

I S S N 0386—5878

土木研究所資料 第2584号

土 木 研 究 所 資 料

日影第 1 号上流砂防ダム

水理模型実験等報告書

昭和63年 2 月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1988) 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。

日影第1号上流砂防ダム 水理模型実験等報告書

砂防部 砂防研究室室長 水 山 高 久
主任研究員 阿 部 宗 平
矢 島 重 美

要 旨

日影第1号上流砂防ダムは、土石流の来襲に備えて、常時は土砂の調節機能を発揮させて空容量を確保しておくことを目的として大暗渠を有する砂防ダムが計画されている。

砂防ダムの流れのせき上げ作用の結果形成される急勾配の堆砂面からの急激な土砂の流出は下流河道で土砂堆積などの氾濫を助長することになるので、暗渠、スリットから流出する土砂はせき上げ作用が無くなる状況で小さくなることが望ましい。本報告は、日影第1号上流砂防ダムに要求される機能を満足する暗渠またはスリットの形状を水理模型実験で検討したもので最適案として幅3m、高さ11.55mのスリットを提案した。また、2次元及び1次元の河床変動計算を実施し、水理模型実験の結果を説明した。

キーワード：日影砂防ダム、大暗渠、スリット、土砂流出調節計算、水理模型実験

Hydraulic Model Test on the Hikage No. 1 Upper Sabo Dam

Sabo Division, Sabo Department

Head of Division: Takahisa MIZUYAMA

Senior Researcher: Sohei ABE

Shigemi YAJIMA

Synopsis:

The Hikage No. 1 Upper Sabo Dam having large drainage conduits was designed with the aims of guaranteeing and utilizing its storage capacity and sediment controlling effect in order to prepare against the attack of debris flows.

The intensive sediment runoff due to the step deposition by swell-head effect of running water from the sabo dam may accelerate flooding such as the deposition of sediment onto the channel downstream. Therefore, it is desirable the smaller sediment to drain off from conduits or slits. By means of hydraulic model tests, this study examined the shapes of conduits and slits which fulfill the function of the Hikage No. 1 Upper Sabo Dam. An optimum plan of the shape of slits being 3m wide and 11.55m high was proposed. Two-dimensional and one-dimensional calculations of riverbed fluctuations were applied to explain the results of the hydraulic model tests.

KEY WORDS: Hikage Sabo Dam, large drainage conduit, slit, calculation of sediment-runoff control, hydraulic model test

は　じ　め　に

焼岳（2,455 m）に源を発する岩坪谷では、日影第1号砂防ダムを始めとして6基の砂防ダムが設けられているが、昭和54年には最下流端の日影第1号砂防ダムの堆砂地が満砂状態になる程の多量の土砂が流出している。今後も大規模な土砂流出が予測されるが、日影第3号砂防ダムより上流への砂防ダムの建設は困難な条件にあるため土砂を積極的に調節する大暗渠を有する砂防ダムが計画された。

本報告書は昭和61年度に引続き、北陸地方建設局神通川水系砂防工事事務所の依頼により、大暗渠を有する砂防ダムの計画案を基礎として、日影第1号砂防ダムに要求される機能を満足する砂防ダムの構造を主に水理模型実験により検討した結果についてとりまとめたものである。また、河床変動計算により流れの平面的変動と河床変動も検討している。

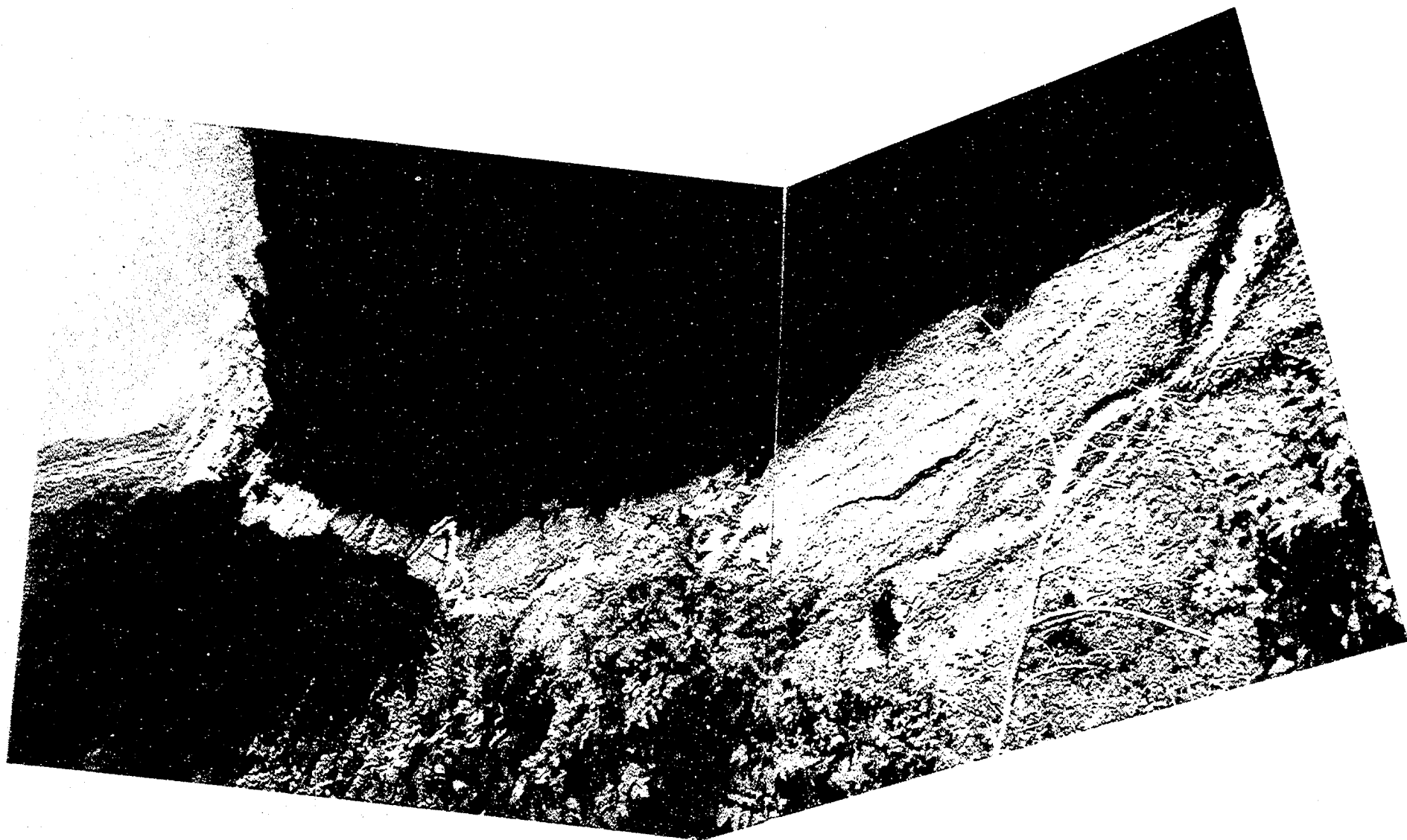
昭和63年2月

目 次

はじめに

1. 流域の概要	3
2. 日影第1号上流砂防ダムの計画(案)	5
2.1 大暗渠, スリットを有する砂防ダムの一般的な考え方	5
2.2 日影第1号上流砂防ダムに期待する機能	5
2.3 日影第1号上流砂防ダムの計画(案)	6
2.4 水理模型実験による計画案の検討	9
3. 日影第1号上流砂防ダムに関する水理模型実験	11
3.1 実験目的と実験概要	11
3.1.1 実験で検討すべき項目	11
3.1.2 実験概要	11
3.2 実験結果と考察	15
3.2.1 日影第1号上流砂防ダムの暗渠とスリットの形状の検討	15
3.2.2 ダム軸の変更に伴う河床変動と水褥池の減勢への影響	24
3.2.3 流出係数の検討	27
3.2.4 砂堆の性状	32
3.2.5 流木によるスリットの閉塞の検討	33
4. 日影第1号上流砂防ダムの土砂流出調節計算	38
4.1 土砂流出調節計算の目的	38
4.2 2次元の河床変動計算	38
4.2.1 計算手法の検討	38
4.2.2 計算条件と計算ケースの設定	47
4.2.3 計算結果と考察	55
4.3 1次元の河床変動計算	65
4.3.1 計算手法の検討	65
4.3.2 計算条件と計算ケースの設定	72
4.3.3 計算結果と考察	73

5. ま と め	81
5.1 日影第1号上流砂防ダムへの提言	81
5.2 土砂調節計算のまとめと今後の課題	81
参 考 文 献	82



日影第1号砂防ダムの堆砂状況（昭和54年8月出水）



(1) 増水期



(2) 流水期

日影第1号上流砂防ダムの堆砂状況の変化

1. 流域の概要

岩坪谷は焼岳(2,455m)に源を発し、平湯川本川との合流点までの流路延長は5.7km、平均河床勾配1/6.5、流域面積7.08km²で中流部が大きく屈曲しながら東から西へ流下している。焼岳は、有史以来多くの火山活動をもつ活火山で昭和37年にも激しい火山活動が認められた。火山としては円頂丘溶岩よりなるドーム状の火山である。溶岩の一部は上流部左岸側に平坦地形、大棚をつくっている。中流部は兩岸とも非常に急峻な谷壁で、溪岩浸食とガリー浸食に伴う崩壊が多発し、河床への多量の土砂を供給している。

岩坪谷では表-1「砂防施設一覧表」に示す通り砂防ダム6基、山腹工および日影第1号ダム下流に流路工(床固工、護岸工)が設けられている。上流部の岩坪谷第1～3号ダムは昭和9年から昭和13年にかけて施工されたもので、現在は満砂状態にある。下流部の日影第1号堰堤は、昭和27年に完成したもので、大規模な石積堰堤である。昭和50年には日影第1号堰堤下流側約30m地点に副堰堤が設置された。また昭和50年7月災害後には、岩坪橋付近に床固工・護岸工が施工された。最近では昭和54年に日影第2号堰堤が完成し、引き続き昭和55年から日影第3号堰堤を新規に着手し昭和60年度に完成している。岩坪谷の流域平面図を図-1に示す。

表-1 砂防施設一覧表

名 称	堤 長 m	堤 高 m	立 積 m ³	着手年月日	竣工年月	備 工	番号
岩坪谷第1号堰堤	40.3	10.0	1379	昭和 8年 6月	昭和 9年10月	石 積 堰 堤	1
岩坪谷第2号堰堤	41.0	8.0	1379	9年 9月	13年 7月	"	2
岩坪谷第3号堰堤	41.3	6.0	871	10年 8月	12年 8月	"	3
日影第1号堰堤	56.0	17.0	4884	24年 6月	27年 3月	"	4
日影第1号副堰堤	60.0	8.0	—	49年	50年	コンクリート堰堤	5
岩坪谷第1号山腹工	—	—	—	11年 8月	11年11月	岩坪谷第1号 堰堤左岩	6
床 固 工	—	—	—	50年	51年	岩 坪 橋	7
護 岸 工	—	—	—	50年	51年	"	8
日影第2号砂防ダム	67.5	17.0	5700	52年 6月	54年11月		9
日影第3号砂防ダム	55.0	14.0	7823	55年 7月	60年		10

番号は、図-1の砂防施設位置の丸印内番号に対応している。

岩坪谷の上流部・中流部は谷幅が狭く溪床勾配も急であるが、下流部になると谷はしだいに開け勾配も緩やかとなる。日影第1号上流砂防ダムの計画地点から既設の日影第2号砂防ダムまでの距離は約0.5km、この間の溪床勾配は約1/10である。ダム軸の両側斜面は40°～50°の急斜面を形成しており、計画ダム高(標高960m)での谷幅は約80mとなる。

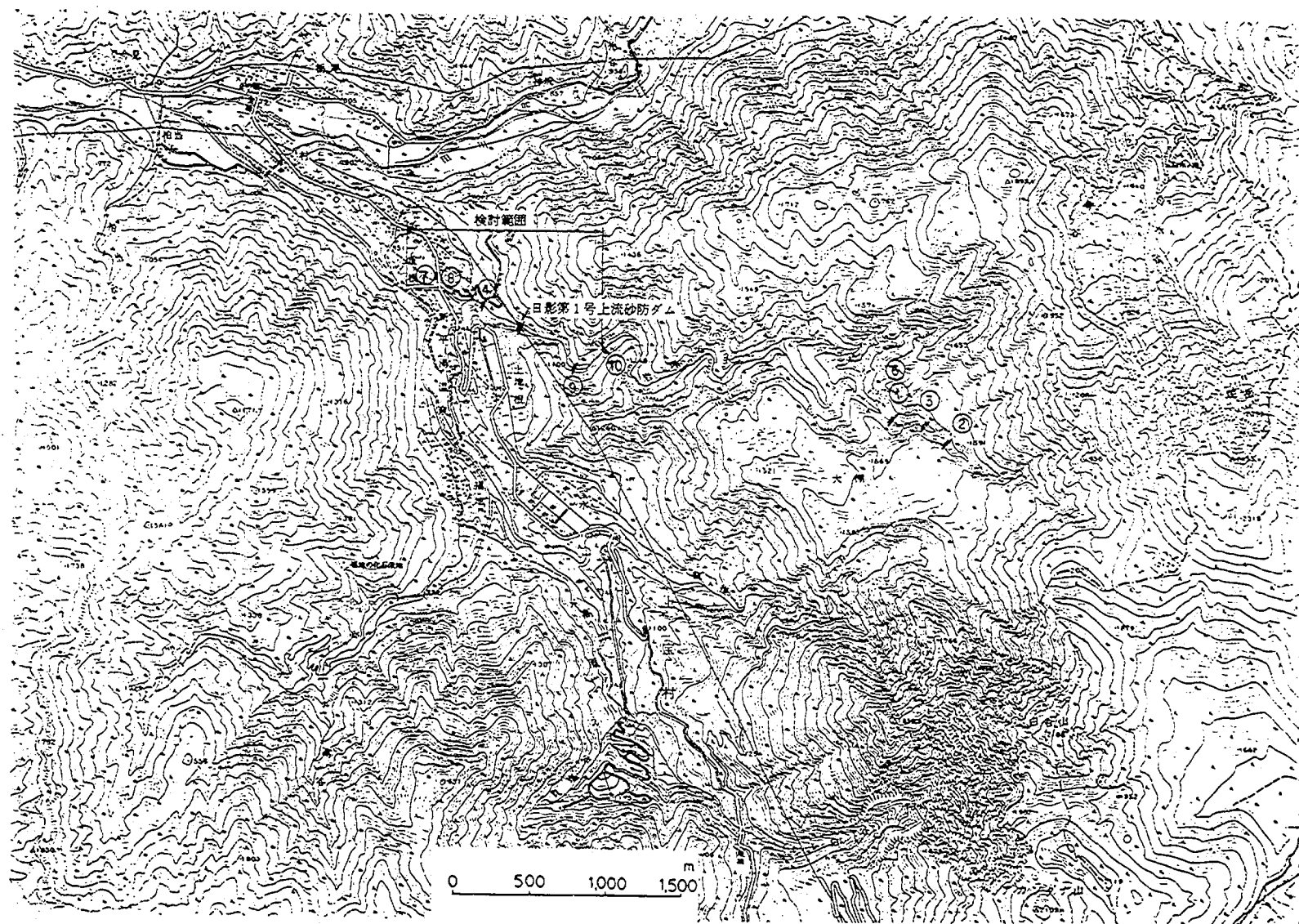


図-1 岩坪谷流域平面図

2. 日影第1号上流砂防ダムの計画(案)

2.1 大暗渠、スリットを有する砂防ダムの一般的な考え方

土石流の来襲に備えて砂防ダムの堆砂地を除石しておく方策をとることがある。しかし、通常の出水時に土砂の移動が比較的活発な溪流では、計画堆砂量に見合う空容量を確保しておくためには除石の回数が増える問題がある。このような溪流では、中小の出水時に砂防ダムの堆砂地に流入する土砂は下流にそのまま通過させるために暗渠やスリット構造の砂防ダムを計画することがある。すなわち通常の出水で流入する土砂は堆砂地に堆積させることなしに通過させ、土石流による多量の土砂は、砂防ダムで堆積させる。スリットの幅は、通常の出水時には土砂が堆積せず、土石流発生時に暗渠が閉塞した場合の排土作業に支障のない範囲で最小のものがよいことになる。

大暗渠やスリット構造の砂防ダムは、流水のせき上げ作用により通常タイプの砂防ダムに比べて積極的に土砂調節を行うことができる。出水後半の砂防ダムによるせき上げ水深の時間的な変動差が大きい程、短時間に多量の土砂が排砂される。換言すれば、せき上げ水深の時間的な変動差が小さい程、土砂の流出は徐々に進行する。砂防ダムからの流砂量が下流の河道に対して有害であってはならない。下流の砂防ダム群の土砂調節作用によって処理できないような出水後半の急激で多量の土砂の流出は、下流河道の勾配変化点等で土砂堆積による流水が氾濫する等の危険度を高くするので、暗渠、スリットの形状は、流砂量が下流の河床変動に与える影響をみきわめた上で決めることになる。一般的には、出水の後半に排砂する量が平滑化されていて、大暗渠やスリットの無い通常の砂防ダムに比べて土砂の調節量を大きくする暗渠やスリットの形状がよいことになる。大暗渠とスリットを比べると、大暗渠の場合に暗渠が大きく、暗渠の個数が増えると、天端付近の構造の検討が必要となること、暗渠が閉塞した場合除石の作業がしにくいこと等から、スリットの方が有利である。

2.2 日影第1号上流砂防ダムに期待する機能

日影第1号上流砂防ダムは、生産土砂の抑制と流出土砂の抑制及び調節を目的として、平湯川合流点から約0.5km地点にある日影第1号砂防ダムの上流約0.3km地点(既設日影第1号砂防ダムと第2号砂防ダムの間)に計画するもので、下流部の一重ヶ根温泉郷(新平湯温泉)の防災と平湯川、高原川への流出する土砂の調節を目的とする大暗渠を有する砂防ダムで、平時の出水に対しては土砂を通過させ、大出水時には大量の土砂を捕捉して砂防ダムの調節効果を最大限に発揮させようとするものである。

日影第1号上流砂防ダムの堆砂地は、昭和54年の災害時の流出土砂量に等しい。 $100 \times 10^3 \text{ m}^3$ の土砂を貯砂できる空容量を確保すること、整備土砂量が $65 \times 10^3 \text{ m}^3$ 以上であること、スリットや暗渠の無い通常の砂防ダムより調節量が大きいことが、砂防ダムに要求されている。ここで、

本文で使用する用語を次のように説明しておく。計画堆砂勾配は1/20で、通常の砂防ダムの場合に水通し天端を基準に、大暗渠あるいはスリットを有する砂防ダムの場合にその敷高を基準に設定した。調節量は計画堆砂勾配を基準面とした出水中の最大堆砂量で、一時的な堆砂量は計画堆砂勾配を基準面とした出水後の堆砂量をいう。また、整備土砂量は、(拌止量×30%) + 調節量である。

2.3 日影第1号上流砂防ダムの計画(案)¹⁾

日影第1号上流砂防ダムの計画諸元を表-2に、構造を図-2に示す。

表-2 計画ダムの諸元¹⁾

項 目	諸 元
河 川 名	神通川水系平湯川右支岩坪谷
施 工 地	岐阜県古城郡土宝村一重ヶ根地先
流 域 面 積	7.08 km ²
設 計 流 量	226 m ³ /sec
ダ ム 形 式	大暗渠を有する重力式砂防ダム
ダ ム 高 さ	24.0 m 置換コンクリート厚10.0 m
堤 長	95.0 m
水 通 し 幅	20.0 m
計 画 貯 砂 量	200,285 m ³
現 河 床 勾 配	1/10
計 画 堆 砂 勾 配	1/20
計 画 日 雨 量	215 mm/day (1/100)
洪水到達時間内の 平均雨量強度	122 mm/hr
流 出 係 数	0.75
土 砂 混 入 率	0.20 (洪水時)
比 流 量	31.9 m ² /sec・km ²

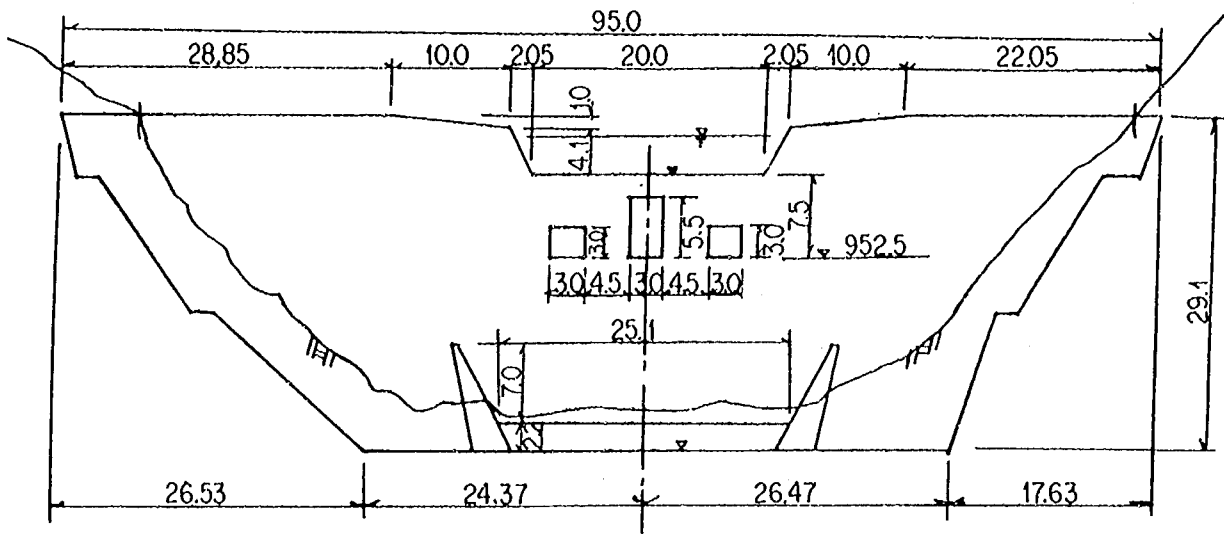
1) 暗渠の形状と敷高

図-2の暗渠の高さ、幅、敷高は次のような考えのもとに計画されている。

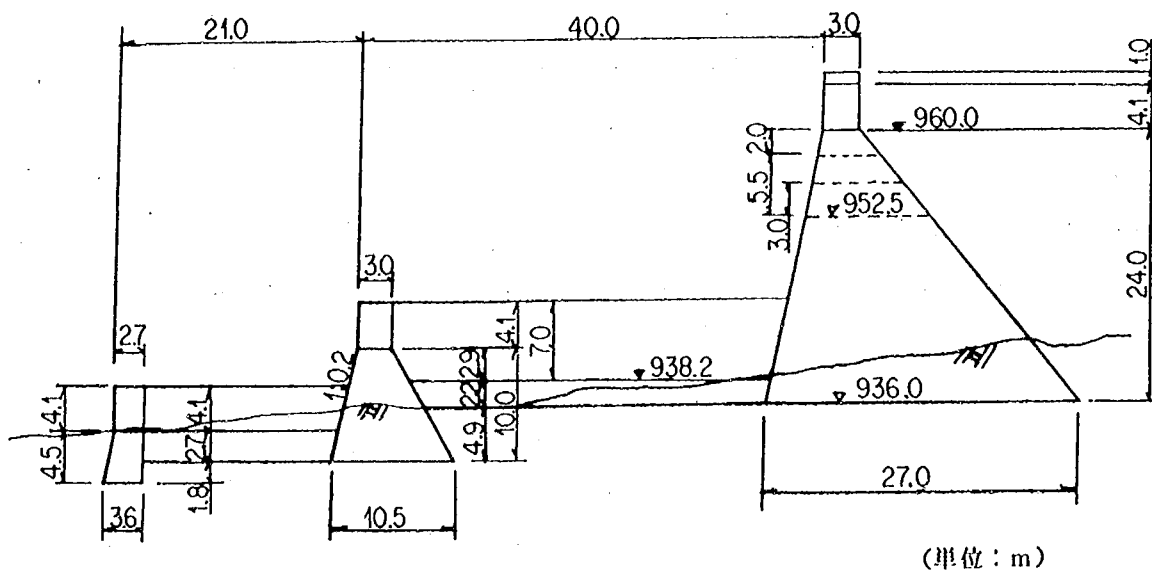
(i) 大暗渠の幅の合計(Δb)はスリット密度の考え方を適用してΔb = 0.45 Bとしている。

Bは砂防ダムの水通し幅で、B = 20 mであるからΔbは9 mになる。暗渠1基の幅bは設計対象流量(226 m³/s)によって移動する石礫や流木で閉塞されないことを条件に決める。流量226 m³/secに対する移動限界粒径を1 mとし、閉塞しない暗渠の幅を移動限界粒径の3倍として暗渠の幅を3 mにした。また、流木の長さが暗渠の幅の3倍以下であれば暗渠は閉塞しないとすると、流木の長さが9 m以下であれば暗渠は閉塞しないことになる。昭

正 面 図



縱 断 図



図一 2 日影第 1 号上流砂防ダム構造図(案)¹⁾

和54年の災害時に日影第1号砂防ダムの堆砂地に堆積した流木は径1 m, 長さ5 m以下であることから, 暗渠の幅を3 mにすれば, 流木で暗渠が閉塞する可能性は少ないと考えられる。ど $b = 9$ m, $b = 3$ mにすると3個の暗渠が必要になる。

(2) 暗渠の高さと敷高

土砂の調節量と砂礫や流木による暗渠の閉塞条件を考慮して暗渠の高さは幅と同程度とし, 敷高は設計対象流量の全流量を暗渠から流出するように大オリフィスの式を適用して決めている。

2) 設計対象流量

北陸地方建設局神通川水系砂防工事事務所は各確率年に対する日雨量とピーク流量を表-3のように与えている。土砂を含まない設計対象流量は100年超過確率流量の181 m³/secである。

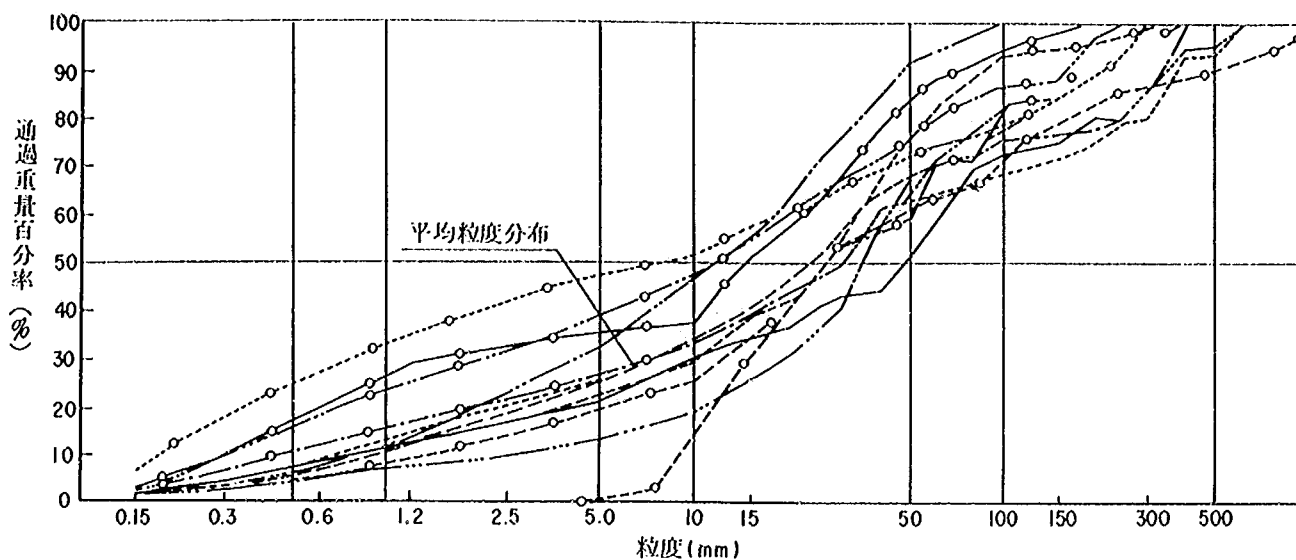
表-3 確率年に対する日雨量及びピーク流量

確率年 /	R24	$R_o = R_{24}/2$	rt物部式	$Q(f=0.75)$
2	1033 mm	43 mm/h	59.2 mm/h	87
5	133.1	5.5	75.7	112
10	152.9	6.4	88.1	130
50	196.3	8.2	112.9	167
100	214.7	8.9	122.5	181

3) 河床構成材料

昭和48年~昭和56年にわたる河床材料調査資料による河床材料の粒度分布を図-3に示す。

図-3の河床材料の平均粒径はおよそ7 cmで, 最大粒径は1.25 mである。



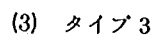
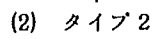
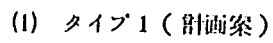
記号	調査年度及び位置	記号	調査年度及び位置
1	S.52 Na 14	6	S.54 日影第1号ダム
2	S.52 Na 13	7	S.54 日影第1号ダム
3	S.48 Na 10	8	S.52 Na 4
4	S.56 日影第1号ダム	9	S.54 Na 0
5	S.54 日影第1号ダム	10	S.55 Na 0

図-3 岩坪谷河床材料粒度分布

2.4 水理模型実験による計画案の検討

昭和61年度には日影第1号上流砂防ダムが無い現在の河道状況のもとで出水がある場合の河床の平面的、縦断的な変動を検討して現河道の問題点を整理した。また、日影第1号上流砂防ダムの効果を評価した。さらに、暗渠、スリットの無い砂防ダムと図-4の暗渠、スリット構造の砂防ダムの土砂調節の程度、排砂状況と下流の河床変動に与える影響を検討した。

日影第1号上流砂防ダムを建設すると日影第1号砂防ダムより下流の流路工区間での土砂の氾濫は防止できた。しかし、暗渠やスリットの無い砂防ダムに比べて、図-4のタイプ1、タイプ2、タイプ3の場合は、出水の後半に多量の土砂が流路工に流出して流水を氾濫させた。また、ピーク流量を含む一つの出水で流出する総土砂量は、通常タイプに比べて多く、それだけ砂防ダムの土砂調節量が少なくなることになり、大暗渠やスリット構造とする利点は得られていない。通常タイプの砂防ダムに比べて、貯砂量が多く、暗渠、スリットから流出する土砂が平滑化されていて流路工で流水の氾濫を生じさせないような暗渠、スリットの形状を検討する必要がある。



(単位・m)

3. 日影第1号上流砂防ダムに関する水理模型実験

3.1 実験目的と実験概要

3.1.1 実験で検討すべき項目

前述のように日影第1号上流砂防ダムには

- ① 暗渠やスリットの無い砂防ダムよりも調節量が多いこと
- ② 整備土砂量が $65 \times 10^3 \text{ m}^3$ 以上であること
- ③ 一時的な堆砂量が $100 \times 10^3 \text{ m}^3$ 以上であること

が要求される。また、暗渠、スリットから流出する土砂は平滑化されていて、ピーク流量を含む一つの出水時に流路工で流水の氾濫を生じさせないために、下流の日影第1号砂防ダムの土砂調節量を上回らないような流出土砂量であることが必要である。

砂防ダムの調節量の予測をよりの確なものとするためには、砂堆の位置と高さ、堆砂勾配の検討が必要である。また、計画案は、暗渠から流出する流量を大オリフィスの式を適用し、流出係数(μ)を0.65にして求めている。しかし、この流出係数は、暗渠やスリットの形状によって異なることが考えられ、本実験では暗渠、スリットの形状と流出係数(μ)の関係を検討する。次に、大暗渠やスリットは流木による閉塞を生じやすいので、現地で実際に堆積している流木の径、長さを考慮してスリット周辺の流木の運動を観察する。また、流木の塞閉条件を検討する。さらに、図-2(前出)に示す計画案のダム軸では水叩き部の必要な幅を確保するために左岸の岩は掘削することになる。そこで、計画案に対してダム軸を7m右岸に移して岩掘削を最小限にする修正案が提案された。この修正案では、本・副ダム間に岩が突出することになるので、模型をそのように改造して砂防ダムの落下水の減勢状態を調べた。

3.1.2 実験概要

模型の取り入れ範囲は、日影第2号砂防ダムから平湯川と岩坪谷の合流点までの延長約1.3km、標高差約138m、平均河床勾配約1/10の区間である。模型縮尺は1/50とした。模型の全景を写真-1に示す。水理諸量はフルード相似則に従って表-4のようになる。

実験は目的ごとに4つに分類して行う。

- 1) 実験1では、前述の日影第1号上流砂防ダムの機能を満足できる暗渠、スリットの形状を検討する。実験で検討する暗渠、スリットの形状を図-5に示す。流量はフルード相似則に従い図-6に示す100年超過確率の流量波形に継続して2年超過確率流量の $87 \text{ m}^3/\text{sec}$ を3.5時間与えた。芦田、高橋、水山の緩勾配の流砂量式で各流量ごとに流砂量を求め、その量を給砂量として日影第2号砂防ダムの水通し部から与えた。供給地点での土砂濃度は平均的に容積濃度にして7.7%である。後続の2年確率流量時には給砂を行っていない。計画堆砂勾配は元河床勾配の1/2の1/20とし、暗渠、スリットの敷高を基準に設定した。実験使用砂は図

表-4 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 可 学 的 な 量	水平成分 (X)	L	Xr	1 : 50
	鉛直成分 (h)	L	Hr	1 : 50
	勾 配 (h/X)	————	Hr · Xr ⁻¹	1 : 1
	面 積 (A)	L ²	Hr · Xr	1 : 2,500
	体 積 (Vo)	L ³	Hr · Xr ²	1 : 125,000
水 理 学 的 な 諸 量	フルード数 (Fr)	————	1	1 : 1
	流 速 (V)	L · T ⁻¹	Hr ^{1/2}	1 : 7.07
	流 量 (Q)	L ³ · T ⁻¹	Xr · Hr ^{3/2}	1 : 17,677.7
	時 間 (T)	T	Xr · Hr ^{-1/2}	1 : 7.07
	圧力の強さ (P)	F · L ⁻²	Hr	1 : 50
	粗度係数 (n)	L ^{-1/3} · T	Hr ^{2/3} · Xr ^{-1/2}	1 : 1.92
	流量係数 (C)	————	1	1 : 1
	掃 流 力 (τ)	F · L ⁻²	Hr	1 : 50
	エネルギー (E)	F · L	Hr ⁴	1 : 6,250,000
	運 動 量 (m·V)	F · T	Hr ^{7/2}	1 : 883,882

