

土 木 研 究 所 資 料

スリットを有する砂防ダムの 土砂調節機能に関する検討

平成2年1月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1990) 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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

スリットを有する砂防ダムの 土砂調節機能に関する検討

砂防研究室 室 長 水 山 高 久

主任研究員 阿 部 宗 平

要 旨

スリット砂防ダムの特徴について考察し、スリットの大きさの決定方法と土砂整備率の算定方法を提案した。北陸地方建設局神通川水系砂防工事事務所で計画中の左俣第6号砂防ダムのスリットの大きさを実験的に検討し、最適なスリットの形状を提案した。また、砂防ダムの効果を河床の変動と浜岸侵食の面から評価した。

キーワード：砂防，スリット砂防ダム，水理模型実験，左俣第6号砂防ダム

A Study on Sediment Control with a Slit Sabo Dam

Sabo Division, Sabo Department
Head of Division : Takahisa MIZUYAMA
Senior Researcher : Sohei ABE

Synopsis:

Effect of Slit Sabo Dam on Sediment control was examined. How to design the appropriate shape of Slit and calculate the amount of sediment control were proposed.

The appropriate shape of Slit which fulfill the function of the Hidarimata No.6 Sabo Dam was proposed by Hydraulic model tests. and effect of Slit Sabo Dam was considered in terms of deformation of riverbed and bank erosions.

KEY WORDS: Sabo, Slit Sabo Dam, Hydraulic model test, Hidarimata No.6 Sabo Dam.

は　じ　め　に

砂防ダムの機能は、①渓床勾配を緩和して縦横侵食を防止する、②渓床を高め兩岸の傾斜を緩やかにして山脚を固定する、③流出土砂を貯留する、④流出土砂を調節調整する、に分類される。近年、通常の砂防ダムに対して土砂調節効果の増加を図るために、スリット砂防ダムが多く計画されるようになってきている。北陸地方建設局神通川水系砂防工事事務所は楕形のスリットを有する砂防ダムを計画している。スリット砂防ダムの効果は、これまでの研究^{1) 2) 3)}によってある程度説明できるが、設計手法は確立されていない。

本報告は、スリット砂防ダムの特徴について考察し、水理的な面からスリット砂防ダムの設計手法を検討したものである。また、水理模型実験により、左俣第6号砂防ダムに最適なスリットの形状を提案し、河床変動と渓岸侵食の面から砂防ダムの効果を評価した。

目 次

はじめに

1. スリット砂防ダムの検討	1
1.1 スリット砂防ダムの特徴	1
1.1.1 土砂調節のメカニズム	1
1.1.2 空容量の確保	1
1.1.3 堆砂量と流砂量	1
1.1.4 下流域の河床変動に与える影響	1
1.2 整備土砂量の算定方法（案）	2
1.3 スリットの形状	4
1.3.1 スリットの形状の決定方法	4
1.3.2 スリット敷高	5
1.3.3 スリット幅とスリットの数	5
1.3.4 スリットの位置	5
1.3.5 スリット底部の摩耗対策	6
2. 左保第6号砂防ダムの計画（案）	7
2.1 流域の概要	7
2.2 砂防ダムに期待する機能	7
2.3 砂防ダムの構造	7
2.4 計画流量	7
2.5 計画流砂量	7
2.6 河床材料	10
3. 水理模型実験	11
3.1 実験の目的と実験概要	11
3.1.1 実験の目的	11
3.1.2 実験概要	11
3.1.3 スリットの形状	11
3.2 実験結果と考察	15
3.2.1 スリットの大きさと土砂調節効果の検討	15
3.2.2 砂防ダム前庭保護工の検討	30
3.2.3 砂防ダムが河床変動に与える影響	32
3.2.4 砂防ダムがブナ林の保全に与える影響	36

4. ま と め	44
参考文献	45

1. スリット砂防ダムの検討

1.1 スリット砂防ダムの特徴

1.1.1 土砂調節のメカニズム

通常の砂防ダムにおける土砂調節は、土砂濃度の高い流れと低い流れに対応して形成される堆砂面勾配の変化によって行われる。従って、土砂濃度の差が小さいと、土砂の調節効果は小さい。また、砂防ダムが満砂するまでは、土砂の流出はない。これに対してスリット砂防ダムの土砂調節は、せき上げ水深の差によって行われ、大きな流量の時に堆砂が進み、小さな流量の時に土砂が流出する。この場合、せき上げ水深の時間的な変動差が大きい程、出水後半の土砂流出が急激で、高濃度の土砂が流出する。このような土砂の調節は、砂防ダムの完成時点から行われる。

1.1.2 空容量の確保

通常の砂防ダムでは、平時の出水で、土砂を堆砂させるので、土石流などの多量な土砂の流出に備えて除石する作業が必要になる。これに対してスリット砂防ダムは、平時に土砂を貯砂しないで通過させるので、空容量を確保するための除石作業を必要としない。

1.1.3 堆砂量と流砂量

水山ら³⁾は、スリットの形状と土砂調節量との関係を図-1のようなスリット砂防ダムについて検討している。この実験値の堆砂量及び流出土砂量をスリット幅に対して整理したのが図-2である。図-2より大きな出水時に幅の狭いスリットは、通常の砂防ダムより、多くの土砂を堆砂させることができることが分かる。また、スリットは砂防ダムの方が、その出水中及びこれに継続する小流量で流出する土砂は少ない。このようなスリットの効果は、スリットの幅が狭い程大きく、スリットの幅がある程度以上に狭くないと通常の砂防ダムと変らない。

1.1.4 下流域の河床変動に与える影響

通常の砂防ダムでは、満砂する間、下流の河床は低下する。これに対してスリット砂防ダムは、平時に下流河道の安定化に必要な土砂を供給することができる。スリット砂防ダム及び下流の砂防ダムから流出する土砂の時間的な変化の例³⁾を図-3に示すようにスリット砂防ダムは、大きな出水時に、出水の前半で一時的に堆砂を促進させ、土砂の流出を平滑化する。ただし、出水後半の小流量のときに、土砂濃度の高い多量な土砂が急激に流出して、スリット砂防ダムの下流、近傍に堆積して河床を上昇させる危険性がある。砂防ダムの直下流に流路工や保全対象物がある場合には、土砂災害が生じる危険性があるので、そのような場合には、スリット砂防ダムの下流に通常の砂防ダムを設けて、影響を緩和する必要がある。しかし、自然河道で、スリットから流出する土砂を調節できる場合には通常の砂防ダムは不要である。

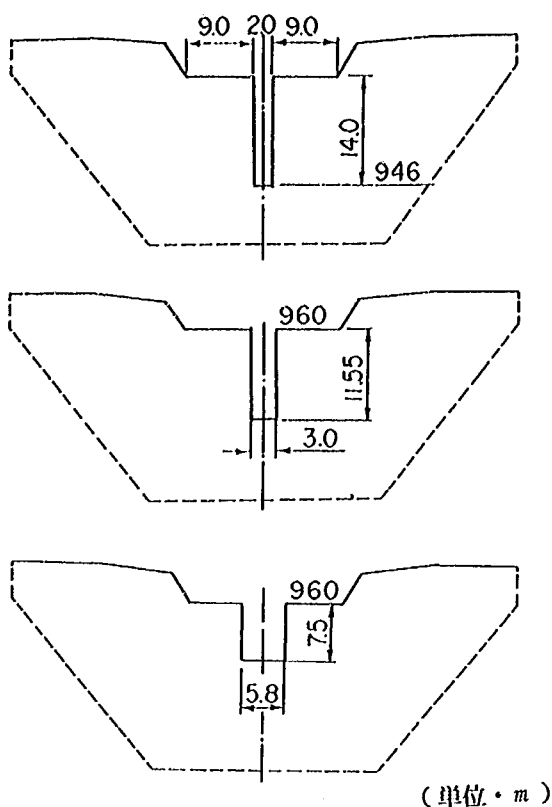


図-1 スリットの形状

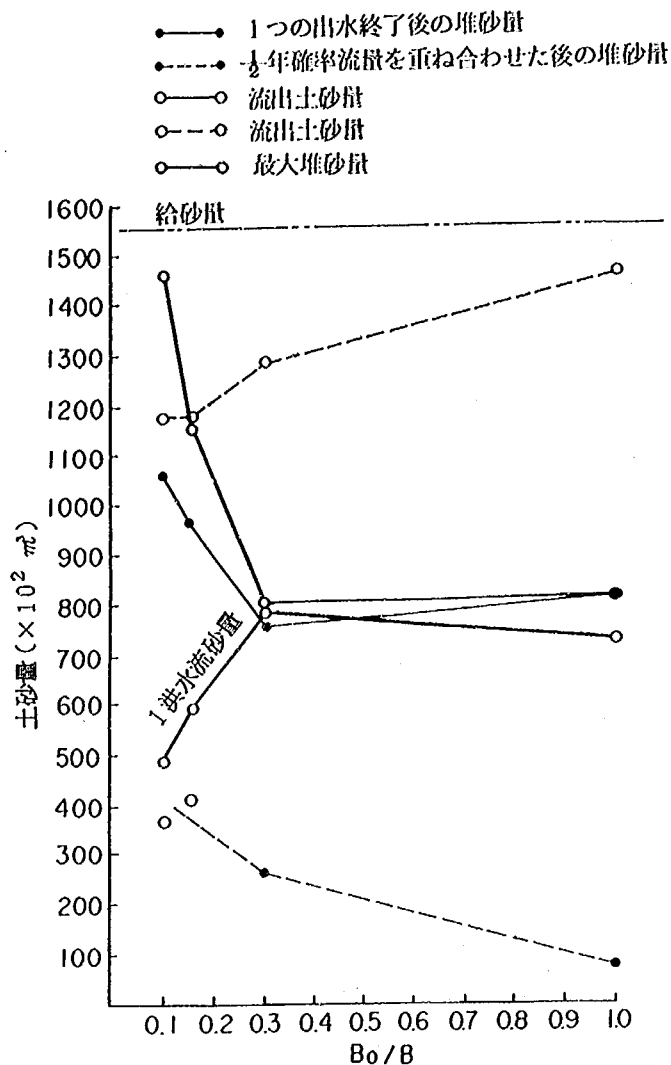


図-2 スリット幅と堆砂量，流出土砂量の関係
B：砂防ダムの水通し幅
Bo：スリット幅

1.2 整備土砂量の算定方法（案）

スリット砂防ダムの整備土砂量は，扞止量に調節量を加えた量とする。調節量は平時堆砂面と計画堆砂面の間の土砂量とする。平時堆砂面と計画堆砂面は，それぞれ底面及び計画流量時の堆砂の肩の位置から元河床勾配の $\frac{1}{2}$ の勾配で引いた面とする。堆砂の肩から下流の斜面勾配(θ)は水中安息角に等しい値とし，堆砂の高さ(Z_s)は次式⁴⁾によって求める。

$$Z_s = \left\{ \frac{Fr^2}{2} \left(\frac{1}{(\sqrt[3]{r})^2} - 1 \right) + \frac{\sqrt[3]{r}}{r} - 1 \right\} \left(\frac{m \cdot Q}{B_s \sqrt{I}} \right)^{0.6} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに，
 Z_s ：堆砂の高さ
 r ：流水幅縮小率 $\left(= \frac{B_d}{B_s} \right)$
 B_s ：堆砂肩の位置の流れの幅

Fr ：等流水深に対するフルード数
 B_d ：ダム地点の流れの幅
 I ：計画堆砂勾配

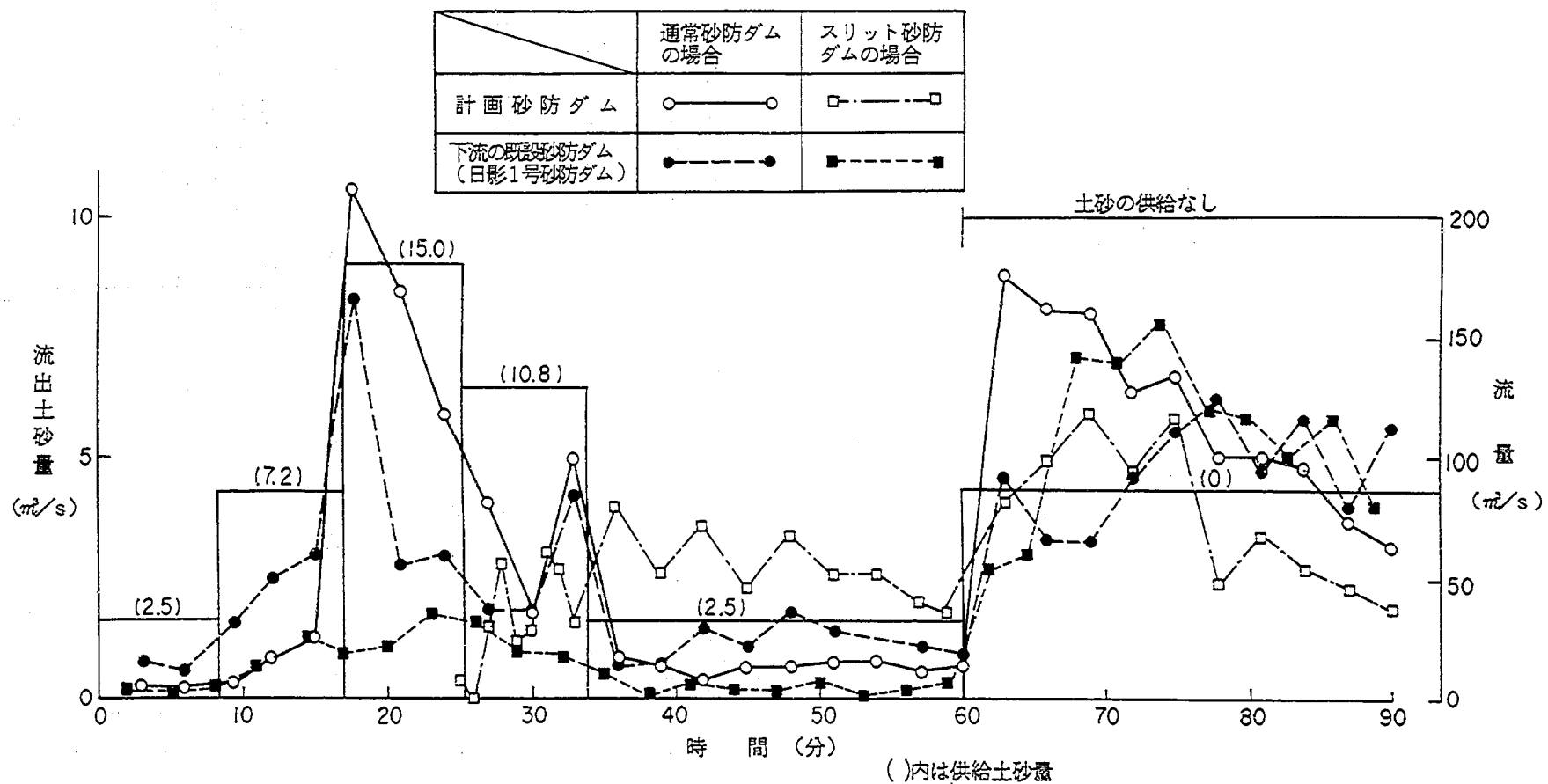


図-3 流出土砂量の時間的な変化 (スリット幅2.0 m, 高さ14.0 m)

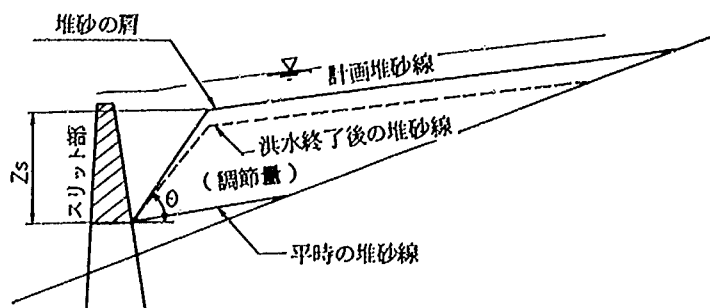


図-4 調節量の概念図

である。実際には、出水時の後半に堆砂の肩が崩れて土砂が下流に流出するが、この流出土砂量はスリットの大きさ、流量ハイドログラフ、粒径等によって異なるものの、出水の後半に流出する土砂量は、砂防ダムの下流近傍に堆砂して下流への流出は少ないものと考え、これを無視している。

この算定方法では、大きな出水後、複数の小さな出水で徐々に堆積物が侵食され流出して、平常時堆砂面まで低下すると仮定している。この調節量の自然回復が十分に期待できない場合は、除石により人工的に調節容量を回復させる必要がある。なお、土石流捕捉工の透過型ダムについては、土石流対策技術指針（案）によるものとする。

1.3 スリットの形状

1.3.1 スリットの形状の決定方法

スリット部の流量は、逆台形堰の越流量式を適用して計算することができる。越流量は、砂防ダムの袖の小口の勾配が1:0.5で、スリットの壁面勾配を垂直とすると、次式で求められる。

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} h^{3/2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、
 b : スリット幅
 g : 重力の加速度
 h : スリット敷高までの水深
 Q : 流出量
 μ : 流量係数

である。

スリット幅 (b_0) に対する比に対して流量係数 (μ) を示すと図-6 のようになる。図-6 より流量係数

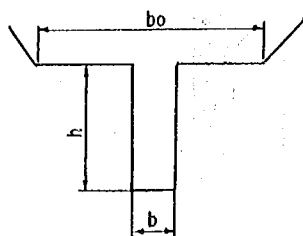


図-5 記号の説明

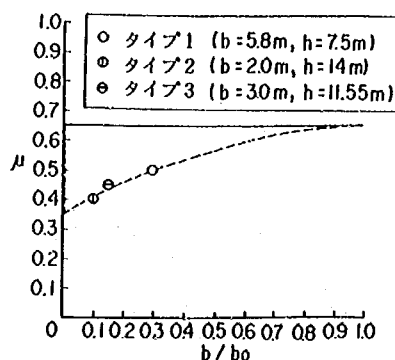


図-6 流量係数と (b/b_0) の関係

は、通常の 0.65 に対して幅の狭いスリットでは 0.4 以下程度にまで減少するようである。⁴⁾従って具体的にはスリット砂防ダムを設計する場合には、水理模型実験を行って水位と流量の関係を確認する必要がある。

土砂調節効果は、スリット幅が狭く、深いスリット程大きくなるが、礫や流木で閉塞しない程度に広くとるものとする。式(2)において、スリット幅(b)を狭くすると、スリット敷高までの水深(h)が大きくなるので、スリット敷高が副ダムの水通し天端高と等しくする幅(b)が下限値になる。

なお、スリットの閉塞は偶然性を伴うものであり、スリットが閉塞した場合の除石作業の容易さ、また、スリット底部の補修のしやすさなどを考慮すると、スリット幅は 3 m 程度より狭くしない方が良いと考えられる。

