ＩＳＳＮ　0386－5878
土木研究所資料第2639号

土木研究所資料

# 砂防研究室関係調査研究年度報告
## (昭和60年度～昭和62年度)

昭和63年６月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1988) by P.W.R.I.

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

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

土木研究所資料
第2639号1988年5月

# 砂防研究室関係調査研究年度報告
# （昭和60年度～昭和62年度）

砂防研究室

要旨

本報告書は，昭和60年度～62年度において砂防研究室が実施した砂防調査等の研究成果を年度別にとりまとめたものである。

キーワード：砂防，調査，年度報告

# は　じ　め　に

本報告書は、昭和６０年度～６２年度において砂防研究室が実施した砂防調査等の研究成果を年度別にとりまとめたものである。

昭和６３年５月

# 目　　次

はじめに

1. 昭和６０年度 …… 1
1.1 行政部費 …… 3
1.1.1 土砂災害の警戒避難システムに関する研究 …… 5
1.2 砂防事業調査費 …… 11
1.2.1 土石流に関する調査 …… 13
(1) 土石流の性状に関する大規模試験調査 …… 13
(2) 土石流対策工法に関する調査 …… 19
(3) 土石流対策システムに関する調査 …… 27
1.2.2 土砂流送の制御に関する調査 …… 34
(1) 砂礫堆の制御に関する調査 …… 34
1.2.3 砂防計画に関する調査 …… 44
(1) 山地流域の土砂管理に関する調査 …… 44
1.3 災害対策総合推進調整費 …… 61
1.3.1 長野県西部地震災害対策調査 …… 63

2. 昭和６１年度 …… 69
2.1 行政部費 …… 71
2.1.1 土砂災害の警戒避難システムに関する研究 …… 73
2.2 道路事業調査費 …… 85
2.2.1 山岳道路の土石流による災害防止に関する試験調査 …… 87
2.3 砂防事業調査費 …… 89
2.3.1 土石流に関する調査 …… 91
(1) 土石流対策工法に関する調査 …… 91
(2) 土石流対策システムに関する調査 …… 95
2.3.2 砂防計画に関する調査 …… 105
(1) 土砂流出調節工法に関する調査 …… 105
(2) 土砂生産の機構と対策工法に関する調査 …… 117
2.4 科学技術振興調整費 …… 123
2.4.1 土砂災害危険度予測システムの開発に関する研究 …… 125
(1) 地盤素因の土砂災害危険度予測システムへの導入手法に関する研究 …… 125
2.5 災害対策総合推進調整費 …… 129

2.5.1　火山噴火による泥流災害対策確立のための調査 …… 131

3.　昭和６２年度 …… 137
3.1　行政部費 …… 139
3.1.1　山地河川の浮遊砂に関する研究 …… 141
3.2　道路事業調査費 …… 147
3.2.1　山岳道路の土石流による災害防止に関する試験調査 …… 149
3.3　砂防事業調査費 …… 151
3.3.1　土石流に関する調査 …… 153
(1)　土石流対策システムに関する調査 …… 153
3.3.2　砂防計画に関する調査 …… 161
(1)　土砂流出調節工法に関する調査 …… 161
(2)　土砂生産の機構と対策工法に関する調査 …… 169
3.3.3　活火山地域の土砂災害防除に関する調査 …… 175
(1)　火山活動に伴う土砂災害の対策に関する調査 …… 175
3.4　科学技術振興調整費 …… 183
3.4.1　土砂災害危険度予測システムの開発に関する研究 …… 185
(1)　地盤素因の土砂災害危険度予測システムへの導入手法に関する研究 …… 185
3.4.2　混相流の特性と制御に関する基礎的研究（重点基礎研究） …… 193
3.5　災害対策総合推進調整費 …… 197
3.5.1　火山噴火による泥流災害対策確立のための調査 …… 199
3.6　地方建設局依頼 …… 205
(1)　松川流路工水理模型実験 …… 207
(2)　土石流緩衝樹林帯に関する試験 …… 219
(3)　鋼製砂防施設に関する部材試験 …… 211
(4)　大暗渠を有する砂防ダムの河床変動に与える影響に関する検討 …… 213
(5)　富士山大沢扇状地水理模型実験 …… 215
(6)　大規模崩壊の発生機構と下流への影響に関する実験 …… 217
(7)　透過型砂防ダム水理模型実験 …… 219
(8)　湾曲部局所洗掘対策に関する水理模型実験 …… 221

# 昭和60年度

# 昭和60年度 行政部費

1. 災害の防除に関する研究

1.1 土石流・土砂流に関する研究

1.1.1 土砂災害の警戒避難システムに関する研究

砂防研究室 室 長 矢澤 昭夫
研究員 原 義文
宇佐美加代子

## 1．まえがき

本課題は、昭和59年度に始まり、初年度に、土石流警戒・避難基準雨量の設定手法を提案した。昭和60年度には、提案した手法の改良及び新しい手法の検討、基準雨量の円滑な運用を図るための短時間降雨予測検討、基準雨量を実際に運用するための土砂災害に関する情報収集伝達システムの検討を行った。昭和61年度は最終年度で、基準雨量手法の改良検討とまとめ、及び集中豪雨時の降雨の観測体制についての検討を行った。

## 2．土石流警戒・避難基準雨量の改良検討とまとめ

### 2．1 降雨指標の改良検討とまとめ

基準雨量の設定手法については、昭和59年度に二つの降雨指標を用いる２種類の方法を提案した。すなわち、実効雨量－１時間雨量（Ａ方式）、実効雨量－有効雨量強度（Ｂ方式）である。これらの手法は、基準雨量に達してもその後土石流が発生しないという、いわゆる「空振り」という結果がある程度出現することを承知したものであったが、この手法を各地で試した結果、降雨強度が小さく、長期にわたる雨に対して空振りが多くなることと、地域によっては、既往最大時間雨量が著しく大きいため、避難基準値が小さくなり空振り頻度が高くなることが指摘された。

このため、昭和60年度には実効雨量の定義のうち、連続雨量の定義を24時間雨量中断から、12時間、または６時間と変える検討や、実効雨量の替わりに残留雨量を用いる検討を行ったが、結果は一部地域で改善の傾向があったが、検討した10地域全体としては改善とはならなかった。

本年度は、実効雨量と２時間雨量、３時間雨量という組合せの指標を検討した。これは、Ｂ方式で導入している有効雨量強度という指標が時間雨量が４㎜を越えた点からの平均雨量強度と定義されているため、長雨や複数のピークを持つ降雨に対しては、あまりに長時間の平均雨量強度になり、改良が必要と考えたためである。図１に実効雨量－３時間雨量、図２に実効雨量－１時間雨量の例を示す。この例では、３時間雨量を取った方が、１時間雨量のＡ方式より土石流発生と非発生の分離がよく、この指標がＡ方式の補足となっているが、やはり他地区も合わせた全体でみると必ずしも改善となっていない。

以上のことから、基準雨量指標については既に提案したＡ方式及びＢ方式より、全体として優れた新しい手法を今のところ見出していない。しかし、いくつかの新しい指標は、地域によっては適用が

可能で改善できる可能性があり、補足調査を行ってゆきたい。

## ２．２　降雨予測の導入について

基準雨量を運用する際に避けられない空振りを小さくする有効な方法として、短時間降雨予測の導入が考えられる。これはＡ方式の場合、図３に示すように通常既往最大雨量を基に警戒・避難基準を固定的に決めているため空振りが多くなる。しかし、今後信頼できる降雨予測値が入手できるようになれば、図４、５に示すような運用が可能になる。しかし、降雨予測を導入した場合でも、土石流発生危険線（ＣＬ）が直線でｘ軸と交わるある限り長雨に対しては十分な改善とはならない。したがって、今後土石流の発生に最低必要な雨量強度を調べ図の破線のように、途中でＣＬ形状を替えるような検討も必要である。

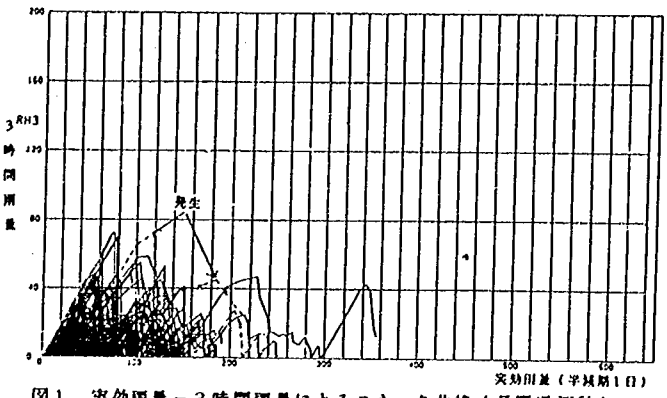


図１　実効雨量－３時間雨量によるスネーク曲線（長野県諏訪）

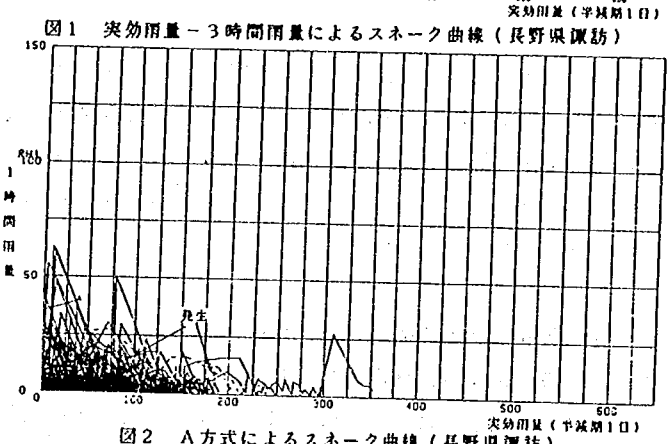


図２　Ａ方式によるスネーク曲線（長野県諏訪）

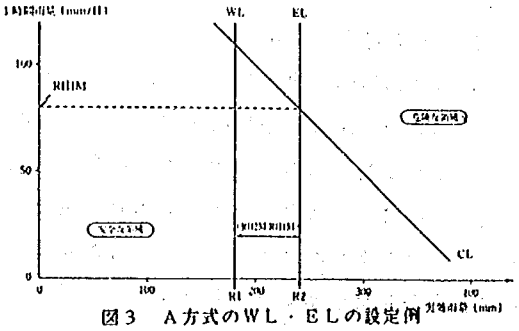


図３　Ａ方式のＷＬ・ＥＬの設定例
（１時間前プロット方式）

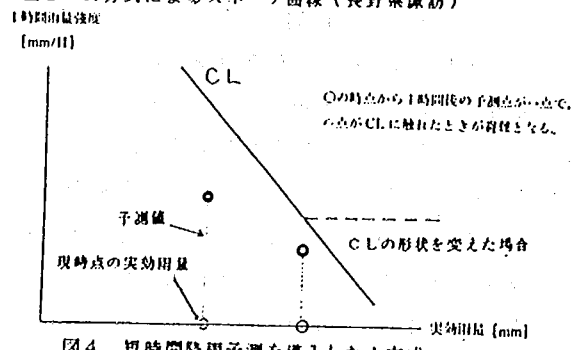


図４　短時間降雨予測を導入したＡ方式
（予測値がＣＬに達しない例）

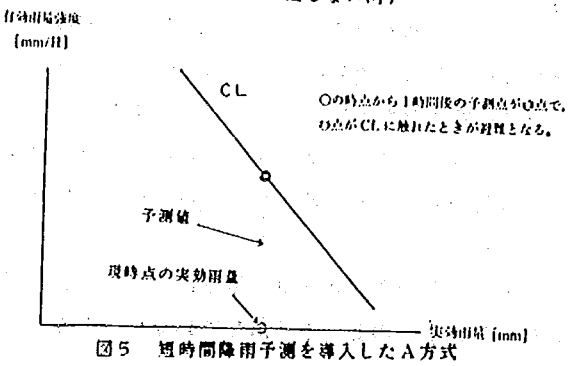


図５　短時間降雨予測を導入したＡ方式
（予測値がＣＬに達した例）

## 3．集中豪雨の観測体制の考察

### 3．1はじめに

昭和60年度に土砂災害に関する情報収集伝達システムの検討を行ったが、現在入手できる雨量情報及びその情報がどの程度実際の降雨を表わしているかについては具体的に検討していなかった。そこで、昭和61年の7月に発生した二つの集中豪雨に対して現状の降雨の観測体制について述べる。

昭和61年7月10日の鹿児島市のがけ崩れ災害及び、昭和61年7月21日の京都府南部の土石流災害は、局所的な災害であった。豪雨の集中の度合は鹿児島の場合に顕著で、5km離れると、時間雨量が10mmから90mmまで変化するというすさまじいものであった。これら、局所的な災害を少しでも軽減するためには、集中豪雨を的確に把握することにより、警戒、避難を行うことが重要と考えられる。そこで、集中豪雨の適性な観測体制について考察を行った。

### 3．2　鹿児島市及び京都府南部災害時の降雨状況

図6に鹿児島市の災害時、7月10日の日雨量分布と災害の発生状況を示す[1]。豪雨の集中度合と災害発生の集中が一致していることが分かる。また、図7に最大時間雨量が発生した、10日15時～16時の時間雨量分布を示した。雨域は非常に狭く、約10kmの空間スケールである。この時間雨量の大きい中心部分は13時ごろから、鹿児島市中心部に停滞し、40mm/h以上の雨が5時間～6時間継続した。この時の気象状況は、梅雨前線が九州北部に停滞しており、九州南部は暖湿気流の流れ込みが続き、大気は不安定になっていた。

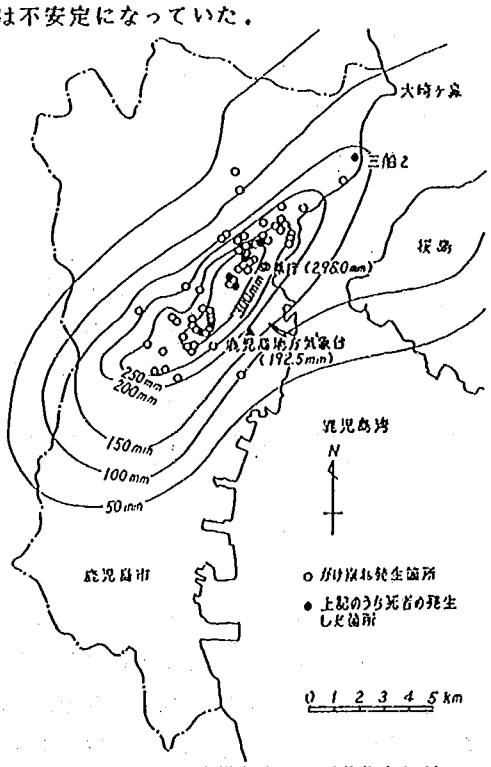



図6　61年7月10日の鹿児島市の日雨量分布とがけ崩れ箇所（鹿児島県）

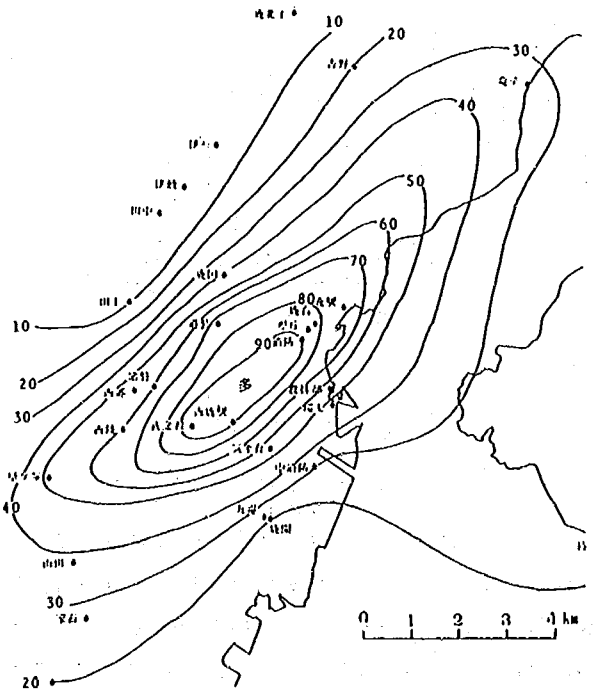



図7　61年7月10日、鹿児島市における15時から16時までの1時間雨量分布

１０日午前中から雷雨が発生し、いくつかの地域で３０㎜／ｈ前後の雨が観測されたが、集中は見られず鹿児島市のような集中は非常に稀な現象と考えられる。一方、京都府南部の災害は、梅雨前線に沿って、北西から南東に強雨域が移動することによって起こった集中豪雨で、梅雨末期にしばしば見られる現象である。３０㎜／ｈ以上の強雨域は最小直径１０Km程度であり、雨域の移動速度は最初１５Km／ｈ程度であったが、災害現場付近では５～１０Km／ｈと速度が落ち、部分的に雨量の著しく大きい地域が出現した。災害は、連続雨量の多い切山、笠置付近に集中して起こった。

以上、とりあげた二つの災害の雨量について気象庁が行なった雨量指標による分類[2]あてはめてみると、図９のようになる。京都南部の場合は、頻繁に起きる豪雨にあたり、鹿児島の災害は稀に起きる集中豪雨と考えられる。なお、この図には、１９５３年以降の主な集中豪雨災害がプロットされている。

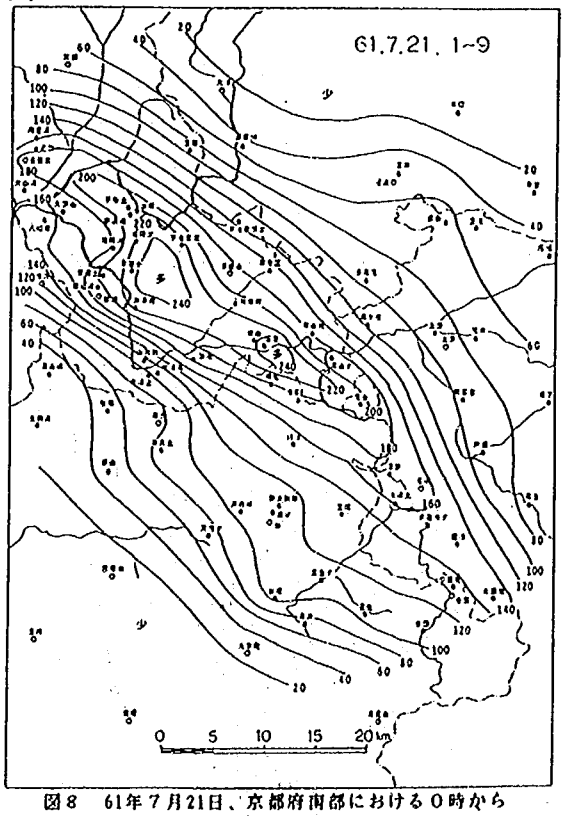



図８　61年７月21日、京都府南部における０時から９時までの累加雨量分布

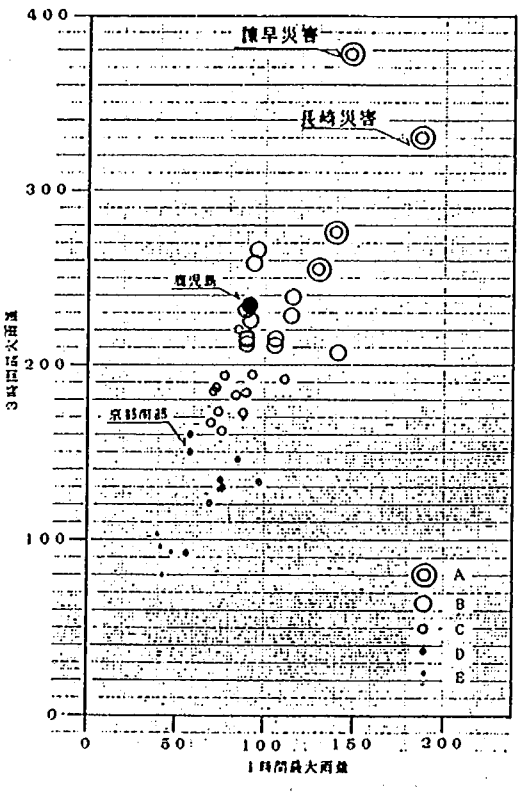



図９　集中豪雨災害の規模分布

## ３．３　現観測体制による集中豪雨の観測状況

図10に京都府南部の集中豪雨の６時～７時の雨量分布図を示した。災害後、できる限り多くの雨量資料集めて作成したもので、一応この図を雨の分布の真値と考えることにする。図中の白抜きの丸印の雨量観測所は気象庁アメダスによる観測所で、このデータのみで等雨量線図を作成したものが、図11である。この図は地上雨量データのうち、リアルタイムで把握できるものの代表として取りあげた。平均300km²に１箇所のアメダスデータでは、全体の傾向は把握できるが、最大雨量及び最大雨量地点は十分に把握できないことが分かる。地上雨量データをリアルタイムで知るシステムは、河川情報セ

ンター等、他にもあるが、ここでは触れない。

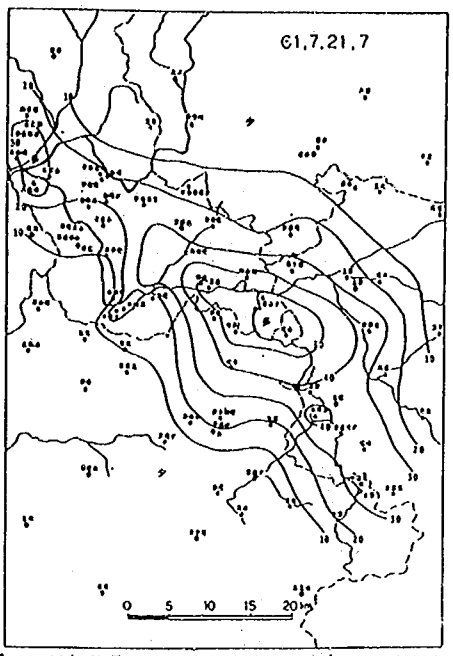



図 10　61年7月21日、京都府南部における6時から7時までの1時間雨量分布

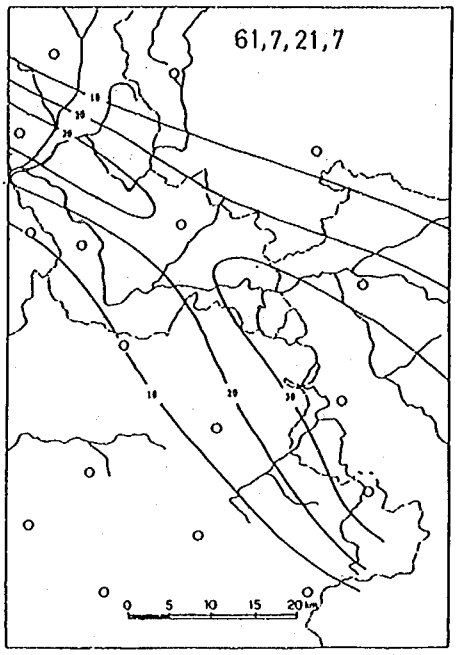



図 11　61年7月21日、京都府南部における6時から7時までの1時間雨量分布（アメダスによる）

図12に京都府南部災害での1時間雨量分布の横断的変化を、地上雨量計データ雨量計データにて示した。レーダによって多少異なるが、レーダ雨量計データは、地上雨量計データによる降雨量分布と傾向はよく一致している。絶対値については、よく一致している部分と差がある部分があり、御在所レーダについては良く一致しているといえる。

一方、鹿児島の災害での雨量強度分布の横断図

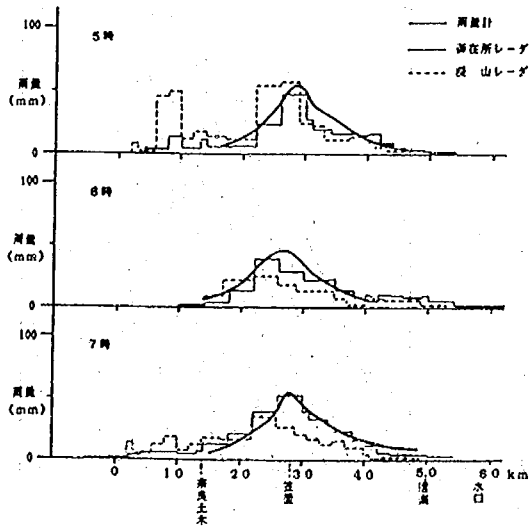



図 12　京都府南部における時間雨量分布の横断図

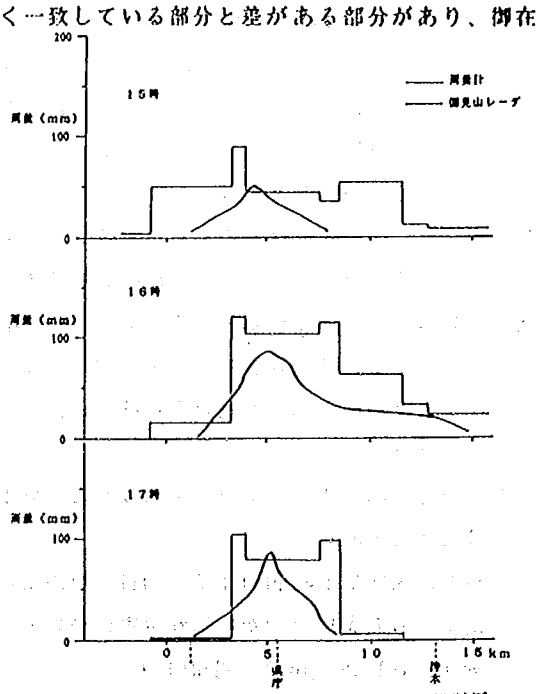



図 13　鹿児島市における時間雨量分布の横断図

（図13）を見ると、雨域が極端に狭いため、レーダ雨量計では降雨分布を十分には捉えていないが、降雨分布の傾向をある程度捉えている。

### ３．４　観測所密度と観測精度

図14、図15に、ある１時間の最大雨量と、その時の10㎜，20㎜,....80㎜ の等雨量線が囲む面積（雨域面積）の関係を、雨量強度の強かった数時間分、プロットした。右上りの直線は、10㎜～80㎜の雨域の最大雨量値を考慮して、大胆に、10㎜～80㎜の雨量毎に最大雨量と雨域面積の関係を示したものである。この直線を利用すると例えばアメダスの平均密度、約300km²毎の観測で30㎜/hを観測すると、観測所間に、例えば京都府南部の豪雨の場合、最大で70㎜/h程度、鹿児島の場合、100㎜/h 程度の強雨域が存在する可能性があることがわかる。この図からみ10km² 毎の観測所配置で、京都府南部の場合降雨の最大値は、観測値＋20㎜/h程度、鹿児島の場合、観測値＋30～40㎜/h程度となると読みとれる。

### ３．５　まとめ

地上雨量計で集中豪雨を観測し、降雨分布を的確に把握するには相当高密度な観測網が必要となる。またレーダ雨量計では、降雨分布の傾向は的確に把握できるが、その絶対値の精度には不十分な点もある。そこで、現状で集中豪雨を的確に捉える方法としては、地上雨量計データを監視しつつ、レーダデータで傾向をつかむことが考えられる。しかし、集中豪雨はまさに局所的なものであり、局所的な土砂災害に対処するためには、できるだけ危険箇所毎に雨量計を設置することが望まれる。また、今後小型レーダ雨量計が、どの程度集中豪雨を的確に捉えることができるかについても検討を続けたい。

参考文献


１）気象庁；昭和４７年７月豪雨調査報告、気象庁技術報告第84号、

２）浅井湧太郎他；昭和61年７月10日の梅雨前線豪雨による鹿児島市のがけ崩れ災害について、新砂防　vol.39，No.3　昭和61.9

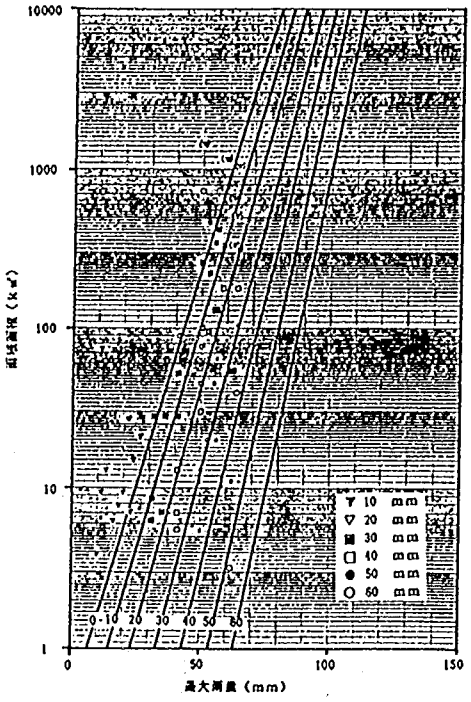




図14　京都府南部における最大雨量と雨域面積の関係

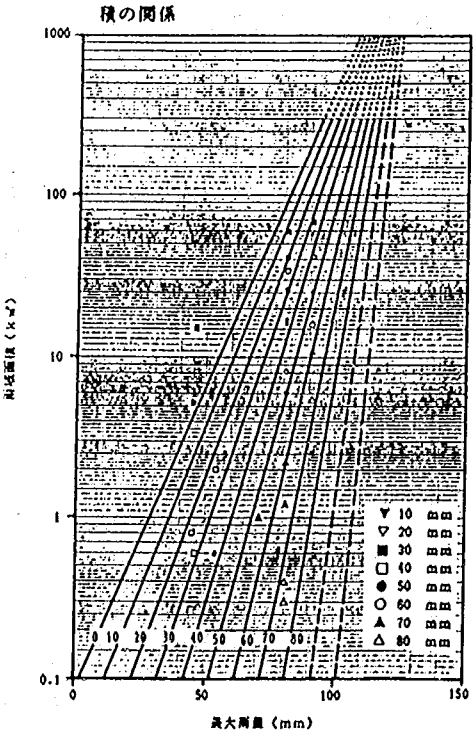



図15　鹿児島市における最大雨量と雨域面積の関係

昭和60年度 砂防事業調査費

## 1.2 砂防調査

### 1.2.1 土石流に関する調査

#### (1) 土石流の性状に関する大規模試験調査

室　　長　矢澤　昭夫
研　究　員　原　　義文
　　鈴木　浩之

1、はじめに

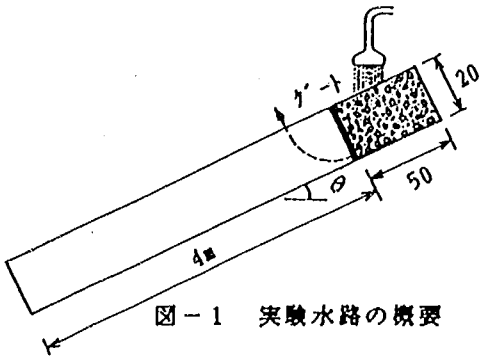
土石流に関する研究は、多発する災害の対策を急がなくてはならないことや、土石流に対する工学的興味から多くの研究がなされて来た。しかしながら、その研究の多くは、土石流の流動形態や堆積・氾濫に関するもので、土石流の発生に関する研究はそう多くない。そこで筆者らは、崩壊土砂が土石流として流下するのに必要な水分をどのようにして得るかに着目し、「土砂は崩壊によって空隙を減少し、空隙内に含まれた水分が余剰な水となり、流動に必要な水量の多くを供給している。」という了見を発表している。これは、崩壊土砂が河川を堰止め、ダムアップした場合や直接河川に崩落したものなどでなく、比較的少ない水量でも流動化していることに基づいている。しかし、このような研究はまだ始まったばかりで、理論の展開のためには、多くの基礎的な資料の集積が必要である。そこで、本年度は、土砂が崩壊によってどの程度空隙を減ずるか、空隙と流動限界、給水量と土砂の粘性が崩壊・流動にどのように関与しているか等を調べるために二次元実験水路を用いて実験を実施し、いくつかの知見を得た。

2、実験の概要

2、1　実験の方法

実験に用いた水路は、幅20cm，長さ4mの両面アクリル張り木製水路で水路の上端に長さ50cm，高さ20cmの土砂箱を設置し、その中に所定の空

隙、粘性等を有する土砂を敷き、実験条件に合わせて散水を行なった後、土砂箱のゲートを開放することによって崩壊を発生させた（図－１）



図－１　実験水路の概要

実験に用いた土砂は、dm=1.7mmの一様分布砂で、これに体積比で砂の０％，５％，10％，20％のベントナイト（比重 2.6）を混合して用いた。

計測は、崩壊土砂をサンプリングモールド（φ=19mm, L=10cm）を用いて採取し、単位体積重量、含水比の測定を行なったほか、水路側面よりＶＴＲカメラ１台を用いて撮影し、実験終了後これを解析して、崩壊の状況、崩壊土砂の流動状況等を読み取った。

２、２　実験条件

実験は、水路勾配、空隙（空気＋水の体積／土砂の総体積）飽和度（水の体積／空隙）ベントナイトの混合率を変化させて行なった実験条件は、表－１に示す通りである。

表－１　実験条件

| 水路勾配 | 空隙 | 飽和度 | ベントナイト混合率 |
|---|---|---|---|
| ２０度 | 40% | ４０％ | ０％ |
| ２５度 | | ６０％ | ５％ |
| ３０度 | 50% | ８０％ | １０％ |
| | | | ２０％ |

３、実験結果

３、１崩壊及び流動状況

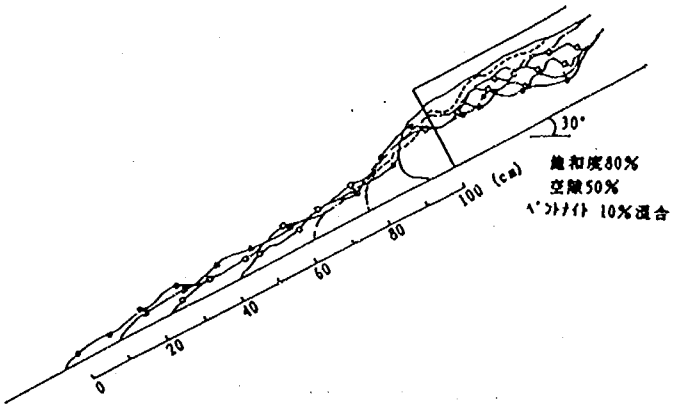
（１）崩壊土砂が流動する場合

崩壊後、土砂が流動するものの例として、水路勾配30度、飽和度80％、空隙50％、ベントナイト混合率10％の条件での崩壊・流動状況を示した図－２を例として説明する。

土中の水位は、散水によって土砂箱の天端まで上昇し、土砂箱中の土

中にほぼ均等にいきわたる。土砂箱のゲートを開放することにより土砂は崩壊する。崩壊した土砂は最初土砂の上部から崩落して水路底面付近の土砂を巻き込むようにして流下し、比較的短い距離（25～30cm）で土石流フロントを形成する。形成された土石流フロントは徐々に流動厚さを減少し、約65cm流下したあたりからほぼ一定の厚さ（4～5cm）となっている。

流動の状況は、これまでの土石流の実験で見られたような流速の早い表面付近の流れが先頭部を追い越して前進する流況を呈している。流速は、1.2m/sec～1.0m/sec程度で、崩壊の発生直後から水路下端までほぼ一定の流速で流動している。なお、崩壊発生部の土砂箱中の土砂は底面すべりによる滑動はみられず、発生した土石流の流下に伴い徐々に流下し、土石流が水路末端に達した時点でほぼすべての土砂が流出している。

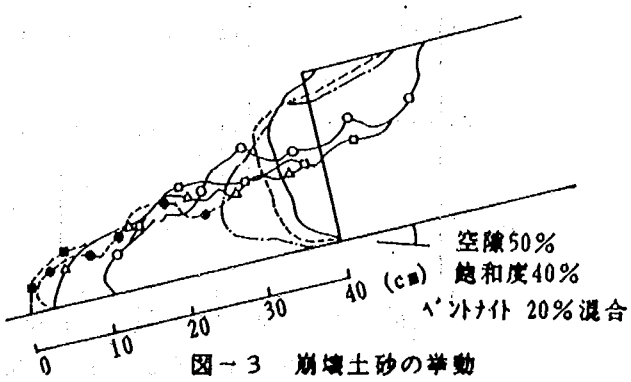


図－2　崩壊土砂の挙動

（２）崩壊土砂が流動しない場合

崩壊後、土砂が流動しないものの例として、水路勾配20度、飽和度40%、空隙50%、ベントナイト混合率10%の条件での崩壊状況を示した図－３を例として説明する。

土中の水位は、散水によって土砂箱のほぼ60%程度まで達している。土砂箱のゲートを開放す



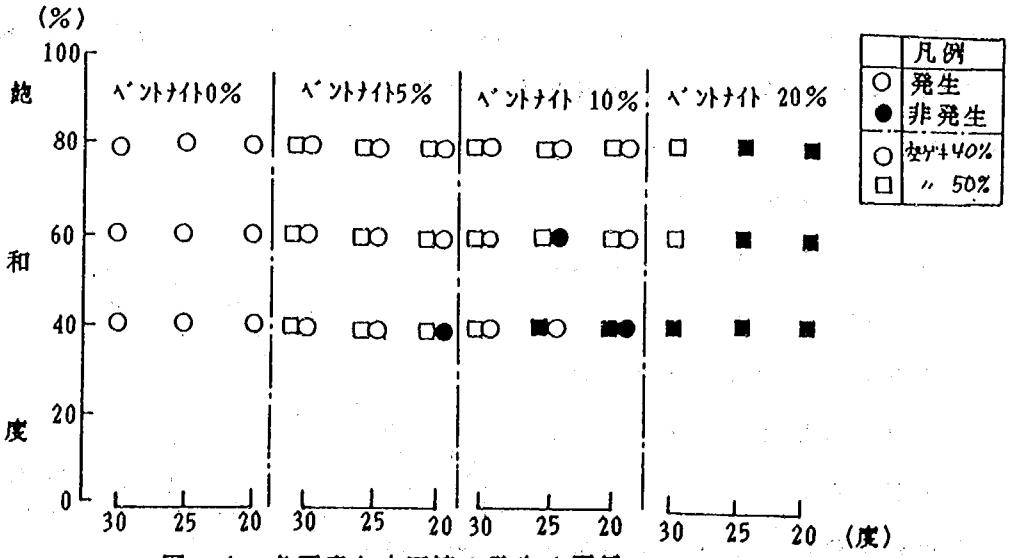
図－３　崩壊土砂の挙動

ることによって土砂は崩壊する。崩壊の形態は、流動するものと多少異なった状況を示した。それは、流動しないものの場合、土砂底面での滑動が発生し、土砂全体が10cm程度前進する。その後、土塊の上部・下流側が崩れ落ち、土砂箱のゲートから約40cm程度の位置まで進み停止する。停止した土砂は良く混合されておらず、崩壊したままの形状を留めている。崩壊しなかった土塊をみると、土砂は体積を減少しているが、土中の水は土砂全体に行き渡っておらず、崩壊前よりも水位が低下している。これは、ゲートを開放したことにより土砂中の水が抜けたためである。また、崩壊面の勾配をみると、ほぼ45度と比較的急勾配となっている。これは、ベントナイトを混合したことによって土砂の粘性が増したために砂の安定勾配よりも急勾配となっているものと考えられる。

3．2、土石流の発生条件の検討

（1）土石流の発生・非発生の分類

土石流の発生・非発生を空隙、飽和度、ベントナイト混合率、水路勾配の各要素ごとに示したのが図－4である。

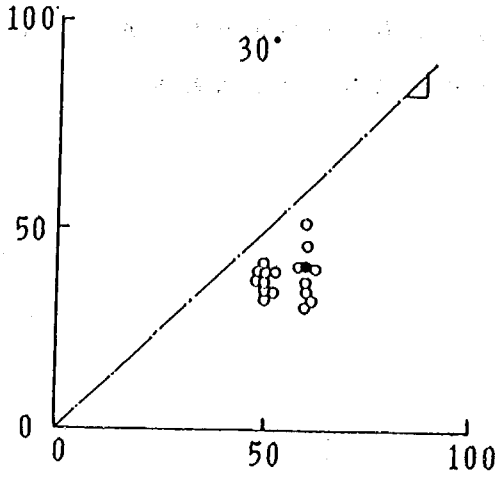



図－4　各要素と土石流の発生の関係

図でみるように、白丸で示した、土石流の発生したものと、黒丸で示した、土石流非発生のものとに各要素による傾向は表われておらず、土石流の発生には空隙、飽和度等のすべての要素が関与していることがわかる。しかし、これらの要素のうち、飽和度とベントナイトの混合率（土砂の粘性項）の影響が強く表われている。飽和度は、特にその影響力が強く、同じ飽和度であっても絶対水量の異なる場合（空隙が異なる場合）は、発生・非発生の差がみられることからも推察できる。つぎに、ベントナイトの混合率（土砂の粘性項）の影響をみると水路勾配と関連して変化する傾向を有しており、ベントナイトの混合率（土砂の粘性項）のみの議論は適当でないと考えられる。これは、土砂の粘性が低い場合、今回の実験に用いた土砂が一様砂で内部摩擦角が小さいので、水路勾配が急な場合、飽和度等が土石流の発生条件に達しなくても、崩壊による慣性力等によって疑似土石流的な流れを示すことがあるものと考えられるためである。しかし、今回の実験の場合、土砂の内部摩擦角、粘着力等の測定を行なっていないため、土砂の粘着力と土石流の発生・非発生の関係の議論は推察の域を脱し得ない。この点に関しては、今後検討の必要がある。

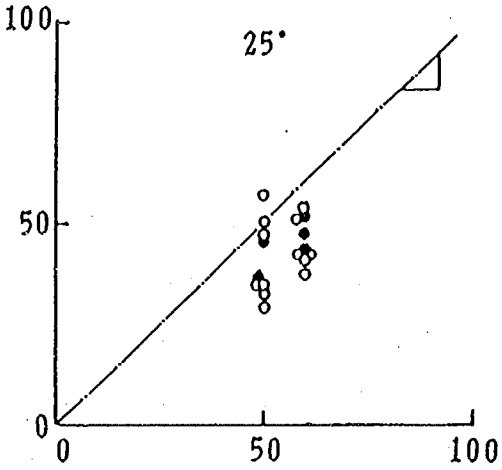
（２）崩壊前後の空隙の減少と土石流発生との関係

崩壊前後の土砂の空隙（水＋空気の体積／土砂の総体積）の変化と土石流の発生・非発生との関係を水路勾配毎に示したのが、図－５ (a),(b)(c) である。図で見るように、土石流の発生・非発生による空隙の減少の傾向は、はっきり表われていない。また図上には示されていないが、飽和度、ベントナイトの混合率等の違いによる

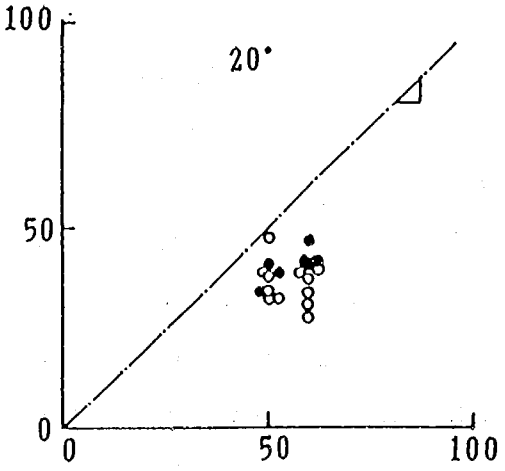



図－５(a) 空隙の変化（30度）

差も見られない。このように実験結果に差が見られないのは、実験に用いた土砂が一様粒径砂であったため、土石流の発生・非発生に係わらず、散水により空隙が減少するためと考えられる。また、砂に混合したベントナイトは、実験使用砂と粒径が極端に異なる（d＝0.05mm～0.1mm）ため、散水によって土砂箱中の試料の下方に集中する。これにより、土石流の発生・非発生による空隙の差が見られなかったとも考えられる。実際の土壌には様々な粒径の砂礫や植物の根などの有機不純物、その他鉱物の変化した物質などが含まれており、これらが複雑に噛み合っている。このため、崩壊による体積変化も実験値よりも大きくなるものもあると考えられる。




図－5(b) 空隙の変化（25度）




図－5(c) 空隙の変化（20度）

1.2　砂防調査

1.2.1　土石流に関する調査

(2)　土石流対策工法に関する調査

砂防研究室　室　　長　矢澤昭夫
主任研究員　水山高久
研　究　員　原　義文
鈴木浩之

1、まえがき

本年は新しい土石流対策工法の研究として、効率の良い土石流ブレーカーの実験的研究を行なうとともに、土石流対策砂防ダムに土石流が流入、堆積し、流出してゆく際の挙動について、三次元模型にて検討することにより、砂防ダムの水通しの最適形状を求める基礎資料とした。

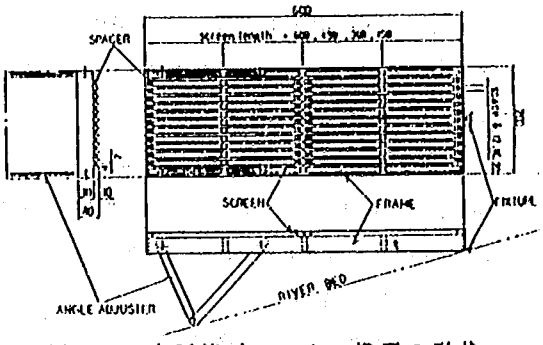
2、土石流ブレーカー（底面水抜きスクリーン）に関する研究

2、1　研究目的

土石流ブレーカー（底面水抜きスクリーン）とは，スノコ状のスクリーンを渓流河床に設置し，流下してくる土石流をスクリーン上で土石と水とに分離することにより，土石流の流速を減速し停止・堆積させるものである。[1] 本研究は，この土石流ブレーカーの最適諸元を求めるため，実験的に検討したものである。また，泥流型土石流におけるスクリーン効果についても検討した。

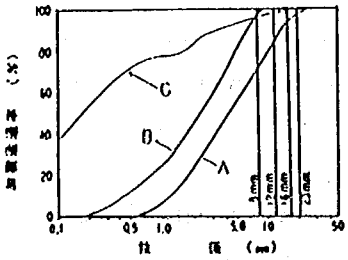
2.2 実　験　概　要

実験に用いた土石流ブレーカーの形状を図－1に示す。この模型を用いてスクリーン長，スクリーン間隔，スクリーン勾配を変化させて実験を行なった。土石流材料の粒度分布を図－2，スクリーン間隔と粒径の関係を表－1に示す。材料Aは礫混りの砂で，スクリーンの最適諸元の検討に用いた。材料Bは材料Aより相対的に粒径の細かい砂，材料Cは砂礫とベントナイトを混合したもので泥流型土石流の材料として用いた。




図－1　土石流ブレーカー模型の形状

実験水路は，幅20cmの木製の床に高さ40cmのアクリル板を両面に取り付けた2次元水路である。水路の長さは6mで水路床勾配$\theta$は任意に設定することが

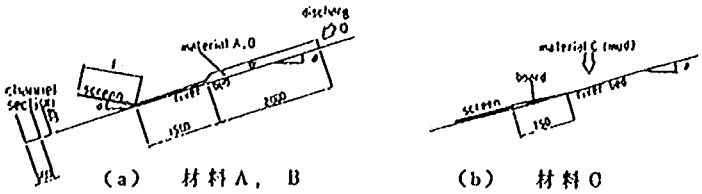



図－2　土石流材料の粒度分布

表－1　スクリーン間隔と粒径との関係

| 土石流材料 | | A | B | C |
|---|---|---|---|---|
| dmax (mm) | | 25.4 | 9.52 | 19.1 |
| d60 (mm) | | 6.0 | 3.3 | 0.26 |
| 間隔 S (mm) | 8 | 70 %粒径 | — | 97 %粒径 |
| | 12 | 82 % 〃 | 1.3×dmax | — |
| | 16 | 92 % 〃 | 1.7×dmax | — |
| | 20 | 98 % 〃 | 2.1×dmax | — |

できる。また，土石流は図－3に示すように，材料A，Bの場合は水路床に材料を敷き，上流から水を供給して発生させる。材料Cの場合は予め適当な水と材料をかき混ぜて泥を作り，水路に直接投入した。




(a)　材料A，B　　(b)　材料C

図－3　土石流の発生方法

2.3 実　験　条　件

実験条件を表－2に示す。No. 1～No. 15は水路床勾配 $\theta$ = 17.6° 給水量Q = 2.16 ℓ／sec 材料Aで行なった実験で，スクリーンの長さ，間隔，勾配を変えた。

No.16～No.19は水路床勾配 $\theta$ = 16.1° 給水量Q = 1.70 ℓ/sec として土石流の流速を下げた場合の実験を行なった。また，No.20～No.22は材料B，No.23～No.26は材料Cによる実験である。

材料A，Bの土砂量はV = 25,000㎤ で給水時間は約30秒である。また，材料Cは水と混ぜてV = 15,000㎤ 程度にした。No.23は含水比50.4％とし当初スクリーン上流3.5 mから投入したが，粘性が高くスクリーンに到達しなかったため1.0 m先から投入した。No.24は含水比58.8％で3.5 m先から投入し，No.25は同じ含水比で1.0 m先から投入したものである。また，No.26は含水比67.2％でスクリーン上流3.5 mから投入した。土石流の挙動はVTRで記録し，実験後解析した。

表－2　実験条件一覧

| Run No. | River bed gradient θ (deg) | Condition of the debris flow: material | discharge Q (ℓ/sec) | velocity V (cm/sec) | wave height h (cm) | Condition of the screen: angle α (deg) | length l (cm) | space S (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 17.6 | A | 2.16 | 67.3 | 5.15 | — | — | — |
| 2 | | | | 67.3 | 4.00 | -θ | 60 | 8 |
| 3 | | | | 61.5 | 6.09 | | 45 | |
| 4 | | | | 54.9 | 6.25 | | 30 | |
| 5 | | | | 63.9 | 5.42 | | 45 | 12 |
| 6 | | | | 47.0 | 5.38 | | | 16 |
| 7 | | | | 73.8 | 4.17 | 0 | 30 | 8 |
| 8 | | | | 50.0 | 5.42 | | 15 | |
| 9 | | | | 63.9 | 5.20 | | 30 | 12 |
| 10 | | | | 59.6 | 6.00 | | | 16 |
| 11 | | | | 62.5 | 5.60 | | | 20 |
| 12 | | | | 50.0 | 4.80 | θ | 15 | 8 |
| 13 | | | | 48.7 | 6.15 | | | 12 |
| 14 | | | | 70.0 | 5.00 | | | 16 |
| 15 | | | | 60.0 | 5.38 | | | 20 |
| 16 | 16.1 | | 1.70 | 55.3 | 3.81 | — | — | — |
| 17 | | | | 47.3 | 3.45 | -θ | 45 | 8 |
| 18 | | | | 53.6 | 3.30 | 0 | 30 | |
| 19 | | | | 46.2 | 3.30 | θ | 15 | |
| 20 | 14.9 | B | 1.95 | 54.5 | 2.66 | -θ | 45 | 12 |
| 21 | | | | 39.0 | 3.57 | 0 | 30 | 16 |
| 22 | | | | 53.6 | 2.62 | θ | 15 | 20 |
| 23 | 16.1 | C | (50.4)* | 7.3 | 2.00 | -θ | 60 | 8 |
| 24 | | | (58.8) | 6.9 | 2.00 | | | |
| 25 | | | ( | 69.8 | 1.92 | | | |
| 26 | | | (67.2) | 96.5 | 2.21 | | | |

* moisture ratio %

2.4 実験結果の解析

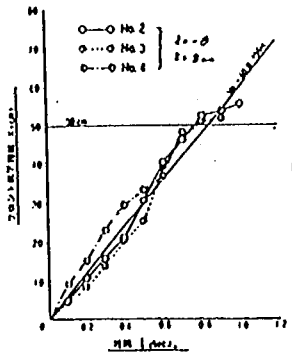
2.4.1 スクリーン長の検討

水路床勾配 $\theta$ = 17.6° 給水量Q = 2.16 ℓ/sec 材料Aの条件における土石流の流速，波高を実験の平均値で求めると，それぞれ $v_0$ = 60.0cm/sec $h_0$ = 5.3 cmとなる。

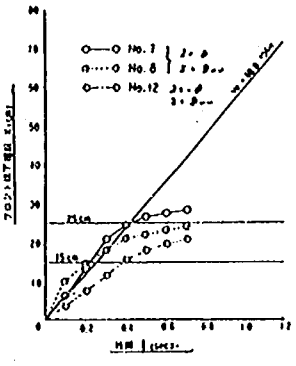
スクリーンを水路床と平行に設置した場合の土石流フロント部流下距離の時間的変化を図－4に，スクリーンを水平に，あるいは逆勾配に設置した場合の時間とフロント流下距離の関係を図－5に示す。図中の原点はスクリーン上流端である。また，スクリーン間隔はS = 8 mmであるが，スクリーン間隔を変えてもフロント流下距離に大きな変化は見られなかった。

また，スクリーン長とスクリーンを乗り越えて下流に流出した土砂量の関係を図－6に示す。図－4～図－6から必要なスクリーン長は次の通り判断される。1) スクリーンが水路床と平行（$a = -\theta$）

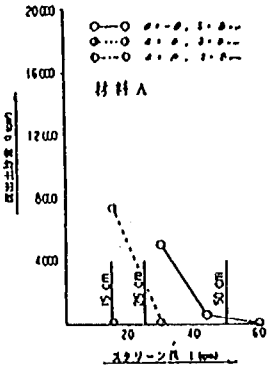
な場合：$\ell$ = 50 cm，Ⅱ)スクリーンを水平（a = 0）に設置した場合：$\ell$ = 25 cm，Ⅲ)スクリーンを逆勾配（a = $\theta$）に設置した場合：$\ell$ = 15 cm。水路床勾配 $\theta$ = 16.1° 給水量 Q = 1.70 $\ell$／sec に下げると土石流



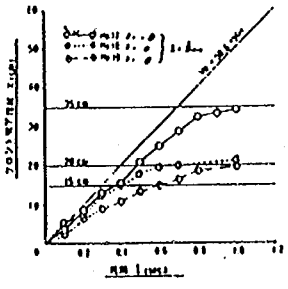
図－4



図－5




図－6

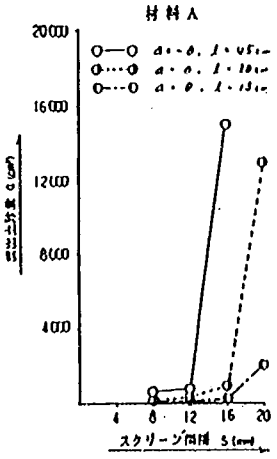


図－7

の流速及び波高は，それぞれ50.6 cm／sec，3.5 cmに下がった。これも同様に時間と土石流フロント流下距離の関係を求め図－7に示す。図－7から必要なスクリーン長を求めると，スクリーンを水路床と平行（a = $-\theta$）な場合35 cm，水平（a = 0）に設置した場合 20 cm，逆勾配（a = $\theta$）に設置した場合 15 cmである。

2.4.2 スクリーン間隔の検討

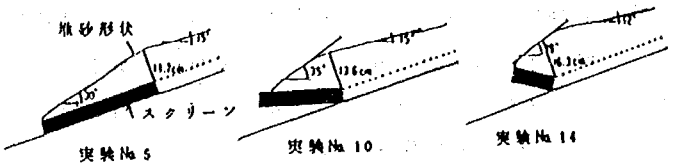
スクリーン上における土石流の透水性や通常出水時には土砂を通過させることを考えると，スクリーン間隔はなるべく広い方が良い。図－8にスクリーン間隔とスクリーンを通り抜け下流に流出した土砂量の関係を示す。図からスクリーンの最適間隔は次のように判断される。Ⅰ)スクリーンが水路床と平行（a = $-\theta$）な場合：S = 12 mm，Ⅱ)スクリーンを水平（a = 0）に設置した場合：S = 16 mm，Ⅲ)スクリーンを逆勾配（a = $\theta$）に設置した場合：S = 20 mm。これらの値は表－1より，それぞれ80％粒径，90％粒径，最大粒径に相当する。このスクリーン間隔で材料Bの土砂を流すと，すべての土砂がスクリーンを通り抜けた。




図－8

2.4.3 堆砂勾配の検討

スクリーンによって捕捉された土砂は，図－9に示すようにスクリーン上で安息角に近い高角度で堆積した。その平均を求めると $\phi_r$ = 32.2° である。図－10に3.1で求めたスクリーン長と堆砂勾配の線との関係を示す。図より水路床と平行に設置したスクリーン長 $\ell_0$ と，aなる勾配を

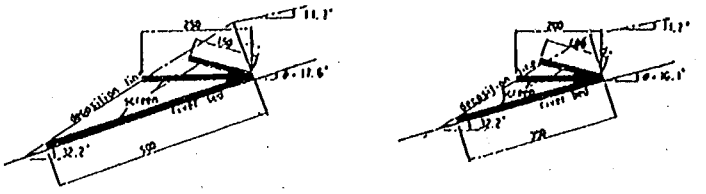



図－9　土石流堆砂形状の例

持つスクリーンの必要な長さ $\ell$ の間に次式が成り立つ。

$$\ell = \ell_0 \frac{\sin(\phi_r - \theta)}{\sin(\phi_r + a)} \quad \cdots\cdots(1)$$

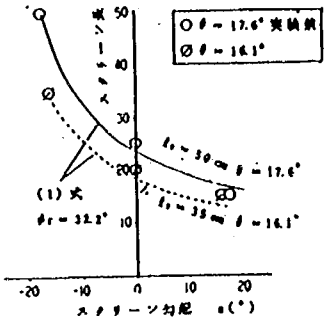
但し $-\theta \leqq a \leqq \theta$



(a) $v_0 = 60.0$ cm/sec $h_0 = 5.3$ cm ; (b) $v_0 = 50.6$ cm/sec $h_0 = 3.5$ cm

図－10 スクリーン上の堆砂勾配とスクリーン長

実験値と(1)式を用いた計算値との比較を図－11に示す。

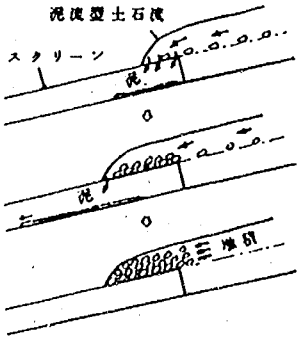



図－11 スクリーン勾配とスクリーン長の関係

2.4.4 泥流型土石流の検討

泥流型土石流におけるスクリーン効果について検討した。材料は砂礫とベントナイトを混合したものに水を加えかき混ぜたもので，材料の30％程度はシルト以下の微粒子である。含水比は50.4％，58.8％，67.2％の3種類であるが流動の性質は全く異なり，50.4％では粘性が高く容易には流下せず，58.8％に上げると粘性が下がり，スクリーン上流1.0 mから投入すると流速89.8cm／secでスクリーンに到達した。さらに水を加え含水比を67.2％にすると流れは一定となり，比較的速い流速（96.5cm／sec）になった。また，土石流はフロント部の粗粒化を起こさず一様に流れていた。

スクリーンは水路床と平行に設置し，スクリーン間隔は8 mmとした。泥流型土石流の挙動を観察すると，スクリーン到達後急速に停止し，スクリーン下流には礫を含まない泥が流出した。これは，図－12に示すように最初は土石流の泥を通過させ礫をスクリーン上に残すフルイ分けが行なわれ，スクリーン上に残った礫によってスクリーンが詰まった後は，透水性の低い後続泥流が堆積したものと考えられる。つまり，砂礫型土石流と違って泥流型土石流では，スクリーンで土石流を捕捉する効果よりは，土石流を泥と礫とに分離し質的変化させるフルイ分け効果が期待できる。



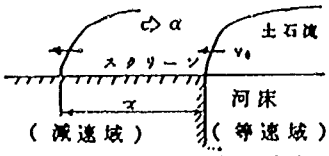

図－12 泥流型土石流のスクリーン効果

2.5 現地設計への適用

スクリーン勾配に対するスクリーン長は(1)式で表わされることを示したが，この式を現地で用いるためには，河床勾配と平行に設置したスクリーンに必要な長さ $\ell_0$ を求めなければならない。そこで，今回の実験結果と焼岳上々堀沢に昭和60年7月21日発生した土石流の測定結果を用いて解析を行なった。実験と焼岳上々堀沢に発生した土石流の流速・波高及びスクリーン規模を表－3に示す。

ここで図－13に示すようなモデルで土石流の流速とスクリーン長の関係を考える。$v_0$ の流速で流下してきた土石流がスクリーン上で $\alpha$ なる一定の負の加速度で減速し停止するものと仮定する。この場合，スクリーンに必要な長さ $\ell_0$ は，

$$\ell_0 = \frac{1}{2\alpha} v_0^2 \quad \cdots\cdots(2)$$




図－13　土石流の減速・停止モデル

表－3　土石流とスクリーン規模

| | | 実験Ⅰ (No.1～No.15) | 実験Ⅱ (No.16～No.19) | 焼岳上々堰沢 |
|---|---|---|---|---|
| 土石流 | 河床勾配(°) | 17.6 | 16.1 | 4.1 |
| | 流速(cm/sec) | 60.0 | 50.6 | 420 |
| | 波高 (cm) | 5.3 | 3.5 | 350 |
| スクリーン | 長さ (cm) | 50 | 35 | 2,000 |
| | 間隔 (mm) | 8,12 (70, 80%粒径) | 8 (70%粒径) | 200 (50%粒径) |
| | 勾配 (°) | 17.6 (河床と平行) | 16.1 (河床と平行) | 4.1 (河床と平行) |

で表わされる。図－14に，実験値と焼岳の測定値を比較すると

$$l_0 = 0.014\ v_0^2 \cdots\cdots\cdots (3)$$

なる関係が見い出される。よって，(1)，(3) 式より，現地でのスクリーン長L(m)は，

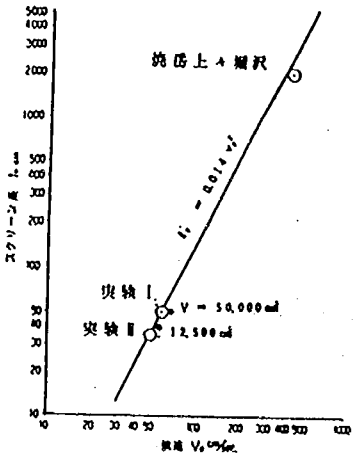
$$L \fallingdotseq 1.4U^2 \frac{\sin(\phi_r - \theta)}{\sin(\phi_r + a)} \cdots\cdots\cdots (4)$$

で与えられる。ただし，U：土石流流速（m／sec）である。

また，最大堆砂厚H(m)は幾何学的に求めると，次式となる。

$$H = 1.4U^2 \tan(\phi_r - \theta) \cdots\cdots\cdots (5)$$

土砂量Vを変え（V＝50,000㎥，12,500㎥）追加実験を行なったところ，土砂量に関係なく(4)，(5)式が適用できることが確認できた。




図－14　土石流流速とスクリーン長との関係

## 3、土石流対策砂防ダムに関する三次元実験

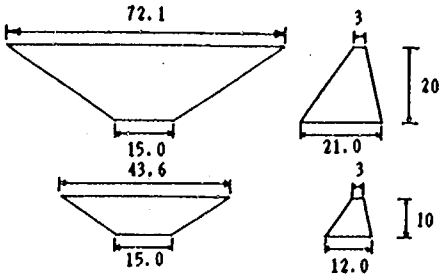
### 3、1、概要

土石流対策砂防施設として最も多く採用されている重力式コンクリート砂防ダムは、その貯砂容量で流下して来る土石流を捕捉することによって、保全対象を保護することになっている。しかし、三次元的な挙動についてはよく確かめられていない。この土石流対策砂防ダムの水通し断面の形状について、最近計画洪水流量の1.5倍の量を水通し断面で流下させ、計画洪水流量の6倍を渓床勾配と同程度の片勾配を持った袖を含む全断面で流下させるという考え方も出て来ており、これらを検討する必要が生じている。しかしながら、土石流は流速が速く、射流的な流れであるために砂防ダムが潜砂していなくとも、袖等に土石流の主流が衝突した場合袖を乗り越えて来ることも考えられる。そこで、水通し断面の形状を変化させて、流下した土石流がダムをどの様に乗り越えるかを三次元実験にて確認しようとした。

### 3、2、実験の概要

実験に用いた水路は、下幅15cm，側壁の勾配35度，高さ30cm，長さ4mの両面アクリル張りの木製台形断面水路で、水路の下流端に図－15に示すような砂防ダムの模型を設置して実験を行なった。土石流は台形水路の

上流に設置した、幅20cm，長さ４ｍ，水路勾配20度の両面アクリル張りの木製矩形断面水路内に予めダムの貯砂容量にみあう量の土砂を敷設しておき上流端から給水して発生させた。台形水路の勾配は、10，15，20度の３種類で、上流側の矩形水路は20度で一定とした。実験に用いた砂は、平均粒径dm=8.3mm，最大粒径dmax=20mm の混合砂である。流量は、予備実験の結果から、発生する土石流の波高、流速が最も安定していた 2.0l/s を用いた。砂防ダムは高さ10cmと20cmの２種類で、それぞれ袖を取りつけて実験を行なった。



図－１５　砂防ダムの形状

３、３、実験条件

（１）土砂量

上流から与える土砂量としては、砂防ダムが元河床勾配の1/2で堆砂した場合の貯砂容量を基準として、貯砂容量の１倍と３倍を与えた。貯砂容量は、

$$\text{貯砂容量}\quad V = \frac{H^2(B/2 + mH/3)}{(I_0 - I_t)}$$

で計算される。ここで、H；ダム高，$I_0$；元河床勾配，$I_t$；堆砂勾配（元河床勾配の 1/2を想定）B；水路幅，m；法勾配である。なお、堆砂長Lは、$L = H/(I_0 - I_t)$ である。

表－４に各条件における堆砂長Lと貯砂容量Vを示す。

表－4 堆砂長と貯砂容量

| 元河床勾配 | 堆砂長（cm） | | 貯砂量（m） | |
|---|---|---|---|---|
| | H=10cm | H=20cm | H=10cm | H=20cm |
| 20(1/2.75) | 55 | 110 | 0.007 | 0.037 |
| 15(1/3.73) | 74.6 | 149.2 | 0.009 | 0.051 |
| 10(1/5.67) | 113.4 | 226.8 | 0.014 | 0.077 |
| 5(1/11.43) | 228.6 | 457.2 | 0.028 | 0.156 |

（２）袖の形状

袖の形状は、３タイプについて実験を行なった。タイプ１は、水通し断面で清水流量の 1.5倍、全断面で清水の６倍の流量を流すもの、タイプ２は、実験水路で発生する土石流を清水の６倍流量とみたてて、全断面で流下させることが出来るような断面積を計算したもの、タイプ３は、タイプ２と同じ考え方で計算した同一の断面積をもつ、複断面形の袖とした。

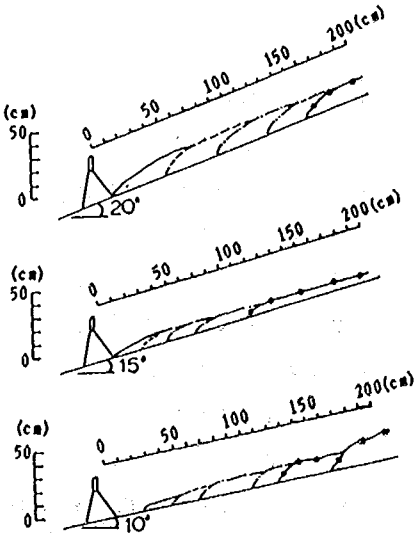
（３）砂防ダムの初期状態

砂防ダムの堆砂域は、未満砂と満砂した状態の２種類について実施した。満砂した場合の堆砂域の状態は、元河床勾配の 1/2に堆砂しているものとし、堆砂面をベントナイトで固定した上に河床材料を粗度として張りつけている。未満砂の場合、ダムには全く土砂は堆積していない。

３、４、実験の結果

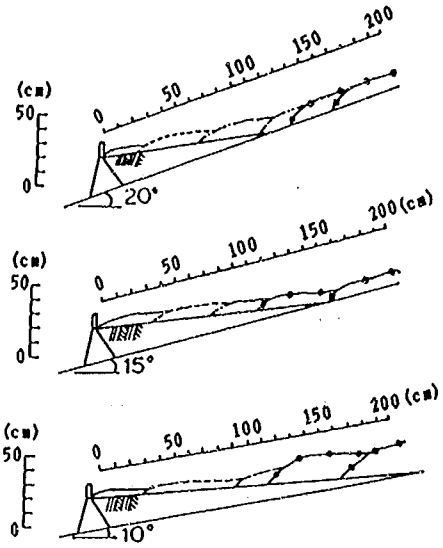
（１）砂防ダムの堆砂域における土石流の挙動

砂防ダムの堆砂域における土石流の挙動について袖タイプが１で未満砂の場合と袖タイプ２で満砂した場合を示した図－17(a)，(b) を例に説明する。図－17の場合、貯砂容量の１倍の土砂を給砂したものでダムの高さは20cm、堆砂勾配は元河床勾配の 1/2である。



図－１７(a) 堆砂域での土石流の挙動

砂防ダムが満砂していない場合、上流から流入してくる土石流は、土石流の発生、流動限界勾配よりも急な、15度以上の勾配では、上流矩形水路で発生した土石流が、そのままの形状で流下し砂防ダムに達している。水路勾配が土石流の発生・流動限界勾配よりも緩い10度の場合、土石流は流下に伴い徐々に波高を減少しながら流下し、速度も増減を繰り返している。土石流が砂防ダムに到達した後は、ダムの天端まで一気に満砂している。しかし図－17 (a)の場合、給砂量が貯砂容量の１倍であるため、流下して来た土砂のほとんど全部が砂防ダムにより貯留されている。砂防ダムに貯留された土砂は、土石流の流下時にダム下流に流出することはなく後続流によって、堆砂域の上端から侵食されて流下する。次に、砂防ダムが満砂しているものに土石流が流入して来た場合を示した図－17 (b)を例に、土石流の挙動を説明する。

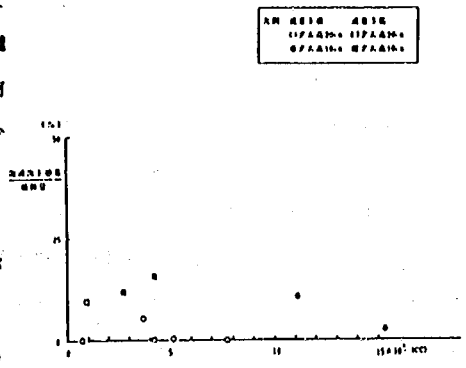


図－１７(b) 堆砂域での土石流の挙動

砂防ダムが満砂している場合、どの条件においても、堆砂域の勾配は土石流の発生・流動限界勾配以下であるため、土石流は堆砂域とそれ以外の場所で異なる流動形態を示した。上流水路で発生し、流下して来た土石流は、堆砂域と水路との接点は勾配が大きく変化しているため（元河床の 1/2）にここを境に波高を減少している。ただし、水路の勾配が10度の場合、勾配が既に土石流の流動限界勾配以下であるため堆砂域に達する以前に波高を増減させながら流下してくる。土石流が砂防ダムに達すると、最初に水通しから流出が始まるが、土石流が側流して袖にぶつかった場合、水通しから流出せずにダムの袖部を乗り越えている。土石流流下中の砂防ダムの堆砂勾配は、一時的に元河床勾配程度にまで達している。土石流通過後は、土砂濃度が減少するに従い徐々に低下している。

（２） 砂防ダムの土砂調節効果

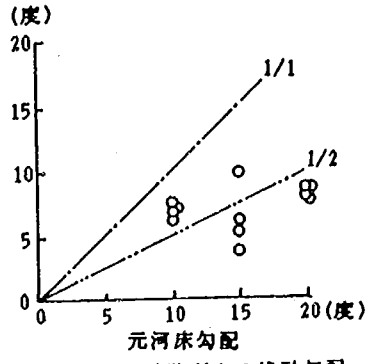
砂防ダムがどの程度土砂を捕捉出来るかについて、砂防ダムが未満砂のものについて示したのが、図－18である。図－18で見るように、砂防ダムが未満砂の場合、砂防ダムから流出する土砂の量は、貯砂容量の３倍を与えた場合でも流出しないものもある。また、砂防ダムから土砂が流出するものも、給砂量の最大20％程度の土砂が流出しているにすぎない。このように、砂防ダムを設置した場合、実際に砂防ダムを建設する渓床の勾配は今回の実験よりも緩勾配であり、発生した土石流がダムの貯砂容量以下ならば土石流を捕捉できると考えられる。砂防ダムから土砂が流出するものは、そのほとんどがダムの高さ10cmのものである。砂防ダムが10cm高さの場合に土砂の流出が多いのは、発生した土石流の規模に対してダムの高さが低く、貯砂容量が小さいく、堆砂域の長さも短いために、流下した土石流が十分に減勢されないまま一挙に砂防ダムを乗り越えたものと考えられる。つぎに、砂防ダムが元河床勾配の 1/2に堆砂している場合の土砂調節量は、給砂量が大きく


図－１８ 砂防ダムの土砂調節効果

なるほど貯留量が大きくなる傾向を示している。給砂量が大きいということは、元河床勾配が緩いことを意味しており、元河床勾配が緩いほうが堆砂域の長さが長くなっていること、堆砂勾配が緩く、土石流の流動限界勾配よりも緩勾配になっていることなどにより、上流から運搬された土石流が、砂防ダムの堆砂域で減勢され堆積するためであると考えられる。

（３）堆砂勾配

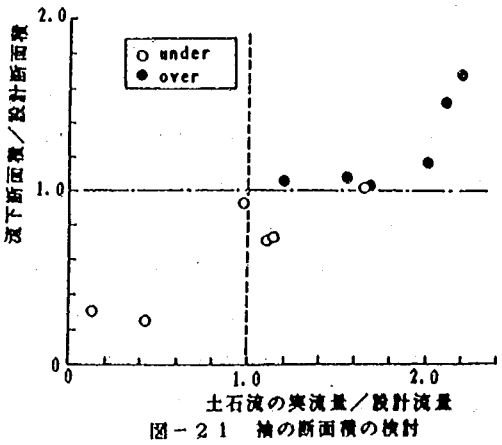
砂防ダムの高さ20cm、砂防ダム未満砂で、貯砂容量の１倍の土砂を与えたものについて、実験終了後の堆砂勾配を示したのが図－21である。図から、堆砂勾配は元河床勾配のほぼ1/1.5 から 1/3の範囲となっていることがわかる。このことから、通常言われている元河床勾配の 1/2程度を堆砂勾配として設定するのはほぼ妥当で有ると考えられる。しかし元河床勾配が急なものと緩いものの堆砂勾配を比較すると殆ど変化がないことがわかる。これは、今回使用した土砂の粒径に対し与えた水の量が十分大きいものでなかったため、静的な勾配が表われているものと推察される。このため、現地での堆砂勾配を類推するには注意が必要である。この問題を解決するには、実際の土砂の粒径や勾配等を考慮したうえで、流量を変化させた実験や静的安定勾配の計算の必要がある。なお、堆砂勾配は、土石流のみでなく、後続流も流下させた後に測定しているので、土石流流下時の堆砂勾配（洪水勾配）はもっと急勾配になっているものと考えられ、通常言われている洪水中の一時的な土砂の貯留は発生しているものと考えられる。今回の実験では通水中の洪水勾配の計測は行なっていないが、観察によって確認されていることから、砂防ダムが洪水中に有効に作用していることを示すものと考えられる。



図－２０　砂防ダムの堆砂勾配

（４）　設計断面と流下断面の比較

予備実験の結果により決定した土石流の流量（5.25 /S）を水通し及び袖の全断面で流下させるように設定した袖タイプ２について、実際に発生した土石流の流量と設計流量の比を横軸に、流下断面積と設計断面積の比を縦軸にとり、袖の水通し断面の中を通過したかどうかを示したのが図－22である。図で見るように、計画流量以下の土石流は水通し断面内を流下しており、水通し断面は、計画流量が適切な値であれば、現在の計算方法で求められることになる。ただし、今回の実験の場合、土石流は比較的直進しており、極端な側流がなかったために袖を乗り越える例が見られなかったが、他の条件の実験（袖タイプ１）において側流による袖の越流が見られたことから、土石流が袖を乗り越えるような条件での検討も必要である。これについては今後更に検討を加える予定である。



図－２１　袖の断面積の検討

参　考　文　献

1)　渡辺正幸，水山高久，土原信司；土石流対策砂防施設に関する検討，新砂防 115 号，昭和55年 5 月，PP.40 ～ 45

1.2　砂防調査

1.2.1　土石流に関する調査

(3)　土石流対策システムに関する調査

砂防研究室　室　長　矢沢　昭夫
主任研究員　水山　高久
研究員　原　義文
下東　久巳

1．はじめに

土石流対策は構造物によるハードな対策と，警戒避難体制の確立や土地利用の規制など構造物によらないソフトな対策の両面から進められている．そのどちらにとっても必要なのが土石流が氾濫，堆積する範囲の推定であり，与えられた土石流の土砂量，流速に対して，土石流の到達範囲や氾濫区域が精度良く推定される必要がある．

2．研究目的

土石流の堆積機構を明らかにし，より精度の高い土石流氾濫区域の推定方法を確立するとともに，その手法の利用方法を研究することを目的とする．とくに，勾配が急に減少する地点での非平衡流砂量について基礎的な研究を進めるとともに，先に開発した数学的な土石流氾濫シミュレーションモデルの検討を行ない，その利用の一つとして土石流対策施設の効果評価を試みた．

3．研究結果

3.1 土石流堆積過程における非平衡流砂量

(1) 概　説

現在開発中の土石流の堆積過程を追跡するモデルは，既往の土砂流や土石流の式を用いると，谷の出口に堆積しすぎる傾向が見られ，先の報告では土砂流区間について流砂量を大きくして計算値を実験値に近づけた．土石流が堆積する過程では河床勾配が急激に変化し，各々の河床勾配に対する平衡状態の流砂量式では十分でない可能性もあると考え，河床勾配が急に減少する場合の非平衡流砂量を実験的に調べた．

(2) 実験の概要

図-1に示す，上流側に土石流発生水路，下流側に堆積水路を持つ装置で実験を行なった．上流水路は，幅20cm，深さ40cm，長さ4mの木製片面アクリルの水路で，下流水路は，幅20cm，深さ40cm，長さ2mの鋼製水路で水路底

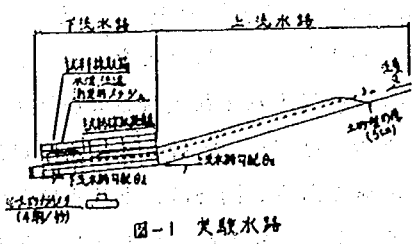


図-1　実験水路

には耐水ラワン板を張った。使用した材料は，最大粒径4.8㎜ 平均粒径1.79㎜の砂礫で比重は2.6，水路に敷きならした時の容積濃度は0.6 であった。図-2に粒度分布を示す。

上流側および下流側の水路に土砂を敷き，十分湿潤な状態にした後上流端より一定流量の水を供給し土石流を発生させ，勾配変化点からの距離を変えて土石流フロント部の土砂濃度を測定した。土石流フロント部の測定に際しては，流れを阻害しないように注意した。また，下流側を固定床（ラワン板）とした実験も実施した。

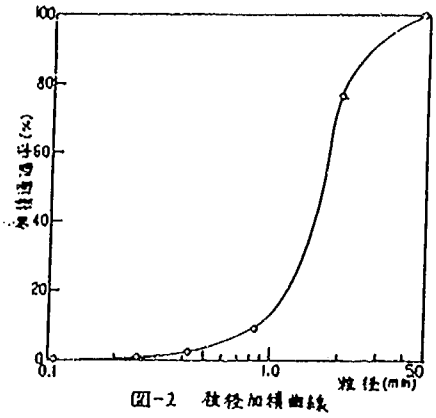


図-2 粒径加積曲線

(3) 結果と考察

図-3,4に，流量1.5ℓ/secにおける土砂濃度の流下に伴う変化を示す。図-3は上流勾配（θu）15°，図-4は10°の結果である。図中⊙印は，高橋の土石流土砂濃度の式

$C=\rho\ \tan\theta/\{(\sigma-\rho)(\tan\alpha-\tan\theta)\}$ による値，また●印は水山の土砂流の土砂濃度の式

$$C=\frac{15.0\tan^2\theta/(\sigma/\rho-1)}{1+15.0\tan^2\theta/(\sigma/\rho-1)}$$

の値である。図-3,4より，土石流の土砂濃度は，勾配の差が大きくなるほど，下流側の平衡土砂濃度に達するのに長い距離を要するように見える。実験条件が限られているので断定的なことは言えないが，平衡状態に達するために必要な長さℓは，

$$\ell=a\frac{v_1^2}{g}(\sin\theta_1-\sin\theta_2)\cdots\cdots(1)$$

の形をとると仮定すると，係数（a）は実験より450 となる。

また，勾配変化点からX離れた地点の土砂濃度（Cx）を

$$C_x=C_1-(C_1-C_2)\left\{1-\exp\left(-\frac{b}{v_1}\sqrt{gX}\right)\right\}\cdots\cdots(2)$$

と表わすと，b ≒0.25となる。ここで，$C_1$，$C_2$ はそれぞれ上流および下流勾配の平衡土砂濃度，$v_1$は上流水路下流端での流速である。図-5は，上流水路勾配を15度，下流水路勾配を12度とし，流量を

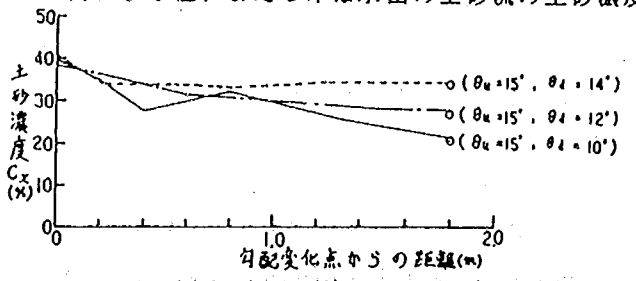


図-3 勾配変化点からの流下距離に伴う土砂濃度の低減過程

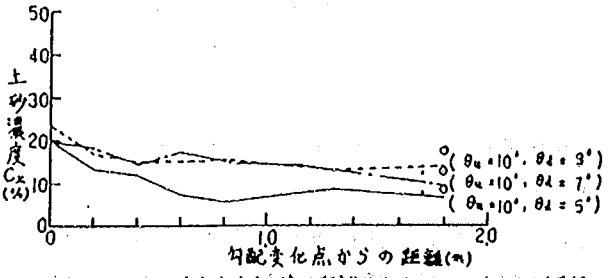


図-4 勾配変化点からの流下距離に伴う土砂濃度の低減過程

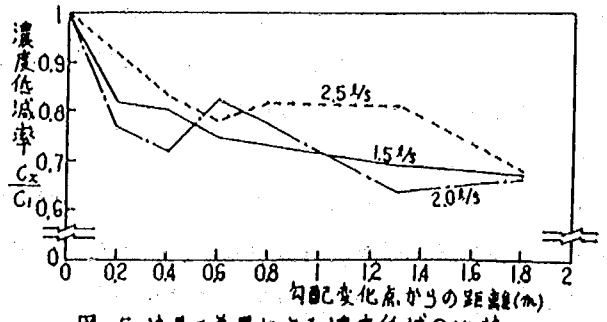


図-5 流量の差異による濃度低減の比較

1.5ℓ/sec，2.0ℓ/sec，2.5ℓ/secと変化させた結果で，系統的な差は見られない。

下流側を固定床とした場合には図-6に示すように，土砂濃度は比較的直線的に減少し，2mの水路の内では，まだ平衡状態に達していないように見える。

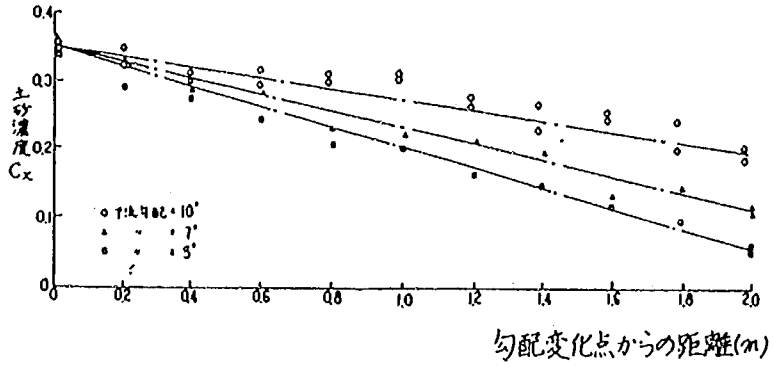



図-6 固定床上での濃度変化(上流15°，流量1.7ℓ/sec)

(4) 今後の問題

以上，勾配急変点での流砂量の変化特性を土砂濃度の形で移動床および固定床について求めた。移動床での実験結果を土石流氾濫シミュレーションのモデル中に反映させ計算したが，やはり谷の出口に堆積する傾向となり，シミュレーションモデルの改良にはほとんど寄与しなかった。しかし，模型扇状地はモルタルで作製されることが多く，自然の扇状地面や扇状地上の流路も上流の谷中の渓床に比べれば粗度は小さくなっていることから，図-6のような結果を用いればかなり改良されると考えられる。

3.2 土石流氾濫シミュレーションモデルによる土石流対策施設の効果評価

(1) 概説

開発中の土石流氾濫シミュレーションモデルによって以下のことを検討した。（1）扇状地における土石流のモデル実験との比較による土石流氾濫区域の再現性の確認。（2）土石流対策工の効果評価。（3）計算の刻み時間についての検討。（4）他のシミュレーションモデルとの比較。その結果，土石流氾濫区域の予測及び土石流対策施設の効果評価に対し，本シミュレーションは，実用上十分使用しうることを確認した。また，将来の砂防計画への応用も考えられる。

(2) 計算モデル

x方向の運動方程式

$$\frac{\partial M}{\partial t}+\beta\frac{\partial(M\cdot u)}{\partial x}+\beta\frac{\partial(M\cdot u)}{\partial y}=-g\cdot h\cdot\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{F_x}{\gamma}\cdots\cdots(3)$$

y方向の運動方程式

$$\frac{\partial N}{\partial t}+\beta\frac{\partial(N\cdot u)}{\partial x}+\beta\frac{\partial(N\cdot v)}{\partial y}=-g\cdot h\cdot\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{F_y}{\gamma}\cdots\cdots(4)$$

水の連続式

$$\frac{\partial}{\partial t}\left((1-C_\alpha)\cdot h\right)+(1-C_*)\cdot\frac{\partial z}{\partial t}+\frac{\partial q_x}{\partial x}+\frac{\partial q_y}{\partial y}=0\cdots\cdots(5)$$

砂礫の連続式

$$\frac{\partial}{\partial t}(C_\alpha\cdot h)+C_*\cdot\frac{\partial z}{\partial t}+\frac{\partial q_{Bx}}{\partial x}+\frac{\partial q_{By}}{\partial y}=0\cdots\cdots\cdots(6)$$

ここに，M：x方向の流量フラックス，N：y方向の流量フラックス，u：x方向の平均流速，　v：y方向の摩擦抵抗力，$C_\alpha$：土石流に含まれる砂礫の容積濃度，h：流動深，$C_*$：堆積層の砂礫の容積濃度，z：河床高，$q_x$，$q_y$：それぞれx及びy方向の水のみの単位幅当たり

の流量，$q_{bx}, q_{by}$：それぞれx及びy方向の砂礫のみの単位幅当たり流量（流砂量）

式(3)，(4) の摩擦抵抗力$F_x, F_y$は，クーロン摩擦項に流体運動による摩擦項を付加して

$$F_x=(\sigma-n\rho)\cdot h\cdot g\cdot C_{dn}\cdot\cos\theta_x\cdot\tan\alpha+k\cdot\frac{D}{d}\cdot u^2 \cdots\cdots(7)\quad F_y=(\sigma-n\rho)\cdot h\cdot g\cdot C_{dn}\cdot\cos\theta_y\cdot\tan\alpha+k\cdot\frac{D}{d}\cdot v^2 \cdots(8)$$

とした。ここに，$\sigma$：砂れきの密度，$n\rho$：土石流中の微細砂の影響で増加する水のみかけの密度，$C_{dn}$：土石流中で浮遊せず，クーロン摩擦に寄与する粒子の容積密度，$\theta_x, \theta_y$：それぞれx及びy方向の堆積域の勾配，D：堆積域の粗度高さ，d：土石流の代表粒径，$\alpha$：砂礫の衝突条件に基ずく角度，k：流体抵抗に関する定数

（3）～（6）式をリープフロッグ法により差分化し，解を求めた。

土砂濃度は，流送形態を勾配によって土石流と土砂流に区分し，次式によって算定した。

$$\text{土石流}：C_d=\frac{\tan\theta}{(\sigma/\rho-1)(\tan\phi-\tan\theta)}\cdots\cdots(9)\qquad \text{土砂流}：C_d=\frac{15.0\cdot\tan^2\theta/(\sigma/\rho-1)}{1+15.0\cdot\tan^2\theta/(\sigma/\rho-1)}\cdots(10)$$

ここに，　：砂礫の内部摩擦角である。式（９）と式（１０）の領域区分は，

$$\tan\theta=\frac{C_*(\sigma-\rho)}{C_*(\sigma-\rho)+\rho(1+\lambda^{-1})}\tan\phi\cdots\cdots(11)$$

で与える。ここに，　：実験実数である。

メッシュ幅は，千分の一の地形図上で1cm（現地規模で10m）とした。

(3) 実験の概要

実験対象地は，長野県上高地の八右衛門沢扇状地である。模型の縮尺は，鉛直方向，水平方向ともに50分の１とし，実験上の諸量は，フルード相似則により決定した。実験ケースは，表１に示すように，昭和50年災害及び54年災害の再現実験と計画規模の土石流に対し，計画施設の効果を検討する実験を２通り行なった。各ケースの実験条件を表２，３に示す。

表1　実験ケースの施設

| ケースNo | 災害 | 施設 |
|---|---|---|
| 1 | 昭和５０年災害 | 無施設 |
| 2 | 昭和５４年災害 | 床固工、鋼製スリット（一部） |
| 3 | 計画 | 床固工、鋼製スリット、砂防堰 |
| 4 | 計画 | 床固工、鋼製スリット、砂防堰、河道掘削 |

表2　ケース１及びケース２の実験条件

| 支川名 | 流量 | | 土砂量 | | 実験時間 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 土石流 | 後続流 | 土石流 | 後続流 | 土石流 | 後続流 |
| 右支川 | 17.3m³/s (1.0t/s) | 17.3m³/s (0.5) | 18,400m³ (0.110) | 16,000m³ (0.191) | 6分50秒 (50.5秒) | 1時間15分4秒 (10分37秒) |
| 左支川 | 11.5 (1.2) | 6.5 (0.37) | 9,400 (0.060) | 17,100 (0.071) | 4分44秒 (40.1秒) | 1時間15分4秒 (10分37秒) |

表3　ケース３及びケース４の実験条件

| 支川名 | 流量 | | 土砂量 | | 実験時間 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 土石流 | 後続流 | 土石流 | 後続流 | 土石流 | 後続流 |
| 右支川 | 18.3m³/s (1.1t/s) | 12.1m³/s (0.7) | 15,000m³×1回 (0.120×1回) | 27,500m³ (0.110) | 5分11秒×1回 (45秒×1回) | 16分47秒 (6分37秒) |
| 左支川 | 10.3 (1.2) | 15.1 (0.65) | 12,500 (0.060) | 19,500 (0.090) | 3分31秒 (30秒) | 16分47秒 (6分37秒) |

注1．（　）：縮尺値

注2．土砂量は空隙込みの値で，縮尺値は空隙を含まない値

(4) 土石流氾濫シミュレーションと実験の比較

ケース１：無施設状態での氾濫であり，土石流，後続流ともに土砂の堆積範囲，流水範囲をかなり正確に再現している。図-7後続流流下後の土砂堆積範囲を示す。数字は，シミュレーションによる計算値であり，実線は，実験における土砂の堆積範囲を，破線は，その中で土砂堆積深が2cm 以上の範囲を示す。

ケース２：土石流，後続流の土砂堆積範囲は，計算の方が実験より小さめになった。流水範囲は，計算と実験がほとんど一致した。後続流流下後の土砂堆積範囲（図-8）を見ると，実験では下流の保全対象付近における堆積厚2cm 以上の範囲が無施設時（図-7）に較べ小さくなっ

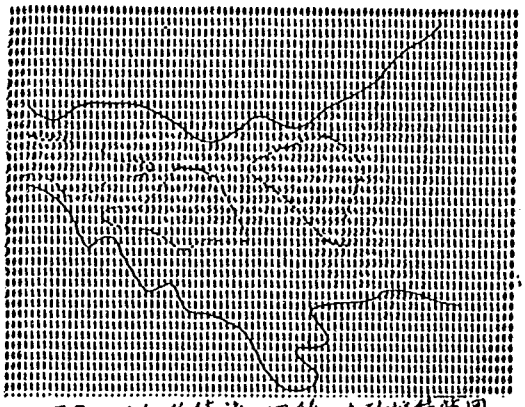


図7 ケース1 後続流々下後の土砂堆積範囲

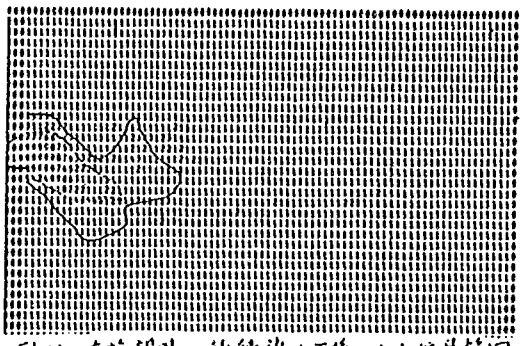


図11 無施設時の後続流々下後の土砂堆積範囲

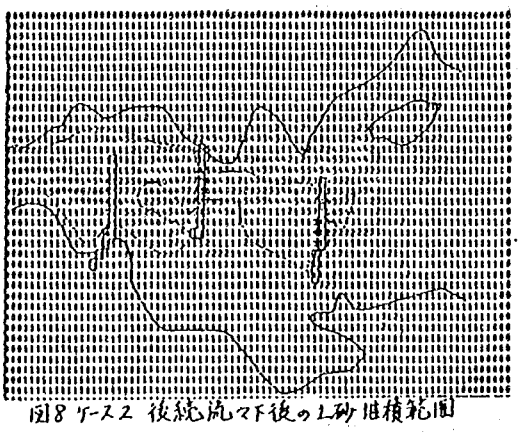


図8 ケース2 後続流々下後の土砂堆積範囲

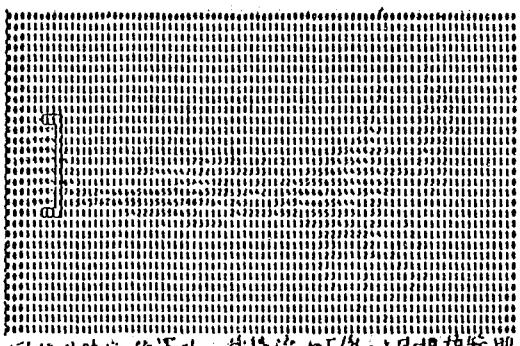


図12 砂防ダム設置時の後続流々下後の土砂堆積範囲

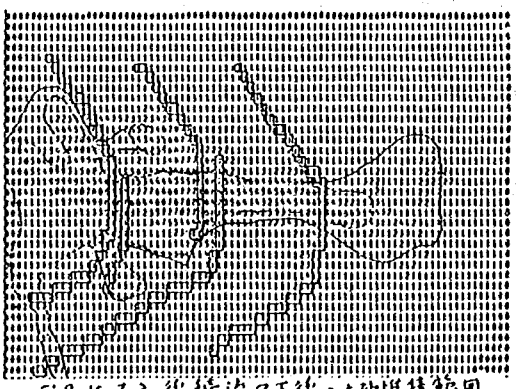


図9 ケース3 後続流々下後の土砂堆積範囲

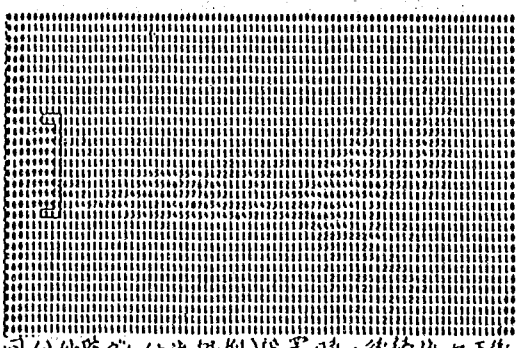


図13 砂防ダム(上流掘削)設置時の後続流々下後の土砂堆積範囲

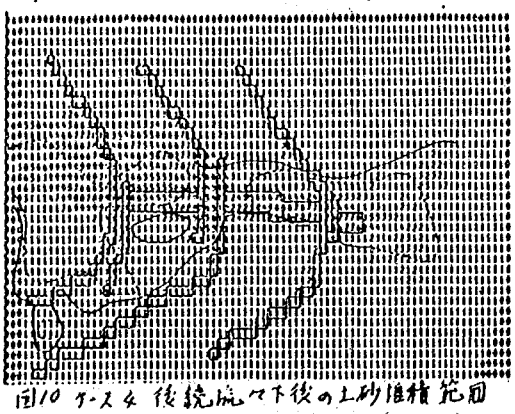


図10 ケース4 後続流々下後の土砂堆積範囲

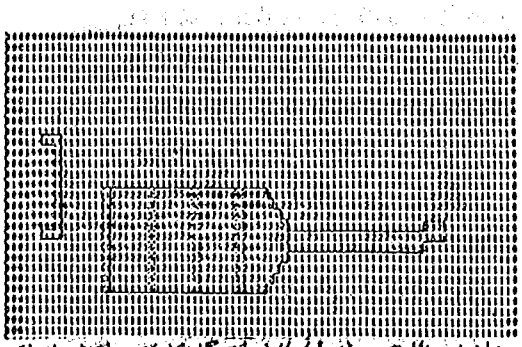


図14 床固工群設置時の後続流々下後の土砂堆積範囲

ている。一方，計算では，下流において堆積の厚い部分が実験と必ずしも一致していない。しかし，無施設時（図-7）に比べると下流の土砂堆積範囲が小さくなっており，施設効果が表われていると考えられる。

ケース３：土石流第１波と第２波については，計算と実験の対応は，あまり良くない。これは，扇頂部に設置された鋼製スリットダムの効果を計算では再現しえなかったためと考えられる。しかし，後続流流下後の土砂堆積範囲（図-9）では，計算と実験は，上流部右岸側を除き良く一致している。施設効果としては，導流堤による導流作用が表われ，下流での土砂堆積範囲がケース１，２に比べ小さく，河道が比較的安定している。

ケース４：土砂の堆積状況は，ケース３とほとんど同じであるが，河道掘削をしたため，第１と第２床固工の河道がより安定しており，その効果が表現されている。

(5) 土石流対策工の効果評価

長野県上高地の八右衛門沢扇状地において，ケース１の流量，流砂量条件を用い，（１）無施設，（２）扇頂部に砂防ダムを設置する，（３）その砂防ダムの上流を掘削し貯砂容量を大きくする，（４）扇央部に幅の広い床固工群を設置し河床勾配を緩和する，（１）～（４）の結果を図１１－１４に示す。保全対象は，下流の県道，県道橋及び帝国ホテルである。流出土砂量（92000m3)が大きく，砂防ダムだけでは貯砂容量を拡大した場合（12500m3)でもあまり土砂堆積範囲が変わっていない。それに対し，扇央部床固工群を設置した場合は，勾配の緩和によってかなりの土砂を堆積させ，下流の河道を安定させることが分かる。

(6) 計算の刻み時間の検討

土石流氾濫シミュレーションは，後続流を長く流す場合，大型計算機（本研究で使用したＨＩＴＡＣ　Ｍ－280 Ｈは，12ＭＩＰＳ）でも数十分を要し，コストとして数十万円がかかる。そのため，計算の刻み時間Δｔを大きくできる限界を検討した。Δｔを変えて計算を行ない，計算終了後における土石流流入点の流速，流動深，土砂堆積範囲，流水範囲等を調べた。その結果，

$$x/\Delta t < |u| + \sqrt{gh} \cdots (12)$$

を満足する場合，流動深，流水範囲，$|u| + \sqrt{gh}$，土砂堆積範囲がほぼ一定になることが分かった。ここにΔｘ：メッシュ間隔，ｕ：流速，ｇ：重力加速度，ｈ：流動深である。

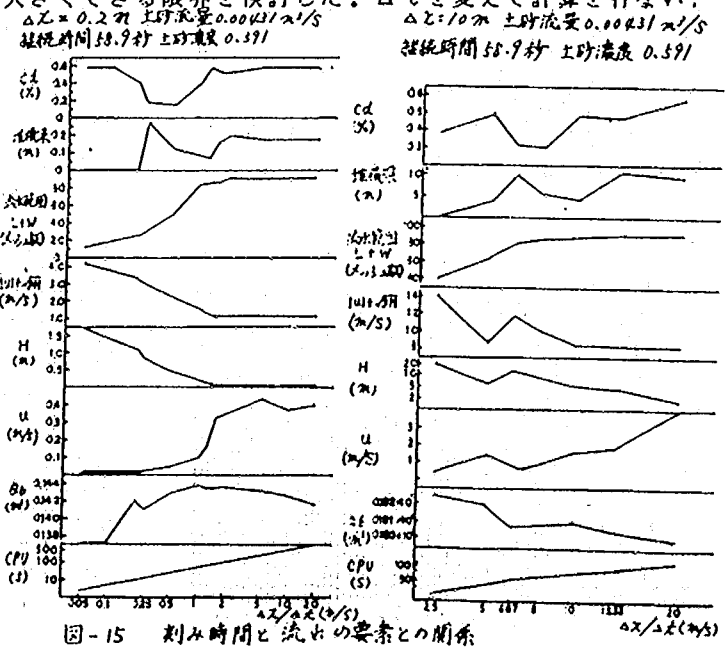



図-15　刻み時間と流れの要素との関係

(7) 他の手法との比較

今村らのRANDOM WALK MODEL を基本に，土石流の停止堆積条件，

後続流による土石流堆積物の侵食，一回の流出における土石流の首ふり等の条件を加えて7ケースについてシミュレーションを行なった（図-16 ）。土石流については，実験の土砂堆積範囲と一致し，後続流については，流水範囲と一致した。これは，土石流には停止条件があるのに対し，後続流にはないためである。しかし，洪水の氾濫範囲を予測するという意味では，十分使用しうると考えられる

4．今後の問題点

非平衡流砂量などの基礎的な研究をさらに進め，より精度の良い推定が可能なシミュレーションモデルの開発を目指すが，一方で，計算方法の簡略化，警戒避難システムへの利用方法などを研究する必要がある。また，先に研究した家屋の破壊条件と組み合わせて土石流災害に強いコミュニティー作りといった総合的な研究に発達させることも必要である。

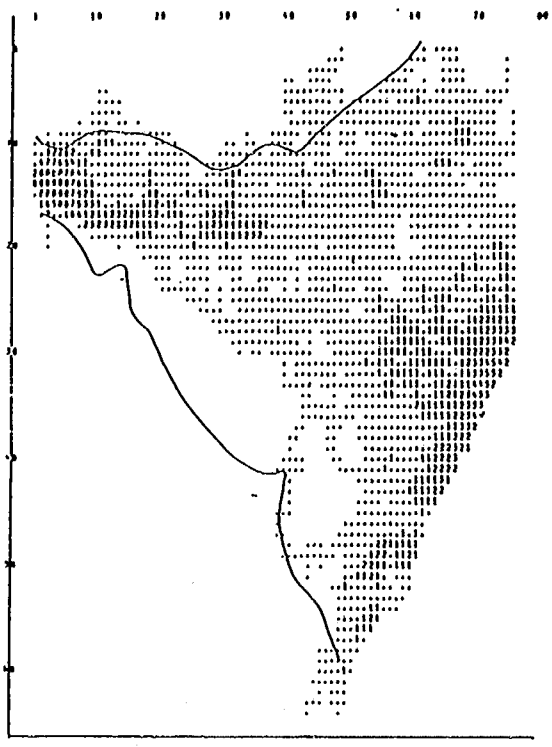


図16 RANDOM WOLK MODEL による土砂堆積シミュレーション

参考文献


1）水山高久，下東久巳，土石流氾濫シミュレーション，土木技術資料27-8，昭和60年８月

2）下東久巳，水山高久，井戸清雄：土石流氾濫シミュレーション，昭和60年度砂防学会研究発表会概要集， PP.92－95

3）今村遼平，杉田昌美：RANDOM WOLK MODEL による土砂堆積シミュレーションについて，新砂防114 号　昭和55年 3月 PP.17～26.

