

ISSN 0386-5878

土研資料 第1798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実態調査資料集

昭和 57 年 3 月

建設省土木研究所

砂防部急傾斜地崩壊研究室

ま え が き

近年、大規模地震対策特別措置法の成立とともに東海大地震が想定され、関係各機関とも地震防災対策の検討を始め、強化地域に指定された区域においては、地震時の被害規定やその防災対策等を精力的に実施している。

地震による斜面崩壊災害の重要性はかねてから強調されていたが、昭和53年1月14日の伊豆大島近海地震では、全死者数25名のうちの80%までが斜面災害が原因したこと等により、地震による斜面災害の調査および対策があらためて強調されるようになった。

斜面崩壊現象は誘因および素因が複雑に関連しあって発生するものであり、降雨による斜面崩壊においても未だ未解明な部分が多く残されているが、地震においてはなおさらである。したがって、地震による斜面崩壊の機構を明らかにし、対策を確実にしていくには多くの調査成果を蓄積していくことが重要となる。

本書は、地震による斜面崩壊の実態と危険度判定手法に関して、土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室が行なった調査研究の既往成果を主体として集録したものである。

目 次

1. 伊豆半島沖地震における土木関係被害調査速報	1
2. 大分県中部地震調査速報	11
3. 大分県中部地震調査続報	17
4. 斜面崩壊および落石	25
5. 地震と斜面崩壊について	45
6. 地震と斜面崩壊	55
7. 地震による斜面崩壊の実態	63
8. 地震に対する急傾斜地の危険度評価	71
9. のり面、斜面区間の被害予測	81
10. 地震とかけ崩れ	103
11. 地震時の斜面の危険度評価法に関する研究 (I), (II) および (III)	121
12. 地震による斜面崩壊の実態について	129
13. 地震災害と地形・地質 (山地における事例を中心として)	135
14. 沿道斜面の崩壊調査	145
15. 地震応答解析による沿道斜面の耐震性の検討	159
- 1978 年伊豆大島近海地震による梨本地区の斜面崩壊の解析 -	
16. 1980 年 6 月 29 日伊豆半島東方沖の地震被害調査速報	215
17. 既往資料の整理による地震時斜面崩壊面積率調査	223
18. 斜面の地震応答特性の解析	237

1. 伊豆半島沖地震における土木 関係被害調査速報

土木研究所災害調査団

土木研究所

土木技術資料 Vol.16. No.7

1974.7

本生 8 月 21 日 敬啟者 貴公司 承辦

辦理各項工程 敬啟者

同查 隔害 災 領 廣 冊 本 生

領 廣 冊 本 生

1671.31.16V 林 資 富 姓 本 生

1.1421

<速報>

伊豆半島沖地震における土木関係被害調査速報

土木研究所災害調査団

まえがき

1974年5月9日朝8時33分頃、静岡県伊豆半島沖に地震が発生し、南伊豆地方に多大な被害が生じた。

仲木地区の山腹崩壊による家屋の埋没、同じく山腹崩壊の危険により避難をよぎなくされている落居部落、活断層の露頭とその線上の家屋の破壊で話題となっている石廊崎部落、砂盛土の上に立てられた入間部落の家屋の破壊、主要地方道16号線下田石室松崎線の寸断など、テレビや新聞により報道され、それらをファイルしたものは相当な量にのぼっている。

われわれは静岡県土木部道路維持課、砂防課の案内で5月16日から3日間現地を調査したがこれはある面ではこれら個々の断面的な情報をつなぎあわせて認識を新たにした程度であったかもしれない。現場に立って自然の大きな変動を見るとその中に法則を見出すことの必要を感じた。新たな発見があるとするならば、今後行なわれる調査研究の結果に待つとして、ここでは、速報をまとめて被害の概況を紹介しようと思う。

1. 地震の概要

気象庁の発表によれば、地震のマグニチュードは6.8、震央の位置は東経138.8°、北緯34.6°（石廊崎の西方約5km）、震源深さは20kmであり、震度は石廊崎で5（強震）であった。各地の震度は図-1に示すとおりである。

震央に最も近い石廊崎測候所の1倍強震計（変位計）では記録がとれなかったが、三島測候所では最大倍振幅38.0mm（東西方向）を記録している。主要動の継続時間は約40秒を示している。また工学上の目的で設置された強震計（SMACなど）によっても、地盤上、地中および構造物上での加速度記録がかなり収集された。東京湾観音崎地盤上において東西方

向50 gal、南北方向30 gal、富津岬地盤上において東西、南北西方向37.5 galの最大加速度（片振幅）が記録された。

被害状況を表-1、2に示す。地震に伴って生じ斜面崩

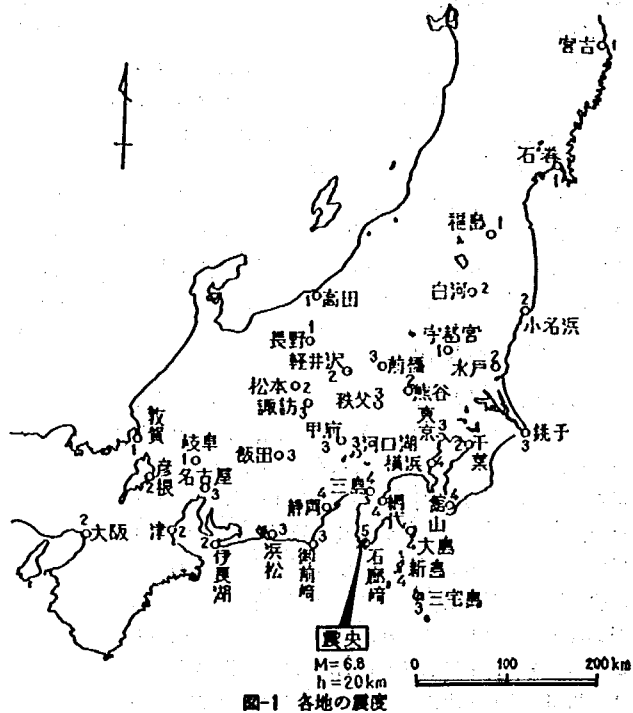


図-1 各地の震度

表-1 一般被害状況
昭和49年5月21日現在（静岡県内）

区分 地区	人口	世帯数	死者	行方不明	負傷	住 宅 被 害				非住家	がけ崩れ		
						全壊	半壊	一部倒壊	全壊		急傾斜地	道路	その他
仲木	331	85	23	4	8	22	34	29	5		3	1	3
入間	287	64			2	14	28	25					3
伊豆	447	98	1		1	7	20	70		2		4	3
落居	77	20			6	4	5	11				3	2
伊豆	525	153				18	35	54	3	1			
妻良	633	189			3	23	37	70	4	2		2	
子浦	438	108			8	2	40	60		3		4	5
石廊崎	1,225	300			4	6	1	50		5			1
下賀茂	467	101	1		7	5	7	61	5	2		8	12
大瀬	6,092	1,519											
町その他	10,522	2,637	25	4	39	101	211	490	5	14	20	24	26
小計	28,045	8,435			34	20	31	556		136	2	1	21
下田市	10,973	2,893			7			174		52	1	5	
松崎町	9,892	2,655			2			25		17		3	
河津町	10,276	2,696					1	8		21			4
西伊豆町	16,845	2,694						6		2			3
東伊豆町													
合計	86,553	22,010	25	4	82	121	243	1,259	5	242	23	33	54

表-2 土木関係被害状況

昭和49年5月23日現在

区 分	箇所数等	金 額	備 考
河 川	12箇所	43,768千円	
一 般 道 路	86	1,985,873	136号線、下田石室松崎線など
一 般 橋 梁	1	20,000	弁天橋 (L=10m, 県道下田港線, 昭13架設)
有 料 道 路	22	270,000	南伊豆道路、東伊豆道路など
緊急急傾斜地崩壊対策	4	50,000	
堆 積 土 砂 排除	50,000m ³	60,000	南伊豆町字仲木地区
合 計		2,429,641	

墳により、死者23名、行方不明4名という多数の人身事故が発生している。

公共土木施設関係の被害は被害総額約24億にのぼり、道路関係の被害が大きかった。道路関係の被害は盛土部の被害が主なものであった。また橋梁取付部の沈下、トンネル覆工のクラックなどがみられた。この地区における比較的大規模な土木構造物としては南伊豆道路の天狗橋 (橋長128.5m)、伊鈴橋 (橋長105m) があるが、耐震連結装置が有効に働き、若干のセットボルトの切断と、取付部の沈下の外、被害は生じていない。

2. 地形・地質条件

今回の調査地域の地質は図-2に示すように大部分が中新世から鮮新世にわたる第三系からなり、部分的に大第四系が分布している。伊豆半島は下部中新世から現世に至るまで、ほとんど引続いて火山活動が行われて来た所であり、第三系はおもに火山噴出物からなり、水成碎屑岩に乏しい。火山活動はおもに浅海底で行なわれ、火山噴出物の層厚の変化がはげしい。崩壊との関連では、石廊崎および仲木では、安山岩質の集塊岩、凝灰岩および溶岩であり、主に岩塊、落石からなる崩壊を起している。岩塊、落石の表面は崩壊前の風化が進んだクラックである。すなわち、新しく切断された面はほとんど見ら



図-2 被害地付近地質図

れない。風化変質は所により著しく、仲木の大崩壊面には、角閃石を含む軟質の白色凝灰岩が露出している。

二次災害が問題になっている落居、伊浜地区は蛇石火山噴出物 (第四紀) であり、風化も進んでおり全体にルーズである。前厚地区は白浜層群に属する凝灰質砂岩であり、採石場であつたらしい。建物の被害が著しかった入間地区は、これ

らとは異なって最近の埋立て地であり地盤はルーズな砂層である。

今回の地震では活断層の存在が大きな課題になっている。すなわち、地震による活断層が南伊豆町石廊崎116稲葉氏方の裏山の露頭 (集塊岩) で確認された (写真-1)。変位量は水平30cm、鉛直20cm、方向は走向N70°W、傾斜80°Sである。今回の調査ではこの断層は石廊崎-仲木-入間を結んだ線で確認されている。地震前に撮影された空中写真 (1948) から石廊崎-仲木-入間を結んだ断層を示すと思われるリニアメントが判読される。このリニアメントはこの活断層の延長とはほぼ一致しているが、仲木の崩壊地は通過せず、若干北方にぬけている。



写真-1 石廊崎稲葉氏方の裏山の活断層

3. 各地の震度 (加速度) の推定

伊豆半島沖地震はマグニチュード6.8であり、重要な土木構造物は、少なくともこのクラスの地震に対して安全な設計がなされなければならない。そのためには、今回のようないわゆる直下型地震における震央付近での地震波形を知る必要がある。しかし今回の地震では南伊豆に強震計が配置されていなかったため、直接計器観測することができず、正確な震央付近での地震動は不明で

ある。そこで主として墓石の転倒状況から各地の震度（最大加速度）の推定を行なった。最大加速度の推定は直方体の転倒の条件から求めているが、石廊崎における活断層のズレが水平に31cm、鉛直20cmであったので、単純に水平動と上下動の比を3:2と仮定した。水平動のみに換算したときの値は括弧内に示してある。

なお、ある地点での地震動は、その地点の地盤の良否と活断層からの距離によって大きな影響を受けると考え、特にこの2点に注意しつつ、最終的には震央付近（活断層近傍）の岩盤上での最大加速度の推定を目標に置いて現地調査を行なった。

(1) 石廊崎地区

活断層上の家屋は屋根瓦が飛ぶなどの被害を受けているが必ずしも他の地区に比べ家屋の損傷が激しいというわけではない。すぐ真山に活断層の露頭を持つ、文字どおり断層上の家でも、家の中の小物はすべて転倒したが家自体は軽い修理で使用可能である。ここで活断層は凝灰岩の切取面で明瞭に観察されるが、この切取面には社が祭られており、社は倒れず前の燈籠が転倒している。これから震度は水平290gal、鉛直195gal (375gal) 位と推定される。

この地点より北西の活断層近傍（100m位）の道路に面した墓地では11基の石塔のうち7基が転倒している。震度は水平300gal、鉛直200gal (370gal) と推定。地盤は斜面の切土上であり良好である。

(2) 大瀬地区

活断層より北約500mの大瀬字吉子のガソリンスタンドでは、冷蔵庫・たばこ自動販売器・机等がコンクリート土間を約1m滑っている。実験によれば、これらのものとコンクリート板の摩擦係数は約0.51であり、震度は水平360gal、上下240gal (490gal) 位あったろう。

(3) 仲木・入間・落居・伊浜地区

入間には高台に海蔵寺という寺があり墓石は約90%転倒している。震度は少なくとも水平310gal、鉛直210gal (400gal) はあったろう。地盤は凝灰岩の上に2~3mの砂盛土がしてあり悪い（写真-2）。

落居では公団道路（マーガレットライン）より下った尾根で入間の海蔵寺付近と同程度の震度が推定される（馬頭観音が6基すべて倒れている）。

伊浜では山腹斜面での墓石の転倒状況から水平320gal、鉛直210gal (410gal) 。

(4) 白浜地区

活断層から約15km離れたこの地区は、いわゆる白浜層（凝灰岩）を基盤にしているが、海岸道路に面して約70基の墓があり、このうち約15基が倒れている。震度は水平250gal、鉛直170gal (300gal) 位であろうか。

(5) まとめ

今回の地震では、岩盤上で水平300gal、鉛直200gal

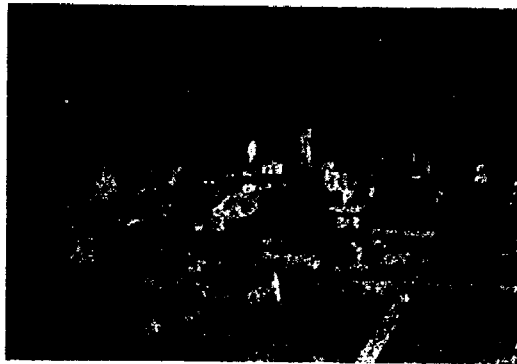


写真-2 入間地区海蔵寺の墓石の転倒

（水平換算約400gal）位の加速度があったのではあるまいか。地盤の悪いところではこれより多い。

白浜地区のように活断層よりかなり離れた地点でも加速度は相当ありそうである。活断層からの距離と震度の関係は、今回の調査では十分明らかにできなかった。

なお地表で観察された活断層の変位量は最大30cmであるが、基盤の堅岩ではさらに大きい可能性もあり、今後の大型構造物の設計にあたっては、この点に十分な注意を払うべきだろう。

4. 土構造物の被害

土構造物は一般に常時の安全率も低く地震時に多くの被害を受けるものの一つであるが、今回の地震でも多くの被害が生じた。今回調査した主な土構造物は、国道136号（下田～下賀茂区間）、県道16号（日野～子浦区間）およびマーガレットライン（子浦～雲見区間）沿い（図-3参照）の盛土や切土、橋台裏込め部あるいはのり面保護工や土留構造物などの道路土構造物および入間地区の家屋の基礎や地盤となっている盛土であった。なお、河川堤防と呼ぶべきものはなく、また港湾構造物については大した被害はなかったようである。

まず道路土構造物の被害の種類には従来の地震で見られるような、①路肩沈下、②路面亀裂、③路肩陥没、④路



写真-3 沢に盛土した部分の道路崩壊（石廊崎付近）

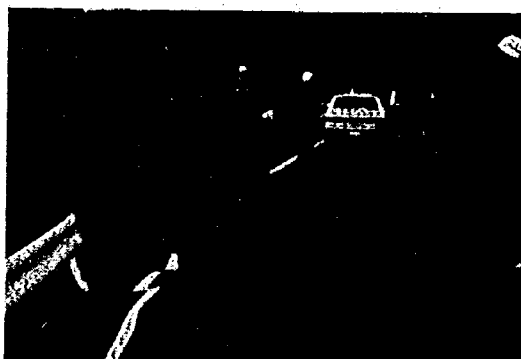


写真-4 盛土部の路面だけが被害を受けている（仲木付近）

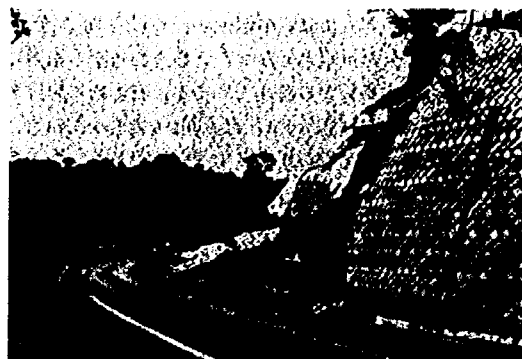


写真-5 切土のり面のブロック積擁壁の崩壊（マーガレットライン）

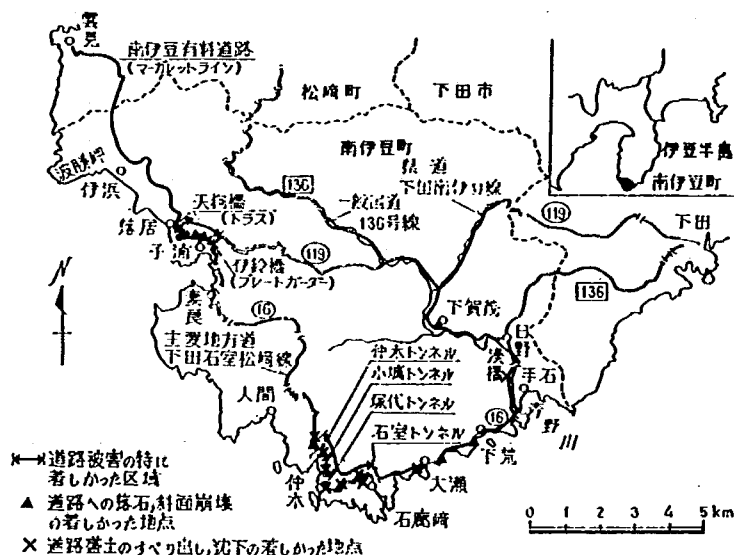


図-3 調査範囲図および道路被害箇所図

床・路体の崩壊、⑤道路上方のり面からの土砂崩壊・落石、⑥橋台裏込め部沈下などがあった。このうち、とくに被害の著しかった箇所は図-3に示した。前述した種類の被害の種類のうち①～⑤は大小の差はあってもいずれも力学的にはすべり破壊の範囲に入っている。このような被害を示した例を写真-3～5に示す。写真-3は石廊崎付近の小さな沢に盛土をした道路の崩壊を示すもので、路肩部が崩落すると共に道路の片側車線程度についても大きな亀裂を生じすべり出そうとしている。この部分の沈下は最大で約20cm、前方への移動は約20cmであった。なお、この盛土材料は近くの切土部から流用したもので、中ば風化した凝灰岩あるいはレキを多く含んだ砂質ロームのようであった。前記区間では、沢あるいは切土部に隣接して全面あるいは片側盛土した箇所は被害の大小はあっても例外なく何らかの被害を生じており、逆にそのような盛土のすぐそばの切土部では全く被害は見られなかったことである。写真-4はそのよ