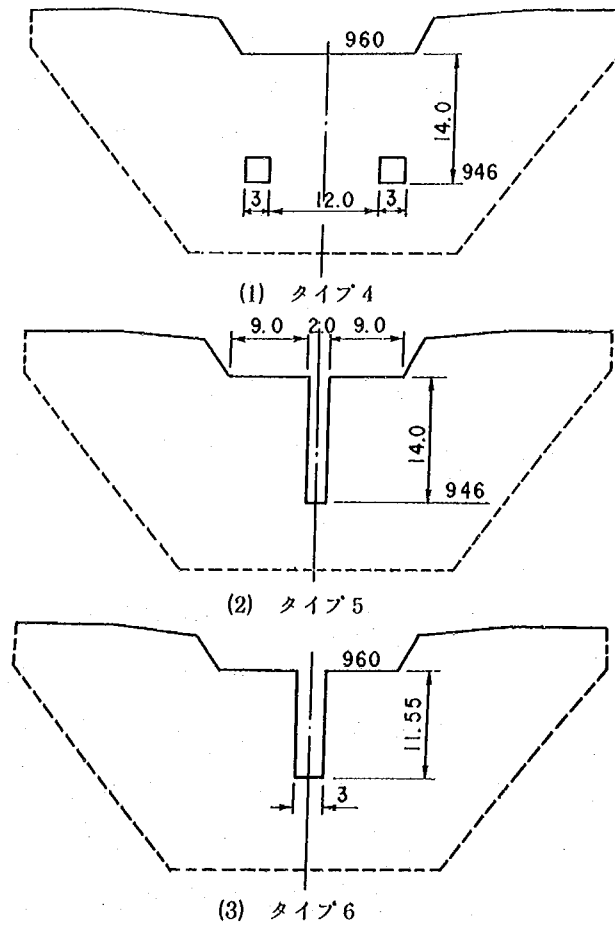


図-5 実験で検討する暗渠，スリットの形状

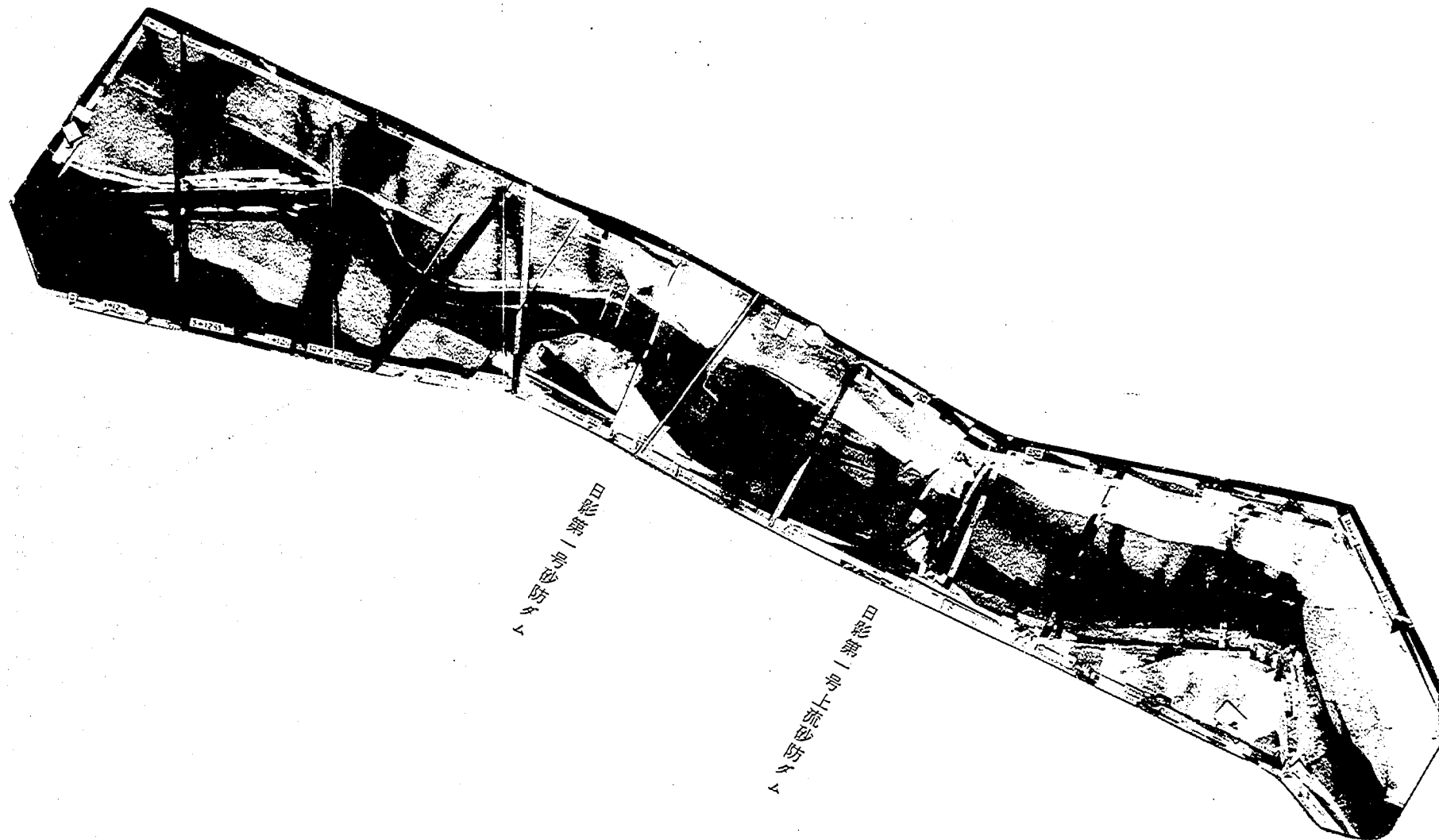
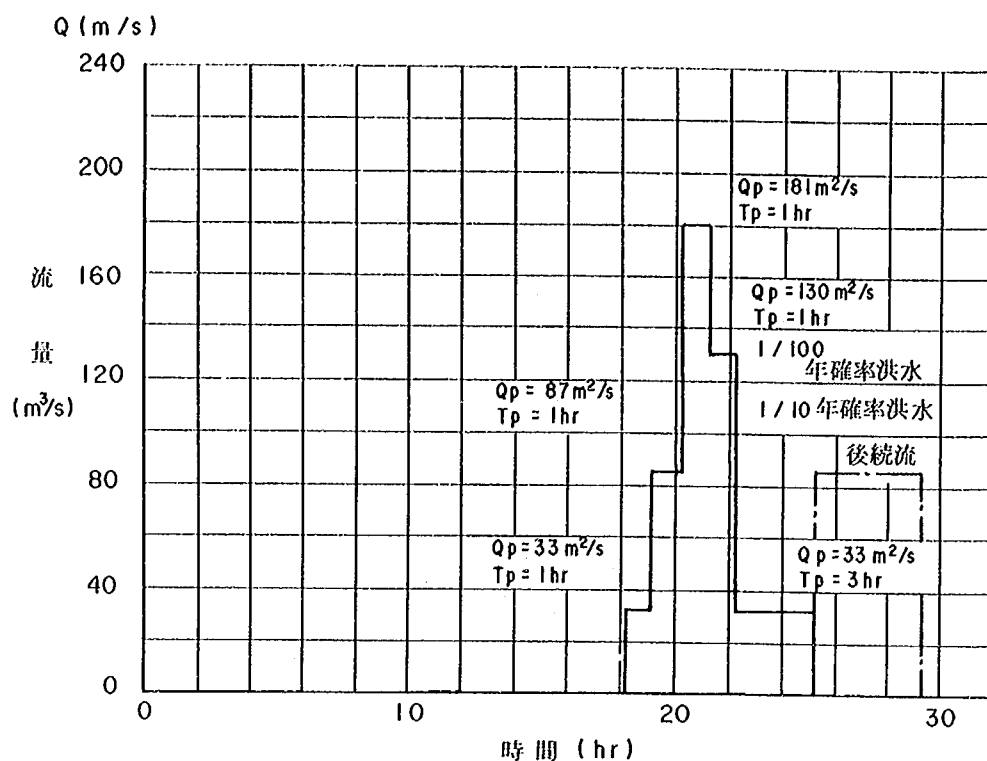
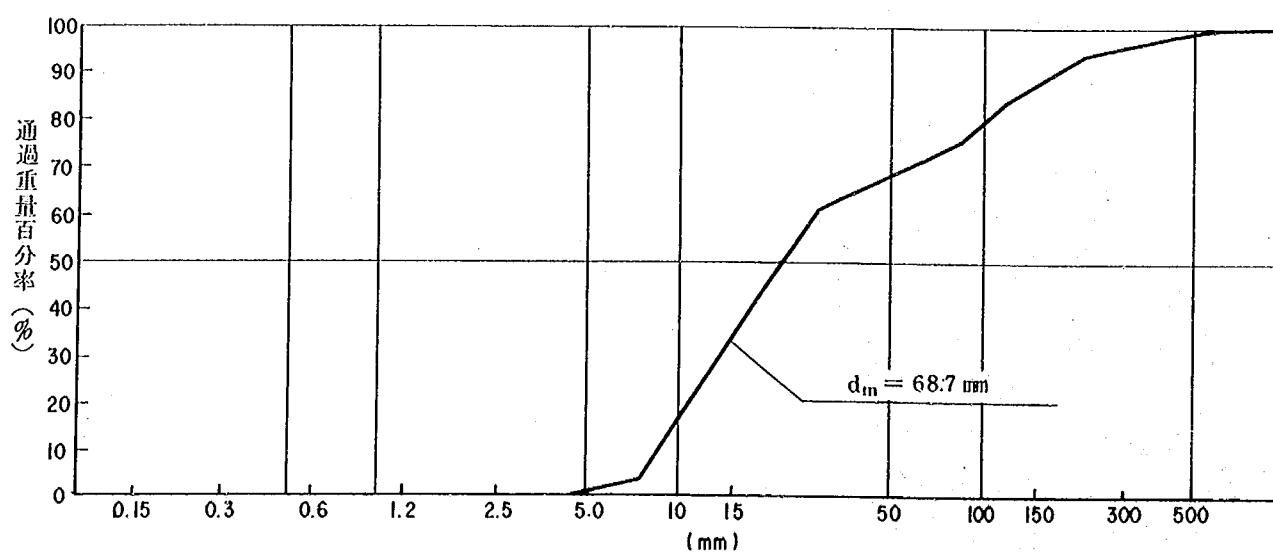


写真-1 模型の取り入れ範囲

— 3 の現地の河床材料の粒度分布で 30% 以上の粒度の平均的なものを縮尺 1/50 の大きさで幾何学的に相似させた図— 7 の平均粒径 1.4 mm, 最大粒径 25 mm の混合粒径である。



図— 6 実験に用いた流量波形



図— 7 実験に使用した砂の粒度分布

- 2) 実験2では、流量 $112 \text{ m}^3/\text{sec}$, $130 \text{ m}^3/\text{sec}$, $181 \text{ m}^3/\text{sec}$ の各々の定流で、砂堆の肩の位置と高さについて検討する。砂堆の形状が安定するまでは、土砂濃度 7.7 % の土砂を模型上流端より供給し、砂堆の形状が安定した後は給砂を行っていない。
- 3) 実験3ではスリット周辺の流木の運動を観察した。流木は現地の調査資料をもとに径 0.4 m , 長さ 2.5 m と径 0.8 m , 長さ 5.0 m の2種類の材料を縮尺 1/50 の大きさに幾何学的に相似させたものを与えた。減水期に移行する直前に流木が砂防ダムの周辺に到達している場合とスリットからの流砂が多くなる流量 $130 \text{ m}^3/\text{sec}$ から $33 \text{ m}^3/\text{sec}$ に移行する直前に流木が砂防ダムの周辺に到達するように砂防ダムの上流から投入した。
- 4) 実験4では、実験1と同じ水理条件で砂防ダムの軸を右岸に移した場合の副ダムの減勢の程度と砂防ダムの堆砂地の河床変動を検討した。

3.2 実験結果と考察

3.2.1 日影第1号上流砂防ダムの暗渠とスリットの形状の検討

本実験では前年度に行なった、図-4に示す3種類の暗渠、スリットの形状と通常の砂防ダムのタイプに加えて図-5に示す3種類の暗渠とスリットの形状を検討している。図-4でタイプ1が計画案である。タイプ2及びタイプ3は敷高をタイプ1と同じにして暗渠をスリットにしている。図-5のタイプ4及びタイプ5は、砂防ダムが安定な範囲内で敷高を低くしたもので、暗渠とスリットの河床変動の違いを検討する。タイプ1～タイプ4の形状にすると、総流出土砂量が通常の砂防ダムの場合に比べて多くなること、減水期にせき上げ水深の変化が大きく土砂の流出が急激に行われる等の問題がある。そこで、タイプ5では敷高をタイプ4と同じにして、スリット幅を2 m にした。タイプ5の形状では前述の問題点は解消されたが、日影第1号上流砂防ダムの調節量が多い分だけ他のタイプに比べて砂防ダムの直下の局所洗掘は大きくなる。タイプ6は、流出量がタイプ5より多く、通常の砂防ダムより少なくすることを期待して、スリット幅を3 m にしている。

一つの出水での各々のタイプごとの総流出流土砂量、堆砂量及び調節量を表-5に示す。表-5でタイプ1～タイプ3の総流出土砂量は暗渠やスリットの無い通常の砂防ダムのタイプより多い。タイプ4の場合は総流出土砂量は通常の砂防ダムより少なくなった。これは出水の減水期の流量 $33 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時に暗渠の1個が写真-2に示すように閉塞したからである。また、調節量も $100 \times 10^3 \text{ m}^3$ 以下である。

タイプ5の場合は、貯砂量、堆砂量ともに期待する条件を満足する。また、図-8は各タイプごとの流出土砂量の時間的な変化を示している。図-8(2)より、タイプ5の場合が流出土砂量が最も少なく、平滑化されて流出することがわかる。反面、このことは砂防ダムの直下流での河床低下を大きくすることになる。また、スリット幅が狭い程流木などで閉塞しやすいことを考えるとタイプ5の $b = 2 \text{ m}$, $H = 14.0 \text{ m}$ のスリットが最もよいことにはならない。タイプ5の場合の



写真－2 流量 $3.3 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時に左岸側の暗渠が閉塞した。

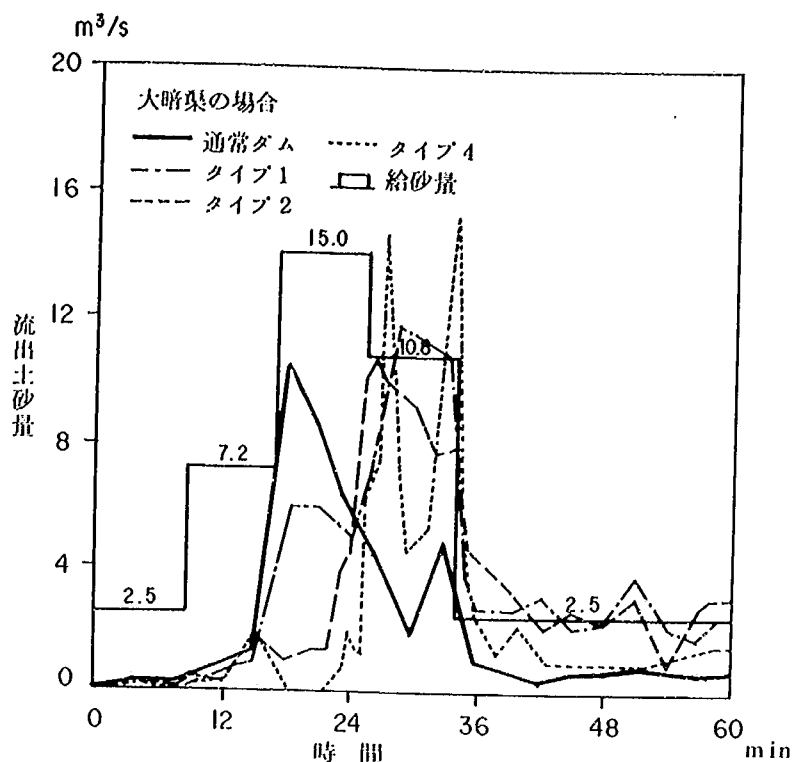
表-5 計画砂防ダムタイプの比較

計画砂防ダムの タイプ	計画砂防ダム 流出土砂	計画砂防ダム 堆積土砂量 (通水後)	計画砂防ダム の調節土砂量	流 況	実験 年度
タイプ1 大暗渠 3 m×3 m×2 個 3 m×5.5 m×1 個	m ³ 95,900	m ³ 59,200	m ³ 63,800	①ピーク時は、通常タイプに比べ流出土砂は少ないが、130 m ³ /s 時多量の土砂が流出する。 ②減水期33 m ³ /s 時流路工内へ、多量の土砂が流入→氾濫	61 年 度
タイプ2 大暗渠 3 m×3 m×2 個 スリット幅3 m 高さ 7.5 m	86,000	69,100	76,200	①タイプ1と同様、ピーク後の土砂流出が多く、通常タイプより多くなる。 ②減水期33 m ³ /s 時流路工内へ、多量の土砂が流入→氾濫	
タイプ3 スリット 幅 5.8 m 高さ 7.5 m	79,200	75,900	79,900	①タイプ1、タイプ2と同様な土砂の流出がみられるが、総量では、ほぼ通常タイプと同程度である。 ②減水期33 m ³ /s 時流路工内へ多量の土砂が流入→氾濫	
通常タイプ	73,200	81,900	81,900	①流量にみあう土砂が流出する。 ②減水期33 m ³ /s では、ダム上流へ土砂は遡上する。 ③流路工内へ多量の土砂流出はない。	
タイプ4 大暗渠 3 m×3 m×2 個	66,300	88,800	88,800	①ピーク流量まで、計画砂防ダムからの流出土砂が少ない→計画砂防ダム下流の洗掘。 ②減水期に右岸側暗渠閉塞する。 ③流路工内へ多量の土砂の流入はない。	62 年 度
タイプ5 スリット 幅 2 m 高さ 14.0 m	48,800	105,700	145,400	①ピーク流量までは、計画砂防ダムから土砂が出ない→下流洗掘が著しい。 ②減水期33 m ³ /s では、他の計画ダムタイプと同程度の土砂流出が有る。 ③流路工内へ多量の土砂の流入はない。	
タイプ6 スリット 幅 3 m 高さ 11.55 m	58,600	96,500	115,100	①ピーク流量までは、タイプ5と同様に土砂の流出がない。 ②減水期はタイプ3とタイプ5の中間程度の土砂の流出がある。 ③流路工内へ多量の土砂の流入はない。	

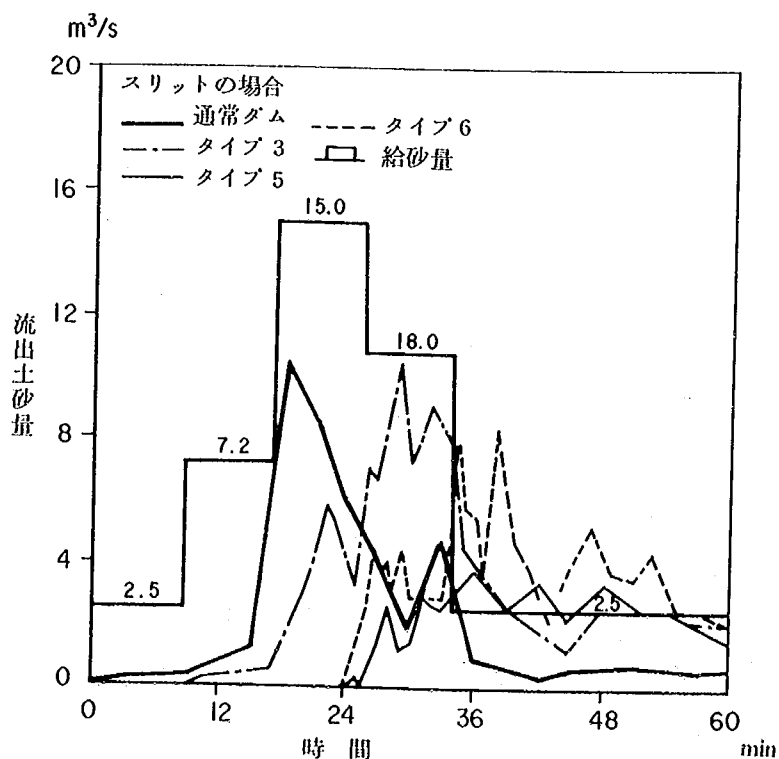
砂防ダムの調節量と堆砂量は、この砂防ダムに期待する機能を十分に満たしており、下流に位置する日影第1号砂防ダムの堆砂地での処理が可能であれば、一つの出水での流砂量はタイプ5より多くのタイプ3より少ない形状がよいことになる。

タイプ3とタイプ5の実験値を用いた総流出土砂量とスリットの幅及びスリットの断面積の関係を図-9に示す。図-9よりスリットののない砂防ダムの総流出土砂量の $73 \times 10^3 \text{ m}^3$ より総流出土砂量を少なくするスリットの幅(b)は5 mより狭く、スリットの高さ(h)は8.2 mより低くする必要がある。前述の理由によりタイプ5の総流出土砂量よりも多量の土砂を流出させることを考えるとスリットの最適な形状は $b = 2 \text{ m}$ 、 $h = 14 \text{ m}$ と $b = 5 \text{ m}$ 、 $h = 8.2 \text{ m}$ の間にあることになる。タイプ6はこのような考えのもとに $b = 3 \text{ m}$ 、 $h = 11.55 \text{ m}$ とした。

タイプ6は表-5に示すように堆砂量が $10 \times 10^4 \text{ m}^3$ より少し小さいが、ほぼ砂防ダムに期待する条件を満たしているといえる。流出土砂量の時間的な変化を図-8に示す。図-8よりタイプ6はタイプ5とタイプ3に比べて出水の後半での流出量

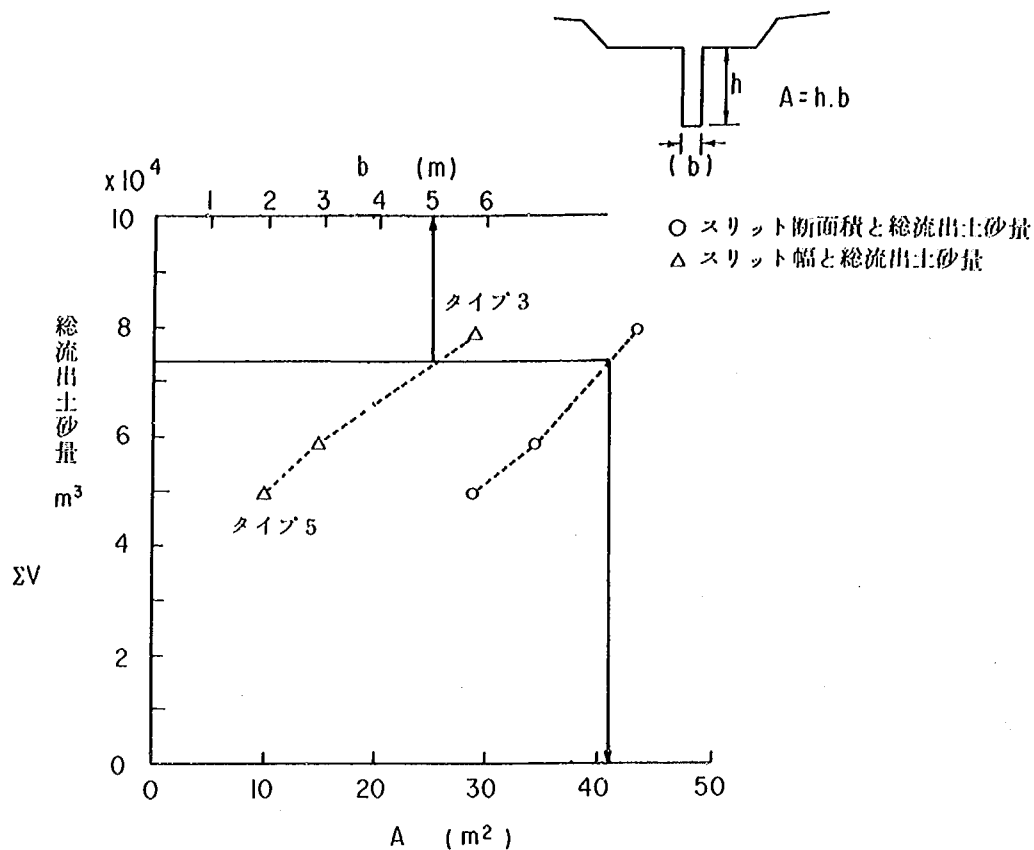


(1) 大暗渠タイプの砂防ダム



(2) スリットタイプの砂防ダム

図-8 流出土砂量の時間的な変化



図－9 スリット形状と総流出土砂量の関係

$$Q = 181 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

が多くなるが、タイプ 3 の場合に比べて流出量の時間的な変動幅は小さくなっている。流出土砂の累積量の時間的な変化を示したのが図－10 である。図－10 よりタイプ 5 とタイプ 6 の場合は、通常の砂防ダムのタイプや他の暗渠、スリットの砂防ダムに比べて、明らかに土砂の流出を遅らせる効果のあることがわかる。また、下流に位置する日影第 1 号砂防ダムから流出する土砂量の時間的な変化は、タイプ 5 とタイプ 6 では、ほとんど同じである。日影第 1 号上流砂防ダムのスリットの形状は、タイプ 6 がよいと考えられるが、一つの出水の前半での土砂流出が少ないために、図－11 に示すように一時的に砂防ダム直下での河床低下が大きくなるので、副ダムの基礎の状態によっては根固工を行うかあるいは副ダムの基礎を深くする等の対応が必要になる。

タイプ 1 ～タイプ 3 は写真－3 に示すように減水期の 33 m³/sec 時に多量の土砂が流路工に堆積し流水が氾濫した。タイプ 4 ～タイプ 6 の場合は、減水期にスリットから流出する土砂は図－11 に示すように日影第 1 号砂防ダムの堆砂地に堆積して写真－4 のように一つの出水では流路工への多量の土砂の流出はない。出水後の流路工区間における平均河床高の縦断変化を図－12 と図－13 に示す。図－12 のタイプ 1 に比べて図－13 のタイプ 6 の方が流路工に堆積している土砂は少ない。

大暗渠 (タイプ 4) の場合に減水期の流量 33 m³/sec 時に暗渠が写真－2 に示すように土砂で閉塞した。暗渠が閉塞した後の除石作業の容易さから、暗渠よりもスリットの方が有利だと考える。

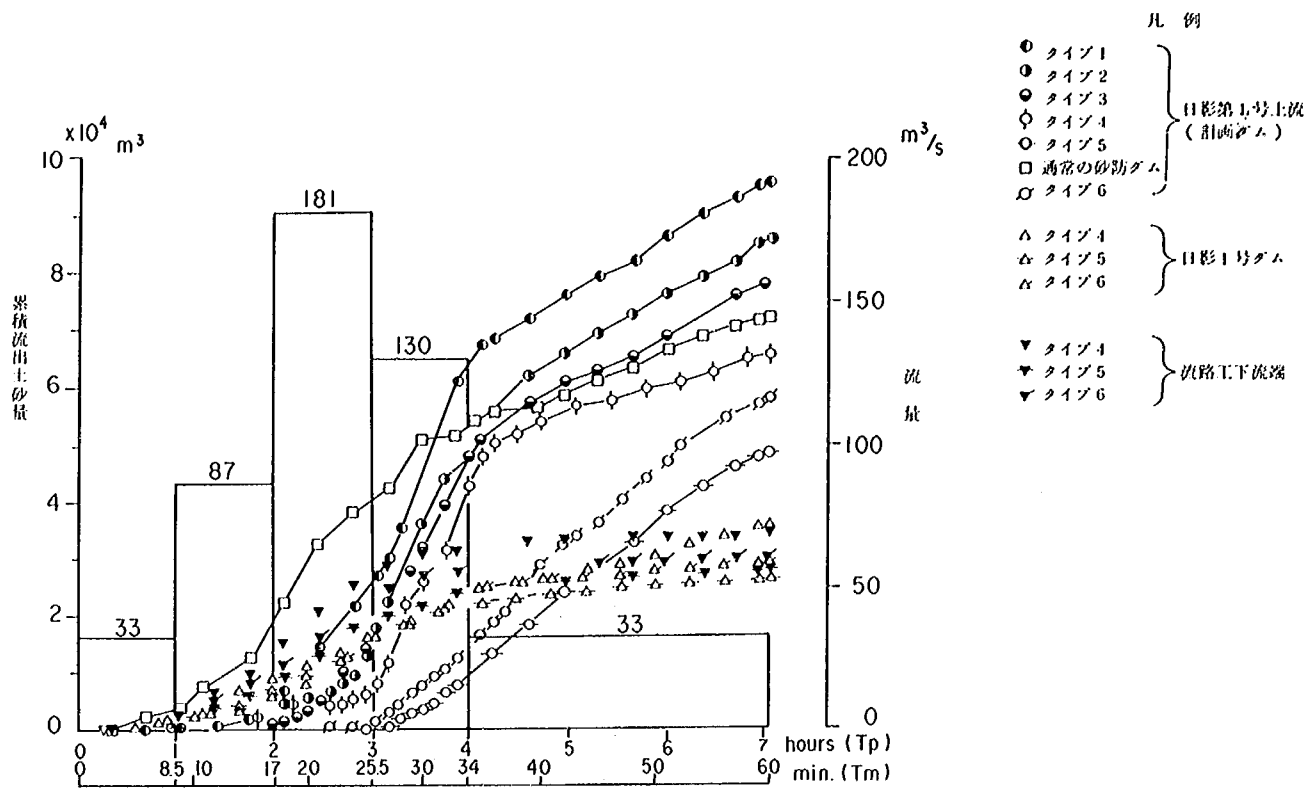


図-10 各ダムからの1洪水中の累積流出土砂量

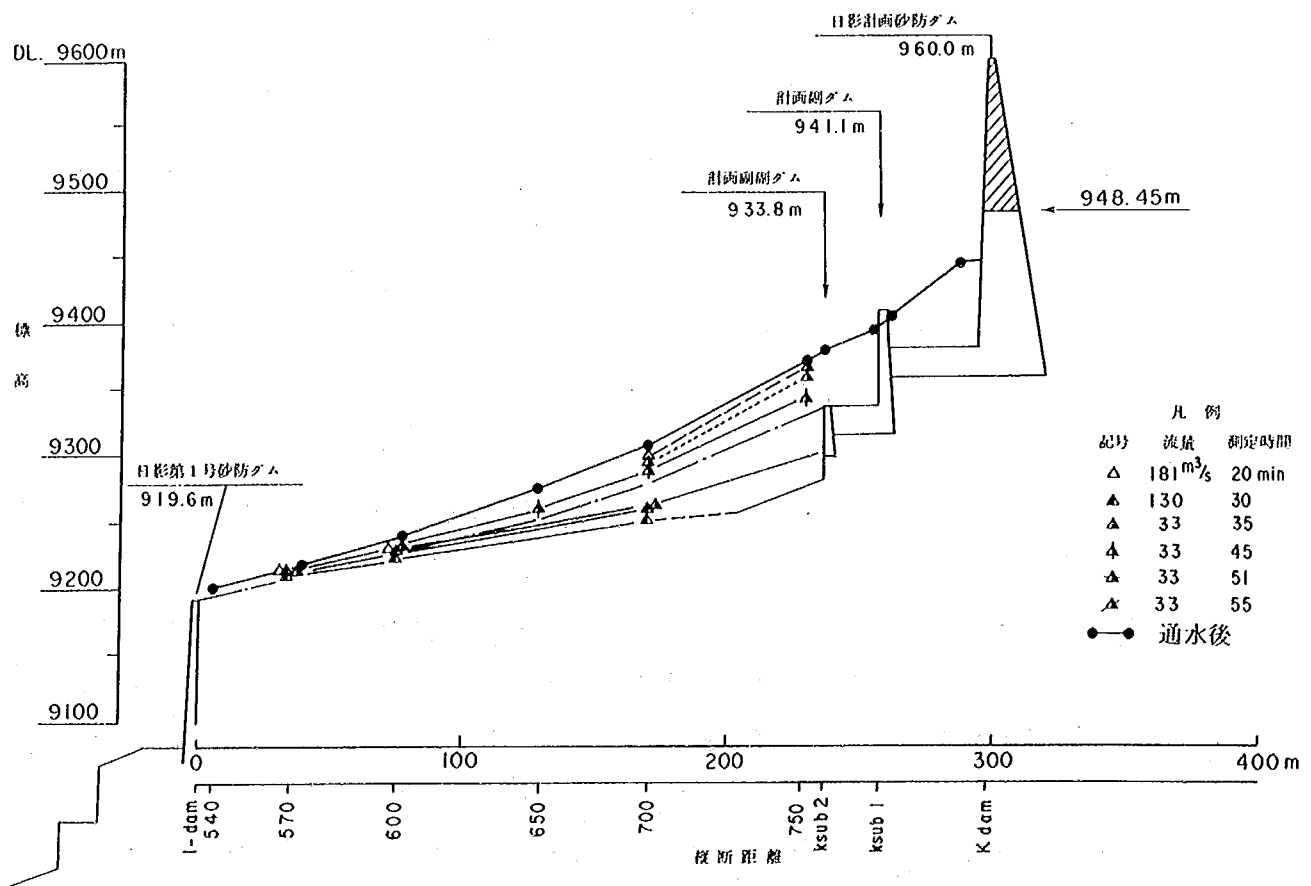
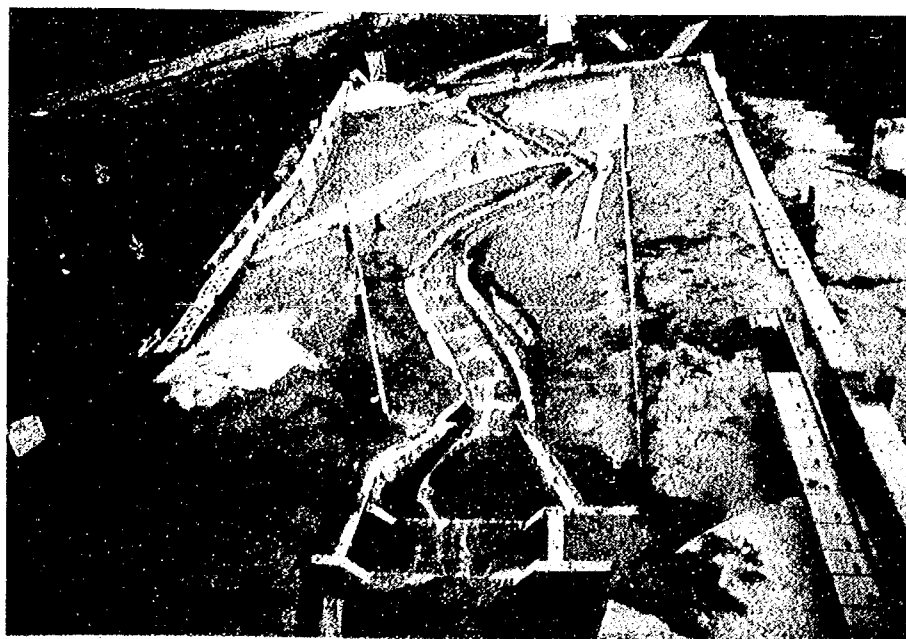


