ISSN 0386－5878
土研資料第1692号

建設省土木研究所
56.6.18
図書室

土木研究所資料

建設省技術研究会指定課題
「砂防河川の土砂動態に関する研究」関係資料集(1)

昭和56年5月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © 1981年度 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 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，複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

はじめに

合理的な砂防計画を立てるためには，流域の土砂の動態を十分把握する必要がある。しかし，後述するように平常の土砂の状態と豪雨時の状態の間にあまりにも大きな差があるために，誤解が生じたり，平時の調査の意義が見失なわれたり，必要な調査項目が欠落していたりする。これらの反省に基づき，昭和54年から56年にかけて建設省技術研究会河川部門指定課題として「砂防河川の土砂動態に関する研究」（主務担当 砂防課 西田一孝補佐）がとりあげられ，全国的に山地流域の土砂動態が調べられ，同時に砂防調査の方法，結果の整理方法，解析方法についても検討が加えられた。この研究は，57年からは「砂防施設とその効果に関する研究」(案)，60年から「合理的砂防計画に関する研究」(案)と展開する予定であるが，蓄積されつつある資料は膨大であるので本研究の調査要領とその成果の一部をとりまとめて関係資料集(1)として印刷することにした。

各地方建設局，各事務所の関係各位の努力はたいへんなもので，とくに洪水中の流量観測，浮遊砂観測は危険を伴うものである。敬意を表しその努力を称えたい。

昭和56年5月7日

砂防部砂防研究室

室長　渡辺正幸

研究員　水山高久

目　　次

はじめに

1. 調査実施要領（昭和53年10月）

2. 調査実施要領（参考編）（昭和54年1月）

3. 調査実施要領（参考編Ⅱ）（昭和55年1月）

4. 昭和54年度成果（第33回建設省技術研究会より）（昭和55年11月）

5. 昭和55年度成果（第34回建設省技術研究会より）

6. 参考資料

(1) 山地河川の浮遊砂観測，水山高久，土木技術資料22－5(1980)

(2) 渡良瀬川上流部の河床変動，高梨和行他，昭和56年度
砂防学会研究発表会概要集（昭和56年5月）

建設省技術研究会

「砂防河川の土砂動態に関する研究」
調査実施要領

昭和53年10月

建設省河川局砂防課
土木研究所砂防研究室

目　　次

1. 概　　説 …… 5

1.1　雨と土砂の流出と砂防計画 …… 5

1.2　「山地流域に於ける土砂コントロールシステム」の現状とその問題点 …… 5

2. 「山地流域に於ける土砂移動の実態把握に関する研究」全体計画 …… 6

2.1　研究の目的と必要性 …… 6

2.2　従来の研究と問題点 …… 6

2.3　研究の内容 …… 7

(1)　全体計画 …… 7

(2)　各　　論 …… 8

3. 53年度 準備作業 …… 11

4. 54年度 実施する項目の調査要領 …… 13

4.1　資料整理 …… 13

4.2　土砂収支と流出土砂量の算定 …… 13

4.3　流出土砂量と流量との相関 …… 13

4.4　流量観測時の浮遊土砂量観測 …… 15

4.5　流出解析 …… 16

4.6　既往崩壊調査資料の見直し …… 17

4.7　流量資料が十分でない場合の調査の進め方 …… 18

4.8　モデル流域における土砂動態調査 …… 19

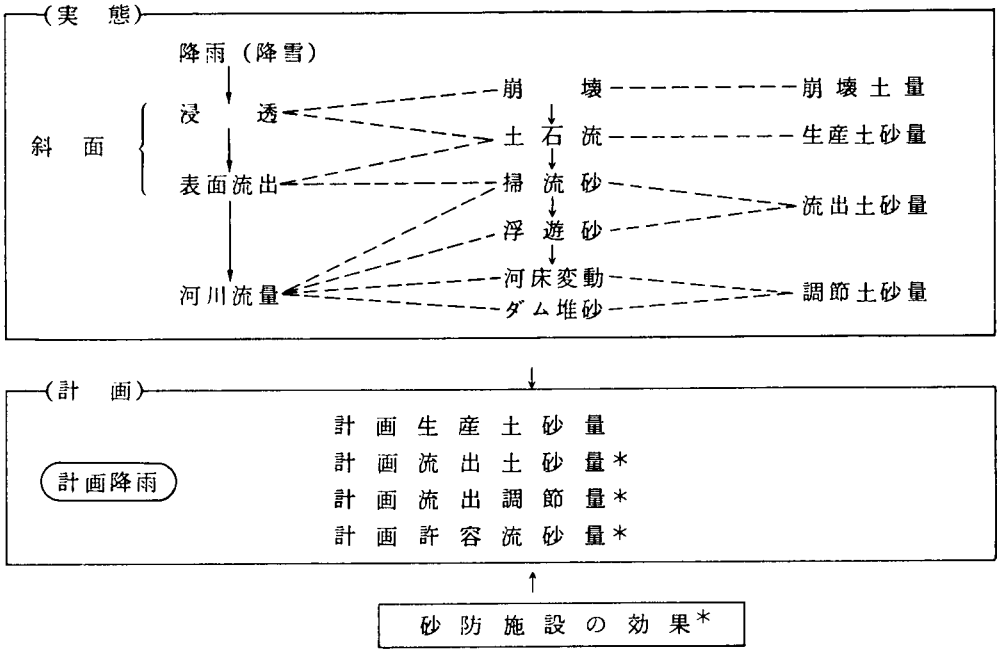
5. 参考資料 …… 20

1. 概　説

1.1　雨と土砂の流出と砂防計画

砂防計画の合理化は調査資料の蓄積，資料解析法の進歩，砂防施設の改良，その効果の評価法の開発によってなされうる。具体的に言えば，雨と土砂の流出の実態を把握し，その結果を十分に反映させた計画を作るということである。

雨と土砂の流出と砂防計画の関係は図－1のようになる。



（注）＊は実態把握による検討を特に要するもの

図－1　雨と土砂の流出と砂防計画

1.2　「山地流域に於ける土砂コントロールシステム」の現状とその問題点

土砂の流出は雨水の流出よりも量的な変化が大きく，災害をひきおこすような土砂流出はかなり稀な現象である。しかも，土砂は雨のように循環するのではなく，より低い安定な所へと，一方的に移動してゆく。したがって雨と流量のように種々の規模のものが起こるということもなく，再現性も疑わしい。

それゆえ，砂防の計画は，既往の災害資料に基づいて，同じ規模のものに対処するように立てられ，年々行なっている種々の砂防調査の成果を基本計画に反映させることはできなかった。さらに，現行の砂防計画論は，比較的広い流域全体の計画のためのもので，流域を小さく分割して考えようとすると，それぞれの流域の特性を反映した砂防計画が要求される。また貯水池の堆砂問題など砂防外の分野と共同して考えなければならない場合も実態把握に基づく砂防計画が必要となる。この傾向は今後増加すると考えられる。

そこで技術研究会（昭和54～56年度）では従来の砂防調査資料の整理，解析を行ない，さらにモデル流域での調査により土砂移動の実態把握を行なうことにした。今後は，このモデル流域を用いて砂防施設の効果に関する研究も行ない，砂防計画に反映させてゆきたい。

2. 「山地流域に於ける土砂移動の実態把握に関する研究」全体計画

2.1 研究の目的と必要性

砂防計画においては，生産土砂量，流出土砂量，許容流砂量が最も重要な要素である。砂防調査および研究は，これらを合理的に求めるために行なわれている。そして，資料の集積状況，解析手法の進展に応じて，資料の整理，解析を行ない計画に反映させてゆく必要がある。それらの作業を通して砂防調査システムの検討がなされなければならない。

三つの要素の中で土砂生産は，活火山や裸地斜面など年々土砂が生産される地域を除けば，豪雨時に発生する崩壊，土石流が主であって，これを年々行なっている砂防調査の結果から議論することはむずかしい。なぜなら数十年に一度といった現象が捕えられるのは稀であるからである。これに対して，流出土砂量，許容流砂量は現在までに集積された雨量，流量，河床変動測量，ダムの堆砂調査結果を解析することによってかなり検討できる。

本研究では既往の資料を整理して土砂流出の実態を把握し，計画流出土砂量を検討し，加えて，54年度より流量観測時に採水を行ない，その土砂濃度（g/cc）および粒度分布を調べて許容流砂量，流出土砂量の質的および量的検討を行なう。以上の作業を通じて山地流域に於ける土砂移動の実態を把握することを目的とする。

崩壊，土石流などの土砂生産についても既往資料を見直すことにする。

2.2 従来の研究と問題点

昭和32年度より13年間にわたって技術研究会において「砂防ダムの堆砂流出土砂量の研究」が行なわれ次のような成果が得られた。

① 砂防ダム堆砂形状の式化を行ない，2次曲線がもっともよく堆砂縦断形を表わすことがわかった。その係数はバラツキはあるが，河床材料の平均粒径と流域面積の比の関数として表わされる。

② 未満砂ダムの堆砂量調査より，比堆砂量を流域面積，起伏量比，流域平均高度，平均年降雨量の回帰式で比質別に表現した。

③ 安倍川，荒川他で流砂量式による河床変動の計算が行われた。

などである。そして次のような今後の問題点が指摘された。

① 従来の資料を概観して見ると，流量資料の整備がいちじるしく遅れている。今後これらの資料の収集，整理方法の検討が望まれる。

② 同一水系内で，雨量，流量，河床変動量，砂防ダム堆砂地の変動量，未満砂ダムの堆砂量等の調査項目が同一洪水についてそろって観測されている例がきわめて少ないため解析に困難をきたした。また同一地点での経年変化の追跡できる資料も大洪水時の資料の欠測のため，その利用価値がいちじるしく低下しているものが見うけられた。今後はさらに水系として流砂特性が検討できるように，観測時期，地点の選定について充分検討を加える必要がある。

などである。今日，先の研究について問題点を整理しなおすと次のようになる。

① 流量資料の不足。

② 年平均比流出土砂量は貯水池の堆砂などに対しては適当な表現であるが，土砂害に対しては，確率的な表現の必要がある。

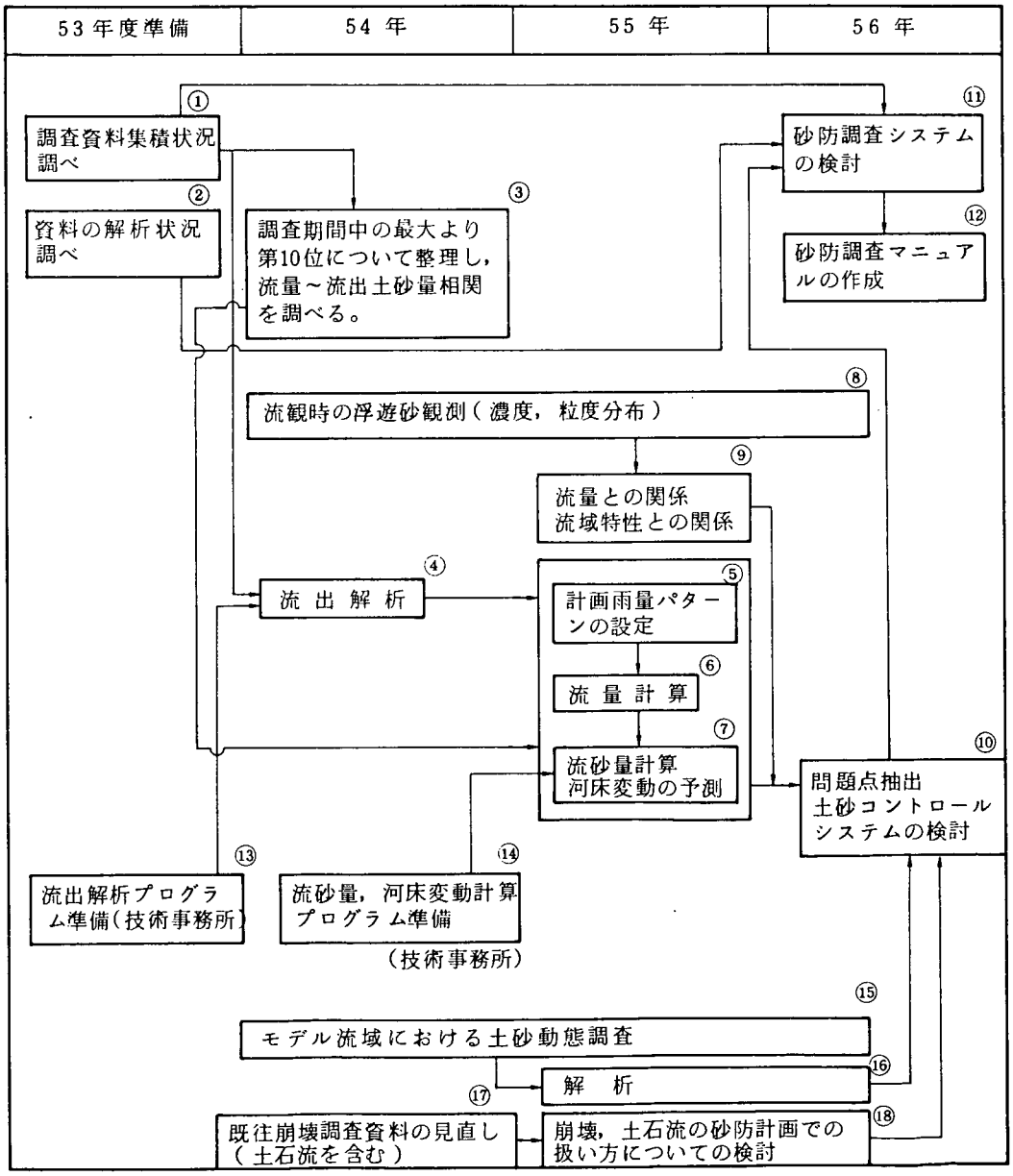
③ 計画論への導入方法を明確にする必要がある。

④ 下流河川への接続を考える時，量のみならず質（粒径）の情報も必要である。

2.3 研究会の内容

(1) 全体計画

前述の問題点をふまえて，既往の調査資料を解析し土砂移動の実態を把握し，計画流出土砂量，計画許容流砂量を検討する。それらを通して砂防調査システムの検討も行う。



(2) 各　論

前述のフローチャートの内容について順に説明を加える。また期待される成果についても示す。

① 調査資料集積状況調べ

各工事事務所で行なっている種々の砂防調査について，調査項目，資料集積状況を調べ，一覧表にする。（様式は次節）これには，水理，水文，河床変動，気象等全ての調査が含まれる。この一覧表は，本研究を進めてゆく基礎となる。

（成果）　調査台帳

② 資料の解析状況調べ

既往の解析の概要と計画への利用状況を，１件ごとにＢ－４，１枚程度に要約する。これにより，他の事務所の活動状況を知り，今後の調査解析計画の参考とすることができる。

③ 調査期間中の最大より第１０位について整理し，流量～流出土砂量相関を調べる。

後述の様式により，既往最大から第１０位程度の雨について，水位，流量，代表的な天気図，河床変動，災害等を整理する。

土砂収支を検討し，流量観測地点の通過土砂量を求める。この間の流量の合計との関係を図示する。流砂量式適用の可能性をチェックする。

流量資料が不足する場合には，次項の流出解析を行って流量資料を整備する。

土砂収支は生産土砂量が求められている場合は上流から，未満砂ダムで堆砂量が求められる場合には下流側から求める。貯水池がある場合にはその地点まで下がって土砂収支を行なう。上，下流に土砂収支が完結しない場合には侵食および堆積区間における変動量と流量の関係を整理する。

④ 流出解析

特性曲線法による。地建単位に技術事務所の計算機を使用する。本解析法の特徴は未知のパラメーターが粗度係数のみであること，および各分割流域および各合流点流量が一度に計算されることにある。具体的には，参考の章で記述する。

⑤ 計画雨量パターンの設定

既往最大または1/100，1/150の２日雨量，日雨量，時間雨量を設定し，計画雨量パターン（ハイエトグラフ）を作成する。

既往最大雨量が十分大きい場合にはこれを計画雨量パターンとする。

⑥ 流量計算

④の流出解析結果による。

⑦ 流砂量計算，河床変動の予測

⑥の流量に対して流砂量を求め，各流域の特徴比較しながら河床変動を予測する。この計算は，各合流点の他砂防ダム等，河床変動が無いと考えられる点でも分割して行なう必要がある。

本研究では，１次オーダー以上程度を流域最小単位とし，土石流区域については特に考え

本研究では，１次オーダー以上程度を流域最小単位とし，土石流区域については特に考えず，最小単位流域末端で流水の輸送能力にみあった土砂生産があると仮定する。

⑧　流観時の浮遊砂観測

出水時には各事務所において流量観測を実施されているが，その際同時に採水を行なって浮遊砂濃度を測定する。この資料は，今後，貯水池堆砂問題，濁水問題，許容流砂量の検討において重要な資料となる。土砂濃度とともに粒度分布も調べる。河床および山腹の粒度分布も参考として調べる。

⑨　流量との関係，流域特性との関係

⑧で求めた土砂濃度と流量との関係を図示し，その相関を調べる。また，勾配，流域面積，裸地面積率などの流域特性との関係も調べる。

（参考）　浮遊砂土砂濃度（g/cc）は流量に比例するといわれている。（河川砂防技術基準，調査編）しかしその係数については明らかではない。

⑩　問題点抽出，土砂タントロールシステムの検討

⑦および⑨の結果は従来の砂防計画手法とは異なったものである。これらを計画論に導入しようとすると，精度，計算の繁雑さ等々多くの問題が生じてくると考えられる。ここでは作業を進めることによって明らかになるであろう問題点を整理し，本研究の最終目的である土砂コントロールシステムの検討を行なう。

⑪　砂防調査システムの検討

①，②，⑩より合理的な砂防調査システムを検討する。今回は，水理，水文，河床変動等に片寄っているが，他の気象要素，土石流観測，環境等の調査についても分担して検討する。分担については５３年度予備調査にもとづいて決定したい。

⑫　砂防調査マニュアルの作成

⑪を受けて砂防調査マニュアルを作成する。

⑬　流出解析プログラム

後述の参考に基づいて作成する。

⑭　流砂量，河床変動計算プログラム

参考および③の結果を見て，できるだけ単純なものとしたい。

⑮　モデル流域における土砂動態調査

従来の調査のレベルを上げてゆこうとすれば管内全域に対する調査だけでなく，１５km^2程度以下の代表流域を選定して密度の高い調査を行なってゆくことが必要である。これらの資料は，５年～１０年後はその価値を発揮するものであるが，今回の研究会を機会に，出発させる。従来よりそのような代表流域調査を行なっているところは，それを充実させ砂防計画への導入法を検討する。

⑯　解　　析

内容は，前述の③④⑨⑤⑥⑦と同じであるが，それぞれに特徴を持たせ，たとえば土石流や砂防施設の効果を調べるといった具体的な目標を設定することが望ましい。

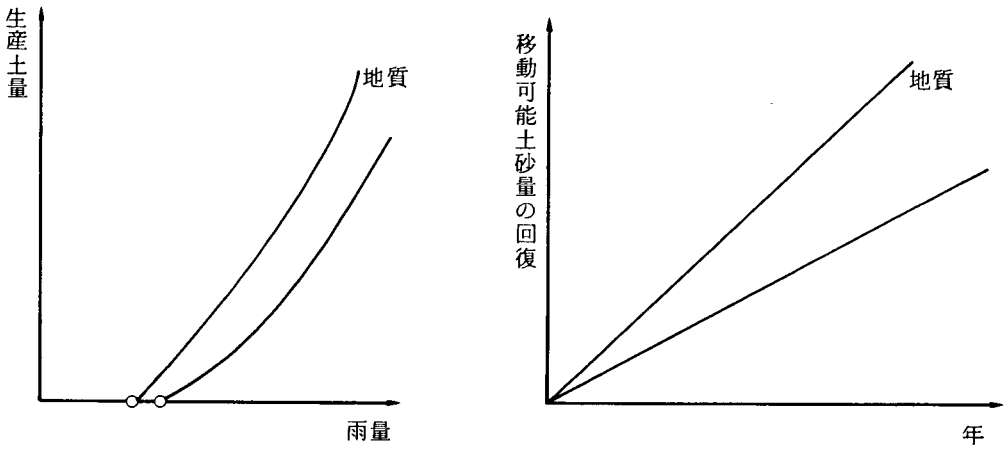
⑰　既往崩壊調査資料の見直し（土石流を含む）

直轄の事務所では，その砂防計画を立てる際に，既往の災害時の崩壊，土砂流出，降雨等の資料を収集し検討してきた。今回は，その資料およびその後の崩壊調査結果を現在の砂防計画論にとらわれる事なく見直し，その現象把握をおこなう。（資料を土木研究所に集め解析する。）

⑱　崩壊，土石流の砂防計画での扱い方についての検討

⑰の結果にもとづき，土砂生産の砂防計画での扱い方について検討する。

図のようにまとめることを考えている。（資料を土木研究所に集め解析する。）



なお，④，⑤，⑥，⑦の作業は管内流域が広い場合には，数 10 km^2 を選んで検討してもよい。

3. 53年度準備作業

54年度からの研究会の準備作業として以下の調査を行なう。

① 調査資料集積状況調べ

様式1でまとめる。

管内図に位置を示して添付する。

（注） 項目としては次に示すものを参考に，河川（区域）または観測所ごとにまとめる。

- 水理・水文調査 ―― 雨量，水位，流量
- 流域特性調査 ―― 地形，地質，植生
- 土砂調査
  - 水源崩壊地調査（表面侵食量，崩壊地，崩壊深）
  - 河床堆積物調査（堆積厚，変動，材料）
  - 流砂量調査（土石流，流砂量，ダム堆砂量）
  - 生産土砂量調査
  - 流出土砂量調査
- その他

② 資料の解析状況調べ

過去の降雨，流出，流出土砂量等の解析の概要と，計画への適用状況を1件ごとにB－4（横書き）1枚程度に要約する。

③ モデル流域の選定，調査計画立案

4.8を参考にモデル流域の選定，調査計画の立案を行なう。

様式 1

調査資料一覧表　　工事事務所　昭和53年12月現在

調査項目	調査地点	河川名	支川名	観測機関	種別	器種	調査期間	備考
				建設省 ○○県 など	測量では 航測，実測の別 テレメーター 自記（　カ月） 高水時 等の別		欠測期間がわかるように。	測量のピッチ etc 航測の縮尺

4. 54年度実施する項目の調査要領

4.1 資料整理(③)

調査期間中の降雨（連続雨量で）の最大より第10位程度までについて様式－2でまとめる。

4.2 土砂収支と流出土砂量の算定(③)

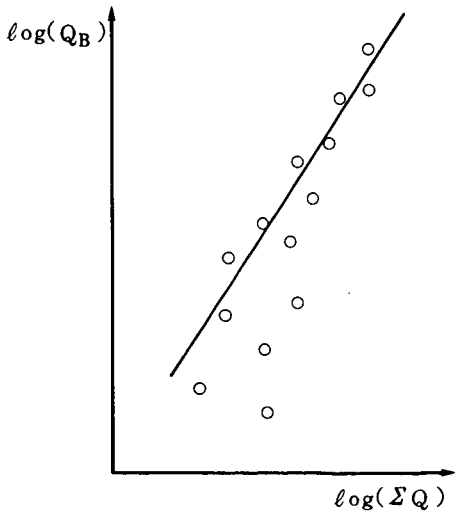
流域を合流点，砂防ダム地点，貯水池，その他勾配，河幅等の変化的で分割し，河床変動測量結果等より各分割区間の変動量を求める。つぎに，崩壊土砂量，生産土砂量が明らかな場合は上流から，未満砂ダムや貯水池がある場合は下流から，すなわち資料の信頼性の高い方から土砂収支を行なう。これよりその期間内の流出土砂量を分割区間の末端について求める。

4.3 流出土砂量と流量との相関(③)

上の結果と，この期間内の第1位の出水または第1～第5位程度の出水ハイドログラフから求められる総流出量ΣQまたは$\Sigma(Q-Qc)$との相関を求める。ここでQcは土砂移動の始まる限界の流量である。

これは分割各点で行ない，その点から上流100m程度の平均河床勾配，河幅，平均粒径，最大粒径も求めておく。

求められた相関を流砂量式で説明することを試みる。（参考による。）

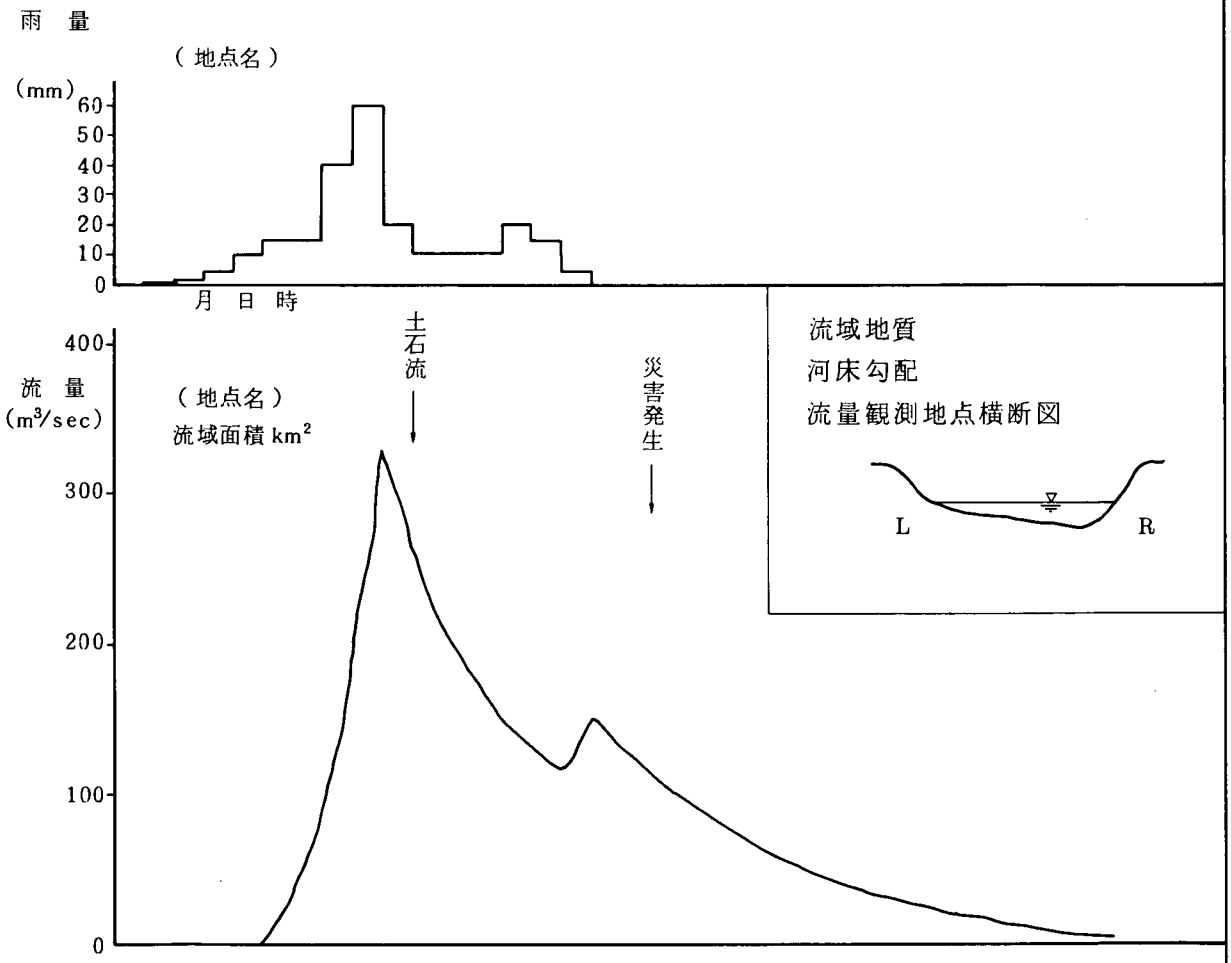


様式－2

年　　○○ 工事事務所

年　　月　　日～　　月　　日

天気概況，降雨状況，出水状況，災害状況を要約する。	（代表的な天気図）



（注）　ここには代表地点の雨量，流量を示すこととし，他の地点の雨量，流量は，代表地点のものとともに表にして示す。

本出水の結果と考えられる，土砂収支表を流域分割に合わせて作成し添付する。

水位～流量曲線（流観値の入ったもの）を添付する。

4.4 流量観測時の浮遊土砂量観測

流量観測時にひしゃくまたはロープにつけたバケツで採水する。流れに逆ったり，水中に永く置けば濃度が大きく計測されるので注意を要する。段落部を利用するのも良い方法である。流観地点から少々はなれることになってもしかたがない。

採水したものは，その全量の重さを測り，水を蒸発（乾燥器または自然乾燥）させ，土の重さを測定する。以上より土砂濃度を求める。

粒度試験により粒度分布を求める。

また比較の為に河床および山腹斜面の粒度分布も調べておく。

流量その他の流域特性との関係を調べる。

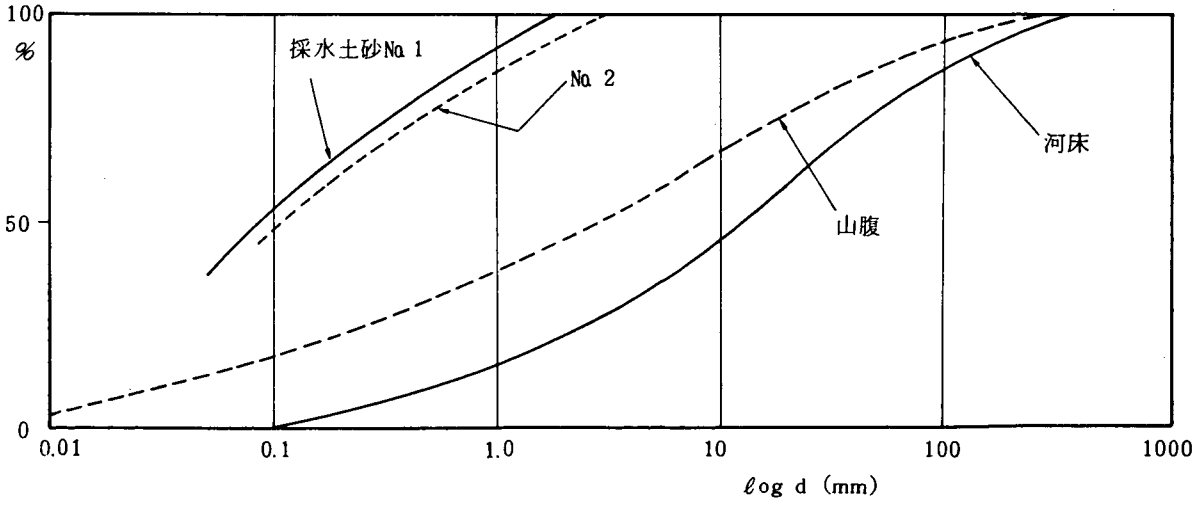
観測地点一覧表

観測地点	流域面積	流域地質	裸地面積	裸地面積率	河床勾配	備　考

観　測　結　果

観測地点	観測時刻	流　　量	採水全量	土 砂 量	土砂濃度	粒度分布No.	採水方法

粒度加積曲線（一出水一枚程度に）



4.5 流 出 解 析

流出解析法を用いる。作業手順を次に示す。

① 流域平均雨量を求める。

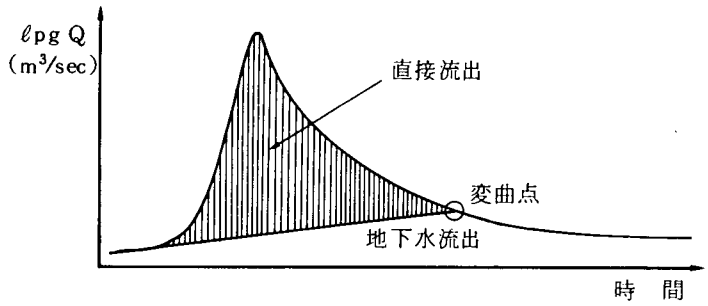
雨量計が代表する流域を決め，加重平均によって流域平均雨量を求める。

$$\bar{P} = \frac{\Sigma\, a_i P_i}{A}$$

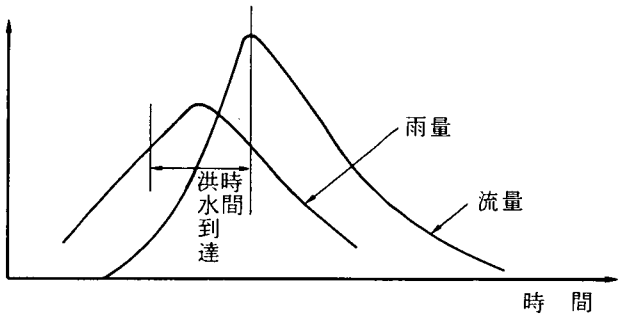
ここで，$\bar{P}$ は流域平均雨量，a_i：i 地点が代表する流域面積，P_i：i 地点の雨量，A：全流域面積（$= \Sigma\, a_i$）

② 流量ハイドログラフより直接流出成分を分離する。

砂防河川では平水はほとんどゼロである場合も多く，その様な場合には，ハイドログラフの立ち上がりから直接流出成分とする。



③ 洪水到達時間と，その間の平均降雨強度，ピーク流出係数を求める。



④ 以上を次の表にまとめる。

地　　点	年月日	総雨量	総流出量	総損失量	流出率	ピーク流量	洪水到達時間	ピーク流出係数
(流域面積)		R	Rd	L＝R－Rd	Rd/R		sec	f

↑ 水高で示す

$$(\text{水高})_{mm} = \frac{3.6\,(\text{流量})_{m^3/s}}{(\text{流域面積})_{km^2}}$$

↑

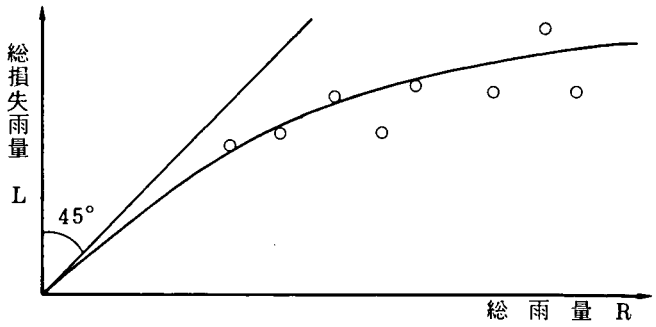
$$f = \frac{q_p}{\frac{1}{3.6} A\, r_{mp}}$$

q_p ：ピーク流量 m^3/s

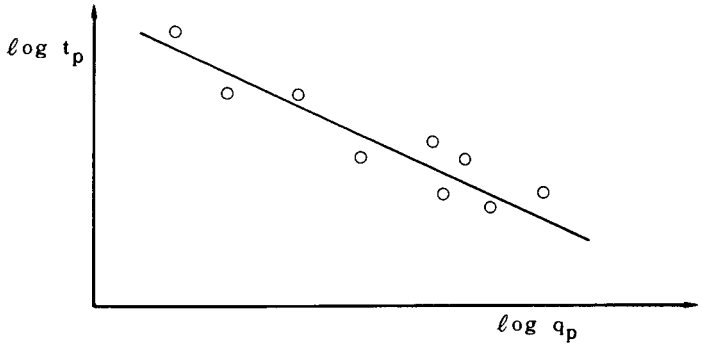
A ：流域面積 km^2

r_{mp}：到達時間内平均雨量強度

⑤　総雨量と総損失雨量の関係を図示する。



⑥　ピーク流量と洪水到達時間の関係を図示する。



⑦　流域を分割し，流域面積，主流路長，斜面長，斜面平均勾配，流路の平均勾配を地形図より読み取る。

流域を分割する際，先の土砂収支の分割点では必ず分割する。

⑧　⑤の図より，総有効降雨量（＝（総雨量）－（総損失雨量））を求め，総雨量の変化に合わせて毎時の有効雨量を求める。

有効降雨を求めた段階で計算機にかけ⑨を行なう。

⑨　斜面の粗度係数N（等価粗度係数という。），水路の粗度係数nを与えて，流出計算を行なう。この計算は計算機による。Nとしては，0.6～1.5程度，nは0.04～0.06程度を目安とし，実測ハイドログラフと計算ハイドログラフがピーク付近で一致するように，Nを修正する。この計算法では，減水部で計算値が早く小さくなる傾向があるが現状ではやむをえない。

⑩　n，NとくにNが決定されると，適当に雨のパターンを与えて，R～L曲線より有効降雨を求め入力してやれば流量が計算されることになる。

4.6　既往崩壊調査資料の見直し

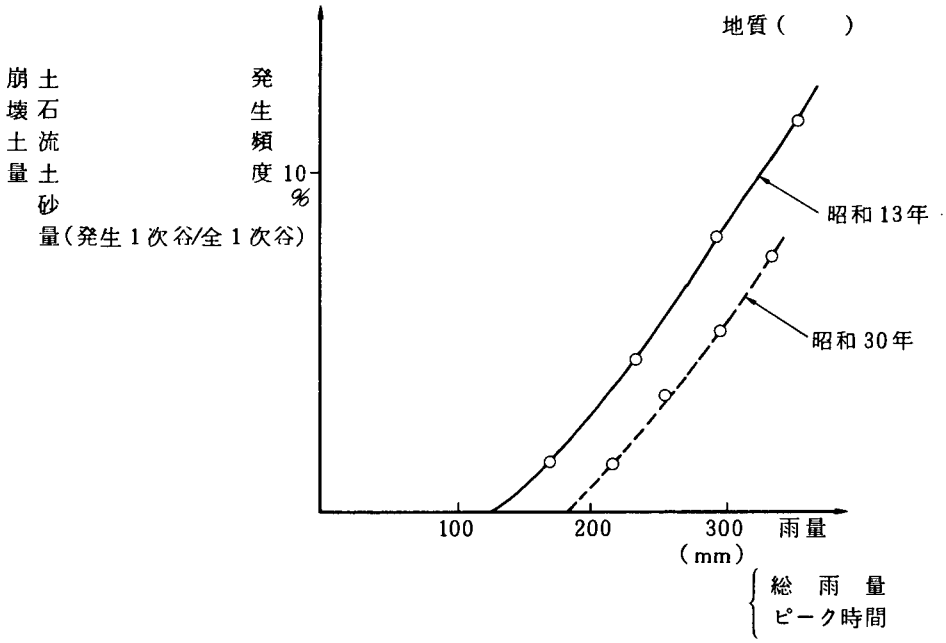
過去の災害に対する既往崩壊調査資料を見直し，崩壊地点，土量，降雨の状況，流出土砂量，災害状況を整理し，古いものから並べ，その差，類似性を検討する。また過去の崩壊地，土石流発生渓流が災害発生当時と比べて今はどのようであるかを調べる。

①　降雨量と崩壊土砂量の間にはある程度の相関が認められる。しかし，その関係の求め方は，同一災害での雨量分布と崩壊発生率または崩壊土砂量との相関を調べたものである。したが

って同じ地域に次に発生する降雨に対する崩壊土砂量，土石流に対しては有効でない。災害直後に同程度の雨があっても前回ほどの土砂生産はないであろう。災害後，何年か経ると再び移動可能な土砂が風化等によって準備されるがその早さは地質による。

以上の内容は何回かの災害資料を比較することによって検討できるであろう。

② 同一災害における降雨分布と崩壊発生頻度，土石流発生頻度，崩壊土量，土石流土量を調べる。崩壊は総雨量と，土石流は時間雨量との相関を調べる。



4.7 流量資料が十分でない場合の調査の進め方

流量資料が十分でない場合が多いと考えられるので，その場合の調査の進め方につい述べる。

まず，ある程度はあるが，2，3の雨については欠測した場合。他のcaseについて流出解析を行ない。それを用いて流量を作り出す。雨の資料もない場合は，できるだけ近傍の他地点の資料を借用する。

次に，ほとんど流量資量がない場合は次の方法によって，中小を含む流量資料を新しく求め，その中の大きな雨から3つを選んで流出解析を行い。その結果を用いて過去の資料を作成する。この場合は，今後比較的大きな出水があった場合，その資料によって修正すること。

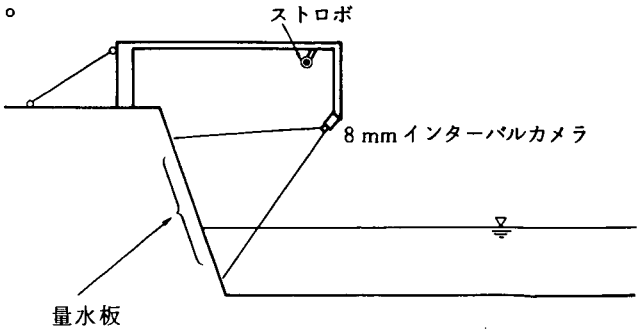
（水位観測方法）

8 m/mインターバルカメラとストロボを，流路工または砂防ダム水通し部上流側に図のように設置する。記録は15分以内の間隔とする。

流量に換算するためには流観によって粗度係数nを求めることが必要である。

砂防ダムの場合は堰の公式による。

（→ 参考資料）



4.8 モデル流域における土砂動態調査(⑮)

管内流域全域で同精度の調査をすることは予算的に困難な場合も多い。そこで，15km² 程度以下の流域を1ケ所以上選定し，集中観測体制を敷き，資料の収集，解析を行なう。(注) 上記流域面積にはあまりこだわらなくてよい。

代表流域は全流域を必ずしも代表するものではないが，地形要素等を考慮すれば一般化は可能である。

代表流域は，砂防ダムの効果，土石流等，その特徴に応じて目的を明確にし，その為の観測体制をしく。

とくに河床変動測量は，出水毎に行なう。

調査目的の例を一覧表にして示す。

計画論上の目的	
A	水源保全
B	土石流対策
C	天井川対策
D	活火山対策
E	火山噴出物地帯の対策
F	貯水池対策
⋮	⋮

その他の解明されるべき目的	
a	崩壊地または崩壊残土からの土砂流出
b	土石流動態観測
c	砂防施設の効果
d	旧土石流堆積物からの土砂流出
e	流砂量観測
f	山地の雨水流出機構
g	出水時の砂礫堆の挙動
h	出水中の河床変動
i	魚道の効果
j	⋮

設定する目的は複数でよいが，目的が十分解明されるような調査項目，調査方法を実施することが必要である。

以下に一般的な調査手順を示す。

① モデル流域の設定

前述の目的と次の条件を考慮して設定する。

(1) 未満砂ダムまたは貯水池等により土砂収支が完結できるところ。

(注) 生産土砂が求められる場合はこの限りでない。

(2) 土砂流出が比較的盛んな流域

② 基礎調査

(1) 現地調査，地形図（3°以上)により，土石流区域と掃流区域を区別する。

(2) 崩壊地，渓岸崩壊の現状を調査し，位置，面積，状況写真を整理する。

(3) 雨量計を設置し雨量を観測する。

(4) 縦断図を作製し，勾配変化点ごとに河床粒度を調べる。山腹の粒度分布も調べる。

その他は，河川砂防技術基準を参考に行なう。

③ 出水時の調査

出水時には水位，流量，浮遊砂量，ダム堆砂量を調べ，河床変動測量を行なう。

できれば下流端に加えて支渓の出口でも行なう。

(注) すでに行なった項目，施設がある場合はそれを利用する。

5. 参 考 資 料

5.1 流 砂 量 式

Meyer－Peter・Muller （マイヤー・ピーター・ミューラー）の式を基礎とする。

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)\,g d^3}} = 8\,(\tau_* - \tau_{*c})^{3/2}$$

こゝに，q_B 単位幅流砂量，σ ：砂の密度，ρ ：水の密度，g ：重力の加速度，d ：平均粒径，

$\tau_* = \dfrac{U_*^2}{(\sigma/\rho-1)\,g d}$ ，U_* ：摩擦速度（$\equiv \sqrt{g h I}$），$\tau_{*c} = 0.047$

これと，マニング則

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

および，河幅（B）を与えれば，$Q_B = q_B \times B = fct\,(Q,\ Qc)$ と書ける。

急勾配の河川では，上式に修正が必要となる場合もある。その時には，

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)\,g d^3}} = K\,(\tau_* - \tau_{*c})^{3/2}$$

として，係数Kを変化させる。

5.2 幅 厚 せ き

上流端が角ばったせき

1） Govinda Rao （ゴビンダ　ラオ）の式

$$Q = C_1\,B h^{3/2} \qquad (1)$$

$$0 < h/L \leqq 0.1\ ;\ C_1 = 1.642\,(h/L)^{0.022} \qquad (a)$$

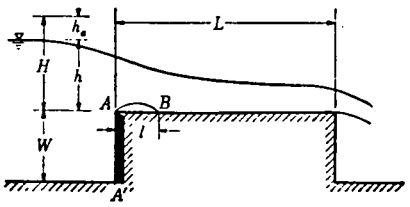
$$0.1 \leqq h/L \leqq 0.4\ ;\ C_1 = 1.552 + 0.083\,(h/L) \qquad (b)$$

$$0.4 \leqq h/L \leqq (1.5 \sim 1.9)\ ;\ C_1 = 1.444 + 0.352\,(h/L) \qquad (c)$$

$$(1.5 \sim 1.9) \leqq h/L\ ;\ C_1 = 1.785 + 0.237\,(h/W) \qquad (d)$$

ここに，Q ：流量（m^3/sec），B ：せき幅（m），h ：越流水深（m），C_1 ：流量係数，L ：せき長（m），W ：せき高（m）

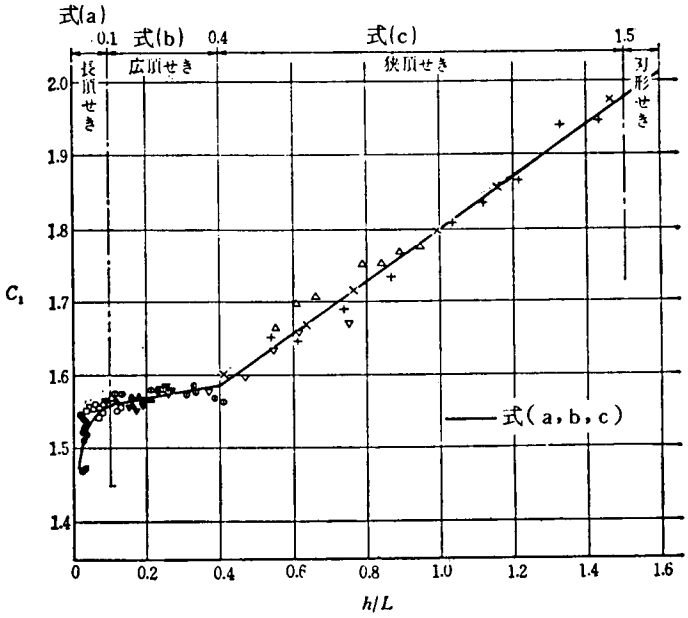
〔解説〕 1963年Govinda Rao・Muralidhar（ムラリダール）が $0 < h/L \leqq 2$，$0 < h/W < 1$ の範囲での長方形断面のせきに関する流量測定資料から式(1)を用いて求めた流量係数C_1をm-sec単位に換算した結果は，式(a)～(d)で表わされる。せき上に現われる流況と流量係数の変化特性から，長方形せきを表に示す4種に分類した。 狭頂せ



図－1 広 頂 せ き

表　長方形せきの流量係数

名　称	h/L	C_1	流　　況
長頂せき	$0<h/L\leqq 0.1$	式 (a)	連続した波状水面
広頂せき	$0.1\leqq h/L\leqq 0.4$	式 (b)	せき頂面に平行な流れ
狭頂せき	$0.4\leqq h/L\leqq (1.5\sim 1.9)$	式 (c)	完全な曲線流
刃頂せき	$(1.5\sim 1.9)\leqq h/L$	式 (d)	下側水脈がせき頂からはく離



図－2　長方形断面せきの流量係数

きと刃形せきとを分ける h/L の値は h/Wに支配され，Kandaswamy（カングスワミー）とRouseの低いせきを越える流れの水脈測定値に基づいて式(e)で与えられる。

$$h/L = 1.51 + 0.041\,(h/W) \qquad \text{(e)}$$

式(a)，(b)，(c)の関係および C_1 の測定値を図－2に示す。

5.3　特性曲線法（Kinematic wave法）

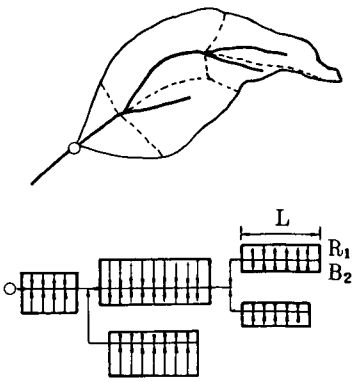
降雨流出，特に表面流出を斜面および河道における雨水の流れの現象と考え，流れの運動および連続の式を用いて，雨水流を水理学的に追跡する方法である。運動の式としては，厳密には不定流の式が基礎とされなければならないが，通常簡単化のためマニング型の等流の式を用いた，いわゆるKinematic wave 法がよく利用されるので，これについて説明を加える。

まず，河床こう配，断面の変化する点，主な支流の合流点その他流域性状を考慮して，流路およびこれに付随する流域を適当に細分し，流域を図－3のように長方形流域に模式化する。この場合流域平均幅Bは，流域面積Aを流路長Lで除して求まるが，図式計算など手計算による場合は，簡単化のため，流路両側の斜面長を等しくするか，または片側斜面とみなす簡易法をとって

もよい。流域斜面を一様なこう配，一様な粗度の斜面と仮定し，この斜面より流路への流入量が実際流域のそれと全般的に等しくなるような一様粗度Nが存在するとき，この模式化流域を等価流域，一様粗度Nを等価粗度と呼ぶ。

このような斜面の流れが近似的にマニングの式で表わせるとすると，それは次式で表わせる。

$$\left.\begin{aligned} &h = kq^p \\ &\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \alpha r \\ &k = \left(\frac{N}{\sqrt{\sin\theta}}\right)^p, \quad p = \frac{3}{5}. \end{aligned}\right\} \quad (1)$$



図－3　流域の模型化

ここに，h：水深（m），q：単位幅流量（m^2/sec），k，p：定数，t：時間（sec），x：距離（m），r：降雨強度（mm/h），α：換算係数，$(1/3.6)\times10^{-6}$.

また流路の流れについても次式が成立する。

$$\left.\begin{aligned} &A = KQ^p \\ &\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \end{aligned}\right\} \quad (2)$$

ここに，A：流水断面積（m^2），Q：流量（m^3/sec），q：流路単位長当りの横流入量で流路両岸に流域をもつ場合は左右岸流入量の合計，K，P：定数で，マニングの式が適用できる場合は次式で与えられる。

$$\left.\begin{aligned} &K = [nK_1^{-2/3}(\sin\theta)^{-1/2}]^p \\ &P = 3/(2z+3) \end{aligned}\right\} \quad (3)$$

ここに，K_1，z は径深 R が $R = K_1A^z$ と表わせるときの定数．

式(1)，(2)を図－3のような流域に適用するための解法としてはいろいろな方法が考えられるが，特性曲線を用いる方法を示すと，まず式(1)の特性曲線

$$\frac{dx}{dt} = \frac{q^{1-p}}{ph} \quad (4)$$

上において次式が成立する。

$$\left.\begin{aligned} &(\alpha r)\,dt = pkq^{p-1}\,dq \\ &(\alpha r)\,dx = dq \end{aligned}\right\} \quad (5)$$

通常降雨強度 r としては単位時間ごとの平均強度で与えるから，上式を積分した形を求めると

$$\left.\begin{aligned} &\alpha r \neq 0; \quad q_i = \left[\frac{(\alpha r)_{i-1,i}\,\Delta t}{k} + q^p{}_{i-1}\right]^{r/p} \\ &\Delta x_{i-1,i} = \frac{q_i - q_{i-1}}{(\alpha r)_{i-1,i}} \end{aligned}\right\} \quad (6)$$

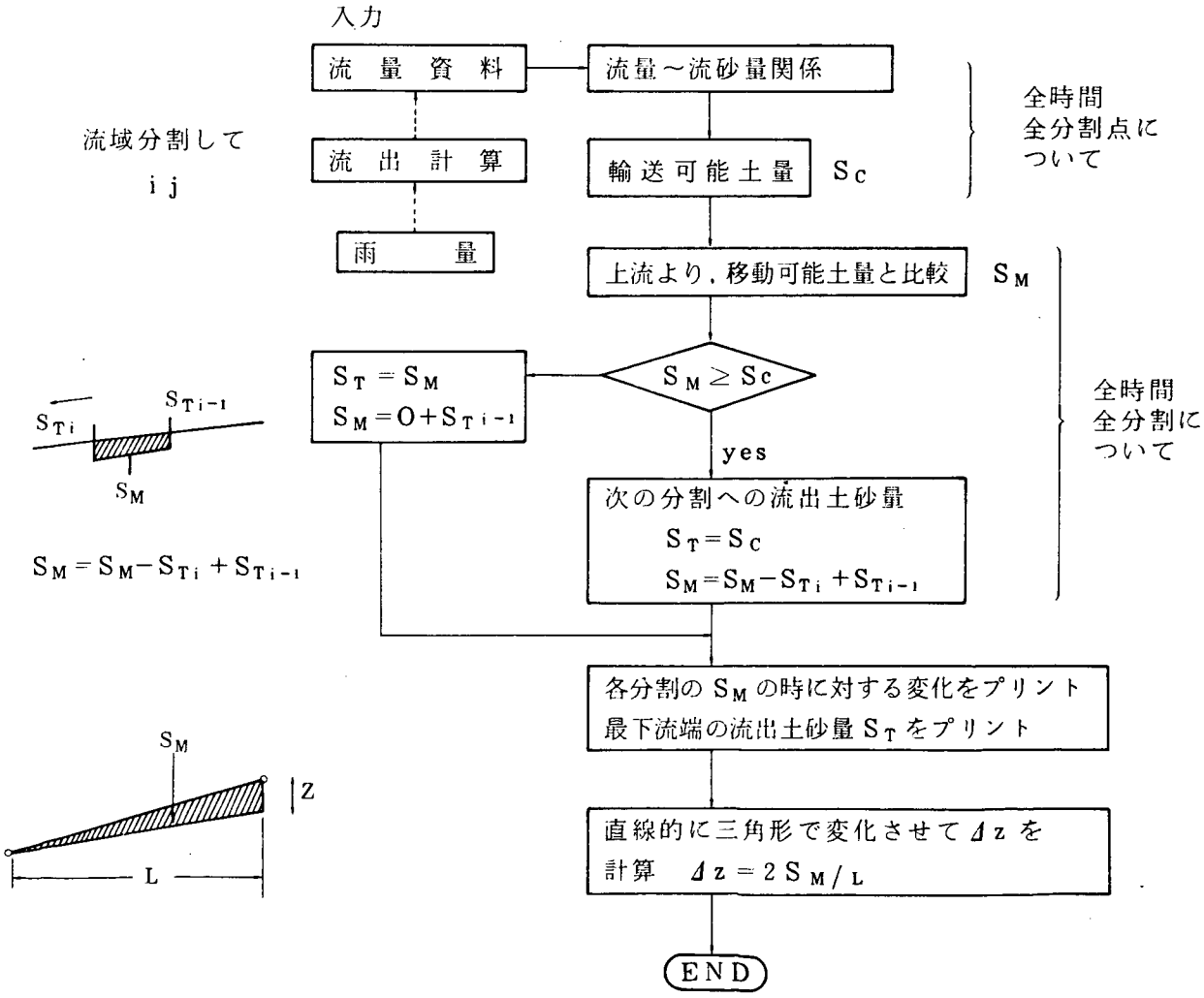
$$\alpha r = 0 \; ; \qquad \Delta x_{i-1,\,i} = \frac{1}{pk} \; q_{i-1}{}^{1-p} \; \Delta t \tag{7}$$

流域上流端を任意時刻に出発する雨水流れが流路に到達する時刻は，$\Sigma \Delta x$＝（斜面長）になるまで上式の計算をくり返していけばよい。なお，この計算を図上の手計算で行なうための対数図式法も末石によって示されている。また上記の計算では，Δt を固定し Δx をフリーにしているが，Δx，Δtをともに固定して特性曲線を内挿的に求める方法や，式(1)を直接階差法で解く方法も当然考えられる。

流路の雨水追跡は，斜面の流れの計算によって得られる横流入量をある単位時間内で一定となるよう組み直せば，斜面の流れの計算と全く同じ方法によって行ないうる。

上述の方法は流域内ないし河道の局部的貯留現象を考慮しなくてよい場合に適用されるものであるが，貯留現象が現にみられるような場合は若干の工夫が必要となる。山地河川は本解析法を適用しやすい。

5.4 河床変動計算



○　砂防ダムは

空容量のある間　$\begin{cases} S_M = S_M + S_{T_{i-1}} \\ S_T = 0 \end{cases}$

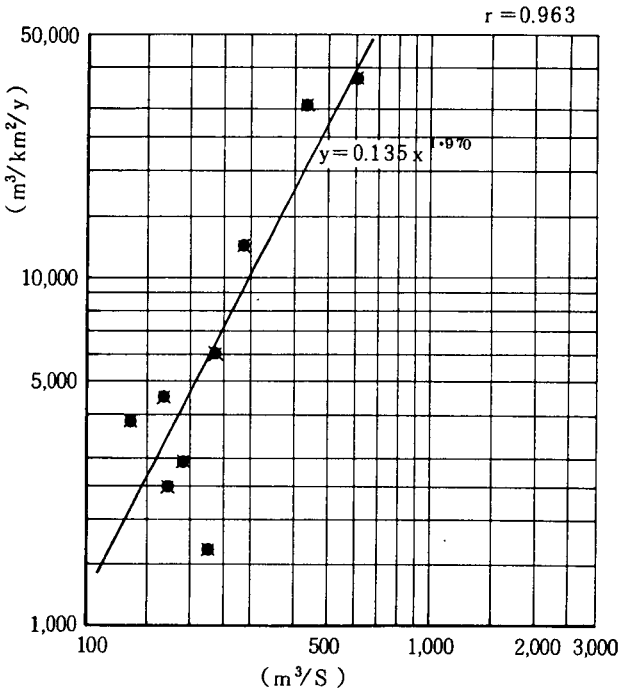
満　砂　後　$\begin{cases} S_T = S_C \\ S_M = S_M + S_{T_{i-1}} - S_{T_i} \end{cases}$

とする。

○　合流点では本川水位と支川水位を比較して本川水位が支川水位より高い場合，支川の S_T を合流点上流に堆積させる。

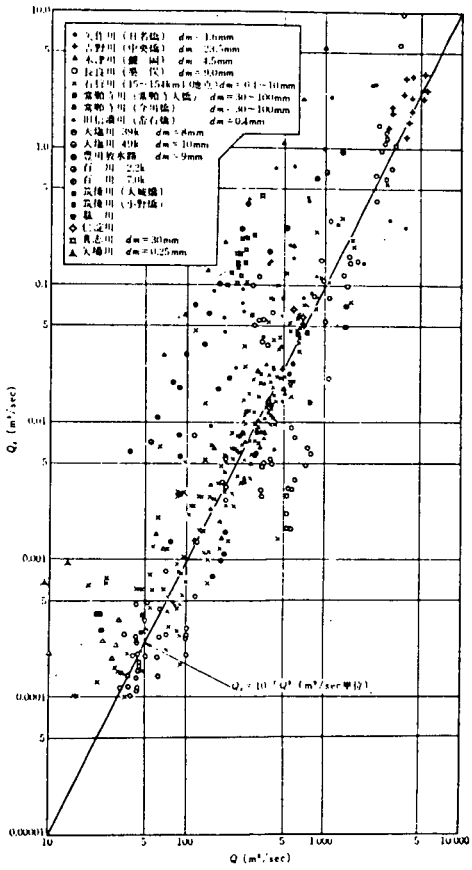
5.5　流砂量の観測例

貯水池ダム堆砂の例



比堆砂量と年最大日流量との関係

浮遊砂量の例



浮遊砂量（wash load を含む）と流量との関係

調 査 実 施 要 領（参考編）

昭和54年1月

土木研究所砂防研究室

目　　次

1. モデル流域における土砂動態調査 …… 29

1.1 調査の意義 …… 29

1.2 モデル流域の選定 …… 29

1.3 調査計画 …… 29

2. 砂防調査システムの検討（砂防調査マニュアルの作成）…… 32

3. 砂防計画への適用 …… 33

3.1 計画雨量パターンの設定 …… 35

3.2 流出土砂量，河床変動の予測 …… 35

3.3 問題点抽出，土砂コントロールシステムの検討 …… 36

4. 生産土砂に関する検討 …… 37

1. モデル流域における土砂動態調査

1.1 調査の意義

第Ⅰ部で行なった一連の解析がうまくなされれば，河床勾配が大きく変化するような大出水を除けば，雨量観測を行なっていれば，必ずしも毎年河床変動を調査しなくてよいことになる。そして，大出水があって河床の状態が大きく変化した場合には，水源からできれば海岸まで地上測量による河床変動測量を含む流出土砂量調査を行なえばよい。もちろん現段階では，そこまでは達しないので，河床変動測量，流量観測は継続されなければならない。しかし，管内全域で高精度の調査を実施することは予算的に困難な場合も多い。そこで，15 km^2 程度以下の流域を1ケ所以上選定し，観測，調査をある程度集中して，資料の収集，解析を行なう。上記の流域面積はその程度が調査もやりやすく，まとまりやすいのではないかと考えたものであまりこだわらなくてよい。

このモデル流域の調査により，流域調査に始まる一連の調査を行ない土砂移動の実態把握に努め，砂防施設の機能その他の検討の基礎資料とする。

1.2 モデル流域の選定

モデル流域での調査では，ただ雨量，流量，流出土砂量を測定するのではなく，それぞれに砂防計画における目的，現象解明に関する目的を持たせ，砂防施設の効果についても調査することとする。（調査目的については実施要領を参考にされたい。）

そのためには，目的に合ったモデル流域を選定し，必要な調査を行なわなければならない。一般的には，管内において土砂流出が比較的盛んで，未満砂ダム等で土砂収支が完結するところがよい。また，一般の砂防ダムやスリットダム，床固などのあるところまたは計画されているところで，調査しやすいところがよい。

すでにモデル流域的な考え方で調査しているところはそれを継続してよい。

1.3 調査計画

河川砂防技術基準第11章生産土砂調査を参考に調査計画を立てるが次の項目を追加する。

水位（流量）調査

浮遊砂調査

河床材料調査

解析の内容は第Ⅰ部を参考にする。モデル流域の中にさらに 1.0 km^2 程度の小流域において表面流の発生限界等を調査することも望まれる。

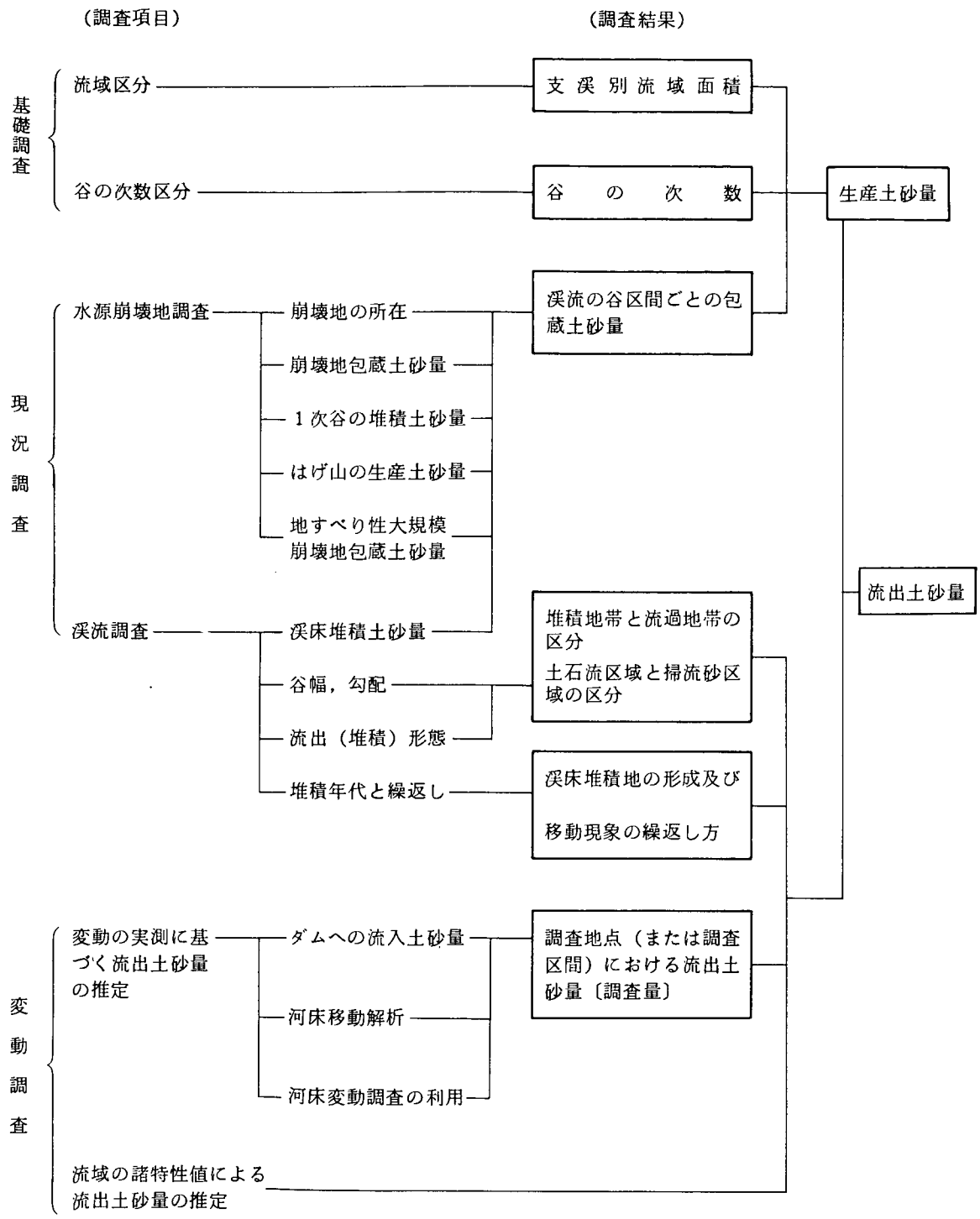


図　調査系統図（河川砂防技術基準より）

表　調査方法と調査項目の関連性

調査項目 ＼ 調査方法			机上調査				現地踏査	現地測量	土質試験			水文観測			流砂量観測
			地形図計測判読	地質図判読	空中写真判読	空中写真計測			粒径調査	ボーリング	物理探査	雨量観測	水位観測	流量観測	
現状での流域特性	流域区域分け	水系網	○												
		河床縦断形不連続点	○		○		○	○							
		土砂移動形態	○				○								
		河況	○		○		○	○	○						
	斜面の状況	地質		○	○		○								
		地形	○			○	○	○							
		植生　(裸地)			○		○								
	河道の状況	河道形状　(平面)	○			○		○							
		(縦断)	○			○		○							
		(横断)				○		○							
		河道堆積物　(量)					○	○		○	○				
		(粒径等)					○		○						
土砂移動の実態	外力	降雨										○			
		流出										○	○	○	
		水位										○	○		
	斜面	崩壊地　(位置)				○	○								
		(量)				○	○	○							
		(残土量)					○	○							
		(粒径)							○						
	河道	河床変動量				○		○							
		(粒径)							○						
		砂防ダム堆砂量						○							
		流出土砂量													○
		(粒径)							○						