亀裂が1箇所（ブロック積擁壁）見られた。県道16号のモルタル吹付工は、1箇所で大規模な欠損があったのと対照的である。次に、マーガレットラインには高さ8m程度の橋台が4個あり、取付盛土で15~20cmの沈下が見られた。橋台の移動やはらみ出しは観察されなかった。このため、これは真込め材料の地震動によるゆりこみ沈下のためと考えられる。

入間地区は特に家屋の被害の激しかった箇所の一つである。その他にブロックべいの亀裂・倒壊が目立った。この地区の地盤は非常に粒度の細かい海砂からなり、層厚その他についてはよくわからないが、海岸線などと比べて最も厚いところでは15m程度の厚さがあり、地下水位は、全体にかなり低いと考えられる。この地区の家屋の被害率が他の地区に比べ高い理由としては、盛土がゆるく軟弱で地形上あまり拘束がないために地震動の増幅が大きかったことが第一に推定される。また、実測したものは数少ないが、民家の浅い井戸、マンホール、電

柱などの地表面近くの痕跡から少なくとも3~10cm程度の沈下があったものと推定される。この沈下による基礎の不同沈下も家屋の破壊に寄与したものと考えられる。なお、地下水位が低かったためにいわゆる砂地盤の液状化を示唆するような現象は見られず、この沈下は乾燥砂のゆりこみ沈下に近いものと推定される。

5. 斜面崩壊による被害

今回の伊豆半島沖地震による災害の特徴として、山くずれ、崖くずれ等の斜面崩壊による被害が大きな比重を占めたことがあげられる。特に南伊豆町仲木地区では地震発生後山くずれがあり、16戸の家屋が埋没し、死者、行方不明あわせて27名という多数の人身事故が発生した。建物被害も盛土部の陥没、沈下等の部分的なすべり出しによるものが多く、この傾向は、特に石廊崎より西海岸ぞいの仲木、入間、妻良、子浦、落居、伊浜等の地区で著しい。道路でも前原地区をはじめとして、のり面崩壊、自然斜面の崩壊による被害が多い。

自然斜面の崩壊の一般的な形態は、降雨による崩壊と似ており、写真-6に見られるような表土層（腐植土を含み、草木類の根系の侵入している範囲）の滑落型が多い。ただ豪雨災害では、崩壊の頭部が山腹の上部の地形変動点あるいは、中腹部の湧水点であるのに対して、今回の地震による災害では後者の型が見られなかった。崩壊が斜面の尾根部あるいは沢（谷）部にかたよっている傾向はない。岩塊の崩落、落石による災害も震源に近い石廊崎および仲木周辺に多かった（写真-7）。崩落した岩塊の到達距離は豪雨時の崩土の到達距離よりも少なく、今回調査した範囲では、崩壊の高さの5割以内であった。

道路、宅地、畑などの盛土斜面の崩壊が数の上では、自然斜面の崩壊より多く、南伊豆町の石廊崎より波勝岬にかけての西海岸沿いの地区では、路面の陥没、き裂、欠損、のり面崩壊等の被災箇所が点々とある。この地区は、マーガレット等の花を栽培している段々畑が多いが、写



写真-6 表土層の滑落（仲木付近）



写真-7 岩塊の崩壊（石廊崎付近）



写真-8 段々畑の石積の崩壊（仲木付近）

真-8に見られるような石積の崩壊が目立った。

地下水が斜面崩壊に直接関与した徴候は見られなかったが、地震後、湧水が濁ったり、量が急増した箇所は所所に見られた。また今回は直接被害のなかった箇所でも周辺の山腹の上部に地震後クラックが発生し、降雨により崩壊すれば、二次災害の危険があると思われる。石廊崎付近で活断層の存在が明らかになったが、この延長沿いの斜面崩壊に何らかの影響を与えているのではないかと思われる。これは今後の重要な検討課題である。砂防ダムは小規模のものがあつたが、今回調査した限りでは被害の程度はごくわずかであった。

6. 仲木地区および前原地区の被害

斜面崩壊の一般的な被害状況は前に述べたが、最も被害の大きかった仲木地区および道路沿いの斜面崩壊で最も規模の大きかった前原地区は、被害状況と崩壊の要因が他とは異なっていた。

6.1. 仲木地区

最も激甚な被災地となった仲木地区では地震により、通称城畑山の山腹が、それによって発生した約5万 m^3 の土砂で民家16戸、町道小城廻線、普通河川小城川などが



写真-9 仲木地区の斜面崩壊による被害

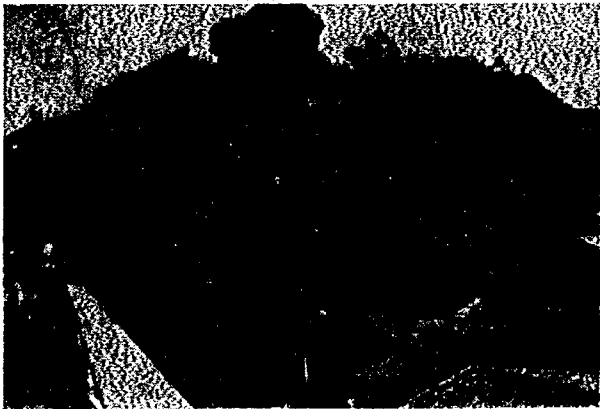


写真-10 前原地区の岩塊の崩壊

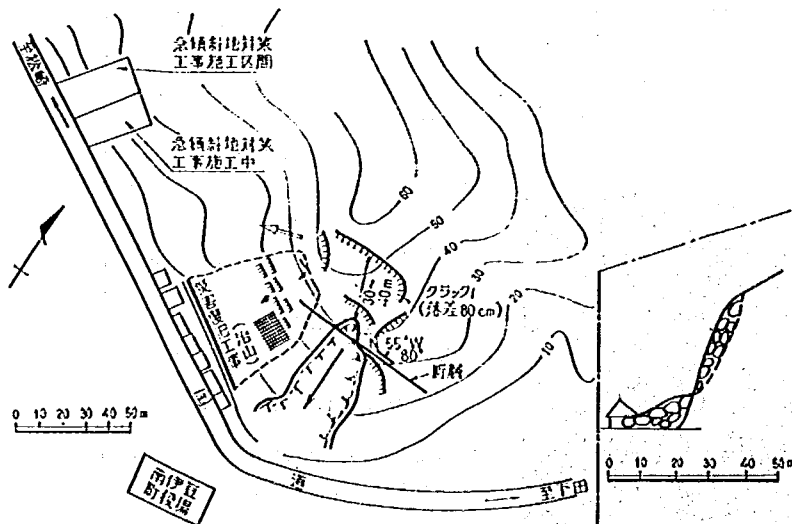


図-4 前原地区の崩壊とクラックの状況

埋没した(写真-9)。この上腹は上部が安山岩質集塊岩、下部が白色凝灰岩であり、表面を厚い崖錐が覆っていた。この一部には段々畑をつくる際に用いた盛土もあるといわれ、またその以前はこの山腹からの湧水を使用したこともあるとのことであるが調査時にははっきりしなかった。崩土の排土作業中で崩壊面を直接踏査できなかったが、近くからの観察では、崖錐と地山との境界面で滑落しており、崩壊面には軟質の白色凝灰岩が露出している。民家の倒壊状況、崩壊面に残っている滑落の方向を示す筋より推定すると、崩れてきた土塊の先端がつぶれ、その上を後方の土塊が流れたかあるいは、斜面の下部がまず崩壊し、上部がその崩土の上を通ったのではないかと考えられる。活断層との関連が最も問題であるが、地震前の空中写真では、断層は崩壊地を若干はずれている。付近にあるといわれるもう一本の断層とともに今後の精査に待たねばならない。

6.2. 前原地区

南伊豆町下賀茂前原の一般国道136号沿線の斜面崩壊である(図-4、写真-10)。2~4 m^3 の岩塊が崩れているが、崩壊せずに残っていた所に岩の割れ目をモルタルで充填した形跡があることから、この近傍はむかし城の石垣にでも用いたらしく、岩にのみ跡がある。

7. 伊浜地区および落居地区の被害

蛇石火山噴出物(第四紀)からなる尾根が後方をとり囲み、前方は海に面した地形で、古い時代に後方の斜面から出た崖錐の上に住居地がある。今回の地震では局部的に大きな被害を受けたが、

後方の斜面上部が崩壊したり、大きなき裂が発生したりしており、今後降雨による二次災害の対策が重大視される地区である。

7.1. 伊浜地区

家屋で被害の大きかったのは中島橋付近で、地割れ、石積の破壊やはらみ出し、家屋のかたむきや倒壊、道路の陥没等、一見地すべりによる変状と類似した現象がみられた。しかしクラックの形状、規模および家屋の被害状況から判断するとこれらの変状には連続性がなく、主に盛土部の

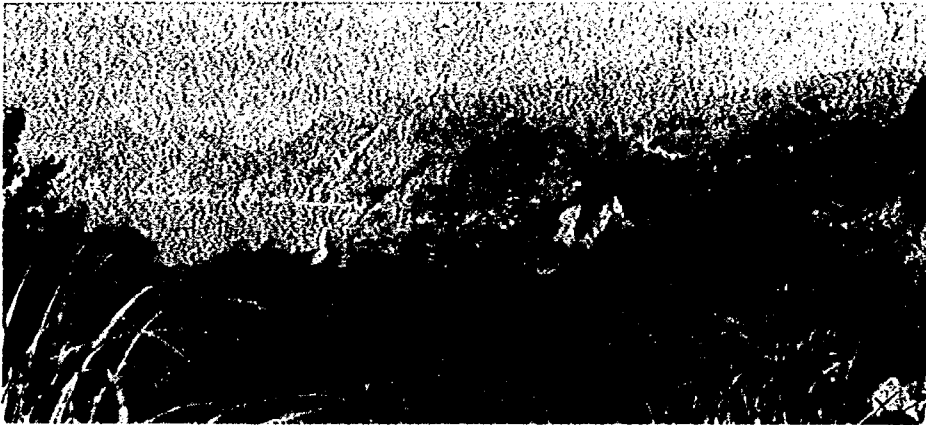


写真-11 伊浜地区の全景

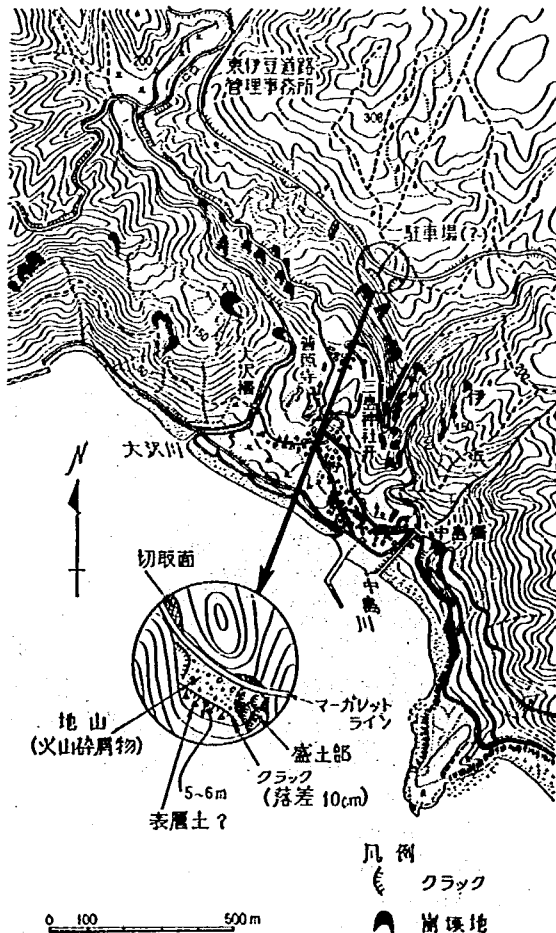


図-5 伊浜地区の平面図

小規模な地盤変状が多発したものであることがうかがえた。しかし、これらは将来大きなすべりに成長する可能性を持っているため傾斜計等の設置を要望した。また図-5、写真-11に示すように、海の方へ突き出した三島神

社のある細尾根の両側には厚さ1m前後の薄い表層滑落型の崩壊が多発しており、またこれより北側の尾根、特にマーガレットラインの駐車場の平地には比較的大きなクラックが生じており、すべり面の厚さも周囲に発生した他の表層滑落型の崩壊より厚いと推定される。居住区の後方をとり囲むこれらの斜面上部の崩壊は今回は直接被害を及ぼさなかったが、隣接するクラックも大きく、連続性もあり、今後降雨等で大きな崩壊を起せば、下方にある家屋への危険性も大きいと思われる。十分な調査を行ない、その結果を待って対策が立てられる予定である。なおこの地区には、約300年前、部落の裏山が大崩壊を起し、数十戸の家を残し200戸あまりの家が全滅したという伝説がある。

7.2 落居地区

家居の被害は少なかったが、後方を尾根がとり囲み、その斜面上部が崩壊を起したり、大きなクラックが発生しており、この点伊浜地区に類似している。(図-6、写真-12)。調査時に伸縮計およびねきを設置した。十分な調査を行なって、降雨等による二次災害への対策を立てる必要がある点も伊浜地区と同じである。

8. 未調査区域と二次災害防止対策

今回の調査は地震による災害激甚地について行なわれたもので、前原地区を除いては、石廊崎地区より伊浜地区に至る海岸部の住居地に限られた。伊豆半島先端の地域は内陸部は緩やかで定高性を示す地形であり、これが、仲木、入間あたりで標高200m、落居、伊浜あたりの蛇石火山噴出物の区域で標高250mより落ち込んで海岸部は急な地形になっている。仲木、伊浜、落居で見られるクラック発生等の山の荒れ方は山容の外観

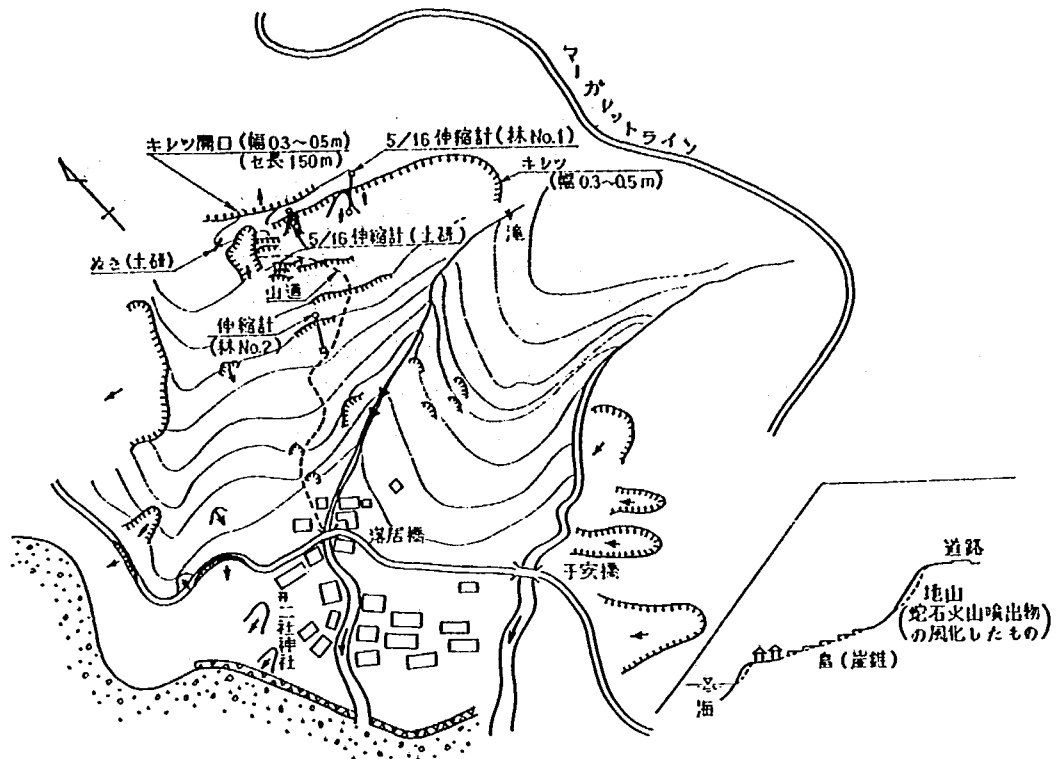


図-6 落居地区の平面図

に表われなくとも程度の差こそあれ、石廊崎より伊浜に至る海岸部の急地形区にすべてに及んでいるのではないかと推定される。また、震害の激甚地ではないが、内陸部で青野川上流部の一色、蝶ヶ野でも家屋の棟瓦がずれているのが見られた。このようなことから、内陸部でも斜面のクラック発生、湧水の湧り、湧水量の増加が見られないかなどの調査を行ない、この調査により二次災害防止のための対策を急がねばならない。

