

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2781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 63 年 度

平成元年 4 月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © 1989 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

はじめに

本報告書は昭和63年度に砂防研究室が実施した全ての費目の年度報告書を1冊にまとめたものである。昭和63年度の研究課題数は合計20件となったが、この内道路事業調査費と科学技術振興調整費の計2課題と、地方建設局依頼の3課題が本年度で終了した。本年度の特徴は、平成元年より始まる火山砂防事業を支援するための研究、急がれている土石流危険区域の設定と公表を実施するための資料作りである。本報告書に十分には盛り込まれていないが、昭和63年8月には広島県加計町で大きな土石流災害が発生し、12月からは北海道で十勝岳の噴火が始まって泥流の発生が懸念される状況となり上記の研究の進展が強く望まれている。また、難しい問題ではあるが、単純な便益比では低く評価される地方の砂防事業の意義を説明するための研究も始めた。砂防関係の方々の参考になれば、また砂防研究室の活動内容を理解して頂くことができれば幸甚である。

平成元年4月

目 次

はじめに

1 行政部費

- 1.1 山地河川の浮遊砂に関する研究 1
- 1.2 河川流域における土砂管理に関する研究 9

2 道路事業調査費

- 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 19

3 砂防事業調査費

- 3.1 土石流危険区域の設定と公表に関する調査 21
- 3.2 砂防施設の配置と構造に関する調査 37
- 3.3 砂防事業の社会、経済的評価に関する調査 49
- 3.4 火山活動に伴う土砂災害の対策に関する調査 57

4 科学技術振興調整費

- 4.1 土砂災害危険度予測手法の開発に関する研究 63

5 国土庁調整費

- 5.1 火山噴火による火砕流災害対策確立のための調査 73

6 総合技術開発プロジェクト

- 6.1 土砂災害復旧計画作成支援システムの開発 79
- 6.2 土石流流動阻止工法への高分子吸収剤の利用技術の開発 85

7 地方建設局依頼

- 7.1 鋼製砂防施設に関する部材試験 91
- 7.2 景観を考慮した土留工に関する調査 93
- 7.3 スリットを有する砂防ダムの土砂調節機能の検討 95
- 7.4 大規模崩壊の発生機構と下流への影響に関する実験 97
- 7.5 砂防樹林帯の機能に関する試験 99
- 7.6 土石流対策計画の検討 101
- 7.7 河床礫の流下に伴う粒径減少に関する試験 103
- 7.8 透過型砂防ダム水理模型実験 105
- 7.9 土石流流体力解析 107

行 政 部 費

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

主任研究員 石川 芳治

研 究 員 栗原 淳一

鈴木 浩之

福本 晃久

1. まえがき

砂防計画ではこれまで掘流砂成分のみを対象としてきたが、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議論することはできない。一方、山地河道に一般にみられるステップとプールからなる段階状河床形は、その形成と破壊のプロセスにおいて、プール部の土砂の貯留機能を通し流出土砂量を大きく変動させる要因と考えられる¹⁾。しかし、この方面の研究はあまり進んでおらず現地調査や室内実験に基づく検討^{2,3)}がなされているだけで、ステッププールの果たす土砂水理学的な役割についてはほとんど解明されていない状況である。また、Bagnoldの示したダイラント流体の理論の土石流の運動機構への適用に関する検討を行う目的で「高濃度流体せん断試験装置」を製作した。

2. ステッププールに関する実験的検討

2. 1 目的

山地河川の浮遊砂の挙動を把握するために、63年度は浮遊砂に大きな影響を及ぼすと思われるステッププールについて、主にその形成機構に関する基礎的検討を行うために実験を行った。

2. 2 実験方法

実験用水路は幅25cm、長さ9mで、側壁の片側はガラス製になっている。35°まで水路勾配を変化させることができ、上流端に自動給砂装置がついている。実験に用いた砂礫の粒度分布を図-1に示す。実験はまず、図-1の砂礫を

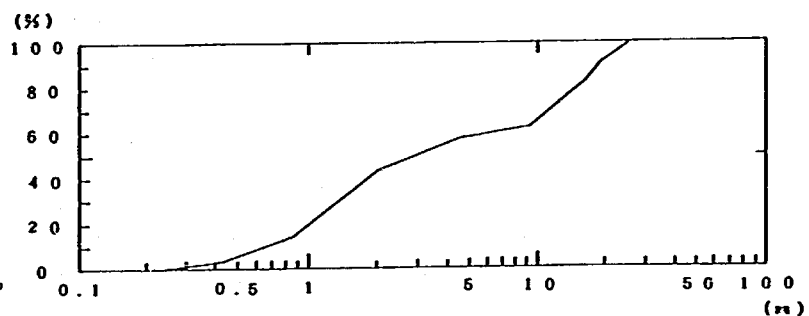


図-1 実験に使用した砂礫の粒度分布

水路床へ厚さ約10cmに敷き、給砂0の条件で所定の流量を通水し、適当な時間間隔で解析に必要な諸量の測定を行った。測定項目は主として、水位、河床位、流速、流砂量とその概略の粒度分布である。流況はVTRおよび35mmカメラで記録した。給水時間は約15分である。実験ケースを表-1に示す。次に表-1のRun4の水理条件で、19.0cc/sの給砂を80分行い、次に無給砂で20分通水する実験を行った。適当な間隔で通水を終了し、同様の測定を行った。この実験は無給砂の場合と比較し、給砂がステッププールの形成条件に与える影響を調べるために行ったものである。

2. 3 実験結果

まず、無給砂の場合の結果について述べる。流況に関しては全体に共通して、流砂量は実験開始直後に最も多く、次第に分級現象が進み安定した

表-1 実験ケース

Run	Q (ℓ/s)	l(x)	Fr	U* (m/s)
1	7.0	4.0	1.01	0.161
2	3.0	4.0	1.01	0.099
3	5.0	4.0	1.03	0.120
4	4.0	4.0	1.03	0.107
5	2.52	6.0	1.23	0.114
6	2.52	6.0	1.20	0.108
7	2.47	6.0	1.26	0.131
8	2.45	5.1	1.13	0.116
9	3.9	3.4	0.93	0.103
10	1.1	10.2	1.57	0.130
11	5.5	2.6	0.82	0.099
12	8.85	1.7	0.66	0.099
13	3.0	7.6	1.43	0.147
14	6.7	3.83	1.01	0.131
15	8.75	3.06	0.90	0.122
16	10.8	2.55	0.82	0.120
17	7.8	5.1	1.15	0.153
18	12.45	3.4	0.94	0.150
19	17.4	2.04	0.67	0.155
20	19.5	1.53	0.60	0.128

状態になっていく。その際どの程度の粒径が活発に移動するかにより、ステッププールの形成が決まる。図-2に τ_{*max}/τ_{*cmax} とFr数の関係を示す。ここに、 τ_{*max} は最大粒径 d_{max} の無次元掃流力で、 $\tau_{*max}=U_*^2/s g d_{max}$ (U_* : 摩擦速度、 $s=\rho_s/\rho-1$ 、 ρ_s : 砂礫の密度、 ρ : 水の密度) である。 τ_{*cmax} は無次元限界掃流力でEglazarovの式を用いて求めている。既報³⁾によるとステッププールの発生条件として

- ①混合砂であること
- ②流れが射流であること
- ③平均粒径よりも大きい砂礫が移動して活発な分級現象が起ること
- ④最大粒径が停止すること

を挙げている。図-3によるとまず、 τ_{*max}/τ_{*cmax} が1よりも小さい領域でステッププールが形成され、1より大きいと大部分の礫が移動し停止しないために礫同士の咬み合いがみられずステップは形成されない。今回の実験範囲内では、掃流力が計算上の80~90%粒径の礫の限界掃流力とつり合う状態の時に明瞭なステップが形成された(写真-1)。一方、Fr数は1を下回るものもあるが全体的に1より大きく1.5以下の時にステッププールが形成されている。この時、河床形態は反砂堆を形成しておりステッププールの形成条件の一つとしてupper flow regimeの反砂堆の領域であることが必要ことが分かる。しかし反砂堆が形成されれば必ずステッププールが形成されるわけではなく、後述するようにその際ステップ近傍で起こる局所的な跳水が、ステッププールの形成・発達に大きく関係している。

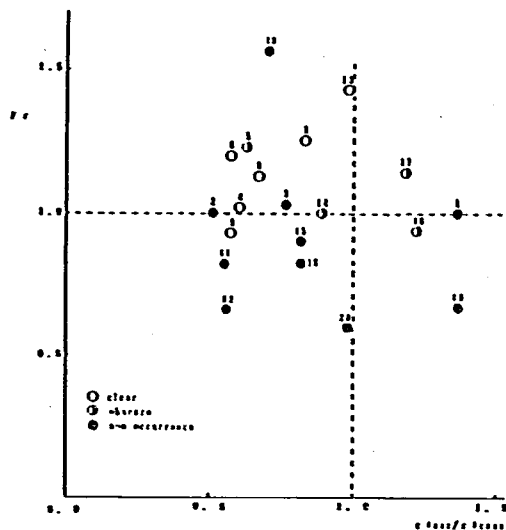


図-2 τ_{max}/τ_{cmax} とFr数の平面における
ステップの形成領域(図中の数字はケース番号)

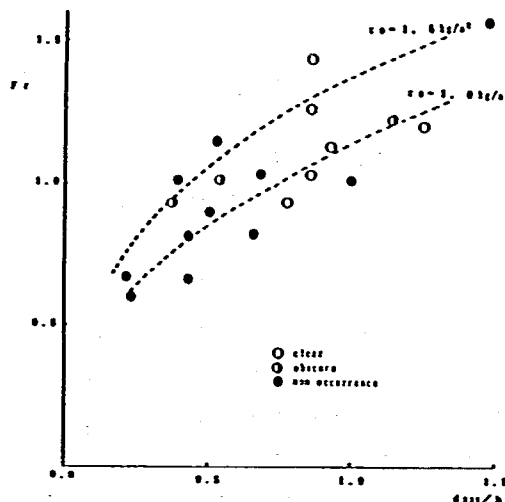


図-3 d_{max}/h とFr数の平面における
ステップの形成領域

次に d_{max}/h と Fr 数の平面におけるステップの形成を図-2に示す。同時に掃流力 $\tau_0 (= \rho u_*^2)$ を点線で示す。同じ掃流力でも条件の違いによりステップブールの形成される領域が極く狭い範囲に限られているのが分かる。また d_{max}/h がほぼ1に等しいときに形成されており、これは現地調査を主体とした既報の結果⁴⁾を裏付けるものである。



写真-1 ステッププールの状況 (Run-8)

一方ステップ形成機構について観察結果をまとめてみる。模式図を図-4に示す。まず平均よりも大きな粒径の礫の活発な移動と停止により礫同士の咬み合いが起こりステップが形成される(a)。そして反砂堆により水面は図のbのようになるがこの時ステップ近傍の水面において跳水が生じており、こ

の影響でステップ直下流が掘られその前面に礫が集中しステッププールが発達することが確認された(c)。すなわち反砂堆が直接の原因ではなく跳水とステップとの相互作用によりステッププールは発達していくものと思われる。次に図-5に流砂量の時間的变化を示す。開始から10分後に一時的に流砂量が多くなったがその後減少し44分後に急激に増加している。河床には砂礫堆が形成されており、流砂量が急激に増

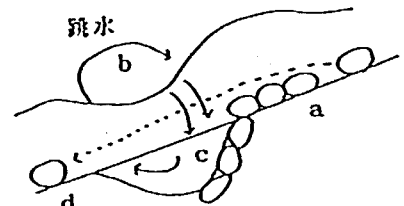


図-4 ステッププール模式図

加したのはこの砂礫堆が水路末端に達したためである。そして給砂を中止した80分以降流砂量は再び減少した。初期河床勾配は4%だったが最終的には5%になった。20分経過時点ではまだステッププールは明瞭には成されていないが、その後砂礫堆が通過した時点で明瞭なステップが形成されている事が分かった。給砂をしない前述のRun4に比べ、河床表面の粒度分布には細砂が目立ち、アーマコートに近い形でステッププールが形成されたRun4の結果とは異なる。これ以上給砂量が多いと、プール部を中心に砂礫が堆積するためにステップは明瞭でなくなると思われる。

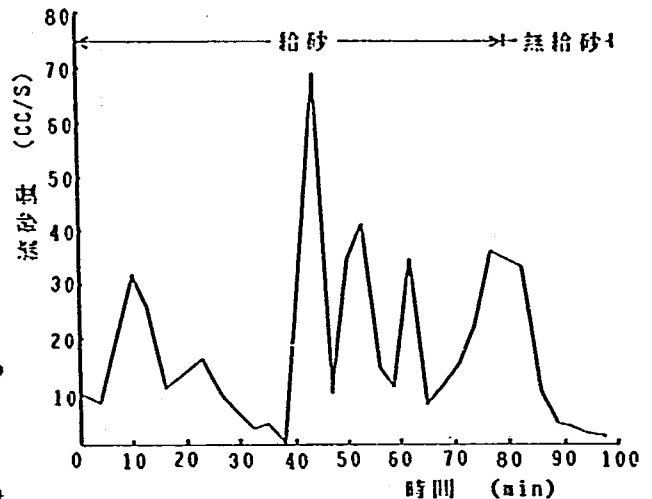


図-5 流砂量の時間的变化

3 山口川水文観測所における流砂量観測

3.1 目的

流砂量の基礎的な現地観測データの蓄積と観測手法の精度向上を目的として筑波山山口川で現地観測を行った。

3.2 流域の概要⁵⁾

山口川水文観測所は、茨城県真壁郡真壁町を流れる利根川水系桜川の支川、山口川の中流部に位置し、いわゆる山地河川の終端部分にある。山口川は筑波山北麓に源を発し、水文観測所に至るまでに中小の6つの支流が流入する河川で、その流域面積は3.12km²、等高線延長法による流域の平均勾配は約25度である。河川沿いの地域のほとんどは杉の造林地で、崩壊地や崖壁等の大規模な土砂の発生源は存在しない。堰に堆積する土砂のほとんどは、堰の上流約1.2kmの右支川および最上流の右支川から流出しているものと考えられる。これらの支川では河岸侵食による土砂の生産が見られる他、河道内に無数の天然ダム状の堆積が見られ、その上流に土砂が堆積している。この2つの支川以外は流域面積も小さく荒廃も進ん

でないことから、ほとんど土砂の流出はないものと考えられる。なお、観測地点の上流には砂防ダムおよび床固工等の砂防施設は設置されていない。

3. 3 観測施設の概要⁵⁾

山口水文観測所は、建設省土木研究所河川部水文研究室が昭和44年6月6日より観測を実施しているものである。流量観測施設は、茨城県の管理する2級河川山口水(砂防指定地)の流路内に施工されている床固工の垂直壁の天端に複断面四角堰を取り付け、自記水位計により水位を記録するものである。砂防研究室では、水文研究室の協力を得て同施設の堰の上流側に堆積する土砂を測量して堆砂量を求めた。

3. 4 流域の地質⁶⁾

筑波山は地質的に八溝山脈の南端に位置し、地形の侵蝕輪廻が最も進み、緩やかな傾斜の老年期の地形を呈している。山頂の奇観は花崗岩が硬い斑岩を閉じ込めて隆起し、侵蝕によって露出した残丘といわれている。山頂は斑岩の岩塊が積み重なり山腹は風化した岩屑で覆われている。

山口水文観測所の流域においては、頂上付近に斑岩が分布し、中腹では斑岩と花崗岩の礫が混合して風化した岩屑(第四紀層)が地表を覆い、下腹部においては風化の進んだ花崗岩で構成されている。また、流域のほとんどの林内では10~50cm程度の表土層が構成されており、基岩である花崗岩が地表に露出している場所は見られない。

3. 5 流砂観測

3. 5. 1 観測方法

水文観測施設のある床固工の本・副間は満砂する直前に行なっている。この区間を横断測量することにより土砂堆積厚さを調べ、平均断面法により堆砂量を計算する。

表-2 堆砂測量結果

測量実施日	堆 砂 期 間	堆砂量 ^{*1}	平均日堆砂量	水文資料(下段は発生日時) ^{*2}	
				最大日流量	期間内の合計
S63.08.24	S63.08.04~08.23	16.52m ³	1.101m ³ /day	68,390.9m ³ 8/12	467,395m ³
S63.09.13	S63.08.24~09.12	14.86m ³	0.743m ³ /day	24,842.8m ³ 9/5	276,366m ³
S63.10.04	S63.09.13~10.03	13.01m ³	0.624m ³ /day	51,439.4m ³ 9/25	419,444m ³
S63.10.28	S63.10.04~10.27	13.91m ³	0.606m ³ /day	25,978.7m ³ 10/6	387,504m ³

*1: 空隙込みの量 *2: 水文研究室の観測、整理結果による

3. 5. 2 堆砂量

本年度は、堆砂測量を5回実施し、何れの場合も満砂の直前に測量を行なった。表-2に堆砂測量結果を示す。なお、次回測量のために測量終了後毎回除石を行なっている。

3. 5. 3 堆積土砂の粒度分布

堆積している土砂の粒径は、ほとんどが1~3mm程度の細粒砂であり粒径1cm以上の土砂はほとんど含まれていない。また、これまでに実施した堆砂量調査においては粒度分布の違いは見られない。

3. 6 今後の方針

引続き観測を行うと共に、水文データとの比較、解析を行っていく予定である。

4. 高濃度流体せん断試験装置の製作

4. 1 目的

現在、一般的には土石流はBagnoldの示したダイラタント流体理論を基礎として説明されているが、そのダイラタント流体の論理的根拠となっているのは直径11.4cmの回転式せん断抵抗試験機を用いたBagnoldの実験結果である。しかしながら、Bagnoldの実験では水の中に浮く直径わずか1.32mmのワックス球を用いており、一方、実際の土石流は水と粘土-砂-砂礫-巨礫が混合して流れる流体であることを考えるとBagnoldの実験結果の土流への適用についてはさらに検討する必要があるといえる。

このような目的で、Bagnoldの用いた回転式せん断抵抗試験機を大きくすることにより、遠心力による影響をなくするとともに、より大きな直径の（実物に近い）粒子を用いることができ、さらに現実の土石流に近い大きなBagnold Numberを得ることができる「高濃度流体せん断試験装置」を製作した。

4. 2 高濃度流体せん断試験装置の概要

4. 2. 1 本装置の主な仕様と特徴

高濃度流体せん断試験装置の外観及び概略の構造を図-6に示す。主な仕様をBagnoldの試験装置と比較したものを表-3に示す。高濃度流体せん断試験装置はBagnoldの用いた実験装置と比較して①直径が大きい（大きい粒子を使用することができる）②遠心加速度が小さい（粒子に働く遠心力が小さい）③大きいBagnold Numberが得られる（実際の土石流に近い）ことが特徴と言える。

4. 2. 2 本装置の構造

本装置において粒子を含む流体の試料は外側の円筒Aと内側の円筒Bの間の空間Eの部分に入れる。モーターにより外側の円筒Aは0~1回転/secで回転するが内側の円筒Bは回転しない。従って外側の円筒Aと内側の円筒Bの間で流体のせん断が生ずることとなる。内側の円筒BのEに接する表面にはゴム膜Cが張られており、粒子間の接触によってゴム膜Cに働く垂直応力Pは内側の円筒Bの中にある液体（水）に伝えられ、この水圧が圧力検出器により検出される。また、ゴム膜Cに働くせん断力Tは内側の円筒Bを介してトルクとなりトルク検出器により検出される。なおE内に入れられた試料である液体や粒子が流れ出さないように、またAとBの接触により回転時に大きな摩擦抵抗力が生じないように外側の円筒Aと内側の円筒Bの接触面には滑らかな回転ができる特殊なシール材が用い

られている。制御部においてはB内の圧力、Bに働くトルクおよびAの回転数が表示される。さらに、BおよびE内への給水のために給水および圧力負荷装置が装備されている。

4. 2. 3 本装置を用いた場合の試験方法

外側の円筒Aが回転する時に計測されるトルクの発生原因

となる力は (a) 円筒の軸受け等の機の接触による摩擦抵抗力、(b) 内側の円筒B内にある水による抵抗力及び (c) E内に入れられた料である粒子を含んだ流体によりCに働く力Tに大別できる。

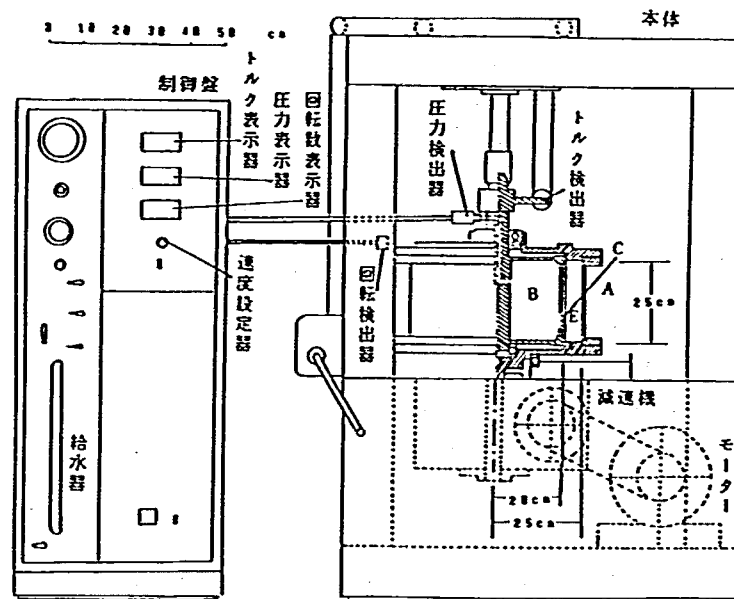


図-6 高濃度流体せん断試験装置概要図

表-3 Bagnoldの用いた実験装置と高濃度流体せん断試験装置の比較

項 目	Bagnoldの用いた実験装置	高濃度流体せん断試験装置
1. せん断シリンダー外径	0.144 m	0.5 m
2. せん断シリンダー内径	0.0924 m	0.4 m
3. せん断シリンダー深さ	0.05m	0.25m
4. 回転数 (最大)	8.6 回/sec	1 回/sec
5. 速度 (外筒)	最大 3 m/sec	最大 1.6 m/sec
6. 遠心加速度	最大 166.3 m/sec ²	最大 9.86 m/sec ²
7. 粒子の径	0.132 cm	最大 1 cm
8. Bagnold Number	最大 1,600	最大 5,300
9. 粒子の材質	ワックス球	実際の土石流では V=10 m/s, h=2.5 m d=0.5 m とすると N= 8,600,000 ナイロン球、砂礫

(a) と (b) によるトルクは E のみを空にして外側の円筒 A を回転させて、この時生ずるトルクを測定することにより知ることができる。従ってこれら二つの場合のトルクの差を計算することにより E 内にある試料により C に働くせん断力 T を知ることができる。なお、E 内にある試料により C に働く垂直応力 P は圧力検出器により直接測定できる。このようにして Bagnold の測定した流体中の粒子同士の接触により壁面 C に働く垂直力 P とせん断力 T を測定できる。

本試験装置を用いて行われる予定の主な検討項目は以下の通りである。

- ① Bagnold Number と $T/P = \tan \alpha$ の関係
- ② 係数 a の値
- ③ ①と②の粒子の材質による影響
- ④ ①と②の粒子の粒度分布による影響

5. あとがき

水路実験を行い、ステッププールの形成条件について検討した。今後は、ステッププールの有する抵抗則や、流砂量に与える影響についても検討していきたい。また、高濃度流体せん断試験装置を用いて種々の条件で実験を行い Bagnold の実験結果の検討とダイラント流体モデルの土石流の流動式への適用について検討していきたい。

参考文献

- 1) 澤田豊明、芦田和男、高橋 保：山地河道の変動と砂礫の流出に関する研究 第26回水理講演会論文集、1982
- 2) Whittaker, J. F. and M. N. R. Jaegg: Origin of Step-Pool Systems in Mountain Streams, Proc. ASCE vol. 108, No. HY-6, 1982
- 3) 芦田和男、江頭進治、安東尚美：階段状河床形の発生機構と形状特性、京大防災研年報 第27号B-2, 1984
- 4) Gordon, G. E., Swanson, F. J., and Wolman, M. G., : Morphology and Morphogenesis of Boulder-Bed Mountain Streams, Western Cascades Oregon, Submitted to the Geological Society of America Bulletin.
- 5) 吉野文雄、吉谷純一、細谷信夫、堀内輝亮：山地流域における流出率の変動に関する研究、昭和61年度試験研究費報告、建設省土木研究所、pp63~72 s 62.5
- 6) 水文研究室：裏筑波試験地水文観測資料、土木研究所資料第1429号、s 53.10
- 7) 藤本治義：日本地方地質誌：関東地方、朝倉書店、s 37.6

1.2 河川流域における土砂管理に関する研究

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. 緒論

山地上流域において土石流など多量の土砂流出による災害が発生する一方で、河川の中下流部では河床が低下し、海岸の侵食も進んでいる。いくつかの貯水池においては堆砂が急速に進んでいる。また、コンクリート骨材に必要な河川砂利の供給量はある地域においては減少している。このような流域を取りまく環境は、時代と共に変化し、複雑になってきている。これまで、それらの問題に対して別々の努力をしてきた。例えば、土砂災害を防ぐ砂防事業、貯水池堆砂に対するダムリフレッシュ事業、海岸侵食に対する養浜事業などがある。しかし、ある場所では過剰な土砂が、また別な場所では土砂の不足が問題を起しているから、同時に解決することがある程度可能と考えられるし、またその方が効率的である。その解決のためには、従来の砂防の考え方の基本にある自然力に頼る方法では限界があり、かなり人工的な作業を必要とすると考えられている。望ましい流域の土砂管理、人工的な土砂の再配分を検討する第一段階として天竜川を事例として取り上げ土砂の実態を把握した。また、天竜川を対象に作成された土砂追跡計算プログラムを任意の場所に任意の量の任意の粒度分布の土砂を供給すると下流の河床変動にどのような影響が生ずるかを推定できるように修正した。修正したプログラムを用いて河床変動計算を行い土砂管理手法のあり方について予備的な検討を試みた。さらに、河川流域の土砂管理方針に関する現地検討会を行った。この現地討論会には、土木研究所砂防部、河川部、ダム部と中部地方建設局河川計画課、天竜川上流工事事務所、浜松工事事務所、三峰川総合開発工事事務所、天竜川ダム総合管理事務所が出席した。

2. 天竜川流域の土砂の実態

2.1 事例研究の対象

事例研究の対象としたのは、全国的にみて流出土砂量の多い流域面積5,090km²幹川流路延長213kmの天竜川である。天竜川は、下流（二俣、鹿島(25.0km)～河口）、中流（天竜峡(139.0km)～二俣、鹿島(25.0km)）、桑島ダムなど5つのハイダムのある区間）および上流（釜口水門(213.0km)～天竜峡）に区分できる。

2.2 主要な土砂流出

天竜川は、昭和36, 43, 58年に主として降雨により大きな土砂流出があった。表-1に支川別の崩壊諸量を示す。降雨によって強雨域が少しずつ異なっており、それに応じて崩壊の状況にも差がでている。昭和36年の災害時の崩壊土砂量は過大に見積られている可能性はあるが、他の災害に比べてかけはなれて

2.3 砂防ダムの建設と堆砂量

2.4 砂利採取量

砂利採取量については資料が必ずしもそろっていないが、上、中、下流の砂利採取量の経年変化は表-2のようになる。昭和53年以降上流部では砂利採取が大幅に規制され、下伊那地区から上伊那地区にかけては57年まで一切に砂利採取が停止された。表-2の計は3,700万³に達する。

2.5 貯水池堆砂量

表-3にハイダムの建設及び堆砂状況を
図-1に堆砂量の経年変化を示す。図-1より大きな出水に対応して堆砂が進んでいること、合計して約2億 m^3 の

土砂が堆積していることがわかる。貯水池に堆積した土砂の粒度分布を調べると、表-4に示すように、土砂の生産源に近いダムでは、広範囲の土砂が堆積している

のに対し、秦阜ダムでは
 $0.1 < d < 20\text{mm}$ の粗粒分が多
く、佐久間ダムでは、 0.005
 $< d < 2\text{mm}$ という細粒分が大部
分を占めている。

表-1 支川別崩壊諸量一覧

項目	測定方法	測定結果	測定結果	測定結果	測定結果	測定結果	測定結果	測定結果	測定結果
測定項目	測定結果	測定結果	測定結果	測定結果	測定結果	測定結果	測定結果	測定結果	測定結果
三日月	43	219.3	2.10	7.1	5.845	20.255	0.811,650	20.155	測定結果
四日月	43	452.1	450	1.0	115	410	352,455	850	測定結果
五日月	55	352.2	5,411	11.4	0.064	10,427	4,355,797	14,120	測定結果
六日月	55	352.2	0,957	22.5	0.956	29,954	3,920,131	12,707	測定結果
七日月	53	58.0	1,650	31.0	3,323	57,350	3,208,050	55,350	測定結果
八日月	43	58.4	31	0.7	10	170	13,650	220	測定結果
九日月	55	—	—	—	—	—	—	—	測定結果
十月	55	58.0	935	10.1	351	0,200	129,435	2,232	測定結果
十一月	53	295.0	7,470	25.3	15,615	51,105	18,159,050	01,650	測定結果
十二月	43	391.1	228	1.3	210	720	401,870	1,353	測定結果
一ヶ月	55	295.0	—	—	7,873	20,700	2,358,347	7,814	測定結果
二ヶ月	55	295.0	—	—	0,612	20,205	1,190,422	4,682	測定結果
三ヶ月	53	61.5	527	8.6	878	14,350	1,010,550	18,650	測定結果
四ヶ月	43	61.0	258	3.4	101	1,855	179,450	2,840	測定結果
五ヶ月	55	61.5	—	—	1,207	20,650	401,347	6,527	測定結果
六ヶ月	55	61.5	—	—	1,411	23,005	301,835	0,054	測定結果
七ヶ月	53	22.5	410	10.2	612	35,350	785,650	34,650	測定結果
八ヶ月	43	26.0	181	6.2	61	2,470	116,619	4,392	測定結果
九ヶ月	55	—	—	—	—	—	—	—	測定結果
十月	55	22.5	758	33.7	570	28,550	142,413	6,320	測定結果
十一月	53	42.7	837	19.8	1,384	32,550	1,625,050	37,650	測定結果
十二月	43	41.4	450	11.1	301	2,430	158,619	2,632	測定結果
一ヶ月	55	—	—	—	—	—	—	—	測定結果
二ヶ月	55	42.7	1,415	33.0	1,034	24,205	238,952	5,566	測定結果
三ヶ月	53	28.4	745	26.2	1,238	43,850	1,428,050	50,350	測定結果
四ヶ月	43	27.1	230	8.5	81	3,260	117,010	4,320	測定結果
五ヶ月	55	—	—	—	—	—	—	—	測定結果
六ヶ月	55	28.4	955	34.0	504	17,790	149,410	4,947	測定結果
七ヶ月	53	787.4	10,034	17.7	28,440	35,870	34,450,050	63,840	測定結果
八ヶ月	43	957.1	1,957	32.2	765	11,110	1,347,890	17,758	測定結果
九ヶ月	55	855.7	5,411	10.4	15,208	68,927	7,123,531	20,635	測定結果
十月	55	817.3	11,051	149.2	21,594	155,854	0,080,510	40,770	測定結果

15.57.58年は、収収増減面ではあり、収収増減をなし。

表-2 砂利採取量の経年変化

三	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52
上波	1	436	470	577	615	535	634	705	735	439	529	610	170	321
中波	5	181	108	281	70	37	32	108	108	157	134	251	157	268
下波	0	1467	1995	1556	3270	2704	1954	2174	631	846	745	747	524	496
計	6	1953	2574	2416	3825	3936	2180	2945	1594	1309	1400	1400	169	1025

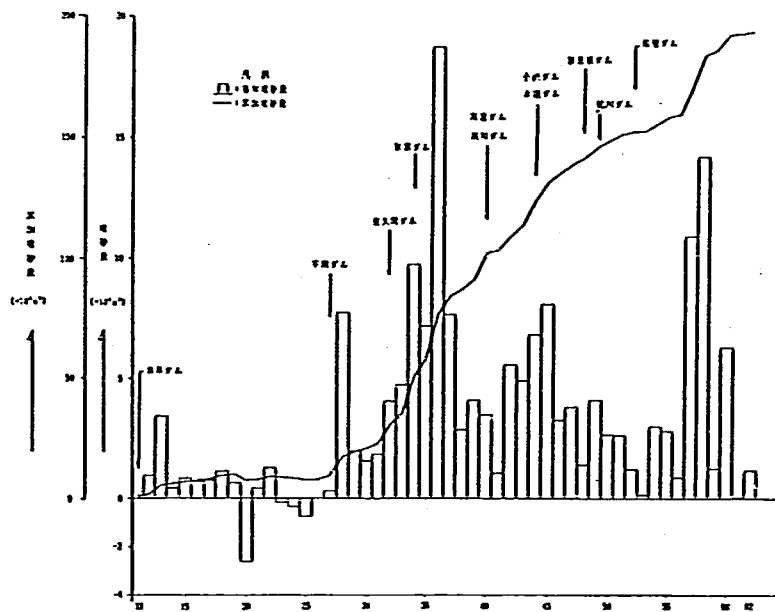
三	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	計
上波	1	21	55	6	0	80	211	37	1	0	5667
中波	457	543	580	565	687	648	840	627	724	457	7026
下波	339	340	393	233	338	331	252	162	469	274	21761
計	780	885	1047	789	1092	1058	913	1026	1134	733	35434

(× 10³ m²)

表-3 ハイダム建設及び堆砂状況

• 昭和51年現在

項目	設置年・月	目 的	異水面積 (km^2)	堤高 (m)	貯水容量 ($\times 10^3 \text{m}^3$)	有効貯水容量 ($\times 10^3 \text{m}^3$)	総堆砂量 ($\times 10^3 \text{m}^3$)	比堆砂量 ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{年}$)
美 田	昭和34年11月	F.P.B	311.1	69.1	37,478	20,745	13,958	1,602
高 達	34. 3	F	377.4	30.1	2,310	500	977	92
小 込	44. 6	F	288.0	105.0	58,000	37,100	11,907	2,256
松 川	50. 3	F.B.V	60.0	84.1	7,400	5,400	1,920	2,666
亞 基	11. 1	P	2,980.0	50.0	10,761	1,553	8,815	58
平 岡	27. 1	P	3,650.0	62.5	42,425	4,829	37,849	235
新 庄 田	43. 8	F.P	135.0	116.5	53,500	40,400	1,498	787
佐久間	31. 1	P	3,827.0	155.5	326,848	205,444	95,538	812
水 原	44. 6	P	57.6	105.0	29,981	22,835	4,530	4,359
秋 葉	33. 7	P	4,490.0	89.0	34,703	7,750	13,952	107
船 形	52. 4	P.A.V	4,895.0	24.5	14,578	3,600	329	7



2.6 河床変動と粒径の変化 図-1 貯水池堆砂量の経年変化(117kmの合計)

図-2に下流区間の河床縦断面図を示す。

表-4 堆積土砂の粒径別割合

全般的に河床低下が進んでいること、河口近くでは河床低下そのものは進んでいないがその変動が大きくなっているように見える。図-3の最深河床の平均河床からの差の変化を見るとその様子がもっと

ダム名	総貯水容量 (10 ³ m ³)	総堆砂量 (5.55年) (10 ³ m ³)	粒 径 特 性				
			d≧20mm (%)	20>d≧2 (%)	2>d≧0.1 (%)	0.1>d≧0.005 (%)	0.005<d (%)
興 和	37,278	8,457	14.8	14.5	25.5	32.5	13.2
小 沢	58,000	6,388	15.7	15.4	27.7	26.1	15.1
秋 葉	10,781	9,099	5.1	39.2	55.7	—	—
佐久間	326,848	76,294	3.7	3.1	41.6	40.8	10.8
秋 葉	34,703	14,245	3.0	18.4	73.0	5.6	—

はっきりする。中流部の変動はダム堆砂そのものと言える(図-4)。大きな出水後の河床材料の分布を支川である小沢川の下流部について比較した結果、大出水時には河床の粒度分布は細粒化し、ほとんど生産土砂と同じ粒度分布を示すことが分かった(図-5)。

2.1 海岸の侵食

昭和31年に佐久間ダムが、33年に秋葉ダムが完成し、両ダムで年間平均約150万m³の土砂が捕捉されるようになり昭和40

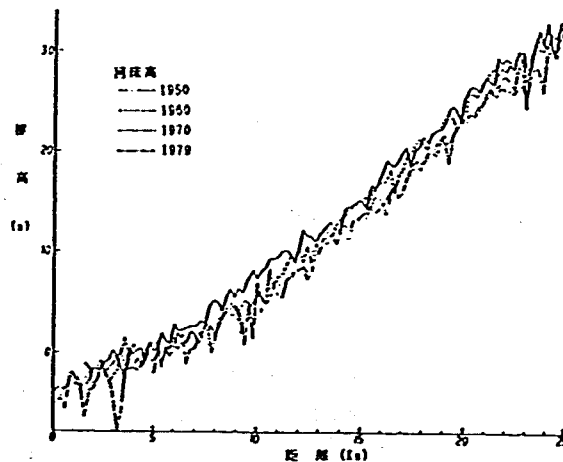


図-2 河床変動

年頃から海岸の侵食が顕著となった。その後、離岸堤などの対策が講じられて侵食の速度はやや低下している。図-6に侵食の激しい河口東側についてその変化を示す。

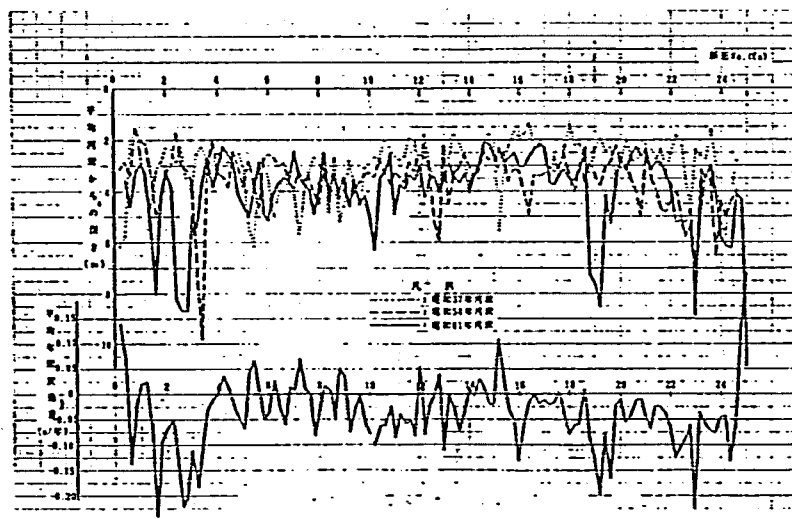


図-3 平均河床と最深河床との差

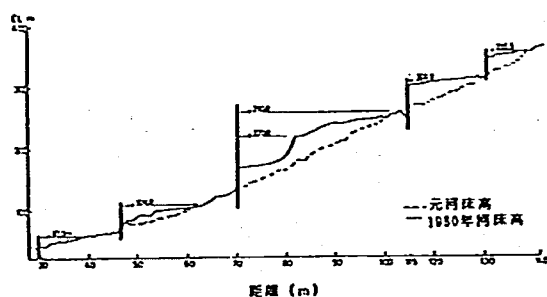


図-4 中流部の河床高の変化

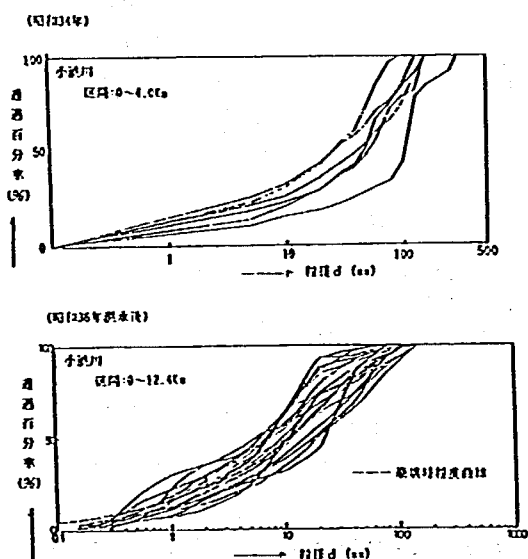


図-5 大出水前後の河床材料の粒度分布

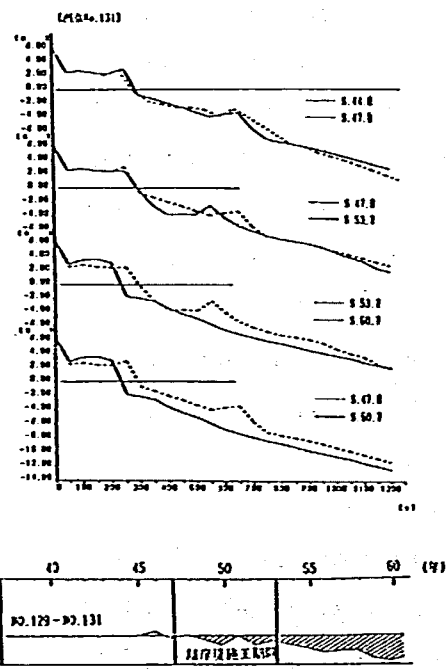


図-6 河口東側の海岸侵食状況

2.8 土砂収支と考察

崩壊が多く発生した昭和36年、57年、58年の本川河道及び本川に建設されているダムの堆積、洗掘土砂量を区間毎に分けて巨視的に示したのが図-7である。図-7より本川に建設されているダムでは数100万 m^3 の土砂が堆積し、ダムの下流では流砂の不均衡によって河床が洗掘されていることがわかる。ダムに堆積し

た土砂の主成分は砂及びシルトである。139kより直上流の拡張部の多量な堆積土砂量は、近年減少する傾向にあるが、58年現在において、なお多量な土砂が堆積している。図示していないが、河道の拡張部の上流では土砂の再移動によって河床が洗掘されている区間がある。このような土砂の移動は、山地部で土砂の生産を抑止する、また、河道の河床低下を防ぐ砂防工事、貯水池の堆積問題を解消するバイパス等の対策が必要であることを示している。

昭和51年～昭和61年の10年間の平均土砂収支を図-8に示す。海域では30万 m^3 /年の海岸侵食がある。直接養浜を行うのであれば、30万 m^3 /年の土砂を確保すればよいが、河道を通じて海岸侵食を生じさせない土砂を供給しようとする、拡散する土砂を考慮して30万 m^3 /年以上の土砂の供給量が必要になる。天竜川の河口を形成する河床材料の主成分は砂であるから、上流の佐久間ダムや秋葉ダムに堆砂する

砂の一部を人工的な作業によって移動させる方策も考えられる。ダムより下流の河道区間では、河床の低下量と砂利の採取量がほぼ対応している。砂利の採取量を規制すれば河床の低下は低減できるが、砂利の採取量を戻してもわずかに河床は低下している。一方、佐久間ダム、秋葉ダムには265万 m^3 /年もの多量な土砂が堆積し貯水容量を減少させている。堆積した土砂の主成分は砂、シルトであり、山間地河道を浮遊砂的な流送形態で運搬されてきたものである。貯水容量の保全の見地から、これらの堆積土砂

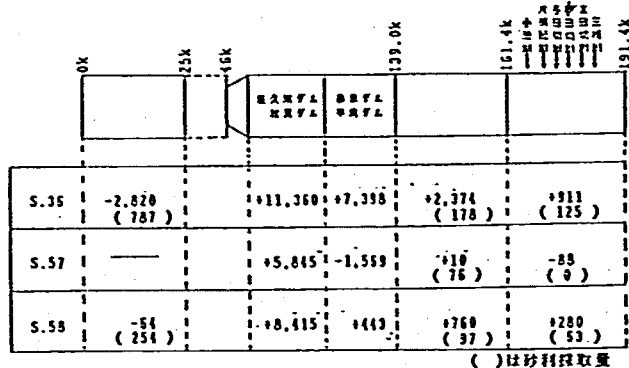


図-7 大出水時の河床変動土量

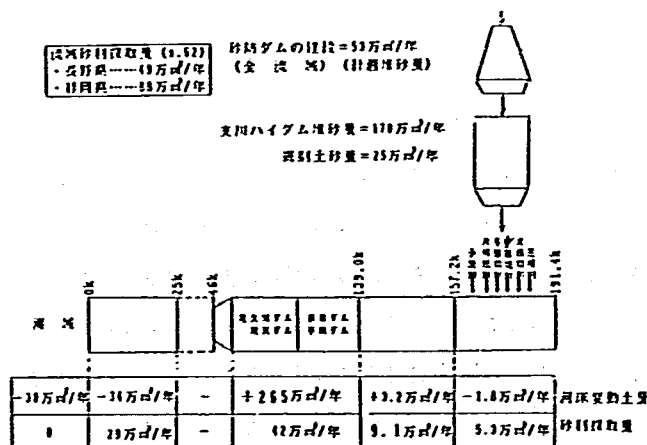


図-8 近年10ヶ年(S.51～S.60)の年平均土砂収支

の一部、あるいは全量を排出することが望まれている。また、秦阜、平岡ダムは満砂の状態であり、貯水機能を回復するためには、掘削を行うとともに、上流の砂防工事等によって土砂の流入を防ぐ対策が必要である。天竜川上流河道区間の河床変動量は、表-5に示すように砂利の採取量にほぼ見合っている。砂利を採取しないと図-8より約16万 m^3 /年の土砂が堆積することになるので、計画的に砂利採取を行って洪水に対して安全な河積を確保する

