



Title	土砂生産・流出と河床変動に関する推計学的研究
Author(s)	端野, 道夫
Citation	大阪大学, 1970, 博士論文
Version Type	VoR
URL	<a href="https://hdl.handle.net/11094/321">https://hdl.handle.net/11094/321</a>
rights	
Note	

*The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA*

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

# 土砂生産・流出と河床変動 に関する推計学的研究

昭和45年3月

端野道夫

## 本論文の書き方

1. 章, 節, 項は数字の組合せで示す。たとえば、1.3で第1章第3節を示し、1.3.2で第1章第3節第2項を表わす。
2. 数式および図・表の番号は各章ごとに付す。たとえば、図2.3で第2章の第3番目の図を表わす。
3. 記号の補足説明は本文および図・表中ではほとんど触れていない記号に限る。
4. 図・表は本文とは別に示し、その番号が現れる本文・ページの近くに挿入する。
5. 参考文献および記号の補足説明は各章ごとに示し、各章末に挿入する。

## 目 次

### 要 旨

6

### 1. 概 説

10

#### 1.1 土砂災害の歴史的変遷

10

#### 1.2 土砂生産・流出現象の複雑さ

13

#### 1.3 本研究の目的と方法

21

### 2. モデル降雨に関する確率統計的研究

25

#### 2.1 概 説

25

##### 2.1.1 降雨現象とモデル降雨

25

##### 2.1.2 モデル降雨の種類

26

##### 2.1.3 モデル降雨の設定に関する考え方

27

#### 2.2 降雨の特性

28

##### 2.2.1 日本の豪雨

28

##### 2.2.2 降雨生起特性

31

##### 2.2.3 降雨強度特性

40

#### 2.3 モデル降雨の設定

44

	2
2.3.1 日単位のモデル降雨	44
2.3.2 日単位のモデル降雨の発生法	49
2.3.3 時間単位のモデル降雨	51
 2.4 モデル降雨の検討	53
 2.5 結論	62
 3. 豪雨による山腹崩壊土砂生産のモデル化に関する 推計学的研究	66
 3.1 概説	66
3.1.1 地形発達過程に関する既往の研究	66
3.1.2 土砂生産過程の特性	72
3.1.3 本研究の位置づけと方法	77
 3.2 山腹崩壊とその関連要因	80
3.2.1 山腹崩壊に関する要因	80
3.2.2 降雨と山腹崩壊との関連性	85
3.2.3 流域貯留量と山腹崩壊	91
 3.3 土砂生産モデルの設定	103
3.3.1 崩壊に対する素因の均質性	103
3.3.2 山腹崩壊一か所当たりの崩壊規模	110
3.3.3 貯留量の時系列から見た崩壊発生とその時期	112

3.4 土砂生産モデルの使用法とその検討	116
3.5 結論	118
4. 流出土砂量に関する推計学的研究	125
4.1 概説	125
4.1.1 土砂流出の形態	125
4.1.2 流出土砂量に関する従来の推定法	126
4.1.3 本研究の目的と方法	133
4.2 土砂輸送量の確率評価	135
4.2.1 土砂輸送量の推算方式	135
4.2.2 土砂輸送量の確率分布の推算法	136
4.2.3 計算結果と検討	142
4.3 土砂生産量の確率評価	146
4.3.1 推算法	146
4.3.2 計算結果と検討	148
4.4 確率分布による土砂生産量と土砂輸送量との比較・検討	154
4.4.1 土砂生産量と土砂輸送量との関連性	154
4.4.2 確率分布による比較・検討	156

## (補 遺)

4.5 貯水池堆砂量の確率評価	164
4.5.1 概説	164
4.5.2 マルコフ過程としての堆砂現象	165
4.5.3 年流入土砂量の確率分布	166
4.5.4 流出土砂を規定するサービス関数の設定	168
4.5.5 堆砂量の推移確率	171
4.5.6 堆砂量の推移確率行列とその考察	173
4.6 結論	179
5. 流入土砂量の変動を考えた河床変動に関する研究	184
5.1 概説	184
5.2 流入土砂のある場合の河床変動	185
5.2.1 流水の基礎式	186
5.2.2 流砂の基礎式	187
5.2.3 差分法による河床変動計算	189
5.2.4 初期条件と境界条件の与え方	192
5.3 有田川上流域における計算例	194
5.3.1 流路網と河床変動区間	194
5.3.2 計算方法	194
5.3.3 計算条件と計算ケース	200

5.3.4 計算結果と検討

203

5.4 結論

230

結語

233

謝辞

234

## 要　旨

本研究は、豪雨に伴う山腹崩壊、溪岸浸食等の偶発的土砂生産とその流出に着目し、土砂災害に最も支配的と思われる降雨に關し、特にその不確定性を重要視して推計学的立場よりこのような現象を把握することを主目的とする。

第1章では、わが国で最近土砂災害が拡大している傾向を示し、その拡大原因を探究して、災害の素因・誘因の充分な把握による災害予防対策、環境整備等の面が立後れていることを指摘する。一方、土砂生産・流出現象に關連する素因・誘因の複雑さについて考察し、その地域性、偶発性といった特異性に帰因する定量化の渋滞を明らかにする。そして、著者は土砂生産と流出過程における地域性、偶発性に着目し、従来の立場とは異った確率統計的立場に立って、このような現象の推計学的定量化を試みることを目的として、以下の各章で用いる種々の推計学的方法について概説する。実際に対象として流域は主として和歌山県有田川上流である。

第2章では、土砂生産・流出に對して最も支配的な誘因である降雨現象の特性について考察し、現象の不確定性を忠実に表現できるような推計学的モデル化を試みる。まず、日単位のモデル降雨の設定に当っては、降雨の三つの特性、すなわち、降雨日数分布、降雨間隔日数分布、および日雨量分布を考え、降雨日数、降雨間隔日数、および日雨量がそれぞれ特定の値をもつような降雨パターンの生起確率を、これら三成分のみの生起確率の積の形で定式化する。このとき、日雨量の自己相關性も考慮される。さらに、時間単位のモデル降雨は上述の日単位・モデル降雨を基に、時間雨量の自己相關性を考慮し、時間雨量分布を追加して、設定される。このモデル降雨のシミュレーションが電子計算機によれば容易に、比較的短時

間に見えることを示し、その適用例を和歌山県有田川上流ハ幡における観測記録と比較・検討しシミュレーションの妥当性を明らかにする。

第3章では、土砂生産過程に関する既往の研究をマクロとミクロの両面から概説し、豪雨による偶発的土砂生産形式のうち、特に山腹崩壊土砂生産過程について再検討する。従来のじとく山腹崩壊とその誘因である豪雨とを直接、関連づけることに問題があることを論じ、崩壊機構の側面から見れば、むしろ流域への input としての降雨量と、 output としての流出水量との差で表わされる流域貯留量と山腹崩壊との関連性が強いことを示す。たとえば、有田川上流域では山腹崩壊が発生する限界貯留量は約 200 mm と推定された。一方、山腹崩壊土砂生産の推計学的モデル化を行うため、崩壊発生に関する流域地質の均質性について検討するとともに、調査資料にもとづき崩壊土量分布を求める。すなわち、

- 1) 崩壊発生に関しては流域全体として均質であると仮定する。
- 2) 流域の総崩壊土量は流域貯留量最大値によって規定されるとする。
- 3) 崩壊発生個所一個所当たりの土量は崩壊土量分布に従って確率的に生起するものとする。

なお、貯留量の時系列から見た崩壊発生とその時期についても考察される。

第4章では、土砂流出形態について概説し、流出土砂量の推定に関する従来の種々の方法について検討し、主として次の二点について統一的な説明が欠けていることを指摘する。すなわち、山地河川にあっては流出土砂量は流域内の土砂生産量、特に偶発的土砂生産量に支配されていること、かつ降水量の季節変動に対応した流出土砂量の変動があること、である。そこで、著者は上述の二点を重要視し、土砂生産量および流送される土砂輸送量の両者の確率分布でもって流出土砂量の変動特性を明らかにする。すなわち、有田川上流域においては、第2章で設定したモデル降雨から得られた月別土砂輸送量の確率分布によれば、月土砂輸送量の変動は7月、

8月を頂点として、春から秋にかけて大きく、月土砂輸送量を平均値や mode といった代表値のみで論じてもその工学的意義は薄く、一方第2章で設定したモデル降雨と土砂生産モデルを用いたシミュレーションから得た月別・偶発的土砂生産量の超過確率分布によれば、有田川上流域では、年間・土砂生産の大半が7、8、9月に起り、9月では主として  $30 \times 10^4 \text{ m}^3 / 198 \text{ km}^2$  以下の小規模な土砂生産が、7、8月では大規模な土砂生産が起こりやすい。そして、確率分布により、土砂輸送量と土砂生産量との比較・検討して、月間、年間、さらに長期間(数10年～128年)において、後者の方が前者よりはるかに大きく、流出土砂量の変動性は土砂輸送能力よりもむしろ偶発的土砂生産量にかかっていることを実証する。さらに年流出土砂量(貯水池に関しては流入土砂量)の変動が大なるときは、従来のごとく、貯水池堆砂量を年平均値のみで論じることはできず、マルコフ過程として貯水池堆砂現象を扱えれば、その堆砂進行過程が推移確率行列で説明されうることを黒部川・小屋平貯水池の解析によって明らかにする。

第5章では、流域内での土砂生産・流出が本流河床変動に及ぼす効果について検討する。実際の山地河川にあっては流れが不定流であることはもちろん、支川・支谷から本流への流入土砂量は出水量により変動しており、ときに豪雨による崩壊があれば本流側岸からの流入土砂量もあるはずであるが、こうした場合の河床変動計算は、従来ほとんど行われていない。そこで、著者は、第2章で設定したモデル降雨を用いて不定流の河床変動・シミュレーションを行い、本流河床変動に対する最上流端および支川・支谷からの流入土砂量の影響、河床縦断形状、とくに大規模な砂堆の影響、および土砂生産モデルによる崩壊土砂量の影響、等について検討する。このとき従来の不等速定流の仮定にもとづく平衡理論の結果との比較・検討を行い、次のようなことを明らかにする。すなわち、河床縦断形状の凹凸を表わす一つの指標によれば、最上流端からの流入土砂量 QBS は、河川・

支谷からの流入土砂量  $QBTRI \neq 0$  のとき、河床縦断形状の凹凸はますますはげしくなり、いわゆる平衡状態が存在しないが、 $QBLUP \neq 0$ 、 $QBTRI = 0$  のとき、その凹凸は平滑化され、終局的にはある種の平衡状態に至ることを示す。また、豪雨による山腹崩壊土砂生産のある場合、ほとんどの本流計算断面では河床上昇であり、側岸あるいは支川・支谷からの流入土砂のある断面では特にその上昇量が大であって、豪雨時の河床変動には側岸からの瞬間的流入土砂量の影響が支配的で、次には支川・支谷からの流入土砂量の影響が卓越していることを示す。

# 1. 概 説

## 1.1 土砂災害の歴史的変遷

一般に、災害は大別して二つに分けられる。一つは自然災害であり、他の一つは今日、特に社会問題として大きく取り上げられるようになってきた交通障害あるいは公害のごとき、人為的災害である。しかし、両者の間には、きりして一線を引いて区別することが非常に困難な場合が多い。

災害の原因を考えてみると、それは決して単純なものでなく、その要因の考え方は人によりかなり違っているが、たとえば高橋<sup>1)</sup>の考え方によれば、図1.1のごとき災害の構造となる。災害が起こるために、まず災害を受ける対象がなければならぬ。人間自身、あるいは人間が作ったり、利用したりしているもの、たとえば、家屋、田畠、山林、船、道路、橋などがあるから災害が起こるのであって人間の住んでいない、家屋も田畠もないところでどんな強い豪雨が来ても災害にはならぬ。すなわち、災害を受ける被害対象があることが災害を生ずる第1の原因である。つぎに、被害対象があっても暴風や豪雨などの原因がなければ災害とはならぬ。これが誘因である。しかし被害対象物が十分自然の破壊力、暴風や大雨などに、耐えるように丈夫に出来ておれば災害とはならず、反対に弱ければ災害となる。すなわち、被害対象物の強度素質が重要な因子になる。これが素因である。一方、災害には環境も関係する。同じ程度の被害対象、素因、誘因であっても環境が変化すれば、災害の程度は異なる。たとえば、集中豪雨があった時、水掛けのよい、地盤のしっかりした高台では、殆ど被害はないであろうが、軟弱な山腹斜面上の宅地などは崖崩れ、山崩れによる被害の危険性が大きい。これが拡大要因である。しかし、拡大要因は

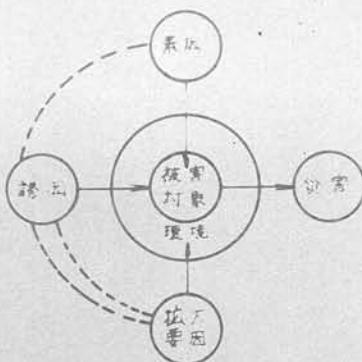


図1.1 災害の構造  
(高橋による)

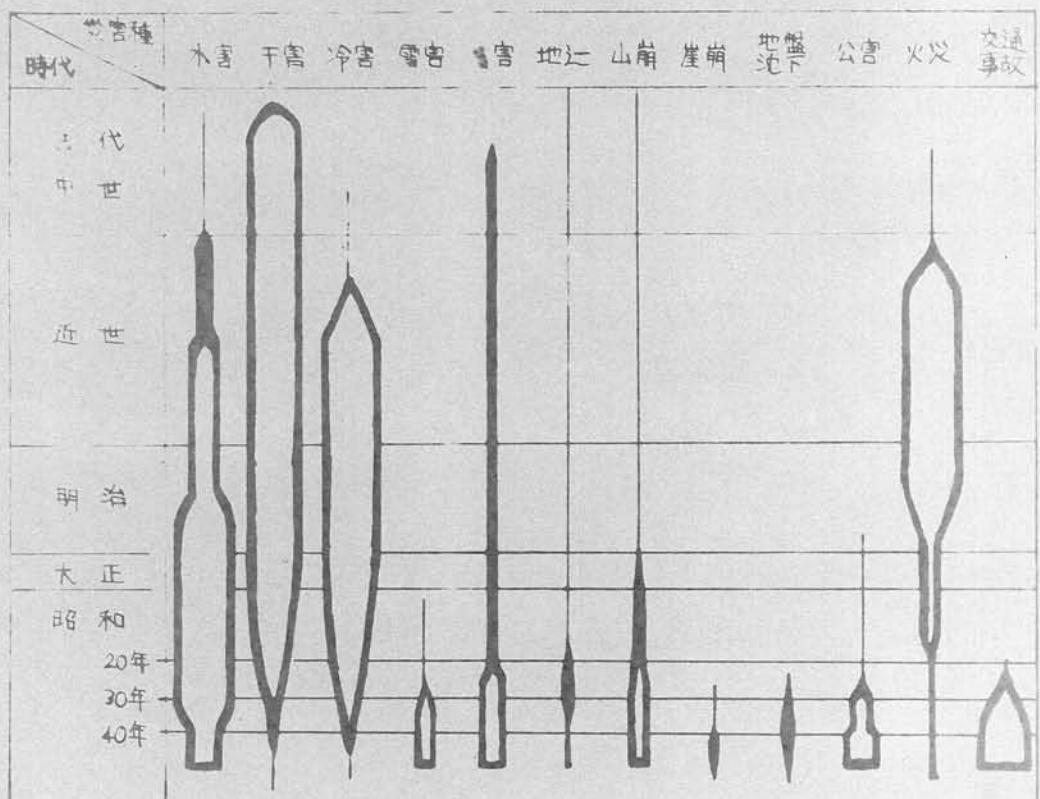


図1.2 日本災害消長図  
(西川による)

素因に影響することもあり、誘因に影響することもあり、極めて複雑である。

上述の災害の構造を考慮し、日本の災害の歴史的変遷を見れば、日本の現代社会の直面している問題点がはっきりと浮び上がってくるであろう。日本の災害を古代から現代まで大観的に整理した西川の日本災害消長図(図1.2)によれば<sup>2)</sup>干害、冷害といった災害や火災が減少、ないし消滅の傾向がある。これは、干害や冷害に対する農作物の品種改良、農業技術の向上によるものであり、火災に対する耐火建築資産の蓄積によるものである。すなわち、被害対象物の強度素質の改善による所が大きい。しかし、他方、雪害、震害、山崩れ、崖崩れ、公害、交通事故が増大、ないし激増の傾向を示しつつある。また、水害は河川改修工事、ダム工事、防潮堤などの普及とともに若干減少を示しているが、依然として、自然的災害の首位を占めている。

河川工学に携わる者として、特に注目しなければならない点は、地すべり、山崩れ、崖崩れなど、河川への影響を無視しえない地形の変化を伴う土砂災害の増大していることである。

これらの災害増加の原因を考えて見ると、国土の約70%の山地面積を占め、経済活動の場に適した平野部が少ない我が国においては、経済の高度化と広域化に伴なって、都市部への人口集中化が進み、一方、経済活動、社会生活の場、またリクリエーションの場が平野部より山地部へと拡大、広域化しつつある。その結果、これまで被害対象となるべき構築物や人の少なかった地域に新しく大量に、被害対象物が構築されるようになってしまった。しかるに、災害の誘因、および拡大素因の充分な把握による災害対策、環境整備の面が立後れているのがその大きな原因ではなかろうか。災害を誘発する自然条件、および災害規模を左右する拡大要因を予め充分に把握し、災害に対する被害対象物の素因すなわち、強度素質の改善、あるいは被害

対象物の環境の整備を講ずれば、災害の危険性を減少させ、災害を未然に防止することができるはずである。

大規模な国土開発改造であればある程、きびしい自然の逆反応として、山崩れ、崖崩れ、地すべり等の大災害の危険性を伴うであろうことを充分に認識し、これらの災害の危険性を減少させ、あるいは、未然に防止することができるように、環境の整備と被害対象物の改善を計らねばならぬ。

しかし、また他方山崩れ、崖崩れ等による土砂災害の発生過程、すなわち、山崩れ、崖崩れが豪雨によりどのようにして発生し、土砂が生産され、それがどれだけ輸送されて、災害を誘くかという現象面の研究が不充分のために、災害を引き起しちゃることは否定できない。

## 1.2 土砂生産・流出現象の複雑さ

土砂生産、流出については地形形態学、河川形態学、または砂防工学、河川工学、各方面の多くの人々によって研究がなされているが、これら既往の研究については後述することにして、ここでは土砂生産・流出過程の複雑さを述べ、問題点を指摘するに止める。

土砂の生産・流出現象を地形発達史的立場から見れば、主として河水の侵食による土砂生産・流出、および堆積等の外因的作用と地殻変動という内因的作用のからみ合いにおいて起こる地形の変遷過程上の一現象である。永年に亘り地殻変動がない場合は、地貌はDavis の侵食輪廻説に示されるごとく、幼年期—壮年期—老年期の系列にしたがって変遷移行し、ついに最終段階の準平原 Peneplain に到達し、侵食作用は停止する。しかし、その間に、地殻変動が起り地盤が隆起すると、上記の変遷過程は、中絶されて地貌は若返り、侵食作用による土砂の生産・流出が復活する。

このような地形発達史的立場からの時間スケールの大きさ、マクロ的土

砂生産・流出の研究も大切であるが、本研究では時間スケールのもうと小さく、ミクロ的土砂生産・流出を考えたい。すなわち、地形変遷過程の一階段（たとえば、廿年期）での、土砂の生産・流出過程に注目したい。

一口に土砂生産といつても、その生産形態は非常に多岐にわたっており複雑である。自然地形が降水、河水、風、波浪等の自然力によって侵食され、生産される土砂の量は、素因としての流域の地形、地質、植生に左右され、誘因としての降雨、流量、あるいは地震等の強度に最も大きく影響される。土砂の生産量ばかりでなく、生産形態にも、それら素因、誘因の複雑な絡み合いが働いている。たとえば、同じ地域でも風蝕、雨滴浸食、湧水浸食、山腹崩壊あるいは、土石流、地すべりと誘因によりその形態が異なるのはもちろん、地域が異なれば各々の土砂生産形態の比重が著しく相違する。生産された土砂の流出過程についても後に、第4章で述べるごとく、土砂生産と切り離して流出土砂のみについて考えることが出来ないのが普通で、その複雑さは土砂生産の複雑さに帰着すると言えよう。

また、人工的力によって自然の土砂生産・流出が乱されることがあり、最近のごとく大規模な国土開発・改造が進めば進むほど、この人工的影響力を無視することができなくなるであろう。

特に注意しなければならないことは、土砂生産・流出の地域性である。地域が变れば、気象条件はもちろんのこと、地形、地質、植生が変り、全く異なった土砂生産・流出の挙動を示すことが多い。過去、有史以来、人類が土砂災害を被る度に、貴重なデータを得てゐるにしかねらず、それらのデータを十分に生かした成果が少ないのは、この地域性に起因している所が大きい。表1.1は<sup>3</sup>過去の我が国における顕著な土砂災害を示しているが、同じ地域での土砂災害は、ほとんど一度しか記録にはない。また、地域の災害の素因、誘因は、大きく見ればよく似通つてゐるようと思われるが、それぞれの地域で素因、誘因が複雑に入り交つてあり、異なる

表1.1 過去における土砂災害の

## 顕著であった災害例

県名	災害発生区	洪水量A m <sup>3</sup>	山地面積B km <sup>2</sup>	発生年月日	災害原因	延経時間 mm	期間 最長日雨量 mm	地質的特性	被害状況	被害総額 百万円	代表溪谷名
北海道	日高富士大河内	10,900,000	865.0	12,600	集中豪雨	303.6	7.3~7.4	先白石系祁跡地帯	A = 27	452	川内川
"	支笏湖	308,000	23.0	13,000	集中豪雨	150.0	7.2~7.3	久山噴出物地帯	B = 26.5	279.53	新カタツムリ川
"	成寒	198,000	30.5	6,900	集中豪雨	218.6	8.3~8.4	先白石系祁跡地帯	A = 1	289.13	ワッカ川
"	閑門	100,000	8.4	11,900	集中豪雨	223.0	9.1~9.2	花輪三峰系岩層	B = 25.0	371.64	歌釣川
"	大	70,000	0.8	87,500	集中豪雨	165.0	9.10~11	花輪三峰系岩層	B = 20	15.80	手取川
"	一	724,000	144.8	5,000	S 35.8.2~3	333.0	8.2~8.3	花輪三峰系岩層	B = 19	100.00	太郎川
"	坂勝	3,300,000	248.5	12,000	S 22.9.1~2	347.8	9.12~13	花輪三峰系岩層	A = 14	1,013.65	七日町川
"	ノ	"	"	12,000	S 23.9.1~2	278.6	9.10~11	花輪三峰系岩層	A = 14	4,740	川内川
"	鰐ヶ	1,100,000	92.8	12,000	S 11.10.1~4	336.2	10.1~11	花輪三峰系岩層	A = 10	23.512.00	磐井川
"	碇	20,000	4.2	4,760	S 10.10.1~4	65.0	10.1~4	花輪三峰系岩層	A = 3	23.341.00	袋ヶ石川
"	ノ	1,800,000	70.8	25,000	S 10.8.21~22	374.2	7日間	火山噴出物地帯	A = 100	9,010.00	北川
"	坂勝	3,400,000	163.3	20,000	S 22.7.19~21	372.9	2	花輪三峰系岩層	A = 473	23.607.00	坂内川
"	坂勝	4,700,000	111.5	42,000	S 35.8.2~3	351.0	2	火山噴出物地帯	A = 15	5,000.00	保生川
"	坂勝	3,670,000	312.5	12,000	S 38.7.24~25	302.0	3	火山噴出物地帯	A = 12	1,600.00	坂内川
"	坂勝	13,000	0.7	19,000	S 41.6.28	不	2日間	火山噴出物地帯	A = 911	2,300.00	坂内川
"	坂勝	19,000	0.8	24,000	S 41.7.17	明	2日間	火山噴出物地帯	A = 8	50.00	芝の沢川
"	坂勝	50,000	5.0	10,000	S 33.9.26~27	225.5	3	火山噴出物地帯	A = 1	2.00	松尾沢川
"	坂勝	20,000	0.98	20,000	S 13.7.2	445.0	7日間	火山噴出物地帯	B = 42	9.30	北川
"	坂勝	688,000	11.4	61,300	M 35.9.25	150.5	6.23~30	火山噴出物地帯	A = 14	1,161.60	只見川支伊南川
"	坂勝	17,000	0.2	85,000	S 35.9.25	315.1	9.25~25	火山噴出物地帯	A = 3	15.00	千手荷音藏山
"	坂勝	68,000	4.1	16,600	T 3.9.14	565.1	9.14~16	花輪岩層	A = 3	771.70	沢沢川
"	坂勝	316,000	10.6	29,800	S 13.6.23	317.5	6.28~7.1	花輪岩層	A = 4	114.30	内川
"	坂勝	1,907,000	96.4	19,800	S 24.8.30	425.6	8.30~9.1	花輪岩層	A = 4	40.99	保山川
"	坂勝	600,000	—	—	M 40.8.23~24	—	—	火山噴出物地帯	A = 44	1,138.50	井原川
"	坂勝	—	—	—	M 43.8.6~11	8C3.1	8.6~11	火山噴出物地帯	A = 41	—	野尻川
"	坂勝	—	—	—	S 10.9.25~26	402.5	9.24~25	火山噴出物地帯	A = 310	不明	支流の火
"	坂勝	—	—	—	S 13.8.30~9.1	—	—	火山噴出物地帯	A = 257	—	利根川
"	坂勝	532,000	10.0	54,200	S 22.9.13~16	450.0	9.14~15	前橋	A = 3	3,161.60	利根川
"	坂勝	670,000	10.3	65,000	S 22.9.13~16	450.0	9.14~15	前橋	B = 406	3,161.60	利根川
"	坂勝	918,000	26.3	34,900	S 22.9.13~16	554.4	9.14~15	前橋	B = 354	3,161.60	利根川
"	坂勝	940,000	26.4	35,600	S 22.9.13~16	393.0	9.14~15	前橋	B = 520	3,161.60	利根川
"	坂勝	672,600	33.0	17,800	S 24.9.31~9.1	—	—	前橋	B = 228	—	利根川
"	坂勝	—	—	—	S 41.9.11	225.2	9.11	前橋	A = 49	4,523.76	利根川
"	坂勝	96,000	763.12	117	S 22.9.13	611.0	9.13~15	前橋	B = 4	813.00	利根川
"	坂勝	80,000	292.08	274	S 33.9.21	366.4	9.22~26	前橋	A = 4	531.96	利根川
"	坂勝	5,000	4.0	1,250	S 36.10.10	205.0	6.27~29	前橋	A = 0	120.00	茂ヶ川
"	坂勝	3,000	4.0	750	S 36.10.10	187.0	10.10	前橋	B = 210	80.00	茂ヶ川
"	坂勝	8,000	11.0	730	S 40.9.17	163.0	9.16~17	前橋	A = 422	33.00	染川
"	坂勝	70,000	2.5	23,000	S 33.9.26	448.3	9.24~26	前橋	B = 32,987	—	川
"	坂勝	—	—	—	S 41.9.11	225.2	9.11	前橋	A = 1	—	川
"	坂勝	300,000	0.35	857,100	M 43.8.10	533.1	17日間	前橋	A = 74	395.00	長沢川
"	坂勝	275,000	2.60	105,800	T 12.9.12	228.0	5	前橋	—	70.00	早川支川大湧沢川
"	坂勝	182,000	15.0	12,100	S 3.10.19	259.0	11	前橋	—	55.00	白糸川
"	坂勝	238,000	4.3	53,400	S 23.9.14	343.3	6	前橋	—	3,000	中津川
"	坂勝	900,000	13.8	65,200	S 23.9.14	399.4	6	前橋	—	100.00	安山川
"	坂勝	800,000	1.0	800,000	S 28.7.26	—	—	前橋	—	80.00	無須川
"	坂勝	—	—	—	—	—	—	前橋	—	146.01	早川支川大湧沢川



# 表1.1 過去における土砂害の

## 顕著であった災害例(つづき)

県名	災害発生地区	洪水流量A	山地面積B	期間		最大雨量	最短雨量	地質的特性	被害状況		被害総額	代表溪流名
				日	月				日	月		
愛知	戸 賀	9,66,000	29.0	31,200	S 32. 8. 8	雷雨性豪雨	405.3	5 日 間	137.8	64.0	第三紀層及花崗岩	A = 35 B = 32,531 戸
三重	伊 津	—	—	—	S 28. 8. 14	集中豪雨	291.7	8.14~8.15	286.4	81.2	第三紀層	A = 32 B = 77 伊野川
』	松 尾	—	—	—	S 34. 8. 11	台風	455.0	8.11~8.14	282.2	95.3	第三紀層	A = 0 B = 7 伊野川
』	奥 小 池	—	—	—	S 34. 9. 23	伊勢湾台風	360.6	9.23~9.24	—	—	第三紀層	A = — 伊野川
』	若 大 岡	—	—	—	S 35. 10. 5	集中豪雨	656.0	10.5~10.7	521.4	138.3	第三紀層	A = 6 B = 16 長野川
』	若 井	—	—	—	—	—	—	5 日 間	140.0	—	第三紀層	A = 59 B = 1.51 安濃川
』	若 井	533,000	70.0	75,700	S 28. 9. 22	梅雨前線	300.0~400.0	5 日 間	580.0	—	第三紀層	A = 2 B = 1.51 長野川
福井	若 井	450,000	70.0	64,300	S 34. 8. 12	台風	700.0	—	316.0	50.0	第三紀層	A = 5 B = 33 熊野川
』	若 井	—	—	—	S 34. 8. 12	梅雨前線	300.0~350.0	5 日 間	300.0~70.0	—	第三紀層	A = 34 B = 111 北川
』	若 井	8,000,000	121.0	66,100	S 35. 9. 15	雨	300.0~500.0	5 日 間	380.0	50.0	第三紀層	A = 2 B = 8 清見川
』	若 井	600,000	4.2	142,900	S 40. 9. 14	梅雨	400.0~500.0	5 日 間	200.0	80.0	第三紀層	A = 0 B = 113 打波川
滋賀	尼 川	4,222,616	189.7	22,600	S 28. 8. 14~15	豪雨	316.0	—	94.0	—	花崗岩	A = 14 B = 1.51 鎌谷川
』	尼 川	5,932,860	368.0	16,330	S 28. 9. 24~25	台風	550.0	—	60.0	—	花崗岩	A = 14 B = 3.141 大野川
京都	桑 田	—	—	—	S 9. 9. 21	台前線	200.0	—	—	—	花崗岩	A = 14 B = 2,626 大安川
』	桑 田	3,050,000	1,400.0	—	S 26. 7. 11	台前線	334.0	—	78.0	—	花崗岩	A = 233 B = 6,718 鎌原川
』	桑 田	—	—	—	S 26. 7. 11	台前線	60.0	—	160.0	—	花崗岩	A = 114 B = 15,141 原置川
』	舞 鶯	—	—	—	S 25. 8. 14	台前線	660.0	—	270.0	—	花崗岩	A = 336 B = 5,122 木見川
』	舞 鶯	—	—	—	S 25. 9. 25	台前線	503.0	—	340.0	—	花崗岩	A = 120 B = 60,013 兼用川
』	舞 鶯	—	—	—	S 34. 8. 13	台前線	339.0	—	—	—	花崗岩	A = 14 B = 31,117 上和田川
大分	闘 岩	12,000	2.2	5,500	S 15. 7. 15	梅雨前線	336.0	—	43.0	—	花崗岩	A = 9 B = 23,079 佐賀川
』	闘 岩	35,300	2.7	13,000	S 28. 9. 25	梅雨前線	120.0	—	120.0	47.0	花崗岩	A = 數名, B = 數10百音
』	闘 岩	62,000	8.9	7,000	S 32. 6. 26	梅雨前線	176.1	—	113.9	32.1	花崗岩	A = 21 B = 449 一音川
』	闘 岩	68,000	5.5	12,000	S 35. 8. 29	台風	325.0	—	250.7	51.7	花崗岩	A = 0 B = — 一音川
』	闘 岩	—	—	—	S 40. 9. 15	梅雨前線	434.0	—	387.7	60.5	花崗岩	A = 3 B = 4 一音川
兵庫	下 六	5,022,000	—	66,000	S 9. 9. 21	台前線	192.0	2.19~2.5	175.0	52.2	花崗岩	A = 281 B = 93,837 条井川
』	下 六	—	—	—	S 13. 7. 5	梅雨前線	616.0	2.7~3.5	352.0	60.8	花崗岩	A = 731 B = 152,599 春来川
』	全 势	—	—	—	S 34. 9. 26	伊勢湾台風	468.6	9.25~27	418.5	29.0	花崗岩	A = 731 B = 108,304.7 吉井川
』	全 势	—	—	—	S 36. 6. 26	梅雨前線	539.6	6.24~27	213.9	37.5	花崗岩	A = 41 B = 29,428 菅原川
』	全 势	—	—	—	S 40. 9. 15	梅雨前線	802.5	9.13~17	313.0	88.0	花崗岩	A = 41 B = 71,978 芦屋川
奈良	東 須	17,000,000	402.8	42,200	S 28. 7. 16~21	山腹崩壊	382.3	7.17~1.8	308.0	73.1	花崗岩	A = 281 B = 93,837 有田川
』	東 須	11,000,000	190.4	57,700	S 28. 9. 25~27	梅雨前線	1,017.3	9.25~27	987.8	119.8	花崗岩	A = 113 B = 13,176 有田川
』	東 須	29,200,000	405.5	72,000	S 34. 9. 23~26	台風	888.0	9.23~26	425.0	73.0	花崗岩	A = 39 B = 267,463 芦屋川
奈良	下 全	18,100,000	197.7	91,552	S 28. 7. 18	梅雨前線	530.0	—	337.0	113.0	花崗岩	A = 460 B = 4,772 有田川
和歌山	南 須	—	—	—	T 1. 9. 21	台風	—	—	291.0	—	花崗岩	A = 0 B = 378 芦屋川
鳥取	東 須	—	—	—	T 12. 9. 15	台風	546.0	—	204.0	—	花崗岩	A = 12 B = 8,515 宇陀川
鳥取	東 須	—	—	—	S 9. 9. 19	台風	462.0	—	340.0	—	花崗岩	A = 113 B = 13,176 宇陀川
鳥取	東 須	—	—	—	S 34. 9. 25	台風	894.9	—	350.0	70.0	花崗岩	A = 135 木見川
鳥取	東 須	—	—	—	S 36. 9. 14	台風	295.0	—	637.0	75.0	花崗岩	A = 3 B = 216 北波川
鳥取	東 須	—	—	—	T 1. 9. 21	台風	—	—	169.0	58.0	花崗岩	A = 3 B = 5,341.35 千代川
鳥取	東 須	—	—	—	S 39. 7. 18	梅雨前線	516.0	—	313.0	73.0	花崗岩	A = 77 B = 16,782 日野川
鳥取	東 須	—	—	—	S 39. 7. 18	梅雨前線	533.0	—	312.0	67.0	花崗岩	A = 20 B = 6,534 大代川
鳥取	東 須	—	—	—	S 34. 7. 5	集中豪雨	155.0	—	155.0	50.0	花崗岩	A = 22,32 玉川
鳥取	東 須	—	—	—	S 34. 7. 5	集中豪雨	155.0	—	155.0	60.0	花崗岩	A = 5 B = 50.0 流紋川
鳥取	東 須	—	—	—	S 23. 7. 23	集中豪雨	200.0	—	200.0	60.0	花崗岩	A = 146.0 53.0 佐用川
鳥取	東 須	—	—	—	S 40. 7. 22	集中豪雨	160.0	—	—	—	花崗岩	A = 1.4 4 佐用川

表1.1 過去における土砂害の  
顕著例

例(つづき)

県名	災害発生地区	洪水流量 A / B km <sup>3</sup>	山面積 B km <sup>2</sup>	洪水流砂量 m <sup>3</sup>	発生年月日	災害原因	連続雨量	期間	被害状況			被害総額	代表溪流水名	
									最大日雨量	最短雨量	地質的特性			
岡山	津野原奥上鏡地区	30,000	30,000	1.0	30,000	S 38. 7.11	集中豪雨	160.0	93.3	42.2	岩	八戸	百万円	
	津野原奥上鏡地区	10,000	50,000	0.2	50,000	S 9. 9.21	台風	500.0	25.0	60.0	鐵屑	本路	130.00	
	津野原奥上鏡地区	2,700,000	90.0	90.0	30,000	S 20. 9.17	梅雨前線	340.0	29.0	60.0	土砂	川江	50.00	
	津野原奥上鏡地区	210,000	6.9	30,000	S 38. 7.17	梅雨前線	160.0	30.0	90.0	土砂	茅ヶ原	1,000.00		
	津野原奥上鏡地区	75,000	2.5	30,000	S 38. 7.11	梅雨前線	160.0	19.0	90.0	土砂	元谷川	200.00		
	津野原奥上鏡地区	50,000	10.8	4,629	S 18. 7.25	集中豪雨	230.2	19.3	90.0	土砂	利塩	100.00		
	津野原奥上鏡地区	40,000	10.8	3,703	S 35. 8.29	集中豪雨	179.7	139.3	23.6	土砂	川谷	142.00		
	津野原奥上鏡地区	40,000	10.8	3,703	S 38. 7.11	集中豪雨	180.1	162.0	29.8	土砂	谷川	136.00		
	津野原奥上鏡地区	35,000	5.5	6,363	S 35. 8.29	集中豪雨	179.7	139.3	28.6	土砂	谷川	110.00		
	津野原奥上鏡地区	35,000	5.5	6,363	S 38. 7.11	集中豪雨	180.1	162.0	29.8	土砂	谷川	63.00		
	津野原奥上鏡地区	43,000	4.8	8,258	S 18. 7.25	集中豪雨	230.2	193.0	32.0	土砂	社川	130.00		
	津野原奥上鏡地区	34,000	4.8	7,083	S 35. 8.29	集中豪雨	179.7	139.3	28.6	土砂	寺仙川	138.00		
	津野原奥上鏡地区	34,000	4.8	7,083	S 38. 7.11	集中豪雨	180.1	162.0	29.8	土砂	寺仙川	123.00		
	津野原奥上鏡地区	50,000	4.5	11,111	S 18. 7.25	集中豪雨	230.2	193.0	32.0	土砂	寺仙川	72.00		
	津野原奥上鏡地区	45,000	4.5	10,000	S 35. 8.29	集中豪雨	179.7	139.3	28.6	土砂	寺仙川	45.00		
	津野原奥上鏡地区	45,000	4.5	10,000	S 38. 7.11	集中豪雨	180.1	162.0	29.8	土砂	寺仙川	45.00		
	吳地	61,600	1.48	41,621	S 20. 9.17	台風	—	1	221.8	花崗岩	吉浦大川、辰川	40.00		
	吳地	62,956	1.68	37,473	S 20. 9.17	台風	—	2	348.0	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	吳地	53,636	0.88	60,950	S 20. 9.17	台風	—	1	113.3	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	岩国	—	697.0	—	S 26.10.15	台風	—	2	348.0	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	岩口	—	—	—	S 26.10.15	台風	—	1	113.3	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	山德	450,000	68.5	6,570	M 18. 6.25	台風	—	2	348.0	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	山徳	910,000	165.0	5,515	M 25. 7.25	台風	—	1	113.3	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	山徳	3,200,000	761.0	4,200	M 25. 7.25	台風	—	2	348.0	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	山徳	62,000	12.0	5,166	M 32. 9.8	台風	—	1	113.3	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	山徳	200,000	29.1	6,872	T 1. 9.	台風	—	2	348.0	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	山徳	1,926,660	591.0	3,260	S 13. 9.5	台風	—	1	113.3	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	山徳	7,810,000	3,124.0	2,500	S 20. 9.17	台風	—	2	348.0	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	山徳	2,300,000	418.15	5,560	S 24. 7.30	台風	—	1	113.3	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	山徳	1,235,000	352.3	3,500	S 25. 9.3	ジェン台風	福原502.0	2	348.0	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	勝浦	—	—	—	S 20. 10. 8	台風	—	1	113.3	花崗岩	吉浦大川、辰川	—		
	丸岡	西山	351,800	69.4	5,500	S 40. 9.23	台風	264.0	9.16~25	90.0	14.0	花崗岩	吉浦大川、辰川	—
	丸岡	重媛	—	337.5	—	S 18. 7.21	台風	540.4	7.21~25	222.6	29.6	白樺	吉浦大川、辰川	—
	丸岡	重媛	5,000,000	116.0	43,200	S 18. 7.22	台風	842.0	7.22~25	154.7	60.0	白樺	吉浦大川、辰川	—
	丸岡	重媛	—	—	—	S 19. 7.22	台風	565.0	4日間	220.0	27.0	白樺	吉浦大川、辰川	—
	丸岡	重媛	—	—	—	S 20. 9.2	台風	264.0	9.16~25	597.0	—	白樺	吉浦大川、辰川	—
	丸岡	重媛	—	—	—	S 21. 7.29	台風	1,033.0	8. 8~10	356.0	—	白樺	吉浦大川、辰川	—
	丸岡	重媛	—	—	—	S 20. 9.17	台風	609.0	7.28~30	520.0	—	白樺	吉浦大川、辰川	—
	丸岡	重媛	—	—	—	S 21. 9.17	台風	680.0	9.16~17	441.0	—	白樺	吉浦大川、辰川	—
	丸岡	重媛	—	—	—	S 21. 9.21	台風	744.0	9. 8~11	364.0	—	白樺	吉浦大川、辰川	—
	丸岡	重媛	—	—	—	S 22. 9.20	台風	506.0	7. 7~12	340.0	—	白樺	吉浦大川、辰川	—
	丸岡	重媛	—	—	—	S 23. 9.8	台風	403.0	9.18~20	364.0	—	白樺	吉浦大川、辰川	—
	丸岡	重媛	—	—	—	S 24. 7.29	台風	1,72,000	S 28. 6.25	343.5	—	白樺	吉浦大川、辰川	—
	丸岡	重媛	—	—	—	S 28. 6.25	梅雨前線	913.5	6.25~28	398.3	77.4	白樺	吉浦大川、辰川	150.00
	丸岡	重媛	—	—	—	S 28. 6.28	梅雨前線	645.1	6.25~28	358.3	77.4	白樺	吉浦大川、辰川	316.00
	丸岡	重媛	—	—	—	S 28. 6.29	梅雨前線	646.1	6.29~7.1	420.5	110.5	白樺	吉浦大川、辰川	500.00
	丸岡	重媛	—	—	—	S 38. 6.29	梅雨前線	651.4	—	—	—	白樺	吉浦大川、辰川	200.00

表 1.1 過去における土砂害の

顕著であった災害例 (つづき)

県名	災害発生地区	洪水流量 A	山地積 B	A/B km <sup>3</sup>	発生年月日	災害原因	連続雨量	期間		最大日雨量	最短時雨量	地質的特性	被害状況	被害総額	代表溪流名	
								日	月							
佐賀	富士町三瀬村 太良町垂島 唐津市東松浦郡 伊万里市 小城郡佐賀郡	644 1,798 1,050 214 385	46.0 69.9 131.2 26.7 21.3	14 20 8 3 18	S 38. 6. 30 S 37. 7. 8 S 34. 7. 13 S 30. 4. 15 S 23. 6. 25	梅雨前線 " " " "	546.8 648.0 543.0 489.6 674.0	6.29~30 7. 7~8 7.13~15 4.14~17 6.25~30	421.0 643.0 215.0 382.0 416.0	110.5 132.0 54.0 58.0 72.3	花崗岩 花崗岩 花崗岩 花崗岩 花崗岩	A = 15 A = 63 A = 6 A = 3 A = 64	B = 44 B = 122 B = 13 B = 9 B = 64	戸川 川 川 川 川	4,658.00 16,594.00 13 9 13,305.00	頬良木川 萬國川
長崎	北松浦郡 諫早市 北松浦郡 蘇辺村 阿佐木村 五ヶ山	187,000 ~512,000 ~3,600 ~90,000 105,500 11,000,000 2,000,000 3,300,000	3.9 ~3.6 — — 104.2 105,500 70.6 43.98	— — — — S 23. 6. 24~28 S 32. 7. 25~26 S 34. 7. 6~9 S 37. 7. 1~9 S 28. 6. 25~28 S 32. 7. 25~26 S 33. 8. 14~18	梅雨前線 豪雨 台風 豪雨 梅雨前線 豪雨 梅雨前線	561.0 799.0 110.0 861.0 876.0 529.9 —	5 日間 4 日間 2 日間 9 日間 4 日間 2 日間 5 日間	251.0 583.0 63.0 114.0 479.0 480.5 575.6	72.3 76.0 42.1 53.7	第三紀層地帯 火山噴出物地帯 第三紀層地帯 火山噴出物地帯 火山噴出物地帯 安山岩 破砕帶	A = 31 A = 539 A = 15 A = —	B = 2,375 B = 1,302 B = 1,876 B = 98	明川 江戸川 小江川、深遊川	631.12 3,100.00 1,173.30 351.00	調査本	
熊本	山鹿市 大分郡 清大瀬不	639,000 468,000 1,287,500 579,600 72,000	27.2 15.6 20.4 23.7 16.1	23,000 30,000 45,000 54,200 36,000	S 19. 9. 20 S 14. 10. 16 S 29. 9. 13 S 29. 9. 13 S 40. 7. 3	台風 台風 台風 台風 梅雨前線	892.5 657.4 878.7 1,044.2 713.6	3 日間 2 日間 4 日間 " " 7 日間	693.6 590.6 423.0 665.3 387.5 55.0	49.5 134.0 46.4 " " " " 215.0	破壊帶 第三紀層地帯 第三紀層地帯 " " " " 火山噴出物地帯	A = 30 A = 32 A = 14 A = 3 A = 4 A = —	B = 48 B = 42 B = 15 B = 16 B = 6 B = 9	川 川 川 川 川 川	14,880.00 10,261.00 3,470.00	番匠
大分	宮崎縣下全 鹿児島	— — — — — —	— — — — — —	T 10. 6. 20 S 13. 10. 14 S 20. 9. 17 S 20. 10. 10 S 24. 6. 20 S 24. 6. 28	梅雨前線 台風 台風 台風 梅雨前線 台風	278.1 215.1 219.7 215.3 313.4 493.4	6.18~22 10.14~15 9.16~17 10.8~10 " " " "	176.4 119.6 169.5 160.6 122.3 237.3	19.0 33.4 38.2 36.7 24.3 56.2	火山噴出物地帯 " " " " " " " " " "	A = 22 A = 277 A = 104 A = 32 A = 64 A = 46	B = 812 B = 285 B = 415 B = 139 B = 7,412 B = 43	川 川 川 川 川 川	647.80 — — — 39,040.00 —	瀬川、万ノ瀬川 内田川 天川 斐伊川 肝属	
	(注) (1) 被害状況不明者 B=系溝被害数 (2) ○印は上記の地盤の一部についての資料である。 (3) 沢林部は河川、砂防事業供給により昭和40年販売額にスライドしたものである。															

資料: 河川局砂防課調査  
(注) (1) 被害状況不明者  
B=系溝被害数  
(2) ○印は上記の地盤の一部についての資料である。  
(3) 沢林部は河川、砂防事業供給により昭和40年販売額にスライドしたものである。

る地域間の土砂生産・流出を比較検討し、それらを統一して定量的に把握することが非常に困難となっている。この点は今後の研究課題として重要である。

梅雨期の集中豪雨や、台風期の豪雨による災害をいつそう大きなものにしているのは、土砂生産形態のうち、溪流侵食、山崩れ、崖崩れ、地すべり、土石流であることは、表1.1より明らかである。この中でも山崩れ、土石流、崖崩れは豪雨時に突発的に発生し、かつその発生箇所が断言できない現状にあっては、極めてやっかいなものとなっている。だが現在、多くの研究者によって、これらの現状について、研究が続けられており、崖崩れについては、かなりの成果を得て、危険箇所の予測がある程度可能になりつつある。しかし、山崩れとなると、降水、流水、地下水、地震等が複雑に影響し合い、どのファクターが直接原因であるか、間接原因であるかを明確にすることが出来かねるため、ある広がりを持った地域の山崩れの危険性を指摘できても、それがどの箇所に発生し、その量がいか程であるかを予測することは、ほとんど不可能に近いと思われる。土石流についても、多くの研究がなされているが、直接原因として、海岸浸食や山崩れによって誘発されたり、豪雨により直接誘発されたり、また土石流が、更に大きな土石流を誘発したりして、定量的に発生箇所を予測することが非常に困難となっている。

一方、地震による土砂生産も見逃してはならないであろうが、これについても、定量的把握は、殆ど不可能な状態にある。

ところで、表面浸食、渓流浸食あるいは山崩れ、崖崩れ等により、生産された土砂は、その時の流水や重力によって、一部は輸送され、一部は堆積する。その後の表面浸食、渓流浸食、山崩れ、土石流等により、更に下流へ集中的に輸送されたり、あるいは、こうに堆積し、その流水により逐次輸送される。このように、土砂の流出は、流水によって輸送される以外

に土石流の形をとった土石が自身の重力によって輸送される。特に注意しなければならない点は、流出土砂量は、その地域の土砂生産のうち、輸送されずに、そのまま残土として、堆積している量に左右されることである。土砂を輸送し得る流水の力が大きくとも堆積量が少なければ、新しい土砂生産が起こらない限り、輸送される土砂量は少ないはずである。しかし、現実には新しい土砂生産が起こらないとは限らず、流出土砂によって新しい土石流、渓岸浸食、山崩れが発生する場合が多いのではないか。このような土砂の流出の状況が現在、河川への流入土砂量の定量的把握を非常に厄介なものにしている。

### 1.3 本研究の目的と方法

前節で述べたように、土砂の生産・流出過程はきわめて複雑であるが、土砂の生産・流出のはげしい荒廃山地河川を至るとこうにもち、しばしば甚大な土砂災害を被る我が国において、土砂生産とその流出を定量的に把握することが重要な課題となっている。大規模な国土開発・改造が見込まれている将来、土砂災害の危険性は、ますます増大し、切実な問題となるであろう。

特に、昭和28年7月の有田川災害のごとく、豪雨に伴う山崩れ、崖崩れ、渓岸浸食等の突発的土砂生産とその流出による流域内の各支谷、支川および本川における河床高の急激な変化は、土砂災害を考える上で注目に値する。また、本川への流入土砂量が豪雨によって、はげしく変動する山地河川において、長期間の河床縦断形状の変動を調べることは、河川工学、砂防工学上、重要と思われる。このことは、従来から、よくいわれている河床形状の安定状態(平衡状態)が果して、存在するかという点でも、興味がある。

本研究は上述のごとき観点から、豪雨による偶発的土砂生産とその流出過程の定量的定式化を試みるものであるが、従来の立場とは、まったく違った確率統計的立場より種々の推計学的手法を展開する。このことは、考えている現象に最も関連の深い降雨をはじめとする水文諸量や、その他偶発性・不確定性を忠実に把握するためであり、また、現象の複雑性に起因する物理学的・決定論的アプローチの限界を乗り越えるためでもある。

水文学においては、従来、推計学的手法はあまり重要視されない傾向がなきにしもあらずであるが、現象の物理学的把握の限界と、一方電子計算機の急激な発達とともに、改めてそれは、確率論・統計学の下に再認識される傾向がある。1967年、アメリカで開かれた第1回国際水文学シンポジウム(IHS)の主なテーマは次の三つであった。

- 1) New ideas and scientific methods in deterministic (parametric, dynamic, physical or analytical) hydrology
- 2) New ideas and scientific methods in stochastic (statistical) hydrology
- 3) Simultaneous application of scientific methods of deterministic and stochastic hydrology

その目的とするところは、水理学と水文学の研究活動の間によりより橋渡しすることを刺激しようとするものであり、また水文学における新しい科学的考え方と新しい研究方法の発展を刺激することである。

このように、水文学に関連する現象に対して、今までとは異なった別の角度から新しい考え方や方法により現象を把握すべきことは、降雨による土砂生産・流出現象についても言えることである。後にわかるように、この方面でも、確率論的・統計学的考察が近年、少数の人達によってなされるようになってきたが、いまだ、初期の段階を脱するに至っていない現状である。本研究の推計学的立場は、以上のごとき背景に基づくものであり、

著者は、土砂生産・流出現象の統一的解明の方針で、各々の関連分野における研究成果を再検討し、現象解明に必要な新しい推計学的手法を展開して、定量的現象把握を試みる。

以下、具体的に本研究の方法について概略を述べると、まず第2章において、土砂生産・流出の最も大きな誘因である降雨現象の特性を明らかにして、そのモデル化を行う。モデル降雨は三つの日単位の降雨特性、すなわち、降雨日数分布、降雨間隔日数分布、および日雨量分布より確率統計的に組立てられる。日雨量よりさらに細かい単位の雨量の必要性がある場合は、発生させた日雨量を基に、さらに小単位の時間雨量を発生させることする。次に、第3章では、山崩れの偶発性に着目して豪雨による山腹崩壊・土砂生産のモデル化を試みる。既往の研究成果にヒントを得て、山腹崩壊と流域貯留量との関係を追求する。一方、山腹崩壊一箇所当たりの土砂量の度数分布を得て、流域の山腹崩壊に関する均質性の仮定により、推計学的土砂生産モデルを設定する。第4章では、土砂生産量と流出土砂量との関連を考察し、それらの変動性を確率評価するため流域内土砂生産量と土砂輸送量を確率分布により比較検討する。また、流域内堆積土砂量についても考察を加え、その特殊な場合である貯水池堆砂量をマルコフ過程として確率評価する。最後に、第5章では、流域内の土砂生産・流出過程を本流での河床変動問題として考え、第2、3章で設定したモデル降雨、土砂生産モデルを用いたシミュレーション手法により、最も興味があると思われる豪雨時の河床変動量、土砂生産量および各支谷からの流入土砂量等についてシミュレーションを行う。

以上、研究対象流域として、土砂生産・流出のはげしい11年期山地河川の典型と思われる和歌山県有田川上流域を中心に考える。

## 参考文献

- 1) 高橋浩一郎：気象災害論，地人書館，昭.43
- 2) 千野尊正：地形の変化と災害，河川災害研究の現況とその将来に関するシンポジウム，災害科学総合研究班河川災害分科会，昭.44.2
- 3) 河川便覧：建設省河川局編，1967

## 2. モデル降雨に関する確率統計的研究

### 2.1 概 説

#### 2.1.1 降雨現象とモデル降雨

降雨は人間生活に密接な関係をもつ気象要素の一つとして、古来、幾多の人々の研究の対象となっているが地球物理学的拡がりをもつ気象要素（気圧、気温、湿度、雲、降水等）の複雑な相互作用の下に降雨現象が現われ、さわめて複雑な挙動をする。日本においては、特に、その地理的条件が強く関連し、6月～7月の梅雨前線による集中豪雨、8月～10月の台風に伴う豪雨、また冬期、裏日本における豪雪等の降水による災害が、毎年といってよい程、各地に起こっているのは、周知のとくである。

これらの災害に対するための気象予報、予知の研究が最近、電子計算機の飛躍的発達と相って、急速な進展を示しており、広域的予報や長期予報などが実施されるようになっている。しかし、いまだ集中降水現象の発生機構が明確でなく、局地予報についてはまだまだ信頼性が低いと言わざるを得ない。その原因として最も注目しなければならないのは、降雨現象それ自体が有すると思われる不確定性である。したがって、将来の水工計画をたてる場合、どんなに気象学が進歩し、天気予報の精度、信頼性が増そうとも、降雨そのものの不確定性を考慮した計画が必要である。また、ここに、降雨現象のモデル化が必要となり、モデル降雨によるシミュレーションが必要となる。

従来、水工計画に関する降雨の取扱いは、降雨現象のモデル化といつて発想ではなく、主として構造物に対する設計降雨、たとえば年最大降雨量といった極値のみに、主眼が置かれていた傾向がある。確かに極値は計画

上の一つの重要なファクターであるが、本研究のごとく、土砂生産・流出過程を問題にする場合には、降雨の極値だけでなく、降雨の時系列そのものが必要であり、降雨現象のモデル化が必要となる。また長期の河川流量を推測する場合も、一般に、流量観測年数よりも長い降雨観測年数をもつモデル降雨による方が有利であろう。

### 2.1.2 モデル降雨の種類

降雨現象は地域性がきわめて強く、山一つ越えれば、降雨量がまったく異なる場合が多い。また、同じ地域においても、梅雨期、台風期のごとき多雨期と、そうでない期間があり、同じ月においても雨量の多い年と少ない年があることは、一般に経験されていることである。そこで、このような不確定要素を多分にもつ降雨現象を確率統計学的側面から考えて見る。研究目的によって、その考察の仕方も異なってくるであろうが、長期間のモデル降雨を発生させる場合、どのようなモデル化の方法があるかを考えて見ると次の二つに大別できよう。

1) 降雨に関連する要因を考慮したモデル化

2) 降雨量のみを確率統計量とするモデル化

1) は、降雨に関連すると思われる要因、たとえば、気圧配置、前線の位置、台風の位置等のうち、特にその地域の降雨量に関連が強い要因を抽出し、降雨のモデル化を行うもので、モデル設定のために、種々の要因の観測データが必要であるが、比較的、広域の降雨にはこの方法が適当であろう。

2) の方法は、単一の降雨観測所のデータさえあれば、モデル化が可能であるが、その観測所の降雨データがその地域の代表降雨と見なせる程度の限られた範囲のモデル降雨となる。したがって、広い地域、あるいは、まったく降雨特性の異なる小地域を含んでいる地域でのモデル降雨設定のためには、それ相応の降雨観測データが必要となり、降雨特性が異なる地域間

の降雨の相互相関を考えねばならない。本章で設定するモデル降雨(2)に属するものである。

### 2.1.3 モデル降雨の設定に関する考え方

降雨現象のモデル化を考える際、その単位時間の取り方が、研究目的により問題となるが、長期間、たとえば何十年、何百年といったオーダーの降雨発生の単位時間として、便宜的に1日(24 hours)を取ることにする。

毎年、ある期間(たとえば月、旬)内に生起する降雨は特定の降雨母集団を形成していると考え、特定の期間ごとに毎年の観測データを次のように三つの降雨特性について統計処理する。

降雨生起特性； 1) 降雨日数分布 2) 降雨間隔日数分布

降雨強度特性； 3) 日雨量分布

なお、降雨日数分布とは、ある期間の毎年の降雨生起日数の分布を呼び、降雨間隔日数とは、降雨日と降雨日との間隔日数の分布を呼ぶことにする。これら三つの降雨特性のそれぞれについて、降雨特性の等質性を判別し、最終的に年間をいくつかの異なる降雨母集団をもつ期間に分割する。このとき、それぞれの期間の降雨は三つの降雨特性によって確率的に評価されたといつてよいであろう。すなわち、ある年に生起する降雨日数が確率的に、降雨日数分布によって規定され、それらの発生した降雨の間隔は、降雨間隔日数分布によって確率的に規定され、それぞれの降雨の日雨量は日雨量分布によって規定される。

日単位のモデル降雨では、通常の流出解析に対応する単位時間として粗さぎるきらいがあるが、日単位よりさらに細かい単位の降雨の発生が必要な場合は、時間単位の雨量分布を用い、日単位のモデル降雨を発生させて得られた日雨量の制限の下に、時間単位の降雨を発生させる方法を別途とすることにする。

## 2.2 降雨の特性

### 2.2.1 日本の豪雨

日本の年雨量は、表2.1によれば<sup>1)</sup> おおむね1500～2000mmのところが多々、北海道 東北、瀬戸内海などはこれを下回り、紀伊半島、四国西南、南九州など南海地区が、これを上回っている。この量は、世界の年間平均降水量約860mmの約2倍で、水資源の賦存量としては恵まれた国といえよう。しかし表日本においては、これらの降雨は春から秋にかけての、前線性の集中豪雨あるいは、台風に伴う豪雨によって、その半分近くがまとまかれているのが、表2.2より判る<sup>2)</sup>。また表2.3のごとく<sup>3)</sup>、1日にして1ヶ月、そこには、その年の半分の雨量にも達する記録的な豪雨が起る。図2.1は<sup>4)</sup> Fletcher(1956)による世界の雨量記録値と降水時間との関係の中に、日本の記録値(破線)を示したものであり、雨量の記録を縦軸に、時間を横軸にとり、両方を対数目盛にとれば、両者の関係はほぼ一直線状になる。日本の大雨の場合、ある時間を境に、直線の傾きがかわり折線になつてあり、日降雨量だけが世界記録に近いのは、日本の降雨の特徴の一つといえよう。

さて、集中豪雨については、その機構が明確にわかつておらず、実際の観測より以下のことが知られている程度である<sup>5)</sup>。

- 1) 豪雨の発生する地域は、西日本あるいは、九州地方等という広汎な地域にわたるが、積乱雲(雷雲)の発生しやすい対流不安定が顕著な地形である。
- 2) 集中豪雨の発生する場合には、大抵の場合、小渦動が収束線の通過が見られる。
- 3) 小渦動の寿命は短く5,6時間程度のものとみられる。

表2.1 年間降雨高

気候区分	面積 km <sup>2</sup>	年間降雨高 mm			
		昭32	33	34	平均
北海道	78,501	1,210	1,180	1,160	1,183
東 北	40,821	1,300	1,775	1,690	1,585
關 東	36,590	1,450	1,750	1,690	1,630
北 陸	62,674	1,880	2,230	2,170	2,093
中部・東海	29,943	2,400	2,260	2,700	2,453
近畿	54,704	1,880	1,770	1,950	1,867
瀬戸内	32,393	2,730	2,340	2,750	2,607
南 海	34,156	2,640	1,900	2,200	2,247
四 日 本					
内地計	291,281	1,990	2,000	2,120	2,037
計	369,782	1,820	1,825	1,920	1,855

(水利学大系第2巻「水利河川学」より)

表2.2 降水量の原因別百分率  
(河川便覧による)

地名	年間総降水量 (mm)	台風	梅雨	雷雨	雪	その他
根岸札幌仙台新潟福島東京名古屋神戸岡山広島高知	868	6	7	5	30	53
	984	6	1	11	48	33
	1,023	8	3	5	39	45
	1,472	5	6	3	37	49
	1,355	32	11	1	5	51
	1,944	8	6	10	18	58
	1,596	7	11	10	14	67
	2,432	8	8	4	15	64
	1,777	32	13	4	6	45
	1,174	30	16	17	3	35
古川根室札幌仙台新潟福島東京名古屋神戸岡山広島高知	1,784	18	19	8	3	53
	2,061	30	10	3	—	58
	1,631	17	14	0	—	67
	4,002	23	14	10	—	53
	1,485	32	9	1	—	58
	1,705	9	39	8	13	80
	1,292	17	14	6	—	62
	1,536	15	18	6	3	58
	1,836	36	12	17	0	85
	3,000	27	9	10	0	54
福島鹿児島	1,820	24	14	2	2	67
	2,362	27	22	1	0	50
	8,430	25	26	4	0	46