あとがき

現地調査にあたっては、本省の各部局、静岡県土木部、下田土木事務所などの方々に情報の提供と現地の案内をお願いした。また東京大学の福岡正巳教授および土



写真-12 落居地区の全景

木研究所今西地質官には現地でもいろいろ教示を受けた。上記の関係各位に対し深甚の謝意を表す。なお今回の調査団には、千葉支所より沢田(団長)、駒田、飯田、龍岡、古賀、赤羽支所より、吉岡、安江、中村、松本、本所より神尾が参加した。(文責 沢田、安江)

2. 大分県中部地震調査速報

駒田敬一，飯田 裕
龍岡文男，田中俊彦
岡本正男，小林 保

土木技術資料 Vo.17. No.7
1975.7

舉世皆聞趙鼎甲輩伏大 8

第 田 趙 趙 田 趙

趙 趙 田 趙 趙 田 趙

趙 趙 田 趙 趙 田 趙

1011 1011 1011 1011 1011

1011

<速報>

大分県中部地震調査速報

駒田 敬一* 飯田 裕* 龍岡 文夫*

田中 俊彦** 岡本 正男*** 小林 保****

まえがき

昭和50年4月21日午前2時35分頃、大分市の西南西約20km 付近を震源地とする大分県中部地震が発生した。筆者らは土木研究所長の命を受け、4月25日から4月27日までの正味3日間、現地において被害の調査を行った。被害は、道路のり面崩壊、自然斜面崩壊、鉄筋コンクリート構造物の破壊、家屋の倒壊など多岐に及んだため、耐震、基礎、土質、コンクリート構造、急傾斜地の各担当者が調査に参加した。調査は、大分県大分郡庄内町、湯布院町および玖珠郡九重町の被害箇所を中心に行なった。

以下では、この現地調査の結果を速報として取りまとめたものである。

1. 地震の概要

気象庁の発表によれば、地震のマグニチュードは6.4、震央の位置は東経 131°20'、北緯 33°08' (大分県大分郡庄内町)、震源深さは 20km 以浅であり、震度は大分、阿蘇山で4 (中震) であった。各地の震度を図-1 に示す。大分気象台の1倍強震計 (変位計) は南北方向約 6.1cm、東西方向約 6.5cm、上下方向約 2.6cm の最大変位 (倍振幅) を記録している。主要動の継続時間は約 40秒を示している。また工学上の目的で設置された強震計 (SMAC など) による記録のうち大きな加速度が得られたものとして大分港地盤上におけるものがあり、南北 49gal、東西 65gal、上下約 28gal の最大加速度を示している。なお建設省の大分川流域湯布院雨量観測所において地震の5日前16日午前9時より21日午前2時までの間に計 108mm の雨量を観測している。

2. 地形・地質条件

被害地域は、中部九州を横断する火山岩地帯の東部に位置し、阿蘇カルデラと別府湾の中間にあたっている。被害を大きく受けた地域を地形的に分けると、庄内山地、内山部のある阿蘇野盆地、および花牟礼山地の3つに分けられる。庄内山地は、頂上が 700~1000m の緩傾斜

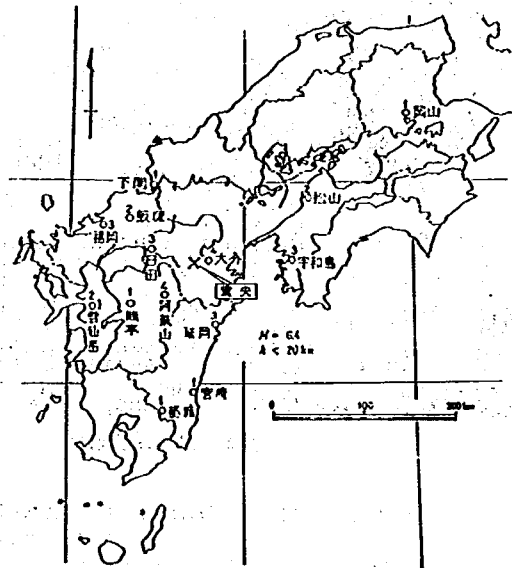


図-1 各地の震度

面の台地状の山地で、阿蘇野の南側は南東に、北側は北にそれぞれ傾斜し、山地の北東側は断層崖と思われる急な崖で大分川に沿う低地に面しており、主に庄内火山岩類 (新第三紀) からなっている。阿蘇野盆地は、北東・南東側は直線的な急崖に、西側は花牟礼山地の斜面に囲まれた三角形の盆地である。花牟礼山地は、主に花牟礼火山岩類 (新第三紀) からなり、成層火山がその後浸食を受けたもので、1300m を超える東西の三角点峰から比較的平坦な稜線が張り出し、それらの間は深く谷に刻まれている。

地質的には、上記の地域は図-2 に示すように大部分が中新世から鮮新世に至る第三系および第四系更新世からなっている。庄内火山岩類は主に下部は輝石安山岩、上部は輝石安山岩と黒雲母流紋岩とからなり地域を広く覆って台地状の山地を形成している。庄内火山岩類の流出後、地域を支配する東北東-西南西および北西-南東の2方向の構造性に関係して菱形の火山構造性の陥没地が生じ、阿蘇野盆地の原形をつくった。その後、盆地内に花牟礼火山岩類が噴出し、盆地の東部に珪藻土を含む阿蘇野層が堆積した。花牟礼火山岩類は、比較的平坦な成層火山をつくっており、下部は輝石安山岩、上部は輝石角閃石安山岩からなっている。

*建設省土木研究所構造機震部
**機械施工部 (現九州地方建設局佐賀国道工事事務所)
***砂防部
****地質化学部

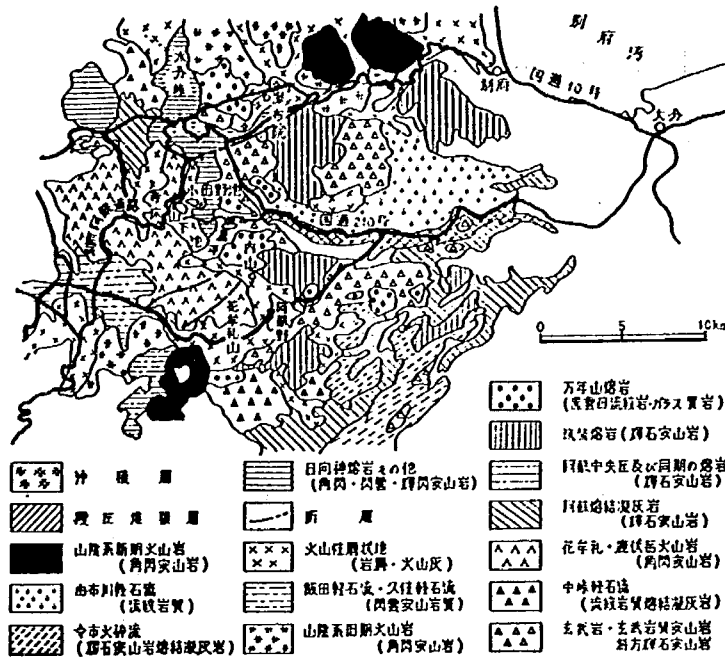


図-2 被害地付近地質図

表-1 公共土木施設関係被害状況(市町村道工事を除く)
大分県, 日本道路公団

区分	路線名・河川名等	場所	箇所数等	金額 (千円)
道路	国道 210号 線	大分郡湯布院町下湯平	幸野橋 L=19.4m	16,000
	"	大分郡庄内町上武宮	崩土 2カ所, 路肩 1カ所	4,350
	湯平温泉 線	大分郡湯布院町湯平	崩土 6カ所, 路肩 4カ所	7,150
	田野庄内 線	大分郡庄内町純原	崩土 4,200m ³	60,000
	"	" " 鹿倉〜岩下		
	庄内久住 線	" " 室小野	崩土 3カ所	2,220
	田野野上 線	玖珠郡九重町滝上〜寺床	崩土 6カ所	11,500
河川	飯田高原小川 線	" " 町田	崩土 5カ所, 路肩 3カ所	6,210
	別府阿蘇道路	道路本体崩壊 3カ所 240m 25,000m ³ , 料金所 1カ所 法面石積(空)約20カ所, 路肩亀裂, 陥没100カ所		300,000
河川	筋湯川	玖珠郡九重町筋湯	L=40m 法持 480m ³	8,000
	音無川	" " 無田	L=100m 積ブロック 2000m ³	40,000
	鳴子川	" " "	L=60m " 300m ³	6,000
	小津留川	直入郡直入町大字小津留	4カ所	9,300

表-2 大分県中部地震住家被害状況
大分県(50.5.10現在)

市町村名	全壊	半壊	一部破損
野津原			16
挾間			1
庄内	31	39	280
湯布院		24	522
九重	42	23	776
玖珠			5
久住町			11
直入町		18	53
計	78	104	1,664

3. 被害の概況

主な被害状況を表-1, 2, 図-3に示す。公共土木施設関係の被害は被害総額約6.5億, 有料道路の被害は約3億円にのぼった。道路関係の被害は盛土部のすべり, 上方のり面からの土砂崩壊・落石および石造アーチ橋の橋腹部の崩壊などの被害が主なものであった。特に別府阿蘇道路では立石池付近の盛土部で大きな崩壊があり, 自動車の通行が不可能となった。また小田野池料金所が倒壊した。ダムとしては山下池のフースダム(九電)がある。大正初期に建設されたもので全長は約142m, 高さは約18mである。貯水池の水位は地震後直ちに下げられ検査されたがダム本体に異常は認められなかったという。建築関係ではこの山下池の湖畔にある九重レークサイドホテルの一部が倒壊した。一般家屋は内山, 寺床, 奥双石の各地区において大きな被害をうけている。以下写真を中心に被害の概略を説明する。

写真-1に自然斜面の崩壊例を示す。写真-2は道路上方よりの岩石の崩落を示しており, その他上方のり面よりの土砂崩壊など山間部を走っている県道においてはこの種の被害がいたる所に発生している。被害地域における幹線道路は国道210号線と別府阿蘇道路であり, 国道210号線の幸野橋の被害状況を写真-3に示す。幸野橋は大正14年に架設された橋長19.1m, 幅員4mの石造アーチ橋であり, 写真に見られるように橋腹部が崩壊し自動車の通行が不能となった。アーチ本体に異常は生じていない。次に別府阿蘇道路にお



写真-1 自然斜面の表層崩落(扇山付近)

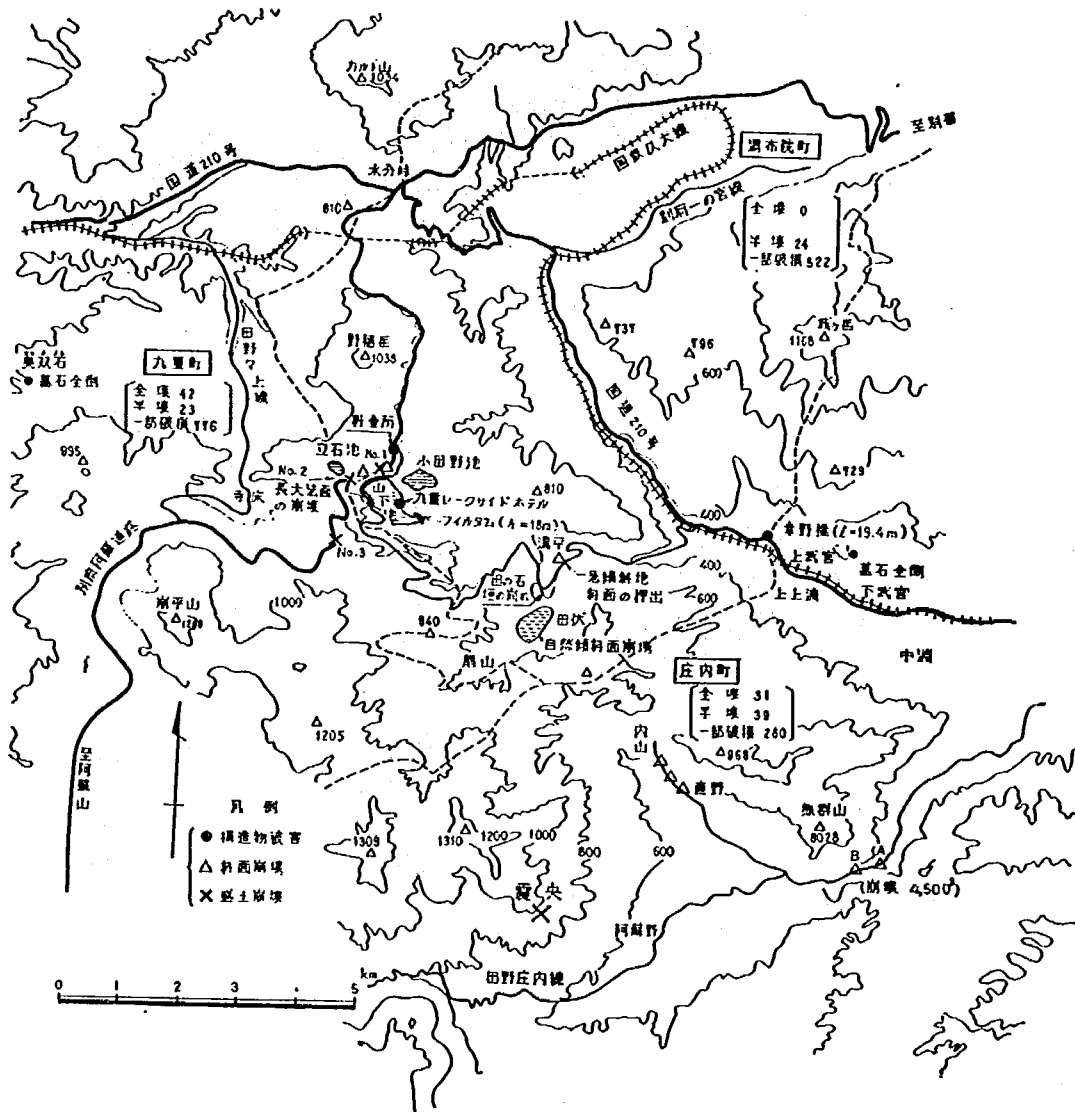


図-3 被害位置図



写真-2 岩の崩落(栗道庄内-田野線熊野山付近)

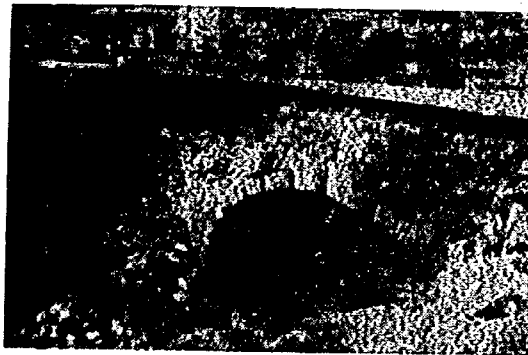


写真-3 国道 210号線幸野橋の被害

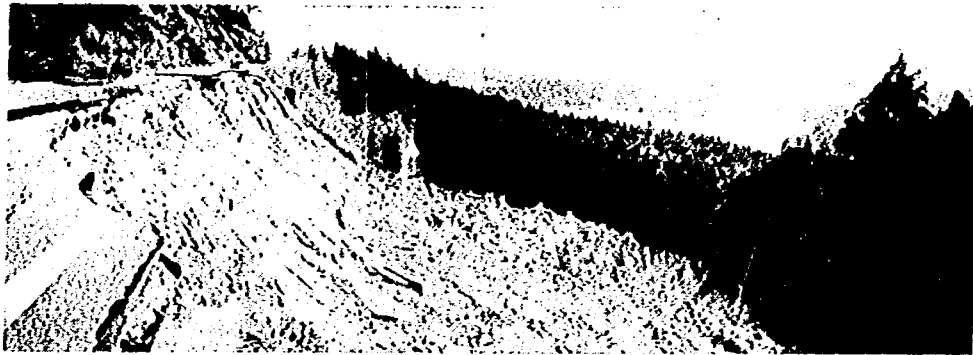


写真-4 別府阿蘇道路立石池付近の片盛土の崩壊

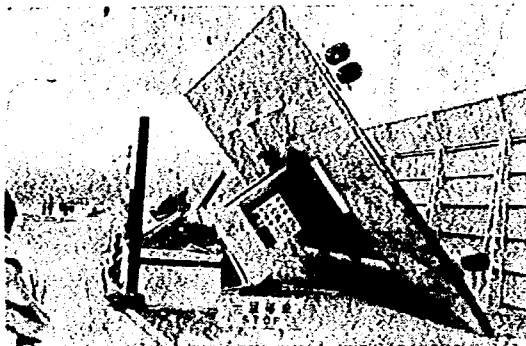


写真-5 別府阿蘇道路小田野池料金所の倒壊

いて最も被害の大きかった立石池付近の片盛土の崩壊を写真-4に示す。右前方に見える池が山下池である。立石池はこの道路の左上方に当る。ここは立石池からの沢となっており、崩壊した土の一部は写真中央に見える下方の県道を越えて林の中まですべり落ちている。また盛土のり面にあった石張りがほぼそのままの状態に崩壊した土の上に乗っているのが見られる。次に写真-5は同じく別府阿蘇道路の小田野池料金所の被害を示す。この料金所に隣接する管理事務所はほとんど被害をうけていない。写真-6に九重レークサイドホテルの比較的被害の軽かった後方ブロックの1階の柱の被害状況を示す。

