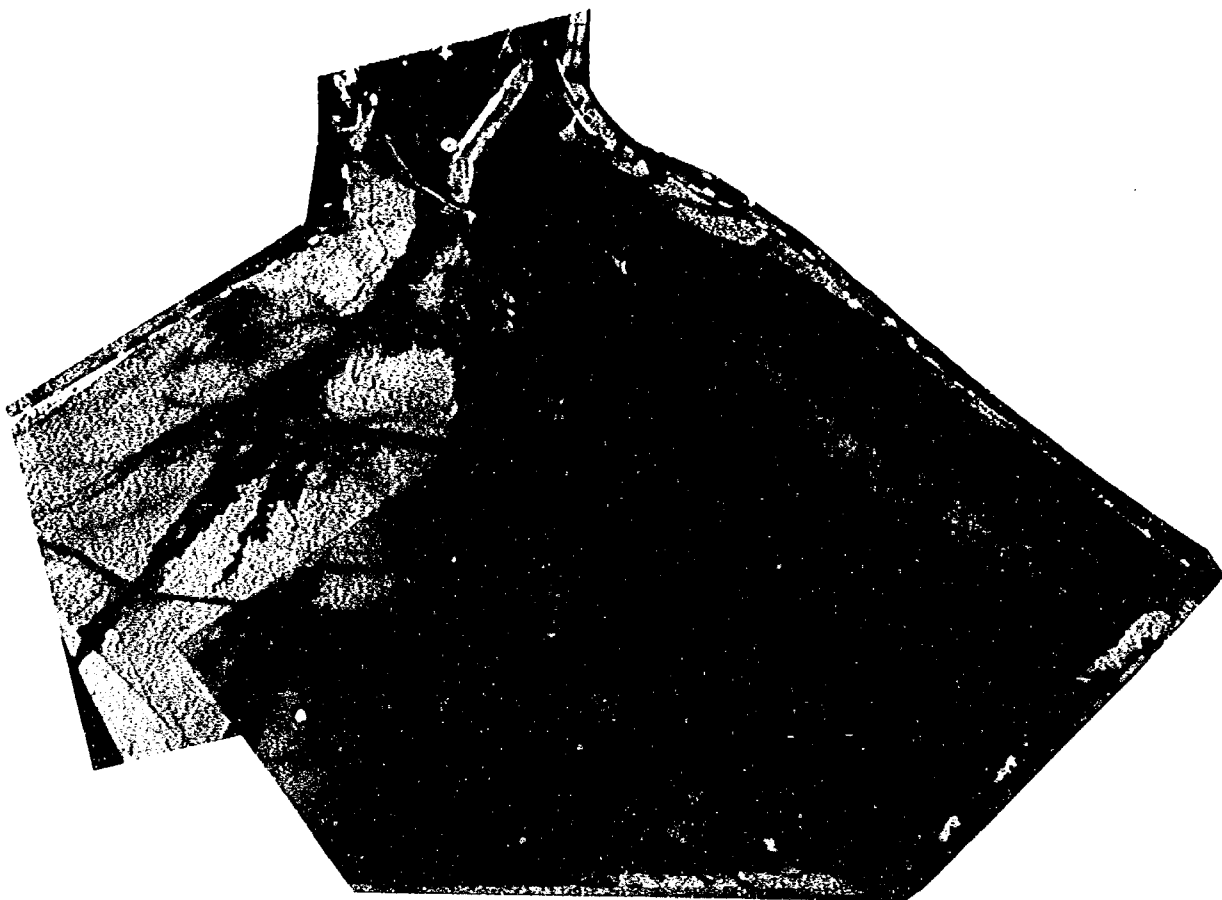
* 実験時間のみ模型値

後 続 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	8.7 m ³ /s	27,200 m ³	25' 00"
	右支川	8.7 m ³ /s	27,200 m ³	25' 00"

* 実験時間のみ模型値

CASE-1 流向写真



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	18,800 m ³	1' 40"
	右支川	17.3 m ³ /s	18,800 m ³	1' 40"