必要がある。天竜川の上流河道区間をさらに小区間に分けて河床変動の傾向を調べた。ダムが建設されている小波川や三峰川の合流点付近の河床は洗掘され、その洗掘量は小波川

表-5 河床変動土量と砂利採取量 上段:河床変動土量
(下段):砂利採取量

	S.35~40	S.41~45	S.46~50	S.51~55	S.56~60
139.6k~157.2k	-1,054 (330)	-2,371 (2,049)	-2,263 (2,105)	-535 (515)	+854 (391)
157.2k~191.2k	-868 (151)	-1,311 (1,057)	-1,474 (1,229)	-235 (433)	+58 (109)

の合流点付近で約8.8万 m^3 /年（このうち砂利採取量は3.95万 m^3 /年）、三峰川の合流点付近で約0.93万 m^3 /年である。河床の低下を防ぐ方策の一つとして、人工的な作業等を含めて土砂を補給することが考えられる。この場合補給する土砂の量、質は下流河道へ与える影響を十分に検討して決めることが重要である。一方、支川に建設されているダムでは、170万 m^3 /年もの土砂が堆積して貯水容量が減少している。土砂生産源の対策、土砂流出を調節する砂防設備を適切に配置する等の対策が必要である。土砂の収支を行い、その問題と対応策について砂防事業の観点から考察したが具体的な流域の土砂の管理、土砂の配分方法等については今後の検討すべき課題である。

3. 土砂追跡計算

3.1 計算プログラムの修正

天竜川を対象に昭和57年に天竜川上流工事事務所によって作成された土砂移動を追跡する「土砂動態システム」は次のサブシステムによって構成されている。①山地における土砂生産システム、②山地河道における土砂流出システム、③砂防ダムの土砂貯留・調節システム、④ダム貯水池における堆砂システム、⑤平地河道における河床変動システム。この土砂動態システムの基本概念を図-9に示す。河床を構成する材料の粒度は、多量の土砂流出があり浮遊砂の堆積が卓越する場合には細粒化する。一方、粒度分布の広い河床材料を持つ山間地河道において、河床が低下する時には細粒土砂の流出に伴う粗粒化とアーマールコート（Armor Coat）の形成がみられるようになり、河床材料の粒度分布は変化する。前述のモデルは浮遊砂などによる河床上昇が問題となる大出水の河床変動計算では、出水直後の細粒化した粒度を用い、平常時には安定している河床の粒徑を計算条件として与えている。また、アーマールコートの影響を河床変動計算に反映させるために、河床低下時には移動限界流量をアーマールコートの破壊流量とし、それ以下では流砂がなく、それ以上の流量で流砂が存在するものとして下層の河床材料を設定して流砂量を算出する方法をとっている。このようなモデルに対してここに修正したモデルは河床材料の粒度が連続的に変化する交換層モデルを組み入れて、任意の場所に任意の量任意の粒度分布の土砂を供給すると、下流

の河床変動にどのような影響が生じるかを推定できるようにした。主要な修正箇所は、①河床変動モデル、砂防ダムモデルにおける交換層の組み込み、②粒径毎の流砂量算定モデルの組み込み、③供給土砂量の粒度別供給モデルの組み込みである。粒径毎の流砂の連続性を表現するモデルとして、平野¹⁾による交換層モデルを基本とし、河床の低下、上昇が繰り返される現象に反映できるモデルの設定を行った。

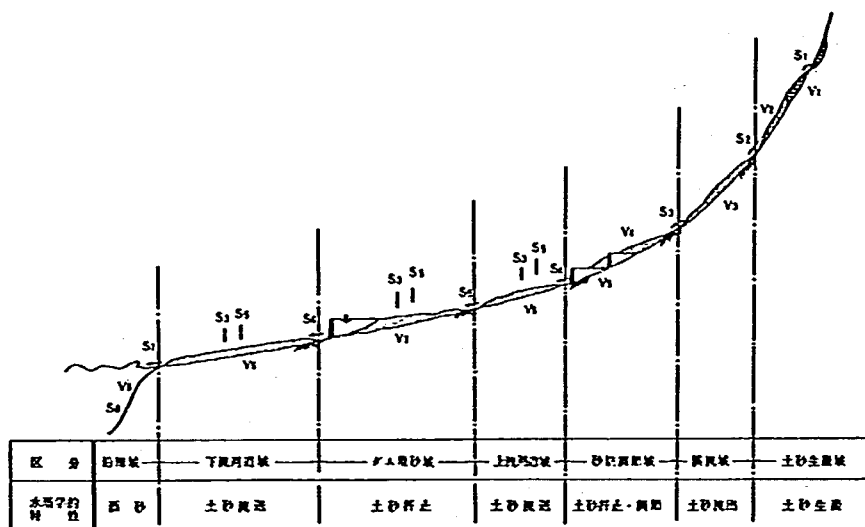


図-9 土砂動態システムの基本概念

3.2 計算結果と考察

昭和36年6月出水時の再現計算を行い、本川河道についてその主要区間毎に流入土砂と流出土砂、河床変動量を求め、河床変動量の実績値、土砂採取量の実績値とともに表-6に示した。ここで、河道区間の河床構成材料の粒度と生産土砂の粒度の計算条件は現地のそれらに一致させ、崩壊による河床構成材料の細粒化現象を再現した。

表-6より秦阜ダム～三峰川合流点

(YA0～191.4k)および河口部(0～25.25k)ともに実績値に比べて計算値の河床変動量が少し小さいが、各小区間毎の変動量の計算値は実績値に対応したものとなっており、また、実績値にはウォッシュロード相当成分も含まれていること、土砂採取量の精度を考慮すると、河床変動の計算値は概ね妥当な結果と

表-6 河床変動計算結果総括表

昭和39年

区 間	区間流入 土砂量	区間流出 土砂量	河 床 変 動 量 計 算 値 実 績 値	土砂採取量	備 考
0 ^k ～25.25 ^k	938	1,705	(-1,553) -768	785	単位: ×10 ³ m ³
YA0～139.8 ^k	2,391	1,770	(821) -768	0	
139.8 ^k ～147.8 ^k	3,453	912	(2,539) 2,539	63	
147.8 ^k ～181.8 ^k	4,425	2,357	(2,067) 2,067	115	
181.8 ^k ～191.4 ^k	2,391	1,393	(997) 997	94	
191.4 ^k ～191.4 ^k	718	495	(223) 318	31	
YA0～191.4 ^k	8,328	1,770	(6,557) 6,557	353	

注 1) 河床変動量は河床地区域面積を含む

2) 計算値の () は土砂採取量を考慮した値

判断される。河床材料の平均粒径の変化を計算の前後で比較すると図-10のようになり、多量な土砂流出があった天竜川上流河道で細粒化が示され、河床が低下した下流河道では河床材料の粗粒化が表現されている。次に、昭和41年の河床高を初期条件として昭和47年までの6年間の通常の出水での土砂移動に関して再現計算を行い、表-7に示した。ここで、前述のように交換層モデルを考えない場合には河床構成材料の90%粒径が移動を開始する流量以上で流砂が存在するものとして、流砂量計算を行っているが、修正したモデルでは、表層材料の粗粒化は河床変動計算の過程で細粒子分が流出する

ことで表現されるので、移動限界流量の条件設定は行っていない。表-7より河床変動の実績値は土砂採取量とはほぼ対応しており、通常の出水時の河床変動は土砂採取量の影響を大きく受けていることが分かる。土砂採取量は一定の区間毎の集計値で表現されていて、採取位置の特定は困難であるが、ここでは狭窄部を除いた区間で、計算設定区間距離の比で土砂採取量を各区間毎に配分している。このような状況のもとでは、各区間毎の河床変動量の計算値と実績値は合いにくい、土砂採取量が把握されている区間毎の土砂の移動状況は、概ね実際の状況を表現している。

3.3 土砂管理手法の予備検討

貯水池をバイパスして土砂を下流へ送ることを考えた場合と貯水池で100%土砂を捕捉する場合の河床変動を表-8のケースについて計算した。河道幅の変化、支川の合流などを考慮して設定した区間毎に河床変動量

の収支を行い図-11に示している。図-11より、土砂管理手法のあり方についての留意点は次のように考察される。1)小渋川の合流点付近の河道は長期的にみると河床の低下が進行する(ケース1)。貯水

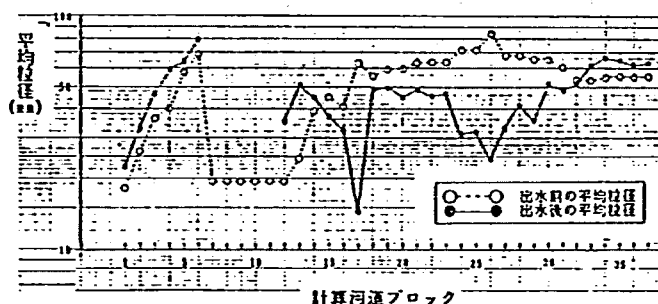


図-10 河床材料の平均粒径の変化

表-7 河床変動計算結果総括表(通年)

昭和42年～昭和47年						
区 間	区間投入 土砂量	区間抽出 土砂量	河 床 変 動 量 計 算 値 (mm)	土砂採取量 実 績 値 (mm)	土砂採取量	備 考
0 ^k ~25.25 ^k	3,557	8,058	(-2,451)	(-7,782)	-5,215	5,329
25.25 ^k ~139.6 ^k	2,832	2,252	(631)	(558)	-554	33
139.6 ^k ~147.6 ^k	3,132	2,427	(705)	(633)	-825	1,339
147.6 ^k ~181.6 ^k	4,039	3,050	(989)	(172)	-2,145	1,154
181.6 ^k ~184.4 ^k	2,755	3,232	(-457)	(-1,243)	-725	754
184.4 ^k ~191.4 ^k	1,322	1,035	(287)	(453)	-1,025	809
191.4 ^k ~191.4 ^k	4,317	2,202	(2,114)	(-1,921)	-5,825	4,615

注 1) 河床変動量は両断面区間値を平均

2) 計算値の () は土砂採取量を考慮した値

表-8 計算ケース

ケースNo.	設 置 条 件	外 力 条 件
1	小渋ダム 100%捕捉 砂防ダム 有	平常出水 30ヶ年
2	小渋ダム バイパス 砂防ダム 有	平常出水 30ヶ年
3	小渋ダム 100%捕捉 砂防ダム 有	昭和36年 6月出水
4	小渋ダム バイパス 砂防ダム 有	昭和36年 6月出水

池をバイパスさせて土砂を下流に送ると合流点付近の河床が低下する問題はほぼ解消される(ケース2)。しかし、その下流の拡幅部に堆積する土砂量はバイパスを設けない場合に比べて約1.5倍も多くなり、河積を確保する上で新たな問題を生じさせることになる(ケース1, ケース2)。このことから、ダム下流にバイパス等によって土砂を供給する場合には、その量、質をコントロールするような対策の検討が必要である。2) 洪水の河床変動特性からみると、貯水池をバイパスさせて土砂を下流に送ることを考えた場合においても小笠川合流点付近の河床は低下するので(ケース3, ケース4)、土砂を供給して河床低下を防ぐ、河床低下を防止する砂防施設を配置する等の対策が必要になる。拡幅部では長期的、短期的にみて細粒子の土砂が堆積する傾向にあるので、土砂生産源の対策を行って土砂の生産を抑止するか、計画的に砂利採取を行って洪水氾濫に対する安全度を高める検討が必要である。

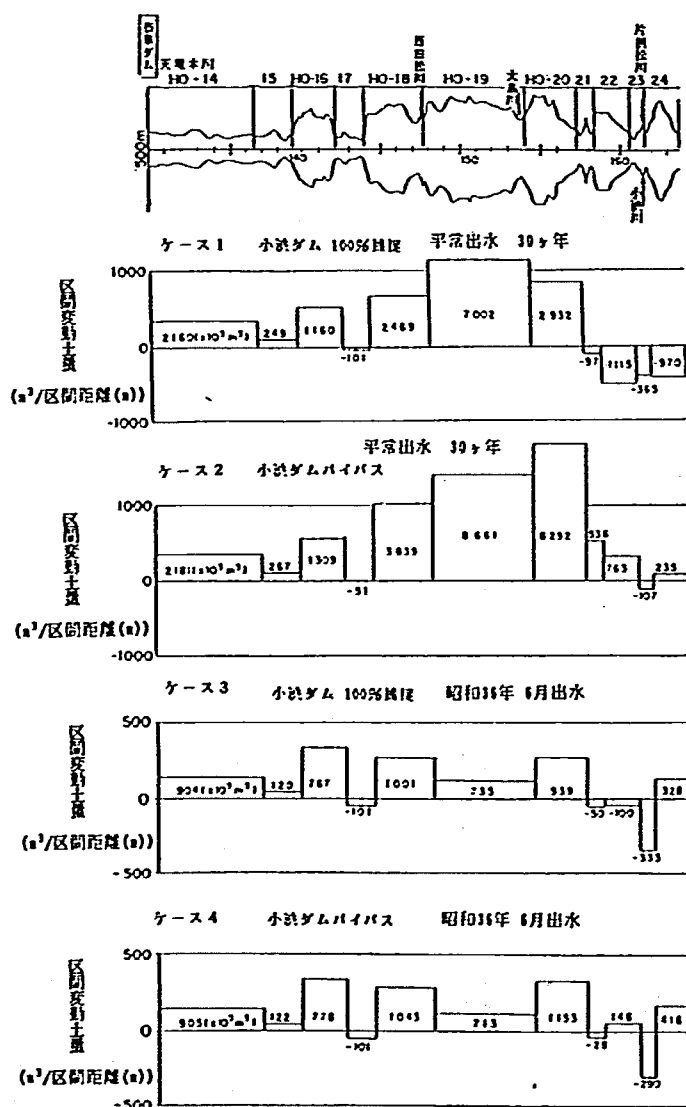


図-11 河床変動量の収支

4. 結語

天竜川の土砂の実態を把握した。整理の十分でないところも多いが、上流で多くの土砂が大きな降雨に伴って生産され、それが貯水池に堆砂している状況、貯水池による堆砂と砂利採取によって河床が低下している様子、更に海岸の侵食状況が理解された。海岸の離岸堤や、河川の人工的アーマーカーコート、ダムのしゅんせつ、土砂のバイパス排砂などそれぞれの場所でそれぞれに対応してきたし、また、対応しようとしている。砂利資源の供給を含めて土砂の源を管理している砂防が最適な解を考え、示す必要があると考える。従来の土砂追跡モデルに、河床の上昇、低下に伴う河床材料の粒子が連続的に変化する交換層モデルを組み入れたプログラムを作成し、これを用いて土砂管理手法の予備的な検討を行っているが、今後は、具体的な方策を示し、その効果、経費を求める作業へと進む予定である。

最後に、天竜川の資料収集に関して協力して頂いた、中部地方建設局河川部河川計画課、天竜川上流工事事務所、浜松工事事務所、長野県、愛知県、静岡県の関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 平野宗夫 ; Armouringを伴う河床変動について, 土木学会論文報告集 第195号1971

道路事業調査費

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 永山高久
主任研究員 石川芳治
福澤 誠

1 はじめに

渓流を横切る盛土道路の排水対策としてしばしばカルバートが用いられている。しかしながらカルバートの断面は土石流が流下する危険性のあるすべての渓流で土石流流量に対して十分というわけではなく、しばしば土石流の流下によりカルバートが閉塞されて道路盛土部に被害が生じている。そのカルバートの閉塞防止対策の1つとして、盛土上流にスクリーンを設置することが考えられる。本研究はスクリーンによる流出土砂のピークカットや土石流減速効果等を模型水路により実験を行い検討したものである。

2 実験概要

実験は長さ8 m、幅・深さ共50 cmの2次元水路を用いた。勾配は18°とし、水路下流付近に図-1に示す道路盛土模型と排水用のカルバートを設置した。スクリーンを設置しない場合、底面のみに設置した場合、底面スクリーンに斜面スクリーンを接続した場合について実験を行いスクリーンを通過する土石流の流量および濃度を測定した。また側面からのビデオ撮影によりスクリーン上の土石流の流速を測定した。さらにスクリーンのスリット間隔や方向、スクリーンの面積を変えカルバートへの土砂流入状況や盛土上流の水位上昇を観察した。

実験に用いた土砂量は25 tで最大粒径19.1 mm（以下A砂と言う）と最大粒径25.4 mm（以下B砂と言う）の2種類を用いた。土砂は水路上流端付近に厚さ5 cmに敷均し、流量は2 t/sとし土石流を発生させた。

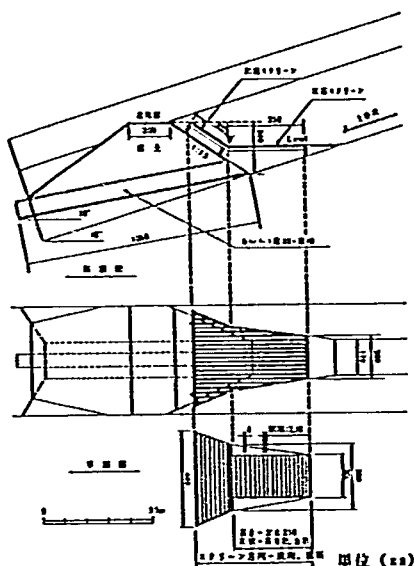


図-1 盛土及びスクリーン模型

3 実験結果

3.1 土石流流量及び流出土砂濃度

スクリーンを通過した土石流のピーク流量は図-2に示すように底面スクリーンを設置すると無施設時の約7割になり、斜面スクリーンを追加するとさらに低下した。流出土砂濃度に関しても同様で図-3に示すように無施設の場合、濃度のピークは約60%であったがスクリーンを設置するとピークは20～30%に下がった。

盛土上流側水位の最高値と土石流流量の関係は図-4に示すとおりでピーク流量が低いほど最高水位

も低く、ピーク流量が約2 ℓ/s 以下では盛土の越水が起こらなくなる。土砂濃度についても同様で濃度のピークが約20%以下では越水は起こらなくなる。

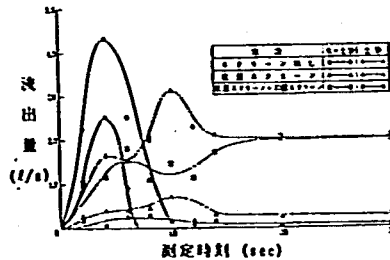


図-2 スクリーンを通した土石流流量

3.2 スクリーンによる土石流先頭部の減速

底面スクリーンを通過する土石流の流速を測定した。B砂に比べスクリーンへの流入速度が速いA砂はスクリーン上で停止せず、カルバートは閉塞した。B砂はスクリーン上で先頭が停止し、カルバートの閉塞は起こらなかった。スクリーン上での土石流の流速(図-3)はA、B砂共ほぼ一定の負の加速度で減速し、A砂が約 -22cm/s^2 、B砂は約 -13cm/s^2 だった。また昭和60年7月に長野県焼岳で発生した土石流のスクリーン上での加速度は約 -100cm/s^2 だった¹⁾。なお底面スクリーン上での土石流の減速を等加速度直線運動とした場合の底面スクリーンと土石流の摩擦係数はA砂で0.022、B砂で0.013、焼岳では0.102となった。

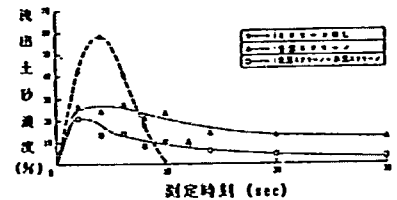


図-3 スクリーンを通した土石流の濃度

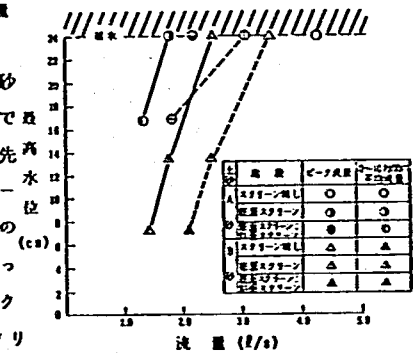


図-4 土石流流量と盛土上流最高水位の関係

3.3 スクリーン形状と最高水位・土砂流出率の関係

無施設の場合すべてのケースで越水が起こった。底面スクリーンを設置するとA砂は越水し、B砂は越水は起こらなかった。斜面スクリーンを接続するとB砂の盛土上流側最高水位は水のみを流した場合とほぼ同じで斜面スクリーンは水位上昇防止に効果的であると考える。またスクリーンの面積は広いほど最高水位は低かった。スリット間隔及び方向の違いについては流出土砂量・流出土砂濃度及び土石流の減速に明瞭な差は見られなかった。土石流に流木模型(長さ10cm、径8mm、100本)を加えると、流木によってカルバートが閉塞する現象が認められたがスクリーンを設置すると流木によるカルバートの閉塞は防止できた。

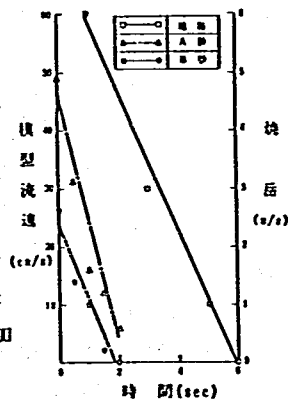


図-5 スクリーン上での土石流の流速

4 今後の課題

カルバートの閉塞防止にスクリーン工は効果があることが分かったが、今後はその計画・設計法を作成するとともに、現地への適用を進める必要がある。

参考文献

- 1) 清野雅雄、宮越英紀、上原信司、水山高久：底面水抜きスクリーンの現地試験、新砂防第146号、VOL. 39, No. 3 昭和61年9月, pp. 15~19

砂防事業調査費

3.1 土石流危険区域の設定と公表に関する調査

砂防研究室 室 長 水山高久

主任研究員 石川芳治

研 究 員 栗原淳一

福澤 誠

福本晃久

1. まえがき

土石流災害を防止・軽減するためには溪流において土石流対策施設を建設するとともに、土石流危険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、さらに土石流危険区域の適正な土地利用のあり方を指導する必要がある。

2. 研究目的

本調査では土石流災害を防止・軽減するために重要な土石流危険区域の設定手法及びその公表のあり方を提案する目的で、土石流対策施設の効果を考慮した土石流危険区域の設定手法及びそれらの危険度区分手法の検討を行った。また、合理的な流木対策計画に資するために土石流とともに発生する流木の实態についても検討を実施した。さらに土石流に対する警戒・避難の整備を進めるための一手法として気象庁の発表している短時間降雨予測の利用についても検討した。

3. 研究方法

昭和63年 7月の梅雨前線による豪雨により広島県山県郡加計町を中心とした地域では土石流が多数発生した。これらのうちの3溪流（江河内谷、中西平谷川及び上原谷川）を例にとり土石流氾濫シミュレーション計算を実施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。また、土石流危険区域内の危険度区分手法を検討するため、広島県加計町における土石流の氾濫・堆積による家屋の被害実態を調査し、土石流の氾濫・堆積に関連する数種のパラメーターとの関係を検討した。

昭和63年 5月に熊本県で発生した土石流災害について現地調査を行った。この災害では土石流と共に流下してきた流木により土石流災害が増大した例が見られた。また、広島県加計町における土石流災害においても土石流と共に多量の流木が流下し下流における災害を増大させた例が見られた。広島県加計

町における、土石流と共に発生、流下、堆積した流木について現地調査、空中写真判読によりその実態を調査した。

土石流警戒・避難体制の整備に関連して、昭和63年 4月から気象庁により発表されている短時間降雨予測について、昭和63年 5月に発生した熊本県における土石流災害を例にとり土石流予警報への利用可能性について検討を行った。

4. 研究結果

4. 1 土石流危険区域の設定手法の検討

4. 1. 1 概説

昭和63年 7月に広島県加計町で土石流が発生した3渓流（江河内谷、中西平谷川及び上原谷川）を例にとり土地利用状況により粗度係数を変化させて土石流氾濫シミュレーション計算を行い、実際の土石流の氾濫形状、堆積深等と比較して、シミュレーション計算の土石流危険区域設定手法への利用に関する検討を行った。

4. 1. 2 計算方法

計算は基礎方程式として流下方向（x方向）およびその直角方向（y方向）について水および砂礫の運動方程式および連続式をたて、これらを差分化することにより解いた。地盤高は 1/5,000 の地形図を用いてメッシュ間隔20mで読み取った。計算に用いた水理条件は表-1に示すとおりである。

4. 1. 3 計算結果

土石流災害後の実態調査から樹木群や家屋の存在が土石流の氾濫区域や堆積深に影響を与えていると考えられる例が見られたので、これらの土地利用の差異を地盤の粗度係数の差異に置き換えて氾濫形状の変化に与える影響を検討した。土地利用状況を次の4種類に分類し、それぞれ次のような粗度係数を与えた。すなわち、家屋では $n=0.50$ 、 1.00 および 2.00 の3種類、樹林では $n=0.20$ 、裸地（荒れ地、草地、道路、果樹園、田畑）では $n=0.10$ 、河川では $n=0.04$ とした。同一のメッシュ内に異なる土地利用が存在する場合には各土地利用の面積比により加重平均の粗度係数を用いた。粗度係数を変えた場合の江河内谷における土石流の氾濫範囲の変化を図-1に示す。なお、図中の一点鎖線の範囲は実際の土石流による土砂の氾濫、堆積範囲を示している。図-1に示す江河内谷及び他の2渓流（中西平谷、上原谷）において粗度係数を大きく変化させても土砂の氾濫・堆積域及び堆積深、水の氾濫域や水深に大きな差はなく、家屋群による流向変化やその上流への堆積等の

表-1 氾濫シミュレーションに用いた水理条件

項 目	数 値
メッシュ間隔	20m
計算時間間隔	1sec
代表粒径	10mm
粗度係数	土地利用により異なる 0.04～2.00
堆積土砂濃度	0.6
砂礫の密度	2.6t/m ³
水の密度	1.0t/m ³
土石流中の流体部の密度	1.5t/m ³
限界掃流力	0.04t/m ²
土石流計算と掃流砂計算の限界勾配	0.01
土砂の内部摩擦角	35°
侵食可能深	0m

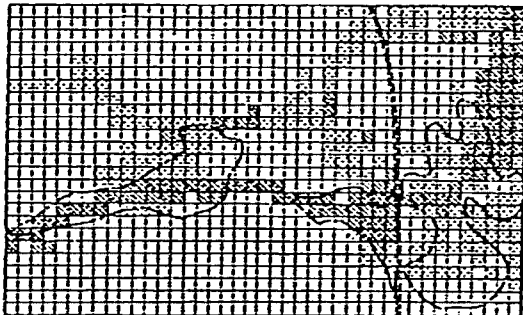
現象を再現することができなかった。

シミュレーション計算では計算時間毎の各メッシュにおける水深及び流速を容易に得ることができ、これらより土石流流体力の分布を求めることができる。シミュレーション計算により求めた江河内谷における土石流の最大流体力の分布を図-2に示す。計算に用いたメッシュ間隔が20mと実際の土石流流下区間の平均流下幅約9mに比べて大きかったため、計算結果と実際の土石流の氾濫範囲とは必ずしも一致していない。このため図-2ではあまり明確ではないが、4.2でも述べるように土石流流体力は家屋の被災度と強い相関がありシミュレーション計算結果によりある程度家屋の被災度を推定できることがわかる。

4. 1. 4 今後の課題

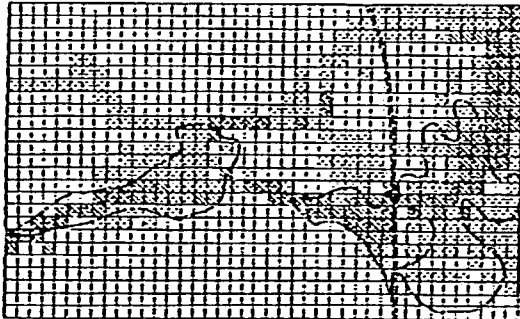
家屋や樹林による土石流氾濫域への影響を適切に計算に反映するために、家屋や樹林のあるメッシュにおいては土石流の通過率を変化させる等の手法を検討する必要がある。江河内谷におけるシミュレーション計算結果では土砂は上流氾濫域では実際より多く堆積する傾向が見られ、逆に下流氾濫域においては、シミュレーション計算結果による土砂の氾濫、堆積域は実際の氾濫、堆積域に比べて小さく、より精度の高いシミュレーション計算法を検討する必要がある。このため土石流中

家屋粗度係数 0.5



凡 例	
———	昭和63年の土石流による 氾濫区域
	数値シミュレーションによる 水の氾濫区域
	数値シミュレーションによる 土砂堆積区域

家屋粗度係数 1.0



家屋粗度係数 2.0

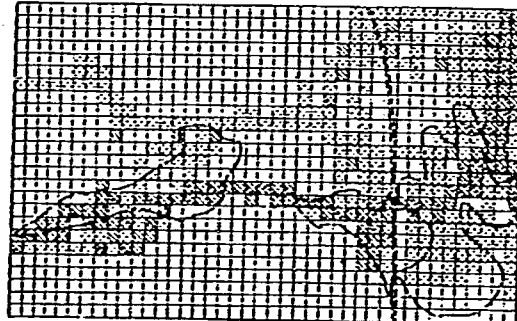


図-1 粗度係数を変化させた場合の土石流氾濫範囲の比較

の水の密度増大に寄与する細粒成分の追跡を行うとともに、メッシュ間で流れの状況が急変する場合のシミュレーション計算への反映手法を検討する必要がある。

4. 2 土石流による家屋の被災度

4. 2. 1 概説

土石流災害による家屋の被災度を予測することは防災マップの作成、警戒避難体制の整備、防災事業の効果評価、災害に強い住宅の設計にとって極めて重要である。そこで、昭和63年7月に広島県加計町を中心として発生した土石流災害を例に採り、主として土石流の流下、氾濫による家屋の被災に関する検討を行った。その結果土石流のもつ流体力により家屋の被災度を比較的精度良く推定する方法を得た。

4. 2. 2 調査方法

昭和63年7月20日から21日にかけて広島県山県郡加計町を中心とする地域は梅雨前線による豪雨に見舞われ大きな土石流災害が発生した¹⁾。加計町及び筒賀町において約20の溪流で土石流が発生した(図-3)が、このうち家屋に被害が生じたのは10溪流であり、11名の貴い命が失われた。

災害後、家屋に被害の発生した10溪流について現地調査、空中写真判読、地形図等により土石流の流下及び氾濫区域内の土石流、土砂流の流下痕跡、土砂堆積厚、地盤勾配、土石流による家屋の被災度等を調査した。家屋の被災度の判定に当たっては通常の判定基準に従い全壊、半壊、損壊、浸水、無被害の5区分とした。

4. 2. 3 調査結果

(1) 家屋の被災度と構造

今回調査した各溪流の土石流氾濫区域内にあった家屋の被災度を溪流別に表-2に示す。調査対象となった107棟のうち約半数は⑩の江内谷で起こった土石流の氾濫区域内にあった家屋であり、この谷では10名の方が土石流により命を奪われている。今回調査の対象となった家屋の構造区分毎の内訳を表-3に示す。ほとんどが木造であるので構造の違いによる被災度の差異については明確な結論を得ることはできなかったが、仮設住宅は土石流に対して極めて弱いと言えそうである。

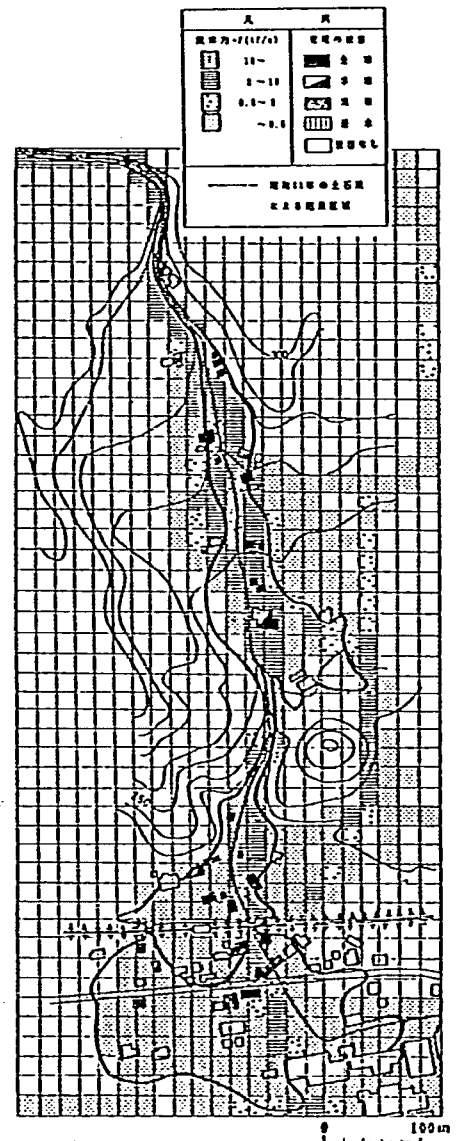


図-2 シミュレーション計算による流体力分布

(2) 土砂堆積厚と家屋の被災度

土砂堆積厚から家屋の被災度を推定しようとする試みはこれまでいくつかなされてきている。土砂の衝突や侵入により家屋が被災することを考えると極めて妥当な考えといえる。今回の調査対象家屋の被災度区分毎の家屋数と土砂堆積厚の関係を図-4に、また家屋数を百分率で表したものを図-5に示す。これらの図より土砂堆積厚と家屋の被災度にはある程度の相関関係があることが分かる。土石流堆積厚と家屋の全壊率の関係について今回の調査結果とこれまで発表されてきた推定方法^{2),3)}を比較した結果を表-4に示す。多少の違いはあるもののほぼ同様の傾向を示している。

土砂堆積厚と家屋の被災度にはある程度の相関関係があることを示した。しかしながら実際の土石流氾濫域を調査すると、谷の出口にあたる扇頂部では土砂堆積厚は極めて薄く、しばしば

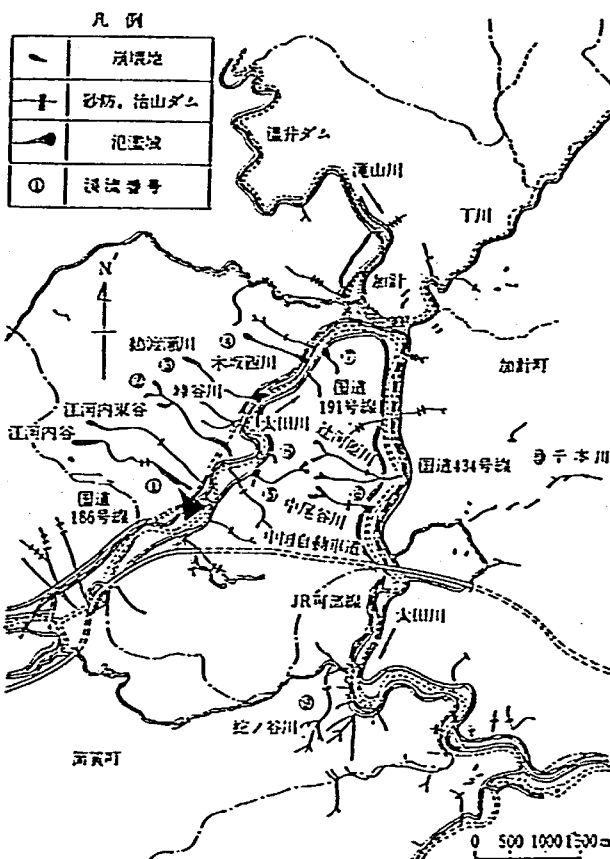


図-3 土石流により家屋への被害が発生した渓流位置図

表-2 渓流別の家屋の被災度内訳書 (単位: 棟)

番号・渓流名	全壊	半壊	損壊	浸水	被害なし	計
① 江河内谷	19	4	12	1	16	52
② 峠谷川	1	0	1	0	2	4
③ 精濃瀬川	1	1	0	1	2	5
④ 木坂西川	1	1	2	0	0	4
⑤ 中西平谷川	9	2	1	0	0	12
⑥ 山城川	0	1	0	0	0	1
⑦ 上原谷川	1	1	1	0	6	9
⑧ 中尾谷	1	1	1	0	0	3
⑨ 蛇の谷川	2	1	2	0	5	10
⑩ 千本川	4	3	0	0	0	7
計	39	15	20	2	31	107

表-3 土石流氾濫区域にあった家屋の構造

家屋の構造	棟数	割合 (%)	備考
木造	101	94	
鉄筋コンクリート	3	3	被害なし
鉄骨造り	2	2	全壊と被害なし
プレハブ	1	1	全壊
合計	107	100	

堆積域というよりも侵食域となっ
てい
る。これは土石流の通過時及び通過後
の洪水等により河床や地盤が侵食され
るためと考えられる。江河内谷の場
合でも、上流氾濫域の谷の出口付近で
は堆積厚は薄く、場所によっては侵食
域となっており、それにもかかわらず
この付近での家屋の被災形態は全壊が
圧倒的に多かった。このようなことよ
り家屋の被災度を土砂の堆積厚のみか
ら推定するには限界があると言える。

(3) 家屋の持つ水平耐力

土石流が家屋に衝突することにより
流体力及び衝撃力が家屋に働き、これ
らの力により家屋が倒壊や損傷等の被
害を受けることは容易に想像できる。
土石流による流体力、衝撃力の働く方
向は河床と平行、すなわちほぼ水平と
考えることができるから、家屋の被災
度を推定するためには家屋の持つ水平
耐力を知ることが重要と言える。家屋
の持つ水平耐力は家屋の構造、例えば

木造か鉄筋コンクリート造かあるいは平屋か2階建か、基礎の構造及び家屋の大きさ等によって大
きく異なる。今回の土石流災害により被災した家屋の9割以上は木造の住宅であったので、以下で
は主として木造の住宅についてその水平耐力の目安を検討する。

これまで、主として木造建築物の耐震性能の検討のための基礎資料の収集を目的として実大建築
物の静的水平加力試験がいくつか行われて来ている⁴⁾。これらの試験により得られた木造家屋の持
つ最大水平耐力 P_0 と家屋の変形角が $1/200\text{rad}$ の時の耐力 $P_{1/200}$ を表-5に示す。表-5より木造平屋
建住宅の最大水平耐力は幅1m当り約0.5tfであり、木造住宅の平均の最大水平耐力は幅1m当り1
.0tfであることがわかる。また、耐震規定で定められている木造建築物の許容層間変形角である $1/$
 200rad における水平耐力は最大水平耐力の約 $1/2$ である。これらの結果より土石流の持つ流体力によ
る木造家屋の被災度判定に用いる基準としては単位幅当り 0.5tf 及び 1.0tf が一応の目安となる。
ただし、実大建築物の水平加力実験での載荷位置は地上から約2.5-5mであり土石流の流体力の平

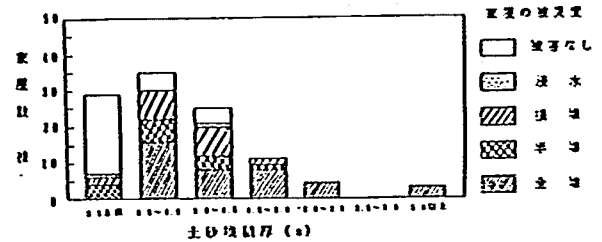


図-4 土砂堆積厚と被災家屋数

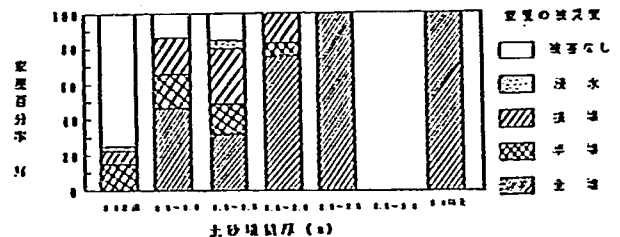


図-5 土砂堆積厚 (%)

表-4 土砂堆積厚による家屋全壊率の比較

土砂堆積厚 (文献1)の場合)	家屋の全壊 (%)		
	文献1)による	文献2)による	今回の災害実績
1m以上 (床上0.5m以上)	59	71	53
1m以下		31	25

均作用位置がこれよりも低い場合は水平耐力は表-5に示した試験値よりも大きくなると考えられる。また、試験での水平耐力は建物全体の倒壊に対する抵抗力であり、壁や窓ガラスの破損等は考慮していない。

(4) 土石流により家屋に働く力

流下、氾濫中の土石流が家屋に衝突した場合に家屋に作用する幅1m当りの流体力は以下の式で表される。

$$F = \frac{w}{g} h v^2 \quad \text{---- (1)}$$

ここで、F：単位幅当りの流体力 (tf/m)
w：土石流の単位体積重量 (tf/m³)、g
：重力加速度 (m/s²)、h：土石流の流動深 (m) 及び v：土石流の流速 (m/s)
である。

土石流の流速をマニング式を用いて表し、上式を変形すると次式が得られる。

$$F = \frac{w}{n^2 g} h^{7/3} I \quad \text{-- (2)}$$

ここで、n：マニングの粗度係数、I：河床（地盤）勾配である。(2)式に、w=2.0 (tf/m³)、n=0.04及びg=9.8 (m/s²)を代入すると次式が得られる。

$$F = 127.5 h^{7/3} I \quad \text{-- (3)}$$

(3)式を用いて、江河内容の氾濫域における流体力Fの分布を計算した結果を図-6に示す。ここで、土石流の流動深は現地の流下痕跡、氾濫シミュレーション計算結果を基に推定して求

表-5 木造住宅の水平耐力（既往の実物実験結果より）

(a)

住 宅 名	構造形式	最大耐力 P _{max} (kgf)	高 (m)	平均耐力 耐力 (kgf/m)	階 数	建築年数
三葉台邸宅住宅	びた付 2階建	9.858 9.458	6.55 6.28	659 637	2階	22年
砂岡邸宅住宅	2階建	8.936	5.735	555	2階	21年
両砂岡 A 邸	2階建	16.859	16.81	8,559	2階建	建築 年度
両砂岡 B 邸	2階建	19.859	16.81	8,557	2階建	
両2階建B邸住宅	2階建	8.198	8.28	8,512	2階建	
片2階建B邸住宅	2階建	8.888	8.28	8,515	2階建	
平 均 値 平 均					655	
2 階 建 平 均					8,527	
平 均					8,535	

(b)

住 宅 名	構造形式	最大耐力 P _{max} (kgf)	高さ (m)	平均耐力 耐力(kgf/cm ²)	階 数	経過年数
三葉台邸宅住宅	びた付 2階建	8,558 8,558	6.55 6.28	587 517	平 屋	22年
砂岡邸宅住宅	2階建	8,258	5.735	555	平 屋	23年
両砂岡 A 邸	2階建	9,258	16.81	719	2階建	2階建 2階建
両砂岡 B 邸	2階建	15,858	16.81	8,578	2階建	
両2階建B邸住宅	2階建	8,518	8.28	719	2階建	
片2階建B邸住宅	2階建	8,458	8.28	819	2階建	
両2階建B邸住宅 (1)	びた付	8,558	6.48	581	2階建	2階建 2階建
両2階建B邸住宅 (2)	びた付	8,558	6.48	529	2階建	
両2階建B邸住宅 (3)	びた付	8,558	6.48	555	2階建	
平 屋 値 平 均				575		
2 階 建 平 均				679		
平 均				516		

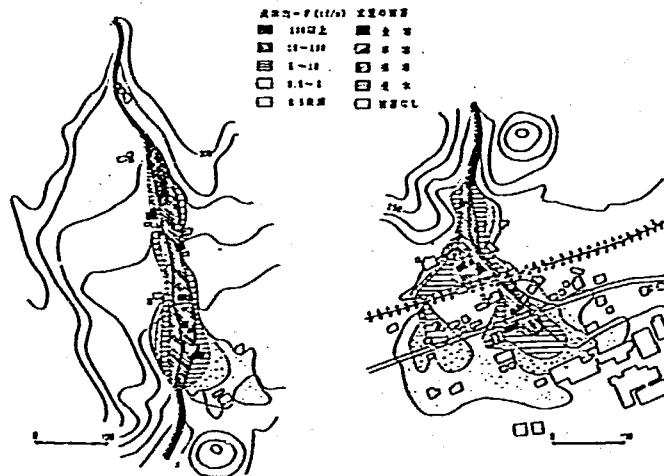


図-6 江河内容における土石流・堆積調査結果による土石流流体力分布と家屋の被災度

めた。同様に、家屋に被害の発生した他の9渓流についても単位幅当りの流体力Fの分布を求めた。これら10渓流における単位幅当りの流体力Fの大きさ区分毎の被災家屋数と被災度区分を図-7に、また家屋数を百分率で表したものを図-8に示す。

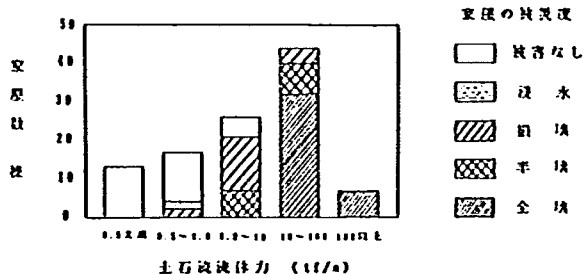


図-7 土石流の流体力と被災家屋数

これらの図より、土石流流体力の値が増加するにつれて家屋の全壊及び半壊の割合も増加しており、土石流の流体力と家屋の被災度とは比例していることが分かる。また、土石流流体力が0.5tf/m未満の範囲では損壊以上の被害を受けた家屋は無く、1.0tf/m未満の範囲では半壊以上の被害を受けた家屋は無い。従って、これらの値が土石流