あとがき

大分県中部地震の被害の概要をとりあえずまとめたも



写真-6 九重レークサイドホテルの被害

のである。次号では、斜面の崩壊、道路の被害、鉄筋コンクリート構造物の被害など、個別に重点的に報告する予定である。

現地調査にさいして、建設省九州地建大分工事事務所、大分県土木部および出先の土木事務所、道路公団、関係市町村の担当者には多大のご配慮を得たこと、また大分港における強震記録は運輸省港湾技術研究所からご提供いただいたことを付記して感謝の意を表す。

3. 大分県中部地震調査続報

駒田敬一，菅原

駒田敬一，菅原 捷

飯田 裕，北条紘次

松本徳久，田中俊彦

岡本正男，小林 保

土木技術資料 Vol.17. No.8

1975.8

大英農學中祖國地圖

祖國地圖
洲 祖國地圖
大英農學地圖
大英農學地圖
大英農學地圖
大英農學地圖

大英農學地圖

大英農學地圖

大分県中部地震調査統報

駒田敬一* 菅原 捷** 飯田 裕*
 北条紘次*** 松本徳久*** 田中俊彦****
 岡本正男***** 小林 保**

まえがき

前号の「大分県中部地震調査速報」においては、地震の概要、被害地域の地形・地質条件および被害の概要について述べ、代表的な被害例を写真で説明した。今回の統報においては、斜面の崩壊、道路の被害・鉄筋コンクリート構造物の被害などについて重点的に報告する。ただし、被害の詳細な解析はまだ済んでいないので、これについてはある程度の成果が得られた時点で報告することにする。

1. 自然斜面および複合斜面の崩壊

ここでは、斜面崩壊のうち、自然斜面および自然斜面の下部を一部切り取りした複合斜面の崩壊の調査について述べる。調査した複合斜面の切り取り部は無処理のものが大部分であった。

今回の大分県中部地震による山崩れ、かけ崩れ等の斜面崩壊の特徴としては、自然斜面および複合斜面を含めて、崩壊の規模が小さく、崩壊の発生している地域が限られていること、および斜面崩壊による人的被害がなかったことがあげられる。調査区域周辺においては、少なくとも近い過去に雨によって崩壊したと考えられる地形が残っており、この地域は全体的に斜面が安定していたと考えられる。今回の地震による自然斜面の崩壊例は少なく、特に複合斜面に比較して少ないことが目立った。

崩壊のタイプは、①地震の振動による節理の発達した節理面沿いの岩の崩落(図-1)、②がけすい(崩壊土)中の転石の崩壊(図-2)、③表層(腐植土を含み、草木類の根系の入っている範囲)の滑落(図-3)に分けられる。複合斜面の切土の箇所では前述の①、②のタイプ

の崩壊例が多く(前号速報の写真-2 県道田野一庄内線、能群山付近)、自然斜面では②、③のタイプの崩壊例が多い(前号速報の写真-1 扇山地区)。地震の場合、一般的に危険な斜面として、オーバハンクしている岩盤斜面、節理の発達した岩盤斜面、および背後地形の集水面積も広くないため集中豪雨では崩壊しない崩壊土を覆っている弱い土層の堆積した斜面等が考えられる。

表層の滑落は、降雨時の崩壊と同じようなすべりを呈していた。崩壊が発生した箇所は、フラットな斜面およびやや尾根状(凸形地形)を示している斜面に多く、沢(凹形地形)での崩壊はあまりみられなかった。崩壊の頭は、斜面上部に位置している崩壊例が多く、崩土の流下到達距離は降雨時の崩壊に比べて短くほとんどが斜面高さの5割以内に入っていた。斜面上部にクラックの発生している例は自然のり面の切土の箇所にもみられ、二次災害として降雨時の注意が必要であろう。

大きい崩壊例として一般県道飯田高原一中村線の栗原付近で節理の発達した安山岩が崩落し、崩落土砂のために斜面下に設けた土留め擁壁が破壊していた。その他、県道田野一庄内線沿いに複合斜面の崩壊が多く発生しており、湯平温泉を西に3km行った扇山地区では自然斜面が多く崩壊していた。また、湯平温泉から南西の方向約3kmの地点にある文珠山(標高940m)の頂上近くで、以前から認められていた北西-南東方向の線状の陥没が、今回の地震によってさらに進み(幅20~30cm、深さ10cm)陥没の中には深いところで1.1mのクラックが走っているのが見られた。南西の方向に深いすべりが発生している可能性が考えられる。沢をはさんだ対岸の山も享保年間(西暦1720年代)に大地すべりを起したといわれており今後の調査が必要であろう。湯平温泉の

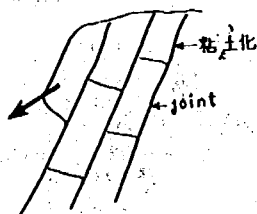


図-1 節理面沿いの岩の崩落
(県道田野一庄内線)

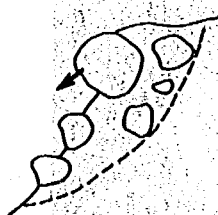


図-2 崩壊土中の転石の崩落
(県道田野一庄内線)



図-3 自然斜面の表層滑落

*建設省土木研究所構造建築部
 ****九州地方建設局佐賀国道工事事務所

**建設省土木研究所地質化学部
 *****建設省土木研究所砂防部

***建設省土木研究所測量部

急傾斜地崩壊危険区域で施工された崩壊防止構造物（擁壁にプレキャストの枠を斜面上に施工）が地震のため横排水路にキレツが入って排水機能が損なわれており、降雨が斜面に浸透した場合、危険な状態が考えられるので、早急な対応策が望まれる。

2. 道路の被害

2.1 概要

今回の地震の強震部は山岳地帯であったため、山腹部の片側切土、片側盛土した部分（写真-1）に被害が集中している。この点は、1974年伊豆半島沖地震などの場合の山岳地帯の道路被害と類似している。強震部にある幹線道路は、大分と久留米を結ぶ国道210号線と別府～一宮を結ぶ別府阿蘇道路であるが、後者には山下池付近に大きな道路盛土崩壊が3箇所発生し長期間の不通が免れないところとなった。山間部を走る多くの県道にはいたるところで落石、崩土などの被害を生じている。県道の被害のパターンを分類すると次のようになる。

(1) 落石：通常でも不安定な巨石が地震動によって動

き出して斜面をすべり落ち道路をふさぐ（前節の崩壊のタイプの①および②）。

(2) 切土面の崩壊：切土部では風化した凝灰岩が地震動によってすべり落ちる。例えば、写真-2は田野庄内線におけるのり面の崩壊を示すが（前節の崩壊のタイプの③）、被災地付近には地震の直前の一週間にこの地方で約120～130mmの雨が降ったため、風化した凝灰岩がより弱化していたことも考えられる。伊豆半島沖地震での中木地区の大崩落も風化した凝灰岩の箇所がすべり面となっていた。

(3) 道路盛土部のすべり：山岳地帯の道路であるため、山腹に片側切土、片側盛土した箇所はこの種の被害が集中した。盛土の勾配はきつく、締め固めも十分に行っていないものと思われる。したがって盛土と地山の境界ですべり、路肩の沈下路面のクラックが生じる。この種のすべりの量はあまり大きいものではなく、盛土の安定性が著しく低下しているとは考えにくいから、復旧もそれほど困難ではないと思われる。全体として西線部凸部や、沢に盛土した所は、被害も相対的に大きいようである。

2.2 長大法面の被害

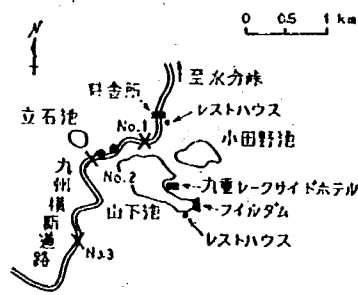
別府阿蘇道路での被害は図-4に示す数箇所の切土斜面の崩壊と、3箇所の盛土部の崩壊が主なものである。中でも図中のNo.2のすべりは若干すべったという程度のものではなく、崩壊土量も多く、またすべり切ってしまっているという点で注目する必要がある。ここは、図-5に概略図が示してあるように長さ約90mにわたって、道路幅員8mの約半分が、場所によってはほとんど全幅にわたって崩落している（写真-3）。この場所も全体として沢部に盛土した所である。したがって崩壊した所の地山部の表層はきわめて含水比の高い粘性土（ロームが粘土化したものと思われる）であり、また盛土材料は隣接した場所から切土してきたシラスを含む灰土であり、これもきわめて含水比が高かった。この理由



写真-1 片側切土片側盛土の道路の地割れ(県道田野一庄内線)



写真-2 田野一庄内線の切土面の崩壊



X No.1～No.3 盛土部崩壊
O 切取斜面崩壊
図-4 山下池周辺被害位置図

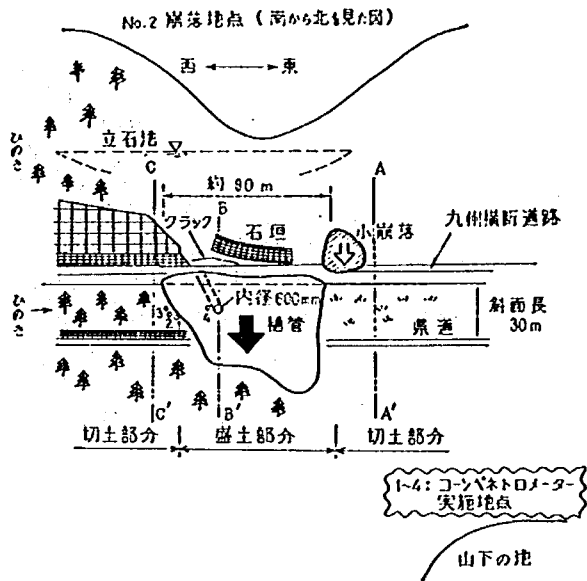


図-5 No. 2 のすべり地点概略図

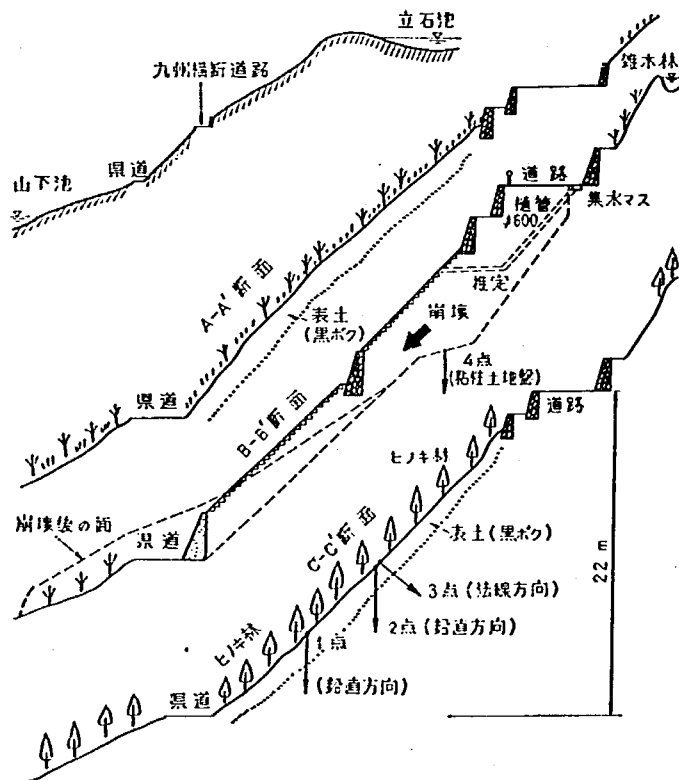


図-6 推定断面と現位置試験実施箇所

として、地震の直前までの雨の影響と、この沢のすぐ上方に直径約300mの立石池からの浸透水の影響とが考えられるが、詳しいことは今後の調査に待つべきであると

考える。図-6に、この崩壊地点とその前後の推定断面図が示してある。B-B'断面は崩壊地点の断面であるが、ここはねり石積による石張で保護してあったものと思われる。この石張は、崩落後はまるで波うちのようにになっていることと、すべった距離が意外に長かったことは、すべり落ちた土は含水比が高いためにほとんど剪断強度を失ったことを示している。また、興味深いことは、B-B'断面に示してある県道を保護してある土留壁が倒れることなくそのまま約40m前進していることである。以上のような大きなすべり崩壊は土の含水比がきわめて高いために生じたものと推察できる。したがって、地震時の道路盛土の被害を全くなくすることはできないにしろ、被害を最小限に妨ぐためには、沢に盛土した部分では排水に十分に注意し、施工に十分に注意することが必要でないかと考えられる。盛土部、地山部とも深さ約3.6mまでNは1~2に相当する軟弱な土であることが分った。推定すべり面はC-C'断面で表面から約1.8mの深さに相当する所にあったと思われる。また、地下水面は相当高いと推定された。

同じ道路の他の崩壊例を写真-4に示す。

3. 鉄筋コンクリート 構造物の被害

鉄筋コンクリートの土木構造物は、ほとんど被害を受けていない。

道路の橋梁については、今回の地震の被害地域内には小規模で単純な形式の橋梁が多く、被害は見られなかった。鉄道橋については、久大線の第2野上川橋梁で被害が伝えられたが、これは両岸の道床砂利が振動によってゆるんだものであって、橋台や橋脚などのコンクリート構造物には全く被害がなかった。

鉄筋コンクリート構造物で、地震によって致命的な被害を受けた構造物としては別府阿蘇道路の小田野池料金所および山下池畔の九重レークサイドホテルがあるが、いずれも建築構造物である。被害の概況は次のとおりである。

小田野池料金所(図-7および、前号速報の写真-5)は、上部の鉄筋コンクリート版を柱で支えて道路の上に張り出した構造となっている。これが倒れて道路を

ふさいでしまった。このすぐ近くにある事務所の建物は壊れていない。料金所は上部の版が重いので振動に伴う大きな慣性力により柱の下部に大きな曲げモーメントを

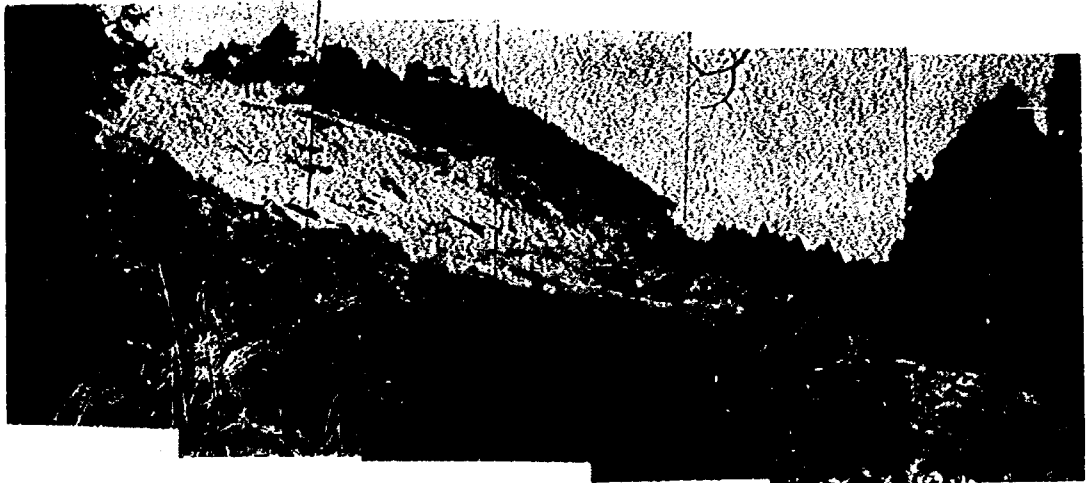


写真-3 別府-阿蘇有料道路の崩壊

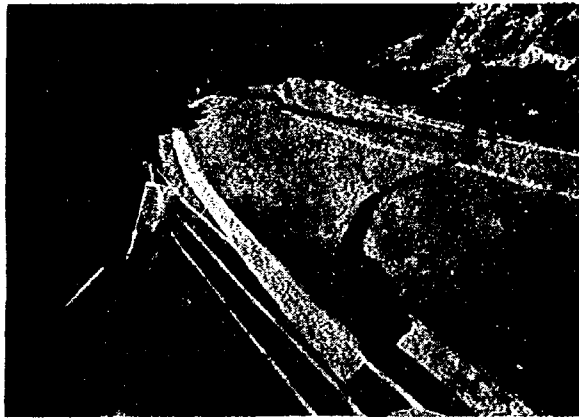


写真-4 別府-阿蘇道路の崩壊 (山下池付近)

生じ、破壊したものと思われる。

九重レークサイドホテルは地上4階、地下1階建の鉄筋コンクリート建築である。基礎は一体のコンクリート版で、建物は目地によって3部分に区切られている。正面玄関側部分の一階はホールの空間をとるため壁が少ないが、後側の2部分は壁が多い。被害の大きかったのは正面玄関側の部分で、一階の柱がつぶれ建物が沈下している(写真-5)。後側の2部分はそれに比べると被害が少なく倒壊はしていないが、柱や壁が壊れている。柱の破壊は床や天井との付け根の部分で起っており、かぶりコンクリートがはげ落ち鉄筋が見えている(写真-6)。帯鉄筋は、定着部の定着が壊れて帯鉄筋の働きを失っている。被害の軽い部分の柱や壁には斜めひび割