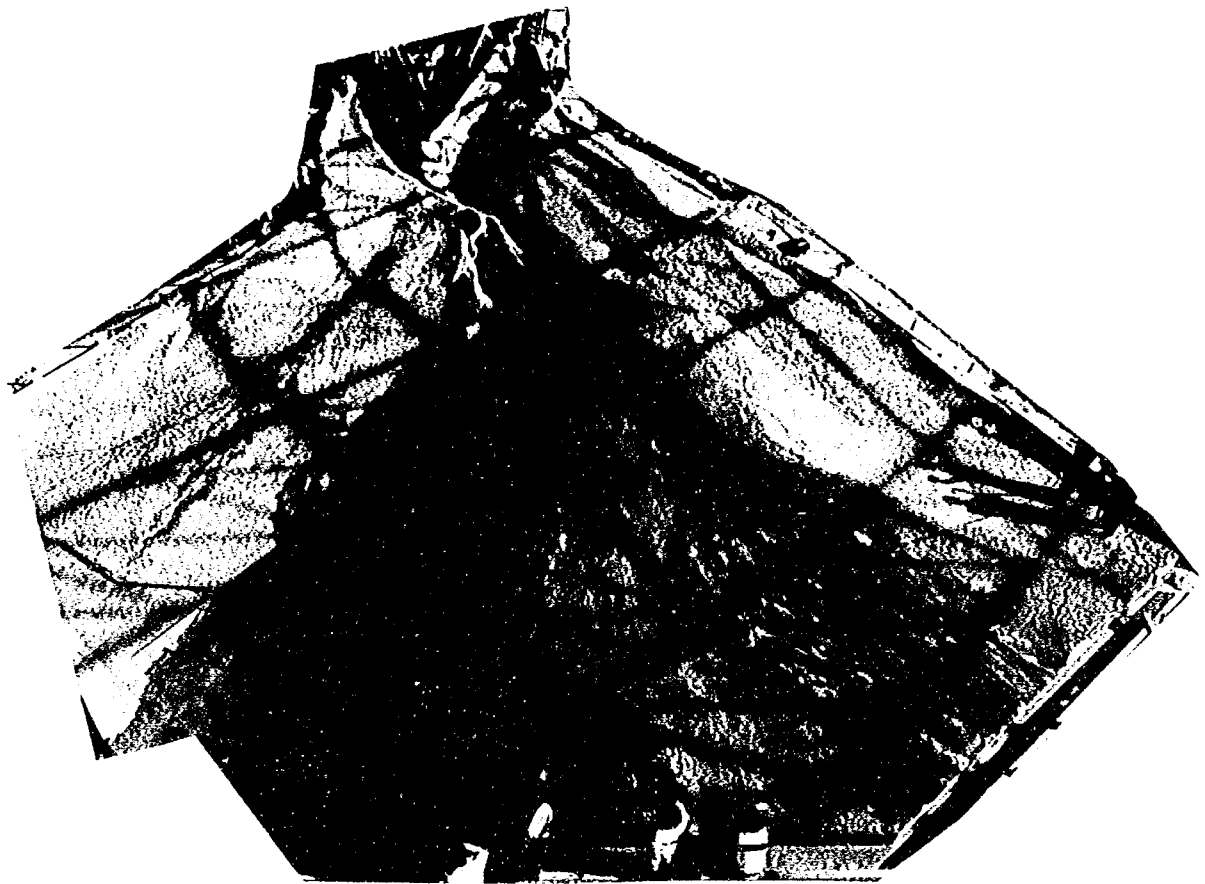
* 実験時間のみ模型値

後 続 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	8,400 m ³	1' 12"
	右支川	17.3 m ³ /s	46,000 m ³	10' 36"

* 実験時間のみ模型値

CASE-2 流向写真



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	43.0 m ³ /s	18,800 m ³	60"
	右支川	34.6 m ³ /s	18,800 m ³	60"

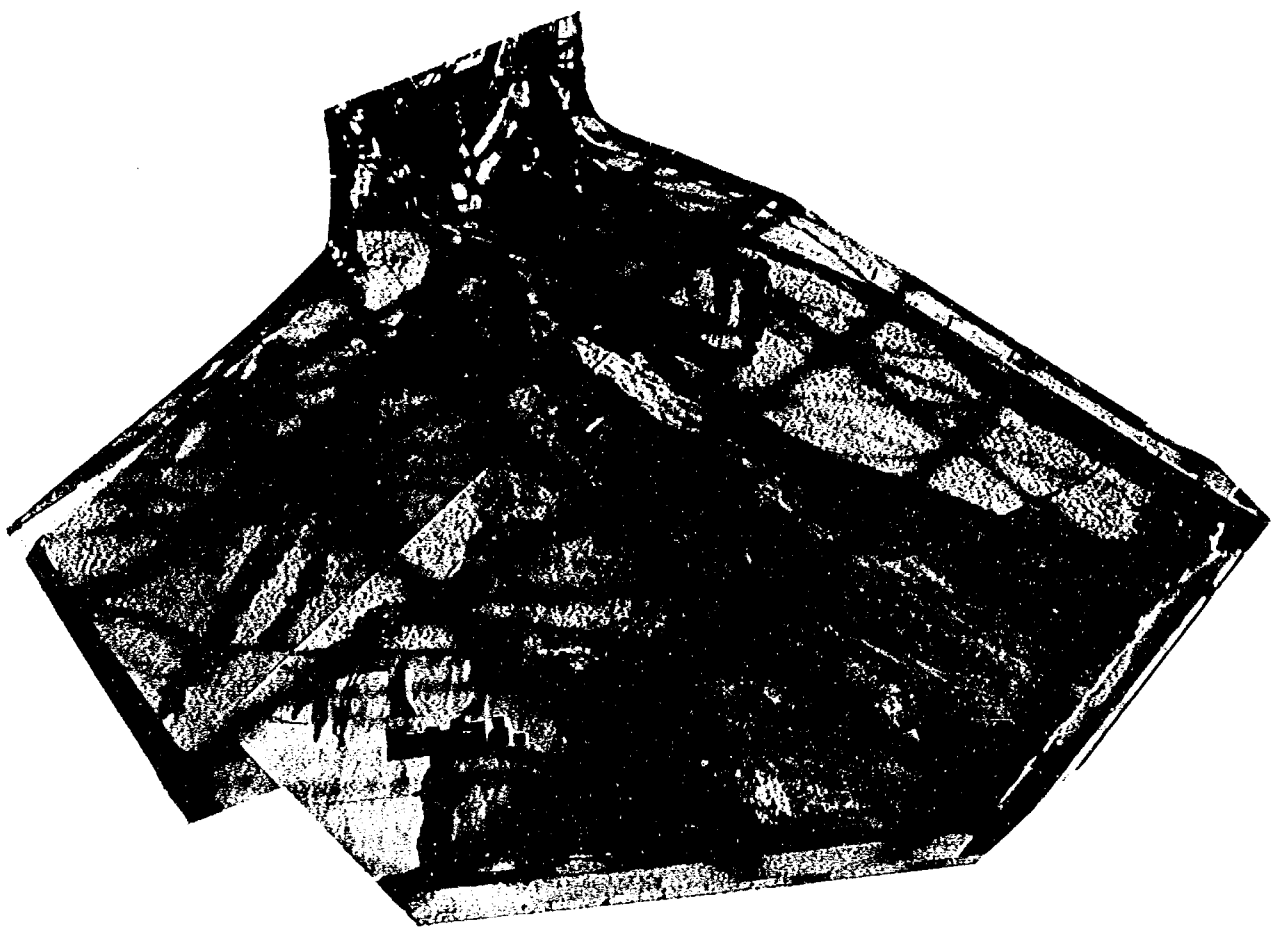
* 実験時間のみ模型値

後 続 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	43.0 m ³ /s	8,400 m ³	30"
	右支川	34.6 m ³ /s	46,000 m ³	5' 18"