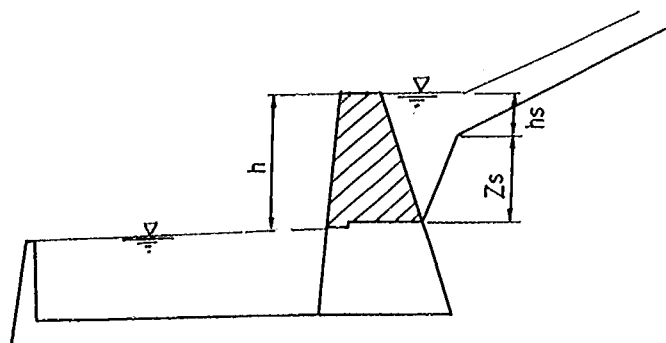


図-7 スリットの深さの最大値

1.3.2 スリット敷高

スリット敷高は、副ダムの天端高と等しい高さを下限とし、堆砂肩の前面で跳水対応水深が生じる高さを上限として検討する。また、砂防ダムが山脚固定などの目的を兼ねる場合は、これを考慮した敷高の検討が必要である。

スリットの敷高を副ダムの高さより低く計画すると、土砂の流出を阻害する恐れがあるので、スリットの敷高は、副ダムの天端高より高く計画する。また、堆砂肩は、砂防ダムの近傍で、流れがせき上げられて減勢された状態で形成されるので、安定した跳水を生じさせるのに必要なスリットの深さが必要である。このようなスリットの深さは、式(1)で計算される堆砂肩の高さ (Z_s) と堆砂肩での水深 (h_c) の和より大きくなるよ

$$h \geq Z_s + h_c \quad \dots\dots\dots (3)$$

うに計画することになる。

1.3.3 スリット幅とスリットの数

土砂調節効果を最大にするスリット幅が、計画流量時の移動限界粒径で閉塞する幅より広いとき、スリット幅の総和を変えないで、複数のスリットを計画することができる。複数のスリットにしても土砂調節効果は変わらない。複数のスリットを計画するときのスリット 1 個の幅は、除石作業やスリット底部の補修作業のしやすさを考慮すると、3 m 程度より狭くしない方が得策であろう。

1.3.4 スリットの位置

スリットの位置が山際に近いと、溪岸侵食が生じやすくなる。また、スリットから落下する流れが側壁に衝突して、側壁天端の越水や側壁を破損する恐れもある。さらに、水堀池内の流れの減勢にも影響を与える

ことになるので、スリットの位置は、砂防ダムの水通しの中央に近づけるように計画する。

1.3.5 スリット底部の摩耗対策

スリットを通して土砂を流出させる小さい流量は長時間継続するので、流出する砂礫によってスリット底面は、かなり摩耗することが予想されることから、摩耗に耐え得る対策が必要となる。

2. 左俣第6号砂防ダムの計画(案)

2.1 流域の概要

流域の地形図を図-8に示す。左俣第6号砂防ダムは、左俣谷における直轄砂防事業区域の最上流端に位置している。左俣第6号砂防ダム(以下第6号砂防ダムという)地点における流域面積は18.46 km²、流路延長は、4.67 kmで、第6号砂防ダムの土下流での平均河床勾配は1/14.5である。この砂防ダムの上流域では、昭和45年以来、治山事業として山腹工、谷止工、治山ダム等が数多く建設されてきているが、現在なお荒廃した水源地からは、多量の土砂が生産され、左俣谷に流出している。また、第6号砂防ダムの計画堆砂地内で、豪雨時に土石流が発生する可能性の高い小支溪が合流する。小支溪から流出する土石流は、本川との合流部付近に堆積するものと予想されている。⁵⁾

なお、第6号砂防ダムを計画する上で、下流には、保全すべきブナの原生林がある。

2.2 砂防ダムに期待する機能

第6号砂防ダムはスリット構造とし、平時には土砂を貯砂させないで通過させて、小支溪から土石流の形で流出する土砂量の42,500 m³を堆砂できる空容量を確保する。また、整備土砂量の53,000 m³を確保することを期待する。ここで、北陸地方建設局では、整備土砂量を次式で算定している。

$$V_1 = \text{調節量} + (\text{幷止量} \times 30\%) \quad \dots\dots\dots (4)$$

2.3 砂防ダムの構造

第6号砂防ダムは、ダム高14.5 m、堤長145 m、水通し幅50 mの大きさで、櫛型のスリット構造が計画されている。図-9に砂防ダムの構造を示す。スリット1個の大きさは、幅が3 m、高さ3 mで、全部で7個のスリットを設けている。このスリットは約30年超過確率流量の160 m³/secを流すことができ、計画流量(100年超過確率流量)の256 m³/secが流れるときのスリット天端高の越流水深は0.8 mになる。

2.4 計画流量

北陸地方建設局神通川水系砂防工事事務所は、確率年ごとの日雨量を設定しており、第6号砂防ダム地点の対応するピーク流量は表-1のようになる。計画流量は100年超過確率流量で256 m³/secで、計画流量ハイドログラフは図-10に示すとおりである。

表-1 生起確率年と流量の関係

生起確率年	確率日雨量	流 量
100	349.6 mm	256 m ³ /s
50	317.0 mm	185 m ³ /s
30	292.8 mm	171 m ³ /s
10	239.9 mm	140 m ³ /s
2	152.0 mm	89 m ³ /s

2.5 計画流砂量

流砂量式として芦田、高橋、水山の急勾配式を適用して、計

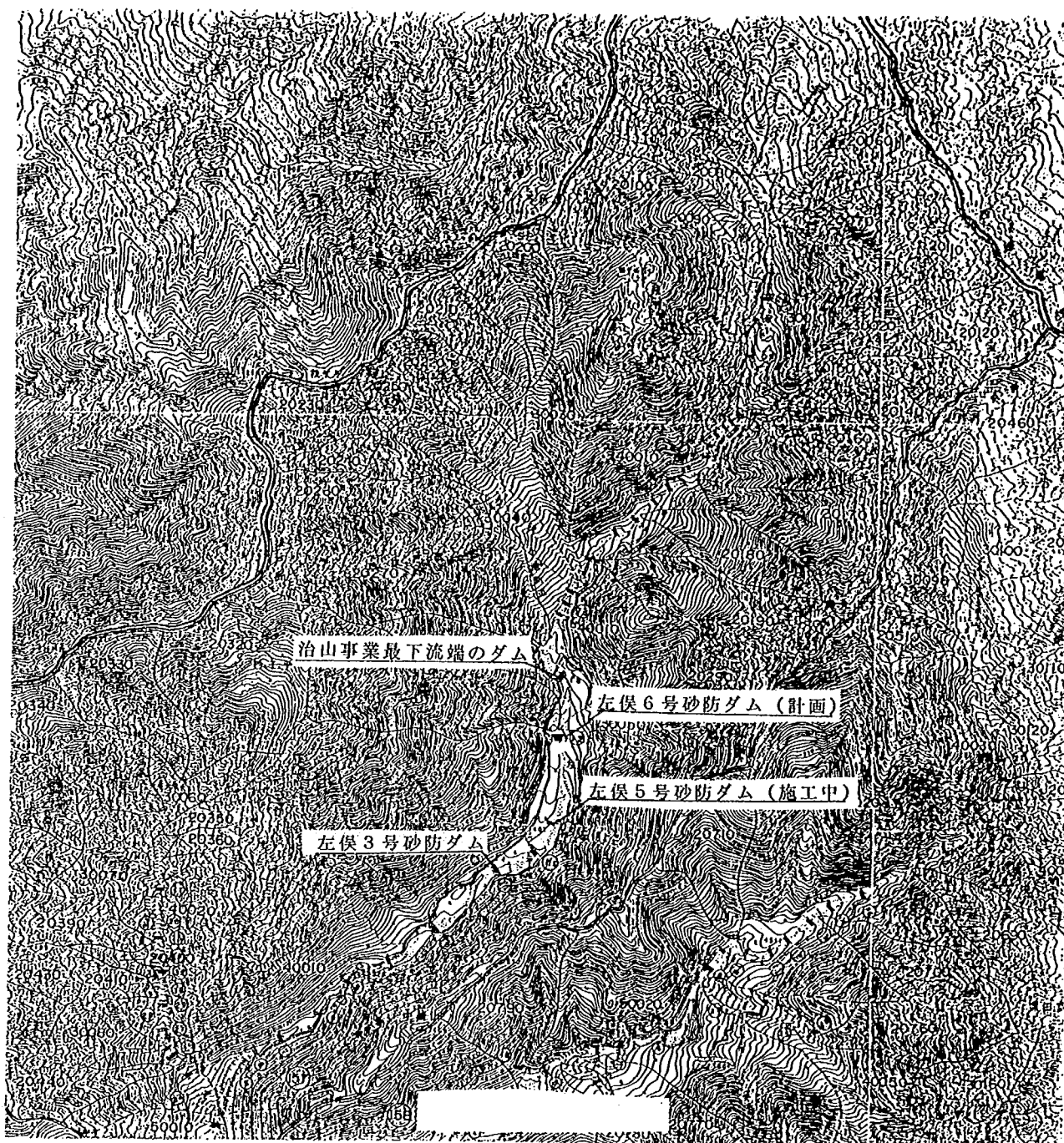


図-8 流域の概要

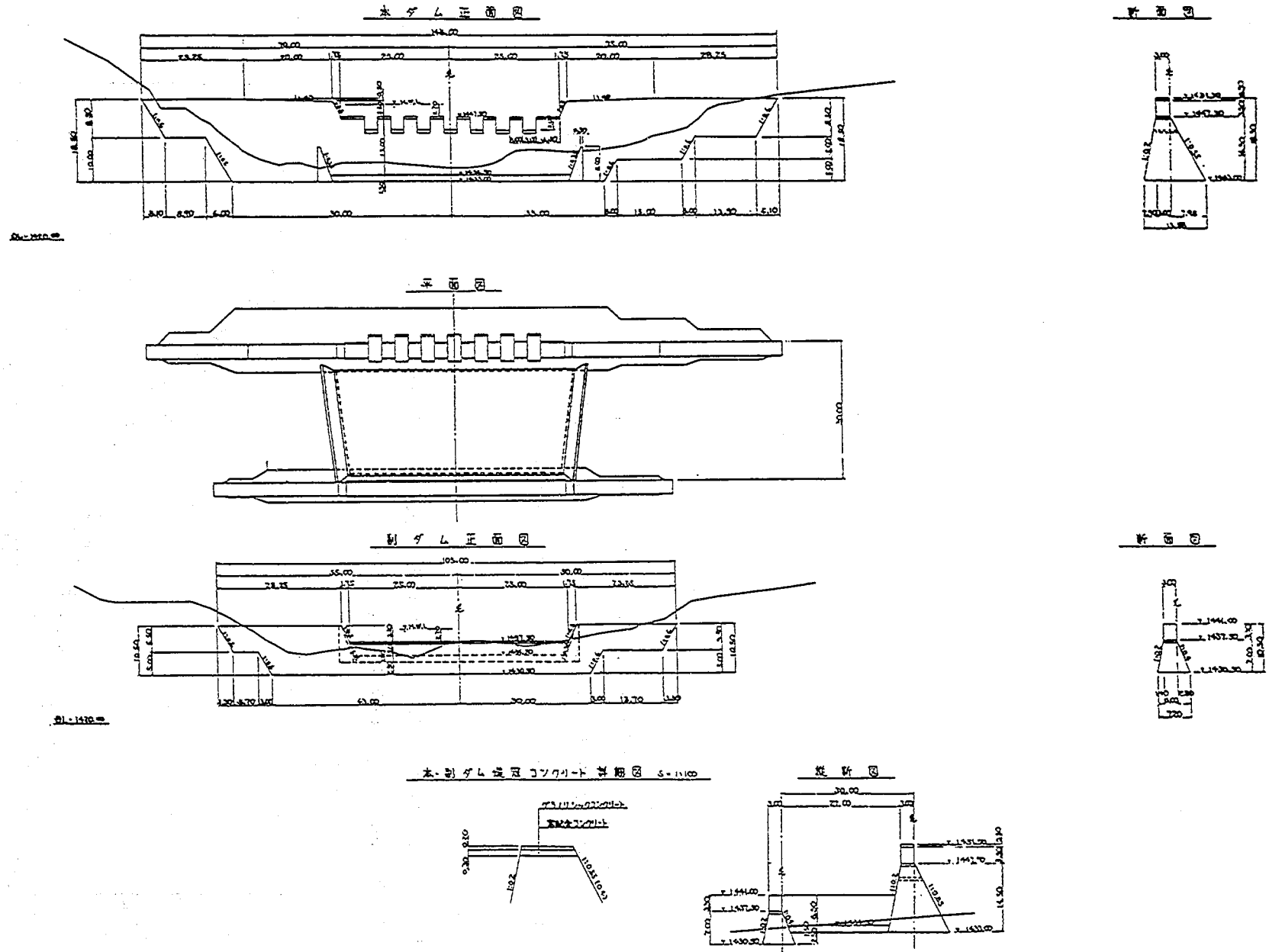


図-9 第6号砂防ダム(計画)構造図

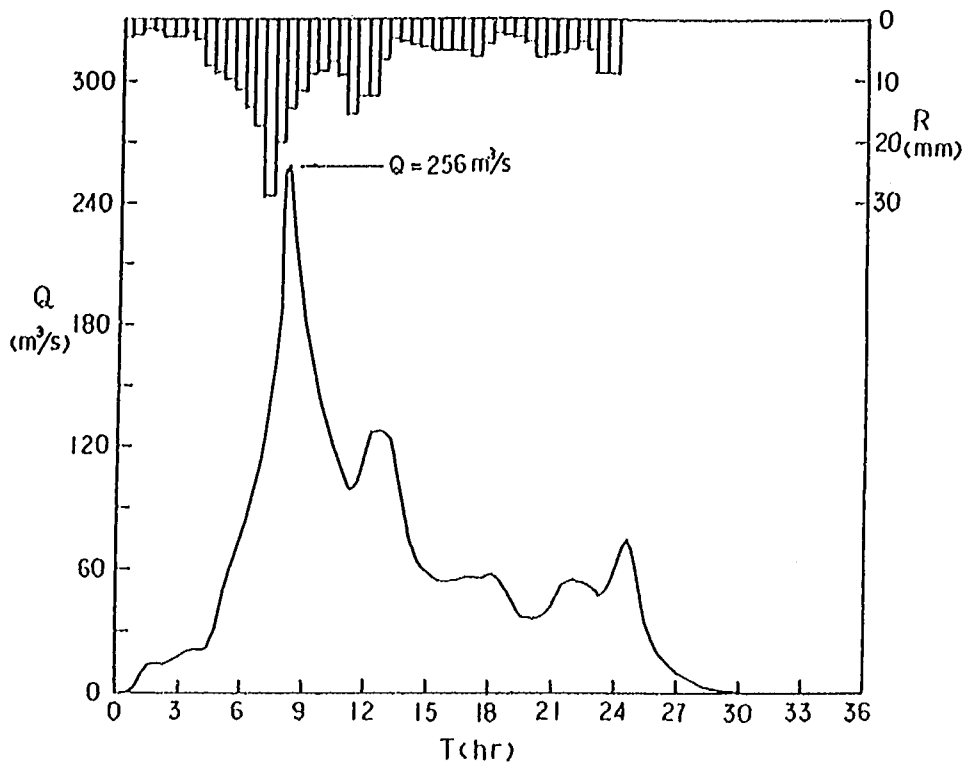


図-10 計画ハイエトグラフと計画ハイドログラフ

画流量ハイドロに対する流砂量を求め、これを1つの出水に対する計画流砂量とした。流砂量式で計算される土砂濃度は約3%で、計画流砂量は347,500 m³/1洪水になる。なお、計算条件は、治山ダム上流の平均河幅19.5 m、河床勾配1/13とし、マンニングの粗度係数は0.05に設定している。

2.6 河床材料

昭和63年の河床材料調査資料による河床材料の粒度分布を図-11に示す。図-11の河床材料の平均粒径(dm)は12.9 cmで、最大粒径は約200 cmである。

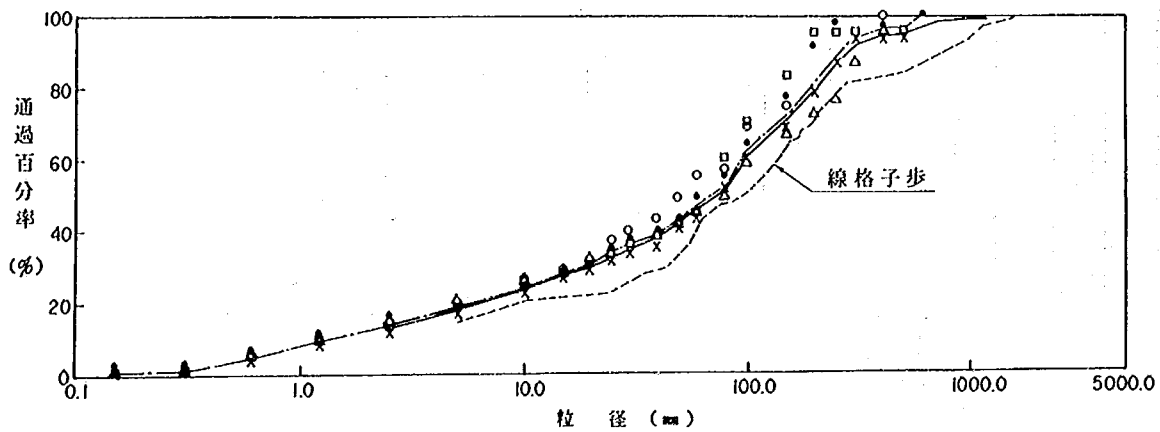


図-11 実験砂粒度分布曲線

3. 水 理 模 型 実 験

3.1 実験の目的と実験概要

3.1.1 実験の目的

必要な土砂調節効果を発揮するスリットの形状を検討する。計画調節量は $94,000 \text{ m}^3$ で、小支溪からの $42,500 \text{ m}^3$ の土石流の流出に備えて、一時的に堆砂した土砂を出水の後半及びその後の出水で流出させて、空容量を確保することが要求されている。

また、第5号砂防ダムと第6号砂防ダムの効果を河床変動とブナ林の保全の面から評価する。

3.1.2 実験概要

実験は、写真-1に示すように上流端を治山事業下流ダムとし、下流端を第3号砂防ダムとする延長約 1.7 km の区間を対象に、縮尺 $1/60$ の大きさで、幾何学的に相似な模型を製作して行った。

実験は、図-12に示すようなピーク流量が $256 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流量ハイドログラフに、後続流として $1 \sim 2$ 年超過確率流量の $80 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えて行った。この時給砂は行わなかった。