図-11 計画砂防ダム～第1号砂防ダム区間の河床縦断の時間的变化
(計画砂防ダムタイプ6)



写真－3 減水期の流路工内の土砂堆積状況（タイプ3）



写真－4 流路工の土砂流出の状況（タイプ6）

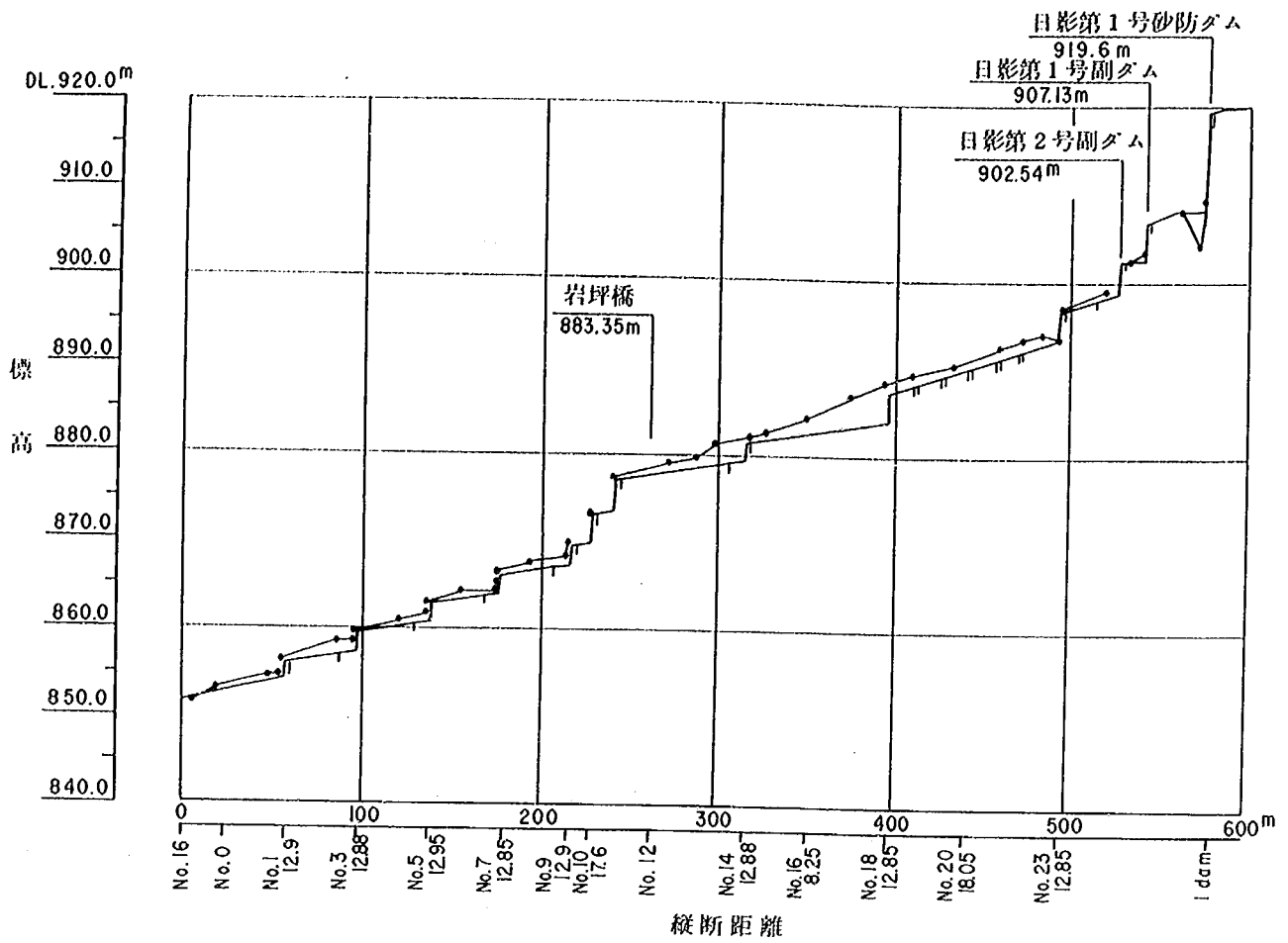


図-12 通水後の河床高縦断図

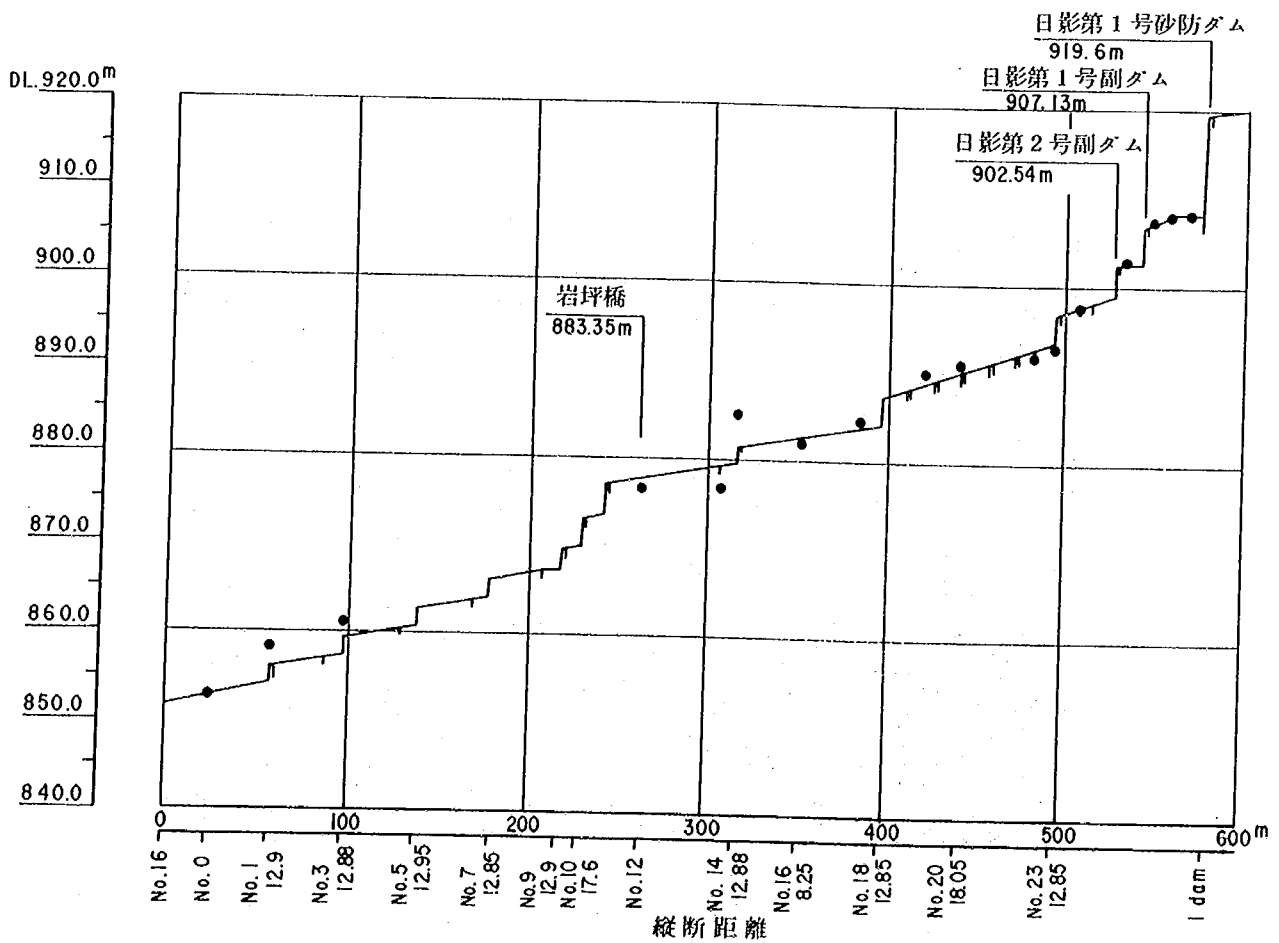


図-13 通水後の河床高縦断図

図-14 計画砂防ダムセンター位置移動状況平面図 Scale 1/500

3.2.2 ダム軸の変更に伴う河床変動と水貯池の減勢への影響

計画案では図-2, 図-14のように日影第1号上流砂防ダムの本副間で流下水を減勢するのに必要な水貯池幅を確保するために左岸の岩を掘削する計画になっている。しかし, 岩を掘削するのに多額な工事費を要することから, 図-14のようにダム軸を右岸に7m移して副ダムと垂直壁の方向を副ダムの中心線に対して13度の角度をつけた修正案を検討した。砂防ダムのスリットから流出する土砂量の時間的な変化の様子は図-15と図-16に示すように計画案と修正案とにほとんど差がない。図-17に計画案と修正案の日影第2号砂防ダム～平湯川合流点間の土砂収支を比較して示す。図-17で修正案の方が日影第1号上流砂防ダムの堆砂地の堆積土砂量が少し多い。これは, 写真-5のように減水期の $33 \text{ m}^3/\text{sec}$ に流れが蛇行してダム上流の左岸に集中する程度が計画案に比べて強いため, ダム直上流に堆砂した土砂の移動が減水期に行われなからである。

日影第1号上流砂防ダムの落下水の到達距離は17.5mで, 落下水が直接岩にあたることはない。副ダム天端での流速は $2.4 \sim 2.8 \text{ m/sec}$ と小さく落下水は十分減勢されている。

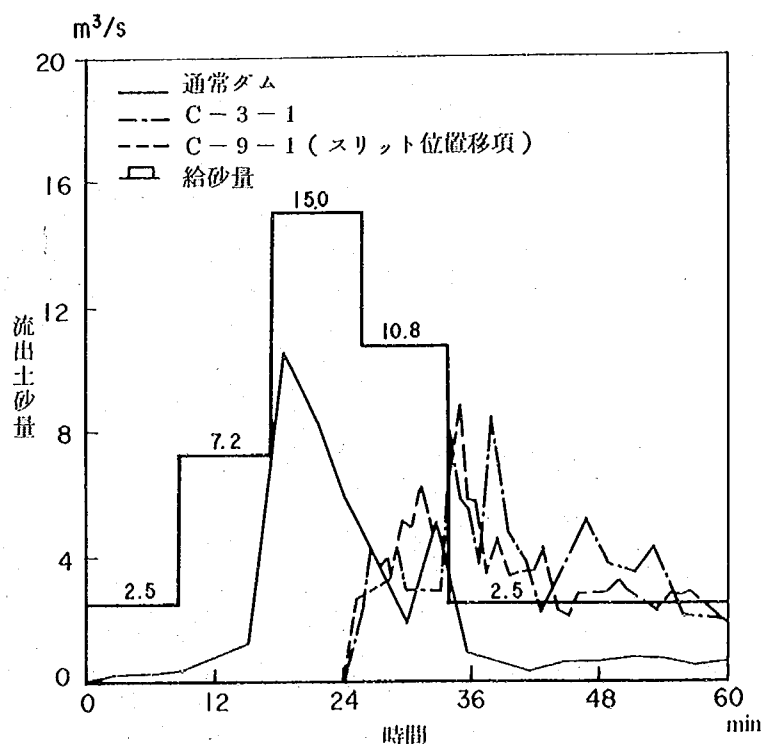


図-15 流出土砂の時間的変化(計画砂防ダム地点)

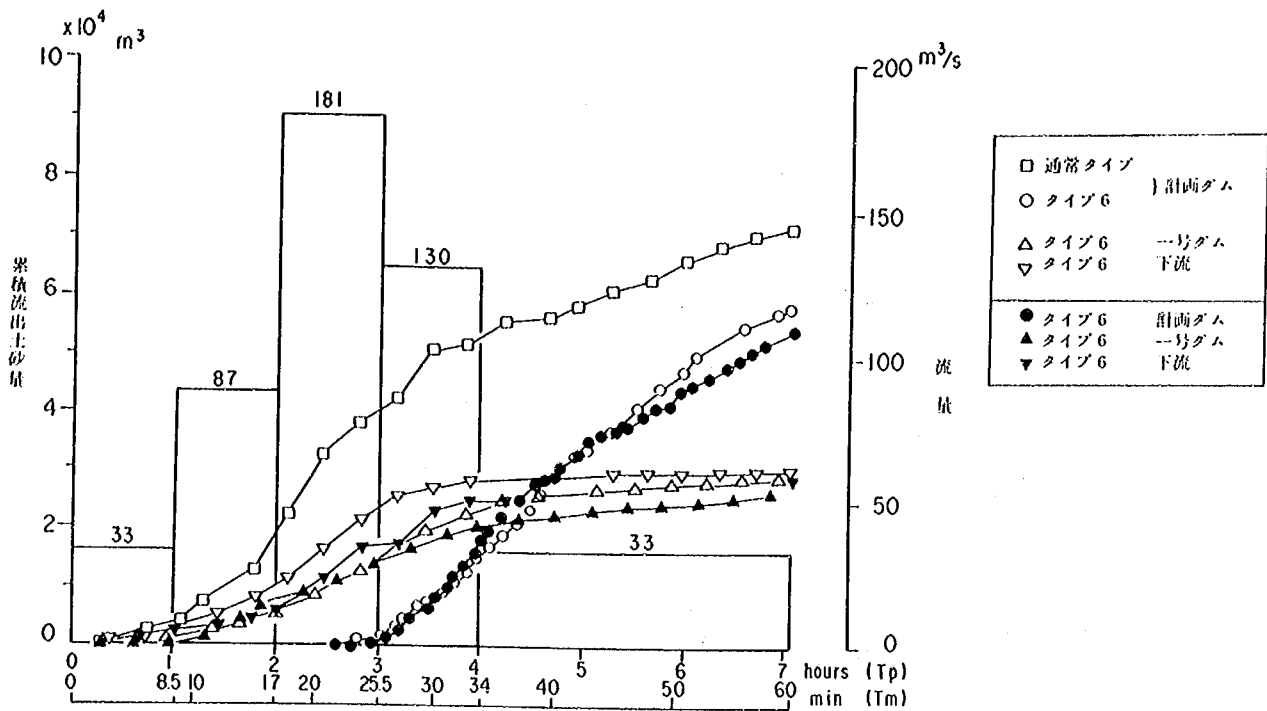


図-16 各ダムからの一出水中の累積流出土砂量

区 間		模 型 条 件	計 画 案	セ ン タ ー は 移 動
			CASE62-3	CASE62-9
第一号日影砂防ダム上流	第2号日影砂防ダム		1551	1551
	計画砂防ダム位置		965	1008
			586	543
	第1号日影砂防ダム		287	277
流路工			299	266
	平湯川合流点		△7	△23
			306	289

△: 洗掘

単位: $\times 100 \text{ m}^3$

凡 例

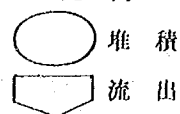
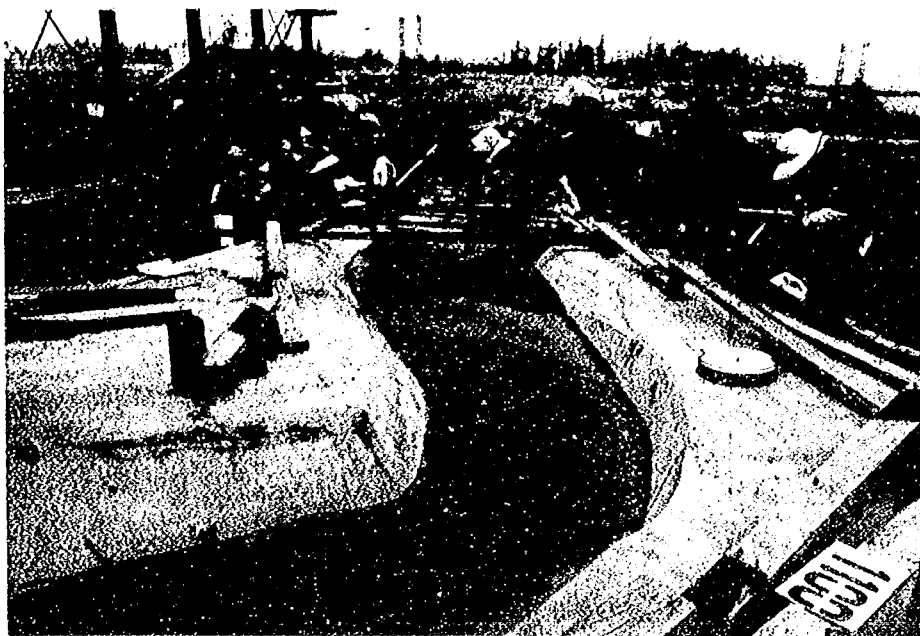


図-17 土砂収支の比較



写真－５ 日影第１号上流砂防ダムの堆砂地で減水期に主流路が固定させ、流れが集中する状況（流量 $33 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）



写真－６ 日影第１号上流砂防ダム軸を修正した場合の前庭部の流況（流量 $181 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）



写真-7 ダム軸変更前の日影第1号砂防ダム前庭部の流況
(流量 $181 \text{ m}^3/\text{sec}$)

3.2.3 流出係数の検討

日影第1号上流砂防ダムは、大オリフィスの式を適用して設計対象流量の全量をスリットで流過させる計画である。図-17は、タイプ6のスリットで大オリフィスの式で流出係数(μ)を0.65とした場合の水深と実験値の水深を比較して示している。図-17に示しているように実験値は計算値の水深より大きく、写真-8のようにダム天端を越流する。この理由が流出係数の与え方にあると考えてタイプ1～タイプ6の暗渠及びスリットの形状ごとに計算値と実験値の流出係数を比較して図-18～図-23に整理した。図-18～図-23に示す関係より暗渠及びスリットの形状ごとに流出係数は表-6のように示される。計算値と実験値の流出係数(μ)がうまく一致するのは、タイプ4のように砂防ダムの水通し天端から暗渠下端までの水深 h が大きい場合である。水深 h_1 が同じであってもタイプ6のようにスリット幅が狭い場合には実験値の流出係数(μ)のバラツキも大きくなりその範囲は0.4～0.45で設計値の流出係数よりも小さい値をとる。流出係数(μ)は大暗渠のタイプでは $\mu = 0.5 \sim 0.65$ で、スリットタイプの場合には $\mu = 0.4 \sim 0.5$ の範囲にあり暗渠の形状の方がスリットの形状より μ は大きな値をとる。

表-6 ダムのタイプと流出係数

ダムタイプ	流出係数	備考
タイプ1	0.5～0.6	暗渠
タイプ2	0.5	スリットと暗渠
タイプ3	0.5	スリット
タイプ4	0.65	暗渠
タイプ5	0.40～0.45	スリット
タイプ6	0.45～0.5	スリット

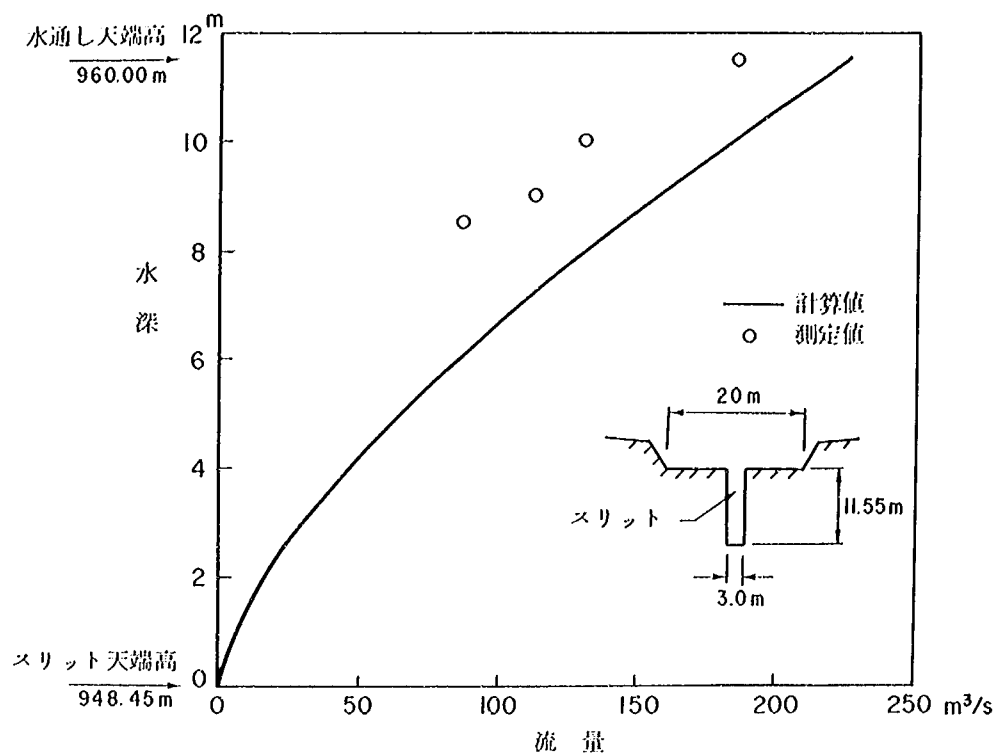


図-17 タイプ6のスリット形状の砂防ダムのH～Q関係図

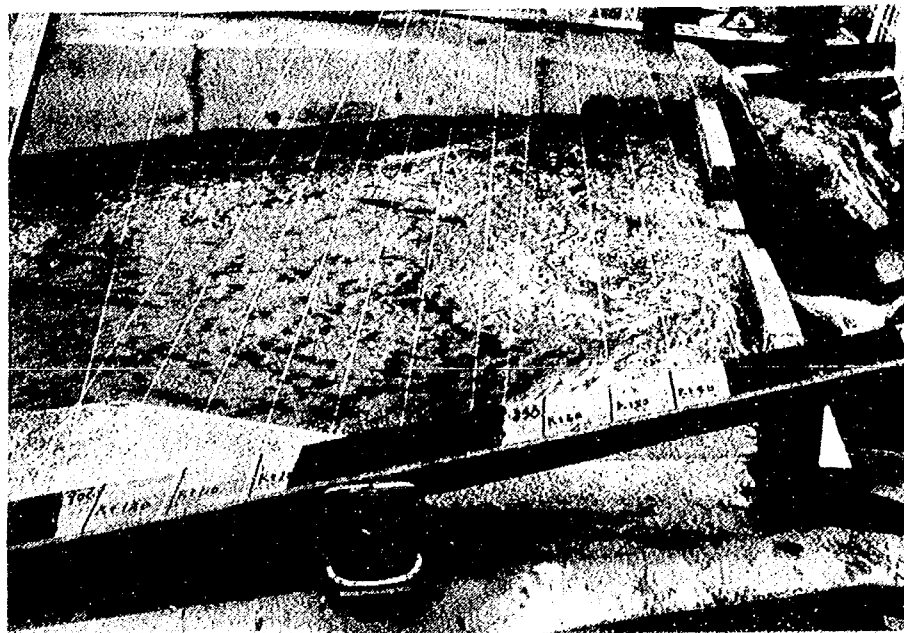


写真-8 砂防ダムの天端を越流する流れ

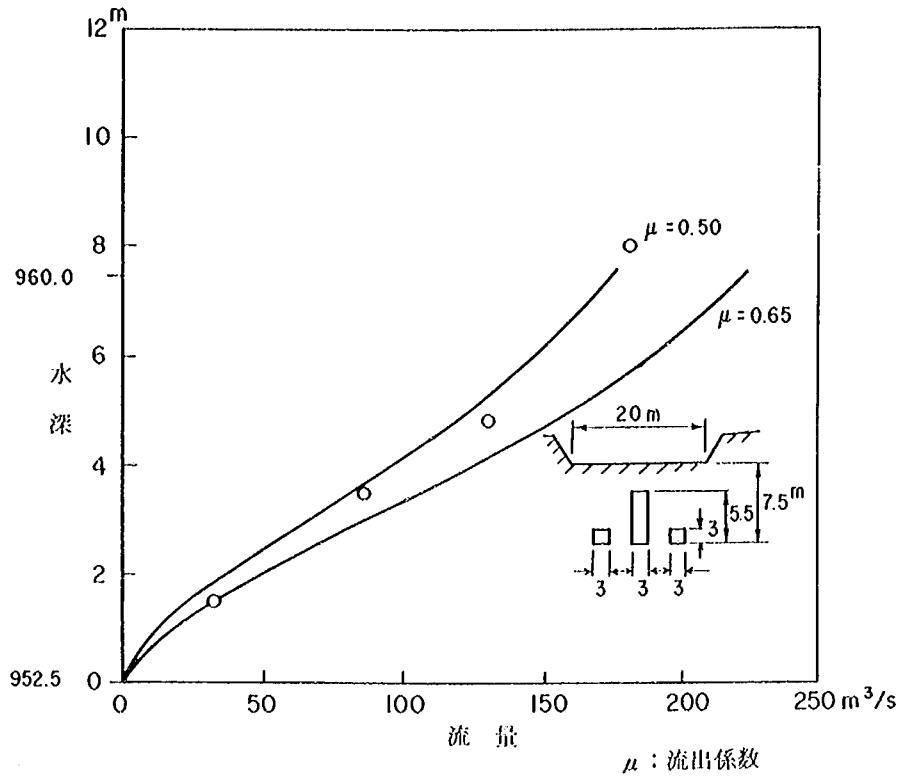


図-18 砂防ダムのタイプ1のH～Q関係図

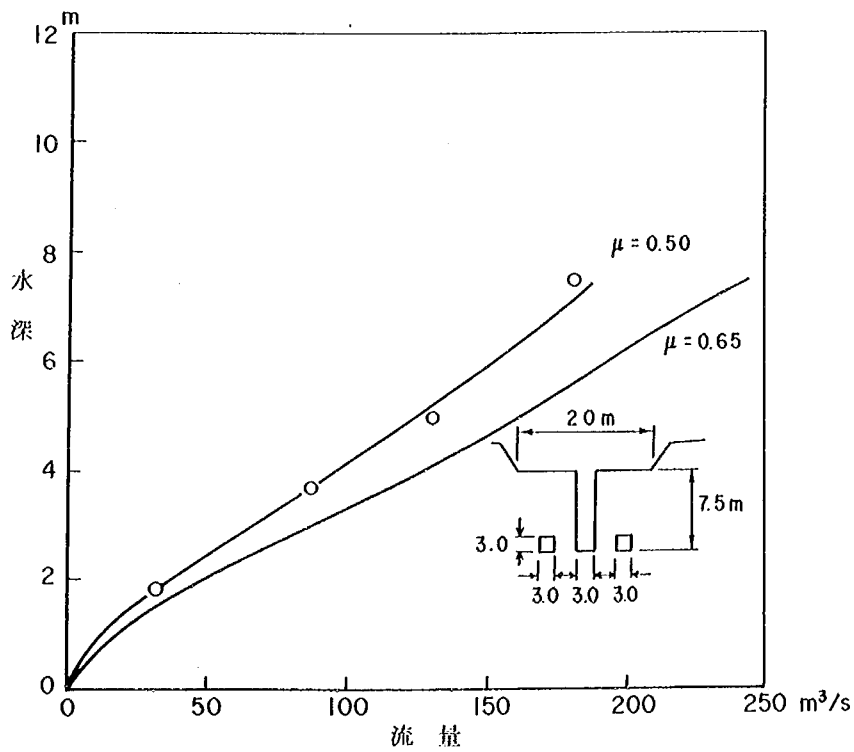


図-19 砂防ダムのタイプ2のH～Q関係図

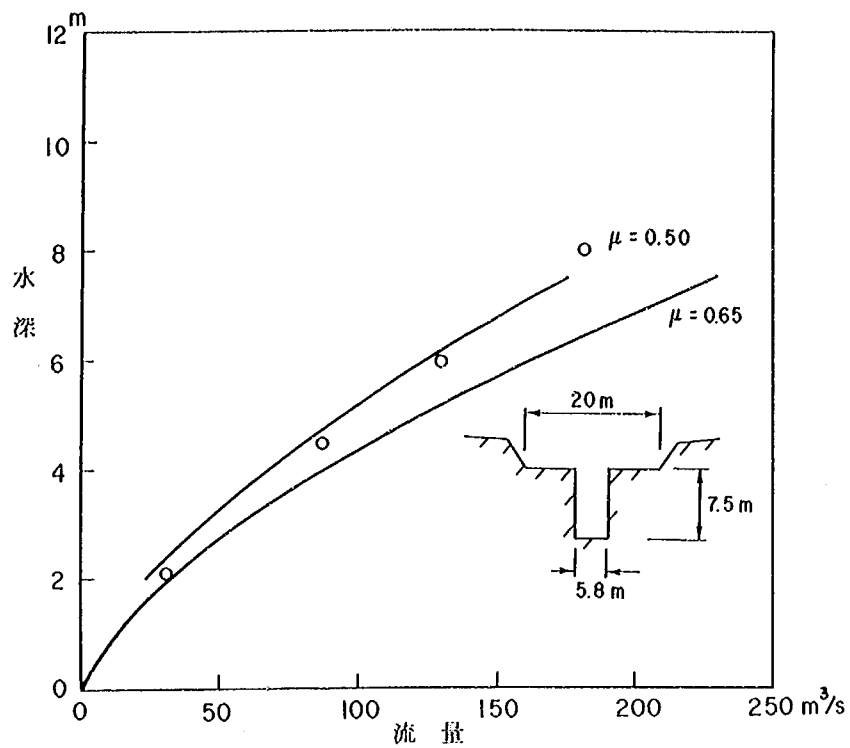


図-20 砂防ダムのタイプ3のH～Q関係図

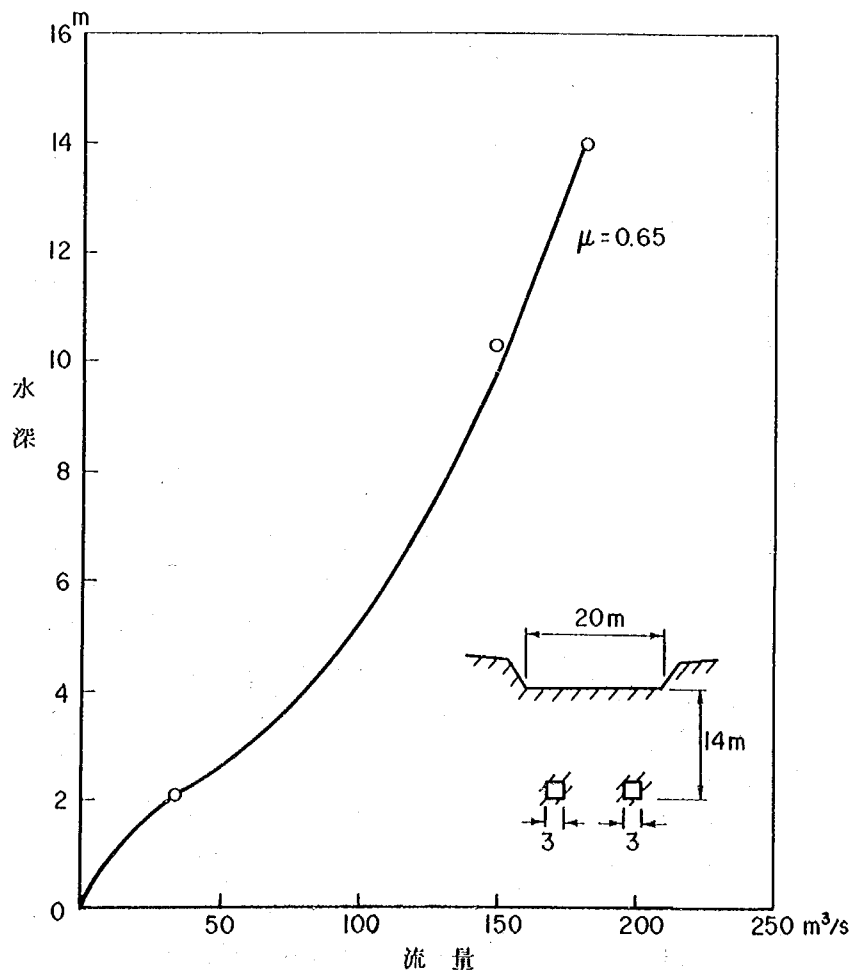


図-21 砂防ダムのタイプ4のH～Q関係図

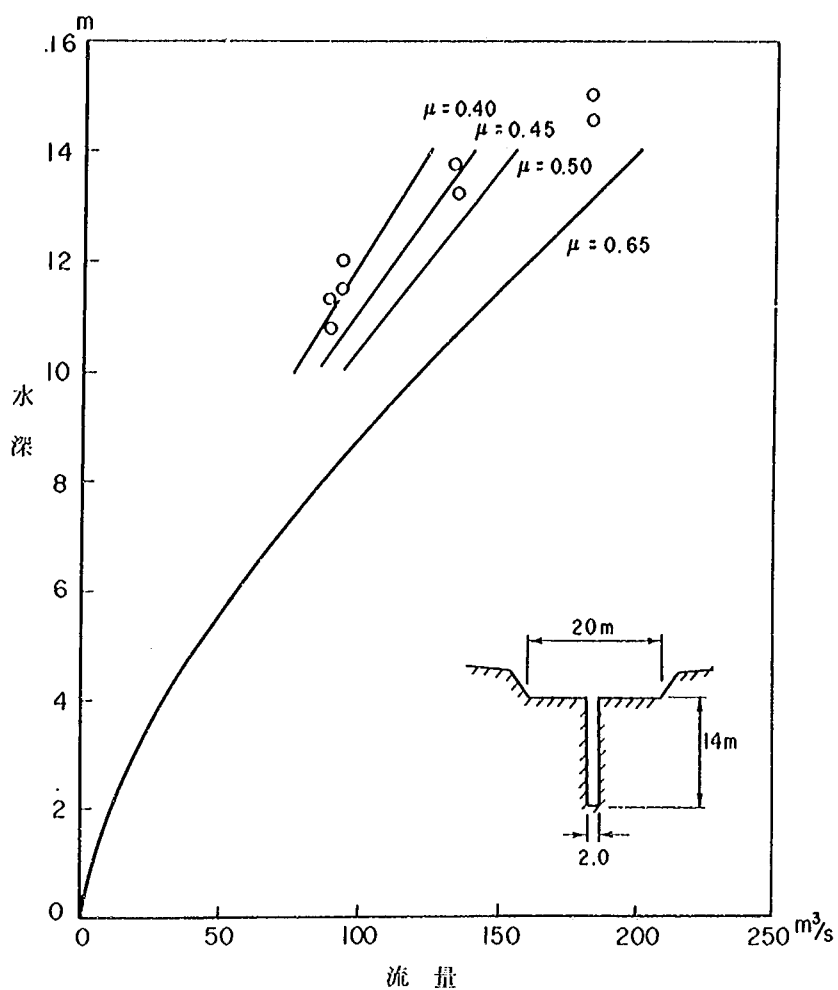


図-22 砂防ダムのタイプ5のH～Q関係図

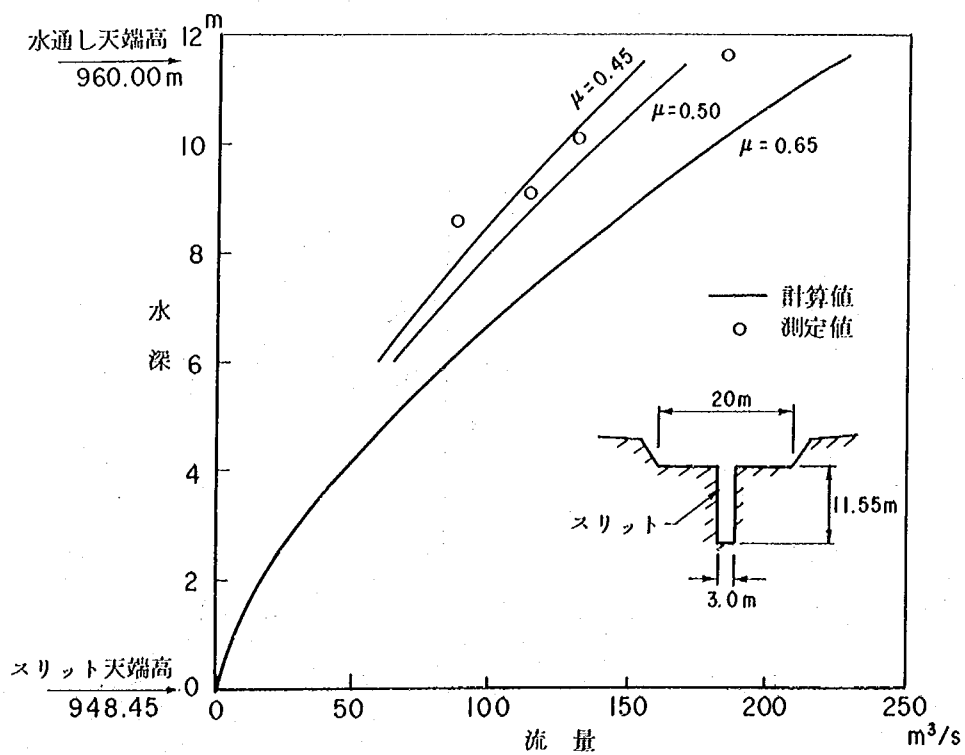


図-23 砂防ダムのタイプ6のH～Q関係図

3. 2. 4 砂堆の性状

砂防ダムによって流水がせき上げられると図-24に示すような砂堆が形成される。図-24において、原点を暗渠、スリットの底部においた場合の砂堆の肩の位置P点を (ℓ_s, h_s) で示す。砂堆前面の傾斜角 (h_s/ℓ_s) を $(h_1/d_m)I_0$ に対して示すと図-25のようになる。図-25より堆砂が平衡状態になると、堆砂前面の傾斜角は水中安息角に近づくことが考えられる。