* 実験時間のみ模型値

CASE-3 流向写真



左支川の土石流

条件	支川	流量	総土砂量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	18,800 m ³	1' 10"

* 実験時間のみ模型値

右支川の土石流

条件	支川	流量	総土砂量	実験時間*
	右支川	17.3 m ³ /s	18,800 m ³	1' 15"

* 実験時間のみ模型値

右支川の後続流

条件	支川	流量	総土砂量	実験時間*
	右支川	17.3 m ³ /s	46,000 m ³	10' 36"

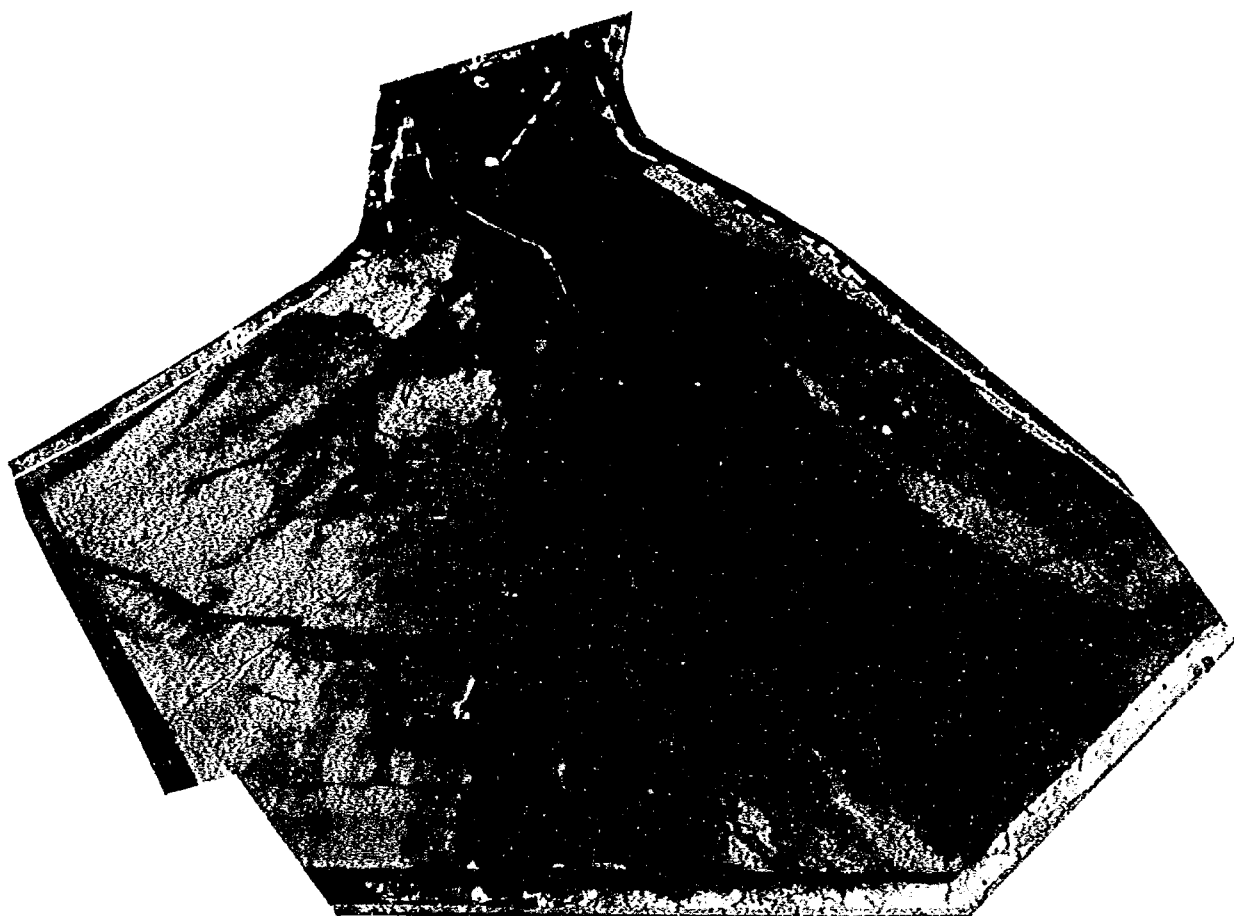
* 実験時間のみ模型値

左支川の後続流

条件	支川	流量	総土砂量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	8,400 m ³	60"

* 実験時間のみ模型値

CASE-4 流向写真



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	18,800 m ³	60"
	右支川	17.3 m ³ /s	18,800 m ³	60"