表2.3 日本の雨量記録

降雨時間	雨量 mm	年月日	場所
10分間	40.0	1967 7 9	矢筈(佐賀県)
"	39.2	1949 9 2	洲本
1時間	145.6	1938 8 3	箱根山
"	141.0	1967 7 9	木の宮町(佐世保市)
"	140.0	1947 8 28	銚子
"	140.0	1944 10 17	清水
1日間	1,109.0	1957 7 25	諫早
"	1,011.0	1923 9 14	大台ヶ原山
"	901.7	1889 8 20	田辺
1ヶ月	3,461.5	1938 8	大台ヶ原山
1ヵ年	7,870.4	1937・11～1938・10	大台ヶ原山
"	10,216.0	1950・1～12	小村谷(屋久島)

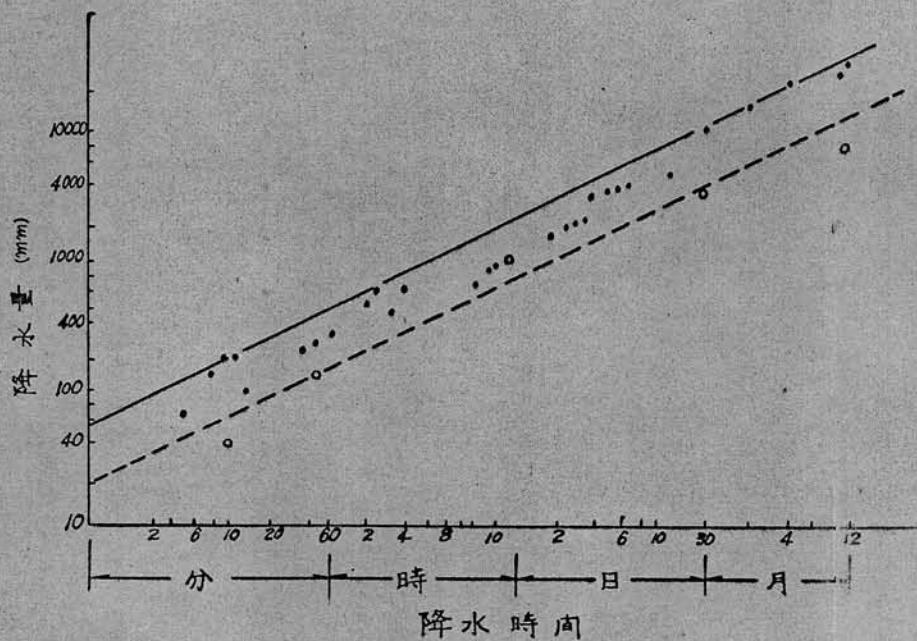


図2.1 世界の雨量記録値と降水時間

- 4) レーダーエコー群2個以上あって、それが収束するところで雨量強度が強くなる傾向を持つ。
- 5) 小渦動あるいは、収束線の移動は地形の影響を非常に受けやすい。なお、集中豪雨という言葉は、昭和33年7月1日浜田の大雨のとき、ジャーナリストによってつくられたものである。時間的にも、空間的にも、集中的に降る雨を言うが、梅雨前線や台風などとともに大雨のうち、特に記録的な大雨は比較的短時間(3~24時間)にせまい地域( $10\sim200\text{km}^2$ )に集中するので、この名ができた。これは現象を適切にあらわしているが、厳密な定義があるわけではない。この集中豪雨という言葉にも日本の豪雨の特徴的一面がよく表われているといえよう。

## 2.2.2 降雨生起特性

前項で述べたごとく、降雨の発生機構と豪雨への成長過程は、いまなお、定量的に把握されるまでには至っていない、活発な研究が続けられているが、降雨を統計量として統計的面から、その地域の降雨特性を知ることも重要である。そこで、表日本における、前線性の集中豪雨と台風に伴う豪雨を含むと思われる南海型降雨地域の代表的流域である和歌山県有田川上流域の観測資料を中心にして、降雨特性を統計解析して見る。

### i) 時系列による検討

降水量も、他の気象要素と同様、一般に、その時系列には、トレンド(長期的变化傾向)、周期性、持続性、偶然性などが含まれていることが知られている。まず、トレンドについて、図2.2は我が国の大都市における年降水量の経年変化を示したものであるが、札幌、福岡では変動しながらも、長期的には少し増加の傾向があることが判る。反対に東京では、少し減少の傾向がある。このように、年降雨量の時系列はたり、トレンドを有しているのが普通である。さらに、長期間の観測記録によれば、降雨時系列は、

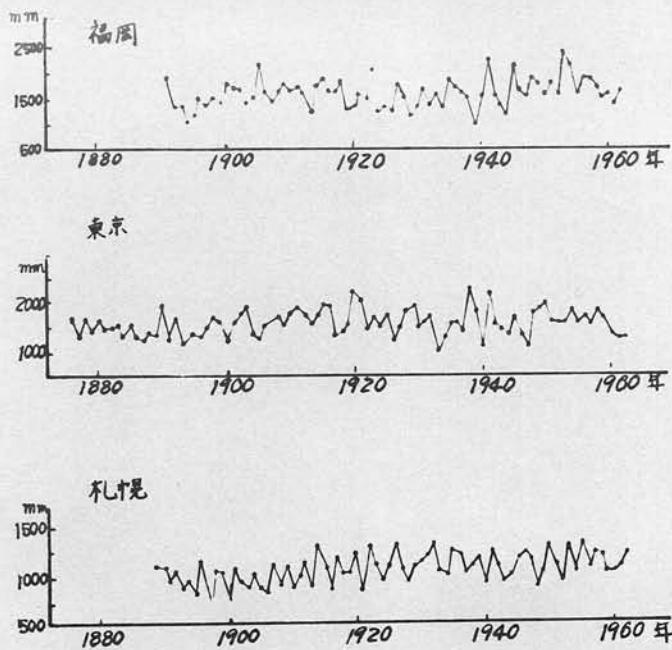


図2.2 我国大都市における年降水量の経年変化

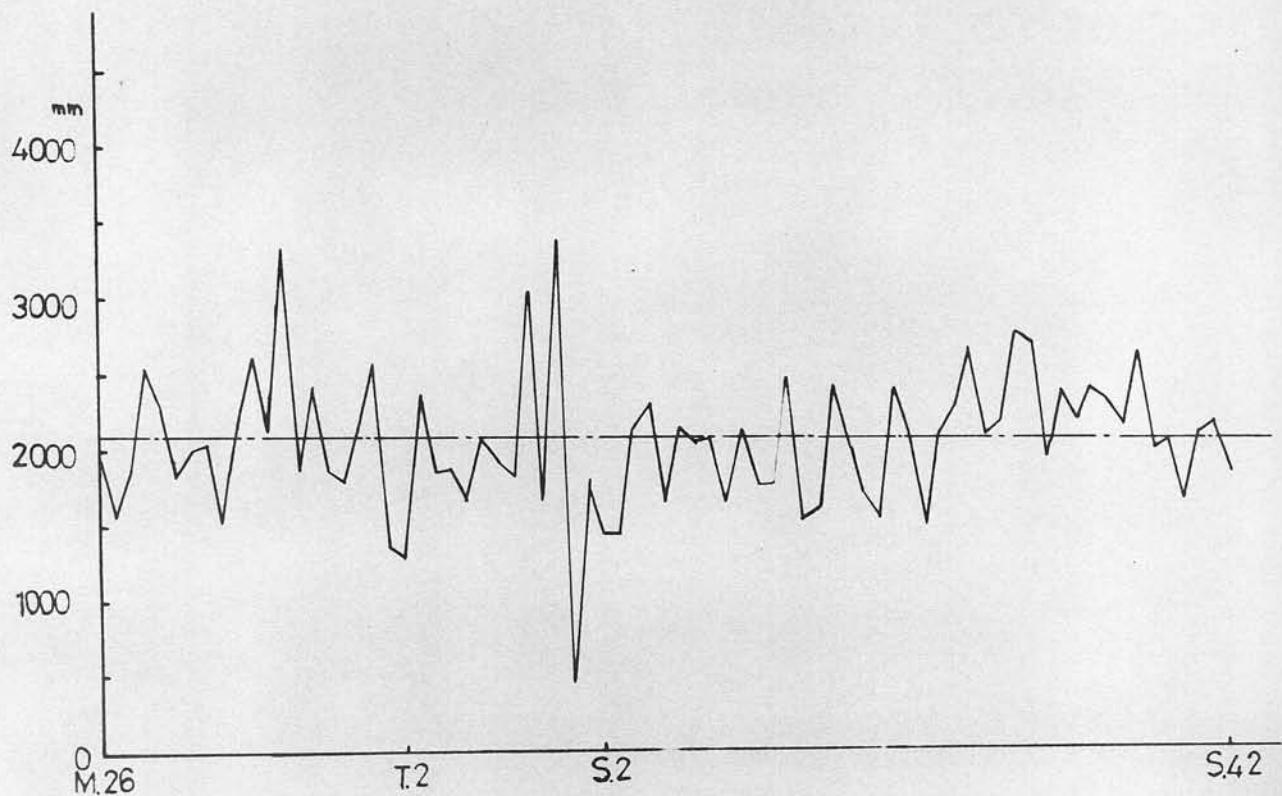


図2.3 有田川上流域・いわがはら地点における年降雨量の経年変化

太陽の黒点数の変化等によって、何年、何十年、あるいは何百年といつて周期をもつ変動をもつてゐることが、知られている。一例として、図2.2の福岡年降水量経年変化曲線について、調べた結果、 $T_1=3$ 年、 $T_2=9$ 年の周期があるようである<sup>7)</sup>。有田川上流域・八幡地点における年降雨量の時系列については、図2.3のごとくである。観測の欠測期間も多少あり、はつきりしたことは言えないが、だいたい平均年雨量2075mmのまわりに振動しており、やはりいくつかの周期成分をもつてると考えられる。しかし、この場合、トレンドはなさそうである。

月降雨量の時系列は、春夏秋冬の季節変化による一年を周期とする変動をもつことは、周知のことであるが、同じ月ごとに作った月降雨量の時系列は年降雨量の時系列と同じような挙動をする。

降雨の解析時間単位をさうに小さくして、日単位程度にすると降雨に自己相関性が現われてくる。図2.4は、京都における日雨量時系列のコレログラムである<sup>8)</sup>。(a)では春、秋、冬は無自己相関型であるが、(b)では、夏は微弱な単純自己相関型と見られる。しかし、図2.5の(a)有田川上流域、および(b)福知山<sup>9)</sup>では、一年を通じて、ほとんど自己相関は見られず、地域によつても日雨量の自己相関性は異なるようである。

さうに、時間単位を小さくすれば、雨量の自己相関性が強く現れてくるであろうが、降雨の種類、すなわち、前線性の降雨か、台風による降雨か、じゅう雨か、あるいは地雨かによって、自己相関性が異なっているといわれている。

## ii) 度数分布による検討

一年を通じて、雨の日と雨の降らない日との割合がどうか、また降雨日と次の降雨日との間隔がどうかを有田川上流域で調べて見ると、表2.4(a)、表2.5(a)のごとくなる<sup>10)</sup>。これより、雨の降る日は、月により多少異なるが平均1ヶ月に10日~12日であり、だいたい、この平均値のまわりに、正規分布している。また、降雨間隔日数分布の方は、ほぼ指數型分布をしている。こ

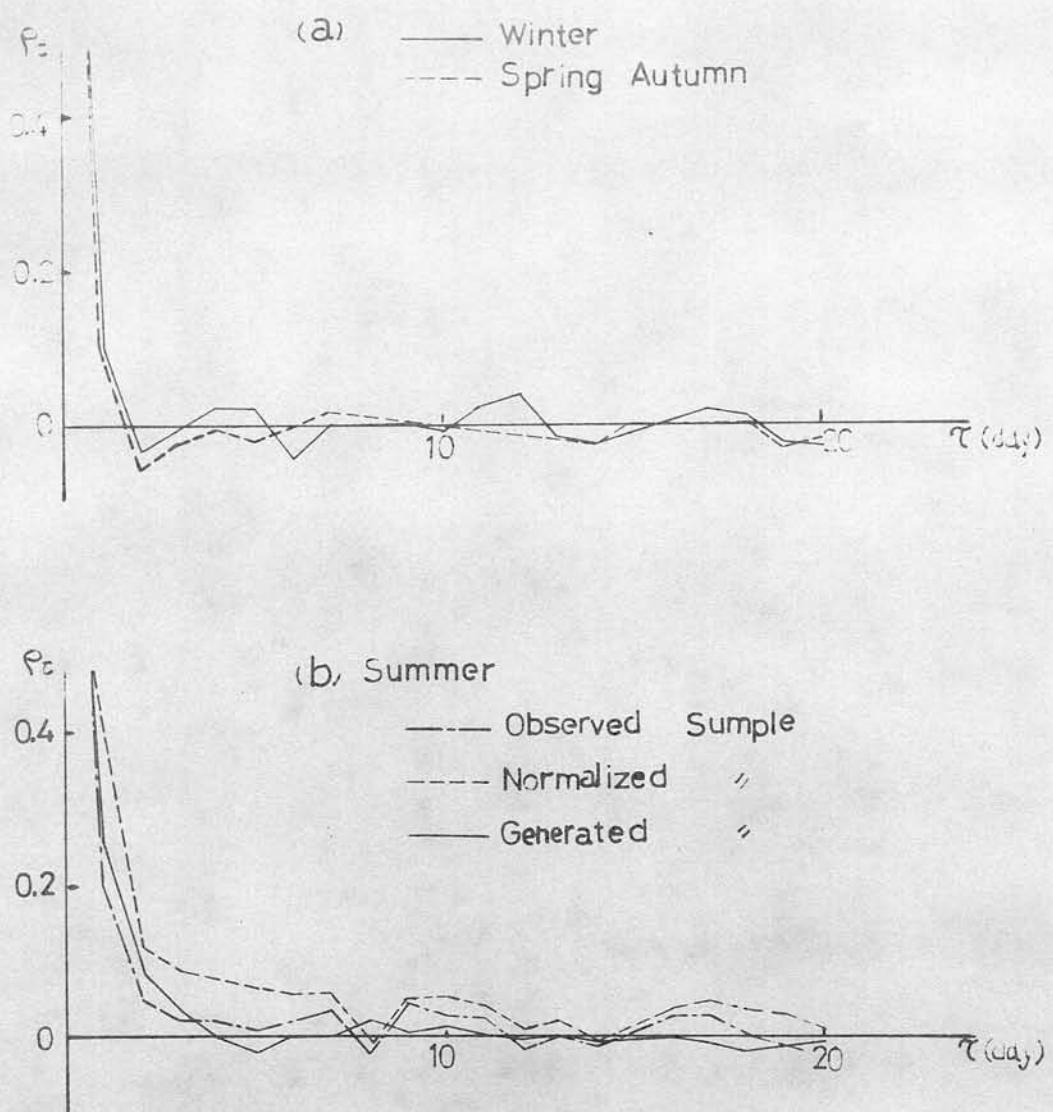
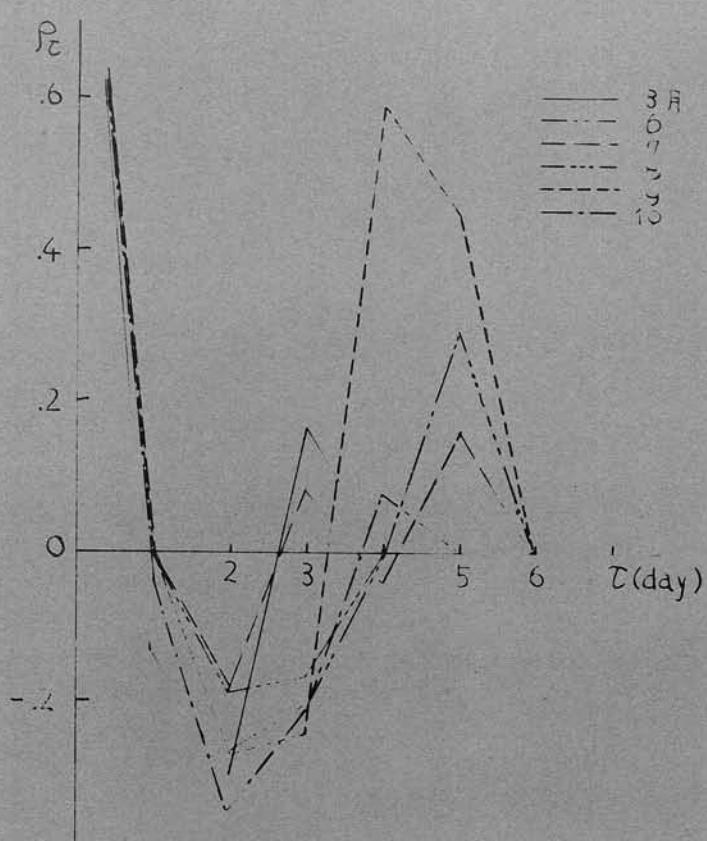
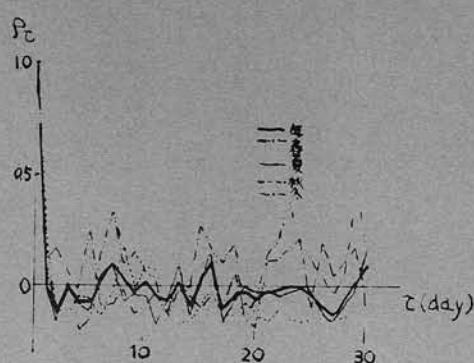


図2.4 京都における日雨量時系列のコレログラム  
(名屋・大連・福島による)



(a) 有田川上流風向相関係数



(b) 福知山(石原・高樟・池淵による)

図 2.5 日雨量時系列のクロロゲン.

表 2.4  
 Monthly frequencies of daily rainfall occurrences  
 (Koya sta. K and Yawata sta. Y have total  
 frequencies of 79 and 69, respectively)  
 (a) Critical intensity  $w=1$

Month	Occurrence $r$ (in days)					
	0	1	2	3	4	5
Jan. K	3	0	1	0	3	2
Jan. Y	1	3	3	1	0	1
Feb. K	2	0	0	2	1	2
Feb. Y	2	0	0	3	1	6
Mar. K	1	0	0	0	3	1
Mar. Y	1	0	0	1	3	1
Apr. K	1	0	0	0	0	2
Apr. Y	0	0	0	0	0	1
May K	1	0	0	0	1	1
May Y	0	0	0	1	2	4
June K	0	0	0	0	0	0
June Y	0	0	0	0	0	0
July K	1	0	1	0	2	3
July Y	0	1	1	2	1	0
Aug. K	0	0	0	0	1	6
Aug. Y	0	0	2	0	1	5
Sep. K	0	0	0	0	0	3
Sep. Y	0	0	0	0	0	2
Oct. K	0	0	1	0	2	2
Oct. Y	0	0	1	0	1	3
Nov. K	0	0	0	1	0	4
Nov. Y	0	1	0	2	1	3
Dec. K	1	0	0	0	1	3
Dec. Y	1	1	0	2	4	1

表 2.4

(b) Critical intensity  $w = 20$ Occurrence  $r$  (in days)

Month	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Jan.	K	37	22	14	4	2									
	Y	30	23	11	5										
Feb.	K	30	25	12	9	2	0	1							
	Y	26	25	6	9	3									
Mar.	K	13	16	18	20	8	3	1							
	Y	8	15	18	19	7	0	2							
Apr.	K	2	13	23	14	15	7	3	0	1	1				
	Y	2	7	20	19	9	4	5	2	1					
May	K	6	11	19	20	7	10	4	1	0	1				
	Y	4	11	21	16	9	3	2	1	0	1	0	0	1	
June	K	0	6	11	17	14	8	5	7	5	1	3	0	1	1
	Y	2	4	10	13	10	10	6	6	4	1	1	.1	0	0
July	K	5	7	8	13	11	13	9	7	4	1	1			
	Y	3	5	9	13	14	8	6	4	3	3	1			
Aug.	K	6	12	13	18	12	10	3	2	2	1				
	Y	5	9	14	7	14	8	8	2	1	1				
Sep.	K	3	5	12	8	15	10	11	8	4	2	1			
	Y	2	1	10	15	16	6	6	4	7	1	1			
Oct.	K	7	11	14	21	15	6	2	1	1	1				
	Y	4	12	21	9	12	5	0	2	3	1				
Nov.	K	11	25	25	10	8									
	Y	13	23	22	7	4									
Dec.	K	23	23	24	6	2	1								
	Y	17	26	18	7	1									

表 2.4

(c) Critical intensity  $w = 40$ Occurrence  $r$  (in days)

Month	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Jan.	K	68	11									
	Y	53	16									
Feb.	K	67	9	3								
	Y	57	8	4								
Mar.	K	55	19	5								
	Y	36	24	6	2	1						
Apr.	K	34	27	11	5	2						
	Y	22	25	13	6	3						
May	K	34	29	13	2	1						
	Y	21	33	9	4	1	0	1				
June	K	14	28	14	10	4	3	3	1	1	0	1
	Y	13	17	18	4	8	3	4	1	0	0	1
July	K	19	17	17	11	9	4	1	1			
	Y	15	11	20	13	5	4	0	1			
Aug.	K	22	30	18	8	1						
	Y	18	21	15	12	2	1					
Sep.	K	13	16	22	17	9	0	1	1			
	Y	7	17	22	8	8	6	0	0	1		
Oct.	K	34	21	16	5	2	1					
	Y	26	23	14	2	1	1	1				
Nov.	K	44	30	5								
	Y	42	21	5	1							
Dec.	K	64	14	0	1							
	Y	56	12	1								

表 2.5

Monthly frequencies of daily rainfall intervals

(K : Koya sta., Y : Yawata sta.)

(a) Critical intensity  $w = 1$ Interval  $j$  (in days)

Month	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	Sample size
Jan.	K	426	120	93	62	39	24	16	16	4	1	3	0	2	1	1						811
	Y	287	102	68	43	43	16	12	10	8	2	3	2	1	0	1	1	0	0	1	1	603
Feb.	K	431	126	114	50	31	26	13	9	2	4	2	2	1	0	0	1					812
	Y	286	85	70	39	38	16	14	11	11	4	2	5	1	0	0	1	1				585
Mar.	K	497	155	111	74	36	16	17	4	10	3	1	3									927
	Y	386	119	88	74	40	16	13	6	5	2	1	2									755
Apr.	K	447	128	111	59	50	15	15	13	9	4	3	3									854
	Y	379	112	94	66	43	14	15	14	2	3	2	3									747
May	K	418	102	109	54	36	34	19	16	14	4	4	1									811
	Y	322	99	87	52	35	28	17	16	10	3	3	0	0	0	0	0	0	0	0	1	677
June	K	651	134	93	72	37	20	7	8	3	5	1	2	1								1034
	Y	548	98	73	59	31	18	10	11	3	3	3	1	2								860
July	K	609	128	77	36	24	21	11	11	7	6	4	4	2	4	1	1	1	0	0	0	947
	Y	494	96	69	33	28	12	14	7	6	3	1	5	1	6	0	1	1	0	0	1	781
Aug.	K	493	129	79	63	25	17	15	11	10	6	7	3	4	4	1	0	0	0	1		868
	Y	445	83	51	47	29	19	16	11	6	10	4	1	2	1	0	0	0	0	1	0	725
Sep.	K	612	136	92	59	36	28	12	8	6	4	2	2	0	1							998
	Y	568	106	77	54	29	22	9	7	1	6	1	4	0	1	0	1					886
Oct.	K	435	68	80	58	44	26	30	11	3	11	2	4	2	0	1	3	0	0	0	0	779
	Y	356	68	78	51	42	14	26	13	7	9	3	2	2	0	1	0	0	0	0	1	673
Nov.	K	356	109	70	65	48	27	19	13	6	6	3	5	2	2	0	0	0	0	0	1	732
	Y	258	86	72	62	36	22	16	6	5	9	3	1	2	4	0	0	0	1	1		584
Dec.	K	387	105	99	73	34	18	20	9	13	5	3	4	2	1	1	0	0	0	0	1	776
	Y	279	85	67	59	31	19	21	8	5	1	5	1	6	2	0	0	1	0	0	1	591

表 2.5 (b) Critical intensity  $w=20$ 

Month	Interval $j$ (in days)																													Sample size	
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	
Jan. K	6	0	1	3	1	3	0	1	0	1	0	3	2	0	0	2	3	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	1	28
Jan. Y	1	0	0	3	1	1	2	2	0	2	0	3	1	0	2	1	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	21	
Feb. K	4	2	4	3	9	1	1	6	1	0	1	2	0	1	3	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	41	
Feb. Y	5	3	3	1	7	1	1	3	0	1	2	1	1	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	1	31
Mar. K	8	6	13	9	12	10	4	3	7	4	1	2	1	3	1	3	4	2	1	1	0	1	0	1	2	0	1	0	1	99	
Mar. Y	13	4	6	10	5	3	7	4	4	6	4	4	2	2	2	1	0	2	2	0	0	1	1	0	1	0	0	1	0	1	87
Apr. K	24	7	20	21	12	8	11	7	8	3	5	2	6	1	6	2	2	1	2	0	1	2	0	2	0	0	1	0	1	154	
Apr. Y	31	9	10	21	10	13	4	5	4	6	1	2	4	5	0	1	0	3	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	145
May K	30	8	8	16	10	17	9	11	5	10	5	6	2	3	3	4	1	2	0	0	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	154
May Y	27	7	10	10	7	11	7	10	4	7	6	2	1	4	1	3	4	2	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	127	
June K	111	21	31	21	20	11	10	11	7	6	7	0	3	5	3	2	0	1	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	279	
June Y	90	29	25	17	18	12	8	8	6	4	6	1	2	4	5	0	1	0	3	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	240	
July K	95	31	19	15	13	10	10	7	8	8	4	2	9	2	5	2	6	0	2	1	1	0	0	0	1	0	1	0	1	251	
July Y	93	22	15	7	13	13	9	6	9	5	8	1	2	2	0	2	1	1	2	2	1	0	0	1	0	1	0	1	217		
Aug. K	51	19	16	12	12	7	8	7	3	3	11	5	4	1	1	6	3	3	1	0	0	1	0	1	0	1	0	1	174		
Aug. Y	57	16	10	14	10	4	10	10	3	5	6	6	3	1	5	2	2	1	0	3	1	0	1	0	1	0	1	0	1	169	
Sep. K	94	28	25	19	18	14	14	12	6	6	8	3	4	5	2	2	4	3	0	0	1	0	0	1	0	1	0	1	269		
Sep. Y	87	17	28	17	15	12	11	7	8	3	4	4	2	4	3	2	5	0	1	0	1	0	0	1	0	1	0	1	232		
Oct. K	49	10	9	10	12	9	7	7	5	7	4	6	0	1	3	1	3	4	1	3	1	1	0	2	0	1	0	1	156		
Oct. Y	38	13	10	14	11	5	5	4	5	10	6	1	0	2	1	0	2	2	1	1	1	1	0	1	1	1	0	1	136		
Nov. K	9	8	11	7	6	4	2	3	3	2	1	2	0	0	1	2	1	0	1	0	0	0	1	1	1	1	1	1	69		
Nov. Y	8	5	4	7	0	3	3	3	1	0	2	1	2	0	1	1	2	2	0	1	0	0	0	1	0	1	0	1	48		
Dec. K	5	2	0	6	4	5	4	1	1	2	2	3	1	1	0	2	1	1	0	1	1	0	0	1	1	0	1	0	1	46	
Dec. Y	3	1	1	2	3	4	3	2	0	3	1	2	4	2	1	0	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	1	35	

表2.5 (c) Critical intensity  $w = 40$

(c) Critical intensity  $z\omega = 40$

Interval  $j$  (in days)

のことは、図2.5(a)からも判るように、日単位の降雨はランダムな生起をしていることを示している。この場合、雨が降った日として、降雨強度  $w = 1 \text{ mm/day}$  以上の日を選んだが、さらに  $w$  を上げて、それ以上の降雨強度の日について整理したのが、表2.4(b),(c)、表2.5(b),(c) である。降雨強度  $w$  を高くすればするほど、季節的な降雨日数分布および降雨間隔日数分布の相違が現れてくる。たとえば、表2.4(c)を見ると、八幡観測所における69年間ににおいて、1月に  $40 \text{ mm/day}$  を超える降雨日数は1日だけであり一年中で最も少ない。梅雨期(6・7月)に入ると、 $40 \text{ mm/day}$  を超える日数が7日もある年があり、ときには、6月では11日も起る年が現れる。また、台風が盛んに来襲するような9月、10月になると、梅雨期よりも、やや降雨日数が少しが、7日前後の降雨日数が起る年がある。

一方、表2.5(c)より降雨の持続性を  $40 \text{ mm/day}$  以上の降雨について見ると、1月、2、3月、11月および12月では、降雨間隔日数は一様分布の様相を示しているが、6月～10月では降雨間隔日数  $j=0$ 、すなわち降雨日が続く頻度が他の頻度よりずばぬけて大きいことが注目される。

### 2.2.3 降雨強度特性

降雨強度の分布はいったいどのような形をとるのであろうか。一般に、水工計画の対象となる水文諸量の頻度曲線は、図2.6<sup>(a)</sup>のような非対称分布を示すことが多い。したがって、水文統計ではこのような水文諸量の非対称分布をうまく表現するような水文量  $x$  の確率密度関数  $f(x)$  をいかに見い出し、超過あるいは非超過の確率の小さき値を、いかに推定するかが一つの眼目となっている。

日雨量分布については、図2.6(a)のような性状を示すことが多く、普通実用的に、式(2.1)の指數分布か、式(2.2)の双曲線型指數分布か、か

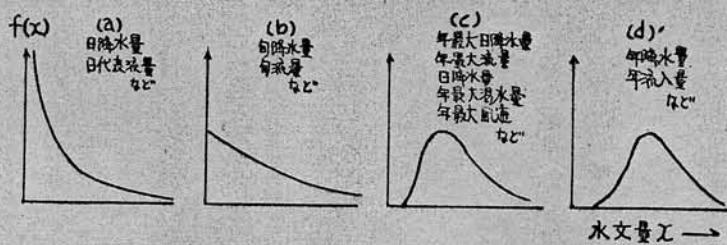


図2.6 水文諸量の非対称分布

表2.6

Distribution characteristics and return periods of monthly maximum rainfalls (after Kadoya's theory)

K: Koya sta., Y: Yawata sta.

Month	Mean (mm/day)	Standard deviation (mm/day)	Skewness coeffi. (no dim.)	Daily rainfall for each return period				
				500 yrs.	50 yrs.	10 yrs.	1 yrs.	
Jan.	K	22.51	15.51	1.82	113.4	66.0	40.9	15.4
	Y	26.46	18.70	1.12	114.7	77.2	51.5	18.0
Feb.	K	26.46	14.29	1.69	106.0	66.1	43.8	19.9
	Y	29.79	25.11	1.52	127.9	82.1	53.9	20.8
Mar.	K	33.79	15.44	1.42	111.8	75.4	53.2	26.7
	Y	29.66	19.40	1.42	174.3	111.0	73.6	31.2
Apr.	K	47.29	18.78	0.69	132.2	97.4	72.5	38.7
	Y	55.43	25.65	0.72	171.7	124.0	90.0	43.6
May	K	49.00	23.91	1.10	158.3	112.5	80.6	38.1
	Y	54.15	24.20	0.52	163.9	118.9	86.8	43.0
June	K	77.68	44.41	1.01	278.4	196.2	137.4	57.3
	Y	78.81	45.42	0.98	284.7	200.3	140.0	57.9
July	K	79.08	58.52	2.70	492.4	234.7	133.2	54.9
	Y	87.05	73.74	2.92	616.8	283.2	154.5	57.3
Aug.	K	74.26	53.88	1.17	330.3	221.4	146.9	49.7
	Y	86.00	69.93	1.39	437.3	274.9	174.0	53.9
Sep.	K	89.18	58.60	1.50	393.6	249.7	162.7	62.1
	Y	94.54	56.86	1.01	352.2	246.6	171.2	68.4
Oct.	K	62.97	45.72	1.26	282.6	186.6	122.8	42.0
	Y	56.63	34.86	1.41	233.8	151.1	100.4	40.6
Nov.	K	38.64	22.02	1.39	147.9	98.1	66.6	28.5
	Y	40.68	27.36	1.55	188.0	116.3	74.6	28.1
Dec.	K	27.10	13.09	0.51	86.3	62.0	44.7	21.1
	Y	28.46	13.75	0.81	90.8	65.3	47.0	22.1

マ分布で表現できることが多いようである。

$$F(x) = \int_0^x f(x) dx = 1 - e^{-\alpha(x-v)} \quad (2.1)$$

$$F(x) = \int_0^x f(x) dx = 1 - \exp(-\alpha \log \frac{x+b}{v+b}) \quad (2.2)$$

ところで、年最大水文量の分布関数として、Gumbel によって提案されたいわゆる Gumbel 分布はつぎのごとくである。

$$\left. \begin{array}{l} P(x) = \exp(-e^{-y}), \\ y = \alpha(x-x_0), \\ x_0 = v + \frac{1}{\alpha} \lg N_d \end{array} \right\} \quad (2.3)$$

また、角屋の提案によつて、対数極値分布 A型と呼ばれる分布はつぎのごとくである。

$$\left. \begin{array}{l} P(x) = \exp(-e^{-y}), \\ y = \alpha \log \frac{x+b}{x_0+b} \end{array} \right\} \quad (2.4)$$

もし、日雨量分布が式(2.1)あるいは式(2.2)で表現されるならば、年最大日雨量分布は、それぞれ式(2.3)、あるいは式(2.4)となることが導かれている。<sup>12)</sup>ここで注目すべきは、日雨量分布と年最大日雨量分布の定数  $\alpha, b$  は、両分布とも同値であり、ひのかわりに後式では  $x_0$  が入るにすぎない。一般に最大値の分布関数には、3つの形式が存在することが知られているが、実用的には、式(2.3)や(2.4)を採用することに特に異論はないと考えられる。したがつて、日雨量の分布形を求めて、特性を見るのも年最大日雨量分布形を求めて特性を見るのも同じであると考え、日雨量の return period と関連がある年最大日雨量分布を有田川上流域について求めると、表2.6 のごとくなる。ここで、return period T は、雨量  $x$  がある特定の値  $x_u$  を超えることが平均して T 年に1年の割合で

起こることが期待されることを示す。すなわち、次式でみうやくされる。

$$T = \frac{1}{1 - P(x_u)} \quad (2.5)$$

return period  $T$  に対する日雨量  $x$  は、次式によって求めたものである。

$$\left. \begin{array}{l} \text{Gumbel 分布: } x = x_0 + (\frac{1}{\alpha}) y \\ \text{対数極値分布 A 型: } \log(x+b) = \log(x_0+b) + (\frac{1}{\alpha}) y \end{array} \right\} (2.6)$$

$$\begin{aligned} \text{ただし、 } y &= -\lg[\lg P(x)] \\ &= -\lg[\lg(T/T-1)] \end{aligned} \quad (2.7)$$

なお、 $\alpha$ 、 $b$ 、 $x_0$  の定数の決定は、Gumbel 分布の場合、そのための数表(角屋)と、次式を用いる<sup>13)</sup>。

$$\left. \begin{array}{l} \frac{1}{\alpha} = \frac{s_x}{s_y} \\ x_0 = \bar{x} - (\frac{1}{\alpha}) \bar{y} \end{array} \right\} (2.8)$$

対数極値分布 A 型の場合、そのための数表(角屋)、および  $C'_s(x)$  と  $1/k_s$  との関係図(角屋)と次式を用いる<sup>14)</sup>。

$$\left. \begin{array}{l} b = A_2 \sigma_x - m_x \\ x_0 = m_x - B_2 \sigma_x \end{array} \right\} (2.9)$$

$$\left. \begin{array}{l} 1/k_s \leftarrow C'_s \\ C_s = C_s(1+\beta_s) \\ C'_s = (\bar{x}^3 - 3\bar{x}^2\bar{x} + 2\bar{x}^3) / s_x^3 \\ \sigma_x = \sqrt{N/(N-1)} s_x \\ m_x = \bar{x}, \quad s_x = \sqrt{\bar{x}^2 - \bar{x}^2} \\ \bar{x}^j = \frac{1}{N} \sum x^j \end{array} \right\} (2.10)$$

表2.6に戻って考えると、12月の雨は降雨強度が最も小さく500年確率日雨量は90mm程度である。1月、2月、3月、4月でも災害につながる豪雨の確率はさわめて小さく、梅雨期前の5月、台風期後の11月でも、500年確率日雨量は160~190mm/dayであり、大災害には至らないであろう。しかし、梅雨期(6、7月)、台風期(8、9、10月)になると、return Period 50年でも、200mm/dayを超す日雨量が発生するようになる。特に、7、8、9月が降雨強度が大きく、中でも7月の降雨強度は一年を通じて最も大きい。過去、昭和28年7月18日、この有田川上流域において梅雨前線性の集中豪雨(八幡地点で450mm/day)が起こり、大山腹崩壊による甚大な土砂災害を被ったのであるが、この流域では7月を中心として梅雨期、台風期が豪雨による水害や土砂災害の最も起こりやすい期間といえよう。

## 2.3 モデル降雨の設定

前節で降雨の生起特性や、強度特性が明確になったので、これにもとづいてのモデル化を考える。降雨の生起頻度は季節的に、または月別に、さらにはもっと小さい旬単位で、変化しているから、同じ降雨特性をもつと考えられる期間別に一年を分割する必要がある。生起頻度が同じでも、降雨の持続性や降雨強度が異なるれば、同じ降雨母集団を構成する期間とは考えられない。

### 2.3.1. 日単位のモデル降雨

三つの降雨特性の相互相関または自己相関については、次のように考える。降雨日数 $r$ と降雨間隔日数 $j$ ( $\geq 0$ )の間、日雨量 $x$ と $r$ の間、および $j$ ( $> 0$ )と $x$ の間には相互相関はない、すなわちお互いに独立であると仮

定する。一方、 $r$ の自己相関がないことは、その統計処理方法より明瞭であり、 $j$ については自己相関の度合がその分布形に表現されていると思われる。降雨日がつづく特殊な場合、すなわち、 $j=0$ の場合には $X$ にも自己相関があると考えられるが、 $j>0$ のときについては、 $X$ の自己相関はないと考える。

さて、日単位の降雨を考え、一つの降雨母集団を構成する期間が $n$ 日から成っているとする。ある年、その期間に $r$ 日( $0 \leq r < n$ )、雨が降る確率を $G_{Tr}$ とすれば、次式が成り立つ。

$$\sum_{r=0}^n G_{Tr} = 1 \quad (2.11)$$

$G_{Tr}$ は、降雨観測戸の観測年数が十分長い場合、次式で表わされる。

$$G_{Tr} = \frac{M_r}{\sum_{i=0}^n M_i} \quad (2.12)$$

ここに、 $M_r, M_i$  はそれぞれ降雨生起日数が $r$ 日、 $i$ 日である年の数を示す。一般に、 $G_{Tr}$ の分布形は、ポアソン分布に近い形をとることが、前節より予想されるが、降雨の自己相関が強い期間ではポアソン分布のまではめが不適当な場合も出てこよう。そういうときは、生のデータの頻度曲線をなめらかに修正する程度で、その頻度曲線を用いてよいであろう。

つぎに、 $r$ 日、雨が降った場合、それらの降雨群は、どのような間隔で期間 $n$ 日の中に生起したものかをしらべる。まず、 $r=1$ 、すなわち1日だけ降雨がある場合、期間の第 $i_1$ 日に降る確率は、 $G_1 \times \frac{1}{n}$ である。

$r=2$  の場合、最初の降雨が $i_1$ 日目( $1 \leq i_1 \leq n-1$ )に生起する確率は  $\frac{1}{(n-1)}$  であるが、第二番目の降雨が何日目に生起するかは、最初の降雨の生起日 $i_1$ によって左右される。ところのは、第二番目の降雨に対して、見かけ上、期間の長さは $n$ 日から $(n-i_1)$ に減少するからである。したがって、最初の降雨が期間の $i_1$ 日目にあり、第二番目の降雨が $j_2$ 日の間隔をおいて生起し得る

確率を  $K_{j_2 \cdot 2}^{(i_1)}$  と表わせば、この確率は、次式で得られる。

$$K_{j_2 \cdot 2}^{(i_1)} = H_{j_2 \cdot 2} / \sum_{\ell=0}^{n-i_1-1} H_{\ell \cdot 2} \quad (2.13)$$

ここに、 $H_{j_2 \cdot 2}$  は  $r=2$  のときの降雨間隔日数  $j_2$  日の頻度を示す。結局、  
2回の降雨が期間の  $i_1$  日目 ( $1 \leq i_1 \leq n-1$ ) と  $i_2$  日目 ( $i_2 = i_1 + j_2 + 1, 2 \leq i_2 \leq n$ )  
に生起する確率は

$$G_2 \cdot \frac{1}{n-1} \cdot K_{j_2 \cdot 2}^{(i_1)} \quad (2.14)$$

である。

一般に  $r$  回 ( $n \geq r \geq 2$ ) の降雨がある場合、 $r$  回の降雨が、 $i_1, i_2, \dots, i_r$   
日目 ( $1 \leq i_1 < i_2 < \dots < i_r \leq n$ ) に生起する確率は

$$G_r \cdot \frac{1}{n-r+1} \cdot \prod_{k=2}^r K_{j_k \cdot r}^{(i_{k-1})} \quad (2.15)$$

で表わされる。ここに  $j$  の添字  $k$  はその添字  $k$  に対応しており、 $j_k$  と  $i_k$  との間には次式が成り立っている。

$$j_k = i_k - i_{k-1} - 1 \quad (r \geq k \geq 2) \quad (2.16)$$

また、式 (2.13) を一般化して、( $k-1$ ) 番目のが  $i_{k-1}$  日目 ( $k \geq 2$ ) にありとき、その直後の降雨 ( $k$  番目) が  $i_k$  日目 ( $j_k$  日の間隔の後) に生起する確率  $K_{j_k \cdot r}^{(i_{k-1})}$  は、次式で表わされる。

$$K_{j_k \cdot r}^{(i_{k-1})} = H_{j_k \cdot r} / \sum_{\ell=0}^{n-i_{k-1}-(r-k+1)} H_{\ell \cdot r} \quad (2.17)$$

以上で、ある年、ある期間に、 $r$  回の降雨が生起し、それらの降雨日が  
期間の何日目に生起するかを定式化できただが、それぞれの降雨日の降雨強度  
についてはまだ考慮していない。そこで降雨強度がある特定の値をとる  
ときの降雨の生起確率を次に求めよう。

まず、日雨量  $x$  が  $x_1$  である確率  $\Delta F(x_1)$  は

$$\Delta F(x_1) = \int_{x_1 - \Delta x/2}^{x_1 + \Delta x/2} f(x) dx \quad (2.18)$$

であるとする。ただし  $\Delta x$  は、日雨量  $x$  に対して十分小さい量である。

二つの雨量  $x_1, x_2$  が同時に起こる確率  $P\{x_1, x_2\}$  は、 $x_1, x_2$  の間に相関がないとすれば

$$P\{x_1, x_2\} = \Delta F(x_1) \times \Delta F(x_2) \quad (2.19)$$

である。しかし、日雨量  $x_1$  に続いて、すぐ翌日、日雨量  $x_2$  が生起すると、 $x_1$  と  $x_2$  の間には単純相関がある季節もありうることは、前節より明らかである。そのとき、 $x_1, x_2$  の起こる同時生起確率は、

$$P\{x_1, x_2\} = P\{x_1\} \times P\{x_2|x_1\} \quad (2.20)$$

のごとく、 $x_1$  の生起確率  $P\{x_1\}$  と  $x_1$  が起こっているときの  $x_2$  の条件付き生起確率  $P\{x_2|x_1\}$  との積の形で表わされる。

いま、 $x_1$  と  $x_2$  の間には次式：

$$x_2 = \rho x_1 + (1-\rho) \bar{x} + S_x (1-\rho^2)^{\frac{1}{2}} \varepsilon_2 \quad (2.21)$$

が成り立つるとすれば、

$$\varepsilon_2 = \frac{x_2 - \rho x_1 - (1-\rho) \bar{x}}{S_x (1-\rho^2)^{\frac{1}{2}}} \quad (2.22)$$

$$\Delta \varepsilon_2 = \frac{\Delta x_2}{S_x} \cdot (1-\rho^2)^{-\frac{1}{2}} \quad (2.23)$$

であるから、 $\Delta \varepsilon_2$  を  $\Delta \varepsilon$  とかきなおして

$$P\{x_2|x_1\} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\varepsilon_2 - \Delta \varepsilon/2}^{\varepsilon_2 + \Delta \varepsilon/2} e^{-t^2/2} dt \equiv \Delta E(\varepsilon_2) \quad (2.24)$$

そこで、式(2.20)は、

$$P\{x_1, x_2\} = \Delta F(x_1) \times \Delta E(\varepsilon_2) \quad (2.25)$$

となる。式(2.19)と式(2.25)を統一するため、期間の右日目に降る雨量を  $x_{i_1}, i_2$  日目 ( $i_2 \geq i_1 + 1$ ) に降る雨量を  $\varepsilon_1$  と書き改めれば、

$$\begin{aligned} P\{x_1, x_2\} &\equiv P\{x_{i_1}, x_{i_2}\} \\ &= \Delta F(x_{i_1}) \times \Delta D(x_{i_2}|x_{i_1}) \end{aligned} \quad (2.26)$$

$$\Delta D(x_{i_2}|x_{i_1}) = \begin{cases} \Delta E(\varepsilon_{i_2}) & \dots (i_2 = i_1 + 1) \\ \Delta F(x_{i_2}) & \dots (i_2 > i_1 + 1) \end{cases}$$

となる。

一般に、 $r$  ケの日雨量  $x_{i_1}, x_{i_2}, \dots, x_{i_r}$  ( $i_1 < i_2 < \dots < i_r$ ) の場合、

$$\begin{aligned} P\{x_{i_1}, x_{i_2}, \dots, x_{i_r}\} &= \Delta F(x_{i_1}) \times \prod_{k=2}^r \Delta D(x_{i_k}|x_{i_{k-1}}) \\ \Delta D(x_{i_k}|x_{i_{k-1}}) &= \begin{cases} \Delta E(\varepsilon_{i_k}) & \dots (i_k = i_{k-1} + 1) \\ \Delta F(x_{i_k}) & \dots (i_k > i_{k-1} + 1) \end{cases} \end{aligned} \quad (2.27)$$

となる。

以上より、降雨日数、降雨間隔日数、降雨強度などを各特定の値をもつておるような降雨パターンの生起確率は、つぎのごとく求めることができる。

1) 無降雨である確率を  $P(O)$  とすれば、

$$P(O) = G_0 \quad (2.28)$$

2) 降雨日が 1 日あり、降雨強度  $x_1$  ( $\equiv x_{i_1}$ ) の方が  $i_1$  日目までの確

率を  $P[x_i]$  とすれば

$$P[x_i] = \frac{1}{n} \cdot G_i \cdot 4F(x_{i_1}) \quad (2.29)$$

3) 降雨日が  $r$  日 ( $n \geq r \geq 2$ ) あり、降雨強度  $x_1 (= x_{i_1}), x_2 (= x_{i_2}), \dots, x_r (= x_{i_r})$  の雨がそれぞれ、 $i_1, i_2, i_3, \dots, i_r$  日目に生起する確率を  $P[x_{i_1}, x_{i_2}, \dots, x_{i_r}]$  とすれば

$$P[x_{i_1}, x_{i_2}, \dots, x_{i_r}] = \frac{1}{n-r+1} \cdot G_r \cdot \left( \prod_{k=2}^r K_{j_k, r}^{(i_{k-1})} \right) \times \\ (4F(x_{i_1}) \prod_{\ell=2}^r 4D(x_{i_\ell} | x_{i_{\ell-1}})) \quad (2.30)$$

当然、1), 2), 3) のすべての降雨パターンの生起確率の和は、1 であるから。

$$P[0] + \sum_{i_1}^n P[x_{i_1}] + \sum_{i_1=1}^{n-r+1} \sum_{j_2} \dots \sum_{j_r} \left( \sum_{x_{i_1}} \sum_{x_{i_2}} \dots \sum_{x_{i_r}} \left( \sum_{r=2}^n P[x_{i_1}, x_{i_2}, \dots, x_{i_r}] \right) \right) \\ = G_0 + \left( \sum_{i_1}^n \frac{1}{n} \right) \left\{ \sum_{x_{i_1}} 4F(x_{i_1}) \right\} \cdot G_1 + \left\{ \sum_{i_1=1}^{n-r+1} \sum_{j_2} \dots \sum_{j_r} \frac{1}{n-r+1} \prod_{k=2}^r K_{j_k, r}^{(i_{k-1})} \right\} \times \\ \left\{ \sum_{x_{i_1}} \sum_{x_{i_2}} \dots \sum_{x_{i_r}} 4F(x_{i_1}) \cdot \prod_{\ell=2}^r 4D(x_{i_\ell} | x_{i_{\ell-1}}) \right\} \times \left( \sum_{r=2}^n G_r \right) = 1 \quad (2.31)$$

### 2.3.2 日単位のモデル降雨の発生法

研究目的により、モデル降雨の発生法も異なるであろうが、ここでは、シミュレーションのためのモデル降雨発生手順を図 2.7 に示し、これについて説明する。

年間の降雨諸特性の変動を適切に表現できると考えられる期間を決定しなければならない。表 2.4, 2.5 および 2.6 のごとく、有田川上流域では、一ヶ月程度が適当であると考えられるが、地域の降雨諸特性に応じて、期間の長さを決定する。次に、各期間ごとの降雨日数分布  $G_r$ 、降雨間隔日数分布  $H_j$ 、日雨量分布  $F(x)$  を観測資料の統計処理により求め、モデル降雨発生は、電子計算機を用いれば計算も容易に短時間に行えるから、前

各日の降雨時は、降雨日数 $G_r$ 、降雨間隔分布 $F_{r,y}$ 、  
降水量分布 $F_{R,y}$ 、(etc.)を読み込む

「降雨発生の最初の月を設定する」

「降雨日数分布 $F_{r,y}$ に従う乱数 $r$ を発生させ、この日の降雨日数 $G_r$ を決める」

「降雨間隔分布 $F_{r,y}$ に従う乱数 $r$ を発生させ、この日降雨間隔 $t_r$ を決める」

「降水量分布 $F_{R,y}$ に従う乱数 $r$ を発生させ、各降雨日 $t_r$ の降水量 $R_{t_r}$ を決める」

No 計算期間は十分か  
Yes

(終)

図 2.7 日単位・モデル降雨の発生法

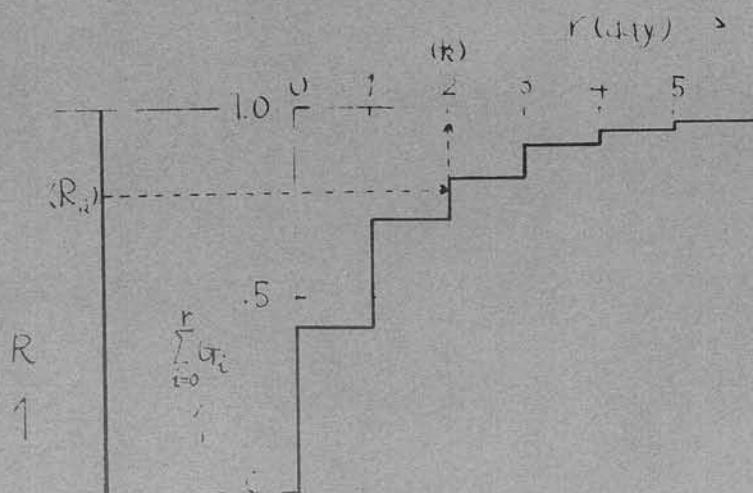


図 2.8 降雨日数 $r$ の非超過確率 $\sum_{i=0}^r u_i$ と  
一様乱数 $R$ との関係

述の降雨特性を計算機に記憶せよ。

次に、計算とはじめるべき期間を定め、その期間から降雨日数、降雨間隔、日雨量を乱数発生により求めよ。用いる発生乱数の種類は、一様乱数とし、各降雨特性の確率分布を用いて、それで得た確率分布に従う乱数に交換するものとする。たとえば、ある期間の降雨日数  $R$  の正規確率分布  $G_i$  が図 2.3.2 のごとくあり、一様乱数  $R$  ( $0 \leq R < 1$ ) と降雨日数  $r$  の間に、

$$\sum_{i=0}^r G_i \leq R < \sum_{i=0}^{r+1} G_i \quad (2.32)$$

が成り立つとしてあるとす。このとき、発生した一様乱数の値が  $i$  よりれば、 $G_i$  に対応する降雨日数を  $r = i$  とする。この方法は、 $\sum_{i=0}^r G_i$  の分布形が定式化できなければ注意が必要となるが、 $R$  に対する  $r$  を決定する事ができる利点がある。

この方法により、その期間の降雨日数を数えたり、……、それまでの降雨の生起日を決め、最後に、それぞれの降雨生起日の日雨量を決める。以上で、その期間の降雨発生が終り、この期間に移る間隔を算出し、降雨発生を行なう。すなはち、その期間の雨量の日ご相関が無視できないとき、降雨間隔は以下の連続降雨、 $\dots, t_1, t_2, t_3, \dots$  とし、日雨量の発生区にはさむなどである。

### 2.3.3 時間単位での降雨

前項、(2) 日単位の三つの降雨、より研究目的によくは、「分钟」などである。そこで、時間単位での発生を、(2) に適用する必要

である。時間単位の降雨は、(2) 時間単位の時間雨量のノルムをもつて、(2) に適用される。そこで、(2) は、(2) に適用される。

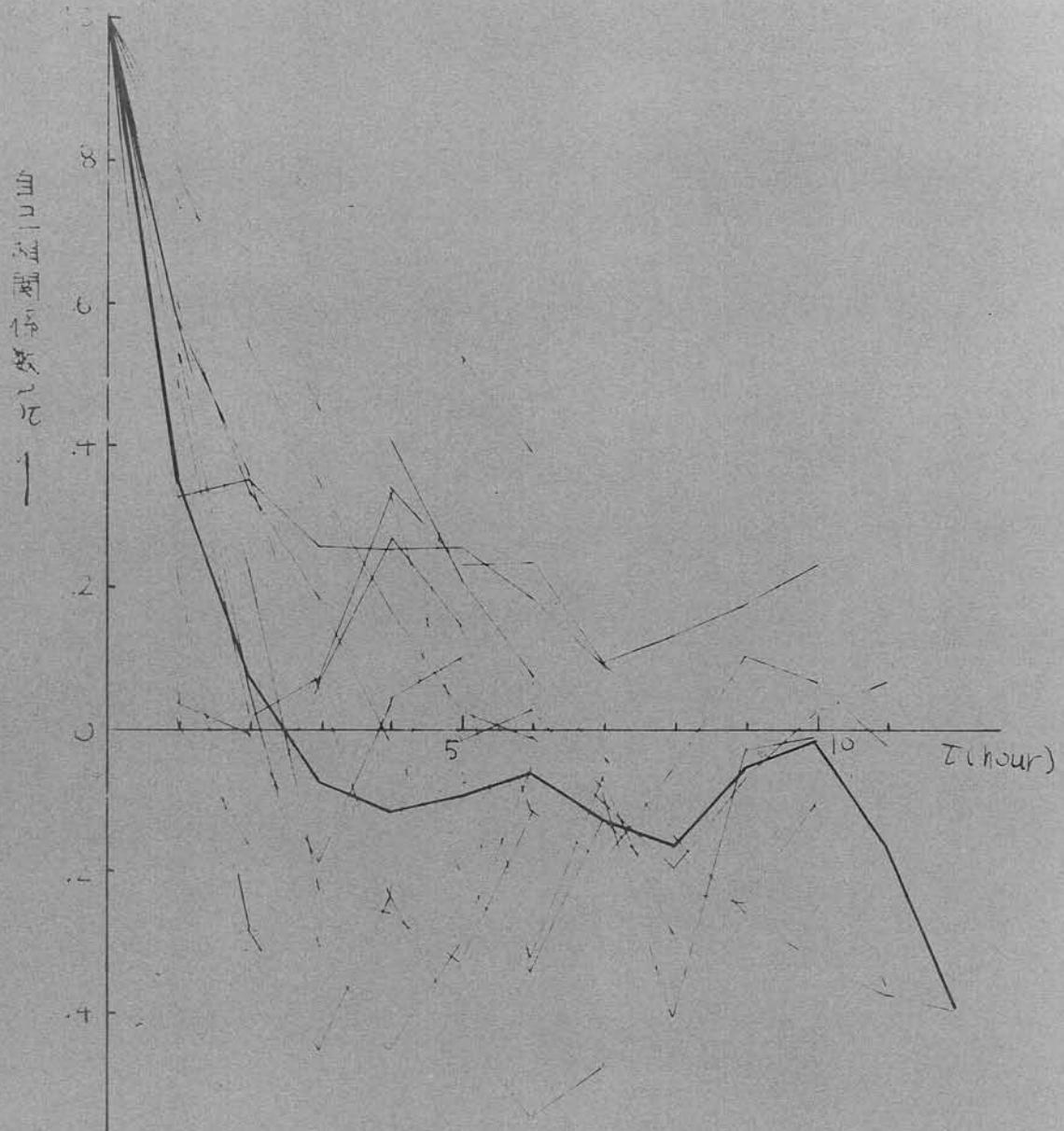


図2.4 時間雨量時系列の例、ログライ  
(八ヶ岳における高野雨量)

グラフである。降雨パターンは、モンゴルシ・モードは、その変動幅  
が大きくなるが、平均すれば、甲賀日日相関係数  $R = 0.47 \pm 0.1$  で、自  
己相関パターンとは異なる。

$P_{ci} = 0.1$  程度のことは、この二つの日日相関だけによると。

図 2.10 は、同一流域の 1 時間、1 日時間、および時間雨量の非超過確率  
分布であるが、時間単位の雨量分布は指数型分布とみなせる。

さて、時間単位の雨量分布は指数型分布とみなせるが、そこで、日単位の降  
雨の三ツノイー同様な分布をもつといはれるが、何年、何十年の  
降雨分布には、地理上、三ツノイー降雨を基礎とし時間単位の降雨発生を考  
慮するが適切である。これは、法則となることによる。

いま、日単位の三ツノイー降雨を前項の三ツノイー発生させ、得られた日雨量を  
 $\lambda_d ( \geq 0 ) \text{ mm/day}$  とするとき、 $\lambda_d$  は、

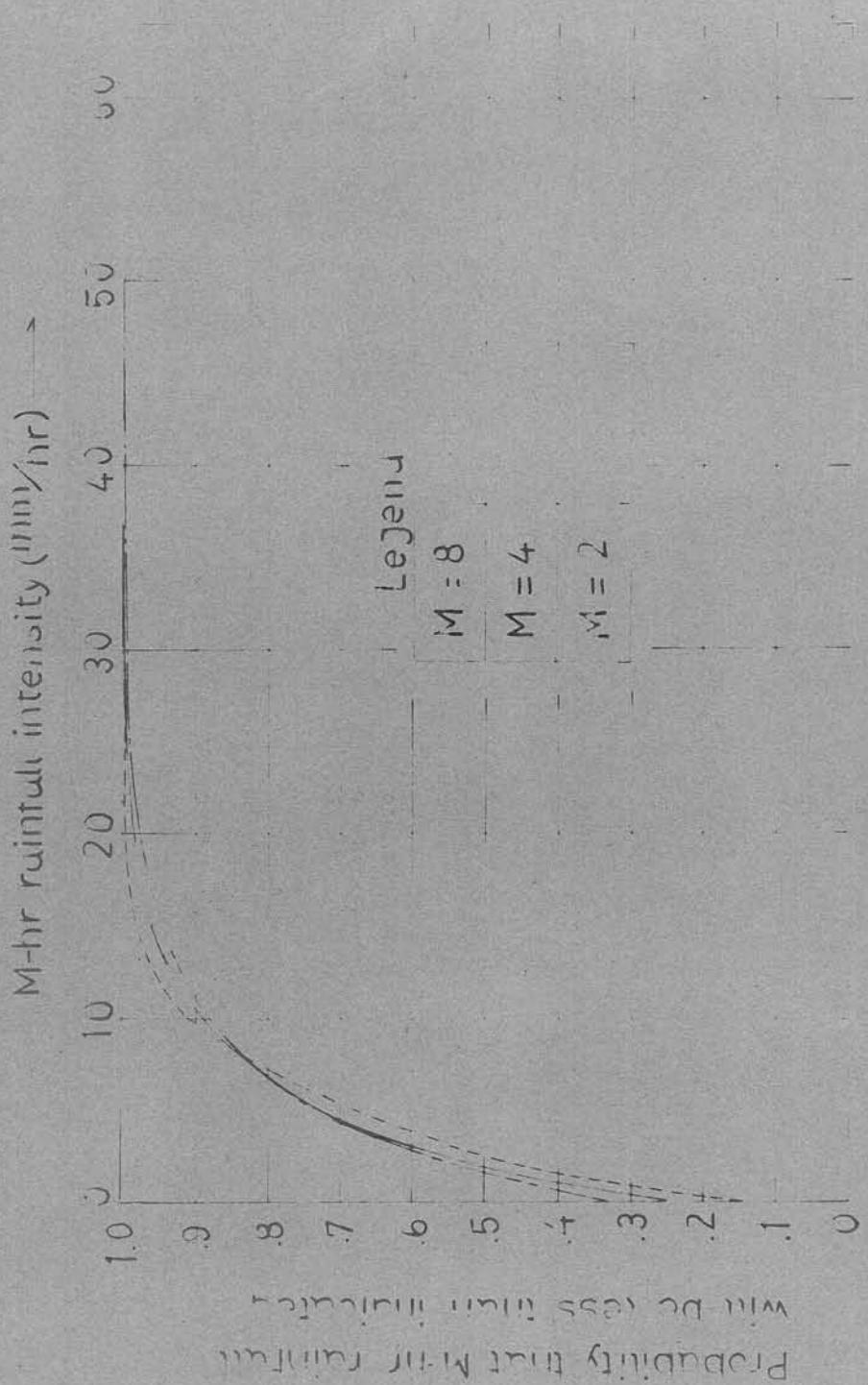
$$\sum_{i=1}^m \lambda_i = \lambda_d, \quad (m = 24/M) \quad (2.33)$$