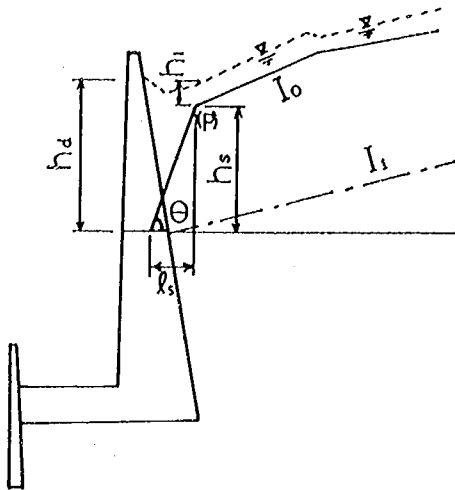


図-24 堆砂形状

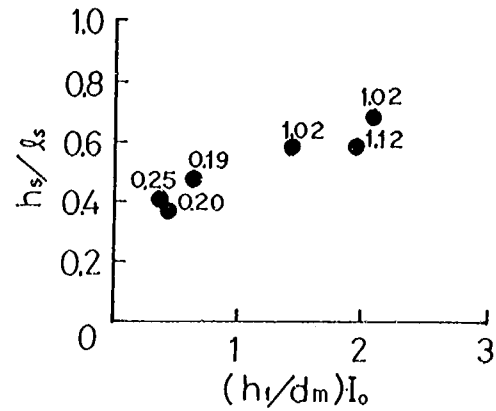


図-25 h_s/ℓ_s と $(h_1/d_m)I_0$ の関係
(図中の数字は I_0/I_1)

平衡状態に達していると言い難いが、本実験ケースに関してせき上げ水深 h_d で無次元化した砂堆の高さ h_s を $(h_1/d_m)I_0$ に対して示すと図-26のようになる。またせき上げ水深 h_d で無次元化した砂堆の長さ ℓ_s を $(h_1/d_m)I_0$ に対して示すと図-27のようになる。図-27よりP点での掃流力が小さい程、砂堆の長さ (ℓ_s) は上流に移動することがわかる。

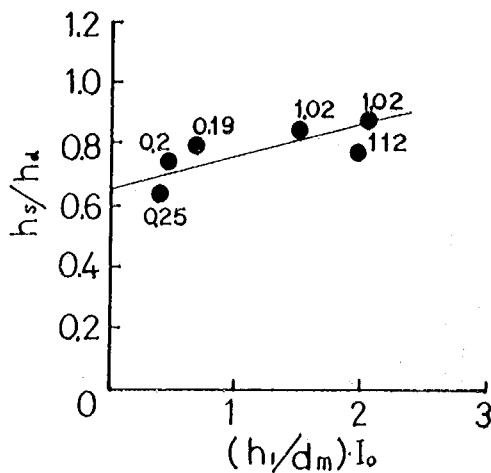


図-26 h_s/h_d と $(h_1/d_m)I_0$ の関係
(図中の数字は I_0/I_1)

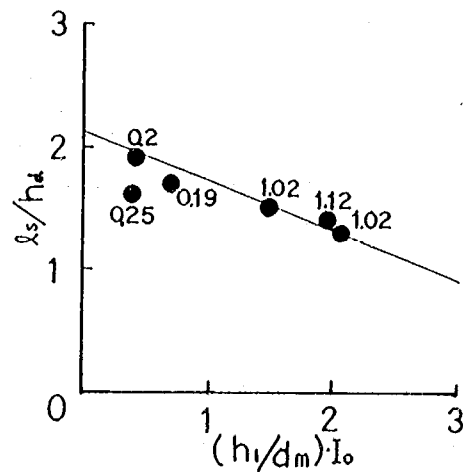


図-27 ℓ_s/h_d と $(h_1/d_m)I_0$ の関係
(図中の数字は I_0/I_1)

3.2.5 流木によるスリットの閉塞の検討

昭和59年の日影第1号砂防ダムの堆砂池及び上流の流木の実態調査¹⁾によると、流木の大半は直径0.4 m～0.5 m、長さ2 m～3 mで最大直径は1.0 m、最大長は5 mであったことが報告されている。実験は、表-7に示すように現地の平均的な大きさの流木とその2倍の大きさの流木の2種類を条件に与えて行なったが、スリットは流木で閉塞することにはなかった。図-28はスリットを有する砂防ダムの流木に関する実験²⁾の閉塞率と ℓ/B (ℓ : 流木の長さ、 B : スリット幅)との関係を示す。図-28より $\ell/B > 3$ において流木の閉塞率は多くなる。本実験の条件は、 $\ell/B \div 1.0, 1.7$ で、スリットは流木で閉塞していない。また、流木止めスクリーンに関する研究で流木の閉塞率は式(1)で示される。

表-7 流木の条件

種類	流木の径 cm	流木の長さ cm	流木の本数 本	流し方	流す時間
1	40	250	200	まとめて	181 m ³ /s → 130 m ³ /s の流量の変化時
2	80	500	100	まとめて	181 m ³ /s → 130 m ³ /s の流量の変化時
					130 m ³ /s → 33 m ³ /s の流量の変化時

$$F_r \cdot \frac{hW^2}{d\ell^2} \leq 0.8 \text{ のとき } C' \div 100$$

$$(1) \quad 0.8 < F_r \cdot \frac{hW^2}{d\ell^2} < 8 \text{ のとき } C' \div 100 \log \frac{8d\ell^2}{F_r hW^2}$$

$$8 \leq F_r \cdot \frac{hW^2}{d\ell^2} \text{ のとき } C' \div 0$$

ここに C' : 流木止めスクリーンによる流木の捕捉率(%)

F_r : フルード数

h : 砂防ダム天端上流の水深(cm)

d : 流木の直径(cm)

ℓ : 流木の長さ(cm)

W : スクリーンの水平方向純間隔(cm)

本実験で、 W をスリット幅(b)に置換え、 h にスリット上流端の水深を用いて、 $F_r \cdot \frac{hW^2}{d\ell^2}$ を求めると、 $\ell = 2.5$ m、 $d = 0.4$ mでは $F_r \cdot \frac{hW^2}{d\ell^2} = 17$ となって閉塞しないことになり、実験結果に一致する。ただし、 $\ell = 5$ m、 $d = 0.8$ mの条件では $F_r \cdot \frac{hW^2}{d\ell^2} = 2.1$ で式(1)による閉塞率は58%になるが、実験では閉塞していない。本実験のように、オープン構造でスリット部に急縮する流れと流木止めスクリーンのように流れの急縮が顕著に生じない条件ではいわゆる流木止の

スクリーンとは閉塞条件が異なるものと考えられる。

昭和47年災害で日影第1号砂防ダムまで流出したダム周辺の流木の堆積状況を写真-9に、日影第1号上流砂防ダムを計画する位置付近での流木の堆積状況を写真-10に示す。また、流木を投入してスリット部より流出する間の実験における流木の運動を写真-11に示す。

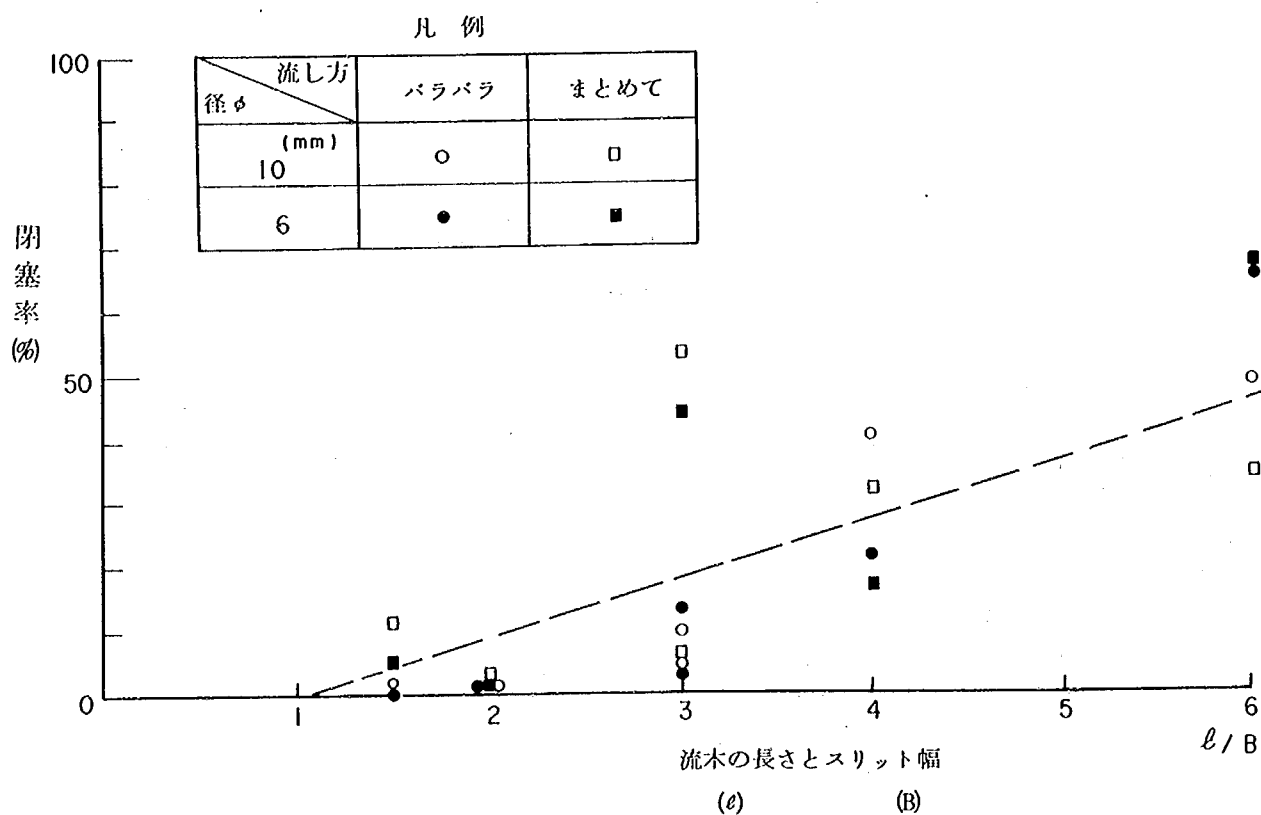


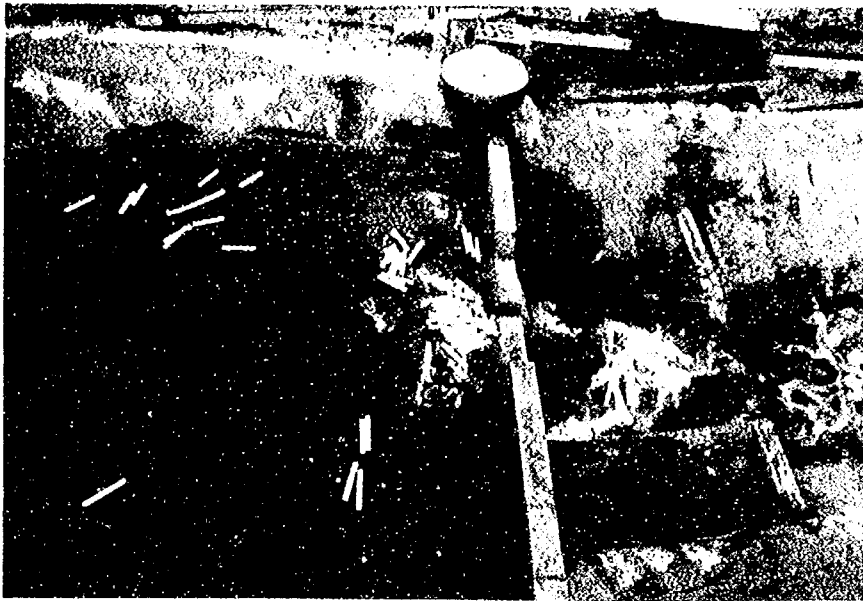
図-28 閉塞率と l/B (流木の長さスリット幅との比) との関係



写真－9 昭和47年災害に流出した流木
(日影第1砂防ダムの上流)



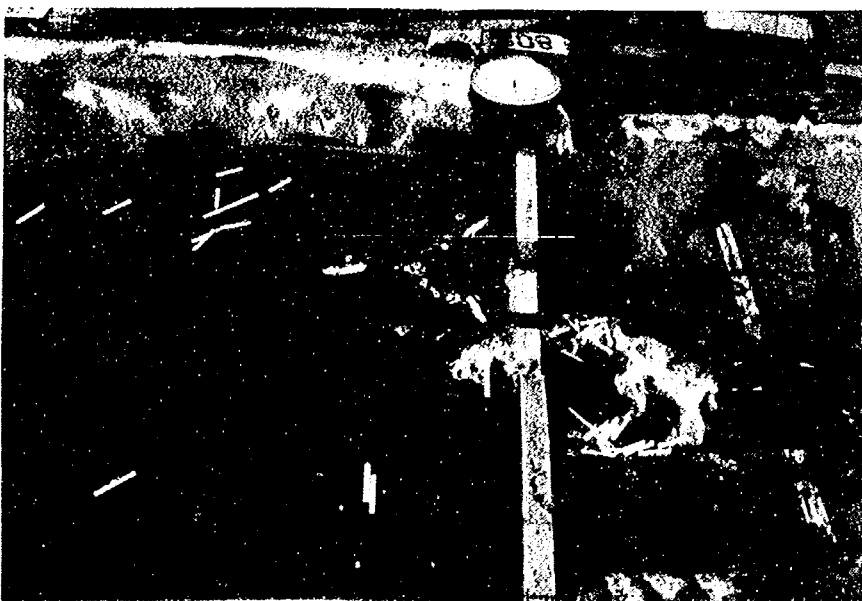
写真-10 日影第1号上流砂防ダムを計画する位置
付近に堆積している流木



流木を与えてから
5 秒後の流れ



15 秒後の流れ



30 秒後の流れ

写真-11 流木の運動の追跡（流木の径 0.8 m，長さ 5 m）

4. 日影第1号上流砂防ダムの土砂流出調節計算

4.1 土砂流出調節計算の目的

2次元の河床変動計算モデルにより、水理模型実験で検討したタイプ4とタイプ6の資料をもとに数値シミュレーションを行い、流速ベクトル表示による流れの平面的な変動を求め、河床変動の計算値と実験値を比較検討する。また、1次元河床変動計算を行い実験値と比較するほか、2次元計算の結果との比較検討を行う。

4.2 2次元の河床変動計算

4.2.1 計算手法の検討

ここでは、2次元平面流れの運動方程式、流水の連続式によって水流の解析を行い、さらに流砂量式、流砂の連続式を連立して解くことによって、2次元の河床変動計算を行う。

2次元平面流れの運動方程式は、以下のとおりである。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\beta_{xx} \cdot u_0 M) + \frac{\partial}{\partial y}(\beta_{xy} \cdot v_0 M) = -g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} \quad \dots\dots (4.1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\beta_{yx} \cdot u_0 N) + \frac{\partial}{\partial y}(\beta_{yy} \cdot v_0 \cdot N) = -g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} \quad \dots\dots (4.2)$$

また、連続式は、

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots (4.3)$$

ここに、

M ; $M = u_0 \cdot h$: x方向の単位幅流量

N ; $N = v_0 \cdot h$: y方向の単位幅流量

β ; 運動量補正係数

u_0 ; x方向の流速

v_0 ; y方向の流速

H ; $H = Z_b + h$ 水位(水面高) Z_b : 地盤高

τ ; τ_{bx}, τ_{by} x方向, y方向の底面におけるせん断応力

τ_{bx}, τ_{by} について Manning の抵抗則を用い、流速成分の比でせん断応力をそれぞれ評価すると、

$$\tau_{bx} / \rho = \frac{g \cdot n^2 \cdot u_0 \cdot \sqrt{u_0^2 + v_0^2}}{h^{1/3}} \quad \dots\dots (4.4)$$

$$\tau_{by} / \rho = \frac{g \cdot n^2 \cdot v_0 \cdot \sqrt{u_0^2 + v_0^2}}{h^{1/3}} \quad \dots\dots (4.5)$$

ここに、

ρ : 水の密度

g : 重力加速度

n : マニングの粗度係数

である。

以上の基礎方程式を直接解くことは困難なため、ここでは、差分式に直し、逐次数値計算によって解を求める。

以下、1) 差分式の検討、2) 流砂量の計算、3) 河床変動量の計算、4) 境界条件の与え方、5) 計算フローの順に示す。

1) 差分式の検討

基礎方程式の差分化は、まず、岩佐・井上・水鳥の方法⁴⁾に準じて行った。

以下に式(3.1)の差分式を示し、図-29に差分スキームを示す。

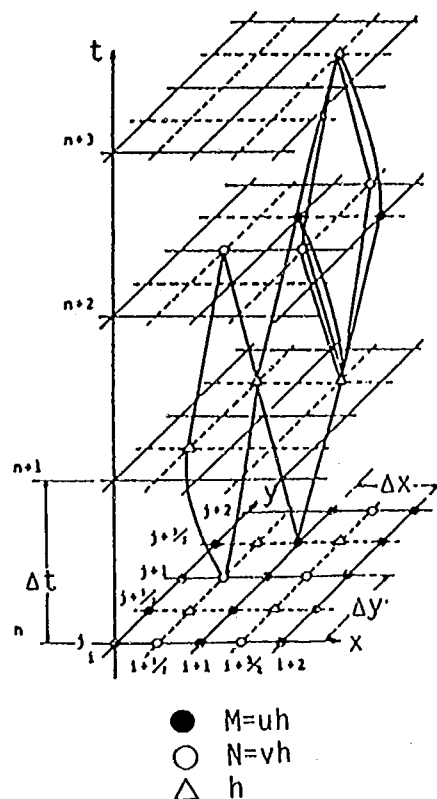


図-29 水平二次元流れの差分格子 (staggered scheme)

$$\begin{aligned}
 & \frac{M_{i,j+1/2}^{n+2} - M_{i,j+1/2}^n}{2 \cdot \Delta t} + \frac{1}{\Delta x} \cdot \left[\frac{1}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}} \cdot \left(\frac{M_{i+1,j+1/2}^n + M_{i,j+1/2}^n}{2} \right)^2 - \frac{1}{h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}} \cdot \left(\frac{M_{i,j+1/2}^n + M_{i-1,j+1/2}^n}{2} \right)^2 \right] \\
 & + \frac{1}{\Delta y} \cdot \left[\frac{(M_{i,j+1/2}^n + M_{i,j+3/2}^n) \cdot (N_{i+1/2,j+1}^n + N_{i-1/2,j+1}^n)}{h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+3/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+3/2}^{n+1}} \right. \\
 & \left. - \frac{(M_{i,j+1/2}^n + M_{i,j-1/2}^n) \cdot (N_{i+1/2,j}^n + N_{i-1/2,j}^n)}{h_{i-1/2,j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}} \right] \\
 & = -g \cdot \frac{(h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}) - (H_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} - H_{i-1/2,j+1/2}^{n+1})}{2 \cdot \Delta x} \\
 & - g \cdot n_{i,j+1/2}^2 \cdot \frac{\bar{u}_{i,j+1/2} \cdot \sqrt{(u_{i,j+1/2}^n)^2 + (v_{i,j+1/2}^n)^2}}{[(h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}) / 2]^{1/3}} \quad \dots\dots (3.6)
 \end{aligned}$$

この差分式により、計算区域に10m四方のメッシュをかけて計算を行ったところ、河床勾配が1/10、流量がピーク180 m³/secであり、流速が大きく計算結果が振動する結果となった。流速の平滑化(スムーzing)も行ったが、スムーzingをかける頻度をかなり多くしないと解が安定しない。しかし、スムーzingを多用すると、もとの方程式の解から遊離してし

まうため、他の差分式を採用することとした。

以下、最終的に用いた差分式を示す。これは、式(3.6)の差分法を修正・拡張したもので、高橋らの研究に準じている。

・ x 方向の運動量式 (3.1) の差分式

$$\frac{M_{i,j+1/2}^{n+2} - M_{i,j+1/2}^n}{2 \cdot \Delta t} + \beta \cdot XDX (\partial(u_0 M) / \partial x \text{ の差分}) + \beta \cdot XDY (\partial(u_0 M) / \partial x \text{ の差分}) = -g \frac{(h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^n) \cdot (H_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} - H_{i-1/2,j+1/2}^{n+1})}{2 \cdot \Delta x}$$

$$= -g \cdot n_{i,j+1/2}^2 \cdot \frac{\bar{u}_{i,j+1/2} \cdot \sqrt{(u_{i,j+1/2}^n)^2 + (v_{i,j+1/2}^n)^2}}{[(h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}) / 2]^{1/3}} \dots\dots\dots (4.7)$$

ここに、

$$\bar{u}_{i,j+1/2} = \frac{M_{i,j+1/2}^{n+2} + M_{i,j+1/2}^n}{h_{i+1/2,j}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}} \dots\dots\dots (4.8)$$

$$u_{i,j+1/2}^n = \frac{2 \cdot (M_{i,j+1/2}^n + M_{i,j+1/2}^{n-2})}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n-1}} \dots\dots\dots (4.9)$$

$$v_{i,j+1/2}^n = \frac{1}{4} \left\{ \frac{2 \cdot (N_{i+1/2,j+1}^n + N_{i+1/2,j+1}^{n-2})}{h_{i+1/2,j+3/2}^{n-1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+3/2}^{n-1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n-1}} \right. \\ + \frac{2 \cdot (N_{i+1/2,j}^n + N_{i+1/2,j}^{n-2})}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n-1}} \\ + \frac{2 \cdot (N_{i-1/2,j+1}^n + N_{i-1/2,j+1}^{n-2})}{h_{i-1/2,j+3/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+3/2}^{n-1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n-1}} \\ \left. + \frac{2 \cdot (N_{i-1/2,j}^n + N_{i-1/2,j}^{n-2})}{h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j-1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2,j-1/2}^{n-1}} \right\} \dots\dots (4.10)$$

以上の記号は、図-30に示した差分スキームに準じており、 i, j は x, y 方向つまり平面的拡がりを示す添字、 n は時間を示す添字である。

慣性項の XDX 及び XDY については、 u_0, v_0 の正負により後退、前進差分を使いわけ、風上差分を用いることにする。

まず, XDX について示す。

$\partial(u_0 M)/\partial x$ の u_0 および M の配置を図-31に示す。その際, u_0 はメッシュの中央で定義し, u_0 および M を次式で評価する。

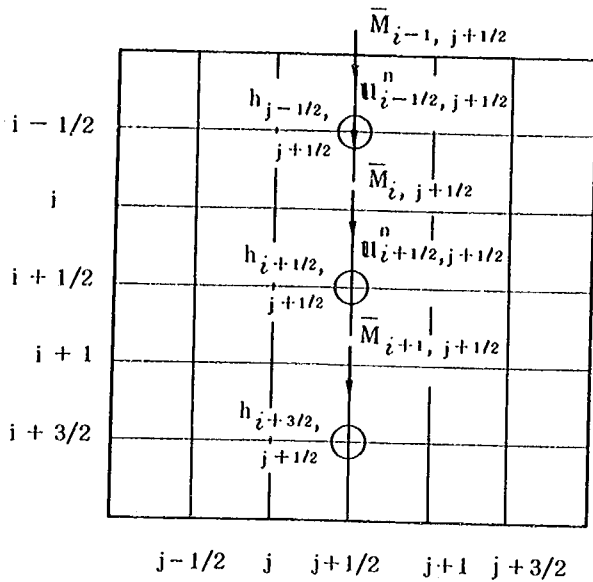


図-31 流速 u_0 とフラックス M

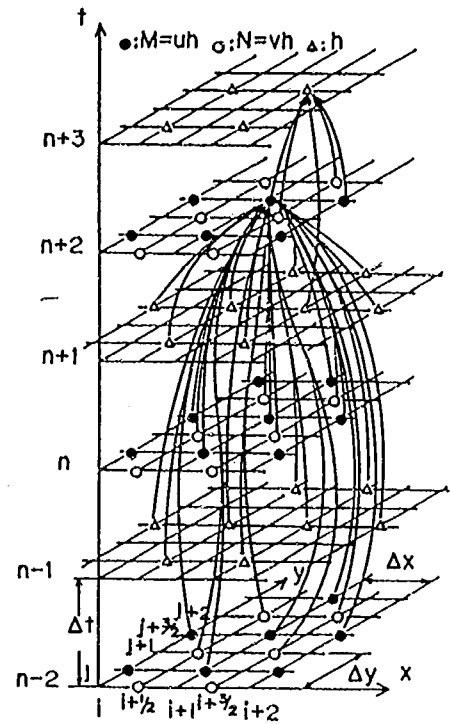


図-30 Grids for two dimensional unsteady flow calculation and arrangement of variables.

$$u_0 \Leftrightarrow u_{i+1/2, j+1/2}^n = \frac{M_{i+1, j+1/2}^n + M_{i+1/2, j+1/2}^{n-2}}{h_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+3/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}} + \frac{M_{i+1, j+1/2}^{n-1} + M_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}}{h_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+3/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}} \quad (4.11)$$

$$M \Leftrightarrow \bar{M}_{i, j+1/2}^n = \frac{M_{i, j+1/2}^n + M_{i, j+1/2}^{n-2}}{2} \quad (4.12)$$

この u と $\bar{M}$ を用いると XDX は次のように表わせる。

$$XDX = (u_{i+1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i, j+1/2}^n - u_{i-1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i-1, j+1/2}^n) / \Delta x \quad (u_{i+1/2, j+1/2}^n \geq 0, u_{i-1/2, j+1/2}^n \geq 0) \quad (4.13)$$

$$= (u_{i+1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i, j+1/2}^n - u_{i-1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i, j+1/2}^n) / \Delta x \quad (u_{i+1/2, j+1/2}^n \geq 0, u_{i-1/2, j+1/2}^n < 0) \quad (4.14)$$

$$XDX = (u_{i+1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i+1, j+1/2}^n - u_{i-1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i-1, j+1/2}^n) / \Delta x$$

$$(u_{i+1/2, j+1/2}^n < 0, u_{i-1/2, j+1/2}^n \geq 0) \quad \dots\dots (4.15)$$

$$= (u_{i+1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i+1, j+1/2}^n - u_{i-1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i, j+1/2}^n) / \Delta x$$

$$(u_{i+1/2, j+1/2}^n < 0, u_{i-1/2, j+1/2}^n < 0) \quad \dots\dots (4.16)$$

次にXDYについて示す。 u_0 をメッシュの境界線上にとり(XDXを求めた場合と一貫性に欠けるが)、輸送されるべき流量フラックスの前後における流速効果が及ぶように変数を配置した。この変数の配置を図-32に示す。この図において $M_1 \sim M_3$ および $v_1 \sim v_4$ を次式で定義する。

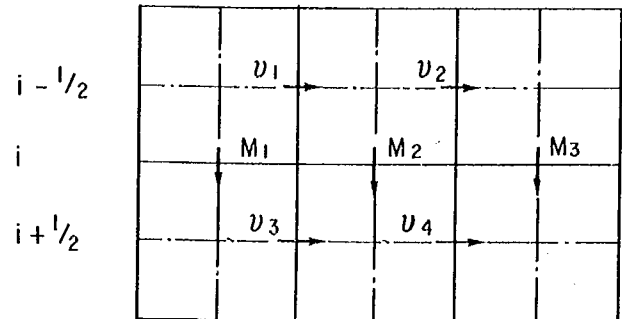


図-32 非線型慣性項の差分構成

$$M_1 = \bar{M}_{i, j-1/2}^n, \quad M_2 = \bar{M}_{i, j+1/2}^n, \quad M_3 = \bar{M}_{i, j+3/2}^n \quad \dots\dots (4.17)$$

$$v_1 = \frac{2 \cdot (N_{i-1/2, j}^n + N_{i-1/2, j}^{n-2})}{h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j-1/2}^{n-1}} \quad \dots\dots (4.18.1)$$

$$v_2 = \frac{2 \cdot (N_{i-1/2, j+1}^n + N_{i-1/2, j+1}^{n-2})}{h_{j-1/2, j+3/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+3/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1}} \quad \dots\dots (4.18.2)$$

$$v_3 = \frac{2 \cdot (N_{i+1/2, j}^n + N_{i+1/2, j-1/2}^{n-2})}{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n-1}} \quad \dots\dots (4.18.3)$$

$$v_4 = \frac{2 \cdot (N_{i+1/2, j+1}^n + N_{i+1/2, j+1}^{n-2})}{h_{i+1/2, j+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+3/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}} \quad \dots\dots (4.18.4)$$

つぎに、XDYを次式のようにおく。

$$XDY = \{ (v_0 M)_f - (v_0 M)_b \} / \Delta y \quad \dots\dots (4.19)$$

ここに、 $(v_0 M)_f$ および $(v_0 M)_b$ はそれぞれ M_2, M_3, v_2, v_4 および M_1, M_2, v_1, v_3 から求まる運動量であって、風上差分によると $v_1 \sim v_4$ および $M_1 \sim M_3$ の正負によって

$(v_0 M)_f$ および $(v_0 M)_b$ はそれぞれ次のような場合が考えられる。

$$(v_0 M)_f = (v_4 \cdot M_2 + v_2 \cdot M_3) / 2 \quad (v_4 \geq 0, v_2 < 0, M_2 \geq 0, M_3 < 0) \quad \dots\dots\dots (4.20)$$

$$= (v_4 \cdot M_3 + v_2 \cdot M_2) / 2 \quad (v_4 < 0, v_2 \geq 0, M_2 < 0, M_3 \geq 0) \quad \dots\dots\dots (4.21)$$

$$= v_4 \cdot M_2 \quad (v_4 \geq 0, v_2 < 0, M_2 \geq 0, M_3 \geq 0) \\ \text{or } v_4 \geq 0, v_2 \geq 0, M_2 \geq 0, M_3 : \text{任意}) \quad \dots\dots\dots (4.22)$$

$$= v_4 \cdot M_3 \quad (v_4 < 0, v_2 \geq 0, M_2 \geq 0, M_3 \geq 0) \\ \text{or } v_4 < 0, v_2 < 0, M_2 : \text{任意}, M_3 \geq 0) \quad \dots\dots\dots (4.23)$$

$$(v_0 M)_f = v_2 \cdot M_3 \quad (v_4 \geq 0, v_2 < 0, M_2 < 0, M_3 < 0) \\ \text{or } v_4 < 0, v_2 < 0, M_2 : \text{任意}, M_3 < 0) \quad \dots\dots\dots (4.24)$$

$$= v_2 \cdot M_2 \quad (v_4 < 0, v_2 \geq 0, M_2 < 0, M_3 < 0) \\ \text{or } v_4 \geq 0, v_2 \geq 0, M_2 < 0, M_3 : \text{任意}) \quad \dots\dots\dots (4.25)$$

