

ISSN 0386—5878

土研資料第1948号

マイクロフィルム第 号

土 木 研 究 所 資 料

地震による斜面崩壊機構について

昭 和 58 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

砂防部急傾斜地崩壊研究室

Copyright © 57年度 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

地震による斜面崩壊機構についての研究は昭和53年度から試験研究費をもって調査を進めてきた。昭和53年1月に発生した伊豆大島近海地震によって、伊豆半島の国道、有料道路、鉄道等に甚大な被害を与えた、とくに斜面崩壊は随所にみられ、この災害地をフィールドとして調査を進めてきた。現地調査をして現況を把握して、地盤調査を行ない、その特性を求め、地震による斜面崩壊解析を行ったが、地盤定数の取り方、さらに地震波の選択の考え方によって、斜面の解析が大きく変るものであり、斜面崩壊の実態を対比してそれらの関係を調べ、地震による斜面崩壊機構の研究の緒をつかんだにすぎない。今後さらに研究を推進させるべきものと考えている。

昭和58年3月

安 江 朝 光
土 井 功
仲 野 公 章
右 近 則 男

地震による斜面崩壊機構について

は じ め に

I	地震による斜面崩壊調査	1
1.	斜面崩壊の実態と復旧	1
1-1	調査概要	1
1-2	実態調査	1
2.	既往資料の整理による地震時斜面崩壊面積率調査	6
2-1	調査概要	6
2-2	調査内容	6
2-3	調査結果	9
3.	宮城県沖地震被災地の地盤調査	16
3-1	調査概要	16
3-2	地形・地質概要	16
3-3	調査結果	19
II	振動式コーンペネトロメータの開発	24
1	試験機製作の目的	24
2	試験機の内容	24
3	試験機の性能調査	27
3-1	調査概要	27
3-2	調査方法	29
3-3	調査結果	29
4.	改良機の製作	32
III	地震時の斜面安定解析	33
1	伊豆大島近海地震による地盤調査	33
1-1	調査概要	33
1-2	災害査定第2号	36
1-2-1	調査地の概要	36
1-2-2	ボーリング調査	36
1-2-3	PS検層	39
1-2-4	考 察	39
1-3	災害査定第89号	41

1 - 3 - 1	調査地の概要	41
1 - 3 - 2	ボーリング調査	42
1 - 3 - 3	P S 検層	42
1 - 3 - 4	弾性波探査	45
1 - 3 - 5	弾性波探査（表層部速度測定）	45
1 - 3 - 6	静的コーン貫入試験	46
1 - 3 - 7	横方向 K 値試験	53
1 - 3 - 8	考 察	53
1 - 4	災害査定第 24 号	54
1 - 4 - 1	調査地の概要	54
1 - 4 - 2	弾性波探査	54
1 - 4 - 3	P S 波弾性探査	54
1 - 4 - 4	スウェーデン式サランディング	57
1 - 4 - 5	静的コーン貫入試験	59
1 - 4 - 6	土質試験結果	59
1 - 4 - 7	考 察	60
1 - 5	湯ヶ野中山谷	62
1 - 5 - 1	調査地の概要	62
1 - 5 - 2	P S 弾性波探査	62
1 - 5 - 3	静的コーン貫入試験	65
1 - 5 - 4	土質試験	65
1 - 5 - 5	考 察	67
1 - 6	大池・七廻	68
1 - 6 - 1	調査地の概要	68
1 - 6 - 2	弾性波 P 波探査	71
1 - 6 - 3	スウェーデン式サウンディング	71
1 - 6 - 4	静的コーン貫入試験	72
1 - 6 - 5	ボーリング及び標準貫入試験	73
1 - 6 - 6	P S 検層	74
1 - 6 - 7	孔内水平載荷試験	74
1 - 6 - 8	現場透水試験	77
1 - 6 - 9	現場単位体積重量試験	80
1 - 6 - 10	土質試験	80
1 - 6 - 11	考 察	81

2	斜面安定解析	85
2-1	対象斜面〔モデル斜面(1)〕	85
2-2	地震応答解析の計算方法	85
2-3	地震応答解析結果	86
2-4	斜面の安定度解析結果	88
2-5	対象斜面〔モデル斜面(2)〕	89
2-6	動的土質試験結果	90
2-7	地震応答解析結果	91
2-8	斜面の安定度解析結果	92
2-9	今後の問題点	93
IV	斜面の危険度判定について	94
1	まえがき	94
2	研究目的	94
3	斜面危険度判定基準	94
4	斜面のモデル	96
5	研究結果	98
5-1	斜面の安定解析	98
5-2	数量化理論による要因分析	99
5-3	斜面の危険度評価	100
6	今後の問題点	102

I 地震による斜面崩壊調査

1. 斜面崩壊の実態と復旧

1-1 調査概要

地震による土構造物の復旧工法の適用性を検討するのに必要な基礎資料を得ることを目的とし、地震により被災した山地のり面・斜面を対象にそれらの復旧の実態を調査したものである。

調査対象地震は伊豆大島近海地震（1978）、宮城県沖地震（1978）、大分県中部地震（1975）、新潟地震（1964）である。今回調査の対象とした地震の規模等を図1-1に示す。

1-2 実態調査

文献、既存資料、関係機関での聞き込み等により得られた、復旧工法、工法選択理由、工事の期間等の実態調査に被災パターン（表1-1）等を併せて整理した結果を図1-2、図1-3に示す。

これによれば、大半の箇所での応急復旧は崩土除去だけで対処しているが、仮設土留工、シェルター（洞門）を設けて崩土の2次崩壊を防護している例や、モルタル、コンクリートの吹付工を行なっている例が伊豆大島近海地震の復旧事例で見られる。

一方、本復旧工事では被災の程度が落石から基盤に及ぶ深い崩壊へと著しくなるにしたがい、植生工などの風化・侵食防止工程度から擁壁工やトンネル・橋梁などの規模の大きい工法へと移っていく傾向が見られる。

また、被災度の判定方法、復旧工法選択理由、設計法、工事の期間等の実態を列記すれば以下の通りである。尚、各箇所について被災パターンと復旧工法等を併せて整理した結果を図1-2,3に掲げた。

被災度の判定について大規模な崩壊箇所を除いて巻尺等を用いた測量により崩壊形状、崩壊土量等を測定して被災度を判定している。規模の大きい崩壊箇所では航空写真を用いたり、土質・地質調査（ボーリング、弾性波探査、地質踏査など）も行なわれて、被災度の判定、2次崩壊の可能性の有無、基礎工法の選定などを行なっている。

応急復旧は主要幹線では生活物資、復旧機材等の輸送路を確保する事が主要な目的となっており、工事は被災後直後から1ヶ月程度の期間で行なわれている。ただし、崩土の除去作業はブルドーザー等の機材が手配可能な箇所から順次行なわれている。

本復旧工事は大半の箇所は原形復旧が原則的に行なわれている。ただし、復旧中及び復旧後の2次災害防止が困難と判断された大規模な崩壊箇所では、トンネル、橋梁等による付替えが行なわれている。

本復旧工事における工法選択理由及び設計法については現場の技術者が概査して被害状況を把握し、原形復旧を原則にのり面・斜面の地質・土質状況、被害箇所周辺部との取り合わせ等を考慮しながら、主として現場技術者の経験的な判断により工法を決定している場合が

大半を占めている。ただし、大規模な崩壊箇所では、地質・土質調査により得られた不安定塊の規模、すべり面の位置・規模などに関する知見も参考にして工法検討を行なっている。

本復旧工事の期間について種子吹付、モルタル・コンクリート吹付、ブロック積などの工法では、応急復旧の完了直後から2～3ヶ月程度の期間で工事がなされている。コンクリート擁壁、井桁擁壁、のり枠などの工法では、被災後2～6ヶ月後に着手し6～10ヶ月間で工事がなされている。

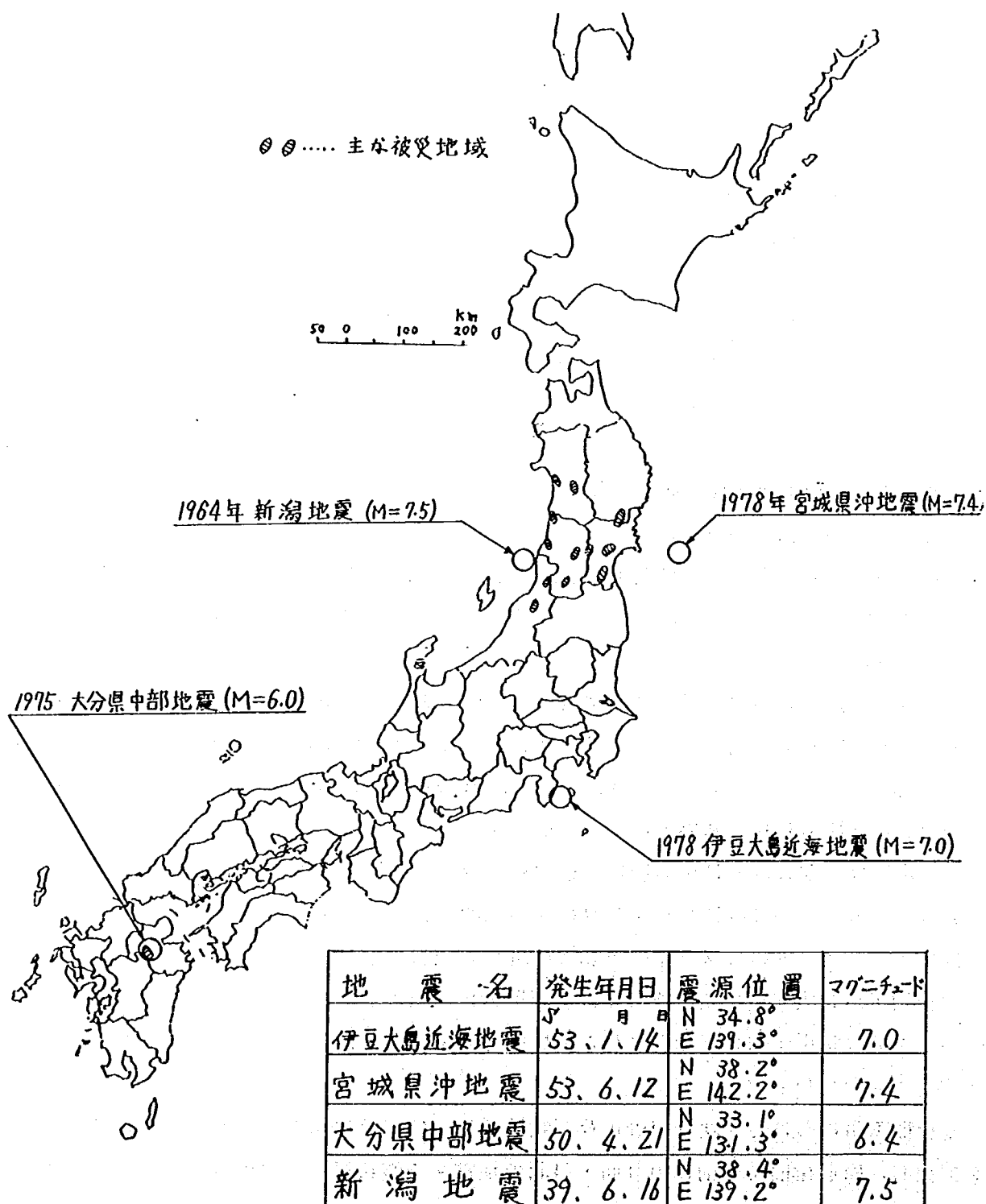


図1-1 調査対象地震の震央及び被災箇所

表 1-1

斜面崩壊の形態分類と被害ランク

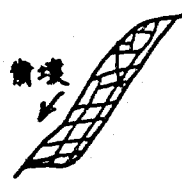
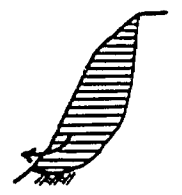
斜面崩壊の形態分類			被害ランク	被害の形態（被害ランクの説明）	備 考	
I 型 (浅表層崩壊)	I-1型 模式図 	切り取りあるいは風化(乾燥収縮又は凍上)により、表面付近の層理、割れ目(節理・裂隙)がゆるみ、これらによって、ハブ離脱落する崩壊	① 斜面のごく1部が崩壊する。	小さな石や表層がごくわずかに移動し、斜面全体については何ら安定度が低下せず、現地踏査時にかなり表面に接近しないとわからない。また、航空写真では判読できない。	ごくわずかな手直しで済む。	
			② 斜面が部分的に崩壊する。	切土ノリ面ではモルタル吹付け面が部分的に損傷していたり、落石防止ネットあるいは柵に損傷がみられる。自然斜面については層理、割れ目によって部分的に崩壊する。また、モルタル吹付け面、自然斜面等にクラックが入る。	間詰め、部分的な不安定土塊の除去で対処出来る。	
			③ 斜面が全面的に崩壊する。	切土ノリ面では、モルタル吹付け面が全面的に損傷するが浅い崩壊である。自然斜面では表土層が全面的に崩壊する。	全面的な手直しが必要である。自然斜面では切直しと大がかりな不安定土塊の除去が必要。	
	I-2型 模式図 	自然斜面では主に表土層が滑落する。この場合のすべり面は地表面に平行していることが多い。切土ノリ面では、斜面浅部が崩壊するものでノリ面が比較的軟かい土、石からなる場合この型の崩壊になりやすい。このすべり面は円弧に近い形状をしている。	① 斜面のごく1部が崩壊する。	小さな石や表層がごくわずかに移動し、斜面全体については何ら安定度が低下せず、現地踏査時にかなり表面に接近しないとわからない。また、航空写真では判読できない。	ごくわずかな手直しで済む。	
			② 斜面が部分的に崩壊する。	切土ノリ面では、モルタル吹付け面が部分的に損傷していたり、落石防止ネットあるいは柵に損傷がみられる。自然斜面では、表土層が部分的に崩壊する。また、モルタル吹付け面、自然斜面等にクラックが入る。	間詰め、部分的な不安定土塊の除去で対処出来る。	
			③ 斜面が全面的に崩壊する。	切土ノリ面では、モルタル吹付け面が全面的に損傷するが浅い崩壊である。自然斜面では表土層が全面的に崩壊する。	全面的な手直しが必要である。自然斜面では切直しと大がかりな不安定土塊の除去が必要。	
	I-3型 模式図 	泥岩と砂岩互層のような、透水性や侵食に対する抵抗が異なる層がある場合、強い層が局部的にオーバーハングする形になり、それが崩壊する。	① 斜面のごく1部が崩壊する。	小さな石や表層がごくわずかに移動し、斜面全体については何ら安定度が低下せず、現地踏査時にかなり表面に接近しないとわからない。また航空写真では判読できない。	ごくわずかな手直しで対処出来る。	
			② 斜面が部分的に崩壊する。	部分的であるが崩壊がおこり、多くの場合は落石となる。	浮石の除去等の処置が必要である。	
			③ 斜面が全面的に崩壊する。	斜面全体が崩壊し、落石が著しい。法面保護工等も全面的に損傷をうける。	全面的な手直しが必要で斜面の切り直し、不安定土塊の除去が必要である。	
II 型 (基盤におよばない深い崩壊)	II型 模式図 	基盤をおおっている風化土や崩壊土(産銹層)が比較的深い位置から崩壊する。(基盤にはおよばない)	① 斜面のごく1部が崩壊する。	斜面がごくわずかに移動し斜面全体については何ら安定度が低下せず、現地踏査時にかなり表面に接近しないとわからない。また航空写真では判読できない。	割れ目の間詰め程度で対処できる。	
			② 斜面が部分的に崩壊する。	切土ノリ面では、モルタル吹付け面等が部分的にやや深い所から崩壊している。自然斜面では、表土層が深い位置から部分的に崩壊する。	かなりの手直しが必要で不安定土塊の除去もかなりの規模となる。	
			③ 斜面が全面的に崩壊する。	切土ノリ面では、モルタル吹付け面等が全面的にやや深い所から崩壊しているため崩土の量もかなり多い。自然斜面では、表土層が深い位置から全面的に崩壊する。	元の保護工をとりこわし、斜面の切り直しを含め、新たな施設の設置が必要である。	
III 型 (基盤におよぶ深い崩壊)	III型 模式図 	基盤におよぶ崩壊で、すべり面が大部分基盤中にある。崩壊斜面の上部はほとんど垂直な溝落崖が形成される。	① 斜面のごく1部が崩壊する。	斜面がごくわずかに、移動し斜面全体については、何ら安定度が低下せず、現地踏査時にかなり表面に接近しないとわからない。また航空写真では判読できない。	クラックからの水の侵入を防ぐ処置が必要である。	
			② 斜面が部分的に崩壊する。	切土ノリ面では、モルタル吹付け面等が部分的であるが基盤より崩壊しており、モルタル再吹付けでは復旧できない。自然斜面では部分的ではあるが基盤より崩壊する。	自然斜面では部分的に不安定土塊の除去を行なう必要がある。場合によっては崩壊頭部の切り取りも必要である。	
			③ 斜面が全面的に崩壊する。	切土ノリ面では、ノリ面全体にわたって基盤より崩壊し、保護工は全面的に損傷する。自然斜面では、基盤より全面的に崩壊し、復旧には切土等が必要である。	崩壊土量また斜面上の不安定土塊の量などを調査して、全面的な復旧をはかる必要がある。	
			④ 斜面が全面的に崩壊し、復旧には工法の変更が必要	切土ノリ面、自然斜面共基盤より全面的に崩壊する。復旧にはトンネル、迂回路等でしか機能が回復しない。	斜面の復旧では道路等の機能が元通りに回復出来ず、トンネル、あるいは迂回路が必要である。	
落石型 (R)	転石型 (抜け落ち型落石) R-I 型	岩塊、玉石、礫などのまわりを充填する。マトリックスが地表水等によって侵食されたり風化されたりして岩塊だけが表面に浮出し、落石する。	大	落石土量が	100 m ³ 以上のもの。	――
			中	"	100 ~ 5 m ³ のもの。	
			小	"	5 m ³ 未満のもの。	
	浮石型 (はく離型落石) R-II 型	節理、層理等の割れ目が発達した岩の場合で、この割れ目が侵食、風化等により拡大されブロック状に岩がはく離して落石する。	大	落石土量が	100 m ³ 以上のもの。	――
			中	"	100 ~ 5 m ³ のもの。	
			小	"	5 m ³ 未満のもの。	

図1-2 崩壊パターンによる復旧工法の頻度分布図（応急復旧）

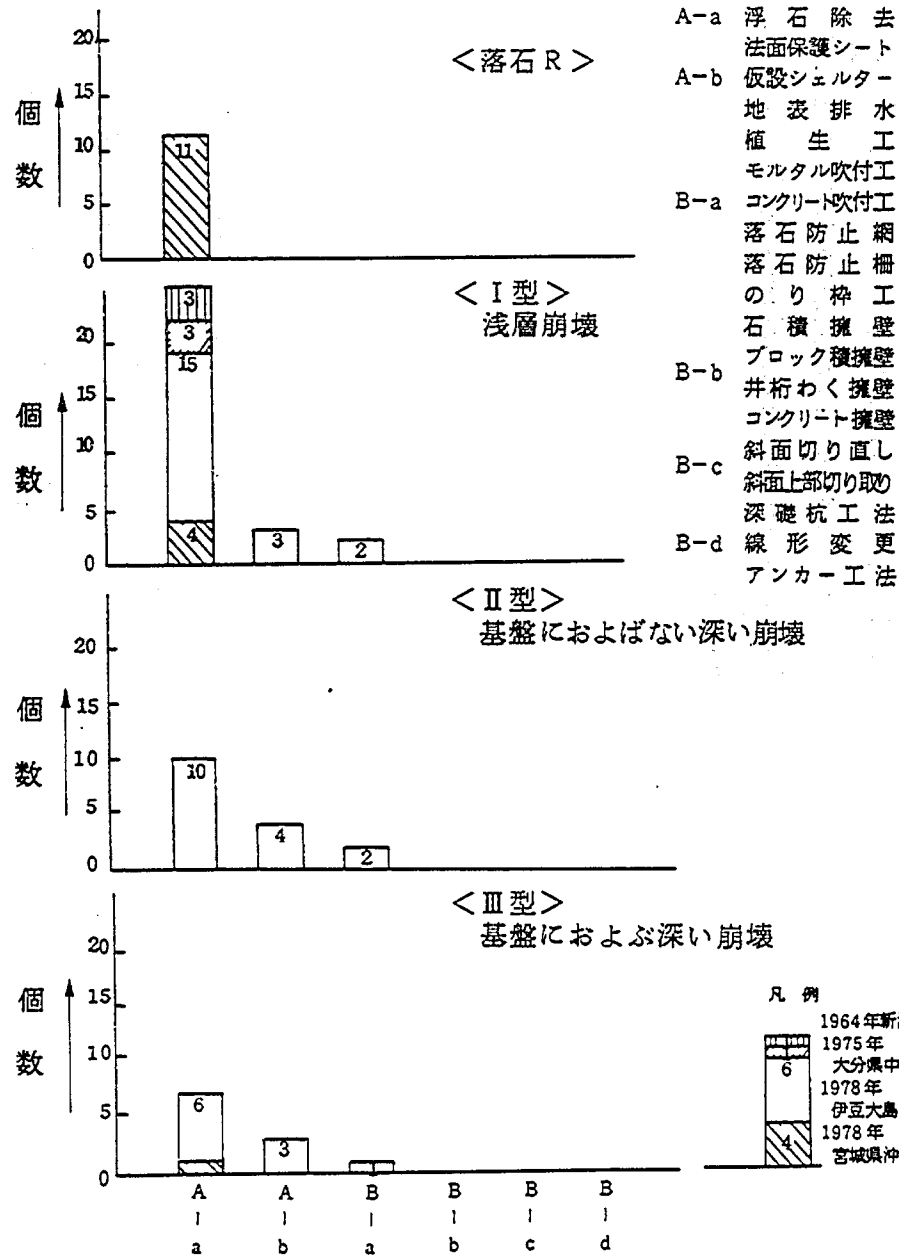
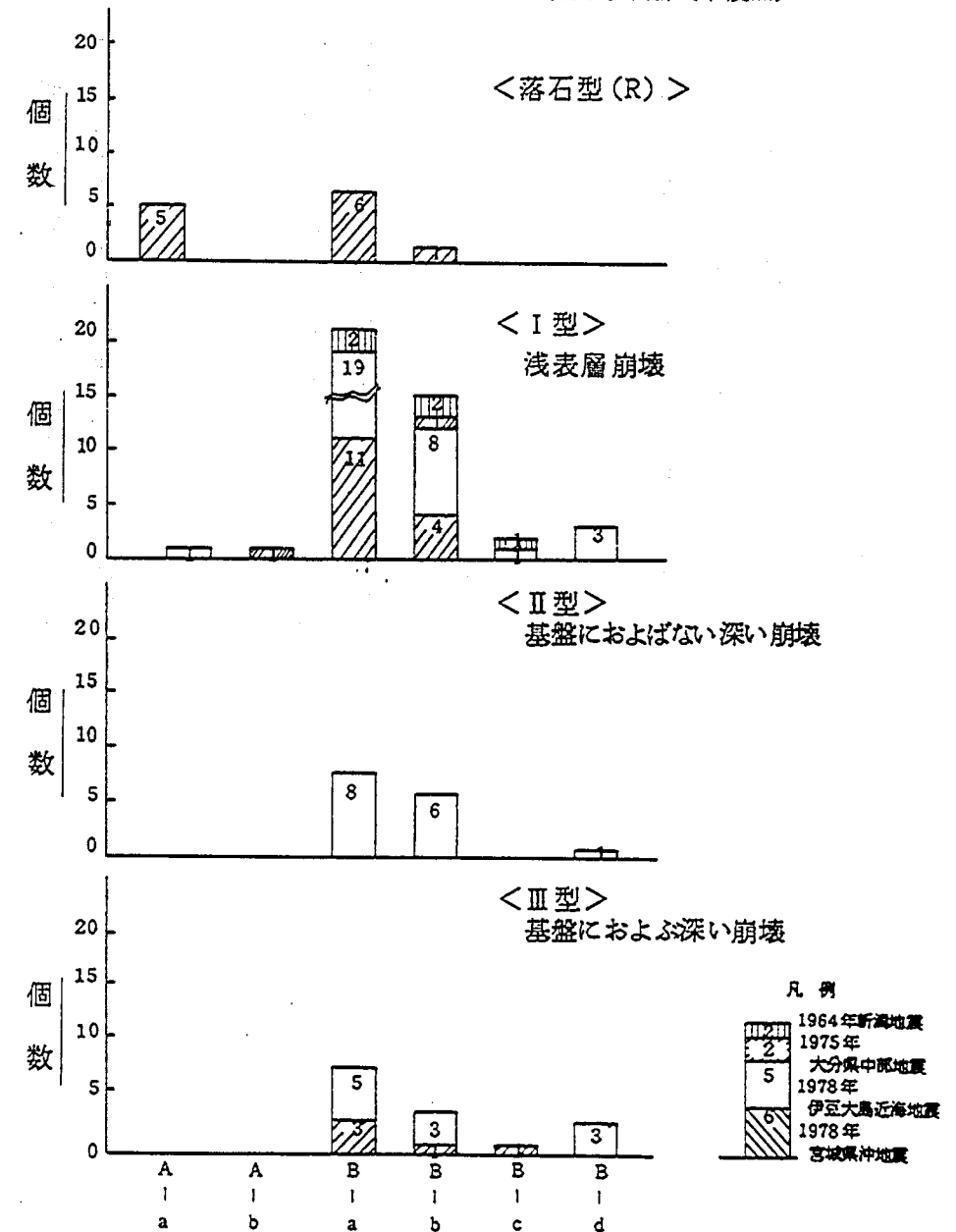


図1-3 崩壊パターンによる復旧工法の頻度分布図（本復旧）



2. 既往資料の整理による地震時斜面崩壊面積率調査

2-1 調査概要

本調査は、過去の地震並びに豪雨による数地域の斜面の崩壊面積率に関する既往の資料による調査をもとに、地震時斜面の崩壊面積率と誘因、素因との関係、誘因としての地震と豪雨の対応関係等を明らかにすることによって、地震時斜面の総合的危険度評価法のなかのマクロなチェック手法を開発することを目的とした。

2-2 調査内容

2-2-1 調査対象地域および対象地震、豪雨

調査対象地域、対象とした地震、豪雨および使用した資料等を表1-2に示す。

対象地域は、原則的には地震と豪雨による崩壊に関するデータが同一地区で得られる地域としたが、村上、えびの地域では、地震と豪雨による崩壊の発生地域が異なり、八戸では豪雨による目立った崩壊がないため地震による崩壊のみを扱った。

2-2-2 調査項目

(1) 崩壊面積率の集計

既往資料および新たに作成した崩壊地分布図を用い、崩壊地の面積を測定し、 0.5km^2 を目安とした小流域毎に集計した。崩壊面積率(Ca/A)は、崩壊面積(Ca)を流域面積(A)で除した値となる。

(2) 地形条件

地形条件としては流域の平均傾斜を計測した。起伏量比は流域がひとつの閉じた地域とならない。いわゆる残流域でその取扱いが難しいため、起伏量比にかわるものとして平均傾斜を選んだ。ここでは、流域の代表的な傾斜をもつ斜面の傾斜を測定した。また、1地区で扱う場合はすべての平均値を用いた。

表 1 - 2 調査対象地域および対象地震、豪雨

	対象地震・豪雨	地 区 名	資 料 名	備 考
丹 沢 地 域	1923年 関東大地震	中津川 100.3 Km	宮ヶ瀬ダム貯水池周辺地すべり崩 壊地調査報告書	資料整理
	47.7豪雨	中津川 100.3 Km	,	,
	1923年 関東大地震	中川川 25.49 Km	神奈川県荒廃地復旧工事地一覧図 昭和22年米軍写真	写真判読 既存資料
	47.7豪雨	中川川 25.49 Km	昭和44年、昭和48年撮影 航空写真	写真判読
伊 豆 半 島 地 域	伊豆半島沖 地 震	南伊豆 2.46 Km	地震による斜面崩壊の斜面形態調 査	既存資料
	51.7豪雨	,	C C8-76-23 (昭和51年)	航空写真 判 読
	伊豆大島近 海 地 震	中伊豆 11.59 Km	「1978年伊豆大島近海の地震」 による崩壊調査報告書	既存資料
	53.8豪雨	,	,	,
村 上 地 域	新潟地震	越後早川 19.25 Km	地震による斜面崩壊の斜面形態調 査報告書	,
	羽越豪雨	小長谷 5.82 Km	,	,
え び の 地 域	えびの地震	えびの 1.80 Km	,	,
	47.7豪雨	加久藤 20.32 Km	昭和46年、昭和47年撮影航空 写真	航空写真 判 読
八 戸 地 域	1968年 十勝沖地震	八 戸 17.47 Km	TO-62-7, TO-61-7 昭和43年撮影航空写真	,

(3) 地質条件

流域ごとに既往の地質図を用いて地質を決定した。調査地域の地質は、花崗岩類、第3紀火山岩類、第3紀堆積岩類、シラスの4種類に区分した。

(4) 地震力

地震力については震度、震源からの距離、地震のエネルギーについて整理した。加速度については測定資料が少ないため、各地震について整理できなかった。また、震度については震度に関する既往資料が今回の小流域区分に対応するような精度を持たないので、ひとつの地区はひとつの震度で代表させた。次に、地震のエネルギーは、地震の規模（マグニチュード、M）と地震のエネルギー（ジュール、E）との関数式、 $\log E = 4.8 + 1.5 M$ によった。

(5) 降雨量

各対象降雨の24時間最大雨量、その資料がない場合は、最大日雨量を求めた。

対象地域が狭いことから、各地区の雨量は地震力と同様に各地区についてひとつの雨量とした。

(6) 資料のまとめおよび考察

崩壊面積率と誘因（地震力、降雨量）および素因（傾斜、地質）との関係をまとめた。それらの結果から、崩壊面積率と誘因、素因との関係および誘因としての地震の大きさと降雨の比較について考察を行った。なお、本作業では各地区内の検討は、対象地域が狭いため震度、雨量といった誘因、地質等が1地区についてひとつの値をとるので、主な考察の対象とせず、崩壊面積率、誘因、素因は各地区の平均値、代表値を用いた値を主な考察の対象としている。

2-2-3 崩壊面積率の補正

崩壊面積率は対象とする地域のとり方（位置、面積）によって大きく変化する。このため崩壊面積率を異なる地域で比較するには、同じ程度の対象面積どうしを比較するのが望ましい。

今回の調査では対象面積が25~100km²と極端に異なるので崩壊面積率の補正値を算出してみる。

対象面積の広い中津川、中川川地区について崩壊地が特に集中している地域を選び、そこを仮の中心点として、半径2km毎の環状地帯に流域の中心を持つ流域面積、崩壊面積を集計し、各ベルト毎に崩壊面積率を求めた。最小面積の崩壊面積率を1.0とした場合の崩壊面積率の減少割合を図1-4(a),(b)に示す。

地震時の崩壊面積率は対象面積の増大ともなって指数曲線的に大きく減少している。それに対して降雨時は減少の仕方が小さい。

崩壊面積率の補正は、この図1-4を用いて行なった。2~3km²を最小単位として崩壊面積率が対象面積の増大ともなって指数曲線的に減少するものとして、目視によって中川川、中津川地区の描く曲線の平均的な曲線を描いた（図1-4中の破線）。この曲線を用いて崩壊面積率を次のように修正した。

$$\text{修正崩壊面積率} = \text{崩壊面積率} \times \frac{20\text{km}^2 \text{での崩壊面積率割合}(0 \sim 1.0 \text{で表示})}{\text{対象面積全体の崩壊面積率割合}(0 \sim 1.0 \text{で表示})}$$

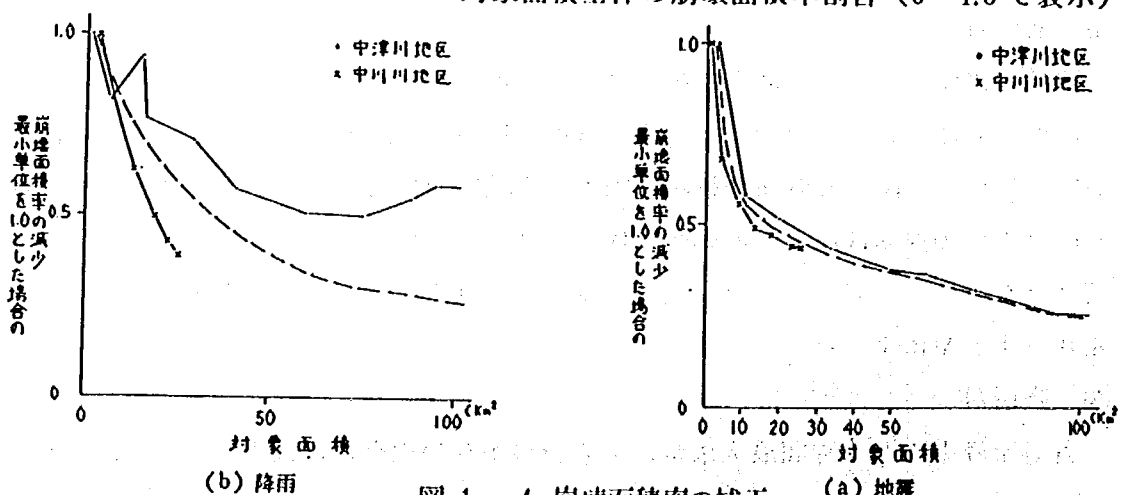


図1-4 崩壊面積率の補正

2-3 調査結果

2-3-1 崩壊面積率集計結果および崩壊発生状況

表1-3に、各地区別、地質別の崩壊面積率、その修正値、誘因、素因の諸元を示す。

(1) 地震による崩壊面積率

表1-3 地区別、地質別崩壊面積率

地域名	地区名	地 質	流域面積 (A) Km ²	地震による崩壊面積			豪雨による崩壊面積			地震の大きさ			傾斜 °	雨量 mm
				(Ca)	(Ca/A) %	修正 (Ca/A) %	(Ca)	(Ca/A) %	修正 (Ca/A) %	I	L	E		
丹 沢	中川川	全 地 域	25.49	9,517.2	3.73	3.98	5,339.5	2.09	2.30	Ⅲ	362	3.2×10^{16}	41	440
		第三紀 火山岩類	65.8	2,490.0	3.78	2.71	2,975	0.45	0.34	Ⅲ	・	・	40.9	・
		花 崗 岩 類	18.91	7,027.2	3.72	3.64	5,042.0	2.67	2.71	Ⅲ	・	・	41	・
	中津川	全 地 域	100.32	23,354.0	2.33	4.47	6,739.0	0.67	1.61	Ⅲ	32.0	・	33.2	・
		第三紀 火山岩類	97.47	23,257.0	2.39	4.59	6,399.0	0.66	1.59	Ⅲ	・	・	33.3	・
		第三紀 堆積岩類	2.62	67.0	0.26	0.12	336.0	1.28	0.83	Ⅲ	・	・	30.0	・
		花 崗 岩 類	0.23	30.0	1.30	—	4.0	1.74	—	Ⅲ	・	・	35.3	・
伊 豆 半 島	南伊豆	第三紀 火山岩類	2.46	2,950	1.20	0.58	695	0.28	0.18	V	11.6	1.4×10^{16}	285	160
	中伊豆	・	11.59	1,606.4	1.39	1.24	2,763.7	2.38	1.98	V5	26.6	2×10^{16}	28.9	150
村 上	越後 早川	花 崗 岩 類	19.25	4,435	0.23	0.23	—	—	—	V	48.3	1.1×10^{16}	30.3	—
	小長谷	・	5.82	—	—	—	2,593	0.46	0.34	—	—	—	28.3	440
えびの	えびの	シ ラ ス	1.80	538.3	2.99	1.44	—	—	—	Ⅲ	5.6	8.9×10^{15}	25.4	—
	加久藤	第三紀 火山岩類	20.32	—	—	—	1,636.0	0.81	0.81	—	—	—	23.5	300
八 戸	八 戸	シ ラ ス	17.47	4,299.0	2.46	2.36	—	—	—	V	189.0	4.5×10^{16}	2.6	90

