

土木研究所資料

道路切取法面の安定に関する調査

昭和 58 年 3 月

建設省土木研究所
地質化学部地質研究室

Copyright © 1983 by P.W.R.I.

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

はじめに

全国の一般国道約46,000 Kmのうち、約3割は切土法面であり、そのうち約7割は岩石切土法面で構成されている。道路の切土法面とそれに続く自然斜面の崩壊は、昭和43年の飛騨川事故、昭和57年長崎豪雨、昭和53年の伊豆大島近海地震等の例のように、尊い生命、財産を失い、社会経済活動を停滞させることになる。

このようなことから、地質研究室では道路切取法面の安定性を調べ、安定化を図るように、昭和43年度より法面の安定に関する試験調査で調査研究を進めてきた。調査は、現地調査、室内実験、解析等により、法面の実態、統計解析、不安定箇所の抽出と崩壊時期の予測、安定解析、ロックボルト、モルタル吹付工等の法面保護工の有効性等について行われた。

法面、斜面の安定は、地形、地質、気象等の自然条件のほか、切土等のような人為的条件等の多くの条件が複雑多岐に絡み合っている。これらの条件を総て把握するためには未だ多くの調査研究が必要であるが現在まで地質研究室が行ってきた研究成果をとりまとめ、次のステップの研究の一助としようとするものである。

昭和 58 年 3 月

地質研究室長 桑 原 啓 三
研 究 員 平 野 勇
石 塚 克 己
阿 部 昌 彦

目 次

はじめに

1. 実態調査結果	1
2. 標準勾配, 法面保護工	11
3. モルタル吹付工付着強度試験	18
4. ロックボルト引抜試験	30
5. 斜面の安定度判定	45
5-1 数値解析による切取法面の安定度判定	45
5-2 崩壊時期の予測	63
6. 斜面の安定解析	78
6-1 岩石斜面の安定解析	78
6-2 剪断定数	88
あ と が き	95

1. 実態調査結果

斜面および切土法面の安定を図るには、先ず斜面あるいは法面が現在安定であるかどうか、第2に将来とも安定しているかどうかを検討し、不安定と思われれば勾配の変更、保護工の施工等を行って安定化を図る。このような検討をするためには、現在採用されている法勾配、法面保護がどのように適用され、その効果について調査検討しておく必要がある。

このようなことから、斜面、切土法面の現状を把握するために実態調査を行った。

1-1 調査方法

切土法面実態調査は次の要領で行なった。切土法面の調査は、44年度には建設省で定めた交通規制基準の危険箇所AまたはBに該当する法面のうち、その代表的な法面について調査した。（以下抽出調査と呼ぶ）調査の内容は路線名、施工年月日、正面図、断面図、土質・岩質、法勾配、法高、風化の程度、割目の状況、法面工の工法および使用材料、表面水やわき水の状態、全体的に見た安定性、崩壊の履歴とその原因、気象条件、施工後の法面の変状、植生やモルタル吹付工の状態などの項目である。抽出調査の箇所数は650箇所である。

45年度には、交通規制の危険箇所とは別に各地方建設局において、直轄国道の1～2路線を選定し、その路線で連続した区間内に含まれるすべての切土法面を対象として全数調査を実施した。（以下全数調査と呼ぶ）調査の対象路線は次のとおりで、1路線あたりの調査の延長距離は約50kmとした。調査内容は、表1-1に示すように、交通規制基準の危険箇所の調査とはほぼ同一であり、その調査箇所数は約1,300箇所であった。

北海道開発局	一般国道230号線	(札幌市)
東北地方建設局	" 49 "	(福島県石川郡平田村)
関東 "	" 19 "	(長野県東筑摩郡生坂村～長野市)
	" 127 "	(千葉県安房郡富津町～木更津市)
北陸 "	" 17 "	(福島県石川郡平田村)
中部 "	" 25 "	(亀山市～上野市)
	" 42 "	(熊野市～三重県長島町)
近畿 "	" 9 "	(福知山市～巻父郡八鹿町)
	" 163 "	(奈良県生駒町)
中国 "	" 9 "	(江津市～益田市)
四国 "	" 32 "	(徳島県山城町～高知県大豊村)
九州 "	" 10 "	(宮崎県高城町～国分市)

なお調査にあたっては、岩石種の分類は表1-2に示すように10種とした。施工法と関連する岩石の掘削性による岩分類は、建設機械課による軟岩Ⅰ、軟岩Ⅱ、中硬岩、硬岩Ⅰ、硬岩Ⅱとし、風化・落

石の程度、節理、層理を含めた割目の程度と間隔の評価は、表—1—3に示す基準で分類した。法面の湧水については、表面から20cmまでの部分を全体的に判断して乾燥、湿潤、表面水、湧水の4段階で区分し、法面の安定性については、全体的に見て、安定、小崩落、落石、崩壊の4つに区分した。

表—1—1 調査票の一例（全数調査の場合）

切り取り斜面全線調査票

地点番号	番	路線名	号	距離標	km	R/L
調査担当 事務所			調査地名			
調査地名			調査地名 施工月日			
調査年月日	S 年 月 日					

1. 調査番号 No.

2. のり面の状態

のり高 (m)	<5	10	15	20	25	30	35	40	40<
のりこう配 (分)	<3	5	8	10	12	15	20	25	30<
のり幅延長 (m)	<5	10	20	30	50	100	200	300	500<
自然斜面	高さ		m		こう配		分		
自然斜面の 状況	1. 突出部 2. 谷部 3. 稜線に平行								
湧水の 状況	1. 乾燥 2. 湿潤 3. 表面水 4. 湧水								
小段	のり勾配 のり長	分 m	小段	のり勾配 のり長	分 m	小段	のり勾配 のり長	分 m	小段
同一のり面 における 災害	1. 同一箇所 2. 附近 3. 無								
水処理	有 無 工法 ()								

3. のり面の土質および岩質

1) 土質の場合

正面図 番号	統一分類法による分類					
	1. レキ	2. レキ質土	3. 砂	4. 砂質土	5. 粘質土	6. 粘土
	1. レキ	2. レキ質土	3. 砂	4. 砂質土	5. 粘質土	6. 粘土

2) 岩質の場合

正面図 番号	岩石名	岩分類				風化落石		われめ 程度		われめ 間隔						
		軟岩 I	軟岩 II	中硬岩 I	中硬岩 II	有	無	I	II	III	IV	a	b	c	d	

4. のり面保護工と安定性

のり面保護 の有 無	1. 擁壁工 2. 張石工 3. 張コンクリート工 4. モルタル吹付工 5. コンクリート枠工 6. ブロック張工 7. 筋交工 8. 張芝工 9. 種子吹付工 10. 植生工 11. 植生穴工 12. 網工 13. 落石防止柵工 14. その他 15. 無処理														
のり面の 安定	1. 安定 2. 小崩落 3. 落石 4. 崩壊														
判定	1. 適切な工法と考えられる 2. 検討を要する														

5. のり面保護工の標準断面図

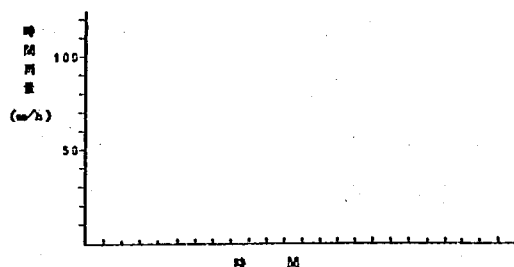
6. 正面図

距離	0
調査点	1

7. 崩壊の状態（風化落石を含む）

のり面の 安定	安定	小崩落	落石	崩壊				
崩壊の原因	1. 雨 2. 表面流水 3. 湧水 4. 融雪水 5. 凍結融解 6. 風化 7. その他							
崩壊土量 (m³)	<10	100	1000	3000<	風化落 石土量	延長 土量	m	
崩壊斜面高 (m)	<5	10	15	20	25	30	35	40<
崩壊幅 (m)	<3	5	8	10	15	20	30	40<
崩壊年月日	S 年 月 日							
連続降雨 時	<6	12	24	48	48<			
連続降雨量 (mm)	<50	100	150	200	250	300	350	400<
最大時間雨 量 (mm)	<10	20	30	40	60	80	100	120<
最大24時間 雨量 (mm)	<50	100	150	200	250	300	350	400<

時間雨量図



8. 法面の植生

法面の植生環境	良	普通	悪	法面植生状態	良	普通	悪
---------	---	----	---	--------	---	----	---

9. モルタル吹付工の状態

変化の規模 (一部分 全面)

10. 写真 (のり面の変状を示す部分的写真)

S 年 月 日 撮影

11. 崩壊状態の略図

正面図

断面図

1-2 調査結果

切土法面はその対象が自然状態の地山であるため、地質構造が複雑で不均一な性状を示すことが多く、また土質、地質、地層構成、地下水の流れなどについて詳細に検討することが困難であるため、法勾配、法面工種、施工範囲などは現場の技術者の判断によって大まかに定められているのが現状である。一般に地形のおよび地質、土質によって崩壊を起こしやすい法面として次のようなものがあげられる。

イ 構造破砕帯付近や火山山麓部などのような急勾配でかろうじて安定を保っているような崖錐堆積物の厚い直線の斜面に位置する法面

ロ 集中豪雨などによって土石流を押し流すような渓流にある法面

ハ 斜面の鞍部および直線谷の法面

ニ 斜面の途中で勾配や斜面の形態が急に変わるような傾斜変換部を切土した法面

ホ 旧河床ならびに段丘を切土した法面

ヘ 地すべり地形に位置する法面

ト 表面水、わき水のある法面

チ 地表に凹凸、傾斜の変化および小さなクラックなどがあらわれているような斜面を切土した法面

リ 軟らかい層が硬い岩盤上にあり、しかも境界面の傾斜方向と法面の傾斜の方向とが同じような法面

ヌ 頁岩、粘板岩、片岩のような亀裂の多い岩の法面

ル ジャ紋岩、緑色岩（片岩、凝灰岩）、第三紀以後の凝灰岩、泥岩などのように掘削後の風化の速

表-1-2 岩石名分類表

各種グループ名		グループに含まれる岩石名
1	花崗岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英閃緑岩、閃緑岩、モンゾニ岩、ペグマタイト、片麻岩
2	石英斑岩	石英斑岩、花崗斑岩、玲岩、アプライト
3	蛇紋岩	蛇紋岩、斑紋岩、輝緑岩、輝緑玲岩、角閃岩、かんらん岩、輝緑凝灰岩（シェールスタイン）
4	流紋岩	流紋岩（石英粗面岩）、石英安山岩
5	安山岩	安山岩、玄武岩、粗粒玄武岩、粗面岩、熔結凝灰岩、変朽安山岩、変朽玄武岩（スピライト）
6	凝灰岩	凝灰岩、火山礫凝灰岩、凝灰角礫岩、火山角礫岩、集塊岩
7	片岩	片岩（結晶片岩）、黒色片岩、緑色片岩、ホルンフェルス
8	砂岩	砂岩、礫岩、角礫岩、石灰岩
9	頁岩	頁岩、粘板岩、泥岩、シルト岩
10	チャート	チャート、珪岩

表-1-3 岩石の割目の分類

割目程度

I	ほとんど密着している。
II	開口が認められるが密着に近い。 切取法面で流れ盤でも滑落は生じない。
III	割目に沿って風化しあるいは約5cm開口があり、割目から崩落しやすい。流れ盤の場合滑落しやすい。
IV	約10cm以上の開口がある。あるいは、そのような開口に風化土がつまっている。

割目間隔

a	20cm 以上
b	10 ~ 20cm
c	5 ~ 10cm
d	5cm 以下

い岩よりなる法面

オ マサ、シラスなどのような浸食に対する抵抗が極度に弱い物質よりなる法面

全数調査の結果から土に関係する法面（土からなる法面と土および岩からなる混合法面をいう）と岩の法面に大別すると、土に関係する法面は全体の40%をしめ、残りの60%が岩の法面である。また土に関係する法面のうち2/3は土の法面で、残りの1/3が混合法面である。法面に小崩壊、落石、崩壊を生じている法面を不安定な法面とすると、切土法面の安定性は土の法面がもっともよく、つづいて混合法面で、岩の法面の安定性がやや悪くなっている。それぞれの安定性を示すと、土の法面が9割、混合法面が8割岩の法面が7割程度安定している。全体の法面の安定性は8割程度である。

つぎに抽出調査の結果では前にのべたような崩壊の危険性の高い場所が選定されているため、当然のことであるが、全数調査に比べて安定度は落ちている。土に関係した法面では安定なものが6割程度であり、岩の法面では5割程度である。

1) 抽出調査の結果

岩石法面のサンプル数約400個所のうち、安定な法面は約50%であり、保護工種ではコンクリート、石材等を使った工種が平均より安定であり、無処理のものは不安定なものが多い。岩種による安定性の差は認められない。岩盤中の割目については割目間隔、割目程度とも中位のものに不安定なものが多い。

小崩落は保護工種、岩種とも、ほとんど全てのものに認められ、岩がやわらかく、風化細片化したものほど、小崩落の起っている割合が多い。この一般的傾向を細かくみると、各工種、岩種などに多少の傾向の違いが認められる。

以下これを列記すると

- i) 擁壁工：軟岩Ⅰに属する花崗岩、安山岩（以上割目も多い）、凝灰岩、砂岩礫岩が小崩落を起している。
- ii) コンクリート張工、コンクリート枠工：砂岩礫岩の軟岩が崩落している。又崩壊も多く工種選定上注意を要する。
- iii) 吹付工：落石や崩壊は少ないが、小崩落が多い。
- iv) 種子吹付工：砂岩礫岩、頁岩の軟岩に施工してあるが、特に小崩落が目立つ。
- v) 無処理、網工、落石防止、柵工：これら工種の目的上或る程度やむをえず、崩落頻度も高い。しかし網工、落石防止柵工には大崩壊がほとんどなく、工種選定が適切であったものが多いようである。

落石は保護工種による差が明らかで、当然のことながら、無処理、網工、落石防止柵工に集中している。

岩種では、花崗岩、石英斑岩、安山岩、凝灰岩に多く、次いで、蛇紋岩、砂岩礫岩、頁岩に多い。そして特に花崗岩、安山岩の落石が目立つ。また、岩質が硬く、割目程度中位のものに多い傾向が認められる。

崩壊はほぼ全体に認められるが、張コンクリート工およびコンクリート枠工が他に比べると多い。

これらの岩種は、凝灰岩、砂岩礫岩、頁岩で、中硬岩よりやわらかいものに施工されている場合が多い。又種子吹付工の崩壊がこれに次いで目立つ。これは花崗岩、石英斑岩の風化、割目の多いもの、砂岩礫岩の軟岩に多く施工されており、全体の安定性も悪い。

2) 全数調査の結果

全数調査 1,300 箇所のうち岩に関係する法面は、約60%を占める約 830 箇所である。岩に関する法面の現状は以下に述べるようになるが、同一法面に 2～3 の法面保護工が施工されている場合、その法面保護工の中で最も代表すると思われる工種を当該法面保護工種として整理検討した。

① 岩に関係する法面処理としては、無処理が最も多く、全体の45%を占め、次いでモルタル吹付工 30%、擁壁工 9%、種子吹付工、網工、落石防止柵工の各 3.5%、その他の工種はきわめて少ない（図一1-1）。

② 岩の法面の法勾配は 1 : 0.5 ~ 1 :

0.8 のものが圧倒的に多く、1 : 0.3 より急勾配および 1 : 1.0 よりゆるい勾配のものは少ない。石英ハン岩、流紋岩、安山岩および硬岩に分類される花崗岩などの法勾配は一般に急であり、凝灰岩、片岩、ケツ岩およびシラスなどでは一般にゆるい勾配である。

③ 岩の法面ではその大部分が乾燥した法面であり、表面水、わき水のあるものはきわめて少ない。

ノリ面保護工	全体に対する 各工法の比率				ノリ面の安定性														
	箇所 数	(%)	安 定				小崩落				落 石				崩 壊				
			箇所 数	(%)	20	40	60	80	箇所 数	(%)	20	40	60	80	箇所 数	(%)	20	40	60
擁 壁 工	73	8.8	58	1	1	1	1	7	8.3	5	1	1	1	3	3.6	1	1	1	1
張 石 工	4	0.5	3	1	1	1	1	1	2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
張コンクリート工	4	0.5	3	1	1	1	1	1	2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
モルタル吹付工	251	30.2	230	1	1	1	1	11	4.4	6	1	1	1	1	1	1	1	1	1
コンクリートワーク工	8	1.0	4	1	1	1	1	3	3.8	0	0	0	0	1	1.3	1	1	1	1
ブロック張工	16	2.0	15	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	1.3	1	1	1	1	1
防 さ 工	1	0.1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
張 さ 工	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
種子吹付工	31	3.8	25	1	1	1	1	2	2.5	4	1	1	1	0	0	0	0	0	0
植 生 盤 工	7	0.9	3	1	1	1	1	2	2.5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
植 生 穴 工	5	0.6	4	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	1.3	1	1	1	1	1
無 処 理	384	46.3	279	1	1	1	1	24	2.9	64	1	1	1	13	1.6	1	1	1	1
網 工	24	3.0	3	1	1	1	1	3	3.8	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
落石防止柵工	17	2.1	14	1	1	1	1	1	1.3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
そ の 他	2	0.2	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
合 計	833	100.0	673	1	1	1	1	55	6.6	83	1	1	1	22	2.7	1	1	1	1

図一1-1 岩石法面の保護工と法面の安定性
(全数調査)

法面の安定性について

岩石よりなる切土法面の安定は切土の対象となった地山の岩質、地質構造、風化の状況、き裂の状態およびわき水の状況などによって左右されるが、ここでは主として法面保護工種、岩石種、割目の状態などと安定性についてのべる。

(1) 法面保護工種と安定性

全数調査の結果（図一1-1）によるとコンクリート枠工、植生盤工、無処理などの安定性が悪く、その他の工法は約80%近くが安定している。各工法ごとにその特徴を見ると、擁壁工はそれ自体ではきわめて安定であり、倒壊したものはない。擁壁工で不安定としてあげられるものは擁壁工上部の法面（大部分植生工が無処理である）が崩落しているものである。擁壁工と同様の傾向は張石工、張コンクリート工およびブロック張工に見られる。いずれも工法自体は安定しているが、その工法の周囲の法面が崩落している場合が多い。

モルタル吹付工は岩よりなる法面には最も良く用いられている工法で、どの岩種にも多く施工されている。安定性も90%以上であり、比較的安定しているが、抽出調査の結果では70%程度しか安定していない。

モルタル吹付工の崩壊の例としては、一般に法勾配が1 : 0.3 ~ 0.8 と急勾配の箇所、吹付厚が3 ~ 5 cm と薄い箇所、さらにマサ土などのような風化岩に適用しているためにモルタルと岩との密着が悪く、はく離、崩壊している例などである。

一般に割目間隔も広く、割目程度も良い硬岩においてはモルタル吹付は安定しており、さらに吹付厚さが厚く、鉄網入りの吹付は風化岩に適用した例を除けば安定しているが、吹付厚の薄いものは施工後数年経過するとモルタルにクラックがはいり、吹付の効果は薄くなる。

コンクリート枠工は花崗岩や堆積岩などの中硬岩以下の軟岩に適用され、わき水などのある安定性に問題のある箇所に施工されている。したがって、コンクリート枠工の安定性は悪く、小崩落、崩壊の法面が多い。しかしコンクリート枠工は本来比較的積極的に安定を図るための工法であり、切土勾配、枠内の処理などを適切に選択すれば有効な工法と思われる。

植生工は土の法面ほどでもないが、岩の法面でも比較的多く適用され、その中でも張芝工、種子吹付工が多く施工されている。岩の種別ではほぼ軟岩Ⅰ～Ⅱに多く施工されている。岩に対する植生工は一般に安定性が悪く、小崩落、落石、崩壊ともに多く、岩の法面に対する適用を十分検討すべきである。法面処理として無処理が最も多いが、崩壊箇所も多く、安定性は悪い。また構造物による保護工の上部の無処理部分が崩壊して、全体として不安定な法面になっているものも多い。

(2) 岩石種ごとの保護工の安定性

次に、岩石種ごとに保護工種をみると（図—1—2参照）、花崗岩の法面ではモルタル吹付工が最も多く、次いでブロック張工、網工が多い。安定性は極めて良く、コンクリート枠工、種子吹付工で崩壊が見られる程度である。昨年度の結果とあわせて、芝工や無処理工法は花崗岩に対して適切とは云えない。また昨年度はモルタル吹付工において崩壊が見られるが、今年度の調査では全く見られないのが目立つ。花崗岩で小崩落の多いのは表層より次第に硬くなり、風化程度、硬さの急激な変化が少ないためだと考えられる。

石英斑岩はモルタル吹付工が57%を占め、ついで無処理、種子吹付工の順である。モルタル吹付工での安定性は良いが、無処理、種子吹付工での安定は悪く、落石が多く生じている。この理由は岩分類が中硬岩または硬岩工に属し、割目程度・間隔が中位のものが多く、法勾配が急であるために、法面全体としては安定であるが、節理よりブロック状に落石するものと考えられる。

この蛇紋岩に属する法面は少なく、ブロック張工、網工などが施工されているが安定性良いとは云えない。

同様に流紋岩も少なく、安定性は悪い。この岩種は調査個数が少なく、安定性も悪いが、芝工や無処理、網工などでは不適當と考えられる。

安山岩では無処理が最も多く、ついでモルタル吹付工、芝工の順である。無処理、落石防止施工は安定性は良くない。モルタル吹付工、コンクリート枠工、ブロック張工は17法面中の1法面が崩壊しているだけであり、これらの工法が有効ではないかと考えられる。安山岩には小崩壊、落石が多い。

凝灰岩はモルタル吹付工が最も多く、ブロック張工、無処理がこれに続く。抽出調査と違ってモルタ

ル吹付工で小崩落の多いのが目立っている。昨年度とあわせて、有効な工法は見当たらないが、強いて云うならば数は少ないがブロック張工が安定している。

片岩は無処理が大半を占め、ついで擁壁工、モルタル吹付工、網工、落石防止柵工の順になっている。安定な法面が95%を占め、擁壁工、無処理に小崩落、崩壊が見られる。地這り、層面這りなどを考慮に入れて施工すれば比較的安定な岩石と考えられる。ただし、コンクリート枠工は良くないようである。

岩石	合 計				安 定				小 崩 壊				落 石				崩 壊			
	個 数	20	40	60	80	個 数	20	40	60	80	個 数	20	40	60	80	個 数	20	40	60	80
岩 石 名	I) 花崗岩	43				37					3					3				
	II) 石英斑岩	134				97					2					34				
	III) 蛇紋岩	5				3					0					0				
	IV) 流紋岩	6				0					0					2				
	V) 安山岩	31				22					6					3				
	VI) 凝灰岩	27				19					5					3				
	VII) 片岩	274				262					6					0				
	VIII) 砂岩	97				72					16					2				
	IX) 頁岩	176				113					17					42				
	X) チャート	5				5					0					0				
	XI) シラス	82				65					16					0				
	XII) 不明	22				22					0					0				
	合 計	903																		
	a) 軟岩 I	87				63					11					10				
	b) 軟岩 II	202				207					35					27				
	c) 中硬岩	196				163					2					31				
	d) 硬岩 I	187				167					7					11				
	e) 硬岩 II	19				12					0					4				
	合 計	771																		

図一 1 - 2 岩石および岩分類と法面の安定性

礫岩・砂岩は擁壁工、モルタル吹付工が全体の60%を占め、次いで無処理が25%で種子吹付が8%を占める。どの保護工種でも安定性は良くなく、どの工種でも半数近くが小崩壊、崩壊している。これは岩石が新しく軟かいたために雨水などによって浸食され易いためと考えられる。

頁岩は無処理が最も多く半数近くを占め、ついでモルタル吹付工、擁壁工、種子吹付工の順である。無処理の安定性は極めて悪く、モルタル吹付工、植生工が安定性良い。

頁岩は切取りによって風化しやすく、細片化しやすいために無処理であると崩壊しやすくなるものと思われる。

チャートは調査数が少ないが、無処理が大部分であり、安定性は悪い。チャートは堅硬ではあるが、節理が発達しているために崩壊し易いのであろう。

シラスは張芝工が最も多く、ついで無処理、ブロック張工、モルタル吹付、擁壁工の順である。どの保護工種でも20%程度崩壊しており、適切な工法は見当たらないが、数は少ないけれども擁壁工の安定の良いものが目立つ。

全体的に見て、各岩石における保護工種ごとの安定性はバラツキが大きくなっていて、各岩石の特徴

が出ているようである。

また、全体的に小崩落の多い岩種は落石が少なく、小崩落の次の段階の破壊は崩壊へと移行し、逆に落石の多い岩種は小崩落、崩壊共に少ない。岩種的にこれに相当するのは石英斑岩、流紋岩、安山岩などの比較的硬く、節理間隔の広いものであり、前者に属するものは凝灰岩、片岩、礫岩砂岩、シラスなどの比較的軟かい岩種に多い。

(3) 岩分類ごとの保護工種の安定性

どの岩分類でも擁壁工、モルタル吹付工、無処理が多く、ついで網工、種子吹付工、落石防止柵工の順になっている。

軟岩Ⅰでは擁壁工の比率が高く23%を占めるが、軟岩Ⅱ、中硬岩、硬岩Ⅰはそれぞれ9%、10%、2%とその比率は下がっている。これに反して無処理の比率は58%、45%、45%、49%と逆に近い関係になっている。また、モルタル吹付工、網工なども硬岩になるにしたがい、その比率は高くなっている。

安定性は軟岩より硬岩になるにしたがって良くなり、特に無処理、網工、擁壁工において顕著である。モルタル吹付工も同様の傾向であるが、軟岩Ⅰにおいて崩壊のないが目立つ。

小崩壊は軟かい岩ほど多く見られ、落石・崩壊は硬い岩種ほど比率が高くなっている。軟岩Ⅰに小崩壊の多いのは凝灰岩、礫岩砂岩、シラスに多分に起因している。

(4) 割目の状態と安定性

岩石斜面の安定は岩の堅さ、風化程度、すなわち岩の材料としての強度にも大きく左右されるが、岩の割目も安定に重要な意味を持っている。たとえば、岩の割目が流れ盤か受け盤かによって、切土勾配も保護工種も変えなければその安定は保てないし、割目の開口の程度によって落石、小崩落の発生頻度も異なってくる。

法面の安定を検討するには、この割目が節理、片理、層理、小断層などのいずれかであるか、その方向性などを調査して行わなければならないが、ここでは割目の程度(密着しているか、開口しているか)、間隔(広いか、狭いか)だけに着目して検討した(図一1-3)。

図一1-3を見て分るように、不安定な法面は割目程度Ⅲ(約5cmの開口がある)が最も多く、密着している岩が最も安定している。割目間隔では5~20cmの間隔の岩石が最も不安定である。このことは割目程度Ⅱ~Ⅲ、割目間隔b~cに属する岩が最も保護工種の選定がむずかしいのであろう。

すなわち、割目の状態の良い岩はモルタル吹付工程度で十分安定が保て、また割目程度の悪い岩はより上級の構造物による保護工が施工されるのに対し、割目程度Ⅱ~Ⅲ、間隔b~cに属する岩はモルタル吹付工程度では安定が保てなく、また上級の保護工を施工するには岩の状態が良く見え、金額の点から施工されないためであらう。

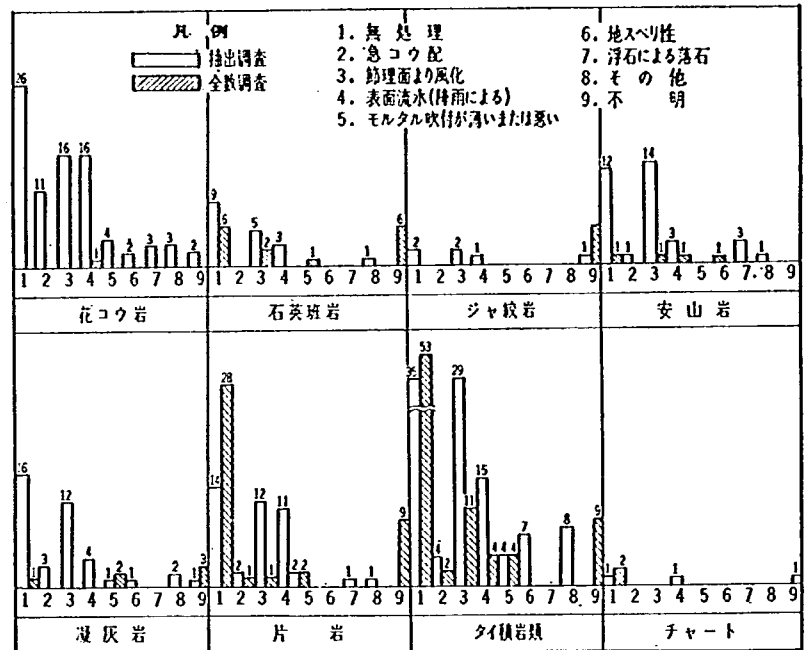
割目の状態		ノリ面の安定性											
		全体に対する工法の比率				安定				小崩落			
		個数	(%)	20	40	60	個数	(%)	20	40	60	個数	(%)
割れ目程度	I)ほとんど密着	276		247		22		1		6			
	II) 開口が認められず、密着	256		184		9		55		8			
	III) 約5cmの開口がある	98		54		19		19		6			
	IV) 約10cmの開口がある	24		16		0		7		1			
	合計	654		501		50		82		21			
割目間隔	a) 20cm以上	184		141		25		9		9			
	b) 10~20cm	59		33		9		14		3			
	c) 5~10cm	94		58		4		17		15			
	d) 5cm以下	127		268		11		42		6			
	合計	664		500		49		82		33			

図一1-3 岩石の割れ目程度および間隔と法面の安定性(全数調査)

モルタル吹付工は割目程度Ⅰ・Ⅱおよび割目間隔aの場合に安定している。このことは花崗岩において特に顕著である。無処理の法面は割目程度、間隔に関係なく不安定であるが、割目程度Ⅰにおいて若干安定性が高い。植生工は割目程度Ⅰ、割目間隔a、bまたは割目程度Ⅳ、割目間隔dにおいて安定している。前者は花崗岩、後者は頁岩、凝灰岩において特に顕著である。

法面の崩壊に対する検討

岩石が堅硬、無節理、無層理であるならば、相当の法高でもきわめて安定である。しかし岩石は固結度、風化、割目によって安定性は悪くなる。岩石の固結度、風化の仕方、割目の状態などは各岩種によってそれぞれ特徴があり、それにしたがって起こり得る崩壊の形態は異なってくる。図—1—4は各岩種ごとに崩壊原因を分類しており、複合原因で崩壊したものはそれぞれの原因に加算している。



図—1—4 岩石種ごとの崩壊原因（グラフ上の数字は個数を示す）

花崗岩の崩壊は軟岩Ⅰに属する

ものは無処理、植生工およびモルタル吹付工の小崩落が多い。崩壊原因としては降雨にふる表面流水が最も多く、風化、凍結融解がそれに続く。軟岩Ⅱより堅硬な岩は落石が多い。落石の大半は無処理の箇所が生じている。

石英斑岩の小崩落は節理面の粘土化のいちじるしい無処理の法面で生じているだけで、他は落石が圧倒的に多い。落石は軟岩Ⅱより堅硬な岩で、割目程度Ⅱ～Ⅲ、間隔b～cに属する岩が大半を占めている。落石の原因は岩石の風化、豪雨およびわき水である。

流紋岩は軟岩Ⅰ・Ⅱに分類されるもので落石、小崩落を生じている。安山岩は無処理部分の小崩落、落石が多い。凝灰岩は軟岩Ⅰ・Ⅱに属している岩の小崩落が多い。落石は中硬岩、硬岩Ⅰに分類される岩で、割目の状態にはあまり関係がない。

片岩は片理、層理が発達しているために、割れ目間隔c～dの所に小崩落がきわめて多く、落石は少ないが岩分類Ⅲ～Ⅳに属するものが多い。

堆積岩類は小崩落が圧倒的に多い。小崩落は岩種には関係ないが、岩分類に軟岩Ⅰに属するものが多い。落石、小崩落は岩分類、割目に関係ない。

全体的に見て、岩石からなる法面では無処理の法面での崩壊が大半を占め、続いて岩石の風化、降雨による表面流水の順になっている。このことは無処理の法面が施工後年数が経つにしたがい風化し、豪雨

によって崩壊するか、落石が生ずるという岩石よりなる法面の崩壊の一つの典型的タイプを示していると思われる。

次に植生の成育が悪い、法勾配がきついために崩壊を生ずる。またモルタル吹付工で吹付厚が薄い、マサ土などに適用しているために密着していないなどの理由で崩壊するものが多い。

参考文献

- 1) 「のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究」第23, 24, 25回建設省技術研究会（昭和44, 45, 46）；建設省道路局，土木研究所
- 2) 「のり面工の効果ならび選定基準に関する研究」土木研究所資料 636 号，昭和46, 2
- 3) 「のり面工選定基準（案）」第25回建設省技術研究会，昭和46, 11；建設省道路局，土木研究所

2. 標準勾配，法面保護工

岩石からなる法面は，切土法面の大半を占め，その安定が道路交通に及ぼす影響は極めて大きい。しかし，岩石切土法面保護工には土質工学，岩盤力学的解析して安定を図るものは少なく，現状を分析してそこから工法の適用基準を求めるしかない。したがって，1.実態調査結果をもとに，岩石法面の法勾配と保護工について検討した。なお無処理の法面は，前章でも判るように，問題が多いので避けるべきと思われる。

以下に述べる法面保護工は，実態調査結果をもとに作成したものであり，岩盤力学的，土質力学的検討は行っていない。従って，この適用に当ってはこれらの点に留意し，また今後さらにデータを集積してより完全なものへとしていかなばならない。

2-1 花 崗 岩

花崗岩の法面は，風化および割目が法面の安定に重要な役割りをしている。花崗岩の風化には大きく分けて表層よりマサ化し，深部になるに従い次第に全体的に堅硬になっていくものと，節理面より風化が進み，玉石状に堅岩が残っている二種類がある。いずれにしても花崗岩の著しく風化したものはマサ化しており，マサは一般に土として扱われることが多いが，自然地山のままでは岩としての性質も強く（最近マサが特殊土として扱われるのは岩としての性質があることも一因と思われる），取扱いには注意を要する。さらに玉石状に堅岩が残っていると著しく硬さの違う岩が同一法面に出てくるために安定上問題になることが多い。

花崗岩には方状節理が発達し，この節理面が浸透水の水みちとなり，弱面となって崩落することが多い。したがって節理の間隔，程度，発達状況などについて十分考慮しなければならない。

1) モルタル吹付

Ⅰ) 軟岩Ⅱは割目程度Ⅰ～Ⅱ割目間隔(a)～(b)の時有効で，吹付厚10cm以上，金網張のこと。

Ⅱ) 中硬岩以上は吹付厚8cm以上，金網張のこと。

表-2-1 モルタル吹付標準法勾配（花崗岩）

項 目 のり勾配 のり分	の り 長 (m)					備 考
	軟岩Ⅰ	軟岩Ⅱ	中硬岩	硬岩Ⅰ	硬岩Ⅱ	
Ⅰ : 0.5	/	/	20(25)	20(25)	20(25)	
Ⅰ : 0.8			15(20)	25(30)	25(30)	
Ⅰ : 1			15(20)	30(35)	30(35)	

Ⅲ) 風化の著しい花崗岩は岩とモルタルの付着が悪く剥離の恐れがある。

Ⅳ) モルタル吹付厚の薄いものはモルタルの剥離，小崩落，落石が発生し易いので，少なくとも8cm以上が望ましい。但し，凍結融解の恐れのない所で岩質が良い場合には5cmでも良い。

2) 植 生 工

Ⅰ) 軟岩Ⅰでも土壌が硬く，根が張らない，養分がない。水分が足りないなどの理由で植生工特に

表-2-2 植生工標準法勾配（花崗岩）

項 目 の勾配	の り 長 (m)					備 考
	軟 岩 I	軟 岩 II	中硬岩	硬 岩 I	硬 岩 II	
1 : 0.5	(10)	(10)				
1 : 0.8	15	15				
1 : 1	20	20				
1 : 1 ~	20 (25)	20				

種子吹付などでは失敗する例が多い。

Ⅱ) 裸地があるとそこより侵食崩壊することが多いが、全面被覆工では少ないので、全面被覆工が望ましい。

Ⅲ) Ⅰ) の理由により、客土を伴う植生工又はそれに準ずる植生工（植生盤工、植生袋工、植生穴工）が望ましい。

3) そ の 他

Ⅰ) 擁壁工は望ましい。特に擁壁工に落石防止柵を設置することは極めて有効である。特に擁壁裏に土砂溜用のポケットを設けることは望ましい。

Ⅱ) 法枠工は軟岩に対して有効で、特に法尻に数段施工することは、水が集まり易くて洗掘の恐れのある所を防護するので有効である。法枠工施工法勾配は 1 : 1 よりゆるいことが望ましい。

Ⅲ) 落石防止柵工および網工は落石、小崩落が生じて、人的被害を最小限に止めるという意味で有効である。

2-2 石英斑岩、流紋岩、安山岩

石英斑岩、流紋岩、安山岩などは方状、柱状、板状の節理が発達するが、岩片としての強度は高く、したがって岩分類は割目によって行なわれることが多い。風化は割目にそって細片化し礫状になると、割目にそって堅岩より急に土壌化するものがある。そのために風化の仕方によっては土として扱った方がより適切な場合がある。

石英斑岩、流紋岩、安山岩などの保護工種の決定に当っては割目の状態についてよく調査のうえ決定しなければならない。

表-2-3 モルタル吹付工標準法勾配（石英斑岩等）

1) モルタル吹付工

Ⅰ) 石英斑岩、流紋岩、安山岩のモルタル吹付は比較的安定である。特に岩分類で軟岩Ⅱ、中硬岩にも最もよく適用できる。

項 目 の勾配	の り 長 (m)					備 考
	軟 岩 I	軟 岩 II	中硬岩	硬 岩 I	硬 岩 II	
1 : 0.3						
1 : 0.5	15	20	30 (40)	30		
1 : 0.8	20	25 (40)	35 (45)	35		
1 : 1	25	30 (40)	35 (45)	35		
1 : 1.2 以上						

Ⅱ) 硬岩Ⅰは、掘削によるゆるみの影響が大きく、割目などとの関係から落石が少し多くなる傾向がある。

2) 植 生 工

石英斑岩、流紋岩、安山岩に対しては不適である。

3) そ の 他

Ⅰ) 擁壁工は安定であり、極めて望ましい。但し、擁壁上部は前項までに従って施工することが必要である。

Ⅱ) 硬岩に対してはロックボルト工も有効である。しかし、小規模の落石小崩落は発生する恐れがあるので、それに対応する対策を講じておくことが望ましい。

Ⅲ) 割れ目にそって著しく風化、土壌化した所から堅岩を伴って崩壊するので土の礫混り土に準拠し、コンクリート枠工、植生工などによって保護しなければならない。

2-3 凝 灰 岩

ここでいう凝灰岩、火山礫凝灰岩、凝灰角礫岩、火山角礫岩、集塊岩などを含んでいる。したがって、大まかに言って凝灰岩には岩だけの法面と土としての性質の強いマトリックス（基質）中に堅岩がある法面の二種がある。前者すなわち岩が主体の法面では、他の岩と同様に割目の状態、風化程度によって工法を選択する必要がある、後者すなわち礫混り土として挙動するようなものについては土としての工法を選択する必要がある。

したがって調査に当っては岩がどのような状態にあるかを周辺の法面の調査、露頭の観察、ボーリングなどによって十分把握し、地下水については十分認識しておく必要がある。

1) モルタル吹付工

Ⅰ) 調査に当り、法面の岩の状態が岩のみであるか、土と岩とが混じっているかを調べ、前者の場合はモルタル吹付工は有効であるが、後者の場合にはモルタルが岩に密着せず剥離することが多いので余り有効でない。

表-2-4 モルタル吹付工標準法勾配（凝灰岩）

項 目 のり勾配	の り 長 (m)	
	軟 岩 Ⅰ, Ⅱ	中硬岩, 硬岩 Ⅰ, Ⅱ
1 : 0.3 ~ 1 : 0.5	10	10 (25)
1 : 0.8	10 (15)	15 (25)
1 : 1 ~ 1 : 1.2	15 (20)	20 (25)
1 : 1.5	15 (20)	25

Ⅱ) 割目程度がⅢ（割目にそって風化しているか又は5cmの開口がある）、Ⅳ（10cm以上の開口がある）および割目間隔c（5~10cm）、d（5cm以下）の岩には適切な工法でない。全般に風化の著しい岩にも適切でない。

2) 植 生 工

軟岩Ⅰのみ法勾配1 : 1.2以上、法長30m以内。

Ⅰ) 植生工が可能な土質は、著しく風化しているかまたは凝灰角礫岩のように礫質土の場合に限ら

れる。したがって植生工を行う場合は植生限界を十分認識して施工する必要がある。

Ⅱ) 凝灰岩の場合は酸性土壌の場合があり、酸性土壌では植生工は不可能になるので、客土を行って施工しなければならない。

3) そ の 他

Ⅰ) 安定に不安のある法面では擁壁工、コンクリート張工は有効な工法である。また擁壁工の上に落石防止柵を施工することが望ましい。擁壁工、コンクリート張工を施工する場合は水処理には十分留意すること。

