

昭和46年度台風による一ツ瀬川水源地域の被災状況

末, 勝海

中尾, 博美

陶山, 正憲

森田, 紘一

他

<https://doi.org/10.15017/14800>

出版情報 : 九州大学農学部演習林報告. 47, pp.235-269, 1973-03. 九州大学農学部附属演習林
バージョン :
権利関係 :

昭和46年度台風による一ツ瀬川 水源地域の被災状況

末 勝海・中尾博美・陶山正憲
森田 紘一・下川悦郎・岩元 賢

Damages at the Source Head of Hitotsuse-River by
the Typhoons of 1971

Katsumi SUE, Hiromi NAKAO, Masanori SUYAMA,
Kôichi MORITA, Etsurô SHIMOKAWA
and Masaru IWAMOTO

目 次

緒 論	IV. イワヤ谷土石流について(下川・岩元)
I. 調査地概況(末)	1. はじめに
II. 被災状況(末)	2. 調査方法ならびに調査結果
1. 荒廃地分布	3. 分 析
2. 降雨状況	4. おわりに
3. 被災経過	V. 治山ダムの破壊と安定性について(陶山)
4. 分 析	1. はじめに
III. 林道切取面の崩壊について(中尾・森田)	2. 治山ダムの被災状況
1. はじめに	3. 治山ダムの安定性に対する検討
2. 調査方法	4. おわりに
3. 分 析	引用文献
4. おわりに	Résumé

緒 論

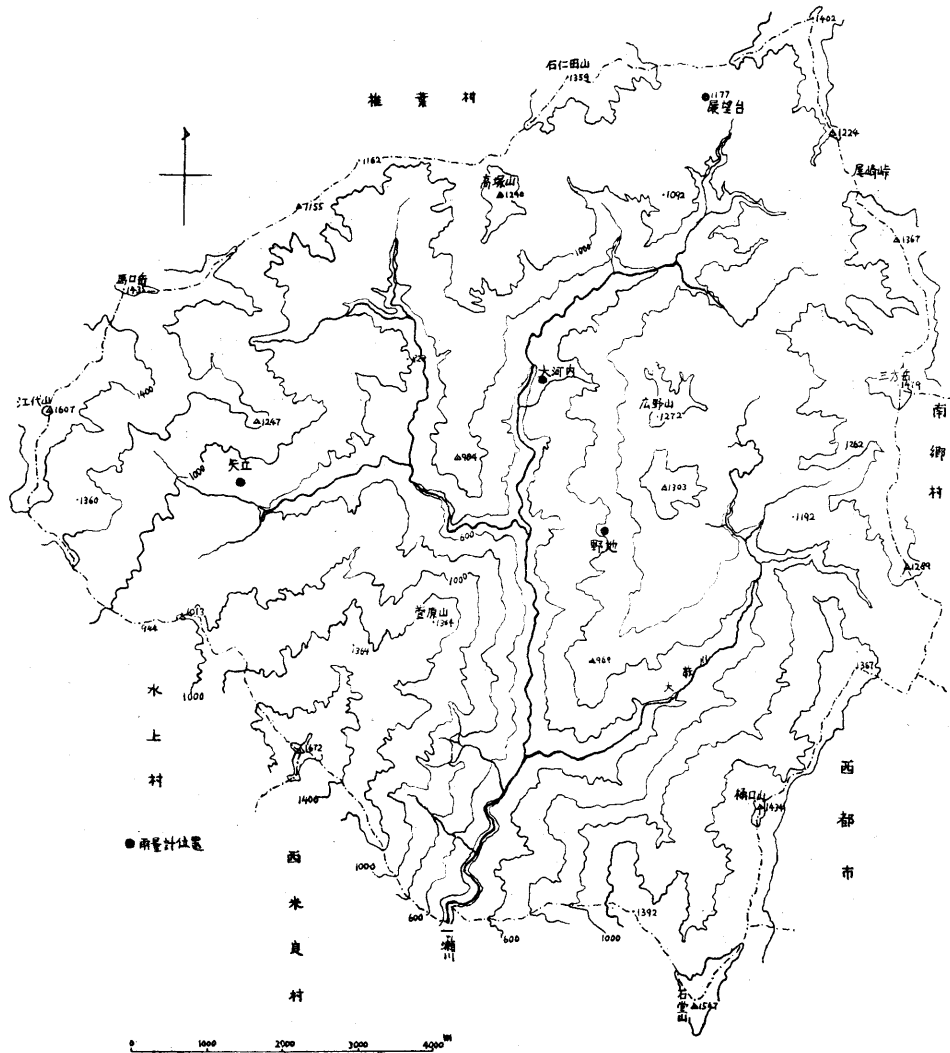
宮崎県の一ツ瀬川水源地帯で、九州大学宮崎演習林の所在する東臼杵郡椎葉村大河内周辺は、昭和29年度の台風によって大災害を生じて以来、さしたる災害もなく、各種の治山工事が実施されて来たが、昭和46年の19号および23号台風に伴う豪雨によって、また多大の山地崩壊や土石流を生じた。不幸中にも治山諸工事の効果あってか人畜、家屋の被災はほとんどなかったが、林道はいたる所で寸断され、治山ダムの破壊されたものすらあり、山林の荒廃は前回以上と思われた。

かくのごとき豪雨による災害は、復旧工事が終われば日月と共に忘れ去られ、一片の記録が残れば良い方で、古老の語りぐさとなってしまったものが少なくない。かくて天災は忘れた頃にやってくると言われるが、広く全国を見渡せば、この種の災害は年々再々国内各地で発生しており、被害額は年平均数千億円を下らず、貴重な人命の損失も少なくない。この状態を脱却し、被災を最小限度にとどめるためには、荒廃の実態を究明して成果を蓄積し、法則性を明らかにして予防策を構ずるのが最善である。しかしわが国では地質が複

雑で地形は多様であり、加えて主原因である豪雨の実態が詳細には掴めないために分析は容易でない。結果として無数の事例報告はあるが、法則性の解明されたものは少なく、予防治山は遅々として進まない。

九州大学林学第二教室では昭和45年度以来この方面の調査研究に着手し、昭和46年度林学会九州支部大会では予防治山の問題をシンポジウム⁷⁾でとりあげた。結果として各方面の知見がいくらかは蓄積されたので、一ツ瀬川水源地帯についても今後の予防治山上の参考になればと分担を定めて調査を進めてきた。それらの分析はまだその緒についたばかりであるが、今日までに行った調査内容ならびに分担は目次に示した通りである。

現地調査は昭和46年8月23~28日ならびに11月29日~12月4日の再度にわたって実施され、その他に11月1日撮影の航空写真、現地林道の設計図、各方面の気象資料な



図一 調査地域

どを用いて内業を進めた。

現地の調査にあたっては宮崎演習林の各位に、資料の集取にあたっては宮崎県林務部、宮崎管区气象台その他関係各方面の御協力をいただいた。ここに記して謝意を表する。

I. 調査地概況

九州大学宮崎演習林は宮崎県の一ツ瀬川水源地帯に位置し、三方岳、萱原、矢立・合戦原の3団地に散在しているので、前回の調査³⁾同様、これらを含む分水界までの全流域を調査地域とすることにした。ただし前回は吐野沢より上流約 5,700 ha に災害が集中していたので、その部分だけに限定し、演習林の一部は区域外となったのに対し、今回は周辺 100,000 ha にも及ぶ広範囲のものであった⁸⁾ので、全演習林が含まれるよう大藪川流域までを加え、図-1 に示すような約 10,000 ha の区域に拡張した。

一ツ瀬川下流はほぼ南東流して新富町で太平洋に注いでいるが、一ツ瀬ダム上流の村所で大体 45° 屈折して北上し本調査地域で終わっている。従って地形の概況としては北と東西を山脈で包まれ、南だけが低くなった袋状をなしている。地形を今少し詳しく 1/50,000 縮尺地形図上で計測してみると次のようである。

地域内ないし周辺部の図-1 に示された山岳の、調査地域内での地形の生長曲線は図-2 のごとくであって横軸は山頂を中心とした同心円の面積、縦軸はそれぞれの円内における起伏量である。ただし市房山は地域外であるが参考のため加えた。三方岳、石堂山、石仁田山、江代山、高塚山など周辺部の山岳は 0.5 km² (半径約 400 m) では 200 m 前後の起伏量を示すが、その後は起伏量が小さくなり 15 km² (半径約 2.2 km) でも 400~600 m の起伏量にすぎない。つまり高原状地帯の存在が伺われる。これに対し中心部に近い広野山は 5 km² あたりまでに 600 m、萱原山では 7 km² までに 900 m に達し、その後の生長が落ちている。また周辺部ではあるが樋口山では 2 km² あたりで一度生長が止まって後、7 km² あたりでまた急速に増大している。これらは一ツ瀬川がこの高原状の地形に深く V 字谷をなして流入しているためである。

この状況を平面図上で見るために 5 万分の 1 縮尺地形図上で 500 m 方眼毎の起伏量および標高を計測し、級別して図示すれば図-3~4 が得られる。図-3 によれば中央の一ツ瀬川ならびに支流大藪川の沿岸が起伏量大であり、周辺部にやや大なる部分が散在していることが示されている。中央部に起伏量の小さな部分が存在するように見られるのは、一ツ瀬川が方眼中央近くを通ると、同じ傾斜でも起伏量は半分になることによる。全地域の起伏量の平均値は 218.5 m になる。

図-4 の標高は方眼内の最高標高と最低標高の平均値をとった。南部の東西に高峰が関門のごとくそびえ、これにつく高山は西部の熊本県境に発達している。三方を山に包まれ

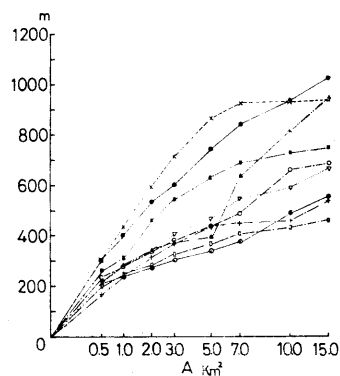


図-2 地形の生長曲線

- 市房山
- ×—× 萱原山
- ▲—▲ 樋口山
- 広野山
- 高塚山
- ▽—▽ 江代山
- ⊙—⊙ 石仁田山
- +—+ 石堂山
- 三方岳

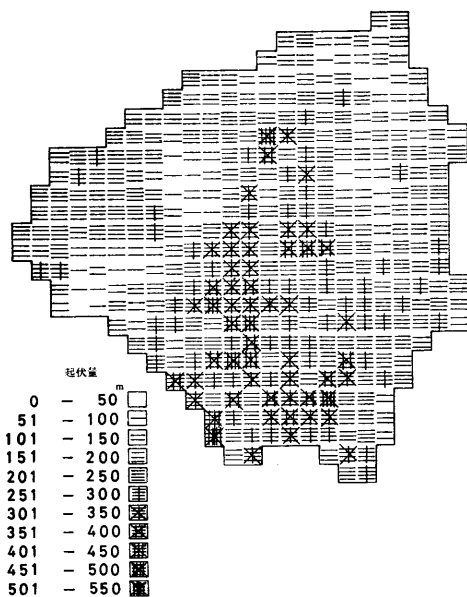


図-3 起伏量

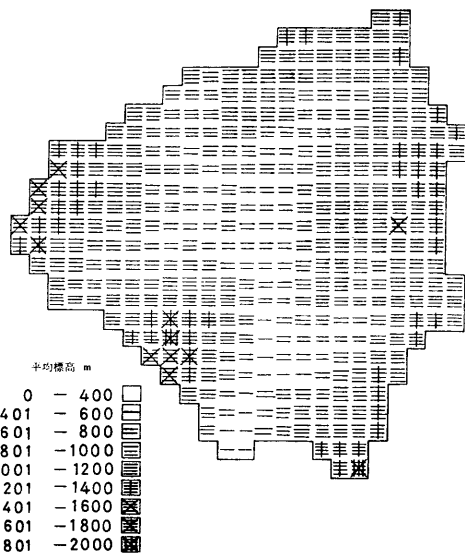


図-4 平均標高

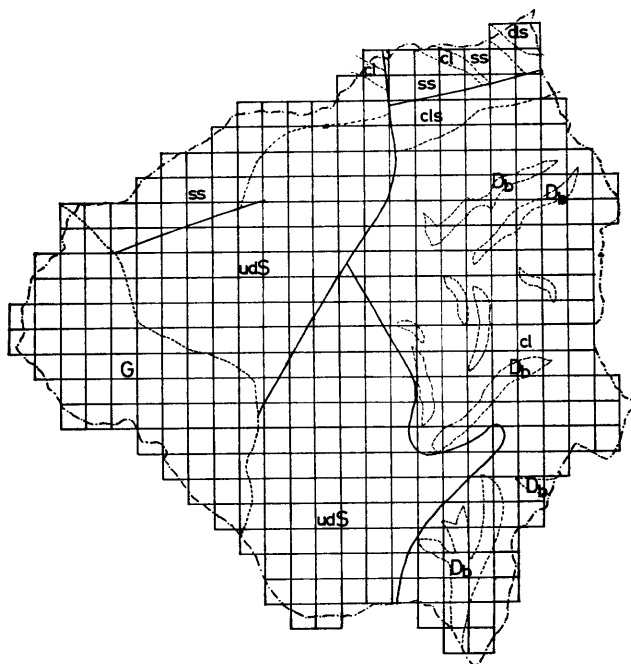


図-5 地質図

- | | |
|------------------|------------------------------|
| uds : 古第3系未区分岩相 | cl : 中生代粘板岩・頁岩 |
| ss : " 砂岩 | D _b : " 綠色玄武岩及輝綠岩 |
| cls : " 粘板岩および砂岩 | G : 花崗岩 |