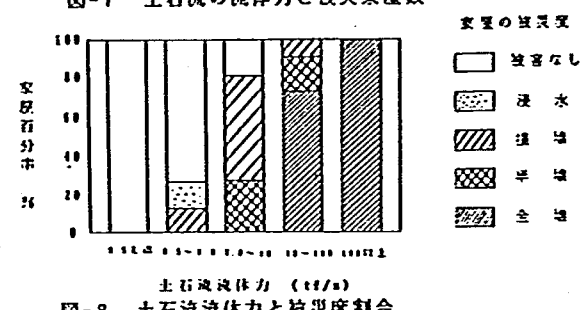


図-8 土石流流体力と被災度割合

による木造家屋の被災度を判定する際の目安になると考えられる。

4. 2. 4 今後の課題

土石流の衝突による家屋の被災度を判定する目安として土石流による流体力が極めて有効であることを明らかにした。しかしながら、一般に土石流中に含まれている巨礫の衝突による衝撃力も非常に大きく、家屋の被災度の検討に当たっては無視できない。従って今後は衝撃力による家屋の被災度についても検討を進める必要がある。また、木造以外の例えば鉄筋コンクリート造の建物等についても被災度判定のための目安を得る必要がある。さらに、建物の骨組構造の破壊のみならず壁や窓、戸等の破壊についてもより精度の高い検討が必要である。以上の検討成果を基に、耐土石流住宅の開発、土石流に強い地域計画の策定手法の開発も今後の課題と言える。

4. 3 土石流及び流木による災害と流木の実態

4. 3. 1 熊本県、広島県で発生した土石流及び流木による災害の特徴

(1) 熊本県で発生した土石流及び流木災害

(1. 1) 概説

昭和63年5月3日から4日にかけて、熊本県中部地方では日本海に中心を持つ低気圧から伸びた寒冷前線が停滞し、活動が活発になり雷を伴った豪雨が発生した。豪雨が特に激しかったのは緑川上流域の矢部町から阿蘇山南東部の高森町、蘇陽町にかけての東西約50km、南北約35kmの範囲で矢部町(間谷山)では最大1時間雨量が111mm、連続雨量(3日13時~4日22時)は475mmにも達した。降雨の推移と情報の伝達の流れを図-9に示す。

(1. 2) 土石流及び流木による被害

熊本県における被害の概要を表-6

に示す。土石流災害は矢部町の筒川周辺と高森町で比較的多く発生している。筒川周辺の地質は亀裂の発達した変成岩で地形は周辺に比較して急峻である。このような素因に加えて筒川周辺は強雨域のほぼ中心に位置していたために被害が集中したと推定される。

高森町の冬野川は阿蘇山の外輪山の山頂（約870m）から平均河床勾配約20度で火口原である南郷谷（標高約550～600m）に流下している。この冬野川の上流域で発生した土石流は途中にある治山ダムを乗り越えて流下し、扇状地上部の溪流を渡っている橋梁（長さ約2m）に流木、巨石が詰まったために氾濫し、その橋梁直上流の左岸にあった人家を破壊して、1名の人命を奪った。冬野川の扇状地に氾濫、堆積した流木は数十本にものぼり、そのほとんどが直径20～

40cmの杉であった。このように多量の流木の発生が予想される溪流においては土石流対策とともに流木対策も重要である。

(2) 広島県で発生した土石流及び流木災害

(2. 1) 概説

昭和63年7月20日から21日にかけて広島県山県郡加計町を中心とする広島県北西部は梅雨前線による豪雨にみまわれ土石流災害が発生した。豪雨は21日未明から強くなりだし連続雨量264mm（20日14時から21日6時：加計土木事務所）、最大時間雨量57mm（21日3時から4時：同）を記録した。このとき多量の降雨を記録したのは加計町を中心とする広島県北西部から島根県三隅町にかけての狭い範囲である。

(2. 2) 土石流及び流木による被害

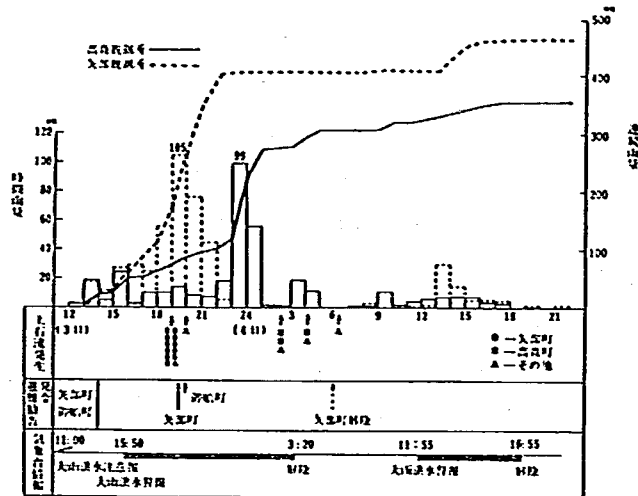


図-9 降雨の推移と情報の伝達

表-6 被害状況（熊本県調べ、6月22日現在）

		高森町	矢部町	天来町	天来町	天来町	その他	小計	この地域河川災害金額計	合計
死者	土石流	1	0	1	0	0	0	2	2	5名
	流木	2	0	0	0	0	0	2	2	5名
負傷者	土石流	2	2	0	0	0	0	4	19	25名
	流木	4	0	0	2	0	5	11	33	54名
全壊	土石流	2	7	0	0	0	0	9	21	35名
	流木	1	5	0	5	1	0	12	33	54名
半壊	土石流	1	7	0	0	0	0	8	21	35名
	流木	1	3	0	2	0	1	7	21	35名
一部損壊	土石流	1	5	1	0	0	0	6	65	99名
	流木	0	9	0	13	3	1	26	65	99名

広島県全体の被害状況を表-7に示す。死亡者のうち土石流によるものが11名（加計町）で、他の3名は車で避難中に道路の路肩が崩れ、車ごと増水した川に転落したことによる（戸河内町）。土石流の発生時刻は現地での聞き取り調査によると、21日2時半から3時半にかけてと考えられ、最大時間雨量発生時とはほぼ同じ時刻である（図-10）。

土石流の被害が最も大きかったのは江河内容で、死者10名、全・半壊家屋は19戸に達した。江河内容は流域面積が約0.7km²で、土石流危険渓流である。氾濫面積は全体で約54,000m²であるが、上流側の氾濫域には著しい堆積は認められず大半がJR可部線（高さ7mの盛土）の上流側に堆積した。また、他の土石流発生渓流同様、流木が多く、氾濫の被害を助長しているように見える。

江河内容に隣接する江河内東谷には高さ14m、長さ39m、計画貯砂量27,500m³の砂防ダムが施工されており、今回の土石流による流出土砂及び流木をほぼ完全に捕捉し下流での災害を大幅に軽減した。砂防ダムは土石流発生後も満砂しておらず、ダム直上流部にはまだ多少容量に余裕がありそこに多量の流木が堆積した。大部分の流木は主ダム上流部で捕捉されたが、一部の比較

的長さが短い流木は下流へ流下し、下流にある幅約2mの流路を閉塞し、流水の氾濫を引き起こした。

4. 3. 2 土石流と共に発生する流木の実態

(1) 調査目的と調査手法

流木対策を計画するに当たっては土石流とともに発生および流下する流木の本数、量および大きさを予想することが必要である。発生流木の本数、量および大きさは流域内の崩壊及び侵食発生地区上の立木を調査することによりある程度予想できるが、現実には崩壊及び侵食発生地区を事前に精度よく推定できない場合も多い。このようなことから過去に発生した土石流とそれに伴う流木の実態を調査し、その結果を整理することにより発生および流下する流木の本数、量、大きさを推定する経験則を得ることとした。

表-7 災害状況（昭和63年7月23日、広島県消防防災課）

区 分		被害数
人的被害	死者	14人
	行方不明者	0人
住宅被害	全壊	25棟
	半壊	20棟
	一部損壊	15棟
	床下浸水	95棟
公共土木施設（県関係）	床上浸水	436棟
	河川	97箇所
	砂防	132箇所
	道路その他	73箇所
		3箇所

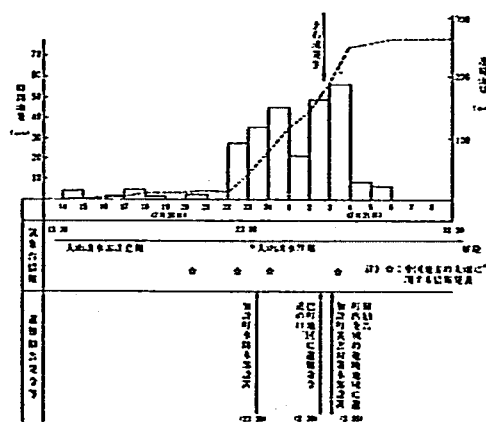


図-10 降雨の推移

土石流とともに発生した流木及び土砂量に関するデータは、昭和57年(1982年)7月の長崎災害における3渓流、昭和62年(1987年)8月の山形災害における4渓流および昭和63年(1988年)7月の広島災害における20渓流についての空中写真判読および現地調査結果により求めた。

土石流とともに発生した流木の本数、量および大きさは災害発生前と発生後の空中写真判読により崩壊及び侵食が発生した林地面積を求めることと、立木密度、樹種、樹齢が平均的な林地100m²当りの立木の現地におけるサンプル調査により求めた。すなわち発生流木本数は崩壊・侵食林地面積×立木密度により、また発生流木の大きさ(胸高直径、樹高)はサンプル地点の立木の実測により求めた。さらに流木の量としては幹部の材積(幹材積)を形数法(和田 国二郎の式)⁵⁾を用いて求めた。

流木の停止位置、本数、大きさ(平均直径、長さ)は空中写真判読と現地調査により求めた。また生産土砂量、土石流の流下幅についても空中写真判読および現地調査により求めた。なお調査した長崎、山形、広島の3地域とも土石流が発生、流下した林地では樹齢10~30年前後の杉の人工材が卓越していた。

(2) 土石流とともに発生する流木本数

調査した27渓流における流域面積(A)と流域面積1km²当りの発生流木本数(N_g)の関係を図-11に示す。この図より流域面積と流域面積1km²当りの発生流木本数には反比例の関係が認められ、流域面積当りの発生流木本数の上限値はほぼ次式で表される。

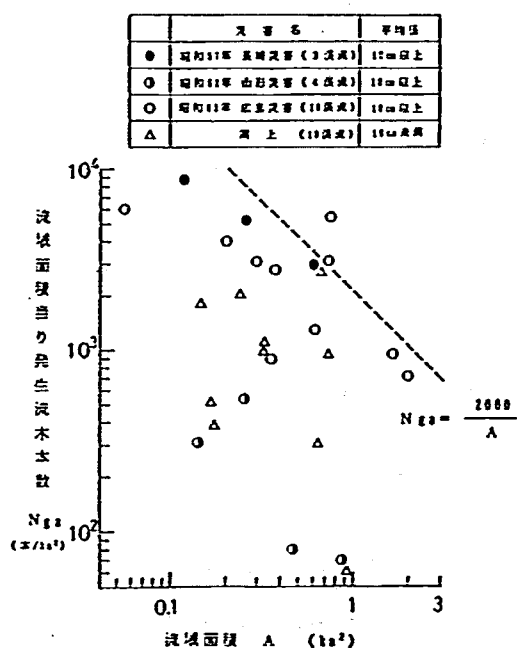


図-11 流域面積と流域面積当り発生流木本数

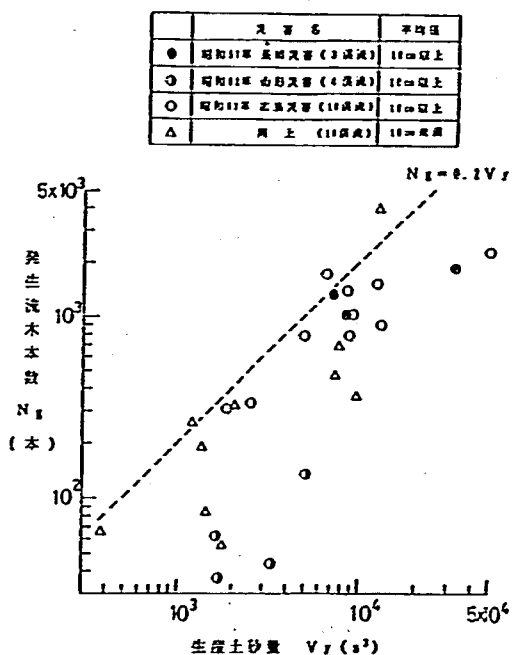


図-12 生産土砂量と発生流木本数

$$Nga = \frac{2000}{A} \quad \text{-----} \quad (4)$$

ここで、 Nga ：流域面積 1 km^2 当りの発生流木本数（本/ km^2 ）、 A ：流域面積（ km^2 ）である。また、土石流による生産土砂量（ Vy ）と発生流木本数（ Ng ）の関係を図-12に示す。この図より生産土砂量と発生流木本数には正比例の関係が認められ、発生流木本数の上限値はほぼ次式で表わされる。

$$Ng = 0.2Vy \quad \text{-----} \quad (5)$$

ここで、 Ng ：発生流木本数（本）、 Vy ：生産土砂量（ m^3 ）である。これは発生流木本数と生産土砂量が一般に土石流発生、流下による崩壊、侵食面積に比例するためと考えられる。

(3) 発生流木の幹材積

調査した27渓流における流域面積（ A ）と流域面積 1 km^2 当りの発生流木の幹材積（ $lega$ ）の関係を図-13に示す。この図より発生流木の平均胸高直径が10cm未満の渓流では10cm以上の渓流に比べて $lega$ が著しく小さい傾向がある。これは胸高直径の小さな（一般には林令の若い）林地では単位面積当りの蓄積が小さいことによるものと考えられる。この図より流域面積当りの発生流木の幹材積の上限値はほぼ次式で表される。

$$lega = \frac{200}{A} \quad \text{-----} \quad (6)$$

ここで、 $lega$ ：流域面積 1 km^2 当りの発生流木の幹材積（ m^3/km^2 ）、 A ：流域面積（ km^2 ）である。な

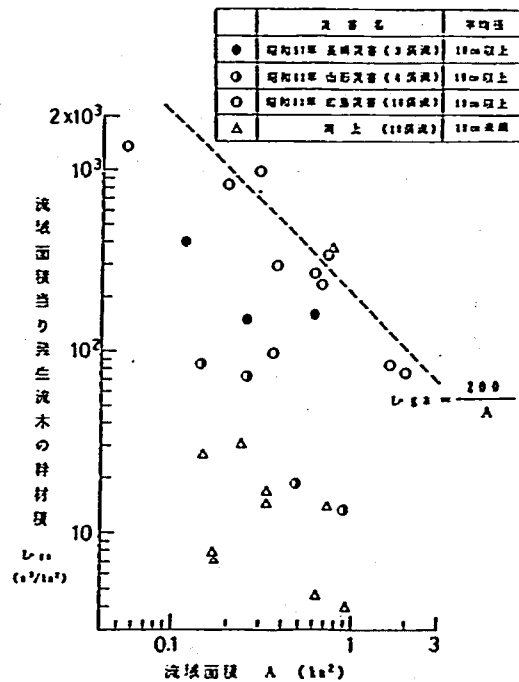


図-13 流域面積と流域面積当り発生流木の幹材積

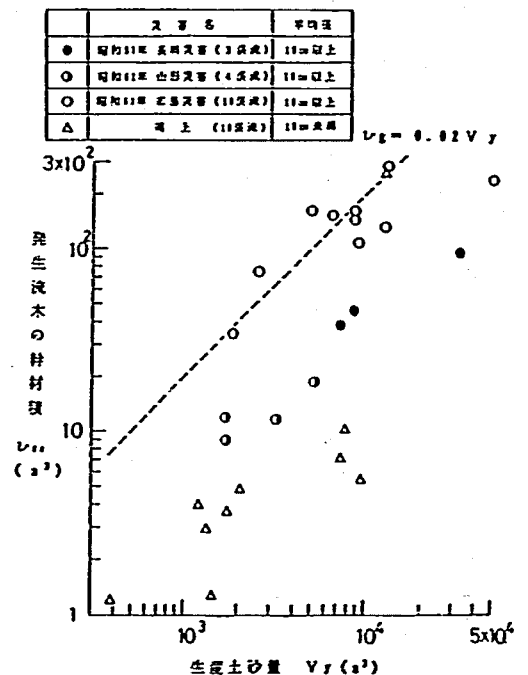


図-14 生産土砂量と発生流木の幹材積

お、 $A = 1 \text{ km}^2$ のときの流木量 200 m^3 という値は、スイスでの洪水時の最大実績⁶⁾と一致する。

土石流による生産土砂量 (V_y) と発生流木の幹材積 (lg) の関係を図-14に示す。この図より発生流木本数の上限値はほぼ次式で表される。

$$lg = 0.02 V_y \quad \text{-----} \quad (7)$$

ここで、 lg : 発生流木の幹材積 (m^3)、 V_y : 生産土砂量 (m^3) である。

(4) 流木の流出率

土石流とともに発生した流木の一部は溪流の上中流域の河道に堆積したり、砂防ダム等の土石流対策施設により捕捉されるので、流木対策を計画する際には人家や橋梁への被害が生じる土石流氾濫、堆積域への流木の流出量を知ることも重要である。谷の出口から下流の土石流氾濫、堆積域 (河床勾配約 $10'$ 以下) にまで流下した流木本数の谷の出口より上流での全発生流木本数に対する百分率 (X) を流木の流出率 (α) とし、これと流域面積との関係を整理したものを図-15に示す。この図より流木の流出率は流域面積によりあまり変化しないこと、および、砂防ダムや治山ダムのような施設による流木の流出率の減少が認められる。すなわち施設のない溪流での平均の流木流出率は約66%であり、施設のある溪流での平均の流木流出率は約50%である。このことより、本来流木の捕捉を目的としていない砂防ダムや治山ダムのような施設にも、ある程度の流木捕捉効果があると言える。

(5) 流木長と土石流の流下幅

溪流の上流域で発生した流木が土石流とともに溪流を流下する際には土石流中の石礫や溪岸、溪床との衝突により流木の細い幹の部分に折損して長さが短くなるのが一般的である。広島災害で特に流木の発生本数が多かった8溪流について、流木発生源の立木の平均長さとは下流の土石流氾濫、堆積域に堆積した流木の平均長さ及び各溪流の土石流流下幅の関係を図-16に示す。この図より流木の長さは発生源の立木の長さの約 $1/3 \sim 1/2$ であり、流木の平均長は土石流流下幅の最小値 (狭窄部

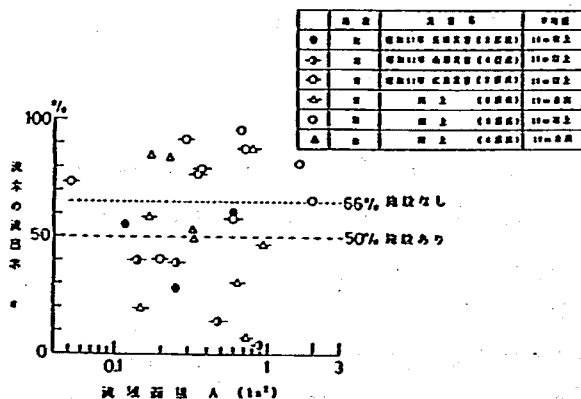


図-15 流域面積と流木の流出率

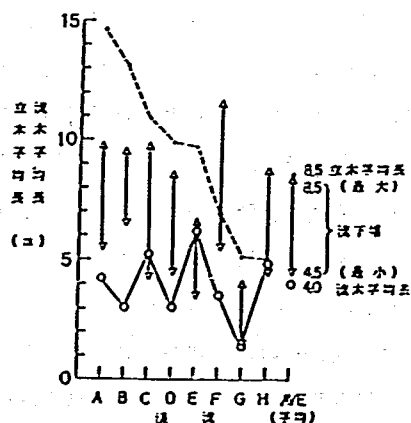


図-16 発生、流下した流木の長さとは下幅

の幅) とほぼ同じである。この理由としては狭窄部の流下幅よりも長い流木の大部分は狭窄部等で捕捉されてしまい下流に流下しないためと考えられる。

4. 3. 3 今後の課題

今後は流木による災害を防止、軽減するために流木対策指針を作成することを目的に合理的かつ効率的な流木対策手法の開発及び流木対策施設の設計手法の確立のための調査を行う必要がある。

4. 4 短時間降雨予測の土石流予警報への利用

4. 4. 1 概説

気象庁では昭和63年度から降水短時間予報業務を開始し、1時間から3時間後までの降水量を予測している。昭和63年5月に熊本県で発生した土石流災害を例にとり、短時間降雨予測の土石流予警報への利用についてその有効性を検討した。

気象庁の短時間降雨予測はレーダー及びアメダスのデータをもとに雨域の移動速度、発達衰弱を推測し、これに地理的要因、風向、風速、水蒸気量、高層大気のデータを加えて大型電子計算機を用いて処理して実施している。これにより5kmのメッシュで1時間毎に3時間先までの雨量の分布の予報を得ることができる。なお、短時間降雨予報の結果はファクシミリにより気象庁本庁から各地の気象台に送られており、さらに降水に関する注意報、警報が発表されているか、または発表される可能性の高い時は防災行政無線FAX、電話FAX、同報FAX等により防災関係機関に提供されている。

今回の調査では実降雨は九州地方建設局のテレメータ観測データを、予測降雨量は気象庁発表の昭和63年5月3日6時から4日17時の九州地方の降水1時間及び3時間予報図を用いた。

4. 4. 2 調査結果

(1) 実測の降雨量と予測降雨量の比較

昭和63年5月の土砂災害で大きな被害の発生した熊本県矢部町にある島木雨量観測所において実測された降雨量と1時間後及び3時間後の予測降雨量と比較した結果を図-17、18に示す。1時間後の雨量、3時間後の雨量とも必ずしも相関が良いとは言えない。3時間後の雨量については全般的に実測値の方が予測値よりも大きい傾向が見られる。

実測の降雨量と予測雨量について1時間雨量と累加雨量の推移を比較した結果を図-19、20に示す。豪雨の降り始めには実測の降雨量より少なく予測する傾向が見られ、3時間後の予測は1時間後の予測に比べて実測の降雨量よりも少ない傾向が見られる。

(2) 予測降雨量を用いた場合の土石流の警戒、避難の判定

土石流の警戒、避難の判定のために決められた警戒及び避難基準雨量に対して既往最大1時間雨量を用いた場合及び1時間後の予測雨量を用いた場合の各観測地における警戒、避難の判定時刻の一覧を表-8に示す。全般的には既往最大1時間雨量を用いるよりも1時間降雨予測を用いた方が警

戒、避難の空振りが減少することが分かる。

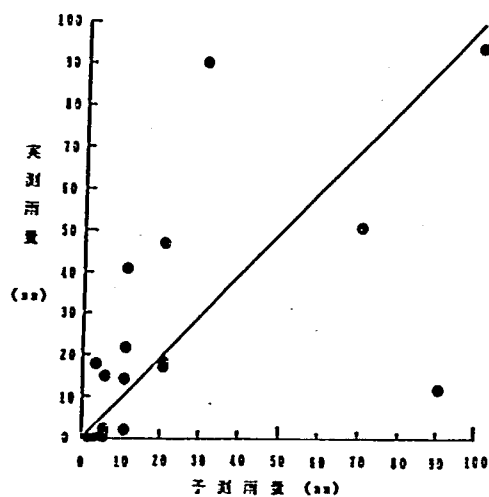


図-17 予測雨量（1時間雨量）と実降雨

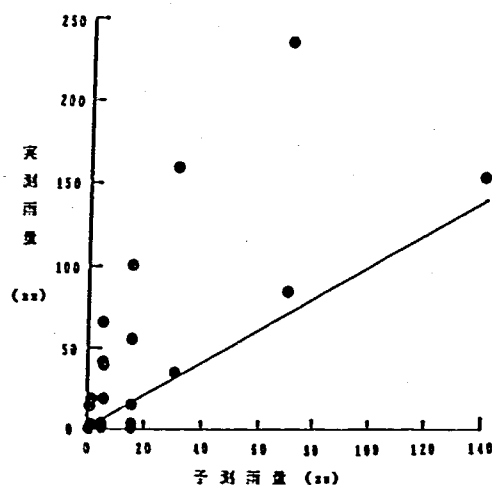


図-18 予測雨量（3時間雨量）と実降雨

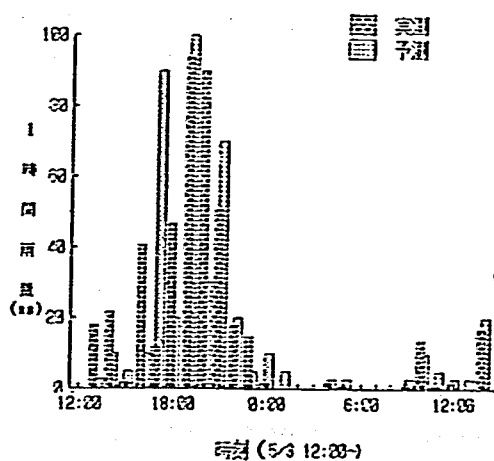


図-19 時間雨量の推移

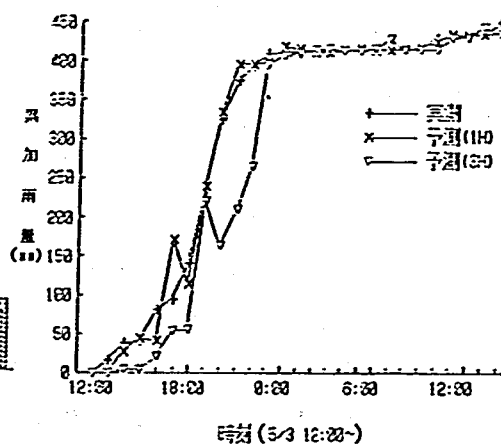


図-20 累加雨量の推移

(3) 短時間降雨予測の土石流予警報への利用

短時間降雨予測結果は各地点の予測雨量の他に5km毎の予測雨量のデータを広範囲に渡って表示できるため各メッシュ毎の降雨予測値とともに広い範囲の雨域の移動を1時間後、2時間後、3時間後と視覚的に追えることから、警戒、避難の発令及び解除に際して有益な情報を与えてくれるものと期待される。

表-8 既往最大雨量及び予測雨量による警戒及び避難

観測地	既往最大 1時間雨量 (mm)	警戒 基準 (mm)	避難 基準 (mm)	土石流 発生箇所	観測地 n	既往最大		1時間予測		実降雨	
						警戒 指示	避難 指示	警戒 指示	避難 指示	警戒 指示	避難 指示
色見	76.0	252	278	0	2	無	無	無	無	無	無
坊中	76.0	252	278	0	0	5/4 13時	5/4 16時	無	無	無	無
森の谷	76.0	252	278	0	1	5/4 13時	5/4 15時	無	無	無	無
坂町	76.0	252	278	0	3	5/4 0時	5/4 1時	5/4 0時	5/4 13時	5/4 9時	5/4 14時
吉野田	56.0	225	247	0	8	5/3 19時	5/3 20時	5/3 18時	5/3 20時	5/3 20時	5/3 21時
馬木	82.0	212	262	0	3	5/3 18時	5/3 19時	5/3 18時	5/3 18時	5/3 19時	5/3 20時
豆野	82.0	212	262	0	0	5/3 18時	5/3 22時	5/3 18時	5/3 18時	5/4 15時	無
津森	82.0	212	262	0	1	5/3 19時	5/3 19時	5/3 19時	5/3 23時	5/3 20時	5/3 23時

4. 4. 3 今後の課題

昭和63年5月の熊本県における土砂災害を引き起こした豪雨について気象庁の発表した短時間降雨予測結果と実測された降雨量の比較を行ったが、一降雨期のみを対象とした検討結果であり、降雨パターン等は各降雨により異なるから、今回の検討結果が必ずしも一般的な傾向を示しているとは言い難い面もある。従って今後は他の降雨についても同様の検討を行い、短時間降雨予測の土石流警戒、避難の判定への利用方法を引続き検討していく必要がある。

参 考 文 献

- 1) 水山高久、石川芳治、栗原淳一：昭和63年7月広島県加計町に発生した土石流災害、新砂防、第41巻、第3号、1988
- 2) 建設省河川局河川計画課：治水経済調査要項、1970
- 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、(社)全国治水砂防協会、1988
- 4) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、1981
- 5) 吉田 正男他：森林家必携、林野弘済会、1974
- 6) Zollinger, F: Debris Detention Basins in the European Alps, Proceedings of the International Symposium on Erosion, Debris Flow and Disaster Prevention, pp433~438, 1985

3.2 砂防施設の配置と構造に関する調査

砂防研究室 室 長 水山高久
主任研究員 阿部宗平
研 究 員 栗原淳一
鈴木浩之
矢島重美

1. まえがき（研究目的）

土砂生産の形態及び量の分布を反映した土砂生産抑制工法、濁水及び浮遊砂を防ぐ対策、土砂流出を積極的に調節する砂防設備を考案し、その配置、規模と構造に関する研究を行い砂防計画に反映させることが、本研究の終局的な目的である。63年度は、常願寺川を例に表層崩壊による土砂生産の予測手法を検討した。また、遊砂地内の砂防林の機能と最適配置に関して砂防林が流れの抵抗に与える影響と土砂の堆積促進効果を検討した。スリット砂防ダムの近傍に形成される堆砂の肩の位置と高さを検討し、土砂の調節効果をより定量的に説明できるようにした。ゲートの開閉によって土砂の流出を制御するゲート付砂防ダムのゲートの設置位置と形式を検討した。さらに、急勾配河川に計画される多段落差工に関して水位上昇を低減する対策工を検討した。

2. 研究結果

2. 1 土砂生産の予測に関する研究

2.1.1 概説

土砂の生産を抑制する工法を含む砂防施設の合理的な規模、配置を議論するためには、土砂生産について、①形態、②位置、③規模、④粒度分布、⑤時刻などの発生条件の要素を推定する必要がある。水山¹⁾は、地形図、地質図、空中写真の判読及び現地調査を行い、そこに砂防技術者の観察眼を加える方法で土砂の生産を予測することを検討している。土砂の生産は、①表面侵食、②表層崩壊、③土石流、④溪岸崩壊、⑤地すべり性崩壊、⑥地すべりに区分される。本研究では、これらの土砂生産の形態のうち表層崩壊について、水山¹⁾の予測手法を基としてその発生位置と発生しやすい、規模を予測する手法を検討し、これを常願寺川流域に適用して降雨規模ごとに土砂の生産量を推定することを試みた。

2.1.2 表層崩壊の予測手法の検討

(1) 表層崩壊に関係する因子

表層崩壊に関係する主な因子は、①傾斜、②地下水位、③土層深、④内部摩擦角、粘着力、透水係数等の土質定数である。①、②は崩壊の場の特性を表し、③、④は崩壊の物質の特性を表す。

(2) 土層深と限界崩壊深

現在の土層深を地表面から推定するには簡易貫入試験などを行う必要があるが、土層深を土壌の深さと考えれば相対的な土層深を地表面からある程度推定することができる。その方法としては、①土壌と

地形との関係から推定する、②植生から推定する、③地質等から推定する、④既往の崩壊地質調査資料から推定する方法がある。土壌と地形との関係では、谷斜面→頂部斜面→凹斜面の順で土層深が深い。また、急斜面→中間斜面→緩斜面の順で土層深が深くなる。植生と土層深の関係は幼齢林→壮齢林→老齢林の順で土層深が深い。地質からの推定は露岩地帯付近の土層深は浅いなどである。

土層深は時間的に変化することが定性的に知られている。土層深の発達は式(1)で表わされる。

$$t = \frac{1}{K \cdot A} (e^{KL} - 1) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、t:時間、A,K:基岩の質、地形等の場の特性と作用する気象の条件によって決定される定数である。

無限長斜面で浸透流がある場合を考えると、斜面が崩壊する時は、

$$H \geq H_1 + \frac{Cd - H_1 r (\cos \beta \sin \beta - \cos^2 \beta \tan \phi d)}{\gamma_{sat} \cos \beta \sin \beta - \gamma' \cos^2 \beta \tan \phi d} \quad \dots\dots\dots (2)$$

が成り立つときである。ここに、H:土層深、 γ :土の単位体積重量、 γ_{sat} :土の飽和単位体積重量、 γ' :土の水中単位体積重量、 ϕd :内部摩擦角、Cd:粘着力、 β :斜面勾配である。式(2)が成り立つときのHを限界崩壊深(H_{cr})で表し、崩壊発生時には飽和状態であると仮定すれば $H_1=0$ であり、このとき

$$H_{cr} = \frac{Cd}{\gamma_{sat} \cos \beta \sin \beta - \gamma' \cos^2 \beta \tan \phi d} \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。従って、ある土層深の時の相対的な斜面の安定性は $f=H_{cr}/H$ で表現できる。

(3)表層崩壊の予測手順

表層崩壊の予測手順を図-2に示す。まず、地形図から谷地形を凹型、凸型、平衡型に分類し、凹型の0次谷流域を抽出する。表層崩壊の予測は、全0次谷流域の中で、どの0次谷が、いつ崩壊する可能性が最も高くなるかを各0次谷流域毎に相対的な差異を次のような仮定の下に推定するものである。①0次谷流域のなかで崩壊が発生した場合は、0次谷流域面積の20%が崩壊するものとする。このなかには崩壊土砂の流下に伴う侵食も含まれると考え、それらの生産土砂量は流域面積に比例すると仮

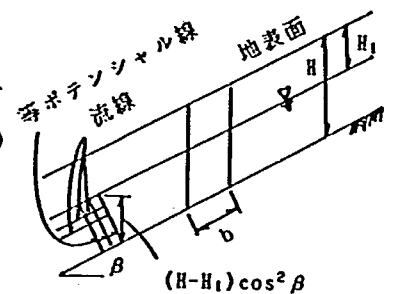


図-1 定常浸透流がある状態

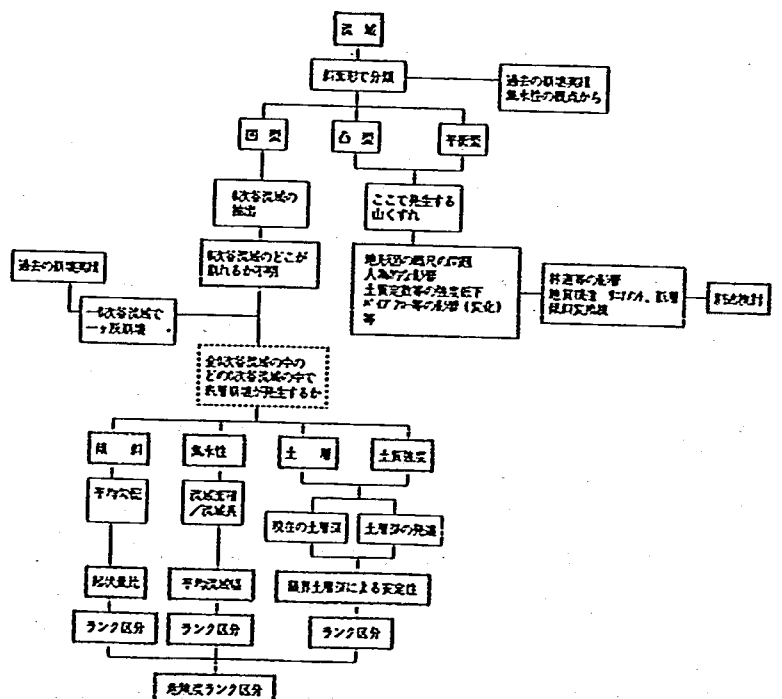


図-2 表層崩壊の予測手順

定する。②傾斜は地形図から平均勾配を計測し起伏量比(度)で表現する。③集水性は流域平均幅(流域面積/流路長)で表現する。④土層深、土質定数は時間の経過と共にそれぞれ発達、劣化するものと考えられる。土層深は土層の発達を時間の関数として与えるが、土質定数の劣化に関しては現象が複雑で、不明なことが多いので、ここでは考慮していない。土層深が発達することを考慮して斜面安定解析から限界崩壊深(H_{cr})を考え、土層深(H)の発達と限界崩壊深を組み合わせて、表層崩壊の予測を行う。ある土層深の時の相対的な斜面の安定性は $f=H_{cr}/H$ で表現する。⑤斜面傾斜、集水性、限界土層深による安定性を区分し、これらを組み合わせて表層崩壊の発生予測のための危険度をランク付する。

(4) 各因子のランク区分と予測のための危険度区分

① 斜面傾斜に関しては、これまでの研究結果より表層崩壊は 30° 以上の斜面で発生しやすいということから 30° を基準に4つのランクに区分する。集水性を表現する流域平均幅は、大きいものほど集水性が高いと考えて、4ランクに区分する。限界土層深による安定性は $f>1$, $f=1$, $f<1$ の3つのランクに区分した。 $f<1$ は実際には存在しないが、土質定数の取扱いの関係上、土層深の推定方法が相対的なものであるため、ここでは $f<1$ のときに最も表層崩壊が発生する危険度が高いものと考えた。②斜面傾斜と集水性は、時間が経過しても変化しないと考えられ、この2つの因子の組合せで場の表層崩壊に対する危険性を表現できると考えた。危険性のランク付けは斜面傾斜に重みを付けて行い、これを地形性危険度と名付けた。一方、限界土層深による安定性は土層性危険度と名付けて f を3つのランクに区分した。地形性危険度と土層性危険度との組合せにより、表層崩壊の危険度を表現した。表層崩壊の危険度は5ランクに区分し、Aランクが30年確率の降雨規模に、Bランクが50年確率の降雨規模に、Cランクが100年確率の降雨規模に対応するものと仮定した。

2.1.3 常願寺川流域への適用

常願寺川流域のなかで、次のような観点から表-1に示す4つのモデル流域を選定した。

① 過去数10年～数100年の間に数回の表層崩壊が発生している流域、② 表層崩壊が突発的に発生する流域、③ ①と②の中間の流域、④ 地形、地質の異なる流域

表-1 モデル流域の概要

		流域面積 (km^2)	高低差 (m)	谷密度 (km/km^2)	地質(代表的な地質)	選定理由
和田川流域	大谷流域	4.4	1,340	1.30	飛騨安山岩類、花崗岩類	②
スゴ谷流域	上流域	9.7	1,340	1.00	花崗岩類	③
湯川流域	湯川上流域	16.7	1,740	1.16	花崗岩安山岩類、扇状地堆積物	①
	多枝原谷流域	5.1	1,140	1.39	花崗岩安山岩類、扇状地堆積物	
	小計	21.8		1.22		
真川上流域	上流域	19.8	1,280	1.79	手取層群堆積岩類	②④

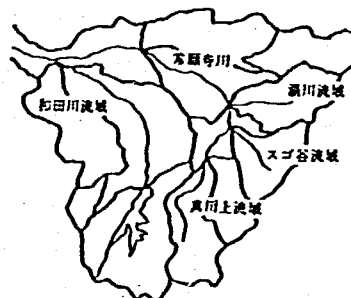


図-3 流域概念図

(1) 各因子の推定と区分

①斜面傾斜は0次谷流域の分布図($S=1/25000$)の等高線から起伏量比を計測した。0次谷流域図を作成するのに当り0次谷を次のように定義した。すなわち「0次谷は地形図上で1次谷以上の谷以外の凹地形をなす谷」とする。0次谷が分岐しているものに関しては、0次谷の分岐点の上流域を0次谷と定義し、分岐していない0次谷では、谷勾配が 30° 以上を呈する地点より上流域を0次谷流域とした。斜面勾配は 30° 以下、 $30^\circ \sim 40^\circ$ 、 $40^\circ \sim 50^\circ$ 、 50° 以上に区分した。②集水性は流域面積/流域長で表現したが、各モデル

ル流域の0次谷流域の集水性の値の分布状況を鑑み、50m以下、50m～70m、70m～90m、90m以上の5つに区分した。現在の土層深は地質図、植生図(林相図、樹高図)を作成し、図-4のように推定した。限界崩壊深は式(3)の計算される値を用いた。式(3)で土の飽和単位体積重量(γ_{sat})と土の水中単位体積重量(γ')は地域による差はないものとみなし、 $\gamma_{sat}=2.0(t/m^3)$ 、 $\gamma'=1.5(t/m^2)$ とした。粘着力(C_d)は概ね $C_d=0.5$ 程度とみなすことができ、 $C_d=0.5$ と定め

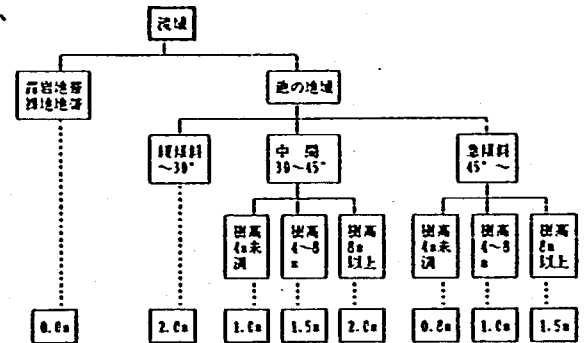


図-4 現在の土層深の推定

ϕd をパラメータとして限界崩壊深を算出し、これを昭和44年災害時のモデル流域内の崩壊深の実績値と比較する方法で $\phi d=30^\circ$ を決めた。このようにして定めた土質定数を用いて式(3)で計算した限界崩壊深と図-4で仮定した現在の土層深から土層厚からみた安全率(f)を求めた。この安全率を $f>1.0$ 、 $f=1.0$ 、 $f<1.0$ に区分した。式(1)の土層深の発達式において $A=0.05m/年$ と仮定し、30年、50年、100年、200年、300年、400年、500年で土層深が0mから1mに発達する場合の式(1)の係数 K を求め、モデル流域の選定基準と現地概査の結果をふまえて、モデル流域毎に土層深の発達を次のように定めた。

和田川・大谷流域・・・ $K=4.97$ (500年で1.0mに発達)、湯川流域・・・ $K=1.61$ (50年で1.0mに発達)、

スゴ谷流域・・・ $K=3.61$ (200年で1.0mに発達)、真川上流域・・・ $K=4.79$ (500年で1.0mに発達)

(2)危険度ランク区分と土砂生産予測図の作成

前述の方法で地形性危険度のランクを定め、この両者を組み合わせて土砂生産の予測の危険度を区分した。この危険度のランク区分は昭和44年災害の直前、直後、さらに災害後から数えて30年、50年、100年後の危険度ランクを求め、降雨規模ごとの表層崩壊予測図を各モデル流域ごとに作成した。土砂生産の予測を行うのに際して次のような仮定を設けている。①現在の土層深として推定したものをここでは、昭和44年災害が発生する前の土層深と置き換えた。②昭和44年災害時に表層崩壊が発生した0次谷流域での土層深は、限界崩壊深に達していたものと考えられることから、災害時に0次谷流域に表層崩壊が発生している流域は、 $f<1$ になる土層深を与える。③災害時に表層崩壊が発生した0次谷流域の土層深は0mから発達するものとし、表層崩壊が発生しなかった0次谷流域では、その当時の土層深がさらに発達するものとする。

(3)モデル流域毎の表層崩壊の発生位置と土砂生産の予測

表層崩壊の発生する位置に関して次のように考察される。①和田川、大谷流域では、ほぼ30年、50年、100年確率で表層崩壊の場は増加し、その発生分布は各確率年とも全流域に分散する傾向がある。②湯川流域では、30年確率と50年確率での表層崩壊の発生は少なく、100年確率で急激に増加する。表層崩壊が発生する位置は、流域の上流側で多く分布している。③スゴ谷流域では、30年確率の表層崩壊が発生は非常に少なく、50年確率、100年確率でそれぞれ増加する。表層崩壊が発生する位置は、流域全体に広く分散している。④真川上流域では、30年確率、50年確率、100年確率ともに表層崩壊が発生する場は非常に少ない。⑤表層崩壊の発生は、定性的にみると大谷流域、湯川流域、スゴ谷流域、真川流域の順で少なく、現地概査の結果と比較的良好に類似した。

各モデル流域毎に作成した確率降雨規模毎の表層崩壊の予測図を基としてモデル流域毎に表層崩壊が発生する面積を求め、その面積の20%が裸地化し土砂が生産されると仮定して、生産土砂量を予測したのが表-2である。表-2には水山らの手法を用いて予測した生産土砂量も示している。表-2より次のことがいえる。①100年確率の生産土砂量は水山らの方法によるものと比較的類似した。例えば、湯川流域においては、50年確率から100年確率で急激に生産土砂が増加しており、各流域の表層崩壊の増加傾向の差異は、本手法によって表現することが可能である。しかし、この生産土砂量は現地との評価がなされていない。現地での追跡調査を行って手法の妥当性を検討する必要がある。

表-2 予測結果とチェック条件の対比

モデル 流域名	予測手法	崩壊面積率 (%)			単位当りの生産土砂量 (m ³ /km ²)		
		30年	50年	100年	30年	50年	100年
大谷 流域	水山らの方法	1.31	3.92	7.85	13,000	39,000	78,000
	本手法	3.08	6.34	7.39	29,000	61,000	73,000
湯川 流域	水山らの方法	0.57	1.72	3.44	11,000	34,000	69,000
	本手法	0.07	1.46	4.37	1,000	19,000	66,000
スゴ谷 流域	水山らの方法	0.99	2.66	5.31	13,000	40,000	80,000
	本手法	0.18	2.25	4.44	3,000	37,000	76,000
真川 上流域	水山らの方法	0.36	1.07	2.14	4,000	11,000	21,000
	本手法	0.02	0.21	0.46	300	3,000	8,000

2. 2 遊砂地と砂防林の機能と最適配置

2.2.1 概説

緑の砂防ゾーン創出事業をはじめとして、河道内または遊砂地内の樹林により、流出してきた土砂を捕捉する工法が数多く計画、施工されるようになってきた。ここでは砂防林の機能と最適な配置に関して、水路実験を行い砂防林の抵抗を粗度係数の増加として評価する基礎的な検討ならびに複断面水路の高水敷に設置した砂防林が流れに与える影響や土砂の堆積促進効果について検討した。