Ⅱ) モルタル吹付工、植生工が有効でない法面では、コンクリート法枠工が有効である。但し、コンクリート枠工は1:1より勾配はゆるいのが望ましい。また、法枠工の中詰は栗石、植生又はコンクリート張とする。コンクリート張の場合は排水に十分注意すること。

Ⅲ) 凝灰岩で礫質土と見なされるものについては岩塊または玉石まじりの粘質土を参照のこと。

Ⅳ) 凝灰岩は時として多量に含まれた膨潤性の粘土鉱物によって、地山の時は堅硬であるが、切土によって露出すると短期間で粘土化し、崩落を生ずることがある。

2-4 片 岩

片岩は層理、片理などのために異方性が強く、偏平な割れ方をする。また変形作用のために著しく破碎された所があり、強い風化作用を受けている所がある。強く風化している所では一般にうすく剥げるように細片化する。また片理面に沿って滑り易い性質があり、特に雲母片岩、石墨片岩などで著しい。さらに、著しい褶曲構造のためある一部分だけ著しく破碎されていることがあり、硬い層と軟かい層とが互層になっているために、軟かい層が破碎され粘土化している時もある。

このように片岩は岩自体に割れ目が多く、また岩片そのものが異方性を持っており、風化程度によって著しく性質が違っていたりする。したがって、保護工種も周辺の切土、露頭観察、ボーリング調査などによって、それらを十分認識したうえで決定しなければならない。

1) モルタル吹付工

表-2-5 モルタル吹付工標準法勾配(片岩)

Ⅰ) 吹付厚は8cm以上、鉄網張が望ましい。但し、温暖地にあって凍結融解がなく法面は乾燥し湧水がなく、割目間隔20cm以上で密着している所では吹付厚5cmにしても良い。この場合施工法長は短いものに限る。

項 目 のり勾配 岩分類	の り 長 (m)				
	軟 岩 Ⅰ	軟 岩 Ⅱ	中硬岩	硬 岩 Ⅰ	硬 岩 Ⅱ
1 : 0.3		15	15	20	
1 : 0.5		15	15(20)	20	
1 : 0.8		15(20)	20(25)	20(25)	
1 : 1 以上		20(25)	20(30)	20(30)	

Ⅱ) 軟岩Ⅰは割目間隔5cm以下、割目程度10cm以上の開口があるが風化物が充填していることが多く、モルタル吹付工は有効ではない。

Ⅲ) 石墨片岩、雲母片岩などを含めて一般に黒色片岩と呼ばれているものは風化が著しく、また剥離

性に富んでいるので、モルタル吹付工は適切な工法とはいえない。

Ⅳ) 長い法長ではその中に破砕された部分を含む恐れがあり、また褶曲のために流れ盤になる可能性があるので、十分注意をして施工の必要がある。

Ⅴ) 破砕の著しい岩および風化の著しい岩にはモルタル吹付工はモルタルが岩に密着しなく有効ではない。

2) コンクリート張工

勾配 1 : 0.3 以上, 法長 15m 以下

ⅰ) コンクリート張工は勾配 1 : 0.3 ~ 1 : 0.5 で法長 15m まで施工され、ほぼ安定である。したがって、この程度の法長であれば十分安定と考えられる。

ⅱ) 但し、軟岩Ⅰおよび硬岩Ⅰで見られるように、工法そのものは破壊しないがコンクリート張の上部及び両端部で小崩落があり、コンクリート張工周辺部の安定特に水処理には十分注意する必要がある。

3) そ の 他

ⅰ) 擁壁工は極めて望ましい工法である。特に擁壁上端に落石防止柵の施工が望まれる。

ⅱ) 高さ 1 ~ 2 m の腰擁壁も水の集まり易い法尻を保護する為に望ましい工法である。この場合も落石防止柵を設置することが望まれる。

ⅲ) 風化の著しい岩、破砕の著しい岩は法長が短い場合 1 : 1, 長い場合 1 : 1.2 以上の法勾配で、法枠工の施工が望ましい。法枠工は栗石詰又は植生(穴)工を施工する必要がある。

Ⅳ) 切土に当っては常に割目に留意し、割目が流れ盤として働かないように切土する必要がある。

Ⅴ) 軟岩で植生工を行う場合は全面被覆工とし、草丈が十分伸びるまで法面に水の浸透を防ぐための施工が必要である。さらに法肩にはラウンディングを行ない、十分な法肩排水を行って水の浸透を防ぐ必要がある。

Ⅵ) 硬岩で風化の恐れが少なく、割目間隔の広いもので受盤になっているものはロックボルトや P C アンカー等で保護することも考えられる。

2-5 堆 積 岩

ここでいう堆積岩とは泥岩、頁岩、砂岩、礫岩、粘板岩のことである。堆積岩は一般に泥岩、頁岩類、砂岩および礫岩に分類されるのが、法面に関して検討する場合、それらが互層になっていたり、明瞭に区別できない場合が多いので一括して取扱う。

法面に出てくる堆積岩はその大半が、第三紀層であるために、以下でのべる保護工種の適用も主として第三紀層を対象にしている。しかし保護工本来の目的は同一なので、第三紀以外の堆積岩でもほぼ同様に取扱ってよい。

第三紀層は一部の岩を除いては固結度は低く、風化し易い性質があり、中生層、古生層は堅硬である

が、断層、褶曲のため乱されているのが特徴である。したがって堆積岩は主として軟岩を対象として保護工を考慮すべきである。また法長も短いのが一般的である。

1) モルタル吹付工

Ⅰ) モルタル吹付厚8cm以上、鉄網張が望ましい。

Ⅱ) 風化の著しい岩および軟岩にはモルタル吹付は有効ではなく、他の工夫を用いる必要がある。

Ⅲ) 湿潤な岩および湧水のあ
る岩はモルタルと岩が密着しなく、剥離する可能性が大きいので、適切とは云えない。特に流れ盤にな

っている岩は湧水の可能性が強く、他の工法を用いる必要がある。

Ⅳ) 礫岩のように、マトリックスと礫との硬さが著しく違う岩は、切取りによって礫が浮石状になるために適切な工法とはいえないことが多い。

2) 植 生 工

Ⅰ) 植生工は全面被覆工が望ましい。また風化の著しいものを除いては客土を用いる植生工がより有効である。

Ⅱ) 植生を行う場合の法勾配はできるだけゆるい方が望ましい。少くとも1:0.8以上が望ましい。

Ⅲ) 湧水箇所では種子が流亡する可能性があるので、湧水箇所の処理（石張）などを行うのが良い。

3) そ の 他

Ⅰ) コンクリート張工は岩分類、岩種にかかわらず、1:0.3~1:1.5で15m位まで安定である。

Ⅱ) 湧水の著しい又は表面が湿潤なものは1:1以上の勾配にして、石詰コンクリート枠工又は植生工を伴う枠工をする必要がある。

Ⅲ) 擁壁工は極めて望ましい工法である。特に落石防止柵を併用すると良い。

Ⅳ) 風化が著しい岩は風化部が剥離崩壊することが多いので、擁壁工、コンクリート張工、ブロック張工などで保護することが望ましい。

Ⅴ) 流れ盤の所を切土することによって、地をりを誘発することがあるので、周辺の地形、特に地をり地形がないかどうかよく調査しておく必要がある。

表-2-6 モルタル吹付工標準法勾配（堆積岩）

項 目	の り 長 (m)				
岩分類 のり勾配	軟岩Ⅰ	軟岩Ⅱ	中硬岩	硬岩Ⅰ	硬岩Ⅱ
1 : 0.3		10	10	10 (15)	
1 : 0.5		10 (15)	10 (15)	15	
1 : 0.8		15	15	15 (20)	
1 : 1		15 (20)	15 (20)	20 (25)	
1 : 1.2		15 (20)	20	20 (25)	
1 : 1.5		20 (25)	20 (25)	25	

表-2-7 植生工標準法勾配（堆積岩）

項 目	の り 長 (m)		
岩分類 のり勾配	軟岩Ⅰ	軟岩Ⅱ	中硬岩
1 : 0.5			5
1 : 0.8	5 (10)	5 (10)	5 (10)
1 : 1	5 (10)	5 (10)	10 (15)

2-6 蛇 紋 岩

蛇紋岩は吸水膨脹する性質があり、切土によって風化吸水し、地這り、崩壊を起こすことが多い。蛇紋岩化作用は地山全体に及ぶ場合に限らず、ある岩質に選択的に進行する場合があるので、調査の際は十分な注意が必要である。

法面内に蛇紋岩が分布する時は安定性が極めて悪いので、個々に長大法面と同様に検討する必要がある。

2-7 チ ャ ー ト

チャートは片岩類に伴って分布することが多く、またその性質、割目も片岩に類似するので、片岩と同様に取扱う。

3. モルタル吹付工付着強度試験

道路における岩石切取法面の保護工としてモルタル吹付工が広く用いられているが、一方では、クラックの発生や崩壊等を生じていることが多い。吹付工の耐久性は、斜面そのものの安定性、湧水・浸透水等の水理条件とともに、岩盤との付着強度に密接にかかわりをもっているものと考えられる。本章では、岩石の物理・力学的性質とモルタル吹付工の付着強度の関係について調査するために、岩石供試体を用いてモルタルの付着強度試験を行った結果をとりまとめたものである。

3-1 試験の手順

本試験は、表面粗度の調整を行った岩石供試体に、モルタルの吹付および打設施工を行い、力学試験用の供試体を作成後、モルタルと岩石の付着強度を求めるために物理・力学試験を行ったものである。付着強度試験は曲げ試験、引張試験、一面剪断試験、抗張力試験について行った。図-3-1に試験手順の概要を示す。

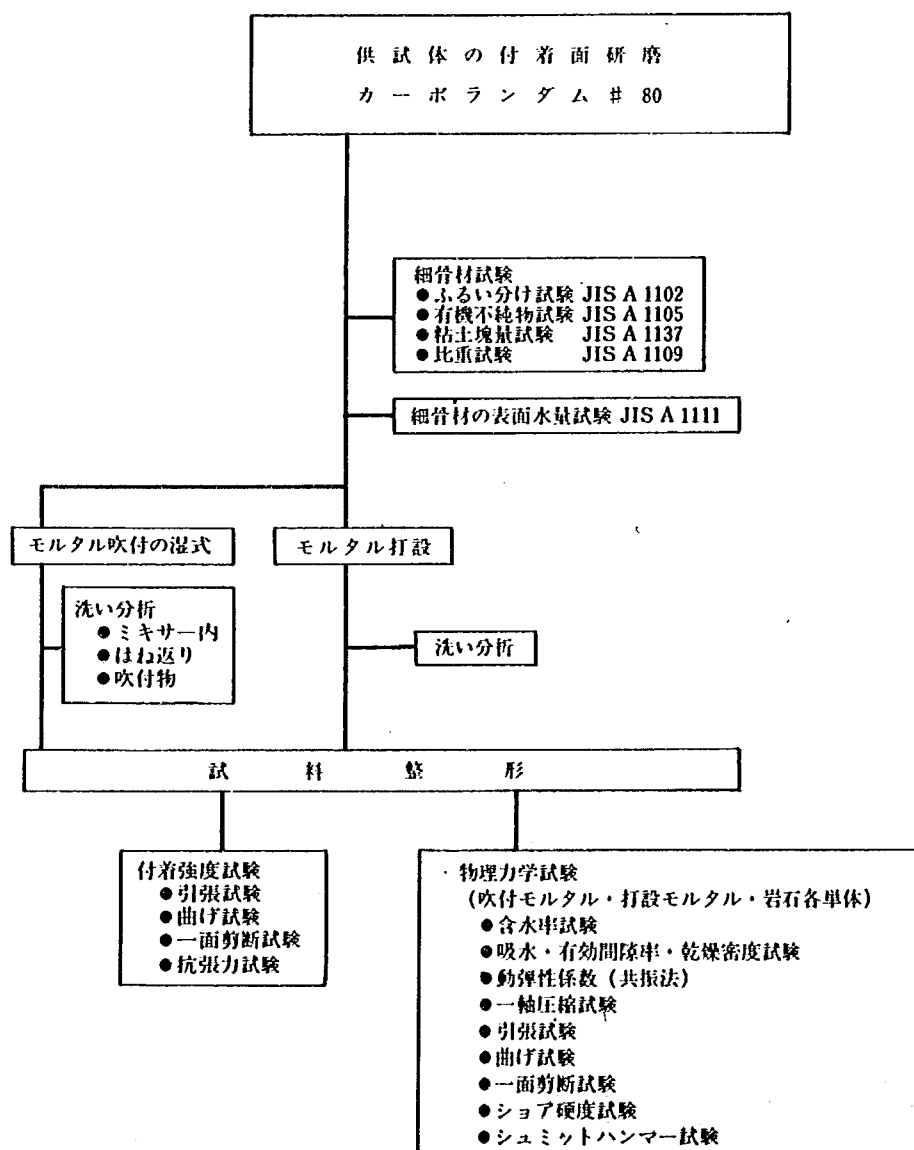


図-3-1 モルタル付着強度試験手順

3-2 試 験

1) 供 試 体

a) 岩 種

表-3-1に供試体の岩種および産地を示す。

b) 物理・力学的性質

表-3-2に供試体の物理・力学的性質を示す。

c) 寸 法

モルタルの吹付および打設施工に用いた供試体の寸法は、
70×70×15cm～20×20×10cmで、岩種およびモルタルの施工
法によって変えた。

d) 付着面処理

モルタルの付着面の粗度を調整するためにカーボランダム

表-3-1 岩石供試体産地

岩石名	産 地
花 崗 岩	茨城県笠間市稲田
安 山 岩	群馬県勢田郡宮城村
結 晶 片 岩	群馬県多野郡鬼石町
石 灰 岩	茨城県日立市諏訪
凝 灰 岩	栃木県宇都宮市大谷
砂 岩 1	千葉県銚子市犬吠埼
砂 岩 2	千葉県安房郡鋸南町
砂 岩 3	群馬県吉町片山多胡
砂 岩 4	千葉県安房郡鋸山
砂 岩 5	千葉県安房郡鋸南
砂 岩 6	千葉県富津市金谷

表-3-2 供試体の物理・力学的性質

岩石名	自然状態 の 密 度 (g/cm^3)	強制乾燥 状態の密 度(g/cm^3)	強制湿潤 状態の密 度(g/cm^3)	自然状態 の含水率 (%)	自然状態 の飽和度 (%)	有 効 間 隙 率 (%)	吸 水 率 (%)	一軸圧縮 強 度 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)
花 崗 岩	2.65	2.64	2.65	0.002	69.73	0.85	0.32	1,545	544
安 山 岩	2.78	2.76	2.79	0.005	56.14	2.70	0.98	1,642	613
結晶片岩	2.11	2.71	2.71	0.003	40.60	0.22	0.08	907	1,238
石 灰 岩	2.72	2.72	2.72	0.007	57.46	0.35	0.13	365	355
凝 灰 岩	1.92	1.60	1.94	0.217	94.01	36.43	23.07	53	60
砂 岩 1	2.36	2.25	2.39	0.039	68.29	12.00	5.28	370	184
砂 岩 2	1.82	1.57	1.83	0.156	92.98	26.30	16.71	123	47
砂 岩 3	2.19	2.05	2.21	0.072	87.58	16.68	8.15	243	261
砂 岩 4	1.75	1.45	1.78	0.208	88.27	34.02	23.53	47	72
砂 岩 5	1.95	1.64	1.99	0.190	88.73	35.06	23.38	32	48
砂 岩 6	1.95	1.62	1.99	0.203	89.01	36.79	22.78	46	64

岩石名	一面剪断強度		シ ョ ャ 度 硬 度	動 弾 性 係 数 (kgf/cm^2)	曲げ強度 (kgf/cm^2)	シュミットハンマに よる圧縮強度 (kgf/cm^2)
	c (kgf/cm^2)	ϕ (deg)				
花 崗 岩	20.4	55	80.0	5.6×10^5	147.4	859
安 山 岩	59.9	53	71.3	5.2×10^5	210.5	762
結晶片岩	168.6	37	61.2	9.2×10^5	393.4	783
石 灰 岩	79.6	38	41.4	5.7×10^5	140.7	561
凝 灰 岩	18.1	31	11.9	1.7×10^5	17.1	157
砂 岩 1	32.6	53	29.7	2.1×10^5	35.2	380
砂 岩 2	38.9	17	15.5	1.0×10^5	20.0	273
砂 岩 3	64.9	19	14.2	2.0×10^5	58.3	169
砂 岩 4	12.4	42	14.7	3.4×10^5	22.0	
砂 岩 5	12.1	50	8.8	4.0×10^5	16.5	
砂 岩 6	9.5	48	61.6	4.3×10^5	23.8	

#80で研磨した。

2) 吹付施工

a) 材 料

セメント……普通ポルトランド 水……水道水 細骨材……川砂

b) 配 合

配合比はミキシング時においてセメント：砂＝1：4，水・セメント比＝45%

c) 施工方法

吹付施工は，岩石供試体に型枠を組んで約 60° に吹付面を傾け湿式吹付機を用いてノズルを約 1 m 離して直角に吹付た。吹付圧は吹付機の吐出口で 7 kgf/cm^2 とした。施工厚は約 10 cm とした。

3) 打設施工

a) 材 料

b) 配合は吹付工と同じ

c) 施工方法

岩石供試体に型枠を組み，モルタルを投入後パイプレータを使用して締め固めを行った。施工厚は約 10 cm とした。

4) 細骨材試験および洗い分析

施工に用いた細骨材の JIS A 1102, 1105, 1137, 1109 に基づき細骨材のふるい分け試験，有機不純物試験，粘土塊量試験，比重試験，表面水量試験を行った。また吹付および打設モルタルについて JIS A 1111 に基づいて，洗い分析を行った。

5) 付着強度及び物理・力学試験用供試体の作成

モルタルの吹付または打設施工後28日間養生したのち付着強度試験，岩石およびモルタルの物理・力学試験用の供試体を作成した。供試体の寸法は次のとおりである。

含水率，吸水率，有効間隙率，乾燥密度試験…… $\phi 5 \times 10\text{ (cm)}$

引張試験…… $\phi 5 \times 10\text{ (cm)}$

曲げ試験…… $4 \times 4 \times 16\text{ (cm)}$

一面剪断試験…… $\phi 5 \times 10\text{ (cm)}$

一軸圧縮，ショア硬度，動弾性係数測定試験…… $\phi 5 \times 10\text{ (cm)}$

抗張力試験……モルタル部 $10\text{ cm} \times 10\text{ (cm)}$

6) 付着強度試験，物理・力学試験

a) 引張試験

アムスラー型万能試験機を用いて引張試験を行った。なお付着面から破壊せずにボンド接着部，岩石部あるいはモルタル部で破壊した場合は供試体の整形をやり直し，付着部で破壊するまで可能な限り試験を繰り返し付着強度を求めた。

b) 曲げ試験

単純支持されたハリ供試体に2等分点荷重を作用させて曲げモーメントを与えて引張破壊させるもの

で万能試験機（インストロン）を用いた。

c) 一面剪断試験

一面剪断試験機を用い、剪断治具の下箱に吹付モルタル部を入れた状態とし、付着強度を求めるための試験については、剪断面が付着面になるようにして剪断試験を行った。

d) 抗張力試験

試験は建研式抗張力試験機を用いて行った。

e) 一軸圧縮試験

アムスラー型万能試験機を用いた。

f) ショア硬度試験

ショア硬度試験器を用いて、供試体 1 個につき 100 回の打撃を行った。

g) ショミットハンマーテスト

ショミットハンマーを用いて、供試体 1 個につき 50 回の打撃を与え反撥硬度を求めた。

3. 試験結果

1) 細骨材試験および洗い分析

細骨材試験およびモルタルの洗い分析結果を表-3-3, 4に示す。洗い分析結果によると、吹付物の単位水量、セメント量が増加する傾向があり、はね返りでは単位水量、セメント量が少なくなっている。

表-3-3 細骨材試験結果

粗粒率 (%)	粘土塊量 (%)	比重	表面水量
2.72	0.60	2.63	4.83

表-3-4 モルタルの洗い分析結果

モルタル		単位セメント量 (kg/m ³)	単位細骨材料 (kg/m ³)	単位水量 (kg/m ³)	水セメント比 (%)
吹付モルタル	ミキサー	399.5	1,466.4	192.2	47.2
	吹付物	437.0	1,478.9	216.4	47.5
	はね返り	296.2	1,463.2	139.7	43.7
打設モルタル		413.5	1,436.3	191.7	46.4

2) モルタルの物理・力学試験

吹付および打設モルタルの物理・力学

試験結果を表-3-5に示す。吹付モルタルと打設モルタルを比較すると、吹付モルタルの方が密度、有効間隙率、吸水率がやや大きい傾向がある。また力学的性質については、若干、吹付モルタルの方が優れている傾向がみられる。

表-3-5 モルタルの物理・力学的性質

施工法	自然状態の密度 (g/cm ³)	強制乾燥状態の密度 (g/cm ³)	強制湿潤状態の密度 (g/cm ³)	自然状態の含水率 (%)	自然状態の飽和度 (%)	有効間隙率 (%)	吸水率 (%)	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)
吹付モルタル	2.23	2.05	2.25	0.09	90.73	20.03	9.86	291	303
打設モルタル	2.19	2.02	2.21	0.09	88.61	18.81	9.31	215	294

施工法	一面剪断強度		ショア硬度	動弾性係数 (kgf/cm ²)	曲げ強度 (kgf/cm ²)	シュミットハンマーによる圧縮強度 (kgf/cm ²)
	c (kgf/cm ²)	φ (deg)				
吹付モルタル	40.2	42	16.8	4.8×10 ⁵	61.3	106
打設モルタル	35.4	39	14.2	5.8×10 ⁵	58.0	127

3) 付着強度試験

付着強度試験の結果を表-3-6～3-9に示した。各表において()は付着強度試験において岩石部より破壊したときのもので、付着強度はそれらの値より小さくないことが推測されるものである。モルタル吹付工法面の安定性を考える場合、吹付工が付着面よりはく離するかあるいは、岩石を薄く付着しはく離するかの違いは大きな意味を有しない。したがって、以下は両者の付着強度は原則として区別しないで議論することにする。

引張付着強度についてみると打設、吹付とも、砂岩1で著しく大きな値を示している。一方、凝灰岩では著しく小さな値となっている。

曲げ付着強度についてみると、モルタル吹付では石灰岩、砂岩1、花崗岩、結晶片岩で大きな値を示している。モルタル打設では石灰岩、花崗岩で大きな値を示している。

剪断強度についてみると、 c の値は吹付、打設とも石灰岩が大きく、 ϕ の値は吹付では砂岩5、6、結晶片岩で大きく、打設では花崗岩が大きくなっている。

抗張力試験によると、花崗岩で著しく大きな値を示し砂岩3、1、石灰岩で大きな値を示す。

表-3-9 岩種別抗張力付着強度一覧表

岩石名	モ ル タ ル 吹 付							
	花 崗 岩	石 灰 岩	凝 灰 岩	砂 岩 1	砂 岩 2	砂 岩 3	砂 岩 4	砂 岩 6
抗張力 (kgf/cm^2)	21.9	7.2	(4.4)	(7.1)	(6.5)	8.5	(1.8)	(6.8)

() は岩石部より破壊

表-3-6 岩種別引張付着強度一覧表

岩石名	モ ル タ ル 吹 付											モ ル タ ル 打 設							
	花崗岩	安山岩	結晶片岩	石灰岩	凝灰岩	砂岩 1	砂岩 2	砂岩 3	砂岩 4	砂岩 5	砂岩 6	花崗岩	安山岩	結晶片岩	石灰岩	凝灰岩	砂岩 1	砂岩 2	砂岩 3
引張強度 (kgf/cm ²)	3.9	5.0	4.9	5.6	0.7	(19.5)	(2.3)	2.5	(4.9)	(3.2)	(6.7)	5.2	5.7	14.4	3.4	0.2	19.1	1.0	4.4

() は岩石部より破壊

表-3-7 岩種別曲げ付着強度一覧表

岩石名	モ ル タ ル 吹 付											モ ル タ ル 打 設							
	花崗岩	安山岩	結晶片岩	石灰岩	凝灰岩	砂岩 1	砂岩 2	砂岩 3	砂岩 4	砂岩 5	砂岩 6	花崗岩	安山岩	結晶片岩	石灰岩	凝灰岩	砂岩 1	砂岩 2	砂岩 3
曲げ強度 (kgf/cm ²)	36.9	22.0	33.9	39.6	(10.5)	(37.7)	(14.4)	22.3	(10.1)	(15.1)	(22.1)	45.4	41.5	28.2	57.4	7.1	23.2	18.9	19.4

() は岩石部より破壊

表-3-8 岩種別剪断付着強度一覧表

岩石名		モ ル タ ル 吹 付											モ ル タ ル 打 設							
		花崗岩	安山岩	結晶片岩	石灰岩	凝灰岩	砂岩 1	砂岩 2	砂岩 3	砂岩 4	砂岩 5	砂岩 6	花崗岩	安山岩	結晶片岩	石灰岩	凝灰岩	砂岩 1	砂岩 2	砂岩 3
剪断強度	C (kgf/cm ²)	24.9	—	23.1	31.3	6.5	19.8	15.9	12.6	11.8	14.7	20.5	14.5	15.9	25.8	30.6	6.4	14.5	10.9	31.3
	φ (deg)	35.5	—	42.7	20.2	37.8	25.5	33.6	30.6	43.4	44.5	36.8	49.9	38.7	36.9	29.3	37.2	35.9	35.8	27.8

4. 考 察

岩石とモルタルの付着強度は、岩石の表面粗さ等の物理的性質と、岩石およびモルタルに固有な物理・力学的ならびに化学的性質の両方に支配されるものと考えられる。今回の試験では、#80のカーボラダムで岩石表面を研磨し、粗さの性質を一定にした上で、種々の岩石についてのモルタルの付着強度試験を実施し岩石の力学的性質とモルタルの付着強度との関係を求めたものである。また、吹付および打設の2つの施工法による付着強度の比較を行い、さらに現地法面における付着強度試験を検討するために、抗張力による引抜き試験を実施し、直接引張りによる付着強度と比較した。

1) 岩石の曲げ強度とモルタルの付着強度

図-3-2に、岩石の曲げ強度をパラメータとして、吹付モルタルの曲げ付着強度を表わした。これによるとモルタルの付着強度は、岩石の強度が小さいものについては、岩石の強度とほぼ同じ値を示している。岩石の強度がほぼ 50 kgf/cm 以上になると、ほぼ一定の付着強度を示し $20\sim 40\text{ kgf/cm}$ の値を示している。このことはモルタルの付着強度は、岩石の強度の小さいときは、岩石の強度に支配され、岩石の強度が大きくなると、一定の付着強度を示すようになるものと思われる。後者の場合は、付着強度はモルタルの性質に大きく影響されるものと考えられる。

2) 岩石の引張強度とモルタルの付着強度

図-3-3は、岩石の引張強度をパラメータとして、吹付モルタルの引張付着強度を示したものである。図-3-2の曲げ付着強度に比較すると全体的に値が小さくばらつきが大きい。概ね、 4 kgf/cm 前後の値を示している。

3. 岩石の一軸圧縮強度 q_u とモルタルの付着強度

岩石の力学的性質を表わす指標として、一軸圧縮強度 q_u を用いることが多い。図-3-4~3-7に岩石の q_u とモルタル吹付の種々の強度指標で表した付着強度の関係を示した。

図-3-4、3-5、3-6においては、岩石の q_u が小さいものについては、ほぼ q_u に比例して付着強度が増大する傾向がみられるが、概ね q_u が 350 kgf/cm 以上になるとばらつきが大きいものの、ほぼ一定の付着強度を示すようになる。図-3-7においては、ばらつきが大きく岩石の q_u とモルタル吹付の剪断付着強度の ϕ 値との間には明瞭な関係はみられなかった。しかしながら、モルタル吹付のべりに対する安定性を検討する場合、通常垂直応力は考慮できないので、 C の値が知られたら充分であろうと考える。

4) 吹付と打設施工による付着強度の比較

モルタル吹付の付着強度を簡便に知る方法として、打設施工によるモルタルの付着強度より推定する方法が考えられる。図-3-8、3-9は施工法の違いと引張りおよび曲げ付着強度の関係を示したもので、ばらつきがかなり大きいものの施工法の違いによる強度差はみとめられない。

5) 抗張力試験

図-3-10は、直接引張りによるモルタル吹付の付着強度と抗張力との関係を示したものである。全体的に抗張力試験による引張強度が小さい傾向がみられる。これは、供試体の断面積の違い等が原因と考えられ、今後検討する必要がある。