(土木施工法講座 11 中村二郎編　砂防・地すべり防止，急傾斜地崩壊防止施工法：山海堂)

2. 砂防調査システムの検討(砂防調査マニュアルの作成)

現在砂防調査の内容は河川砂防技術基準に示されているが，その具体的な内容，調査の時間間隔などは実際に行なった結果によって修正されてゆくべきものである。例えば河床変動測量のピッチや時期は，砂防の河川に適したものにしてゆく必要があろう。

今回の研究会を進めるなかで砂防調査上の問題点が明らかになると考えられるので，それらを整理して実状にあった砂防調査システムを検討し，砂防調査マニュアルの作成を目ざしたい。

とくに，詳細に調べる必要のある場合と，そうでない場合に分け，それぞれの調査項目，方法を整理し，後者についてはどこまで簡略化できるかを検討する。

3. 砂防計画への適用

砂防調査の結果は砂防計画に反映できるものでなくてはならない。そこで，本研究会の成果を基礎にして砂防計画を検討してみる。その作業過程においてさらに調査システムの検討ができると考えられる。

手順としては次のようになる。

① 計画雨量パターンの設定

② 計画雨量に対して生産土砂量を与える。（土石流を含む）

③ 分割流域の各断面で流量を計算する。

④ 流砂輸送能と移動可能土砂量を比較して流出土砂量，河床変動を予測する。

⑤ 災害が予想される結果になれば，砂防施設を入れて計算をやりなおす。

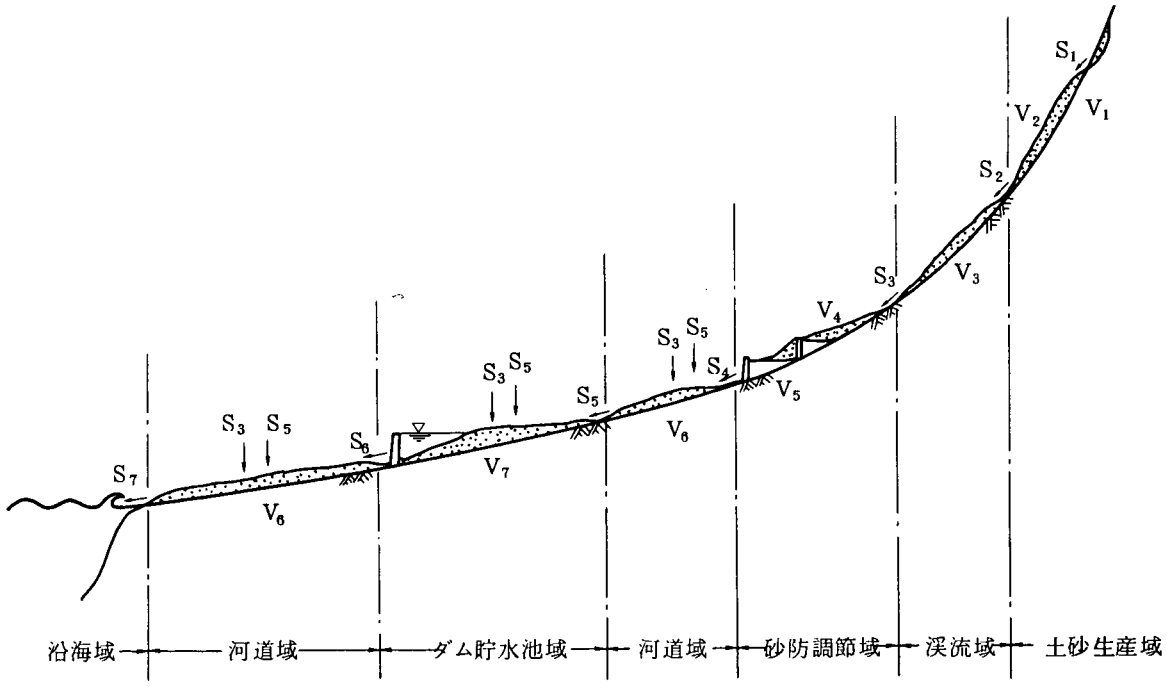
この中で，①は砂防計画にあった決定が必要である。

②は砂防計画において最も重要であるが，むずかしい問題で，本研究会でも検討したい。

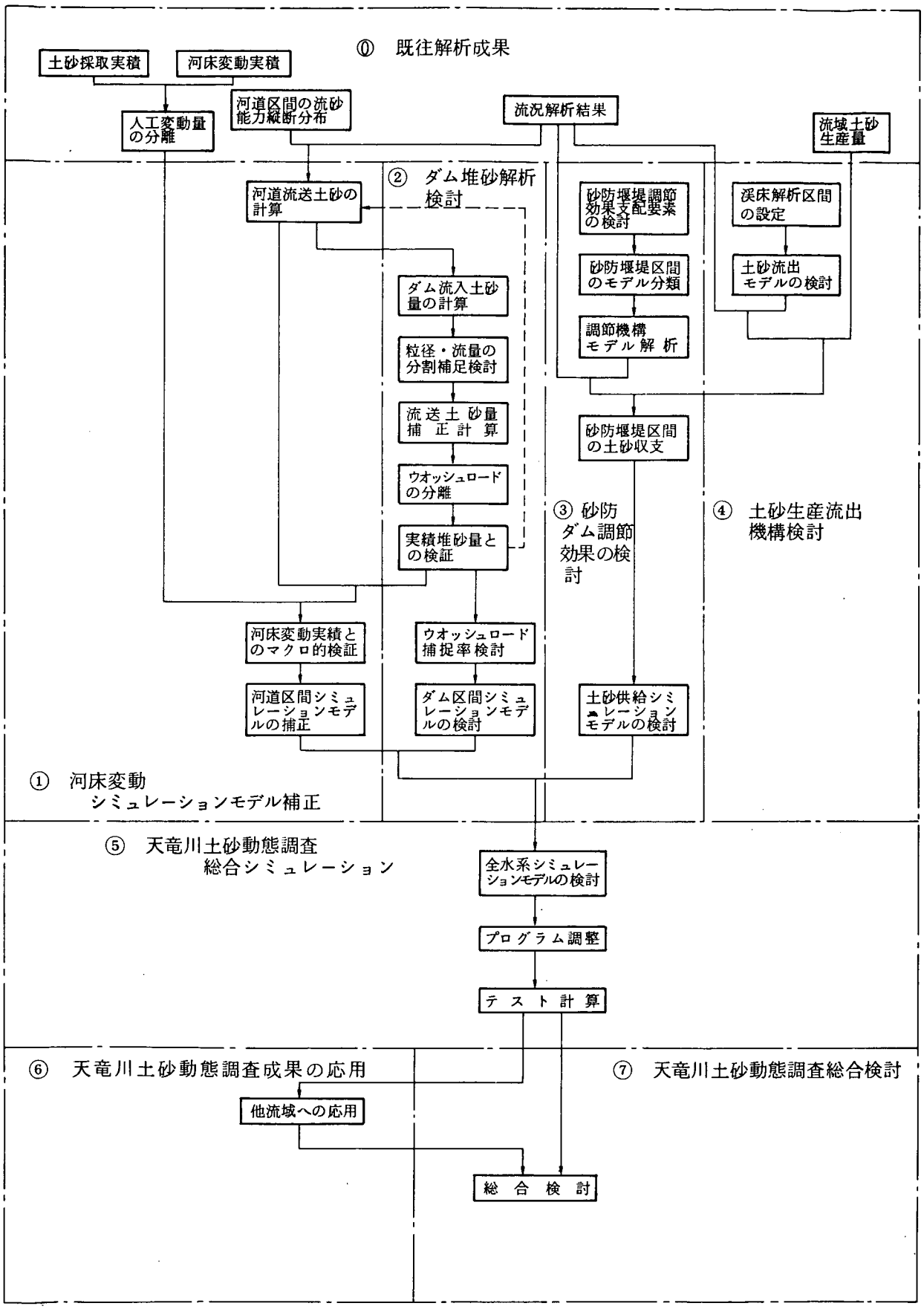
⑤には砂防施設の効果に関する調査，研究が必要であり，研究会の次の課題として予定している。

ここでは生産土砂は流水の輸送能力に比べて十分大きいと仮定して検討を進め，生産土砂に関する研究の成果によって修正することとする。

天竜川上流の土砂動態調査のフローを参考にあげておく。これは，本書の第Ⅰ部に対応するものであるが，計画の雨量パターンを与えれば計画のフローとして読み替えられるものである。



図－1　土砂動態基本概念（天竜川上流工事事務所；天竜川水系土砂動態調査報告書）



図－2　天竜川土砂動態調査業務実施のフロー

3.1　計画雨量パターンの設定

現行の砂防計画では雨のとらえ方はT年確率日雨量であり，それは主に計画高水流量算定のためである。土砂の移動を考える場合にはピーク流量だけでは不十分であって，ハイドログラフそのものが必要となる。さらに言えば，河床の異常な上昇など災害になるような現象を検討しようとすれば合流点における出水のずれ，雨域の移動なども考慮する必要がでてくる。また1つの降雨だけでなく，どの程度の雨が何回あるかなど複雑な問題へと発展する。

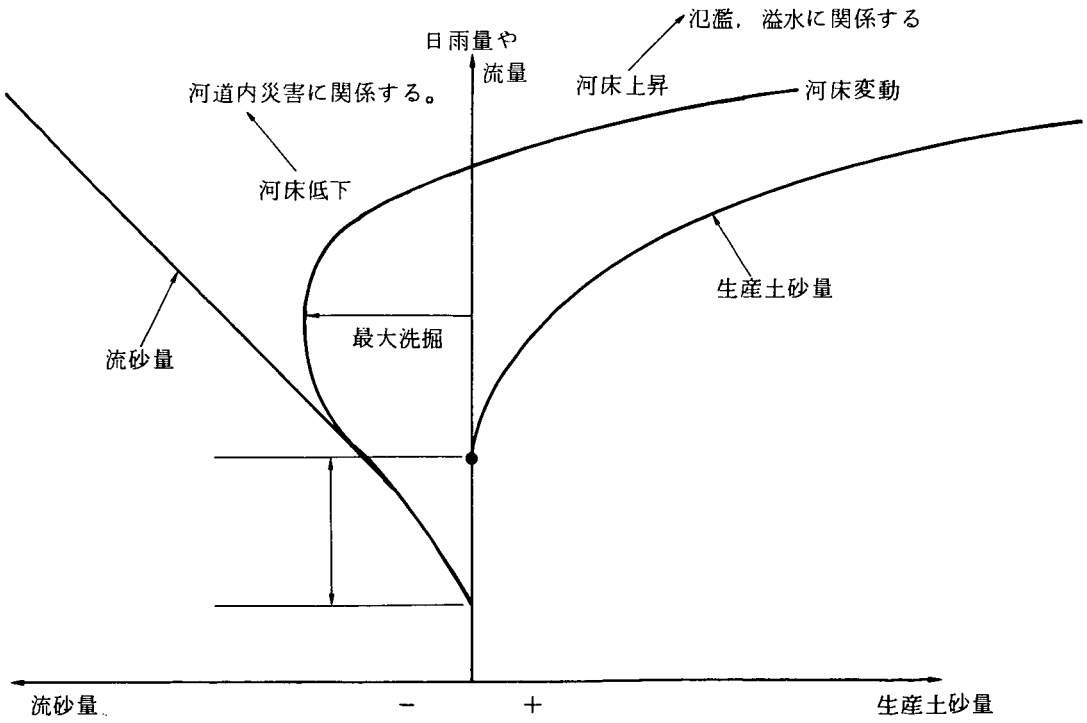
1つの方法は既往最大の降雨パターンを計画の対象とするものであり，他の方法はT年確率の日雨量または2日雨量および降雨強度式から降雨パターンを決定するものである。

3.2　流出土砂，河床変動の予測

計画雨量パターンを決定すれば，流出解析によって各断面の流量は求まり，河床勾配の変化を無視すれば，流砂量式によって各断面の輸送可能土砂量を求めることができる。土石流区域と掃流区域の境界において生産土砂量が輸送可能土砂量よりも多いとすれば，上流より各断面の流出土砂量が計算できる。

河床勾配の変化が無視できない場合には河床変動計算を行なって流出土砂量を算定する必要がある。

ここでは，専ら大出水を対象として議論してきたが，流路工では中小出水時に砂礫堆前縁で局所洗掘が進み護岸基礎が危険な状態になることがあるといわれている。この現象を説明する概念図は，下図のようになる。



図－3　危険な状態の出現する理由について

図－3の縦軸は，雨量，流量などの現象の規模を表わし，横軸正方向は生産土砂量（ある区間に流入する土砂量），負方向は流出土砂量（ある区間から出てゆく土砂量）を表わす。土砂量の水に対する関係はそれぞれ図のようになる。流砂量は移動限界流量を越えるとほぼ直線的に増加してゆく，一方生産土砂量は移動限界流量に対応する降雨よりも大きな降雨になって始めて発生し，たとえば2次関数的に増加してゆく。この両者の差し引きがある区間での河床変動量になる。これに従えば中小のある流量までは河床低下（洗掘）の傾向となり，河道内災害の危険性がある。さらに流量が多い時には逆にある区間に流入する土砂量が流出する土砂量よりも多くなって，河床が上昇し，氾濫，溢水の危険性がでてくる。

ここで検討できるのは主に後者であり，前者については上流よりの給砂を0として静的に平衡な状態を検討することになる。静的に平衡な流路の計算そのものは困難ではないが，どのような流量に対して考えればよいかという問題があり，砂防計画論の中で検討してゆかなければならない項目である。

3.3 問題点抽出，土砂コントロールシステムの検討

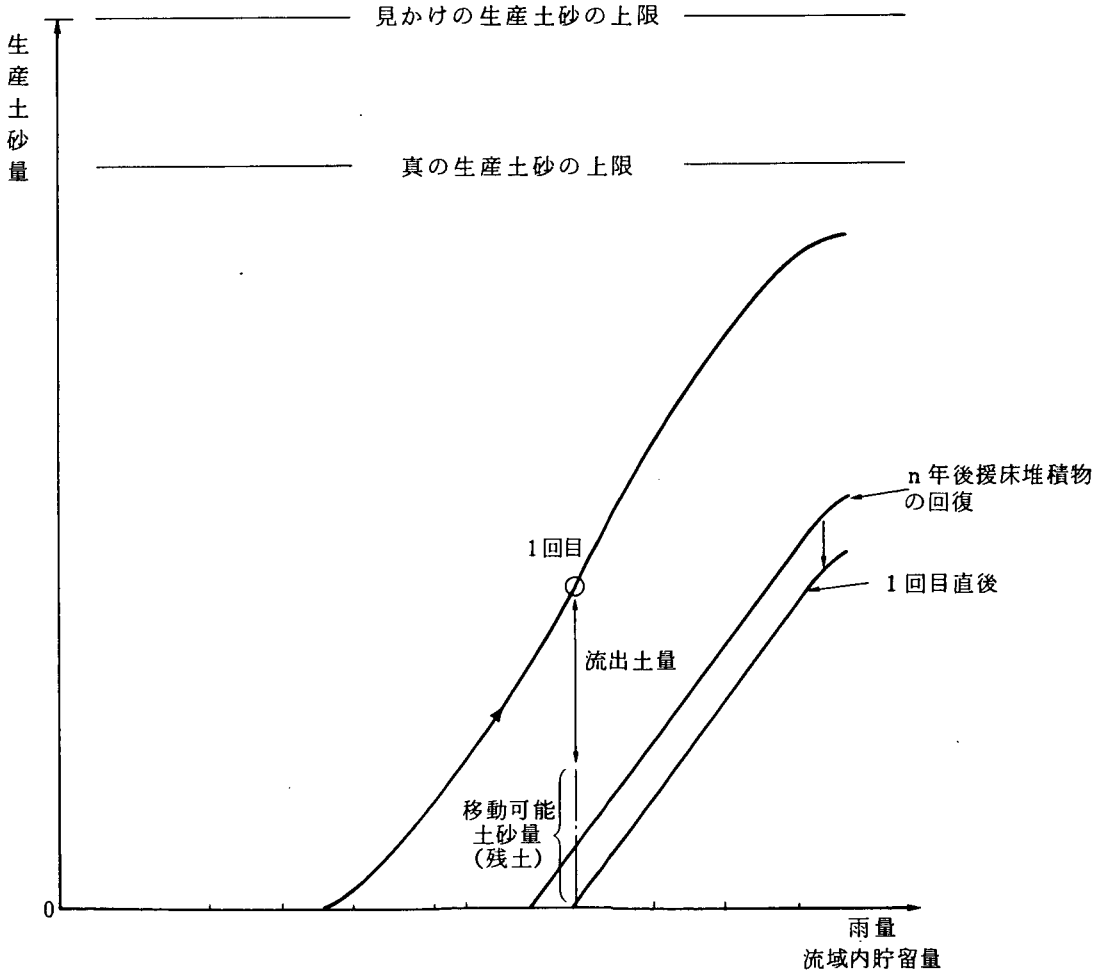
調査，解析，計画の作業を具体的に進めれば，多くの問題点が出てくると思われる。

4. 生産土砂に関する検討

第Ⅳ部で，生産土砂（移動可能土砂）は輸送可能土砂に対して大きいとしたが，実際にはそうでないことも多い。生産土砂を検討する方法は既往の災害資料を見直すしかない。各工事事務所では，砂防計画を立てる際に，既往の災害資料より生産土砂の解析を一通り行なっている。そこで今回は，その様な資料を土木研究所砂防研究室に集めて全国的に見直すことにする。同じ地域で2度以上大きな土砂流出が発生したような資料はとくに参考になる。

土砂生産については履歴を考えないと現実的でない。現在明確な見通しを有しているわけではないが，既往の研究成果を参考にしながら資料を検討してみたい。

まず，地質や地域により適当に分類した上で図－　のような形にまとめられるのではないかと考えている。ここで生産土砂とは，掃流区域内に崩壊，土石流または表面侵食により到達した土砂で掃流砂または浮遊砂として移動可能な土砂を言う。したがって，崩壊土砂全体や土石流全体は見かけの生産土砂量として区別する。見かけの生産土砂量に対する真の生産土砂量の率はおおよそ全粒度に対する移動限界以下の粒径の率に等しいとする。



図－1　生産土砂量と雨量の関係（概念図）

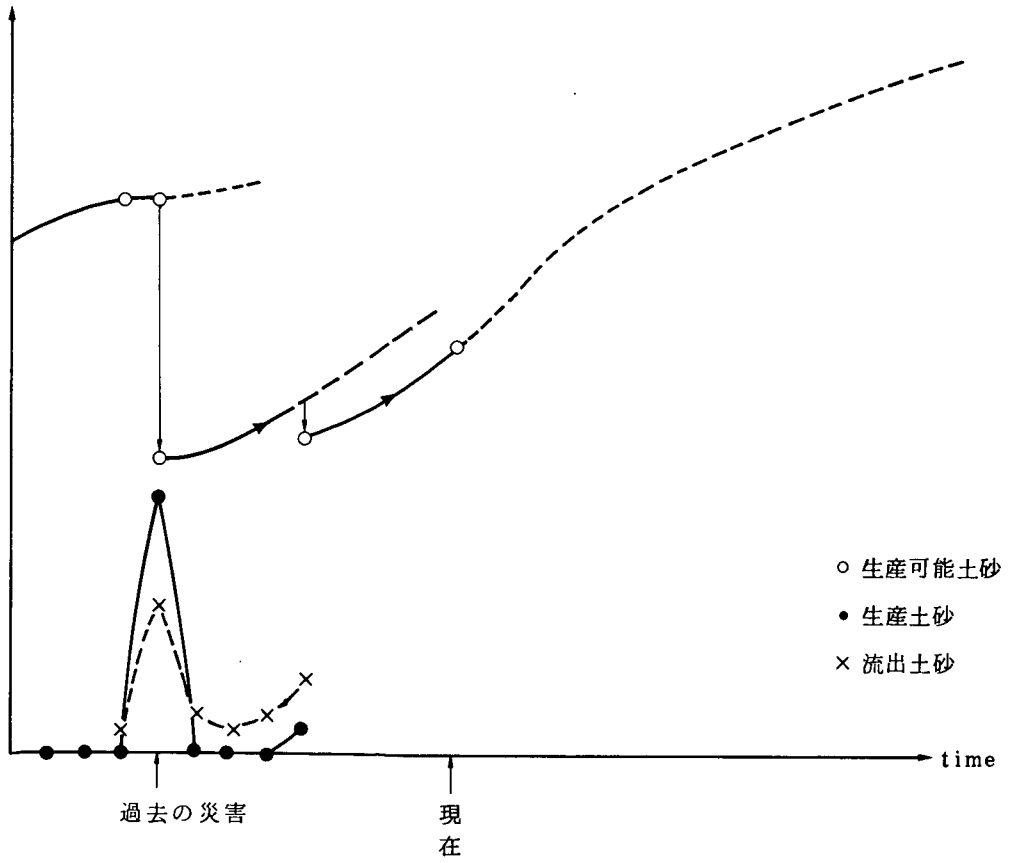
図－1の作成手順は次のようになる。

① ある時点（現在または過去）において流域内の見かけの生産土砂の上限値を求める。これは全渓流に土石流が発生し，全山腹斜面に崩壊が発生するとした場合の生産土砂量である。これには，物理探査やボーリングも必要となる。

② 既往の災害資料より，崩壊土砂量（土石流を含む）を求め，降雨分布と対応させて，雨量～崩壊土量（生産土砂量）関係図を作成する。ここでは，その流域内では地形，地質的な条件は同じと仮定することになるので，地質や崩壊傾向の異なる地域は分類して取り扱う必要がある。

③ 災害後の残土量を求め，流出土砂量を評価する。何年か後に再び①と残土量を調査し，生産土砂上限の回復状況を調べる。生産土砂上限の回復の早さには地質と植被の状態および凍結，融解作用が関係すると考えられる。

これらを時間的な変化として表現すると次のようになる。



図－2 生産可能土砂と流出土砂の時間的変化（概念図）

調査実施要領（参考編II）

——土砂に関する資料の収集と解析——

——砂防調査マニュアル(案)——

昭和55年1月

土木研究所 砂防部 砂防研究室

目　　次

1.　モデル流域一覧表 …… 43

2.　流出土砂量解析 …… 46

2.1　概　　説 …… 46

2.2　土砂収支の例 …… 48

2.3　河床変動傾向解析の例 …… 51

2.4　河床変動計算とその例 …… 52

2.5　結　　語 …… 56

3.　砂防調査マニュアル（案） …… 57

3.1　総　　論 …… 57

3.1.1　流域全体の中の砂防 …… 57

3.1.2　砂防基本調査とその頻度 …… 57

3.1 3　砂防調査の位置づけ …… 57

3.2　砂防調査 …… 59

3.2.1　水理，水文調査 …… 59

3.2.2　流域特性調査 …… 64

3.2 3　水源崩壊地調査 …… 65

3.2 4　渓床堆積物調査 …… 65

3.2 5　流送土砂調査 …… 67

3.3　災害時の調査 …… 67

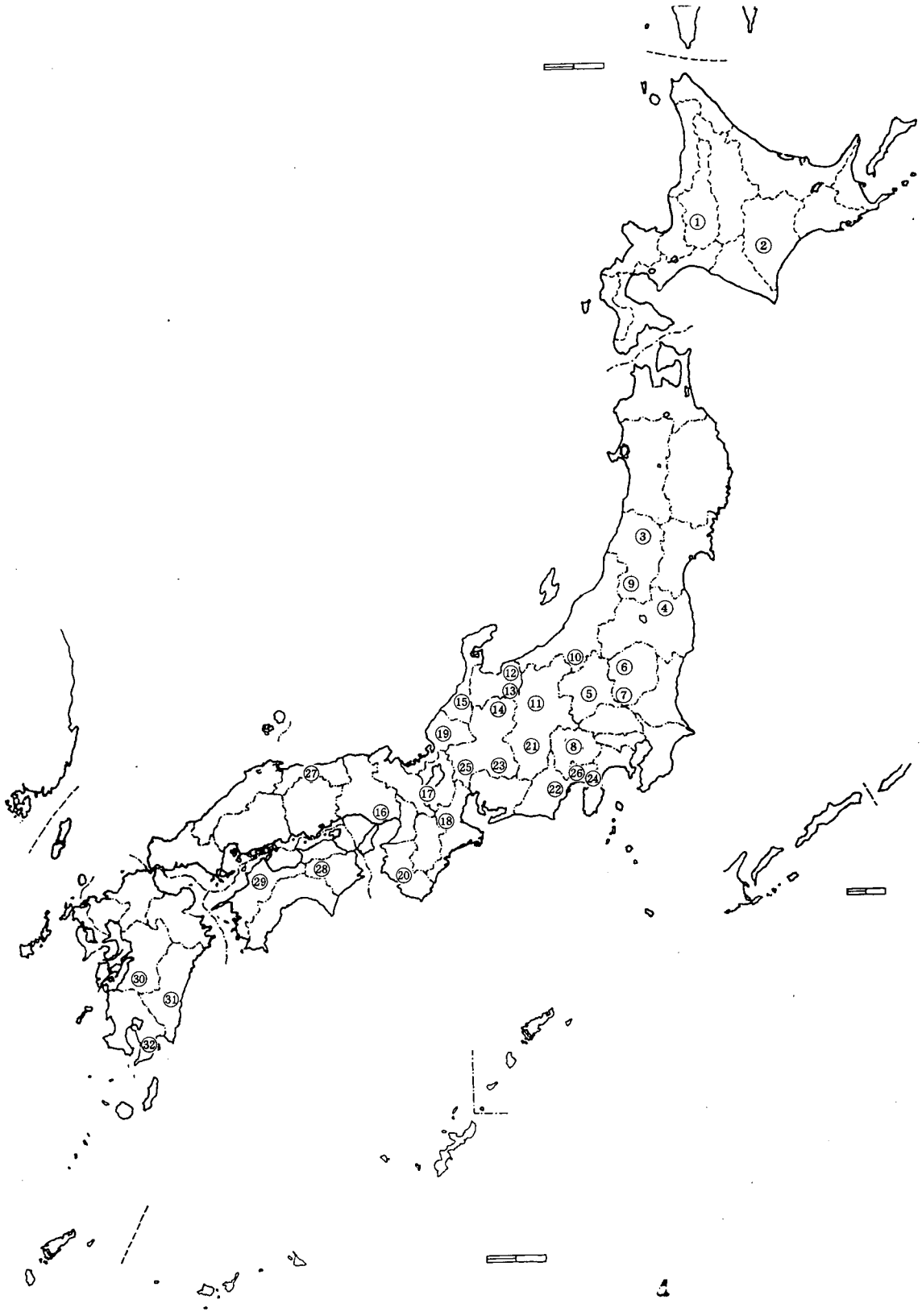
1. モデル流域一覧表

1工事事務所1箇所以上の砂防調査モデル流域を選定した。これらは昭和54年12月1日現在で表－1のようになる。なお，記号は事務所毎に固有のものを使用する。(昭和55年8月以降)

表－1(a) モデル流域一覧表

番号	地建	事務所	河川名	流域面積 (Km²)	地質	流域平均勾配	基準点勾配	砂防ダム (基)	記号
1	北海道開発局	旭川開発建設部	石狩川(安足間川) ポンアンタロマ川	19.14	熔岩凝灰岩	1／15.2	1／26.7	1	○
2		帯広開発部	十勝川(戸蔦別川) オピリネップ沢	5.7	花崗はんれい岩	1／4.8	1／8.5	1	●
3	東北	新庄	最上川(立谷沢川)玉川	8.6	火山泥流,硬質負岩,凝灰岩	1／12.1	1／15	6	◐
4		福島	阿武隈川(荒川)東鴉川	5.6	新第三紀層	1／7	1／7	10	⊖
5	関東	利根水系	利根川(片品川)栗原川	49.2	斜長流紋岩	1／13	1／50	1	◑
6		日光	鬼怒川(大谷川)稲荷川	12.4	女峰赤薙熔岩	1／10	1／25	24	◐
7		渡良瀬川	利根川(渡良瀬川)松木川	21.7	石英斑岩	1／5	1／22	1	◓
8		富士川	富士川(早川)春木川	17.4	砂岩 火山砕屑岩	1／5.5	1／40	6	◒
9	北陸	荒川	荒川(折戸川)樋ノ沢	15.7	花崗岩	1／22.3	1／22.3	1	⚲
10		湯沢	信濃川(魚野川)魚野川	2.9	花崗岩	1／11	1／16	4	♀
11		松本	信濃川(梓川)上々堀沢	1.6	安山岩	1／2.1		3	⦶
12		黒部	黒部川(黒部川)不帰谷	6.5	内雲花崗岩	1／3	1／6.3	3	⊖
13		立山	常願寺川(常願寺川)湯川	22.1	片麻岩 花崗岩	1／4.9	1／39.5	6	∅
14		神通川水系	神通川(高原川)平湯川	30.9	安山岩 花崗岩	1／17.5	1／17.5	3	⊘
15		金沢	手取川(岩屋俣川)岩屋俣川	11.1	白山安山岩	1／3.4		1	⊕

番号	地建	事務所	河川名	流域面積 (Km²)	地質	流域平均勾配	基準点勾配	砂防ダム (基)	記号
16	近畿	六甲	(住吉川)	10.9	六甲花崗岩	1/8	1/40	15	◎
		〃	(宇治川)再度谷	2.9	布引花崗閃緑岩	1/9.3	1/45	8	◎
17		琵琶湖	瀬田川(大戸川)天神川	1.4	花崗岩	1/6.3	1/7	2	◉
		〃	〃 (〃)吉祥寺川	2.9	花崗岩	1/10	1/17	2	◉
18		木津川上流	木津川(名張川)土屋原川	9.65	黒雲母眼状花崗岩	1/50	1/90	12	◎
19		福井	九頭竜川(真名川)仙翁岩	6.0	手取倉群花崗岩			1	◎
20		紀南	赤谷	14.70	砂岩, 頁岩		1/16		◎
21	中部	天竜川上流	天竜川(棚沢川) ミツクリ沢 コガヤ沢 ゴウシカ沢	0.69 0.56 0.34	古生層 花崗岩	1/3	1/2.3	0	●
22		静岡河川	安部川(安部川) 大谷川及び ヨモギ沢	8	古第三紀層負岩	1/4	1/12	1	●
23		多治見	木曽川(落合川)冷川	8.2	未団結堆積物濃飛流紋岩	1/5	1/25	13	●
24		沼津	狩野川(狩野川)吉奈川	10.7	棚場火山噴出物	1/25	1/35	27	●
25		越美山系	揖斐川(根尾西谷川)能郷谷	15	古生層粘板岩, 砂岩	1/7	1/32	7	●
26		富士	(潤井川)大沢川	13	玄武岩熔岩スコリア	1/4.7	1/50	6	●
27	中国	倉吉	天神川(小鴨川)西鴨谷川	4.95	凝灰角礫岩熱雲堆積物	1/9.5	1/20	4	×
28	四国	吉野川	吉野川(南小川)南大王川	30.05	秩父古生層チャート粘板岩, 御荷鉾緑色岩	1/14.3	1/14.5	7	⊠
29		松山	重信川	18.8	領家花崗岩和泉層群, 領家変成岩	1/34	1/60	1	⊠
30	九州	川辺川	球磨川(川辺川)小鶴川	11.4	砂岩粘板岩	1/8.2	1/23.4	1	△
31		宮崎	大淀川(高崎川) 木幡川 矢岳川	8.8 9.4 } 18.2	第3紀輝石安山岩	1/8	1/20	4	△
32		大隈	桜島(野尻川)野尻川	2.99	火山噴出物安山岩	1/7.1	1/17.2	7	◬


①
②
③
④
⑤
⑥
⑦
⑧
⑨
⑩
⑪
⑫
⑬
⑭
⑮
⑯
⑰
⑱
⑲
⑳
㉑
㉒
㉓
㉔
㉕
㉖
㉗
㉘
㉙
㉚
㉛
㉜

2. 流出土砂量解析

2.1 概　　説

流出土砂量を解析する方法は次の3つに分類される。

① 土砂収支

流域を比較的大きく分割して，河床変動測量，ダム堆砂測量，崩壊地調査の資料により土砂の収支を行なうものである。この作業は流域内の土砂の動きを把握するために必要不可欠の作業である。従って，河床変動測量，ダム堆砂測量，崩壊地調査は土砂収支が完結するように実施されなければならない。ただし，平時の変動は非常に少なく河床変動測量の誤差の方が大きくなる場合が多い。それゆえ，目に見えて変化のあった場合にのみ収支計算を行なうのがよい。出水毎に整理すべきである。ただし平時は，河道内の変動が小さくても，ダム堆砂の変化は小さくない場合もある。土砂収支が完結すれば各断面を通過した土砂は，上流からまたは下流から累加計算することによって求められる。流域の分割は他の解析方法，生産土砂量にも共通のものであって具体的に検討し始めると，種々問題が生じるかも知れないが次のような点において分割することになる。

㋑ 一次谷からの全ての合流点

㋺ 滝，砂防ダム，その他の浸食の基準点

㋩ 勾配の急変点

これらよりさらに細かく分割しなければならない場合もあり，流域が広い場合にはいくつかをまとめることもでさる。

貯水池の堆砂資料なども積極的に利用すべきである。

② 河床変動傾向解析

これは，ある特定区間の河床変動測量の値そのものを見てその傾向を把握しようとするもので，河床変動傾向解析と呼ぶことにする。解析というほどのこともないが，土砂収支は不明であっても，ある特定区間の河床の変動傾向がどのようになっているのか，一方的に上昇しているのか低下しているのか，またはある範囲の中で変動しているのか等を知ろうとするものである。その結果は資料収集の期間，その間に含まれる雨の規模などの影響を強く受けるので，慎重に検討されなければならないが，流路工護岸の根入れ深の検討，扇状地での護岸高さなどを経験的に検討する際の重要な資料となる。ただし，これはあくまでも過去の資料と同じ現象が繰り返すとするわけであるから流域や流路の状況に変化がある場合には注意を要する。また，計画流量に対する静的平衡勾配は計算上小さくなるが，そのような流量の継続時間は短かく，またある程度の給砂もあって河床勾配はそれほど小さくはならないということが証明できるかもしれない。

③　河床変動計算

水流の連続式，運動の式，流砂の連続式，運動の式（または流砂量式）を組み合わせて河床変動を計算するものである。この解析では流砂量式の選択，河床材料の粒度分布の決定，流路幅の評価など問題も多いが，最大の問題は上流から供給される土砂量にある。この方法が用いられて有効なのは，貯水池下流の河床低下（この場合上流からの給砂は無）や，ダム内の堆砂（給砂量を仮定）のように比較的条件が単純で，河床変動の幅が大きい場合である。あまり変化の大きくない，流路の条件が比較的一定の区間にこの方法を用いるのは適当でない。

以上3種類の資料整理方法について述べたが，目的によって適当に選択し，うまく組み合わせる必要がある。たとえば背水に伴なう堆砂は河床変動計算に依る必要があるが，流域全体の河床変動計算は時間と費用がかかる。そこでマクロな土砂収支を議論する区間と，河床変動計算を行なう区間を分けるということが考えられる。資料としては，これらの解析に耐えるものを蓄積する必要がある。

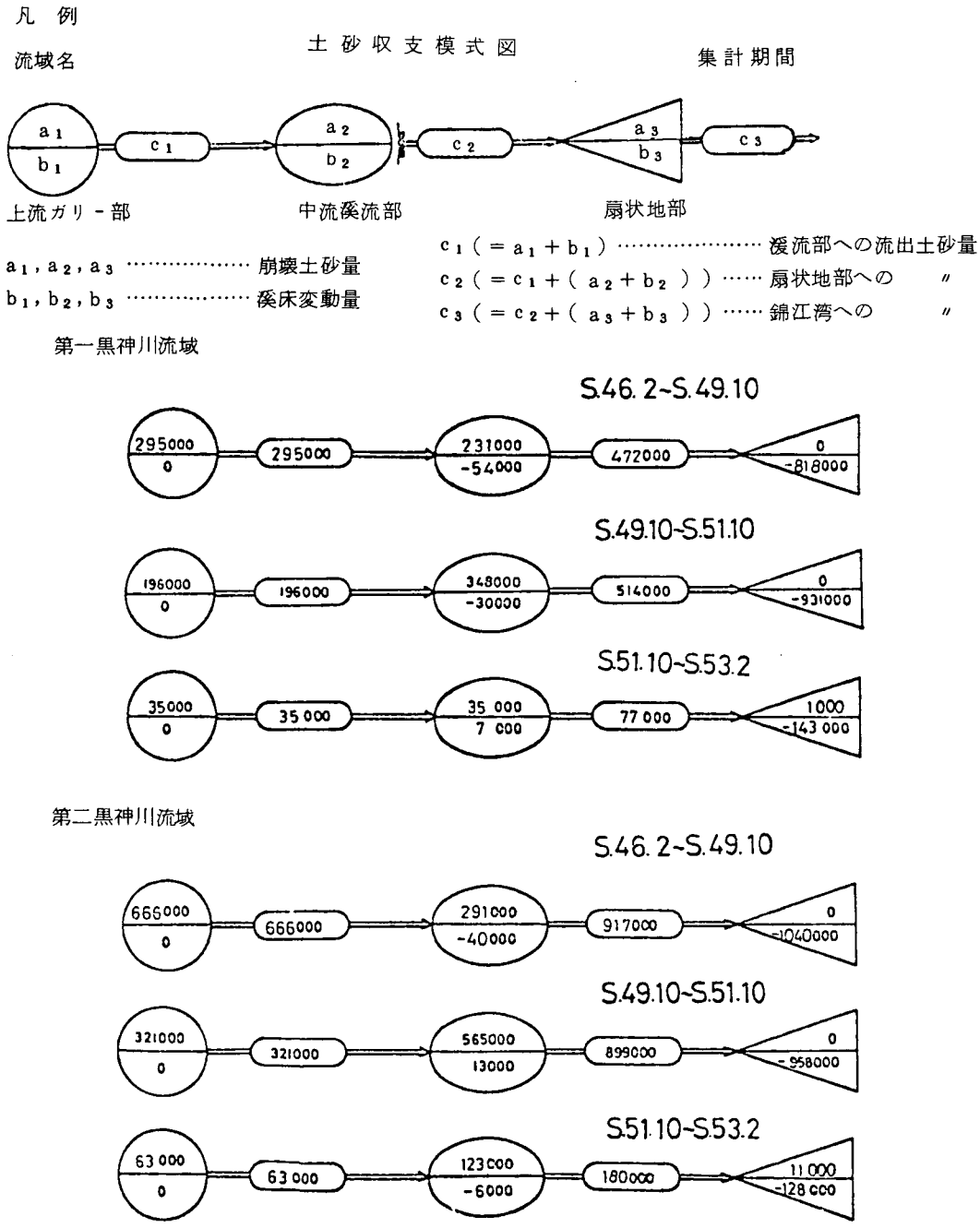
次節でそれぞれについて具体例をあげて説明を加える。

大切なことは，単なる土砂収支，河床変動傾向解析にとどまらず，雨量，流量その他の現象と関連づけてみることである。

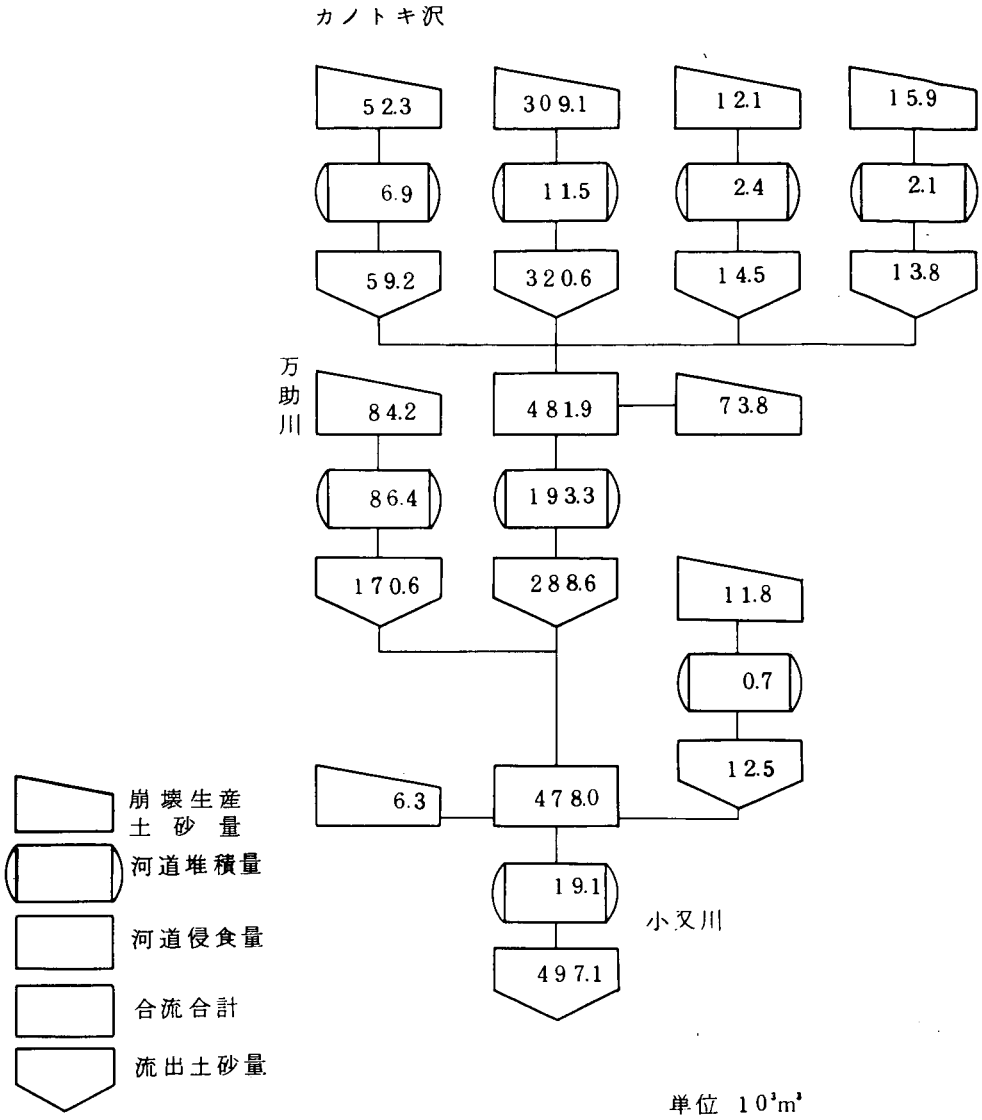
2.2　土砂収支の例

先の参考編に示した富士山大沢川の例も良い例である。全国的にほとんどの事務所において過去の災害について収支計算が行なわれており，それらは砂防計画に関する全ての議論の基礎となっている。

図―1は大隅工事事務所による桜島黒神川の土砂収支図[1)]であり，図―2は新庄工事事務所による鮭川支川小又川の土砂収支図[2)]である。



図―1　黒神川土砂収支図



図―2　小又川流域　S50年災土砂収支

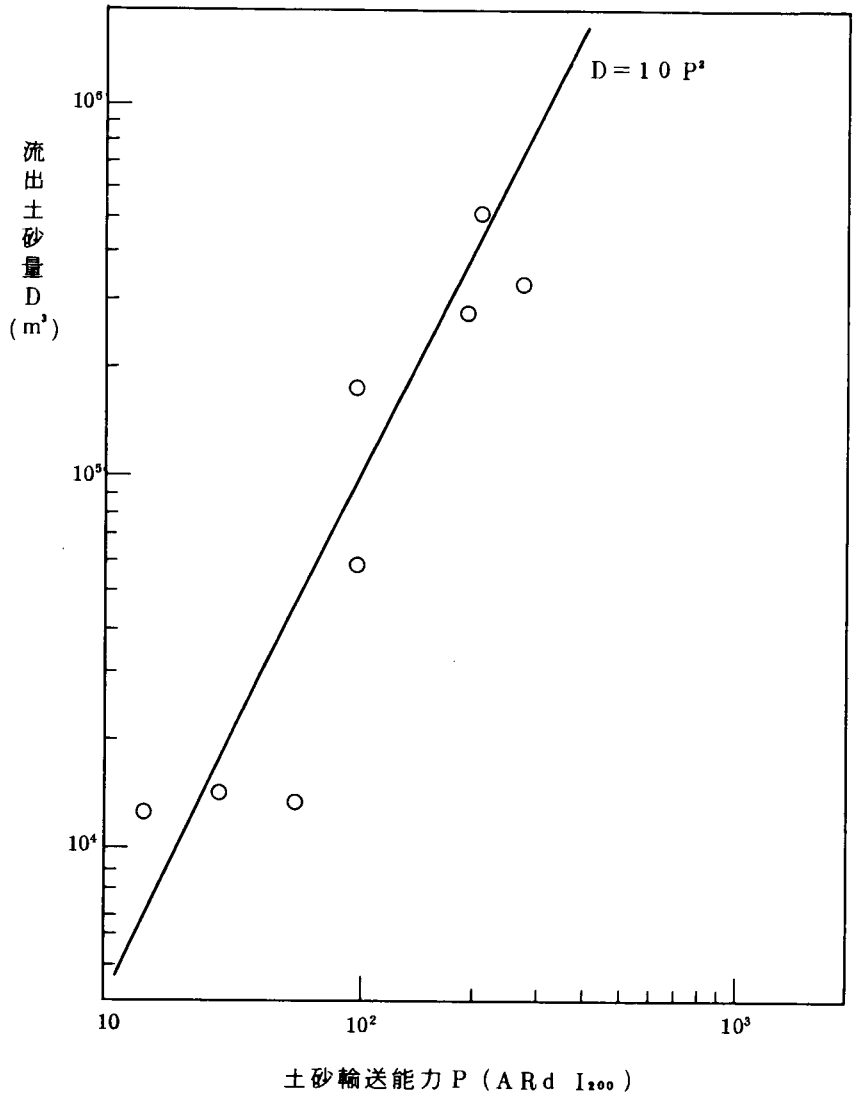
土砂収支の結果はそれだけで議論されることが多いが，その結果と雨量資料，さらに流量資料と比較することがなければ価値は半減する。その際注意しなければならないことは，流量～流砂量または変動量が長期間にわたって同じ関係にある場合は少なく，時系列的にながめて総合的に判断しなければならないことが多いということである。

また，収支表のつじつまを合わせるために，かさ増し率を導入するような事は避けなければならない。

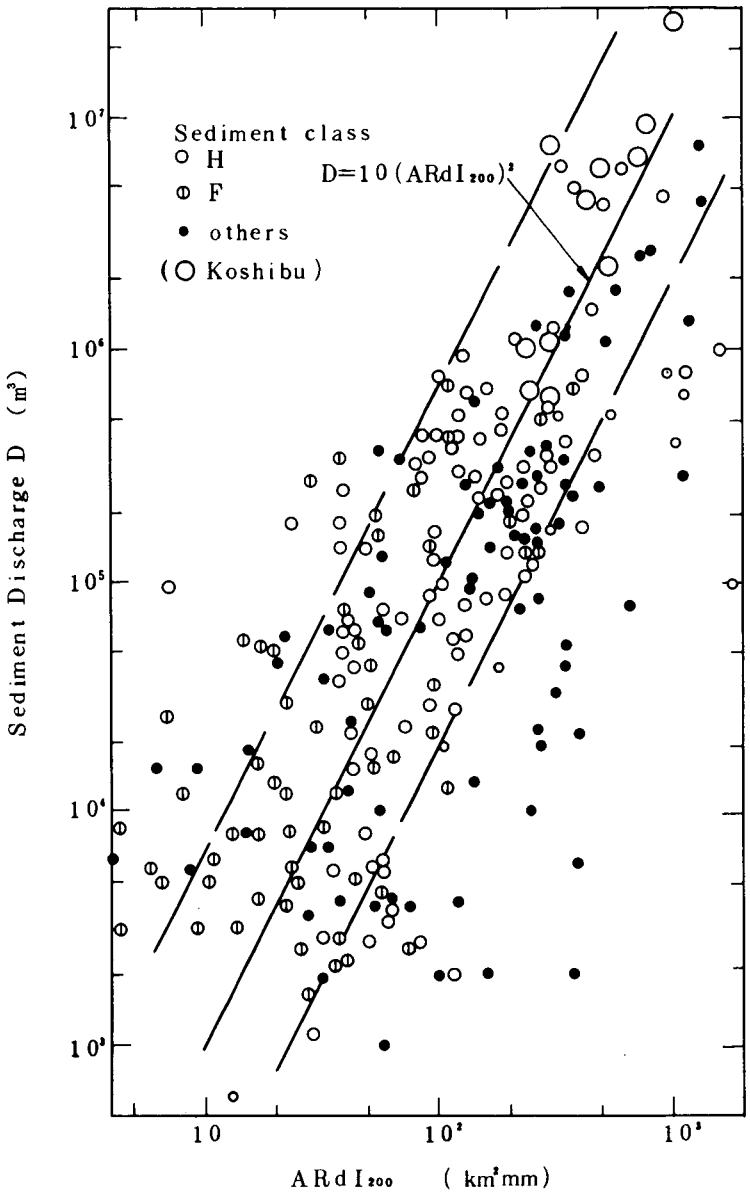
図―3は小又川流域の流出土砂量を，奥村[3]の方法（図―4）にならって整理したものである。ここで，A：流域面積（km²），Rd；日雨量（mm），I_{200}；上流標高差200mの平均勾配である。

流域条件が類似していればその関係はかなりまとまっているようで，大きな土砂流出を考える場合には可能性のある方法である。

最初からこのような理論と比較する必要はないが，土砂収支図から求まる各断面通過土砂量を水理量と結びつける努力，流砂量式と比較することは必要である。



図—3　昭和50年災の流出土砂量と土砂輸送能力との関係

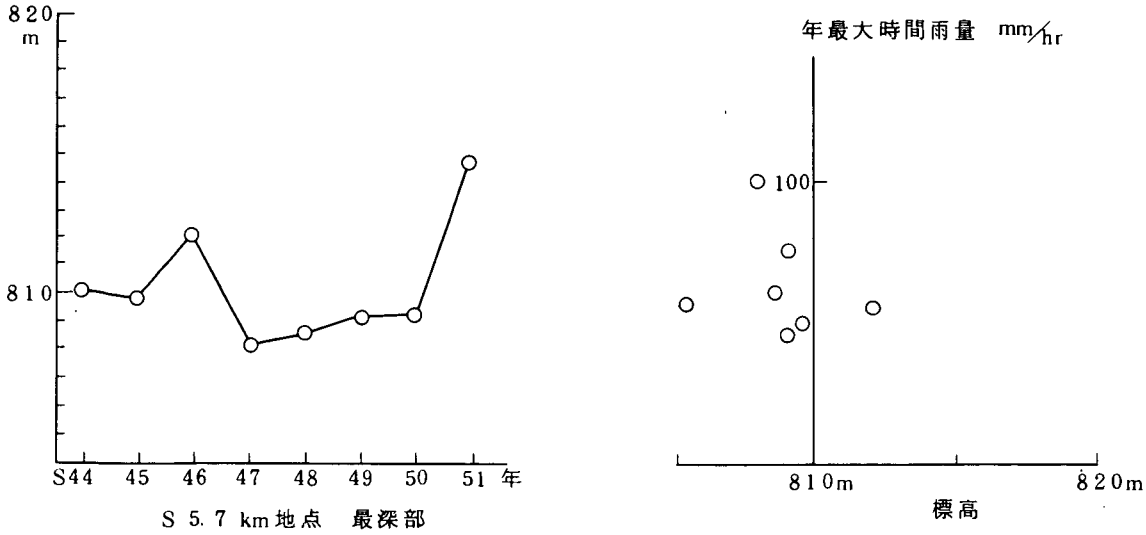


図— 4　豪雨時の流出土砂量と土砂輸送能力との関係（奥村）

2.3　河床変動傾向解析の例

河床上昇による氾濫や，河床低下による異常洗掘を考える場合には，流出土砂量や，堆積土砂量だけでは不十分で，河床高そのものの変化を議論しなければならない。

図— 5 は富士山大沢川扇状地の扇頂部の 1 地点の河床高（最深部）の変化を示している。これを年最大時間雨量に対してプロットすると非常にばらついているが，雨量強度の大きい場合に河床が下り，小さい時に上る傾向のあることがわかる。この傾向はさらに下流に行けば逆転することもあろう。とにかく，このような整理をすることによって河床変動の傾向を知ることができる。その際，経年的な傾向の有無についても注意する必要がある。



図―5　富士山扇状地扇頂部の河床変動

2.4　河床変動計算とその例

砂防ダム内の堆砂や，その下流の河床低下，勾配急変点での堆砂現象については河床変動計算を行なって，河床変動の予測や流出土砂の推定を行なうことができる。それ以外についても，たとえば土砂収支を行なう場合にもその考え方は参考になる。その基礎式は次の連続式である。

$$\Delta Z = Z_{t+\Delta t} - Z_t = \frac{Q_B' - Q_B}{B\Delta x(1-\lambda)} \cdot \Delta t$$

ここに，ΔZ：時間 Δt の間の河床変動高，Q_B'；上流断面での流入流砂量，Q_B；下流断面での流出流砂量，B；計算区間幅員，Δx；計算区間距離，Z_t；時刻 t のときの河床高，$Z_t+\Delta t$；時刻 $t+\Delta t$ のときの河床高，λ；河床砂の空隙率である。

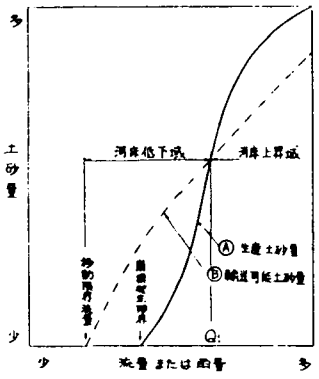
例として，第19回土木研究所研究発表会資料（土木研究所資料，昭和55年12月）より，北山滋基：山地河川の河床変動追跡を示す。

山地河川の河床変動追跡

砂防研究室　北　山　滋　基

1. まえがき

山地河川は，平野の河川と比べて出水時の河床変動が大きい。これは，平野の河川の場合，断面ごとの流砂量が比較的バランスしていて，平均的な河床変動よりも局所洗掘や河床波による変動の方が大きいのに対して，山地河川では，勾配が急で単位幅当りの流砂量が大きいだけでなく，山腹崩壊，河岸浸食，土石流といった土砂生産現象の突発性のために，供給土砂量と流水の搬送能力がバランスしないためと考えられる。具体的には，山地の河道では平時は流量が少なく，谷幅の一部に限られた幅の流路を形成して河床低下し，長時間にわたってアーマリングが進行する。また，ある程度以上の流量になるような降雨時には，山腹崩壊や土石流が発生して勾配の変化点付近を中心に急激な河床上昇を示す。しかも，このような土砂供給は，出水の全時間にわたって存在するのではなく，ある時はピーク流量発生前であり，ある時は出水の後半であることもある。さらに，そのような豪雨の後では上流部に移動可能な土砂が残存し，小出水でも流砂が流れの輸送能力まで存在することもある。したがって，いつ，どこに，どれだけの土砂生産または移動可能土砂量を考えるかということが，砂防計画を考えるうえでの最大の問題となる。以上をまとめると，ある時，ある区間で図－1のような概念図となるが，同じ場所でも大きな土砂流出があった後などは，Ⓐのグラフは大きく変化すると考えられる。$Q<Q_1$では河床低下により，護岸，根固等の災害が発生し，$Q<Q_1$では河床上昇による溢水，氾濫が発生する可能性がある。このように山地河川の河床変動を予測しようとすれば，上流からの給砂量，場合によっては生産土砂量を推定しなければならない。ところが従来の山地河川の河床変動の研究では貯水池堆砂問題も含めて，上流より輸送能力いっぱいの土砂が流入するとして計算し，縦断測量の結果に合わせるために流砂量式を修正する方法が多くとられてきた。著者らは計算手法を固定し，すべてを上流よりの（渓岸も含む）流入土砂量にしわ寄せさせる方法を取ることにして作業を始めている。また，上述のように平時の河床変動測量結果は，給砂量の不足した状態に対するものであるので，実験を並行して行ない，計算値と比較することにする。本報告は，最終段階の流域として砂防施設の効果をシミュレートするための基本的な計算例である。



図－1

2. 目　的

山地河川の河床変動の計算方法を前述のように考えると，上流端よりの流砂量と，河道の移動可能土砂量の算定方法をのぞくと，流砂量式の選択，アーマリング過程のモデル化などが問題となり，

期待される成果の一つとして勾配変化点や砂防ダム上流での河床変動がある。そこで本報告では，実験値と比較しながら流砂量式を決定し，若干の計算を行なって河床変動状況を推察する。

3. 結　　果

3.1　流砂量式の選択

(1)　掃流砂量式および河床変動計算手順

砂防における最も典型的な問題である砂防ダム上流の河床変動をまずとりあげ，特に満砂後の河床変動を取り扱う，いいかえれば下流端の高さが一定という条件である。河床変動計算に際して，対象とする河川の河床勾配が1／100以上で，場所的に常流になったり，射流になったりすることから流れを擬似等流とした。

流砂の連続式は，

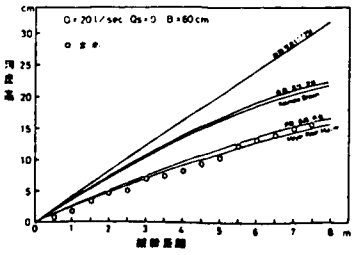
$$\Delta Z = \frac{Q_B上 - Q_B下}{(1-\lambda)B\Delta X}\Delta t$$

ここに，　ΔZ：Δt 時間の河床上昇量　　λ：砂の空隙率＝0.4

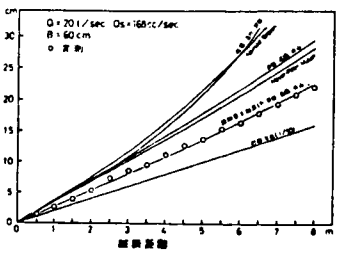
Q_B上：計算断面への流入砂量　　B：河幅

Q_B下：計算断面からの流出砂量　　ΔX：計算点の間隔

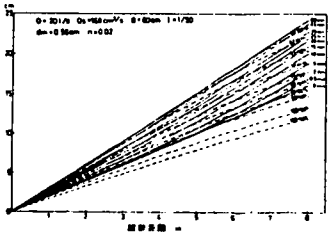
である。山地河川に適合した掃流砂量式を選択するために土研式，ブラウン式，芦田・高橋・水山式，メイヤーピーター式を用いて河床低下および河床上昇の計算をおこなった。計算結果は実験結果と比較するために下流端に流出する土砂量でおこなうのが一般的であるが，ここでは河床縦断形で比較している。図－2は河床低下，図－3は河床上昇の計算結果である。河床上昇の例では河床が上昇しすぎるという結果となり，その原因としては実際には下流端から流出する土砂量が多いか，または上流端からの給砂量が少ないということが考えられ，実験結果は，30分と40分の河床にほとんど差が無いことから平衡状態に達していて，流出砂量が設定した給砂量より少ないと考えられるので30分の流出土砂量を給砂量として計算すると，河床低下の例と同様に，河床上昇においても，芦田・高橋・水山式，メイヤーピーター式が良く適合した。また，計算時間全体に亘って一定流量を流し，前半を給砂し，後半を給砂しないという例を図－4に示す。



図－2　通水30分後の河床高



図－3　通水30分後の河床高



図－4

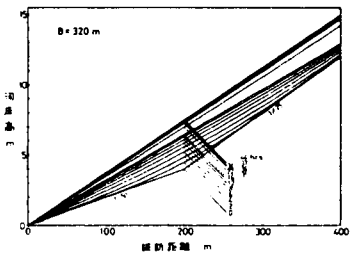
(2)　土石流から掃流に変化する勾配での流砂量

山地河川では，土砂の移動形態が掃流移動でなく，集合移動の形態をとる場合がある。その

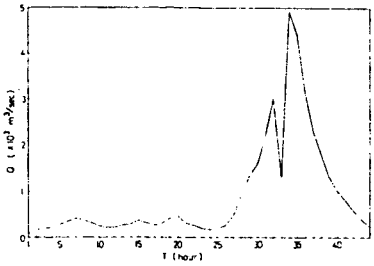
ような急勾配での土砂流出現象はまだ研究の段階であるが，水山によると流砂量を勾配の関数によって表わしている。

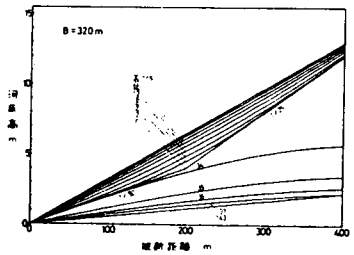
3.2　砂防ダム上流の河床変動（勾配変化点の堆積）

(1)　勾配変化点は，土砂流出時に河床上昇する点で，氾濫の可能性の最も高いところである。図－5は，図－6のハイドログラフ流量を使って計算時間全体に亘って給砂した例であり，図－7は，洪水の前半に，図－8は，洪水の後半に給砂したという例である。図－7・8で，河床低下に下限を与えていないが，実際には，基岩の存在や，地山に耐侵食性が期待できることから，それほどは低下しない。しか　，上流よりの給砂のタイミングによって河床変動がまったく変わってしまうことを認識することができる。

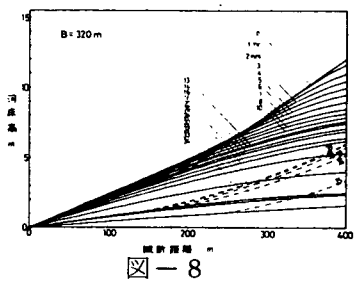


図－5


図－6　姫川ハイドログラフ



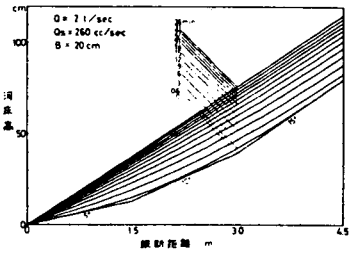
図－7



図－8

(2)　土石流の堆積

図－9は，流砂量の式に土石流の実験式を用いた例であり，勾配は，15°→10°→5°と変化している。図－9では，土石流のフロントの挙動が表現されておらず，また，給砂も実際には有限であるが，土砂の供給が十分なされれば，上流の勾配に漸近するように堆砂が進行することがわかる。



図－9

参　考　文　献

水山高久，土石流から掃流に変化する勾配での流砂量　新砂防 116 Vol. 33 No. 1

水山高久・北山滋基，砂防ダム上流の河床変動に関する研究（Ⅱ）

S. 55 年度砂防学会研究発表会概要集

従来，流砂量式として佐藤，吉川,芦田公式が使用されていることが多かったが，この式のマニングのnの修正式に従うと，山地河川では過少な値を与えるので注意を要する。先の調査要領（昭和５３年１０月）に示したMeyer－Peter，Müller（マイヤー　ピーター，ミューラー）の式や次の芦田，高橋，水山の式[4)]を使用するのがよい。

$$\Phi = \frac{g_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = 12\,\tau_*^{3/2}\left(1-0.85\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right)\left(1-0.92\sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right)$$

ここで，$\tau_* = \dfrac{U_*^2}{(\sigma/\rho-1)gd}$，$\tau_{*c}$：限界掃流力

2.5 結　　語

以上，いくつかの解析法の例を述べたが，前にも述べたように，全体のバランスを考慮しながら，うまく組合わせて使用するのが良い。解析法にとらわれて，むやみに使用するのもよくない。しかし，何もしないのはもっとよくないから最初は失敗を恐れず，積極的に取り組むことである。

参　考　文　献

1）山内　修；黒神川地獄河原における流出土砂堆積形態について，昭和５４年

2）新庄工事事務所，砂防地すべり技術センター；鮭川砂防計画検討業務委託報告書，昭和５４年３月

3）奥村武信；砂防計画における流出土砂量，新砂防１０７，昭和５３年４月

4）芦田，高橋，水山；山地河川の掃流砂量に関する研究，新砂防１０７，昭和５３年４月　PP．９～１７

3. 砂防調査マニュアル（案）

3.1 総　　論

本章では従来の砂防調査（河川砂防技術基準）をふまえて，砂防調査のあり方について検討する。ここでは，砂防調査に限って記することにするが，砂防を流域全体の土砂の流れの中でとらえることは今後，増々必要となると考えられるのでまずそれについて述べておく。

3.1.1 流域全体の中の砂防

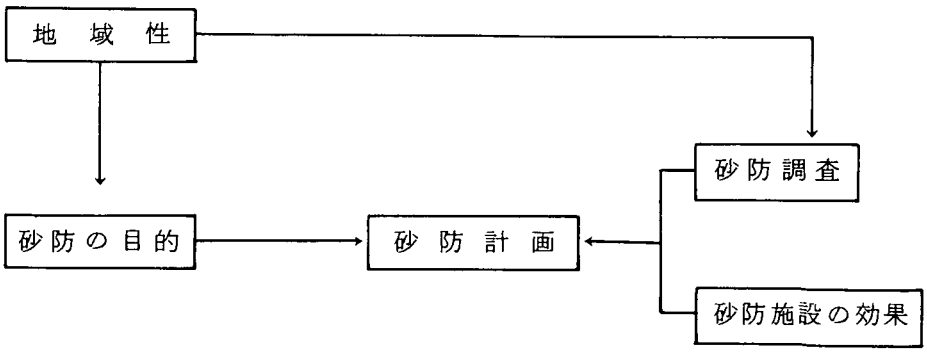
たとえば，海岸線が後退する事について砂防工事が進み過ぎたためだと言われ，河川の河床が下ると同じく砂防工事が批判される。一方，貯水池の堆砂が計画よりも進む場合や，豪雨時に河床上昇が起り災害に至ると砂防工事の不足が言われる。これらの疑問に答えるためには，海岸を含む流域全体の土砂の動態を把握する必要がある。具体的には，それらの現象に関与している土砂の粒径と量を知ることである。これらの作業は砂防工事の意義を検討する際にも重要である。砂礫は従来言われているほど流下に伴なって破壊されて細粒化するものではないと思われるから，生産土砂の粒度分布と比較することによって砂防の寄与の程度をうかがい知ることができる。

3.1.2 砂防基本調査とその頻度

砂防基本調査は全ての項目について同じように行うのでなく表—2のような項目，頻度で行なうのが良いと考えられる。

3.1.3 砂防調査の位置づけ

砂防調査は次のような相互関係の中で検討されなければならない。



砂防調査は各地域に一つの方法があるといっても過言ではないが，地域性，砂防の目的によってたとえば次のように特徴づけることができる。

表—2　砂防基本調査とその頻度（案）

調査項目		頻度，時期					備考
		出水毎	1年	5年程度	災害時	その他	
水理・水文	雨量	○			降雨分布		
	水位	○					
	流量	○					
流域特性	地形，発達史					調査開始時	
	地質					〃	
	植生					〃	
	土地利用			○			
	航空写真撮影			○	○		撮影のみ
	災害史					〃	
水源崩壊地	表面侵食量	集中調査時*					
	崩壊地				○		
河床堆積物	堆積厚					調査開始時	
	変動（測量）	集中調査時		○定期	○		5年程度で全域カバー
	材料				○	調査開始時	
土砂	土石流				○		
	流砂量	集中調査時					
	ダム堆砂量	満砂までと災害後2～3年			○		
その他	気象　気温					必要に応じて	
	地温					〃	
	風向					〃	
	風速					〃	
	湿度					〃	
	火山活動					〃	
	降灰量					〃	
	環境					〃	