I : 震度

L : 震源からの距離 (Km)

E : エネルギー (ジュール)

修正値は20Kmを対象面積とした場合

中津川の花崗岩類については、対象面積が小さすぎるので
修正値を求めない。

修正値でみると、中津川地区で4.47%、中川川で3.98%と丹沢地区では約4.0%程度の崩壊面積率となる。この4%という値は全国的にみても高い値で、関東大地震によって丹沢山地は非常に荒廃したことを示している。また、八戸地区では2%を超え、地震前の降雨の影響を示している。

他の地区では越後早川地区を除き0.5~1.5%の値となっている。

(2) 豪雨による崩壊面積率

修正値でみると、中川川地区で2.3%、中津川地区で1.61%、中伊豆地区で1.98%となっている他は、各地区でも1%以下である。地震、降雨とも各地区で誘因としての

大きさが異なるので、崩壊面積率の単純な比較はできないことに留意する必要がある。

(3) 小流域単位での崩壊面積率の最大値

各地区における小流域単位（0.5km²程度）での崩壊面積率の最大値を表1-4に示した。崩壊が集中して発生する場合、小流域単位でみるとどの程度の崩壊面積率となるかこの表から概ね把握できる。全体として地震時における崩壊面積率の方が大きい値を示している。

表1-4 各地区の小流域を単位とした最大崩壊面積率

地 区 名	地震時崩壊面積率 (最大値) %	降雨時崩壊面積率 (最大値) %	備 考
中 川 川	12~28	10~20	
中 津 川	15~20	5.5	
中 伊 豆	7~9	9~11	流域面積が小さい(0.2 km ²)
南 伊 豆	5~7	2	流域面積が小さい(0.1 km ²)
越後早川	1.2~1.4	-	
小 長 谷	-	1.5	
え び の	7~10	-	流域面積が小さい(0.1 km ²)
加 久 藤	-	2.7~3.7	
八 戸	7~8	-	

2-3-2 崩壊面積率と誘因・素因の一元的相関

なお、以下に示す、図1-6および図1-7中で、○印は中川川、×印は南伊豆、□印は八戸、●印は中津川、△印は中伊豆、◎印はえびの地区のデータを示している。

(1) 地 震 時

崩壊面積率と誘因および素因との関係を一元相関として修正値で整理したのが図1-5および図1-9である。

① 地 質 (図1-5(a))

地震の大きさと地形条件が異なるためか、同一の地質地域においても崩壊面積は広い巾をもつ。第三紀堆積岩類が目立って小さな値を示しているが、対象面積が小さいので、この地質で崩壊面積率が特に小さいとは断定できない。

② 傾 斜 (図1-5(b))

えびの、八戸のシラス地域を別にすれば、概ね傾斜が大きくなる程、崩壊面積率が高くなる傾向を示す。地形図上で傾斜を測定しているため、シラス地帯では傾斜が過小になっている可能性がある。

③ 震源からの距離 (図1-5(c))

震源に近い程、崩壊面積率が大きいという傾向は必ずしも認められない。特に八戸地区については地震プラス降雨の影響により、崩壊面積率が高くなっている可能性がある。

④

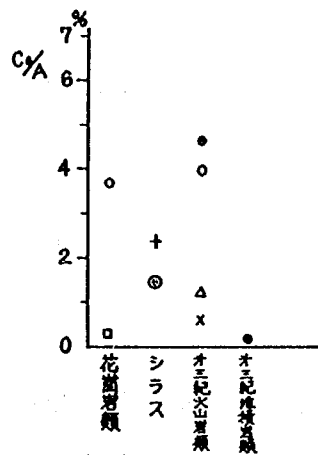
$$\text{エネルギー} \times \frac{1}{\text{震源からの距離}} \left(E \times \frac{1}{L} \right) \quad (\text{図-2.2(d)})$$

えびの、八戸地区のシラス地域を除外してみると、 $E \times \frac{1}{L}$ が大きくなるに従い崩壊面積率が大きくなる傾向を持つようである。

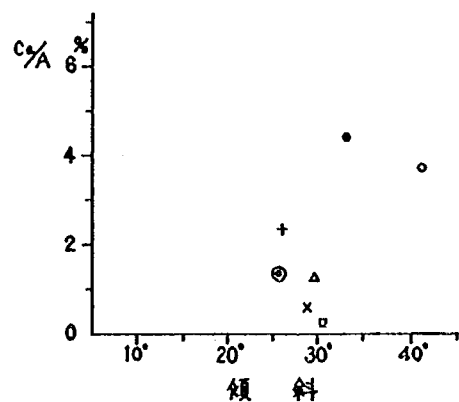
ここで用いた $E \times \frac{1}{L}$ という指標は地震の規模が大きい程、また震源からの距離が近い程、崩壊面積率が高いであろうという想定をもとにしている。

⑤ 震 度 (図1-9)

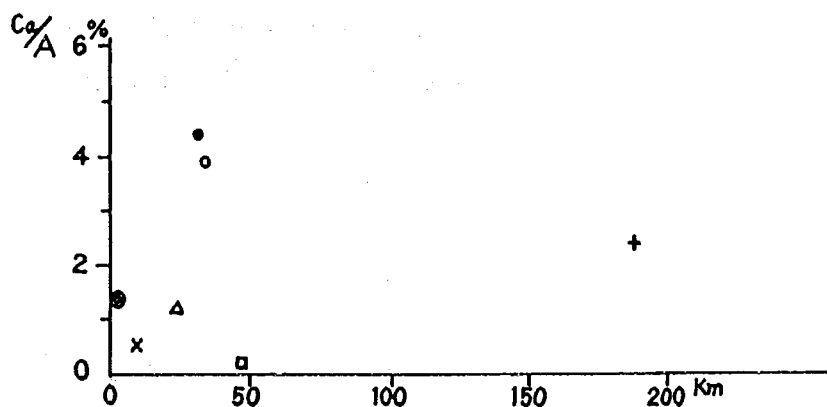
他の素因、指標と同様に必ずしも明瞭な関係があるとはいえないが、八戸地区が降雨の影響を受けているということを考えると、明らかに震度の増大とともに崩壊面積率が高くなると考えることができ、崩壊面積率の増加する傾向は指数曲線的である。



(a) 地質別崩塌面積率



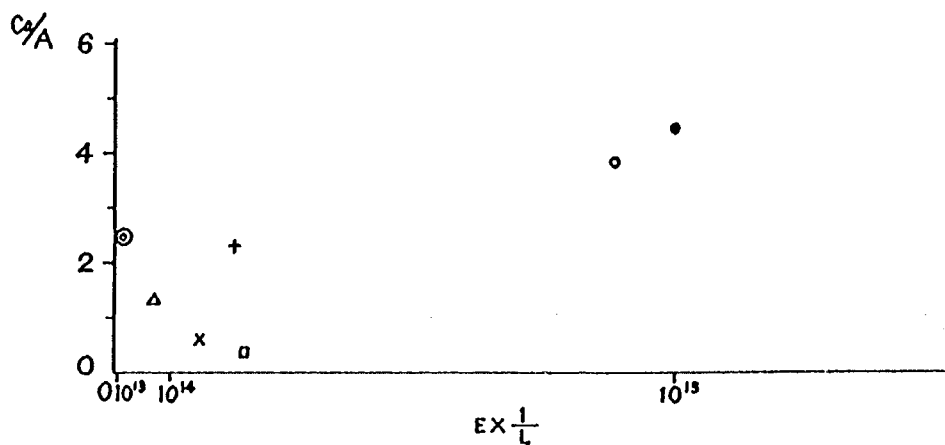
(b) 傾斜別崩塌面積率



震央からの距離

(c) 震央からの距離による崩塌面積率 (L)

図1-5 地震による崩塌面積率 (修正値)



(d) 地震の大きさによる崩壊面積率

図 1-5 地震による崩壊面積率 (修正値)

(2) 降 雨 時

地震時と同様に降雨による崩壊面積率を誘因，素因との関係で整理したのが図 1-6 および図 1-8 (修正値) である。

① 地 質 (図 1-6 (a))

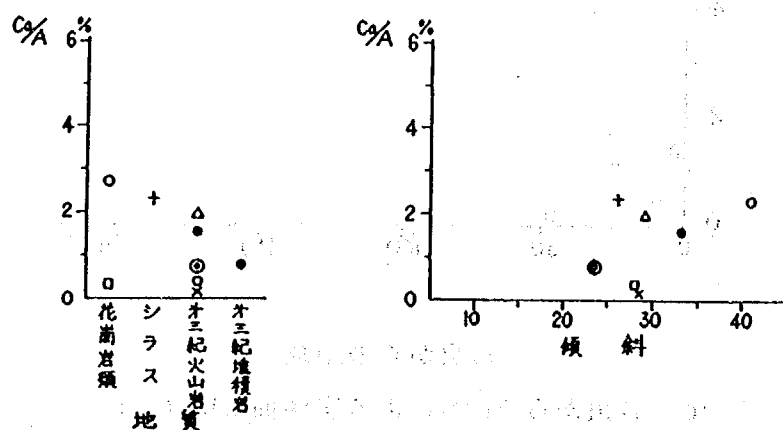
地震時の場合と同様に地質場の特徴は認められない。なお図中の八戸地区の値は実際は地震によって発生した崩壊面積率である。

② 傾 斜 (図 1-6 (b))

地震時の場合と同様に地震の直前に多量の降雨があった八戸地区，地震で地盤がゆるんだ後の降雨によって崩壊した中伊豆地区を除けば，ほぼ傾斜の大きい程，崩壊面積率が大きくなる傾向を持っている。

③ 日 雨 量 (図 1-8)

雨量のデータが地域によって日雨量と 24 時間最大雨量の値をとってあるため断定的なことは言えないが，ここでも八戸地区と中伊豆地区を除けば，雨量の増加にともなって崩壊面積率が大きくなる傾向がある。



(a) 地質別崩壊面積率

(b) 傾斜別崩壊面積率

図 1-6 降雨による崩壊面積率 (修正値)

2-3-3 二元相関

誘因、素因の組み合わせは次の通りである。

(地震時崩壊面積率)

- ① 地質 - 震源からの距離
- ② 地質 - 傾斜
- ③ 地質 - $E \times \frac{1}{L}$
- ④ 傾斜 - 震源からの距離
- ⑤ 傾斜 - $E \times \frac{1}{L}$
- ⑥ 傾斜 - 震度
- ⑦ 地質 - 震度

(降雨による崩壊面積率)

- ① 地質 - 降雨
- ② 地質 - 傾斜
- ③ 傾斜 - 降雨

これらの組合せで整理を実施してみたが明確な傾向はつかめなかった。以下には概要だけを述べる。

(1) 地震時

何らかの傾向がつかめる組み合わせは、②地質と傾斜、⑤傾斜と $E \times \frac{1}{L}$ 、⑥傾斜と震度、⑦地質と震度の組み合わせである。

② 地質と傾斜

各地質毎に傾斜の大きい程、崩壊面積率が高くなる傾向があるものと考えられる。シラスが測定された傾斜に比して高い値を示すが、これは地形図による作業のため傾斜が過小になっているものであろう。修正値の方がかえって関係が不明確となる。

⑤ 傾斜と $E \times \frac{1}{L}$

地質を考慮すると一応、傾斜が大きい程、また $E \times \frac{1}{L}$ が大きい程崩壊率が高い傾向を示すようであらうがあまり明瞭ではなく、地質を考慮したもので整理する必要がある。

⑥ 傾斜と震度

⑤と同様に地質の要素を考慮すると一応、傾斜が大きく震度が大きい程、崩壊面積率が大きくなるようである。但し八戸地区はここでも例外的である。

⑦ 地質と震度

各地質毎に震度が大きい程、崩壊面積率が高くなるという傾向を示している。

以上述べたように二元相関ではあまり明瞭な関係が読みとれないが、地質別に地質力と傾斜に対応した崩壊面積率となっているものと推定されるため、これらを同時に表現する方法が必要である。

(2) 降 雨 時

地震時の関係に比べると更に関係が不明瞭となり、ここではいずれの組み合わせからも傾向を見い出せないが、強いて言えば、地震の影響を受けた中伊豆、実際は地震で発生した八戸地区の例外を除くと、第三紀火山岩類について降雨が大きい程、崩壊面積率が低いという傾向があるように見える。

2-3-4 素因（地質、傾斜）および地震動が崩壊面積率に及ぼす影響

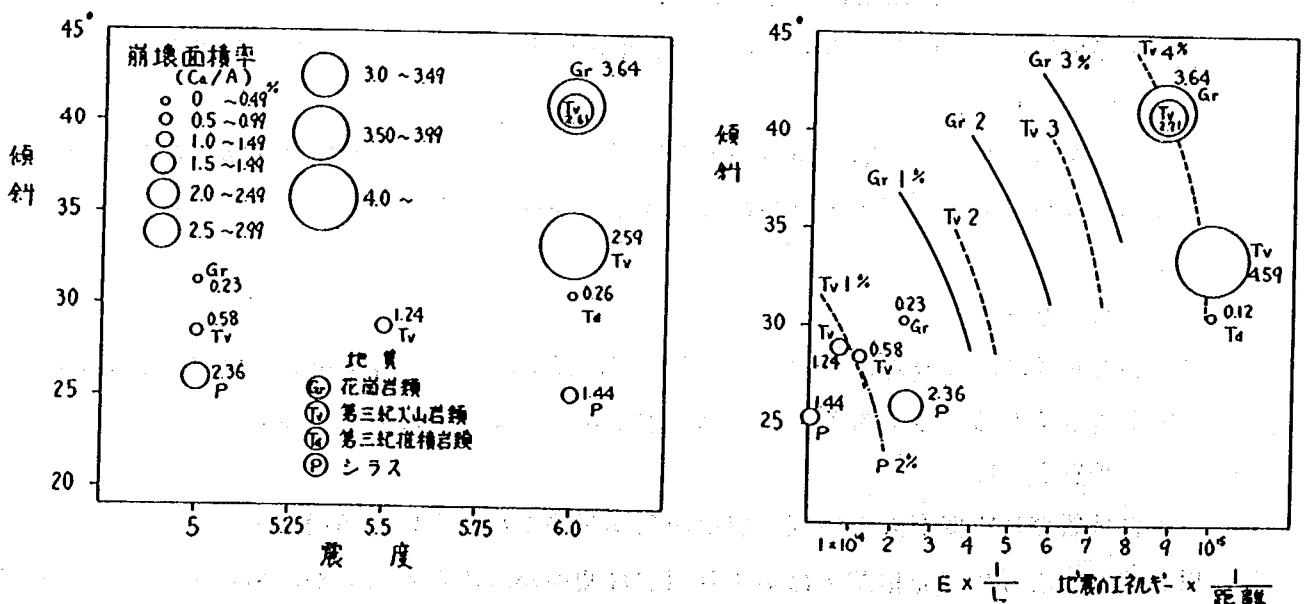
素因（地質、傾斜）および地震動が崩壊面積率に及ぼす影響をみるために、それらの関係を図1-7(a), (b)に整理した。

図1-7(a)は横軸に震度をとったものであるが、明確な関係が見い出せない。傾向としては、震度が大きく、傾斜が大きい程、崩壊面積率が大きくなっているものと考えて良いであろう。

図1-7(b)は横軸に地震のエネルギー（ E/L ）をとったものである。

この図からは、地質別に傾斜と地震力によって崩壊面積率が変化してゆくのわかる。データの数が少ないため、断定的には言えないが、 E/L の増大、傾斜の増大（今回の場合 40° 程度まで）にともなって地質別に崩壊面積率が大きくなっている。

この図を用いて崩壊面積率の大まかな傾向線を求めることができる。 E/L という量の物理的意味が不明確であること、また、サンプル数が非常に少ないこと等の問題点はあるが、仮に地震源と地震の規模を仮定し、対象地域を設定すれば、この図から対象地域の崩壊面積率（ 20km^2 面積相当）の推定が可能となる。なお、図中に示した線は目視によって引いたもので、各地質別に崩壊面積率の傾向を示している。



(a) 地震力として震度をとった場合

(b) 地震力として E/L をとった場合

図1-7 地震力、傾斜、地質別崩壊面積率（修正値）

2-3-5 誘因としての地震の大きさと降雨の対応

降雨による崩壊は頻繁に発生しているが地震による崩壊は降雨に比べれば発生頻度は低い。そこで地震の大きさ（震度）がどの程度の雨量に匹敵するか（崩壊発生に関して）を検討するのは、斜面の災害対策上重要な要素となる。図1-9および1-10に、最大日雨量(R)とそれによる崩壊面積率（修正値, $(Ca/A)'_{rain}$ ）および震度(I)とそれによる崩壊面積率（修正値, $(Ca/A)'_{seis}$ ）の関係を示した。

図1-8では、えびの地区、中伊豆地区を除くと、日雨量に対応して崩壊面積率が增大している。図中の破線は、崩壊面積率が有効雨量（ $R-150$ ）と直線関係にあるとの仮定の線である。また、図1-9では、河角による加速度と震度の関係

$\alpha = 0.8 \times 10 \left\{ \frac{1}{2} (I-1) \right\}$ を参考とし、崩壊面積率が加速度と直線関係があるとの仮定のもとに適当な定数を採用して描いた線である。

ここでは八戸と中伊豆のデータが特異な値を示していることが注目される。図1-8の中伊豆は地震直後の豪雨により崩壊したものであり、図1-9の八戸は豪雨直後の地震により崩壊したものであることから、このような条件で発生する崩壊に関して特別な取扱いが要求されよう。

次に、同一地域で発生した地震と降雨による崩壊面積率をプロットすると図1-10のように整理され、中伊豆のデータを除くと、 $(Ca/A)'_{rain} = 1/2 (Ca/A)'_{seis}$ の対応が見られる。この関係に図1-8、1-9の関係を代入すると

$(R-150) = 2.5 \times 10 \left\{ \frac{1}{2} \cdot (I-4) \right\}$ の関係が得られる。この関係を用いて大胆な議論をすると、今回の対象地域内でのかつ近年（関東大地震、1923年以降）における崩壊面積率からみた誘因の影響の仕方は、震度（4, 5, 6）が、最大日雨量（175, 230, 400 mm程度）に対応することになる。

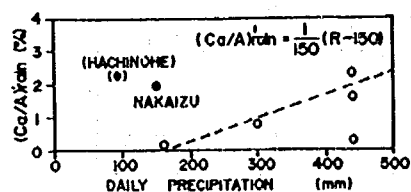


図1-8 日雨量と崩壊面積率

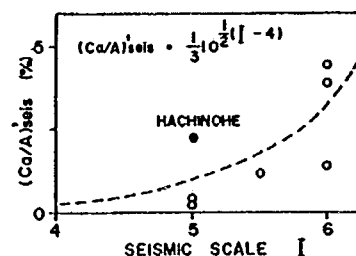


図1-9 震度と崩壊面積率

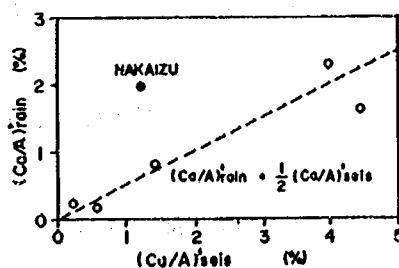


図1-10 降雨と地震の崩壊面積率の相関

3. 宮城県沖地震被災地の地盤調査

3-1 調査概要

この調査は宮城県沖地震で多数の被害が発生した仙台市の高台の階段上住宅地内の斜面崩壊地に於いて地震時の斜面安定計算等に必要の基礎資料を作成するために行った地盤調査である。

調査箇所は調査平面図 1-11のとおりであり、調査内容は表 1-5のとおりである。

表 1-5 調査ボーリング及びK値測定

位 置	標 高 (m)	調 査 深 度 (m)	標準貫入 試験 (回)	K 値測定 (回)
No 1	78.45	20.00	17	3
No 2	82.31	16.26	15	2
計		36.26	32	5

表 1-6 スウェーデン式サウンディング

位 置	標 高 (m)	調 査 深 度 (m)	位 置	標 高 (m)	調 査 深 度 (m)
No 1	80.13	4.45	No 10	82.57	7.50
2	72.61	7.50	11	84.18	7.35
3	69.60	8.00	12	76.91	7.40
4	63.97	3.55	13	77.59	5.85
5	58.11	8.25	14	78.81	6.75
6	56.64	5.25	15	70.76	6.75
7	81.99	7.50	16	57.24	7.00
8	82.04	9.50			
9	79.76	7.75	合計	—	110.35

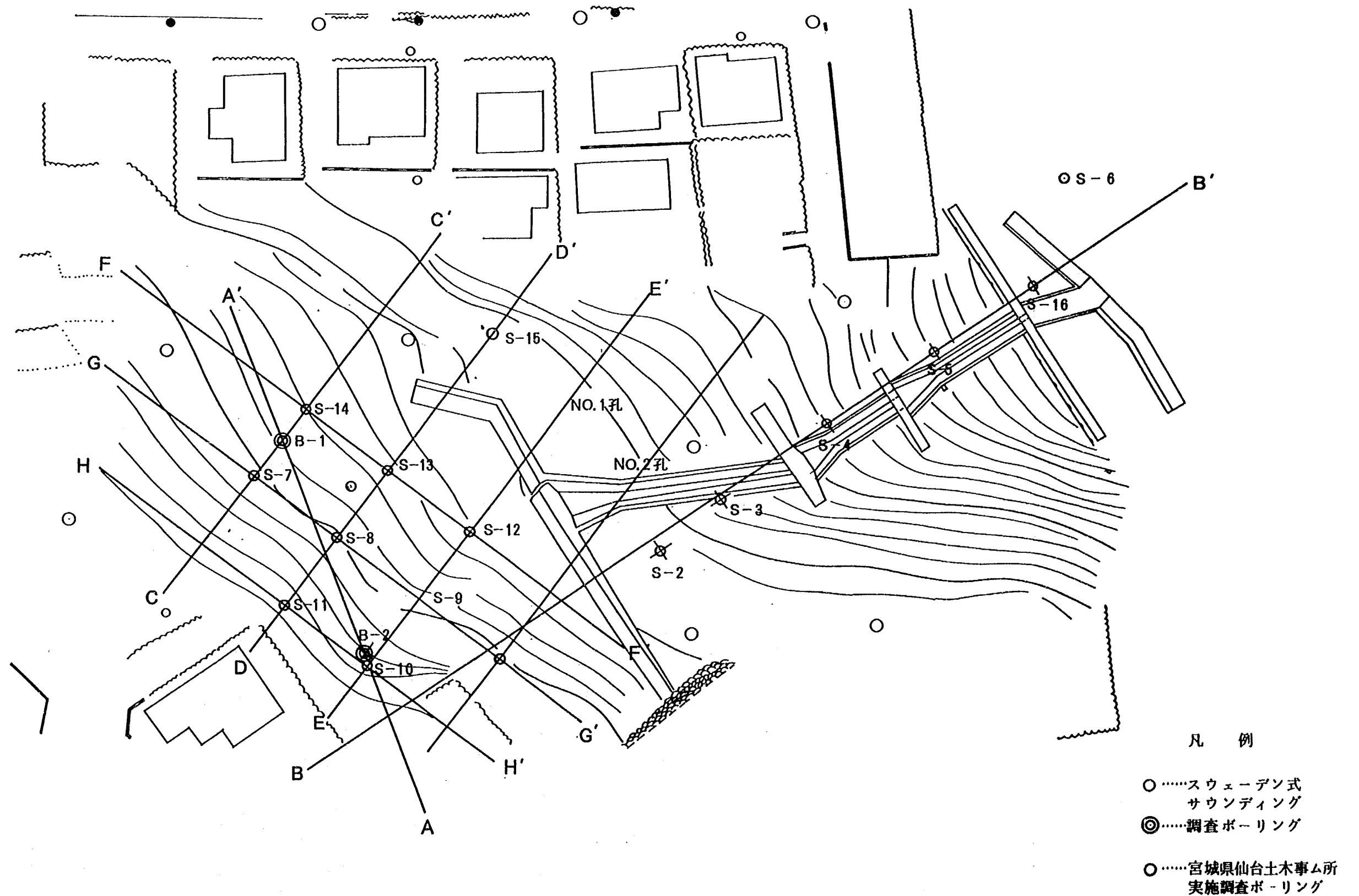
3-2 地形・地質概要

調査地は仙台市西南部にひろがる標高 100 m 前後の丘陵地に位置する。この付近は仙台市内でも古くから宅地造成が行なわれた地域である。

現在の宅地は急斜面を切り盛りしたところで所謂ヒナ壇型住宅地の典型的な地形を示している。

調査地はこの宅地群の一角で深い谷部を埋めた盛土部である。この地区は昭和 50 年 9 月の集中豪雨により盛土（宅地）が崩壊した所で家屋が損壊して、そのため対策工として同地

図 1 - 11 調 査 位 置 平 面 図 S=1/500



区に畑作流路工が施工されていたところ昭和53年6月の宮城県沖地震ではこの付近の盛土が更に流動し、流路工まで変位を生じている。

現在は宅地が放棄され安息角に近い角度で整形されている。調査地区の丘陵地を含む仙台周辺の丘陵地の地層構成は中生界の利府層（砂質粘板岩）を基底として第三紀層が厚く堆積する地域である。

第三紀層は鮮新世及び中新世に分けられいずれも火山性の集塊岩、凝灰岩、安山岩等をはさむものの砂岩、泥岩が主体である。

調査区域に関する地層は第三紀鮮新統の最上位である大年寺層が分布している。この大年寺層は貝化石を含む砂岩と粗悪な亜炭層で代表させることができる。砂岩は全般に軟質の凝灰質砂岩で、層厚20~40mの海成層で、2~3層の亜炭層が存在している。砂岩は細粒凝灰質であるため不透水層に近い性質をもち又、風化にも弱い性質になっている。

3-3 調査結果

3-3-1 地盤状況

調査ボーリング結果による地層区分は単純で盛土及び基盤層の2層に区分される。

図-3.2のように旧地形面の凹凸に沿って盛土されているため、その層厚は一定でない。層厚はNo1地点で16m、No2地点では8m確認した。

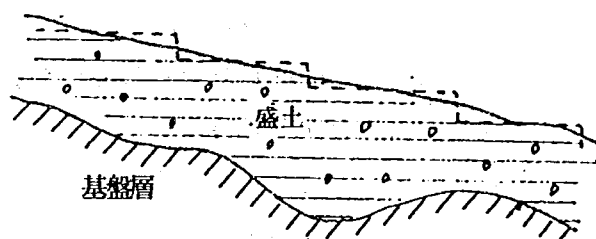


図 1-12

以下盛土及び基盤層の土性について述べる。

盛土層の母材は凝灰質砂岩及びその上位に分布していた(?)段丘レキと推定される。

土性は盛土の性格上砂質土、粘性土、レキ等が不揃いに混入しており、これらの層分けは明確にできない。

レキを除いていずれも粘性化しており、又、その内部性状は均質でなく視察による粒度構成にもムラがあり団粒状を形成しているものと思われる。

掘進中に於いても漏水の個所が多くこれは盛土自体の固結度がゆるいことをあらわしている。

盛土を土質で区分すればレキ混り砂質粘土が主体である。所々レキが多く集まっている部分があり、粘土混り砂レキ状を呈する。

レキ混り砂質粘土はレキ、砂、粘土の混合状態であり、傾向として上位は幾分砂質系、

下位は粘性系に分けられる。

No 1 地点は EL+7 2.8 5 m 付近まででは N=2~4 回の砂性土である。全般に径 2~6 mm 内外の円レキ及び亜角レキ状を呈するレキが混入する。内部性状はボサボサした感じでゆるく空ゲキが非常に多いゆるい状態を示している。

EL+7 2.8 5 m から層厚 3.8 5 m で粘土質砂レキが分布している。

径 2~4 0 mm の円レキが主体で所々 10~30 cm の巨レキの介在も考えられる。

この層は段丘レキを材料としたものと考えられ、水平な連続性はなく局部的に塊状として存在しているものであろう。

EL+6 9.9 5 m 付近に安山岩の転石が認められた。

マトリックスは軟質の粘性土でそのためレキが多い割合には N 値も低く N=12~15 回の範囲で「中位」の相対密度であらわされる。

EL+6 9 m から細粒子優勢の粘性土が層厚 6.5 5 m で分布する。

この層も径 10 mm 前後の円レキを混入し、更に EL 6 3.9 5~6 2.4 5 m の間は腐植物を多量に混入している。

全般に水分多く軟質であるが粘性は割合大きい。

No 2 地点は全般に砂質優勢の粘性土である。水分多く含み粘性は中位であるが、N=1~3 回と低い。

EL+7 5.3 1 m から安山岩質の転石が分布している。丁度旧地表面に転在している形で転石間の空ゲキは大きく掘進時に於ける漏水が激しい。

基盤層は、地形・地質概要でも述べた如く凝灰質砂岩が分布している。

ボーリングで確認した層は風化激しく粘土化が著しい。

特に上部 3 m 程度は粘土状である。

以下は半固結~固結状となるが手で簡単に割れる程度の硬さである。又すりつぶすと細粒化しシルト質砂状になる。色調は茶灰~灰褐色を呈するが、縞状に褐色の帯がみられる。凝灰質砂岩の上面に分布していた旧表土は施工時の乱れによって明確につかめなかった。

3-3-2 サウンディング

調査地区内で 16 ケ所のスーデン式サウンディングを実施した。試験結果の一部を図 1-16 に示した。

試験時に於ける全般的な感触として GL-5 m 前後までは貫入しやすく、以下はロッドに貼りつく感じで貫入がむずかしくなる。図 1-14 に深度と貫入抵抗の関係を示した。

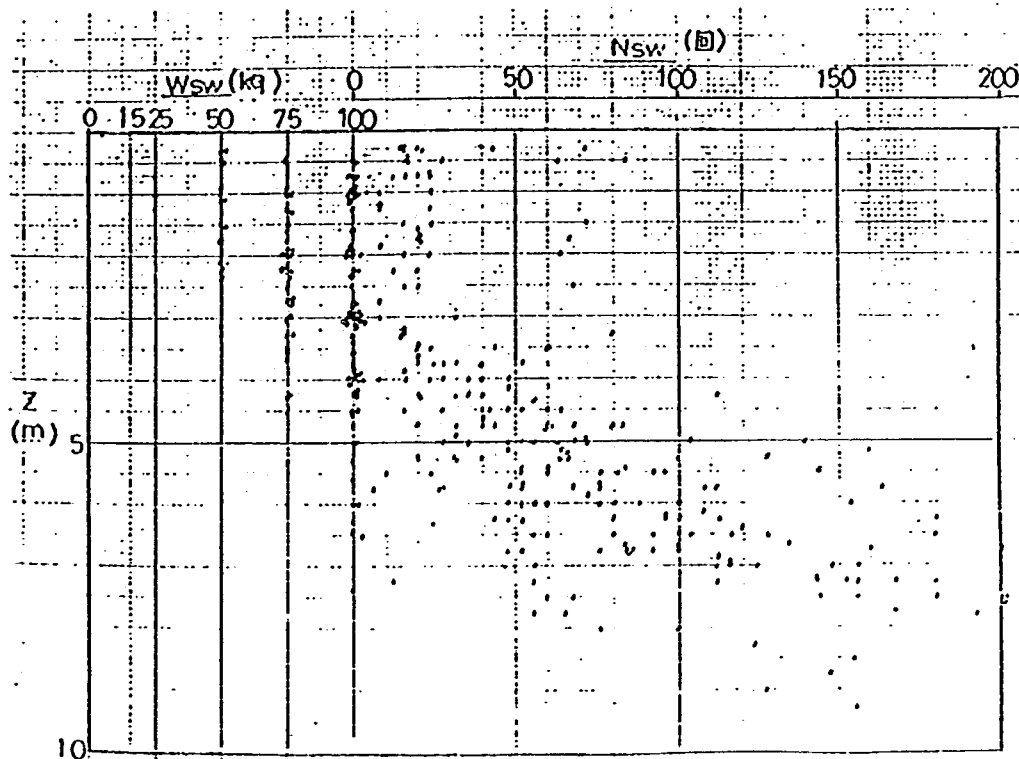


図 1 - 13

GL-4m付近までは $W_{sw} = 50 \sim 100 \text{ Kg}$, 以下は $N_{sw} = 20 \sim 200$ 回転で深度方向に漸次抵抗が増加する傾向がみられる。

スエーデン式サウンディングの抵抗値と N 値、一軸圧縮強度の関係は図 1 - 14 及び図 1 - 15 に示した。(日本道路公団資料)