てはいるが、東西端を南北方向に走る山脈が高く北方の分水界は余り高くない。全地域の平均標高は 1018 m である。

地質は図-5 のごとくである⁵⁾ が、三方団地についてはさらに精査したもの⁴⁾ があるので、図-8 にその一部を示した。西部 1,400 ha 程は花崗岩地帯であるが、その他は大体古第三系および中生代に属する粘板岩および砂岩よりなり、緑色玄武岩ないし輝緑岩が介在している。

一帯の年平均降水量は 3,000 mm 以上で、九州でも最多雨量域に入っており、大河内の年平均降水量は約 3,200 mm である⁶⁾。

森林植物帯では暖帯林から温帯林にわたり、大部分はモミ、ツガ、アカマツ、ヒメコマツ、コウヤマキなどをまじえた落葉広葉樹林である。林道近くにはスギ、ヒノキの人工林も多少は認められるが、そのほとんどが戦後の植林であり、伐跡地ないし幼令林もかなり多い。

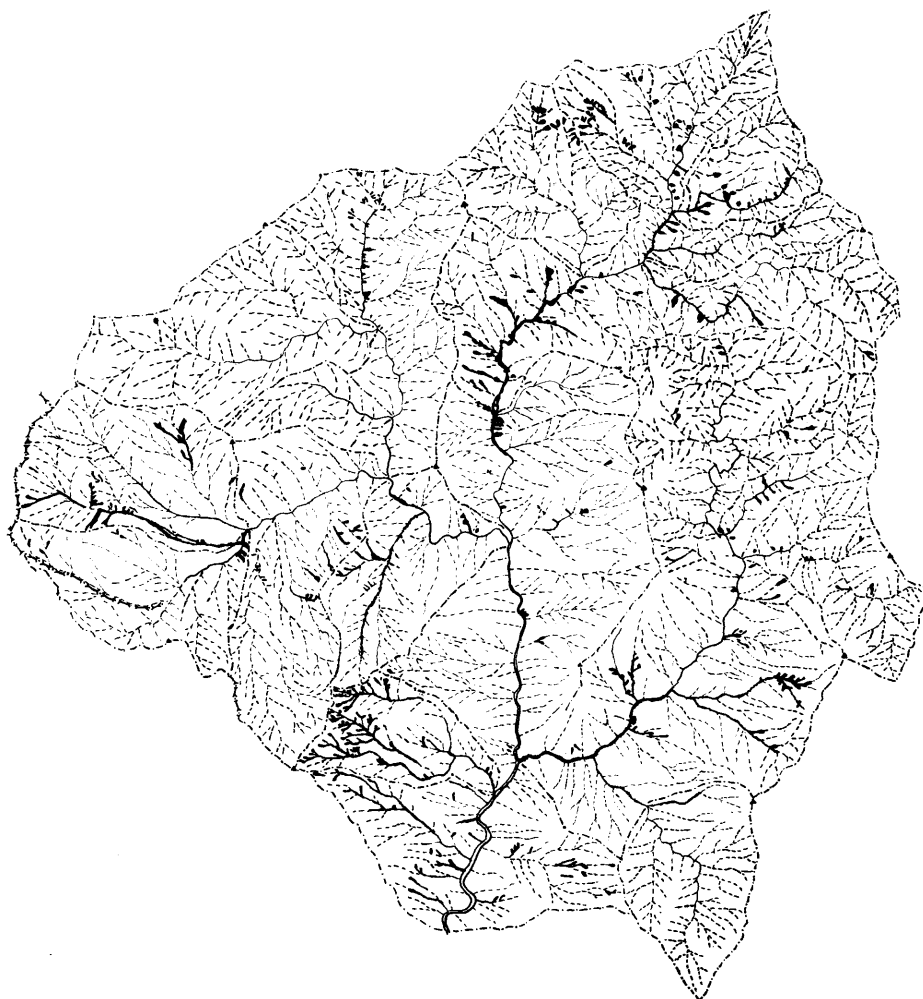


図-6 荒 廃 状 況

II. 被災状況

1. 荒廢地分布

現地踏査では道路沿線あるいは望見可能な荒廢地しか調査されないで、全調査域から洩れなく等精度に荒廢状況を拾うために、宮崎県林務部の好意で縮尺約 1/20,000 の航空写真直(災-46-19-23 ミヤザキ北部 1971.11.1 宮治)を利用し、拡大鏡付反射実体鏡で実体視しながら明らかに崩壊地、荒廢溪と認められるものをスケッチし、トレースしたのが図-6 である。図上で黒く塗りつぶされた部分が荒廢地であり、点線は縮尺 1/50,000 地形図上の凹曲線の所在、鎖線は稜線の主要なものを示している。崩壊地は大小合わせて 400 箇所位、荒廢溪は延長 25 km に及ぶが、20 万 m^3 に及ぶと推定される崩壊土砂の大部分は現地近くに堆積して、下流には一部しか流下していないように見られる。

ただし航空写真による被災状況の調査は、とくに本調査地域のように急斜面の多い地形では、北西斜面が暗黒に撮影されているために判読できない場合がかなりある。例えば大河内一尾崎間の林道では、現地踏査で 50 余箇所の切取面崩壊が確認されたが、航空写真上ではその半数程度しか識別できなかった。南東斜面ではコントラスト強く白色に撮影されているので判読しやすいが、道路沿線のものは表層崩壊と切取面との区別が困難であった。

2. 降雨状況

荒廢の直接原因となった降雨の状況は次のごとくである。

19号台風によっては、大河内では8月2日午前10時頃から断続的に降雨があり、表-1のごとく日没から連続的となって漸次強度を増大し、翌3日9時までは5 mm/h 程度であったのが、その後は10 mm/h 位に、夜に入るとは35 mm/h にも及ぶ豪雨となった。4日になって20 mm/h 前後に落ちたが深夜にはまた30~40 mm/h になっている。5日早朝からは再び20 mm/h 位に下がったが、午後には3度目の30~45 mm/h の豪雨が日没まで続いた。その後は20 mm/h 以下になり、翌6日の朝には雨が上ったが、この間の連続降雨量は実に1,400 mm、年平均降水量の半ば近くに達し、4日の日雨量は523 mm にもなった。これに対し尾崎峠近くの尾根筋にある展望所での降雨は、3日朝まで3 mm/h 位の雨が断続的にしか降っておらず、10時を過ぎて5 mm/h 以上の連続的なものとなり、日没には10 mm/h を越すが、常に大河内よりは少なくなっている。4日早朝からは俄に大河内より強くなり、8時には65 mm/h にも及ぶ豪雨となった。午後に入ってやや劣えたが、深夜からはまた強くなって50 mm/h 程度の雨が続き、この24時間では大河内より250 mm も多く降った。5日も終日25 mm/h 以上の降雨があったが、6日朝にはやんだ。この間の降雨量合計は1,670 mm に及び、4日の雨量は779 mm という記録的なものとなった。

両観測点の降雨の強弱はほぼ平行しているが谷筋の大河内に比して尾根筋の展望台の値は較差が大きく、最強時には大河内の2倍にも達している。この間矢立の降雨量は1,279 mm 野地の降雨量は1,500 mm であり、三方岳団地の標高の高い部分では他の部分より多量の降雨があった事が推定される。

台風23号については大河内の資料を表-1中に示しておいたが、8月28日夕刻から30

表一 昭和46年台風19号, 23号による時雨量

19号台風											23号台風			
大河内						展望台					大河内			
	2日	3日	4日	5日	6日	2日	3日	4日	5日	6日		28日	29日	30日
1		6.0	24.0	42.0	4.5		3.0	14.0	43.0	4.0	1		4.0	28.0
2		4.5	21.0	26.5	0.5		1.0	16.0	45.0	1.0	2		14.0	25.0
3		7.0	15.0	23.0	0.5		4.0	32.0	34.0	—	3		24.0	27.0
4		5.5	24.0	22.0	—		4.0	20.0	48.0	1.0	4		13.0	19.0
5		7.0	32.0	22.0	1.0		3.0	50.0	49.0	1.0	5		28.0	11.0
6		4.5	17.0	20.0			3.0	47.0	40.0	—	6		30.0	11.0
7		5.5	21.0	16.5			1.0	57.0	27.0	1.0	7		11.0	6.0
8		1.0	22.5	24.5			—	65.0	34.0	1.0	8		18.0	1.0
9		3.5	17.5	22.0			2.0	42.0	29.0		9		15.0	1.0
日計		55.5	400.5	523.0	363.0		32.0	497.0	779.0	364.0	日計		235.0	539.0
10	0.5	10.0	25.0	17.0			12.0	47.0	26.0		10		16.0	
11	1.0	13.5	24.0	27.5		2.0	7.0	47.0	23.0		11		26.0	
12	—	4.5	23.5	25.5			—	39.0	23.0		12		27.0	
13	0.5	7.5	18.0	30.0			5.0	15.0	26.0		13		17.0	
14	1.5	10.5	16.0	32.0		1.0	7.0	23.0	29.0		14		19.0	
15	—	5.0	5.5	23.0			9.0	4.0	24.0		15		21.0	
16		14.5	15.5	45.0			9.0	29.0	38.0		16		43.0	
17		11.0	12.5	42.0		2.0	7.0	18.0	37.0		17		20.0	
18		4.0	11.0	13.0			6.0	18.0	14.0		18		21.0	
19		11.0	23.0	10.0			14.0	22.0	19.0		19	11.0	30.0	
20		10.5	14.5	26.0			9.0	26.0	20.0		20	20.0	32.0	
21	1.0	30.0	23.0	13.0		1.0	14.0	38.0	18.0		21	12.0	38.0	
22	3.5	16.5	32.0	15.0		3.0	11.0	37.0	13.0		22	19.0	38.0	
23	1.5	34.5	29.5	16.5		2.0	25.0	23.0	17.0		23	11.0	36.0	
24	1.5	23.5	31.5	21.0			19.0	34.0	28.0		24	5.0	26.0	
総計					1342.0					1672.0	総計			774.0

日朝まで、10～15 mm/h で降り、大体5時間おきに 20 mm/h 以上の強さになり、29日夕刻から深夜には 40 mm/h 近くの豪雨になっている。大河内の29日の日雨量は 539 mm、全降雨量は 774 mm に達した。降雨強度は 19号台風の場合と大差ないが全量は半分のものであった。

3. 被災経過

昭和46年度台風19号ならびに23号による当地域の災害は公共施設ことに道路やその橋梁に多大の損害を与えたが、人畜、家屋などにほとんど損害がなかった。それはとりもなおさず目撃者のほとんどない山奥での荒廃であったことを意味し、どの時点で発生したものであるかはほとんどわからない。

ただイワヤ谷の土石流については、目撃した椎葉乙光氏によれば、8月5日午後5時、7時、7時30分の3回にわたって発生したこと、中でも7時のが最も大規模であったと

のことである。その後23号台風によって崩壊がさらに拡大したとのことである。

深層崩壊は長雨で多量の滲透水が地下深くまで充満することによって発生すると考えられるから、前項で述べた降雨状況から判断すれば、大部分のものはイワヤ谷同様、降雨の末期5日に生じたものであろう。

これに対して表層崩壊は土層の浅い所で比較的短時間の豪雨によって発生するケースが多いと考えられるから、降雨強度の変化状況からみれば、4日の午前中から発生し始めたのではないかと推定される。

23号台風との間にはかなりの時日の経過があったが、航空写真はそれよりまたかなりの日月を経た11月1日に撮影されているので、どの荒廃地が19号台風によるものであり、どれが23号台風によるものであるかの区別はつかない。

4. 分 析

これまでの山地荒廃現象分析の経験^{31, 8)}によれば、Iで述べたごとき方眼に区分する地形学的な解析結果は、客観的な概況を示すことはできるが、山地荒廃現象との相関は良くないことが示された。それは多くの崩壊が局部現象であり、集団的、統計的に取扱うにしても方眼化による端数の切上、切捨が少なからぬ影響を持ち、また例えば一ツ瀬川本流の通っている方眼の起伏量は、地面の傾斜が周辺部と大差なくとも著しく小さく示される(図-3 参照)ごとき一事にも、理由があると考えられる。