で表わされる。 $m$  の 1 時間単位の雨量 ( $i \geq 0$ ) の和である。ここで、  
1 時間単位の雨量分布、図 2.10 に従うと、 $\lambda_d$  を発生させ、 $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_m$  と  
順々に  $\lambda_i$  を示す。たゞ、 $\sum_{i=1}^m \lambda_i = \lambda_d$  であれば、最高の  $\lambda_m$  をその差で  
増加し、すなはち  $\sum_{i=1}^{m-1} \lambda_i > \lambda_d$  ( $m \leq m$ ) あれば、その差だけを一番日の  $\lambda_1$   
から差引き、残りの  $\lambda_{m+1}, \lambda_{m+2}, \dots, \lambda_m$  は 0 となる。

とくに、1 時間雨量  $\lambda_i$  が零になると、日日相関係数の場合、自己相  
関係考慮した降雨の発生式、たゞは  $(2.21) \sim (2.23)$  の関係式を利用して  
 $\lambda_i$  を発生させればよいであつ。

## 2.4 三ツノイー降雨の検討

白山川上流域八箇観測所の降雨記録(昭和26~昭和37)を基にして設



Probability distribution of M-hr rainfall intensity

定して、モデル降雨のシミュレーションにより得られた降雨発生値と観測値と比較し検討する。このとき用いた時間雨量の単位は  $M = 4$  時間で、前項 2.3.3 で述べたごとく、自己相関は無視できるとした。また、日雨量の単純自己相関を図 2.6(a) に示す。1 年を通じてなしとし、年降雨量や月降雨量のトーラスは同期性しないとした。

降雨回数および降雨間隔回数については、モデル降雨の設定過程や発生順より見て、発生直 - 観測値の間の相違はほとんどないと考えられる。主に、日雨量特性についての両者の相違を検討する。

図 2.11 は 5 月～10 月の各月との月最大日雨量の発生直と観測直を Gumbel 紙にプロットしたものである。このとき採用した発生直は、シミュレーションの全期間約 700 年のうち、観測年数と同じ年数の部分をはさみ 1 つとり出したものである。5 月、8 月、10 月については、発生直の分布形は観測直のそれによく適合しているが、6 月、7 月、9 月については適合性が悪い。6 月は両端が、7 月は上端が、9 月は中央部がそれより観測直よりもなれています。そこで、たとえば、7 月について発生直の別の部分をとり出して再びプロットすれば、今度 (XII) は、以前よりも適合性がよくなったり、このように、発生直の抽出方法によっても適合性が変わることにはならないが、全体として日雨量発生直の分布の観測直のそれに対する適合性は、ほぼ満足すべきものと言えるだろう。

日雨量の自己相関については、図 2.7(a) のヨーロクランの平均値よりも無視したわけであるが、実際の降雨のパターンによって、自己相関性が異なり、非常に強い相関を示すこともあります。このような事実と無自己相関の仮定の相違がどの程度、結果に反映しているかは、前述のごとき比較では残念ながら分からなかった。また、モデル降雨の二つの降雨特性に対して用いる一様乱数の系列にも検討が余地が残る。すなわち、各降雨特性によって異なる一様乱数の系列を用いるべきであるのか、二つの降雨特性と

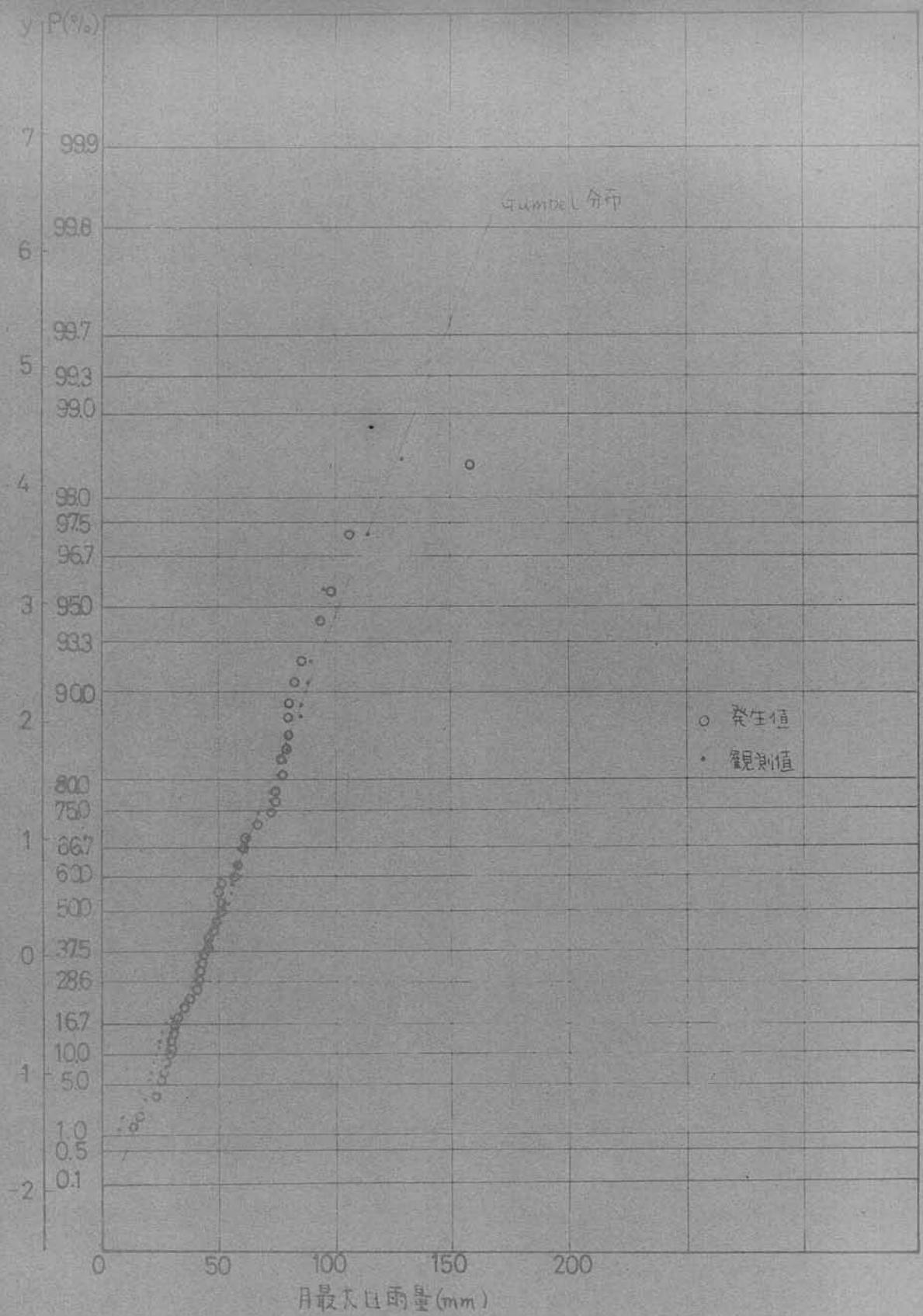


図-11(a) 5月最大日雨量の非超過確率分布(八幡)

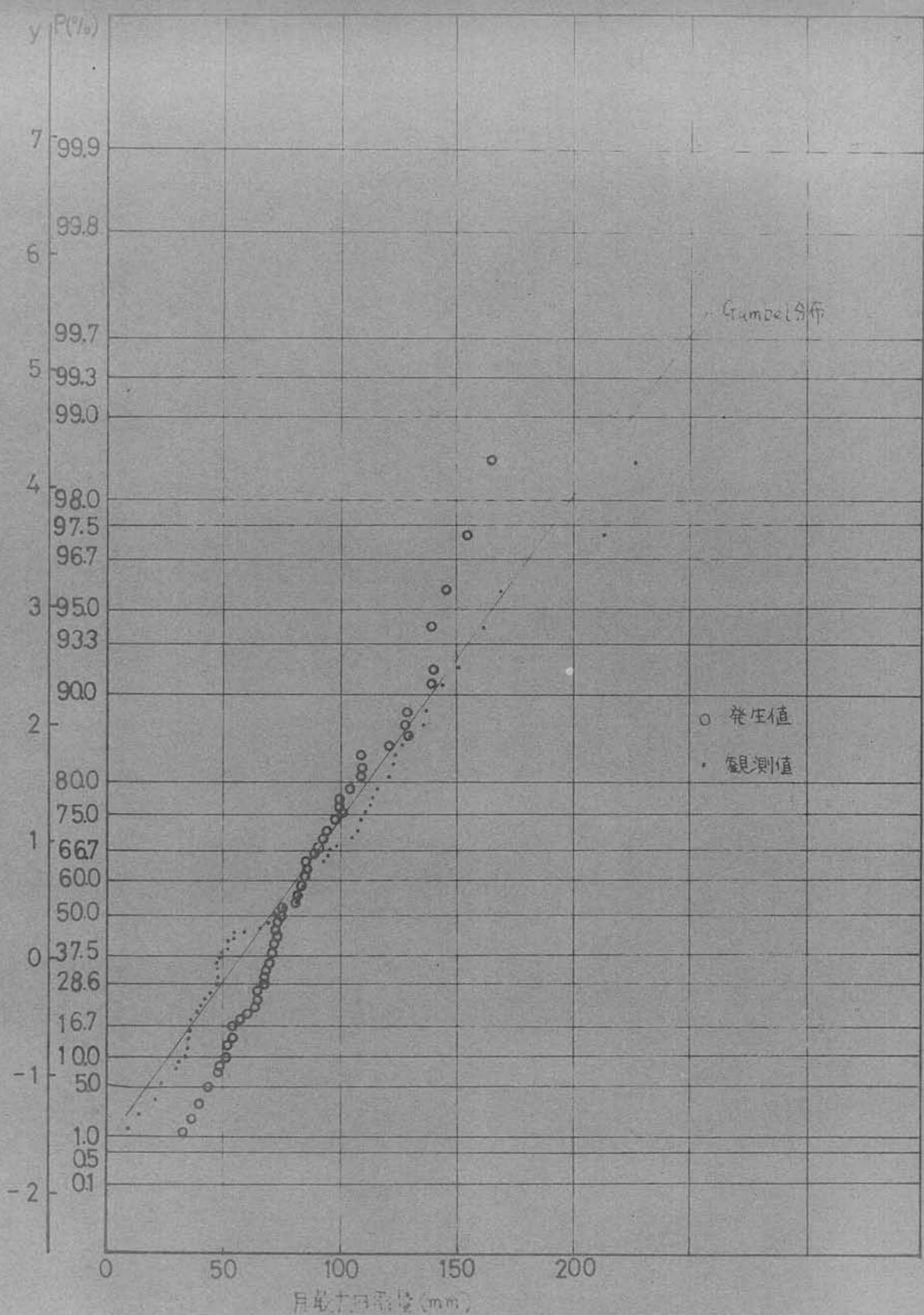


図 2.11.1 6 月最大雨量の非超過確率分布(、%)

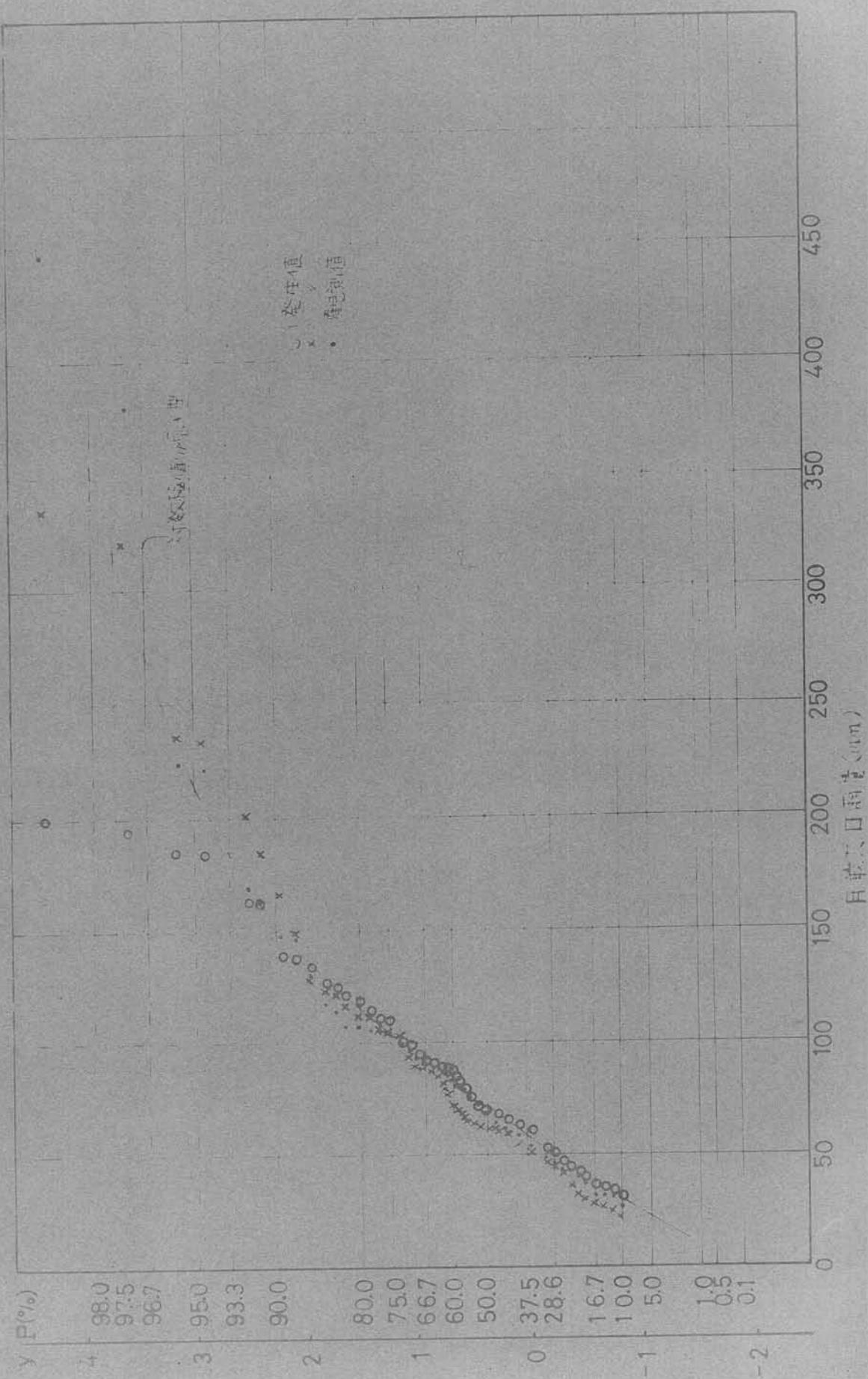
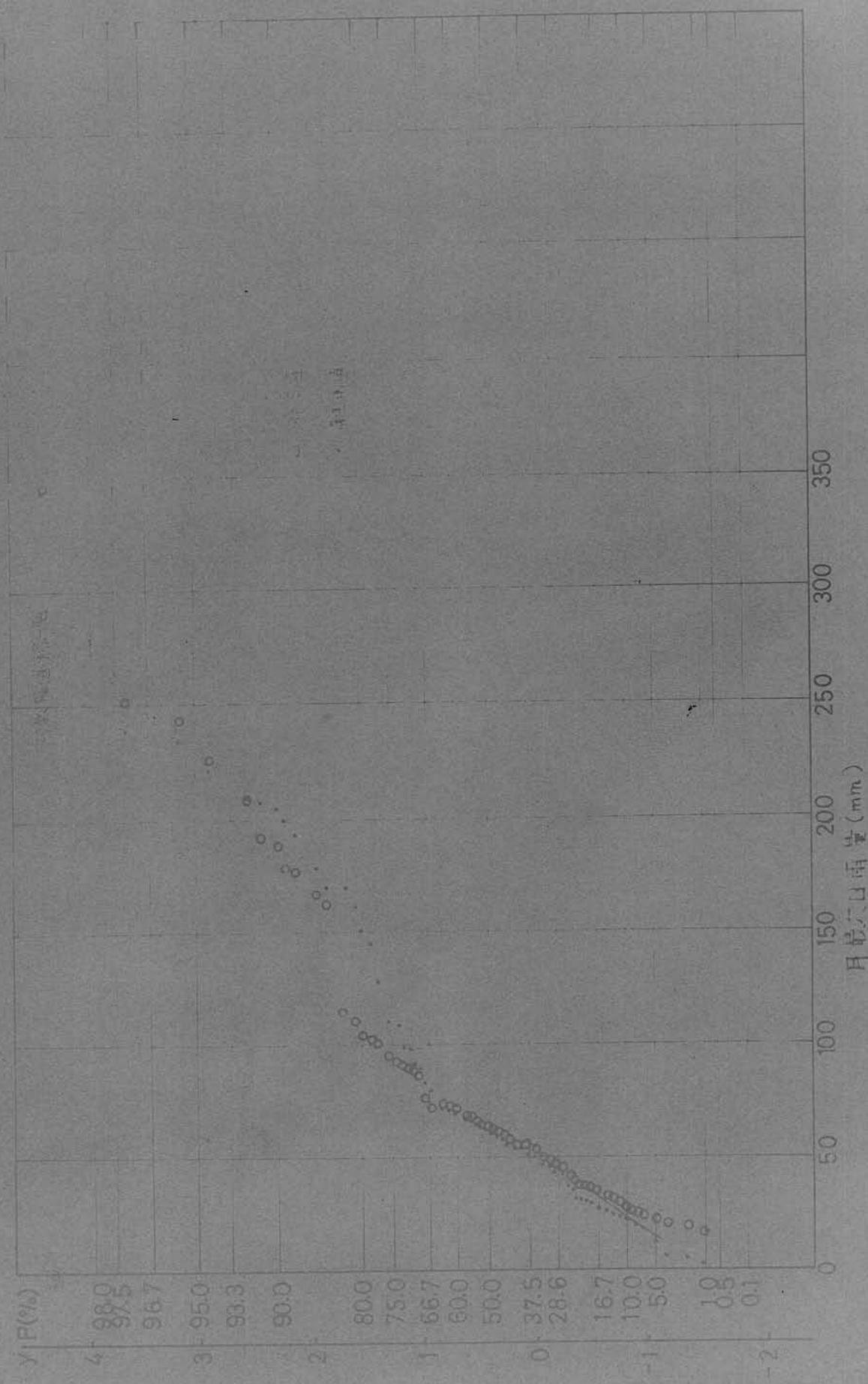


図2.1.1.1 7月最大日雨量の年超過確率分布(小笠原)



(図2-11(c)) 3H最大降雨量の非超過確率分布(いづみ)





同一種の確率分布を用ひてもよいかであります。一々々々では後者の方法を用いた。

時間雨量については、この観測期間が短いと時間雨量分布(図2.10)の端に時間雨量分布の確率密度関数が走らぬといふことが補正する必要がある。たとえば、図2.1のところ日本で記述直は、時間雨量の上限とするべきである。

最後に、以上の統計的設定のために必要な観測期間の長さがどうか問題となる。たゞ、これは各降雨特性を表へて、それとその対集団分布の確率密度関係を求めるのが後の研究に適する。

## 2.5 結論

天候条件明確がより複雑であるのが現状であり、それは次のようになる。  
1) 時間雨量頻度曲線成する確率分布時間雨量分布(単位時間内に降水量)は、時間雨量頻度曲線(時間雨量分布)の確率分布である。  
2) 時間雨量頻度曲線は、時間雨量分布の確率分布である。

3) 降雨日数は確率は  $P_0$  とすれば

$$P_0 = G_0$$

4) 降雨日が 1 日あり、降雨強度  $X_i$  の確率が  $G_i$ 、1 日に生起する確率を上式  $[X_i]$  とすれば

$$P[X_i] = \frac{1}{n} \cdot G_i \cdot 4F(s_i)$$

5) 降雨日が  $n$  日あり、降雨強度  $X_{i_1}, \dots, X_{i_n}$  の確率をそれぞれ  $G_{i_1}, \dots, G_{i_n}$  とすれば

$$P(x_{i_1}, x_{i_2}, \dots, x_{i_r}) = \frac{1}{n-r+1} \cdot G_r \cdot \left( \prod_{k=1}^{r-1} K_{i_k i_{k+1}}^{(i_{k+1})} \right) \times \\ \left( A_r(x_{i_1}) \prod_{k=2}^r D(x_{i_k} | x_{i_{k-1}}) \right)$$

(1) 時間単位を決める。時間単位は、まず最初の基準時間量の値を基に、これを設定する。これをもとにして、

(2) 時間の設定。徐々に注意して各時間量を増加していく。

(1) 降雨起算回数構成子時間分割

(2) 各降雨特性要素の分布形の設定

(3) 降雨量と時間雨量の日別相關性

(1) ある「降雨」による降雨のシミュレーションを計算機ですれば容易に此後次の時間でわかる。しかし、成る一種乱数の系列については注意を要する。

石高上島雨道水文部省河川監視本部の観測結果(昭和26～昭和37)より  
設定した二つの降雨は、重なる部分があることを明かとなつた。





## 3. 降雨による地盤崩壊土砂生産のモデルに関する統計学的研究

### 3. 統計

3.1 地形・地質・水文等による地盤崩壊土砂生産モデルに関する統計的研究は、これまで多くの研究者によって行われて来た。そのうちで最も多く取り扱われたのは、地形学的要素による地盤崩壊土砂生産モデルである。このモデルは、地形学的要素を考慮して、地盤崩壊土砂生産量を予測するものである。地形学的要素には、斜面傾斜角、谷筋長さ、谷筋幅、谷筋断面積等がある。

#### 3.2 地形的リードタイム

Horton (1950)<sup>(1)</sup> が提唱した成層法 (Straker, 1950, 1952)<sup>(2)(3)</sup> によると、地盤崩壊土砂生産量は、斜面傾斜角、谷筋長さ、谷筋断面積等による。成層法によると、谷筋長さは、谷筋断面積と並んで、地盤崩壊土砂生産量に大きな影響を与える。

また、谷筋長さと谷筋断面積との間には、成層法によると、 $L = A^{1/2}$  の関係がある。ここで、 $L$  は谷筋長さ、 $A$  は谷筋断面積である。この関係式は、Morton (1945)<sup>(4)</sup> が実験的に得たものである。Morton は、谷筋断面積と谷筋長さの関係を整理して、次のようないわゆる Morton 法則をもつて実証した。(Morton, 1945)

$$1) \text{Law of stream numbers} ; \quad N_v = R_a^{0.6} \quad (3.1)$$

$$2) \text{Law of stream lengths} ; \quad L_v = L_1 \cdot R_a^{0.4} \quad (3.2)$$

$$3) \text{Law of stream areas} ; \quad A_v = A_1 \cdot R_a^{0.1} \quad (3.3)$$

$$4) \text{Law of stream volumes} ; \quad V_v = V_1 \cdot R_a^{0.6} \quad (3.4)$$



Nur  
Number of streams  
Number of order

2	25
3	6
4	2
5	1

Fig. 3.1. Basin of order 7-17

表 3.1 DIMENSIONS OF VARIABLES IN DRAINAGE DENSITY EQUATION

Symbol	Term	Dimensional quality	Dimensional symbol
$D_d$	Drainage density (Horton)	length divide by area	$L^{-1}$
$Q_r$	Runoff intensity (Horton)	volume rate of flow per unit area ( $\text{cm}^3/\text{sec}/\text{cm}^2$ )	$L^2 T^{-1}$
$K_e$	Erosion proportionality factor (Horton)	mass rate of removal per unit area divided by force per unit area	$M L^{-2} T^{-1}$
$H$	Relief	length	$L$
$\rho$	Density of fluid	mass per unit volume	$M L^{-3}$
$\mu$	Viscosity of fluid (absolute)		$M L^{-2} T^{-1}$
$g$	Acceleration of gravity	distance per unit time, per unit time	$L T^{-2}$

さらに、流域の地形発達を示す指標として、谷密度 (drainage density)  $D_d$  を次式で定義する。

$$D_d = \frac{1}{A_r} \sum_{i=1}^{N_d} L_i / A_r \quad (3.5)$$

これに関連する及量を表 3.1 のとく述べ次の通りにおへ。

$$f = f(Q_r, K_e, H, S, u, g) \quad (3.6)$$

次元解析より、

$$\left. \begin{aligned} & \Phi(D_d H; Q_r K_e, \frac{Q_r f(1)}{\mu}, \frac{Q_r^2}{Hg}) = 0 \\ & D_d = \frac{1}{H} f(Q_r K_e, \frac{Q_r f(1)}{\mu}, \frac{Q_r^2}{Hg}) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.7)$$

を得る (Strahler, 1958)。 $D_d H$  は Ruggedness number とよばれ、drainage system の基本的幾何学的特性を表わす。また  $Q_r K_e$  は Horton number とよばれ、流域の斜面侵食過程の相対強度を表わす。 $Q_r f(1)/\mu$ ,  $Q_r^2/Hg$  はそれぞれ Reynolds number, Froude number である。

この他、Strahler (1950) は、斜面角度の現実以下を語った結果、地質条件、土質、高さの条件下における小さな流域は、斜面の角度の相対的強度が上部から下部まで順次減少する。そこで、この平衡の平衡 斜面に近づくことを指摘して。また、斜面が直上、直線へ向かうと斜面角度と、高さ差と、流域密度  $D_d$  の間に

$$\tan \theta = 2HD_d \quad (3.8)$$

が成り立つと考え、 $HD_d$ ,  $\tan \theta$  の値が実際に 0~1 の間にあることを確めた。

また、Strahler (1952) は、流域の地形の発達段階を示す指標として、

hypsometric curve や hypsometric integral を次のように導入した。  
縦軸に高度を、横軸に等高線より上部の販影面積をとる。これが関係式である。右の hypsometric curve 上の点を  $(h, A)$  とするとき、該面積  $A$  と該等高点  $h$  の点の距離を  $a$  とすると、 $A = \frac{1}{2} a h$  となる。また、 $V = \frac{1}{2} a^2 h^2$  となる。この  $V$  が hypsometric volume である。

$$V = \int_0^H a^2 dh \quad (3.9)$$

ゆえに、これの面積を  $A \cdot H$  で除して

$$\frac{V}{A \cdot H} = \frac{1}{2} \left( \frac{a^2}{A} - \frac{h^2}{H} \right) \quad (3.10)$$

(3.10) の右辺は、既に元から hypsometric curve に縦軸がよ  
り横軸に割りれた面積を示してやる。この面積を hypsometric integral  
と呼ぶ。図 3.9 は Schumm が、アメリカ New Jersey - Perth  
Ames の第一 Creek の流域 (11 km<sup>2</sup>) にて得た hypsometric curve の系  
統である。図中、着色した部分が、流域の流域限に沿ってあるが、  
hypsometric curve の凸側の面積は、流域の旨く、平衡状態にな  
らなければ、流域の面積を増加する。したがって、流域の hypsometric integral が  $40\text{--}50\%$  程度になると、流域は下流に向かって進む。

#### IV) 斜面的解釈的方法

海岸学の最初の研究者 Penck (1924)<sup>10</sup> によると、彼は斜面の  
侵食速度が斜面勾配に比例する。すなはち、斜面は平行後退すると考えた。  
これを数学モデルとして表現すれば、高差  $h$ 、時間  $t$ 、距離  $x$  といふ

$$\frac{\partial y}{\partial t} = k \frac{\partial y}{\partial x} \quad (3.11)$$

となる。これが、斜面の次の問題を実際の数値化する役には Lehman

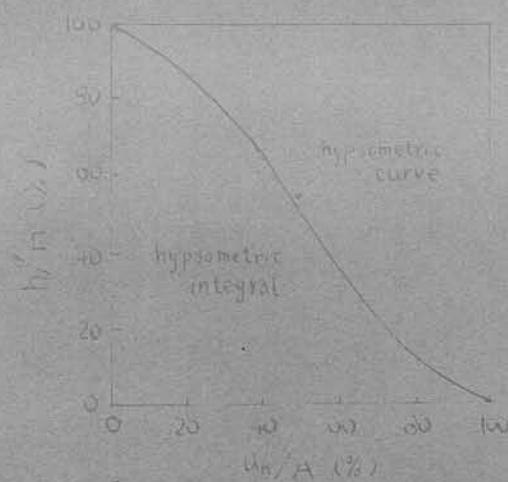


図3.2 無次元化した hypsometric curve ( $\alpha = 100$ )

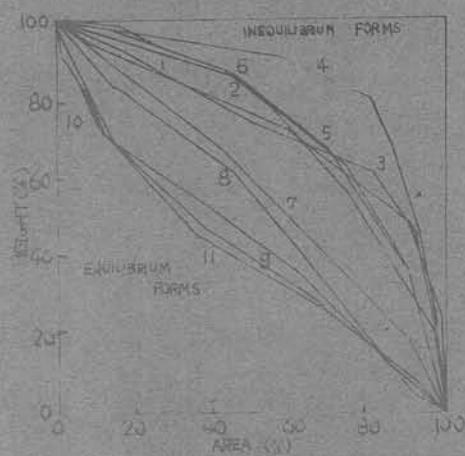


図3.3 SEQUENCE OF SECOND ORDER HYPOMETRIC CURVES FROM PARIN LIMBOY  
(Numbers increase from youthful to mature basin.)

(1933)<sup>12)</sup> あり、その後、Bakker & Le Heux (1946)<sup>13)</sup> 等によるものと  
つぶれる。1960年代に入ると、こうに、Schneidegger (1961a)<sup>14)</sup>、Cutting  
(1960, 1963, 1965)<sup>15)</sup>、Левадиани (1967)<sup>16)</sup> (1971)<sup>17)</sup>、平野 (1966  
a, b)<sup>18), 19)</sup> を急速に、一連の数理モデルの研究が行われている。

これらのモデルは、線型タイプと非線型タイプに大別されるものである。  
Schneidegger (1961a) は、侵食速度を地表面の垂直に測定するものと、  
それは斜面勾配に比例するものと考へ、後者のよどみを指標としている。

$$\frac{dy}{dx} = K \cdot \frac{y - Y_0}{x} \quad (3.12)$$

以下 (1962) は、斜面の食過程として、慣化一種、逆行後退、急後退を  
考へる。

$$\frac{dy}{dx} = J \left( \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \lambda \frac{\partial^2 y}{\partial x^3} \right) \left[ 1 + \left( \frac{\partial y}{\partial x} \right)^2 \right]^{-\frac{3}{2}} + \beta \frac{\partial y}{\partial x} + \Gamma \sqrt{\left( Y_0 - y \right) \left( 1 + \left( \frac{\partial y}{\partial x} \right)^2 \right)} \quad (3.13)$$

Cutting (1960) は、薄い二層に分かれた斜面において Creep にて侵食が行われると、侵食速度式 (3.13) の右辺第一項で  $\Gamma$  が関係する。

$$c_d = K \cdot \frac{y}{x} \quad (3.14)$$

五層 (1) ~ (5) の走きを仮定すると、(1) 層に運動が行  
われ、かつ土壤の厚さが均一となる場合に対しては、Creep に関する土  
壤層の厚さを  $c$ 、重力以外の外因の  $g$  とし、

$$\frac{dy}{dx} = K \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \frac{g}{c} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} \quad (3.15)$$

が成立すると言えた。

Левадиани (1967) は、一連の走る河は運動の割合とともに、一般的

場合に対する基礎方程式として

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ K(x, t) \frac{\partial u}{\partial x} \right] + f(x, t) \quad (3.16)$$

ここで、 $K(x, t)$  は、 $x$  が場所、 $t$  が時間である熱伝導率に相当する係数で、関数  $K(x, t)$  は、川の水面（すく（河床））で作用する負の物理性とそれに関連する正の物理性との相互作用によって定められるものとする。もしくは一定である式（3.16）は、式（3.17）の自由項  $f(x, t)$  を付けてなる。

平均値（1966年）は、地形変化が一概に同じを示すモードと、線型

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = -K(x, t) u + f(x, t) \quad (3.17)$$

提案している。

### 3. 土工時の変遷程の特性

前項では、土工の生産、施工現象の結果、土工場が使用する材料の性質について、マクロ的立場を見た。そこで、土工の変遷程をマクロ的立場の立場で整理してみよう。

#### 1) 石の変遷程

古石の風化発達の関係や、場所や時間による違い、また、め抜きや洗浄によって、それがどの程度まで進むかは、土野（1951）によれば、古石の風化は一つの物理的過程で古石の構成材と表面の結合が切れる。これは複雑なもので、主として、古石自体と古石自身の物理的性質と、雨水などの自然作用によるものである。このことは、自然水の作用が最も重要な役割をもつと言ふべきである。前述した結果、古石の風化は、古石中の元素（元素）によって溶出されると同時に、雨水などの自然作用によって進行する。その結果、古石の表面が変化する。甲山

系で主として 3 種の浸食方式がある。すなはち、(1) 調柵によるもの、(2) 地面の凹凸によるもの、(3) 地面の表面の剥離によるものである。

このうち(1)は、調柵によるものであるが、これは、調柵の構造によって、(a) 滞留水による浸食によるものと、(b) 地面の表面の剥離によるものとに分けられる。

(a) 滞留水による浸食による過程は、船の上腹表面が浸食と被侵蚀する河道の浸食とに類似する。前者は、通常船舶や漁業上相連して現れるものは急激で、後者は現れ、緩慢的である。後者は河床侵食の要素が多く、特に複雑である。底質、底質の性質、地形等の物理的性質が強く、統一的な結果は見当

しない。また、(b) 地面からの土砂の剥離によるものでは、調柵による表面浸食による過程と、調柵地盤からの土砂の剥離によるものであることが、直観的にいえる。後者は最も一般的であるが、前者は地面の剥離現象が最も一般的で、現象のため複雑である。これは実験結果によれば、調柵の底質、底質の浸食量、調柵の要素、底質の粒度、底質の構成等、多くの因子が影響する。

一方、地面からの土砂の剥離は、底質の性質や表面の破壊の度合によって変化する。現在、試験地に沿うる地面浸食に関する調査資料を統一して表示する試みがなされている。地面下流端における掃除力  $U_s$  を用いて、

$$\frac{1}{2} u_d^2 = f \left\{ U_s^2 / (\rho_s - 1) g d \right\} \quad (3.11)$$

なる関係であるこれが認められる。

### (1) 山地の崩壊

二種生産の形態のうちで、山崩れまに崩壊は massive の生産過程である。これが一般に流域の地形発達の主要因であると考へらる。それでは、一般的の移動速度が山崩れのそれに比較して小さく、普通山崩れより遅い場合もある。延べりには、(i) 砂質土のとき、内部摩擦角が比較的が大きい。アベリに対する抵抗力を失うと、砂質土では、(ii) 透水性の悪く粘質土と地層間に透水性の良い地層がある場合、(iii) 地層界面や表面との同じ方向に砂質土が小量のときに、透水性のやや悪い層中に浸入して水が被圧の状態となる。多くは、水の浸入が増加するにつれて、上、層の重量を超過する。このことは、千葉県の玄武岩層の地層、「トコトコ」と呼んで、層厚が薄く、たゞ層が走つてゐるため、二つに分類され、(25) いわゆる「トコトコ」層と「トコトコ」層の最端部を走り、このと並んで走る。後者では、地盤すべりが発生して、表層に多数の深い亀裂が生じた後、(26) よって、それが重雨開始すればそれが直接地層のアベリとなり、(27) 他の場合では、表層が常に負圧している透水性の良い層が、多くは砂質土で直接に地上に注ぐ場合にはあるとさういふことである。

明治時代から現在まで、日本全国で見られるものによれば、(1) 暴風雨型山崩れ、(2) 深水型山崩れ、(3) 地震型山崩れである。

暴風雨型山崩れは、主として小規模な場合が多いが、豪雨型などは、必ずしも大規模な場合である。また、地震型は、必ずしも大規模な場合である。これは、晴れていても地下水の存在が天王寺事件を示すところの、親の貢献によるこうした問題がある。

田中(1977)によれば、斜面崩壊の機構は、(1)表た水の土壤侵食によるものと、(2)浸透水の透水性の悪い地層より上の透水性良い砂質の質との間に「バッフル」作用による発生、(3)荷重勾配による表面の膨張による崩壊である。(4)流水による斜面・堤防・河岸・河川・港渠・海岸・路盤・橋梁・隧道・堤防等の基礎中の浸透水由來の土砂の溶解によるものなどがある。また、これが直接地盤灾害を引き起す場合がある。

(1) 土の表面、砂浜、砂礫、土壌、砂質の土に構成される場合、斜面が土砂の侵食によって侵食され、崩壊する。

以下に、主に崩壊原因として、(1)基岩、基岩と岩盤との間の隙間に存在する、基質、浸透性の高い土、(2)能く保水する地層、保水層、堆積層、堆積物、地質の透水性が低ければ、その裏側を保水する地層となり、その裏側の構造を崩して、その表層が透水性の高い地層となり、透水性不保水のため、このようないずれかの地層の片側または両側が土砂で被覆され、その場合、土砂はそのまま造成しないで、土砂の土木工事用いに表層を除去して透水性の良い地層だけを下せり、透水性の良い層の上に貯留された雨水が流れ出し、取り外すことで、その背面が地中の透水性の不良な地層を露出する。全く別の斜面地盤では、暴雨によるもので、「現象」の名前でよく知られる、斜面の表面が剥離する現象である。これが、斜面の表面が剥離する現象には、地盤が崩壊する。

(2) 土の表面、砂浜、砂礫、砂質の土に構成される場合、地盤の管状構造による地盤侵食によるものと、(3)地盤侵食によるものと、(4)地盤侵食によるものと、(5)地盤侵食によるものと、

では、雨水が大量に浸透するといふ。既に述べた浸透水が割れ目を通じて表層へ注ぎ、それで、また斜面の表面に割れ目を通じて流れ、また表層が崩壊し、その部分が次々と落つたのが第一段である。すると、基岩が割れ目や裂隙によって表面の不固い部分が剥離する。これが積み重なって、表面を構成する基岩が崩落する。これが2。

3. 地震の影響で崩壊して蓄積すれば、表面が崩れ、地下水面が崩れ、延長部が崩れ、これが3。これは非常に困難のみ。最も密接な関係は、買付地盤(誘因)の暴雨・地下水・地震(誘因)が、直接間接的相互作用の影響と言ふことであることがわかる。

4. 以上崩れの第一段は、ある説丸で、これが想されてくる。

5. 崩壊の進行は、これは、暫時離れたところが、山腹の風化で落す。地震によく直接崩落する場合が多いが、地震によく生ずる山腹部の岩石・塊石・破碎物等は、山腹の断層などの山腹内部の急激な変化の原因によく崩れが発生するもの。

6. 特に、アラバマ州の山腹崩壊をみると、流域の地形を連続性といふ。前段は、上流部は、川筋で、川筋で川筋で、流域の山腹等の間に開拓地がある。

7.  $\text{R}^2 = 0.85$   $R^2 = 0.75$  (3.20)

8. これは、ケンタッキー州にある山腹地形の川筋で、これに  $R^2 = 0.85$  である。川筋によくなるといふ。この川筋は、山腹の上部の低い部分を形成するといふ。それは流域の川筋の川筋には、河谷を形成するものと見えて、川筋は子供の頭髮をもつて、 $(r - R_0)^{-\delta}$  と膨張する。川筋流域で貢献地形守護するとは、川筋であることは、

考えられるが、これに関してはよくわかつていない。これらの点を考慮して流域の崩壊を特徴づける主要要素として、流域係数  $\alpha D_0$  と流域の平均傾斜  $2\text{hi}_2 R_F$  ( $R_F$ : 起伏量地) を採用することによって、流域単位面積当たりの崩壊面積  $C_a/A$  との相関を検討し、次式を得た。

$$\log C_a/A = C_1 + C_2 \alpha D_0 + C_3 \text{hi}_2 R_F \quad (3.21)$$

さて、流域における崩壊特性に対する降水特性の影響についての二、三の研究を上げる。

昭和36年の豪雨による天竜川流域における崩壊調査の結果<sup>29)</sup> 崩壊密度( $1\text{km}^2$  当りの崩壊面積の数)は各地質と年雨量にある相関を持ち、この崩壊の直接誘因となる集中豪雨量においても、また明瞭な相関をもつて見出された。

図3.4は、天竜川および富士川に亘る同様な結果を示したものである。降水量が300mm未満では350mm以上になると、急激に崩壊率  $C_a/A$  が増大する事がわかる。また、図3.5<sup>30)</sup> 昭和40年9月の集中豪雨による舞斐川上流における崩壊発生個所と降水量露図との対応を示したもので、これがまた、降水量が350mm以上になると、急激な崩壊を生ずる事がある。

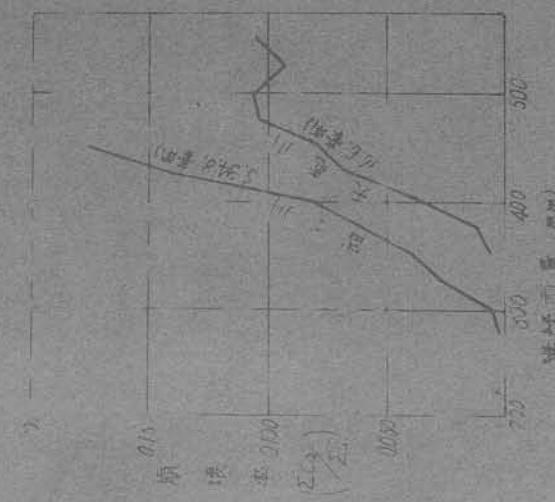
### 3.2.3 本研究の位置づけ

前述したとおり、各地における工場生産に関する研究は、マクロ的、中観的の立場からその角度から行われる事が多い。しかし、個々の工場の運営、豪雨時における生産過程、あるいは、走行的把握がなされ、また、豪雨による生産の変化、豪雨による生産の変動性、被災する地域性の警告等については、同一流域における豪雨による工場生産の発生頻度の

図 3.5 7. 梅雨中豪雨が降れば、(1)着者、  
(2)発生地 (景評)  
(3)諺詩 (木谷によう)



図 3.4 7. 鹿川町の豪雨が降れば、(1)着者、  
(2)発生地 (景評)  
(3)諺詩 (木谷によう)



希少性による観測資料の欠落、すなはち、実験室における現象の再現の困難さ等の事情のため、十分な研究成果が得らかでないのが現状である。

山腹崩壊特性と降水特性の関連性に関する従来の研究成果についても、前回の3.1.2で昭和36年の豪雨による竜川流域の崩壊調査より得た知識を範囲を拡げて述べる。ある固有の流域特性をもつ地域に豪雨による崩壊は、必ずしも、崩壊密度と年雨量と相関があり、年雨量が多い直線的に長い間の増加とともに崩壊密度も増加する傾向度である。しかし、したがって現象を正確に説明していなければ、後節の3.2.2降雨と山腹崩壊との関連を詳々述べたい。

まことに、一連の補足調査より明らかに年雨量と崩壊密度との関係が、前回の崩壊につきても、入り立つところのは早計である。崩壊には、(1)する地盤性があり、(2)最大崩壊をすれば、その後何年かの間は、たゞ前回と同じ程度の豪雨があれば、同じ程度の規模の崩壊が発生する可能性はないのである。このことは、地形発達過程や地域の山体の風化速度等と関連して考えべきである。

以上が理由により本研究は、豪雨による山腹崩壊の生産性過程について再検討し、山腹崩壊の関連性、最大崩壊を見出したことにより、その土砂生産の二段式モデルを構成する。

考へため、昭和36年1月の大田原・山門崩壊を以てして、豪雨による山腹崩壊模型を記述的で、山腹崩壊の形成過程、成長・崩壊・死滅までの流れ、山腹崩壊の関連性、そして成長過程、崩壊過程について考察する。豪雨の記述として、動作をとどめる。とくに、降雨量とその通り減衰時間、水頭高さ、水頭高さ、成長面積、山腹崩壊による密接な關係などを見出す。(1)貯留量、山腹崩壊の関係を階層として、山腹崩壊における生産性を統計的に考へし、上段を1段階として、山腹崩壊における生産性を統計的に考へし、上段を1段階として、山腹崩壊における生産性を統計的に考へし、上段を1段階として、

崩壊の免疫性については、地形発達過程の研究と関連する方向で、問題解決の道を探りたい。

### 3.2 山腹崩壊との関連要因

#### 3.2.1 山腹崩壊に関連する素因

豪雨による崩壊機構は、前野の3.1.2で述べたこと、一般に、山体の表面的なファクター、たとえば、斜面の平均傾斜角、高度、起伏度、あるいは、谷密度等が何らかの形で、崩壊に影響していることは確かであるが、崩壊機構に直接関与しているのは、山体内部の地質的構造である。すなわち、斜面下の地層の風化状態、表層と基岩との浸透能の違い、基岩の節理、亀裂、破碎状態、地層の構造、断層の走向等が豪雨の表面流下、地下浸透、中間流出に影響を及ぼし、崩壊に至らしめようであろう。したがって、ある流域、ある箇所の崩壊を予測したり、予防するためには、特に斜面下の一般的構造をしらべ、把握することが必要である。

さて、観点として、まず、高さ、流域全体について山腹崩壊量を絶対量で評議すると、それは、崩壊に関連する主な素因として、前述のこと、普通の式などよりも下り能と掛かり、山体内部の地質的構造まで考慮する必要がある。それが、地質構造から程度反映してしまと思われ、から、地形計測が可能のある地形特性を多ければ十分である。たとえば、村野が崩壊率と谷密度、起伏度をみて、hypometric integral といった地形特性とも結び付けた式(3.21)はこのうちに基づくものであつた。その他が地形計測学的研究の中でも山腹崩壊量と言ひむべく、その土砂移動量と起伏度比、平均傾斜角、谷密度より Elongation ratio との関係(図3.6.)を論じた Schumm の研究が、範囲上に属するといえよう。ここに、土砂移動量とは流域の東西地面に関する hypometric curve の上部

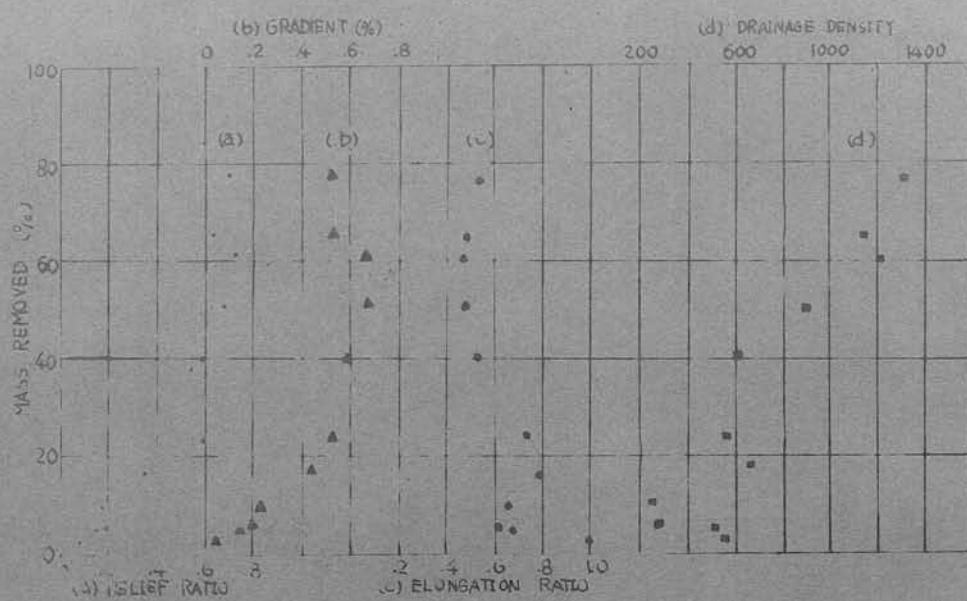


図 3.6 ベース内に移動した土量と基盤比、勾配、伸び率、排水密度との関係

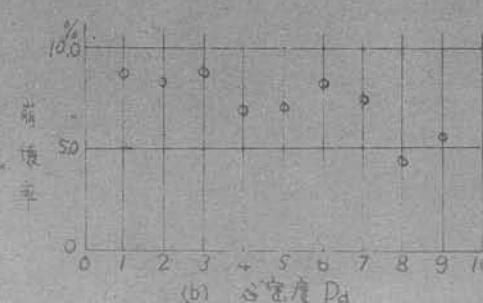
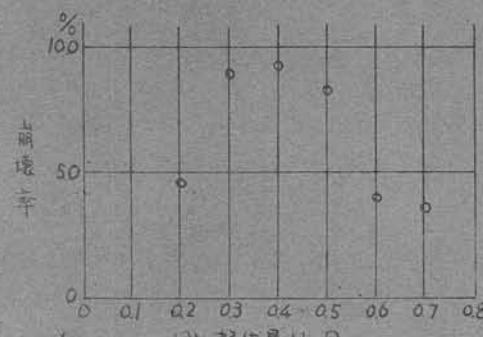


図 3.7 天竜川上流域における 36.6 年平均の  
崩壊率と起伏量比および各密度との関係  
(付録トドカ)



面積の全面積に対する比率であり、Elongation ratio とは流域の最大平長に対する、その流域と同面積をもつ円の直径の比率である。

ところが、これらの研究は、崩壊率や土砂移動量といふものに関連する要因として地形特性のみしか考慮せず、その他々の自然条件、すなわち、外力の作用を一定と考えている。すなわち、豪雨等の外力(誘因)の作用を一定と見なせる地形発達史的ターム・スケールの土砂生産には、この流域の地形特性が最も卓越した関連とすると考えられる。だが、著者の目的とする豪雨等の外力(誘因)の変化を無視し得ない比較的小さなタイム・スケールでの土砂生産では地形特徴かとの相関性に問題が残る。

図3.7は<sup>33)</sup>昭和16年、亀川上流崩壊調査より得た崩壊率と起伏量比および、谷密度との関係であり、図3.8は、昭和28年の有田川上流域崩壊調査より得たものである。前者は、地形凹1丁分の1より、流域のOrder 2についてのものであるのに対して、後者は5万分の1の地形図より、流域のOrder 1～4についてのものであり、両者の間には、整理方法に違いがあるが、これらの図よりわかることは、豪雨による崩壊と起伏量比および谷密度との間に、明確な関係がないことであろう。しかし、村野は、分散分析の結果より、起伏量比および谷密度が崩壊率に全く関係ないのであることはできないとも言っている。つまり、短期間にみれば、土砂生産に対する要因としての地形特性の影響が明確に現われたりのである。その要因の一つとして考えられることは、一つの流域の似通った地形発達段階にある地形特性へ中で少しだけ違いに思われる地形特性と崩壊の関係を一つの崩壊調査より見出そうとしていることである。そこで、さきに多くの資料を相違する地形発達段階ある流域を蒐集整理することによって、より明確な関連性が豪雨時の崩壊と地形特性との間に現われる可能性がある。そのとき災害予防上、また砂防工学上、最も問題となること、すなわち、山腹崩壊に対する山体、あるいは斜面のいかげり

免疫性の実態は、地質学的構造が知られない、も、地形特性の関連へありて、解決できぬであろう。しかし、それには、非常な困難が伴うものなものである。なぜなら、まず第一に、そのような崩壊に対するきめ細かい資料が、全くない、と、第二に、崩壊率と地形特性について関係を調べる際、その誘因である降雨のファクターを同一として、統計処理する必要があるが、降雨観測網の不完全性をさることながら、降雨特性が同一と見なしうる場合がきわめて少ない。降雨のハイエトグラフが同一になることは、降雨のもつ不確定性の觀点から、ほとんど期待できない。第三に、地質が異なれば、地形発達程度も地形特性も違つてゐるであろうから、同一地質構造と見なさうるような地域の資料が必要である。こゝいふことが、現在、この方面的研究を進ませてゆくと思われる。

### 3.2.2 降雨と山腹崩壊との関連性

前節の第2項で、山腹崩壊と降雨との間に相関があることがわかったが、降雨と山腹崩壊との関係は、図3.1(a), (b)に示すごとく、種々なパターンなどで現われる。例は、土砂災害を生じた降雨パターンであり、(a)は、大きな被害を生じなかつたもののパターンである。(a), (b)の総雨量を比較した場合、両者の間には、大きな差ではなく場合によつては、(b)の方が連続雨量かもしくは少なくなることがある。しかし、この連続雨量とあえて云はれる、(a)の方は、短い降雨日数で連続雨量が極めて大である。最大日雨量の発生日と山腹崩壊までの雨量、すなわち、一日雨量が総連続雨量の割合程度は、上と古めである。このように、土砂災害を生じた豪雨のハピタグラムの特性を考え、従来、崩壊と降雨との相関を見る場合、総連続雨量・よりはその最大日雨量との関係を察するのが、一般的に行われてゐる方法である。(a)、(b)、豪雨による山腹崩壊の機構上、雨水の地下への浸透、浸透水の流下、特に中間流出が最も大きなファクターとなつてゐること等を考えれば、崩壊に至るまでの前期降雨が関係していることは確かである。また、降雨の時々刻々の雨量強度の累積効果が、関係しているはずであるから、総雨量あるいは、最大日雨量といつて豪雨の特性のみでは、崩壊と降雨とは相関があるとの以上での説明をすることはできない。図3.10は、白山川上流域における昭和70年間の総雨量100mm以上の豪雨を、横軸：総連続雨量、縦軸：最大日雨量をとり、プロットしたものである。○印は、山腹崩壊の記録があつたものである。この図から、総連続雨量、最大日雨量とも、(a)特性以外の降雨特性が関連してゐることが推測される。ことへば、白山川上流域における昭和28年7月17日～18日～19日の豪雨は山腹崩壊には、7月上旬から、7月中旬にかけての豪雨・大雨と外年を比べて、矢やかで降雨日数、降水量の多かつたこと(図3.12)が、山腹の保水量として、7月17～18日の山腹崩壊を大きな

(1) 長さ、幅さと高さの関係  
3月4日

、運送管230mm(重量半載)

1920年2月25日  
5月24日  
重さ602mm

3

400

山腹崩壊発生降雨量  
山腹崩壊発生降雨量  
水位、降雨量

最大日雨量  
(mm/day)

200

100

500

400

300

200

100

総連続雨量 (mm)

図 3.10 有田川上流八幡山における総連続雨量と最大日雨量の関係

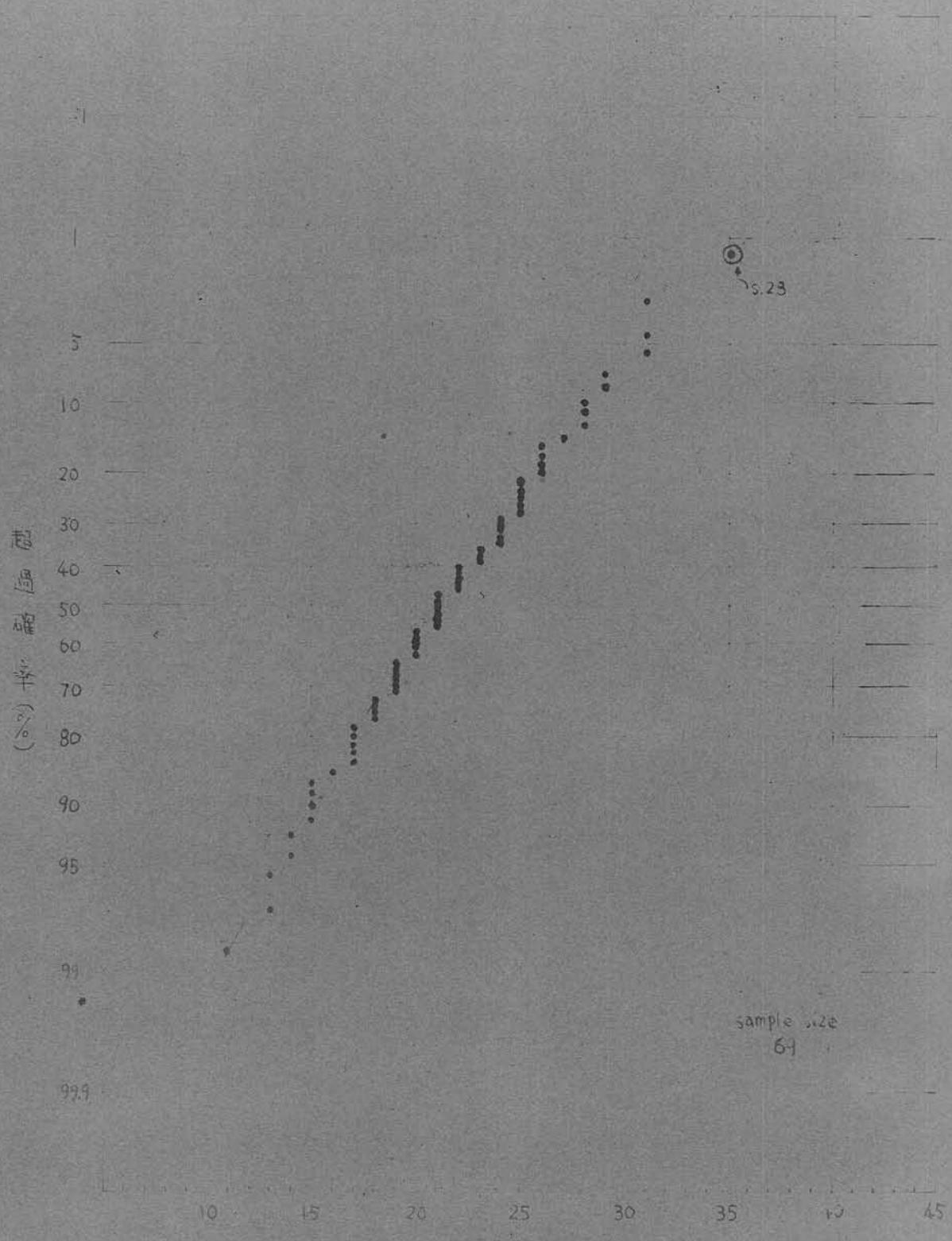


図 3-11 6月1日～7月15日(45日)間の降雨日数の  
超過確率分布(%)

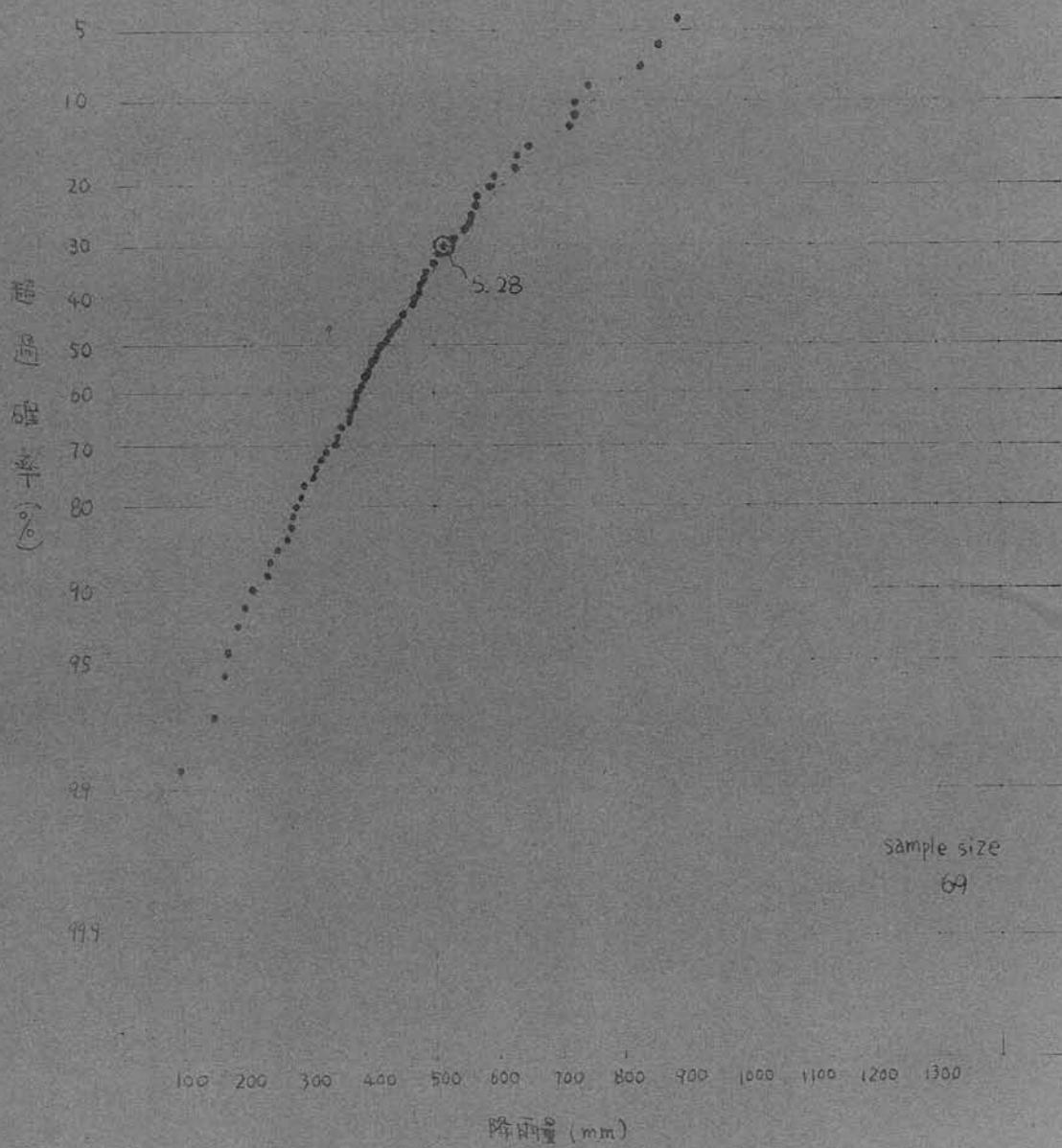


図 3.12 6月1日～7月15日(45日)間の降雨量の  
超過確率分布(187組)