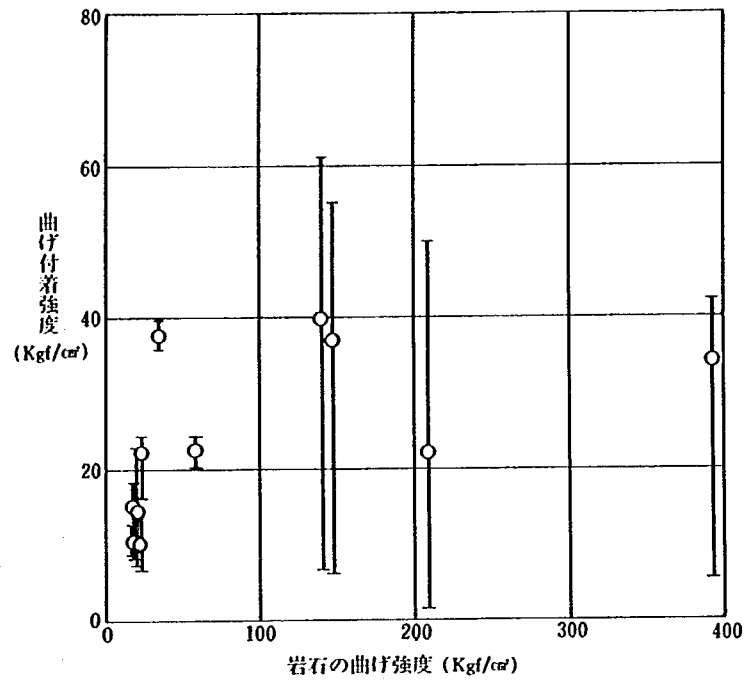


図-3-2 岩石の曲げ強度とモルタル吹付の曲げ付着強度の関係

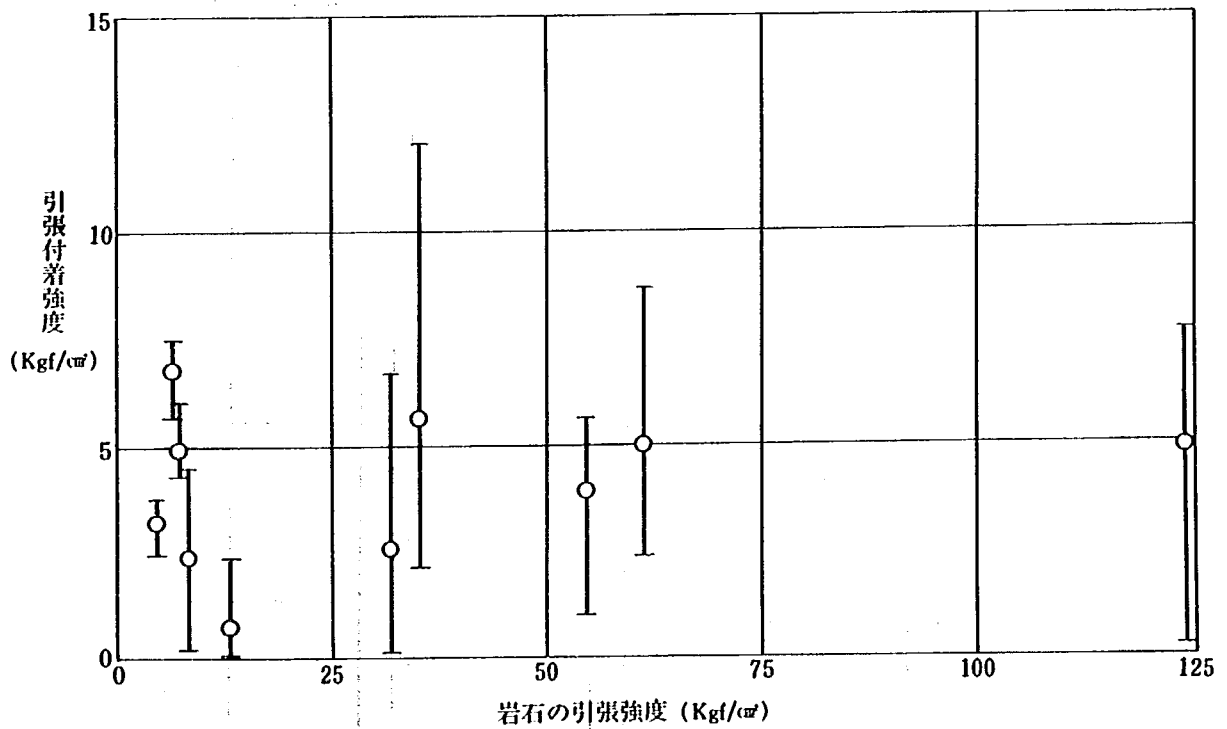


図-3-3 岩石の引張強度とモルタル吹付の引張付着強度の関係

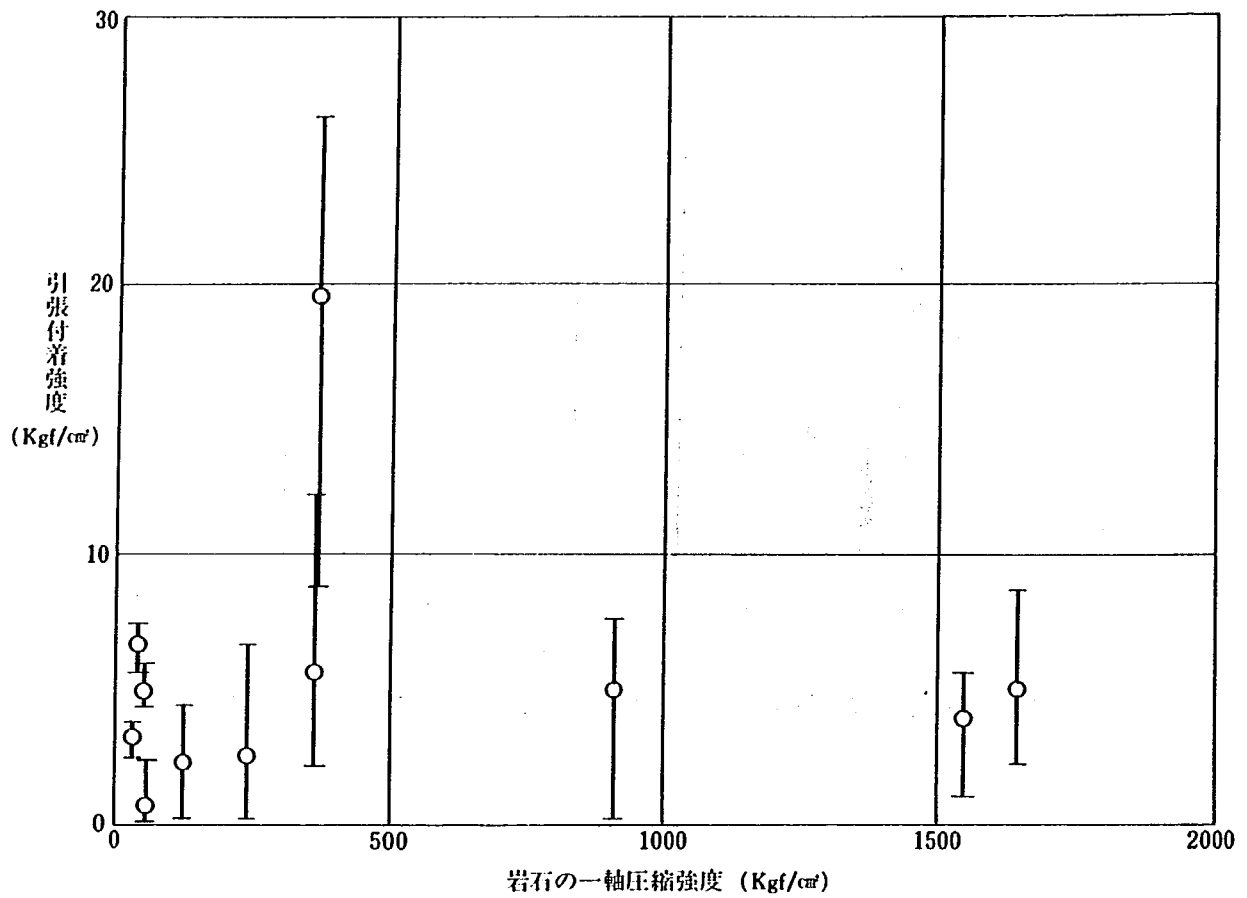


図-3-4 岩石の一軸圧縮強度とモルタル吹付の引張付着強度の関係

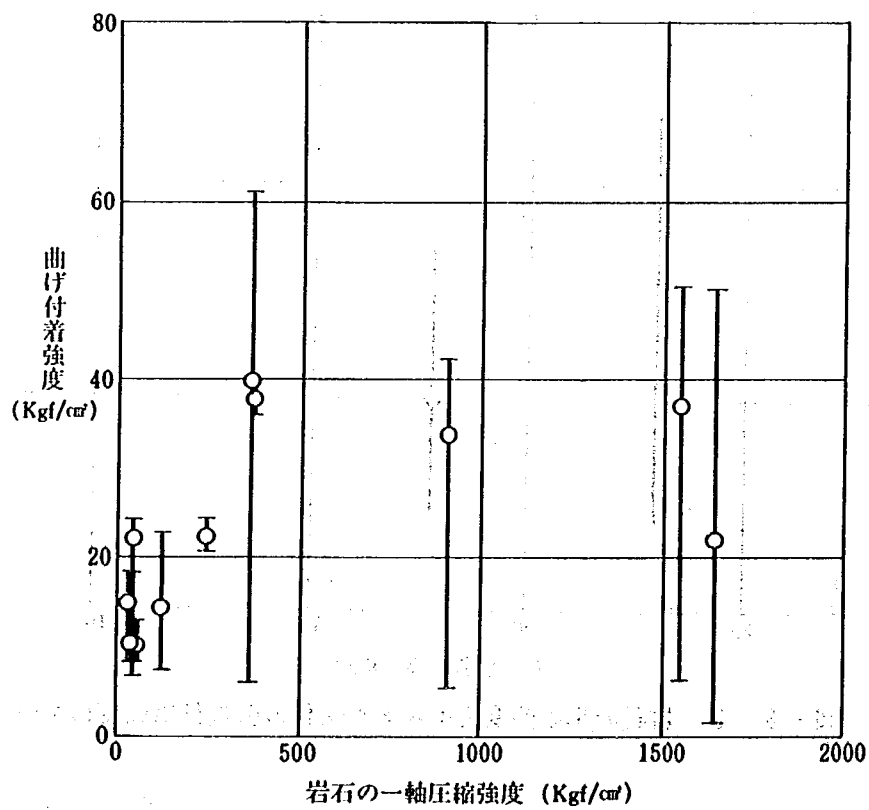


図-3-5 岩石の一軸圧縮強度とモルタル吹付の曲げ付着強度の関係

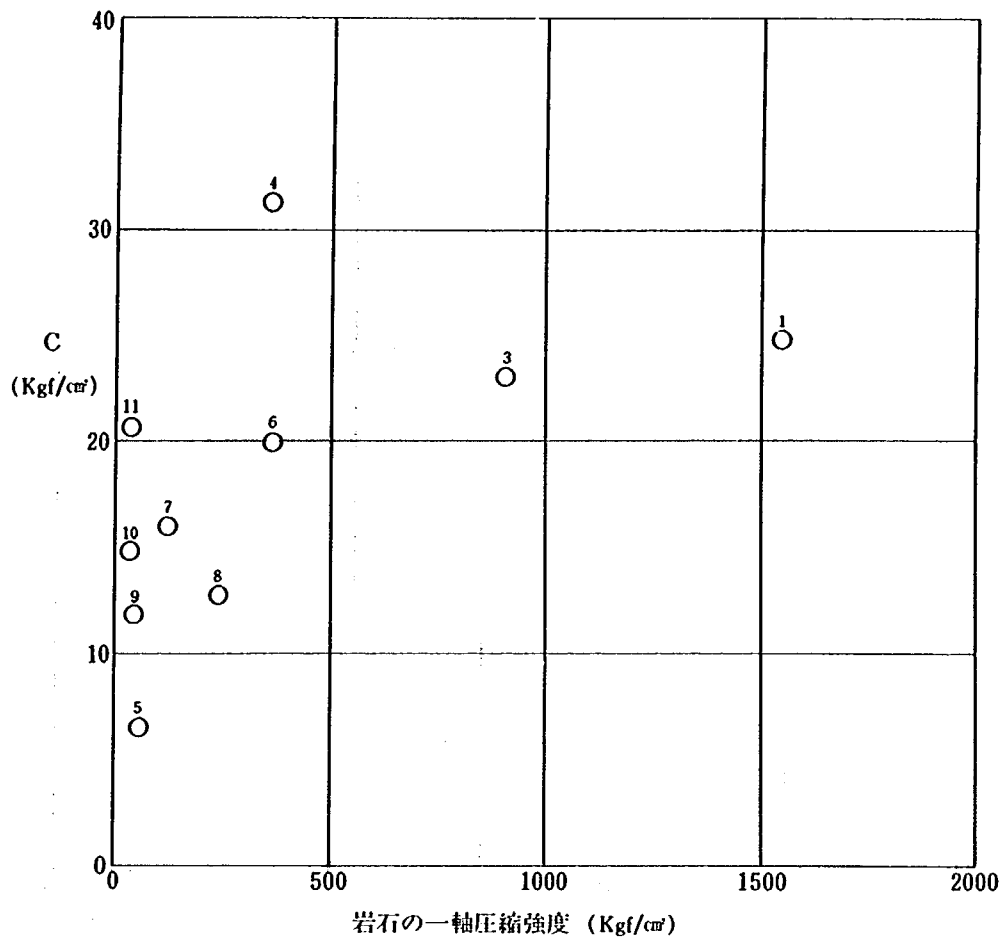


図-3-6 岩石の一軸圧縮強度とモルタル吹付の剪断付着強度(C)の関係

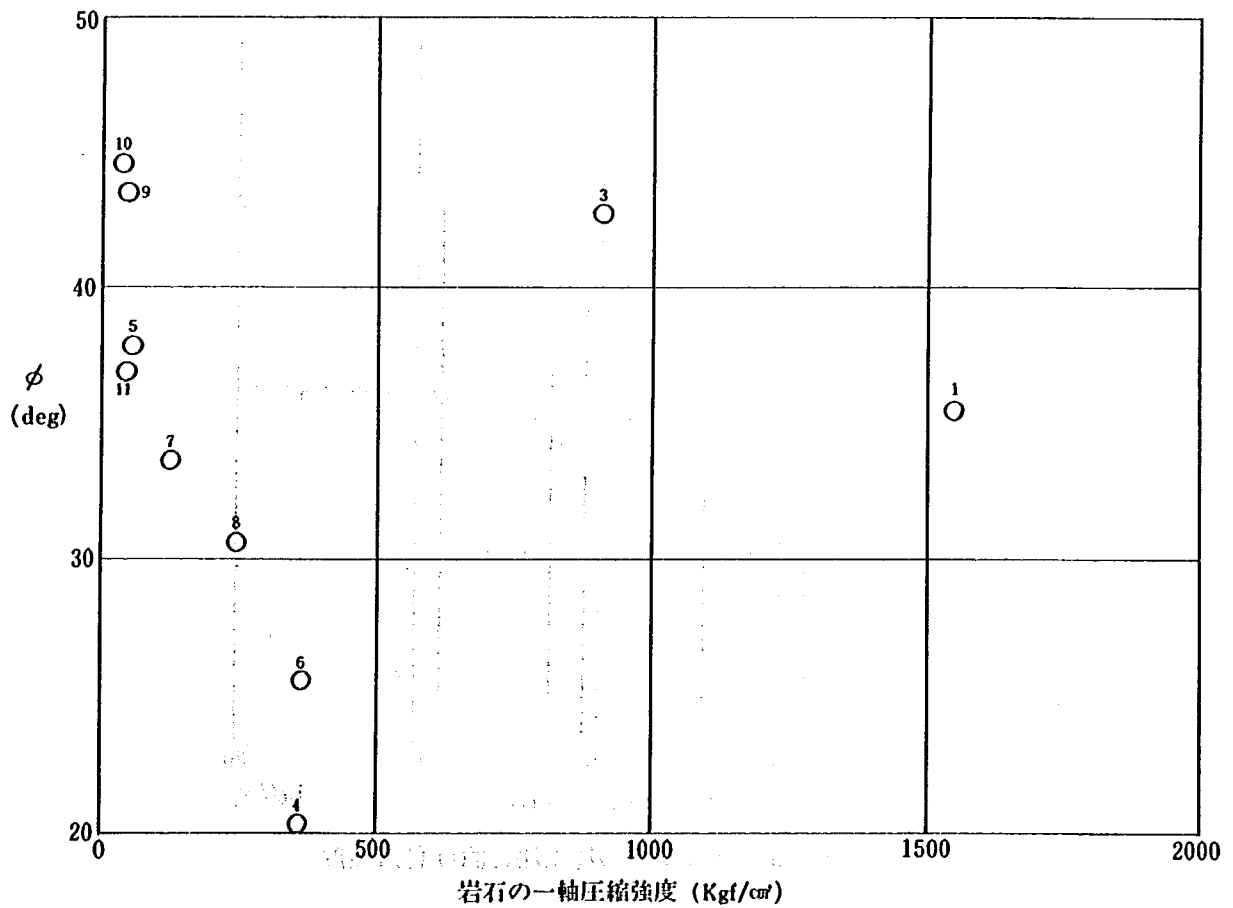


図-3-7 岩石の一軸圧縮強度とモルタル吹付の剪断付着強度(φ)の関係

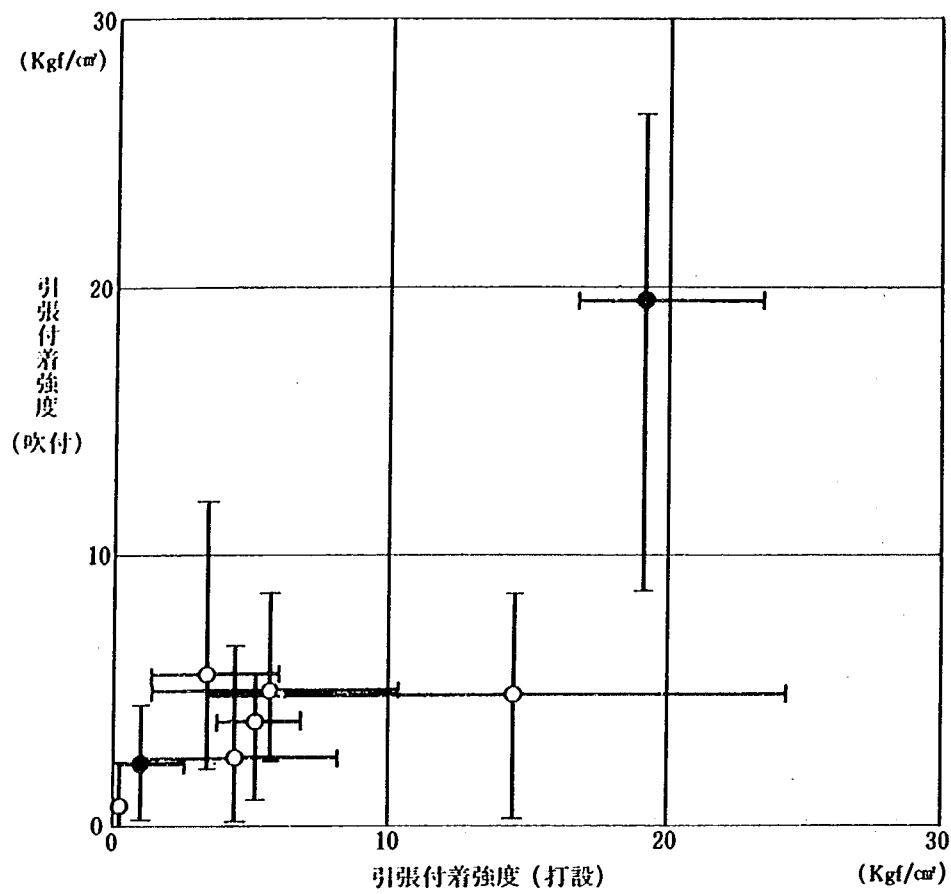


図-3-8 モルタルの施工法と引張付着強度

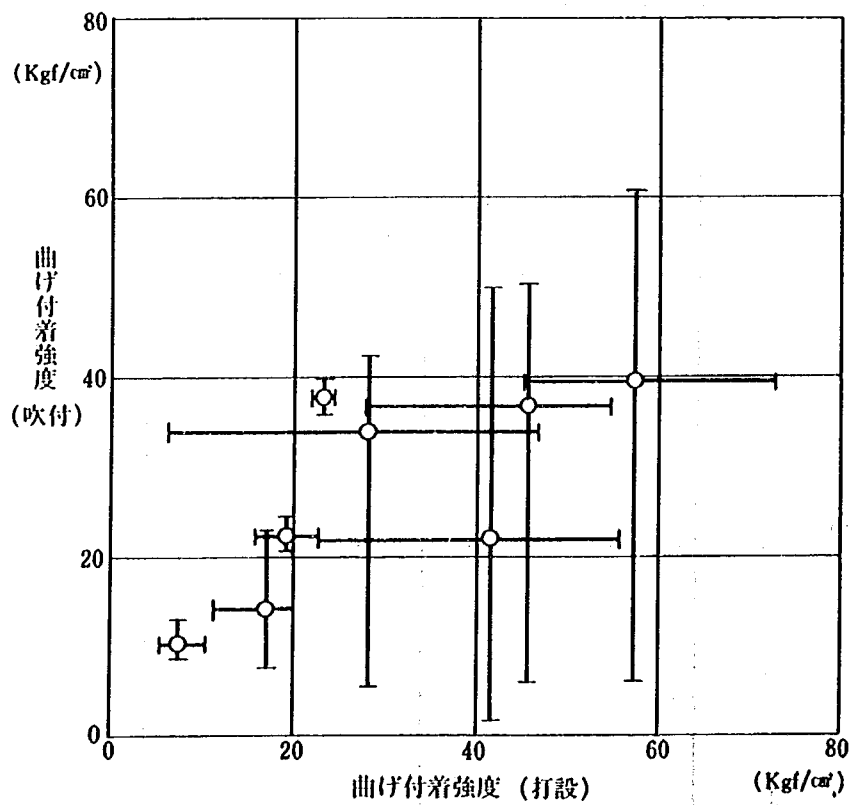


図-3-9 モルタルの施工法と曲げ付着強度

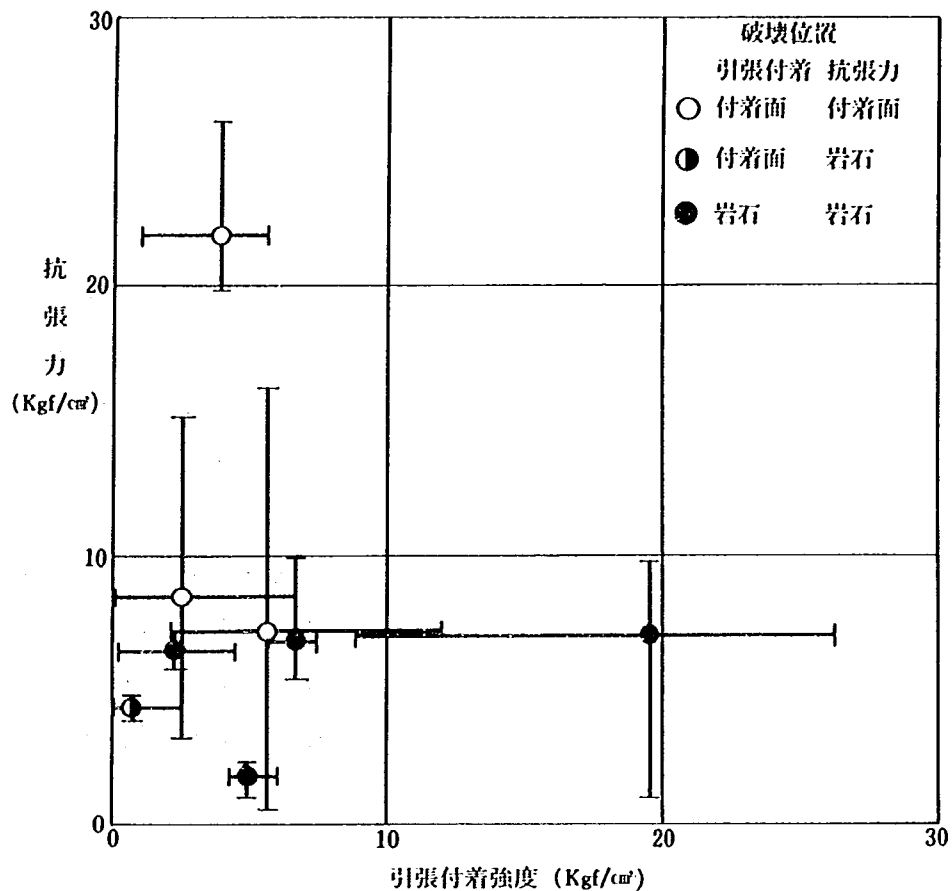


図- 3 - 10 引張付着強度と抗張力

5. まとめ

1) 岩石の強度が小さいときは、モルタル吹付の付着強度は岩石の強度に支配され、岩石の強度が大きくなると (qu で概ね 350 kgf/cm^2)、付着強度は岩の強度にかかわらずほぼ一定の大きさを示す。

2) 岩石供試体を用いた場合、吹付と打設による施工法の違いによる付着強度の明瞭な差は認められない。

3) 付着強度試験において、抗張力試験機による引抜き試験値は、直接引張試験による値よりも小さい傾向を示す。

以上、種々の岩石についてのモルタルの付着強度試験を実施し、岩石の力学的性質と付着強度の関係について検討し、その結果、岩石の強度とモルタル吹付の付着強度とは一定の傾向があることが判明した。

岩質によるモルタル吹付工の適用性を検討する指標として岩石の強度が考えられるが、モルタル吹付工の付着強度が大きくなり概ね一定の値となる $qu \ 350 \text{ kgf/cm}^2$ のものはモルタル吹付工の適用が可能であるが、それ以下のものは、法勾配、吹付厚、付着強度、アンカー施工等を考慮した設計のもとでモルタル吹付工の適用を行う必要がある。

4. ロックボルト引抜試験

4-1 試験目的

ロックボルト工は、トンネルや鉱山の支保工として使用される機会が多くなっており、岩盤の補強や浮石の崩落防止等に効果をあげている。法面においてもロックボルトが法面保護工として注目されるようになってきており、モルタル・コンクリート吹付けと併用して使用されるようになってきている。しかし、その設計・施工においては、使用実績も少なく、理論的解明にまでは至っていない。

そこで、ロックボルトを法面保護工として使用する場合に必要な基礎的資料を得るため、ロックボルトの引抜試験を行い、各種岩石に対する適応性や、ロックボルトの相違による定着能力のちがいを検討した。

また、法面においてはロックボルト孔の穿孔が困難となり、特に長大法面や急勾配な法面においては、穿孔に占める時間の割合が高くなるのは必須である。そのため、施工が簡単で迅速に穿孔ができ、しかも法面に悪影響を与えないような新しい穿孔方法の開発が急務となっている。当研究室においては、ウォータージェットに注目し、この穿孔方法の岩盤への適用性を検討するため、簡単な室内穿孔実験を行った。

4-2 ロックボルトの種類

ロックボルトは市販されているものから使用頻度の高い表-4-1に示す3種類を使用した。

以下、各ロックボルトについて簡単に説明する。

エクспанション型は図-4-1(a)に示すような構造で、テーパのついたボルト円すい部がクサビ内にねじ込まれることによりクサビを岩盤に圧着して定着する方法である。

エクспанション・グラウト充填型は図-4-1(b)に示すような構造でエクспанション型と同じような構造であるが、グラウトを注入するために中空異形ロッドを使用している。定着は、エクспанションと同様、ボルト円すい部のねじりこみによるクサビの岩盤圧着と、さらにボルトとボアホールとの間隙をグラウチングしてボルトを定着するものである。表-4-2はグラウトの示方配合を、表-4-3はグラウトの圧縮強度を示す。

レジン型は、ポリエステル系樹脂の接着剤を用いてボルト全長にわたってボルトを岩盤に接着する方法である。(図-4-1(c)参照)

表-4-1 ロックボルトの種類

種 類	寸法 (mm)	備 考
エクспанション型	φ 22 × 1100	埋込長 500 mm
エクспанション グラウト充填型	φ 24 × 1100	〃
レジン 型	φ 22 × 1100	〃

表-4-2 グラウトの示方配合

W/C (%)	C (kg)	W (kg)	混 和 剤 量 (g)	
			ボゾリス Na 8 L	アルミ粉
42	40	16.8	100 (0.25%)	3 (0.075%)

注) カッコ内は、セメント量に対する百分率

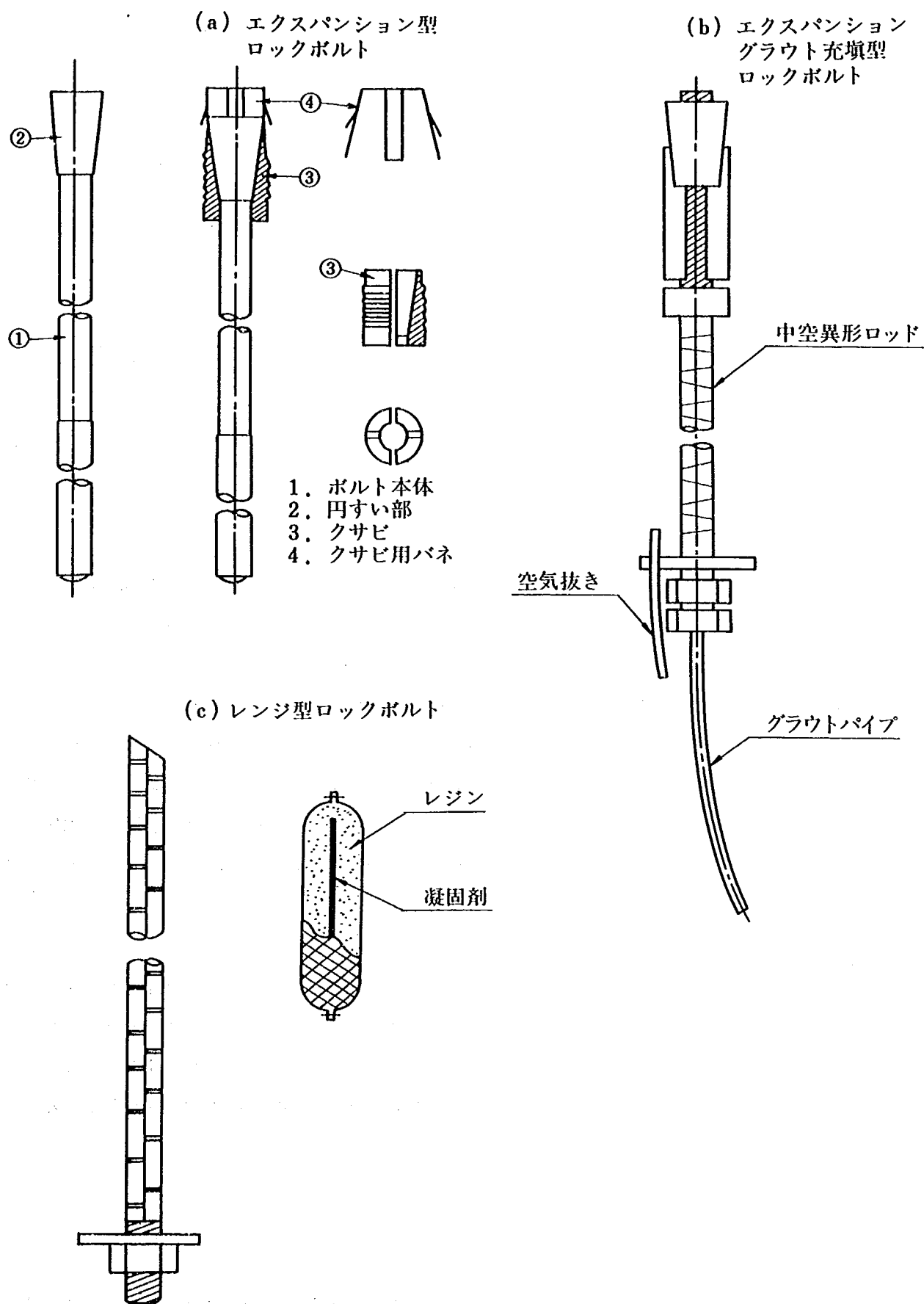


図-4-1 ロックボルトの構造

4-3 試験方法

4-3-1 ロックボルト引抜試験

試験に使用した供試体は、3種類の岩石とコンクリートで、供試体寸法は約 $50 \times 50 \times 70 \text{ cm}$ とした。ロックボルトが3種類で各々2本ずつ引

抜試験を行うので一岩種につき6供試体、計24供試体を用意した。これらの物理・力学的性質を表-4-4に、コンクリートの示方配何表を表-4-5に示す。

表-4-3 グラウトの圧縮強度

試験時材令 (月)	圧縮強度 (kg/cm^2)			
	1	2	3	平均
5	238	225	217	227
6	244	247	253	248

表-4-4 供試体の性質

供試体	産地	乾燥密度 (g/cm^3)	一軸圧縮強度 (kg/cm^2)	静弾性係数 (kg/cm^2)
大谷石	栃木県	1.38	45	0.10×10^5
コンクリート		2.16	183	0.61×10^5
砂岩	千葉県	2.27	301	0.39×10^5
花崗岩	茨城県	2.67	1543	2.03×10^5

穿孔は一文字ビットの削岩機を用い、孔曲りを行さないように中央に 50 cm 穿孔するが、穿孔径はエクспанション型 $\phi 38 \text{ mm}$ 、エクспанション・グラウト充填型 $\phi 42 \text{ mm}$ 、レジン型 $\phi 28 \text{ mm}$ とした。そして孔内清掃後、所定の方法で各ブロックボルトを定着させた。

引抜試験は、アメリカ鉱山会議の委員会が種々のロックボルトのアンカー能力を判定する基準として定めた「ロックボルト標準引抜試験方法」¹⁾に基づいて行った。試験はエクспанショングラウト充填型、レジン型については充分硬化後、エクспанション型については、定着後直ちにセンターホールジャッキで引抜き、ボルトが切断するか、孔壁とボルトが完全にスリップするまで続けた。測定は引抜荷重に対するボルト頭部の伸びと供試体の変形をダイヤルゲージで測定した。また、ひずみゲージを図-4-4-2に示すように1本当り3ヶ所貼付け、ボルトのひずみを測定した。

4-3-2 ウォータージェットによる岩石穿孔試験

大谷石、コンクリート、砂岩、花崗岩、頁岩、安山岩について、削岩機併用のウォータージェットによる穿孔を行った。ビットは径が 30 mm の一文字ビットでノズル2個(径 $0.25 \sim 0.4 \text{ mm}$)が組み込まれている。つまり、ウォータージェットにより岩石を破壊し、残った部分を一文字ビットで破碎するというシステムとなる。試験は、ノズル径 $0.25 \sim 0.4 \text{ mm}$ 、水圧 $1,000 \sim 3,000 \text{ kg/cm}^2$ 、給圧 $100 \sim 1,000 \text{ kg}$ 、回転数 $40 \sim 160 \text{ r.p.m}$ を変化させて行った。

4-4 試験結果および考査

4-4-1 ロックボルト引抜試験

図-4-3は各供試体の一軸圧縮強度と破壊時の引抜荷重の関係を各ロックボルト毎に示したものである。これによるとエクспанション型は、花崗岩がボルトで切断した他は、圧縮強度が小さい供試体

表-4-5 コンクリート示方配合表

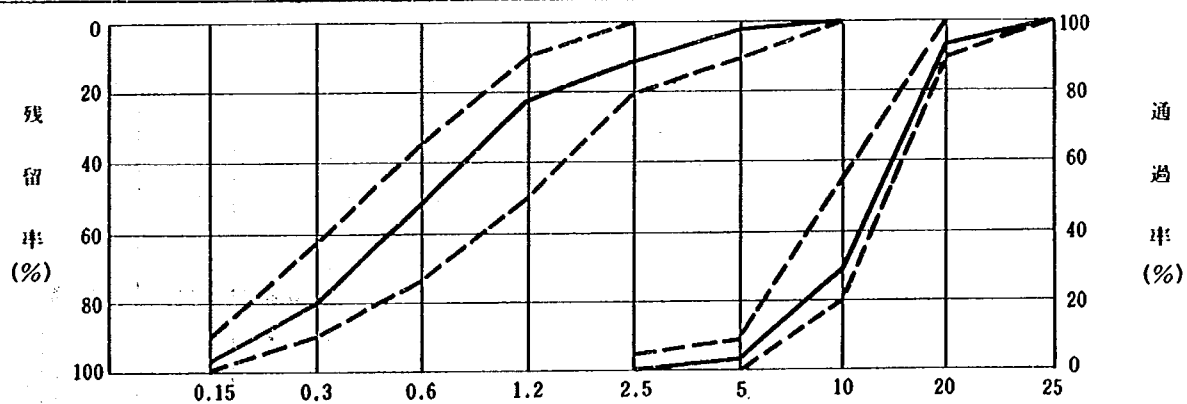
材 料	セメント	小野田早強セメント
	粗骨材	八王子産砕石
	細骨材	山梨県笛吹川産川砂

設計基準強度	—— kg/cm ²
配合強度	240kg/cm ²

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランパ の 範 囲 (cm)	空気量の 範 囲 (%)	水・セメ ント 比 (%)	細骨材率 (%)	水 量 (kg/m ³)	セメント量 (kg/m ³)	細骨材量 (kg/m ³)	粗 骨 材 量			混和剤量 (kg/m ³)
								(kg/m ³)	13~20mm (kg/m ³)	5~13mm (kg/m ³)	
20	8±2	3±1	70	35.5	172.7	245	992	——	532	354	ボゾリスNo5L 0.6125

骨 材 試 験

試料重量	細 骨 材			粗 骨 材		
	1,000 g			5,000 g		
フルイ目寸法	各フルイの 残留量 (g)	各フルイの累加 残留量 (g)	各フルイの累加 残留率 (%)	各フルイの 残留量 (g)	各フルイの累加 残留量 (g)	各フルイの累加 残留率 (%)
25				0	0	0
20				314	314	6
10	0	0	0	3256	3570	71
5	21	21	2	1319	4889	98
2.5	88	109	11	99	4988	100
1.2	105	214	21			
0.6	297	511	51			
0.3	286	797	80			
0.15	178	975	98			
受皿	25	1000	100			



	比 重	単位容積重量 kg/cm ³	粗 粒 率	吸 水 率 %	洗 い 試 験 %	安 定 性	すりへり減量 %
粗 骨 材	2.65	1560	6.77	0.6	0.5	——	——
細 骨 材	2.58	1640	2.63	1.4	1.5	——	——

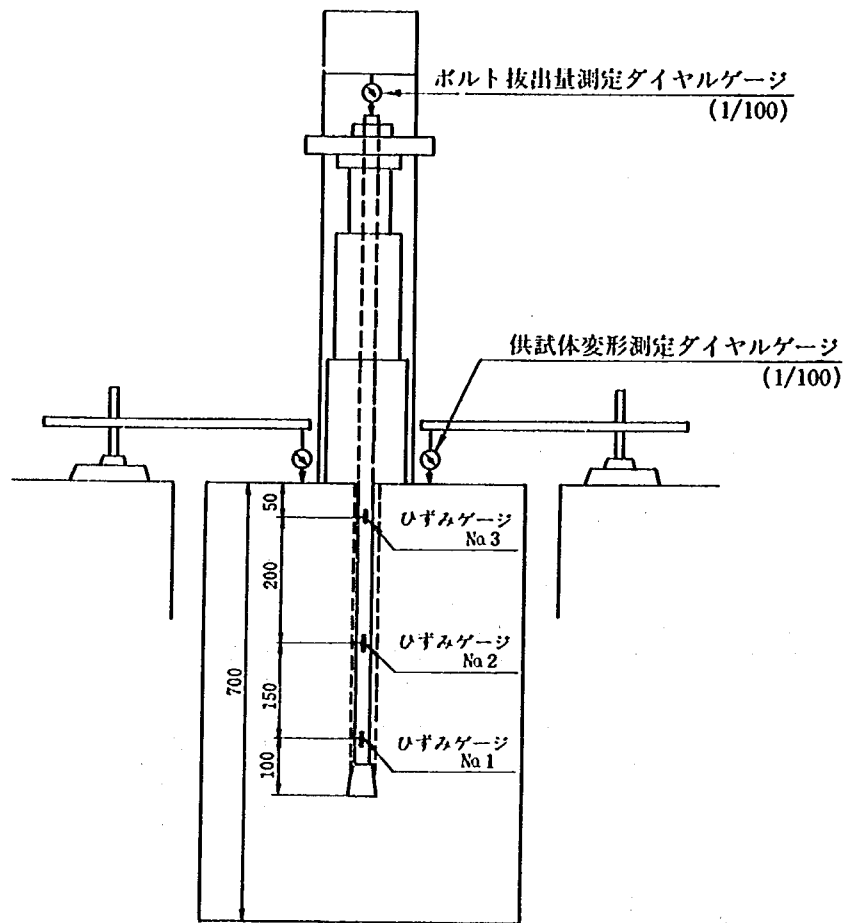


図-4-2 引抜試験装置

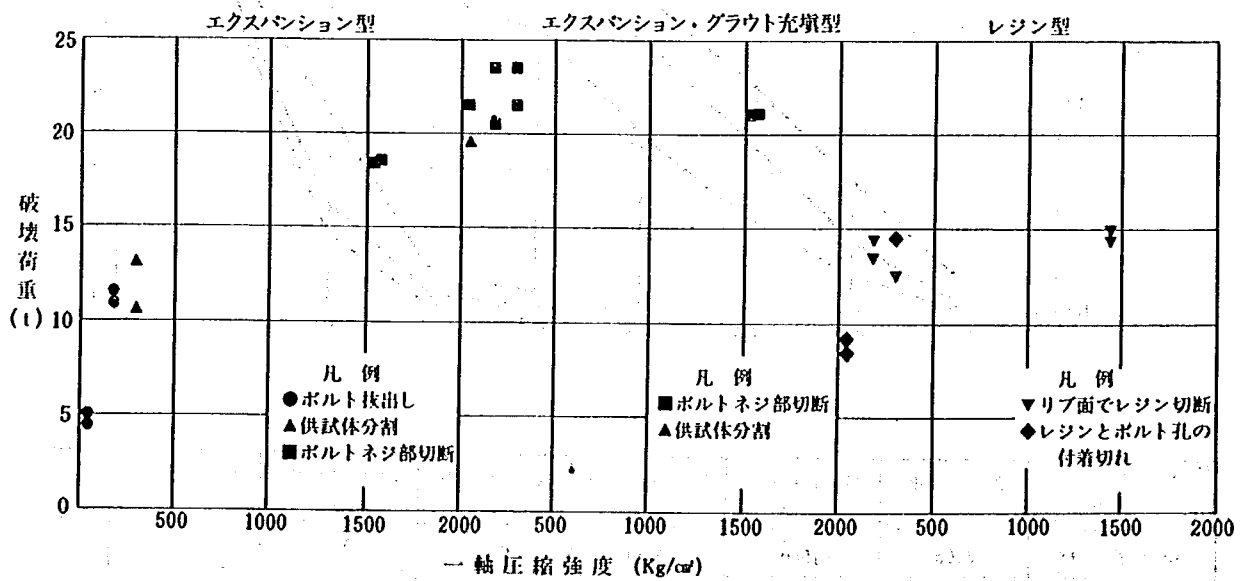


図-4-3 破壊荷重と一軸圧縮強度の関係

ほど小さい破壊荷重を示しており、供試体の強さに支配されていることがわかる。このことは、エクspansio型は岩石とボルト先端の摩擦で破壊荷重が決まるために、大谷石のように軟かい岩石では、岩石の破砕が生じ、そのため定着効果が小さくなっているものと思われる。ただし、砂岩については、引抜試験時に供試体が分割してしまったため実際の破壊荷重はもう少し高い破壊点を示すものと思われる。

エクspansio・グラウト充填型は、供試体自体が分割した大谷石の1個以外は全てボルトの引張力に支配されており、岩石の強さに関係なく、エクspansioとグラウトの付着が相まって非常に定着効果が優れていることを示している。ただ、エクspansio・グラウト充填型においても、供試体が大谷石よりさらに軟かくなると、ボルトがグラウトと共に抜け出すようなことが生じ、破壊荷重が供試体に支配されるようになると思われる。レジン型は、大谷石が供試体の影響をうけ、小さい破壊荷重を示している他は全てレジンの強度に支配されている。このことは、エクspansio型と同様、軟かいものはレジンと孔壁の付着切れのように、供試体によって破壊荷重が決まるが、ある強度に達するとレジンとボルトの付着切れのように、レジンの強度に支配されるようになると思われる。

以上のことをまとめて模式的に示したものが図-4-4である。つまりどのロックボルトにおいても、供試体がある強さになると、破壊荷重は一定になり、レジン型はレジンの強度に、他の2つはボルトの強度に支配されるようになる（ボルトの種類により破壊荷重は当然変化する）。また、図-4-4において破壊荷重が一定値になるまでは、ロックボルトの種類により異なっている。これは、各ロックボルトの定着機構や材料の違いがでているものと思われる。

次に、引抜荷重に対するボルトの拔出量やひずみから、各種ロックボルトの岩石に対する定着効果をみることにする。図-4-5(a)~(d)は引抜荷重とボルトの拔出量の関係を、また図-4-6(a)~(d)は引抜荷重とボルトのひずみの関係を、それぞれ各供試体毎に示したものである。ただし、図-4-5のボルトの拔出量には、ロックボルトの定着能力とは関係ない定着されていない部分のボルトの伸びも含まれているので、非定着部のボルトの伸びを計算により求め同図に示した。以下、各ロックボルト毎についてみることにする。

① エクspansio型

エクspansio型は、低荷重時からボルト自身の伸び以外の拔出量を示している。このエクspansio型の拔出量としては、非定着部のボルト自体の伸びはもちろん ①クサビと孔壁との滑り ②ボルト円錐部の変形（縮少）によるクサビとボルト円錐部の滑り ③岩石破砕によるクサビの孔壁くい込みのための、クサビとボルト円錐部の滑りが考えられ、これらが複雑に作用しているものと思われる。また、降伏点や傾きが供試体によって異なっている。つまり軟かいものほど降伏点は小さいしボルトの拔出量も大きくなっている。これは、軟かいものほどクサビが孔壁に食い込みやすく、そのためにクサビが広がり、クサビとボルト円錐部の滑りによるボルトの拔出量が大きくなるためである。さらに、孔壁

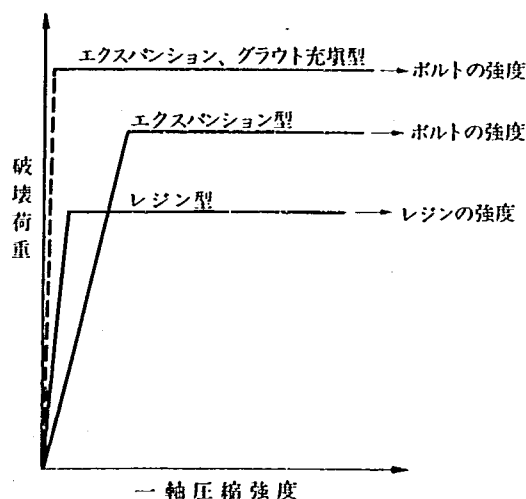


図-4-4 破壊荷重の模式図

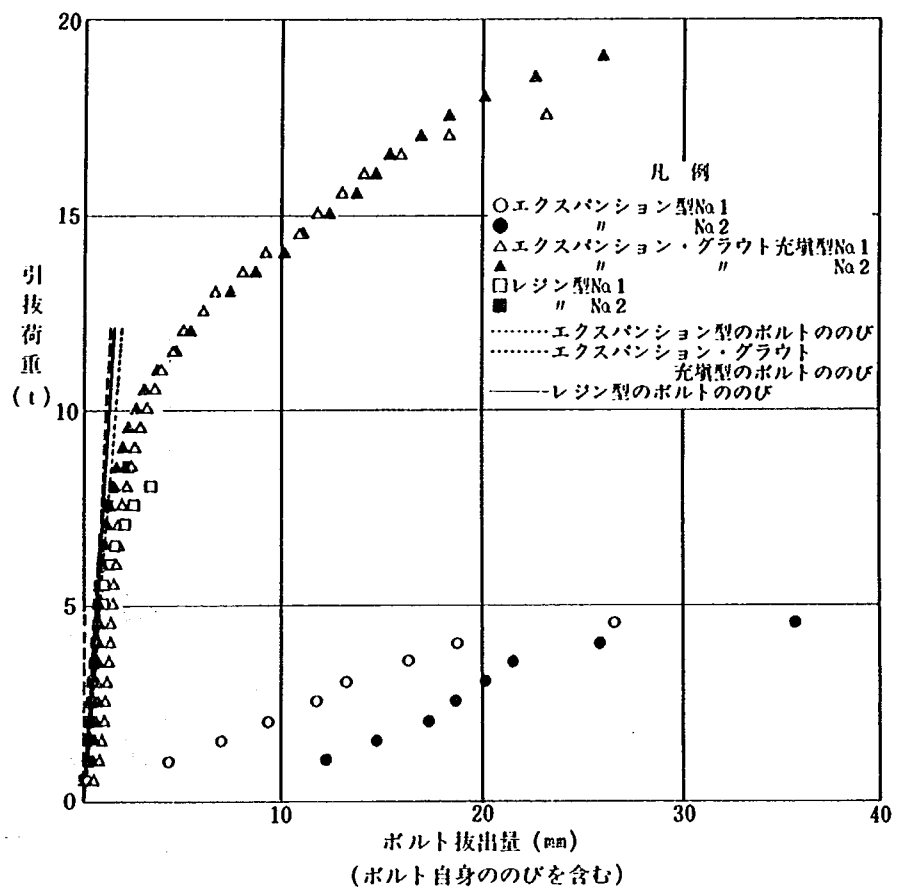
の圧壊が生じるため、孔壁とクサビのせん断強度が小さくなり、降伏点が小さい値を示すものと思われる。そして、ボルトが抜け出すため、ボルトの拔出量も当然大きくなる。つまり、前述の①と③による影響が軟かいほど大きいということである。このため、大谷石は他と比較し、降伏点が最も小さく、傾きが最も大きくなっている。そして硬くなるほど①、③の影響は小さくなり、最も硬い花崗岩になるとそれらの影響はほとんどなく、拔出量は②に大きく影響されると思われる、遂にはボルトが耐えられなくなり破壊していくようになる。現に花崗岩は図—4—5、6の両図をみると、拔出量とひずみが対応しておりボルトの強度による破壊強度を示していることがわかる。これは、非常に定着効果が優れていることを示している。コンクリートは、ボルトが抜け出したが、抜け出たボルトをみると、著しく変形していたこれは、引拔荷重の増加に従ってクサビが孔面にくいこみ動かなくなった後、ボルトの引抜きにより円錐部が引張られ、徐々にクサビが変形していったものと思われる。したがって、これも②による拔出量が大きく影響していると思われる。砂岩は、引拔荷重に対するクサビからの内圧により、供試体が耐えられなくなり分割したが、分割した定着部をみると、クサビのくい込んだ後がみられたが、ボルトと孔壁との滑りはほとんどみられなかった。これは拔出量が②と③による影響を強く受けていることを示しているものと思われる。

② エクспанション・グラウト充填型

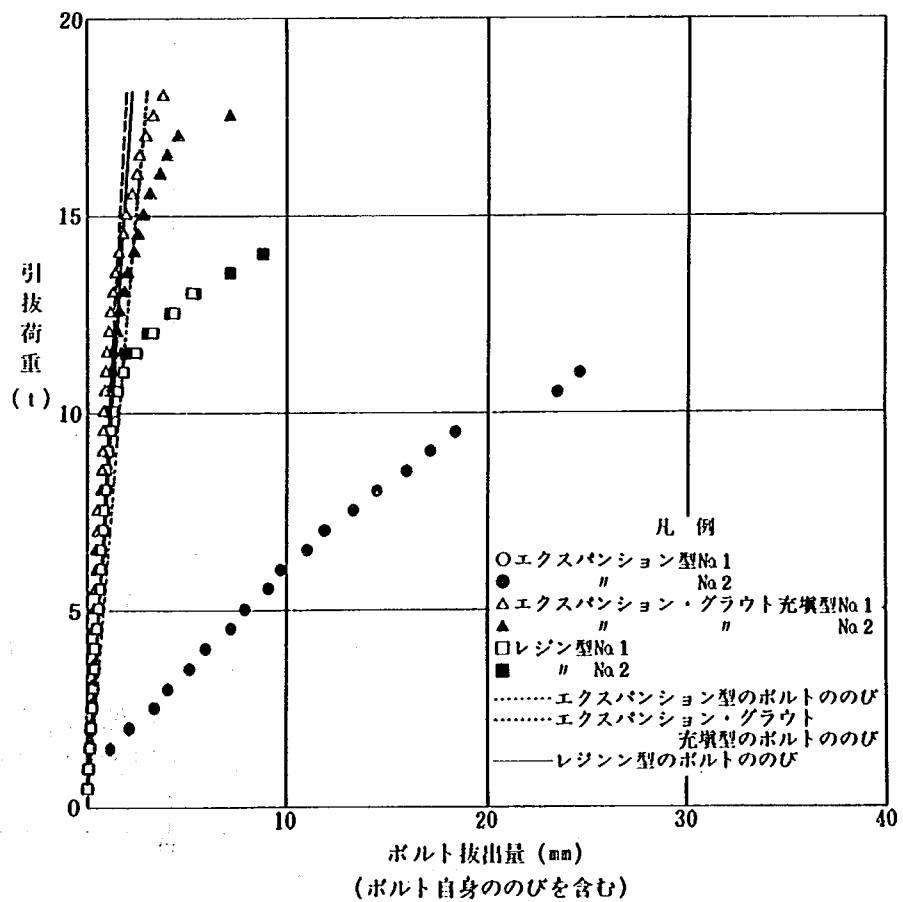
エクспанション・グラウト充填型は、他のロックボルトに比較し、降伏点も大きく、ボルトの拔出量も小さい。さらに降伏荷重から破壊荷重に至るまでも大きく、エクспанションとグラウトがあいまって、非常に定着効果に優れていることを示している。特に降伏点までの傾きは、非定着部の伸びとはほぼ等しくなっている。降伏点は供試体によって多少異なり、軟かいものほど小さい降伏点を示す傾向がある。そして、降伏点が供試体によって異なるということは、グラウトと孔壁の付着切れあるいはエクспанションの定着効果の低下に影響されているものと思われる。降伏以後は、大谷石が他に比較し拔出量が大きく、グラウトと孔壁の付着切れが徐々に進行しているものと思われるが、エクспанションとあいまって、完全な付着切れを起こす前にボルトが切断した。その他の供試体については、降伏点が多少異なるが、ほぼ似たような定着効果を示し遂にはボルトが切断している。ボルトの拔出はグラウトと孔壁の滑りだけでなく、ボルトとグラウトの付着切れによっても起きている。これは図—4—6からわかるように引拔荷重の増加に従ってひずみも増加している。全面接着の観点からみると、グラウトと孔壁の付着力が弱くなっているものと思われる。そして、③のゲージがやや大きい伸びを示し、逐次破壊的な傾向を示している。しかし①、②のゲージがほぼ等しい伸びを示すことから、逐次破壊は①、②ゲージまで進行していないことがわかる。そして①、②ゲージまで、進行性破壊が進行するまでにボルトの破壊荷重に達し、ボルトが切断したものである。