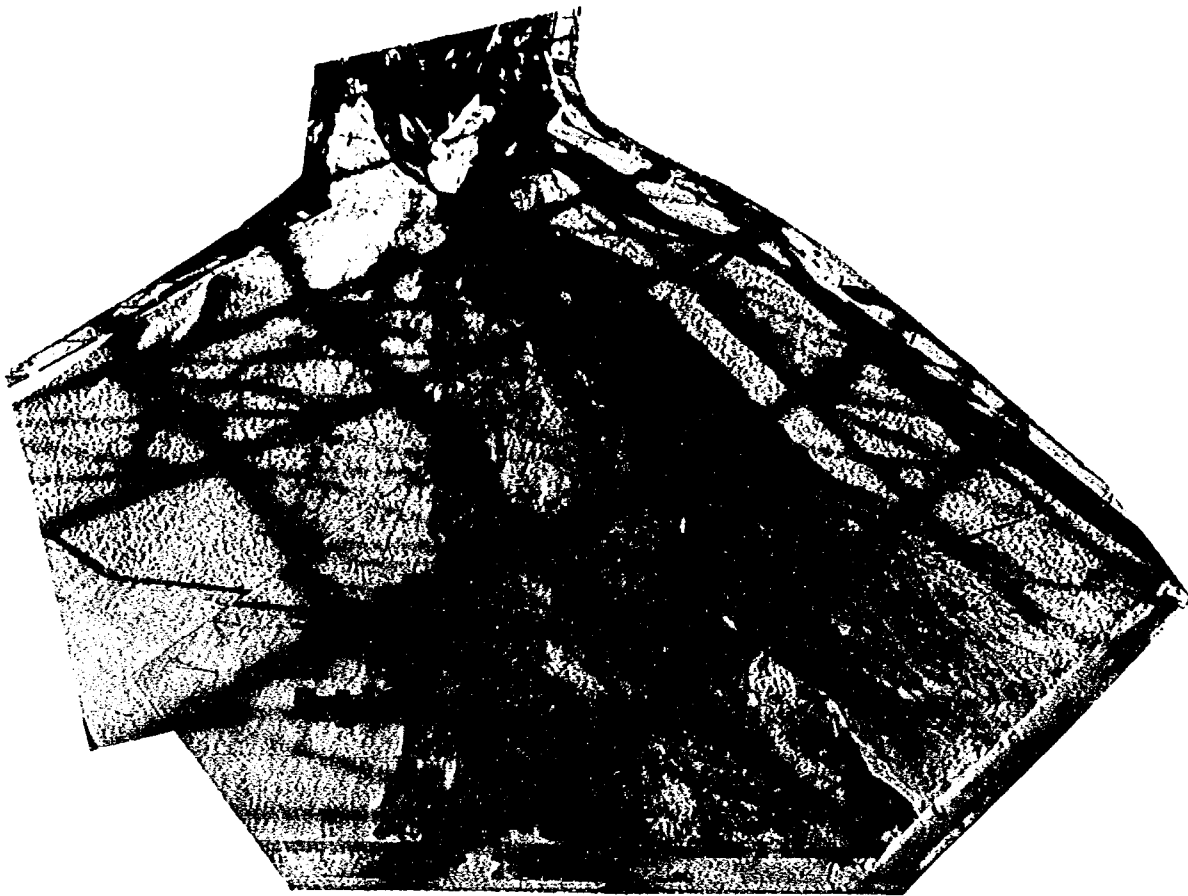
* 実験時間のみ模型値

後 続 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	31,400 m ³	5' 36"
	右支川	17.3 m ³ /s	23,000 m ³	4' 30"

* 実験時間のみ模型値

CASE-5 流向写真



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	18,800 m ³	1' 10"
	右支川	17.3 m ³ /s	18,800 m ³	1' 10"