2.2.2 砂防林の抵抗特性に関する実験

実験に使用した水路は、長さ7m、幅25cmで、水路下流より2~4m区間に立木の模型を設置し、通水して水深および流速を測定した。立木の模型は長さ15cm、直径は1cmと0.5cmの2種類で、樹木占有面積率（樹高における立木の断面積/堆積面積） σ を 1.0×10^{-3} 、 5.0×10^{-3} 、 1.0×10^{-2} の3種類とした。また、流量と勾配を変化させフルード数Frが0.48~1.33の範囲で実験を行った。実験結果を図-5に示す。ここに、 n_0 は立木がない場合の粗度係数で、 n は立木がある場合の粗度係数である。

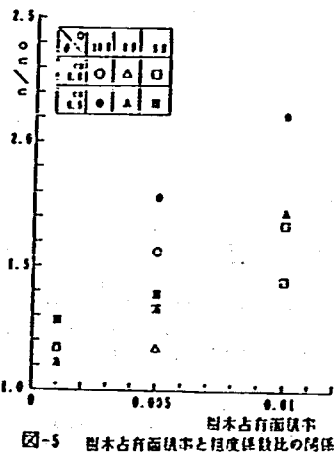


図-5 樹木占有面積率と粗度係数比の関係

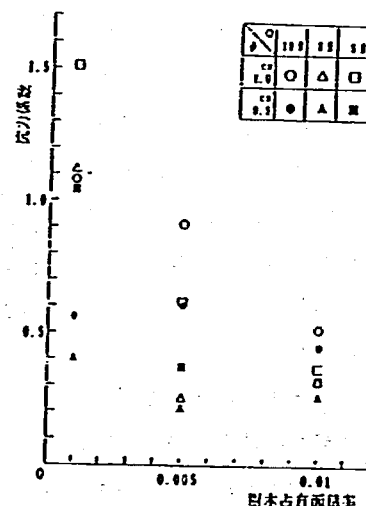


図-6 樹木占有面積率と粗度係数の関係

樹木占有面積率 ρ が大きくなるに従い n/n_0 が増加しており、立木群の影響が認められた。また、 ρ が同じ場合、 n/n_0 は立木直径 ϕ が小さい、すなわち単位面積当りの立木本数が多いほど大きい。一方、Fr数が小さい常流領域での n/n_0 は2近くにも達するのに対し、射流領域ではその影響が小さくなった。

2.2.3 抵抗特性に関する推定式の検討 等流状態における砂防林内の単位河道長さの流体塊について力のつり合いを考えると、立木がある時の粗度係数 n_l は次式より求まる²⁾。

$$n_l = \{nb^2 + Cd / 2g \cdot \alpha \cdot \phi \cdot R^{4/3}\}^{1/2} \quad (1)$$

ここに、 nb : 潤辺の粗度係数、 Cd : 抗力係数、 g : 重力加速度、 α : 単位面積当りの立木本数、 ϕ : 立木の直径、 R : 径深である。

前節の実験結果を(1)式にあてはめてみると、 σ が 5×10^{-3} より大きくなると計算値の方が実験値より大きくなる事が分った。そこで、(1)式より Cd を逆算して σ との関係を示したのが図-6である。既往の報告²⁾では、今回の実験条件の範囲では、 Cd は1つの円柱に対する値(1.0~1.2)を用いて(1)式より求められるとされているが、今回の実験結果では σ が大きくなると Cd は1.0よりかなり小さくなっている。その理由としては、通常用いられている Cd の値が円柱1本の状態で風洞実験により求められているのに対し、今回は円柱を複数設置したことにより後流が十分に広がらないうちに他の円柱の後流と交わり、後流が相互に干渉した結果立木1本当りの抗力が小さくなったためと考えられる。

2.2.4 砂防林の土砂堆積促進効果

実験に用いた水路は水路勾配が 8° から 3° に変化する全長18.5mで、横断形状は高水敷幅15cm、低水路幅20cm、全幅50cmの複断面である。高水敷と低水路の比高は2cmで、高水敷には最大粒径25mm、平均粒径7mmの土砂を敷き

詰め、低水路はモルタル製の固定床とした。立木模型は前節と同じものを使用し、勾配変化点より下流1mの地点から下流に向かって4mの高水敷に渡り配置した。流量は 3.5 l/s で、高水敷に敷き詰めたものと同じ土砂を $70 \text{ cm}^3/\text{s}$ の割合で上流端に給砂した。

樹木占有率 σ と堆積土砂量の関係を図-7に示す。

σ が大きくなると堆積土砂量は増加するが、 $\sigma = 2.5 \times 10^{-2}$ の時を最高に、それ以上 σ が大きくても堆積土砂量は逆に減少する。これは立木間隔 L と最大粒径 $d_{\max}$ の比が小さく樹林体内に大粒径の砂が流入できないためと考えられる。図-8より $L/d_{\max}$ が1.5より小さいと堆積土砂量が減少しており、これは、

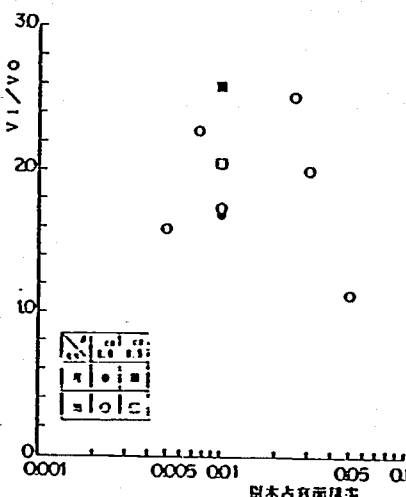


図-7 樹木占有面積率と全堆積土砂量の関係
(VO: 樹林帯がない場合の全堆積土砂量、VI: 樹林帯がある場合の全堆積土砂量)

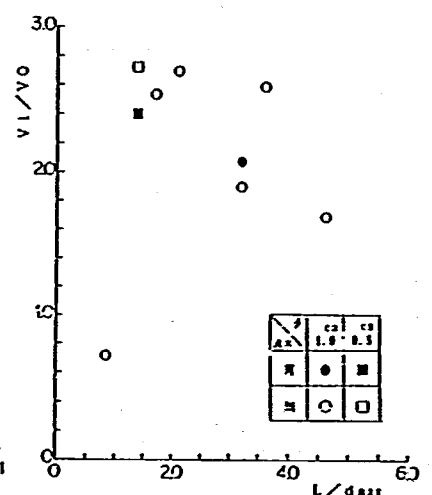


図-8 $L/d_{\max}$ と高水敷堆積土砂量の関係
(VO: 樹林帯がない場合の高水敷堆積土砂量、VI: 樹林帯がある場合の高水敷堆積土砂量)

透過型砂防ダムの開口部の閉塞条件³⁾と一致する。以上の結果より砂防林の土砂堆積促進効果を議論する場合、 σ と L/d_{max} を要素としてとり挙げるべきことが分かった。

2.3 スリット砂防ダム近傍の堆砂形状

2.3.1 概説

平常時には土砂をできるだけ貯めないで流下させて、多量の土砂が流出してくる出水時にはこれを堆積させ、さらにその後の小出水によってその土砂を侵食、流出させることが砂防ダムには期待される。スリット砂防ダムでは同じ規模の通常の砂防ダムよりもこの機能（土砂調節効果）を高めることができるのではないかと考えられ研究が進められている。このスリット砂防ダムを設計する場合や河床変動計算によってスリット砂防ダムの土砂調節効果を説明しようとする場合、ダム近傍に形成される堆砂の肩の位置と高さが正しく与えられる必要がある。堆砂の肩の位置については、その傾向を示す式⁴⁾が提案されているのみであるため、模型実験によって検討した。

2.3.2 実験の概要

実験には幅1.0m、深さ0.5m、長さ5.0mの長方形断面水路を使用し、下流端には図-9に示すようなスリット砂防ダムの模型を設置した。河床材料および給砂材料には平均粒径2.36mmの砂礫を使用し、初期河床勾配は1/25と1/40の2種類とした。流量は、6ℓ/sec、8ℓ/sec、10ℓ/secの3種類で、給砂は芦田、高橋、水山の流砂量式により計算される量を水路上流端より与えた。

図-10に堆砂形状の例を示す。

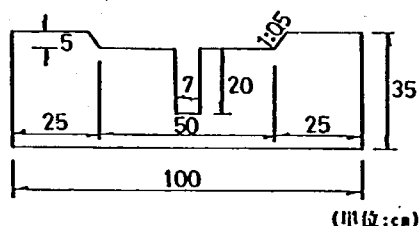


図-9 スリット砂防ダム模型

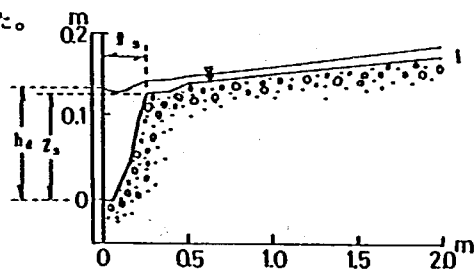


図-10 堆砂形状の例

2.3.3 実験結果と考察

堆砂の肩から下流の斜面勾配(Z_s/l_s)は図-11に示すように掃流力とは無関係に一定で、ほぼ水中安息角に等しいと考えることができる。

つぎに堆砂の肩の高さ(Z_s)について考察する。堆砂の肩が形成される位置の断面とダム地点断面の間の流水の連続式、エネルギー式は、

$$\text{連続式: } v_s B_s h_s = v_d B_d h_d \quad \dots\dots (1)$$

$$\text{エネルギー式: } \frac{v_s^2}{2g} + h_s + Z_s = \frac{v_d^2}{2g} + h_d + h_f + h_o \quad \dots\dots (2)$$

となる。ここに、 v : 流速、 B : 流れの幅、 h : 水深、 g : 重力の加速度、 h_f : 摩擦による損失、 h_o : 急縮に伴う損失で添え字の s, d はそれぞれ堆砂の肩とダム地点を示す。

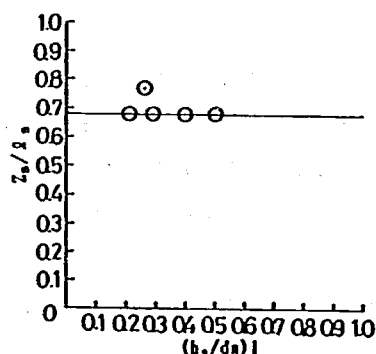


図-11 (Z_s/l_s)と(h_s/d_s)の関係

芦田、江頭は掘流砂量式として芦田・道上の式を用いて、流砂の連続式を

$$B_s u_{*s}^3 \left(1 - \frac{u_{*c}^2}{u_{*s}^2}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_{*s}}\right) = B_d u_{*s}^3 \left(1 - \frac{u_{*c}^2}{u_{*d}^2}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_{*d}}\right) \quad \dots\dots (3)$$

$$\alpha = \frac{u_{*s}}{u_{*d}}, \quad \beta = \frac{u_{*c}}{u_{*d}}, \quad \gamma = \frac{B_d}{B_s} \quad \text{と おいて、}$$

(3)式より

$$\alpha^3 = \frac{\gamma (1 - \beta^2 \alpha^2) (1 - \beta \alpha)}{(1 - \beta^2) (1 - \beta)} \quad \dots\dots (4)$$

と表し、堆砂の肩の位置とダム地点の抵抗係数が等しいと仮定して、

$$\frac{v_s}{u_{*s}} = \frac{v_d}{u_{*d}} \quad \dots\dots (5)$$

式(1)、(2)および(5)より

$$Z_s = \left\{ \frac{F_f^2}{2} \left(\frac{1}{\alpha^2} - 1 \right) + \frac{\alpha}{\gamma} - 1 \right\} + h_s + h_f + h_o$$

$$\alpha^3 = \frac{\gamma (1 - \beta^2 \alpha^2) (1 - \beta \alpha)}{(1 - \beta^2) (1 - \beta)} \quad \dots\dots (6)$$

$$\beta = \frac{u_{*c}}{u_{*d}}, \quad \gamma = \frac{B_d}{B_s}$$

を得ている⁴⁾。ここに、 u_* ：摩擦速度、 u_{*c} ：砂礫の移動限界摩擦速度、 γ ：流水幅縮小率、 h_o ：急縮に伴う渦による損失、 h_s ：堆砂の肩での水深である。この式では堆砂肩の水深(h_s)の推定方法が明かでないため、堆砂肩の高さの変化傾向を知ることはできても値を求めることはできない。そこで、さらに堆砂肩での水深(h_s)が河床勾配(1)に対する等流水深に等しいと仮定し、さらに、 $u_{*d} \gg u_{*c}$ すなわち $\beta = 0$ として摩擦による損失 h_f と急縮に伴う渦による損失 h_o を無視すると式(6)は

$$Z_s = \left\{ \frac{F_f^2}{2} \left(\frac{1}{\gamma^2} - 1 \right) + \frac{\gamma}{\gamma} + 1 \right\} \left(\frac{nQ}{B_s l} \right)^{2.6} \quad \dots\dots (7)$$

となる。 Z_s について式(7)による値と実験値を比較すると、図-12のようになり実験値より計算値が少し小さくなるが両者はほぼ等しいとみなすことができる。計算値が実験値より小さいのは、 $u_{*d} \gg u_{*c}$ と仮定して $\beta = 0$ としたためと考えられる。 $\beta \neq 0$ とすると $\beta = 0$ とした時より α が大きくなり、その結果 Z_s も大きくなるので実験値と計算値がほぼ等しくなるものと考えられる。式(7)で与えられる堆砂の肩の高さとスリット底部から砂礫の水中安息角で引いた線の交点として堆砂の肩の位置が求められる。

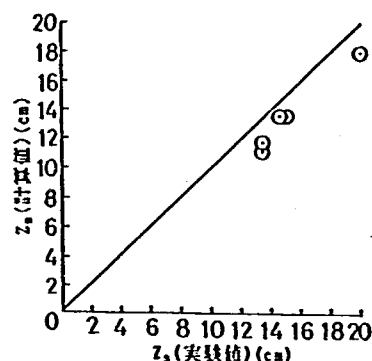


図-12 堆砂肩の高さ(Z_s)の実験値と計算値の比較

2. 4 ゲートを有する砂防ダムの構造

2.4.1 概説

平常時には土砂をできるだけ貯めないで流下させて、多量の土砂が流出する出水時にはこれを堆積させ、さらにその後の小出水によって土砂を流下させる大暗渠やスリットを有する砂防ダムの研究が進められている。この種の砂防ダムは、開口部を大きくすると流砂のハイドログラフはある程度平滑化されるものの、出水の後半に多量の土砂が供給されて、かえって不都合が生じる場合がある。また、除石を

行わないと砂防ダムに堆積した土砂は、結果的にほぼ全量下流に出ていくことになる。このような問題を解消する方策として考えられるのがゲート付砂防ダムである⁵⁾。ゲート付砂防ダムはゲートを開閉して土砂の流出を制御するもので、通常は扉体を開けて土砂を通過させ、梅雨期や台風が来襲する時期に扉体を閉じて土砂を堆積させようとするものである。種々のゲートを予備的に検討した結果、どのようなタイプでも構造的及び経済的に砂防ダムに用いられなくはないという結果を得た。本研究は、このような砂防ダムに用いる排砂ゲートの設置位置と形式について検討したものである。また、水理実験を行い、砂防ダムが満砂している状態で、扉体の開口位置の高さを変えて、扉体を開いたときの排砂状況と堆砂地内の河床の変化の様子を調べた。

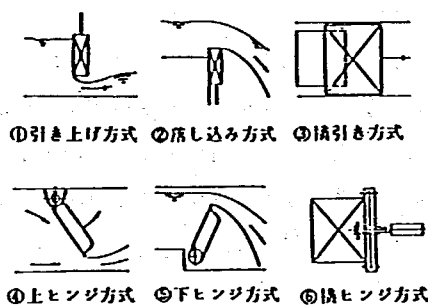
2.4.2 排砂ゲートの設置位置

砂防ダムの排砂ゲートは堤体の上流側及び堤内、下流側の位置に設ける案が考えられるが、堤体の上流側に排砂ゲートを設置する場合は、扉体の前面に土砂が堆積するので開閉荷重が大きくなり、場合によっては開閉するために除石が必要である。また、砂防ダムが堆砂した状態では扉体及び開閉装置の点検は除石を行わないとできない等の問題があり、ゲートを砂防ダムの上流面に設置する場合のゲートの構造は、扉体を下げて排砂する下ヒンジ方式以外の方式は不適当である。堤内に設置する案は、扉体や開閉装置を設けるのに必要な空間が大きくなるので砂防ダムの強度に対して不利であり、また、保守点検も難しい。戸溝を少なくでき、保守点検、操作装置の設置が容易であり、かつ土砂流にさらされないようにする、扉体の摩耗・破損を最小にすること等を考慮するとゲートは堤体の下流面に設置する方が有利と考えられる。

2.4.3 ゲート形式の検討

砂防ダムの排砂口の形式にはスリット形式と暗渠形式とがあるが、スリット形式の方が排砂路に堆積した土砂を除石するには有利であり、また、扉体や操作装置などが損傷されにくいゲートの構造を選定しやすい。扉体は扉体の開閉方向によって①引き上げ方式、②落とし込み方式、③横引き方式、④上ヒンジ方式、⑤下ヒンジ方式、⑥横ヒンジ方式とに分類できる(図-13)。このうち、落とし込み方式は戸溝に土砂がかみ込むので開閉装置の損傷が他の案に比べて大きい。横引き方式は排砂口がスリットの形式の場合に水圧や堆砂圧を扉体で支持するために特別な構造が必要である。上ヒンジ方式はヒンジの部分が土砂流にさらされるので、ゲートの設置が不可能である。

引き上げ方式は架構を砂防ダムの天端に設ける必要があることや排砂を行う時に戸当りに土砂がかみ込んで扉体を下げる時に除石が必要になる。また、工事費が他の方式に比べて高い等の問題がある。砂防ダムの排砂ゲートの扉体は次の理由から下ヒンジ方式や横ヒンジ方式が良いと判断される。すなわち、下ヒンジ方式は堤体の上流面に設置するもので、排砂時に扉体が排砂路のコンクリート表面を保護してコンクリートの摩耗を防ぎ、扉体を閉じている状態では排砂路に土砂が堆積しない。また、操作装置は扉体の裏側に設置できるので、開閉装置を土砂流から保護すること



①引き上げ方式 ②落とし込み方式 ③横引き方式

④上ヒンジ方式 ⑤下ヒンジ方式 ⑥横ヒンジ方式

図-13 扉体の形式

ができる利点がある。横ヒンジ方式は戸溝を必要としないので土砂が戸溝にかみ込む問題はない。ただし、ゲートの開閉装置は砂防ダムの水通し部に「ひさし」をつけることによって土砂流から保護する必要があるが、この問題は非越流部にゲートを設置することによって解消できる。下ヒンジ方式は、扉体大きい程シリンダーのストロークが長くなり、扉体の下部にシリンダーを設置するのに大きなスペースが必要になる。一方、横ヒンジ方式はシリンダーの反力が水平方向に作用する構造になるために、下ヒンジ方式に比べて大きな開閉力が必要になる。このような問題点を

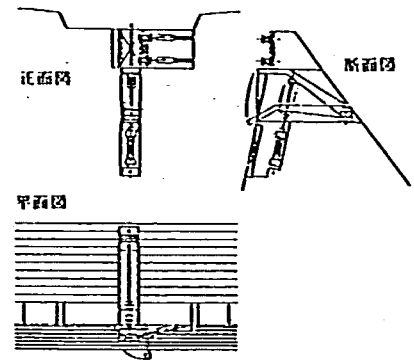


図-14 ゲートの構造

を補うために横ヒンジ方式と下ヒンジ方式を組合せたゲートの構造も考えられる。この方法は構造が複雑になる欠点はあるが、2組のゲートを設置することで、1組のゲートが故障した場合の予備のゲートとして使用することもできる。また、排砂量の調節機能を高めることができる利点を有する。砂防ダムの越流部に設置するゲートの構造の一案を図-14に示す。

2.4.4 ゲート近傍の土砂の流れに関する水理模型実験

実験は縮尺1/50の大きさに製作されている長さ約10m、平均幅約2mの模型を使用して行った。スリットの大きさは幅3m、高さ11.55mで、砂防ダムの下流面に引き上げ方式のゲートを設置した。ゲートの開口位置は1.5mと3.0mとした。実験に使用した砂の平均粒径は1.4mmの大きさである。流量は2年超過確率流量の $87\text{m}^3/\text{sec}$ とした。

砂防ダムが満砂していて土砂が飽和している状態で扉体を開くと、開いた直後から土砂が流出し、排砂口を中心に半円錐状に侵食が進む。この侵食の速度は開度を変えてもほとんど差がなかった。扉体を開いたときに形成されたすりばち状の侵食面に流量を与えると侵食面はさらに拡大し土砂が流出する。このとき扉体の開度の大きい方が初期河床高に対する河床の低下が大きく、それだけ土砂の調節効果が期待できる。扉体に当たる土砂は細粒子であることから扉体が破損する危険は少ないが、排砂路の底面のコンクリートの摩耗、破損が大きくなると考えられる。

2.5 多段落差工の水理特性と水位上昇防止工

2.5.1 概説

多段落差工は、河床勾配が数分の一程度と急な区間に設けられる低落差の階段式流路工である。多段落差工は土石流危険渓流における砂防ダムの建設に伴いこれ迄も施工されてきたが、近年の山間地や丘陵地における宅地開発の増加に伴い増加する傾向にある。ここでは、多段落差工の構造に関し水路実験により落差高とせり上り及び流速との関係を検討した。また、せり上りにより生ずる水位上昇を防止する工法について検討した。

2.5.2 流況に関する実験

実験に使用した水路は、長さ4m、幅20cmで、落差を2.5、10、20cmの4種類、河床勾配が1/3と1/5の2種類とした。流量の他に多段落差工上流の流入水路の勾配を変化させ、フルード数が1.3～2.8の範囲で、流

速と水深を測定した。実験を通し、全般に縮流が原因で護岸沿いに「せり上り」が顕著に生じた。

(1) 落差と水深の関係

図-15に H/h_o と h_m/h_o 、図-16に H/h_o と h_{max}/h_o の関係を示す。ここに、 H :落差工落差高、 h_o :等流水深、 h_{max} :せり上りにより護岸沿いに生じる水しぶきを含まない水深の最大値で、常にこの高さまで達するわけではないが短い周期で波のようにせり上る水深、 h_m : h_{max} を含め各横断上で各5点測定した水深の平均値である。 H/h_o が2より小さい範囲では、落差高を大きくすると平均水深は大きくなるが、2より大きい場合平均水深はそれ以上増加せず一定値となる。一方、平均水深の場合と異なり、最大水深は落差高およびフルード数の増加に伴い大きくなる。勿論、最大水深が無限に大きくなるとは考えられないが、等流水深の3倍にも達することから、従来の護岸高の設計法である「等流水深+余裕高」だけでは不十分となる場合が多いと考えられる。

(2) 落差と流速の関係

図-17に等流流れの流速 V_o に対する多段落差工部からの流出流速 V_{out} の比と H/h_o の関係を示す。 H/h_o が2より小さいと水深とは逆に等流流れで計算した値よりも大きくなっている。落差高が小さいとせり上りが抑制され、水深は小さくなるが、逆に流れは加速されることになる。つまり、せり上りによる水位上昇を抑えるために落差高を小さくすることは、流速が大きくなる他に、以下の理由で湾曲部における水位上昇も問題になる場合があるので得策ではない。つまり、射流に対する湾曲部の水位上昇高は次のナップの式で求められる。

$$\Delta h = B \cdot V^2 / g \cdot R \quad (1)$$

ここに、 Δh :水位上昇高(m)、 B :流路幅(m)、 V :流速(m/s)、 R :曲率半径(m)、 g :重力加速度(9.8 m/s^2)である(1)式から分かるように Δh は、流速の2乗に比例するので流速の増加が水位上昇に大きく影響することになる。

2.5.3 水位上昇防止対策

せり上りによる水位上昇の防止対策として以下のものが考えられる。

- ① 落差を全く設けずシュートにする。
- ② 通水断面を矩形断面にする。
- ③ 突起物(フィン)を護岸につける。

①は、前述のとおり流れが加速され湾曲部の水位上昇や下流河道部での洗掘が懸念される。②は、縮流がせり上りの原因であることから、落差工間の断面を矩形にした正に階段のように流すものだが、護岸は鉄筋コンクリート製になると思われ、規模の小さい流路工では解決策の一つとなりうる。③は、施工が複雑な点を除けば上記2案より実用的と思われるが、フィンの設置高さ及び位置によりその効果は異

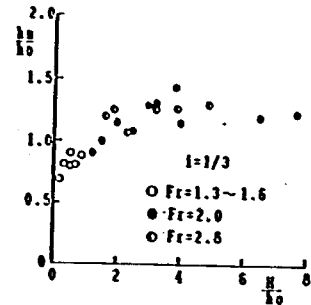


図-15 落差高と平均水深の関係

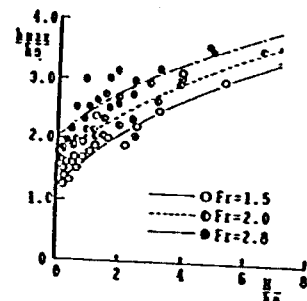


図-16 落差高と最大水深の関係

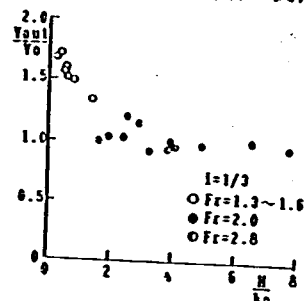


図-17 落差高と流速の関係

なると予想される。そこで図-18に示すように設置高さと位置を変えて水路実験によりその効果を検討した。なお、等流水深は5cmで、 h_1 は各落差工水通し部での余裕高を結んだ位置で、計画護岸高は最低でもこの h_1 を確保する必要がある。この他にフィンを設置しない場合についても実験を行った(ケース1)。図-19に最大水深の縦断変化を示す。ケース2はケース1より逆に水深が高くなっているが、これは流水がフィンの上流端につかるためである。ケース3も同様にケース1より水深が高くなる場合があり効果的とは言えない。ケース4の場合、2号落差工下流等の一部を除いてほぼ h_1 に等しくなりフィンの効果が最も認められたケースである。これにより、落差工の落差を等流水深の2倍より大きくしてもフィンで対応できることが分かった。このフィンは多段落差工だけではなく一般の流路工の弯曲部にも適用できると思われる。なお、フィンの

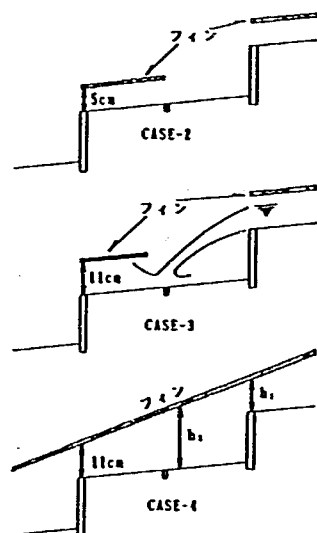


図-18 フィンの設置位置

計画にあたり考慮すべき荷重は自重の他にせり上りによる上向きの流体力と人がフィンの上に乗った場合の荷重を想定しておけば十分と思われる。

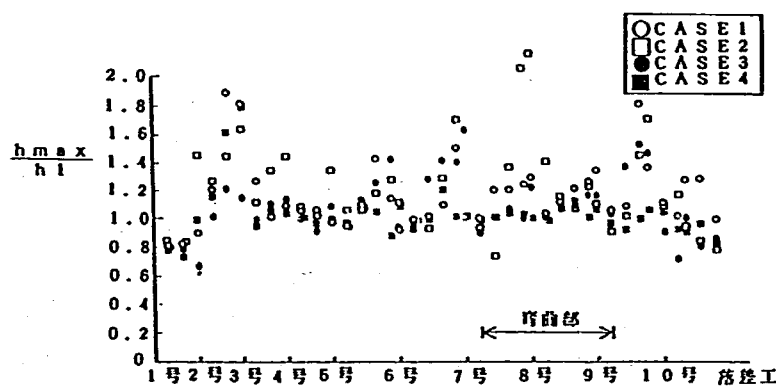


図-19 水深の縦断変化

3. 今後の課題

土砂生産を形態別に予測する手法を確立させる。また、土砂生産を抑制する工法の開発、濁水及び浮遊砂対策工の開発を進める一方、ゲート付砂防ダムの運用と計画論上の位置づけについても研究する。

参考文献

- 1) 水山高久, 綱木亮介, 今村遼平, 西口哲夫; 山地流域における土砂生産の想定
新砂防 vol. 40, No. 4, 昭和62年11月
- 2) 浜口達男他; 水害防備林調査、土研資料第2479号、pp. 136~154、1987
- 3) 渡辺正幸, 水山高久, 上原信司; 土石流対策砂防施設に関する検討、新砂防115号、pp. 40~45、1977
- 4) 芦田和男; 砂防ダムの機能と配置法に関する研究、研究成果報告書、昭和60、61年度文部省科学研究費、試験研究(1)No. 60850101、昭和63年3月、pp. 16~19
- 5) 市村清; 砂防ダムにおけるゲート排砂について、昭和62年度砂防学会研究発表会概要集、砂防学会、pp. 196~199、昭和62年5月

3.3 砂防事業の社会、経済的評価に関する調査

砂 防 部 部 長 土井 功
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

砂防事業は、土砂の流出によって起きる土砂災害を防止し、国民の生命、財産を守る事業である。砂防事業の内容は災害防止という観点から、流域における人命や財産保護をはじめとして、環境の保全、水源のかん養などの直接的効果とともに、事業の実施による土地利用や産業構造の変化、雇用機会の創出など、地域社会の生活および生産活動に広範囲な影響をもたらすものである。砂防事業の計画に際しては、事業のもたらすこのような社会経済効果を評価した上で計画目標や計画規模を設定し、他の事業との間の優先度の比較などを行うことが必要である。第四次全国総合開発計画では「日本21世紀への展望－国土の新しい未来像を求めて－」と題して「自立調和型の社会」になるとしていること、また、内需拡大により公共事業の増大は国づくりにおいて社会的にも経済的にも重要な役割を担っていることから、砂防事業の投資による社会的、経済的評価を明らかにすることにより新しい砂防を創出して、新しい社会に対応した国土保全の一助にすることを目的にする。

2. 調査目的

砂防事業の投資により流域は変貌してゆく、その流域の変化を災害を中心に歴史的な観点から捉えることにより、砂防事業の社会的経済的評価を行う。

流域の変化を自然的な側面、社会的な側面、経済的な側面から調べる。すなわち流域における動植物の生態、水理水文、河川の形状、生活手段、水準および環境などの社会的側面、産業構造、公共事業などによる資産形成の経済的側面を調べ砂防事業の投資との関係性を示すことにより、砂防事業の社会経済的評価を行うための指標を捜す。

3. 調査内容

山形県朝日村大鳥川流域をモデル流域として、砂防事業の投資による流域の変貌を調査するために調査対象年を

イ. 終戦直後の昭和20年代

ロ. 高度経済成長期の昭和40年代

ハ. 内需拡大の昭和60年代

のように区分し、図-1のとおり流域の変貌を自然的、社会的、経済的側面に分けてその変貌の指標と差異を明確にすることにより砂防事業の評価モデルを策定する。

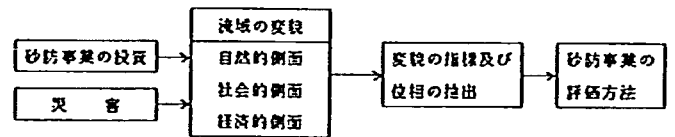


図-1 調査内容の流れ

3.1 調査地域の概要

調査地域を図-2に示す。大鳥川は酒田市から日本海にそそぐ赤川水系の上流部に位置し、流路延長51km、流域面積263km²を有し農村地帯の山形県朝日村を流下している。最近、商業都市酒田のベッドタウンとしての機能をもってきている。大鳥川上流部の本流をなす東大鳥川は大鳥池に源を発する。大鳥川は多目的ダム荒沢ダムを過ぎると、あちこちに谷底平野や河岸段丘、侵食崖を作りながら北流を続ける。大鳥川沿いの地形は尾浦橋付近の峡谷部を境として、上流部と下流部に分けることができる。上流部の平地は氾濫原によるものと考えられ、水面と平地との高度差は比較的小さい。それに対して下流部での平地は河岸段丘によるものと思われる。また、この流域の山地には地すべり地形が発達し、山地崩壊の危険性も高い。大鳥川流域の地質は主として花崗岩で構成されている。中流部尾浦橋付近より下流は両岸の堆積地以外は花崗岩であるが、西大鳥川沿いには新第三紀の層がある。

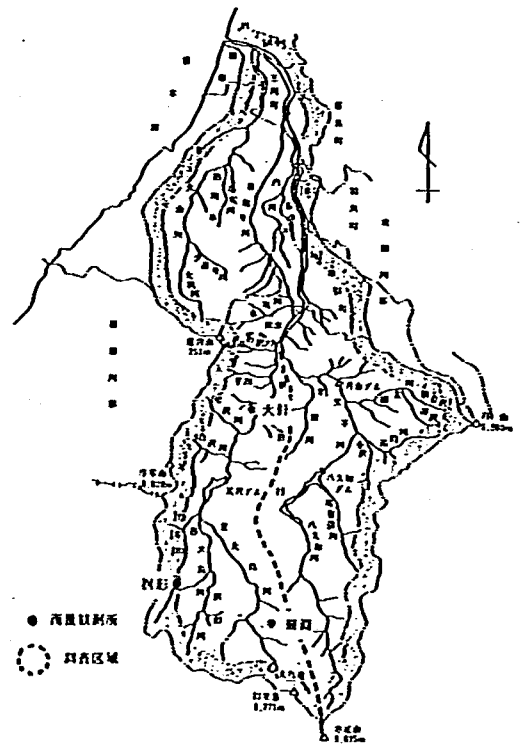


図-2 調査地域の概要

4. 既往災害調査

大鳥川を支川とする本川赤川の主な洪水は明治から昭和にかけて約40回の災害を記録している¹⁾。とくに明治12年、対象10年、昭和15年、同44年及び同46年の災害は甚大な被害があった。被害時期は6月、7月、8月の前線性豪雨に起因するものが多く、台風時期、融雪時期の洪水による被害は少ない。

4.1 昭和46年7月災害状況

4.1.1 気象および雨

昭和46年7月災害の当時の気象・降雨状況は、日本海低気圧の東進とオホーツク海高気圧が強まるにつ

れ前線が活発になり、しかも成層不安

定の状態も加わって、東田川郡を中心

に最上地方にかけて7月15日夕刻から

雷を伴った強雨が断続的に降り続いた。

各観測所の降雨量及び大鳥川流域の流

域平均日雨量をみると表-1に示す通り

である。表-1より、大針観測所での日

雨量が180mm(7月15日)と当該観測所での15年確率日雨量に相当する降雨量であったことから、荒沢ダム下流域に集中的に降ったと考えられる。大針での1時間雨量が60年確率時間雨量にあたる降雨強度を記録している。

4.1.2 被害状況

昭和46年7月災害の朝日村における被害額は5億4000万円である。ただし、朝日村大鳥川流域についてのみの被害の実態および被害額は今日不明である。ちなみに山形県警がまとめた鶴岡、余目、新庄を中心とした被害調査では被害総額85億700万円となっている¹⁾。

5. 流域現象調査

5.1 社会に関する調査

流域には長い歴史過程から社会集団が形成され、土地を利用して生活が営まれている。いかなる人達はその土地をどのように利用してきたのか、土地利用状況を定量的に把握することが、砂防事業を評価する上で最も重要なことになる。現地調査、既存調査資料、地形図及び航空写真を利用して、各種指定区域及び土地利用状況を分類して測定した。また、生活活動の状況として生活手段、生活水準、生活環境を調査した。

5.1.1 土地利用状況

昭和21年と28年、昭和46年10月～11月、昭和52年9月～10月と61年6月～7月撮影の空中写真を判読して昭和20年代、昭和40年代及び昭和60年代としての大鳥川流域全体の土地利用状況を取りまとめたのが表-2である。なお、昭和52年代の空中写真の撮影範囲は荒沢ダム上流域であり、昭和61年の撮影範囲は荒沢ダム下流域となっている。表-2では以下の点が特徴的である。

- ① 大鳥川全流域では、自然林が減少してきており、逆に人工林は増えている。自然林の伐採、植林化が進行している。
- ② 耕地は減少傾向を示している。逆にその他の廃田等の未利用地、水部、道路等は増加傾向にある。

ここで、昭和60年代の100年確率流量による氾濫区域内の土地利用について同様な項目で集計した。それによると、住宅地の4%が氾濫区域内にある。大鳥川全流域では資産価値の高い住宅、公共施設、道路の氾濫区域内に占める割合は5.05%で、大半は資産価値の低い水部や廃田・河川敷等を含む未利用地で

表-1 昭和46年7月災害時の降雨量

観測所名 雨量	荒 沢	盛 岡	梶 形	大 針	流域平均
1 日雨量	40.0mm (7/15)	68.0mm (7/15)	39.0mm (7/15)	180.0mm (7/15)	82.3mm (7/15)
1 時間雨量	19.0mm	23.0mm	21.0mm	54.0mm (7/15 1:00)	—
3 時間雨量	31.0mm	38.0mm	38.0mm	102.5mm (7/16 2:00)	—

() 月最大

ある。田畑は区域内の約1/4を占めている。

荒沢ダム上流域では、未利用地と水部で氾濫区域内の3/4を占め、全体の資産価値は低い。

荒沢ダム下流域では、水部、未利用地が51.96%を占めるものの、道路、住宅、公共施設等の資産価値の高いものも5.269%と上流域より多くの面積を占める。

表-2 土地利用状況（大鳥川流域）

単位：1/4

年代	住宅	商業	工場	公共	農 地				林 地		そ の 他			
					水	田	畑	雑草	人工林	自然林	未利用地	水	道路	荒地
昭和20年代	1.39	0	0.02	0.15	10.04	0.62	0.08	0.14	6.05	237.15	4.01	1.25	0.14	1.61
昭和40年代	1.08	0	0.04	0.18	8.99	0.34	0.10	0.34	14.06	225.43	7.95	2.16	0.16	0.85
昭和60年代	1.02	0.001	0.04	0.15	7.92	0.16	0.03	0.28	18.35	220.32	11.13	2.16	0.16	0.93

5.1.2 生活活動状況

大鳥川流域内の昭和20年代、昭和40年代および昭和60年代としての人口と世帯数は表-3に示す通りである。昭和40年代より昭和60年代の2期間の人口と世帯数の推移状況には以下のような傾向が認められた。

表-3 人口と世帯数（大鳥川流域）

年 代	人 口				世帯数
	男	女	計	65才以上	
昭和20年代 (昭和25年)	5,705 (人)	5,758 (人)	11,463 (人)	511 (人)	1,747 (人)
昭和40年代 (昭和45年)	2,174 (3,552)	2,342 (4,254)	4,516 (8,206)	435 (819)	1,016 (1,755)
昭和60年代 (昭和60年)	1,636 (3,293)	1,692 (3,428)	3,328 (6,711)	591 (1,145)	787 (1,499)

注) () 内の数字は朝日村全体

① 大鳥川流域全体では人口は1188人（26.3%）、世帯数は292（22.5%）が減少した。

② 平均世帯数は昭和40年代が4.4人、昭和60年代が4.2人で若干の減少がみられた。

③ 人口では荒沢ダム上流域で553人（10.4%）の著しい減少がみられた。主な原因は、西大鳥川の樹形での亜鉛鉱山の廃坑によるものと考えられる。

④ 荒沢ダム下流域では、人口で635人（17.0%）の減少がみられた。そのうち人口の集束する流域下流の本郷地区では179人（9.4%）の減少がみられるものの、他地区と比較するとその減少率は低い。

5.1.3 就業状況

大鳥川流域内の就業状況を昭和40年代、昭和60年代でみると（昭和20年代は不明）表-4に示す通りである。昭和60年代（昭和60年度）では、大鳥川流域内の就業者数は1794人であり、第1次産業の就業者が27.5%、第2次産業が41.0%、第3次産業が31.5%の割合となっている。第1次産業のうち、最も大きい比率を占めるのは農業であり、第2次産業では製造業、第3次産業ではサービス業となっている。ここで、昭和60年代（昭和60年度）の朝日村の村民1人当りの所得をみると、村民所得が1,432,622円/人であり、個人所得（社会保障給付、恩給、年金等）が1,847,986円/人となっている。国民1人当りの国民所得が1,785,697円/人（昭和57年度）であるとき、全国平均に対してかなり低い生活水準といえよう。

昭和40年代から昭和60年代までの就業状況をみると次のようである。

① 就業数では表-4から大鳥川全流域で第1次産業が838人（63.0%）の減少、第2次産業では、鉱業の

廃鉱にかかわらず建設業、製造業が増加したため192人（35.3%）の増加、第3次産業で18人（3.1%）の減少がみられた。変化の幅は第1次産業で大幅減少、第2次産業で中程度の増加、3次産業で極少量の減少となっている。第1次産業から第2次産業への就業者の転職の傾向がうかがわれる。

- ② 西大島川地区の第2次産業の就業者数が168人（90.8%）の大幅な減少となっているが、このほとんどは崩形の亜鉛鉱山の廃坑による影響である。
- ③ 第3次産業の就業者数は各地区とも大幅な増減はなく安定した就業状況であることをうかがわせる。
- ④ 大島川全流域では第1次産業から第2次産業への転向が目立つ。とくに建設業のウエイトが高くなっている。

5.2 経済に関する調査

流域の発展はその土地に今までいかなる投資が行われてきたのか、流域内の資産の種類及び投資額により、流域を経済的に評価することができる。さらにその将来の社会経済の予測も可能になる。ここでは流域に投資された施設、及び各種生産額、財政等の資産を調査することにより砂防事業との関連性を調査する。

5.2.1 産業

朝日村の昭和60年代（昭和60年度）の村内純生産をみると第1次産業は10億2,050万円、第2次産業が24億8,400万円、第3次産業が43億4,130万円となっており、全体の純生産は約75億8,380万円となっている。第3次産業が57.2%、第2次産業32.8%、第1次産業13.5%をしめており、そのうちサービス業が最も大きい比率20.8%、ついで建設業18.6%となっていることから、農山村地域であるが、経済構造が都市型になっているといえる。また、公共事業による産業構造の重みが高くなっている。なお、村内純生産が約75億8,380万円に対して、村民所得が総額96億1,430万円（昭和60年度）であることから、その差額20億3,050万円は出稼ぎ等の他市町村からの所得であることを示している。

5.2.2 財政

朝日村の財政を歳入と歳出でみると表-5のとおりである。昭和45年度に比べ名目で昭和61年度は約6.3倍になっている。歳入の内訳では村税が2.7倍、地方交付税が10倍になっている。歳出について土木費が昭和45年度2,400万円と同61年度に4億4,900万円と約19倍となり、土木費が占める割合が高くなっているのが特徴である。

表-4 就業状況（大島川流域）

年 代	昭 和 45 年 代 (昭45年度)		昭 和 60 年 代 (昭60年度)	
	就業者数 (人)	比率 (%)	就業者数 (人)	比率 (%)
第1次産業	1,277 (2,565)	52.0 (56.6)	432 (985)	24.1 (27.4)
第2次産業	53 (125)	2.2 (2.8)	60 (13)	3.3 (0.1)
第3次産業	1 (1)	(-)	1 (1)	0.1 (0.1)
合 計	1,331 (2,691)	54.2 (59.4)	493 (1,098)	27.5 (29.7)
第1次産業	187 (202)	7.6 (1.5)	19 (13)	0.6 (0.1)
第2次産業	291 (581)	11.8 (12.8)	354 (632)	19.7 (17.6)
第3次産業	68 (151)	2.7 (3.3)	372 (711)	20.7 (21.8)
合 計	546 (934)	22.1 (20.6)	736 (1,429)	41.0 (39.8)
第1次産業	163 (112)	6.9 (5.5)	124 (354)	19.3 (9.8)
第2次産業	2 (2)	0.1 (-)	5 (13)	0.3 (0.4)
第3次産業	59 (98)	2.4 (2.1)	49 (79)	2.2 (2.2)
合 計	42 (63)	1.7 (1.1)	12 (18)	0.7 (0.5)
第1次産業	241 (393)	9.8 (8.7)	237 (434)	13.2 (13.7)
第2次産業	69 (103)	2.8 (2.3)	85 (139)	4.8 (3.9)
第3次産業	533 (908)	23.7 (20.0)	565 (1,098)	31.5 (30.5)
合 計	7,458 (1,533)	100.0 (100.0)	1,794 (3,595)	100.0 (100.0)

注) () 内の数字は朝日村全体

表-5 歳入・歳出表（朝日村全体）（千円）

年 度	歳 入	歳 出
昭和45年度	450,169	428,853
昭和61年度	2,821,926	2,127,819

5.2.3 治山・治水事業

大鳥川流域で砂防事業が最初に着手されたのは、大正15年（山形県芋川）であり、建設省は昭和62年度より着工した。治山事業においては林野庁が昭和13年、山形県が昭和33年に着工した。昭和63年度までの大鳥川流域に投資された事業費は、名目で治山事業で林野庁が1億6,410万円、山形県が3億8,100万円、砂防事業で建設省が3億2,230万円、山形県が9億3,170万円であり、ダム事業が18億円となっている。それらの合計は約36億円である。