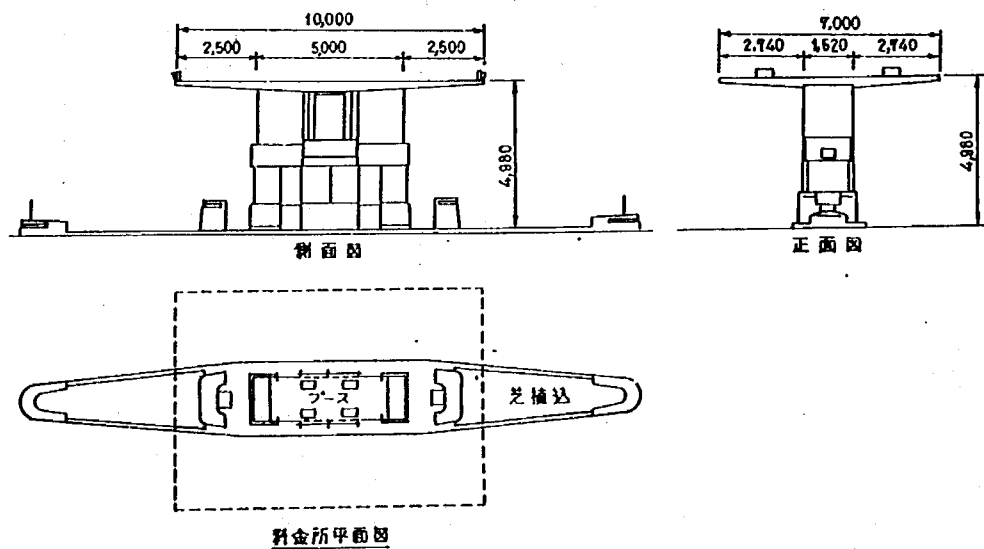


図-7 小田野池料金所一般図



写真-5 九重レークサイドホテル

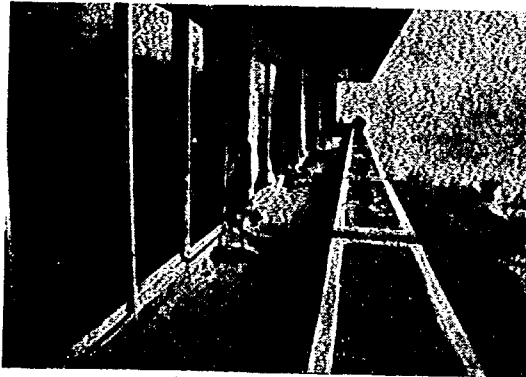


写真-6 九重レークサイドホテル（倒壊はまねがれたが、柱の基部がせん断破壊した）

れがみられる。地階の被害が軽いので、基礎地盤の変動による被害ではなく、建物の振動による被害であると思われる。

4. ダム

ダムについては表-1に示す2ダムを調査した。

山下池は図-8に示すような標準断面をもつ均一型アースダムで、地震による被害としては、ダム天端のダム軸方向の縦亀裂、右岸アバットよりの横亀裂、上流面石

表-1

ダム名	山下池	芹川ダム
河川	大分川水系食本川	大分川水系芹川
型式	アースダム	コンクリート重力式ダム
高さ	18.2m	52.2m
地震時水位	16.3m	43.1m
完成年	1918年	1956年

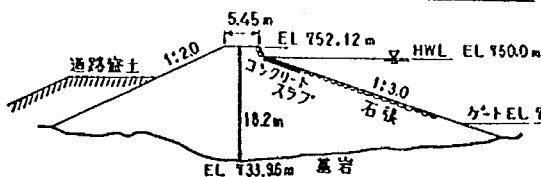


図-8 山下池標準断面



写真-7 全倒した墓石（庄内町蓑草）

張およびコンクリートスラブの亀裂が生じた。天端の亀裂はいずれも最大20cm位で深さは1.5m位と推定される。地震時には貯水池は満水の状態にあったが漏水は認められなかった。縦亀裂は上流法面が天端より約1.5m下りの標高で断面が急変している影響によるものであろう。横亀裂は右岸の地山と堤体の振動性状および変形量の相違によるものと考えられる。石張およびスラブの破壊は、堤体との変形能力の差によるものである。

地震後、堤体の調査および修復のためゲート放流により、貯水位は3m下げられた。ボーリング等による堤体および基礎の調査も並行して実施されている。なお付近の大破したレークサイドホテルの破壊状況から推定すると、最大地震動の方向はダム軸方向に近いものであったと思われる。

芹川ダムはダム本体には何ら異常はなかったが、管理事務所は窓ガラス破損、壁のクラック、照明燈の倒壊などの小被害を受けた。また左岸の軟質堆積層に入れられた監査廊での漏水は地震前3.3l/分から地震後8.1l/分が増えた。その後漏水量は徐々に減じ安定に向っている。

5. その他

一般家屋の被害は、震央付近の庄内町内山、九重町寺床、奥双石（オクナメシ）の各地区において著しく、家屋の全壊78戸、半壊104戸に達した。被害地域の家屋は、壁の少ない構造のものが多かった。また山地の斜面に建築した家屋は、一部切土、一部盛土上に位置するものがあり、これらは被害を受けていた。

墓石は、庄内町蓑草、および九重町奥双石で調査したが、蓑草では全倒（写真-7）、奥双石では大部分が倒壊し、直下型地震の影響の大きさを見せつけられた。特に蓑草地区の墓地は、国道210号線の改築に伴って移設され、墓石は新築されたものであったが、これが写真のように全倒したのであった。

4. 斜面崩壊および落石

中村浩之
反町雄二

土研資料 第1346号
「1978年1月伊豆大島近海
地震調査概要」より一部抜すい
1978.2

环境空气颗粒物采样方法

附录A

附录B

附录C

附录D

附录E

附录F

6. 斜面崩壊および落石

前述した様に、今回の地震による災害では斜面崩壊や落石による被害が大きかった。航空写真の判読、現地精査などの詳細調査を待たねば正確な記述は出来ないが、今回踏査した範囲で被害の特色を以下に記す。

伊豆半島全体からみると斜面崩壊や落石が発生した個所は地域的に偏っている。調査地域内では東伊豆町と河津町の東海岸一帯、及び河津町から天城峠を経て湯ヶ島町与市坂付近までの地域が他に比べて発生頻度が高い。さらに、西伊豆町の仁科川に沿って上流に上り湯ヶ島町持越にぬける道路などは、調査時点で通行止めで直接調査は出来なかったが、斜面崩壊や落石が多かったことが報じられている。これらの事から、斜面崩壊や落石の発生個所は図1-3に示した余震の発生範囲とおおむね良好な一致を示していることがわかる。

多数の斜面崩壊や落石がみられたが、(Ⅰ)土の斜面の崩壊、(Ⅱ)岩の斜面の崩壊、(Ⅲ)落石の3つに大別出来そうである。

(Ⅰ)土の斜面の崩壊：表土層の浅い崩壊から崩壊面が地表から深さ数m程度にある崩壊までいろいろな程度の崩壊があった。豪雨型崩壊にみられるような、はっきりとした谷型地形での崩壊は今回の地震被害では見ることができなかった。

土の斜面の崩壊で最も規模が大きかったのは河津町見高入谷七廻の崩壊（写真6-1参照）で、斜面勾配が25度程度の比較的ゆるい所で発生した。崩壊土砂は住家4戸をつぶし、小川（田尻川）を乗り越えて対岸の斜面にぶつかってまた反転し停止するというかなり活動の激しいものであった。滑落崖を見ると図6-1に示すように表土と火山レキ（スコリア）を含む火山放出物と粘性土から成っている。この火山砕せつ物と火山灰起源の粘性土（高い含水比をもつと観察された）の境界付近がすべり面となっていると推定される。この崩壊地の上方には大池と呼ばれる旧火口があり、ここでは一時的に水がたまるが、すぐに水が枯れるということである。七廻の付近や上方の旧火口の付近にもかなり大きな崩壊があり、この地域には多くの自然斜面の崩壊が認められた。

東伊豆町奈良本地区で発生した崩壊は、長さ50m、高さ10m、深さ2~3m程度で、七廻ほど大規模ではなかったが七廻と地盤構成は類似している。崩壊の始点付近には小道があり、この小道に水道管が埋設されていた。その一部は崩壊土砂とともに崩れ落ちていた。

河津町川合野地区では、写真6-2に示すようにローム質土の斜面の崩壊があった。ここには、直下に民家数軒があったが、音などの前兆があり、住人には避難する余裕があったという。この地点では、崩土がかなり斜面に残っており、また崩壊地の上部も不安定で、今後の降雨等で再滑落の危険性を残している。

河津町梨本地区では図6-2（図中に示した6箇所からの撮映結果は写真6-3-1~写真6-3-6参照）に示すような斜面の崩壊があった。

河津町泉奥原地区では自然斜面の崩壊がいくつかあった（写真6-4）。川を一部堰止めた崩壊跡

地では水が斜面にしみ出ていた。土の斜面崩壊地で水がしみ出ていたのはここだけであった。

(II)岩の斜面の崩壊：これには、岩盤斜面の上層の表土が基岩との境から崩れ落ちるものと、熔岩類や凝灰岩等が風化層を主体にして崩れ落ちるものがあった。

写真6-5は、東伊豆町と河津町の境界付近のモルタル吹き付け斜面の崩壊である。

写真6-6は、伊豆急鉄道大川トンネル付近の崩壊である。これらからわかるように、東伊豆の海岸沿いはなだらかな山が海岸部で切り立っており傾斜急点付近での崩壊例が多かった。また、ここは尾根部にもなっており、この例のように縦断的にも平面的にも凸型の個所の斜面崩壊や落石が多いことが地震によって発生する崩壊、落石の特徴といえよう。

(III)落石：落石も数多くの個所で発生した。中には防護フェンスを乗り越えるような斜面の高い所からの大転石もみられた。斜面を覆ったネットは路上への落石に対しネット内に岩を止める効果を發揮していることが観察された。

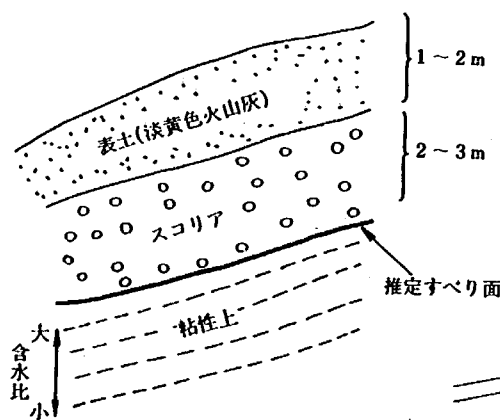


図6-1 河津町見高入谷七廻崩壊現場の地質構成

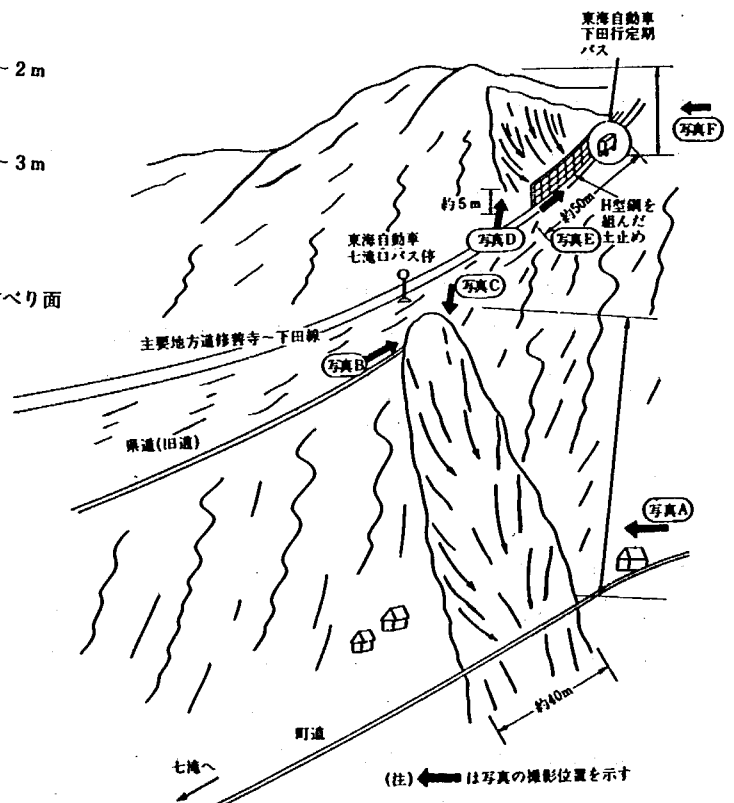


図6-2 賀茂郡河津町梨本崩土(写真は写真6-3-1~写真6-3-6参照)