1.2 砂防調査

1.2.2 土砂流送の制御に関する調査

(1) 砂礫堆の制御に関する調査

砂防研究室 室長 矢津 昭夫
主任研究員 阿部 宗平
福本 晃久

## 1、まえがき

河道内に単列砂礫堆が形成されると，流水の集中によって護岸沿いで局所洗掘が生じるので，流路工を計画する上で砂礫堆の存在を無視することはできない。これまでに，横工（床固工や帯工）は単列砂礫堆の高さを低くして局所洗堀深を小さくする効果のあることや，横工に袖を設置することにより流水のせき上げが生じ，河床の平面形態が変化し複断面的な河床を形成することができることなどの袖の有効性を検討してきた。しかし，横工の下流は，河床材料との粗度が異なるために局所洗掘を起しやすい問題がある。一般に横工の前庭部の局所洗掘に対して護床工を設置して横工の基礎部を保護する対策がとられている。ところが，護床工の形状を合理的に決定するための確立した基準がない。そこで，横工の前庭部の局所洗掘深を小さくして，基礎部を保護する護床工の形状を実験から検討した。

袖の効果は，流水のせき上げ水深によって異なるので，袖の形状とせき上げ水深との関係を調べ，せき上げ水深と横工間の河床変化との関係を水理実験により検討した。

弯曲部においては，外弯側での局所洗掘深が大きいことが知られている。これまでに，弯曲部の局所洗掘対策工に関してベーン工や帯工の効果を実験的に検討しているが，対策工の効果は水理条件によって異なり，水理条件に対して最適な工法を選定する必要があることから，水理条件を変化させて，工法と局所洗掘との関係を水理実験から検討した。また，弯曲部における局所洗掘対策工としての，床固工について，床固工の方向が流水の整流化と局所洗掘深に与える影響を検討した。

## 2、研究成果

### 2.1 床固工の護床工の形状に関する研究

#### 2.1.1 研究目的

砂防ダムや床固工の下流の局所洗掘に関する研究は，林[1]や鈴木ら[3]によるものがあるが，局所洗掘を防止することを考慮した護床工に関する研究は例が無いようである。本研究は，水たたきの高さを基準面とする低段差を有する護床工を設けて，流水を減勢させ，横工前庭部の局所洗掘深を小さくして，基礎部を保護することを考え，必要な段差と護床工の長さを実験的に検討したものである。

#### 2.1.2 既設流路工にみられる床固工の設置条件

実験条件を設定するに際して，流路工計画での水たたき上のフルード数（$F_{r1}$）と，横工間での等流水深に対するフルード数（$F_{r0}$）がどのようになっているかを，既設流路工調査資料[4]を用いて，図-1

及び図－2に整理した。図－1より，等流水深に対するフルード数($F_{r0}$)は，$0.5 \leq F_{r0} < 2.0$が全体の65%を占めている．一般に流路工を計画するような急勾配河川での流れはほとんどが射流といわれているが，図－1に示すように，常流の流れは全体の44%を占めている．図－2より，水たたき上のフルード数($F_{r1}$)の最頻値は2～3で全体の43%で，$1 \leq F_{r1} < 4$の流れが82%を占めていることがわかる．

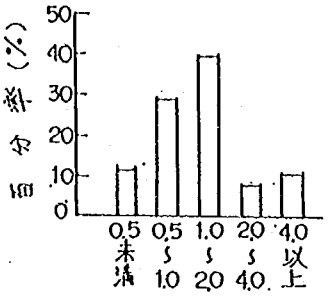



図-1　等流水深に対するフルード数($F_{r0}$)

### 2.1.2　実験の概要

実験は，幅0.9mと1.5mの水路を使用して行った。床固工の前庭部は移動床とし，図－3に示す$d_m$=1.7mmの河床材料を用いている．給砂の条件は無給砂とし，河床高は，水たたきの高さに合せて水平に整形し，床固工間隔は流路幅の約2倍とした．既設流路工の例を参考に，流量Qは10～25%，床固工の高さHは，5～25cmで，$F_{r0}$は0.4～0.9，$F_{r1}$は2.7～6.8の範囲で実験を行った。なお，護床工は，水たたきと同じ木製で，段差は，0から水たたき上の射流水深$h_1$の6倍で，護床工の長さは，0から護床工上の最大水深$h_3$の3倍の範囲で変化させた．図－4は本文中に用いる記号を説明している．

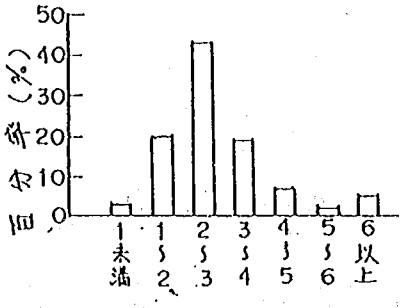



図-2　水たたき上のフルード数($F_{r1}$)

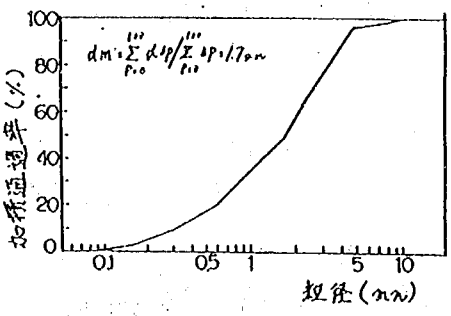



図-3　実験使用砂粒径加積曲線

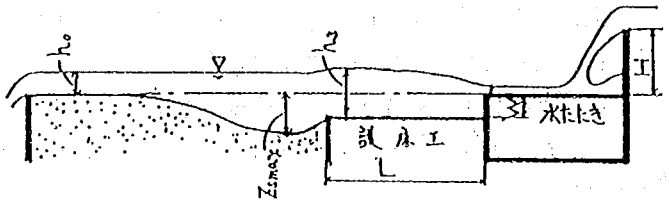



図-4　概念図

ここに，Hは床固工の高さ，Wは水たたきと護床工の段差，Lは護床工の長さ．$h_0$は等流水深，$h_1$は水叩き上の射流水深，$h_3$は護床工上の最大水深，$Z_{smax}$は局所洗掘深の最大値である．

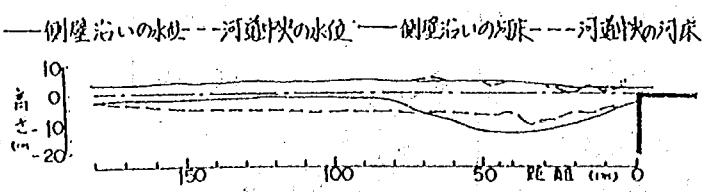



図-5　水位・河床高の縦断変化（護床工無し）

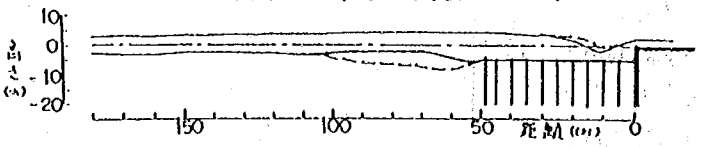



図-6　水位・河床高の縦断変化（W=4.5cm，L=49cm）

### 2.1.3　実験結果と考察

#### 1)　水位・河床高の縦断変化

水理条件は同じで，護床工の段差W，護床工の長さLを変化させた水位及び

河床高の縦断変化を図－5，図－6，図－7，図－8に示した．図－5と図－6を比較すると，護床工を設けた場合は，水たたきの天端を基準とする局所洗掘深は小さくなることがわかる。図－6と図－7を比較すると，図－7の護床工の長さが短い場合に前庭部の局所洗掘深が大きい。図－6の場合には，護床工の天端を基準面とする最大水位が護床工上で生じているのに対して，護床工が短い場合には，最大水位は護床工の下流で生じていることから局所洗掘深を小さくするためには，最大水位が護床工上で生じる護床工の長さが必要であることが示唆される．

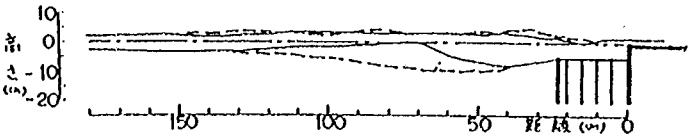


図-7 水位・河床高の縦断変化（W＝4.5cm，L＝23cm）

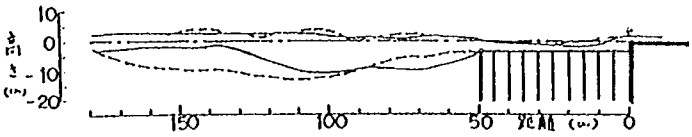


図-8 水位・河床高の縦断変化（W＝3cm，L＝50cm）

護床工の長さLは同じで段差Wを変化させた場合の局所洗掘深を図－6と図－8で比較すると，段差Wの低い図－8の方が護床工上の水深が小さく，洗掘深は大きく護床工の長い場合と水たたき面を基準とする局所洗掘深とほとんど変わらない．このことからも，局所洗掘を小さくするために必要な護床工上の水深が存在し，水深は段差によって変化することがわかる．

2) 局所洗掘深

水たたき面を基準とする局所洗掘深の最大値$Z_{smax}$が，図－11に示す関係の護床工上の最大水深$h_3$によってどのように変化するかを示したのが図－9である。図－9で，$h_1$は水たたき上の射流水深で，Wは，水たたきと護床工の段差である。図－9より$h_3$が大きくなると$Z_{smax}$は小さくなるが，$h_3/h_1 \geqq 5$では，$Z_{smax}$に差がないことがわかる．

限界水深$h_c$以上の段差を有する護床工を設けた場合の$Z_{smax}$を護床工の長さL，高さW及び$h_1/h_c$パラメータに用いて，整理したのが図－10である．$h_c$は限界水深で，$h_1/h_c$は，$F_{r1}$とに次のような関係がある。

$$(1/F_{r1})^{\frac{2}{3}} = h_1/h_c \quad \text{---------} (1)$$

図－10より，$W \geqq h_c$の条件で，段差Wが一定であれば護床工の長さLが長い程$Z_{smax}$は小さくなりLが一定であれば，Wが大きいと$Z_{smax}$は大き

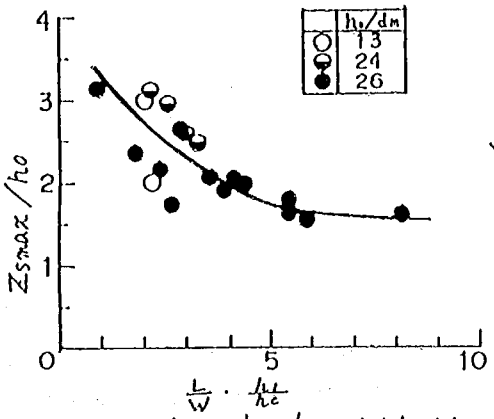


図-10 $Z_{smax}/h_0$と$\frac{L}{W} \cdot \frac{h_1}{h_c}$の関係（$W \geqq h_c$）

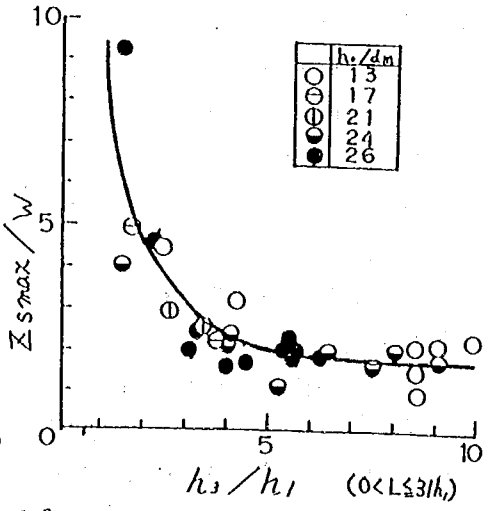


図-9 局所洗掘深の最大値と護床工上の最大水深の関係

くなり，段差が限界水深$h_c$に近いほど$Z_{smax}$は小さいことがわかる。

3) 護床工上の水深

護床工上の最大水深$h_3$と護床工の段差Wの関係を，それぞれ水たたき上の水深$h_1$及び限界水深$h_c$を用いて無次元化して示したのが図-11である．図-11で⊖印は，図-8に示すように護床工で流水は減勢されないで流下していることを示しており，流水を減勢するためには，$W/h_c \geq 1$となるような段差が必要となる。
また、図-11より，最大水深$h_3$は護床工の長さにはあまり関係なく段差の影響を受けていることがわかる。

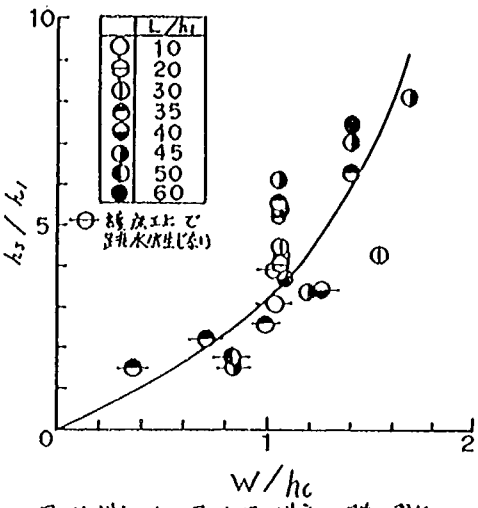


図-11 護床工上の最大水深と護床工の段差の関係

4) 護床工の効果

護床工を設けると，局所洗掘深の最大値$Z_{smax}$が，護床工を設けない場合の最大洗掘深$Z_{s1}$と比べてどのように変化するかを$h_3/h_1$の関係で示すと図-12のようになる．なお，局所洗掘深は，いずれの場合も水たたき天端を基準高としている．図-12より，$Z_{smax}/Z_{s1}$の値は，$h_3/h_1$が大きくなると減少し，$h_3/h_1$が5付近で最少値となり，$h_3/h_1>5$では，$Z_{smax}/Z_{s1}$の値は再び大きくなる傾向があることがわかる．$h_3/h_1>5$の領域で，洗掘深が大きくなるのは，図-11に示したように$h_3/h_1$は，段差Wに関係していて，図-13に示すようにWを大きくすることは，護床工の無い状態での洗掘深$Z_{s1}$に近づくことになり，護床工の高さまでは洗掘されることを意味している．このことから，局所洗掘深の最大値$Z_{smax}$を低減するには$h_3/h_1=5$となる護床工の形状が効果的であることになる．

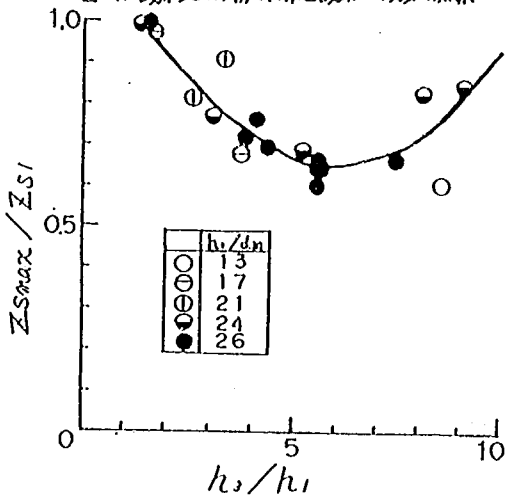


図-12 護床工の効果

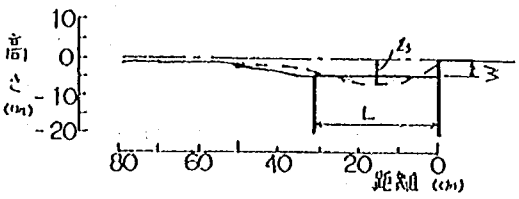


図-13 河床の縦断変化

2.1,4 まとめと今後の課題

水たたき天端と護床工の天端に段差を設けることにより，護床工上で流水を減勢することができ，水たたき下流の局所洗掘深を低減する効果があることがわかった。局所洗掘深の効果は，護床工の形状によって異なり，十分な効果を得るための護床工の形状は，本実験条件においては，護床工の段差Wを限界水深程度とし，護床工の長さは，図-10より得ることができる。

本実験は，床固工間の等流水深に対するフルード数$F_{r0}$が常流の場合の実験であって，射流の流れに対する実験的検討は行っていない。また，護床工の粗度は，水たたきと同じにしており，護床工の

粗度と形状の関係についての検討を行っていない。今後は，これらの残された課題に対してさらに実験的研究を進めて実河川への適用をめざしたい。

2.2 横工の袖の形状に関する研究

2.2.1 研究目的

流路工の計画河道断面は，一般に計画洪水流量を対象に決定しているが計画洪水流量以下の洪水時に砂礫堆が形成され流下断面の減少を来し，計画洪水流量の流下に障害となることがある。また，河道内に単列砂礫堆が形成されると流水は蛇行し，数年に一回程度の確率で出現する流量によっても流水が洪岸や護岸沿いに集中して護岸の安定に問題を生じさせている例がある。このような河川では，複断面河道として低水路護岸を設置することは，河床変動や高水敷の維持の面で難かしく単断面をとる例が多い。

本研究は，単列砂礫堆形成領域で，単断面河道に施工する横工（床固工，帯工）に袖を設置することによって，低水路護岸を設けないで複断面的な河道を形成させる効果が期待できると考え，横工の袖が水面変動や河床変化に与える影響を実験的に検討しているもので，本年度は，袖による流水のせき上げ水深と河床変化の関係をあきらかにした。

2.2.2 実験概要

実験条件として，これまでの研究[5]をもとに単列砂礫堆及び単列砂礫堆から複列砂礫堆への遷移領域に入るような流量（2～20 l/sec），水路幅（0.5～1.5 m），勾配（1/60～1/100）を選び，河床材料は図-14に示す平均粒径（$d_m$）=1.7 mmと2.1 mmの2種類を用いた。横工は天端面を初期河床高に一致させた帯工で，帯工間隔は，砂礫堆の高さを低くするのに効果的[1]な流路幅の2倍とした。

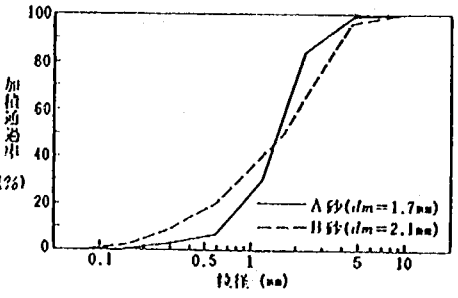



図-14 実験使用砂粒度分布加積曲線

袖の形状は図-15に示すように水路幅$B$，水通幅$B_0$，袖高$W$，袖の無い横工間の等流水深$H_0$について，$0.4 < B_0/B < 0.8$，$0.2 < W/H_0 < 1.5$の範囲で変化させた。

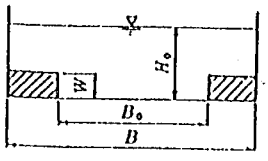



図-15 袖の形状

袖の無い場合での無次元掃流力$\tau_*$，河幅，水深比$B/H_0$，フルード数$F_r$の値は，$0.08 < \tau_* < 0.3$，$10 < B/H_0 < 60$，$0.6 < F_r < 1.2$の範囲で変化させた。また，給砂は全実験について水路上流部で初期河床勾配を維持する量を与えている。

2.2.3 実験結果と考察

1） 水面変動

袖の無い場合の流れが射流（$F_{r0}=1.2$）で，帯工に袖を設けた場合の側壁沿いでの水面形を図-16に示した。図-16(1)は袖の長さの違いによる水面形状の変化を図-16(2)は，袖高の違いによる水面形状の変化を比較して示している。図-16より，流水のせき上げの程度は袖の形状によって異な

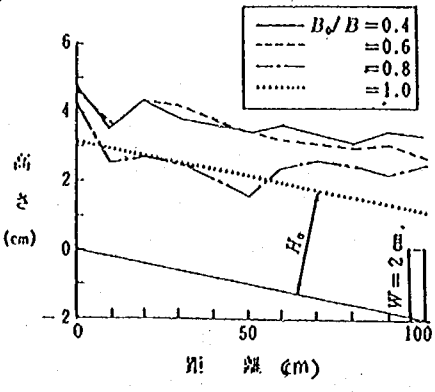



図-16(1) 水面形（Q=10l/s, $W/H_0$=0.6）

るが，水面形より帯工間の流れは常流であることが分かる。

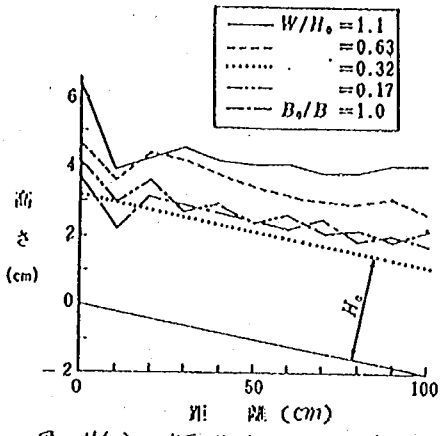
せき上げ水深$H_1$を袖の形状$B_0/B$，$W/H_0$に対して示すと図－11のようになる。なお，パラメータ$H_0/H_1$は$F_{r1}/F_{r0}$と次のような関係がある。

$$H_0/H_1=(F_r/F_{r0})^{2/3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

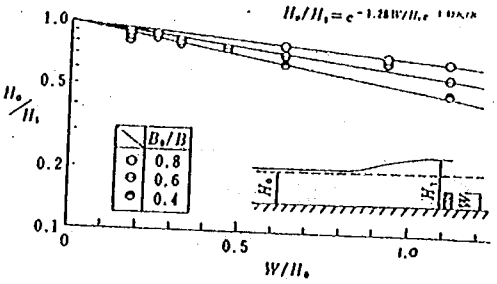
ここで，$H_0$；等流水深，$H_1$；せき上げ水深，$F_0$；$H_0$に対応するフルード数，$F_{r1}$；$H_1$に対応するフルード数である。

実験値の$H_0/H_1$は$B_0/B$，$W/H_0$に図－11に示す関係があり式（3）で近似できる。

$$H_0/H_1=e^{-1.28W/H_0-1.62B_0/B} \quad \cdots\cdots\cdots (3)$$




図－16(2)　水面形（$Q=10\ell/s$，$B_0/B=0.6$）




図－11　せき上げ水深と袖の形状の関係

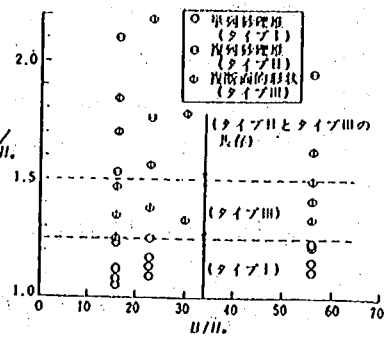
2）河床形状の変化

単列砂礫堆が形成される領域[1]（$\tau \geqq 0.04$，$10 \leqq B/H_m \leqq 40$）では横工（床固工，帯工）を設置しても単列砂礫堆が形成される。しかし，同じ単列砂礫堆が形成される領域で，横工に袖を設けると複列砂礫堆が形成され，短時間に流路中央部が洗掘されて複断面的な形状に変化して河床は安定する。このような河床の変化はせき上げ水深によって異なり，袖を設けた場合の河床の平面形態の領域は図－18に示す関係より$H_1/H_0$によって，

$1.25 \geqq H_1/H_0$ ……単列砂礫堆

$1.25 \leqq H_1/H_0$ ……複列砂礫堆

のように区分され，$1.25 \leqq H_1/H_0 \leqq 1.5$の領域で複断面的な河道の形成が顕著に生じている。複断面的な河道を形成させるには，流路中央部の流速が側壁沿いの流速よりも大きい流れが必要となる。ところが，$H_1/H_0 \geqq 1.5$のようにせき上げ水深が大きくなると横工間での側壁沿いと流路中央部との流速の差が小さくなり，流路内に形成した複列砂礫堆の流路中央部が洗掘された形の顕著な複断面的な河道を形成しにくくなることになる。

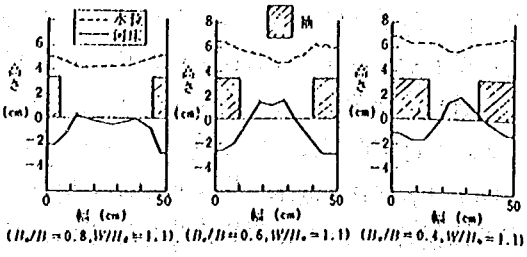



図－18　横工に袖を設けた場合の河床形態の領域区分

3）袖周辺部の局所洗掘深

袖の高さが同じで長さの異なる袖の直上流部の洗掘状況を図－19に比較して示しているが，袖の長さが洗掘深に与える影響は顕著でない。

袖周辺部の洗掘深の最大値$Z_{s2max}$を流水のせき上げ水深$H_1/H_0$に対して示すと図－20のようになる。図－20より$H_1/H_0<1.5$の領域での袖周辺部の洗掘は，ほとんどないことが分かる。




図－19　袖の直上流部の洗掘深

2.2.4　まとめと今後の課題

本実験結果より，横工に袖を設置すると流水のせき上げが生じ河床の平面形態が単列砂礫堆から複列砂礫堆に変化し，複断面的な河道が形成されて，護岸の安全度を高めることができるが，このような袖の効果は袖の形状によって異なることが分かった。袖の形状は流水のせき上げ水深 $H_1/H_0$ と式(3)に示す関係があり，$H_1/H_0 \geqq 1.25$ のときに複列砂礫堆が形成され，$1.25 \leqq H_1/H_0 \leqq 1.5$ のときに複断面的な河道の形成が顕著であり，これ以上 $H_1/H_0$ が大きくなると側壁沿いと流路中央部の河床の比高に変化がない。また，袖周辺部の局所洗掘深は $H_1/H_0 < 1.5$ の場合にはほとんど生じていないので，この領域であれば袖周辺部の保護は必要ないと考えられる。

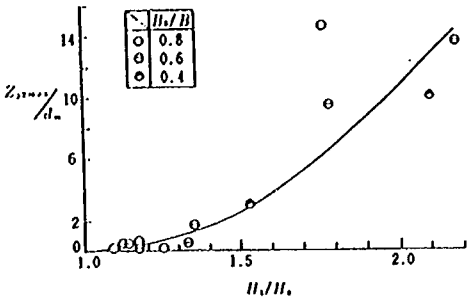


図-14 流水のせき上げ水深と袖直上流部の洗掘深の最大値

$W/H_0 = 0.5$（W：袖の高さ，$H_0$：等流水深）の時に，袖の長さ $B_0/B$ が 0.4～0.8 の範囲で最大洗掘深は，流路中央部付近に生じる．それ以上に袖高を大きくしても最大洗掘深の生じる位置は変らない。$W/H_0 > 0.5$ の袖高にすると袖周辺部の洗掘深が大きくなる問題があり，袖高は等流水深の0.5倍程度とする方がよいといえる．

横工を流工路幅の2倍の間隔に設置し，せき上げ水深が上流の横工の前庭部に及ぶ条件での実験結果より，横工間に低水路護岸を設けることなしに複断面的な河道を形成させる袖の形状は，袖の高さを等流水深の0.5倍程度とし，式(3)より，$1.25 < H_1/H_0 < 1.5$ の範囲のせき上げ水深が得られるような袖の長さ $B_0/B$ を決定すればよいと考察される。

袖の効果の程度は，せき上げ背水の及ぶ区間であっても横工の設置間隔によって異なることが考えられるが，本実験での横工の設置間隔は，流路幅の2倍の一定条件で行っている。また，横工に袖を設置した場合の横工の前庭部の局所洗掘に対する検討がなされていない等，今後解決しなければならない問題が残されている．これらの問題に対しては，今後さらに研究を進め実河川への適用化をめざしたい。

2.3　弯曲部の局所洗掘防止対策工に関する研究

2.3.1　研究目的

弯曲部は直線部に比べて，護岸基礎部の洗掘や水位上昇による護岸越水等の災害を受けやすいので，流路工の護岸法線は極力直線となるように計画することが望ましいといわれている。しかし，実際に流路工の法線を計画する場合に弯曲部を設けざるを得ない場合も多い。弯曲部の護岸災害を防止するために，護岸の根入れを深くするか，根固工を施すなどの対策がとられているが，局所洗掘が著しく施工や工事費の兼合いから局所洗掘に対して安全な護岸の根入れの確保が困難であったり，根固工の維持に問題の生じる恐れのある場合などは，局所洗掘を小さくする対策が必要となる．

本研究は弯曲部における局所洗掘防止対策工についての実験的研究を行っているもので，本年度は床固工の方向が，流水の整流化や局所洗掘に与える影響と，局所洗掘防止対策工法（ベーン工，帯工）の比較検討，ベーンの設置角度と局所洗掘深との関係を水理実験によって検討した．

2.3.2　実験の概要

1）　床固工の方向に関する実験

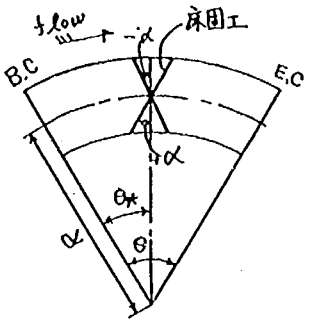
実験に使用した水路は，幅$B=1.5$ m で，曲率半径$R=4.5$m，交角$\theta=60°$の弯曲水路で，上下流に7mの直線水路を接続させている。河床勾配は 1/100 で水路上流端より初期河床勾配を維持する量を給砂した。実験使用材料は平均粒径$d_m=2.1$ mmの混合砂である．弯曲流入部における水理条件は河幅水深比 $B/H_m=58$，無次元掃流力$\tau_*=0.08$，フルード数$F_r=0.96$である。なお床固工は，弯曲の始点より$\theta_*=30°$の位置に設置し，床固工の方向は水路中心線に対して$\alpha=0°\sim\pm20°$の間で角度を変化させた。

2）　対策工に関する実験

床固工の方向に関する実験で使用した水路に加えて．$B=0.6$m, $R=1.8$m, $\theta=60°$の弯曲水路と$B=0.3$m，$R=0.9$ m，$\theta=60°$の弯曲水路を使用した。実験使用材料は$d_m=2.1$ mmと$d_m=3$ mmの2種類で，河床勾配$I=1/100$で，河幅，水深比 $B/H_m=58$, 20, 7，無次元掃流力$\tau_*=0.08$，0.09, 0.09，$F_r=0.96$, 1.03, 1.0，の条件で実験を行った。ベーンの設置条件は，これまでの研究成果[1]に基づいて決めた。すなわち，ベーンの高さは弯曲流入部における平均水深$H_m$に同じで，ベーンの配置は$B/H_m=58$と20では$l/l_0=2.4$，$\Sigma l_0/C_L=0.3$，$B/H_m=7$では$l/l_0=7$，$\Sigma l_0/C_L=0.16$，とし設置角度は水路の接線方向から±20°の範囲で変化させた。なお，前述の記号で$l$は，ベーンの設置間隔，$l_0$は1個のベーンの長さ，$\Sigma l_0$は1個のベーンの長さの総和，$C_L$は曲線長である。

2,3,3　実験結果と考察

1）　図－21に示す床固工の設置角度$\alpha$が$\alpha=0°$，$\alpha=+20°$の場合の流向を写真－1と写真－2に示した。無施設と$\alpha=0°$の場合に主流水は外弯側での弯曲終端付近に集中しているのに対して，$\alpha=+20°$の場合には流水はうまく整流されている。$\alpha=-20°$の場合は，流水は整流しないで，外弯側に集中し，弯曲終端より下流に集中している。これらのことから，床固工の方向は，流向に与える影響は大きく，床固工は，＋の方向に角度をつける方がうまく流水を整流できることになる．初期河床高に対する河床の変化量を示したのが図－22である．




図－21 床固工の位置・角度

図－22で，無施設と$\alpha=0°$，$\alpha=\pm15°$の角度を有する床固工を設置した場合の河床の変化を比較することにより，床固工を設置すると局所洗掘深は小さく

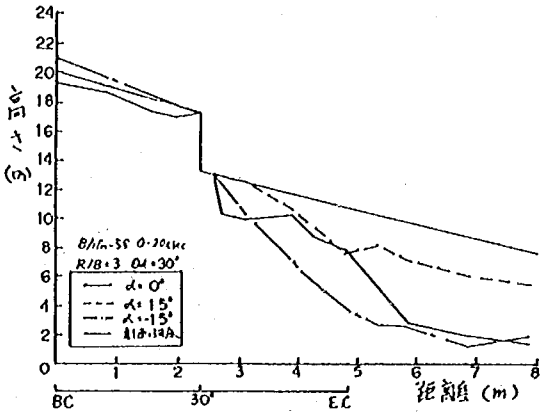
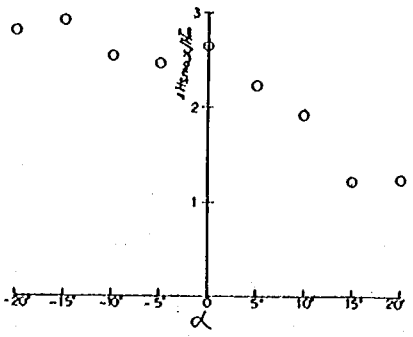


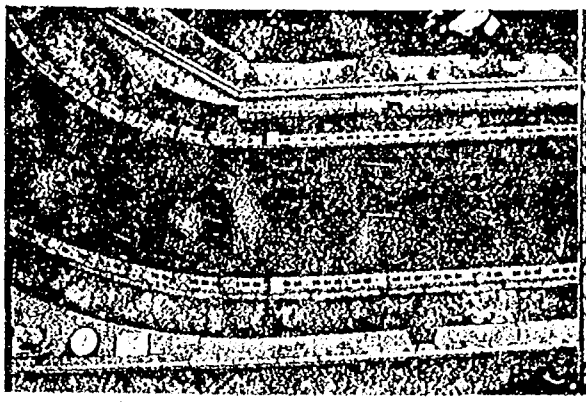

図-22 河床の縦断変化（$B/H_m=58$, $\theta_*=30°$）



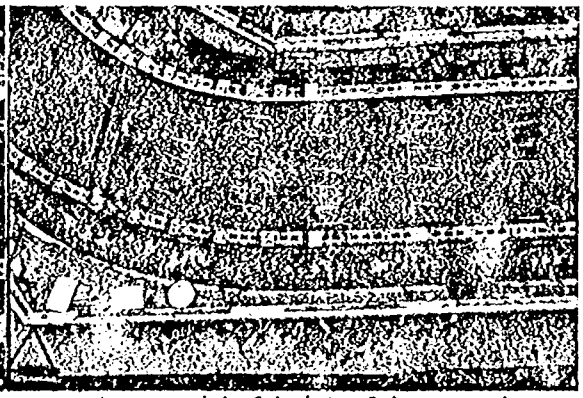

（床固工の角度）

図-23 床固工の角度と最大洗掘深の関係

なって，特に床固工に$\alpha=+15°$の角度をつけた場合に局所洗掘深が小さくなっていることがわかる。同じ水理条件で，床固工の角度を変化させて，床固工の角度と初期河床高を基準高とする洗掘深の最大値の関係を示したのが図－23である。図－23より，$\alpha=+10°$では$\alpha=-10°$の場合とあまり差がないが，$\alpha=+15°$にすると，外弯側の洗掘深はあきらかに小さくなって，洗掘深はほぼ平均水深$H_m$と同程度になることがわかる。

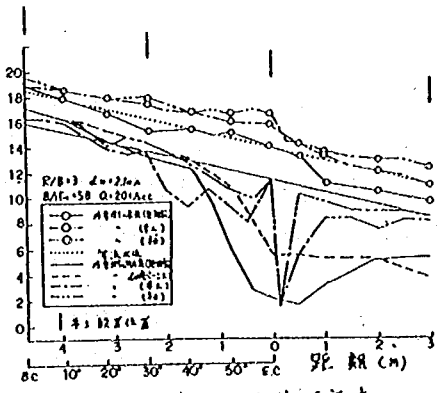


写真－1 流向写真（$\theta_k=30°$ $\alpha=0°$）

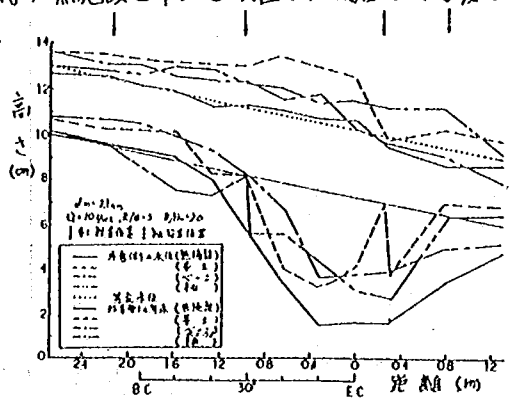


写真－2 流向写真（$\theta_k=30°$, $\alpha=+20°$）

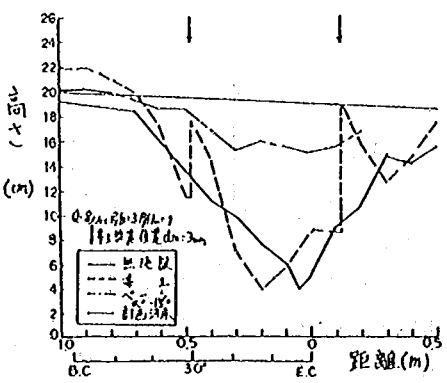
2） 弯曲部の局所洗掘防止対策工として，ベーン工と帯工を用い，水理条件（$B/H_m=58$, $B/H_m=20$, $B/H_m=7$）を変化させて工法と局所洗掘深との関係を調べて，図－24，図－25，図－26，に整理した。図－24から単列砂礫堆と複列砂礫堆とが共存する遷移領域にある$B/H_m=58$の場合の洗掘深は，無施設にくらべて帯工とベーン工を設置すると小さくなるが，帯工の方がベーン工より洗掘深が小さいことがわかる。図－25の単列砂礫堆形成領域にある$B/H_m=20$の場合の局所洗掘深は，帯工とベーン工を設置した場合とにほとんど差がない。図－21の非単列砂礫堆形成領の$B/H_m=7$の場合の洗掘深は，無施設と帯工を設置した場合とでは差がなくベーン工を設置した場合に最も洗掘深は小さい。このことから，帯工は$B/H_m>20$の単列砂礫堆が形成する条件に対して有効であり，ベーン工は$B/H_m<20$




図－24 外弯側の水位河床高の縦断変化（$B/H_m=58$）



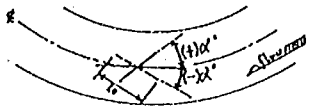

図－25 外弯側の水位河床高の縦断変化（$B/H_m=20$）



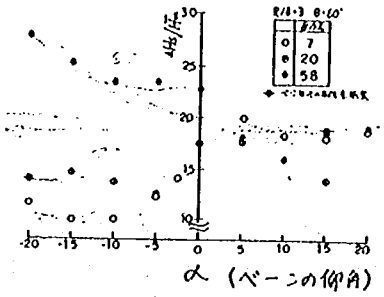

図－26 外弯側の河床高の縦断変化（$B/H_m=7$）

の領域においてより効果を発揮することになる。

3) ベーンの設置角度α（図－27）と初期河床高を基準とする洗掘深の関係を河幅・水深比B/$h_m$をパラメータに用いて整理したのが図－27である。図－27よりベーンの設置角度が洗掘深に与える影響はB/$h_m$によって異なっていて，B/$h_m$が小さい（B/$h_m$＜20）場合には，ベーンの設置角度が水路の接線方向に対して一の方向に設置した場合に洗掘深が小さくなって効果的だといえるが，B/$h_m$が大きい（B/$h_m$=58）場合には十の方向にベーンを設置する方が効果的であってこの場合にはオッドガードソンらの理論や実験と同じ結果が得られている。また，図－28より十方向にベーンを設置した場合の洗掘深は，一方向の場合に比べてB/$h_m$の変化による影響を受けにくいことがわかる。



図－27 ベーンの仰角




図－28 ベーン角度αと外湾側の最大洗掘深の関係

2,3,4 まとめと今後の課題

床固工の方向は，外湾側の局所洗掘深の程度に与える影響は大きく，本実験条件では水路中心線に対して内湾側の方向に15°程度の角度をつけると流水を整流でき，局所洗掘深を小さくできる効果のあることがわかった。しかし，床固工の角度の効果は，流量，湾曲水路の形状によっても異なるものと考えられ，今後，水理条件や湾曲水路の形状を変化させた検討が必要である。局所洗掘対策工の効果は水理実験によって異なっており，水理条件に応じて最適な工法を選定する必要がある。根固工によって護岸基礎部を保護する対策があるが，根固工に関する実験は行っていない。今後の課題として残されている。

参考文献


1) 阿部宗平，渡辺正幸，泉　岩男，池谷　浩：単列砂礫堆形成領域における横工の効果，新砂防121 1981年9月 pp21－34.

2) 林　豊郎：砂防ダム下流部における洗掘深さについて（II）新砂防 117 1980年11月 PP10－14

3) 鈴木幸一　道上正規　川津孝治：床固め直下流部の流れと局所洗掘について，第26回水理講演会論文集

4) 田畑茂清　阿部宗平；流路工に関する研究（II）－全国既設流路工データ集－，土木研究所資料第1977号 1977年3月

5) 泉　岩男，池谷　浩　伊藤幹雄：急勾配水路における砂礫堆について，新砂防109，1978年10月 PP9－19

6) 阿部宗平，鈴木若え；流路工における湾曲部の局所洗掘防止対策に関する実験的考察－ベーンの効果－，土木技術資料 vol 25－12 1983

7) 阿部宗平，鈴木若え；流路工湾曲部におけるベーンの配置と形状に関する実験的考察，土木技術資料 vol 27－2，1985

8) Odgaard, A.J. and Kennedy, J.F; Analysis of Sacramento River Bend Flows and Development of a New Method for Bank Protection, IIHR Report No, 241, 1982

9) Odgaard, A.J. and Kennedy, J.F; River Bend Bank Protection by Submerged Vanes, ASCE, vol, 104, HY8, 1983

1.2　砂防調査

1.2.3　砂防計画に関する調査

(1)　山地流域の土砂管理に関する調査

砂防研究室　室　長　矢澤　昭夫
主任研究員　水山　高久
大場　　章

1.　まえがき（研究目的）

砂防計画を合理的なものとするには，土砂の生産，流出現象を正しく理解し，砂防施設の効果を定量的に評価する手法を持って，社会的な条件をも加味した総合的なシステムを作り上げる必要がある。60年度は本研究の初年度として土砂の侵食に関する比較的基礎的な研究から水系砂防における許容流砂量の検討まで広く研究を実施した。

2.　研究方法

まず人工降雨装置を用いて斜面侵食および地形発達の実験を行なった。これと平行して大きな礫の散在する山地河川を念頭においた流砂量と河床変動に関する実験を実施した。また，山地流域の具体例として常願寺川上流部をとりあげ過去100年の土砂移動状況を解析した。さらに，吉野川流域の一部を例として砂防計画で最も重要な土砂生産の想定手法を試行した。最後に，常願寺川下流部を対象として許容流砂量とは何かを検討した。

3.　研究結果

3.1　山地流域の土砂生産，流出に関する基礎的実験

山体の侵食により渓谷の発達と下流扇状地の発達過程を理解するため，土質共同実験棟内の山地崩壊実験室の人工降雨装置の下に図1.1のような斜面を整形し，図1.2のような土砂を使用して侵食の過程と下流に形成される扇状地を観察した。図1.3は，図1.2の土砂4を用いて90mm/hrの降雨を連続して与えたcase－3の実験結果である。材料が一様なためと，粘土分がほとんど含まれていないために，当初期待した谷の発達過程は十分表現されず，一方的に面的な侵食が進行する結果となった。さらに微細土砂を含む材料で再び試験することを予定している。

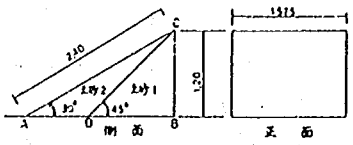



図1.1　ケース1の模型斜面

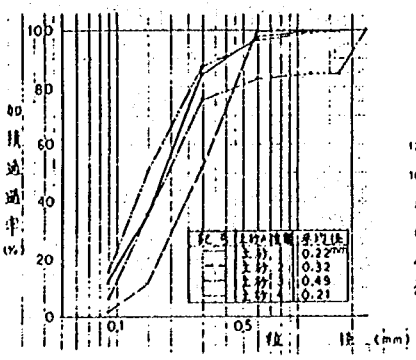



図1.2　斜面材料粒度曲線

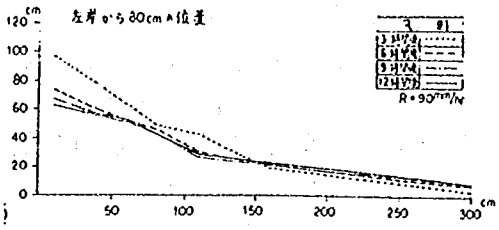



図1.3　CASE－3各時間毎の縦断図

### 3.2　大礫の散在する河床の流砂量と河床変動

(1)　概　説

山地河川における流砂現象と河床変動に関する研究の一部として，河床に大きな礫が散在する河床の流砂量と河床変動に関する実験を行なった。最大粒径76.20mm，最小粒径0.4 mm，平均粒径13.7 mm，$\sqrt{d_{86}/d_{14}}=6.12$の図2.1のような粒度分布のこの種の実験としてはかなり粗くて広い分布をもつ混合砂礫を使用した。

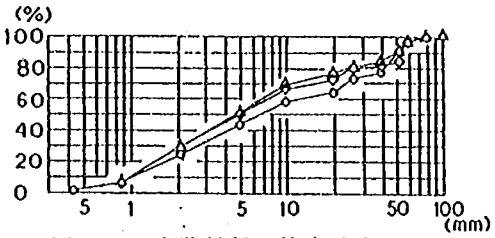


図 2.1　実験材料の粒度分布

(2)　実験の概要

幅50cm，長さ20mの鋼製水路の下流側12mに図2.1の混合砂礫を初期勾配1／15および1／30に敷き，上流端より清水を8～40 ℓ/secの範囲で最長6時間与えて，砂礫の移動限界，流砂量，河床変動，局所洗掘の観察を行なった。

(3)　粗粒子の移動限界

流量を徐々に増加させて粗粒子の移動限界を調べた。実験材料を大きくしたために水深は数cm以上となり従来の実験に比べて精度的には良くなった。図2.2はEgiazaroff の式を平均粒径の無次元掃流力を0.05に修正したものと実験結果を比較したものである。1／30の結果がほぼ実線近傍に散ばっているのに対し，1／15の結果は2倍程度大きくなっている。これは，粗粒子の数の少なさによるばらつきと，大きい粒子が実験開始時に河床内に埋れている傾向があるため，移動を開始するためには，まわりの細かい砂礫が流される必要があり，移動開始時点にはかなり粗度が大きくなっているためと考えられる。

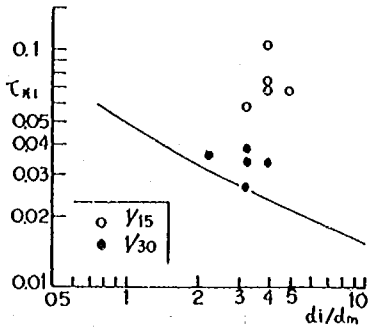


図 2.2　粗粒子の移動限界

(4)　流砂量の時間的変化

流出土砂量の時間的変化を通水直後の掃流力に対してプロットすると図2.3のようになる。実線は，芦田，高橋，水山の掃流砂量式で，実験開始直後の実験値は計算値とほぼ一致するが，時間の経過とともに，河床勾配の減少，アーマリングの進行により流砂量は急激に小さくなる。（図2.4）つぎに流砂の粒度分布の時間的変化の例（初期河床勾配1／15，流量28 ℓ/sec）を図2.5に示す。図中の点線は，全体の各粒径の平均的な割合で，それぞれの時刻の各粒径の流砂割合と比較している。通水初期には平均粒径（13.7mm）に近い粒子が活発に移動し，その後粗い粒子が流出し，次第に流出土砂のほとんどが細かい粒子となる。15分以降は38.10mm 以上の粒子の流出は無く，5～6時間後には平均粒径以下の

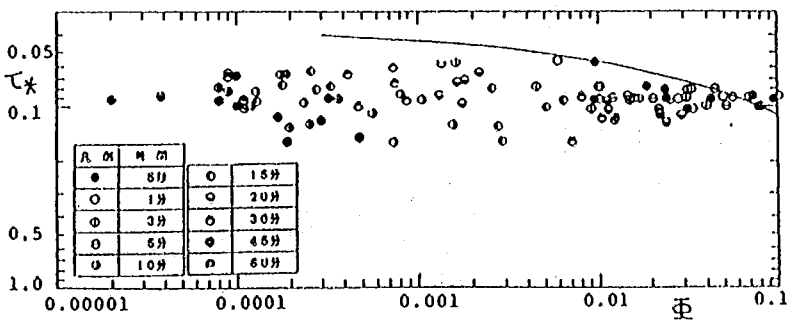


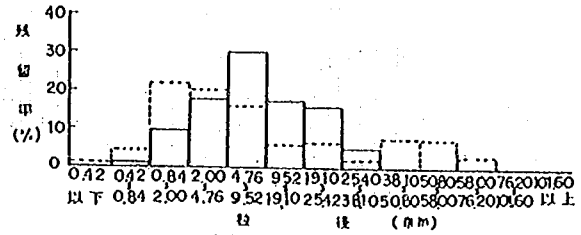
図 2.3　流砂量の時間的変化

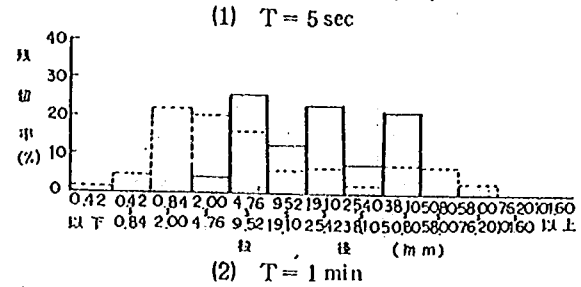
みになっている。

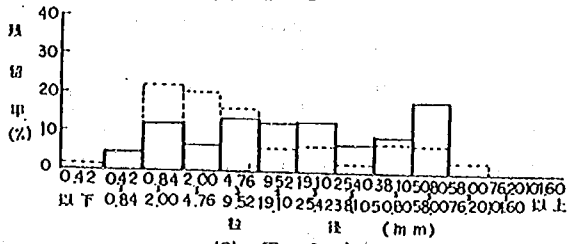
(5) 横工下流の洗掘

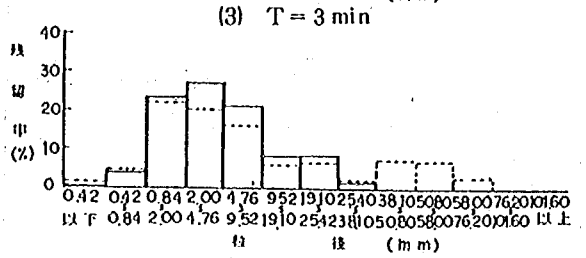
0, 6, 12mにせき板を設けて河床変動の追跡を行なった。

河床材料がかなり大きいにもかかわらず，横工上流で河床低下が見られ，横工近くの上流部の流れによって横工下流の洗掘形状がかなり異なる点が顕著である。ステッププールの検討を含めて詳細な研究を進める予定である。



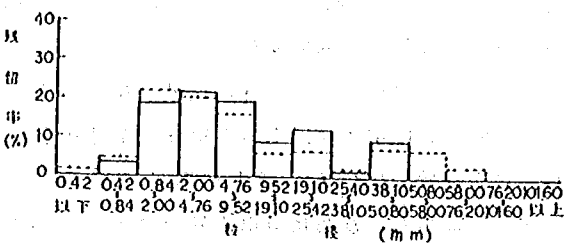
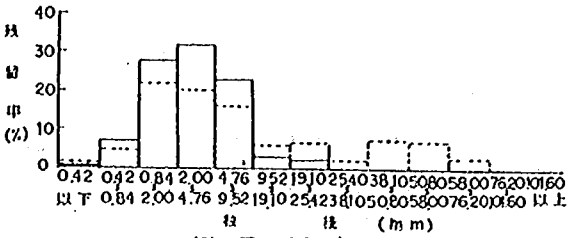




図 2.4 (1) 流砂の粒度分布の時間的変化



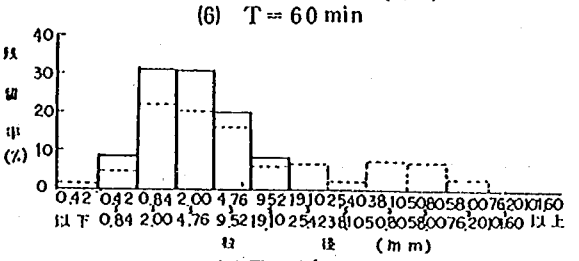




図 2.4 (2) 流砂の粒度分布の時間的変化

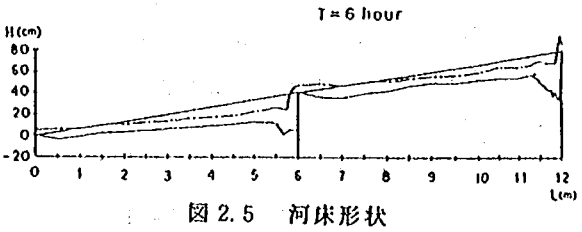



図 2.5 河床形状

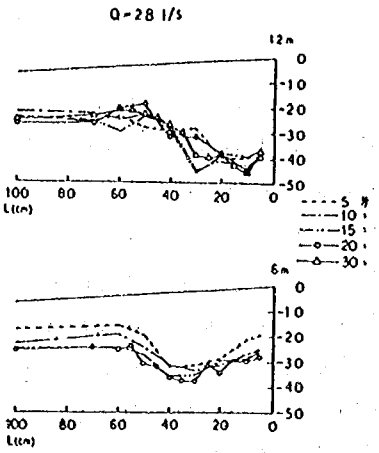



図 2.6 横工下流の洗掘形状の時間的変化

### 3.3　常願寺川上流部の大規模崩壊（鳶崩れ）とその後の河床変動について

#### (1)　概　説

常願寺川（面積356km$^2$, 流路長56km, 比高差3,015 m）は，古来比較的安定した河川（河口から扇頂部まで舟便があった）であったが，安政5年（1858年）2月26日の大地震時に（マグニチュード6.8又は6.9），常願寺川の源流部，湯川の左岸側斜面が大規模崩壊（鳶崩れと呼ばれている）を起こして以来，我が国でも有数の荒廃河川に一変してしまったと言われている。したがって，常願寺川流域の防災計画を考えるためには"鳶崩れ"の崩壊土量や流出土砂量，その後の土砂流出状態と不安定な残存土砂量を把握する必要がある。また，59年度の調査（扇状地発達過程の砂防工学的検討）や60年度の年度報告においても述べたように，鳶崩れのような大崩壊も山地（ここでは立山火山）が侵食されていく一過程と考えるならば，将来起りうる災害の予測のためにも，鳶崩れの全貌とその後の変化を正確に把握する必要がある。これまでにも，町田（1962）や立山砂防工事事務所（1974）などによって種々の調査が行われているが，報告者によって地形面の認定に多少の食違いがあり，鳶崩れのものとされる堆積物（いわゆる鳶泥）についても，そのすべてが1858年の大崩壊によるとする見解に疑問をもつ向きがあることも事実である。

本研究は，以上の観点に立ち実施した常願寺川上流部鳶崩れ後の土砂流出と河床変動追跡業務委託（昭和60年9月）の結果と鳶泥と思われる堆積物の$^{14}$C年代測定の結果とを基に考察したものである。

#### (2)　常願寺川上流域の長期的観点からみた侵食量

図3.2に示すように，面積－高度比曲線を描き比積分値（$\beta$）を求めると，最高標高点水平投影面を侵食が開始される前の始源面と考えれば，全侵食量はA・H（1－$\beta$）で表わすことができる。日本のように，地盤運動や火山活動の激しい地区では，始源面の判明している丘陵地や台地を除いて，始源面の推定は非常に困難である。ここでは，500m谷埋法で描いた接峰面を始源面と考え，接峰面と現地形との差A・H（$\alpha-\beta$）をある時期からの侵食量と仮定し，各支流毎にその値を比較してみた。この方法で求めた常願寺川の侵食量は$2.9\times10^{10}$m$^3$（平均侵食深82.6m，4km 谷埋法では$1.2\times10^{11}$m$^3$）である。下流に発達する現成扇状地の堆積量は，$4.1\times10^9$m$^3$（面積66km$^2$，平均堆積深20m）と推定されるので，上記侵食量の14%に相当する。支流別にみると湯川が$2.0\times10^9$m$^3$（同76.3m），真川が$5.7\times10^9$m$^3$（同72.4m），称名川が$4.3\times10^9$m$^3$（同90.0m），和田川が$8.7\times10^9$m$^3$（同84.4m），小口川が$3.1\times10^9$m$^3$（同85.6m）となっている。A・H（1－$\beta$）とA・H（$\alpha-\beta$）の値を比較すると，湯川，真川は前者が比較的大きい（比積分値　が小さい）にもかかわらず後者は小さい。和田川，小口川は逆に後者が大きくなっており，称名川は双方とも大きな値となっている。このような方法で求めた侵食量には，500m以上の幅に広がる鳶崩れのような大規模崩壊の侵食量は入らない。和田川，小口川流域では，河川による下刻侵食が中心であったために，500m以下の谷の部分が多いものと考えられる。湯川，真川流域では大規模崩壊が多く発生したので，上記の侵食土量よりも多いと考えられる。いずれにしても，オーダー的には上記の値は，数万年前以降の各河川から流出した土砂量を物語っているのでないだろうか。なお，このような手法で長期的な侵食形態や侵食土量を推定するためには始源面の形成年代や，谷埋めの幅の設定など多くの検討すべき点があるので，現在，他の流域での計測結果も含めて比較検討している。

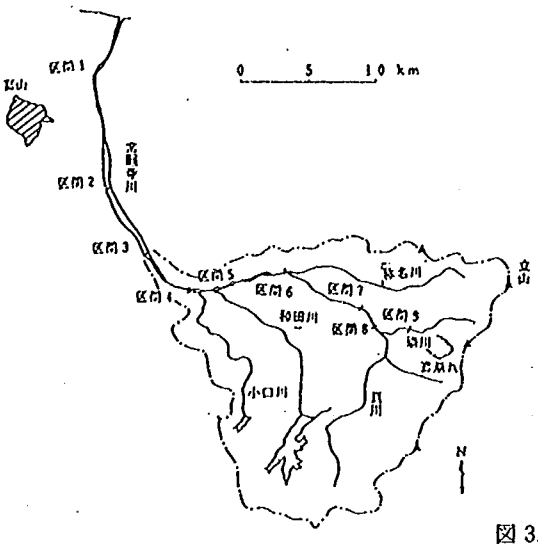



図 3.1　調査地域位置図

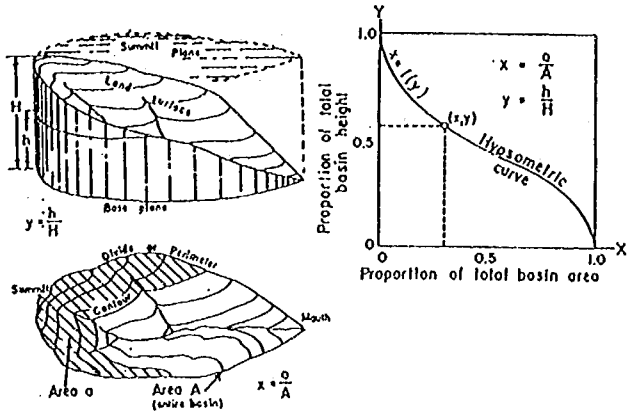



図 3.2　面積－高度比曲線説明図（Strahler, A.N. 1952）

表 3.1　常願寺川上流域と支川の諸元

| | 面積 A $\times 10^7$ m² | 比高 H m | 比高分値（地峰面） α | 比高分値（地形面） β | A・H(1−β)（侵食深） $\times 10^{10}$ m³ | m | A・H(α−β)（侵食深） $\times 10^9$ m³ | m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 常願寺川 | 35.0 | 2515 | 0.449 | 0.420 | 57.2 | 1630 | 25.9 | 52.6 |
| 湯川 | 2.60 | 2072 | 0.504 | 0.467 | 2.57 | 1100 | 2.00 | 76.5 |
| 真川 | 7.93 | 2026 | 0.435 | 0.449 | 8.56 | 1120 | 5.71 | 72.4 |
| 称名川 | 4.59 | 2615 | 0.507 | 0.472 | 6.61 | 1350 | 4.31 | 90.0 |
| 和田川 | 10.4 | 1540 | 0.578 | 0.532 | 8.91 | 860 | 8.74 | 84.4 |
| 小口川 | 3.67 | 1531 | 0.612 | 0.556 | 2.49 | 680 | 3.14 | 85.6 |

表 3.2　放射性炭素年代測定結果一覧表

| Code No | $^{14}$C年代（年B.P.） | 標高 | 試料採取地点 |
|---|---|---|---|
| TH−1222 | 720 ± 90 | 510m | 天狗ダム～中小屋間のミソベク側 |
| TH−1223 | 720 ± 100 | 620m | 天狗ダム堤体の土石流中 |
| TH−1224 | 730 ± 90 | 1090m | 水谷の崩壊より10～15m下の土石流中 |
| TH−1225 | 880 ± 90 | 1070m | 水谷の崩壊より30～40m下の土石流中 |
| TH−1226 | 940 ± 90 | 1310m | 多枝原の立山溶岩台地の埋積物 |
| TH−1228 | 220 ± 100 | 1304m | 多枝原の道路切土自然の埋積物 |

(3)　蒐崩れ以前の地形面

湯川流域の北側には，立山火山から流出した溶岩台地が広がっている。この台地は，大きく見て弥陀ケ原と天狗平の溶岩台地(現河床から500～700m）に分けられ，蒐山の東側に広がる五色ケ原も天狗平と同じ面で，約6万年前頃までに形成されたと考えられている（柴田，豊沢（1957），町田，新井（1979）など）。千寿ケ原より下流の常願寺川沿いには，数段の河岸段丘が分布している。深井（1956）などによれば，高位面は粟巣野面（現河床から50～150m）と呼ばれ，最終氷期（2～3年前）の周氷河作用による生産土砂量の増大に伴って形成された堆積段丘と考えられている。この面は，下流へは下段扇状地に続いており，上流へは断片的に湯川，真川合流点付近まで分布している。この面が形成された当時，常願寺川の河谷は全面的に数十mの砂礫層で埋積されていた。その後，気候の温暖化に伴って，生産土砂量よりも運搬土砂量が多くなったため，常願寺川は下刻するようになり，下流に流出した土砂は，現成の常願寺川扇状地を形成した。千寿ケ原を始めとする中～下流の低位面はこのような下刻期に一時的に形成された侵食段丘である。なお，常願寺川扇状地は大石(1985)の扇状地分類のタイプI型，すなわち，土砂流出の非常に活発な若い扇状地で，インターセクションポイントは存在せず，扇面全体が土砂災害を受ける可能性の高い面となっている（1858年以前にも多

くの土砂災害が発生している）。上記の低位面は，もちろん1858年よりかなり古いはずで，1858年の大土石流はこれらの段丘によってふちどられた谷中を流下し，扇頂部から常願寺川扇状地のほぼ扇面全体に流出し，大きな被害が発生した。

湯川上流，松尾谷の周囲には，鳶崩れより古い土石流堆積面と思われる地形面（松尾平面）が広がっている。この面を構成する物質は，火砕流ないし土石流と思われる安山岩を中心とする角礫層で，その上部に河川堆積物と思われる淘汰の悪い亜円礫が乗っている部分が見られる。堆積物の層相や周囲の地形から推定するとこの堆積物は一次的な火山活動に由来すると考えるより，松尾谷上流で起こったであろう大規模崩壊に由来すると考えられる。これと同様な堆積物は，多枝原の湯川沿いの丘や泥鰌池の西側の高い地形面の本体を構成しており，鳶崩れの堆積物に覆われる前の堆積面を形成していたと考えられる。このような鳶崩れより古い堆積物が南西側の多枝原池付近にも存在する。

(4) 1858年の大崩壊（鳶崩れ）時の土砂流出

安政5年（1858年）2月26日に飛越地方を襲った地震（M 6.9，跡津川断層の一部が活動したといわれている）によって，湯川上流部左岸側の小鳶山が大崩壊して，大量の土砂が湯川谷を埋め，その後3月10日，4月26日の2回にわたって下流部に大被害をもたらした土石流洪水の原因になったことが知られている。立山町史（1984）には多くの古文書がまとめられており，この大崩壊とそれにつづく土石流の発生により，常願寺川の河況は一変して荒れ川となったと言われている。町田（1962）は詳しい表層地質調査によって，鳶崩れの堆積物からなる地形面の分布を明らかにし，上流部に残っている崩壊残存物質が現在でも多量の土砂の供給源となっていることを指摘している。そして，発生源のA地域（鳶崩れ－白岩堰堤）に $2.7\times10^8 m^3$（面積 $3.0\ km^2$，推定堆積厚90m），B地域（白岩堰堤－扇頂部）に $1.0\times10^8 m^3$，C地域（扇頂部－河口）に $3.6\times10^7 m^3$ の土砂が堆積し，全崩壊土量（A＋B＋C）は $4.1\times10^8 m^3$ と推定している。この値はその後も引用されてきた。

しかし，古文献によれば，2月26日の大崩壊発生時点から3月10日の土石流発生までは，少なくとも横江（区間5）より下流へは土石流の押し出しはなく，崩壊物質は一旦上流部に堆積していたはずであり，3月10日と4月26日の雪解け洪水時に上流部の河谷に堆積していた土砂が再移動したと考えられる。3月10日の土砂流出は，鳶崩れによって堰き止められた湯川の天然ダム（泥鰌池がその名残り）が欠壊し（水分の少ない粥状の流れ），4月26日のそれは集水面積の広い真川を堰き止めた天然ダムが欠壊したことによって発生したと考えられる。したがって，町田の全崩壊土量（A＋B＋C）は実際よりも大きな値となっていると考えられる。また，この地震の際には常願寺川の河谷の各所で崩壊が起こったはずであり，鳶崩れの土量は上記よりもかなり小さく見積もる必要がある。表3.2は，現地踏査時に鳶崩れと判断した堆積物に含まれる木片の $^{14}C$ 年測定値（東北大学理学部地理学教室に依頼）であるが，220年～940年までかなりのばらつきがあるので，常願寺川流域の災害史などを基に，鳶泥の範囲を再検討して行きたい。

(5) 鳶崩れ以後の地形変化

鳶崩れ後の一連の土砂流出現象が終了した後，常願寺川は洪水のたびごとに谷中に埋積した崩壊物質が下流に運搬されるようになり，扇状地末端部では天井川が，上流部では鳶崩れ時の堆積物を切って河岸段丘が形成されるようになった。この過程は，1858年の大崩壊直後に急速に進み，しだいに緩

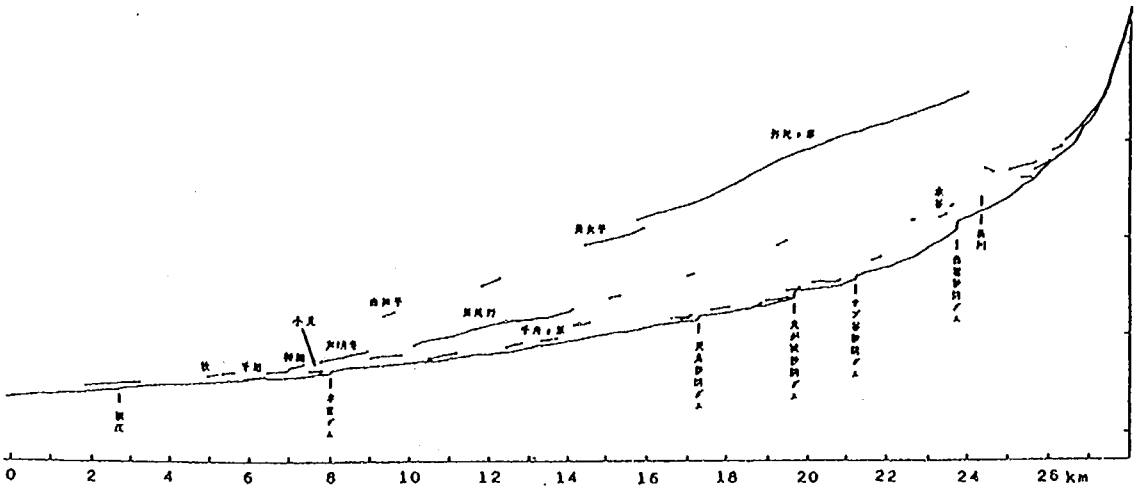



図 3.3　常願寺川上流域の河床縦断及び地形面投影図

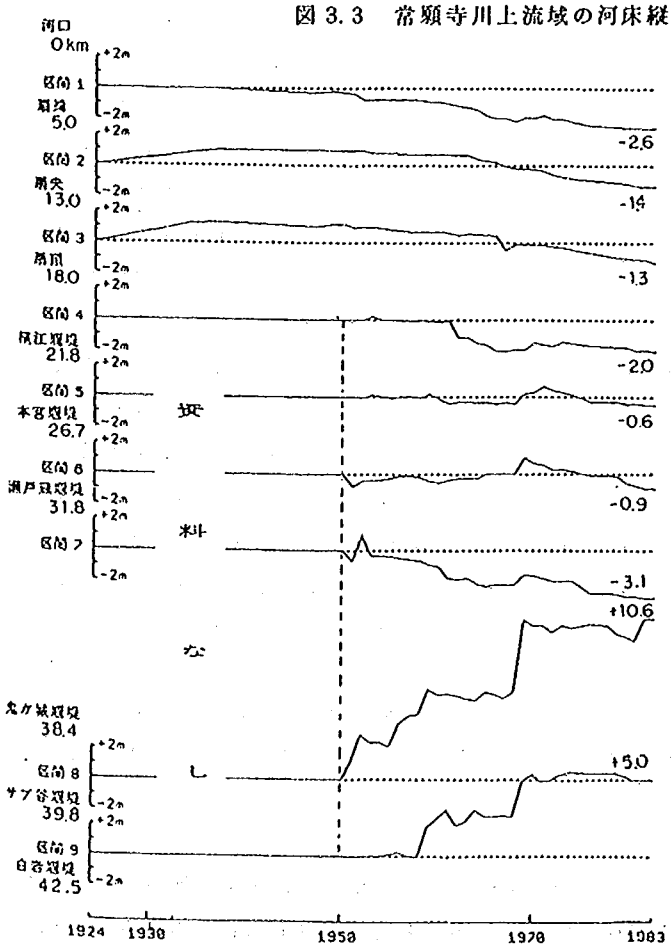



図 3.4　区間ごとの平均河床高経年変化

やかになってきたはずで，大きく見れば現在もこのような地形変化過程，すなわち，蔦崩れによって形成された不安定な地形が安定化してゆく過程を示していると考えられる。

図 3.4 は，蔦崩れから66年後の1924年(大正13年）から1983年までの60年間の区間ごとの平均河床高の経年変化を示したものである。この図を見る場合，扇頂以下（区間 1 ～ 4）での推定砂利採取量（1948～1982年で 1.6 ×$10^7$m$^3$）と中・上流部での主要な砂防ダムの貯砂量（1926年以降で 1.5×$10^7$ m$^3$）を割引いて考えなければならない。いずれにしても，区間 8（鬼が城～サブ谷堰堤）で1950年以降 10.6m も河床が上昇している（特に昭和44年災時に 4.9 m も河床が上昇した）。現在，米軍写真以降 5 時期の写真判読を行い，地形分類図とその微地形の変化を検討しているが，さらに詳細な地表踏査を行って蔦泥の堆積範囲と堆積量を推定し，その後の地形変化と砂防事業との関係を追跡して行きたいと考えている。

### 3.4　土砂生産の想定と土砂流出予測

(1)　概　説

砂防計画において，土砂生産は，これまでかなり広い流域の総量としてとらえることが多かった。これは現在の砂防計画で必要とされている量であり，災害調査でもどこで，どのような土砂生産が発生しているかよりも，総生産土砂量や総流出土砂量が求められる。総生産土砂量に対して砂防施設計画を立てると，必然的に下流河道に比較的大きな砂防ダムを建設する方が有利となり，その位置や規模について必然性は無い。土砂生産を抑制する工法などの砂防施設の合理的な配置を議論するためには，土砂生産について，(1)形態（山腹崩壊，大規模崩壊，渓岸侵食，地すべり，土石流），(2)位置，(3)形状（規模），(4)粒度分布，(5)発生条件（とくに発生時刻），の５項目を与える必要がある。ここで，(4)粒度分布は崩壊の位置が決まれば現地調査で求めることができる。(1)，(2)，(3)，(5)のそれぞれについて，最近理論的な研究も活発になりつつあるが，まだ実用に供するにはかなり時間がかかりそうである。そこで，既往の災害調査時の経験を基礎として，地形図，地質図，空中写真の判読および現地調査を行い，そこに砂防技術者の現地観察眼を加えて土砂生産の上記の要素がどこまで予想できるかを四国吉野川の南大王川流域（流域面積 30.3km$^2$）において試行的に作業してみた。その作業手順と結果を以下に述べるが，情報不足の点や研究不足の点が明らかになった。土砂生産想定の応用例として，想定した土砂生産を入力して河床変動計算を行い，砂防施設の効果を検討した。ここで作成したような土砂生産予想図は，具体的な砂防施設配置を可能にする他に，災害後の砂防計画の見直し等の基礎となる。

(2)　土砂生産の予想

(a)　土砂生産予想作業の手順

土砂生産の５要素の内(1)形態，(2)位置，(3)形状，について，図 4.1 の手順で予想作業を行った。

(b)　各土砂生産形態毎の抽出基準（主に空中写真による作業）

①　地すべり

地形，地質，植生の条件について表 4.1 のような点に着目して，地すべり地の判定およびすべり易さのランク区分を行なった。ただし，全ての地すべりブロックがこのような基準で単純に判定できるわけでなく，定性的，感覚的に判定されるものも多かった。

②　大規模崩壊

ここで言う大規模崩壊は，数10万m$^3$程度の崩壊で，図 4.2 に示すような，(i)斜面の中腹ないし裾部が急崖になっていて，しかもその部分が平

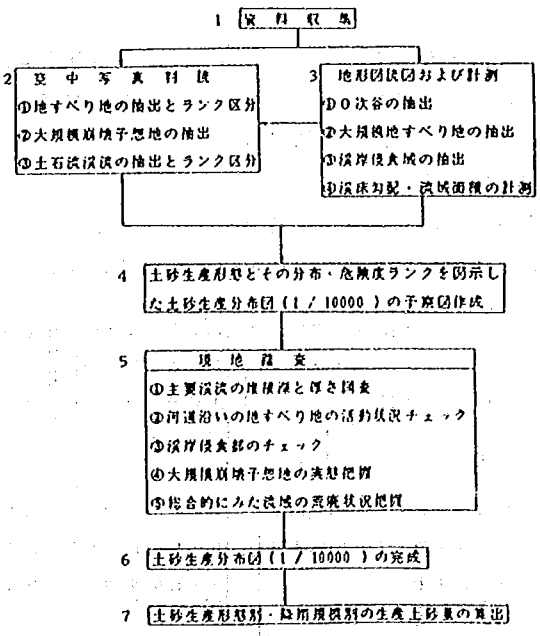



図 4.1　土砂生産予想作業手順

面的にも少し出っぱっているところ。とくにその下が崖錐になっている。(ii)斜面の中途が盛り上がり，その部分が水平的にも数十m～数百m続く。(iii)(ii)の変形で，斜面の一部が鼻状にまわりから突出している。(iv)面の一部が凹地をなし，そこに厚い崖錐がたまっている。(v)隣接した斜面に過去に大規模崩壊がある。などに着目して抽出した。

③　土石流

全ての渓流について，(i)流域面積，(ii)渓床勾配，(iii)渓床堆積物の厚さなどを空中写真より読みとり，沢口における土石流堆の有無を勘案して，図4.3の流れに従い，表4.2の組み合せを基礎に，土石流発生の危険度を次のようにランク区分した。

A：非常に発生し易い（危険度大），B：発生し易い（危険度中），C：発生しにくいが，発生することもありうる（危険度小）

④　山腹崩壊

山腹崩壊の多くはいわゆる0次谷で発生するとして，地形図より全ての0次谷を抽出し，崩壊発生危険度のランク分けは行わず，発生率で生産土砂量を算定することにした。

⑤　渓岸侵食

河道幅が大きく，また未固結層，地すべり土塊，破砕された岩盤など脆弱な渓岸の地区で，攻撃斜面（水衝部）となる部分を地形図から抽出した。

(c)　現地踏査

前節の写真判読や読図結果をまとめて1／10,000基図上に移写し，土砂生産分布図予察図を作成し，主に次

表4.1　地すべり地のすべり易さのランク区分基準

| 条件 | | | すべり易さのランク区分 A | B | C | D |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 地形条件 | 要すべり易い | 1)明瞭な地すべり地形 | ◎ | ○ | | |
| | | 2)舌状の平面形 | ◎ | ○ | | |
| | | 3)急傾斜地にある | ○ | | | |
| | | 4)攻撃斜面にある | | | | |
| | | 5)周辺に新しい崩壊地 | | | | |
| | いすべり易い | 1)不明瞭な地すべり地形 | | | ○ | ◎ |
| | | 2)扇状の平面形 | | | ○ | ◎ |
| | | 3)緩傾斜面にある | | | | ○ |
| | | 4)隆起斜面にある | | | | ○ |
| | | 5)周辺に崩壊地なし | | | | ○ |
| 地質条件 | 非常に易すべり易い | 1)流れ盤にある | ○ | | | |
| | 要すべり易い | 2)断層や風化変質帯がある | ◎ | | | |
| | いにすべり易い | 1)受け盤にある | | | | ○ |
| | | 2)断層や風化変質帯は認められない | | | | ○ |
| 植生条件 | 非常に易すべり易い | 1)植生が不均一 | ◎ | ○ | | |
| | 要すべり易い | 2)水田など人工改変されている | ○ | | | |
| | 要にすべり易くない | 1)均一な植生 | | | ○ | ◎ |
| | | 2)人工改変されていない | | | | ○ |

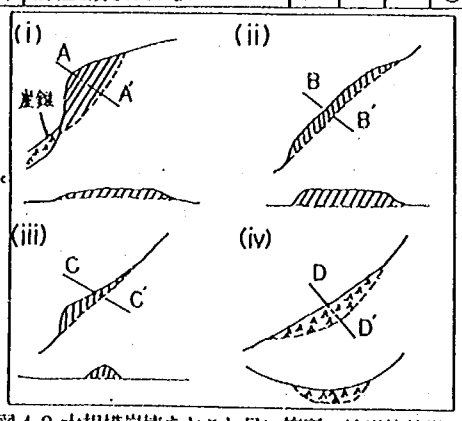



図4.2 大規模崩壊をおこし易い箇所の地形的特徴

表4.2　渓流の土石流発生に対する危険度

| | 要因の組合わせ 渓床勾配と流域面積 | 堆積土砂量 | 危険度 |
|---|---|---|---|
| ① | $a_1$ | a | A |
| ② | $a_2$ | a | A |
| ③ | $a_1$ | b | A |
| ④ | $a_2$ | b | B |
| ⑤ | $a_1$ | c | B |
| ⑥ | $a_2$ | c | B |
| ⑦ | b | a | B |
| ⑧ | b | b | B |
| ⑨ | b | c | C |