③ レジン型

レジン型は、大谷石を除くと降伏荷重も破壊荷重もほぼ等しいことから、レジンの強度に支配されているものと思われる。しかし、大谷石は軟かいため、レジンと孔壁との付着強度が小さく、レジンが破壊する前にレジンと孔壁の付着切れが生じ、遂にはボルトがレジンと共に抜け出した。このため他に比

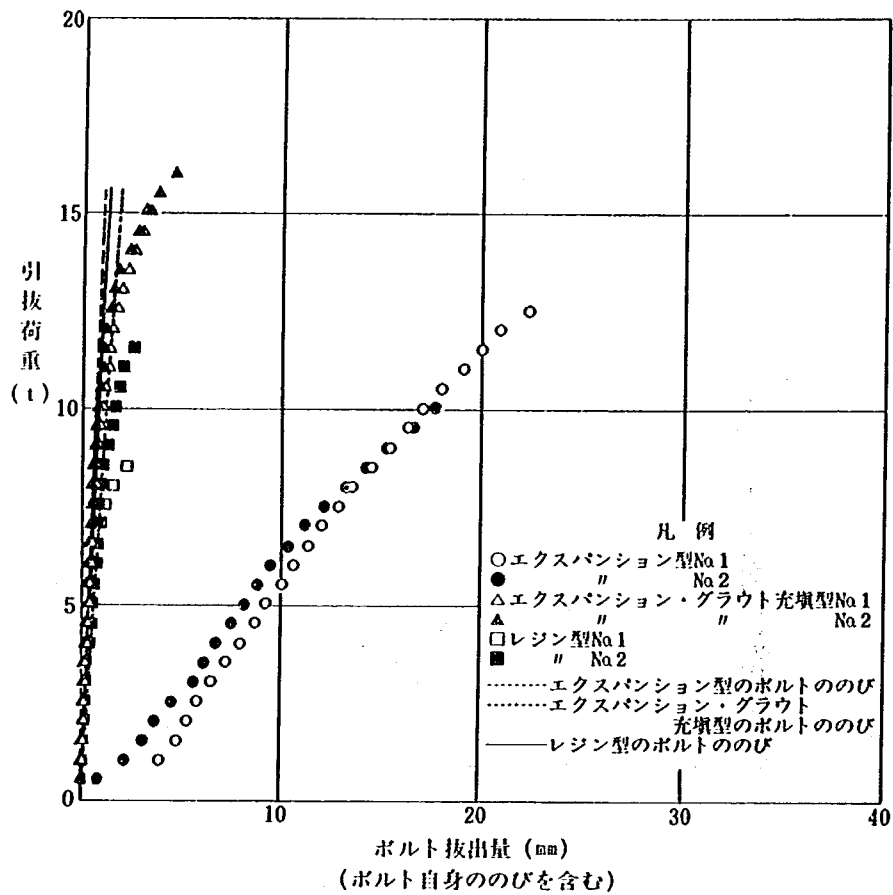


(a) 大谷石

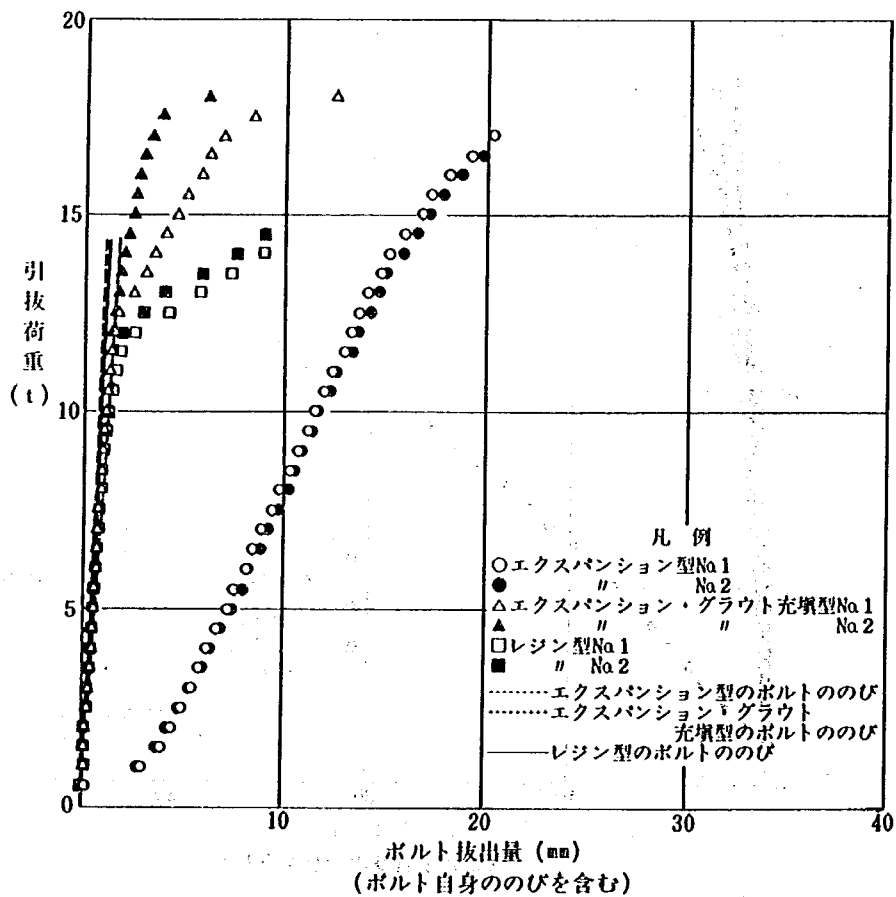


(b) コンクリート

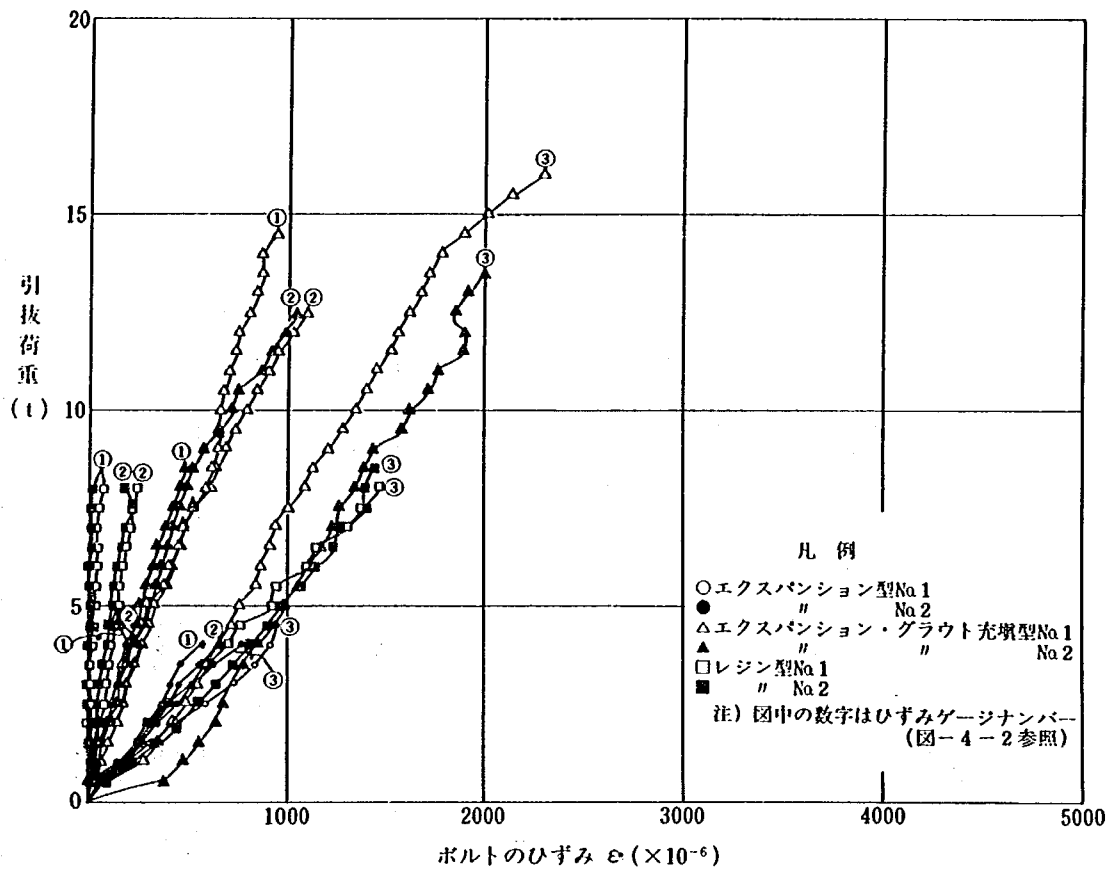
図-4-6 引抜荷重とボルト引出量の関係



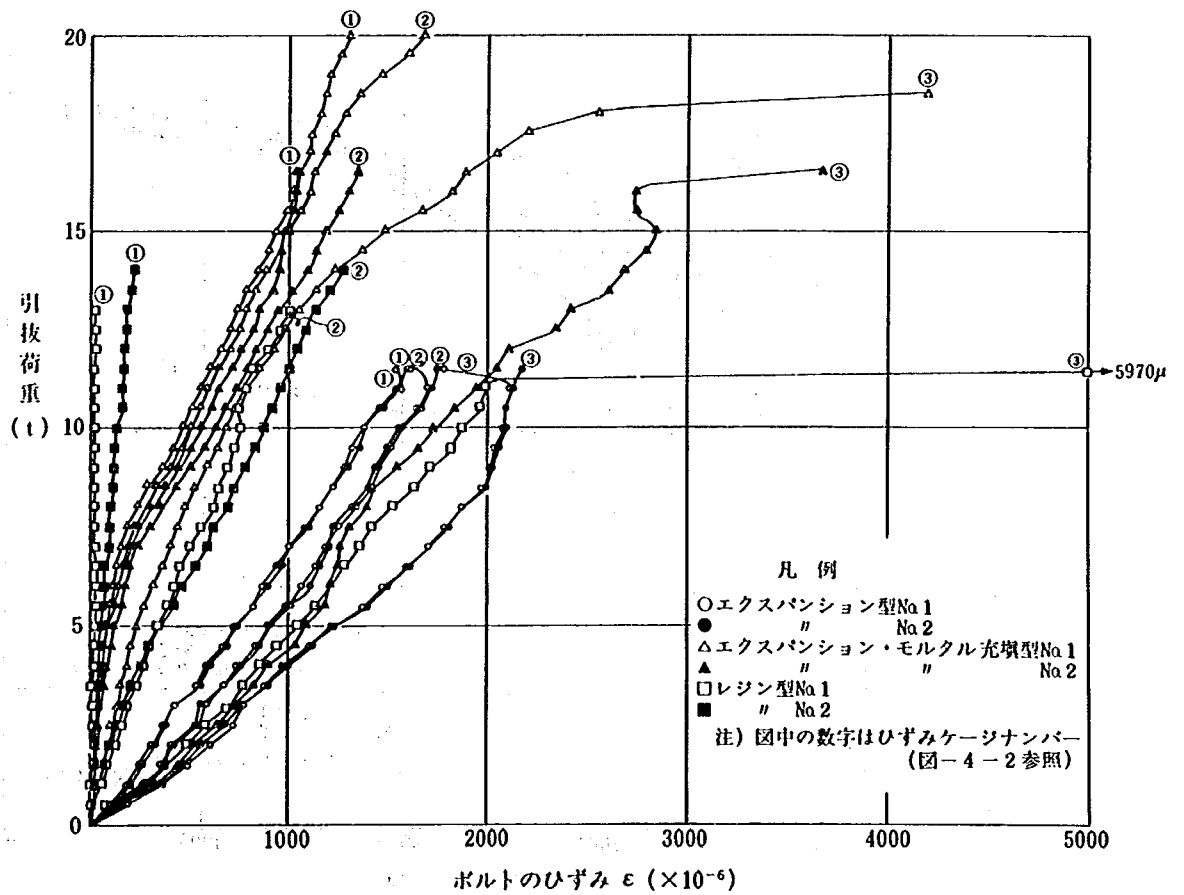
(c) 砂 岩



(d) 花崗岩

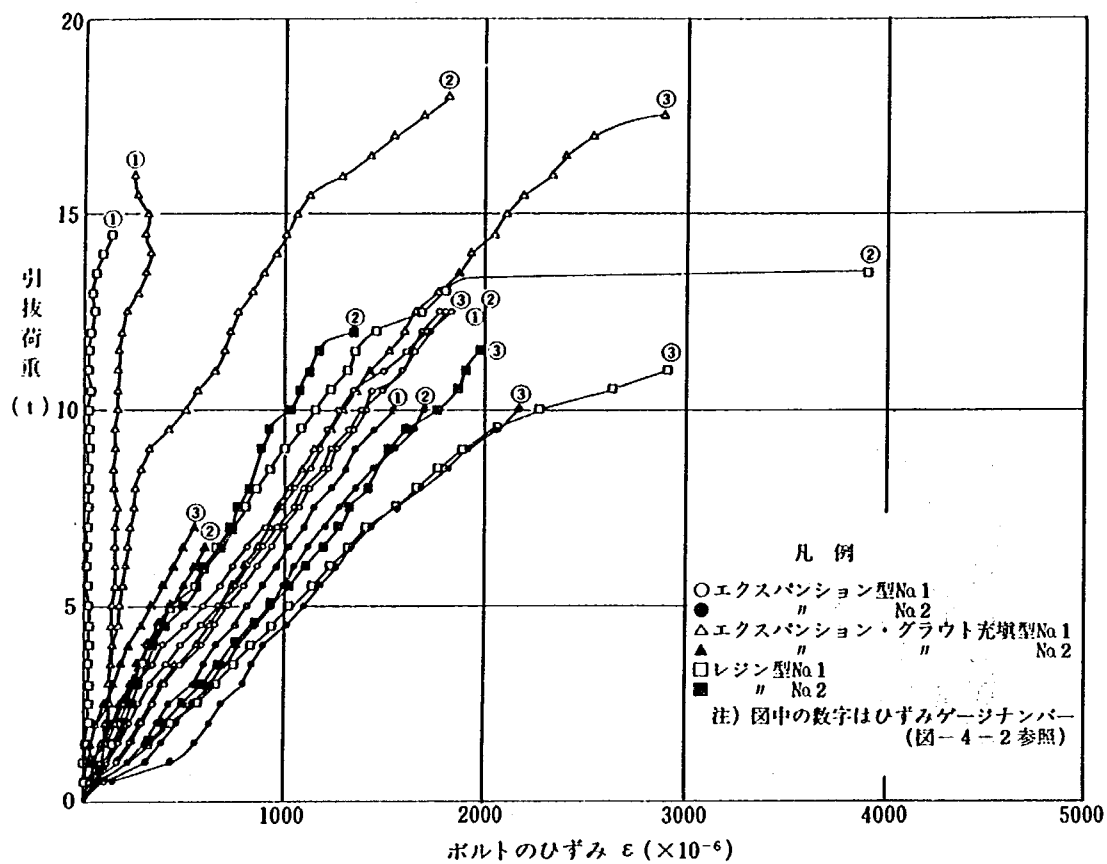


(a) 大谷石

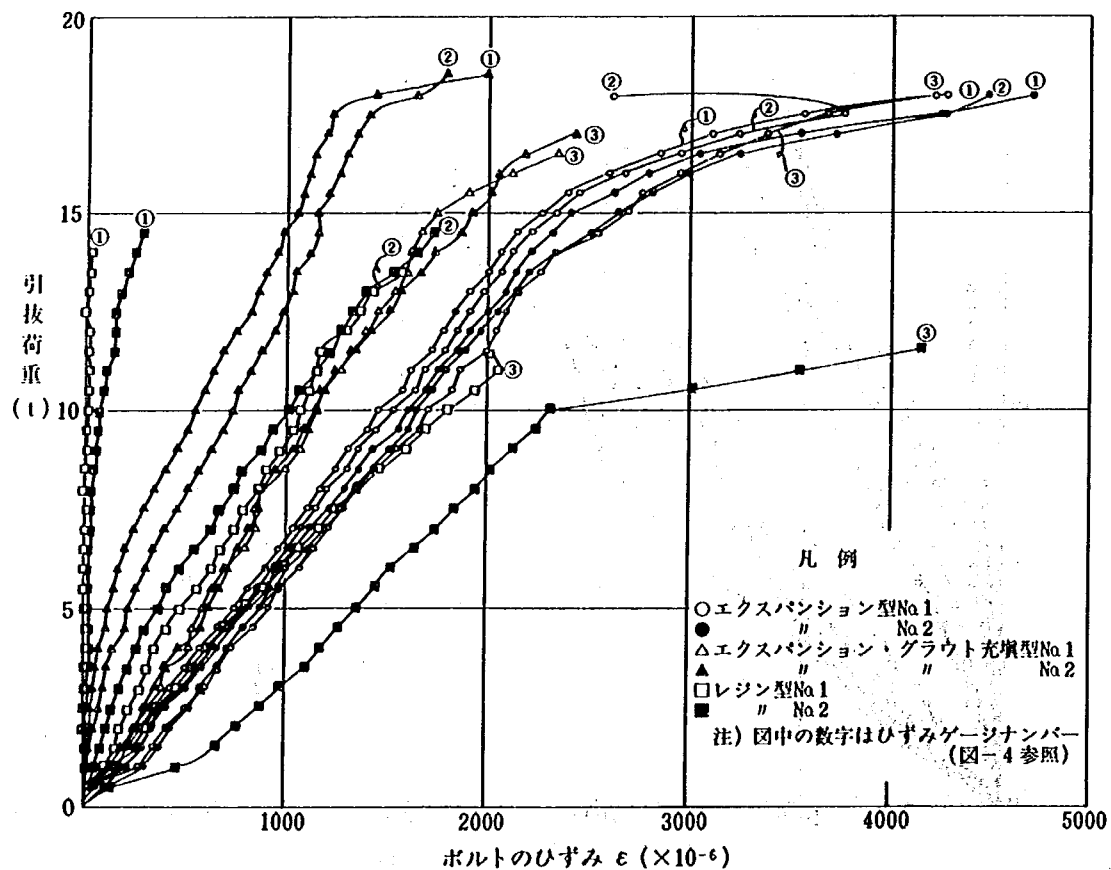


(b) コンクリート

図-4-6 引拔荷重とボルトのひずみの関係



(c) 砂 岩



(d) 花崗岩

較すると、降伏荷重や破壊荷重が小さくなっている。ただし、降伏点までのボルトの拔出量は他の供試体と同様に小さく、非定着部のボルトの伸びにはほぼ等しくなっている。しかし図—4—6においてゲージの伸びが引抜荷重の増加に従って大きくなっていることから、ボルトとレジンの付着切れも徐々に進行していることがわかる。さらに①、②、③ゲージの順に伸びが大きく、先端ではほとんど伸びが生じていないことから、上部から徐々に逐次破壊が生じていることを示している。そして11~12 tでボルトが急激に伸びはじめ、遂には13~15 tでボルトとレジンの付着切れのため、ボルトが抜け出している。大谷石については、①、②ゲージの伸びが小さいことから、レジンと孔壁の付着切れが進行していることがわかる。

4—4—2 ウォータージェットによる岩石穿孔

図—4—7(a)~(g)は、各種岩石の掘進速度と給圧、水圧の関係を回転数80 r.p.m.のものについてまとめたものである。ただし、ノズル径は種々変化させている。同図より、岩石の異方性、ノズル径の不統一、ビットの摩耗等を考慮すると、給圧、水圧が大きくなるほど掘進速度は速くなっていると考えて良い。しかし、その変化状態は岩石の種類により異なっている。

また、ウォータージェットによる岩石穿孔の掘進速度と比較するため、通常の一文字ビットを使用した削岩機による穿孔を行った。表—4—6はこれらをまとめたものである。岩種により施工年度が異なり、特にS. 54年度に施工した削岩機のビットはかなり摩耗していた。さらに吐出圧力も多少異なり、正確な比較はできないが、頁岩、片岩、安山岩は掘進速度がかなり小さい値を示している。また、硬い岩石においては、はねかえりの振動が激しく、人間が削岩機を保持していたため、十分な給圧がかけられなかったこともこれらが小さい値を示したことの原因と思われる。図—4—7と表—4—6を比較すると、ウォータージェットによる掘進速度はそれほど速いということはいえないが、削岩機において小さい掘進速度を示した頁岩、片岩、安山岩でもある程度の掘進速度が得られた。実際に現場で使用するにあたっては、装置が大きく、さらにビットの形状、ノズル径、ノズルの角度等、考慮する点が多い。

表—4—6 削岩機による穿孔試験結果

岩 種	吐出圧力 (kg/cm^2)	掘 進 長 (cm)	掘進速度 (cm/min)	備 考
大 谷 石	7.5	5 0.0	8 7.8	S. 53年度施工
コンクリート	〃	〃	5 0.5	〃
砂 岩	〃	〃	5 9.9	〃
花 崗 岩	〃	〃	3 1.6	〃
頁 岩	6.6	2.4	0.6	S. 54年度施工
片 岩	〃	5.2	1.0	〃
安 山 岩	6.8	5.2	1.3	〃

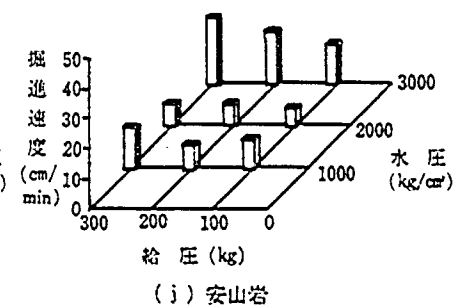
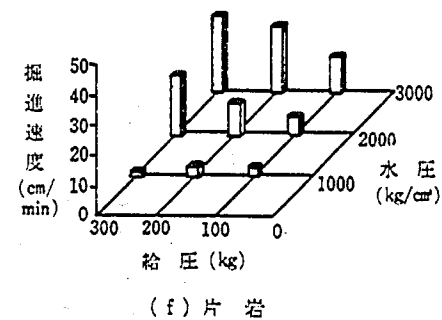
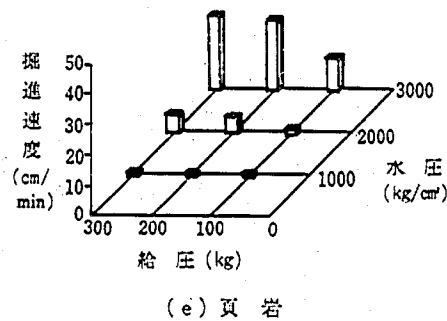
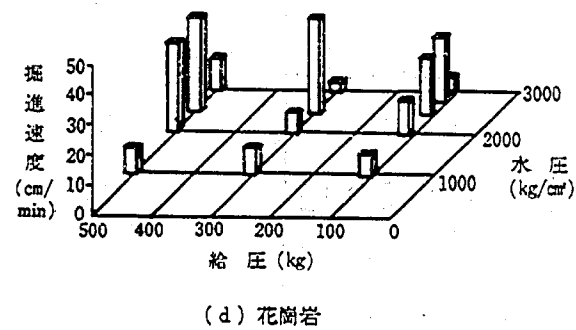
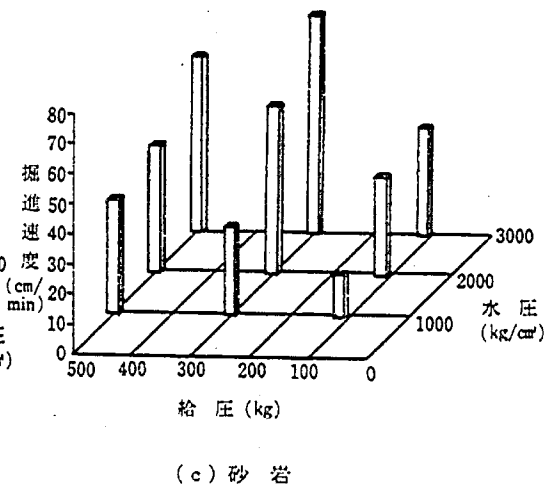
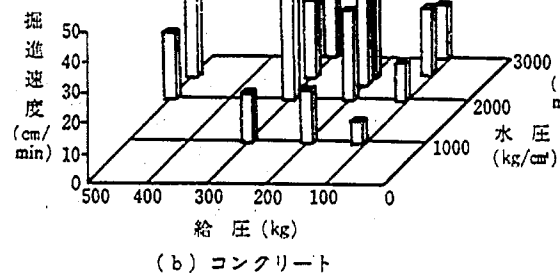
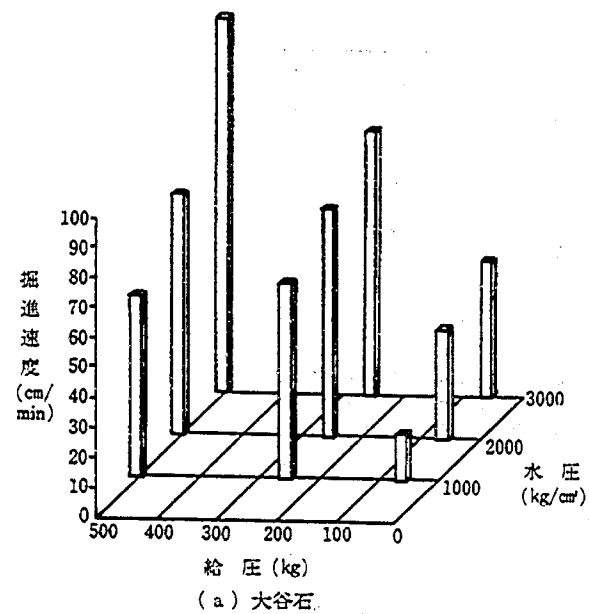


図-4-7 給圧・水圧と掘進速度の関係

4-5 まとめおよび今後の問題点

4種類の供試体と3種類のロックボルトについて、簡単な引抜実験を行ったが、実験時の施工性や、法面に実際に使用することを考えた場合の施工性、および経済性を考慮し、本実験結果をまとめると以下ようになる。

エクспанション型は安価で定着も比較的容易に行うことができ、また定着直後に、その効果があらわれ、実際現場で使用するにあたっては良好な工種となっている。しかし、穿孔径や穿孔長が適当でないと十分な締めつけができなくなり、定着効果が小さくなってしまいうので注意が必要である。また、岩石とボルト先端部の摩擦で定着効果が決まるため、軟岩においては定着効果があまり期待できない。さらに、ナットやベアリングプレート部の接触部の岩石が軟かいとその部分の破壊により締めつけを充分にすることができなくなる。また、時間の経過とともにボルトの緊張力が低下し、定着効果が小さくなっていくので、再締めつけ等の処置が必要となる。ただ法面においては、通常モルタル吹付等と併用して実施されるので、この場合は緊張力の低下は小さくなると思われる。

全面接着型はエクспанション型に比較し、定着効果は良好で、特にエクспанション・グラウト充填型はボルト先端のエクспанション部の定着効果と相まって極めて良い定着効果を示し、軟岩においても良好な定着を示した。しかし、ボルトの構造が複雑で、ボルト自体も高価なものとなり、本数が増加すると経済的に負担が大きくなってしまいう。さらに、グラウトの硬化時間が長く、定着効果を発揮するまで時間がかかり、法面等で掘削直後に定着を期待したいような場合には問題がある。最近では急結剤等を使用して定着時間の短縮が試みられているが、それでも数時間はかかると思われる。このため、他の工事サイクルと整合させて、工程を考える場合には充分検討する必要がある。特に長大法面になると、準備を含めた定着における時間が増加することは必須で充分な工程の考慮をする必要がある。

レジン型は、エクспанション・グラウト充填型に比較し、定着効果は落ち、しかもレジンが逐次破壊を示すような傾向を示し、一旦レジンが破壊させると殆んど定着力は期待できなくなる。しかし、今回の実験ではボルトのひずみを測定するにあたり、レジン型がレジンと凝固剤を混合させるために、ボルトを回転させながら定着しなければならず、ボルトの表面にゲージおよびリード線を貼りつけられなかった。そこでボルトに溝を切り、それにそってゲージを貼りつけリード線をはわせ、その上を石膏でおおった。

このため、定着効果、特にレジンとボルトの付着強度が少し劣ったものとみられる。したがって、実際の定着効果は、もう少し大きくなると思われる。ただ、大谷石はレジンと孔壁で破壊しているため、他の供試体とは異なる。またレジンには、硬化時間も短かく（10分程度）、発破振動などの衝撃を吸収する能力もあるといわれている。施工は、ボルトを回転させながら定着するため、簡単ではあるがボルト長が長くなると定着がむづかしくなる。さらにレジンのかくはんが不十分になりやすく、定着効果の低下となる等の問題が生ずる。そして金額もやや高価なものとなっている。しかし、大谷石等の軟岩にも、多少は劣るが、定着効果は期待でき、適用範囲が広いことを示した。このため、実際に現場で最も使用されているのがこの型である。

以上のように各種ロックボルトには一長一短があり、法面を構成する岩盤の種類、法面の形状、施工性、定着の期待度、経済性等を、各種ロックボルトの特徴を考慮し、決定する必要がある。

今後は、実際に法面等に使用する場合、あるいは他の保護工種と併用した場合の実験を行い、挿入間隔やボルト長等を決めるための合理的な設計法について検討していかなければならない。さらに穿孔方法を含めた能率的な施工について検討を進めていかなければならない。

引用文献：

- 1) 「ロックボルト工設計指針」，（財）高速道路調査会，トンネル施工分科会，ロックボルト研究班，昭和47年2月

5. 斜面の安定度判定

5-1 数量化解析による切取法面の安定判定

豪雨によって毎年数多くの道路切取法面の崩壊が生じている。法面の崩壊を防止するためには、個々の法面の安定度を判定し、安定度の低い法面についてはよりレベルの高い法面保護工を施工する必要がある。

不安定法面は、数多い法面の中から採点法や観察による判断から不安定と思われる法面を選び出し（1次ふるい分け）、その中から現地踏査、地質土質調査などをして抽出されている。一般に、不安定法面の1次ふるい分けは現地踏査によって行なわれている。しかし、法面崩壊は多くの要因が複雑に絡み合っており、現地踏査によって広範囲に同じ判断レベルで不安定法面の1次ふるい分けを実施することは困難である。したがって、何らかの判断基準を設けて、一律に判断が行なえるようにする必要がある。

この調査は、切取法面の安定度を1次ふるい分けするために、法面実態調査カードをもとに、崩壊グループと非崩壊グループとに分類し、各法面毎に崩壊に関係すると思われる要因を読み込んで、数量化理論によって判別解析を行ない、各要因の崩壊に対する寄与度（判別得点）を求めた。そして統計解析結果に基づき、法面採点法について検討したものである。

解析は、調査区間の切取法面全般およびモルタル吹付法面の2つの場合に分けて行なったが、解析の手法は両者とも同様であるので、解析過程については前者について述べ、後者については結果のみを示す。

なお、この手法は、既設法面の安定性の判断だけでなく、新設法面についても設計および施工段階で工種・施工法等を仮定して検討すれば、施工後の法面の安定性の判断が可能である。

5-1-1 切取法面全般における安定度判定

1. 調査の概要

1.1 解析に用いたデータ

解析に用いたデータは第24回建設省技術研究会指定課題「のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究」で収集した全線調査票と地質研究室による調査資料で、データ数 1,673 である。調査の対象区間は次のとおりである。

北海道	一般国道 230 号（札幌市）
東北	49 号（福島県石川郡平田町）
関東	19 号（長野県生坂村～長野市）
	127 号（千葉県富津町～木更津市）
北陸	17 号（福島県石川郡平田村）
中部	25 号（亀山市～上野市）
	42 号（熊野市～三重県長島町）
近畿	9 号（福知山市～兵庫県八鹿町）
	163 号（奈良県生駒町）
中国	9 号（江津市～益田市）

四 国	〃	32 号 (徳島県山城郡～高知県大豊村)
		33 号 (松山市～高知市)
		56 号 (高知市～大洲市)
九 州	〃	10 号 (宮崎県高城町～国分市)
		221, 219 号 (宮崎県えびの町～八代市)

調査データは表—5—1 に示すようなアイテム (因子) カテゴリー (水準) に分類・区分した。ただし、各アイテムの中で、法高はその法面の最も高い所の直高を示し、法勾配は法面の最頻値の法勾配とした。また、法面保護工はその法面の主たる保護工とした。法面の安定性は過去にその法面が崩壊した場合に崩壊とした。判定は現在の法面の安定性を調査者が判定したものである。

1.2 解析の方法

法面調査カードに記入されたデータを表—5—1 に示すアイテムおよびカテゴリーに従って数値表現化した。これらのアイテムの中で、直接崩壊には関与しない地点、路線名、施工年月日等のアイテムは省き、また16アイテムの安定性と25アイテムの判定は目的因子として使用した。しかし、残りの20個のアイテムのすべての組合せは、約 920 兆にもなり、データ総数に比べて極めて因子数が多い。そこで、各因子毎のデータ数を調べ、データ数の少ない因子については除外した。

さらに、各因子について分散分析を行ない、各因子の有意性を検討し、有意性のない因子は除外した。このようにして求められた因子について、法面の安定性を外的基準として数量化解析第Ⅱ類を用いてスコアおよびレジンを求めた。さらに、その結果を検討し、必要に応じてアイテムの削除やスコア値の修正やカテゴリーの統合を行なった。

なお、解析は法面を土の法面と岩の法面とに分けて行なった。さらに、16アイテムの安定性は安定、小崩落、落石、崩壊の4カテゴリーであるが、各カテゴリーを目的因子とするとデータ数が少なくなるので、安定と不安定 (小崩壊、落石、崩壊) とに分けて解析した。

2 解析結果

2.1 分散分析

分散分析法についての詳細な具体的手法は統計学の文献に書かれているが、ある母集団からグループ分けをしてデータを取った時、データ全体のばらつきを誤差によるばらつきとグループ間によるばらつきとに分け、両者の比を判定基準にしてデータのグループ間の差に意味があるかを判定する方法である。すなわち、ひとつの母集団から m 組に分けられた n 個のデータがあるとき、

$$\text{分散比 } (F_0) = \frac{\text{グループ間のばらつき} / (m-1)}{\text{誤差によるばらつき} / (n-m)}$$

が、第1自由度 ($m-1$)、第2自由度 ($n-m$) の F 分布をとることがわかっており、 $F_0 > F$ (0.01) ならば危険率 1% で有意であるといえる。

ここでは、1,673 個の法面調査データについて、法面の崩壊に直接寄与しない因子やデータ数の少ない因子を除外して、土から構成される法面、岩より構成される法面に分けて分散分析を行った。その結果を表—5—2 に示す。これから法勾配、法幅延長、湧水状況、土質分類、岩分類、風化落石、割目程

表—5—1 アイテム・カテゴリー分類表（全切取法面）

アイテム ナンバー	カテゴリー ナンバー	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1. 地方建設局名			北海道	東北	関東	北陸	中部	近畿	中国	四国	九州						
2. 路線番号				一般	国道	路線	番号	を番号で記入									
3. 建設年度				法面	建設	年度	を年号（昭和）で記入										
4. 法高			～5m	～10	～15	～20	～25	～30	～35	～40	40～						
5. 法勾配（分）	30～		～3	～5	～8	～10	～12	～15	～20	～25	～30						
6. 法幅延長	500～		～5m	～10	～20	～30	～50	～100	～200	～300	～500						
7. 湧水状況			乾燥	湿潤	表面水	湧水											
8. 自然斜面の状況			突出	谷	平行												
9. 土質分類	岩土		礫	礫質土	砂	砂質土	粘質土	粘土									
10. 岩種	土		花崗岩	石英斑岩	蛇紋岩	流紋岩	安山岩	凝灰岩	片岩	礫砂岩	頁岩	チャート	シラス	不明			
11. 岩分	無		軟岩Ⅰ	軟岩Ⅱ	中硬岩	硬岩Ⅰ	硬岩Ⅱ										
12. 風化落石			有														
13. 割目程度			Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	注*										
14. 割目間隔			a	b	c	d											
15. 保護工種			擁壁	張石	張コン	モルタル吹付	コン枠	ブロック張	筋芝	張芝	種子吹付	植生盤	植生穴	無処理	網	落石防止柵	その他
16. 安定性			安定	小崩落	落石	崩壊											
17. 崩壊原因			雨	表面流水	湧水	融雪水	凍結融水	風化	その他								
18. 崩壊土量			～10	～50	～100	～300	～1000	～3000	3000～								
19. 最大連続雨量			～50	～100	～150	～200	～250	～300	～350	～400	400～						
20. 最大時間雨量			～10	～20	～30	～40	～60	～80	～100	～120	120～						
21. 植生環境			良	普通	悪												
22. 植生状態			良	普通	悪												
23. モルタル吹付工状態			変化なし	浸透水あり	クラック発生	クラック草木	モルタルが変色	モルタルが崩壊	過去に崩壊	将来に危険性							
24. モルタル吹付の割合			一部	全部													
25. 判定			適切	要検討													

（注） Ⅰ ほとんど密着 Ⅱ 開口部が確認できる Ⅲ 割目によって風化または約5cm前後の開口
 Ⅳ 約20cm以上の開口又はその開口に風化土のたまり
 a. 20cm以上 b. 10～20cm c. 5～10cm d. 5cm以下

度、割目間隔、保護工種、植生環境、モルタル吹付工状態が崩壊に寄与することがわかる。

一方、分散分析結果とは別に、経験的に法面崩壊と物理的因果関係があると考えられる因子は、法高、法勾配、植生関係、水の状況、自然斜面の状況、土質、岩質、風化、割目の状態、法面保護工、雨などであろう。

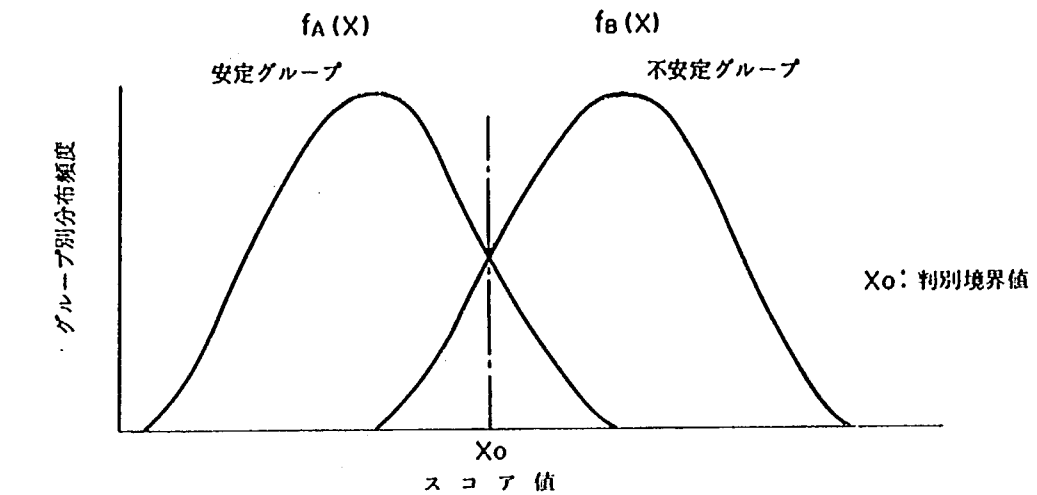
これらのことを考慮して、以下の数量化解析においては、法高、法勾配、自然斜面の状況、土質分類、岩種、岩分類、割目程度、割目間隔、植生環境の9因子を選定して行った。