次に航空写真はこの場合II, 1で述べたように北から西にかけての背日斜面での判読が困難であるから、この影響を除去できる方法によらなければならない。流域別、山腹斜面別の計測を行うことは、急斜面の多い地形では当然方位別の拾い落ちの影響が入るから、現地踏査によって確認した後でなければ相当の誤差の入る恐れがある。

さて図-6によれば荒廃はある程度集団的に発生している部分と、散発的な部分とがある。花崩岩地帯のものは比較的傾斜がゆるやかな所にも発生しており、また大規模なものもあって、土石流となって遠方まで流下している。その代表的なものがイワヤ谷に見られるからIVで詳説することにする。これに対して古第3系未区分岩ならびに砂岩地帯に属する、南部萱原山周辺から国道265号線沿いに北上する一帯では、無立木地、幼令林地に小規模な表層崩壊が、尾根から数十mの近くから多発している特徴が認められる。その他の中生代に属する粘板岩、頁岩地帯、ならびにこの間に介在している緑色玄武岩、輝緑岩の地帯では山脚部に散発し、大河内一尾崎峠間の林道は、そのために寸断された。これは災害としては最大のもので、その分析はIIIで行っている。この他に問題となるものとしては治山ダムの破壊例が2基あったので、Vにおいて考察する。

以上の理由、定性的な傾向から図-1に示した200m毎の等高線に挟まれた地帯毎に全体を区分し、等高線長500m毎に上下の傾斜角を図上で測定し、さらに地質区分する方法で細分割して、各崩壊地点における標高、傾斜角、地質と対比させてみた結果は表-2のごとくである。

航空写真上で崩壊地と判読され、地形図上にすでに崩壊地のマークされているものを差引くと379の崩壊地点があった。この内106は道路沿線のもので残り273が道路とは関係なく発生している。

地質別ではG地帯が平均傾斜角は最も緩であるが標高の大なる部分に位置し、崩壊発

表一2 崩壊と地質・地形との関係

地 質 区 分					平均傾斜 (°)	崩 壊 発 生 状 況				
標 高 区 分(m)	Cl	ss	uds	G		計(A)	$\frac{n}{\sum n}$ (B)	$\frac{(B)}{(A)}$	$\frac{n'}{\sum n'}$ (B)'	$\frac{(B)'}{(A)'}$
401 ~ 600			5.47		35.5	5.47	4.2	0.77	3.3	0.60
601 ~ 800	2.39		12.36		30.5	14.75	11.6	0.79	11.4	0.77
801 ~ 1,000	8.36	2.42	12.48	4.10	24.5	27.37	24.0	0.88	18.7	0.68
1,001 ~ 1,200	20.00	4.59	6.36	3.73	23.3	34.66	29.0	0.84	23.4	0.68
1,201 ~ 1,400	9.19	1.07	1.27	3.62	24.5	15.15	22.7	1.50	31.5	2.08
> 1,400	0.42			2.17	25.2	2.59	8.4	3.23	11.7	4.52
角 度 区 分 (°)										
< 20	14.16	3.63	9.13	8.37		35.28	0.8	0.02	1.1	0.03
20 ~ 30	17.75	3.18	12.14	4.15		37.21	12.9	0.35	16.8	0.45
31 ~ 40	7.46	1.22	12.70	1.04		22.42	48.3	2.16	48.0	2.14
> 40	0.98	0.06	3.97	0.06		5.09	38.0	6.45	34.1	6.70
平均傾斜角(°)		24.72	22.4	29.4	19.9	Cl: 緑色玄武岩及輝緑岩介在せる中生代粘板岩及頁岩 ss: 古第3系砂岩 uds: 古第3系未区分岩相 G: 花崗岩 n/∑n: 区内崩壊数百分率 n'/∑n': 同上(道路沿線のものを除く)				
崩壊発生状況	計 (A)	40.35	8.08	37.94	13.62					
	$\frac{n}{\sum n}$ (B)	25.6	12.4	32.7	29.3					
	$\frac{(B)}{(A)}$	0.63	1.54	0.86	2.16					
	$\frac{n'}{\sum n'}$ (B)'	22.7	0.7	35.9	40.7					
	$\frac{(B)'}{(A)'}$	0.56	0.09	0.95	2.98					

生率 (B)/(A) は特に高い。ついで ss, uds, Cl 地帯の順に少くなるが、道路沿線のものを除いた場合の発生率 (B)'/(A)' は ss 地帯が最低になっている。

標高別ではその増加と共に崩壊発生率が大きくなるが、1,200 m 以上で特に顕著となる。つまり標高 1,200 m 以上ではそれ以下に比して2倍ないし3倍も発生している。これは降雨量、風衝が標高の増大につれて大となること、花崗岩地帯が標高の大なる部分に多かったことなどによるものと考えられる。

傾斜別では傾斜角の増大と共に発生率が加速度的に増大するが、崩壊実数そのものは31-40°の範囲に最も多い。これは従来の数多くの調査例と一致した傾向である。ただ花崗岩の地帯では、詳細を本表には略しているが、30°近くにピークが認められた。道路沿線の崩壊を除いた結果でも発生率にはほとんど差異を生じていないのは注目すべきであろう。

III. 林道切取法面の崩壊について

1. はじめに

森林開発上必要な林道開設という行為は、施工後の強雨時に上下法面の崩壊を生じやすくするという治山上のマイナス面を伴う。そこで本節においては、主として19, 23号台風によって生じたと考えられる II で概略を示したような九州大学宮崎演習林付近の林道崩壊の状態を調査し、その実態を究明して適切な路線配置や林道構造についての知見を求

めようとした。

2. 調査方法

前記の目的を達するための調査方法としては、主として崩壊発生に関与したと考えられる因子について、全体の中でのその「片寄りの程度」を分析することにより、その関与の仕方を明らかにする方針をとった。つまり崩壊点の有する要因の分布状態が、全路線から抽出された母集団の分布状態に対し相似であるか否かを「崩壊発生比」なる指標を用いて判定し、林道開設が特に崩壊に対して顕著に作用する限界点を求める方法によった。

切取法面の崩壊に関与する因子は数多く考えられ、しかも互に幾重にもかかわり合いがあつて単純には取扱えないが、ここでは事後においても簡単かつ客観的に資料がとれる次

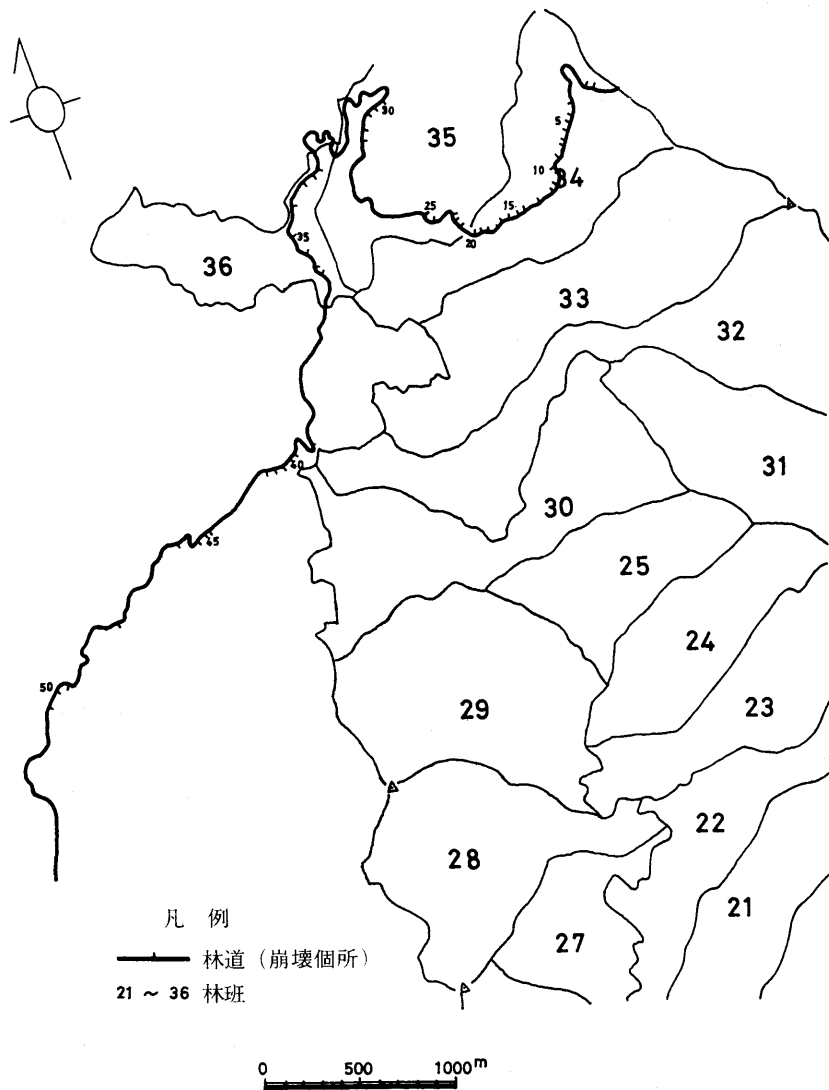


図-7 切取法面崩壊位置

の各項目についての検討を行うこととした。

- (1) 施工年度
- (2) 路線通過位置
- (3) 施工要因

調査対象路線は宮崎県椎葉村大河内の九大宮崎演習林事務所下より北上し、演習林内では東行して尾崎峠に至る林道の中で、昭和41～45年度に開設された延長約9kmの区間である。沿線は地形が急峻であるため路線は大きく曲折しており、直距離にすれば5.5km位、包含する面積は10km²程度のものであって、比較的狭小な地域であるから、降雨条件は全路線に対してほぼ斉一であったものと仮定した。2回にわたる現地調査にあたっては、設計平面図(縮尺1/1,000)上に図-7のごとく崩壊点を記入した。内業においては災害後に撮影された航空写真(災-46-19.23 ミヤザキ北部 1971.11.1 宮治, 縮尺約1/20,000)上に路線および崩壊点の挿入を行い、以下の分析作業を行った。一帯の地質は図-8⁴⁾のごとくである。

3. 分 析

1) 施工年度と崩壊発生の関係

林道沿線の崩壊は、施工により生じた裸地面が年次の経過によって植生その他で安定化するため、他の条件が同一であれば年がたつにつれて減少するものと考えられる。ところが本林道は5年間で開設されたものであり、また比較的短い1路線にすぎぬから、この考えの検証

にはいささか不足かもしれない。しかし当地方での自然植生は地面が安定していれば5年間には完全に回復するし、いたずらに長大多数の路線を選んでも降雨条件が変化しては前記の仮定があてはまらなくなって、当初に述べた方法は使用できなくなる恐れがあるので当面の試行として実施した。

同林道は昭和41年度に大河内側から着工され、昭和43年度には尾崎峠側からも着工し、昭和45年度に接続完工したものであって、年度別の竣工延長と、それぞれの崩壊発生比は表-3のごとくである。ここに崩壊発生比とはつぎのものを指す。

$$\text{崩壊発生比} = \frac{\text{年度別崩壊発生百分率}}{\text{年度別路線延長百分率}}$$

本表でみる所では、施工後の経過年の長くなるにつれて崩壊発生比が少なくなっている

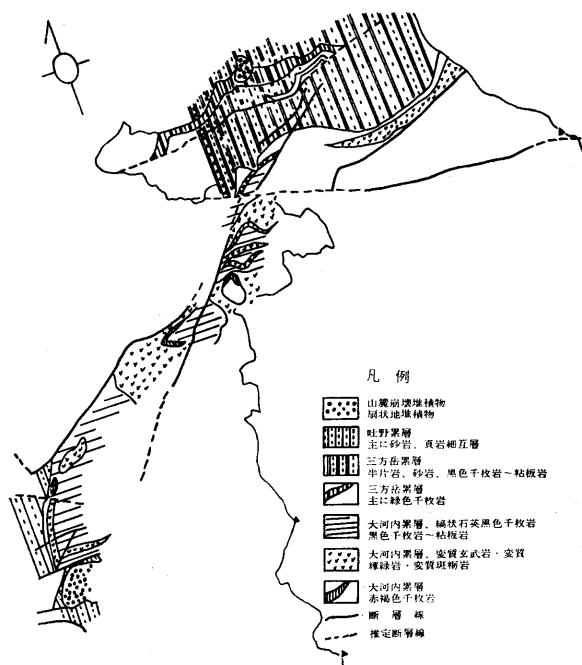


図-8 林道通過箇所表層地質

表—3 施工年度別崩壊発生比

年 度	延 長	百 分 率	崩 壊 個 数	百 分 率	崩 壊 発 生 比
昭 41*	2,000 ^m	20.2	4	7.8	0.39
42	1,760	17.8	9	17.7	0.99
43	3,320	33.5	15	29.4	0.88
44	2,290	23.1	23	45.1	1.95
45	530	5.4	0	0	0
計	9,900	100.0	51	100.0	