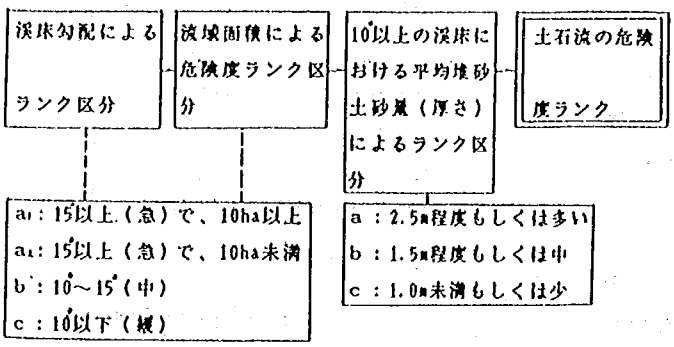



図4.3　渓流の土石流発生危険度の判定手順

の点に着目して現地踏査を行い土砂生産分布図を完成させた。

(i) 主要渓流の堆積深と厚さの把握，(ii)河道沿いに分布する地すべり地の活動状況のチェック，

(iii) 渓岸侵食部のチェック，(iv)大規模崩壊予想地の実態把握，(v)総合的に見た流域の荒廃状況の把握

(d) 土砂生産予想作業の結果

前節で抽出された土砂生産源の形態別箇所数は，表4.3のようになった。ここに，表4.4の降雨を想定し，表4.5のような関係をあてはめて生産土砂量を推定すると表4.6のようになった。ちなみに，昭和55年に作成されたこの流域の基本計画では，生産土砂量は山腹より658.5×$10^3$m$^3$，渓岸より439.0×$10^3$m$^3$，渓床147.0×$10^3$m$^3$，河道507.0×$10^3$m$^3$，地すべり1035.0×$10^3$m$^3$，合計2787.9×$10^3$m$^3$，となっている。

表4.3 生産形態別土砂生産源一覧表(箇所数)

| 生産形態＼ランク | A | B | C | D | 合計 |
|---|---|---|---|---|---|
| 山腹崩壊（0次谷） | 1,071 | | | | 1,071 |
| 土石流渓流 | 22 | 33 | — | — | 53 |
| 地すべり | 5 | 14 | — | — | 19 |
| 大規模崩壊 | 9 | | | | 9 |
| 渓岸侵食 | 35 | | | | 35 |

表4.4 規模別雨量

| 規模＼雨量 | 30年確率 | 50年確率 | 100年確率 |
|---|---|---|---|
| 連続雨量 | 586.9m/m | 658.7m/m | 719.3m/m |
| 最大時間雨量 | 99.8 | 112.0 | 122.3 |

(3) 土砂生産予想図の利用例

作成した土砂生産予想図に基づき，図4.4のハイドログラフに対して，山腹崩壊は，計算開始後10時間目～30時間目の間，土石流，渓岸侵食は22～30時間目の間，地すべりは20～36時間目の間に発生すると仮定して，砂防施設の無い場合，現在の施設，計画中の施設完成後について，河床変動計算を実施した。図4.5，4.6，4.7に各出水規模の累加通過土砂量を示す。なお，流砂量式は芦田，高橋，水山の掃流砂量式を用いた。

表4.5 土砂生産形態別にみた降雨量と生産土砂量の関係

| 生産形態＼確率降雨 | 30年確率降雨 | 50年確率降雨 | 100年確率降雨 | 備考 |
|---|---|---|---|---|
| 地すべり | ———（ほとんど移動しない。） | A：（河道に接するAランクの地すべり地でのみ土砂生産があると設定）（V＝隣接長×生産土砂量（単位幅）） | A,B：(河道に接するA，Bランクの地すべり地で土砂生産があると設定)（V＝隣接長×生産土砂量（単位幅）） | 1)河川に隣接しないものでは、多少のすべりが発生しても、それは流出土砂量とはならないと考える。 |
| 大規模崩壊 | ———（発生しない） | ——— | 大規模崩壊発生危険地の約30%が崩れると設定 | 1) 30%が崩れるという明確な根拠がある訳ではない |
| 山腹崩壊 | 0次谷数の10%が崩壊 流出率：60% | 0次谷数の30%が崩壊 流出率：60% | 0次谷数の60%が崩壊 流出率：60% | 1)渓岸沿いのものは100%流出するものと設定 |
| 土石流 | ———（発生しない） | A：（Aランクの渓流でのみ土石流が発生すると設定）（V＝渓流長×渓床幅×堆積厚） | A,B：（A，Bランクの渓流で土石流が発生すると設定）A：堆積層2.5m B：堆積層1.5m | 1)Cランクの渓流では、上流側で崩れて流入する土砂量と、渓床から流入する土砂量がほぼ同じと仮定 |
| 渓岸侵食 | （発生しない） | 水衝部で平均0.5m侵食（V＝0.5m×水衝部長×渓岸高） | 水衝部で平均2.0m侵食（V＝2.0m×水衝部長×渓岸高） | ——— |

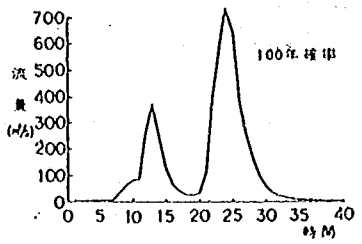



図4.4 流域下流端のハイドログラフ

表4.6 各降雨規模別生産土砂量

| 生産形態＼降雨規模 | 30年確率 | 50年確率 | 100年確率 |
|---|---|---|---|
| 表層型崩壊 | 160000m³ | 480000m³ | 960000m³ |
| 地すべり | — | 78000 | 243750 |
| 大規模崩壊 | — | — | 264600 |
| 土石流 | — | 211000 | 402000 |
| 渓岸侵食 | — | 7950 | 31800 |
| 合計 | 160000 | 776950 | 1902150 |

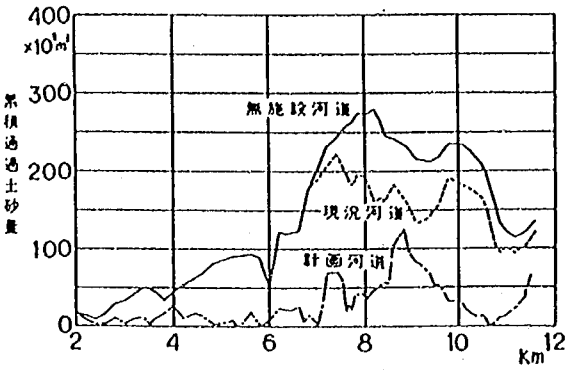



図4.5 累積通過土砂量の比較(30年確率降雨)

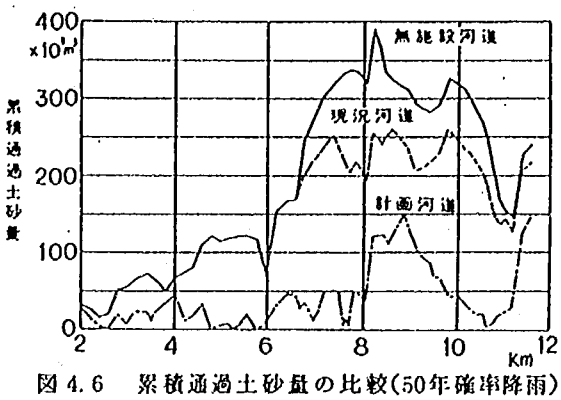



図 4.6 累積通過土砂量の比較(50年確率降雨)

(4) 土砂生産予想作業上の問題点

土砂生産予想作業で明らかになった問題点（不明確な点）を表 4.7 にまとめて示す。

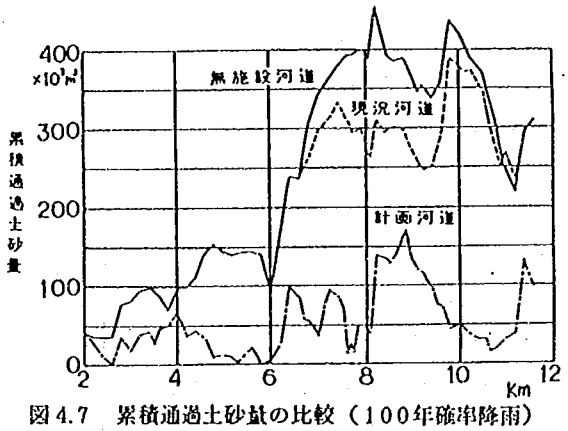



図 4.7 累積通過土砂量の比較（100年確率降雨）

表 4.7 土砂生産予想作業上の問題点

| 明，不明 ＼ 生産源別 | 明かとなっている点 | 不明確な点 |
|---|---|---|
| 地すべり | 地すべり地のすべりあさのランク区分については、その判定に若干疑問的個所を有するが、相対的なすべりあさの判定は可能である。<br>（即ち、地すべり発生地点についてはある程度の信頼性がある。） | 本調査では、地すべり地のランク区分を、A，B，C，Dの4種類としているが、これらの地すべりが、どの様な降雨のあった時、いつすべり出すか、また、その生産土砂量はどれだけと考えたらよいかについては明かではない。<br>但し、地すべり地についての基礎データ（C，φ，地すべり面の深度、地下水位等）があれば、適当な安定解析モデルを介して計算することは可能である。 |
| 大規模崩壊 | 大規模崩壊については、その地形的特徴から、崩壊発生可能地点の抽出は可能である。 | 崩壊発生可能地点の相互間の発生しあさの判定基準は現在のところない。（即ち、ランク区分できない。）<br>また、これ等の発生可能地点が、どの様な降雨のとき、いつ、崩壊を起こすかについても現在のところ、推定するに足りるだけの基礎資料がない。<br>生産土砂量についても同様である。 |
| 土石流 | 空中写真判読、地形計測等の結果をもとに、土石流発生危険渓流のランク区分は可能である。 | 今回の調査で区分したA、Bランクの渓流と、高橋の土石流発生判定指標(I)とを比較すると、両者の間に相関はほめられず（後出）どちらを用いればよいかは不明である。<br>各ランクの土石流危険渓流が、どの様な降雨のとき、いつ土石流を起こすかについての関係付けはなされていない。 |
| 山腹崩壊 | 豪雨時の崩壊（大規模崩壊除く）は、0次谷に集中的（70～80%）に発生することはわかっている。（即ち、崩壊発生可能地点はある程度明確にわかる。）<br>0次谷の崩壊深は比較的浅く、これは現地調査によりある程度の目安は付く。 | どの様な降雨のあった時、0次谷の何%位が、いつ崩壊するかについては、現在のところ不明である。（基礎データの蓄積がない。） |
| 河岸侵食 | 河岸侵食は、未固結層、地すべり地末端、転石された岩塊などが河岸に露出している地点、特に攻撃斜面（水衝部）で発生しあいことはわかっている。 | どの様な洪水の時に、どれ位侵食されるかについては、現段階では不明である。 |

### 3.5　水系砂防における許容流砂量に関する検討

#### (1)　概　説

砂防計画における計画許容流砂量の考え方は木村[1]に始まり，河川砂防技術基準(案)[2]では，「計画許容流砂量とは，計画基準点から下流河川等に対して無害，かつ必要な土砂として流送すべき量であり，流水の掃流力，流出土砂の粒径等を考慮して，河道の現況及びその計画に基づいて定めるものとする。掃流区域で計画基準点が複数ある場合は，計画許容流砂量は上下流間において整合のとれたものとしなければならない。」とされている。この他に，谷[3]，柿[4]，矢野[5]，矢野[6]，山内[7]，平尾[8]などによっても議論されているが，例えば河川の上流から下流まで土砂の動的平衡河道を保つといった無理なものも含まれており，言葉による定義としては河川砂防技術基準(案)で十分と考えられる。また，具体的に許容流砂量を求める方法は，木村[1]や柿[4]らが提案しているが，どちらの方法も河川砂防技術基準(案)の定義を具体的に検討した結果でなく不十分であり，スリット砂防ダムやゲート付砂防ダムが検討されている現在，許容流砂量についてより具体的で定量的な研究が必要である。そこで，常願寺川扇状地部（0 km～18km 区間）を対象とし，上流からの給砂量（流出土砂量）の変化，粒径の変化が下流河道にどのような河床変動を引き起こすかを試算を行って検討し，許容流砂量について考察した。

#### (2)　許容流砂量の検討方法

下流河道に発生する現象から許容砂量を考えると，表 5.1 のようにまとめられる。長期（例えば一年間）の流砂量について許容流砂量Yを決めるものとすると，表 5.1 から貯水池上流を除いて，

$$V_{B6} + V_{B7} < Y < V_{B3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

となる。しかし，その他の現象については局所的な影響が強く，許容流砂量は問題が発生すると考えられる各地点で異なり，一つの河川としてある地点である法則に従って決めることは困難と考えられる。ここでは，特に 2 の条件について河床変動計算によって許容流砂量を検討する。

表 5.1　現象から考えた許容流砂量

| 番号 | 許容流砂量 目的 | | 制限パラメータ | 許容流砂量の必要条件 必要流砂量 | 許容流砂量 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 貯水池の埋砂防止 貯水池の機能の維持 | | 貯砂容量 $V_6(m^3/year)$ | —— | $Y_6 < V_{B1}$ | 貯砂容量に対する流砂の影響は，その貯砂容量の大小に大きな影響 |
| 2 | 河川の環境 機能の維持 | 短期 | 流砂能力 $V_{B3}(m^3/sec)$ | —— | $X_{j1} < V_{B3}$ | 洪水時の河道には，明確な影響なし |
| | | 長期 | 流砂能力 $V_{B3}(m^3/year)$ | —— | $Y < V_{B3}$ | ———— |
| 3 | 貯水施設の埋塞防止 | | 流砂能力＋貯砂容量 $V_{B7}(m^3/sec)$ | —— | $X_{j3} < V_{B4}$ | 洪水のローカル性の影響も強い |
| 4 | 排水施設の埋塞防止 | | 流砂能力＋貯砂容量 $V_{B7}(m^3/sec)$ | —— | $X_{j4} < V_{B5}$ | 同　上 |
| 5 | 海岸侵食の防止 | | 流況による流砂量 $V_{B1}(m^3/year)$ | $V_{B4} < Y$ | —— | ———— |
| 6 | 砂利採取量の調整 | | 平均許容砂利採取量 $V_{B7}(m^3/year)$ | $V_{B7} < Y$ | —— | ———— |
| 7 | 橋脚，水門の洗掘防止 | | 流砂能力＋貯砂容量 $V_{B7}(m^3/sec)$ | $V_{B4} < X_{j7}$ | —— | ローカル性が強く，砂利採取の影響も受ける |
| 8 | 護岸構造の安定の保障 | | 流砂能力＋貯砂容量 $V_{B7}(m^3/sec)$ | $V_{B5} < X_{j8}$ | —— | 同　上 |
| 9 | 利水設備付近の洗掘防止 | | 流砂能力＋貯砂容量 $V_{B7}(m^3/sec)$ | $V_{B6} < X_{j9}$ | —— | 同　上 |

注）X：一洪水流砂量　Y：年間流砂量(m³)

許容流砂量の検討は，河床変動計算から時々刻々変化する水位，河床高を求め，その断面の許容水位（ここでは計画高水位：H.W.L.）および許容河床変動高等と比較する形で行った。河床変動計算は，与えられた流量をレジーム則とマニングの等流公式を用いて水深に換算し，流砂量式は，検討区域の河床勾配が約 1／60以下であることから，芦田，高橋，水山の掃流砂量式[9]を用いる。

#### (3)　対象河道の概要

常願寺川は流域面積 361.8km²，幹川流路延長56km で，河床勾配は河口部で約 1／480，山地部で約 1／20，河川改修区域（15.3km)付近で約 1／60である。常願寺川の最近の河道変化を見ると，図 5.1 に示すように 2 km ～18km 区間は河床低下の傾向にある。これは，主に砂利採取によるものと考えられ，この河床低下により，下流部 2 km を除き現況河道の疎通能力は計画高水流量を大きく

上まわっている。

(4) 計算条件

① 河道断面形

昭和59年度の河川横断測量結果に基づき，200mピッチで河道の断面形（矩形とした）を与えた。

② 流量時系列

河床変動計算に用いる流量時系列は，昭和44年8月の洪水ハイドログラフをピーク流量に合わせて伸縮させた波形を使用し，洪水規模と許容流砂量の関係を調べるために，150年確率，50年確率，30年確率の出水について計算を行った。

③ 代表粒径

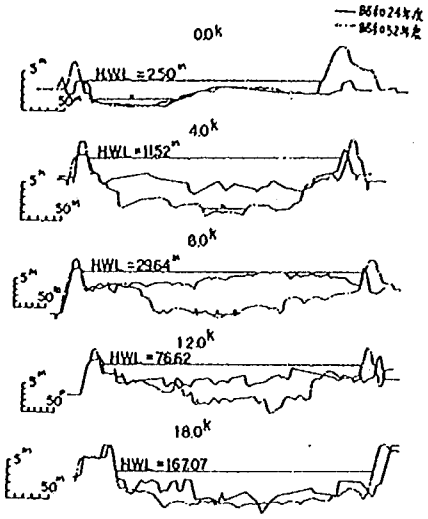



図 5.1 代表的な横断形状

流砂量式に代入する粒径は，その計算結果に大きく影響する。平時計測される河床材料は一般に粗であるが，多数の崩壊，土石流，渓岸侵食の発生する豪雨時には多量の細粒土砂が河道に流入し，流砂の粒径はかなり細かくなると考えられるため，大きな出水時の河床変動を推定する場合には，平時の河床材料よりは山腹土砂の粒径を対象とする方が良いと考えられるので，山腹土砂調査結果[10]を計算に用いた。

④ 給砂係数

計算上流端における土砂の供給は，上流端近傍の平均川幅及び平均河床勾配に対して流砂量式を適用して得られる値を基本とする。しかし，この方法では計算区域より上流で行なわれてきた砂防事業の効果が評課できないので，上記流砂量に1.0以下の値の給砂係数（$\alpha f$）を乗じて給砂量とし，計算区間に流入する土砂量が砂防施設の効果により減少する影響を調べた。

⑤ 計算区間の河床

計算上は，上流端より流入する土砂量が流水の流砂能力を下まわる場合，計算区間上流部が強く洗掘されて流砂は平衡状態に戻る。しかし実際には，低位の古い堆積物は粘着性もあり，またアーマーコートの形成などの影響もあって平衡状態に戻るにはかなりの距離を必要とすると考えられる。そこで，特に河床上昇の問題を取り扱う今回の計算では，ほとんどの計算を初期河床より低く洗掘されることは無い固定床として行ない，限られた条件についてのみ移動床として計算した。

(5) 計算結果

① 洪水規模と許容流砂量

150年確率の出水は1回，50年確率，30年確率の出水はそれぞれ3回及び5回繰り返して与えて計算した結果を図5.2に示す。計算結果から次のことが言える。(1)本計算条件のもとでは，10k 700地点が氾濫危険区間の上流端にあたり，4k 500地点が下流端に相当する。

(ii) 各規模の洪水を1回与えた場合の計画高水位に対する余裕高(Δh)をまとめると図5.3のようになる。1回の洪水で余裕高が無くなるのは，洪水ピーク流量が5240 $m^3$/sec程度の出水で，これは200年確率に相当する。

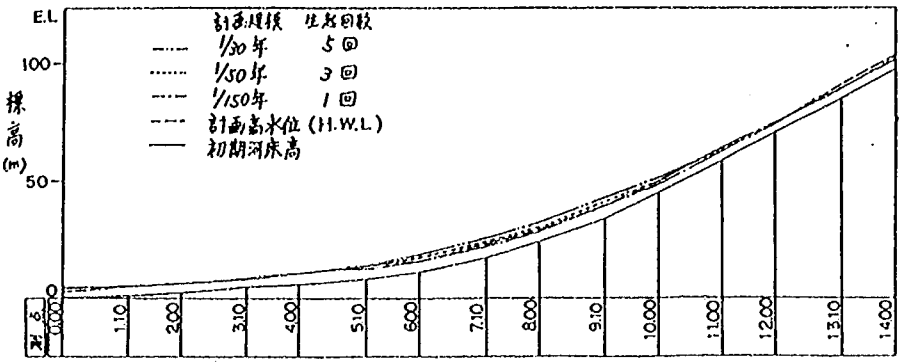



図 5.2 計画洪水規模ごとの河床変動計算結果

(iii) 小規模の出水が繰り返し生起すると，1回の計画規模の出水よりも大きな河床上昇を引き起こす。したがって許容流砂量を設定する場合，計画洪水に対して検討するだけでは必ずしも十分とは言えない。

② 給砂係数の影響

給砂係数は，砂防ダム，貯水池などにより流下する土砂が減少する影響を調べるために設定した。図5.4に給砂係数による氾濫範囲の変化を示す。150年確率の洪水では，下流部の2k～4k区間で氾濫するのに対し，50年および30年確率規模の洪水では，6k～7k区間に始まり，給砂係数が大きくなるとともに5k～11k区間と氾濫区間が上流側へ大きく広がって行く。

③ 代表粒径の影響

これまでの計算では，代表粒径を平均粒径である15mm としていたが，ここでは洪水規模を150年確率規模として，代表粒径を中央粒径を含む1mm～200mm 間で10種類変化させて，最高水位，河床変動高および土砂流出量に対する影響を調べた。代表的な勾配変化点である6k地点の代表粒径と最高水位（Hmax），河床変動高（ΔZmax）および流出土砂濃度(cd)の関係を図5.5に，代表粒径と河道内堆積土砂量（ΔV）の関係を図5.6に示す。

計算結果から次のことが言える。

(i)代表粒径を15mm 以下としても，150年確率の洪水が1回生起しただけでは河川水の氾濫は生じない。

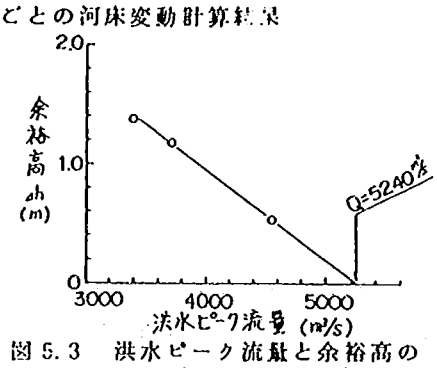



図 5.3 洪水ピーク流量と余裕高の関係（9k 100地点）

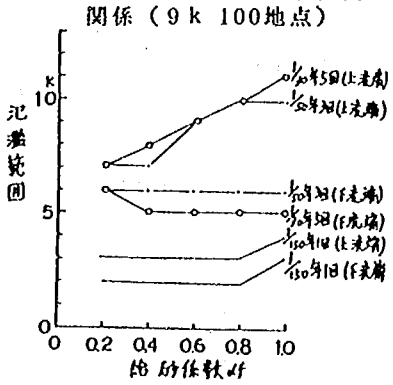



図 5.4 氾濫区域の給砂係数による変化

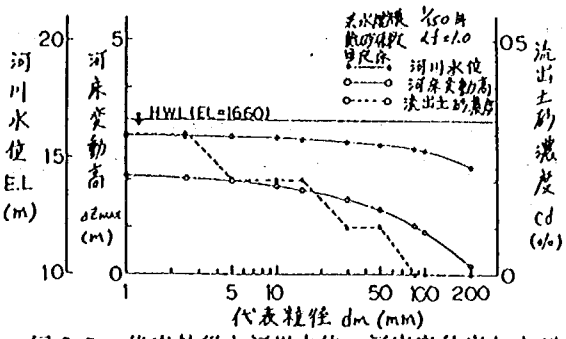



図 5.5 代表粒径と河川水位，河床変動高および流出土砂濃度の関係（6k 地点）

(ii)代表粒径を1mmから200mmと変化させると河床変動高の差は約2mとなる。

(iii)代表粒径を2.5mm～8.5mmに変化させると，河道内堆積土砂量は約2倍（$2.2\times10^6 m^3$）異なり，許容流砂量を決定する際，代表粒径の設定は重要な要素となる。

(6) 計算結果の考察

ここでは，許容流砂量を「河川水位が計画高水位を越えない上限」の砂防基準点（計算区間の上流端）の通過土砂量と定義する。これによると，前節で述べた計算結果の(1)から650万$m^3$程度がそれに相当する。類似の定義であるが，河床変動高を一定値以下に抑えるような土砂量として定義してみる。図5.7は氾濫危険区間の中で代表的な勾配の変化点である6k地点の河床変動高と計算区間上流端（18k地点）の流入土砂量の関係を示したものである。例えば，30年確率規模で給砂係数1.0の洪水が発生した場合に，この断面における河床上昇を3m以下に抑制するという条件を与えると，現河床高では780万$m^3$，計画河床高では1,060万$m^3$が上流端の許容流砂量となる。しかし，構造物等によって上流端の流入土砂量を減少させると流入土砂量の減少率（給砂係数）とほぼ等しい割合で許容流砂量も減少し，また，洪水規模，給砂係数によっても許容流砂量は大きく変化するので，許容流砂量は種々の条件で計算を行ない検討することが必要である。

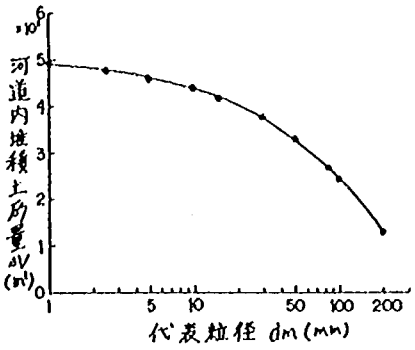



図5.6 代表粒径と土砂収支量の関係

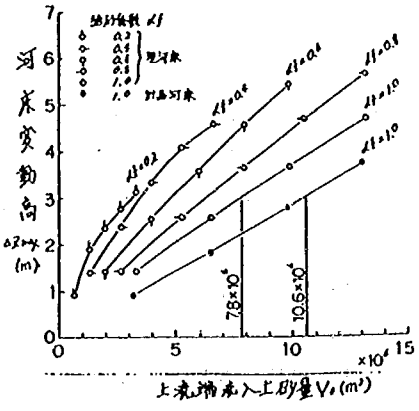



図5.7 上流端流入土砂量と最大河床変動高の関係

上記の許容流砂量がずいぶん大きな値となるのは，砂利採取によってかなり低下した河床を初期河床高として計算していることによる。また，ここでは掃流砂のみをとりあげたが，浮遊砂を含めて検討することも必要である。

4. 今後の問題点

山地流域の土砂生産現象と，山地河川の流砂現象には不明な点が多く，問題点を整理して一つ一つ解決してゆく努力が必要である。それらと平行して，現地の資料にマクロな観点から解析を加え，両者を総合する形で砂防計画を検討できるシミュレーションモデルを構築する方向で研究を行う予定である。とくに今回予察的な研究を行なった土砂生産予測については，斜面の水文学と土質力学を基礎とする斜面崩壊および土石流発生判定を研究し山地流域の土砂管理のためのシミュレーターに組み込みたい。

参考文献

1）木村弘太郎；砂防計画樹立に対する構想，河川，昭和27年３月
2）河川砂防技術基準（案）昭和51年
3）谷　勲；わが国における山地の荒廃と砂防計画，水利科学19号，昭和36年６月
4）柿　徳一；流砂量と砂防計画，新砂防31号，昭和33年11月
5）矢野義男；砂防調査及び計画，山海堂，昭和37年８月
6）矢野勝正；砂防工学の研究課題，新砂防83号，昭和47年４月
7）山内　彪；許容流砂量について，第10回砂防学会シンポジウム概要，新砂防 107号，昭和53年４月
8）平尾公一；山地河川の土砂移動モデルに関する研究，京都大学学位論文，昭和53年12月
9）芦田和男，高橋　保，水山高久；山地河川の掃流砂量に関する研究，新砂防 107号，昭和53年４月
10）芦田和男，高橋　保，水山高久；流路工計画に関する水理学的研究，新砂防97号，昭和50年11月
11）建設省北陸地方建設局立山砂防工事事務所；砂防河川の土砂動態に関する研究，資料集，昭和57年３月

昭和60年度 災害対策総合推進調整費

## 1.3.1 長野県西部地震災害対策調査


| | | |
|---|---|---|
| 砂防研究室 | 室長 | 矢沢 昭夫 |
| | 研究員 | 原 義文 |
| 地すべり研究室 | 室長 | 中村 浩之 |
| | 研究員 | 久保田哲也 |
| 急傾斜地崩壊研究室 | 室長 | 浅井清太郎 |
| | 主任研究員 | 本田 孝夫 |


### 1．まえがき

本調査は、昭和５９年度にひきつずき行なわれた調査であり、長野県西部地震によって生じた土砂災害について、実態調査、被災要因分析調査を行なうことにより、山村地域の防災体制の向上に資することを目的としている．６０年度は、被災要因調査を行なうことにより、他機関が行なう、土砂災害対策の策定調査の基礎資料とした．

### 2．研究の項目

御岳崩れに伴う土砂流出による被害要因分析として、御岳崩れの安定解析、濁沢川，王滝川の被災要因分析、鉢ケ沢の被害要因分析を行なった．また、道路法面の崩壊要因についても検討を行なった．

### 3．御岳崩れに伴う土砂流出による被害要因分析

#### 3.1 御岳崩れの安定解析

御岳崩れは、素因としての堆積谷地形と軽石層やスコリア層等の弱層の存在という素因に直下型の地震という誘因が加わって発生したものである．地形としては尾根地形であり、その下方が侵食により崩壊を起こしていたという事実から考えてある程度不安定な斜面であった可能性が大きい．従って、このような斜面の安定度を評価する為に安定解析を実施した．また、この崩壊は、二次的なものというよりは長さより幅のかなり小さい三次元的特徴を持つ断面を有している為、安定解析としては、二次元（Ｊａｎｂｕ法）のみならず三次元（Ｈｏｖｌａｎｄ法）解析も実行し比較検討を行なった．

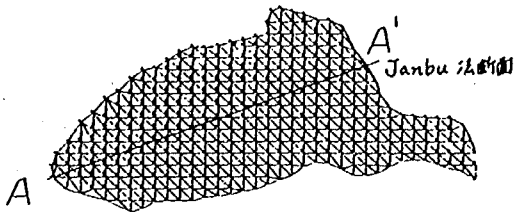
##### 3.1.1 解析条件，解析結果

解析に用いた旧地形や崩壊後の地形は航空写真図化より座標データとして得た．すべり面は、崩壊後地形の地表面とし、その土質強度として、すべり面と推定される軽石層のものを用いた．しかし、土質強度の値は試験者によりばらつきが大きいので、次の様な値によりそれぞれ計算を行なったのち震度と安全率Ｆｓの関係を求めた．地下水条件は、崩壊当時多量の地下水が存在したことが想像できるが不明な点が多いので、全応力解析とした（図－１，２）．

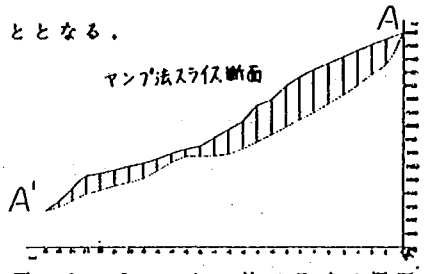
安定解析に用いた土質強度は、１）御岳崩れと同じ軽石層をすべり面とする松越地区の強度定数[1] 粘着力Ｃ＝7.5 t/m², 内部摩擦角φ＝18°、２）国立防災科学技術センターの値[2] Ｃ＝8.7 t/m², φ

＝29°、３）石原ら[3]の強度C＝15 t/m², φ＝15°の三種類である。

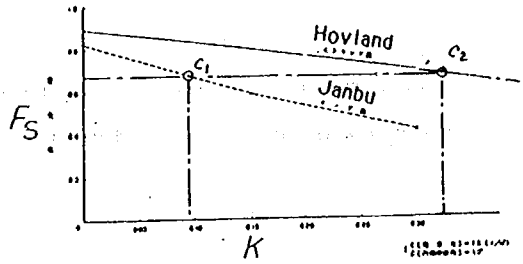
第１の土質強度を用いると図－３のようになり、震度（水平震度＝垂直震度として与えた。）ゼロに対してもＦｓ＜1.0となって崩壊する結果となる。また、第２の値を用いると図－４のようになり、Ｊａｎｂｕ法（二次元）では0.15以下と極めて小さくなり、Ｈｏｖｌａｎｄ法では0.4以上で大きくなり過ぎる。どちらの場合も、Ｈｏｖｌａｎｄ法（三次元解析）のＦｓが大きくなるのは、御岳崩れが幅に比べて長さの大きい三次元効果（側壁効果）が著しい形状をしているからであると思われる。第３の値を用いて、Ｈｏｖｌａｎｄ法による安定解析を行なうと地震力０でＦｓ≒1.05, 震度0.10でＦｓ≒0.832となり極めて小さな値で崩壊することとなる。



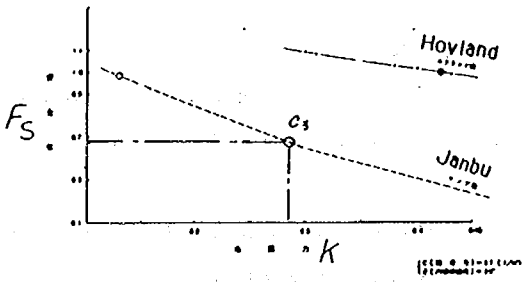

図－１　比高差分布図




図－２　Ｊａｎｂｕ法スライス断面




図－３　地震力と安全率の関係（１）




図－４　地震力と安全率の関係（２）

いずれの場合も長野県西部地震の想定震度（等価震度）0.25～0.30に比べて低い値でＦｓが1.0以下となる結果となった。

### 3.1.2　御岳崩れの崩壊信頼性解析

Ｗｈｉｔａｍａｎ[4]等により提唱されている滑動力や抵抗力の空間的あるいは集合的なばらつきを確率論的に評価する信頼性設計の手法を導入し、土質強度や地震力にばらつきのある場合の信頼性指数$\beta$を用いた崩壊限界安全率$\overline{Fsc}$を検討した。$\overline{Fsc}$は次式で表わされる。

$$\overline{Fsc}=\frac{-1\pm\sqrt{1-(\beta^2 Vr^2-1)(\beta^2 VD^2-1)}}{\beta^2 Vr^2-1}$$

ＶｒとＶＤは抵抗力と滑動力の変動係数（標準偏差÷平均値）。Ｖｒ, ＶＤともに正規分布をすると考えてさしつかえないので、$Vr=(R_{min}/\overline{R}-1)/T_{01}$, $VD=(D_{max}/\overline{D}-1)/T_{02}$となる。$R_{min}$と$\overline{R}$は抵抗力Ｒの最小値と平均値，$D_{max}$と$\overline{D}$は滑動力の最大値と平均値である。$T_{01}$,$T_{02}$はそれぞれＲとＤの確率密度関数が約1.0となる値で$T_{01}=T_{02}\approx4.0$である。

今、地震力は比較的はっきりと分かっているので、ＶＤ＝0とおき、土質強度の関与するＶｒの推定値として、上記１）～３）の土質強度を比較し、$R_{min}/\overline{R}\approx2.0$と仮定すると、Ｖｒ＝0.25となる。今、$\beta=2.0$すなわち崩壊の確率97.7％と上記Ｖｒの値を(1)式に代入すると、$\overline{Fsc}=$

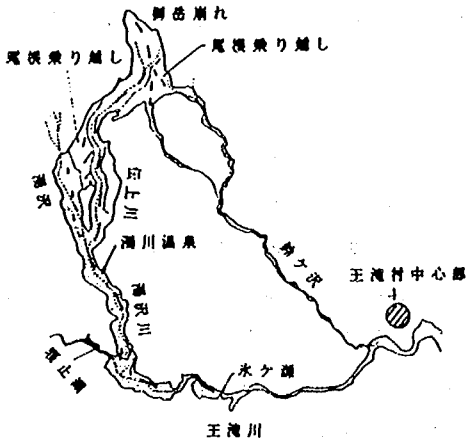
0.667 を得た。つまり、Fs が0.667 以下となる地震力であれば、御岳崩れの斜面が 97.7 %の確率で崩壊したと言える。これを、図－3と図－4に適用すれば、C1,C2,C3 の各点が崩壊、非崩壊の限界となる。C＝7.5t/m², φ＝18° では、崩壊地震力KはJanbu法で約0.1、Hovland法で約0.38、C＝8.7t/m², φ＝28° ではJanbu法で約0.34ぐらいとなり想定震度に近づく結果となる。

3.1.3　安定解析上の問題点

ここで述べた安定解析においては、地下水条件の無視や、均一土質の仮定さらに土質強度のばらつきなど、極めて不確定要素の大きい中で解析を進めている為に前述したような結果となっており、今後は、これらの確率変動を信頼性の観点よりもう少し検討する必要があると思われる。

3.2　湯沢川、王滝川の被害要因分析

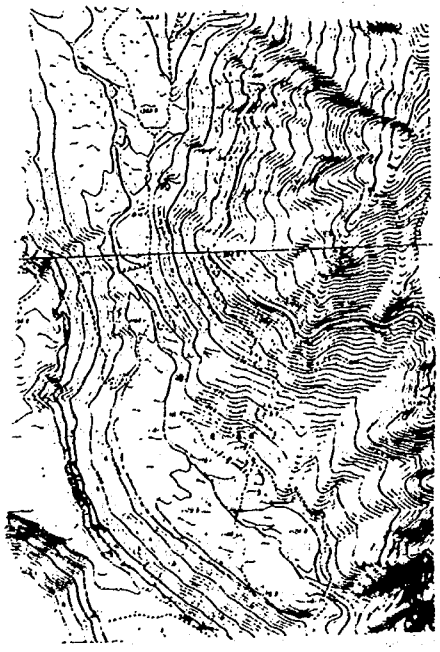
昨年の土砂流出実態調査より、御岳崩れに伴って生じた大規模土石流の主流は、伝上川、湯沢川を経て王滝川にまで達しており、死者１５名を含む多大な被害を与えた。湯沢川、王滝川沿いで、家屋のあった地域としては、湯沢川の中流部で全壊の被害を受けた湯川温泉地区、王滝川に流れ込んだ土石流が停止した末端に当たる氷ケ瀬地区、さらに下流の、今回土石流では被害のなかった王滝村中心部が挙げられる。これらの地区について被害要因を検討した。



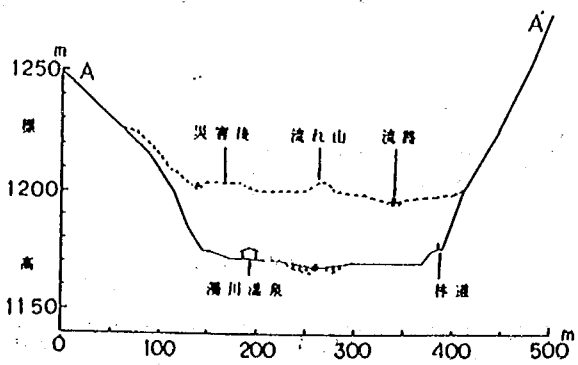

図－5　御岳崩れに伴う土砂流出図

3.2.1　湯川温泉地区

被災前の平面図を図－6に、被災前後の河床横断図を図－7に示した。平面図から、湯川温泉は幅200mもある洪水氾濫原に立地していたことがわかる。また、横断図の災害前の状況をみると、河床との比高差が数メートルしかないため、土石流や洪水による被害を受け易い条件はあったものと思われる。



図－6　被災前の平面図（国土地理院作製）

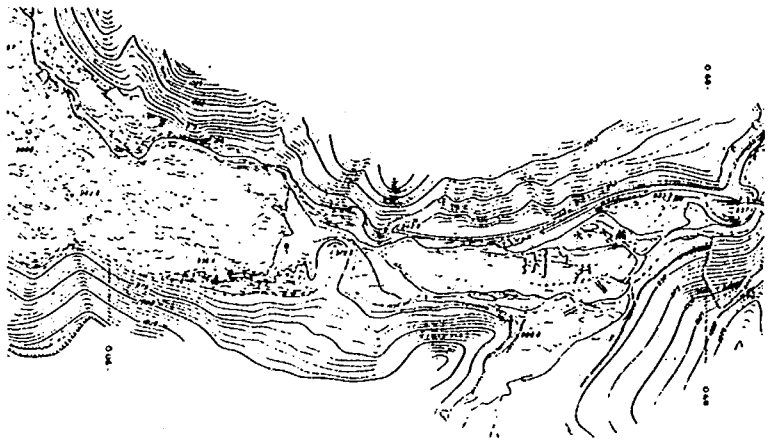



図－7　湯沢温泉付近の河床横断図

しかし、平面的に流れの内湾側に位置していたため、通常の土石流等では、壊滅的な被害を被る可能性は少なかったと思われる。しかしながら、今回の大規模土石流は流下痕跡高で旧河床から100mに達する程度の規模であり、最終堆積厚でも30mとなっている。このため、湯川温泉は壊滅的な被害を受けた。そこで、今回のような大規模崩壊に伴う土砂流出に対する危険地域を考えると次のようなことが言える。まず、過去に起きた日本における大規模土砂流出の最大移動距離の平均は、約8.5Kmとなっており特に、高度差が1200m以上の所では10Kmを越えている。したがって、大規模な土砂流出を考えた場合、湯川温泉は危険な場所に位置していたことになる。しかし、こういった稀な現象に対してどのように今後考えるかは、様々な方面からの検討を要する。

3.2.2　氷ケ瀬地区

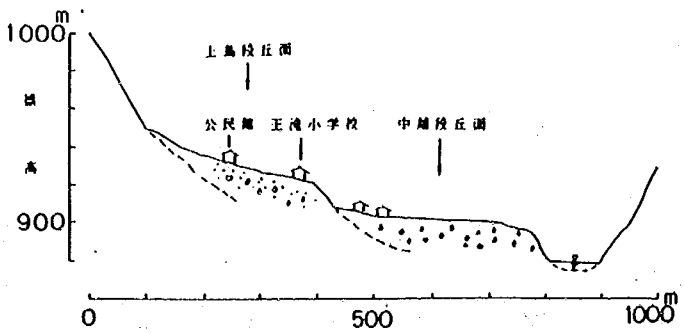
王滝川を流下した大規模土石流は、氷ケ瀬の直上流の狭窄部で減勢され、氷ケ瀬地区の上流部分で停止した。当時建物の中にいた人々も土砂堆積後、無事に避難した。その後、複数回にわたって襲った二次泥流のため貯木が流出し、被害を大きくしている。図－8に災害後の平面図を示した。氷ケ瀬地区も湯川温泉と同様に洪水氾濫原の上に建物が位置しており、通常の洪水に対して必ずしも安全だったとは言い切れないが、湯川温泉付近と違い、河床勾配が約10°という緩勾配のため、土石流による被災は考えられない所であった。しかしながら、過去の例からみると、大規模土砂流出は氷ケ瀬まで達することは可能性として考えられ、河床から比高の少ない氾濫原上は、危険性が高いと思われる。今回、この地区で人的被害が出なかったのは、この地区の直上流に狭窄部が存在していたためであるが、この現象から、大規模土石流に対しても、その停止、堆積域では、砂防ダム等の土木構造物でも大きな効果を発揮する可能性があることが伺われる。



図－8　災害後の平面図（国土地理院作製）

3.2.3　王滝村中心部

役場や、小中学校の存立している王滝村中心部は、御岳崩れから約20Km下流に立地して、王滝川河床面から20mないし40mの比高を持つ段丘面上に発達していることから、大規模土砂流出による災害に対しては安全な位置にあると言ってよい。ただ

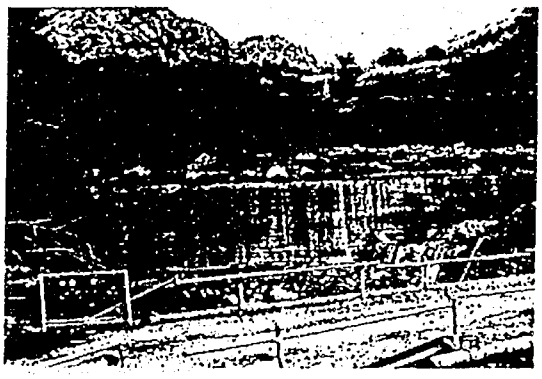



図－9　王滝村中心部付近の河床横断図

し、崖崩れ及び地すべり災害に対しては別途、検討が必要である。

### 3.3　鈴ケ沢の被害要因分析

鈴ケ沢では、橋梁の流出、治山ダム、砂防ダムの破損及び、若干の土砂の氾濫といった被害はあったが、土砂流出による人的被害、家屋被害はなかった。この理由として、①御岳崩れから鈴ケ沢への流入量が24万m³程度とすくなかった、②中流部の住家は河床から相当高い位置にあった、③下流部は砂防流路工が整備されており、土石流の氾濫ははとんどなかった、④中流部の2基の砂防ダムが土石流を相当程度捕捉し、下流部の被害を軽減した、といったことが考えられる。



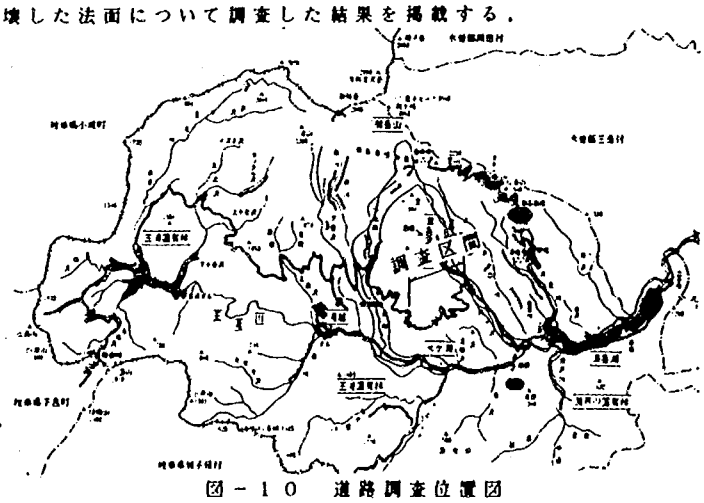
写真－1　袖を破損されながらも、土石流を捕捉した砂防ダム（鈴ケ沢）

### 3.4　道路法面の崩壊要因

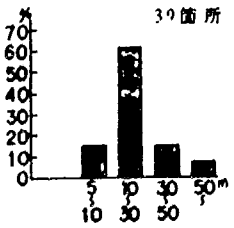
今回の地震により県道、村道に多くの法面崩壊が発生し、道路施設に多大な被害を与えた。しかしながら、これについての現地調査資料が乏しく、十分な要因分析はできなかった。ここでは、図－10に示す、林道42号線沿いで崩壊した法面について調査した結果を掲載する。

林道鈴ケ沢線および御岳林道との併用である林道42号線沿いに多発した小規模崩壊は、図－10に示す区間に42箇所あり、全体的な標高は約1200mである。基岩は砂岩、凝灰岩で節理が発達している。

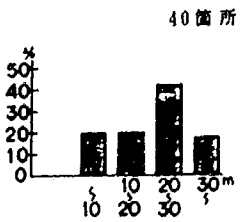
崩壊の規模を高さ（図－11）、幅（図－12）、深さ（図－13）、傾斜角（図－14）でまとめてみた。降雨による崩壊と規模については大差がない。



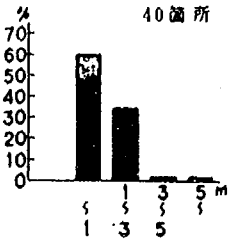

図－10　道路調査位置図



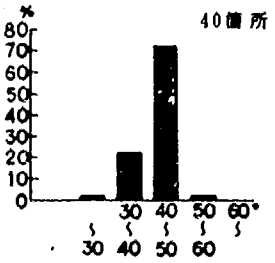

図－11　崩壊の高さ別頻度（m）




図－12　崩壊の幅別頻度（m）




図－13　崩壊の深さ別頻度（m）




図－14　崩壊後の傾斜角別頻度

崩壊の形態は道路敷設時の岩盤切取部が地震動によっていわゆる肌落ちして発生したものが大部分で、その中には、切取面と地山の交点以高の表土がそれに伴って滑動しているものもある。

ちなみに切取の勾配は60°前後、地山の勾配は45°前後である。

**参考文献**


1）谷口栄一，久保田哲也，桑原徹郎；長野県西部地震による松越地区の斜面崩壊，土と基礎　第33巻No11，1985年

2）科学技術庁国立防災科学技術センター；昭和59年長野県西部地震災害調査報告，1985年

3）石原，吉田，中角，許；非才知の土質強度とすべり安定解析，第20回土質工学研究発表会，特別セッション「長野県西部地震における斜面崩壊の実態とその教訓，1985年

4）R．V．Whitman；Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering，Prac．ASCE．GT110 No2，1984

# 昭和61年度

# 昭和61年度 行　政　部　費

## 2.1　土石流・土砂流に関する研究

### 2.1.1　土砂災害の警戒避難システムに関する研究

砂防研究室　　室　長　　矢沢　昭夫
研　究　員　原　　義文
宇佐美加代子

1.　まえがき

土砂災害の防止・軽減を図る対策の一方法として、土砂災害警戒・避難システムの確立は、人命保護の上で重要な課題となっている。昭和59年度は、土石流警戒・避難基準雨量の設定手法についての提案を行なった。昭和60年度は、①建設省河川局砂防部監修のもとに、砂防広報センターから発行された『土砂災害に関する警報の発令と避難の指示のための降雨量設定指針（案）』（以下指針案という）についての検討、②新しい雨量指標を用いた基準雨量の検討、③基準雨量の運用に関する簡易短時間降雨予測の検討、④土砂災害に関する情報収集・伝達システムの検討、を行なった。

2.　指針案についての検討

2.1　概　説

指針案は基準雨量設定方法の基本について非常に簡潔に書かれており、指針案の持つ特徴を読み取るのは容易ではない。とくに、指針案による基準雨量設定は、警戒および避難といった情報が空振りに終わる場合があることを、ある程度の頻度で許容した上に成り立っているため、運用に際して、その内容の深い理解が必要と思われる。そこで、本報告書は、指針案の基本的考え方や精度等を詳しく検討し、指針案の特徴を明らかにしようとしたものである。

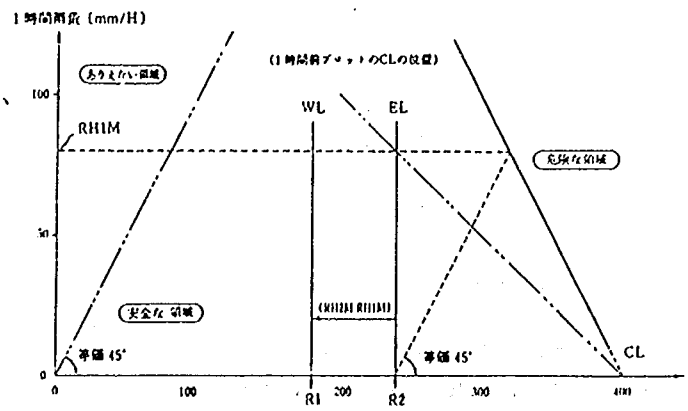
2.3　警戒基準線WL・避難基準線ELについて

2.3.1　A方式のWL・ELの設定について

指針案A方式は、降雨解析時と運用時では、横軸の数値が異なるので理解しにくい面がある。以下に、過去の降雨の解析に事象時点の実効雨量を用いた場合のWL・ELの設定方法を述べる。

まず、図1において、縦軸上にRH1Mをとり、その点を通り横軸に平行な直線を引く。次にこの直線とCLの交点から横軸と角度45度に交わる右上がりの直線を引き、横軸との交点をR2とする。R2と交わる垂線を引き、これをELとする。さらにELを［RH2M－RH1M］だけ原点方向へ平行移動した直線をWLとする。

なお、ここでの角度45度は縦軸と横軸が同一目盛の場合であり、目盛が異なるときは等価的に45度ということになる。




図－1　A方式のWL・ELの設定例（実時刻プロット方式）

2.3.2　A方式のスネーク曲線

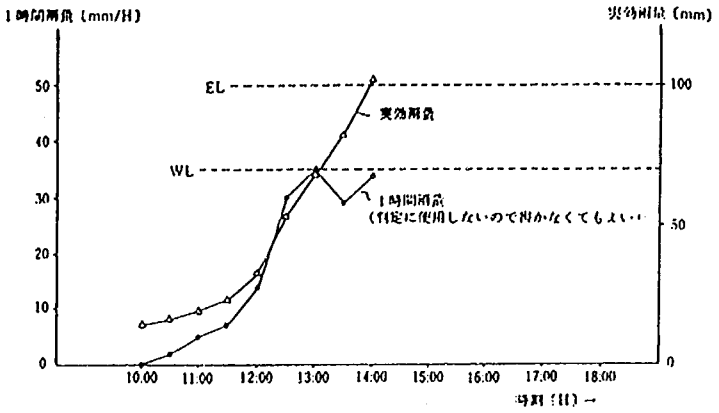
A方式の警戒避難は点で判定しているので、面での判定用であるスネーク曲線を使う必要はない。むしろ

図２のように時間軸を取り入れた雨量判定図の方が好ましいといえる。

2.3.3　限界実効雨量について

指針案では、Ｘ軸の原点付近にRUという数値を規定し、RU以下ではEL・WLを無視するものとしている。RUは、この値以下では土石流の発生に影響しないと考えられる実効雨量で限界実効雨量と名付ける。

ここで注意しなければならないのは限界実効雨量RUとは、その時点から既往最大１時間雨量あるいは既往最大２時間雨量の降雨があっても、土石流が発生しないことを保証された値でなければならないということである。したがってRUの数値の決定には十分な検討を要する。



図－2　A方式の雨量判定図例（時間軸使用）

2.3.4　Ｂ方式のWL・ELの曲線形

Ｂ方式のWL・ELは、ある条件で直線になるほかは曲線になる。曲線の形状は円弧状であり凸形の場合と凹形の場合がある。（図３～図６に形状例を示す）

図５のように凹形になったときはWL・ELがCLを超えてしまうが、このときの凹形となった曲線も有効と考えられ、次のように説明される。

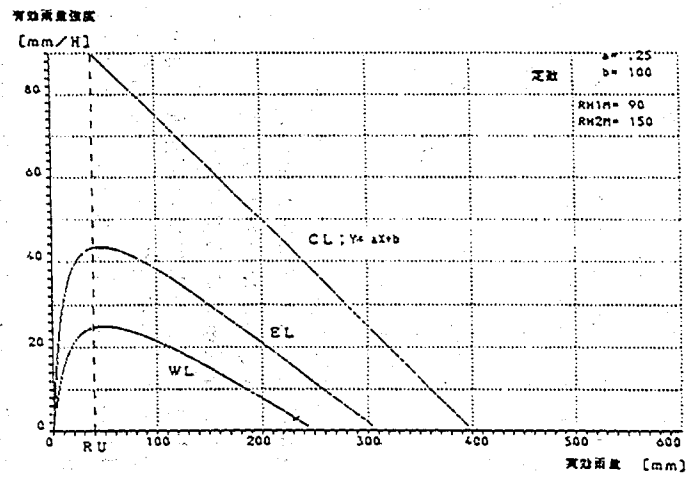
図５において点Ｐの位置にスネーク曲線（SL）の先頭が来ていたとすれば、そのときの有効雨量強度は既往最大以上ということになり、そこから既往最大降雨になるとSLは下がってきてCL上にくる。計算上はおかしくないが、現実的には違和感がある。ここで、有効雨量強度は変曲点Ａからの有効時間が分母であり、変曲点Ａは検出時点から１時間さかのぼった時点と定義されているので、実際上はSLは原点から45度の角度で引いた直線Ｏ－Ｑの左上側にくることはありえない。つまり、SLが原点からスタートしたとしても有効雨量強度（縦軸）がある数値あれば、実効雨量（横軸）は少なくともその数値と同じもしくは以上になるので直線Ｏ－Ｑの右下側にくることになる。したがってWL・ELとCLの交点が直線Ｏ－Ｑの左上側であれば支障はないといえる。なお、ここでの角度45度は縦軸と横軸が同一目盛りの場合であり、目盛りが異なるときは等価的に45度ということになる。

2.3.5　Ｂ方式におけるWLとELの逆転現象

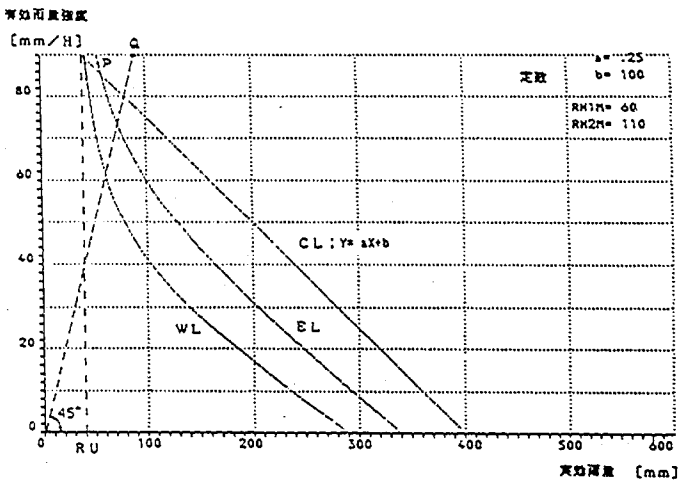
WL・ELはそれぞれCLから独立に求めているため、場合によっては図６に示すようにWLよりELの方が下側にくるという逆転現象がでてくる。WL・ELがいずれも凸形の場合においてＸ（横軸）の値が極く微小の範囲では各定数の値にかかわらずWLよりELの方が下側にくる。Ｘがある程度大きくなるとELが上になるが、この交点は既往最大１時間雨量と既往最大２時間雨量との差が少ないほど右側にくる。もし両者が同一の値だとすべての点でELが下まわる。交点の位置がRUよりも左側であれば問題ないといえるが、有効領域でWLとELの逆転現象がある場合は、警報の発令の前に避難の指示が出てしまう不都合が生じるので、このような設定は避けなければならない。１つの解決方法として既往最大２時間雨量の代わりに、既往最大１時間雨量に相当する確率規模の２時間雨量を採用することが考えられる。

2.4　基準雨量の時間的精度について

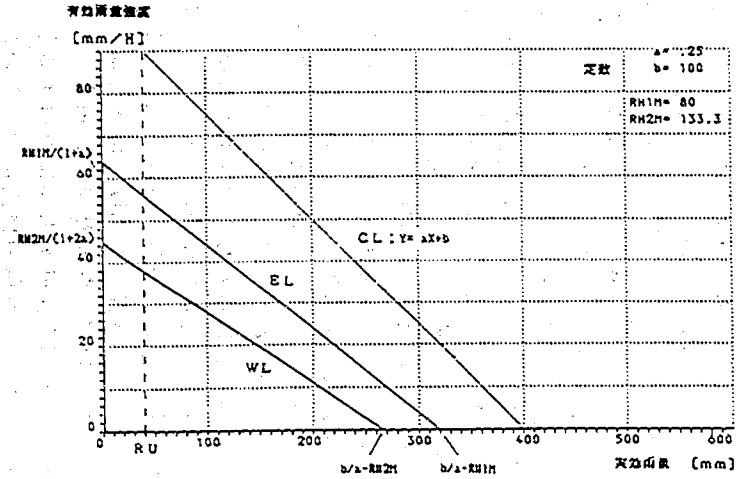
時間的精度は住民の避難行動に必要な時間を確保できるよう要求され、指針案では災害が発生すると予測される時刻の１時間程度以前に避難指示を検出できることが望ましいとしている。ここで注意しなければならないのは、避難指示の「検出」が１時間前であって、「避難命令（勧告）の発令」が１時間前ではないということである。



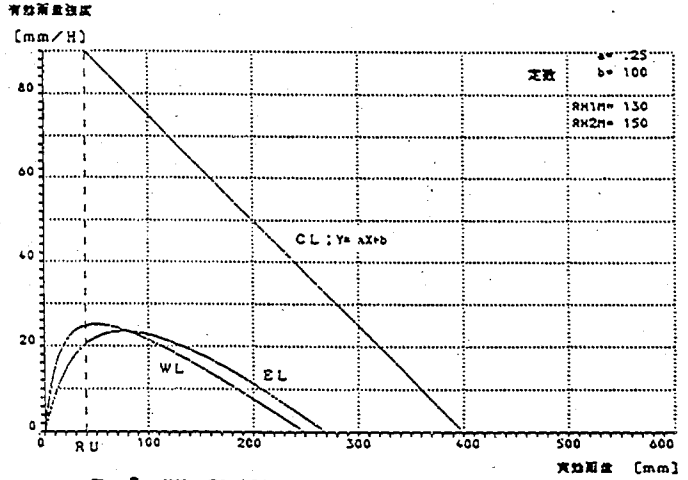

図−3　WL・ELが凸形の例：RH1M<b/(1−a)，RH2M<2b/(1−2a)




図−5　WL・ELが凹形の例：RH1M>b/(1−a)，RH2M>2b/(1−2a)




図−4　WL・ELが直線の例：RH1M=b/(1−a)，RH2M=2b/(1−2a)




図−6　WL・ELが凸形で交差する例：RH1MとRH2Mの差が小さい場合

時間的精度に影響する要素は、①過去の降雨資料の収集間隔による雨量の誤差、②過去の降雨資料の収集間隔による変曲点位置の誤差、③B方式の近似式の影響、④過去の雨量・災害資料に含まれる誤差、が考えられる。これらの誤差の統計的数値を整理すると次のようになる。なお、この他に災害資料に含まれる誤差もあが、具体的な数値を示すことができないので、ここでは言及しない。

| | A方式 | B方式 |
|---|---|---|
| ① 収集間隔による雨量の差 | −10分〜0分 | −10分〜0分 |
| ② 収集間隔による変曲点位置 | − | 0分〜＋10分 |
| ③ B方式の近似式の影響 | − | 0分〜＋30分 |

ここで、マイナスの数値は安全側（早めに検出）であり、プラスの数値は危険側（遅めに検出）であるので、A方式は避難情報を目標値より早めに検出する傾向にあり、空振りが多くなる傾向にあるといえる。

また、B方式は避難情報を目標値より遅めに検出する場合があり、その場合は、避難情報検出から発生危険基準線CLまでの時間が短くなる。したがって、避難命令の伝達時間や避難行動に要する時間は、できるだけ短くするように心掛けなければならない。

空振りを減らすために、避難基準線ELから発生危険基準線CLまでの時間を短く（例えば30分）想定して基準雨量を設定することも考えられるが、その場合は、上に述べた精度を踏まえ、時間的誤差を考慮した慎重な検討が必要である。

### 2.5 特殊な降雨に対する考察

#### 2.5.1 雨量強度の小さい雨が長期間続く場合

梅雨期のように長期間にわたって降雨が続く場合は、24時間以上の無降雨期間がないとすべてを一連の降雨としてしまうので、そのときそのときの雨量強度は大きくなくても、一連続雨量としては相当大きな値になり、警戒、避難を検出してしまう可能性が高くなる。これはAB両方式にあてはまる。解決方法として、無降雨検出時間をもっと短くすることが考えられる。

#### 2.5.2 雨量強度の小さい雨が長期間続いたあとの強強度の降雨

同じような長期間の雨でも終盤に大雨を伴うと、土石流発生の面からみると危険度が大きいと考えられる。B方式では、変曲点から時間的に離れた大雨は有効雨量強度が上がらず警戒、避難を検出できないおそれがある。これは1度変曲点Aを検出してしまうと、降雨終了までその点をもとに有効雨量強度を計算しているためである。

解決方法としては、途中に変曲点Bが存在する場合は、再度変曲点Aを設定することが考えられる。また、変曲点検出雨量を大きくする方法もある。しかし、変曲点の位置は指針案の基本にかかわる部分であり、変更することは好ましくないといえる。

#### 2.5.3 断続的な降雨の場合

比較的大きな雨が断続的に降ると、前期雨量の影響が後続の雨におよび、後続の雨の降雨開始とともに警戒を検出してしまい、極端な場合は避難の検出および危険基準線への到達までも同時になってしまう。そのため、後続降雨が小さいときはその検出は空振りとなる。また、後続降雨が災害を起こすほど大きい雨であったとしても、警戒避難の検出が災害発生時刻の相当前になるので、情報としての意味を持たなくなってしまう。この現象は前期雨量の計算に用いる半減期が長いときに顕著に出る。これは方式上やむをえない現象であり、根本的な解決方法はない。しかし、CLあるいはEL・WLの妥当性を検討するときに、半減期の長さを評価基準に入れることで、ある程度の範囲で解決可能と思われる。

#### 2.5.4 運用上空振りが多い場合

土石流発生監視装置を実際に運用すると、空振りが多いのが実状である。運用において、災害が発生したのに避難の検出ができないという見逃しは、絶対に避けなければならない。そのため、基準値が安全側になることは否めない。空振りを避けるためには、安全率の高すぎる項

目を見つけ出し、適切な処理をすることが考えられる。土石流発生予知に既往最大時間雨量を用いていることは、常に最大の安全率を見ているようなものである。対処方法として既往最大時間雨量の代わりに確率規模の雨量あるいは短時間降雨予測値を使うことが考えられる。　確率規模の雨量としては、10年確率～50年確率程度を使用すればよいと思われるが、実降雨に対して運用しているときに、それより大きな降雨を観測した場合は、別な判断条件を入れるなどの対応をしなければならない。また、短時間降雨予測は、現在のところ完全な方法が確立していないので、今後の研究が待たれるところである。

2.6　今後の課題

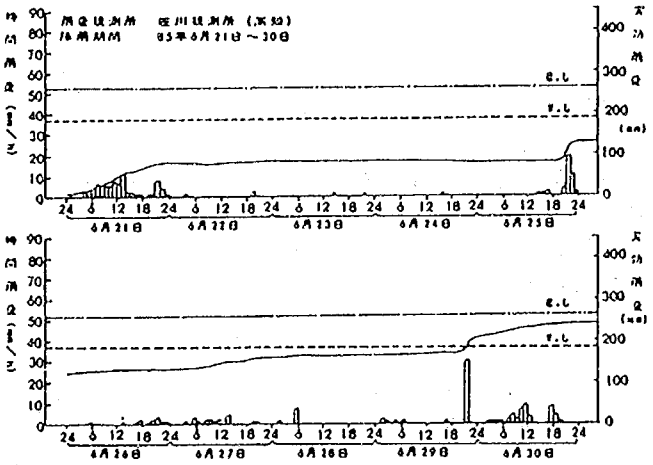
指針案による基準雨量設定は、過去の降雨に基づいた統計的手法であって、理論的・技術的に裏付けされた手法ではないので、解決しなければならない点が多々ある。それは現状での論理上の問題点の解決と、より精度の高い基準雨量の設定のための新方式の開発の２つに分けられる。現状での論理上の問題点については、ここである程度の解決をみた。今後は、土石流発生予知精度をより高める方法の研究を必要とする。

## 3.　新しい雨量指標を用いた基準雨量の検討

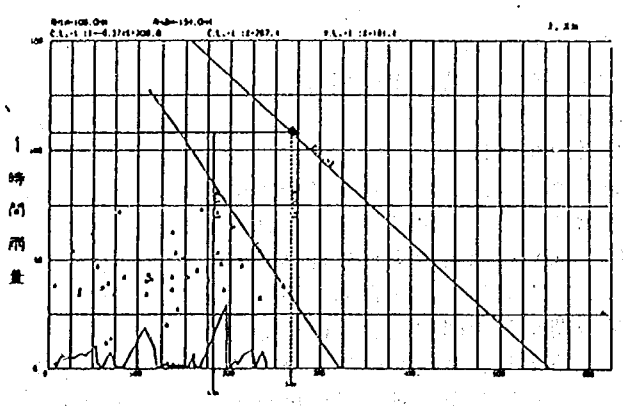
### 3.1　実効雨量を用いた基準雨量指標の問題点

土石流警戒避難のための基準雨量指標として実効雨量－１時間雨量強度（Ａ方式）、実効雨量－有効雨量強度（Ｂ方式）といった複数指標を用いた手法が提案されている。その後、この方法を用いた基準雨量調査が各地で行なわれたわけであるが、それらの調査、検討結果から、Ａ方式、Ｂ方式について長雨タイプの降雨に対して不都合が起きるとの指摘があった。

その一例を図７に示す。ここでの問題点は一連の降雨の定義（図９参照）が、24時間降雨中断となっているため、10日前の雨も連続雨量として 100％評価され、実効雨量が大きい値となり、容易に警戒線（WL),避難線（EL）を越え易くなることである。図７の降雨をＡ方式にて現わしたものが図８である。



図－７　時間雨量と実効雨量の時間的変化

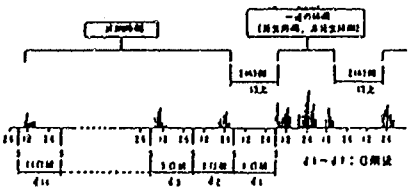


図－８　Ａ方式によるスネーク曲線の推移

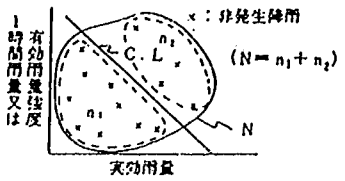
### 3.2　降雨指標の改良

ここでは、一連の降雨の定義を24時間降雨中断から12、６、３時間と変えた場合の効果と影響を調べた。降雨中断時間を短くすると長時間降雨が複数個に分かれて、実効雨量が小さくなり、長雨型にも適応する場合がある（図11参照）。

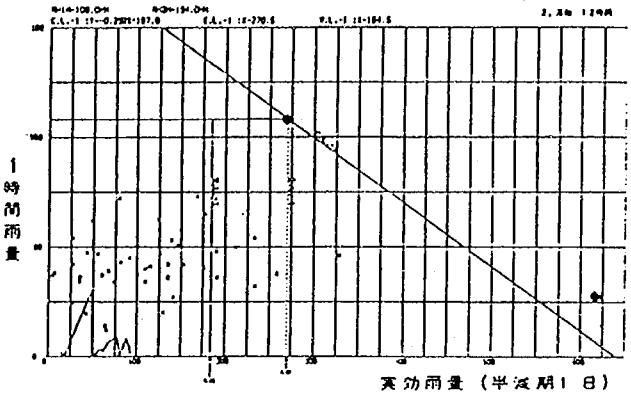
しかし、発生・非発生を分ける線（CL）にも影響があって、適合率が下がることもある（図12参照）。図12で適合率とは、図10に示した記号でｎ１／Ｎと表わせるもので、土石流発生降雨と非発生降雨のCLによる分離度を表わしている。図12によれば中断時間を短くすると適合率が落ちる地域があり、その原因が地域性によるものか指標として不適切であるためか今後検討の必要がある。



図－9　一連の降雨と前期降雨定義図




図－10　適　合　率




図－11　A方式，降雨中断12時間の場合のスネーク曲線

3.3　新しい降雨指標

ここでは、時間がたつ毎に降雨量を逓減評価する、残留雨量（RZ）と１、３、５時間雨量の２指標による方法（Ｃ方式）を検討した。

残留雨量とは、ある任意時刻の１時間雨量と、その１時間前の１時間雨量に減少係数を乗じた数値を、加算した雨量と定義する。

tn時間における残留雨量Znの例

t1時の残留雨量

$$Z1 = RH1$$

t2時の残留雨量

$$Z2 = RH1 \times K + RH2$$

t3時の残留雨量

$$Z3 = Z2 \times K + RH3$$

tn時の残留雨量

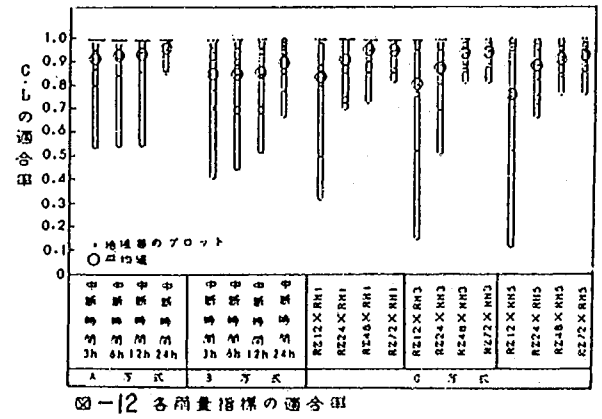
$$Zn = Zn-1 \times K + RHn$$

ここで、　t1～tn：時刻

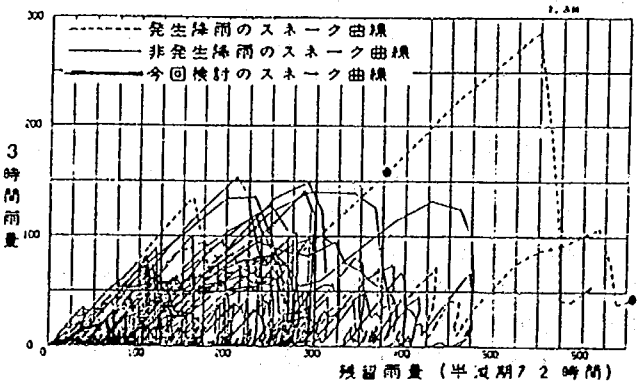
RH1～RHn:毎時の１時間雨量

K：減少係数（K＝0.5　）　T：半減期（単位時間）

残留雨量は、過去の雨量を連続的に逓減評価するため、図７で与えられた降雨は、図13の太線のように低い評価となる。Ｃ方式による適合率は図11から、半減期が72時間程度ならば全て0.8以内に納まり、良好な結果となっている。Ｃ方式は長雨に対して効果があることがわかったが、CLの設定方法等検討すべき問題が残っている。




図－12　各雨量指標の適合率




図－13　C方式によるスネーク曲線

## 4. 基準雨量の運用に関する簡易短時間降雨予測の検討

### 4.1 概 説

土石流警戒・避難基準雨量の運用にあたって、降雨予測は重要な項目の一つとなっている。そこで、現時点で入手可能なリアルタイム降雨情報（レーダ、アメダス、テレメータ等）を用いて、今後1時間の発生可能最大雨量を推定することを目的とした降雨予測手法について検討した。この手法は、予測対象地域について、予測対象時間内に到達する雨域の範囲を把握し、その範囲内の降雨状況を監視することにより、次の1時間の降雨量を推定しようとするものである。この予測手法の基本的手順は、次の3段階に分かれる。なお、使用した雨量データは、アメダスデータであり、予測対象地域は岐阜県中津川市付近とした。

① 対象領域およびその周辺における雨域移動特性の把握

② 雨域移動特性を基にした対象時間内（ここでは1時間）監視範囲の設定

③ 監視範囲内における雨量ベクトル別雨量増幅率の設定

以下①～③について述べる。

### 4.2 雨域移動ベクトルの推定

雨域の変化は、じょう乱の移動・発達・衰弱によって説明される。本検討においては、移動および発達・衰弱に分けて雨域変化特性を検討した。

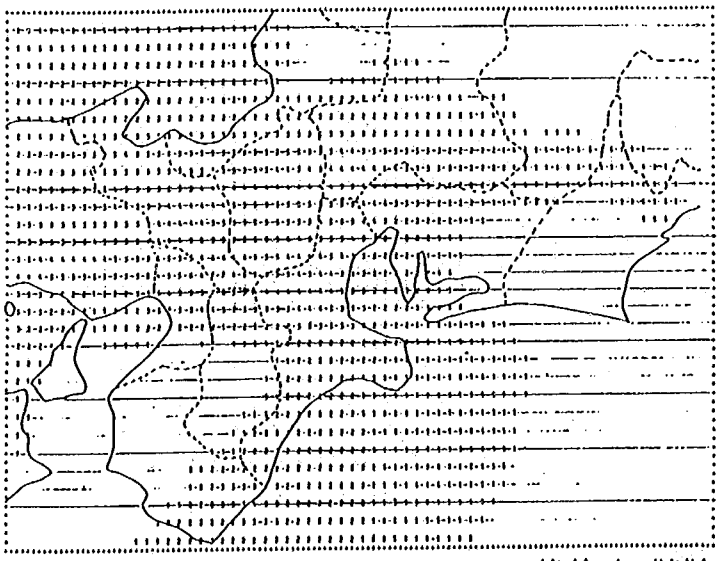


図15 アメダスデータによる雨域の例

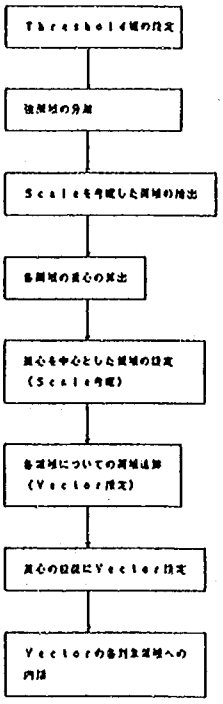



図14 雨域移動ベクトル推定フロー

そこで、客観手法によって確定された雨域、あるいはレーダ観測から得られた雨域を対象に、図14のフローにしたがって移動ベクトルを推定した。アメダス雨量（時間雨量）を用いて、客観解析をおこない、推定した雨域の例を、図15に示す。同様にして作成した1時間差のある2シーンを用いて、図14のフローにしたがってベクトルを推定した結果を、図16に示す。

取り扱った降雨データの期間は、1981年～1985年の暖候期で、主な降雨について、全時間で465時間分、抽出した。また、現段階では気象原因別に分けた検討は行なっていない。

### 4.3 監視範囲の設定

図16のベクトルを基に、全範囲を東西方向13、南北方向10の13×10メッシュに分割し、ベク

トルを内挿した。1メッシュは30km×30kmとなる。内挿した結果のうち、対象地区が存在するメッシュにおける、毎時のベクトルを、対象地区を中心に、頻度分布図として、図17に表わした。図中の数字は、当該メッシュを始点とし対象地区を終点とするベクトルの出現度数を示している。実線で囲った領域は、約97%が存在する範囲を示している。

過去5年間の主な降雨について、対象地区付近の1時間の移動は、ほぼこの範囲に納まっており、この範囲内の監視で把握できることになる。したがって、次の段階として、雨域の発達・衰弱の1時間の変化を追うならば、この領域内について検討すればよいことになる。

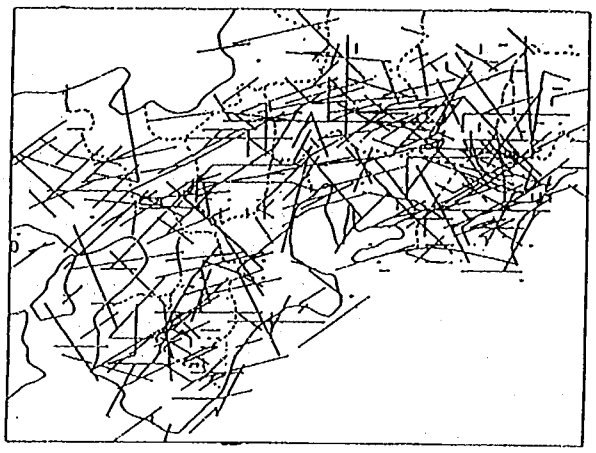


図16 雨域移動ベクトル推定図

### 4.4 降雨レベル別増幅率の検討

図17のように監視範囲を設定し、その範囲内に出現した降雨について増幅率の検討を行なった。増幅率の検討に関しては、下記の(1)、(2)に示した2種類の方法にて検討した。なお、検討にあたっての前提条件として「対象領域に発生した降雨は領域内であればどこでも発生する可能性がある」という条件を設定した。すなわち対象領域内で起こる、雨域の発達・衰弱の現象は、そのまま対象メッシュにも起こり得るということである。

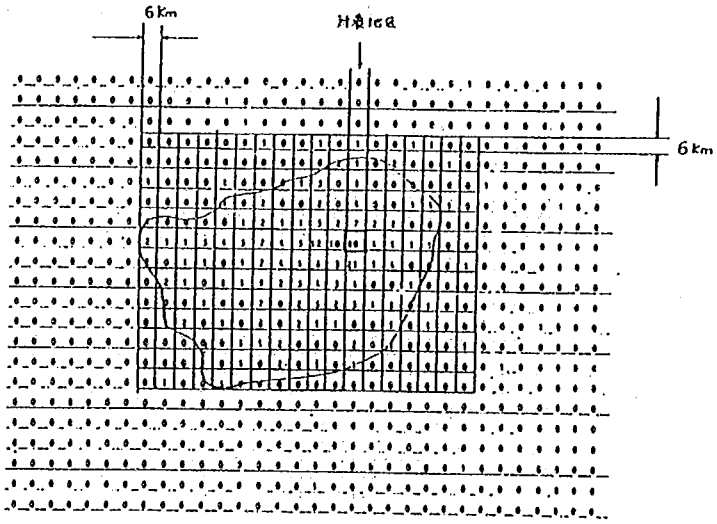



図17 対象地区監視範囲（ベクトルから設定）
数字は頻度（回数）

(1) 領域内最大値の比による方法

時刻tにおける領域内最大雨量Rmax(t)と時刻t－1における領域内最大雨量Rmax(t-1)の比を増幅率F1とする。

$$F1 = Rmax(t) / Rmax(t-1) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

(2) 移動ベクトルを考慮した方法

時刻t、位置(x, y)における領域内最大雨量Rmax(t, x, y)の時刻t-1における位置を、移動ベクトルを用いて推定し、その時のメッシュの雨量R(t-1, x-Δx, y-Δy)との比をF2とする。

$$F2 = Rmax(t, x, y) / R(t-1, x-\Delta x, y-\Delta y) \quad \cdots\cdots\cdots \quad (2)$$

(1)の方法により推定した増幅率と降雨レベル（前1時間最大雨量）との関係を図19に示す。(2)の方法による結果を図20に示す。双方の結果とも降雨レベルが上がるほど、増幅率が下がるという傾向を示しており、この傾向の程度が、対象地域の降雨特性の一部を表わしているといえる。

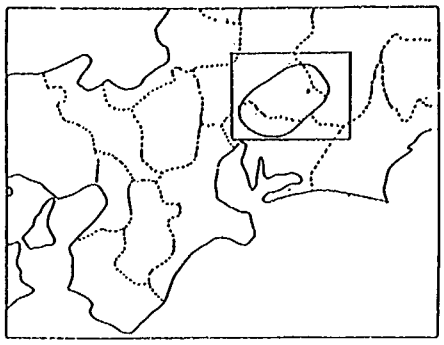


図18 監視範囲概略図

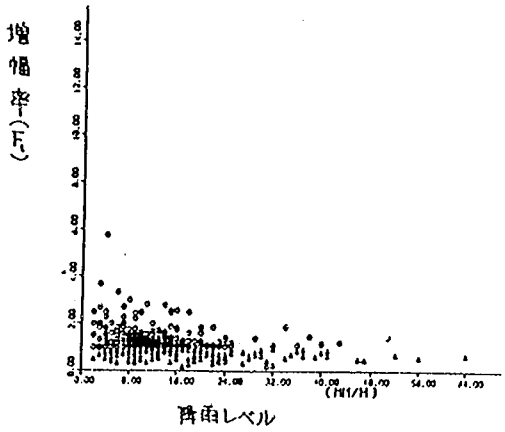



図19 降雨レベル別増幅率分布
（領域内最大値の比）

これらの手法についての考察として第一に重要なことは、(1) の手法は連続した現象を追ったものではなく、この地域において出現する毎時最大1時間雨量の強度変化率をとらえたにすぎないということである。ベクトルを考慮せずに、その時に出現している毎時最大1時間雨量を比較しているため、別の移流ベクトルに乗った雨量を比較・評価している場合が生じ、降雨強度変化は雨域の一連の移動を基礎にして起こるという立場からみると、論理性に欠ける。しかしながら、一定区域の中である時刻の最大1時間雨量をその時、その場のポテンシャルと考え、そのポテンシャルが次の1時間に影響するとすれば、(1) の手法にしたがって求めた増幅率も、その時、その場の降雨特性をあらわしているといえる。

次に図20についてみると、増幅率が 1.0以下となるものの数が極端に少ないことに気づく。これは、ある時刻に最大値となっている雨域をベクトルで1時間前に戻した値と比較した値のみをとっているためで、ある1時間最大値であって次の1時間には衰弱して最大値とならなかったものは評価されていない。このように考えると、ある時刻で最大値のものが次の1時間でどの程度増幅するかという条件での整理もあり得るが、この条件では(1) より衰弱をとらえ易くなるが、発達のとらえ方が甘くなる。

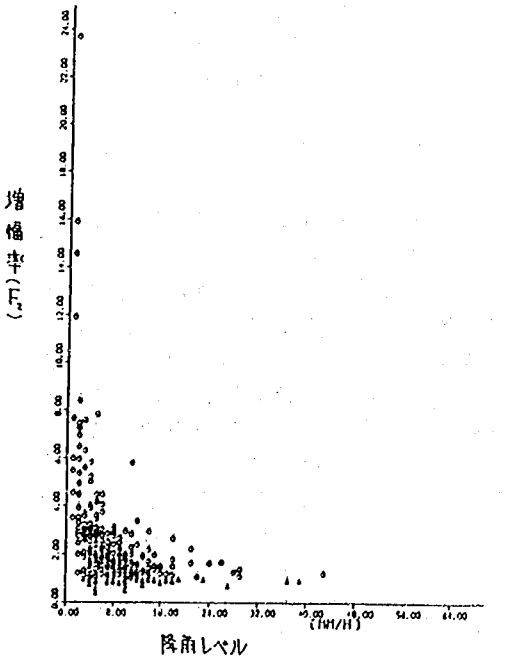



図20降雨レベル別増幅率分布
（移動ベクトル考慮）

4.5　短時間降雨予測の例

降雨レベル別増幅率については、さらに検討を続けなければならないが、ここではとりあえず、(1) の最大値の比による方法の結果を元に、上位8割ぐらいを目安に0～4㎜の増幅率を 3.0、4～8㎜を 2.5、8～12㎜を 2.0、12～16㎜を 1.5、16㎜以上を 1.2とした。降雨予測は、図17の枠で示した監視範囲のアメダスデータを使用して行なった。方法は、監視範囲の中

に現われた最大の1時間降雨に、上述した増幅率を掛けた値を対象地点の次の1時間の予測降雨量とした。降雨予測結果と、中津川市付近での実測データを図21に示す。

ここでの方法は、土石流警戒避難基準雨量の運用を意識したもので、実測値が予測値を上回らないような予測を目的としたものである。したがって、実測値と予測値の間に相当の開きが出てしまうのは、ある程度避けられないものであるが、その差を縮める努力は必要である。ベクトルの移流や増幅率の検討の際に、気象原因別に整理する等の改良が考えられる。また、ここでは、アメダスデータを使用して予測を行なったが、レーダ雨量データを使用した簡易降雨予測も可能と考えられ、引き続いて検討を行なう予定である。

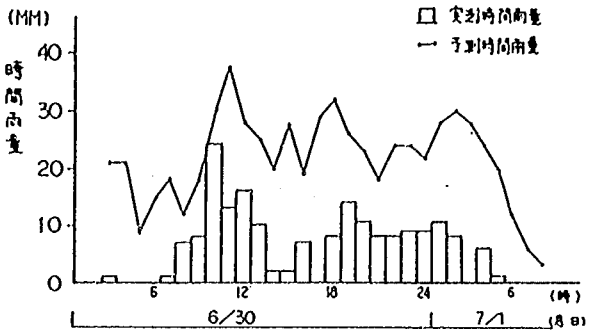



図21 1時間降雨予測結果 例 (中津川市付近)

本報告では、1時間での雨域の移流状況から、対象地域に1時間以内に到達する雨域を設定し、その範囲の中で、じょう乱の発達・衰弱に伴う、降雨の増幅率を検討することによって短時間降雨予測への応用の手がかりを得た。また、1時間以内に到達する雨域の範囲や降雨の増幅率は、その地域の降雨特性を反映したものであり、降雨の地域特性を調査する手法としても評価できるものと思われる。

## 5. 土砂災害に関する情報収集・伝達システムの検討

### 5.1 概説

土石流避難警戒体制において、住民が的確な避難をおこなうためには、避難行動のきっかけとなる情報を必要とし、そのうちで最も有効な情報は行政から避難命令（勧告）であろうと思われる。行政が適切な避難命令を出すためには、発令の判断基準となる降雨量や周囲状況などの各種情報の収集を必要とする。また、住民にとっては画一的な避難命令だけでなくその命令の基になった情報も含めて受け取る方がよりスムーズな避難行動を取れると考えられる。このように土石流避難警戒体制においては情報の収集と伝達が非常に重要であるといえる。ここでは総合土砂災害防止対策の中での情報収集伝達システムに要求される機能について検討し、さらに、このようなシステムにとっては、入力から出力までに要する時間（スループットタイム）の短縮が課題であると考え、モデルシステムを想定して、スループットタイムの計算を試みた。

### 5.2 システムに要求される機能

#### 5.2.1 システムの想定

システムとは、人間がある目的をもって作るハードウェアとの組み合わせと表現でき、システムの中には人間も含まれるし、いくつかのシステムの組み合わせを1つのシステムとすることもできる。システムの大きさは様々なものが考えられるが、ここでは図22に示すように市町村を基本ブロックとした分散処理システムを想定して検討を進める。

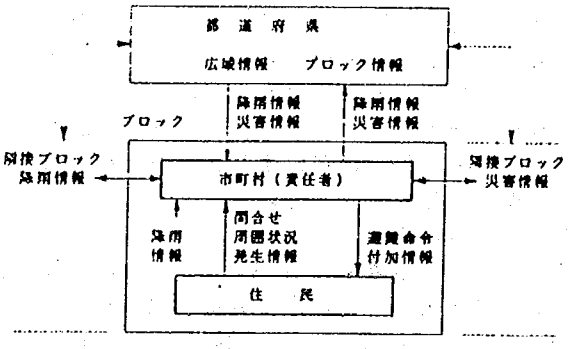



図22 想定システム構成

#### 5.2.2 必要な情報

図22の基本ブロックにおける情報要求

者は責任者と住民である。責任者が必要とするのは避難命令を発令するかしないかの判断、つまり土石流発生予測のための情報で、①現在の降雨情報、②降雨予測情報、③近隣ブロックの災害発生情報、④自ブロックの災害発生情報が考えられる。また、住民が必要とするのは避難をするかしないかの決断のための情報で、①避難命令、②避難命令に先立つ警報、③自宅周辺情報が考えられる。システムはこれらの情報をスムーズに収集伝達できるように構成しなければならない。ところで、収集伝達する情報は多ければ多いほどよいかというとそうではない。情報の価値はその情報を受け取ることによってどれだけの利益を得られるかにあるので、情報の価値を高めるためには、誤りのない適度な量の情報を適切な時期に受け取らなければならず、処理能力を超えるほど情報量が多すぎるはいたずらに混乱を増すだけで意味がない。適切な時期というのは非常に重要で、土石流が流下してしまってから発生予知情報が入っても何らの価値もないし、発生1分前の避難命令は価値が小さいといえる。

表1　利用可能な通信網

| 名　称 | 備　考 |
|---|---|
| 中央防災無線網 | |
| 消防防災無線網 | |
| 都道府県防災行政無線 | |
| 市町村防災行政無線 | |
| 防災相互通信用無線網 | |
| 一般放送網 | テレビ、ラジオ |
| 緊急警報放送システム | 一般放送網利用 |
| 加入電話 | |
| 民間会社無線 | タクシ、運送会社 |
| 個人無線 | ハム、パーソナル |
| ニューメディア | 宇宙通信、ＣＡＴＶ<br>ビデオテックスなど |

5.2.3　情報処理方式

情報処理方式として集中処理型と分散処理型に分けられる。現代は情報化時代などといわれ、通信技術とコンピュータの発達によって集中処理システムを作ることは容易であるが、災害時にすべての通信回線を確保することは困難であり、集中処理システムは一部の回線障害によって全システムに障害を受ける可能性が高い。したがって土石流警戒避難のための情報収集伝達システムは分散処理型でなければならないと考える。

5.2.4　通信回線の構成

情報を収集伝達するためには通信回線が必要である。回線構成方法としてツリー、スター、ループ、ネットなどがあるが、先に述べたような災害時の回線障害を考慮すれば、一部に障害を受けても他の部分でカバーできるネット状回線が最適と考える。なお、警戒避難システムのためだけに全回線を新設することは不経済なので、できるだけ既設の回線の併用を考慮することが望ましい。利用可能な通信回線としては表1に示すものが考えられる。