表一5—2 分散分析結果（全切取法面）

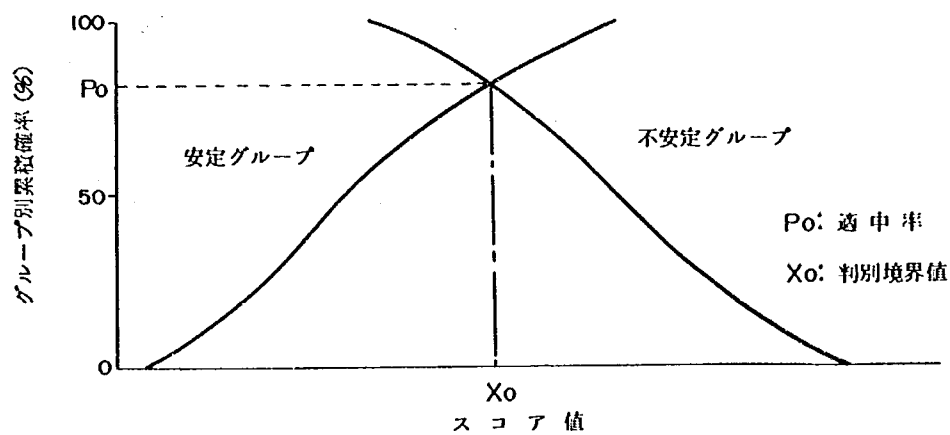
(a) 法面が土で構成されている場合				(b) 法面が岩で構成されている場合			
F 値 アイテム	分散比 F_0	F (0.05)	F (0.01)	F 値 アイテム	分散比 F_0	F (0.05)	F (0.01)
法 高	1.532	1.96	2.53	法 高	2.331	1.96	2.54
法 勾 配	7.402	2.03	2.69	法 勾 配	2.945	2.18	2.68
法幅延長	3.354	1.96	2.53	法幅延長	6.137	2.18	2.68
湧水状況	21.854	2.62	3.83	湧水状況	23.327	2.61	3.82
自然斜面の状況	3.747	3.02	4.66	自然斜面の状況	1.872	3.02	4.64
土質分類	10.669	2.23	3.06	岩 種	10.567	1.89	2.65
保護工種	6.496	1.18	2.29	岩 分 類	12.150	2.39	3.35
植生環境	41.389	3.02	4.66	風化落石	44.016	3.02	4.64
植生状態	18.918	2.04	4.71	割目程度	24.545	2.62	3.82
モルタル吹付工状態	1.447	3.26	5.41	割目間隔	9.865	2.62	3.82
モルタル吹付の割合	0.008	4.75	9.33	保護工種	1.134	1.77	2.19
				植生環境	44.079	3.01	4.68
				植生状態	11.262	3.01	4.68
				モルタル吹付工状態	14.518	2.26	3.05
				モルタル吹付の割合	0.679	4.11	7.41

2.2 数量化解析第Ⅱ類

数量化解析第Ⅱ類は、2個以上の変数の間に単純な線形関係を想定し、1つの目的変数を残りの説明変数から推測する方法であり、詳しくは専門書に譲るが、1組のデータを安定、不安定のグループに分け、それらの度数分布をもとにして相関比最大化法によって両グループを分けるよう説明因子の判別得点（スコア値）を求めるものである。すなわち、法面の各要因にそれぞれ得点を与えて法面毎に各得点の合計値を出し、安定グループと不安定グループとに分けて頻度グラフを作成すると図一5—1のようになる。



(a) 分布頻度グラフ



(b) 累積確率グラフ

図一五—1 因子の数量化による判別解析の様式

この時 x_0 より左側を安定、右側を不安定グループと判定するわけであるが、頻度グラフの両者の重なりが少ないほど適中率は高く、最大の適中率 P は

$$P = \int_{-\infty}^{x_0} f_A(x) dx = \int_{x_0}^{\infty} f_B(x) dx \quad \dots\dots\dots (1)$$

で与えられる。

土の法面と岩の法面とに分けて、①カテゴリーを統合しないもの、②因子として保護工種を入れるもの、③因子として保護工種を除外するもの、岩の法面については ②および③ についてさらに、④岩の因子として岩種、岩分類、割目の状態等すべてを含めるもの、⑤岩分類のみの表現とした場合とに分けて検討した。

土の法面における③、岩の法面における③の④についての結果を表一五—3、図一五—2、図一五—3に示す。このときの適中率は土の場合で75%、岩で94%であり、特に岩の場合には極めて高い適中率を示した。土の場合、判定に最も寄与する因子は土質分類であり、つづいて植生、法勾配の順となり、

岩の場合は、岩種、植生、法勾配と土の場合とまったく同じになっている。法高の順位は一般の概念に比べて低く出ており、これは法高は法勾配や保護工種との絡みがあると思われる。

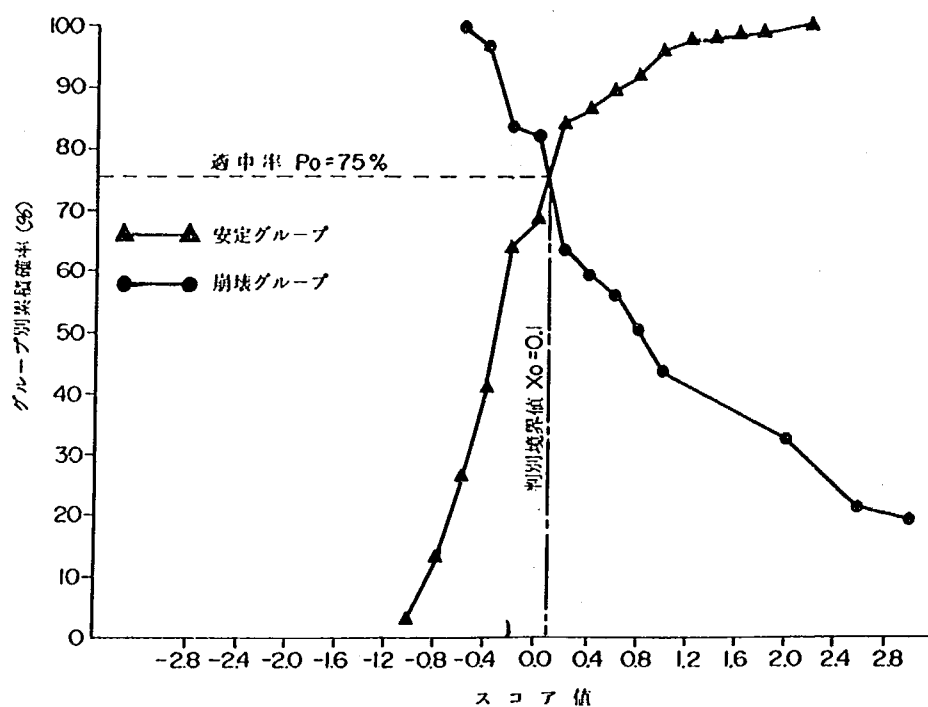


図-5-2 累積確率分布（土の法面、カテゴリー統合、保護工種除外）

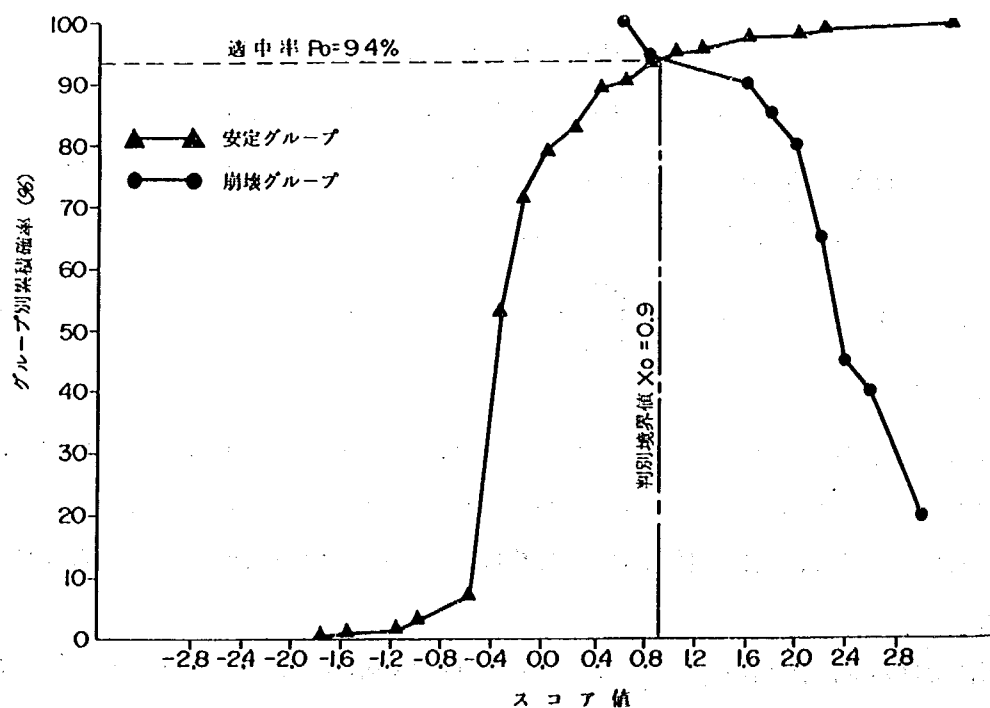


図-5-3 累積確率分布（岩の法面、カテゴリー統合、保護工種除外）

表一5-3 安定と不安定を外的基準とした場合のスコア値とスコアレジン（全切取法面）

(a) 土の法面（要因として保護工を除外したもの）																	
カテゴリ ナンバー	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	スコア レンジ
アイテム																	効果順位
法 高		-0.1925	-0.1925	-0.0858	0.1898	0.1898	0.2849	0.2849	0.2859	0.2859							0.4774
法 勾 配	0.7108	0.7524	1.1162	0.1917	-0.1852	-0.3446	0.7108	0.7108	0.7108	0.7108							1.5109
自 然 斜 面		0.0213	0.0753	-0.0201													0.0954
土 質		-0.7364	-0.3599	0.1020	0.1020	1.3839	3.2726										4.0089
植 生		-0.3135	-0.0485	2.4079													2.7232
(b) 岩の法面（要因として保護工を除外したもの）																	
カテゴリ ナンバー	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	スコア レンジ
アイテム																	効果順位
法 高		-0.0296	-0.0296	-0.0295	-0.0295	0.0640	0.0640	0.5156	0.5156	0.5156							0.5452
法 勾 配	0.7082	-0.0594	0.0916	-0.1707	0.0435	0.4147	0.7082	0.7082	0.7082	0.7082							0.8789
自 然 斜 面		0.0454	-0.5952	-0.0600													0.6406
岩 種	0.0000	2.4074	2.4074	0.7836	-0.2533	-0.2533	3.7218	-0.4273	1.7648	0.6006	-0.4273	2.4074					4.1490
岩 質		0.6210	0.0740	-0.1210	-0.1516	-0.1516											0.7727
割 目 程 度		-0.0589	-0.0296	0.5250	0.5250												0.5839
割 目 間 隔		-0.1792	-0.1792	-0.0370	0.0881												0.2673
植 生		-1.3164	0.1045	0.9796													2.2960

表一5-4 判断を外的基準とした場合のスコア値とスコアレジン（全切取法面）

(a) 土の法面																	
カテゴリ ナンバー	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	スコア レンジ
アイテム																	効果順位
法 高		-0.2186	-0.2185	-0.0821	0.0763	0.1799	0.1799	0.9131	0.9131	0.9131							1.1317
法 勾 配	0.4390	-0.6223	0.9723	0.2914	-0.1571	-0.0341	0.4390	0.4390	0.4390	0.4390							1.5946
自 然 斜 面		-0.0802	0.0931	0.0303													0.1733
土 質		0.5609	-0.3437	0.0950	0.0950	0.5864	2.0310										3.3747
植 生		-0.4854	0.0480	1.9404													2.426
保 護 工 種		-0.1811	-0.8693	-0.8593	0.3575	-0.4005	-0.4005	-0.0733	-0.0733	-0.0733	-0.0733	-0.0733	1.2922	1.2922	1.2922	1.2922	2.1614
(b) 岩の法面																	
カテゴリ ナンバー	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	スコア レンジ
アイテム																	効果順位
法 高		-0.0167	-0.0167	-0.0167	-0.0167	0.0280	0.3149	0.3148	0.3148	0.3148							0.3314
法 勾 配	1.5040	-0.3161	0.2730	-0.2945	1.1444	0.0999	1.5040	1.5040	1.5040	1.5040							1.8201
自 然 斜 面		0.2196	-0.2660	-0.5047													0.7243
岩 質		1.6194	-0.4976	-0.5090	0.2802	0.2802											2.1284
植 生		-0.7309	0.0154	1.9072													2.6381

3. 解析結果の問題点

数量化解析第Ⅱ類による解析結果は極めて高い適中率を示した。統計学的には因子数が増えれば適中率は高くなるが、それは統計処理の見掛けの良さにしかすぎない。今回の調査では全切取法面の場合、総因子数は土の法面の場合5アイテム、22カテゴリー、岩の場合8アイテム、36カテゴリーでデータ数1,673個であり、いずれについてもデータ数が少ない。又、判別式を求めるための安定と不安定のデータ数の比は土の法面で1/5、岩の法面で1/10で不安定法面数が極端に少ない。統計的には安定と不安定法面数が同数であることが望ましいが、同数にするとデータ数が極端に少なくなるのでそのまま処理している。したがって解析結果も図-5-2、図-5-3に示すように若干不安定側へ片よった結果となっている。

用いたデータは安定性として安定、小崩落、落石、崩壊に4分類されている。小崩壊、落石、崩壊のデータは調査以前に小崩落、落石、崩壊を起したものであり、調査時点ではほとんどが復旧対策施工済である。したがって、調査時点で安定である法面が不安定法面として取り扱われている恐れがある。因子で見ると、法勾配がゆるくなると不安定であり、保護工種や擁壁やコンクリート枠工などのグレードの高い保護工が不安定の得点になっており、調査時点の法面の安定性とデータに記入された安定性とが違っていることを示している。そこで、調査者の法面に対する判断（安定または検討を要する）を外的基準として解析を行なったものが表-5-4である。表-5-3、表-5-4より崩壊実績と調査者の現状判断との差はあまりなく、ほぼ表-5-3のスコア値で法面の安定性を論じて良いことが伺える。さらに今回導いた判別式を用いて各法面の危険度を判定し、その結果と調査者が経験的、総合的に判断したものを比べると、土の法面で82%、岩の法面で86%となり、両者の判定結果に大差はない。

今回の解析は全国を1組のデータとして取り扱った。しかしながら、例えば九州と北海道とでは崩壊の誘因となる気象条件が異なることなどにより、崩壊に寄与する因子に地域性があると考えられる。したがって、今回は地域毎のデータ数が少なく信頼性のある判別得点（スコア値）が期待できないので、地域毎の検討は行わなかったが、より細かく行うには地域毎に検討すべきである。

4. 法面採点表（試案）

4.1 基本的な考え方

法面採点表の基本的な考え方は、法面の持つ崩壊に寄与する要因を点数評価とし、その結果から現状の法面安定性が他の法面と比較してどの程度であるかの相対比較を行ない、対処すべき法面を選び出すことである。

採点表は、切土前の地山の状態では安定性は一応保たれていると仮定し、道路が切土によって建設されると安定性が損われ、危険側になるが、保護工施工によって安定性は増加することを基本にしている。これを式で示すと

$$V = f + j + p \dots\dots\dots(2)$$

であり、ここで V は評価値、 f は素因点、 j は判断点で法面の素因や保護工に属さない要素についての

減点、 p は保護工点である。V値によって、例えばある点までは特に注意を要しない法面、次は注意を払う法面、専門家による路査や現地調査が必要な法面等のように区分を行なう。このようにして安定度の低いと判断された法面についてさらに現地踏査やボーリング等の地質調査を行なって、詳細な検討が必要であることはいうまでもない。

4.2 法面採点表試案

法面採点表は、広範囲の法面を一律に判定するものであるから、できるだけ因子数の少ない簡単なものが望ましい。ただあまりにも少ないと調査者の個人差により調査結果の精粗が極端になる恐れがある。したがって採点表試案では次のような因子が適当と考えた。

表一五—五 法面採点表試案

法 高	10 m以下		15 m以下		20 m以下		30 m以下		30 m以上			
	1		2		3		4		5			
法 勾 配	1 : 0.3以下		1 : 0.5以下		1 : 0.8以下		1 : 1以下		1 : 1.2以下		1 : 1.2以上	
	5		3		1		1		1		5	
湧水状況	乾 燥		湿 潤		表 面 水		湧 水					
	0		1		2		2					
自然斜面 の状況	凸 斜 面			凹 斜 面			平 行 斜 面					
	1			2			0					
土質分類	礫・礫質土			砂・砂質土			粘 質 土			粘 土		
	8			4			2			0		
岩 種	変成岩, 蛇紋岩, 凝灰岩, 新第三紀層				深成岩, 古第三紀層 中・古生層				火 山 岩			
	10				5				0			
岩 分 類	軟 岩 I			軟 岩 II			中 硬 岩			硬岩 I・II		
	3			2			1			0		
割 目 の 況 状	多 い			やや多い			やや少ない			少 な い		
	2			2			1			0		
植 生 境 環	良				普 通				悪			
	0				1				2			
保 護 工 種	擁壁工	枠 工	石 張 工 コンクリート張工	モルタル 吹 付 工	植生工	落石防止柵工 網工	無処理					
	-30	-25	-20	-15	-10	-5	0					
判 断	現地の実情・過去の実績により、±3点を限度として設定できる											

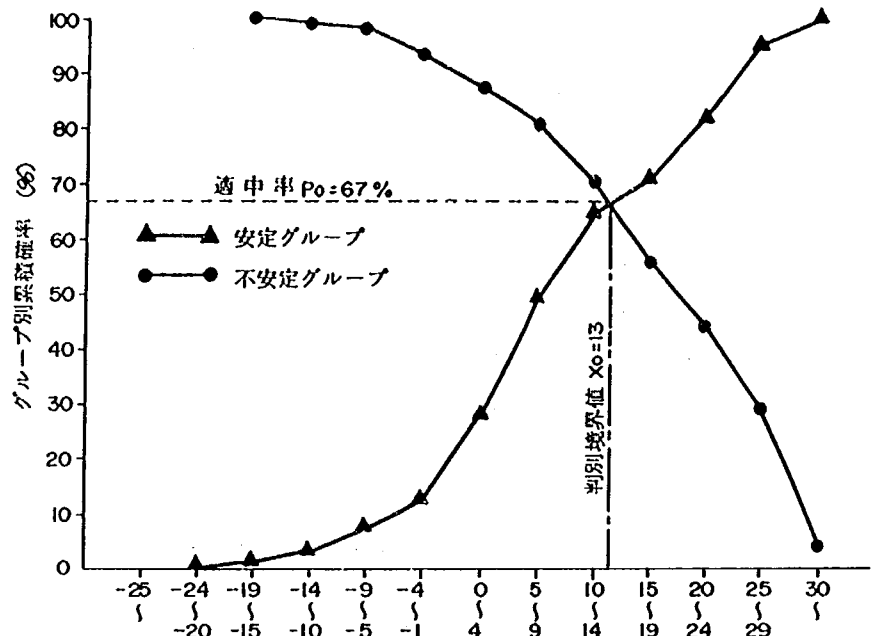
①法高, ②法勾配, ③湧水状況, ④自然斜面の状況, ⑤岩種, ⑥岩分類, ⑦割目の状態, ⑧植生環境, ⑨保護工種

このようにして選定した因子をいくつかのカテゴリーに区分し, 単相関関係, 分散分析結果, 数量化解析結果を用いて因子内における安定性寄与評価ランクを定め, 因子間相互は効果順位, 分散比を参考にして各因子毎に重み(ウェイト)を出し, 評価点を表-5-5に示す。この評価点を用いて前記調査表を採点した結果を図-5-4に示す。安定・不安定の適中率は67%, 判定に関する適中率は74%である。判別点はそれぞれ13点および14点であるが, 判定(図-5-4(b))で5点以上を要注意法面とすると, 要検討法面の90%以上が網にかかることになる。

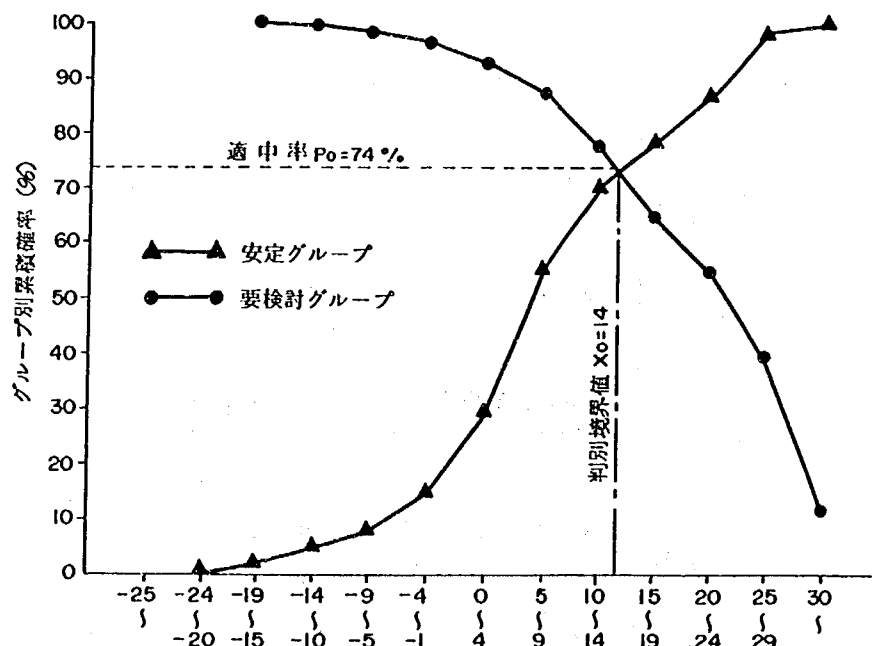
ただし, 安定と考えられる法面も相当チェックす

ることになるので, さらに15点以上を現地踏査による検討が必要な法面とすると不安定法面の70%がチェックされることになり, 現地踏査, 調査が必要な法面の選定には十分であると思われる。

表-5-5の採点表試案は67%の適中率を示すが, いくつかの問題点がある。第1に安定, 小崩落, 崩壊の区別は調査以前の状態で, 調査時点では法面は安定しているものが多く, 調査カードに記入



(a) 安定性によるもの



(b) 判定によるもの

図-5-4 採点表による累積確率曲線

された法面工は崩壊時点のものではない。第2に法面上方の自然斜面の状況が入っていない。法面上方の自然斜面の高さ、勾配、植生状況、形状、集水面積などの要因は斜面ばかりでなく法面の安定にも重要な影響を与える。また、斜面上の浮石は落石となる恐れが高い。第3に種々の保護工種を組合せた時の評価がなされていない。第4にデータ数の関係から地域性は考慮しなかったが、例えば山陽と山陰では気象条件が著しく違い、雨に対する浸食抵抗性も自と違うと考えられ、したがって、地域性を考慮に入れるべきであろう。

5-1-2 モルタル吹付工法面の安定度判定

1. 調査概要

1.1 解析に用いたデータ

数量化解析に用いたデータは5-1-1における調査ルートで得られたモルタル吹付法面のデータ513個である。さらに以上のデータをもとにして得られた判別式の適中率を検証するためのデータとして、下記のルートを対象に調査を行い197個を得た。

東北	一般国道	49号	(福島県いわき市～猪苗代町) …古第三紀砂岩、花崗岩、新第三紀凝灰岩
関東	〃	128号	(千葉県館山市～勝浦市) …新第三紀砂岩・泥岩
北陸	弥彦スカイライン	(新潟県西浦原郡)	…新第三紀泥岩・砂岩・凝灰岩・玄武岩・石英斑岩
中部	一般国道	42号	(三重県紀宝市～松取市) …石英斑岩、中生代砂岩、粘板岩
	〃	52号	(山梨県魚秋沢～富沢町) …新第三紀砂岩・泥岩・玄武岩・流紋岩
	〃	135号	(静岡県東伊豆町) …安山岩、玄武岩
	〃	136号	(静岡県西伊豆町～南伊豆町) …新第三紀凝灰角礫岩・砂岩、石英斑岩
中国	〃	186号	(広島県大竹市～佐伯町) …花崗岩

1.2 解析方法

法面調査データを表-5-6に示すアイテムおよびカテゴリーに従って、数値表現化した。これらのアイテムのうち、3.調査年度と4.建設年度の差から経過年数を求めこれを3および4にかわるアイテムとした。また直接、法面の安定に関与しない1.地方建設局、2.路線番号等のアイテムは省き、また23.安定性と25.判定のアイテムについては目的因子として使用した。さらに、各アイテムのデータ数を調べ、少ないものは除外した。

次に各アイテムについて分散分析を行ない、有意性の少ないものは除外した。このようにして求められたアイテムについて、23.安定性を外的基準として数量化解析第Ⅱ類を用いてスコアおよびレジン求めた。さらに、その結果を検討し、必要に応じてアイテムの削除やスコア値の修正、カテゴリーの総合を行った。

2. 解析結果

2.1. 分散分析

分散分析の結果を表-5-7に示す。これによると岩種、岩分類、風化落石、割目程度、割目間隔、モルタル吹付の割合、保護工種、植生環境がモルタル吹付工の安定に関与している因子としてあげられ

表一5-6 アイテム・カテゴリー分類表（モルタル吹付法面）

アイテム ナンバ	カテゴリー ナンバ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1. 地方建設局			北海道	東北	関東	北陸	中部	近畿	中国	四国	九州					
2. 路線番号			一般国道	国道	路線	番号	番号	番号	番号	番号	番号					
3. 建設年度			法面建設	年度	年度	年度	年度	年度	年度	年度	年度					
4. 調査年度			法面調査	年度	年度	年度	年度	年度	年度	年度	年度					
5. 法面高さ	40～		～6m	～10	～15	～20	～25	～30	～35	～40						
6. 法勾配(%)	30～		～3	～5	～8	～10	～12	～15	～20	～25	～30					
7. 法幅延長	500～		～5m	～10	～30	～50	～100	～200	～300	～500						
8. 湧水状況			乾涸	湧出	表面水	湧水										
9. 自然斜面の状況			突	谷	平行											
10. 土質分類	岩		花崗岩	硬質土	砂	砂質土	粘質土	粘土								
11. 岩種	土		軟 I	軟 II	中硬	硬 I	硬 II									
12. 岩分			有	有	有	有	有									
13. 風化落石	無		I	II	III	IV	⑤									
14. 割目程度			a	b	c	d										
15. 割目間隔			雨	表面流水	湧水	融雪水	風化	その他	その他							
16. 崩壊原因			変化なし	浸透水あり	クラック発生	クラック	草木	モルタルが変色	モルタルが崩壊							
17. モルタル吹付工状態			一部	全部												
18. モルタル吹付の割合			10～	～3m	～5	～8	～10									
19. モルタル吹付の厚さ	10～		～3m	～5	～8	～10										
20. モルタル吹付の高さ	40～		～5m	～10	～15	～20	～25	～30	～35	～40						
21. ラス張り	無		有													
22. 保護工種	モルタルのみ(無)		擁壁	張石	張コン	コン枠	ブロック張	筋芝	張芝	種子吹付	植生盤	植生穴	無処理	網	落石防止	その他
23. 安定性			安定	小崩落	落石	崩壊										
24. 植生環境			良好	普通	悪											
25. 判定			適切	要検討												

⑤ 割目程度：I ほとんど密着 II 開口部が確認できるが密着に近い III 割れ目によって風化又は約5cm前後の開口
IV 約20cm以上の開口又はその開口に風化土がたまっている

割目間隔：a. 20cm以上 b. 10～20cm c. 5～10cm d. 5cm

保護工種：モルタル吹付工に従たる他の保護工種

※ 記入なしはカテゴリー99を与える。

る。これらの結果を考慮して以下の数量化解析では、経過年数、湧水状況、岩種、岩分類、割目程度、割目間隔、保護工種およびモルタル吹付工状態の8因子を選定した（表一5-8）。

2.2 数量化解析第Ⅱ類

表一5-9、図一5-5

～5-10はデータ数等の不均衡等によって生じる統計上の不合理を解消し、しかも実際の現象とうまく合う方向に、数量化解析を繰り返すことによってもとめたケース1～3式のスコア値とスコアレングおよび累積確率を示したものである。ここで、外的基準としての吹付工状態を非崩壊と崩壊に分ける必要があるが、そのカテゴリーによるグルー

表一5-7 分散分析結果（モルタル吹付法面）

アイテム	F値	分散比 F ₀	F (0.05)	F (0.01)
法	高	1.166	1.96	2.53
勾	配	1.603	2.12	2.82
法	幅	0.293	2.39	3.36
湧	水	3.132	2.62	3.83
自然斜面の状況		1.705	3.02	4.66
土質分類		2.384	2.58	3.79
岩種		3.965	1.89	2.37
岩分	類	4.077	2.39	3.36
風化落石		61.240	3.86	6.70
割目程度		7.389	2.62	3.83
割目間隔		15.229	2.62	3.83
崩壊原因		2.013	2.30	3.21
モルタル吹付の割合		787.980	3.86	6.70
モルタル厚さ		2.527	2.39	3.37
モルタル吹付の高さ		1.746	1.96	2.55
ラス張り		1.674	3.87	6.73
保護工種		2.365	1.70	2.05
植生環境		5.731	3.07	4.77

表-5-8 アイテム・カテゴリー分類表（モルタル吹付法面、カテゴリー統合）

カテゴリー アイテム ナンバー	1	2	3	4	5
経過年数	0, 1年	2, 3, 4, 5年	6年以上		
湧水状況	乾 燥	湿潤, 表面水, 湧水			
岩 種	花 崗 岩	石英斑岩, 安山岩	蛇紋岩, 凝灰岩	片岩, チャート, 頁岩	礫 砂 岩
岩 分 類	軟Ⅰ, 軟Ⅱ	中硬, 硬Ⅰ, 硬Ⅱ			
割目程度	I, II	Ⅲ, IV			
割目間隔	a	b, c, d			
モルタル吹付工状態	変化なし, 浸透水あり	クラック発生, クラック 草木, モルタル変色	モルタル崩壊		
保 護 工 種	擁壁, 張石, 張コン, コン砕, ブロック張	筋芝, 張芝, 種子吹付, 植生盤, 植生穴	網, 柵, 落石防止, その他	モルタルのみ	

ブ分けを, ①非崩壊（カテゴリー1）, 崩壊（カテゴリー2.3）, ②非崩壊（カテゴリー1.2）, 崩壊（カテゴリー3）の2通りとした。図-5-5～5-10を見るとケース1-②の場合が適中率が最も高く86.2%を示している。この最も高い適中率を示すケース1式についてみると, モルタル吹付工の安定に影響があるのは, 岩石名（岩種）, 経過年数, 保護工種（吹付工以外の組合せられて用いられている工種）, 割目間隔（岩盤の）, 湧水状況, 割れ目状態（岩盤の）, 岩分類の順であることがわかる。

表-5-9 スコア値とスコアレンジ

（ケース1）

	1	2	3	4	5	スコアレンジ	効果順位
経過年数	-0.741	0.119	0.643			1.384	2
湧水状況	-0.066	0.277				0.342	5
岩石名	0.945	-0.502	0.440	0.062	0.065	1.447	1
岩 分 類	0.188	0.212				0.400	7
割目状態	-0.131	0.198				0.329	6
割目間隔	-0.541	0.272				0.813	4
保護工種	-0.298	0.293	0.612	-0.010		0.910	3

（ケース2）

	1	2	3	4	5	スコアレンジ	効果順位
経過年数	-0.777	0.135	0.663			1.440	2
湧水状況	-0.063	0.266				0.329	6
岩石名	0.990	-0.598	0.442	0.130	0.099	1.588	1
割目状態	-0.191	0.288				0.479	5
割目間隔	-0.569	0.286				0.855	4
保護工種	-0.297	0.308	0.581	-0.009		0.877	3

（ケース3）

	1	2	3	4	スコアレンジ	効果順位
経過年数	-1.017	0.095	0.961		1.979	1
湧水状況	-0.069	0.290			0.360	4
岩 分 類	0.462	-0.520			0.983	3
保護工種	-0.352	0.459	0.902	-0.059	1.254	2

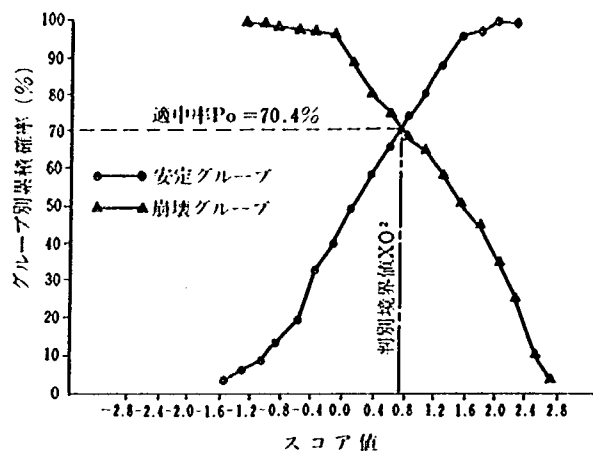


図-5-5 累積確率分布 ケース1-①

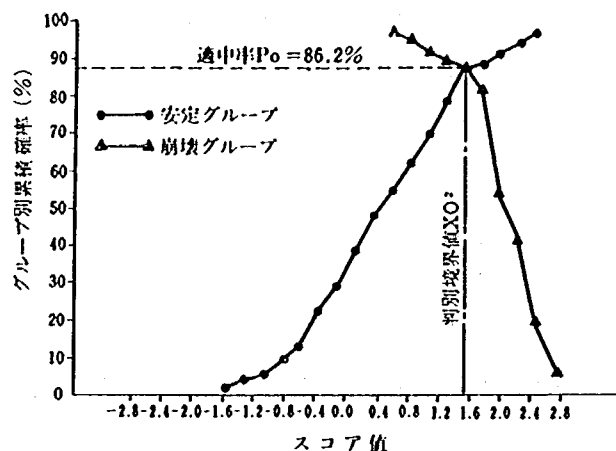


図-5-6 累積確率分布 ケース1-②

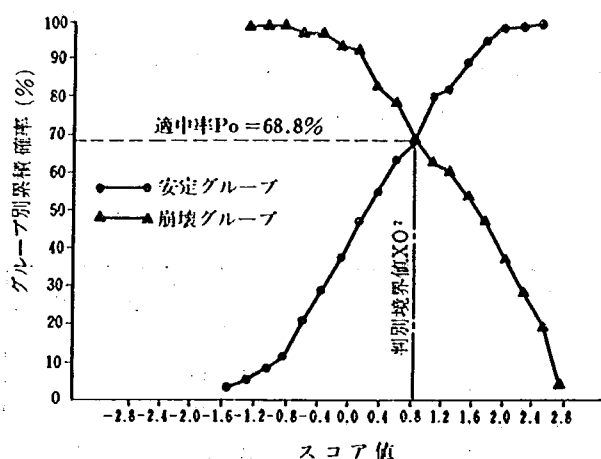


図-5-7 累積確率分布 ケース2-①

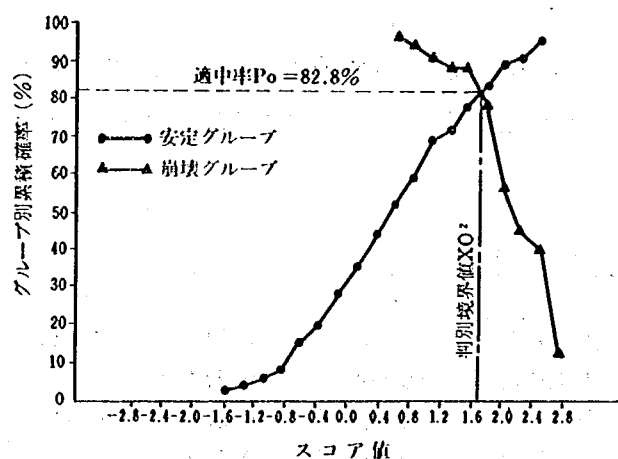


図-5-8 累積確率分布 ケース2-②

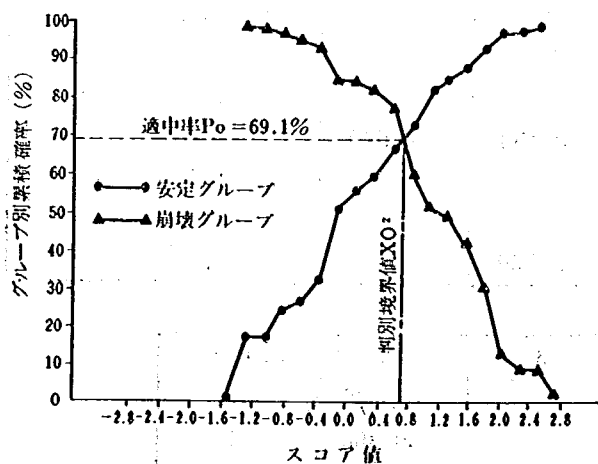


図-5-9 累積確率分布 ケース3-①

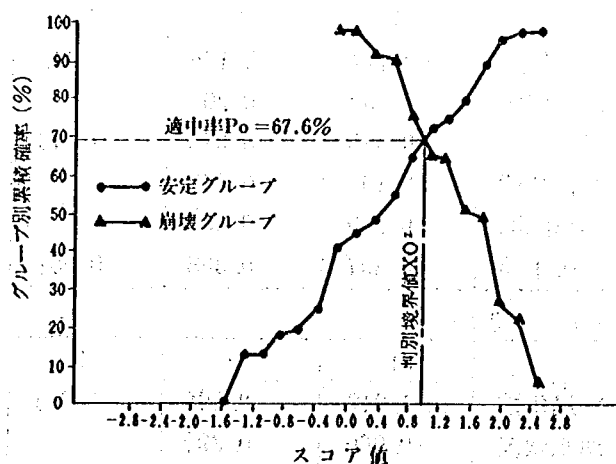


図-5-10 累積確率分布 ケース3-②

3. 判別式の検証

以上の数量化解析によって得られた判別式の精度を確かめるために、197 個の新しいデータを用いて判別式の検証を行った。その結果を表 5—10 に示す。これによると、自己回帰による最も高い適中率を示したケース 1 ②のケースの適中率は 66.3 % になっている。逆にケース 3 ①での検証では 91.3 % の高い適中率となっている。ケース 3 式をみると、吹付工の経過年数と保護工種の 2 つの因子が大きく吹付法面の安定性にかかわっていることがわかる。このことは、モルタル吹付工が経年的に劣化することと法面の地質状況に合せ他の保護工種と組合せて用いることが法面保護工として効果的であることを示しているものと思われる。

表—5—10 吹付法面数量化解析第Ⅱ類判別式適用

判 別 式	判別グループ		A ₁	A ₂	A ₁ + A ₂	B ₁	B ₂	B ₁ + B ₂	合 計	$\frac{(A_1+A_2)}{\text{合計}} \times 100 (\%)$
ケース ①	1	2・3	6	133	139	50	7	57	196	70.9
1 ②	1・2	3	102	28	130	28	38	66	196	66.3
ケース ①	1	2・3	6	137	143	46	7	53	196	73.0
2 ②	1・2	3	81	36	117	20	59	79	196	59.7
ケース ①	1	2・3	1	178	179	5	12	17	196	91.3
3 ②	1・2	3	99	38	137	18	41	59	196	69.9

A_1	…判別式による計算結果が安定かつ	観察結果も安定
A_2	…	不安定
B_1	…	不安定
B_2	…	不安定

5-1-3 ま と め

法面調査資料を統計解析した結果、90%以上という高い適中率の判別式を得た。ここで得られた得点がすぐにそのまま現在の法面の安定度判定に使えるとは考えられないが、法面の安定に寄与する要因を如実に表わしていると思われる。

そこでこの統計解析結果や経験的あるいは工学的な判断を加味して法面採点表試験案を作成した。この採点表もまだいくつかの問題点はあるが、全国的に一律に個人差なく法面を判別でき、法面の1次ふるい分けには充分供せられると思われる。

この採点表をさらに精度よく行うためには、法面の実態や崩壊に関する基礎資料の収集が必要である。特に崩壊のメカニズムから考えて重要な土質、地質、湧水の状況、法面直上の斜面すなわち法肩付近の状況等について検討を行うべきである。このようなことから表—5—11に示すような法面調査表を用いて、法面の実態調査を組織的に行なう必要があるものとする。

表-5-11 切取法面調査表

切取法面調査表 (1)