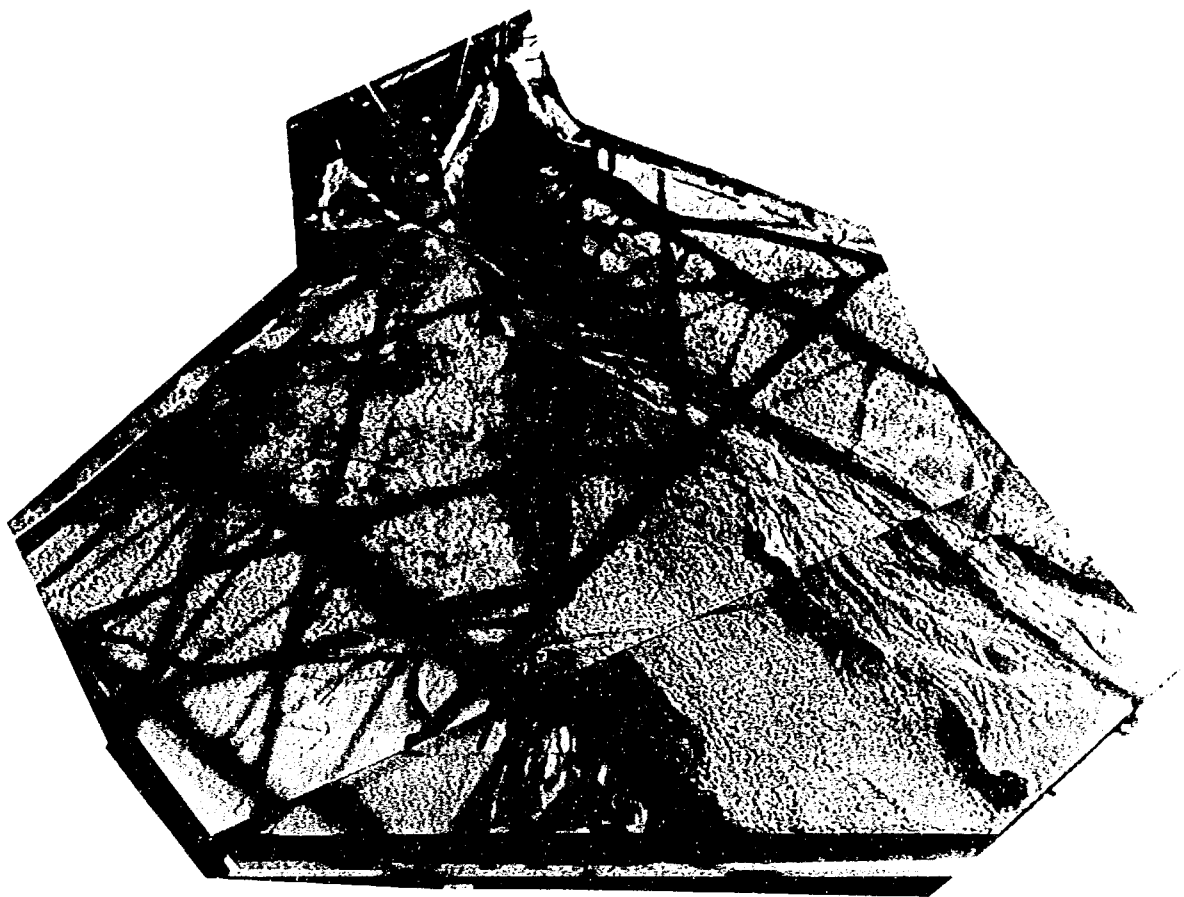
*実験時間のみ模型値

後 続 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	10.8 m ³ /s	8,400 m ³	10' 00"
	右支川	8.7 m ³ /s	46,000 m ³	21' 13"

*実験時間のみ模型値

CASE-6 流向写真



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	9,400 m ³	40'
	右支川	17.3 m ³ /s	18,800 m ³	59'

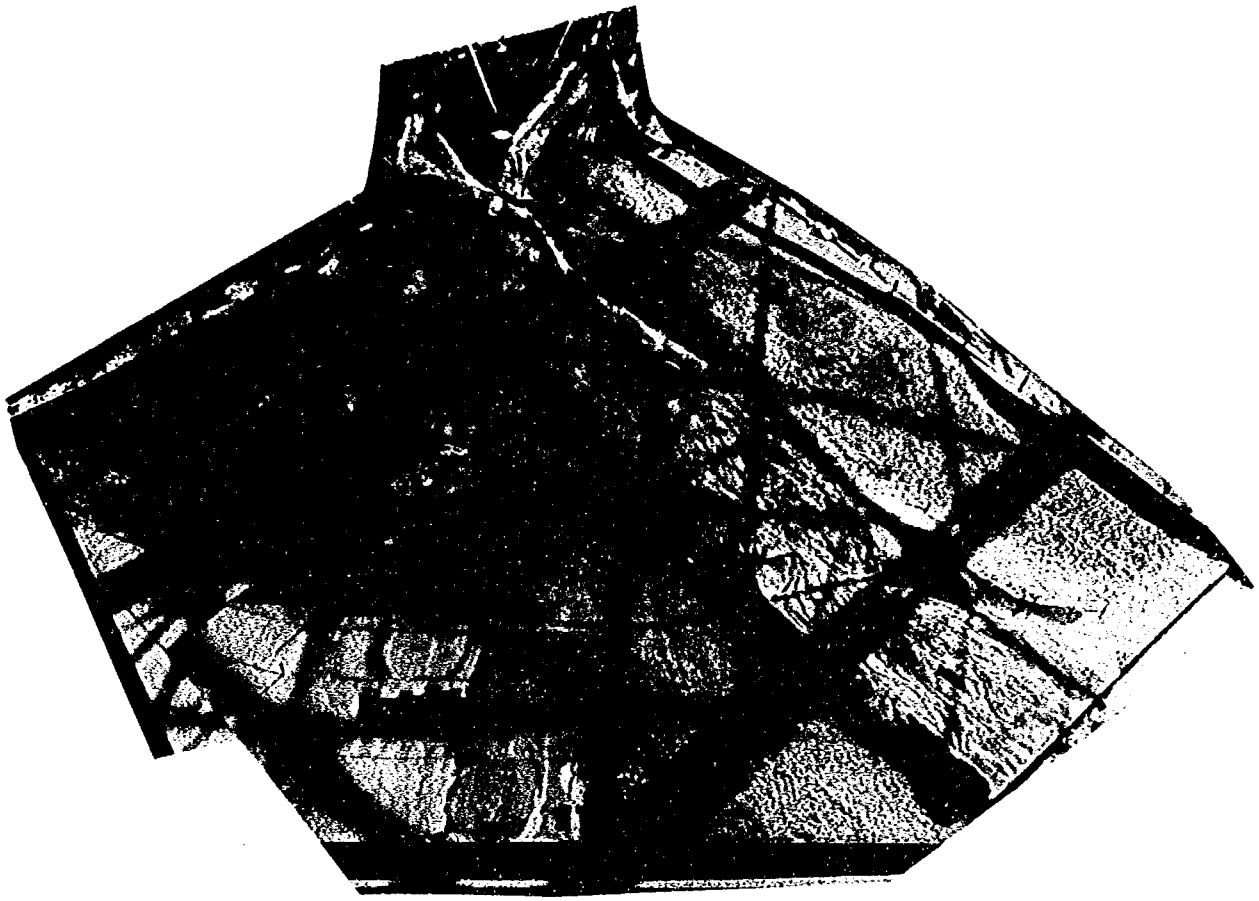
* 実験時間のみ模型値

後 続 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	6.5 m ³ /s	17,800 m ³	10' 37"
	右支川	17.3 m ³ /s	46,000 m ³	10' 37"

* 実験時間のみ模型値

CASE-7 流向写真



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	9,400 m ³	40"
	右支川	17.3 m ³ /s	18,800 m ³	59"

