



土木研究所資料 845 号

土石流に関する研究

—建設省技術研究発表会指定課題(昭和45年度～47年度)とりまとめ報告—

昭和48年 5 月

建設省土木研究所

目 次

ま え が き	1
1. 調査・研究の必要性とその着眼点	2
2. 調査・研究内容の概説（調査・研究の目的）	4
3. 調査の方法	7
4. 調査・研究結果	12
4－1 土石流区域の設定	12
4－2 土石流堆積位置	26
4－3 土石流堆積物の性質	39
4－4 溪床堆積物の堆積深	52
4－5 土石流流動体の観察	55
5. 今後に残された問題点	59
お わ り に	60
参 考 文 献	61

ま え が き

本論は、建設省技術研究発表会指定課題「土石流に関する研究」のとりまとめである。

本課題は、第24回建設省技術研究発表会（昭和45年度）から3ケ年の計画でとりあげられ、本年度はその最終年度である。

そこで、建設省の各事務所からのフィールドデータを中心にして検討を加えたものをここにとりまとめて報告する。

近年の自然災害をみると、土石流や斜面の崩壊によるものが非常に多い。これは、今後、土石流災害防止対策をより効率的に、かつ的確におこなう必要があることを教えている。科学的調査とその結果にもとづいて、技術の向上をはかっていかねばならないゆえんである。

本論に多少なりともこの姿勢を見てくだされば幸いである。

昭和48年3月

建設省土木研究所砂防研究室

田 畑 茂 清

1. 調査・研究の必要性和その着眼点

最近、建設省で土石流に関する調査がさかんになされるようになってきた理由の1つは、各地で土石流による土砂災害が目立ってきているからである。最近の豪雨による災害をみると、大河川の氾濫によるものよりむしろ「中小河川や都市河川の氾濫」、「人口密集地の急傾斜地の崩壊」などによるものが圧倒的に多く「土石流」による土砂災害もこれらと同じ系列に入るものと考えてよい。

しかし、土石流による災害の形態は、中小河川や都市河川の氾濫などのように、流水の氾濫によって生ずる災害の形態とはかなり異なっている。それゆえ、流水の氾濫によって生ずる災害に関して、流量調査・流砂量調査・河床変動調査などがバックボーンとなるのと同様に、土石流による災害に関しては独自の土石流調査が必要となるわけである。

一方、現在までの砂防調査をみえてみると、山地の崩壊に関する調査が主であった。従来の崩壊地調査が充分なものであるとはいえないが、一応、崩壊地の位置・面積・分布等は調査すればわかるようになってきている。それなのに崩壊地調査がとやかくいわれる理由は、崩壊地調査の方法自体の欠陥というよりむしろ砂防計画への適用上に問題があったからである。

砂防で対象とする区域は「山腹・斜面」および河道である「土石流区域」、「掃流区域」に一応わけることができると考えられる。ここで「山腹・斜面」とは、主に崩壊現象によって斜面の変動が規定される区域であり、「土石流区域」とは土石流現象によって河床の変動が支配されている区域と考える。さらに掃流現象が河床の変動に支配的である区域（土石流がほとんど来襲しない区域と考えてよい）を「掃流区域」と考える（もちろん、山腹から河道に至るまでの全区域をこのようにはっきりと区域分けすることはできない。これについては後述する）。

従来の崩壊地調査が、上述の「山腹・斜面」を対象に行なってきた調査であることは明らかであろう。そして「山腹・斜面」、「土石流区域」、「掃流区域」を全部含めた河道全体の砂防計画を立案作成する際、「山腹・斜面」のみを対象とした「崩壊地調査」だけでは不充分であることも明らかであろう。水系一貫の河道計画がさげばれて久しい。このためには、「山腹・斜面」、「土石

流区域」、「掃流区域」を全部含めた砂防計画が必要であることは先述したとおりである。このうち、「山腹・斜面」では非常におおまかなながら「崩壊地調査」が各流域でおこなわれてきた。また「掃流区域」に関しては主に河川関係の人たちによって開発されてきた「流砂量調査」、「河床変動調査」などがある。それに対して「土石流区域」における調査は全くないといってよい。砂防で対象とする溪流ではこの「土石流区域」の存在が特徴的であり、この区域の調査・解析なくしては、総合的な砂防計画の樹立は不可能であるといえるのである。

土石流の調査は、実際に流動している土石流を観察することから始まるのが当然であろう。しかし、砂防技術者のうち、土石流の流動状況をつぶさに観察した人は何人いるだろうか。大半の人は、先輩たちの話を聞いて「そういうものかなあ」と信じているにすぎないのではないだろうか。また、たとえ土石流の流動状況を一度見た人でもいろんな種類があるといわれる土石流のうち多くの種類を見た人は非常に少ないのではないだろうか。

これに対して、土石流といわれるものの堆積物には数多くの人達がおめにかかっている。土石流災害直後に現地へ行けば堆積した状況がよくわかるし、山あいの溪流をさかのぼれば、少々古いけれどもいくつかの土石流堆積物に出合うであろう。

いいかえれば、土石流の発生は非常に偶発的であり、われわれは発生 の場所と時刻を予測するすべを知らない。ゆえに土石流の発生をまって流動状況を観察し、その上定量的なデータを得ようとすることは非常に困難さを要する。そこでもし数多く存在する土石流の堆積物を調査・解析することによって実際の土石流の流動状況を推定することが可能ならばどんなに便利であろうと考えるのは自然なことであろう。

流れている土石流を観察し、測定することは、医学でいうと（突然医学をもち出すのは申しわけないが）生きたままの組織をしらべること に似ている。また堆積直後のまだ乱されない土石流堆積物を観察・測定し、それによって流れている土石流の種々の性質を推定することは、医学でいうと、死亡直後の解剖といえる。さらに、数年前に堆積して、平常の流水によってかなり乱されてしまっている古い土石流堆積物から、土石流の流動状況を推測することは、医学でいうと、かなりの日数

を得て、腐りつつある死体を解剖することによって生きた人間の構造を知ろうとすることに似ている。

医学は、生物体である人間の身体の複雑な構造を知ること始まり、それは解剖学によって始めて理解されるという。人体解剖がかなりおこなわれるようになったのは、日本では19世紀前半であり、当時はもちろん、死体であった。それも、刑死体であったので死後かなりの日数を得たものであったという。それが、死体か否か疑われるような生死のぎりぎりの線上で解剖をおこなわなければ、より精密な情報が得られなくなってきたの

はごく最近のことであるという。

いま土石流を人間にたとえてみると、数少ない生きた土石流をみようとするより、数多くの死んだ土石流を調査することによって、生きた土石流を知ろうとすることのほうが土石流の大要を知り、少々精度が悪くても必要な情報が得られるような気がする。

ただし、必要な情報が得られないのならいま述べたことはダメである。次章に述べるように実際の砂防工事計画に役に立つ情報が得られることが必要なのである。これは建設省でおこなう調査であるかぎり、非常に大切なことではないだろうか。

2. 調査・研究内容の概説

(調査研究の目的)

研究内容は、大きくわけて次の五項目になる。

- (1) 土石流区域の設定
- (2) 土石流堆積位置
- (3) 土石流堆積物の性質
- (4) 渓床堆積物の堆積深
- (5) 土石流流動体の観察

以下順に実例をあげて概説していきたい。

2.1 土石流区域の設定

図-1のように、同じ砂防工事といっても、「土石流区域」と「掃流区域」とでの砂防計画や工事の考え方は異なるのが普通である。「掃流区域」での砂防工事は河川工事に類似したものになり、河床変動調査や流砂量調査によって裏づけされる。それに対して「土石流区域」での砂防工事は土石流対策工事に代表されるようなものになり、2.2以下の項の土石流調査によって裏づけされる。そこで両者の区域わけをただ経験にたよることなく、定量的におこなうのである。

その方法は、④渓床に存在する最大礫に着目して、その礫が、その地点の掃流力に見合って流下し得るか否かを検討することおよび⑥掃流運動形式の土砂移動は土石流と異なって、一度の出水中の渓床変動範囲内で分級作用を持ち、その結果、層状構造を作ること、を判断基準にして考える。

図-2は安倍川の場合である。河道距離13km付近から U_{*c}^2/U_*^2 の値が大きくなり、かつ層状構造がなくなる。大胆に言えば、これより上流域が「土石流区域」ではないかと推論できるわけである。すなわち孫佐島堰堤より下流が掃流区域であり、現地でも主に貯砂堰堤が設置されている。また、堰堤より上流域では土石流区域となり、そこには、大谷床固工群に代表されるような土石流対策工事がなされている。これから判断して、経験とはば一致する結果が得られているとみてよい。さらに、44年度までの技術研究発表会での「貯砂堰堤上での堆砂変動測量記録を利用した流砂量計算」の結果をみると「13km地点より下流で掃流砂計算がよく合い、それより上流では、土石流が来るらしいのでよく合わない」という。これも今回の検討結果と合致していて興味深い。

2.2 土石流堆積位置

図-3のように、土石流堆積地点では、堆積前

の渓床幅・渓床勾配が上流地点のそれに比較して著しく変化している。そこで、土石流の堆積する前の測量結果を利用して、その変化率を定量的にしらべ、渓床幅がどれくらい広がってれば堆積するのか、また、渓床勾配がどれくらいゆるやかになっていれば堆積するのかを検討するわけである。これがわかれば、その地点より上流側に人工的にそのような変化率をもつ場所を作れば（そのような砂防ダムを作れば）そこで土石流が堆積することになる。

安倍川上流の大谷床固工群直上流（大谷崩れ直下）に昭和41年8月25日流下・堆積した土石流堆積物の上下流の堆積前縦横断測量結果を用いて、縦断勾配の変化・渓床幅の変化をみたのが表-1である。あきらかに勾配がゆるやかになったところ、渓床幅の拡大するところで堆積している。今後何回かのデータを積みかさねることによって（すなわち種々の大きさの土石流堆積物のデータをとることによって）土石流堆積位置がどれくらいの渓床幅・勾配の変化をもつところであるかを定めることができる。

2.3 土石流堆積物の性質

前述したように、実際に流下してくる土石流を直接とらえてその諸性質を明らかにし、砂防計画や工事の考え方に役立つデータをとることは非常にむずかしい。そのため土石流堆積物それ自体に着目してその堆積物の縦横断形・粒度分布・含水量・植生等を測定し、土石流堆積物の性質を明らかにする。そして土石流それ自体の性質を解明しようとするのである。

たとえば

(1) 土石流堆積物の縦断形は

- ① 土石流の種類を推定できるのではないか。
- ② 掃流区域の渓床変動計算につなぐことができる。
- ③ 図-4(a)のように床固工の天端高さを決定する際の一資料となるのではないか。

(2) 土石流堆積物の横断形は、

- ① 床固工の水通し幅や水通し深さを決定する際の資料となるのではないか（図-4(b)参照）。
- ③ 粒度分布の縦断方向の変化や時間的な変化をみることによって

- ① 土石流の種類を推定できるのではないか。
- ② 土石流対策工事の土石流による直接の災害を防止する以外の副次的効果（下流の貯水ダ

ムの堆砂軽減、床固工による土石流の掃流化などを算定することができる。

(4) 植生は、

- ① 土石流の堆積した年代やその規模が推定できる。

図-5, 6は、先に写真-1に示した安倍川の土石流堆積物の縦横断面形である。縦断面形の近似曲線は

$$y = 0.0032x^2 + 0.414x$$

とあらわせることができ、明らかに凸形である。

掃流区域の溪床縦断面形が凹形であること（このことは先の建設省技術研究発表会で明らかにされた）と比較してみると興味深い。また、近似した二次曲線の係数は、土石流堆積物のたまり具合を示しているのをこれを検討すれば土石流の種類分けをすることができる。

2.4 溪床堆積物の堆積深

土石流区域の砂防ダム・床固工は溪床堆積物の再移動を止め、土石流の発生を防止する。そこで溪床堆積物の堆積深を定量的に把握し、床固工のもつ直接抑止量を算出しようとするのである（図-7参照）。

この調査は

- (1) ダムの床掘りによる溪床断面の直接観察
- (2) ボーリング
- (3) 弾性波探査
- (4) 電気探査

などの方法によって溪床の縦断方向に堆積物の下にある岩盤線あるいは堆積物中の不連続線を推測する。

図-8は能郷谷第1砂防ダムの床掘り地点の弾性波探査結果である。この上流約1.2 kmに第2

砂防ダムが予定されておりその地点の同様の調査をも利用して堆積深を縦断方向に推測した。これらの値から溪床堆積量を計測してみると表-2のようになる。この結果、これら2つの砂防ダムによって約88万 m^3 の移動可能土砂量を直接抑止したことになる。ちなみに第1砂防ダムの計画貯砂量は13万 m^3 、第2砂防ダムのそれは1.5万 m^3 であり、貯砂量にくらべて直接抑止量がいかに大きいものであるかがよくわかる。

2.5 土石流流動体の観察

今まで述べてきた調査は、溪床に存在する土石流堆積物に着目してきた。そして、これらの堆積物からも、数多くの知識をわれわれに与えてくれることを知った。

しかし、堆積物からの知識だけでは、より精度の高い防災技術を確立することはむづかしい。さまざまな環境のもとで発生する「生きた」土石流の流動をつかんで、流動化・加速・減速・停止のメカニズムを追跡せねばならない。

区域	山腹・斜面	土石流区域	掃流区域
判別法		$U_*c^2/U_*^2 \geq \alpha$	$U_*c^2/U_*^2 < \alpha$
河床変動計算の目的		×	○
工事の種類		溪床堆積抑止 (床固工など)	流砂の調節 (間接工事 (ダム工など))

図-1

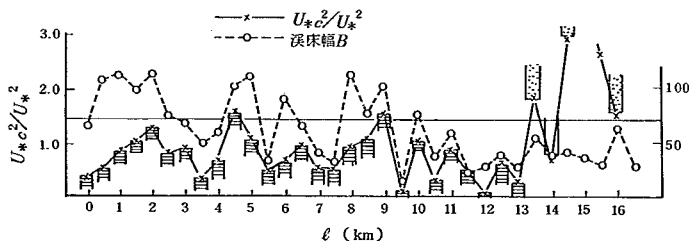


図-2 安倍川（中部地建）

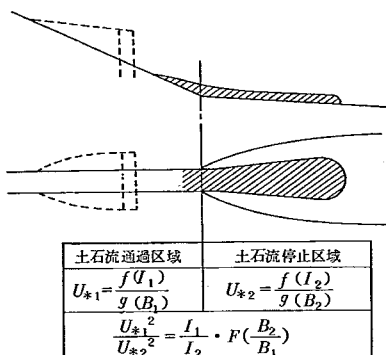


図 - 3

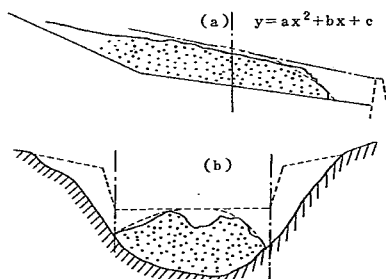


図 - 4

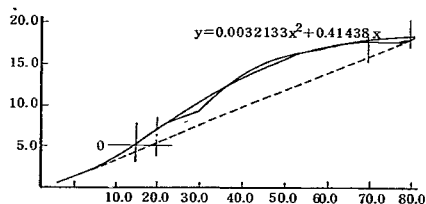


図-5 堆積物の縦断形(安倍川・中部地建)

表-1 溪床勾配および溪床幅の変化
(安倍川・中部地建)

測点 №	区間距離 (m)	床勾配	溪床勾配の変化	溪床幅 (m)	溪床幅の変化
1		1/5.8	1.415	22.0	1.833
2	50	1/4.1	0.477	12.0	0.632
3	50	1/3.6	2.387	19.0	1.118
4	50	1/3.6	0.900	17.0	1.700
5	50	1/4.0	0.976	10.0	0.526
6	50	1/4.1	1.079	19.0	0.792
7	50	1/3.8	0.905	24.0	0.640
8	50	1/4.2	0.737	37.5	0.798
9	50	1/5.7	1.267	47.0	1.709
10	50	1/4.5	0.957	27.5	2.500
11	50	1/4.7		11.0	0.846
上流側 12	50			13.0	

測量年月日 昭和 45 年 9 月 28 日

堆積物位置は № 8 + 30 m ~ № 10 + 10 m である

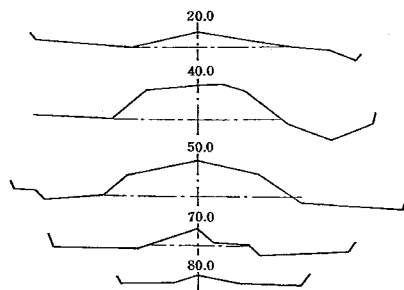


図-6 堆積物の横断形(安倍川・中部地建)

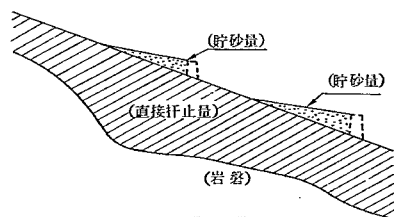


図 - 7

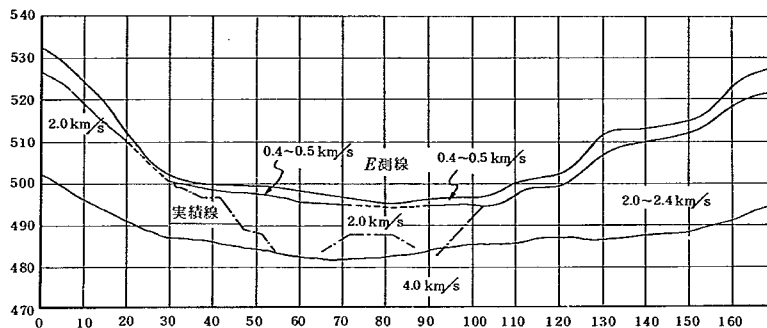


図-8 弾性波速度断面図(根尾川能郷谷第1砂防ダム地点(中部地建))

表-2 土石流区域堆積量(根尾川能郷谷・中部地建)

測点No.	区 間 距 離 (m)	30 年 河床幅 (m)	40 年 河床幅 (m)	平均幅 (m)	堆積深 (m)	断面積 (m^2)	平 均 断面積 (m^2)	土 量 (m^3)	摘 要
35		48.0	65.0	56.0	× 7.0	395.5			
36	200	87.0	120.0	103.5	× 7.0	724.5	560.0	112,000	
37	200	45.0	72.0	58.5	◎ 7.0	409.5	567.0	113,400	能郷谷第1砂防ダム
38	200	58.0	101.0	79.5	× 7.0	556.5	483.0	96,600	
39	200	67.0	120.0	93.5	× 7.0	654.5	605.5	121,100	
40	100	34.0	72.0	53.0	× 7.0	371.0	512.75	51,275	
41	150	55.0	77.0	66.0	× 5.0	330.0	350.5	52,575	
42	200	82.0	103.0	92.5	× 3.0	277.5	303.75	60,750	
43	100	40.5	93.0	66.75	× 7.0	467.25	372.375	37,238	
44	200	51.0	95.0	78.0	× 7.0	546.0	506.625	101,325	
45	150	56.0	87.5	71.75	◎ 10.0	717.5	631.75	94,763	能郷谷第2砂防ダム
46	100	40.0	40.0	40.0	× 3.0	120.0	418.75	41,875	
計								882,901 ≒883,000 m^3	

◎印 弾性波探査による堆積深
×印 推定厚

3. 調査の方法

前の章で概説した4項目(すなわち, ①土石流区域の設定, ②土石流の堆積位置, ③土石流堆積物の性質, ④渓床堆積物の堆積深)について, 各調査の実施要領を示す。

3.1 土石流区域の設定

調査の実施要領のフローチャートを示すと図-9のようになる。図中の各項目について説明すると次のとおりである。

(1) 流量資料, 雨量資料

各水系にすでに整備されている。

(2) 200年確率流量の決定

用いた方法およびデータの期間を表-3に明記すること。その方法は水理公式集(17.8)または(17.10)式を用いることを標準とする。他の方法が適当と思われる際は上の標準の方法に加えてもよい。雨量から流量の算定は unitgraph を作成することを標準とする。

(3) 縦断測量結果

各水系にすでに整備されているそのうち最新のものをいれればよい。測量年月日を表-3に明記すること。

(4) 渓床勾配の決定

200m間隔程度の渓床高より渓床勾配を決定する。

(5) 横断測量結果

各水系にすでに整備されている。

(6) 渓床幅の決定

200年確率流量によって渓床変動をうける範囲を渓床幅とする。その方法を表-3に明記すること。

(7) 掃流力 U_*^2 の計算

$$U_*^2 = g \left(\frac{Q \cdot n}{I^{1/2} \cdot B} \right)^{3/5} \cdot I$$

g : 重力加速度 = 9.8

Q : 200年確率流量 (m^3/s)

I : 渓床勾配, B : 渓床幅 (m)

n : マニングの粗度係数

に用いて表-4のごとくまとめる。ただし, マニングの粗度係数は23回研究発表会実施要領p.7を参照して決める。その方法を表-3に明記すること。

(8) 最大礫調査

横断測線に沿って渓床表面にあらわれた直径

20cm以上の礫の径を順にとって表-5のような記録用紙に記入していく。その際幅 l はその付近にある最も大きい礫の直径 D_{max} 程度とする(図-10参照)。最大礫調査をする際次のようなことに留意すべきである。

(a) 原則は全部の横断測線毎にとるが, 水系が大きい場合は, ⑧の結果を参照して, 土石流区域と掃流区域の混在するようなところの上下流を重点的にとればよい。

(b) 川幅が非常に大きい場合は, 渓床表面にあらわれた20cm以上の礫を全部測定することは非常に手数がかかるから, 次のような「簡便法」をとってもよい。(ただし, 上の方法による値にくらべてどの程度の差異があるかは調査せねばならない。)

$$d_{max} = \frac{D_{max} + 20}{2}$$

ここに d_{max} : 最大礫

D_{max} : その付近にある最も大きな礫の直径

(c) 側方から供給されたような礫はこの調査から除くべきである。

(9) 最大礫調査結果

この礫径を数段階の粒径階に分けて, その粒径階以下の礫の全個数に対する百分率を縦軸に粒径階を横軸にとって, 図-11のようにグラフにプロットする。

(10) 最大礫径の決定

この図より50%にあたるものの粒径を最大礫径とする。

(11) 限界掃流力 U_*^2 の計算

$U_*^2 = 80.9 \times d_{max}$ を用いて表-6のごとくまとめる。

d_{max} : 最大礫径 (cm)

(12) U_*^2/U_*^2 による判別

縦軸に U_*^2/U_*^2 を, 横軸に河道距離をとって図-12のようにプロットする。この際渓床幅 B をあわせて記入する。

(13) 堆積構造調査

横断測量線付近の渓床堆積断面をカラーフィルムで写真撮影する。その際断面と渓床全体との関係がよくわかるように撮影したものと, 断面の50×100cmぐらいの部分がよくわかる写真との2枚をもって一組とする。

(14) 堆積構造調査結果

上の一組の写真をその地点の河道距離を明示してアルバムにする。

(15) 堆積構造による判別

粒径の分級がすすみ層状構造を示すもの、および層状構造を示さず大小礫が混在しているものを区別し、写真の下にそれを明記すると同時に図-12にプロットする。

(16) 土石流区域、掃流区域の設定

U_*^2/U_*^2 による判別と堆積構造による判別から総合的に判断して土石流区域、掃流区域の設定をする。

(17) 流砂形態区分図の作成

5万分の1地形図等に各区域を明示する。

(18) 花崗岩マサ土やシラス等の溪床では最大礫調査は適当でない。このようなところでは最大礫調査、堆積構造調査以外の方法が考えられるかもしれない。その場合には、他の「調査、判別」の項目を新しく作っていただきたい。

3.2 土石流の堆積位置

調査の実施要領のフローチャートを示すと図-13ようになる。図中の各項目について説明すると次のとおりである。

(1) 土石流堆積物の選定

最近堆積したと思われる土石流堆積物の上下流約1km以上を調査の対象とし、その堆積年月日と場所を明記する。

このような堆積物は、砂防ダム堆砂地の最上流付近や扇状地の頂部付近に多くみられるから、このような地点を重点的にさがせばよい。

(2) 堆積前の縦断測量

各水系に整備されているはずである。そのうち堆積直前のものを用いればよい。測量年月日を明記すること。

(3) 元河床の縦断勾配の決定

新しく測量をおこなうときは、できるだけ測量間隔を細かくとり、その縦断勾配を決定する。

(4) 堆積前の横断測量

各水系に整備されているはずである。そのうち堆積直前のものを用いればよい。測量年月日を明記すること。

(5) 元河床の溪床幅の決定

地形的に考えられる最大の溪床の幅をもって元河床の溪床幅とする。

(6) 土石流の堆積位置の検討

土石流が堆積した地点の上下流で、いかに縦断勾配および溪床幅が変化するかをみて、その渓流での特徴を検討する(表-7)。

3.3 土石流堆積物の性質

調査の実施要領のフローチャートを示すと図-14ようになる。図中の各項目について説明すると次のとおりである。

(1) 堆積物のふるい分試験、粒度分布の決定

少なくとも堆積物の天端、中央部、上流部を測定する。(図-15における測定点Na7~Na9) その際次の事柄に注意してとるべきである。

(a) 堆積後の中小洪水の影響によって泥分が流失した可能性が多いので、できるだけ乱されていない(泥分のもも含まれた状態)のものをとること。

(b) 堆積物には大礫が多く入っている可能性があるからその指標となるべき値がだせるように採取すること。その指標としては、たとえ

$$d_p = \frac{d_{20} \text{ 以上}}{d_{20} \text{ 以下}} \quad (d_{20} \text{ 以上とは、} 20 \text{ cm})$$

以上の大礫が全体に占める割合をいう)が考えられる。

(2) 粒度分布の検討

土石流堆積物の位置によって粒度分布が異なることや土石流堆積物と元河床の粒度分布(図-15における測定点Na1~6)が異なること等を検討する。

(3) 堆積物の水分調査

堆積直後の堆積物を調査する際には堆積物に水分が多いからそれを測定する。

(4) 堆積物の縦断測量

できるだけ細かく測点間隔をとり、堆積物の堆積形が明瞭に現われるようにする。

(5) 堆積物の縦断形の決定

堆積物の先端の縦断形が上に凸な放物線等の形であらわされるか否かをみる。

(6) 二次放物線による近似

堆積物の縦断形を二次放物線に近似する。その方法は22回研究会実施要領p.91を参照すればよい。

(7) 堆積物の横断測量

低水によって、はられた個所などが明確にあらわれるように変化点は特に細かくとる。

(8) 堆積物の横断形状の推定

土石流の堆積後、低水によってはられた個所が

わかれれば元の形状を推定することは可能であるから、横断面図に点線で元線を入れればよい。その際横断面図の縦、横の縮尺をうまく調整しないと低水によってほられた箇所や堆積面などが明確にでないから注意を要する。

(9) 堆積形の検討

ⅰ) 堆積前の溪床高および堆積後の堆砂面の高さがわかるから堆積厚が河道距離によって、どう変化するかがわかる。

ⅱ) また、二次放物線の係数 a 、 b が土石流の種類によって異なるであろうことも検討に値する。

(10) 土地利用状況、植生状況の調査

土石流堆積物の堆砂面上の土地利用、植生状況を調査して横断面図上に記入する。たとえば、この堆砂面には一年生の草木とか三年生の林とか家屋が10戸あるとか田畑に利用されているとか云々である。

3.4 溪床堆積物の堆積深

調査の実施要領のフローチャートは図-16のようである。図中の各項目について説明すると次のとおりである。

(1) 溪床区間設定

溪床に堆積物が多く分布し、これが土石流発生源と思われるようなところを選ぶのがよい。

(2) 弾性波探査

なるべく溪流縦断方向に多くとることに留意すべきで横断測線などを設定するより溪床中央部に一本の縦断測線を設定した方がよい。

表 - 3

- (1) 200年確率流量の決定法および用いたデータの期間
- (2) 溪床勾配測量年月日
- (3) 溪床勾配の決定法
- (4) 溪床幅測量年月日
- (5) 溪床幅の決定法
- (6) 粗度係数の決定法

表 - 4

測点No	区間距離	累距	溪床勾配	溪床幅	流量	粗度係数	U_*^2

弾性波探査は精度に問題があるのでボーリングをチェック手段につかうのがよい。

(3) ボーリング

過去に堰堤個所の岩盤推定調査などで同様の試験があればそれをおおいに利用する。

(4) 砂防ダム床掘写真撮影

砂防ダム床掘写真撮影は岩盤と堆積物との区別が明確にあらわれる。そこで、その厚さがよくわかるようにポールを立ててカラー写真撮影する。

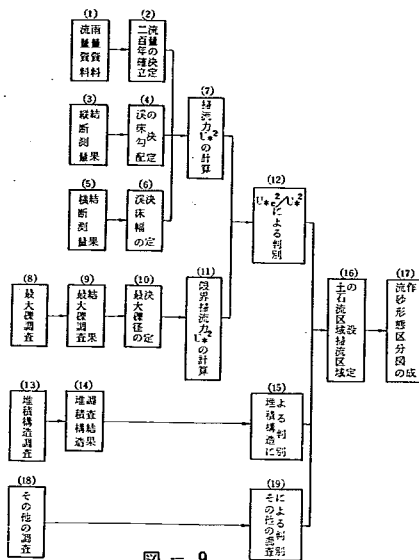


図 - 9

表 - 5

測点No 河道累加距離 溪床幅				
No	左岸側杭 よりの距離	長 径	短 径	平均径

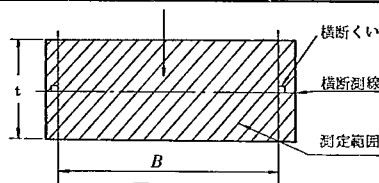


図 - 10

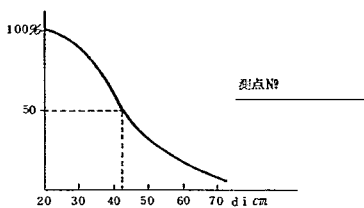


図 - 11

表 - 6

測点N°	区間距離	累加距離	最大値 d_{max}	U_{*c}^2	U_{*c}^2/U_{*c}^2

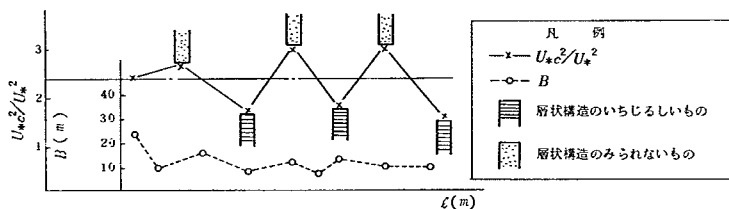


図 - 12

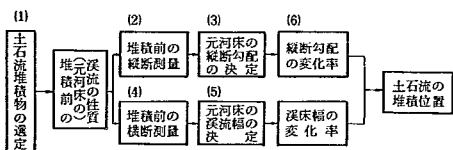


図 - 13

表 - 7

測点N°	河道距離	区間距離	深さ勾配	深さ勾配の変化	深さ幅	深さ幅の変化

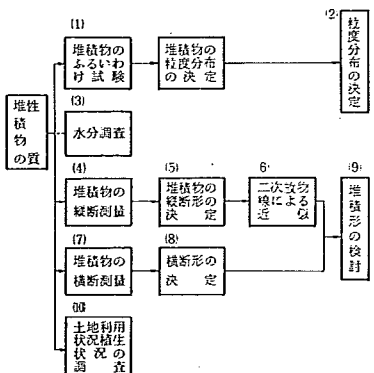


図 - 14

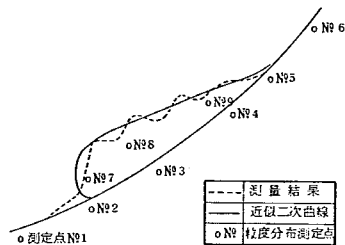


図 - 15

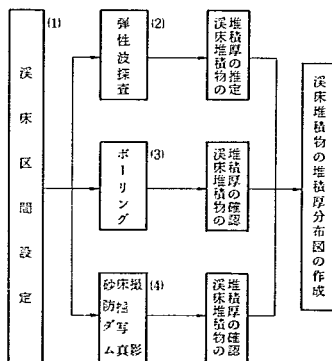


図 - 16

4. 調査研究結果

4.1 土石流区域の設定

4.1.1 各溪流の土石流区域の設定

3.1に述べた調査方法にしたがって調査をおこなった溪流は表-8に示すとおりである。

調査方法自体にかなり問題が残っているため全部の溪流でうまく結果が出たとはいえない。

調査方法自体の問題については後述することにして、ここでは、比較的良好な結果をもった溪流を示すことにする。

表-9、表-10、表-11および図-17は、渡良瀬川流域久蔵川の例である。土石流区域と掃流区域との境界はNo.5地点附近と思われる。

図-18、図-19、図-20は各々大石小川、常願寺川、安倍川の例である。各々1.1km、10.5km(白岩堰堤附近)、13km地点が土石流区域と掃流区域との境界になるようである。

これらの溪流で決定された $U_{*c}^2/U_*^2 = \alpha$ の値は表-12に示すとおりである。この α 値は、最大礫調査に簡便法を用いた場合には1.0~2.0に散らばる。このちらばりは地質などによって生ずるものと思われ、今後の検討に期したい。

4.1.2 調査方法の問題点(1)

図-21は常願寺川下流部の調査結果である。この調査結果に示されるように本宮堰堤上流に土石流区域がみられる。これは昭和44年災害における称名川からの多量の土砂流出を土石流であったと結論づけることも可能のようである。しかし、洪水時の状況や従来の経験から判断すると、とうてい土石流であったとは結論づけられない。

図-22及び表-13は、阿武隈川水系松川の調査結果である。この結果をみると、土石流区域は、阿武隈川本川合流点より5km附近から、上流側にあらわれるようである。さらに、18.5km附近の掃流区域は、蟹ヶ沢第2ダムによるものと解釈できる。このようにうまく結果が出ているようである。しかし、表-13をみると、松川の縦断勾配は、土石流区域最下端において $1/100 \sim 1/60$ であり、18km附近の蟹ヶ沢第2ダムのある地点でさえ、 $1/20$ である。通常の経験でいうと、「土石流は、これほど緩な勾配のところまで流れてくるのだろうか」という疑問がわくのである。

図-23は、重信川流域の U_{*c}^2/U_*^2 と渓床勾配との比較をしたものである。この図から、次の

ようなことがわかる。

- ① 渓床勾配 I が $0.15(=1/7)$ 以上の急になれば土石流のみで掃流は生じていない。
- ② 渓床勾配 I が $0.05(1/20)$ 以下の緩なところでは、掃流が卓越している。

このように、渓床勾配が $1/7 \sim 1/20$ 間において土石流区域と掃流区域との接点があることを推測させるものである。

図-24は、同流域における U_{*c}^2/U_*^2 と流量 Q との比較をしたものである。この図より、上と同じように、「流量 $Q=85\text{ m}^3/\text{sec}$ 以上のところでは掃流が卓越し、 $Q=20 \sim 25\text{ m}^3/\text{sec}$ 以下のところでは土石流が優勢である」ことを推測させる。

このように、調査方法自体を検討せねばならない調査結果がかなり出てきている。3.1に述べた調査方法の中に「その他の調査による判別」がある。この種の調査の定量的方法論の確立によってチェックされていかねばならないだろう。

4.1.3 調査方法の問題点(2)

図-25(a)(b)は、最大礫調査法に全数調査法と簡便法の2通りによって各々求めた能郷谷の調査結果である。このように両者で U_{*c}^2/U_*^2 の値が大きく異なるのは、調査結果に統一性を欠くのでよくない。この原因は、図-26に示すように調査方法によって礫径が大きくかわってくるからである。(簡便法が全数調査法の2倍位になる。)

簡便法は、その測線上(横断線上)の1個の礫径より求めること、およびその1個の礫が溪岸からの側方供給されたかもしれない、などの理由によって、測点間のバラツキが全数調査法にくらべてかなり大きくなる。

そこで、以上の欠点をおぎなうために中部地建では第5位礫 $D_{\max 5}$ によって最大礫径をもとてみた。図-27は、全数調査法による $d_{\max}$ と $D_{\max 5}$ による $d_{\max}$ との比較である。まだ一般的に、 $D_{\max 5}$ によるものの方が大きい値を示すようであるが、先に述べた欠点はかなり補っている。

図-28は、最大礫の渓床縦断方向の変化を示したものである。 $D_{\max 1}$ は全数調査法による $d_{\max}$ に比較すると、傾向に大きな差異をもつ場合が多いが、 $D_{\max 5}$ は $d_{\max}$ とはほぼ同様の傾向を示すことがわかる。ただし、同図の中でB記号箇所のように上述の事柄に反する個所もある。これは20cm以上の礫が7個しかなかったためであり、このように礫数の少ない地点は全数調査法によら

ねばならないことを示している。

4.1.4 調査方法の問題点(3)

堆積構造を、「層状構造」とする時地質構造の地層や数度の土石流堆積物によってできる境界層とまちがわないようにすることが肝要である。本調査では、あくまで一度の出水中の河床変動範囲内の分級作用によって生ずる層状構造に着目しているのである。

分級作用によって生ずる層状構造は粒径・川の乱され方などによって、判別が非常に困難な場合が多い。現地をじっくり観察し、それを定量化する調査法の開発が必要である。次に述べることは、稲荷川において、堆積構造の把握をめざして、おこなわれた調査の概要である。

今回の調査地域内に分布する明らかに掃流堆積物と考えられる地域と、土石流地域とを色々の方面から比較検討してみる。

(1) 堆積形態

土石流の重なり方は熔岩流におけると同様の累重を示し、結局高い面を形成するものほど新しいものと言うことができる(図-29の①)。ところが、実際には3つ以上の土石流がほぼ原形を保持したまま堆積するということはほとんどなく、多くの場合、土石流堆積後の掃流の影響をうけて堆積原面は平坦化してしまい、河岸段丘状に変化(段丘面化)してしまう(図-29の④)。

(2) 粘土の問題について

粘土の分布状況を次のごとく4つに分けた。

- ① 層状分布をなすもの
- ② 断続的な分布をなすもの
- ③ 礫のまわりにベッタリと付着しているもの
- ④ 大礫間の空隙に層状に分布するもの

a) このうち、明らかに土石流本体中に観察される分布の仕方は①および②で代表される。明らかに土石流とされるものも細かく観察すると大小の礫、砂が無秩序に堆積したのではなく、たとえば粘土(厳密には Silty Clay-Silt)の上には細粒砂(f.s.)が堆積しておりその上に中粒砂(m.s.)さらに粗粒砂(c.s.)が重なり小礫へと移行しているような部分がある。逆に、小礫の上には粗粒砂、中粒砂、細粒砂の順で堆積して粘土層へとつづく。このようにgradingをくり返している中に、粘土層が存在するが長くは連続しない。

b) 礫間をうめるmatrixの部分が全体として

均質で泥っぽい感じを持つ部分がある。この場合には、粘土分を含むことは明らかであるが層状はなせず、matrix全体にわたって分布している。水を含んだこのような部分が土石流の主部をなしており、大きな礫を運ぶ際の原動力(掃流における水に相当するもの)となっているものと考えられる。

c) 土石流本体と Sub-unitの間付近に粘土層が分布することがある。

d) 稀に礫のまわりに付着していたり、空隙の下面に層状をなして分布することがある。このような分布は土石流の場合にもその表面付近に限られる。

以上のような事実から、土石流中に初生的に存在する粘土は主としてa), b) のような状態で保存されていると考えた方が妥当であろう。

ところで、このようにして含まれている粘土分も粒径0.15mmを仮に粘土としてあつかっても全体としてみると重量劣にして大体5%以下しかない。このような事実からみても結局、大礫などを運ぶ“カユ状物質”を必ずしも粘土質物質と限ることには無理があることがわかる。