路線名		地点番号		距離線	K	m	R	L	4. 自然斜面					
都道府県名		調査地名							斜面高	m	勾配	法肩付近の勾配		
調査担当事務所		施工年月							自然斜面の形状	凸凹平行	植生の状況	表土・崩積土の厚さ		
		調査年月日							オーバーハング	有・無	斜面上に大きな切土・盛土	有()無	その他	
1. 法面の状態									備考					
法高 (H)		法勾配	平均	最多	最急	最緩	構成		5. その他					
法幅延長		小段				方向	北・北東・東・南東・南・南西・西・北西		法尻より分離帯までの距離	1.法高より大 2.法高より小	交通量	約 台/日	切土あるいは斜面上の用水路	有・無
湧水状態	乾燥・湿润・表面水・湧水	水処理	工法 有() 無						隣接構造物	種類()位置	1.切土の下(H)より近い 2.切土の上(H/2)より近い 3.その他			
崩壊歴	有・無	崩壊規模	崩壊(m)	落石多 中少	発生日	施工中・施工後年月		6. 正面図・断面図・または現況の写真						
2. 法面の土質・地質														
正面図番号	土質名 岩種名	岩 分 類					風化の程度	割目の状況				方 向		
		軟岩 I	軟岩 II	中硬岩	硬岩 I	硬岩 II		多 い	やや多 い	やや少 い	少 ない	流 れ 盤		
												受 盤		
												そ の 他		
												走向・傾斜		
3. 法面保護工														
1. 擁壁工 (a. 腰擁壁 b. 重力式 c. モタレ壁 d. その他) 2. 張石工									7. 法面の安定度の判定					
3. ブロック張工 4. コンクリート張工 5. コンクリート枠工									A. 安定と思われる B. 検討を要する C. 早急に検討を要する					
6. 場所打コンクリート枠工 7. モルタル吹付工 8. コンクリート吹付工 9. 筋芝工 10. 張芝工 11. 種子吹付工 12. 植生穴工 13. 網工 14. 落石防止柵 15. その他 () 16. 無処理														
保護工の異常 無・有()														

切取法面調査表 (2)

8. 法面の詳細土質・地質正面図（切取直後の記録）				10. 法面保護工を変更した場合			
				変更原因			
				崩壊原因			
				崩壊時の降雨・降雪量		連続降雨量	日雨量
9. 崩壊歴があった場合				崩壊状況			
崩壊規模	A.崩壊 B.落石 C.小崩壊 D.その他（ ）						
崩壊原因	A.降雨 B.降雪 C.凍結融解 D.風化 E.その他（ ）						
崩壊時の降雨、降雪量	A.連続降雨量（ mm） B.日降雨量（ mm） C.最大時間降雨量（ mm）						
崩壊状況（微候，土量，崩壊現象等）				断 面 図			
				変更後の法面の正面図・断面図（詳しく）			
崩壊前法高		崩壊前法勾配	平均				
小 段							
水 処 理	無・有（ 工法 ）						
崩壊前法面保護工							

参考文献

- 1) 地質研究室, 土質研究室: のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究, 土木研究所資料第 731 号, 昭和 47 年 2 月
- 2) 奥野忠一他: 多変量解析法, 日科技連出版社
- 3) 小橋澄治他: 空中写真利用による斜面安定度の検討
鉄道技術研究資料 Vol. 31, No. 6. 昭和 49 年 6 月
- 4) 山田剛二他: 切取りのり面調査, 鉄道技術報告 No. 699, 昭和 44 年 11 月
- 5) 桑原啓三, 佐々木審: 道路切取法面の安定度の判定, 土木技術資料 Vol. 20. No. 1.
昭和 53 年 1 月

5-2 崩壊時期の予測

前項において、数量化解析に基づいた採点法による崩壊場所の予測について述べた。本項では斜面崩壊予測のもう一つの事項である崩壊時期の予測について検討する。

地すべりのようなクリープ性の運動を示す崩壊の崩壊時刻の予測については、斎藤¹⁾によるクリープ破壊理論を適用した方法がある。しかし、岩盤崩壊のように急激に運動するものは予測できず、またヒズミが発生しないと予測できない。このようなことから、花崗岩地域とに一層分布地域において現地観測を行ない、崩壊時期について検討した。

1) 花崗岩地域における斜面崩壊時期の予測

観測法面の概要

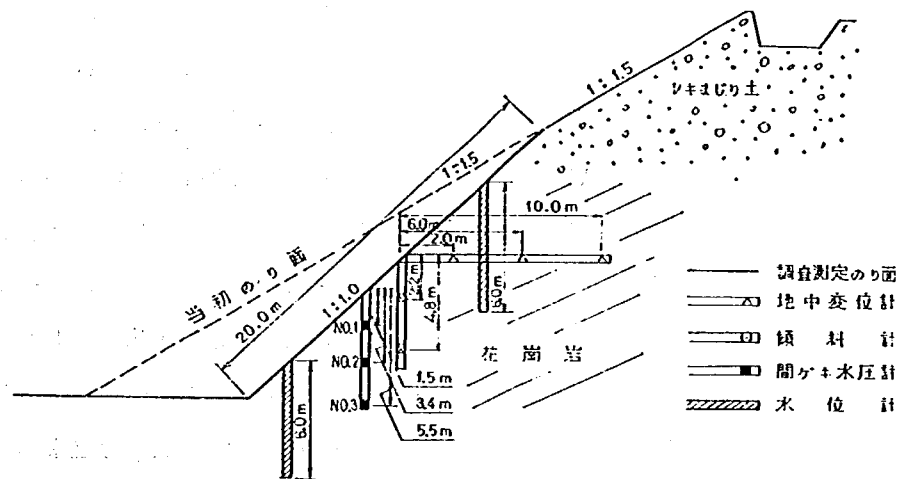


図-5-11 観測法面の断面図

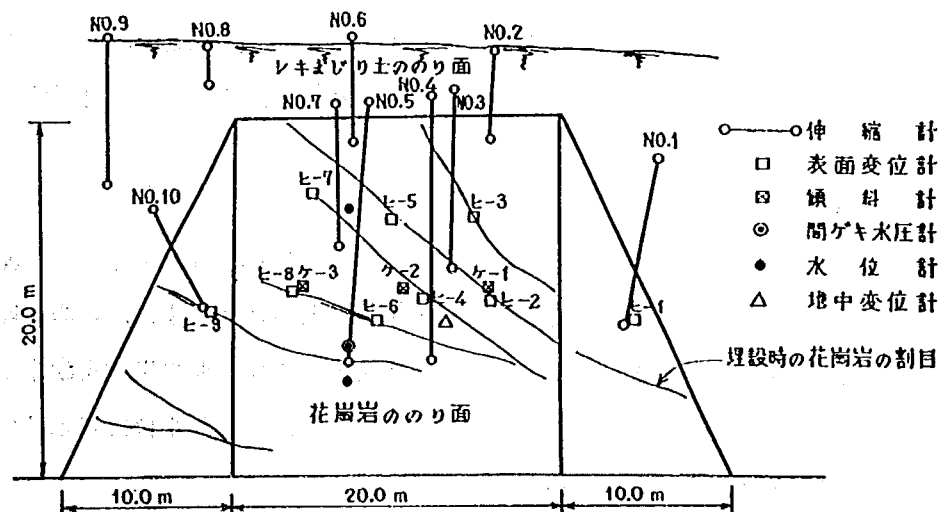


図-5-12 計器埋設位置

観測法面の場所は中部地建，名阪国道工事事務所管内の国道25号線で，三重県上野市治田である。この場所は三重県と奈良県の県境付近に位置している。観測法面の断面および地質を図—5—11に，正面図を図—5—12に示す。観測法面は1：1.5程度で安定していたものを，観測測定を行なうために法勾配1：1.0に切り直したものである。法面の地質は下部が軟岩に相当する粗粒風化花崗岩で，上部は段丘礫層状の砂礫まじり土である。法面の方向はN40°E 45°SEで，岩の節理面はN40°～35°E 80°NW，N20°W 90°SW，N10°E 80°NW，N70°W 50°NEおよびN60°10°NWが発達している。また節理間隔は50～100 cm程度で，節理は開口してないが節理にそう風化が進んでいる。

観測用計器の埋設

法面に埋設した計器は伸縮計，表面変位計，地中変位計，傾斜計，水位計および間隙水圧計の6種類で，その埋設位置は図—5—11および図—5—12に示してある。伸縮計は法面の地表部の変位量を測定するもので，時計機構によって作動させ，変位をインバー線の伸縮によって測定するもので，花崗岩の部分に6個，礫まじり土の部分に4個設置した。表面変位計は地表面にあらわれている岩のクラックの開き具合の変化を測定するもので，クラックをはさんで片方に固定板を設置し，他方に差動トランス式の変位計を応用したピックアップを固定する方式にした。設置した計器は9個である。つぎに地中変位計は10 m水平ボーリングした孔内に，測定点にアンカーをとりつけた塩化ビニール管を挿入し，アンカーより張ったインバー線を地表面でカウンターバランスさせて，地中の変位を摺動抵抗の変化によって測定するもので，アンカーの位置は法面の表面より2 m，6 m，10 mの3箇所にした。また，すべり面の位置を調べるために法面の中央付近に3箇所ボーリングを行ない，1ボーリング孔につき2個，合計6個の傾斜計を埋設した。なお傾斜計の埋設深さはそれぞれ法面の地表面より2.2 m，4.8 mである。この他に水位計を2箇所，間隙水圧計を3個埋設した。測定記録はすべて自記記録にし，伸縮計は7日巻き取りのものを使用した。また，表面変位計，地中変位計，間隙水圧計および傾斜計は遠隔自記記録方式にし，24点用打点自記記録器を使用した。

観測結果

観測は切土をし，計器を埋設した昭和45年9月17日より，花崗岩の風化によって法面が崩壊した昭和46年8月17日までの約1年間にわたって実施した。法面の崩壊状況ならびに観測結果についてのべると次りようになる。

法面の崩壊状況

計器を埋設した時点における法面は，切土を行なって間もない法面であるため，風化もあまり進んでなく硬い花崗岩の法面で，見た目には安定な法面のように思われた。また，計器を埋設した4日間は天候が悪く，ほとんど毎日雨の日であった。そのため降雨による浸透水の影響を観察することができたが，法尻周辺が湿潤する程度で浸透水，わき水は認められなかった。また水位計による地下水位も法面から6.0 m程度で，地下水位も低いことが知られた。

観測を開始した日から約1カ月後の10月23日に図—5—12の左側の伸縮計No.10のあたりの土砂が小崩落を起こした。崩壊土砂量は3 m³程度で，大きな崩壊には至らなかったが，No.10の伸縮計が土砂とともに

に崩落し測定が不可能となった。その後、あまり法面には大きな変状は認められなかったが、12月の時点で法尻付近には表面水の影響によってガリ侵食を受けた形跡が認められるようになった。明けて翌年の46年の5月末ごろから、計器埋設時に認められたクラックからはみ出しが生じ、法面の崩壊が起る徴候が認められるようになった。この時期には、硬い花崗岩であった法面もかなり風化がすすみ、法面の表面はハンマーで簡単にはげ落せるような状態にまでなった。そして、

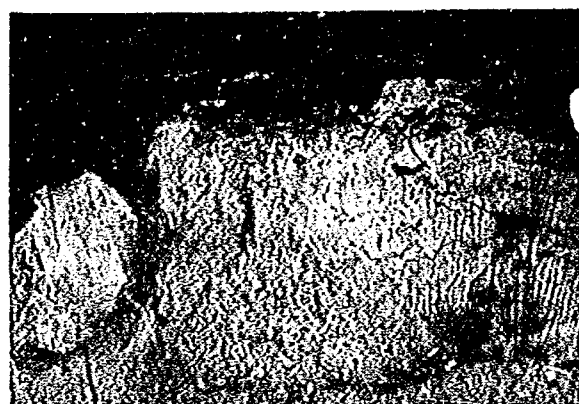


写真-5-1 崩壊後の法面状態

6月の梅雨期に入って崩壊が一気に進んだ。すなわち、伸縮計Na9地点の崩壊が6月5日に起こり、つづいて上部法面の1:1.5で切土した礫まじり土の部分にクラックが入り、7月25日には法面全体が大きな崩壊を起こし、崩れ落ちた。写真-5-1は崩壊後の法面の状態を示したもので、上部法面の崩壊の落差は3.9m程度に達した。また、すべり面付近の花崗岩の法面は手で押しつぶせる程度に風化しており、花崗岩というよりも、むしろマサ土に近い状態になっていた。

観測時の降雨量

観測地点に選定した法面は三重県と奈良県の県境に近い場所で、日本でも比較的雨の多い地帯である。なお年間平均降雨量は約1,400mmである。法面観測を実施した昭和45年9月17日から、観測を終了した昭和46年8月5日までの累計降雨量は1,267mmに達した。そのうち降雨量の多かった月は7月で月降雨量は257.5mmである。つづいて5月、6月の161mm、171.5mmである。なお、9月は半月間に131mmも降っており、7月につづいて多かった月であるといえる。逆に降雨の少なかった月は12月、1月、2月で、それぞれの降雨量は52mm、27mm、47.5mmである。つぎに日降雨量についてのべると、日降雨量が20~30mmのものが12日、30~50mmのものが5日、50mm以上のものが4日となっている。

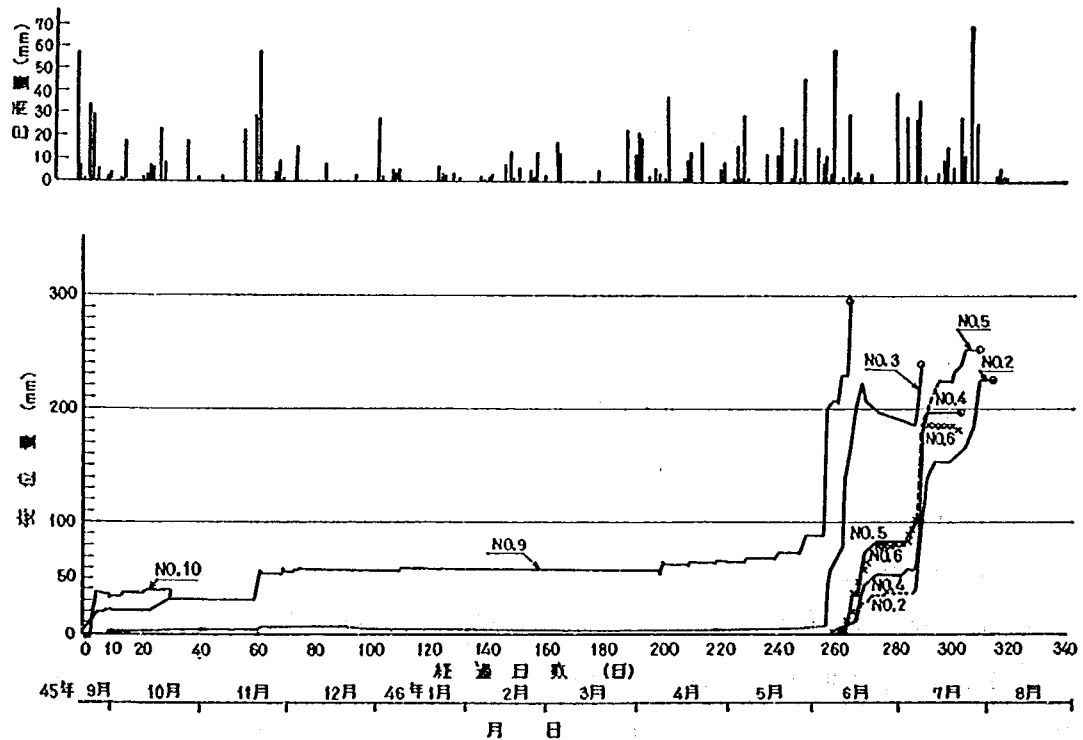
法面の動きと降雨との関係は46年5月下旬の47mmの雨で1.2cm移動し、6月3~6日の79mmの雨で11.2cm移動し崩壊を始め、その後1カ月間に100mmの雨で15cm移動し、7月6日から7月の72mmの雨量でNa3の伸縮計の地点が崩壊し、7月22日~23日の38.5mmの雨量で法面が大きな崩壊を生じた。

計器による観測結果

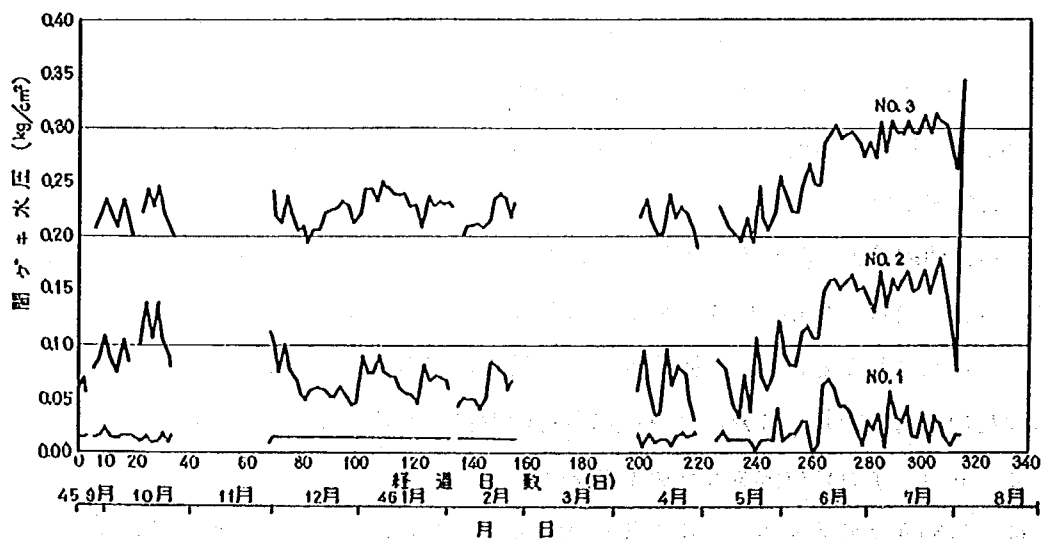
図-5-13は伸縮計の観測結果を示したものである。図の上の部分は日降雨量を示しており、下には変位量が示されている。なお、Na4、Na6の伸縮計の変位量は計器がのせてある固定点が移動した変位量である。一見してわかることは、降雨量と変位量との間に相関があるということである。すなわち、降雨量の少ない12月、1月、2月、3月には各点の伸縮計の変位量はともにほとんど変化していないが、降雨量の多い6月、7月には大きく変動している。

とくに伸縮計Na9に着目すると、雨の比較的多かった9月、10月、11月には変位量は大きくなっているが、雨の少ない12月~3月の時期にはほとんど変化しておらず運動は停止している。そして4月に徐々

に動き出し、5月、6月と降雨の多い時期に変位が急上昇し、ついに崩壊を起こしている。このことは、法面の崩壊も突発的に起こるものでなく、一雨ごとに徐々に動き出し、ある変位量に至り安定性が失われると急激に崩落が起こることを示している。また降雨の多い時期には変動するが、降雨の少ない時期にはその運動も停止することを示している。また各伸縮計の動きからして、崩壊が徐々に伝播し進行性破壊を起こしていることがうかがえる。



図—5—13 伸縮計の観測結果



図—5—14 間隙水圧の変化

つぎに図—5—14は間隙水圧の変化を示したものである。間隙水圧の変化は法尻から8 mの位置のNo 3（法面より14.5 m下）、No 2（のり面より3.4 m下）で0.1 kg/cm²程度である。No 1（法面より1.45 m下）ではほとんど変化がない。また変化の大きいのは5月末から7月の時期で、伸縮計の変位量が大きくなった時期と一致している。

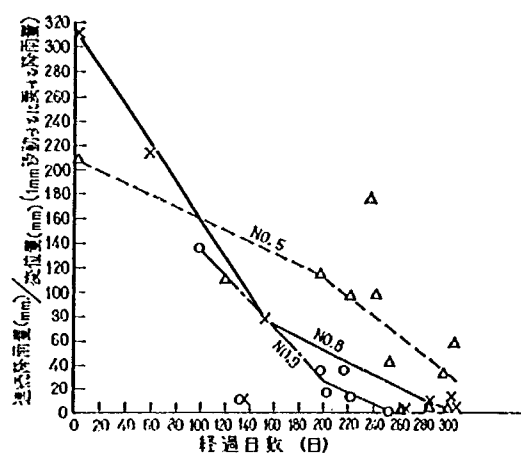
傾斜計は図—5—12のケー1の地点で深さ2.2 m、4.8 mのところがともに動いており、すべり面が深いことを示している。またケー2の地点では深さ2.2 mの傾斜計は動いているが、4.8 mのところではあまり変化していない。ケー3の地点の傾斜計は変化していないことからして、崩壊は図—5—12において左上から右下方向に起こっていることがうかがえる。

地中変位計の埋設箇所では、すべりが生じなかったため変形量は記録されていない。また表面変位計はクラックの大きさの変化が測定されたものであるが、設置した法面が花崗岩であったため、花崗岩の風化が早く、表面水によって設置した固定板および計器の下の部分の部分が洗掘されてその移動量が含まれたり、さびついて動きが鈍くなったりして満足な結果は得られなかった。

変位量と降雨量の関係

図—5—13の変位量と日降雨量との関係を見ると、切土した初期の段階ではかなりの降雨量がないと法面は変形を起こさないのに対して、時間が経過するにしたがって少ない降雨量で変形をおこしている。

そこで、この関係を連続雨量に着目してまとめたものが図—5—15である。図中の縦軸には法面が変形した各時点において、連続雨量を変位量で割って、法面が1 mm移動するに要した連続雨量を求めたものが示されており、横軸には経過日数が示されている。切土し計器埋設した時点では、法面が1 mm変形するのに必要な連続雨量は200～300 mmとなっており、かなり降雨量がないと変形しないのに対して、時間が経過するにしたがって少ない連続雨量でもって変形がおこるため1 mmあたりの連続雨量も小さくなっている。そして、崩壊が生じた時点では1 mm変形するのに必要な連続雨量は3～10 mm程度であり、計器埋設時点と比較すると1/20～1/100になっている。そのため、崩壊を生じたときの降雨量は38.5 mmで、比較的小さい降雨でもって崩壊が生じている。また、計器埋設してから崩落するまでの累計の変位量は20～25 cm程度となっている。

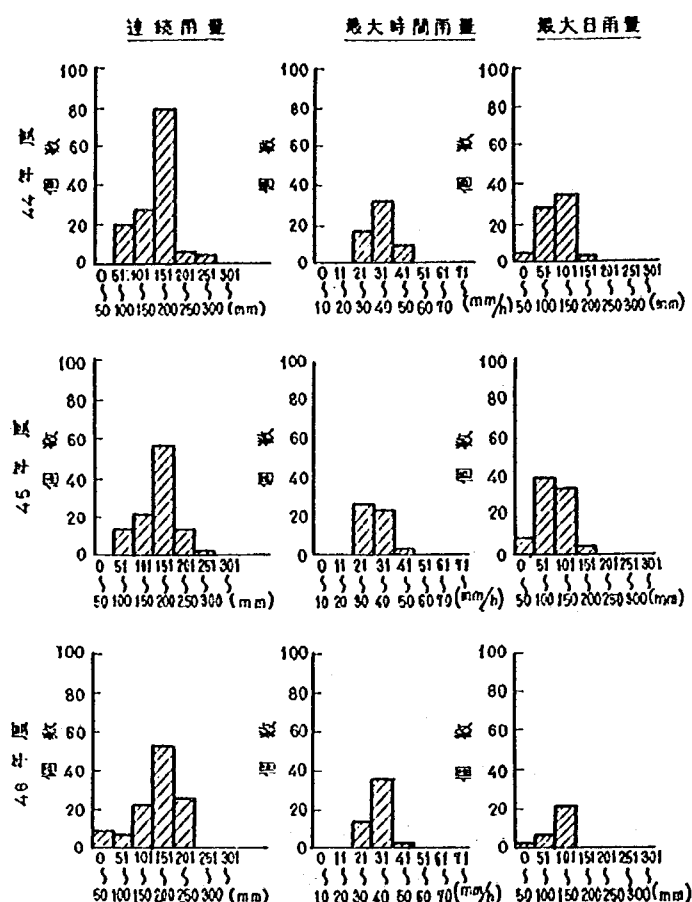


図—5—15 一定変位量あたり連続雨量と経過日数の関係

法面崩壊の予知に関する一考察

法面崩壊による事故を未然に防ぐ方法として、基準雨量を定め、降雨量がこの基準雨量を越えた場合には交通規制を行う方法が一般に多くとられている。図—5—16は全国の一般国道の基準雨量を年度別に示したものである。連続雨量151～200 mm程度のものが基準雨量として多く用いられている。最大日雨量を基準雨量としてとった場合には101～150 mmのものが多く、また最大時間雨量では31～40 mm/

hのものが多くになっている。地域別にみると近畿以西では151～200mmの連続雨量のものが多く、北日本では101～150mmのものが多く、また北海道は51～100mmでの最大日雨量のものが多く使われており、一般に北から南にゆくにしたがって基準雨量の値は大きくなっている。つぎに図—5—17は44年度から46年度にわたる過去3年間に交通規制が実際に行われた箇所のうち、土木研究所で資料を収集できたものについて交通規制を行って崩壊したときの連続雨量、最大時間雨量、最大日雨量を示したものである。ただし、北海道では融雪による法面崩壊がかなり含まれているのでとりのぞいてある。図—5—16の基準雨量と比較するとほぼ同程度の値のところに度数のピークがあらわれているが、最大時間雨量は基準雨量よりも小さいものが多い。



図—5—16 通行止の際の基準雨量

また、連続雨量および最大日雨量についても基準雨量よりも小さいところで崩壊が起こり、交通規制を実施した例がある。これは中国、四国、九州地方などのように規制基準雨量が比較的大きく決めてある地方に多く見られる。この原因としては図—5—15に示したように法面は時間の経過とともに風化などによって次第に安定性が失われてゆく傾向をもっているため、少ない降雨でもって崩壊する場合があるためと考えられる。このため基準雨量は個々の法面について、その崩壊の危険性を十分検討したうえで決定すべきであると考えられる。

崩壊の危険性を検討する方法として円弧すべりなどによる安定解析の方法が考えられるが、前にものべたように地山の状態はきわめて複雑で不均一であるため、土の強度や間隙水圧の値を正確に求めにくいこと、時間の経過とともに風化作用などによっていちじるしく強度が低下するが、それを推定することが困難なことおよび岩の法面ではクラックなどが発達しており、すべり面を仮定することが困難なことなどのために、法面の安定解析によって崩壊を検討してもなかなか満足する結果は得られない。そのため崩壊を予知する方法として伸縮計を設置してひずみ速度から崩壊を予知する斎藤らの方法があるが、これはひずみが大きく崩壊するという前提があって初めてその効果を発揮するもので、崩壊を予知する際には、崩壊するという仮定を設ける必要がある。

今回実施した法面崩壊の観測結果から、法面と変位量と連続雨量の間には図—5—15に示したような関係があることが判明した。すなわち、法面が完全に崩壊しなくても崩壊が近づいたがって法面がある変位量変形するに必要な連続雨量は小さくなっており、同じ連続雨量の降雨であっても初期に比べて崩壊直前では法面の変位は大きくなる。この関係に着目して、伸縮計による表面変位を測定し、その結果を利用して図—5—15に示したような法面が一定量変位するのに必要な連続雨量を求め、各時点で法面が崩壊すると思われる変位量を仮定すると、逆算により各時点での崩壊するのに必要な連続雨量が求まる。この連続雨量を基準雨量と定めて交通規制すれば、交通規制のための基準降雨量の精度もあがると考えられる。

参考文献

(1)建設省道路局，土木研究所：「のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究」第23，24，25回建設省技術研究発表会 昭44，昭45，昭46

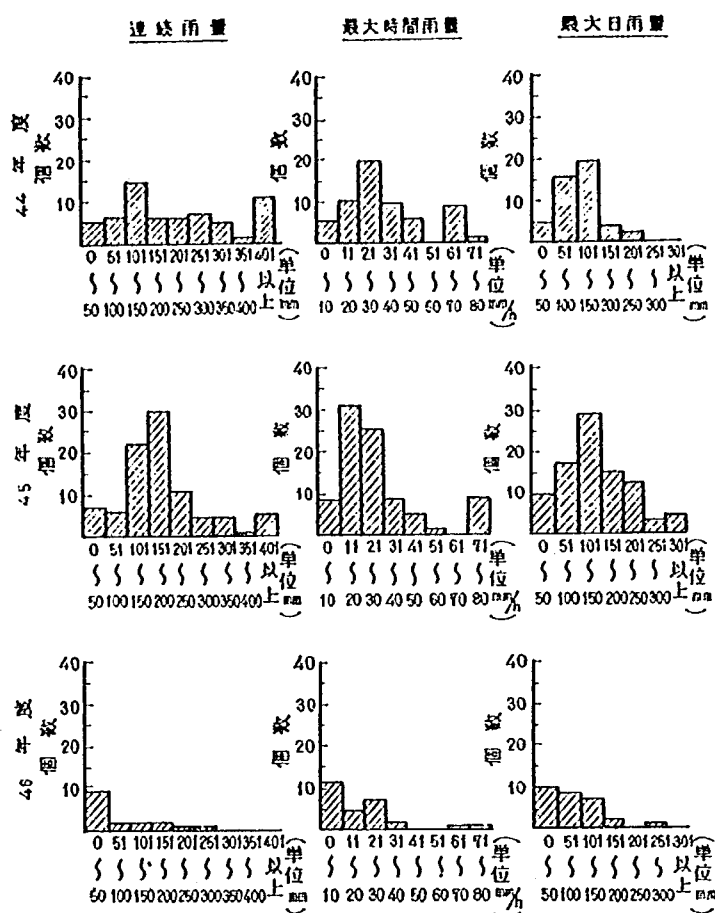
2) ローム層分布地域における斜面崩壊時期の予測

調査地域は斜面崩壊の発生頻度が高く，被害も大きい横浜市磯子区である。この地区は大滝^④によると横浜市周辺で最も斜面崩壊発生頻度の高い地域となっている（図—5—18参照）。本地域は標高40～60mの台地と台地を樹枝状に開析する谷が発達し，台地周辺は急崖をなしている。

本地域の地質は下位より第三紀三浦層群，その上位に不整合の相模層群，関東ロームが分布している（図—5—19参照）。調査地周辺では屏風ヶ浦砂礫層下部と関東ローム層下部において湧水が見られる。図—5—18，図—5—19より調査地の斜面崩壊は関東ローム層および中里シルト層分布地域に多く発生していることがわかる。

調査地域周辺の斜面崩壊は現地調査の結果，ほぼつぎの4タイプに分類することができる。

① 崩積土の崩壊タイプ



図—5—17 崩壊を生じたときの降雨量

- ② シルト岩風化部分の崩壊タイプ
- ③ ①と②の複合タイプ
- ④ ローム層や砂層の崩壊タイプ

崩壊は①、②およびその複合の③のタイプの崩壊が多く、特に磯子区以南においてはシルト岩の風化部が剥離崩壊することが多い。また崩壊地点は洪積台地より上が開発され、集水しやすくなっている所が多く、植生が台地上で少なくなっている所が多い。

したがって調査地域の崩壊の大部分は降雨による表面水が地中に浸透し、崩壊予備物質である風化層や崩壊土の密度の増大、および基岩と崩壊予備物質との境界部に地下水流が生じたための剪断抵抗貨の減少と相まって生じるものと思われる。

観測測定法

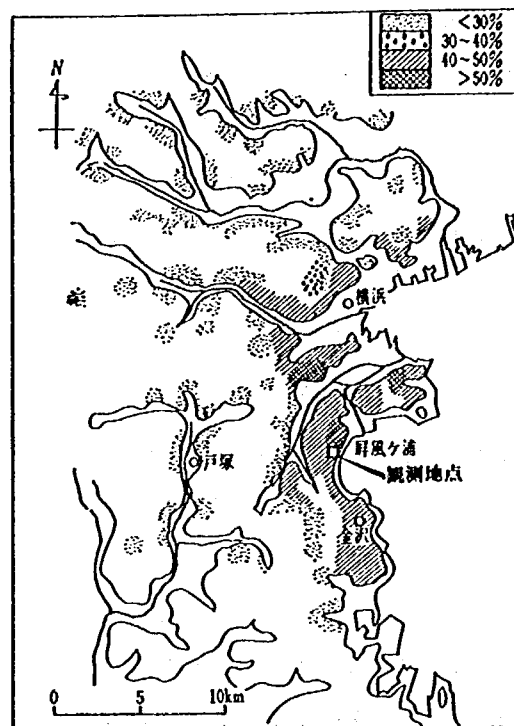
調査地域の降雨による地下水位や間隙水圧の変化を求め、ために磯子区汐見台地点において長期間の観測を行った。

観測地点の地質は下位より三浦層群中里シルト層、相模層群屏風ヶ浦砂礫層、シルト層および関東ローム層で（図—5—20参照）、地層はほぼ水平に分布している。弾性波探査の結果、ローム層は $V_p = 250 \sim 300 \text{ m/sec}$ 、 $V_s = 120 \sim 140 \text{ m/sec}$ 、屏風ヶ浦シルト層は $V_p = 1,550 \text{ m/sec}$ 、 $V_s = 220 \text{ m/sec}$ を示し、屏風ヶ浦シルト層はほぼ飽和していると思われる。

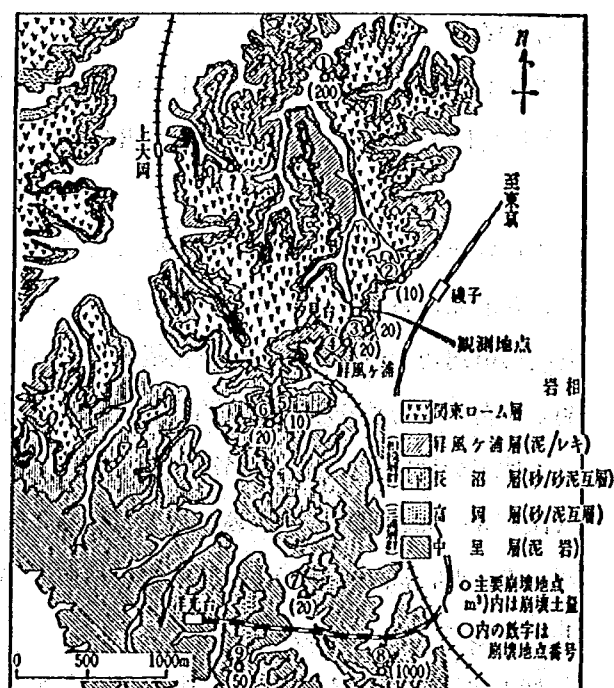
観測は観測地点に自記雨量計、水位および間隙水圧測定用の間隙水圧計を、図—5—20のように中里シルト層、屏風ヶ浦シルト層に、および屏風ヶ浦砂礫層、関東ロームにそれぞれ設置し、打点式記録計で測定した。

観測測定結果

雨量、地下水位および間隙水圧の測定結果を図—5—21に示す。観測期間中の年間降雨量は1968年1,770.5 mm, 1969年1,409 mm, 1970年1,312 mmで年間降雨量は比較的少なかった。観測期間中100 mm以上の連続降雨量は5回あり、斜面崩壊はそのうち連続降雨量、雨量強度ともに大きい降雨によって1



図—5—18 横浜付近の崖崩れ頻度分布（1955～1963年のデータ使用）
〔大滝俊夫：降雨による崖崩れの水文学的研究より〕



図—5—19 磯子区付近の地質

回生じた。

地下水位の記録は降雨量にほぼ追従しているが、中里シルト層に孔底をもつW₁の記録を見てみると、ローム層中では、水位上昇時は雨量に対してほぼ直線的であり、下降時は指数関数的に減少している。しかし屏風ヶ浦層では水位の変化は著しく、上昇時、下降時ともローム層の水位から不連続的に変化している。

間隙水圧はローム層に設置したものと砂礫層中のものとを比較すると、当然のことながら前者の観測値は後者に比べて小さく、また遅れて反応している。観測期間中異常間隙水圧といえるほどの上昇はローム層、屏風ヶ浦砂礫層のいずれにも見られない。降雨時の増圧、無降雨時の減圧は水位と同様直線のおよび指数関数的である。

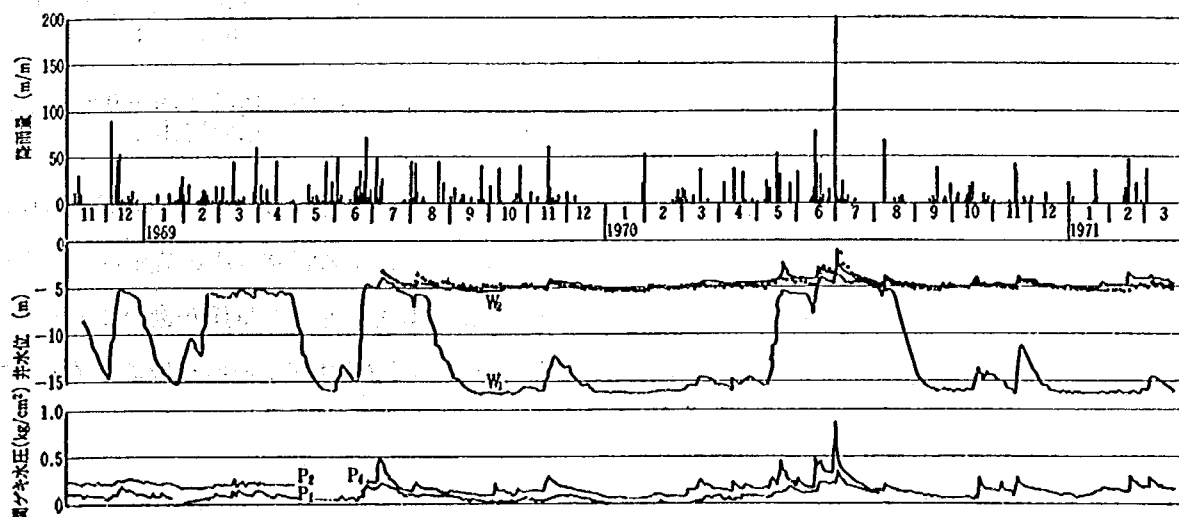
調査観測結果の検討

1965年～1975年の10年間に100mmを越える降雨は24回（横浜地方気象台観測結果による）あり、その

深度 (m)	層厚 (m)	柱状 図	色 調	地層 名	地質 名	N 値 (H/cm)	比 重 (g/cm ³)	密度 (g/cm ³)	間 隙 比 e	透 水 係 数 (cm/sec)	含水 比 (%)	計 算 値
2.50	2.50		暗かっ灰色	埋土	ローム	%	2.74	1.30	e=3.14 a=0.758	5.0×10^{-4}	96.5	
2.70	0.20		かっ灰色	ローム	ローム	%	2.74	1.25	e=3.14 a=0.758	4.5×10^{-4}	97.2	
6.40	3.70		かっ灰色	埋土	埋土	%	2.74	1.30	e=3.04 a=0.752	2.6×10^{-4}	96.5	
8.90	2.50		暗青灰色	屏風ヶ浦シルト層	粘土質シルト	%	2.67	1.85	e=0.949 a=0.487	10^{-3}	91.7	
14.40	5.50		暗青灰色	屏風ヶ浦シルト層	シルト	%	2.67	1.90	e=0.894 a=0.472	10^{-3}		
15.60	1.20		暗かっ灰色	砂礫層	砂	%	2.67	1.85	e=0.894 a=0.472	10^{-3}		
16.50	0.90		暗かっ灰色	砂礫層	砂	%	2.64	1.95		10^{-3}		
16.85	0.35		暗かっ灰色	砂礫層	砂	%		1.95		10^{-3}		
22.30	5.45		暗青灰色	中里シルト層	シルト	%	2.64	1.95		10^{-3}		
25.50	3.20		暗青灰色	中里シルト層	シルト	%						

(密度・間隙比・透水係数・含水比は周辺のボーリングから推定したもの)

図—5—20 観測地点の地質柱状図



図—5—21 1968.11～1971.3間の観測記録

うち13回に斜面崩壊が生じている（横浜市磯子消防署統計より、表一5—14参照）。連続雨量100mm以上の降雨について、積算降雨量と雨量強度との関係は図一5—22のようになる。図一5—22、実線は斜面崩壊を生じたもの、点線は崩壊を生じなかったものを示しているが、積算降雨量の多い降雨に崩壊が必ずしも多いとは限らず、また雨量強度の高い降雨にも多いとは限らず、降雨が直接崩壊に結びついていないことを示してそる。

つぎに地下水位の上昇下降の傾向はシルト層、ローム層、砂礫層の順に保水容量、透水係数とも大きくなり、特に中里シルト層は上昇、下降とも急激で、パイプ流の形態を示している。これに反し、表層およびローム層においては、水位上昇は直線的であり、下降は指数関数的である、このことにより、中里シルト層の地下水位記録はローム層からの地下水流入によるボーリング孔の水位の変化を示しているものと考えられる。

観測期間中に生じた斜面崩壊は地下水位が異常に上昇（ W_2 でG. L. - 2.5 m）したときに発生している。そこでパイプフローの傾向を示すシルト層以下を除き、シルト層上位のローム層の地下水位変動量と連続降雨量との関係を見ると図一5—23のようになり、水位上昇と降雨との間にはほぼ直線的な関係が認められる。また図一5—23はある雨量までは地下水位の上昇は認められず、これは表面流失、蒸発散および上部不飽和層の吸着水などの初期損失降雨と考えられる。

また、連続降雨量と間隙水圧の変動との関係は図一5—24に示すように、ローム層中の間隙水圧の動きはさわめて敏感であり、砂礫層中の間隙水圧は緩慢である。降雨による間隙水圧の変動は図一5—21に見られるようにほぼ同じ深さに埋設した水位計の水位変動よりも大きく、空気圧が働いていると考えられる。したがって、降雨による浸透水は完全飽和として流下するわけではなく、不飽和浸透と考えられる。