なお、加入電話はほとんどの家庭に普及しているので安易に利用できる通信網であるが端末部分が有線であるので災害時に機能を確保できない可能性が高い。避難の指示などの連絡は災害発生前なので支障はないと思うかもしれないが、災害が起きるような大雨が降るときは災害が発生するしないにかかわ

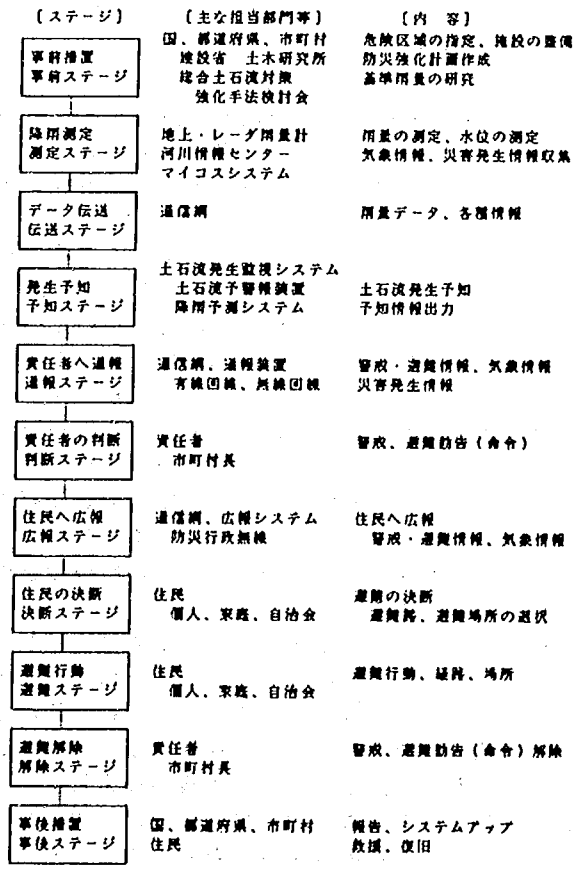


図23 基本モデルの系統図

らず、問い合わせなどの一般通話で回線が輻輳し、回線がつながるまでの待ち時間が大幅に増加して必要な通話ができなくなる可能性が強い。したがって重要な情報伝達手段として加入電話だけに頼ることは避けなければならない。

5.3　スループットタイムの検討

スループットタイムとはあるシステムに情報を入力してから処理した情報を出力するまでの時間と定義され、土砂害防止のための情報収集伝達システムでいえば雨量を観測してから住民が安全な場所に避難しおわるまでとなる。現在、土石流発生予知のための基準雨量設定は、土石流発生の1時間前に予知情報を得られることを目標としているので、降雨測定から避難完了までに要する時間は1時間以内に限定され、基準雨量の精度を考慮すればさらに短い時間にする必要がある。ここでは、システムの動作を図23の系統図に示すような11個のステージに分割し、各ステージの所要時間を想定して総合スループットタイムを計算する。なお、事前ステージはシステムを有効に機能させるためには重要なステージであるが、リアルタイムである必要はないので計算から除く。

表2はローカル型の土石流発生監視装置を中心とした小規模システム、表3は集中型土石流発生監視装置を中心とした中規模システムの想定スループットタイムである。また、表4は土石流発生予知に予測降雨量を取り入れた大規模システムの想定スループットタイムである。

表2　小規模システムのスループット計算例

| ステージ | 時間（分） | | 条件 |
|---|---|---|---|
| 測定 | 1 | 1 | 転倒ます雨量計 |
| 伝送 | 0 | 0 | 雨量計直結 |
| 予知 | 1 | 1 | |
| 通報 | 0 | 3 | 左側は直接広報 |
| 判断 | 0 | ～5 | |
| 広報 | 3 | 3 | 同報方式 |
| 決断 | ～5 | ～5 | |
| 避難 | ～30 | ～30 | |
| 合計 | 40分 | 48分 | 左側は自動広報方式 |

表3　中規模システムのスループット計算例

| ステージ | 時間（分） | 条　件 |
|---|---|---|
| 測定 | 1 | 転倒ます雨量計 |
| 伝送 | 1 | テレメータ |
| 予知 | 1 | |
| 通報 | 3 | 電話通報 |
| 判断 | ～10 | |
| 広報 | 5 | 同報方式 |
| 決断 | ～5 | |
| 避難 | ～30 | |
| 合計 | ～56分 | |

表4　大規模システムのスループット計算例

| ステージ | 時間（分） | 条　件 |
|---|---|---|
| 測定 | 5 | 転倒ます雨量計 |
| 伝送 | 10 | ＮＴＴ回線で伝送 |
| 予知 | 5 | 降雨予測値手動入力 |
| 通報 | 3 | 電話通報 |
| 判断 | ～10 | |
| 広報 | 5 | 同報方式 |
| 決断 | ～5 | |
| 避難 | ～30 | |
| 合計 | ～73分 | |

表4の計算例のように想定スループットタイムが1時間を超えるような場合は、各ステージの処理時間を短縮する必要がある。ステージによっては時間を短縮できないもの（例えばレーダＲ雨量計）もあり、そういう場合はシステムの構成まで見直さなければならないこともある。いくつかのステージは人間の判断に時間を消費しているので、あらかじめ判断手順を作成しておけば判断に要する時間を大幅に削減することが可能であろう。情報収集伝達システムとしては有効な判断材料をいかに収集伝達するかが課題となる。計算例では避難に要する時間が最も長くなっているが、避難場所や避難経路の設定方法によって短縮することが可能である。また、判断時間や避難時間は訓練によって短縮できる可能性があり、そのための日頃の防災訓練が重要であるといえる。

5.4　今後の課題

有効な土砂災害情報収集伝達システムが機能している間は十分な情報を収集・伝達でき、処理や判断も考え得る最適なものができるので、個人的な処理や判断の度合いは少ないと思われる。もちろんシステム自体は十分な信頼性を持たせ、機能を維持できるように保守を心掛け、時代に対応して改良をしていかなければならない。しかしながら災害は往々にして予測外の事態を生じるものであるし、一旦災害が発生した場合はシステムが最後まで機能し続ける保証もない。現に過去の災害において通信回線の切断や停電によって情報伝達に支障をきたした事例が多い。システムが障害を受けたときの最後のより所は個人の判断であり、自分の命は自分で守るという心掛けである。したがって、土砂災害情報伝達システムのようなソフトウェアや砂防ダムなどのハードウェアの整備も重要であるが、同時に各個人の防災意識の確立のための啓蒙も併せてを望みたい。

昭和61年度 道路事業調査費

2.2　道路の災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査

2.2　山岳道路斜面の安定に関する試験調査

2.2.1　山岳道路盛土の土石流による災害防止に関する試験調査

砂防研究室　室　　長　矢澤　昭夫
主任研究員　水山　高久
鈴木　浩之

## 1、研究の目的

本研究は、山岳道路の土石流による被害を防止、軽減する方策を検討する基礎として、山岳道路が、土石流発生時に受ける被害の形態と、その過程を実際に土石流の発生した箇所の模型を用いて調べた。また、昭和６１年７月に土石流の発生した国道163号線（京都府相楽郡）を対象として土石流発生予想渓流の判別、道路土工指針（案）による対策工の検討を試みた。

## 2、研究対象事例と実験の概要

山岳道路の例として、昭和57年長崎豪雨災害で被害を受けた長崎県芒塚町を流れる４の沢を取り上げた。模型の縮尺は1/55で、上流部は平均勾配15.8度,幅約10mのほぼ直線水路で扇状地部は、最大幅270m、平均勾配1/7（約8度）である。河床はモルタル製で、道路盛土のみを土石流と同一の砂礫で製作した。流量は、合理式で計算した$Q_p=8.1m^3/s$を基に、土石流のフロント部が清水流量の数倍になることを考慮して[1]、清水の3,6,9倍の流量に近い1,2,3ℓ/Sとした。土石流の土砂量は2,047m³、崩壊した盛土の土砂量は9,930m³とした。実験に用いた土砂、平均粒径dm=0.5m,最大粒径dmax=1.5mである。

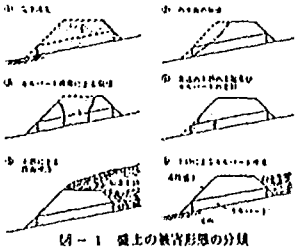
写真-1　模型の全景

## 3、１結果と考察

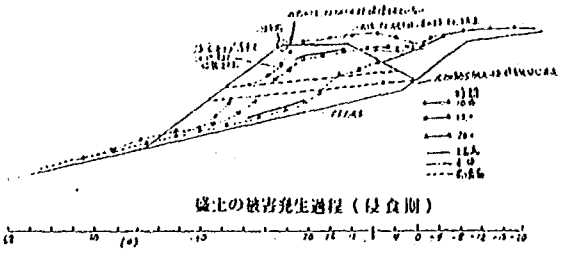
昭和58年の島根豪雨災害調査では盛土の被害形態は図－1のように分類されている[2]。これは災害後に盛土の状態を観察して分類したもので、出水中の被害の発生過程を表したものではない。そこで、災害の発生過程を実験より表－１のように６つに分類した。実験ではほとんどの災害発生過程が(c)、実験終了後の被害形態はほとんどのケースが盛土の完全流失となった。災害の発生過程が(c)になるのは、谷の出口での流路幅の変化、勾配の変化の影響で土砂と水とが分離し、土砂が盛土を乗り越える以前に先に盛土に達した水のみが乗り越えて下流法を洗掘するためである。

表－1　盛土の発生過程の分類

| 番号 | 盛土の発生過程 |
|---|---|
| (a) | 土石流の流出力が盛土を破壊する |
| (b) | 土石流によりせき止められた土砂が盛土を破壊し、盛土のすべり破壊を誘発する |
| (c) | 土石流によりせき止められた土砂は、盛土破壊をまねきもするが、盛土がアーチドムのような役割をもち、上流部が堆砂して流水の力が盛土を乗り越え、盛土のすべり破壊を誘発して破壊する |
| (d) | 盛土がアーチドムのような役割をもち、盛土の上流部にせき止められた土砂はその堆積圧に対しては盛土を破壊しない破壊する |
| (e) | 盛土の法尻部に生じた土石流の流勢が弱まるものの、盛土の破壊は発生しないが、堆積に対する盛土の耐力を破壊する |
| (f) | 盛土およびカルバートの破壊は発生しないが、土砂によって埋没する |



図－1　盛土の被害形態の分類




図－2　実験による盛土の被害発生過程（C）の例（Q=1 /S）

また被害形態が完全流失となるのは、盛土に使用した土砂の粒径が粗く粘着性に乏しく崩れ易いこと雨から計算された流量の3倍及び6倍の多量の水を与えたこと、盛土と河床の境界で滑りが生じ易かったことが考えられる。

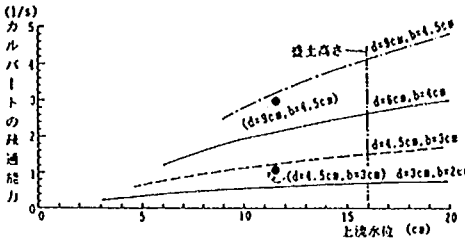
### 3．2　カルバートの疎通能力の検討

盛土が十分に強く、上流面を不透水性の材料で被覆した場合、流下してくる土石流に対し、疎通能力が十分で有れば、盛土が破壊されることはないと考えられる。そこで、実験に用いたカルバートにどの程度の疎通能力があるかを、越流の発生しなかった例について検討した。

カルバートの通過量は、今回のような状況では $Q = 2/3 \cdot C \cdot b \cdot \sqrt{2g}\,[H^{3/2} - (H - d)^{3/2}]$ ‥(1)

で表せる[3]。ここに、C:係数、b:カルバートの幅、g:重力の加速度、H:カルバート上流面の水深、d:カルバートの高さである。(1)式は鉛直オリフィスの場合の流量の式で、カルバート（オリフィス）の上流面が鉛直より傾斜している場合は流量を正する必要があり、$Q_0 = Q \cdot \sec\theta$ ……(2)

で表される。ここに、Q:傾斜したオリフェスと$H_1$ $H_2$が等しい鉛直オリフィスの流量、$\theta$:傾斜角度である。(2)式によってカルバートの疎通能力を計算した結果を図－3に示す。実験上で越流が発生しなかった場合の実測値（図中○印）と計算値はほぼ等しくなっていることから、(2)式でカルバートの流量が計算できることが分かる。また、図－2中の高さd=6cm,幅d=4cmでは、盛土の上流側の水位が盛土高さと同じまで達したとすれば計算上は、給水量（21/s）よりも疎通能力（2.21/s）が大きくなる。しかし、実際には越流が発生して盛土が破壊された。これはカルバートの入口付近に土砂の堆積が生じカルバートを通過する流量が減少したためと考えられる。このように、カルバートの上流に土砂堆積や閉塞が発生した場合、越流が発生する可能性がある。




図－3　上流水位とカルバートの疎通能力の関係

### 4、今後の問題点

土石流が発生する危険性のある渓流を山岳道路が横断する場合、カルバートでは、① 大断面のカルバートを採用する。② 下流法面を保護し、越水しても洗掘されないようにする。③ 盛土への浸透を抑え、パイピングによる法先の破壊を防ぐ。といった留意点が判明した。

さらに、６１年度の研究を通して簡易なダムやフェンスを上流に設け大礫、流木によるカルバートの閉塞を防ぐことまた、渓床と道路面の比高が小さい場合、特に山岳地域の小規模な道路では、洗越が有効と考えられるので、土石流覆工とともに検討する必要がある。

参考文献

1)：上原信司、水山高久；土石流動態観測に基づく土石流ピーク流量の検討，新砂防 Vol.37,No.3 (1984.9)pp.23-24

2)：村上順雄、寺田章次、佐々木康、松尾　修；昭和58年7月豪雨（島根）によるカルバート被害の調査，土木技術資料　Vol.28　No.6(1986)，pp20-25

3)：VEN TE CHOW;OPEN-CHANNEL HYDRAULICS,McGRAW-HILL KOGAKUSHA,LTD.,(1959),pp492-498

注）：以上の実験は、約15分の16m/mフィルムおよびVTRにまとめられており、閲覧可能である。

昭和61年度 砂防事業調査費

2.3　砂防調査

2.3.1　土石流に関する調査

(1)　土石流対策工法に関する調査

砂防研究室　室　長　矢澤　昭夫
研究員　原　　義文
大場　　章

## 1　まえがき

土石流対策工について、これまでは個々の対策施設の効果を調査してきたが、複数の施設全体の評価は行なわれていない。そこで61年度は模型実験と土石流氾濫シミュレーション計算により、複数の砂防ダムの全体としての土石流に対する効果を調査した。シミュレーション計算には実際に土石流が発生し、砂防ダムによって土石流が捕捉された渓流をモデルとして取り上げており、この実態についても述べる。

## 2　複数砂防ダムの評価に関する模型実験

### 2．1　実験方法

図1に示すような台形水路を用いて1基の砂防ダムを設置した場合と、3基で同じ貯砂容量を持つ砂防ダム群を設置した場合に対して、貯砂容量にみあう土石流を与えてその効果を比較した。ここで取り上げたケースは、勾配20度、給砂量4　、ダム高は、1基の場合15cm、3基の場合9.5cm で、給砂した土砂の粒径は図2に示したとおりである。土石流の与え方は、最初に水路の上流部に4000cm³の土砂を敷き、その上流から8秒間、1ℓ/sの給水を行ない、単独の土石流を発生させた。

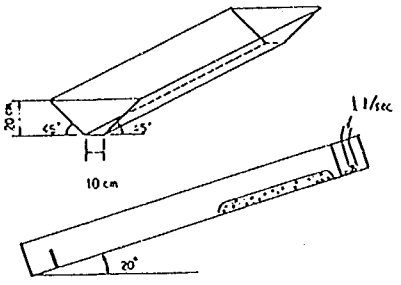


図1　実験使用水路

### 2．2　実験結果

図3にダム1基の場合の土石流の捕捉状況を示す。土石流は先端がダムに達した後、ダムに近い側から横断方向に水平に堆砂させてゆき、後続の土石流を取り込んで堆砂する。最終的には、ダムから上流10.5cmのところまでに全ての土砂が堆砂する。最終堆砂勾配は、約1/5 となっており、元河床勾配、1/2.7 の約1/2 となった。

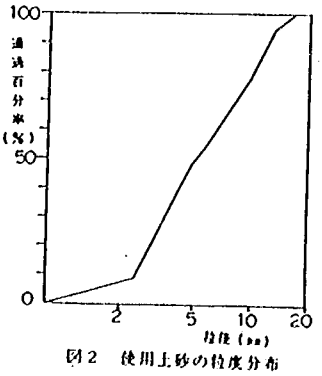


図2　使用土砂の粒度分布

図4にダム3基の場合の土石流の捕捉状況を示す。ダムの高さが低いため土石流は1基目及び2基目のダムに衝突するとすぐに乗り越え、3基目のダムに達した。3

基目のダムからは水のみが流出し、土砂は流出していない。土石流はダムに衝突するとともに横断方向に広がり、袖部分に多くの土砂が堆積する。最上流及び中央のダムの水通しからの最終堆砂勾配は元河床勾配の約1/2であるが、袖部分に多くの土砂を堆積させたために最下流のダムにはダムを満砂させるだけの土砂は達していない。

図5に土石流フロント部の流速変化を示す。ダム3基の場合、ダム間での流速は大きく変動するが、最大値はダム上流での流速とほぼ変わらないことから、下流のダムも上流のダムと同等の衝撃を受けることになる。

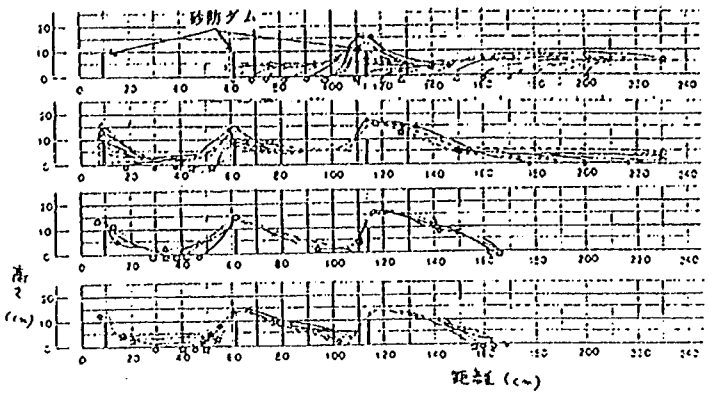



図3　ダム1基の場合の土石流捕捉状況

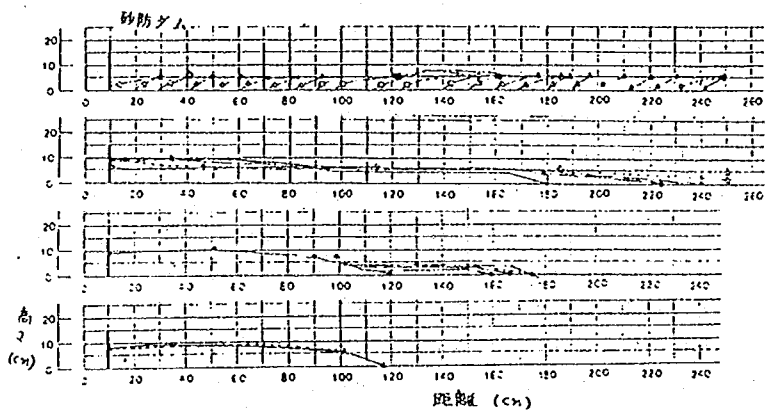



図4　ダム3基の場合の土石流捕捉状況

以上のことからダムを3基とした場合、ダム1基の場合と同じ土石流捕捉効果をもつこと、3基のダムそれぞれに同等の衝撃力を考慮した設計としなければならないこと、がわかった。ダム1基の場合、土石流はダム水通しよりかなり低い位置に衝突し減勢するため、ダム3基の場合より安全であると考えられる。また土石流捕捉後の堆砂勾配は今回の実験では約1/2となったが土石流の濃度や後続流の大きさの程度によっては異なることが考えられこの実験だけでははっきりしたことはわからない。

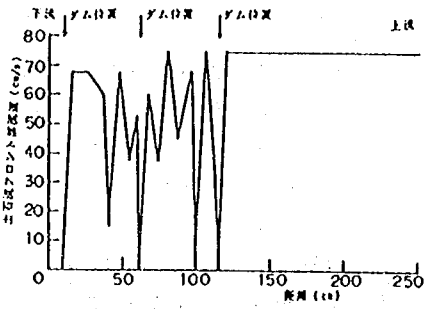



図5　ダム3基の場合の土石流の流速変化

3　複数砂防ダムの評価に関する土石流氾濫シミュレーション計算

3、1　モデルとした渓流での砂防ダムによる土石流捕捉実態

昭和61年7月21日京都府南部地域で多くの土石流が発生した，それらのうち、大切谷川の大切谷砂防ダムは土石流を捕捉し、その下流の災害を未然に防いだ．この大切谷川と大切谷砂防ダムを今回の検討対象とする．以下に大切谷砂防ダムによる土石流の捕捉実態を述べる．

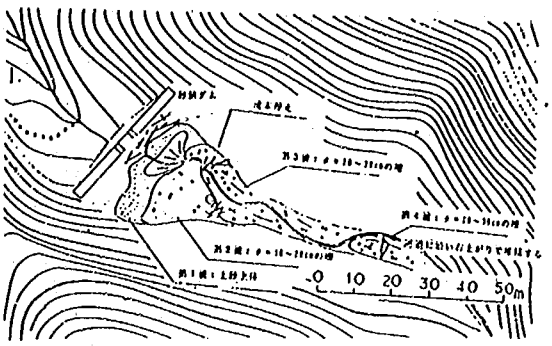



図6　大切谷砂防ダム堆砂状況平面図

図6、7に、大切谷砂防ダムが土石流を補足した後の平面図及び縦断図を示す．平面図より土石流が複数回に渡って流出したことがわかる．後から流出した土石流は堆積の最上流から中央部に向かって平らに堆積しており、既に述べた実験結果と類似している．また縦断図から最終の堆砂勾配は元河床勾配のおよそ1/2となっていることがわかる．

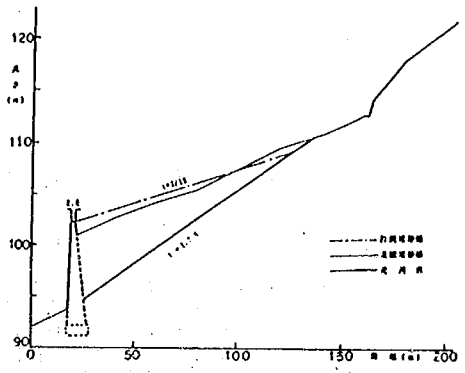



図7　大切谷砂防ダム堆砂縦断図

3、2　土石流氾濫シミュレーション計算による複数砂防ダムの評価

現在大切谷砂防ダムに堆積しているおよそ6000m³の土砂を渓流の上流から供給して、大切谷砂防ダム1基で捕捉する場合と、全体で同じ容量の、3基のダム群によって捕捉する場合の効果比較を、土石流氾濫シミュレーション計算によって行なった．計算には、図8に示した土砂濃度式を使用した．流量としては、土石流発生の当日の降雨から合理式で求めた流量の3倍の量を、10分間流した．これは、ここで使用した計算式の勾配による土砂濃度が、実際の土石流よりもかなり小さいものと考え、土砂の移動量を増加させるために流量を増加させた．．ダムの高さは、1基の場合、8m、3基の場合、上流から4m、4m、5mとした．

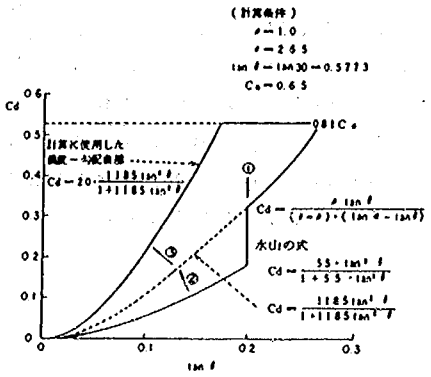



図8　計算条件説明図

計算結果を図9、10に示す．図中の数字は、0が0m、2が0～0.5m、3が0.5～1.0m、4が1.0～2.0m、5が2.0～4.0m、6が4.0～6.0mを示す．ダム1基の場合、実際の現象に比べて土砂は上流

部分に片寄って堆積している。これは、シミュレーション計算が平衡状態の土砂濃度式を基本としたものであるため、短い区間の緩勾配部で、土砂の動きが土石流による土砂の動きに比べて、緩慢になっていることによるものと考えられる。ダム３基の場合、模型実験と同じように上流及び中央のダムに多くの土砂が堆積し最下流のダムには小量の土砂しか達していない。すなわち上流の２基のダムで計画以上の土砂を捕捉していることになる。

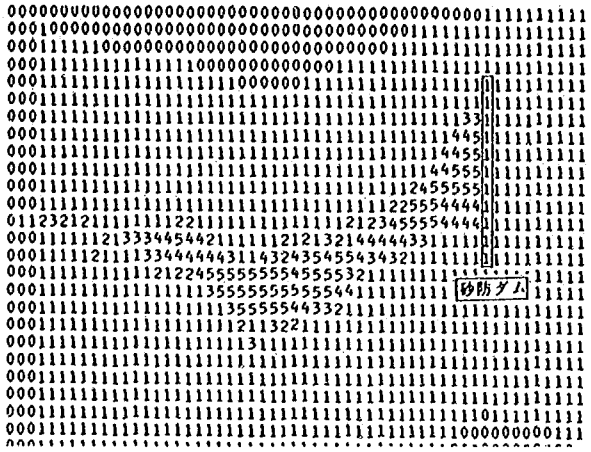



図9　砂防ダム１基の場合の堆砂計算結果平面図

## 4　まとめ

以上、模型実験及び土石流氾濫シミュレーション計算により、土石流に対する単一及び複数砂防ダムの検討をした。その結果、どちらも元河床勾配の1/2で設定した計画対象土砂量を余裕をもって堆積させることができた。ただし複数砂防ダムの場合、上流側のダムはダムの袖部にも土石流が衝突し堆砂するため、袖部の補強対策または袖部を越流しても安全が保たれる対策が必要となる。なお、今回の検討は、後続流がほとんどない土石流という、一つの条件のみの検討であったため、今後様々な条件での検討が必要である。

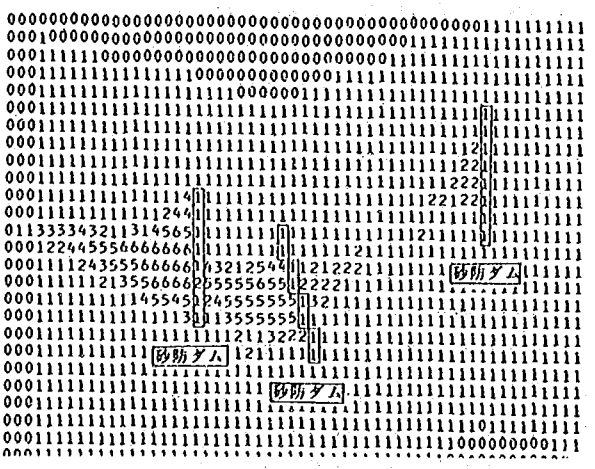



図10　砂防ダム３基の場合の堆砂計算結果平面図

また、渓流中の土石流の流下、堆積を平衡状態の土砂濃度式を基本とした土石流氾濫シミュレーション計算により行なうことは若干無理があり、今後土石流の流れを表現するよう改良を加える必要がある。

## 2.3　砂防調査

### 2.3.1　土石流に関する調査

#### (2)　土石流対策システムに関する調査

砂防研究室　室　　長　矢澤　昭夫
主任研究員　水山　高久
研　究　員　原　　義文
下東　久巳

1、まえがき（研究目的）

土石流対策は構造物によるハードな対策と警戒避難体制の確立や土地利用の規制など構造物によらないソフトな対策の両面から進められている。これらの対策を合理的かつ効率的に進める上で重要なのが土石流が堆積・氾濫する範囲の推定であり、このためには崩壊土砂量を正確に予測することと、この土砂量に対して、土石流到達範囲や氾濫区域が精度良く推定される必要がある。また土石流対策として緩衝樹林帯が一部で用いられており、立木の土石流制御効果についても明らかにする必要がある。

2、研究方法

昭和13年に大土石流災害が発生した六甲山系住吉川を例にとり、土石流が堆積する扇状地上の堅牢な構造物や流路工などの砂防施設が、土石流あるいは土砂流的な洪水氾濫に与える影響を考慮して土石流氾濫シミュレーションモデルを改良した。またこれとは別に、同じ住吉川の扇状地をモデルとして水理模型実験を実施し、昭和13年災害時の土石流氾濫状況の再現を試み、小縮尺模型による土石流氾濫区域の推定方法の妥当性を検討した。

昭和61年7月21日京都府南部に発生した土石流災害について、現地調査，現地の土を用いた土質試験、斜面安定解析、土石流氾濫シミュレーションの適用等を行って、土石流の発生、流下、堆積条件を検討した。

模型立木の静的引き倒し実験と、実験水路内での疑似土石流による押し倒し実験により立木の破壊機構を考察し、林学分野で多く実施されてきた抜根試験の結果を参考として、実際の立木の押し倒し限界を推察した。

さらに、桜島において、日米共同で土石流観測を行い、土石流の流下時の流速分布等の測定を試みた。

3、研究結果

3、1　流路の影響を考慮した土石流堆積シミュレーション

(1)　概説

昭和13年に発生した六甲山系住吉川における土石流災害を例にとり、微地形や家屋、特に比較的大きな断面を持つ流路のある扇状地について、流路沿いの流れを一次元的に追跡し、流路から扇状地ま

たは、扇状地から流路への土砂と水の出入りを別々に計算して、土石流の堆積範囲計算に反映させることができるよう、土石流氾濫シミュレーションモデルを改良することを試みた。

(2) 計算モデル

x 方向の運動方程式

$$\frac{\partial M}{\partial t}+\beta\frac{\partial(M\cdot u)}{\partial x}+\beta\frac{\partial(M\cdot v)}{\partial y}=-g\cdot h\cdot\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{Fx}{\gamma}\quad\cdots\cdot(1)$$

y 方向の運動方程式

$$\frac{\partial N}{\partial t}+\beta\frac{\partial(N\cdot u)}{\partial x}+\beta\frac{\partial(N\cdot v)}{\partial y}=-g\cdot h\cdot\frac{\partial H}{\partial y}-\frac{Fy}{\gamma}\quad\cdots\cdot(2)$$

水の連続式

$$\frac{\partial}{\partial t}((1-Cd)\cdot h)+(1-C_s)\cdot\frac{\partial z}{\partial t}+\frac{\partial q_x}{\partial x}+\frac{\partial q_y}{\partial y}=0\quad\cdots\cdot(3)$$

砂礫の連続式

$$\frac{\partial}{\partial t}(Cd\cdot h)+C_s\cdot\frac{\partial z}{\partial t}+\frac{\partial q_{Bx}}{\partial x}+\frac{\partial q_{By}}{\partial y}=0\quad\cdots\cdot(4)$$

ここに、h:土石流の流動深、M:x 方向流量（$M=u\cdot h=q_x+q_{Bx}$）、N:y 方向流量（$N=v\cdot h=q_y+q_{By}$）u:x 方向流速、v:y 方向流速、$\beta$:運動量補正係数（ダイラタント流体の場合$\beta$=1.25）、$\gamma$:土石流の密度、H:土石流の流動面の標高、$C_s$:堆積土砂の容積濃度、$q_x$:x 方向の水のみの単位幅当りの流量、$q_{Bx}$:x 方向の砂礫のみの単位幅当りの流砂量、$q_{By}$:y 方向の砂礫のみの単位幅当りの流砂量である。

式(1)、(2)の摩擦項$F_x$, $F_y$はクーロン摩擦項に流体運動による摩擦項を付加して

$$Fx=(\sigma-n\rho)\cdot h\cdot g\cdot Cdn\cdot\cos\theta x\cdot\tan\alpha+k\cdot\frac{D}{d}\cdot u^2\quad\cdots\cdot(5)$$

$$Fy=(\sigma-n\rho)\cdot h\cdot g\cdot Cdn\cdot\cos\theta y\cdot\tan\alpha+k\cdot\frac{D}{d}\cdot v^2\quad\cdots(6)$$

とした。ここに、$\sigma$:土石流中の砂礫の密度、$n\rho$:土石流の微細砂の影響で増加する水のみかけの密度、$C_{dn}$:土石流中で浮遊せずにクーロン摩擦に寄与する粒子の濃度、D:堆積域の粗度の高さ、d:土石流中の代表粒径、$\alpha$:衝突条件に基づく角度、$\theta_x$:x 方向の地盤勾配、$\theta_y$:y 方向の地盤勾配、k:流体抵抗に関する係数である。

(1)～(4)式をリープフロッグ法により差分化し、解を求めた。土砂濃度は、比較的簡単な式で、しかも河床勾配を与えれば土砂濃度が算出される高橋の土石流の式[1]、水山の土砂流の式[2]を用い、2式の接点においては水山の式の定数を調整して土砂濃度に不連続がないようにした。

計算を実施するためには、氾濫域をある幅のメッシュで区切り、各メッシュの地盤高のデータを地形図から読み取る必要がある。氾濫域における微地形をより正確に計算に反映させるためには、メッシュ幅をできる限り小さくすることが望ましいが、メッシュ幅を小さくすると計算量や計算時間が急激に増加し、メッシュ幅を余り小さくすることは得策でない。氾濫域の地形データのうち、特に河道部における河幅及び河床勾配のデータは、土砂移動の計算ではもっとも重要であり、計算結果に及ぼす影響も大きいため、これらを比較的小さなメッシュで、より正確に反映できるよう、以下のように計算手法を改良した。

(3) 改良した計算手法

河道部では一次元の河床変動計算を行い、適当な氾濫、溢水条件を仮定して、氾濫域の二次元シミュレーション計算に接続する手法を検討した。この手法の長所としては、(a) 河道の容積を正確に数量化したうえで、氾濫地点を推定することができることと (b)河道内での堆積土砂量、河道の疎通能力の低減の程度が把握できることが挙げられる。

(3.1) 河道部の計算方法

河道部での水および土砂の連続式をたてると以下の通りである。

$$\frac{\partial}{\partial x}(C\cdot Q)+\frac{\partial}{\partial t}(C_H\cdot A)=C_s\cdot q_s \quad \cdots\cdots(7)$$

$$\frac{\partial}{\partial x}((1-C)\cdot Q)+\frac{\partial}{\partial t}((1-C_H)\cdot A)=(1-C_s)\cdot q_s+q_w \quad \cdots\cdots(8)$$

ここに、Q:任意の地点の通過総流量（水および土砂）、C:任意地点の通過総流量の土砂濃度、A:任意地点の堆積土砂の断面積、$C_H$:堆積土砂濃度、$q_s$:流入流量、$C_s$:流入流量の土砂濃度、$q_w$:表面流（清水のみ）の増加流量である。

(3.2) 河道部から氾濫域への溢水条件

図-1に河道部と氾濫域との接続モデルの模式図を示す。流路は幅を持たない線としてメッシュ間を流れるものとし、接続点（k+n）を設定する。各断面から氾濫域への溢流量$Q_H$は図-2の横断モデルにおいて、流路の水位とそれに接するメッシュの水位の差から、その間に本間の台形堰の越流公式が成立するものと仮定して計算する。図-1及び図-2の記号を用いて左岸側への溢流量$Q_H$を計算すると次のとおりである。

$$h_1=H_k-Z^{n+1}_{i,j+1} \qquad h_2=H^{n+1}_{i,j+1}-Z^{n+1}_{i,j+1} \quad \cdots\cdots(9)$$

$h_2/h_1\leqq 2/3$のとき　（$\mu=0.35$）

$$Q_{H\ell}=\mu\cdot h_1\cdot\sqrt{2\cdot g\cdot h_1}\cdot\Delta\ell_k \quad \cdots\cdots(10)$$

$h_2/h_1>2/3$のとき　（$\mu=0.91$）

$$Q_{H\ell}=\mu\cdot h_2\cdot\sqrt{2\cdot g\cdot(h_1-h_2)}\cdot\Delta\ell_k \quad \cdots\cdots(11)$$

ここに、$\ell_k$:各河道内断面の代表区間長である。

河道部の水位より、それをはさむメッシュの水位が高い場合は、河道にメッシュから水及び土砂が流れ込むものとする。すなわち左岸から流れ込むと仮定すると

$$h_1=H^{n+1}_{i,j+1}-Z^{n+1}_{i,j+1}, \qquad h_2=H_k-Z^{n+1}_{i,j+1} \quad (h_2<0\text{のとき}h_2=0\text{とする}) \cdots\cdots(12)$$

として式(10)、(11)により越流量を計算する。その場合越流量は負の値とする。

(3.3) 断面k の水位の計算

横断モデルの$h_k$は、流路部を疑似等流として次のマニング式によって求める。

$$h_k=\left(\frac{n_k\cdot Q_k}{B_k\cdot i_k^{1/2}}\right)^{0.6} \quad \cdots\cdots(13)$$

ここに、$n_k$:断面kの粗度係数、$Q_k$:断面kの流量、$B_k$:断面kの河幅、$i_k$:断面Kの河床勾配である。

(3.4) 流出入土砂濃度の計算

河道断面kから流出する水の土砂濃度は、断面kを通過する流量の土砂濃度$C_k$と同じとする。また、メッシュから河道へ流入する土砂濃度は、メッシュの土砂濃度$Cd^{n+1}$と仮定する。

(3.5) 溢流量の補正

各断面を通過する流量$Q_k$、左岸側および右岸側の溢流量$Q_{H\ell}$、$Q_{HR}$、および断面kにおける溢流後の

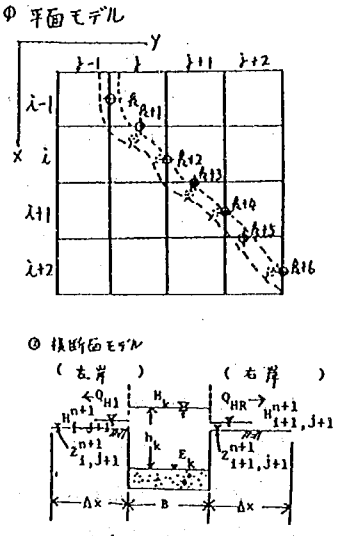



図-1 河道部－氾濫域接続モデル

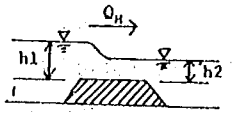



図-2 水深と溢流量（模式図）

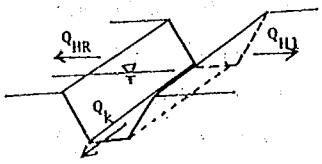


図-3 河道内流量と溢流量（模式図）

流下流量$Q_1'$の間には、次の連続式が成立する。

$$Q_1 = Q_1' + Q_{HQ} + Q_{HK} \quad \cdots\cdots (14)$$

しかし、式(10)、(11)から計算された溢流量は、$Q_{HQ} + Q_{HK} > Q_1$となる可能性もあるので、次のように溢流量、河道流量を補正する。（図-3参照）

$$Q_1'' = P \cdot Q_1, \quad Q_{HQ}' = P \cdot Q_{HQ}, \quad Q_{HK}' = P \cdot Q_{HK} \quad \cdots\cdots (15)$$

ここに、$P = Q_1 / (Q_1 + Q_{HQ} + Q_{HK})$である。

(3.6) 氾濫域の計算手法の簡略化

運動方程式(1)、(2)で非線形の加速度項（左辺の各々第２項、第３項）を省略した。この方式は、高橋らによる研究5)を参考とした。また、１計算ステップ（Δt）でメッシュから流出する流量及び流出土砂量は、メッシュの1/4の面積に存在する水量、土砂量を上限とした。

(4) 改良した手法による計算結果

昭和13年の住吉川における実際の土石流氾濫状況（図-4）を、改良前と改良後の２つの計算手法によりシミュレーションを実施した結果を図-5および図-6に示す。これらの図より、改良前の手法では浸水域が過大評価されているが、改良後の手法による図-6では実際の洪水氾濫域と非常に似ており、左岸川の溢水流路の様子も良く再現されている。

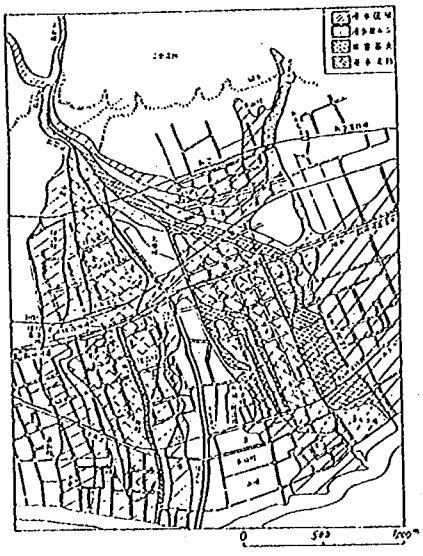


図-4 昭和13年の住吉川流域災害図

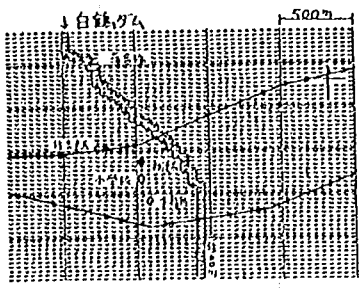
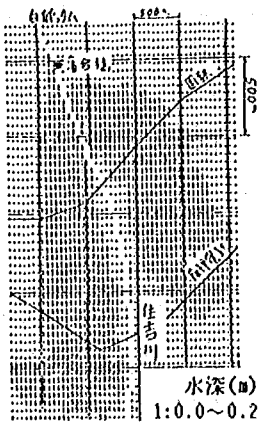



図-5 洪水氾濫状況（改良前の手法）

水深(m)
1:0.00～0.001
2:0.001～0.01
3:0.01～0.02
4:0.02～0.05
5:0.05～0.10
6:0.10～0.20
7:0.20～0.30
8:0.30～0.40
9:0.40～

次に、砂防施設の効果を評価することを目的として、白鶴堰堤より上流の砂防施設が現況施設であり、未満砂の小峰ケ原、五助の両砂防ダムが水平に堆砂していると仮定して、改良後の手法によりシミュレーションを実施した結果を図-7に示す。この結果によると、ほとんどの土砂が上流域に貯留され、総給砂量1,700千m³のうち、約1.3%の20千m³が白鶴堰堤より流出するのみである。氾濫域への土砂の氾濫はほとんどなく、水の氾濫がわずかに生ずるだけである。




水深(m)
1:0.0～0.2
2:0.2～0.4
3:0.4～0.6
4:0.6～0.8
5:0.8～1.0

図-6 洪水氾濫状況（改良後の手法）

(5) 考察

(5.1) 河道、氾濫域接続モデルは、実際の洪水氾濫をより良好に表現

できることが分かった。ただし、河道部の土砂濃度の計算式も氾濫域と同じにしたため、改良前の手法による計算では白鶴堰堤地点の総流砂量は約400千m³であるのに対し、改良後のモデルでは約270千m³となった。

(5.2) シミュレーションモデルを用いて、砂防施設の効果量の計算を行った結果、その効果を定量的に推定することができた。

今後は、この手法を更に簡便かつ精度よく改良して行くことが必要とされる。

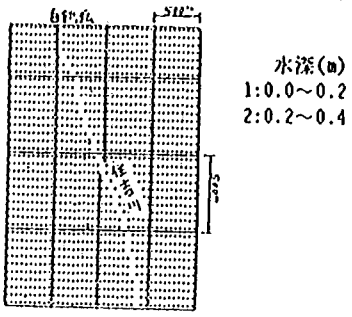


図-7 土砂の氾濫状況

3、2　水理模型実験による土石流氾濫区域の推定

(1)　概説

土石流氾濫区域を推定する方法の一つに水理模型実験がある。六甲山系住吉川のように土石流氾濫区域が広い範囲に及ぶ場合には、一般に模型は大規模なものとなり、小縮尺の模型によって検討が可能なら都合がよい。そこで、模型縮尺を変化（1/100,1/500,1/1000）させた水理模型実験により、住吉川における昭和13年災害時の土石流氾濫状況の再現を試み、小縮尺模型による土石流氾濫区域の推定方法の妥当性を検討した。なお、模型は面積約6km²の氾濫区域と延長約 1kmの山地河道部を取り入れた。

(2)　実験方法

流量は300m³/secの定流で、総流砂量は1000×10³m³で、模型値への換算は、フルード相似則を適用した。実験時間は、総土砂量が相似するように土砂濃度の変化に応じて変化させた。実験は、先ず縮尺1/100の模型で行い、土石流氾濫状況を良く再現する河床材料と給砂と土砂濃度を検討した。縮尺1/500及び1/1,000模型では、給砂材料を図-8に示すように、細砂成分を多く混入して縮尺 1/100模型と同じ給砂濃度で実験を行ったが、土石流の氾濫区域は縮尺 1/100模型の場合に比べて下流側で生じた。この原因は縮尺 1/100模型に比べて現地換算値の平均粒径は大きいものの、給砂材料の比重が小さいために土砂が下流に移動し易くなったと考え、土砂濃度Cdと S,dm（S:砂の水中比重、dm:平均粒径）の積が一定となるような土砂濃度を条件として、小縮尺模型による土石流氾濫状況の再現性を検討した。

(3)　実験結果と考察

昭和13年災害時における土石流氾濫状況と縮尺1/100模型での実験結果を図-9に示す。図-9より氾濫状況は、扇頂部に存在する野村邸付近に流れが盛り上がっていること、流水の拡がり範囲が若干狭いこと、国道下流の土砂堆積が若干少ないこと等、多少の相違点があるが、模型が当時の地形と必ずしも同じでないこと（谷の出口付近、扇面

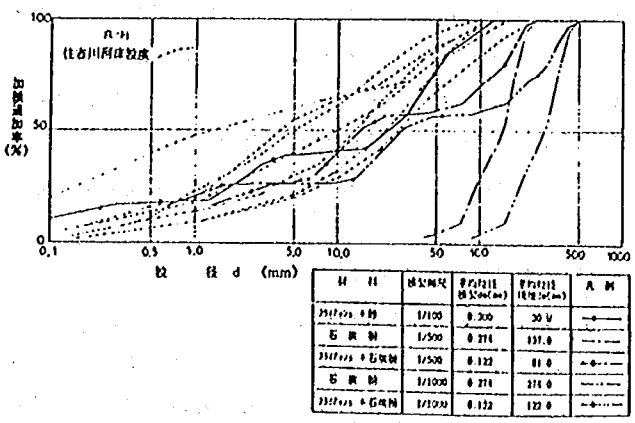


図-8 実験砂の粒度分布図

の微地形）、固定床実験（護岸の決壊が生じない）であること等を考えると実験結果は、昭和13年災害を良く再現していると考えられる。図-10は縮尺1/500、図-11は縮尺1/1,000模型での実験結果を示しているが、いずれも縮尺1/100模型での土石流氾濫状況と良く一致しているとみなすことができ、1/1,000程度の小縮尺の模型によっても土石流氾濫区域の推定が可能となる。

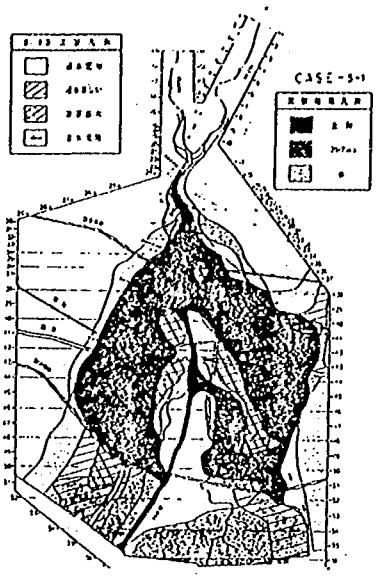


図-9 昭和13年災害時の土石流氾濫域と1/100模型実験結果

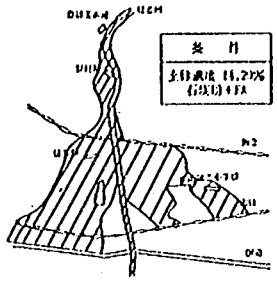


図-10 1/500模型実験結果

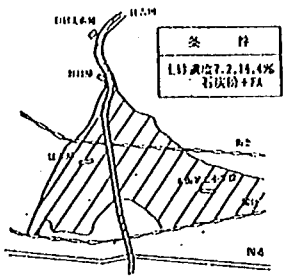


図-11 1/1000模型実験結果

3、3　京都府南部に発生した土石流災害調査

(1)　概説

昭和61年7月21日京都府南部に発生した土石流災害について、降雨の特徴、被害状況、避難の状況、崩壊及び土石流の特徴等について調査を行った。また、土石流発生の一要因と考えられる山腹崩壊の機構を探る調査、及び3.1で述べたような計算による氾濫シミュレーションモデルを用いて、実際に発生した土石流について、その適用性を検討した。

(2)　降雨状況と土石流の発生

低気圧に伴う前線の活発化により、昭和61年7月20日から21日にかけて、京都府南部の笠置町、和束町を中心として、東西10km、南北2～3kmの帯状の地帯で局地的な大雨が発生した。（図-12，13参照）。特に和束町木屋地区では、ほとんど全ての渓流から土石流が発生しており、被害も大きかった。土石流による被害は21日午前7時頃発生したといわれている。連続雨量、時間雨量とも強雨域は狭い地域に限られており、雨量計の配置、雨量情報の伝達を考える場合、この様な状況を十分認識することが必要であると言える。

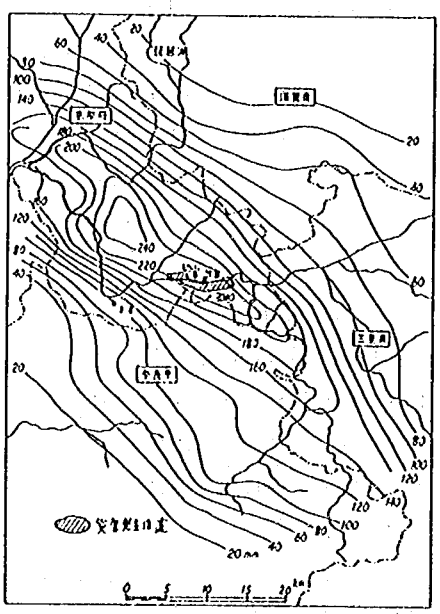


図-12 7月21日10時～9時の等雨量線図(mm)と災害発生位置

(3)　土石流による被害と避難

土石流による被害を表-1に示す。家屋の被害は多いが、土砂災害による死者はでなかった。これは、土石流の発生前に渓流状況等を的確に判断した人が各地区におり、直前に全員が避難したためである。国鉄関西本線の一番列車は

笠置駅到着後に運転手の判断により運転を取りやめたことにより惨事を免れた。道路も数カ所で土石流の氾濫による被害を被ったが、自動車は渓流と渓流の間に停車しており、人的被害はなかった。今回の強雨地域が狭い地域に限られていたため、国道も国鉄もこの地域の雨の状況を知ることができず、運転中止や通行止めの規制を行うことができなかった。

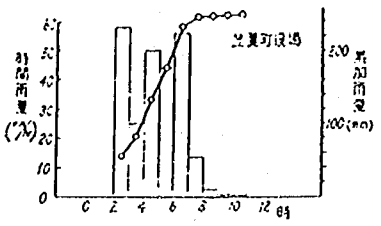



図-13 笠置町役場における7月21日の雨量

(4) 崩壊・土石流の特徴

災害の翌日に撮影された空中写真（S=1/500）の判読と現地調査による笠置町での崩壊地の調査結果を表-2に示す。これより、小規模な崩壊が多数発生していることが分かる。

表-1 被害状況

| | 加茂町 | 笠置町 | 和束町 | 計 |
|---|---|---|---|---|
| 死　者（人） | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 負傷者（人） | 0 | 0 | 1 | 1 |
| 住家全壊（棟） | 0 | 1 | 3 | 4 |
| 住家半壊（棟） | 1 | 1 | 2 | 4 |

表-2 崩壊地総括表

| | 木津川右岸域 | 木津川左岸域 | 合　計 |
|---|---|---|---|
| 流域面積 $A$ (km²) | 17.98 | 25.82 | 43.80 |
| 崩壊面積計 $\Sigma C_a$ (×100m²) | 977 | 1,904 | 2,881 |
| 崩壊地箇所 $\Sigma C_n$ (箇所) | 436 | 736 | 1,172 |
| $\Sigma C_a/A$ (%) | 0.54 | 0.74 | 0.66 |
| $\Sigma C_n/A$ (箇所/km²) | 24.3 | 28.5 | 26.8 |
| $\Sigma C_a/\Sigma C_n$ (m²/1箇所) | 220 | 260 | 250 |

(5) 崩壊発生の検討

土石流発生の重要な発生要因と考えられている斜面崩壊について、その機構を解明するために、3渓流の4地点において現地調査を行い、現地から土砂を採取して室内土質試験を実施し、斜面の安定解析を行った。これらの結果を表-3に示す。いずれの斜面でも降雨による浸透流の上昇に伴い安全率は減少する。しかし、S-1斜面においては浸透流が地表面に達した場合においてもFs=1.40で計算上は崩壊しない。この斜面が崩壊するためにはu=0.089kgf/cm²の過剰の水圧が必要であり、斜面背後からの揚圧力（過剰間隙水圧）が考えられる。

表-3 崩壊斜面安定解析結果

| 斜面諸元 | 対象斜面 S－1 斜面 | 対象斜面 S－2 斜面 | 対象斜面 S－3 斜面 | 対象斜面 S－4 斜面 |
|---|---|---|---|---|
| 粘着力 C (kgf/cm²) | 0.11 | 0.06 | 0.04 | 0.04 |
| 内部摩擦角 φ (°) | 45 | 47 | 46 | 48 |
| 湿潤密度 (t/m³) | 1.715 | 1.663 | 1.810 | 1.111 |
| 飽和密度 (t/m³) | 1.892 | 1.896 | 1.920 | 1.843 |
| | H = 160m<br>θ = 36.5° | H = 90m<br>θ = 41.0° | H = 120m<br>θ = 33.5° | H = 150m<br>θ = 45° |
| a) | Fs = 2.11<br>Fs = 1.04 | Fs = 2.05 | Fs = 1.85 | Fs = 1.33 |
| b) | Fs = 1.40<br>Fs = 0.66 | Fs = 1.12 | Fs = 1.04 | Fs = 0.11 |
| c) | U = 0.089 | U = 0.012 | U = 0.005 | |

(6) 土石流氾濫シミュレーションによる土石流氾濫区域の再現性の検討

被害が大きく、比較的典型的な氾濫状況を示す和束町木屋地区の向垣外川を例として、土石流氾濫シミュレーションの適用性を検討した。流量ハイドロ、土砂濃度、および流路工の取り扱い条件を表-4に示すように変化させた計8ケースについてシミュレーションを実施した。その結果、流路工の幅がメッシュ幅よりも小さい場合には、一般的に流路幅が過大に評価される傾向にあり、土砂が流路工内をそのまま流下する傾向にある。このため、ケース8では流路工がないものとして解析したところ、土砂が広く堆積し、現

表-4 土石流氾濫シミュレーション解析結果

| ケース No. | 解析条件 | 堆積量 (m³) | 流量 (m³) | 適合度 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 降雨強度より算出したピーク流量 | 4819.5 | 67304.3 | 堆積量は小さすぎる<br>流出量は大きすぎる |
| 2 | 流量ハイドロ 1.<br>5分間継続 長さ0.1 | 4531.6 | 57848.9 | 堆積量は小さすぎる<br>流出量は大きすぎる |
| 3 | 流量ハイドロ 2.<br>5分間継続 長さ0.1 | 4081.0 | 30421.1 | 堆積量は大きすぎる<br>流出量はやや小さいもの<br>の量は適当 |
| 4 | ピーク流量 6時間継続<br>1分間で流下 長さ0.1 | 22891.1 | 335951.0 | 流出量は小さすぎる<br>堆積量は適当 |
| 5 | 流量ハイドロ 2. 6時間継続<br>2分間で流下 長さ0.1 | 5285.9 | 56307.3 | 堆積量は適当<br>流出量はやや小さい |
| 6 | 〃 〃 0.2 | 7544.5 | 67890.8 | 堆積量は大きすぎる<br>流出量は大きすぎる |
| 7 | 〃 〃 0.3 | 20773.7 | 65290.1 | 堆積量は大きすぎる<br>流出量は適当 |
| 8 | 降雨データ使用 流路工を考えず<br>流速0.1、流量は22.5時間継続 | 5036.6 | 18491.1 | 堆積量はやや大きい<br>流出量はやや大きい |

実と良く一致するようになった。ハイドログラフの決定に際しては、降雨強度より河川のピーク流量を算出し、この結果をもとに流量を変化させて現地との整合性を検討した。この結果、ピーク流量を変化させると堆積域、氾濫域は変化することが分かった。この様な解析においてはハイドログラフの決定は、解析結果に大きく影響するものと考えられる。今後も、多くのケーススタディを行い、適切な決定方法を求める必要がある。

3、4　立木の土石流制御効果と倒壊限界

(1)　概説

土石流と共に流木が流下し、しばしば災害を拡大する例がある。一方、土石流停止条件以下の勾配の渓床上の立木は土石流に抵抗し、土石流の停止・堆積を促進し、災害の減少に役立つことも考えられる。また砂防ダム近傍上流の立木は、土石流によって破壊されても、一種の緩衝材として働くと共に、透過型砂防ダムに対しては、スリットの閉塞を確実にすることも考えられる。これらの機能を評価するには、立木の土石流に対する抵抗力や破壊限界を明らかにする必要がある。ここでは、模型立木の静的引き倒し実験と、実験水路内での疑似土石流による押し倒し実験により破壊機構を考察し、林学分野で多く実施されてきた抜根試験を参考にして、実際の立木の押し倒し限界を推察した。

(2)　実験の概要

実験に用いた流木は図-14に示すような、直径（D）が0.5～1cm、高さが30cmの円柱に、長さ（R）が3～7cmの板を根としてつけた木製のものを使用した。これを、長さ5m、幅20cm、勾配17°の水路上に置き板の根の上に砂を2～12cmの厚さで敷き、模型立木を縦断方向に3列、5cmまたは10cm間隔とし横断方向へ1～5本を等間隔に設置して樹林帯とした。河床材料には平均粒径dm=1.6mmの砂を使用した。発生させた土石流の諸元を表-5に示す。

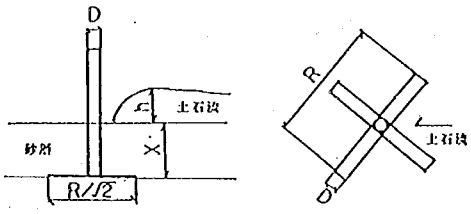


図-14 立木模型の概念図

立木の引き倒し強度の測定は、砂層の含水比(W)を0.9～23.3%に変化させて、水平方向に引き倒す限界値をバネバカリにより測定した。

表-5 土石流の諸元

| | 単位体積重量 ρ | 波高 h | 波速 U |
|---|---|---|---|
| 土石流フロント | 1.40 g/cm3 | 1.1 cm | 35.3 cm/sec |
| 後続流 | 1.21 | 3.4 | 136 |

(3)　実験の結果と考察

(3、1)　樹林帯による土石流の制御効果

立木を水路床に固定した場合と移動可能にした場合の樹林帯を作成し、樹林帯がある場合とない場合での土石流フロントの平均流速の比（$V/V_0$）を実験結果より求め、図-15に示す。これより、この程度の樹林帯では制御効果は期待できないようである。

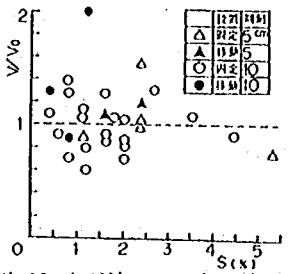


図-15 土石流フロントの流速と樹林帯の密度の関係

(3、2)　立木の引き倒し強度

実験に用いた立木の引き倒し強度は次式で表される。

$$\frac{Mw}{D \cdot \rho \cdot X} = \frac{1}{6} \cdot Cx \cdot X^2 + \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot Cr \cdot R \cdot \left(R - \frac{D \cdot \pi}{8}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(16)$$

ここに、Mw:立木の強度（モーメント）、D:立木の径、ρ:砂層の単位体積重量、X:砂層厚、R:根の長さ、$C_x$, Cr:係数である。

実験結果より、引き倒し強度は砂の含水比(W)により変化し、式(17)の係数$C_x$,Crは図-16に示すように変化することが測定された。

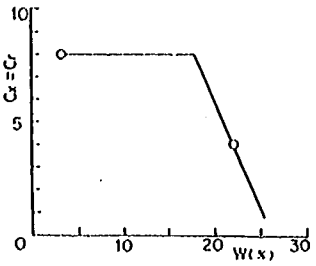


図-16 $C_r$,$C_x$と含水比の関係

(4) 土石流流体力による立木の破壊

立木に作用する土石流流体力によるモーメント(Md)は次式で表される。

$$Md = F \cdot (h/2 + X) = Cd \cdot \frac{\rho_0}{2 \cdot g} \cdot U^2 \cdot D \cdot h \cdot (h/2 + X) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(17)$$

ここに、F:立木に作用する土石流流体力、h:土石流の水深、X:砂層厚、Cd:抗力係数、$\rho_0$:土石流の単位体積重量、g:重力加速度、U:土石流の流速、D:立木の径である。

式(16)、式(17)より、$C_x$=Cr=2、$\rho_0$=2g/cm³、Cd=2とすると図-17のようになり、実験において立木が後続流により倒壊する現象が説明される。

(5) 実際の立木の破壊限界

実験で求められた傾向を正しいと見なして、北村ら[7]による実際の立木の抜根試験結果をもとに、土石流流体力による立木の破壊限界を検討する。立木の強度と土石流流体力のモーメントが等しいとして、立木の倒壊時の土石流の波高と流速を求めると次式のようになる。

$$U = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot Mw}{Cd \cdot \rho_0 \cdot D \cdot h \cdot (h/2 + X)}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(18)$$

ここで、$\rho_0$=1.5tf/m³、Cd=1.17、X=1mとしたときの実際の立木の胸高直径(D)と倒壊限界の関係を図-18に示す。

1個の礫による立木（杉）の破壊限界は、樹木の衝撃載荷試験[3]により次式で与えられる。

$$V = 25.7 D^{1.25} \cdot d^{-1.5} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(19)$$

ここに、V:礫の速度、D:立木の径、d:礫径である。

式(19)の土石流中の礫の速度と粒径の関係を図-19に示す。図-18と図-19より、土石流流体力による

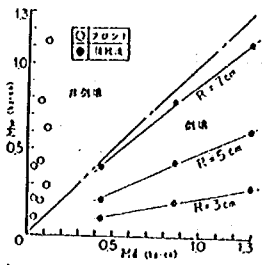


図-17 立木強度($C_r$=$C_x$=2,X=5cm)と土石流流体力(Cd=2,$\rho_0$=2g/cm³)の比較

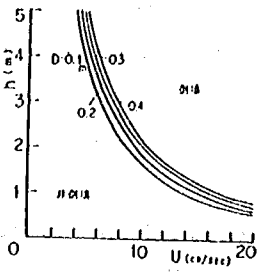


図-18 土石流流体力による立木（杉）の倒壊限界(X=1m)

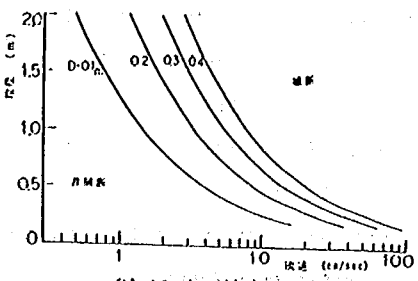


図-19 土石流中の礫による立木の破壊限界

立木の倒壊と土石流中に含まれる礫による立木の破断のどちらが発生するかを推定することができる。

以上の検討結果を用いて、昭和59年の長野県西部地震によって崩壊した御岳の崩壊土砂に伴い発生した泥流による立木の破断は、礫によって破断されたと推定される。

3、5　桜島における日米土石流共同観測

米国地質調査所のThomas C. Pierson 博士らは、最近、動圧と静圧の差から土石流内部の流速分布を推定する流速計を開発し、米国内で使用している。[9] 1985年に筑波で開催された土砂災害に関する国際会議の際、その流速計を桜島に設置することがThomas C. Pierson 博士により提案され、日米非エネルギー分野における科学技術協力、「雪・なだれの制御および地すべりの予知・制御の研究」の一部として位置づけて、日米で共同して土石流観測を行うことになった。観測は春松川で、昭和61年6月から9月にかけて実施した。昭和61年は強雨が少なく、推定水深 55cmの小規模な泥流しか観測できなかった。このとき測定された流速分布は、等価粗度係数を 0.41mとして対数則を適用した計算値と水面近くを除いて良く一致している。この泥流は、礫を多く含む典型的な土石流ではなかったようであるが、得られた観測データより、昭和61年度のシステムで観測が可能であると言う感触を得ることができたので、昭和62年度も、同様の観測を計画している。

4、今後の問題点

今後も、扇状地上の堅牢な構造物や流路工などの砂防施設を適正に計算に組み込める、より精度の高い土石流氾濫シミュレーションモデルの開発を目指す一方、計算の簡略化、計算条件の整理を行い警戒避難システムや土地利用規制等への利用方法を研究する必要がある。

また、土石流対策として注目されている緩衝樹林帯の土石流制御効果についても現地試験等を行ってより明確にし、現地への適用方法について研究する必要がある。

参考文献


1) 高橋　保;土石流の発生と流動に関する研究、京大防災研年報20号B-2,1977

2) 芦田和夫、高橋　保、水山高久;山地河川の掃流砂量に関する研究、新砂防107号,1978,pp.9～17

3) 矢澤昭夫ほか;住吉川土石流氾濫シミュレーションおよび水理模型実験報告書、土木研究所資料第2315号,昭和61年3月

4) 土木学会編;水理公式集、昭和60年版,pp.287～288

5) 高橋　保、中川　一、加納茂紀;市街地における洪水氾濫と土砂堆積に関する研究、京大防災研究所年報第27号B-2,1984,pp.497～511

6) 芦田和夫、高橋　保、水山高久;岩坪谷流路工水理模型実験、(財)防災研究協会,1974

7) 北村嘉一、難波宣士;抜根試験を通して推定した林木根系の崩壊防止機能、林業試験場研究報告第313号,1981,pp.175～208

8) 矢澤昭夫、水山高久、鈴木浩之;樹木の衝撃エネルギー吸収能に関する基礎実験報告書、土研資料第2430号,1987

9) Pierson,Thomas C.;Field techniqnes for measuring debris-flow dynamics,Proceedings of International Symposium on Erosion Debris Flow and Disaster Prevention, Sept.3~5,1985, Tukuba Japan, pp.203～207

## 2.3 砂防調査

### 2.3.2 砂防計画に関する調査

#### (1) 土砂流出調節工法に関する調査

砂防研究室　室　長　矢澤　昭夫
主任研究員　水山　高久
主任研究員　阿部　宗平
下東　久巳
鈴木　浩之

1、まえがき（研究目的）

砂防計画を合理的なものとするには、土砂の生産、流出現象を正しく理解し、砂防施設の効果を定量的に評価する手法を確立させ、土砂生産を抑制する対策工法の検討を行う一方で土砂流出を調節する工法とその配置、構造を究明する必要がある。本年度は、常願寺川を例として、山地河道から河口までの長い区間について土石流、土砂流、掃流、浮遊砂を成分に取り入れた仮想の条件に対する一次元河床変動計算により土砂の追跡計算を行い、砂防施設の効果と施設配置上の留意点を検討した。また、現地調査を行い砂防ダムの土砂流出形態の制御効果を検討した。さらに、土砂の流出、堆積現象を定量的に把握し砂防計画に反映させるべく浮遊砂及び大礫の散在する流砂に関する基礎実験的研究を行ったほか、床固工下流の局所洗掘に関する基礎実験的研究を行った。

2、研究結果

2.1 砂防ダム群の土砂調節効果に関する調査

（1）概説

砂防施設の効果を評価するための調査・研究は従来より行われてきたが、大規模な土砂流出の発生頻度が低いことなどから必ずしも適切な評価がなされていない。最近の砂防施設及び砂防工事の効果についての研究には、既往の長期間にわたる河床変動測量資料を基に、砂防ダムの貯砂量及び調節量を調べ施設そのものの機能を検討したもの[1]、土砂の流送過程を土砂生産流出シミュレーションによって追跡し、主要ダムの通過土砂量と流砂量の時間的変化より砂防ダム群の効果を検討したもの[2]がある。ここでは、実際の河川（常願寺川 0Km～43Km）を対象としていくつかの洪水パターンと土砂の供給パターンを想定し、山地河道から河口までの長い区間について一次元河床変動計算による土砂の追跡計算を行い、河床の縦断変化や主要な地点の通過土砂量を調べ、砂防ダム群が災害を防止軽減する効果を検討した。

（2）河床変動計算の手法

河床変動計算は、掃流力を求める水流の運動方程式、流砂量を求める流砂量式、河床変動量を求める流砂の連続式を解くことによって行う。掃流力は、計算で対象とする河床が急勾配河川であり疑似等流の近似が可能と仮定し、マニングの等流式により求めた水深を用いて計算した。流砂の形態としては、土石流、掃流、浮遊を考える。土砂流は、土石流から掃流への遷移領域の土砂の流送形態であ

るが、河床変動計算を行なう上で、土砂流で流れる区間の判定が難しいこと及びその範囲が短いことから考慮しないことにした。土石流の流砂量は、次の高橋の濃度式[3]を用いる。

$$C_d=\rho\tan\theta/\{(\sigma-\rho)(\tan\phi-\tan\theta)\} \quad \cdots\cdots(1.1)$$

ここに、$C_d$：土石流の容積濃度（流砂量／全容量）、$\rho$：水の密度、$\sigma$：砂礫の密度、$\tan\theta$：河床勾配、$\phi$：砂礫の内部摩擦角である。掃流砂量は、次の芦田・高橋・水山式[4]で計算する。

$$g_b/(U_*d)=12\tau_*(1-0.85\tau_{*c}/\tau_*)(1-0.92\sqrt{\tau_{*c}/\tau_*}) \quad \cdots\cdots(1.2)$$

ここに、$g_b$：単位幅単位時間当たりの掃流砂量、$U_*$：摩擦速度、d：代表粒径、$\tau_*$：無次元掃流力 $U_*^2/\{(\sigma/\rho-1)gd\}$、$\tau_{*c}$：無次元限界掃流力(0.04)である。浮遊砂量は、芦田・道上の式[5]を用いて求めた。浮遊砂を求めるときの沈降速度はRubeyの式で求めた。今、dを1mmとすると沈降速度は9.8cm/sとなる。土砂の流送形態は、土石流から掃流と浮遊へ遷移すると考える。土石流と掃流の臨界勾配は、土石流の状態で到達すると考えられる下限値の5度とした。河床変動量は、ある時間の各断面の掃流量を計算した後、次の流砂の連続式を基に求める。

$$\delta Z/\delta t+\delta Q_b/\{B(1-\lambda)\delta x\}=0 \quad \cdots\cdots(1.3)$$

ここに、$\delta Z$：河床変動高、$\delta t$：時間刻み、$\delta Q_b$：流砂量、B：河幅、$\lambda$：空隙率、$\delta x$：断面間の距離である。河道の横断形状は矩形とし、河幅全体に一様に変動するものとした。

（３）計算条件

砂防ダム群（以後、施設と呼ぶ）による土砂流出の調節効果を検討するために、施設が有る場合と無い場合の計算を行った。変数として流量、代表粒径、浮遊砂の有無、給砂量、河床の状態（移動床または固定床）を考えた。流量時系列は、常願寺川における６洪水の実績洪水波形と24年間の日流量を基に、短時間に比較的大きい３洪水（実績の洪水波形を用いる）が連続して生起するパターンＡと1/5年確率程度以下の洪水は河床変動に大きな影響を与えないものとして、30年から40年間に相当する中規模程度以上の９洪水（パターンＢ）を考えた。河道の流量は、支川の合流等を考慮して流域面積比により行った。代表粒径は、現地の調査資料を参考に、山腹土砂に対応する10mm、50mm、河床材料の150mm及び河床勾配の関数としたd=310・$I^{0.4}$(mm)を与えた。浮遊砂の粒径は1mmとした。土砂は、最上流端より供給し洪水波形と相似形で与え、土砂量は、上流端の流送能力に対応する量とした。洪水パターンＢの計算では、供給土砂量と土砂の移動状況の関係を調べるため500万、1,000万、2,000万、3,000万、及び3,830万$m^3$と給砂量を変えて計算を行った。土砂は洪水初期より与え、指定供給量に達した時点より無給砂とする。固定床は河床がアーマコートで覆われ河床粒径より細粒の土砂のみが流送される場合を想定し、移動床では一律に堆積深10mの土砂があるものとして計算を行った。砂防ダム群が無い場合を想定した河道の縦断形状は、砂防ダムの基礎高を連続的に結んで与えた。粗度係数は0.03から0.06の範囲で設定した。

（４）砂防ダム群の土砂流出調節計算結果

主要地点の通過流砂量を図-1.1に示す。図-1.1の①に示すように１洪水終了時点では、施設が有る場合、供給土砂量108万$m^3$のうち横江ダムから流出する土砂は１万$m^3$で99%以上の土砂が施設のある区域内に貯留されており、小洪水に対しての施設の土砂流出抑制効果が明瞭に現われている。流砂材料dが50mmで河床を移動床とした場合、各砂防ダム地点の流砂量は図-1.1に示すように施設が有る場合

減少しているが、上滝地点では施設の有無にかかわらず通過流砂量はほぼ同じで、下流への流出土砂量に関して上流域の砂防ダムの効果が見られない。これは、ダム上流で流砂量が減少しても、直下流で流量に見合う土砂が侵食されるからである。ダム下流の河床低下が砂防ダムの効果を相殺することは実際に考えられるが、通常は河床低下に伴い河床の表層材料が粗粒化し、本計算ほどはダム下流が侵食されることはないであろう。掃流砂のみを考慮した計算結果である。図-1.1の③と浮遊砂を加えた図-1.1の④を比較すると、3洪水終了時点の横江ダム地点での流砂量は、浮遊砂を考慮した方が、施設が有る場合で2.4倍、無い場合で1.8倍多い。これは、緩勾配の区域を含めたこの種の計算では浮遊砂の存在が無視できないことを意味している。河床高と水位の経時変化及び洪水波形の一例を図-1.2に示す。施設が無い場合、ピーク流量生起時から約12時間水位が計画高水位を上まわり、かつ後続の中小洪水でも上回っている。砂防ダムにより抑制された河床上昇高は最大1m程度であるが、この差が洪水防御に対して果たす役割は非常に大きいと言える。洪水パターンBを用いた計算における9洪水後の通過流砂量の縦断変化を図-1.3に、河床高と水位の経時変化及び洪水パターンBの波形を図-1.4に示す。供給砂量500万m³のケースでは、9洪水後施設の有無に関係なく給砂した500万m³が下流河川へ流出する。河床と水位の時間的変化を見ると、6洪水程度までは他のケースと傾向は同じであるが、施設による土砂流出調節（遅延）効果により、連続洪水の後半では施設の有る方が水位・河床とも高い。比較的急勾配

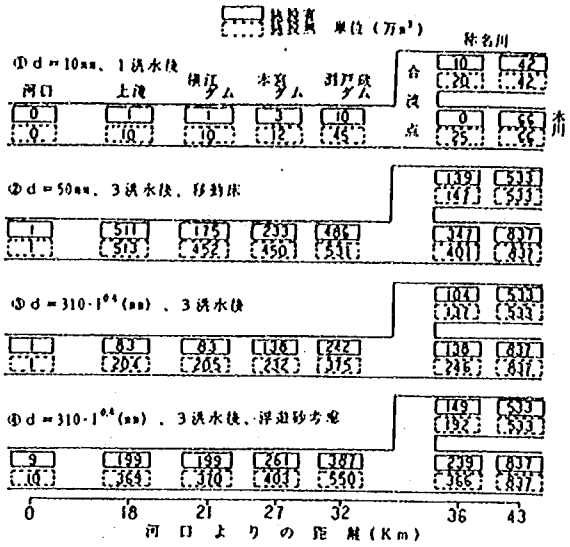



図-1.1 主要地点の通過流砂量（洪水パターンA）

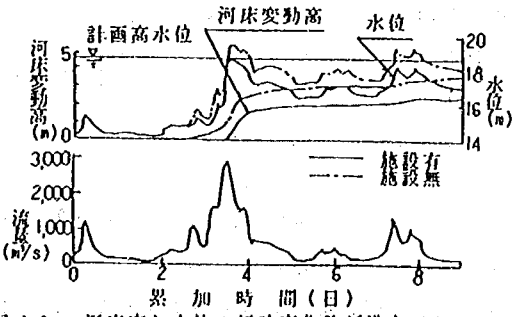



図-1.2 河床高と水位の経時変化及び洪水パターンAの波形（給砂量2,000万m³、河口より6Km地点）

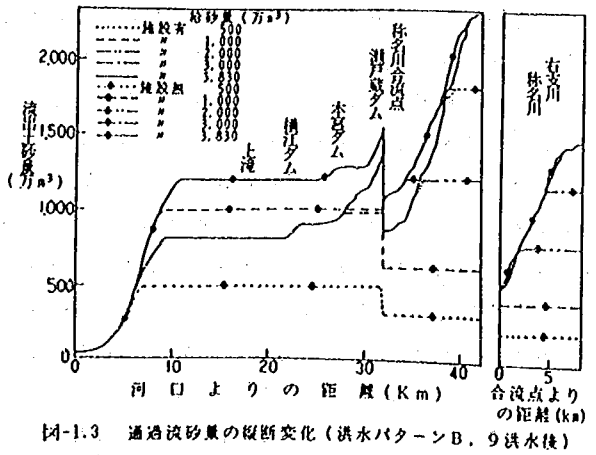



図-1.3 通過流砂量の縦断変化（洪水パターンB，9洪水後）

の範例で大規模な洪水時の流出土砂量の低減として施設の効果は評価されてきたが、長い区間河床勾配が緩い場所では、河床の上昇時期が遅れるだけで必ずしも河川の安全上有利とは言えない。給砂量が1,000万m³以上のケースで施設がある場合、図-1.3に示すように上流地点を通過する流砂量は約200万～400万m³カットされ、図-1.4の②によると同一地点における河床上昇高は0.5～1m程度抑制されている。水位が計画高水位を越え洪水氾濫の危険が生じるまで、本計算で10年間程度に当たる2～3洪水の時間的余裕がある。その間に土砂採取等の対策がとれるという効果は十分に評価できる。ここで、図-1.3に示すように供給砂量1,000万m³以上のケースにおいて、瀬戸蔵ダムより下流の通過流砂量と河床変動高はほとんど同じである。また、砂防ダム群による流出土砂のカット量（200～400万m³）は、砂防ダムが無い場合にも存在する瀬戸蔵ダムより上流の自然河道による堆積土砂量の10～20%程度にすぎない。これは、流域上流で大規模な土砂の流出があっても、流送能力に見合った量の土砂しか流れないため、給砂地点から扇頂部までの数10Kmの長い区間で土砂流出が自然に調節されてしまうことを示している。砂防ダムが埋まってしまうような大規模な土砂流出が懸念される場合、砂防ダムによる土砂調節効果はあまり期待できないため、生産源に近いところで土砂生産を抑えるように砂防施設を展開すべきである。また、砂防ダムは貯砂容量が大きいほど流出土砂量を減ずることができることを考えると、砂防ダム上流の堆砂状況に応じた適切な除石が有効であると言える。

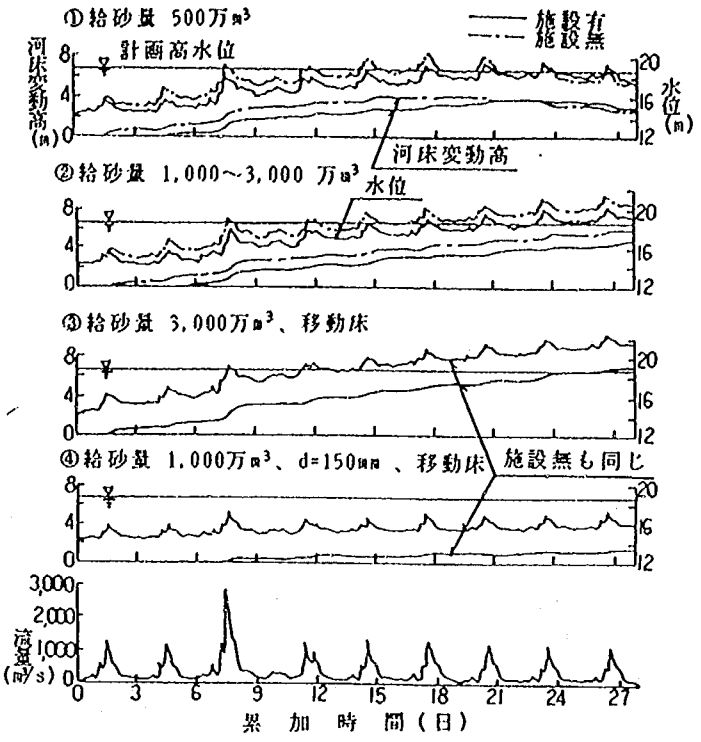



図-1.4　河床高と水位の経時変化及び洪水パターンBの波形（河口より6Km 地点）

砂防ダムには土砂の生産を抑制する機能もあるが、この計算では上流端より土砂を供給しているので土砂生産抑制機能は十分には評価されていない。また、図-1.4の③及び④に示すように、給砂量が3,000万m³で移動床の条件では、施設の有無に拘らず3洪水時点で氾濫破堤の危険が生じており、掃流砂の粒径を150mmとすると下流域では氾濫の危険が生じていない。このように、一次元の河床変動計算で砂防ダム群の土砂調節効果を考察することは可能であるが、条件の与え方、つまりアーマリング現象のモデル化、浮遊砂のさらに厳密な計算、洗掘限界深と地山の侵食抵抗力の合理的な評価方法、土

砂生産の時空間的分布などについて今後研究を進める必要がある。また、土砂生産の場を変化させることや混合粒径砂を用いた河床変動計算により砂防施設の効果を検討すること、さらに土砂流出を調節する砂防施設の配置と構造、土砂流入の変動に対応する扇状地河川の河床変動などを検討する必要がある。

2、2砂防ダムの土砂流出形態の制御効果に関する調査

（1）概説

砂防ダムは土石流を掃流に変化させる機能が期待されることがあるが、実際に満砂後の砂防ダムが堆砂面上に土石流を捕捉して掃流に変化させた事例報告はあまりない。手取川水系牛首川支川赤谷では、昭和60年7月の台風6号に伴う豪雨により土石流が発生した。赤谷の下流部には3基の砂防ダムが施工されている。本調査は現地調査と降雨と土砂生産、砂防ダムの堆砂状況、河床材料の粒度分布などを調べることにより、砂防ダムの土砂流出形態の制御効果について検討した。

現地調査によると、赤谷下流砂防ダム群の最上流に位置する3号砂防ダム上流の堆積物は明らかに土石流による堆積物であるが、下流の1号、2号砂防ダムの堆積物は掃流によるものと観察された。3号砂防ダム上流の堆砂痕跡を連ねた勾配は11.3°（1/5）であるが大きいところで5m以上洗掘されている。これらより土石流は3号砂防ダム上流で停止、堆積し、後続流またはその後の出水で洗掘され、今度は掃流として下流の2号及び1号砂防ダムに堆積したと考えられる。

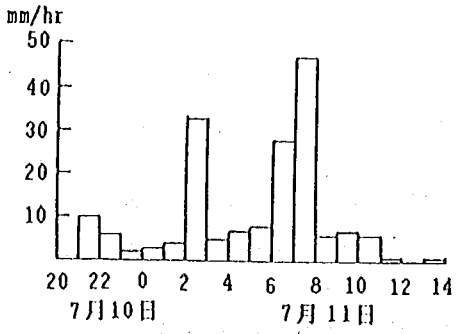


図-2.1　時間雨量の変化（赤谷）

（2）降雨と土砂生産

時間雨量の変化を図-2.1に示す。7月11日の6時から8時にかけて2時間で75mmの降雨があり、これによって崩壊、土石流が発生したと考えられる。赤谷（流域面積4.71Km²）の上流で出水後の空中写真から新しい崩壊地を判読すると、源頭部よりも中流部及び支渓の山腹崩壊、渓岸崩壊に起因する土砂の生産が多いようである。斜面、渓流から崩壊、土石流として河道に供給された土砂量は125,145m³、渓岸及び河床の洗掘27,475m³、河道堆積量66,578m³、本川への流出土砂量は86,042m³である。なお、河道堆積量のうち3号砂防ダム上流、河道の勾配急変部及び拡幅部における礫の堆積は32,100m³、砂防ダムの調節量は7,416m³であった。崩壊の位置を渓岸に連続する部分と渓流から離れた山腹斜面の山頂付近に分けると、

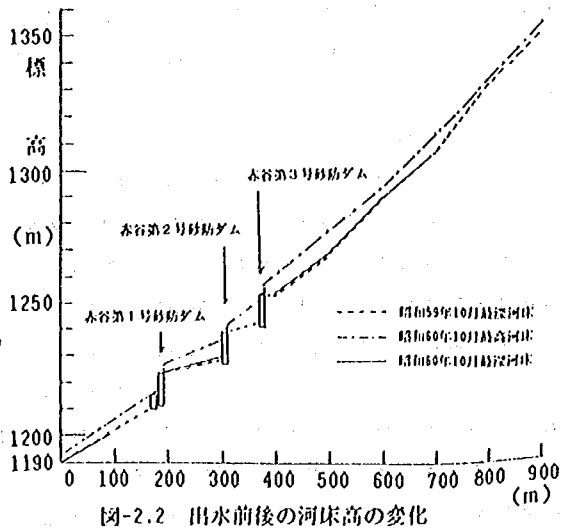


図-2.2　出水前後の河床高の変化

ると、赤谷全体の崩壊地面積125,550m²のうち渓岸崩壊102,150m²、山腹崩壊23,400m²で81.4%が渓岸とそれに続く斜面の崩壊であった。

（３）砂防ダムの堆砂状況

砂防ダム群とその上下流の出水前後の河床高を図-2.2に示す。ダムの高さは12mである。最深河床高には差がないが、60年出水の堆砂痕跡（最高河床）と比較すると、一度は砂防ダムの天端を達ねた面まで元河床勾配(1/6.8)とほぼ等しい勾配で堆砂したことがわかる。

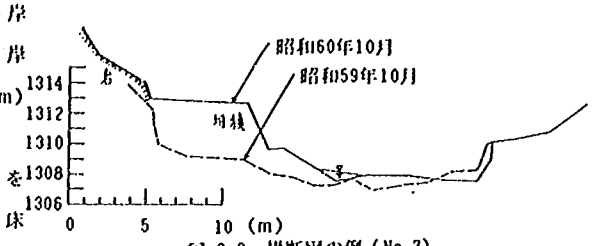


図-2.3 横断図の例（No.7）

| 砂防ダム名 | ダム有効高(m) | 天端勾配 | 出水時堆砂勾配 | 堆砂量(m) | 調査土砂量 |
|---|---|---|---|---|---|
| 赤谷第1号砂防ダム | 10 | 1/6.8 | 1/6.8 | 50 | |
| 2号 | 10 | 1/6.8 | 1/6.8 | 70 | 3,400 m³ |
| 3号 | 10 | 1/6.8 | 1/6.8 | 100 | |

表-2.1 砂防ダムの堆砂状況

出水の翌年、昭和61年7月現地を調査した。その間、61年6月に日雨量140mmと100mmの2度の強雨があり、新しい堆積物が多少洗掘されたが60年7月の出水直後からそれほど大きくは変化していないということである。３号砂防ダム上流は60mほどで滝になっているが、その間に20～30cmの礫と10cm程度の礫が交互に分布し堆積面と現河床の比高差は6m程度に達する。(図2.3)3号砂防ダム堆砂地上流部の堆積物は玉石と砂礫の混ざったものとなっていることから、玉石のみからなる堆積物は河床低下の過程において砂礫分が洗い流された結果と考えられる。２号砂防ダムと３号砂防ダム間も一度河床が上昇した後、約8mの幅で流路が形成され河床が低下している。１号砂防ダム上、下流にも堆積痕跡が残るが明瞭ではない。しかし、図-2.2の縦断図には60年10月の時点では１号ダム下流の河床が高かったことが示されており、その後の出水で河床低下が進んだと推定される。砂防ダムの堆砂状況を表-2.1にまとめて示す。

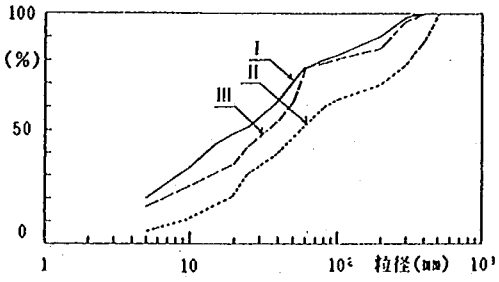


図-2.4 河床材料の粒度分布

（４）河床材料の粒度分布

前項で述べた堆積物の差をより明らかにしようとして、60年10月に現地で材料を収集し粒度試験を行った。資料１は3号砂防ダム袖部直上流の低層部から採取した。篩分け試験は100mm以上と以下に分けて行い合成した。図-2.4に粒度加積曲線を示す。資料１、皿がほぼ同じなのに対して、３号砂防ダムの玉石群では、100mm程度以下が約50%流出したような分布になっているとみることができる。

（５）砂防ダムの土砂流出形態の制御効果

満砂後の砂防ダムはその調節効果により土石流を掃流に変える機能を有することが分かったが、３基の砂防ダム群はダム区間に流入した93,458m³の土砂の8%しか調節しておらず、赤谷が土石流危険渓流だと考えると流砂形態を土石流から掃流に変化させただけでは災害を防ぐには不十分である。３基の砂防ダムの貯砂量の合計は12,600m³で除石によって貯砂容量が維持されていれば、ある程度災害を軽減することになるもののまだ十分でない。今後も、期待どおり機能しなかった場合も含めて事例調

査を行い資料を収集して考察を加えてゆく必要があり、このような調査を通じて合理的な砂防施設の構造や配置が明らかになってゆくと考える。

2．3急勾配水路の浮遊砂に関する実験的研究

（1）概説

砂防ではこれまで掃流砂を対象とし、浮遊砂を無視する傾向が強かった。しかし、土砂生産源から土砂の流出を追跡する場合、10～30％がWashload成分であり、水理条件によって変化するものの残りのかなりの部分が浮遊砂として輸送される。貯水池堆砂や本川の背水域で支川からの土砂が堆積するような現象を追跡しようとすると浮遊砂成分は掃流砂と同程度に重要である。また、急勾配の河川では、河床材料の粒径が大きく水深が浅い場合が多く、そのような場合にはかなり大きな粒子までが浮遊砂に近い運動形態となり、速い速度で移動することも考えられる。急勾配水路の浮遊砂に関する研究はこれまで十分になされていないので基礎的な水路実験から始めることにした。

（2）実験の概要

最大35度まで急にできる長さ10mの水路を使用した。水路の幅は本来50cmであるが、30cmに狭くした。使用した砂は、粒径0.2mm,0.4mm,1.0mmの一様砂で、水路に付属しているベルトコンベア-式給砂装置により水路内に投入した。水路底には供給する砂粒径(d)の等倍、2倍、4倍の径(ks)の砂粒を貼つけた。勾配を1/6.7,1/10,1/20,1/50、流量を5ℓ/sec,10ℓ/sec,20ℓ/sec,30ℓ/secと変化させて、水路に堆積が生じない限界の給砂量下流端の流砂量を測定した。VTRカメラ撮影記録の解析から、粒子の移動高さと移動速度分布を求めた。流速分布はプロペラ流速計または超音波式流速計により、土砂濃度分布は5mm×30mmの取入を持つ採砂装置で測定した。