一方、掃流堆積物は全体としてほとんど粘土分を含まず見た目にも泥っぽさがなくサラサラした感じであり、粘土分の堆積と砂礫の堆積とは別個に行なわれることがうかがわれる。図-30は現河床における掃流堆積物の断面である。この図にも示されるとおり、掃流堆積物に含まれる粘土分は、①水みちの堆積、②礫の上下への付着、③礫間の空隙の下面への堆積といったような状況で堆積している。①の場合は河床表面部に限られるし②、③も河床から30cm以内に限られる。以上の事実を総合すると、掃流堆積物中の粘土は、砂、礫堆積後、別個の泥水によって堆積したことが明らかである。

(3) 礫の配列の差異

土石流の先端部または前部周縁部における礫の配列が、その長軸の方向が上流側に傾斜しておりしかも前方のものほど下側にあり、後部のものほど上側になっている傾向にある。

天然崖面において4箇所を選んで写真をとリ、その視野内にみられる径10cm以上の礫の配列状況とその容積占有率とを調べてみた。同様に掃流堆積物と考えられる崖面においても3箇所を選んで調べて比較してみた。

その結果は、図-31に示されている。これら

を一見して判るとおり、掃流堆積物と考えられるものでは礫はあまり立っておらず、水平系もしくはごくわずかに傾斜したものが圧倒的に多い(図-3 1 ⑤, ⑥, ⑦)。一方、土石流では一見乱雑な配列をなすように見えるが、同図①, ④などでは、明らかに礫の長軸の方向が上流側に傾くものが卓越している。

各所の土石流を見てみると大礫質(または単に礫質)の土石流ほど、礫の長径方向が流下方向に平行的である傾向がつく、泥質な土石流ほどこの傾向はうすれるようである。

(4) 粒度組成における差異

テスト・トレンチを掘り、ふるい分け試験を行った。

粒度曲線と上記のような現地観察結果とを比較すると、土石流による堆積物と掃流による堆積物との間には、図-3 2 の模式図に示すごとく明瞭な差異が認められる。

まず、①の土石流堆積物表部の空隙率の大きい部分(舌状部のある部分)では、曲線は急激な角度で100%から0%へと落ち、巨礫～大礫が多く、砂や粘土は全く含まないことを示している。

③の掃流堆積物の曲線は、細粒物質から大粒徑まではほぼ一直線に近い角度で落ち、その落ち方の角度も他者に比べて緩くなっており、掃流堆積物が細粒物質から大粒徑の礫まではほぼ一定の割合で含有することを示している。

②の土石流の主部を示す曲線は、大礫部で急角度で下降し、中～小礫部でグラグラと横ばいの状態を示し細粒部までつづき、結局①と③の中間的な曲線を示す。

さらに、土石流の粒度曲線をその傾斜変換点に注意して細かく読むと、図-3 3に示すごとく大礫部の分布を示す①の部分と、グラグラ横ばいの状態を示す(すなわち含有の少ない)②の部分および、細粒部の③の3つの部分に分けることができる。急傾斜の部分ほど含有率が多いから、土石流堆積物においては、大礫部、細礫部の順に含有量が多く、中～小礫部が少ないことを示している。しかしながら、数値は全て重量%で示されているため、大礫部の影響が非常に強くあらわれており現場の観察では容量的には相当量になるとと思われる細粒部も相対的に小さく出ている。

ところで、土石流が大きな礫を伴う現象は“かゆ状物質”による一種の掃流と考えられるが、今のところこの“かゆ状物質”なるものの内容が明

らかにされていない。現地調査および一連の粒度曲線を読むと、図-3 3における③の部分すなわち5～2.5程度よりも小さい礫、砂、シルト、粘土などが“かゆ状の物質”の本体ではないかと思われる。①の部分がその中に含まれる大礫ではないだろうか。もっとも、この場合にも“かゆ状物質”を形成していた水分とかなりの量の粘土分が泥水として流失していることは想像にかたくない。

(5) 空隙率の差異について

堆積物の空隙率および比重を求めると表-1 4および表-1 5のごとくなる。

各数値をみてみると、かなりばらつきがめだつが、最大の原因は今回は同一土石流内においてもできる限り堆積構造別に分けて採取しているため、その各々の層の空隙率、比重の差異が出ていることに基づく。

4.1.5 調査方法の問題点(4)

図-3 4及び図-3 5は立谷沢川・釜無川の調査結果である。 U_{*c}^2/U_*^2 がかなり大きなならばりをみせ判別に困難さをきたしている。この原因は次のようなことが考えられる。

① 山地の急流河川においては出水が与えられた川中一様に流れることはまずない。このような地点での川中の推定は非常にむづかし、実態との差はかなり大きいと思われる。したがって、縦断方向の変化にはかなりのバラツキを覚悟せねばならない。

図-3 6は能郷谷の深床巾と U_{*c}^2/U_*^2 の値との関係を図示したものである。深床巾が大きくなるにしたがって U_{*c}^2/U_*^2 が小さくなり、 d_{max} の変化がほとんどないため U_{*c}^2/U_*^2 が大きくなったと思われる。このように掃流区域の中で川巾が急に広くかつ勾配がゆるくなって U_{*c}^2/U_*^2 が大きくなり、みかけは土石流区域と判断したところがあるのである。

② 支川の合流点ではたとえ土石流でなくても本川の掃流力以上の礫が支川から供給されることは多い。

このため、支川が合流するたびに U_{*c}^2/U_*^2 が大きくなる。

表-8 「土石流区域の設定」調査箇所一覧

地建名	事務所名	45年度	46年度	47年度
東北	新庄	立谷沢川		
	福島		阿武隈川・松川	
関東	利根川水系	片品川		片品川大立沢
	日光	鬼怒川 "・三沢 "・野門沢		
	渡良瀬川	松木川	久蔵川	
	富士川	釜無川 小武川	大武川	流川
北陸	荒川	大石小川 隅蔵川 鍬江沢川	玉川	
	湯沢	魚野川・水無川 "・登川 "・三国川	魚野川・破間川 "平石沢	
	松本	梓川・三堀沢 高瀬川・濁沢 浦川	浦川・板倉沢	浦川・金山沢
	黒部	黒薙川	黒薙川・猪頭谷	
	立山	常願寺川（上流部）	常願寺川（下流部）	
	神通川	蒲田川・外ヶ谷 "・足流谷		
	金沢	尾添川 牛首川		
中部	沼津	吉原川	狩野川・カジカ沢他	狩野川・船原川他
	静岡	安倍川	安倍川・三郷川他	安倍川・コンヤ沢他
	天竜川	小渋川	三田切川	三峰川
	多治見	落合川	中津川	中津川冷川他
	越前	根尾川・能郷谷	揖斐川	揖斐川・白谷他
近畿	六甲	住吉川		
	木津川	大滝谷		
中国	倉吉	天神川		
四国	松山	重信川	重信川柳谷他	
	吉野川		南小川	
九州	川辺川	川辺川竹ノ川他	川辺川・薬木川他	

表-9 久蔵川（関東地建）

1.	200年確率流量の決定法および用いた期間
(1)	降雨資料期間 自昭和12年 至昭和44年 33年間
(2)	確率流量決定法 33年間の各年最大時間雨量を岩井法にもとづき200年確率雨量を求めナショナル式により決定
2.	渓床勾配測量年月日 昭和46年7月23日
3.	渓床勾配決定法 実施要領より隣接測点最低河床高対象距離200mにより決定。
4.	渓床幅測量年月日 昭和46年8月13日
5.	渓床幅決定法 各測点でManning 公式により、200年確率流量を用いて渓床変動を受ける範囲とした。
6.	粗度係数決定法 水理公式集より求めた。

表 - 10 久 蔵 川 (関 東 地 建)

No.	区間距離	累加距離	溪床勾配	溪床幅	流 量	粗度係数	U_*^2
1	—	—	0.13277	18.3	115.67	0.055	1264.95
3	100	100	0.14378	19.9	97.13	"	1145.29
5	100	200	0.18321	8.0	38.29	"	1341.23
8	140	340	0.18191	24.0	37.28	"	679.32
10	100	440	0.16445	27.7	36.27	"	571.38
12	100	540	0.16350	10.3	34.86	"	1010.78
14	100	640	0.18772	13.5	33.05	"	912.49
15	50	690	0.18572	19.1	32.44	"	727.31
19	167	857	0.21277	17.9	28.82	"	774.67
21	83	940	0.20833	17.4	28.41	"	769.59
22	50	990	0.21277	22.9	28.21	"	659.70
24	100	1,090	0.21277	15.0	27.20	"	831.87

表 - 11 久 蔵 川 (関 東 地 建)

No.	区間距離	累加距離	最大礫 d_{max}	U_*c^2	U_*c^2/U_*^2
1	—	—	26.0 cm	2,103.40	1.66
3	100	100	26.5	2,143.85	1.87
5	100	200	29.0	2,346.10	1.75
8	140	340	31.5	2,548.35	3.75
10	100	440	29.0	2,346.10	4.11
12	100	540	31.0	2,507.90	2.48
14	100	640	26.5	2,143.85	2.35
15	50	690	35.0	2,831.50	3.89
19	167	857	29.0	2,346.10	3.03
21	83	940	26.5	2,143.85	2.79
22	50	990	32.0	2,588.80	3.92
24	100	1,090	27.0	2,184.30	2.63

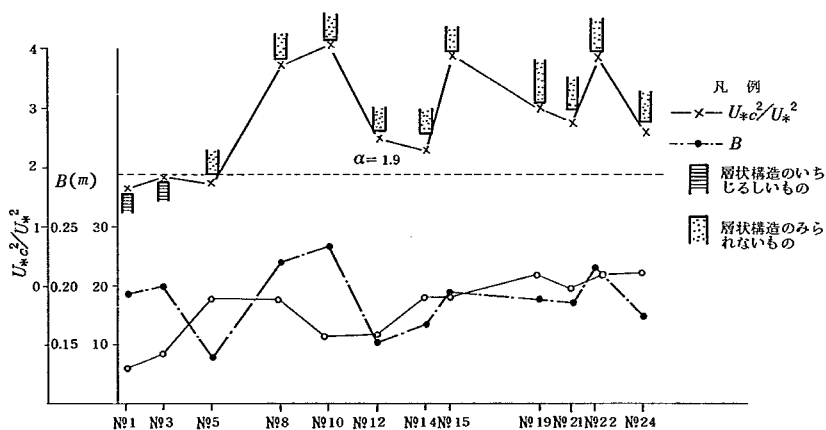


図 - 17 久 蔵 川 (関 東 地 建)

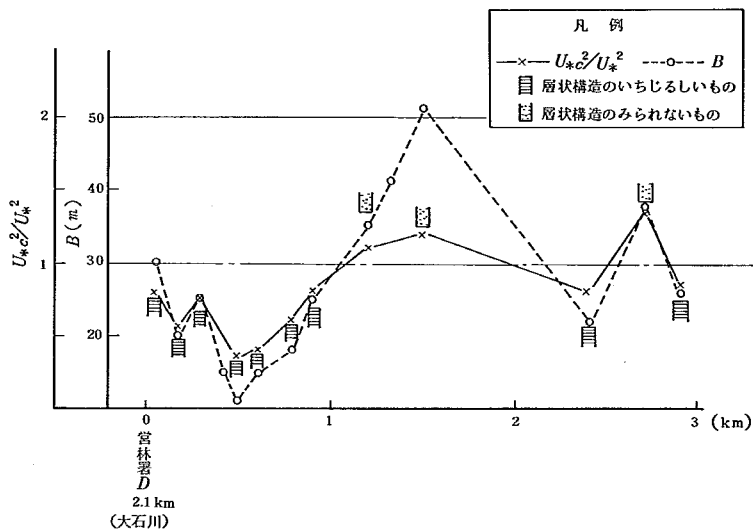


図 - 18 荒川水系大石川(小川)(北陸地建)

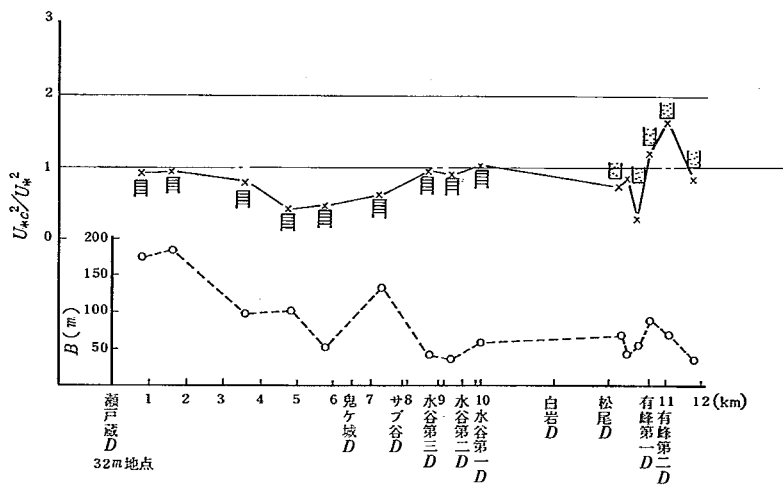


図 - 19 常願寺川(瀬戸蔵堰堤~湯川第一堰堤)(北陸地建)

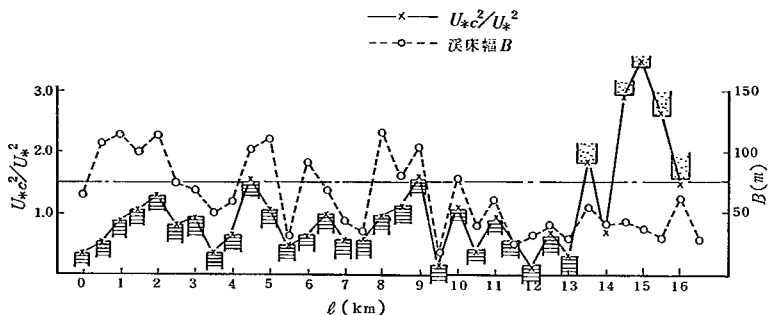


図-20 安倍川 (中部地建)

表-12 $U_{*c}^2/U_*^2 = \alpha$ と土石流区域

溪流名	$U_{*c}^2/U_*^2 = \alpha$	土石流区域	最大礫調査法
片品川	0.5	No 4 3 より上流	全数調査法
小石小川	1.0	合流点 2.2 km より上流	簡便法
常願寺川	1.0	白岩堰堤	"
尾添川	1.8	合流点 1.2 km	"
安倍川	1.5	基準点 1.3 km	"
落合川	2.0	合流点 6.8 km	"
能郷谷	1.0	No 3 5 より上流	"
久蔵川	1.9	No 5	全数調査法

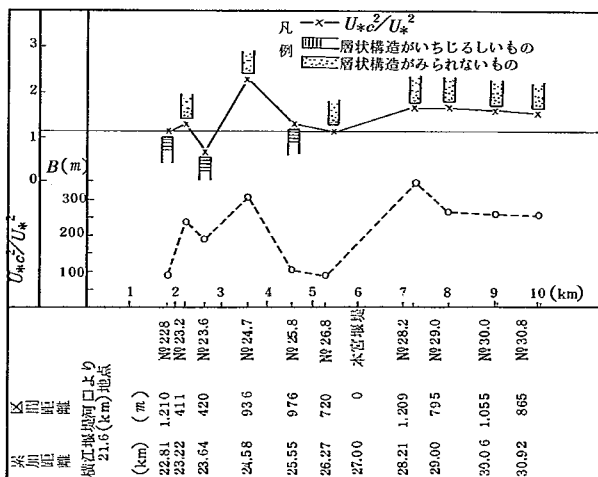


図-21 常願寺川下流部 (北陸地建)

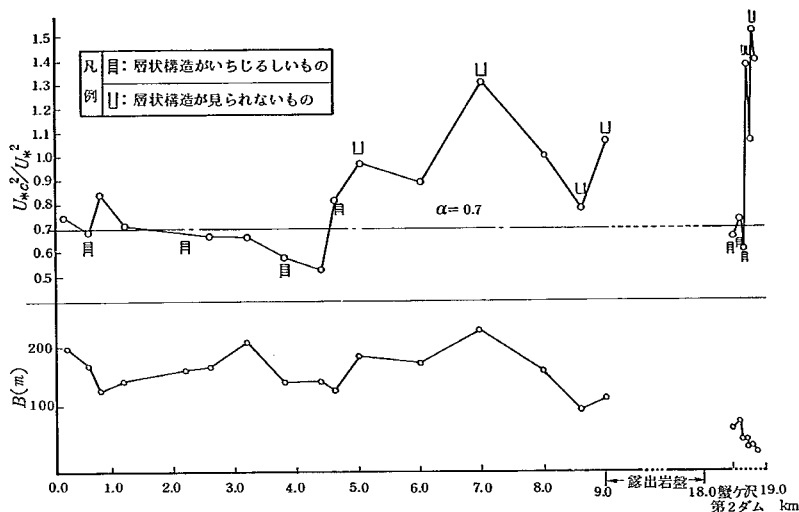


図 - 22 松川（東北地建）

表 - 13 松川（東北地建）

測点	区間距離 (m)	累加距離 (m)	深床勾配	溪床幅 (m)	流量 (m ³ /s)	粗度係数	U_*^2	最大礫 (cm)	U_*c^2	U_{*c}^2/U_*^2	堆積構造による判定
0.0		0									
0.2	200	200	0.00592	200.0	1,770	0.03	3,065	28.0	2,265	0.74	
0.6	400	600	0.00585	173.0	1,770	0.03	3,315	28.0	2,265	0.68	S
0.8	200	800	0.00257	129.0	1,770	0.03	2,223	23.0	1,861	0.84	
1.2	400	1,200	0.00373	150.0	1,770	0.03	2,635	23.0	1,861	0.71	
2.2	1,000	2,200	0.00546	168.0	1,770	0.03	3,214	27.0	2,183	0.68	S
2.6	400	2,600	0.00719	171.0	1,770	0.03	3,856	32.0	2,589	0.67	
3.2	600	3,200	0.00763	217.0	1,770	0.03	3,484	29.0	2,345	0.67	
3.8	600	3,800	0.00848	146.0	1,770	0.03	4,756	34.0	2,751	0.58	S
4.4	600	4,400	0.01250	150.0	1,770	0.03	6,144	40.0	3,236	0.53	
4.6	200	4,600	0.00351	137.0	1,770	0.03	2,668	27.0	2,183	0.82	S
5.0	400	5,000	0.00741	190.0	1,520	0.03	3,375	40.0	3,236	0.96	D
6.0	1,000	6,000	0.01250	180.0	1,520	0.03	5,027	55.0	4,450	0.89	
7.0	1,000	7,000	0.01031	237.0	1,520	0.03	3,724	60.0	4,854	1.30	D
8.0	1,000	8,000	0.01389	169.0	1,520	0.03	5,620	70.0	5,663	1.00	
8.6	600	8,600	0.01852	101.0	1,520	0.03	9,360	90.0	7,281	0.78	D
9.0	400	9,000	0.01136	120.0	1,520	0.03	5,847	90.0	7,281	1.06	D
18.5		18,500	0.0055	70.0	460	0.03	612	5.0	405	0.66	S
18.6	100	18,600	0.0054	80.0	460	0.03	557	5.0	405	0.73	S
18.65	50	18,650	0.0222	50.0	460	0.03	1,987	15.0	1,214	0.61	S
18.70	50	18,700	0.0188	50.0	460	0.03	1,769	30.0	2,427	1.37	D
18.75	50	18,750	0.0555	40.0	460	0.03	3,824	50.0	4,045	1.06	D
18.80	50	18,800	0.0455	40.0	460	0.03	3,756	70.0	5,663	1.51	D
18.85	50	18,850	0.0666	30.0	460	0.03	5,826	100.0	8,090	1.39	

（備考）堆積構造による判定欄中 S：層状構造がいちじるしい。D：層状構造が見られない。
測点 9.0～18.5 間は露出岩盤地帯である。

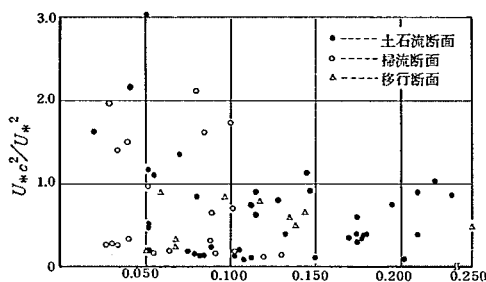


図-23 重信川（四国地建） 溪床勾配 I

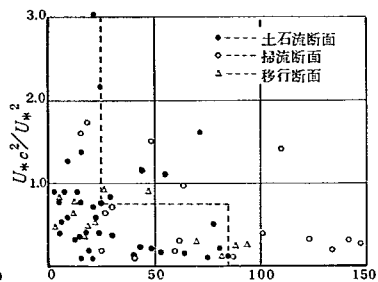


図-24 重信川（四国地建） 流量 Q

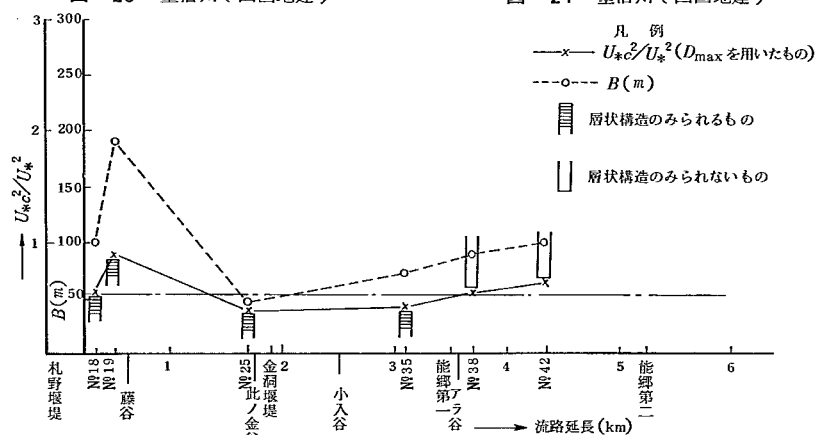


図-25(a) 根尾川能郷谷（中部地建）

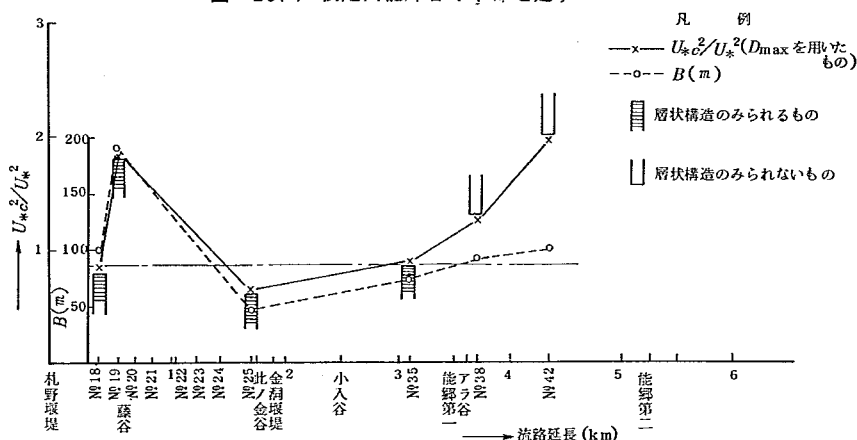


図-25(b) 根尾川能郷谷（中部地建）

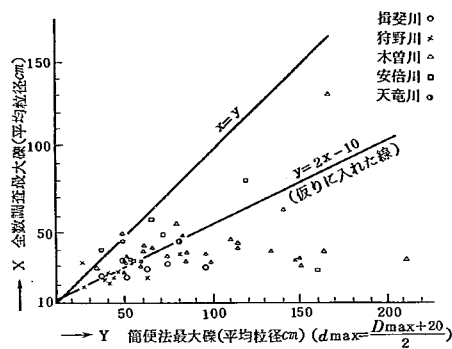


図-26 最大礫径調査比較図

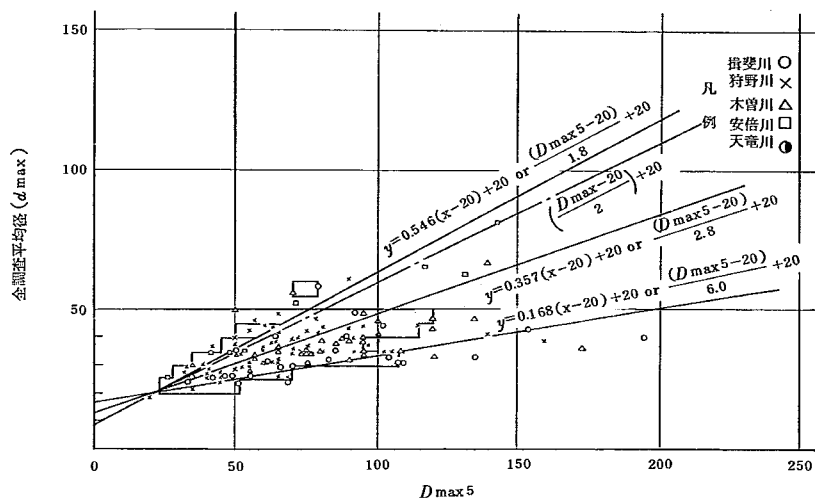


図-27 中部地建

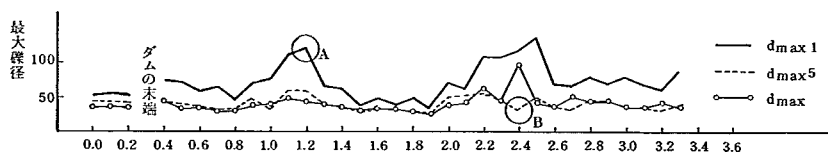


図-28 狩野川カジカ沢(中部地建)

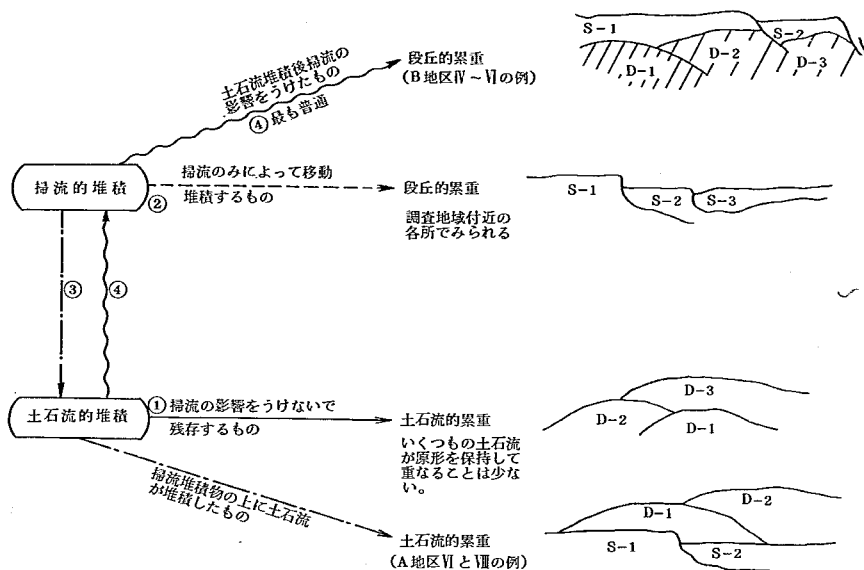


図-29 土石流堆積物と掃流堆積物との堆積形態の差異を示す模式図

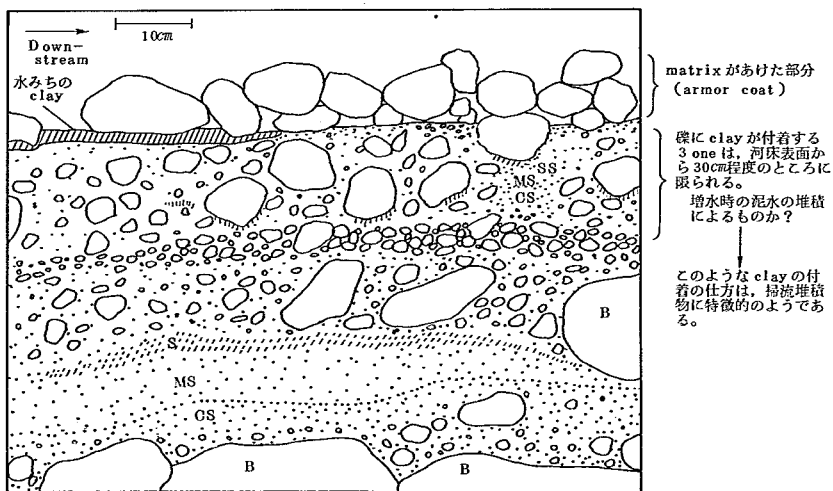
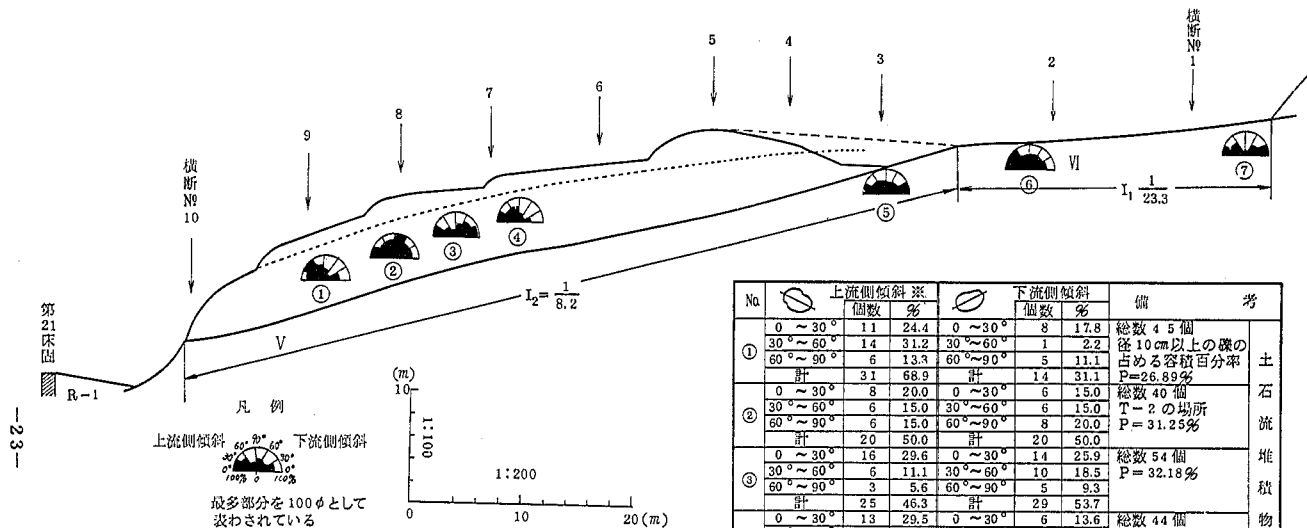


図-30 現河床における掃流堆積物の断面図の例(土石流Ⅶの南西側河床にて)



No	上流側傾斜 ※			下流側傾斜			備 考
	個数	割合		個数	割合		
①	0 ~ 30°	11	24.4	0 ~ 30°	8	17.8	土 石 流 堆 積 物
	30° ~ 60°	14	31.2	30° ~ 60°	1	2.2	
	60° ~ 90°	6	13.3	60° ~ 90°	5	11.1	
	計	31	68.9	計	14	31.1	
②	0 ~ 30°	8	20.0	0 ~ 30°	6	15.0	土 石 流 堆 積 物
	30° ~ 60°	6	15.0	30° ~ 60°	6	15.0	
	60° ~ 90°	6	15.0	60° ~ 90°	8	20.0	
	計	20	50.0	計	20	50.0	
③	0 ~ 30°	16	29.6	0 ~ 30°	14	25.9	土 石 流 堆 積 物
	30° ~ 60°	6	11.1	30° ~ 60°	10	18.5	
	60° ~ 90°	3	5.6	60° ~ 90°	5	9.3	
	計	25	46.3	計	29	53.7	
④	0 ~ 30°	13	29.5	0 ~ 30°	6	13.6	土 石 流 堆 積 物
	30° ~ 60°	9	20.5	30° ~ 60°	3	6.8	
	60° ~ 90°	9	20.5	60° ~ 90°	4	9.1	
	計	31	70.5	計	13	29.5	
⑤	0 ~ 30°	23	25.3	0 ~ 30°	20	22.0	掃 流 堆 積 物
	30° ~ 60°	14	15.3	30° ~ 60°	12	13.2	
	60° ~ 90°	13	14.3	60° ~ 90°	9	9.9	
	計	50	54.9	計	41	45.1	
⑥	0 ~ 30°	19	23.5	0 ~ 30°	12	14.8	掃 流 堆 積 物
	30° ~ 60°	19	23.5	30° ~ 60°	10	12.3	
	60° ~ 90°	10	12.3	60° ~ 90°	11	13.6	
	計	48	59.3	計	33	40.7	
⑦	0 ~ 30°	30	28.6	0 ~ 30°	29	27.6	掃 流 堆 積 物
	30° ~ 60°	21	20.0	30° ~ 60°	20	19.0	
	60° ~ 90°	3	2.9	60° ~ 90°	2	1.9	
	計	54	51.5	計	51	48.5	

※ 径 10 cm 以上の礫の断面における長径の傾斜を示す。

図-31 土石流堆積物(Ⅶ)と掃流堆積物(Ⅷ)における礫(径10cm以上)の配列の差異

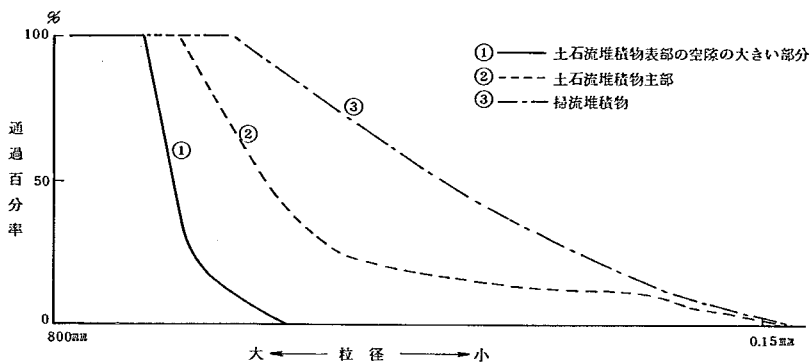


図-32 土石流堆積物の粒度曲線模式図(1)

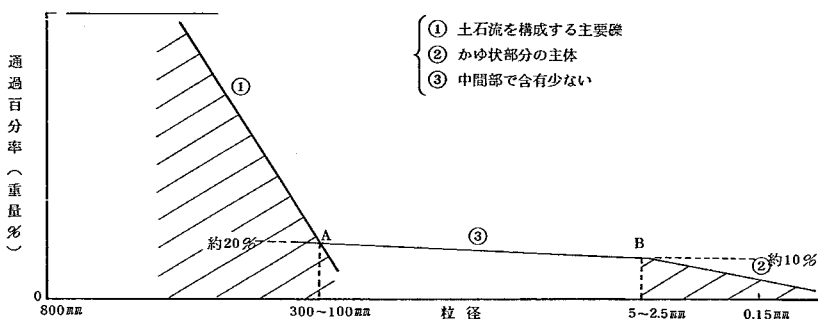


図-33 土石流堆積物の粒度曲線模式図(2)

表-14A 土石流の各トレンチにおける堆積構造別比重と空隙率

トレンチ番号		重量 (kg)	体積 (m^3)	比重	空隙率
AT-1	AT-1-I	1005.4	0.705	1.42	0.451
	AT-1-II	984.5	0.820	1.20	0.538
	AT-1-III	645.4	0.420	1.54	0.421
	AT-1-IV	904.1	0.560	1.61	0.380
AT-2	AT-2-I	759.1	0.700	1.08	0.583
	AT-2-II	1444.7	0.864	1.67	0.357
	AT-2-III	1587.6	0.960	1.65	0.364
AT-3	AT-3-I	890.3	0.800	1.11	0.572
	AT-3-II	3030.8	1.920	1.57	0.393
AT-4	AT-4-I	668.4	0.480	1.39	0.465
	AT-4-II	913.5	0.640	1.43	0.452
AT-5	AT-5-I	1012.3	0.720	1.41	0.460
	AT-5-II	882.8	0.550	1.61	0.382
	AT-5-III	587.2	0.450	1.31	0.498
AT-6	AT-6-I	1406.5	0.852	1.65	0.365
	AT-6-II	584.0	0.392	1.49	0.427
	AT-6-III	445.7	0.300	1.48	0.429

表-15B 土石流の各トレンチにおける比重と空隙率

トレンチ番号		重量(kg)	体積(m³)	比重	空隙率
BT-1	BT-1-I	242.5	0.220	1.10	0.576
	BT-1-II	800.0	0.580	1.38	0.469
BT-2	BT-2-I	552.5	0.410	1.35	0.482
BT-3	BT-3-I	3108.2	2.450	1.29	0.512
BT-4	BT-4-I	177.5	0.185	0.96	0.631
	BT-4-II	2212.3	1.320	1.67	0.356
BT-5	BT-5-I	466.0	0.320	1.46	0.441
	BT-5-II	500.8	0.360	1.39	0.465
BT-6	BT-6-I	225.0	0.150	1.50	0.423
	BT-6-II	1457.8	1.020	1.43	0.451