* 集中調査時とは技術研究会等による調査

(1) 裸地斜面（崩壊跡地を含む）の砂防

調査としては次の２項目が考えられる。

① 流出土砂量推定のための調査

② 工法（緑化工等）の効果をチェックするための調査

(2) 流域全体としての新規崩壊を含まない恒常的な土砂流出

貯水池対策や天井川対策などで

① 土砂の生産源把握のための調査

② 流出土砂量把握のための，ダム堆砂測量，河床変動測量

③ 砂防施設施工後の効果調査

からなる。

(3) 流域全体としての新規崩壊を含む土砂流出

大出水時の調査がこれで

① 航空写真撮影，新規崩壊地の位置，規模の把握

② 出水直後の河床変動測量，その後の主な主水毎の河床変動測量

③ 砂防施設の評価，災害の調査

④ 災害の形態と原因の調査，（気象条件の資料収集）

などからなる

(4) 土石流危険渓流の調査

(5) 土石流発生後の調査

3.2 砂防調査

3.2.1 水理，水文調査

(1) 雨　　量

１０分間雨量が計測可能な自記雨量計を原則とする。

主要地点はテレメーター化するのが望ましい。

(2) 水　　位

（2.1） 配　　置

砂防基準点，補助基準点および調査上必要と考えられる地点付近とする。

（2.2） 観測地点の選定

未満砂ダム上流側，流路工のように流れが整正で河床変動の少ないところ，または自然河道でそのような条件を満たすところ。

その他は河川砂防技術基準を参考にする。

1. 水流が整正であり，流量が変化しても流れの状態が著しく変化しない場所を選ぶ必要がある。

2. 流路や河床が変動すると観測が継続できなくなるし，観測値も継続性を失って，観測値が意味を持たなくなることがあるので，流路及び河床の変動が少ない場所を選ぶ必要がある。

3. 観測の際の危険は，極力減らさなければならない。そのため通行路の保持，機橋，階段などの手すりの設備，冬期の除雪など適切な処置をしなければならない。なお，洪水時にも観測に支障のない場所を選ぶとよい。

4. 現地に観測員を置くときには，その人が観測しやすい場所を選定するとよい。

5. 渇水時でも干上がってしまうことのない所を選ぶこと。（砂防ではやむをえない。）

6. 波浪の当たる所，流木・漂流物の当たる恐れがある所は測器の維持上好ましくないので，そのような所は避けるか，別途対策を考慮しておく必要がある。

（2.3） 設　　備（水位標）

水位計またはその他の方法によって観測するが，その地点に必ず水位標を設置し，水位計の修正に利用する。砂防流路工などでは水位標が洪水時に流失することがある。そのような危険性のある時には赤，白のペンキを直接護岸に塗って量水標とする。その間隔は5cmとする。

（2.4） 自記水位計の選定

解　　説

機種選定に当たっては，器機の特徴（アナログ，ディジタルの別，読取りやすさなど），環境（波浪，河床変動など），処理方式（人手を使ってどこまで行うか），費用（器械だけの費用でなく設置まで含めた費用），メーカー・代理店のアフターサービスを考慮して決めるものとする。

〔参考〕 自記水位計の種類

河川，ダム，砂防等の調査で常用されている自記水位計には次のようなものがある。

1. フロートを用いた水位計（リシャール型，ロール型，水研61型，水研62型など）

この型の水位計では，水面の鉛直昇降と消波のために，観測井及び観測井へ水を導くための横導水管（又は横穴）を必要とする。

この型の水位計は観測井内にフロートを浮かべ，このフロートに結んだワイヤをプーリにかけて，水位の上下を，フロートの上下，ワイヤの移動，更にプーリの回転と変換して，記録装置のペンを動かす仕組になっている。

(1) リシャール型は記録ペンが孤状に動くこと，記録ドラムが縦型であること，それに内臓される時計が，日巻，週巻の雨量計のそれと同じであること，等が特徴である。

なお記録幅には，3m，6m，10mなどの種類があり最小読みは記録幅の1／100

となっている。また，水位計の時計には日巻，週巻の２種がある。

(2) ロール型は記録ペンが直線上を動くこと，ギヤ切換で記録幅の変更ができること，記録ドラムが横型であること，等に特徴がある。

なお記録幅には，３ｍ，６ｍ，１０ｍなどの種類があり，最小読みは記録幅の1/300となっている。また，水位計の時計には日巻，週巻の２種がある。

(3) 水研６１型はロール型の改良型で，２種のペンを有し，記録幅１０ｍ，最小読み１㎝を保証できるようになっている。水位計の時計は，日巻，週巻の２種がある。

(4) 水研６２型は，水研６１型の改良である。２種のペンを有し，記録幅１０ｍ，２０ｍ，５０ｍ，最小読み１　を保証し，時計は１カ月巻，３カ月巻となっている。時計は長期巻自記雨量計のそれと同じである。

(5) 水研６５型はフロートを使用しているが，記録はディジタル紙テープ穿孔方式を採っている。１０分間隔の観測で７０日稼働する。

(6) 水研７０型は水研６１型，同６２型と同様であるが，波の多い所で使用できるようにダンパ（機械的）を備えている。

2. 圧力を測る水位計（水圧計，気泡型など）

この型の水位計では，圧力の感受部は水中に据え付けなければならないが観測井は不要である。

(1) 圧力型水位計は水中に釣鐘型の保護缶に収まった受圧部で水圧を測定し，これを温度補償のため２本のパイプで記録部へ導いて記録するものである。記録部は４０日巻で，水密性容器に入れることもできる。

(2) 気泡型水位計には，水中に開いたパイプから微量のガスを送出し，そのガス圧が水圧と平衡しているところからガス圧を測って水位を知る方法である。記録部は水研６２型を用いているので記録幅１０ｍ，最小読み１㎝，時計は１カ月巻，３カ月巻である。

3. その他（触針型，リードスイッチ型など）

(1) 触針型水位計はゆっくり電極（針）をおろしていって水面に達するまでのプーリーの回転を電気的に検出するか，あるいは，二つの電極の一方が常に水に接し，他が常に離れているように水面を追尾するかのどちらかの方式により水位を測定するものである。

(2) リードスイッチ型水位計は水中に立てたパイプ中に１㎝ごとにリードスイッチを封入し，フロートに付いた磁石がパイプの中を動くのに従って，リードスイッチが開閉して水位を測定するものである。この水位計では記録幅に制限はなく，最小読みは１㎝，記録は印字方式又はカセットテープ方式，１０分ごとで３カ月記録ができる。

以上の機種は砂防ダム上流側には使用可能であるが，流路工などでは，河床変動，導水管への砂の流入などが生じるので水圧式は維持がたいへんである。しかし，低水位の計測をあ

きらめて，基準を高くとる事によって使用可能と考えられる。

その他，非接触型の，超音波水位計やカメラを利用する方法もある。超音波水位計は高価であるが，十分改良が進めば最も可能性のある方法である。カメラによる方法は，8㎜やＶＴＲ，１６㎜カメラをある時間間隔で駒取りするもので，実際に使用されている。夜間の照明や，防湿を工夫すれば比較的安価な方法で，流れの状況も観測でき砂防に適した方法と思われる。

どの方法をとるにしても，観測者がいかに愛情をもって機械に接し，工夫するかが成功の鍵となる。

(3) 流　　量

流量そのものを連続的に観測することはできないので，前述の水位資料を流量に換算しなければならない。流量観測は，水位流量曲線を作成するために行なわれる。

（３.１）　流量調査の方法

流量調査の方法には，大別して次の二つの方法がある。

1. 流速を測定し，これと水位観測から求めた断面積とから（流速）×（面積）の計算を行って流量を求める方法。流速は流速計または浮子による。流速計測法は，通常，流量の少ない場合に，浮子測法は流木，ゴミなどの多い洪水時に，それぞれ用いられる。
2. 堰の水位を求め越流公式から流量を求める方法

（３.２）　調査場所の選定

水位観測地点付近とする。

1. 水流が整正でない場合には，点における流速は正しくても面積を掛けて流量にするとき精度が悪くなるので，原則として水流が整正である場所を選ぶことが必要である。例えば湾曲部は避け，射流部や土砂・ゴミの多い河川では注意を払うこととする。
2. 流速計には使用の範囲があるので，これを著しく越えるような急激な水流域や，これを著しく下回るような緩慢な水流では通常の方法では流速を測定することができず，したがって，流量を測定することができないから，水流が急激又は緩慢に過ぎない場所を選ぶことが必要である。
3. 河床変動が激しい場合には，洪水中の精度が著しく低下し，浮遊・掃流土砂の多い河川における堰では，堰上流側の池にすぐ土砂がが溜って精度が悪くなるので，流路及び河床の変動が少ない場所を選ぶことが必要である。
4. 流量観測は，雨量観測や水位観測と比べて比較的危険度の高い作業であるので，場所の選定に当たっては，特に注意を払うことが必要である。例えば，水文的条件が良くても，出水すると孤立してしまうような地点は流量観測所として適当ではない。
5. 高水流量の観測は，必要なときに直ちに行わなければならないので，観測に便利な場所

を選ぶことが必要である。例えば，橋を観測場所として選ぶと器具の搬入などの点でも便利であることが多い。ただし，橋と水面とが余りに離れていると測りにくいし，余り近いと水位が急増したときに危険になることがあるので，橋を観測場所とするときには十分配慮する必要がある。

6. 流量観測は低水，高水ともに同一位置で行えることが望ましいが，低水流量と高水流量との差が大きい所では，各段階に応じた手法によるので，観測位置が違ってもよい。ただし，両地点での相関をつかむよう努めることが必要である。

7. 流量観測の方法には，一般（3.1）流量調査の方法に示す方法があるが，それぞれ以下に述べる事項を考慮して設置場所を選定する必要がある。

(1) 浮子測法では，直線区間があって浮子投下が容易な所，又は橋梁がある所で浮子投下位置，第1横断面，第2横断面をそれぞれ見通しよく設定できる所を選ぶ必要がある。

(2) 堰測法では，固定堰で，完全越流の堰を選ぶ必要がある。不完全越流，又は潜り越流の堰の場合には，上流側のみならず下流側にも水位標を設ける必要がある。

8. 砂防区間では長い直線部が見つからない場合も多い，浮子観測の横断線間隔はおおむね２０m以上とする。流路工では，間に落差工を含まないようにする。

（3.3） 観測横断線の横断測量

横断線の横断測量を行なう。砂防区間では河道の状況（堆積や浸食）が変化しやすいので毎年もしくは大出水毎に行なう。

流速計測法によって流量調査を行なう場合，水深測量を流速計測の度ごとに行なう。また堰測法の場合は，堰の天端とその形状がよくわかるように行なう。

（3.4） 観測の方法

浮子，流速計ともに3点以上観測する。時間間隔は，水位上昇中は１５分または３０分，減水時は３０分または1時間とする。

流速計は6割水深1点観測を原則とする。浮子および超音波流速計では，適当な補正を行なって平均流速を推定する。浮子は長すぎないようにする。河床に草や凹凸が顕著な場合には表面浮子を用いる。超音波流速計および表面浮子による流速を平均流速に換算する場合には0.8を乗じる。

（3.5） 水位，流量曲線の作成

堰測法の場合もダムの上流または下流の流路でチェックのための流量観測を行ない，水位，流量曲線を作成する。

砂防区間では短期間に多くの流量資料を得る事は困難であるので，堰の公式やマニング等流式をあてはめて，内，外そうするのが望ましい。

3.2.2　流域特性調査

(1)　地形および地形発達史

文献によって流域の地形，地形発達史上の位置づけを行なう。

(2)　流域区分

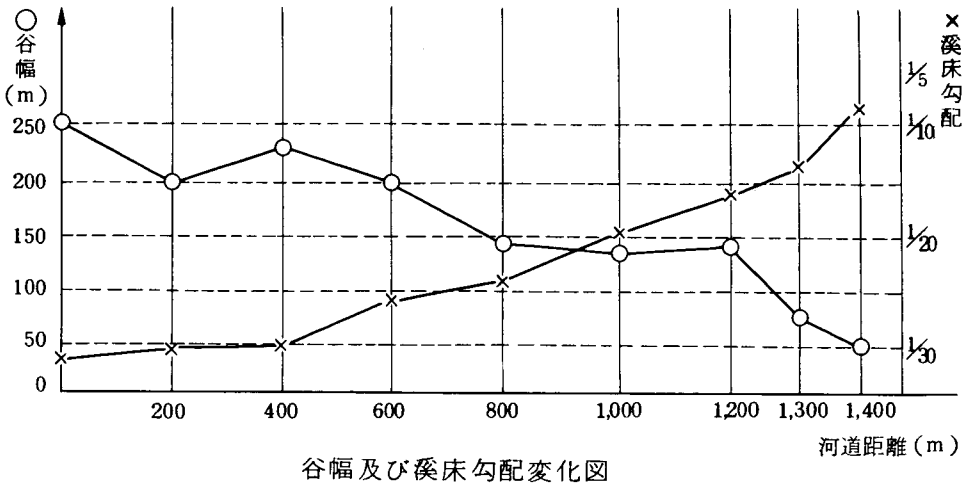
2万5千分の1の地形図を用いて，砂防計画基準点より上流の流域を渓流ごとに区分し，それぞれの流域面積を求める。

(3)　渓流勾配

渓流勾配を測定し，着色して区別する。

20°以上……赤
15°～20°……ダイダイ色
10°～15°……桃色
3°～10°……緑色
3°以下……着色せず

重要な渓流については次の様な図を作成することも参考になる。



谷幅及び渓床勾配変化図

(4)　地　　質

地質図を購入し，不足分は地表概査を行なう。

(5)　植　　生

必要に応じ，航空写真または踏査して調べる。目的なく行なわない。

(6)　土地利用

数年に1度流域内の土地利用変化を把握する。航空写真による。

(7)　航空写真撮影

5年毎および災害時には航空写真撮影を行なう。図化は必要な場合にのみ行なう。
（後日図化することを考えて対空標識は設置するのが望ましい）

(8) 災害史

過去の流域の災害（土砂害，水害）について聞き込み，文献等により情報を収集する。

3.2.3 水源崩壊地調査

(1) 崩壊地調査

山腹崩壊地と渓岸崩壊地を調査するもので次の手順による。

災害前後の空中写真を比較して崩壊の分布を2万5千分の一地形図に表わす

↓ 調査開始時点で崩壊台帳を作成する。

代表的なものは踏査，その他は空中写真より崩壊の状況を調べる。 崩壊地をスケッチし，写真をとる。長さ，面積，平均深さを計測し崩壊土量を求める。 崩壊地に残る残土量を推定する。粒度試験を行なう。 残土の不安定性を比較するために，写真をとる。 地質，崩壊地の勾配をメモする。 器具はクリノメーターなどの簡単なものを用いる。

災害後定期的に調査し，拡大，植生の回復などを調査し，台帳にメモする。

(2) 表面侵食量

いわゆる「はげ山」および崩壊跡地からの生産土砂量を測定するものである。

次の2つの方法があるが，本調査は調査目的を明確にして行なわれるべきである。

1. 直接的方法……測定しようとする区域に2～5mメッシュの測線を設定し，その交点に杭を打つ。杭頭の地表面上の「出」を測定し，前回の測定値と差し引きして表土の移動深を求め，その杭の分担面積を乗じ，更に区域を集計して生産土砂量を求めるものである。
2. 間接的方法……はげ山から流出する土砂量を適当な「ます」で受けて測定しようとする方法で，一例として短侵食渓の下のダムを利用するものである。

雨量，流量等の水文量を同時に計測すること。

3.2.4 渓床堆積物調査

(1) 堆積厚と堆積構造

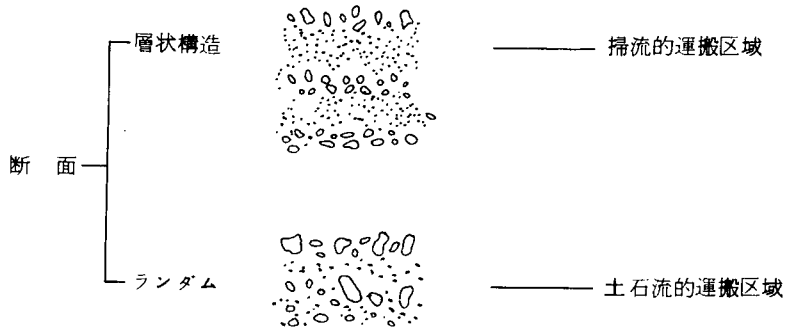
（1.1） 堆積厚

堆積厚の推定は容易でない。1次谷では渓岸の勾配から推定する方法も提案されている。

物探も可能性がある。しかし，土石流，ダム基礎以外では堆積厚を求める必要性は少ない。正確に知りたい場合はボーリングを行なう。

（1.2） 堆積構造

堆積物が土石流によるものか掃流によるものかを判定する資料として用いる。一部だけで判断することなく広く資料を収集して判断する必要がある。



渓床堆積地の断面の粒径の配列による分類

（1.3） 堆積年代

極端に古いものについては層序学的にまたはC_{14}による方法その他で決定される。

最近のものについては，堆積地の木本科植物群落から年代を求めることもできる。

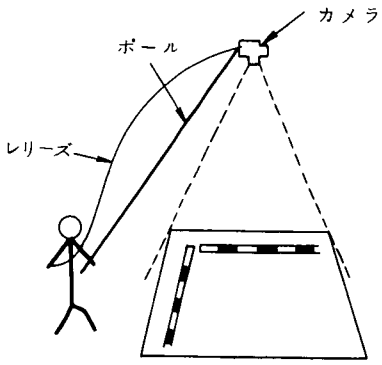
これらは必要に応じて行なうものである。

(2) 河床材料調査（粒度調査）

河床材料を採取し，粒度試験を行なう。採取地点は一定間隔で行なってもよいが，目に見えて変化しているところで行なうのがよい。調査は表層30cmをはいで行なう。採取地点を地形図に記入し，周囲の状況写真を撮影しておく。

災害時と，その後一定期間毎に行ない変化をみる事は大切である。

最大粒径が50cm程度では右図のように河床表面にスケールを置き1m×1m，または2m×2mを写真撮影し，2cm以上について粒径と個数を読み，5cm以下について粒度試験（JIS1204）を行なう事も試されている。



崩壊地の残土についても同様の調査を行ない，粒径別土砂収支の資料とする。

(3) 変動量調査

測量によって，変動量を求めるもので，流出土砂量の算定に用いる。

大出水の無い年は秋から冬にかけて年1回縦横断測量を行なう。変化の大きな出水があった

場合には，直後に調査する。砂防ダムの堆砂域の測量は出水毎に行なう。測量のピッチは砂防ダムでは２０～５０ｍ，河道部では河幅の２～５倍程度とする。変化の大きくない区間は縦断測量のみとし，変化点をおさえるようにする。

(4) 河床形態調査

河床形態とくに砂礫堆の形状，水衝部の位置を毎年および大出水後に調査する。

3.2.5 流送土砂調査

(1) 土 石 流

カメラ（８㎜，３５㎜モータードライブ，１６㎜またはＶＴＲ）とセンサーを組み合わせ，土石流の流動，堆積状況を調査する。発生頻度の高いところで調査目的を明確にして行なうのがよい。

(2) 流 砂 量

掃流砂の直接調査は現状では困難であり次のダム堆砂量によるのがよい。

浮遊砂量は，流量観測地点付近で，流量調査と同時にヒシャク，バケッ等で採水して行なう。（水中ポンプを用いた例もある）１回に２～４ℓ採水し，土砂濃度および粒度分布を求める。土砂濃度が小さすぎる場合は粒度試験用の材料を別に求めてもよい。砂防区間では水深は比較的浅いので水深方向の分布を測定するのは困難であろう。

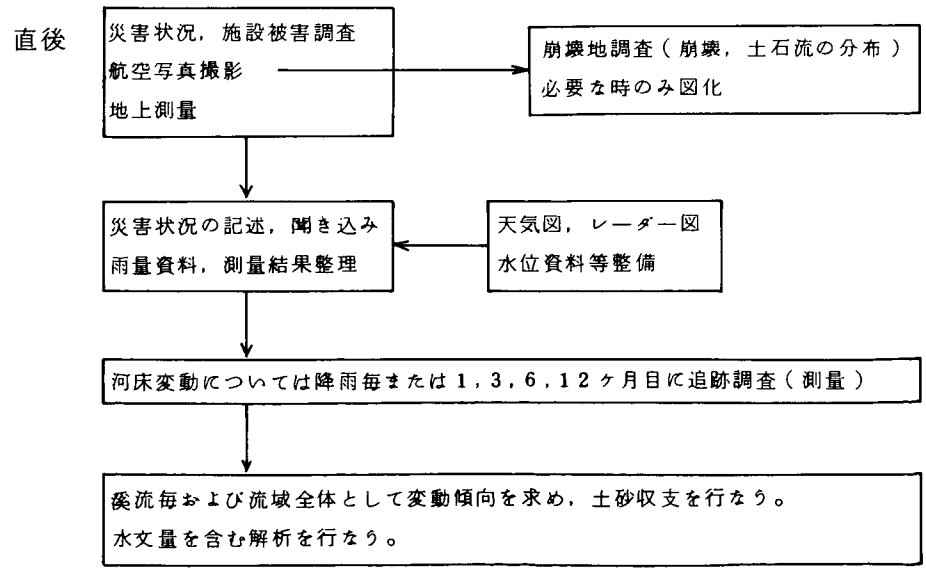
(3) ダム堆砂

前節(3)の変動量調査によって，１洪水またはある期間内の流砂量を求める。粒度試験も行なう。

3.3 災害時の調査

大規模な崩壊，土石流，土砂流出が発生した場合に適用する。

次の手順による。



第33回建設省技術研究会

砂防河川の土砂動態に関する研究

昭和55年11月

建設省河川局砂防部砂防課
建 設 省 土 木 研 究 所

全　国　の　研　究　成　果

1. 北海道開発局

1.1　既往の調査，解析

北海道における砂防事業の歴史は浅く昭和２５年に初めて石狩川上流忠別川で補助事業が着手され，直轄砂防事業に至っては，昭和３６年に石狩川上流及び十勝川支川札内川において調査を開始し，昭和４６年度より事業実施となった。このような実状から砂防調査資料は他に比べ乏しいが，今迄の調査資料の集積状況，解析状況を石狩川上流について整理する。

対象流域内の水理水文観測は，雨量観測所６箇所，水位観測所８箇所，流量観測所は２箇所設置されているが，今後は後述のモデル流域における水位・流量観測所も継続させ資料の蓄積を図る。

次に，解析資料の状況であるが，事業実施のための基本計画調査を主に流域内の主な支渓流について崩壊及び渓床堆砂の現況調査を行い，崩壊分布と地形・地質，風化・変質，及び雨量との関係等を検討した。また，近年の急激な土地利用の高度化，人口の集中化に伴い国内のいたるところで土砂災害が発生しやすく，かつ激甚化しやすい傾向にある。北海道においても昭和４５年８月，５０年８月，９月に大きな災害を受けた。このようなことから昭和５２年度以降土石流危険区域調査を実施してきており，このなかで流域荒廃現況調査（現況の把握），既往災害状況調査（災害の地域性の把握）を行なった。

1.2　モデル流域の設定と調査方針

モデル流域の設定にあたり，土石流対策検討のための土砂流出，土石流動態観測，砂防施設の効果等を解明することを目的とし，調査要領に従い，１５㎢程度以下の流域で土砂流出が比較的盛んであり，未満砂ダムまたは貯水池等により土砂収支が完結できるところを条件として支渓流のチェックを行ない，流域面積は多少大きいがポンアンタロマ川をモデル流域として選定した。

(1)　ポンアンタロマ川は大雪山系の比布岳，永山岳等に源を発し，石狩川水系安足間川の右支流で流路延長12.4㎞，流域面積19.14㎢を有する河川で，河床勾配は比布岳～愛山渓温泉間で１／6.2同温泉～安足間川本川間で1／18.7を有する。本流域の最上流部（標高2,200～1,000m間）は大雪山の火山岩類よりなる地域で起伏量が大きく，中・下流部（愛山渓温泉～安足間川本川）は主として愛山渓溶結凝灰岩などからなり河川沿いに崖錐堆積物が厚く分布している。山腹崩壊は急崖面にみられる。

表－１　流域概要一覧表

水系名	石狩川	河川名	安足間川	渓流名	ポンアンタロマ川	都道府県・郡・町村名		上川郡上川町東雲	
流域面積	19.14km²	地　質	溶結凝灰岩	植　生	針 広 混 密	流域平均勾配	1/15.2	基準点渓床勾配	1/26.7
既設工作物概要	施行年度	50年度着工～52年度完成							
	計画高水位	H＝461.67m	ダム高	H＝459.67m	規模長さ 120.0m	高さ 10.5m			
	扞止量	187,000m³	貯砂量	216,000m³	未満砂				

(2) モデル流域の既往調査実施状況

本流域にかかわる調査資料としては昭和48年に実施した山腹崩壊位置，地形解析，林相調査資料がある。水理水文調査では雨量のみ昭和31年8月以降愛山渓観測所で実施している。

(3) 今後の調査方針

水位流量観測所を新設し，水位・流量観測を継続する。浮遊砂観測，ダム堆砂量，河床変動調査等を実施し，既往の調査資料の解析とあわせ土砂移動の実態を把握し，計画流出土砂量，計画許容流砂量を検討する。

2. 東北地方建設局

2.1 既往の調査，解析

東北地方建設局管内における砂防調査は，最上川水系（昭和26年～），阿武隅川水系（昭和26年～），北上川水系（昭和28年～）の3水系で行われている。

既往調査については，最上川水系では崩壊地調査，生産土砂量調査，河床材料調査等の他経年的に水文観測とダム堆砂量調査が行われている。阿武隅川水系では，崩壊地調査，生産土砂量調査の他水文観測とダム堆砂量調査が行われている。また流量と流砂量（浮遊砂量）の関係を把握するために，昭和29年から昭和34年にかけて荒川第5堰堤と安養寺堰堤に流量観測施設及び含砂量測定設備を設け，測定を実施しているが結果としては良好なものと言えなく，継続して調査も実施されていない。北上川水系では石淵ダム埋没防止対策の砂防事業としての計画を立案するために崩壊地調査，生産土砂量調査を行い，それらの資料と石淵ダムへの実績土砂流入量の関係より100年間の流入土砂量を推定し計画を立案した。

ダム推砂量調査結果を見ると，満砂状態になると調査をとりやめており，種々の解析に支障をきたしている実情にある。

今後の調査方針としては，砂防基本計画を策定すべく資料の収集に努め，流出土砂量より施設配置計画まで行う予定である。

これまでの主な調査内容は次のとおりである。（表－2参照）

2.2 既往調査の解析例

(1) 寒河江川における流出土砂量予測調査（昭和48年度実施）

目的：寒河江川本川本道寺ダムより上流232Km²を対象として，その地点を流下する土砂の将来予測を行うために既設砂防ダムの堆砂実績と降雨資料とから解析を試みたものである。

方法：表－3に示すフローにより行った。

1）予測モデル式

ある流域からの1日間の流出土砂量と日雨量との関係を表わす式として次のようなモデル式を考える。

$$V = a \cdot R^n \cdots\cdots (1)$$

表－2

水系名	調査項目	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53
最上川	崩壊地調査			○	○	○			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○		○
	生産土砂量調査																											○	
	流出土砂量調査																	○								○	○	○	
	ダム堆砂量調査	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	河床材料調査				○	○	○	○						○	○			○	○			○	○	○					
	河床変動調査	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
阿武隈川	崩壊地調査	○							○	○	○	○			○	○	○	○	○	○	○	○						○	
	生産土砂量調査																									○			
	流出土砂量調査																									○			
	ダム堆砂量調査	○	○	○	○		○			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	河床材料調査									○					○			○	○	○	○	○							
	河床変動調査	○	○	○	○		○		○				○	○	○	○					○	○	○	○	○	○	○	○	
北上川	崩壊地調査				○	○	○												○	○	○	○	○	○	○	○			
	生産土砂量調査									地すべり調査に変更																	○	○	
	流出土砂量調査			○			○																				○	○	
	ダム堆砂量調査				○																		○	○	○	○	○	○	○

ただし，V：1日間の流出土砂量，R：日雨量，a,n：定数

したがってある期間の流出土砂量は，

$$V = a \cdot \Sigma R^n \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

ここでは計算の都合上(2)式を変更して，

$$V = A \cdot \Sigma (R/100)^n \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$

(3)式において，Aとnの値が決定されれば将来の流出土砂量を日雨量から求められる。Aとnの決定はダム堆砂量データと志津，中村雨量観測所の日雨量データから最小自乗法により$\Sigma(R/100)^n$とVの相関がもっともよくなるようなnを決定した。

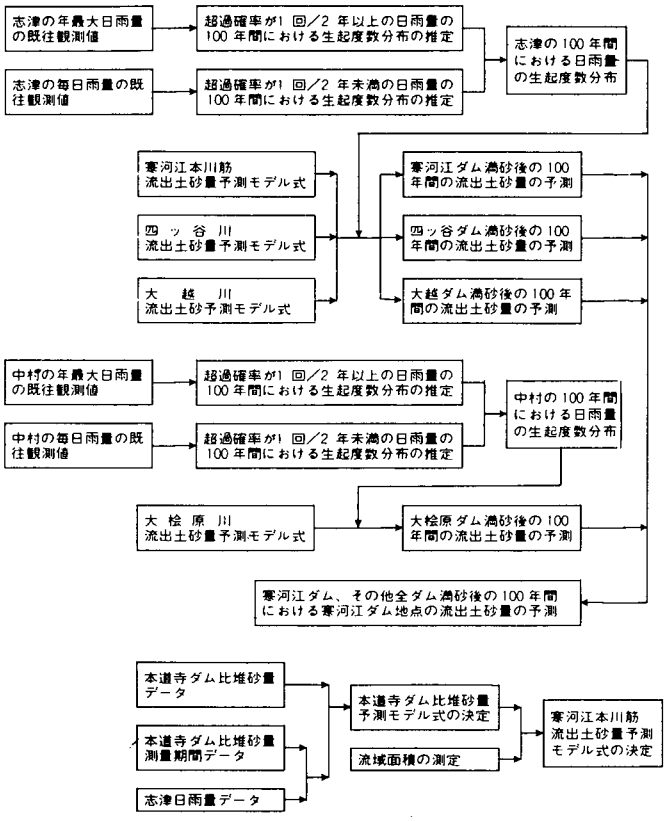
実際には，Aとnの二つの未知数があるため，まずnにいろいろな値を仮定して相関係数を計算しそれが最も大きくなるときのnの値を求める。そしてnの値が決定した後はAを最小自乗法によって算出した。

2）日雨量の生起度数分布

モデル化を決定したあと将来の流出土砂量を予測するためには日雨量の生起確率を求める必要がある。ここでは日雨量の確率密度関数f(R)を岩井法によって決定し，日雨量の生起確率P(R)を求めた。

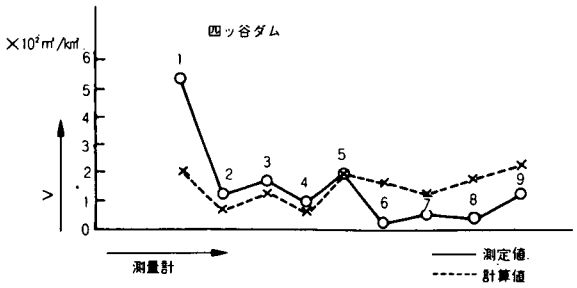
結果：予測モデル式及び流出土砂量は次のようになった。また測定値と計算値の結果を図1,2及び，比流出土砂量と日雨量の関係を図－3に示す。

表－3　寒河江ダム地点の流出土砂量将来予測

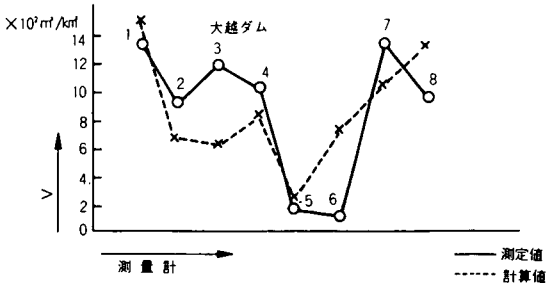


表－4

流域名	流域面積	比流出土砂量予測モデル式	100年間予測流出土砂量	1年間単位面積当りの流出土砂量
寒河江川本川筋	142.1 km²	$V=147\Sigma\ (R/100)^{2.6}$	965万m³	679m³/km²/年
四ッ谷川	21.8	$V=181\Sigma\ (R/100)^{1.6}$	476	2,224
大越川	52.0	$V=117\Sigma\ (R/100)^{2.2}$	381	733
大桧原川	16.5	$V=153\Sigma\ (R/100)^{2.4}$	106	642
合計			1,928	831



図－1　Vの測定値と計算値の比較



図－2　Vの測定値と計算値の比較

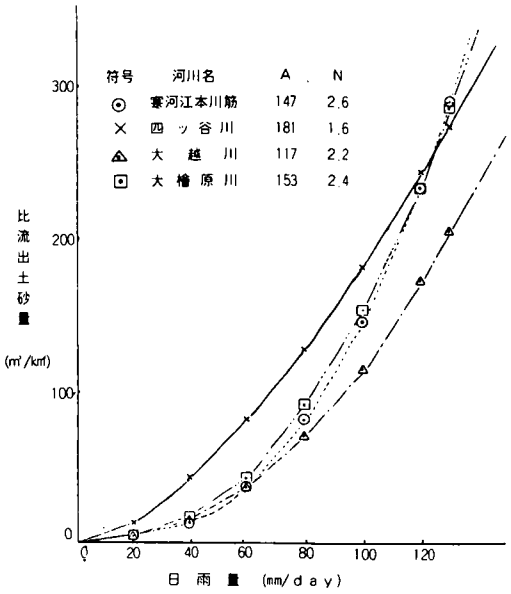
2.3　モデル流域の設定と調査方針

(1)　モデル流域の設定

砂防計画においては，「生産土砂量」「流出土砂量」「許容流砂量」の設定が重要な課題と

なっており，砂防調査の急務となっている。これら三つの要素を求めるため，モデル流域を設定し，集中的な調査を実施し土砂流出プロセスを解明するものである。

モデル流域として，最上川水系では立谷沢川上流域の玉川，阿武隅川水系荒川上流域の東鴉川を設定し，昭和５４年度より調査を実施する。モデル流域の設定理由としては，各流域とも流域面積が１０Km²以下と小さく，土砂流出が盛んであり，施設が配置され流出土砂量の把握が可能な所で，かつ，水文資料等が比較的整備されており，収集が容易な流域を設定した。



図－３

(2) モデル流域調査方針

〈最上川水系玉川，阿武隅川水系東鴉川〉

モデル流域調査では，流出土砂量の把握に重点をおき下記調査を実施する。

① 雨量調査

上流域及び下流域に自記雨量計を設置し，降雨特性を調査する（時間雨量のわかるもの)。

② 水位調査

モデル流域の基準点において，自記水位計（超音波式水位計，デジタル水位計，水研 ― ６２）を設置し水位観測する（超音波は新庄の玉川）。

③ 流量調査

水位観測点において，低水流観及び高水流観を実施する。高水流観は日雨量 ５０㎜以上において実施する予定。

④ 浮遊砂量調査

流量観測時に採水を行い浮遊砂量を調査する（下流基準点のみ）。

⑤ 粒度分布調査

河床及び既設ダム堆砂敷内で粒度分布調査を洪水後実施する。また，山腹の粒度分布調査を１回実施する。

⑥ 河床変動調査

基準点から最上流の既設ダムまでを，河川縦横測量（測点間隔 ５０ｍ）を１洪水後及び定期的（年１回）に実施する。

⑦ 流出解析

降雨解析を行い，特性曲線法により流出解析を行う。

⑧ 流砂量計算，河床変動量予測

⑤,⑥,⑦から河床変動解析を行い流砂量及び，河床変動量の予測を行う。

⑨ 問題点抽出，土砂コントロールシステムの検討，砂防調査システムの検討，マニュアルの作成を行う。

なお，モデル流域調査は，今後継続して実施する。

3. 関東地方建設局

3.1 既往の調査及び解析

砂防工事を計画している河川の流域における土砂移動の実態については，従来から砂防調査の重要なテーマとして種々の調査が実施されて来ている。

土砂の移動は，流域が有している素因子と土砂の移動を誘発する誘因子とが絡み合って，発生するものと考えられる。土砂の移動に係る調査項目としては次のようなものがある。

① 流域の素因子

- 地質（地質構造・破砕帯・岩種）・地形（標高・傾斜・方向・集水面積）・移動可能物質（風化岩・表土・崩壊土砂・崖錐・河岸段丘・河床堆積物）・植生・砂防施設・貯水ダム

② 土砂移動の誘因子

- 地震
- 降雨・融雪・流量

③ 土砂移動の現象

- 土砂生産（崩壊・地すべり・侵蝕）
- 土砂流送（土石流・掃流・浮流）
- 土砂堆積

したがって，土砂移動の実態を把握するためには，単に土砂移動の現象のみを調査するのではなく，土砂移動が生じた流域の素因子と土砂移動を誘発した誘因子との関係として調査し，土砂移動のメカニズムを解析しなければならない。しかしながら，砂防計画で対象とするような大量の土砂移動は稀にしか生じないし，しかも土砂移動に伴って流域の素因子そのものが変化してしまうので，同一流域について土砂移動とその誘因子とのみを解析するのでは土砂移動のメカニズムを解析するためには十分でないという問題がある。

従来実施された調査は，方法論から次のように大別される。

① 過去に生じた大量の土砂移動について，主として流域の素因子（地質・地形・植生）と土砂移動（移動形態・移動土砂量）との関係をおおまかに調査するもの。

② 予め流域の素因子を調査しておき，土砂移動の誘因子と土砂移動の現象とを測計するシステムを設定し，土砂移動が生じた時にその実態を調査するもの。

関東地方建設局管内において大量の土砂移動が生じたのは，昭和22年9月のカスリーン大風により利根川水系に生じたものと，昭和34年8月の台風7号及び9月の台風15号により富士川水系に生じたものである。いずれも水源山地において多数の崩壊が生じ，多量の土砂が流下し，下流河川の河床を高めた。これらの土砂移動については，局所的に実測により移動土

砂量を調査したものはあるが，流域全体として土砂移動の実態を把握しきれていない。

また，土砂移動の実態を把握するシステムは近年設定されつつあるもので，未だ土砂移動の実態を把握するに至っていない状況である。

3.2　モデル流域の設定と調査方針

直轄砂防事業を実施している工事事務所ごとに砂防計画や砂防工事に役立つ調査目的を設定して，それに適合するモデル流域を選定し，集中的に調査の実施や観測体制の整備を図り，資料の収集及び解析を行うものである。

モデル流域の選定にあたっては，土砂流出が多く，かつ土砂収支が完結できる流域であることが不可欠である。また，資料の解析を行うためには，流域の地質・地形・植生または砂防施設等に特徴がある流域であることや既往の資料が活用できる流域であることが望ましい。

調査項目・調査方法・解析方法は，調査項目に適合したものであるように十分検討した上で，調査を実施しなければならない。

調査方法は，調査目的に適合した解析ができるような客観性・記録性・精度を有するものとする。

また，調査は今後とも長期間にわたって継続するものであるから，今後の流域内の変化（開発行為・砂防工事・土砂移動など）に対応できるような調査方法とする。土砂移動の規模が大きな洪水（稀にしか発生しないが）にも小さな洪水にも対応できるよう，必要に応じて，複数の調査方法を用意しておくものとする。特に洪水中の現象を調査する方法は，洪水の突発性を考慮すれば，自動的にしかも連続的に記録されるものが望ましい。

このようなことを考慮した上で，次のようにモデル流域を選定した。

(1)　利根川水系砂防工事事務所

1）調　査　目　的

水源地保全・崩壊地からの土砂流出

2）モデル流域（利根川水系片品川左支沖川）

沖川は，錫ヶ岳（2,388m）に源を発する流域面積75.7Km²の河川である。流域は，斜長流紋岩と凝灰角礫岩から成り，急峻な斜面が多い。植生は，コナラ・クヌギなどの落葉広葉樹が多い。水源部には樹枝状に連なった崩壊地があり，崩壊地の下方には崩土が厚く堆積している。本モデル流域の基準点としている平川第2ダムから上流には，現在砂防施設はない。

本流域の森林は足尾銅山の用材として5,000haにわたって伐採されており，さらに昭和22年9月のカスリーン台風がもたらした豪雨によって，各所に崩壊が多発し下流に大災害を発生させた。

3）既　往　調　査

本流域においては雨量観測・水位観測のほかに昭和50年度に現況における崩壊残土・崖錐・河床堆積物などの位置・土砂量の調査を実施している。

4）今後の調査方針

流域の素因子（地質・地形・植生・移動可能物質など）について，さらに精度の高い調査を実施する。また雨量・水位・流量の観測を継続する。そして，土砂移動の実態を測定するために，崩壊地や河床の変動・ダム堆砂について測定し，解析を行う。

(2) 日光砂防工事事務所

1）調　査　目　的

土石流対策（土石流動態観測など）河床堆積物からの土砂流出

2）モデル流域（利根川水系鬼怒川右支大谷川左支稲荷川）

稲荷川は，日光火山群の女峰山（2,463m）に源を発し大谷川に合流する流域面積12.4㎢の河川で，女峰山を火口壁とする火口の火口瀬と考えられている。流域は女峰赤薙熔岩（両輝石安山岩・安山岩質凝灰角礫岩など）から成り，上流部には大崩壊地が多数存在している。植生は，上中流部では広葉樹の疎林が多いが，下流部では杉の人工造林地が多い。

本流域は荒廃状況が著しく，古来からしばしば土砂災害を発生させて来た。このため，明治32年に砂防工事に着手したが，以来，砂防ダム・床固・護岸等多くの施設が設置されている。現在上流部下端において日向砂防ダム（高さ46m・計画貯砂量1,496×10^3㎥）が，施工されている。

3）既　往　調　査

本流域においては，地質・地形・植生・崩壊地の調査，雨量観測，河床変動調査，ダム堆砂量調査などが実施されている。また土石流の動態を観測するために，テレビカメラ等の観測施設が設置されている。

4）今後の調査方針

土石流の動態観測を主体に調査するものであるが，雨量と土石流の発生・土砂移動と砂防施設の機能・稲荷川からの流送土砂と大谷川の河床変動などについても調査する。

(3) 渡良瀬川工事事務所

1）調　査　目　的

水源地保全・崩壊地からの土砂流出

2）モデル流域（利根川水系渡良瀬川支川松木川）

松木川は，皇海山（2,143m）に源を発する流域面積31.2㎢の河川である。流域の地質は大部分が石英斑岩であるが，最上流部には熔岩の所もある。地形は渡良瀬川流域の内で最も急峻である。足尾銅山の煙害等により流域の⅓は裸地であり，現在も植物の成育はよくない。このため，基岩が凍結・融解により著しく風化され，多量の土砂が生産されている。松木川の流域には，昭和29年12月に完成した足尾堰堤を初めとして，8基の砂防ダムが設置されている。

3）既　往　調　査

本流域においては，地質・地形・植生・崩壊地の概略調査，雨量観測，水位観測，河床変

動調査などが実施されており，生産土砂量解析・流砂量解析がなされている。

4）今後の調査方針

既往調査資料の有効利用を図るため，見直しと補足を行い，土砂移動についてより正確な量的把握につとめ，土砂コントロールシステムの検討を行う。

(4) 富士川砂防工事事務所

1）調　査　目　的

掃流形態による土砂移動のメカニズムの解析・砂防ダムの流砂調節機能の分析・洪水中の砂礫の交替移動の実態把握。

2）モデル流域（富士川水系早川右支春木川）

春木川は七面山（1,982m)に源を発する流域面積20㎢の河川である。春木川は糸魚川―静岡構造線に沿って発達した断層線谷であり，流域の地質は左岸が瀬戸川層（粘板岩質千枚岩），右岸が火山砕屑岩と異なっているが，いずれも地殻変動に伴い著しく破砕されている。植生は，針葉樹と広葉樹の混交林で比較的密である。

安政5年（1858年）の大地震によって七面山に大崩壊が生じ，現在もなお多量の土砂を供給している。七面山の大崩壊の他にも中小の崩壊地が，左岸側流域に多数存在しており，豪雨時には多量の土砂を供給している。そのため昭和31年度以降設置された8基の砂防ダムは，いずれもほぼ満砂の状況にある。

3）既　往　調　査

本流域においては，地質・地形・植生・崩壊地・河床堆積物の調査が実施されており，これらから，崩壊に関する要因の解析・雨量と崩壊推移との関連性・2次谷流域の土砂流出ポテンシャル・一降雨による土石流形態での土砂流出量・河床に堆積している不安定土砂量などの検討を行っている。

4）今後の調査方針

土砂の移動を誘発する降雨や流量を正確に測定するため，流域内に雨量観測所4箇所・流量観測所（水位・流速観測）2箇所を設置する。

土砂移動については，河床堆積物の粒度分布調査・既設ダムの堆砂の掘刷・河床の横断測量・流域全域の空中写真の撮影・トレース用砂礫の設置などを実施しておき，洪水後の調査によって，土砂移動のメカニズム解析・砂防ダムの流砂調節機能の分析・洪水中の砂礫交替移動の実態把握を行う。

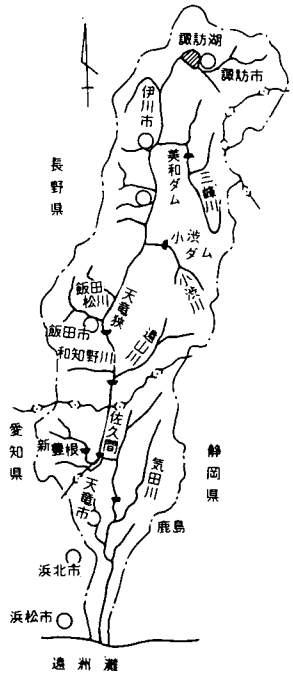
4. 中部地方建設局

4.1 既往の調査，解析

中部地建では天龍川を初め7河川について直轄砂防事業を実施しており，これらの河川では毎年大量の土砂を流出して，治水施設の機能低下や土石流災害への不安が増大している。このような実状に鑑み砂防事業をすみやかにかつ効果的に行うために砂防調査を行ってきた。この調査の

中でも水理水文観測や流出土砂調査は，土砂の移動を知るうえでたいへん重要であり，その実施状況をまとめて見たのが表－5である。

以上のような調査を行ってきたが，通常流量の少ない河川でも，いったん雨が降ると土砂を伴った洪水が一度に出ること，出水時間が短くかつ洪水到達が早いこと等から，観測による資料の収集が困難であり，解析に必要な資料が得られないのが実状であり，今後の大きな課題である。



図－4　天龍川流域図

4.2　代表事務所の調査，解析例の紹介

天龍川上流工事事務所では，昭和48年度～50年度に天龍川の水系一貫した土砂動態に関する検討を実施したのでここに紹介する。（図－4参照）

(1)　目　　的

天龍川において，上流部のダム等による流下土砂の貯留及び中下流部における河川砂利の採取の影響により，下流部の河床低下，河口部付近の海岸侵食が激しくなる反面，上流部のダム貯水地内への土砂堆積によりその治水・利水機能の低下，貯水地上流端での堆積による河床の上昇等が発生している。このような現象の発生を防止し，水系全体に関して合理的な土砂収支バランスを保たせるためには，水系一貫した土砂の動態に関する検討を実施し，これに基づいた砂防計画，ダム計画，河川改修計画，さらに砂利採取計画を樹立することが肝要かつ緊急課題である。

(2)　基　礎　資　料

日降雨量は，鹿島地点上流（4,880㎢）の日平均雨量を計算し上位15位までを選び，生産土砂もこの15洪水時に発生するものとし解析を進めた。

土砂は水によって運ばれるもので，各計算地点での流量資料が必要となる。このため必要地点の流量は高水解析（貯留関数法）及び低水解析（既設流量観測点からの年降水量比，流域面積比にて配分）を行い推定した。高水流量は毎時流量を求め15洪水について解析した。本川及び支川の河床材料粒度分布に関する資料は直轄区間について比較的整っており，これをもとに全流域にあてはめた。河川砂利人工採取量はできる限り箇所別，年度別について調査した。

(3)　生産土砂量の推定

河床に分布している土砂は，全て山腹から供給された土砂であると考え，山腹が何等かの要因により崩壊し土砂を生産しやがて河床へ流下する。この山腹からの生産土砂量を推定することができれば砂防，ダム，河川等の諸計画に広く利用できるものと考えられる。

当初対象15洪水（35年～47年）ごとに，生産土砂量の推定を行った（ただし日雨量が80㎜以上の場合のみ）。しかし推定式は小渋川流域の崩壊（36年～23年及び，44年～36年）と地形，地質及び日雨量（36年6月及び43年8月）から求めたものであるから，35年～44年

表－5

河川名	調査項目	期間	内容
天竜川	雨量観測	S 50. 4～	自記雨量計及び簡易雨量計による時間ごと又は1降雨ごとの降水量観測
	水位観測	S 50. 4～	土砂受けマスの下流側に設けた三角堰からの越流水位の測定
	流出土砂観測	S 51. 4～	梅雨期及び台風期後2回土砂受けマスの堆砂状況及び量について調査
	土砂動態調査	S 48～S 50	天竜川水系一貫した土砂動態解析
安倍川	水文観測	S 51. 4～	雨量観測（大谷崩れ地区）
	地形調査		地形図作成 S＝1/5,000(S 31～S 39、S 51～S 53)、写真撮影（S 41. 10 S 49. 12、S 51. 8）
	土砂調査	S 31～	河床変動調査（大谷川の安倍川合流点から大谷崩れ入口まで）
		S 53～	ダム堆砂量調査（大島ダム）
	崩壊地調査	S 42～S 45 S 50～S 52	安倍川上流部崩壊地調査　計画基本土砂量検討
木曽川	崩壊地調査	S 43	崩壊地、崖錐、段丘等の現況を把握するとともに地形図も作成した。崩壊地については空中写真現地調査により規模形状等詳細について調査した。
	雨量解析調査	S 46	昭和36年6月の豪雨について、降雨の因子を調査し、豪雨特性を把握し降雨量分布図を作成した。
	生産・流出土砂量調査	S 49	昭和34、36、47年撮影の空中写真を判読し、1/10,000 地形図に崩壊地河床堆積物等を移写し、分布図を作成し土砂量把握を行った。また3時期における土砂移動状態の把握も行った。
	流出土砂解析	S 51	生産流出土砂量調査のデータをもとに昭和36年6月豪雨における流出土砂量との関係をあらわし、また各砂防施設の効果についても検討を行った。
狩野川	水文観測		モデル流域附近の6観測所で雨量観測を行っている(S 7.10～)、市山、吉奈において流量観測を行っている（S 46. 5～）
	空中写真収集		S 22(米軍)、S 31(東京営林局)、S 37. 5(沼津工事)、S 47. 1(沼津工事)、S 51. 9(国土地理院)、S 53. 2(国土地理院)
	ダム堆砂調節量調査	S 36. 7	吉奈第2砂防ダムにおいてダム堆砂調節量を測量により調査
	河床材料調査		(S 36. 7、S 43. 8、S 44. 7)吉奈第2砂防ダム堆砂部において調査、(S 37. 7)狩野川合流点より0.0km～5.0km(6地点)において調査、(S 50)狩野川合流点より6.3km(1地点)において調査
	砂防ダムの堆砂、流出土砂量に対する研究	S 32～S 44	吉奈第2砂防ダムの実測堆砂量、調節量調査から砂防ダムの縦断形並びに流出土砂量計算式(SKA式 Brown式)との比較検討した。
揖斐川	水理水文調査	S 46～	雨量観測は53年6月1日より能郷谷第2ダム上において実施している。水位流量観測46年7月1日より実施しS 53. 5月より新規に器具を購入し礼能堰堤直下において実施している。
	渓流堆積状況調査	S 40. 11～S 42	流域面積、流路延長、起伏量化、形状係数、地ぼう係数、流域の次数分類、地質分布の測定を行った
	河床変動測量	S 43、S 44、S 45 S 50～	主要渓流の河床変動量及び山地崩壊の生産土砂量を算出し、能郷谷におけるS 32～40年間の土砂収支を行った 礼能堰堤より金洞堰堤間の測量
	河床材料調査	S 51. 9～10	能郷谷第1～第2ダム間1.3kmで7箇所採取粒度分布の解析を行った
		S 53. 6～7	礼能堰堤より上流2km間で4箇所採取粒度分布の解析を行った
富士山	水理水文調査	S 43～	標高3700～500 m と高度方向に変化の著しい流域であることから、高度別5点観測所を設け雨量、風向、風速、温度を測定している。また流水については渓流沿いに3箇所観測所を設け測定している。
	土砂調査	S 43～	源頭部に堆積する土砂量の限界量及びその崩壊条件について調査したまたS 52年度において扇状地へ掃流形態で運搬される土砂量の解析、S 53年度においては、流域を区分して各単位流域での土砂移動量を表現できる計算モデルを作成した。

の間に，当流域では２回だけ崩壊が発生したように修正する必要がある。ところが日雨量についてみると，４３年８月に匹敵するものが他にもあるために地中残留高を新たに推定し計算の修正を図った。この地中残留高は小渋川の落合地点上流域を一つとしタンクモデルによって推定した。落合地点での日流量と上流域の日雨量を対象洪水の３０日前から入力しモデルの定数を定め，次に日最大雨量の発生後のタンクの第１段及び２段であらわすものとした。

この結果３６年６月及び，４３年８月だけ崩壊の発生をみるには，第１タンクの残留高を90㎜，第２タンクを４０㎜以上とすれば良いことがわかった。天龍川の全流域に適用するために流域を三つに分け各々の流域で代表河川を１個選び同様に行い，この河川流域の残流高が９０㎜及び，４０㎜を超えた場合は，各適用流域で生産土砂の推算を行った。

生産土砂量の河道への流入については次の二つに分けて流入させる方法をとる。

a．小支川から砂防支川への流入

小分割された流域からの生産土砂量は，小支川流域の下流域の下流端に集められ，小支川が砂防支川へ合流する箇所で小支川の河道流能力にしたがって流下するものとする。この場合，小支川河道の洗掘は考えず，流砂量の合計が生産土砂量と等しくなったら砂防支川への供給はないものと仮定する。流砂量計算は，

$$\underset{(\text{掃流砂})}{Q_B} + \underset{(\text{浮遊砂})}{Q_S} + \underset{(\text{ウォッシュロード})}{Q_W}$$ とした。

b．本川及び砂防支川へ直接入る場合

土砂の生産があった洪水のハイドログラフに比例して河道に流入させる。

(4) 砂防ダムの調節効果の検討

砂防ダムの効果は，貯砂，扞止及び調節の３要素が主にあるといわれている。調節効果は大洪水時に貯砂し流送土砂の低減を図り，中小洪水時に堆積土砂を流下し機能の回復を図ることであるが，天龍川には数多くの砂防ダムが建設してあり，今後も建設が進んでいくと思われるので，砂防ダムの調節効果が下流の土砂にかなりの影響力を持つと考えられる。この解析では，天龍川上流部の砂防ダムのうち比較的堆砂資料の多い鷹岩，栂村，桃平，深ケ沢の４砂防ダムを対象にして解析を進めることにし，二つのモデルを考え最も適合するモデルで全流域へ適用させた。

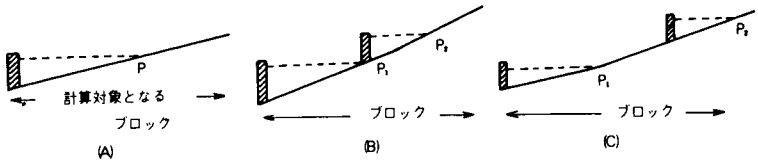
a．その１案　河床変動方式

後述する河床変動計算と同一の手法で断面間隔を５０～１００ｍに採って行うものである。この場合堤頂での水位は，射流限界水深相等水位とする。いま射流水深をhcとすればフルード数を１とおいて次式が定まる。ただし，断面形を矩形とした場合で低幅をｂとする。

$$hc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

b．その２案　砂防堰堤三角堆砂方式

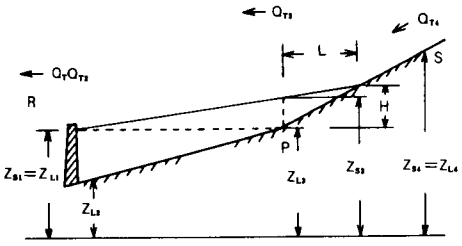
１）砂防堰堤の設置場所による分類



説明 (A)：１つの河道（ブロック）の始断面に設置。
(B)：１つの河道に２箇所あり、１つは始断面、他はＰ点（河床勾配と堰堤通水部敷高よりの水平線との交点）に設置。
(C)：１つの河道に２箇所あり、１つは始断面、他はＰ点より上流側に設置。

図－５

２）三角堆砂パラメータ



凡　例

Zs_1：初期河床高　ZL_4：制限河床高　H：交点Qの高さ
L　：PQの水平距離　R：堰上断面(=2)
P点：水平線と河床勾配との交点
Q点：Zs_3-Rを結んで延長したものとの勾配の交点
QTi：断面毎の流砂量

図－６　砂防堰堤の初期状態

３）計　　算　　法

(i)　満砂状態のとき

調節区間内の流砂の貯留量ΔVは次式で与えられる。

$$\Delta V=(Q_{T4}-Q_{T1})\Delta t$$

$\Delta V>0$ ならば，３角堆砂体積（ΔRPQに幅Ｂをかけたもの）は，$Z_{S4}-Z_{L3}$（SP）の勾配に沿って増加する。

$\Delta V>0$ ならば，同様に$Z_{S4}-Z_{L3}$（SP）に沿って減少する。ただしRPの線まで下ったらそれ以下になることはない。

(ii)　満砂でないとき

$Q_{T1}>Q_{T2}$ であるから調節区間内の流砂の貯留量ΔVは次式で与えられる。

$$\Delta V=(Q_{T4}-Q_{T2})\Delta t$$

$\Delta V>0$ であるから堆砂する。（$\Delta V<0$ になることはないとしてよい）ただし，河床高はRP線に平行に増加し，RP線を超えたら(i)の３角堆砂形状に移行する。(i)の場合１地点の流砂能力はQ_{T1}で(ii)の場合はQ_{T2}となる。

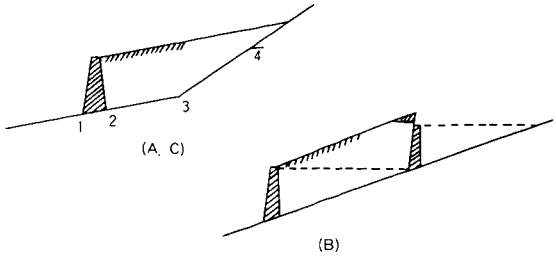
４）生産土砂の供給

各区間の河床面積の比に分けられ，同一高さに直して各断面に供給される流砂量Q_Tによる変動高δZ，生産土砂による堆砂高δZVとすれば，実際の変動高は$\Delta Z=\delta Z+\delta ZV$で

与えられる。

5）そ　の　他

タイプ(A)，(C)の場合堆砂量によるQ点が断面地点4を超えることはないとする。また，タイプ(B)の場合は，P点の砂防堤の高さを超える堆砂はないとする。



図－7

6）考　察

鷹岩堰堤をはじめとする解析対象の4砂防堰堤について，昭和35年以降47年までの堆砂量実績と前述した解析条件を用い，河床変動方式及び三角形堆砂方式の2方向にて，砂防堰堤区間に対する土砂調節量計算を行ったが，その結果から，実績との適合性を定性的あるいは定量的に2方式の優劣を調べたが，これらをとりまとめると次のことがいえる。

定量的には，優劣相半ばして判定しかねる。しかし，定性的な判定をするとやや河床変動方式を採った方が自然の堆砂形に近い様子がうかがえる。これは河床変動計算方式の断面設定条件が全測量断面を取り入れているためでもあって，縦断的な形状としては自然性のあるものが得られている。一方，三角形堆砂方式のものは，解析条件が堆砂区間は共通の勾配，一定の幅という制約をもっているため，やや自然性を欠いた縦断形になったものと考えられる。

全河道のシミュレーションモデルは河床変動方式を採っており，砂防堰堤区間も同一の方式で統一できれば別のルーチンを付け加えるよりも有利である。したがって三角形堆砂方式の方が精度的に優れている結果が得られない限り，砂防堰堤土砂調節区間の解析方式としては河床変動方式を採用するのが有利であると判断するに至った。

(5)　流砂量式の検討

流砂量を掃流砂と浮遊砂に分けて計算するものとし，掃流砂は佐藤，吉川，芦田式，浮遊砂は，芦田，道上式，wash load は（$Q \geqq Q_0$：最低流量）の式により行う。

(6)　渓流区間のとり扱い

渓流区間に適用できる流砂量式を種々検討した結果，実用に耐えうる式は見い出せなかった。よって，渓流区間は土砂の発生域内に包含して扱うこととし，渓流に接する河道（流水による流砂の力学が成立する流れの場）区間の土砂流送能力に応じた量を，渓流区間を含む土砂生産域から土砂が供給されるものとして扱うことにした。したがって渓流に接する上流河道の土砂流送能力以上に，その上流域で土砂が発生した場合には，流送能力量との差が渓流を含めた土砂発生域に残留するものと考え，この残留量が枯渇した場合に河道への土砂供給が停止するものとした。

(7)　河道区間土砂解析

天龍川主要支川ならびに本川筋について，マクロ的な土砂収支検討によって基礎づけられた条件で河床変動の逐次計算を行い，天龍川河道区間についての土砂動態現象解析を行った。対

象区間としては，支川は太田切川，中田切川，与田切川，片桐松川，三峰川（小黒川を含む），小渋川（鹿塩川，青木川，塩川を含む）の6重要支川として本川は河口から釜口水門までとした。

(8) 考　　察

土砂動態調査の利用は，砂防計画，ダム計画，河川改修計画の他砂利資源対策海岸等の諸計画に汎用できるものと考えられる。仮に47年現在の諸施設で36年6月洪水に見舞れた場合を想定して，シミュレーションを行った場合，天龍川の土砂の動きを見てみると三峰川，小渋川，飯田松川及び龍西四支川の土砂は126,000m³が泰阜ダムに貯留される。佐久間ダムへの流入土砂は51,000m³でダムの機能を低下させてしまう。

一方，上流砂防ダムによる貯砂は2,315,000m³である。

(9) 問　題　点

生産土砂量の推定式は四つの変数と定数をもって構成されているが，日降雨量を除く他の三つの変数は，一度崩壊しても大きく値の変化するものでない。崩壊は地質の風化，植生等の因子も大きく影響するはずである。今後，風化，植生の数値化を含めて改善すべきものと考える。

急流部の流送土砂量の推定については，土石流が発生するような急勾配の河道部の流送土砂量の推定式が確立されていない。本調査でも砂防ダムの貯砂量等検証の足場として，追跡してみたが，良い結果を得ていない。

本調査では佐藤，吉川，芦田式及び芦田，道上式のwash load推定式をかなり急流部で利用した。天龍川上流部のように1／100～1／200程度の勾配の続く河川では，計算値と実績値の差がかなりあり原因として急流河川は河床材料も大きく，美和ダム貯水池末端でも平均粒径10㎜前後と大きい。粒径が大きくなると，アーマ・コートの効果が大きくなる場合も考えられるので，この面でも今後の研究をまたねばならない。

本調査の計算は，洪水時は1～2時間おき，平水時は1日おきの単位で水位の追跡，流送土

表－6　土　砂　量　の　比　較

区　分		35.1～36.3	36.3～36.7	36.7～37.3	37.3～38.3	38.3～39.3	39.3～40.3	40.3～41.3	41.3～42.3	42.3～43.3	43.3～44.3	44.3～45.3	45.3～46.3	46.3～47.3
泰阜ダム～139.0	実績	－13.8	196.3	272.7	－226.7	114.4	－102.8	158.9	－32.3	102.0	－286.2	-1,214.6	－333.2	－1,365.2
	計算		140.2	312.4	335.2							254.3	250.3	
139.0～147.6	実績	1,203.5	85.3	－ 931.4	496.2	340.2	82.0	－233.0	145.4	－195.1	47.7	330.8	216.4	33.9
	計算		4.6	398.7	－ 66.5							197.0	145.0	
147.6～161.4	実績	1,748.0	－487.5	－1,254.4	438.2	201.3	－975.6	174.6	－24.8	－ 32.7	－791.7	367.6	－472.4	－ 139.5
	計算		20.4	－ 224.6	129.3							225.6	104.7	
161.4～184.4	実績	412.9	501.2	301.4	334.8	186.2	－676.0	13.3	27.0	237.0	－440.9	115.0	－187.2	33.9
	計算		－103.7	－ 12.1	68.1							－80.8	145.6	
184.4～191.4	実績	218.3	－163.7	－ 463.3	426.3	29.6	－ 52.3	－ 96.5	－75.8	－ 47.0	12.6	－75.6	－ 52.3	114.7
	計算		221.6	154.8	108.5							218.5	114.7	

注）・実績値は「天竜川土砂報告書」より　・実績値は、人工砂利採取量戻しも含む。　・ブランクは計算していない年次

砂量変動計算を行っており，特に計算断面が3,000断面以上であり，1年間の計算でも長時間を要する。計算時間を短くする目的で計算ステップ数を少なくすれば，河床の逆転等が発生する場合があり，計算時間とステップの調整が難しい。マクロに土砂をながめる場合，もっと簡易な手法の開発がまたれる。

4.3　モデル流域の設定と調査方針

砂防施設を計画するうえで，土砂の動態を把握し，施設の効果を予測することは欠くことのできないものである。しかし，未だ土砂動態に関する知識は未知の分野が多く，推論の域を出ないものも多い。そこで今後，砂防施設の効果を正しく評価し適正な砂防施設計画を樹立するために，モデル流域を設定し，土砂動態についての正確な知識を得るために，観測及び解析を行うものである。

表－7

河川名	渓流名	流域面積	平均勾配	地質	植生
天竜川	ミックリ沢	0.69km²	1/3	古生層花崗岩	針葉樹が密に生息
	コガヤ沢	0.56	1/3	〃	
	ゴウシカ沢	0.34	1/3	〃	
安倍川	大谷川及びヨモギ沢	8	1/4	古第三紀層頁岩	混合林で疎に生息
木曽川	冷川	8.2	1/5	未固結堆積物濃飛流紋岩	混合林で疎に生息
狩野川	吉奈川	10.7	1/2.5	棚場火山噴出物	広葉樹の所及び混合林
揖斐川	能郷谷	15	1/7	古生層粘板岩と砂岩	広葉樹林
富士川	大沢川	13	1/4.7	玄武岩溶岩スコリア石	

モデル流域は各事務所1箇所選定し，そこに観測施設の不足する所は新たに設置し重点的に観測を行い，過去の資料ともあわせ解析して行くものである。そのモデル流域の概要については表－7に示すとおりである。

流　域　説　明

○　天　龍　川

棚沢川は天龍川197.5k付近において，本川と合流する左支川である。モデル流域は三つの流域から成っており，ゴウシカ沢は高遠花崗岩の上に古成層が分布しており，毎年1ha程度試験的に伐採が行われている。ミックリ沢は高遠花崗岩が露呈しており，植林後3～4年の杉が大部分を占める。また，コガヤ沢は前記両沢の中間に位置している。