給砂材料と河床材料は、図-13に示す平均粒径 12.9 cm のものを使用した。給砂量は、芦田、高橋、水山の流砂量式で、河幅 19.5 m 、河床勾配 $1/13$ 、平均粒径 12.9 cm 、マンニングの粗度係数 0.05 として、各流量ごとの流砂量を求め、これを給砂量として模型の上流端から与えた。供給地点での土砂濃度は平均的に 3% であった。また、供給土砂量の総量は、計画流砂量の $347,000 \text{ m}^3$ となる。

水理諸量の縮率は、フルード相似側に従って表-2のように決った。なお、治山ダム～第6号砂防ダム区間に土石流が発生する危険のある小溪流が合流するが、この模型には取り入れていない。

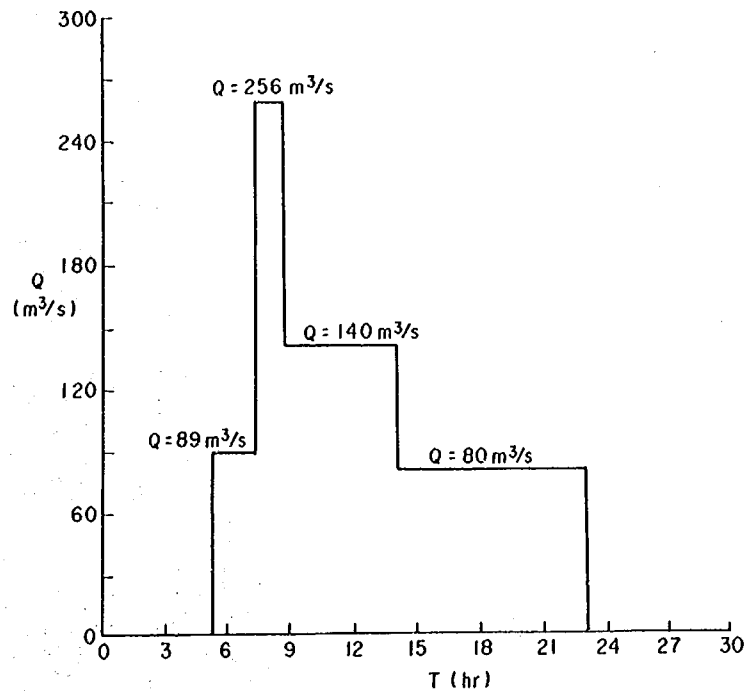


図-12 計画ハイドログラフと実験流量波形

3.1.3 スリットの形状

実験で検討する6つのタイプのスリットの形状を図-14に示す。タイプ1とタイプ2は、30年超過確率流量程度の $161 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対してスリットの大きさを決めたもので、それより大きい流量の時にはスリットの天

左保谷第3号
砂防ダム

ブナ林

キャンプ場

わさび平小屋

ブナ林

第6号砂防ダム計画地点

粗石コンクリートダム
(治山事業最下流ダム)

ブナ林

ブナ林

左保谷第5号ダム
砂防ダム

写真-1 模型 全景

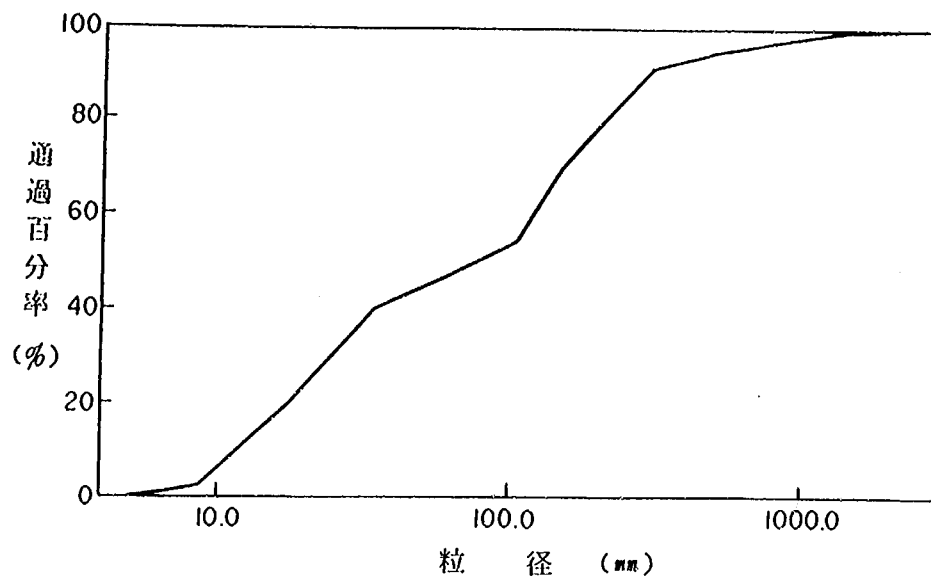


図-13 実験砂粒度分布曲線

表-2 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	水平成分 (X)	L	X_r	1 : 60
	鉛直成分 (h)	L	H_r	1 : 60
	勾 配 (h/X)	—	$H_r \cdot X_r^{-1}$	1 : 1
	面 積 (A)	L^2	$H_r \cdot X_r$	1 : 3,600
	体 積 (V_0)	L^3	$H_r \cdot X_r^2$	1 : 216,000
水理学的な諸量	フルード数 (Fr)	—	1	1 : 1
	流 速 (V)	$L \cdot T^{-1}$	$H_r^{1/2}$	1 : 7.75
	流 量 (Q)	$L^3 \cdot T^{-1}$	$X_r \cdot H_r^{3/2}$	1 : 27,885.5
	時 間 (T)	T	$X_r \cdot H_r^{-1/2}$	1 : 7.75
	圧力の強さ (P)	$F \cdot L^{-2}$	H_r	1 : 60
	粗度係数 (n)	$L^{-1/3} \cdot T$	$H_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2}$	1 : 1.98
	流量係数 (C)	—	1	1 : 1
	掃 流 力 (τ)	$F \cdot L^{-2}$	H_r	1 : 60
	エネルギー (E)	$F \cdot L$	H_r^4	1 : 12,960,000
	運 動 量 ($m \cdot V$)	$F \cdot T$	$H_r^{7/2}$	1 : 1,673,130

端を越流する。その他のタイプは計画流量の 256 m³/sec を流すことのできるスリットの大きさにしている。タイプ 3, タイプ 4, タイプ 5 のスリット深さは、副ダムの水褥池の水位より敷高が低くならない 7 m に設定した。この 7 m の高さは、堆砂肩の前面での跳水水深より大きい。タイプ 6 では、スリットの幅を 6 m, 深さを 9 m に設定した。深さを 9 m とするとスリット敷高と副ダムの水通し天端高との差は 1 m になる。

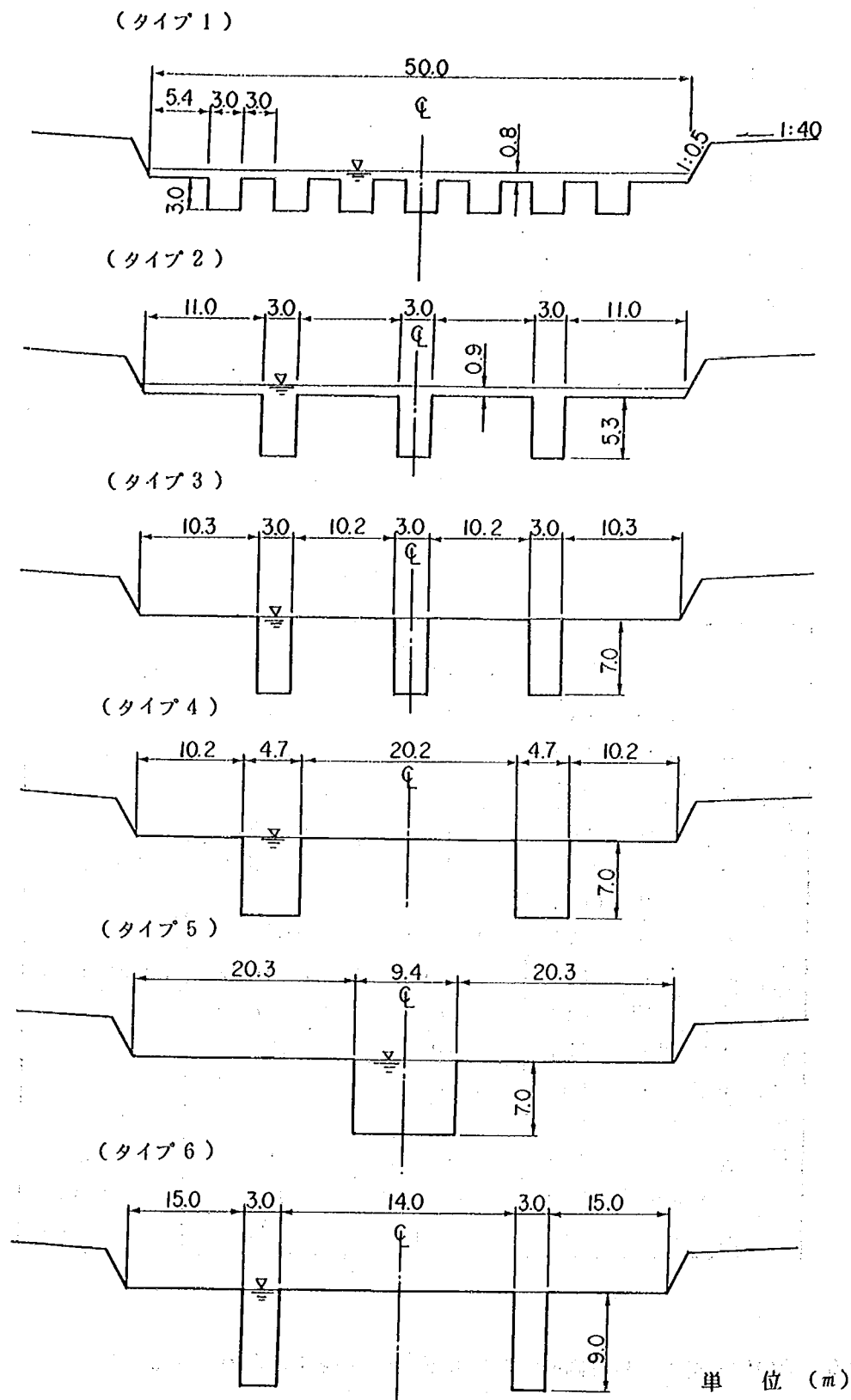


図-14 実験で検討するスリット形状

3.2 実験結果と考察

3.2.1 スリットの大きさと土砂調節効果の検討

スリットタイプ毎の堆砂量と排砂量の関係を図-15に示す。堆砂量は一つの出水中の最大堆砂量で、排砂量は、土砂の供給を行わない後続流の $80 \text{ m}^3/\text{sec}$ の出水で排砂された量である。計画流量以下の $161 \text{ m}^3/\text{s}$ を流せるスリットの大きさのタイプ1とタイプ2の堆砂量が他のタイプのスリットに比べて多い。この結果は、スリット幅が狭い程、多くの土砂を堆砂すること矛盾するので、このことについて明らかにする必要があり、以下に考察する。

(1) 初期河床高(計画堆砂面の高さ)に対する一つの出水後の河床の変化を測定断面ごとに計算して図-16、図-17、図-18に示している。スリットの敷高が高いタイプ1の場合に、拡幅部より上流で多くの土砂が堆積しているのに対して、敷高が低いタイプ4及びタイプ6では洗掘されている。この区間の河床の変動量の差が、砂防ダムの堆砂量に大きく影響している。このような河床の変動の差は、次のように説明できる。

設定した平時の計画堆砂面と現河床面との交差点を図-19に示しているが、スリット敷高が高いとこの交差点は、図-16でみるように狭窄部の直下流に位置するのに対して、スリット敷高が低いと拡幅部で、砂防ダムに近い位置で交差する。堆砂は、この勾配変化点に生じ、流下時間の経過とともに徐々に砂防ダムに向かって堆

砂が進むが、どのタイプにおいても、ピーク流量時では未満砂に近い。土砂が移動する様子を写真-2に示す。上流に河床勾配の変化点があるタイプ1、タイプ2の方が砂防ダムへ土砂が到達する時間が長い。写真-2でみるように出水後半の $140 \text{ m}^3/\text{s}$ になると、土砂はほぼ砂防ダムに到達するが、やはり、タイプ1、タイプ2のスリットの方が土砂の移動速度が遅い。

上述のような現象が生じるのは、初期河床高に加えて、計画流量ハイドログラフの前期流量の継続時間が短いことによるもので、堆砂肩を形成するのに必要な水深が生じていても、砂防ダム近傍に堆砂が少ないため、スリットの効果が発揮されていない。

(2) スリットタイプ毎にスリットから流出する土砂量の時間的な変化を図-20に示しているが、ピーク流量から $140 \text{ m}^3/\text{sec}$ に変化する時、せき上げ水位差の大きい、スリットの深さが7mのタイプの場合に流砂量が多くなり、砂防ダム近傍の土砂の移動が活発になる結果、出水後半の流砂量が多くなった。スリット幅6m、高さ9mのタイプ6の場合は、せき上げ水位が高いため急激な土砂の流出はなく、出水後半の流砂量

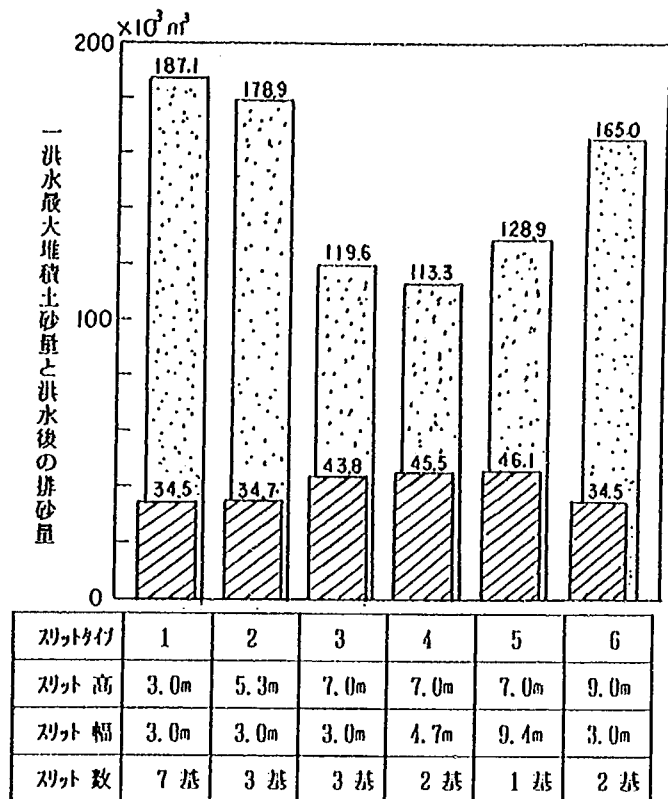
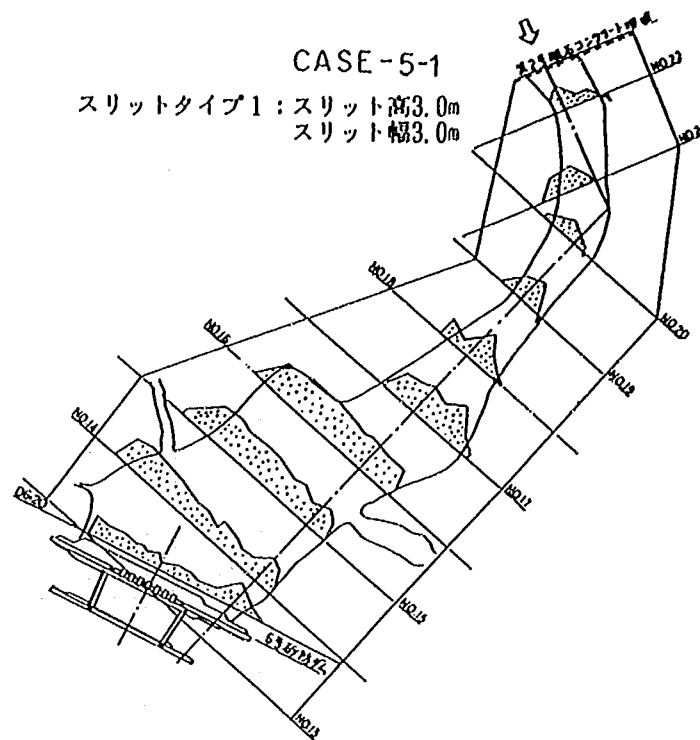
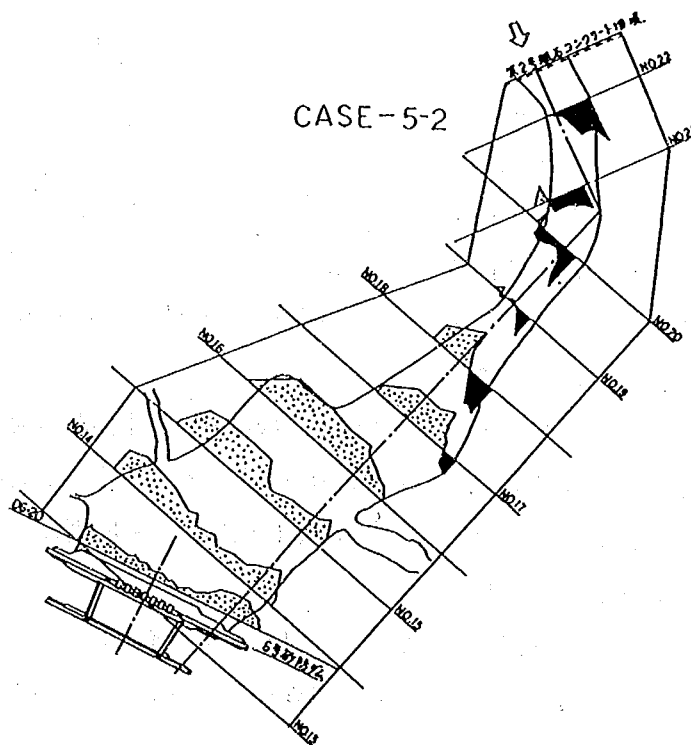