注(1) 本表算出にあたり、礫の平均比重を2.6とした。前報告書と同様に2.0を使うと空隙率は各々約0.15小さくなり、2.3を使うと約0.07小さくなる。

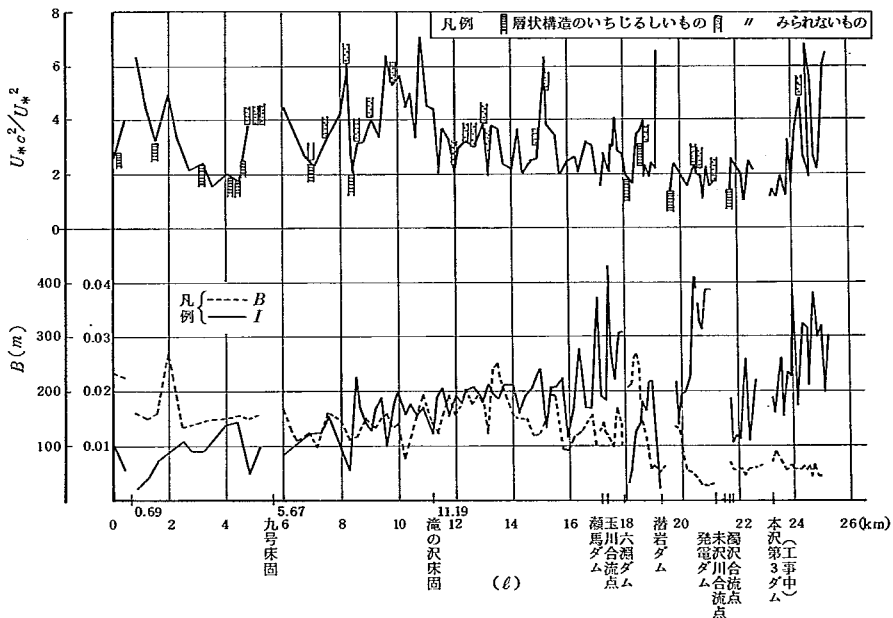


図-34 立谷沢川（東北地建）

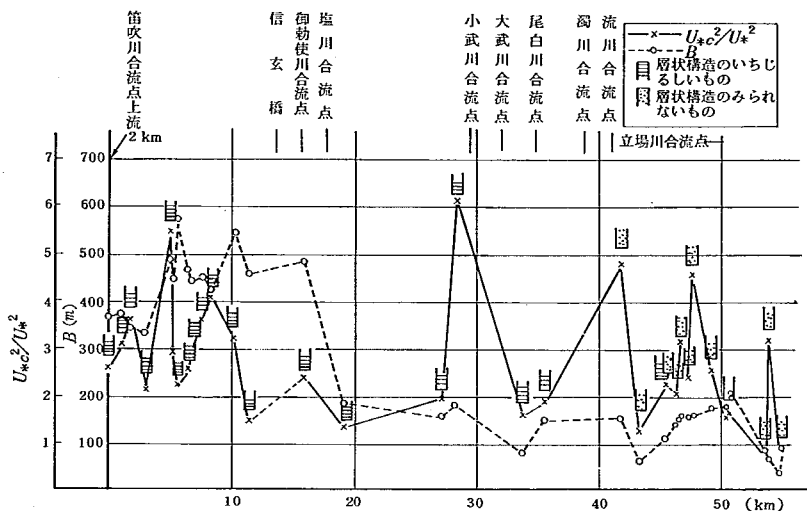


図-35 釜無川（関東地建）

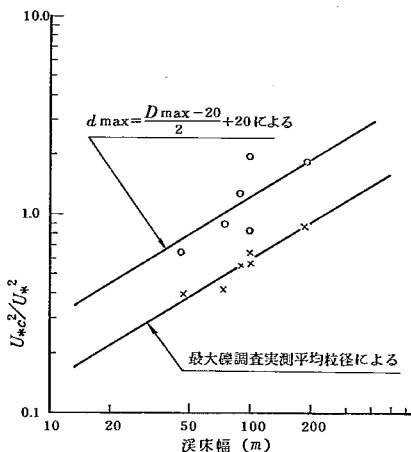


図-36 溪床幅と U_{*c}^2/U_*^2 の関係（能郷谷）

4.2 土石流堆積位置

4.2.1 各土石流堆積物の堆積位置

3.2に述べた実施要領にしたがって調査をおこなった渓流は9渓流である。これらの渓流での調査結果を以下にのべる。

(1) 早川谷上流堰堤堆砂域（表-16）

昭和41年9月の26号台風により土石流が発生したと思われる早川谷上流堰堤堆砂域について調査した。

当個所の土石流停止は勾配の急変よりも溪床幅の急拡および堰堤水通しによる急縮が原因すると思われる。また小規模の土石流は当個所で停止するが大規模な土石流は当堰堤よりさらに下流の堰堤で停止する傾向が見られる。

土石流の動く立積（規模）と停止に必要な貯砂面積との関係を検討する必要があると考える。

(2) 安倍川上流大谷川（表-17）

安倍川の上流大谷川にS41年9月洪水でできたと思われる土石流の止まった形跡がみられ、小規模だがかなりはっきりした形状をとどめていたので、この調査について報告する。

この土石流は上流の現状より推察して以前上流に堆積していたものが洪水により再移動したものである。堆積形状は図-37のとおりであり縦断的な勾配、河幅の変化および掃流力と限界掃流力等は図-38に示した。この図からみると川幅は通過した区間に比べ止まった区間が約3倍、勾配は約0.8倍であり掃流力は約1/8位となっている。また、偶然の一致かも知れぬが限界掃流力と掃流力の比が1.0の付近でとまっている。

(3) 常願寺川上流多枝原谷（表-18）

昭和44年8月11日発生 of 土石流について調査をおこなった。

図-39をみると土石流は二度発生したものと見受けられ、いずれも新たに谷を形成した69谷の崩壊流出によるものと思われる。すなわち1回目の土石流は約100m付近を頭にして停止しているが、残部分は土石流が左岸側に接近したため有峰第2号堰堤左岸袖部を越流している。

第1回目の土石流は、第1回目によって溪床勾配等の変化のため約242m付近に停止し

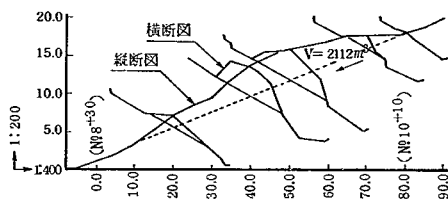


図-37 (安倍川本川大谷川) 土石流堆積物の立体図

表-16 早川谷上流堰堤堆砂域 (昭和41年7月測定)

測点 No	河道距離 (m)	区間距離 (m)	溪床勾配	溪床勾配 の 変 化	溪床幅	溪床幅 の 変 化	備 考
0	0	0			35.5		※ 堰堤水通幅 10.0m
1	16.1	16.1	0.18609		48.5	+13.0	
2	66.1	50.0	0.21302	0.02693	42.0	-6.5	
3	116.1	50.0	0.08992	-0.12310	45.0	+3.0	
4	166.1	50.0	0.08336	-0.00656	34.0	-11.0	
5	216.1	50.0	0.14036	0.05700	10.0	-24.0	
6	266.1	50.0	0.09018	-0.05018	17.0	+7.0	
7	316.1	50.0	0.13148	0.04130	11.0	-6.0	

(注) 溪床勾配の変化は堰堤位置から上流へ70m付近までは急になり、それより上流ではゆるくなっている。溪床幅は200m付近から下流側に急狭している。

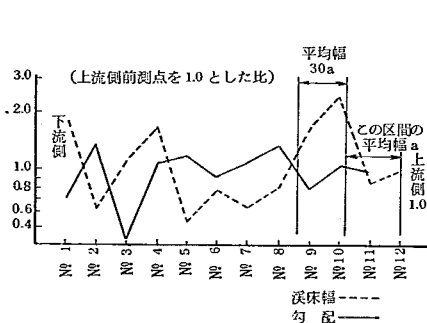


図-38(a) 河幅と溪床勾配の変化 (安倍川上流大谷川)
(上流側前測点を1.0とした比)

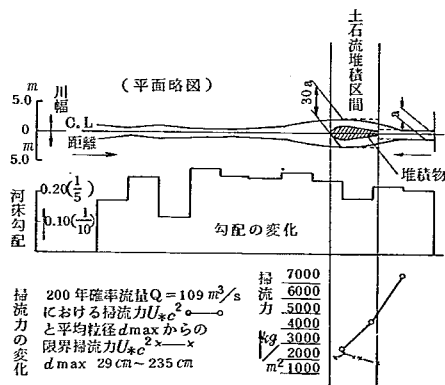


図-38(b) 河幅・河床勾配・掃流力の変化

表-17 溪床勾配および溪床幅の変化(安倍川上流大谷川)

測点No	区間距離 (m)	溪床勾配	溪床勾配 の変化	溪床幅 (m)	溪床幅の 変化
12				13.0	1.00
11	50.0	1/4.7=0.21	1.00	11.0	0.85
10	50.0	1/4.5=0.22	1.05	27.5	2.5
9	50.0	1/5.7=0.175	0.78	47.0	1.71
8	50.0	1/4.2=0.238	1.36	37.5	0.80
7	50.0	1/3.8=0.263	1.10	24.0	0.64
6	50.0	1/4.1=0.244	0.93	19.0	0.79
5	50.0	1/4.0=0.25	1.02	10.0	0.53
4	50.0	1/3.6=0.278	1.11	17.0	1.70
3	50.0	1/8.6=0.116	1.42	19.0	1.12
2	50.0	1/4.1=0.244	1.41	12.0	0.63
1	50.0	1/5.8=0.173	0.71	22.0	1.83

〔注〕 堆積物はNo 8 + 30m ~ No 10 + 10m 地点に堆積している。
 測量年月日 昭和45年9月28日
 現在までは500m間隔で測量していたため、堆積地点においては多少の誤差を生ずるかもしれないが、元河床と見受けられる地点を測量し縦断勾配を決定した。

表-18 溪床幅、溪床勾配の変化表(多枝原谷~69谷)

測点No	河 道 距 離	区 間 距 離	溪 床 勾 配	勾 配 変 化	溪床幅	溪床幅 の変化
有峰第2堰堤	43.16	0			200	1.33
1	43.21	50	1/21.7	0.97	150	1.18
2	43.26	50	1/22.3	2.82	127	1.23
3	43.31	50	1/7.9	0.91	103	1.29
4	43.36	50	1/8.7	0.91	80	1.00
5	43.41	50	1/9.5	1.61	80	1.00
6	43.46	50	1/5.9	0.28	80	0.80
7	43.51	50	1/19.9	2.10	100	0.91
8	43.56	50	1/9.5	1.16	110	
9	43.61	50	1/8.2	1.49		
10	43.67	50	1/5.5	0.55		
11	43.72	50	1/10			

69谷平均勾配 1/2.8

ている(第1回目土流の勾配約1/10)。

(イ) 104m付近

川幅 103m → 80m, 変化率 0.8 → 1.0 で停止し、溪床勾配は 1/7.9 → 1/22.3, 変化率 2.82 で停止している。

(ロ) 242m付近

川幅は 100m → 80m, 変化率 0.8 → 1.0 で停止し、溪床勾配は 1/5.9 → 1/9.5, 変化率 1.61 で停止している。

停止条件は当該地点の川幅、勾配の変化率で検討する以外に発生地点から停止地点までの河道距離と測点毎のそれぞれの変化率の合計値との間で検討してみる必要もある。

(4) 六甲住吉川

五助ダム上流約400m付近に土流運搬の形態により堆積したと思われる区域があるため、これを対象として調査を実施した。

5~10m程度の狭窄部を流下(延長約200m)してきた本川は水晶谷を合流するなり川幅を3~40mに拡大し、直線状に約300m流下しS字カーブを描いて五助ダム堆砂地へと流下している。

この下流側カーブ地点はきわめて鋭角な屈曲を示し、また川幅も極端に狭くなっている。

(5) 与田切川オンボロ沢
 オンボロ沢の土流堆積物は与田切川との合流点より上流約1.5kmにあり、流下・堆積は数年前の洪水によって形成されたと思われる。堆積物表面にはまだ植生はない。また、周囲の礫が丸みを帯びているのに対して、堆積物の礫は碎石のようで、上流の地山の崩壊によって流出したものと

思われる。図-40および41に示したようにNo 5~No 13まで縦断的にも横断的にも、凸型を示しており、堆積区域はかなり明瞭に判別できる。さらに同図に示したように、礫の分布状況は土流堆積物の先端が最大であり、上流にいくにしたがって小さくなっていることがわかる。

図-41でわかるように、川幅が広がった地点から堆積し、狭くなる地点で止まっている。

(6) 焼岳上々堀・上堀・下堀沢

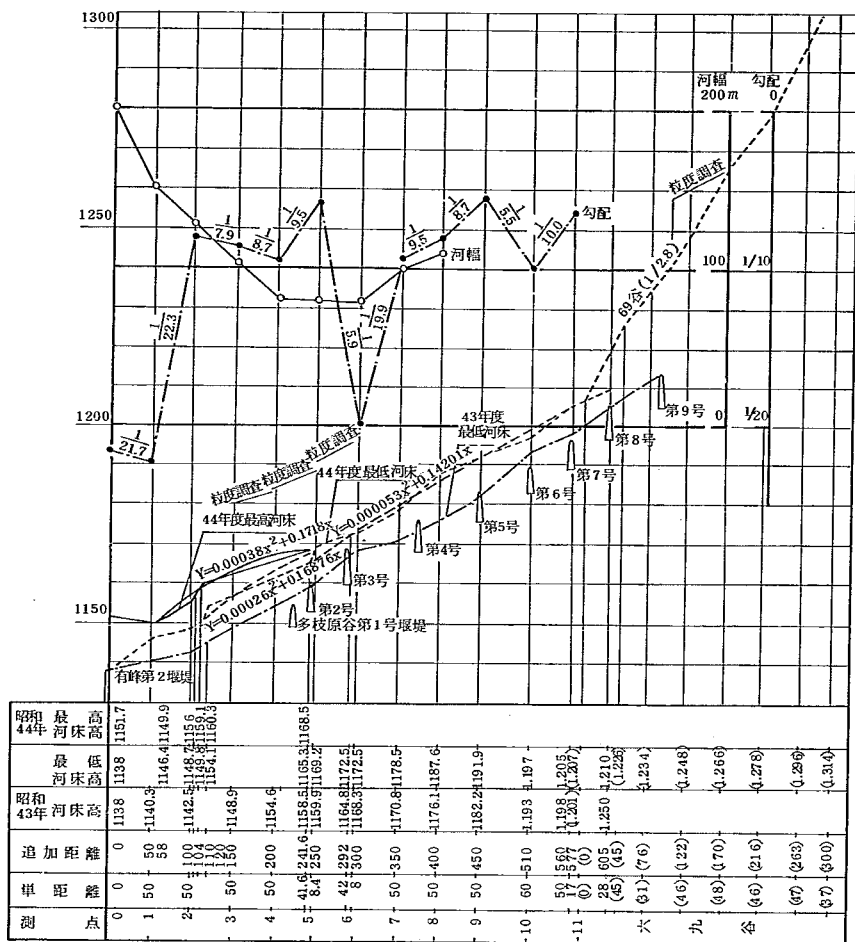


図-39 多枝原谷～69谷縦断面図

図-42は、各溪流の溪床勾配・溪床幅の変化を示したものである。土石流堆積物のあるすべての個所で、顕著な溪床勾配・溪床幅の変化がみられるかという点、同図をみる限り、そうでもない。この原因は、変化率を相隣する二測点の比でもって表わしていることによるらしい。図-3のような模式的な図で説明すれば、誰でもうなずく明白なことである。よって表現の仕方をもう一度検討する必要が生じる。

(7) 神通川水系足洗谷

昭和46年9月5日より岐阜県中部に停滞した前線が北上する台風25号に刺激されて、県下に多量の雨を降らせた。9月6日1時からの24時間雨量は中尾で254mmに達し、観測開始以来の最大の記録となった。このとき足洗谷に土石流が発生した。

図-43は、この土石流堆積物を示す溪床縦断面図である。図中、堆積地点の元河床勾配、河床幅

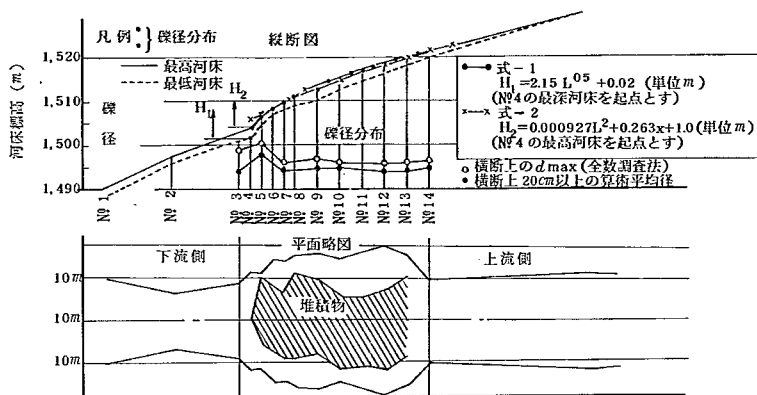


図-40 オンボロ沢 (中部地建)

をみると、明らかに河床幅の拡大部、河床勾配の緩になるところに土石流が堆積したことがわかる。そして、このような地形を人工的に黒谷3号堰堤が作っていることもわかる。堰堤が土石流の流下を防止する効果をもっていることを示す典型的な例といえよう。

このようなことを先の上々堀沢等と同様に溪床幅・溪床勾配の変化率でもってまとめてみたのが図-44である。上々堀沢等と異なって、うまく表現された。すなわち、①の堆積物は、その元河床に勾配・河幅ともに3倍近い変化率を示す地点が存在し、それによって堆積したのである。②の堆積物でも、勾配が3倍近い変化率を示している地点をもっている。

(8) 富士川水系小武川

小武川第一堰堤の下流約500m通称象の鼻付近に土石流堆積物がある。この堆積物のある上下流の勾配・川幅の大きな変化はみられない。しかし、流向は約150°変化しており、こういう屈曲点は、直進性の大きい土石流の流下を防止する働きをもつものである。

(9) 揖斐川白谷

表-19、図-45、46は、堆積土量約48,000 m³の土石流についての調査結果である。

以上の調査結果から、土石流を堆積させるに必要な溪床中、溪床勾配の変化率を一覧にしたのが表-20である。

溪床勾配が約 $\frac{1}{3} \sim \frac{2}{3}$ にゆるくなるところ及び溪床巾が1.5倍～4倍になるところで堆積することがわかる。この値は、当然、土石流の規模・土石流の種類によって異なるはずであるから、今後種々の土石流堆積物を調査する必要がある。そして溪床勾配・溪床巾の変化率と土石流堆積物のボリューム、種類との対比をすることがのぞまれる。これができれば本調査の目的は完全に達成されることになるのである。これはあたかも流量観測をたびたびくりかえすことによって $h \sim Q$ カーブや計画流量を作成するのに似ている。

4.2.2 富士山大沢扇状地

現在扇状地に堆積している土石について、いかなる土砂の流出形態を土石流と称するのか明確な定義はできない。大沢扇状地全体からみて流路をほとんど無視して堆積し、その堆積構造が非扇状であるような堆積物を一応調査対象とした。

この堆積物は岩樋終端より扇状地中流部に至る2.5kmに及んでいる。そのうち、扇状地上流部に調査範囲をしぼり、扇頂部の土石流の分布状態に着目しその規模について調査した。

土石流の分布平面図の作成にあたって、まず扇状地上流部の堆積土砂の押し出し状態を空中写真より判読し、いくつかの群に分けた。その分けたものについて、昭和42年静岡県で作成した1/2,500の地形図上で確認し、最大礫の分布、植生状態等現地で踏査できるものについては調査し補

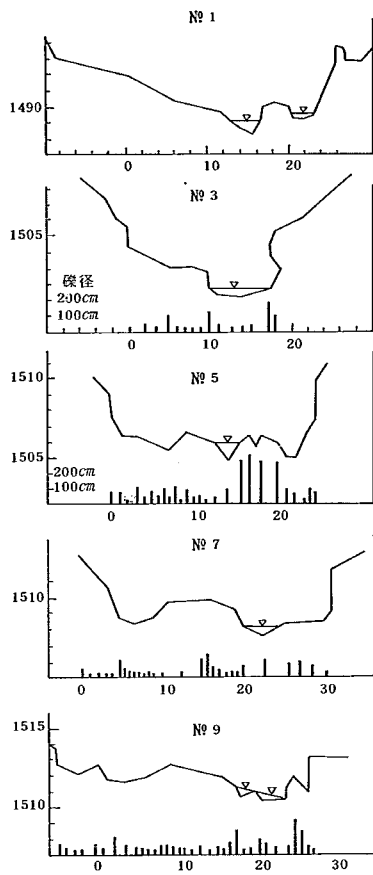


図-41 オンボロ沢 (中部地建)

正した。

縦断面はこの 1/2,500 の地形図より読み取り量も高い部分の縦断を縦 1/200, 横 1/1,000 で図示した。

横断面については昭和 44 年度に実施した空中横断測量による河床変動調査で実施した断面図を使用した。43 年に扇状地の上流部で土石採取による人工掘削が行われておりそのため昭和 42 年度の断面を基にし、昭和 43 年度の実測横断面図、44 年度の空中横断面図は参考とした。

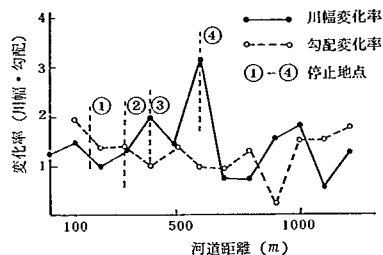


図-42(a) 上々堀沢 (中部地建)

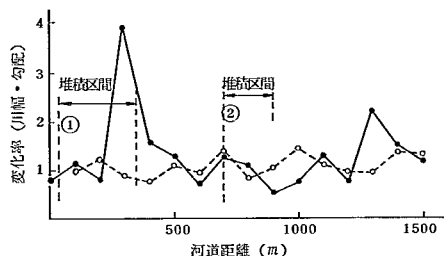


図-42(b) 上堀沢 (中部地建)

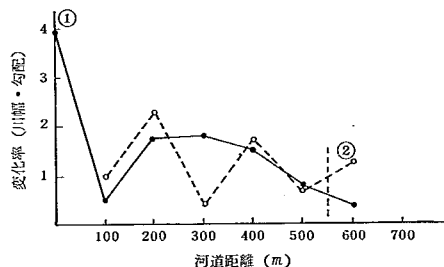


図-42(c) 下堀沢 (中部地建)

(1) 土石流の分布平面形

岩樋より流出した土石流は、その終端より扇頂部に到る約 1.5 km の河道を流下して扇状地上流部に押し出している。

扇頂部に達したこの土石流はその時点の流向、河床高により、無指向性に流散する原始河川の様相を呈している。図-47 はその分布状態を図示したものである。

図上土石流の流れは左岸より A・B・C・D・E・F

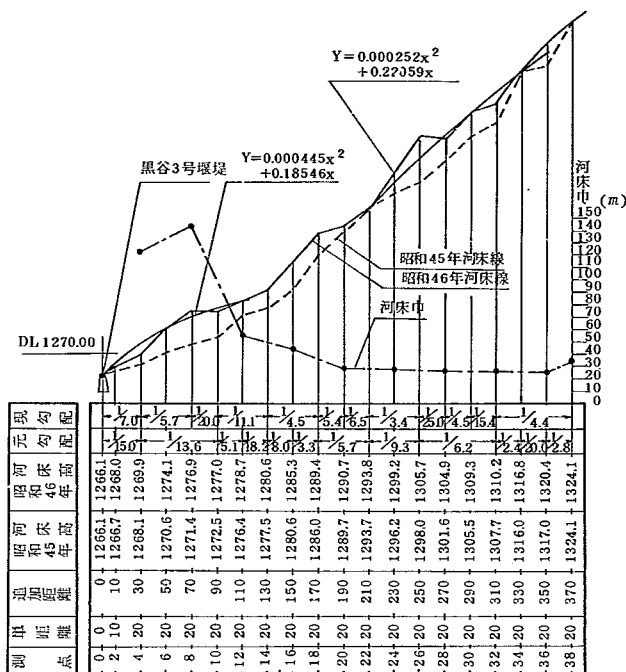


図-43 神通川足洗谷（北陸地建）

・G・Hの8つの土石流群に大別できる。この内中央部に位置するC・D群は中央丘を形成し、これを界に左岸潤井川A・B、右岸芝川F・G・H群を形成している。

この土石流の形成過程は、扇状地の形成過程に起因するものであり、また土石流群を分ける決め手となるものである。ここでは、この形成過程を植生状態で分けたものである。表-21によれば潤井川筋についてはB・C群が新しく、ついでA群・D群の順序であり、芝川筋にあつては、E・F群が新しく、ついでG群、F群の順となっている。これらについては今後下流部も含め詳細な植生調査を実施する必要がある。

(2) 土石流の縦断形

これらの土石流群をさらに縦断的にみれば上流より段波状を呈した土石流頭が、何段も見られ、扇状地形成の単位となっている。図-48は、その波形を图示したものである。

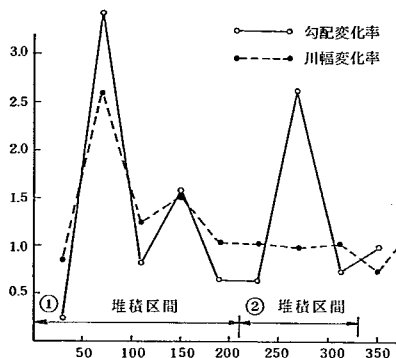


図-44 神通川水系右支蒲田川
左小支足洗谷（北陸地建）

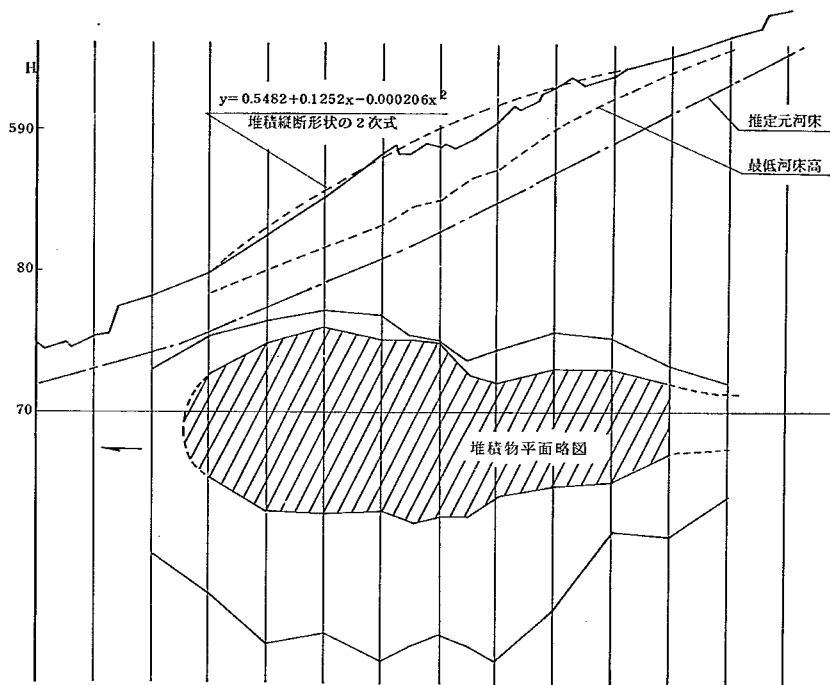


図-45 掛斐川白谷

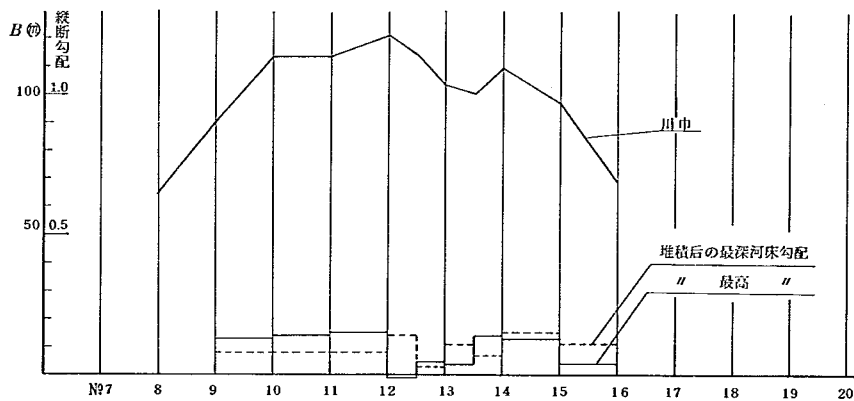


図-46 川中及び縦断勾配の変化

表-19 溪床勾配及び溪床巾の変化（揖斐川白谷）

測 点	河道距離 (m)	区間距離 (m)	最高河床による		最低河床による		溪床巾	溪 床 巾 の変化率
			溪床勾配	溪床勾配 の変化率	溪床勾配	溪床勾配 の変化率		
9	0.0	20.0	0.13		0.08		90.0	
10	20.0			0.92		1.00	113.0	1.26
11	40.0		0.14	0.93	0.08	1.00	113.0	1.00
12	60.0	20.0	0.15	15.00	0.08	0.57	121.0	1.07
12+10	70.0	10.0	0.01	0.20	0.14	4.67	109.0	0.90
13	80.0	10.0	0.05	1.25	0.03	0.19	103.5	0.95
13+10	90.0	10.0	0.04	0.29	0.16	2.29	100.0	0.97
14	100.0	10.0	0.14	1.08	0.07	0.47	109.0	1.09
15	120.0	20.0	0.13	3.25	0.15	1.36	97.0	0.89
16	140.0	20.0	0.04	0.44	0.11	1.22	68.0	0.70

表-20 土石流堆積位置

溪 流 名	川 巾 の 変 化	変化率	勾 配 の 変 化	変化率
早 川 谷	10 → 45	4.5	1/7.1 → 1/12.5	0.57
安倍川・大谷	24 → 47	2.0	1/3.8 → 1/5.7	0.67
常願寺川・多枝原谷	80 → 127	1.6	1/8.7 → 1/22.3	0.39
六甲・住吉川	—	—	—	—
与田切川・オンボロ沢	20 → 38	1.9	—	—
焼岳・上々堀沢	17 → 40	2.3	—	—
〃 上 堀 沢	21 → 70	3.3	—	—
〃 下 堀 沢	9 → 28	3.1	—	—
神通川・足洗谷	40 → 145	3.6	1/5.7 → 1/13.6	0.42
富士川・小武川	—	—	—	—
揖斐川・白谷	68 → 121	1.8	—	—

表-21 扇状地上流部の樹令（標高750～780m）（大沢扇状地）

植生 土石流群	赤 松	ヤシヤコブ	コ ナ ラ	そ の 他	土石流形成年
		年生	年生		
A	—	5 ~ 10	5 ~ 10		10年
B	—	—	—		現 流 路
C	—	—	—		〃
D	25	15 ~ 20	10 ~ 15		25
E	—	—	—		現 流 路
F	—	5 ~ 10	10	雑草こけ	10
G	50	20 ~ 30	20 ~ 25	〃	30 ~ 40
H	?	?	?	?	

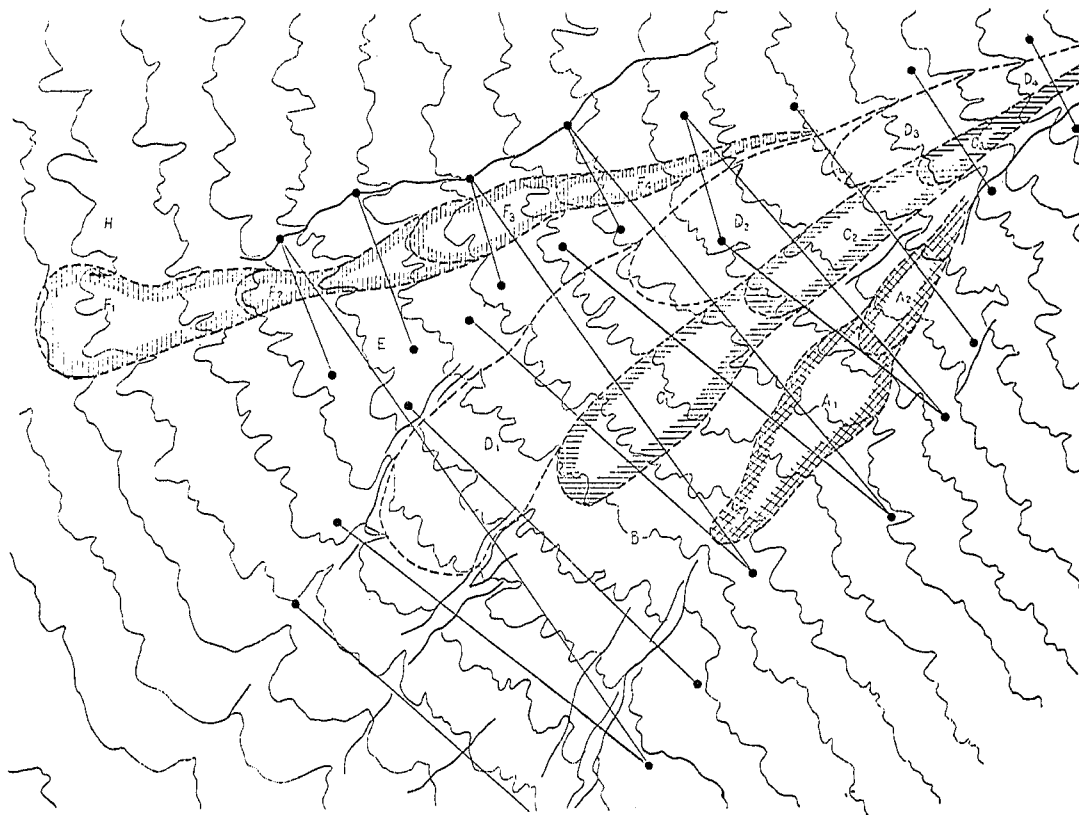


图-47 土石流分布图（富士山大沢扇状地）

元河床の復元については現地を確認できず、土石流の先端の河床と、その下流の土石流の先端を単純に結んだ。ただ土石流頭の不明確な所は横断面を参考とした。

この単位土石の波形ピッチは100~300mであり、ピッチの長いものでも、その区間の中に、さらに小さい波が80~90mのピッチで認められる。

表-22は各土石流群における単位土石の延長(L)に対する土石流頭高(H)の比(仮名, 土石流の細長比)を示したものである。この比は約60前後を示している。 $C_1=163$, $D_3=144$ 等2倍を越すものがあるが、これらはその後の流水により再侵食され

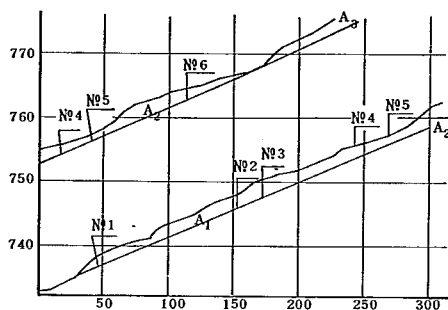


図-48 縦断面図A(大沢扇状地)

表-22 土石流の細長比(大沢扇状地)

群	X_1			X_2			X_3			X_4		
	L_1	H_1	L_1/H_1	L_2	H_2	L_2/H_2	L_3	H_3	L_3/H_3	L_4	H_4	L_4/H_4
A	240	2.8	86	120	2.8	43	—	—	—	—	—	—
C	260	1.6	163	160	2.8	57	220	3.4	65	—	—	—
D	330	4.4	75	130	2.2	59	230	1.6	144	180	3.0	60
F	200	3.0	67	180	2.8	64	150	2.2	68	200	2.0	100

たか、流出形態によるものか、または元河床の復元がまちがっているか定かでない。

(3) 土石流の横断形

図-49は各土石流の断面図である。この断面図は、既往の空中写真を利用し、空中横断測量より計測したものである。実線は昭和44年9月撮影の1/4,000の写真であり、点線は昭和42年10月撮影の1/11,000の写真である。

(4) 土石流の規模の推定

いまだ計測した縦断面図をもとに、各断面積の土砂量を全区間について集計し、各土石流群の規模(立積)を算出した。ただ、既往の横断面図を使用したため、その断面箇所が必ずしも規模把握に適したものではない。

表-23は各土石流群の規模を示したものである。最も規模の大きいD群は幅80m、堆積長800m、立積10万 m^3 の規模であり、前にも述べたように、微状地のほぼ中央部に中央丘を形成し、左岸澗井川水系、右岸芝川水系の分水丘の役をはたしている。これらの土石流群は、さらに1回の出水で形成されると考えられる単位土石流から成り、

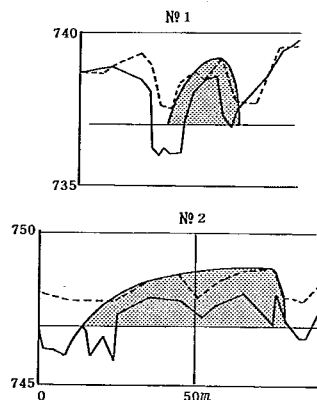


図-49 横断面図A(大沢扇状地)

表-24はその単位土石流の規模を示したものである。

最も規模の大きいものは、やはりD群の最下流

表-23 土石流群の規模（大沢扇状地）

群	最大幅 (m)	平均幅 (m)	最大断面 面積 (m ²)	平均断面 面積 (m ²)	最大土石 流頭高 (m)	平均土石 流頭高 (m)	土石流 堆積長 (m)	立 積 (m ³)
A	70	44	110	63	2.6	1.45	383	24,000
C	75	48	110	60	2.9	1.25	641	35,500
D	120	78	400	160	4.2	2.10	843	113,000
E	55	35	75	42	2.0	1.20	558	22,000

表-24 単位土石流の規模（大沢扇状地）

群	X ₁			X ₂			X ₃			X ₄		
	V ₁	H ₁	V ₁ /H ₁	V ₂	H ₂	V ₂ /H ₂	V ₃	H ₃	V ₃ /H ₃	V ₄	H ₄	V ₄ /H ₄
A	16,700	2.8	6,000	7,300	2.8	2,600	—	—	—	—	—	—
C	9,800	1.6	6,100	10,700	2.8	3,800	15,000	3.4	4,400	—	—	—
D	64,500	4.4	14,700	11,300	2.2	5,100	14,000	1.6	8,800	23,200	3.0	7,700
F	—	3.3	—	7,200	2.8	2,600	6,600	2.2	3,000	8,100	2.0	4,100
	V ₁	L ₁	V ₁ /L ₁	V ₂	L ₂	V ₂ /L ₂	V ₃	L ₃	V ₃ /L ₃	V ₄	L ₄	V ₄ /L ₄
A	16,700	240	70	7,300	120	61	—	—	—	—	—	—
C	9,800	260	38	10,700	160	67	15,000	220	68	—	—	—
D	64,500	330	195	11,300	130	87	14,000	230	61	23,200	180	129
F	—	200	—	7,200	180	40	6,600	150	44	8,100	200	40.5

X_n: 単位土石流 H_n: 単位土石流頭高 (m) V_n: 単位土石流の立積 (m³)
 L_n: 単位土石流堆積長 (m)

にあるD₁=64,500m³であり、最小はF₃=6,600m³で、オーダーのちがいが見られるが、D₁・D₄を除けば、約5,000~15,000m³の範囲内にあることになる。

(5) 検証

まず、空中写真、現地踏査により土石流調査区域の最大礫を調査した。図-50は、その分布状態を図示したものである。この分布図と土石流分布図を照合すればよくわかるとおり単位土石流の界は、図に示す2m前後の大礫が認められる。これは一般にいわれているように、土石流の堆積するときにその先端部に巨礫を堆積させること、あるいは流水の拡散による掃流力の低下で大礫が残されたものと解したい。この最大礫の分布状態が単位土石流間を区分すると見なせば、F群の一部を除き土石流分布図と大体一致し、前述の植生状況と合せることにより、土石流の平面分布図に大まかちがいがいのように思われる。

つぎに、これらの平面形より推定した土石流の規模（立積）について、過去に調査された河床変動調査より検討した。静岡県は昭和31~36年の6年間にわたり、大沢扇状地で河床変動調査を

実施した。これは、岩樋終端（標高900m）より河底橋（標高500m）に至る約6kmの区間を100mピッチで河川横断測量を実施し、その断面変化より土砂の堆積、流出を調査したものである。

これによると昭和34年8月~9月の40,000m³、31年5月~7月の34,000m³、33年8月~34年1月の20,000m³の流出が顕著である。また、直接土石流の堆積土となる調査区域の堆積土についてみれば、昭和33年8月~34年1月の35,000m³、35年1月~36年2月の25,000m³、36年3月~36年12月の18,000m³の堆積が大きい。

これらの数字をみるかぎり、前節で検討した単位土石流の規模が、5,000~15,000m³程度の土石流堆積がおこることは十分に考えられることである。しかしD₁=64,500m³については、なお今後検討する必要があるように思われる。