写真 6 - 1 河津町見高入谷七廻地区の崩土



写真 6 - 2 河津町梨本川合野の斜面崩壊
主要地方道修善寺下田線沿いの家屋 3 軒が土砂により押し流された。

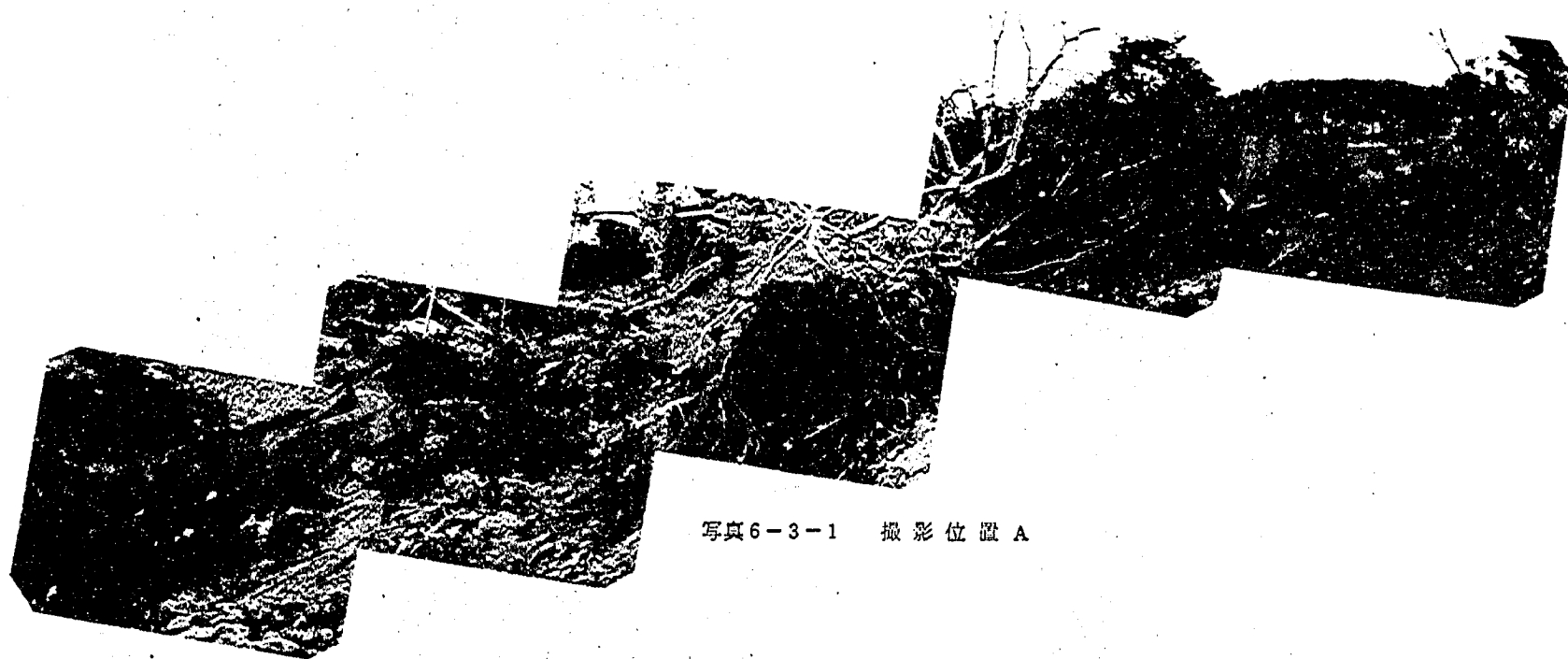


写真6-3-1 撮影位置 A



写真6-3-2 撮影位置 B



写真6-3-3 撮影位置 C
下に見えるのは七滝に至る町道である。



写真6-3-4 撮影位置 D

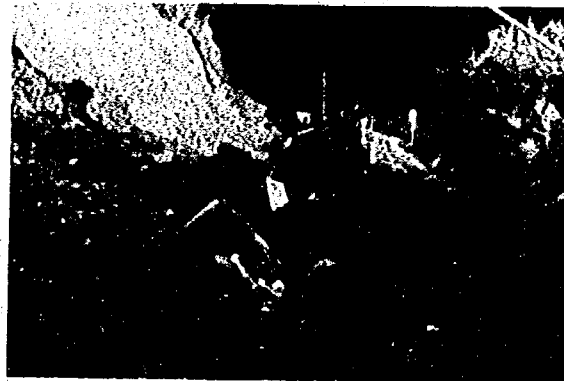


写真6-3-6 撮影位置 E
東海自動車バス被災現場

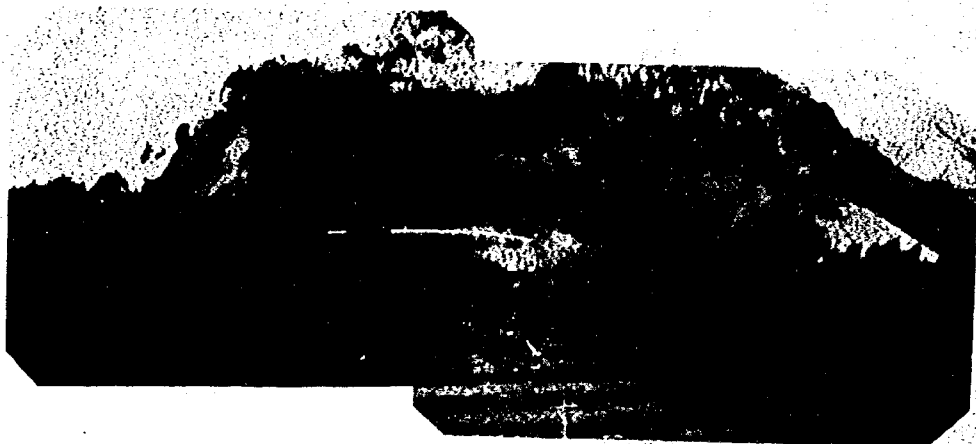


写真6-3-6 撮影位置 F
左側が東海自動車バス被災地点



写真6-4 河津町泉奥原の自然斜面の崩壊

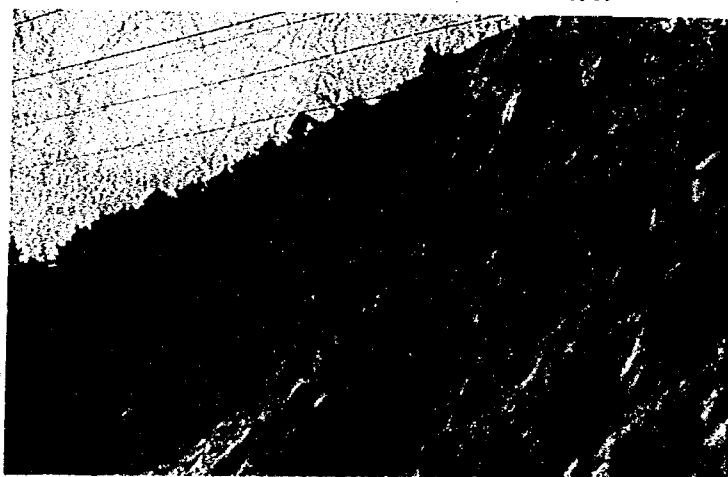


写真6-5 東伊豆町と河津町境界付近の崩壊



写真6-6 大川トンネル付近の崩壊

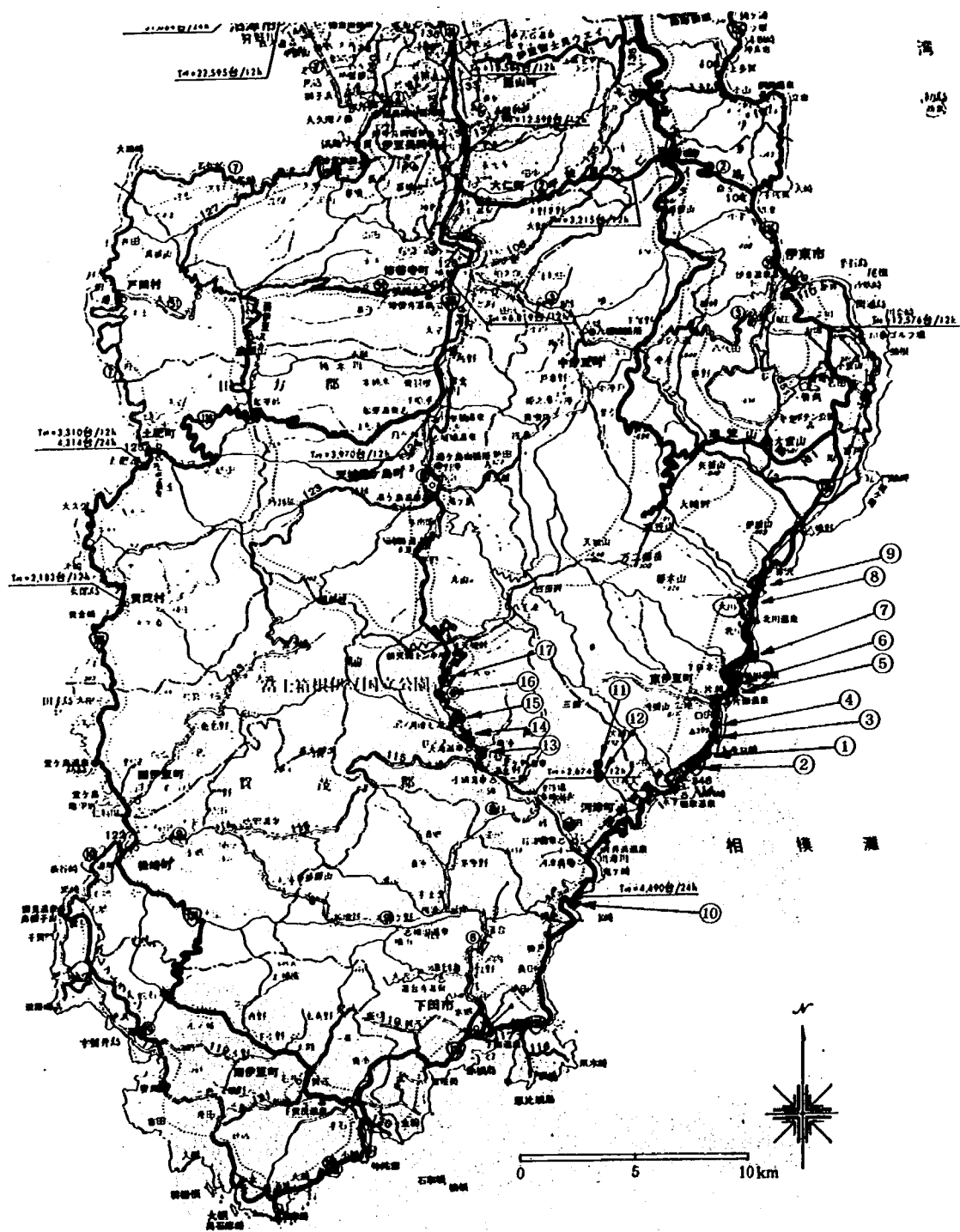


图 5 - 2 航空写真摄影位置



写真5-1 ① ドライブイン小林倒壊写真（静岡県下田土木事務所による）

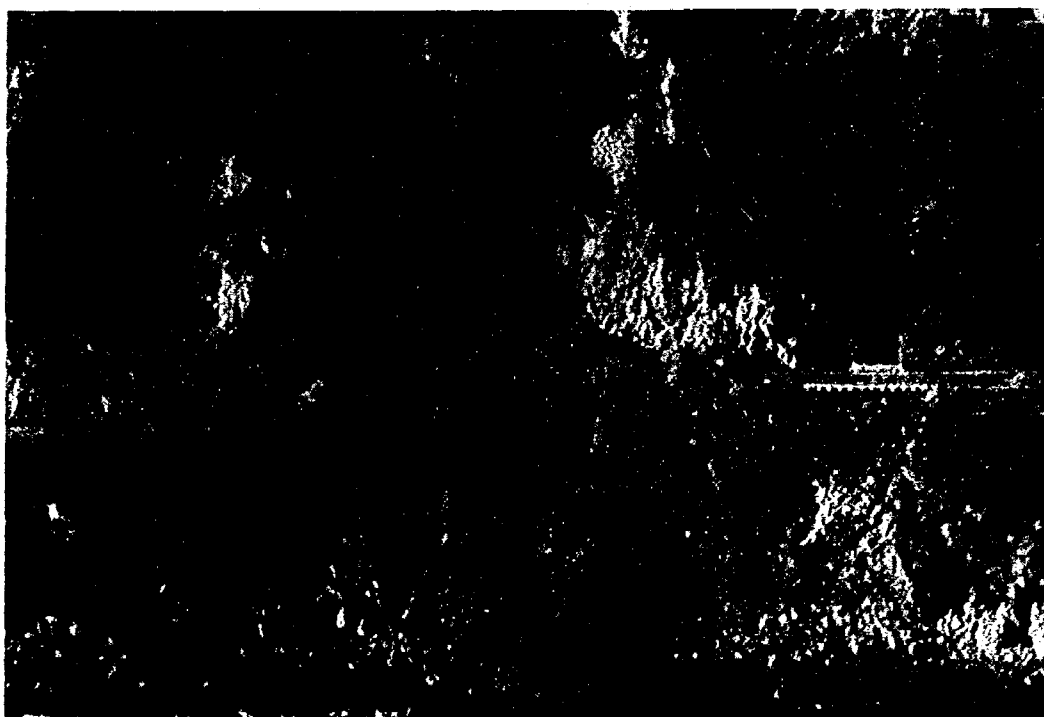


写真5-2 ② 旧135号 稲取～黒根トンネル（静岡県下田土木事務所による）



写真5-3 ③ 白田トンネル先 伊東側崩壊状況（静岡県下田土木事務所による）



写真5-4 ④ 白田駅手前 下田側から撮影（静岡県下田土木事務所による）

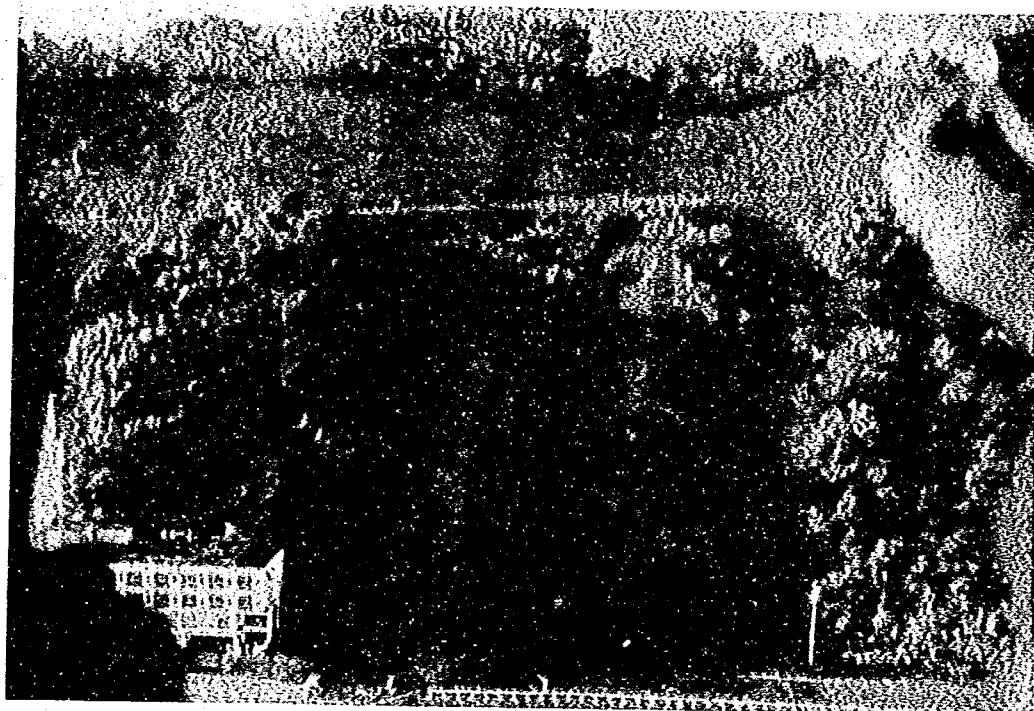


写真5-5 ⑤ 熱川手前下田側 旧135号線
上方道路は現在の135号線（静岡県下田土木事務所による）

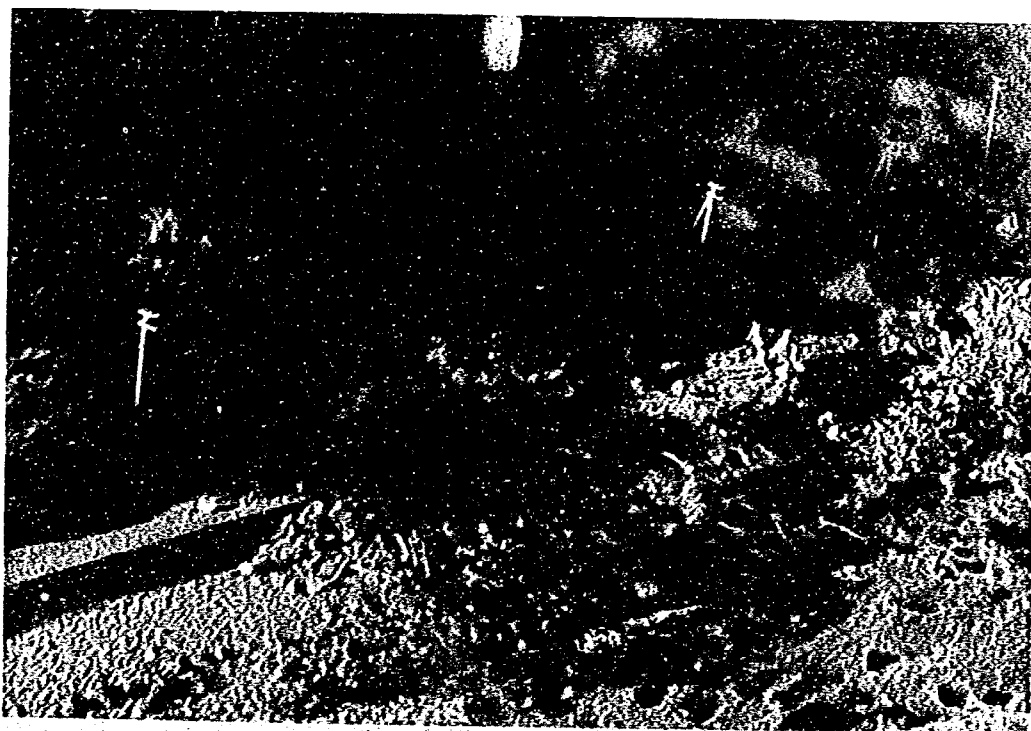


写真5-6 ⑥ 熱川片瀬線 下田側よりも熱川側が崩壊（静岡県下田土木事務所による）

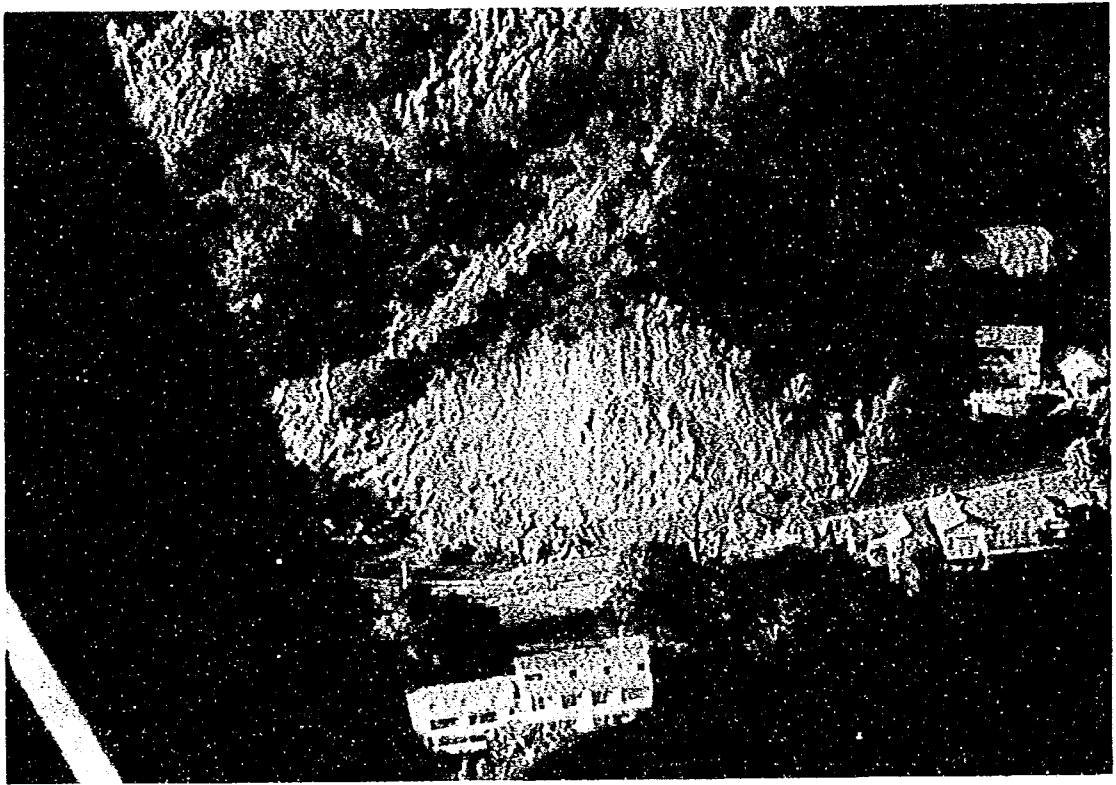


写真5-7 ㉦ 東伊豆町熱川 北川トンネル入口〔静岡県下田土木事務所による〕

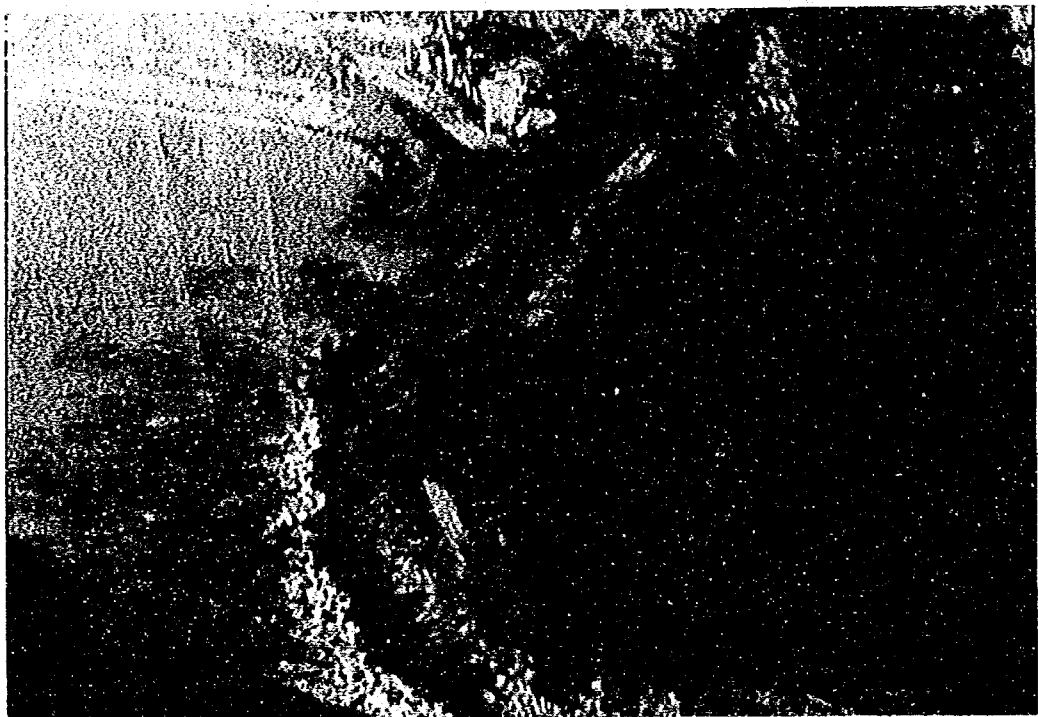


写真5-8 ㉧ 大川手前の地点における下田側の崩壊状況〔静岡県下田土木事務所による〕



写真5-9 ⑨ 大川先 伊東側崩壊〔静岡県下田土木事務所による〕



写真5-10 ⑩ 河津町縄地 小安トンネル入口〔静岡県下田土木事務所による〕

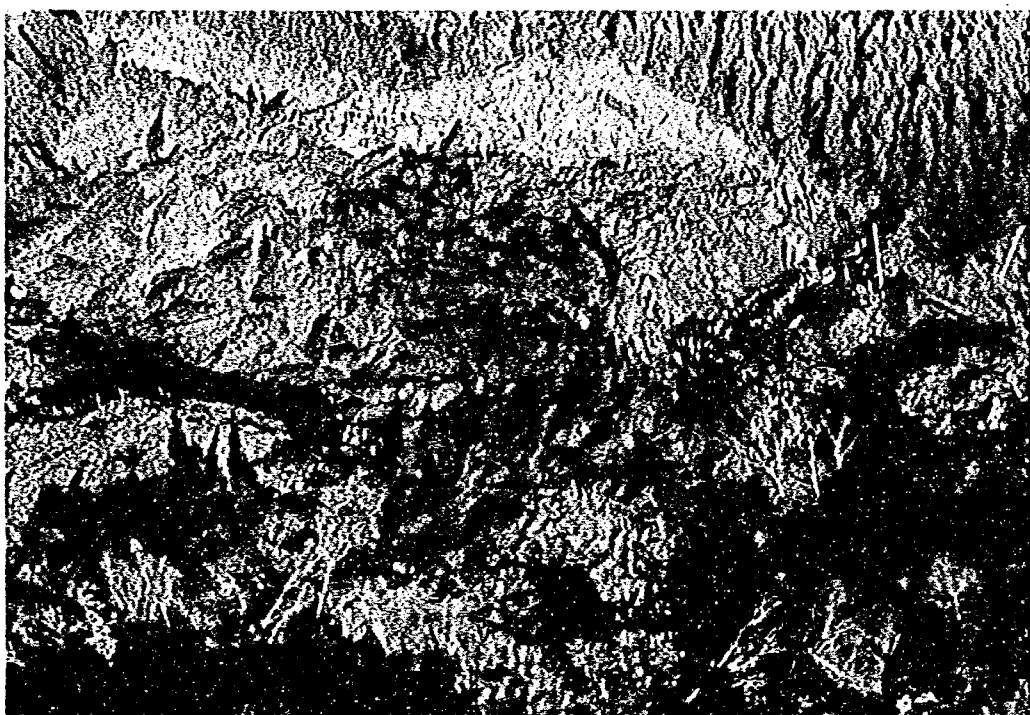


写真5-11 ⑪ 見高入谷地区被災状況（静岡県下田土木事務所による）

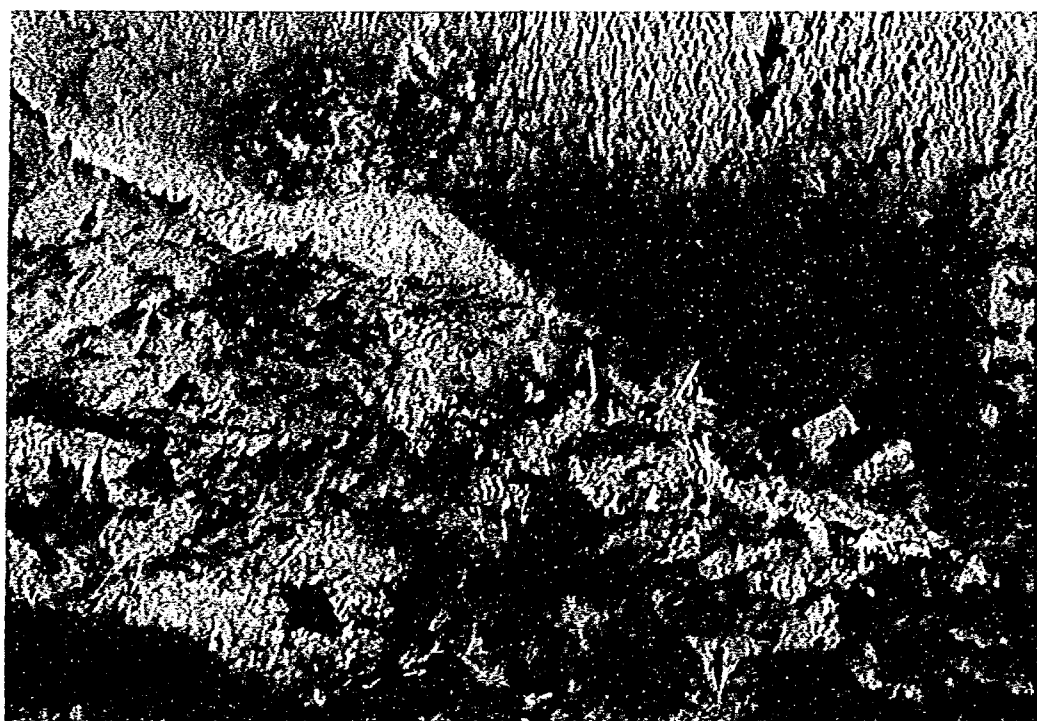


写真5-12 ⑫ 見高入谷地区被災状況（静岡県下田土木事務所による）

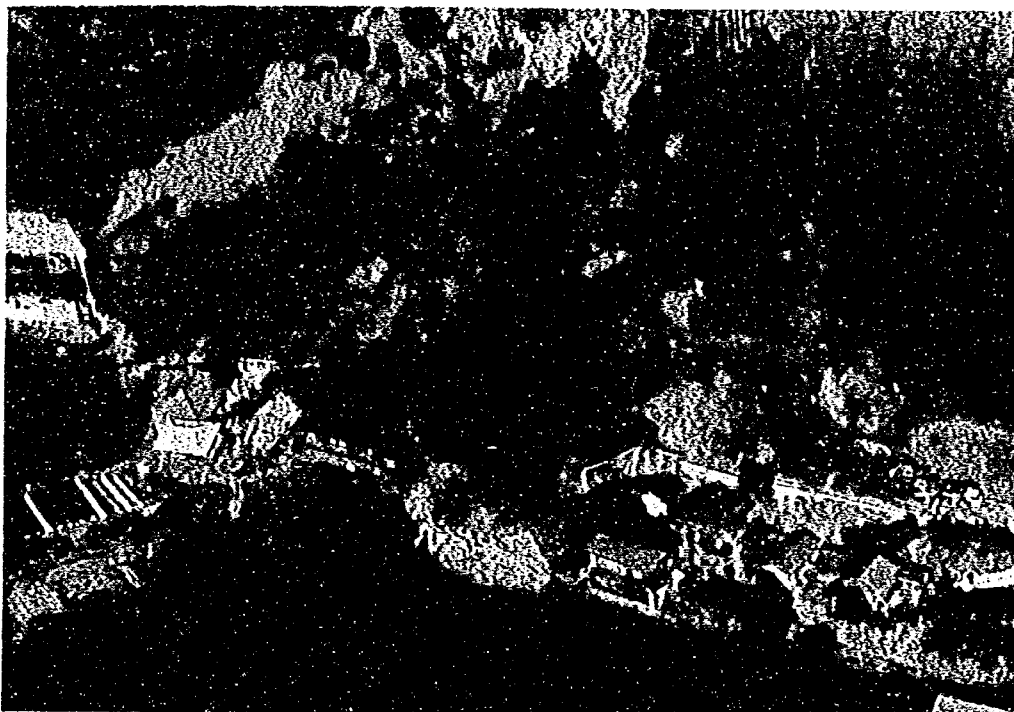


写真5-13 ⑬ 県道修善寺下田線 大鍋より天城側崩壊状況〔静岡県下田土木事務所による〕



写真5-14 ⑭ 修善寺下田線 河津七滝より天城側〔静岡県下田土木事務所による〕

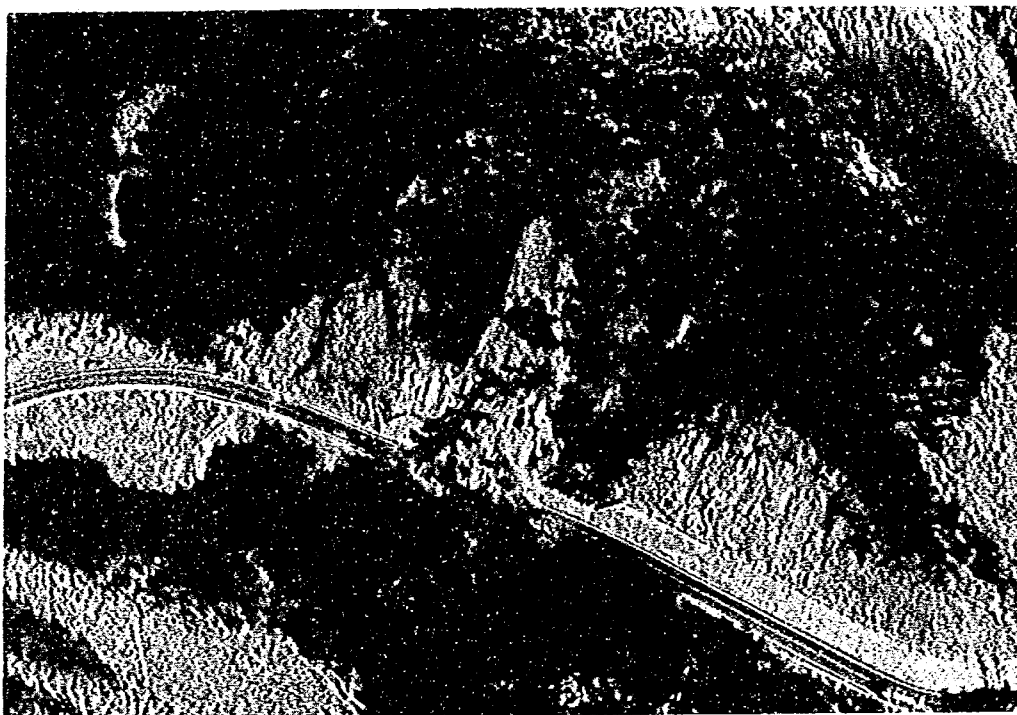


写真5-15 ⑮ 修善寺下田線 七滝停付近より500m天城より 崩壊状況〔静岡県下田土木事務所による〕