図-15 6号砂防ダムの堆積土砂量と排砂量



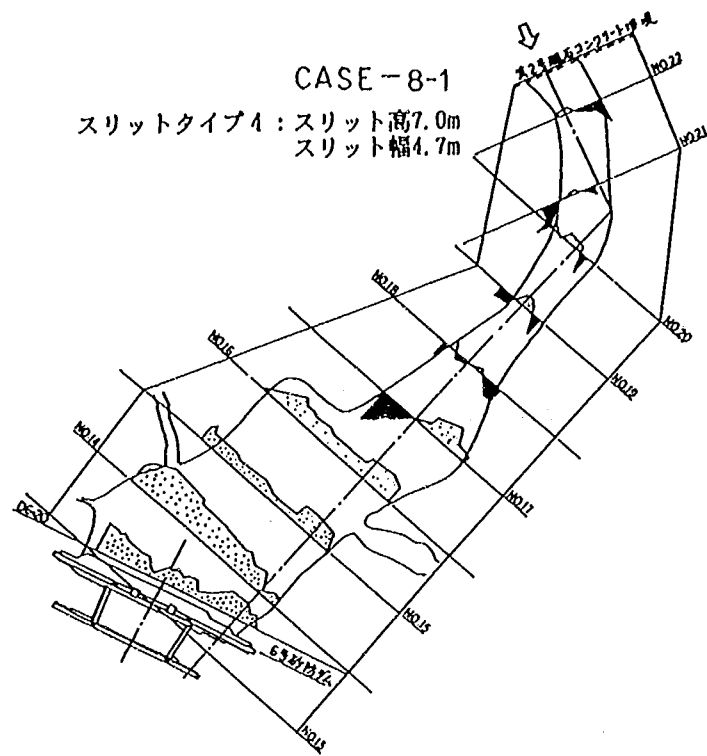
(1) 1つの出水後の河床の変化



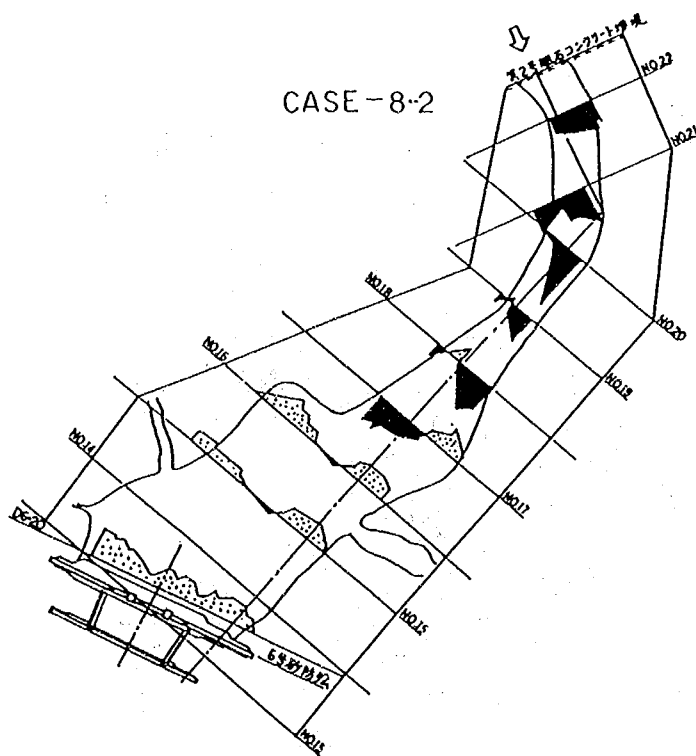
(2) 後続流後の河床の変化

タイプ1

図-16 初期河床に対する河床の変化



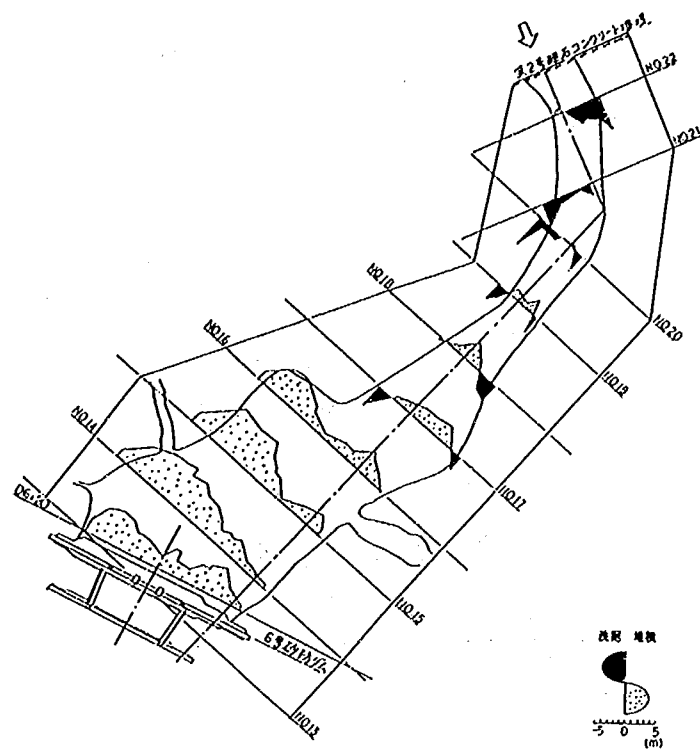
(1) 1つの出水後の河床の変化



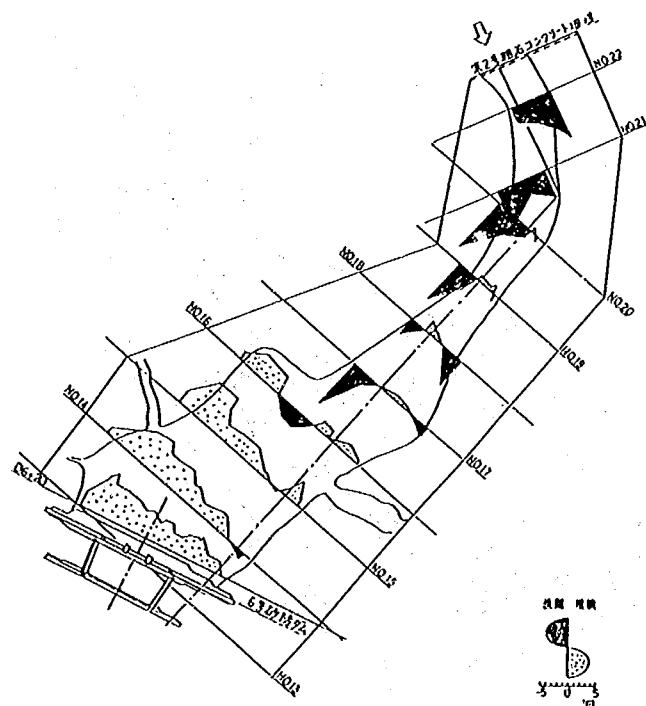
(2) 後続流後の河床の変化

タイプ4

図-17 初期河床に対する河床の変化



(1) 1つの出水後の河床の変化



(2) 後続流後の河床の変化

タイプ 6

図-18 初期河床に対する河床の変化

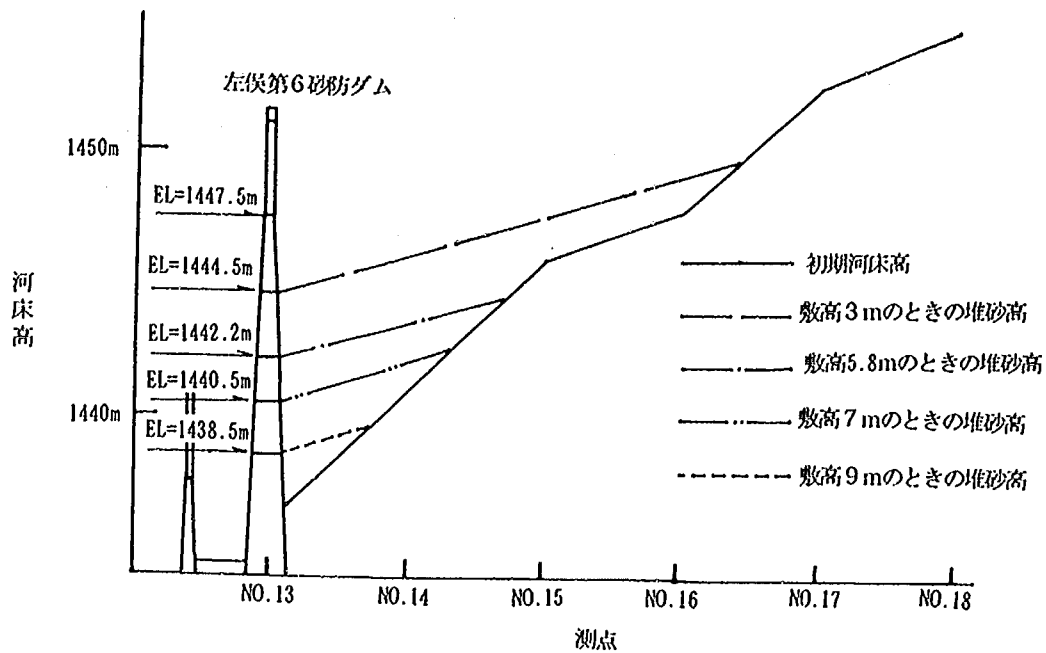


図-19 平時の計画堆砂面勾配と現在の河床勾配との交差点

も少ない。一方、スリット高が3mのタイプは、流量が140 m³/sec に変化する時点で、土砂が砂防ダムに十分に到達していないので、土砂の流出は少なく、河床の変化も小さい。この結果、出水後半に堆砂が上流に向かって進行することになった。

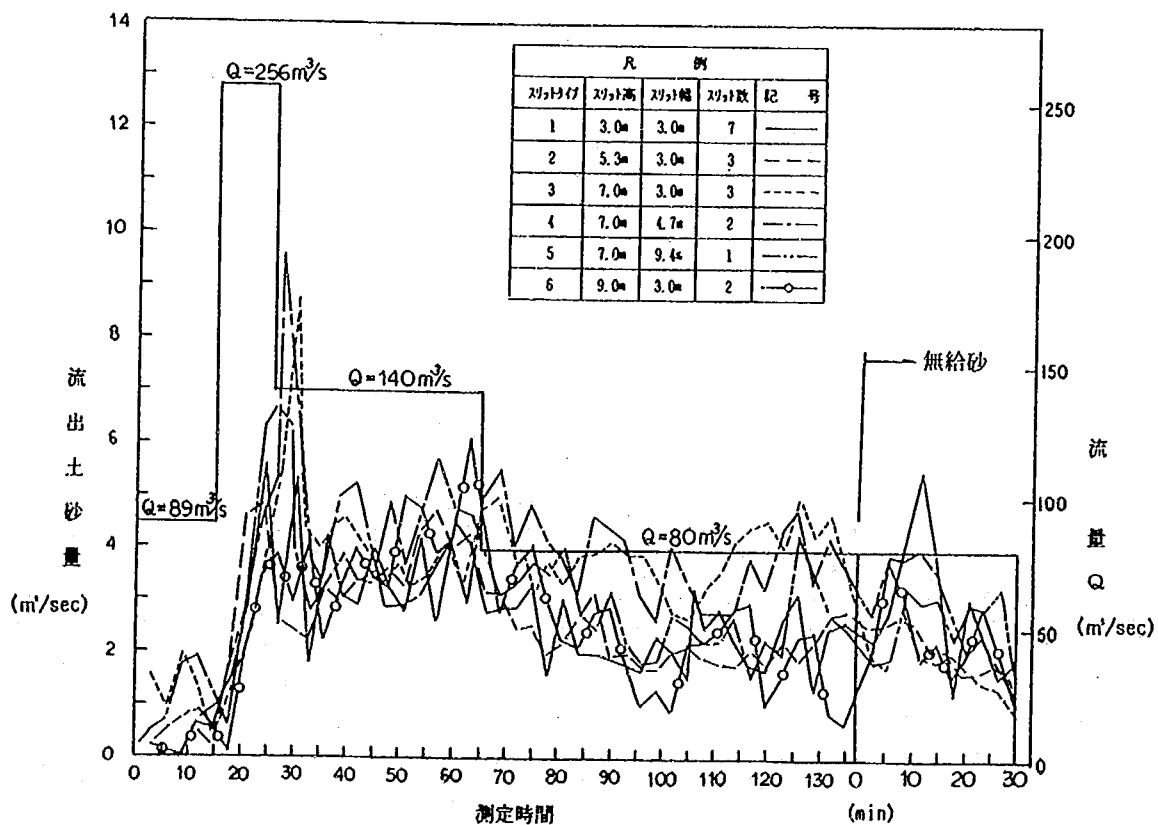


図-20 流出土砂量の時間的变化

上述のように流量 $140 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の土砂の移動量が、出水中の最大堆砂量に大きな影響を与えた。

(3) 累積土砂量の時間的な変化を図-21に示す。スリット敷高が低いと一つの出水及びそれに後続する出水で流出する土砂が多い。これは、上述のように初期河床高と計画流量ハイドロの影響によるもので、スリットの大きさを評価したものではない。実際に、スリットの幅を 6 m にすると、スリットの効果が発揮されている。発生頻度の高い流量によって、砂防ダム近傍まで堆砂が進むことは十分に考えられる。また、流量ハイドログラフが異なる出水も考慮すると、スリットの効果を発揮する幅 6 m 、深さ 9 m のスリットを計画する方が安全である。

凡 例				
スリットタイプ	スリット高	スリット幅	スリット数	記 号
1 c-4	3.0 m	3.0 m	7	————
1 c-5	3.0 m	3.0 m	7	-----
2	5.3 m	3.0 m	3	--- --
3	7.0 m	3.0 m	3	-----
4	7.0 m	4.7 m	2	—○—
5	7.0 m	9.4 m	1	—▽—
6	9.0 m	3.0 m	2	—●—

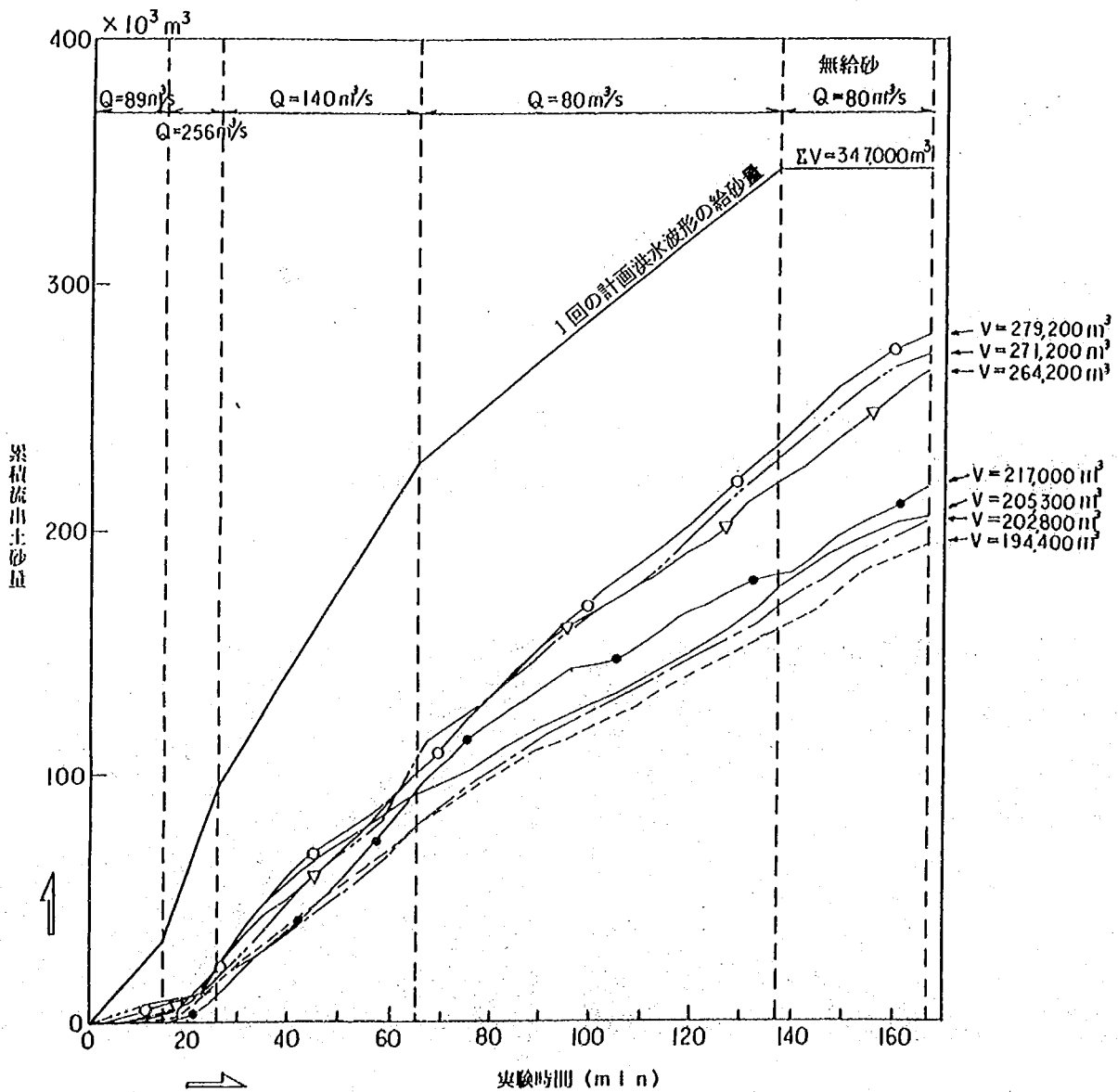
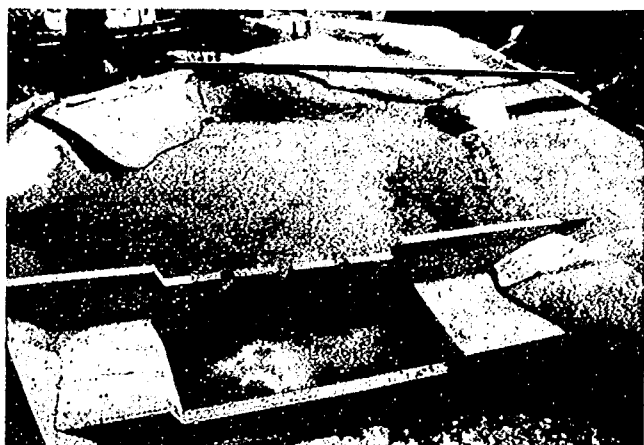
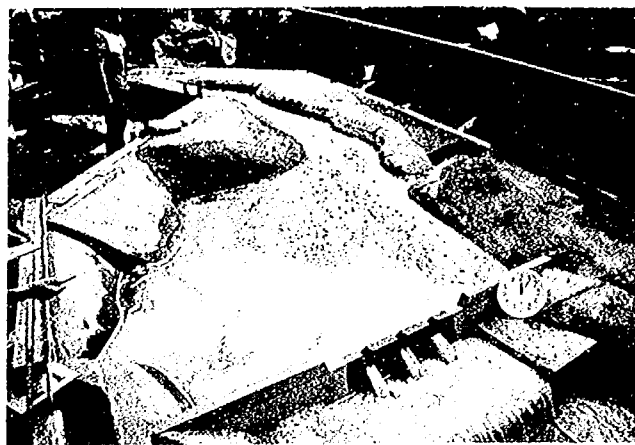


図-21 給砂及び流出土砂の累積土砂量の時間的变化 (6号ダム地点)