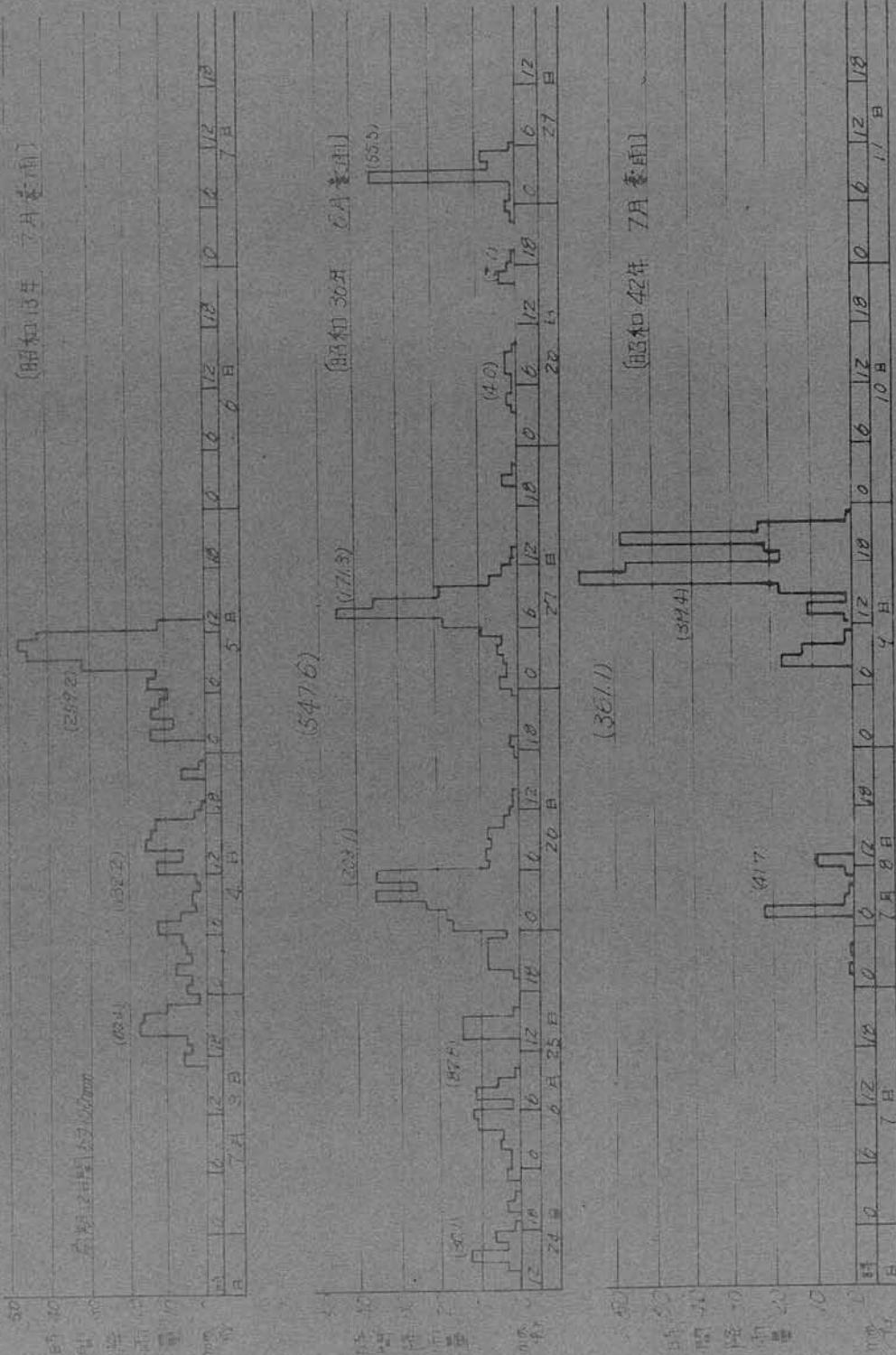


図3.13 途中に記入された過去の三大豪雨のハイライト

ものにしたとわれているが、このことは、豪雨前の降雨水の交差が関連していると考えられる。また、図3.13<sup>6)</sup>は、ハートグラフであるが、凶に見るとハートグラフのままで極大点を形成する時間単位の降雨が山腹崩壊の発生に対して、不均一な役割りをしており、そのピーク部分を平滑化することによる日雨量単位では、現象を十分正確に伝えることが困難になると考えられる。

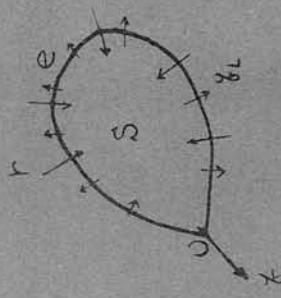
### 3.2.3 流域貯留量と山腹崩壊

前項より、降雨と山腹崩壊とは直接関係があることがむづかしく、また、この二つの問題を結ぶことによって、このことを踏まえて、降雨と山腹崩壊との関連性を考える。豪雨による崩壊機構を顧みると、たゞたゞ述べることく、降水は地下浸透状態、中間流出あるいは地下水流出状態等の山体斜面、基岩といった一種のフィルターのかかわりを通じて、山腹崩壊に貢献していると考えれば、ここにそのフィルターを表わす指標として貯留量（あるいは保水量といつてもよいであろう）を導入できるであろう。

貯水量とは、どの流域の中に蓄積、もいふと考えられる水量で、表流水、地下水等すべてを含むものとする。凶3.14のことき流域を考えると、流域に入ってくるinputは降雨であり、流域から出ていくoutputは、地点0における流量 $q_0$ と流域全体からの蒸発散量 $E$ と地点0における流量 $q_0$ と現われない地下流矢量 $q_u$ である。流域全体の貯留量（流域貯留量とおぼしきにある）を $S(t)$ とすれば、時刻tにおけるinputと、input、outputとの関係は次式で表わされよう。

$$I - (q + E + q_u) = \frac{dS(t)}{dt} \quad (3.22)$$

この式でのOutputすなはち流量 $q$ 、蒸発散量 $E$ 、地下流失量 $q_u$ は、



$$\frac{dS}{dt} = r - (g + C + \gamma_L)$$

圖 3.14 流域土壤之 input, output 及量測

そつ流域の地形特性、地層、地質構造、植生等と密接な関係があることは周知のことである。したがって、崩壊に関連する流域の特性をこういった水文量で代表させて、貯留量  $S$  にその効果を反映させることは、貯留量  $S$  の導入の一つの有力な根拠となるといえよう。

さて、貯留量  $S$  を実際に求めようとすれば、降雨  $r$  としては、流域の平均雨量を採用すべきであろう。流量  $g$  は実測資料がない場合、流出解析方法として種々の方法(流出関数法、ユニットグラフ法、貯留関数法等)を考えられるが、式(3.22)と同様な考え方をする貯留関数法が適当であろう。蒸発散量  $\gamma$  については、日照時間、植生、地面の湿润度等が微妙に影響し、その算定は非常にむつかしい。また、地下流失量  $g_L$  についても直接測定することは不可能であるから、たとえば、式(3.22)を用いる間接的算定となり、なかなかその算定はむつかしいであろう。

こうした output の算定の困難さを考え、簡便的な方法を考察する。まず、豪雨時の貯留量算定については、洪水流に関する貯留関数法<sup>37)</sup>で行なっているように、基礎式(3.22)から、蒸発散量  $\gamma = 0$ 、特殊な流域を除き、 $g_L \neq 0$  として、次式を用いることにする。

$$\frac{dS(t)}{dt} = r(t) - g(t) \quad (3.23)$$

式(3.23)の  $S(t)$  の初期値  $S_*$  は、無降雨時にみける山腹保水量と流出量との間に成り立つ経験的関係式<sup>38)</sup>。

$$S(t) = K_0 g(t)^{\rho_0} \quad (3.24)$$

より、求めるとすれば、 $S_* = S(t_*) = K_0 g(t_*)^{\rho_0}$  である。時刻  $t_*$  に降った豪雨時刻  $t$  における貯留量は、式(3.23)、(3.24)より、

$$S(t) = \int_{t_*}^t (r(t) - g(t)) dt + S_* \quad (3.25)$$

したがって、豪雨時の貯留量算定は、降雨と流量の実測資料があれば式(3.25)を用いて簡単にできる。降雨資料があるが、流量資料がない場合は流出解析が各種の方法により、比較的精度よく算定可能であろう。

次に、長期にわたる貯留量算定については、式(3.22)と式(3.24)によって、求めればよいわけだが、式(3.22)に含まれる降雨量、流量はもうこのこと、蒸発散量、地下損失量の実測資料がありで整っていない限りその算定は精度よくできないのが現状であり、流出解析の研究分野においても問題となっている。

降雨のみが既知である場合は、ここでは、次のように考えることにする。無降雨の日が続くとき、初期流量  $g(t_*)$  を知って、その期間の貯留量を式(3.24)と式(3.23)で  $r(t) = 0$ とした次式より求める。

$$\frac{dS(t)}{dt} = -g(t) \quad (3.26)$$

すなわち、

$$\begin{aligned} S(t) &= - \int_{t_*}^t g(t) dt + S_* \\ &= \int_{t_*}^t \left( \frac{P_o - 1}{K_o \cdot P_o} t - g(t_*)^{P_o-1} \right)^{\frac{1}{P_o-1}} dt + S_* \quad (P \neq 1) \\ &= K_o \left[ \left( \frac{P_o - 1}{K_o \cdot P_o} t - g(t_*)^{P_o-1} \right)^{\frac{P_o}{P_o-1}} - \left( \frac{P_o - 1}{K_o \cdot P_o} t_* - g(t_*)^{P_o-1} \right)^{\frac{P_o}{P_o-1}} \right] \\ &\quad + K_o \cdot g(t_*)^{P_o} \end{aligned} \quad (3.27)$$

式(3.27)は、少し繁雑であるから、実際に計算する場合、式(3.26)を差分化して、 $\Delta t$ 時間後の貯留量  $S(t + \Delta t)$  は、

$$S(t + \Delta t) = S(t) - g(t) \cdot \Delta t \quad (3.28)$$

であるから、この式に、式(3.24)の関係を用いると、

$$S(t+4t) = S(t) - \left(\frac{S(t)}{K_0}\right)^{\frac{1}{P_0}} \cdot 4t \quad (3.24)$$

となる。これより、初期値  $S_* = S(t_*) = K_0 \cdot g(t_*)^{P_0}$  より、順々に  $S(t+4t)$  を求めて行くことができる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} S(t_* + 4t) &= S(t_*) - \left(\frac{S(t_*)}{K_0}\right)^{\frac{1}{P_0}} \cdot 4t \\ S(t_* + 24t) &= S(t_* + 4t) - \left(\frac{S(t_* + 4t)}{K_0}\right)^{\frac{1}{P_0}} \cdot 4t \\ S(t_* + 34t) &= S(t_* + 24t) - \left(\frac{S(t_* + 24t)}{K_0}\right)^{\frac{1}{P_0}} \cdot 4t \\ &\vdots \end{aligned} \right\} \quad (3.30)$$

時刻  $t_0$  で雨が降り出し、時刻  $t_1$  でその雨量に相当する出水が終るとすれば、 $t_0 \leq t < t_1$  の貯留量は、差分表示で

$$S(t+4t) = S(t) + (r(t) - g(t))4t \quad (3.31)$$

流出量  $g(t)$  は、次式で表わされる洪水流の貯留閾数法により求める。

$$\left. \begin{aligned} S_\ell &= K_0 \cdot g(t + T_\ell)^{\frac{P_0'}{P_0}} \\ \frac{dS_\ell}{dt} &= r(t) - g(t + T_\ell) \end{aligned} \right\} \quad (3.32)$$

式(3.32)の上式と下式より、

$$\frac{dg(t+T_\ell)}{dt} = \frac{r(t) - g(t+T_\ell)}{K_0 P_0' \cdot g(t+T_\ell)^{P_0'-1}} \quad (3.33)$$

$t + T_\ell \rightarrow t$  とすれば、

$$\frac{dg(t)}{dt} = \frac{r(t-T_\ell) - g(t)}{K_0 P_0' \cdot g(t)^{P_0'-1}} \quad (3.34)$$

左辺を差分化して、

$$g(t + \Delta t) = \frac{r(t - T_e) - g(t)}{K_o P_o \cdot g(t)^{P_o - 1}} \Delta t + g(t) \quad (3.35)$$

式(3.31)、(3.35)を交互に用いることにより、 $S(t)$ を求めることができる。すなわち、時刻  $t = t_0$ において、初期値  $S(t_0) = K_o g(t_0)^{P_o} / r(t_0)$  より、時刻  $t = t_0 + 4t$  の流量は、式(3.35)より、

$$\left. \begin{aligned} g(t_0 + 4t) &= \frac{r(t_0 - T_e) - g(t_0)}{K_o P_o g(t_0)^{P_o - 1}} \Delta t + g(t_0) \\ S(t_0 + 4t) &= S(t_0) + (r(t_0) - g(t_0)) \Delta t \end{aligned} \right\} \quad (3.36)$$

時刻  $t = t_0 + 24t$ における流量、および貯留量はそれぞれ、

$$\left. \begin{aligned} g(t_0 + 24t) &= \frac{r(t_0 + 24t - T_e) - g(t_0 + 24t)}{K_o P_o g(t_0 + 4t)^{P_o - 1}} \Delta t + g(t_0 + 24t) \\ S(t_0 + 24t) &= S(t_0 + 4t) + (r(t_0 + 24t) - g(t_0 + 24t)) \Delta t \end{aligned} \right\} \quad (3.37)$$

このようにして、順々に  $g(t)$ 、 $S(t)$ を求めて行くこととする。時刻  $t = t_1$ で、雨に相当する出水が終り、その後、また無降雨が続くとき、再び式(3.29)に戻り、初期値を  $S(t_1)$ として、計算すればよい。以上で、貯留量の算定法についての説明を終えるが、長期間の貯留量算定には、種々の問題を残しており、今後のこの方面的研究を期待したい。

さて、図3.15は、有田川上流域における、一つの豪雨時の貯留量の時間変化を求めたものの一部である。図3.16は、横軸に総雨量とし、縦軸に、そのときの最大貯留量  $S_{max}$ とし、昭和28年7月の豪雨をはじめ、崩壊記録のある豪雨および崩壊記録がない豪雨、資料をノットしたものである。この図より、明らかにわかるように、総雨量と崩壊との関係よりも、貯留量と崩壊との相関が強いことが伺われる。総雨量よりは、崩壊発生限界雨量を過ぎたが、貯留量によれば、有田川上流

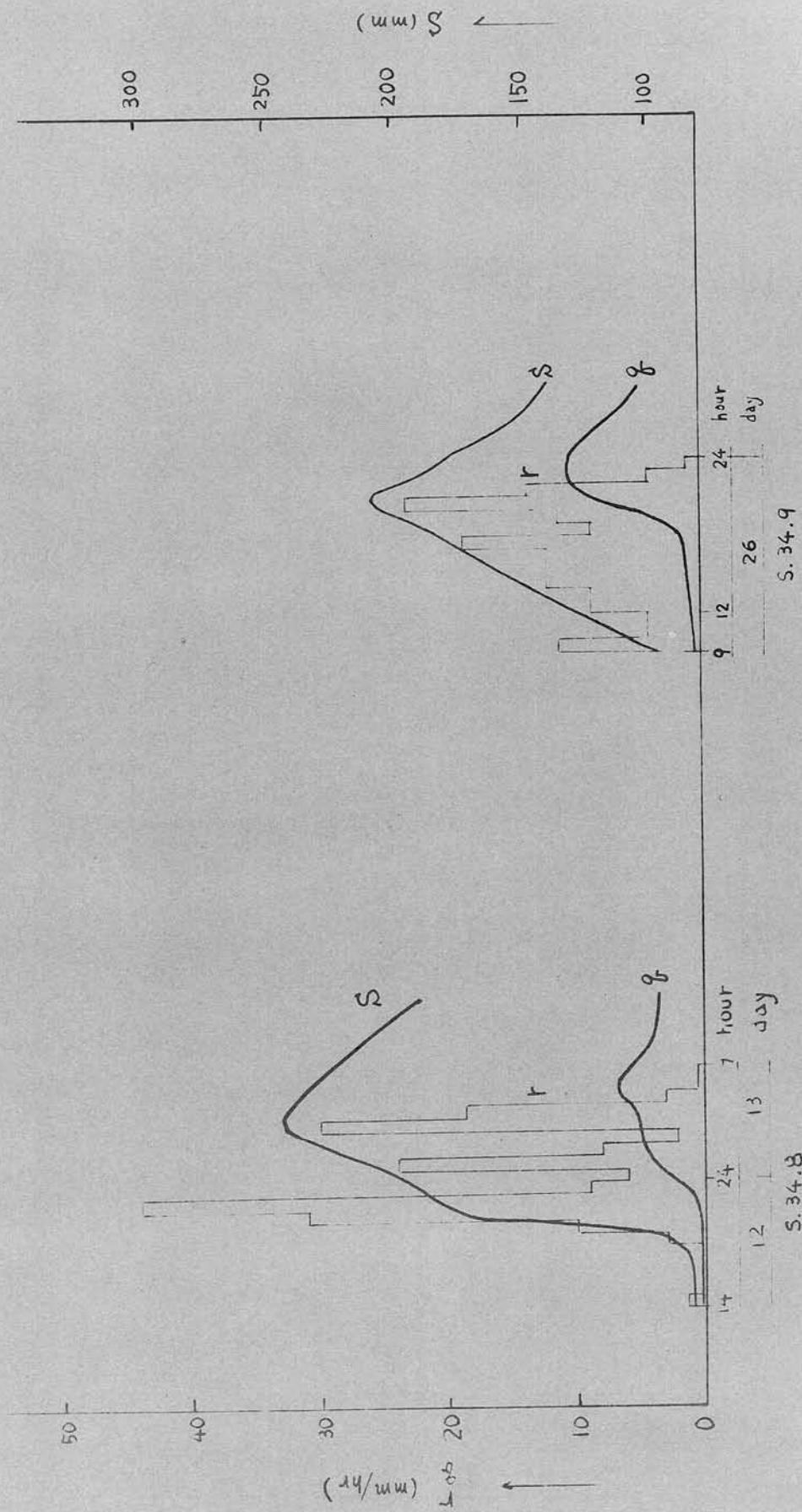
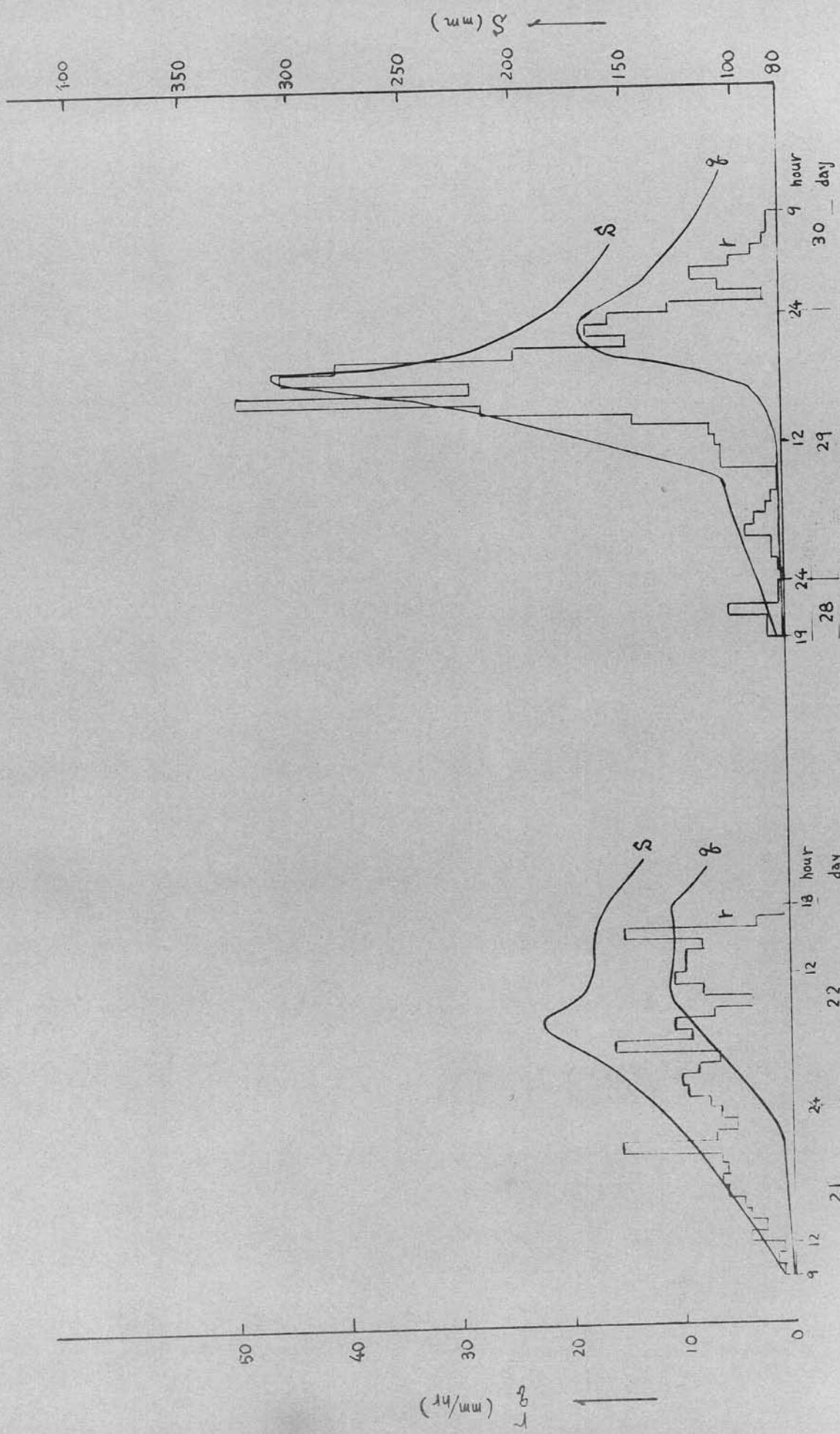


図3.15(ア) 有田川上流域における豪雨時の貯留量の時間変化



図・3.15 (b) 有田川上流域における豪雨時の貯留量の時間変化

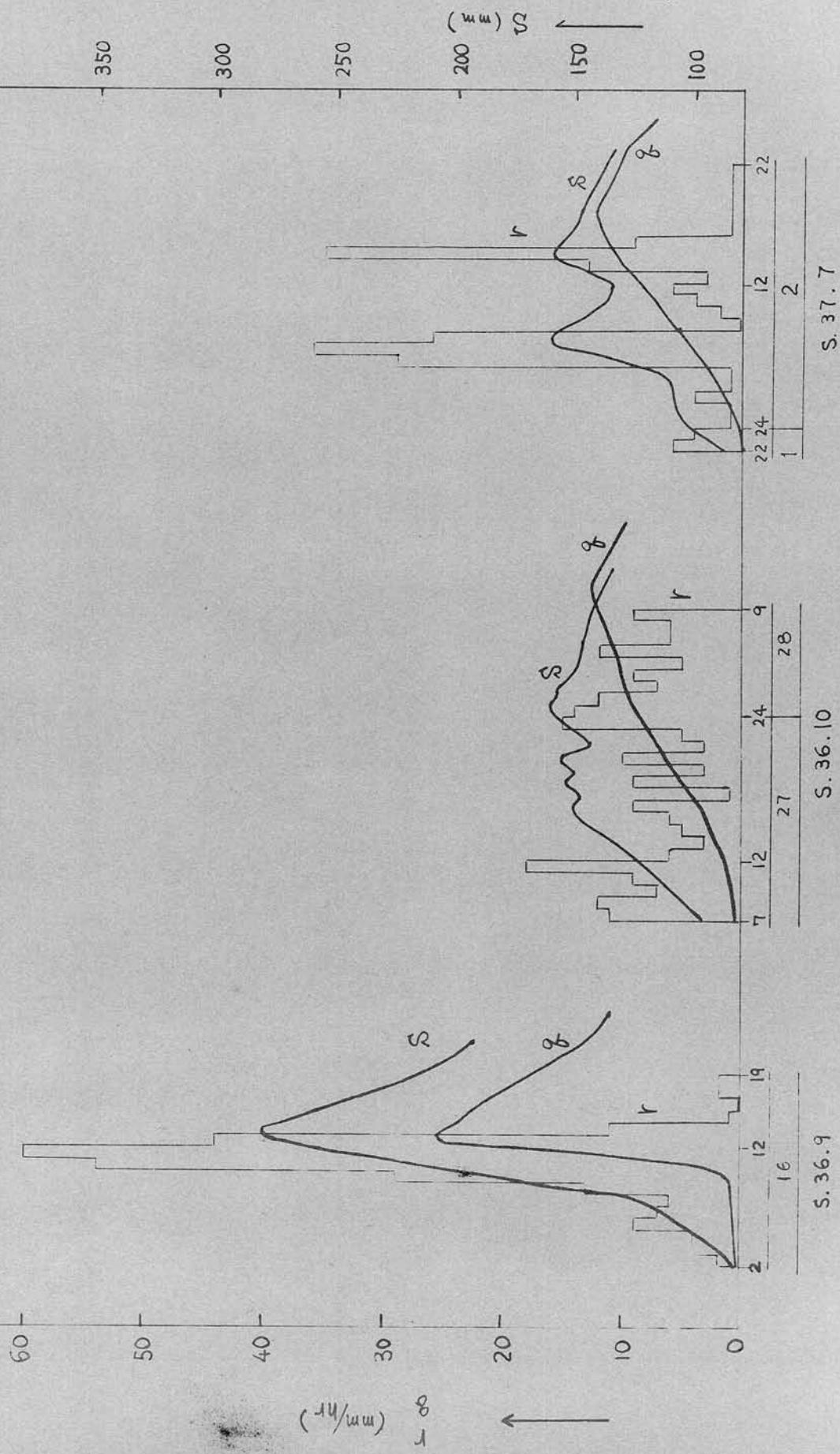


図 3.15(c) 有田川上流域における豪雨時の貯留量の時間変化

図 3.16 総雨量  $\Sigma R$  と最大貯留量  $S_{max}$  の関係

100

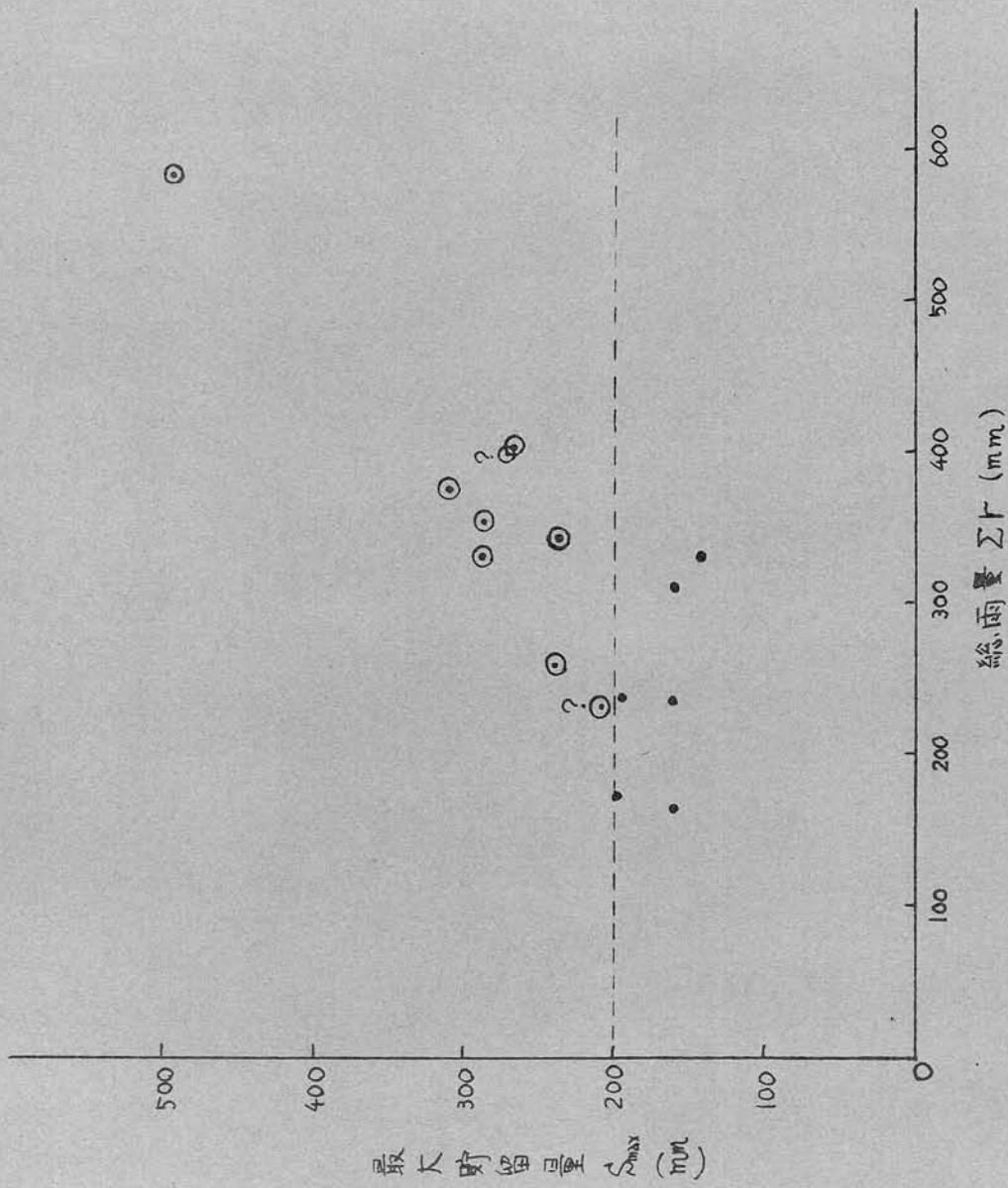


表 3.2 有田川上流域 ( $198 \text{ km}^2$ ) における崩壊発生記録  
(昭和 33 年 7 月災害以後、雨量資料: 八幡観測所)

年・月 (日付)	日	総雨量 $\Sigma R$ (mm)	最大日雨量 $R_{\max}$ (mm/day)	最大時間雨量 $I_{\max}$ (mm/hr)	流域面積 最大値 $S_{\max}$ (mm)	崩壊個数	全崩壊土量 $V_d$ ( $\text{m}^3$ )	備考
28.7	17~21	583	(450)	(93)	494	2272	$2.1 \times 10^7$	( ) 内は推定値
34.8	11~13	254	194	44	237	1	$4.0 \times 10^4$	おおよそ崩壊面積 $10^3 \text{ m}^2$
35.8	28~30	375	346	49	309	4	$1.1 \times 10^5$	以上にハサエを用意された
36.9	12~10	330	230	60	287	2	$6.2 \times 10^4$	
31.9	25~28	353	266	26	286	1 以上	?	崩壊があたが困難、 土量については不明
40.9	13~17	400	195	43	266	2 以上	?	
43.8	24~24	343	136	26	232	1 以下	?	
21.6	25~30	398	136	26	269	?	?	崩壊があたがったと思われる
34.9	23~26	232	149	23	207	?	?	
32.6	26~27	105	125	21	160	—	—	
32.9	5~11	332	112	30	142	—	—	かなりの暴雨があたが た、たく崩壊のないもの
33.8	23~26	172	129	28	199	—	—	
35.6	21~22	238	170	16	193	—	—	
36.10	27~28	235	190	18	160	—	—	
37.7	1~3	312	109	36	162	—	—	

注) 昭和 40 年以降の崩壊は著者らの現地調査による。その他前記にハサエ  
林野庁治山課、流域保全調査有田川編、昭.37.11 をはじめ、和歌山県林野  
利水課による崩壊調査書を参照した。

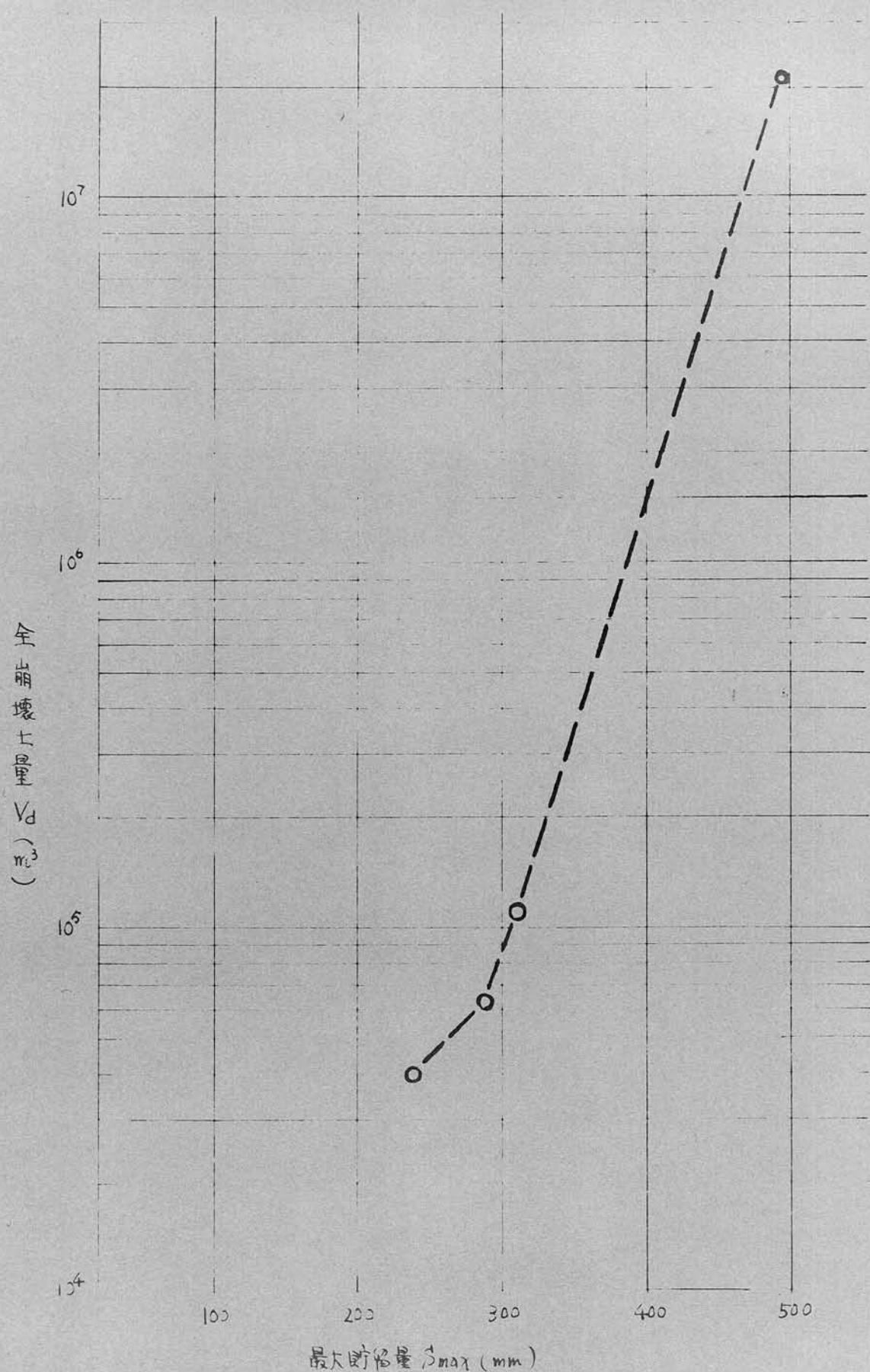


図 3.17 全崩壊土量  $V_d$  と最大貯留量  $S_{max}$  の関係

域における崩壊発生限界貯留量  $S_c$  が  $S_c = 200 \text{ nm}$  程度であると、之よう。このとき利用した崩壊記録は、表3.2に示す程度で、昭和28年災の崩壊に対し、これは、ヨウ紹かい調査が報告されているが、その後、崩壊については、大体、 $10^4 \text{ m}^3$  以上の規模以外は報告されていない。たゞ、て、表3.2に示す崩壊記録以外に、豪雨による小規模な崩壊があつたかも知れない。

図3.17 より表3.2の崩壊土量を用い、貯留量  $S_{\max}$  との関係をプロットしたものであるが、これより、貯留量  $S_c$  を超えると、崩壊土量は、貯留量の増加とともに、急激に増加することができる。

### 3.3 土砂生産モデルの設定

ここでは、比較的、各種の資料が整っている白田川上流域 ( $197.8 \text{ km}^2$ ) についての豪雨による山腹崩壊土砂生産のモデル化を考える。まず、流域の地形、地質について考察し、崩壊に対する素因の均質性(homogeneity)の仮定をする。流域全崩壊土量は、図3.17のごとく貯留量最大値  $S_{\max}$  によって規定されると仮定するが、さうに、山腹崩壊一箇所当たりの崩壊土量分布を考え、主崩壊土量との関係を考察する。また、豪雨によって、全崩壊土量が発生するまじつ、崩壊発生過程と貯留量の時系列と結びつけ考察する。以下、順々に述べ行く。

#### 3.3.1 崩壊に対する素因の均質性

白田川上流域の地質、仰は、図3.18、<sup>39)</sup> と、白田川北面に吉生層、南面に吉生層がある。吉生層は、吉生層において、中井構造線の南側、三河長野市御荷宇層の一部と本分吉生層とが、不整合に相接する。また、中井層の上に吉生層、吉質はよく似てゐる。御荷宇層は、吉生層中生層は、支流が侵入するだけに思われ

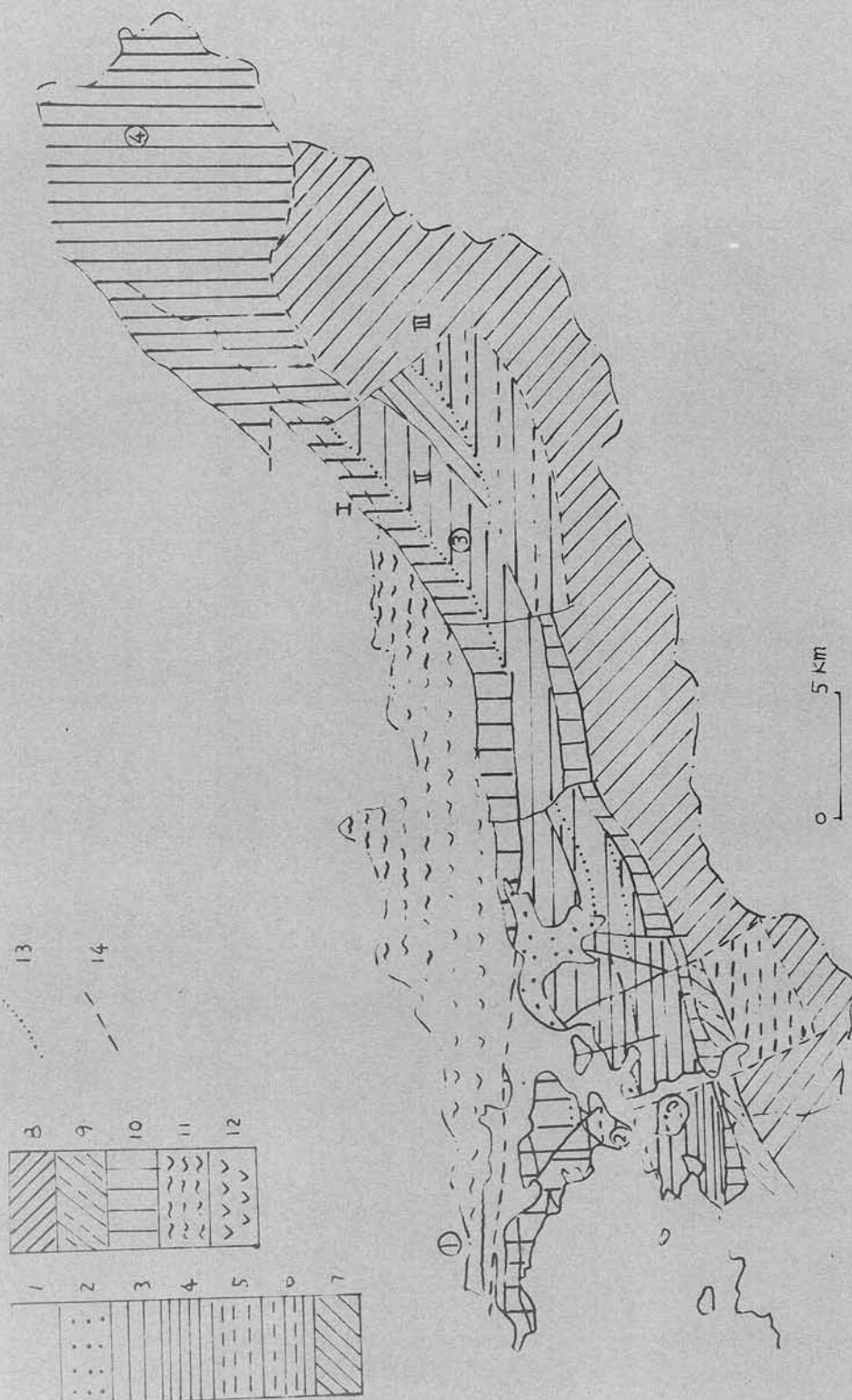


図3.18・ 有田川流域の地質図（和歌山県、有田川ニ川ゲムに開いた学研調査報告）

る。各地層の構成を列挙すれば<sup>40)</sup>

- 秩父古生層 …… 硬砂岩、粘板岩互層 および、珪岩とはさむチャート、輝緑岩、輝緑凝灰岩、石灰岩
- 中生層 …… 砂岩、粘板岩互層 および、珪岩、石灰岩とはさむ
- 第十紀層 …… 淤積層
- 沖積層

一方、地形特性については、地形図(5万分の1)より、形測した結果、谷密度、起伏量比等の各支谷別の値は、表3.3に示すごとく、大きな違いが現われていない。あえて言うならば、対象とする流域の中でも上流部に位置するタワダゴ谷、久木谷、瀬の谷、谷の瀬谷、箕谷、山手谷、高野谷、小谷といった地域と、その他の地域との違いが、数値では、谷密度、起伏量比、Ruggedness が、それぞれ、全流域の値に対して、1.0～1.8 : 2.4, 0.2～0.36 : 0.031, 0.5～1.1 : 2.3 となっている。つまり、これらの地域は他の地域に比べ、地形発達段階が若いところにあるといえる。

以上のことを、地質、地形特性といった崩壊の素因の違いが昭和28年災の崩壊にどれほど、貢献したかを調べるために、崩壊個数(単位面積当り)と地形特性を表わす各示標との間の関係を見ると、図3.19(a),(b),(c)のごとく明確な傾向が認められない。地質別の崩壊個数は、図3.20のごとく、これもあまりはっきりした傾向を示さない。

このよくな崩壊個数と地質地形特性の関連性より、地質地形特性と崩壊個数との間に明確な傾向、あるいは関係が存在しないとき、その流域は、崩壊発生に関して、地質的(homogeneous)であるといえるだろう。有田川上流域に対しては、この均質性が成り立つとして、モデル化を進める。まことに、崩壊は、流域全域にわたって、ランダムに発生すると言える。すなはち、この均質性の仮定が成り立たない流域においては、地形特性あるいは地質に、確率的な重みを導入することにより、崩壊発生に対するそれら

表3.3 有田川上流域の地形特性  
(5万分の1地図より)

河川支谷名	流域のorder	流域面積A(km <sup>2</sup> )	総流域長ΣLw(km)	谷密度ΣLw/A(1/km)	起伏量比Rf	標高差H(km)	RUGGEDNESS H × (ΣLw/A)
御殿川	4	23.1	57.7	2.50	.081	.65	1.63
一の枝川	3	5.0	11.2	2.24	.100	.40	.90
ナニコ川	3	2.4	19.7	2.49	.085	.47	1.17
久木高野谷	3	1.9	4.7	2.47	.230	.40	1.14
タワタコ谷	2	1.0	1.4	1.40	.320	.48	.67
久木谷	3	2.8	4.2	1.50	.203	.71	1.07
瀬戸の谷	1	1.0	1.5	1.50	.315	.63	.95
谷川深谷	3	3.7	6.1	1.65	.217	.65	1.07
箕谷	2	2.5	3.4	1.36	.252	.63	.86
山手谷	1	1.0	1.8	1.80	.232	.58	1.04
高野谷	3	3.5	5.3	1.51	.200	.60	.91
小谷	1	0.8	0.8	1.00	.360	.54	.54
角間木谷	3	6.1	14.9	2.44	.152	.76	1.85
有中谷	2	4.4	7.9	1.80	.128	.64	1.15
白谷	4	6.5	17.0	2.62	.153	.61	1.60
滝谷	2	1.4	3.3	2.36	.252	.63	1.49
大谷	2	3.4	7.4	2.18	.220	.66	1.44
下横谷	3	3.7	12.5	3.38	.160	.64	2.16
美作谷	3	2.9	6.4	2.55	.232	.58	1.49
室川谷	4	14.7	24.2	1.65	.112	.84	
野井子谷	3	5.5	12.0	2.18	.188	.75	
沼谷	3	9.3	25.4	2.73	.106	.69	1.86
宇津呂谷	3	2.4	7.4	3.08	.240	.60	1.85
湯ノ川	4	43.1	101.7	2.36	.079	1.03	2.43
宮川谷	4	6.9	20.1	2.91	.138	.62	1.80
御殿川下流流域		33.2	66.5	2.01	—	—	—
曾川谷下流二川合流点流域		32.7	91.9	2.81	.103	.72	2.02
二川ダム全流域	5	225.0	537.5	2.39	.031	.95	2.27

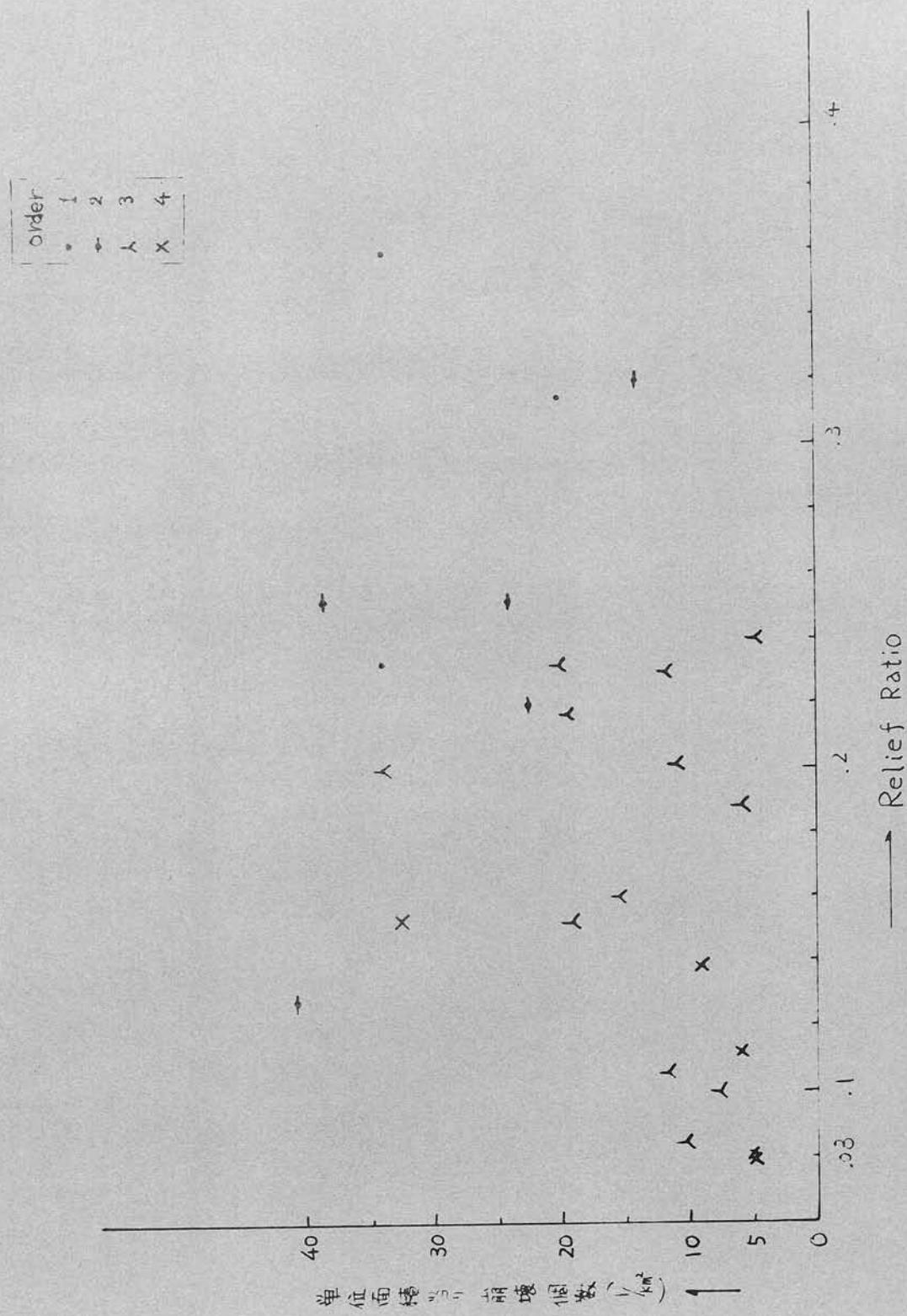


図3.19(a) 単位面積当たり解離個数(%)

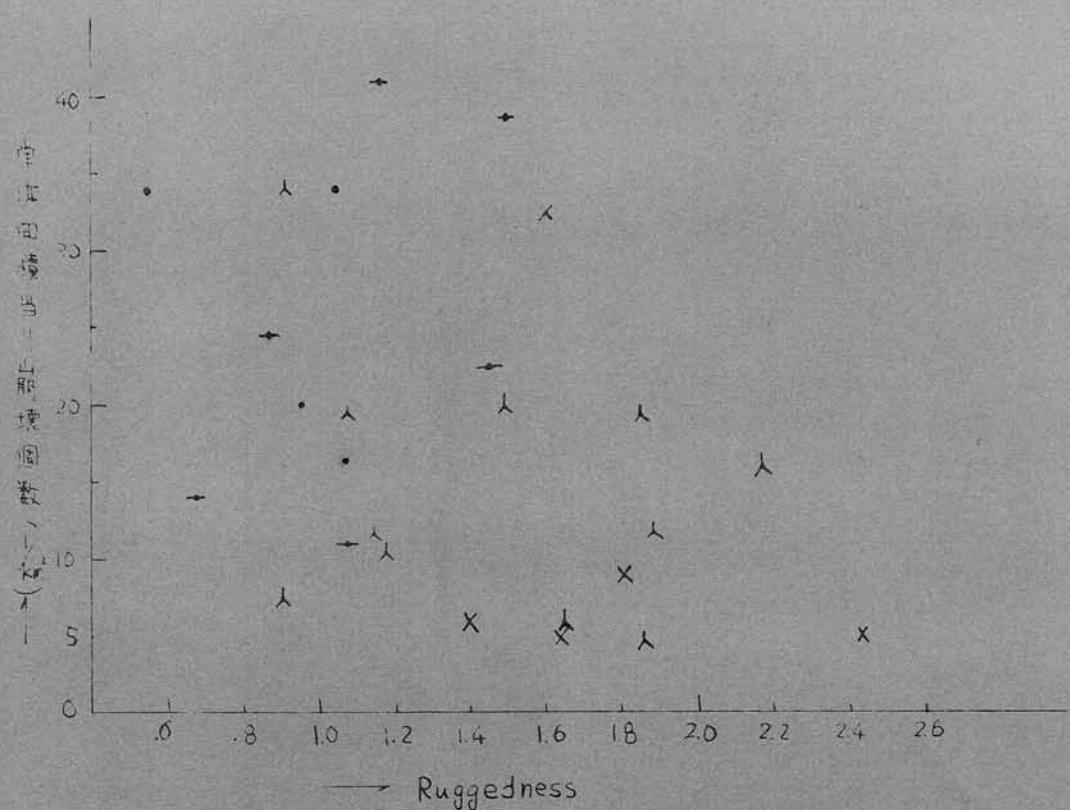


図 3.19(b) 崩壊個数と Ruggedness との関係

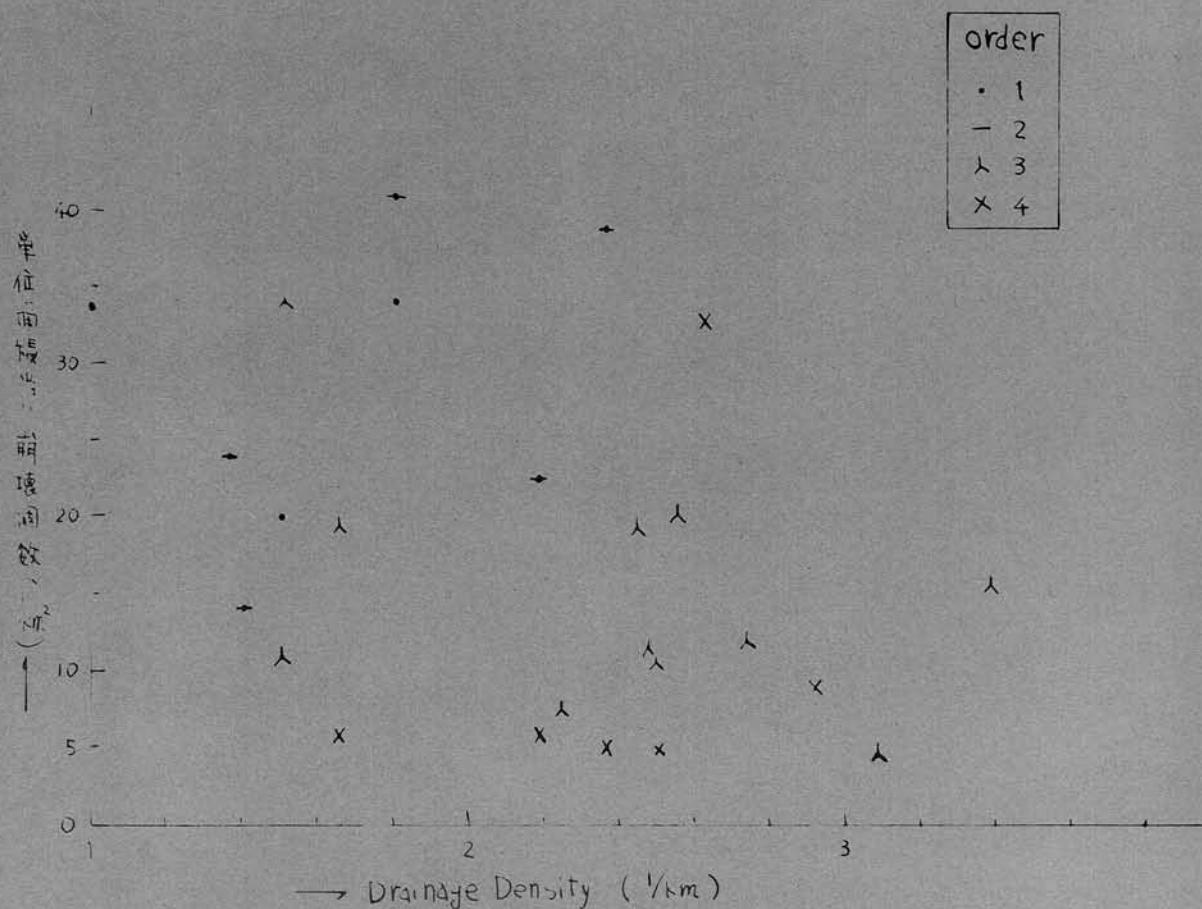
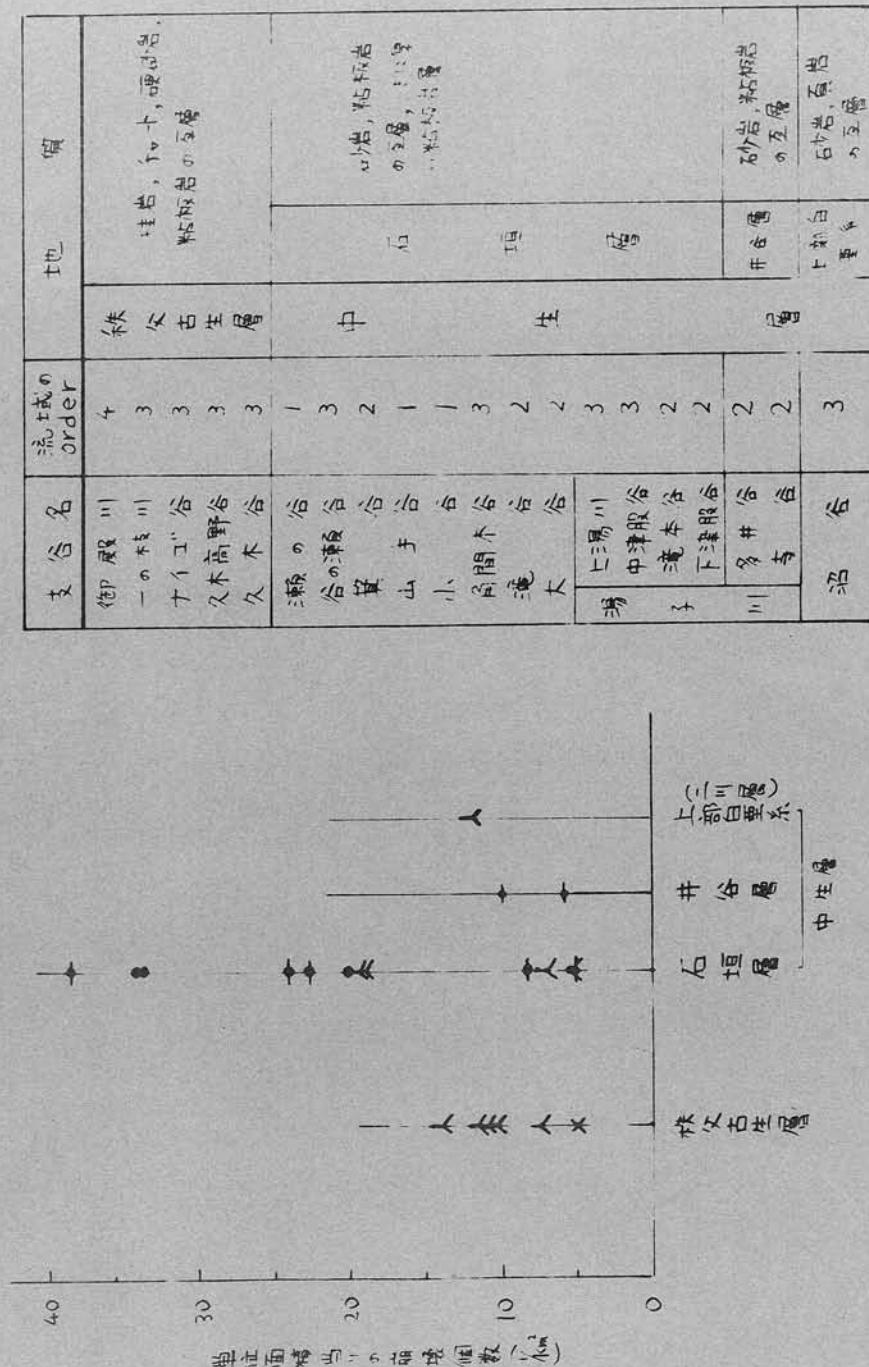


図 3.19(c) 崩壊個数と合密度との関係



(図) 3.20 地質別に分類した層厚(岩層)

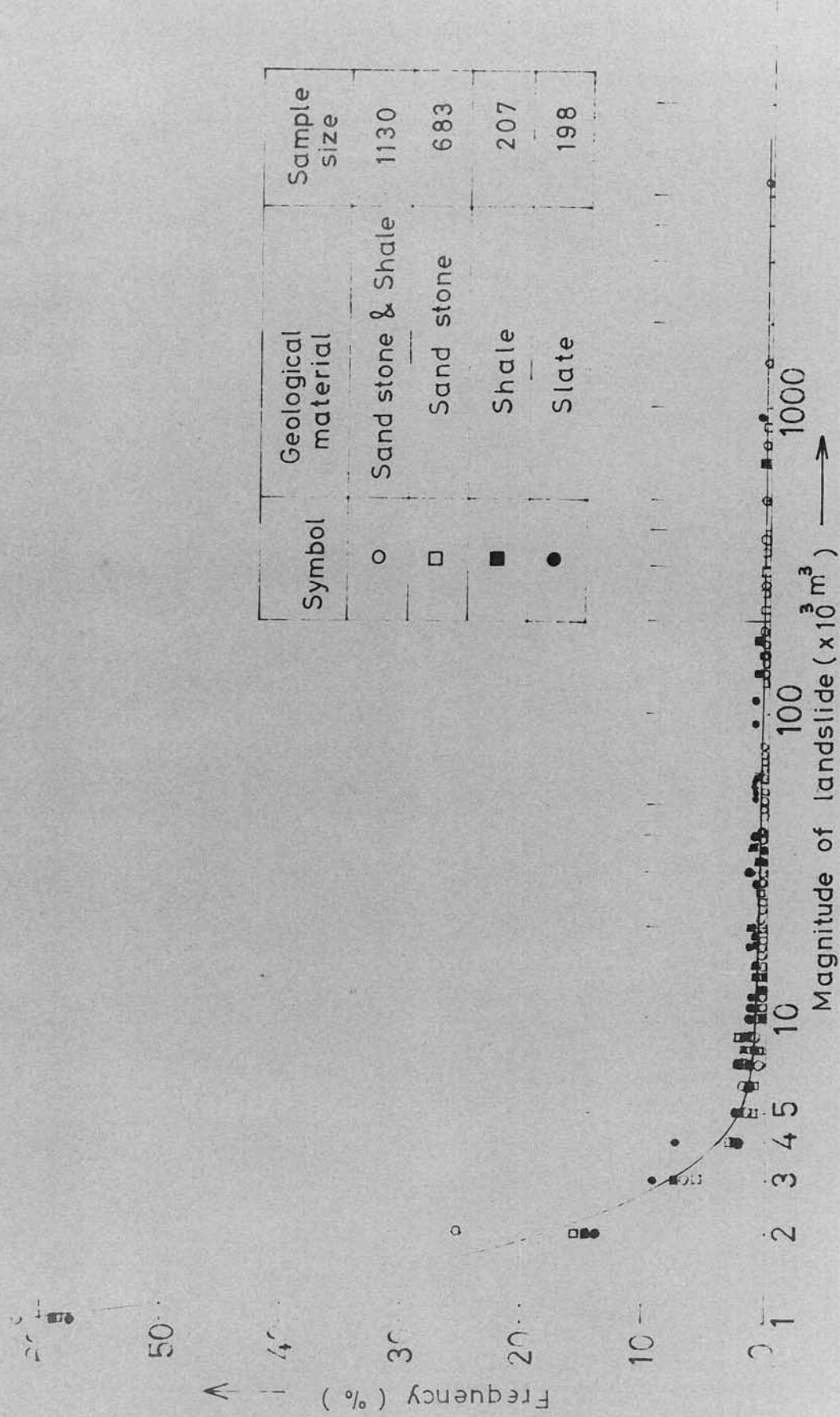
の影響度を考慮すればよいであろう。

### 3.3.2 山腹崩壊一箇所当たりの崩壊規模

山腹崩壊は、分類上、その発生位置の違いから、溪岸崩壊と区別をするのが普通であるが、ここでは実際上、その判別がなかなかむづかしいので、溪岸崩壊をも含めて考えることにする。崩壊が発生した場合、その規模、すなわち、面積、深度、体積等は、降雨特性はもちろのこと、その流域の地形特性あるいは地質等によって、異なることが一般的に考えられる。そこで、有田川におけるはどうかを昭和28年災害について調べて見ると、一箇所当たりの崩壊土量(体積)の頻度分布は、各地質別に図3.21のごとき結果を得た。この図より、本流域において各地質は、ほぼ同一の崩壊土量分布形を有するといえる。地形特性と崩壊土量分布形との関連性についても崩壊発生と地形特性との間にほつきした関係がないといふ前項での結果より、その影響度は有田川においては無視してよいだろうと考える。