これによれば調査区域内の地層(レキ混り粘性土)については次式が参考となろう。

$$q_u = 0.0045 W_{sw} + 0.0075 N_{sw}$$

$$N = 0.03 W_{sw} + 0.05 N_{sw}$$

一方実測値との比較結果を図 - 3.5 N 値と W_{sw} , N_{sw} の比較で示した。

更に前出の N をプロットするとおゝむね実測 N 値と対比される。

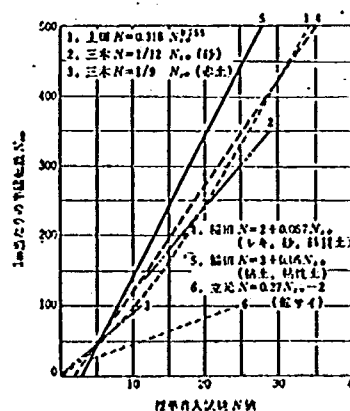
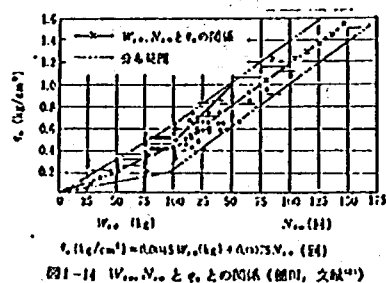


図1-15, N_{sw} 値と N 値との関係

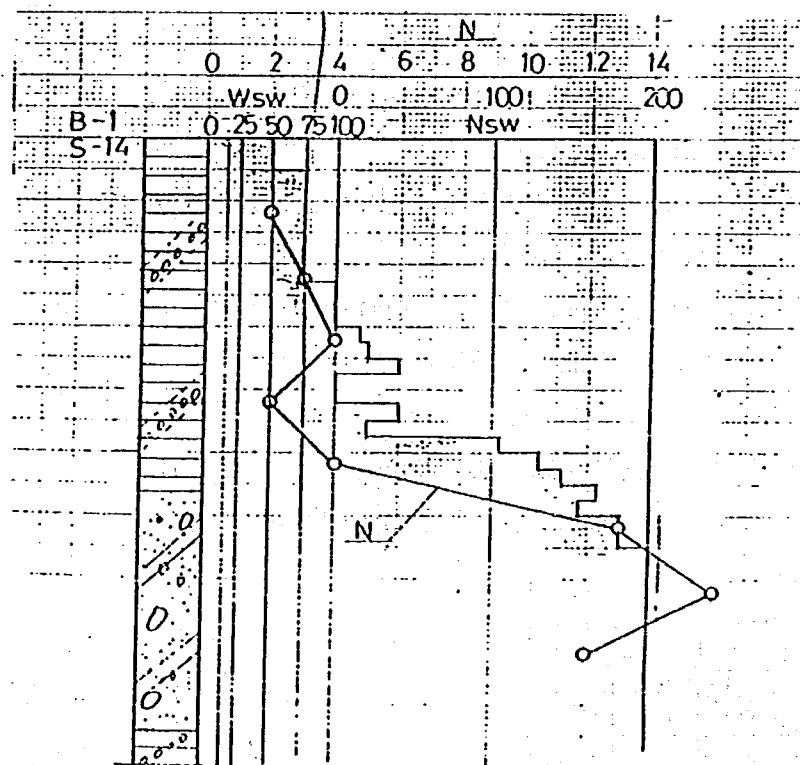
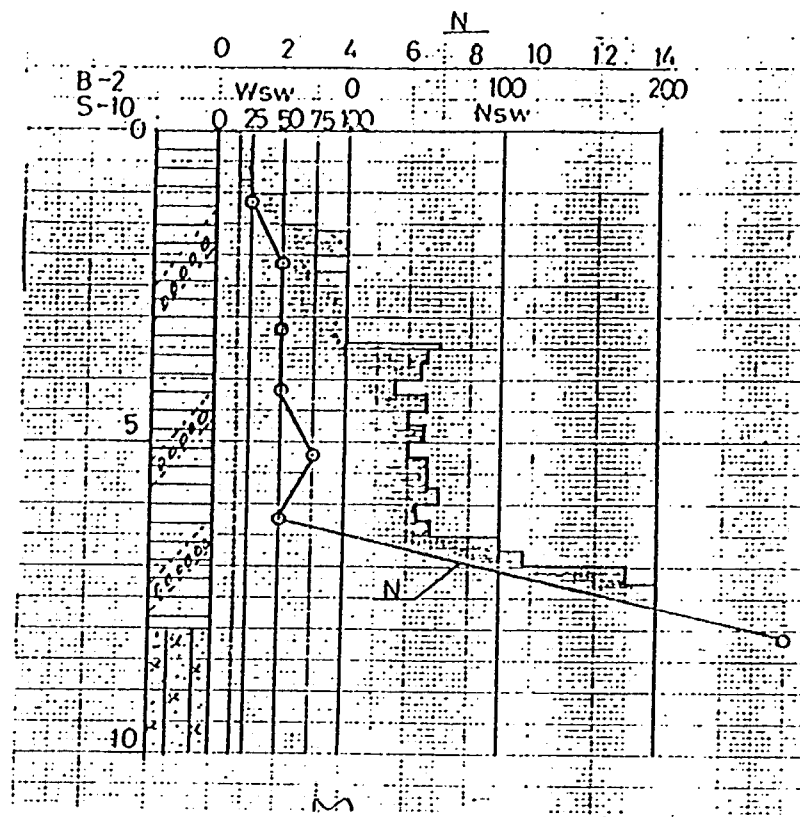


図 1 - 16 N と W_{sw} と N_{sw} の関係

3-3-3 横方向K値測定

横方向K値測定はプレシオメーター法で行った。

その結果をまとめ表3-2に示した。

表 1-7

地 点	測 定 深 度 (m)	土 質 名	N 値	E (kg/cm ²)
No 1	GL	レキ混り		
	10.50	砂質粘土	7	11.6
	15.50	"	7	23.2
	20.00	凝灰質砂岩	>50	357.0
No 2	7.50	レキ混り		
	砂質粘土	2	7.97	
	10.50	凝灰質砂岩	37	121.0

プレシオメーターから求められた変形係数(E)と地盤のN値との相関がなされている(図1-17)。これに今回の測定E値を対比させると、N値の低い部分ではバラツキがあるが、風化岩(N>30)ではほぼ $E=6.78 N^{0.999}$ ラインにのっている。

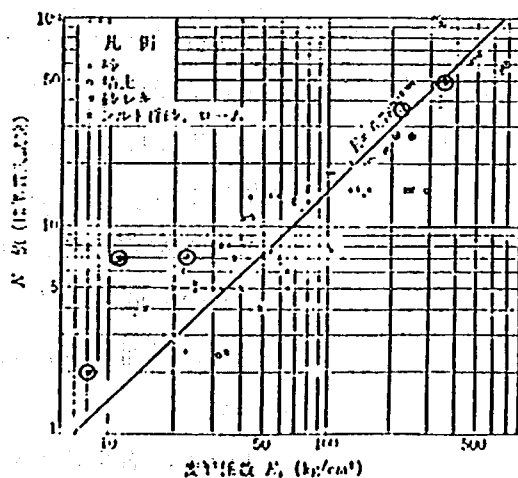


図1-17 N値と変形係数 E_s との相関
(プレシオメーター)

Ⅱ 振動式コンベネトロメーターの開発

1. 試験機製作の目的

地盤調査において原位置の動的特性を調べるために製作した。

2. 試験機の内容

2-1 装 置

装置は図-1のように

振 動 部 (重量 30Kg)

ロードセル

継ぎ足しロッド (コーン付)

貫入量測定部

記 録 器

発 電 機

モ ー タ ー

フレキシブルシャフト

電 線 類

からできており、他に振動部置き台がある。

振動部は中にアンバランスウエイトがあり、これが回転することにより振動が発生する。

モーターと振動部はフレキシブルジョイントにより連ながれている。

記録器は、3ペン式であるが今回は、圧力と貫入深度の記録を取り、時間記録は行なわなかった。記録紙は、上下2段になっており、上段に貫入量の記録、下段に圧力の記録がとれるようになっている。貫入量の記録は、記録紙の上段の最下線が測定開始前の位置になるよう調節し、フルスケールで50 cm以上計れるように感度を調節してある。圧力の記録は記録紙下段に記録されるが測定開始前の状態で中央の太線にペンが位置するように調節する。

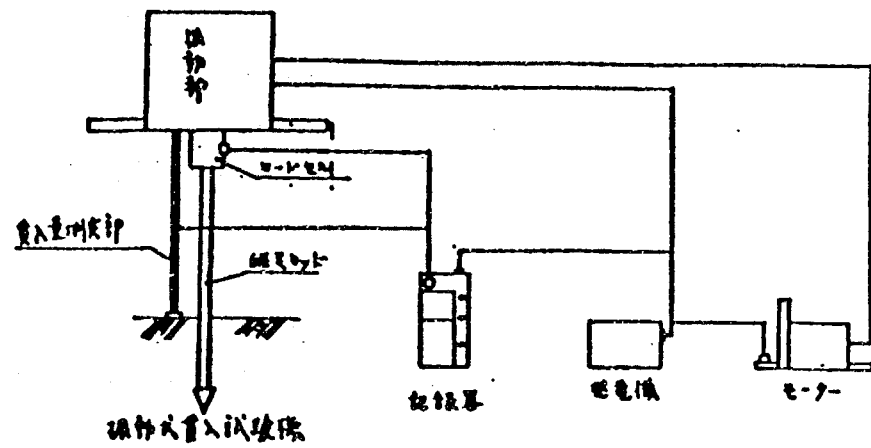
発電機は始動時の負荷が大きくなるので15 A以上の電流の流れるものが必要である。

継ぎ足しロッドは、静的円すい貫入試験器のものと同様のもので、長さ50 cm, $\phi 16$ mm, 重さ0.75 Kg/本のもので、コーンは先端角度 30° , 底面積 645 cm^2 のものである。

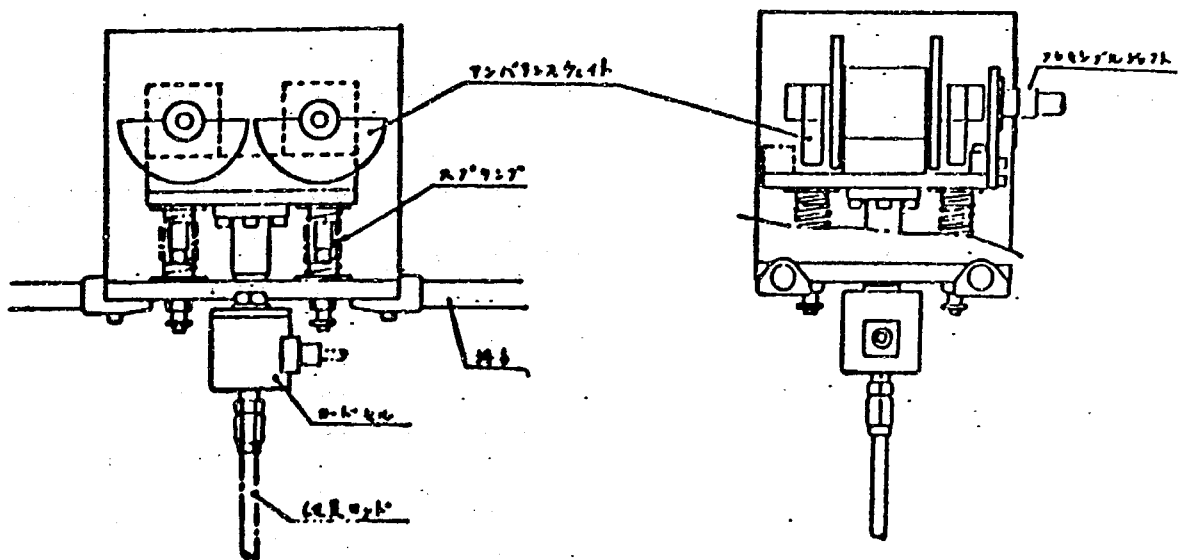
ロードセルは200 Kg圧縮型ロードセルである。

貫入量測定器は、インバール線を溝車にとりつけ、溝車の回転量を電気抵抗の変化に変換して記録部に送るようになっている。

図 2 - 1 振動コーンペネトロメータ装置図



全体図



振動部

2-2 操 作

a) 測定箇所を整地し、(巾 1 m, 長さ 2 m 程度) 測定用具を運搬する。

(発電機は、遠方に置いて電線のみをのぼす。)

b) 振動部にロードセルを連結し、コーン継ぎ足しロッドをつけ、電線とモーター、モーターと振動部(フレキブルジョイントで)、電源と振動部(スイッチ)、ロードセル・貫入測定部と記録器、記録器と電源等をつなぐ。

c) 測定箇所ロッドが垂直になるようにセットし、振動部底面にあるフックに貫入量測定器のインバー線をはっかける。

d) 記録器の調整

i) 振動部の重さをロッドにかけた状態で、深度記録用ペンが 0 点になるよう調整する。

ii) 圧力記録の 0 点及びふれ巾を調整する(振動部の荷重をロードセルにかけた状態で)。

e) 測定開始

f) 測定を止めた状態で、スケールでロッドの残尺を測り記録する。

以下 c ~ f をくりかえす。

2-3 記録の読みとりと計算

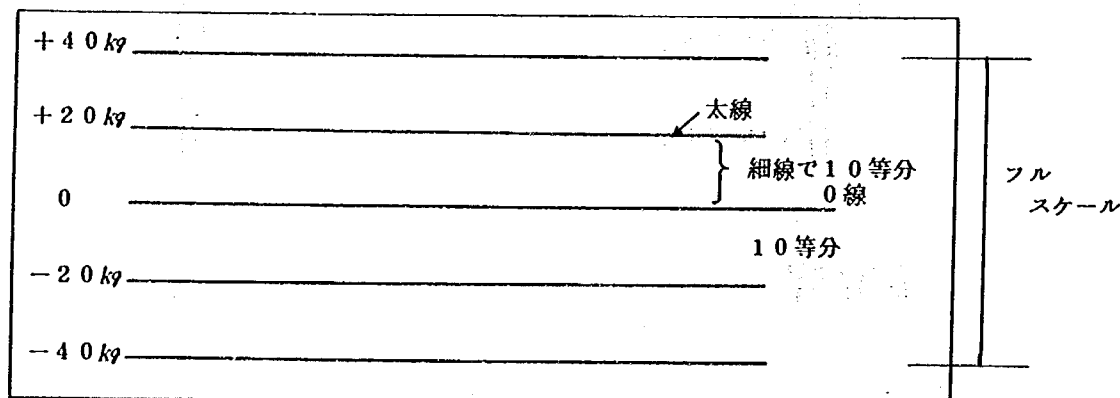
a) 貫入量の読みとり

貫入開始、貫入終了の深度が現場で記入してあるので、その間を比例配分して読みとる。

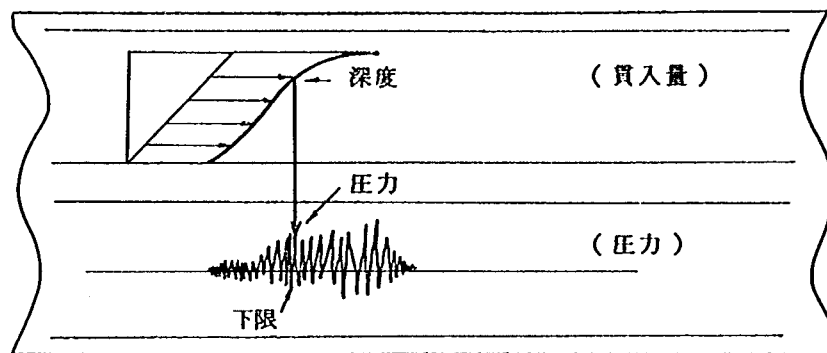
今回は、静的コーン貫入試験が 10 cm 毎のデータをとっており、これと比較することになるので、深度 10 cm 毎の位置を作図した。

b) 圧力の読みとり

記録紙は、下図のように調整されている。



貫入量の読みとりにより決めた深度位置の直下の圧力を読みとる。



なお参考のため下限の圧力も読みとった。

c) 計 算

コーンの貫入力(F)は読み取り値に振動部の荷重 30Kg を加えた値とした。

$$F = U + 30 \text{ Kg}$$

U : 読み取り値

コーン支持力はコーン貫入力Fをコーン底面積で割った値とした。

$$f = F \div 6.45$$

f : コーン支持力 (%)

3. 試験機の性能調査

3-1 調 査 概 要

本調査は、新たに試作した振動式コーンペネトローメータにより、静岡県賀茂郡河津町見高入沢七廻地区崩壊地において原位置で地盤の動的特性を調べ、静的円すい貫入試験機、簡易貫入試験機による地盤の静的特性との比較をするものである。

表 2 - 1 調 査 内 容

調査地点	振動式コーンベ ネトロメータ	ポータブルコーン ベネトロメータ	簡易貫入試験
1	1.7 0	1.3 0	1.7 1
2	2.1 0	1.9 9	2.7 7
3	1.0 7	0.7 8	2.6 6
七 廻 4	1.4 8	0.7 5	3.2 0
5	1.0 2	0.7 5	3.3 7
6	1.8 3	1.6 4	2.4 4
7	1.6 2	1.4 9	1.6 8
8	1.3 0	1.3 0	2.6 2
9	1.3 8	1.2 9	1.4 7
10	2.0 0	1.8 6	2.4 5
11	2.3 0	1.2 7	2.9 4
12	1.2 5	1.3 0	2.6 1
13	1.2 5	0.8 9	1.8 0
14	1.4 0	1.3 0	1.9 4
15	1.0 0	0.9 5	1.2 6
16	1.2 3	1.0 3	1.1 3
17	2.0 0	1.9 3	2.8 2
TEST 1	0.8 3	0.5 5	2.4 0
TEST 2	1.5 8	1.4 0	1.7 3
	2 8.3 4	2 3.7 7	4 3.0 0

調査地点	振動式コーン ベネトロメータ	ポータブルコーンベネトロメータ (m)			
		その 1	その 2	その 3	その 4
大池 1	0.4 0 m	0.3 0	0.2 0	-	-
2	0.4 8	0.1 0	0.3 0	0.1 0	-
3	0.7 3	0.2 0	0.1 0	0.2 0	0.2 0
4	1.0 8	0.6 5	-	-	-
5	1.7 8	0.6 5	0.8 0	0.8 0	-
6	2.2 2	0.5 0	0.8 0	0.9 0	0.8 0
7	1.1 7	0.8 5	0.7 0	-	-
A 8	0.4 0	0.4 0	0.4 0	-	-
9	1.0 6	0.8 0	0.8 0	-	-
10	0.4 7	0.3 0	0.4 0	-	-
11	1.1 6	0.3 0	0.5 0	0.5 0	-
12	0.5 8	0.4 5	0.6 0	-	-
13	1.0 8	0.8 0	0.6 0	-	-
14	1.2 2	0.8 5	0.7 0	-	-
大池 15	1.9 0	1.1 5	1.0 5	-	-
16	0.5 2	0.3 7	0.3 0	-	-
17	1.9 4	1.4 5	1.4 5	-	-
B 18	2.3 8	0.6 0	1.4 5	1.3 5	-
19	2.4 7	1.1 0	1.2 0	2.0 0	-
20	1.3 5	0.8 0	2.3 0	-	-
21	2.2 0	0.5 0	0.9 0	0.8 0	-
22	2.2 0	1.4 0	1.2 5	-	-
23	1.7 1	2.2 0	-	-	-
		1.6 7 2	1 6.8 0	6.6 5	1.0 0
合計	3 0.5 0	4 1.1 7			

3-2 調査方法

3-2-1 調査地点

昭和53年1月の伊豆大島近海地震で発生した崩壊地区で調査を行った。七廻地区に分布している粘土層とスコリア層を対象として行ったが、基準になるデータをとるため、露頭で粘土層が見られる地点の直上（TEST 2 地点）、スコリア層の見られる地点の直上（TEST 1 地点）で実施した。また、地形的に割合平坦で、自然の地山の乱されていない地点2ブロックで試験を実施した。

大池地区の斜面の表層はコスリアとロームによって形成され、両層は「流れ盤」で互層状に堆積している。

貫入試験の対象とした地質は、斜面下端に堆積した崩壊土である。崩壊土は、スコリアとロームが複雑に混合した土層であり、粘土質スコリア状を呈し深度方向に硬くなる。

測定地点は地形的に比較的平坦なA、B 2ブロックで実施したが、Aブロックは、Bに比べ崩壊土の被りが薄い。

3-3 調査結果

各地区において f （振動コーン支持力）と q_c （ポータブルコンベネトロメーター支持力）についてそれらの関係を（図2-2~6）一次回帰直線と考えると、大池地区において軟かい又は硬い粘土質スコリアの f と q_c の関係は、相関係数 $r=0.485\sim0.637$ であることから相関係数が良いとは言えないが、全体の関係は $r=0.802$ と比較的良好な相関性がある、七廻地区においては粘土層、スコリア層ともバラツキが大きく相関性がうすい。

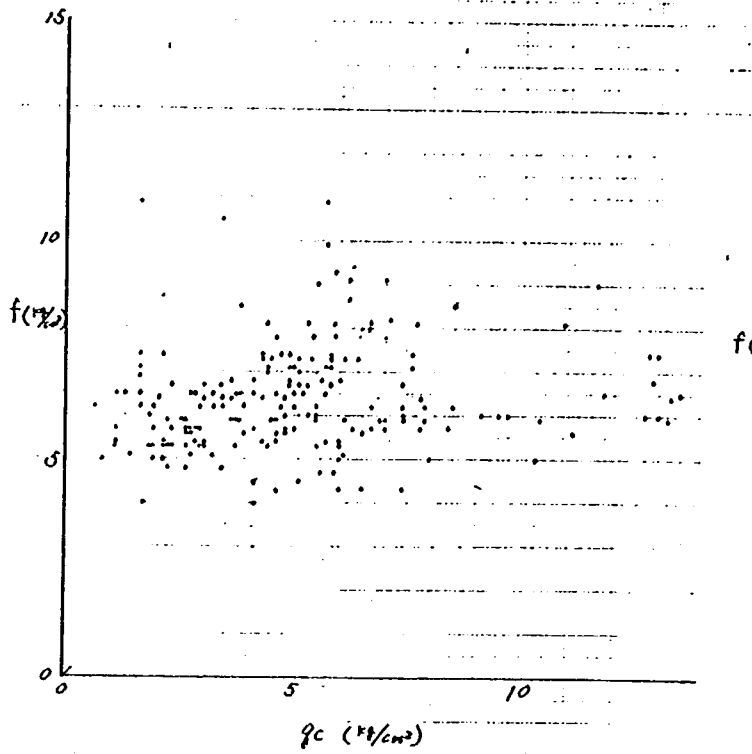


図2-2 粘土層における f (振動コーン支持力) と q_c

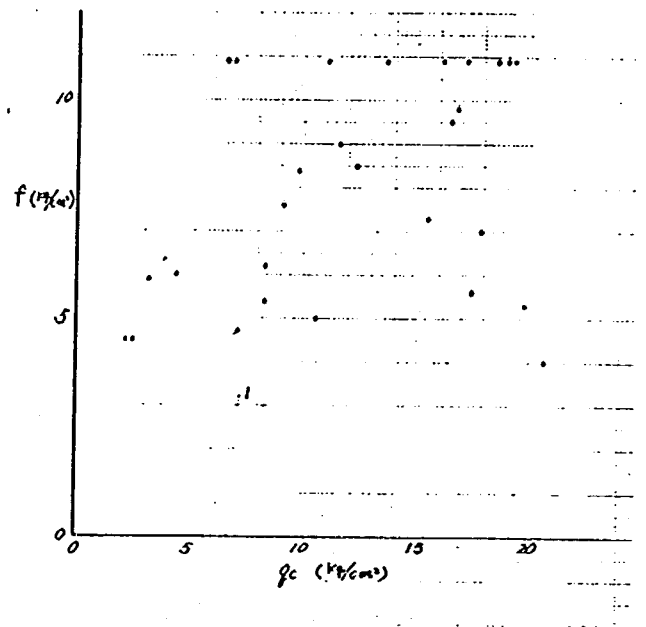


図2-3 スコリア層における q_c と f の相関性

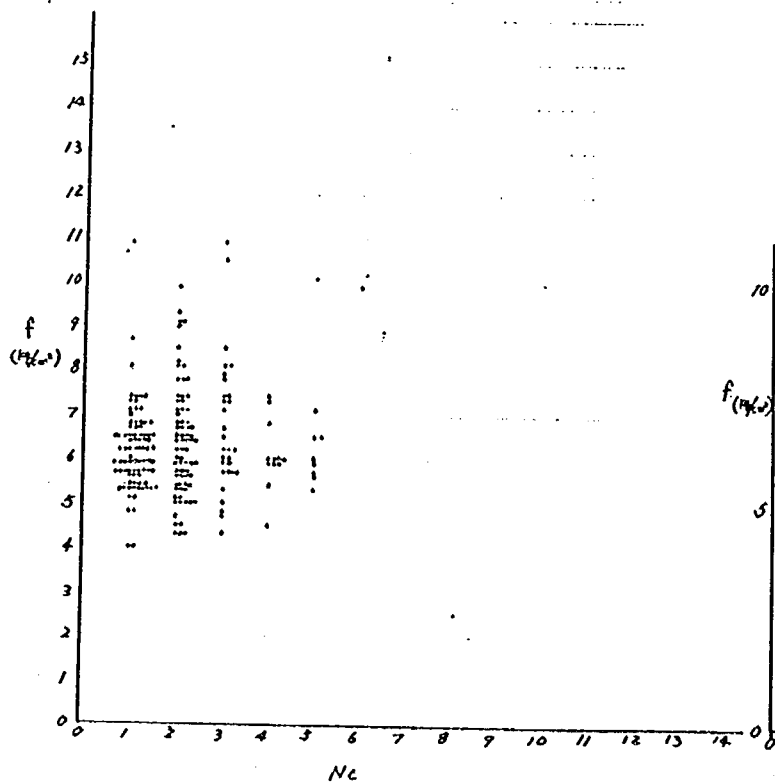


図2-4 粘土層の N_c と f の相関図

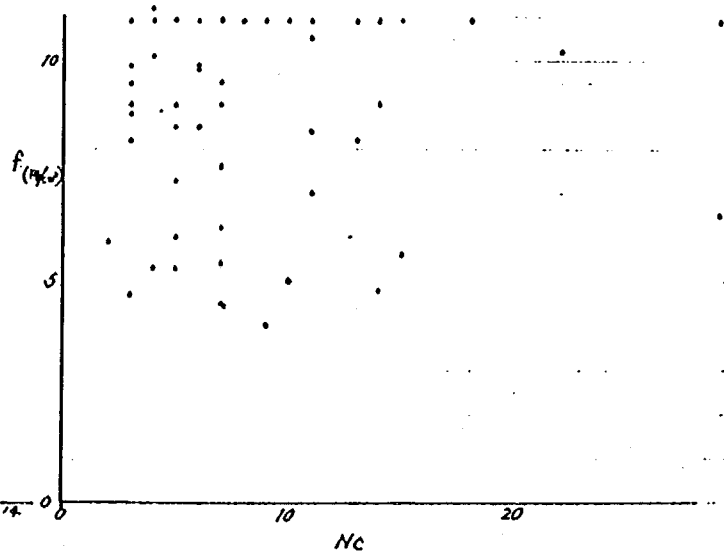


図2-5 スコリア層の N_c の相関性

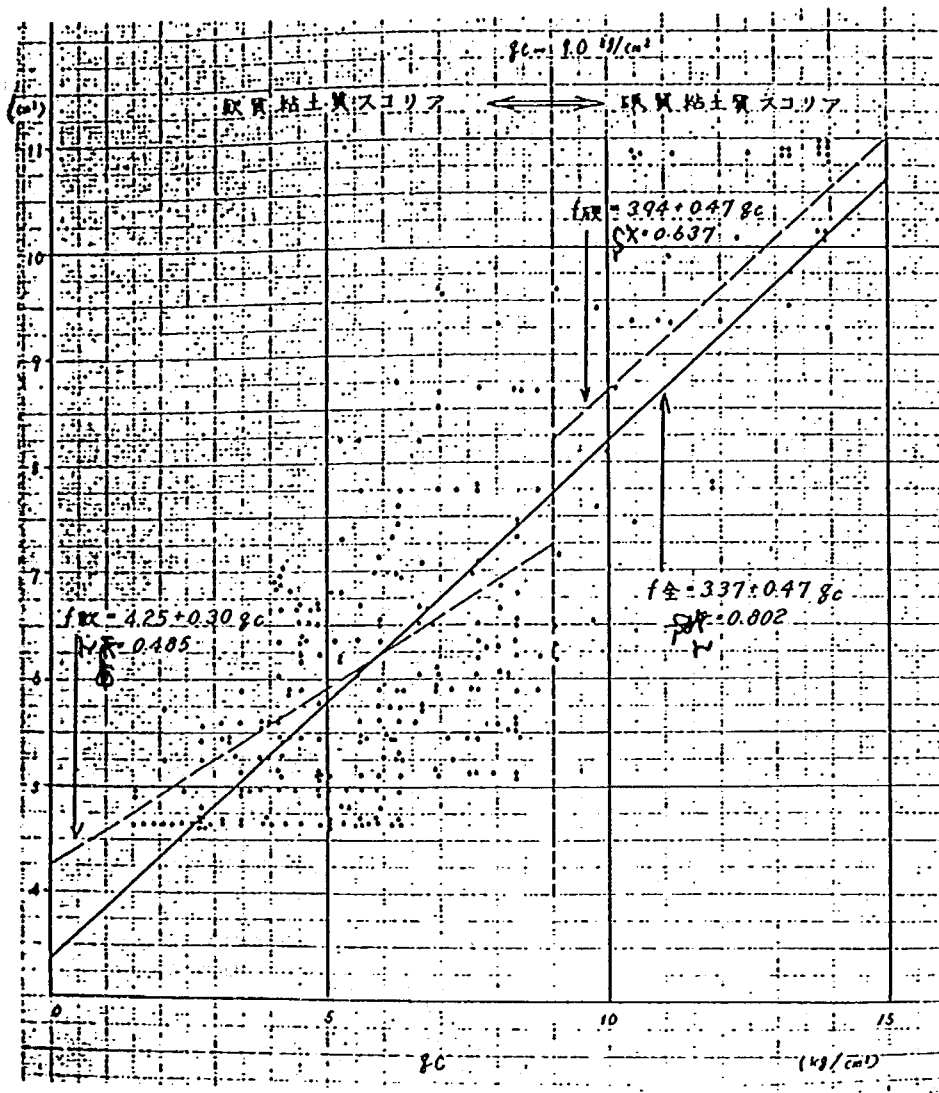


図 2 - 6 大池 f と q_c の関係

4. 改良機の製作

4-1 第1号機の問題点

振動式コーン貫入試験機は、現位置地盤の動的性質を把握する目的で1号機を昭和53年度に製作したが、それには、以下に述べる操作上、機能上の問題点があった。

- ① 振動部本体の重量が30Kgあり、急な斜面での移動にかなり手間どった。
- ② 初期荷重、加振周波数、振動荷重等が一種数の固定値しかなく、様々な条件での試験が不可能であった。

4-2 改良機の概要

3.1のような問題点をふまえて製作した改良機の概要を図-7に示す。また、主な改良点を以下に整理する。

- ① 急斜面で分解組立が簡単にできるような構造とし、また、持運びが簡単になるように本体重量を20Kgに押えた。
- ② 無段変速機を用いることにより加振周波数を1~10Hzの無段階に可変できるようにした。
- ③ 初期荷重を変えられるようにするために、本体上部で調節用分銅取付可能な構造とした。
- ④ アンバランスウェイトも取り換え自由な構造とし振動荷重を変化させられるようにした。

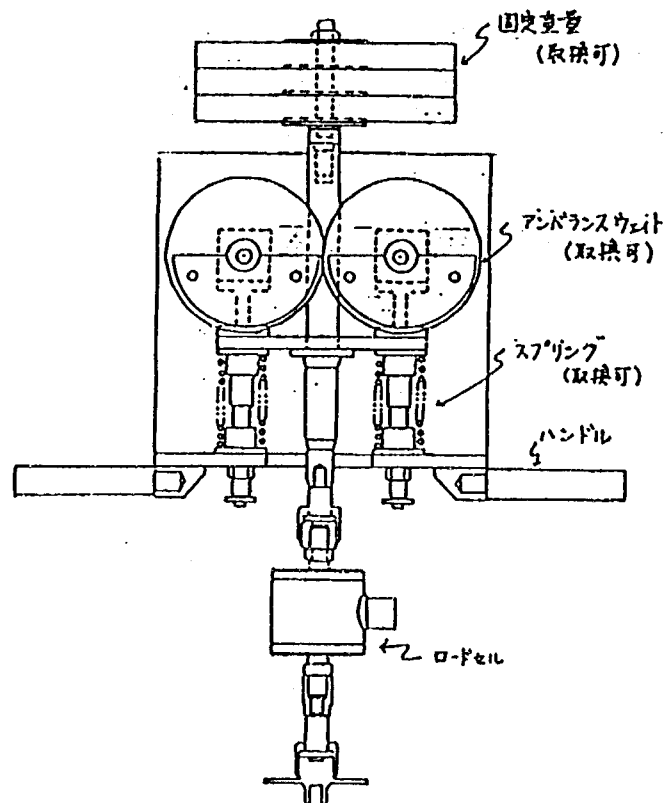


図2-7 振動式コーン貫入試験機改良機の概要

Ⅲ 地震時の斜面安定解析

1. 地盤調査

1-1 調査概要

本調査は、1978年伊豆大島近海地震により崩壊した斜面等を対象にボーリング、サウンディング、弾性波探査等を実施し、各調査手段から地山の物性値を求めるとともにそれらの相関について検討したものである。

今回実施した調査地は、静岡県賀茂郡河津町内6ヶ所、災害査定第2号、災害査定第89号、災害査定第24号、湯ヶ野中山谷、大池・七廻で図3-1に調査地案内図のとおり、調査内容は表3-1に示す通りである。