表-6 砂防治山事業費の推移（単位：千円）

		砂 防 事 業 費		治 山 事 業 費	
		名 目	実 質	名 目	実 質
荒沢 ダム	S. 20	4,390	36,889	30,954	260,106
	S. 40	4,390	36,889	30,954	260,106
	S. 60	19,740	105,962	37,389	266,509
下流域	S. 20	8,959	75,282	0	0
	S. 40	195,024	530,821	65,146	117,092
	S. 60	622,460	1,010,527	167,020	278,469
大鳥川 全流域	S. 20	13,349	112,172	30,954	260,106
	S. 40	199,414	617,711	96,100	437,108
	S. 60	701,200	1,017,490	204,409	537,934

荒沢上流域、下流域および大鳥川全流域について昭和55年度を100とした治水工事費指数から砂防・治山事業の各年代ごとの名目の事業費を実質におきかえて比較すると表-6に示す通りである。砂防事業では昭和20年代に荒沢ダム上・下流域とも10,000万円未満の事業費であったが、昭和40年代には下流域で50,000万円程度の事業費が投入されている。反面、上流域では事業費は投入されていない。昭和60年代になると直轄事業が開始され短期間に集中的に投資された。

6. 評価

6.1 砂防事業の評価モデルの策定

流量規模別洪水氾濫区域を設定し、氾濫区域内の資産・被害額、砂防事業の投資額、確率降雨をそれぞれ因子として砂防事業の評価モデルを策定する。

6.1.1 想定洪水氾濫区域

1) 対象洪水流量の設定

流量規模別の氾濫区域を設定するのに必要な対象流量は30年、100年および200年確率雨量から合理式によって求めた。

2) 想定氾濫区域図作成

河道の流量配分から水位を、マンニングの等流式から計算した。

3) 被害額の算定

流量規模別被害額の算定に際し、

建設省治水経済調査要綱²⁾に基づいて

想定氾濫区域の資産額を求めた。

その結果は表-7に示すとおりである。

算定に際して被害率を1.0として一

表-7 流量規模別被害額（大鳥川流域全体） 単位：百万円

項目	流量 Q=1005 m ³ /s (1/30)	Q=1378 m ³ /s (1/100)	Q=1572 m ³ /s (1/200)	流域内資産額
一般資産	1,132	1,520	1,861	38,076
農作物	22	61	75	1,481
公共土木施設	1,085	1,456	1,783	36,476
合 計	2,240	3,039	3,720	76,033

般資産および農作物の被害額を求めた。また、公共土木施設被害額は治水経済調査要綱に従い、一般資産の被害額に対する比率（95.8%）を参考として算定した。

大鳥川流域の総資産は760億円、流量規模別被害額は30年、100年、200年確率でそれぞれ22億円、30億円、37億円となっている。昭和46年7月災害の日降雨量はほぼ30年確率雨量となっていて、その被害額は朝日村全体で名目で5.4億円、実質で約14億円となり、想定した被害額30年確率で22億円より少ない。しかし、被害の現象は降雨強度、土砂氾濫の形態により著しく異なるものであり、想定被害額に相当なひらきが出るものと思われる。また、この被害額は砂防対象区域内に発生したもののみである。

6.1.2 評価モデル

前述した確率日雨量計算結果、流量規模別被害額、事業費（投資額）を用いて砂防事業の評価モデルを策定した。

- (1) 大針観測所での日雨量データより求められた確率降雨曲線が当該流域の想定被害額の生起確率曲線（被害累積曲線）と類似すると仮定する。
- (2) 砂防事業全体計画は計画区域内の200年確率降雨に対応する施設計画と仮定し、投資額指数を1.0として1年確率降雨に対応する施設計画額を0として片対数方眼紙上で投資額指数を求める。
- (3) 各基準点での投資額と被害額の関係を求めた。図-3は最下流端の基準点における評価モデルである。東大鳥川の基準点および西大鳥川の基準点より上流域では年超過確率1/30、1/100、1/200のいずれにおいても、洪水氾濫による被害額は無しとなっている。投資額に対する被害額による比率は上流から下流に移るにつれて高くなる傾向にある。

当該流域の砂防事業全体計画額は施設数143箇所で591億円になっている。この額が200年確率降雨に対応していると仮定すると、100年対応で520億円、30年対応で396億円となる。想定被害額に対してそれぞれの投資比率は6.2%、5.7%、5.5%になっている。投資効果は非常に小さい。

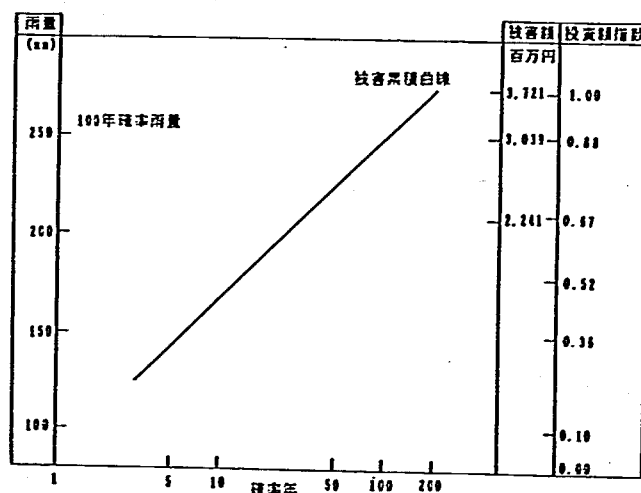


図-3 評価モデル

7. おわりに

本調査では、大島川流域についての既往災害調査、調査対象年を設定しての流域現況調査、砂防事業の評価モデルの策定、流域の歴史的変貌による位相評価等を行った。問題点および今後の課題となる事柄について若干述べると次のようになる。

- (1) 砂防事業の評価モデルの策定に際して、当初氾濫実績に基づいて氾濫区域の設定を試みたが、過去の災害をもたらした降雨はさほど高くない確率流量であり、かつ当該流域中流部に昭和30年多目的大ダムが完成したことにより、水のみによる想定洪水氾濫区域の設定となった。
- (2) 評価モデルにおいて被害額と投資額の関係から当該流域だけに限定してみると計画砂防施設の事業投資額が経済的に低い。下流流域の治水に与える影響を考慮していないので、砂防を投資する当該流域内ではやむおえないことであろう。
- (3) 今回はとりあえず当該流域での流量規模による洪水氾濫区域を推定して評価モデルを策定している。土石流による氾濫区域を加味していないので、今後はそれらを含めて総合化した評価モデルを策定する必要がある。
- (4) 流域の現象調査の中で2次産業の建設業が急激に増加している。就業者数および生産額ともに産業の構成比が約20%にもなり、山間部における産業のウェイトが非常に高くなっていて、防災及び山村振興に大きな役割をになっている。

参考文献

- 1) 建設省月山ダム工事事務所；赤川－治水と利水，pp.392，社団法人東北建設協会，1984
- 2) 建設省河川局河川計画課；治水経済調査要綱，1984

3.4 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 栗原淳一

鈴木浩之

1. まえがき(研究目的)

我が国は67の火山を有し、過去に数多くの火山災害を被ってきた。最近では昭和58年の三宅島や昭和61年の伊豆大島の溶岩流、あるいは昭和63年12月に26年ぶりに噴火した十勝岳等各地で発生している。一方、世界的にみても昭和55年のアメリカのセントヘレンズ火山や昭和60年のコロンビア共和国のネバドデルルイス山の噴火に伴う泥流災害は甚大な被害をもたらした。火山活動に伴う土砂災害としては火山泥流、溶岩流、火砕流、降下物質、大規模崩壊等があるが、その対策に関する認識も時代の流れと共に変化し、泥流や溶岩流もある程度は防げるのではないかというのが現状である。63年度は溶岩流に関する資料を収集し、流動機構のモデル化を行った。そして三宅島、伊豆大島の溶岩流を例に数値シミュレーション計算を行い再現性を検討した。また溶岩流の対策手法について世界各地の事例資料を収集しその特徴を整理した。加えて日本の67火山を対象に過去の火山噴出物の分布範囲について形態別の影響範囲図を作成した。

2. 研究結果

2.1 溶岩流の流れのシミュレーション

2.1.1 概説

溶岩流の流れのシミュレーションに関する既往研究について資料を収集し、流動機構のモデルを構築した。そして土石流泥流シミュレーションプログラムの溶岩流への拡張を行い、昭和58年の三宅島と昭和61年の伊豆大島で発生した溶岩流についてシミュレーション計算を行い、再現性を検討し問題点を整理した。

2.1.2 既往の研究

溶岩流のシミュレーションに関する既往の研究は大きく次のように区分される。

①シミュレーション手法に関する研究

②溶岩流の流動機構に関する研究

③溶岩の物性に関する研究

①に関する研究は国内外ともにあまりなく、特に平面的な広がりに関する研究は石原ら¹⁾の研究等ごくわずかである。石原らはビンガム流動を基礎式としたシミュレーション計算等を行っている。

②に関する研究は幾つかみられるが、溶岩流を粘性流体としてみることは共通で、その中でもDRAGON

Iら²⁾に代表される研究は溶岩流をビンガム流体として扱い、降伏応力、限界流動厚、粘性、密度との関係から流量を導いている。

③はシミュレーション計算実施にあたり、設定条件となる溶岩流の温度の低下と粘性、降伏応力、化学組成などの変化について把握しておく必要がある。これについてはMINAKANI³⁾、DRAGONIら²⁾などによって研究されている。

2. 1. 3 計算モデル

(1)運動方程式

土石流泥濘シミュレーションのモデルを参考に基礎方程式を以下のように設定した。抵抗則についてはビンガム流動を基本に芦田ら⁴⁾の研究を参考に深さ方向に平均化して求めた。

x方向の運動方程式

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \beta \frac{\partial (Nu)}{\partial x} + \beta \frac{\partial (Nv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{F_x}{\rho} \quad (1)$$

y方向の運動方程式

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \beta \frac{\partial (Nu)}{\partial x} + \beta \frac{\partial (Nv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{F_y}{\rho} \quad (2)$$

ここに、 H : x方向流量フラックス ($N = u \cdot h$)、 N : y方向流量フラックス ($N = v \cdot h$)、 β : 運動量補正係数、 u : x方向の流速、 v : y方向の流速、 h : 水深、 H : 流動高 (流動深+河床高)、 ρ : 溶岩流の密度

F_x, F_y はx、y方向の摩擦抵抗項で次のとおりである。

$$F_x = \frac{1}{2} f_x \rho u \sqrt{u^2 + v^2} \quad (3)$$

$$F_y = \frac{1}{2} f_y \rho v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (4)$$

ただし f は

$$f_x = \frac{\left(\frac{\tau_x - \tau_y}{\tau_x} \right)^4}{\left(1 + \frac{3}{2} \frac{\tau_y}{\tau_x - \tau_y} \right)^3} \cdot \frac{\rho q}{\eta} \quad (5)$$

$$f_y = \frac{\left(\frac{\tau_y - \tau_x}{\tau_y} \right)^4}{\left(1 + \frac{3}{2} \frac{\tau_x}{\tau_y - \tau_x} \right)^3} \cdot \frac{\rho q}{\eta} \quad (6)$$

ここに、 τ_x : 降伏応力、 τ_x : x方向の作用応力、 τ_y : y方向の作用応力、 q : 単位幅流量

(2)連続式

溶岩流を流体とみなし流体の連続式を用いる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial y} = 0 \quad (7)$$

(3)溶岩の温度

溶岩の温度については熱量の保存則を適用し、溶岩の冷却は主に表面からの熱放射によるものと考え、Stefan-Boltzmannの式から時間 Δt の間に減少する熱量 Q は次のように表わせる。

$$Q = \epsilon \cdot \sigma \cdot T^4 \cdot \Delta t \cdot \Delta x \cdot \Delta y$$

ここに、 ϵ : 溶岩の放射率、 σ : Stefan-Boltzmann定数、 T : 溶岩流表面温度、 $\Delta x, \Delta y$: メッシュ幅

(4)粘性係数と降伏応力

粘性係数と降伏応力は共に温度と関係が強いと報告されているが、現地で測定されたデータは非常に少ない。ここでは三原山（伊豆大島）のデータから回帰式を求め計算に用いるものとする。

2. 1. 4 計算結果

三宅島の計算の噴出時間は3時間であるが図には2時間30分経過した時点の結果を示す。既に実績の最終堆積範囲を越えている。ただ平面的な堆積形状は全体的に実績と一致している。大島B-1は噴出時間を5時間として計算しているが三宅島同様実績の範囲を既に越えている。実際に停止したのが8~10時間後であることを考慮すると到達時間は実績よりかなりは早い。堆積範囲は谷地形を有する中流部までは実績と非常によく一致しているが下流では合わなくなっている。大島Cは噴出時間を1時間として計算した。先端部はまだ速度を有しており、計算を続けると更に流下すると思われる。堆積範囲については実績とよく一致している。

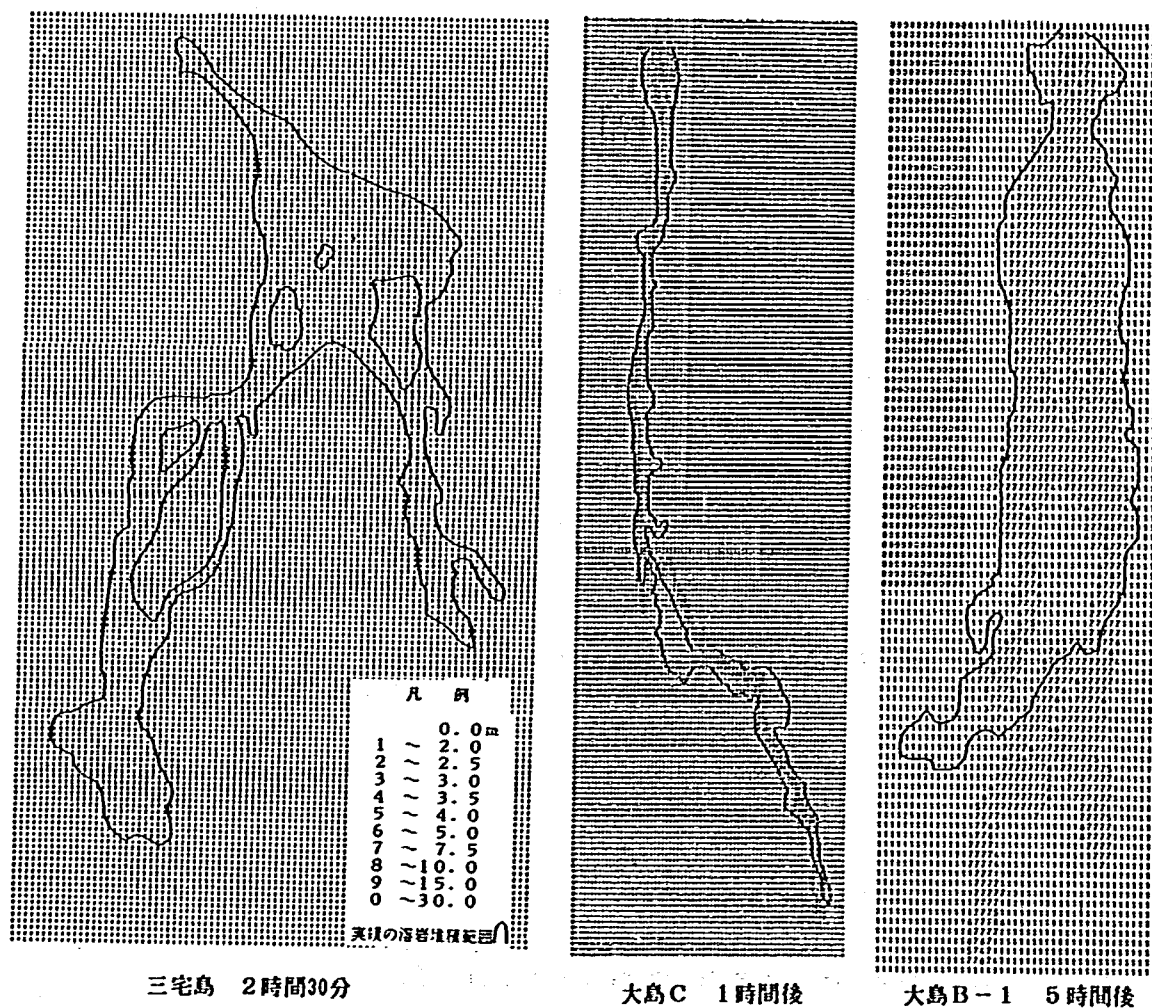


図-1 シミュレーション計算結果と実際の溶岩流堆積区域の比較

2. 1. 5 今後の課題

今回の計算では現地観測によるデータの不足のため、温度と粘性係数、降伏応力の関係を同じ条件にしている。しかし、この関係は計算に大きく影響することから今後データの蓄積を図る必要がある。このような制約のため、今回は次の「移動限界厚」を計算に導入している。すなわち溶岩流は、水等と異なりかなりの流動厚を持つことから最低の流動厚を決め、この厚さ以上にならないと次のメッシュへの移動が起こらないようにしている。移動限界厚は粘性係数や降伏応力、地形勾配等により変化するものと思われるがここでは一定値とした。しかし温度と粘性係数、降伏応力の詳細な関係が得られなければ、この移動限界厚を更に検討し計算に反映させる必要がある。

2. 2 溶岩流対策

2. 2. 1 概説

溶岩流の噴出地点、頻度、期間、生産される流出量を予測し、それに対応する対策を予め計画することは困難である。しかし徐々にではあるが、例えば溶岩流の流路を変え被害を最小限にするための対策が世界各地で試みられるようになってきた。ここでは今後の溶岩流対策検討のためにこれまでに実施されてきた世界各地の事例を整理し、その特徴をまとめ考察した。

2. 2. 2 溶岩流の特徴

最近の火山噴火のデータによると毎年40～60の火山で噴火しその半数で溶岩流が発生しているにもかかわらずその災害発生例が少ないのは以下の溶岩流の特徴によるものである。

- ①流出地域が一般に山体の上中部が主で人間の生産圏の広がる山麓部まで流出することは少ない。
- ②災害地となる山麓では流下速度も小さく一般に人が逃げられない程ではない。
- ③従って、家屋、構造物、山林等の被害を主とし、人命におよぶ確率は低い。

日本で発生する溶岩流の大半が粘性の大きい流紋岩、デイサイト質で河口付近等にとどまる場合が多い。その中で三宅島や伊豆大島は日本では珍しい玄武岩質のもので流走距離も大きく、山麓部に達しやすい特徴をもっている。

2. 2. 3 対策の概要

これまでに実施、検討されている主な対策手法は以下のものがある。

- ①注水
- ②爆破
- ③導流堤
- ④避難
- ⑤移転
- ⑥規制または溶岩保険

①の注水は多量の水を溶岩に放水し溶岩の前進を阻止する方法である。1973年のアイスランドのヘイマエイ島の成功で注目されるようになり、日本でも三宅島や伊豆大島でも規模は小さいが行われた。し

かし大量の水が必要なために山地部では無理で、実施場所が海・湖の付近に限られてしまう欠点がある。

②の爆破はハワイ島で何度か試みられている。また1983年のイタリアのエトナ火山の噴火により発生した溶岩流に対し流路を変え安全な地域に流下させようという目的で爆破と導流堤を実施した。一時的に変わった流路が最後には戻ってしまったが、その間に下流の保全対策区域で導流堤を建設する時間的余裕が生じた。実施上の問題としては爆薬を設置する際に地盤の温度が高く発火の危険性があり冷却するためにドライアイスを用いる等の対応が必要となったことが挙げられる。

③の導流堤は、たびたび実施されている手法である。代表例として右図のハワイ、マウナロアの火山観測所周辺の導流堤が挙げられる。導流堤の目的は流れを堰止めることなく、流れをそらせ溶岩を速やかに流下させるための条件を作ることである。この導流堤設置後溶岩流の流出はないが、導流堤の流下能力については計画として $700\text{m}^3/\text{s} \sim 800\text{m}^3/\text{s}$ を流下させる能力があると評価している。

④の避難は人命に対しては十分効果があることが過去の実例から明らかとなっている。1973年のアイスランドのヘイマエイ島の場合、午前2時に噴火したにもかかわらず6時間後には島民のほとんどである5300人が島外に避難し、1986年の伊豆大島においても約1万人が本土へ避難した例がある。しかし、避難は当然ながら移動が不可能な資産に対してはその効果が期待できない。

⑤の移転は災害の被る資産を予め移転し、土地利用を溶岩流の危険に対応できる様に変換することである。しかし経済的・社会的インパクトは多大で溶岩流の被害が不確かな場合その実施は困難と思われる。

⑥の規制は地域の開発を規制し、経済的損失を現状の建物と移動不可能な資産に限定することである。⑤同様経済的・社会的インパクトが生じ予測ができない限り実施は困難と思われる。溶岩保険は現存する洪水保険と同様のものである。なお、⑤と⑥は共に将来の立法上の決議等により実施されるもので現在行政レベルで検討中である。

この他にU.S. Armyが溶岩流対策を総合的に検討したものがある。これは将来予想される溶岩流の流出に対し主にハード面からの対策手法を施工性、経済性、環境に与える影響等多角的かつ詳細に比較検討している。最終的に採用された案は、構造物は予め建設せず、火山活動が活発になってから実施するというもので、これでも十分対応できるとしている。

2. 2. 4 対策のまとめ

ソフト対策としては避難が最も現実的かつ効果的である。しかし避難は人命に対しては効果的である



TOPOGRAPHIC MAP OF AREA AROUND
MAUNA LOA OBSERVATORY

図-2 マウナロア観測所周辺地域の地形図

が資産にはその効果が期待できないため別途ハード対策の検討が必要になる。ハードには注水、爆破、導流堤があるが実施の場所が制約されるため対策の併用も検討すべきである。導流堤の場合マウナロアのように予め建設する場合と火山活動が活発になってから建設する緊急対策とに分けられる。しかし緊急対策を実施するにしても事前に用地だけは確保しておけばスムーズに建設にとりかかれる。火山対策は施設の規模が大きくなることから、このような緊急対策を柔軟に行う必要があり、そのためにはU.S. Armyが行ったように事前の検討が必要になる。

2. 3 影響範囲図の作成

各火山毎に既往資料等から噴出形態別の影響範囲図を作成した。対象とする噴出形態は溶岩流、火砕流、降下テフラ、岩屑流、泥流及び土石流とした。火山噴出現象を予測してその影響範囲を想定することは困難であるため、土石流を除き過去の最大の噴出現象を対象とする影響範囲図とした。この場合過去とは第四紀(200万年前)迄で、日本第四紀学会編の「日本第四紀地図」(1987、縮尺1/100万)を基本として、過去200万年における最大噴出現象の情報(到達範囲、噴出時代、岩質)を形態別に読みとった。

3. あとがき

今後の課題として、溶岩流のシミュレーション計算に関し、温度と粘性係数、降伏応力に関する現地観測のデータの蓄積を図り、移動限界厚を理論的に求める手法を検討する。溶岩流対策については用地だけを事前に確保し導流堤等の構造物は火山活動が活発になった時点で行う場合も考えられ、そのためにはU.S. Armyが行ったような事前の対策の検討が必要である。

<参考文献>

- 1) 例えば、石原、井口、加茂：数値計算による1986年伊豆大島溶岩流の再現、火山、第2集、特集号伊豆大島火山 1986年噴火、1988
- 2) DRAGONI: Downslope flow models of a Bingham liquid: implications for lava flows, Journal of Volcanology and Geothermal Research, 30, 1986
- 3) MINAKAMI TAKESHI: On the Temperature and Viscosity of the Fresh Lava Extruded in the 1951 Oh-Shima Eruption、東京大学地震研究所彙報、vol. 29, 1951
- 4) 芦田、山野、持田：高濃度流れに関する研究(2)、京都大学防災研究所年報、第29号B-2, 1986
- 5) U.S. Army Corps of Engineers: Lava Flow Control, Island of Hawaii-Review Report and Environmental Impact Statement, 1980

科学技術振興調整費

4.1 土砂災害危険度予測手法の開発に関する研究

砂防研究室 室 長 水山高久

主任研究員 石川芳治

福本晃久

急傾斜地崩壊研究室 室 長 吉松弘行

工藤賢二

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きた。この傾向は社会活動の山地への進展により、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早急に人命を守るためには、災害発生に係る防災情報を整備・提供するとともに、警戒避難体制の整備を行うことが重要かつ緊急な課題である。本研究は、このような状況に鑑み、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、豪雨時において、詳細な降雨量の変化に対応した災害発生予測を行い、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。降雨により発生する斜面崩壊の最も重要な誘因は、斜面内への降雨水の浸透と移動及びそれに伴う地下水位の上昇である。土木研究所が分担する課題は、実験及び現地観測で得られたデータを基に斜面地盤内での浸透水、地下水位の移動機構を明らかにし、精度の高い斜面崩壊危険度予測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。昭和63年度は、① 室内鉛直浸透実験、② 昭和61年、62年度に引き続き現地斜面での水分移動観測、③ 飽和不飽和浸透解析モデルを組み込んだ山腹崩壊モデルの作成と適用性の検討及び ④ 山腹斜面の不均質性特性調査を実施した。

2. 鉛直浸透実験

2.1 研究方法

地盤内の不飽和浸透解析モデルを検討するために、標準砂を用いた室内鉛直浸透実験を実施した。

2.2 実験の概要

2.2.1 実験装置

供試体は、直径が30cm、高さが1mの円柱のものを使用した。また、円筒カラムは、図-1に示すとおりであり、供試体内の水分移動が観察できるようにアクリル製とした。降雨装置は、高水槽の水位を一定に保ち、雨滴下器より雨滴を落下させ金網により均質に分散するようにした。

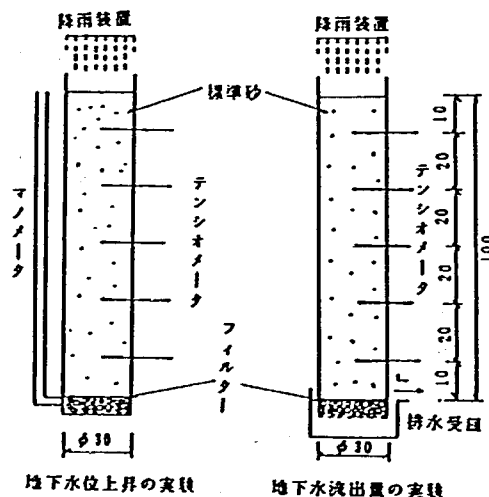


図-1 実験装置の概要 (単位: cm)

2. 2. 2 実験内容

実験ケースの一覧表を表-1に示す。実験に用いた試料は豊浦標準砂である。CASE 1, 2は、地下水位の上昇過程を追跡する実験で、CASE 3, 4は、不飽和帯から飽和帯に供給される地下水流出量の時系列変化を定量的に把握するための実験である。

標準砂の円柱への詰め込みは、均質になるように2cm毎に突き詰め、その都度水位を上げ下げして水締めしながら行った。その後テンシオメータを深度10cm, 30cm, 50cm, 70cm, 90cmに設置した。降雨の開始は、90cm地点のpF値が1.7~1.8になった時点とした。散水終了は、CASE 1, 2ではマノメータの水位が深度20cmを越えたときとし、CASE 3, 4では流出量が一定となった時点とした。

CASE 1, 2では、テンシオメータによる水分吸引圧の測定及びマノメータによる水位の測定を行った。CASE 3, 4では、テンシオメータによる水分吸引圧の測定及び波高計による流出量の測定を行った。

2. 3 実験結果

2. 3. 1 地下水位の上昇過程を追跡する実験

CASE 1, 2の土壌水分吸引圧(pF値)の時間変化を図-2に、水位の時間変化を図-3に示す。各土層深度における土壌水分吸引圧は、降雨開始後表層部から低下し、順次下層部へとその影響が現われる。また、地下水位の上昇とともに、下層部より順次飽和していることが分かる。地下水位の上昇状況は、地下水位高深度30cm付近を境に急激に上昇している。これは、飽和度上昇により少しの浸透水(降雨)で飽和に達するためと考えられる。図-3より明らかなように、強度が大きいほど地下水位の上昇速度は大きくなっている。

2. 3. 2 地下水流出過程の実験

CASE 3, 4の土壌水分吸引圧の時間変化を図-4に、流出量の時間変化を図-5に示す。pF値が低下するのは雨量に関係なく深度30cmまでで、深度50cmより深い場所では変化は小さくなっている。

表-1 実験ケースの一覧表

CASE	降雨量	降雨時間	供試体の下層	測定項目
1	20.1mm/h	7時間	流出なし	水分、水位
2	38.0mm/h	4時間	流出なし	水分、水位
3	10.3mm/h	7時間	流出有り	水分、流出量
4	41.0mm/h	5時間	流出有り	水分、流出量

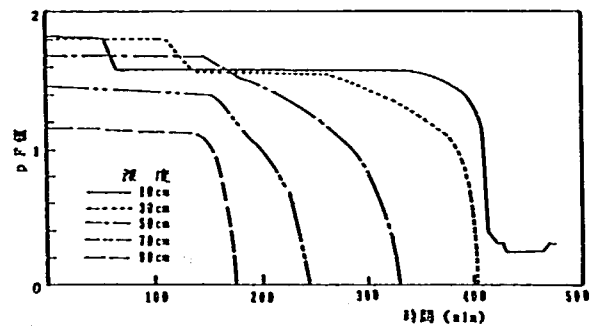


図-2(1) pF値の時間変化(CASE 1)

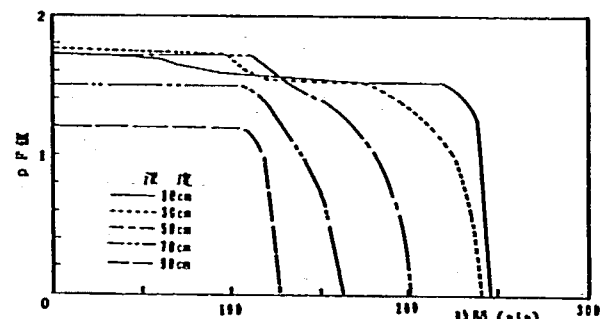


図-2(2) pF値の時間変化(CASE 2)

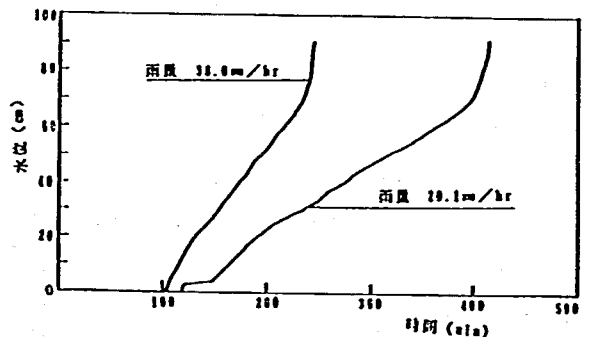


図-3 地下水位の時間変化(CASE 1, 2)

3. 一次元不飽和浸透解析モデルの検討

3. 1 簡易モデルと改良モデル

3. 1. 1 簡易モデル

簡易モデルは、雨水の基本的浸透・流下過程を単純化して表すことにより現象の理解を容易にするとともに計算時間の短縮化を計ることを目的として図-6に示すように飽和帯（地下水深）が形成された後も雨水はいったん基岩面まで到達するものとしている。基礎方程式としては、一次元浸透流理論による(1)式（Richardsの式）を用いる。

$$C \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ k \cdot \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} - 1 \right) \right\} \quad \cdots (1)$$

ここに、 ϕ ：土壌水分吸引圧、 t ：時間、 z ：鉛直座標（下向きに正）、 k ：透水係数、 C ：比水分容量 $C = d\theta / d\phi$ 、 θ ：体積含水率である。

3. 1. 2 改良モデル

実際の山腹斜面内部では、不飽和領域は、時々刻々と変化していると考えられるため、簡易モデルは、自然現象を忠実に再現しているとは言い難い。このため、改良モデルでは図-7に示すように飽和帯の上昇とともに不飽和帯を変化させることにより「モデル」をより実現象に近づけたものである。

この改良モデルを用いて数値シミュレーションを実施する場合、基本的には簡易モデルと同様に、基礎方程式として(1)式を解くことによって数値解が得られるが、「不飽和帯は時々刻々と変化する」ものと考えているため、一次元鉛直不飽和浸透過

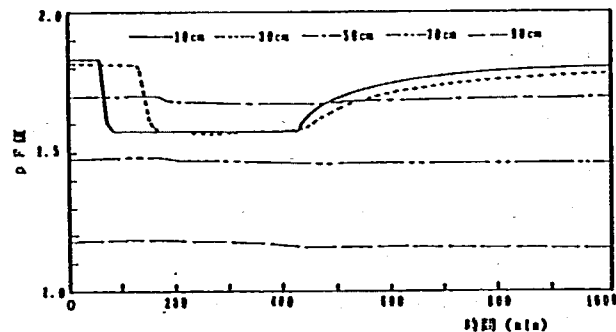


図-4(1) pF値の時間変化 (CASE 3)

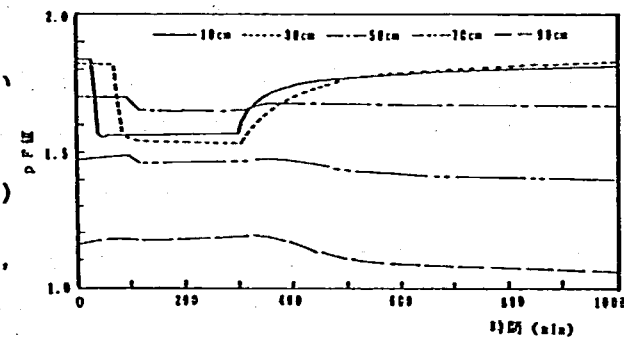


図-4(2) pF値の時間変化 (CASE 4)

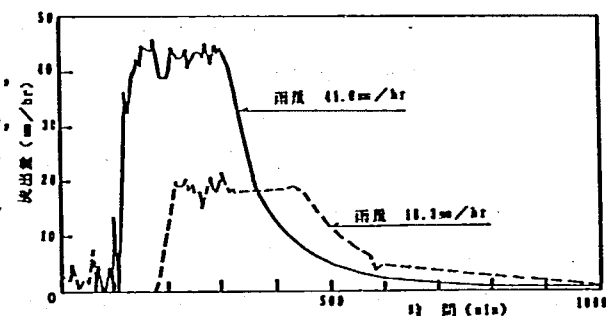


図-5 流出量の時間変化 (CASE 3, 4)

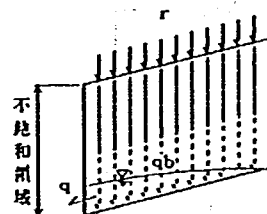


図-6 簡易モデルによる
雨水流出経路の概念図

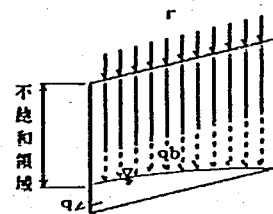


図-7 改良モデルによる
雨水流出経路の概念図

程において図-8に示すように各時間毎に鉛直土柱の切り直しが必要となる。また、鉛直土柱切り直し後の体積含水率 $\theta(N)$ は、同深度に位置する鉛直土柱切り直し前の体積含水率 $\theta'(N'm)$ を用いてそ

の重複する部分 (ΔZ_m) の加重平均を求めることにより与えられる。

$$\theta(N) = \{ \sum (\theta' (N'_m) \cdot \Delta Z_m) \} / \Delta Z \quad \cdots (2)$$

3. 2 シミュレーション計算条件

鉛直浸透実験結果を用いて簡易モデル及び改良モデルの適用性の検討を実施した。

水分特性曲線をVan Genuchtenが提案した(3)式より求めた。

$$Se = \left(\frac{1}{1 + (\alpha \cdot \phi)^n} \right)^{1-1/n} \quad \cdots (3)$$

ここに、 Se :有効飽和度、 α 、 n :係数、 ϕ :土壌水分吸引圧である。ただし、有効飽和度は、次式により定義される。

$$Se = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_{sat} - \theta_r} \quad \cdots (4)$$

ここに、 θ_r :最小含水量、 θ_{sat} :飽和体積含水率である。不飽和透水係数は、Van Genuchtenが提案した(5)式より求めた。

$$k_r = Se^{1/2} [(1 - Se^{1/n})^2]^2 \quad \cdots (5) \quad \text{図-9 水分特性曲線(標準砂)}$$

ここに、 k_r :比透水係数 $k_r = k/k_s$ 、 k_s :飽和透水係数、 m :係数 $m = 1 - 1/n$ である。計算に用いた水分特性曲線及び不飽和透水係数を図-9に示す。この時の $\theta_{sat} = 0.39$ 、 $\theta_r = 0.04$ 、 $k_s = 1.5 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ 、 $\alpha = 0.0356$ 、 $n = 4.7933$ である。

土柱上端の境界条件としては、散水中及び散水後の蒸発散は、無視するものとした。初期条件は、実験における散水開始時の土壌水分吸引圧とした。

3. 3 シミュレーション計算結果

地下水位の時間変化について図-10に示す。簡易モデルと改良モデルを比較すると、改良モデルの方が簡易モデルよりも早く地下水位が上昇している。また、実験でみられるような深度30cm付近からの立ち上がりは、改良モデルの方が顕著に表されている。

4. 山腹崩壊発生モデル

4. 1 山腹崩壊発生モデルの概要

本モデルは、雨水の山腹斜面表土層内部への浸透・流下過程に着目し、飽和不飽和浸透流理論により水の流れを追跡することにより斜面地盤内での地下水位

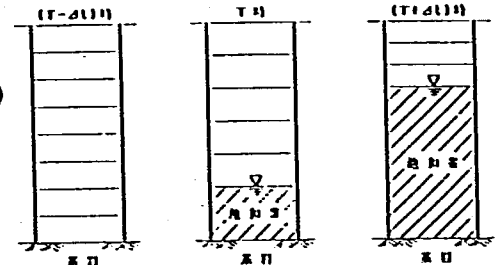


図-8 時間ステップ毎の差分分割

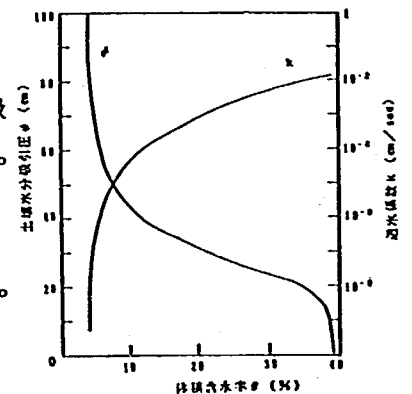


図-9 水分特性曲線(標準砂)

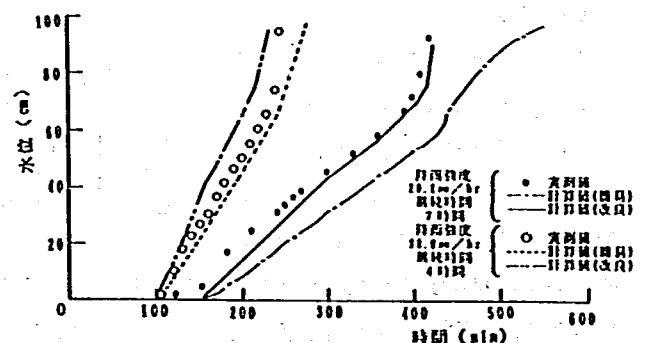


図-10 数値シミュレーションによる地下水位の上昇高

の変化を解析し、山腹斜面の安定性を判断しようとするいわゆる物理モデルである。

モデルを作成するにあたって考慮した基本概念は、以下のとおりである。① 地形形状が斜面内地下水に及ぼす影響を考慮し、地形の三次元空間分布特性を評価する。② 山腹表層崩壊の発生位置・時刻・規模を予測し得る崩壊モデルとする。③ 有効降雨の概念を用いることなく山腹斜面の安定性の検討を行う。④ 不飽和領域内での水の運動については、不飽和ダルシー則を基本とするとともに、計算時間の短縮化を計ることにより大流域へ適用可能なモデルとする。

4. 2 モデルの基本構成

本モデルは、対象流域をメッシュ分割し、デジタルマップを作成することにより地形の三次元分布特性を表現し、これらの単位斜面を解析の基本要素とした。図-11に示すように雨水の基岩面への到達水量 (Q_z) は、一次元鉛直浸透流理論 (1)式) を用いてハイトグラフを変形することにより求め、(6)式を用いて飽和側方流解析を実施することにより基本要素相互間の水の動き (Q_x , Q_y) 追跡した。

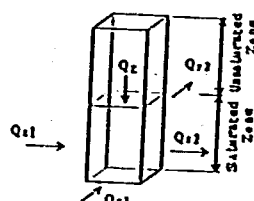
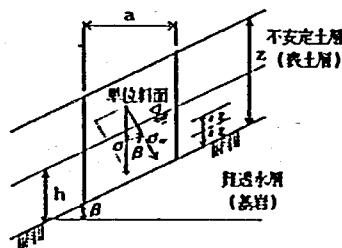


図-11 基本要素内での雨水の流れ

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = q_z \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 λ : 有効間隙率、 h : 地下水深、 q_x , q_y : x 軸及び y 軸方向の単位時間当り単位幅流量、 q_z : 不飽和浸透過程からの給水量である。

崩壊の有無は、浸透解析結果を基に(7)式により斜面安定解析を行うことによって判断される (図-12)。



$$F_s = \frac{c + (\sigma_o - h \gamma_w) \cos^2 \beta \tan \phi}{\sigma_o \cos \beta \sin \beta} \quad \dots\dots\dots (7)$$

図-12 無限長斜面の安定

$$\sigma_o = \int_0^z \{ \theta(z) \gamma_w + (1 - n) G_s \gamma_w \} \Delta z \quad \dots (8)$$

ここに、 c : 土の粘着力、 Δz : 鉛直土層分割幅、 n : 間隙率、 γ_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 (度)、 G_s : 土粒子の比重、 $\theta(z)$: 鉛直方向の微小区間 Δz における体積含水率である。モデルの基本構成を図-13に示す。

5. 1 山腹崩壊発生モデルの現地への適用

5. 2 対象流域

対象流域は、天竜川水系三峰川右支川黒川の上流域である小黒川流域内にある流域面積 0.81 km^2 の小流域である。当地域では、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た。この時の連続雨量は 403.0 mm で、最大時間雨量は 45.0 mm である。

5. 3 計算条件

山腹崩壊発生モデルを用いて実際に斜面崩壊が多数発生した小

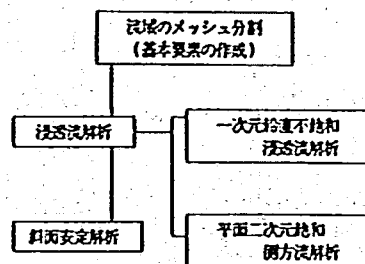


図-13 モデルの基本構成

流域に対してシミュレーション計算を行い、モデルの適用性を検討した。なお、鉛直浸透解析には3. 1. 1で述べた簡易モデルを用いた。

土質条件としては、現地より採取した土壌による土壌物理試験並びに土質力学試験結果を参考

に設定した。表-2に土質条件一覧を、図-14に水分特性曲線を、図-15に透水係数を示す。降雨量は、昭和57年台風10号時の小黑観測所におけるハイトグラフを用いた。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)を作成することにより単位斜面毎に設定した。境界

表-2 土質条件一覧表

粘着力 (t·f/d)	内部摩擦 角(度)	飽和透水 係数 (cm/sec)	間隙率	比重
0.85	20.44	0.02	0.66	2.65

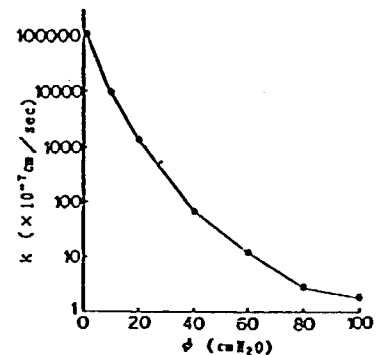
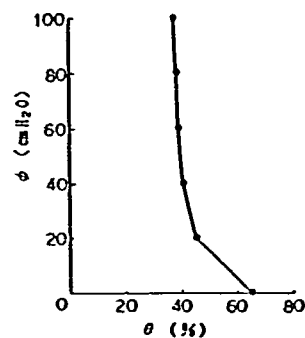


図-14 水分特性曲線(小黑) 図-15 透水係数(小黑)
条件は、表土層底面には常に地下水帯が形成されているものとし、 $\phi = 0$ を与え、表土層上面における境界条件は、降雨量もしくは0の下向きのフラックスを与えた。

5. 3 計算結果

降雨終了後の崩壊地の分布状況を図-16に示す。渓流を挟んで右岸側では計算値と実際に発生した崩壊地はよく一致している。しかし、左岸側では、実際に崩壊が発生していない場所が、計算値では崩壊することになっている。これは、山腹斜面表土層の風化度合及び地質が異なっているにもかかわらず、土質強度、水分特性曲線及び透水係数を同一値として与えているためと考えられる。図-17に崩壊斜面の出現状況の時間変化を示す。山腹崩壊は降雨開始32時間後に初めて出現し、34時間後にはピークをむかえ、その後減少し始め78時間目以降は、崩壊発生斜面の出現はみられなくなる。

5. 4 まとめ

○: 実際に崩壊が発生した斜面 □: 安全率が1を下回った斜面

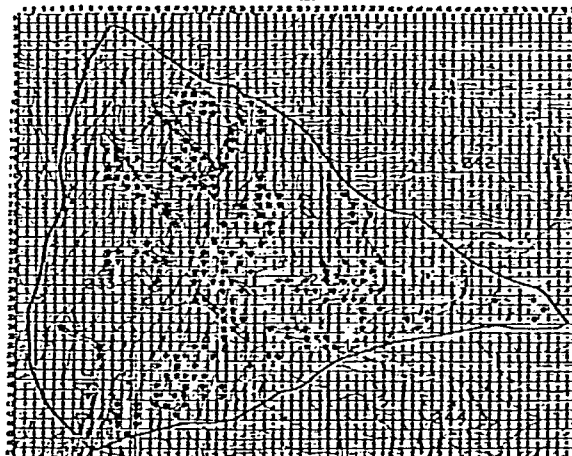


図-16 崩壊発生斜面の分布状況
(25m×25mメッシュ)