ところで、降雨特性の崩壊土量分布形に対する影響については、崩壊に関連する降雨特性を間接的によく表わしている流域貯留量で、その影響度を考えて見る。前節の3.2.3において、貯留量と流域全体の全崩壊土量との間に、強い相関があることを見たが、その全崩壊土量がどのような崩壊土量分布形をとるかは、そのときの貯留量最大値  $S_{max}$  によつても変化するかも知れない。しかし、このことを統計的に検討するためには、そのための適当な大きさの標本が必要であるが、有田川の場合、昭和28年災を除けば、さしたる大きい崩壊が発生していないので、その検討はできない。こうした事情は、有田川に限らず統計処理できる程度の大崩壊は、何回も同一流域には起こらないものである。たとえ起こっていたとしても、資料として用いられる程に、調査資料が整つてないものである。そこで、次の二点を仮定を設ける必要がある。すなわち、かつて発生した大崩壊の崩壊

図 3.21 山腹崩壊一個当たりの崩壊土量分布(地質別)



土量分布形と崩壊土量の母集団分布形を考える。この崩壊土量の母集団分布形に関する仮定に従うならば、貯留量は、崩壊土量分布形には関係なく、発生した崩壊の規模(土量)は、崩壊土量の母集団分布に従って、確率的に規定されるわけである。しかし、この仮定と、貯留量最大値-全崩壊土量の関係が矛盾してはならないから、前者は後者に従うと考えねばならない。すなわち、そのときの貯留量最大値によって発生した崩壊土量の総和は、規定されるとする。

なお、崩壊記録より得た貯留量最大値-全崩壊土量の関係グラフ(図3.17)は、上述の仮定が成り立つならば、図3.22のごとく修正される。崩壊記録にある崩壊土量は、小規模のものと欠落していることが多いことを考えれば、図3.22の方が實際に近いといえるだろう。

崩壊規模として、工量(体積)のみを考えたが、土量と崩壊面積、あるいは深度との相関が強いことが予想されること、また、ここでは崩壊土砂生産量について考へていることから、それらについては言及しないことにする。

### 3.3.3 貯留量の時系列から見た崩壊発生とその時期

貯留量最大値-全崩壊土量は、豪雨後の崩壊調査をすれば得られるが、豪雨時の崩壊発生の時間的増加過程についての資料は、実験によるならばともかく、實際の流域から、得ることは物理的に不可能と言わざるを得ない。しかし、崩壊工量分布と貯留量最大値-全崩壊土量との関係が、過去の崩壊調査より得られているならば、豪雨時の崩壊発生数の増加過程は、貯留量の時系列より、その「要は正確」といふべきである。

貯留量の時系列が、図3.23の模式図のごとくであるとする。貯留量Sが豪雨により増加し始め、時刻  $t = t_1$  で  $S = S_{\max}$  にな、流域のごとが崩壊カーブの一所、二か所と発生をはじめ、時刻  $t = t_2$  になるまで、崩壊個数

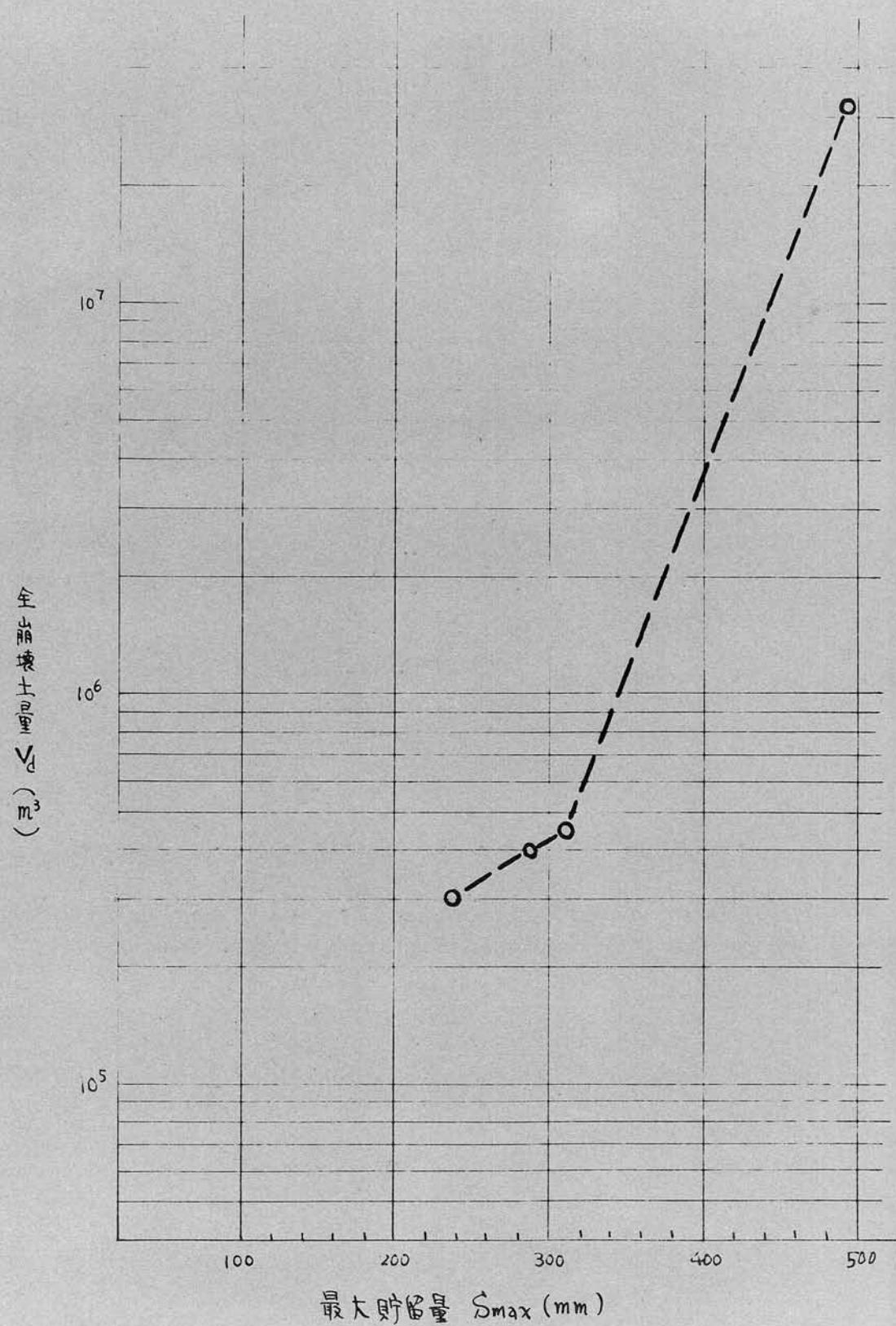


図3.22 修正された  $V_d - S_{max}$  の関係。

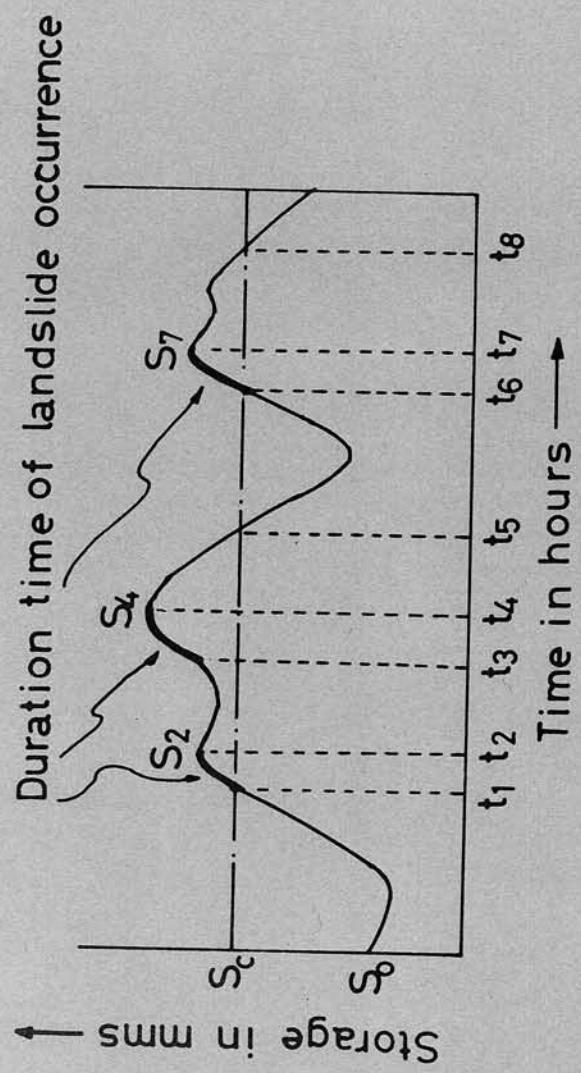


图 3.23 Illustration of water storage concerning the occurrence of landslides

が増加する。このときまでの崩壊土量の総和は、貯留量最大値 - 全崩壊土量の関係により規定される。また、崩壊土量分布(一個所当たり)に従って発生した崩壊の総土量がこのときの  $S_{\max} = S_2$  に対応する全崩壊土量になつたとき、それまでに発生した崩壊個数が時刻  $t_2$  までに発生した全崩壊個数と考えられる。時刻  $t_2$  をすぎると、貯留量がいよいよ減少し、途中でまた増加し、時刻  $t_3$  になって、  $S = S_2$  となり、さらに増加する。時刻  $t_2$  ～  $t_3$  間では、  $S > S_c$  であるが、崩壊発生はないと考える。なぜならば、その間で本来、崩壊発生すべき個所は、すでに時刻  $t_1$  ～  $t_2$  の間で発生しているはずである。時刻  $t_3$  をすぎれば、貯留量  $S > S_2$  となり、再び崩壊が発生しはじめ、時刻  $t_4$  まで、貯留量の増加とともに崩壊個数が増加する。結局、一豪雨による貯留量  $S$  が、崩壊発生限界貯留量  $S_c$  を超えている時刻  $t_1$  ～  $t_5$  の間ににおける崩壊は、貯留量増加部において発生し、崩壊個数と崩壊土量は、崩壊一か所当たりの土量分布と貯留量最大値  $S_{\max} = S_4$  に対する全崩壊土量によって規定される。時刻  $t_5$  をすぎると貯留量  $S$   $S_c$  を下り出す。しかし、また、強い雨が降り出し貯留量も増加し、時刻  $t_6$  で  $S_c$  を突破し、時刻  $t_7$  で貯留量が極大値  $S_7$  を示し、減少する。したがって、時刻  $t_6$  ～  $t_8$  の間での崩壊個数と崩壊土量は、この間の貯留量最大値  $S_7$  と崩壊土量分布とによって規定されると考える。しかし、大きな疑問がこのとき生じる。すなはち、時刻  $t_5$  と時刻  $t_6$  との間に  $S_c$  が変っていて、(この場合、増加している) 時刻  $t_6$  ～  $t_8$  においては、崩壊が発生しないのではないかという疑問である。この点に関しては、一度崩壊を経験した流域の地質、地形特性等の状態がそれによってどの程度変化するかによつてきまるわけで、このような貯留量の時系列のみから、結論を下すことはできないであろう。この点は、今後の研究課題としている。ここでは、一応  $S_c$  は、一定の流域特性によって決まる定数であると考える。この仮定は、次の二つのことにより、ある地形発達段階におけるかなり長年月につ

いて、成り立つのではなかろうかと考えられる。

1) 流域の地質構造、地形特性は何十年に一度といった大崩壊がなければ、ほとんど変化しないであろう。

2) 確率的な面から、崩壊発生を考えれば、流域全体で同確率で崩壊発生する個所が何ヶ所かが存在するはずである。あるときの豪雨で、そのうちの何割かが発生し、何割かが崩壊に至らず残るとすると、そのとき、残った個所が次の同程度の豪雨で崩壊する可能性がある。

### 3.4 土砂生産モデルの使用法とその検討

有田川上流域の山腹崩壊土砂生産モデルの構成を前節より、まとめるところとなる。

- 1) 崩壊発生個所に関しては、流域全体として均質的であるとする。
  - 2) 流域の総崩壊土量は、流域貯留量最大値によって規定されるとする。  
(図3.22)
  - 3) 崩壊発生個所一ヶ所当たりの土量は、崩壊土量分布(母集団分布)に従って、確率的に生起するものとする。(図3.21)
- このモデルの使用手順について述べると、まず、はじめに式(3.29)～式(3.37)等により、貯留量  $S$  (mm) を計算する。貯留量  $S$  が崩壊発生限界貯留量  $S_c$  を突破したならば、適当に選んだ単位時間  $\Delta t'$  (貯留量の単位時間  $\Delta t'$  と必ずしも同じでなくともよいだろう)ごとに、上述の関係、2), 3)を利用して、崩壊個数、崩壊土量を決める。すなわち、 $S$  が  $S_c$  を突破して  $\Delta t'$  時間後に  $S = S_1 = S_c + \Delta S$ となつたとするなら、図3.21(崩壊土量分布)に従う乱数を発生させて、その発生土量の和が流域貯留量  $S_1 = S_c + \Delta S$  に対応する崩壊土量  $V_1$  (図3.22) を起えたとき、それが乱数発生を停止する。そのときまでの発生数が崩壊個数である。次に  $\Delta t'$ だけ時間を進ませ

そのときの  $S = S_2$  が  $S_1$  より大であるならば、再び、図3.21に従う乱数発生を行い、その発生土量の和が  $S_2$  に対応する  $V_2$  (図3.22) と前に求めて  $V_1$  との差 ( $V_2 - V_1$ ) を超えたとき、また乱数発生を停止する。そのときまでの乱数発生が崩壊個数であり、結局、 $2 \times 4t$  時間後の総崩壊個数は、二つの  $4t$  時間にとの崩壊個数の和となる。この手順を  $4t$  時間づつ進めながら、繰り返す。崩壊が流域のどの地点で起こっているかについては、仮定(1)により、流域全体にランダムに発生していると考え、一様乱数を発生させることにより、流域を細分化した各小地域に配分する。

ところで、このモデルについての問題点を二・三あげて検討して見ると、まず、貯留量の算定精度が上げられよう、豪雨時のごとく、短時間の算定は、各種の流出解析の研究結果がかなり満足すべきものになってきているが、長期のいわゆる低水解剖については、まだ、いろいろの問題があるようであり、この方面の今後の研究に待つ所が大きい。

次に問題となるのは、式(3.29)～式(3.37)等より得られる貯留量は、流域全体の平均貯留量 (mm) であるため、流域内の降雨量の空間的な変化を考慮できない。したがって、流域内の崩壊土量の空間的变化を考えていなければ、しかし、たとえば、第1節での崩壊率と総降雨量との関係図(図3.4)は、ある流域内に起こった豪雨の空間的な雨量強度の違いがあることに着目し、等雨量線によって、それが流域をさらに細分化し、それで各小流域の崩壊率と総雨量とをプロットし得たものである。このように、ある流域内の降雨量の空間的違いが大きい場合、本モデルのごとく、その流域の全崩壊量と全崩壊個数を素因の均質性の下に、一様に流域の細分化された小流域に配分することは、適切でないであろう。この場合には、当然、流域内の降雨量の空間的变化と貯留量のそれとは、何とか形で関連しているはずである(たとえば、等雨量線が区画された地域の貯留量を、次式等求めよ)。

$$\frac{dS_i(t)}{dt} = R_i(t) - g_i(t) \quad (3.38)$$

ここに、 $S_i(t)$ 、 $R_i(t)$ 、 $g_i(t)$ は、それぞれ区域*i*の**t**時刻における貯留量、雨量、流量である。そうすれば、それぞれの地域の貯留量時系列ごとに崩壊土量、崩壊個数を求めることができよう。しかし、このような流域内の各地域ごとの雨量、流量観測データは、実際には、観測網の不整備のため入手することは、至難なことである。また、そのような小区域間の降雨量の変化を予測して将来の崩壊土量、崩壊個数を推算することは、非常に困難である。結局、降雨の地域性、不確定性を考えれば、過去の崩壊を追究する場合は、流域内の各区域の降雨量の違いを考慮しなければならないとしても、将来の崩壊に対する砂防計画等の場合は、各区域間の空間的降雨量の変化を考えずともよいのではなかろうか。

次に、流域全崩壊土量と流域貯留量最大値との関係図(図3.22)は、厳密には常に、両者の関係を表わしてはいなし。崩壊が、崩壊土量分布(母集団分布)に従って、発生していると考えていまから、もううちは、全崩壊土量の期待曲線(平均値の曲線)を考える方が妥当であろう。

以上のとく、本モデルについても、まだまだ多くの問題を含んでいることは確かである。さうに、今後の研究が必要であろうが、実際の崩壊についての詳細な資料を得ることが困難なために、十分な解釈が出来ないことが多く、こうして研究の隔たり統一的なアプローチを不可能にしているといえるでさう。

### 3.5 結論

豪雨による山腹崩壊土砂生産のモデル化を和歌山県・有田川上流域( $198\text{km}^2$ )において試み、明らかとなつた事項を列挙すれば次のとくである。

- i) 山腹崩壊とその誘因である豪雨とを直接関連づけることはむつかしく、また種種の問題を含んでいる。
- ii) 山腹崩壊に対する素因と考えられる流域特性(地形、地質および植生等)を間接的に表わす指標として、流域貯留量 $S$ を次式のごとく導入する。

$$\frac{dS}{dt} = R - (R + E + \alpha)$$

この流域貯留量 $S$ を用いれば、山腹崩壊に対して、降雨の場合よりも強い相関のあることが明らかとなつた(図3.16)。このとき、崩壊発生限界貯留量 $S_c$ は、 $S_c \doteq 200\text{ mm}$  の程度である。

- iii) 流域貯留量 $S$ を用いて、次のごとく山腹崩壊土砂生産モデルの設定が可能となつた。

- 1) 崩壊発生箇所に関しては、流域全体として均質的であると仮定する。
- 2) 流域の総崩壊土量は、流域貯留量最大値 $S_{max}$ によって規定されるとする(図3.22)。
- 3) 崩壊発生箇所一か所当たりの土量は、崩壊土量分布(母集団分布)に従って確率的に生起するものとする(図3.21)。
- iv) 流域特性が異なり、流域貯留効果が相違する場合は、さうに流域を細分化する必要がある。
- v) 最も重要な問題点として、崩壊発生限界貯留量 $S_c$ があげられる。本研究では一応 $S_c \doteq constant$ としたが、今後の地形発達過程との関連研究に待つところが大きいと言える。

## 参考文献

- 1) Horton, R.E. : Erosional development of streams and their drainage basins; hydrophysical approach to quantitative morphology, Geol. Soc. Am., Bull. vol. 56, 275-370, 1945
- 2) Strahler, A.N. : Equilibrium theory of erosional slopes approached by frequency distribution analysis, Am. Jour. Sci., vol. 248, 673-696, 800-814, 1950
- 3) Strahler, A.N. : Hypsometric (area-altitude) analysis of erosional topography, Geol. Soc. Am., Bull. vol. 63, 117-1142, 1952
- 4) Yosikawa, T. : Analysis of late mature and old mountains in central Korea; an approach to quantitative research on physiographic development of mountains, Japanese Jour. Geol. & Geogr., vol. 27, No. 1, 67-78, 1956
- 5) 村野義郎：山地における砂石の生産に関する研究，土木研究所報告，第114号，昭38，p.1-46
- 6) 阪口豊：日本島の地形発達史について，地理評，37巻，387-390，1964
- 7) 阪口豊：流域の発達と日本島流域の特性，地理評，38巻，74-91，1965
- 8) 阪口豊：山はどのようにしてできるか—地形学の立場から，科学，36巻，360-367，1966
- 9) Strahler, A.N. : Dimensional analysis applied to fluvially eroded landforms, Geol. Soc. Am., Bull. vol. 69, 279-300, 1958
- 10) Schumm, S. A. : Evolution of drainage systems and slopes in bad lands at Perth Amboy, New Jersey, Geol. Soc. Am., Bull. vol. 67, 597-646, 1956
- 11) Penck, W. : Geomorphologische Analyse, ein Kapitel der physikalischen

- Geologie; Stuttgart, Verlag von Engelhorns Nachf., 283p, 1924
- 12) Lehman, O.: Morphologische Theorie der Verwitterung von Steinschlagwänden, Vierteljahrsschr. Schweiz. Natf. Gesellsch., Zürich, vol. 78, 259-284, 1933
- 13) Bakker, J. P. & J. W. N. Le Heux : Projective = geometric treatment of O. Lehman's theory of the transformation of steep mountain slopes, K. Niederl. Akad. Wetens. Proc., vol. 49, 533-547, 1946
- 14) Scheidegger, A. E.: Mathematical models of slope development, Geol. Soc. Am., Bull. vol. 72, 37-50, 1961
- 15) Culling, W. E. H.: Analytical theory of erosion, Jour. Geol. vol. 68, 336-344, 1960
- 16) Culling., W. E. H.: Soil creep and development of hillside slope, *ibid.*, vol. 71, 127-161, 1963
- 17) Culling., W. E. H.: Theory of erosion on soil-covered slopes, *ibid.*, vol. 73, 230-254, 1965
- 18) Девдариани, А. С. : Математический анализ в геоморфологии, Недра, 155, 1967
- 19) 竹下敬司 : 実験による斜面生成機構の理論的解釈とその考察, 福岡林試時報, No. 16, 115-136, 1963
- 20) 半野昌繁 : 斜面発達とくに断層崖発達の数学的モデル, 地理評, 39巻, 324-336, 1966a
- 21) 平野昌繁 : 斜面発達の数学的モデルに関する若干の補足, 地理評, 39巻, 606-617, 1966b
- 22) 北野・金森 : 水質調査による岩石崩壊の研究, 第1回災害科学総合シンポジウム, 昭39.9
- 23) 土屋義人 : 工砂の流出, 水理学水文学における最近の進歩, 昭42.3

- 24) 土屋義人：地面侵食に関する二、三の水理学的考察，土木学会論文集，第59号，昭.33，32-38
- 25) 田中・八東・沖村：降雨特性からみた斜面の地辺りおよび崩壊の機構とその予知の研究，第十四回災害科学総合シンポジウム論文集，1967
- 26) 小出博：山崩れ，古今書院，昭.30
- 27) 25)と同じ
- 28) 5)と同じ
- 29) 西畠勇夫：山地の崩壊と地質・地形及び雨量との関係について，土木学会論文集，第100号，昭.38.12
- 30) 村野義郎：豪雨型山崩れの研究，新砂防，N0.56，昭.40.3
- 31) 諏訪・水谷：集中豪雨に伴う地辺り山崩れ，災害・地域的特異性に関する基礎的総合研究，昭.41.3
- 32) 10)と同じ
- 33) 30)と同じ
- 34) 打狩珠男：崩壊調査の方法及びそのまとめ方に対する疑問と提案，新砂防，N0.64，昭.42.7
- 35) 武田進平：中間流の性質と山腹土砂崩れに及ぼす影響，第3回災害科学総合シンポジウム論文集，昭.41.11
- 36) 田中・羽田野・八東・沖村：昭和42年7月豪雨並びに過去の豪雨による神戸市だけ崩れ災害の特性，第十四回災害科学総合シンポジウム論文集，1967
- 37) 木村俊晃：貯留閾数法(I),(II),(III),(IV)，土木技術資料，3-12, 4-1, 4-5, 4-7
- 38) 金丸・星・三島：山腹の保水能力に関する一考察，第23回土木学会年次講演会講演集，昭.43

- 39) 二川ダム調査委員会：和歌山県有田川二川ダムに関する学術調査報告，昭38.4
- 40) 和歌山県土木部砂防利水課：有田川上流崩壊調査書，昭32.3
- 41) 平野昌繁：斜面発達モデルの比較検討，新砂防，73，昭44.6

### 記号の補足説明

$A_w$  : order  $w$  の支川の平均流域面積

$a_1, a_2, a_3$  : それぞれ、従順化係数、後退係数、削剝係数で、まとめて侵食係数とよばれる

$\alpha, \alpha', \beta, \gamma$  : 式(3.13)中の係数

$\alpha_0, \beta_0, \gamma_0, \delta_0$  : 式(3.20)中の定数

$c_1, c_2, c_3$  : 式(3.21)中の係数

$d$  : 流出土砂の代表的大きさ

$f\{x\}$  :  $x$ の関数

$f\{x, t\}$  :  $x, t$ の関数

$g$  : 重力の加速度

$k$  : 幹川のorder

$K_0, P_0$  : 流量と貯留量の関係式における係数

$K'_0, P'_0$  : 洪水流の貯留関数における係数

$K$  : 式(3.11), (3.12), (3.14), (3.15)中の係数

$\bar{L}_w$  : order  $w$  の支川の平均長

$N_w$  : order  $w$  の支川の数

$\rho$  : 木の密度

$\rho_s$  : 砂の密度

$R_a$  : 集水面積比とよばれ、 $\bar{A}_w / \bar{A}_{w+1}$  で定義される

$R_b$  : 分岐比とよばれ、 $N_w / N_{w+1}$  で定義される

$R_L$  : 河道長比とよばれ、 $\bar{L}_w / \bar{L}_{w-1}$  で定義される。

$R_S$  : 河道勾配比とよばれ、 $\bar{s}_w / \bar{s}_{w-1}$  で定義される

$S_e$  : 貯留関数法における見かけの貯留量

$\bar{s}_w$  : order  $w$  の支川の平均勾配

$T_e$  : 貯留関数法における遲滞時間

$Y_0$  : 原斜面の高度

## 4 流出土砂量に関する推計学的研究

### 4.1 概 説

#### 4.1.1 土砂流出の形態

土砂流出の形態は、前章、第1節、第2項で考察した土砂生産過程に対応して、種々のものが考えられるが、その分類に対してはまだ明確なものがなく、その流出機構に主眼をおけば、一般に、現象やそのものが緩慢であるが、比較的、継続的であるものと、これに反して、現象そのものが洪水流出のように、かなり急激であるものとに分けられる。前者を代表するものとして、地面浸食過程が上げられようし、後者を代表するものとしては、いわゆる洪水時の土砂流出であって、流水による砂礫の流送機構にもとづくものと、流水と砂礫とが一体となって流下する、いわゆる土石流などが挙げられよう。

一方、土砂流出形態を分類する、いよいよ一つの観点は、流水の作用との対応に基づくものであって、たとえば、河川の中下流部などにおけるように、いさみう流水の土砂輸送能力によって、土砂流出が規定されると考えられるものと、これに反して、山地流域における土砂流出のように、崩壊、地すべり、または表面浸食の過程を含み、これらが必ずしも流水または降水現象に時間的に対応しないものであって、土石流の発生もこの範疇に入る。

このように、土砂流出過程と土砂生産過程とは、密接な関係があり、両者が表裏一体となって、相互に影響し合っており、現在のことごろ、上述のような分類にしたがう、ややややややの土砂流出に対して、流出土砂量を推定することは、不可能に近い状態にある。

#### 4.1.2 流出土砂量に関する従来の推定法<sup>1)</sup>

普通、流出土砂量とは、特定の地点をもつ期間に通過する総土砂量を意味するのであり、特定の地点として、貯水池や砂防ダムの入口地点、あるいは、小流域の本川との合流地点等が選ばれることが多い。期間としては、年間流砂量、1洪水期間の流砂量と、1秒間の流砂量等、いろいろの表現法がとられている。

従来の流出土砂量の推定法は、大別して、i) 崩壊量から推定する方法、ii) 流砂量公式から推定する方法、iii) 貯水池あるいは、砂防ダム内の堆砂実績資料と流域特性との相関より推定する方法、の三つに分けられる。

以下、これらの方法について概略を述べる。

##### i) 崩壊量から推定する方法

築後川上流域において、崩壊調査を行い、表4.1のごとき結果とともに、崩壊土砂残量、拡大見込量および渓間堆積量の下流に流出する割合を、次のような仮定を用いて表4.2のごとき流量を得ている。<sup>2)</sup>

① 崩壊土砂残量は、その  $\frac{1}{3}$  が10年間に流出するものとする。

② 崩壊拡大見込量は、その70%が20年間で流出するものとする。

③ 渓間堆積量は、その65%が20年に一度位の割合で移動するものとする。

このような仮定は、砂防計画の立場から定める必要があると思われるが、この仮定の数値については、多くの疑問が残るところである。

新潟は、<sup>3)4)</sup> 洪水流砂量を崩壊土砂量と渓間堆積土砂量を加算して、次式を提案した。

$$V = C_1 K_1 + C_2 K_2 \quad (4.1)$$

ここで、V: 洪水流砂量、 $K_1$ : 崩壊量、 $K_2$ : 渓間堆積量、 $C_1$ : 崩壊(流出)係数、 $C_2$ : 堆積(流出)係数である。 $C_1$ 、 $C_2$  の値については実測資

表4.1 鶴見川上流の崩壊土砂量と溪間堆積量  
(建設省九州地建による)

地 点	流域面積 ( Km <sup>2</sup> )	調査面積 ( Km <sup>2</sup> )	崩壊土砂量 (1) (m <sup>3</sup> )	崩壊土砂残 量(2) (m <sup>3</sup> )	拡大見込量 (3) (m <sup>3</sup> )	溪間堆積量 (4) (m <sup>3</sup> )
猪 牛 田	117.0	121.9	1,857,600	557,800	724,500	1,300,800
築 潤	225.0	255.2	1,666,000	498,000	647,000	1,168,000
下 笠	185.0	56.0	626,600	188,000	244,000	438,600
久 世 畑	581.0	362.8	2,323,900	697,000	906,100	1,626,900

注 (2) = 0.3 × (1). (3) = 1.3 × (2). (4) = (1) - (2)

表4.2 調査面積の年間 1km<sup>2</sup>当り 流出土砂量

地 点	崩壊土砂量 (m <sup>3</sup> /Km <sup>2</sup> )	拡大見込量 (m <sup>3</sup> /Km <sup>2</sup> )	溪間堆積量 (m <sup>3</sup> /Km <sup>2</sup> )	小計 (m <sup>3</sup> /Km <sup>2</sup> )
猪 牛 田	15.6	20.8	3.50	71.4
築 潤	6.5	9.0	1.48	30.3
下 笠	11.0	15.0	2.50	51.0
久 世 畑	6.5	8.8	1.46	30.0

表4.3 既往大災害における流出土砂量調査結果  
(矢野義男による)

災 害 名	山地1ha当たり流出土砂量	災害年次	府県名
阪神間災害	50,000~ 70,000	昭 13	兵 庫
兵 災	10,000~ 15,000	20	広 島
赤城山周辺災害	50,000~ 70,000	22	群 京
龜 四 災	10,000~ 20,000	26	東 京
南 山 城 災	50,000~ 70,000	28	東 京
阿 蘆 災	90,000~ 100,000	28	本 山
有 田 川 災	70,000~ 80,000	28	和 歌 山
門 司 災	30,000~ 50,000	28	福 岡
安 曇 川 災	30,000~ 50,000	29	長 野
大 戸 川 災	30,000~ 50,000	28	岐 長
猪 名 川 災	10,000~ 15,000	28	兵 庫
小 丸 川 災	50,000~ 60,000	29	崎 島
会 津 若 松 災	20,000~ 30,000	31	福 岐
諫 早 災	50,000~ 90,000	32	長 野
瀬 戸 災	20,000~ 30,000	32	知 野
阿 知 川 災	10,000~ 50,000	32	長 野
中 津 川 災	10,000~ 15,000	32	岐 長
金 峰 山 災	20,000~ 30,000	32	岐 長
絆 野 川 災	20,000~ 30,000	33	静 山
富 士 川 災	20,000~ 77,000	34	福 岡

料から決めるわけであるが、ここでいう洪水流砂量として、どの程度の洪水を対象とするかによって、係数  $C_1, C_2$  は異なるわけであり、また、対象となる流出地点の取り方によっても変化するから、提案式の採用には、検討を要するであろう。

## II) 流砂量公式から計算する方法

流砂は、一般に、掃流砂と浮遊砂に分けられるが、それそれに応じて各種の流砂量公式が多くの研究者によって提案されている。そのうち、掃流砂に関する、左藤、古川、芦田の実験式を次に示す。<sup>5)</sup>

$$\varphi_B (\% - 1) g / (T_0 / \rho)^{3/2} = \varphi F (T_0, T_c) \quad (4.2)$$

また、掃流砂、浮遊砂を含んだ経験式として、左藤の式<sup>6)</sup>を次に示す。

$$Q_T = Q_B + Q_s = \alpha Q^{0.9} + \frac{\beta}{H} Q^2 \quad (4.3)$$

このような流砂量公式によれば、洪水期の年間流砂量でも計算できるはずである。しかし、これらの公式には、考えていいる地点の河床砂礫の粒径に無関係な上流から輸送されている量である wash load を考慮していないので実際の流出土砂量は、精確には、把握できにくいのが問題である。また、流砂量公式そのものの信頼性についても疑問が残る。たとえば、この流砂量公式、特に、実験室で得られた式は、十分、輸送される砂がある場合のものであり、実際、河川においては、多くの、な状態が常に保証されることは限らない。また、実測資料をもとに作成した(4.3)にしても、考えていいる地点の上流において、崩壊が発生し、土砂が流れに混入する場合など、多くの参数は大きく変化すると思われ、その適応は、必ずしも限られる。

Ⅲ 土砂量計算における准定実験資料と流域特性との相関、(1) 准定する方法

貯水池あるいは砂防ダムの年間の堆砂量とその流域特性、たとえば、流域面積、地貌係数、起伏量比、年間降雨量等との関係式を実測資料とともに、立ててゆきたい。そのいくつかを次にあげる。<sup>(7), (8), (9)</sup>

### 1. Witzig;

$$q_s = K_s \left( -\frac{C}{A} \right)^{0.83} \quad (4.4)$$

$q_s$ : 堆砂量 (ac ft/100m<sup>2</sup>/year)

C: ダム貯水量 (ac ft)

A: 流域面積 (m<sup>2</sup>)

$K_s$ : 定数 (1.167 ~ 7.56)

### 2. Schoklitsch;

$$q_s = K'_s Q^{0.2} \left( \frac{1}{A} \right)^{0.8} \quad (4.5)$$

$q_s$ : (m<sup>3</sup>/Km<sup>2</sup>/year)

Q: 年間流量 (m<sup>3</sup>)

A: (Km<sup>2</sup>)

$K'_s$ : 定数 (100 ~ 8000)

### 3. 田中・石井;

$$q_s = ax - b \pm c \quad (4.6)$$

$q_s$ : (m<sup>3</sup>/Km<sup>2</sup>/year)

x: 地貌係数 = (起伏量の平均) / (高さの平均)

a, b, c: 地質・土壌・河川特性

### 4. 渡辺和衛;

$$q_s = 4.73 e^{11.2C} + 950 \quad (4.7)$$

$g_s$  : ( $m^3/km^2/year$ )

C : 浸食係数

5. E.M.F Taxman, P.L.Hodda

$$\log g_s = 0.9 + 26 + 0.469 + \log C - 0.737 + \log \text{Age} \quad (4.8)$$

$$- 0.2059 \log A + 0.8705 \log AP + 0.2082 \log LSE$$

$g_s$  : ( $yd^3/mi^2/year$ )

C : ( $10 \text{ acft}/mi^2$ )

Age : 貯水池建設後の経過年数

A : 集水面積 ( $AC$ )

AP : 長期間の年平均降雨量 (in) (in)

LSE : 集水区域単位面積当たりの浸食面積 ( $ac/mi^2$ )

6. 吉良

$$r_s = 138.39 \Psi_*^{0.572}$$

$$r_s = 0.00012 \psi_*^{0.868}$$

$r_s$  : 平均年堆砂率 (%)

$$\Psi_* = \frac{q}{C/A}$$

$$\psi_* = \frac{Rf}{C/A}$$

q : 比流量 ( $m^3/sec/km^2$ )

Rf : 起伏量 (m)

以上の公式は、何れも年平均堆砂量(あるいは堆砂率)として、何年ないし、何十年間の堆砂量の平均値で、その地点の年平均流出土砂量を確定するところであるが、堆砂量は貯水池あるいはダムによって、補給された土砂量であり、補給とともに、流水と共に、下流へ輸送される土砂量である。たゞ、これら二つの二点の補足率というものが問題となってくる。この方面の研究も行われて、さばま

だ、よく分っていな現状である。

また、年平均流出土砂量といった年単位の整理では、豪雨時の流出土砂量の推定は当然できないし、豪雨による短時間の流出土砂量を年間に平滑化することになるわけで、実際の流出過程を定式化するのに、なあ、不十分な点が残っている。さらに、単位時間と小さく取る方向が考えられるが、そのような実測資料を得ることに、困難が生じ、その方向の障害となつてゐると思われる。1洪水によって、流出する土砂量は、今日、その計測技術の問題もあり、よく分っていながら、矢野<sup>12)</sup>が、我が国の過去の土砂災害の実績から、表4.3のような概算値を出しているのが、唯一のもののようにある。これによると、1洪水による土砂の流出量は、 $10,000 \sim 100,000 m^3/km^2$ 程度で豪雨の程度や地質、地形によって相当の開きがあるが、大体の見当をつけることが出来る。

次に、洪水時の土砂流出に関する二、三の観測結果をあげて、現象の実態について考えて見ることにする。<sup>13)</sup> 図4.1,2は、穗高砂防観測所のヒル谷試験流域における洪水時の土砂流出を示したものの一例である。<sup>13)</sup> これは、流域面積  $0.85 km^2$  の小さな山岳流域におけるものであつて、図中Tは降雨強度、Qは流量、および  $C_{1s}$  および  $C_{2s}$  は、それぞれ観測用堰堤の上下流部における流出土砂の濃度である。これから、流出土砂量が必ずしも流出水量に対応しないことがわかる。土屋は、そのことに関して、次のごとくいつてゐる。図4.1に示した結果のうち、洪水のピーク以前に急激な土砂流出を伴つたことは、流域の谷口付近において小規模な崩壊を生じたためであり、また、図4.2において、洪水のピークよりかなり早くれて異常な土砂流出を示しているのは、流域内における崩壊が比較的流域の上流部で起こり、それが現象的にあくれて現われたものであることが、観測によって確認されている。図4.3は、速水によって観測された天竜川下流部における洪水時の浮遊土砂濃度の変化を示したものである<sup>14)</sup>。この観測結果のうち、

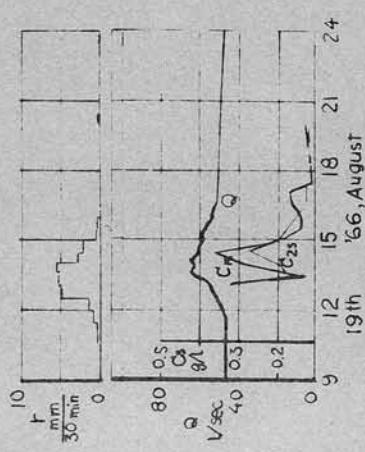


図 4.1 山地流域における土砂流出  
観測結果(4) (天野・土屋・奥村:63)

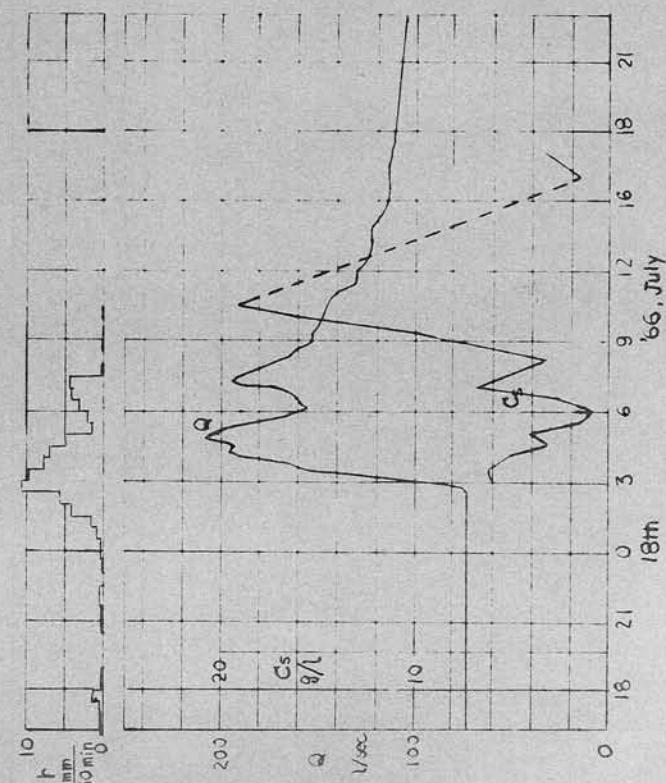


図 4.2 山地流域における土砂流出  
観測結果(4) (天野・土屋・奥村:63)

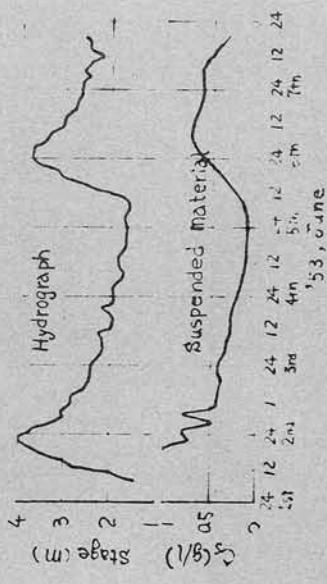


図 4.3 元豊川 洪水時ににおける懸濁物質の変化(速水にら)

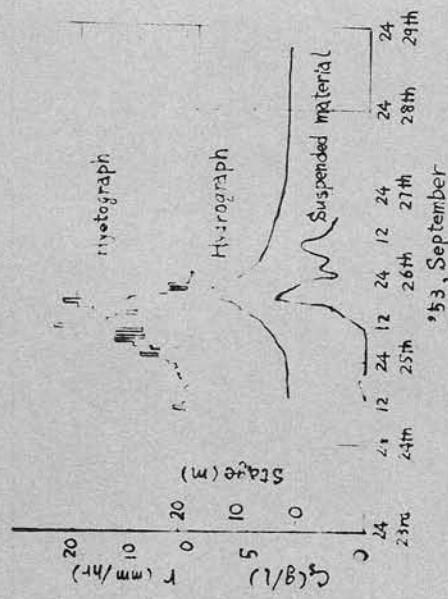


図 4.4 由良川 洪水時ににおける懸濁物質の変化(速水にら)

浮遊土砂量については、その観測精度は確かでないが、流量に対するかかなり系統的な変化を確認できる。これに対して、図4.4は由良川における同様な観測結果であり、この場合は、必ずしも流量に対応して、土砂濃度が変化しているのではないことがわかる。これは、この洪水が大きな災害をもたらしたもので、水質の変化から速水が指摘しているように、流域内に大きな崩壊が生じたためと考えられる。かように、河川の中下流部でも流域内における異常な土砂の生産が土砂流出を大きく支配していることは、きわめて重要な事実といわねばならないであろう。

以上のごとき観測事実より、流出土砂量は土砂生産量によって、支配されていることが明らかとなつたが、土砂生産は、必ずしも流水に対応するものではなく、むしろ偶発的要素が強いゆえ、流出土砂量の実態を定式化することは、きわめてむつかしいことであるといわざるを得ない。

#### 4.1.3 本研究の目的と方法

前項で明らかになったごとく、従来の流出土砂量の推定法は、種々雑多と言える程、多くの方法があるが、十分といえる確固として推定法がないのが現状である。これは反面、流出土砂に関連するいろいろな要因を網羅することができない程、その現象が複雑難解であることを反映しているとも思われる。それにしても、従来の推定法によ、確率的な考察が欠けていなければならないだろうか。

我が国のごとく、一般に降水現象の季節変動のはげしい山地河川においては、それに応じた流出土砂量の季節変動があるはずである。ところには、豪雨に伴う多量の流出土砂による土砂災害が生じるよう、短時間内の流出土砂量が、その年の全流出土砂量の大半を占めることがあろう。そのような流出土砂量の変動特性を無視し、実測資料の年平均値だけで、流出土砂量を推定するのは、大胆すぎるのではないか?

また、既往の大崩壊によって生産された土砂量より、その後の流出土砂量を推定するにしても、その大崩壊に匹敵するような、あるいは、それに近い崩壊がその後に起こる可能性があるはずである。したがって、既往の崩壊の確率的位置付けがなされなければ、その利用価値は半減するであろう。

一方、流砂量公式より推定する方法は、流出土砂量の変動特性をよく表わすことができるが、流域の土砂収支から考えれば、土砂生産量、および支谷、本川での堆積土砂量の状態との関連について、流出土砂量を推定すべきである。このような配慮のもとに、100年間の貯水池堆砂量の推定を行っているのも見られるが、土砂生産量の変動特性についての考察が十分でないようである。

本研究は、以上のことを問題提起に立脚して、流出土砂量の変動特性を土砂生産量および流域堆積土砂量の変動特性と関連させて、明らかにしようとすることである。方法として、まず、流砂量公式による流出土砂量の算定を行い、各月ごとの流出土砂量の確率分布、さらには、年流出土砂量あるいは、何十年間の流出土砂量の確率分布を求め流出土砂量の変動性を検討する。以上によって、求めたいわゆる流出土砂量は、あくまで輸送されるべき土砂が十分にあって場合であるから、ここでは、流砂量公式より求めた土砂量を、土砂輸送量とよぶことにする。

次に、第3章で設定した山腹崩壊土砂生産のモデルを、主体として、土砂生産量の確率分布を求め、土砂輸送量との関連性を検討する。このような方法では、後に第4節、第1項で述べるように、豪雨時のごとき短時間内の土砂生産と流出土砂との関係を説明することができないことは、明らかであるので、この点については、章をあらためて、第5章で論じることにする。

なお、年流出土砂量の変動を考察した貯水池堆砂量の確率評価について

の研究結果を最後に付すことにして、流出土砂量の変動に関する参考研究とする。

## 4.2 土砂輸送量の確率評価

### 4.2.1 土砂輸送量の推算方式

ある流域の特定地点における流出土砂量の変動性について、考察を進めるには、それに必要な十分な実測資料があればよいのは、当然のことながら、計測技術、計測期間等の問題があり、我が国においては、まだまだ十分な資料を得るに至っていない現段階において、流砂量公式を用いて、流水によって、輸送される土砂量（土砂輸送量）の変動性を調べるのが、妥当なところであると考える。

ところで、流砂量公式に含まれるパラメーターは、一般には考えている地点の河床勾配、横断形状、河床砂礫の平均径、流路の粗度係数および水理量（水位、流量）である。その地点の水理量以外のパラメータがほぼ一定値を保つと、考えられるような地点を選ぶことによって、土砂輸送量は、水位あるいは流量が知れれば計算できるわけである。しかし、水位あるいは、流量記録は、通常、降雨記録に比べて、観測期間が短く、場合によれば、降雨記録しか得られないこともある。

したがって、今、問題としている土砂輸送量の推算には、降雨より解析を始め方が良りと考える。もちろん、そのため多少、煩うしきや、推算精度の低下をまねくかも知れなりが、やむを得なりだとう。

降雨として、生の実測記録を用いるか、それとも第2章で設定したようなモデル降雨を用いるかの二つの方法に、さうに分けることができる。モデル降雨を用いれば、起こりうるであろうと思われるすべての降雨パターンについて、シミュレーションが可能となり、種々の利点が生じると思われ

る。

以下、有田川上流域栗生測水所地点での計算では、降雨より解析をはじめ実測降雨時系列に基づく計算法(丁法とよぶことにする)と、モデル降雨による推算法(M法とよぶことにする)の二つ方法を比較することにする。

#### 4.2.2 土砂輸送量の確率分布の推算法

実測降雨時系列に基づく計算法は、計算地点における降雨一流量の関係と水位一流量の関係が前もって知られていれば、流砂量公式を用いて、その降雨時系列に対応して流砂量の時系列が容易に計算でき、求める確率分布もさもあり、すぐに得られる。ここでは、和歌山県が行なった計算結果を後の方針と比較するために、表4.4中の丁法の行に示すにとどめておく。<sup>(15)</sup>

モデル降雨を用い、土砂輸送量の確率分布を得る方法は、さうに細かく二つに分けられる。すなはち、一つは、前述の実測降雨時系列のごとき降雨の時系列をモデル降雨の発生により得た後、その時系列の統計処理をして、確率分布を得るもので、もう一つは、モデル降雨の降雨パターンの生起確率は、第二章の式(2.28)～式(2.30)のごとく、表わされるから、すべての降雨パターンに対する流砂量を計算すれば、そのときの流砂量の生起確率は、それに応応する降雨パターンの生起確率と同じであり、したがって、流砂量の大きさ別に、それぞれの生起確率の和をとり、求める確率分布を得る方法である。前者の方法については、モデル降雨の発生法を第二章で述べているので、ここでは、後者の方法を実際に用いることにし、その手順について、考察することにする。

まず、八幡降雨観測所資料(日雨量、69ヶ年)より、日単位のモデル降雨の諸特性を適当な期間ごとに下せる。降雨の生起に伴う出水解析方法としては、モデル降雨による推算法と、実測降雨時系列に基づく計算法との

表 4.1 岩間土石少輸送量小確率分布  
(栗生地点: 流域面積 $288\text{ km}^2$ )

(栗生地点：流域面積 $288\text{ km}^2$ )

比較ができるよう、後者で採用したごとく簡単な日雨量に対する unit graph<sup>16)</sup>とはほぼ同一のもの（図4.5）を採用する。また、流砂量公式、限界掃流力公式、次式のごとく統一する。

$$\text{掃流砂公式} : \frac{\theta_B}{U_{xc}} = K \left\{ \frac{U^*}{(\rho_p - 1) g d} \right\}^{K'} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \quad (4.10)$$

$$K = 30, \quad K' = 2$$

$$\text{限界掃流力公式} : U_{xc}^2 = 10.1 \quad (d \leq 0.3, 3 \text{ cm})$$

その他、栗生測水所地点（流域面積 288 km<sup>2</sup>）の河床勾配：1/200, 砂礫平均粒径：4.584 cm であり、小粒一流量曲線は図4.6 のごとくである。<sup>17)</sup>

ある期間（れ日）の土砂輸送量の確率分布を求めるフローチャートを示せば、図4.7 のごとくなるが、ここで問題となる主な点は、①期間れ日の取り方と、②土砂輸送に関連する降雨の下限値  $W$ （ミル）である。①については、降雨母集団と適当な期間長として、れを決定する必要があるのは、もちろんのこと、先行する期間内の降雨による流量の繰越し効果や、全体の所要計算時間も考慮する必要があり、ここでは、次のようないの値を取った。

- a) 4月～10月；  $n = 10$  日
- b) 3, 11, 12月；  $n = 15$  日
- c) 1, 2月；  $n = 30$  日

すなわち、降雨頻度の高い月ではれを小さく、低い月では、れを大きくとった。なお、図4.7のフローチャートは、流量繰越し効果を考えていない。次に、②については、今の場合、土砂輸送量として掃流砂のみを考えているから、掃流砂の限界掃流力に対応する日雨量 32 mm/day<sup>18)</sup>以上の降雨を発生させれば、十分であると考え、 $W = 30 \text{ mm/day}$ とした。すなわち、 $U = 30 \text{ mm/day}$ 以下の降雨による低水流出量は、掃流砂の輸送には有効でないとしている。なお、 $W \text{ mm/day}$ 以上の各降雨特性のうち、降雨

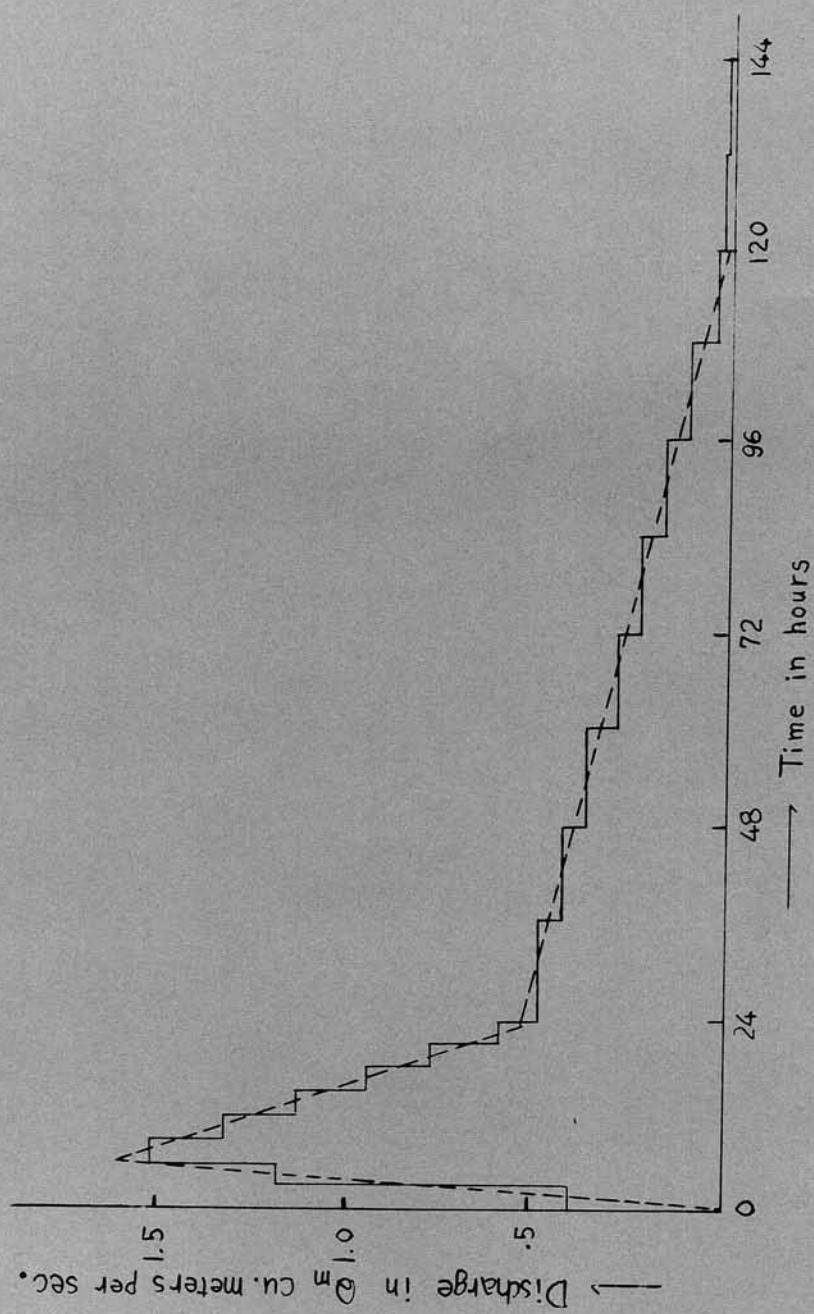
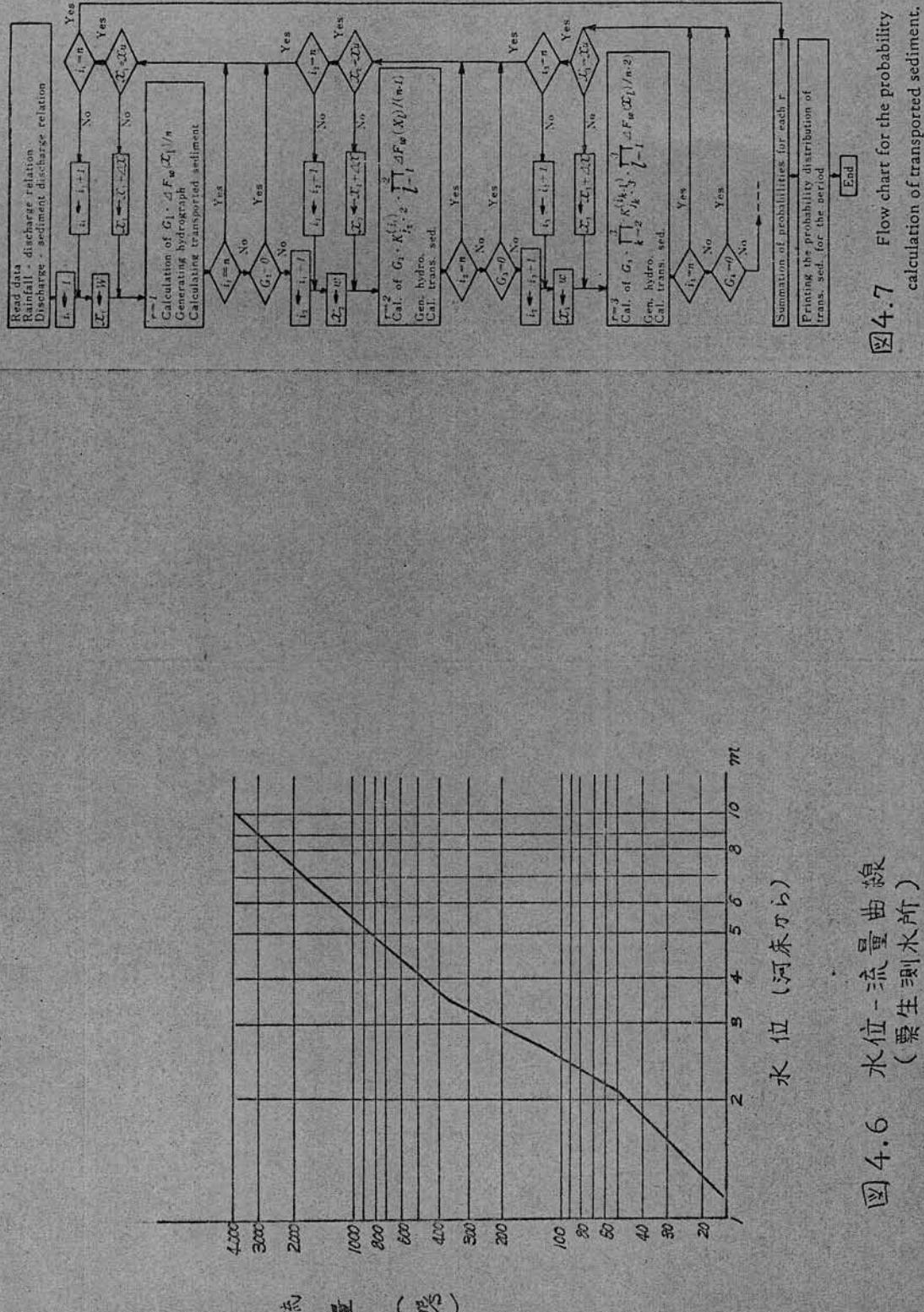


FIG. 4.5 A simple unit graph. (  $Q_m$  : the daily average discharge corresponding to the daily rainfall )



日数分布、降雨間隔日数分布は、第2章で行なったような方法で、実測資料より、統計処理をしなおす必要があるが、日雨量分布については、第2章の日雨量分布の定数ひを  $m$  に置き替えるだけでもよいとされている。

実際に計算を進める場合、電子計算機を利用しても、相当の時間を要するであろうと思われる。すなわち、降雨生起日数  $\gamma$  が大になると、また、日雨量のさごみ  $\Delta x$  を小さくすれば、その所要時間は、等比級数的に大きくなる可能性がある。ここでは、一応、降雨強度の高い月においては、 $\Delta x = 40 \text{ mm/day}$ 、低い月では、 $\Delta x = 20 \text{ mm/day}$  とし、日雨量分布の上限値  $\chi_{\infty}$  として、期間最大日雨量分布におけるリターンピリオド 500 年の日雨量強度を採用した。降雨の多くの期間については、まだ、改良すべき点が多く残っていることは、否めない。

かくして、年間の分割されたすべての期間についての土砂輸送量の確率分布が求められると、年土砂輸送量の確率分布は、それら各期間の土砂輸送量の“たためこみ”として得られる。今、二つの期間の土砂輸送量確率分布をそれぞれ  $H_1(\chi_1)$ ,  $H_2(\chi_2)$ , 密度関数をそれぞれ  $h_1(x)$ ,  $h_2(x_2)$  とすると、二つの期間における土砂輸送量は、それらの和であるから、その確率分布  $H^{2*}(x)$ 、密度関数  $h^{2*}(x)$  は、

$$\left. \begin{aligned} H^{2*}(x) &= \int_0^\infty H_1(x-\chi_2) dH_2(\chi_2) = \int_0^\infty H_2(x-\chi_1) dH_1(\chi_1) \\ h^{2*}(x) &= \int_0^\infty h_1(x-\chi_2) h_2(\chi_2) d\chi_2 = \int_0^\infty h_2(x-\chi_1) h_1(\chi_1) d\chi_1 \end{aligned} \right\} (4.11)$$

で求められる。<sup>19)</sup> 三つの期間における土砂輸送量の確率分布  $H^{3*}(y)$ 、密度関数  $h^{3*}(y)$  は、式(4.11)と三番目の期間の  $H_3(\chi_3)$ ,  $h_3(\chi_3)$  とかく、

$$\left. \begin{aligned} H^{3*}(y) &= \int_0^\infty H^{2*}(y-\chi_3) dH_3(\chi_3) = \int_0^\infty H_3(y-x) dH^{2*}(x) \\ h^{3*}(y) &= \int_0^\infty h^{2*}(y-\chi_3) h_3(\chi_3) d\chi_3 = \int_0^\infty h_3(y-x) h^{2*}(x) dx \end{aligned} \right\} (4.12)$$

で求められる。同様の手順を年間のすべての期間(1コ)について繰返せば、年土砂輸送量の確率分布 $H(x)$ 、密度関数 $h(x)$ は、 $H(x)=H^{L*}(x)$ 、 $h(x)=h^{L*}(x)$ として得られる。さらには、数十年、あるいは、長期間(L年間)の土砂輸送量の確率分布は、年土砂輸送量確率分布のLコの“たにみこみ”として得られよう。

#### 4.2.3 計算結果と検討

##### i) 期間別・土砂輸送量

モデル降雨による期間別土砂輸送量の確率分布を表4.4のM行目に示し、前述の実測降雨記録より得た結果(T行)と比較して見ると、降雨の少ない1、2、3月および12月の相違はあまりないが、それ以外の月で降雨頻度ならびに降雨強度が高くなるにつれて、両者の違いが大きくなってくる。すなわち、期間・土砂輸送量  $S_d = 0 \sim 2 \times 10^4 m^3$  程度では、両者の生起確率はほぼ同程度であるが、 $S_d = 3 \sim 4 \times 10^4 m^3$  以上の多い土砂輸送量の生起確率の値はT法には現われにくく、M法には小さくながらも現われる。

このことは、両者の算定法の違いを見事に反映しているといえよう。実測降雨資料(ここでは69年間)より土砂輸送量の生起確率Pを算定したT法では、Pの最小値は降雨記録の年数Nの逆数 $1/N$ よりも小さくならない。一方、M法では起りうるほとんどのすべての降雨パターンについて、土砂輸送量の生起確率Pを算定しており、モデル降雨の生起確率を表わす第2章の式(2.28)～(2.30)より明らかなるごとく、降雨日数や降雨強度が高くなるほど、Pの最小値は小さなものとなる。