表3-1 調査内容

調査位置 調査内容		査定 Na 2	査定 Na 8 9	査定 Na 2 4	湯ヶ野	計
ボーリング (標準貫入試験)		1 孔 12.40m (3回)	1 孔 17.19m (17回)	—	—	2 孔 29.59m (20回)
	P S 検 層	10 m	15 m	—	—	25 m
弾性波探査 (P 波)		—	—	150m×2 測線	—	300 m
P・S 波弾性波探査		—	22m×1 測線	20m×2 測線	20m×1 測線 10m×1 測線	92 m
表層部速度測定		—	98点 (観測点数)	—	—	98 m
スウェーデン式 サウンディング		—	—	94.89m	—	94.89m
静的コーン貫入試験		—	47.59m	20.80m	21.30m	89.60m
現場単位体積 重量試験		—	—	6	6	12
土質試験	粒度、比重、含水比、 液性、塑性限界	—	—	6	8	14
	透 水 試 験	—	—	—	6	6
	三 軸 試 験	—	—	6	2	8
既往調査	ボーリング (標準貫入試験)	3 孔 47.30m (25回)	2 孔 38.70m (26回)	9 孔 233.00m (129回)	—	15 孔 319.00m (180回)
	弾 性 波 探 査 (P 波)	120m×1 測線	200m×3 測線	200m×2 測線	—	1120m

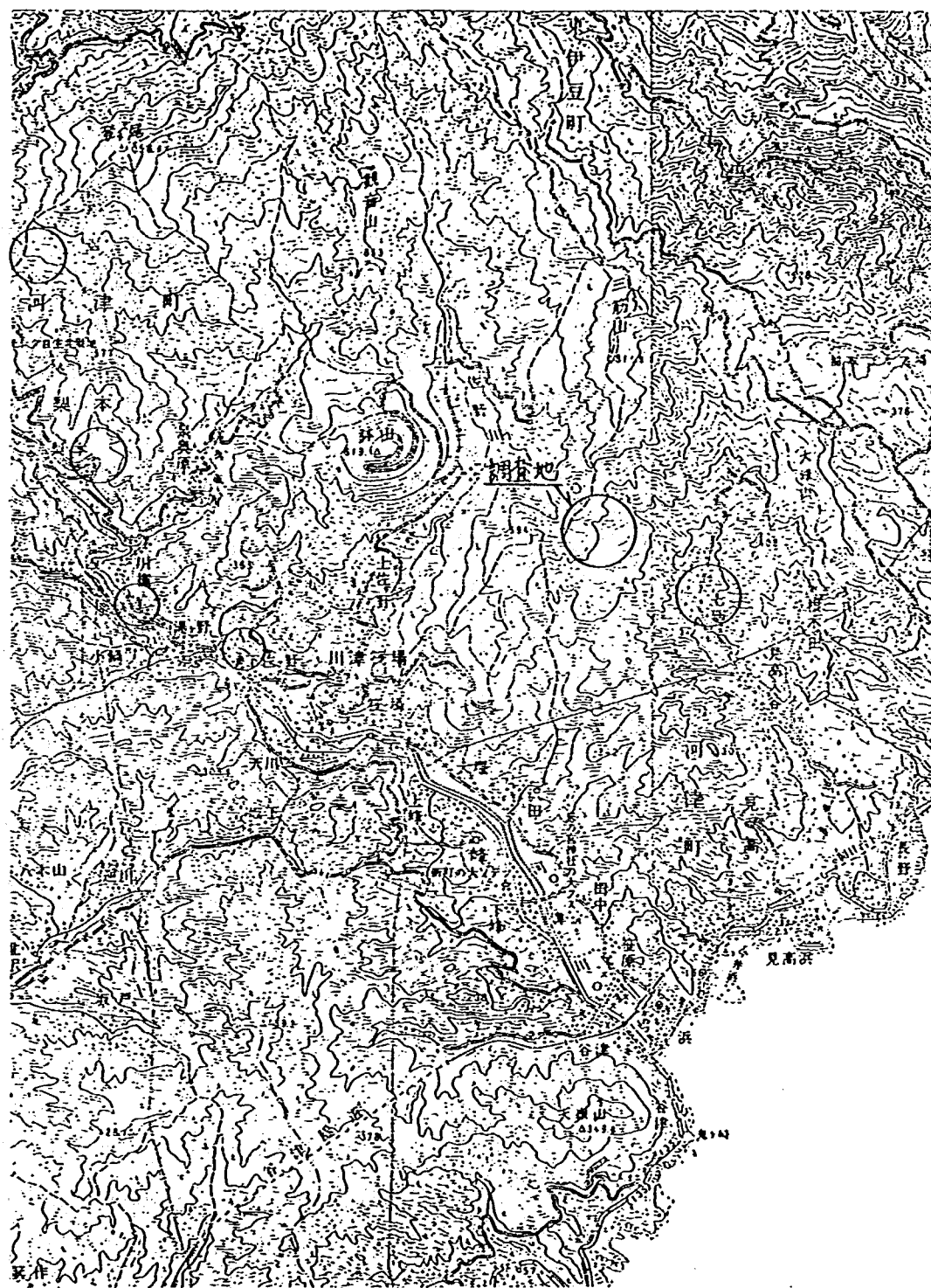
表 3 - 1 調 査 内 容

調査地域 調査内容		大 池 崩 壊 地		大 池	大池崩壊地	七 廻	合
		崩壊地	非崩壊地	非崩壊地	露頭部	崩壊地	
ボーリング		2孔×10m		1孔×10m			3孔30m
標準貫入試験		1孔×10回 1孔×20回		10回			3孔40回
P S 検 層		2孔×10m		1孔×10m			3孔30m
弾 性 波 探 査		20m×2測線	20m×1測線	20m×1測線			4測線80m
サウンディング	スウェーデン式 サウンディング	5ヶ所	6ヶ所	12ヶ所		19ヶ所	151.75m 42ヶ所
	静的コーン 貫入試験	30ヶ所	11ヶ所	23ヶ所			78.1m 64ヶ所
孔内水平載荷試験		2孔×4回		1孔×4回			3 孔 12回
現場単位体積重量試験					8ヶ所		8ヶ所
ブロックサンプリング					4層×3ヶ所 12資料		12資料
現 場 透 水 試 験					4層×1ヶ所 4回		4回
土 質 試 験	比 重 試 験				8資料		8資料
	粒 度 試 験				"		"
	含 水 量 試 験				"		"
	液 性 試 験				"		"
	塑 性 試 験				"		"
	三 軸 圧 縮 試 験				"		"
	振動三 砂質土	(c)			3資料		3資料
	軸試験 粘質土	(d)			2 "		2 "

ブロックサンプル4層

- a. 表土及び上部ローム層
- b. 粗粒スコリア
- c. 砂質スコリア
- d. 下部ローム層

図 3 - 1 調 査 地 案 内 図



1 : 50,000



1-2 災害査定第2号

1-2-1 調査地の概要

本地区ではボーリング調査及びPS検層を実施した。また既往調査としてはボーリング調査3孔、弾性波探査1測線がある。図3-2に調査位置図を示した。

査定第2号地区は、南向き凸状斜面に沿って県道が大きく北西～北東にカーブする所の延長約300m区間である。

変状は、図3-2に示す如く、斜面崩壊、自然斜面のクラック、モルタル吹付けのクラック、擁壁のズレ、路面のクラック、落石がみられ、この内最も顕著な被害は測点Na2～Na5間の延長約100m区間で、道路上方50mの自然斜面（勾配約30°～40°）を頂点とする7,500～8,000m²の崩壊土量に及ぶ斜面崩壊であった。この崩壊頂部より上方自然斜面に伸びるクラックは測点Na11+10m附近のモルタル吹付法面頂点にまで伸び、法面モルタル吹付のクラックとさらに法尻の擁壁のズレに続いている。

本地区は、道路山側にH鋼が建込まれ、信号機による片側通行の規制がされている。

本地区の地質は、ボーリング調査、クラックに囲まれた変状斜面の東側沢状崩壊部での露頭から判断すれば概ね斜面上方に安山岩が、斜面下方には凝灰角礫岩が分布する。構造は沢状崩壊部でN70°Wの走向で、北側に40°の傾斜を呈し、地形に対しさし目の関係にある。

露頭でみられる岩盤状況は、凝灰角礫岩は比較的良く固結し、岩盤の形態を示している

1-2-2 ボーリング調査

崩壊頂部より斜面法尻の擁壁のズレに至る一連のクラックに囲まれたり土塊が道路をまたぎ深い位置まで分布しているかどうか確認する意味で擁壁ズレ個所のH鋼建込み間の県道舗装面でボーリング調査を実施した。

以下にボーリング調査結果を述べる。

＜地質、コア形状、N値＞

○深度0.0～0.2m：アスファルト舗装部

○深度0.2～8.0m：凝灰角礫岩

部分的に細礫状コア（径5cm以下）として採取される個所があるが、全般的には、礫状コア（径5cm以上）あるいは棒状コア（最大径50cm）が多い。

ただし、棒状コアに於いても割れ目沿いに、褐色を帯びている。

標準貫入試験は、貫入不能である。

○深度8.0～11.75m：断層破碎帯

深度8.0m附近からコアは棒状コアより細礫状コアとなり、以深粘性土も採取される事などから、本区間は断層破碎帯と考えられる。

図 3 - 2 査定第 2 号地区調査位置図

縮尺 1:1000

凡例

既往調査	
	弾性波探査測線(P液)
	断面線
	B.No.(2-4)ボーリング

今回調査	
	A—A' 断面線
	◎ ボーリング

図 3 - 2 査定第 2 号地区調査位置図

縮尺 1:1000

凡 例

既往調査
 ———— 弾性波探査測線 (P液)
 ○——○ 断面線
 ● B.No.(2-4) ボーリング

今回調査
 A——A' 断面線
 ◎ ボーリング

指定No.2 Boring = 12.40m
GH=445.79m

B.No.2

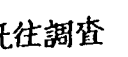
B.No.3

B.No.4

調査点 No.8+4

凡 例

既往調査

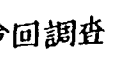


弾性波探査
測線 (P波)

断面線

● B.No.(2-4) ボーリング

今回調査

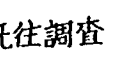


断面線

◎ ボーリング

凡 例

既往調査

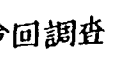


弾性波探査
測線 (P波)

断面線

● B.No.(2-4) ボーリング

今回調査

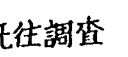


断面線

◎ ボーリング

凡 例

既往調査

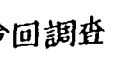


弾性波探査
測線 (P波)

断面線

● B.No.(2-4) ボーリング

今回調査

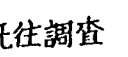


断面線

◎ ボーリング

凡 例

既往調査

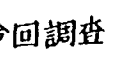


弾性波探査
測線 (P波)

断面線

● B.No.(2-4) ボーリング

今回調査

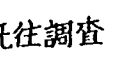


断面線

◎ ボーリング

凡 例

既往調査

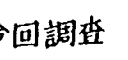


弾性波探査
測線 (P波)

断面線

● B.No.(2-4) ボーリング

今回調査

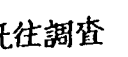


断面線

◎ ボーリング

凡 例

既往調査

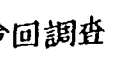


弾性波探査
測線 (P波)

断面線

● B.No.(2-4) ボーリング

今回調査

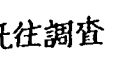


断面線

◎ ボーリング

凡 例

既往調査

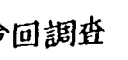


弾性波探査
測線 (P波)

断面線

● B.No.(2-4) ボーリング

今回調査

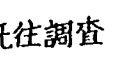


断面線

◎ ボーリング

凡 例

既往調査

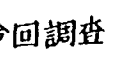


弾性波探査
測線 (P波)

断面線

● B.No.(2-4) ボーリング

今回調査



断面線

◎ ボーリング

本区間に於いて、礫を含まない粘性土（断層粘土）は、深度 9.3～9.9m の 0.6 m 間のみであり、他区間は、礫混り粘性土、細礫状コア、及び棒状コア（径 20 cm）として採取されている。深度 11.45m での礫混り粘性土の N 値は、50 回で 25 cm の貫入量である。

○深度 11.75～12.4 m : 凝灰角礫岩

コアは礫状として採取される。本区間が断層破碎帯の一部かどうかは不明である。

1-2-3 PS 検層

本孔の解析結果とボーリング調査結果との対比は以下の通りである。

P 波の速度構成は、深度 0～7.00m まで 950～1050m/s、深度 7.00～12.00m まで 2000m/s の速度値を示す。S 波の速度構成は、深度 0～7.00m まで 650m/s、深度 5.00～12.00m まで 1000m/s の速度値を示している。走時曲線を見ると走時曲線はややばらついており、各小区間ごとに、速度構成が異なることも考えられるが、記録の精度からみて、ほぼ直線に区分する方が妥当であると考えられる。ボーリング調査結果との対比では 0～8.00m まではほぼ良好な安山岩質凝灰角礫岩であり、下部は断層破碎帯であるが、断層破碎帯としては P 波 S 波とも低速度帯としては検出されていない。

1-2-4 考 察

今回の調査及び既往調査によって査定第 2 号の地山を構成する二次堆積層（滑落土塊、崩土）と凝灰角礫岩の各風化帯の物性値は表 3-2 の様にまとめることができる。

表 3-2

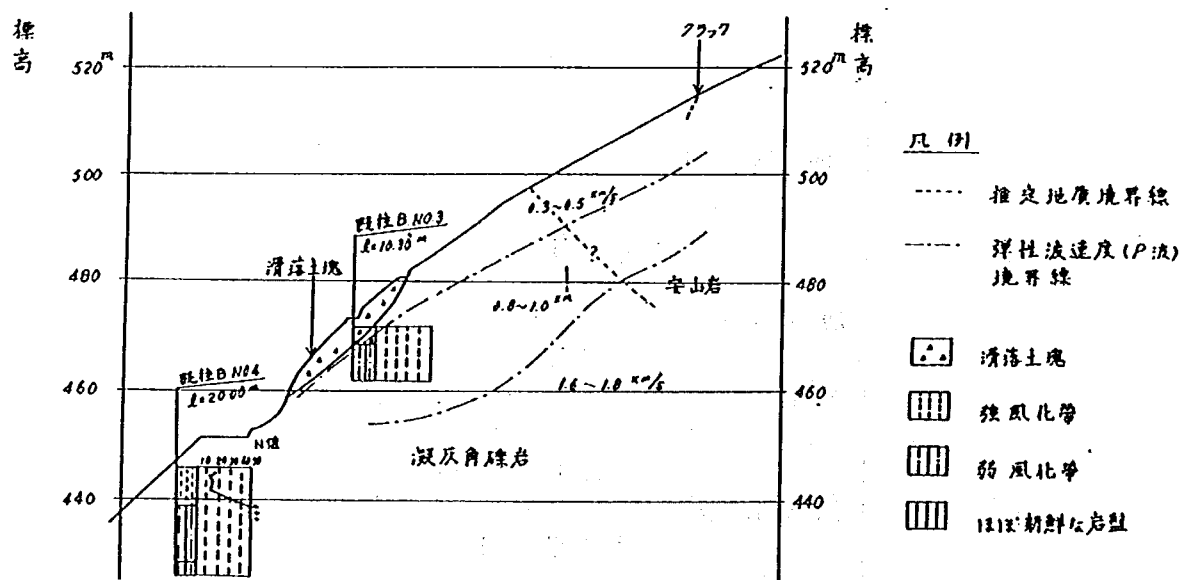
地山区分	N 値	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)
崩 土	5 以内	3 0 0 } 5 0 0	—
滑 落 土 塊	3 0 以 内		
強 風 化 帯			
強 風 化 帯	5 0 以 上 貫入不能	8 0 0 } 1 0 0 0	6 5 0
ほぼ新鮮な 凝灰角礫岩	貫入不能	1 6 0 0 } 2 0 0 0	1 0 0 0

二次堆積層（崩土，滑落土塊）は今回の地震によって上方斜面より半落あるいは滑落してきたものである。N値は崩土は5回以内で滑落土塊は30回以内である。P波速度層は300～500m/sの値を示している。

強風化帯はボーリングコアでは礫混り土砂状として採取されており，地山内においても未固結で軟質なものであると考えられる。N値及びP波速度は，二次堆積層（滑落土塊）と分離はされていない。

弱風化帯は，調査地付近の露头あるいは今回のボーリング調査によって確認されるもので，割れ目が良く発達し，割れ目沿いに褐色風化を帯びた岩盤と思われる。N値は50回以上あるいは貫入不能であり，P波速度は800～1000m/s，S波速度は650m/sの値を示している。P波速度は今回のPS検層によって求められた値と，「県調査資料」に記載されている速度とは深度的に調和している。S波速度はPS検層により求めた。

弾性波探査によって把握されている本地区の最下速度層はP波で1600～2000m/s，S波で1000m/sである。本速度層はPS検層及び既往弾性波探査においても検出されているが，ボーリング調査で確実に把握されていない。つまり今回のボーリング調査深度では断層破碎帯の深度に属し，また既往弾性波探査測線付近の既往ボーリング（B・No 3）では最下速度層には達していない。したがって岩盤状況ははっきりしないが，部分的に採取された棒状コアから推定すれば，20 cm 前後の密着した割れ目間隔を有するものであるが，それ程硬質ではなく表面はナイフで傷がつく程度のものであると思われる。



（注）本断面は「県調査資料」（縮尺1:200）から転載したものである。

図3-3 災害査定第2号 A-A' 断面図

縮尺 水平 1:1,500
垂直 1:500

1-3 災害査定第89号

1-3-1 調査地の概要

査定第89号は、ボーリング調査、PS検層、PS弾性波探査、表層部速度測定、静的コーン貫入試験を実施した。既往調査としては、ボーリング調査2孔、弾性波探査(P波)3測線がある。図3-4に調査位置図を示した。

本地区は、南方に張り出す尾根の裾部に沿って県道がほぼ直角にカーブをする個所である。被害は道縁沿い切取法面肩上方からの自然斜面からの大規模な崩壊2件及び県道下方の町道の崩壊が主なものである。

大規模な斜面崩壊の内1件は東海バスを埋没させたもので、Na4+10m~Na10+15m間の道路延長125mにわたる南西向き斜面(勾配約40°)が路面より30~50mの高さに及び崩壊したものである。崩壊の深さは斜面に垂直な深さで最大5m程度と考えられる。他の1件の大崩壊は、Na13+5m~Na18+15m間の道路延長110mにわたる南東向き斜面(勾配約40°)が路面より50mの高さを頂点として崩壊したものである。崩壊の深さは斜面に垂直な深さで最大7m程度と考えられる。この2件の大崩壊地に挟まれたやせ尾根部は未崩壊地として残り、今回の調査は主としてこの未崩壊地において実施した。

本地区は、南西向き斜面個所ではH鋼による洞門が、南東向き斜面個所ではH鋼建込み及び信号機による片側通行規制がなされていた。

査定第89号の地質は、走向・傾斜については不明瞭であるが、地質分布、周辺の地質構造より、下位から凝灰岩、凝灰角礫岩、変朽安山岩から構成されていると考えられる。凝灰岩は南東向き崩壊斜面東端に分布し、比較的良好な岩盤性状を示す。凝灰角礫岩は南東向き崩壊斜面に分布し、崩壊跡でみられる岩盤は良く固結したものであるが、「県調査」で実施した崩壊頂部より上方斜面でのボーリング調査では深度4m附近までN値<10回とルーズな性状を示している。変朽安山岩は凸状未崩壊地及び南西向き崩壊斜面に分布している。凸状未崩壊地個所での安山岩露頭は所々硬質な岩芯を残す赤紫色に風化変質した「礫混り砂質土」になっている。南西向斜面の崩壊跡露頭は硬質な岩盤であるが、割れ目が著しく発達しガサガサの状態である。「県調査」で実施した崩壊頂部附近のボーリング調査でも深度11.0m附近までN値<40と凝灰角礫岩より深い風化状況にある。

1-3-2 ボーリング調査

両側の大規模な崩壊地に挟まれた凸状未崩壊地の岩盤性状を把握するため、ボーリング調査を実施した。

以下にボーリング調査結果を述べる。

＜地質，コア形状，N値＞

○深度 0.0 ～ 0.6 m：表土

草木根が混入し，サラサラした土を小礫からなる。

○深度 0.6 ～ 2.5 m：崖錐堆積層

深度 0.6 ～ 1.6 m間は， $\phi 1 \sim 5$ cm の礫を含む土砂状コアであり，1.6 ～ 2.5 m間は，礫状，棒状コアとして採取される堅硬な安山岩転石である。

N値は，1 mで6回，2 mでは貫入不能である。

○深度 2.5 ～ 8.5 m：安山岩

コアは小礫混り土砂状を呈するが，標準貫入試験試料等に於いては，明瞭に岩の組織が残存されている。しかしながら，風化程度が著しく，指圧にて簡単に組織をつぶす事ができる。部分的に $\phi 5$ cm 以内の岩芯を残す。

N値は，3 m，4 mで $N < 10$ 回であるのに対し，5 m～8 m深度では $N \div 20$ 回であり，4～5 m附近でN値は変化している。

○深度 8.5 ～ 17.19 m：安山岩

コアの形状でみると，礫状コア個所と礫混り土砂状個所が互層状を呈している。

礫混り土砂状個所は， $\phi 5$ cm 以下の礫と $\phi 1 \sim 2$ mmの粗砂状からなり，礫はもろく，指圧で碎ける。礫状として採取された区間は，最大 $\phi 10$ cmの短棒状コアで，多くは， $\phi 2 \sim 5$ cmの不円形コアである。

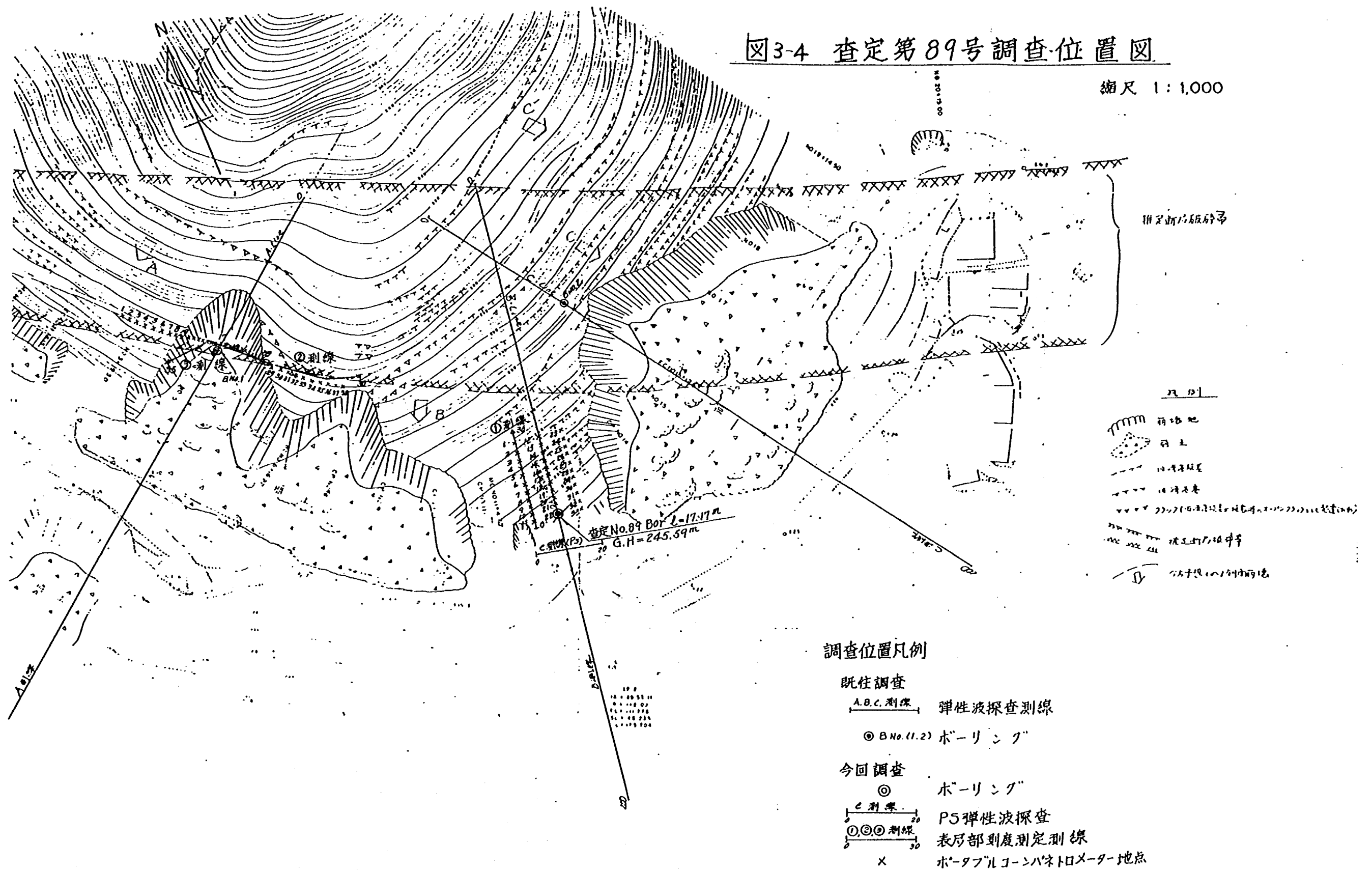
N値は，深度16 mでの43回を除いて，50回で3～26 cmの貫入量を示す。

1-3-3 PS検層

P波の速度構成は，深度0～2.00 mまで250 m/s，深度2.00～9.00 mまで550 m/s，深度9.0～17.00 mまで1000 m/sの速度値を示す。S波の速度構成は，深度0～2.00 mまで，200 m/s(?)，深度2.00～8.00 mまで300 m/s，深度8.00～17.00 mまで650 m/s，の速度値を示している。ボーリング調査結果との対比では，深度8.50 mを境にして，上部は，安山岩の強風化帯で，N値10～20回程度，P波速度550 m/s，S波速度300 m/sであり，深度8.50 m以深は，安山岩風化帯で，N値大略50回程度以上，P波速度1000 m/s，S波速度650 m/sであり，ほぼボーリング結果とPS検層結果とは対応している。尚深度0～2.00 m間のP，S波速度は，200 m間の計算結果であり，地質は，砂礫質でもあるため，速度値はやゝ疑問である。

図3-4 查定第89号調査位置図

縮尺 1 : 1,000



1-3-4 弾性波探査

査定第89号のP S波弾性波探査は、ボーリング調査実施斜面と道路H鋼建込み部との間で実施した。測線を配置した附近の斜面は既に述べた如く、変朽安山岩の著しく風化変質した岩盤が露頭している。

測線の速度層は以下の通りである。

	P 波 速 度	S 波 速 度
第1速度層	200~350m/s	200m/s
第2 "	570	330

解析は、走時曲線の折れ点を用い、傾斜構造として解析した結果であり、第1速度層は、起震点近傍の走時より求め、測点0側で350m/s、22側で200m/sである。測線は道路上のため、表層部の性状の差があらわれたと思われる。第2速度層は、左右の走時曲線から求められる値450及び700m/sを傾斜に起因するとして計算し真の値として570m/sを傾斜に起因するとして計算し真の値として570m/sとした。検層結果では600m/sをしめしており、測定地の崖部にみられる風化し割れ目の多い岩盤に相当している。

1-3-5 弾性波探査（表層部速度測定）

表層部速度測定は、凸状未崩壊斜面（①測線）と南西向き崩壊斜面の崩壊頂部附近（②、③測線）において実施した。

表層部の速度測定は、当初ポケットサイズを使用して実施の計画であったが、現地で実施の結果、表層部が、非常に低速のため、測定精度に難があり、ハンデサイズPs₅を使用して観測した。

解析の結果は、大略現地の状態に合致しており、①、②測線では、表層部に腐植土がみられ、表層部の速度測定結果では、100m/s程度の低速度層が、深度0.5~0.7m程度まで分布している。③測線では、①、②測線でみられる表層部の低速度層は、存在せず直接300~400m/sの速度層がみられ、その下部に400~500m/sの速度層の存在が、うかがわれる結果となっている。

次に各測線の速度層構成を示した。

表3-3 各測線の速度層構成

測線名	第1速度層	第2速度層	第3速度層
①測線	45~140m/s	200~330m/s	-
② "	60~140m/s	200~330m/s	-
③ "	150~200m/s	(170)~370m/s	400~550m/s

1-3-6 静的コーン貫入試験結果

静的コーン貫入試験は、ポータブルコーンペネトロメーター（単管式、先端角 30° 、底面積 3.23cm^2 ）を使用して実施した。

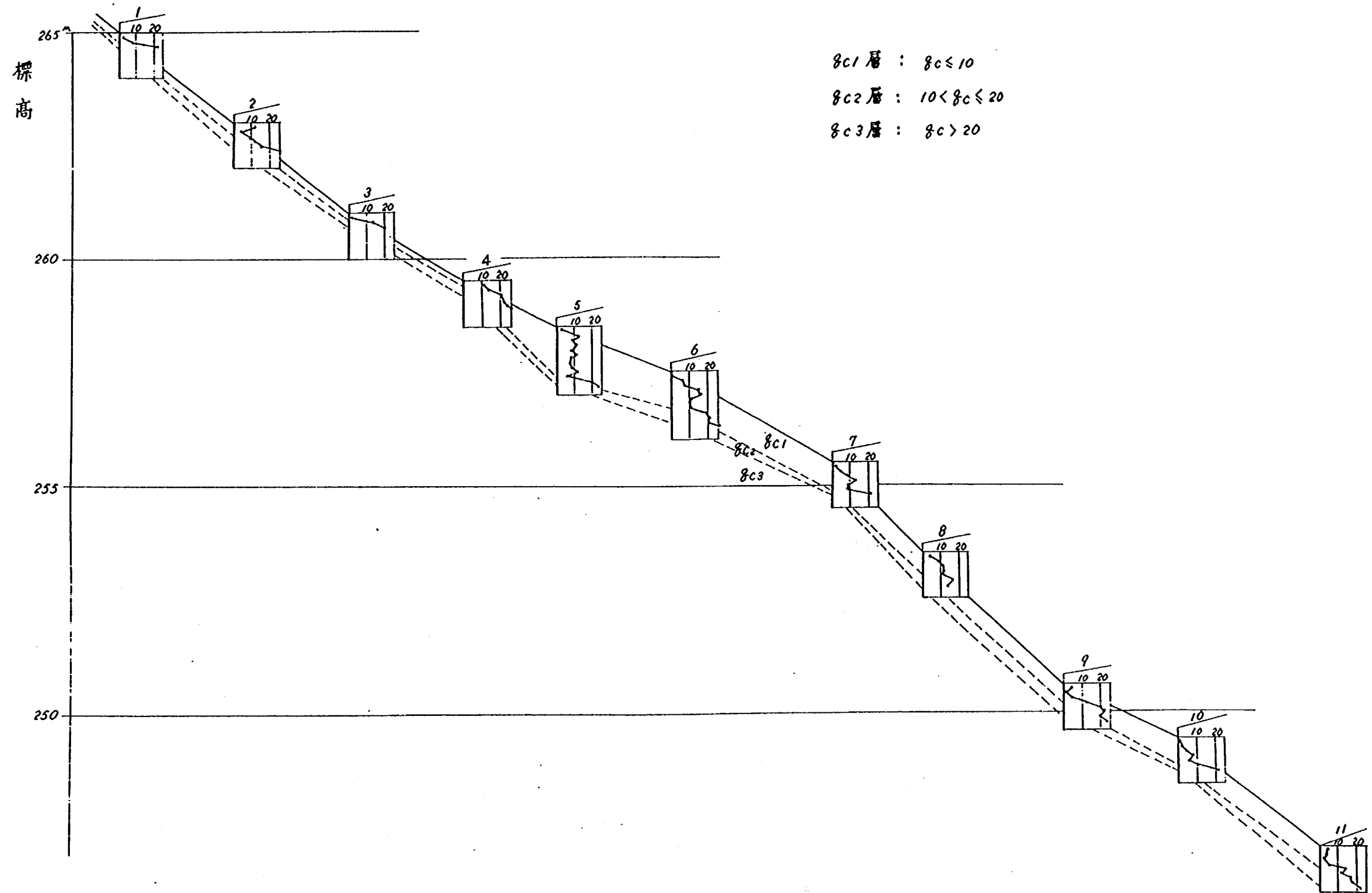
実施個所は、凸状未崩壊斜面（今回ボーリング地点上方斜面）と南西向き崩壊斜面及び両側未崩壊山道沿い斜面である。図3～5.6にポーターコーン断面図を示す。

南西向き崩壊斜面は、未崩壊斜面に分布する表土層及び崖錐堆積層はなく、安山岩強風化帯と一部にそれを被覆する新しい崩土がある。新しい崩土が分布している個所では、おおむね $q_c < 5\%$ を示し、安山岩強風化帯では q_c 値のバラツキがあり、おおむね $q_c > 5\%$ を示すが、 q_c 値が 20% から 10% 以内まで下がる場合もしばしばみられ、コーン柱状図はジグザグしている。これは安山岩強風化帯が、土砂状を呈するものの様には風化せず硬軟様々な風化形態をとっているためと思われる。

南西向き崩壊斜面の両側未崩壊山道沿い斜面及び凸状未崩壊斜面は、ボーリング調査で見られる様に表土層、崖錐堆積層が分布する。コーンNa22はボーリング地点の横で実施したものであるが、表土層は $q_c < 10\%$ を示している。Na22地点では崖錐堆積層中への貫入は不能であった（ 0.5m で $q_c \div 20\%$ となり貫入不能）ため、崖錐堆積層のコーン柱状図の傾向ははっきりしない。しかしながら表土層深度 $0.4 \sim 0.5\text{m}$ 以深の値は $q_c > 10\%$ である場合が多く、崖錐堆積層の q_c 値は $20\% > q_c > 10\%$ と考えたい。