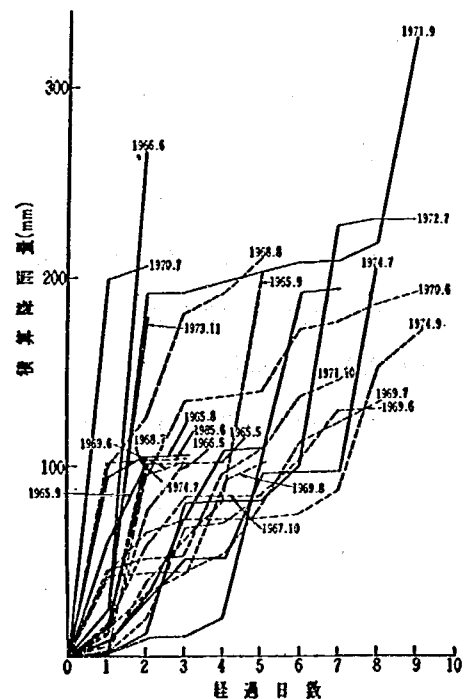
地下水位シミュレーション

地下水位タンクモデル

いま、地下水位の上昇、下降モデルを図一5—25のように考える。すなわち、降雨 R は表面流失、蒸発散および浸透における土湿不足などの初期損失 S_0 を除いて地下水としてかん養される。そして地下

表一5—12 かけ崩れ発生状況
(磯子消防署記録より)

発生年月	原因	件数	最大崩壊土量	備考
昭和40. 5. 26	台風6号	8	30 m ³	
" 40. 8. 21	台風17号	1	20	
" 40. 9. 17	台風24号	10	100	
" 41. 6. 28	台風4号	58	50	崩壊土量不明多し 死者8名
" 41. 9. 13	台風22号	1	40	
" 45. 7. 1	集中豪雨	60	110	
" 46. 8. 31	台風23号	6	20	連続降雨量 140mm
" 47. 7. 15	台風6号	3	30	連続降雨量 156mm
" 47. 9. 16	台風20号	2	20	連続降雨量 156mm
" 48. 10. 27	大雨	1	5	連続降雨量 61mm
" 48. 11. 10	大雨	33	300	連続降雨量 120mm
" 49. 7. 8	台風8号	7	25	
" 50. 5. 17	大雨	1	150	



水位 h を上昇させるが、地下水は流出 q によって下降する。

ホートン (Horton) は、降雨の地下への浸透能 f_p は $f_p = f_c + (f_0 + f_c) e^{-Kt}$ (1)⁵⁾ で表わされるとした。ここで、 f_c は最終浸透能、 f_0 は初期浸透能、 K は定数、 t は降雨開始時刻からの時間である。しかし、降雨による水位の上昇は、図—5—23に見られるように、ほぼ直線関係にあることから、水位が上昇するときは(1)式のような指数関数曲線ではなく、

$$h = C(R - S_0) \text{(2)}$$

ただし、 C ：有効間隙率に関する定数

S_0 ：表面流出、蒸発散、土湿不足など
すべてを含めた初期損失

で表わしてもよいと考えられる。 C は地層中に含まれる水が自由に流動することに関する定数で、比浸出量または比産出量と呼ばれるものの逆数で、有効間隙率の逆数となる。また、 C は雨量係数 (降雨量を地下水位上昇量で除したもの) の逆数で代理できる。

S_0 は実際には連続降雨による総降雨量が増加するほど表面流出は増加するので、 S_0 も増加すると考えられるが、図—5—23の関係により、ほぼ一定として計算してもよいと考えられる。

以上のことより、降雨による水位上昇量は(2)式で計算してよいと考えられる。

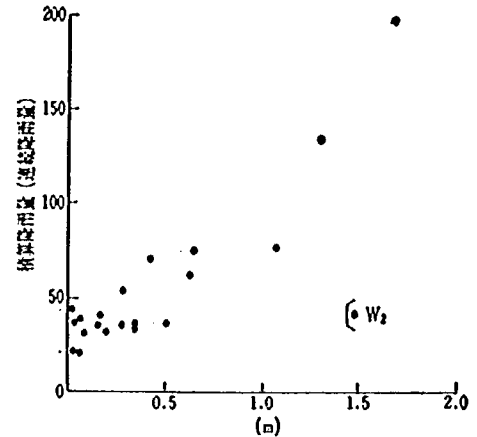
一方、水位低下については、扇状地、段丘や山ろく斜面などで地下水のかん養が行われない限り、地下水貯水量の減少が続き、水位は低下する。水位低下速度は地下水位の高さに比例する。しかし、地下水位が低下し、ある値に近づくと水位低下速度は極度に減少し、それ以下では地下水位はほとんど低下しなくなる。この関係は、

$$H = H_a + (H_0 - H_a) e^{-at} \text{(3)}$$

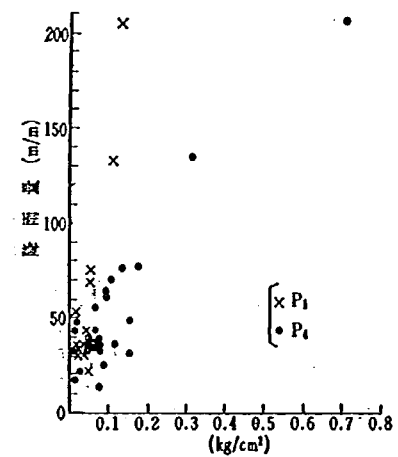
ただし、 H ：時間における地下水位 a ：定数

H_a ：基底水位

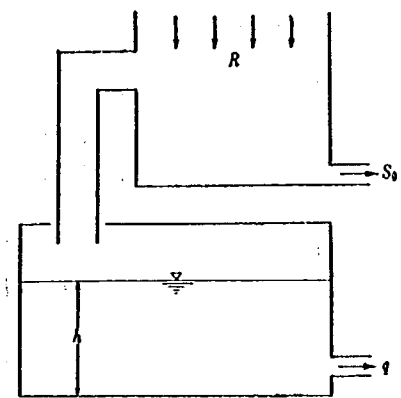
H_0 ：初期水位



図—5—23 水位変動量 (降雨後の最大水位と降雨がなかった場合の水位との差)



図—5—24 間隙水圧 P_1 , P_2 の増圧量



図—5—25 地下水タンクモデル

で表わされる。ここで、地下水位低下速度 $-dH/dt$ は

$$-\frac{dH}{dt} = a (H - H_a) \quad \dots\dots\dots (4)$$

で計算される。

ある任意日の地下水位は連続式

$$R(t) - D(t) = dS/dt \quad \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 $R(t)$: 一定期間のかん養量

$D(t)$: 地下水流出量

dS/dt : 貯留量の変化

で示される。これはまた、基準面を基底水位にとると、

$$Hu + Hd = dH/dt \quad \dots\dots\dots (6)$$

ただし、 Hu : (2)式の h で表わされる水位上昇量

Hd : (3)式の H で示される水位

で表わされる。

シミュレーション

観測された降雨量による地下水位上昇は図—5—23より、初期損失量 $S_0 = 16.5 \text{ mm}$ 、有効間隙率に関する定数 $C = 1.215$ を得る。この C の値は低地における表面流出量を50%前後⁵⁾ (連続降雨50~100 mmの場合) とすると、関東ロームの平均的な有効間隙率の逆数と比較して妥当な数値と思われる。ちなみに関東ロームにおける間隙率は75~80%であるが、 $p^F = 2.5$ と $p^F = 4.2$ の間の自由水と空気間隙の和は35~60%という結果⁶⁾がある。

雨水が地層中を不飽和浸透して地下水位を上昇させるにはある時間を要する。青木⁷⁾は雨水の不飽和浸透降下に関する実験を行ない、不飽和層の速さのディメンジョンを持つ透水性を示す定数 k は

$$k = (0.4 \sim 1.0) \text{ } k \quad \dots\dots\dots (7)$$

ただし、 k : 透水係数

で表わされたとした。一般に関東ローム層の透水係数は図—5—20に示すように $1 \sim 5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ であるが、関東ロームの不飽和土層に円筒形の穴を掘り、その穴に注水して透水速度を測定した実験結果⁸⁾によると、 $1 \sim 5 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ とされている。この値は青木の k に相当すると思われ、約300~500 cm降下するのにおよそ15~24時間かかることから、降雨のあった翌日に水位は上昇するとした。

また、水位低下は地下水位下降曲線より、 a は水位 $G, L, -3.7 \text{ m}$ 以上で0.112、 $-3.7 \sim -4.75 \text{ m}$ で0.0442、 -4.75 m 以下で0.0237を得る。

以上の定数を用いて、(6)式によって地下水位のハイドログラフを求めると図—5—21の点線のようになる。このように日降雨と考えてもある程度地下水位をシミュレートできる。ただし、地下水位上昇計算において連続降雨が2日以上にわたる場合は、 S_0 は第1日目のみ考慮し、2日目以降は考慮していない。

同様に、1965年より1974年までの10年間の計算したものを図—5—26に示す。

地下水位と崩壊との関係

横浜市磯子区における過去10年間の斜面崩壊件数は表—5—15に示すとおりであり、これを図—5—26に示す地下水位のシミュレーション結果と比較すると、

- (1) 地下水位 G. L. - 3.5 m 以下は斜面崩壊が生じない。
- (2) 地下水位 G. L. - 3.5 m ~ G. L. - 1.5 m は崩壊が生じることがあり、水位が上昇するに従って崩壊の確率は高くなる。特に地下水位 G. L. - 2.5 m 以上はほとんど崩壊が生じる。
- (3) 地下水位 G. L. - 1.5 m 以上は必ず崩壊が生じる。

この結果は単に雨量のみで斜面崩壊を予測するよりもかなり精度が上がっていることを示している（図—5—22参照）。

一般に降雨による斜面崩壊は雨水が地中に浸透し、地下水位を上昇させ、地盤の飽和度の増加によって密度は増加し、せん断抵抗力は減少し、さらに間隙水圧の増加によって有効応力が減少することが相乗して起こるといわれている。

降雨による浸透の場合は不飽和浸透流となり、地下水位が低い間は雨水の浸透によって下層の空気が上層へ移動し、地下水位が上昇するとともに上層へ移動する空気のために間隙水圧は水頭分以上になるものと思われる。そして、地下水位が上昇するに従って、上層の飽和度も次第に高くなり、地盤のせん断抵抗力は減少し、最後にバランスを失って崩壊するものと思われる。

豪雨による斜面崩壊は降雨時よりも降雨後しばらく経過した後に生じることが多いといわれている。これも雨水の浸透降下による地下水位の上昇を考えると、降水が地盤中を浸透していく移動時間、すなわち透水係数に反比例した時間を要することがわかる。また、小さい降雨量でも崩壊を生ずることは事前の降雨による地下水位の上昇があり、斜面が限界状態になっていることで説明できる。

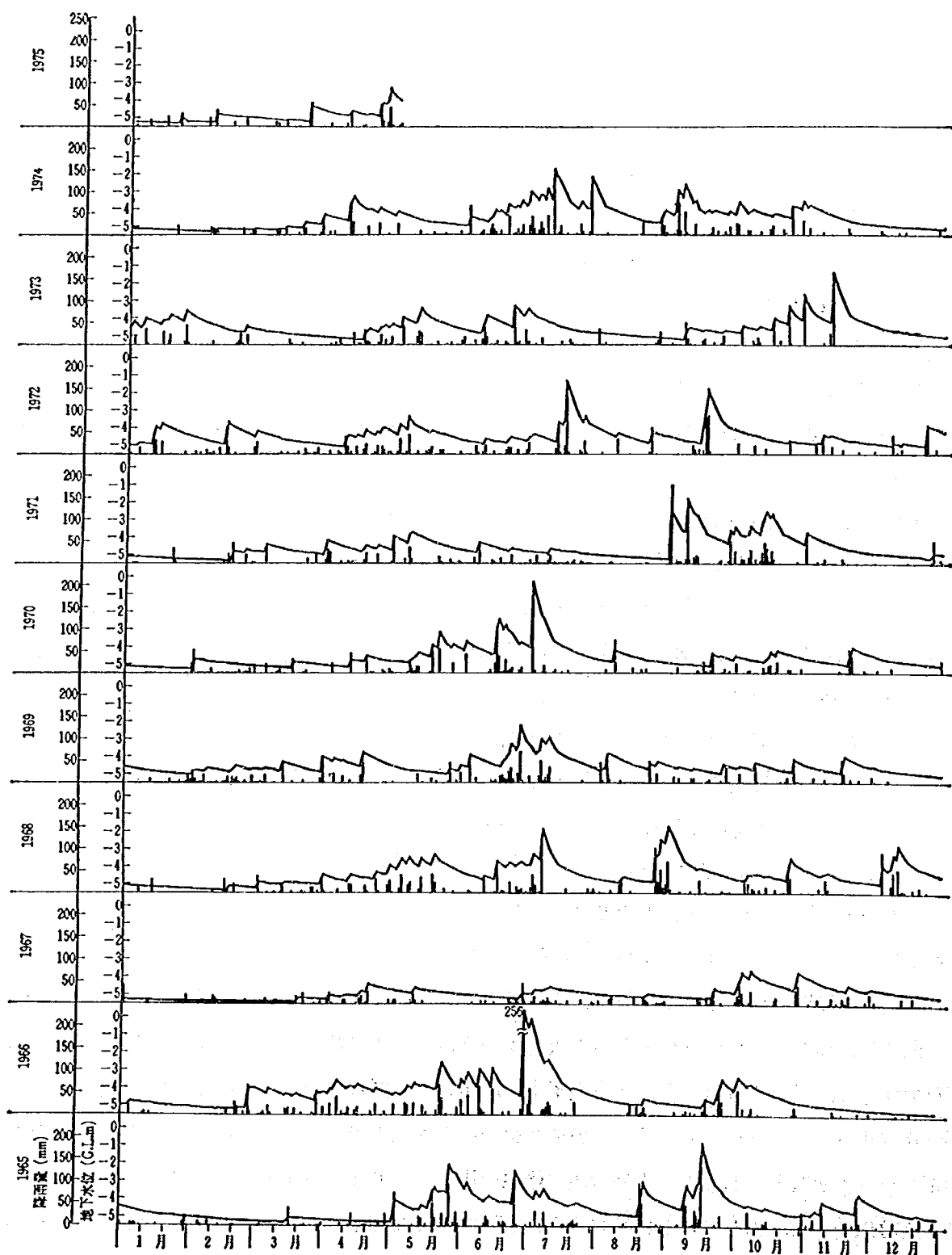
ローム層中の地下水位と崩積土や風化シルト層の崩壊との関係はつぎのように考えられる。前述した

表—5—13 関東ローム、崩積土、風化シルト層の物理的性質

	関東ローム	崩 積 土	風化シルト層
n	1.35 (1.30)	1.57	1.62 ~ 1.70
γ_d	0.62	0.92	1.13 ~ 0.95
G_s	2.71 (2.74)	2.677	2.53
e	3.36 (3.14)	1.836	1.28 ~ 1.93
w	121.5 (96.5)	69.8	50.5 ~ 71.3
レキ分	0	0	0.5 ~ 7.0
砂 分	19.0	29.0	23.0 ~ 39.5
シルト分	44.0	40.0	41.5 ~ 23.5
粘土分	37.0	21.0	35.0 ~ 25.0

ように、降水は地中へ浸透して地下水位を上昇させる。そこで関東ロームと崩積土、風化シルト層の密度、間隙比、粒度などを比較してみると表—5—13のようになる。表—5—15は関東ロームにおいては細粒分が多く、空隙に富むこと、一方崩積土、風化シルト層においては細粒分が少なく、密度は高く、間隙比は小さいことを示している。一般に地盤の透水係数 k は $e^3 / (1 + e)$ に比例するとされているので、関東ロームと崩積土、風化シルト層の透水係数の比は 1 : 0.3 程度であり、 k はまた D_{10}^2 に比例することを考慮すると、両者の透水係数はほとんど同じとみて差しつかえない。また、各地層の比浸出量は 10% 粒径より推定するとほとんど同じになる。

したがって、観測地点における地下水位、あるいは飽和度は周辺地域の崩積土や風化シルト層とほぼ同じだと推定される。さらに、斜面の場合には表流水の浸透、台地内からの地下水の流出部などにあり、台地表層部よりも水に関する条件は悪く、さらに豪雨時には崩積土や風化部と基岩の不透水層との境界には地下水流が生じているものと推定され、崩壊は生じやすいものと思われる。



図—5—26 日降雨量と地下水位シミュレーション結果

このように、ある特定地域の降雨による斜面崩壊の予測を行なう場合、単に連続降雨量のみで行うとすれば、雨量強度や前段までの雨量を考慮に入れなければならない、したがって、斜面崩壊予知のためには連続降雨量、日降雨量、時間降雨量のそれぞれ独立した網をかぶせる必要がある。そこで、より崩壊に関係すると思われる地下水位や飽和度を、雨水の浸透降下によって予測すればよりの確に崩壊の予測ができると思われる。

本文は山県が行った観測結果を使用した。また、岡本、小島両氏には貴重な助言をいただいた。ここに深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 桑原啓三・久楽勝行：道路ノリ面の実績調査，土と基礎，Vol. 20, No. 2, 1972. 2
- 2) 斎藤迪孝：斜面崩壊発生時期の予知に関する研究，鉄道技術研究所報告，No. 626, 1968. 2
- 3) 桑原啓三・久楽勝行：ノリ面観測による崩壊に対する一考察，土木学会第27回年次学術講演会，1972
- 4) 大滝俊夫：降雨によるがけくずれの水文学的研究，気象庁研究時報，Vol. 17, No. 6, 1965
- 5) 水収支研究グループ編：地下水資源学，共立出版，1973. 4
- 6) 土質工学会編：日本の特殊土，土質工学会
- 7) 青木佑久：山地流域における 水流出の追跡，土木研究所報告第 143 号，1972. 2
- 8) 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：急傾斜地調査指針，土木研究所資料 864 号，1973. 7
- 9) 建設省計画局他編：東京湾周辺地帯の地盤，建設省，1969

6. 斜面の安定の解析

6-1 岩石斜面の安定解析

斜面の安定解析法には種々の方法がある。特に、土の斜面については、円弧すべりを基本として種々の方法が提案されている。これに対して、岩石斜面に対してはいくつかの方法が提案されているが、確立された方法はない。

ここでは前項で述べた国道25号線上野市治田の観測のり面を用いて、円弧すべり法とステレオ解析法を用いて検討した。ここで改めて、観測法面の岩石試験結果とのり面崩壊について詳述する。

岩石試験結果

観測法面より乱さない試料として風化程度の違った4種類のブロックサンプルを採取し、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験などの岩石試験を実施した。岩石試験の結果を表-6-1に示す。

最も未風化のA試料は比較的簡単に採取できたが、コア採取機によりブロック試料よりコアを抜きとるときに割目、風化等の影響によりコアの採取は困難であった。しかし試験値に影響を及ぼすような端面の不整形はなかった。

やや風化のB試料は割目の影響によりブロック試料よりコアの採取は極めて困難で、ダイヤモンドカッターにて8角形に切断し、端面はセメントモルタルで平行にキャッピングを行ない、2日間放置後試験を行った。

風化の著しいC試料はワイヤーソーを用

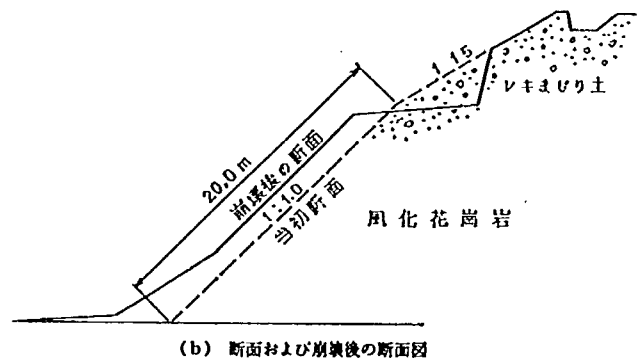
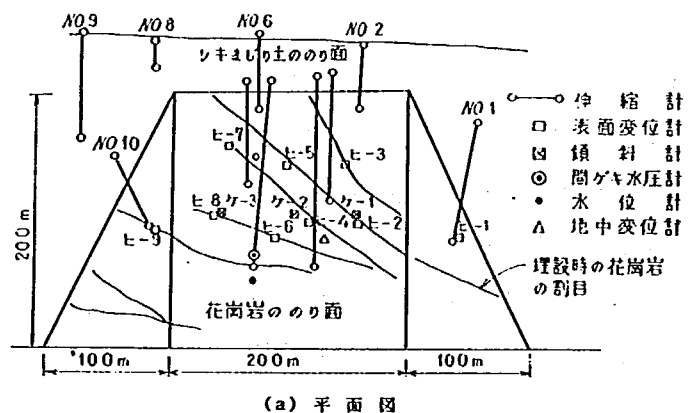


図-6-1 観測のり面

計器埋設時(昭45.9)						のり面崩壊時(昭46.7)					
試料番号	比重	単位体積重量 (kg/cm³)	一軸圧縮強度 (kg/cm²)	三軸圧縮試験		試料番号	比重	単位体積重量 (kg/cm³)	一軸圧縮強度 (kg/cm²)	三軸圧縮試験	
				粘着力 (kg/cm²)	マサツ角 (度)					粘着力 (kg/cm²)	マサツ角 (度)
A		2.55~2.57	129~247	40.0	53	1	2.65	(1.88)		0.12	32
B		2.36~2.42	14.2~17.7	2.0	41	2	2.66	(1.83)		0.16	32
C		1.87~1.92	0.69~1.31	0.8	36	3	2.66	(1.83)		0.08	37
D	2.63	1.97				4	2.66	(1.67)		0.28	35.5

() 乱した試料の試験時の状態

表-6-1 土質試験の結果

いて整形し、端面は石膏を用いてキャッピングを行った。最も風化したD試料は完全にマサ化したものであり、乱さない試料採取が不可能だったので、乱した試料で試験した。

のり面の崩壊

のり面変状の観測は昭和45年9月17日より20日までに伸縮計、傾斜計、表面変位計、地中変位計、間隙水圧計、水位計の各計器を設置して開始した。観測測定を開始した昭和45年9月17日から、約1ヵ月後の10月23日に図-6-1（伸縮計No.10の地点）の左上部が小崩落を起した。崩壊土量は3 m³程度で大きな崩落には至らなかった。崩壊は花崗岩の強風化帯で、N20°E90°, N65°W88°SW, N80°W45°NEの3割目とN22°E52°SEののり面に囲まれた部分が欠除している。

その後のり面にあまり大きな変状はなかったが、46年5月末頃から計記埋設時に認められた割目よりはらみ出しが生じ、のり面崩壊の生ずる危険性が認められるようになった。

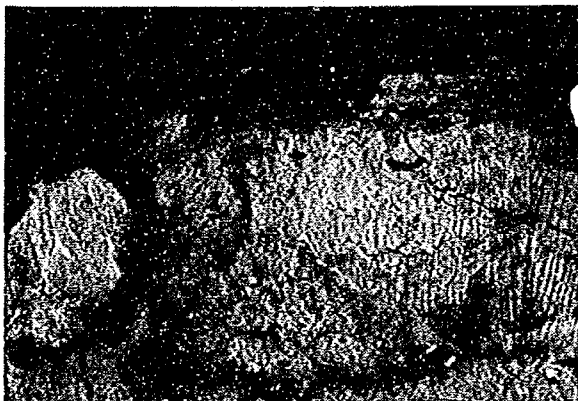


写真-6-1 崩壊後ののり面状態



写真-6-2 崩壊のり表面の鋸歯状状態

6月5日に観測のり面の左側に崩壊が生じ、つづいてのり面上部の1.5割で切土したレキ混り土の部分にクラックが入り、7月25日にはのり左方を中心としてのり面全体が大崩壊した。崩壊の頭部はレキ混り土であり、崩壊落差は3.9 mに達していた。また崩壊上部はN10°E80°Wの割目によって崩壊表面は鋸歯状になっており、その鋸歯はN70°W50°NE方向の割目によって切られていた。

さらに崩壊の下部はN60°E10°SEの割目より、そ

の割目上部の岩塊がのり表面に向って突出していた。鋸歯状状態および岩塊の突出状態を写真-6-2, 3に示す。これらのことより第2回目の崩壊はN60°E10°SEの割目をすべり面とし、N10°E80°WおよびN70°W50°NE方向の割目は遊離面となって花崗岩塊がブロックすべりを起し、上部レキ混り土は下部の花崗岩が崩壊したときに花崗岩ブロックの崩壊にひきづられて崩壊したと考えられる。



写真-6-3 崩壊岩塊の突出状態

また第2回目の崩壊時にはかなりの降雨があり、5月26日～5月27日に47mm、6月3日～6日にかけ79mm、その後1カ月間に約100mmの降雨があり、特に6月12日には28.5mmであった。その後7月6日より7日の72mmの雨量でのり中央部、7月22～23日の38.5mmの雨でのり面全体が崩壊している。間隙水圧はほぼのり中央ののり層より8.0mの位置に3地点(深さ1.45m, 3.4m, 5.5m)で観測し、崩壊時の間隙水圧は深さ3.4mで0.176kg/cm²、深さ5.5mで0.315kg/cm²を示し、埋没当初の0.062kg/cm²、0.20kg/cm²に比べて0.115kg/cm²ほど上昇している。

1) 円弧すべりによる安定計算結果

のり面崩壊後、のり面から試料を採取し、比重、粒度、三軸の各試験を実施した。三軸試験に用いた供試体は花崗岩が風化し、マサ土に近い状態になっていたため乱さない土の採取が困難であり、乱した試料を突固めたものを使用した。各試験の結果を示したものが表-6-1ののり面崩壊時である。切土した時点と比較すると、強度のいちじるしい低下が認められる。つぎに土質試験の結果を用いて円弧すべりによる安定計算を行ってみた。崩壊時ののり面の状況から図-6-2に示すようなすべり面を仮定し、また表-6-1の結果から(1) $C=0.12\text{ kg/cm}^2$, $\phi=32^\circ$, (2) $C=0.08\text{ kg/cm}^2$, $\phi=37^\circ$ として計算すると、安全率 F_s はそれぞれ(1)1.74, (2)1.64となり、かなり大きい安全率となっている。逆に $\phi=32^\circ$ とし、すべったときの安全率を1として粘着力 C を求めてみると、 C は0.014kg/cm²となる。なお安定計算には図-6-2に示したように崩壊がのり面の上部で起こっており、しかも地下水位も低く、また図-6-3の間隙水圧ものり面の表面付近では上昇していないことなどから考慮に入っていない。安定計算の結果があわない理由として、三軸試験のやり方に問題があるとも考えられるが、切土のり面の場合、自然の地山の性状が複雑でかつ不均一なために、土の強度定数を一律

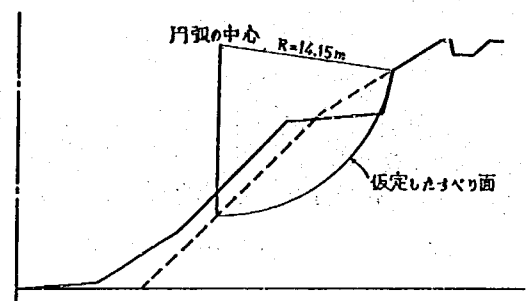


図-6-2 安定計算に用いたすべり面

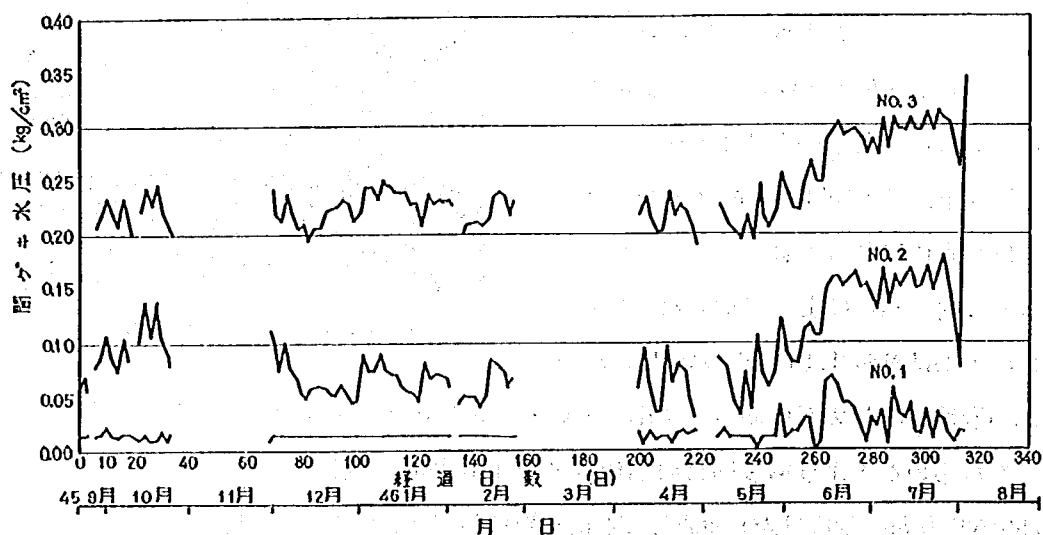


図-6-3 間隙水圧の変化

にした円弧すべりの計算法ではあわないことが挙げられる。特に岩のあるのり面では節理などのクラックの影響が加わるため、一層むずかしくなる。

2) ステレオネットを用いた解析法

1. 三次元モデルの二次元への表現

三次元問題を二次元問題にして解決するために、地質学の分野でウルフ (Wulff) のネットやシュミット (Schmidt) のネットが広く使われている。ウルフのネットは三次元の角度が二次元で真の値で表わせるために等角度ネットとも呼ばれ、一方シュミットのネットは球面上の面積比が平面上で表わせるために等面積ネットとも呼ばれる。

ウルフのネットは次のようにして投影される。すなわち、ある単位球を考え、三次元的平面はこの球の中心を通るとし、その平面と球の下半球との交線を上半球の極より赤道面上に投影する (図-6-4)。その赤道面上の投影線は大円**を描く。

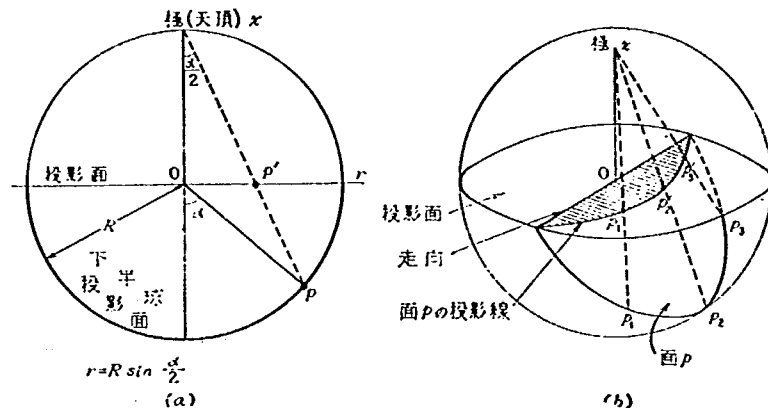


図-6-4 ウルフの投影法

面をウルフのネット上で点として表

わすには、球の中心で面の垂線と下半球との交点を上半球の極より赤道面上に投影する。すなわちウルフのネット上では常に大円より面の極との角度は 90° を保つ位置にある。一方、ある平面の垂線より角度 α の円錐の投影はウルフのネット上で面の極より角度の α をもつ小円**で示される。小円は球の中心を通らない面と球との交線を赤道面上に投影したものである。この場合小円の円の中心は必ずしも平面の極とは一致しない。ウルフのネットを図-6-5に示す。

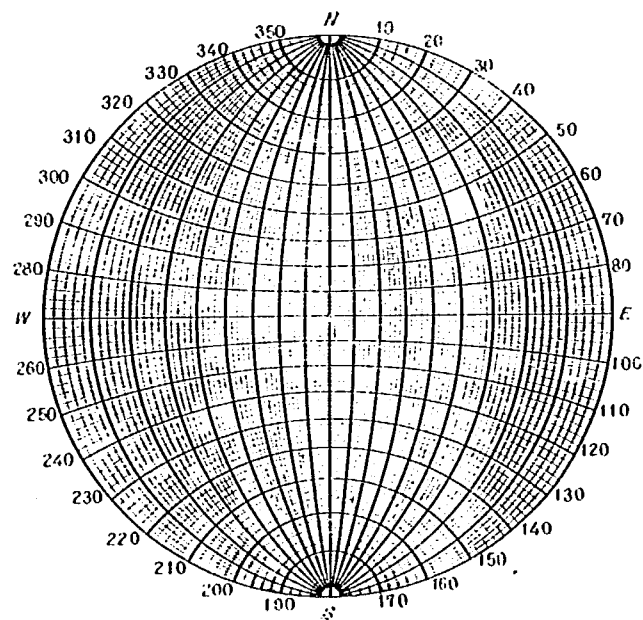


図-6-5 ウルフのネット

シュミットのネットは球の下半球の極に接する赤道と平行な面に球と三次元的平面の交

線を投影し、その投影線をさらに球より離れた等面積仮定点より赤道面上に投影したものである (図-6-6 a, b 参照)。

* 建設省土木研究所地質化学部地質化学部地質研究室主任研究員

** 同機械施工部土質研究室研究員

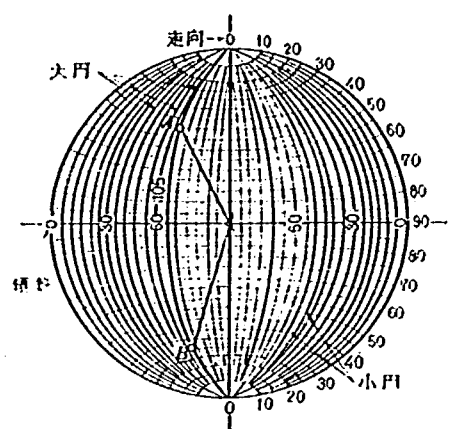
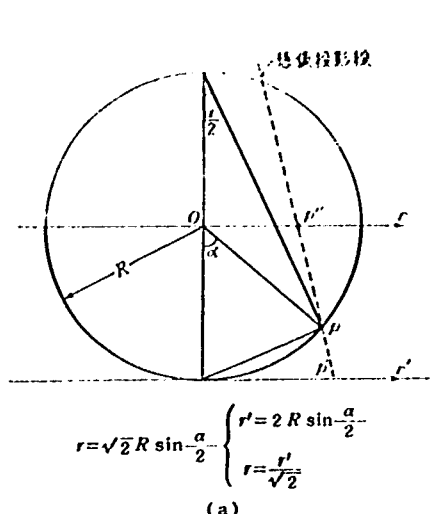
* 球面投影において球の中心を通る軸を直径とする球面上の円をいう。地球上では経線は大円にあたる

** 球の中心を通らない平面による球面上の切口をいう。地球上では緯線は小円にあたる。

斜面の安定解析や鉱物の結晶構造の表現にはワルフのネットを用い、節理面などの統計処理にはシュミットのネットが用いられる。

2. 岩盤の割目の統計的処理

節理・小断層などの岩盤の割目は、三次元的にばらつくものであるから統計処理をする必要がある。



(b) AB点を結ぶ面は傾斜60°でAB間は105°である。

図-6-6 シュミットのネット

割目の方向性は一般にクリノメーターなどを用いて測定され、各割目の極をシュミットのネット上に投影し、その結果から割目の方向の統計的に集中する方向を判定する。集中方向が2～3ある場合には各集中群についてその集中方向とばらつきの限界を求める。

割目の間隔はのり面上の同一方向の割目について、割目に垂直に測定する。ここで注意しなければならないことはのり面上に現われた同方向の相隣合う割目線の間隔と実際の割目の間隔は相違することである。すなわち、割目の方向とのり面の方向は直交しない場合が多く、そのためのり表面の割目間隔は見掛上実際の間隔よりも広くなる。測定された各集中群の間隔は方向性と同様にその平均間隔およびばらつき限界を求める。

3. のり面の切取方向とすべりの可能性

いまのり面に現われた割目群が統計的処理によって3系列に分類されたとすると、3系列の割目によって岩盤は平行六面体の集合体と考えることができる。のり面の安定を考える場合、のり面がこの六面体を切取ることにより六面体は三角錐になると考えられるために、3系列の割目で形成される3方向の平面でのすぶりを考えればよい。すなわち、

- ① 3面すべてがすべり面となる場合
- ② 2面がすべり面となり、他の1面は遊離面となる場合
- ③ 1面がすべり面となり、他の2面は遊離面となる場合
- ④ 3面すべてが遊離面となる場合

④の場合は岩塊が岩盤より抜出する場合であり、のり面のすべりには関係ないとはいえないが、ここではすべりを解析するという見地からこの④を除外する。

3.1 1面がすべり面となる場合

1面ですべるには、割目がのり面よりゆるいという条件が必要である。この場合、ステレオネット上ではのり面の極は割目の描く大円の基円との交点と割目の極を結ぶ大円 $p_1 P_1 p_1'$ の外側にならなければ

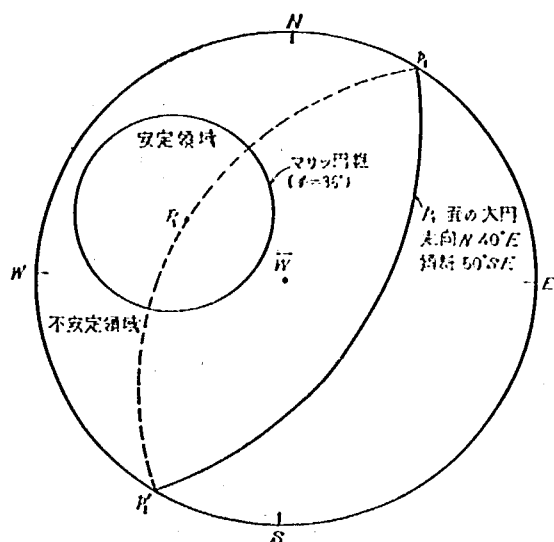


図-6-7 1面がすべり面となる場合

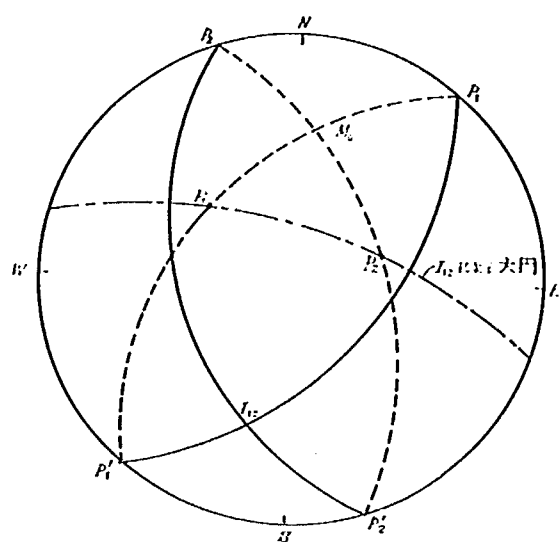


図-6-8 2面がすべり面となる場合

い(図-6-7参照)

岩盤がある平面ですべる場合、すべり岩塊はすべり面のマサツ角すなわち最大反力(粘着力相当のものは無視する)を超える作用力を持つ必要がある。これはステレオネット上で、その面の極 P_1 を中心として描かれるマサツ小円(半径 ϕ ……すべり面のマサツ角)の外側にすべろうとする作用力はある必要がある。

すなわち、図-6-7においてすべろうとする岩塊の作用力 $\bar{W}$ は、岩塊の重力だけしか作用しない場合、垂直に作用するので基円の中心にくる。もし間隙水圧などの揚圧力やその他反力として働く作用があれば力の多角形を用いて合成ベクトルを求めなければならない。図-6-7における最大反力はすべり面の極 P_1 より ϕ の角度、図の場合 $\phi = 36^\circ$ を持つマサツ小円で描かれている。図-6-7の場合作用力 $\bar{W}$ はマサツ小円の外側にあるので不安定である。

3.2 2面がすべり面となる場合

2面がすべり面となる場合も(1)と同様に、2方向の割目 P_1, P_2 の大円 $p_1 p'_1$ および $p_2 p'_2$ を描き、その交点を I_{12} とする。 I_{12} は二つの割目 P_1, P_2 がなす稜線の方角を示している。岩塊がのり面に向かって下方に動くためには I_{12} の方向にのり面があり、かつ稜線 I_{12} の傾きはのり面の勾配よりゆるくなければならない。これはステレオネット上で次のように表わされる。すなわち、 I_{12} を極とする大円の外側にある。この大円はまた割目の極 P_1, P_2 を通る大円でもある。

I_{12} を極とする大円の外側は I_{12} 方向にすべるのり面の極を示しているが、この範囲には1面が遊離面となる場合も含んでいる。すなわち、(1)で述べたように面 P_1 に対する大円 $p_1 P_1 p'_1$ および面 P_2 に対する大円 $p_2 P_2 p'_2$ の外側は面 P_1 または P_2 が遊離面となる範囲であるので、 P_1, P_2 の両面が必ずすべり面となる範囲は $M_0 p_1 p_2$ および $M_0 p_1 p_2$ の狭い扇形に限られる。扇形 $M_0 p_1 p_2$ の範囲は P_1, P_2 の両方とも単独ですべる可能性のある範囲であり、したがって P_1, P_2 両面ですべる範囲となる。