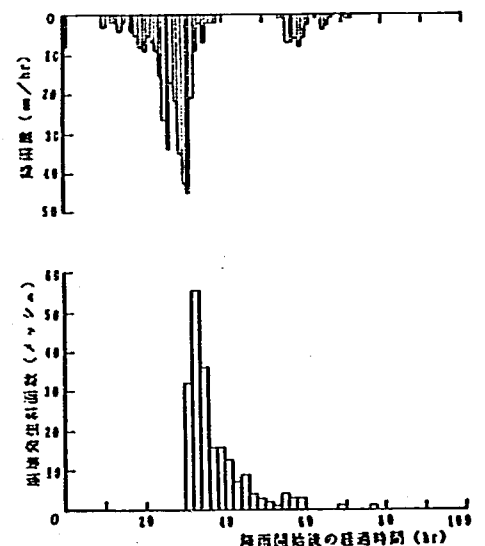


図-17 崩壊斜面の出現状況の計算結果

鉛直浸透解析について実現象に近い改良モデルも作成して、簡易モデルとの比較を行ったが、簡易モデルでも十分地下水位上昇が再現できることが分かった。また、土質強度、水分特性曲線及び透水係数によって計算結果が大きく左右されることが分かった。これらの値の求め方が今後、問題となる。

6. 野笹試験地における水分移動観測結果

6. 1 研究方法

山腹斜面表土層内での雨水の浸透・流下過程の実態を把握するために、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、間隙水圧、地下水位、溪流流量、崩壊地斜面からの流出量を観測した。観測期間は、昭和63年4月21日から11月11日までである。なお、この観測は、昭和62年度に引き続き行ったものである。

6. 2 観測地の概要

観測地は、長野県上伊那郡高遠町野笹地先（天竜川水系三峰川支川藤沢川右支溪野笹沢）である。観測地の標高は840～976m、流域面積は0.1km²、主流路長は320m、平均勾配は1/2.1である。基盤地質は、花崗岩である。斜面の勾配は30～40°であり、この表層を構成する風化土層厚は2.0m程度であるが、凹型斜面の下部では比較的厚く3.5m程度である。

6. 3 観測結果

6. 3. 1 土壌水分吸引圧の経時変化とシミュレーション計算

昭和63年6月2日～4日の降雨（総雨量80.5mm）での、土壌水分吸引圧（pF値）の実測値と不飽和浸透解析を用いたシミュレーション計算結果を図-18に示す。計算に用いた水分特性曲線、透水係数を図-19、図-20にそれぞれ示す。計算値と実測値とを比較すると、各深度におけるテンシオメータの反応開始時間に関しては、比較的精度よく実現象を再現している。雨水到達後の土壌水分吸引圧の経時変化に関しては、実測値では各深度ともに一定値まで低下した後には定常状態へと移行しているのに対し、シミュレーション結果ではさらに低下を続けており、実測値とは異なっている。

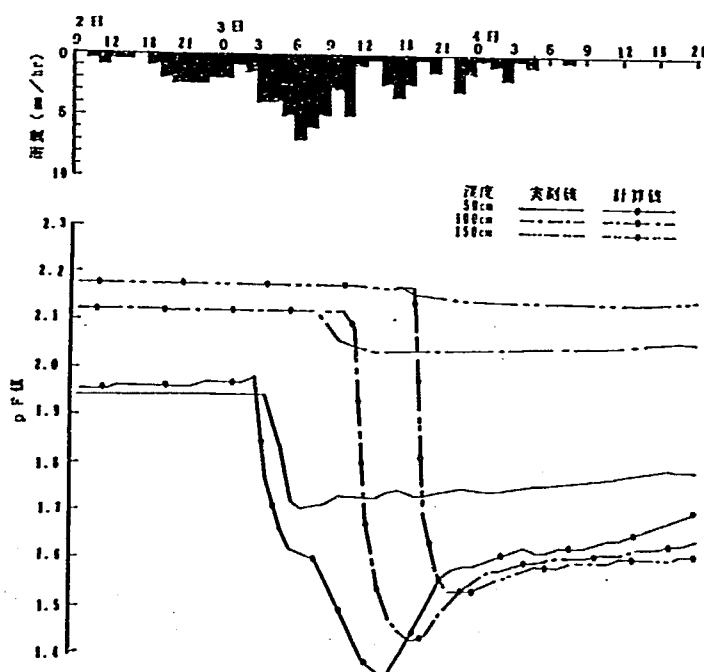


図-18 pF値の時間変化
(昭和63年6月2日～4日：A地点)

6. 3. 2 その他の観測値の時間変化

(1) 間隙水圧の時間変化

間隙水圧計の測定値は、すべて $0.05\text{kg}/\text{cm}^2$ と
間隙水圧計の最小感度以下であった。

(2) 地下水位の時間変化

観測期間中の地下水位（ボーリング孔底からの高さ）の最大値は、A地点で 2.70m （9月25日）、溪流で 1.44m （9月25日）である。溪流での地下水位の変動は、降雨に敏感に反応しているが、A地点の水位変動は、降雨量が多いときには敏感に反応するが、降雨量の小さいときには反応していない。

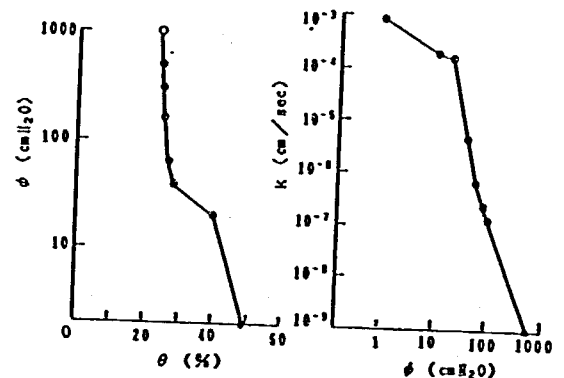


図-19 水分特性曲線
（野笹）

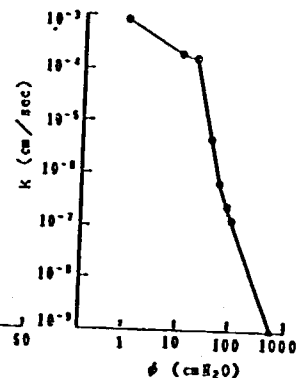


図-20 透水係数
（野笹）

(3) 溪流流量の時間変化

溪流流量は、観測期間中を通じて上流側では観測されず、下流側で観測されたのは、昭和63年9月25日～26日の間だけである。この時の最大流量は $1.66\text{ l}/\text{sec}$ となっている。

(4) 崩壊斜面からの流出量

崩壊斜面からの流出量と降雨の対応はよく、降雨に敏感に反応した。

6. 4 まとめ

土壌水分吸引圧の時間変化についてシミュレーション計算を行ったが、計算値は実測値よりも小さくなった。これは、前章で述べたように、現地試料を用いた土質試験による水分特性曲線や透水係数が、現地の地盤の値と一致しないためであると考えられる。また、観測期間中は対象斜面で斜面崩壊を発生させる程の大きな降雨が発生しなかったため、表土層と基盤である不透水層との間に地下水位が発生し、それにより間隙水圧が発生し、これが斜面の安定を左右するところまで至らなかった。

7. 山腹斜面表層土における雨水浸透特性調査

山腹斜面表層土における雨水の浸透現象は、雨水の流出のみならず斜面の崩壊現象の主要な原因であり、崩壊の発生機構を明らかにし、斜面の安定性を検討するためには雨水の土壌浸透現象の把握が不可欠である。これら浸透特性の予測の手段として飽和・不飽和浸透流解析が通常用いられているが、これら解析計算において土壌の保水・浸透特性に関しては、均一土壌として取り扱われているのが現状である。一方、近年の現地水文観測及び土壌サンプリングによる室内透水試験等が行われ、自然斜面における浸透能は、室内試験結果と比較して非常に大きな値を与え、これは土壌中に存在する大間隙に原因する現象であると言う指摘がなされている。しかしながら、この大間隙の規模、分布特性及び大間隙への雨水浸透特性の定量的把握はほとんど行われていないのが現状である。従って、本調査では山腹斜面表層土における不均質特性を明らかにすべく現地調査・室内実験を実施した。

7. 1. 調査対象斜面の位置及び調査項目

調査対象斜面は、天竜川水系三峰川支川藤沢川に流入野笹沢上流斜面で昭和62年度より土壌水分計、地下水計、パイプ流量計、間隙水圧計等により斜面土壌水文観測の実施されている斜面である。土壌間隙調査としては、土壌内の大間隙特性を把握するためcoarse及びfineに分類して以下の特性について調査した。

① coarse-macropores調査（径5mm以上の大間隙）

3箇所において目視及び石膏注入法により鉛直分布形状、5cm深度断面ごとの占有面積、変水位浸透試験を実施した。

② fine-macropores調査（径5mm以下の間隙）

当調査においては間隙が5mm以下と小さく、石膏注入法により間隙特性の把握が困難であると判断されたため、macroporeの存在する土壌と存在しない土壌の間隙率及び透水特性を室内実験より求め、その差よりfine-macropores特性を調査した。

7. 2. 調査結果

① coares-macroporesの特性

当地区におけるcoares-macroporesの代表的な深度分布形状を図-21, 22に示す。この調査結果から判断すると深度10cm地点で径3～4cmに及ぶ間隙を有しており、深度20cm地点より深部へは発達することがなく、むしろ斜面地表

面に平行に2～3mの長さに渡り互いに連結し発達している。この間隙の発達している地層は、枯葉層、A₀層及びA層と呼称される低密度の土壌であり、これより深部のB層での間隙の発達は見られていない。当斜面における樹木の根茎の発達は20cm以浅に見られていないことより、この間隙は小動物の活動によって形成されたと現在推察し

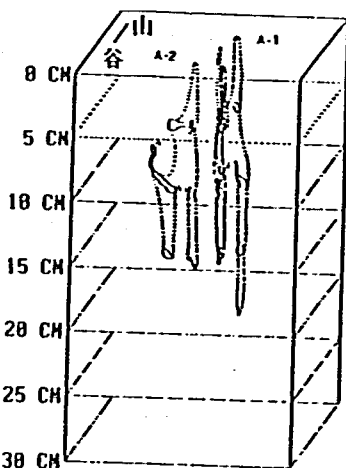


図-21 深度分布形状

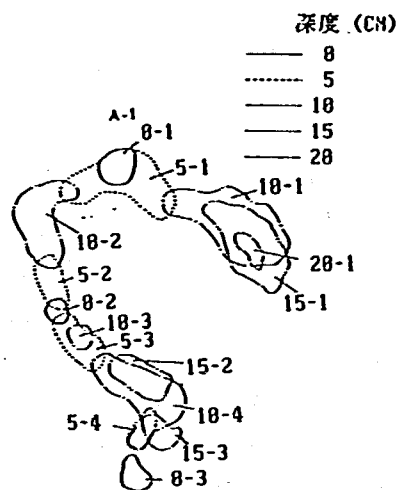


図-22 深度分布平面図

ている。この大間隙の存在する箇所における変水位浸透実験によれば図-23に見られるように大きな相違が見られている。

また、この間隙内にボスターカラー染料液を注入して間隙周辺部の水分拡散状況を深度10cm

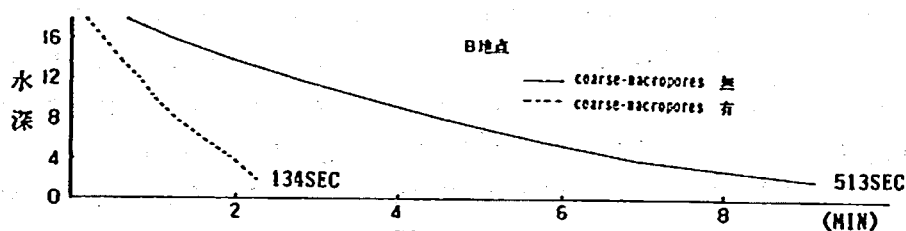


図-23 浸透能

ごとに調べてみると地表面から深度10cmまでは、斜面勾配の影響を強く受け斜面下流方向が2～3倍程卓越している。このことは、大間隙周辺部では雨水の浸透が促進され浸透解析において大間隙の特性を考慮する必要がある。

② fine-macroporesの特性

fine-macroporesの特性調査のために採取された土壌サンプルによる飽和透水係数の実験結果の代表

例を図-24に示す。この図によれば透水係数值は深度の増加と共に減少しており、均一斜面としての浸透流解析の問題点が認識される。

7. 3. 今後の問題点

斜面の不均質特性として間隙特性に焦点をあて野笹地区において現地調査を実施したが、斜面土壌の透水係数及び間隙率等については明らかに出来た。昨年度は亀裂を含んだ二次元飽和・不飽和浸透流解析計算法を検討したが、今回の現地調査によると三次元解析の必要が感じられる。現在この大間隙特性を含めた解析計算手法を検討中であり、当地区より得られたデータを用いて解析を予定している。

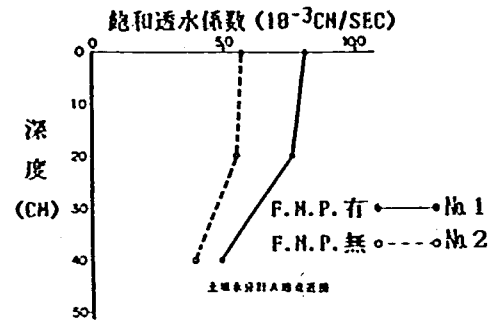


図-24 飽和透水係数

8. まとめ

昭和61年度から昭和63年度までの3ヶ年の研究により以下のような成果を得ることができた。

- (1) モデル斜面における地盤内の水分移動観測により長期間（約2年間）の降雨と地盤内の土壌水分の変化を観測し、実際の地盤内部の水分移動に関する貴重なデータを得た。
- (2) 室内鉛直浸透実験結果、モデル斜面における表土層内の水分移動観測結果及び各種土質試験結果を基に地盤内の不飽和浸透解析モデルを作成した。
- (3) 不飽和浸透解析モデルと既存の斜面安定解析式を組み合わせ、降雨の地盤内への浸透による地下水位の経時変化を考慮した山腹斜面安定解析プログラム（山腹崩壊発生モデル）を作成した。
- (4) 作成した山腹崩壊発生モデルを用いて実際の斜面崩壊発生箇所における崩壊発生シミュレーション計算を行い、その適用手法を検討した。山腹崩壊発生モデルを用いることにより実際の山腹斜面における崩壊予測がある程度可能となった。
- (5) 現地斜面での大間隙実態調査によって山腹斜面表層土の不均質特性が明かとなった。これらの特性を反映するため大間隙を考慮した降雨浸透解析計算手法を作成した。

9. 今後の課題

不飽和浸透解析モデル用いた山腹崩壊発生モデルにより実際の山腹崩壊斜面における崩壊予測がある程度可能となった。今後予測精度を向上させるためには、地盤内の大間隙も考慮した地盤の不飽和透水係数を用いる必要があり、このためには、現地地盤での精度の高い不飽和透水係数を得るための調査・試験法の改良、向上が必要である。さらに、実際の広い斜面への適用を考えると、現地地盤の土質強度、表土層厚等は、一般にかなり不均一であることから、面的な調査が必要であり、この方面でも迅速かつ容易な調査法の開発が必要である。

精度が高く迅速な警戒、避難を行うためには、現在主として用いられている降雨量による推定の他に、地盤内部の土壌水分測定によるデータを用いた斜面崩壊予測手法を開発する必要がある。

国土庁調整費

5.1 火山噴火による火砕流災害対策確立のための調査

砂防研究室 室 長 水山高久

研究員 栗原淳一

研究員 山田孝

鈴木浩之

1. まえがき

火砕流は、高温のガスと火山灰、火山岩塊などが山腹を高速で流れ下る現象であるが、各種の火山災害の中でも極めて破壊力の大きな現象である。例えば1783年に浅間山で発生した鎌原火砕流では、約1400人の死者を出している。特に近年、火山周辺での土地利用の高度化により災害ポテンシャルが高まってきており、早急に火砕流の流動機構を明かにし、その影響の範囲と程度を明らかにして防災対策や土地利用の規制等に反映させていくことが求められている。そのため国土庁と共同で火砕流に関する調査を実施することになった。本年度は調査の初年度に当たり、火砕流の従来の研究に関しレビューを行い、流動モデルを作成し、1783年の浅間山の火砕流を対象にシミュレーション計算を行いその再現性を検討した。また、1984年のインドネシア、メラビ火山で発生した火砕流について撮影された連続写真から流下速度等を判読し、勾配等との関係について考察を行った。

2. 火砕流の流動機構に関する検討

2. 1 火砕流の流動機構に関する従来の研究

火砕流を観察、記録したという例は非常に少なく、日本では駒ヶ岳¹⁾、浅間山²⁾、桜島³⁾、国外ではインドネシアのメラビ火山やアメリカのセントヘレンズ火山ぐらいのものである。このため火砕流の流動機構に関する研究はほとんど行われていないのが実情である。その中で、流動の内部機構に着目し、力学的かつ定量的に説明しようとしたのが高橋⁴⁾である。高橋はBagnold⁵⁾の高濃度固・液混相流に関する実験的、理論的研究成果と浮遊砂を含む流れに関する研究成果を基に、火砕流の流動機構について検討を行った。図-1に火砕流の内部機構の模式図を示す。勾配 θ の斜面上にガスを噴出している粒子の層が形成され、地表から高さ h までは噴出ガスによる揚圧力はそこに存在する粒子を浮遊させることができないものの、それより上では揚圧力により粒子は浮遊している。ある高さ h_0 より上では粒子はガスと共に上方へ持ち去られてしまう。また、高さ方向にガス密度が状態方程式(1)式に従って変化する場合を検討し、そのような変化を与えても取扱いの複雑さ

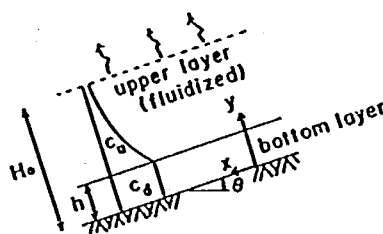


図-1 火砕流流動模式図⁴⁾

に比べ結果にほとんど影響しないことを示し、密度を一定として取扱っても十分であることを示した。

$$\rho = m \cdot p / R \cdot T \quad (1)$$

ここに、 ρ :気体密度、 m :分子の重量、 R :ガス定数、 T :絶対温度、 p :圧力である。

2. 2 火砕流に類似した流れに関する従来の研究

火砕流に類似する流れとしては、①粒子流、②液体を含む粒子流、③固・気混相流が挙げられる。このうち、①液体を含まない単純な粒子流は、連続体力学としての粒子流の最も単純な形のもので、より複雑な粒状体の流動現象の基礎をなし、数多くの研究が成されている。②液体を含む粒子流の研究は、液体が液体の場合、粒状体の管路輸送や、土石流、泥流等の自由表面を持つ開水路重力流動として多くの研究がある。③固・気混相流については、管路による粉体輸送の他にはあまり多くの研究はない。固・気混相流としての取扱いのうち、考察の対象が大気中で、大気圧を対象として状態方程式を無視しうる場合、固・液混相流としての取扱いをそのまま持ち込む場合がある。

2. 3 火砕流の流動に関する力学的考察

火砕流の流下状況を撮影した写真を基に検討してみると、流れの表面が雲のようになっており、内部の状況はよく分からないが、先端は流れの厚さが小さく流速も速い。上層の雲のような部分は刻々とその断面を増していくようで、それにつれて流下速度は小さくなっているように見える。このことから、流れの構造としては、流動の底面付近に流速の速い部分があり、上部はそれに引きずられているように見える。つまり、図-2に示すように、流れの底部には得た位置エネルギーを流動に必要な仕事に消費する部分がありこれは比較的層流に近く、粗い粒径成分からなる粒状体の重力流れと考えられる。また、その上部には重力流動をしてい

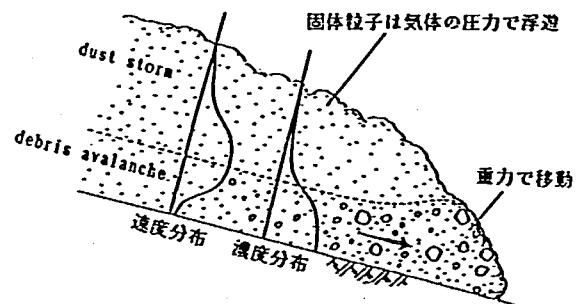


図-2 火砕流流動模式図

る下部から得る運動エネルギーを自らの体積を増加させるのに費やす部分があり、これは微細粒子がまわりの気体を界面の摩擦によって連行しながら膨張していく部分がる。

すなわち流動現象としては、固・気混相流としての性質を持っており、一般的には流れの底層では粒子流としての取扱いが可能な層が存在し、そこから上方に行くにつれて粒子流としての性質を失い、むしろ気体の乱流中に固体が浮いているという流れに変化していく。このような領域では気体と固体が一体となった密度流として取り扱うことになる。流速分布は、流れの底で零で、重力流動の表面付近で最大、それから上方に向かって減衰していくような形をとる。濃度分布は流れの底では堆積濃度にほぼ等しく、上方に向かって減衰していくような形をとる。濃度分布は流れの底では堆積濃度にほぼ等しく、上方に向かって減衰し、流速が零となるところで濃度も零となる。

2. 4 基礎方程式

ここでは、前節の考察を受けて下層を粒子流として検討する。運動方程式の構成則としては粒子の表面固体のみを散逸要素として金谷の構成則⁶⁾を用いる。

運動方程式

$$x \text{ 方向: } \frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial (M \cdot u)}{\partial x} + \beta \frac{\partial (M \cdot v)}{\partial y} = -g \cdot h \cdot \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{F_x}{\rho} \quad (2)$$

$$y \text{ 方向: } \frac{\partial N}{\partial t} + \beta \frac{\partial (N \cdot u)}{\partial x} + \beta \frac{\partial (N \cdot v)}{\partial y} = -g \cdot h \cdot \frac{\partial z}{\partial y} - \frac{F_y}{\rho} \quad (3)$$

$$F_x = F_y = \left\{ \left(\frac{45}{8} \right)^2 \frac{9\sqrt{10}}{500} \cdot Te \cdot \mu \cdot \left(\frac{a}{h} \right)^2 \cdot \frac{C\ddagger \cdot C^{(1/3)}}{C\ddagger - C} \right\} C \cdot \sigma \cdot U_m^2 \quad (4)$$

$$U_m = \frac{8}{45} \cdot \sqrt{\frac{1}{A}} \cdot \left(\frac{d}{h} \right) \cdot \sqrt{\pi} \quad (5)$$

$$C = \left(\frac{\sqrt{10}}{3} \cdot \frac{1}{\mu} \right)^3 \quad (6)$$

ここに、 $C\ddagger$:堆積層の砂礫の容積濃度(0.6~0.7)、 C :流動層の容積濃度、 Te, μ :定数、 σ :砂礫密度、 a :粒子の半径、 h :流動層厚、 ρ :火砕流密度($=C \cdot \sigma$)、 β :補正係数(1.25)、 π :せん断力、 M : x 方向の流量、 N : y 方向の流量、 F_x, F_y : x 方向及び y 方向の摩擦抵抗力、 u : x 方向の平均流速、 v : y 方向の平均流速、 i :勾配である。

連続式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (7)$$

3. 1783年の浅間山の火砕流

1783年の噴火においては、表-1に示すように吾妻火砕流と鎌原火砕流が連続的に発生したが、そ

の流動の特性は一致しておらず注目される。荒牧⁷⁾は古文書および現地調査の結果を踏まえ、次のような特徴を挙げている。

3. 1 吾妻火砕流の特徴

- ①微地形に対応して流れの方向を変えている。
- ②粘性を保ちながら流下している。
- ③極めて低速で、北麓に面積約18km²で堆積した。平均堆積厚を0.5mとして流出量は0.1km³と見積られている。
- ④堆積物の表面に露出している岩塊は直径2.0mに達するものがあり、特徴的な割れ目を示し、明瞭な急冷周縁部を持つ。

表-1 浅間山1783年の噴火の経過⁷⁾

月日	噴火の状況	体積(10 ³)
5月1日	最初の噴火 4日続行	降下軽石、 火山灰
5月11日	噴火、噴霧、降灰 11日翌朝	
7月17日	噴火、北麓に軽石降下 7日翌朝	
7月21日	噴火	0.17
7月22日	噴火、噴火を繰り返す。短期間の休止期を はさむ。噴火の激しさは次第に増大する。	
~8月1日	降灰、軽石降下続く	
8月1日	11時頃より激しい噴火始まる。軽石降下続く	0.1 0.01 ~2.011
8月4日	午後(7)吾妻火砕流発生	
8月5日	11時大噴火、同時に鎌原火砕流発生	
	ひき続いて奥平山麓で火砕流発生 午後噴火おさまる	0.17

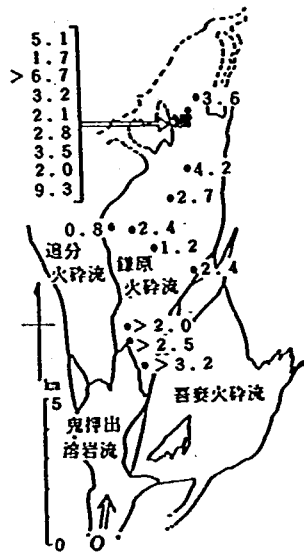


図-3 堆積の範囲⁸⁾
(図中の数字は堆積厚)

3. 2 鎌原火砕流の特徴

- ①泥流ではなく本質的に乾いた粉体流(dry avalanche)によるものである。
- ②温度は比較的良かった。
- ③本質岩塊が数 $\times$ 以下しか含まれていなかったことから、上流部で鎌原火砕流の巨大本質岩塊の運動エネルギーは地表を掘り起こし、侵食することによってその大部分を消費し、掘り起こされた旧物質に運動エネルギーは移され一団の粉体流となって、一見連続的な流れとなって下流に流送した。

図-3に示すように鎌原火砕流は吾妻火砕流に比べかなり下流まで流下、堆積し、その結果吾妻川で泥流を発生させているが、本質そのものは急勾配の斜面上で停止している。本質が急勾配の斜面上で堆積している点では共通であり流下するに従い粒径は小さくなっている。両者の間で最も大きく異なるのは、流下中に大規模な2次侵食が鎌原火砕流だけに生じたという点である。本質の総量も鎌原火砕流の方がはるかに少なく40mにおよぶとされる地表面の侵食が物理的にあり得るのか、更に検討してみる必要がある。

4. シミュレーション計算

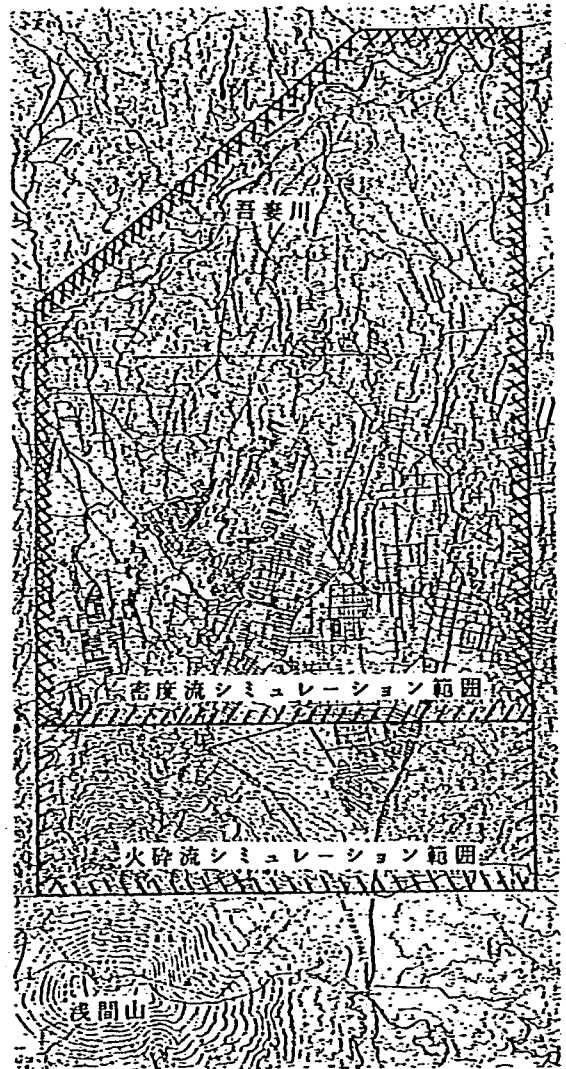


図-4 シミュレーション計算範囲

2. で検討したモデルを用いて1783年の鎌原火砕流を対象にシミュレーション計算を行った。計算条件は、 $a=5\text{cm}$, $p=2.5$, $C=0.6$, $Te=1.0$, $\mu=0.3$ とした。上流側に堆積した土砂が全体の40%であるとして、継続時間

図-5 火砕流シミュレーション結果

を60分、全体の土砂濃度を40%とし、総土砂量を178百万 m^3 とした。また、参考に密度流をマンニング則で表現できるものと扱い同様の計算を行った（総土砂量は百万 m^3 ）。計算範囲を図-4に、計算結果を図-5, 6に示す。粒子流として扱った計算では、供給された土砂のほとんどは上流斜面で堆積してしまい、その結果粒子流としての流動が持続せず、下流までは到達していない（図-5）。一方、密度流としての計算では、約30分程度で吾妻川に達した。このことから、鎌原火砕流は細粒土砂は密度流的な挙動で下流にまで流下したと考えられる。また、上流に堆積した土砂は下流へ流下した土砂に比べ粗い成分であったと考えられる。

5. 写真判読による火砕流の運動特性

メラビ火山（標高2,911m）は、インドネシア、ジャワ島の活火山で、上部斜面は勾配35'以上と極めて急峻であり、常時火山活動の影響を受けて裸地化した火砕流の流下路となっている大崩壊地が形成されている。最近では、1930, 1961, 1969, 1984年の計4回火しており、何れも火砕流の発生が認められている。メラビ火山で発生する火砕流はその形態から爆発型火砕流と雪崩型火砕流に大別できる。爆発型火砕流は、爆発、噴火に伴い火口から放出された多量の火山砕屑物が火山ガスと混合して瞬時に流動化し、斜面を侵食しながら流下規模を増大させていくのが特徴である。一方、雪崩型火砕流は火山活動の活発化にともない発達した溶岩円頂丘が崩壊したり火口から流出した厚い舌状の溶岩末端部の崩壊が直接の発生原因であり、その発生形態は雪崩と非常によく似ている。ここでは、

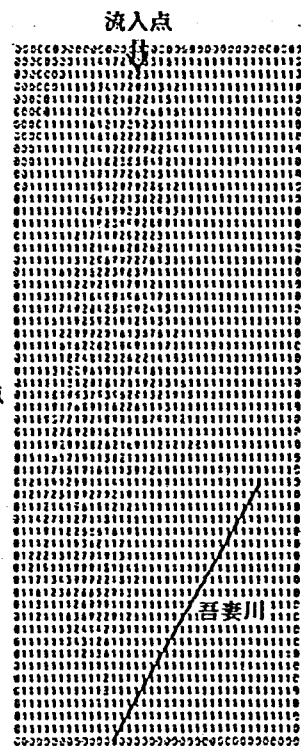


図-6 密度流シミュレーション結果

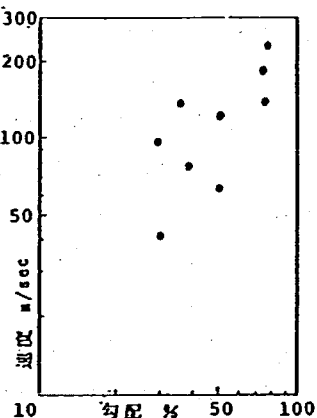


図-7 勾配と流速の関係

連続写真の撮影に成功した1984年6月15の火砕流について、この連続写真を基に火砕流の流速、煙の高さを判読し、考察を行った。主な検討項目は、①流速と地盤勾配、②流速と流下幅、③流速とフロント部での煙の高さの関係である。

図-7に流速と地盤勾配の関係を示す。関係は明瞭ではないが、勾配が大きいほど流速も大きいという定性的傾向は認められる。ただし、地盤勾配が同一であるのに流速が著しく低減している点が認められるが、これは扇状地のような流路の拡幅部に火砕流が流入しはじめた段階で勾配の急変による流速の減少のほかに流路幅の増大に伴う流れの分散による流速の低下も影響しているためと思われる。図-8は、流速と流下幅、フロント部での煙の高さとの

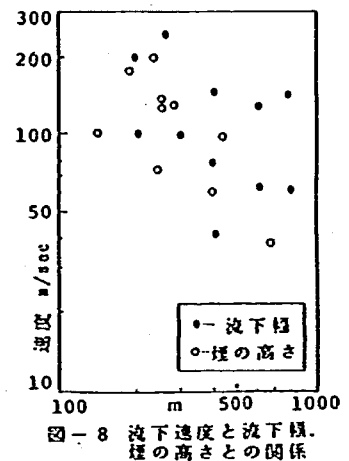


図-8 流下速度と流下幅、煙の高さとの関係

の関係を表したものである。流下速度と流下幅については、流下幅が広がるほど、流速が小さくなる傾向が認められる。以上のことから、火砕流の流速に影響を与える要素として、地盤勾配と流下幅を考えることができる。

6. あとがき

火砕流の流動機構を検討し、流動モデルを作成した。また、1783年の浅間山で発生した火砕流の特徴を整理し作成した流動モデルを用いてシミュレーション計算を行った。火砕流の流動機構に関する研究はまだ始まったばかりで多くの課題を抱えている。特に、現地で実測したデータが非常に少なく本調査で行ったような連続写真等の解析からできる限りの情報を得る努力が必要である。一方、浅間山の1783年の火砕流に関しては、本文でも指摘したように鎌原火砕流と吾妻火砕流には大きく異なる点がある。これまで、火山学者を中心に現地調査等かなり行われてきているが、例えば流出した本質の量がいくらか、といった基本的な点についても十分検討されているとはいえず、今後物理的な検討を中心に行っていく必要があると考える。

参考文献 1)久保田鉄工株式会社:アーバンクボタ,1978.1, 2)荒牧重雄ほか:空から見る日本の火山,丸善,1989.1, 3)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,第24号A, PP. 538~557, 1981.4, 4)高橋保:火砕流の発生と流動の機構,京大防災研年報,第28号B-2, PP. 283~296, 1985.4, 5)R. A. Bagnold: Auto-suspension of Transported sediment: Turbidity Currents, Proc. Roy. Soc of London, A, No. 1322, 1962, PP. 315~319, 6)金谷健一: 粒状体の流動の基礎理論 (第2報, 発達した流れ), 日本機械学会論文集 (B編), 45巻392号, PP. 515~522, 1979.4, 7)荒牧重雄: 浅間火山の地質, 地団研専報14, 1968.12, 8)荒牧重雄ほか: 浅間山鎌原火砕流/岩屑流堆積物の発掘調査, 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』, PP. 247~288, 1986.12

総合開発プロジェクト

6.1 土砂災害復旧計画作成支援システムの開発

砂防研究室 室 長 水山高久
主任研究員 石川芳治
福沢 誠

1. まえがき

大規模な土砂災害が発生した場合には、災害の拡大防止、二次災害防止及び被災した施設の復旧等を迅速かつ適切に実施することは極めて重要である。このためには土砂災害発生後において土砂災害の発生状況、気象の予測、復旧資機材の配備状況等に関する情報を的確かつ迅速に収集伝達することにより、円滑な復旧に役立たせることが必要とされる。

2. 研究目的

本研究においては被災情報、気象情報等を速やかに収集し、これらを基に被害拡大予測を実施するとともに適切な復旧計画を作成しこれを実施できるよう、防災担当者に土砂災害対策を実施する際の基本情報を提供することが可能な支援システムの開発を目的としている。

3. 研究方法

本研究は(財)国土開発技術センターに委託し、同センター内に設けられた「災害情報システムの開発委員会」(梅村 勉 委員長)及びこの委員会のもとに設置された「土砂災害復旧計画作成支援システムの開発分科会」(小橋澄治委員長)において研究計画、研究成果の検討を行いつつ、以下の項目について検討した。

3.1 昭和63年広島災害における情報伝達

昭和63年7月20～21日に発生した広島県加計町を中心とした土砂災害について災害発生時の情報の収集、伝達、災害復旧時の情報の流れ、内容および災害復旧時に必要とされた情報や資機材等について現地に置ける聞き取り調査を実施し、これらの結果を取りまとめるとともに、情報伝達に関して今後検討すべき課題を整理した。

3.2 土砂災害に係わる情報伝達および災害復旧実施上の問題点と検討事項

表-1に示す既往の各種の土砂災害の発生時および発生直後における警戒避難、被害、救助活動および被災ヶ所の復旧に関する情報の流れを既往文献調査により把握し、迅速かつ適切な土砂災害復旧計画作成に当たって問題となる事項を整理し、さらに今後の検討課題を整理した。

3.3 土砂災害復旧計画作成支援システムの全体構成

上記の結果を基に土砂災害復旧計画作成支援システムの基本フレームを検討し今後の検討事項を整理した。

4. 研究結果

既往の各種の土砂災害、特に長崎災害、御岳崩れ、伊豆大島噴火および広島災害について、災害発生から復旧にいたるまでの情報の収集・伝達および災害復旧の実施に関する現状の問題点を災害発生

表-1 調査対象土砂災害

土砂災害	災 害 名 (発生年)	発生原因
崩り崩れ	長崎災害 (1911)	地震
	千両東方沖地震 (1927)	地震
土石流	長崎災害 (1911)	地震
	広島災害 (1911)	
地すべり	福岡山地すべり (1911)	不明
大規模噴火	御岳崩れ (1914)	地震
火山噴火	セントヘレンズ (1980)	噴火
	ニパドアルイス (1911)	地震
噴 火	三宅島 (1911)	火山噴火
	伊豆大島 (1911)	火山噴火

表-2 (a) 現状の災害情報伝達および災害復旧実施上の問題点と検討事項

段階	現状の問題点	検討事項	必要な情報、機器	備考
災害発生前	① 災害発生前の災害警戒本部委員の召集に手間どり必要な人員を確保できない。(長崎、広島) ② 土石流危険渓流については特に住民まで公表していなかった(広島)過去に同様の土石流災害があったにもかかわらず被災者は自分の家は安全と思っていた。(広島) ③ 雨量の強い地域はせいぜい数km四方の範囲であり、現在の雨量観測所の設定間隔では十分とは言えない。たとえば広島では雨量観測所と実際に土石流の発生した地域では雨量がかなり異なっていると考えられる。(広島) ④ 地震現象(がけ崩れ、土石流などの土砂に関わるもの)の注意報や警報があれば注意をよぶので良いと思う。大雨洪水警報ではどうしても洪水の災害を主に考えてしまう。(広島) ⑤ 土石流の警戒避難基準雨量については県から聞いていたが地質や地域特性の判断が町ではむずかしく現時点では対応ができていないと思っていた。(広島)	① 気象情報や降雨予測を取り入れて災害発生前に人員を配備しておき、指定した職員にも警戒を呼びかける。 ② 土石流危険渓流を積極的に公表する。また危険区域についても公表し住民の注意を喚起する。 ③ 雨量観測所を増設してよりきめ細かな降雨情報を得る。 ④ 気象台による土砂災害注意報、警報の発表の可能性の検討 ⑤ 土石流警戒避難基準雨量の設定手法を理解させて早急に市町村に利用させる。	①・気象情報(河川情報センター)、短時間降雨予測(気象庁)の情報 ②・土石流危険渓流等土砂災害危険箇所の公表 ・土砂災害危険区域の設定と公表 ③・テレメーター、ロボット雨量観測所の増設 ・小型レーダー雨量計の設置 ④・気象台による土砂災害注意報、警報の発表 ⑤・土石流警戒避難基準雨量の市町村での理解と利用	災害発生前においてはまず住民や防災担当者が災害危険箇所を十分に認識して災害が起きそうな場合には警戒避難の体制を早くとることが重要である。

表-2 (b)

段 階	現 状 の 問 題 点	検 討 事 項	必 要 な 情 報、機 器	備 考
災 害 発 生 中	① 災害通報、市民からの問い合わせにより通話量が急増し一般回線の電話はかかりにくくなる。(長崎、大島、広島) また夜間の場合には市役所の回線数が激減して対応できなくなる。(長崎) 民間放送局には災害応急復旧用無線電話機が配備されておらず連絡ができなかった。(長崎)	① 災害時には電話はほとんど使えないという想定のもとに無線による連絡体制を確立する。	① 災害応急復旧用無線電話機を指定地方公共機関の末端まで配備する。 ・各機関の車、担当者の家にも無線機を配備する。	災害発生中では通信の確保が極めて重要である。 電話は不通になったり、混雑のため使用不能になることが多く防災機関や防災用車両には無線機が必要であり、また少なくとも各地区の消防団や区長の家にも無線機を配備する必要がある。
	② 災害用応急復旧用無線電話機(TZ41)の使用に手間どり初期段階で十分機能しなかった。(長崎)	② 緊急時には全ての職員が使用できるように日頃から研修や訓練を実施する。	② 防災訓練等により使用方法に慣れておく ・使用マニュアルを整備しておく	
	③ 広報車による避難の呼びかけあるいはパトロールを実施しようとしたがすでに道路は浸水や土砂崩れで不通になっており迂回路を回ったため時間がかかったり実行できなかった。(広島、長崎)	③ 災害発生中には浸水や道路の不通で広報車による避難の呼びかけやパトロールは不可能になるとの前提で対策を検討する。	③ 災害発生箇所の情報 ・避難勧告の確実な伝達方法(個別無線機)	
	④ 避難所の開設に手間どった。中には連絡ができなかったり、避難所要員の不在で開設できないものもあった。(長崎)	④ 避難所および避難所要員に無線機を配備しておく。また避難所要員を複数とする。	④ 避難所、避難所要員への無線機の配備	
	⑤ 災害時および災害後の情報伝達は役場から消防団、住民への有線放送による呼びかけが主要なものであったが有線聞いていない人もおり、また一方的な情報の伝達なので消防団や住民の動向についてはほとんど把握できていない。(広島、伊豆)	⑤ 防災機関(役場)と消防団、住民の相互の情報伝達が確実になれるような体制を作る。	⑤ 各戸にあるいは少なくとも消防団等の町内会単位の無線機(特に携帯できる無線機)	
	⑥ 警察と町役場で指示が融合し情報伝達のスピードが違ったので指示が入り乱れ住民を右往左往させた。(大島)	⑥ 避難の指示等の情報伝達の一元化と各組織間の連絡体制の整備。	⑥ 住民への情報伝達体制の整備 ・各組織間の連絡体制の整備	
	⑦ 移動無線機が混信や障害のためほとんど役に立たなかったり同報無線が一部で聞きとれなかった。(大島)	⑦ 各機関の無線機の運用方法の検討。 同報無線の配置と運用方法の検討。	⑦ 各機関の無線機の運用方法の検討 ・同報無線の配置方法の検討	
	⑧ さまざまな流言が住民の間に広がった。これらの情報の真偽を確認しないまま職員が災害対策本部に報告し、災害対策本部の判断に影響を与えた。(大島)	⑧ 流言についての確認方法と、確認しないものは災害対策本部に報告しないという基本を職員に徹底させる方法。	⑧ 流言の真偽の確認手法 ・住民への正しい情報の提供 ・確認情報と未確認情報の区別 ・職員の情報収集、確認、報告のマニュアル	
	⑨ 避難所の指定が必ずしも適切でなかった。例えば波浮地区では平常時の避難場所と噴火時に同報無線で指定された避難場所が違った。(大島)	⑨ 避難場所はどのような災害でも一定にする方が混乱は少ない。避難場所の選定手法と整備。	⑨ 避難場所の選定手法と整備	

表-2 (c)