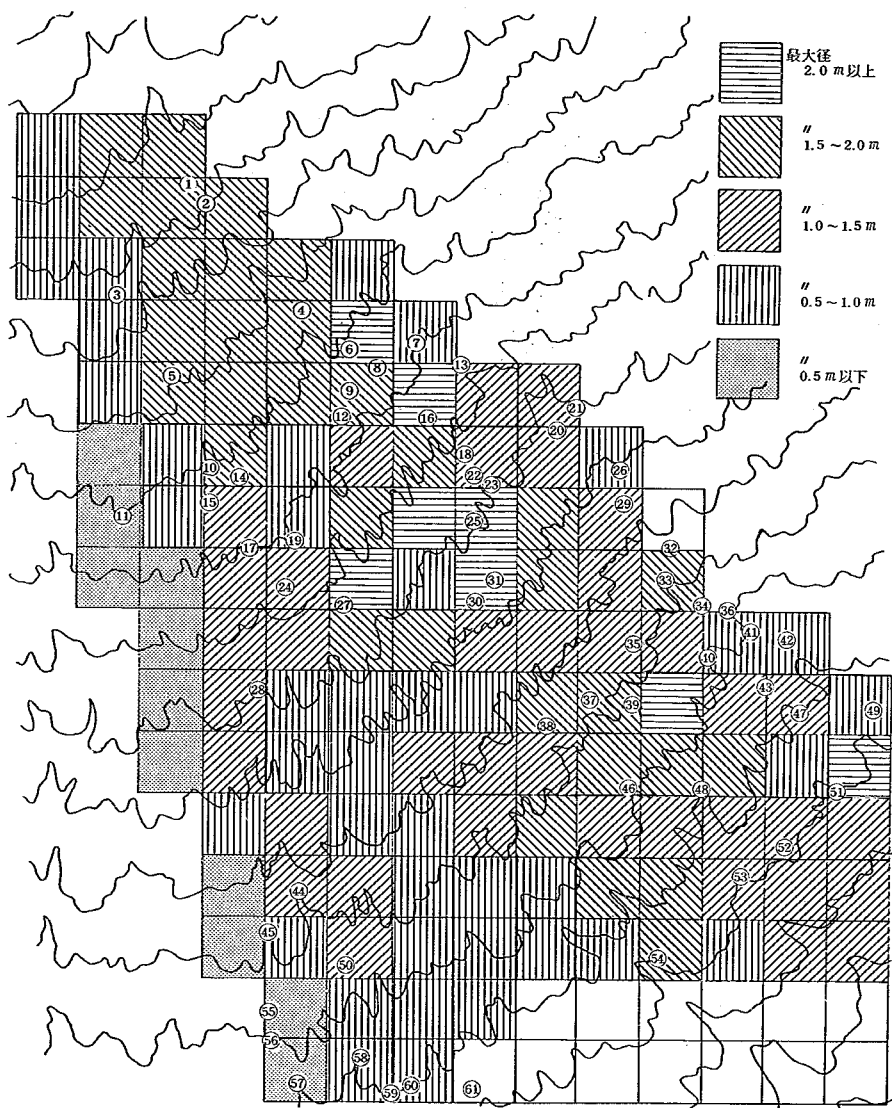


图-50 最大礫分布图

4.3 土石流堆積物の性質

4.3.1 各土石流堆積物の堆積形

3.3に述べた実施要領にしたがって調査をおこなった渓流は前章であげたものと全く同一のものであるゆえ、堆積年月日や溪床勾配等については前章を参照されたい。

(1) 早川谷上流堰堤堆砂域

表-25に示すとおり堆積物の粒径変化は上流部、中流部、下流部と小さくなっている。また、元河床にくらべると堆積物粒径は大きい。

昭和41年9月の26号台風の前後の縦断面は図-51に示すとおりである。

表-25 堆積物の粒度変化
(早川谷上流堰堤堆砂域)

No	1	2	3	4	5	6
最大粒径 ϕ	1,000	1,000	1,000	1,000	550	1,000
平均粒径 ϕ	171	178	184	265	48	152
混合比	36	47	44	79	28	39

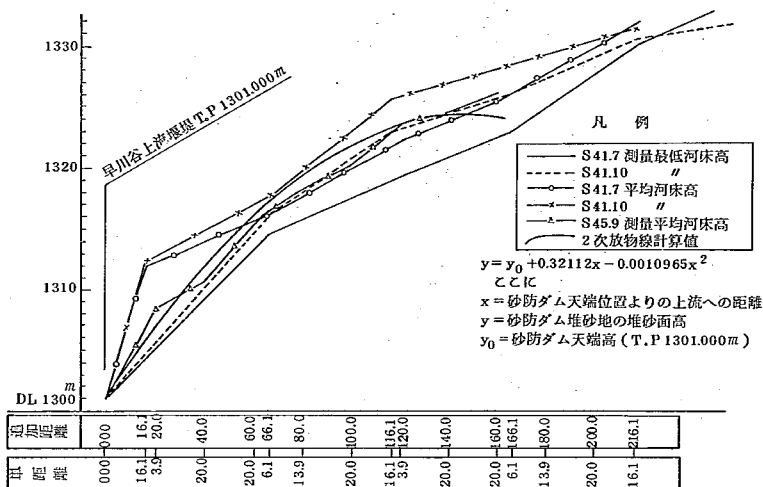


図-51 早川谷上流堰堤堆砂縦断面図

近似放物線式は

$$Y = 1.301 + 0.32112X - 0.0010965X^2$$

となり、二次の項がマイナスで示され、上に凸の形をしている。

(2) 安倍川上流大谷川

堆積形状より堆積直後の縦断面形状を想定して2次式を求めた結果、図-52のようになった。

$$H = 0.0023L^2 + 0.4462L - 4.48 \text{ (単位: m)}$$

(3) 常願寺川上流多枝原谷

粒度分布: 表-26に示された平均粒径から考えるとNo.5地点の平均粒径がNo.4地点のそれより少し大きな値を示しているが、粒径曲線はほとんど重ね合わせることができる。また、混合比は同じく0.098である。このことから推論すると1回の土石流と考えられることもない。しかし、一方二度

発生したと仮定して推論すると1回目により大礫の供給が減じられたとも考えられる。なお、頭部付近(測点No.3)の平均粒径、混合比は他測点に

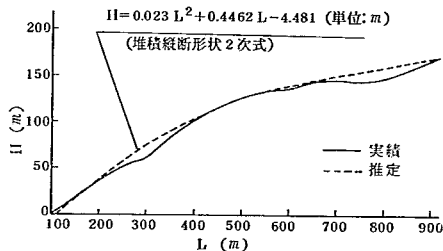


図-52 土石流堆積縦断面図(安倍川上流大谷川)

表-26 堆積物の平均粒径の変化(多枝原谷)

測 点	追加距離	平均粒径	混 合 比
3	150m	222.15cm	0.370
4	200	84.58	0.098
5	250	86.91	0.098
6 9 谷	677	68.63	0.087

比べ大きな値を示している。

二次放物線による近似：

最高河床 $58m < X < 241.6m$

$$Y = -0.00038X^2 + 0.1718X$$

最低河床 $104 < X < 241.6m$

$$Y = -0.00026X^2 + 0.16876X$$

$241.6 < X < 557m$

$$Y = -0.000053X^2 + 0.14201X$$

いずれにしても堰堤堆砂曲線と異なり上に凸の放物線となる。

いま、最低河床の二つの放物線に注目すると a、b の係数は異なり、平均粒径混合比では 221.15cm → 86.91cm, 0.370 → 0.098 と大幅に変化している。

堆積厚について：図-53 を見ると土石流は頭部を基点に上流に行くに従い堆積厚を感じる傾向にあるが、堆積厚の変化は河幅に余り影響されず

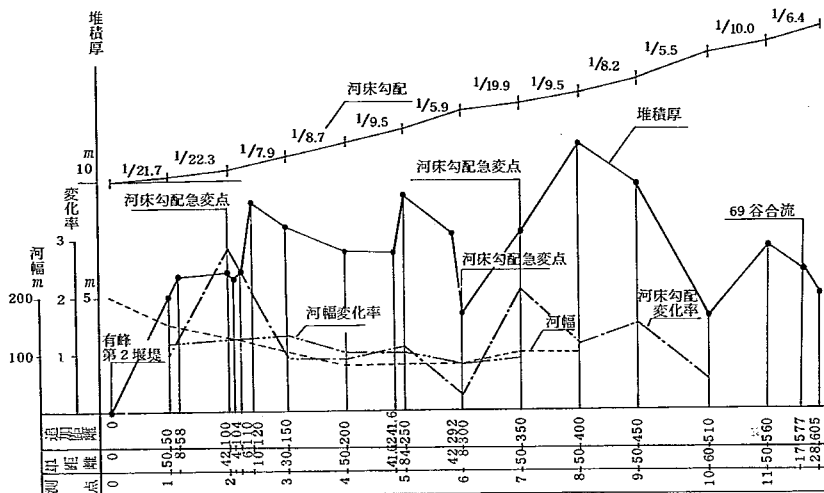


図-53 河道距離～堆積厚(多枝原谷)

(変化率の大小によることもあると思われる)むしろ勾配の急変が大きく影響していると思われる。(ただし、土石流の発生を二度に分けるとデータ数が少ないので1本として考えた。いま、図-54 をみると1を中心に勾配が急になると堆積厚はうすくなり、1.1付近を頂点に勾配がゆるくなるとその地点の堆積厚はうすくなり始める。このプロットをみると一つの曲線になるようであり検討してみる必要がある。

(4) 六甲住吉川

3.1の(8)にある最大礫調査をおこなって、各測線ごとに個数百分率にもづく d_{50} 、 m 当りの50cm以上の個数、最大礫径等を算出し表示したものが図-55である。

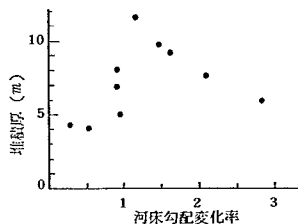


図-54 河床勾配変化率～堆積厚(多枝原谷)

全体的に同じような傾向を示しており、また現地での観察や縦横断測量等から土石流堆積の先端部と考えられるNo.9測線にいずれも最大値が出ており、一般的にいわれる土石流の流れの形態とよ

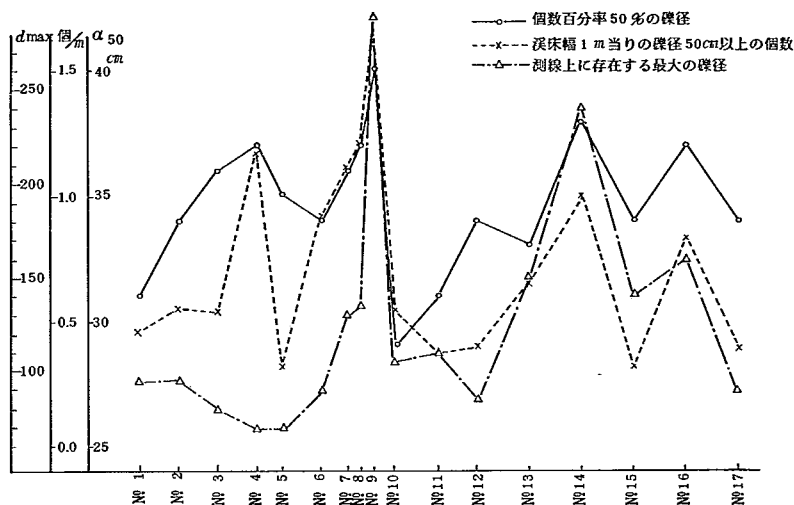


図-55 土石流堆積物の大礫の粒径変化(六甲住吉川)

く符合する。

以上の調査結果から、各土石流堆積物の堆積形を二次放物線で近似し、その係数を一覧にすると表-27のようになる。この係数の間には図-56のような関係があるようである。詳細な検討は資料数が少ないので別の機会にゆずるが、土石

表-27 近似二次曲線の係数

渓 流 名	$-a x_3^2$ ($\times 10^{-3}$)	$b x$ ($\times 10$)
早川谷	1.1	3.2
安倍川・大谷	2.3	4.5
常願寺川・多枝原谷	0.4	1.7
与田切川・オンボロ沢	0.9	2.6
焼岳・上々堀沢	0.9	1.4
〃 上堀沢	0.4	1.6
〃 下堀沢	—	—
神通川・足洗谷	0.6	1.8
揖斐川・白谷	0.2	1.3

流の種類や、堆積厚の推定などに役立つ資料となることはさう間違いない。

この調査は、土石流堆積物を堆積後できるだけ早く調査することが desirable。と同時に数多くのデータの集積も大切であるから古くなった堆積

物でもおっくうがらずに調査することが重要である。一つの土石流堆積物から得られる情報量は少なくなるが、古いものは数多くあるから種類のデータの集積には役立つ。

4.3.2 大谷川荒沢

荒沢は日光火山群に源を発する平均勾配 1/13、流域面積 24.9km²の荒廃渓流(崩壊面積 0.94km²)である。調査地区での流域面積は 4.6km²、渓床勾配は 1/7.7である。

(1) 調査方法

調査対象土石流は①1単元の土石流が明瞭に区別でき、原形の損われていないもの(A土石流と称する。以下の節では主にこの土石流について述べる)および②内部構造が連続的に観察し得るもの(B土石流と称する)という基準で選定した。調査は次の5項目の測定試験から成り立っている。

① 平面形測定: 土石流の調査に必要と認められる地物を入れた平面図を作成し、土石流の形状や水みち(低流水路)などが、詳しく表現されるようにした。

② 縦横断測定: A土石流については土石流の先端から末端まで長さ約 100m、幅約 30mの範囲で、縦断測定、横断測定を行なった。縦断測定は対象土石流のほぼ中央部、土石流の尾根

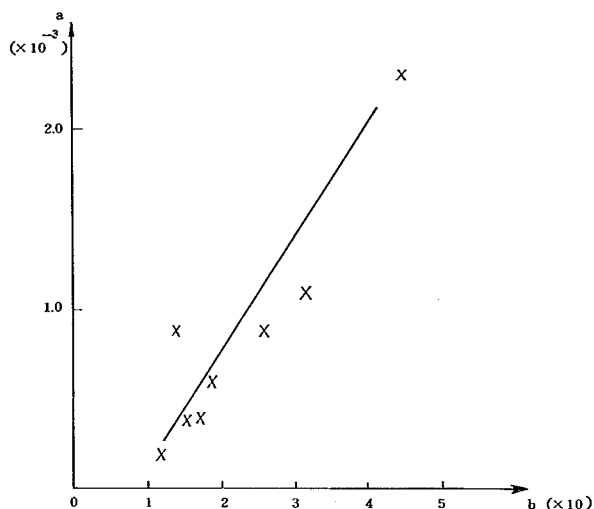


図-56 近似二次曲線の係数

状部に沿って行ない、横断は縦断面形の変化する部分および平均的な部分のほか、単元土石流全体を表現するうえで必要と考えられる部分について設定し、また、堆積の特徴を表現できるよう変化点を細かくとった。

B土石流については、長さ約100mの間で、天然にあらわれている縦断面にはほぼ平行して縦断測量を行なった。

- ③ テストピット・トレンチの掘削：土石流の形態的な調査により表面状況を十分に把握した後、その特徴に基づきテストピットおよびトレンチの位置を選定した。

テストピットは、A土石流に対しておこなったもので土石流の先端および尾部にそれぞれ1カ所、それらの間に2カ所、土石流の外側（対象土石流以前の河床堆積物と考えられる箇所）に1カ所、計5カ所において、それぞれは約2m×2m×1mの大ききで掘削した。

トレンチはB土石流に対しておこなったもので、天然に形成された断面において、奥行0.5m、幅1mを標準とした大きさのもの5カ所を掘削し、堆積構造の連続性の特徴が観察できるようにした。

- ④ ふるいわけ試験：ピットまたはトレンチの掘

削と同時に、得られた砂礫のふるいわけ試験を原則として、「河川材料粒度調査の方法」に従って行なった。

- ⑤ 植生調査：この調査は土石流の生起した年を推定して、土石流区分の1つの指標とせんがために実施したものである。

植生の根元付近を切断し、昨冬の年輪の外側の内部と髄をも含めて年輪を数え、植生の樹齢とした。したがって、樹齢4年のものは植生が発芽した年も含め今年で4年を経過していることを示す。この樹齢を土石流区分の1指標とし、色分けして図示した。

(2) 土石流の堆積位置

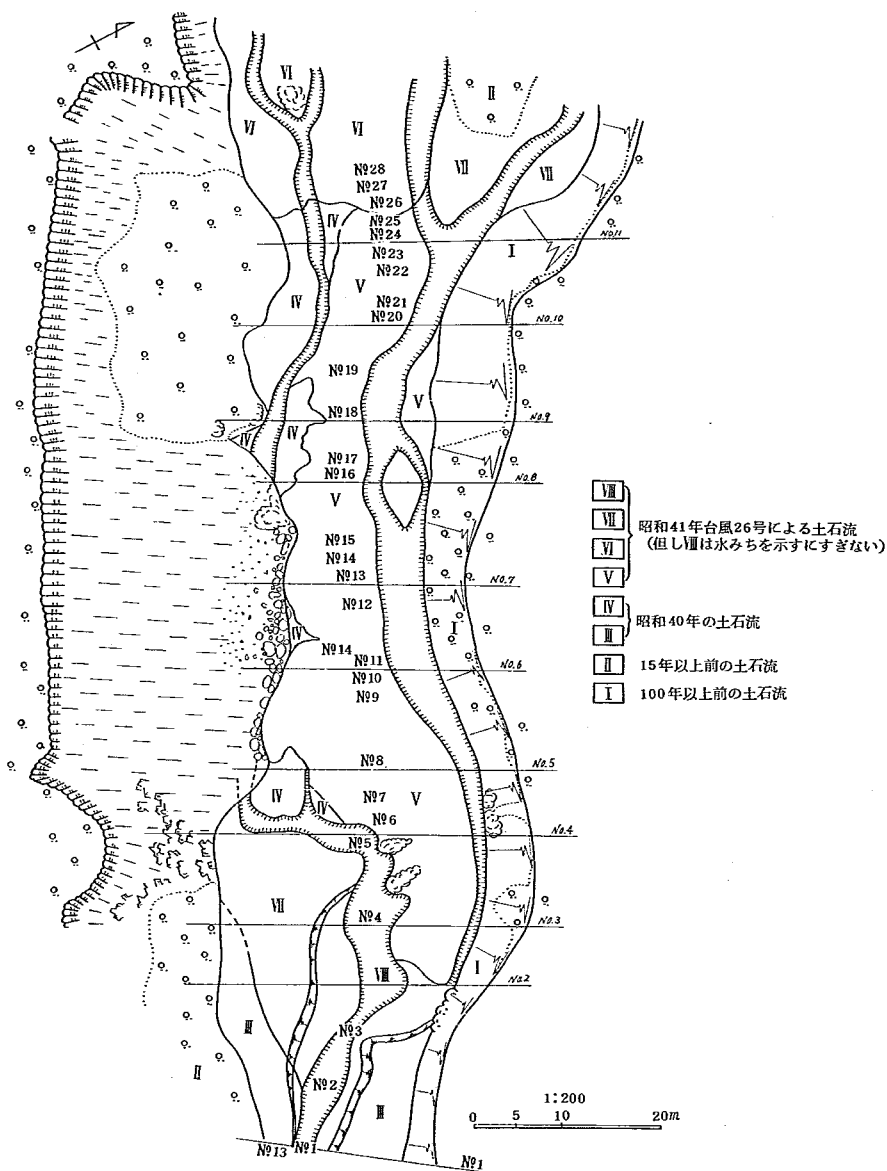
調査対象土石流（A土石流）を中心として、この地区に分布する土石流を、上下関係と植生指標および堆積面の比高によって区分すると、図-57に示すごとく、Ⅰ～Ⅳの8単元に分けることができる。（以下Ⅰ、Ⅱは図-27に基づく）。

Ⅰは対象土石流の左岸に河岸に河岸段丘状に分布するもので、上流端から下流端まで連続しており、調査区域内では上流部において特に著しい山脚洗掘をうけている。堆積面上には樹齢100年以上と推定されるモミノキや、30年以上のハンノキ等が繁茂しており、この面の形成の古さを示している。

Ⅱは調査地域の downstream 右岸から分枝する支流から供給された土石流の一部で、現河床とは3～5m程度の比高を示し、少なくとも樹齢15年のハンノキ等が分布している。

なお、対象土石流上流の島状部の主体をなす土石流も、植生指標からすると時期的にはⅡとほぼ同時代のものと推定される。

Ⅲは、調査区域の深床に分布する堆積物中最も古いもので、下流部の両岸に洗掘をまぬがれてわずかに残存する。現河床とは1m±の比高を示し、堆積面上はかなり平坦で、その特徴は左岸側のものにおいて特に明確である。右岸に分布するもの



図一 57 土石流の単元区分図

は、後の土石流堆積物と考えられるⅦによっておわれ、さらにその中に複雑な水みちが形成されており、また山側は右岸崖から供給された安山岩岩塊を主とした崖錐によりおおわれるため、左岸におけるほど明確で単純な地形は残存しない。植生指標によれば6年前、昭和40年の形成と推測される。

Ⅳは調査対象土石流Aの右岸部に断続的に分布する低平な戻床を形成するもので、現在の水みちよりも50～70cm程度高く、対象土石流よりも1～2m低い地形面をなす。明らかに対象土石流Aによりおおわれているにもかかわらず、植生指標ではAと同じ5年、昭和41年もしくはそれよりも1年くらい若い形成であることを示す。

Vは調査対象土石流Aであり、これについては、後章において詳述するので、ここでは省略する。

Ⅵは対象土石流の末端をおおってその上流側に分布するもので、先端ではAの面と約2mの比高を有する。植生指標や開析状況などから判断すると、Aと同一（洪水昭和41年26号台風）により形成されたものと考えられるが、Aの末端をおおっているから時間的にわずかにAよりも後に形成されたものと考えられる。

Ⅶは対象土石流A（すなわちV）の右岸側先端前面に分布するもので、Aとの間を沢の流れに直交する方向に形成された水みちの下流側にみられる高まりは、一見するとAに連続するもののごとも見えるが、Aの先端と考えた部分の粒度が土石流の先端に特有の大きなものとなっているのに対し、Aに相対するⅦの粒度は比較的小さい。しかし、Ⅶの水みち側斜面には砂や小礫等粒度の小さい物質が堆積しており、Ⅶが水みち形成の際にその下流側に形成されたことを示している。植生指標のサンプルとなる植生の絶対数が少ないため、形成年代は明瞭ではない。

Ⅶの高まりを形成し得ぬ営力という点から考えると、Aの堆積直後の水みち形成の際に形成されたもの、すなわち、昭和41年に形成されたと考えた方が妥当であろう。Ⅶの高まりとⅢとの間は、地形的にかなり複雑で、これがⅦ堆積の後の開析によるものか、堆積そのものが乱堆積であったものか、明瞭でない。Ⅶは本地区に分布する水みちを区分したもので、土石流自体ではなく、また「浸食された部分」を示すものであるから、他の土石流との上下関係を云々できるものでもない。ただ、水みちの形成が土石流本体の堆積直後に形

成されるという可能性およびこれら水みちには、その後の「水みちの堆積物」がわずかながらも堆積している所があることなどから、一応、時代区分として最も若いものとして図示した。

(3) 土石流の形態

①全体的形態：土石流Aの平面形は、土石流の単元区分図（図-57）に示されるとおりで、その先端は典型的な舌状ではなく、左岸側の方が15mほど下流まで伸びており、その先端付近では幅8mを有する。左右岸がそろった部分で堆積は最大幅となり、約22mを有する。土石流の左岸側は、河道いっぱい堆積物が分布するが、右岸側とくにその上流部では5.6mの河道部分を残して堆積している。これらの事実、本土流の流下時における流下営力の中心線が左岸よりに偏っていたことを暗示している。

以上のごとく、土石流の平面形によって主として、①土石流の由来した方向と、②流下営力の中心線をおおまかに知ることができるようである。

さらに上下近傍における水みち（低水路）の発達状況が土石流の現形を説明するのに大きな意味をもってくる。

左岸側の水みちは、一部土石流の内側に刻み込まれているが、大部分にわたって左岸側に沿っている。横断No10付近では幅3m足らずであるが、その下流No9付近では幅6m、深さ0.8mほどとなり、No6付近まではほぼ同じ状態であつづく。ここから幅を減じNo5付近では2m、No4より下流では1m±となり、しかもほとんど深さを有しない。

一方、右岸側では上流の土石流（Ⅵ）からつづく水みちはほとんど下刻による深みを形成することなく流下し、横断No8付近では右岸の外側から供給された崖錐の影響と相まって著しく不明瞭となるが、No5付近から再び明瞭となり、2mほどの幅を有し、深みも確然としてくる。かくて、No3付近では8mほどになり、No2付近で左岸側の水みちと合流する。合流点付近で13mと最も幅が広く、その下流No1では4m程度に幅を減ずる。

水みちの幅とその深さが水みち形成時における浸食力の強さを示していると考えれば、A土石流地区の左岸では、水みちの浸食力は土石流の上流端から徐々に大きくなりNo9～No6間付近で最大を示したと見ることができ、No5～No2間では微力な微力な浸食しか行なわれなかったと思われる。右岸側では土石流末端からNo5付近まではごく微弱であった浸食力がそれより下流で大きくなり、

№3 付近から下流で最大限となったことを示している。

横断形をみると(図-58), 横断№3 付近では最大1.5 mの厚さを有する。№4 も2 m足らずで、結局左岸側の突出した土石流先端部は2 m±の厚さを見ることができる。ところが、№5, 6 になると3 m±の厚さを有し、最大となる。それより上流へは№7 で2.5 m, №8, 9 で最大2 m, №10 で1.5 mと深さを減じ、№11 の末端付近では1 m足らずとなる。すなわち、№5 ~ 6 付近-土石流Aの全体からみれば先方1/3ほどのところが堆積の最も厚い部分となっている。

図-59 は縦断測量の結果からその細かい凸凹をならし、しかも土石流の現形を最もよく表わすよう滑らかに復旧修正したものである。

土石流の下端(すなわち元溪床は、横断図や現在の溪床部の全体的な勾配などから推定したものであるが、№6 ~ 7 間付近から下流でごくわずかに勾配がゆるくなる土石流の表面には3つの舌端状の地形が認められる。このうち、先端のものはもちろん本土流の先端を示すものであるが、他の2者(横断№6 および№8 付近)は後述するど

とく、土石流の後期活動により形成された地形のあらわれで、土石流本体の形態を示すものではない。土石流本体の表面は、図-59 に破線で示したような形になると推定される。したがって、土石流の形状を2次曲線で近似する場合にもこの破線の曲線を使うべきであろう。この近似式が $Y = 2X^2$ である。この場合、10 mまで(とくに5 m付近まで)はこの式による曲線でうまく近似できない。そこで先端から5 m付近までと、それ以後とを別々の式によって近似すると、先端部は $Y = 3/5 X^2$, 5 m付近以後は $Y = 5/1.3 X$ という式になる。これら2式を使い分けると、実際の土石流の縦断形とはほぼ一致した曲線を得ることができる。

② Sub-unit: 土石流表面の現況は図-60 に表現した。この図からも、ごく大まかにみると土石流の先端では粒径が大きくそれ以外で小さくなる、いわゆる集合運搬による堆積状況を読みとることができる。ところが、実際細かくみると同図にも示されているとおり、表部の礫の配列は、単一の土石流による堆積状況を示さず、小規模の

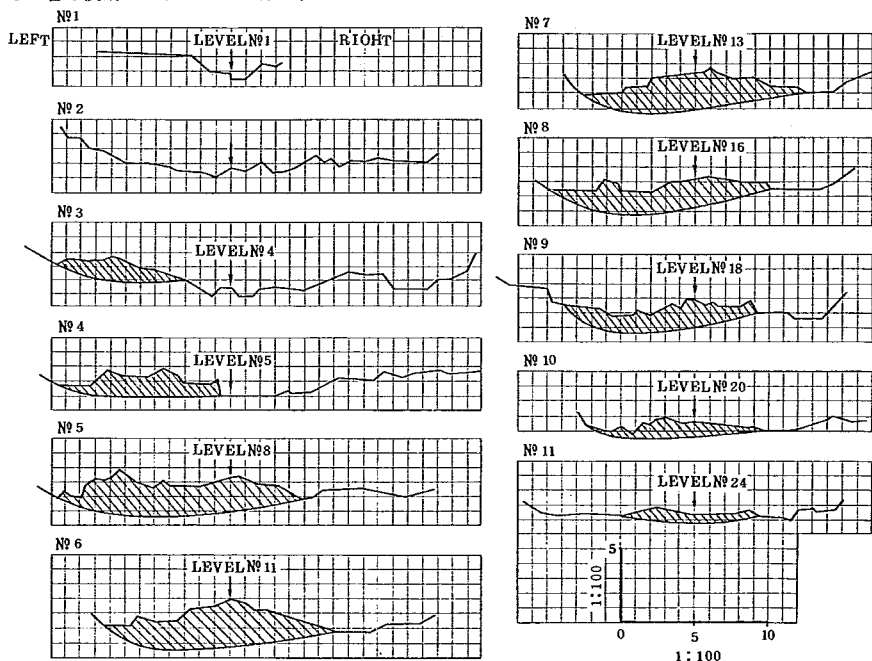


図-58 河床横断図(A 土石流)

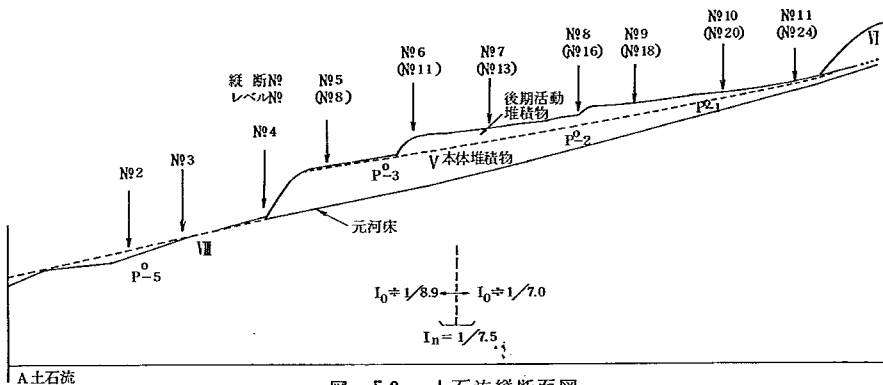


図-59 土石流縦断面図

土石流（土石流のヒナ型ともいえる）の集合からなることを示している。このことは礫の配列のみならず、土石流表面の微地形によっても裏づけられる。このような表部のヒナ型の土石流を仮に Sub-unit と称する。

これら Sub-unit の 1 つ 1 つは幅 2 ～ 3 m、長さ 5 m 未満、高さ 1 m 未満のことが多く、大きいものでも長さ 15 m 程度で、それぞれが集合運搬による堆積状況を示している。すなわち、先端部や周辺部に粒度の大きい礫が分布し、尾根部や末部に小礫もしくは砂質物質が分布する。また他の Sub-unit によって切られているかそれとも他のものをおおうかにより、上下関係を知ることができる。土石流の本体との堆積の差異も同様であり、これは、テストピットの側壁の観察によっても確認することができる。それをもとに、その本体の部分と Sub-unit の部分とに区分したのが図-59 中に破線で示したものである。前節で 2 次曲線による近似を破線の部分により行なったのは、以上のような Sub-unit の部分と土石流本体とは、堆積の状況が異なるため分けて考える必要があるという理由に基づく。

③土石流堆積以前の地形について：土石流堆積以前の溪床の状況を知ることには非常にむずかしいが、図-60 の縦断面図および図-59 の土石流縦断面図等から元溪床を復元する。横断 No. 6 ～ 7 線間付近で勾配が多少変わっている、それらを別々に算出してみると、土石流の下流端部で約 1/8.9 上流端部では、1/7.0 程度となる。

土石流は上流部のいく分広い溪床部分に端を発

して狭い部分を通り、溪床勾配がやや緩くなり溪床幅が最も広くなった部分で大勢が止まっている。

また、平面における土石流の分布をみると、左岸側で最も下流まで流下している。

これは、土石流の流下しやすさという点のみから考えると、左岸側に比較深く開析された水みち（低水路）が形成されていた可能性がつよく、土石流の大勢はその水みち沿いに流下したと推定することができよう。

(4) 土石流の粒度組成

①土石流の比重：表-28 は、テストピットにおける土石流の比重（厳密には単位体積重量で表現すべきである）を求めたもので、全体として平均 1.38 となる。土石流の流下時における流体は、現在の礫間の空隙は水（コロイド状の泥水か？）で満たされているから、実際にはこの値より大きい比重を示すはずである。いま仮に土石流を構成する礫の平均比重を 2.0 と仮定して各テストピットにおける空隙率を算出し、その平均値を求めると 0.33 となる。この空隙が水（比重 1.0 とする）で満たされると比重は約 1.70 となる。すなわち、流下時における流体の比重は約 1.70 程度であったということになる。もし空隙率を 0.4 にとっても 1.77 程度となり、土石流体の比重の概要は把握できよう。

②粒度分布：地表面の粒度分布としての特徴は、Sub-unit の特徴の方が現在つよく残存しており、土石流本体の粒度分布の傾向はうすらいである。

したがって、土石流内部の粒度組成がどうなっ

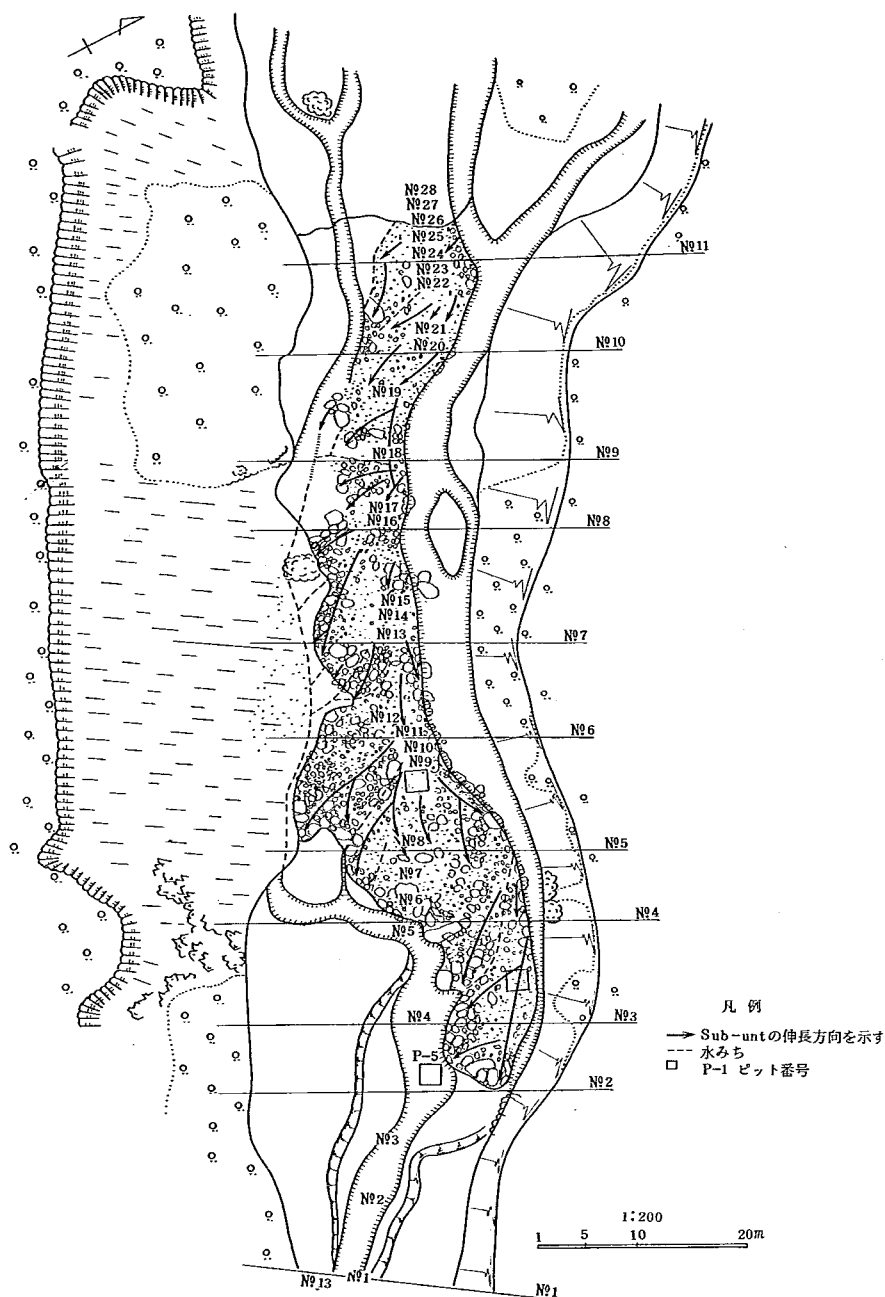


図-60 土石流堆植物の現況図(関東地建・日光砂防)

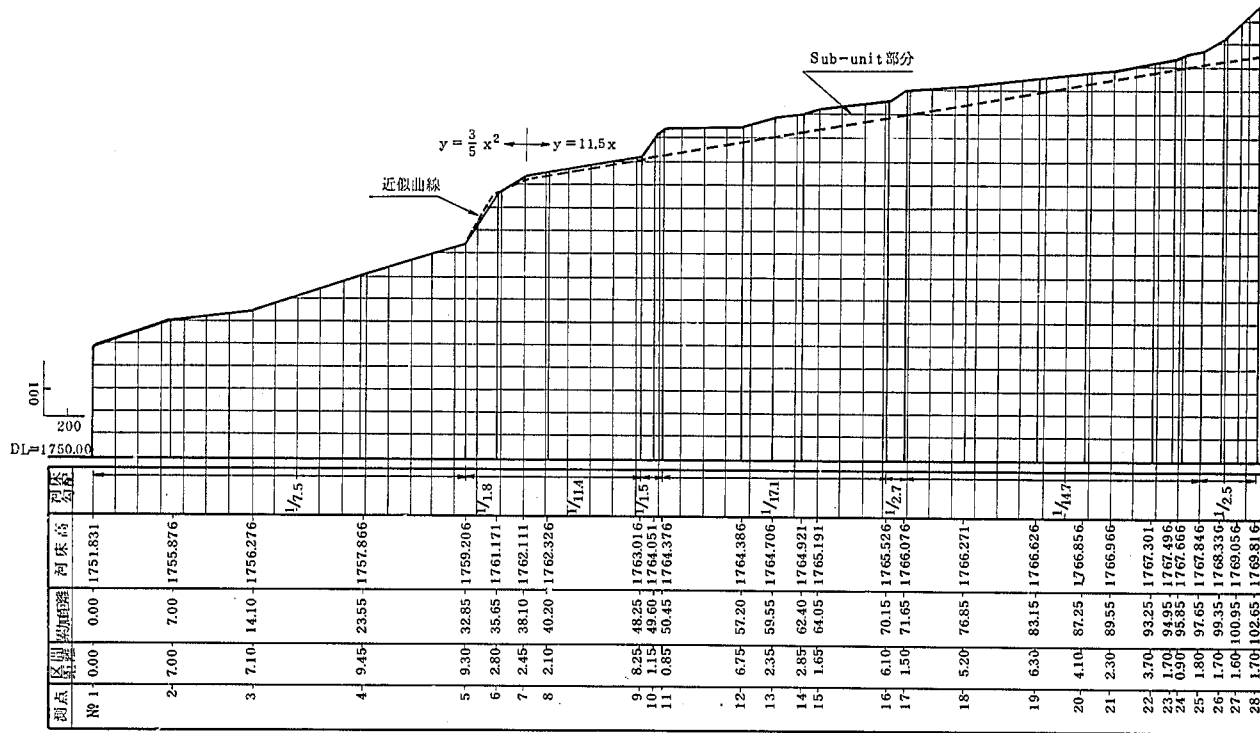


图-61 河床纵断面图(A土石流)(関東地建・日光砂防)