結局、期間ごとの土砂輸送量の上限がどの程度であるかを知るには、T法では不十分である。特に、年間全輸送量の大半を占めると思われる夏期における土砂輸送量の生起確率の分布が重要であることを考えれば、M法の方が算定法として適していると言える。

次に、M法による各月別の土砂輸送量の確率分布を表4.5に示し、月による土砂輸送量の確率分布の変動性を見る。

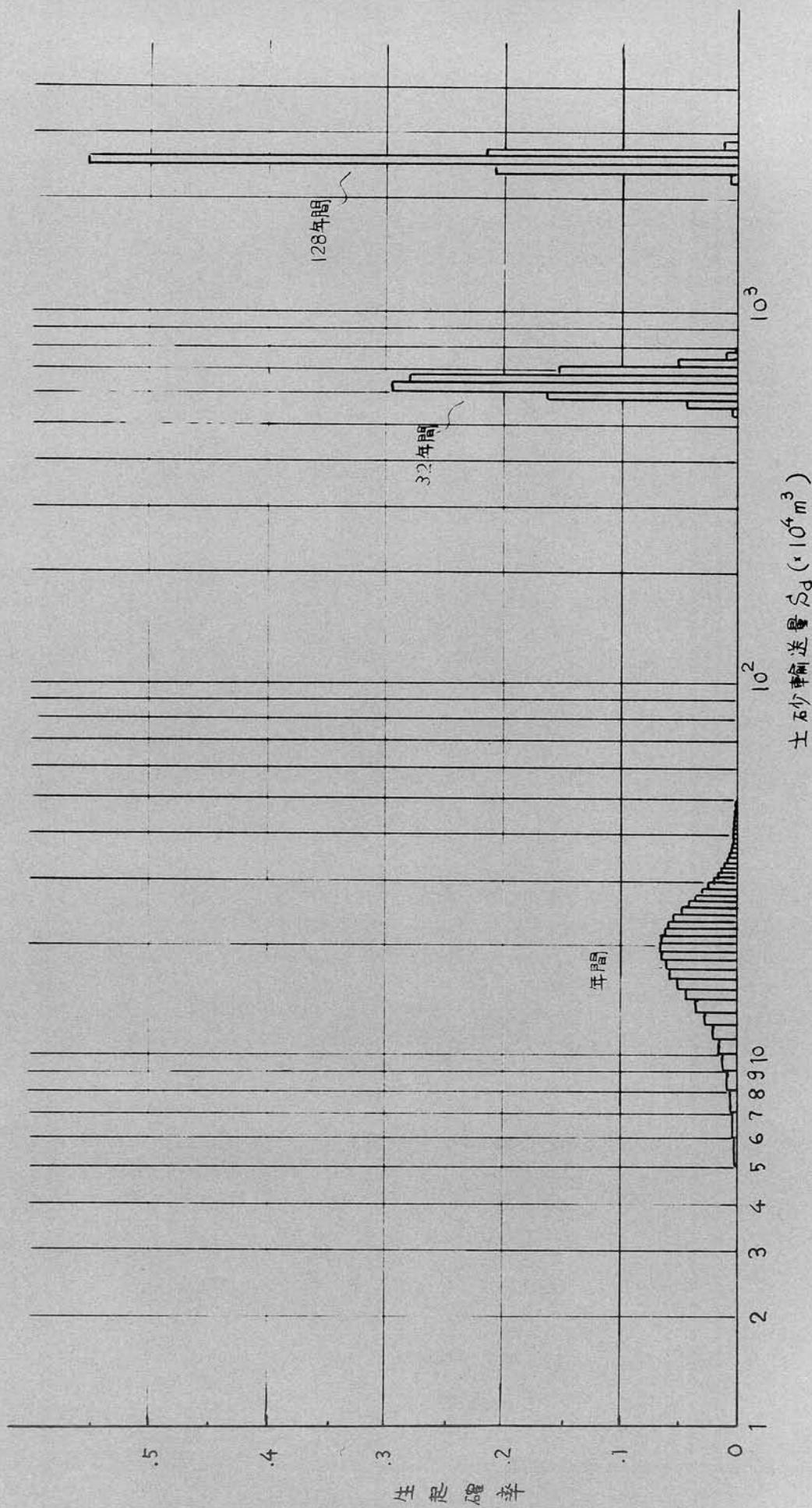
冬(1, 2, 12月)では、土砂輸送量  $S_d$  は  $0 \sim 4 \times 10^4 m^3$  で、変動域は小さく、それも土砂輸送量  $S_d = 0$  の生起確率が、0.8前後(1, 2月)と非常に高い。春、秋になると、 $S_d = 0$  の生起確率も小さくなり、 $S_d$  が  $10 \times 10^4 m^3$  を超える超過確率は、0.001(4月)～0.091(9月)となる。 $S_d = 10 \times 10^4 m^3$  を単位流域面積当たりになおすと、 $347 m^3/km^2$  であり、この値は、我が国の平均年間堆沙量約  $380 m^3/km^2/year^{20}$  に近く、後に求める年間土砂輸送量の確率分布の mode  $20 \times 10^4 m^3$  (単位流域面積当たり  $690 m^3$ )、の約  $3/5$  に相当する土砂輸送量である。つまり、1月で年間土砂輸送量の  $3/5$  以上が輸送されることが春や秋でも起こりうるわけである。

夏、特に7月、8月にあっては、土砂輸送量の確率分布は極端に尾を引いた分布形をとり、土砂輸送量  $S_d$  が  $30 \times 10^4 m^3$  を突破する超過確率は0.005(7月)～0.008(8月)である。7月、8月では平均値や mode といったものだけで、その月の土砂輸送量を論じてもまったく意味がないといえよう。

長期間の土砂輸送量・確率分布の変化を見るために、表4.5の各月土砂輸送量・確率分布の“たたみこみ”により年間土砂輸送量の確率分布、さらに長期間のそれを求めた結果を図4.8に示す。図4.8よりわかるように、年間の土砂輸送量の変動範囲は  $8 \times 10^4 \sim 40 \times 10^4 m^3$  程度で mode  $20 \times 10^4 m^3$  よりの偏差はまだ大きいと思われるが、32年間、64年間と長期間になればなる程、mode の生起確率が高くなり、偏差も小さくなる。このことは確率論から当然言えることであるが、従来、こうした実証的試算により土砂輸送量の変動性についての検討があまり行われていなかったりようである。しかし、長期間の河川計画や砂防計画上必要な検討事項であろう。

表4.5 月土砂輸送量の確率分布  
( 観測地點 : 三ヶ日川面積  $288 \text{ km}^2$  )

月	土砂輸送量 $\bar{s}_d$ ( $\times 10^4 \text{ m}^3$ )																				
	0	0~2	2~4	4~6	6~8	8~10	10~12	12~14	14~16	16~18	18~20	20~22	22~24	24~26	26~28	28~30	30~32	32~34	34~36	36~38	
1	.768	.230	.002																		
2	826	.170	.004																		
3	335	.620	.044	.001																	
4	.142	.485	.268	.082	.013	.004	.001														
5	.242	.569	.166	.020	.003																
6	.241	.465	.209	.056	.018	.005	.004	.002													
7	.182	.442	.243	.074	.027	.009	.007	.005	.001	.000	.001	.003	.001	.0	.0	.0	.0	.003	.002		
8	.121	.355	.267	.121	.056	.025	.017	.013	.006	.002	.003	.004	.002	.0	.0	.0	.0	.002	.001	.003	
9	.073	.072	.210	.213	.210	.131	.066	.022	.003												
10	.317	.525	.126	.021	.007	.001	.003														
11	.546	.405	.042	.005	.002																
12	.549	.443	.008																		



土砂輸送量  $\bar{S}_d$  ( $\cdot 10^4 \text{ m}^3$ )

図 4.8 長期間の土砂輸送量・確率分布

## 4.3 土砂生産量の確率評価

### 4.3.1 推算法

いま、土砂輸送量に対応する期間として、形式的に1ヶ月をとれば各月の土砂生産量  $V_s$  は各月の時刻  $t$  における土砂生産量  $V_s(t)$  を時刻  $t$  について累加したものとして

$$V_s = \sum_t V_s(t) \quad (4.13)$$

と書くことができよう。ところが、 $V_s(t)$  は第3章で見たごとく種種のはつきりしない土砂生産過程をとり、その関数形を決めるることは非常にむづかしいが、ここでは  $V_s(t)$  を連続的生産形式によるものと、その他の偶発的生産形式によるものとに分けて求めることにする。

連続的生産形式による土砂量  $V_r(t)$  に属する主なものは表面浸食量であり、第3章の式(3.18)、第1式のごとく、その流域について降雨量  $r(t)$  のみの関数として表わせるものと思われる。すなわち、

$$V_r(t) = f_1\{r(t)\} \quad (4.14)$$

偶発的生産形式による土砂生産量  $V_d(t)$  として、山崩れ、溪岸崩壊、および土石流形式等による土砂生産量があげられるが、これらを誘因である降雨量の関数とするよりも、流域の湿润状態を示す指標である流域貯留量  $S(t)$  の関数として表わす方が良いたことが第3章における崩壊機構の項での考察より明らかであろう。たとえば、流域貯留量  $S(t)$  と土砂生産が起こる限界貯留量  $S_{CS}$ との差  $\{S(t) - S_{CS}\}$  の関数として、偶発的生産形式による土砂量  $V_d(t)$  は表わされる。すなわち、

$$V_d(t) = f_2 \{ S(t) - S_{CS} \} \quad (4.15)$$

この関数形  $f_2 \{ S(t) - S_{CS} \}$  は流域特性によって異なるものと思われるから、実際の観測資料より、その流域の関数形を見出す外ないであろう。すなわち、有田川上流域における山腹崩壊工砂生産量と流域貯留量の関係図(図3.17)のごとく、実測の偶発的土砂生産量と流域貯留量の関係をグラフにプロットし、それに適合した関数形を決めればよい。

このようにして、二つの土砂生産形式について、それぞれの土砂生産量が定式化されれば、各月の土砂生産量  $V_i$  は、

$$\begin{aligned} V_i &= \sum_t V_r(t) + \sum_t V_d(t) \\ &= \sum_t f_1 \{ r(t) \} + \sum_t f_2 \{ S(t) - S_{CS} \} \end{aligned} \quad (4.16)$$

となり、各月の降雨量と貯留量の時系列によって規定されることになる。したがって、工砂生産量  $V_i$  の生起確率は  $i$  月の降雨パターンと貯留量パターンの生起確率によって求められるはずである。しかし、 $i$  月の貯留量の時系列には  $i$  月の降雨パターンだけでなく、それ以前の月、 $(i-1)$  月、 $(i-2)$  月の降雨パターンが関係していることが降雨量と貯留量の関係式(式(3.22))よりうかがえる。結局、 $i$  月の工砂生産量  $V_i$  の生起確率  $P\{V_i\}$  は、 $i$  月、 $(i-1)$  月、…の降雨パターン  $R_i, R_{i-1}, \dots$  の同時生起確率  $P\{R_i, R_{i-1}, \dots\}$  で表わされることになる。すなわち、

$$P\{V_i\} = P\{R_i, R_{i-1}, R_{i-2}, \dots\} \quad (4.17)$$

前節4.2において、土砂輸送量  $S_d$  の生起確率  $P\{S_d\}$  の算定に際し、大洪水が二ヶ月にわたって持続するとは日本のごとき急勾配山地河川では、ほとんどありえず、その生起確率  $P\{S_d\}$  は  $i$  月のみの降雨パターンによっ

て決められるとした。しかし、土砂生産量  $V_i$  の生起確率  $P\{V_i\}$  の算定には、式(4.17)のごとく  $i$  月以前の降雨パターンを考えねばならない。実際、有田川上流域における昭和28年7月の大崩壊の遠因として6月の長雨が指摘されていふことは、上述のことを裏付けするものである。

ところで、 $i$  月の土砂生産量の生起確率  $P\{V_i\}$  は式(4.17)より原則的には計算できるはずであるが、前節の土砂輸送量・確率分布の算定方法と同様な方法では電子計算機といえども多大の計算時間を必要とするであろうから、ここでは次のよしな方法をとることにする。

まず、計算すべき最初の月を定め、それにつづく月ごとにモデル降雨を第3章の発生法で発生させ、降雨量の時系列を求める。同時に、流出解析を行い、貯留量の時系列を得る。このような降雨・シミュレーションより十分長い年数の降雨量と貯留量の時系列を得た後、式(4.16)を用いて各月ごと、あるいは年、さらには長期間の土砂生産量の確率分布を求める。

なお、以下の有田川上流域における計算では、連続的生産形式による土砂量についての実測資料がないため、止むえず他流域における平均年間表面浸食量の資料を参考にする。

### 4.3.2 計算結果と検討

モデル降雨の発生期間として、多雨期で土砂輸送量の必然多く5月～10月の6か月を選んだ。この期間以外では偶発的生産形式による土砂生産はほとんど起こりえないと考えた。さらに、偶発的土砂生産の発生土量、発生法、および発生限界貯留量  $S_{cs}$  については、第3章で設定した山腹崩壊・土砂生産モデルのそれらに準ずることにする。

705年間のモデル降雨・シミュレーションより得られた貯留量の時系列の中から限界貯留量  $S_{cs}$  を超えて各月最大貯留量を抽出し、各月ごとに確率紙にプロットしたのが図4.9である。得られた貯留量・時系列において、

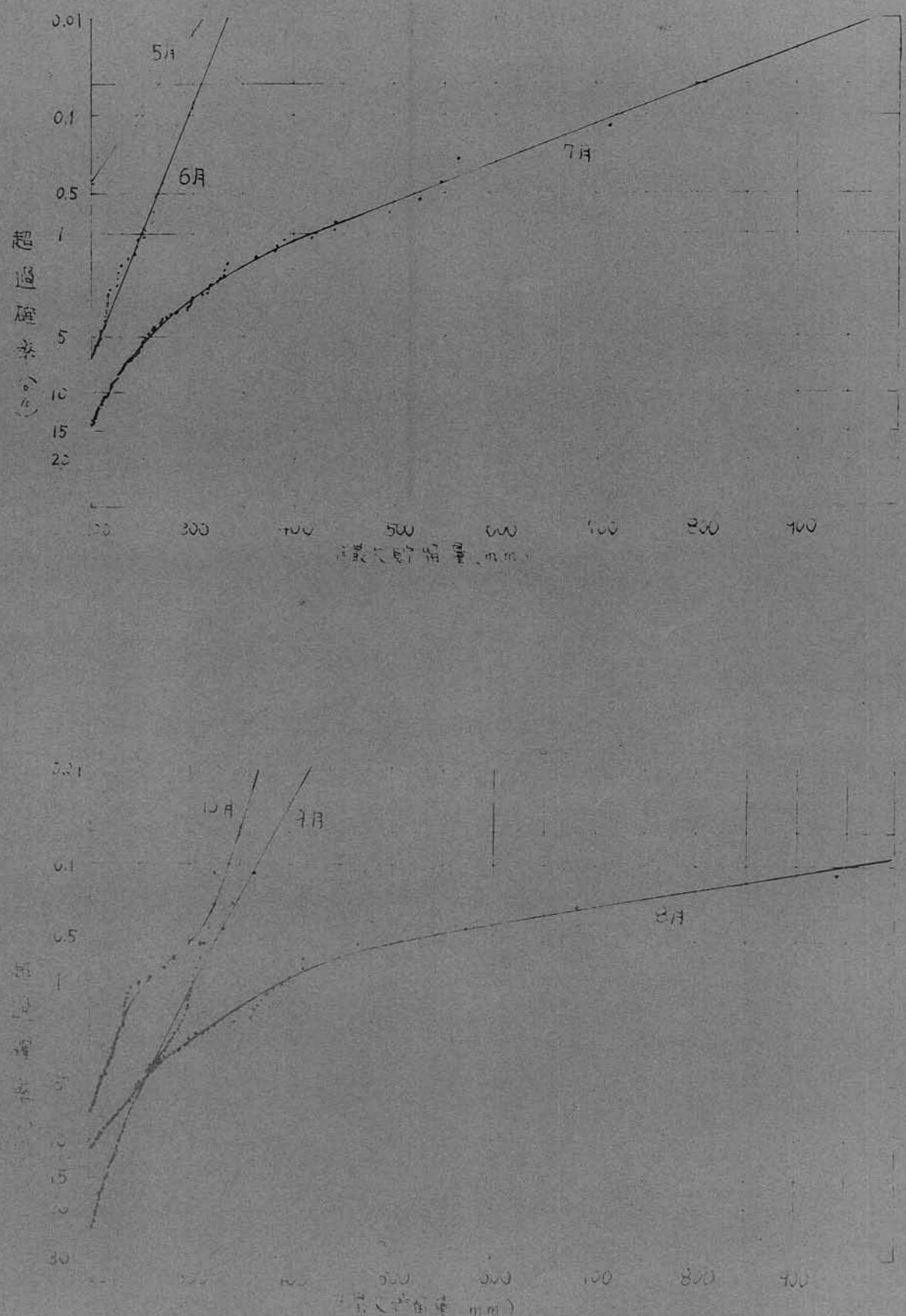


圖 1.4 各月最大降雨量の超過確率曲線

同年、同月では  $S_{CS} = 200 \text{ mm}$  を超える月最大貯留量が一度しか現われることにならなかった。このことから、各月の偶発的土砂生産量の超過確率分布の図4.10が、最大貯留量  $S_{max}$  - 崩壊土量  $V_d$  の関係(図3.22)と月最大貯留量の超過確率分布(図4.9)よりたやすく得られる。同年で貯留量が  $S_{CS}$  を超えることが一度とは限らず多雨年には二、三度起ることがある。したがって、 $S_{max} - V_d$  の関係(図3.22)より、各年の偶発的土砂生産量を求めた後、それを確率紙にプロットし、年間の超過確率分布とする。

図4.10より、次のようなことが明くなる。すなわち、5月では偶発的土砂生産はほとんど起こりえない。6月、10月でも工砂生産の発生確率は6%程度であり、土量  $30 \times 10^4 \text{ m}^3 / 198 \text{ km}^2$  ( $1510 \text{ m}^3 / \text{km}^2$ )を超える超過確率は1.6%に減少。それ以上の土量を生産する確率は急激に小さくなる。年間・土砂生産の大半が7.8.9月で起こり、9月では、主として  $30 \times 10^4 \text{ m}^3 / 198 \text{ km}^2$  以下の小規模な工砂生産が、7.8月では大規模な土砂生産が起こりやすくなる。年間の偶発的土砂生産量の超過確率分布曲線より見て、偶発的土砂生産の発生確率は約50%である。すなわち2年に1年は偶発的工砂生産が期待されることになる。

以上、図4.10より得られた知見を第3章の崩壊記録・表3.2で検照して見ると、その知見の信頼性がかなり高いと思われる。なお、図4.10によれば、昭和28年災害の大崩壊以上の工砂生産が起こる年超過確率は1%程度である。

次に、年間・偶発的土砂生産量の超過確率の“たたみ込み”により長期間の工砂生産量・確率分布を下の結果を図4.11に示す。この図より、長期間工砂生産量の変動域は二回輸送量のうねり比べ、まるかに大きいことがわかる。たとえば32年間で  $10^4 \text{ m}^3 - 4 \times 10^8 \text{ m}^3 / 198 \text{ km}^2$  であり、128年間でも変動域はあまり小さくない  $10^4 \text{ m}^3 - 10^9 \text{ m}^3 / 198 \text{ km}^2$  である。ところで、図4.11中、各分布形に山が二つ現われているが、 $2 \times 10^8 \text{ m}^3$ あたりの

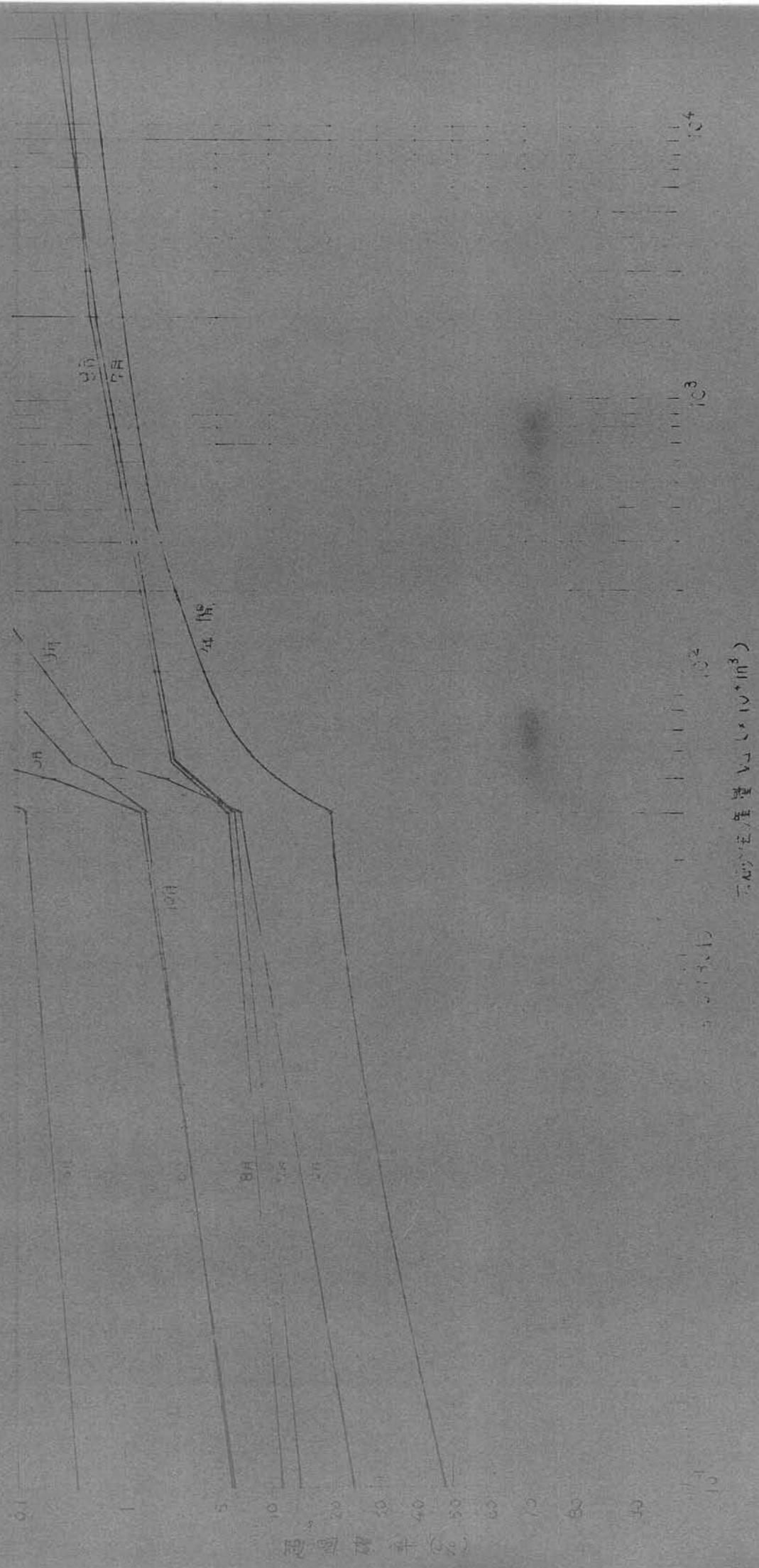


圖 1.10 偶爾的工礦生產量、總產值分佈  
(流域面積 1 萬  $\text{km}^2$ )

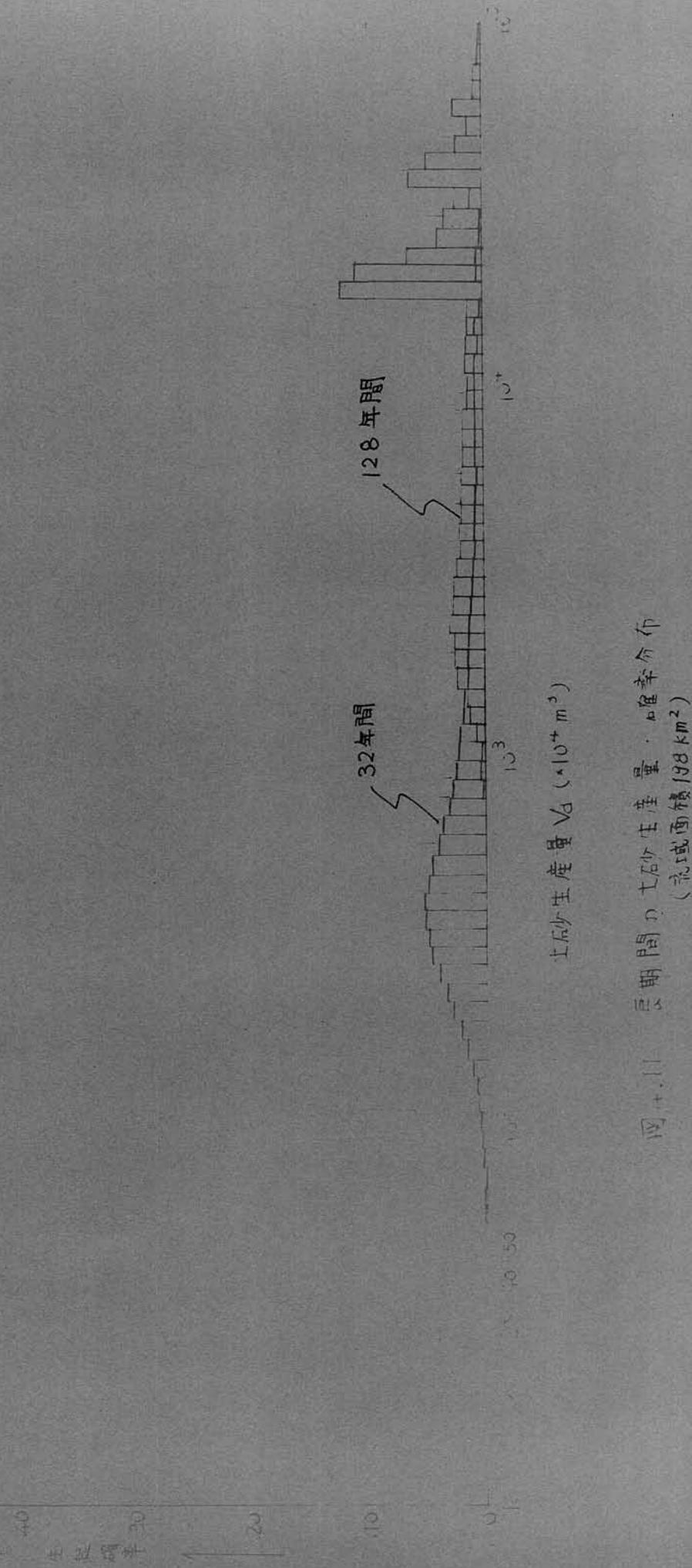


図 11 32年間の石生産量・分布  
(流域面積  $138 km^2$ )

上は、図4.10にみける年間土砂生産量  $V_d$  の経験的上限  $V_{dc}$  を設定して計算したためである。まことに、すでに4.1.2で貞で述べた我が國の既往大災害における流出土砂量調査結果(表4.3)の概算値  $10^4 \sim 10^5 m^3/km^2$  を参考にして、計算の便宜上一応、 $V_d$  の上限  $V_{dc}$  を、 $V_{dc} = 2 \times 10^8 m^3$  (単位流域面積当たり約  $10^6 m^3$ )としたためである。

さて、連続的生産形式、主として表面浸食による土砂生産量について検討を見る。有田川上流域への観測資料がないため、止むを得ず滋賀県大戸流域の花崗岩荒廢地帶<sup>21)</sup>における<sup>22)</sup>表面浸食量を観測して次の二種類の数値を用いることとする。

平均年雨量、 $550 mm$

表面浸食量、平均値)  $\begin{cases} 20 m^3/km^2/year \text{ (植栽区)} \\ 3900 m^3/km^2/year \text{ (裸地区)} \end{cases}$

年表面浸食量は平均年雨量に比例すると仮定し、上述の数値を有田川上流域(平均年雨量  $2000 mm$ )に対して換算すれば、

平均年表面浸食量  $\begin{cases} \text{植栽区} (195 km^2) ; 26 m^3/km^2 \\ \text{裸地区} (3 km^2) ; 5032 m^3/km^2 \end{cases}$

となり、主流域面積  $198 km^2$  では  $2.0 \times 10^4 m^3/198 km^2/year (1.0 \times 10^2 m^3/km^2/year)$  となった。この年表面浸食量が当然何らかの分布形をとるはずであるが、偶発的土砂量が大きいほど、その変動域がずっと小さいと考えられる。やむを得ず、 $2.0 \times 10^4 m^3/198 km^2/year$  じもて、図4.11の構造的上砂生産量の長期間・譜率分布と照らし合わせて見ると、32年間・平均表面浸食量  $7.1 \times 10^3 m^3/km^2$ 、32年間・偶発的土砂生産量の延べり得る最下限値、約  $8 \times 10^5 m^3/198 km^2$  よりも小さく、mode 値  $4 \times 10^4 m^3/198 km^2$  と上行の通りである。こうに長期間になると表面浸食量の偶発的土砂生産量に対する比率はますます小さくなる。このことから、何十年・何百年といった長期間・土砂生産量を考えるとき、表面浸食

量は無視され得るといふようである。逆に、地形発達過程に対する個別的工砂生産の効果が卓越していることを暗示するものといえよう。しかし、地形発達史的な土砂生産量については、ここに検討の余地が残っている。たとえば、羽田野<sup>22)</sup>は、舟田川同一地域においては、 $6(\pm 3) \times 10^4$  年間に  $3.8 \times 10^9 m^3$  程度の侵食量（ここでいう土砂生産量と解してよいだろう）があっただろうと推定しているが、図4.11より外推される同年間の土砂生産量は約  $10^{10} \sim 10^{11} m^3$  程度となり一桁以上の違いがある。この点、今後、山腹崩壊土砂生産モデルは、地形発達過程との関連について検討されねばならぬなりだろう。

#### 4.4 確率分布による土砂生産量と工砂輸送量との比較・検討

##### 4.4.1 土砂生産量と土砂輸送量との関連性

第2節、第3節とこれまで別々に土砂生産量、土砂輸送量の確率分布について考察してきたが、実際の流出土砂量、土砂輸送量とのものでは、土砂生産量との関連性はよく異なるはずである。このことは、第1節について洪水時の観測結果より明らかである。

流出土砂量は、河川の某一地点について考えるのに対してそれと何らかの関係のある土砂生産量の地点の上流域全体について考ねねばならない。時間的、も空間的に土砂生産が流出土砂に影響する度合が異なることは、当然のこととされるが、その定量的説明が今ままで全く問題となつてゐる。空間的には、さう流域面積の約0.8東を反映して、元工砂量へいく。(式(4.4)または式(4.5))ことより、土砂生産量の元工砂量に対する影響度は、流域面積の約0.8東の割合で減少するといふ。流域内の各地点で生産された土砂が出水とともに下流へ輸送されるところである。したがって、この工砂が、どの生産土砂が

その地点まで輸送されるとは限らず、その流下の途中、河床、溪床に堆積し、なかなか移動しないのが砾や大石があるからであろう。また、流水による土砂の移動速度が流水の流速によって、一般にずっと小さいから、一つの土木工事において流れとの立相に向かって、考へるゝ地点まで運び去るのは wash load や浮遊砂だけであり、他の他の砾は流れの立相に逆隨ひて流れに取り残されることになる。たゞ、この地点に達するまで一年、あるいは四年、十年を要する距離であるだろう。

時間的な面で、生産した土砂は、開拓工事と見ると、流れの二ヶ月前に生産されたものは、その土砂によつて流下する可能性が大きいが、二ヶ月後に生産されたものは、その可能性が少くなる。一般に、この流域の各支谷、本川の土砂が二ヶ月の出現時間が異なるから、うまく流れに来て支谷と本川との合流点に到達しても、ものとまことに本川の二ヶ月流量が通過していなければ、支谷から出で来た土砂はその合流点より下流へはあまり移動しないことになるであろうと推測される。

これらのことは、流水の砾礫選択作用、あるいはかけ作用、流路網の特性等といふことで複雑な関係にあり、よく分けていかないが洪水時の土砂の移動は災害科学の重要な課題であり、その解明が急がれることは多い。著者は、これに関する章をもつて第一章に流域の本川の河床変動計算支谷元の上面の変動の場合について、行なつたの、流域の流路網の簡単なモデル化である。

本節では、平成時における短時間内の上記生産量と土砂輸送量との関係である。一回車両の長期（三ヶ月）をもつて、第一、第二、第三軸を得られた結果をもつて検討して見る。

第一、躍率分析による累積校計、すなはて河川削減量による土砂生産量の粒度構成の検討によく必要がある。

有田川上流域（みどり川、昭和24年灾害後、昭和32年に本川河床改修と

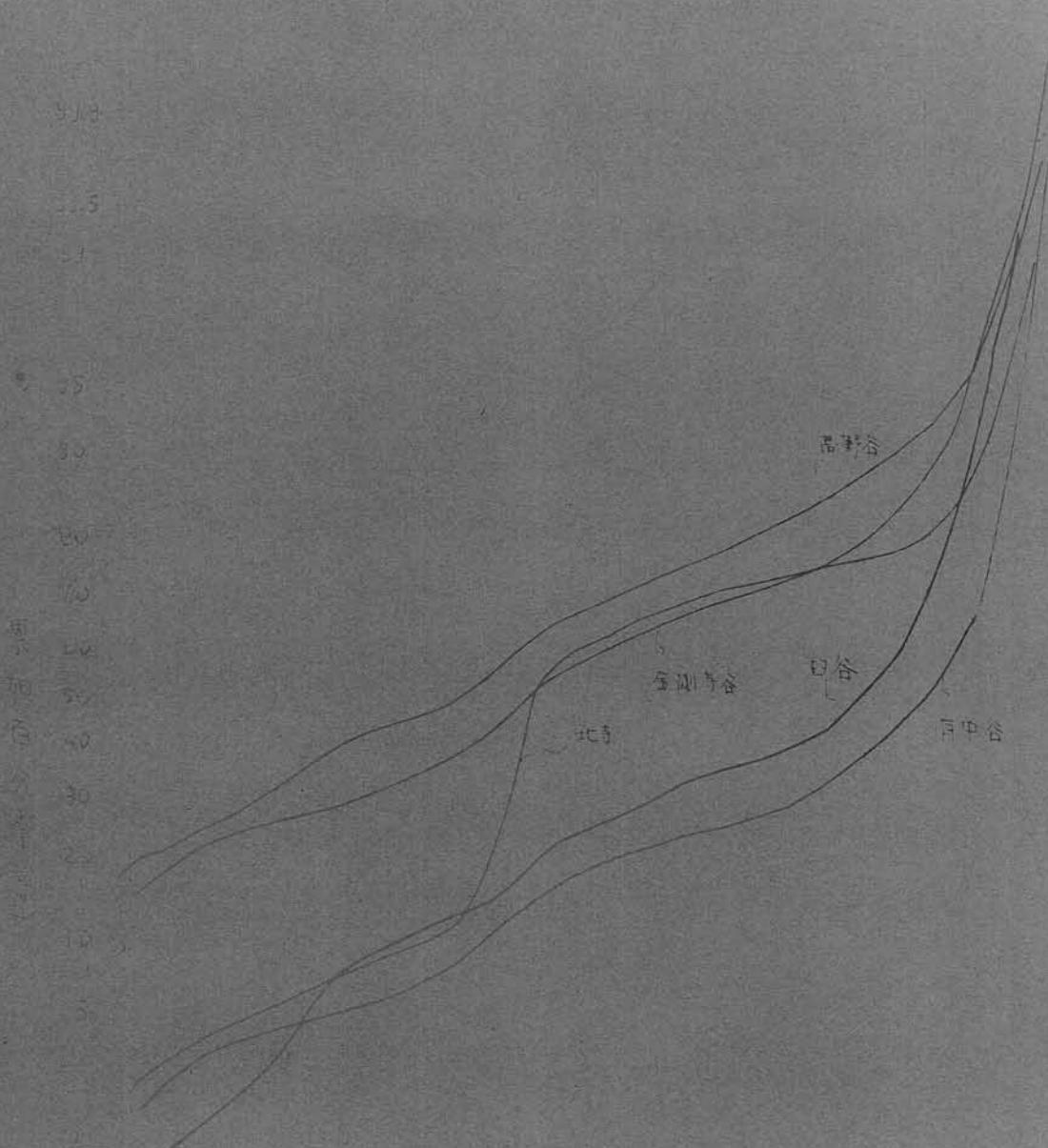
のくつかの代表的大崩壊地点の土砂について粒度分布が調査され、前者についても、その後、昭和34年にも行わる。<sup>24)</sup> 最近では昭和13年に著者によて調査されている(図4.12)。ところが、崩壊地点の土砂の採取量が本川河床砂礫とそれについている砂に比べて、粒径  $d = 5\text{ cm}$  以下の粒度分布であるため河床砂礫の方も粒径  $d = 5\text{ cm}$  以下の粒度分布に書き直せば、図4.13のことくなる。この図より  $d = 5\text{ cm}$  以下の全土砂に対して、たとえば、 $d = 1\text{ mm}$  以下の砂の占める割合(重量百分率)が、崩壊地点で 80%~95%、本川河床で 20%~40% となる。これより、山腹崩壊等によって生産された土砂は「細かい砂の堆積」( $\text{Wash Load}$ )として出水とともに流送され、本川河床では残留しなくなるのが分かる。一方、本川河床砂礫の粒度分布(図4.12(b))における累加百分率 10% に対応する砂礫の粒径は  $13\text{ cm}$  程度であり、このことより逆に生産土砂のうち、何  $10\text{ cm}$  以上の大石、巨石は風化作用や研磨作用を受ける以外に、ほとんど流送される機会がないといえよう。したがって流出土砂量との関連上、生産土砂量のうち、考えてくる流域の外へほとんど流送され得なり大砂礫が流域内でどの程度の割合を占めているかを知ることが重要となってくる。しかし、実際には各崩壊地点の生産土砂量を実測した程度であり、流域全体におけるこの粒度分布を大粒径に対するまで留云、調査された例がない)である。

さて、(4.14) や (4.15) の大粒径の砂石をも土砂生産量と土砂輸送量との差、すなわち、流域の堆積土砂量の中を含むと考えざるを得ないところで、第2節で取れた土砂輸送量は扇形波(りんごの音壇式) <sup>25)</sup> Brown 型式によるものであるが、この公式は同時に、(4.14) ～ (4.15) 各種公式の中でも多い日の降雨量を求めるために、 $W_d \cdot 10^4 \text{ ton}$  以外の多連砂をも含むとされている。

#### 4.4.8 確率分布による比較・検討

1000  $\times$  1 mm

K<sub>2</sub> K<sub>4</sub> K<sub>2</sub>-K<sub>3</sub> 12-18 12-14 1-2 + 0-10 3-6+



粒径  $d$  (mm)

1.6 2 4 8 10 32 64 128 250

99.9

99

90

80

70

60

50

40

30

20

10

5

1

0.1

— 12  
— 35  
— 43

$$\Phi = 10 \log d$$

图 12 (a) 400°C 下制备的球形分散剂  
与 120°C 下制备的球形分散剂

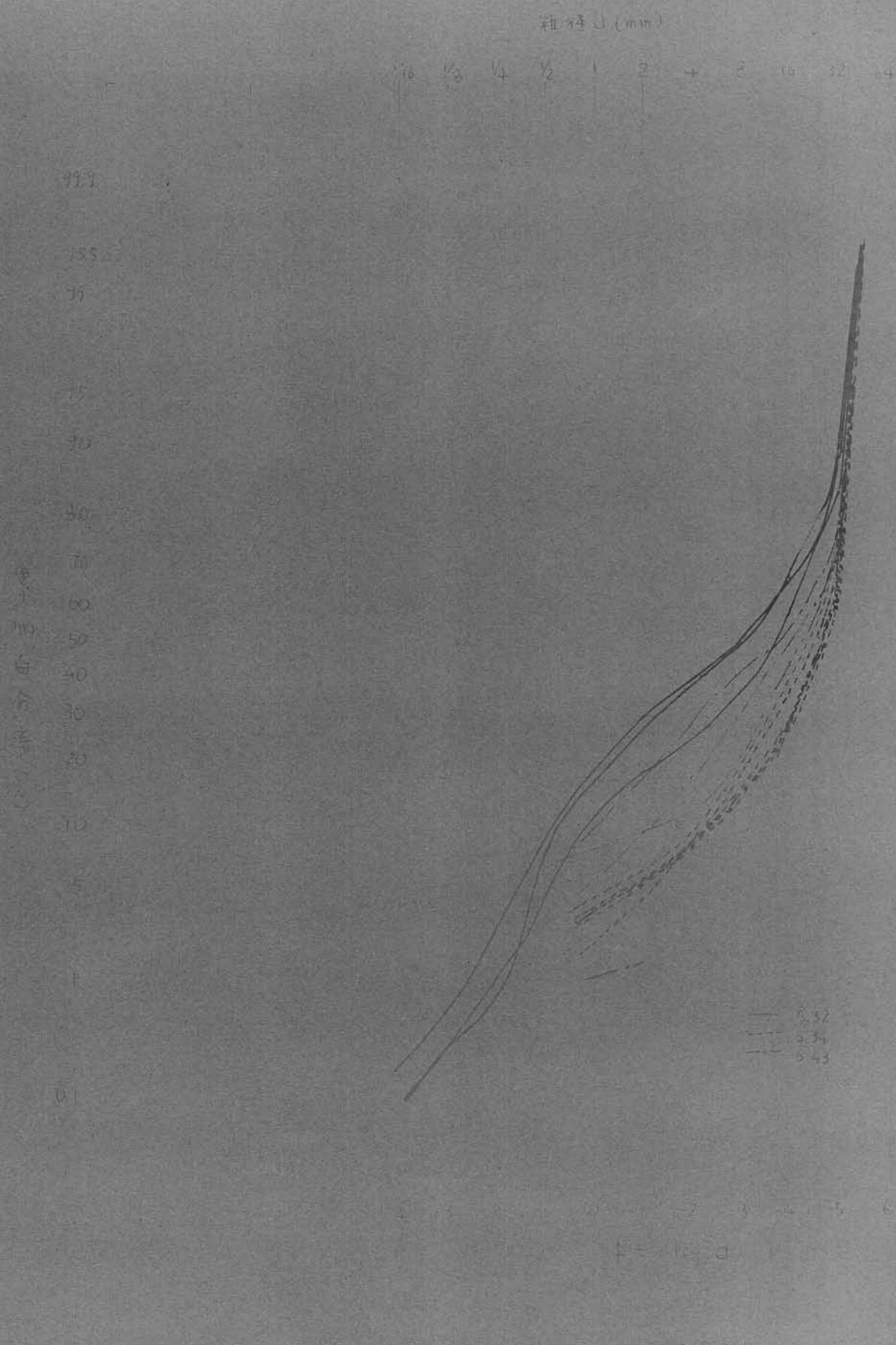


図13 種子数と播種後時間との関係 (1955年実験)



第2、3節で得られた土砂輸送量  $S_d$  より偶発的工砂生産量  $V_d$  は、  
 $Wash load, n$  と連続的工砂生産量  $V_T$  を用いて全土砂輸送  
 量  $V_T$ 、全工砂生産量  $V_T$ 、超過確率(95, 90, 50, 10, 5%)に対する  
 各々の直を示す表を表十-6である。ことに、 $V_d$  の算定直は、第  
 2節までの面積  $88 \text{ km}^2$  上のものであり、 $V_d$  は流域面積  $198 \text{ km}^2$  当  
 に換算したものである。また、 $Wash load, n$  は直を除す連続  
 的工砂生産量  $V_T$  は前節第2節で年平均直で計算したものである。  
 表中の直は、西田川流域一般のもので一般性を有し、また、そ  
 の直自身が信頼性を疑問視する想が九十九、下のような確率分布  
 は、工砂輸送量、工砂生産量は較小、支流河川における流出土砂量  
 の変動性が極めて大きい場合を考慮し、以下計画や参考  
 上なる点に取扱ふべき。

表十-6 これは「1-8年間」の超過確率の高いとき(95%~10%)  
 から少くない3-5年の「3-5年間」の直である。 $V_T$  の直と、あ  
 る大半が連続的工砂生産量  $V_T$  あり、今、生産土砂の粒径が  $0.5 \text{ mm}$  の  
 ようと、 $Wash load, n$  と、施工するもとの想われる。この場  
 合、流入の土砂輸送量  $S_d$  は、全工砂生産量  $V_T$  よりも上回るこ  
 とを考慮する。流域の土砂生産量は、流域面積上流量の有無によ  
 り實際の生産土砂量が異なるといふ。表十-6 8年間では偶発的  
 工砂生産量  $V_d$  と、期間の定め工砂生産量  $V_T$  に占める割合が高くなる  
 確率、超過確率の高い場合の直である。

1-3年間では、一般的に超過確率50%、 $V_T$  対し  $V_d$  の支配的  
 性を有する。これは  $V_d$  が  $V_T$  の約10倍である。 $V_d$  は流出土砂となりえぬ自己  
 存在を含むことと考へて、完成土砂の分の上位は、ほと  
 んど、初期間に施工されたもの。しかし、また、このように3年間では  
 $2 \times 10^7 \text{ m}^3$ (単位流域面積当たり)程度の大規模な偶発的工砂生産の起

全上部重量(金子砂輪車) 1噸  
全下部重量(金子砂輪車) 0.21t

全上部重量(金子砂輪車) 1.5t  
全下部重量(金子砂輪車) 0.21t  
全上部重量(金子砂輪車) 1.5t  
全下部重量(金子砂輪車) 0.21t

車種	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
1	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
2	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
3	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
4	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
5	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
6	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
7	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
8	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
9	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
10	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
11	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
12	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
13	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
14	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
15	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
16	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
17	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
18	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
19	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
20	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
21	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
22	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$
23	$V_1 + V_2$	$S_w + S_d$	$S_u + S_d$	$S_u + S_d + S_w$	$S_u + S_d + S_w + S_v$

る可能性(超過確率10%)は決して無視出来ない。もし、そのような大規模な開発時に土砂生産が起きた場合、その期間の土砂よりも  $V_T$  が大きくなることは、流域内に堆積した後、遅れて土砂を運搬する期間(操作時間)が長いことによる。

次に、 $V_T$  の大部分が開発前の土砂量より多くなれば、それが土砂生産の間に期間超過確率10%よりも大きくなるとしても、全土砂輸送量は開発前土砂生産量の十数倍となる。すなはち、以上述べたとおり  $W_{\text{total}}(D_{\text{min}})$  と開発前の土砂生産量  $V_0$  のうちの土砂生産量より、何倍か大きい割合で、多少異なりと想われる。結局、土砂の輸送量や土砂の開発後の土砂生産量の大小関係がどの期間の土砂を流域外へ運搬することになり、流域土砂量の変動性は土砂輸送量よりもむしろ開発的土砂生産量に依存している。したがって、実際の土砂生産量(初期の土砂輸送量)が何倍かではなく、また開発的土砂生産量が幾何級数で大きくなる上に考慮しなければならないだろう。

## 補 遺

### 4.5 貯水池堆積量の確定許酒

#### 4.5.1 概 説

実際の貯水池堆積量の推算は、大半過去の堆積量資料まとめに、それが相関関係を用いられる。この要素の関係式は、第1節で述べたとおりである。堆積量推算式は、(1)式によつて、第1節で述べたとおり、堆積量推算式は、貯水池の工事量(前節までに述べた工事量)を基準とし、貯水池の工事開促率(堆貯機構)、堆積率(貯水池規模)、堆積度構成等の要素に要つたり。前節まで述べた元工事量、算定式上、問題は、複数となる。

しかし、山林開墾、工事施工が局地取引の生産の影響をうけ、山地河川の貯水池堆積量を算定的直ちに破つて、大、二等的意義が薄、一言いふだけ。つまり、本節では、年次工事量のある堆積方式をもつ場合、貯水池堆積量が年的に一定のところ、季節変動、月々の堆積率や計画的立場等を考慮する。

まず、第1頁(前)、堆積量、特に又はマダラの過程、の概要について述べ、又はマダラ過程、の許可段階を経て、第1頁(1)、年元工事量の確定今後の堆積工事規範化、(2)、第1頁(4)、貯水池の量(貯水池の量)と規定する。それと並んで、人間技術の設定を行つて、第5頁(1)、堆積量の推移確率の計算式によつて、第5頁(2)、里部川上流域の小屋平均水位(小屋)、堆積量の推移確率を一列至る、(3)の簡略推定式によつて、堆積量の統計的算出を行つて、(4)は、(5)の結果、貯水池堆積量の算出後何年ごとの程度はなるかの堆積許酒の可能かが、明瞭となる。

### 4.5.2 マルコフ過程と堆砂の現象<sup>26)</sup>

一般に貯水池の貯水量の時間変化がマルコフ過程にあることは認められてはいる。さて堆砂量についても同じことが言えそうだ。ある年  $t$  の堆砂量  $V_t$  は前年に堆砂量  $V_{t-1}$  によりても同じことが言える。すなはち、この年の貯水池への流入土砂量  $D_t$  と流出土砂量  $G_t$  とすれば、堆砂の連続式は

$$V_t = V_{t-1} + G_t - D_t \quad (4.18)$$

表わされる。ここで、年流出土砂量には、貯水池の排砂機構の下に、運送するための、他の外から独立变量の関数と表されるものとする。

$$G_t = F(V_{t-1}, D_t, g_t, \alpha_t, I, \dots) \quad (4.19)$$

ここで  $D_t$  は、一年でみたる流出土砂量と対応する年流出水量、 $d$  は、運送土砂の粒径、 $I$  は、堆砂面の分配である。これらの变量のうち確率变量として、堆砂量に分配されるとすると、年流入土砂量  $D_t$  および年流出水量  $G_t$  が  $F$  の年流入土砂量  $D_t$  には、定常確率平分年をもつていると考へられる。また、年流出水量は、年流入土砂量と高い相関がある。つまり、水流降低が大きくなる式が毎年行われるならば、年流出水量は年流入土砂量と同じ定常確率平分年をもつと考えられる。

もう一つは、式(4.18)、式(4.19)より明らかのように、単位時間(1 年)後の堆砂状態  $V_t$  は、単位時間前の堆砂状態  $V_{t-1}$  に關係し、 $V_{t-1}$  から  $V_t$ への堆砂は、年流入土砂量  $D_t$  の定常確率分布に従って、行われる。したがって、堆砂量が一意(单純)マルコフ過程にあることを示している。

して問題となるのは、式(千19)のとき、いわゆる符合せ理論より  
て、 $\alpha$  関数  $\alpha_T$  の設定であり、このような設定は、妥当であるかどうかは  
更に詳細な水理学的検証が必要である。(iv) 貯水池の排水機構につい  
ては、まだよく分っておらず、ここで簡単に現れる確率統計的範囲  
を検討する点にある。

#### 4.5.3 年流入土砂量の確率分布

貯水池への流入土砂量は、貯葉上に述べた貯外港の人口地点における流  
入土砂量である。そこで、まず、第十一節(1)参照して、正確な  
把握が非常にむずかしいので、年流入土砂量は、それを輸送する流水の年及  
動向を考慮して、年々の確率が平局化することには確かなもの。

以下が計算例で、この黒部川(小屋子ダム)における年流入土  
砂量の確率分布を示す。それによると、この地点における砂砂輸送  
量と流域内の土砂堆積量、砂砂堆積量について過去の崩壊記録、降雨記  
録、および現地踏査等を検討した結果、貯水池への年流入土砂量は、図  
千15の表示降水量( $100 \text{ mm} / 10 \text{ 年}$ )と、その年間降水量の確率分布と  
して表記を試みる。すると、これが場合、年流入土砂量  $q$  は  
平均直角  $= 3463.70 \text{ m}^3/\text{year}$  の対数正規分布を取るわけである。これが  
は確率密度分布の形で書きな上では、図千16のようなる。後の計算のた  
めには、あらかじめこのように表現する方がよい。

$$\lambda = 4.191$$

$$\mu = 1/\sqrt{2} \cdot 5.224$$

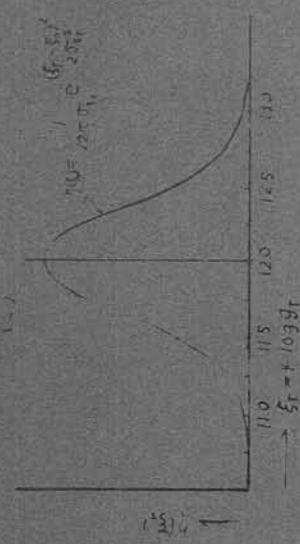
$$\lambda = 4.191$$

$$\mu = 1/\sqrt{2} \cdot 5.224$$

(4.20)

年流入土砂量の離散化も必要であるが、堆積量の離散化および流

図 7-12 年度入砂量と含率密度分布と  
その離散化および正规化



出土砂量とも関係があるので、後の第5項で言わせて述べることにする。

#### 4.5.4 流出土砂を規定する因子、閾数の設定<sup>28)</sup>

流出工砂量は主として関係するもの、堆砂状態、流出水量、貯水池内の土砂輸送能と、流入工砂量と考えられる。まず、堆砂状態については、前面面積 $A$ は一定とするならば、ダム背面での堆砂高 $Z$ で代表され、流出流量 $Q_T$ には、貯水池水処理のダムでは越流水深 $h$ で表現されるよう。土砂輸送能 $M$ については、各種の公式を採用すればよく、これを $M_B$ とする。 $M_B$ と流出工砂量 $q_T$ との差 $(M_B - q_T)$ が正のとき、堆砂面が洗刷され、逆の場合は堆積する。従って、一般に流出工砂量 $b_T$ は次のようく表わされる。

$$\left. \begin{aligned} b_B &= Z_1(Z, h) \cdot g_B + Z_2(Z, h) \cdot (M_B - q_B) \\ b_S &= Z_1(Z, h) \cdot g_S + Z_2(Z, h) \cdot (M_S - q_S) \end{aligned} \right\} \quad (4.21)$$

字母BまたはSは、ダム工砂の堆流輸送部分、堆砂部分である。 $Z_i$  ( $i = 1, 2, 3, 4$ ) は、式(4.21)に示す閾数である。ここで、堆砂進行の詳細は標記されず、堆砂状態によって貯水池において、ダム背面の堆砂面は、ダム・ノーストリーム、ダム・ソウル、ダム・エスカレーターからやすりが拂はれて堆砂される。ダム・ノーストリームは、ダム・ソウル、ダム・エスカレーターの堆砂が堆砂の原因である。ダム・ノーストリームは、堆砂高 $Z_{mB}$ を越えた際、落石型の輸送が行われると考えられる。

堆砂進行割合 $Z_1/Z_2$ は、堆砂進行割合 $Z_1/Z_2$ により、 $Z_1/Z_2$ が深くなるほど堆砂率も大きくなる。また、越流水の越流水量が増すと、 $Z_1/Z_2$ は、貯水池面と堆砂高 $Z$ が最も関係があると、次式のようになる。

$$Z \leq Z_{mB} のとき、 Z_1(Z, h) = K \cdot \frac{h}{Z_m B \cdot h - Z}$$

図 4-17 サンく開拓地における説明圖



$$\left. \begin{array}{l} Z_1(Z, n) = K_2 \frac{n}{Z_0 + n - Z} \\ Z_2(Z, n) = K_3 \\ Z_4(Z, n) = K_4 \end{array} \right\} \quad (4.22)$$

$$\left. \begin{array}{l} Z < Z_{mB} \text{ のとき} \\ Z_1(Z, n) + Z_2(Z, n) = 0 \\ Z_3(Z, n) = K_3 \frac{n}{Z_{mB} + n - Z} \\ Z_4(Z, n) = K_4 \frac{n}{Z_{mB} + n - Z} \end{array} \right\} \quad (4.23)$$

たゞ、 $i = 1, 2, 3, 4$  は、流入に際する堆砂構成や貯水池内の堆砂高  $Z_{mB}$  などによる 4 件数。

漏流時の流出が、およそ堆砂高  $Z_{mB}$  に対する堆砂量  $V$  を  $m_B V_0$  ( $V_0$ : 貯水池容量) とし、堆砂面で漏流輸送される部分を  $S_{eB}$ 、浮遊輸送される部分を  $S_{fB}$  とすれば、上り輸送量  $M_s$  と  $(S_e + S_f)$  の大小関係によって 4 件数のうち 2 件数は、次のようく設定される。

A:  $0 \leq V < m_B V_0$  の場合

A-1)  $M_s \leq S_{eB} + S_{fB}$

$$D_3 = K_3 \frac{n}{Z_{mB} + n - Z} \quad (S_e + S_f) \frac{n}{Z_{mB} + n - Z} (M_s - S_f) \quad (4.24)$$

A-2)  $M_s > S_{eB} + S_{fB}$

$$D_3 = K_3 \frac{n}{Z_{mB} + n - Z} \quad (S_e + S_f) \frac{n}{Z_{mB} + n - Z} \quad (4.25)$$

すれど  $D_3 = 0$  とする。

B:  $m_B V_0 \leq V < V_0$  の場合

## B-1) 滝道輸送について

$M_s \leq g_s + S_{es}$  のとき

$$D_s = r_3 \cdot g_s + r_4 \cdot (M_s - g_s) \quad (4.26)$$

$M_s > g_s + S_{es}$  のとき

$$D_s = r_3 \cdot g_s + r_4 \cdot S_{es} \quad (4.27)$$

## B-2) 掃除輸送について

$M_B < g_B$  のとき

$$D_B = K_1 \cdot \frac{h}{Z_0 + h - Z} \cdot M_B \quad (4.28)$$

$g_B \leq M_B < g_B + S_{eb}$  のとき

$$D_B = K_1 \cdot \frac{h}{Z_0 + h - Z} \cdot g_B + K_2 \cdot \frac{h}{Z_0 + h - Z} \cdot (M_B - g_B) \quad (4.29)$$

$g_B + S_{eb} \leq M_B$  のとき

$$D_B = K_1 \cdot \frac{h}{Z_0 + h - Z} \cdot g_B + K_2 \cdot \frac{h}{Z_0 + h - Z} \cdot S_{eb} \quad (4.30)$$

## 4.5. 施工量の指標確率

数値計算のための施工量ノルムは、施工量を離散量で表現すればなるべく、 $t$  分の半径時間  $t$  中の石の石的量  $V_{t-1}$ 、終りの施工量  $V_t$  ので示される。

$$V_{t-1} = d \cdot u \quad V_t = D \cdot u \quad (4.31)$$

ここで、ただし  $D$  は正の整数で  $u$  は離散化された流入工砂量  $G_1$

と  $D_T$  を用いて、 $(D_T - D_{T-1}) = \alpha$  ( $\alpha$ : 正整数) で定義される単位量で、以後の計算に、 $\alpha = 10^{-5} g_0$  とする。( $g_0$  は  $D_T$  の平均値) したがって、連続条件:  $V_T = V_{T-1} + G_T - D_T$  より、

$$G_T = D_T + (k - j)\alpha \quad (4.32)$$

よの、 $G_T \equiv D_T + (\alpha)$  と流入土砂量の連続量  $g_T$  で表わせば、

$$D_T + (k - j - \frac{1}{2})\alpha \equiv g_T \cdot D_T + (k - j + \frac{1}{2})\alpha \quad (4.33)$$

今  $k = j + 1$  とし、 $D_T$ : それを  $i$ 、 $\alpha = D_T + (k - j - \frac{1}{2})\alpha$ ,  $g_T = D_T + (k - j + \frac{1}{2})\alpha$  と満足する値。それまえ、離散量  $g_T$  は式(4.32)と連続量  $g_T$  で表示すれば、

$$D_T + (k - j - \frac{1}{2})\alpha \equiv g_T \cdot D_T + (k - j + \frac{1}{2})\alpha \quad (4.34)$$

となる。 $(k - j - \frac{1}{2})\alpha \equiv g_T^+$ ,  $(k - j + \frac{1}{2})\alpha \equiv g_T^-$  と記す事にする。

前述のとく、成層と非成層との移動層、その間の流入土砂量を定めると、「成層の移動確率」をもつて、その変化がわかる。

$$\text{成層の移動確率} = \frac{\text{成層の移動確率}}{\text{成層の移動確率} + \text{非成層の移動確率}} \quad (4.35)$$

この成層の移動確率は、成層の移動確率。

この成層の移動確率は、成層の移動確率。計算は一層簡単となる。

$$\begin{aligned} & \left[ \frac{D_T + (k - j - \frac{1}{2})\alpha}{D_T + (k - j + \frac{1}{2})\alpha} \right] = \left[ \frac{D_T + (k - j - \frac{1}{2})\alpha}{D_T + (k - j + \frac{1}{2})\alpha} \right] \\ & \left[ \frac{D_T + (k - j - \frac{1}{2})\alpha}{D_T + (k - j + \frac{1}{2})\alpha} \right] = \left[ \frac{D_T + (k - j - \frac{1}{2})\alpha}{D_T + (k - j + \frac{1}{2})\alpha} \right] \end{aligned} \quad (4.36)$$

#### 4.5.6 堆砂量の推移確率行列による考察

黒部川・小屋平貯水池を例にとり、貯水容量約2,160,000m<sup>3</sup>とし、堆砂量が約1,000,000tとすると、飛砂量として定義し、堆砂の粒度構成は、浮遊輸送部分と懸流輸送部分との容積比が、1:9である場合について、推移確率を求めたのが、表4.7である。このときの細かい計算条件を省略する。

表4.7は、推移確率行列で、单纯マッシュ過程にある事象について、常に見られるものである。こゝに注目し、单纯マッシュ過程の性質を検討するところである。

表によれば、に意の年始めに貯水容量の57.5%の堆砂がある場合、1年後に72.5%の堆砂状態となる  $s_{t-1}(0.575)$  から  $s_t(0.725)$  に推移する確率は、0.114であり、 $s_{t-1}(0.575)$  から 62.5%堆砂へ推移する確率の最大値0.279となることが判る。表中数値の下にアスター(\*)のあるのは、最も確実な状態、すなはち、 $s_{t-1}$  から  $s_t$  の推移確率の最大値を示している。

図4.8は、新潟・V<sub>1</sub>なる種類にV<sub>t-1</sub>, V<sub>t</sub>とよび、小屋平貯水池の堆砂量の実測値を示す。また、こゝに表4.7の推移確率、落下的傾向を合せて示すと、実測値が2年後には、既述の説明によると、

1年間の平均2%を基準、後慢速・中期型（つゝ）・急速型堆砂、中期型堆砂よりより遅れることがわかる。小屋平貯水池が堆砂は、急速型堆砂の典型的特徴のけるが、一方で中期型ならず、貯水池築成後10年程度以後は、堆砂量は増加、減少の振動的範囲に入り、堆砂量は一定の傾向を示さなくなる。このことは、堆砂量の推移確率行列