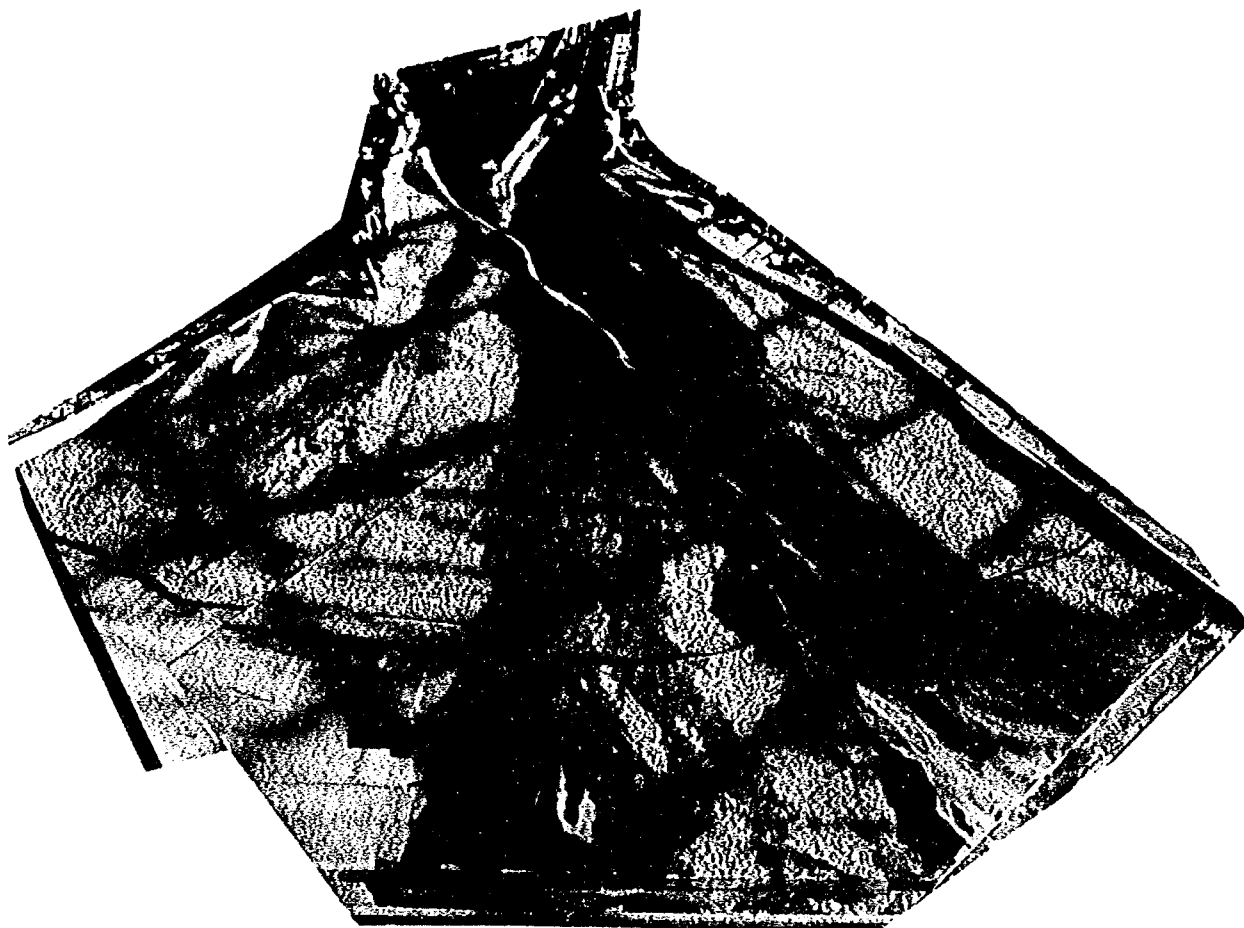
* 実験時間のみ模型値

後 続 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	6.5 m ³ /s	17,800 m ³	10' 37"
	右支川	17.3 m ³ /s	46,000 m ³	10' 37"

* 実験時間のみ模型値

CASE-8 流向写真



土石流第1波形目

土 石 流

条件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	14,100 m ³	0' 40"
	右支川	17.3 m ³ /s	16,000 m ³	0' 41"

* 実験時間のみ模型値

土石流第2波形目

右支川の土石流

条件	支 川	流 量	総土砂量	実験時間*
	右支川	17.3 m ³ /s	16,000 m ³	0' 41"