図3-5 査定才89号 凸状未崩壊斜面 ポーターコーン断面図

縮尺 1:100



標高

295

図3-6 査定才89号 南西向き斜面 ポーターコソ断面図

縮尺 1:100

g_{c1} 層: $g_c \leq 10$

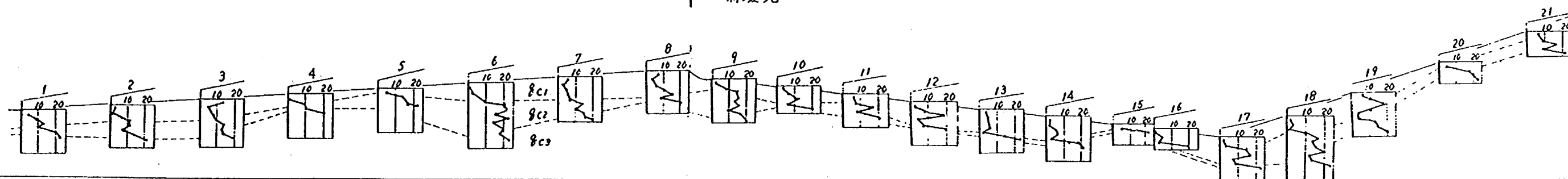
g_{c2} 層: $10 < g_c \leq 20$

g_{c3} 層: $g_c > 20$

290

崩壊地

285



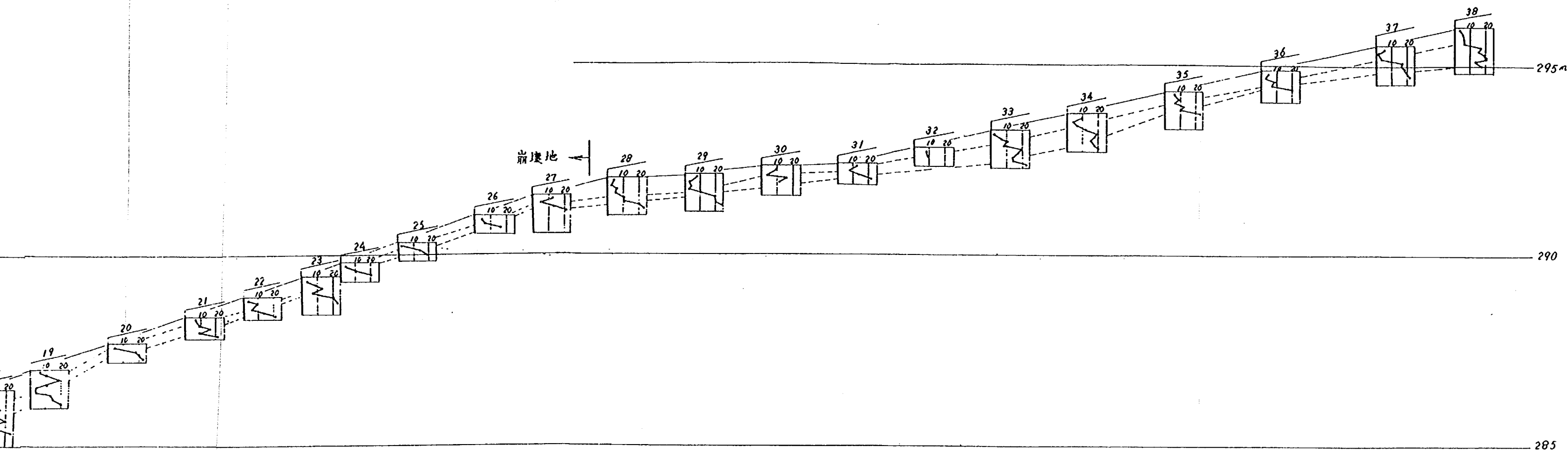
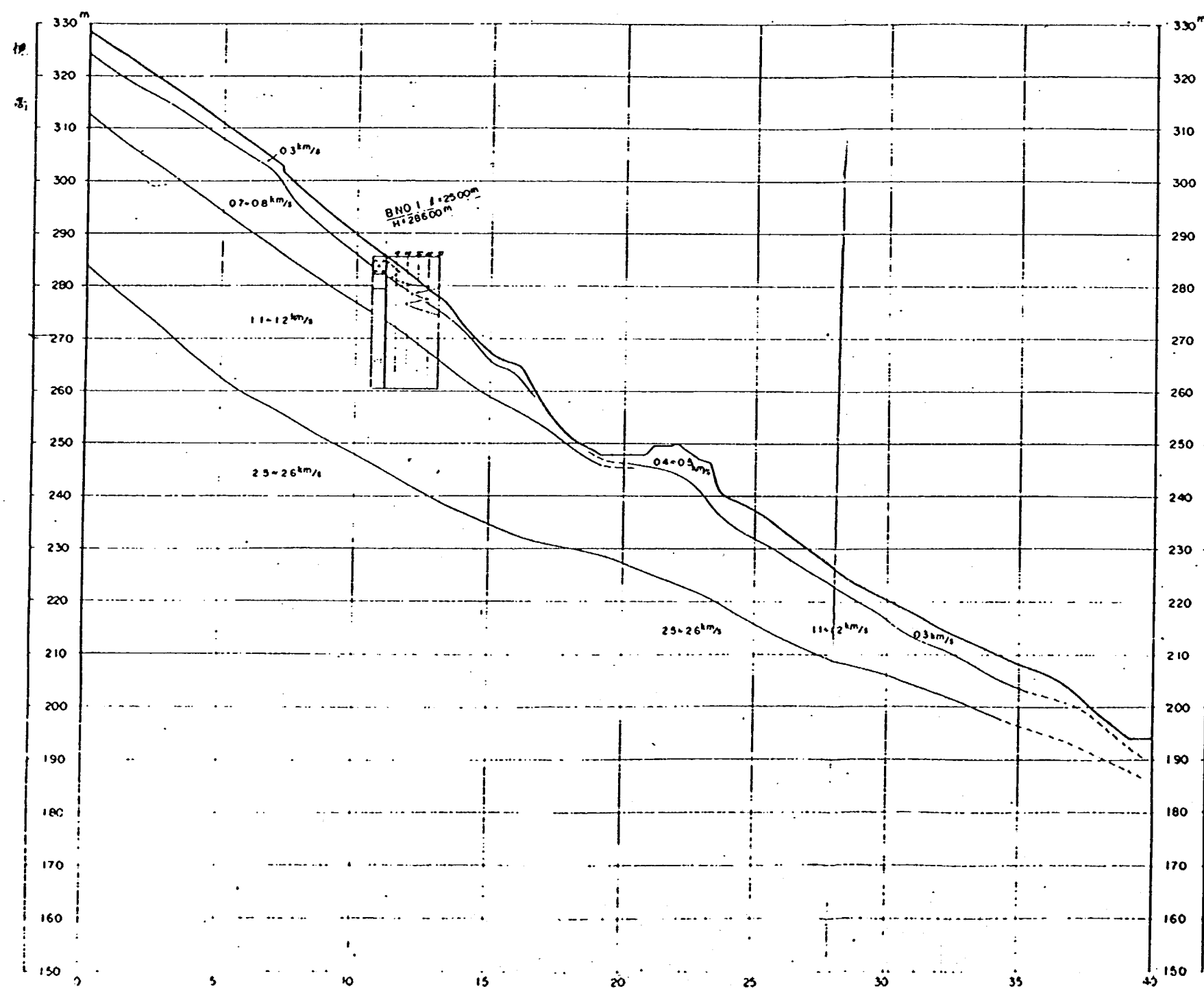
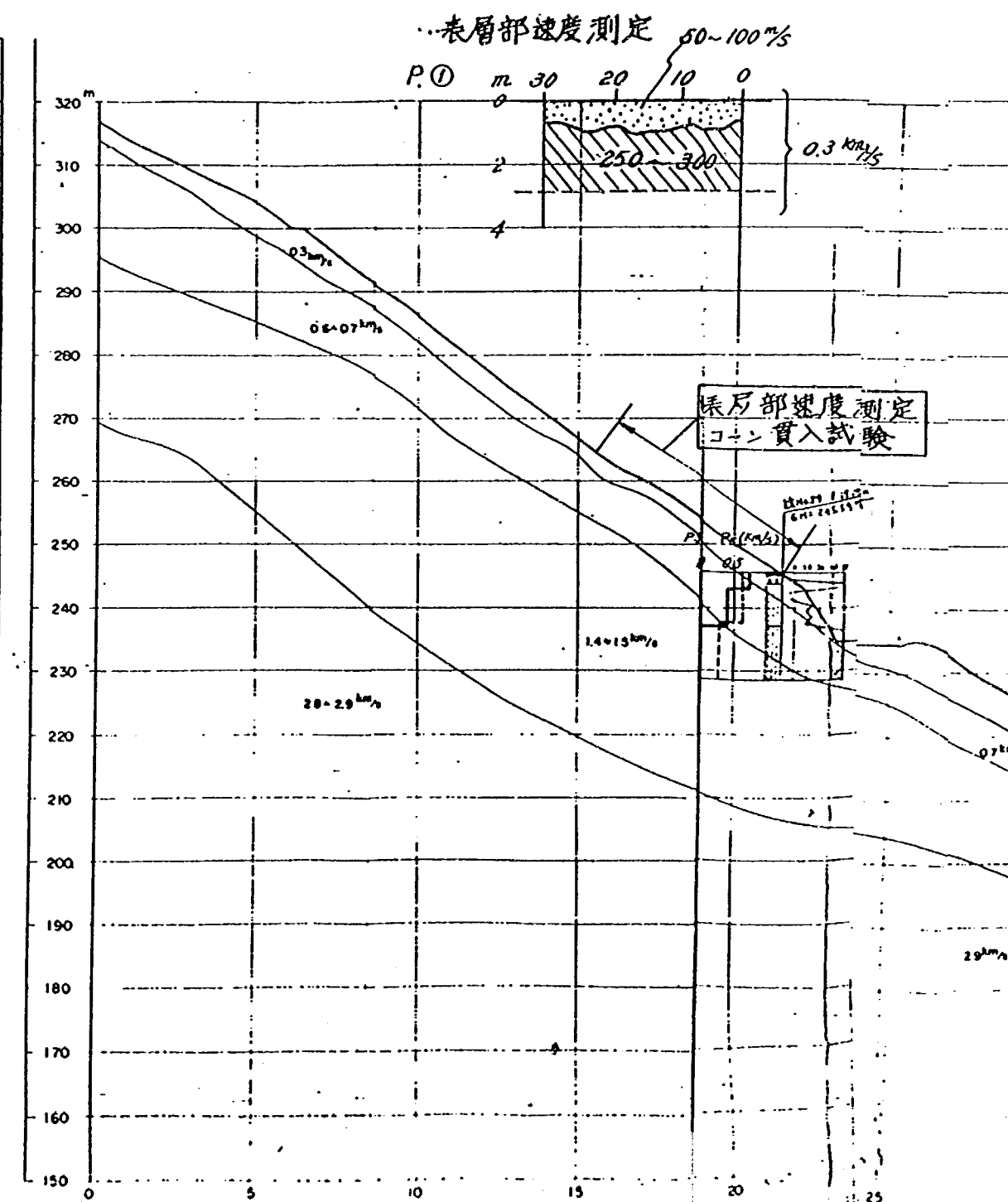


図-4 查定第89号地区断面図 縮尺1=

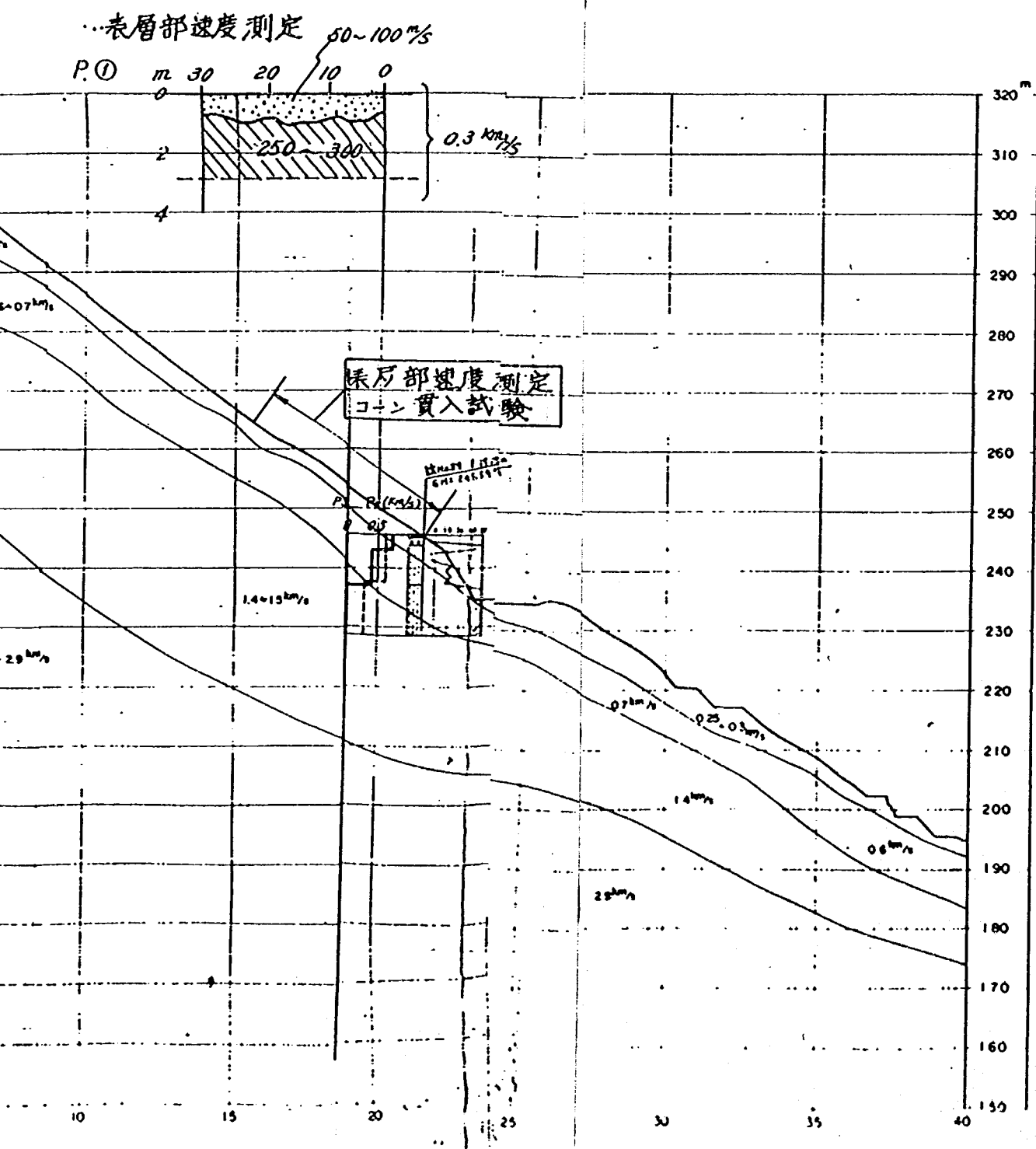
A 測線



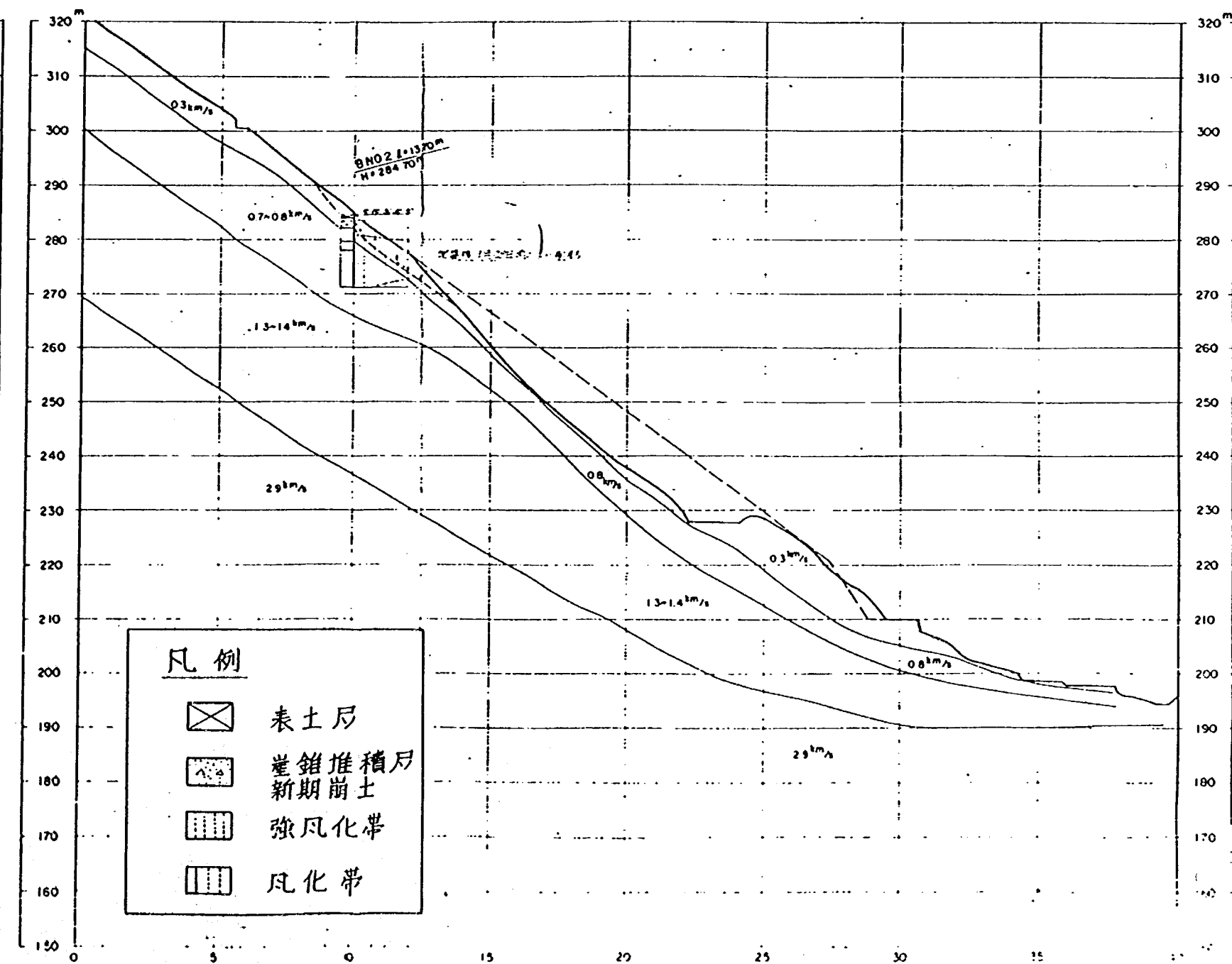
B 測線



B 測 線



C 測 線



1-3-7 横方向K値試験

サンプリング孔から約2m程度離れた位置で横方向K値試験孔を掘進し、LLTを用いて地盤の変形係数を測定した。なお、このボーリング孔の掘進には標準貫入試験を併用した。

測定結果のみを要約してしめすと次の通りである。

表 3-4

試験深度	地 質	N 値	Py %	Pl %	K %	E %
2.0 m	崖錐堆積物	10	1.08	1.735	1.76	11.46
4.0 m	風化安山岩	11	1.0	1.60	2.06	12.85
6.0 m	"	14	1.54	-	6.88	47.58
8.0 m	"	18	-	-	27.50	-

岩盤の風化状況はこの結果をみる限り深度10m以内で4層に区分される。

第一層はGL-2.4m~GL-5.5m の範囲のもので、N値は10±、KE値ともに崖錐堆積物と大きな差のない程いちじるしく風化を受けている部分である。

第二層はGL-5.5m~GL-7.5m の深度の岩盤でN値、K値、E値ともに上位層よりは高い値となっており、強風化帯であってもやや風化程度の低い部分と考えられる。

第三層はGL-7.5m~GL-8.3m の風化岩である。

第四層はGL-8.3m以深のものということになるが この部分ではN値はおおむね50以上となっていて、風化の程度は深度が深くなるにつれて低くなっていることが判る。

1-3-8 考 察

各調査結果から得られた物性値を比較すると表3-5のようにまとめる。

表 3-5

地山区分	N 値	P 波 速 度 m/s	S 波 速 度 m/s	qc %	スウェーデン式 サウンディング Wsw Nsw	E %
表 土 層	-	50~100	-	<10	≤100 -	-
崖錐堆積層		≤300	-	10~20	- ≤25	
強風化帯1	≤10		-	20<	- ≤100	10~15
強風化帯2	10~15	300~600	300	-	- ≤200	40<
風 化 帯	50+	600~1500	650	-	- 500<	-
ほぼ新鮮な 安 山 岩	-	2800~3000	-	-	- -	-

礫状に岩屑や未風化岩芯の混入する地盤であるから、各調査結果の相関は必ずしも厳密なものではない。

非常に大雑端な傾向をしめしたものとして上表を作成した。

このような調査結果をまとめるにあたってもう一つ気の付く点は風化の不連続性である。特に、いわゆる強風化帯として部分とその下位の風化帯との間に風化の不連続が認められるようである。この傾向はN値からもNswからも言えるように考えられる。

1-4 災害査定第24号

1-4-1 調査地の概要

本地区では弾性波探査（P波）、PS波弾性波探査、スウェーデン式サンディング、静的コーン貫入試験を実施した。既往調査としてはボーリング調査9孔、弾性波探査（P波）2測線がある。図3-8に調査位置図を示した。

本地区は南西に張り出す尾根部の先端にあたり、道路沿い延長130mにわたる大規模な斜面崩壊（地すべり）である。地すべり土塊は道路上方80m付近を頂点とするつり鍾状の最大落差約3mを有する滑落崖（上方滑落崖）に囲まれ、崩壊斜面の中段にはさらに別の最大落差2mを有する滑落崖（下方滑落崖）があり、上方滑落崖と下方滑落崖の間には地すべり土塊が不かく乱に近い状態で斜面に残留し、下方滑落崖の下方にはかく乱された崩土が分布する。上方滑落崖よりさらに上方の斜面には滑落崖を囲む様にさらにクラックが発生している他、尾根部にも連続したクラックが認められる。斜面はもともと勾配約20~30°の緩斜面であったと思われる。

地質は滑落崖面にみられる露頭及び「県調査」ボーリング結果から安山岩と凝灰角礫岩から構成されている。両者の地質境界は地表面でみられないが分布、周辺の地質構造を考え併せると図3-8に示すようなものと思われ崩壊斜面の大部分は安山岩が分布している。安山岩は風化の程度が著しく、滑落崖上方の未崩壊地ではN値<30の部分は深度23m附近まで分布している（深度24mのN値は50回以上）。またつり鍾状の滑落崖に囲まれた土塊斜面内においてもN値<50の部分が深度4~16mまで分布する（滑落土塊はもともと強風化安山岩である）。また凝灰角礫岩の風化状況も安山岩程ではないにしても著しく、下方斜面のボーリング地点で4~10cm附近までN値<50の値を示している。この様に本地区では非常に深くまで風化が及んでいる。

1-4-2 弾性波探査

今回設定した測線は、A₁、B₂測線である。査定No24地点は既にD、E測線で弾性波探査が実施されている。

本調査地の速度層は、大略3~4つの速度層より構成されており、地表より「第1速度層、第2速度層……」と呼ぶ。各測線での速度層構成を示した。

表3-6 各測線の速度層構成

測線名	第1速度層	第2速度層	第3速度層	第4速度層
A ₁ 測線	0.25~0.45Km/s	0.9~1.0Km/s	15.20Km/s	(3.1)~32Km/s
A ₂ 測線	0.3~0.4	1.0~1.3Km/s	-	2.3~2.6Km/s

1-4-3 波弾性波探査

査定第24号のPS波弾性波探査は、上方滑落崖と下方滑落崖の間に分布する滑落土塊地区（a測線）と下方滑落崖より下方斜面に分布する崩土地区（b測線）の2測線で実施した。

図 3-8

査定第24号地区調査位置図

縮尺 1:1,000

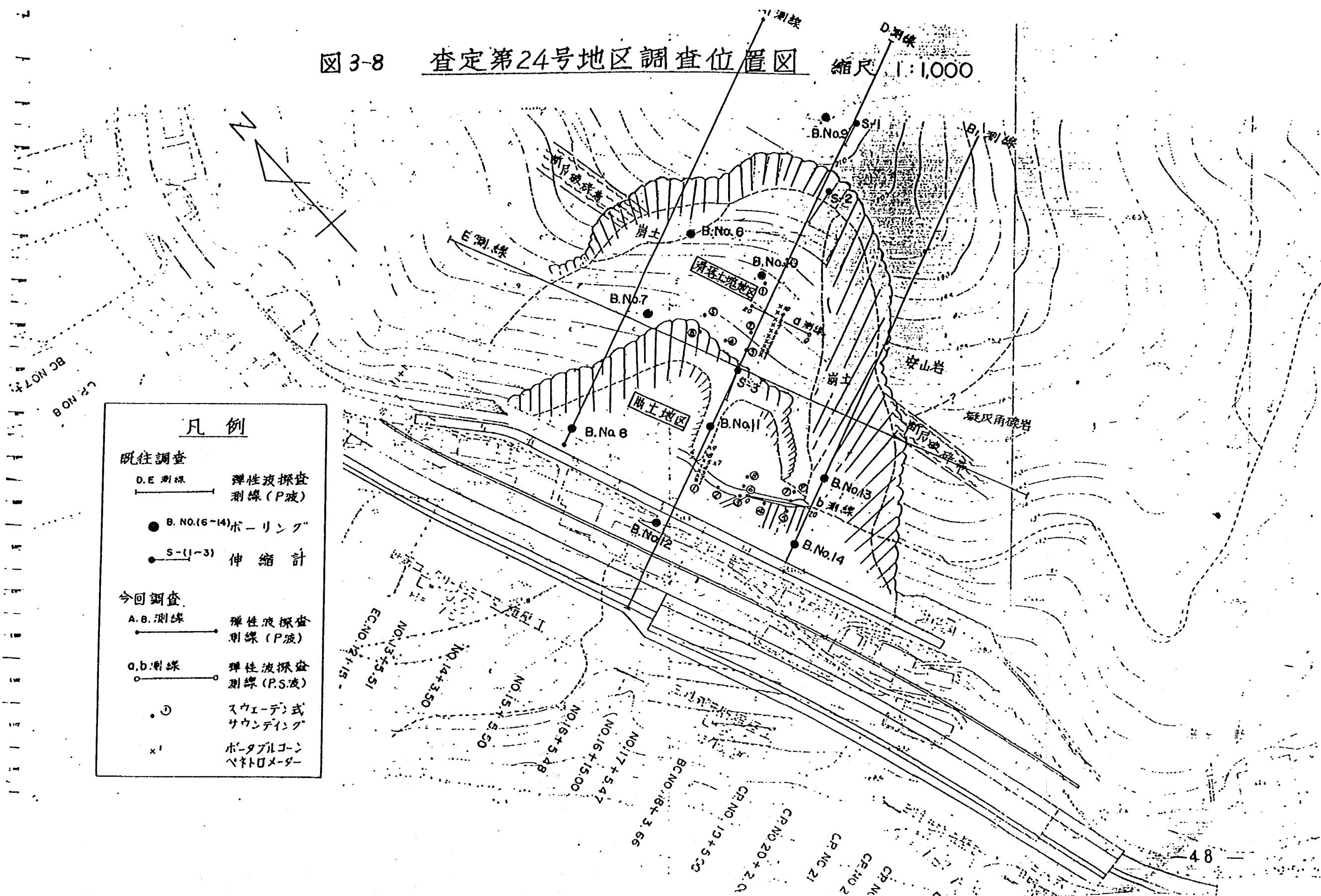


表3-7

測線名	P 波 速 度			S 波 速 度		
	第 1 速度層	第 2 速度層	第 3 速度層	第 1 速度層	第 2 速度層	第 3 速度層
a 測線	310~340 m/sec	560 m/sec	(1380m/sec)	200m/sec	400m/sec	—
b 測線	320~350 m/sec	520m/sec	(1280m/sec)	140~160 m/sec	320m/sec	—

a 測線は植生が分布する滑落土塊地区で部分的にはほぼ平坦な地形個所に測線を設けた。

P 波速度層は第 1 速度層 310~341 m/s, 第 2 速度層 560 m/s, 第 3 速度層 1380 m/s (?) の速度が把握された。ただし, 第 3 速度値は東側 (終点側) 遠隔振源のみの走時曲線から求めた値であるためやや疑問であり, また分布深度は把握されていない。第 1 速度層の境界は深度 2~2.5 m 附近にあり, 西側で浅く, 東側で深い傾向にある。

S 波速度層は第 1 速度層 200 m/s, 第 2 速度層 400 m/s の値である。

第 1 速度層と第 2 速度層との境界は, 2 m 程度で, 大略地形傾斜と同じである。

a 測線との交点である D 測線では, 第 1 速度層の値は, 350~450 m/s であり, かつ爆発点付近では, 上部に 200~250 m/s の低速度層が薄く存在することがうかがわれる。a 測線では, 310~340 m/s 及び 560 m/s の二つの速度層に解析されているが, これらはいずれも D 測線の第 1 速度層に相当しており, 局所的な表層部の速度変化によるものと思われる。

b 測線は, 道路から 20~30 m 離れた崩落土塊状の測線で, 斜面をけずって山道として利用しているヶ所で傾斜する測線である。

P 波速度層は, 第 1 速度層 320~350 m/s, 第 2 速度層 520 m/s, 第 3 速度層 1280 m/s (?) の速度がとらえられた。但し第 3 速度値は, a 測線と同じく東側遠隔振源のみの走時曲線から求めた値であるため, やや疑問である。第 1 速度層と第 2 速度層の境界は, 2~2.5 m 付近にあり, 西側で浅く, 東側で深い傾向にある。

S 波速度層は, 第 1 速度層 140~160 m/s, 第 2 速度層 320 m/s の値である。第 1 速度層と第 2 速度層との境界は, 1.5~2 m 付近にあり, 西側で深く東側で浅い傾向にある。

1-4-4 スウェーデン式サウンディング

スウェーデン式サウンディング試験は上方滑落崖と下方滑落崖との間の滑落土塊地区と下方滑落崖下方斜面の崩土地区の 2 ブロックで 15 地点延 94.89 m 実施した。

滑落土塊地区は 5 地点にて実施した。貫入深度は崩土地区と比較して深く最大深度 15.82 m で最も少ない深度でも 4.14 m (礫に当り空回り) である。

最大貫入深度地点は A-1 地点でこれは「県調査」のボーリング No.10 附近に位置し, ボーリング N 値とサウンディング Ns との対応は,

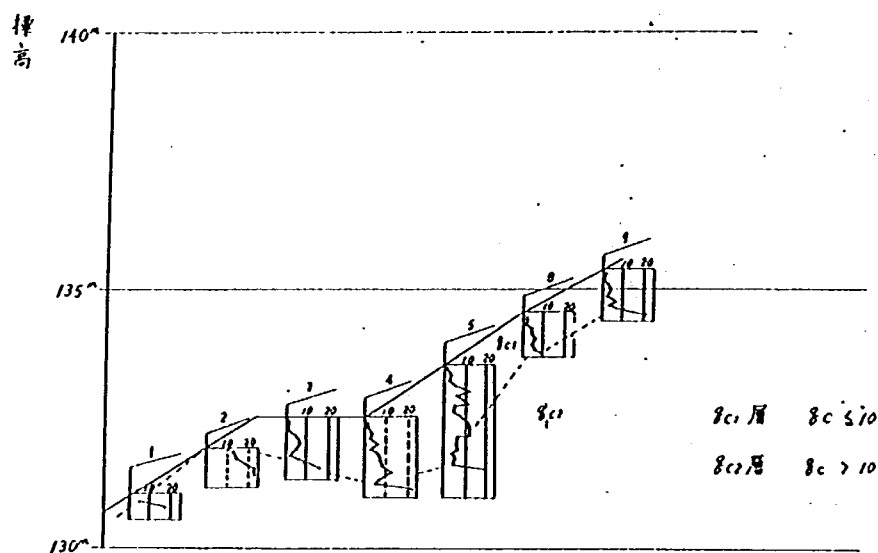


図 3-9 査定第24号 崩土地区ポーターコーン断面図

縮尺 1:100

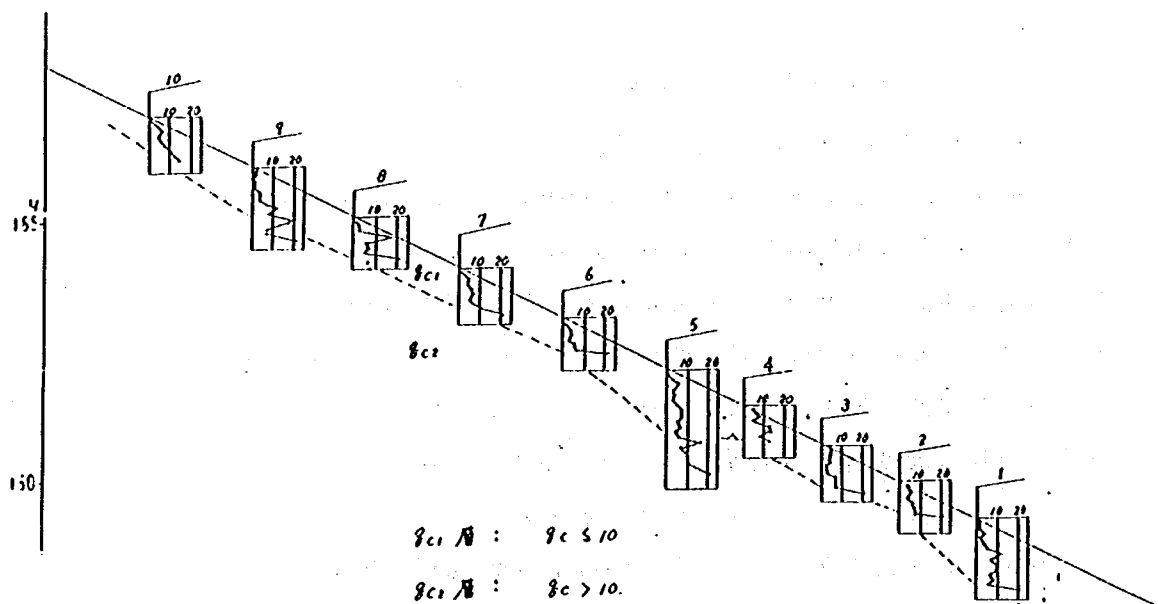


図 3-10 査定第24号 滑落土塊地区ポーターコーン断面図

縮尺 1:100

$N < 5$ $N_s < 60$

$10 < N < 20$ $60 < N_s < 100$

$N > 20$ サウンディング貫入不能

となっている。地質は、おおむね $N < 5$ の区間（深度 12 m まで）は不かく乱に近い状態で斜面に残留する滑落土塊でもととは安山岩の強風化帯であったものである。 $N > 10$ 以上の区間（深度 12 m ～ 16.45 m）は、不動土塊の強化帯である。他 4 地点のサウンディング地点でもこれと同様な N_s 値を持ち、滑落土塊付近（県調査資料）において貫入不能となっている。崩土地区は 9 地点にて実施した。貫入深度は全般的に 4 m 前後で貫入不能となり、最大貫入深度は B-8 地点で実施したもので 6.00 m で最も少ない深度では 2.91 m である。