段 階	現 状 の 問 題 点	検 討 事 項	必 要 な 情 報、機 器	備 考
災 害 発 生 後	① 災害発生地域と外部を結ぶ主要道路が寸断されて人命救助や災害復旧を困難にした。特に山間地では全ての道路が不通となり孤立化してしまった。(長崎、広島、御岳崩れ) ② 都市機能(道路、上水道、電気、ガス、鉄道、バス等)の回復には約1週間前後かかる。(長崎災害) ③ 多点散在型の災害の情報収集は道路の寸断、人手不足等により困難でその地域にあった対応の指示ができない。(広島、御岳崩れ) ④ 救援活動、復旧活動には自衛隊、県警、消防署、市町村、消防団等の多数の人々がたずさわるので連携プレーが必要である。各組織間で同時に連絡できる情報網が必要である。また狭い地域に無線機を集めると混信して使用できなくなる。(御岳崩れ) ⑤ 災害発生後最優先されるのは人命救助であり、このためには行方不明者の確認が必要であるがしばしば行方不明者かどうかの確認に時間がかかる。(長崎、広島) ⑥ 土砂災害における救助活動の妨げになるものに流木や大石がある。多量の流木を効果的に排除できる機械を開発する必要がある。(広島) ⑦ 救助活動では埋もれている人の救出や捜索に時間がかかり救助の遅れやそれに続く復旧作業に支障をきたしている。(長崎、御岳、広島) ⑧ 土砂災害復旧の主力は油圧ショベルやブルドーザー、ダンプトラック等の機械である。これらの機器がすぐに手にはいると救助作業、復旧作業がはかどる。(広島)	① 主要道路の防災対策を日常から十分に行っておく。また迂回路の検討も日常から行っておく。広島災害では中国自動車道を21日2時～22日夕方まで一般通行止として、災害復旧用に解放してもらい救援隊が現地入りできた。 ② 都市機能が回復するまでの間の食糧や飲み水等を事前に確保しておく必要がある。 ③ 土石流、がけ崩れ等のように個々は小規模であるが多数の箇所が発生する多点散在型の災害情報を迅速に収集できるシステムの整備。 ④ 各機関同志がお互いに連絡できる無線機を持つことと、無線機の混信を避ける対策 ⑤ 災害発生後に住民の安否を確認する方法、手段について検討するとともに災害発生前から住民の動向を把握できるように努める。 ⑥ 流木及び大石の排除用の重機を開発し、配備するとともに、上流で流木を捕捉し下流へ流出させないことも重要である。 ⑦ 土砂や家屋の中に埋もれている人を外から簡単に探知できる機械を開発する ⑧ 油圧ショベル、ブルドーザー、ダンプトラック等の機器の配備体制および情報体制を検討する。	① 道路不通箇所の情報 ・使用可能道路の情報 ・災害復旧用に特に災害に強い道路網を整備しておく ・混雑が予想される場合には一般車の制限を行い復旧車両専用とする。 ② 食糧、飲料水等の備蓄 ③ ヘリコプターの利用体制整備 ・地上検知センサーの開発 ・監視用テレビカメラの配備 ④ 無線機の使用ルールの確立 ⑤ 災害発生時の住民間の連絡体制を整備する。 ・住民の安否に関する情報を正確に収集する方法と発表する方法。(コンピューターに住民の氏名と避難場所を入れて答えるようにする。… 大島) ⑥ 流木および大石などをつかんで動かせる重機の開発。 ・流木止の設置 ⑦ 人間探知機の開発 ⑧ 油圧ショベル、ブルドーザー等の救助活動、災害復旧用重機の配備状況の情報(例-防災資料 … 大島編)	災害発生直後の人命救助、災害復旧、都市機能の復旧に対し最も重要な役割を果たすのは交通、特に道路の確保である。 救援活動、災害復旧活動を迅速に行うためには流木や大石をつかんで排除できる機械や壊れた家屋や土砂の中に閉じこめられた人を探すための機器を開発することも必要である。

表-2 (d)

段 階	現 状 の 問 題 点	検 討 事 項	必 要 な 情 報、機 器	備 考
災 害 発 生 後	⑧ * 排土作業や流木の撤去作業に伴い発生する残土や木材の置場の確保に苦労した。(広島)	⑧ 残土の置場を日頃から確保しておく。またその情報体制を検討しておく。	⑧ 災害時の残土置場の確保	
	⑨ 行政機関相互の情報連絡としては移動系無線の流経基地区が停電により使用できなかった。また電池切れで使えなくなった無線機もあった。(御岳崩れ)	⑨ 停電への対策を確立しておく。	⑨ 停電時のバックアップ装置を整備しておく。 ・通信機器の耐震化を進める。	
	⑩ 被災当初、県との連絡が県の防災行政用無線のよくそうのため困難となった。また電々公社の重要加入電話は防災関係者や報道機関の通話が殺到したため十分機能しなかった。結局、電々公社の孤立防止用無線電話機のみが主要な情報連絡手段となった。(御岳崩れ)	⑩ 災害時、災害後の通話の混雑をなくし、円滑な連絡ができるように、通信の方法、時期、回数に一定のルールを作る等運用面での工夫が必要である。	⑩ 災害時の通話の混雑を防止するためのルール作りと担当者への徹底	
	⑪ 被災現場にきわめて多くの無線が持ち込まれて一斉に使用されたため無線連絡は混乱により困難となった。(御岳崩れ、大島)	⑪ 被災現場での無線機の持ち込み制限、使用制限を検討する。	⑪ 被災現場での無線機の持ち込み制限、使用制限、使用ルールの確認	
	⑫ * 被災構築物の重量制限を地震直後4tとしたが、荷重車でチェックした後14tに緩和した。(御岳崩れ)	⑫ 被災形態、構造形式によりどの程度の重量制限とするかの判断基準が必要である。	⑫ 被災後の構築物の安全度チェック方法の整備 ・災害後に迅速に使用できるチェック用機器の開発	
	⑬ 応急仮橋としてベアリー橋(簡易組立橋)が有効であった。(御岳崩れ)	⑬ 他の仮復旧に適した工法や構築物の開発と整理。	⑬ 簡易組立橋の配備 ・仮復旧に適した工法や構築物の開発	
	⑭ 災害発生と同時に復旧対策に追われ、記録および資料が分散・未収集の事例があった。(御岳崩れ)	⑭ 災害発生と同時に記録、資料を統一的に収集、保存する手法の検討。	⑭ 災害に関する資料の収集保存法	
後	⑮ 現地事務所職員が、災害の規模の大きさに苦まれ、精神的に不安定になる。(御岳崩れ)	⑮ 現地事務所への迅速な応援体制(人員+機動力)をとることにより職員の肉体的な負担軽減は勿論、精神的にも安定し、効果が高い。	⑮ 外部からの現地事務所への応援体制の確立 ・災害発生時の復旧方法、手続等について日常から訓練する。	
	⑯ * 災害直後の救助活動や復旧活動中に降雨があると二次災害の心配が出てきて作業が中断される。二次災害の危険度を迅速に調査し、判断する必要がある。(御岳崩れ、広島)	⑯ 二次災害の調査および判定手法を検討する。 二次災害の防止法を検討する。	⑯ 二次災害の危険度調査法および判定法 ・二次災害の防止法 ・簡単に設置できる警報装置の開発	

前、災害発生中、災害発生後の3段階に分けて項目毎に整理、検討した結果を表-2に示す。この表の中で*印のついた項目は今後「土砂災害復旧計画作成支援システムの開発」において特に検討を行う必要があると思われる事項である。

表-3 土砂災害復旧計画作成支援システムの全体構成

区分	情報の種類	情報の入手方法	検討作業(処理)	出力	備考
平常時	土砂災害危険箇所、土石流警戒区域基準図、道路の通行規制関係、避難経路・避難場所、連絡通話網、気象・水文情報、道路網、人家・公共施設等*	都道府県、市町村、道路管理者、気象台、河川情報センター等		土砂災害危険箇所分布図、基準雨量・規制雨量、避難経路・避難場所、連絡通話網、気象・水文情報、道路網、人家・公共施設等	
災害時	気象・水文情報等 災害発生箇所、災害の形態・規模(概略)、被害(人命・家屋)の状況	気象台、河川情報センター等 ヘリコプター(VTR)、地上検知センサー、住民・消防団等からの連絡	「災害発生分布の把握」	災害発生分布図(形態、規模別)	基本技術委員会(国土院)
復旧時	土砂災害発生箇所の状況・形状(概略) 気象・水文情報等 土砂災害発生箇所の状況・形状・規模、被害の被害状況、被害者の土質、地盤の規模・構造* 道路不通箇所、孤立集落の分布、土砂災害発生箇所の規模等 復旧資機材の配備状況、土砂・流木の処理場*	ヘリコプター(VTR)、地上からの目視 気象台、河川情報センター等 ヘリコプター(VTR)、地上検知センサー、監視装置、緊急土質試験、建設機械 ヘリコプター(VTR)、地上検知センサー 防災関係機関、建設会社等	災害発生箇所、災害発生箇所の点検 ↓ 「災害拡大予測」 天然ダム、長大斜面、崩壊、崩壊後の処理、地質調査の土石流 ↓ 「災害復旧優先箇所及び復旧工法の選定」 ↓ 「復旧資機材の調達・搬入手法及び土砂・流木処理手法の検討」 ↓ 「本復旧」	災害拡大予測を必要とする箇所の抽出 安定性(cr)決定の判定、危険区域の範囲、対策工法 災害復旧優先箇所、災害復旧工法 復旧資機材の分布、土砂・流木処理場の分布	

* 平常時から準備するもの

以上のような検討結果を踏まえて平常時、災害時、復旧時における土砂災害復旧計画作成に必要な情報の種類、入手方法、処理方法および出力(表示)項目を整理したものを表-3に示す。表-3において本研究の検討課題である「土砂災害復旧計画作成支援システム」の直接的な検討範囲にあるものは災害発生直後の災害発生状況の把握、災害拡大予測、災害復旧優先箇所および災害復旧工法の選定、復旧資機材の調達・搬入手法および土砂・流木処理手法の検討である。

5. 今後の課題

昭和63年度の研究成果をもとに以下の事項について調査研究を行う。

1) 災害危険箇所、災害発生箇所の点検

- ① ヘリコプターおよび地上における調査による情報の収集方法の検討
- ② 災害拡大予測の検討を必要とする箇所の抽出方法の検討

2) 災害拡大予測手法の検討

- ① 天然ダム、長大斜面等の安定性の判定手法および危険区域の設定手法の検討
- ② 天然ダム、長大斜面等の崩壊対策工法の選定手法の検討

3) 災害復旧優先箇所および復旧工法の選定手法の検討

4) 復旧資機材の調達・搬入手法および土砂・流木処理手法の検討

6.2 土石流流動阻止工法への高分子吸収剤の利用技術の開発

砂防研究室 室 長 水山高久

研究員 栗原淳一

鈴木浩之

1. まえがき（研究目的）

新素材の一つである高分子吸水剤は、これ迄に使用されてきた「紙おむつ」とどまらず、砂漠の緑化や土壌改良等、実用化に向け様々な分野への応用が検討されている。土石流流動阻止工は、この高分子吸水剤を流動中の土石流に投下し、土石流中の水を吸水することで土石流の動きを減勢あるいは停止させることを目的とするもので、甚大な被害をもたらす土石流災害から人命、財産を守るための土石流対策として考えられている新工法である。

本研究は、土石流流動阻止工を実用化に向けて具体的に開発することを目的に、吸水剤の安全性や環境に対する影響の検討、土石流流動阻止効果の評価、問題点の抽出等を行った。

2. 研究方法

アンケート調査と試験により既存吸水剤の基本的性質、安全性、環境に与える影響等について検討し、また水路実験を行い既存吸水剤の土石流流動阻止効果を評価した。そして実際に現地で必要な吸水剤量の試算を行い、実用化に向けて今後開発すべき問題点を整理した。

3. 研究結果

3.1 アンケート調査

吸水剤の性能に関し、第一段階としてアンケート方式で吸水剤メーカー13社の研究開発部門に対し調査を依頼した。このうち11社から計22銘柄の吸水剤について回答があった。主な概要は以下のとおりである。

3.1.1 主成分

ポリアクリル酸系が22銘柄中14銘柄と最も多く、変性物やグラフト系を加えると18銘柄になり圧倒的に多い。

3.1.2 吸水倍率と吸水速度

飽水時間が2分未満でかつ吸水倍率が蒸留水に対して500倍以上のものがあったが、全体としては、

飽水時間は2～5分、吸水開始2分後の吸水倍率は200～500倍というものが多い。本工法に利用する吸水剤に要求される性質としては、初期段階における吸水速度が速くかつ倍率が大きく、現存するものの以上の性能が望まれる。

3.1.3 耐腐敗性と安全性

耐腐敗性に関する試験条件が各メーカーにより異なるので一律に比較するのは困難だが「腐敗する」と回答したものが5銘柄（22%）あった。土石流投入後、多量の水を吸った吸水剤は人為的に搬出しない限り長時間河床に堆積し放置したままになるので、腐敗する吸水剤を使用するのは無理である。安全性については各メーカー共、経口毒性試験を行い確認している。アンケート調査による経口毒性試験LD50（マウス）は最低でも1500mg/kg以上、最高では5000mg/kg以上のものがあり安全性は高いといえる。

3.1.4 河川環境への影響

pH、BOD、重金属の3種類について調査した。このうちpHに与える影響は少ないことが分かったが、重金属の試験を実施しているメーカーは少ない。BODの場合、水産用水基準に不合格になったものが7銘柄中3銘柄、重金属の場合、21銘柄中5銘柄が飲料水基準に不合格になっており今後河川環境に対する検討を幅広く行うべきである。

3.2 性能試験

アンケート調査結果を基に10種類の吸水剤を選定し、吸水剤の性能に関する試験を行った。

3.2.1 吸水倍率、吸水速度

図-1に吸水倍率の時間的変化を示す。蒸留水に対する吸水倍率の時間的変化の傾向はアンケート調査結果と同じである。図-2に蒸留水と塩水の吸水倍率の比較を示す。塩溶液における吸水倍率は蒸留水の時と比べてかなり落ちることが分かった。砂防事業を実施している地域での流水の塩濃度は正確には分からないが、吸水能力に大きな影響を及ぼすことから現地の塩濃度の把握が必要であり、その結

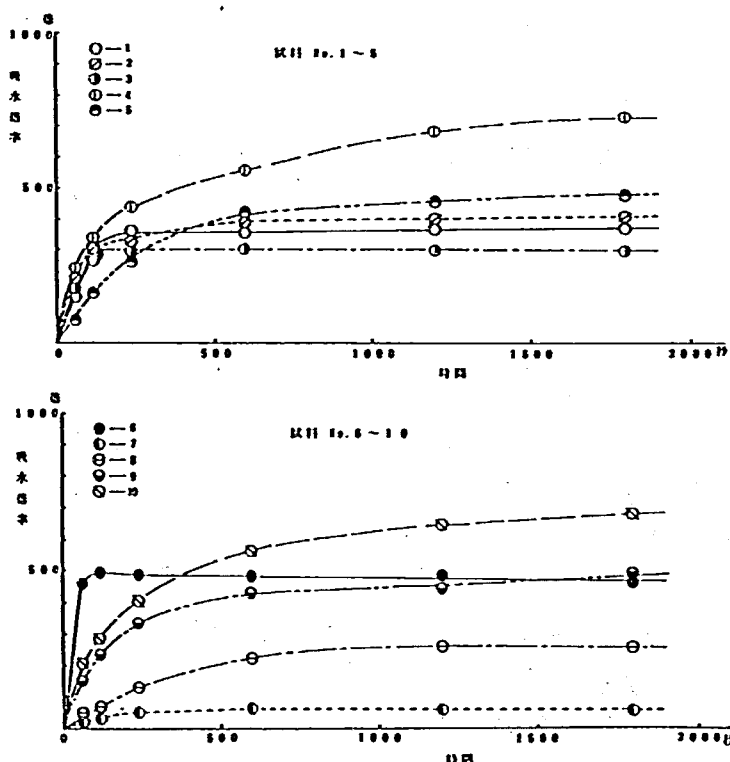


図-1 吸水倍率（蒸留水）の時間的変化

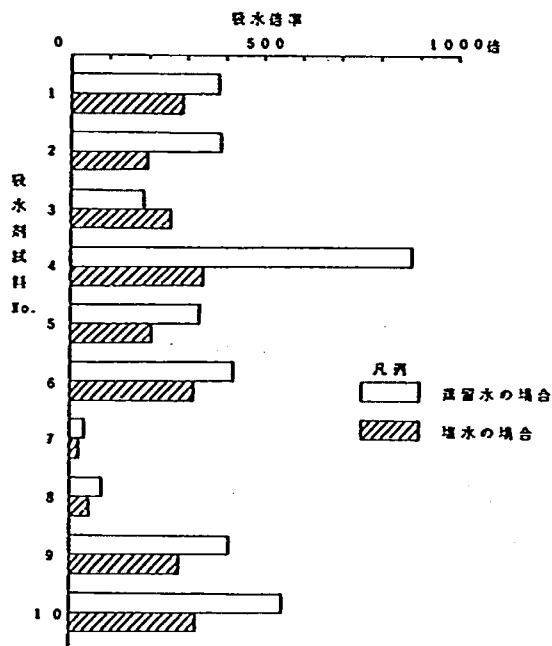


図-2 蒸留水と塩水の吸水倍率の比較

果次第では吸水能力を維持するための改良が必要となるかもしれない。

3.2.2 粘性係数

時間の経過、すなわち吸水倍率の増加と共に粘性係数が高くなる（図-3）。これは吸水剤が水を吸うと、のり状やゼリー状等のゲル状態になるためである。しかし、吸水量が同一でも粘性係数にかなりの差が認められる。これは実験の誤差ではなく製品により粘性係数（ゲルの状態）が各々異なることを表す。

3.2.3 河川環境への影響

密封状態の試料は一般に pH がやや変化したものもあるが、色、状態、臭気の点でほとんど変化は認められなかった。一方、解放状態の試料は乾燥してしまった事から、例えば湿度を高くするか、規模を大きくして試料の量を多くするなどの試験方法の工夫が必要である。

3.2.4 凍結融解、温度の影響

本試験は品質の安定性の評価を目的に行ったものだが、半数が影響を受ける事なく吸水能力を維持しており、吸水能力の低下は認められない。しかし実際には数ヶ月間以上にわたり投入装置の中に入れたままの場合もあるので、長時間の試験あるいは湿度の高い状態での試験の実施も必要である。

3.3 土石流流動阻止効果に関する実験

3.3.1 実験方法

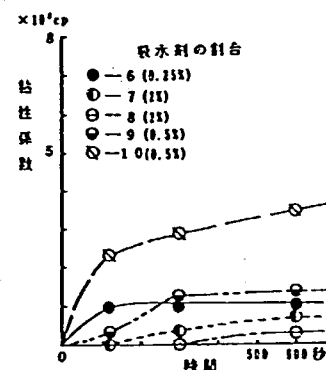
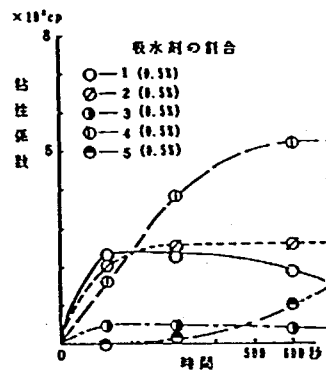


図-3 粘性係数の時間的変化

図-4に示す水路の上流端に所定量の土砂を敷設し、その上流から毎秒2ℓの水を供給して土石流を発生させた。使用した吸水剤は表-1に示す4種類である。実験は土砂量、吸水剤量及び総水量を変化させる他に、吸水剤の投入方法も次の3種類に変えて行った。①敷設した土砂の直下

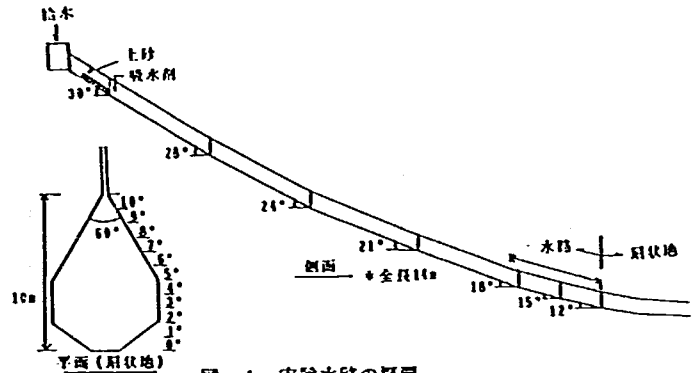


図-4 実験水路の概要

流に水路上から投下。②敷設した土砂の下流端に吸水剤を予め敷設。③土砂下端及び水路中間に予め敷設。図-5に使用した吸水剤の吸水倍率の時間的变化を示す。

表-1 使用吸水剤

記号	主成分	最初の10秒間の吸水倍率
A	炭粉	30 g/g
B	1'11'ニ-9系	5
C	1'11'15酸系	70
D	-	10

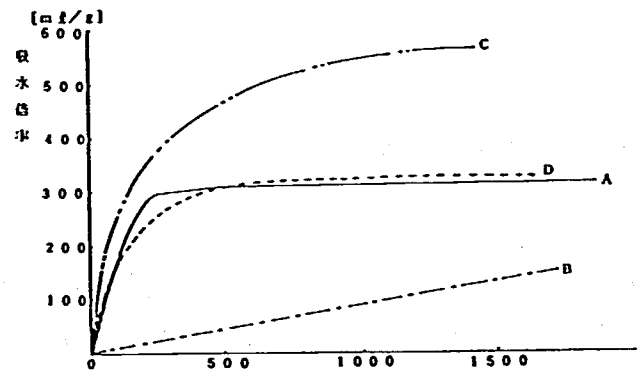


図-5 吸水倍率の時間的变化

3.3.2 実験結果

(1) 水路内堆積率

吸水剤を投与し土石流と混合すると、土石流の流動性は鈍り、その効

果が大きい場合には全量が水路内に堆積し扇状地には流出しない場合もあった。

図-6に20秒当りの計算上の吸水量/総水量と水路内堆積率の関係を示す。ここで吸水量は、吸水倍率×吸水剤量で求められる。吸水剤Bの

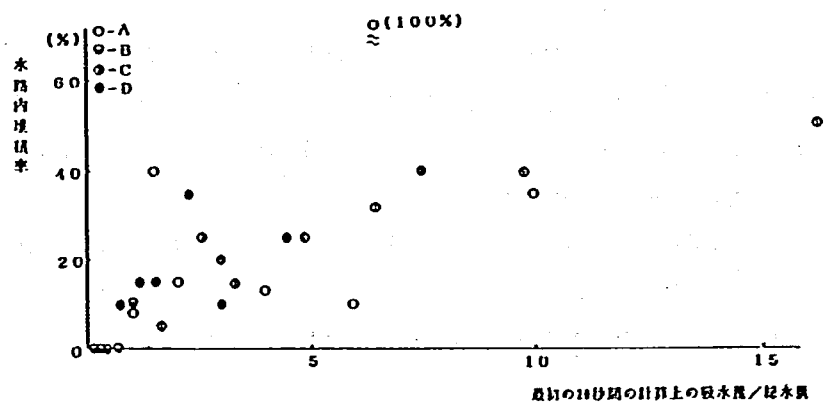


図-6 20秒当りの計算上の吸水量/総水量と水路内堆積率の関係

効果は認められなかったが、その他の吸水剤では吸水量／総水量の増加に伴い効果が大きくなる。データが多少ばらついているが、その理由として次の事が考えられる。①投入方法や吸水剤自体の性質のために混合具合が一定でない。②土砂濃度の影響。③吸水後の粘性係数の違い等である。このうち結果を最も左右するのが①で、これは後述するように投入方法により大きく変わり、投入装置も含め今後の課題である。

(2) 扇状地堆積幅

吸水剤が無い場合、土石流は扇頂部に堆積し首ふり現象を起こしながら流路を変え、扇状に堆積が進んでいくのに対し、吸水剤の効果が大きいと吸水剤は流水を吸水し、固まり、流路の両側に「壁」をつくり、横方向への氾濫を抑えた。

以上の結果により量的な問題を除けば、吸水剤は土石流の流動を阻止する十分な効果を有することが確認された。吸水剤の種類毎にみると、C、A、D、Bの順に効果的で、これは最初の20秒間の吸水倍率の順とほぼ一致し、吸水量／総水量の増加に従い効果も増すことが分かった。

(3) 投入方法

投入方法以外は全て同一条件で行われたケース5（土砂下流端に投与）、9（土砂下流端に敷設、10（土砂下流端と水路中間に敷設）の吸水剤毎の水路内堆積率を比較すると、吸水剤は投下するよりも水路に敷いておいた方が効果的だった。これは水路上から投下すると、吸水剤が均一に混じらず塊となって落下したり、風の影響で偏りやすいためと考えられる。

(4) 混ざり具合と処理の難易度

水を吸水し堆積した吸水剤はドロドロのゲル状態になる。今回使用した吸水剤の中で、澱粉系のAは他の3種類に比べて混ざり具合が最も悪く、固まって堆積し、堆積物の処理も非常に面倒であった。

腐敗するという点も考えると澱粉系の現状での実用化には無理がある。これに比べCとDは水を流しながら洗浄すればAに比べ困難ではないが、現状の吸水剤では、掘削や捨て場所等の処理の点では土砂の場合より面倒になる。

(5) 粘性係数

吸水剤A、C、Dの計算上の吸水量／総水量と室内試験で得られた粘性係数の関係を図-7に示す。

ここで、粘性係数は土砂を含まない状態のものである。これに今回の実験結果から得られた効果の程度を効果あり○、やや効果あり△、効果なし×の区分で同図に示す。効果の程度は水路内堆積率、流速、扇状地堆積幅の結果を総合的に判断して決めた。この図から粘性係数が約 6×10^4

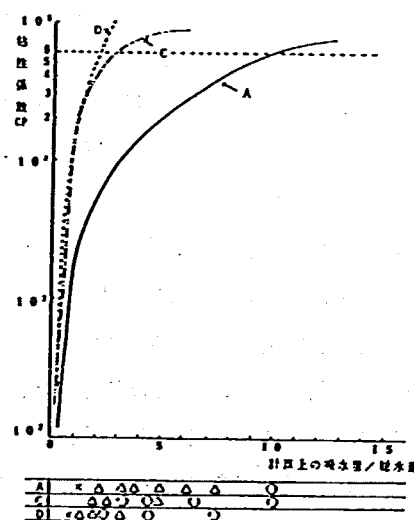


図-7 吸水量／総水量と粘性係数の関係

cp以上になると効果が現れることが分かる。しかしこの粘性係数の値は土砂濃度、河床勾配や粗度更に実験の規模により変化することも考えられ、今後更に検討する必要がある。

3.4 必要吸水剤量の検討

吸水剤の吸水割合が最終の吸水倍率の80%以上になるのに2～3分以上を必要とし、実験室規模の土石流ではその継続時間が20秒程度で、吸水量は時間的に増加することから、現地での必要吸水剤量を求めることは簡単ではない。しかし前節の実験で明らかになった吸水量/総水量と粘性係数の関係を利用して必要吸水剤量を推測することはできる。検討手順を図-8に示す。例えば流量 $Q=100\text{m}^3/\text{s}$ 、流速 $v=5\text{m/s}$ の土石流のフロント部の30秒を対象とし許容流下距離が300mとすると吸水剤Cの場合60秒後の吸水倍率は185倍(図-5)なので必要吸水剤量は49tとなる。

以上の試算はあくまでも吸水剤が、室内の吸水倍率試験を行った場合のように水と吸水剤が均一に混ざる状態を前提に進めているが、他の報告¹⁾でも述べられているように、いかに土石流中の水と速やかに均一に混合し反応させるかが鍵となる。また長時間の土石流に対しては、連続的な吸水剤の投与が可能な装置が必要になる。

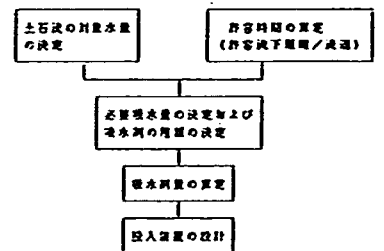


図-8 土石流流動阻止工設計の手順

4. 今後の課題

以上の結果を踏まえ今後解決すべき課題を以下にまとめる。

- 1) 現在以上の能力を有し、腐敗せず、かつ経済的で処理のしやすい吸水剤を開発する。
- 2) 自動的かつ連続的な吸水剤の投与が可能な投入装置を開発する。更にこの投入装置は、土石流が一般には数十年に一度以下の希な現象であるので、非常時に安定して機能するよう維持できるものでなければならない。
- 3) 今回の結果から粘性係数が約 $6 \times 10^4 \text{cp}$ 以上になると流動阻止効果が期待できるという結果が得られたが、さらに広い条件について実験を行い一般的な結論を得る。

今回の検討で吸水剤で土石流を制御できることが分かった。しかし、実用化にむけて解決しなければならない1)吸水剤の開発、2)投入装置の開発、3)より普遍的な効果の評価手法を考える時、特に1)、2)についてはこの2～3年の間に大きく発展することは困難と考えられる。そこで、開発の必要な項目を指摘できた現段階で研究を中止し、今後の防災に対する考え方の変化も見ながら、実用化に向けて条件が十分整った段階で研究を再開することになった。

参考文献

- 1) 高橋保、藤井由之：流下域における土石流の制御法に関する研究、京大防災研年報第31号B-2、1988、pp. 648～653

地方建設局依頼

7.1 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

研究員 栗原淳一

鈴木浩之

1. はじめに(研究目的)

本研究は、最近施工されるようになってきた鋼製砂防施設に関し、土石流の衝撃力と施設の衝撃抵抗力の関係の評価法を確立することを目的に実施しているものである。本年度は、片持梁の衝撃せん断実験およびコンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験、更に数値シミュレーションによる鋼管の衝撃応答等を検討した。

2. 研究方法

実験は、試験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重錘の自由落下により衝撃荷重を与えた。また、シミュレーションについては、昨年度までの2質点系バネモデルによる方法と異なり、離散化モデルを用いて曲げ、せん断、軸力を同時に考慮できる弾塑性剛性マトリックス法を構築して解析を行なった。

3. 研究結果

梁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とコンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ破壊クライテリアを検討し、以下の結論を得た。

3.1. 片持梁の衝撃せん断実験

本実験の場合、せん断破壊は $V=8\text{m/s}$ を境界として発生する。梁の吸収する全エネルギーは、図-1で見るとように $V=8\text{m/s}$ までは載荷速度に従って増加するが、それ以上では変化しない。これは、梁のエネルギー吸収能は局部エネルギー吸収能の影響を強く受けるため、梁が破壊される速度以上の領域では局部エネルギー吸収能が増加しないためと考えられる。よって、梁の衝撃せん断エネルギー吸収能は梁のせん断耐力と終局変位量から推定できると考えられる。なお、本実験で得られた衝撃エネルギー吸収能は約 $0.4\text{tf}\cdot\text{m}$ であった。

3.2. コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃実験

衝撃曲げエネルギー吸収能は、図-2に示すように鋼管径の増大にともない大きくなる傾向を示す。

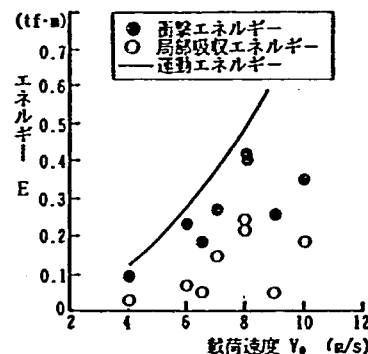


図-1 衝撃エネルギー吸収能と載荷速度の関係 (片持梁の衝撃せん断実験; $\phi=48.6\text{mm}$)

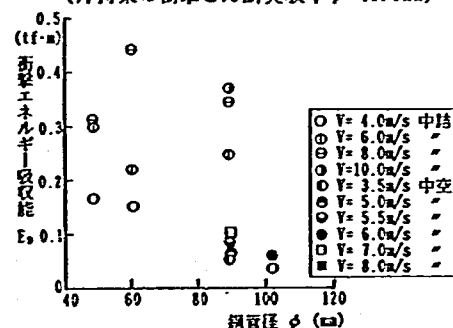


図-2 衝撃エネルギー吸収能と鋼管径の関係

中空管の場合も同様の傾向を示すが、鋼管径が大きくなるに従い局部めり込み量が大きくなり載荷点付近の耐力および変形量が小さくなるためその増加割合は小さい。しかし、中詰管の場合は局部めり込み量が小さいため耐力の低下がほとんどなく、中空管の場合より大きな割合で増加している。本実験の範囲内においては重錘の運動エネルギーと梁の衝撃曲げエネルギー吸収能とは概ね等しい。よって、コンクリートを充填した場合、衝撃エネルギー吸収能は衝撃曲げエネルギー吸収能をもって評価しうると考えられる。また、コンクリートを充填した方が局部変形に強く、実験によって求めた衝撃エネルギー吸収能の値も中空管よりも大きいことから、耐衝撃構造物に用いる鋼管にはコンクリートを充填した方がよいと思われる。

3.3. 衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の解析

鋼管片持梁を6要素の質量を持たない剛体パネルに離散化したモデルを用いて、曲げとせん断力および軸力を同時に考慮した剛性マトリックスを作成し、骨組構造物の弾塑性衝撃応答解析の手法を検討した。この方法の妥当性を検討するため、固定端付近および先端に衝撃加重を受ける片持梁の挙動に関する数値解析を行ない実験結果と比較した。このうち先端に衝撃を受ける場合については、全般的に実験結果をよく説明でき、さらに次式でも十分評価できることが分った。

$$E_p = \frac{N_p}{L} \delta \quad \dots\dots\dots (1)$$

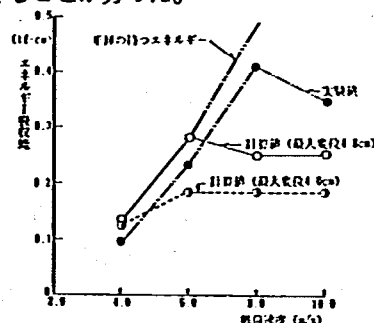
ここに、 N_p : 固定端の全塑性モーメント

L : 固定端から衝突点までの距離

δ : 衝突点の変位量

E_p : 完全剛塑性応答時の衝撃エネルギー吸収能

一方、固定端付近に衝撃を受けた場合の数値解析の結果の例を図-3に示す。実験では衝突速度が8m/sから10m/sの間にせん断破壊が生じているのに対し、計算では6m/sから8m/sの間でせん断破壊が生じ、破壊が生じたV=8m/sの時のエネルギー吸収能はV=6m/sのそれより小さくなっている。図-3 エネルギー吸収能と載荷速度の関係



これは衝突速度が速くなると局部応答が構造全体に広がる時間がないままに破壊に達するためと考えられる。従って固定端近くに衝撃荷重を受ける片持梁のエネルギー吸収能の評価に関する今後の課題は、局部の荷重～変形関係および破壊限界を正確に求めることである。また、今回の解析により、固定端に生ずる塑性変形量は、先端に衝撃荷重を受ける場合の十数倍に達することが分った。

4. 今後の課題

実際の構造物に土石流による衝撃荷重が作用する場合の構造物の応答を解明するには、以下の検討が必要である。

(1) 軸力、せん断力、曲げ力、引張り力が複合的に作用する場合の衝撃応答とエネルギー吸収能の検討

(2) 衝撃荷重を受けた場合の構造物の破壊クライテリアの検討 (3) 鋼製砂防構造物の破壊の定義

さらに、鋼製砂防構造物の対衝撃設計の手法を確立するためには、数値解析による鋼製砂防構造物の応答シミュレーション手法の精度をさらに高め、計算により衝撃エネルギー吸収能および衝撃応答を求める手法を確立する必要がある。

7.2 景観を考慮した土留工に関する調査

砂防研究室 室 長 水山高久

主任研究員 阿部宗平

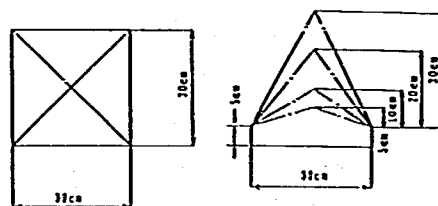
矢島重美

1. はじめに

砂防施設をとりまく環境問題には、①砂防施設が動植物など生態系に与える影響、②砂防工事中に生じる濁水、騒音、③砂防設備の周辺環境との不調和、④人間と自然とのふれあい機会の喪失がある。①の例としては、特定地域に生息する動植物や各地の魚があるが、各々の地域で個別に検討しなければならないことが多く、魚道以外の一般論は難しい。②については経験的な方法、工事機械の改良などにより対応、改善されてきている。また④は環境整備事業や水と緑の砂防ゾーン創出事業などにおいて、親水護岸など種々の工夫をこらした流路工、遊砂地が考えられている。本研究は、③の砂防設備の周辺環境との調和に限って議論するもので、コンクリート表面に凹凸をつける、色を着けてコンクリート表面を処理する方法を検討した。

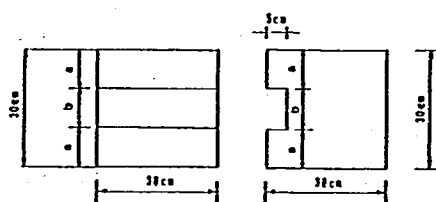
2. 実験の概要

実験は図-1に示す4種類の山型ブロックと目地の間隔を3種に変化させた目地ブロックを製作して行った。ブロックは法面勾配を1:0.2, 1:0.5, 1:1, 1:2の4種に変化させて、東-西に対して約20°の角度をつけて設置した。写真からコンクリート表面処理の違いによる陰影のでき方と見え方について観察し、測定した。なお、写真撮影は晴天日に行い、人間の目の高さである地上約1.5mの位置から水平景として10:00~16:00の毎正時の1回撮影した。コンクリートに色を着ける方法はコンクリートに黑色酸化鉄を混合させて黒色系の土壌の色に類似させることを検討した。セメント重量に対する黑色酸化鉄の含有率は0%~4%の範囲で変化した。なお、実験は、太陽高度及び太陽方位角の小さい季節の1月に行っている。



(I) 山型ブロック

	目地1	目地2	目地3
a	10cm	4cm	4.4cm
b	10cm	4cm	4.4cm



(II) 目地ブロック

図-1 ブロックの形状

3. コンクリート表面に凹凸をつける方法

コンクリート表面処理の違いによって陰影のでき方及び陰影の見え方に差異がある。撮影時刻毎のブロックの陰影の程度を単位面積に対する陰影の表面積率で表現した。図-2は高さ20cmの山型ブロック、図-3は目地の間隔が4.4cmの目地ブロックの撮影時刻と陰影の表面積率の関係を示している。①陰影のでき方の程度は山型ブロックの高さによって異なり、高さが5cmでは陰影ができないが、10cm以上になると陰影ができる。法面勾配が緩く、ブロックの高さが高い程陰影はしやすい。ただし、高さが20cmと30cmでは陰影のできる程度は同じである。②山型ブロックは朝及び夕に陰影ができ、朝はブロックの左の面に、夕は右の面に陰影ができる。③目地ブロックは目地間隔の違いによる陰影のでき方に差異はほとんど認められないが目地の数が多いほど、また、法面勾配が緩いほど陰影の表面積率が高い。④目地ブ

ックは法面勾配が緩やかな場合は凹部の上側にでき、法面勾配が緩くなると下側にできる。⑤目地ブロックは、法面勾配が1:0.2と1:2のときに終日中陰影ができるが、1:0.5と1:1の場合は、陰影のできない時間帯があり1:0.5と1:1では1:0.5の方が陰影のできない時間帯が長い。

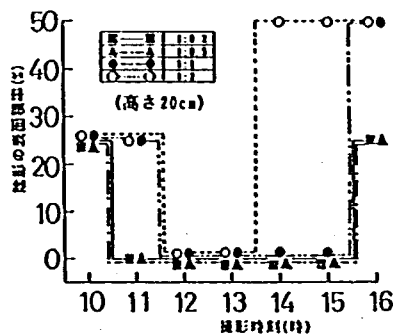


図-2 陰影の表面積率(山型ブロック)

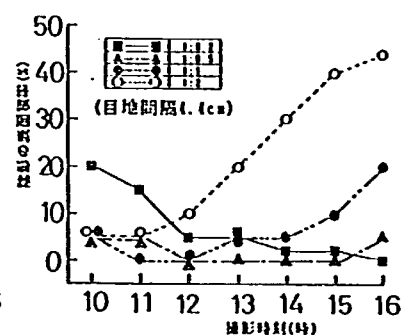


図-3 陰影の表面積率(目地ブロック)

4. コンクリートに色を着ける方法

自然環境に対する色彩の調和方法には、①自然環境と同一の色彩で調和させる、②類似の色彩で調和させる、③自然環境に対応する色彩で調和させる方法が考えられる。③の方法は、補色関係にある色彩同志が強調されることになり、本実験のように砂防施設を目立たせないことを考えると適切ではない。そこで、①及び②の方法について検討する。砂防ダムの周辺が植生で覆われている場合は植物が有する緑系統のものが考えられるが、緑系統の色は、紅葉や落葉等の季節の変化があり、砂防施設の色としては選択しにくい。一方、土壌の色は季節の変化が無いので、ここでは黒色系の色を対象としてコンクリートに黒色酸化鉄の顔料を混合する方法で、コンクリート表面の色を検討した。顔料としての黒色酸化鉄のセメントに対する比率は0%~4%の範囲で変化させている。

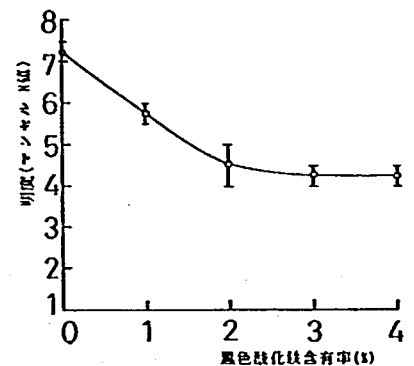


図-4 黒色酸化鉄の含有率と明度の関係

黒色酸化鉄の含有率と明度の関係を図-4に示す。図-4より、顔料の含有率によって明度は、ほぼ7から4に低下するが、含有率を2%より多くしてもその低下はわずかであることがわかる。

5. まとめ

単位表面積当たりの陰影の面積は、山型ブロックの方が目地ブロックより大きい、山型ブロックは法面に対する角度によって大きく見え方が異なる。また、陰影の生じない時間帯がある。一方、目地ブロックは法面に対する角度による見え方の差異はほとんどない。また、法面勾配が1:0.2及び1:2の場合には終日中ブロックに陰影ができる。法面勾配、砂防設備の位置と視点との関係、時間帯等を考慮してブロックを使い分ける検討も必要になる。本実験的考察は太陽高度及び太陽方位角の小さい1つの季節だけで行っており、年間にわたり、法面の方位角及び勾配による陰影のでき方の変化を検討する必要がある。また、目地の方向や目地ブロックと山型ブロックを複合するような形状の検討も行いたい。水山ら¹⁾は砂防ダム施工後の経過年数と明度の関係について調べ、アンケート調査を行って明度が5程度なら周囲の環境に調和することを明らかにしている。本実験でセメント重量に対して2%程度の黒色酸化鉄をコンクリートに混合させることによって明度を4程度に低下させることができることが分かった。

参考文献

1) 水山高久, 中野陽子; 砂防ダムコンクリートの明度の経年変化: 新砂防 vol. 41, No. 5, 1989年

7.3 スリットを有する砂防ダムの土砂調節機能の検討

砂防研究室 室 長 水山高久

主任研究員 阿部宗平

矢島重美

はじめに

神通川水系砂防工事事務所管内の左俣谷に計画された左俣谷第6号砂防ダムは、左俣谷における直轄砂防事業区域の最上流端に位置している。この砂防ダムの上流域では、昭和45年以来、治山事業として山腹工、谷止工、砂防ダム等が建設されてきているが、現在なお荒廃した水源地から多量の土砂が生産され、左俣谷に流出している。左俣第6号砂防ダムは、櫛形のスリットを有する構造として、常時は土砂の調節機能を発揮させて空容量を確保しておき、土石流などの多量の土砂の流出に備えておくことを考えて計画された。櫛型スリットを有する砂防ダムの設計法は確立したものがなく水理模型実験で、形状等の諸元と効果の検討を行うことになった。63年度は縮尺1/60の大きさの模型を製作し、現在の河道状況の下で出水がある場合の土砂の移動状況を把握した。また、写真-1に示すように第3号砂防ダム～第6号砂防ダム間の右岸にはブナ林が存在している。このブナ林を保全することが要求されており、土砂の移動に伴ってブナ林にどのような問題が生じるかを検討した。

1. 実験の概要

模型は写真-1に示すように上流端を治山の砂防ダムとし下流端を左俣谷第3号砂防ダムとする延長約1.7kmの区間を対象として縮尺1/60の大きさに製作した。最下流端の左俣谷第3号砂防ダムより約0.6kmの上流の位置に第5号砂防ダムが施工されている。また、計画している第6号砂防ダムより下流の右岸に保全すべきブナの原生林がある。実験は図-1に示すようなピーク流量を255m³/secとする流量ハイドログラフを用いて行った。また、給砂材料と河床材料は図-2に示す平均粒径12.9cmのものを使用している。模型の最上流端から掃流砂量式で計算される土砂量を供給した。この供給土砂量は土砂濃度にして約3%であった。水理諸量の縮率はフルード相似則に従って決めている。なお、第6号砂防ダム～治山ダム区間に土石流が発生する危険度の高い支溪が合流するが、この模型にはとり入れていない。