表-28 テストピットにおける土石流の比重*

	重量(kg)	体 積(m^3)	比 重	空隙率**
テストピットNa 1	3 8 7 6.9 0	2.7 6	1.4 0	0.2 9 8
" Na 2	3 4 3 0.6 0	2.6 4	1.3 0	0.3 5 0
" Na 3	3 3 8 7.5 0	2.1 9	1.5 5	0.2 2 7
" Na 4	4 0 6 7.3 0	3.1 6	1.2 9	0.4 5 7
" Na 5	3 4 9 6.8 0	2.5 6	1.3 7	0.3 1 7
平 均 値	3 6 5 1.8 2	2.6 6	1.3 8	0.3 3 0

* 厳密には単位体積重量で表現すべきであろう。

土石流流下時には現在の空隙に水が満たされているので、実際の流体比重はこれより大きくなる。

** 礫の平均比重を2.0として算出したものの。

ているかを知るために、A土石流の先端部(P-4)、前部(P-3)、中部(P-2)、後部(P-1)の4カ所で $2m \times 2m \times 1m$ のテストピットを掘り、ふるい分け試験を行なった。その結果は図-62に示されている。粒度曲線を見ると、P-2, 3, 4は粒度分布がひじょうに似ているが、P-1では大きい値を示す。これはピットの下部で巨礫にぶつかり、これが加算されているため、全体として100mm以下の礫の含有率が少なくでている可能性があるので、この点を考慮すると、P-1~4ともほとんど同じということができよう。むしろわずかではあるが、予想に反して下流ほど小さい値を示している。もっともこの差が意味のあるものかどうかは疑問である。

表-29は粒径20cm以上の礫と粒径20cm以下の礫との重量比(d_p)を求めたものでその平均値は0.63を示す。

③元河床の粒度分布との比較：土石流Aとそれ以前の堆積物との粒度分布のちがいを調べるために、A土石流の下流にテストピット(P-5)を掘り、粒度試験を行なった。

P-1~P-4までの粒度曲線とP-5との粒度曲線を

比較すると、P-5は明らかに全体として粒度が小さいことがわかる。P-1~P-4(A土石流)では、土石流の50%を占める礫の最大が100mm前後であるのに対し、P-5(A土石流外)では50mmにみえない。同様に、平均粒径も同じ傾向を示し、A土石流で180mm程度(P-2~P-4の平均)であるのに対し、土石流以外では90mm程度しかない。また、 $d_p = (d_{20} \text{ 以上}) / (d_{20} \text{ 以下})$ の指標を求めると、A土石流では平均0.63であるのに対し、A土石流外では0.21しかなく、径20cm以上の礫の少なさを示している。

この粒度組成は、現地の観察のみからすると、土石流IIIの粒度と似ているように思われる。

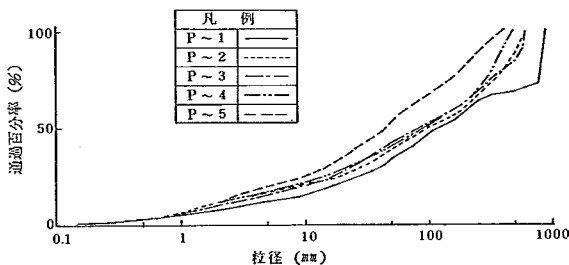


図-62 粒径曲線(P-1~5)

表-29 $d_p = (d_{20} \text{ 以上} / d_{20} \text{ 以下})$ 指標と平均粒径(d_m)

	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5
d_p	0.7246	0.6591	0.5727	0.5771	0.2113	4.1630	0.6703	0.5077	1.3930	0.3534
d_m (mm)	316.9	190.8	183.4	166.7	90.5	412.9	185.6	151.7	279.5	127.5

(5) 土石流の堆積構造

① 全体的な構造：A土石流、B土石流両地区における断面（テストピット、トレンチおよび自然断面）の観察結果をもとに、土石流全体として見た場合の堆積構造について述べる。

土石流の断面は、土石流の主部をなす土石流本体と、それをおおって土石流の表面部を形成している堆積部に分けることができる。

土石流本体は粘土、砂および礫よりなるが、たとえばA土石流ではこのうち2mm以下（いわゆる砂以下）がほぼ全体の10%（重量%）前後を占め、10mm以下の堆積物が20%以上も占めている。ピットやトレンチの観察によっても、礫間には以外とびっしりと砂、シルト等が充填されていることがわかる。ただ大礫の多い部分では空隙が多くなる傾向はある。

断面における礫の配列は後述するが、土石流の先端以外では土石流の中心に向かって傾斜し、横方向にへん平に重なることが多い。先端部では、これを平面的にみると、礫の長軸は土石流の流下方向に配列している。

Sub-unitは土石流本体をおおって分布するものであるが、その厚さは薄く最大の部分でも1mをこえないものと考えられる。（テストピット、トレンチ、自然断面などで観察される限りでは50cm以下である）この部分のみの粒度分析は行ない得なかったが、観察の結果からすると粘土分をほとんど含まず、このため礫間の充填度がひじょうに悪く空隙として残っており、したがって断面ではザラザラと崩れやすい。全体として大礫に乏しく、砂小礫などが表面をおおうように分布する。本体の堆積物との間には、しばしば厚さ5cm前後の粘土層が挟まることがある。この粘土層は連続性に乏しく、各分布面積が小さいことを示している。ただ、すべての場合において、このような粘土層が上記2者の境をなすとは限らないようである。

③ 粘土層の問題：土石流中には連続性の大小は別として粘土層が分布する。

P-1における粘土（厳密にはSilty Clay）は黄褐色（現在の水みちのものよりも褐色味がつよい）を呈した厚さ3~5cmの層をなし、地表部より35~40cmのところに層状に分布する。左岸側壁面でも最も明瞭で下流側および上流側へと連続し、下流側で最大の5cmの厚さとなる。左岸側ではその下側に、上流へと向って斜め下に分枝す

るようにやや不明確な別の粘土層が分布し上流側壁面へとつづく。層状に分布するのみならず、土石流を構成する礫にベツリとくっついた形で分布することもある。この場合には、礫間に空隙の多いしかもある程度大きい礫の場合によくついているようである。このような粘土の分布は、すべてのピット、トレンチで観察できる。

P-4でも上流側、左岸側および下流側の一部の地表部から35~40cmのところに粘土質層が分布する。この部分には、そのほかに砂鉄様の黒色砂粒や黄白色浮石が比較的密に分布しており、その下部とかなり明確な境界面を形成している。P-5では、上流側から左岸側にかけての地表下10cm以内のところ、左岸側地表下70cm付近、右岸側地表下1m付近などに分布する。本地域に分布する土石流（A、B地区とも）には、礫間に粘土層が分布する。これらの粘土の分布状況を分けると次のごとくなる。

- (1) 層状分布をなすもの（P-1'、P-4などの例）
- (2) 断続的な分布をなすもの（T-1、T-4などの例）
- (3) 礫のまわりにベツリとくっついているもの（各所にあり）
- (4) 大礫間の空隙部に層状に分布するもの（P-2の例）

また現在の水みちでは、各所に黄褐色を呈した粘土の堆積を見ることができる。とくに沢の上流たとえばA土石流の左岸側水みちに多い。これらは比較的小規模の降雨の際集まった水（土砂を流下させる掃流力はなく、粘土質物質のみを運ぶであろう）によって形成された泥水たまりの堆積物で、その分布面積は狭く通常幅1m±、長さ2m±程度のもので、それらが水みち上に断続的に分する。

粘土層は厚さ4cm程度で、形成された時には平坦ななめらかな面をなすが、乾燥するとヒビワレを生じる。

粘土層の下位は砂層になっていることが多いが、それらの砂部に、粘土質物質が浸透していることはなく、両者は確然とした境界をなす。泥水ははじめ砂層中に浸透しようとするが、そのうちに粘土粒子が砂粒の空隙をふさいで不透膜を形成してしまうため泥水は砂中に浸透せず、結局水たまりを形成しやすいもののようである。

泥水たまりは、このように砂層の上のみ形成

されるとは限らないはずで、事実、礫床の上にも粘土層の分布はみられる。その場合にも明らかに粘土層を形成する場合と、礫の表面にベッタリと粘土の付着が行なわれるにとどまる場合とがある。各所の水みちの粘土層の断面をみても、その厚さが4cmをこすことはほとんどない。

③ Sub-unit の堆積構造：既述したごとく、Sub-unit を構成する礫の粒度分布は先端部や周縁で大きく、尾根部および末端部で小さいという集合運搬による堆積特性を明確に示している。

しかも、先端部や周縁部の粗粒部の礫間には空隙が多いのに反し、他の部分では礫間を砂、小礫がびっしりとうめている。尾根部を形成する砂、小礫は赤色または黒色を呈した多孔質の安山岩や軽石など、どちらかという軽量のものが大半を占める。それらは土石流堆積後、なんども降雨の影響をうけているにもかかわらず、流亡せずに尾根部に存在し、平坦部をなすことも多い。

また Sub-unit は土石流本体とちがいが粘土分をほとんど含まない。その理由として①アーマリングにより粘土分が流亡したため②もともと粘土分を持っていなかったための2つが考えられる。

土石流表面に分布するものであるから当然アーマリングの影響は受けるはずであるが、その影響は上記のごとく微弱であるから、それだけで粘土分が無くならないとは考えられない。むしろ、堆積したときにはすでに粘土分は流亡していたと考える方が妥当であろう。それは、もちろんこれら Sub-unit を構成する砂礫が浸食作用（水みちの浸食と考えるのだが）により生産され、現在の位置へと流送される間であろう。

水みちにおいて生産された土砂の移動は、土石流本体の堆積時のような大規模なものではなく、波状に押しよせる流水（洪水流）によって行なわれ、流れが強く押しよせた時に土石流的に Sub-unit が堆積するようである。すなわち流れ全体としては掃流的に砂礫を流下させるが、その間、波状（パルス状）に土石流的な土砂の移動を行なってゆくものと考えられる。

④ 礫の配列：土石流全体として見た場合、その先端部に巨礫が分布し後部になるほどやや細粒になるというごく大まかな傾向はあるようだが、粒度分析の結果からすると、全体にわたりほとんど変化しないという特性が明らかとなった。このことは、土石流本体における場所による粒度変化が Sub-unit におけるほど著しくないことを示している。

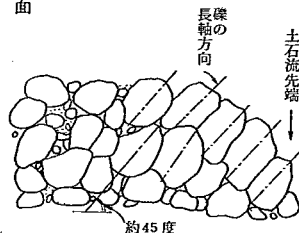
土石流本体を構成する礫の配列も、根本的には Sub-unit における配列と全く同じで、図-63に示すごとく、先端部のものほどより下側にあり、後部ほど上側になっている。断面形で見た場合、短軸の方向に重なり合い、長軸の方向は水平面とほぼ45°の角をなすようで、この傾向は土石流の先端によくあらわれている。

これを平面的にみると、土石流先端付近では土石流を構成する礫は、その長軸方向が土石流の流下方向にほぼ平行するような状態で堆積している。この傾向は砂や小礫が少ない大中礫を主とした土石流においてとくに顕著である。

このような礫の配列がなぜ行なわれるか大きな問題であろうが、まず断面的にみると、先端のものがまず停止すると、次に来る礫は背後から圧力を受けるため、それが停止する場合には礫自体として背後からの圧力に対して最も安定した状態で止まる。その最も安定した状態というのが図-63(a)の状態なのではないだろうか。

ところが、平面的にみた礫の配列状況は上記の考え方と矛盾する。図-63(b)のような礫の配列のみから考えると、礫の流れに対し最も抵抗の少ない配列を示しているように考えられる。結局、現地の観察のみからはこのような礫の配列原因を明解に説明することはできない。

(a) 断面



(b) 平面

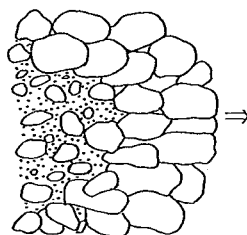


図-63 土石流先端部付近における礫の配列を示す模式図

4.4 溪床堆積物の堆積深

(1) 大事沢および三沢

調査方法：大事沢・三沢において弾性波探査により岩盤深度の測定を行ない、これに併用して現地踏査で堆積の傾向、河床の形、兩岸の傾斜および露出岩の状況などを観察し補足推定した。

鬼怒川合流点より上流へ踏査可能な地点まで測定した。大事沢ではほぼ200m、三沢で100mピッチで測線を設定した。この測線上に一定間(2~7m)に受振点を設けて弾性波探査を行ない、定時曲線から溪床基盤までの断面図を得た。地震にはダイナマイトを用い12成分式弾性波探査装置と増幅器、記録器はTR-2型、300A型電磁オシログラフを使用した。溪床表面は水

準測量を行なって求めた。しかし、量的状況を知るために200mピッチではやや粗すぎると考え、大事沢については中間点に仮測線を設定した。上流部は歩行可能地点まで弾性波探査の結果と周囲の状況を勘案して推定断面を作成した。本調査は堆積土砂の層と岩盤との単純な二層構造として萩原のはぎとりの方法を用いて解析した。礫層が二つの速度層に分かれる場合は、萩原のはぎとり方法を拡張した金子の方法によった。

溪床堆積物の堆積深の確認：一般の物理探査は地形・地質・火薬量等誤差の要因があり精度の確認が必要である。本調査では測定精度のチェックのため深度既知の大事沢下流堰堤の近傍測線4で探査を実施した。これでは実際の岩盤深度より

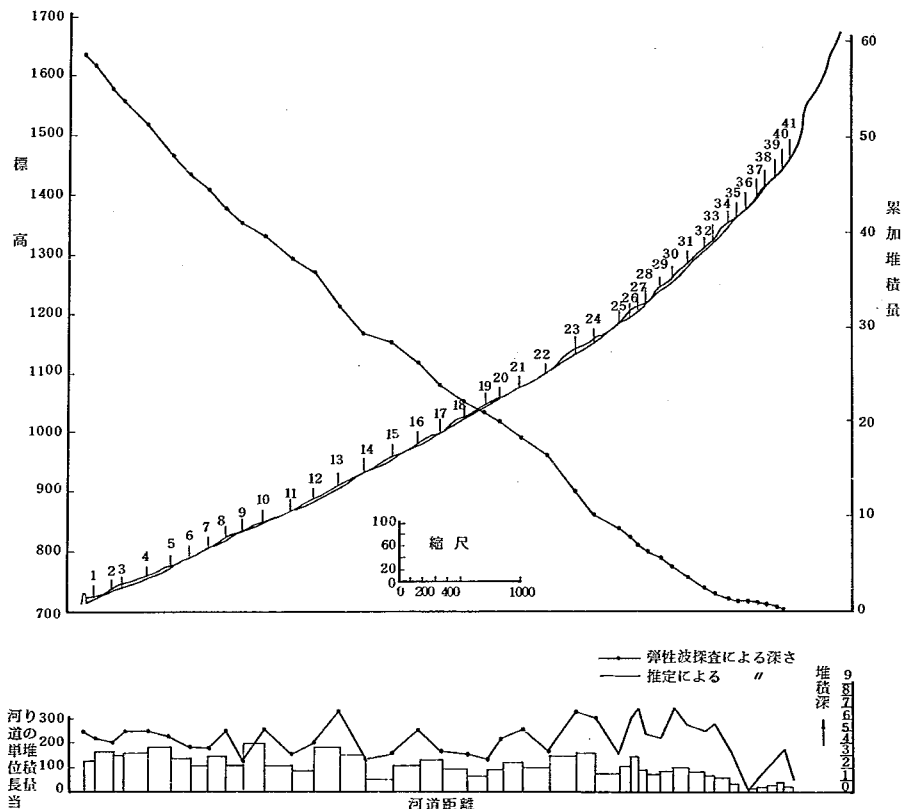


図-64 溪床堆積量分布状況図(三沢)

0.5 m 少なく出ていて約 4 % の誤差があった。

解析結果：大事沢は開析の程度も進み、崩壊地の規模も包蔵する土砂量も大きい。土砂生産源である崩壊は中流部以上に特に多く、個々の崩壊が拡大接続して複雑な形態を示している。特に測線 39 あたり、かつ上流側の荒廃が激しく堆積層が深く有力な土砂供給源となっている。大事沢下流堰堤は昭和 43 年度竣工したものだが、堆砂状況にはかなりの影響が現われている。大事沢第一堰堤の効果は顕著であり、背後 1.3 km 位まで影響が及んでいる。区間別の堆積量や累加堆積量をみると第一堰堤背後には堆砂のピークが二つ認めら

れ、一つは堰堤によるもの、一つは測線 46 から上の狭窄部を出た土砂の堆積区間と考えられる。三沢の土砂生産源は、源流部の谷頭侵食と中流部の谷壁侵食が主体である。崩壊規模は大事沢から見ると規模は小さいが、渓床堆積量の比率が大きい傾向がある。これは三沢が開析の程度が未だ低く、現在の崩壊地からの供給された土砂量よりも過去の開析途上で生産され流送されずに残っている量が多いためと推定される。

谷はほぼ直線状を呈し傾斜も比較的一様であり、河道の堆積状況も若干の起伏はあるが全体として平均された一様な分布を示している。

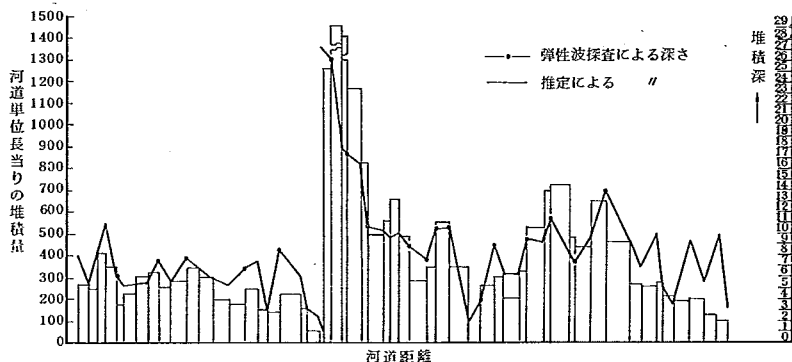
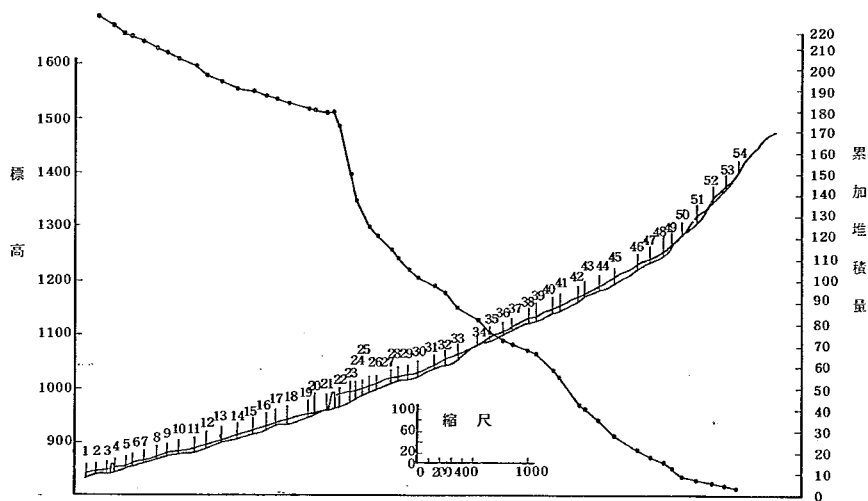


図-65 渓床堆積量分布状況図(大事沢)

(2) 根尾川能郷谷

揖斐川流域上流部はS40年9月14～15日に秋雨前線が台風24号に刺激され岐阜、福井県境を中心として総降雨量1,000mmに及ぶ局地的な集中豪雨を降らせ、根尾川能郷谷一帯は土石流により河床は3～10mの上昇をみた。

この区間の砂防ダム計画地点で弾性波探査により堆積厚を調べ、また一部床掘結果も判明したのでその比較、およびそれより土石流の規模（堆積土砂量）の推測を行なった。能郷谷第1砂防ダム地点（Na37）での堆積深は7～10mに達している。能郷谷第2砂防ダム地点（Na45）での

堆積深は9～15mであり、この付近（上流150m位の地点）が土石流堆積の末端部となっている。

能郷谷第1砂防ダムでの床掘実績の岩盤線と弾性波探査による岩盤推定線との対比は能郷第1砂防ダムで図-66のとおりである。

出水前後の航空写真より展開した横断面図から測点毎に求めた平均堆積厚および幅は表-30のとおりであり、Na35～Na46間の新規堆積量は約88万 m^3 となる。また、床掘実績からみると弾性波調査結果より現段階では浅く岩盤が出ているため全体堆積量は80万 m^3 から

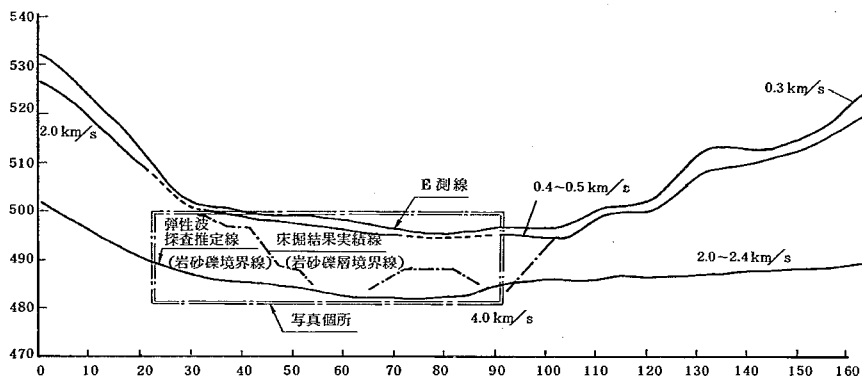


図-66 A測線 速度断面図（能郷谷第1砂防ダムD・S横断方向）

表-30 土石流区域堆積量（能郷谷）

測点 No	区間 距離	32年 河床幅	40年 河床幅	平均幅	堆積深	断面積	平均 断面積	土量	摘 要
35		48.0	65.0	56.5	× 7.0	395.5			能郷谷第1砂防 ダム物探による 深度
36	200	87.0	120.0	103.0	× 7.0	724.5	560.0	112,000	
37	200	45.0	72.0	58.5	◎ 7.0	409.5	567.0	113,400	
38	200	58.0	101.0	79.5	× 7.0	556.5	483.0	96,600	
39	200	67.0	120.0	93.5	× 7.0	654.5	605.5	121,100	
40	100	34.0	72.0	53.0	× 7.0	371.0	512.75	51,275	
41	150	55.0	77.0	66.0	× 5.0	330.0	350.5	52,575	
42	200	82.0	103.0	92.5	× 3.0	277.5	303.75	60,750	
43	100	40.5	93.0	66.75	× 7.0	467.25	372.375	37,238	
44	200	51.0	95.0	78.0	× 7.0	546.0	506.625	101,325	
45	150	56.0	87.5	71.75	◎ 10.0	717.5	631.75	94,763	能郷谷第2砂防 ダム物探による 深度
46	100	40.0	40.0	40.0	× 3.0	120.0	418.75	41,875	
計								882,901 ≒883,000 m^3	

◎印 弾性波探査による堆積深（旧堆積厚を含む）

×印 堆積前後の航空写真より展開した横断面図から推定した新規堆積厚

120万 m^3 の間にはいることになる。

(3) 大谷および白谷：土石流をおこすと考えられる層は第1、第2速度層の0.3～1.0 km/sec前後の比較的ルーズな堆積状況を示す部分と考えられ、第3速度層の2.0 km/sec以上の層ではやや固結化が進んでいることから土石流となって移動することは少ないだろうと思われる。この移動可能と思われる堆積土の層厚は約20 m前後、堆積土量は大谷で160万 m^3 、白谷で70万 m^3 となる。

(4) 南大王川：図-67は300 m間隔にボーリングをおこなって河床堆積深を測定した結果である。

1.7～2.0 kmに至る区域の堆積量は20万 m^3 平均堆積深も11 mをこえる。この地点は側岸の地すべりをおさえることとあわせて堰堤が計画されている。この堰堤の直接貯止量はいかに大きいかがよくわかる。

以上の調査結果は比較的良好なものばかりである。検討されるべき問題点は多い。たとえば、

- ① 弾性波探査だけでは、その結果に信頼がもてない。ボーリングや床掘りによってチェックされねばならない。
- ② 堆積物の中で「どの深さまで動きやすいのか、どの地点のものが最も動きやすいのか」はこの調査方法ではわからない。
- ③ 火山渓流においては、基盤がないので全体が堆積物のようなもので、堆積物の厚さを計るすべがない。

などが考えられ、やるべきことの多い未知の分野といわざるを得ない。他の調査・研究をまつ他なく、今後に期待したい。

4.5 土石流流動体の観察

4.5.1 立山多枝原谷

当観測設備は、多枝原谷20号堰堤上流において今年7月20日より観測を開始したものである。この装置は100 mピッチで3本の検知線をはり、それが切断されることにより土石流のスピードを測定しようとするものである。なお、併せてビデオモニターにより土石流形を把握しようとするものである。観測設備の概要ならびに設置位置は図-68(a)(b)に示したとおりである。

昭和45年8月17日に発生した土石流について実測した結果を表-31および表-32に示す。

4.5.2 浦川金山沢

土石流の全体を客観的にとらえて、定量的な観察をおこなう場合には、総合システム化された観測施設が必要である。浦川金山沢（沢床勾配1/8.4、沢床幅6 m、崖高30～80 m）では、土石流流動状況調査として、次のようなものを設置した。

流動状況観察：VTR 8 mmシネカメラを設置して流動状況を観察する。流下地帯と推定される金山沢中流部の金谷橋と、本川筋の第1号堰堤右岸（堆積地域）にVTRを設置した。

このVTRは最上流に設置したNo1の検知線が切れると作動する構造となっており、ビデオモニターテレビ、ビデオコーダーで記録を開始する。それと同時に観測小屋のブザーがなり、土石流の発生を知らせる。この段階から人間により調整卓でカメラの切り替えや、リモコン操作器によりモニターを見ながら土石流の追跡を行なう。夜間の記録、霧等悪条件時については、今後解決してゆきたい。

流速および高さ測定：流動状況観測装置と一体になっており、土石流の通過によって検知線が切れると図-38に示すように切れた検知線番号と、日、時、分、秒がデジタルコーダーに印刷される。これにより9カ所の平均流速が計算される。なお、落石等のための切断は、位置が印刷されるので容易に発見される。検印線高さの決定には過去の土石流発生時の水位を参考にし、本川0.5 m、金山沢0.8 mとしている。土石流頭観測は今後の課題であるが、検知線を横断方向に高さを変えて数段設置して測定することを計画している。

土石流の物理特性：土石流は比較的小さい土砂と共に巨大な礫が一体となって流動する。この巨大な石を動かす原動力が多量の粘土を含む泥流であるといわれている。この物理特性を調査するため堰堤の袖部探泥円筒を設置して実施している。土石流通過後採取し、比重、粒度分布等を分析する。また、これにより水通断面通過の土石流の高さの概略を知ることできる。

衝撃力の測定：ダムに対する衝撃力の測定を行なう。衝撃力はなだれの衝撃測定に用いる圧痕式荷重計を採用し、1号堰堤に設置し、最大衝撃力を測力している。圧痕式荷重計はアルミ板、鉄板等をコーンの背面に設置しておき、土石流通過後にアルミ板についたコーンの痕跡により衝撃力の推定を行なうものである。これにより衝撃力の大小

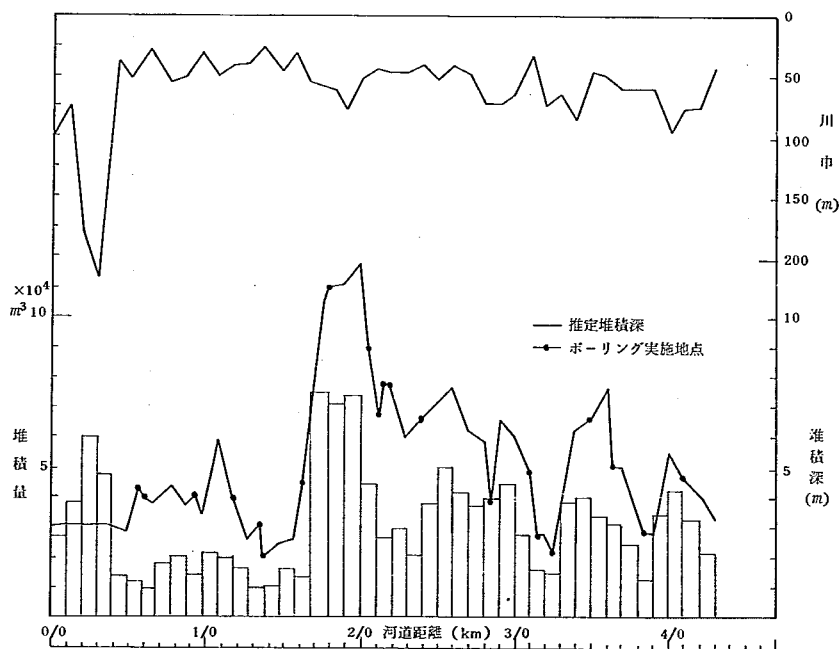
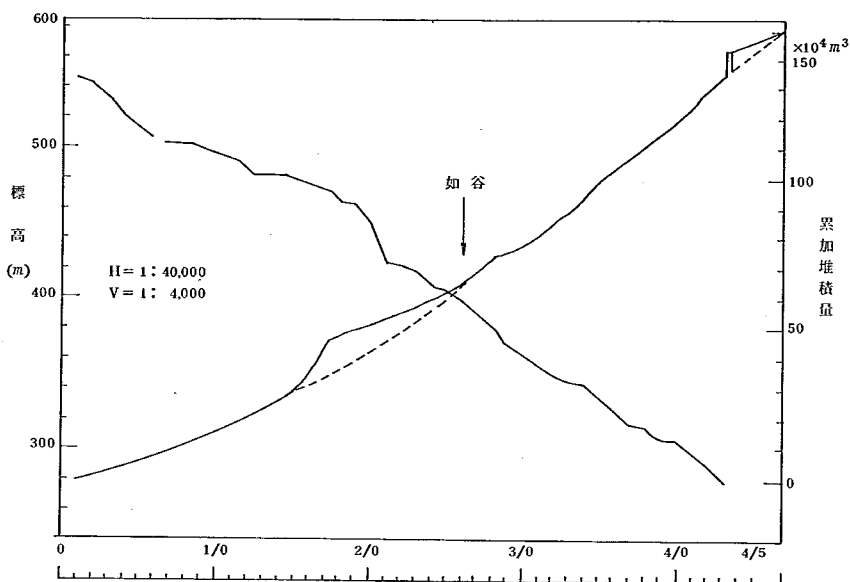


図-67 溪床堆積量分布状況図(南大王川)

表-32 土石流堆積物立積計測(立山多枝原谷)

S 458.17 発生

区 分	距 離	発生前 断面積	発生後 断面積	断面積	平均 断面積	立 積	土 石
0	0	0	0	—	—	—	
A	87.9	123	120	3	1.5	131.8	
B	76.3	88	108	-20	-8.5	-648.6	
C	73.5	147	137	10	-5	-367.5	
D	53	88	74	14	12	636	
E	52.9	60	51	9	11.5	608.4	
F	64.1	46	51	-5	2	128.2	
G	53.5	49	44	5	0	0	
H	52.6	77	37	40	22.5	1,183.5	
I	26.2	53	56	-3	18.5	484.7	
J	61.1	76	81	-5	-4	-244.4	
K	48.6	34	29	5	0		
	649.7						

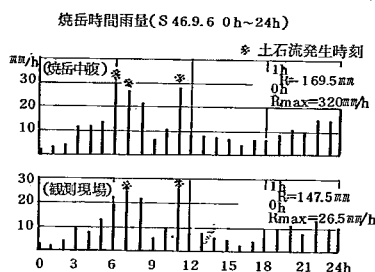
土石流立積 1912.5 m³

図-69 上掘沢1号堰堤付近時間雨量

ことができた。この時間以後の流速は既に切断された検知線では測定出来ずNa 7ダム、Na 2ダム間の流速のみをビデオテープにより礫の区間移動時間から推算した。この結果は図-71に示したごとくである。すなわち、今回、4時12分を最初として10時55分までの間に6回繰り返して発生した土石流の流速は4時12分発生土石流の3.3 m/Sを最遅流速として7時20分発生の7.7 m/Sの最早流速であった。

(5) 土石流の比重と構成物質

Na 1砂防ダムに設置した採泥筒に入った土石流の比重は平均すると1.7となる。

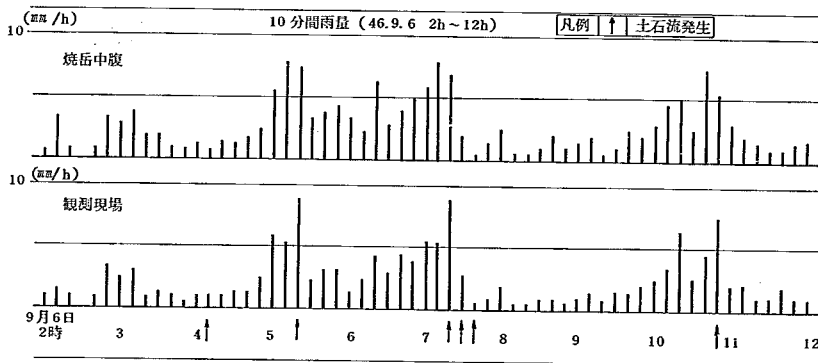


図-70 土石流発生時を中心とした10分間雨量

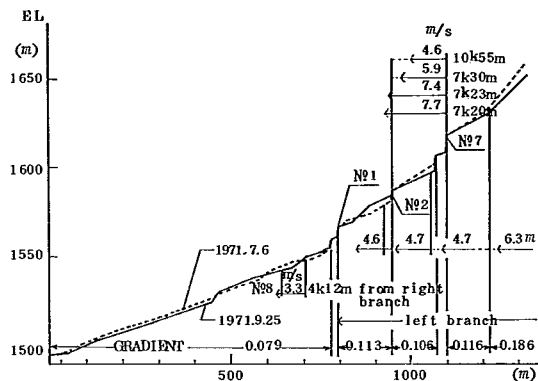


図-71 上堀沢の土石流発生前後の縦断勾配と流速

9月18日焼岳上々堀沢に発生した土石流の流頭を8mmカメラで記録し土石流の先端群が堰堤を通過する時点を図化したものである。この図から土石流の長径別頻度をもとめれば図-72のごくである。これらの資料から推定するにこの時に発生した土石流の最大粒径は138cm、平均粒径42.5cmであった。

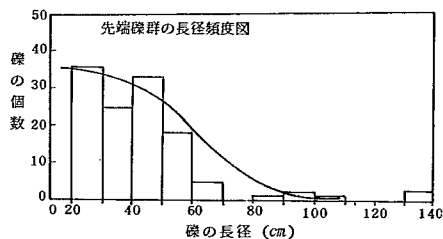


図-72 土石流構成礫粒度分布

5. 今後に残された問題点

5.1 調査方法の確立

調査方法自体の問題点は多くあった。本報告の中の、「4.調査結果」をみれば、明らかなように、種々の問題点について指摘され検討を加えられた。

この検討結果を参考にして、調査要項の改定をおこなうことが急務である。この作業をくりかえすことによってのみ調査方法の確立は可能となる。

5.2 データの集積

たった一度の調査によるデータは、非常に利用範囲がせまい。洪水観測が長年月にわたってとられて始めて100年確率流量が算出可能となり、河床変動測量が毎年くりかえされて始めて、河床変動の実態と予測が可能となったように、土石流堆積物の調査も、土石流が発生するたびに出来るだけすみやかにこなうことが必要である。そして、調査がくりかえされて始めて、調査手法の改良にもつながるのである。

5.3 調査の計画への利用

調査が調査のための調査に終わってはならない。調査結果が計画へ利用されて始めて、調査の目的は達せられるのである。(もちろん、安易な調査のみで、計画を建てることは厳にいましめられねばいけないけれども)

土石流流下防止工事のためには「堰堤を、どの位置に」「どの高さで」「水通し幅はいくらで」「安定計算はいかにして」等を決めねばならない。これらは、本報告で述べてきた調査を主体として調査およびその結果をくりかえし検討することによって可能となる。

5.4 土石流発生防止工事のための計画・調査

土石流の発生を防止することは「根源的」に土石流災害を防止するために必要であろう。今まで述べてきた土石流流下防止が、いわば間接的なもの

のとすれば、この発生防止は、直接的なものといえる。

(1) 土石流発生危険渓流の危険度：土石流の発生した渓流箇所は、①かなり急な勾配をもち、②溪床堆積物を、かなり厚さに持ち、③地下水等の水の吹き出しがあるところが多い。これらの諸要素を各渓流で調査すれば、「その渓流にいつ土石流が発生するか」ということはわからないが、「その区域一帯に雨が降れば、どの渓流が最も危険か」ということは、わかる。

(2) 土石流発生の予知：土石流の発生は、10分間雨量のように、非常に短い時間の降雨強度が問題となる。このような事実が、着々と明らかにされている現在、まもなく土石流発生の予知は可能となるであろう。しかし、これ程の短期降雨が問題となるならば、防災技術上は、非常に困難な対策を強いられることになる。

(3) 土石流発生防止工事の計画：土石流の発生は、先にも述べたように、①急勾配、②溪床堆積物の厚さ、③地下水の挙動、④10分間雨量に関係が深い。とすれば土石流発生防止工事は、「堆積物の移動防止工事——床固工、谷止工）」や「地下水の挙動をとらえて改良する工事——水路工）」などが有効な手段として考えられる。

おわりに

本報告をまとめるにあたり、各地建・各事務所・各出張所の皆様の熱心な調査によって多くのフィールドデータが測定され、まとめられたことを思い、深い敬愛の念をいただくものである。また、その成果を十分に紹介し得なかったことをおわびする次第である。

さらに本報告は、土木研究所砂防研究室の前室長平尾公一氏の御指導と伊勢崎尚子嬢の資料整理にあったことをおぼえ、深く感謝するしだいである。

— 参 考 文 献 —

1. 流砂の形態とその堆積特性について
2. 大礫の限界掃流力について
3. 溪床巾・溪床勾配の変化が土石流堆積におよぼす影響について
4. 災害時の流出土砂源の中で、溪床堆積土砂の占めるウェートについて
5. 段波の衝撃圧について
6. 土石流災害発生要因について

流砂の形態とその堆積特性について

On the Mechanism of Sediment-Transportation
and the Features of Sediment-Deposition

田 畑 茂 清*

1. はじめに

急流荒廃河川における土石の移動形態には一般的にいうて、洪水流の作用を受けて押し流される掃流運搬形式のものと、土石流あるいは泥流とよばれている集合運搬形式のものがある。