崩土地区で実施した「県調査」のボーリングは崩土が深度 4 ～ 5 m まで堆積し、以深は安山岩の強風化帯となっている。サウンディングの貫入深度は全般的に 4 m 前後で貫入不能となっており、ほぼ上方斜面の滑落土塊地区と同様に不動土塊付近で貫入不能となる。崩土の N_s 値はおおむね $N_s < 40$ を示す場合が多い。なお B-3 地点では、山道上で実施したため、深度 1.5 m 付近までは $20 < N_s < 90$ の値を示している。これは土工機械の踏み固めによるものと思われる。

1-4-5 静的コーン貫入試験

静的コーン貫入試験は P S 弾性波探査、サウンディングテストと同様、滑落土塊地区と崩土地区の 2 ブロックで実施した。

滑落土塊地区で実施した静的コーン貫入試験の全般的な傾向として深度的な差はあるものの、 $q_c < 10$ % が当初続き、急激に $q_c > 20$ % となっている。その深度は最大 1.3 m（Na1 地点）、最小 0.6 m（Na3 地点）である。「県調査資料」のボーリング調査では一括して滑落土塊としているため表土層の厚さについては不明であるが、下方滑落崖にみられる表土層の厚さは 0.4 ～ 0.6 m を有している。したがって最大貫入深度地点では、表土層と滑落土塊の差異はあらわれていないと思われる。これは滑落土塊が N 値 < 5 という極めて軟質な土性を示している事からも伺える。

崩土地区ではサウンディングの項で述べた如く、深度 4 m 付近までは不動土塊を覆う崩土であり、表土層は存在していない。したがって崩土地区で実施した静的コーン貫入試験は最大貫入深度は 2.40 m であるため地質的な差異はないと思われる。 q_c 値はおおむね 10 % 以内の値を示す。

1-4-6 土質試験

災害査定第 24 号地点においては、復旧対策工事として深礎工法が採用され、現在施工中である。

この深礎孔の掘削に際して、Na30 および Na35 孔の GL - 1 m, - 3 m, - 5 m, - 7 m

の各深度において、シンウォールライナーの打ちこみにより試料採取をおこない、土質試験を実施した。

全般に礫質土よりなること、またNa35地点においては岩盤が浅く分布していたことから十分な試料採取は出来なかったが、一応採取された部分について、物理試験と三軸圧縮試験をおこなったものである。

なお、Na30地点は崩壊土砂堆積物よりなり、Na35地点は未崩壊地であって、伊豆大島近海地震による土砂の移動のなかったヶ所に当る。

試験結果は次頁の一覧表にしめした。

粒度組成は各試料とも若干の相異はあるが、大局的に見て、礫を多く混入したほゞ類似の土よりなると考えてよい。

Na30およびNa35地点とも深度が深くなるにつれて含水比が減少し、単位体積重量が増大する傾向をしめしている。

たゞし、Na30-4の試料は、シンウォールライナーより押し出した際試料が崩壊してしまったため、突き固めて整形した試料によって計測をおこなわざるをえなかった。したがって、この試料の単位体積重量はやゝ特異な値となっている。

これらの試料の強度常数は、供試体数が少なかった（礫の混入量が多く試料採取が出来なかった）こともあって、いちゞしくバラツキをしめしている。Na30-2, 3の試料で $\phi_{uu} = 0$ という試験結果となっているが、これは明らかに供試体数が少なかったことによるものである。

したがって、個々の試料について強度常数を定めることは問題があり、むしろ、同じような礫質土という観点で単一の強度常数を設定することの方が望ましいとも考えられる。

GL-1mの試料のみはNa30, 35地点とも類似の値をしめしているので、あえてこれをわけて考えるとすれば、災害査定第24号地点に分布する表層土の強度は、やゝ安全をみて次のように考えることが出来る。

CL-1.00の土

$$C_{uu} = 0.18 \%$$

$$\phi_{uu} = 19^{\circ}30'$$

CL-3.00以深の土

$$C_{uu} = 0.3 \%$$

$$\phi_{uu} = 18^{\circ}$$

1-4-7 考察

今回の調査及び既往調査によって査定第24号の地山を構成する表土層、二次堆積層（滑落土塊、崩土）及び安山岩、凝灰角礫岩の各風化層の物性値は次表の様にまとめることができる。

表土層、滑落土塊、崩土等の被覆層については各調査手段によっては明瞭に区分はされなかった。3層もN値は10以内を示し、P波速度層は200~350m/s、S波速度層は140~200m/sである。またスウェーデン式サウンディングは60以内の直を示す。

強風化帯は、本地区では極めて厚い分布を示し、滑落 上方斜面ではN値が30以下の軟

表 3 - 8

地山区分	N 値	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	Ns	$\frac{q_c}{\sigma'_v}$ (%)	CC _{uu} (%)	ϕ_{uu}
表 土 層 滑 落 土 塊 崩 土	10 以下	200) 350	140) 200	60 以下	20 以内	0.18) 0.30	19°30') 18°
強 風 化 帯	30 以下	400) 600	300) 400	60)	—		
弱 風 化 帯	50 以上 貫入不能	1000) 1500	—	—	—		
ほぼ新鮮な 凝灰角礫岩	50 以上 50 以上	2000	—	—	—		
ほぼ新鮮な 安 山 岩	"	3000	—	—	—		

質な土砂状コアが深度23m付近までである。滑落土塊はこの強風化帯が滑落したものである。強風化帯のP波速度は400~600m/s、S波速度は300~400m/sの値を示す。スウェーデン式サウンディングのNs値は60以上を示している。

強風化帯の下位に分布する風化区分を本地区では弱風化帯とした。これは、既往ボーリング調査では、N値が30回程度になると急激に50回以上となり、さらにP波速度1000/1500m/sが分布している深度でのコアの形状は割れ目沿いに褐色風化を滞びた礫状コア、あるいは棒状コアとして採取されるためである。強風化帯の下位に風化帯が存在していても極めて薄いものと思われる。

P波速度1000~1500m/sの下位には、P波速度2000m/sと3000m/sの速度層がある。2000m/sの速度層はD測線、B測線の下方斜面に分布し、これは凝灰角礫岩の分布とほぼ等しく、また査定第2号地区で凝灰角礫岩のほぼ新鮮な岩盤と思われるものが2000m/sの値を示していることから、本地区のP波速度2000m/sの値は査定第2号地区と同様に新鮮な凝灰角礫岩の岩盤と考えたい。一方P波速度3000m/sの値は分布あるいは他地区の弾性波探査結果から安山岩の新鮮な岩盤と思われる。

1-5 湯ヶ野中山谷

1-5-1 調査地の概要

本地区はP S波弾性波探査，静的コーン貫入試験，現場単位体積重量，土質試験を実施した。既往調査はされていない。図-11に調査位置図を示す。

本地区は先の3地区と異なり沢地形の左岸側谷壁斜面の崩壊である。崩壊した斜面は単調な勾配約 $35^{\circ}\sim 40^{\circ}$ の平衡斜面で，河床上方約50m~60m附近にある町道路肩に沿って巾約100mの崩壊頭部を有し，斜面長は約80mではほぼ四角形の崩壊形状を呈している。

地質は安山岩から構成され，西側滑落崖を除いた大部分の崩壊斜面，町道切取法面で見られる岩盤性状は硬質ではあるが割れ目が密に発達した状態である。崩壊斜面の下法に分布する崩積土はかなりの隙を含む土砂からなり，表土層及びガサガサの岩盤風化帯が崩壊したことを伺わせる。西側滑落崖附近は土砂状になった強風化帯が分布する。強風化帯は「（隙混り）ローム質土」の性状を有し極めて軟質なものである。崩壊斜面からやせ尾根を挟んだ西側未崩壊斜面では静的コーン貫入試験を実施したが最大3.3mの貫入深度がある事から西側未崩壊斜面にも強風化帯が分布しているものと推定される。

崩壊斜面には露頭で見られる限り大規模な断層破碎帯はなく，確認された断層としては巾1m程度の小規模な断層が崩壊頭部中央部から南側滑落崖にかけてNE-SW方向に伸びているのみである。

1-5-2 弾性波探査

本地区の弾性波探査は，図3-11に示す如く，崩壊頭部付近の町道面上（c測線）と西向き未崩壊斜面（d測線）の2測線を実施した。各測線ごとの速度層構成を以下に示す。

表 3-9

測線名	P 波 速 度		S 波 速 度	
	第1速度層	第2速度層	第1速度層	第2速度層
c 測線	210~320m/sec	730m/sec	150~200m/sec	250~350m/sec
d 測線	250~290m/sec	(450)	90~110m/sec	250 m/sec

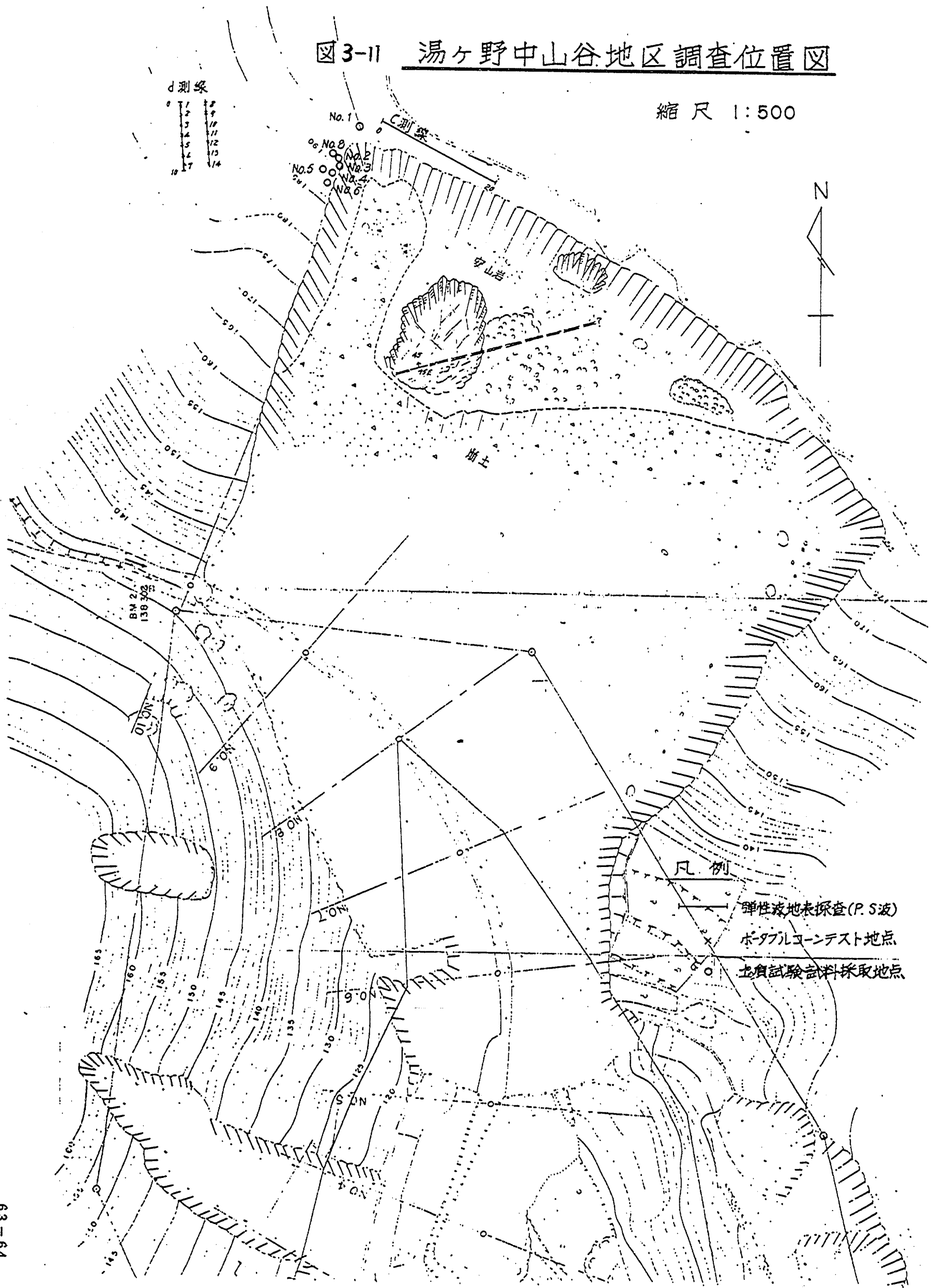
c測線は先に述べた如く西側（起点側）には土砂状化した強風化帯があり，東側（終点側）には比較的硬質ではあるが割れ目が密に発達した風化帯がある。各速度層の深度分布はP波，S波ともにこの様な岩盤風化状況をよく反映し，西側になるに従い深くなっている。

P波速度の第1速度層は，西側で210m/s，東側で320m/s，第2速度層は，730m/sの速度がとらえられた。第1速度層と第2速度層との境界は，1.5~3mで深く東側で浅い傾向を示している。

S波速度の第1速度層は，西側で150m/s，東側で200m/s，第2速度層は730/sである。第1速度層と第2速度層との境界は，1~2.5m付近にあり，P波速度層と同じ

図3-11 湯ヶ野中山谷地区調査位置図

縮尺 1:500



く西側で深く東側で浅い傾向にある。

D測線は西向き未崩壊斜面で雑木が植生しているほぼ平坦な斜面である。本測線は、静的コーン貫入試験をも実施した。

P波速度層は、第1速度層250~290m/s、第2速度層450m/sの値が把握されているが、第2速度層は1部のみで疑問である。第1速度層と第2速度層との境界は、2m程度と推定される。

S波速度層は、第1速度層90~110m/s、第2速度層250m/sが把握され、第1速度層と第2速度層の境界は1.0~1.5m付近ではほぼ平坦な速度層境界を有す。

下図に左翼崩壊面の模式断面図を示す。模式断面図と速度層の相関は、第1速度層は表土、安山岩強風化帯、(風化礫混りローム質土)第2速度層は風化帯である

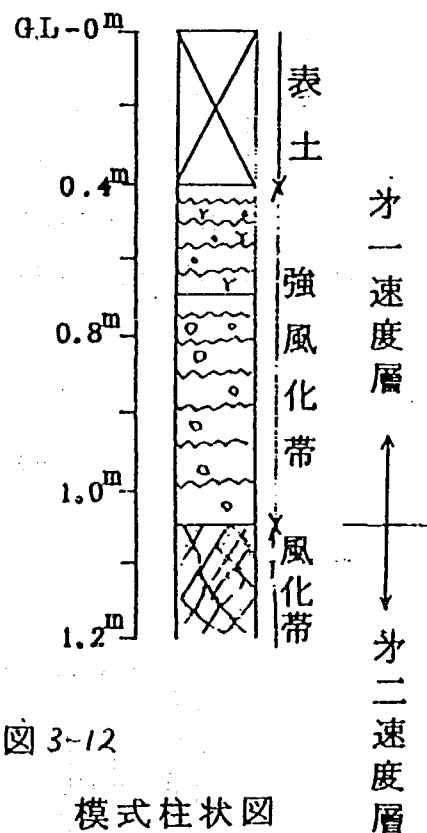


図 3-12

模式柱状図

1-5-3 静的コーン貫入試験

静的コーン貫入試験は、崩壊斜面より西側の未崩壊斜面(P S弾性波探査d測線付近)で実施した。

表土層は深度0.4m付近まで分布し、深度0.4~1.05m間は安山岩の強風化帯が、以深は安山岩の風化帯が分布する。この地質分布と静的コーン貫入試験結果を対応させると、表土層では、他地区と同様 $q_c < 10$ の値を示し、安山岩強風化帯はおおむね $10 < q_c < 20$ を示している傾向がある。

1-5-4 土質試験

土質試験試料は、西測滑落部付近より8試料採取した。採取深度別の各土質試験結果

は以下の通りである。

表 3 - 10

採取 深度	項目 粒 度	比重	含水比	液 性 限 界	塑性 限界	単位体 積重量	三軸圧縮 試験(UU)	室内透水 試 験
0.5	粘 土	2.69	46.7%	70.5%	29.5%	1.24 g/cm ³	C=0.300(%)	2.17×10 ⁻³ cm/sec
~ 0.7 m	粘土質 ローム	2.73	53.6%	100.8%	37.4%	1.38 g/cm ³	φ=0°00'	1.13×10 ⁻² cm/sec
0.7	粘 土	2.70	52.3%	73.1%	31.5%	1.30 g/cm ³	C=0.200(%)	1.03×10 ⁻² cm/sec
~ 0.9 m	粘土層 ローム	2.72	53.6%	82.8%	35.8%	1.40 g/cm ³	φ=24°00'	

上表によれば、採取深度別にはそれ程相違点はみられない。三軸圧縮試験で内部摩擦角の値が深度 0.7 ~ 0.9 m の試料は大きな値を示しているが、一試料のみの試験結果であるため疑問である。

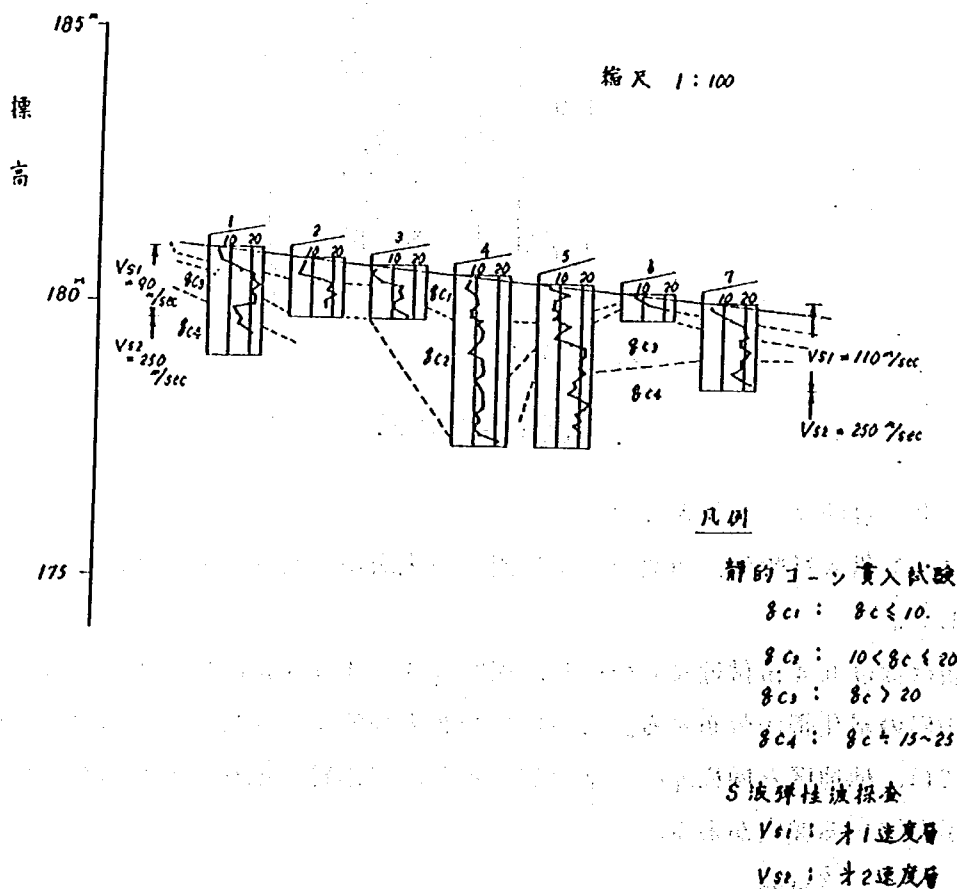


図 3 - 13 湯ヶ野中山谷 静的コーン貫入試験

1-5-5 考察

湯ヶ野中山谷地区は、既往調査はなく今回のみによって地山各層の物性値を表-3にまとめた。

表 3-11

地山区分	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	qc値 (%)	土 質 試 験		
				単体重量	粒 土	三軸試験
表土層	200	90	10以下 (?)	—	—	—
強風化帯	300	200	10以上 (?)	1.24 1.40	粘土 粘土質ローム	$C=0.2\sim0.3$ $\phi=0\sim24^\circ$
風化帯	730(?)	250 300	—	—	—	—

表土層及び強風化帯はP波速度、S波速度共に分離されなかった。また、qc値についても明瞭でない。これら2層のP波速度は200～300m/s、S波速度は150～200m/sの値を示す。強風化帯から試料採取した土質試験結果は表に示す通りである。

風化帯はP波速度で730/s、S波速度層で250～300m/sの値を示す。本地区と査定第89号の崖下で実施したPS弾性波探査結果と露頭の状況とを比較すれば、本地区のP波、S波の速度層はかなり低い値となっていると思われる。

崩壊した地層は、表土層、強風化帯及び風化帯の一部と思われ、P波速度で200～300m/sのゾーンと推定される。崩壊深度はおよそ2m程度と思われる。

1-6 大池，七廻

1-6-1 調査地の概要

調査地は、図3-14調査地案内図に示した通り、東伊豆見高浜海岸の北西約4Kmの地点であり、鉢山（標高619.1m）の南東約2Km地点に位置する。

調査地は、大池地域と七廻地域の2地域であり、大池地域は標高410m付近の大池といわれる旧噴火口のあとと考えられる長径400m、短径150mのすり鉢状の凹地の南向きの斜面で、巾300mに達する崩壊が発生している地域である。

七廻地域は、田尻川右岸斜面に位置し、昭和53年伊豆大島近海地震により崩壊土量約10万 m^3 にも達する大崩壊を起した七廻崩壊地の裏側の上部南向き斜面であり、標高350mで、巾100mの崩壊が発生している地域である。

東伊豆地方の山地では35°以上の急傾斜部を除いて山腹斜面にはほぼ平行に洪積世末から沖積世にかけて降下したものと考えられる火山灰とスコリアの互層が覆っている。この互層は最近の地質時代の火山砕せつ物なので、斜面傾斜と同一傾斜で堆積している。火山砕せつ物の層序は、表面から

1. 表土及び褐色未固結火山灰（ローム）層
2. 淡褐色半固結粗粒スコリア層
3. 暗褐色半固結砂質スコリア層
4. 褐色半固結ローム層
5. 暗褐色半固結粗粒スコリア～集塊岩層（下部スコリア層）

とされている。

本調査の大池地域は、崩壊地露頭部で上記1, 2, 3, 4の各層の露出が見られるが、2, 3の粗粒スコリア及び砂質スコリアの識別はそれほど明確ではない。

なお、本調査地の調査地域は、2地域であるが、調査実施上更に細分してA～Fの6地区に区分した。

大池地域 A～Eの5地区

七廻地域 Fの1地区

図3-14各地区の調査地位置図を示した。

各調査地区の調査内容は、表3-12の通りである。

图 3 - 14 調查地点位置图

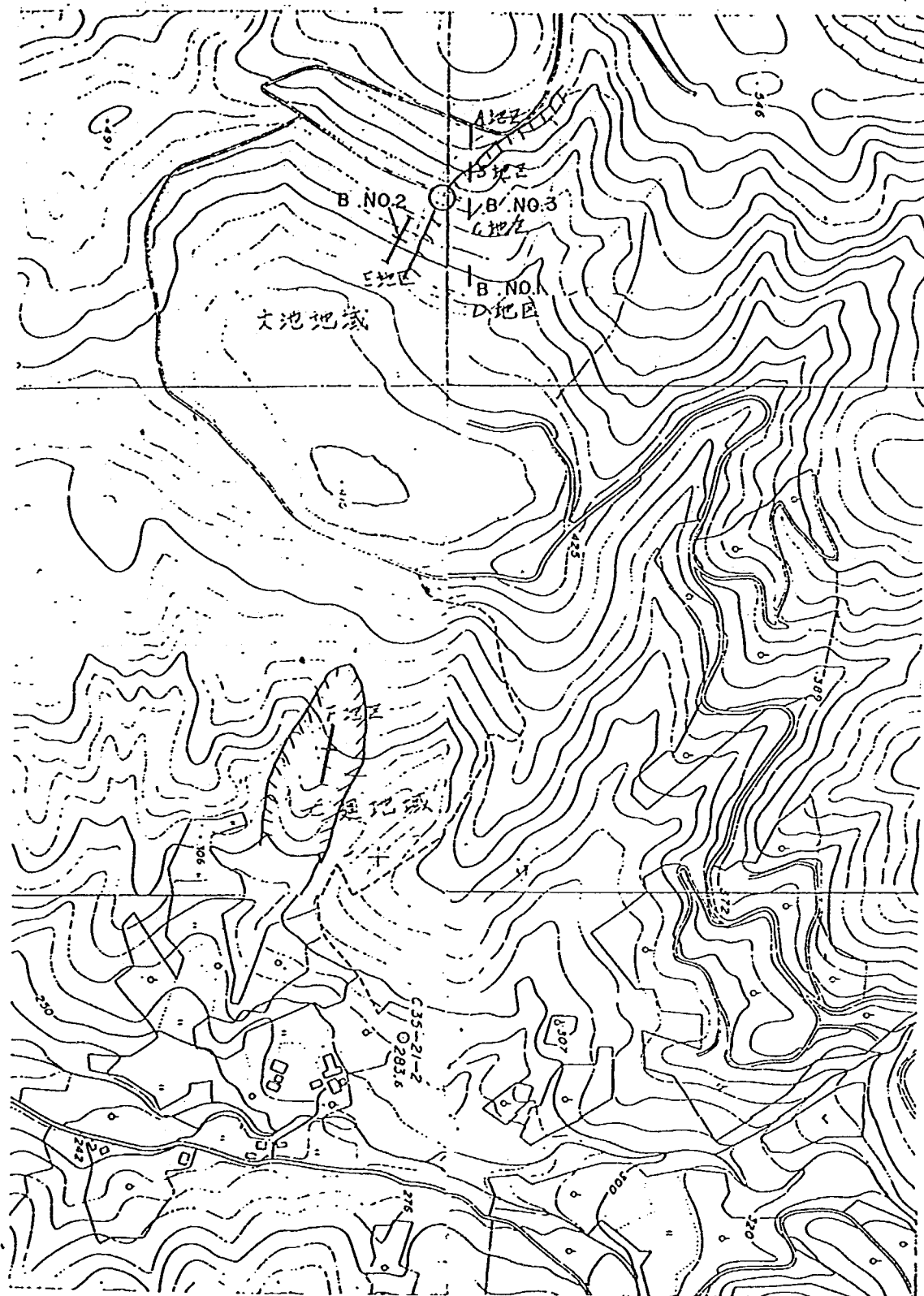


表 3 - 12 各調査地区の調査内容

調査内容 調査地区	大 池 崩 壊 地					大 池 非 崩 壊 地	七 廻 崩 壊 地
	非崩壊地	崩 壊 地 非崩壊地	崩 壊 地			非崩壊地	崩壊地
	A 地区	B 地区	C 地区	D 地区	露 頭 部	E 地区	F 地区
弾 性 波 P 波 探 査	○		○	○		○	
スウェーデン式サウンディング	○		○	○		○	○
静的コーン貫入試験	○	○	○	○		○	
ボーリング及び 標準貫入試験			○	○		○	
P S 検 査			○	○		○	
孔内水平載荷試験			○	○		○	
現 場 透 水 試 験					○		
現場単位体積重量試験					○		
土 質 試 験					○		

1-6-2 弾性波P波探査

本調査の速度層は、大略3つの速度層より構成されており、地表より“第1速度層、第2速度層……”と呼ぶ。各測線での速度層構成を表3-13に示した。

表3-13 各測線での速度構成

	I 測 線 (D 地 区)	II 測 線 (C 地 区)	III 測 線 (A 地 区)	IV 測 線 (E 地 区)
第1速度層 (深 度)			100~150m/s (0.8m)	80~100m/s (0~0.5m)
第2速度層 (深 度)	270~280m/s (3.0~3.5m)	280~300m/s	230~240m/s (4.0~4.5m)	340~350m/s (3.5~4.5m)
第3速度層	450 m/s	480 m/s	520 m/s	490 m/s

一般に観測によって得られた走時曲線は、いろいろな原因により複雑な形を示すが、本調査地においては大略水平構造であり、記録の読み取り精度も2/100S以下であるため、大局的には走時曲線は直線部として解析することが可能であり、「折れ点法」により解析した。各層の速度は、走時曲線の勾配から、深度は起震点下ごとに計算式より求め、各点を連ねて速度層の境界とした。その結果、一部に傾斜構造もみられるが、おおむね水平構造として解析されている。

1-6-3 スウェーデン式サウンディング

スウェーデン式サウンディング試験は、大池崩壊地A地区、C地区、D地区、大池非崩壊地E地区及び七廻崩壊地F地区で実施した。試験結果はスウェーデン式サウンディングテスト柱状図に示し、調査結果を貫入量で区分すると次の4つに分けられる。

- 第1層 Wsw 層： $Wsw \leq 100 \text{ Kg}$
- 第2層 Nsw₁ 層： $Nsw \leq 100$
- 第3層 Nsw₂ 層： $100 < Nsw \leq 300$
- 第4層 Nsw₃ 層： $300 < Nsw$

各地区での各層の深度は、大略表3-14の通りである。また、同時にボーリング調査結果によるN値及び地層を対比して示した。

大局的にみた場合、Wsw層は0.5~3.5mで、表土及びローム層に相当し、N値は10未満である。Nsw₁層は0~9.0mで、大池崩壊地C地区、大池非崩壊地E地区で厚みの変化が激しいが、大部分粗粒スコリア層の上部に相当し、N値は5~15回である。Nsw₂層は全般に薄く、大池崩壊地A地区を除いて0~2.0mである。全般に粗粒スコリア層で、N値5~20を示す。Nsw₃層はスコリア層及び下部ローム層に相当し、N値5~30回であり、その上面までの深度は1.5で10mにも達する部分がある。

表 3-14 各地区での調査結果（各層の厚さ）

地 区		W_{sw}	N_{sw1}	N_{sw2}	N_{sw3}
大池崩壊地	A地区	1.0～1.5 m	1～2.0 m	0～0.5 m 4.5～7 m	(3.0～10.0 m)
	C地区	1.0～3.0 m	0.5～1 m 4.0 m	0.5～1.5 m	(2.5～5.5 m)
	D地区	1.5～2.0 m	0.5 m	0.5～1.0 m	(2.5 m)
大池非崩壊地	E地区	0.5～2.5 m	0～2.0 m 3～9 m	0～2.0 m	(2.0～11 m)
七廻崩壊地	F地区	1.0～2.5 m	0～1.0 m	0～1.5 m	(1.5～3.0 m)
大池崩壊地 (D地区)	B _底 1	N値2 表土及びローム	N値5～10 粗粒スコリア	"	N値5～23 スコリア, ローム
大池崩壊地 (E地区)	B _底 2	N値3～7 表土及びローム	N値7～15 スコリア	"	N値5～30 ローム
大池崩壊地 (C地区)	B _底 3	N値0～10 表土及びローム	N値5～15 ローム質粘土	N値15～20 粗粒スコリア	N値5～25 粗粒スコリア

※ N_{sw} 層の厚さ()は、上面までの深度(W_{sw} , N_{sw1} , N_{sw2}
各層の厚さを加えた深度)

1-6-4 静的コーン貫入試験

静的コーン貫入試験（ポーターコーン）は、大池崩壊池（A, B, C, D地区）、大池非崩壊地（E地区）で実施した。

調査結果を貫入量で区分すると次の3つに分けられる。

第1層 qc_1 : $qc \leq 10 \text{ Kg/cm}$

第2層 qc_2 : $10 < qc \leq 20$

第3層 qc_3 : $20 < qc$

各地区での各層の深度は、大略表-4の通りである。

表 3-15 各地区での調査結果（各層の厚さ）

地 区	qc_1	qc_2	qc_3
大池崩壊地	A地区	0.5～1.0 m	0.1～0.7 m (0.5～1.5 m)
	B地区	0.5～1.0 m	0.1～0.5 m (0.5～1.5 m)
	C地区	0.3～0.7 m	0.2～0.5 m (0.5～1.0 m)
	D地区	0.5～2.3 m	0.2～0.5 m (0.8～2.7 m)
大池非崩壊地	E地区	0.5～2.0 m	0.5～1.7 m (1.5～2.5 m)

■ qc_3 層の厚さ()は、上面までの深度(qc_1 , qc_2 各層の厚さ
加えた深度)

全般に薄く qc_1 層は 0.3 ~ 2.3 m で表土, qc_2 層は 0 ~ 2.7 m で表土及び上部ローム層, qc_3 層は上部ローム層に相当し, スウェーデン式サウンディングでは W_{sw} 層に相当する。

1-6-5 ボーリング及び標準貫入試験

本調査で実施したボーリングは, B No 1, B No 2, B No 3 の 3 孔である。各ボーリングの調査概要は以下の通りである。

表 3-16

ボーリング 番号	地 区		深度	標準貫入試験	P S 検層	孔内水平 載荷試験	孔内水位
B No 1	大池崩壊地	D 地区	10m	1 m 毎 10 回	10 m	4 回	-5.45m
B No 2	大池非崩壊地	E 地区	10m	"	"	"	-6.15m
B No 3	大池崩壊地	C 地区	10m	0.5 m 毎 20 回	"	"	-6.97m

ボーリング柱状図 (縮尺 1/100) は, 別紙の通りである。

各ボーリング結果を, 模式的に対比すると図 3-15 の通りである。B No 1 深度 4.2 m までは崩積土と思われ, 大池崩壊地におけるボーリング調査結果による層序は, あまり明確でない。

大池崩壊地南西にみられる露頭部での層序は, B No 2 の柱状図に類似しており, 本地域の一般的層序として上部ローム層, 粗粒スコリア, 砂質スコリア, 下部ローム層が妥当と思われる。

各孔とも地下水位は, 深度 -5.5 ~ 7.0 m にあり, 大池非崩壊地の B No 2 では下部ローム層の上面であり, 大池崩壊地ではスコリア層内にある。

各地層毎の概略を示すと以下の通りとなる。

表土は深度 0.25 ~ 0.45 m で草根, 小礫を混入する黒褐色の表土である。

崩積土は B No 1 深度 4.2 m までを一応崩積土と推定した。推定の根拠は, 他のボーリング及び露頭との層序の違いによるものであるが, あまり明確ではない。N 値 2 ~ 12 回を示し, 層相としては, 上部より茶褐色ローム, 黄茶褐色粗粒スコリア及び礫混りロームであり, 特にロームでは大粒の礫が混っている