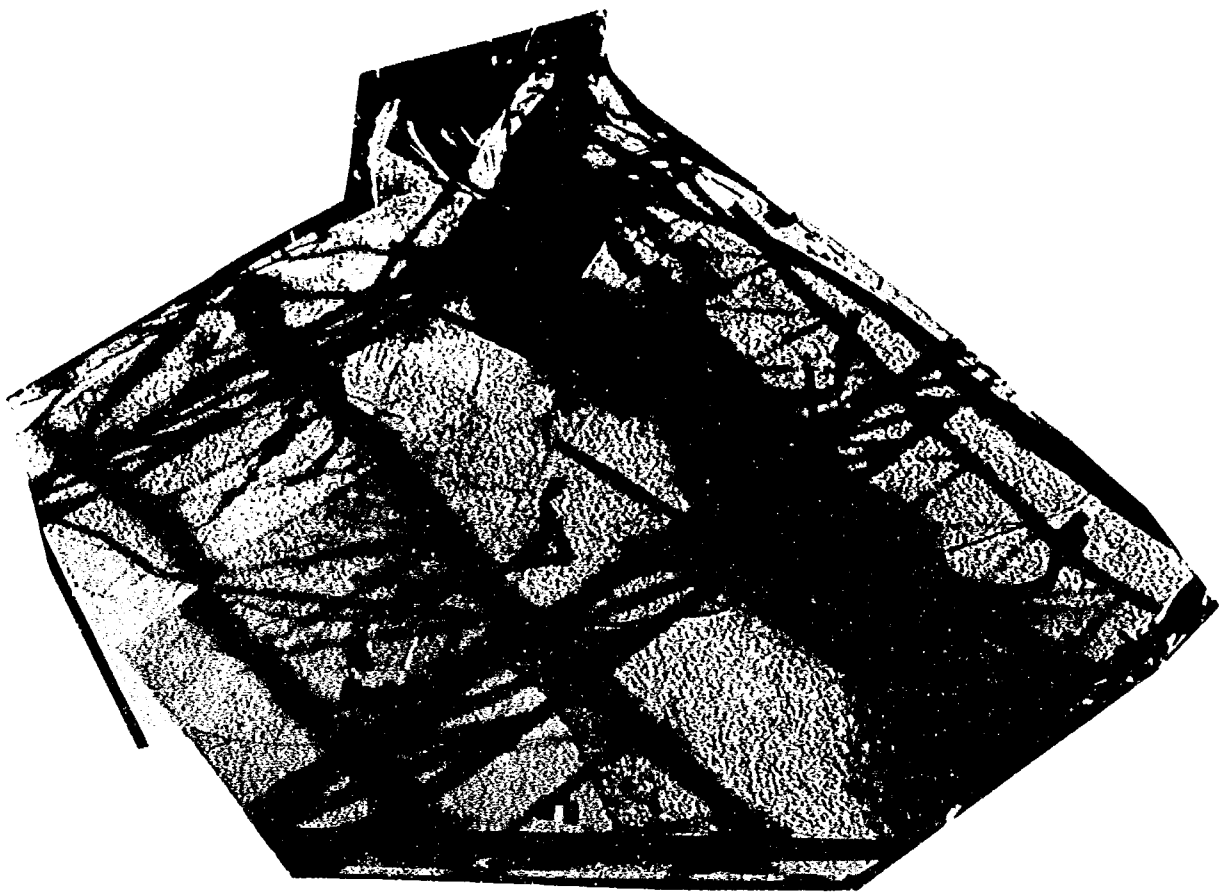
* 実験時間のみ模型値

後 続 流

条件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	10.8 m ³ /s	13,300 m ³	7' 56"
	右支川	8.7 m ³ /s	32,600 m ³	7' 56"

* 実験時間のみ模型値

CASE-9 流向写真



土 石 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	21.5 m ³ /s	9,400 m ³	0' 40"
	右支川	17.3 m ³ /s	18,800 m ³	1' 00"

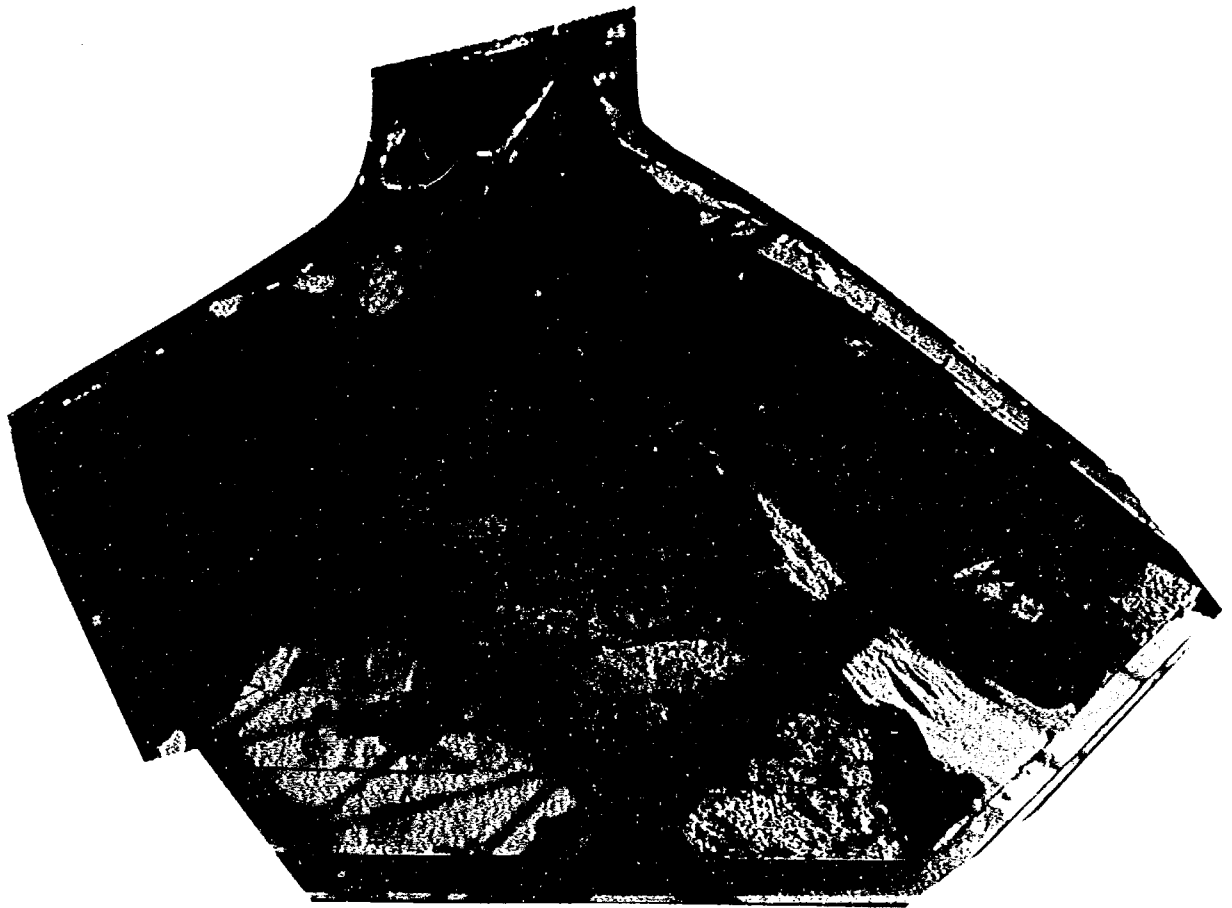
* 実験時間のみ模型値

後 続 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	6.6 m ³ /s	22,600 m ³	13' 20"
	右支川	17.3 m ³ /s	56,700 m ³	13' 20"