54年度は，雨量については3小流域（ミックリ沢，コガヤ沢の上下流に各1箇所ずつ，ゴウシカ沢の上流に1箇所）で計5箇所観測器（池田計器㈱制作，長期自記雨量計3ケ月巻）を設置し，観測を続ける。水位計は各小流域の下流に設けた砂受けマスに，各々水研62型1ケ月巻を計3台設置している。流量データの収集は，土砂受けマス流出口に設けた三角堰により実施し，土砂流出時の三角堰の越流水深を水位データより求め，三角堰の越流公式を用いて流量を算出する予定である。採水は，採水基準として過去の降雨状況から推して，年間第5位までの時間降雨時に行うこととし，「時間雨量で10㎜を超し，なお，継続して雨が降る場合」に行うものと設定した。採水方法は，土砂受マスの流入口と流出口で同時に，2ℓの広口ポリビンにて直接採水する。採砂については，何回かの土砂流出によって土砂受けマス内に土砂の堆砂が顕著に認められ，またその後の堆砂測量との関係も考慮し，適宜にその作業時期を設定している。採砂方法は，土砂受ケマスの排砂作業との関連もあって容易には行えないので，堆砂の状況を見ながら適宜採砂する。堆砂測量は，土砂流出が行われ，土砂受けマスにある程度

の土砂が堆積した後に実施している。測量は各マス50㎝四方のメッシュに区切り，各メッシュ毎に測深ロッドを用いて水深を測定し堆砂量を算定する。

○　安　倍　川

モデル流域は安倍川流域内の最上流部に属し，支渓大谷川及びヨモギ沢の流域である。大谷川の上流端は大谷崩れとなり，古くから多量の土砂を流出し安倍川を荒廃させる原因となっている。大谷崩れの崩壊は主に東北・北西斜面に生じており，特に東側斜面と本谷最上流部付近には大規模な崖錐が発達している。大谷崩れの周壁をなす斜面は大部分が30°以上の急峻な傾斜をなし50°以上の懸崖をなす所もあり，これらは崩壊の大きな原因の一つと考えられる。流域内は大谷崩れを除き全て国有林となっている。その殆どが天然林であり，針葉樹のみの所は少なく大部分が混合林か広葉樹林であり，天然性大径木は戦後の復興用材として切り出され林相は悪化している状態である。

54年度は，雨量については，梅ケ島出張所と民間委託の2箇所に転倒マス型隔測式自記雨量計を設置しており，梅ケ島出張所は普通雨量計とあわせて観測をする。また大谷崩と梅ケ島温泉の上流の湯の島第1ダムに1ケ月用SK1－1，一体型自記雨量計を設けて山間部の資料を記録している。それから，梅ケ島の戸持部落にCTM－ハイホン100Aのテレメーター装置の雨量計を設けて，1時間ごとに観測を続ける。流量観測は洪水時に行い，同時に採水し浮遊土砂量の把握を行う。

○　木　曽　川

本モデル流域は落合川上流部にあたり，富士見台を源とする急流河川であり，地形は後背山地から供給された厖大な量の土石が堆積した広大な扇状地を形成している。この新規扇状地堆積層は冷川により侵蝕をうけ急崖をなしており，大規模な渓岸崩壊地が各所にみうけられる。

54年度は，鈴川第1砂防ダム下流の流路工に基準点を設け，そこでフロート式の自記水位計（水研62型で1ケ月巻き）を設置し観測を行う。流量は床固1間で浮子による流量観測を行う。雨量については，日本道路公団恵那山トンネル西坑での資料を借用して使用する。雨量計は自記の1ケ月巻きである。それから，河床縦横断測量は冷川第3砂防ダムより上流から実施し，50～100mピッチで測量を行う。また既設ダムが有る場合はダム上下流についても測量を実施する。なお2回目からについては縦断測量をまず行い，変化が見られる箇所についてのみ横断測量を実施する。ダム堆砂量調査については，冷川第2砂防ダム，冷川第3砂防ダムより実施し，河床縦横断測量と平行して20mピッチで測量を行う。

○　狩　野　川

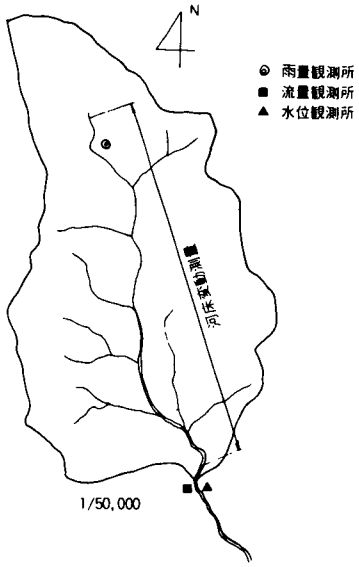
モデル流域（吉奈川）は狩野川上流に位置し河口より37.5Kmで，狩野川幹川と合流している。地形は棚場山（753m）を最高峰に700m級の山嶺が連なっている。流路延長は7.0Km平均河床勾配1／25であり，山地は平均高度390m平均傾斜角15°と比較的緩やかである。地質は下流部は湯ケ島層群が主となり，上流部は棚場火山噴出物で一構成され，林相は広葉樹が多く上流部には棚場山国有林があり，林檜が植林され一部伐採も進んでいる。下流部は沖積層を

浸蝕して幹川に流入している。

54年度は，雨量については持越観測所及び湯ケ島観測所で引き続き観測を続ける。水位観測については，普通観測で午前6時と午後6時の2回観測していたが，不十分であり，触針型ND－7に改造して観測する予定である。また高水時には流量観測を行うとともに採水を行う。

○　揖　斐　川

能郷谷は能郷白山から馬坂峠に連なる1,000m級の山並で，白谷（揖斐川）と流れを分ち南東に流れ，根尾村能郷地先で揖斐川左支根尾川（西谷川）に合流する羽根形流域で，全流域面積20.1Km² 流路延長8.5Kmである。当流域には砂防治山共古くから施工されているが，昭和40年9月災害には崩壊面積1,445,000m²，崩壊量1,346,000m³の崩壊が発生し946,000m³ が能郷谷本川に堆積した。これを契機に昭和43年4月再び直轄砂防事業が発足した。現在当流域には砂防ダム床固工群，谷止工等の各施設が施工されており，基準点には水位流量観測所また，流域内には雨量観測所が設置され，河床変動測量，河床材料調査，災害時の崩壊地調査等他の流域よりも調査成果も整っている。

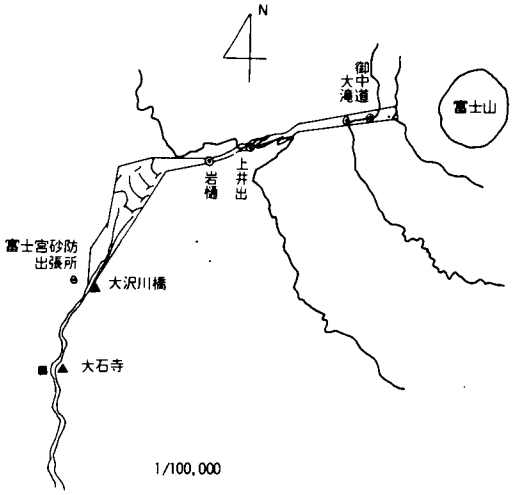


図－8　揖斐川・能郷谷

54年度は，札野堰堤直下の水位流量観測及び第2ダム地点の雨量観測を継続する。また水位流量観測所付近において採水を行い，洪水に含まれるウォシュロードの把握をする。河床変動測量については，札野堰堤より第2ダム5Km間で200mピッチにて行うとともに，河床材料を採取し，粒度分布を把握する。

○　富　士　山

大沢川は，富士山西側に発達した崩壊地である「大沢崩れ」を源頭とする流域であり，その下流は，東田子の浦工業地帯の中心地及びその背後地である富士宮市を流下する潤井川と続いている。本渓流は洪水時融雪時に多量の土砂を流出し，下流流域に多大な被害を与えてきており，S.43年度より建設省直轄事業として，山麓扇状地部に床固工を配置し土砂の流出防止策を講じている。



図－9　富士山・大沢川

54年度も雨量，風向，風速，温度，湿度の測定を引き続き行うとともに，渓流沿いに設けてある3箇所の観測所において測定を行う。また渓流内の土砂移動量を把握するため，河床横

断測量を行う。ただ上流部については，現地に入りにくいので空中横断測量にて行う。

4.4 昭和54年作業の中間報告

今年度の作業は，前節で記した各モデル流域について，砂防関係の基礎的な資料を得るため観測中であり，今までに観測された値を表－8にあらわす。

揖斐川においては5月8日，6月27日，6月29日の出水について，水位，流量観測を実施するとともに，採水を行った。ただ採水した資料については現在中部技術事務所において分析中である。

富士山の大沢川における作業状況については以下のようである。

a. 水位・流量観測（表－9）

b. 流量観測時の浮遊土砂量の観測（表－10）

c. 雨　量

流域内4観測所にて測定（笹原，土井出，大滝，御中道）

d. 河床縦横断測量

○土砂変動量算定のための測量

- 大沢川流路工未施工部分（河底橋より上流約m）を100m間隔横断測量
- 大沢扇状地100m間隔横断測量
- 中流部100m間隔横断測量

表－8

	5月8日				6月27日									6月29日				摘要
雨量	84.5mm				118mm									97.5mm				自記（1ヶ月巻）
水位	10:15′ m −0.06	11:15′ m −0.06	13:30′ m −0.06	14:20′ m −0.06	11:15′ m −0.18	12:00′ m −0.18	13:00′ m −0.12	14:00′ m −0.12	15:00′ m −0.12	16:00′ m −0.12	17:00′ m −0.12	18:00′ m −0.12	19:00′ m −0.15	15:00′ m +0.02	16:00′ m −0.05	17:00′ m −0.01	18:00′ m −0.01	水圧水位計（1ヶ月巻）
流量	m³/s 7.39	m³/s 7.48	m³/s 8.69	m³/s 7.50	m³/s 0.63	m³/s 0.74	m³/s 1.50	m³/s 1.42	m³/s 2.41	m³/s 2.13	m³/s 1.87	m³/s 1.84	m³/s 1.57	m³/s 12.84	m³/s 10.07	m³/s 10.05	m³/s 11.02	5. 8 6. 29 浮子観測 6. 27 プライス観測
採水	2ℓ	2ℓ	2ℓ	2ℓ	3ℓ	3ℓ	3ℓ	3ℓ	3ℓ	3ℓ	3ℓ	3ℓ	3ℓ	3ℓ	3ℓ	3ℓ	3ℓ	バケツ採水

表－9

出水名	観測場所	観測時間	回数	観測方法	備考
S 54. 5. 8	大沢川橋観測所	S 54. 5. 8 14h 45m～20h 45m	19回(15分間隔)	浮子	最大流量51m³/s （5月8日16h）

表－10

観測地点	観測時刻	採水方法	備考
大沢川橋観測所(河底橋)	S 54. 5. 8 13h 45m	バケツ	現在解析中である
(第8号床固)	14h 05m	〃	〃
(第9号床固)	14h 15m	〃	〃

5. 北陸地方建設局

5.1 既往の調査，解析

北陸地方建設局管内の直轄砂防区域は，飯豊山系・信濃川下流・信濃川上流・姫川・黒部川・常願寺川・神通川・手取川の7水(山)系8地域である。これらの地域の河川は，地形・地質的特性から，休眠性河川と活動性河川に大別される。

飯豊山系・信濃川下流は休眠性河川であり，日本で有数の豪雪地帯に位置するが，土砂の生産の素因は花崗岩や第三紀層・古生層等の極度の風化・クラックにあるものと思われ，雪崩常襲地帯は平年時に土砂生産が繰り返され掃流力の小さい一次谷等の渓床に蓄積されるため，異常降雨時の山腹からの土砂生産は少ない。しかし雪崩れの少ない地帯は，異常降雨時に山腹からその殆どの土砂生産が行われるため，いずれも平年時の流出土砂量は少ない。

信濃川上流・姫川・黒部川・常願寺川・神通川・手取川は活動性河川であり，糸魚川～静岡構造線や焼岳・白山等の火山活動により岩体の破砕が極度に進んでいるとともに，地震によって崩落した土砂や火山噴出物等が山腹や渓床に多く堆積しているため地質的に非常にもろく，平年の流出土砂量が多いことはもちろんのこと，異常降雨時には大規模な土砂を流出している。

以上のことは，各事務所が実施している既往の崩壊地調査・河床変動調査・砂防ダム堆砂量調査の成果より顕著に知ることができる。しかし，これらの成果のみで土砂の動態を解明することは困難で，その原因は，土砂流出の誘因である水位・流量調査の不足，不安定上土砂の量・質・位置に関する調査の不足，さらにこの現象を確認するための調査及び不足に聞題があったものと思われる。これらは調査自体を全流域的に実施していたため，莫大な費用を要するため粗な調査とならざるを得なかった。

今後の調査は，流域特性を十分認識し，ある程度小さな流域に調査を集中させ，土砂動態に関する調査をあらゆる工夫をこらして長期にわたり実施できる体制の整備と計画の立案を行ってゆく必要がある。北陸地建では，これらの問題を解決すべく，昭和53年度より砂防調査のマニュアルを検討中で，今回の研究会の調査とともに検討する予定である。

5.2 モデル流域の設定と調査方針

モデル流域は，従来殆どの事務所が全流域的に同一レベルで実施していたため，予算的に困難でなかなか調査レベルを上げることができなかったが，ある程度の小さな流域に調査を集中し，同時に調査内容を充実させることにより，今まで解明できなかった土砂の生産・流出・停止機構をできるかぎり早急に解明することを目的として，①土砂生産が比較的盛んでできれば未満砂ダムを有し，②洪水時に流量及び浮遊砂量観測が容易にでき，③比較的既往のデータや観測施設がそろっており，④その流域が存在する砂防計画区域の事業の主目的を満足するか，その砂防計画において重要な意味を持つ流域であり，⑤かつ，その流域で実施する調査に対応した予算措置が行える流域を基本とする条件のもとに，各事務所に1流域ずつモデル流域として表－12に示す流域を設定した。これらの条件を検討して設定したモデル流域において実施する調査の方針は，各々の流域の土砂流出形態及びその流出土砂の受け皿となる未満砂ダムの有無，その他流域特性，

表－11　北陸地建管内における既往の調査及び解析状況

調査項目・細分 ＼ 河川名	継続を必要とする調査												単発でよい調査							
	水理水文調査			土砂調査									水理水文調査		流域特性調査			土砂調査		土砂処理計画検討
				水源地崩壊調査			河床堆積物調査			流砂量調査										
	雨量	水位	流量	表面侵食	崩壊地	崩壊深	堆積厚	河床変動	河床材料	土石流	流砂量	ダム堆砂量	降雨解析	流出解析	地形	地質	植生	生産土砂量解析	流出土砂量解析	
飯豊山系	●	△			○		△	●	○		△	●	○		○	○	○	○		
信濃川下流	●	▲	▲		○	▲	△	●	△			▲	△	△				△	△	
信濃川上流	●	○			○			●	△	▲	△	▲			○	○	○	△	△	
姫川	●	○			○▲			●	○	▲		▲	△	△	○	○	○		△	
黒部川	●	▲	▲		○			●	▲	△		▲	○	○	○	○	○	○	○	
常願寺川	●	△	▲	▲	○			●	●		△	▲	●		○	○	△	○	●	
神通川	●	▲			△		△	●	●	▲		▲			△	△		△	△	
手取川	●	▲			○			●	●		△	▲					△			○

注）●：全域継続で実施している調査　▲：特定区域継続で実施している調査
　　○：全域単発で実施している調査　△：特定区域単発で実施している調査

表－12　モデル流域の概要と調査項目

モデル池域名	流域面積 (km²)	地質	植生	流域平均勾配	既設工作物	主たる目的	継続を必要とする調査												単発でよい調査						
							水理水文調査			土砂調査									水理水文調査		流域特性調査			土砂調査	
										水源地崩壊調査			河床堆積物調査		流砂量調査										
							雨量	水位	流量	表面侵食	崩壊地	崩壊深	堆積厚	河床変動	河床材料	土石流	流砂量	ダム堆砂量	降雨解析	流出解析	地形	地質	植生	生産土砂量解析	流出土砂量解析
飯豊山系 荒川 樋ノ沢	15.7	花崗岩	広	1/22.3	1(未)	水源地保全	昭54～	昭54～	昭54～		昭45		昭49	昭54～			昭51～	昭52～	昭47		昭47	昭47	昭47		
信濃川下流 魚野川	29.4	花崗岩	混	1/11	5(満)	水源地保全	昭42～	昭54～	昭54～	昭54～	昭51 54		昭54	昭54～	昭54		昭54～	昭54～			昭51	昭51	昭51		
信濃川上流 梓川 上々堀沢	1.6	安山岩	混	1/2.1	3(満)	火山噴出物帯 活火山地	昭46～	昭51～	昭52～		昭54			昭50～	昭51 53	昭46～	昭54～				昭52	昭51			
黒部川 不帰谷	6.5	閃雲 花崗岩	混	1/3	3(満)	水源地保全	昭54～	昭54～			昭49		昭54～	昭36～	昭46 昭54～						昭45	昭45	昭45	昭49	昭51～昭53
常願寺川 湯川	22.1	片麻岩 花崗岩	混	1/4.9	12(満)	水源地保全 火山噴出物	昭31～	昭54～	昭54～	昭48～	昭54	昭53～		昭45～	昭54～	昭54～	昭54～		昭55		昭55～	昭55～		昭52～55	
神通川 高原川 平湯川	30.9	安山岩 古生層	混	1/17.5	3(未)(満)	水源地保全	明39～	昭49～	昭54～		昭48	昭51～52	昭49	昭30～	～昭53 昭54～		昭54～					昭41			
手取川 牛首川 岩屋俣川	11.1	白山 安山岩	混	1/3.4	1(未)	水源地保全 土石流	昭54～	昭54～	昭54～		昭43 48 昭54			昭43～	昭54		昭54～				昭48	昭48	昭48		

砂防計画の目的等を考慮して定めた。それぞれのモデル流域を設定するに至った理由とその流域内で実施する調査の方針は，下記のとおりである。

(1) 飯豊山系（飯豊山系工事事務所）

飯豊山系は，休眠性河川で荒廃が著しくできる限り，流出土砂の多い流域で，未満砂ダムを有するとともに流量や浮遊砂量観測が洪水時に容易である流域として，荒川水系右支折戸川右小支樋ノ沢をモデル流域とし，洪水時の流量，浮遊砂量，河床変動深等流出土砂に関する調査を重点的に実施するとともに，土砂の生産に関する調査についても検討することとした。

(2) 信濃川下流（湯沢砂防工事事務所）

信濃川下流の流域は，飯豊山系同様休眠性河川であり土砂の流出が少なく，適当な大きさの土砂流出が多く未満砂ダムを有する流域が無いため，降水の流出及びその流量と浮遊砂量との関係を把握することを取りあえずの目的として，河床が固定されており流域が比較的小さい魚野川の土樽流路工上流域をモデル流域とした。土砂の生産・流出量に関する調査については，引き続き検討することとした。

(3) 信濃川上流（松本砂防工事事務所）

信濃川上流の流域は，糸魚川 ― 静岡構造線や焼岳等の火山活動により極度に破砕された岩が多く火山噴出物や段丘堆積物も存在し，同時に起伏量が大きいため，砂防計画の主目的は水源地保全対策ではあるが，現象的に土石流的であり，これらの土砂動態を解明することはこの水系における砂防事業に重要な意味を持っている。すでに昭和47年度より梓川上流の焼岳より源を発する上々堀沢において，土石流調査を京都大学防災研究所と共同研究しており，調査内容のレベルや観測設備の整っているこの流域をモデル流域とし，同時に活火山対策や火山噴出物対策を兼ねる砂防施設の機能も含めた調査を実施することとした。

(4) 黒部川（黒部工事事務所）

黒部川は，黒部ダムを除くその殆どが砂防計画区域で，典型的な水源地保全対策を目的とする流域である。しかし，この流域における交通の手段が公共的である黒部峡谷鉄道であり，洪水時における流観や浮遊砂量観測を実施することが不可能である。このため，必然的に洪水前後の比較調査に依らざるを得ず，土砂の生産を重点的調査としその検証等の意味で河床変動等を調査しなければならないため，予算措置範囲と土砂流出の著しい流域を考慮し不帰谷をモデル流域とした。

(5) 常願寺川（立山砂防工事事務所）

常願寺川は，日本有数の荒廃急流河川で水源地保全対策を主目的とする河川で，従来より湯川筋が砂防事業の中心で，既往の調査もその殆どがこの流域に集中しており，現在においてもこの流域における土砂動態の解明が重要なポイントになっている。このため，この流域における土砂の生産・流出に関する観測施設や降水の流出に関する観測施設を有しており，流域的には大きいが湯川上流の白岩砂防ダム上流域をモデル流域とし，現在継続して実施している土砂の生産から流出に至る調査を整理検討し，さらに充実させて実施することとした。

(6) 神通川（神通川水系砂防工事事務所）

神通川は，上流右支高原川新猪谷ダム（関西電力）上流域を砂防計画区域とし，水源地保全対策を主目的とする河川であるが，事業実施区域は高原川の水源部である蒲田川・平湯川に限られており，砂防調査もその殆どがこの流域に集中して実施されているため，この流域の中で既往の調査が充実しており，比較的観測施設も充実している平湯川貝塩上流砂防ダムの上流域をモデル流域とし，土砂の流出，降水の流出を重点的に実施することとした。

(7) 手取川（金沢工事事務所）

手取川は，水源地保全対策を主目的として重荒廃地重点の事業を実施しているため，その殆どの砂防ダムは平年の中小洪水等によって満砂している。これらに対応した調査とするため，未満砂ダムを有し比較的流出土砂量が少なく，洪水時における流量及び浮遊砂量観測が容易である牛首川左支岩屋俣川をモデル流域とし，土砂の生産から流出に至る調査を実施することとした。

5.3　54年度調査の中間報告

54年度調査は，既往調査の成果から，①流量～流出土砂量の相関を調べる，②流出解析を行う，③崩壊（土石流を含む）調査資料の見直しを実施する。また，新規には，①流観時の浮遊砂観測，②モデル流域における土砂動態調査を実施することになっているが，本調査の開始年度にあたるため，作業体制の準備が遅れ一部の事務所が作業に着手した程度であり，殆どの作業が始まっていないといえる状態である。

一部作業の終っている資料から紹介すると，常願寺川の44災時の水文量と土砂量の資料整理神通川の今年6月29日，7月2・3日の浮遊砂観測である。

(1) 常願寺川の44災時水文量と土砂量

昭和44年8月の災害は，佐渡沖と関東地方にある低気圧の影響により北陸地方で局地的に集中豪雨に見舞われ，常願寺川を始め，黒部川，姫川，姫川及び信濃川の高瀬川，魚野川右支三国川等に大きな土砂害を引き起こした。

この時の常願寺川では，8月11日に日雨量447.3㎜，最大時間雨量54.6㎜，を水谷雨量観測所で記録し，時間雨量50㎜を超えること4度となっている。この時，上滝基準点の上流瓶岩地点において2,700㎥/sに達する出水を記録した（図－10，11）。

また，この時の土砂収支（航空写真による崩壊地調査，実測による河床変動・ダム堆砂量調査，直轄河川改修区間の流砂量計算による）を見てみると（図－12参照），

① 生産土砂量　：　12,943千㎥

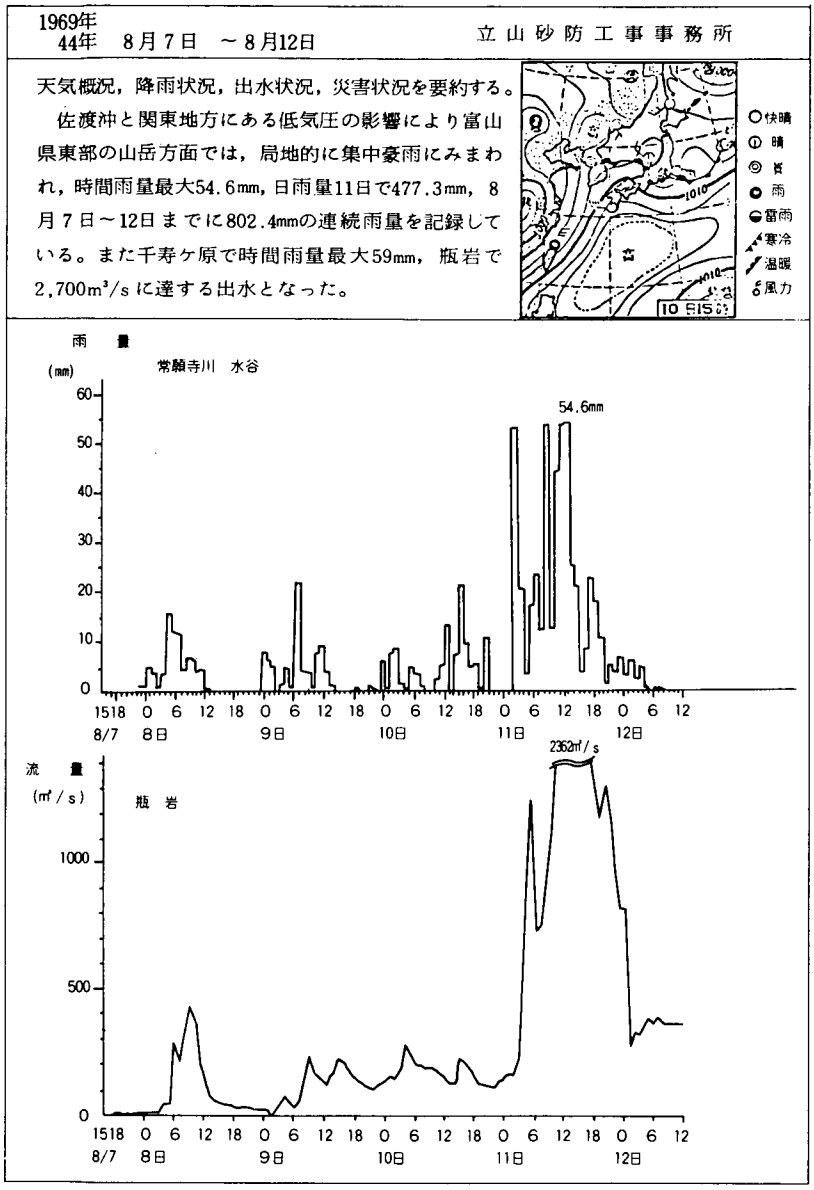
② 河道・ダム調節量　：　12,076千㎥

③ 基準点流下土砂量　：　837千㎥

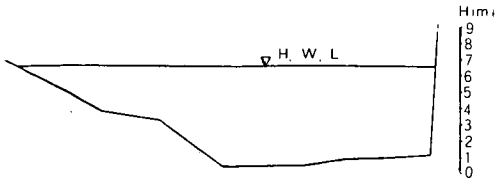
④ 海への流出土砂量　：　30千㎥

となっている。したがって，流量観測地点の瓶岩を流下した土砂量は約900千㎥であろうことが推測される。

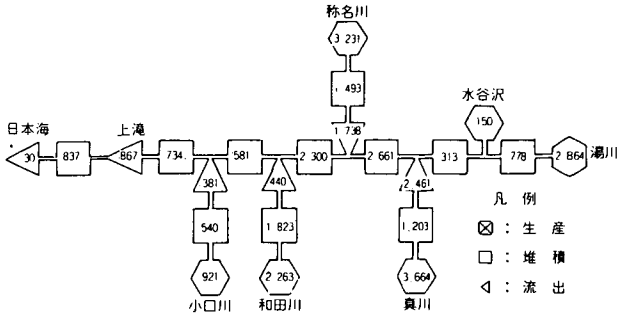
以上が常願寺川における44災の記録であるが，この他に39災等の土砂収支を現在試みている。他の河川においても，大災害ばかりではなく，利水ダム等があり河床変動測量等を実施している河川では，中小洪水時の土砂収支を試みるよう作業中で，今後の成果に期待している所である。



図－10　常願寺川44災の気象と水文量



図－11　瓶岩地点の横断面図



図－12　常願寺川の44災土砂収支模式図

(2) 神通川の浮遊砂観測

神通川の浮遊砂観測は，高原川を縦断的に2箇所で実施したもので，高原川本川の西里橋流量観測所付近とモデル流域に位置する平湯川の貝塩上流砂防ダム地点であるが，水位計等の故障により流量との関係を整理することができなかったが，その結果を整理すると表－13のようになった。

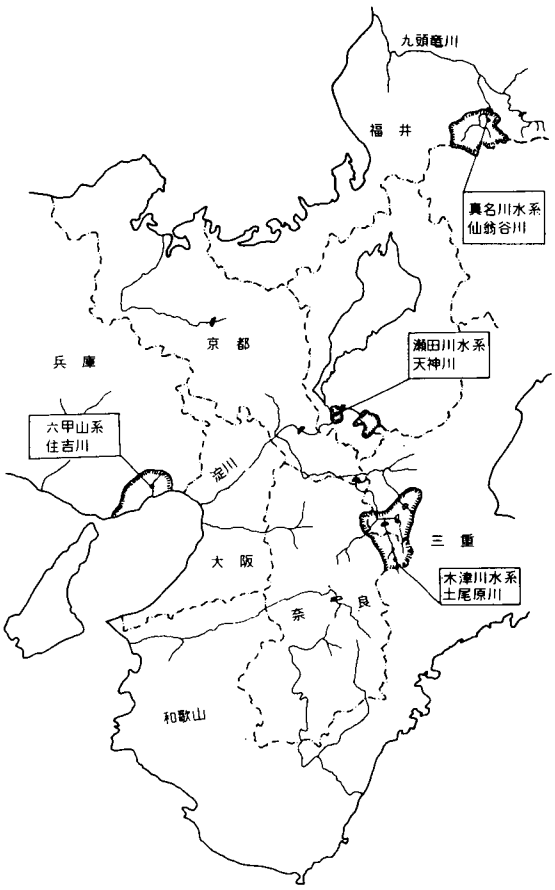
表－13　神通川水系高原川の浮遊砂特性

観測年月日	観測地点	採水時刻 開始	採水時刻 終了	採水回数	土砂濃度(%)	粒径 最大(mm)	粒径 平均(mm)
54. 6. 29	西里橋	14：10	14：19	10	0.034	0.6	0.177
		15：00	15：04	5	0.037		
		16：00	16：02	3	0.035		
54. 7. 2	西里橋	11：05	11：17	5	0.015	0.6	0.207
		13：22	13：45	5	0.031		
		14：20	14：42	5	0.003		
	貝塩上流ダム	12：30	12：40	4	0.267	10.0	1.073
		15：15	15：18	4	0.426		
		18：11	18：20	4	0.190		
54. 7. 3	貝塩上流ダム	12：00	12：12	4	0.015	0.6	0.159
		15：00	15：09	4	0.015		

6. 近畿地方建設局

6.1 既往の調査，解析

近畿地方建設局管内では技術研究会の指定課題調査を実施する箇所として図－13に示した4箇所を選定した。土砂動態に関する調査として現在まで実施してきたものを大別すると雨量・水位・流量観測等の水理，水文調査，水源山地における崩壊地関連調査，渓床縦横断測量等の渓河床変動調査，砂防ダムの堆砂状況調査，流出土砂量調査，堆積土砂構造調査，粒度分布調査，堆積土砂岩種調査，表層侵食量調査，土砂収支調査等の土砂関連調査，風化状況調査等に分類できる。



図－13　砂防河川の土砂動態に関する研究調査箇所位置図

以下調査箇所別に既往調査・解析の主要なものについて述べる。

(1) 六　甲　山　系

水文調査として雨量観測13箇所，流量観測3箇所を実施している。崩壊調査としては，昭和42年の集中豪雨による災害から得られたデータにより発生崩壊予測式を得た成果がある。これは崩壊，発生に至る要因を素因（単位面積当りの旧崩壊面積，旧崩壊箇所数，谷密度，起伏量，同比，方位，林相等）と誘因（先行降雨指標，総雨量，日雨量，時間雨量等）に大別し，これらの因子から崩壊面積率，単位面積当りの崩壊箇所数等の予測を行うものである。また宇治川流域では旧崩壊地の追跡調査を行っている。渓床縦横断測量は100m間隔で1～2年間毎に実施している。ダム堆砂量測量については主要な堰堤について，出水後に20m

間隔で縦横断測量で実施し，得られた成果によって堆砂変動量から期間流出土砂量の定量的把握を試み，比堆砂量推定式，流砂量公式等にあてはめて考察を行っている。

土砂調査としては渓床に堆積している土砂を下流流出に関して安定，不安定の分類を行い移動可能土砂量の把握を行っている。また土石流堆積物の試掘によりその堆積構造を調査し，岩種分類調査を行って土石流の発生源について検討している。六甲山系は山腹，山陵部は強い風化作用を受けており，防災対策上地域特性を明らかにするため風化状況調査を行った。

山地小流域からの流出量を予測する流出モデルをタンクモデルで作成し，土石流発生とタンクの貯留高の関係について検討を行っている。

(2) 瀬 田 川 水 系

禿赭地からの流出土砂量を把握するための調査を中心に実施しており，裸地からの表面侵食量の観測，林地と裸地からの流出土砂量の比較観測調査を継続的に実施している。次項で詳細を述べる。

(3) 木 津 川 水 系

水文調査として雨量観測を3箇所で実施している。崩壊地調査としては一般的な調査の他に試験崩壊地を設定し，崩壊地の変化状況を地上写真測量により土砂収支を明らかにする他，簡易弾性波探査，貫入試験等によって崩壊地の不安定土砂量を把握することを検討している。また崩壊地土壌のせん断強度試験を主とする力学試験を行って参考としている。渓河床縦横断測量は1～2年ごとに行ったほか出水をはさむ4時間の空中写真を利用して河幅，土砂堆積域の河状の変化状況について調査を行った。主要ダムの堆砂量測量をほぼ年1回実施している。データ解析は未了である。

土砂調査としてタコラ谷の試験地において渓床変動と流出土砂量の観測を行い，生産土砂量についての解析・検討を行っている。

(4) 真 名 川 水 系

水文調査として雨量観測を1箇所で実施している。崩壊地調査としては砂防計画立案のための一連の調査を実施している。渓河床堆積土砂量調査は40年災害前後の縦横断測量の比較により行っている。流出土砂量調査として撮影時期の異なる空中写真により渓河床堆積土砂が下流へ流出する状況を把握するべく検討を進めている。昭和53年度より直轄事業に着手したので本格的な調査は今後の実施にかかっている。

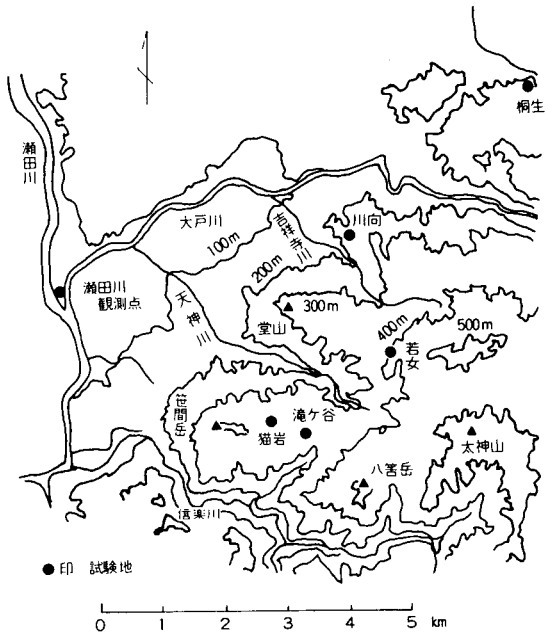
6.2 代表事務所の調査，解析例

田上山地土砂生産流出解析調査（琵琶湖工事事務所）

(1) 概　　略

瀬田川流域の田上山は千数百年以前はスギ，ヒノキの一大美林であったと推定されるが，その後奈良，平安時代における宮殿，社寺の造営等に伴う乱伐によって一大禿赭地となり，下流に多量の土砂を流出した。これらの流出した土砂は天神川等の天井川を形成し，さらに大戸川を経て瀬田川下流にも流出し，数多くの水害の原因となった。この田上山も明治初期より始ま

った山腹工を主にした砂防工事の成果により，かなりの点まで緑が回復してきている。しかし一度荒廃した花崗岩地域での植生の完全復旧は難しく，以前より減少したとはいえ，まだ相当量の土砂が豪雨等によって流出すると考えられる。現在のところこの土砂の生産，流出機構はまだ十分解明されておらず，田上山流域での砂防計画も明確に体系づけられていない。今後さらに田上山での十分な砂防計画を確立するため，田上山地内に観測所，試験地を設け基礎資料の収集，解析を行っている。ここでは，①川向試験地における小流域での土砂の流出に関する調査，②猫岩試験地での2台の斜面ライシメータを用いての裸地と植栽斜面での生産土砂量の調査，③滝ケ谷試験地での三つの方向，勾配の違った裸地斜面を利用しての侵食量調査の観測，解析結果について述べる。各試験地の位置は図－14に示した。



図－14　試験地位置図

(2)　川向試験地の観測，解析結果

川向試験地は2.66haの流域で，流出量，流出土砂量を知ることを目的で1961年（S.36年）に設置された。本試験地は田上山地の北部にあり，吉祥寺川の一支流である。河床平均勾配は約0.25である。また本流域内は3支流に分かれており，地形区分上2次流域とする。本流域は1951年（S.26年）に山腹植栽工事が施工されており，流域の90％以上は植物によって被覆されているが，一部には露岩地が存在し全体としては植生は貧弱である。次に観測方法について述べる。流出量は直角三角ゼキによって水位として日巻の自記計に記録され，流出土砂量は容積として計量されている。また降水量も三角ゼキの横で日巻自記計に記録されている。

1）水収支について

1963年から1973年までの11年間における年間水収支の結果を表－14に示した。この結果をみると年間損失量は，ほぼ732mmで，流出率は55％となっており，1964年の43％を除けばほぼ安定している。

2）洪水流出へのタンクモデルの適用

流量曲線から洪水流出量を分離してみる。方法は降雨による流量曲線の立ち上がり点と，降雨終了後の流量曲線の減衰勾配の変曲点を直線で結ぶもので，その内部を洪水流出量と呼ぶ，川向の27個の洪水例からみたひと雨の総量と総流出量の関係は，放物線で近似すると(1)式のとおりである。

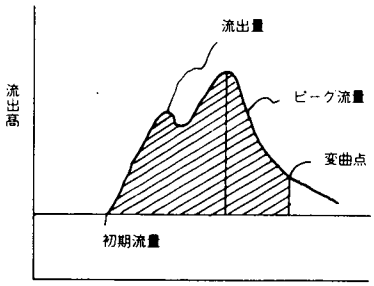
$$\frac{Q}{P} = 0.0025P + 0.018 \quad \cdots\cdots (1)$$

Q：ひと雨の総洪水流出量(mm)　　P：ひと雨の総降雨量(mm)

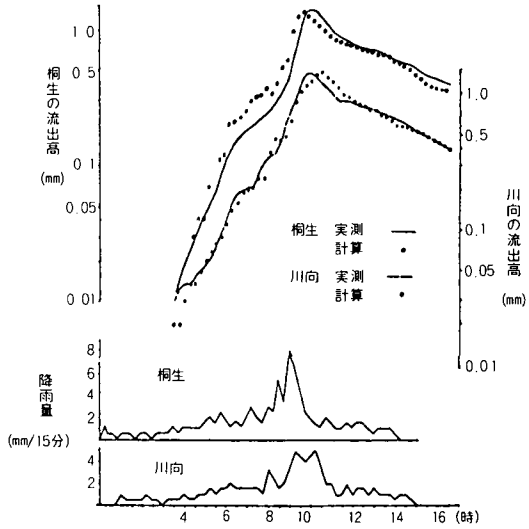
総降雨量130mmぐらいまでは，この関係で総流出量を求めることが可能である。ただ降雨量が少ない場合は，その降雨強度が影響するうえに，初期損失量が大きく影響するためにばらつきが大きくなる。次に川向のタンクモデルの検討を行う。タンクモデルを使う場合の洪水流出量は，図－15に示すものである。時間間隔は15分とした。また試算の結果，3段の直列型タンクで十分であることがわかり，このモデルの形を図－16に示した。浸透孔(β)はⅠ段で0.1，Ⅱ段で0.05，Ⅲ段で0.03とした。以上のことから1971年～1973年から6個の洪水例を取り出し，他のパラメーターを求めた。この結果を表－14に，そして流量曲線を図－17，18に示した。なお，図中の桐生は草津川上流の京大試

表－14　川向の水収支

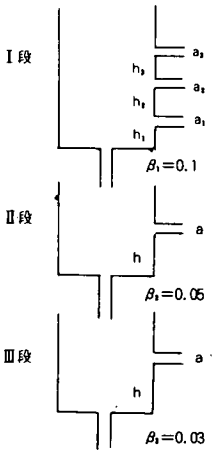
	雨量	流出量	損失量	流出率
1963年	1578	851	727	54
1964	1294	555	739	43
1965	1717	947	770	55
1966	1579	934	645	59
1967	1491	862	629	58
1968	1763	1055	708	60
1969	1562	881	681	56
1970	1969	1128	841	57
1971	1683	925	758	55
1972	1818	948	870	52
1973	1415	729	686	52
平均	1624mm	892mm	732mm	55％



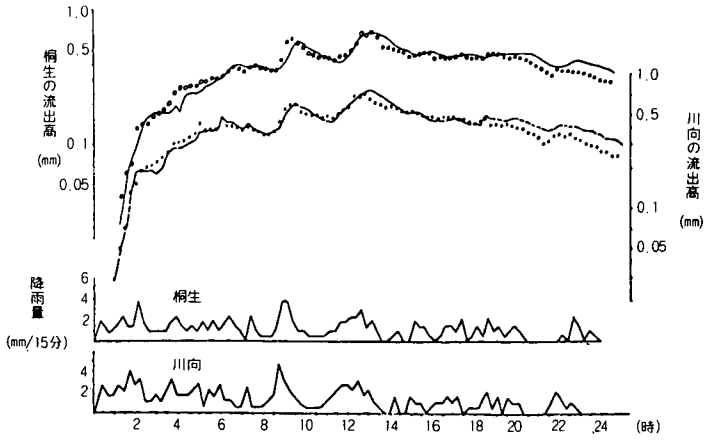
図－15　タンクモデルにおける洪水流出量



図－17　流出例（1972年7月15日）



図－16　モデルの形



図－18　流出例（1972年7月12日）

表－15　川出タンクモデル計算例

月　日	降雨型		川向									
			雨　量	流量時間	ピーク雨　量	初期流量	流出率	ピーク流　量	モ　デ　ル			
									I		II	III
47 7－15	A	実　測	86.0	64	5.0	0.46	32.6	1.44				
		モデル(1)							$\alpha_2=0.06$ $h_2=10$	$\alpha_1=0.02$ $h_1=2$	$\alpha=0.02$ $h=5$	$\alpha=0.02$ $h=15$
		モデル(2)					33.4	1.45				
46 9－26	A	実　測	107.0	26	14.0	0.11	24.5	3.32				
		モデル(1)							$\alpha_3=0.06$ $h_3=40$	$\alpha_2=0.08$ $h_2=20$ $\alpha_1=0.02$ $h_1=6$	$\alpha=0.06$ $h=11$	
		モデル(2)					24.4	3.39				
47 7－10	A	実　測	107.0	61	11.5	0.23	32.2	1.55				
		モデル(1)							$\alpha_2=0.04$ $h_2=10$	$\alpha_1=0.02$ $h_1=5$	$\alpha=0.04$ $h=16$	$\alpha=0.03$ $h=10$
		モデル(2)					33.9	1.52				
47 7－12	B	実　測	119.5	99	4.0	0.10	33.8	0.74				
		モデル(1)							$\alpha_2=0.04$ $h_2=13$	$\alpha_1=0.02$ $h_1=3$	$\alpha=0.02$ $h=5$	$\alpha=0.02$ $h=13$
		モデル(2)					31.0	0.70				
48 4－21	B	実　測	72.0	75	5.5	0.09	22.5	0.60				
		モデル(1)								$\alpha_1=0.02$ $h_1=5$	$\alpha=0.04$ $h=9$	$\alpha=0.06$ $h=11$
		モデル(2)					22.8	0.61				
47 7－9	B	実　測	40.5	39	5.5	0.05	9.2	0.11				
		モデル(1)								$\alpha_1=0.02$ $h_1=8$	$\alpha=0.02$ $h=9$	$\alpha=0.02$ $h=10$
		モデル(2)					7.9	0.11				

験地での値である。川向と同モデルを用いて比較計算を行ったものである。また降雨型を集中的な雨（A型）と長雨（B型）に分けてみた。川向ではいずれの場合も各段の流出孔及び流出高さの値の変動が大きく，一搬的なモデルを定めがたい。ただし，1段目の a_1 はすべて0.2と一定であった。川向に対して桐生の結果は比較的安定した結果を示したが，これは川向より桐生の方が比較的森林の状況がよく安定した流出をするのに対して，川向では未だに荒廃度が高く降雨ごとに流出状況が異なるためと考えられる。

3）流出土砂への流砂量式の適用

川向で出水ごとに測定している流出土砂量測定結果の中から主として土砂量の多い時期の流出曲線と測定土砂の記録から23例選んだ。流量の読み取り時間間隔は1時間である。測定土砂は粒径分布から細かい粒子が欠けていることより掃流砂とみなした。流砂量式は山岳地での適合性が良いと見られるMeyer Peter & Müller式を使うことにするM.P.M式は次のようになる。

$$\frac{q_b}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)\,gd^3m}}=8\left\{\frac{U_*^2}{(\sigma/\rho-1)\,gd\,m}\left(\frac{K}{K'}\right)^{1.5}-\psi c\right\}^2 \quad \cdots\cdots (2)$$

q_b：単位幅単位時間流出土砂量　　h：水深
σ：土粒子の密度　　I：河床勾配
ρ：水の密度　　（K／K′）：粗度を表わすパラメーター
g：重力の加速度　　ψc：限界掃流力（＝0.047）
U_*：摩擦速度　　dm：平均粒径

単位系はcm－sec系を使う。各係数に用いる値は測定値，計算結果より dm＝0.27cm，d_{95}＝8.3mm，I＝0.0177，n＝0.018≈0.02，$(K/K')^{1.5}$＝0.40とした。渓床の河幅Bは $B=0.71Q^{0.5}$……(3)であらわした。

一方Manning式から，$q'=6.652h'^{5/3}$ …… (4)

(4)式をcm－sec系であらわせば，

$q=30.88h^{5/3}$ ……(5)となる。

また

$$q=\frac{Q}{B}=\frac{Q}{0.71Q^{0.5}}=\frac{1}{0.71}Q^{0.5} \quad \cdots\cdots (6)$$

よって

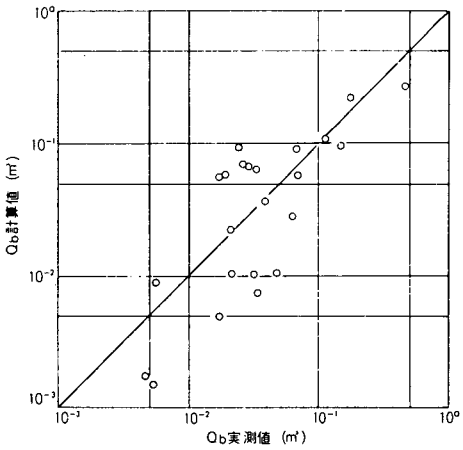
$$h=\left(\frac{q}{30.88}\right)^{3/5}=\left(\frac{Q^{0.5}}{0.71\times 30.88}\right)^{3/5}$$

$$=0.157Q^{0.5} \quad \cdots\cdots (7)$$

よって以上の関係式を(2)に代入して，川向における流量Qと流出土砂量Q_bの関係式は

$$Q_b=32.04Q^{0.5}(0.00429Q^{0.3}-0.047)^{1.5} \quad \cdots\cdots (8)$$

であらわせる。これらの計算結果と測定値との関係を図－19に示した。$10^{-3}m^3$以上の土砂について，この程度の適合性がみられればその予測という面ではかなり評価できると考えられる。



図－19　川向試験地流出土砂量の実測値と計算値の比較

(3)　猫岩試験地における観測，解析結果

本試験地は天神川支流源頭部に山腹施工斜面と裸地斜面との流出水，流出土砂量の比較を行うために設置した。斜面に2台のライシメーターを隣接させ，1台は裸地斜面，他は山腹工として積苗工が5段，筋工が3段交互に施工されている。植栽木はクロマツ，ヒメヤシャブシである。両斜面とも傾斜は35°，幅5m，斜面長20mである。設置されたのは，裸地が1957年（S.32），植栽地が1959年（S.34），である。両斜面とも流出水は沈砂地で土砂を落した後，塩ビ管を通って，30°ノッチの水位測定用水槽に入る。年平均流出土砂量の結果を表－16に示した。11月から翌年の4月までは凍結・融解が主因となって土砂移動が発生する。

期間として寒期とし，5月から10月までを出水による土砂移動の期間として暖期とした。植栽斜面の植生は概して貧弱であるにもかかわらず，

表－16　年平均流出土砂量

1962年～1976年		裸　地　m^3/km^2		植栽地　m^3/km^2	
平　均	寒	156		5.56	
	暖	4,364	4,500	9.66	14.8

らず，山腹工の土砂流出防止効果の大きいことが認められた。また，植栽地での年平均流出土砂量14.8m^3/Km^2は川向のそれ（11.4m^3/Km^2）と同じ程度であった。次に裸地の流出土砂への流

砂量式の適用を行った。流砂量式は川向試験地と同じM.P.M式である。川向の(8)式を基本として勾配Ｉを変数とすれば，同じくcm－sec系で

$$Q_b = 32.04^{0.5}(0.0421\ I^{0.7}Q^{0.3} - 0.047)^{1.5} \quad \cdots\cdots (9)$$

で表現される。

この(9)式に猫岩の勾配Ｉ＝0.314を代入すると

$$Q_b = 32.04^{0.5}(0.018Q^{0.3} - 0.047)^{1.5} \quad \cdots\cdots (10)$$

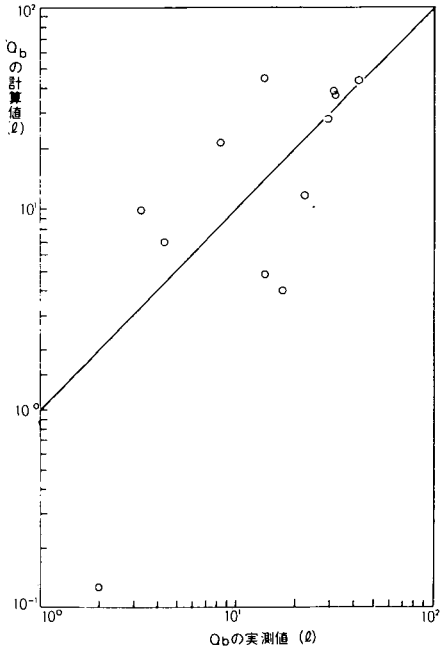
となる。

これをＱ：mm／10分，Q_b：ℓ／10分で表現すると，

$$Q_b = 224Q^{0.5}(0.0818Q^{0.3} - 0.047)^{1.5} \quad \cdots\cdots (11)$$

となる。

観測結果１２例の流出量から(11)式を使った計算土砂と実測土砂量との関係を図－２０に示した。この結果と川向の結果（図－１９）を比較すると猫岩の方がバラツキが大きい。このような勾配の急なところでは，流量自体が１回ごとに変り得るので，いたしかたない面はある。しかし３０ℓ以上の土砂が出る場合は非常に適合度が良いこともわかる。このように(9)式を使えば，田上山地における大出水時には，流量さえわかればいかなる地点においても相当な精度をもって，流出土砂量が推定されると考えられる。

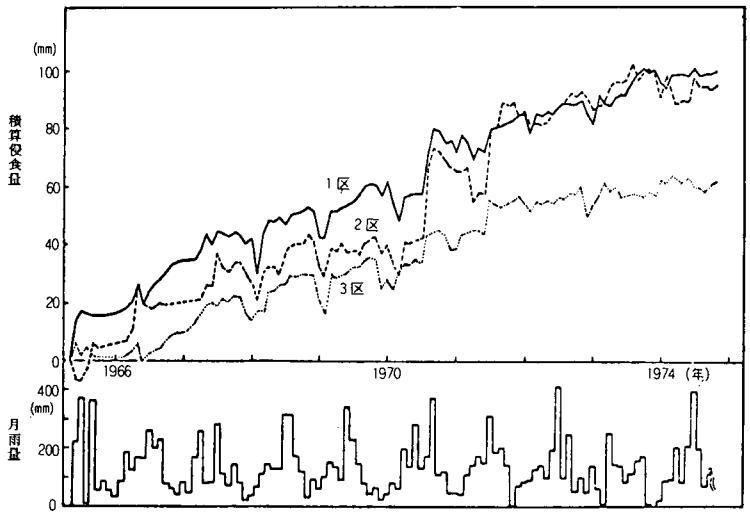


図－２０　猫岩試験地の流出土砂量の実測値と計算値の比較

(4)　滝ケ谷試験地における観測，解析結果

本試験地は，裸地斜面における侵食量が斜面方向と斜面勾配によってどのように変わるかをみるために３区画の試験斜面を設定し，１９６５年（S.４０年）から観測が始められた。侵食量の測定は，試験区に２ｍ間隔の格子状に打ち込まれた杭（直径１６mmの鋼杭を当初は500mm埋めている。）の高さを毎月１回読みとる方法で行われている。３区画をそれぞれ１区，２区，３区と呼びそれぞれの面積は１１０，１１５，７０㎡で長さは斜距離で１０ｍである。１区の斜面は西斜面で傾斜は３５°，２区の斜面は東斜面で３４°，３区の斜面は南斜面で２８°である。各区画の積算侵食量と月雨量との関係を図－２１に示した。各区画とも１年を周期とする変化が認められる。すなわち冬期（１１～４月）における堆積と春，夏の２度にわたる侵食発生である。冬期の堆積は霜柱の発生融解により表層土砂が浮き上る現象と，それがより下方に移動する現象の両者を，また春期の侵食は，浮き上った土砂が沈下するのと，実際に侵食される現象の両方を含む。１９６５年６月から１９７４年１１月にかけての積算平均侵食量は１，２，３区でたれぞれ１００mm（１１mm／年），９５mm（１０mm／年），５７mm

（ 6㎜／年 ）であった。



図－21　各区の積算侵食量と月雨量

(5)　土砂の生産，流出過程のモデル化への検討

これまで述べてきたように田上山地の地形的な各段階における雨水，土砂流出の実態が明らかにされつつある。すなわち山腹裸地斜面の侵食過程（滝ケ谷試験地），山腹斜面の雨水，土砂流出（猫岩試験地）2，3次谷オーダでの雨水土砂流出（川向試験地）が10数年来観測されてきている。これらの観測の最終的な目標は田上山地における土砂生産流出過程を総合的に明らかにし，砂防計画を役立てることである。そのためには地形的な各段階において明らかにされた土砂生産，流出過程の機構を田上山地全体にあてはめた場合いかなる問題を生じるか，そういうことが可能であるかという問題を検討しておかなくてはならない。そういう視点で見直すことによって現在の観測体制の不備な点を明らかにすることができるし，今後の問題点も明らかにすることができる。

モデル化を行うにあたって考慮すべき点は，山地の中で〝点〟で観測された結果を山地全体の〝面〟に拡大するわけであるから資料不足という問題が常に存在する。今回はモデル化する上での基本的な考え方を主として検討することに主題を置いて，仮定の置き方の問題点にあまりこだわらずに行った。ここでは計算結果は別にしてモデル化に対する考え方及び問題点について述べる。

1）田上山地での土砂の生産，流出形態

田上山地での土砂生産は，山腹裸地斜面あるいは貧弱な植生被覆地での地表面で冬期間に凍結融解がくり返され，厚さ数㎝の粘着性の少ない軟弱層が形成され，それが夏期の強雨によって侵食，流送されることで行われ，いわゆる崩壊現象に基づく土砂生産は殆どないと考える。

ここで生産された土砂は殆ど掃流力によって流送され，その流送は山腹での急勾配から2，3次谷オーダーにいたるまでM.P.M式が適用できるとした。

2）手法の検討

① 地形区分としては千分の1の地形図で10mのメッシュをかぶせた。地形図の等高線間隔は2mであり各メッシュの勾配（$\tan\theta$）は0.2, 0.4, 0.6 ……となる。

② 勾配1.0以上の箇所は比較的硬い岩石が露出している箇所で，土砂生産はないとした。

③ 勾配0.6～0.8箇所が土砂生産源であり，裸地及び下草による地表面被覆のない林地では，勾配0.8で100㎡当り1㎥，勾配0.6で0.6㎥の年間土砂生産があり，下草で地表面が被覆されている林地では土砂生産は生じない。この仮定は滝ケ谷裸地斜面の観測結果である。

④ 勾配0.4以下の箇所は地表面流による土砂流送が生じる場であり，その土砂流送M.P.M式が適用される。今回は用いる常数として川向，猫岩試験地で得られた結果の平均的な値を用いた。

⑤ 流量については集水域3×100㎥以下の山腹部については猫岩，それ以上については川向のデーターを用いた。

3）問　題　点

モデル化を行った結果，今後さらに検討する問題点について簡単に述べる。

① 地形区分を行うために用いる地形図は今回千分の1で等高線間隔が2mを用いたが，さらに精度を上げるためには，2次谷以降は50cmの等高線間隔の地形図が望ましい。

② 流出量は今回川向，滝ケ谷試験地の2箇所のデーターを用いたが，本来は地形，地被条件を考慮してさらに勾配 ― 集水面積ごとにデーターを集める必要がある。

③ 土砂生産源の区分法についてさらに検討を加える必要がある。たとえば下草の被覆のない林は裸地と同様に取り扱い，また土砂生産の場と流送の場を勾配で区切って区分したが，この両者の接点はどのようになるのかは不明である。勾配1.0以上の箇所は表層上が殆どなく土砂侵食はないとしたが岩質的検討を加える必要がある。

④ 今後さらに土砂流送，侵食，堆積過程を明確にして行くために，現在の渓床堆積物の量及び変化状況を把握しなければならない。

(6) あ と が き

今回の調査で田上山地の土砂生産，流出現象をかなりの程度まで明らかにしたといって良いであろう。しかしながら，個々の点についてみればまだまだ問題は多い。さらに今回の調査モデルには入らなかった浮遊砂の問題も今後検討しなければならない。

この調査報告は昭和52年度に取りまとめたもので，53年度より地形 ― 地被状況，集水域を考慮して観測施設を4箇所増加させ観測を継続しており，さらに，今後観測施設の充実及び堆砂状況調査等を行っていく計画である。なおこの調査は京都大学農学部，武居有恒，小橋澄治，福蔦義宏の各先生方の御指導により取りまとめたものである。

6.3　モデル流域の設定と調査方針

(1)　六甲山系，住吉川

昭和13年の阪神大水害の時に最も土砂流出が激しかったのが住吉川で，既往調査データーの蓄積も多く，土砂チェック用の未満砂ダムもあり調査流域として選定した。流域の地質は六甲花崗岩で，植生はアカマツを主としている。流域面積は10.9㎢，流路延長約5,900m，域平均勾配⅛の急勾配河川で神戸市街地を貫流して大阪湾に注いでいる。

調査の目的として砂防計画上基本となる流出土砂量の把握のほか砂防施設の効果，旧土石流堆積物からの流出土砂量を明らかにすることなどである。調査計画図に示すように水文観測，渓床縦横断測量，ダム堆砂量調査，掃流砂観測を含む流砂量観測を行うほか河床材料調査を約20箇所で実施する予定である。

(2)　瀬田川水系・大戸川支天神川

古くからの乱伐により流域一帯は一大禿赭地をなしており，渓河床を除く部分は風化が進み真砂土化している。調査対象渓流の地質は粗粒黒雲母花崗岩であり，明治時代以来の山腹植栽工によりクロマツ，ヤシャブシ等が貧弱ながら生育している。しかしながら表面侵食による土砂生産は盛んで天神川下流部は天井川化していた。

流域面積1.4㎢，流路延長約1,200m，流域平均勾配⅙で大戸川を経て淀川に合流している。

調査の目的としては明治以降実施してきた山腹砂防工の効果のチェックと砂防計画見直しの基礎資料を得ることである。

調査方針としては昭和30年代より続けている裸地斜面の侵食量の観測，裸地，植栽斜面の流出土砂量の比較観測をさらに続けるほか調査計画図に示す一連の土砂動態に関する調査を実施する予定である。

また，流域面積規模の異なる流域からの流出量の観測，掃流土砂の観測も行うとともに粒度分析は渓床部だけでなく生産源となっている山腹部についても調査を行うことにしている。

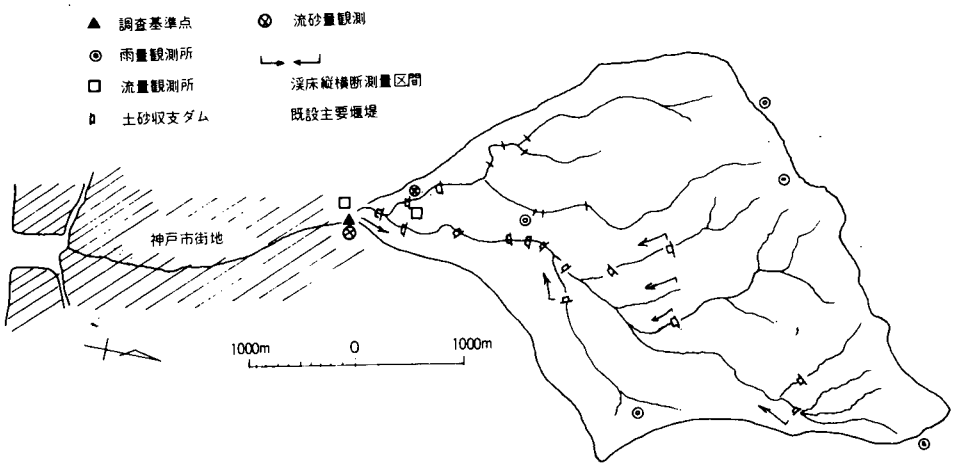
(3)　木津川水系・青蓮寺川支土屋原川

調査流域のある木津川上流域は昭和34年の伊勢湾台風により著しく荒廃したが，それ以後昭和36年の第2室戸台風，昭和40年の24号台風の出水によって荒廃した土砂生産が盛んな地域となっている。調査対象流域の地質は黒雲母花崗岩で，林相は針葉樹，広葉樹の混交林が主体となっている。流域面積9.7㎢，流路延長約5,300m，流域平均勾配1/50であり青蓮寺川となり，多目的ダムである青蓮寺ダム，高山ダムを経て木津川に合流している。

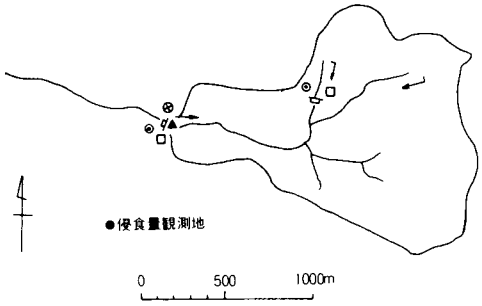
調査の目的は，水源地での砂防施設の機能，貯水池上流対策としての砂防に関する基礎資料を得ることである。

調査計画図に示すタコラ谷流域では崩壊地からの生産土砂が渓床に供給され流出して行く過程を詳細に調査し，この小流域を含む土屋原川流域の一連の土砂動態調査を行うこととしている。

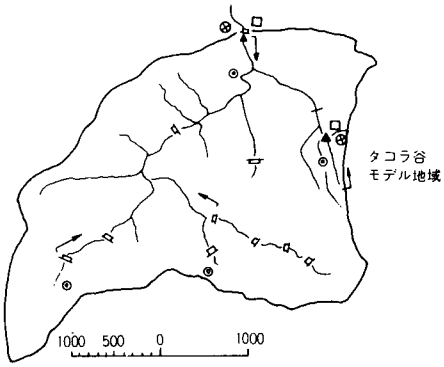
木津川上流域は淀川水系の治水，利水の要締であるダム群がありその上流域砂防計画検討の



図－22　住吉川調査計画概要図



図－23　天神川調査計画概要図

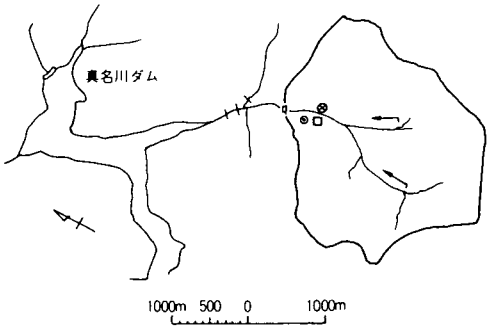


図－24　土屋原川調査計画概要図

基礎資料の蓄積を図るものである。

(4)　真名川水系・仙翁谷

昭和40年の奥越豪雨を契機として直轄砂防調査が開始され，昭和53年度より真名川ダム貯水池上流砂防事業として事業着手している流域の一つである。流域の地質は手取層群の頁岩，礫岩，砂岩より構成されており，針・広葉樹の混交林の林相を呈している。流域は有数の多雪地であり，年間降水量は2,500mmから3,000mmに達する。



図－25　仙翁谷調査計画概要図

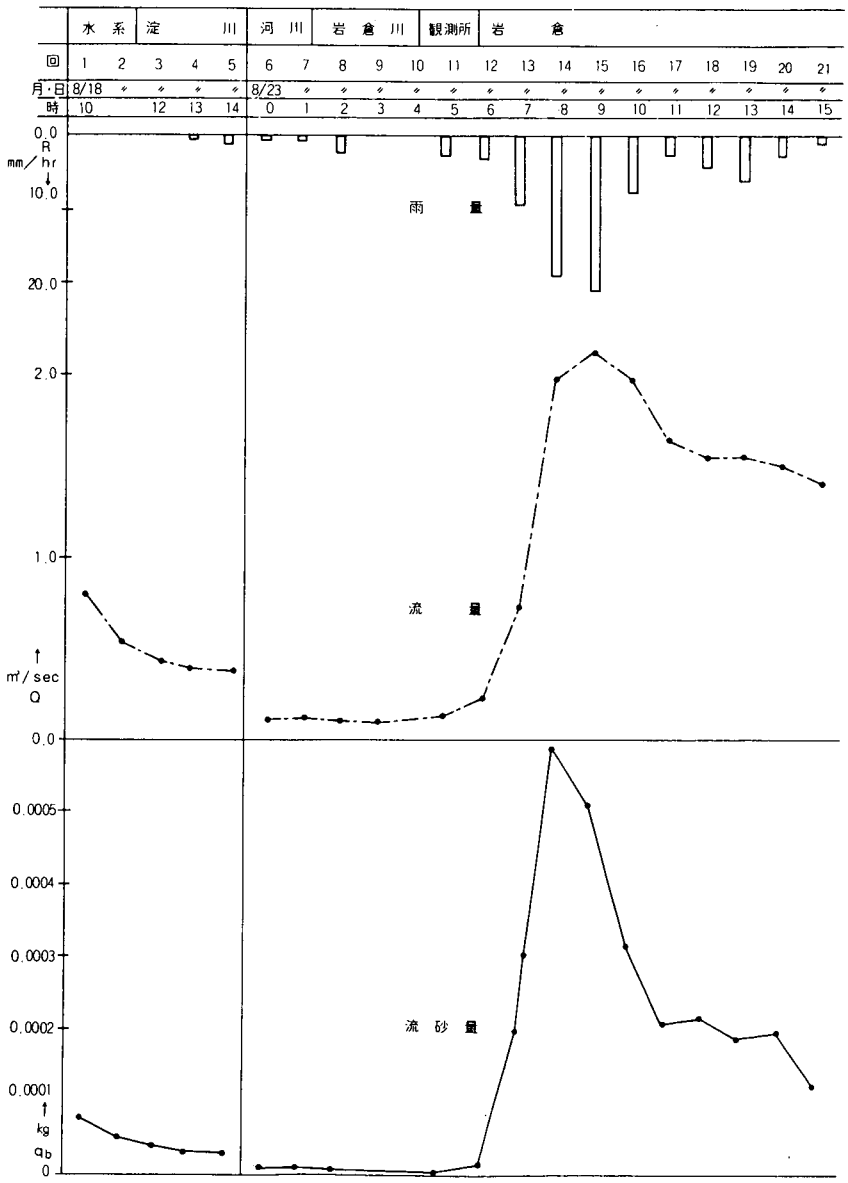
流域面積6Km²，流路延長4,700m，流域平均勾配1/7の急勾配渓流で直接貯水池に流入している。調査の目的としては貯水池上流の砂防計画の基礎資料を得ることにあり，浮遊土砂は貯水池堆積土砂のうち大きな比重を占めるので継続的な資料の収集を予定している。