上部ローム層は茶褐色 ~ 淡褐色の礫混りロームであり, N 値 3 ~ 12 回を示す。全体に粘性があり, 粘土化しており, 色調も変化し小礫を混入する。

粗粒スコリアは全体に茶褐色であるが, 黄 ~ 赤褐色の部分もみられる。粒子大粒で, 礫状をなし, 部分的に半固結状態である。N 値 7 ~ 24 で局部的に弱い層を挟んでいる。全体に若干崩壊し逸水する地層である。砂質スコリアを挟んで数層に分えて存在している。B No 1, B No 2 ボーリングでは本層内に地下水位がみられる。

砂質スコリアは暗褐色 ~ 赤褐色を呈し全体に砂質化している。N 値 6 ~ 23 回でボーリ

ング孔によって相違があり、場所的に固結度に相違があるものと思われる。部分的に酸化物を混入する。全体に崩壊しやすい地層である。

下部ローム層は黄茶褐色～褐色を呈し、N値5～30回である。全体に粘性があり、粘土化しているが、上部には小礫が混入する部分もみられる。

B Na 2 ボーリングでは、下部ローム層の上面に地下水位がみられる。

1-6-6 PS検層

ボーリングB Na 1, B Na 2, B Na 3 においてPS検層を実施した。

P波の速度構成は深度0～3mまで230m/s, 深度3～9mまで450m/sの速度値を示す。S波の速度構成は0～2mまで160m/s, 2～9mまで350m/sの速度値を示す。この地層はローム層とスコリア層の互層となっていて、N値は10～20となっていて、速度層と地層との関係はあまり判然としない。

1-6-7 孔内水平載荷試験

孔内水平載荷試験は、各ボーリング孔で4ヶ所計12ヶ所実施した。測定器はLLTを用い、地盤の変形係数を測定した。

各孔の測定深度及び測定結果は表3-17の通りである。

地盤係数とN値、弾性係数について、各地層毎の相関は、あまり明確ではなく、大略次の3つのグループに分けることが出来る。

I グループ	Km	2.5 ~ 5 kg/cm ³	Em	15 ~ 35 kg/cm ²	N	3 ~ 15 回
II グループ	Km	1.5 ~ 2.1	Em	90 ~ 135	N	6 ~ 11 回
					N	25 回
III グループ	Km	2.9 ~ 3.4	Em	180 ~ 195	N	25 ~ 30 回

測定数の多い粗粒スコリアでも、上記I及びIIグループに属しており、下部ローム層は、II及びIIIグループである。砂質スコリアは、測定数は2例であるがI及びIIグループに属している。

図3-15 ボリング調査結果の模式的対比図

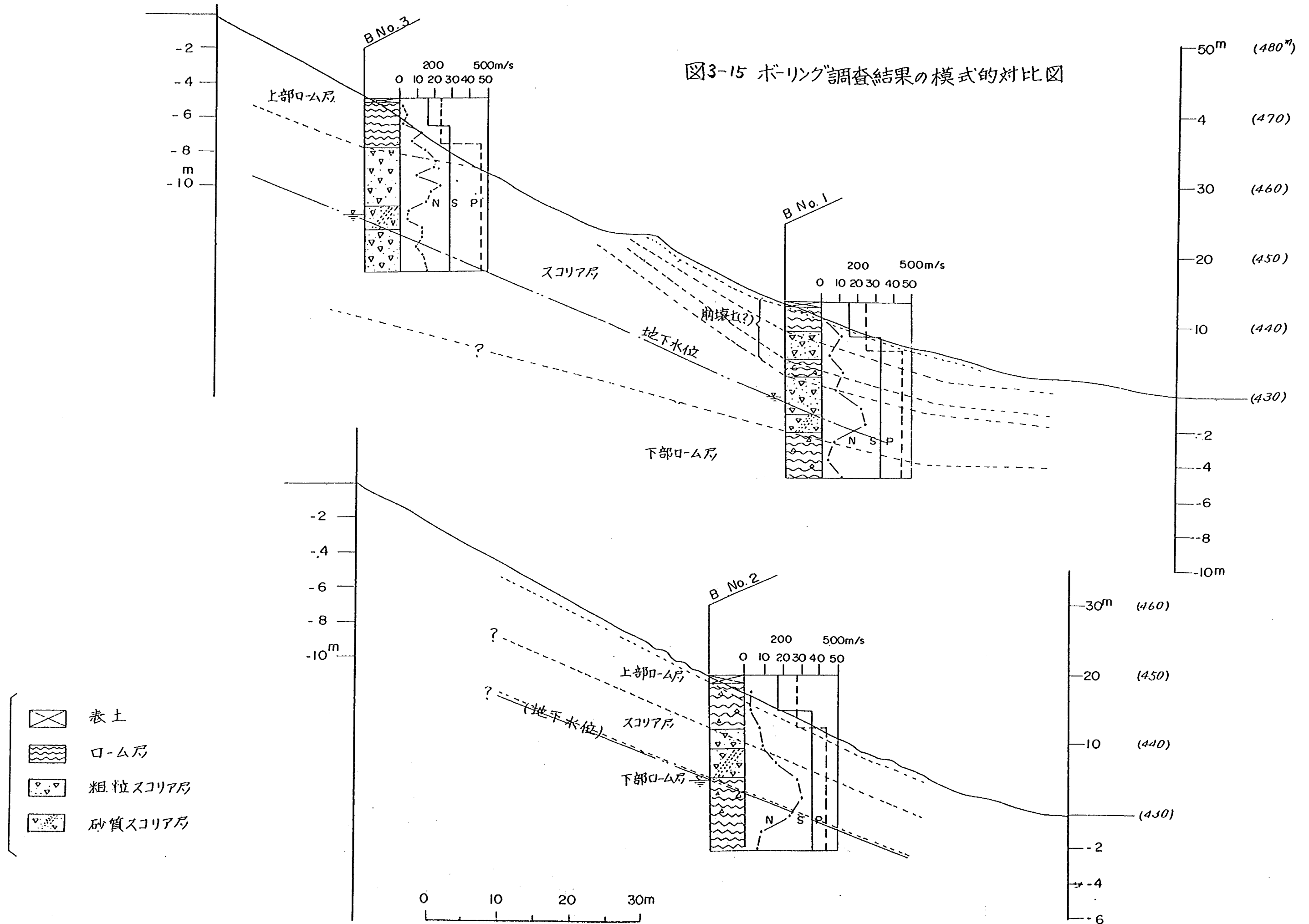


表 3 - 17 孔内水平載荷試験結果

地 区 ボーリング名	番 号	深 度 m	層 相	N 値 回	Py 降 伏 圧 kg/cm ²	PL 破 壊 圧 kg/cm ²	Km 地盤係数 kg/cm ²	Em 弾性係数 kg/cm ²
大池 崩壊地 (D地区) B名1	1-1	2.3	粗粒スコリア	12~5	1.14	1.7	4.10	24.9
	1-2	4.3	"	11~10	6.06	8.9	18.66	120.1
	1-3	6.0	"	22	3.72	—	10.43	71.05
	1-4	8.0	礫混りローム	7	4.27	5.95	16.48	93.19
大池非崩壊地 (E地区) B名2	2-1	2.0	"	3	1.06	1.65	3.13	19.8
	2-2	4.0	砂質スコリア	15	1.02	2.84	4.33	23.92
	2-3	6.0	礫混りローム	27	6.6	9.3	29.6	184.4
	2-4	8.0	ローム	24	7.50	12.3	32.08	186.0
大池崩壊地 (C地区) B名3	3-1	3.0	粗粒スコリア	15	4.20	—	15.74	97.19
	3-2	6.0	"	15	8.2	11.4	20.6	129.8
	3-3	7.1	砂質スコリア	6~13	4.16	5.08	18.13	112.5
	3-4	8.5	粗粒スコリア	11	3.34	4.81	3.39	22.56

1-6-8 現場透水試験

大池崩壊地南部の地層露頭部において、現場透水試験を実施した。測定法は、地下水が低いオーガーで試験孔を掘削し孔口まで注水し、孔内水位の低下を時間の経過と共に測定する「オーガー注水法」とでも云う方法によった。実施個所は、急崖部の露頭であり、以下の4つの層相を選定して実施した。

No.1 表土及びローム層

No.2 下部ローム層

No.3 砂質スコリア層

No.4 粗粒スコリア層

透水試験の結果を表-7に示した。

透水係数の計算は、一般に利用されている回復法によるオーガー孔法の計算式を用いた。

$$k = 0.617 \frac{r}{Sd} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

h : $\frac{\Delta h}{\Delta t}$ を測ったときのオーガー孔の水の深さ (m)

$\frac{\Delta h}{\Delta t}$: 深さ h のときの水位上昇速度 (m/min)

- d : 地下水位から底までの深さ (m)
 S : 係数 (図から求める)
 r : 半径 (m)

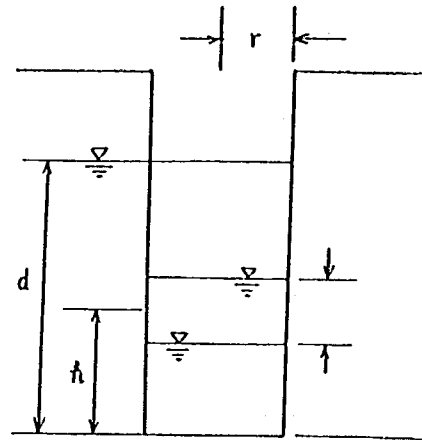


図 3 - 16

Na 1 表土及びローム層は 3 層に, Na 2 ローム層は 2 層に分けられる。計算の結果を表 7 に示した。

全体に表土で 10^{-2} , ローム層で 10^{-4} , 砂質スコリアで 10^{-3} , 粗粒スコリアで 10^{-2} オーダーである。下部ローム層の透水係数は, 本測定では明らかではないが, 極めて不透水層に近い状態であると思われる。

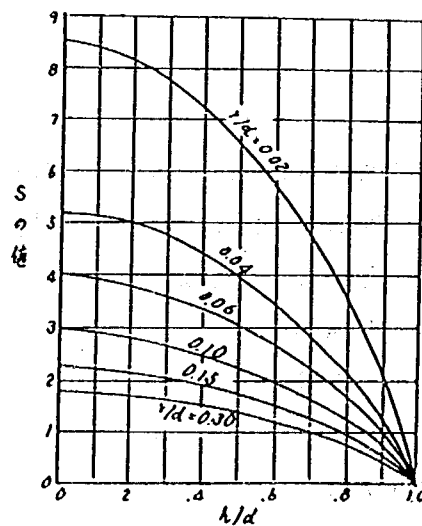


図 3 - 7

表 3 - 18 現場透水試験による各層の透水係数一覧

	層 相	深 度	d	h	S	$\Delta h / \Delta t$	透水係数 k (cm/sec)	備 考
No 1 表土及びローム	表土	0 ~ 0.2 m	1.0 m	0.90 m	1.3 m	0.33 m/min	1.3×10^{-2}	
	上部ローム層	0.2 ~ 0.9 m	0.8 m	0.45 m	3.0 m	0.014 "	3.0×10^{-4}	
	"	0.9 ~ 0.96 m	0.1 m	0.07 m	1.7 m	0.001 "	6.4×10^{-4}	
No 2 ローム	ローム表層部	0 ~ 0.06 m	1.0 m	0.97 m	0.3 m	0.14 "	2.4×10^{-2}	深度 0.12 m 以深は、不透水層に近い。
	下部ローム層	0.06 ~ 0.12 m	0.94 m	0.91 m	0.2 m	0.002 "	2.2×10^{-4}	
No 3 砂質スコリア		0 ~ 0.5 m	0.5 m	0.25 m	2.3 m	0.15 "	6.7×10^{-3}	
No 4 粗粒スコリア		0 ~ 0.5 m	0.5 m	0.25 m	2.3 m	0.43 "	1.9×10^{-2}	

1-6-9 現場単位体積重量試験

現場透水試験と同じく、大池崩壊地南西部の地層露頭部において単位体積重量測定を実施した。

測定は、各層の露頭部で20×20×20 cm の孔を掘り、砂置換法により実施した。

表-8に測定結果を示す。

表3-19 砂置換法による測定結果

層	層	湿潤密度	含水比	乾燥密度
表土	1	1.40 g/cm ³	8.61%	0.75 g/cm ³
"	2	1.52	8.26	0.83
粗粒スコリア	1	1.25	41.0	0.89
"	2	1.24	61.9	0.77
砂質スコリア	1	1.38	34.5	1.03
"	2	1.43	36.3	1.05
下部ローム層	1	1.33	152.0	0.53
"	2	1.34	149.3	0.54

1-6-10 土質試験

現場透水試験と同じく、大池崩壊地南西部の地層露頭部においてブロックサンプルを採取し、以下の土質試験を実施した。

(1) 物理試験

物理試験は、比重試験、粒土試験、含水比試験、液性試験、塑性試験であり4層について2資料ずつ計8資料について実施した。

測定結果は、表3-20の土質試験結果一覧表に示した。

(2) 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は、物理試験と同じくブロックサンプルを利用して、非圧密非排水試験(UU)で実施した。軸圧縮の方法は、歪制御で実施し圧縮速度は1.0%/minで圧縮した。

測定結果は、表3-20の土質試験結果一覧表に示した。

(3) 振動三軸圧縮試験

振動三軸圧縮試験は、物理試験と同じくブロックサンプルを利用して以下の仕様によ

り実施した。

試供体は直径 5cm , 高さ 10cm の円柱形を標準とし, 実験は応力制御で行った。自然含水比の状態での静的拘束圧を等方に 0.5 kg/cm^2 作用させ, 砂質スコリアについては 6 時間, ロームについては 24 時間圧密を行なった後, 孔的軸荷重として振動数 1Hz の正弦波を載荷した。

拘束圧と動的応力の比 $\sigma_{dp}/2\sigma'$ (σ_{dp} : 動的応力, σ' : 拘束圧) は 0.2 ~ 0.4 の範囲とし, 繰り返し回数 N は, 砂質スコリアでは 10, 100 及び 1,000 回, ロームで 10 及び 100 回とした。

特に, 粗粒スコリア(1), (2)で粘着力に値の差が大きい, 粒度試験でも明らかなように, 粗粒スコリア(1)は砂質スコリアと同質と考えられる。また, 粗粒スコリア(1)の粘着力 0.05 Kg/cm^2 の値は, 共通接線は一直線であるが, 応力ひずみ曲線はひずんでおり, 試料の不均性によるものと思われる。いづれにしても, 本試験結果の C, ϕ 共に, 共通接線の引き方により, 値に差が生ずる事はまぬがれないと思われる。

1-6-11 考 察

本調査の結果, 調査地域に分布する火山砕せつ物は次の 4 層に区分され, 各層の物性値は表 3-20 の通りである。

大池崩壊地 D 地区の B No 1 ボーリングでは, 崩積土と思われる地層が検出されており, 表 3-20 には, 表土も含めて 6 層の物性値を一覧表として示した。

また, 大池崩壊地の南西部露頭部では, 火山砕せつ物の層序が識別出来, 図 3-18 にその模式図を示した。しかし, 大池非崩壊地 E 地区 B No 2 ボーリング孔では, ほぼ図 3-18 の模式図通りの層序がみられるが, その他の調査では, その層序関係はあまり明確ではない。

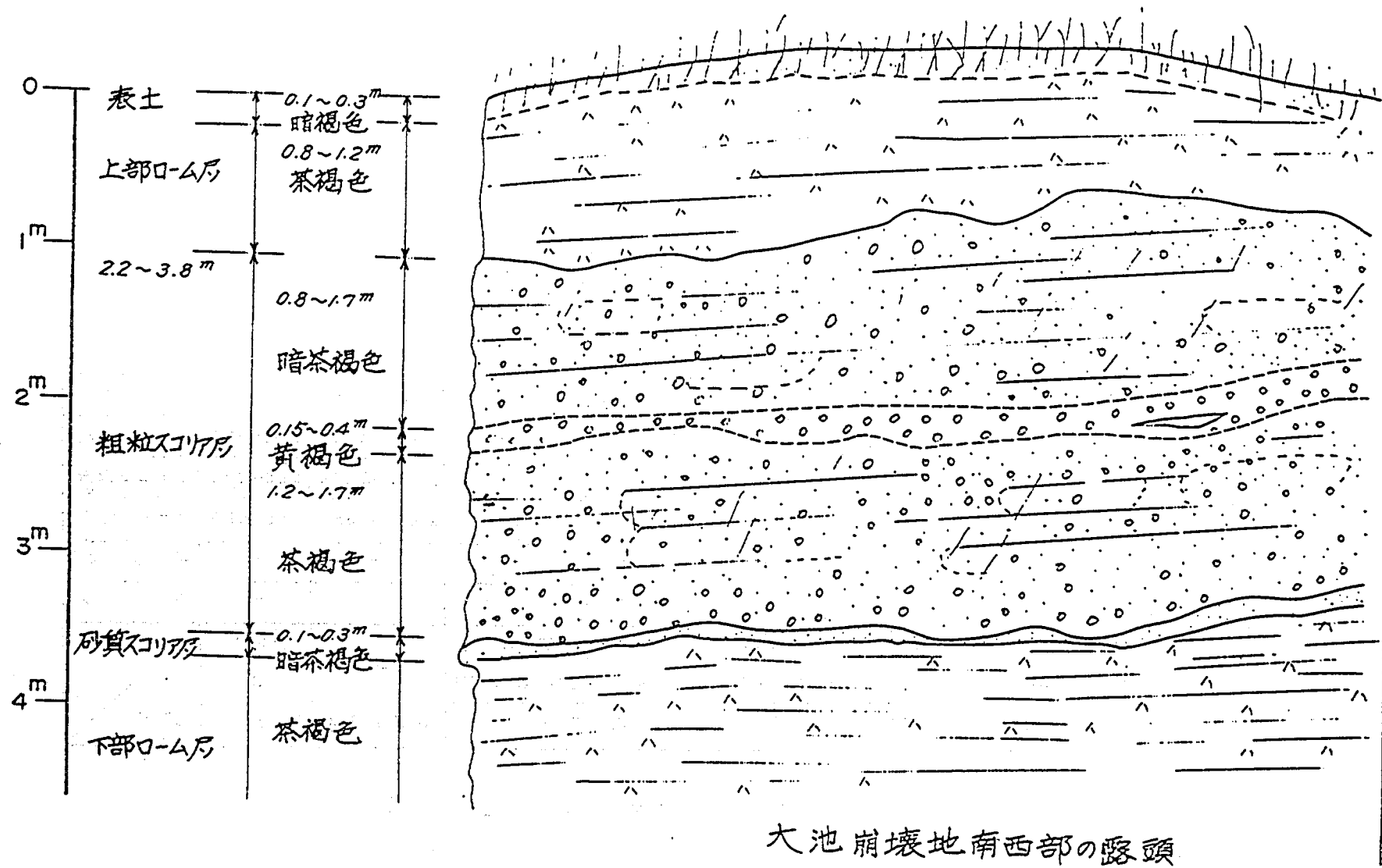
表 3 - 20 調査地に分布する各層の物性値

地層	物性値 色 調	層 厚	N 値 回	P波速度 m/sec	S波速度 m/sec	スウェーデン式サウンディング ポーターコーン			地 盤 係 数 Km kg/cm ²	透 水 試 験 k cm/sec	現 場 単 体 ρ /cm ³
						W _{sw} kg	N _{sw}	q _g kg/cm ²			
表 土	暗 褐 色	0.1~0.5m	—	80~150	—	≤100	—	≤10	—	1.3×10 ⁻²	1.4~1.5
崩 積 土	黄~茶褐色	0~1.2	2~12	230~280	150	—	≤300	≤30	—	—	—
上部ローム層	淡~茶褐色	0.8~1.2	3~12	230~350	150~160	—	≤100	≤30	3	22~6.4×10 ⁻⁴	—
粗粒スコリア	赤~茶褐色	2.2~10.0(?)	7~24	430~520	290~350	—	≥100	≥30	4~21	1.9×10 ⁻²	1.2~1.3
砂質スコリア	"	0.1~1.3	6~23	"	"	—	≥100	—	4.5~18.5	6.7×10 ⁻³	1.4
下部ローム層	茶~褐 色	—	6~30	"	"	—	—	—	16.5~34	—	1.3
地層	物性値 粒土による 分 類	砂 分 %	粘土分 %	均等係数 U _c	単位体積重 量 γ_t ρ /cm ³	乾 密 度 γ_d ρ /cm ³	自然含水比 W %	間 隙 比 e	飽 和 度 S _r %		
表 土	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
崩 積 土	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
上部ローム層	粘 土	4	96	—	1.46~1.48	0.82~0.84	77.2~77.5	230~234	90.9~92.5		
粗粒スコリア	硬混り砂 ~砂硬	97	3	5.9~6.9	1.30	0.83~0.91	436~572	215~245	57.8~66.6		
砂質スコリア	硬混り砂	96~98	2~4	3.1~4.2	1.30~1.34	0.98~1.01	322~330	183~189	48.7~51.4		
下部ローム層	粘 土	2~4	96~98	—	1.33	0.53	14.9~14.9 14.9~14.9	432~439	97.7~98.0		

表 3 - 20 調査地に分布する各層の物性値

物性値 地層	粘 着 力 C kg/cm ²	剪断抵抗角 φ°	応 力 比 0.2			応 力 比 0.3			応 力 比 0.371			応 力 比 0.380		
			Ne10	Ne100	Ne1000	Ne10	Ne100	Ne1000	Ne10	Ne100	Ne1000	Ne10	Ne100	Ne1000
			εd %	εd %	εd %	εd %	εd %	εd %	εd %	εd %	εd %	εd %	εd %	εd %
表 土	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
崩 積 土	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上部ローム層	0.25~0.40	8°8'~11°42'	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
粗粒スコリア	0.05~0.35	25°01'~35°45'	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
砂質スコリア	0.20~0.25	31°27'~36°15'	0.17	0.16	0.15	0.52	0.48	0.60	1.59	5.37	—	—	—	—
下部ローム層	0.34	5°14'~6°39'	0.15	0.15	0.13	—	—	—	—	—	—	0.27	0.32	0.39

図 3-18 火山碎せつ物の模式的層序



2. 斜面安定解析

2-1 対象斜面（モデル斜面(1)）

大池地区の斜面を対象として、地盤調査結果をもとに有限要素法による地震応答解析を実施し、地震による斜面崩壊の機構を明らかにすることを目的としている。

この対象斜面は、標高 410m 付近の大池と呼ばれる旧噴火口あとと考えられる長径 400m、短径 150m のすり鉢状の凹地の南西向き斜面で、1978 年の伊豆大島近海地震で巾 300m に達する崩壊を起こした。付近一帯は、洪積世末から沖積世にかけて降下したものと考えられる火山灰とスコリアの互層が覆っており、この調査地でもその成層状況を露頭として観察することができる。

2-2 地震応答解析の計算方法

地震応答解析の流れを図-19に示す。解析は、①動的解析、②静的解析、③地震時挙動解析の3種類について行った。①の動的解析は2次元平面歪状態を仮定した有限要素法プログラム（LUSH）によった。この計算では地山の自重による変形は考慮されていない。②の静的解析は常時（静的）の重力場における歪・応力の項を補正するための弾性解析である。計算はI S A Sと呼ばれる有限要素法プログラムを用い、2次元平面歪を仮定して実施した。③の地震時挙動解析は、実際の地震時における地山の歪・応力状態を静的・動的それぞれの結果をたし合わせることでより求めるものである。

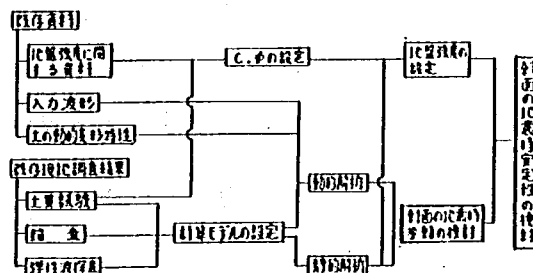


図 3-19 地震応答解析の流れ図

モデル斜面(1)は、空中写真測量と弾性波探査（P波を中心に結果をもとに図-2のように設定した。斜面を微小要素に分割する際は、地表の凹凸、地層の境界、実際のすべり面等を考慮した。

入力地震波は、図3-21に示す伊豆大島近海地震の際に国鉄の新菊川変電所において記録された地震波を用いた。また最大加速度を 100 gal として基盤に入力した。

地盤定数は P 波と S 波速度から剛性率を決定した。剛性率は S 波速度から求めた。

$$G = \frac{\gamma_t \times V_s^2}{1}$$

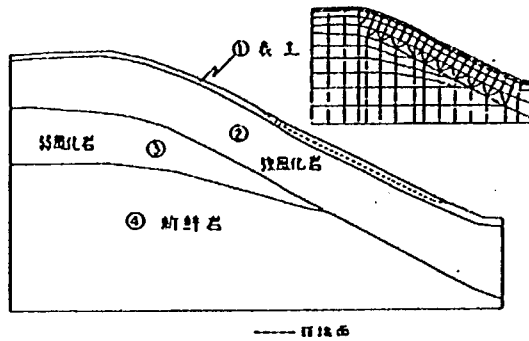


図 3-20 斜面のモデル化

地震名	入力地震波	入力方向	最大加速度
伊豆大島近海	新島川 EW	水平	100 gal



図 3-21 計算に用いた地震波

また、S波の測定値がない地層（強風化岩層、新鮮岩層）については、P波速度より次式によってS波速度を推定した

$$V_s = \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} V_p$$

V_p, V_s, ν, γ_t を表 3-21 のように採用し、剛性率を得た。なお、ポアソン比については、昨年度の地盤調査結果を用い、調査結果のない地層については、既存資料から推定した。

また、軟らかな土などでは弾性体としての挙動からのずれが大きくなるため、剛性率・減衰定数の歪依存性を考慮した。

斜面の安定性を検討するために、地盤のもつ静的せん断強度 (τ_s) を求め、地震時の最大せん断応力 (τ_D) と比較することにより、各要素の点安全率を算定した。 τ_s および点安全率 f_s は以下に示す式により求められる。また、 C, ϕ は土質試験の結果を用いた。

$$\begin{cases} \tau_s = C + \sigma \tan \phi & \text{ここに、} \sigma : \text{垂直応力、} \quad C : \text{粘着力} \\ f_s = \tau_s / \tau_D & \quad \phi : \text{内部摩擦角} \end{cases}$$

表 3-21 地盤の定数値一覧表

	P波速度 V_p (m/s)	S波速度 V_s (m/s)	剛性率 G (t/m ²)	ポアソン比 ν	単位体積 重量 γ (t/m ³)	減衰定数 γ_t (%)	土質係数 $\gamma_{\text{土質}}$ (kg/m ³)
表土	240~400	160	3700	0.3	1.4	1	① 0.16 ② 0.23 ③ 0.49
強風化岩	520~580	300	17400	0.3	1.9	1	④ 1.20 ⑤ 2.70 ⑥ 4.60
弱風化岩	1600~1700	880	158000	0.3	2.0	5	土質係数なし
新鮮岩	3000~3100	1600	575000	0.3	2.2	5	~

表 3-22 解析に用いた C, ϕ

		表土	強風化岩
①	C (kg/m ²)	0.20	1.0
	ϕ (度)	33	30
②	C (kg/m ²)	0.34	1.0
	ϕ (度)	6	30

2-3 地震応答解析結果

応答波形は崩壊が発生したすべり面最上部の節点における応答波形を調べた。図-4.5はそれぞれ加速度、変位の時間経過に伴う変化を表わしている。図-3の入力地震波と比べると長周期成分が卓越している。水平加速度の入力 100 gal に対し、応答値はおよそ 450 gal と大きな増巾となっている。鉛直方向は入力しなかったにもかかわらず 200 gal という値

が出ている。この点は留意すべきであり、次の応答加速度分布でもその点についてふれたい。しかし、水平方向と鉛直方向の加速度は、その差こそあれ、比較的似た傾向を示している。

一方、変位を見ると水平方向と鉛直方向はかなり違ったものとなっている。また、周期的に大きな変化が生じており、地震の主要動が終わった後でも大きな変位を示していることは注意すべきことであろう。

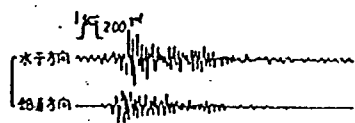


図3-22 応答加速度波形

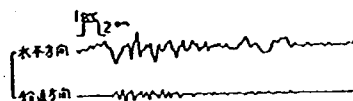


図3-23 応答変位波形

応答加速度分布は水平方向、鉛直方向それぞれの等加速度分布図を図3-24、25に示す。全体的に見て、両方向とも斜面および地層境界と平行に近い分布を呈しており、表面に向う程増幅される傾向にある。また、ひずみ依存性を考慮した表土層および強風化岩層で増幅が顕著である。

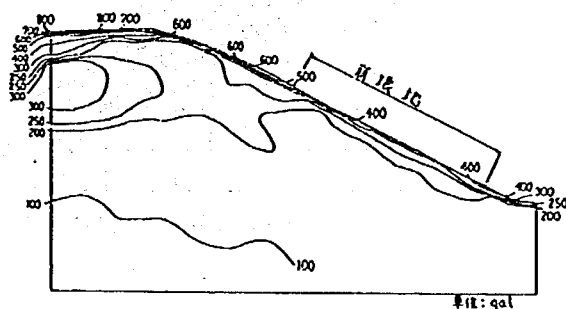


図3-24 最大加速度分布（水平方向）

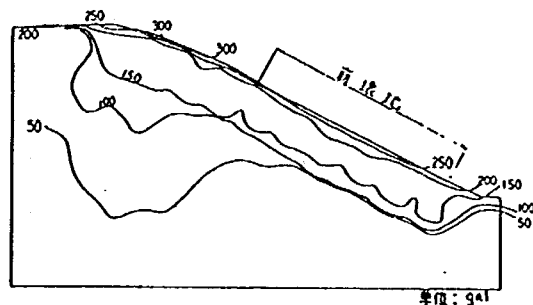


図3-25 最大加速度分布（鉛直方向）

水平方向の加速度は斜面上端で非常に大きな値となっているのは境界条件によるものと思われるが、その値が実際の斜面での加速度と考えるには信頼性が乏しい。

また、応答波形の項でもふれたが、鉛直方向の地震波は入力時に考慮しなかったにもかかわらず、300 galという値が発生した。今後、斜面に作用する地震力を考える場合、水平方向のみばかりでなく鉛直方向も考慮した解析の必要性があろう。また、水平、鉛直両方向が互いに干渉し合う現象も想定しなければならないと思われる。

最大せん断歪分布は静的なせん断歪は地表から下層に向うに従って大きくなっている。一方、地震時には図3-26に示すように、全体の傾向としては静的な場合と同じように下層に向う程値は大きくなっているが、静的な歪に対して表土層の歪の大きいのが目立っている。特に、崩壊部分の表土層下部において歪が大きくなっている。

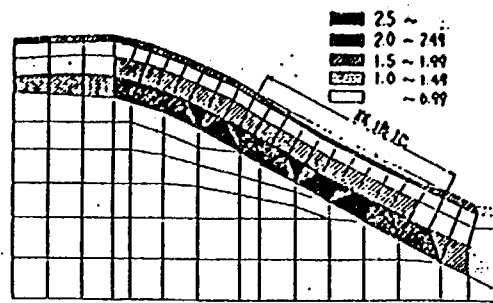


図 3 - 26 最大せん断ひずみ分布

2 - 4 斜面の安定度検討結果

ケース㊳, ㊴それぞれの結果を図 3 - 27, 28 に示す。2 ケースとも表層土下部において点安全率の低下が見られる。スコリア層を想定したケース㊳では最も低い安全率でも 1.26 と 1.0 よりも大きな値を示す。一方、ローム層を想定したケース㊴では 0.71 と 1.0 を大きく割っている。

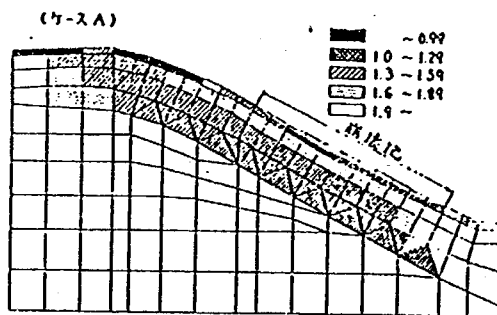


図 3 - 27 点安全率分布 (強度㊳)

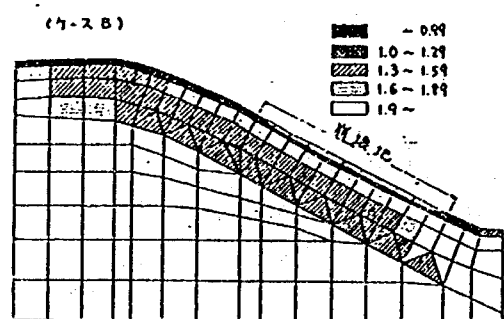


図 3 - 28 点安全率分布 (強度㊴)

以上の結果を実際のすべり面と比較してみると

- ① 両ケースとも、崩壊部分の表土層下部では点安全率は小さな値となっている。しかし実際のすべり面はこれらの点安全率の低い要素の上面であり、崩壊部分の点安全率は㊳, ㊴のいずれも 1.5 を越えている。したがってこの結果が、実状を良く反映しているかどうかについては明言できないが、表層部分で崩壊が発生する可能性が大きかったことは言えそうである。
- ② 地盤の強度定数の設定の仕方によっても値が大きく異っており、表土層をロームと考えて定数を設定した場合は、点安全率が 1.0 を割る要素がいくつか生じるが、スコリアとした場合はすべての要素が 1.0 となっている。

調査地における火山碎屑物の層序は上部から、㊳表土および上部ローム層、㊴粗粒スコリア層、㊵砂質スコリア層、㊶下部ローム層となっているが、崩壊跡地には㊵層と㊶層の両層が露出して残っており、実際には㊵層内で発生したのか、㊵と㊶層の境界で発生したのか、あるいは、㊶層内で発生したのかについては、断定しきれていない。今回の解析の結果に限って言えば、ロームと考えた定数を用いた方が、より実際の現象を説明できそうである。

2-5 対象斜面〔モデル斜面(2)〕

モデル斜面(2)を図3-29に示す。地層は、図3-29中1-1の崩壊部分を除いてP波速度断面に従い表土、強風化岩、弱風化岩新鮮岩の4層に区分されている。

ところで、モデル断面は無限に続く斜面の一部をとり出したものである。したがって、計算時には断面の基盤と両端の境界条件を設定しておく必要がある。

動的解析では、基盤の節点は全方向に拘束した。また、入力地震動が水平成分の場合には、両端で水平方向に連続でなければならないので、両端の基盤以外の節点は重力方向に拘束した。