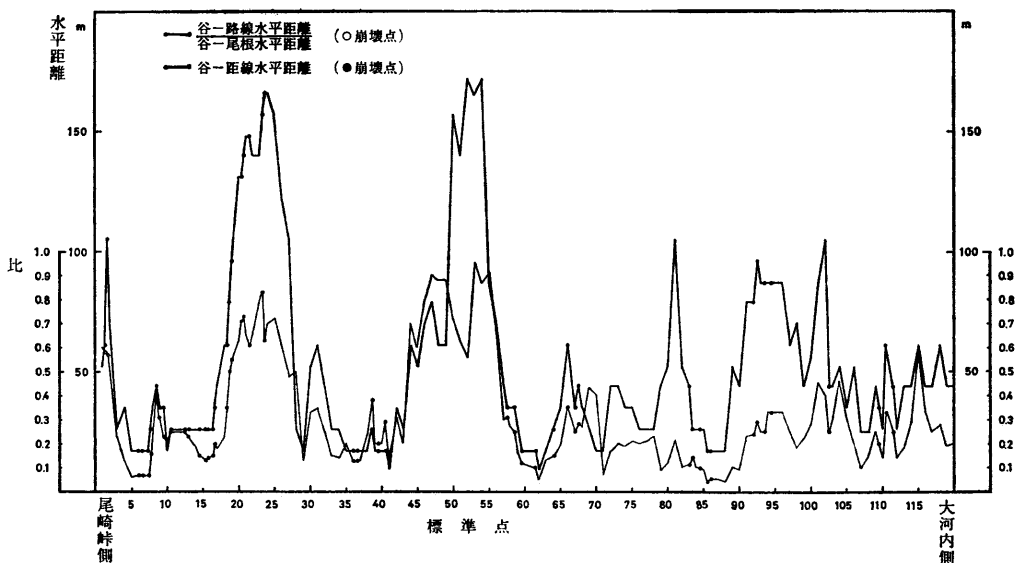
* 対象路線を同年施工 No.18 までとする。

傾向が伺われる。昭和45年度施工部分はその後の経過年が最も少ないのに崩壊が皆無であるが、この年度は延長も短かく、通過位置、切取法面長等の他の要因が関与したものと推定される。

2) 路線通過位置と崩壊発生の関係

路線開設位置が谷筋一尾根間を結ぶ山腹斜面の、どの部分に相当するかによって、切取斜面の崩壊がどのように影響を受けるか否かの判定は、林道路線選定上かなり重要性を有する問題である。しかしながらこれにはその他の要因、地質や地被等とも関連があって、単純に判断の下せる事でもない。従ってここでは、対象路線に本要因が関与しているか否かの程度の分析を試みた。まず路線を含む山腹斜面について、航空写真によって谷筋一尾根間水平距離と、谷筋一路線間水平距離とを、標準地 120 点、崩壊地 51 点について求めた。

図—9 は谷筋一路線間水平距離分布と、谷筋一尾根間水平距離に対する同距離の比分布



図—9 谷筋から路線および尾根までの距離と崩壊の関係

を示したものである。また谷筋一路線間水平距離を5m毎の階層に分け、階層別の路線分布と崩壊点分布を図-10に、階層別崩壊発生比と累積崩壊発生比を図-11に示す。

同様にして谷筋一路線間水平距離と谷筋一尾根間水平距離の比を0.1間隔に階層分けしたものが図-12であり、階層別崩壊発生比と累積崩壊発生比を図-13に示す。この場合の崩壊発生比はつぎのごとくである。

$$\text{崩壊発生比} = \frac{\text{階層別崩壊分布百分率}}{\text{階層別路線分布百分率}}$$

図-9によって全体的傾向を見ると、全線の60%は谷筋から50mまでの範囲内を通過している。また谷筋一尾根間の距離に対する谷筋一路線間の距離の比では、0.3までの範囲内に全延長の64%、0.5までに81%が通過し、0.7以上の尾根近くは全延長の10%位しか通過していない。すなわち全体的には谷寄りの林道配置と見ることができる。

これに対して崩壊点の分布状態も、かなり路線分布に近似しているが、図-10、図-12によれば、谷筋からの距離40m以内の部分

で、また比0.4以下の部分で崩壊分布が路線分布を上廻っている。崩壊発生比についても図-10、図-12で見られるように、いずれもわずかに右下りになっていて、これらは谷

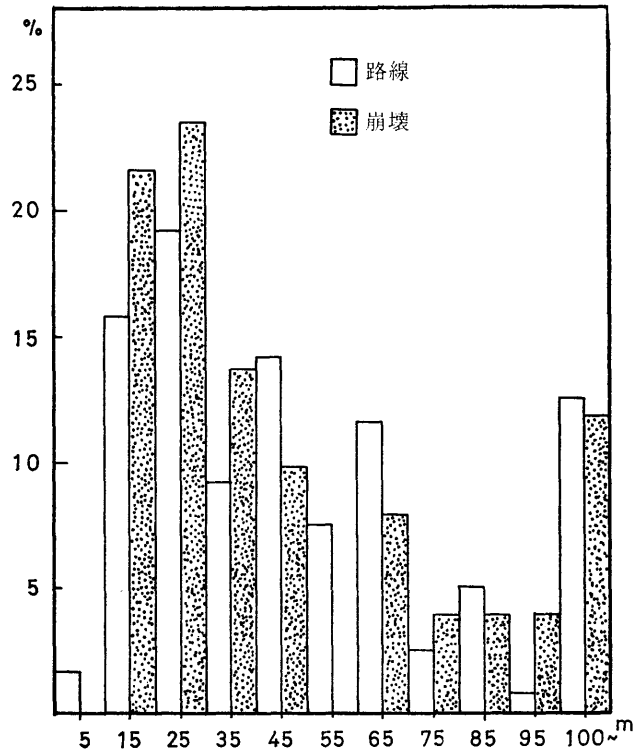


図-10 谷一路線距離別路線分布と崩壊分布

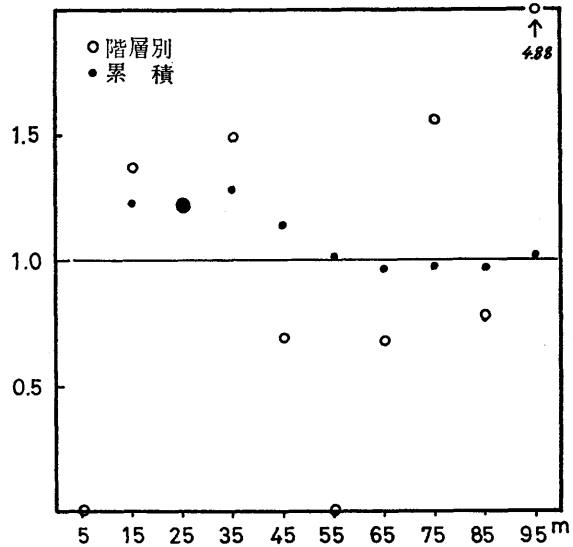


図-11 谷一路線距離別崩壊発生比

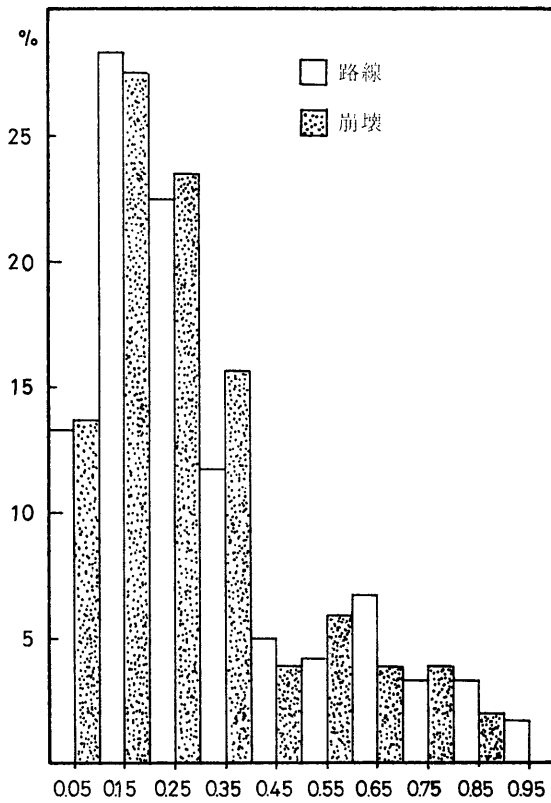


図-12 (谷—路線 / 谷—尾根) 比別路線分布と崩壊分布

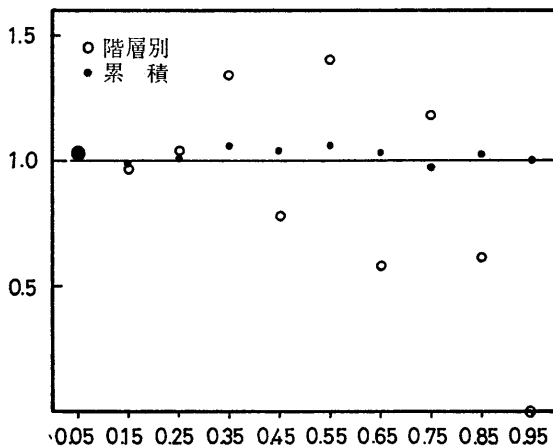


図-13 (谷—路線距離 / 谷—尾根距離) 比別崩壊発生比

から隔たるにつれて崩壊発生が少なくなる傾向のあることを示していることになる。中でも谷筋—路線間の水平距離は、この傾向が顕著で、特に谷の近くではそれが著しい。

しかしながら、谷筋—路線間距離の谷筋—尾根間距離に対する比では余りはっきりとした傾向がつかめない。つまり在来の調査において崩壊が生じた位置を、山頂、山腹、山脚などとしているような分類では崩壊の法則性は掴み難くこの林道に関する限りは谷筋からの水平距離そのものが強い影響を持つと推察される。その理由としては、山腹斜面長の大小にかかわらず大体地面と平行だった地下水水位が、谷筋に近づくにつれて洪水のために地面に近づき、崩壊の誘因が急激に大きくなるからであると考えれば一応の説明がつく。

3) 施工要因と崩壊発生の関係
切取法面上の崩壊は、切取法面長、地盤傾斜角、切取面積などの各施工要因が小さな値の範囲では発生せず、それらの値が大きくなるにつれて崩壊発生比が上昇すると考えられる。ところが林道の通過していない山腹面でも崩壊の発生することがしばしばあるから、林道の施工によって崩壊発生にどのような影響があったかを知る方法を次のように考えた。