（3）測定結果と考察

図-3.1は粒径0.2mmの土砂濃度分布の測定値である。流量による差は殆ど無かったので平均値を示した。粗度による差も大きくない。勾配が急になるにつれて濃度は一様化してゆく。粒径が大きくなると当然のことながら土砂濃度が小さくなり一様化の程度も小さい。

流れと砂粒の移動速度の測定例を図-3.2に示す。0.4mm以下の小粒径についてはVTRからの粒子の移動速度の判読は困難で

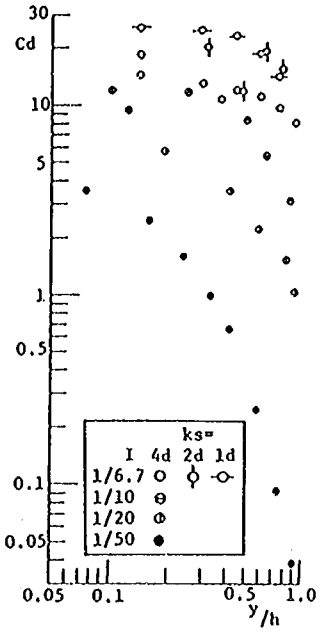



図-3.1　土砂濃度分布 d=0.2mm

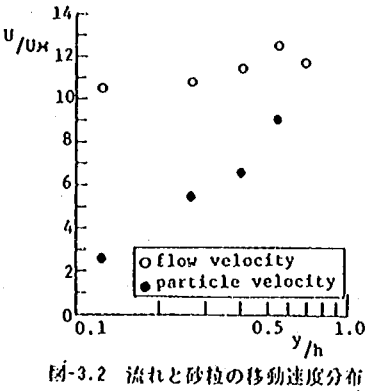



図-3.2　流れと砂粒の移動速度分布
I=1/10,d=1.0mm,ks=4d

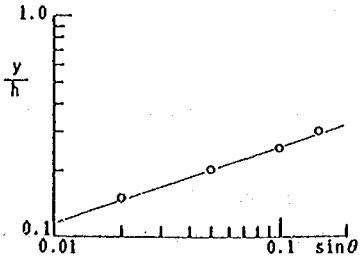



図-3.3　濃度分布勾配の変化する高さ

あった。図-3.2から、砂粒がかなりの高さにまで達し、しかも水の流速により近い速度で移動していることが分かる。

図-1.1の土砂濃度分布を上層と下層に分けそれぞれを直線で近似することを考えた。上層と下層の境界の高さは、粒径，河床粗度，流量の影響をあまり受けず、水路勾配が急になると相対的に高くなる（図-3.3）。上層の濃度勾配（in）と下層の濃度分布（il）は図-3.4のようになる。また、この境界の高さの土砂濃度を基準面の濃度と呼ぶと、図-3.5のようになる。図-3.5には芦田，道上の基準面濃度の変化傾向[6]を示しておいた。粒径0.2mmはその傾向とほぼ一致しているのに対し、0.4mm，1mmは大きくなっている。従って、いわゆる浮遊砂成分については従来の浮遊砂の研究成果が適用でき、掃流砂成分中の比較的細かい粒径について浮遊限界近傍の研究が必要と考えられる。[7]

最後に、今回の流砂量の実験値を移動砂粒径(d)に対する無次元掃流力に対してプロットしてみた（図-3.6）。浮遊限界以上の領域にもかかわらず掃流砂量式（図-3.6中の曲線、芦田，高橋，水山の緩勾配に対する掃流砂量式）にほぼ一致している。

（４）今後の問題

砂粒の移動高さと移動速度の判読方法、浅い水深の流れの流速測定方法などを工夫しながら、急勾配水路の掃流から浮遊への遷移、土砂流、土石流との接続などについて研究を進めたい。

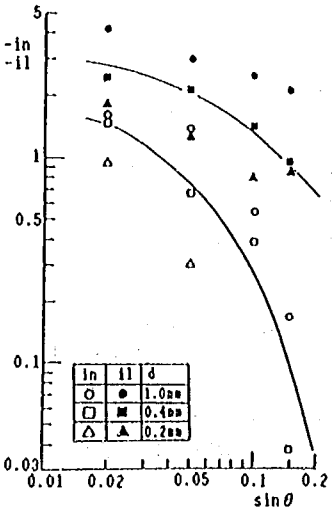



図-3.4　濃度分布勾配

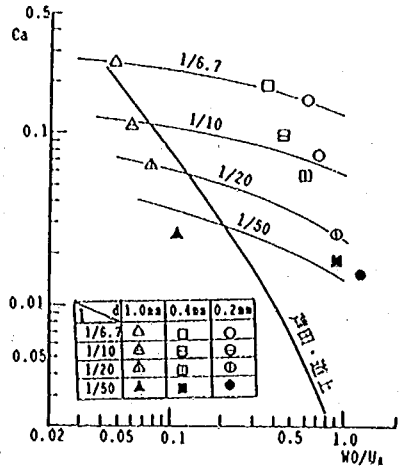



図-3.5　基準面濃度

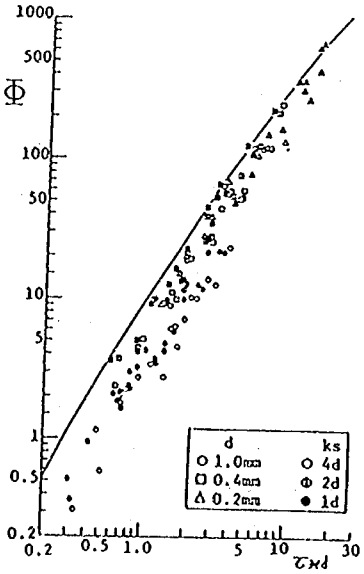



図-3.6　流砂量（直線は芦田，高橋，水山の掃流砂量式）

２、４大礫の散在する河床の流砂に関する実験

（１）概説

山地河川は通常かなりアーマリングが進みメートルサイズの巨礫を含む大礫が散在している。豪雨時には新しく山腹崩壊、土石流が発生し河床材料よりも小さな砂礫が流送される。このような状況下での河床高の変化、流砂量の変化を実験的に検討することにした。

（２）実験の概要

最大粒径76.2mm、平均粒径15.6mm、$\sqrt{d_{84}/d_{16}}=5.52$ の広い粒度分布を持つ混合砂礫（Ａ砂）を幅50cmの水路に1/15または1/30の勾配で敷きつめ、それぞれ28 /sec、34 /secの清水を与え流砂が無くなるまで十分、河床低下、アーマリングさせる。その後、同じ流量に対して上述の粒度分布の50.8mmまで（Ｂ砂）25.4mmまで（Ｃ砂）、9.52mm（Ｄ砂）までの砂礫を河床勾配1/15については1.42%、1/30に対しては0.45%の濃度で給砂して河床高、水深、下流端の流砂量の時間的変化を測定した。

（３）結果と考察

例として初期勾配1/15でＢ砂を供給した実験結果を示し考察する。給砂量は1/15の河床勾配に対して芦田、高橋、水山の流砂量式でＡ砂に対して求めた流砂量である。河床は１０分頃には十分上昇し、図-4.2の流出土砂濃度にも現れているように流砂量も最大となる。また対数則を適用して求めた相当粗度は初期の16.2cmから急激に小さくなってＢ砂の平均粒径10.5mmの数倍の6cm程度になる。この時点の流出土砂の粒度分布は給砂のそれにほぼ等しい。その後平均粒径以下の土砂の流出が急減するが平均粒径以上の砂礫はほぼ給砂に等しい量が流出し、総流出土砂量は1/2程度まで減少した後再び増加傾向となる。

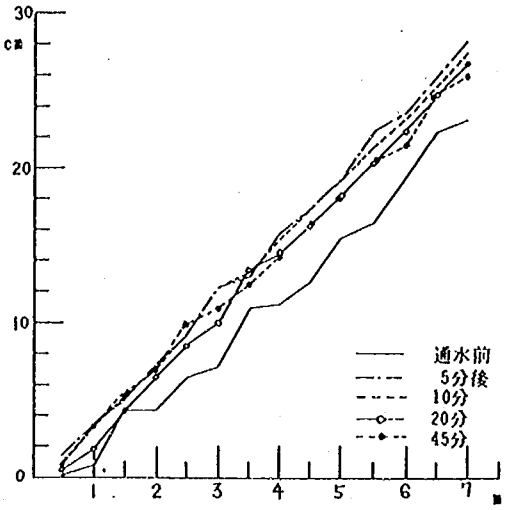



図-4.1 河床高の変化

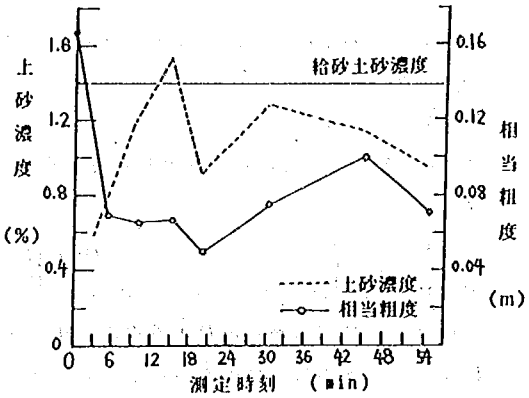



図-4.2 流出土砂濃度と相当粗度の変化

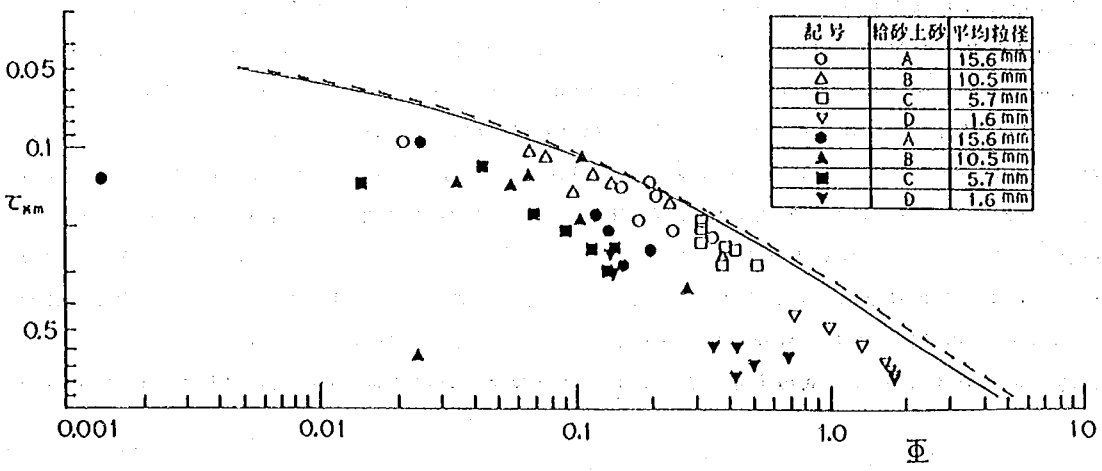



図-4.3 礫床河川の掃流砂

明瞭な砂礫堆の形成が見られないことから混合砂礫であることに起因する変動と考えられる。図-4.3に流砂量を示す。通水後5分時の3例（（ ）で囲った点）を除き給砂の平均粒径で無次元化した流砂量は従来の流砂量式をかなり下まわる。さらに、1/15の流砂量が1/30のそれに対して全体的に大きくなっておりさらに検討を進める必要がある。

2、5床固工下流の局所洗掘に関する実験的研究

（1）概説

自由落下水脈による床固工下流の局所洗掘深を標準偏差の大きい混合粒径砂を用いた水理実験により検討した。また、水叩き上の流れが射流である条件に対する水叩き下流の局所洗掘深を実験的に検討し、洗掘深を予測する式を提案した。

（2）自由落下水脈による床固工前庭部の局所洗掘

1）実験の概要

実験は、幅0.5mと0.2mの水路を使用、河床材料は図-5.1に示す平均粒径dm=1.77mmと5.0mmの砂を用いた。河床勾配は、1/150で給砂は行っていない。単位幅流量は、5～20 ℓ/s/m床固水通し天端と床固直下流の初期河床高の差H（以後、落下高と呼ぶ）は5cmと10cmとした。

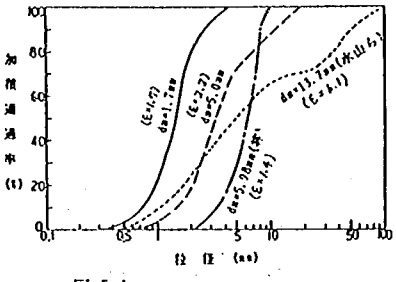


図-5.1　粒度分布図

2）最大洗掘深

林[8]は、洗掘平衡説の考え方の基に最大洗掘深hを求める次式を提案している。

$$\frac{h}{d\ \sin\theta} = C\left\{\frac{1}{(\sigma/\rho-1)\tan\psi}\left(\frac{qV}{gd^2}\right)\left(\frac{D}{d}\right)^{\alpha}\right\}^{\beta} \quad \text{--- (5.1)}$$

ここに、h：初期河床からの最大洗掘深＋下流水深、d：砂礫の代表粒径、$\theta$：水面貫入後の水脈の進入角、$\sigma$：砂礫の密度、$\rho$：水の密度、$\psi$：砂礫の静止摩擦角、q：単位幅流量、V：落下水脈の貫入流速、g：重力加速度、D：貫入スナップ厚、C、$\alpha$、$\beta$：均一砂、混合砂によって変わる係数である。式5.1を用いて計算した最大洗掘深hと実験値の関係を砂礫の代表粒径をパラメータに用いて図-5.2に示している。式5.1による洗掘深の計算条件として$\theta$とDは実験値、$\tan\psi=0.933$、$\sigma/\rho=2.65$とし、Vは$\sqrt{2gH_E}$（$H_E$：有効落差）で与え、均一粒径砂の場合に$\alpha=\beta=0.5$、C=4.0、混合粒径砂の場合にD/d＜2のときの$\alpha=4/5$、$\beta=1/2$、C=5.0の係数を用いた。均一粒径砂の条件での計算値は、dm=1.7mm($\varepsilon=1.68$)とdm=5.0mm($\varepsilon=2.24$)の場合の実験値に比較的うまく一致するが、dm=13.7mm標準偏差$\varepsilon=6.12$の広い粒度分布での水山ら[10]の実験値に対しては、計算値の方が実験値より少し大きい。また、林が提案した90%粒径を用いた混合粒径砂の条件での計算値は、実験値に比べて少し小さくなる傾向がみられ、75%粒径を用いた均一粒径砂の計算条件での計算値の方がより実験値との適合性がよい。平衡状態における最大洗掘深は、本実験のように標準偏差が$\varepsilon=1.7$～6.1の範囲であれば砂礫の代表粒径を70～75%として式5.1の均一粒径砂の条件を適用して求めることができるが、より式の実用化を図るためには種々の粒度分布を持つ河床材料を用いて、標準偏

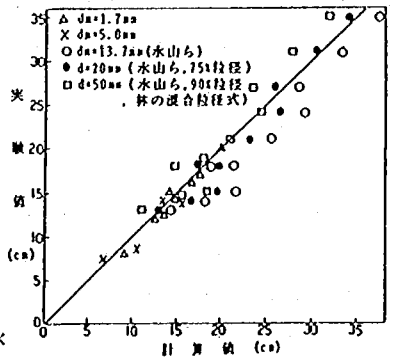


図-5.2　実験値と計算値の比較（最大洗掘深）

差と代表粒径との関係を明らかにすることが大切であると考える。

（３）水叩き下流の洗掘

１）実験の概要

実験は幅0.9mと1.5mの幅の水路を使用して行った。河床材料は、図-5.1に示す平均粒径dm=1.7mmの砂を用いた。河床勾配は1/150で、給砂は行っていない。流量は、10～25 ℓ/s、床固水通し天端と水叩き天端の差W（以後、落差と呼ぶ）は5～25cmの範囲で変化させた。水叩き上のフルード数Frは2.7から7.4である。

２）水叩き下流の最大洗掘深に関する実験結果と考察

水叩き下流の局所洗掘深Zは、式5.2によって示され、さらに次元解析的に示せば式5.3のようになる。

$$Z = (w,\ h,\ q,\ g,\ \sigma,\ \rho,\ d_m) \cdots (5.2)$$

$$\frac{Z}{h_1} = f\left(\frac{q^2}{g \cdot w^3},\ \frac{\sigma}{\rho},\ Fr,\ \frac{d_m}{h_1}\right) \cdots (5.3)$$

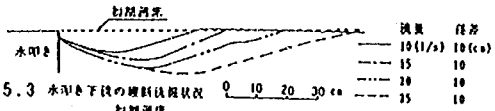


図-5.3 水叩き下流の縦断洗掘状況

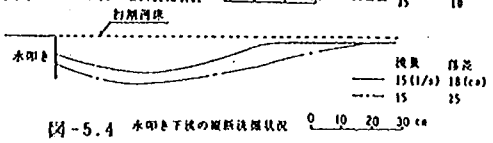


図-5.4 水叩き下流の縦断洗掘状況

ここに、w：床固工の落差、h：水叩き上の水深dm：代表粒径である。平衡状態に達したときの水叩き下流の洗掘状況の例を示すと図-5.3、図-5.4のようになる。図-5.3は、落差Wが一定で流量を変化させた場合の洗掘状況を示し、図-5.4は、流量が一定で落差Wを変化させた場合の洗掘形状を比較して示している。

鈴木らは、床固工天端と移動床とを一致させた限界流に近い条件で実験を行って、最大洗掘深は図-5.5に示す関係より式5.4のように表され、時間のほぼ1/3乗に比例することを得ている。

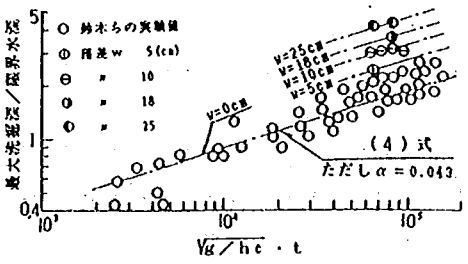


図-5.5 最大洗掘深の時間的変化

$$Zs/hc = \alpha\left(\sqrt{g/hc}\cdot t\right)^{1/3} \cdots (5.4)$$

ここに、Zs：最大洗掘深、hc：限界水深、α：係数(0.04～0.05)、t：時間である。図-5.5に、落差をパラメータとした本実験値を鈴木らの実験値と比較して示した。鈴木らはdm=0.6mmの砂を用いているのに対し、本実験では1.7mmの砂を使用しているがいずれのケースも本実験の方が最大洗掘深が大きく、落差Wが大きいほど最大洗掘深が大きいのが分かる。鈴木らの実験値も用いて、式5.3より水叩き面上のフルード数FrとZs dm(σ/ρ-1)/h₁²の関係をdm/h₁=0.02～0.23の範囲で行った実験値を用いて整理すると図-5.6のように示され、最大洗掘深は式5.5で表される。

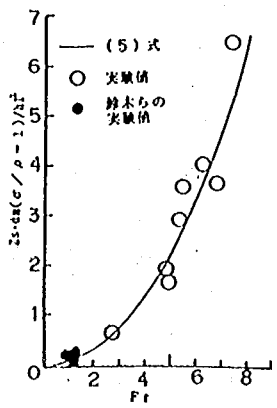


図-5.6 水叩き下流の局所洗掘深と水叩き上のフルード数の関係

$$\frac{Zs\ d_m(\sigma/\rho-1)}{h_1^2} = 0.05\,Fr^{2.35} \cdots\cdots (5.5)$$

本実験で得られた水叩き上の水深h₁は、高段落からの自由落下水脈の現象を示すランドの式で求めた計算値に近似する。そこで、水叩き上のフルード数Frを流量と水深で表し、水叩き上の水深h₁をラン

下の式を用いて整理すると、平衡状態に達した場合の最大洗掘深Zsを求める次式が得られる。

$$Z_S = 0.155 \frac{q \sqrt{W}}{\sqrt{g} \cdot d_m (\sigma / \rho - 1)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5.6)$$

式5.6の計算値と本実験値を比較すると図-5.7のようになる。流量の多いところで計算値が若干大きいものがあるが、式5.6はほぼ実験値を説明していると考える。なお、式5.6は水叩き上の水深$h_1$を落差Wの関数として求めており、床固工の天端から自由落下する水脈が水叩きに衝突して下流に流出する条件の場合に適用できる。

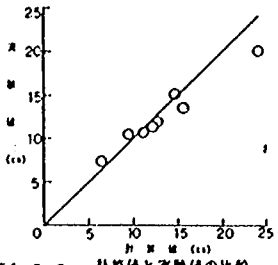


図-5.7 計算値と実験値の比較（水叩き下流の局所洗掘深）

3）水叩き下流の洗掘長

水叩き下流の前庭保護工或は護岸基礎の根入れ深を考える場合、水叩き下流における局所洗掘形状の流下方向の長さを知っておく必要がある水叩き下流端から一様勾配とみなせる下流河床の上流端までの長さL（以後洗掘長と呼ぶ）を洗掘深Zsに対して示すと図-5.8のようになり両者の関係は近似的に　L＝6・Zs・・・・・・・(5.7) のように表される。

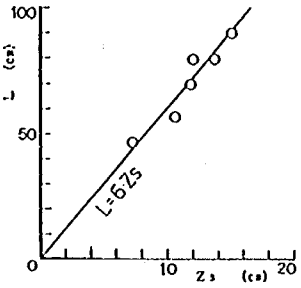


図-5.8 洗掘長と最大洗掘深の関係

今後は、自由落下水脈による床固工前庭部の局所洗掘を考察したように混合粒径砂を用いての水叩き下流の局所洗掘深を検討する必要がある。また、実際の洪水流を想定して、洗掘深の時間的変化を予測する手法の検討が必要となる。

3、今後の課題

より精度の高い土砂の流送、堆積の追跡モデルを作成し、土砂流出を調節する砂防施設の配置、規模を合理的に決定する手法を確立させる。また、土砂流送機構に関する研究や土砂流出を調節する砂防施設を考察し、砂防計画に反映させる。

参考文献

1)伊藤佳晴他：調節効果を中心とした砂防ダムの機能、昭和59年度砂防学会研究発表会講演集
2)水山高久他：山地流域における土砂流出の追跡と砂防ダムの効果評価、土技資Vol.27、No10、1985
3)高橋　保：土石流の発生と流動に関する研究、京大防災研究所年報第20号B-2、昭和52年
4)芦田和男他：山地河川の掃流砂量に関する研究、新砂防107号、昭和53年4月
5)芦田和男他：浮遊砂に関する研究、京大防災研究所年報第13号B、昭和45年
6)芦田和男、道上正規：浮遊砂に関する研究(1)－河床付近の濃度－、京大防災研年報13-B、1970
7)中川博次、辻本哲郎、村上正吾、旅持和洋：Bed material loadにおけるsaltationから浮遊への遷移機構のモデル化、第29回水理講演会論文集、1985
8)林　拙郎：砂防ダムの機能評価に関する研究、自然災害特別研究成果報告書、昭和61年
9)鈴木孝一他：床固め直下流部の流れと局所洗掘について、第26回水理講演会論文集、1982
10)水山高久他：大礫の散在する河床の流砂量と河床変動、土研砂防事業調査費報告、昭和61年

2.3　砂防調査

2.3.2　砂防計画に関する調査

(2)　土砂生産の機構と対策工法に関する調査

室　長　矢澤昭夫
研究員　原　義文
大場　章

## 1、はじめに

本調査は、昭和６１年度を初年度とする調査であり、初年度として土砂生産の実態の把握を中心に調査を行った。また、山腹崩壊が土石流化する条件について、現地調査と基礎実験を行った。

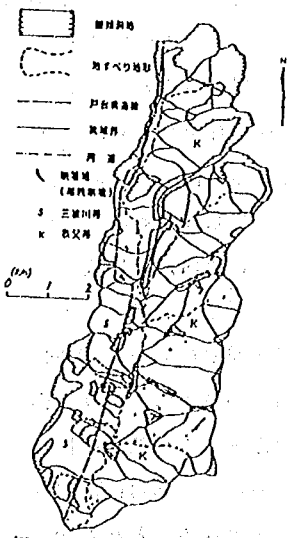
## 2、災害時における山腹崩壊と渓岸崩壊の分布に関する考察

### 2、1　調査概要

これまでの砂防計画は、生産土砂量をある程度大きな流域の全体の土砂量として求めた値を用いて作成されている。しかし、砂防施設を効率良く配置するには、流域のどこに、どのような形態で、どの位の量の土砂が生産されるかを把握する必要がある。そこで、昭和５７年に多くの土砂流出があった天竜川水系三峰川支流の小黒川流域を対象として、実際の災害時にどのような形態で、どの位の土砂生産が行われているのかを把握する概数調査を行うとともに、これらから得られた小流域毎の土砂生産特性を含めた知見について述べる。

### 2、2　小黒川流域および昭和５７年出水の概要

小黒川は、三峰川支流の黒川の上流に位置し、流域面積39.95Km²、主流路延長13.6Km、平均河床勾配1/13.5の流域である。小黒川の地形は、流域の上流は大河原湿原があり傾斜は緩やかで、中下流部は急峻で、地質は、流域の右岸側を貫く戸台構造線を境にして西側が三波川帯、東側が秩父帯に属している。



図－１　地形及び地質図

昭和５７年出水は台風10号、18号によるもので、特に台風10号によってもたらされた雨は、本流にある小黒観測所で、連続雨量403mm，最大時間雨量45mmが記録されており、西側から東側に向かって大きくなっている。これらの雨によって、本流域では新規崩壊646ケ所、拡大崩壊46ケ所が発生し、崩壊土砂量880.7×10³m³、流出土砂量640.5×10³m³と報告いされている。

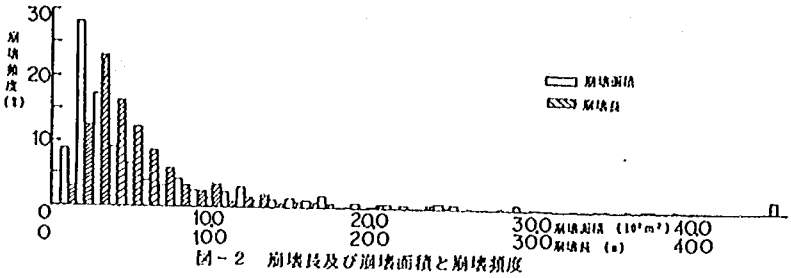
### 2、3　土砂生産形態の分類

土砂生産の場の特徴把握を行うに先立ち、土砂生産形態を①山腹崩壊、②渓岸崩壊、③土石流の３形態に分類し、生産形態別生産土砂量を求めた。この他に、地すべり、大規模崩壊も考えられるが、本流域には該当するものがなかった。

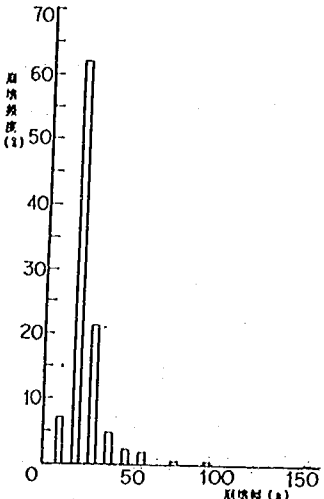
## 2、4　土砂生産の場の特徴

### 1）山腹崩壊

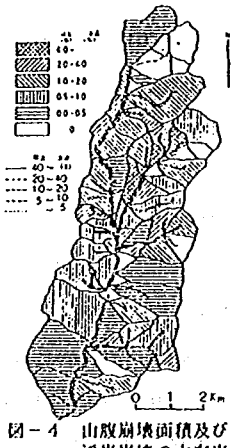
図－2、3から、本出水時に発生した崩壊の面積は100～500m²が最も多く全体の70%を占め、崩壊長は20～70m、崩壊幅が10～20mと、細長い形状をしていることがわかる。また図－4から、山腹崩壊は上流部に比べ中下流部で占有率が高く、さらに、流域中流部の東－南向き斜面が高いことがわかる。これは、前述のように本流域の上流部には高層湿原が広がり、中下流部に比べ斜面勾配が緩いことが原因と考えられる。崩壊発生斜面に方位性が表れた原因として豪雨時の風向が大きく影響しているものと考えられたが、近隣のアメダスの観測データを調べた結果、台風10号時には南風がほとんど吹いておらず、山腹崩壊と豪雨時の風向の関係は明かとならなかった。山腹崩壊の発生の場の特徴としては、斜面勾配及び形状が上げられる。図－5に斜面勾配と崩壊発生頻度を、図－6に斜面形と崩壊発生頻度を示す。図－5より、斜面勾配が30～50°の間に崩壊が集中しており、山腹崩壊発生可能地を抽出する際、斜面勾配が主な因子となることがわかる。図－6に崩壊発生斜面の崩壊前の地形図より判読した斜面形を示す。崩壊は、縦横断形状ともにやや凹形斜面に多く発生しているものの、凸形斜面とほとんど差がない。ただし、発生後現地で見ればほとんどが凹形である。田中[2]は六甲の昭和36年6月の豪雨で、竹下[3]は昭和28年



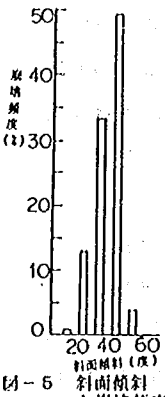
図－2　崩壊長及び崩壊面積と崩壊頻度



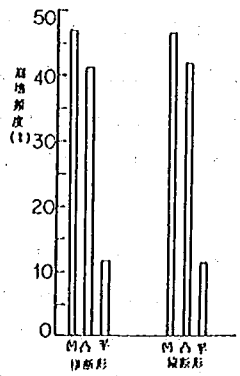
図－3　崩壊幅と崩壊頻度



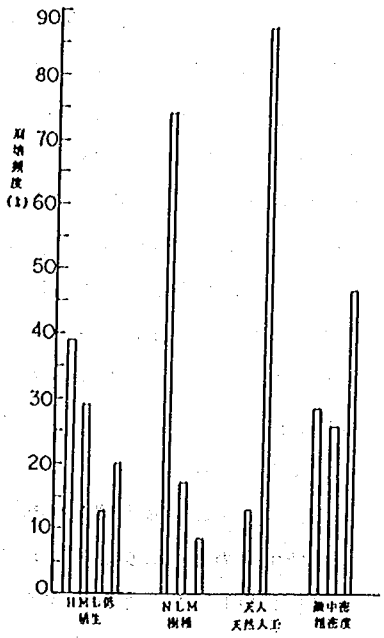
図－4　山腹崩壊面積及び渓岸崩壊の占有率



図－5　斜面傾斜と崩壊頻度



図－6　斜面形と崩壊頻度

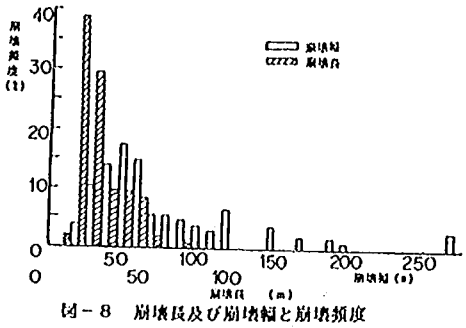


図－7　植生と崩壊頻度

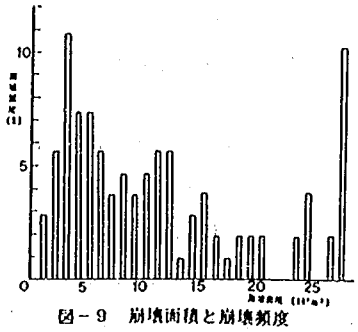
の門司災害の調査結果から凹形斜面が多いと報告しているのと異なる。図－7に植生と崩壊の関係を示す。一般的には、崩壊は植生が密な方が発生しにくいと言われるが、本流域ではそのような傾向が見られず、植生の樹高や疎に関係なく、針葉樹、人工林に多く発生している。

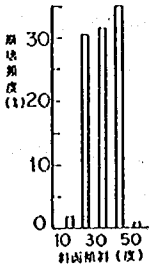
2）渓岸崩壊

本出水時に発生した渓岸崩壊は、図－8から、崩壊長は10～20m程度、崩壊幅は50m～70m程度のものが多く、崩壊幅の最大は270～280m程度となっている。これには、河道地形及び侵食を受ける斜面の地質等が大きく影響していると考えられる。崩壊面積の分布を図－9に示す。崩壊面積は100～1500m²程度まで比較的一様に分布し、山腹崩壊に比べ広い分布となっている。また、図－2に崩壊の河道長に対する線的な占有率を示しているが、渓岸崩壊も山腹崩壊と同様に流域中流部の東－南向き斜面の占有率が高くなっている。次に、渓岸崩壊の発生の場の特徴及びその主原因である側岸侵食を生じさせる流水の侵食力について検討した。図－10の崩壊の発生した斜面の傾斜の分布を見ると、山腹崩壊と同様に傾斜が20°～40°間に崩壊が集中していることがわかる。図－11に、流水の掃流力を決定する重要な因子である渓床勾配の分布を示す。渓床勾配が3°～5°と20°の付近にピークが見られ、それぞれ掃流区域と土石流発生区域に対応していると考えられる。掃流区域の分布を見ると、渓床勾配の緩い所が高くなっている。これは、渓床勾配が緩い所は河床幅が広く、流水の蛇行が生じ易いためではないかと思われる。土石流発生区域は掃流区域と異なり、ほぼ一様の分布を示している。これは、土石流発生区域の渓岸崩壊は土石流の強大な侵食力によって発生するために、掃流区域のような明瞭な差が表れないものと思われる。また、3次谷、4次谷を対象として渓岸崩壊の発生位置を調べた結果、崩壊は勾配変化点付近に多く発生していることがわかった。これらの結果及び土石流発生区域と掃流区域の侵食形態が異なること等から考えると、渓岸崩壊は土石流区域と掃流区域に区別して考えることが適当であると思われる。

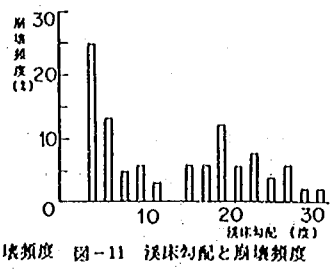


図－8　崩壊長及び崩壊幅と崩壊頻度

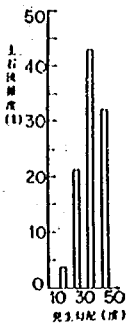

図－9　崩壊面積と崩壊頻度



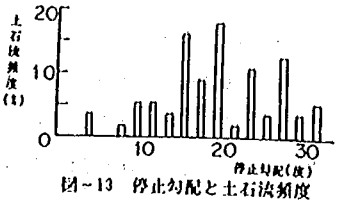
図－10　斜面傾斜と崩壊頻度



図－11　渓床勾配と崩壊頻度



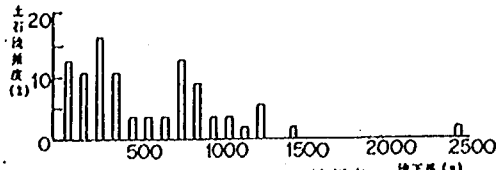
図－12　発生勾配と土石流頻度



図－13　停止勾配と土石流頻度

3）土石流

本出水時に発生した土石流は、崩壊に伴うものが50個（90.9%）、渓床堆積物の２次移動によるものが５個（9.1%）であった。図－12から土石流の発生勾配を見ると、20°～50°間の発生頻度が高く、特に30°～50°間で発生した土石流は全体の75%程度を占めている。これは前述のように崩壊に伴って発生した土石流が多かったことに対応している。図－13、14に土石流の停止勾配及び流下長の分布を示した。停止勾配は概ね10°～30°、流下長は　1000m以内に広く分布している。ただし、停止勾配は写真判読精度等の問題から土石流堆積物を明確に確認できなかったため、土石流は１次谷、２次谷の出口で停止したものとした。



図－14　流下長と土石流頻度

２、５　山腹崩壊及び渓岸崩壊の崩壊土砂量と生産土砂量の比の検討

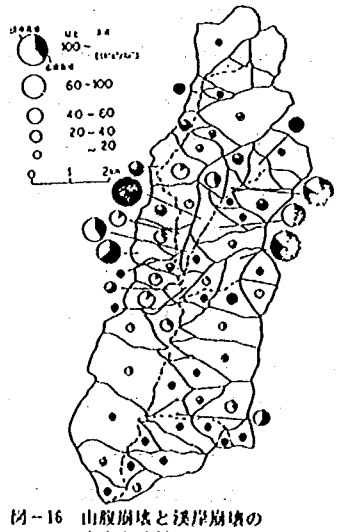
これまでは、昭和５７年出水時に小黒川流域で発生した土砂生産の発生実態及び発生の場の特徴を、各土砂生産形態別に調べた結果を述べた。次に、山腹崩壊と渓岸崩壊により生産される土砂が河道に与える影響を、崩壊土砂量と生産土砂量に対する比により検討する。ここで生産土砂量とは、崩壊土砂量から残土分を差し引いて求まるいわゆる流出土砂量である。

昭和５７年出水時における小黒川流域（秩父帯）の残土率は、山腹崩壊が0.04、渓岸崩壊が0.09と報告されている。この残土率を用いて求めた生産土砂量を表－１に、小流域毎の生産土砂量の比を図－15に示す。表－１より、生産土砂量は、山腹崩壊が74.5%、渓岸崩壊が25.5%であった。しかし、ここで用いた残土率は、直接河道内に流出すると思われる渓岸崩壊より山腹崩壊の方が小さな値となっている。一般的な残土率についてはまだ資料が充分ではないが、概略的に山腹崩壊で0.1～0.3程度、渓岸崩壊で0～0.1程度である。そこで、残土率を山腹崩壊は0.3、渓岸崩壊は0として生産土砂量の比を検討した。その生産土砂量を表－１に、小流域毎の生産土砂量の比を図－16に示す。表－１から、渓岸崩壊による土砂生産量が全体の1/3を占めるようになる。また、図－15、16から土砂生産の割合は山腹崩壊では流域の上下流部で、渓岸崩壊では中流部の河道に沿った流域で高くなっている。

表－１　山腹崩壊と渓岸崩壊の生産土砂量

| | 残土率 山腹 4% 渓岸 9% | 残土率 山腹 30% 渓岸 0 |
|---|---|---|
| 山腹崩壊 | 662,900m³(74.5%) | 483,440m³(66%) |
| 渓岸崩壊 | 226,700m³(25.5%) | 249,090m³(34%) |

図－15　山腹崩壊と渓岸崩壊の生産土砂量比（残土率　山腹4%、渓岸9%）



図－16　山腹崩壊と渓岸崩壊の生産土砂量比（残土率　山腹30%、渓岸0%）

２、６　まとめ

昭和５７年に小黒川で発生した土砂生産事例を対象に、土砂生産形態別の発生実態、発生の場の特

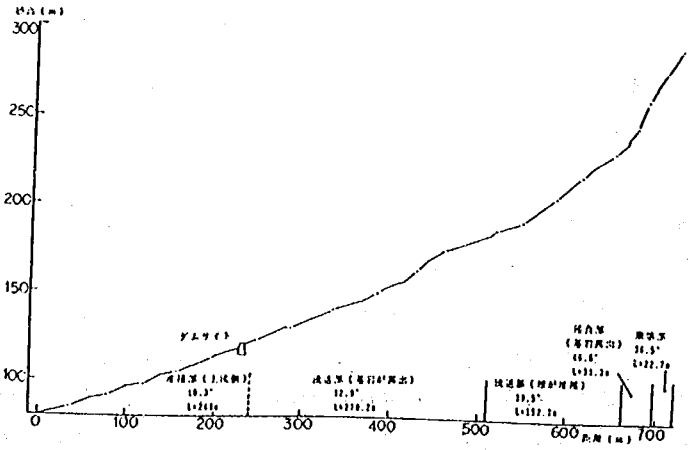
微及び、それらが河道に与える影響について検討を行った。特に、河道に与える影響を検討した結果、渓岸崩壊によって生産される土砂量が1/4～1/3とかなりの割合を占め、また、各小流域毎でその主要な生産形態が異なるので、砂防計画は流域内の土砂生産実態を充分考慮して作成しなければならない。

3、山腹崩壊が土石流化する条件について

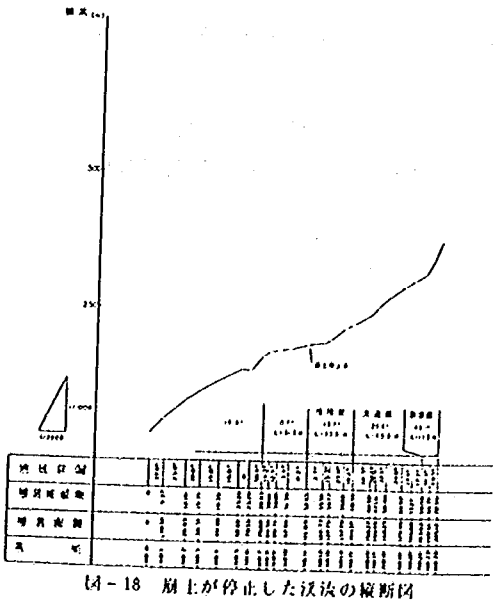
3、1　現地調査

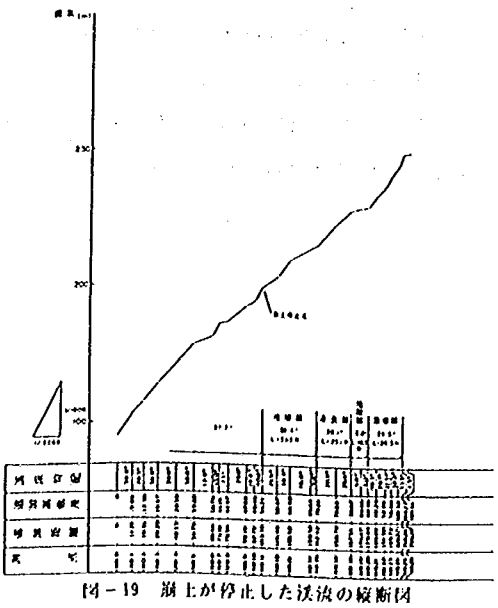
昭和61年7月21日京都府南部地域で発生した土石流について、山腹崩壊が発生して土石流となったと考えられる事例と、山腹崩壊は発生したが下流扇状地まで到達せず、途中で停止した事例について現地調査を行った。図－17に山腹崩壊が土石流化して扇状地まで到達した事例を示す。崩壊によって発生した土砂は、平均勾配約20°の急勾配部を流下し、その下流の平均勾配約13°の区間も土石流ないし土砂流形態で流下したと考えられる。土石流は、治山ダムの下流から堆積し始めており、その区間は平均勾配約10°となっている。

図－18と図－19に崩壊土砂が下流まで達しなかった例を示す。図－18は、崩壊部下流に部分的に勾配の緩い（約5°）区間があり、その区間で土砂は停止堆積している。また、図－19で土砂が停止堆積した区間は、十分な勾配があるが、竹が密生して



図－17　桜谷川本流縦断図


図－18　崩土が停止した渓流の縦断図

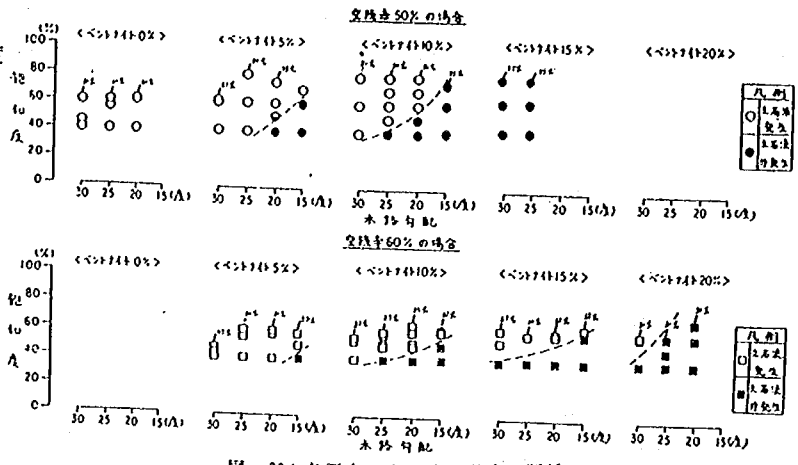

図－19　崩土が停止した渓流の縦断図

おり、崩土は土石流化しないで停止している。

崩土が土石流化して下流まで到達するか否かは、当然の事ながら渓流の縦断勾配に影響されることがわかった。他にも数例調査したが土石流の停止、崩土の停止とも勾配約10°が限界となる場合が多かった。今回の崩壊発生箇所は、花崗岩及び変成作用を受けた古生層であり、地質による違いもあるかと考えられ、今後の課題としたい。

4、2　実験による土石流化の条件

水路勾配、ベントナイトの割合、飽和度、空隙率を変化させて、空隙の大きい土塊が土石流化するか否かを実験した。図－20に、60年度、61年度実験を含めた結果を示す。ベントナイトを含まない崩土は容易に内部構造を崩して流動化するが、ベントナイトを含んだ土塊は水路勾配と飽和度の組合せによって、構造を崩さずにブッロク状に崩れその場に堆積する場合と、水と混合し一体となって流下する場合に分かれる。今後、ベントナイトの割合による土塊のせん断抵抗力を評価し、実験データの解析を行う予定である。




図－20　各要素と土石流の発生の関係

参考文献

1)建設省天竜川上流工事事務所、（財）砂防．地すべり技術センター：昭和６０年度天竜川上流砂防基本計画検討業務　昭和６１年３月

2)田中茂；山地斜面の崩壊箇所の予想について、建設工学研究所報告、NO.4、1963

3)竹下敬司；北九州市門司、小倉地区における山地崩壊の予知とその立地解析、福岡県林務部、昭和４６年

昭和61年度 科学技術振興調整費

## 2.4　土砂災害危険度予測システムの開発に関する研究

### 2.4.1　土砂災害関係素因の危険度予測システムへの導入手法に関する研究

#### (1)　地盤素因の土砂災害危険度予測システムへの導入手法に関する研究


砂防研究室　室　長　矢澤昭夫
研究員　原　義文
大場　章
地すべり研究室　室　長　中村浩之
急傾斜地崩壊研究室　室　長　浅井涌太郎


1、研究目的

近年、自然災害の中で土砂災害による被害が顕著となっている。この状態は、我が国における土砂災害危険箇所の膨大さ及び人的な活動域の拡大から、今後とも続くものと予想される。毎年繰り返される土砂災害に対処し人命の安全を守るためには、災害発生に係る防災情報の適切な提供により、避難等応急体制を確保することが重要かつ緊急な課題となっている。

本研究は、この様な状況に鑑み、土砂災害に関する防災情報の高度化を図るため、土砂災害危険度予測システムの基盤技術を開発しようとするものである。本システムは、既存の観測網と情報網を活用し、降雨時において、詳細な降雨量の変化に対応した被災地域の予測を行い、警戒、避難等応急活動の指針を与えることを目的とする。

以上述べた研究目的を達成するために当研究室が分担する課題は、上流域からの地表水・地下水の流下を考慮した実効雨量を算出する上で基礎となる、地盤の透水性、表面流による侵食特性、さらに、雨水浸透による地盤強度の低下を考慮した地盤の動的特性を把握し、地盤特性を総合的に評価するための手法を開発することである。なお、研究期間は3年である。

2、研究方法

雨水に対する地盤特性を把握するために、モデル斜面とそれを水源とする渓流を対象として、集中的に、降雨時の斜面における水分量、間隙水圧、表面流量等を観測する。また、モデル斜面の層状を明らかにし、斜面を構成する表層土の土質試験を行なう。これらの結果を基に、数値解析等の手法により、降雨時の地盤強度の低下を評価することによって、斜面崩壊の危険度を示す実効雨量に対して理論的根拠を与えようとするものである。

3、研究成果

本年度は、モデル斜面の設定と斜面の概略調査及び観測機器の一部設置を行なった。

3、1　モデル斜面の設定

モデル斜面は次に挙げる条件を考慮して選定した。①強度の大きい雨の降る可能性の高い地域にあること　②近年斜面崩壊の多くあった地域にあること　③凹形斜面であること　④表土層が1m～2m程度存在すること　⑤斜面傾斜が30°程度であること　⑥商用電源が近隣にあること　⑦地元の

協力が得られること。

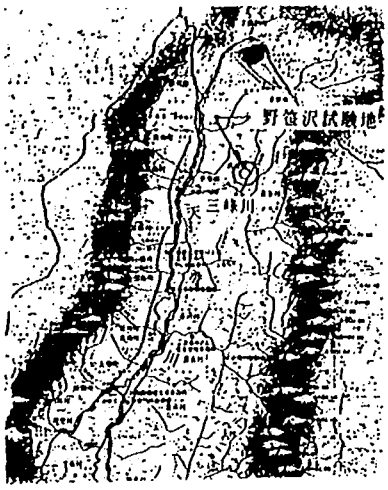



図１　野笹沢試験地位置図

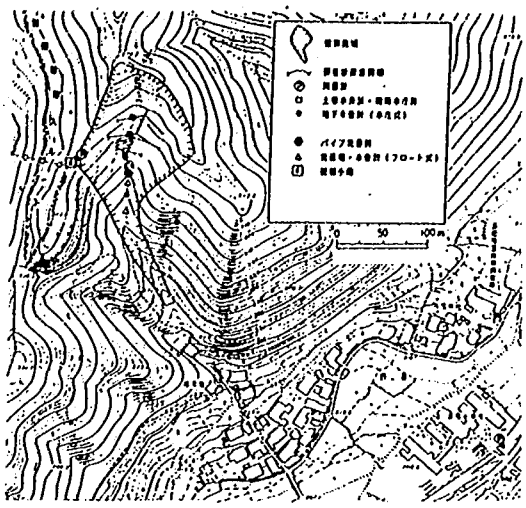


図２　野笹沢試験地位置図

検討の結果、天竜川上流の野笹沢上流斜面をモデル斜面として設定した。（図１、２）この野笹沢は、三峰川支川藤沢川に注ぎ込む渓流である。この地域は、しばしば薪用に見舞われており、昭和36年、57年、58年に山腹崩壊伴う、大規模な土砂流出災害が発生している。36年の災害時には、野笹沢からの土砂流出により家屋に被害が出ており、治山ダム、砂防ダムが建設されている。野笹沢流域の基盤地質は花崗岩である。

３、２　斜面状況

渓流の谷頭部、測点番号96から上部をモデル斜面とする。（図３参照）斜面最下部の谷頭斜面は、比高9.5 m、平均勾配52.5°である。滑落崖には、パイプ流の穴と推察されるものが２～３箇所ある。

谷頭部から上方の斜面は、比高55m、平均勾配30°で緩い凹型地形をなしている。植生はクヌギコナラ林で林床植生は少ない。斜面の表層は比較的乾燥している。

簡易弾性波探査、簡易貫入試験及び、ポストオーガーボーリングの結果を図５，６に示す。上部より、第１層；0.25～0.35km/ sec，第２層；0.6 ～0.7 km/ sec，第３層；1.0 ～1.2 km/ sec 第４層；2.2 ～2.4 km/ sec の速度が得られている。第４層以下は石英閃緑岩の基盤であると思もわれる。第２，３層は風化帯で第１層はシルト質ないし砂質の残積土ないし、崩壊土と推定される。第１層の表層土ないし、第２，３層の風化土は斜面中腹の測点ＢＣ付近で浅くなっている。横断測線のＬ側及びＲ側は、平行斜面ないし凸斜面部にあたり、表層土は薄くなっている。

簡易貫入試験によるＮc 値の急増深度は、各測点のＬ及びＲ側で弾性波速度層境界に比較的良く一致するが、測点ＢＭ、ＢＣ、ＣＣで第１，２層の境界は明瞭でない。この理由として、弾性波速度は特に低速度ほど含水状況によって変化しやすく、ＢＭ、ＢＣ、ＣＣ付近では含水比の高い崩積土が存在することによつて、第２層が浅く捕えられたと考えられる。

ポストオーガーボーリングによれば、表層の0.2 ～0.4 m は腐食物、根系を交える表土層、深度１m前後まではシルト質～粘土質であり、深度１m以上は砂質土からなる。

３，３　渓床状況

谷頭部から下流の治山ダムまでを渓流調査の対象とした。渓床の延長は176.38m、比高は66.87 m

平均勾配は20°である。渓床はその状況から３区分される。（図３、４、参照）

①の区間は測点93～66で、平均勾配25.9°、延長約50m、幅5～10で谷を埋積した堆積物が分布している。河床は堆積物を幅 1～1.5m、深さ 1～3m侵食して形成されている。河床及び渓岸には露岩はみられないる表流水は測点付近で出現する。測点87で簡易貫入試験を実施しており、深度1.7mまでNc=6 以下、1.9 ～ 2.3m でNc 値が漸増し、2.3m以深では，貫入不能となる。このことから、この

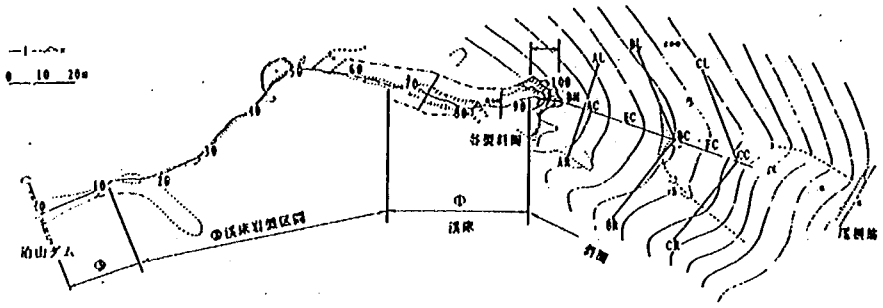



図３ 野笹沢試験地平面図

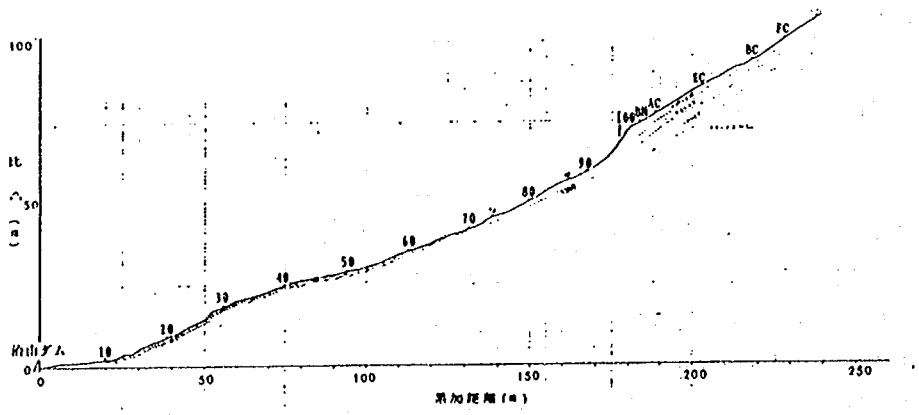



図４ 野笹沢試験地縦断図

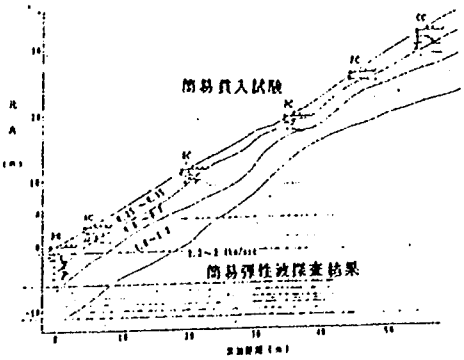



図５ モデル斜面土層縦断図

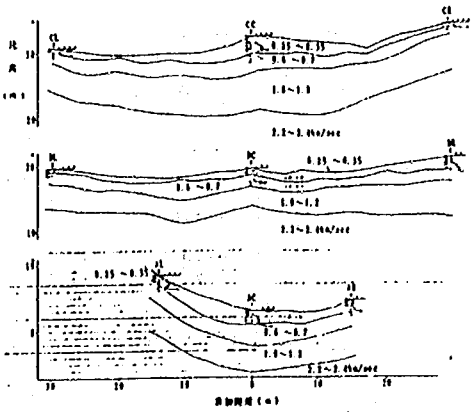


図６ モデル斜面横断図

位置では深度2.3mに土層境界が求められ、それ以深は風化岩盤からなるものと推定される。②の区間は測点66～11で、平均勾配20.1°、延長102mの岩盤の露出した区間である。渓床幅は、ほぼ1mで表流水が見られる。③の区間は勾配 5.6°，延長22mの治山ダムは未満砂で、ダム水通し高と堆砂面の比高は2.65mである。

3、4　観測機器の設置

本試験地で設置する機器と目的を以下に示す。(図2、7参照)

①雨量計‥‥土中水のインプットとなる雨量を、観測斜面にて観測する。また、住居地域にも設置して、発生域と住居地域での降雨量の違いを観測する。

②土壌水分計‥‥斜面表土層の土壌水分を毛管圧（吸引圧とも言う）として観測する。主として負圧領域を観測し、不飽和水分特性を把握する。表面層の層別に観測する。（1箇所、3～4点）

③間隙水圧計‥‥土壌水分計が不飽和状態を把握するのに対して、間隙水圧計は飽和水分性を把握する。土壌水分計と合わせて、表面層の層別に観測する。（1箇所、3～4点）

④地下水位計‥‥間隙水圧計が表土層の層別に飽和状態を観測するのに対して、地下水位計はそのトータルとしての自然地下水位を観測する。渓床堆積物中の地下水位は土石流が発生する場合、その因果関係を把握する上で重要となる。水位計は水圧式のものを設置する。

⑤パイプ流流量計‥‥野崖地区の斜面下方で、現在、谷頭侵食が進んでおりその侵食面には早い中間流の流出路と見られるパイプ状の穴が存在する。降雨時の中間流は、斜面崩壊と密接な関係があると考えられ、このパイプ流の流量を観測することにより、早い中間流成分を正しく評価しようとするものである。

⑥流量堰・水位計（フロート式）‥‥パイプ流流量計が早い中間流のみを観測するのに対して、基底流、遅い中間流、および表面流を含めた全流量を観測し、降雨が斜面を通過した結果として出てくる流量を把握する。基底流を分離するため、渓流沿いに岩盤が初めて露出する地点と、その上流側の谷頭直下の地点の両方に設置する。

本年度設置した機器は、雨量計及び、土壌水分計のみであるが、残りについて62年度早期に設置し、観測を開始する予定である。

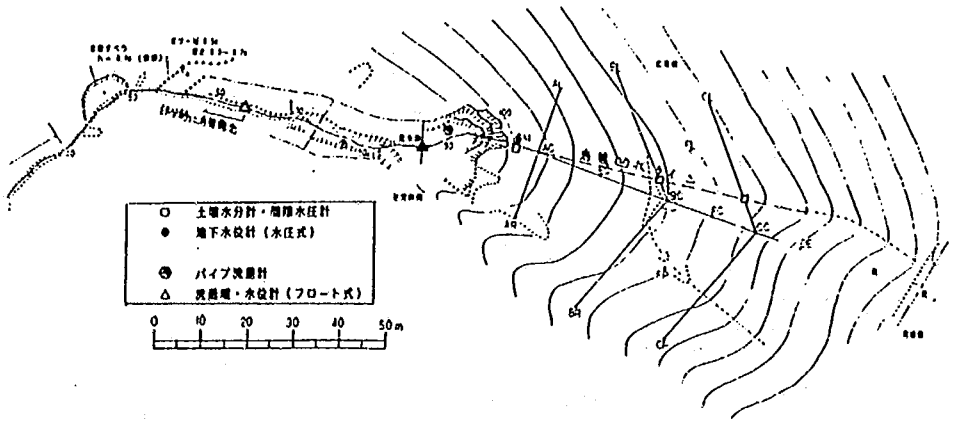



図7　観測機器配置図

# 昭和61年度 災害対策総合推進調整費

## 2.5.1　火山噴火による泥流災害対策確立のための調査

砂防研究室　室　長　矢澤　昭夫
主任研究員　水山　高久
福本　晃久

### 1、まえがき

昭和60年11月、コロンビア共和国ネバドデルルイス火山の噴火に伴い大規模な泥流が発生し大災害をもたらした。世界有数の火山国である我国においても、過去に浅間山、十勝岳などで火山泥流による災害を被っており、早急に火山泥流の機構の解明と泥流危険区域の設定方法等総合的に調査し防災計画に役立てる必要がある。そのため、国土庁、気象庁、建設省、北海道開発庁、林野庁が共同で北海道の十勝岳を調査対象地域として調査を実施することになった。図－1に調査のフローチャートを示す。

### 2、研究目的

泥流の規模等の特性、流動機構に関する既往の研究を整理し、流動モデル検討の方向を決定する。つぎに、十勝岳に大正15年に発生した泥流を対象として泥流の流下、氾濫のシミュレーションを実施し、次年度に予定されている対策検討の資料とする。

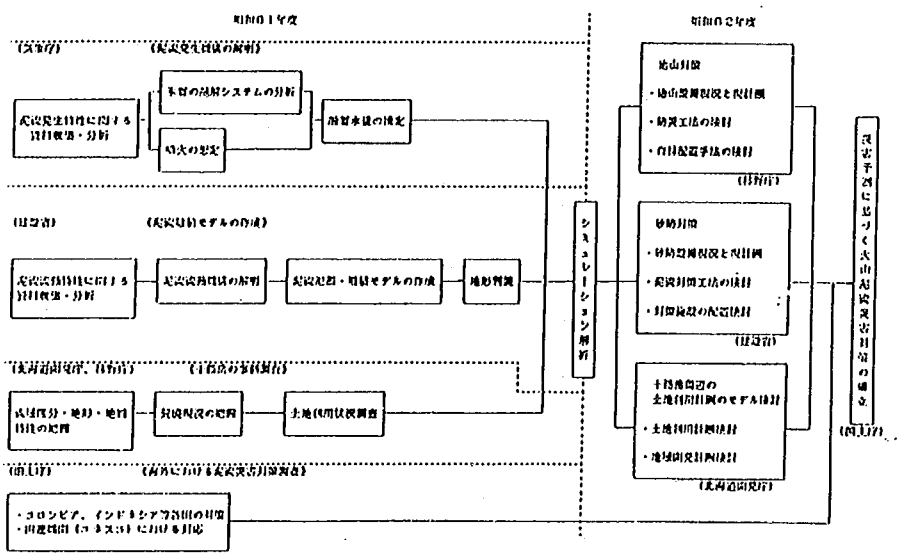



図-1 調査フローチャート

### 3、研究結果

#### 3、1 火山泥流の実態

火山泥流は、火山の噴火が誘因となって発生する狭義の火山泥流と、噴火以外の誘因主に降雨で発生する泥流（土石流）がある。表-1に代表例の規模を比較して示す。火山噴火に伴い発生する泥流は降雨によって生

表-1 火山の噴火による泥流と降雨による泥流の規模の比較

| 火　山 | 総流出量（$\times 10^3 m^3$） | ピーク流量（$m^3$/sec） | 備　考 |
|---|---|---|---|
| セント・ヘレンズ | 約　76,000 | 約　3,300 | キャッスル・ロック[1] |
| ネバド・デル・ルイス | 約　43,300 | 約　29,000 | アルメロ[2] |
| 十勝岳 | 約　13,300 | | フラノ・ピリカフラヌイ合流点[3] |
| 桜　島 | 100～300 | 約 100～500 | 野尻博[4] |
| 有珠山* | 約　4 | 約　100 | 大有珠川[5] |

*有珠山の資料は噴火56年8月22日の規模例である

じる泥流に比べ1～2オーダー大きい。降雨によって生じる程度の規模では、泥流もダイラタント流体としての性質を示すことが多く、粗粒子をあまり含まない場合はビンガム流体としての性質を示すことがある。[6][7]流れの規模が大きくなると乱流となり、流れの抵抗もほぼマニング則で説明がつくようになる。[1][2][6]

3、2　火山泥流の流動機構に関する既往研究

火山泥流の流動機構に関する従来の研究は以下のように整理される。

①ビンガム流体とした研究

ⓐフロックに着目した研究[9]　ⓑ粒子間、粒子流体間の電気化学的相互作用に着目した研究[10]

ⓒ活性化エネルギーを導入した研究[11]

②ダイラタント流体とした研究

ⓐ粒子の衝突前後の運動量変化に着目した研究[12][13]　ⓑ粒子の衝突時のエネルギー散逸構造に着目した研究[14]　ⓒ間隙流体の運動量拡散に着目した研究[15]

③ビンガム流動とダイラタント流動との領域区分に関する研究

ⓐパラメーターモデルによる研究[7]　ⓑ流動式からの無次元化による研究[11][16]

④乱流構造に関する研究

ⓐビンガム流体の乱流に関する研究[9][10]　ⓑダイラタント流体の乱流に関する研究[17][18]

以上の研究は、限られた条件について行われており、発生、流下、堆積の現象を連続的に表現するものではない。火山泥流は流れのどのステージにおいても固液混相流としてとらえられ、応力も固相、液相それぞれが受け持つ応力に分離され、

固相の応力；$\tau_s=\tau_y$（流動に依存しない固体摩擦成分）$+ f(C_g)\sigma d_g^2 \left|\frac{du}{dz}\right| \left(\frac{du}{dz}\right)$ ‥‥(1)

↑ 流動により費やされる応力

$p_s=p_y$（土質力学的な静的な粒子間応力）$+ f'(C_g)\sigma d_g^2 \left(\frac{du}{dz}\right)^2$ ‥‥‥‥(2)

↑固相の水中重量の一部あるいは全部　　↑ 粒子の反発による圧力

液相の応力；$\tau_w=c_0$（粘着項）$+ \mu(dU/dZ)$ ‥‥(3)ここで、$f(c_g)$、$f'(c_g)$；粗粒子濃度の関数、$\mu$：みかけの粘性係数と表される。式(1)～(3)で表される流れは層流であり[19]、流れの規模が大きくなると乱流へと変化し、$\tau_t=\rho\overline{u'w'}$ ‥‥(4)、$P_t=\rho\overline{w'w'}$ ‥‥(5) なるレイノルズ応力が生じる。以上より流れの応力は、

$$\tau=C_0+t_y+\mu\left(\frac{du}{dz}\right)+f(C_g)\sigma d_g^2\left|\frac{du}{dz}\right|\left(\frac{du}{dz}\right)+\rho\overline{u'w'} \quad \cdots\cdots(6)$$

$$p=p_y+f'(C_g)\sigma d_g^2\left|\frac{du}{dz}\right|\left(\frac{du}{dz}\right)+\rho\overline{w'w'} \quad \cdots\cdots(7)$$

と表される。流れの特性は式(6)、(7)のどの項が卓越するかによる。これを複雑にしているのは式(6)、(7)の間に、$\tau_y=\tan\phi_s p_y$ ‥‥(8)、$f(C_g)=\tan\phi_d f'(C_g)$ ‥‥(9)、$\rho\overline{u'w'}=\alpha\rho\overline{w'w'}$ ‥(10)

なる関係があり、粗粒子の水中重量の支えられ方が流れの特性に大きく関連しているからである。流動形態の領域は一応以下のように区分される。

$Re\equiv\tau_t/\tau_l>1$　（乱流）$\tau_t=C_0+\rho\overline{u'w'}$　$(=\rho(\kappa Z)^2\left(\frac{du}{dz}\right)^2)$ ‥‥‥‥(11)

$<1$　（層流）$\tau_l=C_0+\tau_y+\left\{\mu+f(C_g)\sigma d_g^2\left|\frac{du}{dz}\right|\right\}\left(\frac{du}{dz}\right)$ ‥‥‥‥(12)

ここで、$\kappa$：カルマン定数

$Re_D \equiv \tau_D/\tau_B > 1$　（ダイラタント流体）　$\tau_D = C_0 + \tau_y + f(C_g)\sigma d_g^2 \left|\frac{du}{dz}\right| \left(\frac{du}{dz}\right)$ ……(13)

$< 1$　（ビンガム流体）　$\tau_B = C_0 + \tau_y + \mu \left(\frac{du}{dz}\right)$ ……(14)

十分大きな泥流が発生すると、発生から流れが発達する課程では、$Re_D > 1$、$Re < 1$で式(13)、流下過程では$Re_D > 1$、$Re > 1$で式(11)、堆積過程では$Re_D < 1$、$Re > 1$で式(11)が支配すると考えられる。

3．3　氾濫シミュレーション

ここでは二次元平面上における連続流体の漸変流の運動方程式を用いて解析する。

運動方程式；（X方向）　$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta\frac{\partial(Mu)}{\partial x} + \beta\frac{\partial(Mv)}{\partial y} = -gh\frac{\partial H}{\partial x} - \frac{F_x}{\gamma}$ ---------- (15)

（y方向）　$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta\frac{\partial(Nu)}{\partial x} + \beta\frac{\partial(Nv)}{\partial y} = -gh\frac{\partial H}{\partial y} - \frac{F_y}{\gamma}$ ---------- (16)

ここで、M;x方向の流量、N;y方向の流量、U;x方向の平均流速、V;y方向の平均流速、H;流動高（水深＋河床高）、$\gamma$;流水の密度、Fx、Fy:x及びy方向の摩擦抵抗力である。

摩擦抵抗力としてマニング則を用いる。

$$F_x = gn^2\frac{u\sqrt{u^2+v^2}}{h^{\frac{1}{3}}} \qquad F_y = gn^2\frac{v\sqrt{u^2+v^2}}{h^{\frac{1}{3}}}$$

ここで、g:重力の加速度、n:マニングの粗度係数、h:水深である。

水の連続式は、

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad \text{----------} (17)$$

土砂の連続式は、

$$C_*\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial(C_H M)}{\partial x} + \frac{\partial(C_N N)}{\partial y} = 0 \quad \text{----------} (18)$$

ここで、Z:堆積深、$C_*$:堆積層の砂礫の容積濃度、$C_H$:X方向の流水の土砂濃度、$C_N$:y方向の流水の土砂濃度である。土砂濃度は泥流氾濫時には$\tau_* \gg \tau_{*c}$として次式により与える。

$$\frac{q_B}{\sqrt{sgd^3}} = 12\,\tau_*^{\frac{1}{2}} \quad \text{----------} (19)$$

$S = (\sigma/\rho - 1)$　、　$\tau_* \equiv u_*^2/(sgd)$

ここに、$q_B$:単位幅の掃流砂量、$\tau_{*c}$:無次元限界掃流力、$\sigma$:砂礫の密度、$\rho$:水の密度、d:平均粒径、$d_{90}$:90%粒径、$u_*$:摩擦速度、n:Manningの粗度係数である。

一方、Manning式　$u = \frac{1}{n}h^{\frac{2}{3}}i^{\frac{1}{2}}$　（u:流速、i:エネルギー勾配）……(20)

より、単位幅流量は、$q = uh = \frac{1}{n}h^{\frac{5}{3}}i^{\frac{1}{2}}h$　となり、

上砂濃度Cは、$C = \frac{q_B}{q} = \frac{\tau_{*c}^{\frac{3}{2}}\sqrt{sgd^3}}{\frac{1}{n}h^{\frac{5}{3}}i^{\frac{1}{2}}h}$ ……(21)

で表される。式(21)は、$C = \frac{12\,n\sqrt{g}}{s\,h^{\frac{1}{3}}}i$ ……(22)

となり、土砂濃度はエネルギー勾配と水深の関数で表される。実際の計算にあたっては、氾濫域をメッシュに分割し、各メッシュの標高を与え、差分化した式(15)、(16)[21]を用いて流量フラックスを与え、

連続式により水深、河床高の変化を求める。

3、4　大正15年十勝岳泥流のシミュレーション

3、4、1地形データの整理

(1)計算対象範囲

谷の出口から現在の上富良野市街地南部までとする。（図-2）

(2)メッシュ分割

対象範囲を100m×100mのメッシュに分割した。メッシュ総数は、2,160である。

(3)地形計測

1:5,000地形図より各メッシュの中心点の標高を読み取った。

3、4、2　泥流のハイドログラフ

推定されているピーク流量と継続時間より、泥流のハイドログラフを仮定した。（図-3）

3、4、3　数値計算の定数

定数は次のように定めた。

泥流の密度（$\rho$）：1.184、砂礫の密度（$\sigma$）：2.65、Manningの粗度係数（n）：0.04、運動量補正係数（$\beta$）：1.0、堆積層の上砂濃度（$C_*$）：0.65

3、4、4　計算結果

計算結果の例を図-4,5に示す。氾濫範囲は地形によって決まるので実際と一致するのは当然のことであるが、計算結果より谷の出口に泥流が達してから約1時間で市街地に到達し、約30分以内に市街地の西半分が泥に埋まることがわかる。ただし実際の泥流はこの計算結果よりも速かったようで更に検討が必要である。

4、今後の問題点

火山泥流の特性を整理し、氾濫シミュレーションを大正15年十勝岳泥流に適用した。今後は、いくつかの規模を想定して氾濫計算を行い、それに対して対策施設を配置し、その効果を再び氾濫シミュレーションで確認する作業を行ってソフトとハード両面の泥流対策を検討する。

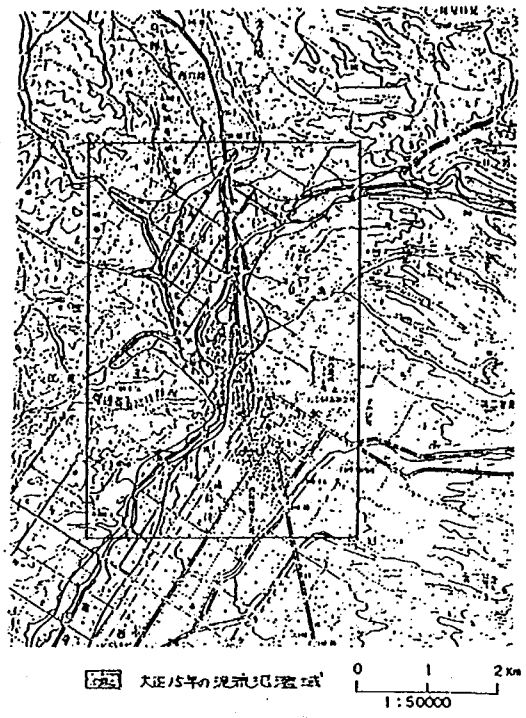



図-2 大正15年の泥流氾濫域とシミュレーション範囲

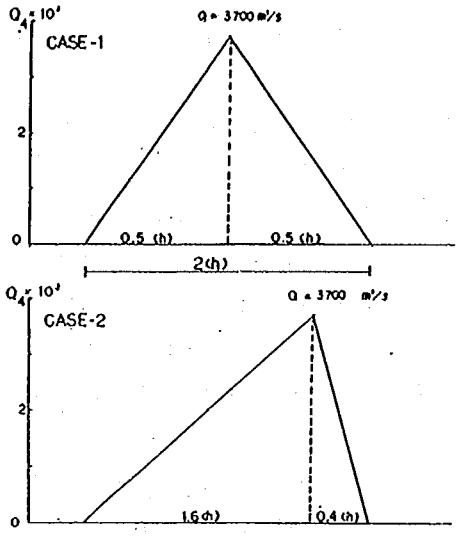



図-3 流入ハイドログラフ

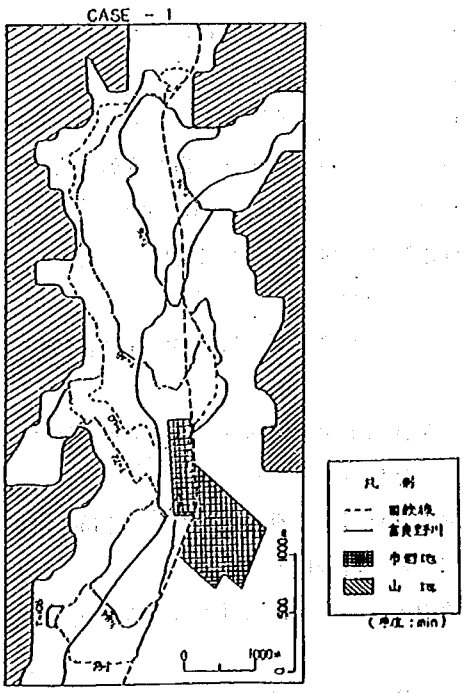



図-4 氾濫域の時間変化（ケース１）

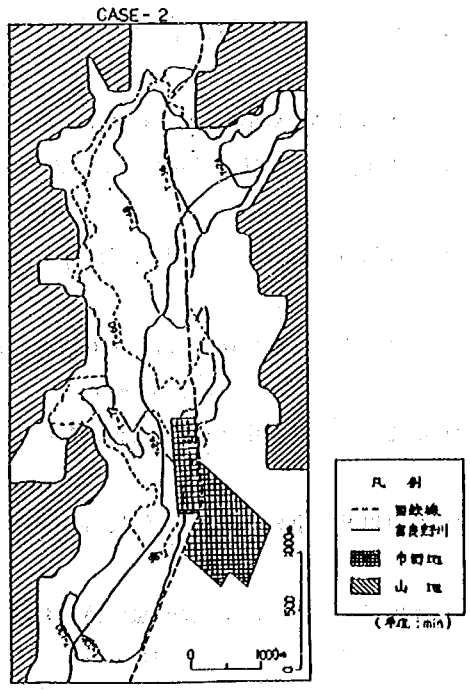



図-5 氾濫域の時間変化（ケース２）

参考文献


1) 高橋　保:セントヘレンズ火山の噴火に伴う災害現象と対応,京大防災研年報 24-A,pp.538～557 1981

2) 勝井義雄他:南米コロンビア国ネバド・デル・ルイス火山の1985年噴火と災害に関する調査研究 文部省自然災害特別研究突発災害研究成果,No.B-60-7,1986

3) 村野義郎:十勝岳の土石流について，新砂防 No.59 pp.14～23,1965

4) 建設省九州地方建設局大隅工事事務所:昭和60年度桜島砂防基本計画検討業務報告書，1986

5) 北海道土木部:昭和56年度有珠山土石流観測調査報告書，1982

6) 高橋　保:土石流の発生と流動に関する研究，京大防災研年報,20 B-2,pp.189～219,1977

7) 藤田睦博、長谷川和義、山岡　勲、岡山幹治:微細粒子に富む泥流の流速分布とモデル流体のあてはめ，土木学会北海道支部論文報告集,昭和56年度,pp.267～272,1981

8) 芦田和男、江頭進治:長野県西部地震による御岳崩れの挙動，京大防災研年報 28 B-2, pp.263～281

9) 大同淳之:土石流に関する基礎的研究，京都大学学位論文　1970

10) 芦田和男、山野（宮本）邦明、神田昌幸:高濃度流れに関する研究（Ⅱ），京大防災研年報 29 B-2 pp.361～375

11) 滝　和夫:高濃度泥流の流動特性，第30回水理講演会論文集，1986,pp.475～480

12) R.A.Bagnold: Experiments on a Gravity-Free Dispersion on Large Solid Spheres in a Newtonian Fluid under shear, Proc. Roy. Soc.London A225,1954,pp.49～63

13) 椿東一郎、橋本春行、末次忠次:土石流における粒子間応力と流動特性，土木学会論文報告集，第317号 1982,pp.79～91

14) 宮本邦明:Newton流体を含む粒子流の流動機構に関する研究，立命館大学位論文 1986.3

15) 芦田和男、江頭進治、神矢　弘、佐々木　浩:斜面における土塊の抵抗則と移動速度,京大防災研年報 28 B-2 1985,pp.297～307

16) 宮本邦明:土石流と泥流の領域区分，昭和61年度砂防学会研究発表会概要集 1986, pp.146～147

17) 新井宗之、高橋　保:泥流型土石流の流動機構，土木学会論文集　第375号 Ⅱ-6,1986.11, pp.69～77

18) 高橋　保、藤井由之:土石流の流動機構，昭和61年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集　1986,pp.Ⅱ-68-1～Ⅱ-68-2

19) 芦田和男、山野（宮本）邦明、神田昌幸:高濃度流れに関する研究（1），京大防災研年報 28 B-2,1985 pp.367～377

20) 高橋　保、匡　尚富:変勾配流路における土石流の形成，京大防災研年報　29 B-2,1986, pp.343～360

21) 岩佐義朗、井上和夫、水鳥雅文:氾濫水の水理の数値解析法，京大防災研年報,23-B-2,1980, pp.305～317

# 昭 和 62 年 度

# 昭和62年度 行　政　部　費

3　土木技術に関する基礎研究

3.1　土砂の流送に関する研究

3.1.1　山地河川の浮遊砂に関する研究

砂防研究室　室　長　水山　高久
鈴木　浩之

1、まえがき

砂防計画では、これまで、掃流砂成分のみを対象とし、浮遊砂成分を無視する傾向が強かったようである。これは、浮遊砂成分は土砂災害に直接関与しないと考えられたこと、砂防ダムでは制御できないことによると思われる。しかし、生産土砂の50%は浮遊砂成分であり、山間地の直接的な土砂災害を除けば、貯水池の堆砂、下流河道の河床変動、氾濫土砂のほとんどは浮遊砂によるものと考えられ、浮遊砂を無視して砂防を議論するすることはできないと言ってもよい。むしろ、山地河川の浮遊砂について積極的に研究し、砂防の対象として取り組み、必要ならば浮遊砂を主な対象とする対策工が考案されても良いと考えられる。

2、研究の目的

急勾配で水深が浅く粗度の大きな山地河川に適用できる浮遊砂量式を開発し、浮遊砂を含む河床変動を研究する。また、浮遊砂の生産、流出、堆積について現地調査により資料を収集する。さらに、高濃度の泥流、掃流砂と浮遊砂の相互作用、土砂流にも研究を広げる。62年度は、浮遊砂量に関する基礎的な研究と、ウオッシュロードに関する観測資料の整理、解析を行った。

3、浮遊砂に関する実験の概要と結果

昭和61年度の予備実験を基礎として、急勾配粗面上の浮遊砂に関する実験を行い、浮遊砂量、浮遊砂濃度分布の概要、流れの抵抗を調べた。実験は、0.2mm,0.4mm,1mmの一様砂を使用し、勾配を1/50,1/25,1/12.5、流量は5～50ℓ/secで変化させた。河床は2.5cm径のガラス玉を1/2突出するように埋めた。

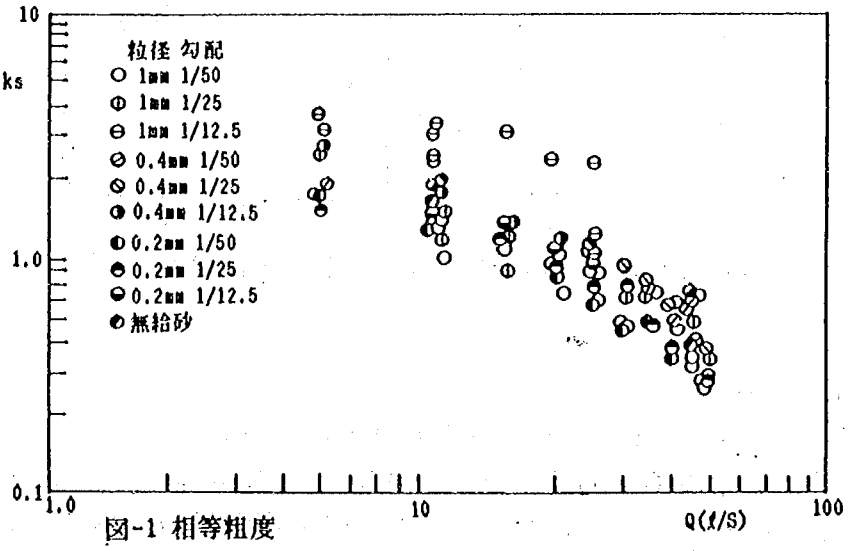


図-1 相等粗度

(1)　相等粗度

図-1に実験結果を示す。粒径が大きいほど、水路勾配が大きいほど、流量が小

さいほど（水深が小さいほど）抵抗は大きくなる傾向が確認された。

(2)　土砂濃度の分布

図-2 (1)～(3)に粒径別の土砂濃度の分布を示す。1mmでははっきりした深さ方向の濃度変化が見られるが、粒径が小さくなると一様化することが良く分かる。

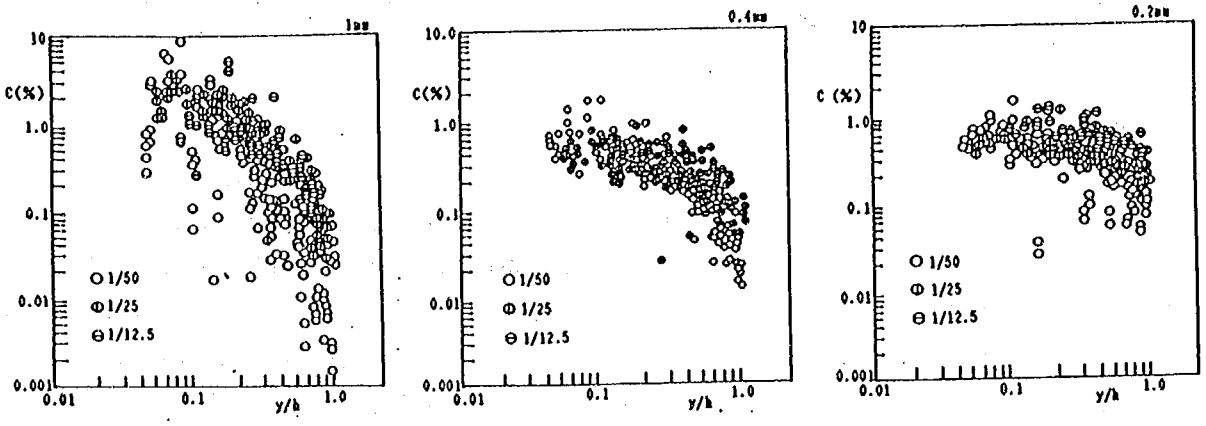



図-2-(1) 土砂濃度とy/hの関係　図-2-(2) 土砂濃度とy/hの関係　図-2-(3) 土砂濃度とy/hの関係

粒径0.4mmについてもう少し詳細に見ると図-3(1)～(3)となる。流量による差はあまりなく、濃度分布は水路勾配だけで決まっているように見える。

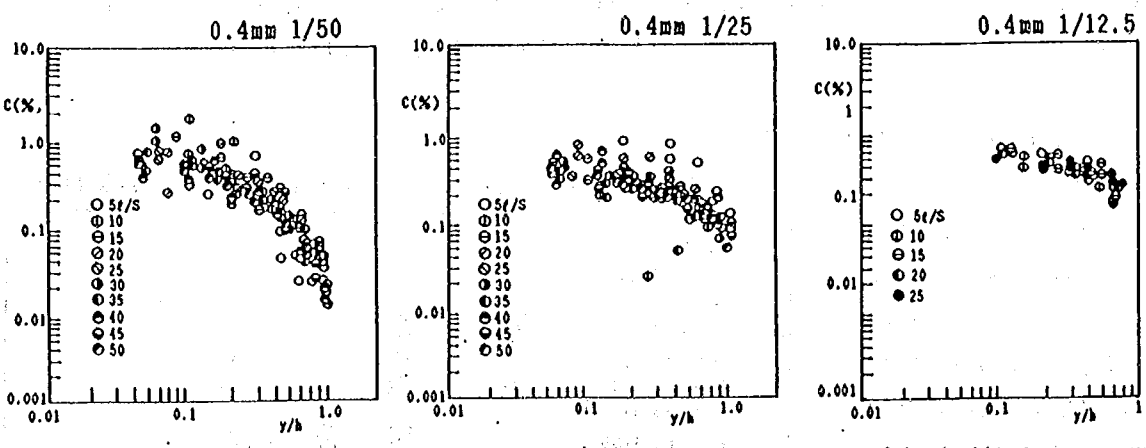



図-3-(1) 土砂濃度とy/hの関係　図-3-(2) 土砂濃度とy/hの関係　図-3-(3) 土砂濃度とy/hの関係

(3)　流砂量

流砂量を芦田、高橋、水山の掃流砂量式と比べて図-4に示す。

ここで　$\phi=q_B/\sqrt{(\sigma/\rho)gd_i^3}$ で、$q_B$:単位幅流砂量、$\sigma$:砂粒と密度、$\rho$:水の密 度、g:重力の加速度、di:流砂の粒径である。また、$\tau_*=U_*^2/\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd_i}$ で、$U_*$:摩擦速度である。

粒径が小さいほど、また勾配が急なほど流砂量は小さくなっており、全て掃流砂量式よりも小さくなっている。これは、粒径が小さいほど河床粗度の影響を強く受けること、勾配が急なほど流水の抵抗が大きくなっていることによって定性的には説明される。

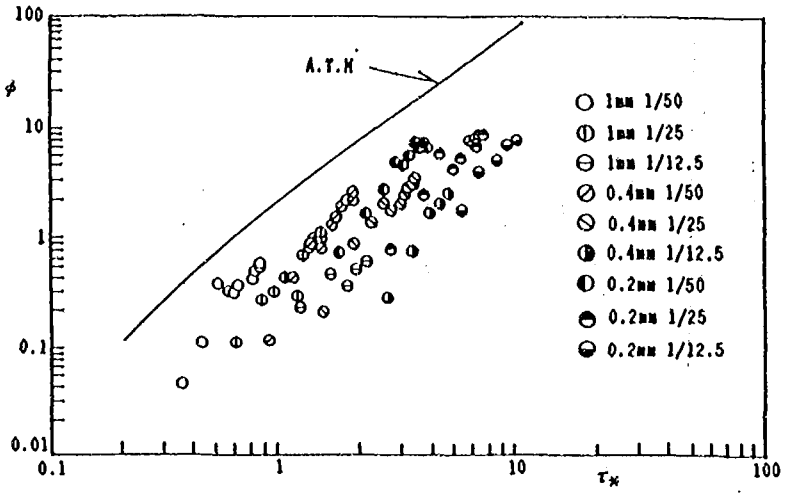



図-4 流砂量

4、浮遊砂（ウオッシュロード）に関する現地観測資料の整理

昭和54年より約10年間に渡って全国約40ヶ所でヒシャク、バケツにより表面採水で調べられた浮遊砂観測資料の結果を整理した。採取された土砂はほとんどが粒径0.1mm以下で、いわゆるウオッシュロード成分である。

(1) 流量と浮遊砂土砂濃度の関係

流量と浮遊砂土砂濃度の時間的変化は、図-5のように比較的対応のよいものと、図-6のように対応の悪いものがみられた。これは、流域における浮遊砂の生産のされ方に起因すると考えられる。