図 1-1-1 佐野の年々変化  
① 年々変化



図 1-1-1 佐野の年々変化  
② 年々変化

からも説明することができる。確率論によれば、<sup>24)</sup> 表十九の確率行列のことと、対角線より右半分が0要素で占められているとき、堆砂量の状態は、エレゴード状態と一時的状態から成り立っているのである。エレゴード状態とは、堆砂量の経年変化曲線の振動である領域の堆砂状態であり、そのような状態に復帰することが確実であるような状態である。一方、一時的状態とは、築造後の数年間の増加一時の堆砂量の状態であり、それらの状態には必ずしも復帰するとは言えないような状態である。一度エレゴード状態に入ると、また一時的状態に帰るといふことはない、この意味で、このことをエレゴード状態の集合と閉集合とする。

ところで、2つめに興味深いことに、貯水池築造後、何年程か、堆砂量の状態がこの閉集合に収まるかを吸収確率  $A_t$  が次式によって計算されることが出来る。

$$A_t = P_{1, i_{t+1}}^{(+) \dagger} + P_{1, i_{t+2}}^{(+) \dagger} + \cdots + P_{1, i_0}^{(+) \dagger} \quad (4.37)$$

または  $t=1$  のとき

$$A_1 = P_{1, i_2}^{(+) \dagger} + P_{1, i_3}^{(+) \dagger} + \cdots + P_{1, i_0}^{(+) \dagger}$$

$t \geq 2$  のとき

$$A_t = \left\{ P_{1, i_3}^{(+) \dagger} + P_{1, i_4}^{(+) \dagger} + \cdots + P_{1, i_0}^{(+) \dagger} \right\} \times \sum_{j=1}^{t-1} P_{1, j}^{(+) \dagger} \quad (4.38)$$

$$P_{1, i_3}^{(+) \dagger} + P_{1, i_4}^{(+) \dagger} + \cdots + P_{1, i_0}^{(+) \dagger}$$

したがって、状態  $i_3$  から  $i_0$  へ一時的状態の状態は、 $t=1$  から  $i_0$  までのエレゴード状態である。 $P_{1, i_3}^{(+) \dagger}$  は「状態」  $i_3$  1 年後に「態」  $i_0$  へなる確率。

(v) たるは、状態から 7 年後に状態になる高次の推移確率である。

時時状態であるが、この二つ状態であるかの判定は、次々ごとにある。

(vi) 状態を、一時的であるか、うやうやしくあるかに対し、

$$P_{e,k}^{(t)} \rightarrow 0 \quad (t \rightarrow \infty) \quad (4.39)$$

(vii) 状態を、ハーモード的であるか、うやうやしくあるかに対し、

$$\begin{aligned} P_{e,k}^{(t)} &\rightarrow \tau_k = \lim_{t \rightarrow \infty} \tau_k \quad (t \rightarrow \infty) \\ \tau_k / ? \end{aligned} \quad \left. \right\} (4.40)$$

小屋千賀水セメントの各推移確率行列より、計算して  $t=10$  年で、 $A_t = 1$  となり、実測値とよく一致する事が判った。

また、貯水池の堆積進行の最も起こりやすい期待曲線も、得られた推移確率行列より得られるべきである。すなわち、堆積量にかかる年と年(=1)との直線回帰式を下り、この直線回帰式を  $t=1, 2, 3, \dots$  と築造時刻が年付ける事によってある。今、築造後  $t$  年における直線回帰の一般式として表すと次の如くなる。

$$\begin{aligned} Y_t &= a + b t \quad (4.41) \\ a &= \frac{\sum Y_i}{n} \quad (4.41) \\ b &= \frac{\sum (Y_i - \bar{Y})(t_i - \bar{t})}{\sum (t_i - \bar{t})^2} \quad (4.41) \end{aligned}$$

以上は、多变量による二つの变量の関連性、すなわち、7 年後における堆積量の直線回帰式である。つまり、7 年後の堆積量は、7 年前の堆積量に依存する事であることは、図 4.3 の如く、7 年後の堆積量は、7 年前の堆積量と正の相関がある事である。したがって、7 年後の堆積量は、7 年前の堆積量と正の相関がある事である。

の自己相関がある。このよろなことは、最初に設定した年流出土砂量のリニア入出力の妥当性が実証されたことになるのではないか。とりわけ、上、1.19 d) のとき緩慢型堆砂の貯水池では、流入工流量の確率密度関数の形が sharp で、その平均値が小さい。すれば貯水池容量も比較して大きい。すなわち、年流入土砂量がほぼ一定で、その量も少ないわけである。このような場合、より完全な直線回帰性が得られることが認められる。

結局、直線回帰性が強く、その直線は  $V_t = V_0 - v_{t-1}/V_0$  を曲つ原点に近い場合、そのときにかぎり、年平均工流量を年平均堆砂量と扱ってよいところだが、上の条件のみでされなくてはならないほど、堆砂量を平均値のみで論じることの意義は薄れることになる。

## 十 結 論

以上に述べて、是ニキテ輸送される二砂輸送量、および流域内における主生産量の確率評価と、二砂生産の確率分布との較より、二砂生産の変動性を検討した。一方、流出工砂量、貯水池入工砂量、二砂動向をもつて湯川の貯水池貯留量による確率評価を黒部川、小笠干涸点にて。

### （一）測定値による主生産量

i) 月別降水量より算出された輸送量の算出より、月別降水量より得られた値と較して湯川、高音川二バasin平均としている。

ii) 自由度二減少される割合は鉱石輸送量の確率分布より、月工砂輸送量の変動は7月、8月を頂点として、春、秋にかけて大きく、月七砂輸送量と平行直線である。これは表直のみで論じ、もとの実際的意義は薄いと言ふ。

iii) 年10・100年間の土砂輸送量になると、変動域は小さくなる。

iv) 月別測定的主生産量の起算確率分布は5月、10月について次の如結果。自由度二減少する年間、主生産の比率は5月、7月で起算し、9月までとては  $10 \times 10^6$  ～  $110 \times 10^6$  t/h以下的小規模な月主生産が、7、8月では一定規模の主生産が起算される。

v) 所謂、測定的エビ主生産量の起算確率分布を見て、測定的主生産の確率分布約40%である。

vi) 期間：約10年～15年ノリ、二砂生産の変動吸収、他の工砂輸送量を考慮して、はるかに大きさ。

vii) 確率分布、ある二砂生産量との輸送量と比較、検討した結果、次土壤量の変動性より二砂輸送量よりもむしろ測定的エビ主生産量、ないし

したがって、東陸河川の流出砂量の予測は土砂輸送量のみで行うべきではなく、より島先的工砂生産量の変動域が大きいことも考慮しなければならない。

viii) 貯水池の流入工砂量の変動性：主に、年流入砂量の確率分布を考慮して貯水池堆砂量の確率許容を黒音川・小屋平貯水池において試みた結果、

- 1) 貯水池堆砂現象を「」の過程として捉えることができる。
- 2) 貯水池からの流出工砂を規定するリーフス関数の設定が妥当であれば、実際の堆砂進行過程を推移確率行列で説明ううことができる。
- 3) ある年の堆砂量  $V_{t-1}$  と、それに従い年度の堆砂量  $V_t$  との間の直線回帰性が強く、もし直線が  $V_t/V_0 = V_{t-1}/V_0$  軸の原点に近い場合、そのときには必ず年平均堆砂率なる平均直線堆砂量を取ってもよしが、上の条件が満たされなければ、なるほど、堆砂量を平均直線で論いるとの意義が尋ねられる。

## 参考文献

- 1) 矢野勝正：土砂災害とその対策、1967年度水工学に関する夏期研修会講義集( A. 河川コース)，土木学会水理委員会，1967
- 2) りより引用
- 3) 新沢直治：崩壊と堆積，新砂防，No.9，昭.27.11
- 4) 新沢直治：砂防計画試案，新砂防 No.10，昭.28.3
- 5) 水理公式集：土木学会，昭.38.8
- 6) 佐藤清一：河道の設計について，土木学会誌，第42巻，第4号，昭.32
- 7) 矢野・村野：(討論) 土砂流出について，新砂防，No.62，昭.41.9
- 8) 田中治雄・石井公宏：貯水池の堆砂量と集水域の地形及び地質との関係について(第1報)，土木学会誌，第36巻，第4号，昭.26
- 9) 吉良八郎：貯水池の堆砂に関する水理学的研究，香川大学農学部紀要第12号，昭.38.2
- 10) Brown, C. B., Discussion of sedimentation in reservoirs by Witzig, B. J., Trans. ASCE, vol. 109, 1944
- 11) 矢野義男：砂防調査による計画，土木ライブリー2，山海堂，昭.37.8
- 12) 生昌義人：土砂の流出，小地理学、小水文学における最近の進歩，昭.42.3
- 13) 矢野・立堀・奥村：山岳小流域における土砂流出に関する2,3の観測結果について，土木防災研究研究年報，第10号，昭.42
- 14) 速水一郎：降雨の流出解析について，点防災研究開拓5周年記念論文集，昭.31.11
- 15) 和歌山県：三川ダム堆砂量決定計算書，昭.42.5
- 16) 三川ダム調査委員会：和歌山県有田川三川ダムに関する学術調査報告，昭.38.4
- 17) 15)と同じ

- 18) 15)と同じ
- 19) たとえば、宇田川鉢久：応用確率論入門，オーム社，昭.39
- 20) 室田明：貯水池堆砂量の推算について，水理学・水文学における最近の進歩，昭.42.3
- 21) 武居・遠藤：土砂生産源に関する研究，土砂の流出流送による河川災害の基礎的研究総括研究報告，昭.41.3
- 22) 羽田野誠一：地形解析による山地流域侵食速度推定の一方法，昭和43年度砂防学会講演会講演要旨
- 23) 和歌山県工木部砂防利水課：有田川上流出土砂量調査書，昭.33.3
- 24) 15)と同じ
- 25) 15)と同じ
- 26) 室田・端野：マルコフ過程としての堆砂現象に関する考察，第2回土木学会年次講演会講演集，昭.42
- 27) 20)と同じ
- 28) 室田・端野：貯水池堆砂量の推計についての試案，第10回水理講演会講演集，土木学会水理委員会，昭.41
- 29) W. Heller著；河田竜天監訳：確率論とその応用工下，紀伊國屋書店

## 記号の相対説明

a, b : 平均値 (4.3) 平均年数

c : 研磨工砂，粗度

d : 布心，平均粒径

e : 自然沉降点

f : 人為的

g : 地力の加速度

$K_1, K_2$  : 式(4.10)中の係数

$\bar{m}_T$  : 平均河幅

$m_T$  : 沿流入土砂量  $g_T$  の対数正規化された質量

$\bar{s}_T$  :  $s_T$  の平均値

$Q$  : 流量

$Q_B$  : 帰流砂量

$q_B$  : 單位幅当たりの帰流水体量

$Q_S$  : 溶遊砂量

$\gamma_f$  : 砂の比重

$\sigma_{s_T}$  :  $s_T$  の標準偏差

$C_c$  : 限界挿流力

$C_o$  : 揿流力

$u_*$  : 摩擦速度

$u_{bc}$  : 限界摩擦速度

$\alpha$  :  $s_T \rightarrow \bar{s}_T$  の変換式における係数

## 5 流出砂量の変動を考慮した河床変動に関する研究

### 5.1 概 説

第4章では、土砂收支の立場から、流域内土砂生産量と流出砂量の関係について、時間的にも空間的にもマクロ的考察を行ったが、本章では、流域内の土砂生産・流出と河床変動について考察を進めることにする。

従来、流域内の土砂生産過程と土砂流出過程は、別個に研究されてきており、土砂生産については、地形学、地質学の面で、流出土砂に関しては、主として河川化学の面で取り扱われてきたといふ。前者については、第三章、第四章で述べたごとき現状である。後者については、流出土砂の挙動を河川流路の変動として扱之、流路の平面的変動（蛇行）と流路の継断方向の変動（河床変動）とに大別して考えられてきた。そして、流路の平面的変動に關係する砂渾、砂堆、砂れき堆の発生、発達あるいは形状について、多くの研究がなされその成果もかなりあがっている。また、継断方向の河床変動についても種々の角裏か、研究がなされている。たとえば、河川継断形狀がある一定の平衡継断面に最終的に落ち着くと仮定した動力学的平衡理論や、中積せ河川の経験法則を追究するいわゆる「中積せ河川 theory」とよぶものがいる。また、河川における実態を記述する中積せ河川の法則を叫ぶに付して、移動平均やスムーキング等による統計的手法によく研究がなされ、最近行われるようになつて、中積せ河川の実態を記述する方法の基礎方程式を簡単化して、河川変動の実際的性質を把握することの研究があつた。

階躍と土砂生産、流出が激発的に、すなはち大量に変化する山地河川の土砂の挙動に注目すると、土砂のことは土砂生産と河床変動と

あるが、種々の未解決な問題点があるにすぎない。

（1）電子計算機による手計算の代替。

電子計算機の急速な発展により、計算錯誤の計算や、  
それを用いて簡単な実行計算等をプログラム、計算機による  
シミュレーション法を用ひ、工事生産・土山や河床変動等を検討するの  
は現象へのアプローチとして有用である。

本研究では、主として、山地河川の工事生産・  
施工計画等、山地河川工事における工事費の算定する方法と、  
流域内における標準範囲、土石取扱い単位化、土石河床変動計算  
と予定期の基礎式、工事と工事との初期条件、境界条件は、第3章で設  
定したとおりである。

中でも重要なのは、シミュレーション手法による工事生産・施工の挙動が  
定量的に把握可能である。アドミッションシミュレーションの特徴は、それ  
が基礎研究や野の基盤研究の間にかかる時間と、また実際の河川に  
おける観測や実験上での実験結果等と検証や比較を行なうのが  
容易である點である。

（2）河床変動・土石山の施工計画と工事費の算定（河床変動予測）や、奇  
特な問題

## 5.2.1 流下式

運動方程式を元に、 $\frac{\partial}{\partial t} + \mathbf{U} \cdot \nabla$  とおき、河川の下流域で流速を程式する般  
式の運動方程式と連動方程式を導く。<sup>1)</sup>

$$\frac{\partial A}{\partial t} + A \cdot \frac{\partial U}{\partial x} + U \cdot \frac{\partial A}{\partial x} = (F_i - F_o) \quad (5.1)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} + \frac{1}{g} U \cdot \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial x} = \bar{I} + \frac{n^2 U^2}{R^2} = \frac{1}{gA} [F_i U_i \cos \beta_i -$$

$$F_o \bar{h} - g_o - \frac{1}{g} (F_i - F_o)] \quad (5.2)$$

ただし、

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial A}{\partial x} = (F_i - F_o) \quad (5.3)$$

$$\frac{1}{gA} \left[ \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} - \frac{\alpha}{A} \cdot \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\alpha}{A} \cdot \frac{\partial A}{\partial x} - \frac{\alpha^2}{A^2} \cdot \frac{\partial^2 A}{\partial x^2} \right] + \frac{\partial U}{\partial x} = \bar{I} +$$

$$\frac{n^2 Q^2}{R^2} = \frac{1}{gA} [F_i U_i \cos \beta_i - F_o \bar{h} - g_o - \frac{2}{g} (F_i - F_o)] \quad (5.4)$$

ここで、 $X$ : 流下方向の水路底に沿った距離座標、 $t$ : 時刻、 $A$ : 流下断面積、 $U$ : 断面平均流速、 $Q$ : 流量、 $\beta$ : 断面底面と直角上向きに則った小傾斜角、 $n$ : 水理摩擦係数、 $R$ : 断面半径、 $g$ : 重力加速度、 $F_i$ : 上游側より流入する流量、 $F_o$ : 下游側より流出する流量、 $g_o$ : 積算水頭、 $\bar{h}$ : 瞬間水頭、 $\alpha$ : 水理摩擦係数、 $\beta_i$ : 断面底面と直角上向きに則った小傾斜角。

この式は、河川の下流域で、河床勾配が緩やかで、河床変動が無視できる場合に成立する。また、河川の下流域では、河床勾配が緩やかで、河床変動が無視できる場合に成立する。

この式は、河川の下流域で、河床勾配が緩やかで、河床変動が無視できる場合に成立する。また、河川の下流域では、河床勾配が緩やかで、河床変動が無視できる場合に成立する。

この式は、河川の下流域で、河床勾配が緩やかで、河床変動が無視できる場合に成立する。また、河川の下流域では、河床勾配が緩やかで、河床変動が無視できる場合に成立する。

河床勾配が急 ( $1/100 \sim 1/200$ ) の山地河川においては、運動方程式の左側の項 [河床勾配項]、[サイクル配負荷] および横流・流出量の項 ( $= \frac{1}{A} [v_i \cos \theta_i - v_o \cos \theta_o - \frac{Q}{A} (v_i - v_o)]$ ) が他の項に比べて大きくなる結果、式(5.4)を簡単化すれば

$$-1 + \frac{n^2 Q^2}{4 R^2 S} = I_f \quad (5.5)$$

である。河床勾配は、基準線より河床までの高さをとすれば、 $I = -\frac{\partial z}{\partial x}$  であるから、式(5.5)は、

$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{n^2 Q^2}{4 R^2 S} = I_f \quad (5.6)$$

と書ける。さらに、河床面からの浸透による流出や横越流等の流出がないときは、

$$I_f = \frac{q_i}{g A} (v_i \cos \theta_i - \frac{Q}{A}) \quad (5.7)$$

であり、 $q_i$  は、支谷から下川への流入量を表すよ。しかし、支谷と本川との合流点以外では  $I_f = 0$  である。したがって式(5.6)はマニグダップの導流式の形となる。従つて間接的あるいは直接的にも用いられる。

連続式はそのまま用いることは、問題ないが、本元の「不変動」に対する流れの基本式である連続式 ( $\nabla \cdot \mathbf{v} = 0$ ) は連続式ではなく用いることには問題がある。

### 5.2.2 流れの基礎式

5.2.2.1 流れの連続式は、底面が直線の場合について述べられる。

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{B(1-\lambda)} \frac{\partial (T_B \cdot B)}{\partial x} = \frac{q_{Bi}}{B(1-\lambda)} \quad (5.8)$$

式中、 $T_B$ : 本川横断方向の単位幅、単位時間当りの流砂量、 $z_{Bi}$ : 本川流下時間、単位幅、単位時間当りの横流入砂量、 $B$ : 河床幅、 $\lambda$ : 流砂の空隙率。(=100で割) 示すたまつである。

流砂量  $q_B$  は、種々の式が提案されている。山地河川での河床変動には、掃流砂の効果が卓越するとき、掃流砂量の式である江藤・吉川・吉田式<sup>2)</sup>を用いることによく、用いられる。

$$q_B = (\bar{C}_0 / \rho)^{3/2} \cdot f \cdot \bar{r} (\gamma_B) / (D_f - 1) \quad (5.9)$$

上式は、等流の場合にて得られるものであるが不定流の状況につけても適用できるものとする。なお、掃流砂量は次式で表される。

$$\bar{C}_0 = \rho U_x^2 = \rho g R I_e \quad (5.10)$$

ここに、 $I_e$ : エネルギー勾配(等流仮定のとき  $I_e = I$ )、 $U_x$ : 下流速度である。また、限界掃流力  $\bar{r}_{c,f}$  は、岩垣式<sup>3)</sup>表わすと、次のようである。

$$\bar{r}_{c,f} = \bar{r}_{c,f} = 0.15 \quad (d \geq 0.303 \text{ cm})$$

$$= 0.15 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}^2 \quad (d = 0.203 \text{ cm})$$

$$(0.5565 \times 0.15 = 0.118 \text{ m}^2/\text{s}^2) \quad (5.11)$$

$$= 0.118 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}^2 = 0.118 \text{ cm}^2/\text{s}^2$$

$$(d = 0.203 \text{ cm})$$

結局、(5.8)式より、(5.9)式より、(5.11)式より、(5.10)式より

のとおり、式(5.12)の連続式より、流木・運送二運動方程は、元の運動方程の解である。すなはち法則や運動量が、問題の条件から積分して運動計算が可能となる。

### 5.2.2 流木による荷物運送計算

水の流動的基本式を差し引くと、直線に沿つて、ある距離変化する。すなはち、下流に運搬される荷物の位置  $x$  および流木量  $A_B$  が、時間  $t$  に沿つて、且つ時間  $\Delta t$  によつて、かうべ、流木量  $A_B$  が増減する、即ち、 $A_B$  が増減する、即ち、 $A_B$  が増減する。且つ、 $A_B$  の増減率は、入出の係数である。粗略な扱いでは、その増減率は、常に一定であり、下時な点で多く、 $\lambda$  と一間隔  $\Delta t$  の間数とする。

適当な時間間隔  $\Delta t$  と距離間隔  $\Delta x$  をもつと、流木の連続式は、(5.12) より、(5.13) となつ。

$$\frac{Z(x, t + \Delta t) - Z(x, t)}{\Delta t} + \frac{1}{B(x, 1-\lambda)} \left( f_B(x, t) \cdot B(x) - f_{B_L}(x-4\Delta x, t) \right) \times \\ \frac{B(x-4\Delta x)}{B(x, 1-\lambda)} = - \frac{f_{B_L}(x, t)}{B(x, 1-\lambda)} \quad (5.12)$$

$$\therefore Z(x, t + \Delta t) = Z(x, t) + \frac{1}{B(x, 1-\lambda)} \left[ f_{B_L}(x-4\Delta x, t) - f_{B_L}(x, t) \right]$$

したがつて、(5.13) は、

$$\frac{A(x, t + \Delta t) - A(x, t)}{\Delta t} = - \frac{1}{B(x, 1-\lambda)} \left[ f_{B_L}(x-4\Delta x, t) - f_{B_L}(x, t) \right]$$

$$\therefore A(x, t + \Delta t) = A(x, t) - \frac{1}{B(x, 1-\lambda)} \left[ f_{B_L}(x-4\Delta x, t) - f_{B_L}(x, t) \right] \Delta t$$

となる。運動方程式は、(5.13) と(5.14) である。

$$\frac{Z(x+4\Delta t, t) - Z(x, t)}{4\Delta t} + \frac{n(x)^2 \cdot Q(x, t)^2}{A(x, t) \cdot R(x, t)^{2/3}} = - \frac{g_e(x, t)}{g \cdot A(x, t)} \times \\ (U_i(x, t) \cos \theta_i - \frac{Q(x, t)}{A(x, t)}) \quad (5.16)$$

$t \rightarrow t + \Delta t^+$  に置換し、 $Q(x, t + \Delta t)$  について求めれば、

$$Q(x, t + \Delta t^+) = - \frac{4(x, t + \Delta t)}{n(x)} \cdot R(x, t + \Delta t)^{2/3} \left[ \frac{g_e(x, t + \Delta t)}{f \cdot A(x, t + \Delta t)} \times \right. \\ \left. (U_i(x, t + \Delta t^+) \cos \theta_i - \frac{Q(x, t + \Delta t)}{A(x, t + \Delta t)}) - \frac{Z(x + 4\Delta t, t + \Delta t) - Z(x, t + \Delta t)}{4\Delta t} \right]^{1/2} \quad (5.17)$$

さて、河床変動の計算区間を  $\Delta x$  で分割（分割断面数  $N+1$ ）、初期条件として、 $Q(x, 0)$ 、 $Z(x, 0)$ 、 $n(x, 0)$  が与えられ、境界条件として  $Z(c, 0)$ 、 $Z(N\Delta x, t)$ 、 $Q(0, t)$ 、 $g_e(x, t)$  が与えられれば、次のように河床変動を数値計算することができる。なお、各断面の初期直角  $(x, 0)$ 、 $A(x, 0)$  および境界直角  $A(0, t)$  だけは、 $Q(x, 0)$  よりマニピュラ式  $Q = \frac{1}{n} A \cdot R^{2/3} L^{1/2}$ 、 $A = BH$ 、 $R = \frac{A}{B+2H}$  の関係を用いて求めてみることにする。

$B(x)$ 、 $n(x)$ 、 $d(x)$  が次のように実際河川の河底より算出されるから、  
 $t=0$  とすと、 $Z(x, 0)$  (5.1)、(5.10)、(5.11) より  $H = \frac{A}{B+2H}$  より  $g_B(x, 0)$  が得られる。次に式 (5.13) は

$$Z(x, \Delta t) = Z(x, 0) + \frac{\Delta t}{B(x + 4\Delta x)} \left[ \frac{g_B(x - 4\Delta x, 0) \cdot b(x - 4\Delta x) - g_B(x, 0) \cdot b(x)}{\Delta x} + \right. \\ \left. g_B(x, 0) \right] \quad (5.18)$$

となる。 $b(x) = d(x) + 4\Delta x$  である。以上が谷断面の河床高さ  $Z(x, \Delta t)$  が求められる。最も右端と最も左端の河床高さは、境界条件として与えられる。つまり左端は固定され、右端は常に零である場合がある。

れる。これについては、後の項で述べることにする。

次に式(5.15)で  $t=0$  とすれば

$$A(x, \Delta t) = A(x, 0) + \left( g_i(x, 0) + \frac{Q(x-\Delta t, 0) - Q(x, 0)}{\Delta x} \right) \cdot \Delta t \quad (5.19)$$

であるが、 $\Delta t$  時間後の谷断面の流水面積  $A(x, \Delta t)$  は、与えられた初期値  $Q(x, 0)$ 、境界値  $g_i(x, 0)$  および  $A(x, 0)$  より求まる。ただし、最上流端の  $A(0, \Delta t)$  は、境界値  $Q(0, \Delta t)$  より求められている。そうすれば、 $H = \frac{A}{B}$  と  $R = A/2H+B$  より  $R(x, \Delta t)$  も決まる。このとき、式(5.17)は

$$Q(x, \Delta t) = \frac{A(x, \Delta t)}{R(x)} \cdot R(x, \Delta t)^{-\frac{3}{2}} \left[ \frac{g_i(x, \Delta t)}{g \cdot A(x, \Delta t)} (U_i(x, \Delta t) \cos \theta_i - \frac{Q(x, \Delta t)}{A(x, \Delta t)}) - \left( \frac{Z(x+4x, \Delta t) - Z(x, \Delta t)}{4x} \right) \right]^{1/2} \quad (5.20)$$

となる。式(5.18)、(5.19)と境界値  $U_i(x, \Delta t)$  等より、式(5.20)の中で未知なのは  $Q(x, \Delta t)$  のみであり、 $Q(x, \Delta t)$  について解くことが可能である。しかし、計算の簡単化のため式(5.20)の [ ] 内の第一項は第一項として省略することとして、

$$(U_i(x, \Delta t) - A(x, \Delta t)) \approx \left( \frac{Z(x, \Delta t) - Z(x+4x, \Delta t)}{4x} \right)^{1/2} \quad (5.21)$$

$Q(x, \Delta t)$  を求めることにする。

結局、 $\Delta t$  における各点の歩数が定まればよい。以上の手順と繋り返すことにより、 $t = 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$  と  $t$  時間つつの  $Z(x, t)$  が求まることになる。 $t$  の手順は明確なるもので、 $t$  時間内には、流量、流砂量、河床高等は一定で、单位時間前の値に等しいと仮定している。

差分法として、前進差分、中央差分、後退差分等の問題があるが<sup>4)</sup>、  
では、それなしとする。 $\Delta t$  と  $\Delta x$  との設定は、次の条件の通り立つ

範囲内を行ふ。すなはち、1時間の流水、流砂の移動距離が4kmを越えて、  
まことに有りとて、  
△x → 0 (5.22)

### 5.2.4. 初期条件、境界条件の手立て

従来、河床変動計算は、一定の、の境界条件とよく簡単、設定して  
おるが、たゞそば、横流入工砂量とよんで考へず、最上流端からの  
流入工砂量は一定とする、がつゝきである。本研究の目的とするよくな豪  
雨時、山地河川下の側岸ある、よし山腹斜面から本流への直接流入工砂量、  
支川・支谷を流下し、本流に達する流入工砂量等が多の場合、これらをう  
る、境界条件に織り込むことは、第十九章で述べたこと、なかなかむつかし  
い。しかしながら計算例は、著者の知る範囲では現尚はないが、その試みを  
ここで行いたい。

まず、考へるのは流域内の二つの土路網による考文、そのモデル化を  
する必要がある。降雨によつて、表面浸食や側岸浸食、山腹崩壊形式の土  
砂生産が、流域内各地点で行われるが、その多くが流外によつて（本流に  
輸送されたりして）、本流へ運び出されて山腹斜面への生産土砂は、  
さす、溪間にあり、流域の輸送能効率にて下流に達する。そこで、て、  
流域外の輸送能効率がないときのり、支谷以外の、本流への流入工砂  
量は無視得る。さて、本流沿いの側岸ある、よし山腹斜面は、偶発的  
の生産によるもの、流域外にかけられ、直接、本流に土砂を落すする  
ハゼである。そこで、よし山腹斜面に突然ダムが立つたのは、  
本流沿いの山腹崩壊土砂が一気に本流へ流れと見き止めるからであ  
る。

上述のことを考へ方に従つて、流域と流域の初期条件、境界条件をめ

行。

洪水の境界值  $Q_0$  は、河川断面に沿うて各支谷の最上流端と主な支谷の各下流端からなる複数の自由端によって決まる。したがって各支谷の外側の流域面積  $A_{\text{out}}$  は、流域面積  $A$  の最大値である。また、流域面積  $A$  は、流域内に限られた支谷の流域面積  $A_{\text{in}}$  よりも大きい。計算上間接流域面積  $A_{\text{out}}$  が既知であるときには、計算上間接流域面積  $A_{\text{in}}$  は、流域内に最も下流の観測地点までの流量  $Q_0$ 、流域面積  $A_{\text{out}}$  上の配分率  $\alpha_{\text{out}}(Q_0)$  と推定する事はない。

計算上間接流域面積  $A_{\text{out}}$  は、最上流端の  $Q_0$  は、各支谷の外側の流域面積  $A_{\text{out}}$  によって決まる。すなはち、  
 a) 積算值  $A_{\text{out}}(Q_0)$  は、a) 本川・支川ハ、本流へ流送、それ  
 による土砂量、b) 本流側岸が、本流へ重々落する崩壊土砂量、に  
 おいて算出すればいい。a)については、各支川・支谷にあたる  
 土砂量と連間体積の和と土砂土砂量との関係である。たゞ、  
 土砂量と各支谷の流域面積を与えておき、それと時刻tの土砂  
 生産量と流送土砂量との大小関係より、 $A_{\text{out}}(Q_0)$  を求めることによ  
 る。すなはち、各支川の流域面積に重点を置いて考慮しているため、それ  
 に伴う河幅等の変動も、直角に考慮するとしてよい。b) に  
 ついては、第2章で既述した土壤崩壊・土砂生産の時間的変動、あるいは  
 土砂土砂量と真対する本流側岸地盤の一定土砂土砂量をもつとする。  
 表面被覆による主作用として、生産過程、それが細かい粒度砂の大部分  
 が流失され、成長が、又、本流側岸地盤を影響する事によって、  
 並進する。

最後に、本流の最上流端と最下流端の境界値  $Q_0$  は、 $Q_0 = Q_{\text{out}}$  である。それは、固定端からの自由端によるので異なる。固定端とす

の場合、 $\beta = \text{constant}$  と、てよい地点を選定せねばならない。たゞえ  
は、言葉が露としていて河床の変動がないと思われる地点や、満砂状態の  
時はメーター下流で最下流域とみなす。したがつて、自由端として  
取扱はれてとくほんかう流域ある。すなはち河床以前のダム上流域が過  
去のものとさへして、該時間内に河床減面の微小河床変動量 $\Delta h$ を  
下流域に伝わる。はるかに上流域側減面に付けて計算する。

### 5.3 下・上流域による計算例

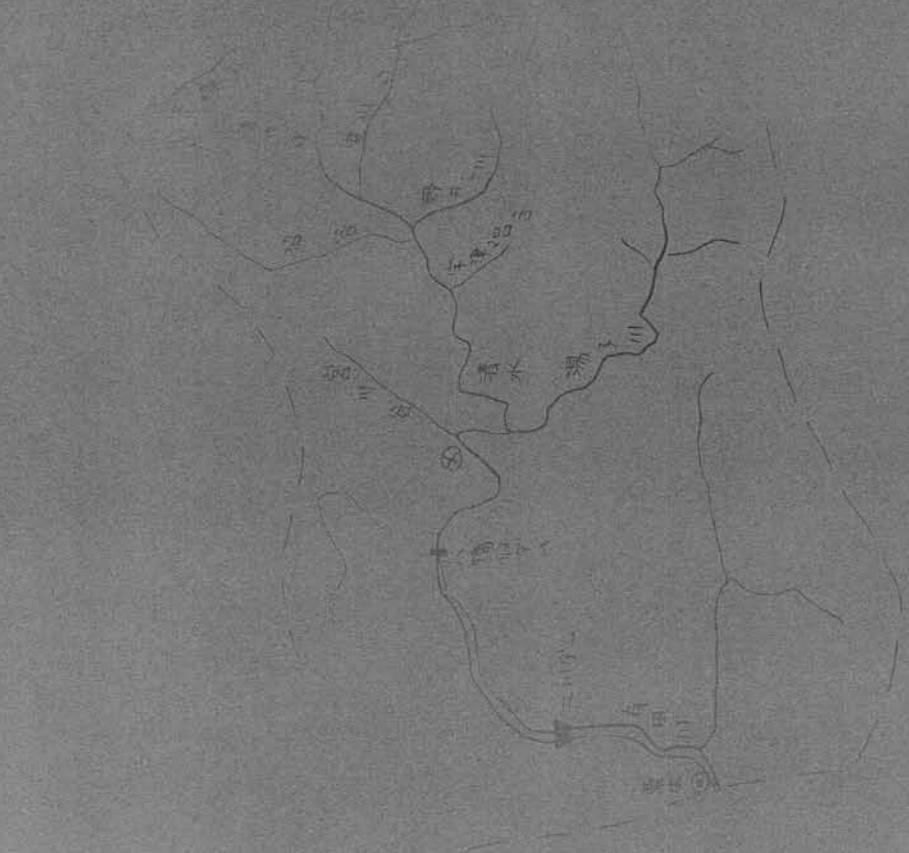
#### 5.3.1 流路縮小部長計算区間

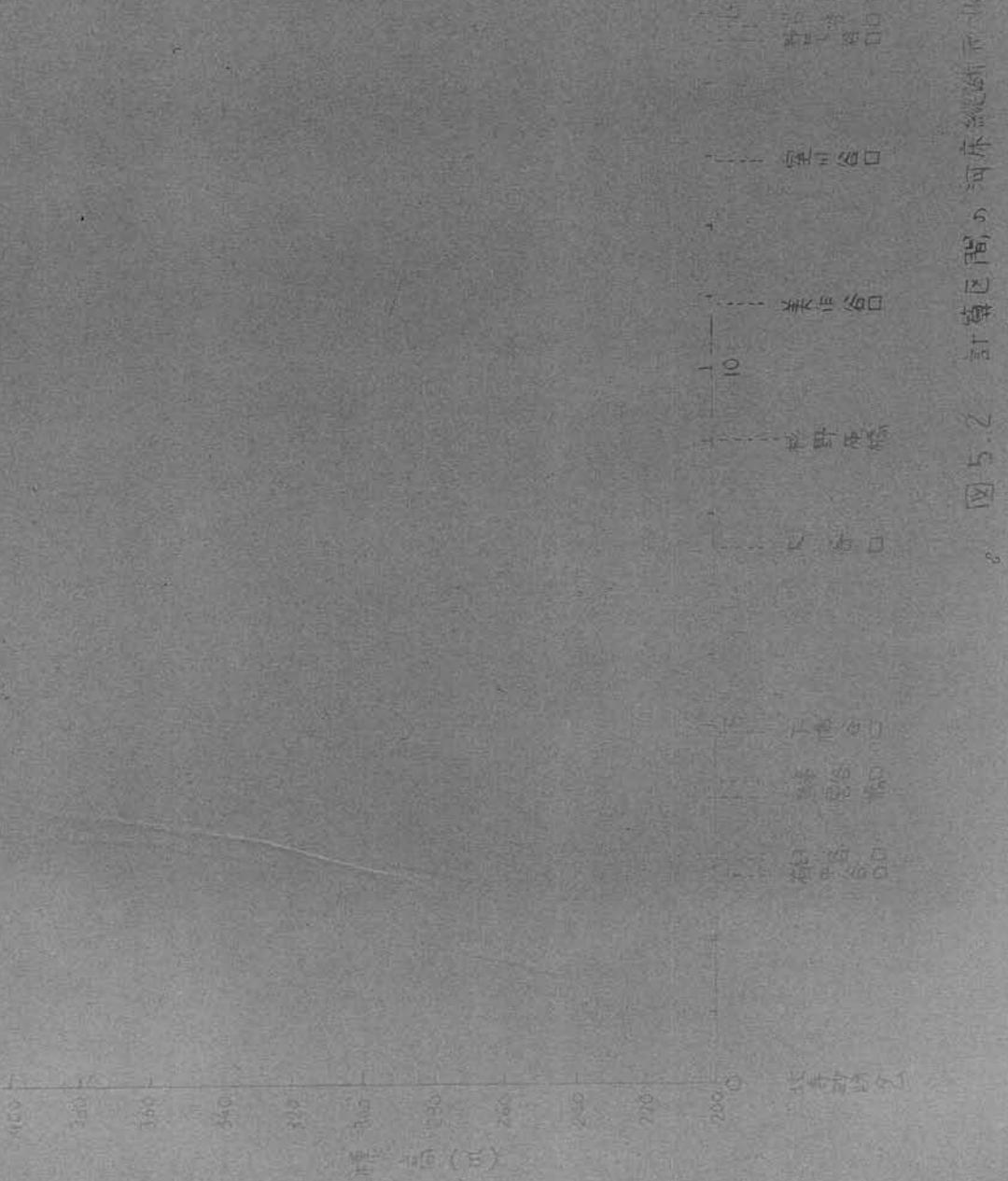
有田川元端、流路縮小部上流、である。このノードを back water  
終端附近にある田舎堤堤頭にて計算する。元端、固定端、すなはち  
最上流端をもとめてダム地点、自由端とみなす。この計算区間  
の流路長は約 1.0 km で、河床勾配は逆 3.2% である。 $\beta = \frac{1}{100}$  である。  
河床勾配を子午線上に沿うて  $-1^\circ$  m<sup>-1</sup> とする。計算区間、すなはち  
以下支流諸星は表 5.1 のとおりである。第一計算区間の平均流積  
42 km<sup>3</sup>、平均河床断面  $170$  m<sup>2</sup> である。計算点は逆順、下流側から順に  
示す。各ノードの水深は、河床高さを考慮して算出する。右の河床  
高さは、左の河床高さより下流域へ向うて増加する。右の河床  
高さは、左の河床高さより下流域へ向うて減少する。

#### 5.3.2 計算手順

第一計算区間を用いて初期条件を算出する。これは、まず、  
河床高さをもとめて河床勾配を算出する。河床高さは、下流側  
諸星の河床高さをもとめて算出する。河床高さは、下流側  
諸星の河床高さをもとめて算出する。河床高さは、下流側

図五、有田川上流域の主要な支流





## 各河川における水質の指標

河川名	測定場所	水深(m)	流速(m/s)	FEC(%)	総硬水度(度)
大井川	上流	2.0	0.5	3.0	0.045
大井川	中流	2.0	0.5	3.0	0.045
大井川	下流	2.0	0.5	3.0	0.045
高瀬川	上流	1.5	0.5	3.0	0.045
高瀬川	中流	1.5	0.5	3.0	0.045
高瀬川	下流	1.5	0.5	3.0	0.045
木曽川	上流	2.0	0.5	3.0	0.040
木曽川	中流	2.0	0.5	3.0	0.045
木曽川	下流	2.0	0.5	3.0	0.035
利根川	上流	1.5	0.5	3.0	0.045
利根川	中流	1.5	0.5	3.0	0.045
利根川	下流	1.5	0.5	3.0	0.045

前記の結果によれば、各河川とも特に大きな差異は認められなかった。

また、水質指標を用いて各河川の水質を評価する場合、

既述の如き

圖 5-3 進入化水槽之動作順序圖(由內而外)

五、不等值		六、初相位		七、境界值	
（1）各支路各元件的不等值	（2）各支路各元件的初相位	（3）各支路各元件的境界值	（4）各支路各元件的不等值	（5）各支路各元件的初相位	（6）各支路各元件的境界值
（1）各支路各元件的不等值	（2）各支路各元件的初相位	（3）各支路各元件的境界值	（4）各支路各元件的不等值	（5）各支路各元件的初相位	（6）各支路各元件的境界值
（1）各支路各元件的不等值	（2）各支路各元件的初相位	（3）各支路各元件的境界值	（4）各支路各元件的不等值	（5）各支路各元件的初相位	（6）各支路各元件的境界值

する降雨が発生を行ひ、その期間(月)の降雨時系列を得る。発生法については第2章で述べた。得られた降雨時系列より第3章で述べた流域角析(貯留閑数法)を用いて、その期間(月)の流量および貯留量の時系列を得る。次に、各支川の流入河川への境界直を算定する。流量算定は計算期間(月)毎に流域内地点(河川)ごとに生入の連続時刻を考慮して、計算上、流域内に存在する支川の流域面積の割合を算定する。そこで、既存量を考慮して、流域面積の割合を算定する。流域面積に各支川流域面積を乗じて、流域面積の本流域側岸における工砂生産量をその月の下流域の流入工砂量とする。なお、工砂生産の発生月は第3章の方針に準ずる。

以上で、初期直・境界直が決まると、以下流域未変動計算と前節のごとく行う。その期間に月々の河床変動計算が終了すれば、初期直を交換し、次の期間(月)に追えて同じ手順を繰り返す。

上述の手順計算は、暴雨時のみに行い、長期間の河床変動にも適用できるわけであるが、この際、豪雨時の工砂の移動をどういうの場合でどのようにトラクするにはなるべく一般的な方法である河川の平衡分配が存在する場合の手順を示す。河川の平衡分配は、河川の河床形状が長期間のうちに一定の状態に達する現象である。伊藤(1971)によると、興味深いと思われる点は、平衡分配の存在は種々あるが、河川の河床形状の名をテラヒドロロジカルの表現方法の一種と呼ぶのが最もよく用いられる。これは、河川の河床形状が時間とともに一定の形となることを意味する。これは、河川の河床形状が時間とともに一定の形となることを意味する。

### 5.3.3 計算条件と計算ケース

河床変動ミュレーションの単位区間 $4x$ としては、 $4x=2167\text{m}$ を用いること

にする。したがって全区間長 26 km は 13 断面で表わすことになる。昭和 28 年災害後の河状を参考にして、各支川・支谷の流域面積、河幅、河床勾配、平均粒径、および粗度係数について前項 5.3.1 の表 5.2 の数値を採用し、各断面の流域面積、平均粒径および粗度係数については表 5.3 のものと同一数値を用いることにし、これらの数値は計算中不变であるとする。

小便移動の単位時間  $\Delta t_s$  は、土砂輸送量および土砂の間隔式 (5.22) の条件により算出される。

$$\Delta t_s = \frac{L}{V_s} = \frac{6000}{60000} = 0.1 \text{ hour} \quad (5.23)$$

これを乾燥面積と用いる。

降雨発生は  $M=4$  時間単位のエナル降雨を用い、貯留関数法による流水解析と貯留量算定の単位時間  $\Delta t_s$  は、 $\Delta t_s = 1 \text{ hour}$  とし、土砂生産モデルによる土砂生産の単位時間  $\Delta t_d$  は、 $\Delta t_d = 4 \text{ hour}$  とする。

土砂生産モデルによって発生した崩壊土砂のうち、重力落下によって本流に落ち込みする範囲として本流軸より左右 500 m の輿行きをもつ領域を想定することにし、この崩壊土砂の流入幅を、崩壊規模にかかわらず一律 500 m と仮定する。また、支川・支谷附近の本流河床変動には、それからの流入土砂量が支配的であるから、差分化された元砂の連続式における本流の単位区間  $L_s$  るとのよす支川・支谷からの流入土砂に対する用をすることは過小な結果となるべくされのみ。それゆえ、支川・支谷からの流入土砂量に対する本流河床変動の単位長さを便宜的に 500 m とする。

以上、まだ設定していないのは本流の端であり、河床変動 シミュレーションにおける初期値として未定の変量の計算を行な期間 (月)、固定端 (最下流端) を除いた本流各断面の河床高、および最上流端上流と各支川・支谷の堆積土砂量である。

シミュレーションの期間は、第 4 章での土砂輸送量および土砂生産量の確

表 5-2 穿孔灌浆法施工时的平面尺寸和角度参数

序号	灌浆孔数	灌浆孔平面尺寸		灌浆孔角度参数	
		灌浆孔间距(m)	灌浆孔直径(m)	灌浆孔倾角(度)	灌浆孔方位角(度)
1	12	0.7	0.15	30	100
2	12	0.7	0.15	30	100
3	12	0.7	0.15	30	100
4	12	0.7	0.15	30	100
5	12	0.7	0.15	30	100
6	12	0.7	0.15	30	100
7	12	0.7	0.15	30	100
8	12	0.7	0.15	30	100
9	12	0.7	0.15	30	100
10	12	0.7	0.15	30	100
11	12	0.7	0.15	30	100
12	12	0.7	0.15	30	100

(注) 灌浆孔半径为0.075m, 灌浆孔直径为0.15m, 河床坡率为1:100。

年分がより明瞭なことと、年間の河床変動に支配的である5月～10月の冬雨期を選ぶ。

本流河幅(矩形断面近似)、最上流端と各支川・支谷からの流入土砂の有無による初期河床縱断形状(各断面河床高さ)について、表5-1のとある場合を設定する。河幅B<sub>0</sub>(x)は昭和28年災害直後の河幅B<sub>0</sub>(x)とし、その後、河川改修等によって縮小した河幅B<sub>s</sub>(x)を考え、河幅の大小による河床変動の相違を検討する。

本研究の主目的である「流入土砂量の変動が河床変動に与える影響」を見るために、最上流端と支川・支谷からの流入土砂量の有無の各場合について、計算を行なう。

初期河床縱断形状については、昭和28年災害以前の河床Z<sub>0</sub>(x)、昭和36年度の河床Z<sub>1</sub>(x)、1丁目等高線の平衡勾配理論<sup>6)</sup>による河床Z<sub>2</sub>(x)を考える(図5-1)とともに、これに河床形状の凹凸が河床変動に与える影響を検討するため、大きさ別段階(大河川段階(中流部)、二つに上流部と下流部)、三つ(上、中、下流部)もつ河床Z<sub>1</sub>(x)、Z<sub>2</sub>(x)によるZ<sub>3</sub>(x)を考える(図5-5)。

表5-1は上述の各パラメーターの組合せによりシミュレーションを行なった計算ケースを示すものである。この中、計算ケース①～⑦では工砂生産モデルによる崩壊発生を行なうに、計算期間6～11年の長期間・河床変動特性を、⑧～⑩では生産モデルを使用して、豪雨による工砂崩壊発生時の短期間・河床変動特性を検討する。

### 5.3-1 計算結果と検討

#### 実測河床変動量との比較

まず、シミュレーションより得た発生流量の年最大値と栗生測水所での観測流量のうちと対数確率平紙にプロットしたのが図5-6である。北寺ダムく

（三）新開河系從頭到尾（全流域，河口以下）

河段	河長	寬度	水深	流量	流速	水力坡降	水力坡降	水力坡降
1. 河口	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
2. 河口至入海	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
3. 入海	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
4. 河口至入海	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
5. 入海	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
6. 河口	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
7. 河口至入海	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
8. 入海	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0

（四）新開河系從頭到尾（全流域，河口以下）

河段	河長	寬度	水深	流量	流速	水力坡降	水力坡降	水力坡降
1. 河口	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
2. 河口至入海	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
3. 入海	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
4. 河口至入海	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
5. 入海	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
6. 河口	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
7. 河口至入海	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0
8. 入海	1.0	10.0	1.0	100	1.0	1.0	1.0	1.0

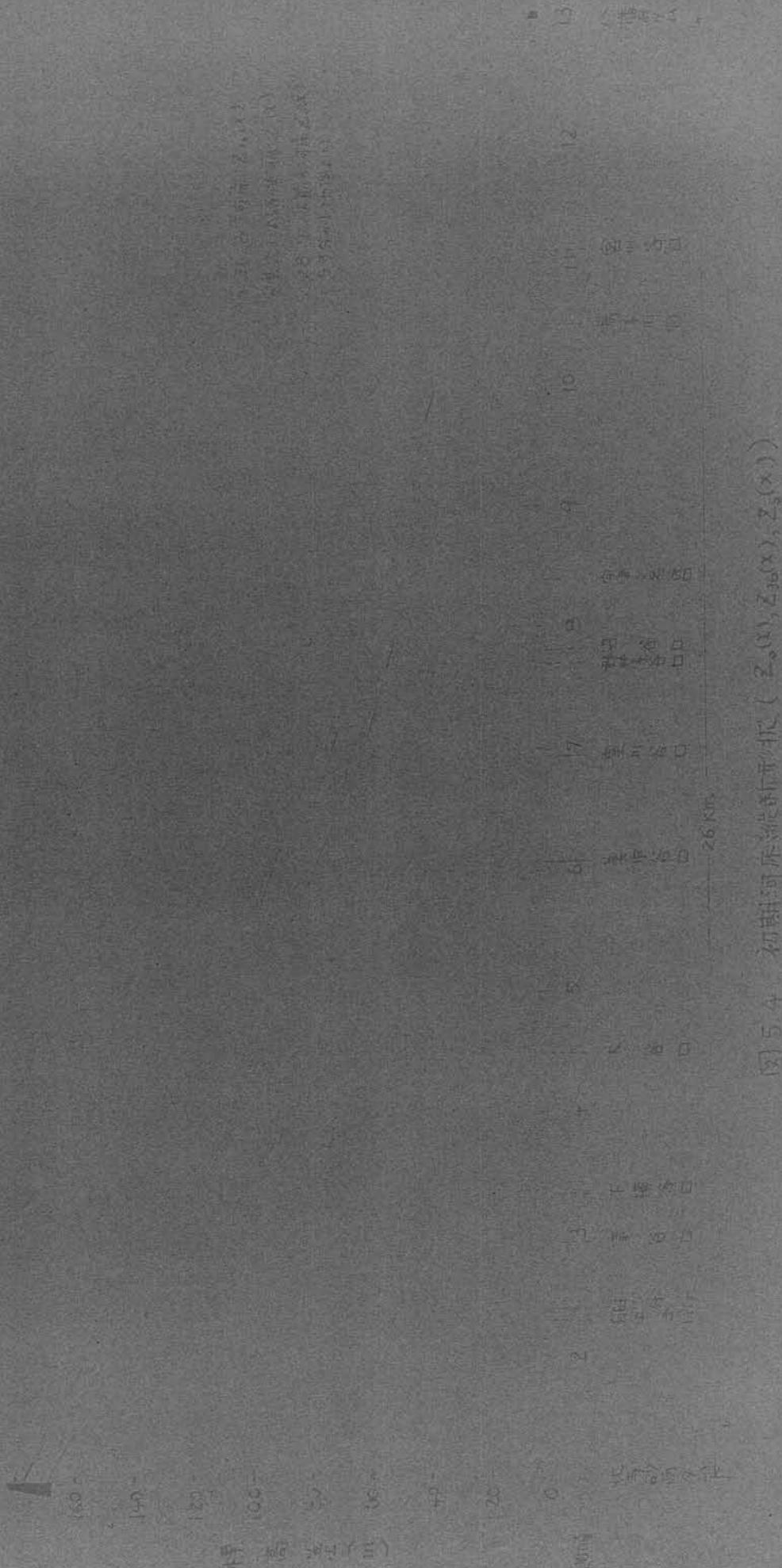


图 5 年初黄浦江河口锌、镉及锌(镉)的分布 (Zn, Cd, Zn(Cd))

图 55 可供选择的 (2,10)、(2,11)、(2,12)

图 55



表5-3-3 計算例

計算ケース	山腹崩壊			水路流入工の有無		初期河床		堆積物による貯留時間	
	TENZU	最高水頭	最大流速	DBTRI	B12	Z12	アセ	Z2(X)	アセ
①	-0	-0	-0	=0	B12(1)	Z12(1)	7年	Z2(X)	アセ
②	-0	-0	-0	=0	B12(2)	Z12(2)	11年	Z2(X)	アセ
③	-0	-0	-0	=0	B12(3)	Z12(3)	百年	Z2(X)	アセ
④	-0	-0	-0	=0	B12(4)	Z12(4)	6年	Z2(X)	アセ
⑤	-0	-0	-0	=0	B12(5)	Z12(5)	1年	Z2(X)	アセ
⑥	-0	-0	-0	=0	B12(6)	Z12(6)	10年	Z2(X)	アセ
⑦	-0	-0	-0	=0	B12(7)	Z12(7)	7年	Z2(X)	アセ
⑧	-0	-0	-0	=0	B12(8)	Z12(8)	10年	Z2(X)	アセ
⑨	-0	-0	-0	=0	B12(9)	Z12(9)	10年	Z2(X)	アセ
⑩	-0	-0	-0	=0	B12(10)	Z12(10)	10年	Z2(X)	アセ
⑪	-0	-0	-0	=0	B12(11)	Z12(11)	10年	Z2(X)	アセ
⑫	-0	-0	-0	=0	B12(12)	Z12(12)	10年	Z2(X)	アセ
⑬	-0	-0	-0	=0	B12(13)	Z12(13)	10年	Z2(X)	アセ

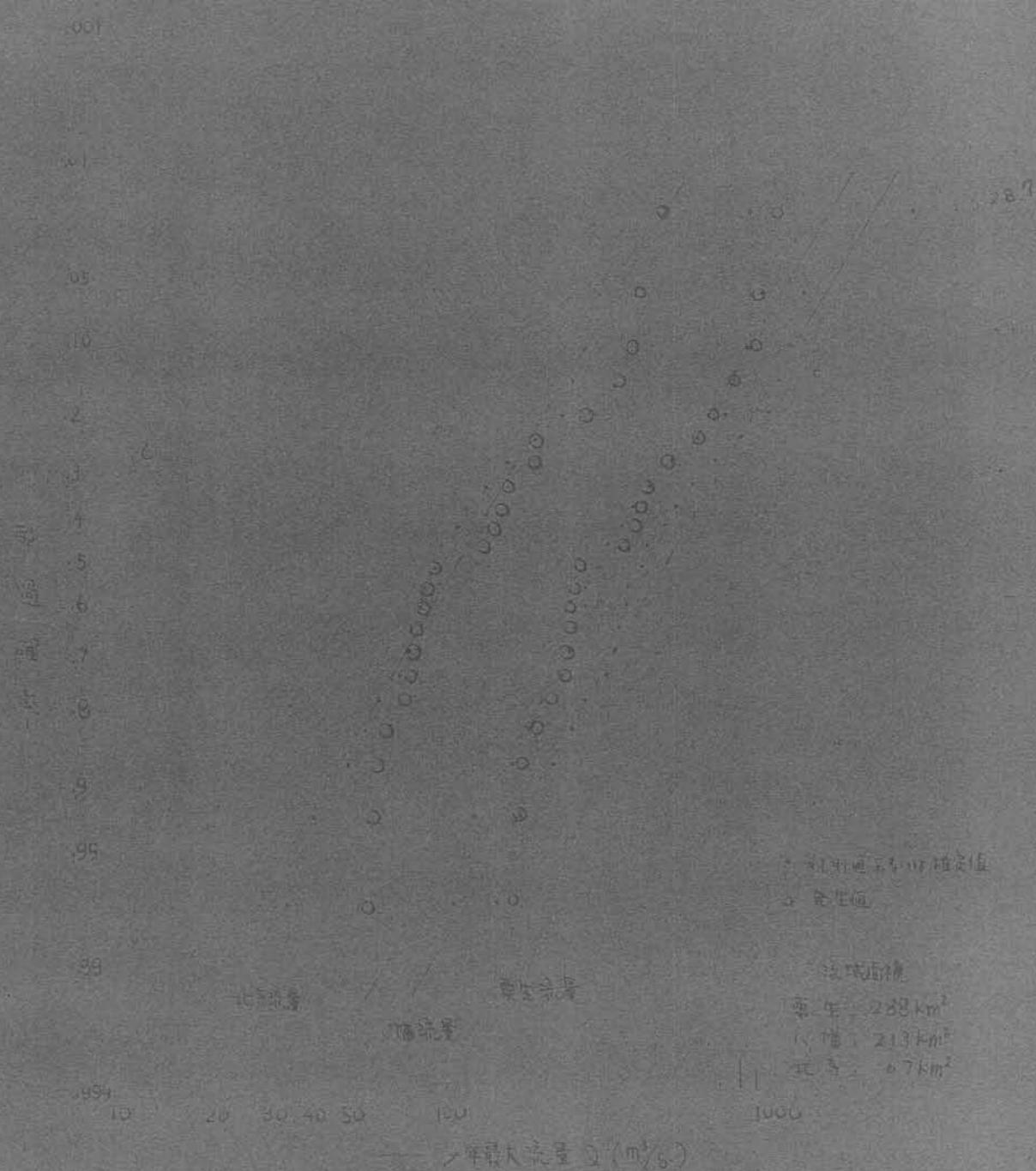


図 5.6 発生流量と算測流量の比較(年最大値による)

最上流端)と八幡橋堤(最下流端)における観測流量ではなく、要生流量より流域面積でもって推定したものであるが、観測流量と発生流量はほぼ同 order であると見なせる。

河床変動計算に用いた流量は、最上流端、最下流端において、それぞれ約  $Q_u > 20\%$ 、 $Q_d > 65\%$ /s であり、これ以下の流量は河床変動を生じないと無視しうるとした。なお、この流量は、図 5.6 における超過確率 99% 程度で対応するものである。

さて、本流沿いの測量結果、不計算期間では、本流前面より上流にかけて、実施された記録があり、そこで、計算結果と比較するのに用いる資料は北寺砂防ダム完成後(昭和 32 年 8 月より)、昭和 36 年 8 月までの横断面測量結果である。<sup>1)</sup>この期間の河床に適用計算条件と思われる計算ケース①(初期河床勾配 1%) の結果を測量結果と比較すれば、表 5.6 のごとくである。

表 5.6 これは、実際の河床(年平均値)は、最上流端・北寺砂防ダム直下・河床低下(-1.0 cm)、断面 2～3 で上昇(+13 cm)、断面 3～4 で低下(-3 cm)となっていたり、毎回によって同じ断面においても低下、上昇傾向が逆転してヨリ、なかなか複雑である。右は当時、北寺砂防ダム上流の堤防土砂や断面 1～4 間のえびの海傍干出が主に相まっており、これらが洪水時一異常に押上げられたためと考えられる。

これに反して、計算ケース①では、表 5.6 の通り入力で  $QBTRI = 0$  として計算したものであり、最上流端・北寺ダム直前の河床水面は一定として、準半永久的の押上げはないとしている。すなはち、河床変動の傾向も一切不規則である。すなわち、年平均値では断面 1 で低下(-4.5 cm)、断面 3 で上昇(+5.4 cm)、断面 4 で低下(-1.2 cm)で、このいずれの断面も単調低下あるいは単調上昇である。

この外、両者の違ひは、降雨時系列(あるのは流量時系列)にありても存在する。雨量についていえば測量期間の平均年雨量 2302 mm(5～10

表 5.6 河川河床変動量と計算値の比較

左側：五年の河床変動量 (cm) 右側：河床比算

上：河床低下

## (3) 年平均値 (断面平均)

期 間	年間平均変動量 (cm)			年平均量 (cm)	5-10年平均 (cm)
	1～2	2～3	3～4		
5.34.8～5.35.8	-0.21	-0.01	-0.04	2.274	1281
5.33.8～5.34.8	-0.06	-0.05	-0.21	2.680	1440
5.34.8～5.35.8	+0.27	+0.28	+0.73	2.012	1385
5.35.8～5.36.8	-0.10	+0.24	-0.01	2.241	1484
年平均	-0.02	+0.13	-0.03	2.302	1449

(6)  $\Delta f = 11 \times 31 \text{ 年} / (A \cdot L) = 2.36 \text{ cm}, D_{\text{min}} = 280 \text{ cm}, ABL = 0$ )

月 間 (月)	年間河床変動量 (cm)				5-10年平均 (cm)
	1	2	3	4	
0～1	-0.068	-0.068	+0.082	-0.026	1494
1～2	-0.038	-0.038	+0.040	-0.008	1382
2～3	-0.012	-0.012	+0.014	-0.003	885
3～4	-0.049	-0.044	+0.059	-0.012	1089
4～5	-0.067	-0.067	+0.079	-0.022	1621
5～6	-0.049	-0.049	+0.056	-0.008	1473
6～7	-0.033	-0.033	+0.040	-0.006	1369
年平均	-0.045	-0.045	+0.054	-0.012	1331

月雨量平均  $1449 \text{ mm}$ ) に対して計算ケースのでは、5~10月雨量  $1331 \text{ mm}$  である。

結局、上述のことと実際の河床と計算ケースの多少の違いを考慮すれば、河床変動モルヒは河床変動量の order は 1 で、妥当なところと思われる。

### 平衡分配理論との比較・検討

自然河川においては、河床構成物質が流水による自然直状作用によって、河床の形状に生じる運動が河床を河床形態(平衡状態)を保つものとして、次第に下等速走流域が設定の下で、河床を平衡分配を求めており、平衡分配理論は有効性においては問題ない結果が前掲の図 5-1 に示す。

一般に、平衡分配理論は、河川の初期の河床平衡状態を動的ではなく、静的に扱う考え方であるため、実際には、そのような平衡状態が存在しないのが現状で、河床形状とダム、堤防、支流の差し込みなどのスケールの差異がある限り、常に平衡状態を保つ事は不可能である。問題となる点は、工学的に何を取捨けるかの問題点が非常に重要である。

上述の問題点を踏まえ、いま、計算ケース①と計算ケース②(初期河床  $Z_{S1}$  )にて用いて考察する。計算ケース①、② すなはち、最上流端からの流入土砂量  $QBUL = 0$  と正から流入土砂量  $QBTRI = 0$  とした計算にてときの河床変動量の往來年を示すと、図 5-7 のことなる。図 5-7 によると昭和 36 年度の断面 3, 4, 5, 6 を初期河床としていた場合の各断面河床高の経年変化は、断面ともほとんど同程度の河床変動を示している。計算 7 年後で断面 1, 2 および 7 では  $30 \sim 40 \text{ cm}$  の低下で、断面 3 の  $30 \sim 40 \text{ cm}$  の上昇で、これら 3 の断面 4 は最も変動量が大きい。その他の断面では  $2 \sim 20 \text{ cm}$  の低下、あるいは  $0 \sim 10 \text{ cm}$  の上昇となる。変動量  $0 \text{ cm}$  付近の断面の数は一二に限られている。両者と