0 ; 上記以外の場合

$$(v_0 \cdot M)_b = (v_3 \cdot M_1 + v_1 M_2) / 2 \quad (v_3 \geq 0, v_1 < 0, M_1 \geq 0, M_2 < 0) \quad \dots\dots\dots (4.26)$$

$$= (v_3 M_2 + v_1 M_1) / 2 \quad (v_3 < 0, v_1 \geq 0, M_1 < 0, M_2 \geq 0) \quad \dots\dots\dots (4.27)$$

$$= v_3 \cdot M_1 \quad (v_3 \geq 0, v_1 < 0, M_1 \geq 0, M_2 \geq 0) \\ \text{or } v_3 \geq 0, v_1 \geq 0, M_1 \geq 0, M_2 : \text{任意}) \quad \dots\dots\dots (4.28)$$

$$= v_3 \cdot M_2 \quad (v_3 < 0, v_1 \geq 0, M_1 \geq 0, M_2 \geq 0) \\ \text{or } v_3 < 0, v_1 < 0, M_1 : \text{任意}, M_2 \geq 0) \quad \dots\dots\dots (4.29)$$

$$= v_1 \cdot M_2 \quad (v_3 \geq 0, v_1 < 0, M_1 < 0, M_2 < 0) \\ \text{or } v_3 < 0, v_1 < 0, M_1 : \text{任意}, M_2 < 0) \quad \dots\dots\dots (4.30)$$

$$= v_1 M_1 \quad (v_2 < 0, v_1 \geq 0, M_1 < 0, M_2 < 0) \\ \text{or } v_3 > 0, v_1 \geq 0, M_1 < 0, M_2 : \text{任意}) \quad \dots\dots\dots (4.31)$$

$$(v_0 \cdot M)_b = 0 \quad (\text{上記以外の場合}) \quad \dots\dots\dots (4.32)$$

以上、流れのパターンが、式(3.20)～(3.32)のどの組合せから構成されるかを判断し、式(3.19)からXDYを求めればよい。

以上で、x 方向の差分化は完了するが、y 方向については省略する。

次に、流水の連続式の差分化は次のように行う。

$$\frac{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+3} - h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1}}{2 \cdot \Delta t} + \frac{M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - M_{i+1/2, j+1}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{N_{i+1/2, j+1}^{n+2} - N_{i+1/2, j}^{n+2}}{\Delta y} = 0$$

..... (4.3 3)

x 方向、y 方向の運動方程式の差分式ならびに上記の連続式を解けば、任意の時刻の $h_{i+1/2, j+1/2}^{n+3}$ 、 $M_{i, j+1/2}^{n+2}$ 、 $N_{i+1/2, j}^{n+2}$ が計算される。

2) 流砂量の計算

流砂量の計算は、ある臨界勾配 i_c を設け、図-33のように計算されるメッシュ間の勾配 S_{ij} が

$S_{ij} \geq i_c$ ならば、土石流として流砂量を計算

$S_{ij} < i_c$ ならば、掃流として流砂量を計算

する。

(1) $S_{ij} \geq i_c$ のとき

次の高橋の土石流濃度式によって濃度を計算する。

$$C_d = \frac{\rho \cdot S_{ij}}{(\sigma - \rho) \cdot (\tan \phi - S_{ij})}$$

..... (4.3 4)

$$C_d = \frac{Q_B}{Q + Q_B}$$

..... (4.3 5)

$$Q_B = \frac{C_d}{1 - C_d} \cdot Q$$

..... (4.3 6)

ここに、 ρ : 水の密度

ϕ : 内部摩擦角

σ : 礫の密度

Q_B : 流砂量

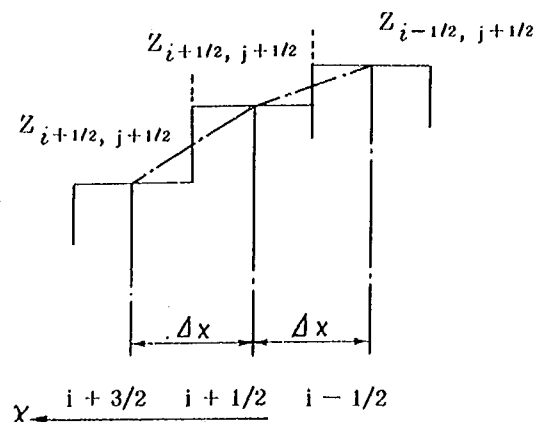
2.1.1 の計算により、単位幅当りの流量

$M_{i, j+1/2}$ が計算されるから、単位幅当りの流砂量 q_B は、

$$q_B = \frac{C_d}{1 - C_d} \cdot M_{i, j+1/2}$$

... (4.3 7)

として計算する。



$$S_{ij} = \frac{Z_{i+1/2, j+1/2} - Z_{i+3/2, j+1/2}}{\Delta x}$$

(y 方向も同様である)

図-33 x 方向の河床勾配の計算

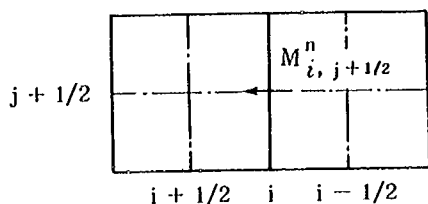
(2) $S_{ij} < i_c$ のとき

流砂量を掃流砂として計算するので、その計算手順を以下に示す。

$$i_c = (q \cdot n / h^{5/3})^2 = q^2 \cdot n^2 / h^{10/3} \quad \dots\dots\dots (4.38)$$

次のようなメッシュ間の流砂量を計算する際は、

$$q = \frac{1}{2} \cdot (M_{i,j+1/2}^{n+2} + M_{i,j+1/2}^n) \quad \dots\dots\dots (4.39)$$



$$h = \frac{1}{4} \{ h_{i+1/2,j+1/2}^{n+3} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+3} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} \} \quad \dots\dots\dots (4.40)$$

として計算する。

① 掃流力の計算

無次元掃流力 τ_* は、次のように計算する。

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot h \cdot i_c \quad \dots\dots\dots (4.41)$$

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad \dots\dots\dots (4.42)$$

$$\tau_* = u_*^2 / \{ (\frac{\sigma}{\rho} - 1) \cdot g \cdot d \} \quad \dots\dots\dots (4.43)$$

ここに、 d : 粒径、 u_* : 摩擦速度、 g : 重力加速度である。

② 掃流砂量の計算

掃流砂量は、次の水山式によって計算する。

$$q_B / \sqrt{(\frac{\sigma}{\rho} - 1) \cdot g \cdot d^3} = 12 \cdot \tau_*^{1.5} \cdot (1 - \alpha^2 \cdot \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}) \cdot (1 - \alpha \cdot \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}) \quad \dots\dots\dots (4.44)$$

ここに、

q_B : 単位幅当りの掃流砂量 (m^3/sec)

α^2 : 移動限界掃流力と停止限界掃流力との比

τ_{*c} : 限界掃流力

以上のようにして、各メッシュから流出する流砂量を計算するが、計算された流砂量 Q_B ($= q_B \times \Delta x$ or Δy) がメッシュ内に存在する土砂量の $1/4$ より大きい場合次のように流砂量を補正する。

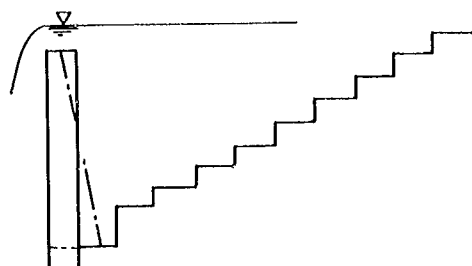
$$Q_B = \frac{1}{4} \cdot \Delta z \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot C_* \quad \dots\dots\dots (4.45)$$

ここに、

Δz : 堆 積 深

C_* : 堆積土砂の濃度

なお、メッシュ間の勾配 S_{ij} が逆勾配となったときは、流砂量は 0 とした。これは、ダム天端から水流が越流するような場合、掃流砂として土砂が流出することは、ダムが満砂していない場合は考えられないが、計算上はダム天端での掃流力が大きく流砂量が生ずるため、便宜上このような措置をとった。また、逆勾配でも流砂が生じるようにすると、河床高が振動するような結果となった。



3) 河床変動量の計算

河床変動量の計算は、次の 2 次元の流砂の連続式を差分化して解く。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{By}}{\partial y} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (4.46)$$

ここに、

z : 河床高

λ : 空隙率

q_{Bx} : x 方向の流砂量

q_{By} : y 方向の流砂量

流水の連続式と同様にして、差分化すると以下のとおりである。

$$\begin{aligned} \frac{Z_{i+1/2, j+1/2}^{n+3} - Z_{i+1/2, j+1/2}^{n+1}}{2 \cdot \Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{q_{Bx, i+1, j+1/2} - q_{Bx, i, j+1/2}}{\Delta x} \right. \\ \left. + \frac{q_{By, i+1/2, j+1} - q_{By, i+1/2, j}}{\Delta y} \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (4.47) \end{aligned}$$

4) 境界条件の与え方

境界条件は、上流端と下流端に与える。上流端では、計算流量時系列に応じてその流量を単位幅当りの流量に換算し、図-34のように $M_{i, j+1/2}$ として与える。当初はこの流量フラックスのみ上流端での境界条件として与えていたが、上流端付近の流速が、安定しないために流量を供給するメッシュの水深を与えた。本計算では、等流水深を計算しその水深を図-34の場合、 $h_{i-1/2, j+1/2}$ として与えた。また、流砂濃度を与える下流端は堰となるため水位の変動によって流量が変動する。したがって、下流端のメッシュでは、 $H \sim Q$ 曲線を入力しておき、次のように流量フラックス $M_{j, j+1/2}$ を計算する。

$$H_{i-1/2, j+1/2} = h_{i-1/2, j+1/2} + Z_{i-1/2, j+1/2}$$

..... $H \sim Q$ 曲線を入力

$$M_{i, j+1/2}$$



図-34 境界条件の与え方

4.2.2 計算条件と計算ケースの設定

1) 計算範囲

計算範囲は、計画の日影第1号上流砂防ダム上流より日影第2号砂防ダム下流約500mである。

2) 計算対象ダム形状

計算の対象とするダム形状は図-35のとおりで、Type-1は大きなスリットを1本有する砂防ダムで、Type-2は大きな暗渠を2個有する砂防ダムである。下流端の境界条件としての図-35の $H \sim Q$ 曲線は、大オリフィスの式を適用した。

3) 計算メッシュの大きさ

スリット幅と暗渠幅が3mであるので、3m四方のメッシュで河道を表現するのが望ましい。しかし、試算によると9m四方のメッシュでモデルを作成した場合でも、土木研究所の

汎用電算機M-680 Hを用いて約120分のCPU TIMEを必要とする。3 mメッシュを採用すると空間的な計算量だけでその9倍必要であるし、計算時間刻みももっと小さくとらなければならない。したがって、1 ケース、日単位の計算時間を必要とすることとなり、計算手法の模索の現段階では3 mメッシュを作成することは得策ではない。そこで、2次元性を表現し得る最大のメッシュ幅として $\Delta x = \Delta y = 10\text{m}$ を用いた。これより大きくすると、2次元性がうすれる。ここで、問題となるのがスリット（暗渠部）の境界条件である。下流端の $H \sim Q$ 曲線は、固定となるので、実際では3 m幅で流出する流量が10 m幅で流出することとなるので、単位幅当りの流量フラックスは、 $H \sim Q$ 曲線より、 q が求められ、

$$M = q \times (3\text{ m}) / \Delta y (10\text{ m})$$

として計算される。そのため、流水の集中度はうすれる。しかし、前回の流量フラックス N_1 、 N_2 、 M_1 に与える影響は、メッシュ内の水位の方が大きいものと思われ、この境界条件でほぼ下流端の状況が表現できるものと思われる。

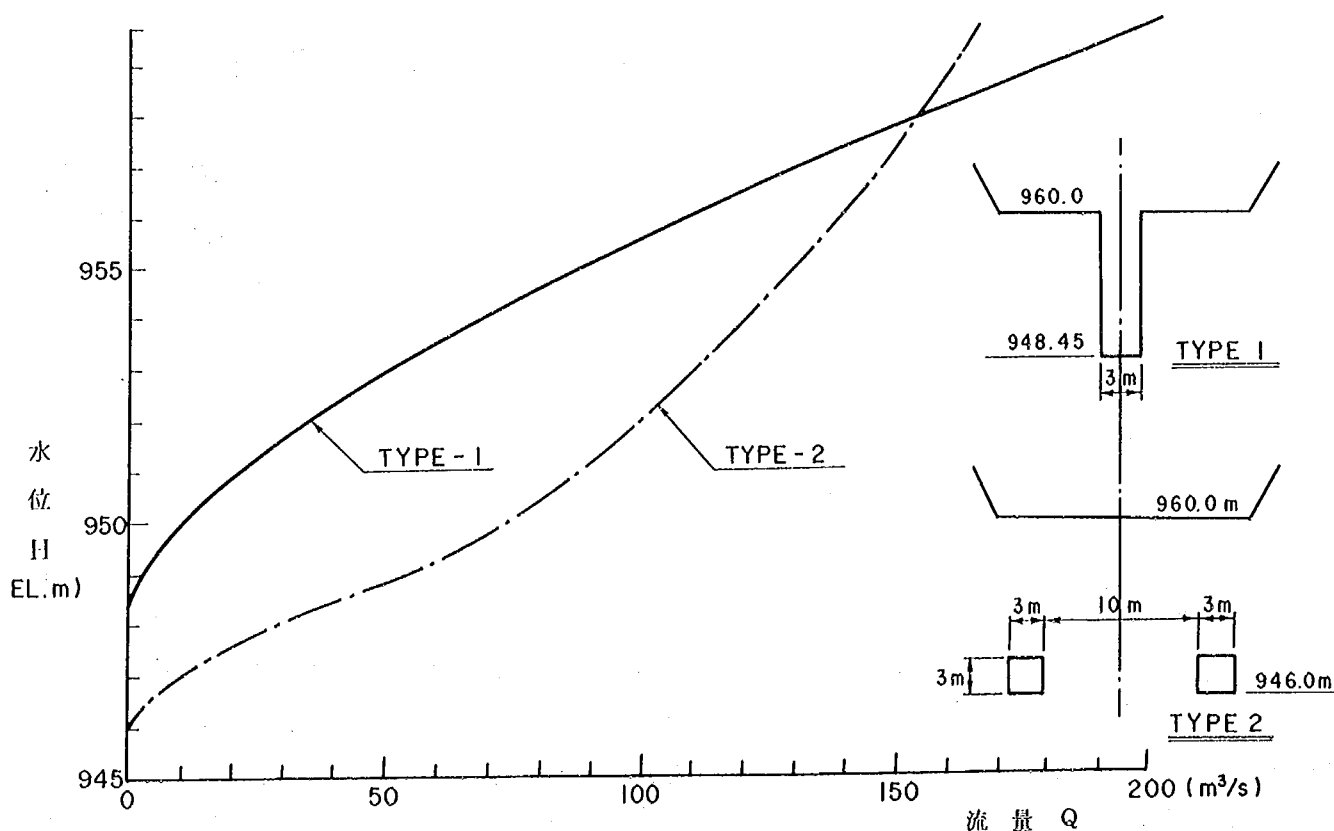
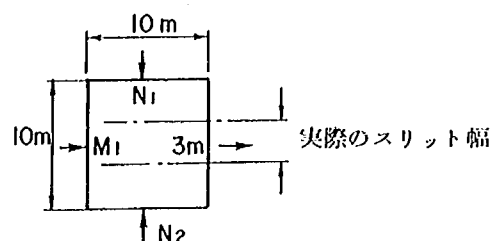


図-35 計画砂防ダム地点の $H-Q$ 曲線と透過部の形状

4) 初期地盤高

初期地盤高は、ダムの透過部の形状によって異なる。TYPE-1では、スリット敷高EL. 948.45mを基点として上流に元河床勾配の1/2河床勾配で伸ばした河床形状が初期河床となっている。2次元の河床変動計算では、河道を10m四方のメッシュでおおうので、初期地盤高として各メッシュの地盤高をひらう必要がある。しかし、実験では、図-36に示した横断測線での横断形状がとられているだけであるので、図-36の各メッシュの地盤高をこの横断形状を参考に内挿法により決定した。この手法により、TYPE-1の初期地盤高を設定したのが、図-37(1)である。また、TYPE-2では、暗渠敷高946.0mが基点となり、初期地盤高を上記と同様の方法で求めると図-37(2)のとおりである。

5) 流量時系列及び給砂時系列

流量時系列は、実験と同様、図-38に示したものをを用いる。

また、給砂の時系列は、図-38の計画洪水{ (5)番まで }が終了するまでに

$$V = 155,100 / C_* = 155,100 / 0.65 \div 238,000 \text{ (m}^3\text{)}$$

の土砂が供給されている。

濃度に変換すると、

$$C = \frac{Q_B}{Q + Q_B} = 0.0752$$

となり、この値を土砂濃度として与えた。

上流端からの供給幅はメッシュ3ヶ(30m)を用いて与える。流量フラックスは表-8のとおりである。③流量フラックスは次式により計算し、④水深は、土砂供給地点の勾配*i*が*i* = 0.1程度であることから、この勾配により等流水深(マニング則：*n* = 0.06)を計算し求めた。

$$\textcircled{3} M = \textcircled{1} \times (1.0 + \textcircled{2} / 100) / 30 \text{ (m)}$$

なお、計算ケースによっては粗度係数を0.1とした場合も計算しているが、水深は表-8の値を用いた。これは、試算から、上流端水深の影響は下流河床変動に大きく及ばないと判断したためである。

6) その他の計算条件

式(4.7)における Δx (及び Δy)は前述のように $\Delta x = \Delta y = 10 \text{ m}$ とした。代表粒径*d*は*d* = 0.0687(m)、粗度係数は*n* = 0.06と*n* = 0.1の2つを採用した。後者は、粗度係数としては大きすぎるが、後述のように、流砂量を増加させる意味で用いた。堆積土砂の濃度*C*_{*}は、*C*_{*} = 0.65とした。砂礫及び水の密度はそれぞれ、 $\sigma = 2.65 \text{ (t/m}^3\text{)}$ 、 $\rho = 1.0 \text{ (t/m}^3\text{)}$ 、掃流砂計算の際の限界掃流力 τ_{*c} は、 $\tau_{*c} = 0.04$ 、土石流計算勾配*i*_c(=tan*θ*_c)は、

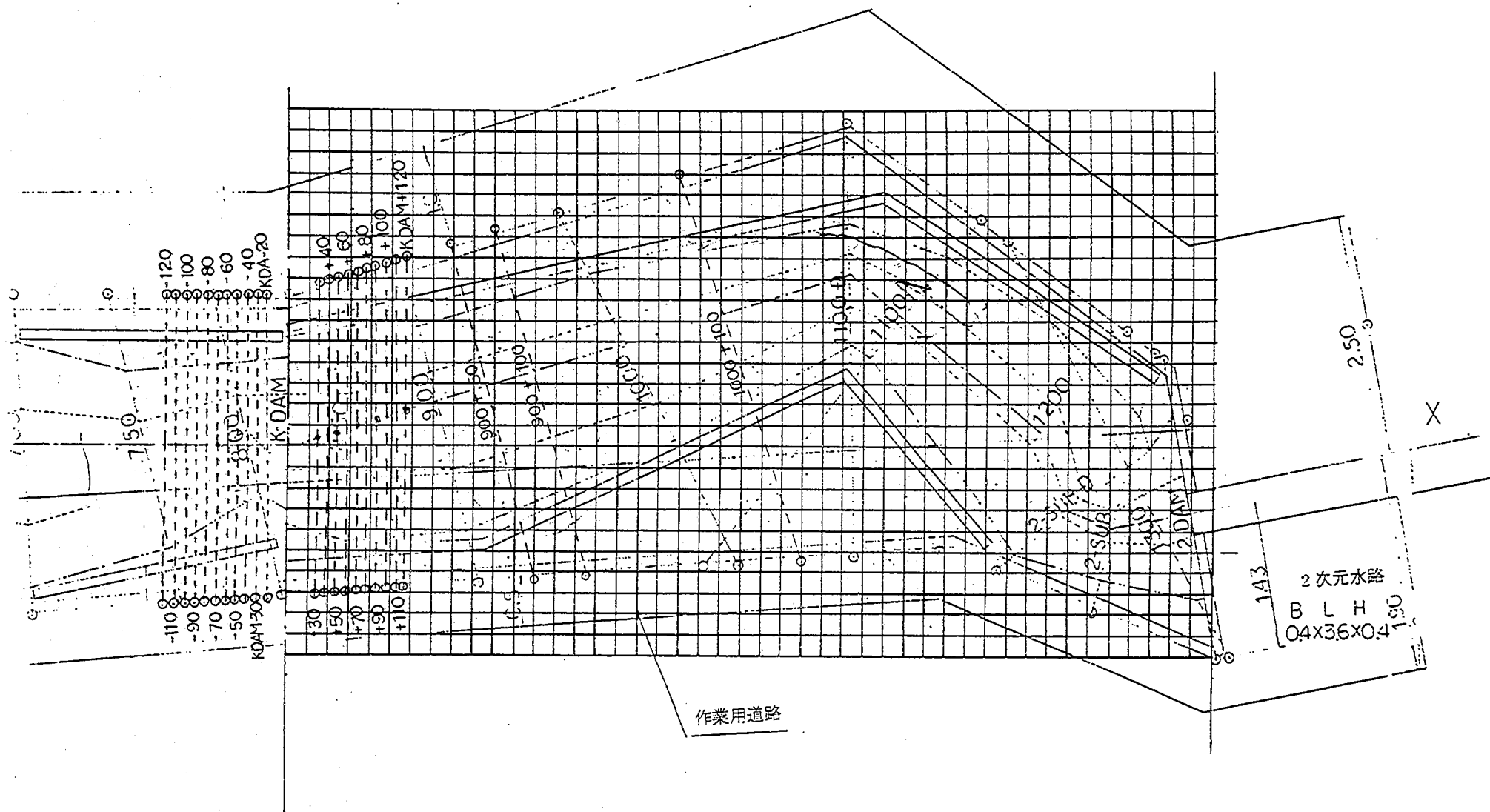


図-36 実験モデルと計算メッシュとの対応

スリット部

図-37 (1) TYPE-1 の初期地盤高

[illegible]

図-37 (2) TYPE-2 の初期地盤高

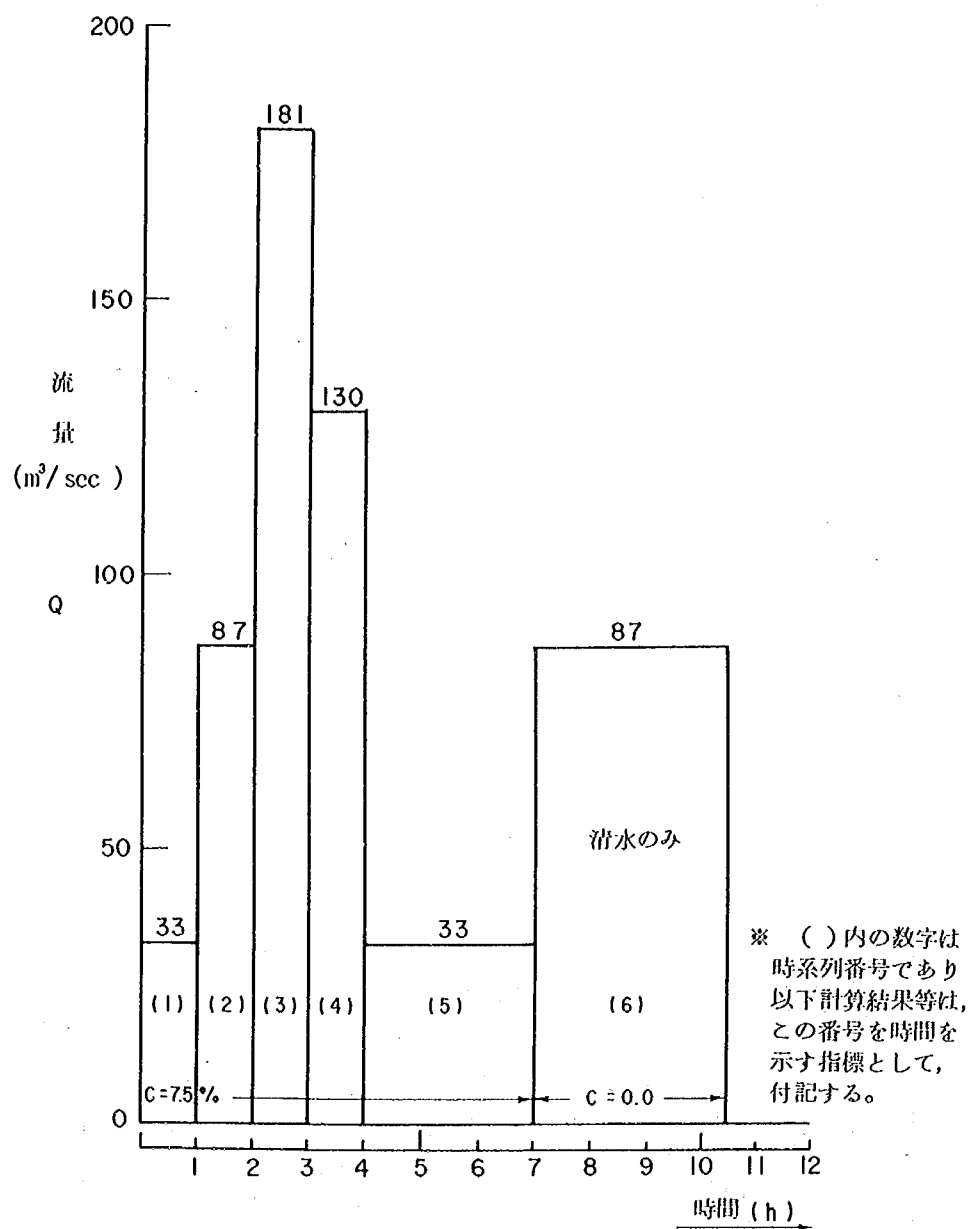


図-38 計算対象流量時系列

表-8 上流端の境界条件

	①流 量	②濃 度	③流 フラックス	④水 深	備 考
	m³/s	(%)	(m³/s/m)	(m)	
(1)	33	7.52	1.18	0.41	土砂混入
(2)	87	"	3.12	0.73	同上
(3)	181	"	6.49	1.13	同上
(4)	130	"	4.66	0.93	同上
(5)	33	"	1.18	0.41	同上
(6)	87	0.0	2.90	0.10	清 水

$\theta_c = 14^\circ$ として $i_c = 0.25$ とした。これは、土石流の発生限界勾配が $\theta_c = 14^\circ$ 程度⁶⁾ あることからこの値を用いた。内部摩擦角 ϕ は $\tan \phi = \tan 30^\circ = 0.57$ とした。運動量補正係数 β_x , β_y は, $\beta_x = \beta_y = 1.1$ とした。

7) 計算時間刻み

計算時間刻みは以下のとおりである。この刻みは試算の結果，設定したものである。

33 m ³ /sec 時	$\Delta t = 0.5$ 秒	Step 数 7,200 回
87 "	0.25 "	25,200 "
181 "	0.1 "	61,200 "
130 "	0.15 "	97,200 "
33 "	0.5 "	118,800 "
87 "	0.25 "	181,800 "

8) 計算ケース

計算は，表-9 の5 ケースを行った。

表-9 計算ケース

項目 計算ケース	透過部形状	粗度係数	流砂量計算上の仮定
CASE-1	TYPE-1 スリット型	0.06	① 逆勾配ならば，流砂量=0
CASE-2	同上	0.1	① 同 上
CASE-3	同上	0.06	② 逆勾配でも，エネルギー勾配 Se_i が，河床勾配 S の絶対値より大きい。つまり， $Se_i \geq S $ ならば計算された流砂量を， $Se_i < S $ ならば流砂量=0 とする。
CASE-4	TYPE-2 暗渠型	0.06	
CASE-5	同上	0.1	① 逆勾配ならば，流砂量0

流砂量計算の仮定については，下記に具体的に示した。

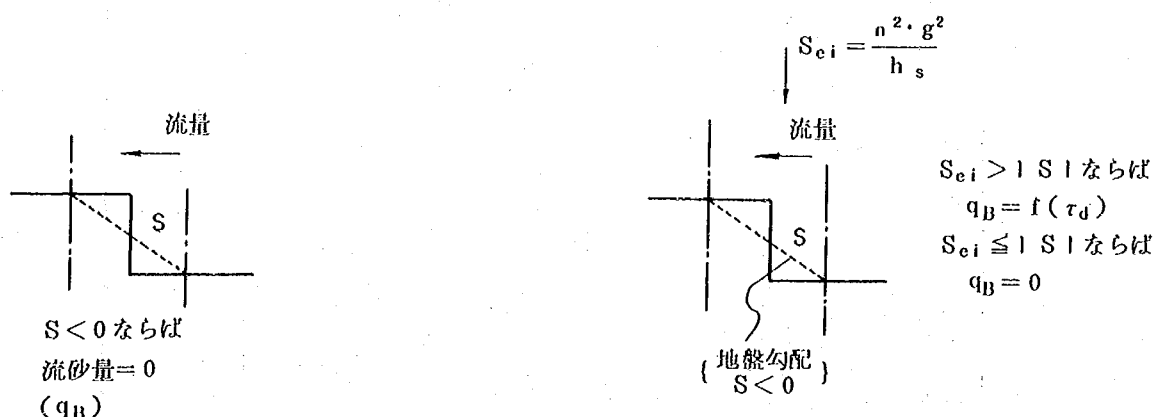


表-9に示したような流砂量計算上の仮定を設けたのは、当初逆勾配でも流砂量が生じるようにしたところダム天端からも未満砂の状態では流砂量が生じ実現象と異なる結果となり不都合が生じた。そのため、逆勾配のところでは流砂量を0として計算したのがCASE-1, 2である。

しかし、逆勾配で流砂が生じないようにすると、将来的に狹窄部の深堀れ現象等が表現できないと考え、CASE-3, 4では計算ケース表にて説明した仮定によって流砂量を計算した。

CASE-2及び5では、CASE-1の計算結果によると流砂量が、流砂量計算上の仮定①のためか実験結果よりかなり小さかった。そこで、粗度係数を0.06-0.1に上げて流砂量を調整した。

4.2.3 計算結果と考察

1) 土砂収支

CASE-1から5までの計算結果から、土砂収支についてまとめて実験値と比較して示したのが表-10及び表-11である。表-10, 表-11に示すCASE-2, CASE-5が最も実験結果との一致が良好である。CASE-3も数値を見る限り、CASE-2と似たような結果となっているが、横断形状をみると著しく逆勾配の部分があり、CASE-4も堆積形状が実現象とかけはなれた結果となった。すなわち、流砂量の計算で仮定②を用いる場合はもっと計算時間間隔を小さくとる必要があるのではないと思われる。CASE-3, 4では、河床高が振動している傾向にある。この点を解消するに計算時間刻みを細かくする必要がある。が、1ケースの計算に約90分必要であり、刻みを1/5にしたとすると、1ケース約8時間必要となり、実作業上困難である。

そこで、ここでは、CASE-2, 5を中心に計算結果を整理した。

表-10 Type-1の土砂収支

	流 量 Q_0 濃 度 C	実験結果 (m^3)	計 算 結 果 (m^3)		
			CASE-1	CASE-2	CASE-3
(1)	$Q_0 = 33 m^3/S$		14,737	14,735	14,737
	$C = 7.5 \%$		0	0	0
(2)	$Q_0 = 87 m^3/S$		54,537	54,545	54,534
	$C = 7.5 \%$		0	0	0
(3)	$Q_0 = 181 m^3/S$		110,177	126,058	82,895
	$C = 7.5 \%$		26,955	11,134	54,252
(4)	$Q_0 = 130 m^3/S$		167,530	148,582	133,266
	$C = 7.5 \%$		28,750	47,794	63,078
(5)	$Q_0 = 33 m^3/S$	148,462	196,108	140,258	157,011
	$C = 7.5 \%$	90,154	44,170	99,606	83,246
(6)	$Q_0 = 87 m^3/S$	62,769	152,779	66,988	92,968
	$C = 0.0 \%$	182,000	86,946	169,188	146,814

上段：ダム上流の土砂収支

下段：ダムからの流出土砂量

表-11 Type-2の土砂収支

	流 量 Q_0 濃 度 C	実験結果(m^3)	計 算 結 果 (m^3)		
			CASE-4※	CASE-5	供給土砂量
(1)	$Q_0 = 33 m^3/S$		14,736	14,298	14,900
	$C = 7.5 \%$		0	0	
(2)	$Q_0 = 87 m^3/S$		54,533	47,807	54,000
	$C = 7.5 \%$		0	6,728	
(3)	$Q_0 = 181 m^3/S$		137,206	118,975	135,500
	$C = 7.5 \%$		0	18,288	
(4)	$Q_0 = 130 m^3/S$		196,320	140,758	194,000
	$C = 7.5 \%$		0	55,812	
(5)	$Q_0 = 33 m^3/S$	136,615	232,752	123,892	238,600
	$C = 7.5 \%$	102,000	7,637	116,312	
(6)	$Q_0 = 87 m^3/S$	-27,538	125,923	60,051	
	$C = 0.0 \%$	266,154	114,047	178,356	