調査観測施設は未整備であるので調査計画図に示す施設整備を急ぎ水文観測，渓床変動測量，渓床堆積土砂調査，流出土砂観測等一連の調査を行う予定である。

6.4　54年度作業

観測施設の新設，整備の必要な箇所は作業を実施中である。昭和54年の梅雨期の出水の観測，採水は一部を除いて受施できなかった。六甲山系では予備的調査として六甲山系から流出している河川の土砂流出状況を現地調査し写真撮影を行った。これによると河川によって濁りの度合いが異なっており，混入土砂濃度の違いが大きいことをうかがわせた。また濁りのピークは出水の比較的早い時期にあらわれるようであり，濁りが消える時期も河川によって相当の違いがあるように観察された。

瀬田川水系大戸川で昭和50年8月23日に実施した浮遊砂量観測結果は図－26のとおりで，流砂量のピークは，流量のピークと同時か幾分早くあらわれるようであり，また流砂量の方が流量と比べて急激に逓減することはほぼまちがいないようである。流量と流砂量の関係は増水期と減水期で異なる扱いが必要と思われる。今後の各箇所のデータの比較検討が必要であろう。



図－26　大戸川における流量，流砂量

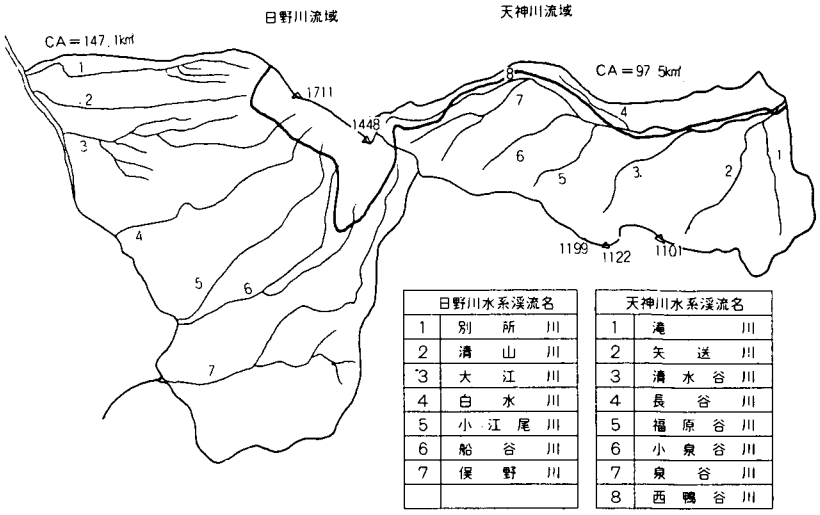
7. 中国地方建設局

7.1 既往の調査，解析

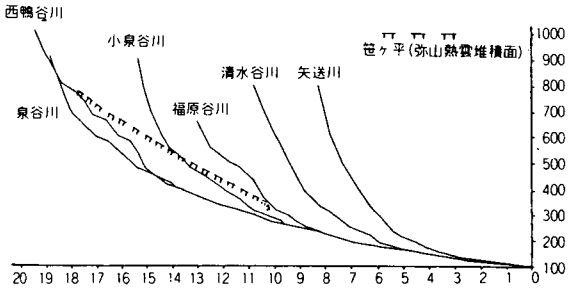
(1) 直轄砂防区域の状況

1）天 神 川 流 域

天神川砂防の告示区域のうち，実際に直轄施工されてきたのは小鴨川水系の上流域である。小鴨川の本流は大山火山群東南部の寄生火山鳥ヶ山（約1,448m）に発する西鴨谷川であり，東流するにつれ蒜山火山群北斜面の水を集める五つの急流河川，すなわち泉谷川，小泉谷川，福原谷川，清水川及び矢送川を合わせる。本，支川は，ともに大きな勾配を有する渓流であり，上流部で⅕～1/10合流直前ですら1／15～1／20の勾配を示す。



図－27



図－28　小鴨川水系の本支川縦断図

西鴨谷川及び泉谷川流域の地質は，大山火山群の凝灰角礫岩及び弥山熱雲堆積物である。これらは火山岩塊が火山灰とともに凝結したものである。特に弥山熱雲堆積物は殆ど熔結せずに半固結の状態にあり，また火山岩塊や火山礫はやや軽石質であって比重が小さい。そのため水分を吸収すると容易に軟弱となり，崩壊性土質に変化する。笹ヶ原は弥山熱雲の堆積面であって，西鴨谷川及び泉谷川はこの台地を下流から烈しく掘り込んで深くて狭い幼年谷を形成し，両岸に大規模な河岸性崩壊地を生じている。図－28の河床縦断面図に，弥山熱雲堆積物上面の断面を付記したが，これから知られるように小鴨川は明高より上流において熱雲堆積面を100mほど深く開折しており，特に下刻作用の最も活発な遷急点（河床高度480～580mの急勾配部分）とその下流側に大小の河岸崩壊が多い。

一方，蒜山火山群の熔岩は，下蒜山上部と二股山の熔岩を除けば，いずれも風化作用に弱く崩れやすい黒雲母角閃石安山岩である。したがって，急勾配の山腹や渓流に沿って至る所に地辷りや山崩れが発生し，降雨の度ごとに多量の土石を生産している。

水源地の林相は老齢なブギ，ミズナラ，シデなどの広葉樹林が大半を占め，スギ，アカマツ，ヒノキなどの針葉樹は団林として存在する。天然林，人工林はともに，昭和19年以降広範囲に伐採されて，水源は相当不良になった。また近年国有林においても広葉樹林の大々的な伐採とその後にスギ，ヒノキの植林が実施されているが，大半はいまだ幼年樹である。

2）日 野 川 流 域

大山南麓に限ってみると，昭和１８～４１年の間に発生した山崩れ，土石流等の災害は28回であったが，そのうち１１回は台風に，５回が梅雨期の集中豪雨によるものである。特に，台風が室戸台風や伊勢湾台風のように南東方を通過する際に，大山西斜面に多雨域が発生し最大日雨量７０㎜をこすと山崩れが起こることが多い。直轄砂防区域の基礎調査については，昭和４８年度（大山砂防事業全体計画書）及び昭和４９年度（大山砂防調査報告書）がある。今これらによって，山崩れ，土石流災害と関連する大山南麓の地形，地質の特性をみると，表－１７のごとく要約できる。

大山は，コニーデ式の古期大山にトロイデ式の新規大山が重なったもので極めて典型的な複式火山をなす。山岳急斜面は新期火山熔岩からなり，形成時期は比較的新しいが，すでに南壁に爆裂カルデラを生じ，これより発する一ノ沢，二ノ沢，三ノ沢等をはじめ，多くのガリーによる解体が進んでいる。山麓緩斜面は，古期大山の裾野をつくっていた凝灰角礫岩が，一度放射谷によって開析されたところへ，新規大山の弥山熱雲（火山礫，火山灰）が覆ったものである。山麓緩斜面の平均傾斜は７度前後であるが，凝灰角礫岩，弥山熱雲はともに火山灰と軽石に富む半固結～未固結の堆積物である。したがって，侵食に対して極めて抵抗性が弱いので，いたるところで雨裂からガリーに発達しやすく，また渓流の側方侵食によって両岸の崩壊が多発している。

表－１７　大山南麓の地形，地質の特性

標　高	地　形	地　質	崩　壊
高　位 （900～1,711ｍ）	山岳急斜面 （中央円頂丘）	安 山 岩 類 （弥 山 熔 岩）	弥山山頂付近および山腹の大規模崩壊。 岩体に多くの割れ目あり、45～60°の山腹傾斜のため急速な山崩れ。
中　位 （400～1,200ｍ）	山腹の小山地	安 山 岩 類 （寄生円頂丘、外輪山） 古 生 層	崩壊少なく、河床には滝多し。
下　位 （200～　900ｍ）	山麓緩斜面 （南ク渓中、下流部）	大 山 砕 屑 （弥 山 熱 雲） 凝 灰 角 礫 岩	侵食に極めて脆く、側方侵食により小規模崩壊が多発、上部に山岳急斜面からの土石が沖積錐、崖錐状に堆積。

(2)　既往の調査，解析

1）天　神　川

年度	報 告 書 名	実　施　内　容
36 ・	砂防崩壊地調査報告書	小鴨川支流西鴨谷川の崩壊地調査で 第１章　流域の概要（地形、地質、林相、気象） 第２章　崩壊地調査からなっている。
39	天神川砂防における流出土砂の算定 （中間報告）	天神川流域の一地域を対象にして算定法の一端を試みたものであり今後計算の精度をあげて行くには堰堤土量の計測と計算地点での水位観測施設の設置が指摘されている。 ○流域及び河道の状況 ○流出土砂量の算定 ○地形解析による年間流砂量の計算 ○流出量の比較とその考察

年度	報告書名	実施内容
43	天神川砂防調査委託業務（地質図全集）全37葉	縮尺 1/5,000 の地質図の収録
44	天神川砂防流出土砂解析報告書	流出土砂に関する資料整理解析を行ったもので内容は以下のとおりである。 ○地形解析（水系、地形、地質、表土層） ○水文解析（降雨、流況、出水） ○流出土砂解析（ダム堆砂、崩壊土砂、河床堆積物） これは既往調査資料の整理が主体であり一試案としての解析が行われているが精度上の問題点が多く残されている。
45	天神川砂防調査報告書	小鴨川及び西鴨谷川の河床材料調査
46	天神川流域崩壊土石流調査報告書	天神川上流の西鴨谷川、泉谷川等の各支谷に対して「土石流に関する研究」調査実施要領を適用して土石の生産、供給、土石流の分布などの実態を把握しようとしたもので河道、河岸の現状の観察及び最大礫、河床幅の測定などを主とした現地踏査とこれを巨視的に観察、補足するため航空写真判読を行った。 ○崩壊の素因 ○土石流はどこまでくるか ○河道への土砂供給

2）日　野　川

年度	報告書名	実施内容
49	大山砂防調査報告書	大山南7渓流の地理的並びに社会的に占める位置を考え、水文気象地形、地質及び渓流荒廃状況等の各項目の調査とあわせて砂防施設計画を立案した。

(3)　砂防調査の今後の方向

土砂の流出は雨の流出よりも量的な変化が大きく災害をひき起こすような土砂の流出はかなりまれな現象である。しかも土砂は雨のように循環するのではなく，より低い安定な所へと移動して行く。したがって，雨と流量のように種々の規模のものが起こるということもなく，再現性も疑わしい。それゆえ，砂防の計画は既往の災害資料に基づいて，同じ規模のものに対処するように立てられ，年々行っている種々の砂防調査の成果を基本計画に反映させることが困難である。さらに現行の砂防計画論は，比較的広い流域全体の計画のためのもので，流域を小さく分割して考えようとすると，それぞれの流域の特性を反映した砂防計画が要求される。そこで従来の砂防調査資料の整理を行うとともに小流域のモデル流域を設定し土砂移動の実態把握を行い今後の砂防計画に反映させてゆきたい。

7.2　モデル流域の設定と調査方針

(1)　モデル流域の設定

１５㎢程度以下の流域を目標にして，日野川，天神川，両水系の中から適地を次の条件により選定した。

1. 既設の雨量観測所が有ること。
2. 既設の水位観測所が有ること。
3. 流量観測ができること。
4. 流域内に砂防堰堤が少ないこと。
5. 事務所からの距離が近いこと。

6. 土砂流出が比較的盛んな流域。

7. 未満砂ダムまたは貯水池等により土砂収支が完結できるところ。

以上を考慮して天神川水系小鴨川支川西鴨谷川に決定した。

(2) モデル流域の概要

○ 水 系 名　天神川水系小鴨川支川西鴨谷川

○ 地　　先　鳥取県東伯郡関金町地内

○ 流域面積　4.9 Km²

○ 地　　質　第四紀層凝灰角礫岩及び弥山熱雲堆積物

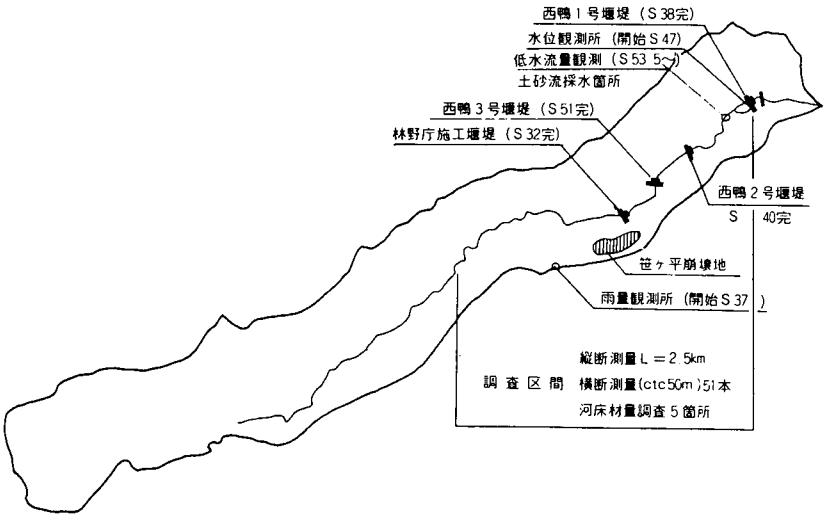
○ 植　　生　混合樹林

○ 既設工作物諸元

○ 流域平均勾配 1／9.5

○ 基準点河床勾配 1／20

堰堤名	計画貯砂量	堆砂量	完成年月日	堰堤規模
西鴨1号	100,000m³	約70%	S 38. 11. 30	H＝12m L＝108m
西鴨2号	74,000	約50%	S 40. 12. 13	H＝15 L＝ 53
西鴨3号	65,000	約10%	S 51. 11. 16	H＝15 L＝ 54
林野庁施工堰堤	不　明	満　砂	S 32	H＝10 L＝ 23



図－29　西鴨谷川（流域面積 4.95 Km²）

(3) モデル流域調査の主たる目的

1）計画論上の目的

○ 水源保全

○ 火山噴出物地帯の対策

2）その他解明する目的

○ 崩壊地からの土砂流出

○ 砂防施設の効果

○ 流砂量観測

○ 山地の雨水流出機構

(4) 調 査 方 針

年 度	項 目	内 容
54年度から継続	雨量観測	自記雨量観測（笹ヶ平観測所）
	水位、流量観測	砂防堰堤水通部において越流水深を測定し流量は水理公式から求める。
	浮遊砂観測	出水時に採水し水を蒸発させ土砂濃度を求め粒度試験により粒度分布を求める。
	河床変動測量	縦横断測量L＝2.5km（横断測量50m間隔）
	ダム堆砂量	西鴨1号、西鴨2号、西鴨3号
	河床材料調査	縦断図を作成し、勾配変化点毎に河床粒度を調べる。
55年度	解析プログラムの準備	流出解析、特性曲線法によるプログラムの準備 流砂量、河床変動計算のプログラム
	流出解析	計画雨量パターンの設定、流量計算
	流出土砂量解析	流量―流出土砂量相関を調べる。
	流砂量計算 河床変動の予測	流出解析による流量に対して流砂量を求め、河床変動を予測する
56年度		土砂コントロール・システムの検討 砂防調査システムの検討

水文観測及び河床変動調査は54年度から継続して実施する予定である。

55年度以降の解析については観測資料の収集状況によって工程が変更になる可能性がある。

7.3 54年度作業の中間報告

現地観測を主体に実施しているが実施内容は下記の通りである。

- ○ 縦 断 測 量　2.5Km　最深河床及び変化点50m間隔
- ○ 横 断 測 量　51本　50m間隔で平均測量幅50m
- ○ 河床材料調査　現地採取　5ケ所　比重試験，粒度試験
- ○ 採水(西鴨1号上流)　1高水で5試体採水
- ○ 低水流量観測　西鴨1号上流　月1回

作業進捗状況は現在第1回目の縦断測量，横断測量を終わっている。

なお，雨量，水位，流量（低水）調査は継続中である。

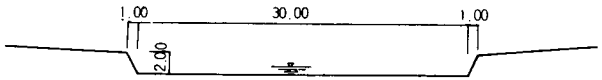
浮遊砂の観測については西鴨1号堰堤の上流湾曲部で「ひしゃく」を用いて採水する計画にしているが4月以降モデル流域に降った雨が少ないため採水はまだ行っていない，4月以降の雨量，水位（西鴨1号越流水深）記録を調べてみると水深20cmが最高であり，この程度の出水では水の濁りは全くない状況である。

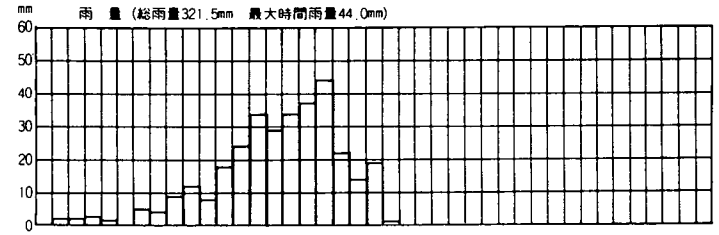
なお採水時期の判断としては堀観測所のテレメーターの雨量記録を参考にしている。

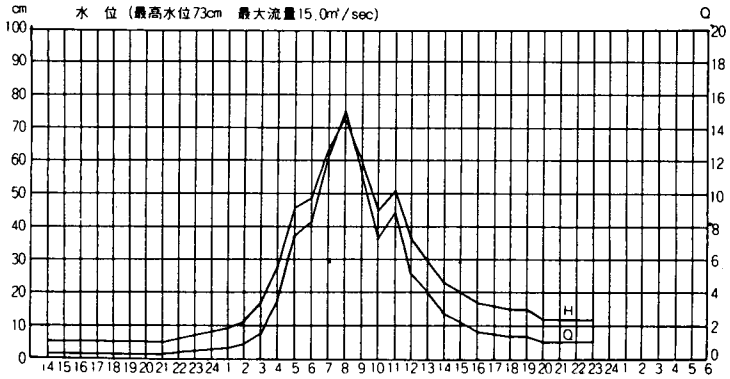
なお既往の出水の観測記録の中から大きいものを選んで雨量，水位，（越流水深）流量記録を図－30～32に示す。

この流量は砂防堰堤の越流水深を用いて水理公式から計算した。式の中の流量係数は堰堤の直上流で観測している低水流量の値を用いて検証し0.8とした。

昭和50年8月22日～昭和50年8月23日	
天気概況 奄美諸島を強風圏に包みながら停滞していた台風6号は8月21日になって、急に発達しながら北上し、四国東岸をかすめながら23日朝兵庫県明石附近に上陸し、そのまま北上し、日本海へぬけた。	雨量観測所：笹ケ平 水位観測所：西鴨1号堰堤

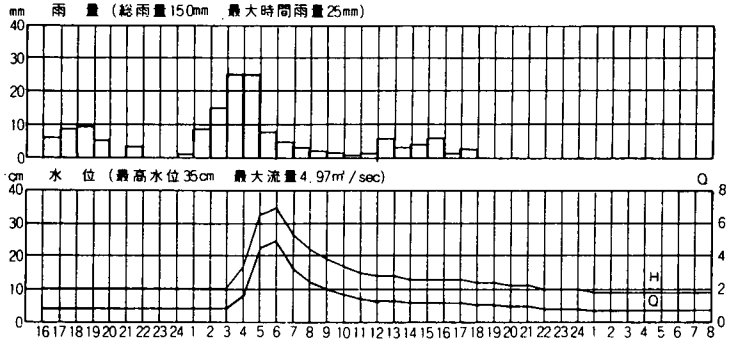






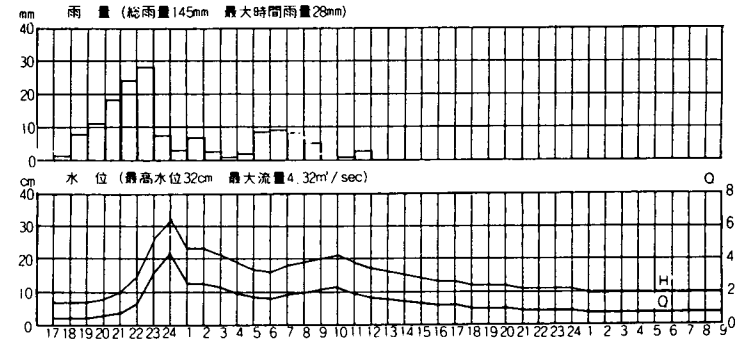
図－30

昭和51年8月27日～昭和51年8月28日	
天気概況	雨量観測所：笹ケ平 水位観測所：西鴨1号堰堤



図－31

昭和53年9月15日～昭和53年9月16日	
天気概況	雨量観測所：笹ケ平 水位観測所：西鴨1号堰堤



図－32

8. 四国地方建設局

8.1 既往の調査，解析概要

四国における直轄砂防事業図－33に示す重信川と吉野川の2水系で実施されているが，これに伴う諸計画案を立案するために，重信川では，昭和29年，吉野川では，昭和44年より調査が行われている。

(1) 重信川流域

重信川における土砂動態関連調査として，水理水文，ダム堆砂，崩壊地，流出土砂，植生調査を実施している。

水理水文調査では，表－18に示す11箇所の雨量観測，4箇所の水位観測及び山之内地点で流量観測を実施している。

ダム堆砂量調査については，昭和36年より主要7堰堤（木地，鳥ヶ岳，音田，程野，黒滝，大野谷堰堤及び本谷第1号谷止）について実施している。

流出土砂量調査としては，縦横断測量を昭和36年より主要7河川（重信川，本谷川，井内川，窓谷川，黒滝谷，大野谷，表川）について実施している。

崩壊地調査については，昭和48年と，昭和52年撮影の航空写真より，判読を行い約190箇所の崩壊地が認められている。

表－18　水位・雨量観測所一覧表

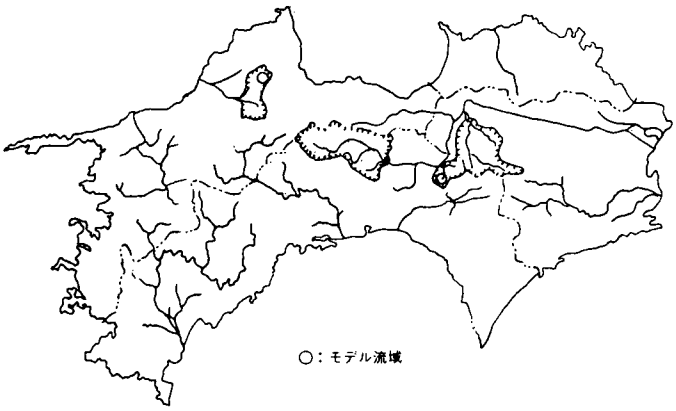
観測所名	調査期間	種　別	場所
木地雨量観測所	S.34.9～	自記(テレ)・普通	重信川
大野　〃	S.34.9～	自記	〃
黒滝　〃	S.34.6～	〃	〃
神子野　〃	S.29.6～	自記・普通	〃
鑪　〃	S.34.9～	〃	〃
桶之谷　〃	S.34.9～	自記	〃
横河原　〃	S.25.8～	自記・普通	〃
問屋　〃	S.29.6～	テレ・普通	表　川
古屋　〃	S.30.4～	自記(テレ)・普通	〃
渋谷　〃	S.34.6～	自記・普通	〃
井内　〃	S.39.7～	〃	〃
山之内水位観測所	S.37.12～	自記	重信川
表川　〃	S.41.1～	〃	〃
黒滝　〃	S.42.2～	〃	表　川
本谷　〃	S 12.1～	〃	〃

表－19　水位，雨量観測所一覧表

観測所名	調査期間	種　別	場所
落合谷雨量観測所	S.46.4～	自　記(週巻)	祖谷川
佐野　〃	S.47.8～	自記・普通(週巻)	〃
西山　〃	S.49.5～	自記・普通(日巻)	〃
神野々　〃	S.49.7～	自記・普通(〃)	南小川
南大王　〃	S.44.9～	自記・普通(〃)	〃
立野水位観測所	S.48.5～	自　記(〃)	〃

表－20　航空写真表

撮影年月	撮影範囲	備　考
S.46.5	祖谷川・南小川	S.45.8 出水
S.48.4	南小川	S.47.7 出水
S.49.10	南小川	S.49.8 出水
S.50.11	祖谷川・南小川	S.50.8 出水



図－33　四国地建管内直轄砂防区域図

植生調査では，伐採跡地や新植生地が多く見られ，不成造林地が多くこれらの崩壊の多いのが認められた。

(2) 吉 野 川 流 域

吉野川における調査としては，水理水文，ダム堆砂，崩壊地，河床堆積土砂量調査を実施している。

水理水文調査については，表－１９に示す雨量観測所５箇所，水位観測所１箇所について観測を実施している。

ダム堆砂量調査については，昭和４８年より，１４堰堤（菅生，久保谷，落合，落合第２，熊谷，西山谷，西山第２，小島谷，小島第２，立野，立野第３，八畝，南大王第２，南大王第３堰堤）について実施中である。

崩壊地調査については，表－２０に示す，航空写真を用いて，崩壊の状況，特性を把握した。

祖谷川流域では，昭和４６年当時の崩壊率 0.7 %に対し，昭和５０年には 0.3 %増の 100 %となり，崩壊面積は 180 万㎡であった。

その大半は，500 ㎡未満で表層滑落が多い。

南小川流域の南大王川については，昭和４９年の崩壊箇所が昭和４８年に比べて 1.07 倍となったが，面積では殆ど変化が無く２７万㎡，0.9 %であった。本流域は，地すべり地域の中にあり渓岸に近い流域で活動が顕著である。

河床堆積物調査では，祖谷川流域については昭和４６年及び昭和５０年に，南小川流域の南大王川については，昭和４６年，昭和４８年，昭和４９年，昭和５３年に縦横断測量を実施した。

8.2 モデル流域の設定と調査方針

モデル流域の選定にあたっては，次の４項目を考慮して選定した。

① 未満砂ダムまたは，貯水池などにより土砂収支が完結できること。

② 土砂流出が比較的盛んな流域であること。

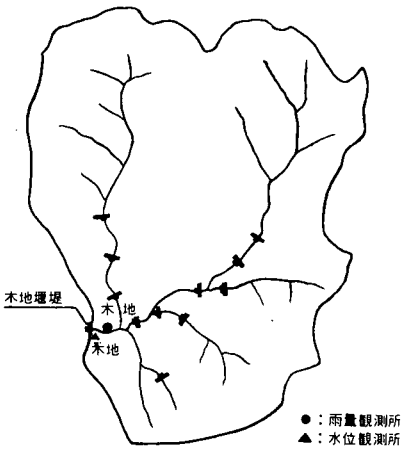
③ 流量観測や浮遊砂の採水が洪水時に安全に行える場所があること。

④ 既往の調査資料が整理されていること。

以上をほぼ満足する場所として次の２モデル流域を選定した。

(1) 重信川のモデル流域

重信川のモデル流域は，図－３４に示すように流域の東にあり流域面積 18.8 Km²，流域平均勾配 1／34 基準点河床勾配 1／60 の流域で，地質の状況は，古生層とそれを貫く花崗岩及び中世代の和泉層群からなり，さらに南部を通る中央構造線による影響を受



図－３４　重信川モデル流域図

表－21　モデル流域構造物一覧表（重信川）

	堰堤名	堤高(m)	堤長(m)	満砂未満砂	着手	完成	備考
既設工作物諸元	木地堰堤	17	76	未満砂	S.31. 2.24	S.32.11.15	
	阿歌古谷第1堰堤	10	29	〃	S.35. 6.10	S.36. 3.31	
	阿歌古谷第2 〃	12	40.5	満砂	S.36. 8.11	S.37. 3.20	
	阿歌古谷第3 〃	10.5	31.5	〃	S.36.10. 7	S.37. 3.20	
	重信川第1号谷止	10	43	〃	S.35. 7. 5	S.36. 3.15	
	小松川第1号谷止	10	40	〃	S.35. 7.26	S.36. 3.15	
	重信川第1号堰堤	16	70	未満砂	S.37.10.25	S.39.11. 5	
	上七郎行谷堰堤	15	43.5	〃	S.44. 9. 5	S.45. 2.28	
	柳谷第1号堰堤	15	38	〃	S.45. 7.28	S.46. 2.20	
	窓谷第1号堰堤	16.5	42	〃	S.46. 9.15	S.47. 3.25	
	小松谷堰堤	15	47	〃	S.47. 9.15	S.48. 4.30	
	柳谷第2号堰堤	13	40.3	〃	S.51. 5. 1	S.52. 9. 5	

けて複雑な地層を呈している。

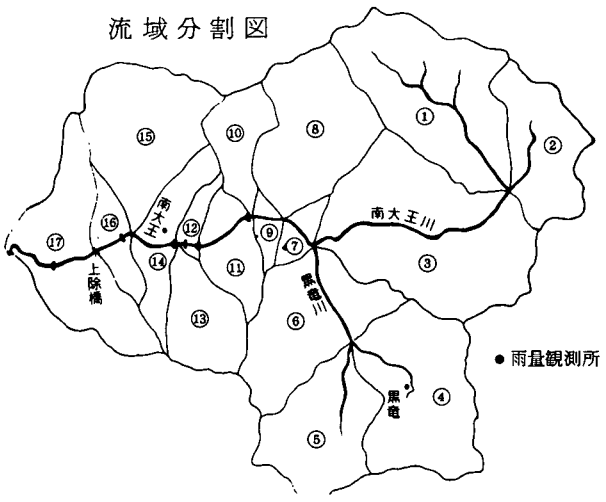
林相は，ナラ，クヌギなどの広葉樹林が65％をしめる天然林であるが，近年は人工植林も行われている。

流域内の水理水文観測所の位置を図－34に，既設構造物の一覧表を表－21に示す。

(2)　吉野川モデル流域

吉野川のモデル流域は，図－35に示すように，南小川流域の南大王川の流域面積30.05㎢，流域平均勾配1／14.3，基準点河床勾配1／14.5で周囲を1,000m～1,400mの嶺々に囲まれた壮年期の険しい山地地形を有する流域である。

本流域は大規模な地すべりを呈している。この緩斜面が水田や畑地として利用されている。地質は，北部下流側から南部上流側へ順次三波川結晶岩類，みかぶ緑色岩類，秩父古生層が分



図－35　モデル流域図

表－22　モデル流域崩壊状況表

	流域面積(km²)	崩壊個数	個数/面積
文珠谷	2.4	14	5.8
四郎右衛門谷	1.2	17	14.2
阿歌古谷	6.7	78	11.6
本川上流	1.9	9	4.7
窓谷	1.9	15	7.9
小松谷	1.7	14	8.2
上七郎行谷	1.2	34	28.3
残	1.8	8	4.4
合計	18.8	189	10.1

表－23　モデル流域構造物一覧表（南大王川）

	堰堤名	堤高(m)	堤長(m)	満砂未満砂	着手	完成	備考
既	立野堰堤	15.0	63.5	満	S.46. 9.30	S.48. 2.28	
設	立野第3堰堤	13.5	79.0	満	S.48. 7.11	S.51. 3.27	
工	八畝堰堤	16.5	75.0	満	S.47. 9.28	S.50. 2.10	
作	南大王第2堰堤	12.0	83.5	未満	S.48.10.28	S.50.11.25	
物	〃 3 〃	12.5	90.0	未満	S.50. 9.30	S.53. 1.20	
諸	〃 4 〃	17.0	88.0	未満	S.51.10.22	S.54. 3.25	
元	南大王堰堤	13.0	71.75	満			

布する。

表－22に流域内の崩壊状況を，表－23に既設構造物の諸元及び堆砂状況を，また，図－35に水位流量，雨量観測所及び構造物の設置位置を示す。

(3) 調査方針

水位，流量，浮遊砂量，雨量の基礎調査を最重点とする。

土砂収支及び流出解析のためのモデルの検討を行い，既往縦横断測量，ダム堆砂量調査成果の整理を行い土砂収支を行う。

流砂量，河床変動計算手法，モデルの検討を行う。

降雨資料の整理を行い流出解析を行い流砂量と流量の関係を検討する。

8.3　54年度作業の中間報告

昭和54年6月梅雨による出水があり，重信川，吉野川両モデル流域での観測結果を以下に示す。

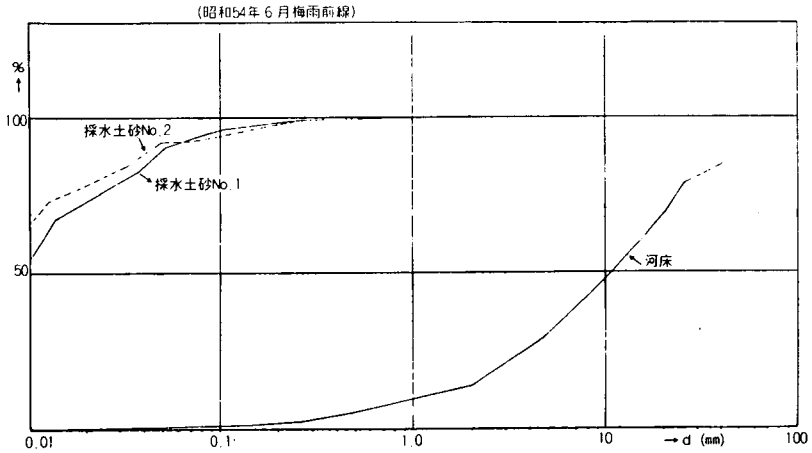
表－24　昭和54年6月27日出水観測結果

観測地点	観測時刻	流量	採水全量	土砂量	土砂濃度	粒土分布NO	採水方法
木地堰堤	54年6月27日17h	52.84 m³/s	2,420 (cc)	4.29(mg)	0.0018mg/cc		2ℓ採水容器
	18	46.16	2,420	3.21	0.0013		〃
	19	35.58	2,390	2.29	0.0010	NO. 1	〃
	20	30.57	2,410	2.20	0.0009		〃
	21	23.96	2,400	1.59	0.0007		〃
	29日11	35.25	2,370	2.43	0.0010		〃
	12	42.12	2,350	1.87	0.0008		〃
	13	42.78	2,220	1.86	0.0008		〃
	14	38.49	1,650	1.37	0.0008	NO. 2	〃
	15	38.42	2,390	1.44	0.0006		〃
	16	25.11	2,360	1.18	0.0005		〃
	17	19.43		0.94	0.0004		〃

(1) 重信川の観測結果

表－２４に観測結果の一覧表を示す。図－３６に粒度分析結果を示す。

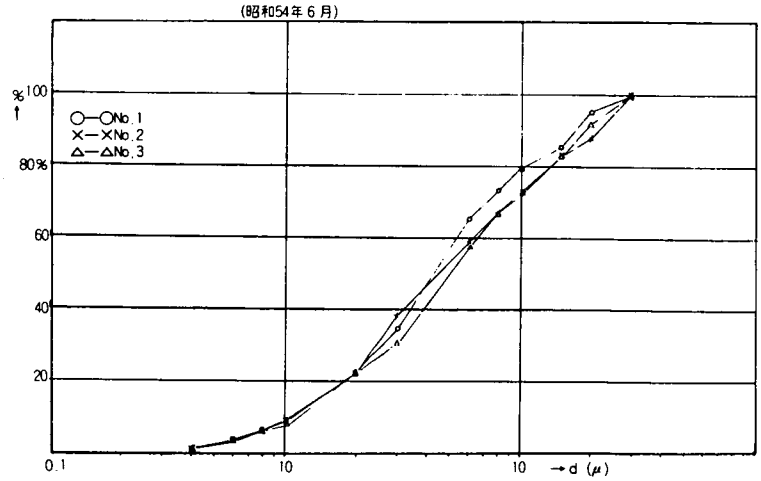
表－２５に観測結果及び分析結果の一覧表を示す。図－３７に粒度分析結果を示す。図－38にＨ～Ｑ式を示す。今回のＨ～Ｑは，流量観測地点の上除橋流域面積が 27.2㎢と水位観測を行っている木地堰堤の流量面積より約１０％小さいので，上除橋地点で作成し，ハイドロは，上除橋と木地水位観測所の水位相関より逆に求めた。木地地点でのＨ～Ｑを作成するには，10％の流量面積の取扱いについて今後検討を行う。



図－36　粒度加積曲線図

表－25　昭和５４年６月２７日出水観測結果表

観測地点	観測時刻	流量	採水全量	土砂量	土砂濃度	粒度分布NO	採水方法
上除橋	54年６月27日11h	66.25 m³/s	62.6431 g	0.0109 g	0.174 mg/g		２ℓ採水容器
	12	66.23	37.6122	0.0070	0.186		〃
	13	67.47	35.3436	0.0060	0.170		〃
	14	69.56	59.3031	0.0116	0.196		〃
	15	69.77	46.2397	0.0073	0.158		〃
	16	67.66	52.1841	0.0081	0.155		〃
	17	102.04	47.9108	0.0186	0.388		〃
	18	127.73	61.1013	0.0295	0.483		〃
	19	104.19	58.7576	0.0174	0.296		〃
	20	85.88	55.4806	0.0121	0.218		〃
	21	80.59	54.7863	0.0095	0.173		〃
	22	59.09	40.1211	0.0059	0.147		〃
	29日10	150.58	53.0234	0.0215	0.405	NO.1	〃
	11	114.99	43.6199	0.0137	0.314	NO.2	〃
	15	107.79	46.2842	0.0075	0.162	NO.3	〃
	19	84.24	53.0256	0.0057			〃
	30日 7	54.98	56.1244	0.0044	0.078		〃
	10	77.72	61.8006	0.0078	0.126		〃
	13	109.88	50.7304	0.0151	0.298		〃
	７月 4日10	16.74					

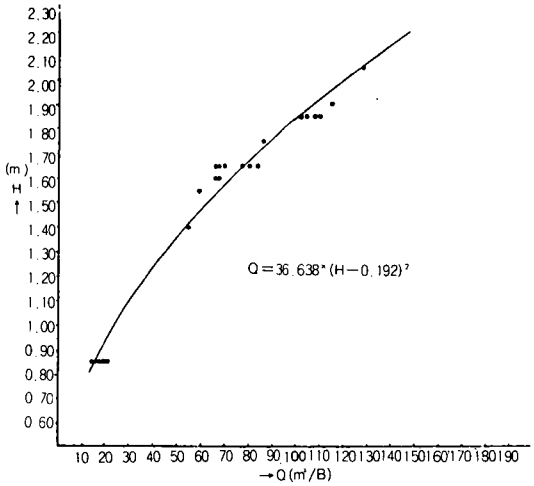


図－37　粒度加積曲線図

(2)　流出解析結果と問題点

H～Q式の得られた南大王川について図－39に示すモデルにより特性曲線法により流出解析を行い定数の検討を行った。解析は，表－26に示す3洪水について行った。

計算は，河道の粗度係数と斜面の等価粗度を変化化させた結果，河動の粗度係数を変化させてもピーク時の流量はあまり変化しない。斜面の等価粗度を変化させると表－27に示すような変化をした。



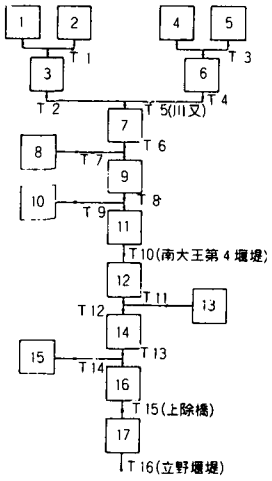
図－38　上除橋H～Q式

図－40の計算結果を見ると，減水部においての実測値との差が大きくでている点についても，今後まだ検討の必要がある。

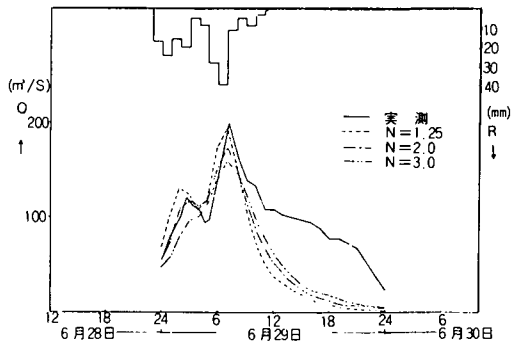
表－26　対象洪水及び計算結果

出水年月日	N=1.25 n=0.06	N=2.0 n=0.06	N=3.0 n=0.06	N=1.25 n=0.09	N=1.25 n=0.09	N=1.25 n=0.12	実測流量
S.54.4. 8	237 m^3/s	227 m^3/s	213 m^3/s	237 m^3/s	233 m^3/s	233 m^3/s	192 m^3/s
S.54.5. 8	171	156	137	171	169	167	158
S.54.6.29	195	175	160	195	193	191	202

N：斜面の等価粗度係数
n：河道の粗度係数



図－39　流出計算モデル



図－40　計算結果（S.54年6月29日洪水）

表－27　定数一覧表

ブロック番号	雨量観測所	流域面積 (km²)	河道					斜面					備考
			連絡長 (m)	流路勾配	粗度係数	P	K	B/Z(m) 流面長	斜面勾配	等価粗度 (N)	K	P	
1	南大王	3.39	2,730	0.039	0.06	0.72	0.61	620	0.540	1.25	1.375	0.6	
2	〃	1.71	1,100	0.136	〃	〃	0.55	777	0.329	〃	1.596	〃	
3	〃	4.42	3,000	0.081	〃	〃	0.65	737	0.353	〃	1.562	〃	
4	〃	2.68	1,300	0.115	〃	〃	0.58	1,031	0.387	〃	1.520	〃	
5	〃	2.07	1,640	0.128	〃	〃	0.56	631	0.371	〃	1.539	〃	
6	〃	2.40	1,330	0.075	〃	〃	0.68	902	0.382	〃	1.526	〃	
7	〃	0.33	500	0.044	〃	0.82	0.49	330	0.590	〃	1.339	〃	
8	〃	2.38	1,000	0.190	〃	〃	0.30	1,190	0.325	〃	1.602	〃	
9	〃	0.29	450	0.063	〃	〃	0.47	322	0.667	〃	1.290	〃	
10	〃	0.86	150	0.467	〃	〃	0.21	2,867	0.331	〃	1.593	〃	
11	〃	0.87	800	0.095	〃	〃	0.39	544	0.625	〃	1.316	〃	
12	〃	0.26	275	0.051	〃	0.69	0.80	473	0.429	〃	1.474	〃	
13	〃	1.23	460	0.402	〃	〃	0.51	1,337	0.420	〃	1.483	〃	
14	〃	1.04	660	0.078	〃	〃	0.88	788	0.393	〃	1.513	〃	
15	〃	2.52	1,130	0.310	〃	〃	0.56	1,115	0.300	〃	1.641	〃	
16	〃	0.75	600	0.053	〃	〃	1.12	625	0.471	〃	1.433	〃	上除橋
17	〃	2.98	1,500	0.059	〃	〃	0.97	993	0.297	〃	1.646	〃	

9. 九州地方建設局

9.1 既往の調査，解析

九州における直轄砂防の歴史は比較的新しく，現在南部九州の3地域において実施されている。これら3地域は，古生層地質の風化，山林の開発による土砂流出の増加が著しい球磨川水系川辺川流域（熊本県），霧島山系の影響を受けた火山性地質によって多量のボラの流出が続く大淀川水系高崎川流域（宮城県），今なお続く火山活動によって急速に山地荒廃が進行，土砂流が頻発している桜島（鹿児島県）と，各々に個性的である。これらの砂防調査は，工事着手時もしくはこれに先行して開始され，より合理的な砂防計画策定を目指して調査を継続中である。

これ迄の各地域における調査結果の概要を表－28に示す。

より合理性のある砂防計画の策定を行うには，地域の特性を十分考慮すべきことは改めて述べるまでもないが，前述したように，九州内の各地域は各々特有の土砂流出特性を呈していることから，この点は特に銘記して調査に臨まねばならない，と考えている。

最近，土砂動態を系統立てた調査の積上げから把握しようとして解析を試みているが，必ずしも満足のいく成果は得られていない。

これは，まず第一に，実態調査とも言うべき現地調査が，土砂動態を解明するに必要な項目全てをフォローしきっていないということに原因があるように思われる。

対象渓流について系統立てた資料の整備が望まれる。

また，これら資料が統計的な解析処理を行い得るほど，集積されていないことも問題である。

したがって，九州においては，必要な観測項目，調査項目を整理したうえ，現地調査を継続実施し，資料の整備，充実を図めよう努めることが当面の課題と思われる。

表－28　既往調査概要

水系名	球磨川	大淀川	桜島
河川名	川辺川	高崎川	桜島
対象面積（km²）	444.2	215.0	22.4
対象渓流数	21	9	7
調査開始年	S.42	S.45	S.49
地質	砂岩、粘板岩、凝灰岩	火山噴出物(凝灰岩、シラス)、火山岩（安山岩）	火山岩（安山岩）
既往調査概要	基本土砂量決定のため、既往現地調査結果を総合して、S.48、S.49年に土砂流出解析を実施し、確率流量に対する河床堆積土砂量と流出土砂量の算定を試みた。	土砂処理方針決定のための基礎資料収集を目的として、崩壊調査、ダム堆砂量調査、河床変動調査等の現地調査を継続実施中であり、総合解析については未着手である。	土砂の流出形態が特異である事から、観測体制の充実を図り実態解明を行うと共に、土砂動態の定量把握を目的として、土砂収支解析、生産土砂量解析等を実施している。
主要調査項目	河床変動調査　S42～51 崩壊調査　S42～44、52～ ダム堆砂量調査　S43～ 地形調査　S47～ 土砂流出解析　S48、49	生産土砂調査　S45 崩壊調査　S46、S50～52 河床変動調査　S49、51～ ダム堆砂量調査　S48～ 流域特性調査　S50 渓床現況調査　S	土石流観測　S49～ 河床変動調査　S50～ 崩壊地調査　S50～ 生産土砂量解析　S50～ 流出土砂量調査S.50、51 流砂量調査　S.50～

9.2　既往調査，解析例の紹介

ここでは，既往解析事例として，昭和48年度に川辺川流域で実施した「土砂流出解析」についてその概要を紹介する。

(1)　解析目的

土砂生産及び移動の主要因となる外力を降雨の面から解析し，既往調査資料及び現地路査により各渓流別の土砂流出特性を把握，流送土砂量を考慮した砂防計画樹立の資料とする。

(2)　解析方法

下記フローによる。（図－41）

(3)　調査内容

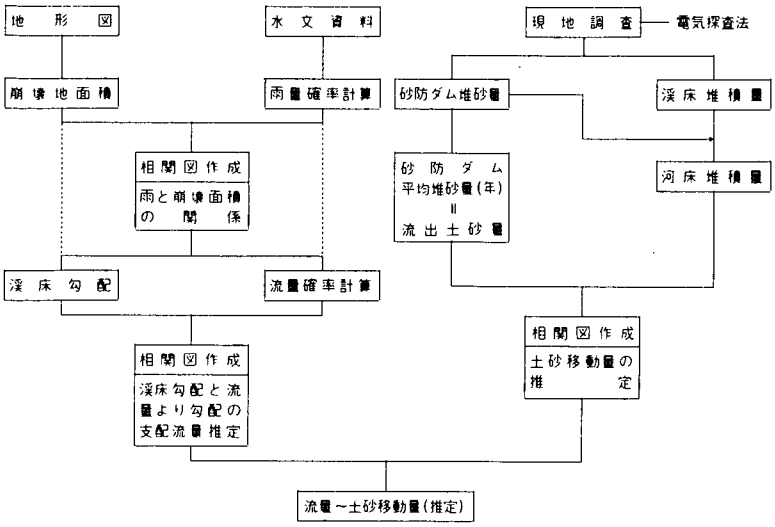
雨量解析；川辺川中流域に関係のある7箇所の観測所について，既往の資料より確率雨量を求めた。なお，確率雨量は，Hazen法及びThomas法の2法により求めた値の平均値とし，その結果を表－29に示す。

河床堆積量；渓床堆積量及び既設ダムの堆砂量推定のため電気探査を80箇所で実施し，推定推砂厚に堆積区間長と渓床幅を乗じて求めた。結果を表－30に示す。

(4)　解析手法

1）最大雨量と崩壊地面積

降水量と崩壊面積の関係は，図－42に示すとおりであり，降水量の増大に伴い，崩壊面



図－41　調査解析フロー

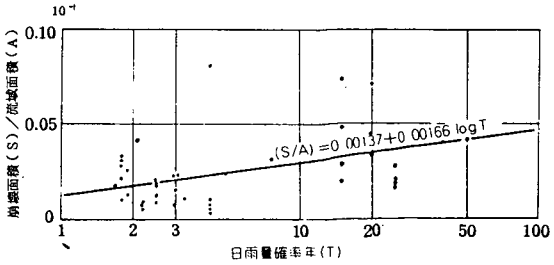
表－29　各観測所の確率雨量一覧表

観測所名		栗鶴＋五木 / 2	下鶴	宮園	栗鶴＋宮園 / 2	梶原	入鴨	五木	中村	五木＋中村 / 2
確率日雨量(mm)	1/50	357	355	435	390	470	580	367	530	395
	1/80	385	380	467	425	505	630	400	590	430
	1/100	397	395	482	440	522	655	412	615	440
	1/200	432	427	530	495	567	730	455	695	485
確率2日雨量(mm)	1/50	535	520	535	635	－	715	525	600	530
	1/80	575	555	565	695	－	775	570	655	575
	1/100	595	575	575	720	－	790	585	670	585
	1/200	655	625	625	815	－	925	650	755	640
平均雨量(mm)		－	2,775	2,665	－	－	3,454	－	－	－
解析に使用した該当渓流名		掛迫川	小鶴川 板木川 平沢津川	平野川	栗鶴川	竹の川	入鴨川	文井谷川	洗出川 飯干川 登谷川 あざみ谷 内谷川	小川本流 折立川 平瀬川 鷲山川

積が拡大する傾向がうかがえる。

2）確率流量と渓床堆積土砂量及び砂防ダム堆砂量

イ．支配確率流量；渓床の勾配は流量と密接な関係があり，流水による洗掘と堆積の繰り返しにより，現渓床が形成されたと考えられる。そこで，現渓床勾配と確率流量の相関を求めると図－43のようになる。

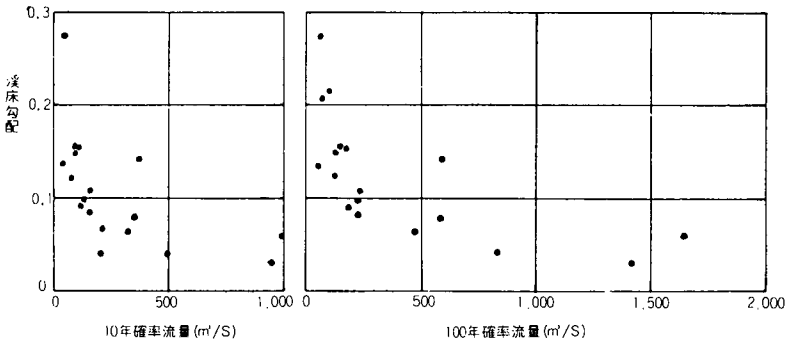


図－42　崩壊面積率と雨量

ただし，渓床勾配；各渓流の最大流路長とその標高差より算出

表－30　河床堆積土砂量一覧表

流域名	渓流名	堆積土砂量（m³）		流域名	渓流名	堆積土砂量（m³）	
		ダム貯砂	河床堆積			ダム貯砂	河床堆積
小鶴川		27,900	389,400	小川		175,700	2,148,100
	板木川	20,500	88,200		小川本流	99,700	1,183,900
	小鶴川	－	272,600		元井谷川	－	75,000
	平沢津川	7,400	28,600		折立川	23,500	96,800
平野川		38,700	45,000		平瀬川	－	26,100
栗鶴川		－	50,500		鷲山川	28,000	33,800
竹の川		598,700	702,800		洗出川	－	9,800
	竹の川	519,700	608,700		飯干川	6,300	342,200
	入鴨川	79,000	94,100		登谷川	4,300	116,800
掛迫川		－	14,900		あざみ谷	－	46,600
川辺川本流		－	2,730,900		内谷川	13,900	217,100
		(合　計)	6,922,730 m³				



図－43　渓床勾配と流量

確率流量；各渓流の確率降雨強度（飯塚式）を用い，ラショナル式で算出

これによれば，渓床勾配と確率流量は負の相関を示し，確率流量の大きな渓床では渓床勾配は緩くなっている。ここで，100年確率流量の方が相関係数が高い（10年確率流量の場合：0.723，100年確率流量の場合：0.784）ことから，支配流量を100年確率と考える。

ロ．砂防ダムの堆砂量；渓床断面を長方形と仮定し，次式より求める。

$$V = m \cdot n \cdot b \cdot h^2 / \{ 2 \times (m - n) \}$$

m：現渓床勾配

n：元渓床勾配

b：渓床幅

h：ダム高

（現場技術者のための砂防，地すべり工事；山海堂）

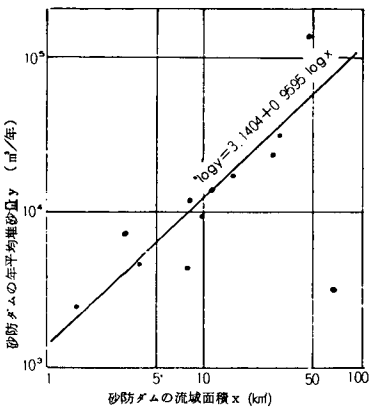
なお，元渓床勾配はダム計画時の勾配とし，資料がない場合は測量資料からの推測による。

ハ．砂防ダム年平均堆砂量；砂防ダム堆砂量と堆砂期間（昭和42年8月～昭和48年7月）から年平均堆砂量を算出し，ダム上流の流域面積との関係を図示する。（図－44）

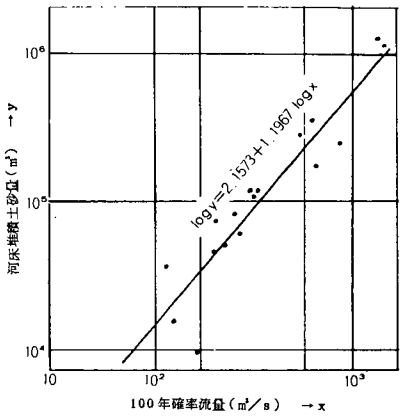
ニ．河床堆積土砂量；河床の堆積土砂量は渓床堆積土砂量と砂防ダム堆砂量の和と考え，100年確率流量との関係を示す。（図－45）また，渓流の河床に堆積している土砂量は，崩壊土量の多い流域に多いことより，

河床堆積土砂量＝0.0418×（崩壊土量）$^{1.46}$

の関係式が得られる。



図－44　流域面積と年平均堆砂量

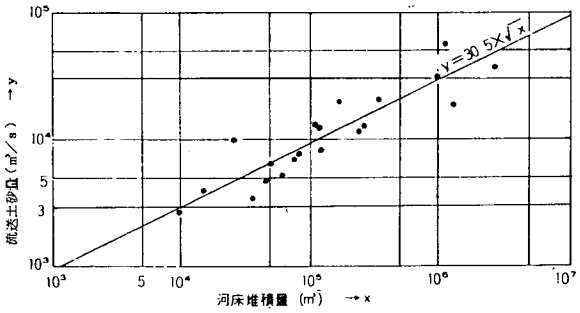


図－45　流量と河床堆積土砂量

3）流出土砂量

砂防ダムの年平均堆砂量は流送されてきたものであるから，これを流送土砂量と考え，河床堆積土砂量との関係を求める。（図－46）

これより，流送土砂量＝30.5×（河床堆積土砂量）$^{0.5}$ となり，河床堆積土砂量の平方根に比例している。



図－46　河床堆積量と流送土砂量

このことは，流送土砂量の多い地域では，崩壊土砂の生産も多く渓床への堆積も顕著に起きていることを示している。

つまり，河床への土砂の供給と下流域への流出との間には，バランスがとれ，流域全体としては，一つの平衡系となる。

この年衡系が成立する要因として自然現象の中に考えられているのは，雨量強度が支配的であると考えられる。

このような考え方から河床堆積物の流出機構は，

① 雨量強度に応じた斜面崩壊が起こり，その土砂は下流へ供給される。

② 供給された土砂は，それまでの渓床の平衡状態を乱すことになり平衡状態になるまで土砂を下流へと流送する。

と解釈されそうである。

(5) 結　　論

以上の諸要素を考慮して，流出土砂量推定の手順及び結果を以下に示す。（表－31）

① 砂防計画の基準点を決める。

② 基準点における流域面積，雨量強度を求め100年確率流量を求める。

③ 100年確率流量に対応する河床堆積土砂量を図－45より推定する。

④ 河床堆積土砂量に対応する流送土砂量を図－46より求め，100年確率流量による流出土砂量（最大洪水流砂量）とする。

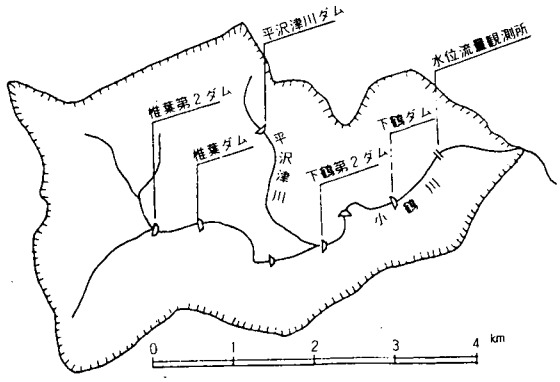
(6) 解析上の問題点

本解析では，支配流量の概念を用いて検討した結果，相関の良い100年確率流量と考え，その後の検討を進めてきたわけであるが，この決定過程の状況から，必ずしも充分な有意性があるとは言い難いようである。また，土砂流出に関して出水ごとの観測資料が得られていないこともあって，過去からの現象の累積結果より年平均諸量を算出，これを検討の資料として用い

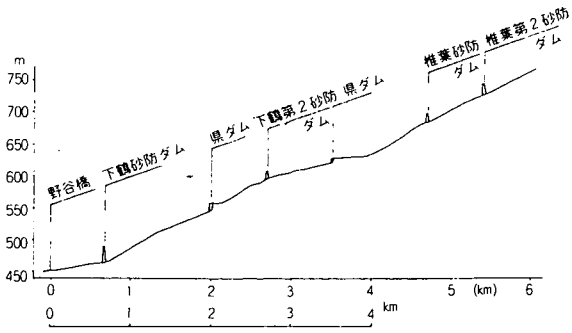
表－31　100年確率流量に対する流出土砂量

流域名	渓流名	100年確率流量	河床堆積土砂量	流出土砂量	流域名	渓流名	100年確率流量	河床堆積土砂量	流出土砂量
		(m^3/s)	(m^3)	(m^3)			(m^3/s)	(m^3)	(m^3)
小鶴川	板木川	224	91.000	8,800	小川	小川本流	1,418	820,000	26,000
	小鶴川	473	225,000	13,800		元井谷川	125	45,000	6,200
	平沢津川	58	18,000	4,000		折立川	235	96,000	9,100
平野川		168	64,000	7,400		平瀬川	183	72,000	7,800
栗鶴川		144	53,000	6,700		鷲山川	100	35,000	5,500
竹の川	竹の川	1,645	980,000	28,500		洗出川	69	22,000	4,400
	入鴨川	585	285,000	15,500		飯干川	574	280,000	15,500
掛迫川		67	21,500	4,300		登谷川	219	88,000	8,700
						あざみ谷	122	43,000	6,100
						内谷川	823	430,000	19,000

（合　計）　河床堆積土砂量　3,668,500m^3，流出土砂量　197,300m^3



図－48　小鶴川縦断図



図－47　川辺川モデル流域小鶴川平面図

ており，したがって全般を通じ精度的に疑問の残るものが多い。すなわち，流送土砂についても，浮遊砂として下流へ搬送される量は全く未知であり，土砂収支として完全なものとなっていない，などである。

したがって，本解析結果は，概ねの傾向を示すものとして受け止め，今後は資料整備に万全を期し，精度の向上，詳細な解析を行っていかねばならないものと考える。

9.3　モデル流域の概要

(1)　球磨川水系川辺川（モデル流域；小鶴川）

本流域は熊本県球磨郡五木村に位置し，六本杉山（1,148m），平石山（1,129m）に源を発し，下流部で板木川と合流し川辺川に注ぎ流域面積11.4Km²，流域平均勾配は1／8.2である。

地形は急峻でV字谷を呈し，植生は針広混合林が密であるが幼令林が多く，また地質は砂岩，粘板岩が主であるため山地からの流出土砂が多く，10年も経つとダムは，殆ど満砂状態となる。

なお，調査の基準点は中流部に位置する下鶴第2砂防ダム（53年度施工，未満砂）である。

川辺川は，昭和48年度に流出特性調査（電気探査法により渓床堆積厚を測定し，確率流量との相関を求める）を実施しているが，資料不足のため参考程度とし砂防計画に十分反映されていない。

そこで，水理水文観測体系の整備・拡充を図り，資料収集に努めるとともに，浮遊土砂量調査，ダム堆砂量調査などとあわせて小鶴川の流出特性を把握し現施設配置計画の見直しを行う。

また，小鶴川の流出特性を用い，地域特性を考慮した川辺川流域全体の土砂移動の実態を把握し地域保全のための砂防施設配置計画及び，現在建設中の多目的川辺川ダムの貯水池対策としての効果的な砂防計画への反映を図る。

(2)　大淀川水系高崎川（モデル流域；大幡川，矢岳川）

本流域は，宮崎県西諸県郡高岡町に位置し，新燃岳（1,420.8m）を水源とする矢岳川と，獅子戸岳（1,428.4m），大幡山（1,352.5m）を水源とする大幡川から成り，その流域面積は18.2Km²，流域平均勾配は⅛である。

地形は急峻で滝が多く，自然の流れ調節作用をしているのが特徴的であり植生は針広混合林である。また地質は第3紀，第4紀層の輝石安山岩が主体を成している。

両渓流の特徴としては，矢岳川は水無し川であるが，土砂生産源は上流・新燃岳のガリ侵食でまだ生成期であり今後も土砂生産の続く渓流である。また大幡川は常時水流があり，土砂生産源としての山腹崩壊は高崎川流域内でも最も多い渓流である。

今後の調査方針は，昭和49年からのダム堆砂資料と昭和54年7月洪水でのダム及び渓床変動測量を行いあわせての流出土砂量を算定し，流出解析により補足した流量との相関を求める。

また，土砂生産からダムに到達するまでの一連の土砂移動を量的に把握するため，昭和52年と昭和54年7月洪水との写真比較を行い，今回の洪水による生産土砂量を求める。これと

前に求めた流出土砂量とから両者の関係を把握，流出特性をつかんだうえ，これ迄の資料を加味して高崎川流域内の量的把握を行い，砂防計画への反映を図るよう努める。

(3) 桜島（モデル流域；野尻川）

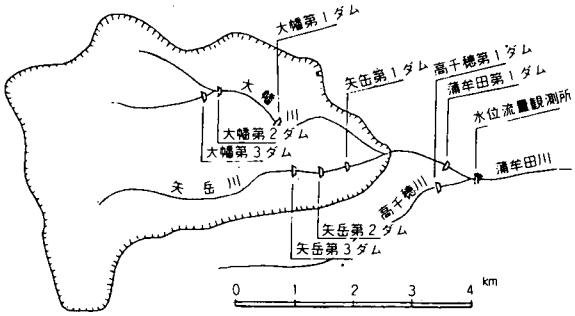
本流域は，鹿児島県鹿児島市野尻町に位置し，桜島北岳の南西斜面を上流域にもつ桜島の河川の中でも最も荒廃の進んだ河川で，流域面積は 2.99 Km²，流域平均勾配は 1/7 である。

地形は，雨水の侵食作用により無数のガリーが発達し，膨大な土砂が生産されている。また地質は，火山噴出物層安山岩であり，源頭部附近の渓岸は典型的な荒廃火山地域で，小降雨，小地震でも容易に土砂が崩落する不安定斜面であり，植生は針広混合林が疎に存する程度で，活発化する火山活動に伴うガス，降灰の影響で無植生地が広がりつつある。

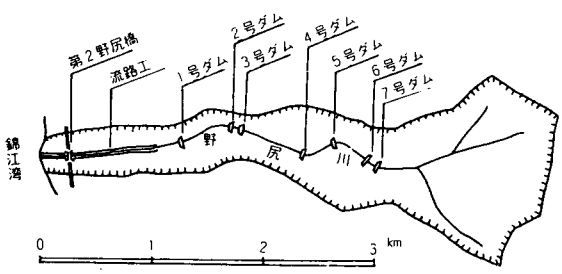
桜島河川の特徴は，平常は流れが全く見られない水無し川である反面，降雨があると頻繁に土石流が発生し，膨大な土砂が流出するということにある。

このことから，野尻川では土砂流の動態を解明するため種々の調査を実施中である。

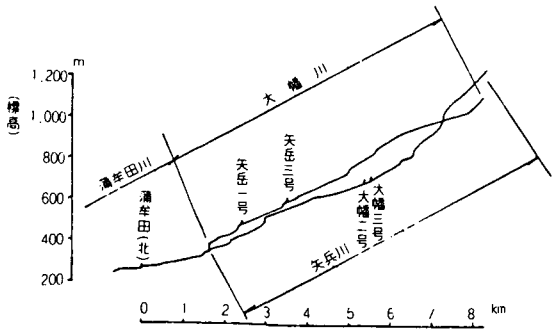
今後の調査方針としては，現在の調査体制を強化し不足する資料の収集に努める。とりわけ，土石流のハイドロの把握，流出土砂量，土石流濃度，河床変動調査を中心に土石流ごとの一貫した資料を整理し，土石移動の定性的な特徴を把握し砂防計画に反映させる。