このように、流量と浮遊砂量は必ずしも常に対応が良いわけではないが、流量と浮遊砂量の平面上にプロットするとたとえば、図-7のようになり両者の間の相関はかなり強い。

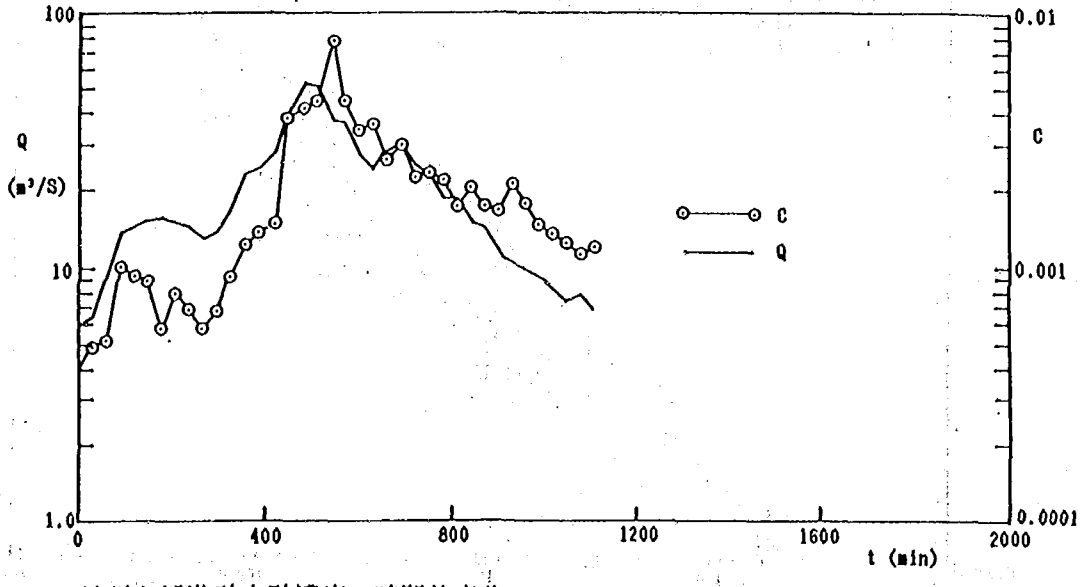



図-5 流量と浮遊砂土砂濃度の時間的変化　琵琶湖工事事務所（戸台川）

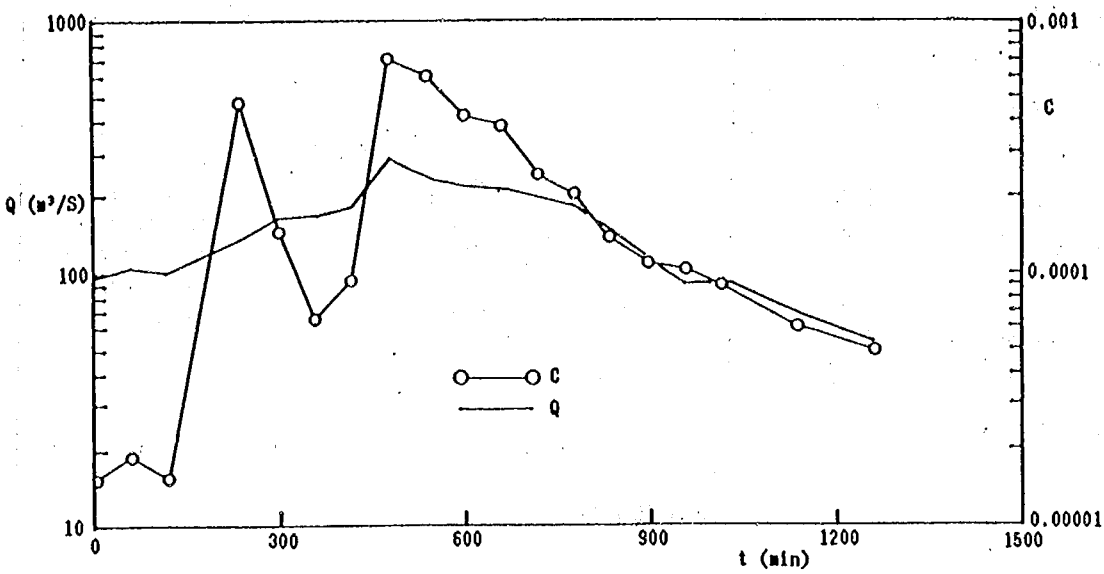



図-6 流量と浮遊砂土砂濃度の時間的変化　天竜川工事事務所（太田切川）

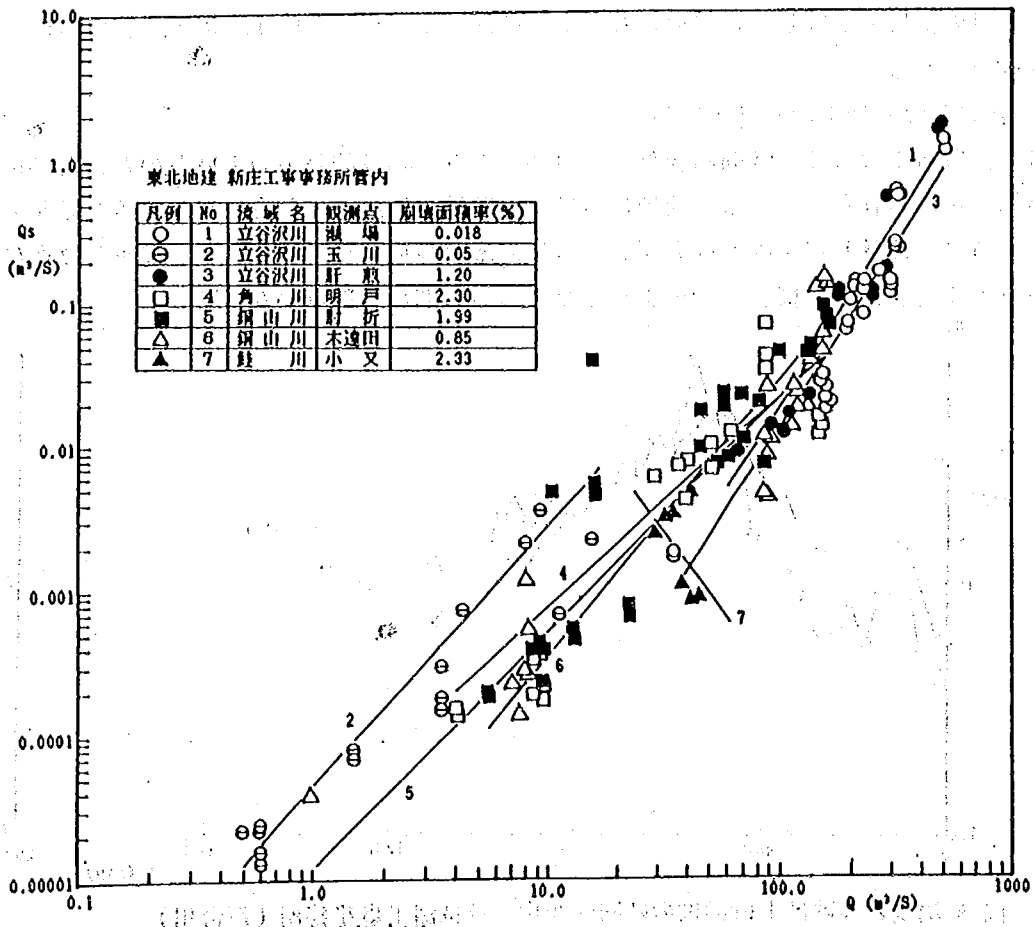



図-7 流量(Q)-流砂量(Qs)図

流量の増加期と減少期に分けて流量と浮遊砂量の関係を見ると、図-8のように同じ流量では増水期の方が減水期よりも小さいが大きい増加率を示す流域が多かった。土砂生産にあるしきい値が存在すると考えると説明される。

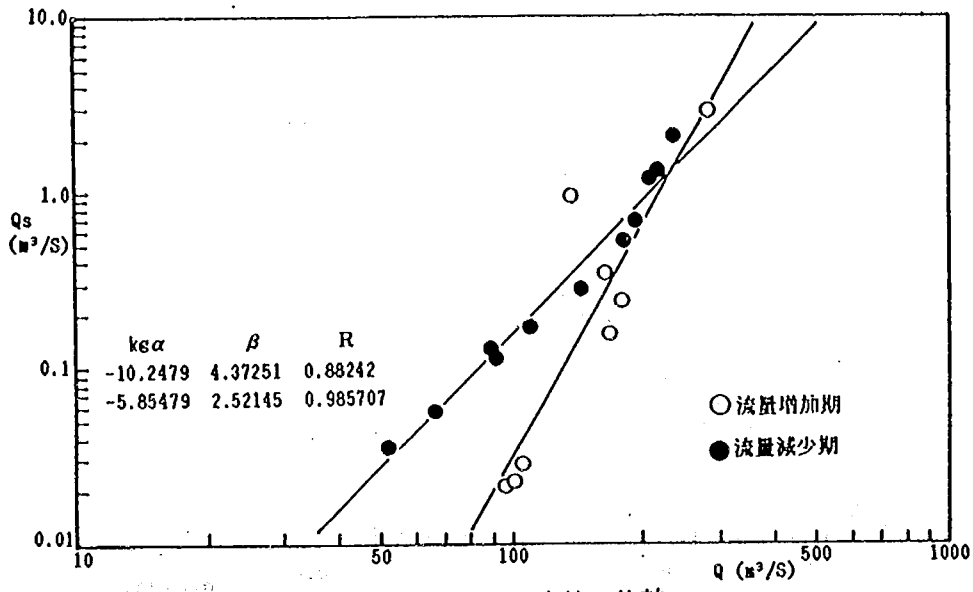



図-8 流量の増加期、減少期におけるQ-Qs直線の比較

天竜川工事事務所（太田切川）

(2)浮遊砂濃度と崩壊面積率の関係

浮遊砂量が流量の２乗に比例すると仮定すると、その係数は同じ流量に対して濃度が高いか低いかを示している。図-9は、このこの係数kgαを流域の崩壊面積率に対してプロットしたもので、崩壊面積率の増加とともに浮遊砂土砂濃度が増加することを示している。その関係は、kgα=-5.54+0.290Ca(%)で示される。図-10は同じ流域で特定の出水の前後の浮遊砂濃度の変化を比べたものであるが、崩壊面積率の差が小さく、したがって浮遊砂濃度の差も明らかでない。

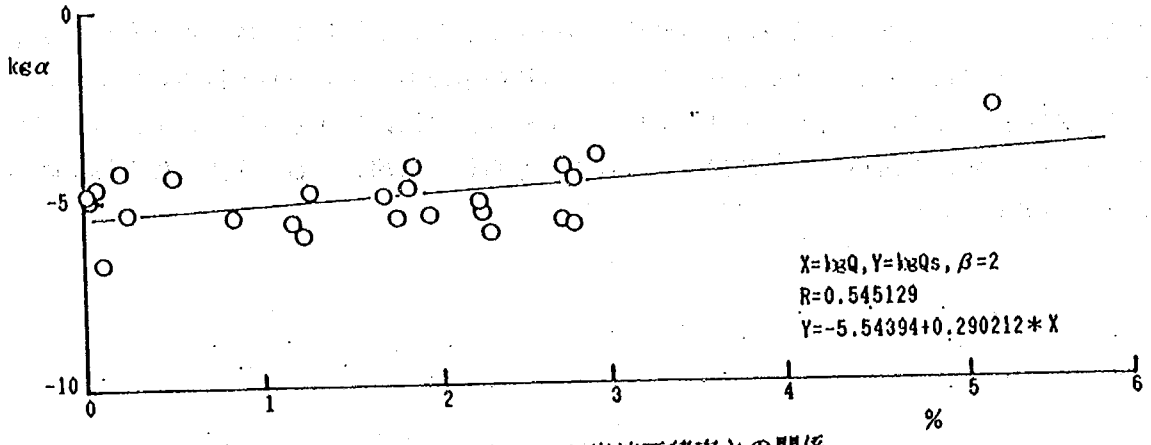
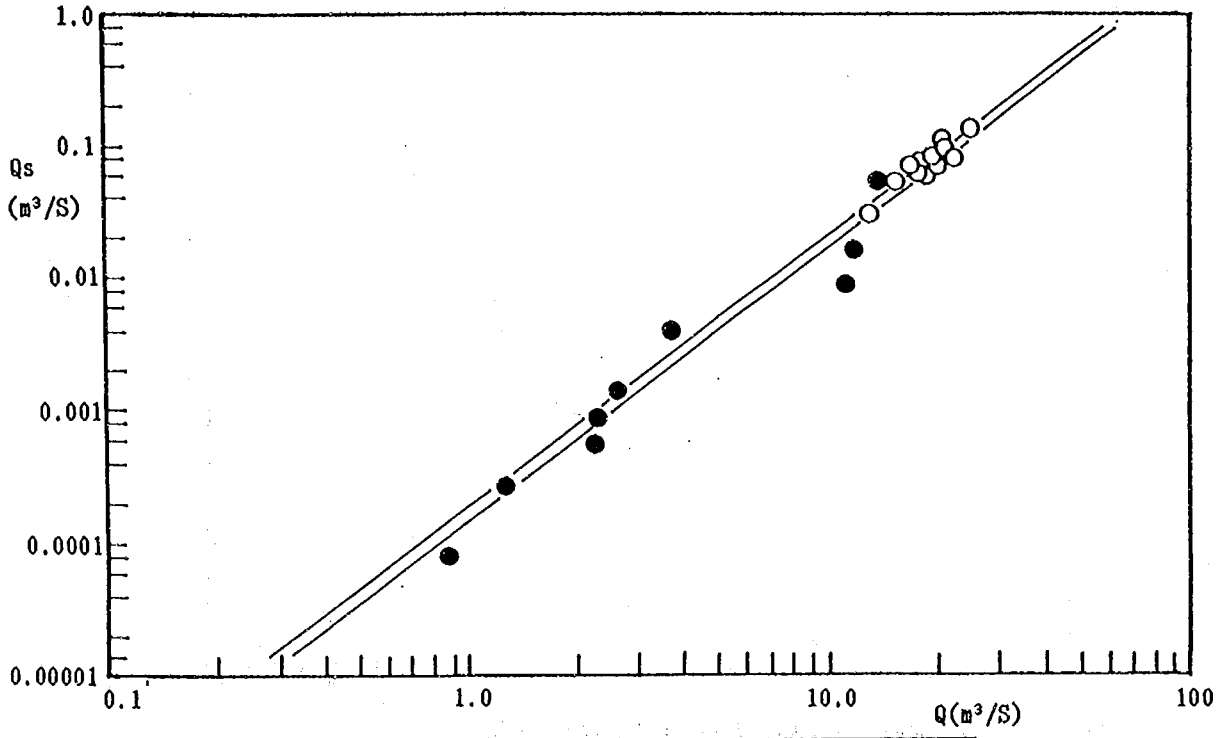



図-9 βを固定（β=2）して求めたkgαと崩壊面積率との関係




| 記号 | kgα | β | R | 浮遊砂観測 | 崩壊調査 | 崩壊面積 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ○ | -3.77204 | 2.03944 | 0.92308 | 55/09/11 | 55/10 | 1.90% |
| ● | -3.82858 | 2.07092 | 0.976723 | 56/10/22 | 56/11 | 2.17% |

図-10 崩壊面積率の違いとQ-Qs直線

あとがき

山地河川では河床面近くの大きな粗度による渦、粗度の間を流れる速い流れにより比較的大きい粒子も浮遊状態で輸送され、結果的に浮遊砂量が増加することを予想して実験を行ったが、結果は予想に反して、粗度が相対的に大きくなることによる抵抗の増加の方が影響して流砂量は小さくなった。また、浮遊砂成分（ここでは粒径0.1mm）についてもほぼ掃流砂量式で説明されるような値となった。もう少し小さい粒径を用いて実験的研究を続けるとともに、崩壊，土石流発生に伴う浮遊砂の生産と輸送についても研究を行う。

昭和62年度 道路事業調査費

3　道路の災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査

3.2　山岳道路斜面の安定に関する試験調査

3.2.1　山岳道路の土石流による災害防止に関する試験調査

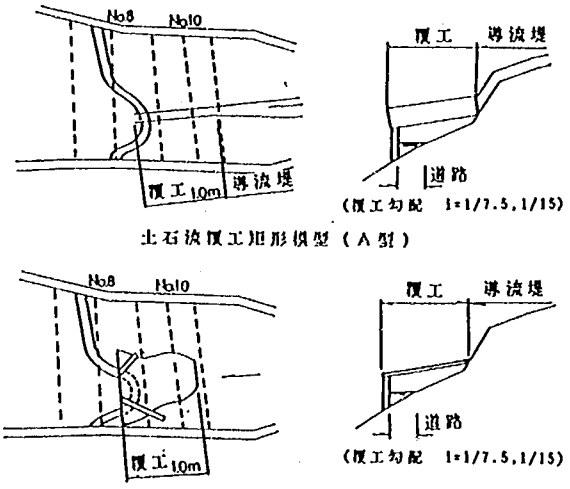
砂防研究室　室　　長　水山　高久
主任研究員　石川　芳治
鈴木　浩之

1．まえがき

本研究は、道路が土石流の発生流下する危険性のある渓流を横切る場合、土石流を安全に通過させる最適な対策工を検討するため、実際に土石流災害の発生した渓流の三次元模型内に土石流覆工および盛土の模型を設置して実験を行い、さらに土石流が通過する際に土石流覆工にかかる力を調べるため二次元水路で実験を行った。

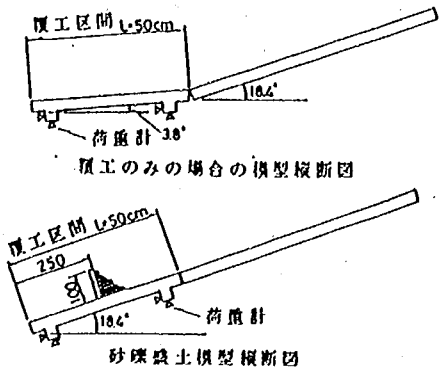
2．実験の概要

昭和57年7月長崎豪雨災害により土石流の発生した長崎県芒塚町4の沢の縮尺1/55の三次元模型を用いて、前年度の実験における主要な被災過程である盛土内の浸透によるパイピング破壊を防止するために盛土上流面に止水工を設置した場合及び盛土材料を透水性の低い土にした場合について実験を行った。実験はローム盛土・砂礫盛土(上流法面止水)・砂礫盛土(上流法面部分止水)の各々について災害時の流量及びその3倍流量を用いて計6ケースを行った。




図－1　土石流覆工A型及びB型模式図

次に、土石流が土石流覆工上を通過する際に生ずる問題点の検討を行うために図－1に示すような矩形と全面の2種の覆工の模型を作成し、覆工勾配を1/7.5と1/15の2種類、流量を1.0 ℓ/secと2.0 ℓ/secに変化させて計8ケースの実験を行い土石流が覆工上を通過する際の流況を観測した。さらに土石流通過時に覆工河床面にかかるせん断力及び垂直応力、さらに土石流が盛土に衝突する際の衝撃力を調べるために、垂直方向と水平方向の荷重が同時に測定できる荷重計を配置した二次元模型水路(幅0.2m、水路勾配18°)による実験を




図－2　二次元水路での覆工のみと砂礫盛土をした場合の模式図

行った(図－２)。実験は土石流覆工のみの場合と、その覆工上に板を90°及び29°に設置した場合、砂礫で盛土をした場合のそれぞれについて給水量(1.5 ℓ/sec、2.5 ℓ/sec)、覆工勾配(1/3、1/15)、水路床の粗度(土石流の平均粒径及びその1/2)を変えて計32ケース行なった。

３．実験結果

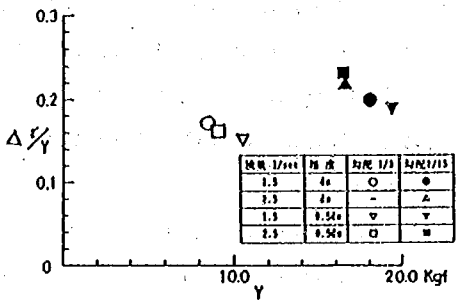
３．１　三次元模型実験

盛土下流法先にパイピングが起きたのは災害時の流量を流し砂礫盛土上流側法面に部分止水を行った場合で、盛土の下流が流出してから100秒後には道路が陥没した。また、越水はローム盛土・砂礫盛土(全面止水、部分止水)において災害時の３倍の流量を流した場合に起こり、下流法面の洗掘による破壊が生じた。災害が発生しなかったのは透水性の低い盛土(ローム盛土)の場合、あるいは砂礫盛土でも上流法面全面止水をした場合で災害時の流量を流した時であり、水位が上がってもパイピング現象は起こらなかった。

また、土石流対策として矩形及び全面の覆工を作成し実験を行ったが、矩形の場合土石流先頭部は導流堤内で停止・堆積したため後続流は覆工内をスムースに流下した。しかし、３倍流量では後続流は導流堤を越流したため流量に見合う導流堤のかさ上げが必要である。また、全面の場合土石流は分散して覆工上に堆積し勾配が緩いほどその堆積土砂量が多い。このため導流堤から越流したケースがあった。

３．２　二次元水路実験

覆工流入時の土石流の流速及び波高は給水量1.5 ℓ/secの場合流速80cm/sec、給水量2.5 ℓ/secでは流速130cm/secで、波高はいずれも約７cmで、粗度及び覆工勾配の違いによる流速及び波高への影響はほとんど見られなかった。各ケースを通じて土石流の先頭部の容積土砂濃度は0.62～0.66、単位体積重量は1.87～1.88gf/cm³であったが、覆工勾配(θ)・水路床の粗度・流量の変化による土石流の容積土砂濃度の顕著な違いは見られなかった。土石流が通過したとき覆工上において河床に垂直な方向と平行な方向に働く荷重(ＹおよびＸ)を測定し解析した結果、土石流を静止したものと見なした場合の分力(Ｙ tanθ)以上に覆工河床面に平行に働くせん断力(Δτ)は覆工河床面に垂直に働く荷重(Ｙ)の約15～23％であった(図－３)。また、道路盛土に土石流が衝突したときに働く荷重を推定するために流路内に板及び砂礫で盛土模型を作成して土石流の衝突により盛土に働く荷重(Ｐ)を測定し、それと流体力の式から計算で得られる荷重(Ｆ)と比較した。その結果、流量が大きくなる程、また河床勾配が緩くなるほど、P/Fが小さくなる傾向が見られたが測定方法も含めて今後の検討が必要である。




図－３　覆工河床面に働く垂直荷重（Ｙ）とせん断力（Δτ）の比

４．今後の課題

パイピング現象により破壊しない盛土材料の選定方法や土石流覆工の計画・設計手法及び簡易な砂防ダム、フェンスによる土石流抑止効果について実験及び計算により検討を行い、道路における土石流対策施設計画指針(案)を作成する予定である。

昭和62年度 砂防事業調査費

3.3　砂防調査

3.3.1　土石流に関する調査

(1)　土石流対策システムに関する調査

砂防研究室　室　　長　水山　高久
主任研究員　石川　芳治
研　究　員　原　　義文
鈴木　浩之
福本　晃久

1．まえがき

土石流災害を防止・軽減するためには渓流において土石流対策施設を建設するとともに、土石流氾濫区域を設定してその危険度を評価し住民にそれらを公表して、豪雨等により土石流の発生が予想される場合には警戒・避難を実行し、一方土石流危険区域内の適正な土地利用のあり方を指導する必要がある。本調査では土石流対策施設の効果を考慮した土石流氾濫区域の設定手法及びその危険度の評価手法を検討するとともに警戒・避難の整備手法についても検討した。

2．研究方法

昭和57年7月の梅雨前線による豪雨により土石流等が多発した長崎市内で、土石流が発生した3渓流を例にとり土石流の氾濫区域をシミュレーション計算して実際の土石流の氾濫区域と比較し土石流危険区域の設定手法の検討を行った。

昭和62年8月に山形県温海町で発生した土石流災害について現地調査、空中写真判読等により土石流の発生、流下、堆積の過程を明らかにするほか、土石流とともに流下した流木の発生、流下、堆積に関して検討を行った。

昭和49年7月及び昭和51年9月の集中豪雨により大規模な土石流災害を被った香川県小豆郡内海町では、昭和62年10月にも前述の集中豪雨に匹敵する豪雨に見舞われた。この時内海町は全戸に対して避難勧告を行った。この警戒・避難に関連してアンケート調査を実施してその結果をまとめ警戒避難の実態を明らかにするとともに、今後の課題についても検討した。

また、警戒・避難システムに関連して降雨分布観測及び短時間降雨予測の精度向上に欠かせない小型レーダ雨量計の現地試験を富士山大沢川及び鹿児島県桜島で実施した。

3．研究結果

3．1　土石流危険区域設定手法の検討

(1)　概説

昭和57年7月に長崎市で土石流が発生した渓流を例にとり次の内容について検討した。

（ア）検討対象渓流上流部の一次元河床変動計算を行い、土石流の流出波形、氾濫シミュレーション検討区域への流砂量を計算するとともに谷の出口に砂防ダムを設けた場合の効果を検討した。

（イ）土石流二次元氾濫シミュレーション計算を行い実際の氾濫域と比較して今後の検討課題を整理した。

(2)計算モデル

一次元河床変動計算の基礎方程式

水及び土砂の連続式

$$\frac{\partial}{\partial x}(C\cdot Q)+\frac{\partial}{\partial t}(C_M\cdot A)=C_a\cdot q_a \quad \cdots\cdots (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial x}((1-C)\cdot Q)+\frac{\partial}{\partial t}((1-C_M)\cdot A)=(1-C_a)\cdot q_a+q_w \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに，Q：任意の地点での水及び土砂の通過総流量、C：任意の地点での通過総流量の土砂濃度、A：任意地点の堆積土砂の断面積、$C_M$：堆積土砂濃度、qa：流入流量、Ca：流入流量の土砂濃度、$q_w$：表面流（清水のみ）の増加流量

土石流二次元氾濫シミュレーション

x方向の運動方程式

$$\frac{\partial M}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}(\beta\cdot u\cdot M)+\frac{\partial}{\partial y}(\beta\cdot v\cdot M)=-g\cdot h\cdot\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{F_x}{\rho_0} \quad \cdots\cdots (3)$$

y方向の運動方程式

$$\frac{\partial N}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}(\beta\cdot u\cdot N)+\frac{\partial}{\partial y}(\beta\cdot v\cdot N)=-g\cdot h\cdot\frac{\partial H}{\partial y}-\frac{F_y}{\rho_0} \quad \cdots\cdots (4)$$

連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial M}{\partial x}+\frac{\partial N}{\partial y}=0 \quad \cdots\cdots (5)$$

ここに、M：x方向流量フラックス（M＝u・h）、N：y方向流量フラックス（N＝v・h）、$\beta$：運動量補正係数、u：x方向の流速、y：y方向の流速 、 h：水深、$\rho_0$：土石流の密度 、Zb：地盤高、H：土石流の流動面の標高（H＝Zb＋h）

式(3)、(4)の摩擦項Fx、Fyはx、y方向の抵抗項であり、

$$F_x=(\sigma-\rho_n)\cdot g\cdot h\cdot C_{dn}\cdot\cos\theta_x\cdot\tan\alpha+\tau_{bx} \quad \cdots\cdots (6)$$

$$F_y=(\sigma-\rho_n)\cdot g\cdot h\cdot C_{dn}\cdot\cos\theta_y\cdot\tan\alpha+\tau_{by} \quad \cdots\cdots (7)$$

第１項は粒子間の衝突によって生ずるクーロンの摩擦力、第２項目は流体としての抵抗力である。第２項目はマニング型の抵抗則を用いると以下のように示される。

$$\tau_{bx}=\rho_0\cdot g\cdot n^2\cdot u\cdot\sqrt{u^2+v^2}/h^{1/3} \quad \cdots\cdots (8)$$

$$\tau_{by}=\rho_0\cdot g\cdot n^2\cdot v\cdot\sqrt{u^2+v^2}/h^{1/3} \quad \cdots\cdots (9)$$

ここに、σ：砂礫の密度、ρ：水の密度、$\rho_n$：微細砂が浮遊することにより増加した水の密度、Cdn：土砂流中の粗粒子の容積濃度であり、Cdとは次の関係がある[1]。

$$C_{dn}=\frac{C_d\cdot(\sigma-\rho)+\rho-\rho_n}{(\sigma-\rho_n)} \quad \cdots\cdots (10)$$

また、$\theta_x$：x方向の地盤勾配、$\theta_y$：y方向の地盤勾配、tanα：動摩擦係数、n：マニングの粗度係数、g：重力加速度である

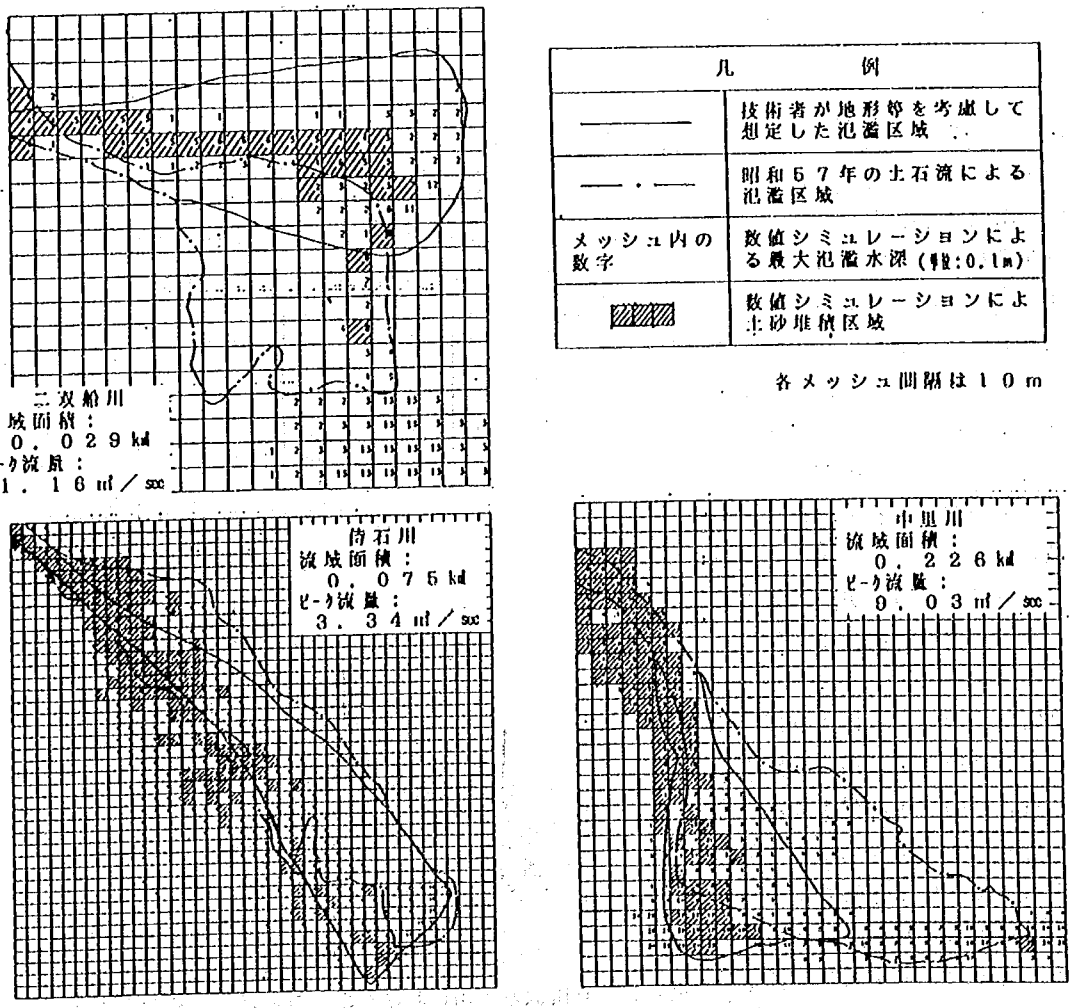
一次元河床変動計算、二次元氾濫シミュレーション計算は(1)～(5)の基礎方程式を差分化[2]することにより解いた。

(3)計算結果

実際の土石流氾濫状況、シミュレーション計算結果および技術者が地形等を考慮して設定した想定氾濫区域を図－１に示す。シミュレーション計算に用いた各種のパラメータを変化させてそれらによる計算結果の差異を検討した結果、氾濫域の差異に大きく関係しているのは粗度係数（流体抵抗）であり、この評価が重要であることが分かった。また満砂している砂防ダムへ土石流が流下した場合は砂防ダムの調節効果によって流出土砂量がかなり軽減されるものの未満砂のダムに土石流が流下した場合の流出土砂の軽減量と比較するとその軽減量は少ない。

(4)今後の課題

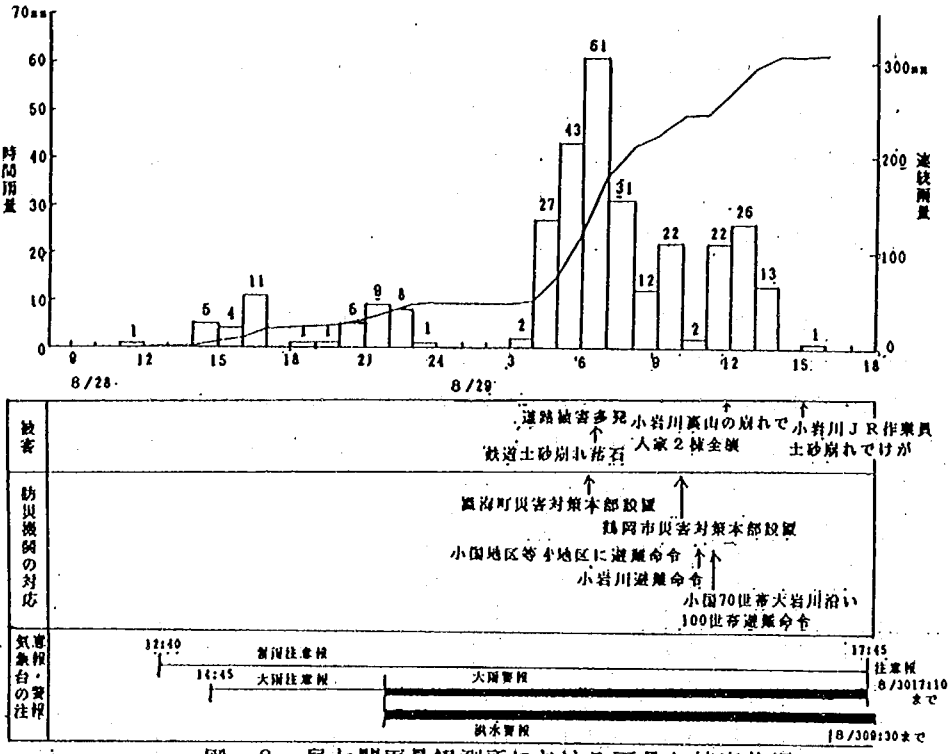
氾濫域では、初期地盤高より下方は侵食が生じないと仮定しているが実際には谷の出口付近はかなりの侵食を受けているので適切な土砂堆積深を与えて計算を行う必要がある。また、土石流氾濫域には多数の建築物や樹木が存在している場合が多く、これらの地盤粗度の差により氾濫区域が大きく影響されるため、これらを適切に評価して計算を行う必要がある。さらに、土石流の流入点を変化させた計算を行いその差異について検討する必要がある。




図－１　シミュレーション計算結果と実際の土石流氾濫区域の比較

## 3．2　山形県温海町で発生した土石流災害調査

昭和62年８月28～29日にかけて日本海の低気圧から東西に延びた前線が東北地方中部に停滞して活発化したため、山形県の温海町付近では集中豪雨が発生した（図－２）。この豪雨により温海町南部を東から西へ流れる鼠ヶ関川と小国川流域には小規模な山腹崩壊が多数発生した。空中写真判読によれば、源頭部の崩壊から土石流となったものは少なく、渓床の旧堆積物が侵食されたり、渓岸が侵食されたことにより生産された土砂が土石流となったものが多かった。これらの崩壊、土石流、洪水による被害状況を表－１に示す。幸いにも死者はなかったが、家屋の被害、河川・道路への被害が多かった。

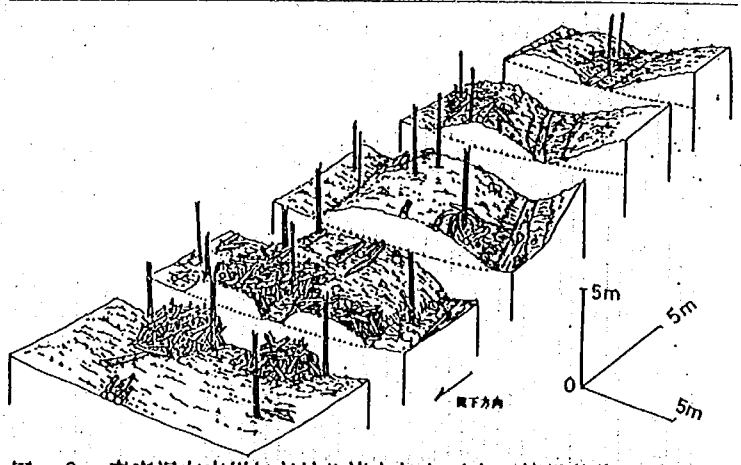



図－２　鼠ケ関雨量観測所における雨量と被害状況

表－１　温海町における被害の概況 3)

| | 区分 | 箇所数 | 金額(千円) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 公共土木施設 | 河川 | 125 | 1 883 919 | 人的被害 | 死者 | 0人 | 耕地被害 | 水田 | 流失埋没 60.1ヘクタール |
| | 海岸 | 0 | 0 | | 負傷者 | 4人 | | | 冠水 95.8ヘクタール |
| | 砂防施設 | 6 | 13 194 | | 行方不明 | 0人 | | 畑 | 流失埋没 17.0ヘクタール |
| | 道路 | 47 | 333 451 | 建物被害 | 全壊 | 2戸 | | | 冠水 61.2ヘクタール |
| | 橋梁 | 1 | 30 785 | | 半壊 | 1戸 | その他の被害 | 鉄道 | 1箇所 |
| | | | | | 流失 | 0戸 | | 軌道 | 1箇所 |
| | 計 | 179 | 2 261 349 | | 床上浸水 | 24戸 | | 港湾 | 1(122 000) |
| | | | | | 床下浸水 | 81戸 | | 農林施設 | (31+37)(2 617 283) |

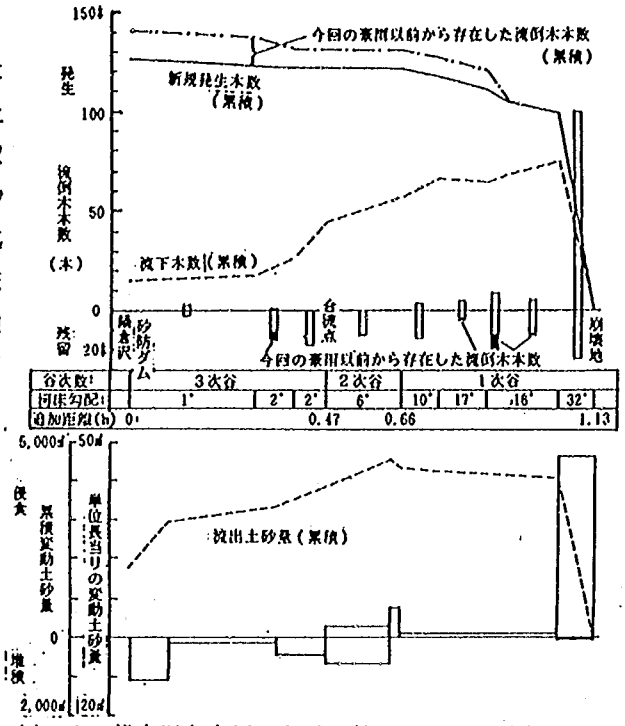
災害後の現地調査によれば、砂防ダム堆砂地上流の渓岸・渓床上にあった杉の立木群が上流から流下してきた土石流や流木の一部を捕捉し、停止堆積させた例（図－３）がいくつか見られ、緩勾配区間での立木による土石流や流木の




図－３　真南沢左支川における流木および土石流堆積物のブロックダイヤグラム

捕捉効果が認められた。

図－４に、鼠ヶ関右支川鍋倉沢の左支川に発生した土石流の発生、流下、堆積による土砂収支図とそれとともに発生した流倒木の収支図をまとめた結果を示す。このような土砂収支図、流倒木収支図を３渓流について作成した結果、土砂の生産・流下・堆積区域と流倒木の生産・流下・堆積区域は河床勾配と強く関連しておりほぼ同一の傾向を示すことがわかった。また、崩壊・侵食により発生した流倒木のうち下流へ流下し、掃流区間に達するものは全体の約半数であり、残りの半数は渓流の中、上流部に残存しており、将来の出水等により下流へ流下する可能性がある。今回の出水前に渓流沿いに放置されていた伐木が豪雨に伴う出水等により流木となったと考えられる事例も見られた。従って、流木の生産源対策としてこのような伐木の撤去等が必要な場合も考えられる。




図－４　鍋倉沢左支川における流木および土砂収支図

表－２　昭和４９年災害、昭和５１年災害と昭和６２年豪雨との比較

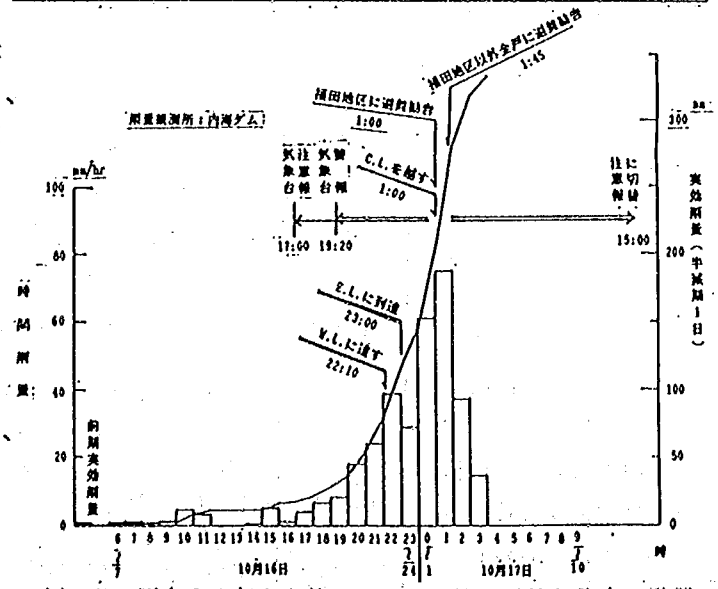
| 豪雨発生 | | 内海ダムでの降雨量 | | | | | 内海町における被害 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 年 | 月日 | 最大時雨量(mm) | 最大5時間雨量(mm) | 最大24時間雨量(mm) | 総雨量(mm) | 日雨量が100mm以上の雨量(mm) | 死者・行方不明者(人) | 負傷者(人) | 浸水戸数(戸) | 浸水面積(ha) |
| s49 | 7.6 | 7.5 | 58.5 | 274.0 | 296.5 | 260 | 29 | 27 | 36 | 203 |
| s51 | 9.10-11 | 2.8 | 61.0 | 758.0 | 1,362.0 | 426 | 7 | 12 | 122 | 142 |
| s62 | 10.16-17 | 0.5 | 75.0 | 333.5 | 333.5 | 最大(334) | 0 | 0 | 0 | 0 |

鼠ヶ関川沿いに走る国道345号と交差している小渓流では橋梁のクリアランスが不足していたり、カルバートの断面が小さいため土砂や流木によりこれらの断面が閉塞し、土砂や水、流木が路面を越流して被害を起こしており、道路防災の面からも土石流や流木対策が必要と考えられる。

### ３．３　土石流警戒・避難システムの検討

#### (1)　概説

香川県小豆郡内海町では、昭和49年７月及び昭和51年９月の集中豪雨により大規模な土石流災害が発生[4),5),6)]しており、表－２に示すとおり多数の死者・行方不明者が発生している。これら２度にわたる大規模な土石流災害の経験から




図－５　昭和６２年1.0月１６～１７日の雨量と警戒・避難

災害後全国に先がけて土石流に対する警戒・避難体制の整備が進められて来ている。昭和62年10月16日から17日にかけて香川県下は台風19号による豪雨に見舞われ、表－２に示すように内海町でも昭和49年災害発生時の雨量に匹敵する集中豪雨が発生した。幸いにも昭和49、51年災害後土石流対策の砂防ダムが各渓流に設置されてきていたため、昭和62年10月の豪雨では土石流は発生せず、被害も生じなかった。この豪雨時には、内海町は町内の全戸に対して避難勧告を行ったがその結果約１割の住民が避難を行った。降雨の推移と気象台による注意報、警報の発令・解除及び内海町が発令した避難勧告の時間的流れを図－５に示す。結果的には今回の避難勧告は空振りとなったのであるが、警戒・避難の実態を明らかにし、警戒・避難に係る問題点を検討する資料を得るため豪雨から２カ月後にアンケート調査を実施した。

(2)　アンケート調査結果

アンケートは内海町全世帯数4,782世帯の約1/3にあたる1,500世帯を無作為に抽出し、郵送によりアンケート調査表を発送、回収した。回収率は47.3%であり、回収されたアンケートの数は内海町の全世帯数の約1/7にあたる709通であった。

今回の豪雨では全町を対象として避難勧告が出されたにもかかわらず実際に避難した人の割合は全町の人口の約１割と低かったが、アンケート調査結果から主な理由としては次のことが挙げられる。

（ア）住民の大半は今回程度の風雨では自分の家は安全であると判断した。

（イ）同報無線が風雨等により聞こえ難い等、避難勧告の伝達が不徹底であった。

（ウ）避難勧告が発表されたのは深夜でしかも風雨が激しくなった段階であったため，避難が困難であった。

アンケートにより得られた住民からの土石流警戒・避難に関する主な意見を表－３に示す。これらのことから、今後土石流の警戒・避難体制の整備に当たっては次の事項に対する検討が必要である。

(a)危険区域を公表するとともに、避難勧告は危険度の高い地域から、早めに発表する。

(b)戸別に確実に避難勧告等の情報を伝達できるシステムを作る。

(c)病人・高齢者・乳幼児等については避難の時期を早めるとともに、避難を安全かつ迅速に実行するために自動車や介護者等による援助体制を整備する。

今回の避難勧告は結果的に空振りに終わったのであるが避難した

表－３　土石流警戒・避難に関する意見

| 分　類 | 意　見　内　容 | 意見数 |
|---|---|---|
| 1.情報伝達 | ①風雨が強かったので戸を閉めており、同報無線（公民館放送）が聞き取れなかったり、聞き取り難かった。 | 78 |
| | ②避難勧告の住民への伝達が不徹底であった。各戸に電話等で連絡して欲しい。 | 18 |
| 2.避難勧告 | ③もっと早い時期に避難勧告を出して欲しかった。避難勧告が出た時にはすでに道路には水が溢れており避難するのが危険な状態だった。 | 23 |
| | ④避難勧告は全町同一でなく、災害の種類、危険度等を考慮して地区毎にきめ細かく出して欲しい。 | 6 |
| 3.避難経路・避難場所 | ⑥避難経路の途中に崖崩れや洪水等で危険と思われる所がある。 | 24 |
| | ⑧高齢者や病人等の避難には自動車や介護人等の助けが欲しい。 | 14 |
| | ⑦避難場所や避難経路を事前に知らせて欲しい。 | 11 |
| | ⑧避難場所は狭くて設備が悪いので改善して欲しい。 | 11 |
| | ⑨避難場所に行くよりも自宅の方が安全と思われる。 | 6 |
| 4.危険区域 | ⑩常日頃から危険箇所の監視、管理、警戒等が重要である。 | 12 |
| | ⑪土石流、地すべり、崖崩れ等の危険箇所には看板等を立てて知らせて欲しい。 | 4 |
| 5.その他 | ⑫耐土石流建築物としてどのような建物が良いか教えて欲しい。 | 2 |

世帯のうち「避難して良かった」と答えた世帯の割合は84％と高く、次回の避難勧告に対しても「避難する」と答えた世帯が95％と大多数を占めており、今回の調査結果を見る限り空振りによるいわゆる「オオカミ少年」の危険性は低いと判断できる。

### ３．４　小型レーダ雨量計に関する現地適用試験と検討

土石流警戒・避難システムの整備のために正確な雨量情報を得る一手法としてレーダ雨量計があるが、ここでは次の内容について検討した。

（ア）警戒・避難システムの情報源として現在全国に展開されつつある大型レーダ雨量計の観測エリアを調査し、今後補助的に小型レーダ雨量計の必要があると思われる地区を調査した。

（イ）鹿児島県桜島、富士山大沢川扇状地において昭和62年７月から10月まで小型レーダ雨量計による降雨観測試験を行い、地上雨量計、大型レーダ雨量計との降雨の比較を行い、小型レーダ雨量計を組み入れた警戒・避難システムを検討した。

#### (1)　大型レーダ雨量計の覆域

現在、建設省は日本全国に大型レーダ雨量計を展開しつつあるが、その数は昭和62年10月現在13基である。このようなレーダ雨量計が雨量を正確に補足できなくなる一般的な原因としては次の事項が考えられる。

(a)地物による障害

(b)ブライトバンド（レーダビームを異常に反射する氷と水の混合層）の存在

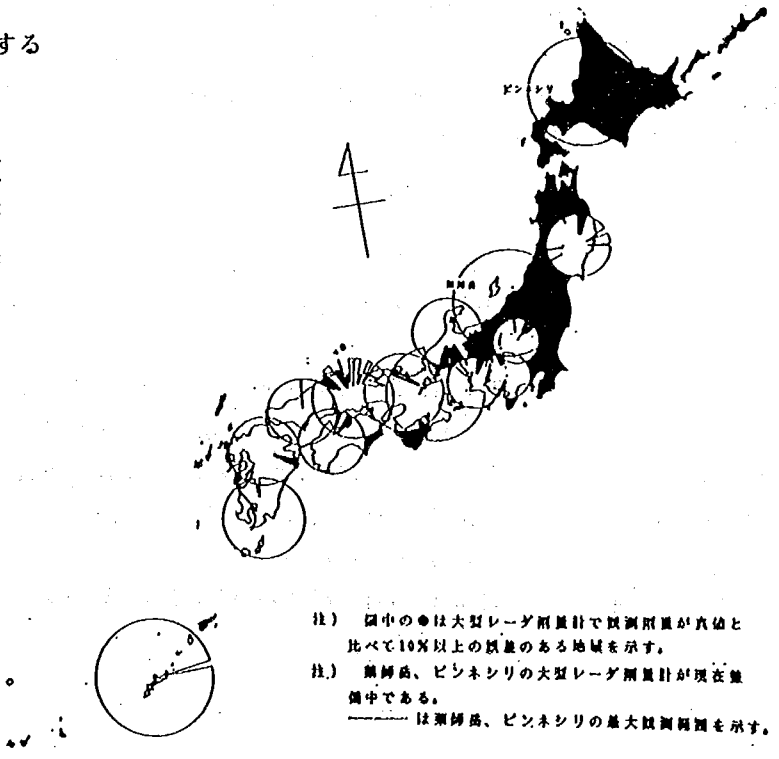
(c)ビームの減衰

(d)ビームが降雨の上を通過する

(e)降雨がビーム幅を完全に満たしていない、等。

ここではレーダ雨量計の可視領域を決定する上で地物による障害と、ブライトバンドによる高度限界について検討した。図－６では大型レーダ雨量計による観測値が真値と比べて10％以上の誤差がでる地域を黒色で示している。この覆域図より、和歌山県、鳥取県、日本アルプス付近に大型レーダ雨量計では高い精度で雨量が測定され難い地域があることが分かる。これらの地域等では補助的に小型レーダ雨量計の利用が考えられる。

#### (2)　小型レーダ雨量計の現地適用試験




図－６　大型レーダ雨量計の覆域図（１０％以上の誤差）

(2.1) 鹿児島県桜島における現地適用試験

鹿児島県垂水市内に設置された小型レーダ雨量計により観測された昭和62年7月15日から9月30日までの降雨データを用いて大型レーダ雨量計及び地上雨量計による降雨量との相関を解析した。なおこの期間に観測した主な降雨は3降雨であり全て雷雨性による降雨であった。小型レーダ雨量計による雨量と地上雨量計による雨量の相関係数は0.800であり、大型レーダ雨量計による雨量と地上雨量計による雨量の相関係数は0.592である。

(2.2) 富士山大沢川扇状地での現地適用試験

静岡県富士宮市内に設置された小型レーダ雨量計により観測された昭和62年7月17日から10月30日までの降雨データを用いて大型レーダ雨量計および地上雨量計による降雨量との相関を解析した。なおこの期間に観測した主な降雨は1降雨で台風性の降雨であった。小型レーダ雨量計による雨量と地上雨量計による雨量の相関係数は0.802であり、大型レーダ雨量計による雨量と地上雨量計による雨量の相関係数は0.156である。大型レーダ雨量計による雨量と地上雨量計による雨量との相関が良くないのは、観測を行った三つ峠大型レーダ雨量計は富士山に、蛇峠大型レーダ雨量計は南アルプスの山々によりレーダビームが遮断されているためと考えられる。

(3)まとめ

大型レーダ雨量計の覆域の検討結果及び小型レーダ雨量計による現地適用試験結果より、山岳地域において地形的条件のため大型レーダ雨量計の影になる地域に小型レーダ雨量計を設置することは有益であると考えられる。また小型レーダ雨量計は細かいメッシュ（0.6km×0.5km）で降雨を観測しているため、大型レーダ雨量計による場合（約3.5km×4km）に比べて地上雨量計との相関係数が高い。山岳地域における土砂災害に対する警戒・避難体制の整備のための降雨情報源として小型レーダ雨量計が有効であることが分かった。

参考文献

1)高橋、辻本　：土石流氾濫・堆積の数値シミュレーション、京大防災研年報NO.27B-2、1984
2)高橋、中川、西崎：堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究、京大防災研年報、NO.29B-2、1986
3)武田　正　：山形県温海町の昭和62年8月発生災害と砂防激甚災害対策特別緊急事業について、砂防および地すべり防止講義集ＸＸＶＩＩＩ、1988
4)大田原宰亘　：小豆島49.7.7豪雨災害報告、土木技術資料16-11、1974
5)池谷　浩　：昭和51年9月台風17号豪雨による小豆島の土石流災害に関する一考察、新砂防103、1977
6)谷　　勲　：昭和49年7月及び昭和51年9月の小豆島連続災害について、新砂防103、1977

3.3　砂防調査

3.3.2　砂防計画に関する調査

(1)　土砂流出調節工法に関する調査

砂防研究室　室　　長　水山高久
主任研究員　阿部宗平
矢島重美

1．まえがき(研究目的)

砂防施設の効果を適正に評価し，砂防施設を合理的に配置する手法を開発することが，本研究の終局的な目的である。本年度は，常願寺川を例に，粒径別に土砂を追跡して土砂の量だけでなく質的な調節について検討した。また，透過型砂防ダムの土砂調節効果に関する水理模型実験の結果を河床変動計算で説明し，河床変動計算手法の検討を行った。さらに，湾曲部の局所洗掘を低減する透過型水制の効果とその諸元を実験的に考察した。

2．研究結果

2．1　比較的広い流域における土砂の生産と砂防施設の効果に関する研究

2．1．1　概説

先の研究[1]では，常願寺川を対象として砂防ダム群の土砂調節効果を検討した。本研究は，粒径別に土砂を追跡して土砂流出の量だけでなく質的な調節について考える。また，まだ未完ではあるが土砂生産と給砂のモデルについても検討した。

2．1．2　モデルの概要

(1)　水理計算

疑似等流としてマニングの式を用いる。湛水池の背水区間では、水面形を水平と仮定する。

(2)　流砂量の計算

河床勾配がある勾配以上では土石流として、それ以下では掃流砂と浮遊砂として土砂が輸送されるとして計算する。土石流は高橋の式$Cd=\dfrac{\rho\tan\theta}{(\sigma-\rho)(\tan\alpha-\tan\theta)}$を用いて計算する。掃流砂量は芦田,高橋水山の式 $\dfrac{q_{Bi}}{f_B(di)u_*di}=12\tau_{*i}\left(1-\alpha^2\dfrac{\tau_{*ci}}{\tau_{*c}}\right)\left(1-\alpha\sqrt{\dfrac{\tau_{*ci}}{\tau_{*c}}}\right)$ の粒径別限界掃流力$\tau_{*ci}$に修正エギアザロフ式による値を与えて粒径別に追跡する。浮遊砂量は、芦田,道上の式による。

(3)　土砂生産と給砂

土砂の生産形態は、(a)裸地斜面侵食,(b)山腹崩壊,(c)渓床不安定土砂の侵食,(d)渓岸侵食を考える。渓岸侵食は芦田,江頭,加本の側岸侵食量式[2]を用いることとし、(a)～(c)は次のようなモデル化を行う。

本川沿いの土砂の侵食，推積は河床変動計算で追跡するが、これに含まれない主要支渓を、1次的に土砂が堆積する河道と土砂を供給する斜面に分ける(図-1.1)。支渓河道部には崩壊や斜面侵食によって生産された土砂が堆積する。堆積量の変化は支渓勾配で表され、支渓からは、支渓の流送能力によって土砂が本川に供給される。

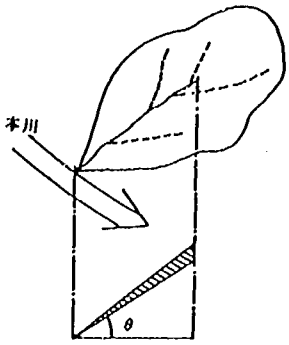


図-1.1　土砂生産モデル

崩壊発生は限界流量Q 以上の時に生じ、流量に比例した土砂$\Delta Vx=Cv \cdot Q \cdot \frac{\Delta t}{Cx}$が生産されるとする。裸地斜面からの侵食は、1 ha当り 1 本のガリーが形成され、その河幅はレジーム則で決まるとする。また係数αgの割合だけ支渓の堆積河道に供給されるとする。

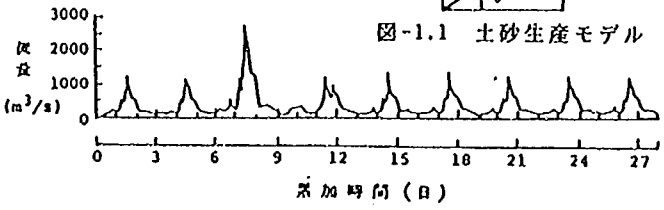


図-1.2　対象洪水ハイドログラフ

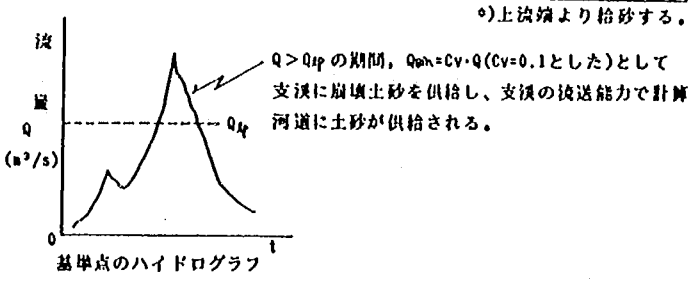
図-1.2に示す過去30年間の主要９洪水を対象とする。崩壊土砂は流量の10%とする。支渓およびガリーの粗度係数はそれぞれ 0.04,0.06とする。粒度分布は現地試験結果による。側岸侵食に用いる粘着力による限界掃流力の増分は$\Delta \tau_{*c}=0.05$とする。

表-1.1　計算条件

| CASE | 給砂粒度 平均粒径 | 限界流量 Q (m³/s) | 側岸侵食の有無 | 裸地侵食の係数α | 砂防施設の現状 | 総給砂量 (千m³) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 51.6 | 500 | 無 | 0.01 | 現　況 | 18,273 |
| 2 | 〃 | 750 | 〃 | 〃 | 〃 | 13,506 |
| 3 | 〃 | 1000 | 〃 | 〃 | 〃 | 9,059 |
| 4 | 〃 | 1250 | 〃 | 〃 | 〃 | 5,129 |
| 5 | 〃 | 1000 | 有 | 〃 | 無施設 | 16,048 |
| 6 | 11.8 | 500 | 無 | 〃 | 現　況 | 19,817 |
| 7 | 150.7 | 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | 17,283 |
| 8 | 51.6 | 〃 | 〃 | 0.1 | 〃 | 11,927 |

*)上流端より給砂する。

表-1.1に計算条件を示す。各ケースとも現況砂防施設と無施設について計算した。




２．１．３　計算結果

(1)　土砂収支

砂防区域の最下点(横江砂防ダム)を９洪水終了時点で通過した流砂量を表-1.2に示す。結果の主なものは、①生産土砂量が小さくなるほど横江砂防ダム地点の流砂量は減少する。②砂防施設の効果量を通過土砂量の差で表すと、生産土砂量の増加と共に増加する。③その量を無施設時の通過量で除したものを効果率とすると、生産土砂量500～2000万m³の範囲で約20%で一定である。④給砂の粒度分布が粗いと砂防施設の効果量は小さいが効果率は大きい。⑤最上流端に土砂生産が集中した場合、砂防ダムの効果量は大きくなる。

表-1.2　横江砂防ダム地点の流砂量(単位：10⁵m³)

| | CASE-1 | CASE-2 | CASE-3 | CASE-4 | CASE-5 | CASE-6 | CASE-7 | CASE-8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 現況砂防施設　① | 7,679 | 6,930 | 6,003 | 5,078 | 6,315 | 10,665 | 3,682 | 5,839 |
| 無　施　設　② | 9,582 | 8,589 | 7,509 | 6,496 | 7,980 | 12,713 | 4,926 | 7,921 |
| 砂防施設効果量③ | 1,903 | 1,659 | 1,506 | 1,418 | 2,079 | 2,048 | 1,244 | 2,082 |
| ③／②×100(%) | 19.9 | 19.3 | 20.1 | 21.8 | 24.8 | 16.1 | 25.3 | 26.3 |

(2) 流砂の平均粒径の変化

粒径別に計算した結果、下流に向かって平均粒径が減少する傾向，砂防ダム上下流での変動が説明されている。とくに11km以下で粒径が急に小さくなるのが特徴的である。（図-1.3）

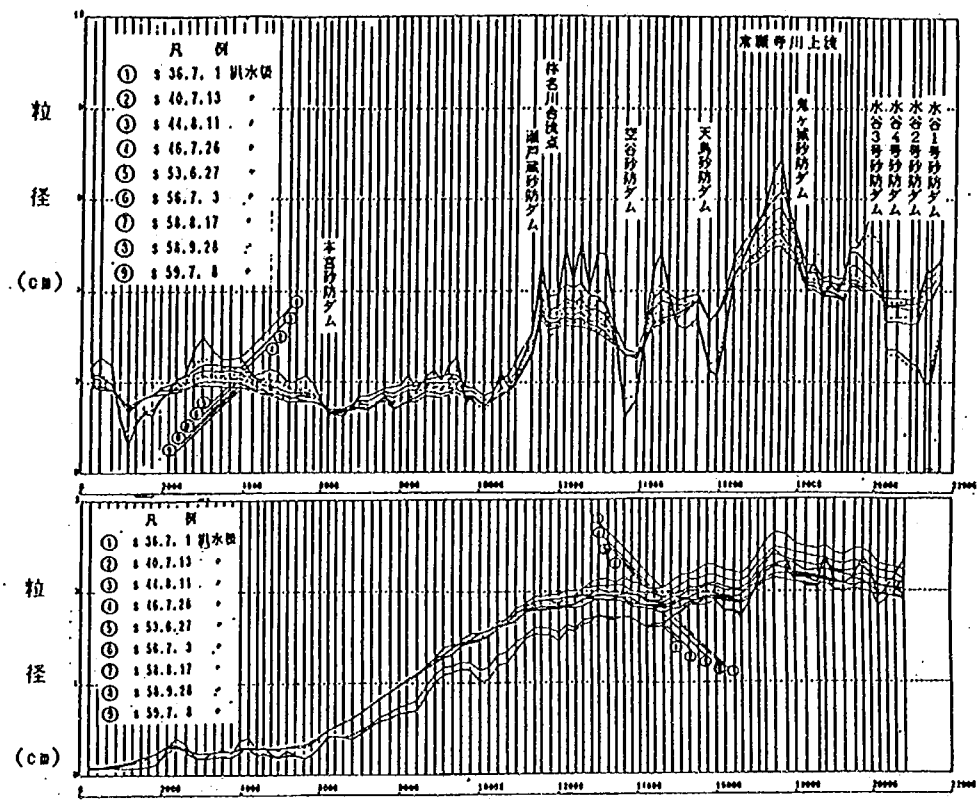



図-1.3 流砂の平均粒径の縦断変化

(3) 砂防施設の効果

一様砂として計算した前報[1]に比べて、混合砂とした方が下流への流出土砂量は大きくなる。扇状地の勾配変化点の河床変動を見ると、施設の効果は図-1.4に示すように最大粒径程度とわずかである。

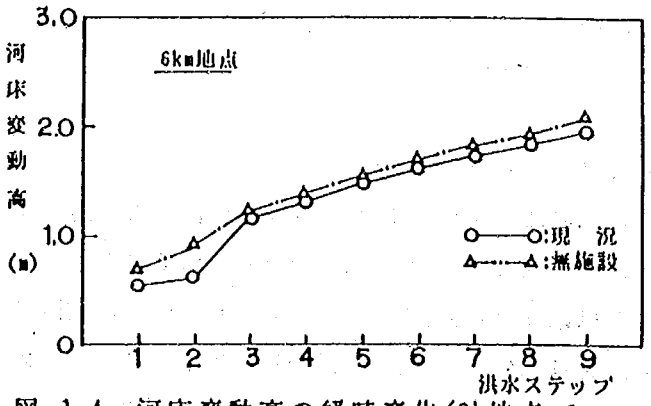



図-1.4 河床変動高の経時変化(6k地点，Case-1)

(4) 渓岸侵食を考慮した計算

渓岸侵食による断面の変化を考慮しなかったこともあり非現実的な大きな侵食量が計算されてしまった。限界侵食幅の導入などを検討する必要がある。

(5) 浮遊砂量と掃流砂量の割合

図-1.5 に CASE-1（現況）の浮遊砂量と掃流砂量の縦断変化を示す。上流部では掃流砂量中に占める浮遊砂量の割合は30％程度であるが下流部では50～90％を占める。

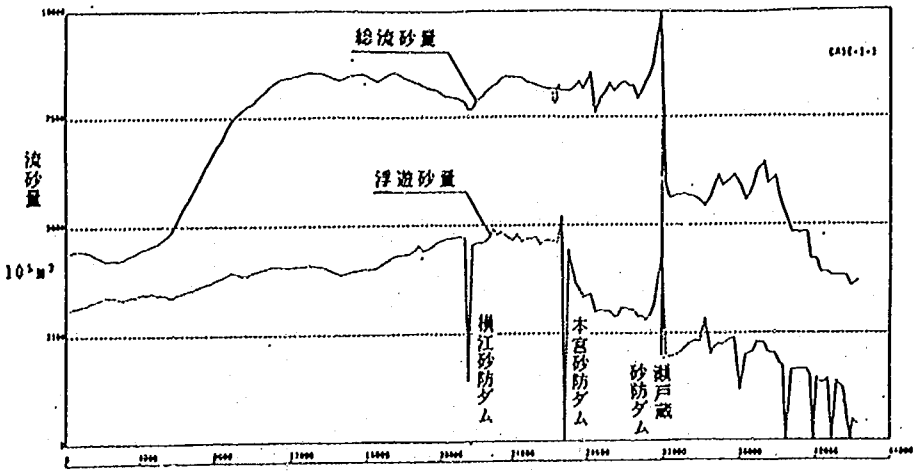



図-1.5　浮遊砂量と掃流砂量の割合(Case-1(1))

混合粒径砂として流砂量を計算し，土砂生産の量と発生場の影響，砂防設備(ここでは砂防ダム)の効果を調べた。下流河道(河川区域)への影響を議論するには浮遊砂を考慮しなければならないことが示された。土砂生産についての検討はまだ不十分で，崩壊，山腹工，護岸等の砂防設備の効果評価についても研究が必要である。

## 2．2　透過型砂防ダムの土砂流出調節計算

### 2．2．1　概説

2次元の河床変動計算モデルにより，別の水理模型実験[3]で検討した資料をもとに数値シミュレーションを行い，流速ベクトル表示による流れの平面的な変動を求め，河床変動の計算値と実験値を比較検討した。また，1次元河床変動計算を行い実験値と比較するほか，2次元計算の結果との比較検討を行う。計算で対象にした透過型砂防ダムの形状を図-2.1に示す。

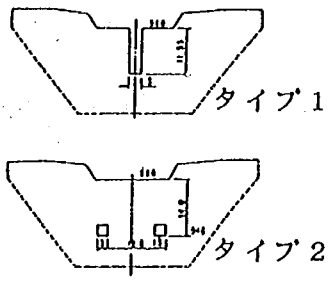



図-2.1　計算の対象にした透過型砂防ダムの形状

### 2．2．2　2次元の河床変動計算

(1)　河床変動計算の手法

2次元の河床変動計算は、2次元平面流れの運動方程式，流水の連続式によって水流の解析を行い、さらに流砂量式、流砂の連続式を連立して解くことによって行う。2次元平面流れの運動方程式を直接解くことは困難なため、ここでは差分化し、逐次数値計算によった。差分式は高橋ら[4]の方法に従った。流砂量計算は、メッシュ間の勾配が14°以上の場合に高橋の土石流の濃度式[5]を用い、14°以下の場合の掃流砂量の計算は、芦田，高橋，水山の式[6]を用いて行った。メッシュ間の勾配が逆勾配になる場合の流砂量は0にした。なお、計算メッシュ幅は10mにした。

(2)　計算結果と考察

初期河床高に対するピーク流量181m³/sec時のタイプ2の河床の変化を図-2.2に示す。計算の対象にした全区間で、図-2.2に示すように実験値に比べて計算値の方がより多くの土砂が堆積する。ダム直上

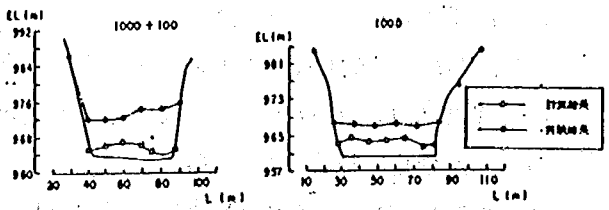



図-2.2　計算結果と実験結果の比較
(タイプ1　流量181m³/s)

流の初期河床高に対する出水後の河床の変化を図-2.3に示す。図-2.3より実験値の河床に対して右岸側の河床が高く,左岸側で低いことがわかる。これは、計算値の主流路の位置が実験値に比べて左岸に集中しすぎるからである。出水後半の流量が小さい程主流路の位置は実験値と大きく異なる傾向が認められる。流水及び河床の平面的な変動が合いにくいのは、計算時間刻みが粗く河床変動が若干振動ぎみであること、実際には卓越していると思われる側岸侵食等が考慮されていないためだと考えられる。

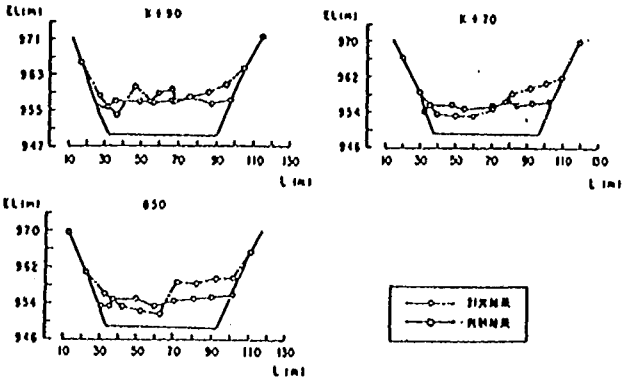


図-2.3　出水後の河床変化の比較(タイプ１)

流出土砂量の時間的変化を図-2.4に示す。図-2.4よりタイプ１のスリット砂防ダムの場合の流出土砂量は、計算値と実験値でその過程が多少異なるものの、止水後における総流出土砂量はよく一致している。しかし、タイプ２の暗渠の場合の流出土砂量は実験値に比べて計算値の方が少ない。このことは、暗渠部における土砂の輸送能力が過小に評価されていることに一因があると考えられるので、境界条件の工夫が必要になる。

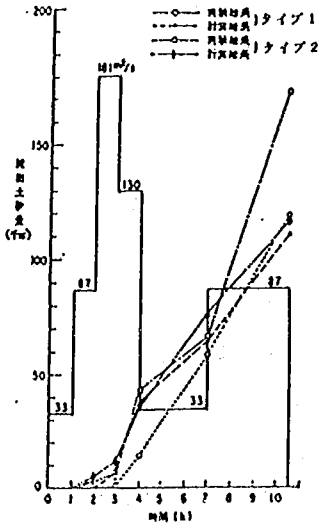


図-2.4　流出土砂量(累加値)の変化の計算値と実験値の比較

２．２．３　１次元の河床変動計算

(1)　河床変動計算の手法

河床変動計算は、掃流力をマニングの等流式により求めた水深を用いて計算し、流砂量を求める流砂量式,河床変動量を求める流砂の連続式を解くことによって行う。ダム地点の水位は水通しあるいは暗渠,スリットの疎通能力より計算する。ダム地点の水位の影響範囲は、水平と仮定して水位を設定した。掃流砂量は、芦田,高橋,水山式[6]を用いた。流砂量を求める場合に堆砂前面の傾斜角の最大値は水中安息角で$\theta = 20°$に設定した。

(2)　計算結果と考察

タイプ１のスリット砂防ダムの縦断形状を図-2.5に示す。上流側の砂防ダムの直下流で計算値の河床高が実験値より5m程度高いことを除くと実験値との適合性は良い。スリット及び暗渠から流出する土砂量の時間的変化を図-2.6に示す。図-2.6より計算値と実験

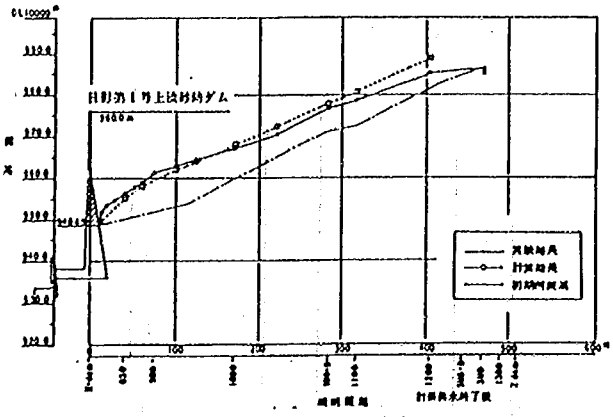


図-2.5　縦断形状の比較(タイプ２)

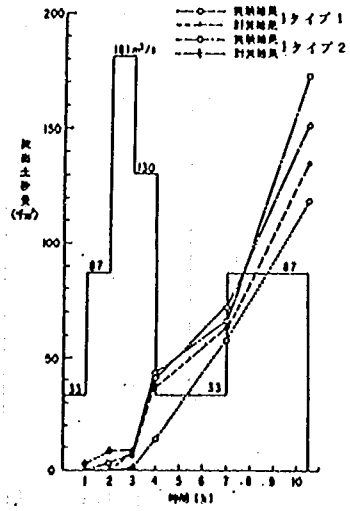


図-2.6　流出土砂量(累加値)の変化の計算値と実験値の比較

値は良く適合することがわかる。

流れの平面的な変動と河床の変動について，２次元河床変動計算と水理模型実験の結果を比較した。計算は，計算の時間刻みが粗く河床変動が若干振動ぎみであること，側岸侵食が計算に考慮されていないこと等により主流路が計算と水理模型実験で異なる点も生じたが，横断形状や流砂量等の現象の適合性は比較的よい結果を得たと判断する。縦断形状や流出土砂量等は，１次元河床変動計算でよく表現することができ，透過型砂防ダムは，土砂の流出を遅らせる効果のあること，タイプ１の方がタイプ２に比べて一つの出水でより多くの土砂を堆積できること等，２次元の河床変動計算よりも実験値との適合性がよい。また，１次元河床変動計算の方が簡便であり，現状においては２次元の河床変動計算より好都合な手法といえよう。ただし，現象に対する認識度を高めるためには，２次元の河床変動モデルを考察することは有意であろう。

## ２．３　透過型水制に関する実験的考察

### ２．３．１　概説

湾曲部の外湾に沿う流れを減勢する透過型水制の高さと間隔を水理実験で検討した。水制の減勢効果が大きい程，水制前面の局所洗掘が大きくなる問題があり，局所洗掘を低減するために水制とベーンを組み合わせた工法の有効性についても検討した。

### ２．３．２　実験の概要

実験に使用した水路は幅0.3m，深さ0.4mの長方形断面水路で、上流側直線部３m，下流側直線部２mの間に交角$\theta=90°$，水路中心の曲率半径R＝ 0.9mの湾曲部が挿入されている。実験は、水路床勾配1/150の固定床と移動床の２種類について行った。固定床実験は無給砂で、移動床実験は上流直線水路の初期河床高を維持するような給砂を行った。水制の概念図を図-3.1に示す。本文では、水制の高さをZg，横断方向の水制間隔を$\ell_1$，流れの方向の間隔を$\ell_2$として表示する。実験砂

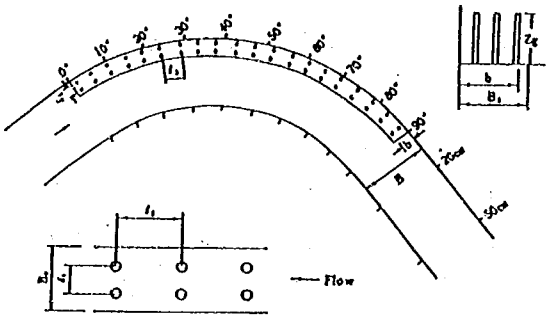



図-3.1　透過型水制の概念図

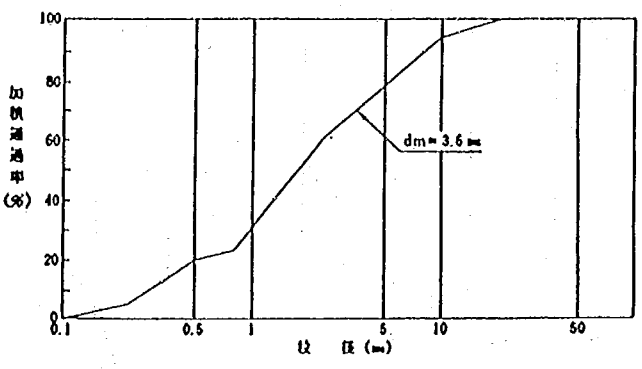



図-3.2　実験に用いた砂の粒度分布曲線

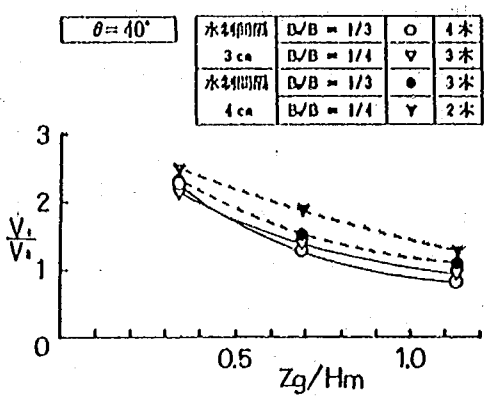



図-3.3　水制の高さと流速の変化(固定床)

は、図-3.2に示すような粒度分布の平均粒径dm=3.6mm の砂を使用した。固定床の場合は、Fr=1.3 ，B/Hm=8.6 ，$B_0$/B=0.25と0.33 ，Zg=(0.34～1.14)Hm，$\ell_1$=(1～3.3)Zg ，$\ell_2$=(1～4)Zgの条件で、移動床の場合はFr=0.85，B/Hm=6.5，$B_0$/B=0.25，$\ell_1$/Zg=1.0，$\ell_2$=(1～3)Zgの条件で実験を行った。

### 2．3．3　実験結果と考察

(1)　水制の高さと水制間隔 $\ell_1$の検討

$\ell_1$=$\ell_2$のときの水制の高さと流速の変化を図-3.3に示す。図-3.3で、$V_1$は外湾沿いの流速，$V_2$は内湾沿いの流速，Hmは流入部の平均水深である。図-3.3より水制の高さが高い程、減勢効果は大きくなることがわかる。水制の高さZgと水制の本数の積をΣZgとし、側壁とN本目の水制間の距離をbとしたときのΣZg/b(設置密度)と $V_1/V_2$ (流速の変化率)の関係を 図-3.4に示す。図-3.4より、Zg=(0.34 ～1.14)Hm ，$\ell_1$= $\ell_2$=(1.3～3.3)Zgの範囲では、ΣZg/b = 1の近傍で外湾と内湾の流速がほぼ等しくなり、ΣZg/b をそれ以上に大きくしても$V_1/V_2$の値の変化は小さいことがわかる。

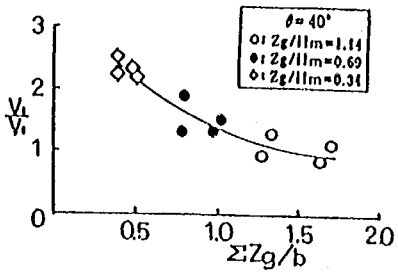


図-3.4 水制の密度と流速の変化(固定床)

(2)　流れの方向の水制間隔 $\ell_2$の検討

$\ell_1$=Zgとして、水制間隔 $\ell_2$を変化させた時の $V_1/V_2$(流速の変化率)の縦断的変化を図-3.5に示す。図-3.5より水制を設置しない場合に比べて水制を設置すると、$V_1/V_2$ の値は小さくなって水制の減速効果の大きいことがわかる。水制を設置した場合、水衝部（θ＝60°付近）で減速効果の程度の差が最も顕著に生じ、$\ell_2$/Zg＝1の場合にその効果が大きい。また、$\ell_2$/Zg＝1の場合は縦断方向の $V_1/V_2$の変化も小さい。移動床の実験でも同様な効果が得られている。ただし、移動床の場合は、内湾に砂州が形成されて外湾への集中度が大きくなるために、図-3.6に示すように固定床の場合と比べて流れの減勢効果は小さい。また、$\ell_2$/Zg＝3の場合の$V_1/V_2$は、水制を設置しない場合に比べて大きい。これは、無施設では外湾の水衝部付近での局所洗掘が大きく流れが大きく減勢されるためだと考えられる。湾曲部の最大洗掘深(ΔHs max)と水制間隔($\ell_2$)の関係を示すと図-3.7のようになる。図-3.7より水制を設置すると水制の無い場合に比べて最大洗掘深は小さくなる。また、$\ell_2$/Zg＝1のように流れを十分に減勢すると水制と河床の境界面付近の流速が大きくなって水制前面の局所洗掘が大きくなる。$\ell_2$/Zg＝3のように流れの減勢が不十分で内湾側の土砂堆積が顕著な場合には、水制前面での最大洗掘深が大きくなる。図-3.7より流れを

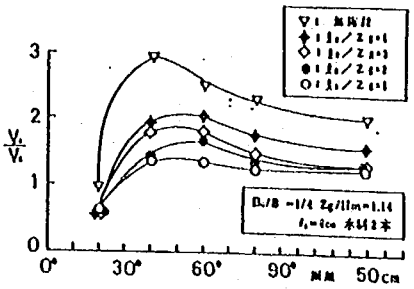


図-3.5　距離と$V_1/V_2$の関係(固定床)

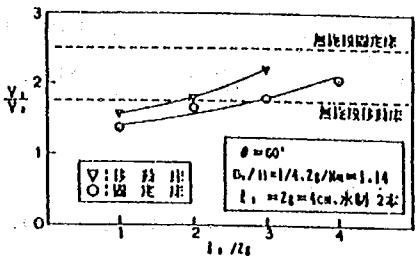


図-3.6　$V_1/V_2$と$\ell_2$/Zgの関係

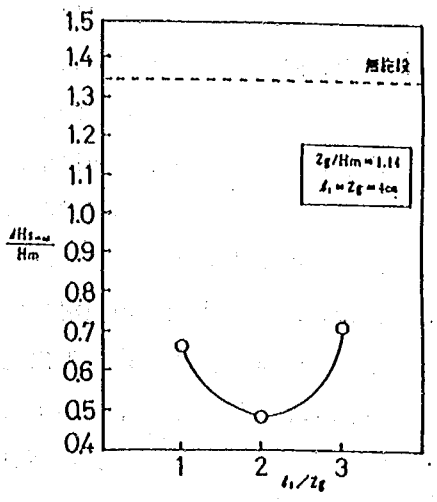


図-3.7　$\frac{\Delta Hs_{max}}{Hm}$と$\ell_2$/Zgの関係

減勢でき，かつ最大洗掘深が小さい $\ell_2/Zg=2$ 程度の間隔がよいと考察される。

(3) 水制とペーンの組合せ

本実験の結果を別の水理模型実験に適用し，その効果を検討した。実験結果を図-3.8に示す。図-3.8より水制のない場合に比べて水制を設置すると洗掘深は低減し，ペーンを設計すると，さらに洗掘深は低減することがわかる。ペーンの形状及び配置は基礎的な研究[8]の成果を利用して設置することができるが，構造については別途検討する必要がある。また，移動床で射流の流れ，水路幅に対して水深の浅い流れの水制の効果と最適な水制の径，配置方法などの残された課題に対して，さらに研究を進める必要がある。

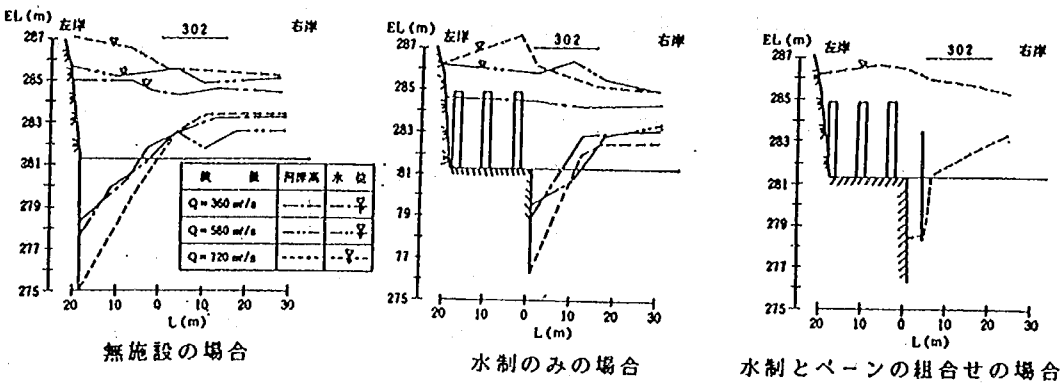



図-3.8 局所洗掘の比較

3．今後の課題

より精度の高い土砂の流送，堆積の追跡モデルを作成し，砂防施設の配置規模を合理的に決定する手法を確立させる。また，土砂流出を調節する砂防施設を考案しその構造，配置を検討するほか遊砂地と砂防林の機能の検討，環境を考慮した工法の開発を行い砂防計画に反映させる。

参考文献

1) 下東久巳ほか；砂防ダム群の土砂調節効果，昭和62年度砂防学会研究発表会概要集，昭和62年5月

2) 芦田和男ほか；山地流域における侵食と流路変動に関する研究(2)，京大防災研年報 26-B-2(昭和58年4月)，pp.353～361

3) 水山，阿部，矢島；日影第一号上流砂防ダム水理模型実験等報告書，土木研究所資料第2584号，昭和63年2月

4) 高橋，中川，西崎；堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究，京都大学防災研究所年報，第29号B-2，昭和61年4月

5) 高橋 保；土石流の発生と流動に関する研究，京大防災研年報，第20号B-2，昭和52年4月

6) 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号，昭和53年4月

7) 水山，阿部，矢島；南大王川流路工水理模型実験報告書，土木研究所資料第2579，昭和63年2月

8) 阿部宗平，鈴木浩之；流路工湾曲部におけるペーンの配置と形状に関する実験的考察：土木技術資料 Vol.27-2，1985年

3.3　砂防調査

3.3.2　砂防計画に関する調査

(2)　土砂生産の機構と対策工法に関する調査

砂防研究室　室長　水山高久
主任研究員　石川芳治
部外研究員　平松晋也
研究員　原　義文
福本晃久

1．まえがき

土砂生産現象のうち表層崩壊は、豪雨が引き金となって発生する現象であり、降雨期になると各地で頻発し、流域内での主たる土砂生産源となっている。従来の表層崩壊に関する研究の多くは、現実に発生した崩壊を対象として統計的な手法を用いて現象論的に有為な要因を求め、この要因を用いて崩壊現象を説明しようとするものであった。このため、これらの調査・研究は、過去に発生した崩壊現象の結果を用いて将来の崩壊を予測しようとするものであり、崩壊発生地の立地条件を説明し得てもなぜそこで崩壊が発生したのかを説明し得るものではなかった。本研究では山腹斜面表土層内部における雨水の浸透・流下過程に着目し、飽和－不飽和浸透流解析を導入した崩壊発生モデルを作成し、このモデルを天竜川水系三峰川の右支川である小黒川流域内の小流域に適用し、モデルの有効性を検討するとともに崩壊発生要因の感度分析を行った。

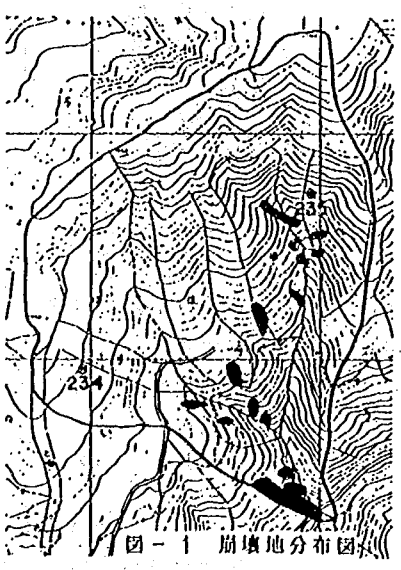
本モデルでは、表土層内浸透水位の時間変化が得られるため、崩壊の有無のみならず、崩壊発生時刻を予知することが可能となる。

2．対象流域の概要と土砂生産状況

小黒川は、南アルプス最北端に位置する入笠岳、程久保山、釜無山を源とする流域面積39.95km²、主流路長13.6km、平均河床勾配1/13.5の渓流であり、その上流部斜面の傾斜は緩やかで、中、下流部の斜面が急峻であるという特徴的な地形を呈している。地質は流域の右岸側を南北に貫く戸台構造線を境に、西側が三波川帯、東側が秩父帯に属している。

小黒川流域では昭和57年の台風10号のもたらした豪雨によって多数の崩壊が発生し、解析対象流域での山腹崩壊面積占有率は、1.33％であった。（図－1）

この時の連続雨量は、小黒観測所で403.0mmに達し、最大時間雨量は、降雨開始より31時間後に発生した45.0mmであった。



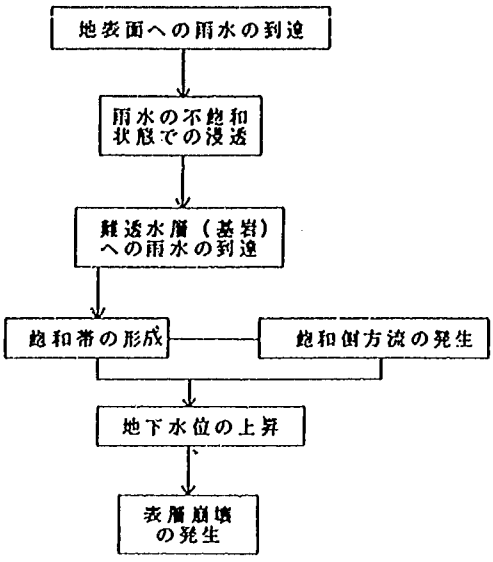
図－1　崩壊地分布図

3．崩壊モデルの作成

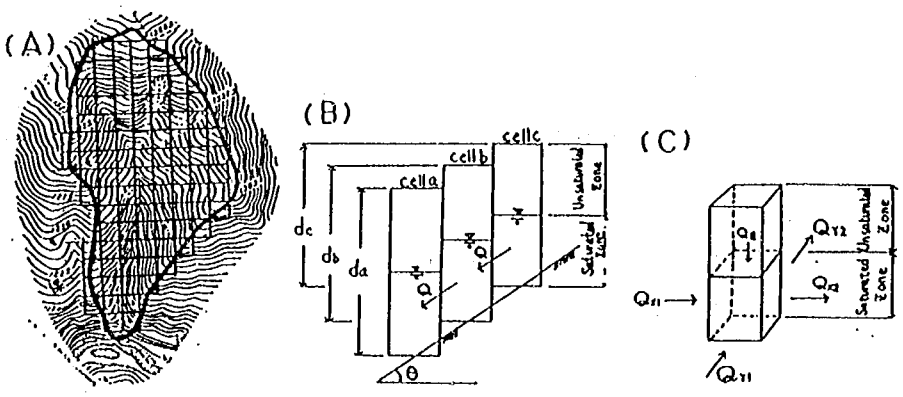
3．1．モデルの基本構成

降雨（雨水）は、表層崩壊発生の主要因である。このため想定した降雨が発生した場合、崩壊の発生位置やその規模を予知するとともに、流域の崩壊に対する危険度を判定するためには、雨水の浸透、流下過程をより現実に即した形で評価する必要がある。本モデルでは、図－2に示すように、表層崩壊は、地表面に到達した雨水が不飽和状態で斜面表土層中を浸透し、難透水層との境界面に飽和帯（地下水面）を形成すると