一方、洪水流や段波などによって運搬される流砂の形態は単に堆積した土砂量が多いというだけで土石流とよくいわれるが、実際には掃流運搬形式であるものが多い。

急流荒廃河川の処理に成功しようとするには、このような土石の移動形態を把握し、その河川で土石流がどこまでくるかということを十分に検討することがたいせつである**。

しかし、現地での土石の移動形態を洪水あるいは土石流の発生たびに、すべての場所で観察し、上述のように分類することは不可能である。

そこで、河床土砂の堆積特性に着目し、これをもとにして土石の移動形態の分類の可能性をさぐってみた***。

2. 堆積特性とは何か

河川および溪流における堆積土砂の堆積特性としては、堆積土砂量・河床高・勾配のほかに、礫の径・配列状態および砂礫堆の形・大きさなどが考えられる。

ここでは、堆積特性として礫の径および配列状態をとりあげた。

写真-1は、河口より約45km上流の吉野川の河床断面の一部を示したものである。ここまでは、明らかに土

石流は来襲していないから、この堆積土砂は掃流運搬形式で運搬されてきたものと考えられる。

写真-2(a)は三流川(鈴鹿山系御在所岳を水源とする流域面積59.4km²、流路延長21.4kmの中河川)の河口より上流約20kmの地点の河床断面を示したものである。これは砂防ダム建設のため床掘した際の横断面を示す写真で、よく河床の堆積特性を示している。同じく、写真-2(b)および(c)は潤井川(富士山大沢を水源とする流域面積207.3km²、流路延長34.7kmの中河川)および野尻川(桜島南斜面を水源とする流域面積3.08km²、流路延長4.5kmの小河川)の河床断面を示したものである。写真-1にくらべて、大きな巨石がみられると同時に大小さまざまな砂礫が混合している。このような特性を示すところは、溪流でも水源に近く、いわゆる荒廃溪流と呼ばれ、流砂も掃流運搬形式で運搬されているとは考えがたい。



写真-1 吉野川 45km 地点

* 建設省土木研究所

** もちろん、実際河川では掃流運搬形式と集合運搬形式との中間的なものがあるから両者の境界を明確に画することはできない。しかし、両者のうち、どちらが卓越するかによってこの境界を溪流の途中に設定することができる。

*** 矢野は、土石流を次の四つに分類している。(水工学に関する夏期研修会 土木学会 S 42)

- ①火山の噴火物によって発生するもの
- ②山腹の崩壊にともなうもの
- ③渓谷の堆積物の流出によるもの
- ④地すべり性の地質によるもの

さらに、「①②の場合は特別の場合であって、これを一般的に取り扱うことはむずかしい。しかし、③④はいずれも渓谷の上流部で堆積が進行し、これが豪雨に遭遇して流出する現象をいい、これがもっとも多い」と述べている。この分類には種々の問題があるが、強いてあげれば、本論で取り扱う土石流は③の分類にはいるものといつてよいであろう。

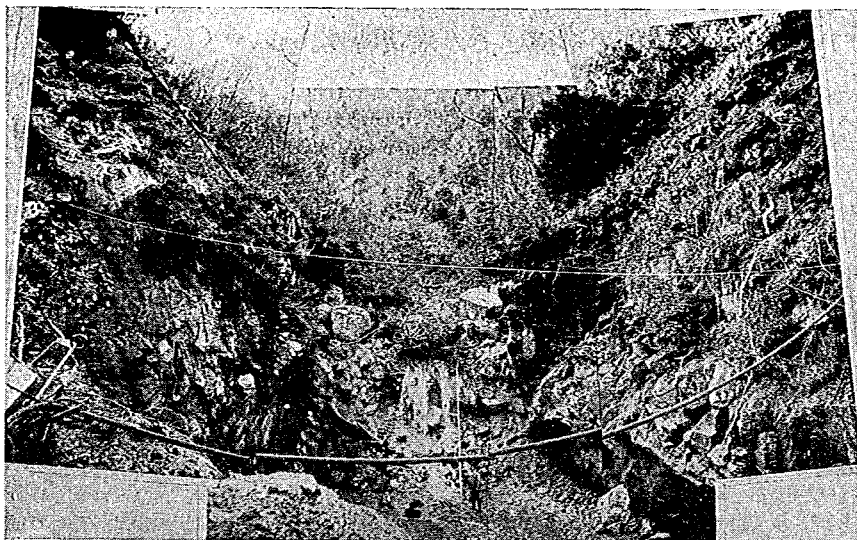


写真-2 (a) 三滝川 20km 地点



写真-2 (b) 洞井川大沢扇状地
(試料採取地点番号 3)

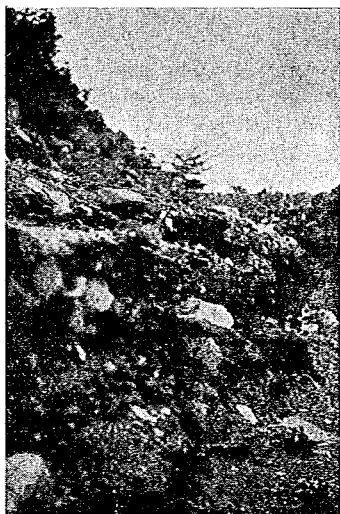


写真-2 (c) 野尻川 2.1km 地点

このように、掃流運搬形式と集合運搬形式とでは、両者の堆積特性（堆積土砂の径および配列状態）に顕著な差異がみとめられるようである。

3. 堆積土砂の礫径

洪水流の作用を受けて押し流される掃流運搬形式の砂

礫の径は、最近では精度はともかくとしてなんらかの方法で推定できる段階にまできているといつてよい。

それに対して土石流ではこばれるような集台運搬形式の砂礫の径の推定は現状では不可能である。しかし、土石流は想像もできないような大石を下流に運搬するほどで、そのエネルギーはばくだいなものと考えることができるから⁹⁾、もし上流に十分大きな径をもつ砂礫が供給可能土砂として多量に存在するならば、集台運搬形式で運ばれる石礫の径は掃流運搬形式のそれにくらべて大きくなるであろう。

掃流運搬形式で運搬されてきた堆積土砂に対しては、その付近の最大礫のもつ抵抗力（すなわち限界掃流力）が流水のもつ掃流力につりあっているようである⁹⁾。図-1(a)は渡良瀬川における最大礫のもつ限界掃流力と流水のもつ掃流力とを河道距離ごとに比較したものである。また、図-1(b)は両者の比をとったもので、かすみ堤および新堤築造の影響ではっきりと河幅の決められない4kmの地点（3kmの地点のひらきはよくわからない）を除くと、両者はほぼ一致し、 U_{*c}^2/U_*^2 は1~2

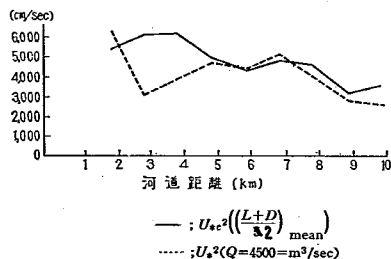


図-1 (a) WATARASE R.

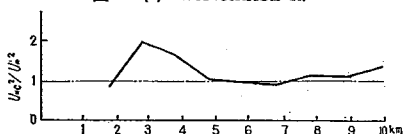


図-1 (b) WATARASE R.

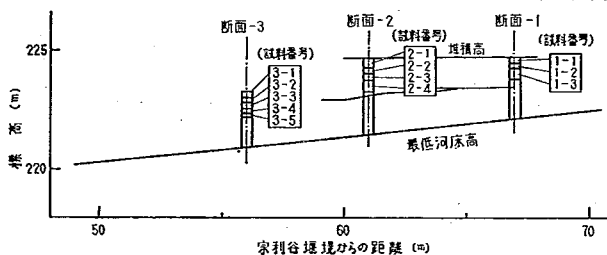


図-2 MITAKI R.

を示すことがわかる。

それに対して、土石流では最大礫の径は流水のもつ掃流力とバランスせず、はるかに大きな値を示すとおもわれる。これについては6.で礫の配列状態と関連して述べる。

4. 堆積土砂の礫の配列状態

写真-1をみてもわかるように、掃流運搬形式で運搬されてきた土砂は、層状構造をつくるようである。写真-3は三滝川の宗利谷ダム堆砂地内の河床断面を示したものである。各層毎に礫の分布が異なることを示すために図-2に示す各点からふるい分け試験用の試料を採取した。(断面-1と断面-2とは連続しており、河床勾配とはほぼ平行に礫の大きさによって層状構造を示している。断面-2と断面-3との間には小さな溪流がはいっており、その連続性は不明である。

各試料の礫分布を各断面毎にまとめたのが図-3である。これは、コンクリート骨材用標準ふるいを用いて各試料（約10kg）を現場であるい分けしたものを粒径階毎の残留率を縦軸にとってまとめたものである。最低河床から約2.5mの地点の1-1では礫径10~15mmの範囲に残留率のピークがあらわれるのに対し、それより約30cm下の層である1-2では2.4~4.7mmの範囲にピークがあらわれ、極端に細かくなっていることがわか

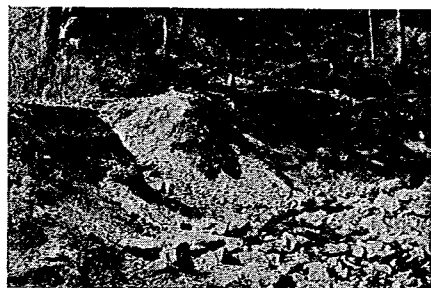


写真-3 三滝川宗利谷堰堤堆砂地

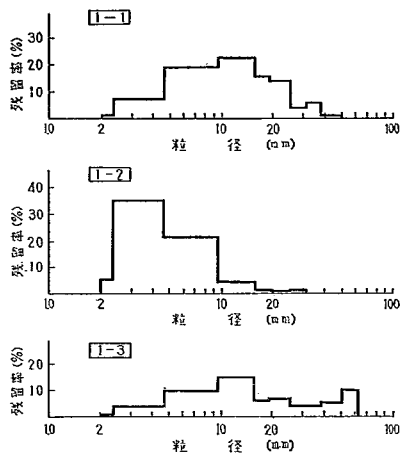


図-3 (a) MITAKI R.

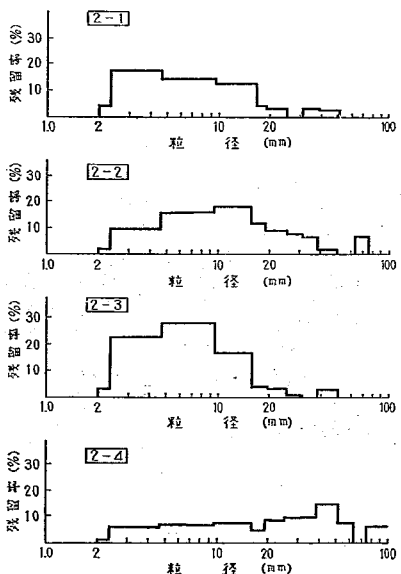


図-3 (b) MITAKI R.

る。さらに、30cm 下層の3-2では1-1と同じ10~15mmのところにピークをもつ。しかし1-1と異なって50~60mmの大きな礫も多く含まれている。断面-2, 3に対しても同様なピークのずれがみられる。さらに、1-1と2-2, 1-2と2-3, 1-3と2-4がほぼ同じ礫分布を示していることがわかる。これらの層内

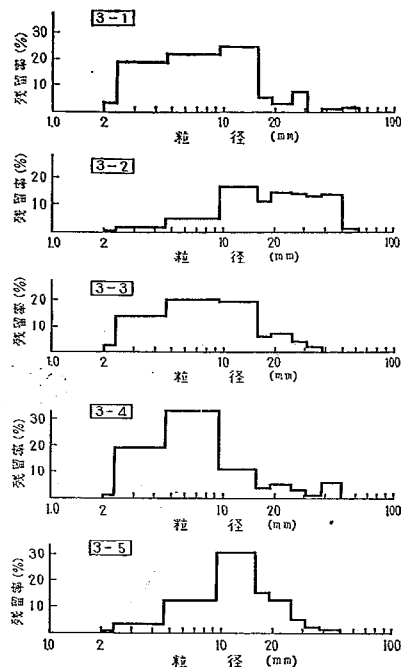


図-3 (c) MITAKI R.

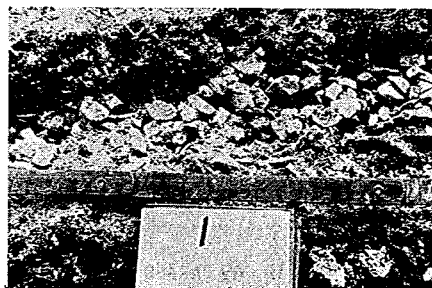


写真-4 断面-1の拡大写真

の礫の状態を拡大写真でみると写真-4のようである。このように、ある粒径階の礫が卓越して堆積し、それが一定程度連続して存在していることは、掃流運搬形式の一つの特徴のようである。

それに対して、土石流では大石・巨岩の他に泥・砂・礫・玉石が大小取り混ざり、混乱衝突しあって進行するものであるから、このような層状構造はみられない。写真-2は、そのような土石流の堆積特性をよく示している。

5. 水 理 実 験

4. に述べたような層状構造が発現する理由は現在ではよく解明されていない。もちろん、運搬される礫の粒径が均一であれば、こういうものは生じるはずはないから、混合砂礫の流砂現象特有のものであることは確かである。しかし、これが、① 粒径の異なる砂礫の跳躍距離や移動スピートの違いから生じるものであるか、② 洪水中に供給砂礫の粒度分布が変化するからか、あるいは、③ そのいずれでもない原因によるのであるか、現在ではよくわかっていない。そこで、一定の混合割合をもつ混合砂礫を一定量供給する水理実験をおこなって、それを確かめることにした。実験は長さ 20m、幅 40cm の片面ガラス張り矩形水路を用い、あらかじめ水路床に 1/100 の勾配で粒径 0.21cm の均一砂を敷きならべた。そして 0.21cm の均一砂と 0.021cm の均一砂とを容積比 1 : 1 で混合したものを 200g/sec で水路上流端より供給した。流量は 0.21cm の均一砂で平衡勾配が 1/35 になるように決めた (10.6l/sec)。図 - 4 は河床の時間的変動を示したものである (ただし、給砂量が多く準備できなかったため平衡勾配に対するまで実験を継続することができず、給砂開始後 18 分で実験を終了している)。

写真 - 5 は河床に堆積した砂礫を実験終了後写したものであり、層状構造を顕著に示している。これは水路横断方向にも連続しており、蛇行などの影響ではないと思われる。しかし本章のはじめに述べたような原因のうち、いずれであるかはもっと詳細な実験を行わないとわからないことが判り、現在検討中である。

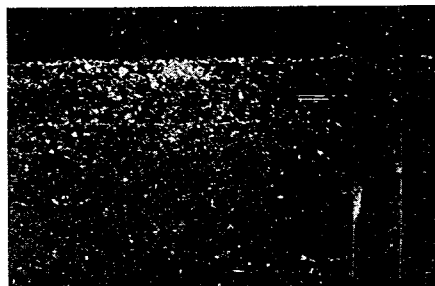


写真 - 5 土砂堆積状況 (水路延長10m地点)

6. まとめおよび六甲住吉川での具体例

以上でわれわれは、洪水流の作用を受けて押し流される掃流運搬形式のものと土石流などで運搬される集合運搬形式のものとを、堆積土砂の礫径および配列状態によって、一部証明できないところもあるが、一応判断できることを示した。すなわち、① 掃流運搬形式で運ばれた土砂の礫径は最大礫のもつ限界掃流力と流水のもつ掃流力とが一致する程度の大きさであり、かつ礫の粒度分布の違いから層状構造を示す。これは定性的ではあるが、水理実験からも明らかとなった。それに対して、② 集合運搬形式で運ばれた土砂の礫径は流水のもつ掃流力にくらべてはるかに大きく、かつ大小不規則に混合している。ただし、これはまだ推定の域を出ていない。

以上の考え方を昭和42年7月9日の集中豪雨で多量の土砂を生産・流出した六甲山系の住吉川) 流域面積

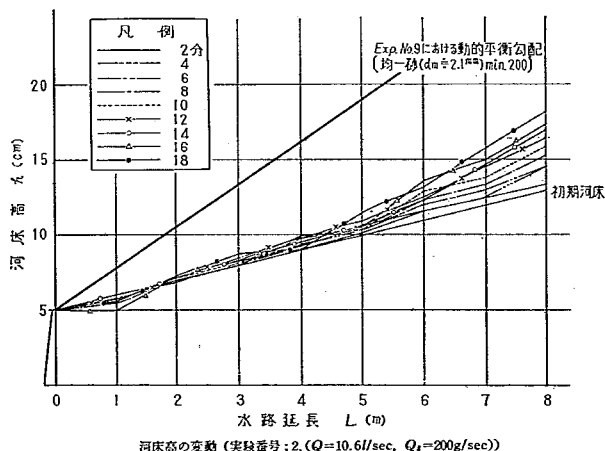


図 - 4 堆積特性に関する水理実験

11.33km²) において確めてみた。

白鶴堰堤より上流約4kmの河床で、堆積特性をしらべるために現地調査をした。写真-5は代表的な河床断面を示したものである。これらの写真から層状構造のいちじるしいものとそうでないものに分類して、河道距離毎に示すと図-5のようになる。これにはまた最大礫のもつ限界掃流力 U_{*c}^2 と昭和42年7月集中豪雨時の流量から計算された掃流力 U_*^2 との比 U_{*c}^2/U_*^2 も書き入れている。 $U_{*c}^2/U_*^2 > 2$ を集合運搬形式、 $U_{*c}^2/U_*^2 < 2$ を掃流運搬形式と判断すると(この仮定は3章の考察か

らもほぼ妥当であると思われる) 礫の配列状態による両者の区分と一致するようである。この図から判断すると「五助ダム下流には土石流は来襲せず、流砂はほぼ掃流運搬形式で流下した。また、水晶谷から流下した土石流は五助ダム上流狭く部まで到達した。水晶谷合流点より上流の本川では淹状になっている上流地点に土石流が発生し堆積しているが、その上流には河幅の広がった堆砂地のようなところがあり、そこでは掃流運搬形式であつた。」などの事柄が明らかにされる。これは図-6に示されたような災害前後の航空写真から解析された住吉

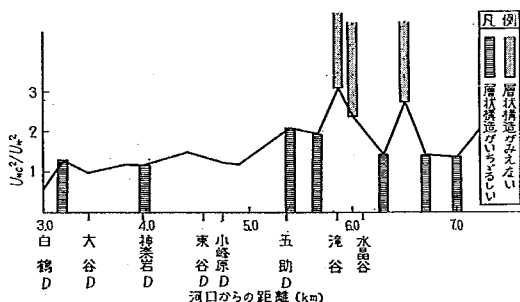


図-5 ROKKO SUMIYOSHI R.

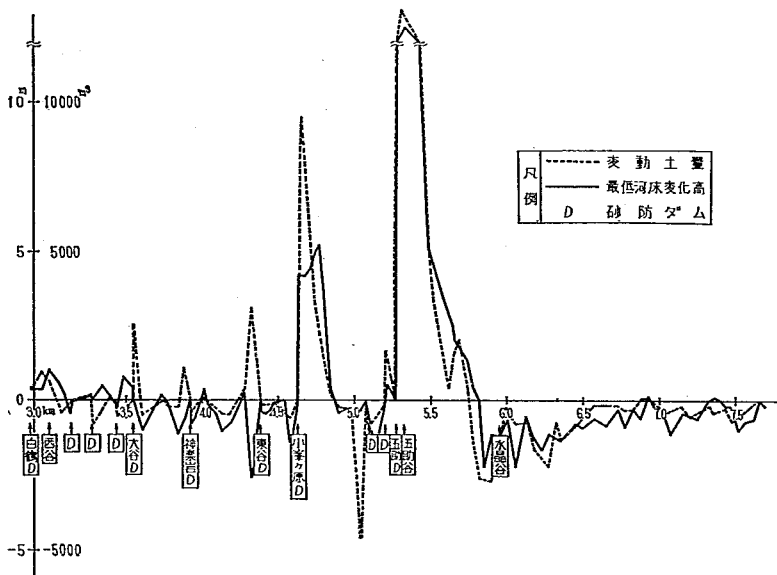


図-6 ROKKO SUMIYOSHI R.

川土砂変動解析⁹⁾における変動土量および最低河床の変化高からみても、ほぼ妥当な結果のようである。(ただし、五助ダムで掃流運搬形式が示されるのは堆砂地表面付近の河床断面での観察結果によるものであり、これが河床断面全体に存在するか否かはわからない。)

7. お わ り に

以上で集合運搬形式で運ばれる砂礫と、掃流運搬形式で運ばれる砂礫の堆積特性にはそれぞれ特徴があることを明らかにした。

両者がつくるそれぞれの堆積特性は、工事をほどこしていく上に区別して考えていくべきたいせつな要素であり、砂防工事の効果算定にも使うべくさらに研究を進めていきたいと考えている。

最後に、現地調査を心よくおひき受けくださった建設省六甲砂防工事事務所瀬尾調査係長、三重県砂防課大庭・細井技師および種々の貴重な御意見をたまわった土木

研究所平尾砂防研究室長に深く感謝の意を表します。
(1969. 6. 26)

参 考 文 献

- 1) 遠藤隆一，他：砂防工学，朝倉書店（S44）
- 5) 橋本規明：新河川工法，森北出版（S31）
- 3) 伊吹正紀：砂防特論，森北出版（S30）
- 4) 石藤藤次郎，他：応用水理学中I，丸善
- 5) 遠藤隆一：砂防工学，共立出版（S33）
- 6) 田畑茂清：山地溪流部における河床最大礫に関する一考察，第5回災害科学総合シンポジウム（S43）
- 7) 柿 徳市：土石流の実験的研究，新砂防 No.19（S30）
- 8) 建設省六甲砂防工事事務所：住吉川航空写真測量並に42.7災害解析報告書（S43）

大礫の限界掃流力に関する実験的研究

An Experimental Study on Critical Tractive Force of Cobble Gravels

田 畑 茂 清* 市ノ瀬 榮 彦*

1. は し が き

限界掃流力に関する実験は従来から数多くおこなわれてきているが、そのほとんどが直径1cm以下の礫を用いたものが多く、大礫によるものはわずかにIndri⁽¹⁾によってなされているのみ(最大使用粒径:12.5cm)で、大礫に関する限界掃流力の明確な実験式は得られていない。

本実験では、信頼度が薄くあまり実験がおこなわれていない1cm以上の大礫について、限界掃流力を確かめる実験をおこなった。実験に用いた粒径は1.65cm, 2.70cm, 10.83cmの3種類である。片面ガラス張りの矩形断面水路を用い、勾配を1/6~1/70に変化させて限界掃流力を求めた。得られた結果は、いままでに得られた実験式、たとえば栗原公式⁽²⁾、岩垣公式⁽³⁾の延長とさほど大きな差は見られなかった。しかし、無次元化した限界掃流力とレイノルズ数との関係について実験値をプロットしてみると、数径ごとに一つの直線上に並ぶ傾向があり、水面勾配と関係がありそうなことも明らかとなった。

2. 実 験

(1) 材 料

実験に用いた3種類の砂礫の粒径加積曲線は図-1のごとくである。このうち、砂礫a, bの粒径分布はフルイ分け試験によって、また砂礫cの粒径分布はフルイ分け試験が不可能なため、河床から無作為に採りあげた礫(約30個)の径によって求めた。砂礫aは福島県相馬郡小高町南小高東町産の珪砂である。砂礫bおよびcは

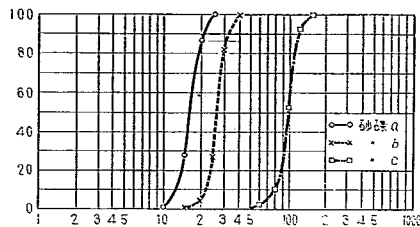


図-1 粒径加積曲線

利根川中流部産のものである。平均粒径は、それぞれ1.65cm, 2.70cm, 10.83cmであり、図からわかるように粒径はかなりそろっている。

(2) 水 路

実験に用いた水路はつぎの2種類である。

〔水路-a〕

水路幅0.525m, 長さ20m, 高さ0.4mの鋼製矩形片面ガラス張りの可変勾配水路である(図-2)。

〔水路-b〕

水路幅1.7m, 全長約70m, 高さ1.1mのコンクリート製片面ガラス張りの矩形断面水路である(図-3)。

(3) 水路の選定

各使用粒径の限界掃流力を示すと思われるときの流量, 水位を勾配ごとにShields公式⁽⁴⁾を用いてつぎのように推定し、粒径ごとに用いようとする水路の選定をおこなった。(ここで、限界掃流時の流量および水位をそれぞれ限界掃流時流量, 限界掃流時水深と名づけ、以下このようによぶことにする)。

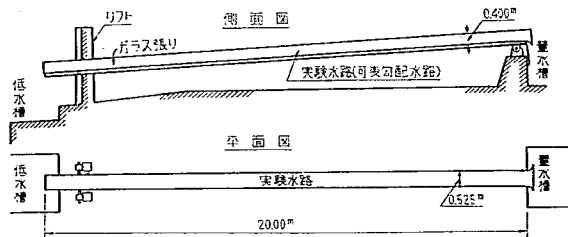


図-2 水路-a 概要図

* 建設省土木研究所

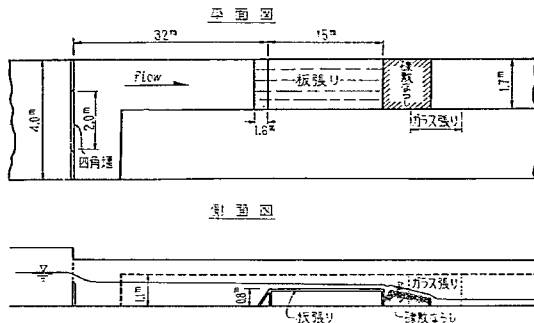


図-3 水路-b概要図

無次元化した限界掃流力のだいたいの値は 0.05 である。すなわち、

$$U_{*c}^2 \approx 0.05 \{(\sigma/\rho) - 1\} g \cdot d_m \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 U_{*c} : 限界摩擦速度

σ/ρ : 砂礫の比重

g : 重力の加速度

d_m : 平均粒径

また、摩擦速度は次式で定義されている。

$$U_* = \sqrt{\tau_0/\rho} = \sqrt{g \cdot R \cdot I} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

τ_0 : 掃流力

ρ : 水の密度

R : 径深

I : 設定河床勾配

ここで、 $U_{*c} = U_*$ として(1)、(2)式から限界掃流時における径深 R_c は、

$$R_c = \frac{0.05 \{(\sigma/\rho) - 1\} \cdot g \cdot d_m}{I} \quad \dots\dots\dots (3)$$

である。

使用矩形水路を考えると、限界掃流時水深 h_c のときの径深 R_c は、

$$R_c = \frac{A_c}{S_c} = \frac{B \cdot h_c}{B + 2h_c} \quad \dots\dots\dots (4)$$

(ここに、 A_c : 限界掃流時断面積、 S_c : 限界掃流時の潤辺、 B : 水路幅)。

であるから、(3)および(4)式より限界掃流時水深 h_c は、

$$h_c = \frac{0.05 \{(\sigma/\rho) - 1\} \cdot B \cdot d_m}{BI - 0.10 \{(\sigma/\rho) - 1\} d_m} \quad \dots\dots\dots (5)$$

で表わすことができる。

限界掃流時流量 Q_c の推定は、前述の限界掃流時水深 h_c と、マンニング公式を用いればつぎのように表わされる。

$$Q_c = V_c \cdot A_c = \frac{1}{n} \cdot R_c^{1/3} \cdot I_c^{1/4} \cdot B \cdot h_c \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 V_c : 限界掃流時の平均流速、

I_c : 限界掃流時の水面勾配

(6)式に(3)および(5)式を代入すると、限界掃流時流量 Q_c は、

$$Q_c = \frac{1}{n} \left(\frac{0.05 \{(\sigma/\rho) - 1\} d_m}{I} \right)^{1/3} \times I^{1/4} \left(\frac{0.05 \{(\sigma/\rho) - 1\} B \cdot d_m}{BI - 0.10 \{(\sigma/\rho) - 1\} d_m} \right) \quad \dots\dots\dots (7)$$

と示される。ゆえに、 h_c 、 Q_c は既知の値から計算することができる。(ただし、粗度係数は 0.01 とした)。

以上のように推定した限界掃流時流量および水深は大礫のそれとは多少異なると思われるので、この値にある程度の余裕をみる必要があるであろう。ここでは、可傾できる水路-aを用いることを第1条件とし、水路-aの性能からみて、実験不可能な範囲の粒径を用いる場合にのみ水路-bを用いた。

(4) 実験ケース

砂礫、水路および河床設定勾配の組み合わせによって計26ケースの実験をおこなった(表-1)。

(5) 流水の流し方

限界掃流時の測定方法には、流量を徐々に増加させる方法と、流量を徐々に減少させていく方法が考えられる。本実験では、2-(3)での計算値よりわずかに少ない流量を初期流量とし、順次流量を増加させることによって増加時の限界掃流時流量を定め、つぎに流量を一時的にあげ、その後逆に流量を徐々に減少させて減少時の限界掃流時流量を求めた。その流し方の一例を示すと図-4のようである。ここに Q_{c1} は流量の増加時の限界掃流時流量、 Q_{c2} は流量の減少時の限界掃流時流量である。

(6) 限界掃流時の判定基準

「いかなる掃流礫数をもって限界掃流時として採用するか」、これについて岩垣氏⁹⁾は、

① 砂礫がときどき動く。

表-1 実験 ケー ス

実 験 名	A-実 験	B'-実 験	B-実 験	C-実 験	計
材料×水路 設定河床勾配	砂礫 a ×水路 a	砂礫 b ×水路 a	砂礫 b ×水路 b	砂礫 c ×水路 b	
1/6	—	—	—	3	3
1/15	—	3	2	—	5
1/20	2	2	3	—	7
1/30	2	—	—	—	2
1/50	6	—	—	—	6
1/70	3	—	—	—	3
計	13	5	5	3	26

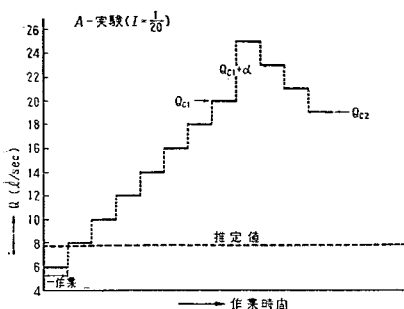


図-4 流水の流し方

- ② 全面的に移動する。
- ③ 何秒間に何粒動くを観測できるという①と②の中間の状態。
- ④ 流砂量を測定し、 U_* を減少させていき、流砂量が0となる状態。

の4つをとりあげ、①においては、不安定な砂礫が動く状態であり、②においては、かなりの量が移動する状態であり、砂礫面上の砂礫の平均的な動き始めという意味がなく、④においては、砂澁の状態が発生し、実際には正確な値を測定することが困難というそれぞれの考えから、③の状態が最も適当であるとしてこれを採用している。

掃流礫数を各設定流量時ごとに測定してみると、3. (1)に述べるように流量の増加につれて掃流礫数が急激に増加する。よって、本実験では、このときを限界掃流時と判定した。このときの掃流礫数は9~60個/minであり、岩垣氏の判定基準とはほぼ一致する。

(7) 方法

実験の方法はつぎのようである。

(材料—aおよび水路—aを用いた実験をA—実験、材料—bおよび水路—aを用いた実験をB'—実験、材料—bおよび水路—bを用いた実験をB—実験、材料—cと水路—bを用いた実験をC—実験とそれぞれ名づけ

た。)

〔A—実験〕

用いた水路、測点および礫の敷きならし状態は図-5(a)のとおりである。水路下流端より1.5m、11.5m地点の水路床に高さ7cmの板を設置し、礫はこの間に7cmの厚さに一様に敷きならした。実験前、後の河床勾配および実験実施中の各設定流量ごとの水面勾配はポイントゲージによって、①~⑤測点にて測定した。流速は①測点でピトー管を用い、3点法によって測定した。

掃流礫数は流速測定地点(①測点)の縦断方向7cm区域を掃流させる礫の数とした。実験には30~120秒間で2~5回程度計測し、その平均値を求めている。掃流礫数計測位置の河床形状、水深の変化は水路側面より写真によりおさめた。以上のような一連の作業を各設定流量時ごとに実施した。流量の減少時の限界掃流時流量は、一時的に流量をあげるとき砂澁が生じ、増加時の限界掃流時流量とかなり河床状態に差が生じることから、以後の解析には用いなかった。水路勾配は1/20、1/30、1/50、1/70に変化させた。

〔B'—実験〕

砂礫の敷きならし厚さを10cmにした以外はA—実験と同様の実施方法である。水路勾配は1/15、1/20に変化させた。

〔B—実験〕

この水路は可傾できないので、図-3に示すように15m板張りの下流側に礫によって勾配を設定した。用いた水路、測点および礫の敷きならし状態の概要は図-5(b)に示すとおりである。流速および掃流礫数の測定は、設定河床勾配1/15のものは板張り下流端より6.0m地点で、また、1/20のものは8.0m地点で計測した。

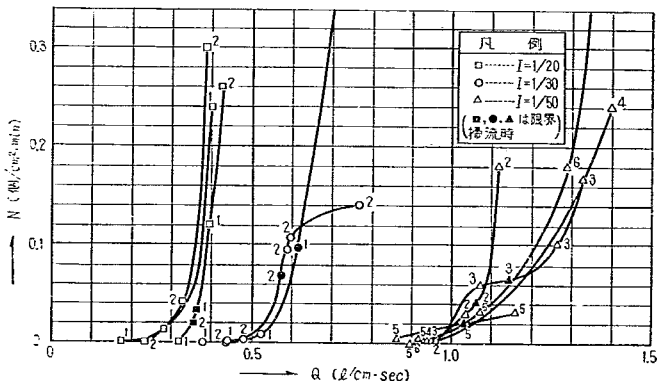
〔C—実験〕

設定河床勾配は礫によって水路内に1/6に敷きならした。測点は礫敷きならし最上流部より0.5m間隔に①~⑤測点を定め、流速は⑤測点でピトー管を用いて計測した。大礫であり、しかも急勾配であるこの実験では、写真-1にみるように空気混入がはげしく、流水および河床

の凹凸が移動するので、流速測定は一点法によるしかなかった。また、同様の理由から、水路側面より掃流数値を計測することは不可能であったので、礫が音をたてて動くときの音でもって限界掃流時を判断した。

(1) 測定値

掃流回数と流量との関係は図-6にその一例をあげた。図中、黒くぬりつぶしたものが本実験で限界掃流時としたものである。この決定方法は、さきに述べたように掃流回数が急激に増加する点をもって示したものである。このときの水位、流量、流速分布、水面勾配等を以後の



-73-

表-2 計 算 値

実験番号	Q (l/sec)	h (cm)	水面勾配 I	v_m (m/sec)	R (m)	n $n = \frac{1}{v_m} R^{2/3} I^{1/2}$	v $Q/A(m/sec)$	エネルギー勾配 $I_e = \frac{n^2 v^2}{R^{1/3}}$	掃流力 $\tau_e = \frac{\rho g R I_e}{(\rho U_{*c}^2)}$	摩擦速度 $U_{*c} = \sqrt{\frac{\tau_e}{\rho}}$	$U_{*c}^2 / \{(\sigma/\rho) - 1\} g d_m$	$U_{*c} d_m / \nu$
A--(1/20)--1	19.0	3.81	0.0465	1.15	0.0366	0.0195	0.94	0.0310	0.00102	0.1010	0.0382	1,462
"--(1/20)--2	18.8	4.20	0.0513	1.06	0.0362	0.0235	0.85	0.0331	0.00117	0.1082	0.0439	1,566
"--(1/30)--1	32.4	6.00	0.0300	1.17	0.0488	0.0197	1.03	0.0230	0.00110	0.1049	0.0412	1,518
"--(1/30)--2	30.3	5.30	0.0314	1.15	0.0441	0.0192	1.36	0.0436	0.00188	0.1371	0.0704	1,984
"--(1/50)--1	55.0	9.62	0.0225	1.17	0.0704	0.0218	1.09	0.0194	0.00134	0.1158	0.0503	1,676
"--(1/50)--2	56.0	9.84	0.0149	1.11	0.0715	0.0191	1.08	0.0144	0.00101	0.1005	0.0379	1,454
"--(1/50)--3	60.0	9.64	0.0225	1.31	0.0705	0.0196	1.19	0.0170	0.00117	0.1082	0.0439	1,566
"--(1/70)--1	88.5	14.13	0.0066	1.41	0.0920	0.0119	1.19	0.0048	0.00043	0.0656	0.0161	949
"--(1/70)--2	88.5	14.30	0.0063	1.40	0.0925	0.0117	1.18	0.0045	0.00041	0.0640	0.0154	926
"--(1/70)--3	85.5	14.05	0.0074	1.23	0.0915	0.0142	1.16	0.0066	0.00059	0.0768	0.0221	1,112
B'--(1/20)--1	48.2	6.50	0.0560	1.41	0.0521	0.0235	1.41	0.0563	0.00287	0.1694	0.0657	4,012
"--(1/20)--2	46.8	7.00	0.0500	1.51	0.0559	0.0217	1.27	0.0354	0.00194	0.1393	0.0444	3,299
"--(1/15)--1	28.2	4.30	0.0606	1.30	0.0370	0.0210	1.25	0.0555	0.00201	0.1418	0.0461	3,358
"--(1/15)--2	31.3	5.10	0.0633	1.21	0.0427	0.0254	1.17	0.0593	0.00248	0.1575	0.0568	3,730
"--(1/15)--3	31.3	5.40	0.0654	1.22	0.0448	0.0264	1.10	0.0527	0.00231	0.1520	0.0529	3,600
B--(1/15)--1	179.0	7.50	0.0610	1.56	0.0689	0.0267	1.41	0.0504	0.00340	0.1844	0.0779	4,367
"--(1/15)--2	175.0	8.10	0.0780	1.67	0.0740	0.0295	1.27	0.0452	0.00328	0.1811	0.0751	4,289
"--(1/20)--1	184.0	6.70	0.0540	1.47	0.0621	0.0248	1.62	0.0658	0.00400	0.2000	0.0916	4,737
"--(1/20)--2	204.0	6.60	0.0700	1.67	0.0613	0.0246	1.82	0.0829	0.00498	0.2232	0.1141	5,286
"--(1/20)--3	220.0	8.60	0.0360	1.78	0.0781	0.0195	1.50	0.0257	0.00197	0.1404	0.0451	3,325
C--(1/6)--1	329.0	9.30	0.2060	2.00	0.0838	0.0435	2.08	0.2224	0.01826	0.4273	0.1043	40,592
"--(1/6)--2	262.0	8.90	0.1700	1.86	0.0806	0.0423	1.73	0.1537	0.01214	0.3484	0.0693	33,098
"--(1/6)--3	341.0	11.10	0.1280	2.07	0.0982	0.0368	1.81	0.0975	0.00939	0.3064	0.0542	29,100

解析に用いることにした。

(2) 限界掃流力および摩擦速度

粗度係数 n と平均流速 v および径深 R からエネルギー勾配 I_e を次式によって表わすことができる。

$$I_e = \frac{n^2 v^3}{R^{4/3}} \quad \left(v = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{Bh} \right)$$

ここに、粗度係数 n は、各設定流量時ごとのピトー管による平均流速からマニング公式より算定したものである。

このエネルギー勾配から、掃流力 τ_0 および摩擦速度 U_* を表わすと

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R \cdot I_e$$

$$U_* = \sqrt{\tau_0 / \rho}$$

である。

各実験の無次元化した限界掃流力 $U_{*c}' / \{(\sigma/\rho) - 1\} g \cdot d_m$ 、およびレイノルズ数 $U_{*c} d_m / \nu$ の値は表-2のとおりである。なお、表中の動粘性係数 ν は 15°C の水のそれ ($\nu_{15^\circ\text{C}} = 1.14 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$) を採用した。計算値は従来の実験公式と合わせて図-7に示した。