上段：ダム上流の土砂収支

下段：ダムからの流出土砂量

2) 流速ベクトル

タイプ1の流量 $181 m^3/sec$ と $33 m^3/sec$ の流速ベクトルを図-39(1)と図-39(2)に示す。また、実験結果の流向を写真-12と写真-13に示す。タイプ1の流量 $181 m^3/sec$ 時における流向と図-39(1)と写真-12とで比較すると、実験での湾曲部～砂防ダム間の主流路は右岸にあるのに対して計算結果では左岸が主流路であり、実験結果と異なる。流量 $33 m^3/sec$ 時においても同様なことがいえ、計算と実験での流向は合いにくい。流向が合いにくい理由として、①計算時間刻みが粗く河床変動が若干振動きみである。②実際には卓越していると思われる側岸侵食等が考慮されていないことが挙げられる。ただし、河床変動の過程で部分的に河床が上昇して島状になる場合は、流れは河床高の低い位置を流れていてこの現象は、計算で表現されている。

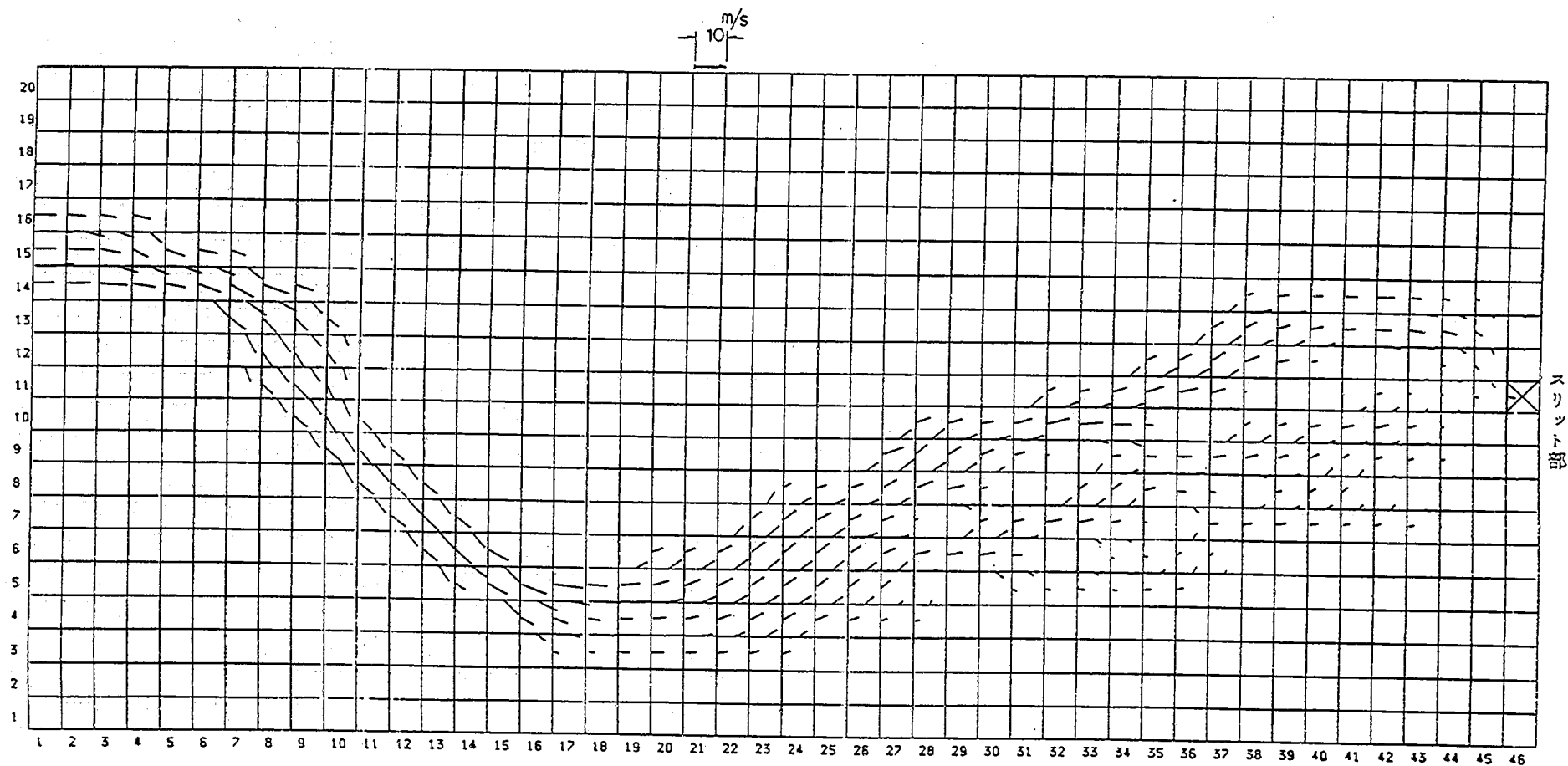


図-39 (1) 流速ベクトル CASE-2 (タイプ1, $Q=181\text{ m}^3/\text{s}$, $C=7.5\%$, $N=0.1$)

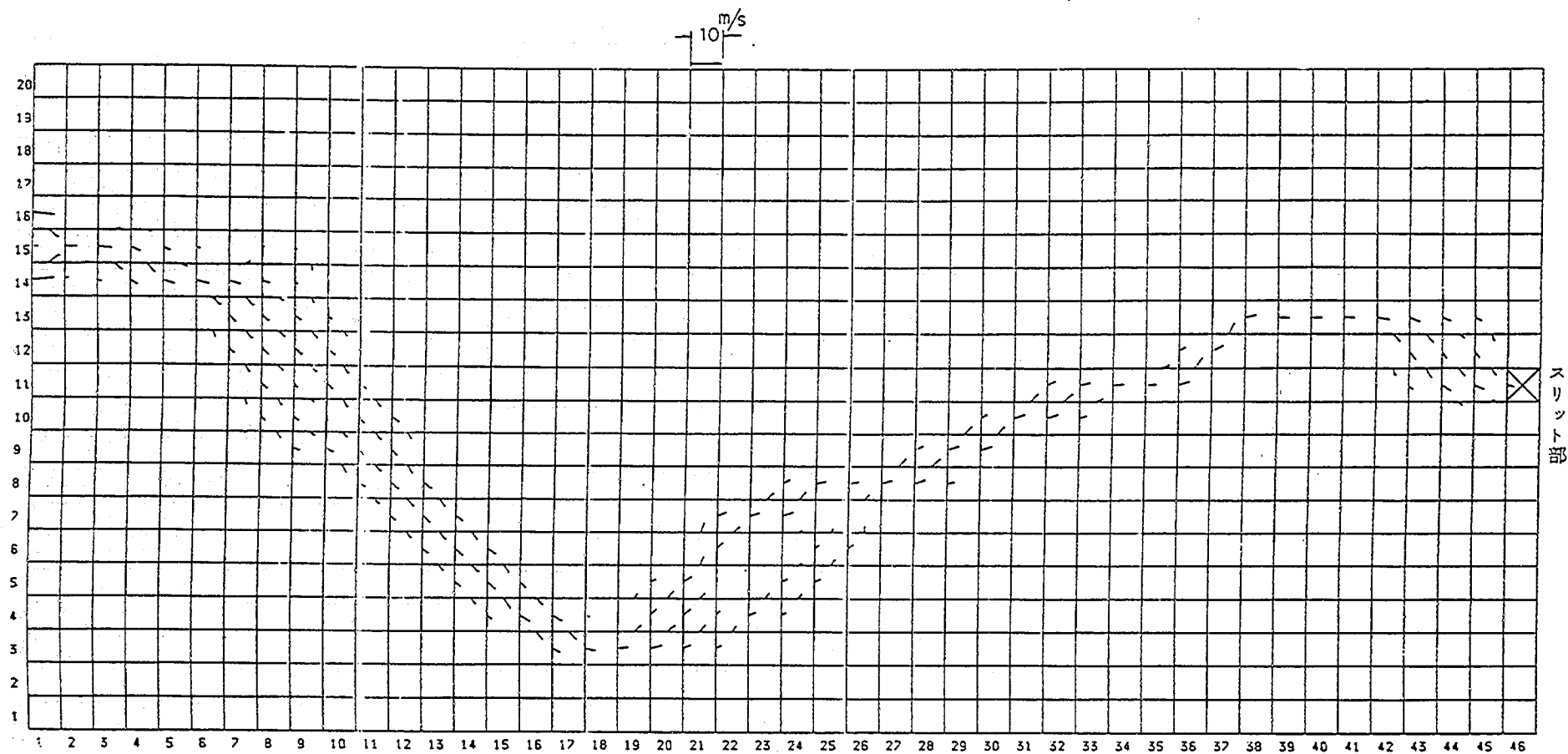


図-39(2) 流速ベクトル CASE-2 (タイプ1, $Q = 33 \text{ m}^3/\text{s}$, $C = 7.0 \%$, $N = 0.1$)

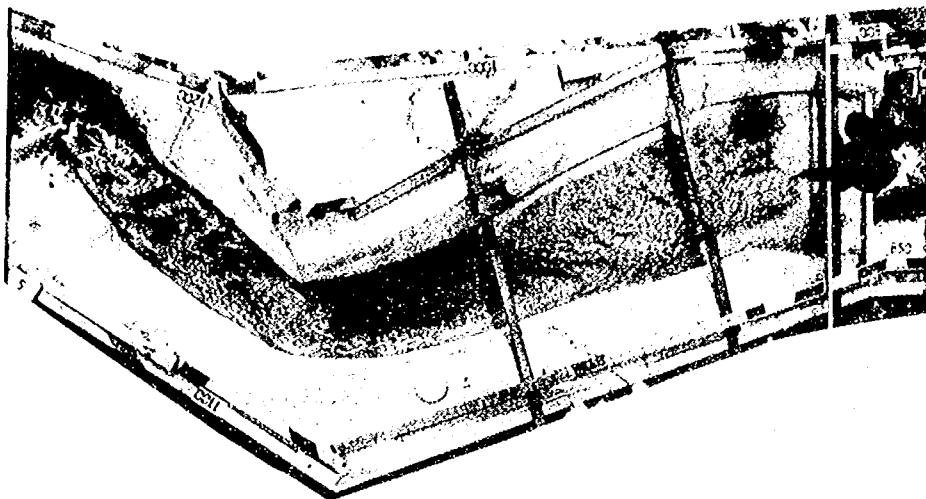


写真-12 タイプ1で流量 $181 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流れ

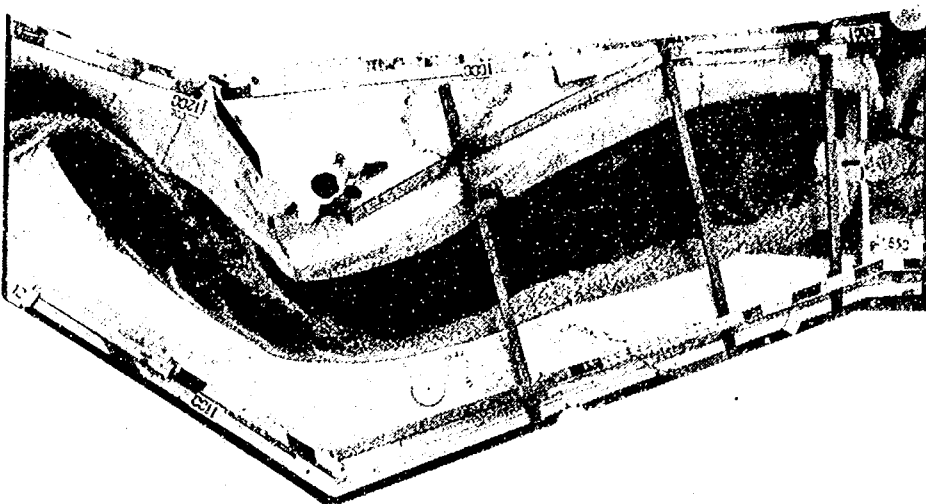


写真-13 タイプ1で流量 $33 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流れ

3) 横断形状

ピーク流量の $181 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時における初期河床高に対する河床の変化を図-40に示す。日影第2号砂防ダム～日影第1号上流砂防ダムの全区間で図-40のように計算値の方が河床の上昇が顕著である。ただし、河道幅一様に堆砂が進行する状況は計算で表現されている。

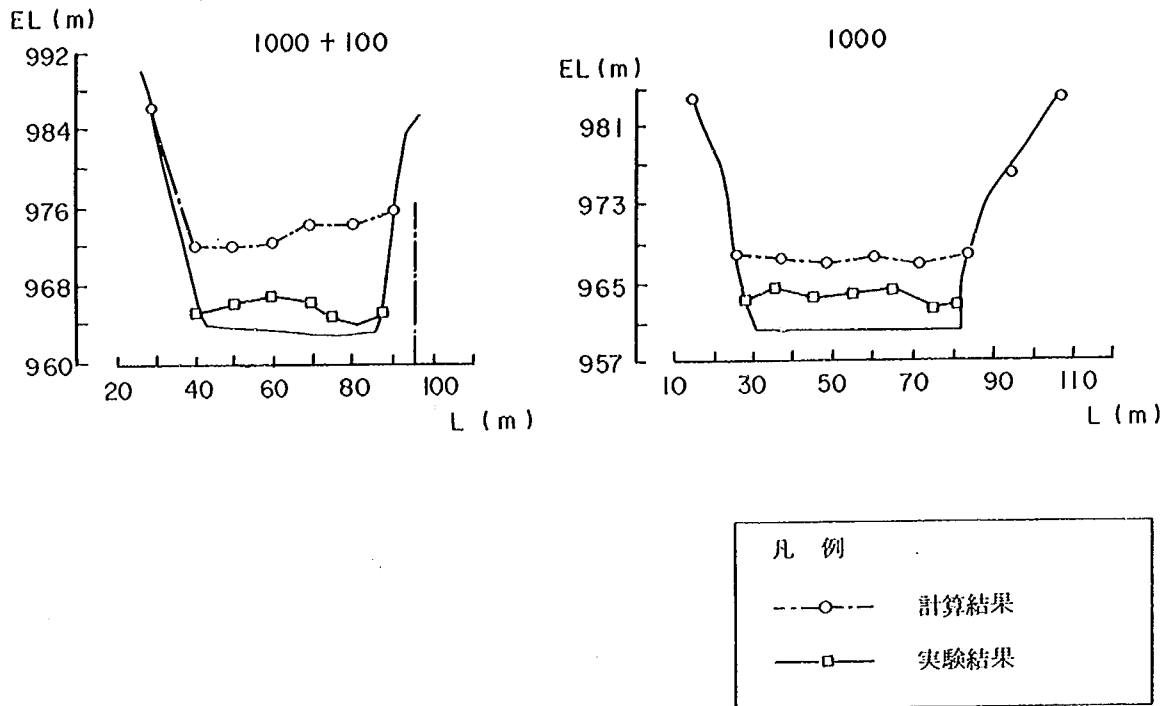


図-40 計算結果と実験結果の比較 (タイプ1, 流量 $181 \text{ m}^3/\text{s}$)

一つの出水後における上流～中流の区間での計算値の河床の変化は実験値に比較的うまく一致する。しかし、下流部では実験値の場合に河道幅一様に比較的水平的に堆砂しているのに対して計画案では図-41 に示すように左岸側の河床高が低い結果が得られており、この理由として前述のように平面的な流れの差異が河床変動に生じていると考える。

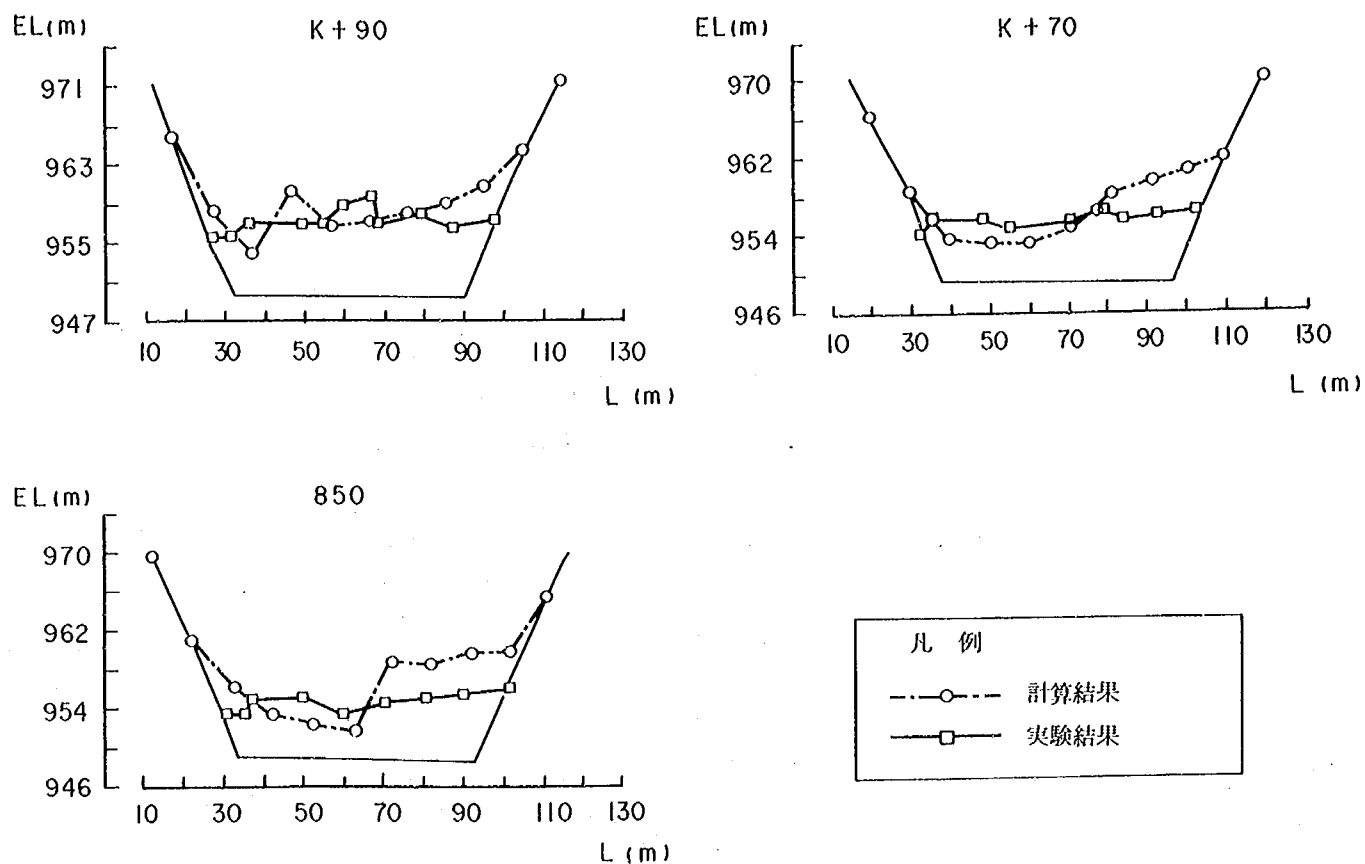


図-41 出水流量後の河床変化の比較(タイプ1)

出水波形流量に継続して土砂を含まない流量 $87 \text{ m}^3/\text{sec}$ を与えた場合の河床の変化で、上流部の洗掘深が実験値より小さいのは、計算では洗掘限界深を 5 m にしているためだと考える（図-42）。中流部では、前述のように計算値と実験値の位置が異なることが河床の変化の差異として現われている。

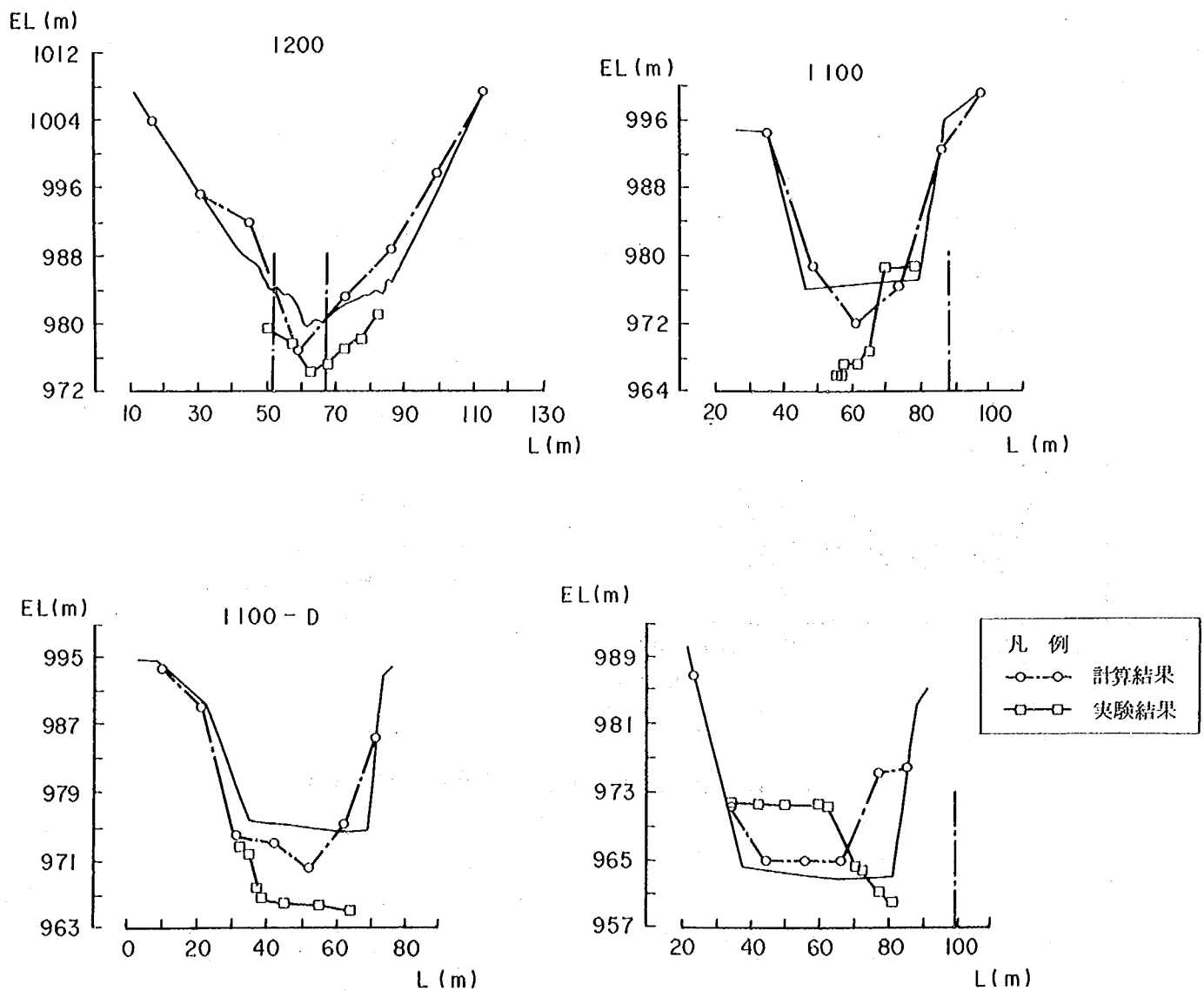


図-42 タイプ1の形状で、流量 $87 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時における河床の変化の比較

タイプ2のスリット形状における流量 $33\text{ m}^3/\text{sec}$ 時における計算結果を実験結果と比較して図-43に示す。図-43より上流～中流部はほぼ計算値と実験値とが一致するが、下流部では計算値の方が右岸により多くの土砂を堆積していることがわかる。流量 $87\text{ m}^3/\text{sec}$ で土砂を含まない流れ中流部での河床の変化は図-44に示すように、洗掘、堆積が左右岸で逆である。

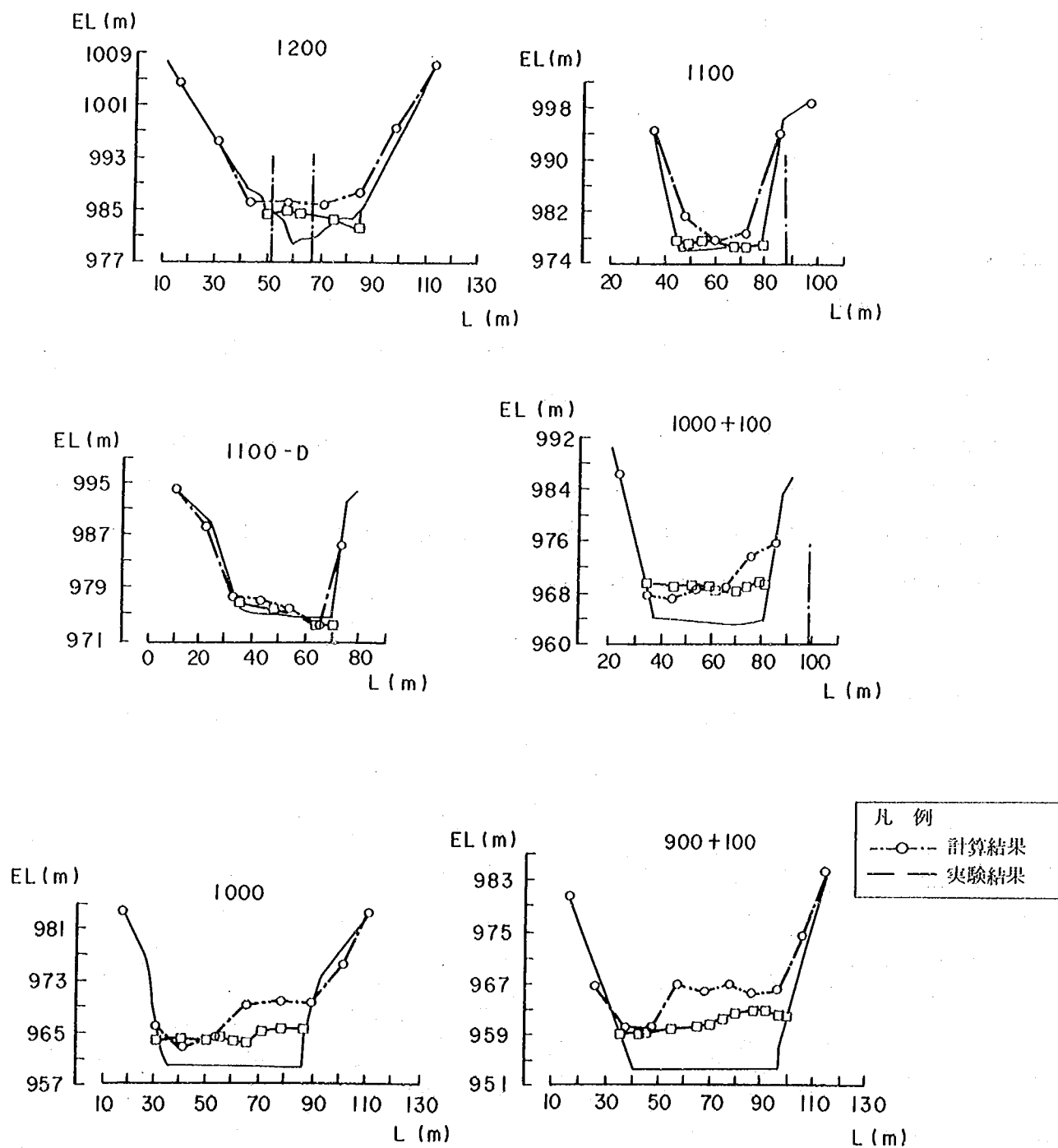


図-43 タイプ2の流量 $33\text{ m}^3/\text{sec}$ 時における河床の変化の比較

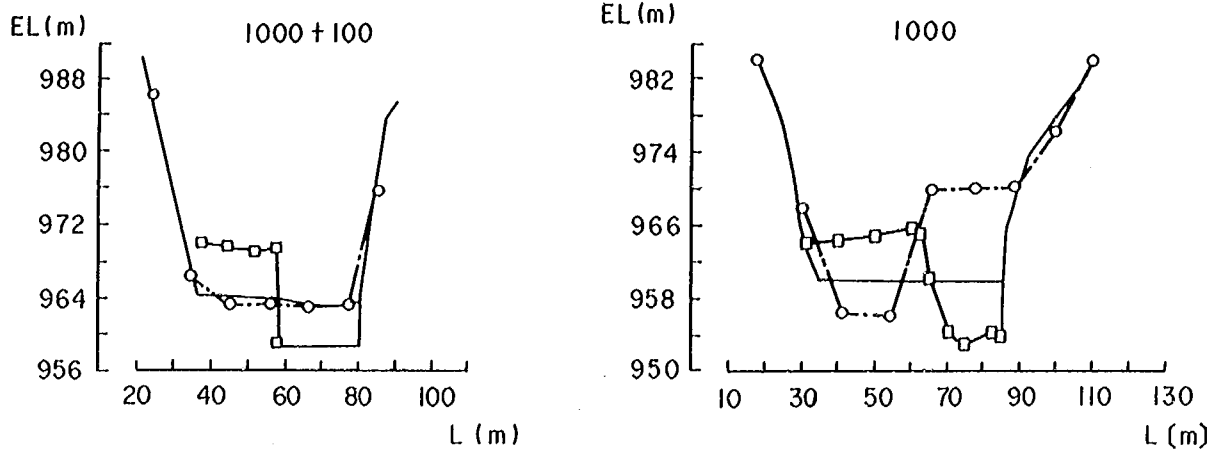


図-44 タイプ2の流量 $87 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の河床の変化の比較

4) 流出土砂量

タイプ1とタイプ2について、流出土砂量の累加値の経時変化を実験値と比較して図-45に示す。図-45よりタイプ1（スリット形状）の場合に、流出土砂量は計算値と実験値でその過程が多少異なるものの出水波形流量に継続する流量 $87 \text{ m}^3/\text{sec}$ 止水後において流出土砂量の総量は、計算値と実験値とがほぼ一致することがわかる。しかし、タイプ2（暗渠）で、流量 $87 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の実験では、堆砂地より多量の土砂が流出しているのに対し、計算では約 $60 \times 10^3 \text{ m}^3$ の土砂が堆砂地に堆積している。このことは、暗渠部における土砂の輸送能力が過小に評価されているためであり境界条件の工夫が必要であると考えられる。

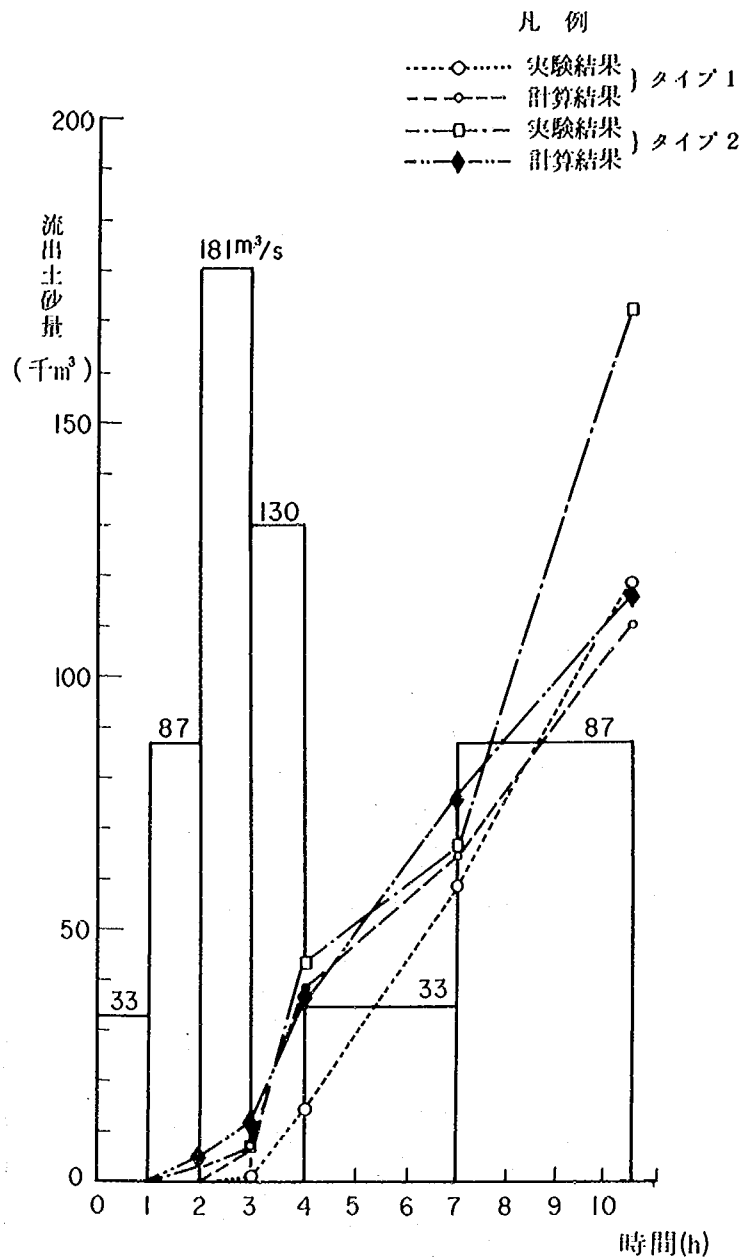


図-45 流出土砂量（累加値）の経時変化

4.3 1次元の河床変動計算

4.3.1 計算手法の検討

河床変動計算は、次の3つの式を用いて時間を追って逐次計算する。

- ① 水理計算（各河道の掃流力および摩擦速度等を等流（擬似等流）計算によって計算する）
- ② 流砂量式
- ③ 流砂の連続式

(1) 計算の流れ

計算の流れ図を示すと図-46のとおりである。図のように、最初に計算条件（①～③）を入力し、④～⑦の計算を繰返す。○内の番号は図-46の計算フローを参照。流量は、各節点