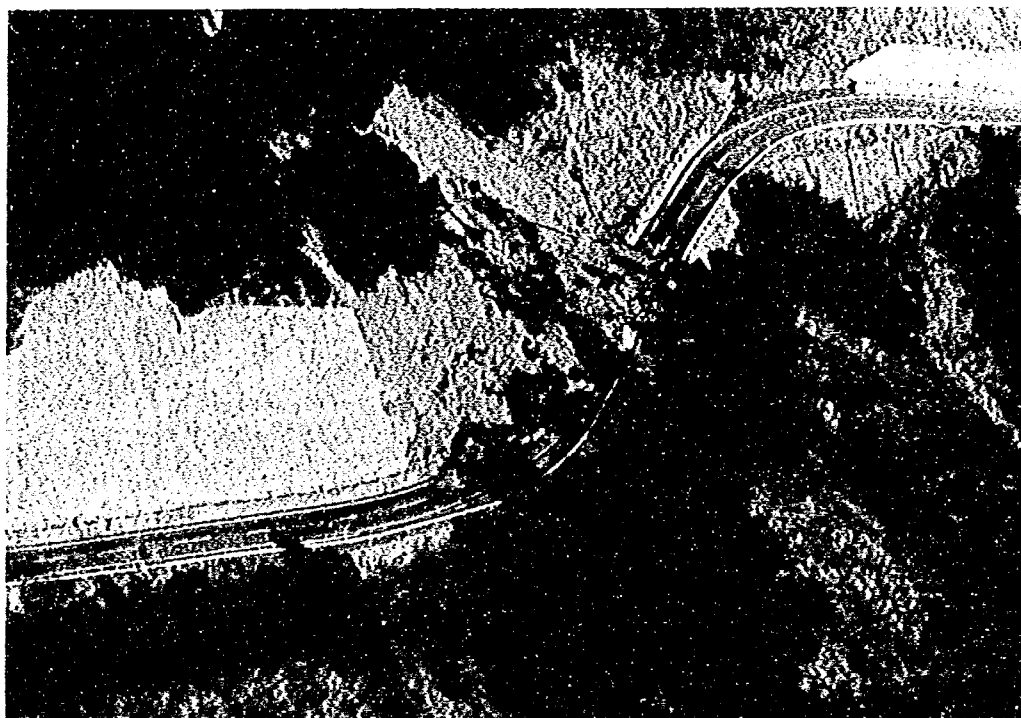


写真5-16 ⑯ 修善寺—下田線 大町茶屋下 下田側〔静岡県下田土木事務所による〕



写真5-17 ㊦ 料金所 下田寄り（静岡県下田土木事務所による）



5. 地震と斜面崩壊について

安江朝光
反町雄二

治水と砂防 Vol.11. No.2
1978.8

376-5100 除と鐘車 . 4

光澤新式

二級用紙

376-5100 除と鐘車

1000-8

地震と斜面崩壊について

安江朝光
反町雄二

まえがき

「地震・雷・火事・親爺」といわれるように、地震は世の恐いもののなかでもその筆頭に挙げられている。この順位がどのような根拠に基づいて決められたのかはともかくとして、地震の恐しさは突然襲ってくる、しかも震度が大きい場合など人は殆んど自由に動くことができず為す術がないこと、そしてこの瞬時の活動の停止中が防災上重要であること、などにもあるのではないだろうか。また、地震に伴ない火災・津波なども発生し被害を大きいものにしていく。

地震発生の予知に関しては、個人的ではあるが雲の様子などから推定できるという人もいようであるし、中国では地下水位の変動などから予測したと伝えられている。また、動物が事前に察知したということも時々いわれているが、例えばナマズの場合だと信頼性に問題があるようだ。というのは、地震の前だけ何らかの反応を示したのであれば良いが、時折そのような反応を示しておりたまたまある時地震が起きたというのでは予知に用いるのに問題がある。「大地震について直前に魚の異常生態が報告されたケースは90%に達するらしいが、逆に魚の異常があった時に必ず地震がくるかどうか、というところでもない」(63年5月19日付朝日新聞)。ただ、東海地震の発生が注目を浴びているが、地殻の変動などがらどの地域で地震のエネルギーが蓄積されつつあるといったことはある程度わかってきているようである。

今年になってからの目立つ地震というと、1月14日12時24分頃発生した伊豆大島近海地震がある。前夜から群発地震が発生し、当日も午前中を中心に震度4クラスの地震が発生しており、また日頃から住民の地震に対する警戒が比較的ゆきとどいていたからか、昼食時の本震に際しても火災は発生していないようである。しかし、山崩れ、崖崩れ、落石等による人的被害は御存知のとおりである。

このようなことから地震と斜面崩壊を考えると、先にも記したように地震時には迅速な行動がどこまでとれ

るかわからず危険な所から簡単に避難することは難しいので、斜面の崩壊や落石そのものの発生を防ぐ、もしくは崩壊や落石があってもこれが保全の対象となる人・家屋・道路・鉄道等に影響を及ぼさないようにする、といった防災対策を考えていかねばならない。

国土の約75%が火山地・丘陵を含む山地である我が国では、山地を走る道路・鉄道の多いことは勿論であるが、斜面に近接している人家も非常に多いことから、過去の崩壊の様子や危険な斜面などについて述べて、地震による斜面崩壊の特徴などを知って頂きたい。

1. 斜面崩壊の実態

地震により発生した斜面崩壊の様子について記したもので古いのは日本書紀である。他には郡誌・日記等にも記されていることがあるが、鎌倉付近では1210年代、江戸付近では1590年代になってやっと被害地震の記録があるということである。近年では、空中写真等により広範囲にわたり斜面崩壊の発生状況等を記録として残せるし、各分野の専門家が現地に入り諸調査を行うので整った報告書も多く残されている。