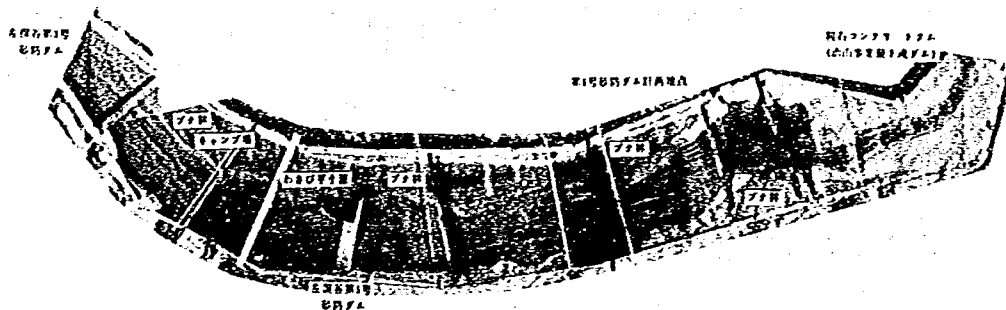


写真-1 模型の取入れ範囲

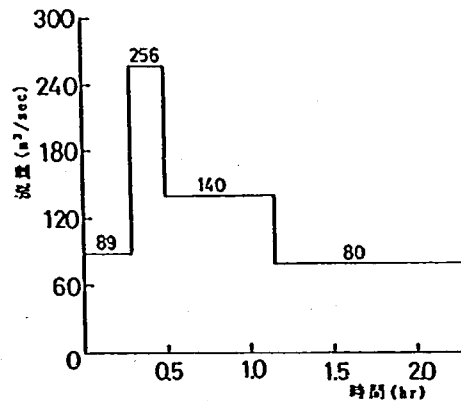


図-1 実験に使用した流量ハイドログラフ

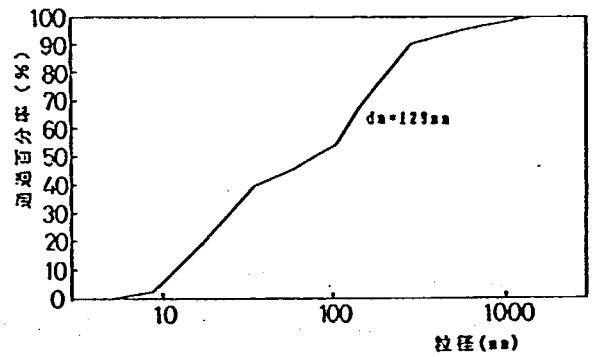
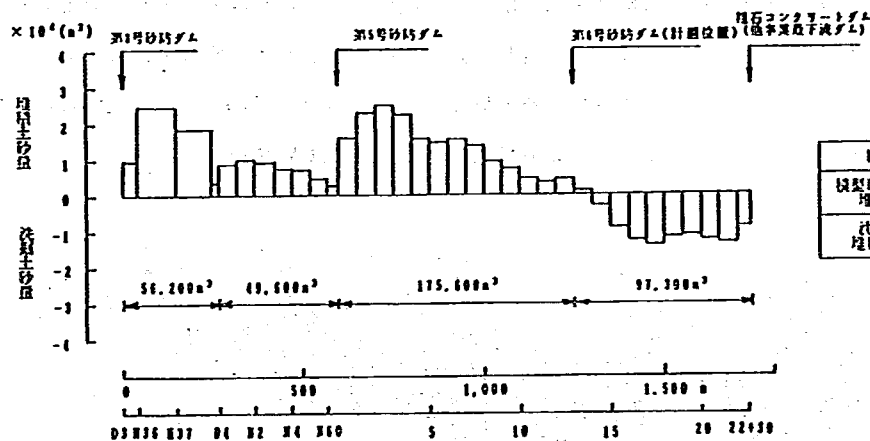


図-2 実験に使用した砂の粒度分布曲線

2. 実験結果と考察

出水前の河床に対する出水直後の河床の変化を測定して土砂の変動量を求め、土砂の収支を行った（図-3）。供給土砂量の約88.5%に相当する土砂が治山ダム～第3号砂防ダムの間に堆積し、11.5%に相当する土砂が第3号砂防ダムより下流に流出した。治山ダムより下流の約0.45km間の河床は低下して、土砂が生産されている。第3号砂防ダムの上流部の堆積土砂には、供給土砂のほかに、前述の河床低下と溪岸侵食による河道内の生産土砂が含まれている。第5号砂防ダムに多量の土砂が堆積すると流れの蛇行が顕著に生じて溪岸侵食が助長されるので、ブナ林を保全する立場からみると好ましくない。第6号砂防ダムは、図-3に示しているように洗掘から堆積に移行する位置に計画されるので、河床の低下は低減され、溪岸侵食も低減させるものと考えられる。第6号砂防ダムの上流で支溪から土石流による多量の土砂が流入することが予測される。実験によって中小の出水で流入する土砂は第3号砂防ダムの上流で貯砂できることが確認されており、第6号砂防ダムは支溪からの多量の土砂の流出に備えたスリット構造とする計画は妥当であると考えられる。



総砂量	208,306m³	100%
模型取入れ両河 堆積土砂量	186,300m³	89.5%
洗砂地内 堆積土砂量	24,000m³	11.5%

図-3 土砂収支図

7.4 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

主任研究員 石川芳治

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、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、河道湾曲部の溪岸侵食と溪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な実験を行った。63年度は、天然ダムの浸透流解析及び越流による侵食破壊について実験を行って検討した。

2. 天然ダムの浸透流解析

2.1 計算条件

浸透流解析を行う場合の天然ダムのモデルは、不透水層の地盤上に形成された上下流法勾配を有する均一材料の天然ダムで、上流側に貯留水位を有する場合である。計算は、非定常浸透流解析により行い、浸潤線の下流法面到達時間を求めた。計算条件を表-1に示す。なお、上下流法勾配は1:2、上流水位は満水とした。

表-1 計算条件

ダムの高さ (H)	20m	60m	—
堰止めの長さ (b1)	100m	300m	500m
ダムの透水係数 (k)*	10^{-1} cm/s 10^{-2} cm/s	10^{-2} cm/s 10^{-3} cm/s	10^{-3} cm/s
ダムの間隙率 (V)	0.2	0.15	—
河床勾配 (1)	1/10	1/100	—

*: 上段は水平方向の透水係数(kh), 下段は鉛直方向の透水係数(kv)

2.2 計算結果

浸潤線が法先に到達する時間 (T) と堰止め長さ (b1) の関係について図-1に示す。図-1より、到達時間に大きく影響するのは、透水係数と堰止め長さであり、ダム高、間隙率、河床勾配はあまり影響しないことがわかる。浸潤線が法先に到達した時点で天然ダムの破壊が始まるとすると、図-1を用いて浸透流による破壊開始時間の予測ができる。

3. 天然ダムの侵食による破壊に関する実験

3.1 実験概要

天然ダムの越流による

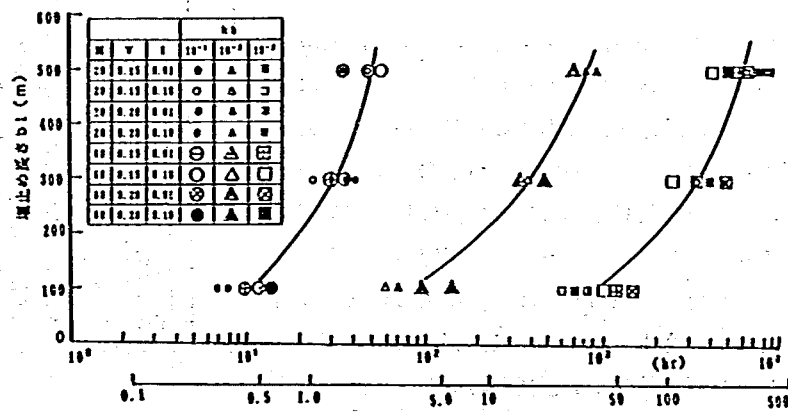


図-1 堰止め長さ と到達時間の関係

侵食破壊について、水路実験を行い破壊形態、流砂量について検討した。水路は、幅10cm、長さ3.5mで、水路勾配は $1=1/100$ である。天然ダムの材料は、砂($d_{50}=0.9\text{mm}$)とベントナイトの混合とし、ベントナイトの混合率は、0、5、10%の3種類とした。形状は、堰止め長さ $b_1=100\text{cm}$ 、下流法勾配が1:2、1:4の2種類、上流法勾配が1:1である。流量は、 0.6 l/sec 、 1.2 l/sec の2種類とした。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、破壊速度を読み取った。また、天然ダムの越流水深の測定及び水路下流端での流出量の測定を行った。

3.2 実験結果

流量 1.2 l/sec 、下流法勾配1:2の条件での天然ダムの破壊状況を図-2に示す。ダム材料がベントナイト0%の場合は、初期にダム下流側肩が侵食され勾配は徐々に緩くなり、最終的には水路勾配と同じまで侵食される。ダム材料がベントナイト5%の場合は、初期には法勾配と同じ勾配で侵食されるが、その後肩が侵食されて勾配は緩くなる。ダム材料がベントナイト10%の場合、法勾配と同じかそれより急な勾配で侵食されている。

流砂量について $q_B/u \cdot d$ と $u \cdot \sigma / (\rho - 1) \cdot g \cdot d$ の関係で整理して図-3に示す。ここで、 q_B :単位幅当りの流砂量、 u :摩擦速度、 d :平均粒径、 σ :砂礫の密度、 ρ :水の密度、 g :重力加速度である。ベントナイトが0%、5%の場合は、Brownの式や、芦田・道上の式とよく適合しているが、ベントナイト10%の場合は流砂量が小さい。

4. あとがき

天然ダムの浸透流解析を行った結果、浸潤線の時間変化に大きく影響するのは、天然ダムの堰止め長さ、透水係数であることがわかった。天然ダムの侵食破壊については、粘着力が小さい場合に、従来から用いられている掃流砂量式が適用できることがわかった。ただし、実際の天然ダムは、粘着力を有する場合や、浸透流による破壊が同時に起こる場合も考えられ、天然ダムの破壊形態については更に検討する必要がある。

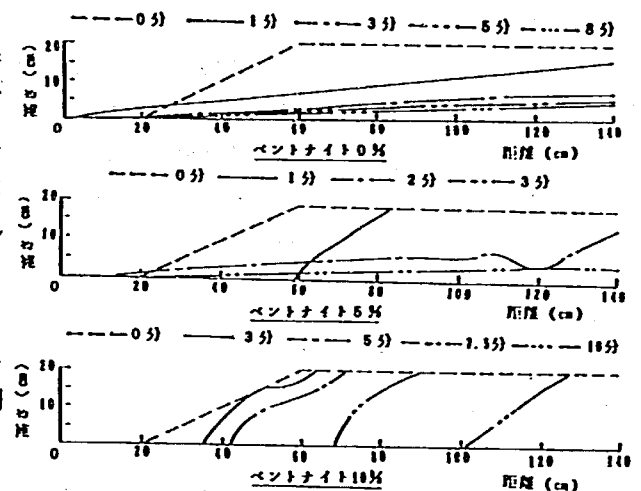


図-2 天然ダムの侵食による破壊過程
(流量 1.2 l/s 、法勾配1:2)

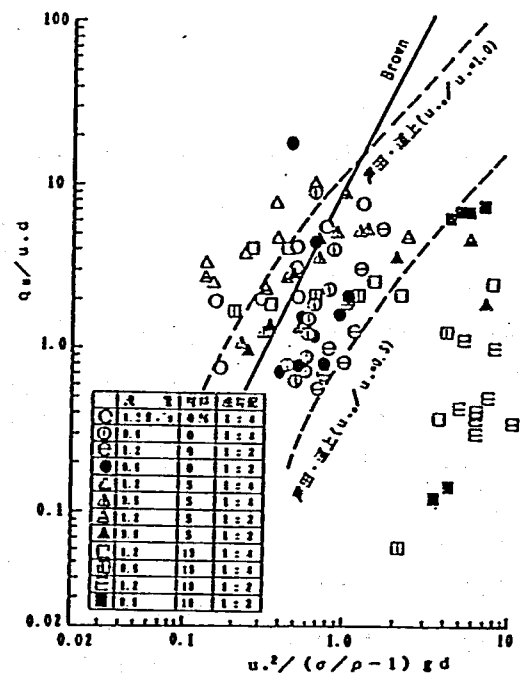


図-3 天然ダム破壊時の流砂量

7.5 砂防樹林帯の機能に関する試験

砂防研究室 室長 水山高久

研究員 栗原淳一

鈴木浩之

1. はじめに(研究目的)

近年、緑の砂防ゾーン創出事業等で樹木の積極的な利用が検討され、その設計方法の確立が急がれている。このために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、昨年度は実際に現地に生育しているスギの立木に対して試験を実施し、スギの持つ衝撃エネルギー吸収能を推定する手法を提案した。本年度は、コナラに対して衝撃試験、静的引き倒し試験を実施したほか、コナラ単純梁の曲げ強度試験、めり込み試験を実施し、先に研究した杉との材質の違いを検討した。また、試験結果を基にエネルギー吸収能を推定する式を提案したほか、離散化モデルによる樹木の衝撃応答シミュレーションを実施し、樹木の変形及び力学的特性を検討した。

2. 研究方法

現地試験は、静岡県富士宮市上井出の大沢扇状地で実施した。試験木はコナラで、樹径は約10~15cmの2種類とし、根元径、土の含水量、上載荷重を変化させて衝撃試験および静的載荷試験を実施した。載荷点高さは地上から1.5mとした。衝撃試験は、2台のクレーンで吊り上げた500kgfの鋼球を別のクレーンで設定速度となる高さまで吊り上げ、単振子として鋼球を立木に衝突させて衝撃力を与えた。また、試験に用いた立木から切り出した木材を用いて単純曲げ試験および局部めり込み試験を実施して、静的エネルギー吸収能および局部荷重について検討した。

3. 研究結果

(1) めり込みによる局部荷重

試験に用いたコナラの局部めり込み剛性は $k=2100\text{kgf/cm}$ であった。なお、スギの局部めり込み剛性は $k=900\text{kgf/cm}$ であった。図-1にめり込み量と荷重の関係を示す。

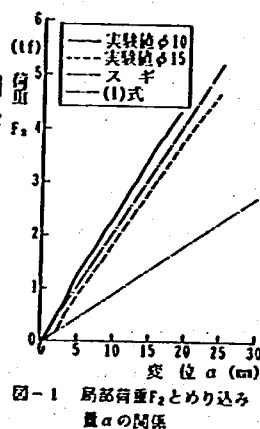


図-1 局部荷重 F_2 とめり込み量 a の関係

(2) コナラの単純曲げに対する静的エネルギー吸収能

静的エネルギー吸収能 E_{s0} を荷重 P と変位 δ の総和 $E_{s0}=\sum P \cdot \delta$ と定義し、図-2に樹木径との関係を示した。図より、 E_{s0} は樹径 ϕ と比例関係が認められ、次式で表される。

$$E_{s0}=0.04\phi-0.28 \quad \dots\dots\dots (1a)$$

$$[E_{s0}=0.03\phi-0.28:\text{スギ材}] \quad \dots\dots\dots (1b)$$

ここに、 E_{s0} :単純曲げによる静的エネルギー吸収能($\text{tf}\cdot\text{m}$)、 ϕ :木材径(cm)である。

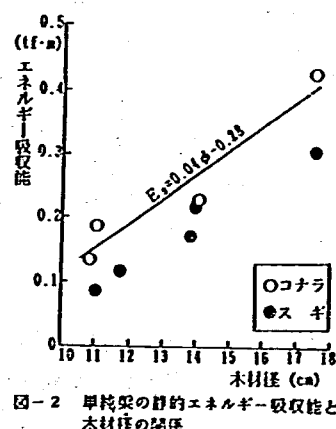


図-2 単純梁の静的エネルギー吸収能と木材径の関係

(3) 立木の静的エネルギー吸収能

立木の静的エネルギー吸収能 E_s は、図-3に示すように根元径の関数として次式で近似できる。

$$E_s = 0.05\phi - 0.52(tf \cdot m) : \phi (\text{木材径, cm}) \dots\dots\dots (2a)$$

$$[E_s = 0.03\phi - 0.29(tf \cdot m) : \text{スギ材}] \dots\dots\dots (2b)$$

上式で見ると、コナラの E_s はスギとほぼ同程度であることが分った。また、コナラは3つの異なった破壊形態①根元部分の折損・圧壊、②根の破断、③根抜けが発生した。これは、土質力学的性質、根元径、上載荷重の有無の影響によるものと考えられる。

(4) 衝撃エネルギー吸収能

コナラはスギと比べて変位が大きいうという応答特性を有している。衝撃載荷試験で得られた衝撃エネルギー吸収能 E_o は、図-4で見ると E_s と同程度かそれより小さな値となった。小さな値は、重錘が立木に衝突する際の重錘と樹木のずれ等に起因するものと考えられ、比較的うまく荷重が作用したもののみを比較すると、ほぼ $E_o = E_s$ であり、静的引き倒し試験の結果からエネルギー吸収能を求められることになる。

(5) 立木の衝撃応答解析

立木の根元径に応じて諸元を変化させた4質点系離散化モデルを用いて数値解析を行った結果、重錘が衝突後も立木と完全に一体化して運動するという条件では、衝撃試験により求めたエネルギー吸収能よりもはるかに大きな衝撃エネルギー吸収能になることが分かった。数値解析により求めた衝撃エネルギー吸収能は、重錘の重量が500kgfで衝突速度が8m/sec以上の場合、図-5で見ると E_s の約3倍となった。よって、実際の衝撃エネルギー吸収能は、数値解析から得られた値を1/2~1/3倍するか、静的エネルギー吸収能の推定式(式(2a))から推定することになる。

4. おわりに

樹木は、成育条件(日照、土壌、水分、気温等)や樹種によってその強度や応答特性が大きく異なる天然の材料で、同一地区に成育している樹木でも強度や応答特性が異なる。この様な樹木の衝撃エネルギー吸収能を総合的に評価するためには、今後更に多くの樹種について試験を実施してその衝撃エネルギー吸収能を評価する方法を検討する必要があるほか、本報告で示したような、数値シミュレーションによる評価手法も確立する必要がある。

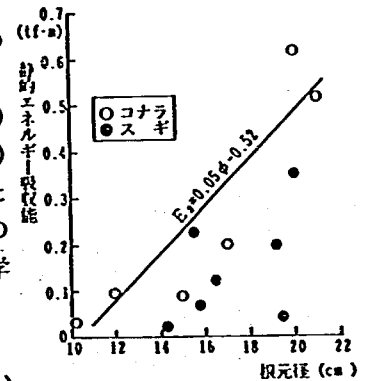


図-3 立木の静的エネルギー吸収能と根元径の関係

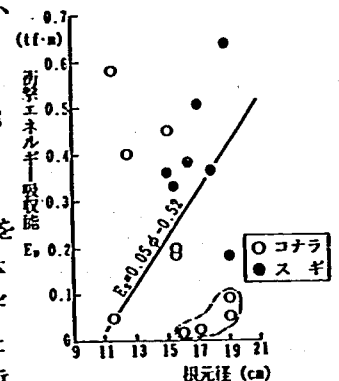


図-4 立木の衝撃エネルギー吸収能と根元径の関係

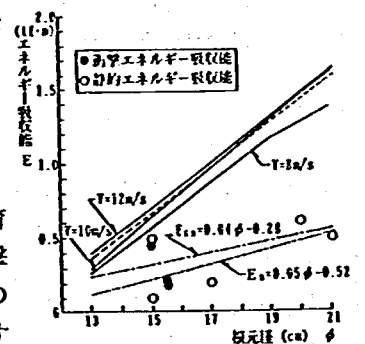


図-5 エネルギー吸収能と根元径の関係

7.6 土石流対策計画の検討

砂防研究室 室 長 水山高久
主任研究員 石川芳治
福澤 誠

1. はじめに

本研究では四ッ目川の扇頂部に予定されている土石流対策施設を例にとり昭和63年度から2年間土石流氾濫シミュレーション計算および模型実験等を行いその配置、規模、構造および環境面についての検討を行う。昭和63年度は初年度に当たするため数種類の土石流対策施設を想定して氾濫シミュレーション計算を行いその効果を検討し、さらに縮尺1/50の模型を製作した。

四ッ目川は岐阜県中津川市の市街地を貫流しており、昭和7年8月の集中豪雨により発生した土石流が中津川市街に流下氾濫し大災害をもたらした。その時の流出土砂量は310,000 m^3 にもおよんだ。

2. 土石流氾濫シミュレーション計算

2.1 計算方法

計算は土砂を含む水流の運動方程式、その連続式、流砂量式、その連続式の4式を連立して解いた。地盤高は1/5,000の地形図を用いて設定し

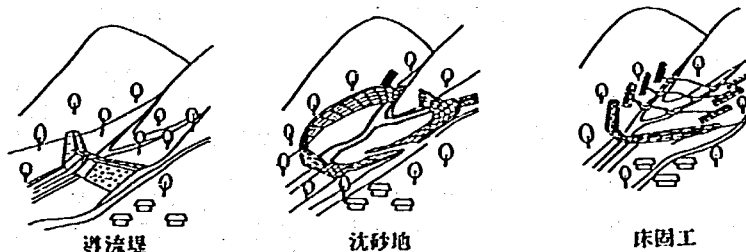


図-1 検討に用いた土石流対策施設の模式図

た。シミュレーションへの取入れ範囲は扇状地扇頂部上流より中津川市街を含む $4.9 \times 1.55 \text{km} = 7.595 \text{km}^2$ でメッシュ間隔は25mとした。計算に用いた水理条件は表-1に示すとおりである。土石流対策施設として図-1に示すような導流堤、沈砂地、床固工を設置した場合の土石流の氾濫範囲の変化を計算した。

2.2 計算結果

計算では実現象として最も妥当と考えられる水理条件を用いて昭和7年8月の土石流の再現を試みたところ計算結果による下流への土砂の堆積は実際の場合よりも若干少ないものの流水の氾濫区域は概ね実際と一致した(図-2)。

土石流対策施設を設置した場合のシミュレーション計算結果を表-2に示す。高さ10mの導流堤と面積60,000 m^2 の沈砂地以外は流出してきた土砂のほぼ全量を捕捉し下流への土砂の氾濫は生じなかった。

表-1 氾濫シミュレーションに用いた水理条件および定数

水理条件定数	数 値
メッシュ間隔	25m
計算時間間隔	2 sec
代表粒径	10 mm
粗度係数	0.05
堆積土砂濃度	0.7
砂の密度	2.6 t/ m^3
水の密度	1.0 t/ m^3
土石流中の流体部の密度	1.6 t/ m^3
限界掃流力	0.04 t/ m^2
土石流計算と掃流砂計算の限界勾配	0.01
土砂の内部摩擦角	35°
侵食可能深	0 m

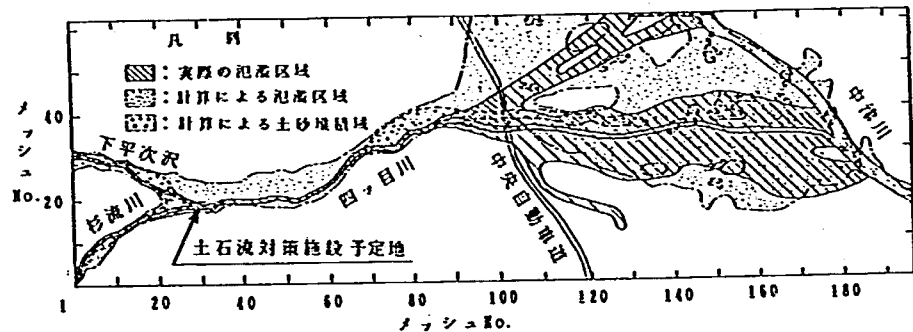


図-2 実際の氾濫域と計算による土砂の堆積および氾濫範囲

なお、高さ10mの導流堤と面積60,000m²の沈砂地において下流へ土砂が流出し氾濫したのは水通し部を幅の広いスリットとしたためと考えられる。シュレーション計算からは、計画した土石流対策

表-2 土石流対策施設シュレーション計算結果

土石流対策施設	供給土砂量 1000m ³	決下方向の累加堆積土砂量 (1000m ³)									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
加 設 設	210	12	127	135	142	148	153	157	161	165	169
導流堤 B=10m	-	12	127	135	142	148	153	157	161	165	169
導流堤 B=15m	-	12	127	135	142	148	153	157	161	165	169
沈砂地 A=37,500m ²	-	12	127	135	142	148	153	157	161	165	169
沈砂地 A=60,000m ²	-	12	127	135	142	148	153	157	161	165	169
堤防工 B=10	-	12	127	135	142	148	153	157	161	165	169
堤防工 B=15	-	12	127	135	142	148	153	157	161	165	169

施設により対象土石流による災害をほぼ防止できると考えられる。

3. 模型製作

シュレーション計算においてはメッシュ間隔を25mとしたため現地の複雑な地形条件や土石流対策施設の形を的確に表現するには限界があった。このため主として土石流対策施設周辺での土砂の堆積・侵食現象をより詳細に検討し、合わせて景観に対する影響も検討するため模型を製作し実験を行うこととした。模型は縮尺1/50、幅10.8m、長さ16m。(写真-1)で実験は平成元年度に実施する予定である。

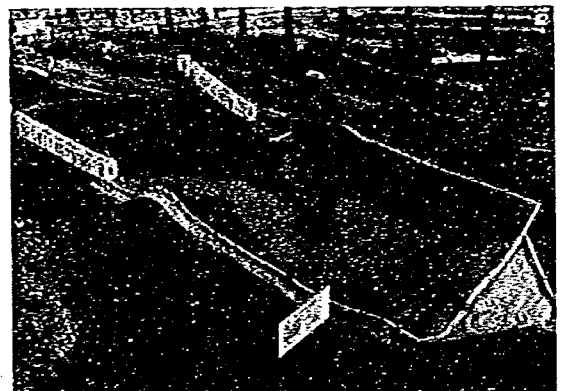


写真-1 模型の全景

4. 今後の課題

シュレーション計算により、土石流対策施設に必要な概略の位置・規模を知ることができた。実際の計画に当たっては土石流対策施設周辺での土砂の堆積・侵食状況をより詳細に検討する必要がある、このため模型実験により検討を行うことにした。今回対象としている土石流対策施設は規模が大きく市街地からも近いため環境面での配慮も必要と考えられる。この面からも今後検討を行うとともに流木対策や維持管理面も含めた検討が必要である。

7.7 河床礫の流下に伴う粒径減少に関する試験

砂防研究室 室 長 永山高久

研究員 栗原淳一

鈴木浩之

1. まえがき

砂防計画を定量的に高い精度で議論しようとするに粒径別に検討を進める必要がある。特に貯水池上流の砂防では、粗粒成分と同様に貯水池の濁水の長期化に関与するような細粒の土砂についても考えなければならない。吉野川砂防工事事務所は、吉野川上流部を管内にしているが、ここの地質は主に泥質片岩と緑色片岩で、このような地質の礫は流下と共に摩耗し粒径が減少すると同時に細粒成分が生産されるのではないかと考えられ、この現象が顕著であれば計画にとり入れる必要がある。そこで、吉野川上流部について粒度分布調査、岩種別のすりへり試験を行い河床礫の粒径減少モデルを検討することにした。

2. 研究方法

吉野川の早明浦ダム上流域を対象として、粒度分布調査と礫のすりへり試験を行った。粒度分布を調べる際、岩種の判定も合わせて行った。また、礫のすりへり試験は、20～30cmの大径礫については現地で高さ約1.5mから鉄板上へ落下させ、数cm程度の小径礫についてはロサンゼルス試験機による粗骨材のすり減り試験(JIS A1211)によった。

3. 研究結果

3. 1 岩種の分布状況

調査の対象とした7溪流に分布する岩種は主に、黒色片岩（泥質片岩）、緑色片岩（珉基性片岩）、珉質片岩である。この中で黒色片岩は全般に片理構造の発達が著しく、片理面に沿う剝離性が大きい。このため、岩そのものは新鮮で硬質であっても破砕し易い性質を持つ。

緑色片岩では、片理構造はよく発達しているが黒色片岩ほどではない。珉質片岩は剝離性はほとんどなく、多くは不規則な割れ方をする。流水による侵食には強いと考えられる。

3. 2 岩種別破砕試験結果

現地で実施した大径礫の破砕試験時の岩種による破砕状況を模式的に示すと図-1のようになる。黒色片岩では片理に沿って大きく剝離され、剝離された岩片が細かく割れる。緑色片岩では、鉄板に衝突した位置で破片が飛び散るように割れる。3個の試料に対する破砕した材料の粒度分布を図-2に示す。黒色

片岩の方が細粒化している。本研究の目的からすれば、大径礫が落下毎にどのように細粒分を生産するかを量的に把握する必要がある。63年度については十分な試験を行うことができなかった。図-3に概念図を示す。

3.3 すりへり試験結果

すりへり試験結果の粒度分布を図-4、図-5に示す。国色片岩も緑色片岩の場合も250回転、1000回転後曲線が25.4mmから急激に立ち上がる。すりへりの過程で中間隙を形成することなく、隙から細粒砂に変化していくと想像される。すりへり試験前後の25.4mm以上のふるいの残留率をみると表-1のようになる。黒色片岩と緑色片岩では、緑色片岩の方が残留率が高い。

4. 今後の課題

63年度の試験で、黒色片岩の方が緑色片岩よりも相対的に早く粒径が減少することが分かったが、流下に伴ってどの程度粒径が減少するかを量的に評価するにははまだ遠い。河床材料の粒度分布の流下方向の比較からは得るものが無かった。今後は、図-3のような資料と粒径別土砂収支の資料、砂粒子の運動特性から、粒径の減少、細粒土砂生産を推定するモデルへと研究を進め、濁水対策を考える。

表-1 25.4mm以上の残留率の試験前後の比較

岩種区分	回転数	残留率(%)
原石		100.0
黒色片岩	250回転	85.3
	1000回転	39.2
緑色片岩	250回転	79.5
	1000回転	54.2

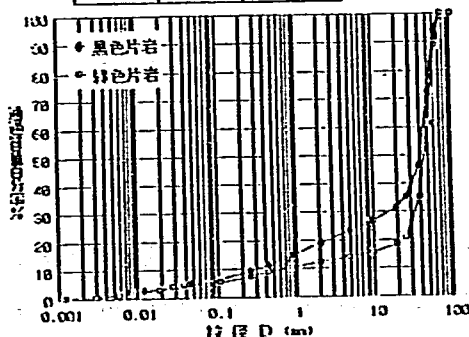


図-4 粒度分布 (すりへり試験250回)

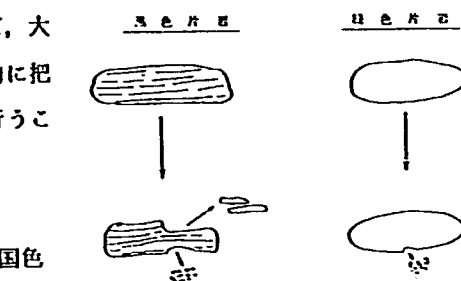


図-1 岩種別の破砕状況

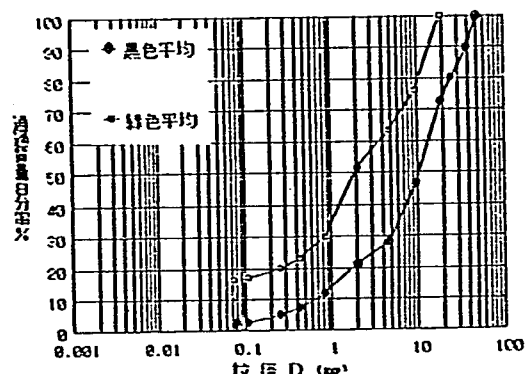


図-2 破砕された材料の粒度分布

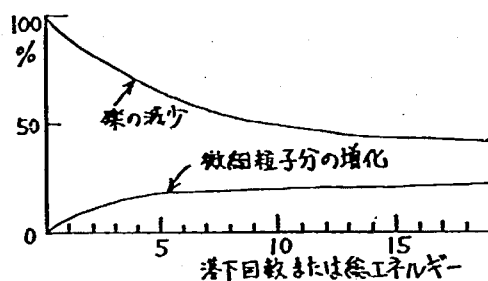


図-3 細粒化の概念図

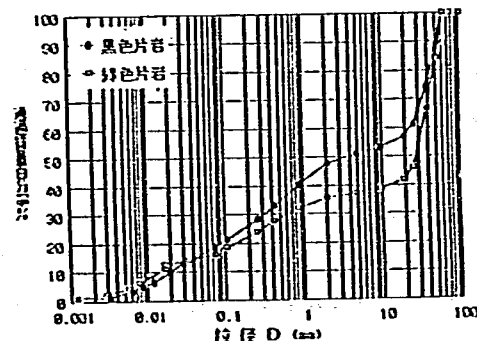


図-5 粒度分布 (すりへり試験1000回)

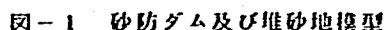
砂防研究室 室 長 水山高久
主任研究員 石川芳治
福澤 誠

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。本研究では近畿地方建設局六甲砂防工事事務所の依頼により昭和62年度に引き続き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事項を明かにすることを目的として室内模型水路を用いて流木を流下させ、流木止スクリーンによる流木捕捉に関する実験を行い、実験結果を考察した。また、既往の流木災害実態調査結果等により得られた知見も加えて「流木対策の手引(案)」を作成し土木研究所資料第2718号(1989年2月)にまとめた。

実験に使用した水路は全長5.0m、水路幅0.2m、水路部側壁高さ0.4mであり0～20度の範囲で水路勾配の調節が可能である。実験では主として流木止スクリーンによる流木捕捉効果に関する実験（以下流木止実験と呼ぶ）と水路狭窄部における流木の閉塞に関する実験（以下水路狭窄部実験と呼ぶ）を行った。流木止実験においては水路の下流端に図-1に示すような実物の約1/50の縮尺の重力式砂防ダム模型を設置し、水通し部を切り欠いて図-2に示すような10種類の流木止スクリーンを設置した。実験条件及び使用した流木模型の概略を表-1及び表-2に示す。水路狭窄部実験においては水路の下流端より約1.0mの地点に高さ20cm、幅2, 4, 8, 12cmの狭窄部を厚さ1.6cmのラワン合板で製作した。流木模型として直径、長さが0.8-5cm、0.8-10cm、1.5-5cm、1.5-10cmの4種類の円柱状の木材を100本ずつ用いた。水路の勾配は5度と10度で、流量は1.0ℓ/s、1.35ℓ/s、1.7ℓ/sの3種類に設定した。

泥 量 L/s	砂 砂		堆 砂 状 態	泥 木 (表-2.2)	時 水 時 (分)	ケース
	%	L/s				
13	0	0	満 砂	1	55	125
17	10	0.13	半分堆砂	2		
		0.17	増砂なし	3		

混 木				1 日	2 日	3 日	4 日
材 名		材 種	材 色	赤	黄	青	白
1	小	木	3cm - 5cm	50	100	150	200
	中	木	8cm - 5cm	50	100	150	200
2	小	木	8cm - 5cm	50	100	150	200
	中	木	15cm - 10cm	50	100	150	200
3	小	木	8cm - 5cm	50	100	150	200
	中	木	15cm - 10cm			150	200
	大	木	15cm - 18cm	50	100		



3. 実験結果

砂防ダムが満砂状態で流量 1.7 l/s 、拾砂 10% 、表-2の流木組合せ1~3の時の各種の流木止スクリーンによる流木捕捉率（流木止により捕捉された流木本数/上流より流した流木本数）の平均値を図-2に示す。図-2より次のことが言える。① 流木捕捉率はスクリーン部材の水平方向間隔が小さい程大きく、縦方向の間隔にはほとんど影響されない。② スクリーン部材の縦方向間隔が小さ過ぎると、満砂状態では土砂がスクリーンにより捕捉されて目詰まりが起こり流木がスクリーンを越流し、捕捉率が低下する。③ 流木止スクリーンを砂防ダム水通しに設置しても堆砂地上に設置しても流木捕捉率はほぼ同じである。ただし、堆砂地上に設置する場合には河床高の変化に配慮する必要がある。

水路狭窄部における流木捕捉率（狭窄部において捕捉された流木本数/水路に投入した流木本数）と狭窄部の幅 w と流木長 l の比との関係を図-3に示す。 w/l が減少すると捕捉率が上昇する傾向が明確に認められる。次に、同様の実験結果を $Fr \cdot \theta = Fr \cdot h w^2 / d l^2$ と捕捉率との関係で整理した結果を図-4に示す。ここに、 Fr はフルード数、 h は狭窄部直上流部の水深、 d は流木の直径である。水路狭窄部の場合も流木止スクリーンの場合と同様に捕捉率は $Fr \cdot \theta$ の関数として表すことができる。但し、同じ $Fr \cdot \theta$ の値に対する流木捕捉率は流木止スクリーンに比べて小さい。

組合せ	縦方向間隔 P (mm)	横方向間隔 W (mm)	縦方向間隔 Q (mm)	流木止スクリーン	流木捕捉率 (%)	備考
①	2	1.7	2.5		100	
②	2	1.3	2.5		100	
③	2	1.1	2.5		100	
④	2	1.1	1.3		100	
⑤	2	1.1	1.1		100	
⑥	2	1.1	0.8		100	
⑦	2	1.1	0.5		100	
⑧	2	1.1	0.3		100	
⑨	2	1.1	0.1		100	
⑩	2	1.1	0.0		100	
⑪	2	1.1	0.0		100	
⑫	2	1.1	0.0		100	
⑬	2	1.1	0.0		100	
⑭	2	1.1	0.0		100	
⑮	2	1.1	0.0		100	
⑯	2	1.1	0.0		100	
⑰	2	1.1	0.0		100	
⑱	2	1.1	0.0		100	
⑲	2	1.1	0.0		100	
⑳	2	1.1	0.0		100	

図-2 流木止スクリーンの種類と流木捕捉率

4. 今後の問題点

基礎実験により砂防ダムの水通し及び堆砂地に設けた場合の流木止スクリーンによる流木の捕捉率及び水路狭窄部における流木の捕捉率に関する知見を得ることができた。今後は流木止スクリーンの具体的な設計を行う際に必要な流木の衝突による衝撃力の算定方法等について検討を行う必要がある。

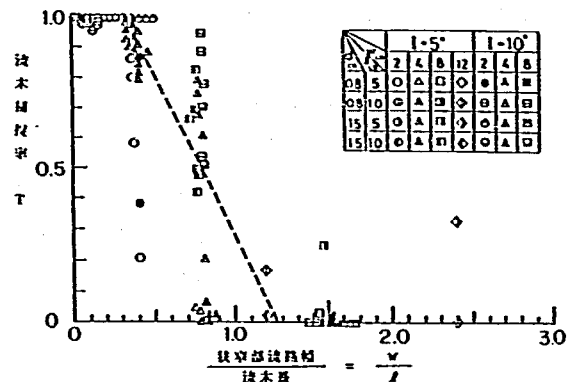


図-3 w/l と流木捕捉率

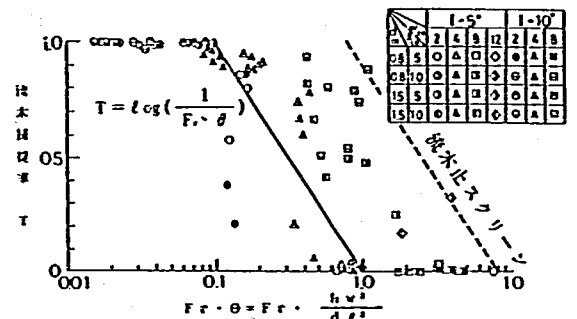


図-4 $Fr \cdot \theta$ と流木捕捉率の関係

7.9 土石流流体力解析

砂防研究室 室 長 水山高久
主任研究員 石川芳治
福本晃久

1. まえがき

土石流対策工を設計する上で土石流流体力は重要な設計条件である。大隅工事事務所管内の桜島にある野尻川では、発生する土石流の流体力等を測定するためにVTR、流速、水深データ、土石流流体力等の観測を行っている。これらの資料を組み合わせることで総合的な検討を行い、土石流の持つ流体力の解析を行う。

昭和63年度は、野尻川に土石流流体力計等を設置して、流体力観測を開始した。また、土石流氾濫シミュレーション計算により、土石流の氾濫の進行状況を追跡することにより、土石流流体力を求める手法を検討した。

2. 土石流流体力計の概要

土石流流体力計を設置したのは、野尻川第6砂防ダム左岸袖部で、写真-1に示すように河床から高さ50cmと100cmの2ヶ所に設置した。流体力計の概略図を図-1に示す。この流体力計の測定範囲は巨礫の衝突による衝撃力にも耐えるよう、0～400tとした。また、流体力計と併せて、雨量計、土石流発生監視装置、超音波式水位計及び記録装置の設置を行った。

3. 土石流氾濫シミュレーション

3.1 野尻川の概要

計算の対象としたのは野尻川で、流域面積2.73km²、平均勾配1/5.4の河川で、桜島の中でも土石

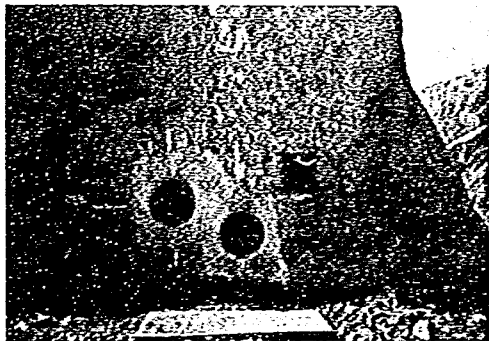


写真-1 流体力計の設置状況

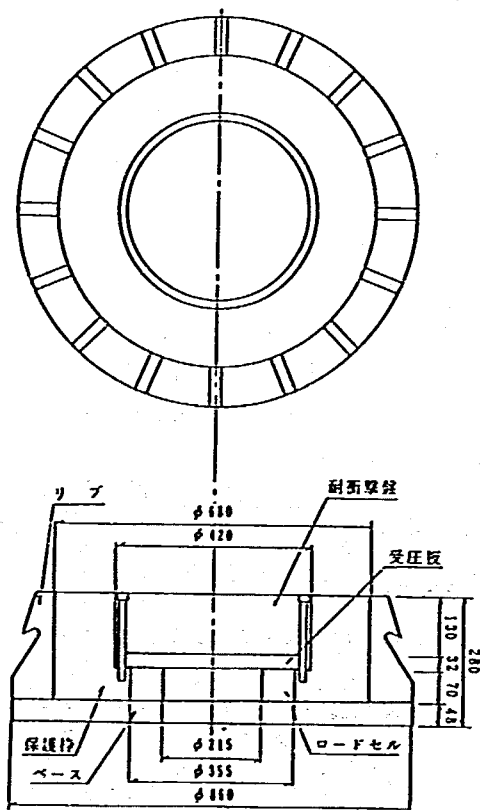


図-1 流体力計の概略

流が最も頻発する。計算を行った範囲は、下流流路工部及び河口部の長さ1.5km、幅0.5kmである。計算範囲の縦断面を図-2に示す。対象とした土石流は、昭和63年8月23日に発生したものである。

3.2 計算手法

計算は、1)土砂を含む水流の運動方程式、2)その連続式、3)流砂量式、4)その連続式の4式を連立して差分化することにより解いた。

3.3 計算条件

地盤高データは、1/2,500の地形図を10m四方のメッシュで覆い、メッシュの中央点の標高を計測、抽出した。各メッシュの粗度係数は、土地利用状況毎に分類し、設定した。堆積土砂濃度は0.65、砂礫の密度は 2.65 t/m^3 、土石流中の水の密度は 1.5 t/m^3 、土砂の内部摩擦角は 30° 、侵食可能深は0mとした。流量は、水位及び流速が観測されていたので実測値を用いた。土石流の総流量は $160,308 \text{ m}^3$ 、ピーク流量は $379.02 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。実際に堆積した土砂量は、野尻川下流部で約9万 m^3 である。上流端の境界条件は、川幅20m、河床勾配1/14とし、等流計算により設定した。下流端の境界条件は、鹿兒島湾の潮位変化を参考にして設定した。

3.2 計算結果

計算による洪水終了後の土砂堆積分布図を図-3に示す。計算では土石流が上流部で一部氾濫したために、実際には見られなかった土砂堆積が存在する。しかし、実際と同じように一部の土砂は河口部にも達し堆積している。上流で土砂氾濫が生じた原因は、計算の刻み時間(Δt)が大きいと考えられる。 Δt を小さくすると計算時間が大きくなる問題点があるが、差分法の見直し等を行って、より再現性のある計算手法としたい。

4. あとがき

野尻川に土石流流体計を設置し、TVカメラ、流速観測を始めることができた。今後は、計測されたデータを基に土石流流体力の解析を行いたい。一方、野尻川で発生した土石流の再現計算を行い土石流の氾濫状況のある程度追跡できた。シミュレーション計算を用いての流体力の解析手法についても検討を行いたい。

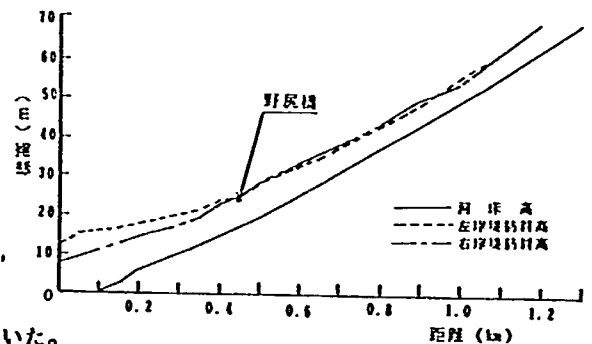


図-2 野尻川縦断面図

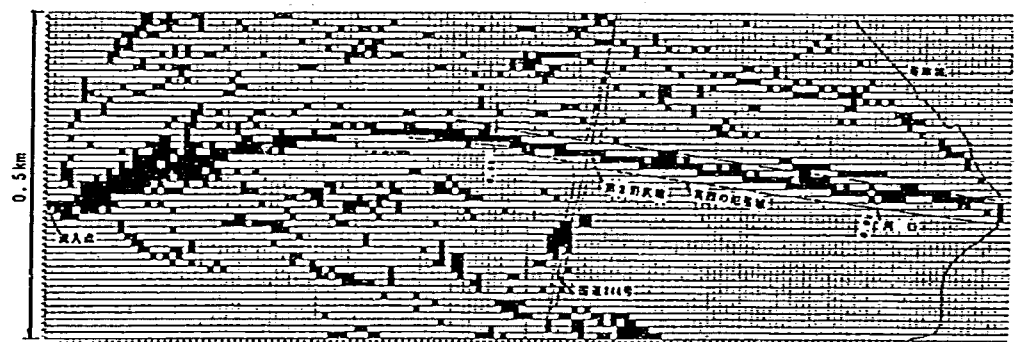


図-3 計算結果（洪水後の土砂堆積分布）

砂防研究室関係年度報告
(S 63)

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2781号
平成元年4月(1989)

要 旨 本報告書は、昭和63年度に砂防研究室が実施した砂防調査等の研究成果をとりまとめたものである。

キーワード：昭和63年度砂防関係年報

郵便はがき

$\boxed{3}\boxed{0}\boxed{5} - \boxed{}\boxed{}$

41円切手を
はって下さ
い

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防部砂防研究室

No.

配布先氏名
配布先住所

No.

No.

砂防研究室関係調査研究年度報告
(S 63)

土木研究所資料第2781号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