今路線の各要因を一定間隔で抽出し、それらを大きさの順に階層別して出現頻度分布を求める。次に崩壊地点についての各要因につ

いても同様に出現頻度分布を求めてみると、もし各要因が崩壊発生に無関係である場合は両者の頻度分布はほぼ一致するはずである。この場合の各階層毎の崩壊発生比を次のごと

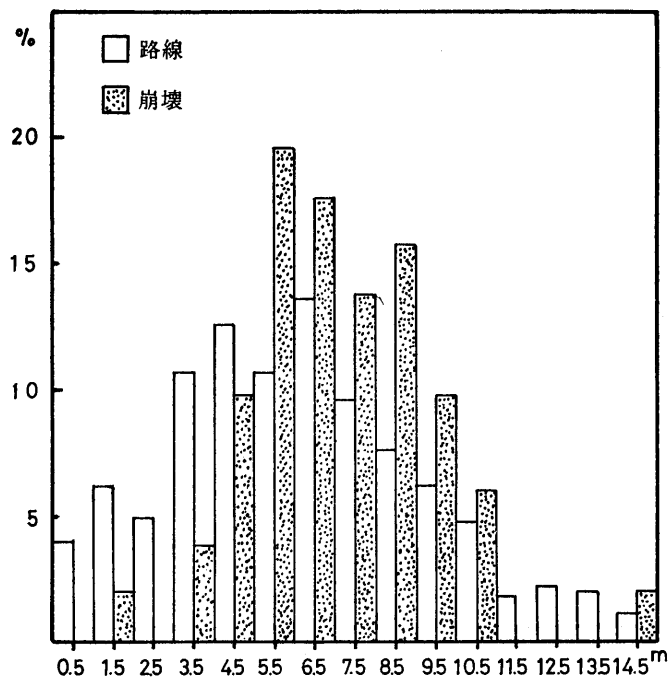


図-14 切取法面長別路線分布と崩壊分布

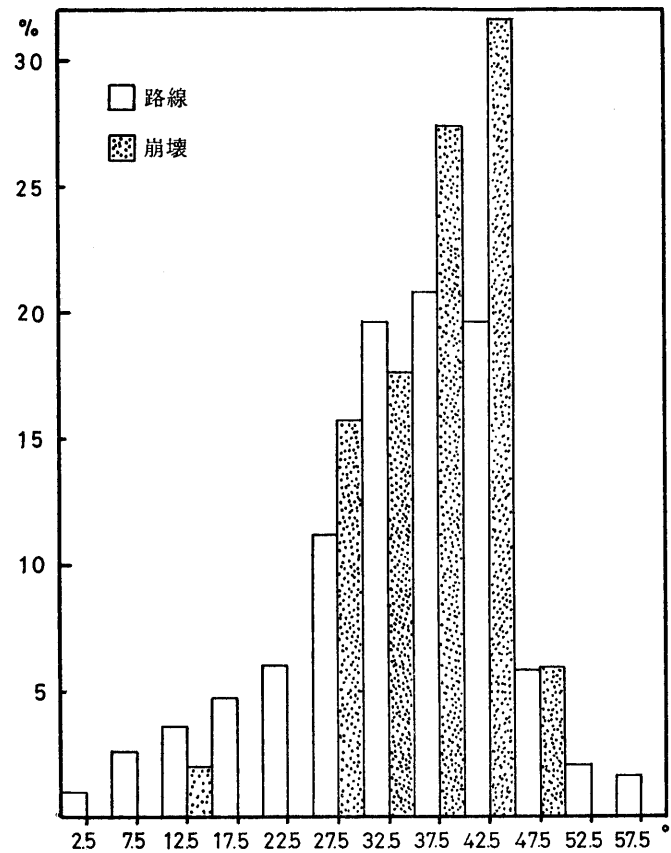
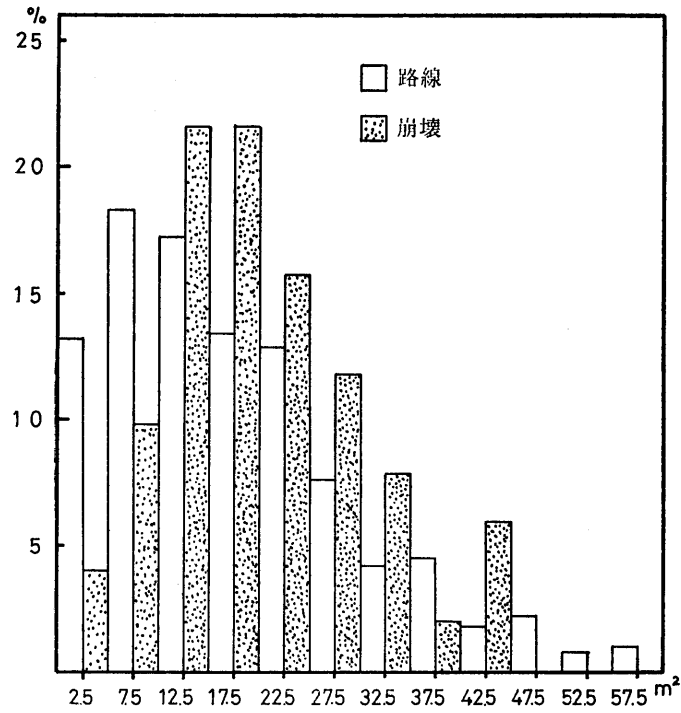
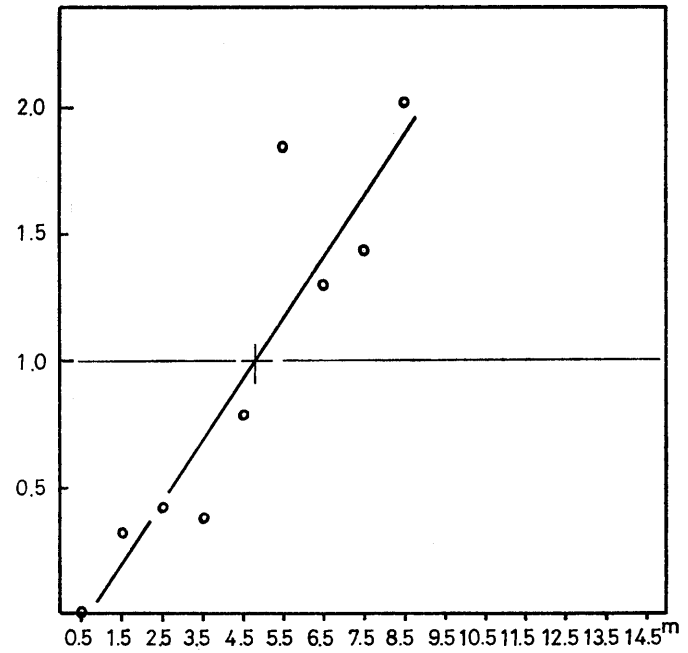


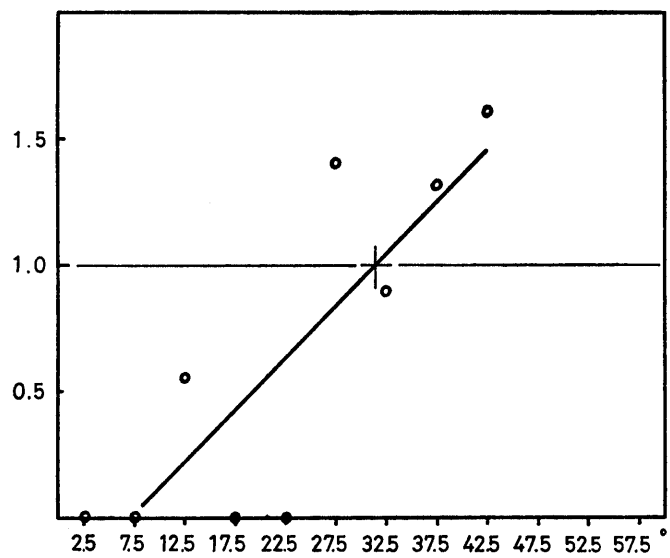
図-15 地盤傾斜別路線分布と崩壊分布



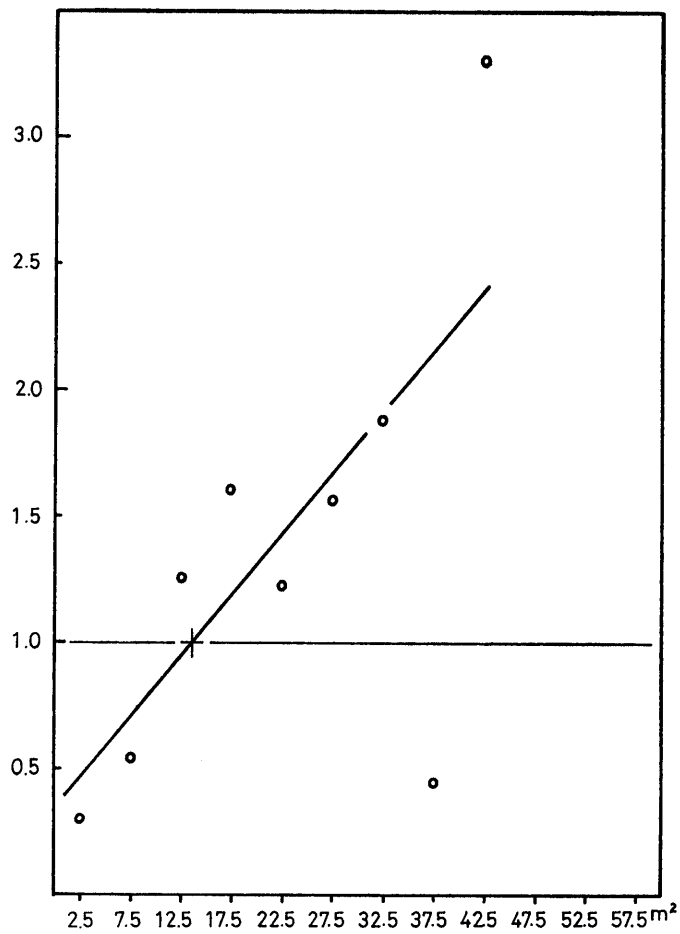
图—16 切取面積別路線分布と崩壊分布



图—17 切取法面長別崩壊発生比



图—18 地盤傾斜別崩壊発生比



图—19 切取面積別崩壊発生比

くすれば、全階層の値はほぼ1に近くなるはずである。

$$\text{崩壊発生比} = \frac{\text{崩壊分布百分率}}{\text{路線分布百分率}}$$

ところが各要因値が大となるにつれて崩壊発生が増加するとすれば、崩壊頻度分布曲線は路線の頻度分布曲線との間に差異を生じ、一般に各要因値が路線分布より大きい部分に高く鋭いピークを持った分布を示す。つまり各要因値が小さな間には崩壊はほとんど発生せず、大きくなるにつれて発生率が上昇し、ある限界で路線分布と一致し、それ以上では路線分布よりは高い頻度を示すはずである。

そこで路線については20m毎の全測点を抽出し、崩壊点については全崩壊を対象とし切取法面長、地盤傾斜角、切取面積の各施工要因値を設計横断面図より求めた。切取法面長は1m階毎に15mまで、地盤傾斜角については5°階毎60°まで、切取面積については5m²階毎に60m²までに階層別し、それぞれの出現頻度を求めた。

結果を図-14、図-15、図-16に示す。それぞれの横軸には階層毎の中央値も示しておいた。これらによって階層毎の崩壊発生比Rを求めた結果は図-17、図-18、図-19のごとくなる。最高の崩壊発生比に達するまでは、各要因値Xとの間に1次相関があるものとすれば、次式が得られる。

$$\text{切取法面長 } R = -0.16 + 0.243 X \quad (n=9, r=0.9185)$$

$$\text{地盤傾斜角 } R = -0.29 + 0.041 X \quad (n=9, r=0.8378)$$

$$\text{切取面積 } R = 0.35 + 0.048 X \quad (n=7, r=0.9009)$$

今崩壊分布が路線分布と等しくなる点、すなわち崩壊発生率が1.0を限界点と考えれば、設計にあたってこれより大きい要因値の所を通らぬように、また通らねばならぬ時には何らかの補強工事をするようにすれば、これ以上の部分での崩壊頻度は減少せしめられ遂には全階層にわたって崩壊発生率を1.0に近づけられるであろう。

上記3式を用いて算出した各要因毎の限界値と、最高の崩壊発生比を示す場合の要因値は表-4のごとくなる。

表-4 崩壊発生限界値と最高値

要 因	限 界 値	最 高 値
切取法面長	4.8m	8.5m
地盤傾斜角	31.5°	42.5°
切取面積	13.5m ²	32.5m ²

つまり今後の当地域における林道設計上には、上記の数値を参考にすれば林道開設によって崩壊発生が著しくなるという事態は防止できよう。また各地の林道について同様な調査を実施すれば、林道開設が崩壊にどの程度関与