ともに、飽和側方流を生じることにより斜面の安定性がそこなわれて発生するものと考えた。山腹斜面内部に到達した雨水の浸透・流下過程を考える場合、実際の斜面においては複雑な飽和－不飽和三次元流が生じているものと思われるが、モデルをより大流域に適用させることを考慮し、本モデルでは、一次元鉛直不飽和浸透流理論の考え方を用いてハイエトグラフを変形し、基岩面に到達した雨水を飽和ダルシー則により側方流出量として追跡した。モデルの基本構成は、図－３に示すように流域を平面的にメッシュ分割し、表土層厚を高さとする鉛直土柱を各メッシュ毎に設定し、これを解析の基本要素とした。ここで、基本要素に与えられた雨水は、土層中を浸透し基岩に到達して飽和帯を形成しながら飽和側方流として各要素間を移動することになる。




図－２　崩壊モデルの概念図




図－３　モデルの基本構成

３．２浸透流解析

３．２．１．一次元鉛直不飽和浸透

不飽和帯における雨水の一次元鉛直浸透過程は、不飽和領域に拡張されたダルシー則を連続の式と組み合わせた（１）式を差分展開し、数値解を得ることによって追跡した。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left( D(\theta)\frac{\partial \theta}{\partial z}\right) - \frac{\partial k(\theta)}{\partial z} \qquad (1)$$

$$q = -k(\theta)\cdot\frac{\partial \psi}{\partial z} + k(\theta)\cdot\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial q}{\partial z} \qquad (2)$$

ここに、$\psi$：土壌水分吸引水頭、t：時間、Z：鉛直座標（下向きに正）、k（$\theta$）：不飽和透水係数、$\theta$：土壌水分量、D（$\theta$）：水分拡散係数、q：土壌水分移動量　である。なお、境界条件として地表面から土層内への流量フラックスは降雨量として与え、土層底面は常に飽和状態に保持されているものとした。また、初期条件としては、降雨直前での水分移動はないものとし、

$$\psi = H - Z \qquad (3)$$

として与えた。ここに、H：基岩面における土壌水分吸引水頭、Z：基岩面からの距離　である。

3．2．2　飽和側方流

雨水はいったん基岩上まで浸透し、この基岩上に形成された飽和土層より流出することを前提として飽和側方流の追跡を行った。飽和側方流過程における連続方程式は、

$$\lambda\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = q_z \qquad (4)$$

で表される。また、運動方程式は、ダルシー則に基づいて、

$$q_x = h \cdot k_s \cdot I_x,\ q_y = h \cdot k_s \cdot I_y \qquad (5)$$

で表される。ここに、λ：有効間隙率、h：地下水深（m）、$q_x$，$q_y$：X軸，Y軸方向の流量フラックス、$q_z$：不飽和領域からの供給水量、t：時間、x，y：X，Y軸方向の距離、$k_s$：飽和透水係数、$I_x$，$I_y$：X軸，Y軸方向の動水勾配　である。

3．3．斜面安定解析

表層崩壊においては、その崩壊形態は一般に崩壊深に比較して崩壊長が大きく、すべり面形状も平面的なものが多い。従って、斜面安定解析は、無限長斜面における安定解析法により行った。

$$F_s = \frac{C + (\sigma_0 - h\gamma_w)\cos^2\beta\tan\phi}{\sigma_0\cos\beta\sin\beta} \qquad (6)$$

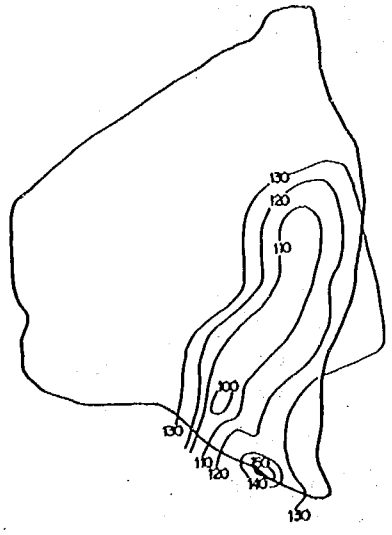
$$\sigma_0 = \int_0^z \{\theta(1)\gamma_w + (1-n)G_s\gamma_w\}\,\Delta z \qquad (7)$$

ここに、C：土の粘着力、Δz：鉛直土層分割幅、h：地下水深、$\gamma_w$：水の単位体積重量、β：単位斜面の傾斜角度、φ：土の内部摩擦角、$G_s$：土粒子の比重、θ（Z）：鉛直方向の微小区間における体積含水率　である。

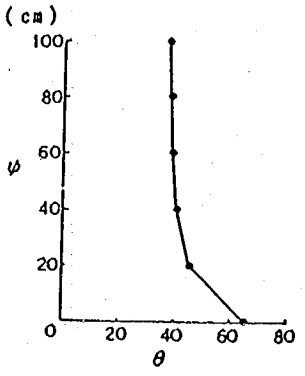
4．崩壊モデルの適用

4．1．解析条件

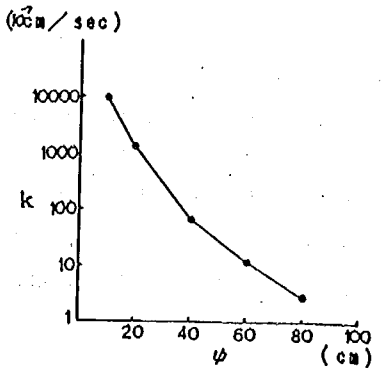
崩壊モデルを実際に崩壊の発生した流域に対し適用した。対象流域は、図－1に示す小流域（流域面積：0.52km²）であり、地形情報の読み取りは、縮尺5000分の1の森林基本図を基に流域を25mメッシュで分割し各単位斜面毎に行った。表土層厚は、崩壊発生斜面の崩壊深を用いて等表土層厚線図（等崩壊深図、図－4）を作成することにより単位斜面毎に設定した。土層内での雨水の浸透を考える時、(1)式は単独では解けず、この式を解くためには、ψ～θ及びk～ψ関係を知る必要がある。ここでは、土壌物理試験結果（深度40cm、図－5，6）を用いて入力条件とした。また、斜面安定解析に用いる土質諸元としては、同地点における土質試験結果（$G_s$＝2.66，C＝0.7tf／m²，φ＝20.44°）を採用した。




図－4 等表土層厚線図（縮尺 1:10000）




図－5 土壌水分吸引水頭

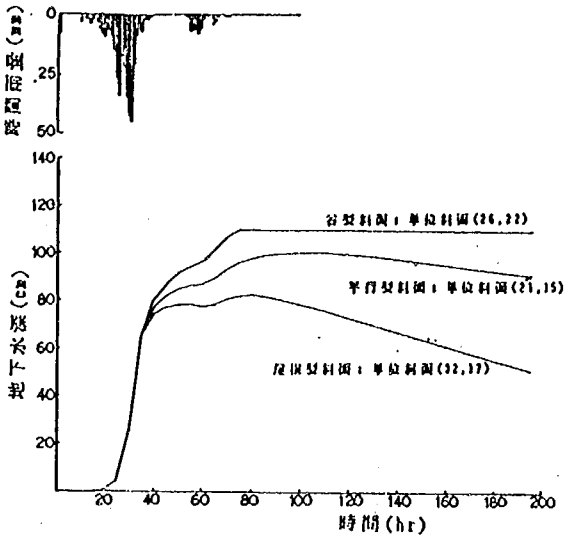



図－6 不飽和透水係数

4．2．斜面形状の相違による
地下水位の応答特性

流域内に存在する谷型・平行型・尾根型斜面のうちそれぞれ代表斜面を選定し、地形形状が地下水位応答特性に及ぼす影響度を検討した(図－7)。

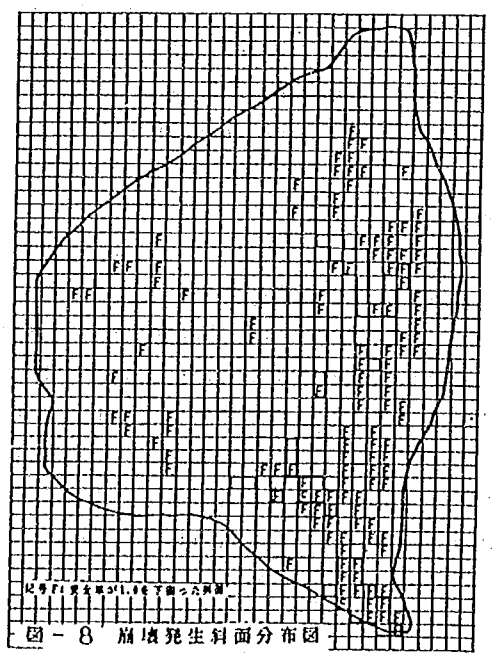
地下水深は、各斜面形とも降雨開始25時間後に急激に上昇し、1山目の降雨終了時（40時間後）を境にその上昇度合は低下している。特にこの傾向は、尾根型斜面で顕著である。これは、降雨終了後には地表面から土層内への雨水の供給がなくなり、鉛直不飽和浸透量が減少するとともに尾根型斜面では斜面内に存在する貯留量が飽和側方流として流出し、谷型斜面では、流入するためである。



図－7 斜面形状の相違による地下水深の応答特性

4．3．崩壊発生場所

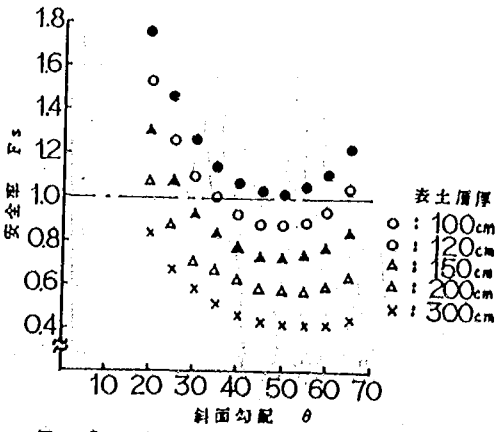
崩壊発生時の降雨を使用し、メッシュ間隔を25m、解析開始時刻を降雨発生時の昭和57年 7月31日午後6時として得られた解析結果を図－8に示す。この図より、安全率が1.0以下となった斜面と、実際に崩壊が発生した斜面とは、大部分で一致しており、流域の左支川上流部、右支川下流部及び流域の最下流部で崩壊が多発している傾向を比較的良好に再現していることがわかる。しかしながら安全率が1.0以上の斜面でも実際には崩壊が発生し、安全率が1.0を下回るにもかかわらず崩壊が発生していない斜面も数多くみられる。これは先に設定した降雨量、表土層厚、土質強度のバラツキ及びメッシュによる地形の再現精度によるものと考えられる。


図－8 崩壊発生斜面分布図

5．崩壊発生要因の感度分析

5．1．斜面勾配の変化に伴う安定性の変化

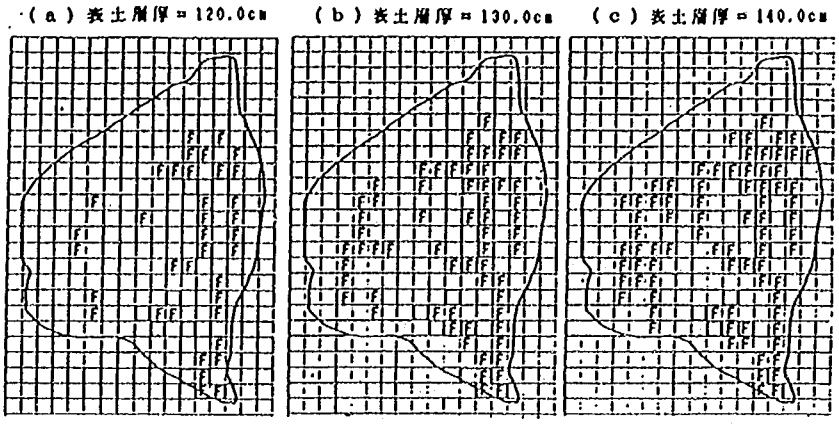
同じ表土層厚、土質強度を有する斜面に対し、斜面勾配の変化に伴う安定性の変化を検討した。図-9は、表土層厚をそれぞれ100cm,120cm,150cm,200cm,300cmとして勾配を変化させた時の安全率の変化を示したものであり、各表土層厚ともに安全率は斜面勾配の増加とともに低下し$\theta=50°$付近で最小値をとりその後増加を示している。この傾向は表土層厚の減少とともに顕著となり、同一勾配の斜面では表土層厚の増加とともに安全率は低下している。



図－9 斜面勾配の変化に伴う安定性の変化

5．2．表土層厚の変化に伴う安定性の変化

表土層厚を120cm、130cm、140cmと変化させ、表土層厚の変化に伴う斜面安定性の変化を検討した。図－10より明らかなように、解析により崩壊が発生すると判断された斜面は、表土層厚とともに増加している。

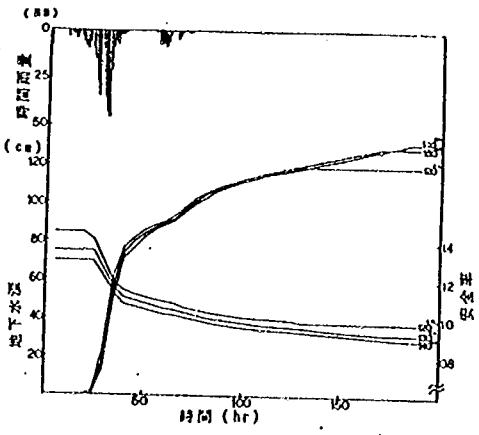



図－10 表土層厚の相違による崩壊斜面分布状況

また、崩壊発生斜面のうち代表斜面を選定し、地下水深及び安全率の経時変化（図－11）を調べたところ、降雨継続中・終了後を通じ表土層厚が厚い斜面ほど崩壊に対する危険性が高くなることがわかった。

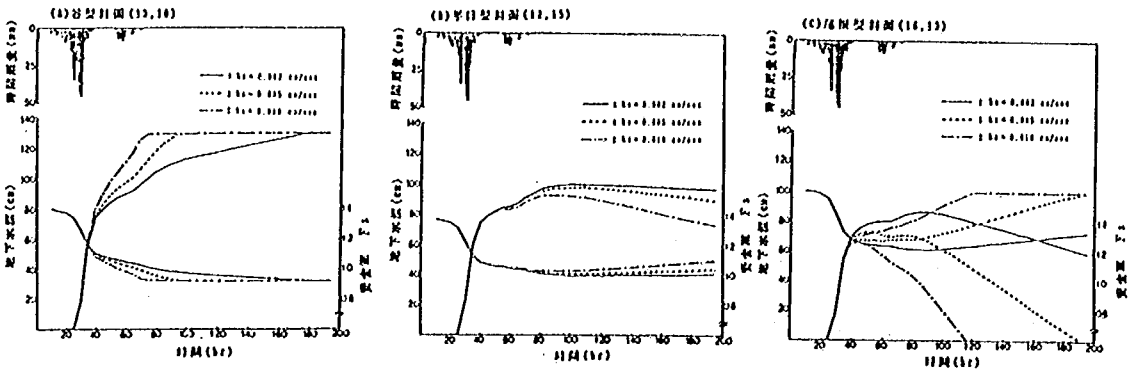
5．3．飽和透水係数の変化に伴う安定性の変化

表土層中を浸透し、基岩面上に到達した雨水は、飽和側方流としてダルシー則（(5)式）により得られるため飽和透水係数は、地下水深変化に大きな影響を及ぼすものと考えられる。ここでは、飽和透水係数を$k_s$＝0.002、0.005、0.010cm／secと変化させることにより、飽和透水係数の変化に伴う安定性の変化を検討した。図－12に、谷型・平行型・尾根型斜面の飽和透水係数の変化に伴う地下水深及び安全率の経時変化を示す。



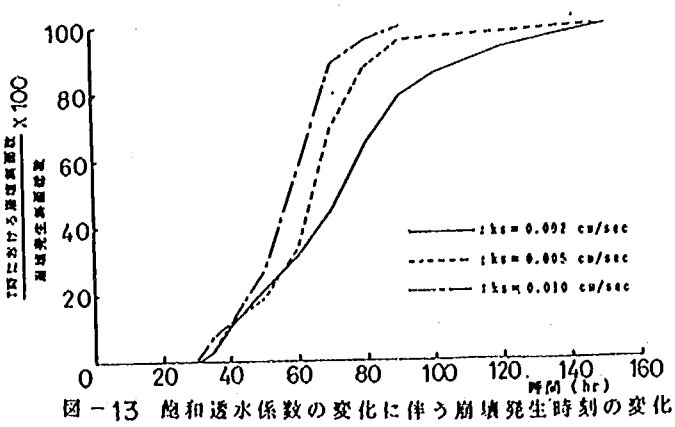

図－11 表土層厚の変化に伴う安定性の変化

各斜面型を通じ飽和透水係数の相違による影響は、飽和側方流入量もしくは流出量が不飽和領域からの供給水量を上回る時点より現われ、飽和透水係数の増加とともにその出現時刻は早くなり影響度も大となる。従って、飽和透水係数の増大とともに飽和側方流の流入により谷型斜面では崩れやすくなり、尾根型斜面では流出量の増大により逆に崩れにくくなる。



図－12 飽和透水係数の変化に伴う地下水深及び斜面安定性の変化

図－13は、崩壊発生斜面数の時系列変化を示したものであり、崩壊斜面総数の90％が安全率1.0以下となるのに要する時間は、$k_s=0.010$で約70時間であるのに対し、$k_s=0.005$で約85時間、$k_s=0.002$で約110時間となっている。



図－13 飽和透水係数の変化に伴う崩壊発生時刻の変化

6．まとめと今後の課題

土砂生産現象のうち特に豪雨が引金となって発生する表層崩壊を対象として飽和－不飽和浸透流解析を導入し、雨水の山腹斜面表層土層内への浸透・流下過程を考慮した崩壊発生モデルを提案した。このモデルでは、対象流域をメッシュ分割することにより、地形の3次元空間分布特性を表現しているため、谷型斜面だけではなく、平行型及び尾根型斜面にたいしても崩壊発生位置・時刻・規模の予知が可能となる。　メッシュ間隔を25mとし、本モデルを現地流域に適用した結果、モデルの崩壊予知に対する有効性が示されたが、崩壊要因の感度分析により崩壊予知に大きな影響を及ぼすものと判断された表土層厚(特に非発生斜面における値)・飽和透水係数及び土質強度(場所的バラツキが大)の決定的な設定手法が現在のところ確立されていないため、今後これらのパラメータの設定手法を確立し、解析精度の向上を画るとともにモデルを他の流域に適用し、その汎用性を検討する必要がある。

3.3　砂防調査

3.3.3　活火山地域の土砂災害防除に関する調査

(1)　火山活動に伴う土砂災害の対策に関する調査

砂防研究室　室　長　水山高久
研究員　原　義文
福本晃久

1．まえがき

昭和60年11月のコロンビア共和国ネバドデルルイス山の噴火に伴う泥流災害や昭和61年12月の伊豆大島三原山の熔岩流出、昭和40年代後半から継続している桜島の土石流など火山の活動に起因する広義の土砂災害はそれほど高い頻度ではないが、定常的に発生し続けている。国によっては自然現象としてあきらめるかもしれない。日本でもかつてはそうであった。しかし、高度に土地利用が進んだ現在、火山活動に起因する土砂災害についてもできるだけ防ぐことが要求されている。対策には土地利用のコントロール、災害直前の警戒、避難、堤防、ダムなどの構造物による流れのコントロールまたは、人家等の保護などが考えられる。昭和62年度は、この研究の１年目である。そこで、種々の対策に共通の事項として、火山噴火現象の分類、災害の分類を行い、我国の活火山の中から噴火の記録のある57の火山について噴火履歴を整理した。つぎに、現象別の影響範囲を推定する基礎資料として、国内の各火山について表層地質の資料を収集し、噴火堆積物の平面分布を整理した。さらに、融雪による泥流発生の可能性を調べるため、火山山頂付近の積雪分布をランドサット画像を判読して調べた。

2．火山噴火現象の分類

噴火は、火山現象の一種で地球内部から火山物質が比較的急速に地表に放出される現象と定義される。噴火のときに放出される物質は(１)ガス、(２)液体、(３)固体のいずれかの状態にある。このうち固体物質については、その起源によって次のように分類できる。

①　本質：その噴火に直接関係したマグマから由来したもの

②　類質：噴火を起こしたマグマと成因的近縁関係にある、すでに存在している火山岩に由来するもの

③　異質：噴火を起こしたマグマと成因的に無関係な岩石に由来するもの

このうち、①本質、②類質に起因する噴火現象は、以下のようなものが挙げられる。

①　本質･･･火山ガス、降下火砕物、火砕流、ベースサージ、火山泥流、溶岩流

②　類質･･･山体崩壊、津波、火山性地震、空振、地形変化、地殻変動、地熱変化

これらの本質に関わる噴火現象を表す語句のうち、主なものは次のようになる。

（１）火山ガス

火山作用に伴って地表に放出されるガス。噴火口や活動的な噴気孔から放出されるガスを主にいうが、ガスの供給源としてマグマに溶解していたガス成分が圧力の低下とともに離溶したものや、地下

水、既存岩石中に含まれるガス成分などが考えられる。マグマ中に溶解しているガス成分にも、マントルでマグマが発生した時点で取り込まれたものと、浅いところでマグマに取り込まれたものがあるはずであるがその識別は一般には難しい。最も多い成分は$H_2O$であり、$CO_2$（CO）、$H_2S$（$SO_2$）、F、Clなどがこれに次ぐ。一般に火山ガスはマグマの温度が大幅に冷却した状態で地表に放出されるので、その間に異種ガス間の反応や周囲の岩石との反応が進み、組成の変化が著しい。一般に高温なほど、HCl、$SO_2$に富み、低温では、$H_2S$、$CO_2$に富むようになる。開いた噴火口から放出される活火山の火山ガスの大部分は$H_2O$であり、地下水から導かれたものが大部分である。$SO_2$の放出量は桜島・浅間山などで最高1000t／日に達する。

（２）降下火砕物

噴火により火口の上空に噴出された噴出物が、風などの営力で運搬されて降下した堆石物。降下テフラともいう。粒径により火山灰、軽石やスコリアなどの火山礫（ラピリ）、火山岩塊に分けられる。一般に空中飛翔中に冷却するため溶結しない。また、火砕流堆積物に比べよく淘汰され、場合により成層している。厚さと粒度は火口からの距離に従い指数関数的に減少する。陸上に堆積したものは積雪のように起伏を覆う。

（３）火砕流

狭義には火口から噴出した高温の本質物質の破片とガスの混合物が高温で斜面を流下する現象をいう。熱雲（nuee ardente）・軽石流・岩滓流・（スコリア流）・火山灰流などが含まれ、噴出物の総量が$10^{-6}km^3$のきわめて小型のものから $100km^3$を越す大型のものまでさまざまの種類がある。小型のものほど出現頻度が大きく$10^{-3}km^3$程度のものは歴史時代の噴火でしばしば目撃されている。1902年Mt. Pelee(モンプレー)火山の噴火のとき発生した熱雲は 100m／s 以上の高速で人口３万のSt.Pierre市を全滅させたので有名。1783年（天明３年）浅間火山から噴出した鎌原（かんばら）火砕流も山麓を破壊し、1200人の死者を出した。高温の火砕流では本質岩塊から発生するガスや流れに巻き込まれた空気による内部上昇流が存在し、固体粒子は流動化された状態にある。このため見掛け粘性は低下し、重力加速度により緩い斜面でも高速で流走する。粒度分布は、きわめて淘汰が悪いが中央粒径（Md）は0.3～2mmの範囲に集中する。大規模火砕流の流動層は厚さ100km以上も流走し、広い地域を埋める。また火口地域は陥没してカルデラを生じる。小型火砕流は開いた火口から爆発的噴火や、成長しつつある溶岩円頂丘や厚い溶岩流の一部が爆発崩壊することにより発生する。

火砕流（狭義）(pyroclastic flow)
- 発泡度の低い小規模の火砕流 (denes,small-scale) ―― 熱雲 (nuee ardente,glowing avalanche, block-and-ash flow)
- 中間型火砕流 (intermediate) ―― 軽石流 (pumice flow)／スコリア流 (scoria flow)
- 発泡度の高い大規模火砕流 (vesicular,large-scale) ―― 軽石流 (pumice flow)／火山灰流 (ash flow)

（４）ベースサージ

マグマと水が接触して起こるマグマ－水蒸気爆発の際、上空へ噴き上がる噴煙中の基部に、環状に

広がる高速で横なぐりの噴煙が生じる。この現象を原爆の"きのこ雲"の基部に生じる同様の噴煙を示す「ベースサージ」ということばで呼ぶ。これは広い意味で火砕流に含まれる。狭義の火砕流に比べ低温であるが、高速であるため人間の避難は困難である。1965年、フィリピンのタール火山噴火では、ベースサージが周囲数kmに広がり、150人の死者を出した。

日本では災害を起こしたベースサージの確実な例は知られていない。しかし伊豆新島の886年噴火など表－1に示したように、日本各地でベースサージの発生の根拠となる堆積物が発見されている。

表－1　日本各地のベースサージ堆積物

| 火山名 | 地域名 | 岩質 | マグマと接触した水 |
|---|---|---|---|
| 利尻 | 北海道 | 玄武岩 | 海水 |
| 有珠 | 北海道 | デイサイト | 火山湖水 |
| 一の目潟 | 秋田 | 玄武岩 | 地下水 |
| 沼沢 | 福島 | デイサイト | カルデラ湖水 |
| 大島 | 伊豆 | 玄武岩 | 海水 |
| 新島若郷 | 伊豆 | 玄武岩 | 海水 |
| 新島向江山 | 伊豆 | 流紋岩 | 海水 |
| 神津島 | 伊豆 | 流紋岩 | 海水 |
| 三宅島 | 伊豆 | 玄武岩 | 海水 |
| 三瓶 | 島根 | デイサイト | ? |
| 薩千里ヶ浜 | 熊本 | 安山岩 | 火山湖水 |
| 御池 | 宮崎 | デイサイト | 地下水 |
| 山川 | 鹿児島 | デイサイト | 海水 |
| 池田 | 鹿児島 | デイサイト | カルデラ湖水 |

表－1によると岩質に係りなく、海水、湖水、地下水などの水が充分に存在する場所においてベースサージは発生している。周囲を海に囲まれる火山島では、特に発生の可能性が高い。

（5）火山泥流

火山活動に起因する大規模な砕屑物流のうち、火砕流以外のものを総称して火山泥流とよぶ。一般に低温（100°C以下）で、かなり高速（10～40m／s）の流れであり、成因は以下のように多様である。（1）噴出直後の火砕流や降下火砕物質は、山腹斜面に不安定な状態で定着しているが、降雨・融雪・火口湖溢水等によって再移動しはじめ、多量の水を媒体とする高密度の砕屑流となり、低所に沿って火山麓に流下する（例．十勝岳,1926；有珠山,1978）。（2）火砕流が河川に流入すると低温の砕屑流になる（例．浅間山，1973）。（3）水蒸気爆発などの大規模な火山爆発によって火山体が破壊し、崩壊物が高密度の粉体流となって高速で山麓に流下する（例．磐梯山，1888；雲仙眉山，1792）。（4）山頂火口湖が噴火に伴って溢水し山腹斜面を流下して土石流を生じる（例．インドネシアのクルート火山でしばしば発生し、ラハール（lahar）とよばれる）。氷底噴火による融氷水も土石流を生じ、アイスランドではヨックルラウプとよばれる。（5）温泉作用で変質した火山岩が豪雨を引き金に土石流となる（例．箱根早雲山,1953）。なお、火山活動と全く関係なしに、集中豪雨（例．赤城山,1947）や地震（例．箱根・根府川,1923）などによる崩壊に起因して火山体に生じた土石流は、火山泥流とはよばない。火山泥流堆積物は、上記の（1）と（2）を除けば多種類の類質物質の角礫・砂・火山灰などからなり、分級が悪く、一般に無層理で、層厚は旧地形に支配されて水平的に著しく変化し、堆積面は上記（3）を除けば比較的に平滑である。（3）では、径数10から300m程度の巨大岩塊（旧火山体の破片）を含むこともあり、それが核となって泥流丘（流れ山）とよばれる小丘群をつくる例も多い。

（6）溶岩流

マグマが地表に噴出されたものを溶岩と呼ぶ。これが1000°C前後の温度で液体として地表を流動したものを溶岩流と呼ぶ。液体の溶岩は、その組成によって温度や粘性が異なる。特に粘性は、溶岩流の運動形式（流下速度）・形態・内部構造に関係する。玄武岩質溶岩は海洋上のホットスポット（ハワイなど）やプレートの生産境界（アイスランドなど）に位置する火山で生産される。それは粘性が

低いため、流下速度が早く、形態はパホイホイ型になり、同じ噴出量でも、厚さは薄い代わりに流出範囲は広くなる。一方、安山岩質、デイサイト質、流紋岩質の溶岩はプレートの潜り込む境界に位置する火山（日本など）でみられる。粘性が高いため流下速度は遅く、流出範囲は狭い。溶岩流の形態はアア型もしくは塊状型となる。

3．火山噴火による災害

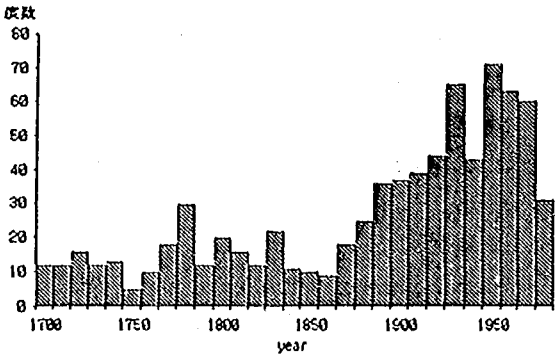
火山噴火による災害は、直接な災害と二次的災害に分類される。表－2に事例を用いてまとめた。

表－2　噴火現象とそれに伴う災害現象及び国内外の事例

| | 火山噴火現象 | 運動様式 | 災害現象 | 被災事例 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 国内 | 海外 |
| 直接的災害 | 火山ガス | 放出 | ガス中毒，大気，水質汚染，酸性雨 | 草津白根山（1971～76） | カイマト(1912) |
| | 降下火砕物 | 降下 | 落下衝撃，埋積，火災 | 十勝岳（1962），有珠山（1977）<br>富士山（1707） | ヘクラ(1970) |
| | 火砕流 | 流下（高温・高速） | 掃過域の破壊，埋積，火災 | 浅間山（1783），有珠山（1822）<br>北海道駒ヶ岳（1856） | モンプレー(1902) |
| | ベースサージ | 放散（高～低温・高 | 掃過域の破壊，埋積，火災 | 明神礁（1952～53） | タアル(1965) |
| | 火山泥流 | 流下（中～低温・高～中速 | 掃過域の破壊，埋積，火災 | 浅間山（1783），十勝岳（1926），<br>有珠山（1987） | ケルート(1919)，<br>ネバドデルルイス(1985) |
| | 溶岩流 | 流下（高温・低速） | 掃過域の破壊，埋積，火災 | 三宅島（1983）<br>伊豆大島（1986） | ラカギガル(1783)，エトナ(1669)，<br>ヘイマエイ(1973)，マウナロア(1942) |
| 二次的災害 | 山体崩壊 | 流下（中～低温・中速） | 山体斜面の破壊，山麓の埋積 | 渡島大島(1741)，島原眉山(1986)，<br>北海道駒ヶ岳(1640)，磐梯山(1888) | セントヘレンズ(1980) |
| | 津波 | | 冠水，破壊 | 北海道駒ヶ岳(1640)，<br>雲仙岳（1792），渡島大島（1741） | クラカトア(1883) |
| | 火山性地震 | | 破壊 | 有珠山（1977～78） | ハワイ(1868) |
| | 空振 | | 破壊（窓ガラスなど） | 浅間山（1950） | |
| | 地殻変動 | | 隆起，沈降，断層，亀裂，変形 | 有珠山（1943～45） | |

4．噴火履歴と頻度

国内の活火山の噴火履歴を、記録の存在する57火山について調べた。それにもとづいて噴火の度数分布を描くと図－1のように溶岩流出は図－2のようになる。これらによると、溶岩流出は10年に1～2回程度、また広義の噴火現象は1年に1回程度全国の何処かの火山で発生していることになる。




図－1　全国の活火山の噴火度数分布調査

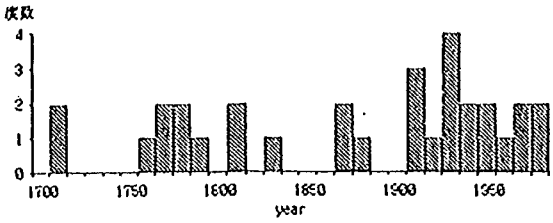
5．噴火堆積物および定着物調査

図－3に示す19火山について噴火に伴う流下堆積物の分布を調査した。各火山の概要は次のようである。

（1）十勝岳

玄武岩～安山岩（$SiO_2$ 52～61％）の三重式の成層火山で、最高部は第一外輪山の縁上に

生じた溶岩円頂丘の十勝主峰。旧噴火口（通称安政火口）、1926年噴火の大正火口（新噴火口）、1952年頃から硫気活動が活発化した昭和火口（新々噴火口）および1962年噴火の諸火口は噴気活動が盛んである。爆発型噴火が特徴で、泥流を生じやすい。



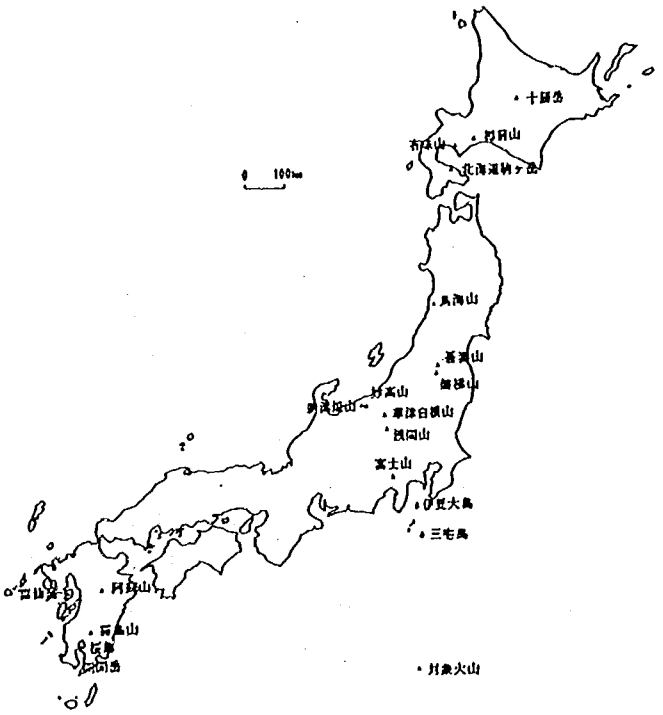

図－２　全国の活火山の溶岩流出度数分布調査

（２）樽前山

安山岩（ＳｉＯ₂ 56～61％）の複式火山。支笏カルデラの縁に生じた火山で、頂上部に径1.2×1.5kmの外輪山があり、その中に低い中央火口丘がある。その火口を埋める形で1909年に溶岩円頂丘が生じ、今も噴気・地熱が認められる。有史以後の噴火は全て山頂部での爆発。

（３）有珠山

二重式火山で、外輪山は玄武岩～安山岩（ＳｉＯ₂ 49～53％）の成層火山、中央火口丘の大有珠・小有珠、および寄生火山の昭和新山（1944～45年誕生）は石英安山岩（ＳｉＯ₂ 68～71％）の溶岩円頂丘。周辺にある他の数個の寄生火山も同岩質と推定される存在円頂丘である。昭和新山はもとの地面からの比高 300mで今も噴気活動中。1977～1978年の噴火活動に伴って、大有珠と小有珠の間に、有珠新山が誕生した（隆起量約180m）。噴火前兆として、有感地震が多発する特徴がある。




図－３　対象19火山位置図

（４）北海道駒ケ岳

安山岩（ＳｉＯ₂ 58～62％）の成層火山。頂部には東方に開いたＵ字型の大きな火口がある。この火口内には数個の小火口があり、1942年噴火では、1929年大火口を通って長さ約 1.8kmの大亀裂を生じ、この亀裂の内部や爆発火口壁沿いには噴気孔がある。爆発型噴火が特徴で、軽石流・泥流を生じやすい。

（５）鳥海山

玄武岩～安山岩（ＳｉＯ₂ 51～62％）の新・旧二重式成層火山が東・西から合体。新しい二重式火山の２つの中央火口丘のうち、新山（別名、享和岳2237m）は、1801年噴火で生じた溶岩円頂丘。泥

流を生じやすい。

（６）吾妻山

玄武岩～安山岩（$SiO_2$ 52～59％）の多数の成層火山からなり、東南東から西南西に走る南北の２連峰に大別される。有史後の諸火山は、北側火山列の一切経山（1949m、成層火山）の爆発で、現にその南～東斜面には硫気地域が広く分布する。

（７）磐梯山

安山岩（$SiO_2$ 58～64％）の成層火山で、1888年大噴火の際生じたカルデラがＵ字形に北方に開いている。このカルデラ壁や山頂部には微弱な硫気孔が点在する。有史後の諸噴火はすべて水蒸気爆発で泥流を生じやすい。前記カルデラ壁の崩壊や山崩れも、ときどき起こっている。

（８）伊豆大島

北北西－南南東13km、東北東－西南西９kmの島で主に玄武岩の複式成層火山。カルデラの径は３～４kmで、東方に開く。中央火口丘三原山の火口（径800m）内の地形は、火山活動の盛衰に応じ、たえず変動。島の伸長方向に並ぶ側火山からの山腹噴火が多かったが、1552年以降の噴火は山頂部で発生。ストロンボリ式またはハワイ式の噴火が特徴。海岸近くでは、マグマ水蒸気爆発も起きている。

岩石はマグネタイト等の磁性鉱物を多く含み、噴火活動と地磁気の変化との関連が観測されている。火山性微動がしばしば発生し、その消長と火山活動との関連も報告されている。地震は島の北－西側に群発することがある。1986年山頂付近で噴火が発生し、割れ目噴火により溶岩が流出した。

（９）三宅島

島は径８kmのほぼ円形で、主に玄武岩（$SiO_2$ 50～56％）の二重式成層火山。山頂噴火のほか、山腹～付近海底での割れ目噴火（ストロンボリ式ないしハワイ式噴火）がよく見られる。また山腹噴火に際しては海岸地域で激しい水蒸気爆発が起こりやすい。径 1.5kmカルデラ内の中央火口丘雄山付近と1962年及び1983年の山腹噴火地帯には噴気がある。噴火前に水蒸気の噴出や地震が発生することがある。1962年をはじめ、過去のいくつかの噴火では噴火の後に有感地震が頻発した。1940，1962年の噴火に際して起こった地震の震源は噴火場所が北東山腹であったにも係るらず島の北西部であった。

（10）新潟焼山

第三紀層（最高海抜約2000m）を基盤とする安山岩の火山で、山頂部に溶岩円頂丘がある。有史後の諸噴火はすべて水蒸気爆発らしい。泥流を生じやすい。山頂部には硫気孔・噴気孔がある。

（11）妙高山

安山岩（$SiO_2$ 52～60％）の二重式火山で、外輪山は成層火山。径３kmのカルデラの中にある中央火口丘・妙高山は溶岩円頂丘。南側の火口原には磁気地帯（地獄谷）がある。

（12）草津白根山

安山岩（$SiO_2$ 54～65％）の白根・本白根・横手の２成層火山からなるが、有史後の諸噴火は白根山（2150m）の水蒸気爆発。頂部に湯釜などの３火口湖があり、噴火はほとんど湯釜の内外で発生。泥流を生じやすい。硫気孔・温泉に富む。

（13）浅間山

主に安山岩（$SiO_2$ 54～65％）の複合成層火山であるが、仏岩、小浅間（溶岩円頂丘）は石英安

山岩（$SiO_2$ 71%）。有史以降の活動はすべて山頂噴火で山頂火口（長径東西500m、短径南北440m）内の地形、特に火口底の深さは、火山の活動の盛衰に応じて著しく変動する。この火口は、常時噴気しており、西山腹の地獄谷にも硫気孔がある。爆発型（ブルカノ式）噴火が特徴で、噴石などによる危険区域は火口縁から約4km。噴火に際しては火砕流（熱雲）が発生しやすく、1108年（1281年？）、1783年には溶岩流も発生。噴火の前兆現象として、火口直下に浅い地震（B型）が頻発することがある。

（14）富士山

小御岳・古富士の両火山上に生成した成層火山。日本の最高峰で体積約400km³の大きな火山。基底は径50km。主に玄武岩（$SiO_2$ 49～55%）からなるが、1707年には石英安山岩（$SiO_2$ 64～68%）の軽石も噴出。寄生火山、寄生火口が約 100個ある。山頂火口縁や山腹に微弱な噴気・地熱地帯がある。2450m以上は露岩地帯で、風化作用が進み、特に西斜面は崩壊が激しい（大沢崩れ）。多量の溶岩を流出しやすい。

（15）阿蘇山

東西17km、南北25kmの大カルデラ内に主峰の高岳など十数座の中央火口丘がある複式火山。カルデラは約3万年前までに形成されたと考えられている。中央火口丘のうち、中岳だけが有史後もしきりに噴火を繰り返している。マグマ噴火の場合はしばしばストロンボリ式の噴火を行う。時に強い水蒸気爆発を起こす。噴石などによる危険区域は、現在の活動の程度では火口縁から約1km程度。中岳の山頂火口は、数個の火口が南北に連なる長径1100mの複合火口で、近年は北端の第一火口が活動中。中岳は安山岩（$SiO_2$ 52～54%）。

（16）雲仙岳

普賢岳（最高峰）・九千部岳・絹笠山からなる主に安山岩の複合火山で、3峰とも頂部は溶岩円頂丘。有史後の噴火で、溶岩流（$SiO_2$ 58～68%）を2回流出したが、噴火活動はいずれも普賢岳山腹に限られる。水蒸気爆発、泥流を起こしやすい。地震や地熱活動は、主として中央部を東西に横断する雲仙地溝（幅約9km）内に見られ、とくに西半でより活発である。

（17）霧島山

おもに安山岩（$SiO_2$ 50～67%）の成層火山・砕屑丘の集合体で、火口湖に富む。有史後は、おもに高千穂峰（1574m）の御鉢火口と、新燃岳（1421m）山頂火口（底部に火口湖）で、爆発を繰り返してきた。

（18）桜島

安山岩（$SiO_2$ 57～67%）の成層火山で、頂部は最高峰の北岳をはじめ南岳・中岳の3峰からなるが、有史後の山頂噴火は南岳に限られる。山腹～付近海底からもよく噴火し、有史後の大噴火はすべて山腹噴火。爆発型噴火であるが、溶岩流もよく流す。熱雲や泥流の発生もあった。。姶良カルデラ（南北17km、東西23km）の南縁部に生じた火山、東西10km、南北8kmの島であったが1914年噴火の溶岩流で大隅半島と陸続きになった。

（19）開聞岳

主に安山岩（$SiO_2$ 51～57%）の成層火山の頂部に安山岩の溶岩円頂丘が噴出しているが、遠望

すると、単純な成層火山の如く見え、薩摩富士とも称される。紀元前5世紀に創成されたとの伝説はあるが、明確な記録があるのは、9世紀の爆発だけである。

6．噴火堆積物の平面分布

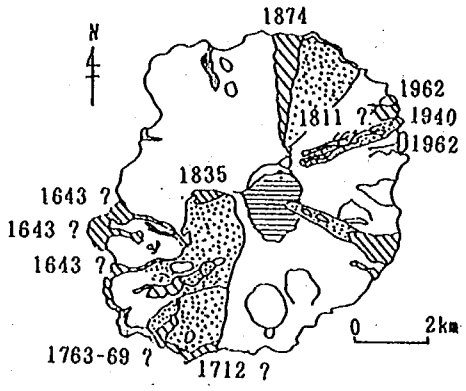
三宅島を例として示す（図－4）。

7．積雪分布調査

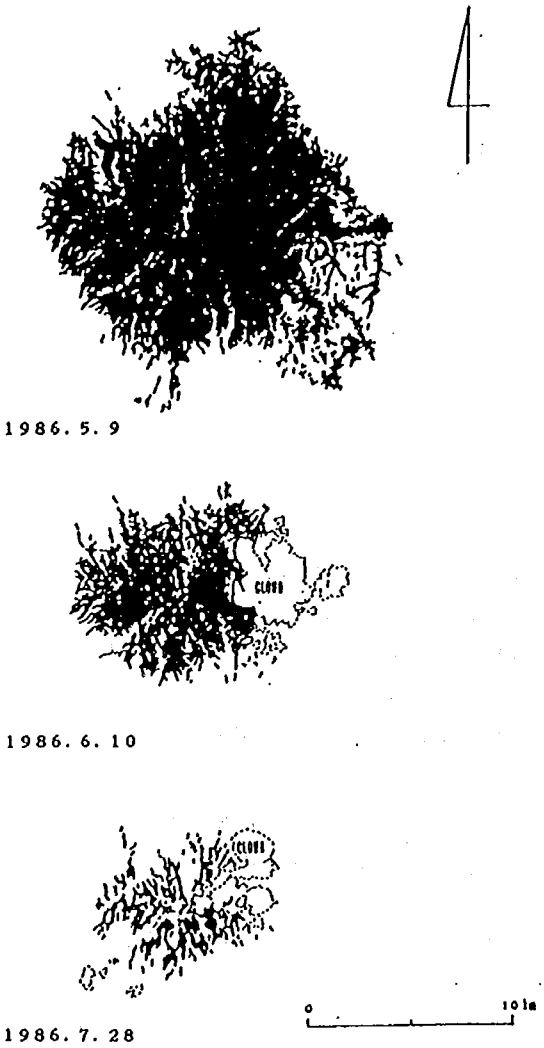
3時期のランドサット画像から、十勝岳と鳥海山の残雪量を調べた。鳥海山の結果を図－5に示す。

8．あとがき

今後は、簡易な危険区域図作成と現象別の対策について研究を進める。




図－4　三宅島における溶岩流の分布




図－5　鳥海山における残雪分布の推移

昭和62年度　科学技術振興調整費

## 3.4　土砂災害危険度予測システムの開発に関する研究

### 3.4.1　土砂災害関係素因の危険度予測システムへの導入手法に関する研究

#### (1)　地盤素因の土砂災害危険度予測システムへの導入手法に関する研究


砂防研究室　室　　長　水山高久
主任研究員　石川芳治
研　究　員　原　義文
部外研究員　平松晋也
福本晃久
急傾斜地崩壊研究室　室　　長　吉松弘行
主任研究員　寺本和子
大浦二郎


1．　まえがき

近年，自然災害の中で土砂災害による被害が顕著となっている。この状態は，我が国における土砂災害危険箇所の膨大さ及び人的な活動域の拡大から，今後とも続くものと予想される。毎年繰り返される土砂災害に対処し人命の安全を守るためには，災害発生に係る防災情報の適切な提供により，避難等応急体制を確保することが重要かつ緊急な課題となっている。本研究は，このような状況を鑑み，土砂災害に関する防災情報の高度化を図るため，土砂災害危険度予測システムの基盤技術を開発しようとするものである。本システムは，既存の観測網と情報網を活用し，豪雨時において，詳細な降雨量の変化に対応した被災予測を行い，警戒，避難等応急活動の指針を与えることを目的としている。

土木研究所が分担する課題は，上流域からの地表水・地下水の流下を考慮した実効雨量を算出する上で基礎となる，地盤の透水性，表面流による侵食特性，さらに，雨水浸透による地盤強度の低下を考慮した地盤の動的特性を把握し，地盤特性を総合的に評価するための手法を開発することである。なお，研究期間は昭和61年度から63年度の３ヶ年である。

2．　野笹試験地における観測結果

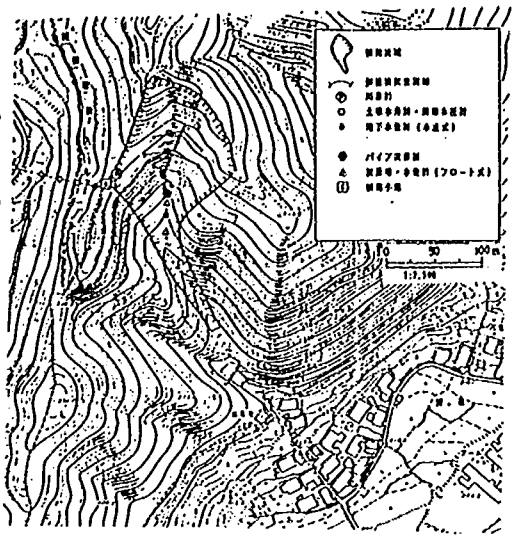
2．1　研究方法

山腹斜面表土層内での雨水の浸透・流下過程を把握するために，前年度モデル斜面として設定した天竜川上流の野笹沢上流斜面を対象として，降雨量，土壌水分量を計測するとともに，間隙水圧計，地下水位計，流量堰，水位計を設置し，これらの項目についても計測した。観測期間は昭和62年５月～11月の７ヶ月間である。なお，本年度は，自然降雨時の雨水の浸透・流下過程を追跡するとともに人工降雨実験を実施し，人工的に降雨量を制御することにより雨水の斜面表土層内での挙動を追跡した。また，モデル斜面における土壌特性を明らかにするとともに雨水の浸透過程の数値シミュレーションに資するためＰＦ試験，不飽和透水試験を実施した。

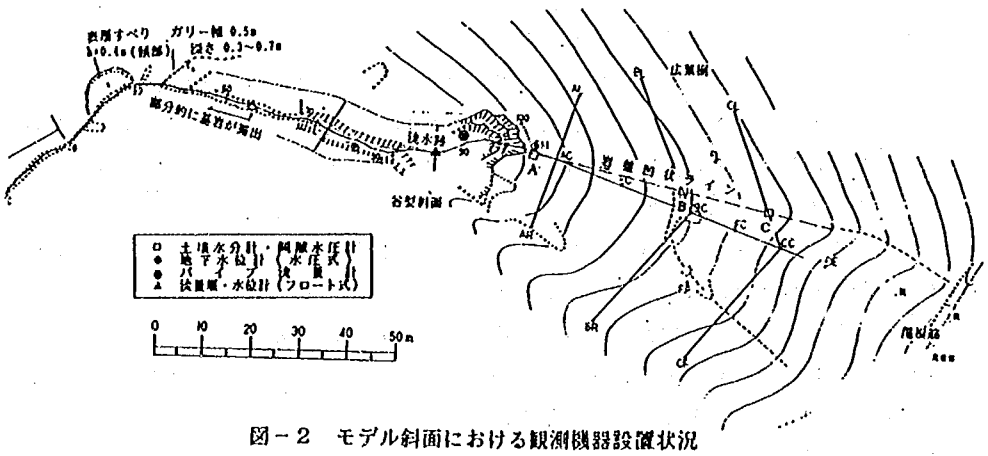
2．2　対象斜面の概要

①降雨強度の大きい雨の降る可能性が高い地域である，②近年斜面崩壊が多発した地域である

③凹型斜面である，④表土層厚が1.0～2.0m程度である，⑤斜面傾斜が30°程度である，⑥商用電源が近隣にある，⑦地元の協力が得られる，等を考慮して天竜川上流の野笹沢上流斜面をモデル斜面として設定した（図－１）。当地域は，昭和36年，57年，58年に山腹崩壊に伴う大規模な土砂災害にみまわれ，昭和36年の災害を契機に治山ダム・砂防ダムが建設されている。対象斜面最下部の谷頭斜面は比高 9.5m，平均勾配52.5°であり，滑落崖にはパイプ流の痕跡が認められる。谷頭部から上流の斜面は、比高55m，平均勾配30°で緩い凹型地形をなしている（図－２）。また植生は，クヌギ・コナラ林で林床植生は少なく，斜面表土層は比較的乾燥している。



図－１　野笹沢試験地位地図



図－２　モデル斜面における観測機器設置状況

２．３　研究成果

２．３．１　観測期間中に発生した降雨による土壌水分の挙動

本地域では，観測期間中降雨量が少なく斜面の表土層はほとんどの期間で乾燥過程にあり，土壌水分計が反応したのは，

① ５月13日～15日（連続雨量：83.5mm）

② ５月22日～24日（連続雨量：66.0mm）

③ ７月19日～20日（連続雨量：59.0mm）

の３降雨時のみであり，全観測期間を通じて間隙水圧，地下水位，表面流及びパイプ流の発生はみられなかった。この３降雨時の土壌水分計の観測結果を基に表土層内における雨水の浸透性をとりまとめたものを表－１に，土壌水分吸引圧の経時変化を図－３～図－６に示す。これらの図より明らかなように土壌水分吸引圧は，時間的及び場所的にかなり複雑な変動を呈しているが，

全ての降雨時を通じて降雨開始後の土壌水分吸引圧は減少し，その減少率は土層が深くなるとともに小さくなる。これは，降雨初期において雨水は，上部土層の土壌水分吸引圧の影響により土粒子間隙に保水され，深部ほど雨水による影響が少ないためである。

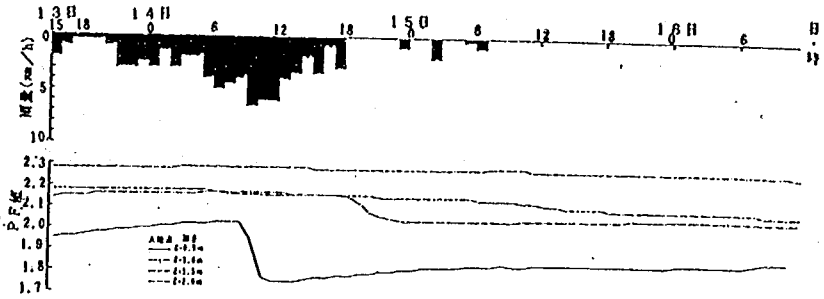
以上の結果より，観測期間中最大連続雨量83.5㎜をもたらした5月13日～15日の降雨時においても深度 200㎝地点の土壌水分計の反応は認められなかったことより，連続雨量が80㎜程度の降雨では，雨水が深度 200㎝地点へと到達する前に表層部から乾燥が進み，流量フラックスが上向きとなり，より深部へと乾燥過程が移行していくと考えられる。

降雨開始時点か

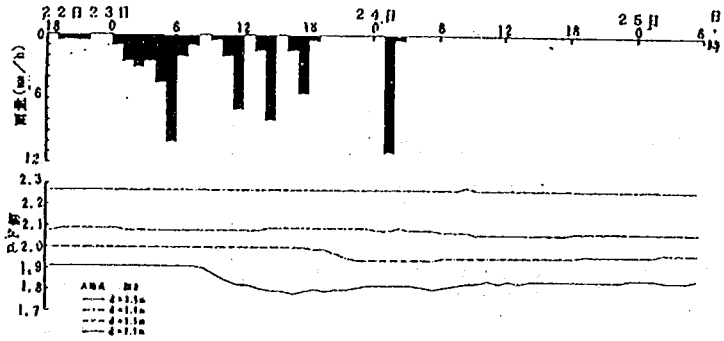
表－1　降雨の浸透特性

| 対象降雨 | 連続雨量 | 土壌水分計設置地点 | 雨水の到達時間[1] | | | | 現場透水試験[2] | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 深度 50cm | 深度 100cm | 深度 150cm | 深度 200cm | 深度 50～100cm | 深度 100～150cm | 深度 150～200cm |
| 昭和62年 5月13日～15日 | 83.5mm | A地点 | 17時間 | 26時間 | 38時間 | 反応せず | $1.5\times10^{-3}$ | $1.2\times10^{-3}$ | – |
| 昭和62年 5月22日～24日 | 66.0mm | A地点 | 8時間 | 16時間 | 33時間 | 反応せず | $1.4\times10^{-3}$ | $9.3\times10^{-4}$ | – |
| 昭和62年 7月19日～20日 | 59.0mm | A地点 | 10時間 | 23時間 | 30時間 | 反応せず | $1.1\times10^{-3}$ | $1.1\times10^{-3}$ | – |
| | | B地点 | 6時間 | 22時間 | 反応せず | – | $8.7\times10^{-4}$ | – | – |

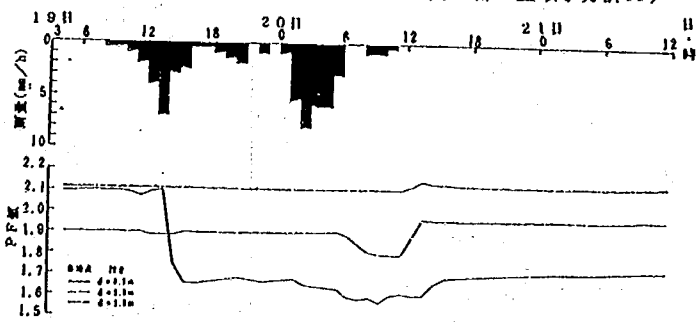
1）：雨水の到達時間は，雨の降り始めより土壌水分計が反応し始める時点までの遅れ時間を用いて表した。
2）：現場透水係数は，各深度層における雨水の到達時間の差より求めた。




図－3　降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動
（昭和62年5月13日～5月16日：土壌水分計A）

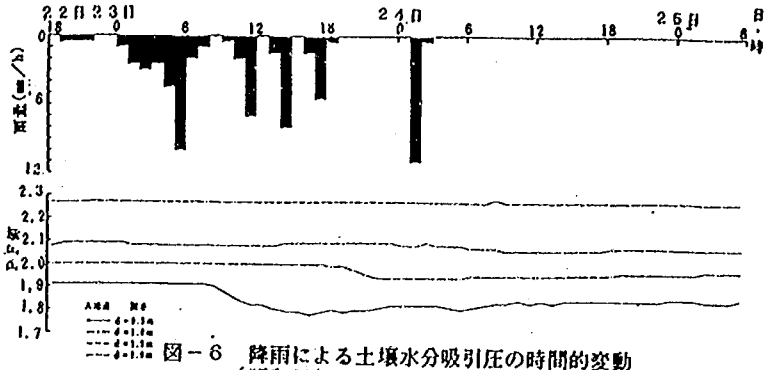



図－4　降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動
（昭和62年5月22日～5月25日：土壌水分計A）

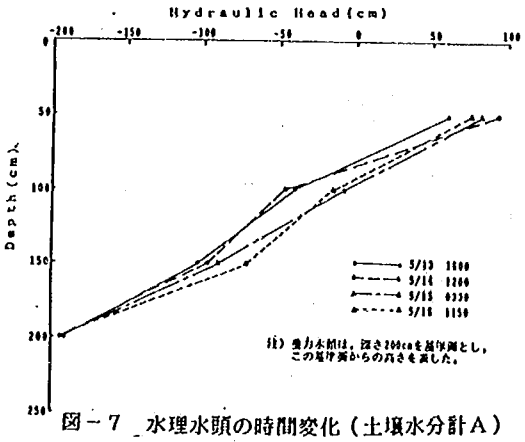



図－5　降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動
（昭和62年7月19日～7月21日：土壌水分計B）

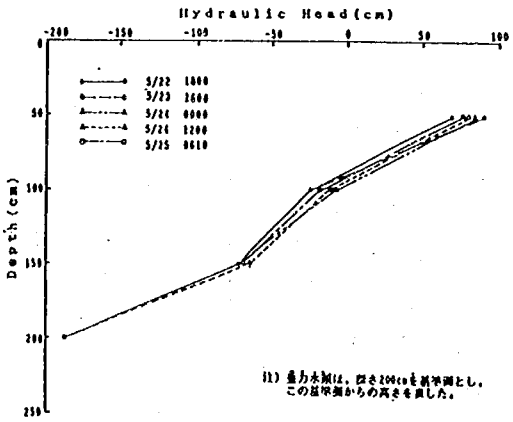
ら雨水の到達時間をみると（表－１），５月22日～24日の降雨時の深度50cm，100cm地点の到達時間はそれぞれ８時間，18時間と他の降雨時と比較して早くなっている。このことは，５月13日～15日にかけて連続雨量83.5mmの前期降雨があったため，土壌が比較的湿潤状態にあり透水性が高くなっていたためである。図－７～図－10は，各降雨時の水理水頭プロファイルと，その時間的変動を示したものであり，各観測地点での水理水頭はそれぞれ最深部の土壌水分計の位置を基準面として表示した。



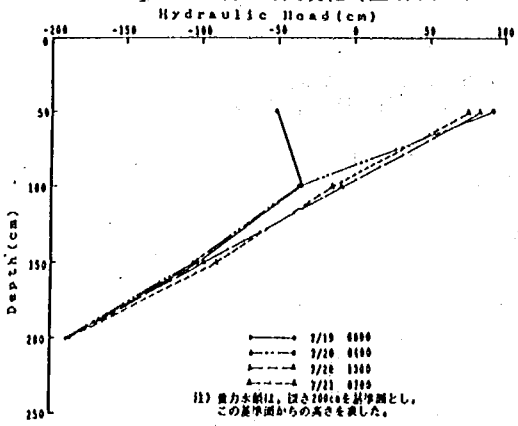
図－６　降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動
（昭和62年７月19日～７月21日：土壌水分計Ａ）



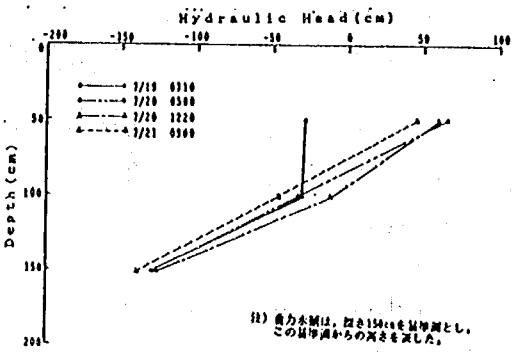
図－７　水理水頭の時間変化（土壌水分計Ａ）



図－８　水理水頭の時間変化（土壌水分計Ａ）



図－９　水理水頭の時間変化（土壌水分計Ａ）



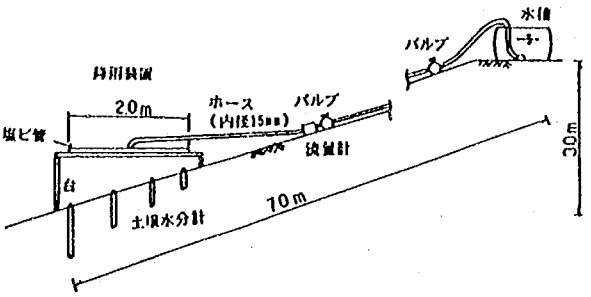
図－10　水理水頭の時間変化（土壌水分計Ｂ）

５月13日～15日及び５月22日～24日の降雨時における土壌水分状態は，降雨前・中・後を通じ常に下向きのフラックスを示しており，涵養帯として機能していることがわかる。また，両降雨

時ともに雨水は深度150cm点まで到達しているが，200cm地点までは到達しておらず，降雨終了後には表層部より下層部へと順次乾燥が進んでいる。７月19日～20日の降雨による土壌水分状態はＡ地点，Ｂ地点ともに降雨中・後においては前述の２降雨時と同様に下向きのフラックスを示しているが，降雨前においては深度 100cm地点を境に上部では上向きのフラックスを，下部では下向きのフラックスを示している。

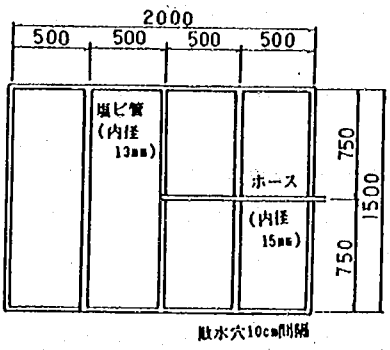
２．３．２　人工降雨実験

モデル斜面内の土壌水分計設置地点Ａ（図－２）を対象として人工降雨実験を実施し，人工的に降雨量を制御することにより雨水の山腹斜面表土層内における挙動を追跡した。




図－11　実験装置

実験装置の概略を図－11に示す。斜面上部に設置した水槽からホースを用いて水を導き，水道用小型流量計を介して降雨装置に接続したものである。水槽からホース，ホースから流量計に接続する部分にはそれぞれバルブを設けて，流量の調節を行った。水槽から降雨装置までの距離は，鉛直で約30m，水平で約70mである。降雨装置（散水装置）の諸元を図－12に示す。装置は内径13mm，内厚 2.0mmの塩ビ管を，Ｌ字型およびＴ字型の塩ビ製継手を用いて組み立てたもので，長さ2.0m，幅1.5mである。水の出口は，10cm間隔に直径 0.5mmの穴をドリルを用いて作成し，現地では穴が上向きになるように組み立てた。現地では，角材を用いて本装置を水平に設置して実験を行った。散水状況を表－２に示す。




図－12　降雨装置の概略図（単位：mm）

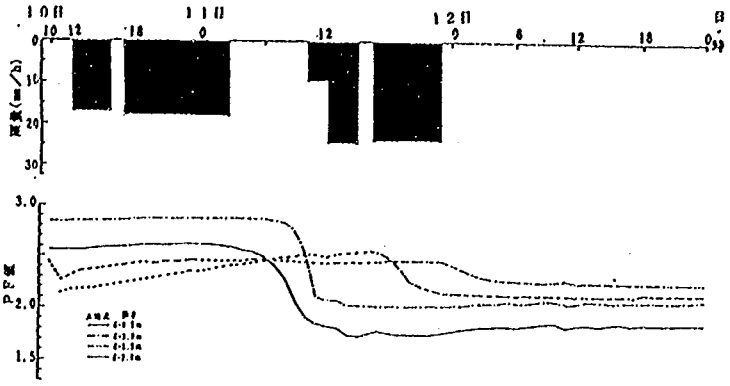
表－２　散水状況

| 降雨強度 (mm/hr) ＼ 月・日 | 11月10日 | 11月11日 | 11月12日 | 備考 (供給水量) |
|---|---|---|---|---|
| 17.1mm/hr | 12:00 15:40 | | | 857ml/min |
| 18.0mm/hr | 16:50 2:40 | | | 900ml/min |
| 9.5mm/hr | | 10:00 17:00 | | 477ml/min |
| 24.5mm/hr | | 12:00 14:50 | | 1227ml/min |
| 24.0mm/hr | | 16:10 23:00 | | 1200ml/min |
| | 12:00 | 12:00 | | |

実験時（11月10日～12日）におけるＡ地点の水分張力の変化状況を図－13に示す。図－13には，実験降雨の時間雨量換算値も同時に示した。また，表示した水分張力の値は60分毎のものである。この図より明らかなように，土壌水分吸引力は雨水の浸透とともに浅層部から深層部へと順に低下している。この傾向は，自然降雨時（前述の３降雨時）と比較してより顕著に現れている。

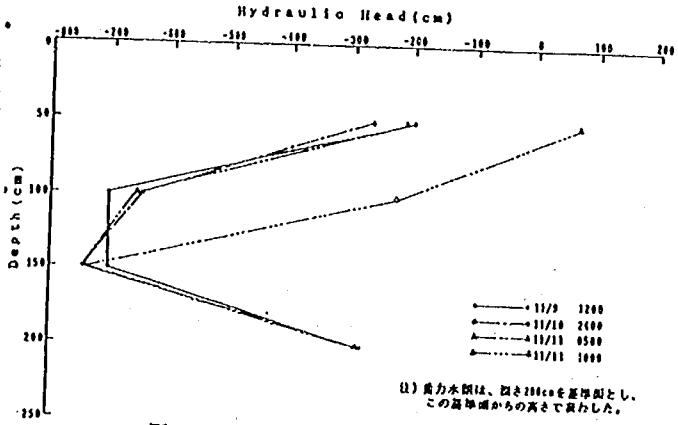
土壌水分吸引圧は，表層より50cm地点では散水開始後14時間より低下しはじめ，100cm地点では19時間後，150cm地点では25時間後，200cm地点では36時間後にそれぞれ低下しはじめている。ここで，深度 150cm及び 200cm地点に関しては散水直前に脱気水の補給を行ったため，初定の土壌水分吸引圧に回復するまでの値の信頼性は低いと判断される。このため，ここでは脱水する以

前の土壌水分吸引圧を用いて散水中における値とした（図－13中……部分），各深度とともに土壌水分吸引圧は数時間低下を続けた後，50cm地点では散水開後18時間後，100cm地点では26時間後，150cm地点では35時間後，200cm地点では40時間後にそれぞれ定常状態になっている。この時の土壌水分吸引圧を用いて深度 200cm地点を基準面として全水頭表示すると，深度50cm地点で87cm，100地点で0cm，150cm地点で－76cm，200地点で－200cmとなる。従って，この定常状態時には常に下向きの流量フラックスが生じていることがわかる。

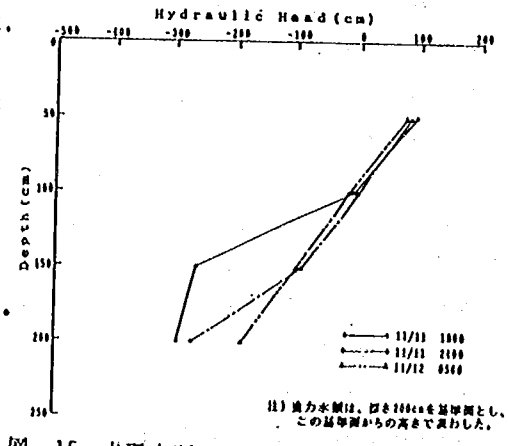



図－13　降雨による土壌水分吸引圧の時間的変動
（昭和62年11月10日～11月12日：土壌水分計Ａ）

人工降雨実験時の水理水頭プロファイルとその時間的変動を図－14～図－15に示す。この図より，散水開始前から開始22時間後（11月11日10時）までの土壌水分状態は，深度 150cm地点を境に浅層部では下向きのフラックスを示し，土層部では上向きのフラックスを示していることがわかる。このことより散水開始後約24時間は，表土層内部では深さ 150cm地点を境界面とし，その表層部では雨水の浸透により湿潤過程が卓越し，一方深層部では，まだ雨水は到達せず，蒸発過程が卓越しているものと判断される。その後，時間経過とともに，深層部の土壌水分状態も下向きのフラックスを示すようになり（11月11日18時以後），11月12日以後は各深度とともに下向きの流量フラックスは定常状態を保つようになる。




図－14　水理水頭の時間変化（人工降雨実験）



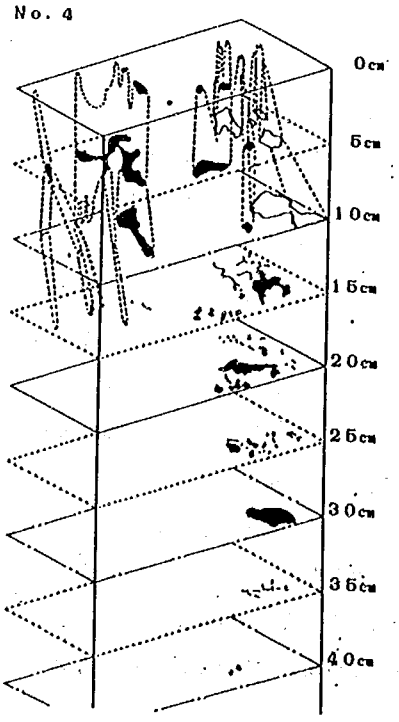

図－15　水理水頭の時間変化（人工降雨実験）

## 3．　安中試験地における地中流測定結果について

### 3．1　安中試験地の概要

斜面崩壊が豪雨時に多発することは周知の事実であり、地表水の地下への浸透によって間隙水圧が増大することに起因すると考えられている。したがって、降雨水の地下への浸透状況が明らかになれば崩壊発生時刻予測が可能となる。しかしながら、これまでの浸透メカニズムは、土壌内の空気の圧縮、透水定数等のパラメータの履歴性、土壌構造の変化、場所的な異質性等が土壌内に存在しない、すなわち均質斜面としての取り扱いがなされて来た。一方、多くの研究者の野外観察の結果、土壌水の側方運動がとりうる形態は、極端に非毛管大孔隙の役割をなすものとパイプや亀裂を通しての集中的な流れをなすものに区別される。特に土壌パイプの水文効果としては、土壌内の側方透水能を増大させ、下方の土壌が完全に湿潤化する以前に斜面下方への水の流動を引き起こすとして注目されて来た。そこで、安中試験地では、これらパイプ流の間隙水圧変化に与える影響を明らかにすべく、土壌内のパイプの存在、形態特性についての調査を実施した。

安中試験地は、群馬県安中市中後閑大上地先に位置し、基盤岩は第三紀中新世の砂岩、泥岩の互層で、泥岩を主とし、一部砂岩からなる水成岩で構成されている。パイプ流をなすと考えられるマクロポアの調査は、地表草木を除去した後、 5mm以上の孔に石膏水を注入し、石膏が固結した後、 5cmごとにスライス断面調査を実施し、その形態を計測した。その一例を図－16に示す。これによれば地表面上では 5mm程度の穴が下方10cmの区間で非常に大きな空隙になっているが、これ以下に連続する亀裂は非常に少なくなる。この10cmまでの区域はAo層と呼われる腐食層である。この亀裂の連続性について、斜面頭部、末端部で比較してみると下部のほうが深層部まで連続している。これは、斜面末端部では下方域への地下水の流出が小さくなるため容易に地下水位の上昇が生じ、斜面からの地下水浸出点の流速が最大になるという理由で、土壌の溶脱によって形成されたものであると考えられる。



図－16　亀裂調査結果

## 4．　亀裂を含んだ飽和、不飽和浸透流解析手法の検討

以上のように、土壌内には多数の亀裂が存在する。したがって、このような亀裂を考慮した上で浸透流解析を実施しないと精度の高い崩壊予測時間の推定は困難である。そこで亀裂を含んだ飽和、不飽和浸透流解析手法の検討を実施した。

亀裂内の流れが亀裂方向に卓越すると考えると亀裂の飽和、不飽和浸透流の支配方定式は次式であたえられる。

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K(\Psi)\frac{\partial \Psi}{\partial x}+K(\Psi)\sin\theta\right)+Q=\left(C(\Psi)+\alpha S_s\right)\frac{\partial \Psi}{\partial t}$$

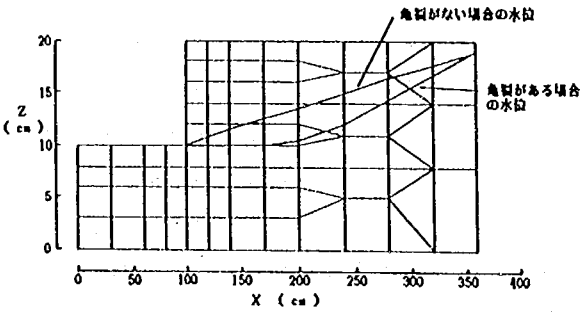
ただし、$x$：亀裂方向の座標、$\theta$：亀裂の水平方向に対する角度、K（Ψ）：亀裂の透水係数、

C（Ψ）：亀裂の比水分容量、Ｓｓ：亀裂の比貯留係数

上式をガラルキン法で離散化し、通常の二次元飽和、不飽和浸透流解析と連立して解けば亀裂特性（二次元場）が求められる。この解析結果の例を図－１７に示す。今後はこの解析手法を用いて現地亀裂調査結果と対比検討して、降雨の地中浸透の定量化を図る予定である。

５．　まとめと今後の課題

野笹沢上流斜面を対象として現地観測および人工降雨実験により降雨量で斜面内の土壌水分吸引圧の変化を測定して解析した結果、通常の表土層は不飽和状態にあり、降雨が生じた場合斜面での水の移動は表土層付近での鉛直下方への浸透が卓越し、不飽和側方流成分は無視できるものと判断された。また本年度の観測期間中は強い降雨が生じなかったこともあり、観測された連続雨量80mm程度の降雨では雨水が 200ｃｍ地点へと到達する前には表層部から乾燥が進み深部にまで雨水が到達しないことが分かった。




図－１７　断面２次元定常解析例

本年度は現地観測対象斜面で大きな降雨が発生しなかったため表土層の飽和度が十分に大きくならず表層土の基盤である不透水層との間に間隙水圧が発生し、これが斜面の安定を左右するところまで雨水や地下水の移動が生じなかった。このため今後も大きな降雨時の雨水の移動に関するデータを収集するために現地観測を継続するとともに、降雨量や土層の厚さを自由に制御できる模型斜面を用いた実験によるデータを得る。また斜面における不飽和浸透解析モデルを作成して現地観測、模型斜面を用いた実験によるデータにより精度を高めて実際の崩壊および非崩壊斜面に適用して降雨の量および強度と、地盤の特性を考慮した斜面崩壊危険度予測手法を確立する。さらに不飽和浸透解析にとって重要な地質別、土質別の不飽和透水係数を不飽和透水試験により得るとともに、雨水浸透による地盤強度の変化を現地観測、室内土質試験により明らかにし、これらを合同調査箇所の斜面においてメッシュデータとして作成し、比較的広い地域を対象とした簡便な斜面崩壊危険度予測システムを作成する。

## 3.4.2 混相流の特性と制御に関する基礎的研究（重点基礎研究）

砂防研究室　室　　長　水山高久
部外研究員　松村和樹
矢島重美
急傾斜地崩壊研究室　室　　長　吉松弘行
主任研究員　寺本和子

概要

混相流の実例として土石流と雪崩をとりあげ、土石流については軽量材料を用いた実験を行い基礎方程式の検討を行い、いくつかの新しい知見を得た。また、雪崩については粉体流として取扱い、ポールモデルを適用して運動をシミュレートする手法を検討し、良好な結果を得た。

### 1．軽量材料を用いた土石流の流動特性に関する研究

#### 1.1 はじめに

一般に大規模土石流は等価摩擦が小さくその到達距離は中小規模の土石流に比較して長く、その流動機構は同様に扱うことは無理がある。このような大規模土石流の流動機構の検討は1983年９月の御岳山で発生した土石流を契機として様々な観点から行われている。[1)2)3)] 本研究では大規模土石流の流動機構解明の緒として軽量材料（メサライト）を用いて実験及び解析を行った。

#### 1.2 流れの基礎的表現

土石流のような液体と固体が一体となった流れは、固・液混相流と呼ばれその流動モデルの一般式は次のように表される。

$$\tau = \tau_y + \mu \frac{du}{dy} + \sigma f(c) d^2 \left(\frac{du}{dy}\right) - \rho \overline{u'v'} \qquad (1.1)$$

ここに、$\tau$；せん断応力，$\tau_y$；せん断降伏応力，$\mu$；粘性係数，u；流速，$\sigma$；粒子の密度，f(c)；粒子濃度の関数，d；代表粒径，$\rho$；液体の密度，u'，v'；速度成分の変動である。(1.1)式の右辺の各項の卓越度合により流動特性が変化する。第２項は層流せん断力，第３項はダイラタント応力，第４項は乱流せん断応力（レイノルズ応力）である。

これまで、土石流はダイラタント流体モデルを標準モデルとして解析され，高橋[4)]によれば、バグノルド[5)]の研究成果を用い，粒子同志の衝突による慣性力が卓越する場合の土石流の流速分布は、次のように示されている。

$$u = \frac{2}{3d} \frac{g \sin\theta}{a_i \sin\alpha} \{C_d + (1-C_d)\frac{\rho}{\sigma}\}^{1/2} \{\left(\frac{C_*}{C_d}\right)^{1/3} - 1\}\{h^{3/2} - (h-y)^{3/2}\} \qquad (1.2)$$

ここに、，$a_i$；定数でバグノルドによれば $a_i$≒0.042 であり，大同[6)]によればせん断力の大きい領域で 0.026 となる。$C_*$；堆積層の土砂濃度，$C_d$；流動中の土砂濃度，$\alpha$；粒子の衝突に関する角度，h；流動深，$\theta$；河床勾配である。

## 1.3 流動機構の検討

### 1.3.1粒子の衝突に関する角度

粒子の衝突に関する角度($\alpha$)はバグノルドが実験的に求めており,$\tan\alpha \fallingdotseq 0.32$(18)であるが,高橋はほぼ静止摩擦角($\phi$)に等しいとしている。内部摩擦角は固体の摩擦抵抗に関与し,大規模土石流に見られるように,土石流の規模が大きくなれば固体摩擦抵抗が小さくなる。このことについて,芦田・江頭[1]は細粒成分の浮遊によるみかけの空隙の増加および,それに伴う間隙水の密度の増加に起因するみかけの$\phi$の減少とし,佐々[2]は急激な上載荷重による堆積層に過剰間隙水圧が発生することによるみかけの$\phi$の減少としている。間隙が大きくなれば内部摩擦角が減少することは土質力学的にも明らかで,一般には次式で示される。

$$\tan\phi = \frac{k\,C_d}{(1-k^2C_d{}^2)^{1/2}} \qquad (1.3)$$

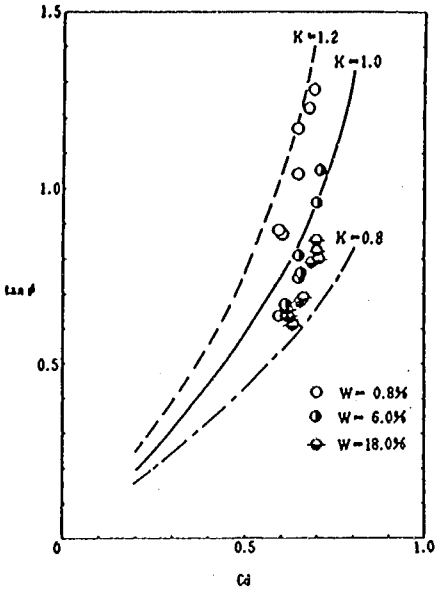



図1.1 土砂濃度($C_d$)と$\tan\phi$の関係

松村[7]によれば砂質土の実験で飽和土をパラメータとし$C_d$～$\phi$の関係は図1.1のようになり,(1.3)式の関係が認められる。さらに,定数 k = 1.0としての取扱いが考えられる。

### 1.3.2 流れの応力

ダイラタント流体は速度勾配(du/dy)が大きくなれば,ダイラタント流動からはずれる。これは,流動規模の大きい流れに相当し,その原因として他の応力(ここではレイノルズ応力を考える)が無視されない状態となることが考えられる。これは概念的に図1.2に示される。このように土石流の流動を支配するものとして,ダイラタント応力($\tau_d$)とレイノルズ応力($\tau_r$)を考え,平衡状態のつりあいは、次のようになる。

$$a_1\sigma\left\{\left(\frac{C_*}{C_d}\right)-1\right\}^{-2}d\left(\frac{du}{dy}\right)^2\sin\alpha+\tau_r = \{C_d(\sigma-\rho)+\rho\}g(h-y)\sin\theta \qquad (1.4)$$

レイノルズ応力はプラントルの混合距離理論を用いて次のように示される。

$$\tau_r = -\rho u'v' = \rho l^2\left(\frac{du}{dy}\right)^2 \qquad (1.5)$$

この混合距離に関して芦田・江頭の検討を用いれば(1.5)式は,

$$\tau_r = \rho\left(\frac{kp}{kv}\right)^{2/3}\left(\frac{1-C_d}{C_d}\right)^{2/3}d^2\left(\frac{du}{dy}\right)^2 \qquad (1.6)$$

となる。ここでダイラタント応力とレイノルズ応力の比をとり,$\alpha \fallingdotseq \phi$として(1.3)式の関係を用い図示すれば図1.3のようになり,土砂濃度が0.35～0.40付近で$\tau_r/\tau_d > 1.0$となり,それより濃度の小さな流れはレイノルズ応力が卓越することになり,土石流の流動機構の検討の上でレイノルズ応力は無視されない。

(1.4)式に(1.6)式を代入し,y=0,u=0の境界条件で積分すれば,(1.7)式の流速分布が得られる。

$$u = \frac{2}{3d}\left[\frac{C_d(\sigma-\rho)g\sin\theta}{a_1\left\{\left(\frac{C_*}{C_d}\right)^{1/3}-1\right\}^{-2}\sin\alpha+\rho\left(\frac{1-C_d}{C_d}\right)^2}\right]^{1/2}\{h^{3/2}-(h-y)^{3/2}\} \qquad (1.7)$$

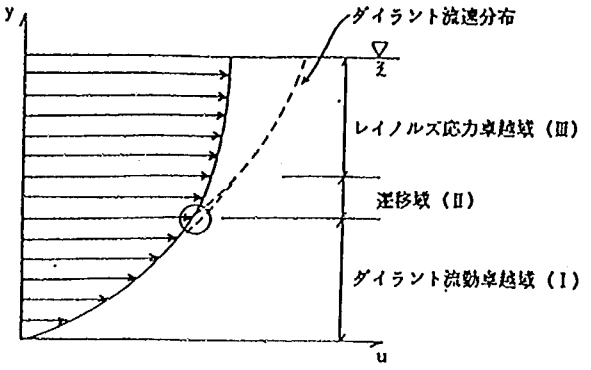



図1.2　大規模土石流のイメージ図

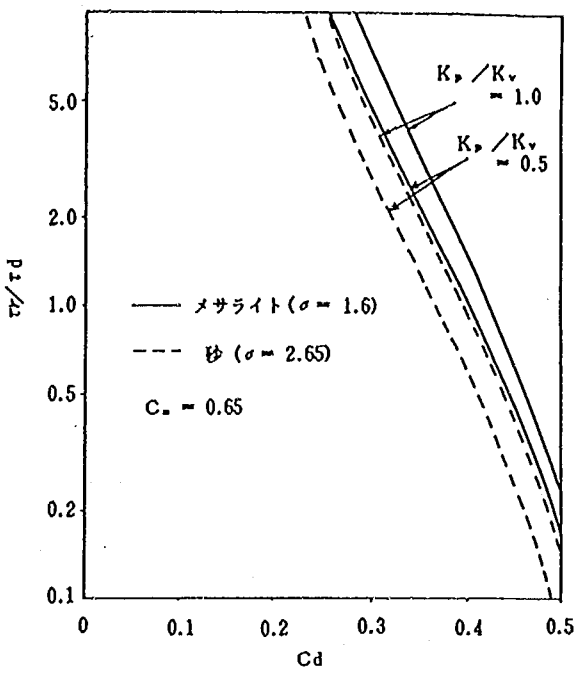



図1.3　$\tau_r / \tau_d \sim C_d$ の関係

表1・1　材料特性

| | 砂　礫 | メサライト |
|---|---|---|
| 密度（g／cm³） | 2.65 | 1.60 |
| 内部摩擦角（度） | 38° | 38° |
| 60%粒径（cm） | 0.30 | 0.42 |

表1.2　実験ケース

| Case | 材　料 | 勾　配 | 波高(cm) | 平均濃度 | u*(cm/s) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1－1 | 砂　礫 | 15° | 3.5 | 0.348 | 21.4 |
| 1－2 | 〃 | 〃 | 3.4 | 0.343 | 21.3 |
| 2－1 | メサライト | 9° | 4.6 | 0.361 | 17.6 |
| 2－2 | 〃 | 〃 | 5.7 | 0.347 | 18.3 |
| 3－1 | 〃 | 7° | 5.2 | 0.259 | 15.9 |
| 3－2 | 〃 | 〃 | 5.4 | 0.227 | 16.0 |
| 4－1 | 〃 | 15° | 4.8 | 0.417 | 23.1 |
| 4－2 | 〃 | 〃 | 4.8 | 0.385 | 23.1 |

## 1.4 土石流の流動機構に関する実験

水理実験は幅7cm，高さ30cm，長さ500mの片面アクリル板の木製固定床水路を用いて行った。実験に使用した材料はメサライトと砂礫で表1.1のような特性を有するものである。水路勾配は7°，9°，15°の3段階に設定し、土石流は水路上部に長さ200cm，厚さ15cmに材料を敷ならし，給水(1.5 ℓ/sec)を行って発生させた。水路下部で土石流をビデオカメラで撮影し，1/60secのコマ送りで個々の粒子速度を測定した。実験ケースは表1.2の通りである。

図1.4に各ケースの土石流流速分布を示す。図中実線は(1.7)式，破線は高橋の(1.2)式の流速分布を示している。Case-1の砂礫を用いた実験では両者の差異は小さいが，(1.2)式が実験データより大きな流速を与える傾向を示している。これは，$C_d$ = 0.348 と土石流としては土砂濃度が比較的小さく，図1.3に示されるようにレイノルズ応力の大きい領域であることに起因するものと考えられる。さらに，メサライトを用い勾配を9°，7°としたCase-2,3の実験においてはデータのバラつきが大きくなるが(1.2)式は実験データとかけ離れた傾向を示し，(1.7)式の流速分布が実験との整合が良い。その傾向は勾配が緩くなるほど，すなわち，土砂濃度が小さくなるに従い顕著になる。これは粒子間の空隙が大きくなるに加え，粒子密度が小さいことでレイノルズ応力が大きく卓越することによるものと考えられる。このように，土石流のせん断力はダイラタント応力のみで受け持たれるのではなく，粒子間の間隙に存在する流体の乱れに伴うレイノルズ応力も付加する必要がある。メサライトを用いた勾配15°のCase-4はCase-2,3の流速分布と傾向が異なっており，水路底面で流速がゼロとならず，粒子の滑りが見られる。また，y/hが0.0～0.4付近までは速度勾配が大きく，それより上部では速度勾配が急に小さくな

り一様速度に近い。このような流速分布は静水の乱流流速分布に類似し，レイノルズ応力のみの流速分布を一点鎖線で表示した。[8] このときのカルマン定数は0.5としたものの適合が良い。

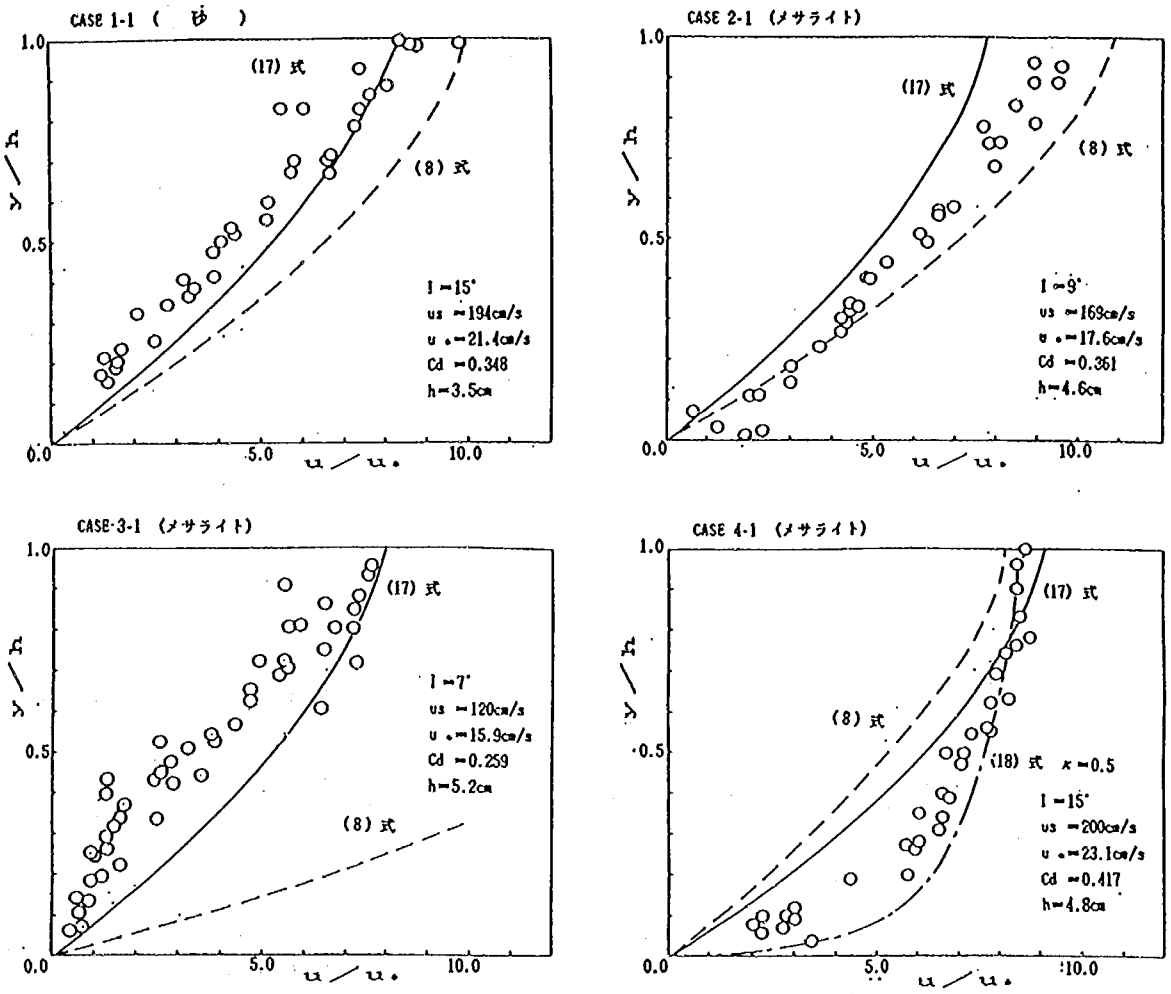



図1.4　土石流の流速分布

## 1.5 まとめ

(1) 土石流流体にかかるせん断応力はダイラタント応力と粒子間隙の乱流によるレイノルズ応力に受け持たれるとして、芦田・江頭の混合距離を用いて流速分布を修正した。

(2) メサライトを用いた水路勾配15°の流速分布はレイノルズ応力のみの流速分布で近似できるようであるが、底面近傍の分布形の差異や、カルマン定数の検討が今後の課題として残される。