岩塊がすべるための条件として(1)と同様に、すべり岩塊のすべり作用力は P_1, P_2 両面のマサツ抵抗力

を超えなければならない。いま P_1 面のマサツ角を ϕ_1 , P_2 面のマサツ角を ϕ_2 とし, すべり岩塊の直圧力 N の P_1 面への分力 N_1 および P_2 面への分力 N_2 とすると, $N_1 \phi_1 + N_2 \phi_2$ がすべり抵抗力となる。図-6-9 は 2 割目系による岩盤のすべり面の方向と割目の方向による直圧力の関係の 1 例を示している。

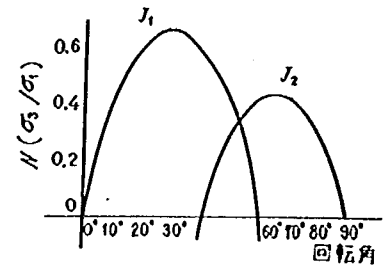


図-6-9 すべり面の方向と直圧力の関係

3.3 3面がすべり面となる場合

3 系列の割目の場合は各割目に対する大円を描き, 3 大円の交点を I_{12} , I_{23} , I_{31} とし, 各 I について I を極とする大円を描いて, 各大円と基本との関係によりすべる領域を求めることができる。図-6-10 はこの関係を示したもので図中斜線の $P_3 b c'$ の扇形の部分がすべる領域である。

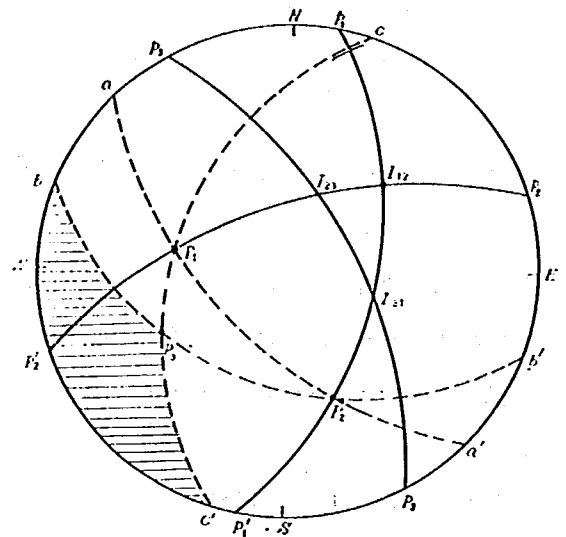


図-6-10 3 割目がすべり面となる場合

第 1 回崩落の安定解析

図-6-11 は第 1 回すべりのステレオ投影を示している。3. のり面の切取方向とすべりの可能性の項で述べたように, 崩落に関与した割目 $N20^\circ E90^\circ$, $N65^\circ W88^\circ SW$, $N80^\circ W45^\circ NE$ の極を P_1 , P_2 , P_3 とし, その大円を $p_1 p_1'$, $p_2 p_2'$, $p_3 p_3'$ とし, のり表面 $N22^\circ E52^\circ SE$ のそれぞれ P_0 , $p_0 p_0'$ として投影する。1 面ですべる場合, のり面は割目より急である必要があり, ステレオネット上では割目の描く大円の基円との交点と割目の極を結ぶ大円の外側にのり面の極はある。さらにすべる条件として, 各すべり面 (割目) の極を中心として描かれるマサツ円 (図-6-11 の場合はのり面の岩の状態を考慮して $\phi = 36^\circ$ とし描いている) の外側にすべり土塊の作用力方向はある必用がある。この崩落の場合第 2 の条件は $\phi = 36^\circ$ で満足するが, 第 1 の条件は 3 割目による大円の内側にのり面の極はあり, 崩落は生じないことになる。

さらに, 2 面ですべる場合, 2 つの割目の支点 I の方向にのり面があり, かつのり面の勾配は I の傾きより急でなければならず, ス

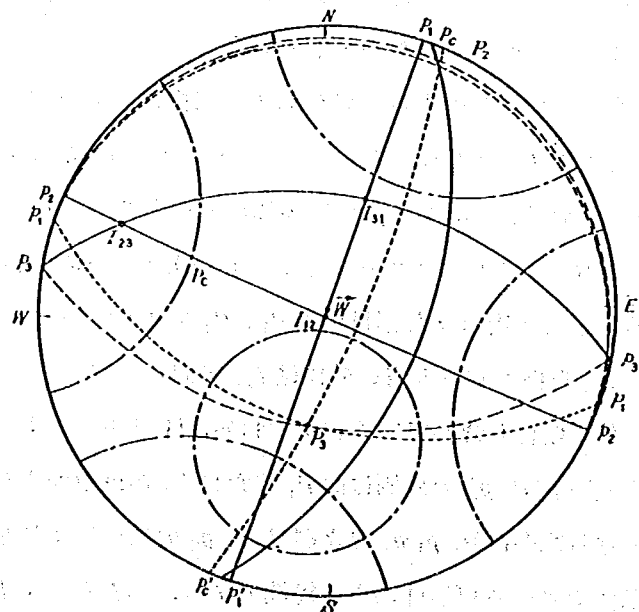


図-6-11 第 1 回崩落のステレオ解析

テレオネット上では I を極とする大円の外側にのり面の極はなければならない。この崩落の場合はこの条件、すなわち 3 割目の交点 I_{12} , I_{23} , I_{13} , による大円の内側にあり、条件を満足しない。

したがってこの崩落は割目がのり面に対して刺し目となっているために、割目によるブロック性崩壊は起り得ないことになる。

また表-1 の土質試験結果 $c = 0.08 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 37^\circ$ を使って円弧すべりによる安定計算を行うと安全率 F_s は 1.42 となり、かなり大きな安全率となる。逆に $\phi = 37^\circ$ とし、すべり時の安全率 $F_s = 1$ とし、粘着力 c を求めると $c = 0.034 \text{ kg/cm}^2$ となる、また $c = 0.08 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 37^\circ$ とし、安全率 1 になるように間隙水圧 u を逆算すると $u = 0.07 \text{ kg/cm}^2$ となる。第 1 回目の崩落時の間隙水圧は深さ 5.5 m で 0.245 kg/cm^2 , 3.4 m で 0.13 kg/cm^2 を示し、深さ 1.45 m では計器故障のため測定されていない。しかし深さ 5.5 m, 3.4 m の測定結果より、仮想すべり面（地表より約 1.8 m）付近では 0.07 kg/cm^2 程度の間隙水圧は作用していたと推察される。したがって、この崩落は降雨によって間隙水圧が上昇し、そのために土のせん断強度が低下したために生じたと思われる。

4.5 第 2 回崩壊の安定解析

46 年 7 月 25 日に生じた第 2 回目の崩壊に係る割目群 $N10^\circ E80^\circ W$, $N70^\circ W50^\circ NE$, $N60^\circ E10^\circ SE$ をそれぞれ P_1 , P_2 , P_3 とし、のり面の方向 $N40^\circ E45^\circ SE$ を P_c としてステレオネット上にプロットすると図-6-12 のようになる。前項と同様に 4 で述べた方法により各割目および各稜についてすべる範囲とすべらない範囲を分けると P_c が破壊する可能性があるのは P_3 面であることが解る。

P_3 面に対してベクトル解析を行う。 P_3 面の極を中心としてのり面の岩石の風化状態に最もよく適合する C 試料のマサツ角をプロットし、すべり岩塊の力の作用方向を $\bar{W}$ とすると、 $\bar{W}$ は面 P_3 のマサツ円錐の中に入りすべりを生じないことになる。ここで間隙水圧を考慮してみる。今、のり面、割目面が半無限に続くとする、図-6-13

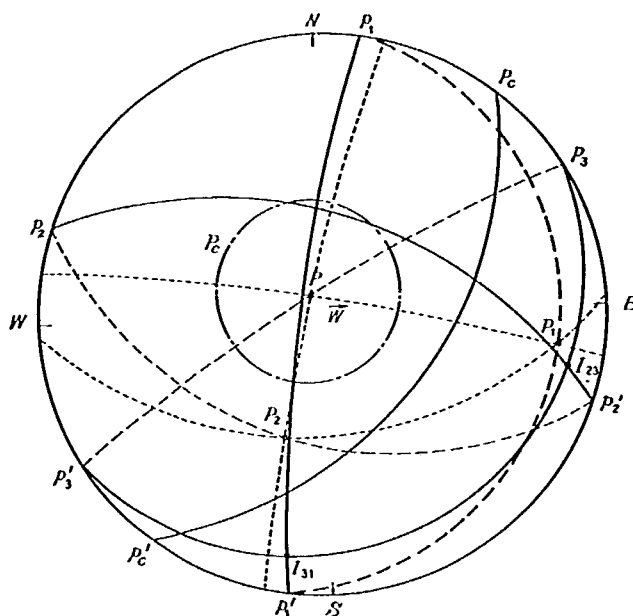


図-6-12 第 2 回崩壊ステレオ投影図

において、

$$W_{\Delta oab} = S_{\Delta oab} \times \gamma A \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$S_{\Delta oab} = ob \times c / 2 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$S_{\Delta oa'b'} = ob' \times c' / 2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで c は ob と比例関係にあるので $c = k \cdot ob$ とすると (k は比例定数), (2) 式は $S_{\Delta oab} = k \times ob^2 / 2$ となる。間隙水圧は ob に比例するので間隙水圧と重量の間には ob に関して平方

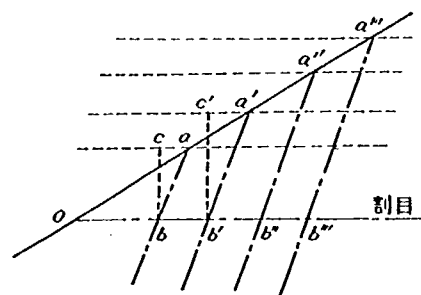


図-6-13 割目とのり面の関係

根の関係となる。風化花崗岩の湿潤単位体積重量 γ_t を 1.9 t/m^3 とし、間隙水圧 u を 0.3 kg/cm^2 として図-6-13の oa を 7, 10, 15 m としてすべり岩塊の重量と間隙水圧を求めると表-6-2 のようになる。この $\bar{W}$ と $\bar{U}$ の合成ベクトルの方向を P_3 面に垂直に図-6-14のごとく求める。各 oa に対して求めた $\bar{W}$ と $\bar{U}$ の合成ベクトル $\bar{W} + \bar{U}$ の方向をプロットすると図-6-15のごとくなり、 $oa = 7 \text{ m}$ のときに $\bar{W} + \bar{U}$ は P_3 面に対するマサツ円錐の外側に出てすべりが生ずることになる。この $oa = 7 \text{ m}$ はほぼ現地の崩壊の測量結果と適合し、ベクトル解析はこの崩壊に対しては極めてよい結果を示している。

表-6-2 すべり岩塊の重量と
間隙水圧

oa の距離 (m)	岩塊の重量 $\bar{W}$ (t)	間隙水圧 $\bar{U}$ (t)
7	19.4	14.82
10	39.3	21.15
15	88.5	31.8

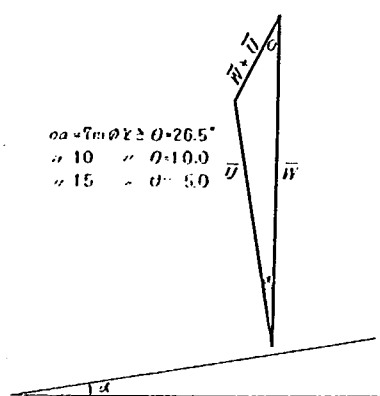


図-6-14 $\bar{W}$ と $\bar{U}$ の合成ベクトル

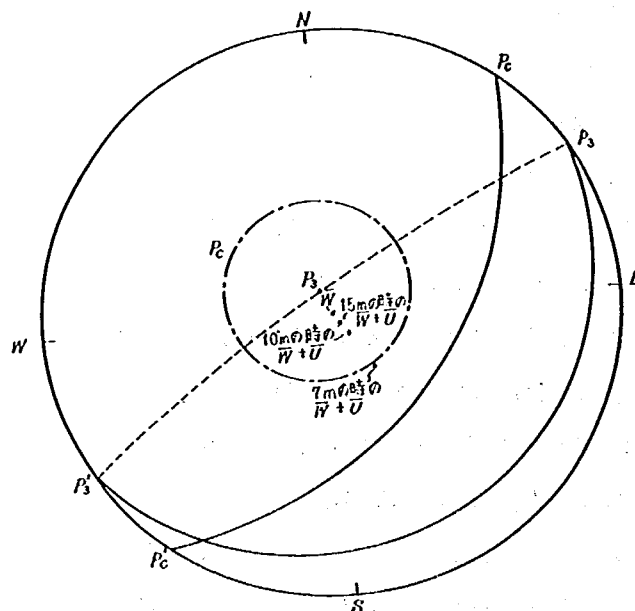


図-6-15 合成ベクトルのプロット

おわりに

前に筆者らはこの観測のり面の崩壊に対して円弧すべりによる解析結果を示し、その解析結果は現状に合致しないと、その合致しない原因は岩石の強度、間隙水圧の評価の仕方、岩盤のすべり面の形状などに問題があると指摘した。今回岩石斜面の新しい解析法であるステレオ解析法、ベクトル解析法を用いて同じ崩壊について解析を行い、第2回目の崩壊について良好な結果を得た。この解析結果は岩石試験の方法とくに ϕ の決め方、現場における測定の方法などに問題があるので、どの場合にも適用できるかどうかは今後さらにつめていく必要がある。しかしながら、従来土質の分野で行われてきた円弧すべりなどの解析法は岩石斜面の安定解析に適合し難く、岩石斜面に対しては岩盤の割目の方向、割目の強度、間隙水圧などを正しく把握すれば、ステレオ解析法、ベクトル解析法は極めて有効な方法の一つであると考えられ、今後さらに事例をふやして検討していきたい。

最後にのり面の観測測定に御協力頂いた名阪国道工事事務所、ベクトル解析法を行うに当って御助言を頂いた地質研究室の方々に深く謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- (1) 建設省道路局, 土木研究所: 「のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究」第23, 24, 25回建設省技術研究発表会, 1969, 1970, 1971
- (2) 桑原啓三, 久楽勝行, 片桐真次: 「のり面崩壊観測調査の一例」土木技術資料, Vol. 14, No 9, 1972
- (3) Klaus W. John: 「Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock」A. S. C. E., 1968. 3
- (4) 吉中竜之進, 小野寺透: 「ステレオ投影法を用いた岩盤性状の解析法」第3回岩の力学国内シンポジウム, 1970
- (5) 安江朝光: 「ベクトルによる岩質の斜面の安定計算」土質工学会, 第5回土質工学研究発表会, 1970

6-2 剪断定数

前項安定解析で最も重要になるのは、斜面と岩盤内の割目の方向の関係と、割目の剪断強度である。岩盤の剪断強度を求めるには、割目を含んだ岩盤の剪断試験、すなわちブロック剪断試験、ロック剪断試験あるいは乱さない大型供試体による三軸圧縮試験等によって求められる。この方法は、ダム基礎岩盤の剪断強度、大型橋梁基礎の剪断強度を求める時に行われ、法面のような比較的小規模な土構造物に対しては実施されないのが一般的である。

割目を有する岩盤の力学的性状を検討するためには、岩盤を構成するインタクトロックと割目の剪断強度、割目の系列および割目の方向と剪断方向等を考慮しなければならない。インタクトロックおよび年滑な割目の剪断強度を求めるには、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、一面剪断試験等がある。しかし、岩盤が2系列以上の割目を有している場合は、剪断方向と割目の方向が剪断強度に大きな影響を及ぼす。

このようなことから、岩石斜面の崩壊、特に岩すべりの破壊機構に類似していると思われる一面剪断試験によって、規則的に連続する2系列割目が強度に及ぼす影響を知るために行った実験概要を以下にのべる。

1. 実験方法

実験に用いた供試体は供試体の物理的・力学的性質の均一性を考慮し、前回の実験にひき続いて石こう供試体とした。石こう供試体の配合比は材料の強度を考慮し、(a) $P_L:W=1:0.4$, (b) $P_L:W=1:0.9$, (c) $P_L:W:D=15:10:1$ とした。ただし、 P_L は石こう、 W は水、 D はけいそう土を示す。各配合比における物理的性質を表-6-3に示す。

表-6-3 材料の物理的性質

実験には供試体径約30cm、剪断面積688cm²の上部摺動型一面剪断試験機を用いた。一面剪断試験を行った主な理由として、他の試験方法に比較して、

	密度 (g/cm ³)	一軸圧縮 強度 (kg/cm ²)	超音波伝播速度		静弾性係数 (kg/cm ²)	動弾性係数 (kg/cm ²)
			V_L (m/s)	V_T (m/s)		
$W:P$ $0.4:1$	1.543	186.0	3180	1880	45300	130000
$W:P$ $0.9:1$	0.946	69.9	2400	1400	16100	47000
$W:P:D$ $15:10:1$	0.687	35.3	1950	1150	8000	23000

① 岩石斜面の崩壊と破壊機構が類似している。

② 同一体積において、大きな剪断面積で試験できる。

③ 任意の剪断面（想定剪断面）での破壊が可能である。

④ 剪断面に異物があると直ちにその影響を受ける。

などであり、当実験では最も有利な試験方法と考えられる。供試体は各配合比について粗度角5°, 10°, 15°, 15°, 20°, 25°, 30°の6種とし、粗度はいずれも5mmである（図-6-16参照）。また割目のマサツ係数および材料のマサツ係数を求めるために粗度角0°および全断面剪断を行った。垂直荷重は3, 5, 7, 10, 15, 20, 25, 30kg/cm²とし、剪断速度は、10mm/minとした。

測定は剪断荷重、垂直荷重ともにブルーピングリングの値を差動トランス型変位計によって測定した。また、水平変位2点、垂直変位4点も同様に差動トランス型変位計を用いて測定した。剪断によって供試体に破断を生じたが、その破断面積は試験後剪断面上盤、下盤毎に網目をかけて写真撮影し、写真

上の網目の数によって算出した。

2. 実験結果

剪断試験によって得られた $\sigma - \tau$ 曲線を図-6-17に示す。図-6-17より判るように供試体の割目面のマサツ係数 ϕ_u は供試体の強度(配合比)には影響されない。面のマサツ係数 ϕ_u を持つ供試体において、割目面が剪断面になす角度、すなわち粗度角 α が増加する

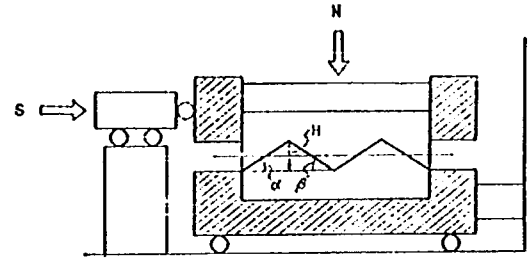


図-6-16 剪断試験模式図

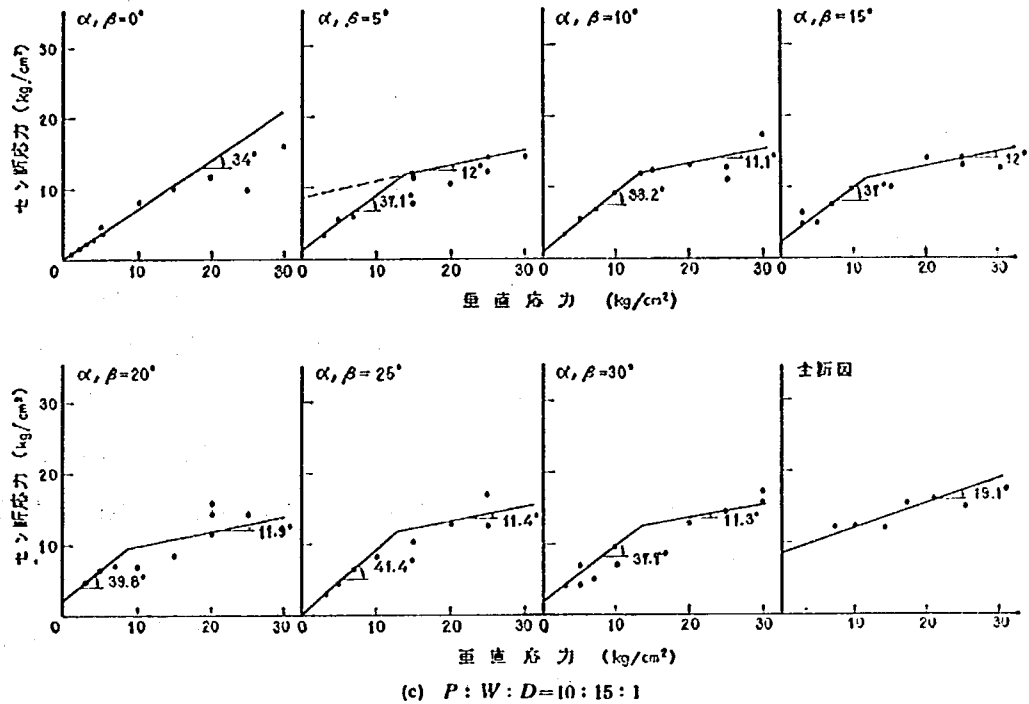


図-6-17 剪断試験結果の $\sigma - \tau$ 曲線

にしたがって同一垂直荷重では剪断力 τ は大きくなる。また、同一粗度角、同一垂直荷重下では ϕ_u が大きいほど τ は大きくなるが、ある垂直荷重以上になると供試体が破壊するようになり供試体が破壊するようになると供試体の材料強度が大きいものほど τ は大きくなる。

次に剪断過程を見てみると、剪断面に角度 α をなす割れ目を持つ供試体に加える垂直荷重が小さい間は、剪断によって供試体は割目よりダイレクションを生ずる。供試体に加える垂直荷重が大きくなると、剪断の初期過程ではダイレクションを生じるが、ある剪断歪以上になるとはやダイレクションは生じなくなり、供試体に破断を生じるようになる。さらに垂直荷重が大きくなると、剪断の初期過程から負のダイレクションを生じ、全断面破壊と同じように破壊する。

各粗度角における垂直荷重と破断面積の割合を図-6-18に示す。図-6-18より、同一材料では粗度角が大きいほど、また垂直荷重が大きいほど破断面積は増加する。また、同一粗度角、同一垂直荷重においては、当然のことながら供試体の材料強度が低いほど破断面積は多い。図-6-18において破断面積の割合が100%のものが材料自体(インタクトロック)で破断したものである。破断面積100%を

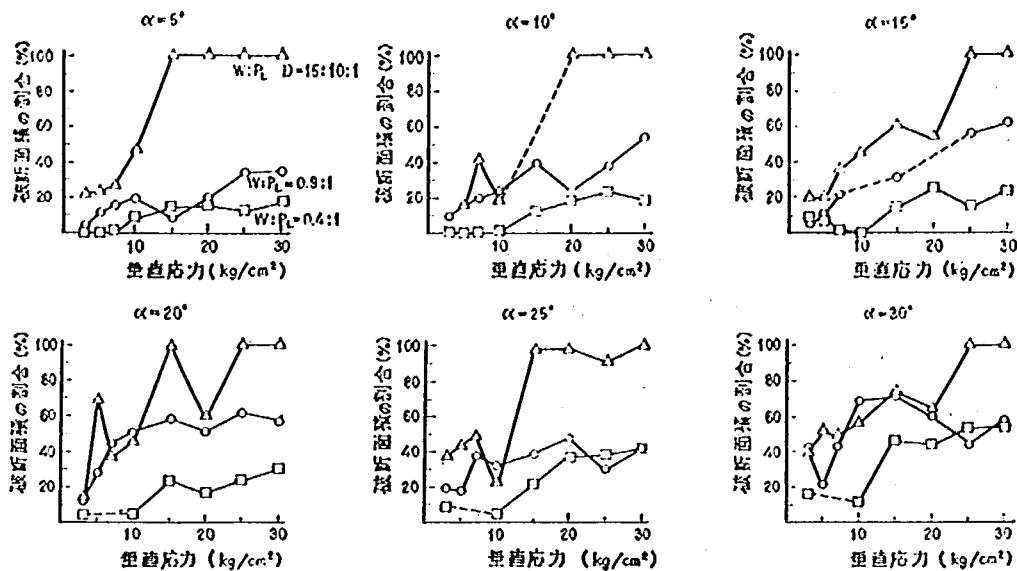


図-6-18 破断面積割合

示す供試体は材料強度が低いほど多いが、垂直荷重は $W:P_L:D=15:10:1$ で見ると限りはほぼ一定垂直荷重 15 kg/cm^2 で100%破断を示している。

ただし、ここでいう破断面積割合は剪断された供試体の上盤、下盤の合計を供試体断面積の2倍と比較したものである。したがって、破断面積割合100%は供試体断面積688 cm^2 の2倍の破断面積を示すものである。その理由は、供試体が十分剛であり、破断が単一の破断面で生じるとすると、上下版の破断面積の合計が供試体断面等に等しい時が破断面積割合100%となるが、本実験では破断がある幅をもって生じているので、1つの破断部が2回計測されることになる。したがって、供試体断面積の2倍をもって破断面積割合100%としたものである。

3. 考 察

岩盤の剪断強さは岩盤中の割目の有無、割目の方向、および割目の凹凸の度合、すなわち粗度と粗度角によって著しく影響される。Pattonや吉中らの研究および筆者らの実験による凹凸を有する供試体の力学概念を示すと図-6-19のようになる。図-6-19において ϕ_u は凹凸のない平滑な面のクーロンの内部マサツ角であり、 α は剪断方向に対する割目の凹凸角、すなわち粗度角であり、 ϕ_{in} は材料自体の内部マサツ角、 C_{in} は材料自体の粘着力である。

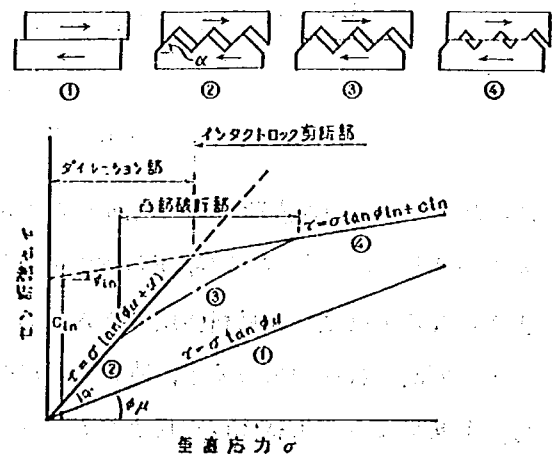


図-6-19 $\sigma - \tau$ 曲線模式図

図-6-19において、平滑な面の剪断強さは、

$$\tau = \sigma \tan \phi_u \quad \dots\dots\dots (1)$$

で表わされる。この平滑面が剪断方向に α の角度をなす時、垂直荷重が材料の強度に比べて十分に小さい間は供試体はダイレクションを起し、その時の剪断強さは、

$$\tau = \sigma \tan (\phi_u + \alpha) \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。一方、垂直荷重が十分大きくなるとダイレクションは生じなく、供試体は割目とは無関係に材料自体で剪断され、この時の剪断強さは、

$$\tau = C_{in} + \sigma \tan \phi_{in} \quad \dots\dots\dots (3)$$

で示される。

このように凹凸を持つ供試体の剪断強さの関係は図-6-19においては②、④の2本の実線で示されるが、実際の剪断試験結果では実線のようにならず、ある垂直荷重より供試体凸部に破断を生じるようになり、剪断強さは一点鎖線のような傾向をとる。

すなわち、図-6-17において、材料強度の高い $P:W=1:0.4$ の供試体は粗度角(α) $=10^\circ$ を除いてほぼ(2)式を満足する。しかし、粗度角が大きくなるに従って供試体は破断し、(2)式より小さいマサツ角を取るようになる。 $P:W=1:0.9$ ではこの傾向はさらに強くなり、粗度角 20° 以上では供試体の破断の影響が大きく、(2)式を満足しない。最も強度の低い $P:W:D=10:15:1$ の供試体では供試体の破断が大きいために、(2)式は満足せず、ある一定に近いマサツ角(38° 前後)を示し、また垂直荷重が増大すると全断面破壊に近い内部マサツ角を取るようになる。

このように、図-6-19において一点鎖線で示される剪断強度の理論値($\phi_\mu + \alpha$)からの低減は供試体凸部の破断によって生ずる。したがって、剪断によって生ずる供試体の破断は剪断強度に大きな影響を及ぼす。図-6-20に各垂直荷重ごとの一軸圧縮強度と破断面積割合との関係を示す。図-6-20より粗度角が増加するに従って破断面積は増加し、また材料の一軸圧縮強度の増加によって破断面積は指数関数的に減少する傾向にある。

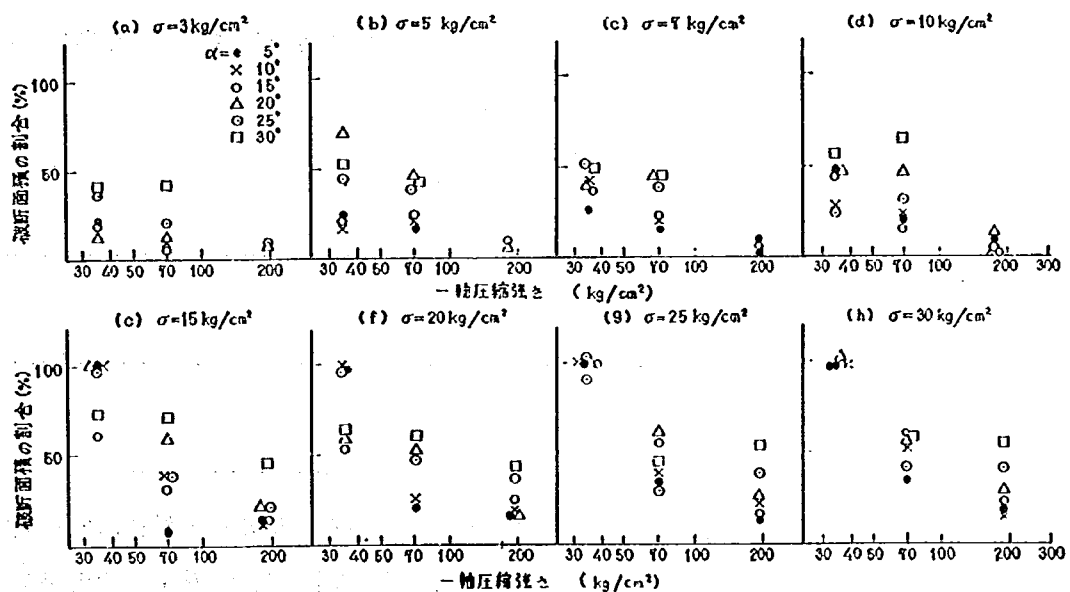


図-6-20 一軸圧縮強度と破断面積割合

図-6-19における③の曲線は供試体の材料強度、粗度角および垂直荷重の関数であると考えられ、前回の報告で筆者は③の曲線はある直線で近似できるのではないかと推論したが、 $P:W=1:0.4$ の供試体では曲線形を示す傾向を示すが、 $P:W=1:0.9$ 、 $P:W:D=10:15:1$ の材料ではほぼ一定値を取る傾向が見られ、前回の推論の域を出なく、今後検討すべき問題である。②の曲線から③の曲線への移行する垂直荷重は材料の強度が高く、粗角度の小さいものほど大きくなり、材料強度、粗度角の関数で

あると考えられる。③曲線より、④曲線への移行する垂直荷重およびその時の剪断応力は図-6-17(c)で見る限りほぼ同じ垂直荷重を示し、剪断応力もほぼ一定である。

次に種々の粗度角を持つ供試体の剪断強度 ϕ_s ($\tan^{-1} \tau/\sigma$) と、剪断試験時の最大剪断荷重時における有効粗度角との関係をプロットしたのが図-6-21である。有効粗度角とは剪断荷重ピーク時における供試体のダイレクションの実測値と剪断変位値より求めた角度 ie ($\tan^{-1} dv/dh$) である。ただし dv

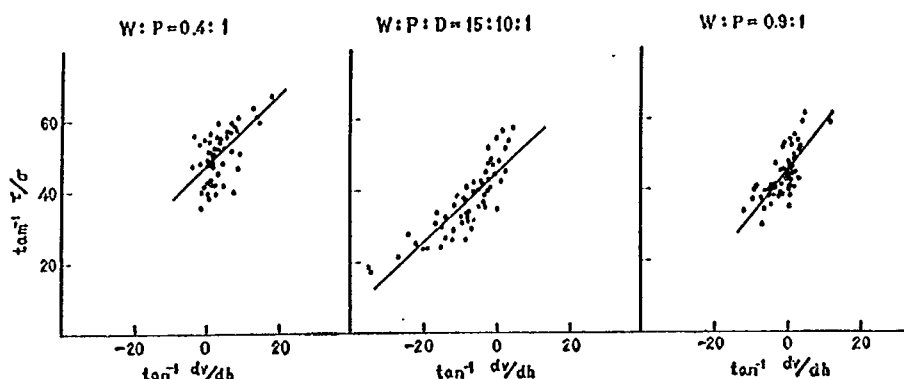


図-6-21 ie による ϕ_s の関係

は剪断試験時に垂直変位を4点計測し、その平均値とした。また、 dh は剪断試験時の水平変位の平均値である。図-6-21において、有効粗度角 ie が負になるのは想定剪断面よりも下で剪断が生ずるためであり、この状態では垂直荷重の影響が大きく、供試体の凹凸の効果は剪断強度には全く影響しないものと思われる。

図-6-21の関係を最小自乗法によって求めると、

(a) $P:W=1:0.4$ の場合

$$\phi_s = 46.48 + 0.980 ie \quad \dots\dots\dots (4)$$

(b) $P:W=1:0.9$ の場合

$$\phi_s = 45.70 + 1.23 ie \quad \dots\dots\dots (5)$$

(c) $P:W:D=10:15:1$ の場合

$$\phi_s = 44.76 + 0.943 ie \quad \dots\dots\dots (6)$$

のようになる。これより、有効粗度角が近い場合、すなわち、垂直荷重に比べて材料の剪断強度が低い場合は材料の粘着力の効果が著しく、 $ie=0^\circ$ において ϕ_s は 40° 以上となり、粘着力の効果が大きい。しかし、粘着力の効果を除けば ϕ_s と ie との関係はほぼ $1:1$ であり、この関係は有効粗度角が負の場合にも適用できる。有効粗度角が負になることは実際の剪断試験では、想定剪断面より下で、すなわち割目には無関係に材料自体で、しかも供試体断面積より広い面積で剪断されていることを意味する。なぜなら、供試体の材料自体の内部マサツ角は $\tan(\phi_s/\tau)$ よりはるかに小さい。

吉中は花崗岩の剪断試験の結果 ie が 20° 以上 40° 以下について、ダイヤモンドブレードによる切断面に高い垂直応力が作用した時の ϕ_s を ϕ_b とすると、おおよそ ϕ_s は $\phi_b + ie$ と $2\phi_b + 1/2 \cdot ie$ の間に分布（正確にはグラフ上で分布範囲が曲線で示してあるので、 $(\phi_b + ie) < \phi < (2\phi_b + 1/2 \cdot ie)$ とは異なって

いる) し、 ie が 40° 以上になると ϕ_s は ie に無関係にほぼ一定の値を取る傾向を示すとしている。

このようなことから、材料の破壊が起るような高い垂直応力では $\phi_s = 1.0 \sim 2.0 \phi_\mu + ie$ なる関係があり、材料の破壊と起さないような低い垂直応力の下では、剪断応力は面のマサツ係数のみに関係してくるので、ほぼ定値を取るのではないかと推察される。

岩石法面崩壊の場合には種々の凹凸を含む割目にそってすべるが、凹凸の大きな所ではダイレーションのために応力集中を生じ、破断を生じる。したがって、すべりが進行するに従って粗い凹凸は破断し、より小さい凹凸が関係してくるようになる。このように斜面や法面崩壊のスケールで有効な凹凸(粗度)と供試体サイズで有効な粗度とは相違があり、寸法効果を考慮した有効な粗度を見出す必要がある。

岩石斜面の安定解析法として、ステレオ解析法、ベクトル解析法が提案されている。これらの斜面安定解析法に必要な岩盤の基本的性質の一つである割目の剪断特性について述べてきたが、これをまとめてみると、

- i) 垂直荷重が小さい時の剪断強さ τ は、 $\tau = \sigma \tan(\phi_\mu + \alpha)$ で表わされる。
- ii) 垂直荷重が供試体の材料強度に比べ十分大きい場合は、剪断は割目とは無関係に材料自体で破断し、その時の剪断強さは、 $\tau = C_{in} + \sigma \tan \phi_{in}$ で表わされる。
- iii) i), ii) の中間領域では供試体の凸部が破断し、その時の剪断強さは、図-6-19に示すように、i), ii) の剪断強さより低い。
- iv) 供試体の凸部の破断面積は材料強度が低いほど、垂直応力が大きいほど、また粗度角が大きいほど大きい。
- v) 剪断時における垂直変位と剪断変位から求まる有効粗度 ie は垂直荷重が大きいほど小さくなる。最大ピーク時における剪断強さ ϕ_s と ie との関係は $ie < 20^\circ$ では $\phi_s = 0.1 \sim 2.0 \phi_\mu + ie$ なる関係がある。

法面の崩壊のように、上載圧の少ない岩盤の崩壊はほとんど割目から生じる。すなわち応力的には、i) の条件で崩壊が生ずる。しかし、崩壊のごく初期においては岩盤のダイレーションのために大きい凸部に応力集中し、iii) の条件、すなわち図-6-19において③の条件になる。風化岩や岩においてもほぼこの条件で崩壊すると思われる。さらに風化が進行すると、割目とは無関係に ii) の条件、すなわち土のようにホモジニアスな条件で崩壊するものと思われる。

このように岩石切取法面の崩壊には割目の剪断強度と凹凸の度合(粗度と粗度角)が極めて重要であるが、これらの問題についての研究はまだ端緒についたばかりであり、今後の研究を待つところが多い。特に、岩盤凸部が破断し始める岩盤の凹凸と垂直応力の条件、岩盤が破断する時の剪断応力、さらに割目を有する岩盤がホモジニアスなものとして取扱われるようになる時の材料強度と垂直条件等について、研究を進める必要がある。

参考文献

- 1) P.W. Rowe: The Stress-dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in contact, Proc, Royal Soc, London, Series A. Vol. 269.
- 2) F.D. Patton: Multiple Modes of Shear Failure in Rock, Proc, 1st, Intern. Cong. I. S. R. M. Vol. 1
- 3) J.C. Jaeger: The Behavior of closely Jointed Rock, Proc. 11th. Sympo. Rock Mech, Berkeley
- 4) 吉中竜之進他: 花崗岩分離面の剪断特性に及ぼす表面形状と垂直応力度の影響, 応用地質 Vol. 16, No 2
- 5) 吉中竜之進, 小野寺透: 岩盤分離面の表面形状と剪断強さとの関連, 土を基礎 Vol. 24. 40. 1
- 6) 桑原啓三, 佐藤暁: 規則的な凹凸を持つ割目の剪断特性, 土木技術資料 Vol. 17, No 8
- 7) 桑原啓三, 久楽勝行: 岩石法面の安定解析法, 土木技術資料 Vol. 15, No 3

あ と が き

斜面の安定には、地形、地質、気象条件等が複雑に絡み合い、さらに切土法面の場合には人為的な切り、保護といった条件が加わるため、安定の検討はさらに複雑になっている。

斜面の持つ要因、安定への寄与、崩壊の予測、保護工の設計等、斜面の安定化を図る研究は従来多くなされてきた。地質研究室でも多くの研究を行い、その成果は道路土工指針等に生かされてきているところである。

地質研究室で実施してきた研究内容の概要については第1章～第6章に述べたとおりであるが、不安定斜面の指摘と不安定度、崩壊発生時期の予測、安定化等のためには、未だ多くの研究が必要である。例えば、地形学的に、岩盤力学的に、工学的に問題となる因子を分解して検討していく必要がある。そして、より高度な斜面の安定に関する検討方法を確立しなければならない。今後に残された検討項目としては次のようなものがある。

- (1) 斜面・法面の風化のメカニズム
- (2) 崩壊のパターンとメカニズム
- (3) 斜面の調査方法の簡易化と高精度化
- (4) 不安定箇所の洗い出し方法の合理化
- (5) 崩壊発生時期の予測法の確立
- (6) 安定計算法の確立
- (7) 岩盤常数の把握
- (8) 適確な岩盤分類法の確立
- (9) 法勾配の決定法の確立
- (10) 法面保護工の設計法の確立

なお、本研究は約15年の長期に亘って実施した。本稿をとりまとめるに当たり、研究、調査に携わった方々をここに記して感謝の意を表する次第である。

岡本隆一	前地質官
小島圭二	前地質研究室研究員
菅原 捷	” 研究室長
山県 守	”
武井 修	”
山本 暁	”
佐々木審	”

道路切取法面の安定に
関する調査

ISSN 0386-5878
土研資料第 1935 号
昭和 58 年 3 月 (1983)

地質研究室 桑原啓三, 平野 勇
石塚克己, 阿部昌彦

キーワード: 実態調査, モルタル吹付工, ロックボルト工,
数量化解析, 安定解析

要旨

地質研究室において昭和43年度より「法面の安定に関する試験調査」
で行った調査研究結果をとりまとめたもので, 法面の実態, 統計解析,
不安定箇所抽出と崩壊時期の予測, 安定解析, ロックボルト, モル
タル吹付工等の法面保護工の有効性等について検討したものである。

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

地質化学部・地質研究室 御中

No. 33

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1935号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印