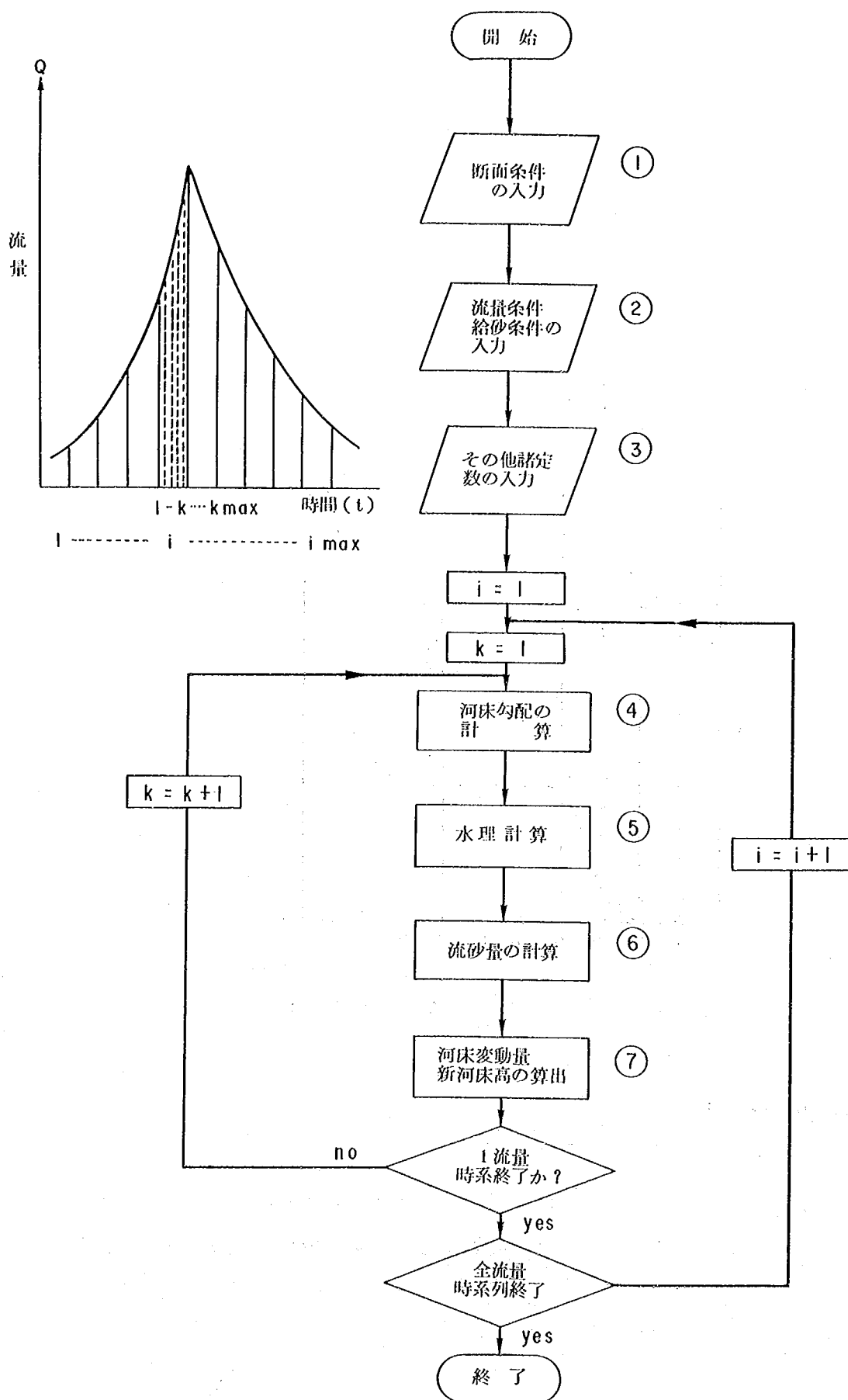


図-46 計算フロー

の値を入力し、その間は計算時間刻みで内挿して、設定する。以下、④～⑦について番号順に説明を加える。

(2) 河床勾配の計算

等流計算を行う際、エネルギー勾配を河床勾配で近似するため、河床勾配を計算する必要がある。断面 j の河床勾配は、図-47に示すように下流側の勾配を用いる。

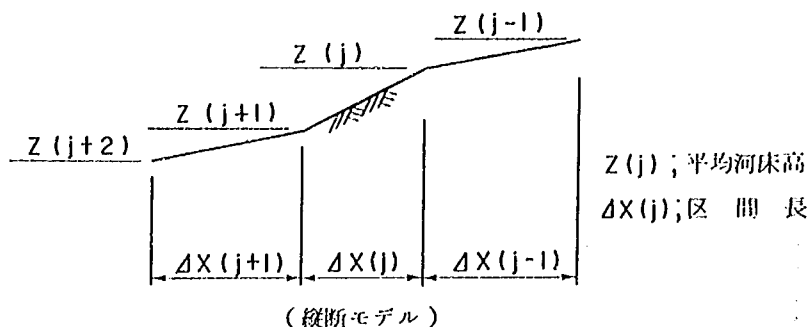


図-47 河床勾配の計算

河床勾配 $S(j)$ は上図のような河床において次のように求める。なお、最下流断面は一つ上流断面の河床勾配と同様とする。

$$S(j) = \frac{Z(j) - Z(j+1)}{\Delta X(j)} \quad \dots\dots\dots (4.3.1)$$

(3) 水理計算

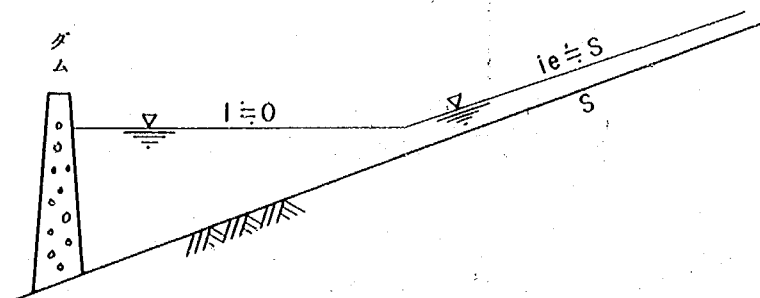
図-48に、水理計算の手順を示したが、計算の基本方針は以下のとおりである。

- ① ダム地点の水位は、水通しあるいは暗渠（スリット）の疎通能力より計算する。
- ② ダム地点水位の影響範囲は水平（つまり水面勾配 $\equiv 0$ ）と仮定して水位を設定する。ダム地点水位の影響範囲は、等流水位（ただし、河床勾配が $1/500$ 以上）がダム地点水位より低い断面と仮定した。
- ③ 湛水池末端より上流では、流れを擬似等流と仮定して等流計算により水位を算出した。
- ④ 抵抗則は、マニング則を用い、エネルギー勾配は次のように計算した。

上流河道 $i_e = S_j \quad \dots\dots\dots (4.3.2)$

池内河道 $i_e = (n^2 \times Q^2 / A^2 \times R^{3/4}) \quad \dots\dots\dots (4.3.3)$

ここに、 n ：粗度係数、 Q ：流量、 A ：河積、 R ：径深である。



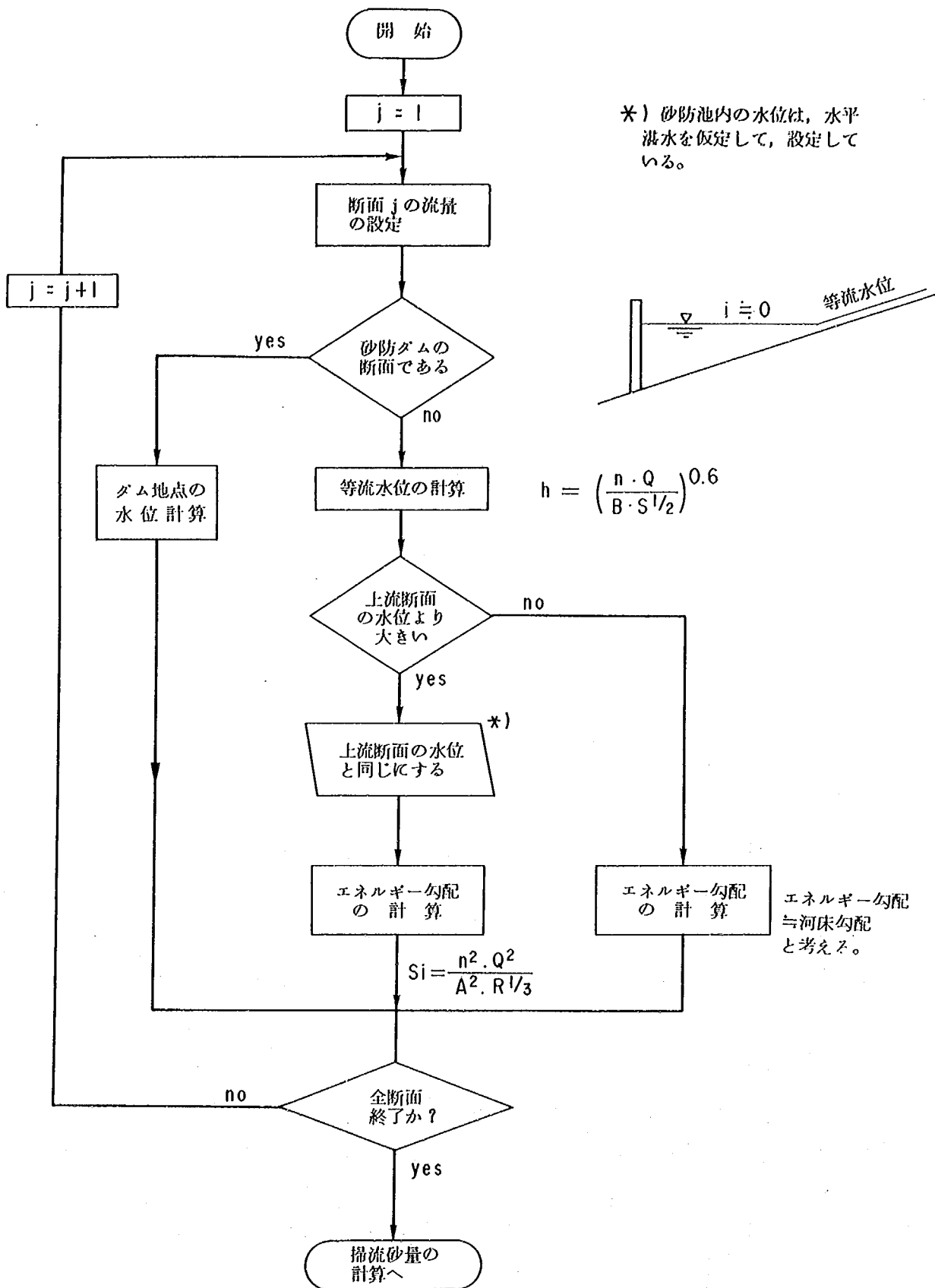


図-48 水理計算フロー

(4) 掃流砂量の計算

掃流砂量の算定は、次の芦田・高橋・水山式を用いて行う。

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1) \times g \times d^3}} = 12 \times \tau_*^{1.5} \times \left(1 - 0.85 \times \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \times \left(1 - 0.92 \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \quad \dots\dots\dots (4.3.4)$$

ここに、 q_B : 単位幅当りの流砂量 ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$)

σ : 砂礫の密度 (t/m^3)

d : 代表粒径 (m)

g : 重力加速度 (m/S^2)

τ_* : 無次元掃流力 ($= \frac{U_*^2}{(\sigma/\rho - 1) \times g \times d}$)

τ_{*c} : 限界掃流力 $\tau_{*c} = 0.05$

$Q_B = B \times q_B$: 流砂量 (m^3/sec)

流砂量の算定フローは、図-49のとおりである。図中で水中安息角に関する考慮を行っているのは、堆砂肩より下流の勾配が急になると掃流砂量式では表現できない“くずれ”が生じ堆砂肩下流はほぼ水中安息角より緩い勾配となる現象を表現したものである。実際の堆砂角の流砂量は、図-50に示すように計算している。(安息角を考慮した場合の計算)

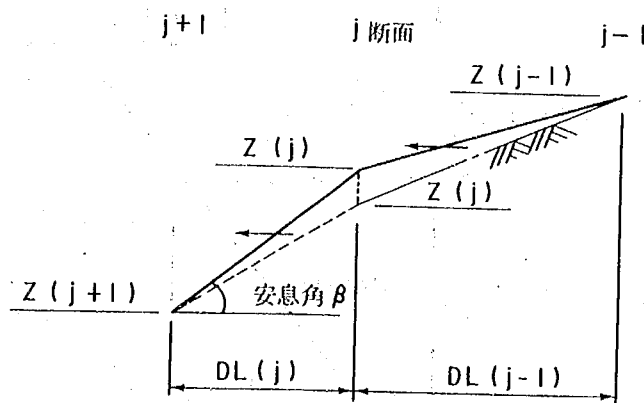


図-50 堆砂肩の流砂量の算出

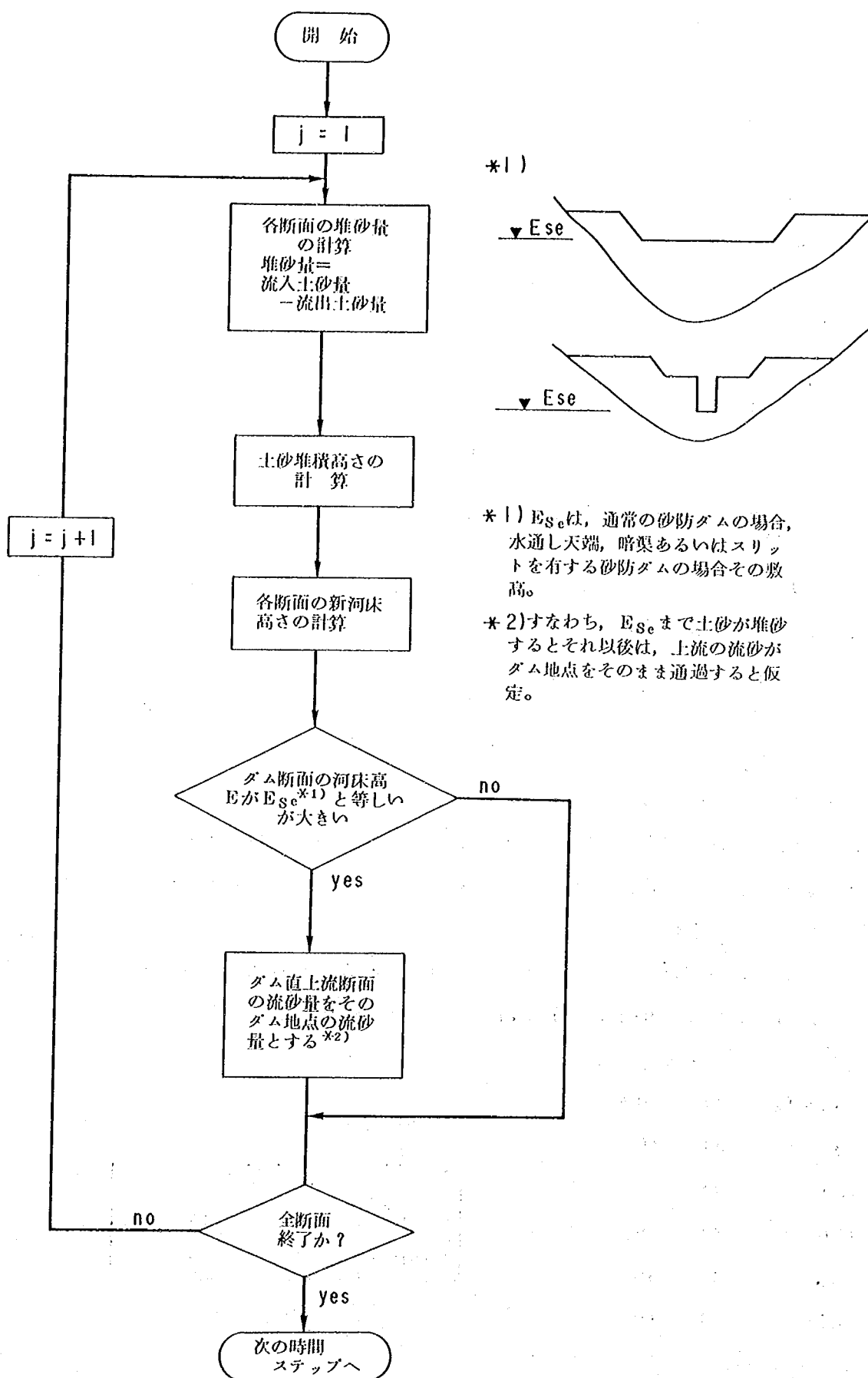


図-51 河床変動量・新河床高の計算フロー

j断面からの流出土砂量 $Q_B(j)$ は以下のようになる。

$Z(j) \geq Z'(j)$ のとき

$$Q_B(j) = (Z(j) - Z'(j)) \times \frac{1}{2} (DL(j-1) + DL(j)) \times (1 - \lambda) \times B(j) / \Delta t \quad \dots\dots\dots (4.3.5)$$

$Z(j) < Z'(j)$ のときは掃流砂量式による流砂量を算出する。ここに、 λ ：空隙率である。

(5) 河床変動量・新河床高の計算

河床変動量の計算は、次の流砂の連続式を解くことによって行う。流砂の連続式は、次のとおりである。

$$\frac{\partial Q_B}{\partial x} + \frac{1}{B \cdot (1 - \lambda)} \cdot \frac{\partial Z}{\partial t} = 0 \quad \dots\dots\dots (4.3.6)$$

実際の計算ではこれを次式のように差分化し、

$$\frac{Q_{Bj} - Q_{Bj-1}}{\Delta x_j} + \frac{1}{B_j(1 - \lambda)} \cdot \frac{\Delta z_j}{\Delta t} = 0 \quad \dots\dots\dots (4.3.7)$$

式(3.1)によって、河床変動高 Δz_j を計算する。jは断面を表わす添字である。断面間の距離 Δx_j は次のように求める。その計算フローを図-51に示す。

$$\Delta x_j = \frac{1}{2} \{ DL(j) + DL(j-1) \} \quad \dots\dots\dots (4.3.8)$$

4.3.2 計算条件と計算ケースの設定

計算範囲は平湯川と右支川岩坪谷の合流点から上流約1.75kmの区間とする。計算対象ダム形状は、計算の対象とするダム形状は、2次元の計算と同様とする。初期河床高は実験の横断形状により初期河床高のデータを作成した。

流量時系列と給砂時系列は2次元の計算と全く同じである。その他の計算条件で2次元の計算と異なるのは、粗度係数 $n = 0.05$ ，限界掃流力 $\tau_* = 0.05$ としたことである。

計算時間刻みは次のとおりである。

- (1) 33 m³/s $\Delta t = 30$ 秒
- (2) 87 " $\Delta t = 10$ "
- (3) 181 " $\Delta t = 3$ "
- (4) 130 " $\Delta t = 6$ "
- (5) 33 " $\Delta t = 30$ "
- (6) 87 " $\Delta t = 10$ "

表-12 計 算 ケ ー ス

	計画ダム透過部形状
CASE-6	スリット型・ TYPE-1
CASE-7	暗 渠 型 TYPE-2

計算ケースを表-12に示す。

4.3.3 計算結果と考察

(1) 土砂収支

一次元の河床変動計算結果による土砂収支と実験結果を比較すると図-52のとおりである。

図-52より土砂収支はかなり実験結果と計算値が適合していることがわかる。

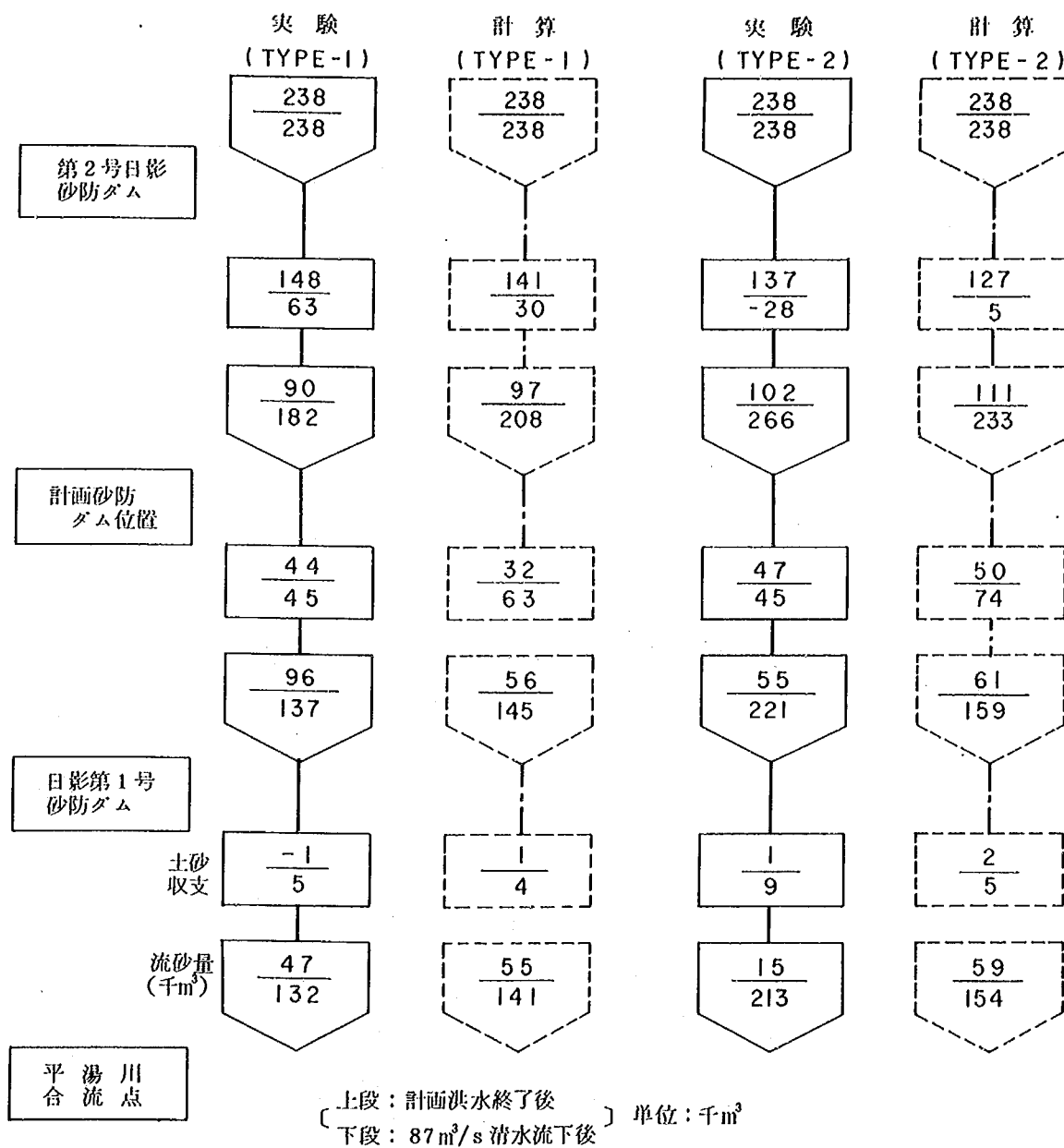


図-52 土砂収支の計算値と実験値との比較

(2) 縦断形状

図-52の土砂収支図であきらかなように、日影第1号砂防ダムより下流の床固区間は土砂の通過域であり、変動はほとんどない。このことから、タイプ1（スリット形状）とタイプ2（暗渠形状）の計算結果と実験結果を計画日影砂防ダム上流及び日影第1号上流砂防ダム～計画日影砂防ダムの区間において較べ、その結果を図-53～図-56に示す。

設計対象流量の止水後の縦断形状はタイプ1及びタイプ2ともに計算値と実験との適合度が高い。特に、タイプ1では、図-53(1)に示すように日影第2号ダムの下流で、計算値が実験値より5m（実験モデルでは10cm）程度上廻っている他は、日影第1号砂防ダム地点まで、ほぼ実験値を計算が再現している。しかし、流量 $87\text{m}^3/\text{s}$ の清水流下後は、タイプ1では図-54(1)に示すように計画ダム上流はうまく再現しているものの図-54(2)に示す日影第1号砂防ダムと計画ダムの間は計算値が実験後の河床高をかなり上まわる結果となった。

タイプ2においても同様の傾向にあるが、図-55(1)に示す設計流量の止水後の実験値で測線200～測線300mの区間での河床勾配の急変は計算ではうまく表現できない。

(3) 流出土砂量

図-57、58に計画ダム地点と日影第1号砂防ダム地点の流砂量の経時変化を、タイプ1（スリット形状）とタイプ2（暗渠形状）の計算結果について図-57と図-58に示した。ダム地点で土砂調節される状況がよく表現されていることがわかる。

計画ダム地点の流出土砂量（累加値）の変化を実験値と計算値とを比較して図-59に示す。図-59より、計算値と実験値とは比較的よく適合していることがわかる。

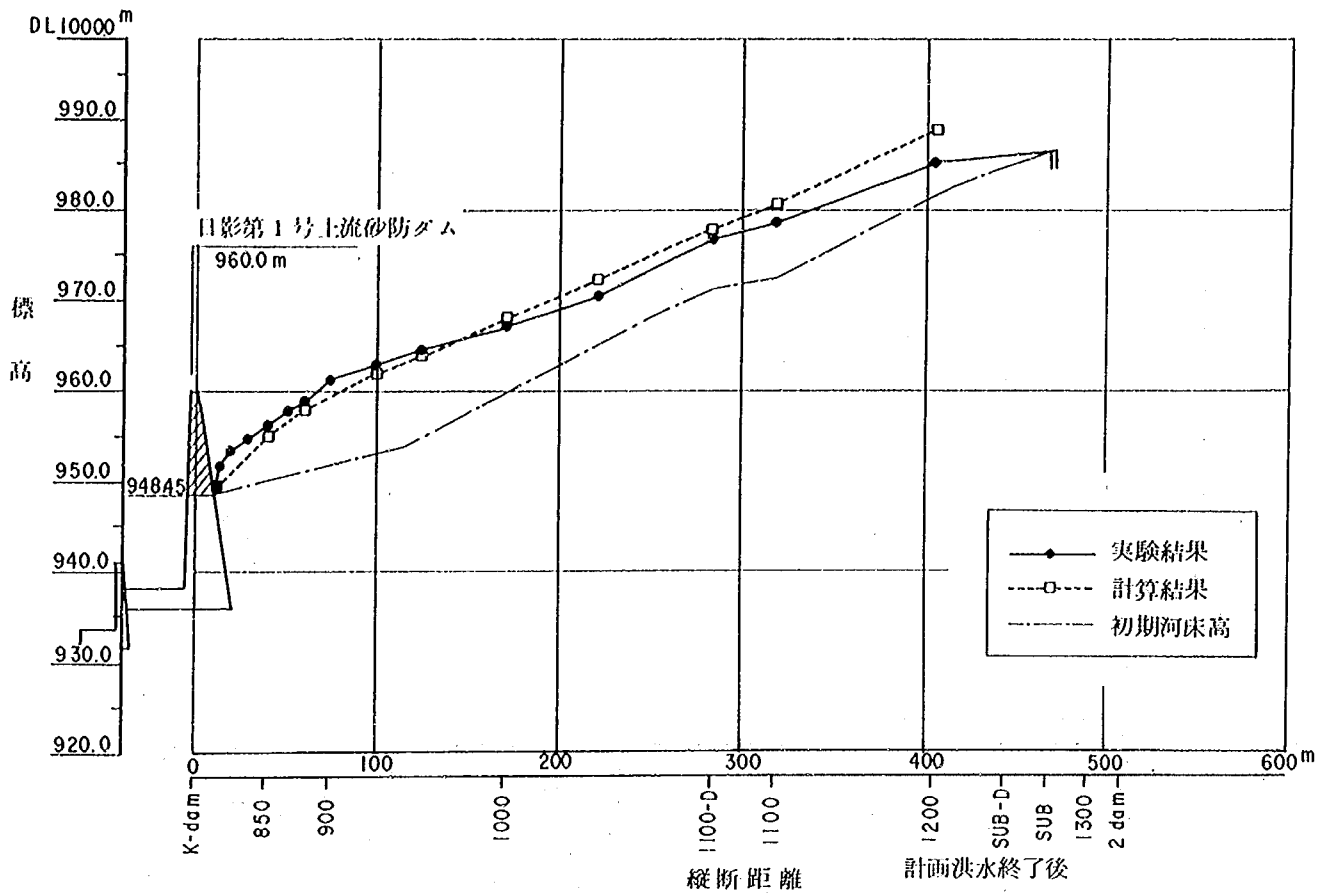


図-53 (1) 一次元河床変動計算結果縦断形状 (タイプ1)

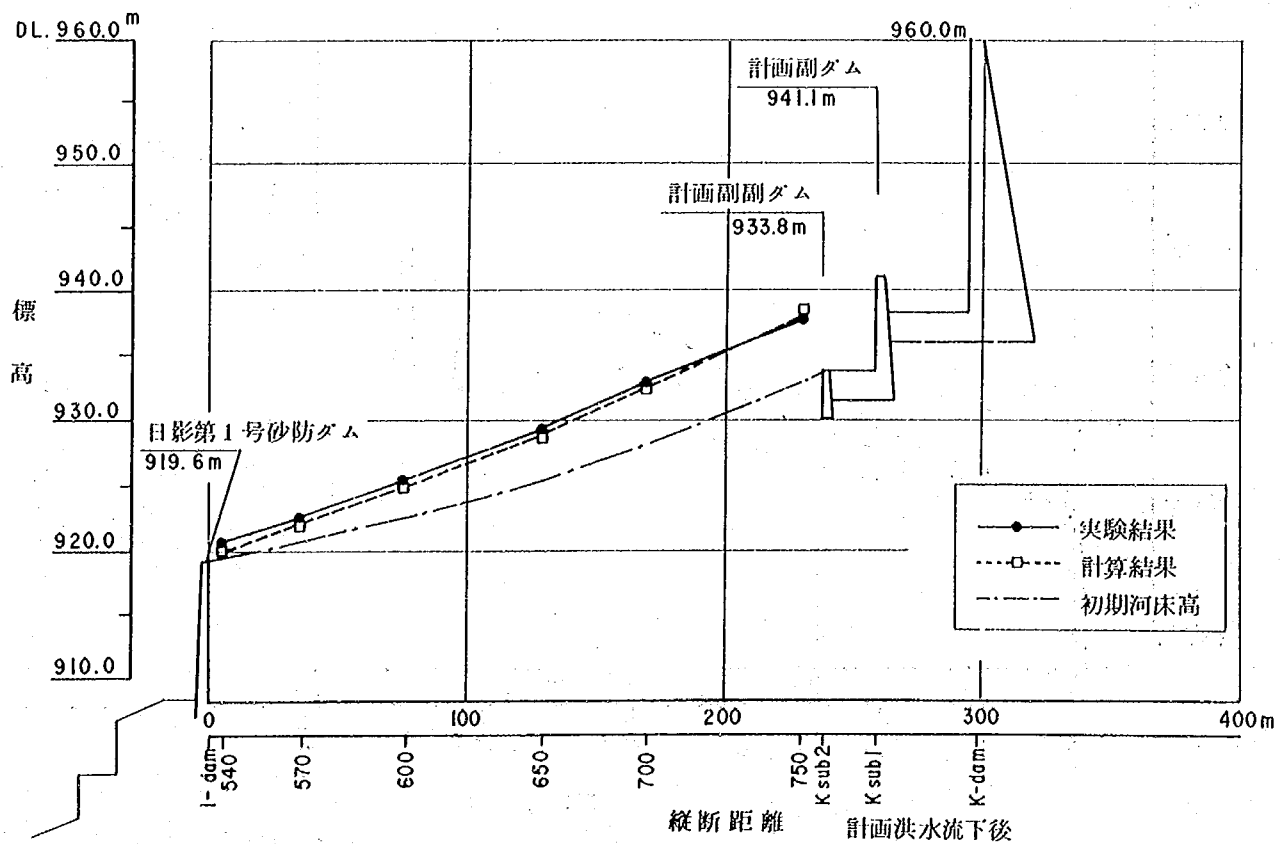


図-53 (2) 一次元河床変動計算結果縦断形状 (タイプ1)

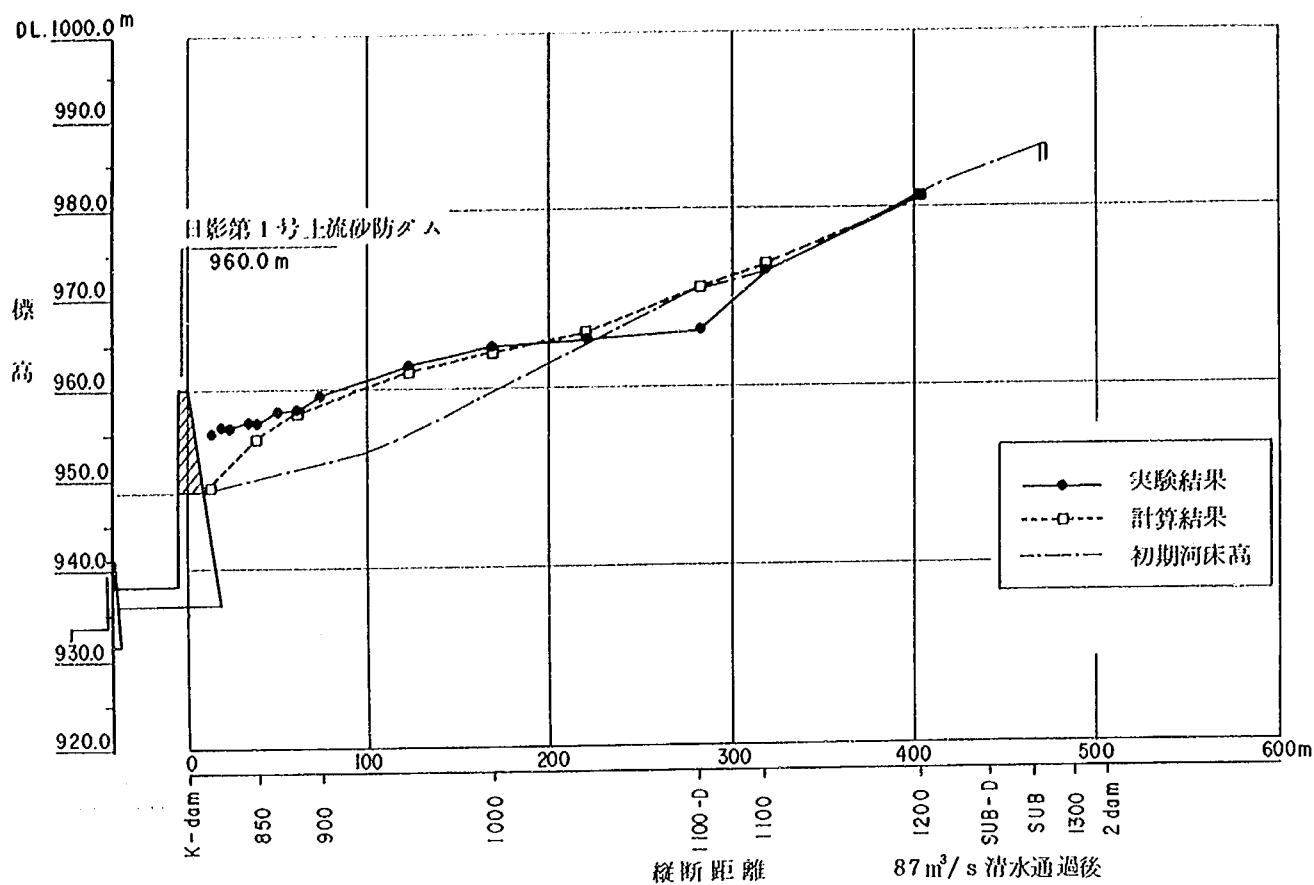


図-54 (1) 一次元河床変動計算結果縦断形状 (タイプ1)