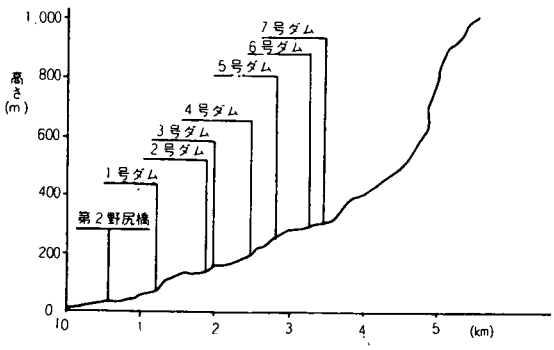
図－49　大幡川・矢岳川平面図



図－51　野尻川平面図



図－50　大幡川・矢岳川縦断図



図－52　野尻川縦断図

第34回建設省技術研究会

砂防河川の土砂動態に関する研究

昭和55年11月

建設省河川局砂防部砂防課
建設省土木研究所

1. はじめに

砂防の建設省技術研究会指定課題「砂防河川の土砂動態に関する研究」は昭和54度より始まり，2年目に入った。研究の進捗状況は，適当な降雨の有無などにより事務所によって異なるが，既往資料の整理，モデル流域の設定，観測体制の整備，観測とそれなりに成果が出始めている。一方，何のために本研究を行っているかが十分理解されていない部分もある。そこで，本報告では研究の目的，意義を確認し，無理が明らかになった研究計画を一部修正する。そのうえで，54年度の調査成果を全国的な比較と，各事務所としてのとりまとめとして報告する。ただし各事務所の報告は紙面の都合で全部掲載することはできないので，数ヶ所の事務所の成果を代表例として示す。また，土石流関係の調査を行っている松本砂防工事事務所と大隅工事事務所のうち，今回は，火山泥流の調査例として桜島の例を，大隅工事事務所から報告する。

報告は主に，モデル流域での作業より，流出解析の総雨量と総損失雨量の関係，ピーク流出係数，特性曲線法による計算例，浮遊砂観測結果より流量と土砂濃度の関係，浮遊砂，河床砂，山腹土砂の粒度分布の比較，ダム堆砂測量および河床変動測量より土砂収支，等の値および傾向を全国的に比較し，地域差と類似性を議論する。また，貯水池堆砂資料など関係のある他の分野の資料を示し，流域全体としての議論と面積的に小さいモデル流域の結果との関係を議論する。

代表例の報告では，事務所単位での資料収集，整理，解析の手順，資料の流れを示す他，個々の現象について詳細に議論する。以上の結果が，山地の砂防の対象となる河川（渓流）における雨水と土砂の動態が理解され，砂防調査さらには砂防計画の合理化のヒントになることを期待している。

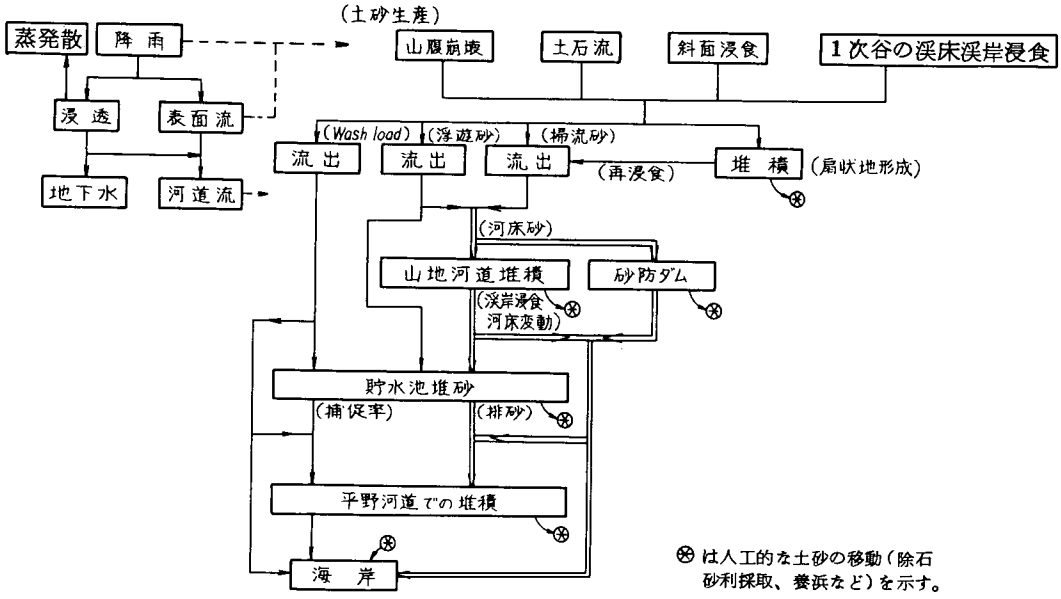
2. 研究の概要（目的と意義の確認）

2.1 概　要

研究の目的，意義は「調査実施要領」や「第33回建設省技術研究会」ですでに述べているので，ここでは，主にフローチャートを使って理解を深めることを試みる。

まず，研究の基本的な姿勢を明らかにしておこう。砂防を個々の流域で行う場合，それぞれの流域の特徴にあった方法を取る必要がある。しかし，計画策定の手順はできるだけ一般化されているのが良く，諸係数をそれぞれの地域で実測値に基づいて決定するか，または類似の流域の諸係数を使用するのが望ましい。本研究は現象（実態）の把握→モデル化→計画への適用の手順の中で前の2項目を検討するものである。実際の現象はかなり複雑で全てを十分考慮することはできないが，逆にあまり単純なものにしてしまうと，そのモデルや式の作られた場所や場合にしか適用できなくなり，条件の変化を伴ういわゆる予測問題には役に立たないものになってしまう。たとえば，土砂生産量の予測モデルで，過去数年の比較的場の条件の変化しない状態で得られた値は，新規の崩壊を伴う強雨時の予測には使用できないのである。したがって現象に関与する必要，十分な要素をとり上げる努力が必要で，安易に経験式を作るのは望ましくない。しかし同じ地域で繰り返し大きな土砂流出を期待することはできないので，場の条件の差に注意しながら他の地域の資料の活用も考えなければならない。

雨水の流出と土砂の生産，流出の過程と相互作用は図－1に示される。



図－1　雨水の流出と土砂の生産，流出の過程

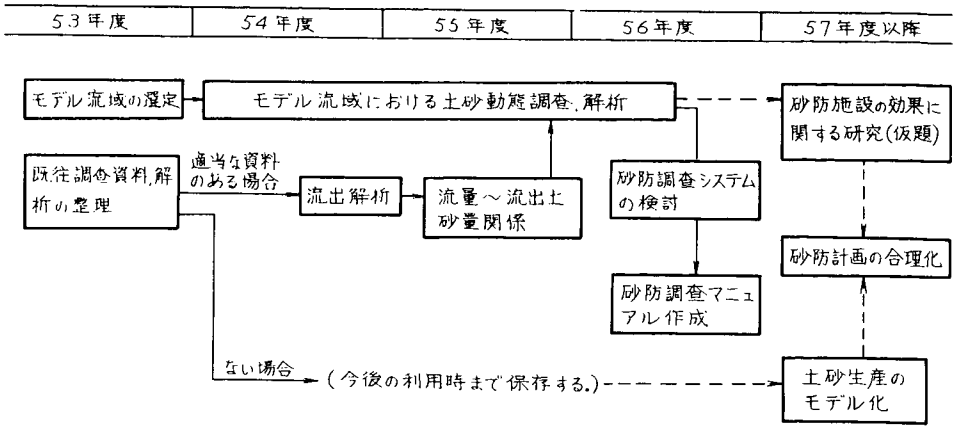
図－1で，左の降雨に始まるフローは雨水の流れを示し，初期損失（樹冠遮断，凹地貯留など）や，中間流出などの詳細は省略してある。河道流（量）は，山地河道以下の河道の流砂現象を支配する。図－1の右半分は，土砂の移動過程を示している。土砂災害は，全ての堆積，浸食過程

で，その程度が許容範囲を越える時に発生する。

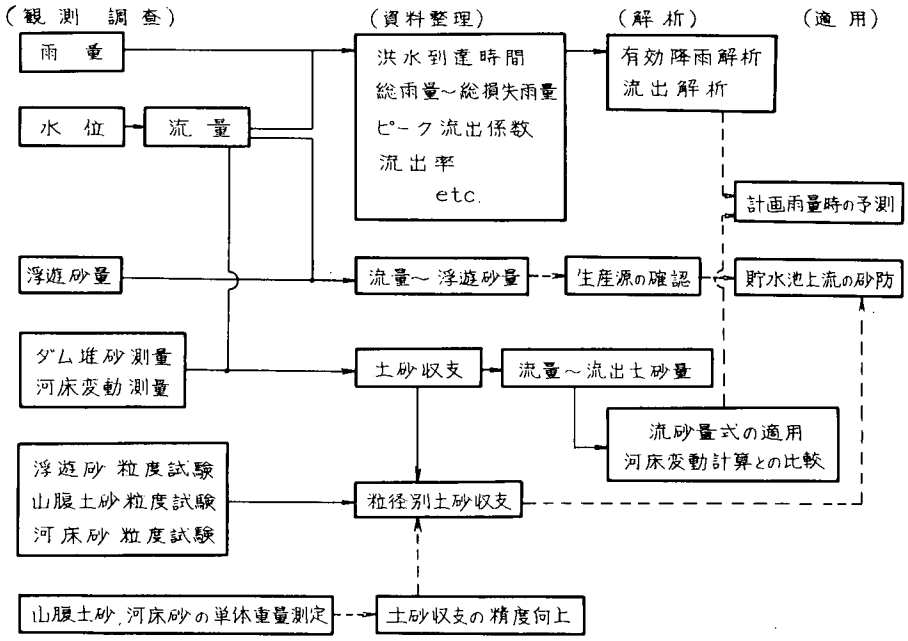
本研究の目的は，図－1のフローに従って，各土砂量の平面的分布だけでなく，時間的変化をも把握することにある。確かに雨の多い時には，生産土砂量も，流出土砂量も多いので，どれを取り上げても現象の規模を示す事はできるが，現象の説明，砂防ダムに代表される砂防施設の効果の説明を行うことはできない。この目的を十分果すためには，十分な資料が必要であるが，希な現象でもあり，本調査期間の3年で十分な成果をあげることはとうてい期待できない。したがって，本研究の目的を大規模な土砂流出時のための調査，観測，解析の練習と体制づくりとみなすこともできる。

2.2 研究計画（変更）

研究内容の一部変更に伴い研究計画をつぎのように変更した。



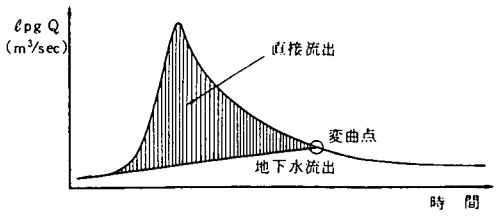
モデル流域での観測と資料解析の手順



3.1 流 出 解 析

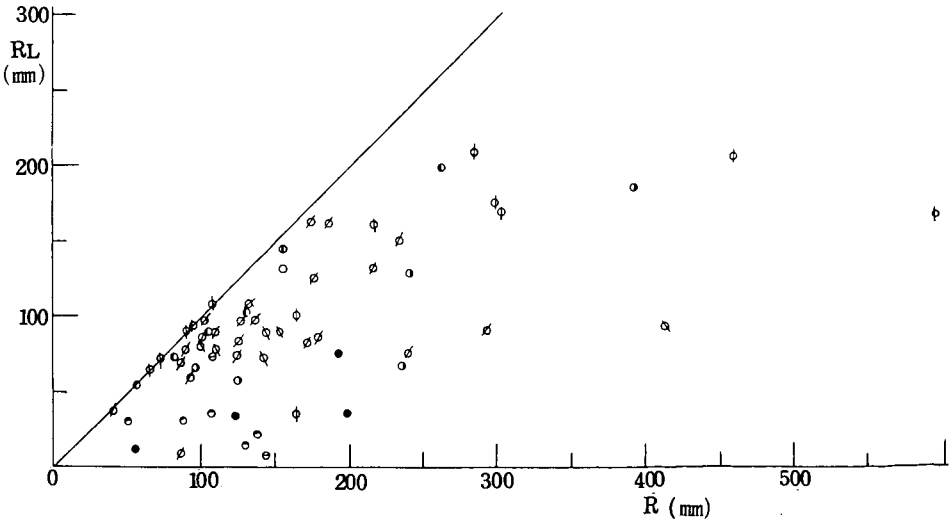
3.1.1 総雨量と総損失雨量

タンクモデルなどのように全降雨量を入力とし，モデルの中で直接流出成分の分離できるモデル以外では，何らかの方法で有効降雨を分離する必要がある。これらを有効降雨解析と呼ぶこともあるが，独立したものではなくその有効降雨を入力する流出解析法と表裏の関係にある。有効降雨の算定方法には，毎時の流量から一定量や一定率を損失量として差し引く方法や，Horton（ホルトン）の浸透能曲線を当てはめる方法などがあるが，ここでは，地域差をよく表現でき，降雨毎のばらつきが少なく，特性曲線法にも適当な総雨量～総損失雨量曲線による方法を採用する。直接流出のハイドログラフによる分離は図－2による。



図－2　直接流出成分の分離

資料が十分でないが，図－3より，花崗岩や火山噴出物の地域では，150㎜程度までほとんど直接流出が無いのに対して，その他の地域では少雨量でも直接流出があるのが顕著である。また，降雨量の増加とともに流出率が増加することも明らかである。それぞれの地域ごとに，図－3上に曲線をひく事ができ，ある程度のばらつきによる誤差はあるが，その曲線上で累加雨量に対する累加損失雨量を求め，その増加量を有効降雨量として流出解析の入力とすることができる。もちろん，この曲線は地質だけで決まるのではなく，流域面積，地形，土地利用によっても変化すると考えられるが，丘陵地や市街地の結果では，類似した曲線となるようである。[1] 今後の資料蓄積が望まれる。



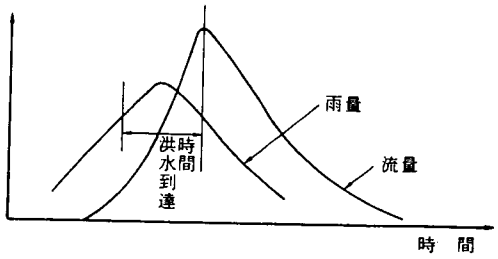
図－3　総雨量と総損失雨量の関係

3.1.2　ピーク流量と洪水到達時間

合理式でピーク流量を算定する際に問題となるのが，降雨強度式の選定と洪水到達時間の決定方法，ピーク流出係数の選定である。ここでは，実測値に基づいて洪水到達時間と，ピーク流出係数を検討してみよう。洪水到達時間は図－4のように定義され，角屋ら[2)]は洪水到達時間（tp）を推定する経験式としてKinematic Wave法（特性曲線法）の理論に基づいて次式を提案している。

$$tp\,(分) = CA^{0.22}\gamma_e^{-0.35} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

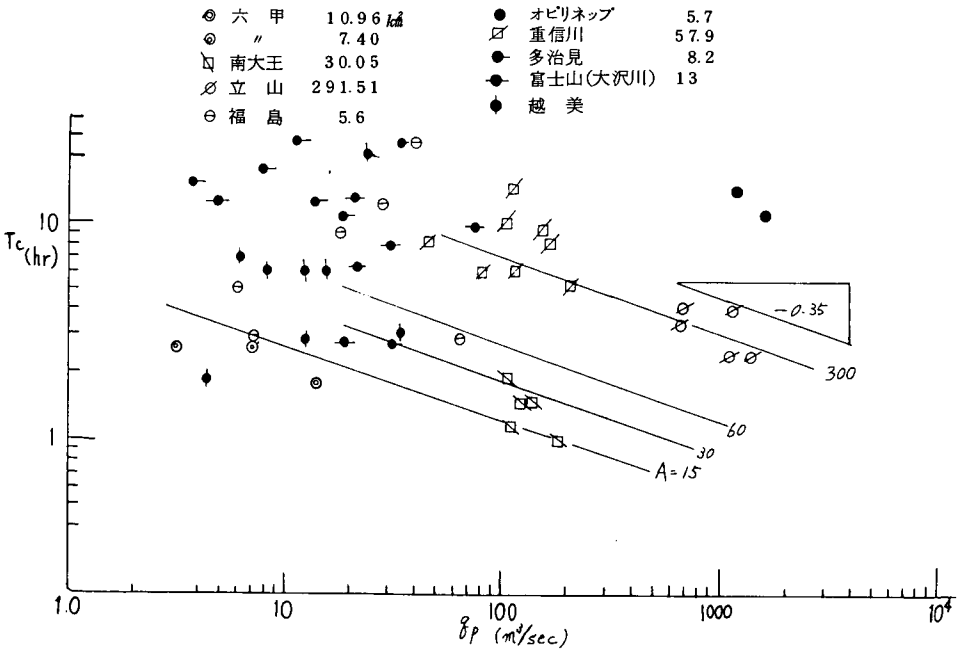
ここで，Cは流域による定数で，丘陵山林地では290，市街化地域で60～90程度，Aは流域面積(Km²)，γ_eは有効降雨強度(mm／hr）である。(1)式は，ピーク流量q_p（m³/sec），到達時間Tc（時間）で書き直すと，



図－4　洪水到達時間の定義

$$Tc\,(時間) = \frac{c}{60} A^{0.57} q_p^{-0.35} \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

となる。図－5の資料は十分でなく，ばらつきも大きいが，(2)式の傾向が認められ，係数cは，80～90の値となった。これは市街地の値に相当し，山岳地域では流出がかなり速いことがわかった。しかし，それでも従来砂防関係でよく使われていたルチーハ式（バイエルン地方の式）よりは，小流域の場合かなり遅くなる。今後の資料に期待するとともに，流域面積によって計画上の土砂混入率を変化させることも必要と考えられる。土石流を含むこの方向での研究の進展が望まれる。



図－5　洪水到達時間

3.1.3　ピーク流出係数

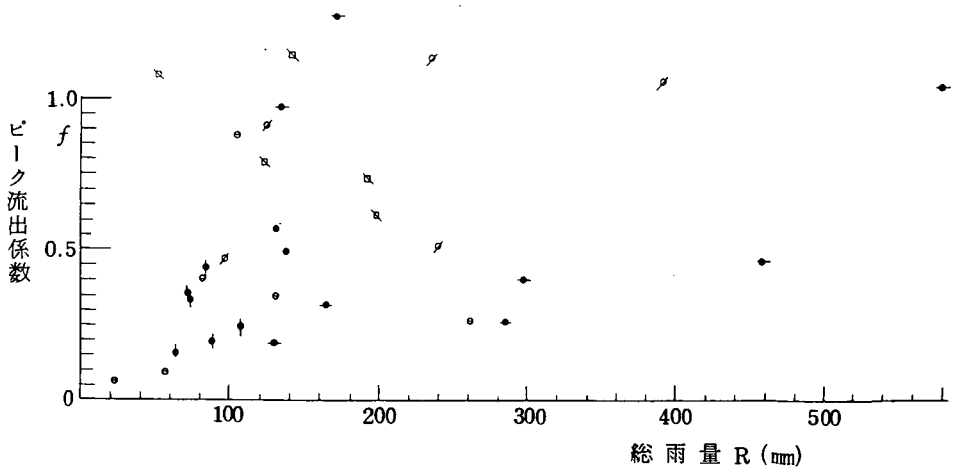
図－4の洪水到達時間内平均降雨強度とピーク流量との比すなわちピーク流出係数は，図－6のようになり，ばらつきは大きいが，降雨規模が大きくなるとピーク流出係数も大きくなり $f=1.0$ 近くの値となることがわかる。1.0より大きくなる理由も考えられなくはないが，観測誤差や，洪水到達時間の決定のむずかしさを考えると，これ以上の議論はできない。

図－6の横軸には，ピーク流量をとるべきと考えられるが，総雨量と短時間降雨強度との間の相関はかなり良いので，総雨量をとった。

3.1.4　特性曲線法による流出解析

有効降雨算定方法が決まると，特定曲線法による流出解析の問題は，等価粗度係数(N)の決定である。この計算方法は本来，表面流に対するものなので，減自期では計算値が早く減少する傾向がある。この不一致をやむをえないものとすれば，Nは1.0程度となるようである。ただし，N値の計算結果とくにピーク流量とピークの時期に与える影響はそれほど大きくなく，0.6から1.5程度の範囲で変化させてもそれほど変化はないようである。四国地方建設局の重信川では，後述するように砂防ダムの貯留効果を考慮している。モデル流域での最適N値は次のようである。

南大王川	N＝2.6
重信川	N＝0.6（砂防ダムの貯留効果を考慮した場合）
西鴨谷川	N＝1.0（N＝0.6～1.5の範囲であまり差は無い）
春木川	N＝0.6～1.0
大沢川	N＝0.6，1.0



図－6　ピーク流出係数

3.2　浮遊砂観測

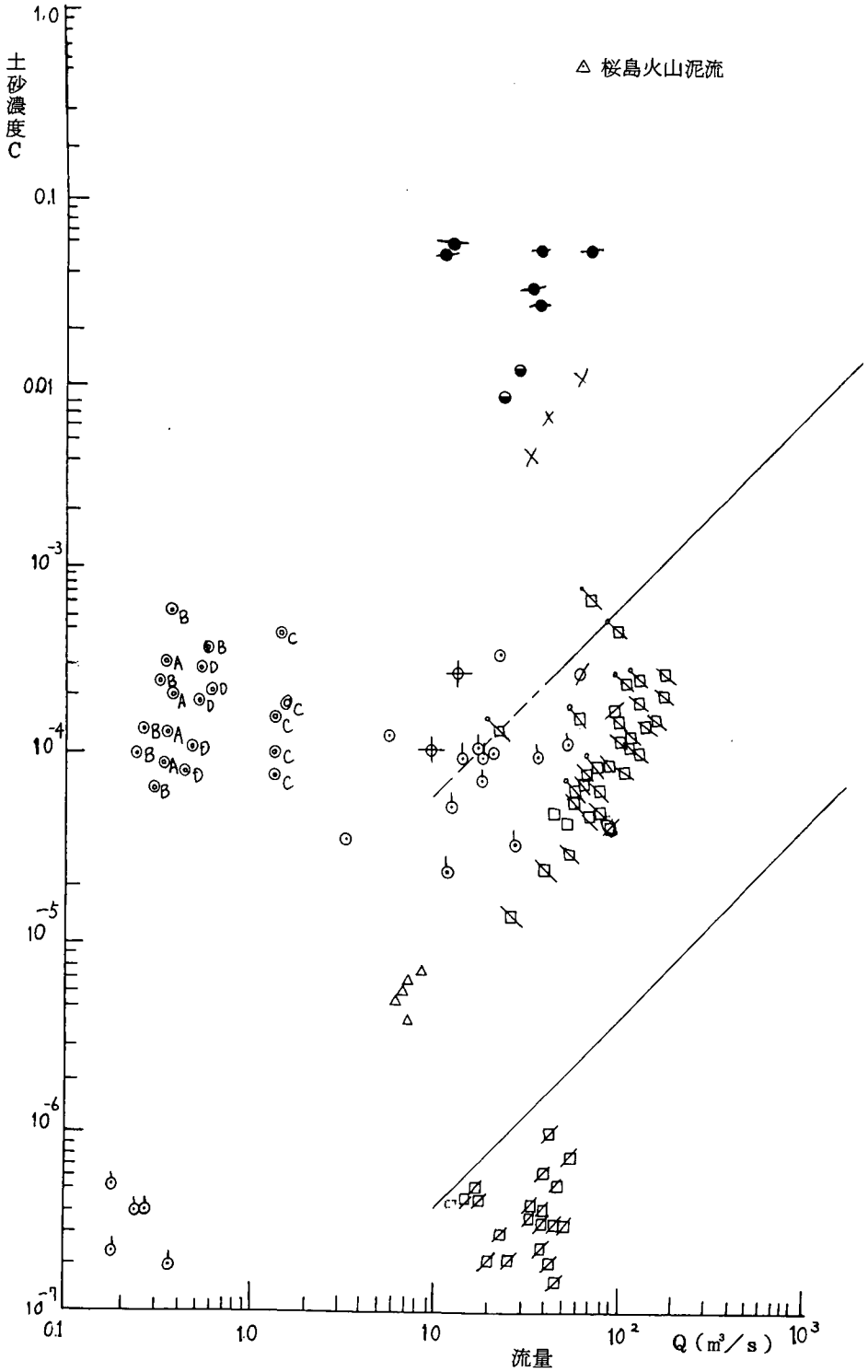
3.2.1　流量と土砂濃度

洪水時の流量観測と並行して，浮遊砂量を測定する事は，危険な作業であるが，流域の荒廃の程度を知る指標となるだけでなく，貯水池の堆砂を議論する際の重要な資料となる。流量に

対して浮遊砂土砂濃度を示すと，従来から言われているようにほぼ比例関係が認められる。しかし，それぞれの流域の値を見ると，増水期，各出水毎にかなり差があり，詳しく検討し説明が加えられなければならない。土砂濃度をCs，流量をQとすると，おおよそ

$$Cs = \alpha Q \quad \cdots\cdots (3)$$

と表わされるが，図－7においてこのαの値を[3]平野の河川の値と比較すると多くがその範囲内



図－7　流量と浮遊砂土砂濃度の関係

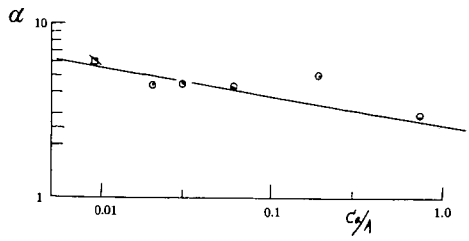
にあるが，重信川が小さく，六甲，富士山，桜島，富士川，天龍川，手取川などが大きい値を示すことがわかる。

なお，後述する浮遊砂の粒度分布からもわかるように，ここで測定された浮遊砂は，ひしゃくやバケツによる採水であり，いわゆるwash load（ウォッシュロード）である。観測について追加すると，せっかく浮遊砂の観測値を得ながら，流量が不明なために図－7に示すことのできない資料があった事は残念である。また，木津川のように低水時の値が得られていると変化傾向を見る際に非常に役に立つ。

つぎにαの値の変化傾向を調べる。αの値はwash loadの生産源の流域全体に占める程度によって変化すると考えられる。崩壊跡地の面積だけでこれが十分表現できるはずはなく，河道内に堆積した古い堆積物の状態や，林道などの状況，崩壊地の新しさなども影響するはずである。しかし，現在これらに対する情報は十分でないので，まず崩壊地面積（Ca）の全流域面積（A）に対するαの変化を見ると図－8のようになり，従来から言われているように[4]崩壊面積率に対する変化はかなり明瞭である。資料が不足しているが経験式として表わすと，

$$-\log\alpha = 10^{(-0.35\log Ca/A + 0.54)} \quad \cdots (4)$$

となる。

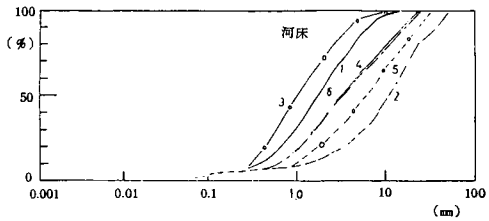


図－8　αの値と裸地面積率との関係

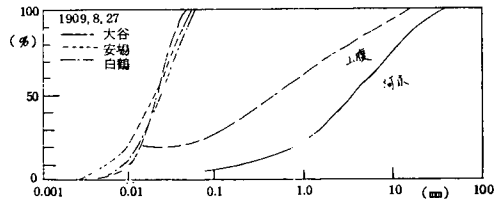
3.2.2　浮遊砂粒度分布と河床，山腹土砂の粒度分布

浮遊砂，河床砂，山腹の粒度分布を比較することによって，山腹から海岸まで粒径別に土砂の移動を追跡することができる。地質によっては，水中を輸送されながら容易に破壊されたり摩耗したりするものもあるが，一般には砂礫は比較的強く輸送中の個々の粒径の変化は顕著でないと考えておく。図－9は各地の粒度分布である。山腹の粒度分布の資料が少ないが，大略つぎのように考えることができる。

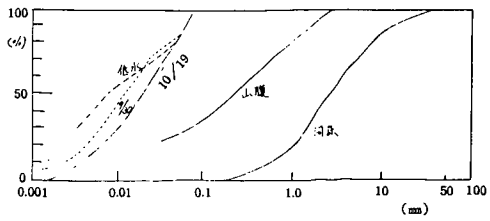
① 採水された浮遊砂はほとんどが0.1㎜以下でwash loadと考えられるが，なかには1.0㎜程度のものも含まれており，採水方法によるものか，地質を反映しているのか今後検討したい。



小鶴川（川辺川）



住吉川（六甲）



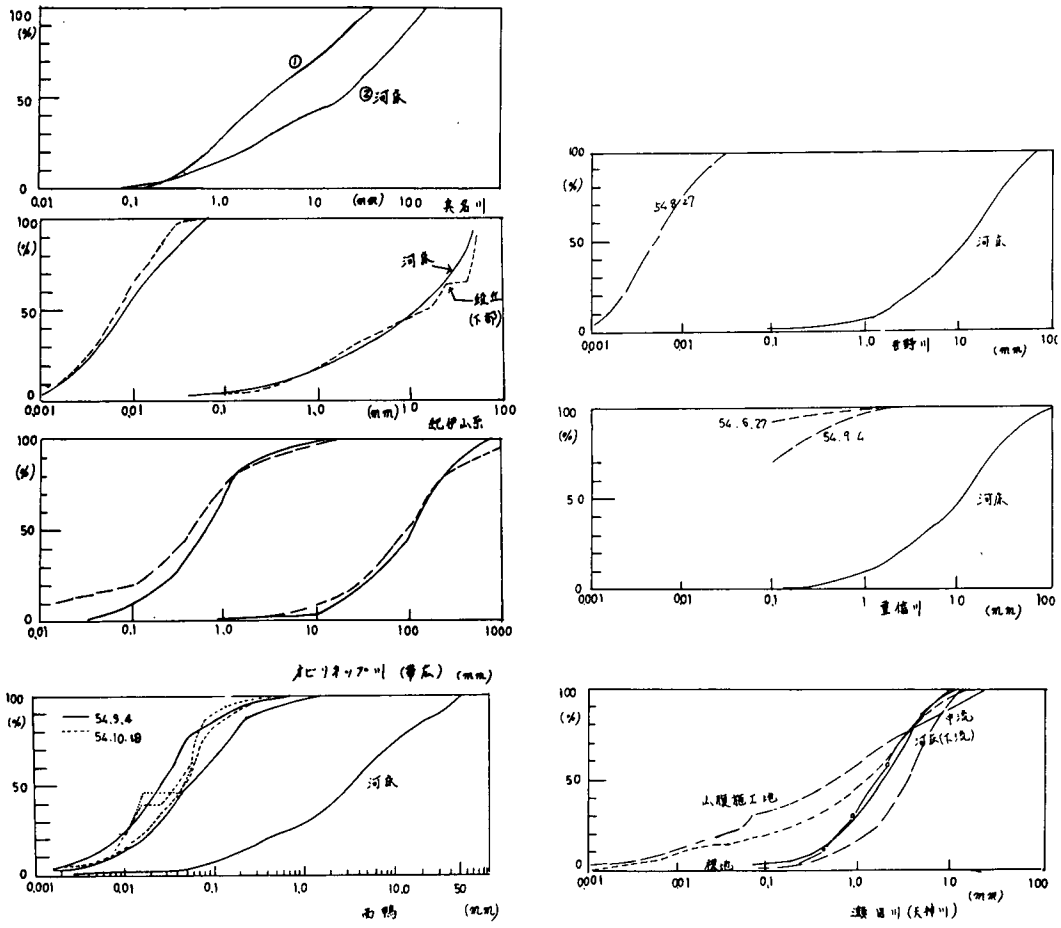
木　津　川

図－9　粒度分布(1)

② 河床材料の粒度分布は，どこでも0.1㎜程度が下限となっている。

③ 山腹の材料は最大粒径をどこまでとるかによってその分布が異なってくるが，0.1㎜以下もかなり含まれていることは共通して言える。

④ 以上より，広い粒度分布を有する山腹の土砂が河道に供給され，0.1～0.2㎜以下はwash loadとなって下流に輸送され，極端に大きい石はほとんどが生産地からさほど遠くない地点に残され，その間の砂礫がいわゆる河床砂となって，掃流砂の形態で下流へ輸送されていくと考えられる。粒度試験結果と土砂収支表とを組み合わせれば粒径別土砂収支が議論できる。



図－9　粒度分布 (2)

4. モデル流域の研究成果の代表例

（東北地方建設局）

4.1 荒川流域土砂動態調査

4.1.1 流域概要

本調査の対象となっている渓流は，阿武隈川水系荒川支川東鴉川流域であるが，既存の資料の存在状況を踏まえ，荒川全体をも含め解析することとした。（34.6Km²）火山砕屑物に厚く覆われた起伏の少ない地形を荒川が解析中という状況を呈しており，上流部には緩傾斜地が分布する。中～下流部になると下刻が激しくなり，谷が深くなるとともに側方侵食も活発となり，両岩からの崩壊，地すべりによる土砂の供給が多量となる。当地の土砂の生産はこの側方侵食によるものが卓越しており，河床にみられる巨礫は火山砕屑物中に存する安山岩が洗い出されたか，側方から崩落したものと推定される。

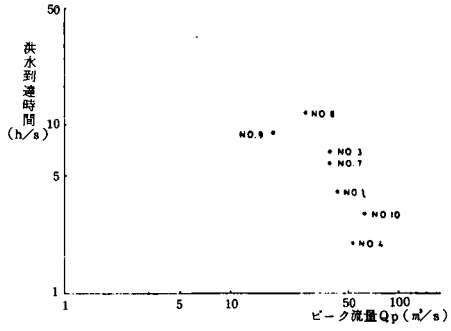
4.1.2 流出解析

東鴉川第1水位観測所では流量観測が行なわれておらず，水位観測位置の立地条件が悪い。荒川との合流直下地点にある土湯観測所では流量観測が行なわれているので，この地点を基準に荒川全域を対象に解析することとした。

4.1.2.1 既往洪水諸元

既往10洪水を抽出し，それらの諸元を整理した。

対象とした洪水には大きなものが少なく，中でも№2，№5，№6，№8，№9洪水は，ハイドログラフのパターンが偏平で，明瞭なピークを持っていない。

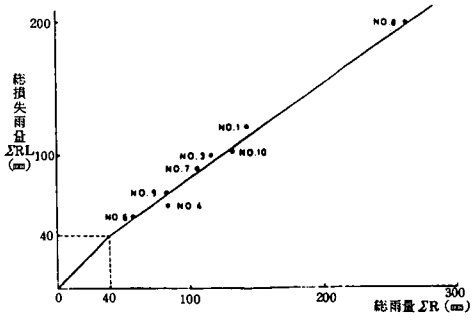


図－1　ピーク流量～洪水到達時間

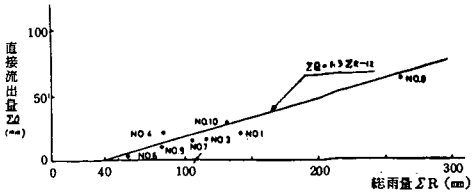
4.1.2.2 洪水諸元間の相関整理

ピーク流量（Qp）と洪水到達時間（TA）の相関図からは，洪水到達時間が短かければピーク流量が大きくなる傾向がうかがえるが明瞭なものではない。（図－1）

小規模な№2，№5洪水を除き，総雨量と総損失雨量を図－3にプロットした。総雨量$\Sigma R=0$とき総損失雨量$\Sigma R=0$とし，両者間の関係曲線（$\Sigma R=1.62(\Sigma R\ell)^{0.86}$）を折れ線近似すると$\Sigma R$が40㎜前後では$\Sigma R$とほぼ同量の損失量となり，その後は約70％の損失量となる。



図－2　総雨量ΣR～総損失雨量$\Sigma R\ell$



図－3　流出率の変化

降雨継続時間（T_R），総損失雨量（$\Sigma R\ell$），前期無降雨日数（Dn）および前5日間雨量（RP^5）の関係を調べたが，明瞭な関係は，見い出し難い。

4.1.2.3　有効降雨の算定

図－3に示す直接流量と総雨量との関係より，$\Sigma R = 40$ mmまでは流出量 $f_1 = 0$ であり，40 mmを越えると流出率 $f_2 = 0.3$ となることが分かる。したがって，各洪水の有効雨量Reは，各時刻毎の累加雨量ΣRの変化により，$Re = fR$として，つぎのように算定した。

$$\begin{cases} \Sigma R \leqq 40\text{ mm では} & Re = 0 \\ \Sigma R > 40\text{ mm では} & Re = 0.3R \end{cases}$$

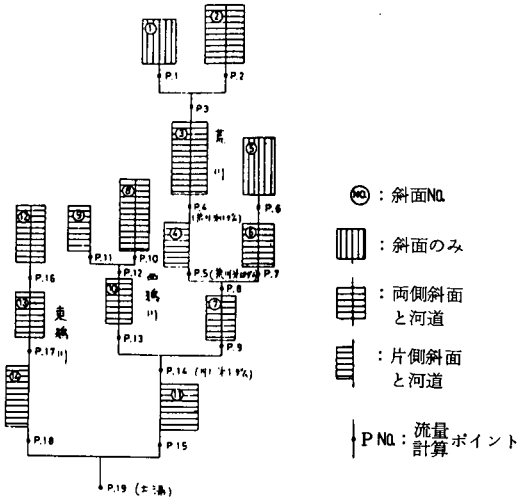
4.1.2.4　流域計算のための流域分割

流出計算のための流域分割は支川合流点，主要な砂防ダムの各地点で行ない，そのモデル化は，図－4に示すようになった。

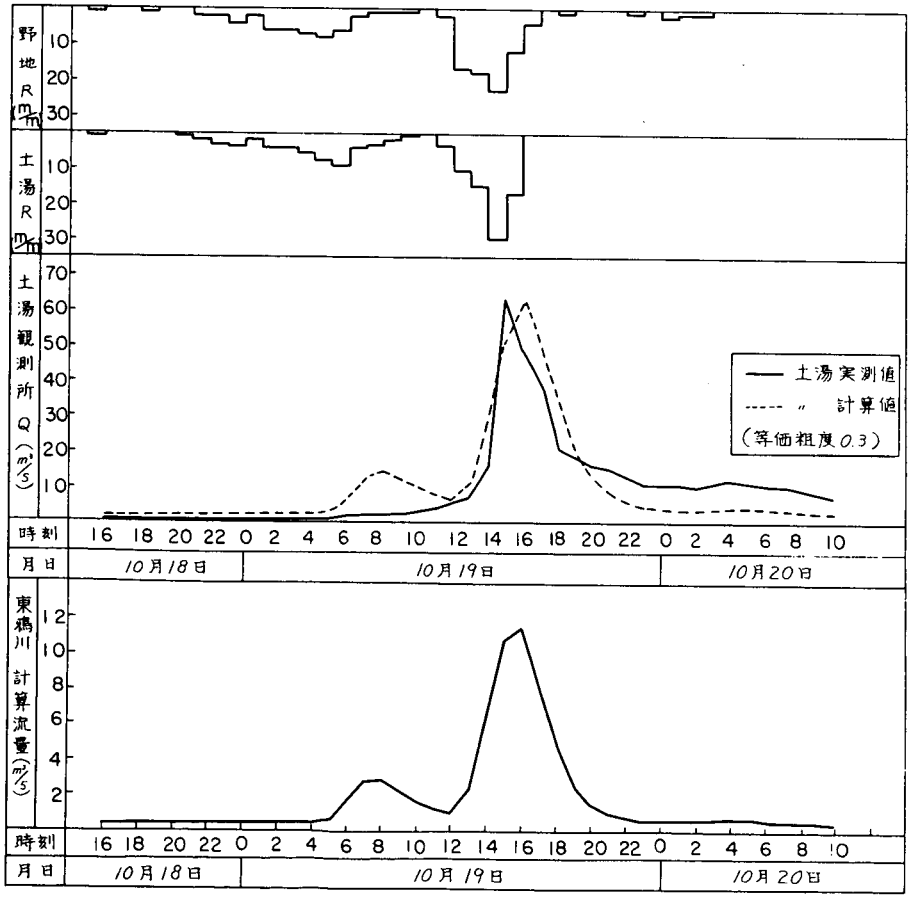
4.1.2.5　計　算　結　果

今回の解析対象とした洪水中，流出量が最も大きく，洪水波形も明瞭なNo.10洪水についての計算結果を図－5に示す。

特性曲線法の特徴として，表面流のみを対



図－4　流出計算モデル



図－5　N10 S.54.10.19洪水

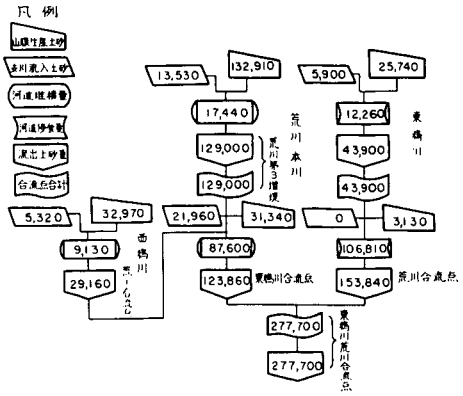
象としているため，降雨に対するレスポンスが，極めて敏感となっている。このため，初期流出が多く，ピーク後の減度も速くなっている。

4.1.3　土砂収支を流量～流出土砂量関係

4.1.3.1　土　砂　収　支

1）S.32～S.41年の9年間の流出土砂量

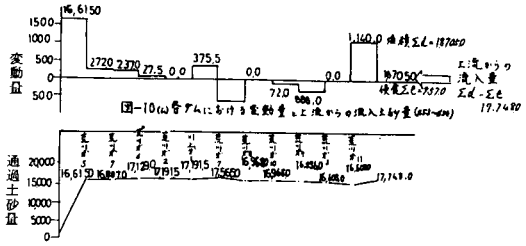
S.44年度調査結果を整理・再集計した土砂収支を図－6に示す。これによるとこの9年間に東鴉川からは153.8×10³m³，荒川本川（土湯地点）からは277.7×10³m³の土砂流出したことになる。



図－6　土砂収支（S.32～S.41）
9年間　（単位：m³）

2）東鴉川におけるS.53～S.54年間の流出土砂量

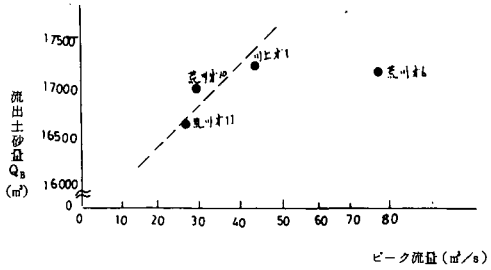
S.53年とS.54年の横断測量（50mピッチ）成果を用い，最上川の未満砂ダム（東鴉川第4ダム）を基準にして，平均断面法で土砂収支を行なった。これによると，この1年間に1,679.8m³が東鴉川より流出したことになる。しかし，この値は1断面当りØ0.5mの礫2ケに相当し，2時期間の測量ピッチの精粗による影響に大きく左右されることも考えられる。



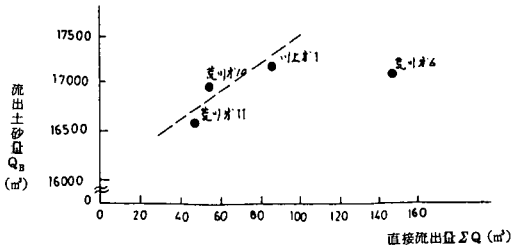
図－7　各ダムにおける通過土砂量
（S.53～S.54）

3）荒川本流におけるS.53～S.54年間の流出土砂量

荒川本流には中流部の第11ダム～下流部の地蔵原ダムまで砂防ダムが比較的密に配置されており，堆砂延長と上流のダムが極めて接近しているケースが多い。一方，これらのダムについては一部を除き堆砂測量が実施されているので，このデータを用いて概略の土砂収支を行なうことを考えた。堆砂データが比較的そろっているS.53年とS.54年のデータを用い，下流の河床変動状況から地蔵原ダムからの流出土砂量を零と判断し土砂収支を実施した。それによると荒川第11ダム堆砂域末端からは，17,748.0m³の土砂が流入した



図－8　ピーク流量と流出土砂量の関係（№10洪水）



図－9　直接流出量と流水土砂量の関係

ことになる。又，これらのデータをもとに，各ダム地点を流下した土砂量を逆算し，図－7に示した。

4）流量と流出土砂量の関係

流量と流出土砂量の関係を検討するためには，同一地点で複数回（5～6回以上）の観測地が必要となる。現在のデータの蓄積状況では，1回分のデータしか得られていないので，その検討は不可能である。そこで，便宜的に以下のような方法でプロットを複数個得ることを考えた。

3）で求めた各ダム地点における流出土砂量と，流出解析結果より得られる各地点の流量とを対応させてプロットを複数個得る。このような考え方で作成したのが，図－8，図－9である。但し，対応させた流量は，S.53年とS.54年間に発生した。No.10洪水のピーク流量と直接流出量である。

この考え方は，「流砂量は単に流量のみでなく，河道状況をも含めた掃流力によって議論されるべきものであり，同一断面での議論は河道状況が同一であるという前提が満たされるからこそ，流量のみで可能となる。」という観点からすれば余り意味のあるものとはいい難い。したがって，一応の参考程度と考えることにした。

4.1.4　浮遊砂観測結果（新庄工事管内五川の例）

当調査地域では未観測のため，最上川水系立谷沢川支川五川での観測結果について述べる。

観　測　地　点　諸　元

観測地点	流域面積	流域地質	裸地面積	裸地面積率	河床包配	備　考
五川基準点（合流点付近の橋上）	6.3 km²	変朽安山岩	39847 km³	0.6 %	1/15	植生；基準点付近は広葉樹だが上流部はカン木，草地，荒地や，露岩地とする。

観測結果（S.55年7月15日実施）

観測地点	観測地刻	流量(m³/S)	採水全量	土砂量（mg）	土砂量(m³/S)	採水分布	採水方法
玉川基準点	10：25	15.83	2ℓ	742	2.216×10^{-3}	—	バケツで採水
	11：45	11.13	2ℓ	316	0.663×10^{-3}	—	2ℓ広口ポリビンにて運般，分析
	13：01	9.19	2ℓ	258	0.448×10^{-3}	—	

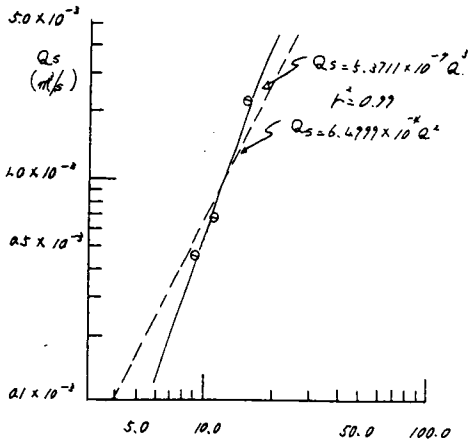
このデータにより，流量と土砂濃度の関係をプロットしたのが，図－10である。プロットは3点しか得られていないのが，両者の関係の回帰式を求めると，$Qs=5.3711\times10^{-7}Q^3$となり，相関係数は$r^2=0.99$となる。又，浮遊土砂量は流量の2乗に比例する（$Qs=\alpha Q^2$）として$\alpha$を求めると，両者の関係は，$Qs=6.4999\times10^{-4}Q^2$となるが，相関は悪くなる。

4.1.5　調査・解析上の問題点，今後の方針

4.1.5.1　流　出　解　析

1）降雨の少なさもあるが，大規模な洪水等の流量観測，しかもピーク付近での資料が少ないので，H－Q変換式の適用時に問題が残った。計画規模にできる限り近い洪水時の流観が望まれる。

2）これもデータの蓄積に待たねばならない問題であるが，既往洪水の規模がある程度バラついた方が，各種の相関の有無を検討するには望ましい。



図－10　流量と浮遊砂量の関係

3）今回は土湯観測1地点しか流観資料がないため，等価粗度Nは全域一定にせざるを得なかったが，今後，解析の精度を上げるために，荒川第10ダム地点，東鴉川第1ダム地点での流観を実施し，流域の状況にあった等価粗度Nの決定に努める。

4）東鴉川第1ダム地点の水位観測所（幅ダム）は流観には不適当なため，今後は本ダムに位置を移して実施するが，一定期間2ヶ所で同時観測を行ない相関をとり，以前のデータの活用を図る。

5）等価粗度Nについては一応の目安があるようであるが，これは地形の状況，分割域のとり方の大小にも左右されるようである。すなわち，河道延長に比べ両側斜面の小さい，かつ急斜面をもつブロックでは，Nは河道の粗度係数に近くなるか，あるいはそれ以上となる可能性も考えられる。当地のNが0.3となったものも，これらの点に原因があるように思われる。今後，3）で述べたデータが蓄積されれば，流域毎の性格を反映したNが明らかにされる可能性がある。

4.1.5.2　土　砂　収　支

1）東鴉川の土砂移動は余り大きなものは期待できないので，土砂収支の精度を向上するためには，横断測量の精度向上を図る必要がある。横断測量のピッチを一定（2m程度）にして観測する必要があると同時に，測量の際，土砂移動の有無の観点からの観察とその注記を併せ更施し，より実状にあった変動量を把握するよう努める必要がある。

2）東鴉川で得られる土砂移動のデータは，土石流的な移動形態であることが予想される。したがって，掃流的な移動状況を把握するためには，荒川本川部にまで対象域を拡大することが望ましい。幸いにも，本川部においては既にダム堆砂測量が実施されているので，これを延長して実施するのと，最上流部の第11ダムの流観も加われば，流出解析の精度もかなり期待できる。

3）流量との関係を議論するには，一洪水による変動量を把握することが望ましい。

4.1.5.3　流量～流出土砂量の関係

今回は一応便宜的な方法で求めてみはしたが，今回の調査主旨に合うものではない。この点については，今後のデータの蓄積に待つ他はない。なお，短期間に成果を得るためには，年一回の定期縦横断測量だけではなく，顕著な洪水直後に測量を実施する必要がある。

4.1.5.4　浮　遊　観　測

今後の観測によりデータの蓄積をはかると同時に，粒度分布，比重等，浮遊砂の物理試験を実施する必要がある。

（関東地方建設局）

4.2　春木川流砂量調査

4.2.1　ま　え　が　き

建設省技術研究会指定課題河川部門の「砂防河川の土砂動態調査」をうけ，春木川をモデル流域として各種の調査を行なっている（従来より富士川砂防工事事務所のモデル流域として調査を進めていた）が，今回河床変動測量成果を使用して，下記の検討を行なったのでこれを報告する。

i．河床変動特性の把握

ii．河床変動計算による実績洪水時河床変動シミュレーション

4.2.2　春木川流砂量調査について

(1)　春木川の概要

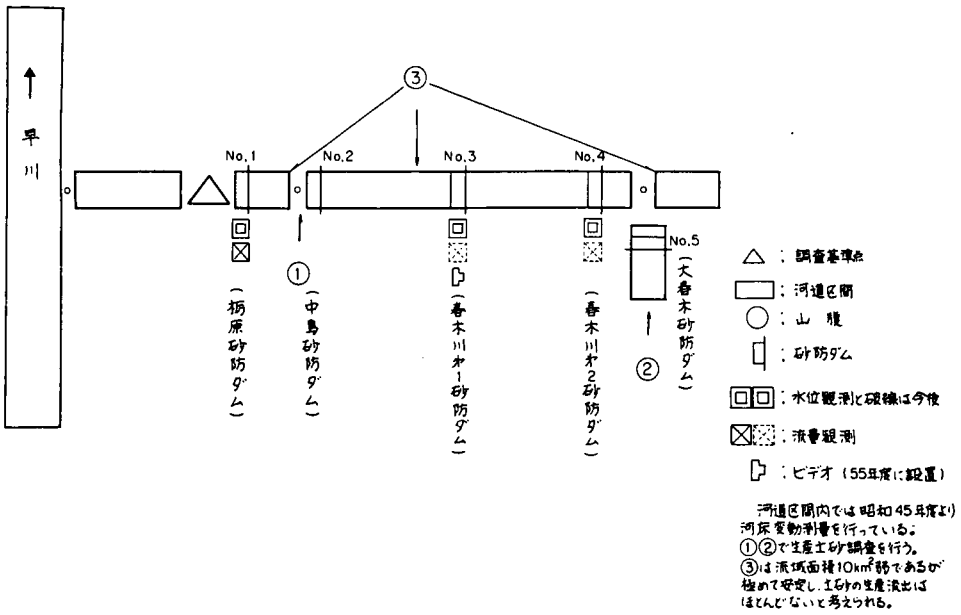
春木川流域は，富士川支川早川の小右支川で，南アルプスの東縁に位置する流域面積約20 Km²の地域である。水源部は約2,000mの高山地となっており，七面山（1,982m）からタル沢，大春木沢等が西に向って流下し，本川となり北上して早川に合流する。春木川の地質を見ると，いわゆるフォッサマグナの西縁にあり，その主断層である糸魚川～静岡構造線に沿った断層谷といわれ，ほぼ南北に直線状に流下し，その支川は本川に直交して流れ込んでいる。春木川左支川は瀬戸川層群（古第3紀）となっており，破砕が著しく，特に七面山大崩れは，面積780haであり，土砂生産が活発であるため，本川筋への土砂流出と河床変動は大きい。

直轄砂防事業は明治16年から実施されているが，当事務所発足後昭和43年度から再開し，県施工分を含めて8基の砂防ダム，2基の床固，一部護岸が施工されている。

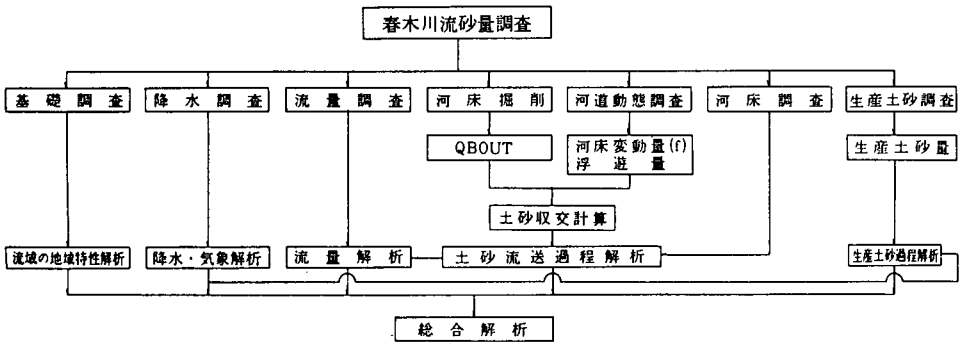
(2)　春木川流砂量調査について

春木川の模式図と昭和55年当初の観測システム（雨量観測所は4ケ所あるが省略）と，調査フローを図－1,2に示した。

モデル流域における諸調査は，土砂流によって山腹及び河道域がどのような変動を生じるかを把握し，その成果を砂防計画に結びつけることを目的としている。諸調査の中でもビデオによる実際の洪水の流況の観測は水文量（流量）と河床変動との関係に対して有益な知見



図－1　春木川模式図と観測システム



図－2　春木川流砂量調査フローチャート

を与えてくれるものと大いに期待される。

55年度の調査予定項目は，下記5項目を予定し，その内 i．河床変動特性の把握と河床変動計算シミュレーションの成果が出たものであり，それについて以下述べる。

i．河床変動特性の把握と河床変動計算シミュレーション

ii．生産土砂量調査と，河床変動測量，最下流ダム5万m³の空容量を利用した土砂収支及び一洪水の河床変動計算シミュレーション

iii．最大洗掘探調査

iv．浮遊砂観測

v．春木川中流観測所（春木川第1砂防ダム地点）の整備

4.2.3　水文資料の整理，解析

(1)　降　雨　解　析

河床変動特性の把握，河床変動計算による実績洪水時河床変動シミュレーションを可能とするため又，流出モデルを作成するために，水文関係の資料整理，解析を行なった。

流域内に存在する雨量観測所は春木川，大春木，七面山，タル沢の４ケ所であり春木川を除いては観測期間が短く，流出モデル検証に用いる洪水が昭和４５～５４年であるので，春木川観測所と各観測所との相関をとり，データを補う必要がある。又春木川も欠測があり，それは近隣の雨畑ダムの資料により相関解析を行ない補った。その結果を下記に示す。

（大春木雨量）＝ 1.30×（春木川雨量）

（七面山　〃　）＝ 1.25×（　　〃　　）

（タル沢　〃　）＝ 1.29×（　　〃　　）

（春木川　〃　）＝ 1.122×（雨畑ダム雨量）－3.71

雨量については，洪水との検証を行なう場合に関係づけ易い連続雨量により整理した（日雨量など単一の時界内の雨量では一雨のなかにおける雨量強度の変化を捉えにくい）。又流域平均雨量は，流域内の４ケ所のデータについて，上記の方法で補ったものを用いティーセン法により流域分割し求めた。

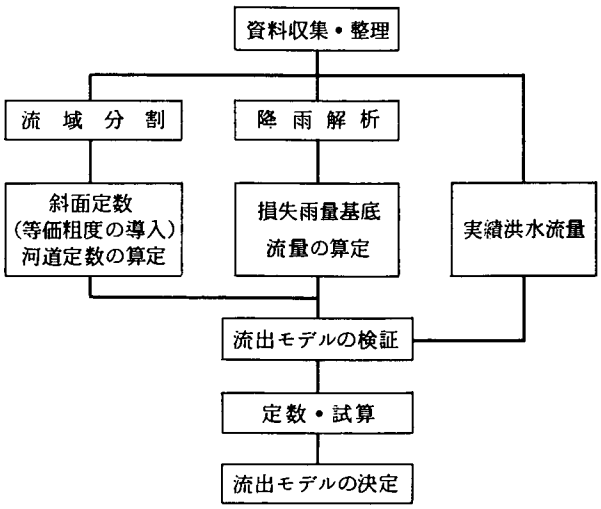
表－１　観測所間の降雨の相関

	春木川	雨畑ダム	梅ケ島	大春木	七面山	タル沢
春木川		0.936	0.875	0.956	0.961	0.968
雨畑ダム			0.783	0.664	0.537	0.546
梅ケ島					0.756	
大春木						0.983

(2)　流　出　解　析

流出解析法は，流域をいくつかのブロックに細分し，それぞれの地形特性，土地利用条件の差異などの流域状況変化を比較的容易に表わしうる特性曲線法によった。

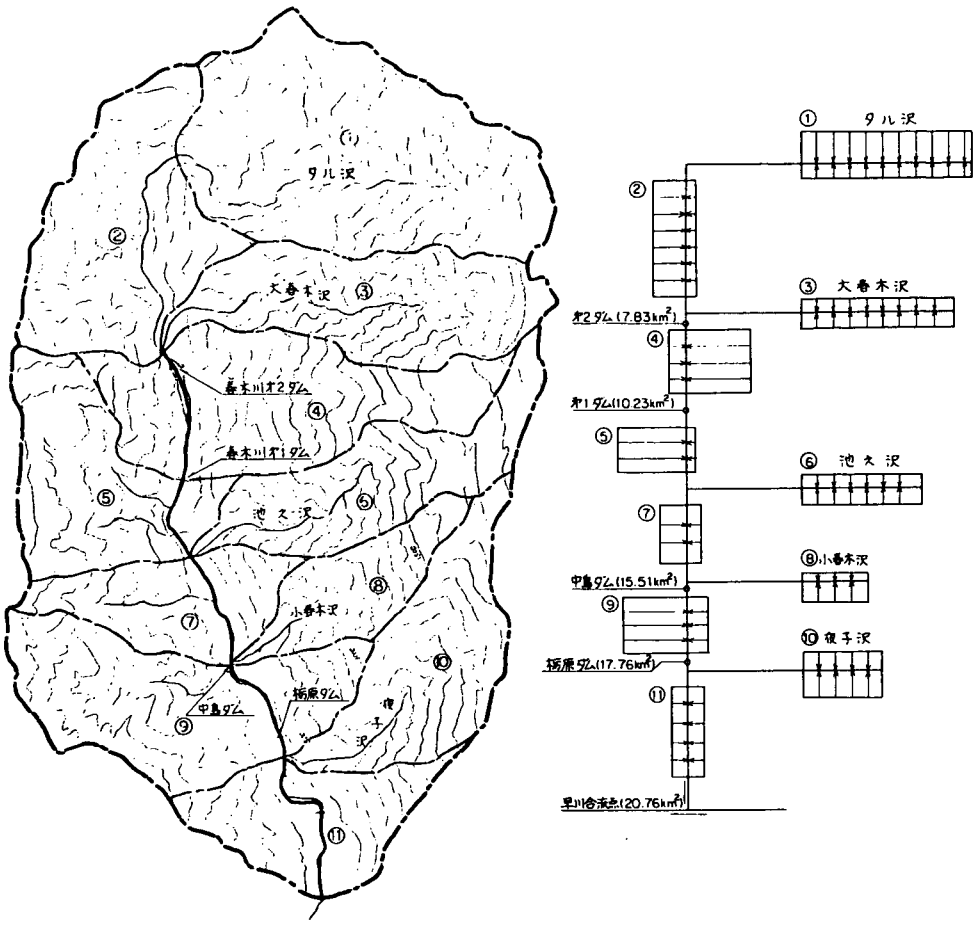
解析手順をフローチャートで図－３に示す。まず水文関係，地形関係の資料を収集整理し，それぞれ流出モデル作成の流れ，外力としての雨量解析の流れ，実績洪水流量とりまとめの流れと分岐し，それらを総合して，流出計算を行ない，モデルの検証定数試算を行なって最適モデルの決定を行なうものである。



図－３　流出解析フローチャート

（ｉ）流　域　分　割

流域を図－４のように分割し，各ブロックをモデル化する。河道長は 1／25,000 地形図により計測し，斜面長ℓは，ℓ＝A／L（ただし，ℓ；斜面長(Km)，A；ブロック内斜面の面積(Km²)，L；ブロック内の河道長(Km)）として求めた。又斜面勾配はコンター図を用いて谷線法により求めた。これは河道を等分割してその河道区間毎に斜面の流れの方向の標高差をｈとし，距離をℓとして計測し加重平均をそのブロックの斜面勾配とする。式で表わせば，$S=\Sigma h_i/\Sigma \ell_i$ となる。このようにしてブロック毎の斜面地形特性を求め



図－4　流域分割と構成モデル

た。

(ii) 斜面定数（等価粗度の導入）と河道定数の算定

斜面を広短形の断面として，マニングの流速公式を用いると，

$$q = h \cdot v = h^{5/3} \cdot 1/N \cdot I^{1/2}$$

したがって，

$$h = (N/\sqrt{I})^{3/5} \cdot q^{3/5}$$

となる。

①式において $k = (N/\sqrt{I})^{3/5}$，$p = 3/5$ となる。ここにNはマニング流速公式の粗度係数の形式をとるから，いま流域を一様な粗度の長方形斜面として考え，Nは河道への横からの流入量を斜面一様の薄層流に置きかえた場合の粗度といえ，これを等価粗度と呼んでいる。この等価粗度を山林地の標準的な値である 0.6～1.2（$sec/m^{1/3}$）とした時のkの値を試算しておく。

次に河道定数であるが，同様にマニングの流速公式により②式を変形すると，

$$A = K(A \cdot 1/n \cdot I^{1/2} R^{2/3})P$$

となりここで，

$$C = A \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3}$$

としまた，

$$K_1 = K / nP$$

とおくと，

$$A = K_1 \cdot C^P$$

となる。

基本式の$A=KQ^P$を$A=K_1C^P$という式に置きかえ，図－4に示した分割ブロック毎に河道について代表断面を3ケ選び各水深に対するA・Cを算定し，これらの値を基に各ブロックの河道の断面特性として，K_1，Pを求めておき，さらに求まったK_1により粗度n＝0.02～0.06の範囲内でのKの値を求めておく。

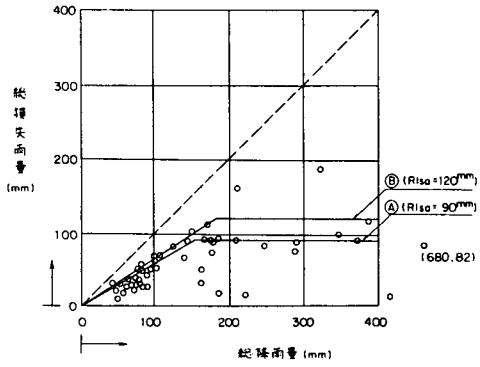
(3) 有効雨量について

観測降雨から有効雨量を推定する場合良く利用されるのは累加雨量（ΣR）～累加損失雨量（ΣR_L）の関係であるが，春木川ではデータが少いので近隣の雨畑ダムの資料をもってこれに代えた。

具体的には雨畑ダムの雨量と流量を基に，まず総流出量から基底流量を分離し（ハイドログラフの立上り点から水平分離した），残りの流出量を流量面積で除し流出高に換算し，それから累加雨量（ΣR）～累加損失雨量（ΣR_L）の関係を求めると図－5のようになる。

(4) 流出モデルの検証及び定数試算

検証の対象洪水は春木川の降雨資料のあるものとし6洪水を選んだ。流出モデルの計算定数は，粗度（n）を0.03～0.05，等価粗度（N）を0.6～1.0とし（参考にNを0.1とした場合もやってみた），降雨は3．1降雨解析による降雨とし（損失雨量は3．3有効雨量について算出した120㎜，90㎜とする），さらに基底流量は比流量100㎢当り10㎥／secとして求めた。計算時間刻みは降雨デー



図－5　総降雨量と総損失雨量（雨畑ダム洪水資料による）

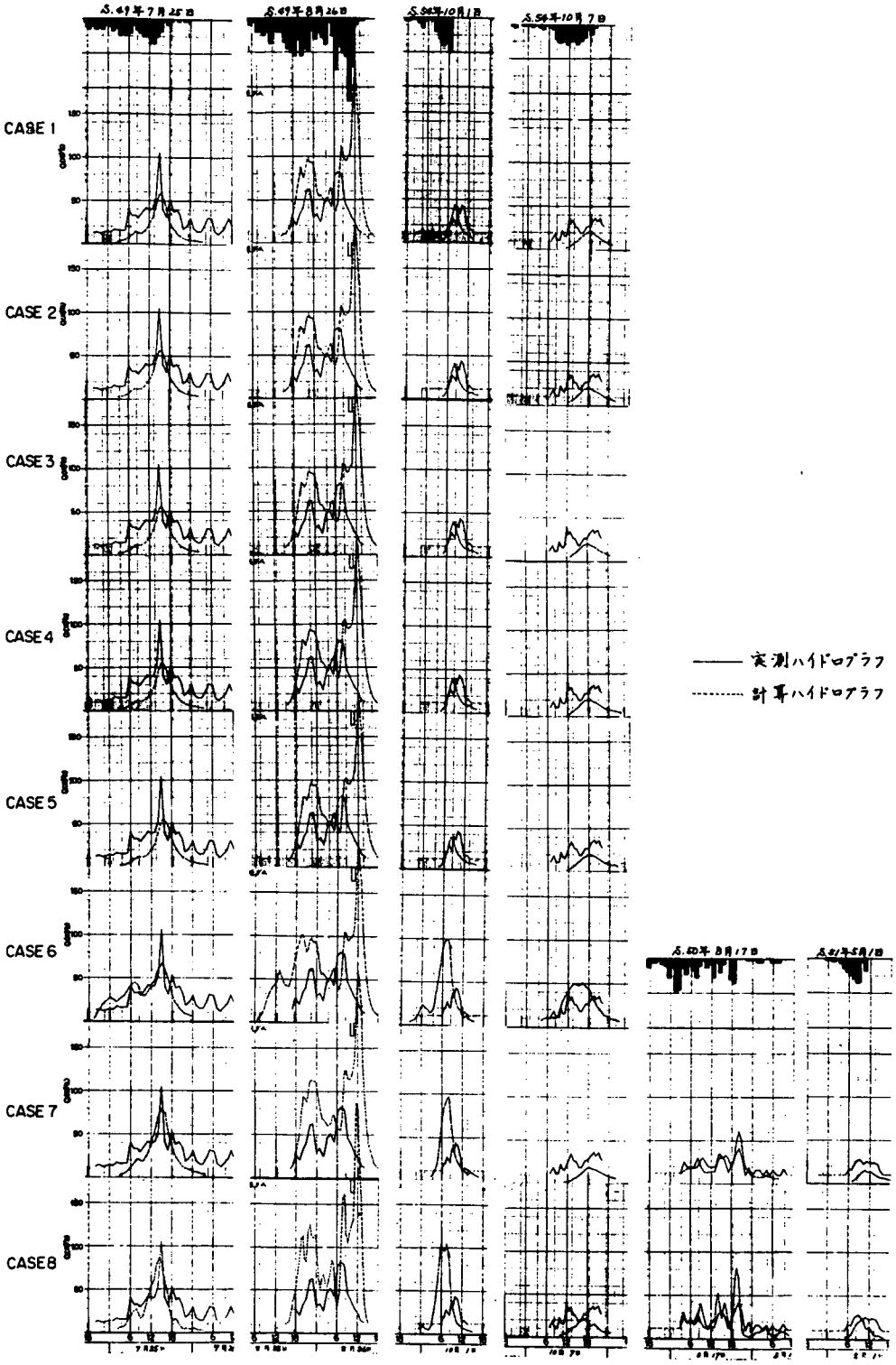
表－2　流出計算条件

CASE	粗度 n	単価粗度N	損失雨量(mm)
1	0.04	0.6	90
2	0.03	0.8	90
3	0.04	0.8	90
4	0.05	0.8	90
5	0.04	1.0	90
6	0.04	0.8	0
7	0.04	1.0	120－前期降雨による損失
8	0.04	0.1	120－前期降雨による損失