① 第6号砂防ダムのスリット形状



② $Q = 89 \text{ m}^3/\text{s}$, 5分



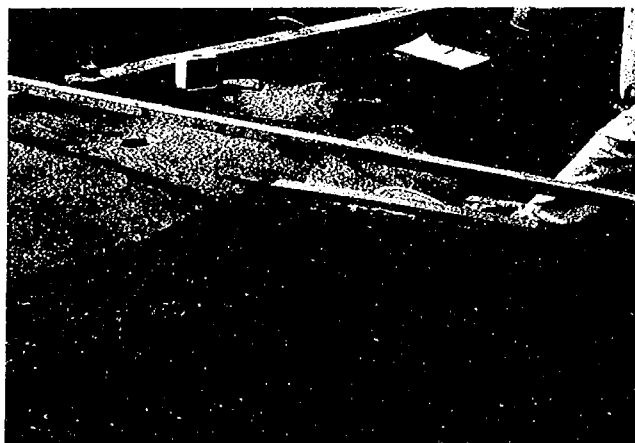
③ $Q = 89 \text{ m}^3/\text{s}$, 10分



④ $Q = 89 \text{ m}^3/\text{s}$, 13分



⑤ $Q = 256 \text{ m}^3/\text{s}$, 20分



⑥ $Q = 256 \text{ m}^3/\text{s}$, 20分
袖天端から0.7 m下まで水位が上昇する。

写真-2 土砂移動の時間的变化 (タイプ2)



⑦ $Q = 256 \text{ m}^3/\text{s}$, 25分



⑧ $Q = 256 \text{ m}^3/\text{s}$, 25分



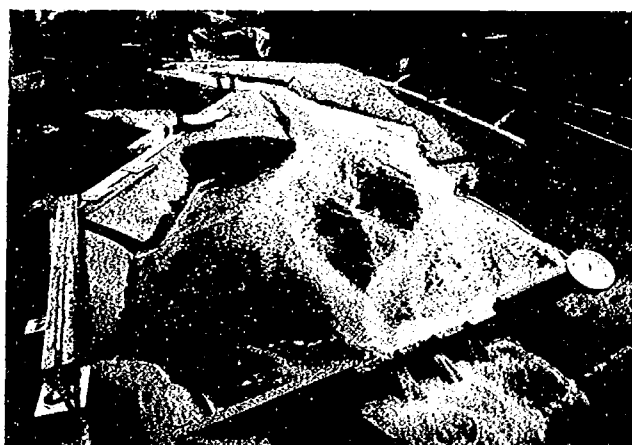
⑨ $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 28分



⑩ $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 29分

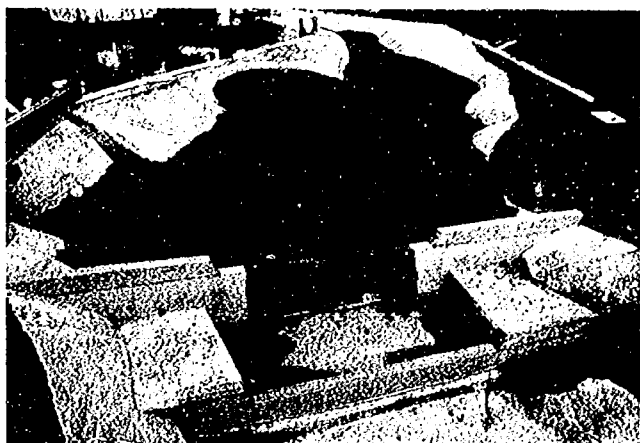


⑪ $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 36分

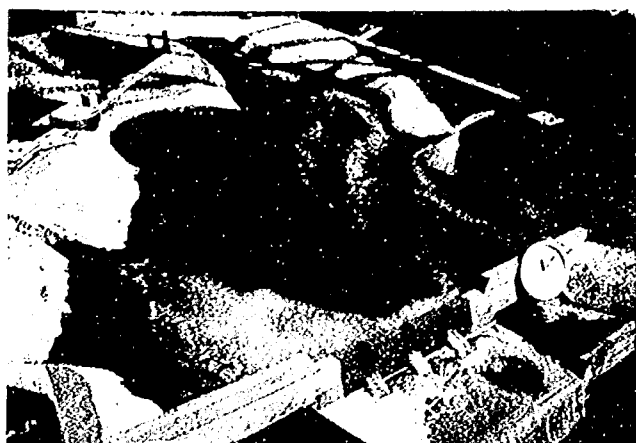


⑫ $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 45分

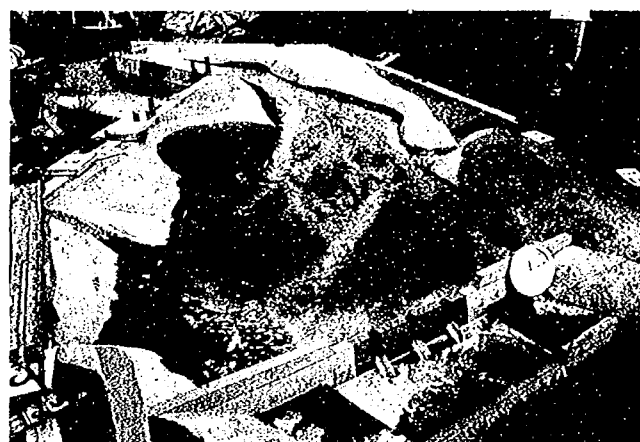
写真-3 土砂移動の時間的变化(タイプ2)



① 第6号砂防ダムのスリット形状



② $Q = 89 \text{ m}^3/\text{s}$, 10分



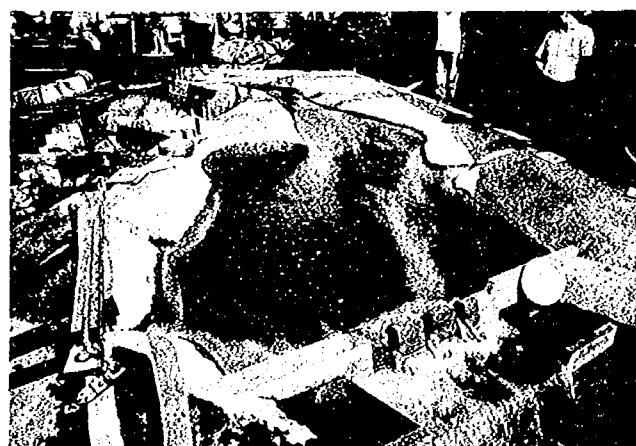
③ $Q = 89 \text{ m}^3/\text{s}$, 15分



④ $Q = 256 \text{ m}^3/\text{s}$, 18分

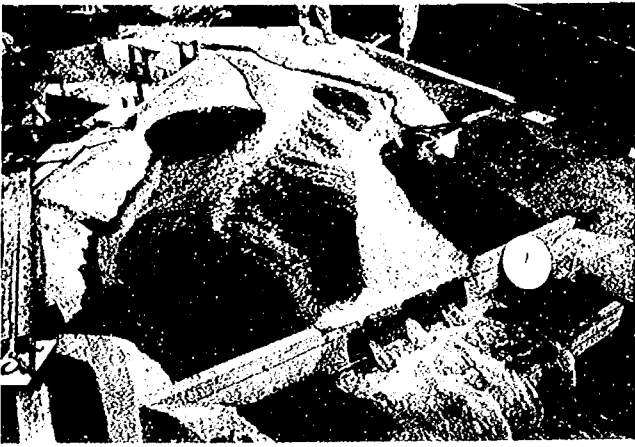


⑤ $Q = 256 \text{ m}^3/\text{s}$, 20分

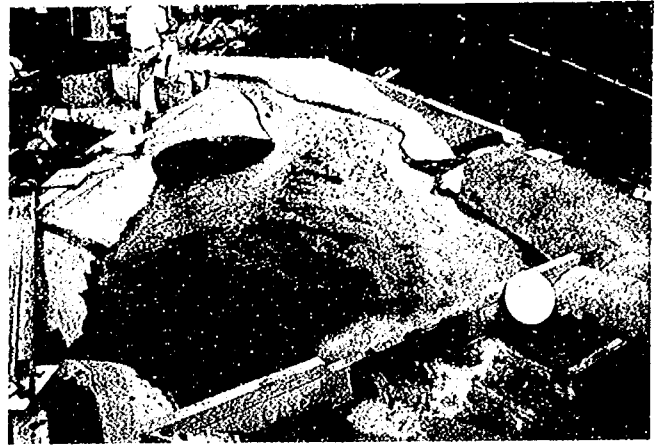


⑥ $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 28分

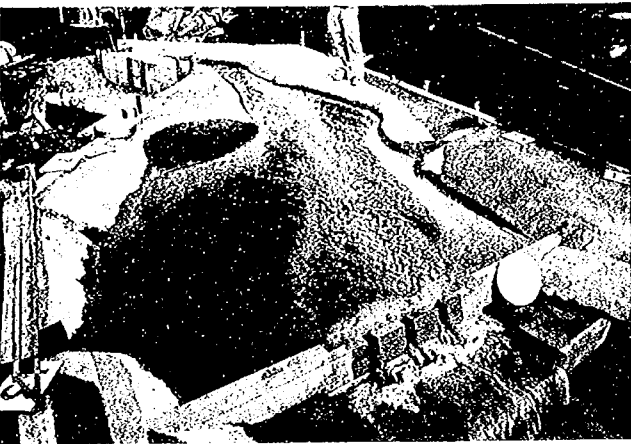
写真-4 土砂移動の時間的变化(タイプ3)



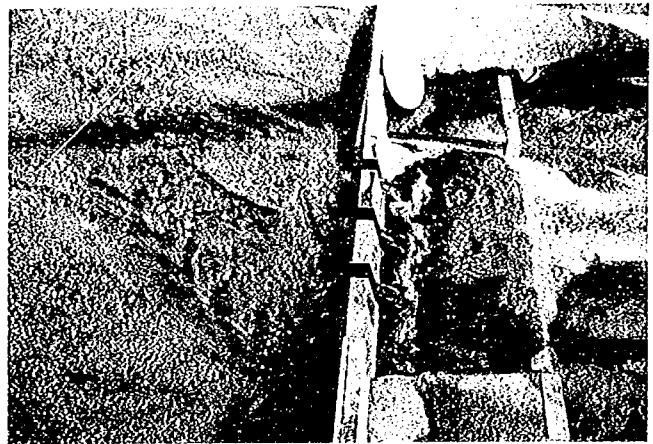
⑦ $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 47 分



⑧ $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 55 分



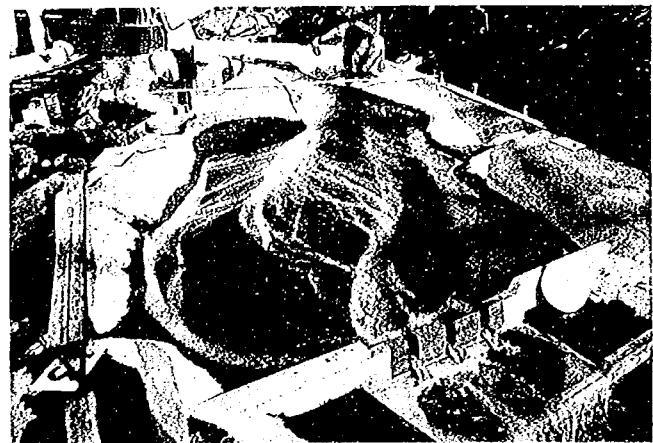
⑨ $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 60 分



⑩ $Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 65 分

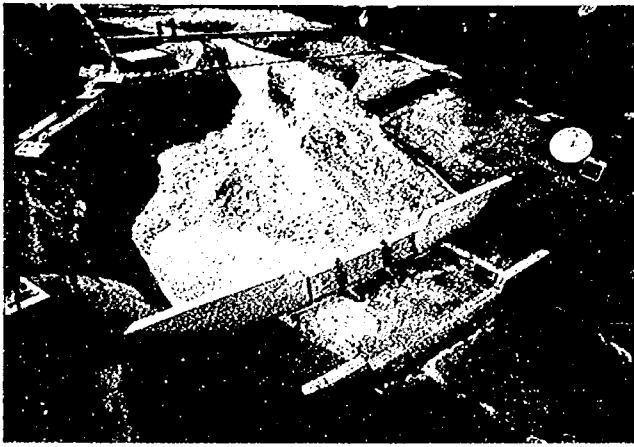


⑪ $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, 68 分

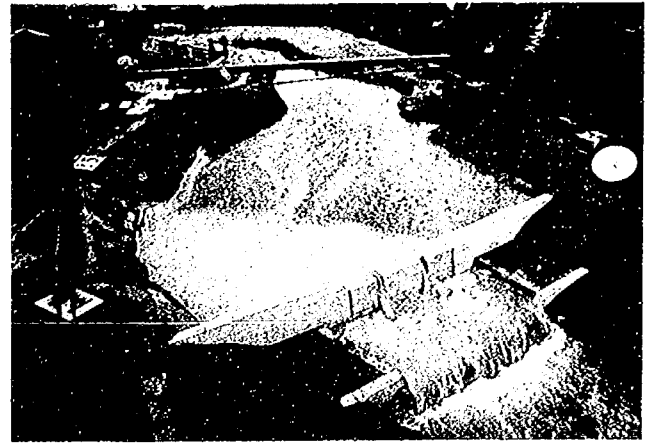


⑫ $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, 77 分

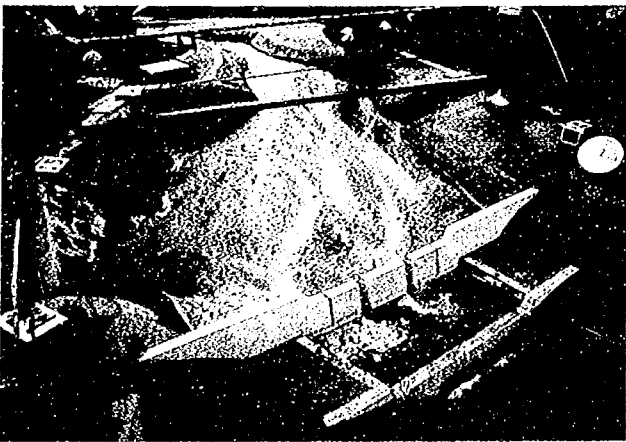
写真-5 土砂移動の時間的变化 (タイプ3)



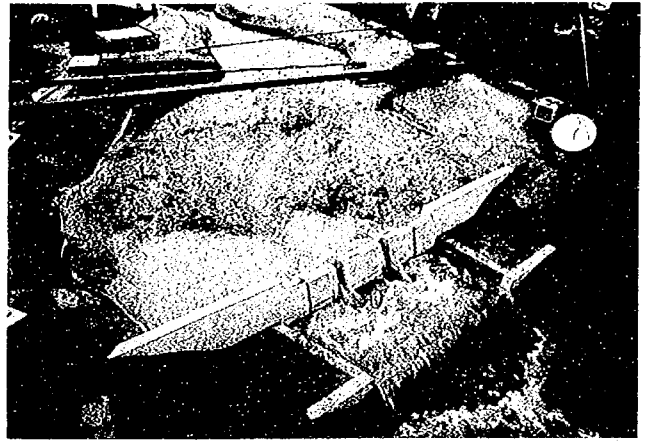
$Q = 89 \text{ m}^3/\text{s}$, 10分



$Q = 256 \text{ m}^3/\text{s}$, 22分

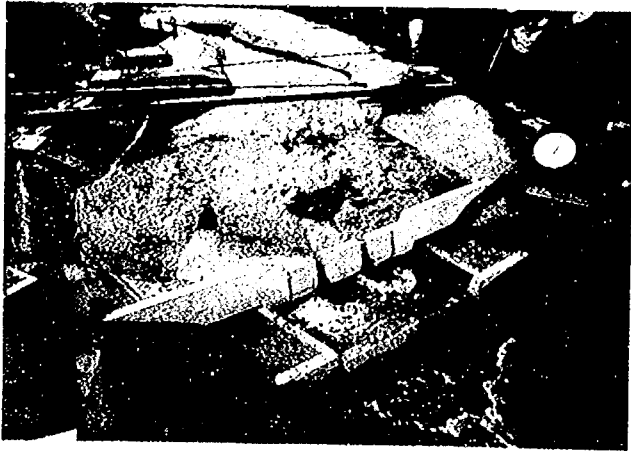


$Q = 89 \text{ m}^3/\text{s}$, 15分

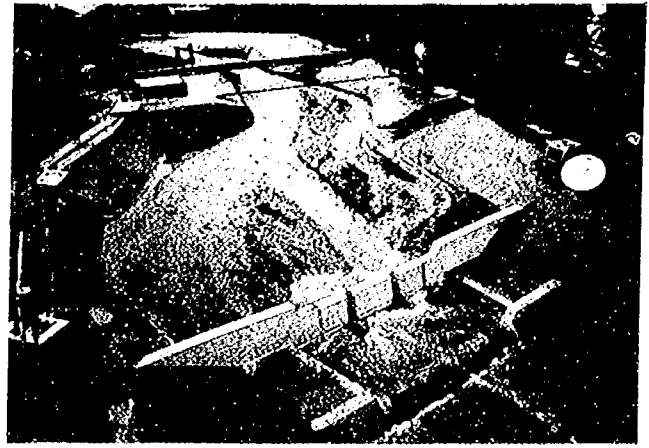


$Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 27分

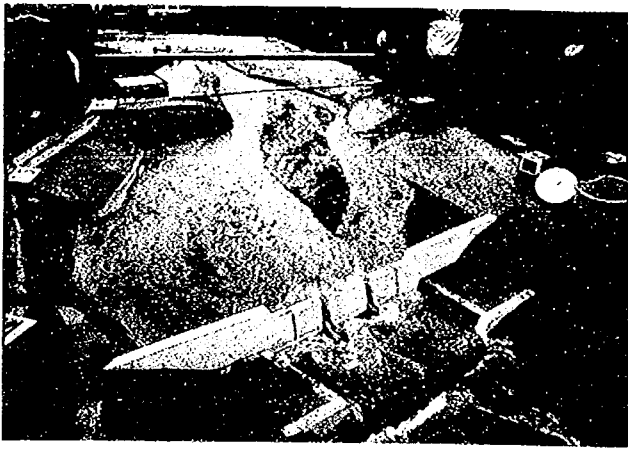
写真-6 土砂移動の時間的变化(タイプ6)



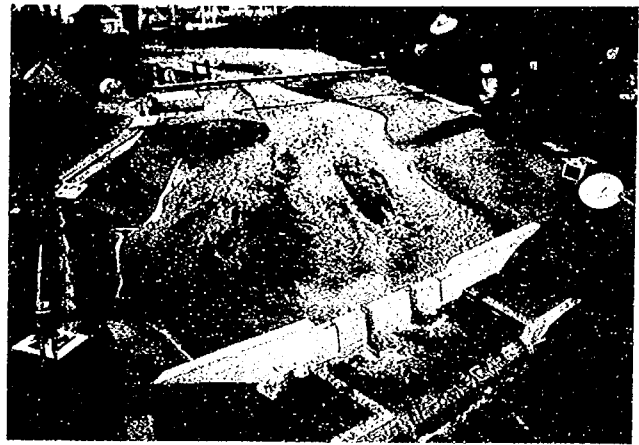
$Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 28分



$Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 42分

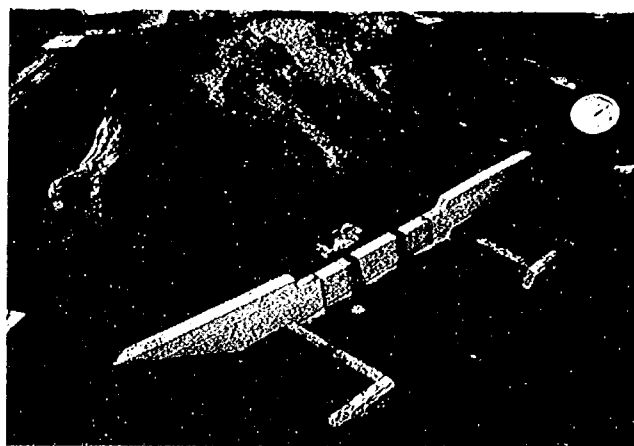


$Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 37分

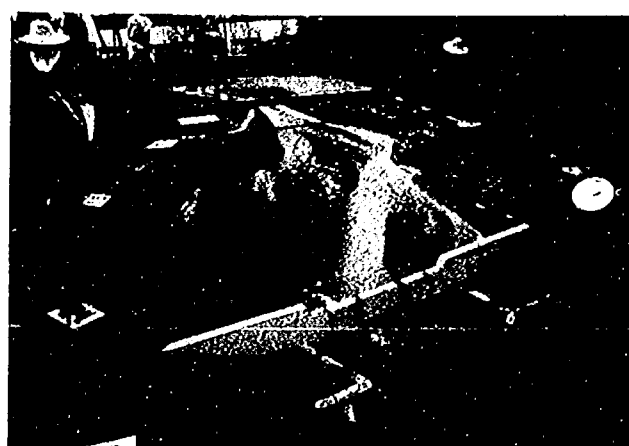


$Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 52分

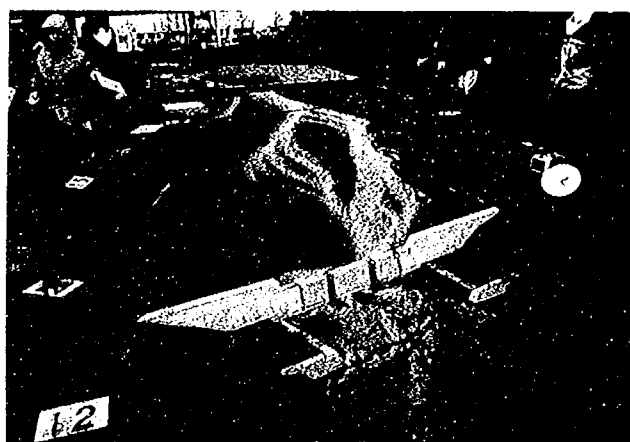
写真-7 土砂移動の時間的变化(タイプ6)



$Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, 66 分



$Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, 98 分

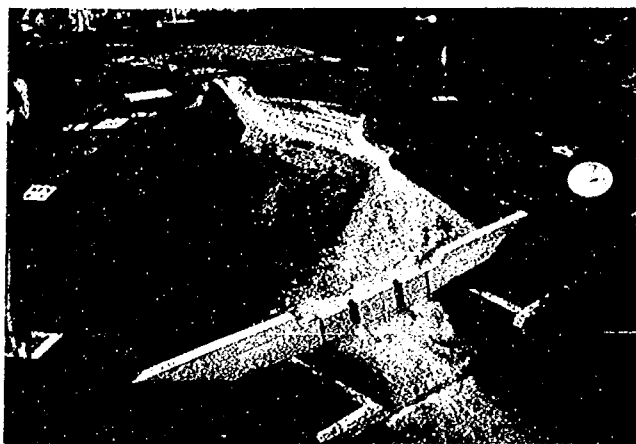


$Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, 80 分

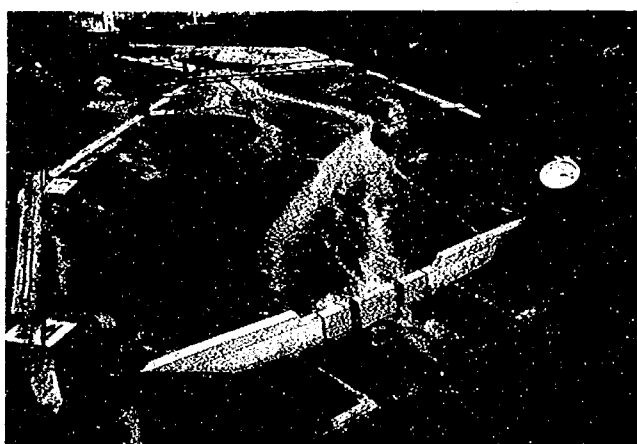


$Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, 107 分

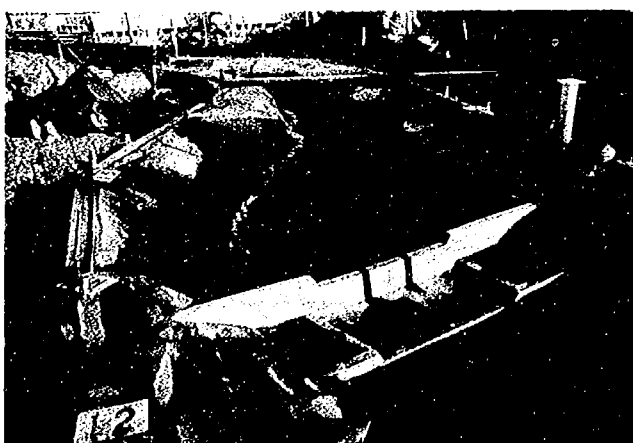
写真-8 土砂移動の時間的変化(タイプ6)



$Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, 120 分



$Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, 135 分



1 洪水終了時

写真-9 土砂移動の時間的变化(タイプ6)

3.2.2 砂防ダム前庭保護工の検討

計画された第6号砂防ダムの水叩きの長さと同副ダムの高さは、スリットが閉塞した状態を予想して、次式の経験式を適用して決めている。

$$\left. \begin{aligned} L &= 2 (H_1 + h_3) \\ H_2 &= \frac{1}{3} H \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、
 L : 本、副ダム間の長さ
 H : 本ダムの高さ
 H_1 : 水叩き天端からの本ダムの高さ
 H_2 : 本副ダムの重複高
 h_3 : 本ダムの越流水深

である。前庭保護工の形状を計画流量時の水面計の測定結果と共に図-22に示す。射出水の十分な跳水を前提とした半理論式で計算される本副間の距離は52m、副ダムの高さは6.8mで、経験式の方が本副間の距離は短かく副ダムの高さは低い。流量が256 m³/sの時の本副ダム間の流況を写真-10に示す。水罫池内では跳水が生じている。副ダム下流の洗掘は、一時的に副ダム基礎下1.5m程度となり、副ダムの基礎の状態によって、洗掘長に同じ長さ20m程度の護床工を行うか、または基礎を深くする等の対応が必要になる。副ダム下流で洗掘される状況は図-23と図-24のようである。

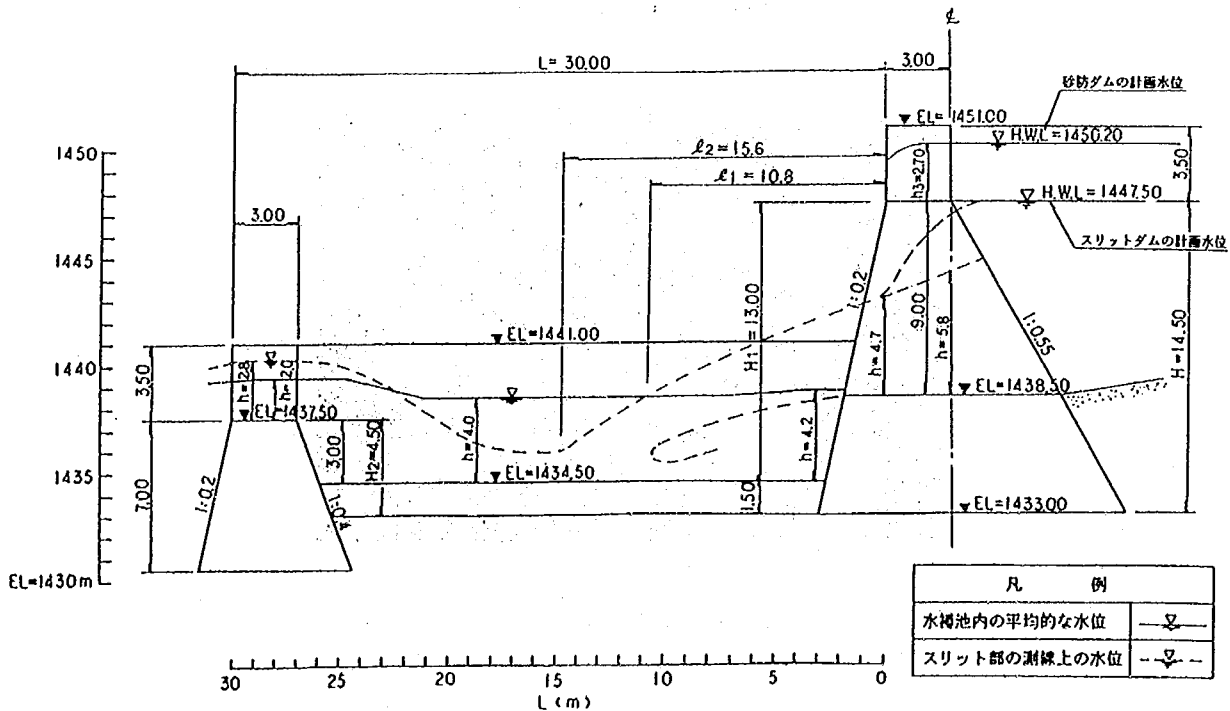
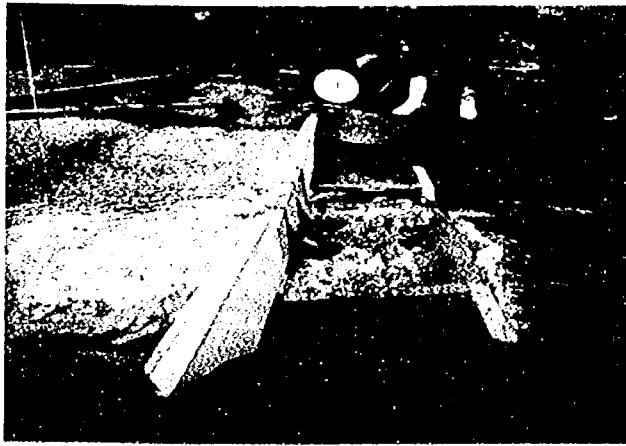
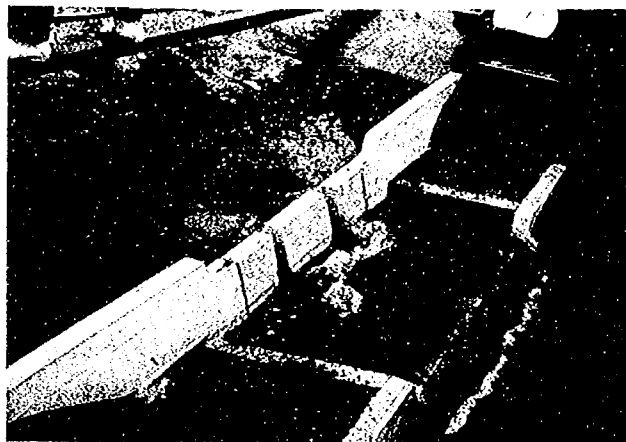


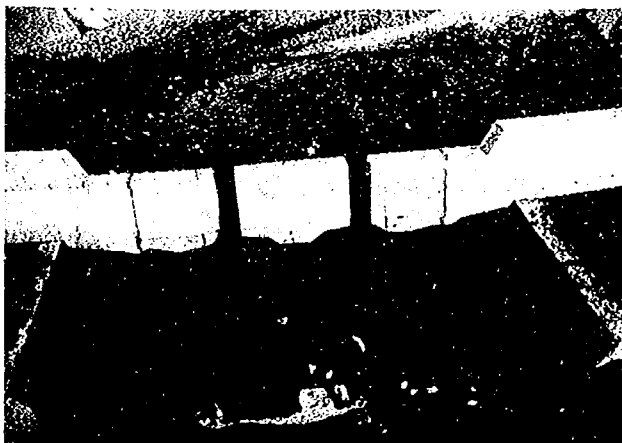
図-22 第6号砂防ダム水罫地内の水面形状 (Q = 256 m³/sec 時)



$Q = 256 \text{ m}^3/\text{s}$, 19分

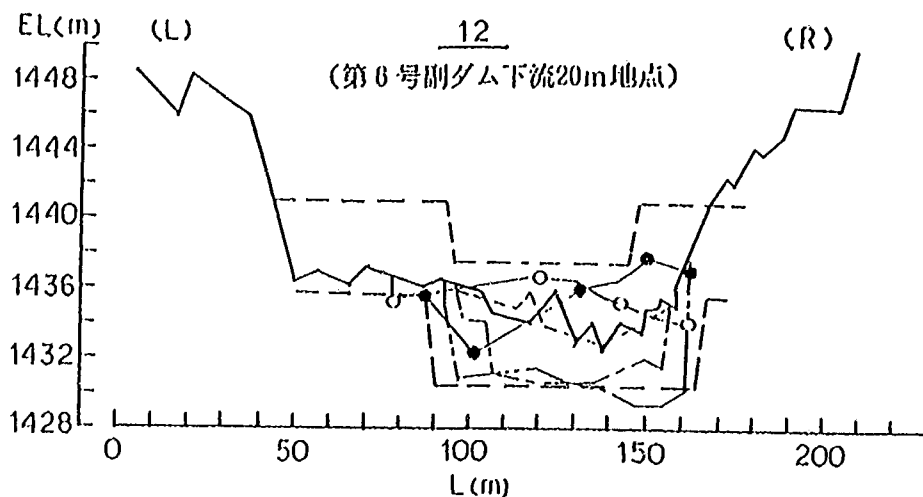


$Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$, 40分



1 洪水終了後

写真-10 タイプ6のダム付近の土砂移動の時間的变化



条件：給砂量 347,000 m³

図-23 河床高の時間的变化

水褥池は出水の後半に流出する土砂で埋まる。止水時に写真-10に示すような少量の土砂がスリットの近傍に堆積するが、スリット深が大きいので、土砂の流出を阻害するようなことはないと判断される。

3.2.3 砂防ダムが河床変動に与える影響

治山ダム～左俣第3号砂防ダムの区間を対象に、左俣第5号砂防ダムと第6号砂防ダムの設置が、河床の変動に与える影響を第3号砂防ダムの流砂量及び河床の変化量から検討した。その結果を図-25と図-26に示す。

流出土砂量の時間的な変化は、図-25に示すように、無施設の場合に、土砂の供給がないと、最下流端の砂防ダムを通過する土砂量は少なくなる。一方、土砂が上流から供給されると、砂防ダムを設置しても、最下流端の砂防ダムを通過する土砂量は、無施設で土砂の供給のないときの土砂量と、ほとんど差がない。このことから、自然河道の土砂調節量が多いこと、また、上流域で土砂の生産を抑制する砂防工事が重要であることが分かる。

図-25より第6号砂防ダムから出水後半に流出する土砂は、第3号砂防ダムより下流の河床変動に与える影響は小さいことが分かる。また、砂防ダムは、ピーク流量時における土砂の流出を½程度に減少でき、出水後半の土砂流出を遅らせる効果があることが分かる。

出水前の河床高に対する出水直後の河床高の変化を測定して土砂の変動量を求め、砂防ダムの区間ごとの土砂の収支を行った。その結果を図-26に示す。

第6号砂防ダムを設置すると、砂防ダム上流の河床の低下が防止される。第5号砂防ダムは、多くの土砂を堆砂するので下流の区間に堆砂する土砂量が、その分少なくなる。第5号砂防ダムと第6号砂防ダムを設置すると各砂防ダム間の堆砂量は均等化され、河床の上昇による乱流、蛇行する流れが弱まって後述するように溪岸侵食が軽減される。また、堆砂量の均等化は、異常土砂の流出に備えた調節量が確保されることになり、土砂の移動速度を遅くし、大きな出水時に最下流端の砂防ダムからの急激な土砂の流出が軽減される。

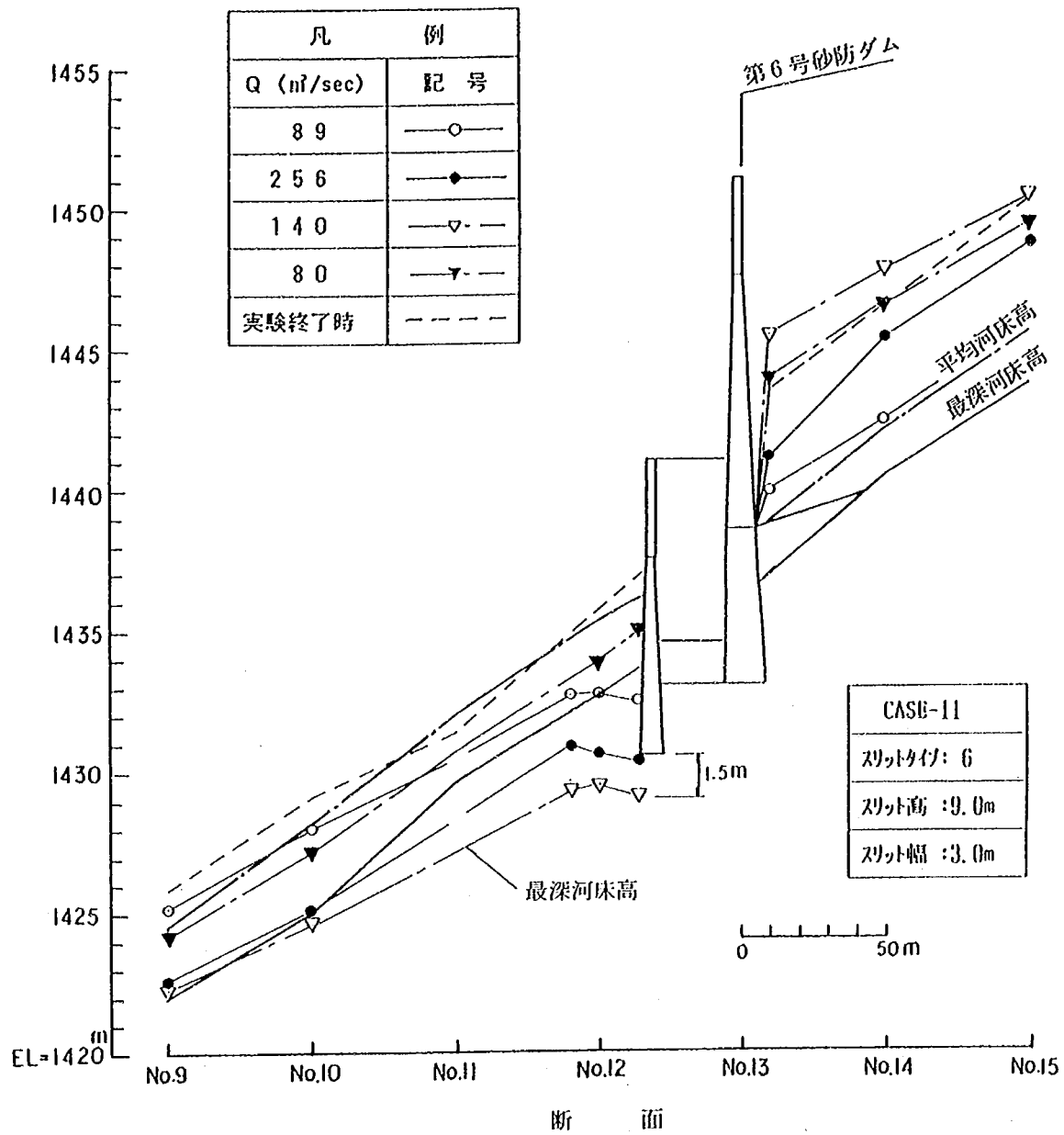


図-24 第6号砂防ダム前庭部の洗掘状況

CASE	河道形態	給砂量	記号
0	5号ダム設置	347,000 m^3	—○—
1	5号ダム設置	0 m^3	-----
2	現況河道	0 m^3	-----
3	現況河道	347,000 m^3	-----
10	5.6号ダム設置	347,000 m^3	————