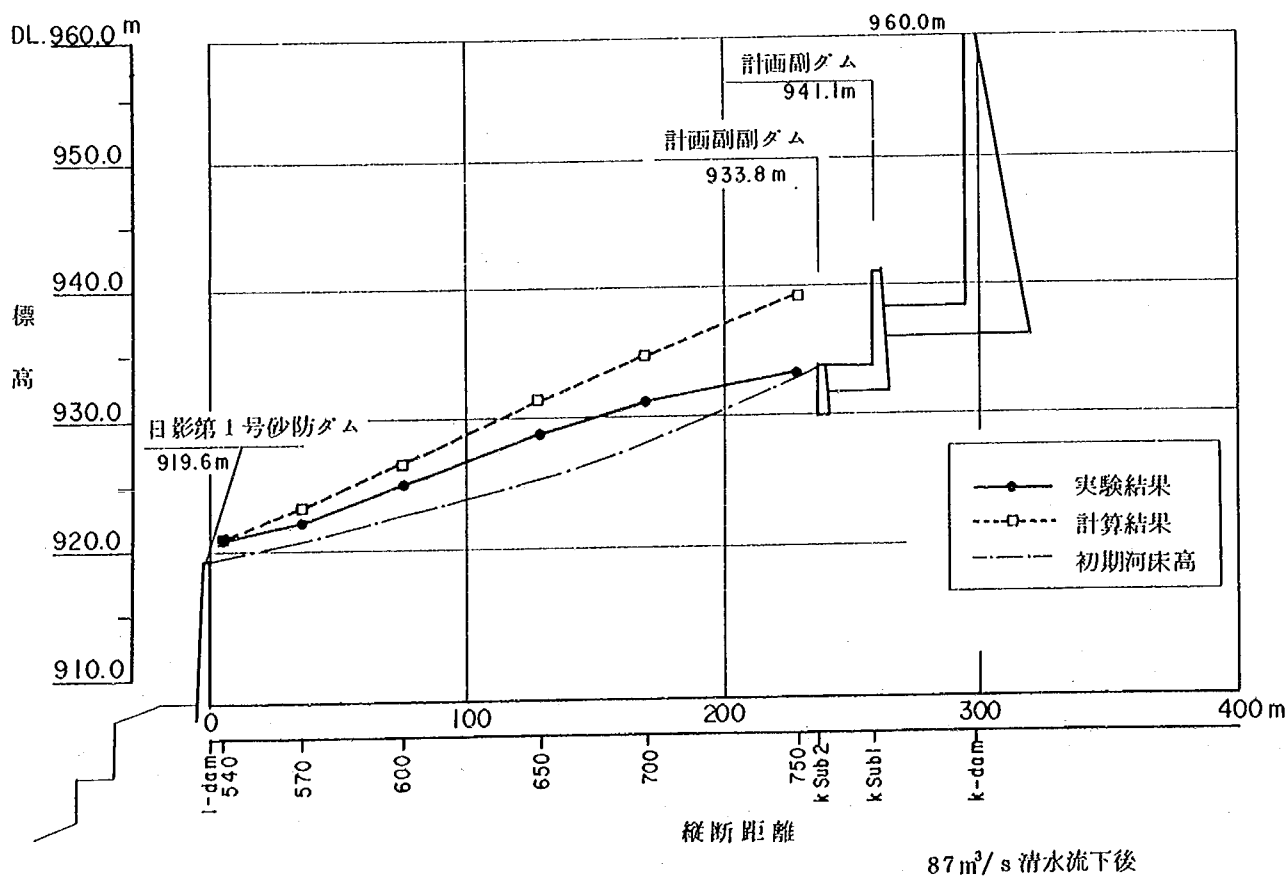


図-54 (2) 一次元河床変動計算結果縦断形状 (タイプ1)

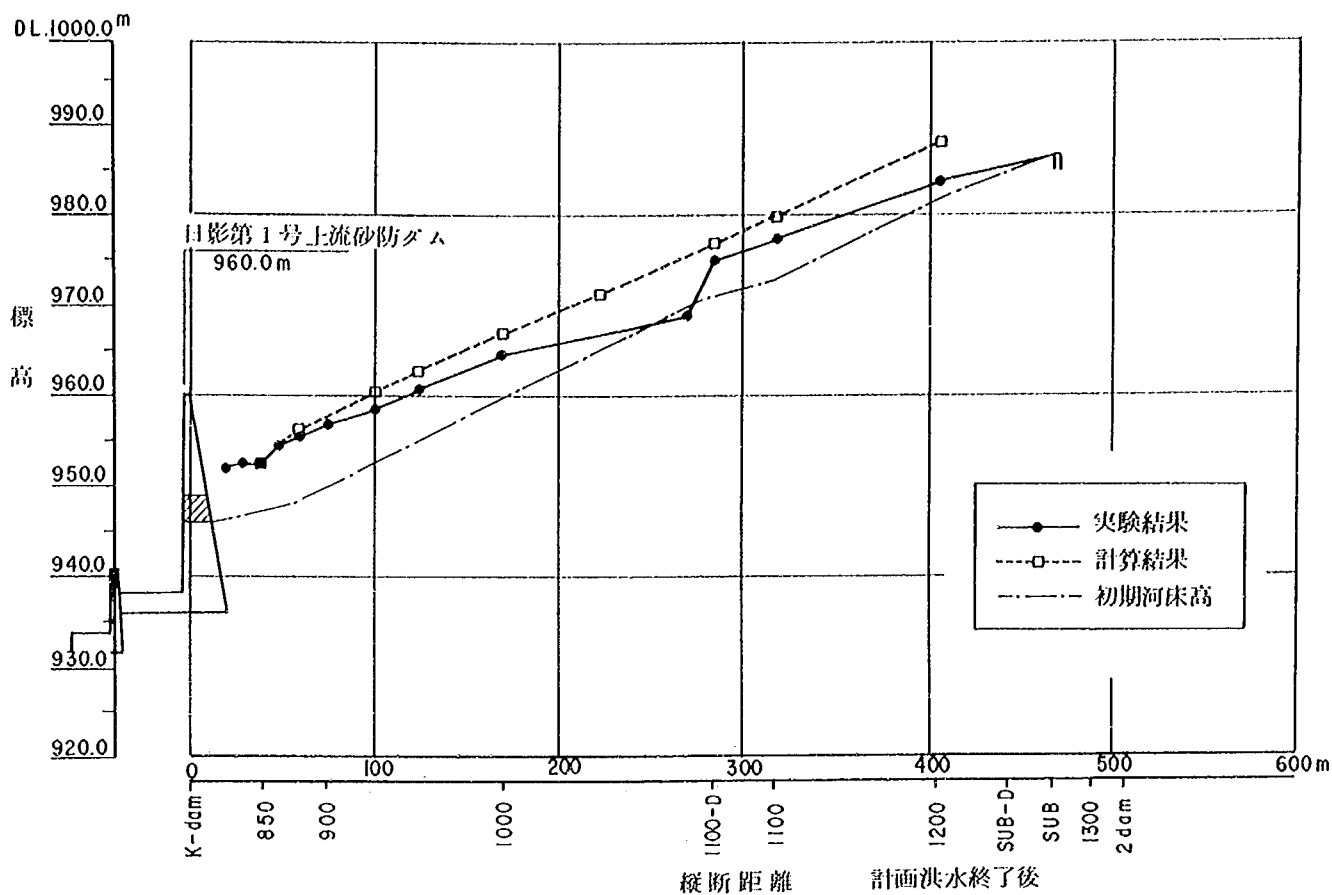


図-55 (1) 一次元河床変動計算結果縦断形状 (タイプ2)

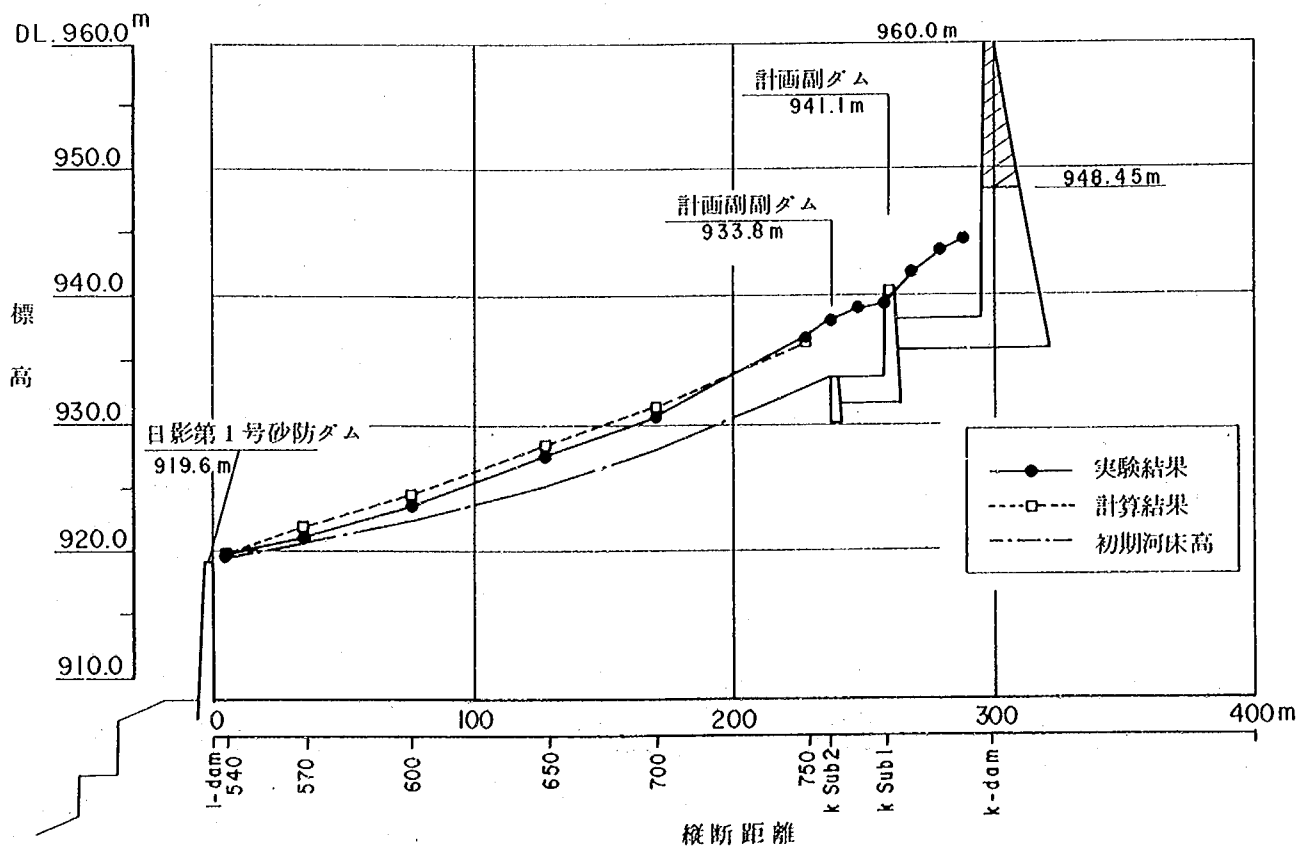


図-55 (2) 一次元河床変動計算結果縦断形状 (タイプ2)

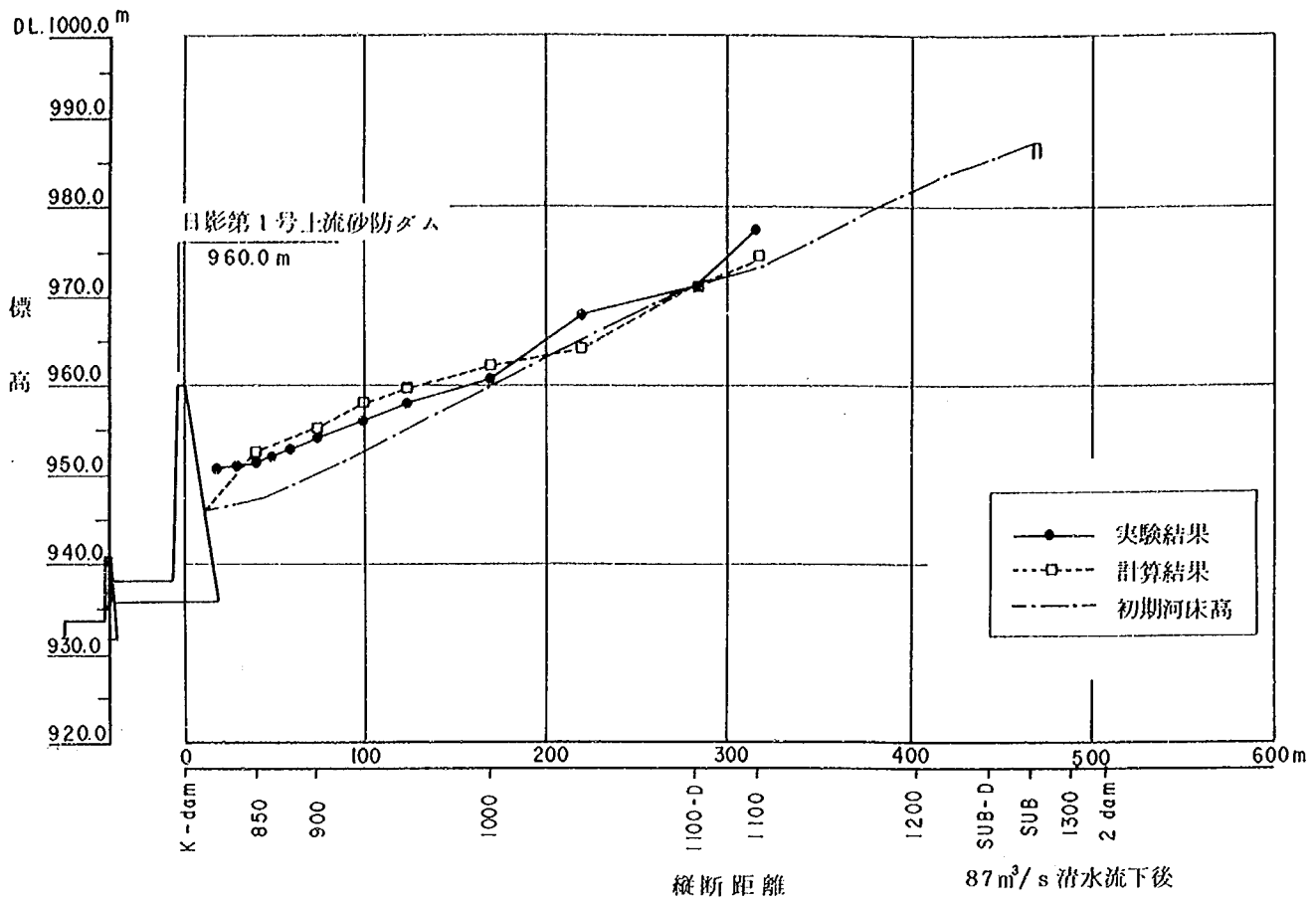


図-56 (1) 一次元河床変動計算結果縦断形状 (タイプ2)

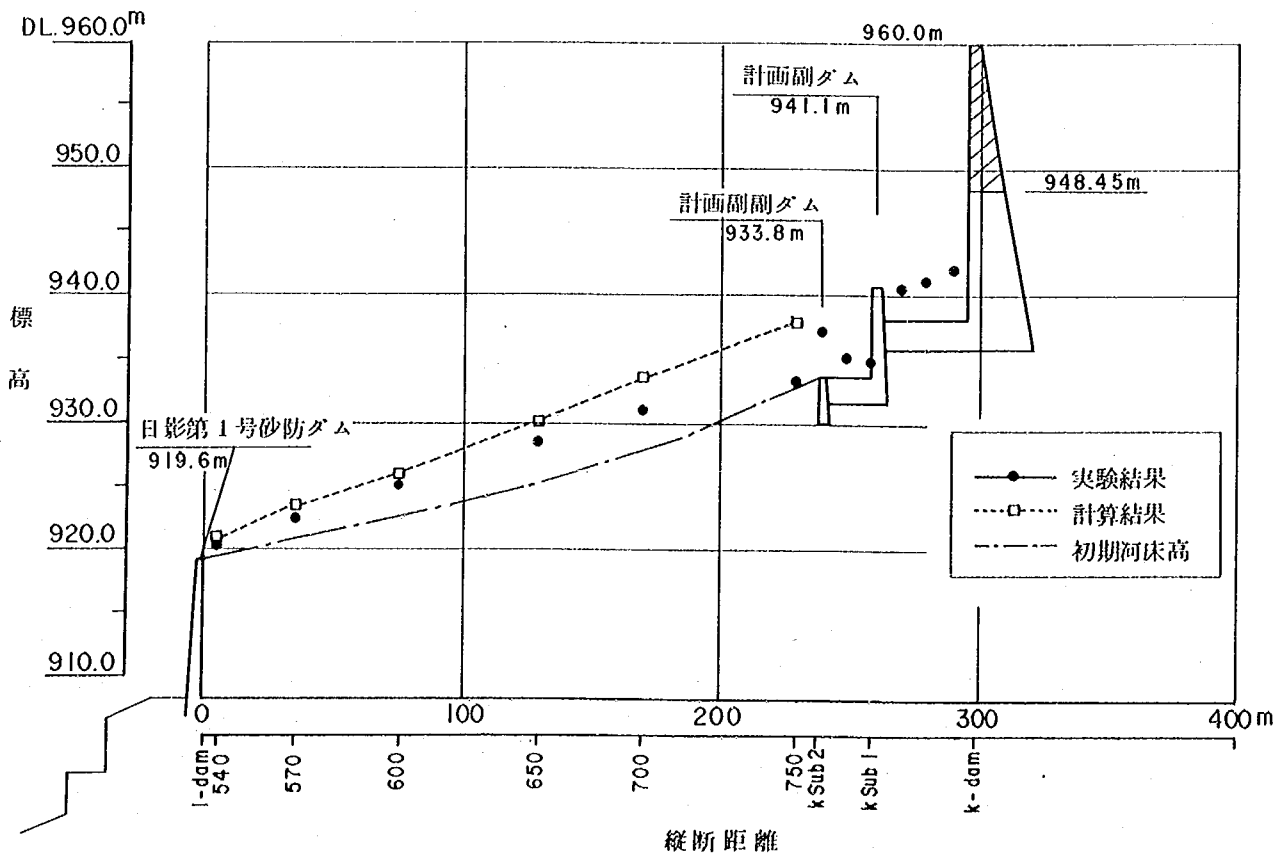


図-56 (2) 一次元河床変動計算結果縦断形状 (タイプ2)

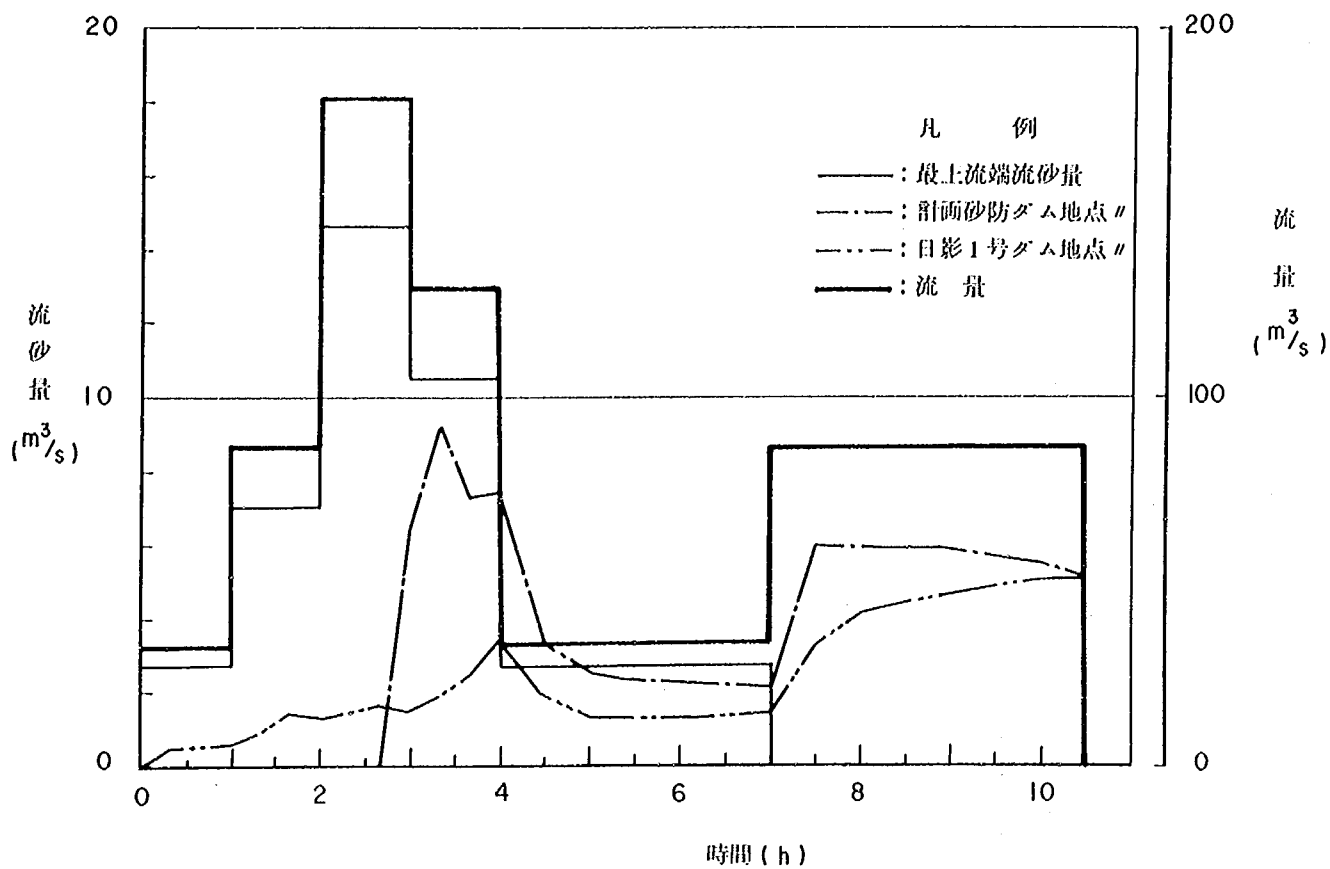


図-57 地点流砂量の経時変化 (タイプ1)

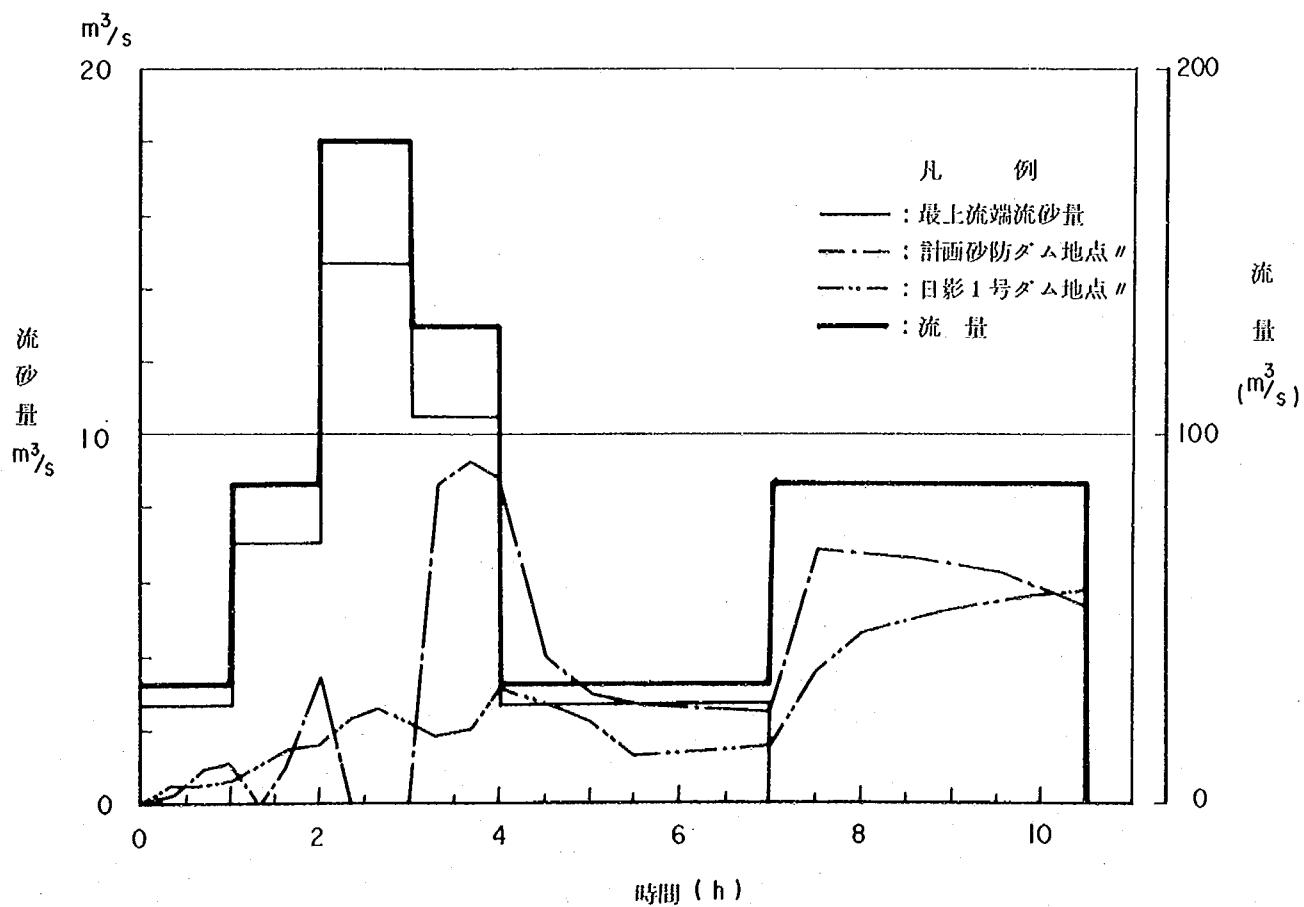


図-58 地点流砂量の経時変化 (タイプ2)

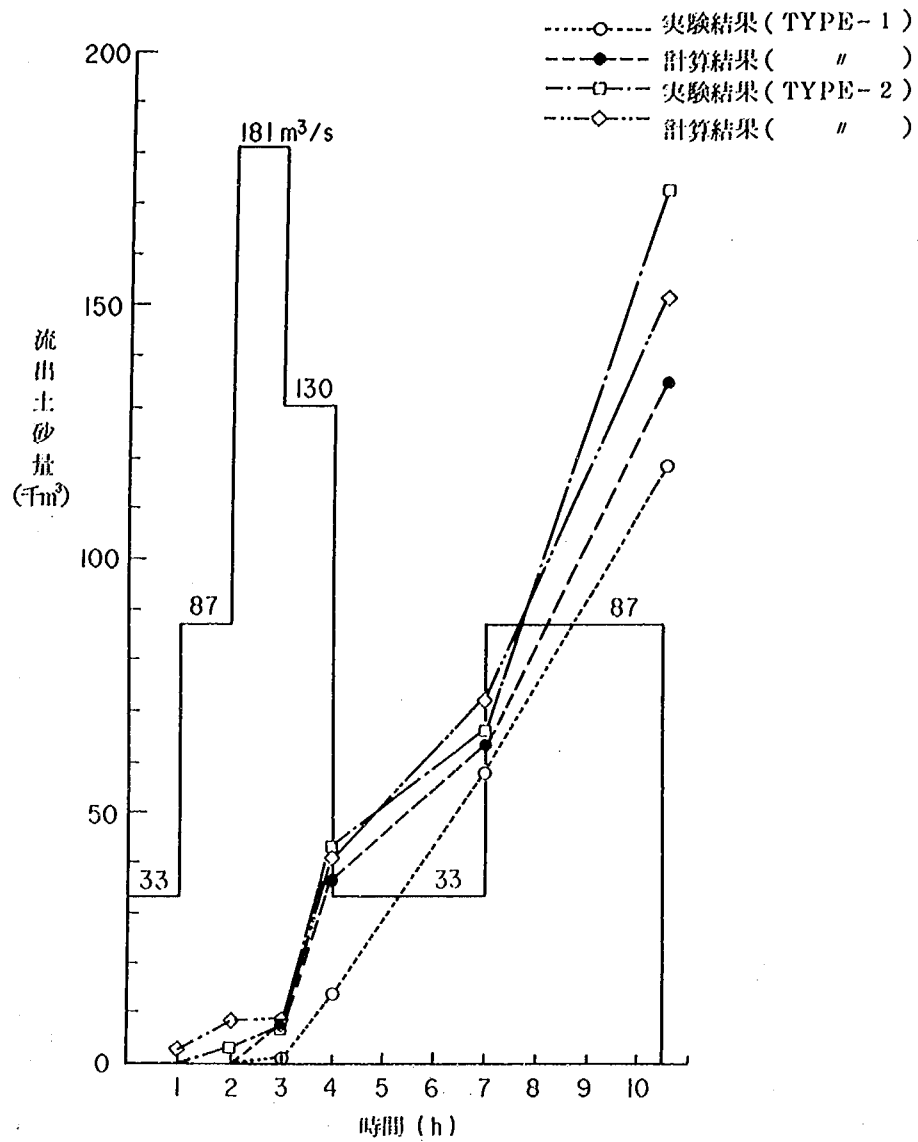


図-59 流出土砂量（累加値）の変化の計算値と実験値の比較

5. ま と め

5.1 日影第1号上流砂防ダムへの堤言

スリット幅が狭い程一つの出水の終了時に日影第1号上流砂防ダムの堆砂地に堆積している土砂が多い。換言すれば日影第1号上流砂防ダムよりの流出量は少ない。しかし、スリット幅が狭いと流木等による閉塞の可能性が増加し、ダム直下の一時的な洗掘深も大きくなる。大暗渠は流木等で閉塞した場合に除石作業がスリットに比べて困難である。また、暗渠が大きい程砂防ダムの天端付近の構造を検討する必要があることから暗渠よりスリットの方が有利だと言える。前述の問題点をふまえ、かつ砂防ダムに期待する機能を得るための砂防ダムのスリット形状は、幅3 m、高さ11.55 m がよいと考察される。しかし、この形状でもスリットが閉塞する可能性があるため、掘削のための機械を搬入する搬路などを準備する必要がある。

日影第1号上流砂防ダムのスリットの形状を幅3 m、高さ11.55 m とする場合、砂防ダムの直下流の洗掘は一時的に副ダム基礎下5 m 程度となり、副ダムの基礎の状態によって根固または基礎を深くする等の対応が必要である。また、スリット部は出水時に摩耗が激しいと予想されるため、ゴムまたは石材などによる補護、補強が必要になろう。日影第2号砂防ダム下流の洗掘は大きくなるが、副ダムは岩着しているため現段階では特に対応せず、今後の出水時の河床変動を見守り、必要が生じた時点で具体的に検討すればよい。

なお、1号上流砂防ダムには施工上必要ならば水抜暗渠を設けてよい。ただし、ここではその影響は評価していない。

5.2 土砂調節計算のまとめと今後の課題

流れの平面的な変動と河床の変動について2次元の河床変動計算と水理模型実験の結果を比較した。計算では、計算の時間刻みが粗く河床変動が若干振動きみであること、側岸侵食が計算に考慮されていないこと等の理由により主流路が計算と水理実験で異なる点も生じたが、縦断形状、横断形状、流砂量などの再現性は比較的よい結果を得たと判断する。

水理模型実験結果の土砂収支は1次元の河床変動で良く表現することができた。流出土砂量も2次元の河床変動計算のものよりも良い結果を得た。日影第1号上流砂防ダムのような計画には1次元の河床変動計算の方が簡便であり、現状においては2次元の河床変動計算よりも実験値との適合性が良いことからみて好都合の手法といえよう。ただし、現象に対する認識度を高めるには、2次元の河床変動モデルを考察することは有意であろう。

参 考 文 献

- 1) 建設省北陸地方建設局神通川水系砂防工事事務所;「日影第 1 号上流砂防ダム実施設計業務委託報告書」, 昭和60年 2 月
- 2) 水山, 下東 ; 「スリットを有する砂防ダムの水理模型実験報告書」, 土研資料第 2034 号, 昭和 59 年 1 月
- 3) 水山, 石川, 矢島; 「流木対策を考慮した透過型砂防ダム水理模型実験報告書」, 土研資料第 2608 号, 昭和 63 年 3 月
- 4) 岩佐, 井上, 水島 ; 「氾濫水の水理の数値解析法」京大防災研究所年報第 23 号 B - 2 , 昭和 55 年 4 月
- 5) 高橋, 中川, 西崎 ; 「堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究」京大防災研究所年報第 29 号 B - 2 , 昭和 61 年 4 月
- 6) 高橋保 ; 土石流の発生と流動に関する研究 京大防災研究所年報第 20 号 B - 2 , 昭和 52 年 4 月

日影第1号上流砂防ダム水理
模型実験等報告書

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2584号

昭和63年2月 (1988)

砂防部 砂防研究室 室長 水山高久
主任研究員 阿部宗平 矢島重美

要旨 日影第1号上流砂防ダムは、土石流の来襲に備えて、常時は土砂の調節機能を発揮させて空容量を確保しておくことを目的として大暗渠を有する砂防ダムが計画されている。

砂防ダムの流水のせき上げ作用の結果形成される急勾配の堆砂面からの急激な土砂の流出は下流河道で土砂堆積などの氾濫を助長することになるので、暗渠、スリットから流出する土砂はせき上げ作用が無くなる状況で小さくなることを望ましい。本報告は、日影第1号上流砂防ダムに要求される機能を満足する暗渠またはスリットの形状を水理模型実験で検討したもので最適案として幅3m、高さ11.55mのスリットを提案した。また、2次元及び1次元の河床変動計算を実施し、水理模型実験の結果を説明した。

キーワード：日影砂防ダム、大時渠、スリット、土砂流出調節計算水理模型実験

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2584号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