表－3　流出率の比較

No.	洪水名＼ケース	実測値	Case 5	Case 6	Case 7
①	S.49.7.24洪水	0.98	0.56	1.00	0.59
②	S.49.8.25洪水	0.34	0.83	1.00	0.78
③	S.50.8.16洪水	0.53	0.62	1.00	0.49
④	S.51.5.1洪水	0.38	0.33	1.00	0.17
⑤	S.54.10.1洪水	0.39	0.36	1.00	0.74
⑥	S.54.10.6洪水	0.53※	0.40	1.00	0.31

※ 洪水途中で観測が終了しているため小さな値となっている。0.7～0.8程度と推定される。



図－6　流　出　検　証　結　果

タが1時間であるので4分割の15分とし，以上の条件で流域上流端から下流に向けて逐次計算を行なった。計算ケースを表－2に，また計算結果を図－6に示した。

これらの結果より，流出モデルの各要素を降雨量を一定として吟味してみる。河道の粗度係数(n)についてはN＝0.8で一定としたケース2，3，4で比較が可能であり，n＝0.03～0.05の範囲でのピーク流量の変化は2％と小さい。これは河道長が短かく，河道勾配が大きいため，河流内貯留がほとんどないことを意味していると考えられる。斜面の等価粗度

係数(N)については，n＝0.04 で一定としたケース1，3，5と7，8の2組により知ることができ，N＝0.6～1.0の範囲でピーク流量を比較すると約15％の差が生じている。ケース1，3，5とケース7，8では損失雨量の取り方が異っており，さらにNを1.0と0.1としている。その場合，同じくピーク流量で40％の差が生じており，当然のことながら影響はさらに大きくなっている。しかしながらN＝0.6～1.0の間での差は粗度係数(n)のそれに比べ大きいものの，等価粗度による影響は小さいとはいえ，したがって逆に「N＝1.0近辺での最適流出モデル」を求めるのは難かしいといえよう。

今回の試算で一番問題となるのは有効雨量の扱い方であり，これについてはケース5，6，7により比較でき，この場合の流出率を比較できるよう表－3に示した。これによると実測値と計算値は，①ではケース6，③ではケース7，④と⑤ではケース5が近く，また②について当てはまるケースがない。ここで図－6の検討結果と比べると⑥についてはケース5ないしケース7とケース6の中間程度である。流出波形の再現性は流出率の整合性と同一の傾向を示し適切な有効雨量を用いない限り，洪水の再現性に対する期待は小さいといえる。

(5) 流出モデルの決定と今回の流出解析における今後の課題について

先に述べたようにnおよびNは，春木川流域流出モデルにおいては，流出波形に与える影響は少く有効雨量の扱いがポイントとなっている。従って，今回検討した試算ではn，Nについては決定的な根拠を見出すことができず，逆に一般的な数値を用いても支障がないとも考えられ，N＝1.0とする。又，nについても同様で標準的な値を用いることとし，n＝0.04とする。

今回の流出計算シミュレーションにおいては，資料数が少くまた洪水も比較的小規模であるため，測定誤差の影響もあろうと考えられる。したがって今後以下の事項について検討が加えられる必要があると考えられる。

- ○ 降雨資料の充実（降雨解析で回帰させ求めざるを得なかったところがあったが，観測所の数が4ケ所あることから箇所数は十分であるので，今後観測を継続する。
- ○ 計測器機を十分管理し精度の向上をはかる。
- ○ 現在H～Q曲線は模型実験によるものであるため今後実測が必要である。

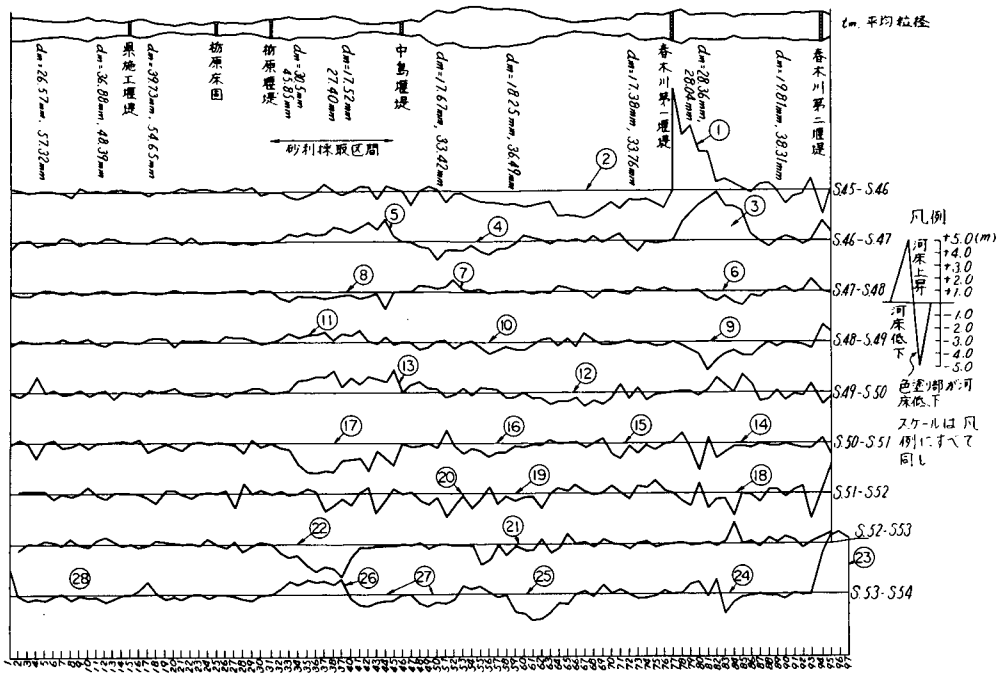
4.2.4 河床変動特性の把握

(1) 概　　要

春木川では，早川合流点より上流約4.7Kmの区間を，昭和45年度から継続して各年の河床変動測量調査（測線間隔：50m，側線数：95）を実施しているが，その成果を整理したので，河床変動の主要因である人工構造物の配置状況，河床勾配，河幅，河床材料，砂利採取の状況について概述し，主に平均河床高の変動の特性について検討したので報告する。

(2) 人工構造物の配置状況

図－7の上部には，河道の概要を示したが，図からもわかるように今回の検討対象河道域には，計6つの砂防堰堤（床固）が設置されている。



図－7　河道の概要と平均河床高の変動

中島堰堤から下流の堰堤は，昭和45年度測量以前に満砂し，春木川第1堰堤は昭和46年度，昭和47年度の測量時点で満砂した。一方，竣工したばかりの春木川第2堰堤も昭和54年の台風16号，20号により満砂した。

(3)　河床勾配と河幅について

河床勾配は，中島堰堤下流では約1／25，中島堰堤上流付近では約1／20，春木川第1堰堤下流近傍は1／15である。測線区間ごとの勾配を各年度ごと計算したが，前記の値を中心に変動する傾向が見られる。しかし，春木川第1堰堤上流では，上流付近が約1／20，上流へ昇るにつれて，春木川第2堰堤付近では約1／10となり縦断的に漸増している。

河床の縦断形は，春木川第1堰堤下流では，線型の様相を呈しているが，春木川第1堰堤上流では，2次曲線状を呈しているのが本河道の特徴である。

また，春木川第1堰堤下流における勾配の顕著な変化点は，中島堰堤と中島堰堤上流約900mに位置する狭さく部が挙げられる。これら河床勾配の変化点は，春木川の河床変動を検討する際，留意すべき点と考えられる。

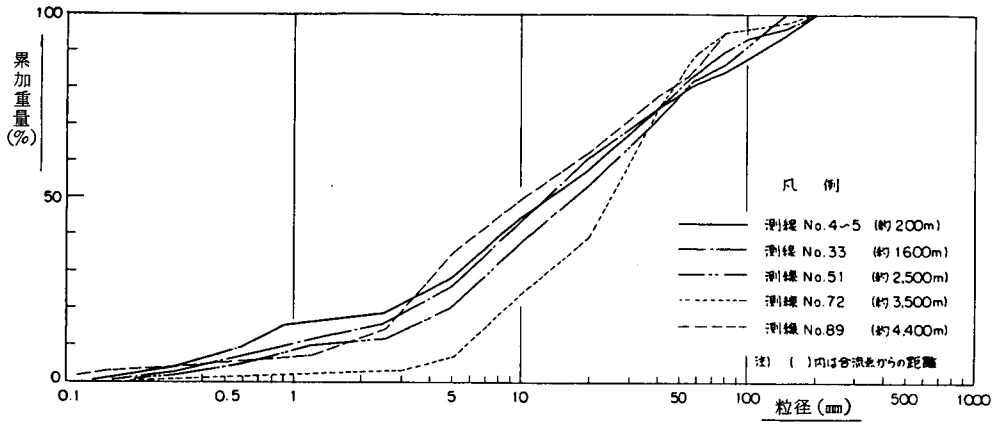
図－7の河動概要にあるように，春木川を平面的に概括すると，下流部は護岸が施工されており，ほぼ一定の河幅となっており，中島堰堤上流では，約100mから200mの広い部分がある。

狭さく部は2ケ所あり，河幅は30mから50m程度である。下流部のそれは，中島砂防ダムが占めており，その堆砂池末端から上流部に露岩があり，左岸からせり出して狭くなっている。

(4) 河床材料について

春木川の河床材料は，地質的には七面山の大崩壊地より供給される細粒の粘板岩の角礫が支配的で，その他，砂岩，チャート等が混在する。

昭和４７年度に実施した粒度分布調査の結果から，図－８に粒径加積曲線を示したが，縦断的な粒度粗成の変化は大きくないようである。



図－８　粒度分布曲線の縦断的変化

平均粒径の変化は最大で５５mm，最小で１７mmであり縦断的な平均粒径の変化も横断的なサンプリング位置による。それも同程度であった。

河床材料は，一様砂としての取扱が可能であると考えられる。

(5) 砂利採取について

砂利採取は，栃原堰堤と中島堰堤との間で昭和４７年度から実施されており，その申請量は表－４の通りである。

(6) 平均河床高の変動について

図－７には，河道の概要図の下に，平均河床高の１年間毎の変動を経年的に示した。図の基準線より下部は河床低下，上部は河床上昇を表現している。また，変動の符号（河床上昇

表－４　砂利採取量

（単位：m³）

年　度	砂利採取量
47	14,000
48	24,000
49	17,000
50	23,000
51	26,000
52	14,000
53	21,000
54	67,000
計	206,000

（但し，砂利採取の申請書）

表－５　変動量（図－７に対応する）

（単位：m³）

変動区分	変動量 (m³)	変動区分	変動量 (m³)
1	144,000	2	-139,000
3	147,000	4	53,000
5	37,000	6	- 22,000
7	15,000	8	- 22,000
9	- 71,000	10	- 19,000
11	22,000	12	- 20,000
13	50,000	14	- 28,000
15	- 13,000	16	- 43,000
17	- 74,000	18	- 30,000
19	- 35,000	20	- 59,000
21	- 39,000	22	- 53,000
23	58,000	24	- 9,000
25	- 40,000	26	- 22,000
27	27,000	28	- 12,000

＋，河床低下－）が同符号で縦断的に連続する変動には，図中に番号をつけた。その番号に対応して，表－5には，その変動量を示した。

図－7によると，栃原ダム，中島堰堤，春木川第1堰堤を境として，変動の傾向が異なっているので，各区間の変動の特徴を列挙すると，

- ○ 栃原ダム下流は，表－5に該当する大きな変動は昭和53年度から54年度に限られ，ほぼ動的な平衡河床の状態となっているものと思われる。しかし，中規模な河床変動に目を向けると，区間長800mで10年振幅の規則的な砂礫堆の推移が見られるようである。
- ○ 栃原ダムと中島堰堤の間は，図－7からもわかるように，変動の傾向が定まらない。これは，砂利採取の影響，中島堰堤が勾配の変化点となっていることの影響等が考えられる。
- ○ 中島堰堤上流と春木川第1ダムの区間では全域で河床低下が著しい。特に，昭和45年度から昭和46年度にかけて，土砂の流亡量は表－5にもあるように，約14万m^3という大きな変動が生じている。これは，昭和42年の災害で一時的に異常堆積があり，春木川第1礫堰の竣工で，本区間への給砂量が減少したためと考えられる。
- ○ 春木川第1堰堤は，昭和45年度から昭和46年度の期間，昭和46年度から昭和47年度の期間に堆砂が進行し，2年間で約29万m^3の堆積が見られる。それ以後は低下しているようである。

4.2.5 河床変動計算によるシミュレーションについて

(1) 概　要

今回，検討した春木川河道の河床勾配は，約1／25～約1／10であり，土砂流送の形態は掃流によるものと考えられる。そこで，春木川の河床変動を掃流砂量の場所的な不均衡によるものと考え河床変動計算による実績のシミュレーションを試みたので，報告する。

河床変動計算は，水流を表現する式，流砂量公式，流砂の連続式を連立して解くことに帰着するが，以下に，計算手法，基本方針及が計算条件，計算結果について示す。

(2) 計　算　手　法

(i) 水　理　計　算

山地河川，特に春木川のような急流河川では，流れを等流で近似できることが知られており，ここではマニングの等流公式を用いて水理計算を行う。マニングの式は，

$$Q = (AR^{2/3}) \cdot I^{1/2}/n \quad \cdots\cdots ③$$

ここで，

Q；流量（m^3／sec）

A；流積（m^2）

R；径深（m）

I；河床勾配

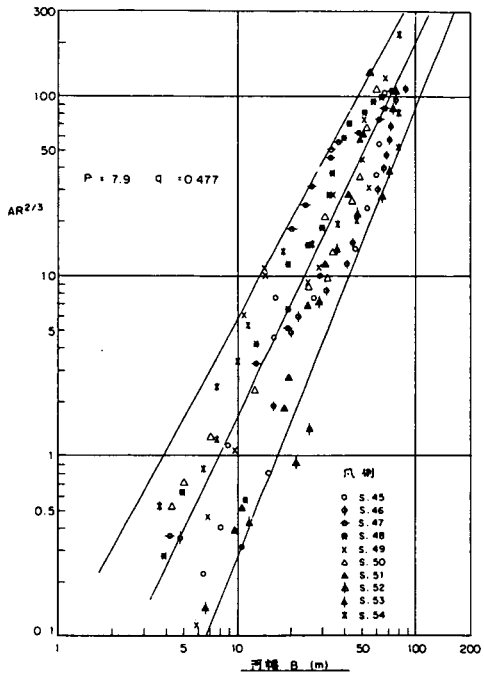
n；粗度係数

③

さて，式③を解くにあたって，断面形の特性が用意される必要がある。そこで，河床変動測量横断図により，BとAR$^{2/3}$との関係を各測線毎に図－9のように両対数紙上にプロットした。図からもわかるように，描点はばらついており，断面形の変動が激しいことがわかる。

当然，出水中もこうした断面変動があるものと考えられるが現象が複雑すぎ，取扱は難かしい。

したがって，ここでは図のように描点群の中央に1本の線を引き，この直線でもって河幅BとA・R$^{2/3}$との関係を次式のように対応づけた。



図－9　河幅BとA・R$^{2/3}$との関係

$$B = p \cdot (AR^{2/3})^q \quad \cdots\cdots\cdots ④$$

そして，各断面の定数p，qを決定した。

また，式③と式④からAR$^{2/3}$を消去すると，

$$B = p \cdot (Q \cdot n / I^{1/2})^q \quad \cdots\cdots\cdots ⑤$$

となり，河幅Bは，流量Q，粗度係数n，勾配Iを与えることによって計算され，水深は次式で計算することとした。

$$h = (n \cdot Q / I^{1/2} \cdot B)^{0.6}$$

したがって，掃流力τが次式より計算される。

$$\tau = \rho \cdot g \cdot h \cdot I \quad (\rho；水の密度，g；重力加速度) \quad \cdots\cdots\cdots ⑥$$

ところで，各断面について求められた河道定数p，qを平均すると各々9.0，0.43であり，当該河道の河床勾配がI＝0.03～0.12あることから，

$$B = \beta \cdot Q^{0.43}$$

という関係が得られ，春木川の流量と河幅と関係がレジューム則で知られている関係

$$B = \alpha \cdot Q^{0.5} \quad (\alpha = 3 \sim 7) \quad \cdots\cdots\cdots ⑦$$

とほぼ一致していることが，横断面図の整理から推察できたのでここに付記する。

(ii) 流砂量公式

流砂量の計算は，山地河川に適用し得る公式として次の水山式を用いる。

$$q_B / \sqrt{S \cdot g \cdot d^3} = \sqrt{1+I^2} \cdot (12 - 24\sqrt{I}) \cdot \tau_*^{1.5-I} \cdot \left(1 - \tau^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right)\left(1 - \alpha\sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right)$$

$$\cdots\cdots\cdots ⑧$$

ここで，

q_B ；単位幅当りの流砂量（m^3／sec／m）

τ_* ；無次元化された掃流力

τ_{*c}；無次元化された移動限界掃流力（勾配補正を行なっている）

I ；河床勾配

S ；砂礫の水中重量

d ；代表粒径（m）

α^2 ；停止限界掃流力と移動限界掃流力の比

（iii）変　動　計　算

河床変動は，次の流砂の連続式を差分化することにより計算した。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{B \cdot (1-\lambda)} \frac{\partial Q^B}{\partial x} = 0 \quad \cdots\cdots ⑨$$

ここに，

t ；時間

B ；河幅

λ ；堆積土砂の空隙率

z ；河床高

Q_B；流砂量

である。

(3) 計算の基本方針

計算における基本的な考え方は以下の通りである。

① 河床砂は時間的，場所的に一様であると仮定する。

② 断面の変動は，単断面変動とした。

③ 任意断面の河床勾配は，その断面の平均河床高と一つ下流の断面の平均河床高との差を区間距離で除して求める。

④ 砂防堰堤が満砂している場合，砂防堰堤上の流砂量は砂防堰堤より一つ上流の断面におけるけるそれとした。

⑤ 砂防堰堤が未満砂の場合，天端水平に堆砂した状態を仮想し，その堆砂容量に上流からの流砂量の累加が達した状態を満砂した状態と考えた。未満砂の状態のときは，下流への給砂量は無として，上流，下流で分けて計算を行なった。

(4) 計　算　条　件

（i）計算対象期間

春木川第1堰堤上，下流の変動の激しかった昭和45年度から昭和46年度，昭和46年度から昭和47年度の期間と春木川第2堰堤が未満砂の状態で測量（本ダムは，昭和54年の台風16号，台風20号で満砂し，その間の測量がなされている）した昭和53年度

から昭和５４年度とした。

（ii）計算対象流量時系列

流量ハイドログラフは，栃原堰堤の値を上流流域面積比率で配分しており，昭和４５年度から昭和４６年度の期間は４洪水（総流量；$5.66\times10^6 m^3$），昭和４６年度から昭和47年度の期間は４洪水（総流量；$9.82\times10^6 m^3$）及び，昭和５３年度から昭和５４年度の期間は３洪水（総流量；$4.66\times10^6 m^3$）を採用している。

（iii）計算に関する諸定数

計算に関する諸定数は，粗度係数ｎは0.04，代表粒径ｄは30㎜，移動限界無次元掃流力$\tau*$は0.05，及び土砂の空隙率λは0.35とした。

（iv）給　砂　条　件

上流端からの給砂は，上流部代表断面（勾配0.07）に対して⑧式を適用した流砂量とする。

(5) 計算結果とその検討

図－１０には，春木川第１堰堤の周辺における河床変動計算の結果の１例を示した。

昭和４５年度から昭和４６年度の計算については，春木川第１堰堤が未満砂の状態から計算を開始したが，図に示したように，ほぼ実績の堆砂形状を再現しているものと考える。しかし，堰堤下流近傍では計算による結果が，実績よりかなり河床低下している。この原因は，河床砂を縦断的に一様と仮定しているので，河床低下に伴うアーマ・コートの形成を考慮していないためと判断する。

他の期間の計算についても，同様に，堰堤上流では，計算値と実績値との適合は良いものと判断されるが下流では，上述のことと同様，計算で実績を良く表現することができなかった。

表－６　代表地点の流砂量

（単位・m^3）

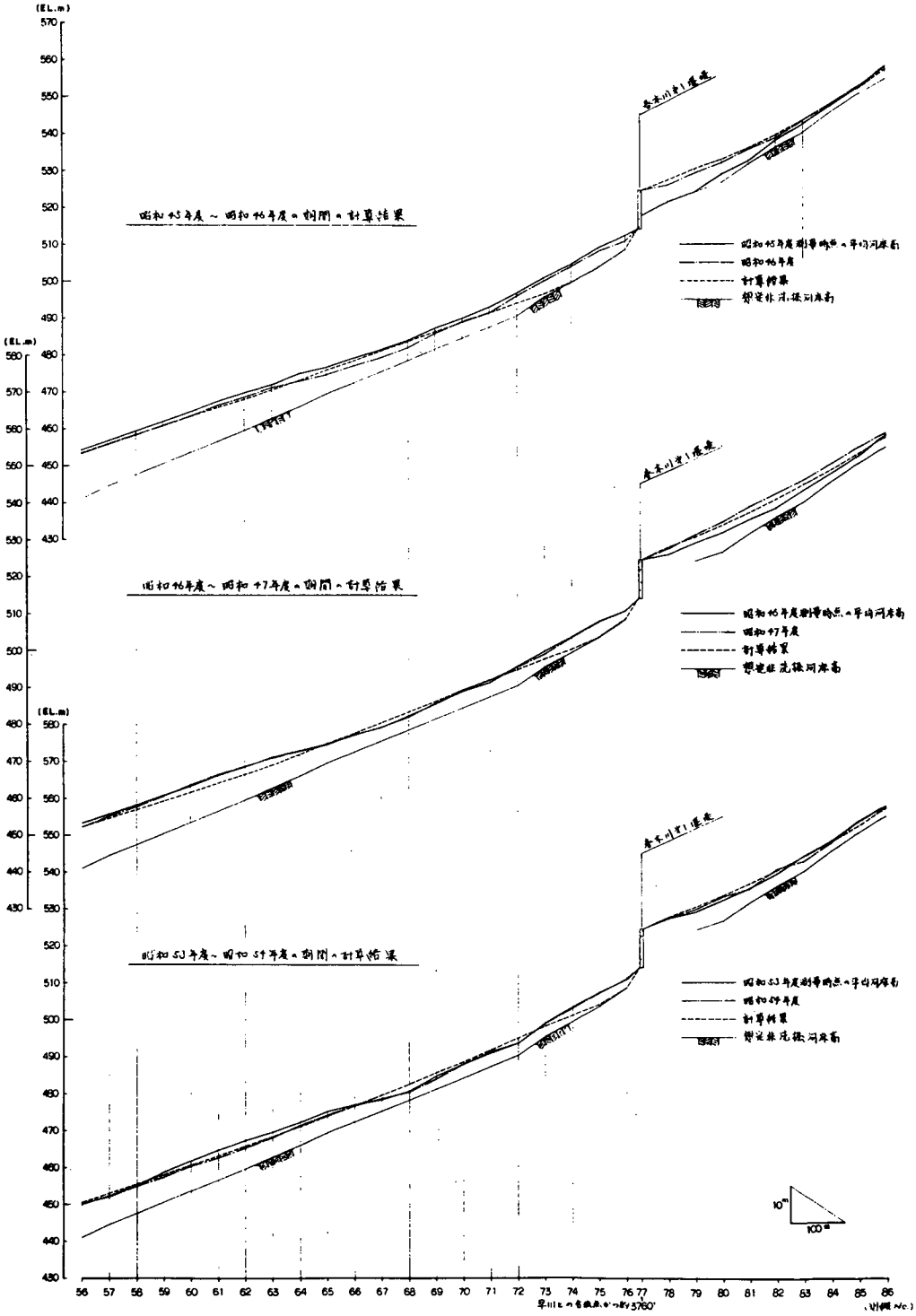
計算期間	早川への流砂量	県施工堰堤	栃原床固	栃原堰堤	中島堰堤	春木川第1堰堤	春木川第2堰堤	最上流端への流入砂量
昭和45年度から昭和46年度	313,000	288,000	289,000	289,000	341,000	152,000		313,000
昭和46年度から昭和47年度	416,000	392,000	388,000	389,000	440,000	308,000		411,000
昭和53年度から昭和54年度	196,000	137,000	126,000	115,000	168,000	127,000	56,000	126,000

表－７　区間毎の土砂収支量

（単位・m^3）

計算期間		早川合流点から県施工堰堤	県施工堰堤から栃原床固	栃原床固から栃原ダム	栃原ダムから中島堰堤	中島堰堤から春木川第1堰堤	春木川第1堰堤上流	河道全体
昭和45年度から昭和46年度	実測値	0	0	+ 2,000	- 2,000	-141,000	+133,000	- 8,000
	計算値	- 25,000	+ 1,000	0	+ 52,000	-189,000	+161,000	0
昭和46年度から昭和47年度	実測値	- 1,000	+ 2,000	- 1,000	+ 50,000	- 47,000	+160,000	+163,000
	計算値	- 24,000	- 4,000	+ 1,000	+ 51,000	-132,000	+103,000	- 5,000
昭和53年度から昭和54年度	実測値	- 8,000	+ 3,000	- 6,000	+ 88,000	- 47,000	+ 33,000	+ 63,000
	計算値	- 59,000	- 1,000	- 11,000	+ 53,000	- 41,000	- 1,000	- 70,000

注）実測量については，栃原ダムと中島堰堤との間の砂利採取の申請量を考慮して，河床変動測量の結果を補正している。



図－10　河床変動計算の結果

また，代表地点における計算流砂量（空隙率を0.35として堆積量に換算してある）を表－6に示し，堰堤区間毎の土砂収支量を示したのが表－7である。

上述の計算のほか給砂量の容積濃度を約2％から7％の範囲で調節し，何ケースか試算したが，流入砂量の大小の影響は，最上流端から約700 mの地点で収束し，下流には影響を及ぼさなかった。つまり，春木川第1堰堤の表－6における流砂量に変化が殆どなかった。

そこで，表－6と表－7とから，次のような考察を行い春木川の比流砂量を試算した。

春木川第1堰堤上流の土砂収支量の計算と実測とを比較して，計算河道への流入砂量（給砂量）の過不足を計算すると，

一、昭和45年度から昭和46年度は，約3万m^3の流入砂量が過大である。

一、昭和46年度から昭和47年度は，約6万m^3の流入砂量が不足している。

一、昭和53年度から昭和54年度は，約3万m^3の流入砂量が不足している。

河道全体の流亡土砂量を計算と実積とを比較して見ると，

一、昭和45年度から昭和46年度は，約1万m^3計算上の流亡土砂量が実積より小さい。

一、昭和46年度から昭和47年度は，約17万m^3計算上の流亡土砂量が実積より大きい。

一、昭和53年度から昭和54年度は，約13万m^3　　〃

ここで，土砂収支量の適合を考えると，表に示した早川への流砂量は，各期間で各々約2万m^3過小，約11万m^3過大，約10万m^3過大である。

したがって，早川への流出土砂量は，各々約33万m^3，約31万m^3，約10万m^3であると推察され，比流砂量として換算すると，5,000m^3/Km^2／年から17,000m^3／Km^2／年となる。

これは，流砂量公式⑧の精度を春木川で検証することが今のところできないので，確定事項ではないが，図－7と表－7に示された春木川の昭和45年度から昭和46年度の期間における春木川第1堰堤下流の土砂流亡量約14万m^3は少なくとも早川へ流出したことは変動の傾向からほぼ確実視されオーダー的には，上述のような値になるものと判断される。

今後の課題としては，粒度組成の変化モデルを作成し，堰堤下流の河床低下に伴う河床砂の粗粒化を表現することと区間毎の土砕収支量を計算と実測とが一致するよう試算することが挙げられる。

4.2.6　結　び

以上に，調査予定項目の内，河床変動の特性の把握と河床変動計算シミュレーションの成果が出たので報告した。

成果としては，春木川の河床変動の特性がほぼ把握され，シミュレーション結果によっても，堰堤下流近傍については問題が生じたが，堰堤上流については，ほぼ妥当結果が得られたものと考えられる。

4.3　天神川　　（中国地方建設局）

4.3.1　流出解析

モデル流域には天神川砂防の最上流に位置する西鴨谷川流域を選定し，自記水位計の設置して

ある最下流の西鴨第1号えん堤を基準点として流出解析を行なった。

(1) 既往洪水諸元

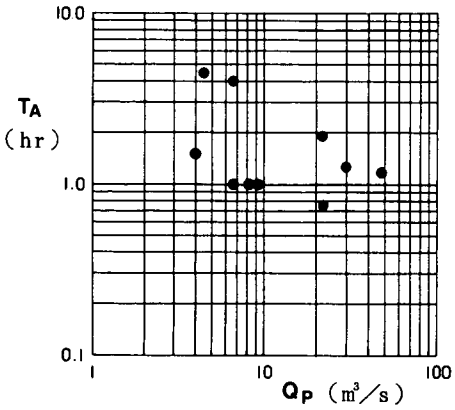
表－1に示す10洪水を抽出し，それらの諸元を整理した。総雨量はティーセン法により算出した流域平均雨量（笹ケ平，野添雨量観測所）を用い，流量はゴビンダ・ラオの公式を用いて水位より換算した。

表－1　既往洪水諸元

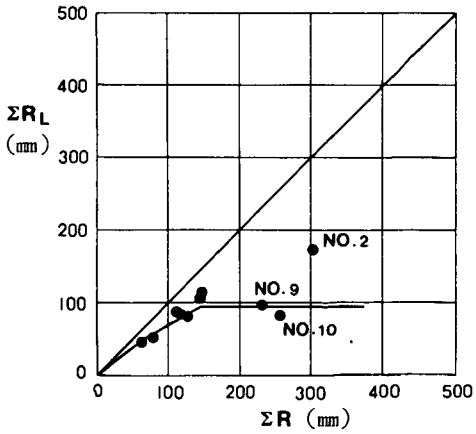
NO.	諸元 / 洪水記号 / 生起年月日	総雨量 (mm) ΣR	総流出量 (×10³m³) ΣQ	ピーク流量 (m³/sec) Qp	到達時間 (hr) T_A	ピーク流出係数 f	総流出率 f_*	前期無降雨日数 (日) D_N	前3日間降雨量 (mm) R_{P3}	前5日間降雨量 (mm) R_{P5}	総損失雨量 (mm) ΣR_L	降雨継続時間 (hr) T_R	初期損失量 (mm) R_{Lo}	$\Sigma R/T_R$ (mm/hr) $\bar{r}$	$\bar{r}_p$ (mm/hr)
1	S47.9.8	111.7	106.4	6.7	1.0	0.207	0.210	7	0	0	88.2	11	1.6	10.2	25.6
2	S50.8.23	303.4	589.7	29.9	1.25	0.550	0.428	3	0	38	173.5	21	16.4	14.4	43.0
3	S51.8.28	147.7	148.2	9.4	1.0	0.277	0.221	0	104	117	115.1	27	54.2	5.5	26.9
4	S51.10.24	79.6	130.9	6.7	4.0	0.526	0.362	0	9	24	50.8	11	48.2	7.2	10.1
5	S53.9.15	144.9	174.6	8.2	1.0	0.227	0.265	3	0	105	106.5	19	7.4	7.6	28.7
6	S54.5.15	118.0	156.1	4.3	4.5	0.406	0.291	4	0	6	83.7	31	8.2	3.8	8.4
7	S54.7.1	64.6	83.0	4.0	1.5	0.222	0.282	0	41	108	46.4	20	8.8	3.2	14.3
8	S54.9.2	127.9	214.9	21.8	1.92	0.403	0.371	12	0	0	80.2	14	16.2	9.1	42.9
9	S54.9.4	232.5	610.3	47.8	1.17	0.748	0.578	0	125	125	98.1	23	28.6	10.1	50.7
10	S54.10.19	258.5	805.5	21.8	0.75	0.549	0.686	10	0	0	81.2	30	2.5	8.6	31.5

(2) 洪水諸元間の相関

ピーク流量（Qp）と洪水到達時間（T_A）の相関図を図－1に示す。洪水到達時間が短いとピーク流量が大きくなるという傾向はあるが明瞭なものではない。また，10洪水について，総雨量（ΣR）と総損失雨量（ΣR_L）の関係を示したのが図－2である。総雨量が200mmを越える洪水は3洪水しかなく，№2洪水と№9及び№10洪水とでは損失状況が大きく異なっているために，その範囲について総雨量と総損失雨量の関係は明瞭でない。



図－1　$Q_p \sim T_A$ の相関



図－2　$\Sigma R \sim \Sigma R_L$ の関係

(3) 有効雨量の算定

解析を進めて行く上で流出土砂量の調査されている№9及び№10洪水を重視し，図－2に示す関係より№2洪水を棄却し，中安型の損失雨量曲線（$R_L = R - \alpha \cdot R^{\beta}$）の定数$\alpha$，$\beta$を最

小二乗法により算出した。

$$\Sigma R < 150\,\mathrm{mm} \qquad \Sigma R_L = \Sigma R - 0.02187 \cdot R^{1.500}$$

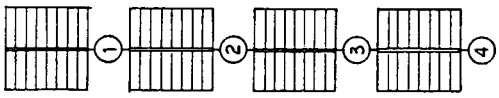
$$\Sigma R \;\; 150\,\mathrm{mm} \geqq \Sigma R_L = 96\,\mathrm{mm}$$

(4) 流出計算のための流域分割

流出計算のための流域分割は勾配の急変点，砂防えん堤の各地点で行なった。（図－3を参照）

(5) モデル定数及び分割流域の諸元

各分割流域のモデル定数及び流域諸元は表－2に示すとおりである。河道のK，Pの算定は，各河道断面について等流計算を行ない，流積（A）と流量（Q）の関係を両対数紙にプロットし，それを直線で近似することにより行なった。



図－3　流域のモデル化

(6) 計算結果

表－2　分割流域の諸元

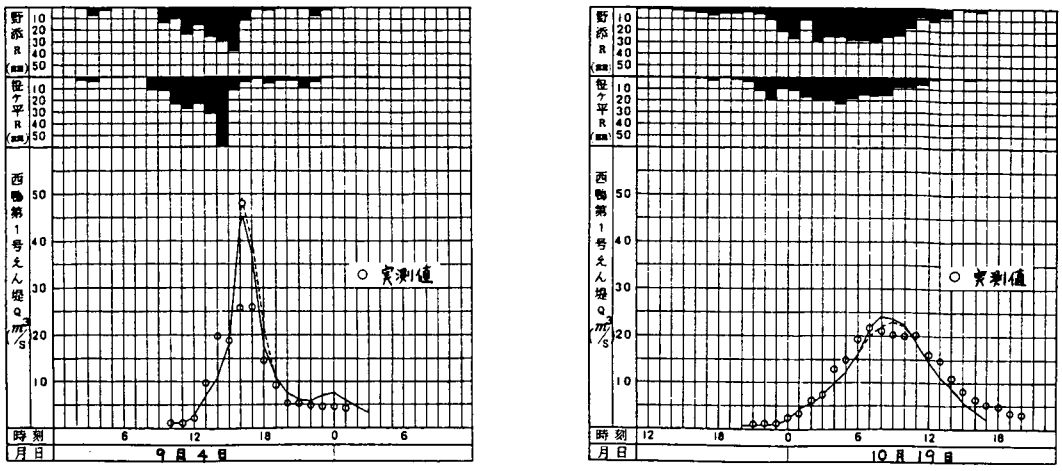
ブロックNo.	流域面積 (km²)	河道 流路長 (m)	河道 流路勾配 Ir	河道 粗度係数 n	河道 Pr	河道 Kr	斜面 斜面長 B/2(m)	斜面 斜面勾配 Is	斜面 Ks N=0.6	斜面 Ks N=0.8	斜面 Ks N=1.0	斜面 Ks N=1.2	斜面 Ps	備考
1	1.14	1,200	0.143	0.05	0.62	0.58	475	0.361	1.00	1.19	1.36	1.51	0.6	
2	1.66	2,200	0.067	0.05	0.74	0.61	377	0.292	1.06	1.27	1.45	1.61	0.6	
3	0.89	1,300	0.048	0.05	0.72	0.70	342	0.474	0.92	1.09	1.25	1.40	0.6	
4	0.85	750	0.042	0.05	0.73	0.72	567	0.567	0.87	1.04	1.19	1.32	0.6	

今回解析の対象とした洪水のなかで流出量が大きく，洪水波形の明瞭な№9及び№10洪水についての計算結果を図－4に示す。図中実線は全分割流域に一様な流域平均雨量を用いた場合を示し，破線は上流3分割流域（ブロック№①～③）に笹ケ平雨量観測所の雨量，下流1分割流域（ブロック№④）に野添と笹ケ平雨量観測所の平均雨量を用いた場合を示している。

計算は斜面の等価粗度係数Nを0.6～1.2に変化させて行なっており，図－4に示したものはN＝1.0のときの計算結果である。斜面の等価粗度係数を変化させた場合，ピーク流量に大差なかった。これは斜面長が短いため粗度変化の影響が流出量に対し敏感でないという理由からと考えられる。また，2タイプの雨量による差についても同様のことが考えられるが，ピーク流量に関しては，上流域と下流域とで異なる雨量を用いた方が実測値との適合性は良いようである。特性曲線法の特徴として表面流を対象としているため，ピーク後の減衰は実測値より速くなっている。

4.3.2　土砂収支と流量～流出土砂量の関係

昭和54年度に調査された№8及び№9洪水と№10洪水前後の河床変動測量成果（50mピッチ）



(No. 9 洪水)　　(No. 10 洪水)

図－4　計算結果

—— 平均雨量
---- 上,下流別

を用いて，土砂収支と流量～流出土砂量を調べた。

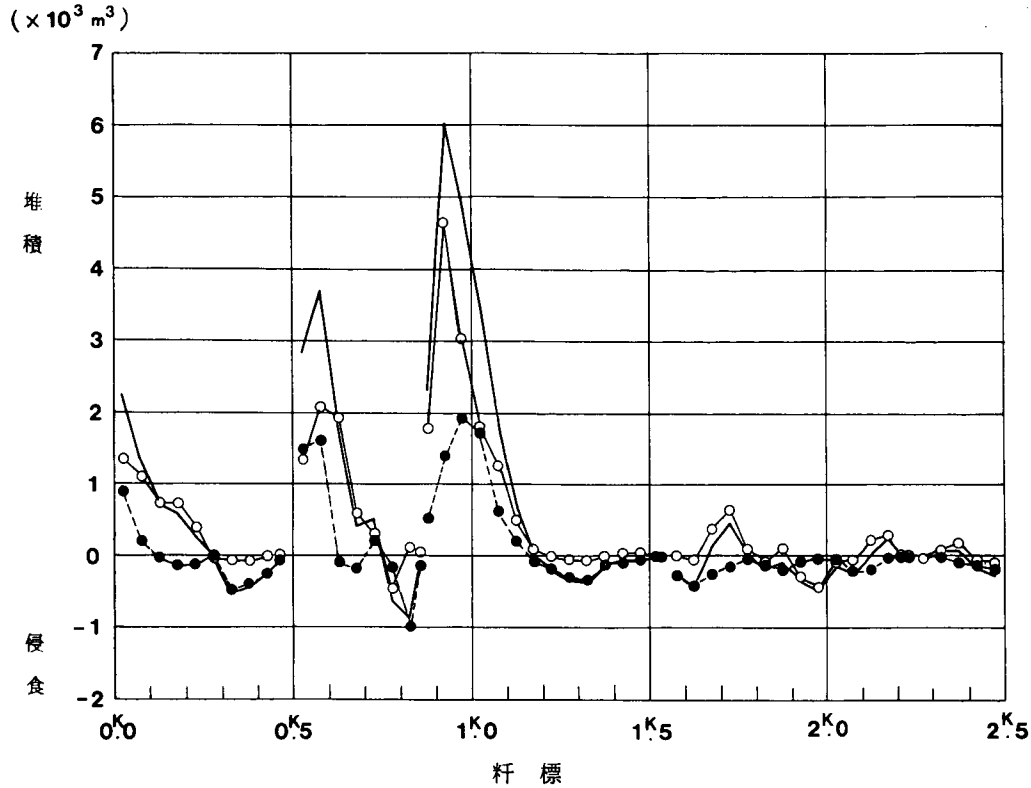
(1)　土砂収支

平均断面法によって算出した河床変動量図を図－5に示す。河床変動量に対し砂防えん堤の推積量がかなり多いことから，当流域における崩壊土砂量の多いことがわかる。

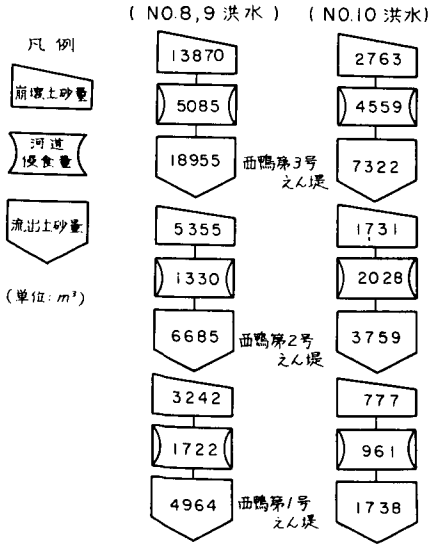
下流3ケ所の砂防えん堤は現在未満砂の状態にあり，土砂収支は各えん堤地点で完結するものと考えられる。（但し，浮遊砂は除く）図－6に土砂収支図を示す。これによると，No. 8及びNo. 9洪水時の流出土砂量は，西鴨第1号，第2号及び第3号の各えん堤地点について，それぞれ，4,964 m^3，6,685 m^3，18,955 m^3，またNo. 10洪水については，1,738 m^3，2,028 m^3，7,322 m^3となっている。

(2)　流量～流出土砂量の関係

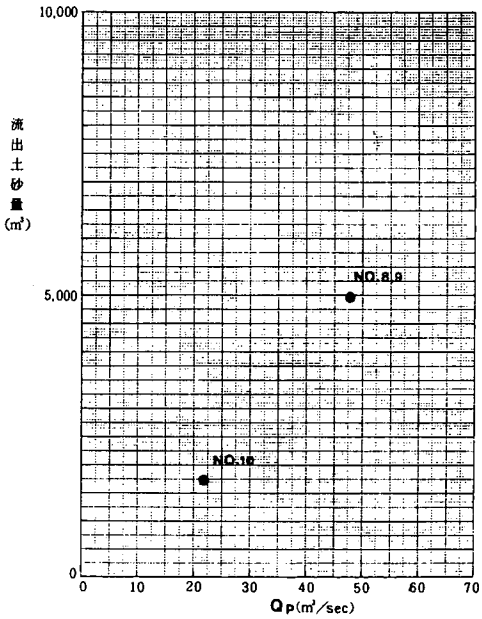
流出土砂量とピーク流量の関係を実測流量のある基準点について示したのが図－7である。No. 8及びNo. 9洪水についてはピーク流量の大きいNo. 9洪水との関係をプロットした。データ数が少ないためピーク流量と流出土砂量の関係はわからない。



図－5　河床変動量図



図－6　土砂収支図



図－7　ピーク流量と流出土砂量の関係

4.3.3　浮遊砂観測結果

№9洪水と№10洪水について浮遊砂観測が行なわれており，その観測結果を表－3に示す。

表－3　浮遊砂観測結果

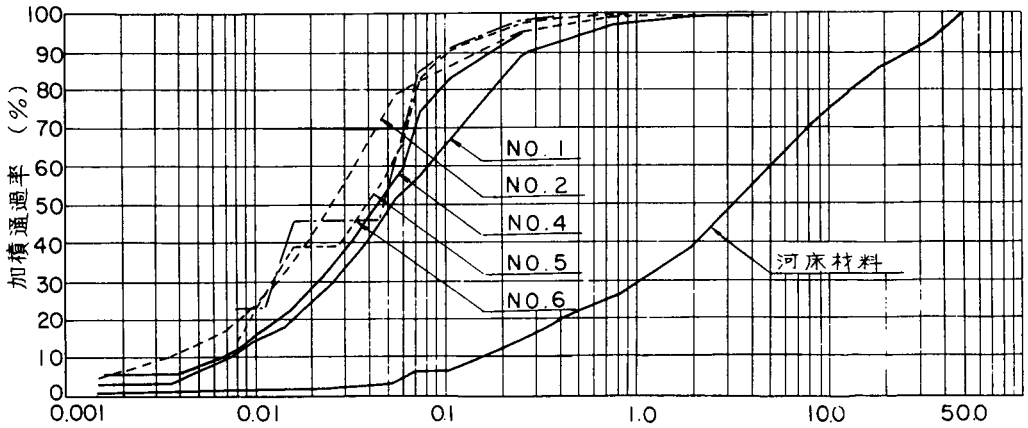
昭和54年9月4日観測（No.9洪水）

観測地点	観測時刻	流量	採水全量	土砂量	土砂濃度	粒度分布No.	採水方法
		m³/S	CC	g	%		
西鴨第1号えん堤	16:00	47.82	5,700	162.5	2.85	No. 1	ひしゃくによる採水
〃	17:00	26.60	〃	44.2	0.78	No. 2	〃
〃	18:00	14.38	〃	16.1	0.28	No. 3	〃

昭和54年10月19日観測（No.10洪水）

観測地点	観測時刻	流量	採水全量	土砂量	土砂濃度	粒度分布No.	採水方法
		m³/S	CC	g	%		
西鴨第1号えん堤	11:00	20.69	17,100	14.8	0.087	No. 4	ひしゃくによる採水
〃	12:50	14.38	〃	7.0	0.041	No. 5	〃
〃	14:00	11.57	〃	3.6	0.021	No. 6	〃

浮遊砂と河床材料（杆標0.k 800左岸）の粒度分布を図－8に，図－9及び図－10に流量と土砂濃度及び浮遊砂量の関係をプロットした。流量が増加すると土砂濃度が高くなるという一般的な傾向は認められるが，№9洪水と№10洪水の土砂濃度にはかなりの差がある。水深方向の土砂濃度分布が一様なものと仮定した場合の№9洪水におけるピーク流量時の浮遊砂量は，図より約0.5 m³／secとかなり大きな値となっている。



図－8　浮遊砂と河床材料の粒度分布

4.3.4　調査・解析上の問題点と今後の方針

(1)　流出解析

1)　基準点（西鴨第1号えん堤）における流量観測は低水のみで高水については行なわれていない。したがって，H～Q変換式（ゴビンダ・ラオの公式）の検証が十分でない。高水流量観測は本川小鴨川で行なわれているが，これを検証に用いるためには当該流域の他に3流域

を併せて流出解析を行なう必要があり，検証の信頼度の薄れることが考えられる。今後は基準点における高水流量観測が望まれる。

2) 損失雨量曲線を中安型で近似したが，総雨量が200 mm を越える洪水が少なく，今回は№2洪水を棄却したが，この範囲については今後のデータの集積を待たなければならない。

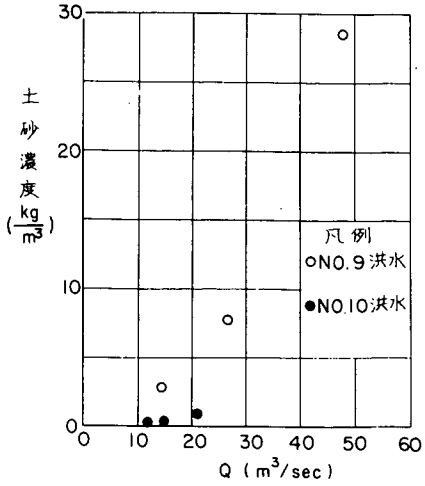
3) 河道の粗度係数 n を 0.05 としたが№9洪水の痕跡水位が調査されているので，これに基づいて粗度係数を検討する必要がある。

(2) 土砂収支と流量～流出土砂量の関係

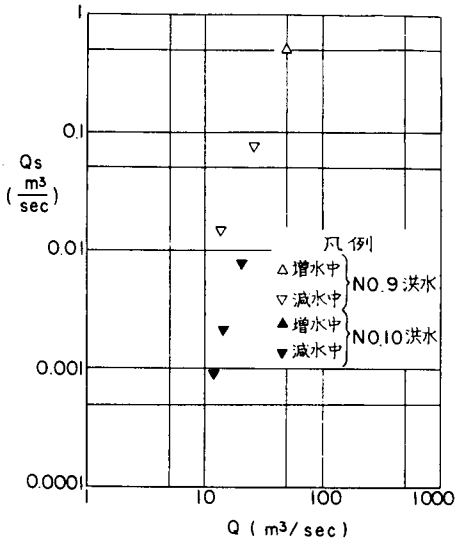
1) 流量と流出土砂量の関係についてはデータが少なく，今後その集積が望まれる。すなわち，昭和54年9月の流出土砂量は，№8及び№9洪水の2洪水を含んでおり，1洪水における流出土砂量が不明である。したがって，信頼できるデータは今のところ№10洪水のみである。

(3) 浮遊砂観測

1) 今後の観測によりデータの集積に努めると同時に，山腹土砂の粒度分布，裸地面積などを調査する必要がある。



図－9 流量と土砂濃度の関係



図－10 流量と浮遊砂量の関係

4.4 重信川と吉野川の調査

（四国地方建設局）

4.4.1 調査流域の概要

四国地建内では，重信川，吉野川の2水系でそれぞれ昭和23年，46年より直轄砂防事業が，実施されている。今回の調査では，重信川で山之内（または木地）上流を，吉野川では支川南小川左支川南大王川流域をモデル流域に選んで調査を行っている。

(1) 重信川流域

モデル流域の流域面積は 57.9 Km^2（山之内），または 18.8 Km^2（木地）であり，地質は花崗岩，和泉層群から成っており，林層はナラ，クヌギ等の広葉樹が主である。

(2) 南大王川流域

南大王川の流域面積は 30.05 Km^2 であり，河床勾配 1／24（基準点）で，周囲を 1,000 m～1,400 m の山々に囲まれた壮年期の山地地形を有する流域である。地質は流域内を御荷鉾構造線が走る破砕帯地すべり地帯で，地すべり脚部で表層崩壊が時々発生している。流域は雨なれ

しており，多少の雨では崩壊しにくく，最近は上流からの崩壊等による土砂供給がないので，河床はアーマリングの状況にあると思われる。

4.4.2 観測概要

(1) 重信川流域

重信川の山之内上流における観測は，昭和31年より雨量観測，昭和37年より水位・洪水時流量観測，昭和41年よりダム推砂測量・河川縦横断測量が始っており，昭和54年に起った4洪水では浮遊砂が観測された。本川筋の未満砂ダムは木地堰堤のみである。

(2) 南大王川流域

南大王川流域では昭和44年より雨量観測，昭和46年より河川縦横断測量，昭和48年より水位観測・洪水時流量観測・ダム推砂測量を行っており，昭和54年より浮遊砂観測を開始した。昭和54年に起った6洪水ではすべての項目が観測されている。また土砂収支の基準点となる未満砂ダムは3ダムである。

表－1 観測概要

河川名	吉野川（南大王川流域）			重信川（山之内上流）		
調査項目	箇所数	期間	種別	箇所数	期間	種別
雨量	2	S44 [redacted]	普通 2 自記 2	7	S31 [redacted]	普通 8 テレ 1 自記 7
水位	1	S48 [redacted]	自記 1	3	S37 [redacted]	自記 3 テレ 1
洪水流観	1	S48 [redacted]	浮子	3	S37 [redacted]	浮子
堆砂測量	6	S48 [redacted]		4	S41 [redacted]	
河川縦横断	－	S46, 48, 53, 54	200 m ピッチ	－	S41 [redacted]	100 m ピッチ
浮遊砂観測	1	S54.6 洪水	2 ℓバケツ	1	S54.4 洪水	2 ℓバケツ
河床粒度分布	－	S54.5 地点	JIS	－	S53.54	JIS

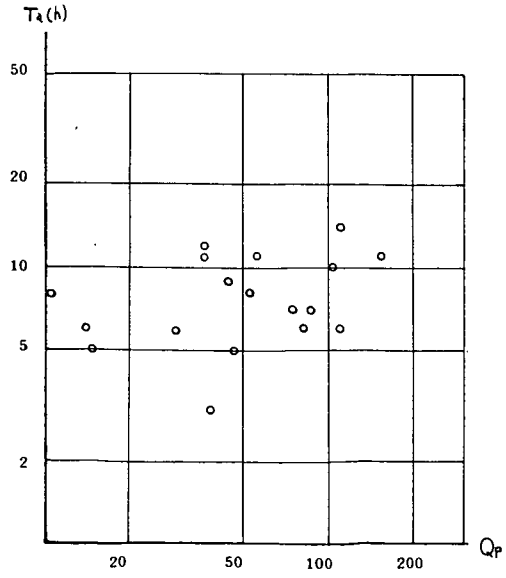
4.4.3 流出解析

(1) 重信川流域

昭和40年からの24洪水について，ピーク流量～到達時間，総雨量～損失降雨及び総雨量～流出率について整理したものを，それぞれ図－1，図－2，図－3に示す。

図－1において到達時間は5～15時間の間にばらついており，Q_p～T_a の間に一定の関係を認め難く，Rziha式やKraven の値を用いて予想される到達時間よりかなり長くなっている。

図－2，図－3より飽和雨量はほぼ200mm，

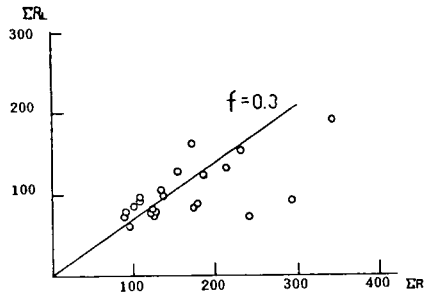


図－1 ピーク Q_p～T_a（重信川）

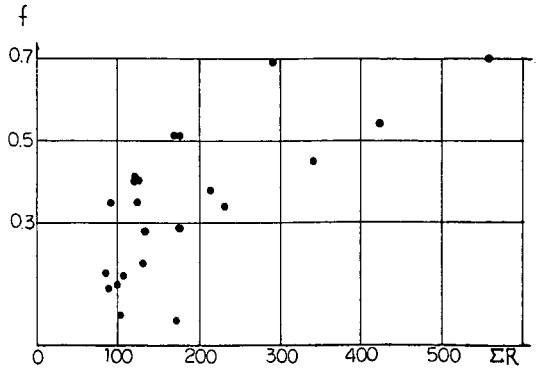
200 mm以下での流出率は 0.3 程度であると考えられる。

重信川では，山之内上流を 7 小流域に分割し，特性曲線法を使用する流域モデルを作成した。なお，モデル設定においては，本川に多く建設されている砂防堰堤の遊水効果を無視できないので，各流域の河道に遊水池を想定し，貯留関数法的考えを取り入れた。すなわち，特性曲線法によるモデルから流出してきた流出量を，再度 S－Q 関係で表現する河道に投入して，河道の流量低減を考慮した。（図－4）

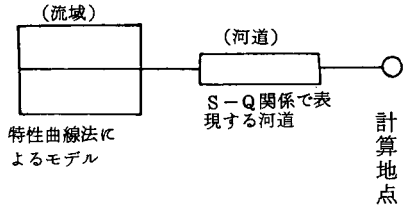
図－5 に S－Q 関係を考慮した場合としない場合のハイドログラフを示す。S－Q 関係を考慮しない場合のハイドログラフは，ピークが早く現われシャープな形になっており，S－Q 関係を考慮することによって適合性が良くなっているのが判る。



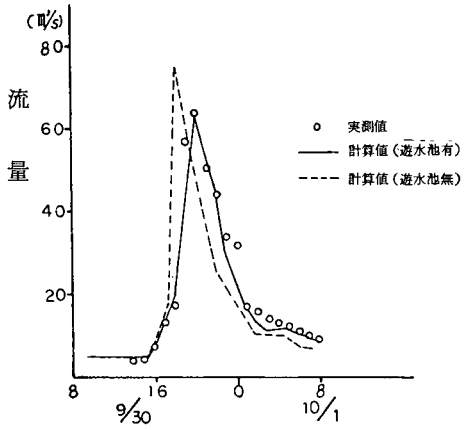
図－2　総雨量～損失雨量（重信川）



図－3　総雨量－流出率（重信川）



図－4　流出計算模式図（重信川）

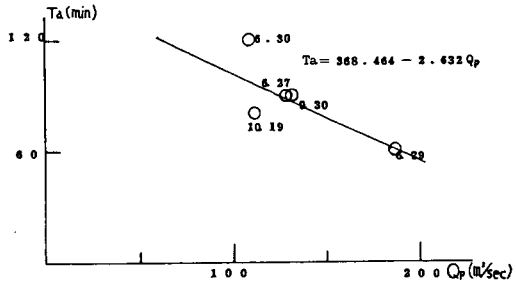


図－5　ハイドログラフ（重信川）

(2)　南大王川

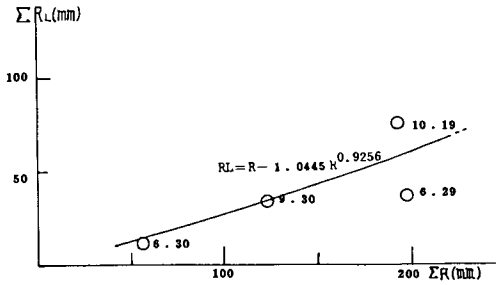
昭和54年に観測した洪水により整理したピーク流量～到達時間及び総雨量～損失降雨の関係を図－6，図－7 に示す。なお，ここでの Ta は降雨ピークから流量ピークの時間である。流出解析に当っては，流域を 17 の小流域に分割して，特性曲線法を使用する流域モデルを作成し，昭和 54 年 6 月 27 日，9 月 30 日，10 月19 日の 3 洪水により N 値決定の試算を行った。図－8 及び表－2 に試算結果を示す。ここで効雨量は飽和雨量になるまで流出率 0.5 とし河道の組度係数は 0.06 とした。

図－8 に示すように N＝1.25 の場合には流出

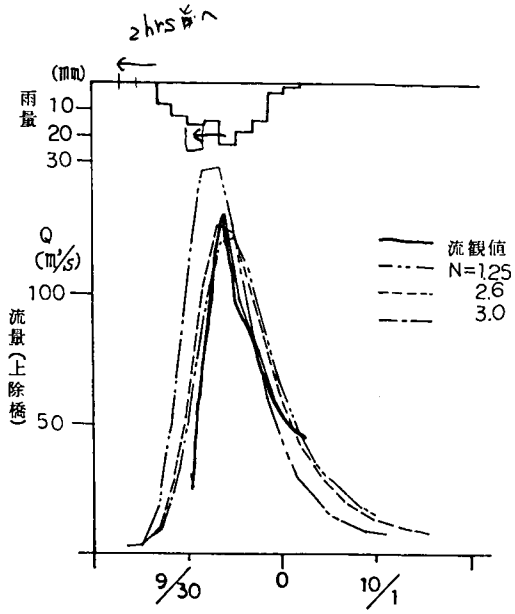


図－6　ピーク流量～洪水到達時間（南大王川）

・減衰が早く，実績ハイドログラフに適合させ難い。この試算によりN＝2.6の時，最も適合し，等価粗度Nは一般に言われる値より大きなもの



図－7　総雨量～損失雨量（南大王川）



図－8　Nの比較（南大王川）

表－2　等価粗度とピーク流量（上除橋）

(m³/s)

発生年月日＼ピーク流量	N=1.25	N=2.6	N=3.0	流観値
54. 6.27	164	134	128	139
9.30	149	128	122	131
10.12	134	124	121	114

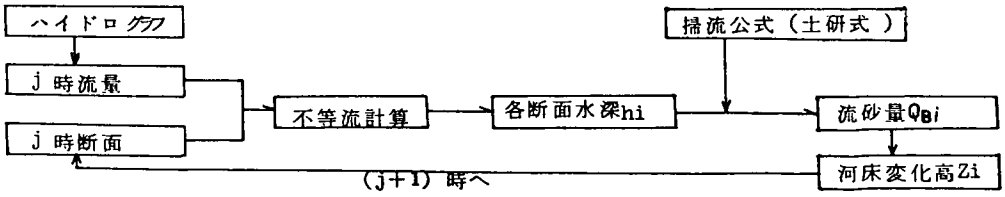
4.4.4　土砂収支と流量～流出土砂量関係

(1)　重信川

昭和40年から昭和53年の13ヶ年の河床変動計算を行い，実績河床変動高との比較を行った。

河床変動解析は昭和40～53年の代表的な21洪水について，流出計算により各計算時間間隔ごとの流量を算出し，不等流計算により水位を算出し，土研式により算出した流砂量を河床変動高に換算するという手順で計算を行った。(図－9）なお，この計算は距離間隔100 m，時間間隔1～4時間で，生産土砂の流入を考えずに行われている。

昭和40年から昭和53年の13ヶ年の各断面の河床変化高及び縦断累計変動高の解析値と実測値の比較を図－10に示す。この結果，12.3 Kmより上流において計算値と実測値にかなり差がみられる。これは12.3 Kmより上流では，流砂能力を上回る土砂供給があったためと考えられる。



図－9　河床変動解析フロー（重信川）

(2)　南大王川

南大王川では昭和54年度に1～2洪水に1回の割合で河川縦横断測量を行い，未満砂の3ダムを土砂収支の基準点とし，各洪水期ごとの土砂収支を計算した。各期間の洪水総流量と流出土砂量の関係を整理したものが図－11である。

各洪水流量に対する流砂量をマイヤー・ピーター・ミュラー式で計算した値と土砂収支より

算出した値の比較を図－12に示す。この結果では，M・P・M式の係数を3にした時，最も実績値に近くなっている。

〔マイヤー・ピーター・ミュラー式〕

$$q_B \Big/ \sqrt{(\rho/\delta-)\,g d^3} = 8\,(\tau_* - \tau_* c)^{3/2}$$

ここに

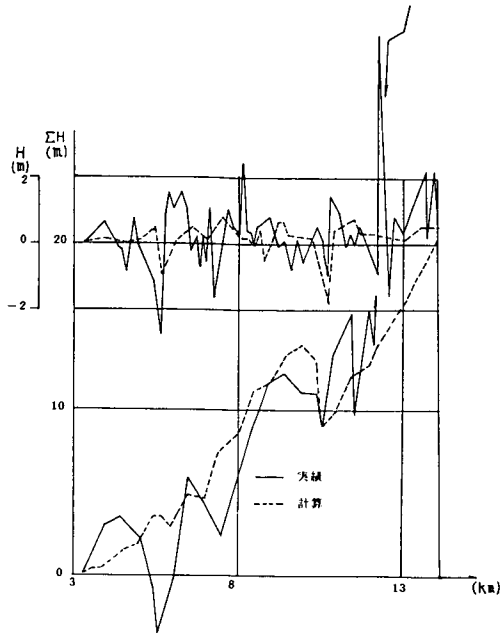
q_B ： 単位幅流量

d ： 平均粒位

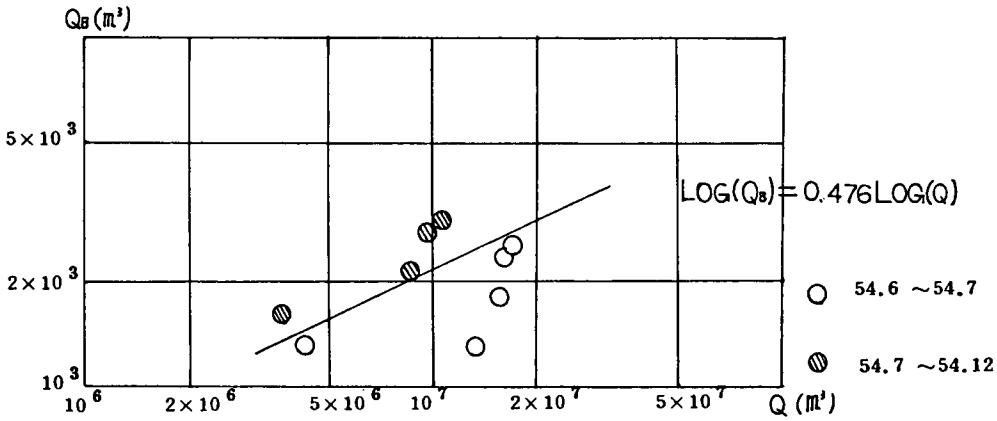
$\tau = U_*^2/(\delta/\rho-1)\,q\,d$

$U_* \fallingdotseq \sqrt{ghIe}$ （摩擦速度）

$\tau_* c = 0.047$



図－１０　河床変動解析結果（重信川）

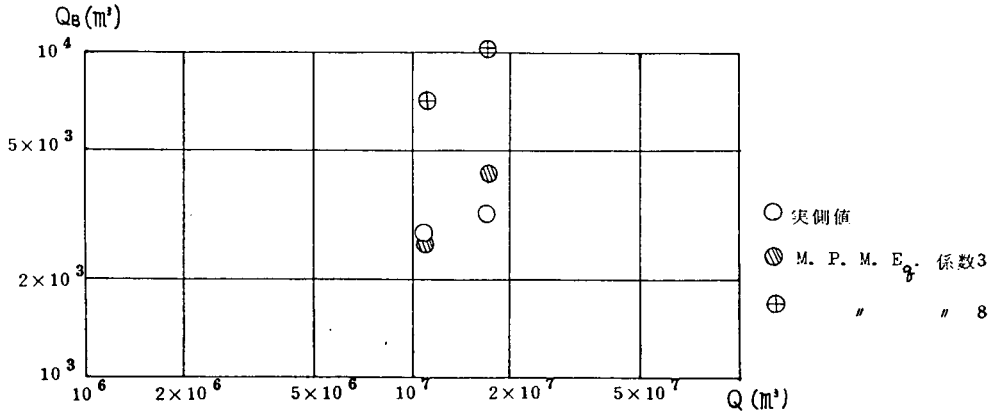


図－１１　流出土砂と流量の相関（南大王川）

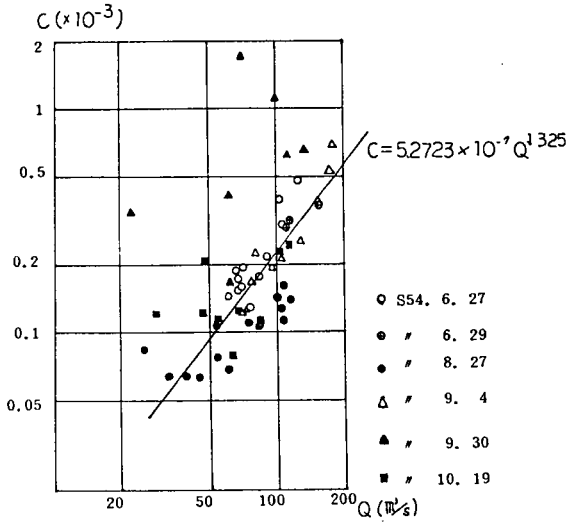
4.4.5　浮遊砂観測結果

昭和54年度に南大王川で6洪水，重信川で4洪水の浮遊砂観測を行っている。それぞれの流量―浮遊砂濃度の関係を図－13，図－14に示す。観測結果はかなりばらついているが，浮遊砂濃度は流量の1.3～1.6乗に比例している傾向がみられる。