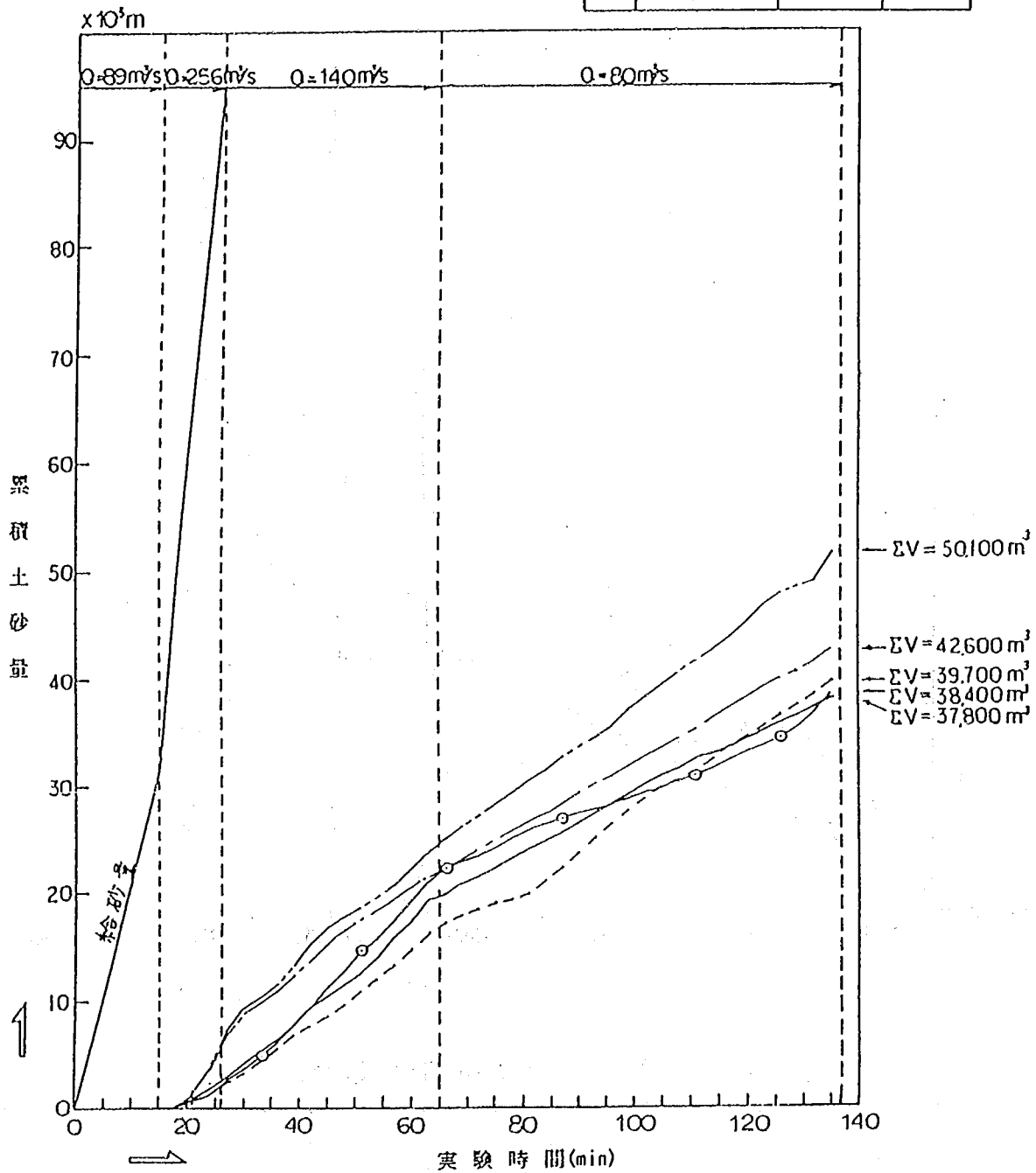
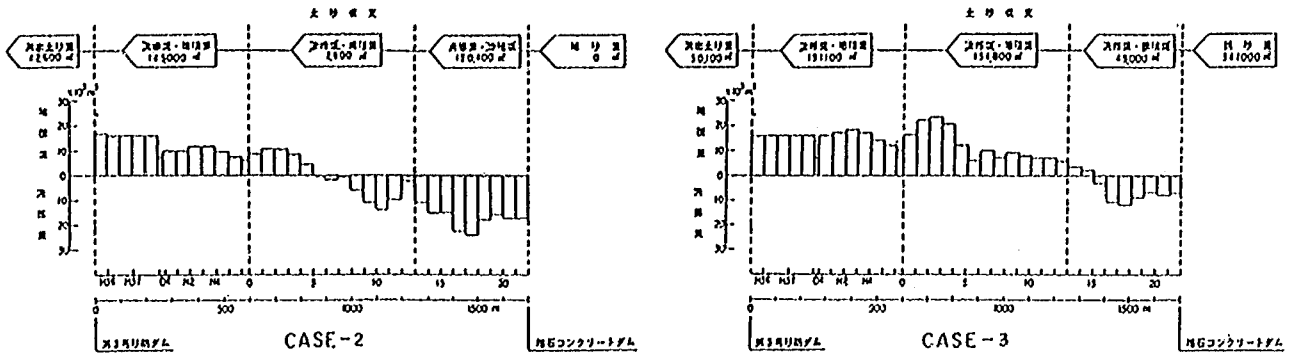
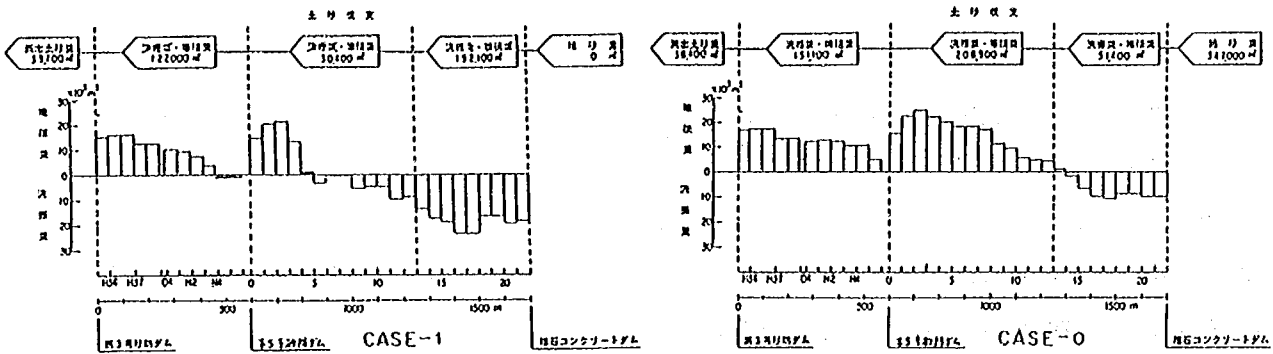


図-25 累積土砂量の時間的变化

現況河床



第5号ダムを設置



第5号 - 6号ダムを設置

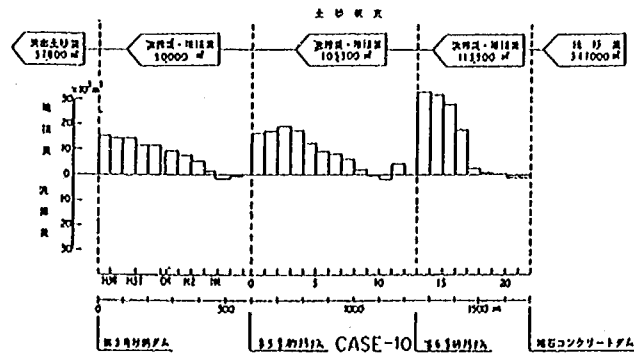


図-26 河床変動量の縦断的变化

3.2.4 砂防ダムがブナ林の保全に与える影響

ブナ林が生育する溪岸の侵食は、屈曲する河道地形による蛇行する流れ、幅の広い河道内で主流路を形成して蛇行する流れ、自然河道の拡副部や砂防ダムの堆砂地及び砂防ダム下流における土砂の堆積による乱流、蛇行する流れによって生じるものと考えられる。実験によると、現況河道においては、第6号砂防ダムを計画する付近で溪岸侵食が最も顕著に起る。

現況河道及び第5号砂防ダムと第6号砂防ダム（スリットタイプ5）を設置したときの溪岸侵食の過程を写真-11と図-27及び図-28に示し、溪岸侵食の程度を侵食面積をもって図-29に整理した。侵食幅は、全区間と、全区間を以下の3つのブロックに分割して示した。第1ブロックは第5号砂防ダムの下流、第2ブロックは第5号砂防ダムの堆砂地で、第3ブロックは第6号砂防ダム～第5号砂防ダムの堆砂地上流端の区間である。図-29において、第6号砂防ダム下流の第3ブロックの侵食面積が最も大きい。この区間の侵食面積が大きいのは、現状河道において土砂が堆積しやすく、また、第6号砂防ダムを配置した場合には、出水後半に流出する土砂が堆積して、流れが乱流、蛇行する結果である。また、同区間において第6号砂防ダムを配置すると、流砂量が減少し、その結果、侵食幅は無施設の場合の $\frac{1}{3}$ 程度に低減される。また、出水の前半は、スリットから流出する土砂が少なく、水は現在の主流路に沿って流れるので、溪岸は侵食されない。

第5号砂防ダムの堆砂地（第2ブロック）の溪岸侵食は、砂防ダムの無い場合に比べて少し大きくなる程度で、ダム堆砂が溪岸侵食に与える影響は小さい。第5号砂防ダム下流区間においても砂防ダムの設置が溪岸侵食の程度に与える影響は小さい。

全区間の溪岸侵食面積は、第6号砂防ダムを設置すると減少する。特に、土砂の流出が少ない出水前半の侵食面積が小さく、第6号砂防ダムが溪岸侵食を低減する効果の大きいことが分かる。これに対して第5号砂防ダムが溪岸侵食幅に与える影響は小さいと云える。

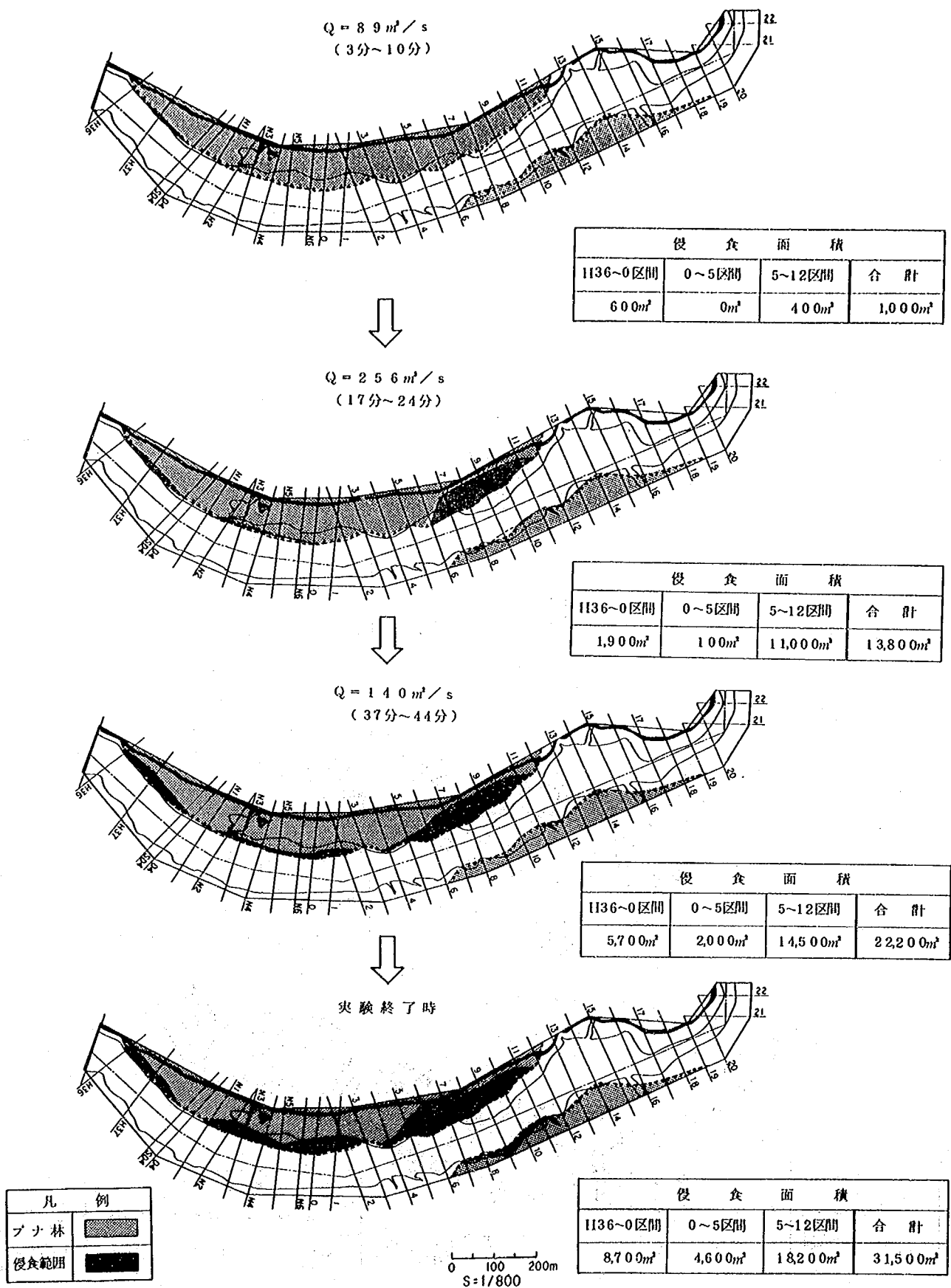


図-27 ブナ林の侵食の時間的变化 (現況)

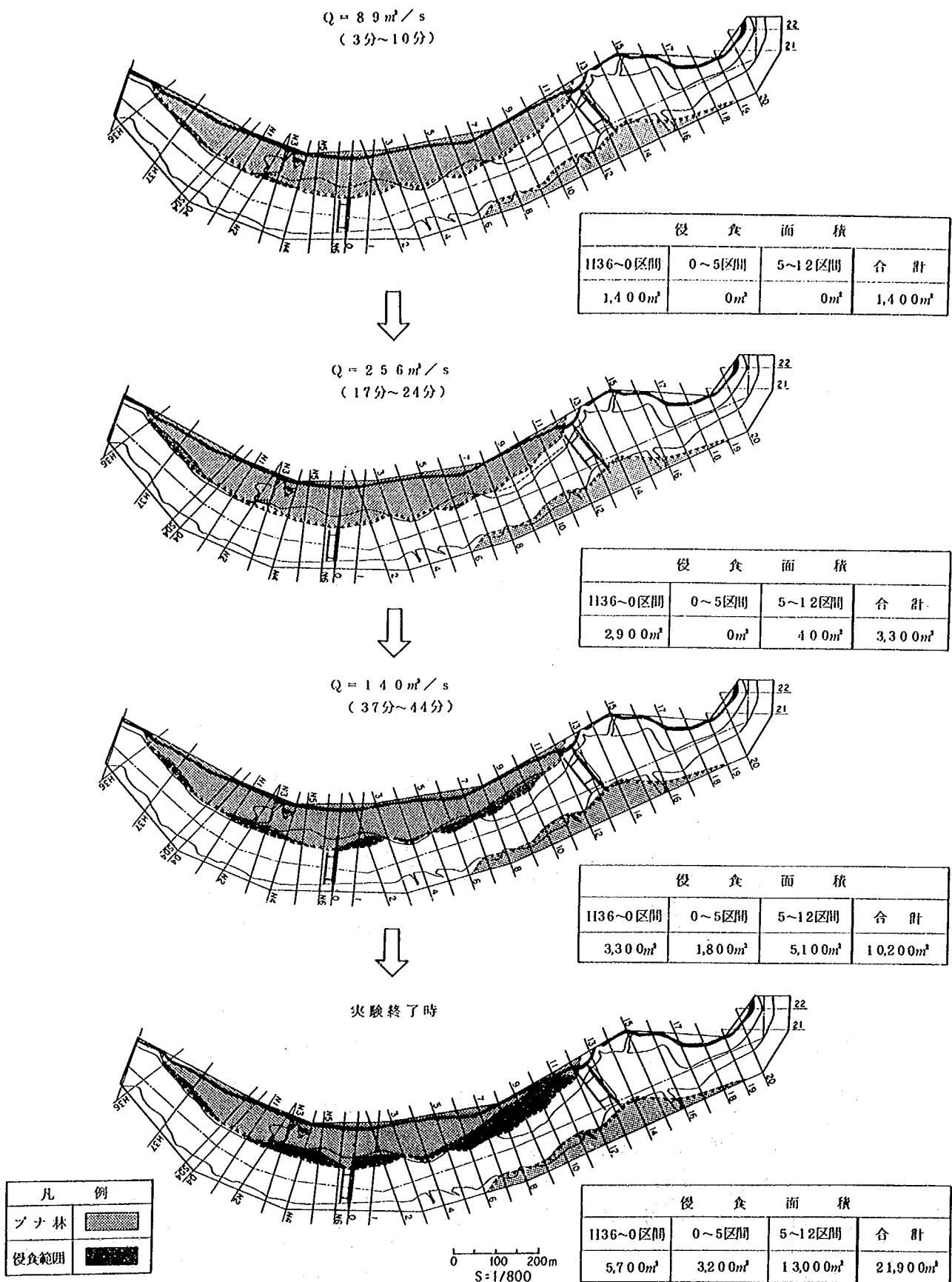


図-28 ブナ林の侵食の時間的变化
(第5号砂防ダムと第6号砂防ダム(スリットタイプ5)を設置)