## 参考文献


1) 芦田和男、江頭進治、神矢　弘；斜面における土塊の抵抗速と移動速度、京大防災研年報第28 B-2、1985
2) 佐々恭二；御岳土石流など不飽和土石流の運動機構について、京大防災研年報第29号B-1、1986
3) 芦田和男、江頭進治；長野県西部地震による御岳くずれの挙動、京大防災研年報第28号B-2、1985
4) 高橋　保；土石流の発生と流動に関する研究、京大防災研年報第20号B-2、1977
5) Bagnold.R.A ;Experiments on a gravity free dispersion of large solid spheres in a newton fluid under shear, Royal Soc London Proc. Ser. A.Vol. 225,1954
6) 大同淳之、加藤一平；流体を含む粒子流の流動機構に関する研究、第33回土木学会年次学術講演概要集、1978
7) 松村和樹；砂質斜面の崩壊に関する実験的研究、京都府立大学修士論文、1976
8) 高橋　保；火砕流の流動式およびauto-suspensionの意義に関する実験的検討、文部省科学研究費自然災害特別研究、「火山噴火に伴う乾燥粉体流(火砕流等)の特質と災害」1986

# 昭和62年度　災害対策総合推進調整費

## 3.5.1　火山噴火による泥流災害対策確立のための調査

砂防研究室　室　　長　水山　高久
主任研究員　石川　芳治
鈴木　浩之

### 1、まえがき

昭和60年11月、コロンビア共和国ネバドデルルイス火山の噴火に伴い大規模な泥流が発生し大災害をもたらした。世界有数の火山国である我国においても、過去に浅間山、十勝岳などで火山泥流による災害を被っており、早急に火山泥流の機構の解明と泥流危険区域の設定方法等総合的に調査し防災計画に役立てる必要がある。そのため、国土庁、気象庁、建設省、北海道開発庁、林野庁が共同で北海道の十勝岳を調査対象地域として調査を実施することになった。昨年度は火山泥流の流動機構について研究し、富良野川について氾濫シミュレーションを行った。本年度は、泥流の発生,流下,堆積モデルについてさらに検討し、現況の砂防施設の効果を評価した上で、必要な泥流対策施設を求めた。

### 2、泥流の発生,流下,堆積モデル

#### 2.1　大正15年の火山泥流の特性

大正15年泥流の発生,流下状況は以下のようであったと推定されている。（図-1参照）

(1) 標高1,000mより上部の斜面には十勝岳北西斜面に開口した爆裂火口から落下した崩壊土砂の堆積物がみられる。この堆積物(崩壊土砂)はかなりの高温であったと考えられており、周辺の積雪を急速に融かした。また、噴出物中にも溶融硫黄や熱水が含まれていたとされ、これらは下流へ流下している。この堆積物は水による影響をほとんど受けていない崩落残土部と、一旦流動化したものの勾配変化点で堆積した崩壊物質堆積部とに区分される。標高1,000m以上の斜面は勾配が約12～15°以上で、標高1,000m以下の斜面は、勾配が約7～8°以下であり、標高1,000mより上流部で発生・発達した泥流が標高1,000m近傍で石礫を急速に堆積させたことがうかがえる。

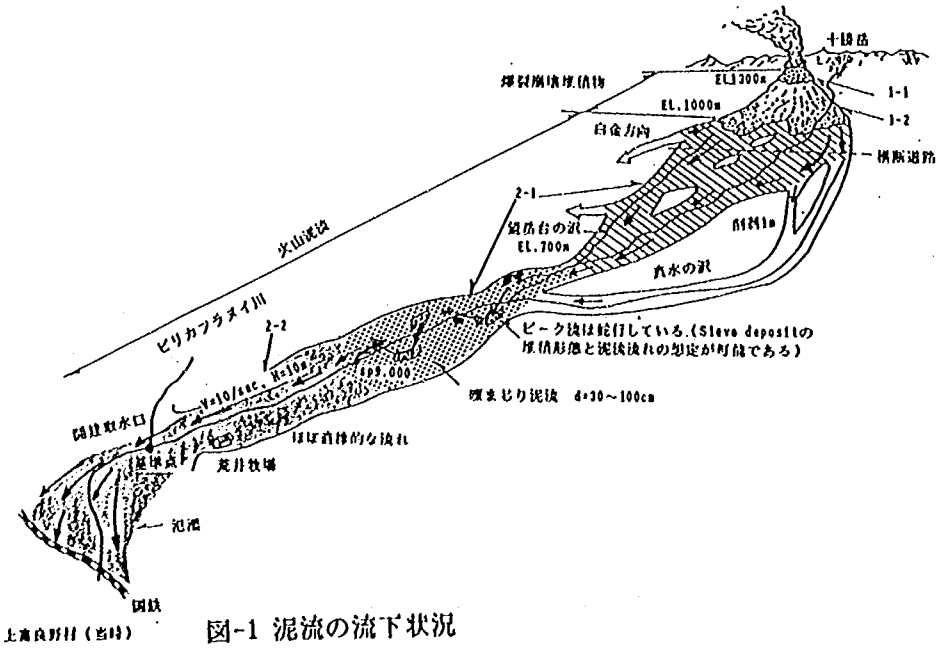



図-1 泥流の流下状況

(2) 標高1,000m以下

700m以上のところでは、泥流は森林を破壊するとともに斜面表土を侵食していった。標高700m以下、450m以上の区間では掃流状態で輸送してきたと思われる巨礫を堆積させている。標高450m以下の区間では巨礫の堆積は表面には見られない。

(3) 粒径の大きい石礫を堆積させながら流下してきた泥流は上富良野川平地部へとはいり、次第に氾濫域を拡げていった。このように発生・流下した泥流のその日の火山の活動と比較すると図－2のように整理される。

| 時間 | 火山活動と火山泥流の経過 |
|---|---|
| 1926年 5/24 | 朝から降雨。南風により気温上昇 |
| 12:11 | (第1回爆発) 小規模泥流の発生 ↓ 丸谷温泉(望岳台付近) ↓ 亀山温泉(白金付近) ↓ 美瑛川へ流入 |
| 14:00 | (第2回爆発) 小噴火 小規模泥流の発生 ↓ 美瑛川 富良野川(異常に変色) |
| 16:17 | (第3回爆発) 大噴火 山体崩壊 ↓ 火山泥流の発生 |
| | (美瑛川) 硫黄沢 尻無沢 → 亀山温泉→破壊 / (富良野川) 平山硫黄採掘所元山事務所→破壊 ↓ 富良野川本川 / 真水の沢 |
| | 美瑛川本川 不動滝川 → 農地氾濫 / 新井牧場(16:33分) ↓ 日新 ↓ 上富良野市街地(17:00頃) (氾濫・堆積) |
| 17:00 | |
| 18:00 | 美瑛市街地 |
| | (破壊・浸水) 美瑛橋の水位7～8尺 |
| 22:00 | 減水が始まる |

図-2 大正15年十勝岳噴火と火山泥流の発生過程

## 2.2 火山泥流の発生・流下・堆積モデル

### 2.2.1 発生条件と発達過程

大正15年火山泥流の発生・発達域が勾配12～15° 以上の斜面にあることから、非粘着性材料の土石流の発生条件とほぼ一致することがわかる。高温かつ大量の火山噴出物、および崩壊土砂による融雪により堆積層に急激に給水されたと考えられる。勾配が8～12° 程度の区間（標高1,000m位の所）で一度泥流に取り込まれた石礫が堆積しているから、泥流はここに達するまでに、十分発達していたと考えることができる。そこで、標高1,000mの地点で、泥流がどの程度発達しうるかを考察してみる。勾配15° 以上の斜面の出口において泥流の土砂濃度が平衡濃度であると仮定すると、問題はいかに融雪量を見積るかということに帰着する。

1gの温度マイナス$T_0$° Cの雪を融解するのに必要な熱量Qhは、氷の比熱をCg、氷の融解熱をqmとして、

$$Qh=T_0\cdot Cg+qm \cdots\cdots (1)$$

で与えられる。氷の融解熱，約80calｌ/gに対して、氷の比熱が約0.5calｌ/g・Kと小さいため、実用上、マイナス$T_0$° Cの雪を0° Cにまで上昇させるのに要する熱量は無視しうる。雪を融解するのに必要な熱量がすべて火山噴出物や爆発時の高温の火口付近の山腹崩壊物により供給されるものとすれば、雪の融解に関する熱保存則は、土砂の比熱をCsとして、

$$qm\cdot W_0=Cs\cdot Ts\cdot Ws \cdots\cdots (2)$$

で表わされる。ここに、$W_0$は融解する雪の重量、Ts,Wsoはそれぞれ供給される土砂の温度(° C)と重量である。融解する雪の量を供給される土砂の量に対する比で表すと、重量比で

$$\frac{W_0}{Ws_0}=\frac{Cs\cdot Ts}{qm} \cdots\cdots (3)$$

と表わされる。堆積比では土砂及び水の密度をそれぞれ$\rho_0$・σとして

$$\frac{V_0}{Vs_0}=\frac{\sigma}{\rho}\cdot\frac{Cs\cdot Ts}{qm} \cdots\cdots (4)$$

と表わされる。ここに、$V_0$、Vsはそれぞれ水及び土砂の体積である。$\sigma/\rho=2.65$、Ts≒800° C とすると、

式(4)は、

$$V_0/Vs_0 \fallingdotseq 5 \quad \cdots\cdots (5)$$

なる値をとる。

火山の噴出により供給される高温の土砂の数倍の体積をもつ融解した水は、急勾配の斜面に急激に給水されることとなり、その下の堆積層を急速に侵食してゆく。もし、この堆積層が飽和していると、この間隙に存在する水も同時に流れの中にとりこまれることになる。こうして発達・流下してきた泥流は、勾配が緩くなると、ある勾配の地点から急速に大礫を堆積させるようになる。この堆積を始める地点は、その地点の勾配と土砂濃度がつりあっており、ここまでの範囲で泥流は十分に発達したということができる。この地点の勾配を$\theta c$とすると、この$\theta c$に対して濃度がつりあっていることから、この地点での土砂濃度を$C_0$として

$$C_0=\frac{\rho \tan\theta_0}{(\sigma-\rho)(\tan\phi-\tan\theta_0)} \quad \cdots\cdots (6)$$

がなりたつ。ここで$\tan\theta$は流れの底での砂礫間の内部摩擦角である。ところで、泥流の発生時の濃度Ciは、式(5)より

$$Ci=\frac{Vs_0}{V_0+Vs_0} \fallingdotseq \frac{1}{6}=0.17 \quad \cdots\cdots (7)$$

となる。一方、式(6)は$\theta 0=15\sim20°$として、

$$C_0=0.3\sim0.5 \quad \cdots\cdots (8)$$

となり、発生後、$C_0=0.3\sim0.5$程度になるまで侵食発達してゆく。侵食してゆく堆積層の飽和度をSとすると、水と土砂に対する連続条件から、

$$C_0=\frac{Vs_0+VeC^*}{\{V_0+Ve(1-C^*)S\}+(Vs_0+VeC^*)} \quad \cdots\cdots (9)$$

がなりたつ。ここに$C^*$は堆積層の土砂の堆積濃度、Veは侵食量である。供給される土砂量に対する侵食量の比は式(9)を変形して、

$$\frac{Ve}{Vso}=\frac{(Co-1)+Co\frac{Vo}{Vso}}{[C^*\{C^*+(1-C^*)S\}Co]} \quad \cdots\cdots (10)$$

と求まる。Vo/Vsoを式(5)で与え、$C^*$を0.6とおくと式(10)は

$$\frac{Ve}{Vso}=\frac{6Co-1}{0.6-(0.4S+0.6)Co} \quad \cdots\cdots (10')$$

となる。供給土砂量に対する発達後の泥流の総体積Vmの比は、

$$\frac{Vm}{Vso}=\frac{Vso+Vo+Ve}{Vso}=6+\frac{6Co-1}{0.6-(0.4S-0.6)Co} \quad \cdots\cdots (11)$$

となる。飽和度Sをパラメーターとしたときco と Ve/Vso、Vm/Vsoの関係を図-3に示す。ところで式(5)、式(10)、式(11)は供給土砂の温度を800°Cとしたときの十分に平衡に達するまでの斜面長がある場合の値であるので、供給土砂の温度、冠雪の状態、堆積土砂、あるいは斜面の受食性により異なってくる。一般的には溶岩をのぞく、火山灰等の火山噴出物は600°C～800°Cといわれており、火砕流や火口近傍の山腹斜面の崩壊土砂による融雪により生ずる泥流の規模としては、式(5)、式(10)、式(11)がいわゆ

る可能量として与えられると考えてよい。すなわち、条件さえそろえば、噴出あるいは崩壊土砂量の10～20倍の総流量を持つ泥流が発生することになる。

2.2.2　流下過程

標高1,000m以下の区間では、泥流は巨礫を渓床沿いに堆積させながら、上富良野の平地部へと流下していった。この区間での巨礫の堆積は、そのほとんどを標高1,000m以上の斜面で堆積させたあとの堆積であり、掃流の移動限界に対応する堆積である。巨礫を輸送してきたのは、水と比較的細かい土砂からなる大規模な泥流であり、この区間では、イレノルズ応力が卓越する流れであったと推定される。泥流の流下に要した時間は泥流の発生から上富良野の平地の入口まで20分程度と言われており、この区間での泥流ハイドログラフの変形はほとんどなかったと想像される。以上から、流下区間での泥流を乱流と、それによる巨礫の輸送で特徴づけることができる。こうして流下区間での泥流のふるまいは、たとえば抵抗則にてマニング則を導入した１次元不定流解析と、河床変動を組合わせたモデルで評価することができよう。流砂量をどのように推定するかは重要な問題であるが、いわゆる掃流砂との相似的を期待し、かつ、移動限界付近の挙動に重点をあてることを考えると、形の単純なMeyer-Peter-Mular式を用いてシミュレートしても十分現象を近似できると考えられる。

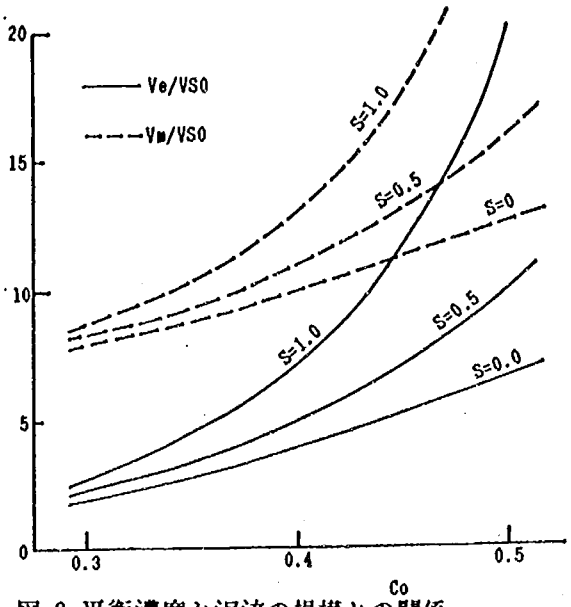


図-3 平衡濃度と泥流の規模との関係

2.2.3　氾濫・堆積過程

上富良野の平地に入ってくると泥流は2次元的に広がりながら流下する。上富良野の市街地の下流から上富良野の盆地を見ると、この広大な氾濫地は、泥流ハイドログラフの自然の調節池としての役割をはたしている。この面的な広がりをもつ平地における、刻々と変化する氾濫域と流況の変化は2次元の不定流計算によってシミュレートすることができる。また、氾濫に伴う土砂の堆積は、急激な掃流力の減少によって生じるものの、掃流力の場所的、時間的変化が掃流砂、浮遊砂、wash loadの成分を変化させるため、その定量的評価はむずかしい。しかし、堆積そのものは、むしろ氾濫域の掃流力の小さい場所で生じるため、流れが強いところでは、ほとんど堆積を生じない。すなわち、堆積は、洪水の後期、および流れの弱い所で進むことになるため、洪水の氾濫域を予測することが堆積を生じる範囲を予測することにつながる。

３．泥流災害防止のための工法

3.1　現況砂防施設の効果

現在渓流沿いに施工されている砂防ダム、床固の大正15年規模の火山泥流（総流量　1330万m³）に対する効果を検討したところ、流出量に対して９％程度の効果しかないことがわかった。また、昭和55年に策定された基本計画完成時においては、粗粒分はほぼ処理されるものの、細粒分（浮遊砂成分）については処理できず泥流として上富良野の平野部へと流下すると考えられる。

3.2　泥流災害防止のための工法

3.2.1　発生、発達域の工法

泥流にとり込まれる土砂を減少させるための山腹工、供給水量を減少させる排水工が考えられる。

3.2.2　流下区間の工法

侵食量を減少させるため、床固、護岸を設ける。泥流の調節のため大規模な泥流貯留ダムを設ける。とくに、大規模なスリットダムを直列に数基設けるとよい。

3.2.3　堆積、氾濫域の工法

平地部の入口に導流堤による広い遊泥空間を準備する。また、保全対象物を堤防で保護する。

3.2.4　流木対策

流木対策用に透過型ダムを設ける。

4．対策工法のシミュレーションによる評価

4.1　対象規模

大正15年泥流程度とし、総流量1330万m³、ハイドログラフは3角形で継続時間1時間、ピークがハイドログラフの12分の位置にあるとする。（図-4）

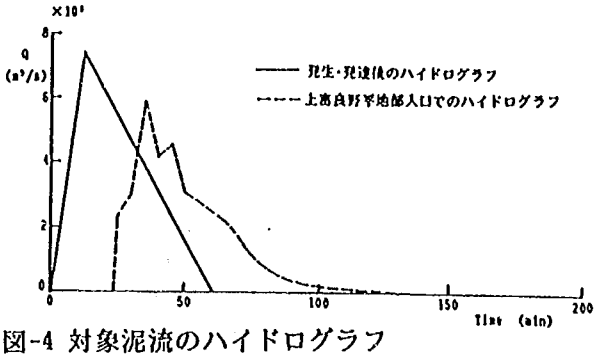



図-4 対象泥流のハイドログラフ

4.2　対策施設

(1)発生、発達域

施設の評価が現段階では困難な部分があるので図-4のハイドログラフが流下域に流入すると仮定する。

(2)流下域

基本計画（昭和55年成作）に加えて流木と巨礫対策用に2基の透過型ダムと泥流調節用に3基のスリットダムを設ける。

(3)氾濫、堆積域

谷の出口を導流域で仕切り、下流に流路工を設ける。導流堤は、図-5のA、Bの2ケースを考え、導流堤の高さは5m、10m、15mの3種類を検討した。

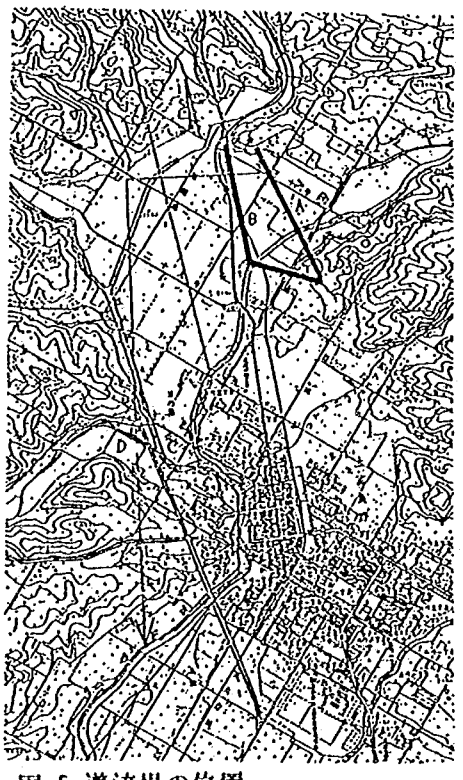



図-5 導流堤の位置

4.3　シミュレーションによる効果の検討

4.3.1　スリットダムの泥流調節効果

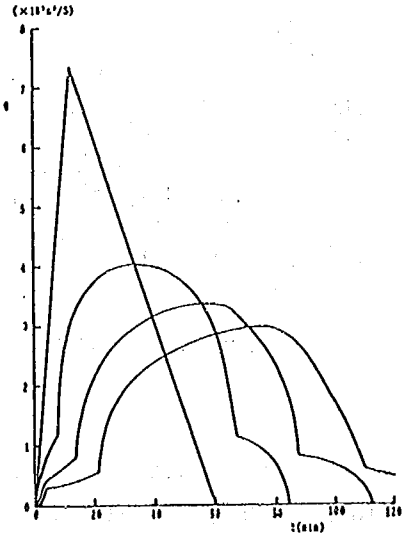



図-6 スリットダムによる泥流調節効果

高さ15mでスリット幅が50m、70m、100mの３基のスリットダムを配置することにより、泥流のピーク流量を50％以下に、ピークの時刻を１時間以上遅らせることができる。（図-6）

4.3.2　導流堤、流路工の効果

導流堤高さ5mではあまり効果はないが、高さ10mの導流堤と大規模な流路工（幅100m、深さ5m）を組み合わせると氾濫をほとんどおさえることができる（図-7,8）

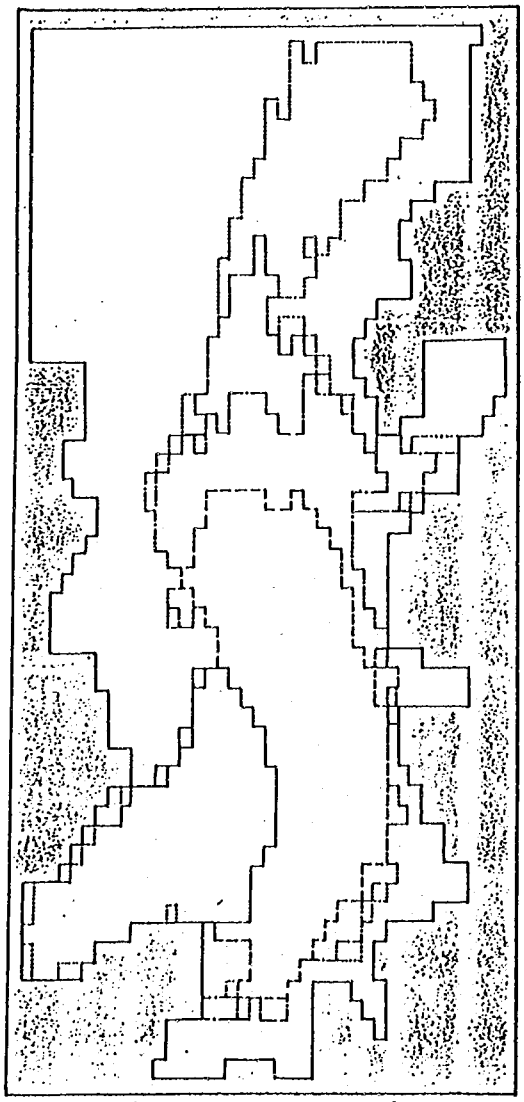


図-7 導流堤高 5m

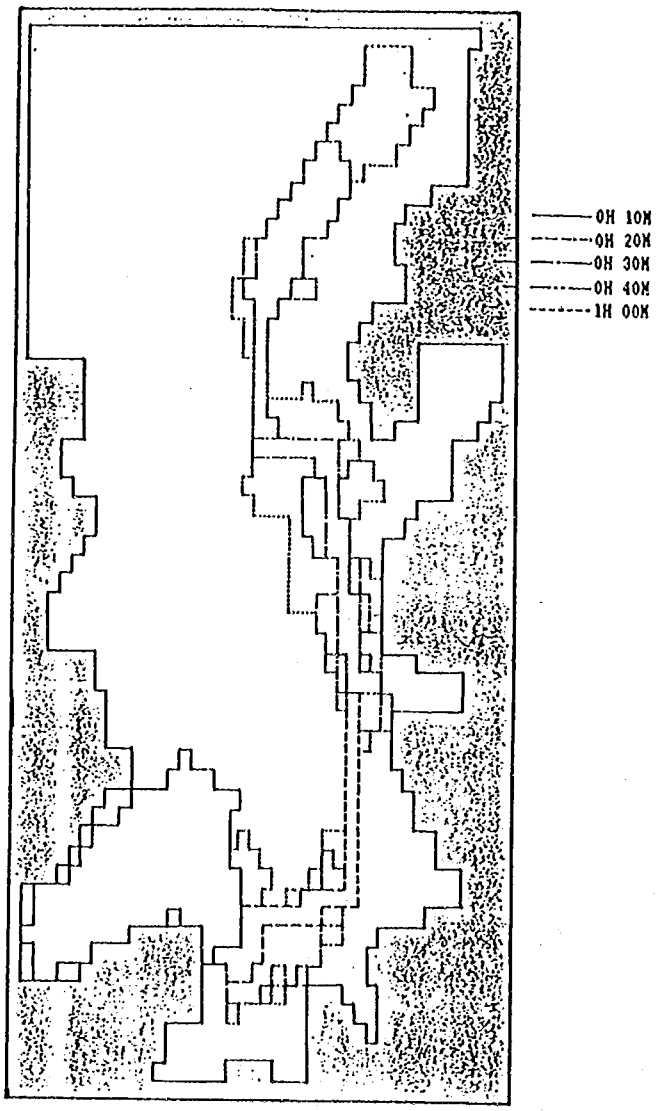



図-8 導流堤(高さ10m)と流路工Cの組合せ

5．あとがき

氾濫シミュレーションを道具として対策工を評価した。この研究評題はこれで終了するが、対策に要する時間やコスト、対策を前提とした土地利用のあり方などについては十分検討されていない。機会をみつけて検討を続けたい。

# 昭和62年度 地方建設局依頼

(1) 松川流路工水理模型実験
(2) 土石流緩衝樹林帯に関する試験
(3) 鋼製砂防施設に関する部材試験
(4) 大暗渠を有する砂防ダムの河床変動に与える影響に関する検討
(5) 富士山大沢扇状地水理模型実験
(6) 大規模崩壊の発生機構と下流への影響に関する実験
(7) 透過型砂防ダム水理模型実験
(8) 湾曲部局所洗掘対策に関する水理模型実験

## (1) 松川流路工水理模型実験

砂防研究室　室　　長　水山高久
主任研究員　阿部宗平
矢島重美

### 1．はじめに

福島工事事務所では松川について，流水の氾濫を防ぐために護岸工を優先させた流路工工事を行ってきた。近年，上流からの土砂の供給は少なく，流路工計画区間の上流部で河床の低下が進み，その下流で河床が上昇したり，流れの蛇行，集中によって護岸沿いが深掘され，護岸基礎部が露出する等の問題が生じている。現在の河道幅はピーク流量に対して妥当であるが，中小の出水流量に対して現在の河道幅は広すぎると考えられ，中小の出水流量を固定する複断面の流路工が計画された。流路工は下流の河川改修工事と整合を図る必要がある。また，複断面河道の設計手法はまだ確立されていない。そこで，水理模型実験によって最適な流路工の諸元を検討することになった。実験で得た流路工の計画案の概要を図-1に示す。

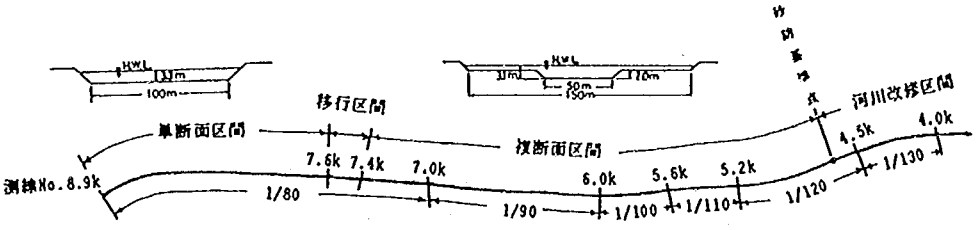



図-1　流路工計画案の概要

### 2．模型及び実験の概要

模型は，上流端を松川堰より上流0.4km，下流端を泉堰とする延長5.4km区間について縮尺1/80で製作した。実験に用いる諸量は，フルード相似則に従って決定した。流量は，ピーク流量を1000m³/secとする計画流量ハイドログラフを階段状に直して与えた。実験で使用した砂の平均粒径は2mm(実物は16cm)である。流路工の上流にある安蔡寺砂防ダムの堆砂状況と松川堰の下流の河床変動の傾向から判断して，原則として給砂は行っていない。水理模型実験で検討した主な項目は，計画河床勾配，複断面の形状，複断面の上流端位置，単断面と複断面の移行区間の設置，帯工間隔等である。計画河床勾配は，現在の河道の平均河床勾配にほぼ等しい1/80～1/125に計画した。既存の護岸を高水護岸に利用し，低水路の中心線が，ほぼ河道の中央に位置するように低水路法線を設定した。この低水路は，現河道の平水流量の澪筋を包含している。現河道での主流路幅は50m～60m程度で，河川改修区間の低水路幅が50mであることから，流路工区間の低水路幅は50mに計画した。計画水位が背後地盤高を上回ることのないように，低水路の設計流量(390m³/sec，8年超過確率流量)と低水路の護岸高2mを求めた。松川堰より下流約1.3km区間は，複断面にすると，ほとんどの断面で最高水位が背後地盤高を越える問題があるので，同区間は単断面にした。

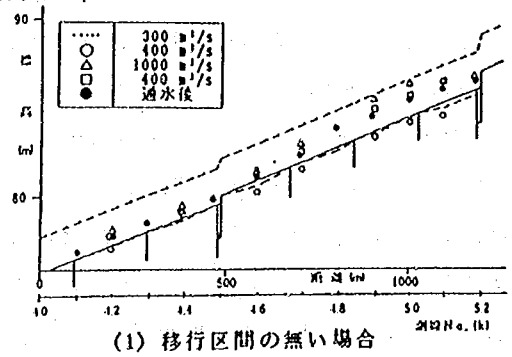
### 3．実験結果と考察

流路工の下流部(5.2k～4.6k)の計画河床勾配が1/125の区間で，$d_{30}$=3cmの細い流砂が図-2(1)に示すように，低水路護岸天端まで堆積する問題が生じた。計画河床勾配を可能な範囲で修正したが，土砂堆積の問題は解消されない。土砂が堆積する区間を拡幅して，土砂を均等に薄く分散して堆積させ，堆砂した

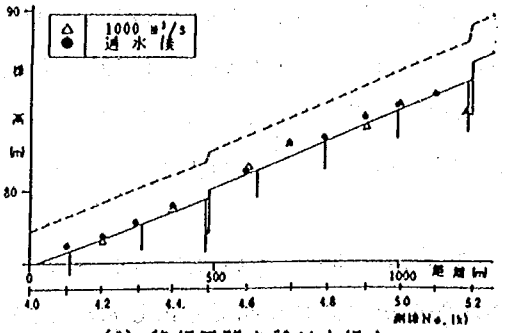
土砂は中小の出水で徐々に流下させる対策案を検討した。しかし，一つの流量ハイドログラフの出水では，拡幅部からの土砂流出が無いために拡幅部の下流で河床が低下する問題が生じた。

単断面から複断面への導流方法の一つとして7.6k地点の床固に袖を設置して，流水を複断面に導流させることを試みたが，床固下流の局所洗掘が大きくなること，流れが袖で堰上げられて，水位は背後地盤を上回ること，袖周辺の局所洗掘が大きい等の問題を生じた。そこで，図-3に示すように単断面と複断面の間に長さ200mの移行区間を設け，移行区間に高さ1mの水制を設置じて，流水を複断面に導く方策を検討した。その結果，単断面から複断面へ円滑に流れを導くことができた。また，移行区間で土砂調節が行われるために，図-1に示すように流路工の下流部の低水路内に土砂が堆積する問題も解消された。流路工に土砂が供給されると，単断面区間の湾曲部の内湾に砂州が形成されて，流れは蛇行して移行区間の右岸に集中して流入する。その結果，無給砂時のように移行区間で土砂の調節は行われない。単断面区間の帯工に袖を設置すると流れは整流できる。ただし，流路工の下流の低水路内に土砂が堆積する。この堆積土砂は出水の減水期に下流に移動する傾向を示すが，流路工に土砂が供給される間は，低水路に堆積した土砂は除石するか，土砂の供給が減少するのを待って低水路を固定するなどの対応が必要になる。

流路工の下流部を除くと床固間の河床の低下が著しいので，帯工を設置して河床を固定する必要がある。帯工の設置位置は，下流の帯工との重複高が1.5m～2.0mの範囲にあるように決めると，帯工間隔は低水路幅の2.5倍～4倍になる。帯工を設置した場合の計画河床高に対しての最大洗掘深は1.5mで，平均的には1.0m程度の洗掘である。低水路護岸の根入深は1.5mとするか，1.0mにして根固で保護することになろう。高水護岸が不連続であったり，湾曲の外湾に流れが集中して水位が上昇する区間，高水敷幅が著しく狭い区間，あるいは橋脚による流水の堰上げ，床固前庭部に発生する跳水等で，高水敷及び低水護岸裏で局所洗掘される問題がある。これらの区間では河道掘削を行う際に発生する大礫を利用して高水敷を保護する等の対策が必要になろう。

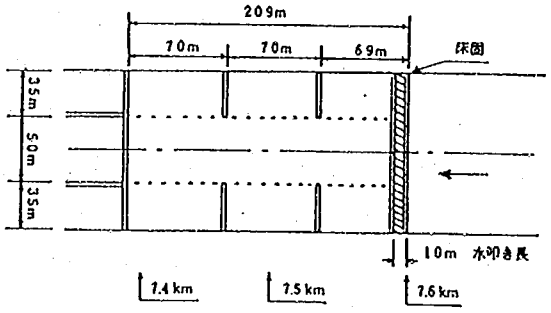



(1) 移行区間の無い場合

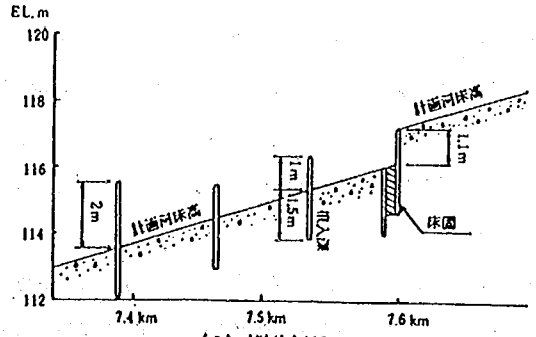



(2) 移行区間を設けた場合

図-2 移行区間の有無による河床変動の比較




(1) 平面図




(2) 縦断図

図-3 移行区間の形状

## (2) 土石流緩衝樹林帯に関する試験

砂防研究室　室　　長　水山高久
主任研究員　石川芳治
鈴木浩之

### 1、まえがき（研究目的）

最近、樹林帯や砂防林等の樹木を利用した砂防施設が計画されるようになってきており、その設計手法を確立することが急務となっている。このためは樹木の衝撃緩衝効果を定量的に評価することが必要であり、その第一段階として昨年度は、立木を単純梁と仮定した室内試験を実施して立木のエネルギー吸収能を推定する式を提案した。本研究は、その第二段階として、実際の立木に衝撃試験、静的引き倒し試験を実施して立木の衝撃エネルギー吸収能を推定する手法を検討したものである。

### 2、研究方法

現地試験は群馬県勢多郡黒保根村内野国有林で実施した。試験木は杉で、胸高直径9cm～25cm、樹高9m～11mである。衝撃試験は、図-1に示すようにクレーンで鋼球(500kgf)を吊り上げ、これを設定した速度となるように振り上げ、振子の自由振動により荷重を与えた。静的引き倒し試験は、ブルドーザで立木を牽引した。

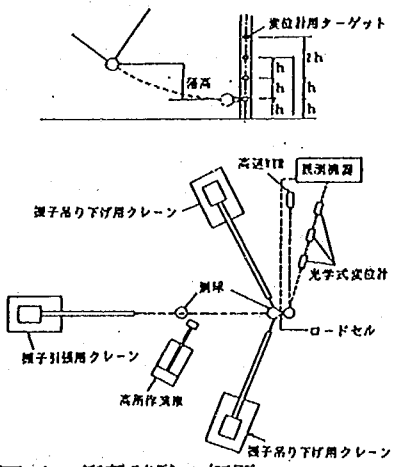



図-1　衝撃試験の概要

### 3、研究結果

#### 3、1、静的引き倒し試験

静的引き倒し試験の最大荷重は、図-2に示すように0.3t～0.8t程度となっている。これに対して北村ら[2]によって求められた杉の引き倒し強度は、2.1t～14.7tとなっている。これは、今回の試験地が砂地で、地盤の強度が低かったこと、北村らは立木の地際を引っ張っていることによる。エネルギー吸収能を荷重と変位の総和 $E_S=\Sigma P\cdot\delta$ として求め、図-3に試験結果から求めた樹径$\phi$と静的エネルギー吸収能$E_S$の関係を示す。$E_S$は$\phi$にしたがって大きくなる傾向がある。また載荷高さの影響はほとんど受けない。静的エネルギー吸収能を近似的に求めると、$E_S=a\phi^2$となる。ここで、aは$E_S$の定義によって決定される定数で表-1に示す値となる。

表-1　aの値

| | aの値 |
|---|---|
| ES0 | 0.0438 |
| ES1 | 0.0845 |
| ES2 | 0.110 |
| ES3 | 0.110 |

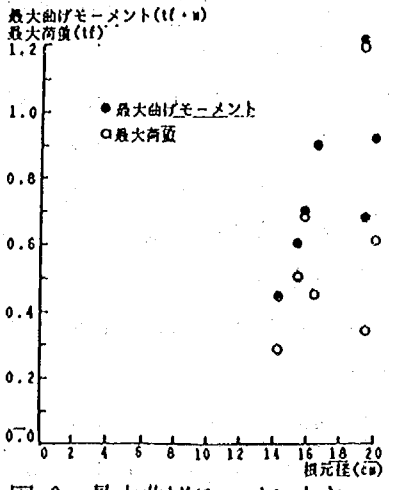



図-2　最大曲げモーメントと樹径の関係（静的引き倒し）

#### 3、2、衝撃載荷試験

衝撃載荷試験は、鋼球を秒速4～8m/sの速度で樹木に衝突させた。載荷位置は地上より1.0m～2.0mである。最大荷重は1.7～3.5tfで

あり(図-4)、載荷速度の増加にしたがって増加する傾向がある。載荷点での折損は発生していない。樹木が吸収できるエネルギーを静的試験と同じ基準で定義する。図-5に樹径$\phi$と衝撃エネルギー吸収能$E_D$の関係を示す。$E_D$は$\phi$の増加にしたがって大きくなる傾向がある。また、載荷速度が速くなるにしたがい$E_D$が大きくなる傾向がある。$E_D$と$E_S$を比較するとほぼ同程度の値になっていることから、静的エネルギー吸収能から衝撃エネルギー吸収能を推定できる。

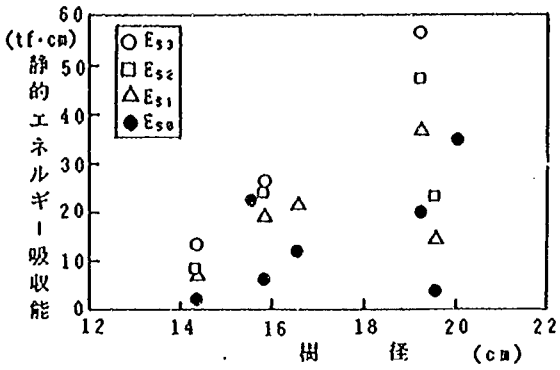



図-3 静的エネルギー吸収能と樹径の関係

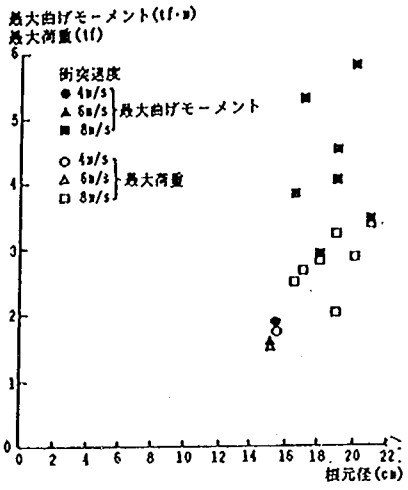



図-4 最大曲げモーメントと樹径の関係(衝撃試験)

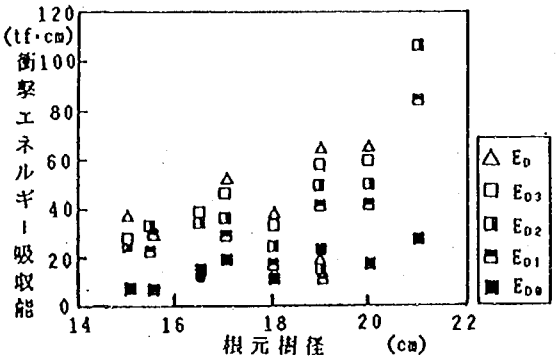



図-5 衝撃エネルギー吸収能と樹径の関係

4、今後の課題

樹木は、土壌,水分,日照条件等の生育条件の影響を強く受ける天然の素材であり、同地区のものでも、その強度変形特性などが大きく異なることが考えられる。このような樹木についてその衝撃緩衝効果を評価する方法を検討したが、次のような解決しなければならない問題点が残されている。

①本研究では、当初土石流の衝突によって樹木の幹が折損することを想定したが、今回の試験結果からは、根系の強度が樹木の破壊を決定的に支配していることが分かった。しかし、全ての条件において根の強度により樹木の破壊が規定されているかについては、今回の試験結果からは推定できないので、根の強さの評価の検討が必要である。②試験装置の制約上8m/s以上の衝突速度の試験が行えなかったが、さらに高速で礫が衝突した場合に、根系あるいは幹のどちらの破壊が卓越するかの検討が必要である。③今回の試験は、10cm～20cm程度の非常に狭い樹径範囲で行っているが、さらに広い範囲での検討も必要である。④衝撃載荷試験の場合は実験装置の制約上、変位量が荷重終了まで測定されていないことから、$E_D=E_S$という結果を再確認する必要がある。

参考文献

1)水山高久、鈴木浩之；樹木の衝撃エネルギー吸収能、砂防学会発表会概要集、昭和62年5月

2)北村嘉一、難波宣士；抜根試験を通して推定した林木根系の崩壊防止機能，林試研究報告第313号，1981

## (3) 鋼製砂防施設に関する部材試験

砂防研究室　室　　長　水山高久
主任研究員　石川芳治
鈴木浩之

### 1、はじめに（研究目的）

本研究は構造変形と局部変形の両方を考慮して、どれだけのエネルギーに耐えられるかについて検討した研究の成果で、昨年度は破壊試験を実施して衝撃エネルギー吸収能を推定する手法を検討した。本年度は、肉厚が管径に対して小さい薄肉管の試験、より実際の構造物の挙動に近いと考えられる鋼管のせん断試験を実施して、鋼管梁の衝撃エネルギー吸収能を推定する手法を検討した。

### 2、研究方法

衝撃試験は、供試体をそれぞれの支持条件に合う方法でH鋼で製作した支持台に固定して衝撃荷重を与えた。静的めり込み実験はアムスラー試験機でロードセルを加圧した。高速載荷試験は高速試験機でスパン中央に4m/secの速度で加圧した。静的試験はアムスラー試験機で加圧した。

### 3、研究結果

梁に破壊に必要なエネルギーを持つ重錘を衝突させて単純梁、片持梁の衝撃曲げ破壊クライテリアを検討した。また、片持梁の根元部に重錘を衝突させて片持梁の衝撃せん断破壊クライテリアを検討し、以下の結論を得た。

#### 3.1 衝撃曲げエネルギー吸収能

衝撃曲げエネルギー吸収能を$E_D=\Sigma P\cdot\delta$と定義し、試験結果から求めた単純梁の衝撃曲げエネルギー吸収能と鋼管径の関係を図-1に、片持梁の$E_D$と$\phi$の関係を図-2に示す。片持梁と単純梁では次のような相違点がある。

(1)単純梁では、EDはほぼ管径にかかわらず$E_D=E_S$となるほか、載荷速度が速くなるにつれ局部変形による断面係数の低下により吸収できるエネルギーが減少している。

(2)片持梁では、常に$E_D<E_S$となっているほか、$E_D$は鋼管径または断面係数に比例して大きくなる。

以上のような相違点はあるものの、衝撃曲げエネルギー吸収能($E_{DSC}$)を求める式として、昨年度提案した静的エネルギー吸収能(Es)を基準とした下記の式を提案する。

$$(E_{DSC})=0.57\left(\frac{Z_p^2}{I}\right)+6.30 \qquad (単純梁)$$

$$(E_{DSC})=1.93\left(\frac{Z_p^2}{I}\right)-0.70 \qquad (片持梁)$$

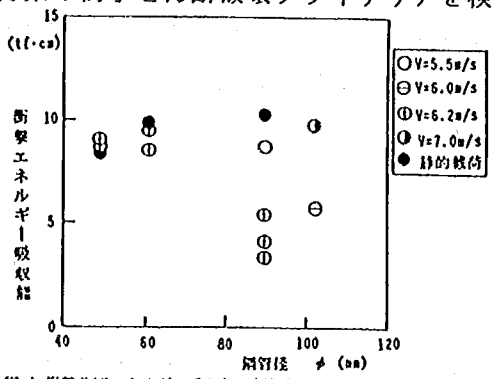



図-1 衝撃曲げエネルギー吸収能と鋼管径の関係（単純梁）

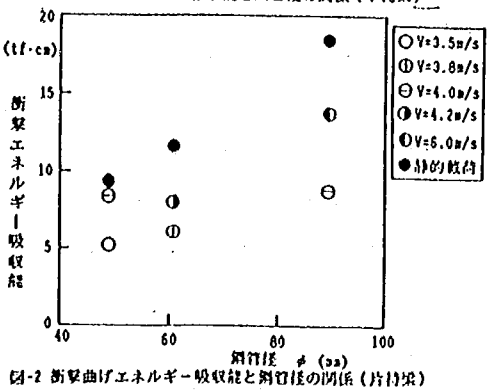



図-2 衝撃曲げエネルギー吸収能と鋼管径の関係（片持梁）

または、

$$(E_{DSC})=\alpha\frac{\sigma_y^2 Z_P^2}{3\,E\,I}l(0.5+\mu)\quad \begin{matrix}\text{単純梁}\ \alpha=1.0\\ \text{片持梁}\ \alpha=0.7\end{matrix}\qquad Z_P=\frac{4}{3}\left(\left(\frac{D}{2}\right)^3-\left(\frac{d}{2}\right)^3\right),\ I=\frac{\pi}{64}(D^4-d^4)$$

ここに、$Z_P$:塑性断面係数、I:断面二次モーメント、$\sigma_y$:降伏応力、E:鋼材のヤング率、l:スパン、$\mu$:靭性率、D:鋼管の外径、d:鋼管の内径である。

3.2 衝撃せん断エネルギー吸収能

衝撃せん断エネルギー吸収能を$E_D=\Sigma P\cdot\delta$と定義し、試験結果から求めた、片持梁の$E_D$と$\phi$の関係を図-3に示す。図から以下の特性が挙げられる。

(1)$E_D$は$\phi$の増加につれ局部めり込み量が大きくなるため、小さくなる傾向を示す。

(2)$E_D$は$E_S$よりもやや大きな値を示すが、$\phi$89.1の場合のみめり込み量が大きくなるため小さくなる。

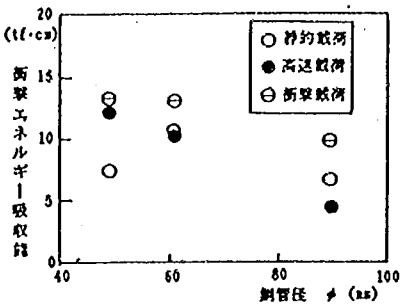



図-3 衝撃せん断エネルギー吸収能と鋼管径の関係

(3)エネルギー吸収能を全体変形と局部変形の和として評価すると、$E_D$は$\phi$の増加とともに大きくなるほか、$E_D>E_S$となり、載荷速度が大きくなるにつれその差が大きくなる。

破壊クライテリアを全体変形と局部変形の和として評価したエネルギー吸収能を用いれば、$E_D>E_S$であることから、静的エネルギー吸収能を評価基準とすれば安全側のクライテリアとなることから、次式が提案される。

衝撃せん断エネルギー吸収能$(E_{DEC})=2.05\left(\frac{Z_P^2}{I}\right)+0.20$

ここに、$Z_P$:塑性断面係数、I:断面二次モーメントである。

3.3 巨礫の運動エネルギー

巨礫の運動エネルギー($E_K$)は、梁全体の変形によるエネルギー吸収能($E_D$)と局部エネルギー吸収能($E_{DL}$)その他のエネルギー($E_O$)に変換され、構造,断面所定数によりその分担率が変化し、このため構造形式,載荷条件により破壊形態が変化することが分かった。

4、今後の課題

今後検討を必要とする事項は以下の２点で、本年度の試験では解明できなかったが、耐衝撃せん断設計を確立する上で必要な検討事項である。

(1)薄肉管の局部エネルギー吸収能に関する補足実験

(2)鋼管の純せん断耐力および変形形態に関する検討

鋼管製の透過型ダムの耐衝撃設計法を確立するためには、さらに次の２項目の検討が必要である。

①衝撃軸応力応答と破壊クライテリアの検討

②鋼管製の透過型ダムの構造物全体としての衝撃応答の検討

参考文献

1)矢澤昭夫,水山高久,鈴木浩之：鋼管梁の衝撃応答実験報告書，土木研究所資料第2448号,1987.2

## (4) 大暗渠を有する砂防ダムの河床変動に与える影響に関する検討

砂防研究室　室　　長　水山高久
主任研究員　阿部宗平
矢島重美

### 1．はじめに

土砂の調節効果を増加させる目的で大暗渠を有する砂防ダムが，神通川水系砂防工事事務所管内の岩坪谷に計画された。砂防ダムの流水の堰上げ作用によって調節効果を増大させる透過型砂防ダムの機能については検討した例があるが，下流河道への影響に注意して効果評価を行う必要がある。そこで，61年度より水理模型実験によって効果を検討した。その結果，大暗渠は通常の砂防ダムに比べて土砂調節量が少ないこと，出水の後半に多量な土砂が流路工に流入して流水を氾濫させる等の問題があり，スリットの方が良いことになった。62年度は，スリットの形状と流出係数の関係，砂堆の性状について詳細に検討した。

### 2．模型と実験概要

模型の取入れ範囲は，日影第２号砂防ダムから平湯川と岩坪谷の合流点までの延長約1.3km，標高差約138mで，平均河床勾配約1/10の区間である。模型縮尺は1/50で，各諸元はフルード相似則によって求めた。実験に使用した砂は平均粒径1.37mm(実物値6.85cm)，最大粒径は25mm(実物値125cm)である。流量は100年超過確率のハイドログラフを与えた後，2年超過確率の87m³/sec(模型値4.9ℓ/sec)を1時間通水した。この時，給砂は行わなかった。給砂は第２号砂防ダム下流の河床勾配(1/10)を用いて，芦田，高橋，水山の式により各流量毎の流砂量を求めその値を給砂量として第２号砂防ダムの水通し部から与えた。供給地点での土砂濃度は平均的に7.7%(容積濃度)程度である。実験で検討したスリットの形状を図-1に示す。

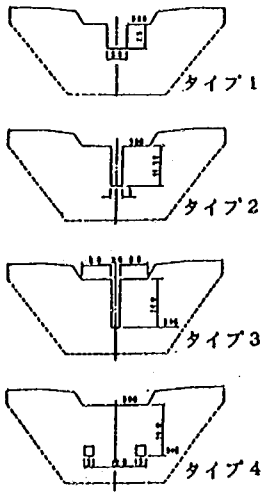


図-1　実験で検討する暗渠スリットの形状

### 3．実験結果と考察

スリットから流出する土砂量の時間的変化を図-2に示す。図-2より，通常の砂防ダムに比べてスリット砂防ダムは，土砂の流出を遅くする効果が認められる。またスリット幅が狭い程，堰上げ作用が小さくなって流出土砂量は少な

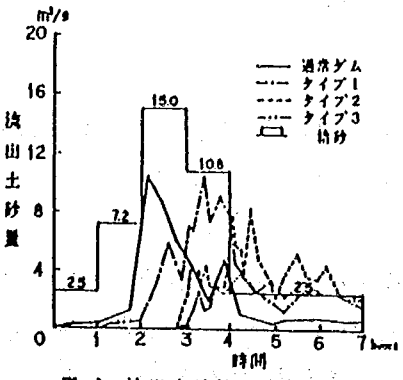


図-2　流出土砂量の時間的変化

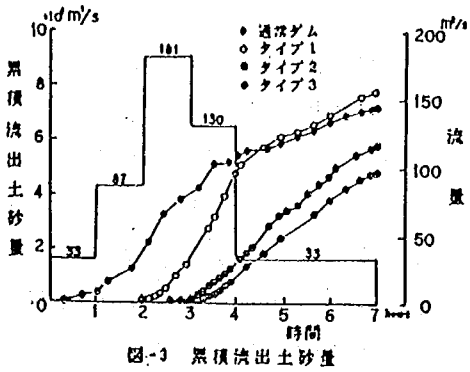


図-3　累積流出土砂量

く，かつ，時間的な変動幅は小さくなることが分かる。流出土砂量の累積量の時間的な変化を図-3に示す。図-3よりスリット幅が狭い程一つの出水中の流出土砂量は少ないことが分かる。

暗渠，スリットから放出する流量を大オリフィスの式を用いて求める場合，暗渠，スリットの土砂が堆積している状態の流出係数は$\mu$=0.65～0.7を用いることが多い。しかし，この流出係数は，暗渠やスリットの形状によって異なる。大オリフィスの式で$\mu$=0.65を用いた計算値と実験値の関係を図-4と図-5に示す。計算値と実験値の$\mu$がよく一致するのは図-4のように砂防ダムの水通し天端から暗渠下端までの水深($h_i$)が大きい場合である。水深($h_1$)が同じであっても図-5のようにスリット幅の狭い場合の流出係数$\mu$は0.4～0.45程度と小さくなる。実験結果による流出係数$\mu$は，暗渠では$\mu$=0.5～0.65，スリットでは$\mu$=0.4～0.5で，暗渠の方がスリットより大きい。

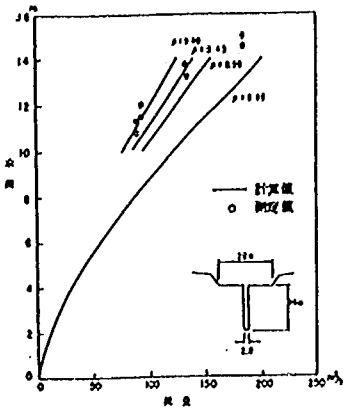


図-4　タイプ3のH－Q関係図

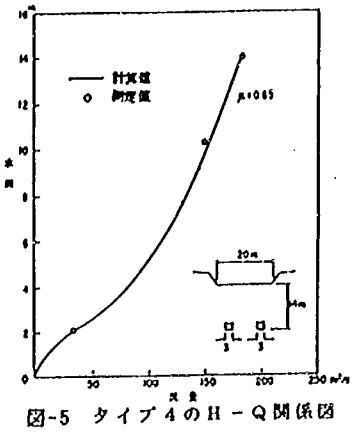


図-5　タイプ4のH－Q関係図

砂防ダムによって流水が堰上げられると，図-6に示すような砂堆が形成される。図-6において原点を暗渠，スリットの底部においた場合の砂堆の肩の位置P点を($\ell_s$，$h_s$)で示す。砂堆前面の傾斜角($h_s/\ell_s$)を($h_1/d_m$)$I_0$に対して示すと図-7のようになる。図-7より堆砂が平衡状態になると堆砂前面の傾斜角は水中安息角に近づくと考えられる。平衡状態に達しているとは言い難いが，本実験ケースに関して，$h_s/h_d$を($h_1/d_m$)$I_0$に対して示すと図-8のような結果になる。

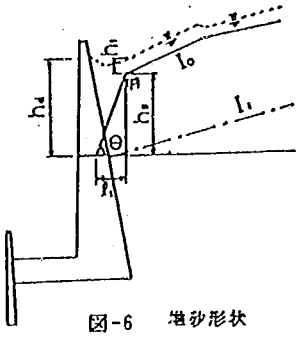


図-6　堆砂形状

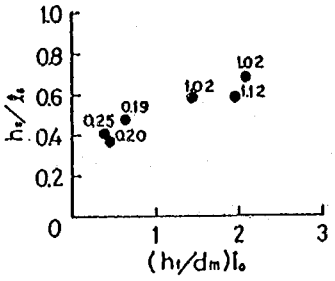


図-7　hs/ℓs と (h1/dm)Io の関係
(図中の数字は Io/I1)

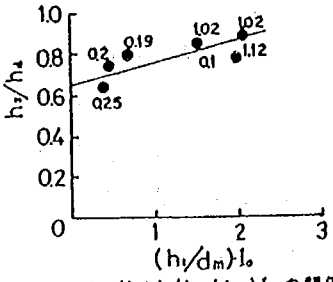


図-8　hs/hd と (h1/dm)Io の関係
(図中の数字は Io/I1)

まとめと今後の課題

スリット幅が狭い程一つの出水の終了時に日影第1号上流砂防ダムの堆砂地に堆積している土砂が多い。換言すると砂防ダムからの流出量は少ない。しかし，スリット幅が狭いと流木等による閉塞の可能性が増加し，ダム直下の一時的な洗掘深も大きくなる。従って，通常の砂防ダムに比べて土砂の調節量が多く，スリットから流出する土砂量を平滑化するスリットの幅は，中小の出水時には土砂が堆積せず，土石流の発生時にスリットが閉塞した場合の排土作業に支障のない範囲で最小のものがよい。スリット幅は，出水時に摩耗が激しいと予想されるため，ゴムまたは石材による保護，補強が必要になろう。堆砂が平衡状態に達した場合の砂堆の性状を明らかにする必要があるが，今後の課題として残された。

## (5) 富士山大沢扇状地水理模型実験

砂防研究室　室　長　水山高久
研究員　原　幾文
福本晃久

### 1．　まえがき

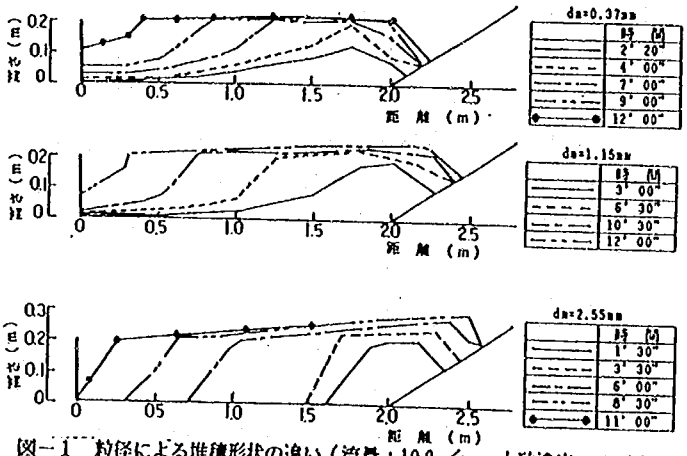
61年度までは，水理模型実験により富士山大沢扇状地の遊砂地における除石工の形状について検討してきた。その結果，遊砂地への流入土砂量 150万㎥に対し約26万㎥の土砂が遊砂地部より下流に流出することがわかった。62年度は，この26万㎥の土砂を沈砂地部で対処することとした場合の，沈砂地の形状について検討した。沈砂地の検討にあたっては，先ず，基礎的な水理実験を行って，その現象を把握した。その後，水理実験の結果を基にシミュレーションモデルを作成し，このモデルによりシミュレーション計算を行って沈砂地の形状を検討した。

### 2．　実験の概要

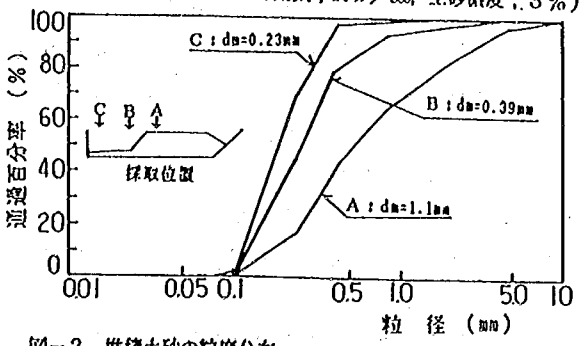
実験は，幅50cmの水路に沈砂地の模型を製作して行った。流量は５～20ℓ／sec，土砂濃度は１～３％，給砂材料は平均粒径0.37mm，1.15mm，2.55mmの３種類とした。沈砂地の流入勾配は1/5～1/3，沈砂地の長さは１～４m，深さは0.1～0.4mとした。沈砂地内の土砂の堆積状況は，側壁のガラス面をとうして観察した。また，沈砂地下流端で流出土砂量を測定した。沈砂池内の水位，流速分布は，堆積形状を固定床で製作し測定した。

### 3．　実験の結果

各粒径の堆砂状況を図－１に示す。粒径が大きくなるほど堆砂勾配は大きくなり，上流へ遡上する量も大きくなる。dm＝2.55mmでは Bottom-set beds は形成されない。また，土砂濃度は，土砂量が同じ場合，堆砂時間に影響する。流量，沈砂地の長さ及び深さは，上流側への堆積遡上の量に影響を与えることがわかった。堆砂形状に与える影響が大きいのは，沈砂地への流入土砂の粒径であることがわかった。このことは，浮遊砂の量と掃流砂の量の割合が最も影響するということである。沈砂地に堆砂した砂について粒度分布を調べた結果が図－２

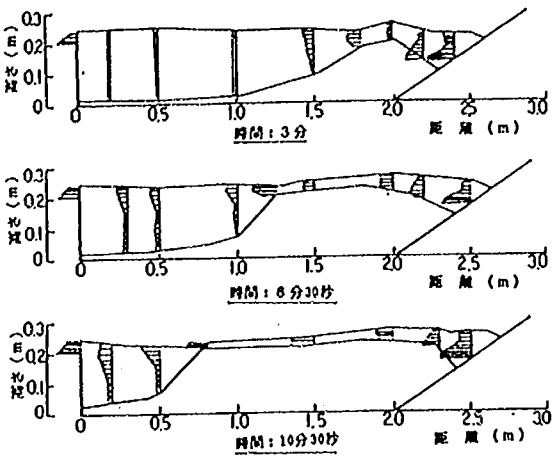



図－１　粒径による堆積形状の違い（流量；10ℓ／sec，土砂濃度；３％）




図－２　堆積土砂の粒度分布
（流量；10ℓ／sec，土砂濃度；３％；平均粒径dm=1.15mm）

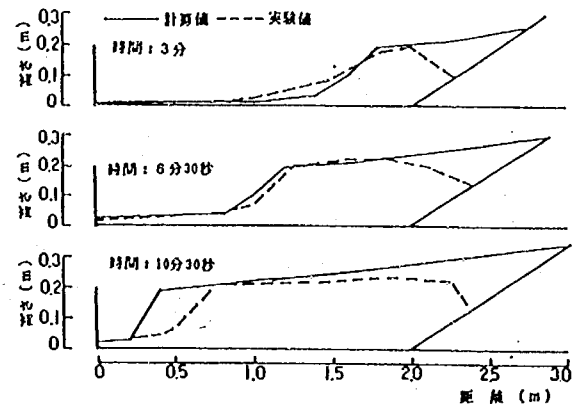
である。Bottom-set beds に堆積した砂の90%粒径は0.4mmであることから，本実験上では，0.4mm程度の粒径の砂が浮遊状態で流れていることになる。水位及び流速分布を図－３に示す。空き容量が大きいうちは，流速分布をもたず，空き容量が小さくなると，水面付近の流速が大きくなっている。




図－３　水位，流速分布測定結果
（流量；10ℓ／sec，土砂濃度；３％）

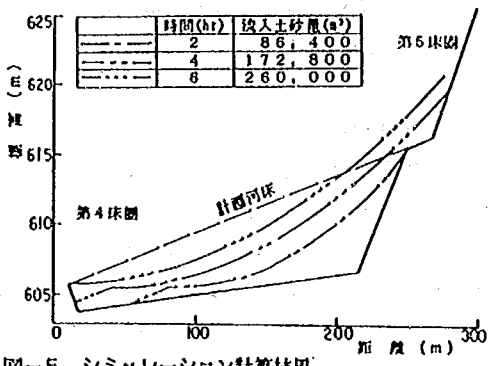
## ４．　シミュレーション計算結果

作成したモデルによる計算結果と，実験結果を比較して図－４に示す。計算では，沈砂地流入時の跳水現象を考慮していないために，実験値に比べて堆積遡上が大きくなっている。また，実験値に比べて計算値のほうが堆砂時の土砂量が多くなるっているが，これは，実験中は堆砂した土砂の間隙率が変化するためである。堆砂する土砂の間隙率については，堆砂量を合わせるために平均的な値を用いることが望ましい。




図－４　シミュレーション計算値と実験値の比較
（流量；10ℓ／sec，土砂濃度；３％；平均粒径dm=1.15mm）

沈砂地形状，流量等を変化させシミュレーション計算により沈砂地の形状を検討した。流量は，70m³／sec～ 240m³／sec，流入土砂量は，遊砂地計画で最も土砂流出の小さい場合の26万m³とした。土砂濃度は，実験結果より３％とし，沈砂地の深さは，０～３mとした。流入してくる土砂の粒径は，遊砂地で大粒径の礫は堆積すると考えて，平均粒径を８mmとした。沈砂地に流入する流路幅は，B＝５√Qとし，沈砂地内は全幅で流れるとした。シミュレーション計算の結果，４号，５号床固間に深さ２mの沈砂地を設ければ，遊砂地部からの流入土砂量26万m³は，沈砂地で溜められることがわかった。図－５に沈砂地の深さ２mの計算結果を示す。




図－５　シミュレーション計算結果
（流量；240m³／sec，土砂濃度；３％，沈砂地深２m）

## ５．　まとめと今後の問題点

シミュレーション計算の結果，沈砂地の深さを２m以上とすると，遊砂地からの流入量26万m³の土砂を堆砂させることができることがわかった。シミュレーション計算は，沈砂地流入地点で跳水が現象が起こる場合については考慮していないので，今後，更に検討していきたい。

## (6) 大規模崩壊の発生機構と下流への影響に関する実験

砂防研究室　室　長　水山高久
研究員　原　義文
福本晃久

### 1．　まえがき

豪雨時や地震時には，大規模な崩壊や土石流が発生し，天然ダムを形成することがある。これが破壊されると下流に大きな災害を起こす。このような災害に対応するために天然ダムの形成，破壊については，その機構を明らかにしていく必要がある。本研究は，中部地方建設局天竜上流工事事務所の依頼により実施しているもので，61年度は，河道湾曲部の渓岸侵食と渓岸崩壊について基礎的な研究と，大西山大崩壊に関する模型実験を行った。62年度は，天然ダムの形成過程と，破壊過程に関する基礎的実験を行った。

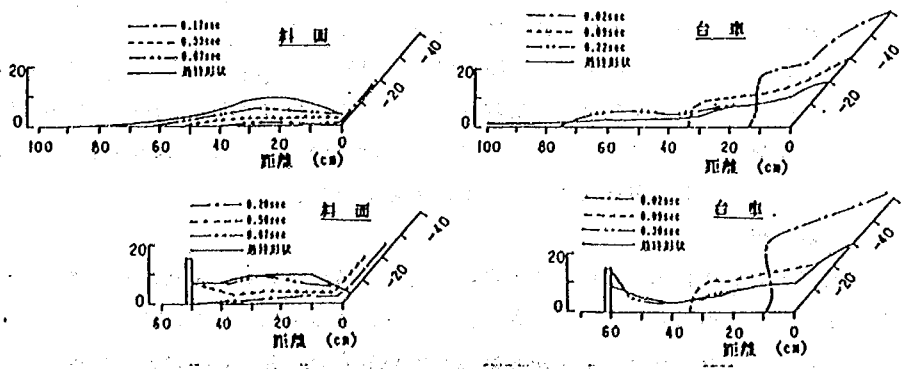
### 2．　天然ダムの形成に関する実験

#### 2.1　実験の概要

実験は，幅20cm，長さ5.5mの斜面と水平な面を用いて行った。斜面の勾配は 30°，40°，50°とし，崩壊土砂の落下高さを変化させ，水平面上にどのように堆積するかを観察した。崩土を落下させる方法としては，ゲート上部に砂を置いて急に運動を開始させる方法と，台車の上に砂を置いて落下させる方法の２種類とした。また，堆積域の水平面に垂直に板を立て，対岸の斜面の影響についても観察した。崩壊土砂は，平均粒径0.26mm,1.2mm,3.6mmの３種類の砂，含水比は０％と３％の２種類，土砂量は10ℓ，15ℓ，20ℓの３種類とした。崩壊土砂の運動はビデオカメラで観察し，速度，移動砂層厚を判読した。

#### 2.2　実験の結果

図－１に天然ダムの形成過程を示す。斜面上を砂が流下した場合には，先頭が最も到達距離が長く，後続の砂が先頭を乗り越えることはない。対岸がある場合には先頭が衝突して飛び上がる。台車に砂を乗せた場合は，砂のブロックが勾配変化点を通過すると崩れ始め，砂は水平面上に堆積する。図－２に水平面上の速度V，と崩土の到達距離Lの関係を示す。砂の粒径による違いはみられない。また，崩壊土砂量が変化し



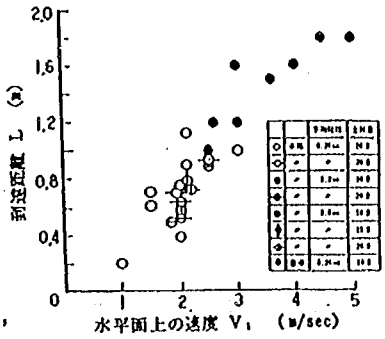

図－１　天然ダムの形成過程　（水路勾配；50°，落差；2.2m，平均粒径；0.26mm，土砂量；20ℓ，含水比；１～３％）

ても到達距離に与える影響は小さいようである。

## 3．　天然ダムの破壊に関する実験

### 3.1　実験の概要

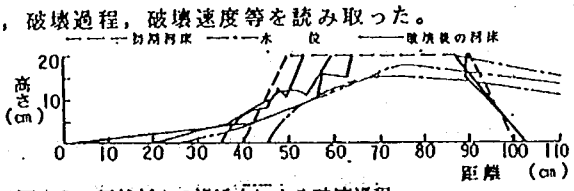
天然ダムの破壊は，ダムの構成材料の透水性がよく，浸透水によって破壊される場合と，構成材料の透水性が悪く，越流水によって破壊される場合の２通りを想定した。幅20cmの水路内に天然ダムを設置し，水路勾配を５°，10°，20°と変えて，上流より水を供給して，天然ダムの侵食，破壊過程を観察した。天然ダムの形状は，高さ20cm，幅20cmは一定とし，土砂量を20ℓ，32ℓ，44ℓの３種類とした。透水性がよい場合の流量は0.05ℓ／sec，材料は平均粒径が1.71mmの砂とし，透水性の悪い場合の流量は１ℓ／sec，1.8ℓ／sec の２種類，材料は平均粒径が0.27mmの砂とした。天然ダムの侵食及び破壊状況は，水路側面からビデオカメラで観察し，破壊過程，破壊速度等を読み取った。



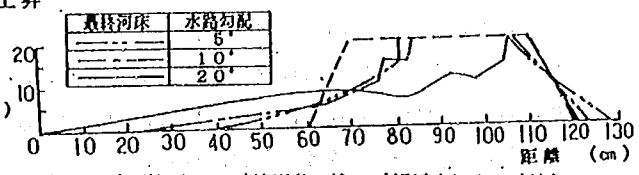
図－２　到達距離と水平面上の速度の関係

### 3.2　実験の結果

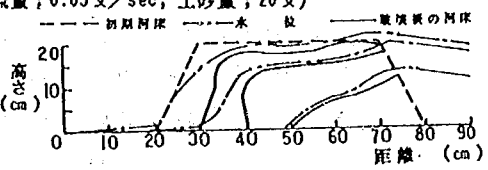
図－３に浸透水による破壊過程を示す。浸透水が天然ダム下流法先に達すると最初の破壊が起こる。すべり面は急であり，破壊した砂はその場に堆積する。水位が上昇するとともに２回目，３回目の破壊が起こり，３回目の破壊が起こった後は安定する。図－４に水路勾配による破壊形状の違いを示す。水路勾配が大きくなるほど，破壊された砂は下流に流出する。図－５に越流水による破壊過程を示す。越流が始まると，天然ダムの天端と下流法面が洗掘され始め，更に破壊が進むと下流側の肩が侵食されて，天然ダムは三角形状となっている。浸透水による破壊発生間隔は，水路勾配５°，10°では217～980秒，水路勾配20°では14～21秒である。越流による侵食の場合の下流法面の侵食速度は，水路勾配５°，10°では0.6～1.2cm／sec，水路勾配では1.1～3.0cm／secである。勾配が大きくなるほど，天然ダムが破壊される速度は大きくなる。



図－３　天然ダムの浸透水による破壊過程
（勾配；10°，流量；0.05ℓ／sec，土砂量；20ℓ）



図－４　勾配によるの破壊形状の違い（浸透水による破壊）
（流量；0.05ℓ／sec，土砂量；20ℓ）



図－５　越流による破壊過程
（勾配；10°，流量；１ℓ／sec，土砂量，20ℓ）

## 4．　あとがき

天然ダムの形成に関しては，その過程と到達距離について，天然ダムの破壊に関しては，その過程と破壊速度について知ることができた。今後は，この実験結果を基に，天然ダムの形成，破壊過程についてのシミュレーションモデルを構築していきたい。また，天然ダムが破壊したことによる，下流への影響についても併せて検討していく必要がある。

## (7) 透過型砂防ダム水理模型実験

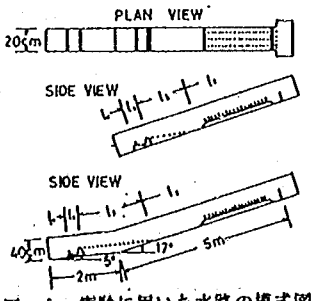
砂防研究室　室　　長　水山 高久
主任研究員　石川 芳治
矢島 重美

### 1. はじめに

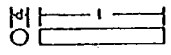
土石流とともに流下してくる多量の流木によって下流にある人家や橋梁等の被害が増大する例は多く、土石流対策とともに流木対策も重要である。本研究では建設省近畿地方建設局六甲砂防工事事務所の依頼により流木止スクリーン付き砂防ダム、およびオーストリアで用いられている透過型砂防ダムの機能と効果を明らかにし、土石流と共に流下してくる流木を効率的に制御できる透過型砂防ダムの設計手法を確立するための基本的事項を明らかにすることを目的として、室内模型水路を用いて土石流および流木を発生させて計４２８ケースの実験を行い、実験結果を考察した。

### 2. 実験概要

実験は図－１に示す側面アクリル板付きの木製水路を用いた。模型の縮尺は鉛直方向、水平方向とも１：５０とし、その他の諸量の縮尺はフルードの相似則を適用して決めた。流量は0.66、１、２ℓ／secの流量を用いた。水路には最大粒径25.4mm、平均粒径3.4mmの砂礫を、厚さ５cmで水路の上流端より敷き、その敷き砂上に図－２に示す４種類の流木模型を各々ほぼ等間隔に立てて設置した。流木対策を考慮した透過型砂防ダムとして図－３の流木止スクリーン付き砂防ダムおよび図－４に示すオーストリア型砂防ダムを水路下流端より約１ｍの位置に設置した。流木止スクリーン・スリットには図－５のＡ～Ｃタイプの模型を用いた。

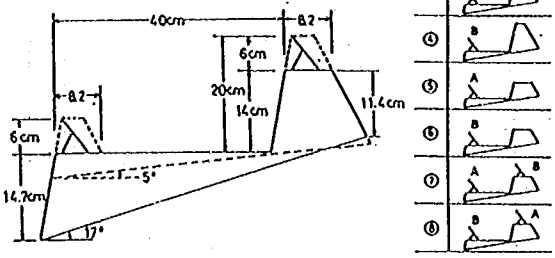



図－１　実験に用いた水路の模式図と流木、土砂測定区間

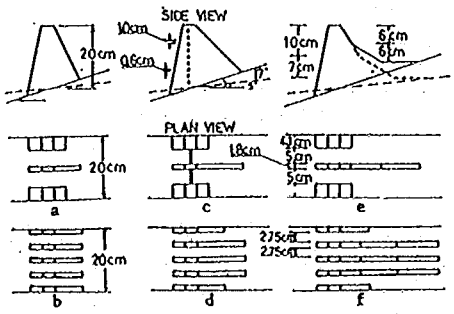



| Type | ℓ(cm) | d (cm) |
|---|---|---|
| 1 | 10 | 0.3 |
| 2 | 10 | 0.8 |
| 3 | 5 | 0.3 |
| 4 | 5 | 0.8 |

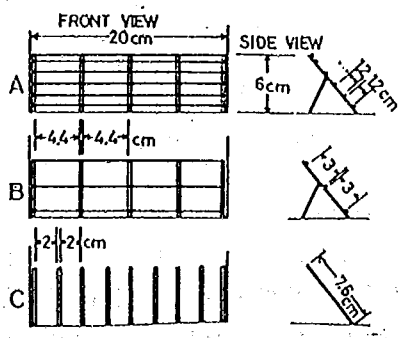
図－２　流木模型




図－３　流木止スクリーン付き砂防ダム模型




図－４　オーストリア型砂防ダム模型




図－５　流木止スクリーン・スリット模型

## 3. 実験結果

流木止スクリーン・スリットによる流木の捕捉率Tは次のように定義する。

$$T = \frac{\text{流木止スクリーン・スリットにより捕捉された流木本数}}{\text{流木止スクリーン・スリットに到達した流木本数}} \quad \cdots\cdots(1)$$

実験結果より

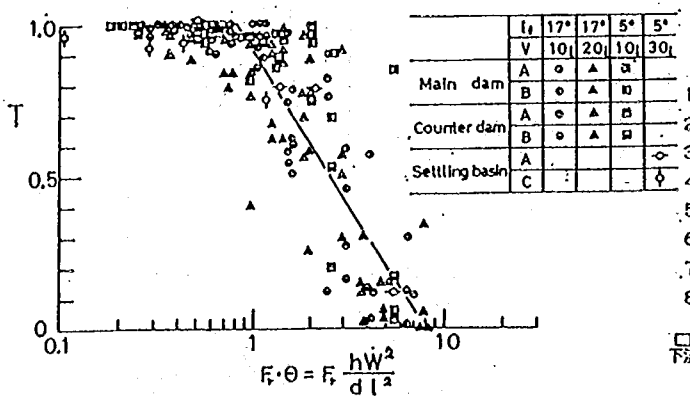
$$\Theta = \frac{hW^2}{d\ell^2} \quad \cdots\cdots(2)$$

としたときの、流木の捕捉率TとF，・Θとの関係を図－6に示す。この図より流木止スクリーン・スリットによる流木の捕捉率TはH／d＞1．5の範囲では、次式により算定できる。

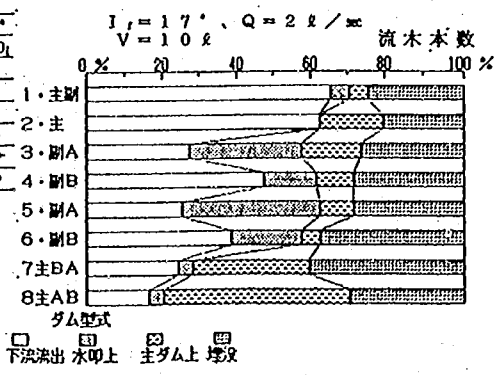
$$\left.\begin{array}{lll} F_r \cdot \Theta \leqq 0.8 & \text{のとき} & T \fallingdotseq 1.0 \\ 0.8 < F_r \cdot \Theta < 8 & \text{のとき} & T = \log(8/F_r \cdot \Theta) \\ 8 \leqq F_r \cdot \Theta & \text{のとき} & T \fallingdotseq 0 \end{array}\right| \cdots\cdots(3)$$

ただしF，はフルード数、$\Theta = hW^2/d\ell^2$ 、hは流木止スクリーン・スリット直上流での水深、Wは流木止スクリーン・スリットの横方向純間隔、dは流木の直径、ℓは流木の長さ、Tは流木止スクリーン・スリットによる流木の捕捉率である。実験を通じて流木止スクリーン・スリット直上流でのフルード数は0．91～3．0、レイノルズ数は2，600～7，900であった。

図－7に示すように、我国で一般的に用いられている形状の砂防ダムと比較して、流木止スクリーン付き砂防ダムは流木の捕捉効果が高いことが判明した。また流木止スクリーンを沈砂池下流に設置してもほぼ同程度の流木捕捉効果がある。オーストリアで一般的に用いられている形状の流木対策を考慮した透過型砂防ダムを用いた実験ではオーストリア型砂防ダムの目的とされている流木の透過および分離促進効果はほとんど認められなかった。




図－6　F，・Θと流木捕捉率の関係




図－7　流木止スクリーン付き砂防ダムにおける流木捕捉、堆積分布

## 4. 今後の問題点

基礎実験により流木止スクリーン・スリットによる流木の捕捉率と流木の形状、水理条件との概略の関係を与える実験式を得た。今後は流木止スクリーン・スリットを実際の渓流で計画、設計する際に必要な事項について検討を行う予定である。

## (8) 湾曲部局所洗掘対策に関する水理模型実験

砂防研究室　室　　長　水山高久
主任研究員　阿部宗平
矢島重美

### 1．はじめに

南小川左支南大王川は流域面積33.3km²、流路延長11.4km、計画対象流量720m³/sec（ 100年超過確率流量）で南小川にほぼ直角に合流する平均勾配1/13（高低差880m）の急流河川である。吉野川砂防工事事務所は、南大王川の河道を平面的・縦断的に安定させて、合流部の護岸越水を防止する目的で流路工を計画している。既に行われた計画案の検討実験で合流部の護岸越水は湾曲部の流れの集中と局所洗掘による生産土砂の堆積が主たる原因であると報告している。本実験は、湾曲部の外湾の流れを減勢し、局所洗掘を低減させるために床固の方向、床固の袖の効果、ポスト水制とベーンの効果と形状を検討した。

### 2．模型及び実験の概要

実験に使用した模型は、南小川と南大王川の合流点より下流約 0.5kmの位置を下流端とし、南小川が合流点より上流約0.4km、南大王川が約0.6kmの位置を上流端とする、縮尺1/20の大きさのものである。各諸量はフルード相似則によって求めた。流量は 100年超過確率のハイドログラフを与えた。実験に使用した砂は平均粒径2.45mm（実物値17.1cm）で $d_{90}$ = 6.6mm（実物値46.2cm）である。給砂は流砂量式で各流量毎に流砂量を求め、南大王川で0.01%～0.12%、南小川で0.11%～0.25%の量を模型上流端から与えた。

### 3．実験結果と考察

実験的に検討された修正案の平面計画を図-1に示す。本実験は先ず、計画案の２号床固及び３号床固の方向を修正して外湾の流れの集中を低減させることを検討した。２号床固は水路中心線に対して15度の角度をつけ、３号床固は下流の流心線に対して直角の方向になるように計画案を修正した。立野砂防ダムから土砂の供給が無い場合は、床固の方向を修正すると、外湾に沿う局所洗掘は低減し合流部の土砂堆積は少なくなって合流部の水位は低下した。しかし、立野砂防ダムから平衡状態の掃流砂量の 0.5倍程度の土砂が供給されると、土砂の供給が無い場合に比べて２号床固～４号床固内の右岸（内湾）で砂州の発達が顕著で、外湾に流れが集中し局所洗掘が大きくなって、合流部に多

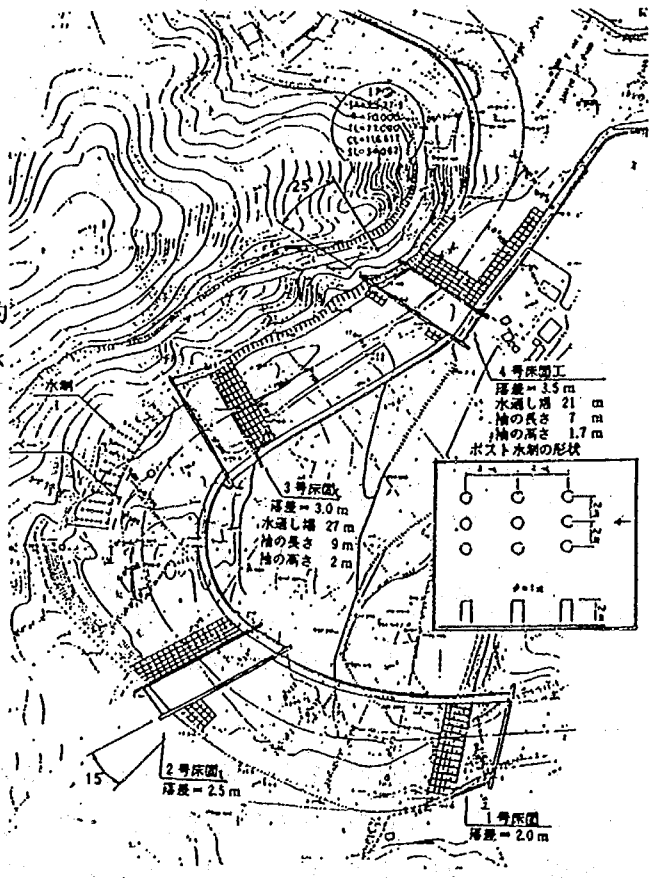



図-1　修正案の平面計画

量な土砂が堆積して護岸を越水する。

内湾に発達する砂州を制御して外湾の流れの集中による局所洗掘を低減するために、３号床固と４号床固に袖を設置して流心を流路中央に導くことを試みた。袖による流れの整流の程度は堰上げ水深の程度によって異なり$1.2<H_1/H_0<1.5$の領域で$Fr<1.2$の時に複断面的な河道を形成させることができる[2]。ここに、$H_1$は堰上げ水深、$H_0$は等流水深である。南大王川の場合、$H_1/H_0 = 1.3$ を得るように高さ2m、長さ9mの袖を設置すると、ピーク流量(720m³/sec) では外湾の流れの減勢は不十分であるが、３号床固より下流の局所洗掘深は低減される。ポスト型の透過水制を設置して３号床固上流の流れを減勢することを試みた。ポスト水制は、$Zg = 3.6m, \ell_1 = 3.6m, \ell_2 = 7.2m$ のものと、$Zg = 2.0m, \ell_1 = 2.0m, \ell_2 = 4.0m$ の二つのタイプを検討した。ここに、Zgは水制の高さ、$\ell_1$；横方向の水制間隔、$\ell_2$；流れの方向の水制間隔である。タイプ1の水制高が高く、間隔が粗のものと、タイプ2のように水制高を低くして間隔を密にする場合とで、減勢の程度はほとんど変わらない。

水制の前面の局所洗掘を低減するためにベーン[3]を図-1及び図-2のように設置した。ベーンの高さはピーク流量時の平均水深の60%にベーンの長さの総和は曲線長の33%に、ベーンの設置間隔は7m、設置角度は水路の接線方向に対して下向きに10度にした。ベーンは図-3のように局所洗掘を60%に低減できる。合流部の水位の変化を図-4に示す。修正案の水位は計画案に比べて低下し、護岸の越水は防止できた。

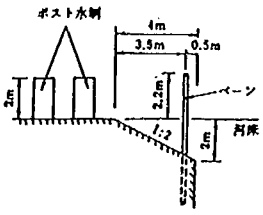
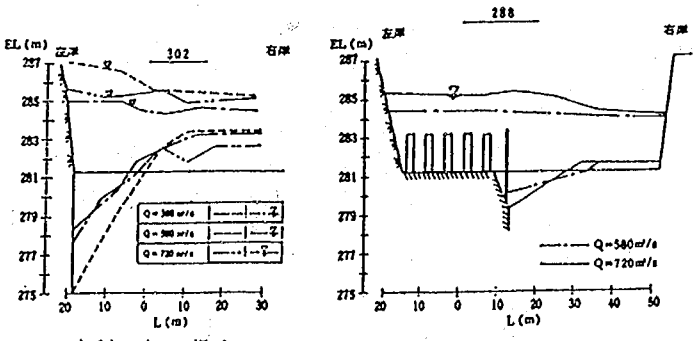


図-2　ベーンの基礎の構造



水制の無い場合　　水制とベーンを設置した場合

図-3　水制の有無による河床変化の比較

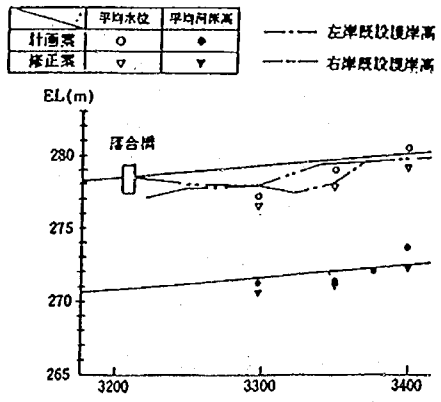


図-4　合流点下流の本川の水位河床高の縦断図

まとめ

計画案では南大王川の上流端に位置する立野砂防ダムから土砂の流出が無い状態でも護岸に越水を生ずる。越水は、流れの集中と局所洗掘による生産土砂の堆積にあると考察される。本実験で、湾曲部に位置する床固の方向を修正し、床固に袖を設置して流れの集中を緩和することにより、計画案に比べてポスト型水制の設置区間を最小限に留め、合流部の水位を低下させることができた。ただし、水制及びベーンの材料と構造は別途検討する必要がある。

参考文献

1)　建設省四国地方建設局吉野川砂防工事事務所・（財）砂防・地すべり技術センター；南小川水理模型実験概要書；昭和62年３月
2)　矢澤、阿部、福本；流路工における横工の袖の効果と形状に関する実験的考察；土木技術資料Vol. 28-1, 1986年
3)　阿部宗平、鈴木浩之；流路工湾曲部におけるベーンの配置と形状に関する実験的考察；土木技術資料Vol. 27-2, 1985年

砂防研究室関係年度報告
（S60～S62）

ISSN 0386－5878
土木研究所資料第2639号
昭和63年３月（１９８８）

要 旨　本報告書は，昭和60年度～62年度において砂防研究室が実施した砂防調査等の研究成果を年度別にとりまとめたものである。

キーワード：昭和60年～62年度砂防関係年報

郵便はがき

305-□□

40円切手をはって下さい

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
砂防部砂防研究室 御中

No.

No.

No.

配布先氏名
配布先住所

砂防研究室関係調査研究年度報告
（S60～S62）

土木研究所資料第2639号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏名　　㊞