静的解析でも、基盤の節点は全方向に拘束した。常時において、地山はそれ自身の重量で変形するので、両端では重力方向に連続でなければならない。したがって、両端の基盤以外の節点は水平方向に拘束した。

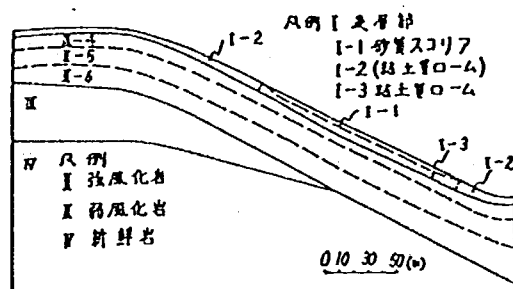


図3-29 大池崩壊斜面地盤モデル図

モデル定数について表層部の剛性率は、今回の土質試験結果を用いた。ただし、1-2層については対応する部分での土質試験結果がないので、1-1層（砂質スコリア）と1-3層（粘土質ローム）の平均値を用いた。また、試験を行っていない表土層以深の強風化岩層では、弾性波探査より得たS波速度 V_s を用い、剛性率を推定した。なお、S波速度の得られていない、より深部の弱風化岩層、新鮮岩層については、ポアソン比を一律0.3とし、P波速度 V_p よりS波速度を推定した。

減衰定数 h については、弾性波速度を基準にして次のように定めた。弾性波速度 1.0 km/sec 以上を示す強風化岩、新鮮岩層では歪依存性を有しないものとして、減衰定数を5%とした。弾性波速度 10 km/sec 未満の表層部、強風化岩については、歪依存性を有するものとして以下に述べる減衰定数の歪依存曲線を用いた。

表層物については、土質試験による G および h の歪依存曲線（図3-20(a)）を用い（1-2層は1-1層、1-3層の平均値）、強風化岩層について土木研究所資料第1504号（沖積粘性土の動的変形特性、昭和54年8月）に基づき、モデル断面の相当層に対し平均有効応力を与え作成したものを用いた（図3-30(b)）。上記に従って、今回使用したモデル定数の一覧表を表-2に示す。

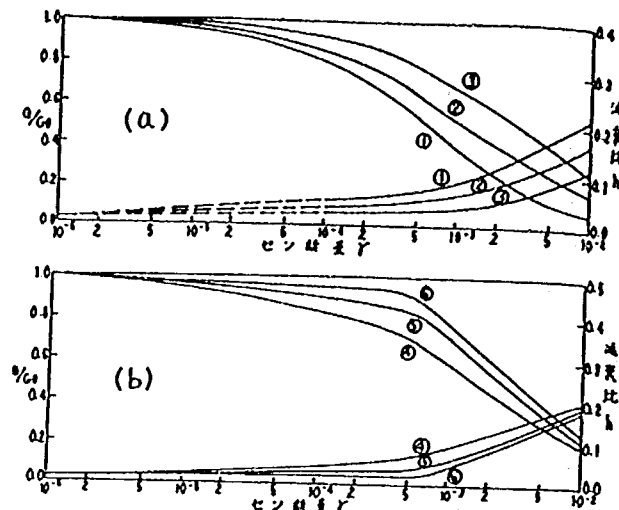


表 3-24 強度定数一覧表

試 料 名	静的強度定数		弾性比	動的強度定数	
	$C(1/\sigma^2)$	ϕ		$C(1/\sigma^2)$	ϕ
砂質土-97	4.6	$39^\circ 10'$	0.56	2.2	$39^\circ 10'$
粘土質-A	3.3	$37^\circ 11'$	0.97	3.4	$37^\circ 11'$

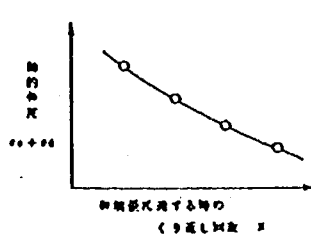


図 3-31 動的強度とくり返し回数

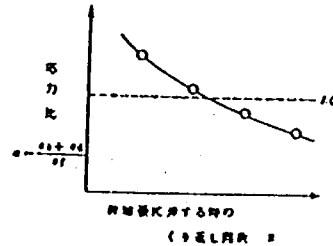


図 3-32 応力比とくり返し回数

2-7 地震応答解析結果

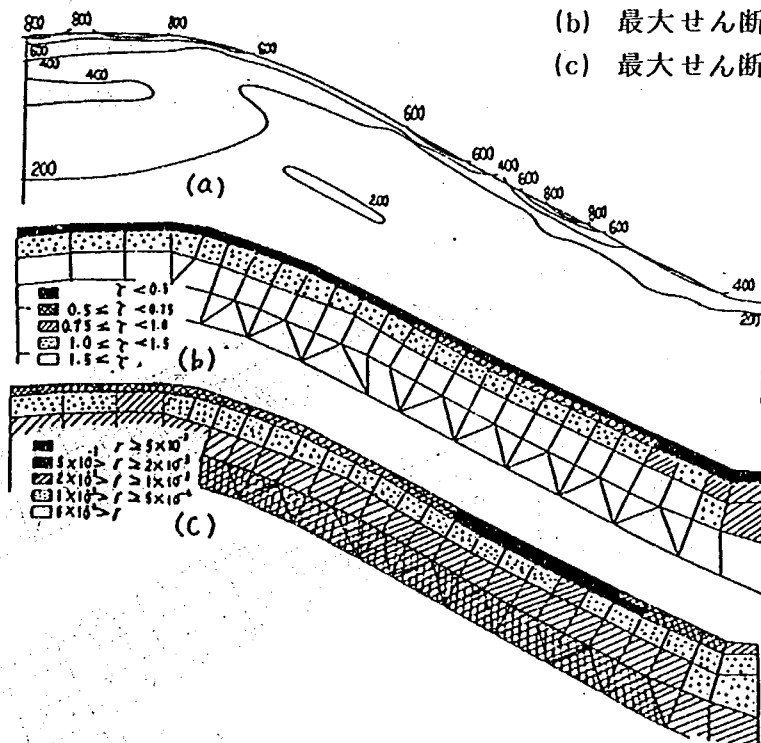
応答水平加速度 (図 3-33(a)) は、表層部および強風化岩層で大きく、時に表層部で著しい。水平最大加速度は、斜面の上方および斜面上の 2 ケ所で 700~800 gal 程度のピーク値を示している。このうち、斜面上方のピークは、境界条件に起因するものと思われるやや信頼性に乏しい。

最大せん断応力分布 (図 3-33(b)) は地表から深くなるにつれて応力が大きくなる傾向にある。地震時の応力は表層部において静的な場合の約 2 倍程度となっている。

最大せん断歪分布 (図 3-33(c)) は表層部で顕著な増加がみられ、 5×10^{-3} 前後の部分が多い。特に崩壊部分 (I-1 層) では 10^{-2} のオーダーの歪も計算された。

図 3-33

- (a) 水平最大加速度分布
- (b) 最大せん断力分布(τ)
- (c) 最大せん断歪分布(γ)



2-8 斜面の安定度解析結果

地震時せん断強度 τ_s と先の解析結果の各要素での地震時最大せん断応力 $\tau_{\max}$ との比 ($\tau_s/\tau_{\max}$) から地震時点安全率 F_s を求めた。

図-16(a)に点安全率の分布を示す。強風化岩層については、浅いほど点安全率が大きくなる傾向にあり、その値は1.3～2.0程度である。表層部についてはI-3層の中央部で0.9～1.0程度、I-1、I-2層で1.3～1.5程度となっている。この結果からすれば、I-2層(粘土質ローム)中にすべりが生じたことになる。

破壊せん断歪 ϵ_f に対する発生最大せん断歪 $\epsilon_{\max}$ の割合 ($\epsilon_{\max}/\epsilon_f$) をせん断歪率 ϵ_r とした。ここで、破壊せん断歪は、土質試験結果の破壊(軸)歪により次式によって計算した。

$$(\text{せん断歪}) = (1 + \text{ポアソン比}) \times (\text{軸歪}) = 1.3 \times (\text{軸歪})$$

なお、今回の土質試験より得た破壊(軸)歪、スコリア3.0%、ローム2.3%を上式に代入すると、破壊せん断歪はスコリアで3.9%、ロームで3.0%となる。

せん断歪率の分布を図3-34(b)に示す。崩壊層(I-1層)の中央付近およびその直下(I-3層中央付近)で大きな値を示している。しかし、最大でも0.6程度であり、いずれも1.0以下である。すなわち、発生せん断歪は破壊せん断歪に達していない。

以上の結果について、実際の崩壊層を念頭にまとめを行う。今回の解析でわかったことは、次の通りである。

地震時点安全率分布は、スコリア層よりも下の層(ローム層)で小さく、0.9～1.0程度であった。このローム層の中でも中央付近で地震時安全率が特に小さい。地震時せん断歪率分布は点安全率と逆の傾向を示しスコリア層の中央で最も大きく、周辺に向かって小さくなる。すべり面の発生位置を推定するには、点安全率の分布よりせん断歪率の分布で推定する方が今回の場合実際と相応しそうな傾向となったが、せん断歪率は最大でも0.6程度であり、数字上はすべりが発生しない結果となった。

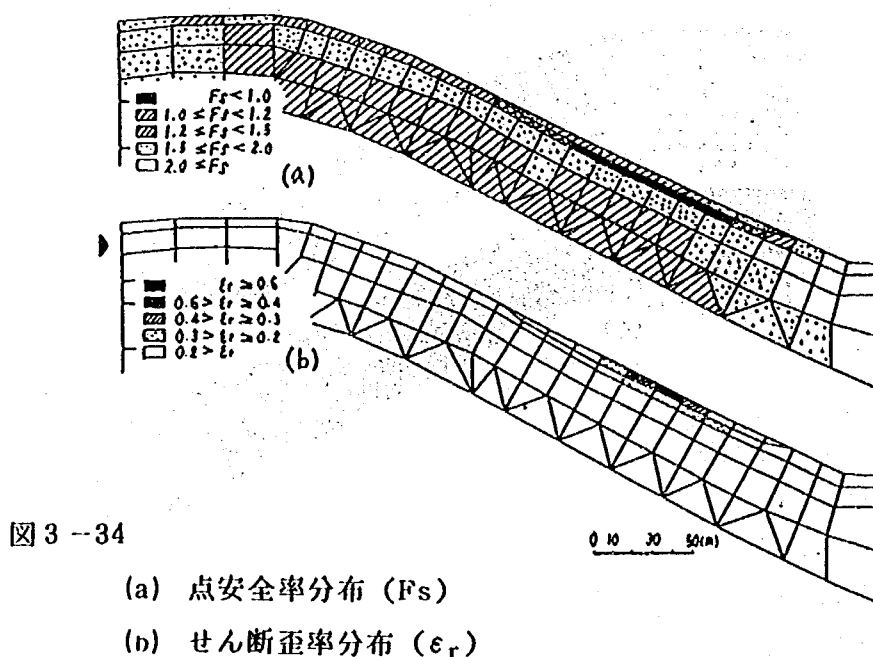


図3-34

(a) 点安全率分布 (F_s)

(b) せん断歪率分布 (ϵ_r)

2-9 今後の問題点

本研究は、昨年度の結果を踏まえ、今回新たに行った動的土質試験の結果を用いて、有限要素法による地震応答解析を実施し、さらに斜面の安定性を検討したものである。その結果昭和53年伊豆大島近海地震の際に発生した斜面崩壊について、昨年度の静的土質定数を用いた検討に較べてより実際に近い傾向が得られた。しかし、2の目的で述べた。すべり面の位置の問題に対する明解な解答を得るまでには至らなかった。

今後、この種の解析を実施するにあたっては、地盤に合った要素分割の方法、モデル定数の設定の仕方、室内土質試験結果を地盤のモデル定数として適用することの妥当性および安定度の評価手法によってより詳細な検討を加えることが必要となろう。

Ⅳ 斜面の危険度判定について

1. ま え が き

昭和53年1月の伊豆大島近海地震による斜面災害を契機として「地震による斜面崩壊に関する研究会」が土木研究所内に結成され、昭和54年度から本課題を中心に研究を進めている。本課題では地震による斜面崩壊機構を解明するために災害資料を収集し、現地調査及び地盤調査を行ない、地震により崩壊した斜面を有限要素法による地震応答解析及び安定度解析をした。さらに、簡易な地盤調査法を確立するために試験器具を開発、また、斜面の危険度判定を行なうために斜面危険度調査表を作成した。

本年度は、既往の資料や経験的な知識をもとに点数制による危険度判定についての適用性について検討を行なうことにした。

2. 研 究 目 的

斜面内の地盤は常に静的せん断応力を受けているが、何らかの原因で増加したりあるいは地盤の強度が減少したりすることが崩壊の原因になる。地震時に発生する斜面崩壊も例外でなく、地震時に地盤に加わる慣性力によりせん断力が増加することと、振動によって地盤中の間隙水圧が上昇し強度が低下することが崩壊の原因である。従って地震時の斜面の危険度は地盤強度か地震時の加速度および振度による低下率と考えられる。表4-1に示される斜面の危険度判定は昭和49年5月伊豆半島沖地震、昭和50年4月大分県中部地震、昭和53年1月伊豆大島近海地震、昭和53年6月宮城県沖地震を通して資料を整理し、経験的な知識をもって点数制による危険度判定の成案を示しているが、この成案の適用性及び信頼性についてモデル斜面を作り力学的数量化的手法により調査項目を検討することを目的にしている。

3. 斜面危険度判定基準

地震時の斜面安定は、形成している要素（地形、地質、土質等）と斜面に加わる外力（地震力）に支配される。また、斜面がどのような過程で作られてきたものか、自然現象によってか、それとも人為によってか、それらが複合して起ったものか、その経歴が判然とすれば斜面对策の方法が必然的に決められるし、また斜面の崩壊に対する免疫性も分かり、斜面自体の安定性を推察することが出来る。斜面は時々刻々と変化するものであり、その変化の仕方にその斜面個有の特性が現われてくるものである。斜面は一見して類似しているようであっても同じようなものがなく、斜面の性格が一つ一つ異なっているので、ある外力によって崩壊したりしなかったりする。その崩壊を起す現象の差異は斜面を形成している要素（素因）の微々たる差異が安定から崩壊へとの境界を破ることになっているのであろう。斜面崩壊機構が明確にされているならば、崩壊の予知も可能になる。しかし、現状においてはそれらの運動形態は分らない。それを測定する手段さえ開発されていないのだが、しかし、それらの変化の状況が分らなくとも斜面が崩壊した事実があり、それらの実態を整理して崩壊に関する共通事項（要素）を見い

表 4 - 1 斜面危険度採点基準

要 素	番 号	調 査 項 目	項 目 区 分	配 点
素因要素	①	斜 面 高 H (m)	$50 \leq H$ $30 \leq H < 50$ $10 \leq H < 30$ $5 \leq H < 10$	10 8 7 3
	②	斜 面 勾 配 α	$1:0.6 \leq \alpha$ $1:1.0 \leq \alpha < 1:0.6$ $\alpha < 1:1.0$	7 4 1
	③	オーバーハング	構造物のない斜面のオーバーハング 構造物のある斜面のオーバーハング オーバーハングなし	7 4 0
	④	斜 面 の 地 盤	斜面の表面に転石、浮石が多い 切土のり面に玉石が多い 風化、変質、亀裂の発達した岩 礫混じり土砂 風化、変質した岩 亀裂の発達した岩 土 砂 粘 質 土 亀裂の発達していない岩	10 7 6 5 4 4 4 1 0
	⑤	表 土 の 厚 さ t (m)	$t \geq 0.5$ $t < 0.5$	3 0
	⑥	湧 水	あ り な し	2 0
	⑦	落石、崩壊頻度	年1回以上 年1回未満 な し	5 3 0
管理要素	⑧	斜面の異常、変状	あ り な し	a c
	⑨	斜面安定工の異常、変状	あ り な し	a c
	⑩	家屋等に被害を与えた落石、崩壊	あ り な し	a c
	⑪	斜面上の有害行為	顕著である 若干みられる な し	a b c
	⑫	斜面安定工による斜面の安定度	や や 低 い 許 通 い 高 い	a b c
参考要素	崩土の到達距離と家屋の配置		$L =$ m, $H =$ m, $L/H =$	
	その他特記事項			

出すことができる。斜面を分類する場合に大きく二つの要素に分けられる。一つは斜面の形であり、他は斜面を構成している物質（素材）であり、それらが有機的に結びついている。このことは、素材には素材の本質的な性質をもっているもので、それが長年月の時間経過によって素材のもつ形が現われてくる。たとえば、斜面勾配が急であれば斜面を構成している地質は固い岩盤となっているように、形と物質、すなわち地形と地質は連携して自然現象の中で安定から不安定へと、不安定から安定へと移行している。斜面の形についてみると、斜面の形状オーバーハングの有無、勾配、集水面積、斜面の向き、比高、斜面長、斜面途中の平坦地、段落ち、亀裂や節理に関係するが、斜面危険度採点基準において、斜面の高さ、勾配及びオーバーハングの三要素とした。とくに亀裂の入った斜面は危険が高いが、この要素を調査票では考慮していない。これは崩壊斜面が事前に亀裂があったかどうか不明のために考慮出来なかったためである。また、斜面を構成している物質（素材）は地質、植生、地下水等である。地質についてみると、岩種、風化の程度、硬さ、雨蝕に対する低抗度、断層の位置、岩の割目、地層との境界などが斜面の安定にかかわっている。これを物理的表現すると、地層の硬さとそれが節理や亀裂などでどのようなブロックを構成しているかである。このことを調査していくために、地盤の地質の種類によって分類したのである。とくに地表部の土塊の有無、一般に斜面災害の多くが地表部の弱層部である土塊が崩壊しているので独立した一項目としている。斜面の湧水は地表から浸透して土層中の間隙などの水径を通り、斜面に湧水として出てくる。とくに降雨による斜面の崩壊は浸透した水が土の間隙水圧を増大させ、粘着力を低減して土塊が活動するものである。湧水による崩壊には大崩壊もときどき見られ湧水の役割は大きいものと推察される。斜面を形成する要素で植生の存在はみおとすことが出来ないが、植生の防災上の効果は表面流による土壌の侵食防止には大きい役割をはたす。根系の緊縛力による地盤の強度増加については、雨水の浸透能の増加、風による樹木の揺れや転倒による地盤のゆるみ、根腐されとなって地盤に弱帯部が生じるなどの理由で、一定以上の降雨や地震に対して、防災効果を評価しにくいために植生による斜面の安定度に対する基準から削除している。落石崩壊の頻度は斜面の挙動の一つのあらわれであるので要素の一つとして取り上げた。以上の観点から斜面の危険度採点基準（表4-1）を作成した。この要素の重みづけ、配点数は、崩壊した斜面、非崩壊の各要素に点数を試行錯誤的に与えて実態と比較して検討したものであり、斜面を力学的に解析して点数を与えたものではない。

4. 斜面のモデル化

斜面の危険度の表示として点数を与えて数量化することにより斜面の危険度のイメージが分かり、斜面の比較が出来る。しかし、斜面を点数によって危険度を並べることが出来ても、点数差が数点の場合にあっては現実に崩壊の難易度は区別しにくい。それは、崩壊原因のある要素に与えた点数が崩壊機構を解明したうえでの配点ではないからである。すなわち、崩壊に係る要素を崩壊の実態から確率論的な思考でそれを抽出したにすぎないからだ。また、ある要素とある要素との重みづけにしても、その要素が崩壊にどれだけ寄与しているかは、各要素が競

合して現象を発生させているためにその要素を独立した事象として取り出しにくい。しかし、要素ごとに点数を与えた斜面の点数が大きく出たものが崩壊しているとすれば、斜面の危険度の表示として目的に適合性があるといえる。しかし、その適合性は大きな巾を持っていることになる。それは、斜面の存在する地域にあって地域の自然環境の中で斜面が形成したり、変動したりしているために風土にあった斜面となっている。同じような斜面であっても、地域差があるためにそれに作用する外力の大小により崩壊したり、崩壊しなかったりする。類似性があったとしても厳密には斜面の構成に差異があるのかもしれない。斜面が崩壊した実態資料において、外力が違っているのが通常である。崩壊は斜面の要素と外力との関係で発生するが、斜面に点数を与える場合には崩壊を起した外力に関係なく、斜面の構成要素のみに限定して点数を与えたものである。本来ならば外力のパターンとか地域性によって斜面の安定度が変ってくるものである。ここではこれらの配点が、各要素の点数の重みや要素内の点数の重みが、斜面の力学的安定においてその配点に妥当性があるのかを検証するために斜面のモデルを作り力学的な安定解析を行なう。斜面のモデルは斜面危険度判定項目を全て取り入れてモデルを作ることができればよいが、一部の項目のモデルが作れないことと、モデル化したとしても要素が複雑に組み合わせたり、要素を独立した事象としてとりにくいことの為にモデルを出来るだけ簡単にすることにした。斜面の形は単一な断面と仮定して、(表4-2)のように斜面高と勾配を規制した。斜面の構成要素として、斜面の地盤について単層のモデルを考えた。モデル斜面Ⅰ(図4-1)について、斜面高3要素、勾配は2要素、地盤は2要素としてモデルを作った。モデル斜面Ⅱ(図4-2)については、斜面災害が土砂層のみに崩壊することが多いことから、表土2mとして6モデルを考えた。

表4-2 計算の組合せ

	A	B	C
斜面高	10m	30m	50m
勾配	45°	60°	—
対象地質	風化岩	玉石混り土砂	—
地盤定数	$C_1 = 8 \text{ t/m}^2$ $\phi_1 = 35^\circ$ $\gamma_1 = 2.2 \text{ t/m}^3$	$C_2 = 3 \text{ t/m}^2$ $\phi_2 = 25^\circ$ $\gamma_2 = 2.0 \text{ t/m}^3$	—

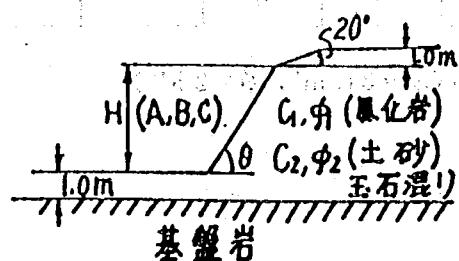


図4-1 モデル斜面Ⅰ

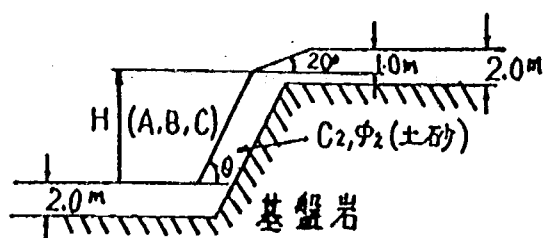


図4-2 モデル斜面Ⅱ

5. 研究結果

5. 1. 斜面の安定解析

モデル斜面を震度法によって安定解析した最小安全率 F_s をもって、数量化理論により要素の重みを算出し、各要素間の重相関係数、偏相関係数を求める。算出した要素の重みと現行の危険度判定表による配点とを比較検討する。モデル斜面Ⅰにおいて、高さ、勾配、地盤の組み合わせの12ケースについて円弧すべり面を仮定して、震度法により安全率（表4-5）を求めた。

$$F_s = \frac{\sum \{ C \ell + (W \cos \alpha - K_H \cdot W \cdot \sin \alpha) \tan \phi \}}{\sum \{ W \sin \alpha + K_H \cdot \frac{y}{r} \cdot W \}} \quad (K_H = 0.3)$$

モデル斜面Ⅱにおいて高さ、勾配、地盤は基礎を風化岩とし、その上に表土として土砂が2mかぶっていることとして安全率（表4-3,4）を求めた。

表-4-3 安定計算・結果一覧表（斜面モデル）

ケース	高 さ			勾 配		地 盤		安全率 F_s	配点 合計
	10m	30m	50m	45°	60°	風化岩	土 砂		
1	○			○		○		2.30	11
2	○			○			○	1.18	15
3	○				○	○		2.11	14
4	○				○		○	1.06	18
5		○		○		○		1.35	15
6		○		○			○	0.75	19
7		○			○	○		1.20	18
8		○	○		○		○	0.65	22
9			○	○		○		1.13	18
10			○	○			○	0.64	22
11			○		○	○		1.02	21
12			○		○		○	0.57	25
配点	3	7	10	4	7	4	8	-	-

風化岩 ($C_1 = 8 \text{ t/m}^2$, $\phi = 35^\circ$) 土砂 ($C_2 = 3 \text{ t/m}^2$, $\phi = 25^\circ$)

表 4-4 安定計算・結果一覧表 (斜面モデル 2)

ケース	高 さ			勾 配		地 盤		安全率 F _s
	10m	30m	50m	45°	60°	風化岩	土 砂	
1	○			○			○	1.75
2	○				○		○	1.61
3		○		○			○	1.61
4		○			○		○	1.36
5			○	○			○	1.53
6			○		○		○	1.26

5.2. 数量化理論による要因分析

モデル斜面 I において安定解析した 12 ケースの最小安全率 F_s をもって数量化理論によって各要素の重み W_{ij} を次式で求める。

$$(X_1 \ X_2 \cdots X_7, Y) = \begin{pmatrix} x_{1,1} & \cdots & x_{1,7} & y_1 \\ x_{2,1} & & & \vdots \\ x_{3,1} & & & \vdots \\ \vdots & & & \vdots \\ \vdots & & & \vdots \\ x_{12,1} & & & x_{12,7} \ y_{12} \end{pmatrix}$$

ただし $y_n = 1/F_s$

$$y_n = W_{11} X_1 + W_{12} X_2 + W_{13} X_3 + W_{14} X_4 + \cdots + W_{17} X_7$$

X_n : W_{ij} の変数 (説明変数) Y_n : n ケースの y_n (予測変数)

$$\begin{pmatrix} W_{11} = 0.312 & W_{12} = 0.749 & W_{13} = 0.933 \\ W_{21} = 0.000 & W_{22} = 0.120 & \\ W_{31} = 0.000 & W_{32} = 0.605 & \end{pmatrix}$$

数量化理論で求められた重み W_{ij} を現行の配点と比較を容易にするために 10×W_{ij} として表 4-5, 図 4-3 を作成した。

図 4-3 安全率と配点合計との関係 (斜面 I)

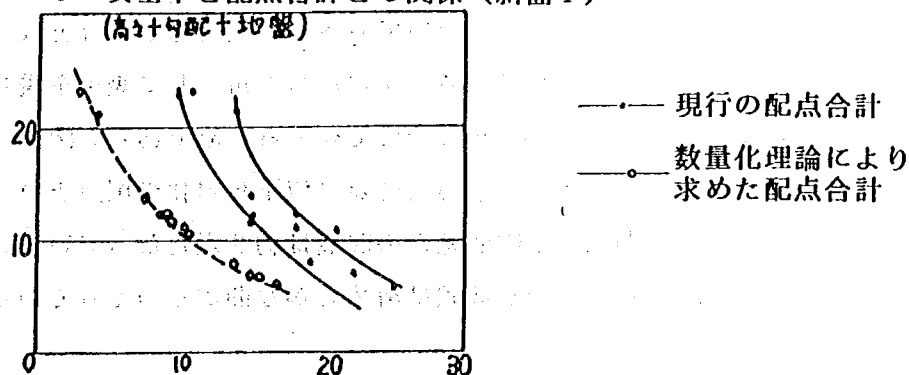


表 4 - 5 配点一覧表

(配点 上段 現行 下段 $W_{ij} \times 10$)

ケース	高 さ			勾	配 地 盤			配 点 合 計	安全率 Fs
	10m	30m	50m		45°	60°	風化岩 玉石混 り土砂		
1	3			4		4		11	2.30
	3.1			0		0		3.1	
2	3			4			8	15	1.18
	3.1			0			6.1	9.2	
3	3				7	4		14	2.11
	3.1				1.2	0		4.3	
4	3				7		8	18	1.06
	3.1				1.2		6.1	10.4	
5		7		4		4		15	1.35
		7.5		0		0		7.5	
6		7		4			8	19	0.75
		7.5		0			6.1	13.5	
7		7			7	4		18	1.20
		7.5			1.2	0		8.7	
8		7			7		8	22	0.65
		7.5			1.2		6.1	14.8	
9			10	4		4		18	1.13
			9.3	0		0		9.3	
10			10	4			8	22	0.64
			9.3	0			6.1	15.4	
11			10		7	4		21	1.02
			9.3		1.2	0		10.5	
12			10		7		8	25	0.57
			9.3		1.2		6.1	16.6	

5. 3. 斜面の危険度評価

モデル斜面Ⅰにおいて、斜面危険度判定表から算出した点数（以下、現行の配点という）は11点から25点の範囲であり、Fsは2.30から0.57の範囲になっている。モデル斜面Ⅱは現行の配点は10点から20点となり、その安全率は1.75から1.26の範囲になっている。この2つのモデルからFsと点数の関係はさだかでない。モデル斜面Ⅰについては18点前後が危険の指標になっているが、モデル斜面Ⅱについてみると20点でもFs>1となっている。この事はモデルの作り方に問題があるためである。すなわち2mとして表土を乗せたことにより、基盤と表土の境界条件を入れても、Fsが表土内で起きるためである。図4-3で安全率と現行の配点、安全率と数量化理論により求めた配点（以下数量化の配点という）との関係を示した。現行の配点曲線は上限曲線と下限曲線との間隔は約3点となっている。その中に現行の配点がバラツキている。数量化の配点曲線は滑めらかな曲線をつくっている。このことは現行の

配点が災害の実態から試行錯誤に点数を与えて、崩壊した現象に対比させようとして行なっているのでは現象を正確に表現したのではなく、ある程度の点数のバラツキが生じるのはやむを得ないことと推察される。このバラツキの範囲が3点前後と考えるべきであろう。また、モデル斜面が現象を忠実に再現した斜面でない事も合せて考慮しなければならない。数量化の配点は安全率をもとにして、それにかかわった要素の重みを相関関係を解析して変量の次元を減少させて求めたものであるのでバラツキが少なく滑らかな曲線になっている。また、両曲線とも同じ傾向にあり、現行の配点についてはほぼ自然現象を適切に表わしているものと推察される。次に各要素（表4-5）についてモデル斜面Ⅰの高さの要素についてみると、現行の配点と数量化の配点はほぼ一致している。表4-6, 8についてみると、10mの重み $W_{11} = 0.312$, 30mの重み $W_{12} = 0.749$, 50mの重み $W_{13} = 0.993$ となって偏相関係数も 0.968となり、これらの間極めて高い相関となっていることにもうなづけられる。

表4-6 モデル斜面Ⅰの相関

アイ テ ム	高 さ			勾 配		地 盤	
カテ ゴ リー	10m	30m	50m	45°	60°	風 化 岩	土 砂
重 み	0.3 1 2	0.7 4 9	0.9 3 3	0.0 0 0	0.1 2 0	0.0 0 0	0.6 0 5
偏 相 関 係 数	0.9 6 8			0.6 6 6		0.9 7 6	
重 相 関 係 数	0.9 8 6						

表4-7 モデル斜面Ⅰの相関

ケ ー ス	実 測 値	予 測 値	差
1	0.435	0.312	0.123
2	0.847	0.917	-0.070
3	0.474	0.432	0.042
4	0.943	1.037	-0.094
5	0.741	0.749	-0.008
6	1.333	1.354	-0.021
7	0.833	0.869	-0.036
8	1.538	1.474	0.064
9	0.885	0.933	-0.048
10	1.563	1.538	0.025
11	0.980	1.053	-0.073
12	1.754	1.658	0.096

勾配についてみると、45°の重み $W_{21} = 0$, 60°の重み $W_{22} = 0.120$ となり、現行の配点に比べて小さくなっている。 $W_{21} = 0$ となったのは要素を2区分にすると生じているが、その意味が理解しにくい。偏相関係数をみると 0.666 となり、それらの関係は小さいが、力学的には、

勾配は落下する運動に大きくかかわっているが常識であるので検討を要する項目と考える。地盤についてみると、 $W_{31}=0$ となり意味についても理解に苦しむが、偏相関係数 0.976 となっており、極めて高い相関となっている。また、各ケースごとの実測値 $1/F_s$ と予測値 $\sum W_{ij}$ (表 4-7, 9) との関係を見るとほぼ一致している。高さ、勾配、地盤との重相関係数は 0.986 となり、それらの関係は良い。従って現行の配点はほぼ妥当性があるが、要素の区分内において相関の小さいものもあり、今後検討すべきことと思う。

表 4-8 モデル斜面Ⅱの相関

アイ テ ム	高 さ			勾 配	
カ デ ゴ リ ー	10 m	30 m	50 m	45°	60°
重 み	0.545	0.627	0.673	0.000	0.101
偏相関係数		0.942		0.937	
重相関係数	0.968				

表 4-9 モデル斜面Ⅱの F_s

ケース	実測値	予測値	差
1	0.571	0.545	0.026
2	0.621	0.647	0.026
3	0.621	0.627	0.006
4	0.735	0.729	0.006
5	0.654	0.673	0.019
6	0.794	0.775	0.019

6. 今後の問題点

地震による斜面崩壊の機構に関する研究として研究を進めて来たが、降雨による斜面崩壊機構についてさえも、十分に解明されていない。崩土の運動機構が全く分っていない。すなわち斜面の実態とそれが崩壊した結果のみの静的状況のデータしか収集出来ないでいる。動的状況のデータを測定する手法さえ持っていないのである。従って、今後、斜面の挙動をいかにして調査してゆくべきかが、これらの機構解明の鍵となっている。その為には、地盤調査を充実して安定解析にあたり、地盤定数の決定の方法、並びに外力として地震力の選定など多くの問題を残している。さらに、降雨と地震による斜面の安定度比較についても、今後の研究をまたなければならない。

地震による斜面崩壊機構について

ISSN 0386-5878
土研資料第1948号
マイクロフィルム第 号
昭和58年3月(1983)
急傾斜地崩壊研究室

キーワード：地震，斜面崩壊，安定解析

要旨 地震による斜面の崩壊について現地の実態資料
を収集して斜面崩壊機構についてとりまとめた。



郵便はがき

3 0 5 - □ □

40
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

砂防部急傾斜地崩壊研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1948号

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印