無次元化した限界掃流力 $U_{*c}' / \{(\sigma/\rho) - 1\} g \cdot d_m$ の値は、A—実験は 0.016~0.070、B'—実験では 0.044~0.066、B—実験では 0.045~0.114、C—実験では 0.054~0.104 と示された。

これらの実験値を全体的に観察すると、粒径ごとに一つの直線上に並ぶ傾向がみられ、それらは水面勾配別に散乱している。各実験の水面勾配と $U_{*c}' / \{(\sigma/\rho) - 1\} g \cdot d_m$ との関係は図-8のようになり、次式のような直線関係が得られた。

$$I \approx 2.6 [U_{*c}' / \{(\sigma/\rho) - 1\} g \cdot d_m]^{1.5}$$

このような傾向は岩垣氏の実験値にもみられ、掃流礫数の多少によって示されているようである⁽⁹⁾。このことから本実験の水面勾配別の散乱は、掃流礫数と関連があるようにも思える。

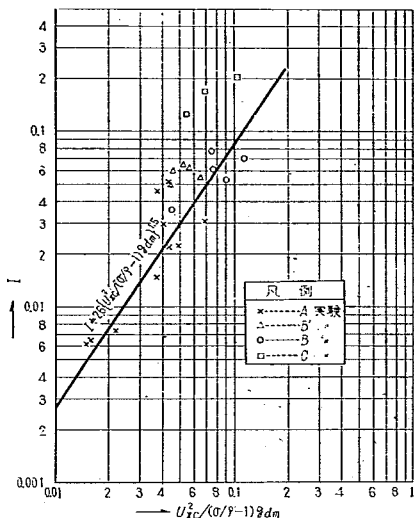


図-8 $U_{*c}' / \{(\sigma/\rho) - 1\} g \cdot d_m \sim I$ の関係

4. ま と め

本実験では、大礫を用いた限界掃流力実験として平均粒径 1.65cm, 2.70cm, 10.83cm の 3 種類のものについて実験をおこなった。そして、これらの限界掃流力が今まで数多くおこなわれ、実験式で表わされているものとどのような関係にあるかを調べた。その結果、

1) $d_m = 1.65, 2.70, 10.83\text{cm}$ の礫のもつ限界掃流力 $U_{*c}' / \{(\sigma/\rho) - 1\} g \cdot d_m$ の値は、小さいところでは 0.016、大きいところでは 0.114 と示され、いままでの栗原公式、岩垣公式の延長とさほど大きな差はみられな

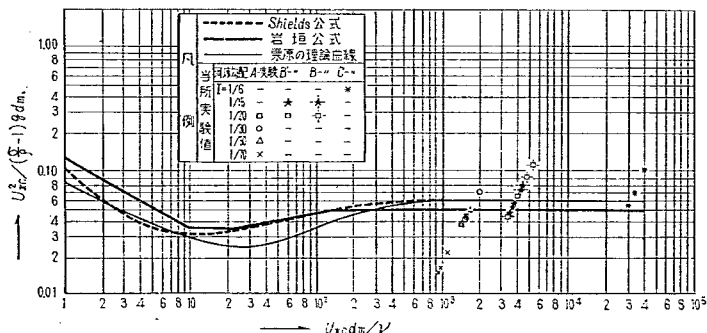


図-7 限界掃流力の無次元表示

った。このことから栗原、および岩垣の公式は粒径10.83 cm までほぼ適用してもよいことが確かめられた。

2) 限界掃流力 $U_{*c}' / \{(\sigma/\rho) - 1\} g \cdot d_m$ と、レイノルズ数 $U_{*c} d_m / \nu$ との関係について、粒径ごとに一つの直線上に並ぶ傾向がみられた。そして、この散乱は水面勾配と関係がありそうである。

3) 掃流礫数と流量との関係について、急激に変わるところを限界掃流時と判定したものは、岩垣氏が限界掃流時と判定した掃流礫数とだいたい一致することがわかった。

以上のような結果を得たが、データ数が少なく、粒径別にもっと広範囲の勾配を設定した実験、あるいは、限界掃流時の判定基準を定量的に把握した実験等、まだ多くの検討が残されており、今後の課題としていきたい。

参考文献

- (1) E. Indri : Nuove ricerche sulla forza di trascinamento delle correnti liquide.
L'ENERGIA ELETTRICA april 1936.
- (2) 応用水理学中 I : 限界掃流力 (pp 15~21)
- (3) 同上.
- (4) 水理公式集 : 流砂 —— 限界掃流力 ——
(第 1 編, 河川)
- (5) 岩垣雄一 : 限界掃流力に関する基礎的研究
(I) 限界掃流力の流体力学的研究
土木学会論文集, 第41号 (昭和32年)
- (6) 同上

渓床幅、渓床勾配の変化が土石流堆積 におよぼす影響について*

田 畑 茂 清** 市ノ瀬 榮 彦**

study on mud-flow deposition, owing to changes
of river-width or slope

1. まえがき

土石流が堆積するには、ある渓床勾配、渓床幅の変化による“ブレーキ効果（減勢効果）”が必要である。水理実験によって、このブレーキ効果を定量的にあきらかにした。

2. 実験方法

- (1) 実験ケースは次の2つのシリーズに大別できる。
- (i), シリーズⅠ： B_1/B_2 の実験（渓床幅の変化に対する実験）
- (ii), シリーズⅡ： I_1/I_2 の実験（渓床勾配の変化に対する実験）

渓床幅の変化に対する実験（シリーズⅠ）は、上流側水路幅を30cmと一定にし、下流側水路幅を30, 50, 70cmに拡幅しておこなった（表-1-a）。渓床勾配の緩和による実験（シリーズⅡ）は、上流側水路勾配を15°の一定とし、下流側水路勾配を15°, 13°, 11°, 9°, 0°に緩和しておこなった（表-1-b）。

- (2) 用いた水路の概要は、図-1に示すとおりである。

表-1-a 実験シリーズⅠ

実験 No.	上流側水路幅 (B_1)	下流側水路幅 (B_2)
I-1	30cm	30cm
I-2		50cm
I-3		70cm

（水路勾配は15°の一定勾配である）

表-1-b 実験シリーズⅡ

実験No.	上流側水路勾配 (I_1)	下流側水路勾配 (I_2)
II-1	15°	15°
II-2		13°
II-3		11°
II-4		9°
II-5		0°

（水路幅は30cmの一定幅である）

る。幅2m、長さ5mのモルタル仕上げの斜面（15°）に、片側を木板、他方を透明樹脂板の側壁を作って矩形水路とした。

渓床幅の変化に対する実験（シリーズⅠ）においては、上流側水路幅を0.3mに固定し、下流側水路幅を変化させた。また渓床勾配の変化に対する実験（シリーズⅡ）は上流側水路勾配を15°に固定し、下流側水路勾配を変化させた。土石流の発生に必要な貯泥槽は、上流側水路延長上に設けた。

(3) 実験に用いた土の比重 (G_s) は2.75、液性限界 (W_L) は86.20%、塑性限界 (W_P) は62.42%、塑性指数 (I_P) は23.78%である。この土の粒径加積曲線は図-2に示すとおりで、含まれている成分は粘土、シルト、砂である。色は黒色である。

(4) 土石流（泥流段波）は次の方法で発生させた。約0.1m³の土量と110~118%間の含水比になる水量とをコンクリートミキサー内に投入し、およそ30分間程度練り混ぜる。その後貯水槽に0.1m³分だけ移す。土石流は、貯水槽の下流端にある堰を急激に上に開けることにより発生させた。

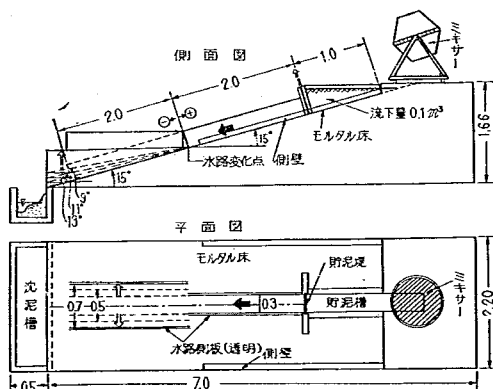


図-1 実験水路概要図（単位：m）

* 昭和46年度砂防学会講演会において発表

** 建設省土木研究所

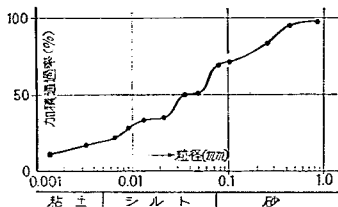


図-2 粒径加積曲線

(5) 土石流の流動、および堆積過程を8 mm カメラによって記録した。

(6) 土石流が堆積した後、採泥(3箇所)と、堆積物の縦断測量(5 cm 間隔)、横断測量(3~5 cm 間隔)をおこない、含水比堆積物の到達距離、堆積縦横断面をあきらかにした。

3. 実験結果および実験考察

実験結果より得られた数値を、含水比と到達距離の関係についてみたものが(図-3-a, b)である。図中、実線によって表わされている値は実験によってあきらかにされた範囲である。破線で表わされている値は、各ケース同一含水比にて比較できるように推定値として伸ばしたものである。

シリーズI, IIに共通していえることは、含水比が増

えるほど到達距離は伸びる。そして同一含水比でみると、シリーズIでは水路幅の大きいほど、またシリーズIIでは水路勾配緩和の割合が大きいほど、到達距離は短かくあらわれている。

ここで流下している土石流は水路幅の拡大によって、あるいは水路勾配の緩和によってその流下速度を急激に減じさせ、停止させることができるとすると、このような効果をブレーキ効果と考えてもよい。これを実験によってみると、図-4-a, bのようになり、あきらかに、水路幅の拡大、水路勾配の緩和は到達距離を短かくし、水路変化が大きいほどブレーキ効果があることを示している。しかし、 0.1 m^3 の土石流流下量に対して、ブレーキ効果には一定の限度があり、シリーズIでは50 cm から70 cm に水路幅を拡大した場合の両者の到達距離はほとんど等しく、ブレーキ効果は上がっていない。シリーズIIについても同様で、水路勾配を 9° に緩和した場合と、 0° (水平)に緩和した場合とのブレーキ効果はほとんど等しい。

ブレーキ効果は、土石流の速度変化によってもあらわすことができる。各ケース3回の実験の中ではほとんど同じ含水比と考えられる実験を1つずつとりあげ、速度変化によるブレーキ効果を比較したのが図-5である。堰を出た土石流は、急激に加速され測点番号7.5地点からはほぼ等速運動に変わる。そして水路付近で速度は小さくなりブレーキがかかる。シリーズIにおいて、ケース

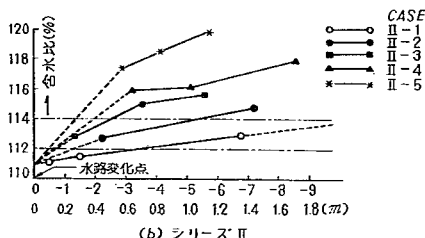
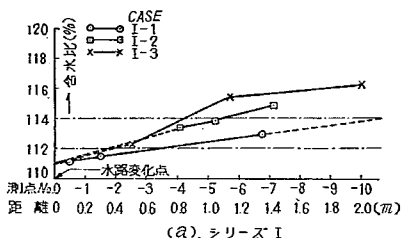


図-3 含水比と到達距離の関係

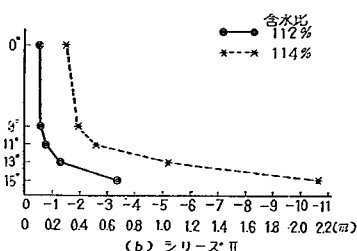
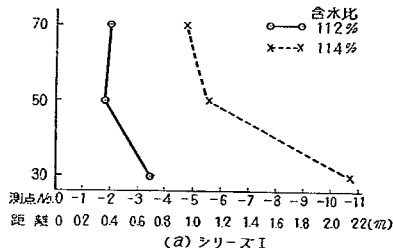


図-4 水路変化と到達距離の関係

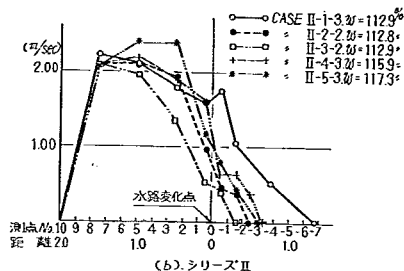
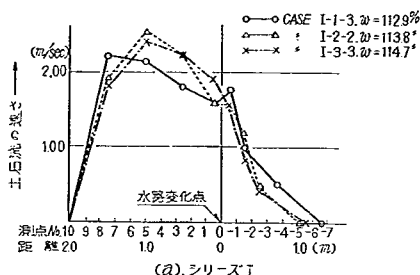


図-5 速度変化によるブレーキ効果

I-2, I-3は、拡幅のないケースI-1に比べると、速度は急に減速され、その結果到達距離は短くなっている。シリーズIIにおいても同様の傾向が見られる。水路変化点より上流側で減速を始めている。よってこの点については再検討を要するであろう。この図においてケースII-4とII-5では含水比が他のものより2%~4%高い。よって到達距離は長くなっているがケースII-1の到達距離より短かく、ブレーキ効果が働いていることを示している。

4. まとめ

本研究では、 0.1m^3 の土石流を、水路幅30cm、水路勾配15°、水路長さ4mの条件下において、土石流を流下させた実験と、水路中央より下流2mの水路を拡幅させた実験、あるいは勾配を緩和した実験とを、土石流

の到達距離、速度等をもとに比較検討をおこなった。本実験の結果、水路幅の拡大、水路勾配の緩和は土石流の流下速度を急激に減速させ、到達距離を縮めることが判った。しかし水路幅および水路勾配の変化によるブレーキ効果は一定の限度がある。言い換えると、水路幅をより大きくしても、土石流への影響は、ある一定の水路幅までしかきかないということであり、水路勾配の緩和についても、ある程度の緩和で水平に緩和したときと、ほぼ同じブレーキ効果があらわれるということである。これらについては、上流側水路勾配、流下する土石流の量、溪床の粗度、流路長によっても大きく左右される問題であるので、今後これらを変えた実験をおこないたい。

(原稿受理日 昭和46年11月17日)

昭和42年7月豪雨災害について

——呉市浜田川の土砂流出——

平尾 公一* 大久保 駿*

1. 調査目的

溪流における適切な砂防計画を樹てる際、災害時に流出するおそれのある土砂が流域内のどの位置に、どのような状態でどれだけの量が存在しているかが問題である¹⁾²⁾。すでに新沢³⁾、柿⁴⁾、小出⁵⁾らは災害時の土砂源として、河床堆積土砂の重要性を指摘し、従来の崩壊土量中心の調査計画の組み方に疑問をもち、意識的に河床堆積土砂量を取り入れた調査計画の手法を提案している。しかし、その後十余年の間、現在に至るまでこの考え方を数量的に表現確認する手法は開発されないままの状態である。

そこで、今回の調査ではこれらを数量的に表現し、災害時の流出土砂源の中で河床堆積土砂の占めるウェイトを実際の溪流で計測してみた。

流出土砂源として、流域内のどのような状態の土砂が重要な役割をもつかという内訳がわかれば、計画策定の際には明確な指針に基づいた有効適切な手法がとれるものと思われる。

2. 調査手法

モデル溪流として、昭和42年7月の西日本集中豪雨の際に土石流を発生させた広島県呉市の浜田川を取り上げた。浜田川をモデルに選んだ理由は、

- i) 流域内はいくつか崩壊が発生し、土石流として流下した土砂の中で河床堆積土砂の占めるウェイトを知るのに好都合であったこと
- ii) 昭和42年7月の集中豪雨により、その前後で河道周辺が大きく変化し、土砂変動量を計測するのに好都合であったこと
- iii) 災害前後に撮影した航空写真があり、かつ災害後のものは、その直後に撮影され、災害時の状態の記録が良好であったこと

などである。

調査手法は⁷⁾ 災害前後に撮影した2組の航空写真(昭和37年国土地理院撮影の $1/10,000$ 、および昭和42年8月国立防災科学技術センター撮影の $1/10,000$)を

用いて、2組の写真上で河道内に設定した同一断面における横断測量を行なって、河道断面積の変化を計測し、河道内の土量の変化を求めるものである。横断線は約20m間隔に設定し、測定にはステレオオートグラフ A-8機を用いた。これと併行して、写真判読および現地調査を行ない、河床の形態の変化、細部の検討を行ない、計測で得られた結果と照応させることとした。判読用には昭和42年10月国立防災科学技術センター撮影の大縮尺写真($1/3,000$)も合わせ用いた。

なお、災害前後の航空写真撮影時期には約5年の間隔があるが、この間に今回の災害以外河道内の状態はほとんど変化していないので、この2組の写真によって今回の災害による変化をはば確実に表現し得たと考えている。

3. 浜田川流域概要

浜田川は呉市東南方の休山(501m)に源を発し、瀬戸内海に流入する小溪流である。その流域面積、流路延長、平均河床勾配はそれぞれ約 1.3km^2 、 1.8km 、 $1/4.5$ である。流域の地質は、広島花崗岩体型に属する多少角閃石を含む花崗閃緑岩質のものが主体である。

河床付近には河床堆積土砂が厚く分布し、この上が階段状の水田、果樹園として利用され、頂上付近まで土地利用がよく行なわれている。溪流の出口には緩傾斜の扇



写真-1 No.6 付近、河床堆積土砂の上の階段畑と基岩露出

* 建設省土木研究所・砂防研究室

状地（土石流扇状地）が拡がり、宅地や水田として密に利用されている。

なお、本川には災害前ほとんど堆砂していないダムが2基あった。

4. 災害概況

西日本各地に大きな災害を発生させた集中豪雨の原因は、台風7号のおとろえた熱帯性低気圧と、それに刺激された梅雨前線である。低気圧の移動速度が速かったため、連続降雨量はあまり大きくないが、短時間の雨量が大きかった。したがって、災害は中小河川のはんらん、がけくずれ、山くずれ、土石流などによるものが多い⁹⁾。

呉市周辺の雨量分布を見ると、最強雨域は呉市を中心に瀬戸内海岸沿いに東の方に伸びている。呉測候所観測による降雨量は連続雨量307mm、最大日雨量223mm、最大時間量75mmであった。

呉市の災害規模はがけくずれ山くずれ1,251箇所、宅地くずれ202箇所、死者88名、生き埋め者数169名に達する。

浜田川の土石流では死者4名、生き埋め者数33名¹⁰⁾をはじめ、農地宅地の浸水埋没23ha、建物損傷80戸*の被害があった¹¹⁾。

浜田川の土石流災害で注目すべきことは、沢の出口から拡がる扇状地部では、流路は土地利用のために極端に挟められ、不自然に屈曲されており、このために災害の規模が大きくなったということである。

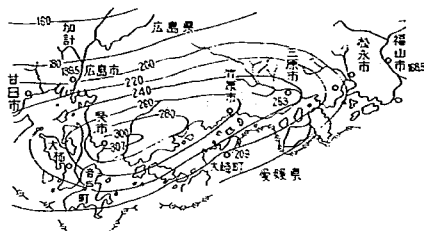


図-1 雨量分布図

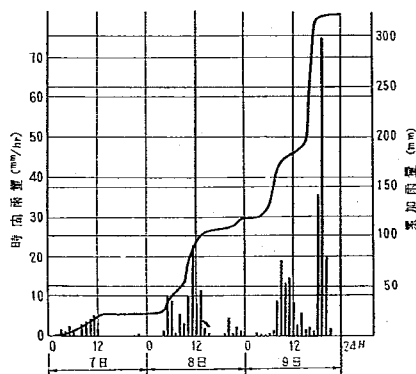


図-2 降雨量（呉測候所）

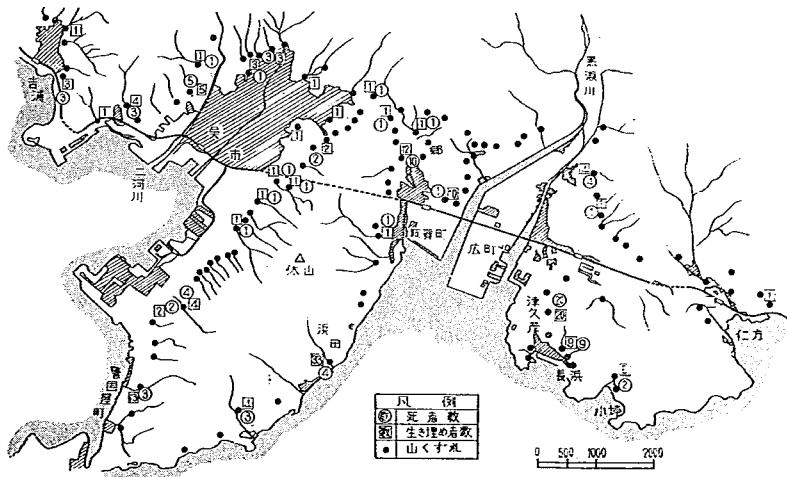


図-3 呉市災害部

* この中には隣接する大入川の数値も含まれている。



写真-2 下流部の被災状況

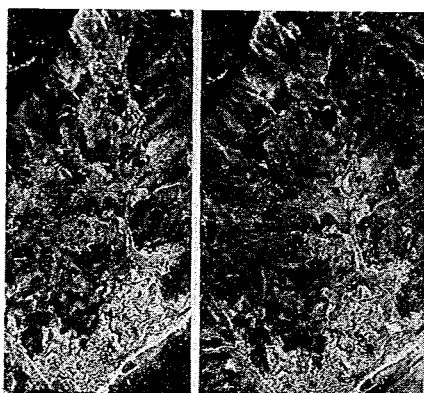


写真-3

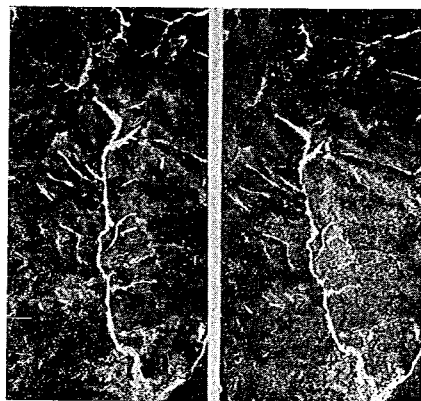


写真-4

5. 土砂変動量——流出土砂源としての河床堆積土砂の役割——

土砂変動量の測定の結果、測定可能であったNo. -12 (測点番号は 図-7 に示す。) 地点までの全洗掘土量は 70,978m³、全堆積土量 24,951m³ で No. -12 より下流

表-1 土砂変動量総括表 (第一堰堤より上流について* ただし、C支川を除く)

	堆 積 量 (m ³)		洗 掘 量 (m ³)		変 動 土 量 (m ³)	
	土 量	百分率(%)	土 量	百分率(%)	土 量	百分率(%)
本 川	11,879	85.1	(8,300) 57,955	(14.3) 89.1	-46,076	90.2
A 支 川	1,972	14.1	(1,100) 3,948	(27.8) 6.1	- 1,976	3.9
B 支 川	107	0.8	3,143	4.8	- 3,036	5.9
C 支 川	1,677		1,183		+ 494	
合 計*	13,958	100	(9,400) 65,046	(14.4) 100	-51,088	100
第一堰堤より下流No. -12まで	9,316		4,749		+ 4,567	
総 計	24,951		70,978		-46,027	

() は崩壊により生産された土砂量

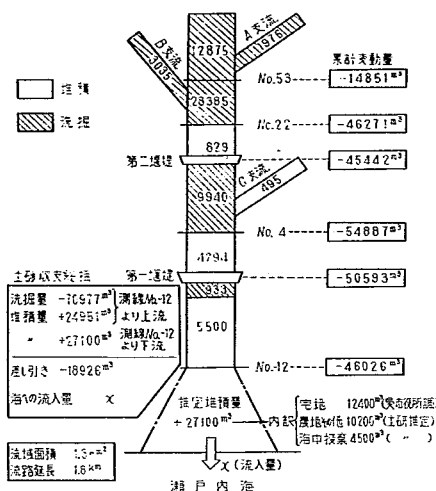


図-4 浜田川流出土砂収支図

へは $46,027\text{m}^3$ の土砂が流下した。No. 0 (第一堰堤) から下流は土石流がはらん堆積した区間であるので、浜田川全川を第一堰堤を基準に考えることにする。そうすると、ここまでの全洗掘土量は $65,046\text{m}^3$ 、全堆積土量は $13,958\text{m}^3$ 、で $51,088\text{m}^3$ の土砂が第一堰堤を通過したことになる。

第一堰堤までの間で生産され、あるいは移動した土量中崩壊により生産されたもの、および河床堆積土砂が移動したものを分けてその割合を調べた。この両現象の境界として No. 61 をとり、これより上流での土量を崩壊によるもの、下流での土量を河床堆積土砂の移動によるものとした。(支川Aについても同様に No. A-C で分

けた。)

その結果、崩壊により生産された土砂は本川で $8,300\text{m}^3$ 、A-支川で $1,100\text{m}^3$ 、計 $9,400\text{m}^3$ である。これは第一堰堤までの間での全洗掘土量 $65,046\text{m}^3$ の約 14.5% であり、残りの $55,646\text{m}^3$ 、 88.5% の土砂はほとんど河床堆積土砂の移動によるものである。すなわち、土石流となって流下した土砂の土砂源として河床に堆積していた土砂の二次的な移動が非常に大きなウェイトを占めていることが明らかとなった。このことは同じ花崗岩地域である六甲の住吉川 (昭和42年7月豪雨¹²⁾)、昭和41年9月山梨県西湖災害 (御坂層群に属する第三紀層地域¹³⁾) についても同様な結果が得られている。

つぎに、流出土砂源中で大きなウェイトを占める河床堆積土砂は、主として河幅の拡大、あるいは河床低下、いずれによって規定されるかを調べた。図-5 は各地点の土量の変化および最低河床高の変化量を同時にプロットしたものであるが、細部はともかく、一見して両者は非常に関係のある動きを示していることがわかる。すなわち、河床低下がその地点における土砂の移動量を規定していると考えられる。もちろん、浸岸侵食等の河幅の拡大による土砂量もあるが、土砂変動量を規定するほどの影響度はないと考えられる。(ここで、河幅の拡大を調べる場合、河幅の定義が問題となる。とくに災害前後で河床の形が大きく変化したようなところでは、前後の河幅を決定する基準が得がたい。)

したがって、流出土砂の重要な部分を占める河床堆積土砂の分布、中でもその堆積の厚さ分布を事前に調べることによって、災害時に流出するおそれのある土砂の概略の量およびその位置を予測することが可能と思う。

なお、No. 61 で崩壊部と河床低下部を分けた根拠は、

- i) No. 61 を境として、その下流は崩壊土砂の流下にとまなうごく薄い表層の剝離、ないしは局所的な縦

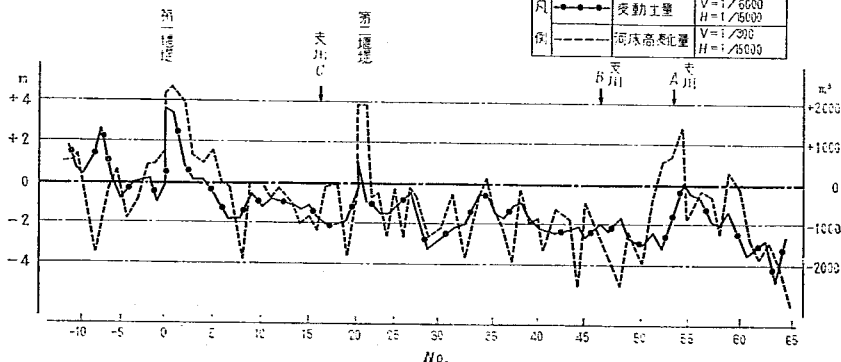


図-5 土量と最低河床の変化

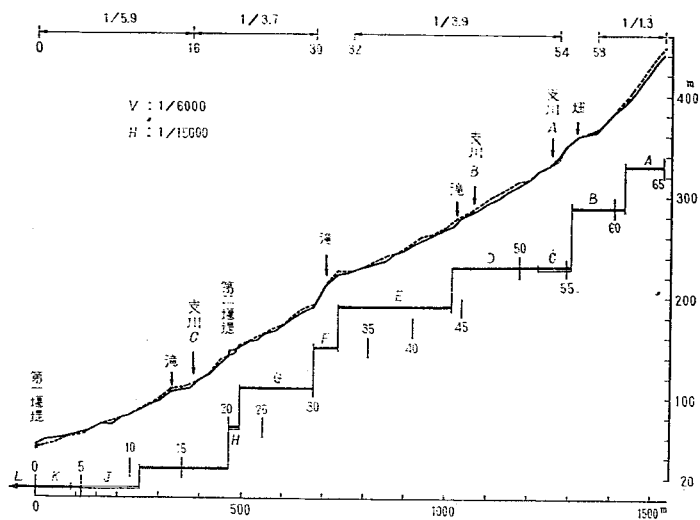


図-6 災害前後の縦断面

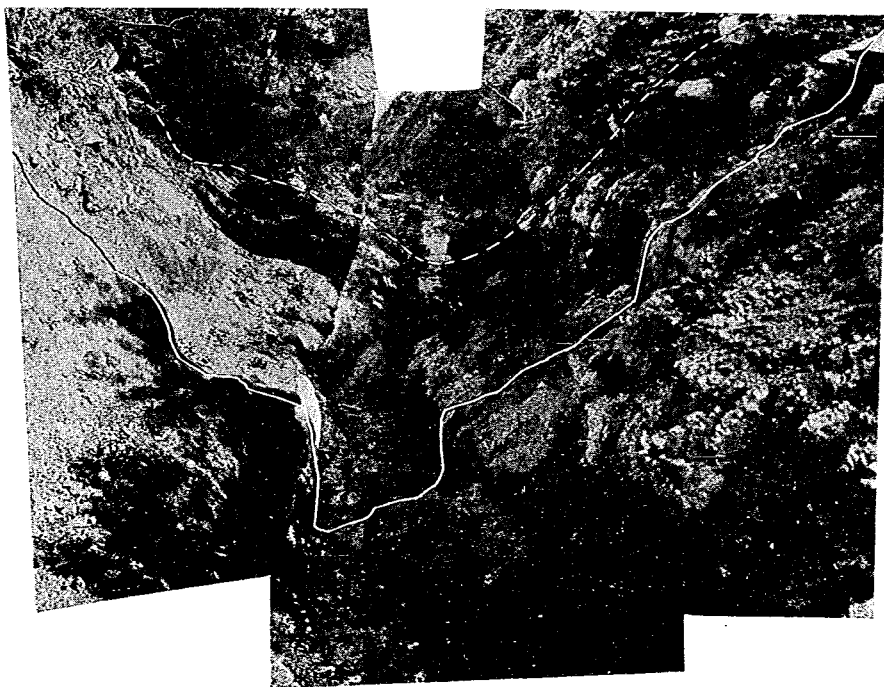


写真-5 No. 44 付近の河床低下(点線が災害前の河床)

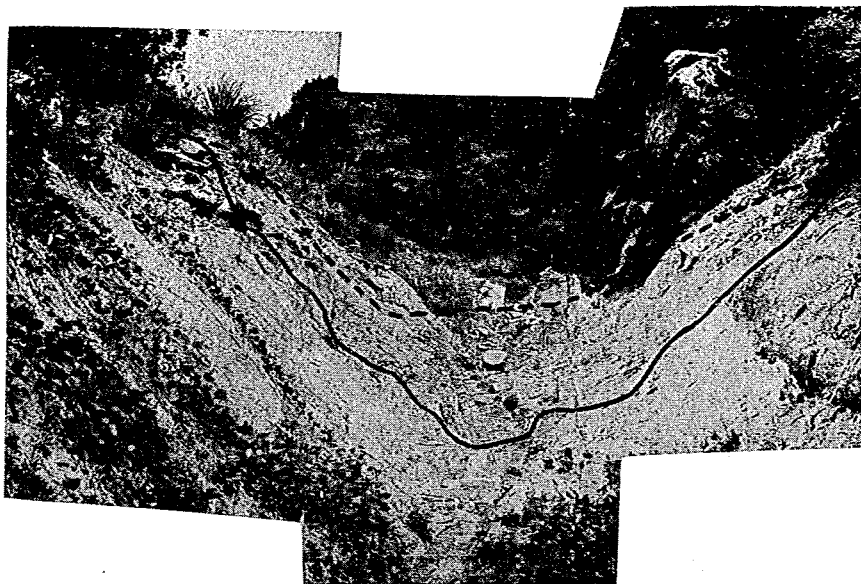


写真-6 No. 41 付近の河床低下の様子（点線が災害前の河床）

侵食の区間であること。

ii) No. 61 より下流では残土部が分布すること、
等である。

6. 河床の変化——細部について——

現地調査および判読を加えて災害前後の河床の変化を検討してみる。図-6 に示すように本川をA～Lの区間に分けて考える。

KおよびHはダムの堆砂区間、Lは土石流がはんらん堆積した区間である。Aは崩壊部、Bは崩壊土砂の残土部および崩壊土砂の流下にとまらう表層の剝離と縦侵食の行なわれた区間である。No. 55 付近には河道のまんまに階段畑が破壊されずに残り、自然のダムを形成し、この部分で崩壊土砂は相当止められたと思われるが、計測の結果からは明瞭でない。

河床低下が行なわれ、流出土砂源として最も大きな区間はC、D、E、G、I、Jで、ほとんどの区間で基岩が露出して岩盤河床となっている。このうち、DおよびEは基岩は堅固でなく、マサ〜塊状に風化した花崗岩で、河床堆積土砂が流送され、さらに基岩まで縦侵食を受けた区間である。その他のC、G、I、Jでは基岩は堅固であり、河床堆積土砂（多くは階段畑として利用されていた）はことごとく流送されてしまっ、さらに兩岸の田面をも侵食している。

F（落差約30m）を含めて三つの滝があり、いずれも滝の下流で急激に河床の洗掘が行なわれている。

つぎに、支川の影響度合いを見ると、とくにA支川の影響は大きく、崩壊土量よりむしろ合流点付近の河床低下による土量の方が影響度は高いようである。B、C支川はいずれも崩壊と流下途中の洗掘はあるが、土砂は合流点付近の階段畑でほとんど止められ、本川まで土砂を供給していないようであり、計測結果とは若干くいちがう。

本川には第一堰堤（高さ6m）、第二堰堤（高さ6m）の2基のダムがあり、それぞれ災害前はほとんど堆砂していなかったが今回の土石流で満砂した。その堆砂量はそれぞれ4,294m³、829m³、5,123m³であり、第一堰堤までの全洗掘量の1割にも満たないが、その堆砂区間付近の河床堆積土砂の再移動防止効果、土石流減殺効果は大きく評価されるべきである。

7. ま と め

従来から重要さを指摘されていた河床堆積土砂の流出土砂中に占めるウェイトを数量的に検討した結果、土砂源としては非常に重要な存在であり、浜田川では8割以上を占めることがわかった。

かつ、河床堆積土砂の移動量はその地点における河床低下深と非常によく似た傾向を示した。

このことから、河床堆積土砂の堆積厚さ分布を調べることによって災害時の土砂流出の量的予測に結びつけることができ、砂防計画規模、対策等の判断に有効に使用できる。この河床堆積土砂の厚さの推定には弾性波探査が有効に利用できる。現在モデル渓流で実施中である。

しかし、砂防計画上に意味があるのは、全体的な土砂収支のほか、河道内の変化の特徴、土石流の流下中の河道の様相、崩壊土砂の影響の及ぶ範囲等であるが、これらの諸点は今回の調査では充分つかむことはできなかった。今後、検討を要する事項である。

さらに、得られたデータの信頼度については、航空写真による計測だけから判断をくだすのは危険な場合もあり、かならず現地調査を行ない、これと対比させながら解析を行なう必要がある。

8. 謝 辞

本研究は土木研究所費および特別研究促進調整費で行なった。

最後に、本研究のために御尽力くださった前広島県砂防課長進藤七郎氏、広島県土木事務所、写真計測作業を担当していただいた国際航業株式会社および本研究をまとめるにあたって種々御協力くださった土木研究所砂

防研究室の皆様が誌上を借りて深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 平尾公一：「溪床堆積土砂について」森林保全懇話会特別シンポジウム講演要旨（1968）
- 2) "：「流出土砂量について」第7回砂防地すべり講習会講義集（1968）
- 3) "：「砂防調査のもつめ方」土木技術資料 Vol.11, No.5（1969）
- 4) 新沢直治：「砂防計画試案」新砂防10（1953）
- 5) 柿 徳市：「表六甲諸河川治水計画の再検討」新砂防 12（1953）
- 6) 小出 博：「日本の水害」東洋経済新聞社
- 7) 中山政一、今村遼平、川合恒孝、吉岡良朗：「河床変動調査における航空写真の利用」写真測量 Vol.6, No.4（1967）
- 8) 坂上 務：「昭和42年7月西九州豪雨に関する調査研究」第5回災害科学総合シンポジウム講演論文集（1968）
- 9) 土屋昭彦、平尾公一：「昭和42年7月の集中豪雨による災害状況」土木技術資料 Vol.9, No.11（1967）
- 10) 建設省河川局：「昭和42年水害統計」（1968）
- 11) 砂防研究室：「土砂生産量の推定法に関する研究」昭和42年度土木研究所費報告書（1968）
- 12) "：「昭和41年9月西瀬災害の解析」砂防研究室資料（1969）

段波の衝撃圧に関する基礎的実験 (その1)

An Experimental Study on Impulsive Force due to Hydraulic Bore

平尾 公一* 天田 高白* 田畑 茂清*
松永 正昭** 市ノ瀬 栄彦*

1. まえがき

砂防ダムに作用する外力の中に、静水圧・動水圧・土圧などのほかに短時間に強大な力を発現する土石流あるいは泥流の破壊力を考えることができる。しかし、土石流が、砂防ダムに及ぼす圧力がいかに大きいものであるか、またどのような性格をもつものであるかは、現状では全然解決されていない。われわれは、この現象を流体のもつ単位容積重量の増加および段波による衝撃圧に原因の一つがあると考え、それらの問題を水理実験によって明らかにしようとした。実験ではベントナイト溶液および清水による段波の波形と流下速度および水路下流端に設けた直立壁上の衝撃圧を測定し、それらの関係を求めた。

その結果、段波の衝撃圧は従来いわれてきたような定常噴流としての動水圧にくらべて 1~4.5 倍の値が記録され、さらに段波衝撃水位より高いところでも発生することがわかった。

2. 従来の成果

海岸工学分野で、海岸堤防に及ぼす波の衝撃圧が重要なテーマとしてとりあつかわれている。

富永ら¹⁾は、のり先水深が小さい場合の傾斜壁に及ぼす波圧を測定している。これによると、のり面において発生した最大衝撃圧と速度水頭との比は 1.2~2.8 で平均値は 2.1 である。したがって、波圧は定常噴流がそれに直角な壁に及ぼす圧力とほぼ等しいことがわかる。しかし、最大値は定常噴流としての動水圧の数倍以上に達することは珍しいことではなく、そのメカニズムについては各所で研究中である。

また、防雪工学関係では、なだれの衝撃圧を次式のようにとりあげている。

$$F = K \cdot \frac{\rho v^2}{g} \cdot A$$

ここで、 F : 衝撃圧 (t)

A : 受圧面積 (m^2)

ρ : なだれ雪密度 (t/m^3)

v : なだれ速度 (m/sec)

g : 動力加速度 (m/sec^2)

K : なだれ動態による常数 (1~3)