しているかの実状が明確にできる。

4. おわりに

当地域での調査結果として林道の開設が、崩壊を増大せしめている実状の一端が解明された。

施工後の経過年は1～5年の範囲では大となる程崩壊の発生が少なくなる傾向がある。森林開発のための林道開設は伐採に数年先行せしめることが望ましい。

林道の通過位置は谷筋から一定距離以上、当地域では40m以上にとることが崩壊発生比を下げる一応の目標になる。それ以下の場合は切取法面の補強を要するともいえる。

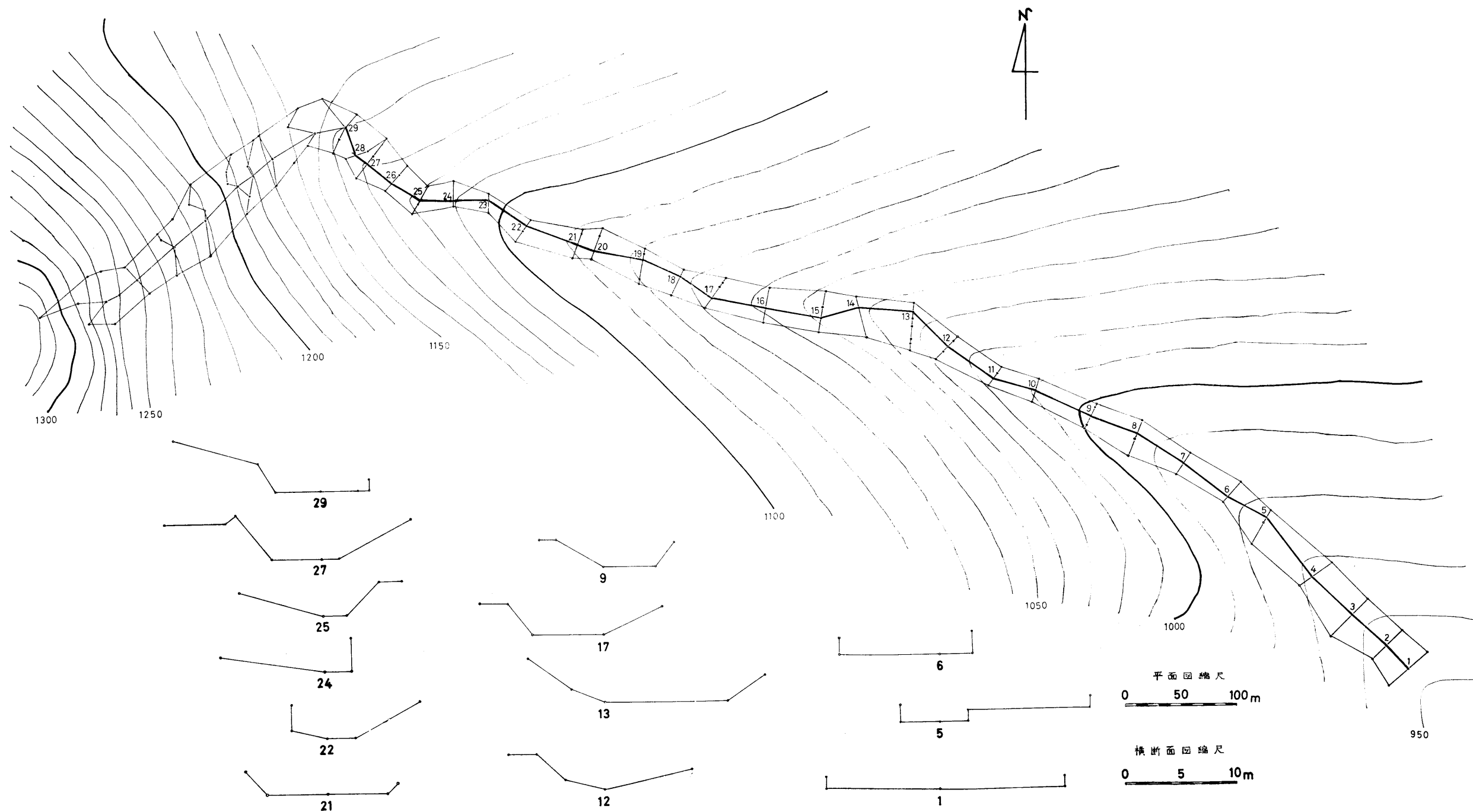


図-20 イワヤ谷土石流平面図並に横断面図

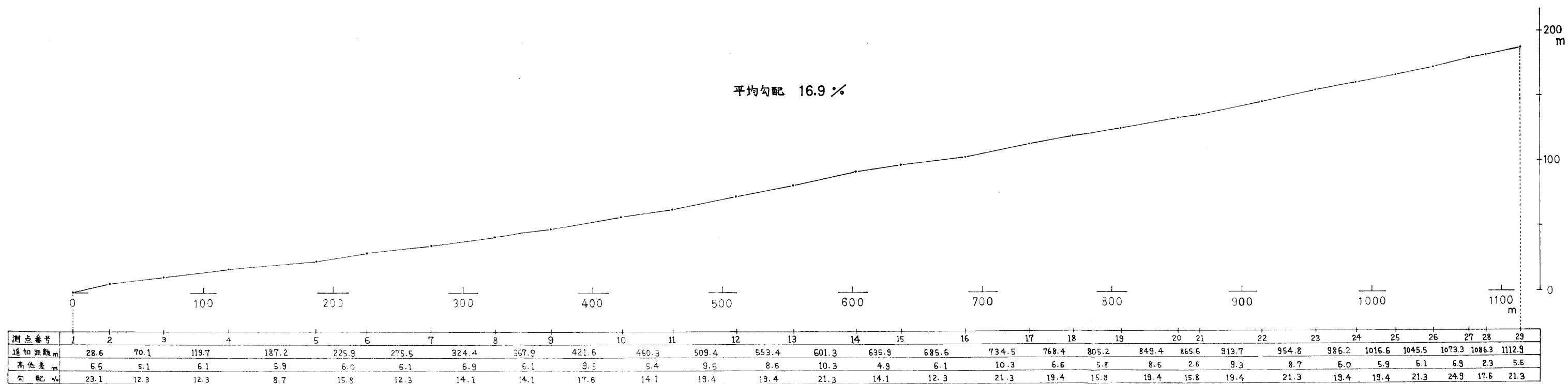


図-21 イワヤ谷土石流縦断面図

施工要因としては表—4 の限界値が一応の目安になる。それ以上になることをつとめておさえ、やむを得ない場合は補強を要するということになる。

これを要するに林道開設は山地の崩壊を助長しているということであるが、地質、地形その他の要因が著しく相違する地域においてはどのような結果を得るか、また林道構造の改善によって逆に治山効果を期待できないかが今後の問題であろう。

IV. イワヤ谷土石流について

1. はじめに

土石流という国土の流動荒廃現象は、その発生の僻地性、突発性のゆえに容易に観測できないこと、また大規模であって再現困難なことなどの理由から、現状ではその本質の解明はほとんど進んでいない。最近になって建設省、京都大学防災研究所などによって、土石流の実態が直接観測され、また映画やビデオテープに記録されつつあり、その解析による成果が期待されるようになったばかりである。しかしながら国土荒廃の他の諸現象と同様に、国内各地のいたる所で発生している数多くの事例については、そのような成果が適合するかどうかには問題があり、同様な観測を実施することはほとんど不可能であるからまだ事後の状況から判断せざるを得ない場合が多い。

九州大学宮崎演習林では、昭和 29 年に吐野谷 および 本郷谷に大規模な土石流が発生して甚大な被害を生じた³⁾ が、昭和 46 年 19 号台風によっても通称イワヤ谷に大規模な土石流が発生した。一見して前者が中生代粘板岩砂岩地帯に発生した比較的急勾配かつ短距離のものであったのに対し、今回のものは花崗岩地帯に発生した比較的緩勾配かつ長距離にわたる特徴があるので、本節では前回同様、その跡地の痕跡から解明をなしうる限り行うことを調査目的としている。

2. 調査方法ならびに調査結果

まず全体の形状寸法を正確に知るために、平面形および縦断面形をコンパス測量で、横断面形をテープやポールによって測量し図化することとした。結果は図—20、図—21 のごとくである。これと平行して写真撮影ならびに地質、地形、植生および崩壊、侵食、堆積などの状況を調査し、これらの資料によって面積、移動土石量、流下速度その他について可能な限りの分析を行うこととした。

イワヤ谷は九州大学宮崎演習林の西端、矢立団地の 2 林班に位置し、付近には標高 1,607 m の江代山、1,722 m の市房山があって、急傾斜をなした原形斜面と開析谷に囲まれている。しかし土石流の発生した部分は、その中で 30° 位の比較的緩勾配な地形をなしている。

地質は図—5 に示したように白亜紀後期から古第 3 紀に属する花崗岩類の地帯であって写真—1 のごとく風化作用が深層まで進行し、表層はかなりの厚さがいわゆるマサ土になっていて、降雨が最も浸透しやすい砂質土層を形成⁴⁾ している。現地を踏査してみると写真—2、写真—3 に見られるように崩積土が数 m の厚さに堆積している部分が谷筋には多く、過去においても同様な災害が何回も発生していることが推定された。

一帯の林相は天然広葉樹林、人工針葉樹林が混在し、土石流の発生地点の上部は天然林に接し、崩壊の大部分は 10~20 年生のスギ人工林中になっている。

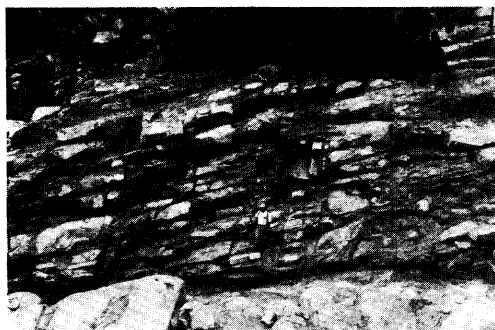


写真 1



写真 2



写真 3

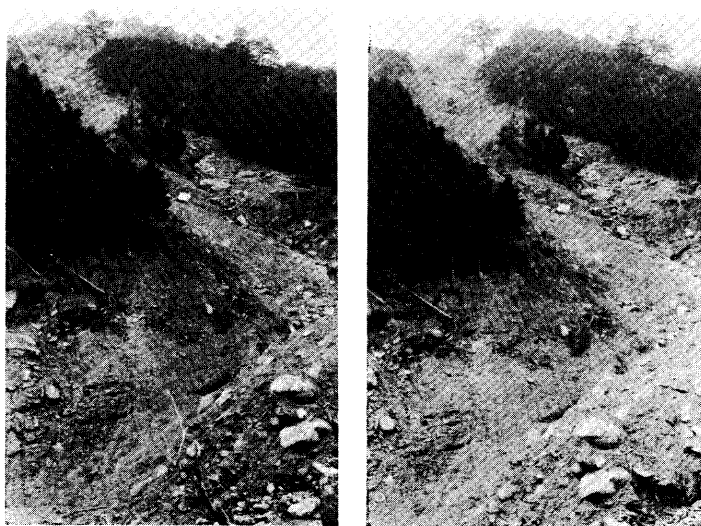


写真 4

II に示したような数日間連続した記録的な豪雨によって、イワヤ谷稜線付近に発生した崩壊は写真—4 (ステレオ写真), 図—20 のごときもので, 斜面長約 300 m, 幅 50 m, 最大深さ 20 m, 平均深さでも 5 m, 傾斜は約 30° で, 横断面形は U 字型から V 字型に



写真 5



写真 6



写真 7

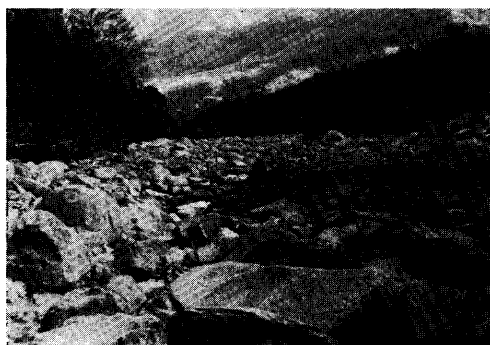


写真 8

移行しており、縦断面形は多少の凹凸はあるがほぼ一直線である。崩壊土石は多量の水分を持っていたため途中から土石流の状態となり、山脚部では写真—5 のように小尾根をとびこし落下方向と約 80° の交角をなす溪流と合流して方向転換して流下することになった。これより下流は溪床勾配が 10° 程度であったため、兩岸や溪床は侵食されながらも流下のエネルギーは衰え始め、写真—6、写真—7 のごとく稜線付近にあったと見られる巨岩が写真—3 のように溪流の屈折部にまず堆積し、流下につれて堆積が進み、溪幅が広くなった No. 8 あたりからは小径の岩石も写真—8 のごとく堆積して、1,100 m にして土石流は終わっている。この溪幅はほぼ 30m、深さは当初 5 m 前後もあったものが漸次浅くな

って 1 m 位に達しており、平均すれば 3 m 位のものであった。

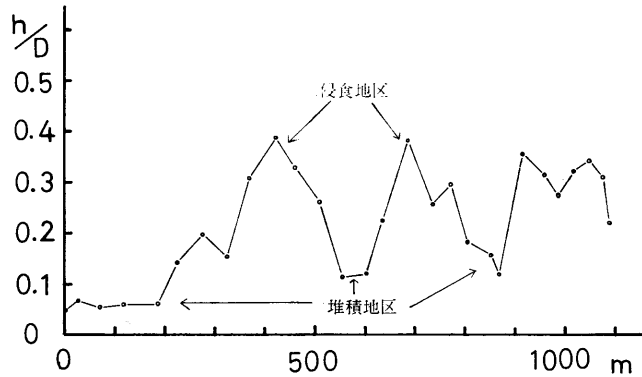
3. 分 析

(1) 荒 廃 量

荒廃現象の究明、治山諸工事の計画には、まず荒廃地面積および崩壊土量、不安定土量などを推算しなければならないが、図—20, 21 によって計算すれば、屈折点 (No. 29) より上流の山腹斜面崩壊部の面積は 12, 580 m², 崩壊土量は 53, 000 m³ 位、それより下流の土石流が通過したと見られる部分の面積は 32, 500 m², この部分における侵食土量は原地形の詳細が判然としないので正確には求め難いが、さしたる量ではなく、一部は途中から堆積しはじめ、大部分は下流 250 m 位の範囲に堆積している。

(2) 侵食と堆積

土石流がどのような地点で侵食を生じ、あるいは堆積を生ずるのかについて知るために No. 29 までの土石流通過部について侵食、堆積が行われた後の状態での溪流横断面の深さ h と巾 D との比をとってみると図—22 のごとくである。この曲線の凸部では侵食作用が著しく、凹部では堆積が認められた。つまり狭く深い流れを生ずる地点が侵食されており、これは一般の常識通りである。もっとも巨岩はこれには関係なく溪流の小屈曲部に堆積しているが、その特に大型のものは表—5 のごとくで、いわゆる集合運搬の法則がある程度は働いているように見られた。



図—22 各断面における h/D

表—5 巨岩の分布と大きさ

測 点	No. 29 よりの距離	体 積	重 量
25	96.3	18	47
24	126.7	47	122
21	247.3	53	138
13	559.5	50	130
13	559.5	46	120
13	559.5	53	138

* 比重 2.6 と仮定。

次に溪流縦断面上の勾配との関連を見やすくするために、平均勾配 I と各測点間の勾配 i を用いて勾配変化 $(i-I)/I \times 100$ を算出してみると、図-23 が得られる。全体として上流急勾配であることがわかる。また図-22 と比較すれば傾斜の急な部分が一般に侵食され、緩な部分が堆積しているが、多少のずれを伴っているようにも見られる。これは水の運動エネルギーの変化を考えれば、当然そうなることが首肯される。