* 実験時間のみ模型値

CASE-10 流向写真



土石流第1波形目

土 石 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	30.3 m ³ /s	12,500 m ³	0' 30"
	右支川	24.3 m ³ /s	25,000 m ³	0' 45"

* 実験時間のみ模型値

土石流第2波形目

右支川の後続流

条 件	支 川	流 量	総土砂量	実験時間*
	右支川	24.3 m ³ /s	25,000 m ³	0' 45"

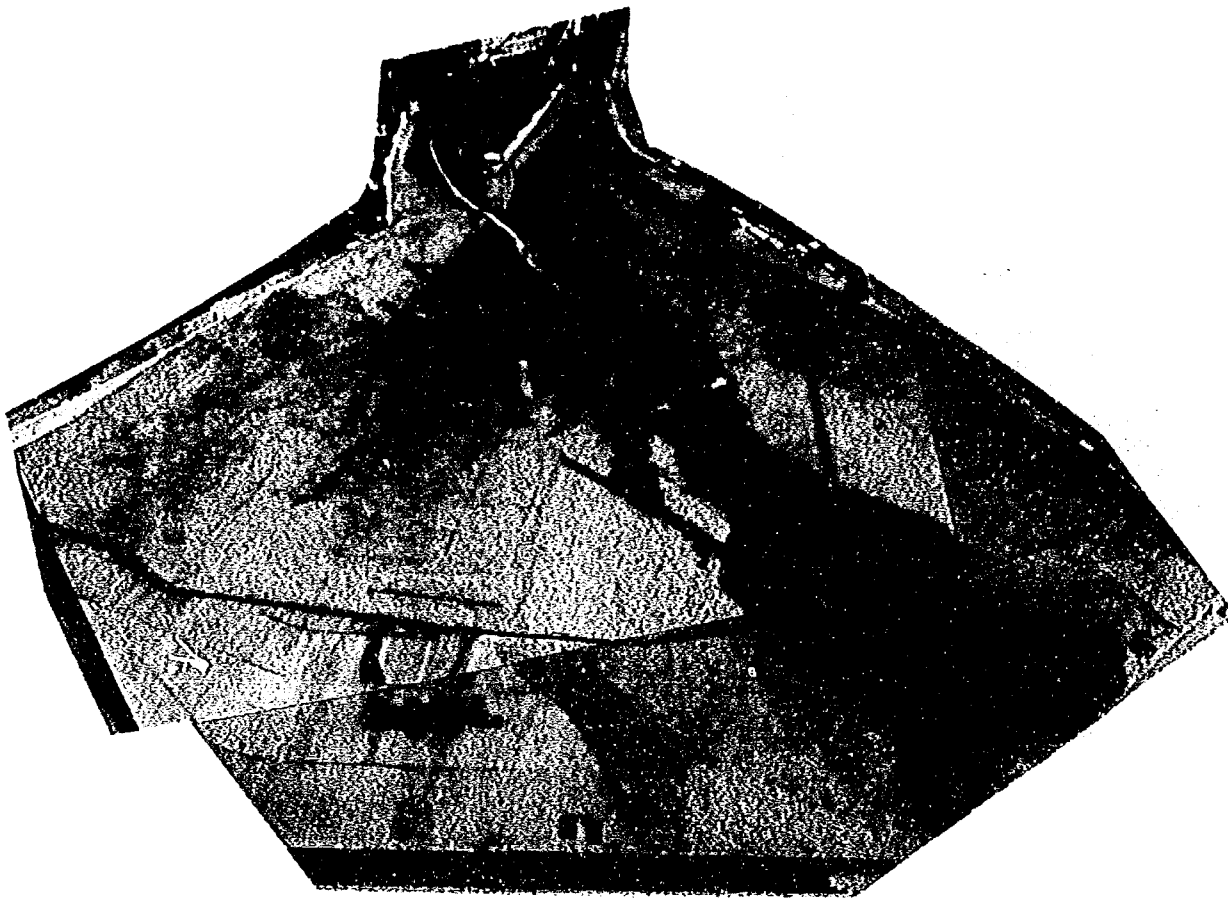
* 実験時間のみ模型値

後 続 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	15.2 m ³ /s	19,500 m ³	6' 37"
	右支川	12.2 m ³ /s	25,500 m ³	6' 37"

* 実験時間のみ模型値

CASE-11 流向写真



土石流第1波形目

土 石 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	30.3 m ³ /s	12,500 m ³	0' 30"
	右支川	24.3 m ³ /s	25,000 m ³	0' 45"

* 実験時間のみ模型値

土石流第2波形目

右支川の土石流

条 件	支 川	流 量	総土砂量	実験時間*
	右支川	24.3 m ³ /s	25,000 m ³	0' 45"

* 実験時間のみ模型値

後 続 流

条 件	支 川	流 量	土 砂 量	実験時間*
	左支川	15.2 m ³ /s	19,500 m ³	6' 37"
	右支川	12.2 m ³ /s	25,500 m ³	6' 37"

* 実験時間のみ模型値

CASE-12 流向写真

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防研究室 行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第2363号
八右衛門沢水理模型実験報告書(I) 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

○ 土木研究所資料第2363号
八右衛門沢水理模型実験報告書(I)