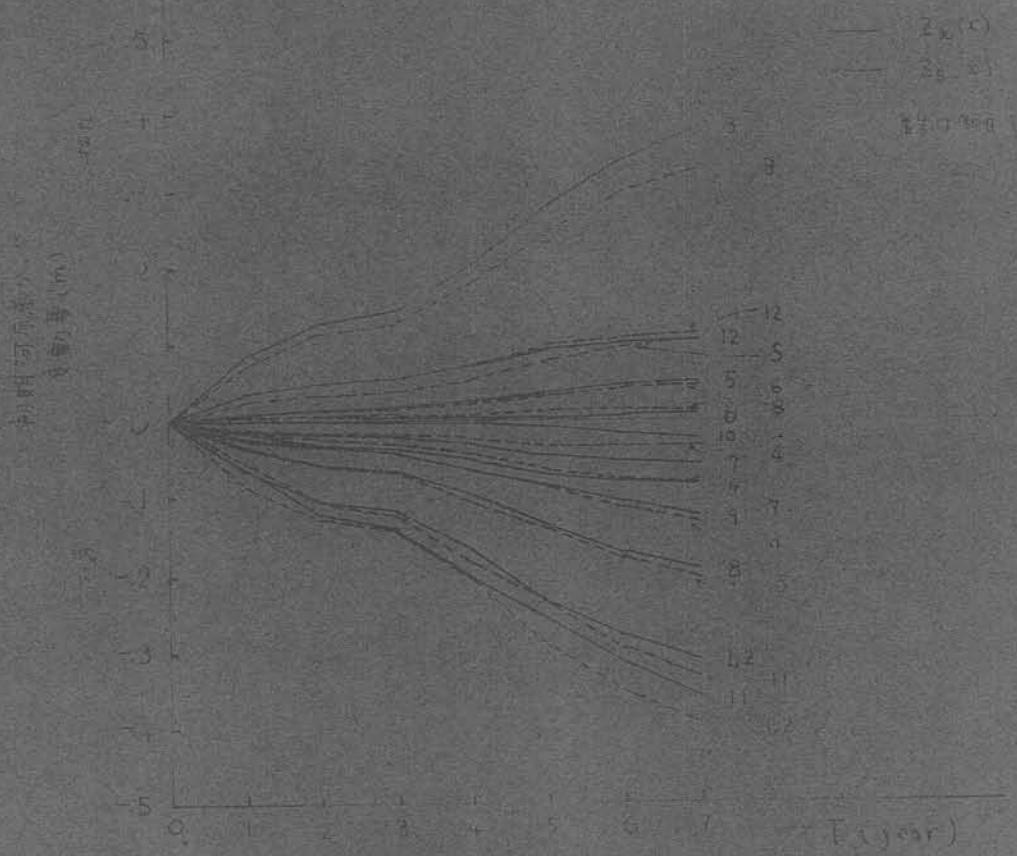


圖 36. 1981 年 7 月 3 日 10 時 30 分水位測量結果  
各水位相應之水位場合。水位變動趨勢  
(A = 10 ; B = 11 ; C = 12 ; D = 13 ;  
E = 14 ; F = 15 ; G = 16 ; H = 17 ; I = 18 ; J = 19 ; K = 20)

とし、全体として河床低下の傾向がある。

上述のことと実際の自由川上流域に照らし合わせて見ると現在、各支川支谷において盛んに多くの砂防ダムを築造しており、支谷からの流へ工砂防はしきい無視するに思われ、計算ケース①では実際一致と考えられる。また、著者の昭和12年度における現地調査では上流計測面3直下と断面8との間に引け上昇がある。結果工事が行われて以て、その他のところでは水位は低下してゐる。

結局、計算結果は昭和12年後から本以降の河床変動量を示してゐるものと考へられ、既に右斜状態があつた場合なら「平衡理論」計算によつて実際の平衡状態まで計算される。

計算結果の調査件数不足などの場合、下記平衡配置があるといふのが普通であるが、逆算より算出する方法は、式(2)の式(3)の値の変動量より見て、数十年を下限とするに至つた。

しかし、實際には、自由川上流域によつて計算ケース①の調査件数が数十年間に亘りさむるといふは第3章の紹論より期待できる。山腹崩壊その他により支谷からの流入工砂量あるいは則定がこの落差込みかそれとも考えかねばならないであろう。この場合、改めて計算ケース②の結果より計算すれば、支川・支谷あるのは則定からの流へ工砂量は、それまでの河床変動量とともに均長し平衡状態に達することをうながすに作用する。したがって、(2) 式(3) 平衡状態に達するまでは多くの疑問が入るに至るといふ。

(3) 川筋への自由へ工砂量  $Q_{BTKL}$  の有無による河床変動量の相違  
計算式 ④  $Q_{BTKL} \neq 0$  と ④  $Q_{BTKL} = 0$  との河床変動量の経年変化をみて、圖2-2のとく。この場合は、 $Q_{BTKL} = 0$  の場合、6年後の河床変動量は +40 ~ -60 cm 上遊面より河床面上昇あるいは河床低下の傾向となるが、一方、 $Q_{BTKL} \neq 0$  では、すべての断面において上昇

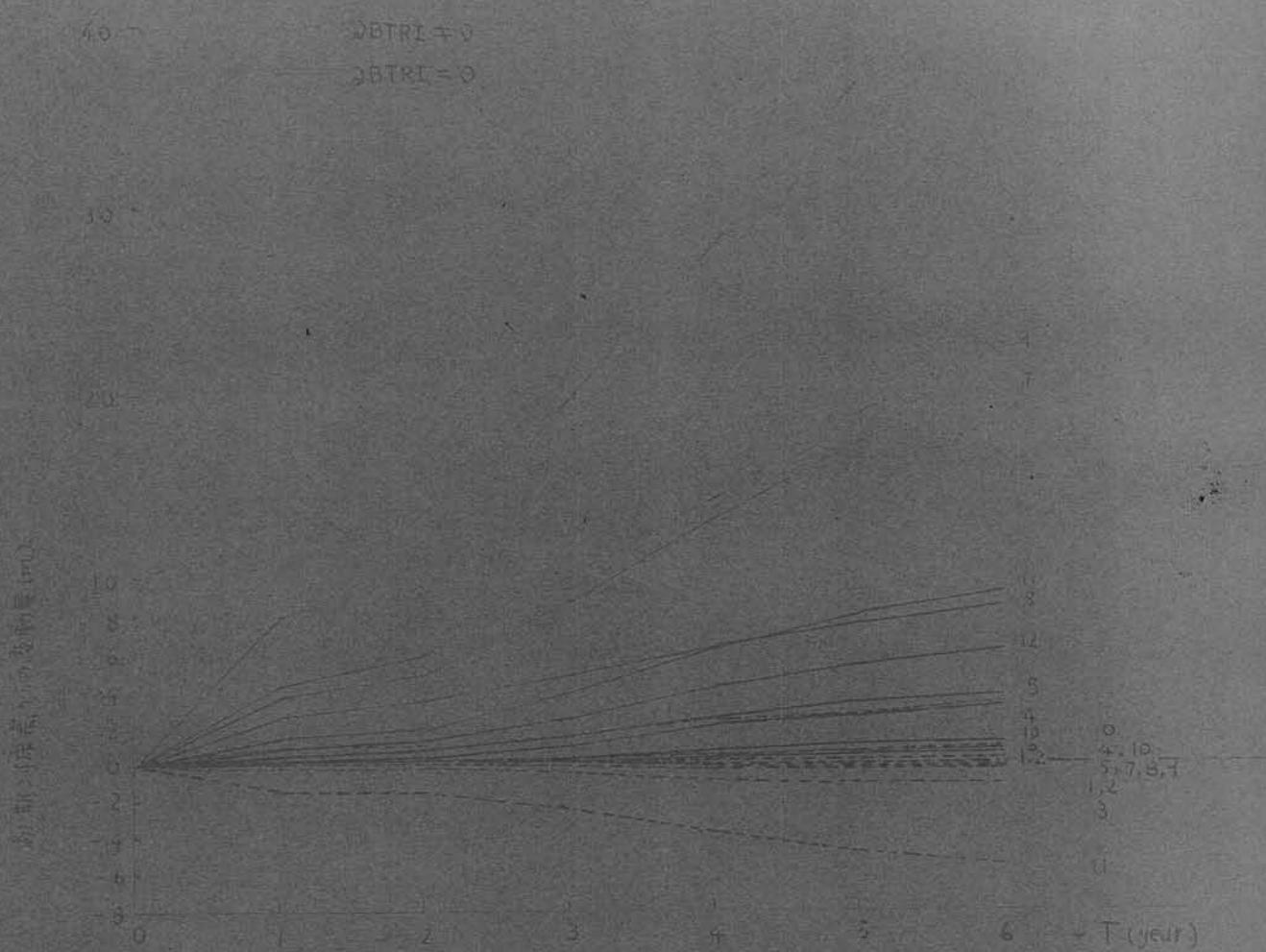


図 5B 河谷水の流入止砂(DBTRI)、有効(SFR)に対する動量の指道

(初期水位一定、初期水深、 $P(0)$ 、 $Z(0)$ 、 $SBUP=0$ )

傾向であり、 $\gamma$ の変動量は上川から下流へと遡しても、ほとんどの河川は  
下様相を呈する。

QBTRKI キの場合、計算上の問題が、その流れ上砂の流れ幅(拡散幅)  
あることを考慮して、多くの傾向には大きな差異を見出される。また、初期河床  
の取り方によれば、多少傾向が異なる点も知れな販賣、又このように可  
能性では、このよろなこととされるのである。すなわち、支分川の流れ  
方向がある場合を除くことは支分川の流れ、這樣、その後の本水に  
よる河床半径として下記表より算出された時の砂礫はさくが下川下流  
部造り方である。このことは、本水の河床配置の差が大きい  
間に生じるとの主張である。また、下記表より河床形状への影響に関する  
点、本作は昌代の各河川の河床を下して、河床形状の変化したところに  
て、河床形状の遷流を示す。相当に河床形状の変化が見られる。ま  
た、第十一章にて述べる、流域全体において在産これが土政から、wash  
bedと称して部分が流域外の底土とのうちには相当のtime lag が  
見らるる。

#### (4) 河床形状と河床変動量の相連

計算式の河床形状と河床変動量との関係を河床変動量の経  
年変化表示式は、图3-1のとくとなり、この図より明らかなるに、河幅の  
大きい河川(Bcのより)河床変動が遅いもの。ただし、中流部に  
多くて河幅が狭いもの。この結果が中流部における河床変  
動に影響していると思われるが、中流部では、上流よりも後勾配であると  
ともに、流量も増大しており、この点から、中流部における河床変動に対  
する河幅の过大効果についてはよくからう。

このように、河幅による河床変動量の差ははつきり現われるこなると河  
床変動計算上河幅の決定には注意を要する。したがつて、高水から低水では  
實際河川の水面幅は非常に異なり、これを計算簡単のために、あえて矩形

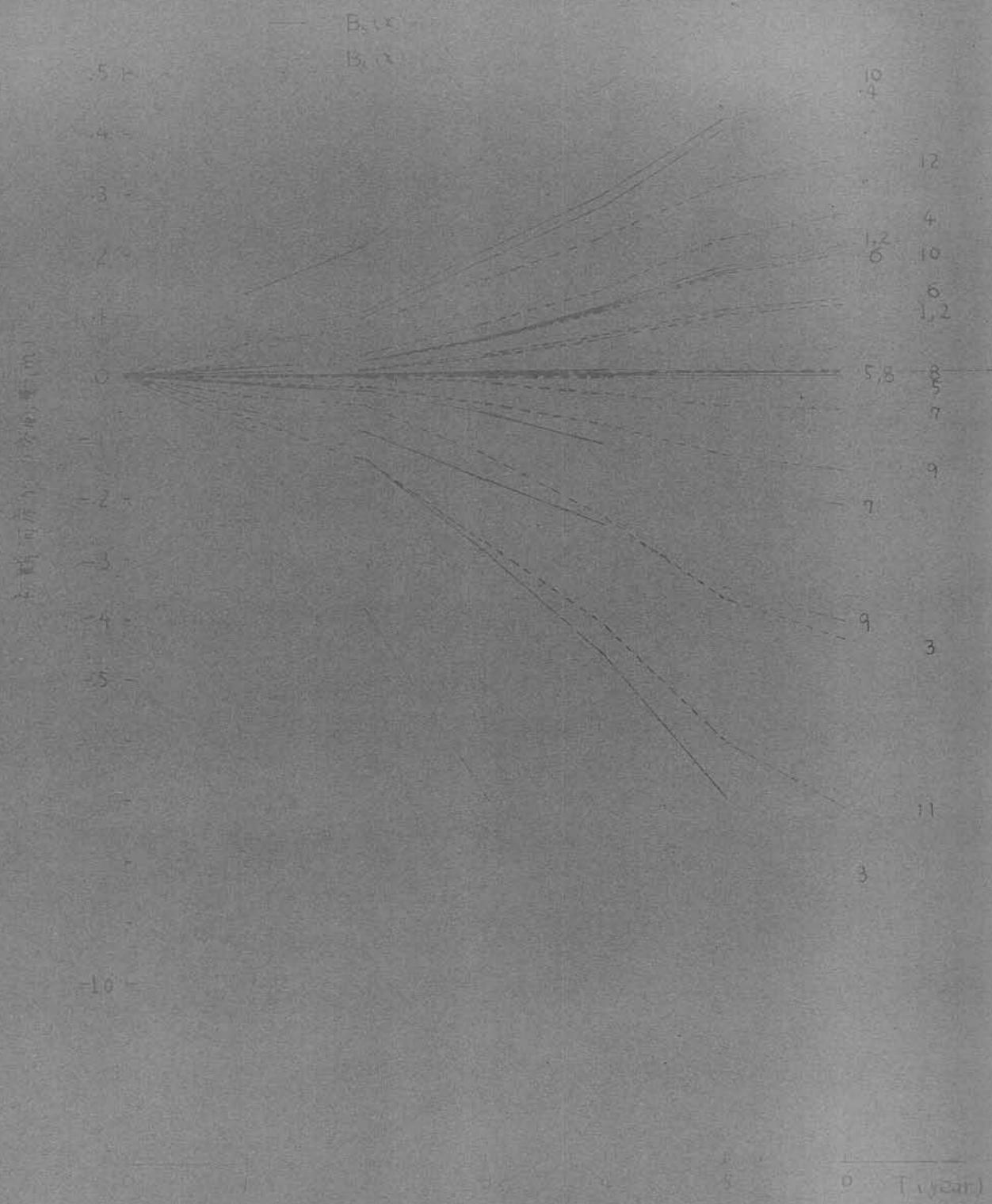


図 5.1.1. 運用条件式による河床変動の計算  
（初期水位  $h_0 = 0.5$  m,  $Q = 10$  m<sup>3</sup>/s）

面にするとこうに問題があると思われる。出来ることなら、河床形状に最も適した流水面を選べきであり、もし矩形断面を採用するならば、河床変動の最も影響の卓越すると考えられる水位に対応して河幅を設定するであろう。右田川上流については、昭和28年災害直後の河幅  $B_s(x)$  よりも大きさは  $B_s(x)$  の方がまだ実際に適していると思われるが、一度破堤すれば  $B_s(x)$  のままとなることが言えないし、長期間河床変動計算をする場合、この点は問題がある。

#### 4) 河床変動に対する河床断面形状の影響

今まで述べたように、河床断面形状と平衡状態に関する従来の定式化はより明確ではなく、実際の川の下流域、河床変動が河川工学上重要であるところでは、どのような形で河床変動に対する平衡状態を論じるために河床断面形状の凹凸を表わす指標が必要となる。

すなはち、ある断面  $j$  における床面高さ  $Z_j$  と、 $j$  とその前後断面の  $Z_{j-1}$  と  $Z_{j+1}$  の平均値  $(Z_{j-1} + Z_{j+1})/2$  の差：

$$\Delta Z_{dev} = Z_j - (Z_{j-1} + Z_{j+1})/2 \quad (5.24)$$

から、偏差  $\Delta Z_{dev}$  を定義すれば、河床形状の凹凸を表わす一つの指標となる。もし、河床形状に平衡状態が存在するならば、河床形状の凹凸は骨化され、 $\Delta Z_{dev}$  の絶対値は、ある直に収束してやくほぎである。以下、このように平衡状態が存在しないとして平衡状態を論じることにする。

計算ケース①～③～⑤～⑦の  $\Delta Z_{dev}$  の历年変化曲線を書けば、図5.10(a)のようになる。

最上流端流入土砂量  $Q_{BLI} \neq 0$ 、支谷流入土砂量  $Q_{BTRE} \neq 0$  である場合、図5.10(b)より明らかなるごとく、各断面の  $|\Delta Z_{dev}|$  は増加の一途で、すっごく収束の傾向もなく、ひしうる発散の傾向がある。

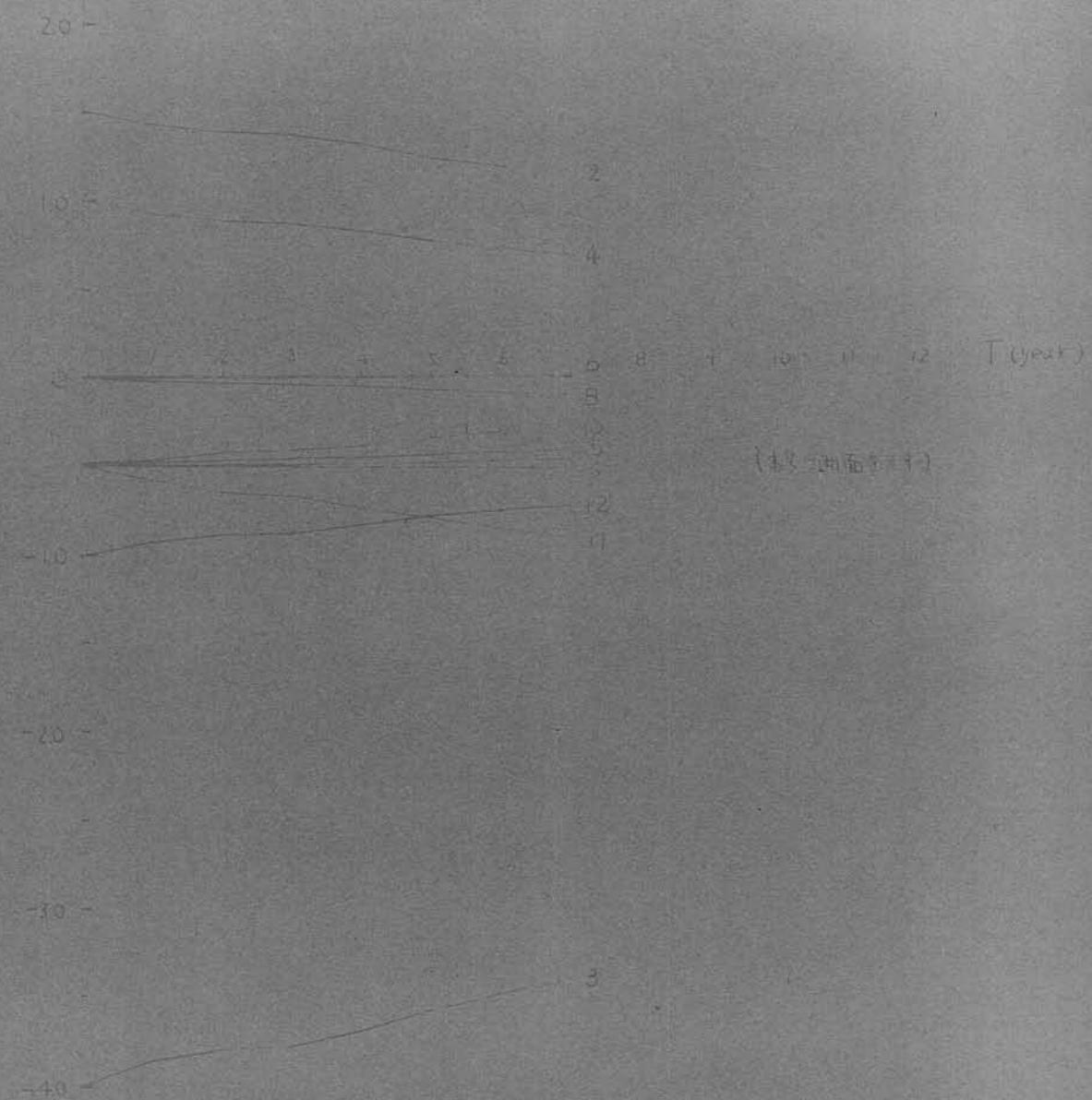


图 10 (a) 各时期平均降水量随时间变化

(1961-1971; 1972-1982; 1983-1993)

(单位: 毫米/年)

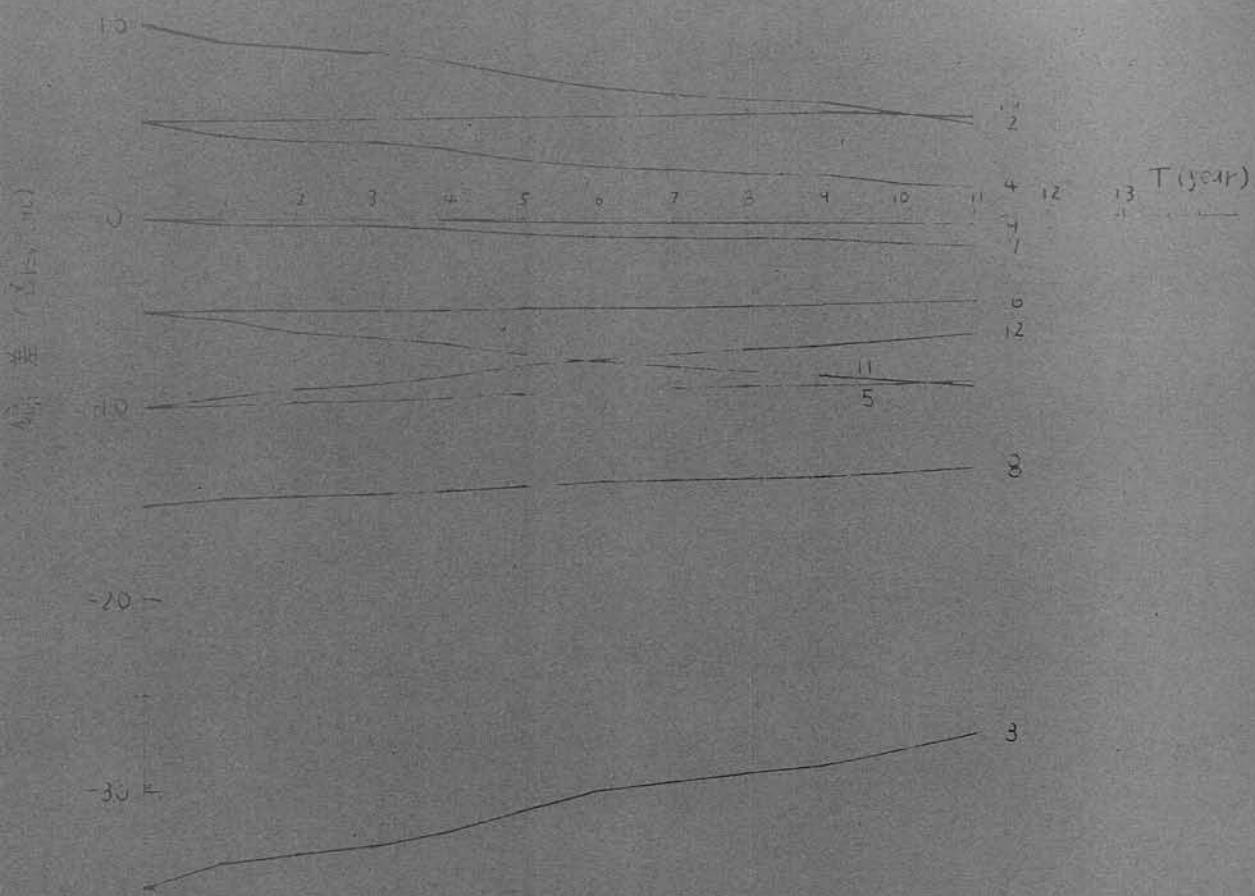


図 5.10(d) 各断面・河床高の偏差の経年変化  
 (計算ケース②;  $B_s(x)$ ,  $Z_s(x)$ ,  
 $(QBUP=0, QBFR=0)$ )

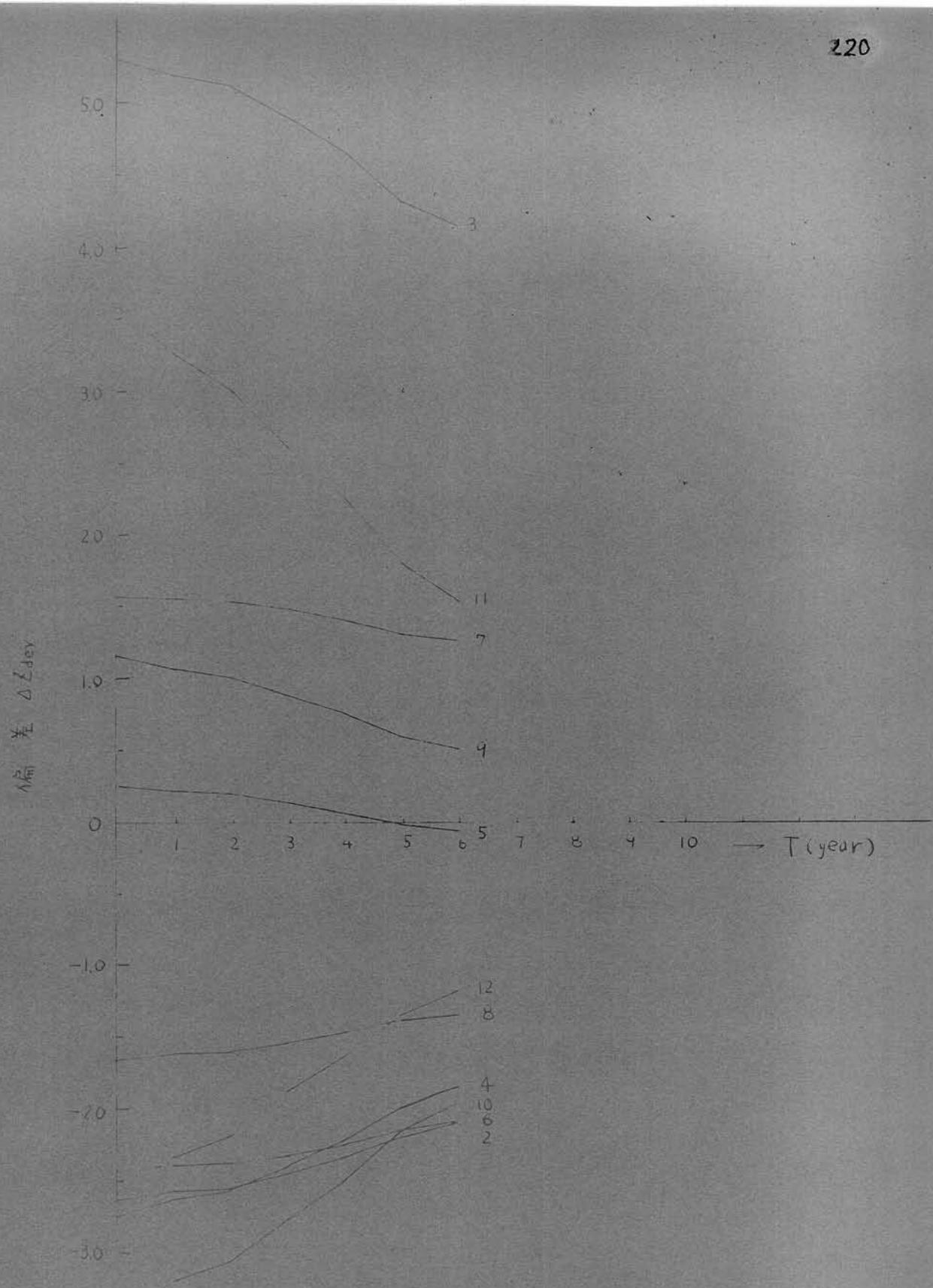


図 5-10(c) 沢山川河川水流量の経年変化

$$\begin{cases} \text{計算}(\tau, x, \beta) : D_1(x), Z_1(x), \\ (\beta_B = 1.50, \beta_{BTRI} = 0) \end{cases}$$

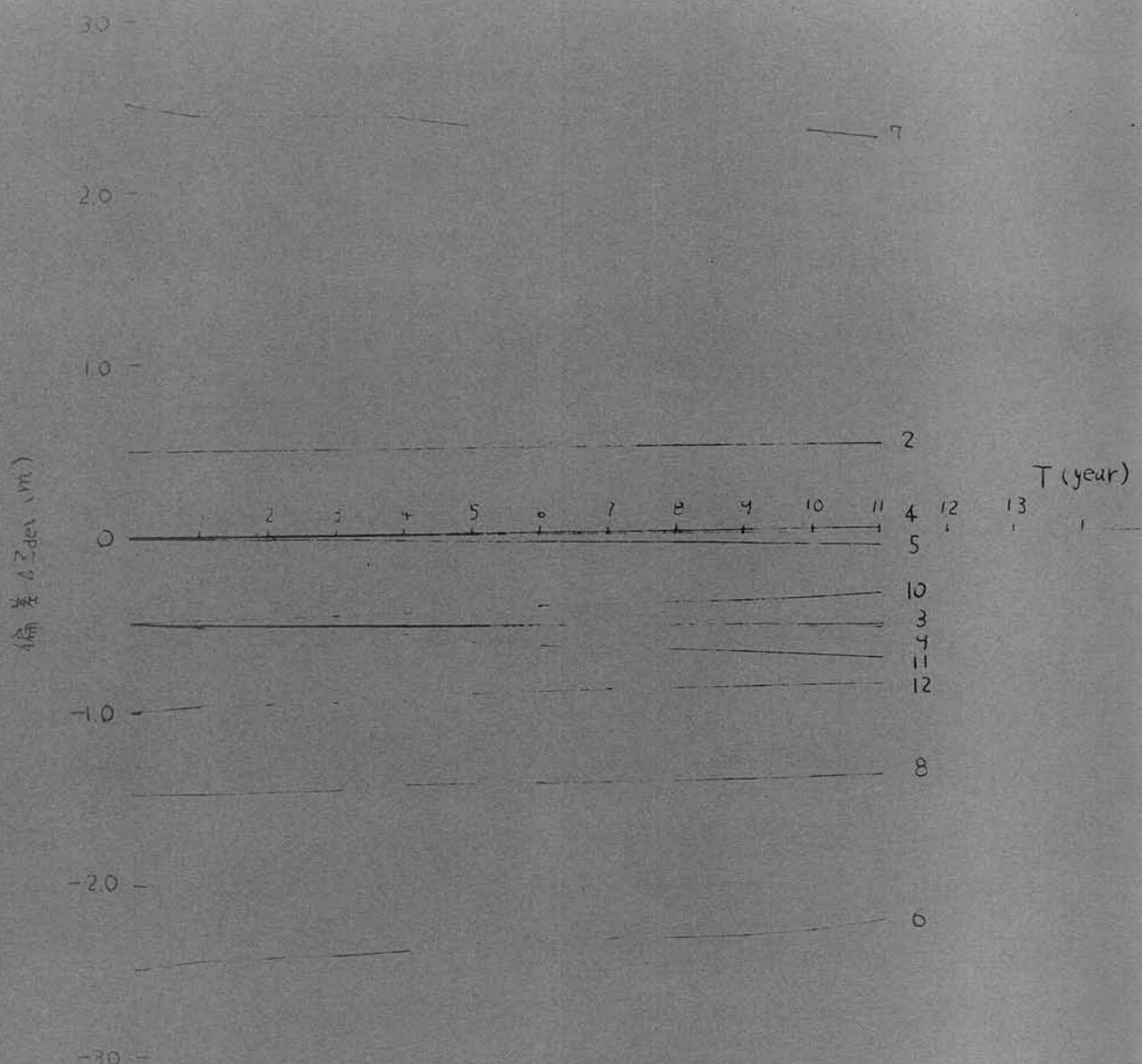


図 5 (d) 各断面 河床高の偏差の経年変化  
 (計算点 5 ;  $B_{12}, B_{13},$   
 $QBUP=0, JBTRI=0$ )

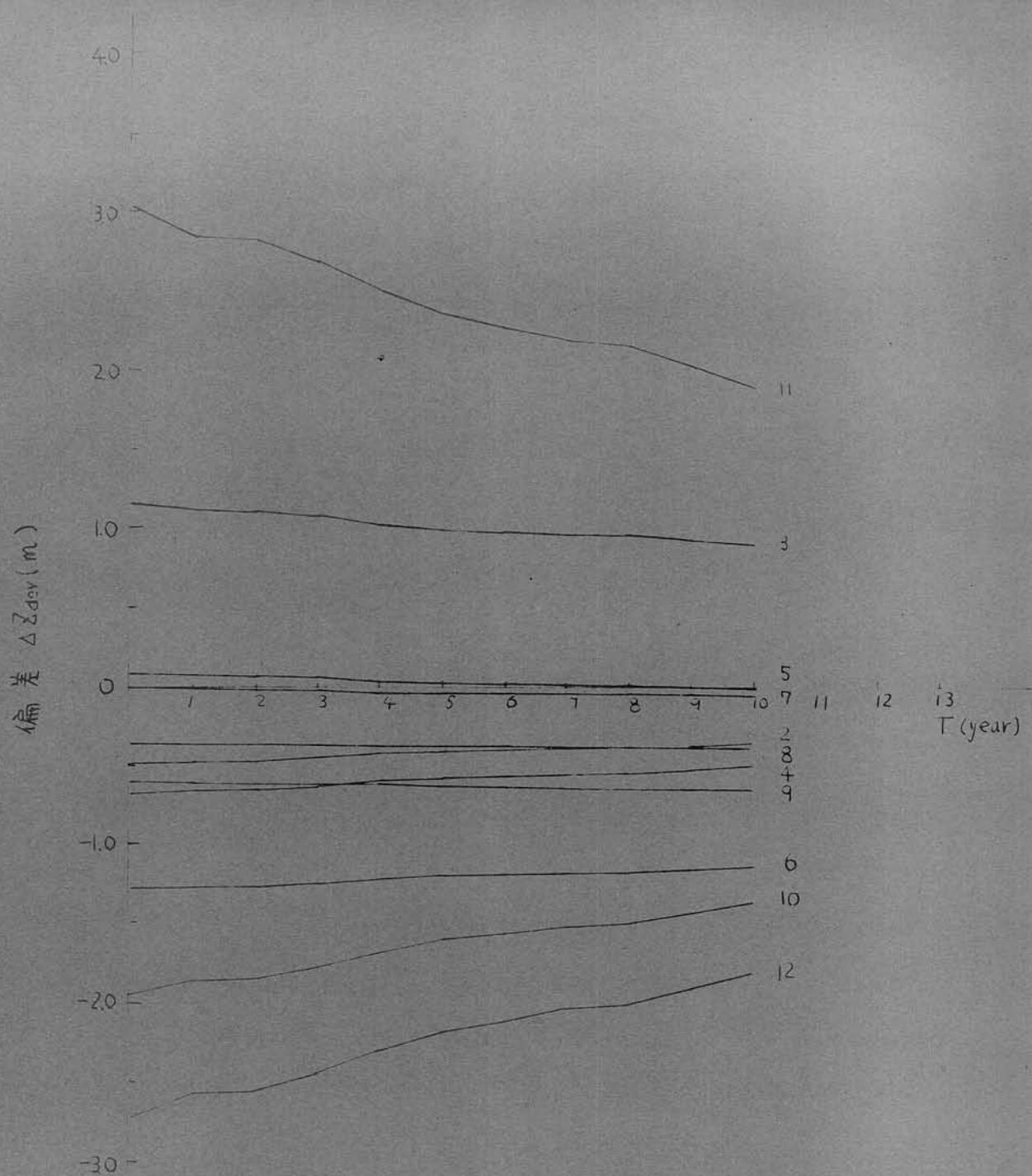


図 5.10(G) 各断面河床高の偏差の経年変化

(計算条件 ⑥ ;  $B_L(x), Z_1(x),$   
 $|BUP| = 0, |BTRI| = 0$ )

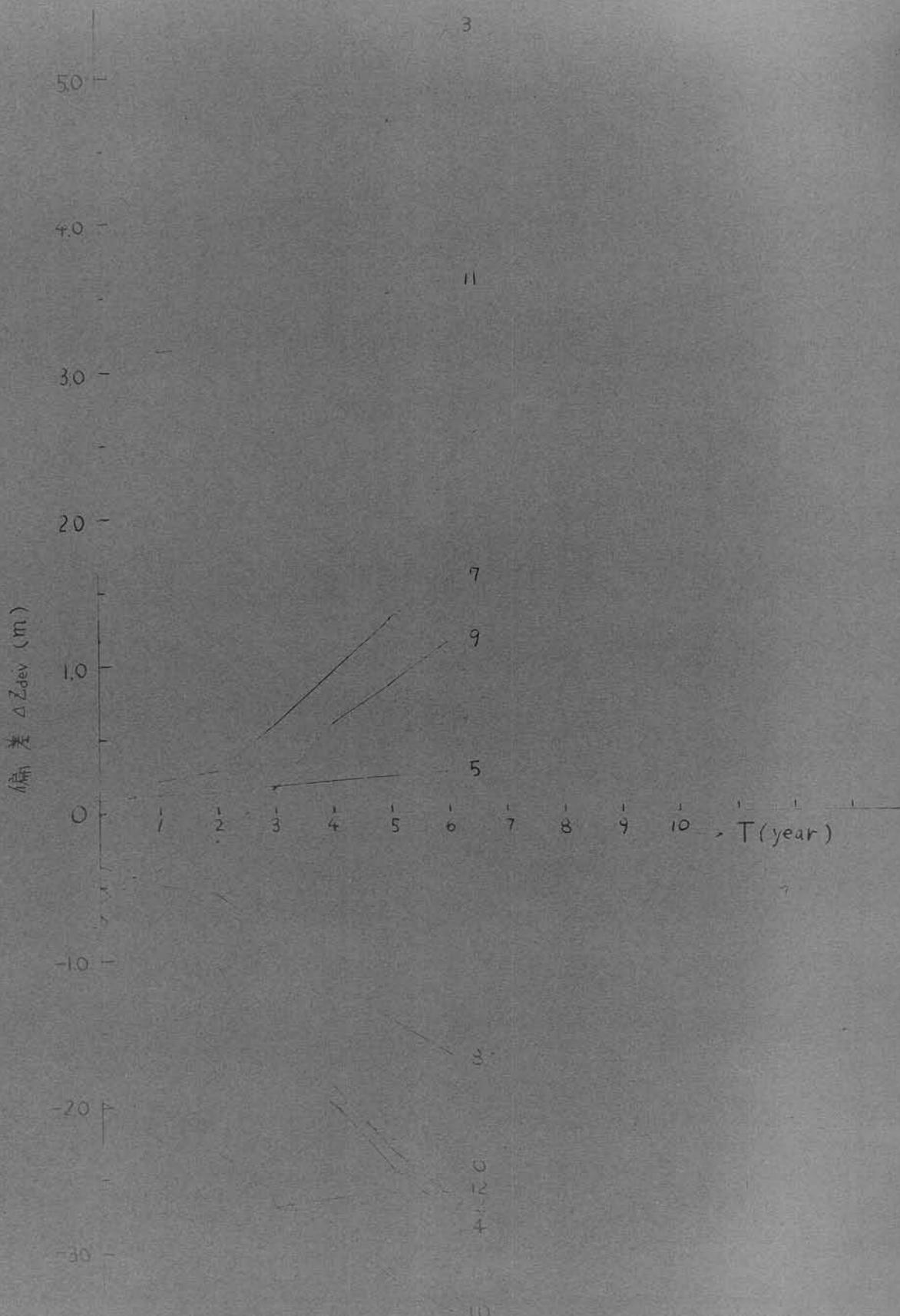


図 5.10(f) 各断面河床高の偏差の経年変化  
 (計算ケース③;  $B(t), z_2(t)$ ,  
 $QBUP \neq 0, QBTRT \neq 0$ )

とくに、 $QBUP \neq 0$ 、 $QBTRI = 0$  である場合、図 5.10 (d)～(e) より明らかなように、さかめて興味ある結果が現われている。すなはち、計算ケース中、最も河床形状に凹凸のはげしい計算ケース③の図 5.10 (c) では、すべての断面で  $|4Z_{dev}|$  は急速に減少している。特に  $|4Z_{dev}|$  の初期値が大きい（凹凸がはげしい）程、その減速度が大きい。凹凸の程度が計算ケース③に比べて小さくなてもうなはる、図 5.10 (d)、および (d), (e) のごとく、いずれの計算ケースでも  $|4Z_{dev}|$  に減少の傾向がある。ただし、 $|4Z_{dev}| < 1m$  の範囲では減速度は微小であり、二、三の断面では  $|4Z_{dev}|$  が少し増加している。

つまり、すくこの断面  $|4Z_{dev}|$  はある一定の道程まで減少してゆき、その一定値は、図 5.10 より推定すれば、たぶん  $|4Z_{dev}| \sim 1m$  なる範囲の値であり、二、三の断面を除き  $1m < |4Z_{dev}| < 0$  の範囲に収束すると思われる。すなはち、 $QBUP \neq 0$ 、 $QBTRI = 0$  の場合には平衡勾配なるものが存在することになり、図 5.10 のような  $4Z_{dev}$  の経年変化曲線よりその平衡状態に達する所要年数を外挿することが可能となる。しかし、この場合、計算ケースも少なく、計算年数も 10 年程度で、また、平衡状態との所要年数等につい、確かなことはいえない。

結局、 $QBUP \neq 0$ 、 $QBTRI \neq 0$  のとき河床形状の凹凸はますますはげしくなるが、 $QBUP \neq 0$ 、 $QBTRI \neq 0$  のときは凹凸は滑化され、終局的には平衡状態に達するといえよう。この点、 $QBUP = 0$ 、 $QBTRI = 0$  のときも、 $QBUP \neq 0$ 、 $QBTRI = 0$  の場合と同様に思われる。ただし、実際の河川では長期間において  $QBUP$  と  $QBTRI$  の有無が繰り返すから、計算方法、計算年数など、まだ不十分な点が多く、今後が研究に待たれていたい。

## VI) 濟雨による山腹崩壊砂生産ある場合の初期河床変動

昭和 28 年以前の河床形状  $Z_0$  について、主として砂生産モデルを利用してシミュレーションを行った計算ケース⑧の結果のうち、二、三をあげれば表 5.7 および図 5.11

表 5.7 山腹崩壊発生の月、長月の日雨量 (mm/day)

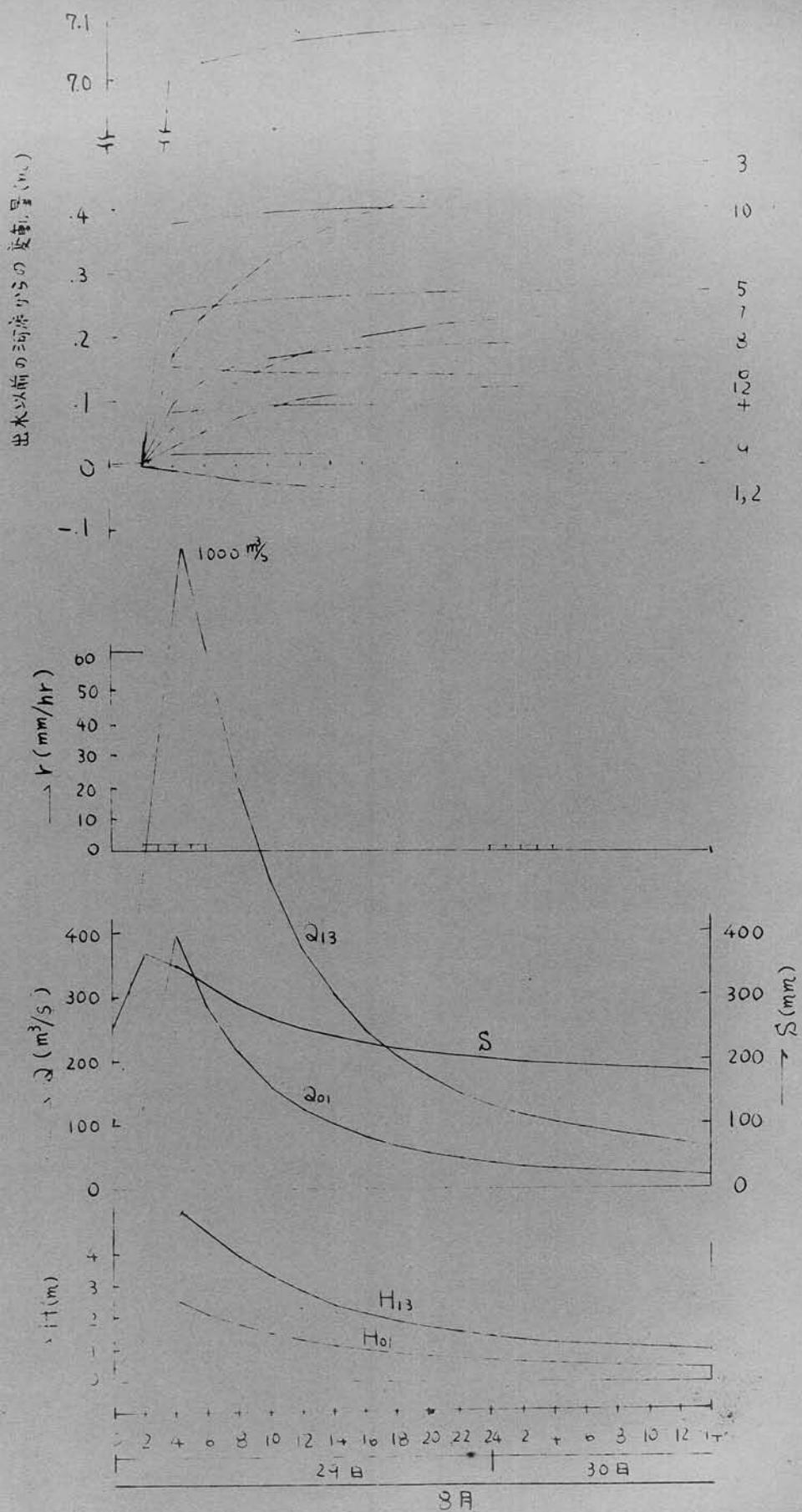


図 5.11(3) 山腹崩壊を起した際の暴雨時 河床変動  
 (計算値)  $B_1(x)$ ,  $Z_0(x)$ ,  $HLPE$   
 (BFR 43,  $V_d = 1503403 m^3$  (73-1))

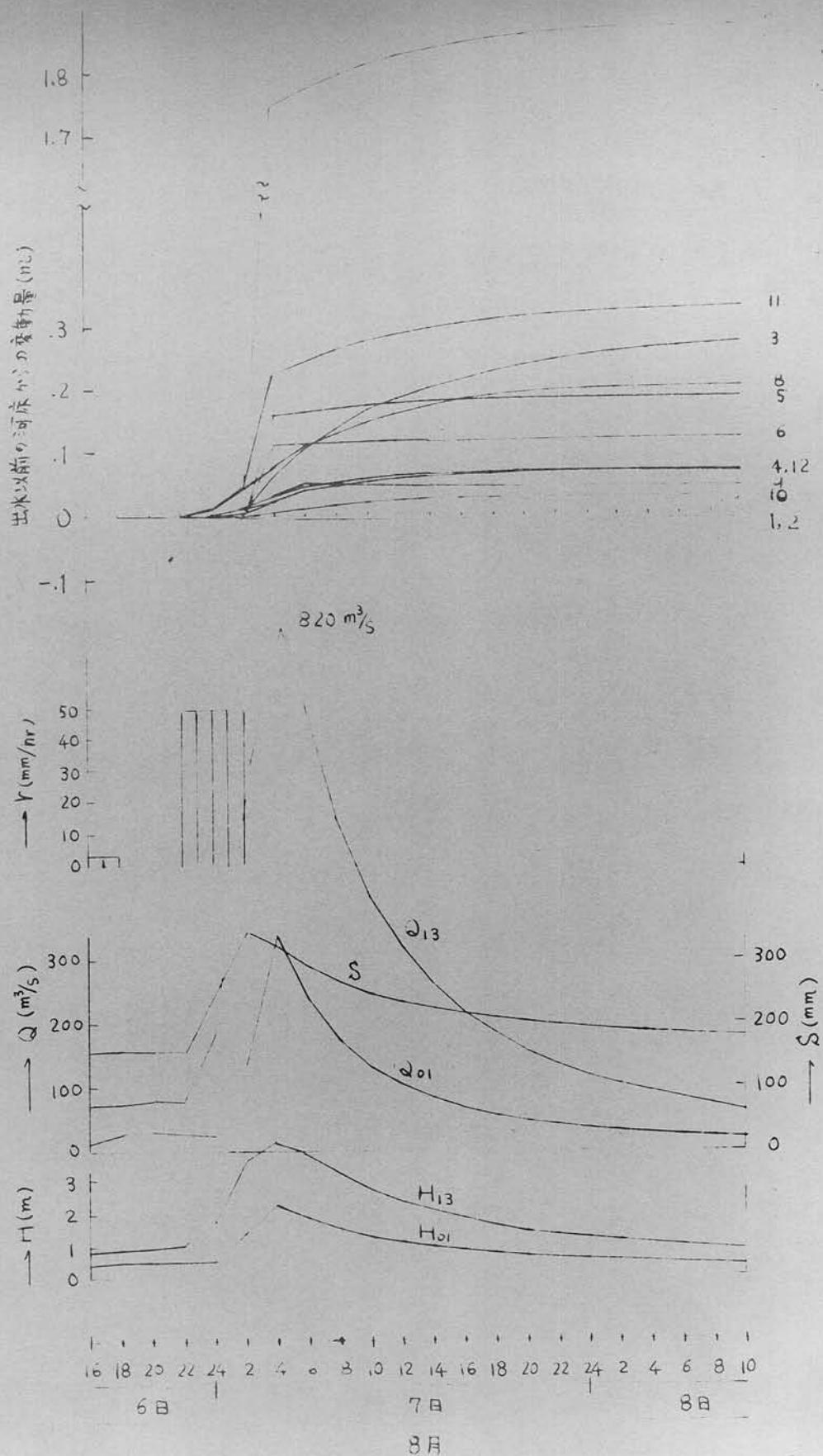


図 5.11(b) 4 暫間壊れども豪雨時 河床変動  
 (計算ケーブル(8);  $B_5(x)$ ,  $Z_0(x)$ ,  $QBUP \neq 0$ )  
 ( $QBTRI \neq 0$ ,  $V_d = 1148122 \text{ m}^3$  (76))

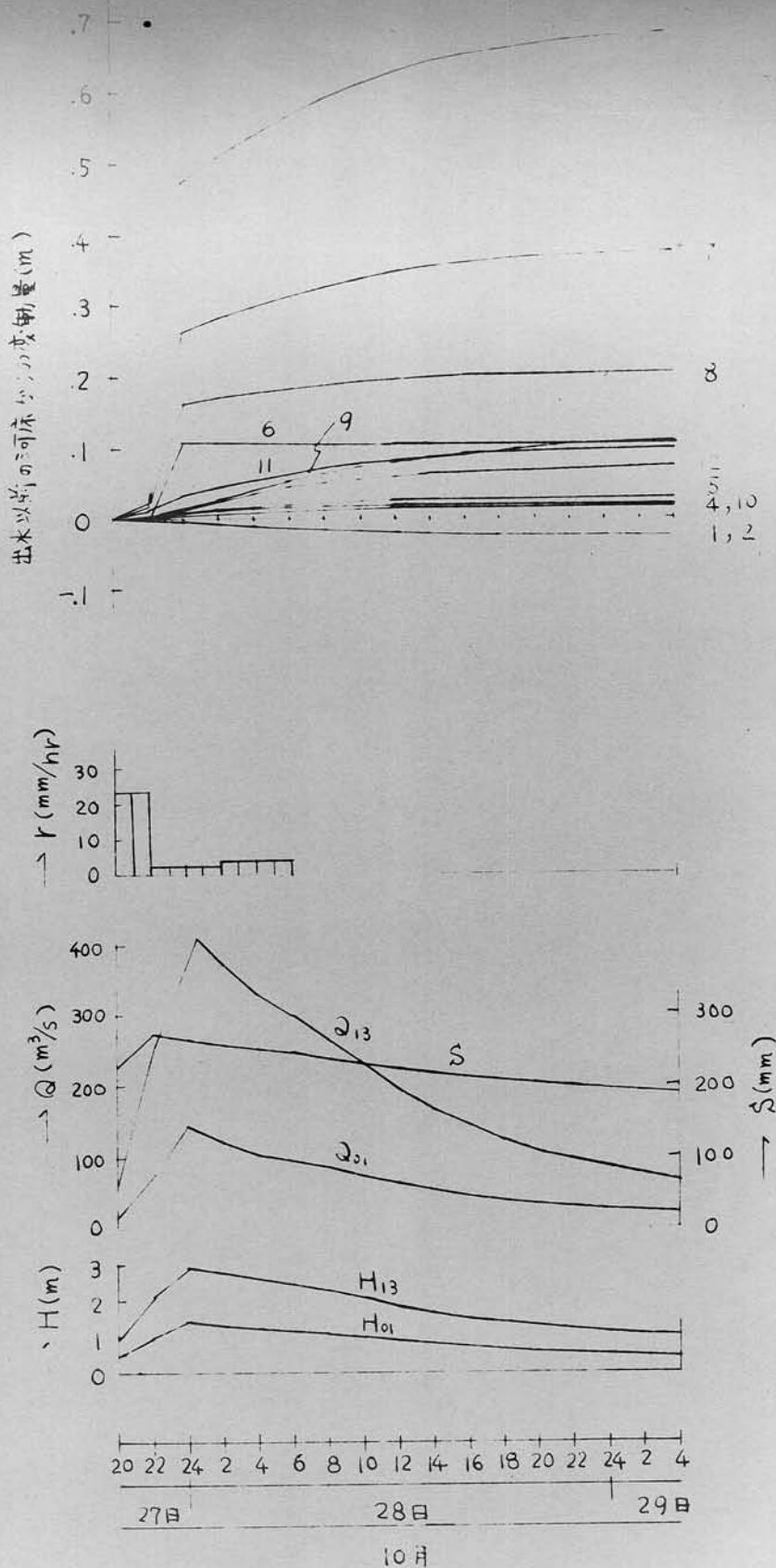


図 5.11(c) 山腹崩壊による豪雨時 河床変動  
 (計算ケーラー;  $B_s(x)$ ,  $Z_s(x)$ ,  $QBUP \neq 0$ ,  
 $QBTRI \neq 0$ ,  $V_d = 331323 \text{ m}^3$  (623))

(a)～(c) のごとくである。表5.7には流域貯留量  $S$  が山腹崩壊発生限界  $S_c = 200\text{mm}$  を超過したため崩壊が発生した月の日雨量を示し、アダラ仁で発生日を示す。図5.11(a)～(c)には山腹崩壊を示した豪雨時の河床変動量  $\Delta Z$ 、時間雨量  $R$ 、流量  $Q$  (北寺流量  $Q_{B1}$ 、八幡流量  $Q_{B2}$ )、水位  $H$  (北寺水位  $H_{B1}$ 、八幡水位  $H_{B2}$ )、および貯留量  $S$  の時間変化を示す。山3月によれば、河床変動量  $\Delta Z$  はいずれの場合も、崩壊が発生すれば、断面  $Z_2$  を除いてすべてにおいて増大する。また、 $\Delta Z$  の大きさは側岸からの崩壊に砂流入によるもの。特に、図5.11(a)、(b)における断面  $Z_1$  と  $Z_2$  はそれぞれ、7m、1.75m の急激な床上昇があり、これは大規模な側岸崩壊によるものである。流量あるいは水位の増減の影響は全般に小さいが、比較的大きな支川・支谷が附近にある断面では、それからの流入土砂の効果も考慮して、流量、水位の増減が河床変動量  $\Delta Z$  にかなり影響している。

上述のシミュレーションでは崩壊発生の単位時間  $\Delta t_d = 4\text{hour}$  としてやけいであるが、4時間内で  $S_c$  を超過し、 $S_{\max}$  に達しており、計算上一瞬のうちに、崩壊を発生させたため、河床変動量は実際よりもかなり大きくなる、といふと考えられる。一般には崩壊ニジのすぐそばで短時間に本流に落ち込むことが少なく、残土といふ、山腹斜面に上まるものも相当あるだろう。また側岸からの流入距離は一律に 500m といふ点も、規模別に改める必要がある。なお、昭和28年の自由川災害とは程度の大崩壊な山腹崩壊を伴う豪雨時の河床変動シミュレーションを行ったところ、側岸大崩壊による土砂を上るが起こり、河床変動計算が続行できなかった。その他、計算上崩壊発生させるための細かい技巧が必要であり、多くの問題を残してしまった。

以上の計算によると、支川・支谷の河床勾配は  $10 \sim 15^\circ$  程度の射流勾配であるといふが、用いた下流砂量公式は串流に対するものであり、この点も今後検討が必要であろう。また、本流河床変動は侵食型であるが、

拡散型であるかはよく問題になるところであるが、その基礎方程式のみを考慮して見ても、一概にどちらが卓越しているか、判定は下し得ず、実際に河床変動 シミュレーションを行い、各種の計算ケースについて判断する外なきようである。前述の計算ケースの範囲内では、 $QBUP \neq 0$ 、 $QBTRI = 0$  の場合、河床変動は拡散型であるといえよう。

## 5.4 結論

モデル降雨を発生させ、角田川上流部の如き、急勾配山地河川における流入土砂量の変動を考慮した河床変動 シミュレーション（不定流）を行い、本流河床変動に対する最上流端および支川・支谷からの流入土砂量（ $QBUP$ 、 $QBTRI$ ）の影響、河床形状の凹凸の影響、および崩壊土砂の影響、等について検討した結果、次のようなことが結論される。

- i) モデル降雨（半時間単位）より得られた発生流量は観測流量とほぼ同じであると見なされる。
- ii) 実際の縦断測量結果に照らして見て、採用した河床変動モデルによる変動量および変動傾向はほぼ妥当と思われる。
- iii) 最上流端流入土砂量  $QBUP$ 、と支川・支谷流入土砂量  $QBTRI$  の有無により河床変動の相違について検討した結果、
  - 1)  $QBUP \neq 0$ 、 $QBTRI \neq 0$  の場合、河床形状に平衡状態がない。
  - 2)  $QBUP \neq 0$ 、 $QBTRI = 0$  の場合、河床形状に平衡状態がありそうである。このとき、 $\Delta Z_{av} (= Z_j - (Z_{j-1} + Z_{j+1})/2)$  の経年変化曲線を書けば、その判別が可能で、平衡状態に達する所要年数を外挿することが可能と思われる。
- iv) 河床形状の凹凸は、 $QBUP \neq 0$ 、 $QBTRI \neq 0$  のとき、ますますはげしくなるが、 $QBUP \neq 0$ 、 $QBTRI = 0$  のとき 凹凸は平滑化され終局的には平衡

状態に達すると思われる。また、 $QBUP \neq 0$ 、 $QBTK1 = 0$  のとき、 $|dZ_{dev}|$  の大きな断面程、その減少速度が大きい。 $dZ_{dev}$  の収束範囲はほとんどの断面において、 $-1m < dZ_{dev} < 0$  の程度と思われる。

v) 河床変動シミュレーションを長期間にわたって実行する際、河幅の設定には注意を要するだろう。

vi) 豪雨による山腹崩壊土砂生産のある場合、豪雨時の河床変動には側岸からの瞬間的流入土砂量の影響が支配的で次には支川・支谷からの流入土砂量の影響が卓越しているとは思われる。この場合、ほとんどの断面では河床上昇があり、側岸あるいは支川・支谷からの流入土砂のある断面では特にその上昇量が大である。

## 参考文献

- 1) 星畠国松：不定流の数値計算法について，土木技術資料 8-7
- 2) 水理公式集：土木学会，昭.38.8
- 3) 2)と同じ
- 4) 木下式雄：電子計算機の応用例，1968年度水工学に関する夏期研修会講議集，土木学会水理委員会，1968
- 5) A.Murota・M.Hashino: Simulation of river bed variation in mountainous basin, Thirteenth Congress of The International Association for Hydraulic Research, 1969
- 6) 安芸皎一：河相論，岩波書店，1951
- 7) 和歌山県土木部砂防利水課：有田川上流砂防調査書，昭.35.3
- 8) 和歌山県土木部砂防利水課：有田川上流砂防調査報告書，昭.37.3
- 9) 和歌山県：二川ダム増砂量決定計算書，昭.42.5

## 記号の補足説明

$g$  : 重力の加速度

$n$  : Manning の植度係数

$\rho$  : 水の密度

$\rho_s$  : 砂の密度

$u_{sc}$  : 限界摩擦速度

## 結 語

一砂生産・流出現象には、いたゞ多くの要素が関連し、相互干渉しあり、現象の物理機構の把握が非常に困難と思われる。水文諸量のごとき不確定要素が支配的である限り、土砂生産・流出現象を推計学的立場より把握することはきわめて重要であり有効と思われる。

電子計算機の急速な発展とともに、複雑な数値計算やシミュレーションが比較的簡単に行いうるようになつてゐる現在、あるいはさらに簡単になるにあらず。将来、推計学的手法の通用性はますます高まるであろう。

しかし、実際に研究に携わる者にとって、統計処理をするにしても、解析するにしても、必要とする資料が十分整っていない点が最も痛感され、それゆえ、土砂生産・流出に関する推計学的手法の開発・採用を躊躇しがちなどが実情ではないかと考えられる。だが、不十分な実測の資料を整備改善し充実させるためには、どのような資料が必要であるかを明確にし、有用な資料の蓄積を計らねばならぬ、そういう意味でも、やはり積極的に推計学的手法を開発すべきであると考える。

## 謝 辞

学部学生時代より現在まで長く年月にわたって終始、暖かい御指導、御鞭撻を賜わりました室田明教授に衷心の謝意を表します。セミナーにあつては、有意義な助言と示唆を賜わりました榎木教授、村岡助教授、神田講師、佐藤府立工専助教授ならびに研究室の方々に謝意を表します。さらに、研究の一部を手伝っていただきまして多田博登君と長橋道彦君、貴重な資料を頂戴しました和歌山県砂防利水課をはじめ関係各位に御礼申し上げます。

最後に、本研究における数値計算は大阪大学大型計算機センター、ならびに京都大学大型計算機センターによることを付記します。