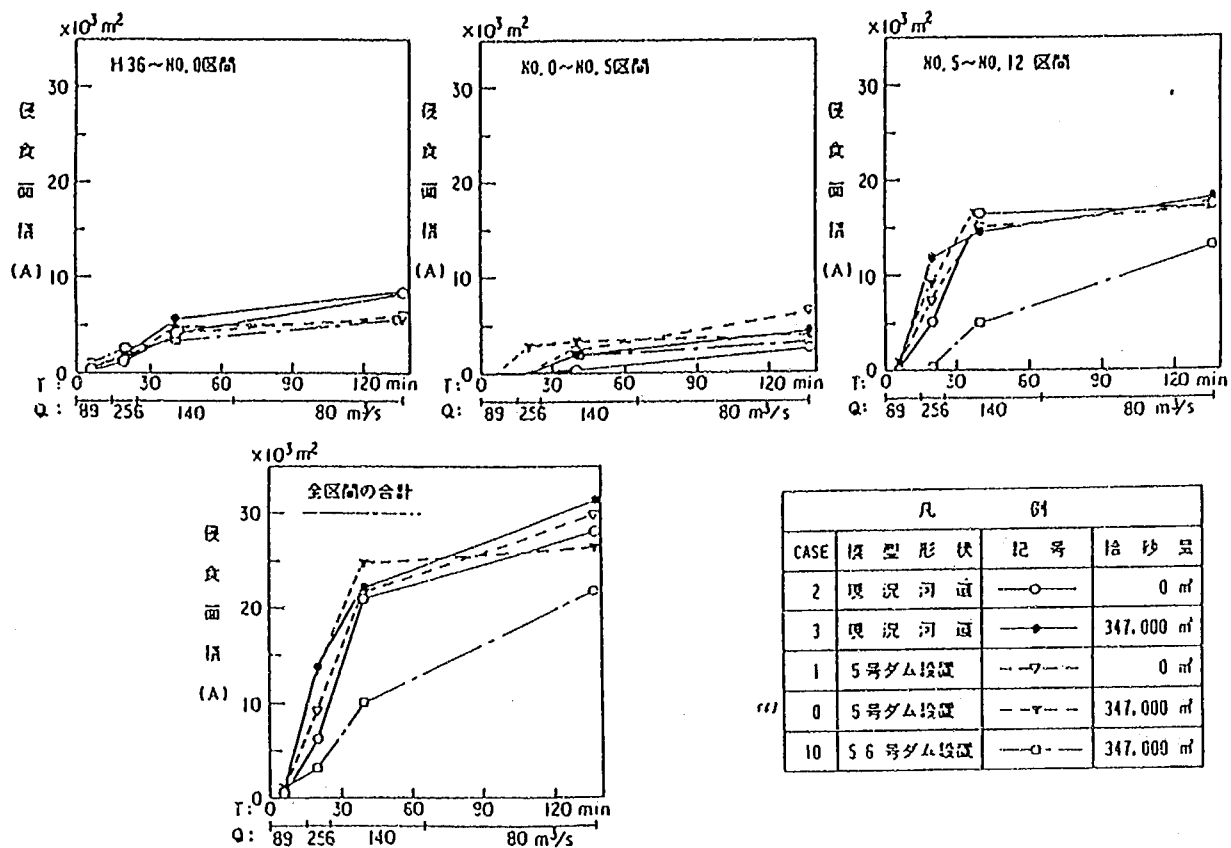


図-29 プナ林の侵食面積の時間的変化の比較

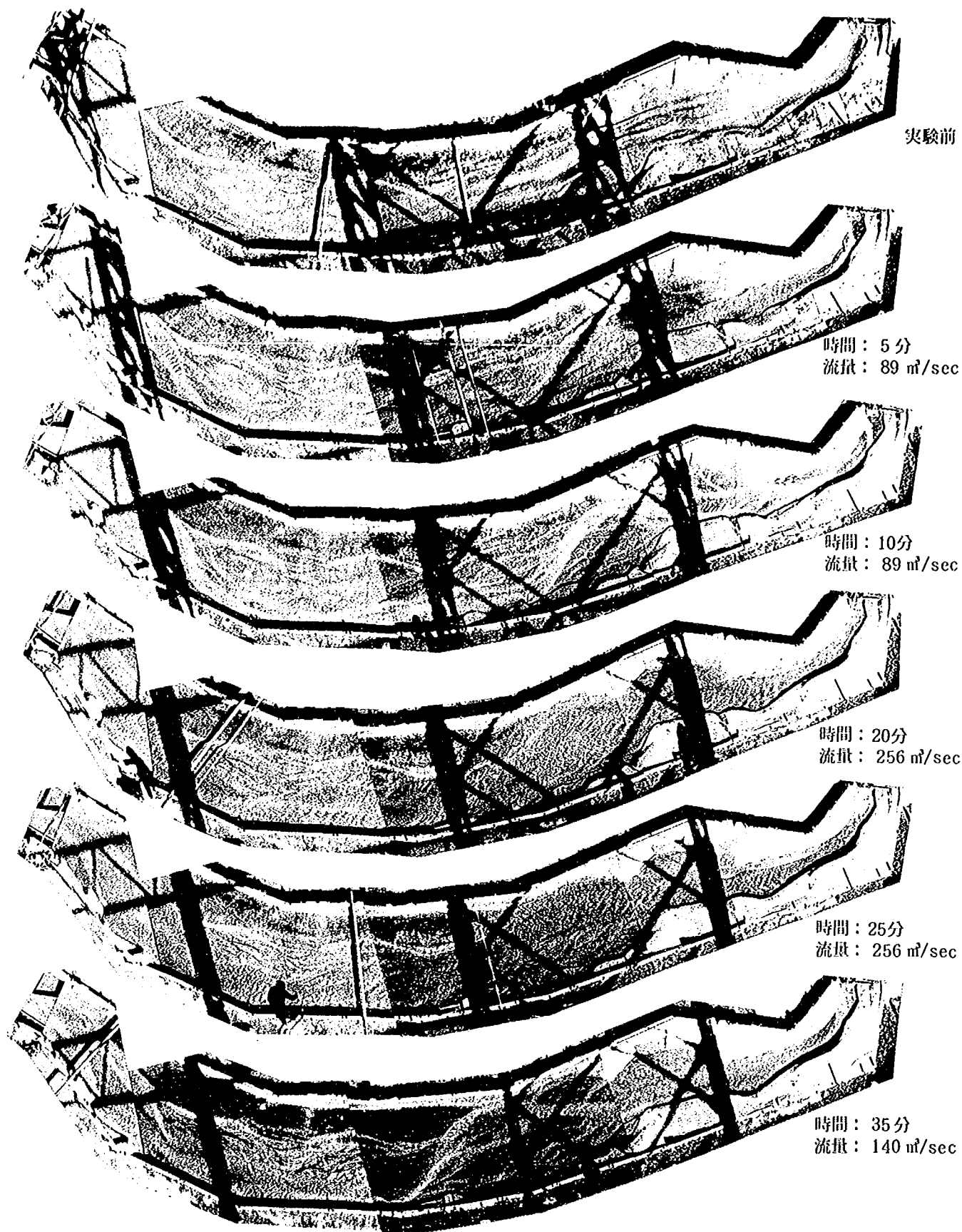
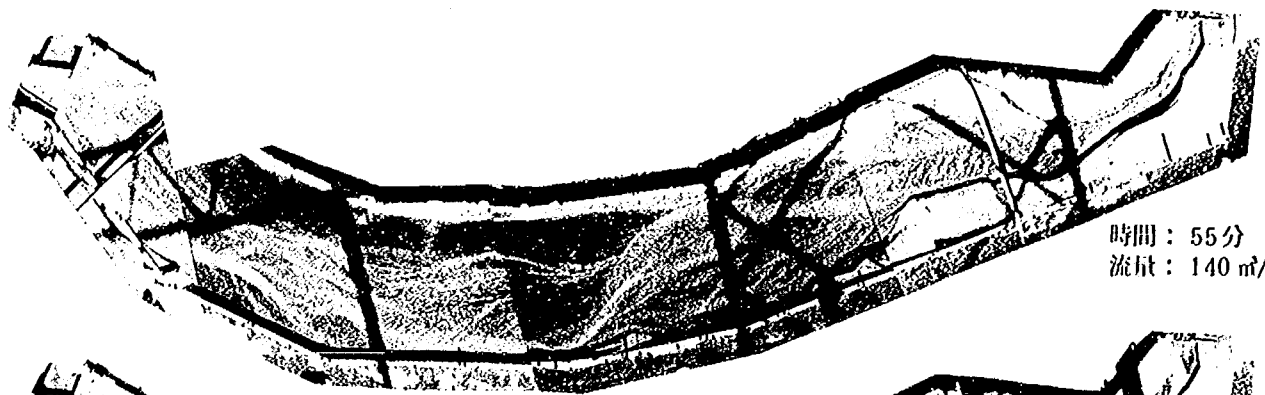


写真-11 流向写真（現況，給砂量 347,000 m³）



時間：55分
流量：140 m³/sec



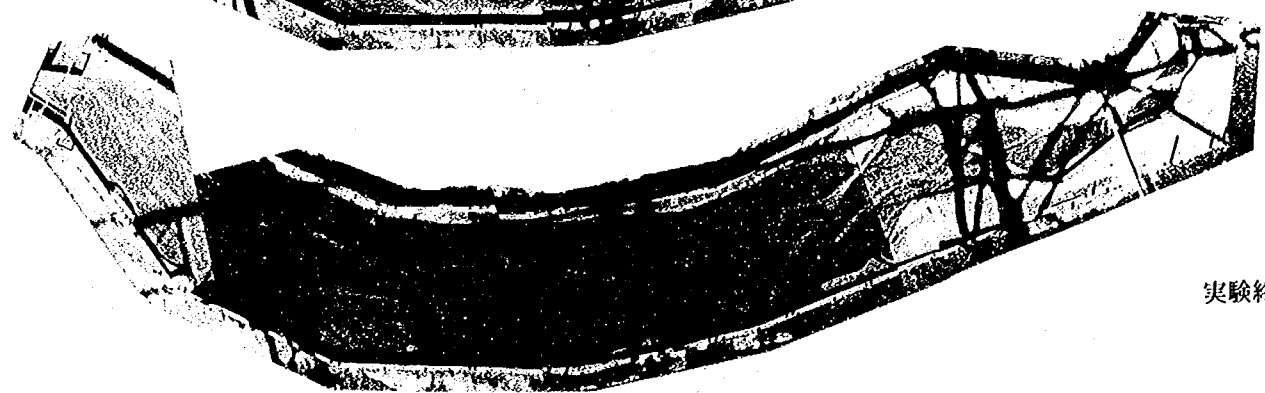
時間：80分
流量：80 m³/sec



時間：100分
流量：80 m³/sec



時間：120分
流量：80 m³/sec



実験終了後

写真-12 流向写真（現況，給砂量 347,000 m³）

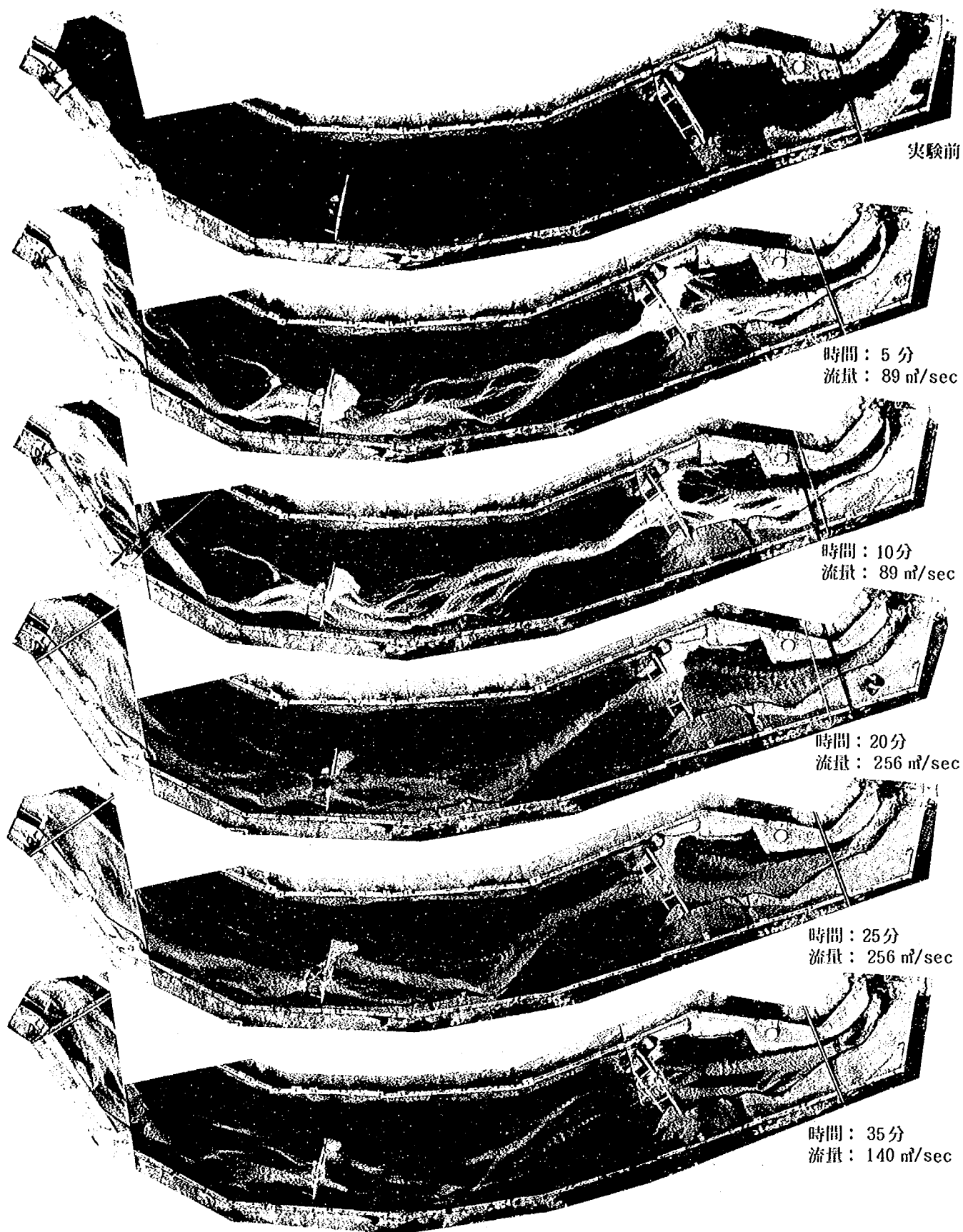


写真-13 流向写真（第5号砂防ダムと第6号砂防ダム（スリットタイプ5）を設置，給砕量 347,000 m³）



時間：55 分
流量：140 m³/sec



時間：80 分
流量：80 m³/sec



時間：100 分
流量：80 m³/sec



時間：120 分
流量：80 m³/sec



実験終了後

写真-14 流向写真（第5号砂防ダムと第6号砂防ダム（スリットタイプ5）を設置，給砂量 347,000 m³）

ま と め

スリット砂防ダムは、大きな出水時に通常の砂防ダムより多くの土砂を堆積させ、その出水中やその後の小出水時に流出する土砂を少なくできる。このようなスリットの効果は、スリット幅をある程度以上に狭くしないと現れない。

左俣第6号砂防ダムの場合、出水前に砂防ダムが未満砂の状態にあるとき、一つの出水（図-12）による最大堆砂量は、タイプ1の楕型スリットの場合に最も多いという結果を得た（図-15）。しかし、高濃度の土砂を含む大きな出水が長時間継続すると、タイプ6の幅の狭いスリットの方が、より大きな土砂調節効果を発揮することが予測される。また、左俣第6号砂防ダムから流出する土砂量がダム下流の近傍に堆積すると、乱流が生じてブナ林の生育する溪岸を侵食するので、土砂の流出は少ない方がよい。砂防ダムの調節量、ブナ林の保全対策、施工性、維持管理などの面から検討して、最適なスリットの大きさを選定することが大切である。

左俣第5号砂防ダム及び第6号砂防ダムは、ピーク流量時における土砂の流出を減少させ、また出水後半の土砂流出を遅らせる効果がある。その結果、土砂堆積による溪岸侵食は軽減され、ブナ林を保全する上でも効果が大きい。

砂防ダム直下流の洗掘は、一時的に副ダム基礎下1.5 m程度となるので、基礎の状態によって実験で得られた洗掘長と同じ長さ20 m程度の護床工を行うか、または、基礎を深くするなどの対応を行う方が安全である。また、左俣第5号砂防ダムの左岸の袖は、流れの集中によって計画流量以下の出水でも越流する危険性があるので、袖を越流しても、大きな問題が発生しないよう砂防ダム下流に配慮が必要である。

参 考 文 献

- 1) 池谷浩, 上原信司: スリット砂防ダムの土砂調節効果に関する実験的研究, 砂防学会誌, 114号, 昭和55年3月
- 2) 水山高久, 福本晃久: 大きな水抜きを有する砂防ダムの土砂調節効果, 土木技術資料26-11, 1984年11月
- 3) 水山高久, 阿部宗平, 矢島重美: 日影第1号上流砂防ダム水理模型実験報告書, 土木研究所資料第2584号, 1988年2月
- 4) 水山高久, 阿部宗平, 矢島重美: スリット砂防ダムの流量係数と堆砂形状: 砂防学会誌, 165号, 1989年11月
- 5) 北陸地方建設局神通川水系砂防工事事務所: 左俣谷第5号砂防ダム水理実験資料作成業務報告書, 昭和63年8月

スリットを有する砂防ダムの
土砂調節機能に関する検討

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2851号
平成2年1月 (1990年)
水山 高久, 阿部 宗平

要 旨

スリット砂防ダムの特徴について考察し、スリットの大きさの決定方法と土砂整備等の算定方法を提案した。北陸地方建設局神通川水系砂率工事事務所で計画中の左俣第6号砂防ダムのスリットの大きさを実験的に検討し、最適なスリット形状を提案した。また、砂防ダムの効果を河床の変動と溪岸侵食面から評価した。

キーワード：砂防, スリット砂防ダム, 水理模型実験, 左俣第6号砂防ダム

郵便はがき

305-□□

41円切手
をはって
下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防部砂防研究室 行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2851号
スリットを有する砂防ダムの
土砂調節機能に関する検討 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2851号