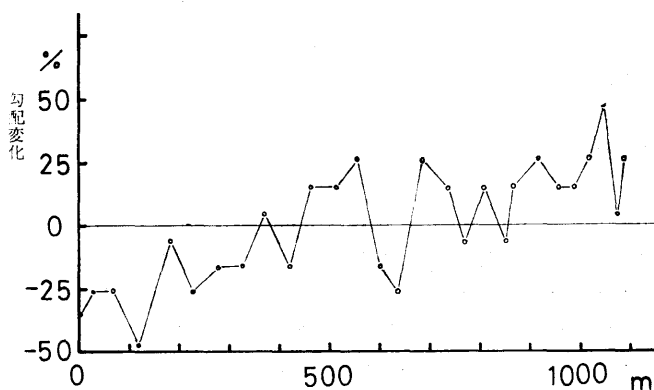


図-23 各断面における勾配変化

(3) 土石流の速度

土石流のもつエネルギーを知るためには、その流速を知る必要がある。土石流の痕跡から流速を知るには、溪流の彎曲部における遠心力の作用で、外側と内側の水面に差異を生ずることから、その傾斜角 θ が求められれば次式で計算される。

$$v = \sqrt{\tan\theta \cdot g \cdot R}$$

式中 g : 重力の加速度

R : 回転半径

本法によって求めた結果は表-6 の通りとなった。

表-6 イワヤ谷土石流の速度

測点	溪床幅	断面積	傾斜角	平均回転半径	流速
No.	m	m ²	°	m	m/sec
28	17.9	84.4	12.0	57.0	10.9
25	16.4	80.8	3.5	34.0	4.5
23	13.2	42.8	6.0	62.0	8.0
22	16.6	100.0	1.0	90.0	3.9
20	24.2	94.8	9.0	80.0	11.1
13	37.2	146.8	5.0	150.0	11.3
11	16.6	90.0	4.0	150.0	10.1
7	20.0	80.4	1.0	250.0	6.5

表では全体として同様な方法で求めた吐野谷の場合³⁾ より小さな値を示しており、Haiden¹⁾、山口²⁾ などの測定値と似た値になっている。

4. おわりに

イワヤ谷における土石流について調査した結果、深層まで風化が進んだ花崗岩地帯に対する4日間 1,300~1,600 mm 位の豪雨によって生じた大規模な山腹深層崩壊が主原因と考えられ、流出土砂量は約 50,000 m³ と推定された。土石流はその山脚部から 1,100 m にわたって流下したが渓幅、渓流断面積が小さく渓床勾配の急な部分で侵食を生じ、これらに反する部分では堆積を生じた。その流速は 4~11 m/sec 程度であった。

これを要するに在来知られている程度の常識の例証に止まるが、吐野谷におけるものは性格を異にしていることは明らかである。

V. 治山ダムの破壊と安定性について

1. はじめに

治山ダムは渓流を横切って築設される防災用横工で、渓床勾配の緩和、縦横侵食の防止、兩岸山脚の固定、流送砂礫の貯留と調節、流路の調整、崩壊土砂石の抑止等の機能を有し、これらの作用によって山地、渓流災害の防止、軽減をはることを主目的とする。従ってこのような所期の目的を達成するためには先ず第1に治山ダム自身が洪水や土石流などの破壊力に対して十分強固であり、これらの発生時に被害を受けないことが必要条件である。

以上の理由により、治山ダムの築設にあたってはダムの形状、大きさならびにダムサイト、流況などに応じて、安全性の高いダムの断面を決定しなければならないが、自然の暴威は予期し難く、堅牢なはずの治山ダムも時には破壊、破損することがある。

1971年8月の台風19号によって九州南部は相当の被害を受けたが、その際一ツ瀬川上流域では治山ダムの破壊が発生した。たまたま被災直後の8月25、26の両日、破壊したダムとその付近の現地踏査をする機会が得られたので調査結果を報告し、その結果に対する若干の考察を試みた。

2. 治山ダムの被災状況

破壊を生じた治山ダムは一ツ瀬川上流域の本川沿いに施工された十数基の治山ダム群中の2基で、1基(Dam-A)は大河内一屋敷野間の図-24のごとき平面形の本川に、他(Dam-B)は同区間の右岸急傾斜沢沿いにそれぞれ築設されたものである。図-24に示した区間の海拔高は渓床で平均600m以上、堆砂礫の大きさはNo.1地点のダム堆砂域で平均粒径2.5cm、まれに30cm以上の丸味を帯びた転石が認められた。

図-25は渓床の縦断面図で、Dam-Aの天場とその直上ダムの天場を結ぶ平均

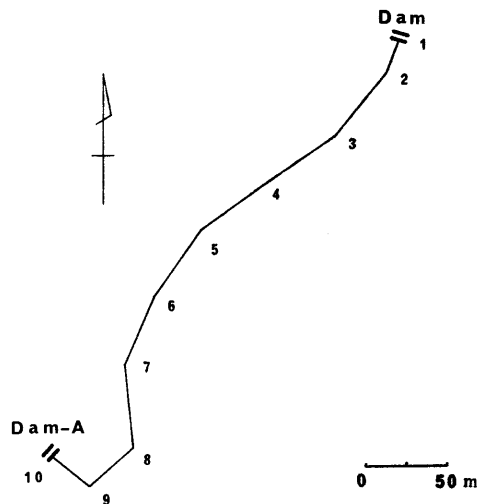
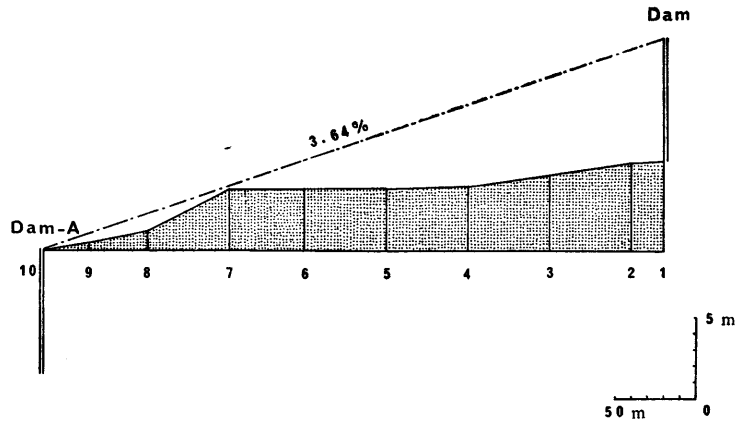


図-24 一ツ瀬川上流域調査地の実測平面図



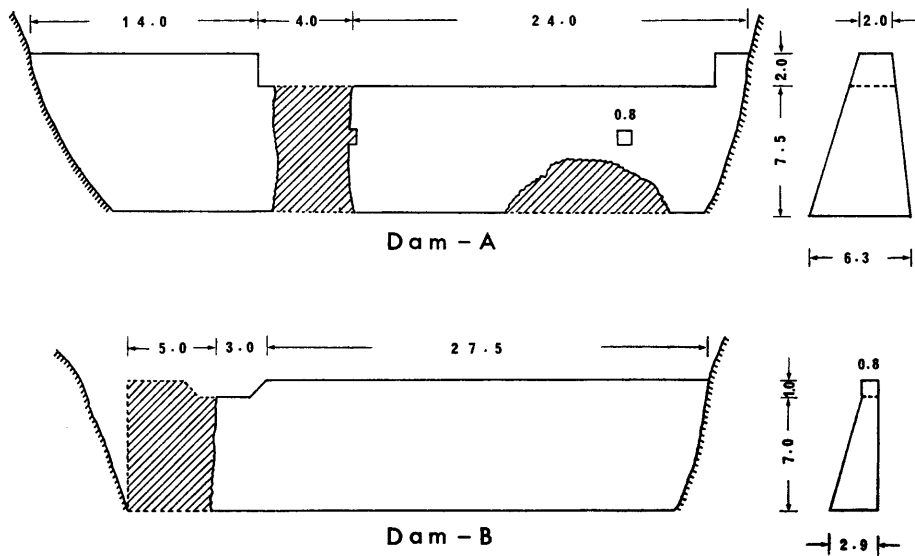
図—25 調査地の実測縦断面図

勾配は 3.64% (2° 強) で比較的緩慢であるが、これに流入する右岸の沢は平均 35° 以上の急傾斜である。

洪水時の流速を簡単に推定するには、流路の彎曲部において兩岸の水位痕跡を測定して水面の傾斜角 θ を求め、IV, 3 (3) で述べた方法で計算される。

No. 1 地点のダム上流部の適当な彎曲部において本川の流速を推定してみると、洪水時で 3.43 (m/sec) となった。

破壊を受けた 2 基の治山ダムの形状、寸法および破損箇所を示せば 図—26 のとおりである。



図—26 治山ダムの破壊状況 (単位 m)

一般にダムの破壊現象をその破壊に至るまでの時間によって分類すれば、

(a) 平常の中小洪水によって徐々に破損していき、それが終りには全体的な破壊にまで達するもの。

(b) 異常大洪水時に一度に急激に破壊されるもの。
とに大別できる。

図-26の Dam-A は前者の破壊現象に属し、現場の被災状況から判断すると、ダム基礎部の洗掘によるダム体の不等沈下が亀裂を発生させ、さらに流送砂礫による水通天場の摩耗が天場破損の原因であると考えられ、これらが共に拡大進行してこのような破壊に至ったものと推察される。

これに反して Dam-B は後者の破壊現象に属し、異常な土石流の発生により軟弱な右岸の袖取付部分が急激に破壊したものと考えられる。

なお両ダムは共に粗石コンクリートダムで、シュミットハンマー N 型によるダム体表面硬度の実測結果は 150 (ton/m²) 以上であるが、天場ならびに上、下流法面にはいずれも築石は施されていない。

3. 治山ダムの安定性に対する検討

重力式治山ダムを二次的に解析する場合、ダムは諸外力に対してその自重のみによって抵抗するものとする。従って治山ダムに作用する力としては (1) ダムの自重、(2) 水圧、(3) 堆積土圧、(4) 地盤反力、(5) 土石流の衝突力、(6) 揚水圧、(7) 地震力、(8) 温度変化による膨張力と収縮力等が考えられる。ここでは (6)、(7)、(8) についてはダムの規模と現場の地況、流況等からみて一応無視できるが、(5) については水圧に重みを付けて考慮することにした。従ってダムに作用する力とその方向は図-27 のような関係になる。

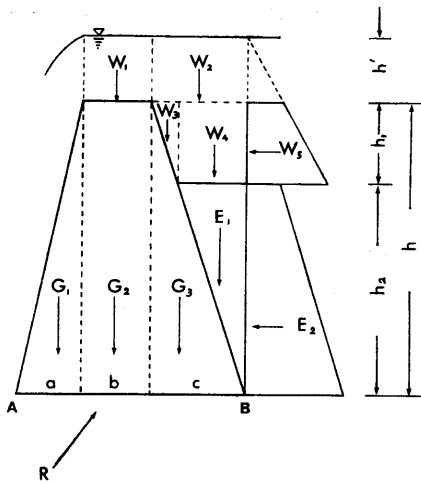


図-27 治山ダム断面に作用する力とその方向

図-27 において記号は

- G : ダムの自重
- W : 水 圧
- E : 土 圧
- R : 地 盤 反 力
- h : ダ ム 高
- h' : 溢 流 水 深
- h₁ : 貯 水 高
- h₂ : 堆 砂 高

を意味し、さらに

- r_c : ダム体の単位容積重量
- r_w : 土砂含有水の単位容積重量
- r_s : 堆積土砂の単位容積重量

を導入すれば、ダムに作用する力と点 A に対するアームは次式で表わされる。

力	アーム
$G_1 = \frac{ah}{2} r_c$	$\frac{2}{3} a$
$G_2 = bhr_c$	$a + \frac{b}{2}$

$$\begin{aligned}
 G_3 &= \frac{ch}{2} r_c & a+b+\frac{c}{3} \\
 W_1 &= bh'r_w & a+\frac{b}{2} \\
 W_2 &= ch'r_w & a+b+\frac{c}{2} \\
 W_3 &= \frac{ch_1}{2} \left(1-\frac{h_2}{h}\right) r_w & a+b+\frac{2}{3}c \left(1-\frac{h_2}{h}\right) \\
 W_4 &= \frac{ch_1h_2}{h} r_w & a+b+c \left(1-\frac{1}{2}\frac{h_2}{h}\right) \\
 W_5 &= \frac{h_1}{2} (h_1+2h') r_w & \frac{h_1}{3} \frac{h_1+3h'}{h_1+2h'} + h_2 \\
 E_1 &= \frac{ch_2^2}{2h} r_s & a+b+c \left(1-\frac{1}{3}\frac{h_2}{h}\right) \\
 E_2 &= \frac{kh_2^2}{2} r_s + kh_2(h_1+h') r_w & \frac{h_2h_2+3(h_1+h')}{3h_2+2(h_1+h')}
 \end{aligned}$$