莊田²⁾は人工なだれ実験において、なだれによる衝撃力をなだれ状態による係数 K の変化 (1~3) で示している。すなわち、定常噴流としての動水圧の 1~3 倍の大きさということになる。しかし、なだれ現象は粉体・固体・流体のいずれの衝突現象として取り扱ってよいかわからない。それゆえに、本論で取り扱う流体の段波の衝撃圧とは比較できないかもしれない。

土石流や泥流の砂防ダムに及ぼす圧力については、現状では理論的に取り扱ったものではなく、実測データも全然ない。わずかにハウスカの天端幅を定める式³⁾で砂防ダムにかかる圧力として静水圧のほかに動水圧を考慮しているのみである。ハウスカは動水圧について次式のよう表現している。

$$S = (m + m') \phi \gamma \frac{v^2}{2g}$$

ここで、 S : 動水圧

ϕ : 流水の壁面への衝突面積

γ : 流水の単位容積重量

v : 平均流速

m, m' : 正圧係数および負圧係数

ハウスカは、上式において、前面衝突による衝力係数 m を 1.19 とし、背面合水に関する係数 m' を 0 としている***)。すなわち、上式は

$$S = 1.19 \gamma \frac{v^2}{2g} \cdot \phi$$

であり、衝撃圧として動水圧 $v^2/2g$ より多少大きい値をとることを提案している。

別に岸岡⁴⁾は治山ダムに作用する動水圧として段波の速度 v による圧力を水理計算し、定常噴流のそれと等しいことをいっている。

われわれは、以下の実験で、海岸工学あるいは防雪工学の分野で示されると同様に、定常噴流のもつ動水圧の数倍の値が段波の衝撃圧として記録されることを示した。

* 建設省土木研究所 ** 岐阜県河川課

*** 筆者の不注意のため、原典にあたることができなかった。そのため、この根拠を確かめることができなかった。

表-1 従 来 の 成 果

研 究 者	富 永・伊 藤	荘 田	ハウスカ	岸 岡	建設省土木研究所
文 献	海岸堤防に作用する波圧について (S.39)	村井：砂防工学 (S.44)	村上：ハウスカの研究 (新砂防 No.4)	治山ダムに作用する動水圧 (林誌46-8)	
式	$P_m = K \cdot (wv^2/g)$				
K の 値	0.6~1.4 平均 1.05	1~3	$\frac{1.19}{2} = 0.6$	1.0	清 ベントナイト 水 1~2 2~4.5
求めた方法	水 理 実 験	人工なだれ実験	?	計 算	水 理 実 験
適 用	海岸堤防に作用する波圧	なだれの衝撃圧	動 水 圧 ?	段 波 の 波 圧	段 波 の 波 圧
最大圧力の発生位置	?	?	水 深 内	水 深 内	衝撃水深より高い位置でも生じる

以上の事項をまとめてみると表-1 のようになる。

3. 実験装置および実験方法

実験装置の概要は図-1に示すとおりで、長さ20m、幅0.525m、高さ0.4mの片面ガラス張りの矩形断面可変勾配水路を用いた。水路下流端に、水路床に垂直に直立壁を設け、その中央部に段波の衝撃圧を測定する圧力変換器をとりつけた。これは半導体素子のピエゾ抵抗効果による抵抗変化を利用したもので、その主要諸元はつぎのとおりである。

型 式	トヨタ PMS-5
定格圧力最大	0.1 kg/cm ²
固有振動数	10 kc 以上
感 度	120 mv/kg/cm ² 以上
受圧部直径	5mm

その設置高さは、予備実験で推定された段波の水位の上下に散らばるように配置した。圧力変換器でとられた段波の衝撃圧の時間的変化は電磁オシログラフに記録した。

段波は、測定板より上流9.1mの地点に作製した貯水堰(貯水量0.35~1.95m³)を図-2のように急激に開けることによって生じさせた。ベントナイト溶液はあらかじめきめたベントナイトと水の量をミキサ内に入れて約30分間攪拌したあと、貯水堰上流側に貯めた。ベントナイト溶液の比重はこの中に比重計を入れることによって測定した。

段波の進行速度・波形・衝突状況および衝撃水深を測定するために、測定板から上流約40mの範囲を水路側面から高速度カメラで撮影した(約600~700コマ/sec)。

実験に用いた流体はベントナイト溶液(真比重2.58、粒度300メッシュ以下)および清水である。ベントナイトは水に分散されて容易にコロイド状の懸濁液となり、微粒子の沈殿性も小さい。また、非ニュートン流体としての流動特性を示し、それが濃度の相違によって一定の変化を示すなどの点から、土石流を考慮した段波の衝撃圧を実験するにはもっとも取り扱いやすい性質のものと考えたからである。図-3はコーンプレート型回転粘土計を用いて求められたベントナイト溶液の濃度別流動曲

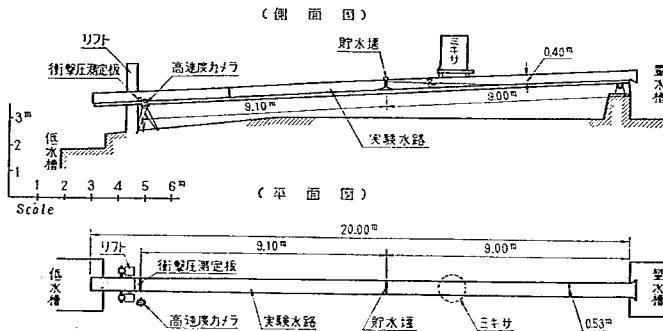


図-1 実験装置概要

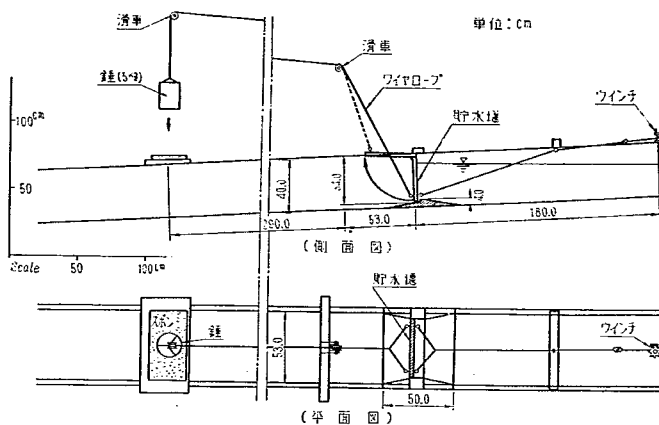


図-2 貯水堤開閉概要図

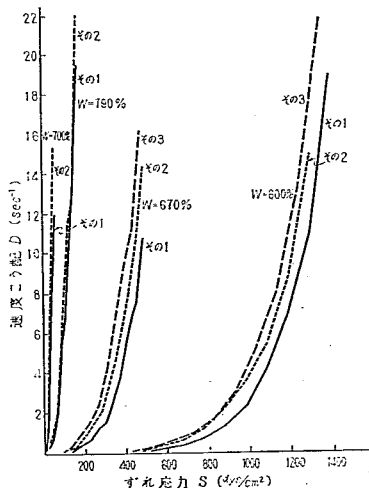


図-3 濃度別流動曲線 (ベントナイト溶液)

線を示したものである。

実験ケースは、水路床勾配およびベントナイト溶液の濃度の組合わせによって表-2のように定められた。

4. 実験解析および結果

段波の先端流が測定板に垂直に衝突するものと考え、すべてのエネルギー損失を無視して速度 v なる水塊が衝突後方向を 90° だけ変化するものとすれば、流水の衝突による圧力は流速水頭に相当する静水圧の2倍であって、その大きさは単位時間に衝突する流水のその方向の運動量の変化に等しい。すなわち、流水の衝突時の断面積を A とすれば、その面上に作用する理論圧力 P は

$$P = w \frac{v^2}{g} \cdot A$$

である。

実験結果のおもなる整理は、この定常噴流のもつ動水圧にくらべて、衝撃圧がどのくらいの値をとるか、また、それはどの地点にあらわれるかを検討することにある。

表-2 実験ケース一覧

材料 流速 勾配	水					ベントナイト					計
	1.7~2.0	2.0~2.2	2.2~2.4	2.4~2.6	2.6~2.8	1.7~2.0	2.0~2.2	2.2~2.4	2.4~2.6	2.6~2.8	
1/15	—	—	—	—	—	1	—	—	—	2	3
1/25	—	—	—	1	2	1	—	—	—	1	5
1/50	—	—	1	3	1	—	—	—	—	—	5
1/100	—	1	1	1	—	—	—	—	—	—	3
1/225	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	1
1/500	—	1	1	—	—	—	—	—	—	—	2
計	0	2	4	5	3	2	0	0	0	3	19

表-3 実験結果

実験番号 No.	水路床 こう配 I	流量 Q (m^3)	比重 w	衝撃圧 P_m (g/cm^2)	作用 時間 dt (sec)	流速 v	$\frac{wv^2}{g}$	圧力変 換器高 さ h (cm)	衝撃 水深 H (cm)	$\frac{h}{H}$	$\frac{P_m}{w \cdot v^2}$	型
W-5201	1/25	0.59	1.0	154.1 130.1	0.149 0.053	2.78 2.78	79.9 79.9	1.8 3.3	2.50 2.50	0.87 1.59	1.93 1.63	C A
W-5211	"	"	"	126.5 113.6	0.033 0.078	2.50 2.50	63.8 63.8	1.8 3.3	約3.50 "3.50	0.51 0.94	1.98 1.78	B A
W-5221	"	"	"	123.4 146.3	0.103 0.053	2.62 2.62	69.9 69.9	1.8 3.3	約3.0 "3.0	0.60 1.10	1.77 2.09	C A
W-2201	1/50	1.05	"	127.0 112.7	0.01 0.92	(2.47) (2.47)	62.3 62.3	1.8 3.3	— —	— —	2.04 1.81	A C
W-4091	"	"	"	98.8	0.147	2.64	71.2	1.8	約3.0	0.60	1.39	A
W-4092	"	"	"	67.5	∞	2.50	63.8	1.8	約3.4	0.53	1.06	C
W-5163	"	"	"	108.2 76.4	0.045 0.036	2.32 2.32	54.9 54.9	1.8 3.3	2.2 1.65	0.69 1.27	1.97 1.39	A A
W-5164	"	"	"	106.7 57.0	0.046 0.115	2.58 2.58	68.0 68.0	1.8 3.3	1.65 1.65	1.09 2.00	1.57 0.84	A C
W-5161	1/100	1.40	"	197.7 123.5	0.327 ∞	2.39 2.39	59.0 59.0	1.8 3.3	3.0 3.0	0.16 1.10	3.35 2.10	C C
W-5162	"	"	"	65.5	0.028	2.10	45.0	3.3	5.0	0.66	1.46	B
W-5222	"	"	"	117.4 148.5	0.095 0.036	2.59 2.59	68.4 68.4	1.8 3.3	5.0 2.28	0.79 1.45	1.72 2.19	B A
W-3011	1/225	1.59	"	127.1	—	(2.24)	51.2	1.8	—	—	2.48	A
W-5171	1/500	1.95	"	77.8 112.4	0.065 0.025	2.35 2.35	56.4 56.4	1.8 3.3	2.60 2.60	0.69 1.27	1.38 2.00	C A
W-5172	"	"	"	89.0 90.8	0.082 0.026	2.05 2.05	42.9 42.9	1.8 3.3	1.71 1.71	1.05 1.93	2.08 2.12	B A
B-6161	1/15	0.35	1.10 濃度: 912%	238.0 82.9 116.7 46.0	0.015 0.086 0.165 0.243	2.76 " " "	85.6 " " "	1.3 2.8 4.3 5.8	3.0 " " "	0.434 0.934 1.433 1.935	2.78 0.97 1.36 0.54	A B C C
B-6171	"	"	" 濃度: 785%	202.1 70.8 83.0	0.020 0.074 0.105	2.71 " "	58.1 " "	1.3 2.8 4.3	2.0 " "	0.600 1.490 2.150	3.48 1.22 1.43	A A B
B-6182	"	"	" 濃度: 593%	105.7 55.3 49.8	0.036 0.408 0.497	1.75 " "	34.5 " "	1.3 4.3 5.8	2.3 " "	0.566 1.870 2.525	3.06 1.60 1.44	A C C
B-6173	1/25	0.59	" 濃度: 771%	174.8 73.5 82.4	0.017 0.100 0.014	1.85 " "	38.5 " "	1.3 2.8 4.3	2.0 " "	0.600 1.400 2.150	4.52 1.91 1.00	A C C
B-6181	"	"	" 濃度: 650%	170.5 117.0 66.5	0.017 0.018 0.017	2.71 " "	82.8 " "	1.3 4.3 5.8	3.0 " "	0.433 1.432 1.935	2.30 1.41 0.80	A A A

各実験ごとの測定値および計算結果は表-3に示すとおりである。表中、実験番号のWは清水を、Bはベントナイト溶液を表わす。段波の衝撃圧の時間的变化は、段波の波形や衝撃圧測定位置などによって種々の変化を示すが、代表的な形を示せば図-4のようにほぼ三つの形に分類することができる。百分の数秒内に明確な圧力ピークをもつものをA型、このような明確なピークをもつことなく十分の数秒かかって徐々に圧力を増加するもの

をC型、その中間のものをB型となづけた。

さらに、オシロペーパーに記録される圧力の立ちあがり時刻を0とし、その時から最大値 P_m (これを衝撃圧となづけた) に達するまでの時間 dt を作用時間とした。A型およびB型における作用時間はほぼ百分の一秒オーダーであるから、一般にいわれている衝撃圧の作用時間とはほぼ一致する⁹⁾。

h は圧力変換器の水路床からの高さを示し、衝撃水深

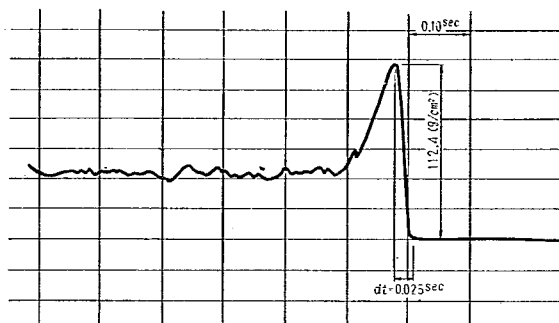


図-4 (a) 衝撃圧波形〔A型〕
実験番号 W-5171 ($h/H=1.27$)

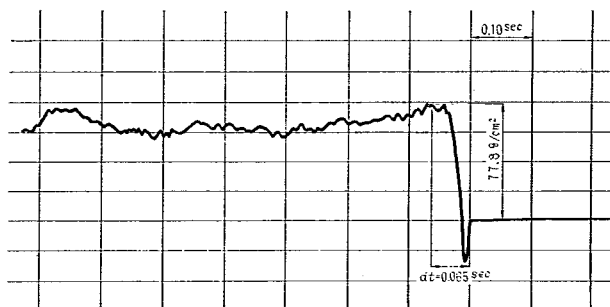


図-4 (b) 衝撃圧波形〔B型〕
実験番号 W-5171 ($h/H=0.69$)

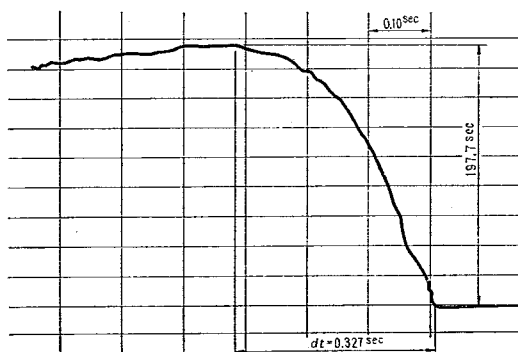


図-4 (c) 衝撃圧波形〔C型〕
実験番号 W-5171 ($h/H=0.16$)

H で無次元化して示している。衝撃水深 H は流体の段波先端部が壁面をはいあがり測定板の頂きに達したときの測定板上流 0.1 m 地点の水深をあらわしている。

流速は測定板上流 10 cm から 30 cm の区間を通過する段波先端の平均進行速度を示している。これは、この区間内を段波先端が通過する高速度フィルムのコマの数

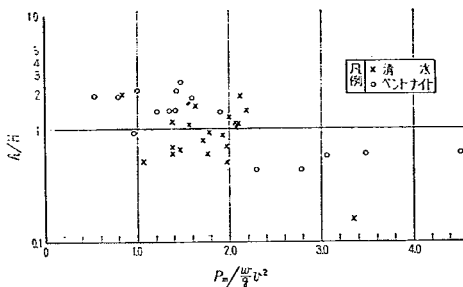


図-5 衝撃圧とその発生位置

と1コマ当りの秒数を乗じそれを区間距離 20cm で除して求めた。

さらに、 P_m を定常噴流のもつ動水圧 wv^2/g で無次元化して表わした。これは、衝撃圧が定常噴流のもつ動水圧の何倍にあたるかを示すものでもある。図-5 は以上の実験結果にもとづいて衝撃圧とその発生位置との関係をプロットしたものである。

まず、衝撃水位より低い位置、すなわち $h/H < 1$ の衝撃圧についてみてみると、定常噴流のもつ動水圧よりすべて大きな値を示している。すなわち、衝撃圧 P_m は次式で示す

$$P_m = K \cdot \frac{wv^2}{g}$$

係数 K は 1.0~4.5 の範囲で表わされることになる。この値は人工な実験で荏田が求めた値とほぼ等しいか、またはそれ以上である。そのうち清水は $K=1.0 \sim 2.0$ を示しているのに対してベントナイト溶液は $K=2.2 \sim 4.5$ を示しており、清水にくらべてはるかに大きい。この原因は清水がニュートン流体であるのに対し、ベントナイト溶液が非ニュートン流体であり、この両者の流動特性の違いから衝撃状態が異なるのではないかと考えており、現在解析中である。

つぎに、衝撃水位より高い位置 (すなわち $h/H > 1$) の衝撃圧についてみてみる。一般には水深より高いところでは垂直板に及ぼす流水の圧力は小さく、定常噴流の理論では速度水頭分のみと考えられる。すなわち、 $P_m = K \cdot (wv^2/g)$ において $K=0.5$ である。しかし、本実験では、係数 K は 0.5~2.2 の範囲で示され、衝撃水位より高い位置でも定常噴流のもつ動水圧より大きな値が記録され得ることを示している。さらに、その値が記録される位置は衝撃水深の約 2.5 倍のところまで及ぶことがわかる。これは、段波の衝突前後の波形と段波先端部内の流速分布に原因があると思われるので今後の課

題としたい。

さらに、実験結果を示した表-3をみても明らかに、同一条件の実験で同一位置の衝撃圧でも、値が異なるのはもちろん、衝撃圧波形まで異なっている。これは水路内壁のぬれぐあいや、貯水堰の開きぐあいなどによって段波先端部の波形が異なるからだと考えられる。それゆえ、図-5に示された点のちらばりの規則性をくわしく調べようとするならば、段波先端部の波形とその衝突時の圧力分布およびその時間的關係を調べていかねばならない。われわれは、この見解にたつて現在実験中である。

5. ま と め

今回の実験ではニュートン流体である清水と非ニュートン流体であるベントナイト溶液について直立壁に及ぼす衝撃圧を測定した。

そして、この衝撃圧が定常噴流のもつ動水圧にくらべてどのくらいの値をもつか、またその発生位置はどこにあるかを調べた。その結果、

- (1) 段波の衝撃圧は定常噴流のもつ動水圧の 1~4.5 倍が記録された。それは清水よりベントナイト溶液の場合の方が大きかった。
- (2) さらに衝撃水位より高い位置でも定常噴流のもつ動水圧より大きい値 (最大値 2.2) が記録されることがあった。これは清水およびベントナイト溶液ともにみとめられた。

以上に示された結果に対する原因は種々考えられるので今後の課題としていきたい。

本論をまとめるにあたり、実験および解析に当研究の船崎維昌氏をわずらわした。ここに深く感謝の意を表する。

(1969. 6. 26)

参 考 文 献

- 1) 富水康照他：海岸堤防に作用する波圧について、第11回海岸工学講習会 (S. 39)
- 2) 遠藤隆一、他：砂防工学、P. 181、朝倉書店 (S. 44)
- 3) 村上恵二：ハウスカの研究、新砂防4 (S. 25)
- 4) 岸岡 孝：沿山ダムに作用する動水圧、日本林学会誌 46-8 (S. 39)
- 5) 松永正昭：段波の壁面におよび衝撃圧に関する基礎的研究、日大卒業論文 (S. 43)
- 6) 合田良典、他：直柱に働く衝撃波力の研究、港湾技術研究所報告 5-6 (S. 42)

尾鷲土石流災害発生の要因について*

田 畑 茂 清** 市ノ瀬 榮 彦**

Study on the primary factors of the mud-flow disasters
in Owase Area.

1. まえがき

「ある地域の中で、どの地点が土石流災害を受けやすいか」という疑問は、土石流対策工事を計画する際に非常に重要である。

この問題に対しては、過去の調査、研究から次のような仮説を立てることができる。

① 土石流が発生すること。

そのためには、次のような条件が必要である。

④ 渓床堆積物が存在し、それが移動しやすい状態にあること。

⑤ この移動可能な渓床堆積物を流下させるに必要な作用が出現すること。

② 土石流の発生・流下・堆積する区域に被害を受けるもの（家屋・道路・鉄道等）が存在すること。逆にいえば被害を受けるものが存在する地点に、土石流が流下、堆積してくること。

このような諸条件をあらかじめ知ることができたら、「どの地点が土石流災害を受けやすいか」という疑問に答えることができる。

そこで、昭和46年9月9日～11日に三重県南部を襲った集中豪雨によって発生した尾鷲地区の土石流を例にとり、上にあげた条件を確認し、どのような地点で土石流が発生し、災害を受けやすいかを検討した。

2. 発生の要因についての検討

調査をおこなった渓流は、図-1に示す4渓流である。それぞれの渓流を選んだ理由は次のごとくである。

小浜川：土石流が発生し、堆積地点に多くの家屋が存在したので大きな災害となった。

大河谷川：土石流は発生したが、下流の家屋のある地点まで流下・堆積していかなかったため、大きな災害にはならなかった。

鈴河川：土石流が発生したが、既設の砂防ダムによって流下を阻止され、下流の家屋にはあまり災害をもたらさなかった。

A 沢：土石流が発生しても決しておかしな渓床

勾配をもっているにもかかわらず、土石流が発生しなかった。

2-1. 「渓床堆積物が存在し、それが移動しやすい状態にあること」の確認

土石流が発生した渓流（小浜川、大河谷川、鈴河川）について、縦断測量と災害前の渓床横断面の復元作業をおこない、渓床堆積物の深さと量の変化をもとめた。本来、この作業は災害前後の航空写真によるのが最もよい¹⁾。しかし、災害後の航空写真を撮影できなかったため、このような簡易作業による。

小浜川を例にとってみると、図-2のようになる。（上流側は、源頭部の変動がない地点からとっているのよいが、下流側は、現地復旧工事のため、流出してきた土砂を排除してしまったので、測量不可能となった。この図からみると、下流端 No. 14より下流に約 3,000m³の土石流堆積物および流送土砂量があったことになる。概算としては、合っていると思われる。）渓床堆積物の侵食・移動によって土石流が発達していったことがよくわかる。

では、土石流が発生しなかった渓流（A沢）には、渓床堆積物が存在していなかったのか。これを調べるために、A沢の土石流発生が予想される区域（渓床勾配 30° 附近）で、弾性波探査をおこなった²⁾。

図-3は、弾性波探査による速度断面図である。この図の中で、0.3～0.4 km/sec を示す層が、渓床堆積物である。厚さは2～5mであり、土石流の発生した渓流の渓床堆積物の厚さよりむしろ厚いぐらいである。

次に渓床堆積物が移動しやすい状態にあったか否かをみる。

表-1は、土石流の発生・流下区間の渓床勾配を示している。土石流の発生した渓流（小浜川、大河谷川、鈴河川）についてみると、すべて10° 以上の急勾配を示している。これは他の報告にもあきらかにされている³⁾。今10°～30°の渓床勾配を示す区域を土石流発生・流下区間とすると、土石流の発生しなかったA沢も、当然、土石流発生・流下区間に入る。すなわち、渓床堆積物が移動しやすい状態として考えられる最初の要素（渓床勾配）でみる限り、各渓流同程度であるといえる。

渓床堆積物が移動しやすい状態として次に考えられる

* 昭和47年度砂防学会講演会において発表

** 建設省土木研究所

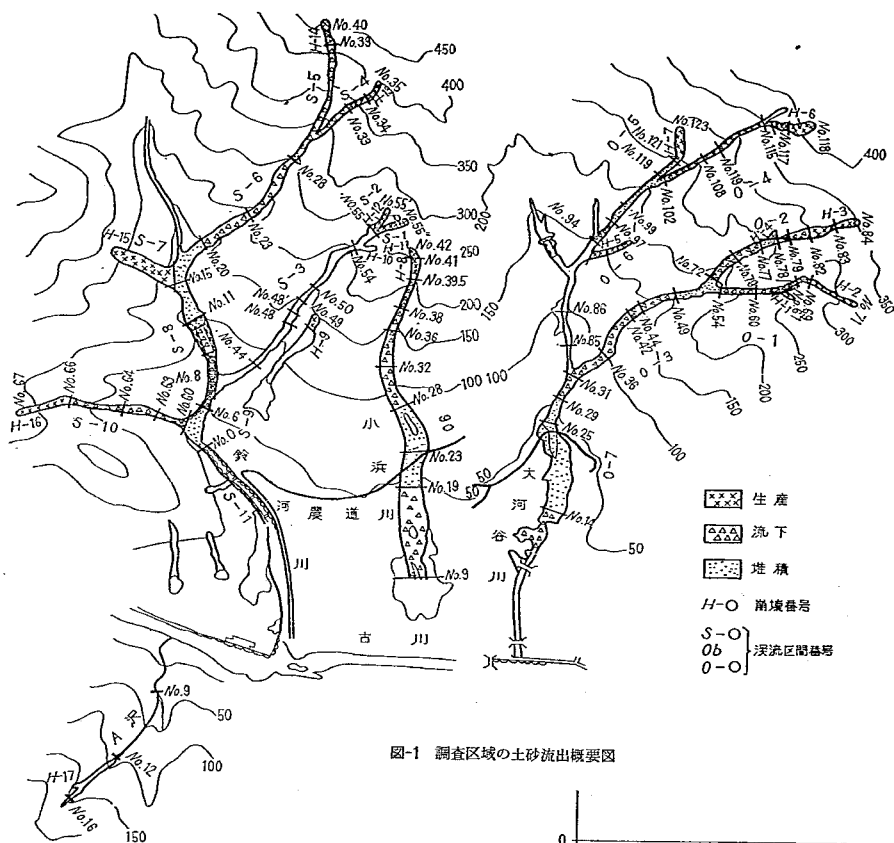


図-1 調査区域の土砂流出概要図

表-1 溪床勾配一覧表

区 間	発生区間	流下区間
大 河 谷 川	28° 45'	14° 22'
小 浜 川	33° 16'	9° 23'
鈴 河 川	33° 33'	18° 26'
A 沢	26° 37'	

のは、溪床堆積物の分布状態である。

土石流が発生した現地をみると、溪床堆積物が押し流されて岩盤があらわれ、それが流状になっていくつもの段になっていることが非常に多い。これは、伏流水等の滞水・ふき出しを容易にし、溪床堆積物を不安定化しやすい。土石流が発生した溪流（小浜川、大河谷川、鈴河川）でも、滝状岩盤の露出と、その段状分布がいちじるしい。（写真-1は、大河谷川 No. 51 と No. 79 の中間

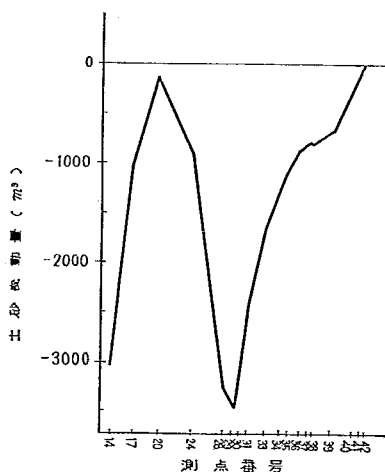


図-2 累加変動状況図（小浜川）

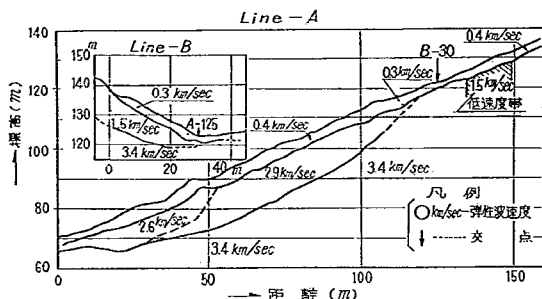


図-3 弾性波探査による速度断面図

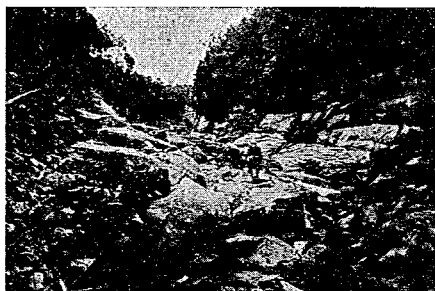


写真-1

付近に露出した基盤を示す)。それに対して、土石流が発生しなかった溪流(A沢)の基盤の分布をみてみると、図-3のように、かなり均一である。ただし、弾性波探査によるこの調査手法では、これぐらいの精度しか期待できず、その結果、均一な分布のように見えるのかもしれない。これについては、今後の調査結果としたいが、定性的には「溪床堆積物の分布状態が、土石流の発生した溪流では、不安定な不均一性を示すのに対し、土石流の発生しなかった溪流では、安定な均一性を示した」といえるのではないだろうか。

2-2 「移動可能な溪床堆積物を流下させるに必要な作用が出現すること」の確認

まず最初と考えられる要素は、雨であろう。図-4は等雨量線図である。4溪流とも50~100mm 差の程度で等雨量域に含まれている。しかし、他の報告にもあるように⁹⁾、土石流の発生は、10分間雨量のような短期降雨に左右されるから、溪床堆積物を流下させるに必要な作用としての降雨については、これ以上検討することはできない。(ただし、土石流対策工事をおこなうわれわれにとっては、どこでも降雨はあるものとして覚悟せねばならないから、「どの地点が土石流災害を受けやすいか」を決定する際に、因子として入れる必要はない。ただ、

この調査においては、4溪流とも、同一雨量域に入っているか否かを検討するために必要である)。

次に考えられる要素は、伏流水等の挙動である⁹⁾。土石流が発生した溪流は、それぞれ伏流水のふき出しが土石流発生地点に存在する。(これが降雨によってどのような変化を示し、土石流発生のひき金となるかは不明な点が多く、解明されねばならない重要な点であろう)。それに対して、土石流の発生しなかった溪流では、伏流水のふき出しは、土石流発生・流下区間と予想されるところ(溪床勾配 10° 以上)には存在しなかった。

次に考えられる要素は、山くずれである。ただ、山く

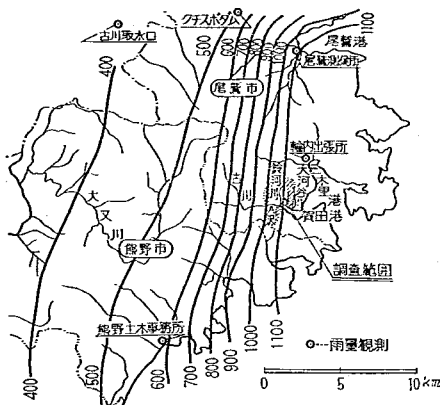


図-4 等雨量線図(集中豪雨・昭和46年9月9~11日)

表-2 崩壊地一覧表

溪流名	渓流区間番号	崩壊番号	垂直距離(H)	面積(S)	H×S
大河谷川	0-1	H-1	31.23m	150m ²	4,685m ³
	"	"-2	38.17	430	16,413
	0-2	"-3	32.58	450	14,661
	"	"-4	14.52	230	340
	0-6	"-5	42.46	1,170	49,678
	0-5	"-6	52.73	1,330	70,131
小浜川	0-4	"-7	16.53	550	9,092
	0b	"-8	41.20	690	28,428
鈴河川	S-12	"-9	32.58	310	10,100
	S-3	"-10	30.12	140	4,217
	S-1	"-11	51.80	630	32,634
	S-2	"-12	41.28	130	5,366
	S-4	"-13	44.35	220	9,757
	S-5	"-14	45.67	520	23,748
	S-7	"-15	83.80	4,580	383,804
	S-10	"-16	53.45	480	25,656
	A	"-17	15.87	190	3,015
	A	"-18	15.87	190	3,015

ずれによる崩壊土量は、土石流の土量にくらべて非常に少なく、これは要素にはならない。われわれは、落下する崩壊土が溪床をたたくエネルギーを問題にしたい。すなわち、このエネルギーが、不安定になっている溪床堆積物を移動させるひき金になると考える。今、(崩壊面積)×(落下距離)を、このエネルギーとみると、表-2に示したごとくになる。土石流が発生しなかった溪流(A沢)では、この値が非常に小さいことがわかる。

2-3. 「被害を受けるものが存在する地点に土石流が流下・堆積してくること」の確認

略概念に言えば、土石流の流下・堆積する地点は、5°～20°の溪床勾配を示すところである。ゆえに、5°よりゆるい溪床勾配をもつ地点まで、土石流が流下してくることはまずない。ただし、泥流とよばれるような種類の

ものは、洪水流に変化していく過程が長いので、もっとゆるやかなところまで到達するかもしれない。

次に、5°～20°の溪床勾配を示すところを、細かくみれば、土石流の堆積する地点は、勾配、河幅の変化点である場合がほとんどである。

堆積区間の上下流の溪床幅の比と流下距離との関係を示したものが図-5である。かなりのバラツキは自然現象の解析であるからかなり覚悟することは当然であるが、ほぼ、3倍程度まで溪床幅が広がるところに堆積する傾向がみとめられる。そして、流下距離が大きいほど、溪床幅が大きく広がったところに堆積するということがわかる。

次に、堆積区間の上下流の溪床勾配の比と流下距離との関係を示したものが図-6である。ほぼ、 $I_2/I_1=1\sim1/2$ に変化しているところで堆積している。さらに、流下距離の大きいほど、溪床勾配がゆるやかになっているところで堆積することもわかる。これらは、実験的研究とはほぼ一致する⁹⁾。

砂防ダムは「このような値をもつ場所を人工的に作るのだ」と解釈することができる⁷⁾。図-5, 6の中に○印でマークされたポイントは鈴河川に設置されていた砂防ダムである。砂防ダムによって土石流の流下が阻止されたことがよく示されている。

3. 危険判定についての試案

われわれは、先の項で、土石流災害の発生の要因を1つずつあげて、尾鷲地区で実際に発生した区域の4溪流を例にとって検討した。その結果を一覧にすると表-3のごとくである。

われわれは、この数種類の要因を比較検討することによって、土石流発生危険溪流の危険度判定をおこなうことができる。ただし、定量的には、統計的処理が必要であるので、ここでは、定性的な考え方だけにとどめる。

3-1. 土石流発生危険溪流の危険度判定

- ① 溪床勾配が、10°以上の個所があること。
- ② 20°～30°付近に溪床堆積物が存在すること。
- ③ それらの溪床堆積物が、不均一に分布していること。
- ④ その地点に伏流水がでていること。
- ⑤ 山くずれの発生が予想されるような

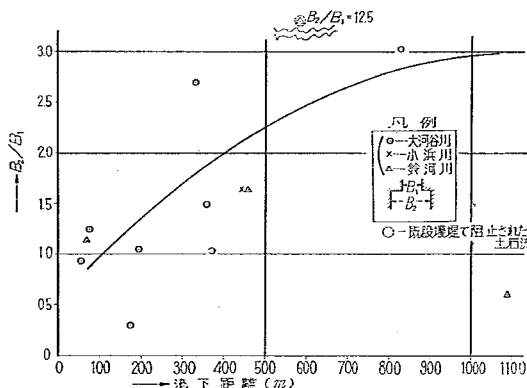


図-5 堆積区間の溪床幅比と流下距離の関係

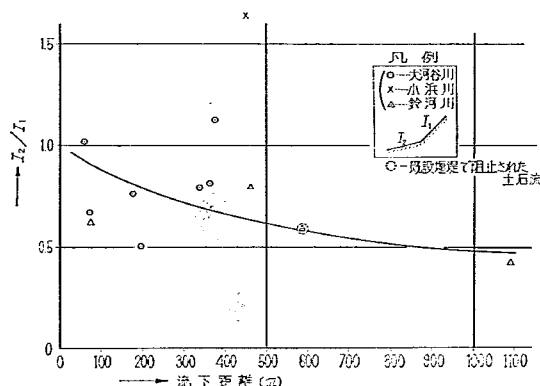


図-6 堆積区間の勾配緩比と流下距離の関係

表-3 土石流災害発生の要因

項目	土石流が発生すること						土石流区域に被害物が存在すること		
	渓床堆積物が存在し、それが移動しやすい状況にあること			渓床堆積物を流下させるに必要な作用が出現すること			被害を受けるものが存在する地点に土石流が流下すること		
渓流名	堆積物厚	渓床勾配	堆積物分布	降雨	伏流水	山くずれ	勾配	$B_2/B_1, I_2/I_1$	砂防ダム
小浜川	0.6~1.3m	28°~14°	不均一	一様	有	落下エネルギー大	10°以上	B_2/B_1 =1~3	無
大河谷川		33°~9°					10°以下		
鈴河川		33°~18°					10°以上	I_2/I_1 =1~1/2	有
A 沢	2~5m	26°	均一		無	落下エネルギー小	10°以上		

凹地が上流側にあること。

これらの諸要因が、全部そろっていれば、最も危険である。それに対して、①や②の要因がなければ、最も安全ということになり、③、④、⑤等がなければ、やや危険ということになる。

3-2. 土石流災害発生危険度判定

- ① 災害想定箇所が、10°以上の渓床勾配をもつ渓流の近くにある。
- ② 8°以上の渓床の中で、勾配のゆるやかになる区域や渓床幅が広がっている区域が存在しない。
- ③ 砂防ダムが存在しない。
- ④ 先にあげた土石流発生の危険度が高い。

これらの諸要因が、全部そろっていれば、最も災害を受けやすい。それに対して、①や④の要因がなければ、最も災害を受けにくいことになる。ただし、これらの諸要因は、程度の問題があるので、少々検討がむずかしい。たとえば「砂防ダムは、いくつあればどの程度安全か」、あるいは「渓床勾配や幅の変化がどの程度で、かつどれほどの数があれば安全か」等である。

4. あとがき

災害が発生するたびに、この種の調査をおこなって、データの積み上げをおこなう必要がある。と同時に、各地域で危険度判定をおこない防災計画をたてていくことが重要である。

参考文献

1. 平尾公一、大久保駿：昭和42年7月豪雨災害について、新砂防75（昭和45年）
2. 武下一郎、他：三滝川河床堆積物の測定について、24回建設省技術研究発表会（昭和45年）
3. 大同洋之：土石流に関する基礎的研究、学位論文（昭和45年）
4. 奥田節夫：土石流の総合計測システム、災害科学総合研究河川分科会シンポジウム（昭和47年）
5. 西畑勇夫、高木不折：三重県南部集中豪雨について、（昭和47年）
6. 田畑茂清、市ノ瀬栄彦：渓床幅・渓床勾配の変化が土石流堆積におよぼす影響について、新砂防 Vol. 25 No. 2（昭和47年）
7. 建設省土木研究所砂防研究室：土石流に関する研究、第24回建設省技術研究発表会報告書（昭和47年）
（昭和47年10月5日 原稿受理）