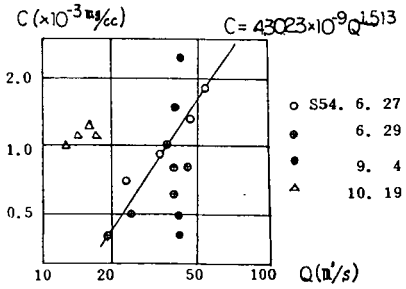
図－13・14で得た関係式と低地部の既往資料と比較すると予想に反して重信川での浮遊砂量はかなり低いものとなっている。



図－１２　流出土砂と流量の相関（南大王川）



図－１３　流量・浮遊砂濃度（南大王川）



図－１４　流量・浮遊砂濃度分布（重信川）

浮遊砂及び河床材料の粒度分布を図－15 及び図－16 に示す。

浮遊砂の粒度分布は，１洪水ではほぼ同じ傾向となるが，異なる洪水では，図－15 の重信川の例のように異なる分布となることがある。

河床材料の粒度分布は両河川共 0.1～100mm で，ほぼ同じ傾向の分布であるのに対し，浮遊砂の粒度分布は，南大王川では 30 u 以下に，重信川では 2.0 mm以下に分布しており，著しく異っている。

南大王川の河床砂の１％粒径が約 0.1 mm であることから，南大王川ではWash Load が計測されていると考えられる。

4.4.6　調査・解析上の問題点

今回の調査・解析により得られた問題点をまとめると，次のようである。

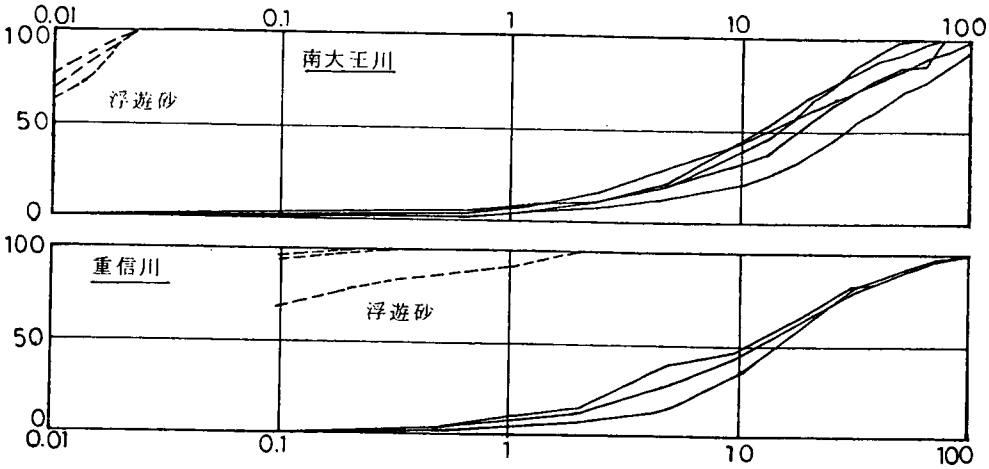
(1)　流出解析では特性曲線法を用いたが，南大王川では等価粗度が，2.6 とかなり大きくなったのに対し，重信川では河道の貯留効果を考慮するモデルを用いて，等価粗度は 0.8 となった。本川に砂防ダムが多く，砂防ダムの貯留効果を考慮する必要がある流域では，流量低減の起らない特性曲線法で，解析するには一般に考えられるより，N値を大きくする必要があると考えられる。

(2)　南大王川での流量～流出土砂量関係を整理した所，M・P・M式の係数３の時，近似解を得たが，南大王川の河床はアーマリングの状況にあり，掃流能力に見合う土砂供給がなかったとも

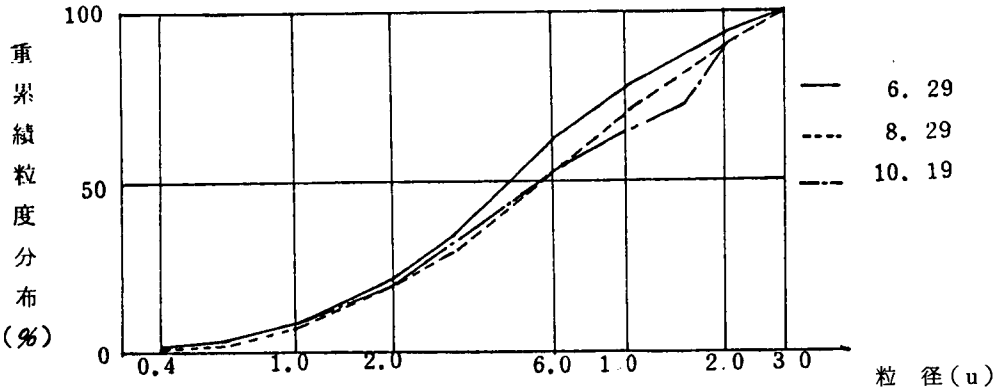
考えられる。

(3) 浮遊砂観測の結果は濃度，粒度分布共に南大王川・重信川で大きく異なっているが，この原因は流域の地質，河床材料等の条件によるもの以外に観測条件（位置・水深等）に起因しているとも考えられるので検討が必要である。

(4) 観測値は大きいものでも1／10確率降雨に対応する値である。このため，今回の調査結果を計画に結びつけるには，まだ問題が残っていると言える。



図－１５　河床砂及び浮遊砂の粒度分布



図－１６　浮遊砂粒度分布（南大王川）

4.5　桜島の土石流観測と調査　　（九州地方建設局　大隅工事事務所）

桜島の直轄砂防は，昭和49年に調査が開始され，昭和51年からは特に荒廃の著しい，南側の7河川（図－１）において砂防工事を実施している。桜島の砂防で最大の問題は土石流の形態をとる土砂流出である。その年間発生回数（表－１），及び年間流出土砂量は，数十回，数十万m^3であり，全国的に見ても最大級である。桜島で土石流が頻発し始めたのは，昭和47年頃からと言われ，爆発，噴煙等の，火山活動の活発化と期を一にする。火山ガスや降灰，それによる山腹植生の枯損や，浸透能の変化による山腹，渓流の荒廃が土石流発生の原因と思われている。

大隅工事々務所では，これに対処するため，砂防工事と並行して土石流に関する調査，観測を行なっており，現在までに100回を超す土石流を観測し，その成果は諸調査の成果と合わせ砂防

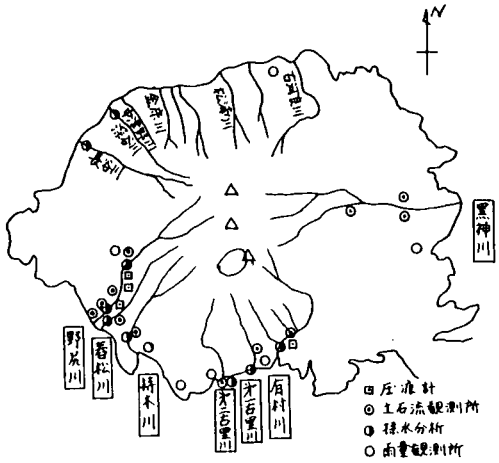
計画や工事実施に生かされている。本報文は，これまでの調査，観測の経緯と資料をとりまとめたものである。

4.5.1　桜島の砂防調査

土石流対策を考える場合，まず土石流の性質を知らなければならない。土石流は，焼岳のでの研究をはじめとして，近年，多くの技術者，研究者によって精力的に研究されているが，まだ未解明な部分も多い。又これらのデータがそのまゝ，桜島の我々が土石流と呼んでいる現象に当てはまるかどうかわからない。

桜島では，土石流の解明こそは最も重要な調査である。流路２内での異常な土砂推積，強大な破壊力による砂防ダムの破壊や流路工底盤の擦り減り等，問題が多い。対策２を講じるには，問題点を明確にし，必要な調査を効率よく実施す必要がある。

図－２に桜島砂防における問題点と，発生の素因，調査すべき項目の関係を示す。



図－１　桜島の河川と観測所

表－１　土石流発生状況

河川＼年度	S48	49	50	51	52	53	54	55
野　尻　川	12	16	20	24	22	24	15	20
春　松　川		?	3	6	4	2	4	4
持　木　川			4	6	10	14	13	10
第二古里川			3	5	10	4	7	4
第一古里川			4	5	6	5	8	7
有　村　川			4	8	11	4	6	5
黒　神　川			2	6	11	10	11	9
計			40	60	74	63	64	59

S.55は８月末現在

4.5.2　調査観測の経緯

調査・観測は，事業の実施が急がれていたため，準備期間がないままに，短時間で成果を得る必要があり諸調査を集中的に実施した。土石流発生と雨，土石流量と雨，降灰の関係，構成材料，堆積形状等々実施したが，調査の中心は土石流の映像収録と解析に重点が置かれた。かつて調査はほとんどが直営作業によるもの現在も職員の創意工夫による改良が重ねられている。観測所は，昭和50年の調査開始時の２ケ所（野尻川，有村川）から７河川12ケ所に増設している。

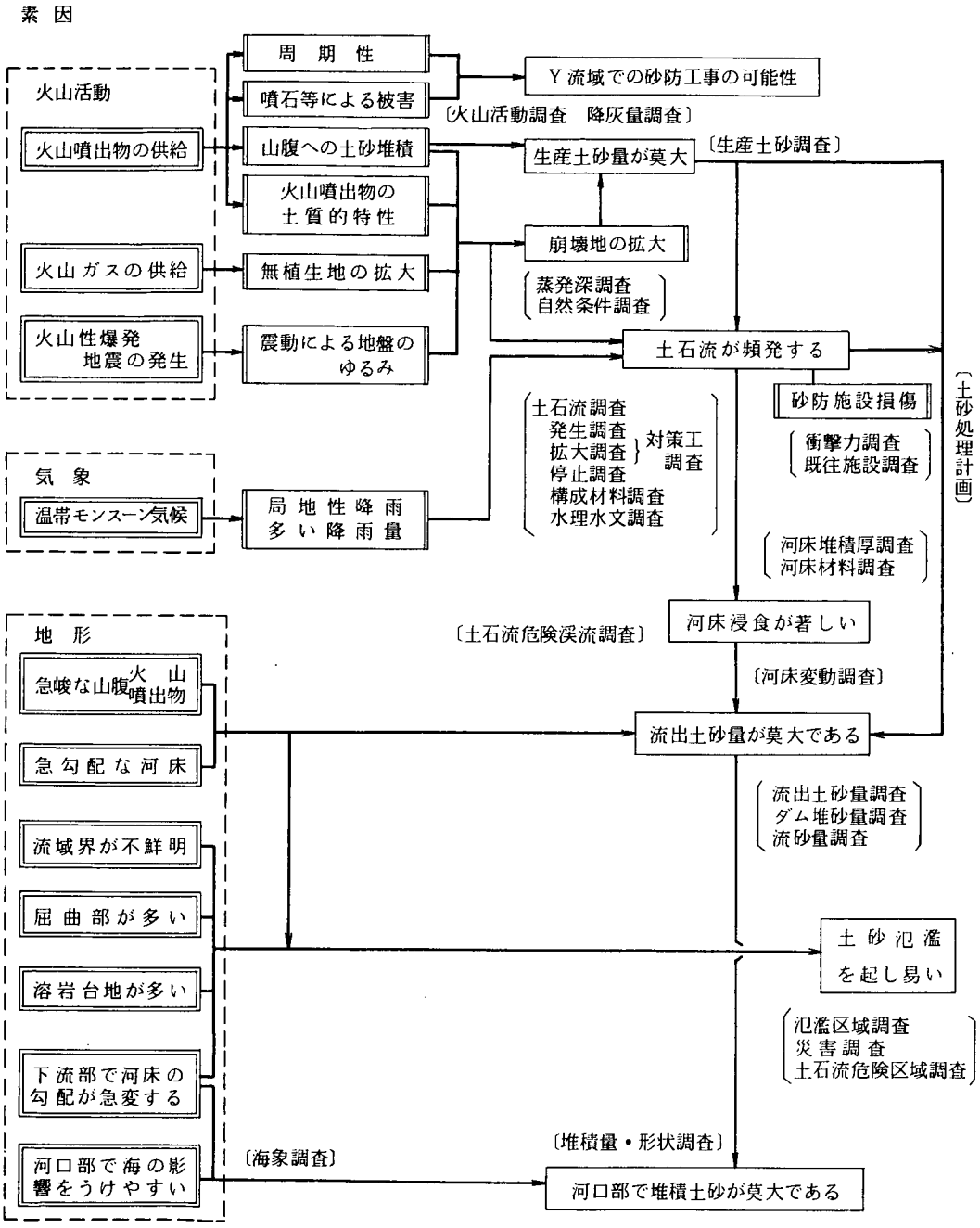
4.5.3　調査の方法

1）雨量観測

目的：土石流の発生と降雨との関係，及び土石流量と雨量の関係を把握する。

現況：島内雨量を野尻観測所（S 50.4）他６ケ所で観測中，器具は，日巻転倒桝型（0.5パルス）を用いているが，降灰による目詰りや，火山ガスによる腐蝕など困難が多い。土石流発生地点と推定される，源頭部の降雨を補測することが望しいが，噴火の危険や道路が無く，地形的に険しい等，維持管理が困難で現実には不可能に近い。

2）土石流観測



図－2　桜島砂防の問題点発生フロー及関連調査

目的：土石流の動態をとらえ，その流下堆積機構を解析するための資料を集積する。

現況：表－２に観測一覧，図－３に映像収録の仕組を示す。各河川１ケ所以上設置している。観測は，流路２や溪岸に設置したセンサーを土石流が切断するとリレーが働いて，ＴＶカメラが撮影を開始する。発生日時，流下時間も同時に記録される。この場合センサーの張り方の高低，強弱が観測の正確さに影響する。

流速：土石流のフロントが上下流のセンサーを切断する所要時間又は，ＶＴＲ画像中の量水標間を流体が通過する時間をストップウオッチで計時する。

水位：ＶＴＲ画像中の量水標から目視で読みとる。

流量：解析した流速，水位による。

観測には，ＶＴＲが便利である。８mmカメラ，35mmモータドライブ，16mm等は，解像力は高いが，観測時間が極く短く土石流の主要部分が撮れない場合が多い。ＶＴＲは解像力の点で稍劣るが，長時間観測が可能で取扱いも簡単で，映像をすぐ見れる良さがある。

表－２　観測一覧

名称	観測所		採水分析	衝撃力測定	堆積量・形状測定
	位置	器種			
野尻川	1.河口　(0/200左) 2.第二野尻橋(0/450右) 3.流路工　(1/030右) 4.５号ダム（2/750右）	8mmメモモーションカメラ TVカメラVTR（AC） TVカメラVTR 35mm モータドライブ 16mm(DC)	・４号ダム水通 ・第二野尻橋下	・圧コン板 ４ケ所 ・擦り減り ３ケ所	・土石流発生毎 海中流路工測量 ・年１回河道河床変動測量
春松川	1.流路工（0/600左）	TVカメラVTR(A.C)	・第一野尻橋下		・年１回河道河中変動測量
持木川	1.流路工（0/600左）	TVカメラVTR(A C)	・流路工		〃
第二古里川	1.ホテル下流路工 (0/000左)	TVカメラVTR(A C)	・流路工		〃
第一古里川	1.流路工（0/420左）	TVカメラVTR（A C）	・国道橋下		〃
有村川	1.流路工（0/220右）	TVカメラVTR（A C）	〃	・圧コン板1ケ所	〃
黒神川	1.黒神ダム（1/500左） 2.黒神ダム（1/500右） 3.第１黒神（2/850左）	8mmカメラ　（D C） TVカメラVTR（D C） TVカメラVTR（D C）		〃	・年１回河道海中変動測量 ・扇状地堆砂量水標 81本
計７河川	１２ケ所	５機種13台	他河川に3ケ所 10ケ所	計７ケ所	

3）採水分析

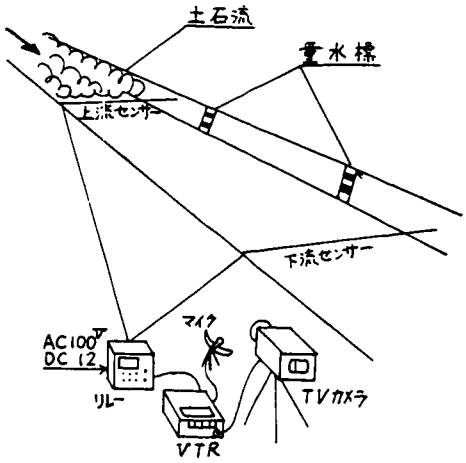
目的：土石流の構成材料を分析する。

現況：図－４の様な鋼製の採水箱を，ダム水通し，流路工（表－２）に吊し，土石流が激突すると，自動的に内側から蓋が締る。採水は確実に行なえるが，後続流の影響を少なくすることが必要なことと，流体のどの部分が採取されたか不明なことや，容器が小さいため径の大きい土砂はとれない等の問題がある。現地での直接観測が望しいが危険で近づけない。

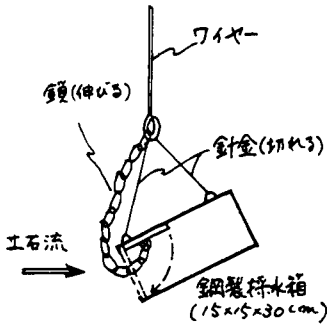
4）衝撃力測定

目的：土石流が構造物に激突した際の衝撃力を測る。

現況：ダム工の袖等に鋼製枠（15cm×15cm×2cm）を取付け，中にアルミ板（10mm）を入れ，コーンのついた蓋をつける。土石流が激突すると蓋裏のコーンによってアルミ板に圧痕をつける。この圧痕の深さを測って，前もって静的法でキャリブレーションした値で換算し求める。問題は，動的な換算が難しいことと，圧痕計が，構造物の一部ごと削られて流失する場合が多く回収率が悪い。



図－3　土石流観測の仕組み



図－4　採水の仕組

4.5.4　土石流発生降雨

降雨を（S 51～54）を各種雨量に整理，これを発生降雨，不発生降雨に分類し，それぞれ累積頻度分布を求め，発生確率曲線を描いたものが図－5（野尻川の例）である。

4.5.5　土石流記録

VTRの解析による代表的な土石流記録を表－4に示す。

1）流　速

流速の最大記録は，S 55.5.21 持木川流路工（i＝8.4%）において，センサー間の切断時間で記録したもので，この時の土石流は ℓ＝60 m間をt＝2.79秒で通過し，流速V＝21.5 m/sであった。表－3では，最大流量が大きくなると，流速が速くなる傾向がうかがえる。一般に最大流量が80～100 m^3/sを超えると，流速は10m/sを超える様である。図－6に砂防施設計画等に最も関係の深い，ピーク時の水深と流速の関係をプロットした。これを見ると大半の土石流は，マンニング式の適合が可能であるが，大幅に違っているものもある。

2）ピーク流量

野尻川（2.99 Km^2）の記録からピーク流量の最大は480 m^3/s，Q_p 平均120 m^3/sである。これを比流量でチェックすると，それぞれ，160 m^3/sKm^2，60 m^3/sKm^2となり，異常に大きい。

3）流出土砂量

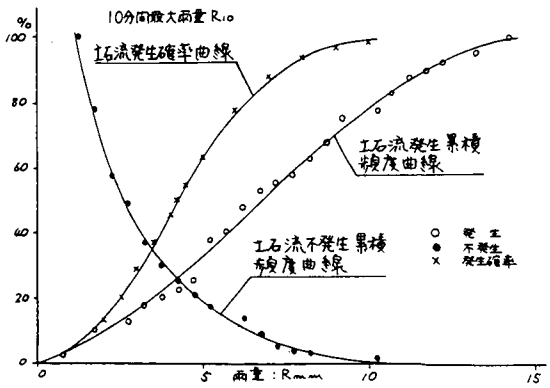
表－4は，野尻川のS 53年の土砂流毎の堆積測量の結果である。野尻川では，土石流の発生毎に堆積測量を実施し，流出土砂量の統計的把握に努めている。桜島の河川はほとんど通年的に土砂を流出し，その量は数十万m^3に達する。又，1土砂流による流出土砂量としては，S 53.11.12の169千m^3が最大である。この莫大な流出土砂の処理が問題である。

4）含砂率

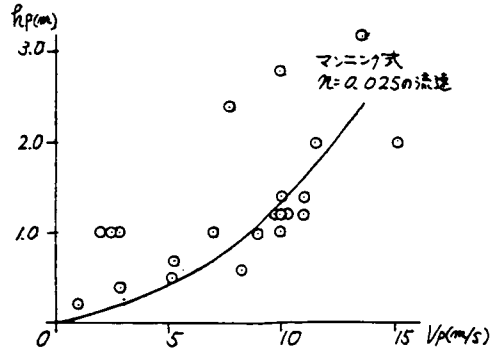
採水分析の結果を表－5に示す。表－6は土石流の総流出量と流出土砂の明確なものから含

表－3　土石流記録

河　川　名	発生年月日	ピーク流量	土石流総量 (m^3)	VTR地点 流速 (m/s)
野　尻　川	S 50. 4. 8	210	94,000	11.5
〃	4. 17	480	194,100	13.6
〃	4. 29	180	64,200	7.8
〃	6. 4	290	121,200	10.0
〃	6. 19	1	300	1.0
〃	6. 20	5	2,000	2.8
〃	9. 5	10	900	2.8
〃	10. 3	20	7,100	5.3
〃	10. 7	60	4,300	7.0
〃	10. 12	2	500	2.0
〃	S 51. 4. 30	100	14,400	9.7
〃	5. 16	310	56,000	15.1
〃	6. 9	120	86,000	10.0
〃	6. 24	130	48,500	12.0
〃	S 52. 3. 17	86	42,000	10.0
〃	9. 11	104	35,700	10.0
〃	9. 15	40	10,700	8.3
〃	S 53. 10. 27	35	13,200	9.9
〃	S 54. 6. 18	85	49,100	10.0
持　木　川	S 53. 10. 27	111	20,300	10.0
〃	S 54. 6. 18	93	45,100	11.8
〃	7. 16	31	16,600	7.7
〃	8. 6	28	15,300	8.0
有　村　川	S 50. 9. 17	330	80,300	8.5
第2古里川	S 50. 9. 17	60	8,100	15.0
黒　神　川	S 50. 9. 9	9	1,300	1.7
〃	S 54. 7. 16	43		2.6
〃	8. 6	149		7.5



図－5　野尻川：土石流発生・不発生累積頻度分布



図－6　$h_p \sim V_p$ 関係図

表－4　S.53年度野尻川河口土砂流出量実績（測量による）

土石流発生		流出土砂量		
年月日	発生時刻	陸上部	海中部	総流出量
S 53. 5. 6	9:10	m^3	m^3	m^3
S 53. 6. 6	7:07	2,900		
S 53. 6. 11 2回	14:01	4,900	67,200	75,000
S 53. 6. 24	5:01	11,400	24,500	35,900
S 53. 7. 29 2回	12:20 16:30			
S 53. 7. 30	12:00			
S 53. 7. 31	23:00			
S 53. 8. 2	9:24	26,500	18,100	44,600
S 53. 8. 9	17:05	2,600	0	2,600
S 53. 9. 8	19:15	10,500	14,500	25,000
S 53. 9. 10	6:20			
S 53. 9. 15		3,000	0	3,000
S 53. 9. 29 4回	7:10.7:40.11:15	20,000	0	20,000
S 53. 10. 27 2回	11:30 14:42	3,000	0	3,000
S 53. 11. 12	23:15	10,000	159,400	169,400
S 54. 3. 24 2回	5:52 6:27			
S 54. 3. 29	15:25	17,000	140,000	154,000
計24回		111,800	423,700	535,500

砂率を求めたものである。いずれも高濃度を示している。

5）衝撃力

衝撃力の観測は，桜島の砂防調査の中でも重要な調査の一つであるが，圧痕計が構造の一部とともに吹っ飛ばされるなど回収率が悪くデータに乏しいが，P＝78 t/m^2の記録がある。又流路工底盤コンクリートの擦りで減りは，土石流1回当り2.2 cm擦り減った計算になった。

表－5　採水分析結果

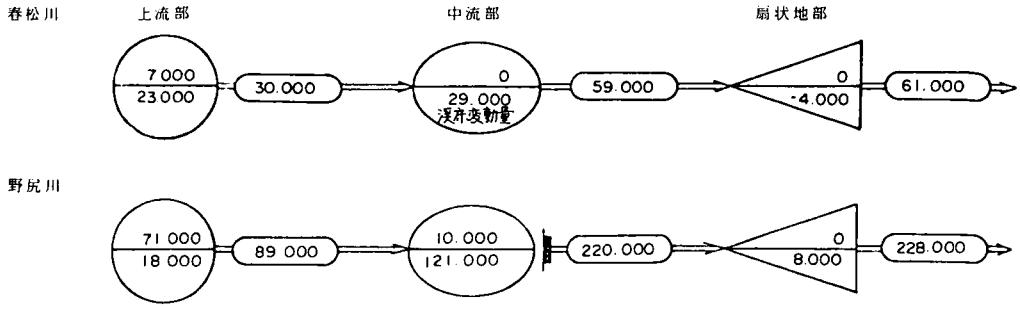
項目	結果
単位体積重量	1.87 g/cm^3
含水比	25.1 %
土粒子比重	2.61
土砂濃度	59.9 %

表－6　土石流含砂率

土石流	総流出量	流出土砂量	含砂率
S51. 5. 16	56,012 m^3	34,000 m^3	60.7 %
51. 6. 9	86,020	36,500	42.4
53. 10. 27	13,242	3,000	22.7
54. 6. 18	49,131	33,900	69.0

4.5.6　土砂収支解析

航空写真を用いた空中縦横断測量による土砂収支解析から，S 53.2～S 54.2 間の野尻川，持木川の例を示す。（図－7）この結果からいえることは，流出土砂量の大部分は，中流域からの渓床区間から出ており60％以上を占める。



図－7

5. あ と が き

以上報告したように，かなりまとまった雨が降った地域もあって良い資料が蓄積された。また資料の解析も進み，新規の崩壊を考えないならば，計画規模を含む種々の降雨に対して，流量，流出土砂量，河床変動を予測するシミュレーションモデルの目途もついてきた。今後は総雨量～総損失雨量など地域によってかなり差の出ることが予想される項目や，資料がまだ十分でない土砂流出関係について資料を蓄積してゆく必要がある。とくに流量は，最近かなり安価な超音波水位計も開発されており，種々の計測機器は現地で使用されることによって改良が加えられるものであるから，この方面での事務所間の情報交換も密になされなければならない。また流出土砂量の測定については，砂防ダム堆砂域の掘削など積極的な対応が必要となる。今後とも，調査方法の改良，観測所の整備を行って安全に，確実に資料が蓄積されるように努力するとともに，こうして得られた資料は非常に貴重なものであるから大切に取り扱いたい。

参 考 文 献

1) 岡本芳美：山地河川の洪水流水高について，第18回水理講演会論文集
2) 角屋睦・福島晟；中小河川の洪水到達時間，京都大学防災研究所年報第19号B，昭51年9月
3) 建設省流砂観測資料集：土木研究所資料第625号，昭46年3月
4) 江崎一博：貯水地の堆砂に関する研究，土研報告第129号，昭41年10月
5) 吉野文雄：山地流域の構成地質が河床砂礫径分布に及ぼす影響，土木技術資料，21-10,1979

参　考　資　料

土木技術資料 22-5 (1980)

山地河川の浮遊砂観測

水　山　高　久*

1　山地河川における浮遊砂観測の意義

山地では主に豪雨時に，山腹崩壊，渓岸崩壊，土石流といった形式で土砂が生産される。生産土砂は一度，斜面や谷の直下流の勾配変化点に堆積するが，流水によって再び侵食され河道を輸送される。土砂の輸送形式は，大きく二つに分けられる。一つは集合運搬と呼ばれ，急勾配の斜面を重力によってすべり落ちる崩壊と，同じく急勾配の水路を，重力と流水の影響を受けて流下する土石流がこれに含まれる。他の一つは各個運搬と呼ばれ，個々の粒子が流水によって輸送されるものである。各個運搬はさらに，掃流，浮遊に分けられる。掃流は河床近傍をしばしば河床に接触しながら輸送される形式で，そのような砂礫を掃流砂と呼ぶ。浮遊は流れの乱れと砂粒子の沈降速度がバランスする時に出現し，掃流砂に比べて小さい粒子である。浮遊状態で輸送される砂礫を浮遊砂と呼ぶ。浮遊砂はさらに二つに分けられる。一つは流速が減少すると河床に落下し掃流砂になるもので，他の一つはそのような状態でもなかなか沈降せずしたがってほとんど河床には見られないもので wash load と呼ばれている。普遍的な分類ではないが，0.1～0.2mm 以下の細粒土砂は wash load に分類される。土砂生産の形式は前述の他に裸地斜面の表面侵食もある。

土砂のコントロールを含む流域管理を行なうためには，土砂の動態を流域全体として把握することが必要であることにはだれしも異存は無いであろう。事実，山地の谷底平野や扇状地では，天井川や土石流災害に悩まされ砂防工事が行なわれ，貯水池では堆砂が予想以上に速く進行し水資源確保の上から問題となっている反面，下流の平野の河川では多くの場合河床低下の傾向が見受けられ，海岸では砂浜が減少し海岸線が後退している。海岸，河川，ダム，砂防という行政上の区分は別として，現象としては連続して検討されなければならない。土木研究所においても，昭和50年から52年にかけて特別研究「河川生産物の収支に関する研究」としてとり上げられ，土砂について水系一貫した検討が加えられ，かなりの成果を上げることができた。しかし反面，基礎となる資料の不足が研究を進める上での障害となったようである。

砂防について言えば，土砂災害の原因となる土砂が掃流砂または土石流であり，砂防施設の代表である砂防ダムが主に掃流砂を対象としているために，種々の砂防調査も浮遊砂，wash load を無視したものになっていることが多い。上述のように，流域全体として土砂の動態を把握するためには浮遊砂を含めた調査，考察が望まれる。そこで，砂防の立場から，山地河川における浮遊砂観測の必要性を説いてみたい。

山地河川においても浮遊砂（主に wash load）の調査が必要である理由は，生産土砂に占める浮遊砂の割合が，従来一般に考えられてきたよりもかなり多いことと，平野河川の河床変動や海岸線の変形に関係する土砂のかなりの部分が，上流域の山地河川を浮遊砂として通過すると考えられることからである。著者は，氾濫時の堆積土砂や砂防ダムの堆積土砂中にも浮遊砂の占める割合は多いと予想している。生産土砂中に浮遊砂（wash load を含む）がいかに多いかは貯水池の堆砂資料を見るとよくわかる。例として，揖斐川上流の横山ダム（流域面積471km²）の堆砂資料を見ると次のようになっている[1]。なおここでは，堆砂形状より粒径1.0mm 以上を掃流砂，0.2～1.0mm を浮遊砂，0.2mm 以下を wash load としている。

掃流砂	263万m³/12年	(38%)
浮遊砂	121万m³/12年	(17%)
wash load	315万m³/12年	(45%)

これから，wash load と浮遊砂とを合わせると62%にも達することがわかる。もちろん生産土砂のうち大きな砂礫はダムよりも上流に広く堆積しているので，生産土砂の62%が浮遊砂というわけではない。図-1は富士山大沢川で，源頭部の崖錐，扇状地の河床砂，濁水の粒度分布を調べたものである[2]。これから，崩落した土砂中には10%ほど 0.1mm 以下の土砂が含まれているが，流水

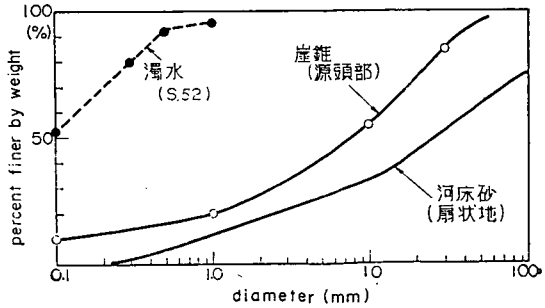


図-1　崖錐，河床，濁水の粒度分布（富士山大沢川）

* 建設省土木研究所砂防部砂防研究室研究員，農博

Takahisa Mizuyama: Measurement of Wash load in Mountain Rivers

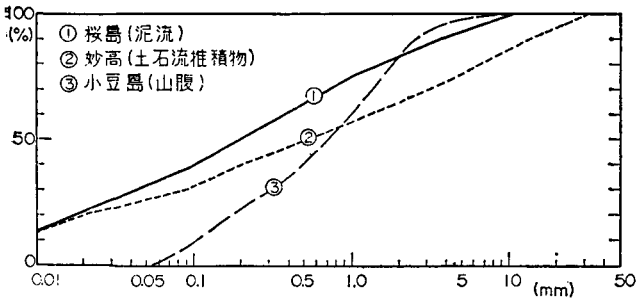


図-2 粒度分布

によって下流に運搬される過程で，細粒土砂は濁りとなってさらに下流に流出し，0.1～0.2mm 以上の粒子が河床砂となることがわかる。土石流に関連して著者が収集した資料によると[3]，0.1mm程度以下の細粒土砂の割合に地質によって異なり，花崗岩では10%程度，火山灰の堆積したものでは30～40%である（図-2)。このように，生産土砂には細粒土砂がかなり含まれている。しかし，従来の調査は河床材料についてのみ行なわれることが多く，山腹の粒度分布についてはほとんど調べられていない。これでは，土砂収支も精度よく検査することはできない。さらに言えば，従来は土砂を総量としてとらえることが多かったが，土砂の動態を把握するという立場からすれば，粒径ごとの土砂収支が必要であり，一洪水ごとの現象にまで言及するためには，流量と浮遊砂量の関係を知る必要がある。もちろん，河床砂の浮遊砂量については多数の浮遊砂量式が提案されているので，ここでは主に，上流からの供給条件によって流出土砂量が決まるとされている wash load を対象とする。したがって，この浮遊砂量を把握するためには現地での観測が不可欠である。

さらに，後述するように浮遊砂の原因の主なものは上流部の裸地や崩壊跡地の表面侵食や崩壊と，河床掘削その他の土木工事と考えられるので，後者を無視するか，別途評価してやれば，浮遊砂量または浮遊砂濃度を調べることによって流域の荒廃の程度を知ることができるかもしれない。もちろん，地質も浮遊砂濃度に関係するであろうから，資料を集積してからの議論であるが，著者は浮遊砂の多寡が流域の荒廃の指標となりうると考えている。たとえば，江崎[4]は貯水池に流入する wash load の推定式の中に，流域の崩壊面積率を導入している。

2 既往の観測例

2.1 建設省による観測結果

山地河川で浮遊砂が観測された例はほとんど無い。平野部の河川では，昭和36年から44年にかけて建設省技術研究会の指定課題として「河床変動に関する研究」が行なわれ，その中で掃流砂観測と浮遊砂観測が行なわれた。観測点は22河川33地点に及び，その結果は資料集として整理されている[5]。観測点の河床勾配の範囲は1/100～1/1000であるが，勾配による系統的変化は明確でなく，同一地点の観測値は10倍以上にばらつき，

$$C=Q_S/Q=(4\times10^{-8}\sim6\times10^{-6})Q$$

で表現される[6]（図-3)。ここで，C は浮遊砂の体積土砂濃度，Q_S は浮遊砂量（m^3/sec)，Q は流量（m^3/sec）である。この調査では採水に際して簡易採水器B型が主に使用された。

2.2 京都大学防災研究所穂高砂防観測所の観測

京都大学防災研究所では神通川水系蒲田川支足洗谷に流砂の観測所を設置し観測を継続している。観測点は流域面積6.5km^2，河床勾配約1/15で，5mm以下の土砂については直接採水を行なっている。その資料の一部[7]を用いて

$$C=\alpha Q$$

の係数αを求めると，採水が河床砂の部分も含むこともあるが，1.5～3×10^{-3}程度の大きな値となる。図-4はその観測結果の一例である。

2.3 大戸川の観測結果

京都大学防災研究所では，滋賀県大戸川流域で流砂の観測を行なっている。この流域は花崗岩の裸地が多く，建設省琵琶湖工事事務所によって山腹植栽工が実施され

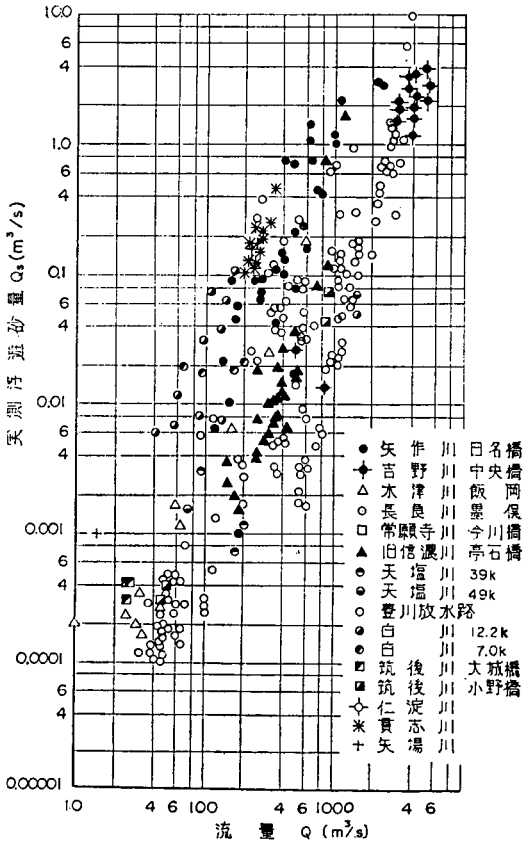


図-3 実測浮遊砂量と流量の関係

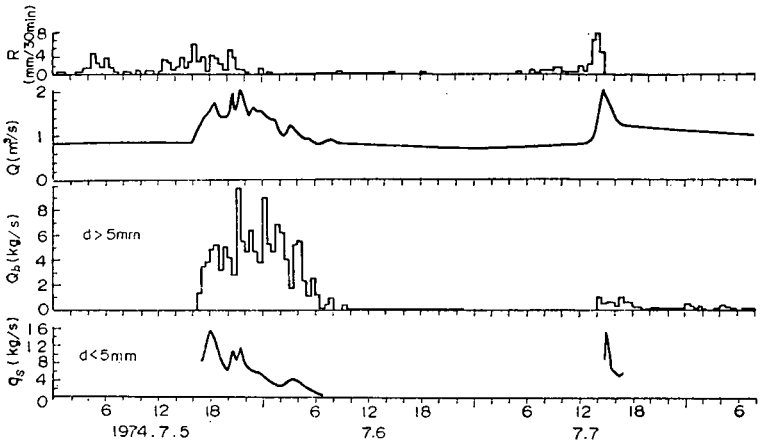


図-4 流量と流砂量の観測結果の例（穂高砂防観測所）[7]

てきた。観測結果によると，0.2mm 以下を wash load として，上述の式において，$\alpha=10^{-5}$ になると報告している[8]。wash load の濃度は光電式濁度計および重量法によって測定されたが，前者では粗粒部分の沈降の影響が除去できなかったと述べている（図-5）。

2.4 貯水池堆砂資料を利用した例

前述の横山ダムの堆砂資料（年堆砂量）と年流入流量より，浮遊砂（wash load を含む）Q_{S+W} と年流量 Q の間の関係を求めると，

$$Q_{S+W}=\alpha' Q^2 \text{ (m-sec 単位)}$$

として，$\alpha'=2\sim3\times10^{-6}$ となる。

以上の例から，wash load の量は同一地点では流量の2乗に比例し，その係数は流域面積が小さくなるほど大きくなる傾向を示すことがわかる。しかし，流域の地質や荒廃度の影響はさらに資料を蓄積しないと結論づけられない。

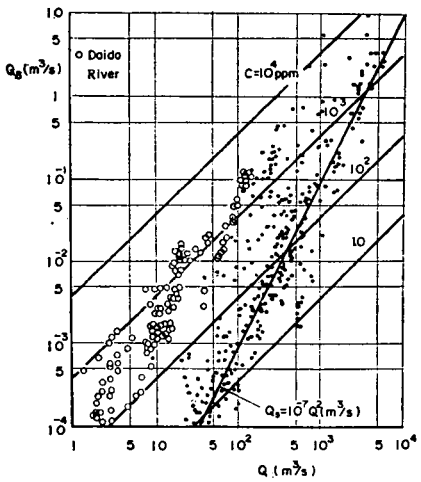


図-5 大戸川の wash load と他の河川との比較[8]

3 山地河川における浮遊砂観測の方法

以上過去に行なわれ，一部は現在も行なわれている観測結果を示した。これらは採水による方法と，貯水池堆砂資料を利用するものの二つに大別される。前節を参考にして，山地河川における観測法を考察する。

3.1 採水による方法

10～30km² の流域面積を有する山地河川を考えると，平野の河川で行なわれているような，採砂器を使って深さ方向に数点測定することは，水深が浅く，大きな砂礫が移動しており，流れが乱れているので，無理な場合が多いと考えられる。そこである程度の誤差は覚悟して，ヒシャク，バケツ，サイホン，水中ポンプなどを利用して採水することになろう。その際，水深方向，横断方向の変化は無視せざるをえない。流れの中にヒシャクやバケツを突込む場合，0.2 mm 程度以下の粒子では，それらが水中にある時間にほとんど影響されないことは実験水路で確かめられている（昭和54年土木研究所砂防研究室での実験）。採水による観測の手順を示すと図-6のようになる。ここで特に強調したいのは，必ず採水時の流量がわかるようにしておくことである。前節で述べたように浮遊砂量は流量とともに急激に変化するからである。流量の調べ方としては，同時に流量観測を行なう方法または，あらかじめ水位と流量の関係を調べておいて，水位から推定する方法などがある。こうして得られた浮遊砂量または浮遊土砂濃度は流量に対してプロットされるが，その際，水位上昇中（♂）と水位下降中（♀）を区別しておくのがよい。同じ流量でも，水位上昇中の方が下降中よりも土砂濃度が高いと言われているからである。

3.2 貯水池堆砂資料の利用

砂防ダムの堆砂測量の結果より浮遊砂量を評価することは，水抜き穴があることと，容量が小さいことから困難である。しかし，実際には土砂流出があれば水抜きは流木や砂礫によって容易に閉塞し，掃流砂の評価には十分利用できる。

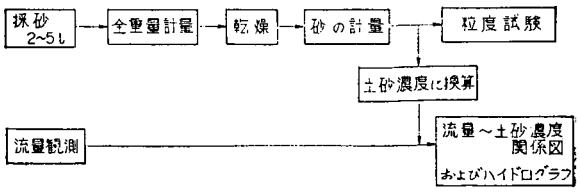


図-6 採水による浮遊砂観測の手順

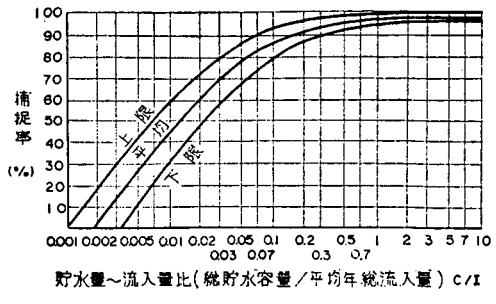


図-7 貯水量流入量比と捕捉率の関係
(G. M. Brune 水理公式集より)

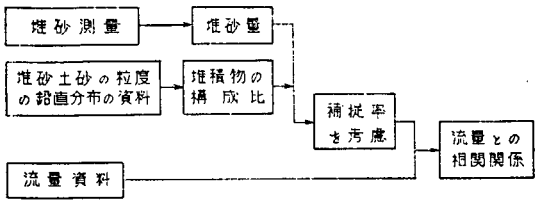


図-8 ダム堆砂資料の利用

一方貯水池の場合にはほとんどの土砂が貯水池内に堆砂する。もちろん Brune が調査しているように，小さい貯水池では捕捉率が問題となるので補正する必要がある（図-7)。貯水池ではたいてい流入流量資料が得られるので，上流山地流域での流量，流出土砂量の資料がほとんど無い流域では有力な参考資料となるであろう。ダム堆砂資料を用いて浮遊砂量を評価する手順は図-8のようになる。その際注意を要するのは，その得られた資料はあくまでもそのダム地点への流出土砂であって，比流出土砂量の形にして上流部の小流域に対して使用できないということである。芦田，奥村[9] は，ダムの堆砂量から求めた比流出土砂量 ($m^3/km^2/year$) を流域面積(km^2)に対してプロットしているが，比流出土砂量は流域面積の－0.7乗に比例する傾向を示している。

3.3 浮遊砂の移動観測

同一地点での観測に加えて，流域の多くの地点で同時に観測することを勧めたい。これは，前述の式のαの値が流域の多くの地点でどのように変化するかを見るために必要である。係数αが流域面積，裸地面積率，地質等の要素によってどのように変化するかを調べるのである。同時観測が困難な場合には，自動車によって流域内を移動してできるだけ多くの地点で観測するのがよい。その際必ず流量を測定することを忘れてはならない。これらの調査は降雨中または降雨直後に行なわれるので，安全に留意してなされなければならない。

4 山地河川における浮遊砂観測の例

昭和54年度から始まった建設省技術研究会指定課題「砂防河川の土砂動態に関する研究」での調査項目の一つに洪水時の浮遊砂観測がある。全国各地で精力的に調査が進められているが，ここでは四国地方建設局の調査成果を紹介する[10]。四国地建の吉野川砂防工事事務所と松山工事事務所はそれぞれ，吉野川水系南大王川と重信川上流部を砂防調査のモデル流域に選定し，流量観測と並行して浮遊砂の観測を行なってきた。

南大王川は上除橋地点（流域面積 27.2km², 地質は秩父古生層およびみかぶ緑色変岩類，河床勾配1/14.3，裸地面積率0.888%）で，重信川は木地堰堤（流域面積18.8 km², 地質は領家帯花崗岩，領家変成岩（変質粘板岩および変状ホルフェルス)，和泉層群の砂岩および頁岩，流域平均勾配1/34，基準点勾配1/60，崩壊面積を裸地面積と等しいとした裸地面積率14%）で観測された。流量，浮遊砂量の観測値を図-9, 10に，粒度分布を図-11, 12に示す。四国地建の二つのモデル流域から得られた資料より次のことが言える。

1) 浮遊砂量は流量の増加とともに増加し，減少は流量に比べて速い。
2) 採取された土砂の粒度分布を見ると，重信川では 0.2mm 以下，南大王川では 0.03mm 以下で，ばらつきはほとんど無い。したがって，ある程度資料がそろえば粒度試験は省略してよいと思われる。
3) 図-9, 10より浮遊土砂濃度を流量に対してプロットすると図-13のようになる。図より，前述の浮遊砂

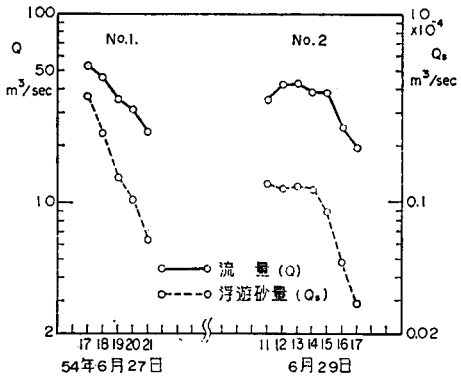


図-9 流量と浮遊砂量の観測値（重信川）

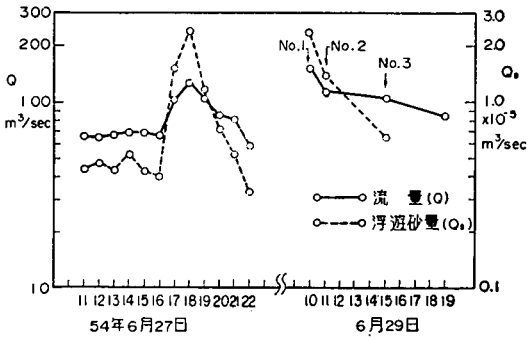


図-10 流量と浮遊砂量の観測値（南大王川）

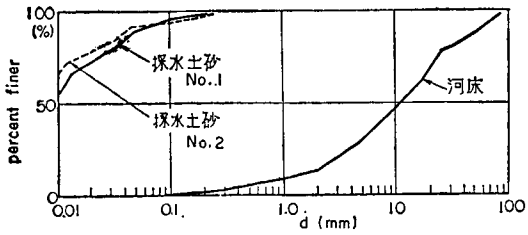


図-11 河床砂と浮遊砂の粒度分布（重信川）

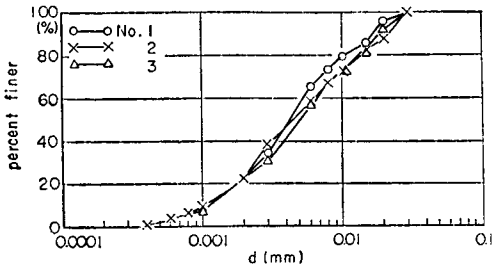


図-12 浮遊砂の粒度分布（南大王川）

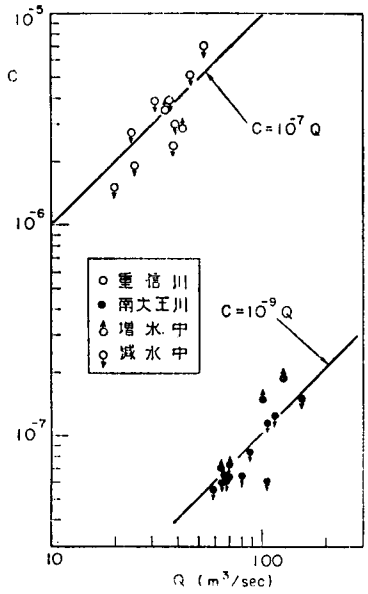


図-13 流量と浮遊砂濃度の関係

濃度が流量に比例する傾向が認められ，重信川では明確でないが南大王川では水位上昇中の方が，水位下降中よりも土砂濃度が高くなる傾向が見られる。

4) 係数αは，平野河川の測定値（図-3）の範囲にある。南大王川ではαの値は10^{-9}，重信川では10^{-7}で大きな差が見られる。この差は流域の荒廃の程度を反映しているものと思われる。

以上のような資料が蓄積されれば，さらに詳細な考察が可能になろう。

5 降雨実験装置による wash load の生産に関する実験

以上の資料には崩壊を伴うような出水時のものはほとんど含まれていない。河川の wash load 成分の生産源としては，上流山地の裸地斜面，植生の回復していない崩壊跡地，新しい崩壊，渓岸侵食，河床の洗掘の他，林道，宅地造成その他の土木工事の影響などが考えられる。山地河川の浮遊砂の議論を進めようとすればこれらの項目について評価する必要がある。その研究方法の一つとして人工降雨装置を利用する方法がある。現地調査では困難な強度時の裸地斜面からの wash load の生産量の変化特性を調べるために人工降雨装置を利用した実験を行なった。

5.1 人工降雨装置と実験斜面

ここで用いたのは土木研究所内に昭和54年3月完成したもので，5m×5mの単位で4面からなる。高さは4mで，降雨のエネルギーとしては不足であるが，雨滴はノズル式のように降雨強度の増加に伴って細かくならないように，針から水滴となって落ちるようになっている。降雨強度は30～180mm/hr の間で，電磁流量計とミニコンによって自動的に制御され，降雨強度を時間的に変化させることができる。

この降雨装置下に斜面長3.5m，幅1.0m，斜面勾配25°の実験斜面を準備し，土木研究所構内の土を厚さ 10cm に敷いた。粒度分布を図-14に示す。

5.2 実験の概要と結果

降雨強度を30，60，90，120，150，180mm/hr とし，それぞれ1時間行なった。その間10分ごとに1ℓ採水し

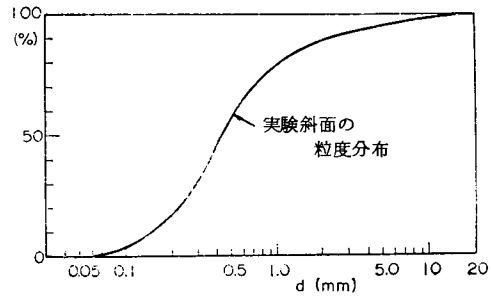


図-14 実験に用いた土砂の粒度分布と流出砂の粒度分布

写真-1 実験斜面と採水状況

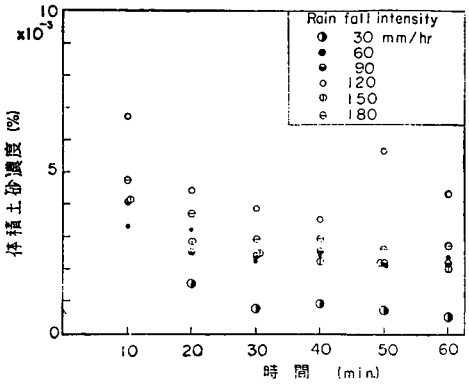


図-15 土砂濃度の時間的変化

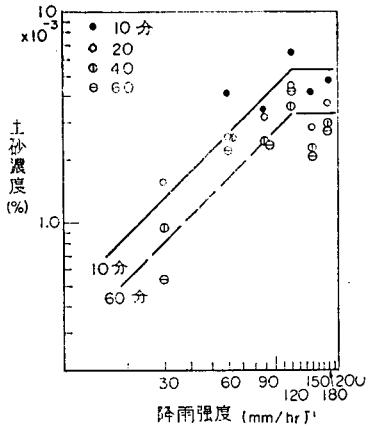


図-16 土砂濃度と降雨強度の関係

土砂濃度を測定した（写真-1)。どの降雨強度でも3本程度のガリーが形成され，120mm/hr の際には崩壊が発生したが，他のケースでは崩壊は見られなかった。ガリー形成の初期には泥流の発生が見られた。

土砂濃度の時間的変化，降雨強度との関係を図-15, 16に示す。土砂濃度は30分までは急激に減少し，その後は比較的一定値となる。その変化程度は1/2～1/3である。土砂濃度は10^{-3}のオーダーで，120mm/hr 程度までは降雨強度（流量）に比例して増加するが，それ以上ではほぼ一定値になる傾向が見られた。濃度や一定になる降雨強度，土砂流出の始まる降雨強度は，地質や斜面状態によって変化するであろうが，傾向としては同じようになると考えられる。なお，120mm/hr の土砂濃度が特に大きくなった理由は明らかでなく，今後他の種類の土砂を用いた実験を追加しながら検討してみたい。図-16より，$C=\alpha Q$ として係数 α を評価すると約30という大きな値になる。この実験結果より予想されるようにαの一般的な算定方法を求めるには，斜面の土の性質だけでなく，斜面の長さや勾配，ガリーの形成なども考慮しなければならず，実際の河川に適用しようとすると，裸地の面積率だけでなくその形状や勾配，表面流の発生状況まで含めて検討しなければならないようである。今後，個々の斜面からのミクロな見方と，流域としてのマクロな見方の両方からアプローチするつもりである。

6 結　語

山地河川の浮遊砂観測が流域内の土砂の動態を把握するために不可欠であることを説き，既往の観測例を紹介して，山地河川での浮遊砂観測を提案した。例として，建設省技術研究会指定課題の作業として行なわれた四国地建の観測結果を紹介した。また，強雨時の裸地斜面における wash load の生産について，人工降雨装置を用いた実験によって検討した。それらの考察を通して，ますます現地での浮遊砂観測の必要性が明らかになった。新規崩壊発生直後からの土砂濃度の時間的な変化傾向などはぜひとも知りたいところである。この拙文が，浮遊砂観測の必要性を認識することに少しでも役立ち，土石流発生直後などに，ちょっと採水することが習慣となれば幸甚である。

最後に，本文をまとめるに当って御指導いただいた土木研究所砂防研究室・渡辺正幸室長，有益な御意見をいただいた池谷浩主任研究員，降雨装置による実験を遂行された上原信司技官，鈴木浩之技官に謝意を表します。また，本文に利用させていただいた既往資料の観測に従事された方々，とくに調査成果を紹介させていただいた四国地建，松山工事事務所および吉野川砂防工事事務所の担当者に敬意と謝意を表します。

参 考 文 献

1) 越美山系砂防工事事務所，砂防地すべりセンター；越美山系多目的ダム上流砂防計画業務委託報告書，昭和54年3月
2) 富士砂防工事事務所；富士山大沢崩れ砂防調査成果報告書，昭和53年3月
3) 水山高久；土石流の流動と砂防ダムの効果，第16回災害科学総合シンポジウム，1979. 9, pp. 223～226
4) 江崎一博；貯水池の堆砂に関する研究，土研報告，第129号，昭和41年10月
5) 建設省流砂観測資料集，土木研究所資料第625号，昭和46年3月
6) 建設省河川砂防技術基準（案），昭和51年6月，p. 315
7) 芦田和男，高橋保，沢田豊明；山地流域における出水と土砂流出(4)，京大防災研年報第18号B，昭和50年4月
8) 村本嘉雄，河田恵昭，藤田裕一郎，中村行雄；ウオシュ・ロードに関する研究，京大防災研年報第18号B，昭和50年4月
9) 芦田和男，奥村武信；ダムの堆砂に関する研究，京大防災研年報，第16号B，昭和48年
10) 第33回建設省技術研究会；河川部門指定課題概要集，昭和54年10月

昭和56年度砂防学会研究発表会概要集(昭和56年5月)

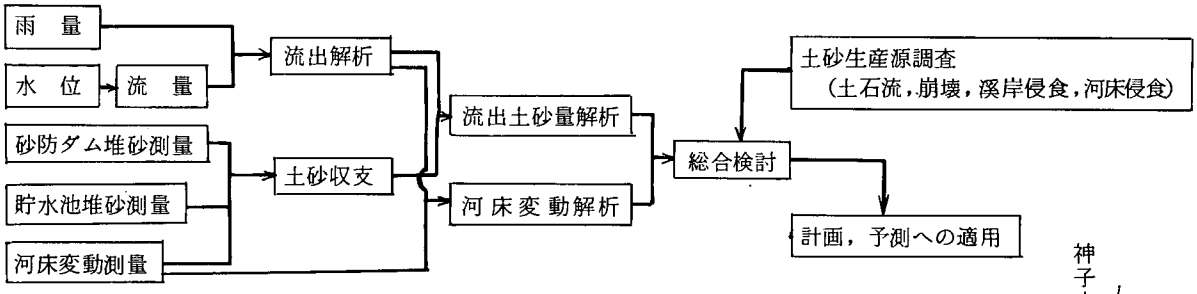
渡良瀬川上流部の河床変動

建設省渡良瀬川工事事務所　○高梨和行
建設省土木研究所　渡辺正幸，水山高久

1. 緒　言

渡良瀬川上流部では，昭和25年より河床変動測量と砂防ダム堆砂測量を実施してきた。山地流域では流量資料が不十分であることが多いが，ここでは貯水池および下流の河川で流量が測定されており以前にも流出土砂量解析として整理されたこともある。近年，海岸侵食，河床低下，ダム堆砂等との関連で，流域の中での砂防の意義が再び問われている時期でもあり，上記の測量資料を活用して流域の土砂生産と流出状況の把握，砂防施設の効果の検討を行なってゆきたい。本報告はその第1報で，まず資料整理の方針を示し，つぎに河床変動の状況について述べる。

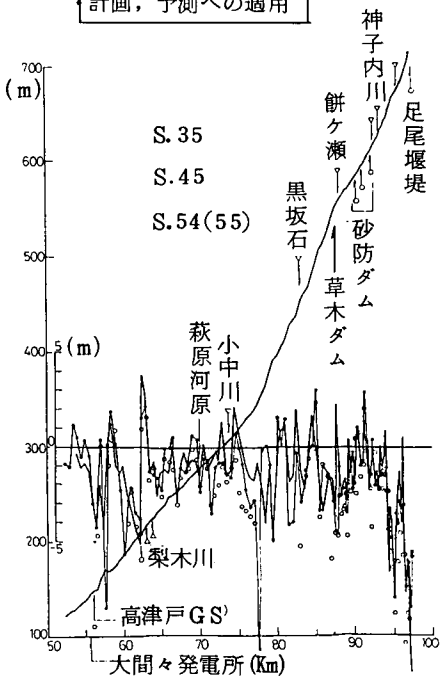
2. 調査資料とその整理方法



上述のフローは従来のものと本質的には同じであるが，土砂生産源調査を重要視している。これは従来の水源崩壊地調査と類似であるが，土砂生産源の場所と量，その形態を，主に現地踏査によって把握しようとするもので，従来の調査では土砂の総量が強調されすぎているために砂防施設の効果，適正配置が議論できないという反省によっている。

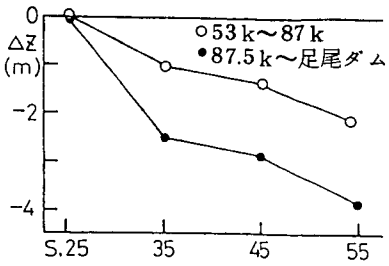
3. 河床変動の状況

足尾堰堤から下流約50Kmの区間の昭和25年の最低河床による縦断図と，これを基準とした昭和35，45および54年(一部55年)の各断面の最低河床高の変動量を示すと図－1のようになる。これより，足尾堰堤

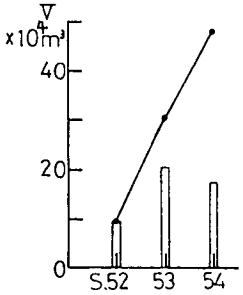


図－1　縦断形と昭和25年を基準とした変動量

の第1次工事（昭和25～29年）に対応して上流よりの供給砂量が減少し直下流の河床が低下しているのが分る。この低下は工事直後に急激で，その後は大きく変化しないが全体的な低下傾向は割合は小さくなりながらも継続しており，河床低下の範囲が広がっている。なお，57Km付近の河床変動など説明できない点もある。この流域では足尾銅山の影響による荒廃が激しく，昭和22年9月にはカスリン台風を経験して下流の河床はかなり上昇していた。この事は足尾堰堤工事前の写真からも知ることができる。53k～87kと，87.5k～足尾堰堤に分けて最深部の変動高の平均を求めると，図－2のようになり上述の変化傾向を示している。



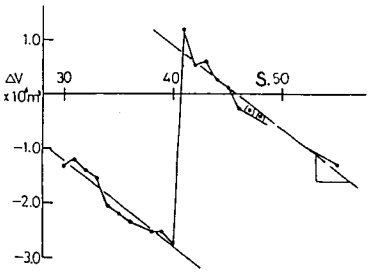
図－2　平均河床変動高（最深部）



図－3　草木ダム堆砂量

4. 貯水池堆砂資料の利用

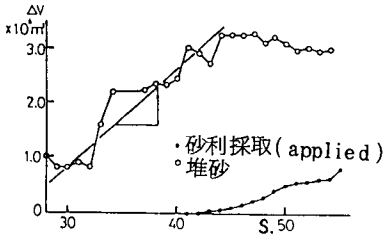
この区間内には，大間々発電所と草木ダムがある。大間々発電所は貯水容量も少なく排砂も行なわれているようで，昭和29～46年の堆砂量は23万m³と報告されている。一方，草木ダムは昭和51年に完成した新しいダムで，図－3のような堆砂量を示す。初年度の値は信頼性に乏しいので，2年間の平均をとると年間約19万m³の堆砂量となる。なお，草木ダムの流域面積は253.3Km²である。現時点では，これらの貯水池堆砂資料は流域の土砂移動のチェックとしての役割を十分には果していないが，今後の資料に期待したい。



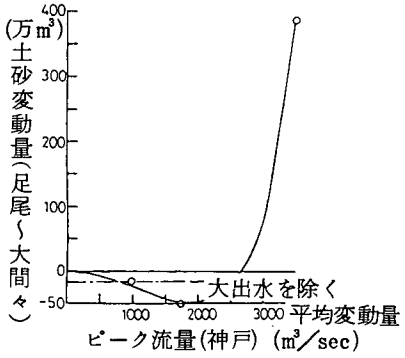
図－4　97.25k～52.4kの土砂の累加変動量

5. 土　砂　収　支

足尾堰堤より52.4Km（一部56.0Km）地点までの貯水池区間を除く年土砂変動量は図－4のようになり，昭和30年以降年平均約16万m³ずつ減少し，昭和41年の出水で堆積した後再び年16万m³程度の減少が継続している。一方，足尾堰堤の堆砂量は，大きく変動するが平均的にはやはり16万m³の堆砂を示している。ただし，昭和41年以降は砂利採取が行なわれ累加堆砂量はほぼ一定となっている。図－4の昭和41年の堆積は，約400万m³と大きく，測量上の誤差も考えられる。以上をまとめると，足尾堰堤上流で生産された土砂（年平均16万m³）が堰堤地点に堆積しそれにみあう土砂量が下流で洗掘され，その土砂は貯水池に堆積する。図－6は神戸地点の年最大流量に対して足尾～大間々間



図－5　足尾堰堤累加堆砂量



図－6　年ピーク流量と土砂変動量

の変動量を示したものである。資料数は少ないが，中小出水で河床が低下し，大出水で河床上昇する様子を表わしている。このような状況であるから，河床変動予測に対しても上流および支川の土砂生産量の算定が決定的な要素となる。

あ と が き

渡良瀬川の河床変動に見られる，以上の傾向は，土砂生産の特に活発な地域を除けば一般的なものと考えられ，非常に稀な多量の土砂生産時すなわち災害時の資料が土砂災害予測に対して重要であること，ダム堆砂に対しては毎年の土砂量，河床低下には中小の出水と大出水の状況をあわせて考える必要のあること等が認識された。

建設省技術研究会指定課題
「砂防河川の土砂動態に関する研究」
関係資料集(1)

ISSN 0386－5878
土研資料 第1692号
昭56年5月 (1981)

渡辺正幸，水山高久

キーワード 1711 雨水流出，3169 4614 2948 土砂流出

要 旨

昭和54年～56年に実施された建設省技術研究会河川部問指定課題「砂防河川の土砂動態に関する研究」の調査要領と成果(中間報告)をとりまとめたものである。

郵便はがき

305-□□

四十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 御中

No.

土研資料 第1692号

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料 第1692号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印