なお土圧の水平分力 E_2 はランキンの土圧論を適用し、土圧の作用方向は地表面に平行に作用するものと仮定した。従って k はランキンの土圧係数を用いる。

ここで、ダム底に働くすべての力の合力を P とし、 P の垂直ならびに水平分力をそれぞれ P_V 、 P_H とすれば、

$$P_V = G_1 + G_2 + G_3 + W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + E_1$$

$$P_H = W_5 + E_2$$

となる。

以上の関係式を用いて Dam-A、B の安定性を検討してみよう。

先ずダムの諸元は図-25 のように実測が可能であるから、その結果を整理すると表-7のごとくなる。

表-7 被災ダム諸元 (単位 m)

	a	b	c	l	h'	h_1	h_2	h
Dam-A	2.25	2.90	1.15	6.30	2.00	—	7.50	7.50
Dam-B	2.10	0.80	—	2.90	1.00	—	7.00	7.00

次に外力の大きさについては被災後に現地の状況から推定せざるを得ないが、ここでは力をその単位容積重量の関数で表わし、 r_c 、 r_w 、 r_s の値域としては

$$\begin{aligned}
 r_c &= 2.2, \quad 2.3, \quad 2.4 \quad (\text{ton/m}^3) \\
 r_w &= 1.2, \quad 1.4, \quad 1.6 \quad (\text{ton/m}^3) \\
 \left\{ \begin{array}{l} r_s = 1.8 \\ k = 0.33 \end{array} \right. & \left\{ \begin{array}{l} r_s = 1.9 \\ k = 0.27 \end{array} \right. & \left\{ \begin{array}{l} r_s = 2.0 \\ k = 0.22 \end{array} \right. \quad (\text{ton/m}^3)
 \end{aligned}$$

を採用した。

これらの組み合わせの総数 27 組についてダムに働く力 P_H , P_V を求め、次に任意点 A のまわりの力のモーメントの総和がゼロ、すなわち $P_V d - \sum M = 0$ ($\sum M$ は図-26 のすべての力のモーメントの和) の条件により点 A から合力 P の作用点までの距離 d が求められる。

また、ダム底の水平断面における圧力分布はダム底厚を l とすれば
下流法尻応力 (点 A)

$$\sigma_a = \frac{2P_V}{l} \left(2 - 3 \frac{d}{l} \right)$$

上流法尻応力 (点 B)

$$\sigma_b = \frac{2P_V}{l} \left(3 \frac{d}{l} - 1 \right)$$

となる。

以上の計算結果をまとめたのが表-8 および表-9 であり、表-8 は上段: P_H (ton),

表-8 ダム底に働く力の垂直および水平分力とその比

Dam-A

r_c r_w	2.2			2.3			2.4		
	1.2	1.4	1.6	1.2	1.4	1.6	1.2	1.4	1.6
1.8 ($K=0.33$)	22.65 92.95 0.244	23.64 94.56 0.250	24.63 96.17 0.256	22.65 96.39 0.235	23.64 98.00 0.241	24.63 99.61 0.247	22.65 99.83 0.227	23.64 101.44 0.233	24.63 103.05 0.239
1.9 ($K=0.27$)	19.29 93.37 0.207	20.10 94.98 0.212	20.91 96.59 0.217	19.29 96.81 0.199	20.10 98.42 0.204	20.91 100.03 0.209	19.29 100.25 0.192	20.10 101.86 0.197	20.91 103.47 0.202
2.0 ($K=0.22$)	16.34 93.79 0.174	17.00 95.40 0.178	17.66 97.01 0.182	16.34 97.23 0.168	17.00 98.84 0.172	17.66 100.45 0.176	16.34 100.67 0.162	17.00 102.28 0.166	17.66 103.89 0.170

Dam-B

r_c r_w	2.2			2.3			2.4		
	1.2	1.4	1.6	1.2	1.4	1.6	1.2	1.4	1.6
1.8 ($K=0.33$)	17.33 29.45 0.589	17.79 29.61 0.601	18.25 29.77 0.613	17.33 30.75 0.564	17.79 30.91 0.576	18.25 31.07 0.587	17.33 32.04 0.541	17.79 32.20 0.553	18.25 32.36 0.564
1.9 ($K=0.27$)	14.84 29.45 0.504	15.22 29.61 0.514	15.59 29.77 0.524	14.84 30.75 0.483	15.22 30.91 0.492	15.59 31.07 0.502	14.84 32.04 0.463	15.22 32.20 0.473	15.59 32.36 0.482
2.0 ($K=0.22$)	12.63 29.45 0.429	12.94 29.61 0.437	13.24 29.77 0.445	12.63 30.75 0.411	12.94 30.91 0.419	13.24 31.07 0.426	12.63 32.04 0.394	12.94 32.20 0.402	13.24 32.36 0.409

表—9 力の作用点とダム法尻応力(符号は引張応力)

Dam-A										
τ_c	2.2			2.3			2.4			
	τ_w	1.2	1.4	1.6	1.2	1.4	1.6	1.2	1.4	1.6
1.8 (K=0.33)		2.97	2.96	2.95	2.98	2.97	2.96	3.00	2.99	2.98
		17.24	17.66	18.08	17.67	18.09	18.51	18.07	18.49	18.92
		12.38	12.48	12.57	13.06	13.15	13.24	13.75	13.84	13.93
1.9 (K=0.27)		3.09	3.08	3.08	3.10	3.09	3.09	3.12	3.10	3.10
		15.62	15.95	16.32	16.05	16.41	16.74	16.49	16.82	17.15
		14.14	14.32	14.47	14.81	14.96	15.14	15.47	15.64	15.83
2.0 (K=0.22)		3.19	3.19	3.19	3.20	3.20	3.19	3.20	3.20	3.20
		14.20	14.47	14.75	14.63	14.90	15.18	15.05	15.32	15.60
		15.69	15.93	16.17	16.36	16.60	16.84	17.04	17.28	17.52

Dam-B										
τ_c	2.2			2.3			2.4			
	τ_w	1.2	1.4	1.6	1.2	1.4	1.6	1.2	1.4	1.6
1.8 (K=0.33)		0.37	0.34	0.31	0.43	0.41	0.38	0.49	0.47	0.44
		32.82	33.61	34.41	32.89	33.68	34.47	32.95	33.73	34.52
		-12.51	-13.19	-13.88	-11.68	-12.36	-13.05	-10.85	-11.53	-12.21
1.9 (K=0.27)		0.59	0.57	0.54	0.64	0.62	0.60	0.69	0.67	0.65
		28.23	28.86	29.50	28.29	28.92	29.54	28.33	28.98	29.62
		-7.92	-8.43	-8.97	-7.08	-7.61	-8.12	-6.23	-6.77	-7.30
2.0 (K=0.22)		0.78	0.77	0.75	0.83	0.81	0.80	0.87	0.86	0.84
		24.15	24.65	25.15	24.19	24.70	25.22	24.26	24.74	25.26
		-3.84	-4.23	-4.62	-2.99	-3.39	-3.79	-2.17	-2.53	-2.95

中段: $P_v(\text{ton})$, 下段: P_H/P_v の値を示し, 表—9 は上段: $d(\text{m})$, 中段: $\sigma_a(\text{ton}/\text{m}^2)$, 下段: $\sigma_s(\text{ton}/\text{m}^2)$ の値を示している.

(a) 滑動に対する安定性の検討

これは摩擦係数 f に対して

$$f \geq \frac{P_H}{P_v}$$

の関係が満たされればダムは滑らない.

表—7 から Dam-A については $0.162 \leq \frac{P_H}{P_v} \leq 0.256$, Dam-B では $0.394 \leq \frac{P_H}{P_v} \leq 0.613$ となるが, 治山ダムの許容摩擦係数は一般に 0.75 程度と考えられるので, これを認めれば両ダムは共に安定であると言える.

(b) 転倒に対する安定性の検討

表—8 から Dam-A, Dam-B ともに $0 \leq d \leq l$ の関係を満足するので, 転倒に対して安全である.

(c) 内部応力と地盤支持力に対する検討

先に求めた応力が、(1) ダムの構築材料の許容強度と、

(2) 基礎地盤の許容支持力との範囲内であればダムは破壊を生じない。

(1) については合力 P の作用点が

$$\frac{2}{3}l \geq d \geq \frac{l}{3}$$

すなわち Dam-A で $2.1 \leq d \leq 4.2$, Dam-B で $0.97 \leq d \leq 1.93$ の範囲内にあればダム底に張力は発生しない。

Dam-A については問題はないが、Dam-B ではここで採用した外力のいずれの組み合わせをとっても、すべてダム上流法尻に張力が発生することになる。もっとも引張強度は普通圧縮強度の $1/10$ 程度と考えられるので、圧縮許容強度を実測結果の 150 ton/m^2 にとれば、いずれも一応、許容引張強度内に入るが、いずれにしても Dam-B の形状では $r_s = 1.8$, $r_w \geq 1.4$, $r_c \leq 2.3$ の程度の力に対しては引張破壊の可能性が十分あると考えるのが妥当であろう。

(2) については硬岩は別として、軟岩や土砂礫の場合その名称、種類によって許容支持力を求めることは困難であるが、一般に砂利・砂層の場合には $70 \sim 110 \text{ ton/m}^2$, 軟質岩盤の場合で $70 \sim 160 \text{ ton/m}^2$ 程度と言われているので、これらの値を借用すれば一応安全側にあると言える。

4. おわりに

以上は破壊を受けた治山ダムを2次元構造物と考え、ダムの自重と諸外力を推定して安定性の検討を試みたのであるが、この種の計算法の欠点としてダム体が不均質な粗石コンクリートダムでは、破壊の原因となる粗石相互の接着部の欠陥等については発見し難いことがある。従ってこの種のダムでは、先ず設計にあたって既往の安定計算を慎重に行うのと同時に、施工時には粗石の配置とコンクリートの打設に特に注意を払わなければならない。

引用文献

- 1) George Strele: Grundriss der Wildbach-Verbauung (1934)
- 2) 山口伊佐夫: 長野県北佐久郡小沼村土石流に関する一考察. 東京大学農学部附属演習林, 演習林, 9 (1952)
- 3) 末 勝海・垣内重三郎: 昭和29年度台風による大河内の被災状況. 九州大学農学部演習林集報 第4号 (1955)
- 4) 橋本勇: 九州大学農学部附属宮崎演習林三方団地の地質. 九州大学農学部演習林報告 第28号 (1957)
- 5) 宮崎県: 宮崎県の地質と地下資源 (1963)
- 6) 宮崎県: 宮崎県の水資源 (1970)
- 7) 末勝海司会: 九州における予防治山について 一荒廃予測調査法を主にした一 日本林学会九州支部研究論文集 第21号 (1971)
- 8) 林野庁: 祖母, 椎葉, 五木山地森林開発関連調査報告書, 昭和46年度 (1972)

Damages at the Source Head of Hitotsuse-River by the Typhoons in 1971

Katsumi SUE, Hiromi NAKAO, Masanori SUYAMA,
Kôichi MORITA, Etsurô SHIMOKAWA
and Masaru IWAMOTO

Résumé

Serious damages occurred in the area of headwaters of Hitotsuse River in Miyazaki prefecture extending 10,000 ha., which areas are those including the Miyazaki District University Forest of Kyûshû University caused by the typhoons No. 19 and No. 23 in 1971. Land slide damages as much as 400 places were recognized by means of aerial photographic interpretation. Total amount of the landslides was estimated about 200,000 m³, countless forest roads were cut, and two check dams were destroyed. It is thought that most of these damages are due to the unprecedented storm rainfalls amounting to 1,300 mm and 700 mm in No. 19 and No 23 typhoons respectively, but it is recognized remarkable difference of damaging degrees in various districts and it is construed from the difference of natures in various soils. Damages are developed remarkably in the area of topographic features where gradients show the angle of 30~40 degrees.

From our investigations on land slides occurred in cutting slope of forest road between Ôkochi and Ozaki, we recognized most of land slides tend to arise in newly earthworked zones and within 50 m from line of valley center. Considering roadway diagraph problem, failure percentage has been increased at the places such as the length of cutting slope of 4.77m, gradient of ground surface of 31.5 degree and cutting area of 13.54 m². Highest failure percentage was recognized in the conditions as follows: length of cutting slope 8.50 m, gradient of ground surface 42.5 degree, cutting area 32.5 m².

In the Iwaya valley consisted of granite bed mostly, a land slide occurred in the scale such as inclines of 300 m, width of 50 m and soil amount of 50,000 m³. Land slide flew down as debris flow having velocity of 4~11 m/sec and it caused considerable erosion at the place of steep slope of valley floor, but at gentle slopes contrary made the debris depositin.

One check dam seemed to have been damaged gradually for several years, another was thought damaged by single attack of debris flow, and our two dimension calculation of stability indicated the area of cross section was insufficient for debris flow.