1.1 過去の例

参考文献¹⁾によると、斜面崩壊について記述されているもので最も古いのは日本書紀である。この中に679年筑紫で起きた地震のことが記されている。これによると「丘が崩れたが、その上の百姓の家は破壊することなく、家人は丘の崩れたのに気づかなかったという」ということから、地すべり性の大崩壊であったと考えられる。

地盤等にもよるが、震源に近いほど一般に被害は大きくなる。この点を考えると震源が内陸にあり、かつ規模の大きい地震が最も恐しいといえる。これに該当する一つが1891年の濃尾地震で、我が国での内陸地震では最大といわれる。地表での変動の激しさ(根尾川断層等)はよく知られている。また、山崩れの発生箇所数は1万を越えている。マグニチュードは7.9~8.4とされている。

箇所数で多いのは1847年の善光寺地震で4万以上であ

る。このうちのいくつかは川を堰止め上流の村を水没せしめている。しかも、この堰が後に決壊し下流の家屋が多数流失している。マグニチュードは7.4とされている。

1923年の関東大地震では火事による被害が大きかったようであるが、斜面崩壊に関して特筆すべきことは根府川の山津波(土石流)である。これは「同谷の上流から約6kmの距離を5分程で100~300万m³の土砂が流れ落ち、根府川の部落170戸を土中に埋め、駅に停車中の列車も流された」(参考文献²⁾より)という。マグニチュードは7.9である。

後述するが、斜面崩壊は雨や地震によってひきおこされることが多い。そこで考えられるのは、かなりの量の雨が降っているとか降った後に地震が起きたら、どちらか一方だけであれば崩壊するに至らないものでも崩壊することがあるのではないかということである。1968年の十勝沖地震では青森県下で被害が多かったが、この一因として前日までの雨量が多く斜面が崩壊しやすい状態になっていたのではないかということも考えられる。

逆に、地震の後に雨があっても崩れやすいと考えられる。この例では、1967年の羽越豪雨による山崩れなどは新潟地震(1964年)の影響もあったのではないかとわれている。

ただ、崩壊現象は非常にその説明が難しいため、雨と地震とどちらの影響が強く作用したのかといったことはわからない。崩壊は雨や地震のような発生誘因とともに素因も複雑に絡んでいるためで、例えば隣り合った斜面やある地域内の斜面を考えた場合、発生誘因には大きな差はないとみてよいのであるが、崩壊する斜面としない斜面が出てくる。これは斜面のもつ素因(地形・地質・植生等)の違いによるわけである。

このように、斜面崩壊は複雑な現象で、定性的な事項がわかっている程度で、定量的なことになるとまだ不明確なことが多いのが現状である。

1.2 伊豆大島近海地震による斜面崩壊

当地震は1978年1月14日12時24分頃発生、震源は伊豆大島西方の海底でマグニチュード7.0である。伊豆半島では4年前の5月9日にも「伊豆半島沖地震」と呼ばれる地震があり西伊豆方面を中心に被害が発生しているが、今回は東伊豆と半島の中心部に被害が多数発生した。

(i)被害概要

死者に限ってみると斜面崩壊や落石等で25人(東伊豆町9人、河津町11人、天城湯ヶ島町5人)の命が奪われている。前回の地震では南伊豆町仲木での大崩壊などにより死者数は30人にも達しており若干少なかったが、持

越堰堤が破壊されるなど前回には見られない被害もあった。

(2)斜面崩壊及び落石

この時の斜面崩壊は、(i)土の斜面の崩壊、(ii)岩の斜面の崩壊、(iii)落石の3つに大別されている(参考文献²⁾)。 (i)は表土層の浅い崩壊から、崩壊面が地表から数mの深さのものまでいろいろあるが、雨による崩壊によくみられるようなはっきりとした谷型地形での崩壊はあまりなかった。(ii)は岩盤斜面の上層の表土が基岩との境から崩れ落ちるものと、溶岩類や凝灰岩等が風化層を主体にして崩れ落ちるものがあった。(iii)は数多くの発生箇所があった。特に落石の場合、山地の中では発生しても目立たない事がらでもあり、人目につき易い道路沿いが多かった。

川を堰止めた崩壊も2,3あったが、規模が小さく大事には至らなかったようである。

(3)その後の調査

発生直後に政府の調査団が派遣されたのを始めとし、研究機関・大学等もおのおの調査を行ったようである。現在も引続き調査研究が進められているようである。

2. 危険度判定

斜面崩壊による災害を軽減していくためには、崩壊そのものの発生を抑止する、崩壊土砂から保全地域を守る、危険な地域から避難するなどが考えられるが、まず第一にどこが危険であるかを調査しなければならない。ここでは、どのような斜面が危険であるのか、そしてそこは雨によっても崩壊しやすい所であるのかどうかといったことについて述べる。次に、どの程度危険であるのかといった危険度判定にもふれる。

2.1 どんな斜面が危険か

地震によって崩壊しやすい斜面型があるかどうか、新

表-1 斜面型の分類

カテゴリー	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
アイテム								
縦断型	直線	下降	上昇	複合				
横断型	谷	直線	尾根					
傾斜角	30度以下	31~40度	41~50度					
方位	北	北東	東	南東	南	南西	西	北西
樹高	8m以下	9~15m	15m以上					
樹冠密度	40%以下	41~70%	71%以上					

湖地震について調査した例について述べる。

まず、斜面の特徴であるが表-1のように分類する。例えば、縦断型は直線・下降・上昇・複合のどれに属するか、横断型は谷・直線・尾根のどれに属するかと調べていく。ここでいう斜面は、無作為に選んだ崩壊がない斜面(非崩壊斜面)と斜面の一部分、場合によっては全部が崩壊している斜面(崩壊斜面)とのことである。

分類は空中写真判読・計測や現地踏査から決めていく。

なお、非崩壊斜面も調べる理由であるが、崩壊したもののだけでは崩壊斜面中に数多く現われる斜面型の数は把握できるが、絶対数の多いものが危険であるという結論にはならないからである。危険かどうかみるためには、その斜面型が調査地域内にはどれくらい存在しているのか、そしてそのうちどれだけが崩壊したのかがわからなければならないのである。

この両者を比較した結果は以下のとおりである。

(1)縦断型

図-1をみて頂きたい。棒グラフ中の丸の数字は表-1と対応している。棒グラフの横幅は非崩壊斜面中のおおの分類がどの位の割合で出現しているかを示している。①が最も狭いが、この直線型は非崩壊斜面81例中6例しかなくその出現率は7%強に過ぎない。グラフは7%分の幅をとってある。

資料数が81に過ぎないために、この調査地域内では斜面縦断型が直線型である斜面は約7%であるなどとはとてもいえず、今後資料数を増す必要はある。

次に崩壊斜面についてもどの分類に属するか調査した。ここでは直線型に属する斜面が4カ所、一方調査した崩壊斜面数は81であるから出現率は約5%である。

崩壊が縦断型状には全く影響なく起きるものであれば、非崩壊斜面では直線型が約7%であるから崩壊斜面中にも約7%の割合で現われるはずである。他の形状についても同じことがいえなければならない。

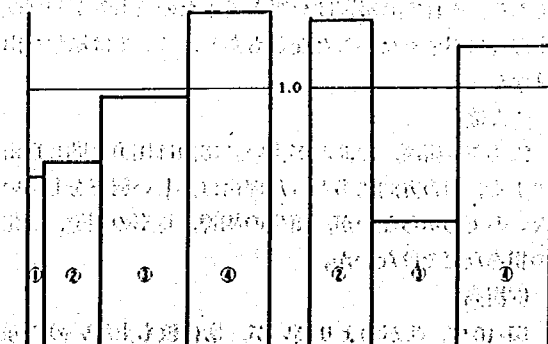


図-1 縦断面型(地震)

図-2 縦断面型(雨)

このようなくい違いを統計学では χ^2 (カイ2乗)検定で調べるが、資料数が少ないので図でのみ示し検定は行わない。

直線型についてだが、非崩壊斜面中の出現率約7%に比べると崩壊斜面中におけるのが約5%と低い。このように低い斜面型は地震に対して崩壊しにくいと考えることができる。これを図-1の縦軸値で示してみた。図中の横線は崩壊斜面中の出現率を非崩壊斜面中のもので除した値が1を示す。つまりこの線よりも上に出ている斜面型(図-1では④の複合型)は地震に弱いとみることができる。

現地踏査等の経験からすると、③上昇型が予想よりも低いのであるが、④も含め凸型のある斜面は弱いようである。

以下は全く同様に調べた結果である。

(2)横断型

図-3のとおりである。②直線型と③尾根型が崩壊しやすいようである。

(3)傾斜角

図-5のとおりで、急になるほど崩壊しやすい傾向を示しているが、50度未満までの資料しかなく50度以上ではどのようなことになるのか現在のところ不明である。

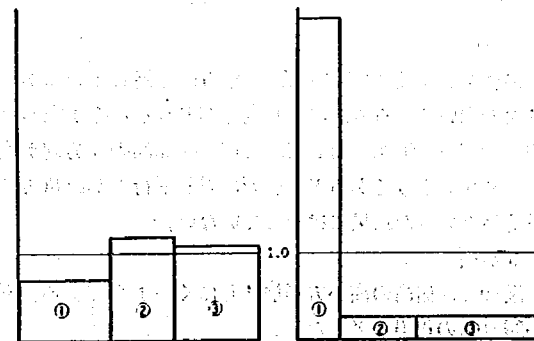


図-3 横断面型(地震)

図-4 横断面型(雨)

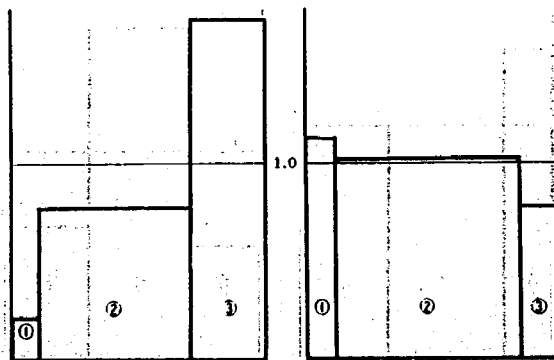


図-5 傾斜角(地震)

図-6 傾斜角(雨)

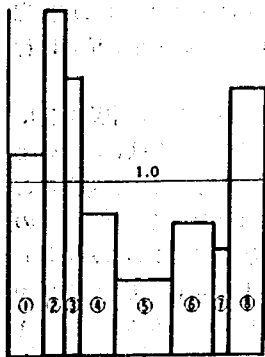


図-7 方位(地震)

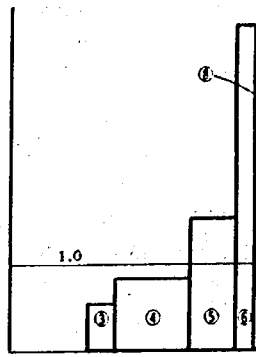


図-8 方位(雨)

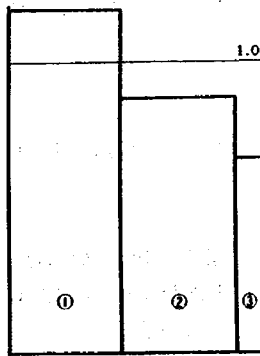


図-9 樹高(地震)

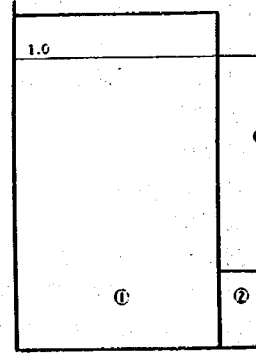


図-10 樹高(雨)

(4)方位

調査地は震源(栗島東方)の東方に位置しているが、斜面の向いている方向により変化がどうなるのか調べた(図-7参照)。①北、②北東、③東、④北西の4方向が崩壊しやすいようであるが、震源に対し平行とか直角方向が危険といった結果にはなっていない。

(5)樹高

図-9で、樹高の高い方が崩壊しにくいようである。根の張り方の相違と考えたい。

(6)樹冠密度

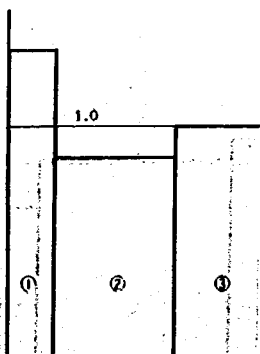


図-11 樹冠粗密度(地震)

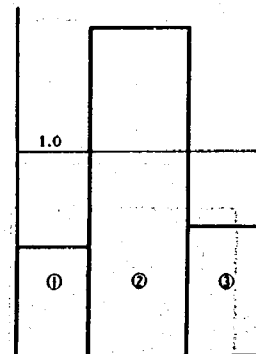


図-12 樹冠粗密度(雨)

図-11であるが、②が低くその理由が不明である。

(7)その他

このような調査を、斜面の高さについてや表土層の厚さについてなどにも行ってみたいと考えている。なお、地質は花崗岩がそのほとんどを占めているので、地質別には調査できない。

2.2 雨との違い

図-1.3.5.7.9.11では地震に対し弱い斜面形状を図示したが、雨にも同様な所が弱いのかどうか調べてみる。

やり方は前と全く同じで、調査地は羽越豪雨(1967年8月28~29日)による崩壊多発地域の一部である。ここでは新潟地震の影響も考えられる訳であるから、雨による崩壊の特徴であるとは断定できないが、現在のところ地震の影響度は全くわからない。もう一つ、雨だけで崩壊した例も調べて、これら三者を比較すると何か得られるかもしれない。

この地域を選んだのは地質が先と同じ花崗岩であるためである。

(1)縦断型

図-2で、②下降、④複合が崩壊しやすいようである。①直線がないが、これは非崩壊斜面中に現われなかったからであり崩壊斜面中では約4%ある。この点をみても資料数が少ないための影響がわかって頂けると思う。

地震とでは、④複合はどちらに対しても弱いことがわかる。

(2)横断型

図-4で、①谷型が他を問題とせず雨に弱い。地震とは対照的な結果となった。

(3)傾斜角

図-6で、区分間の差はほとんど無いが、区分の境界値を多少変えてみたところ、②よりも③の方が幾分高いグラフになった。

雨による崩壊について、傾斜角別に調べられた例はいくつか発表されているが、図-6はこれらとは異なるようである。それで階級別けを変えてみたのであるが50度以上の資料が全くないことなどもあり、ここでは結論を出せなかった。

(4)方位

図-8で⑥南西、⑧北西が多い。⑦西は①①と同じ理由による。西の方向に多かった理由は詳しい調査をしていないのでわからないが、植生の相違、地形の相違、風化の相違などではないか。

(5)樹高

図-10で、③が②より高いが、③は数も少ないので重要でないとすると低い方が崩壊しやすいようである。こ

れは地震と同じである。

(6)樹冠密度

図-12で、②が高い結果となった。地震とは反対の結果である。

(7)まとめ

図1~12では定性的なことがわかるだけであり、今後はなぜこのような結果になったのか、崩壊誘因が今回と異なれば（地震であれば震度が違ったりした場合）崩壊箇所数等はどう変化するのか、などを研究する必要がある。

2.3 数量化解析

斜面の縦断型が直線であるとか、上昇型であるなどといってきたが、これらは数値では表わされていない。これを数値に変換するのが数量化である。方法は統計の専門書に載っているので割愛するが、適当な数値を入れるのではなく、似た測定パターンの対照同士の差になるべく小さく、似ていない測定パターンの対照同士の差はなるべく大きくなるようにする。ここでいえば、各斜面ともたとえば縦断型は直線、横断型は尾根などと決っているので、この直線や尾根が数量化されていればその斜面の得点がわかる。そしてこの点数が、崩壊斜面同士又は非崩壊斜面同士では小さく、崩壊斜面と非崩壊斜面では大きくなるようにするわけである。

(1)計算例

新潟地震の資料で行ってみた。資料数は崩壊、非崩壊斜面共に81である。用いた斜面型は表-1とはほぼ同じであるが、方位を除き比高（斜面の下端から上端までの高さ）を入れてある。

数量化した値は表-2に示す。これがどの程度信頼できるか調べたところ66.7%の的中率であった。的中率とは、総ての斜面の点数が計算され、ある点以上を崩壊グループ、ある点未満を非崩壊グループとした場合、崩壊した斜面中崩壊グループに入るもの及び非崩壊斜面で非崩壊グループに入ったものの率である。的中率が高いほど2グループにうまく分けられる数量化ができたことに

表-2 水準別得点表

カテゴリー アイテム	①	②	③	④	⑤
縦断型	-0.40649	-0.32781	-0.03444	0.26225	
横断型	-0.30373	0.17085	0.13667		
傾斜角	-1.59393	-0.32415	0.68311		
比高	0.50997	-0.16998	-0.29998	-0.38249	0.53370
樹高	0.25497	-0.16926	-0.67550		
樹冠密度	0.19191	-0.09651	0		

なる。

(2)応用方法

表-2の数値が信頼できるものであれば、これを用いて各地の斜面に点数を付けることができる。その点数が崩壊グループに属するものであれば、その斜面は地震時に崩壊する危険が高いことになるわけで危険度の判定が行える。

あ と が き

(1)前期雨量

前期雨量の影響があったのではといわれるのが十勝沖地震である。しかし、残念ながらどう影響があったのかはわからない。雨と崩壊の関係が定量的にわかっておれば解決していけるのであるが、地震と崩壊も定量的にはわかっていないため、2つが重なり合った現象となると難しい。ただ、このような事例がいくつかあれば、多少でも研究を進めることができる。

地震後の雨についても同じことがいえる。

(2)土砂の到達距離

崩壊した土砂が斜面からどのくらい遠くまで飛ぶのかという問題は、斜面崩壊による災害の多くは崩壊した土砂に埋められて起きていることから重要である。

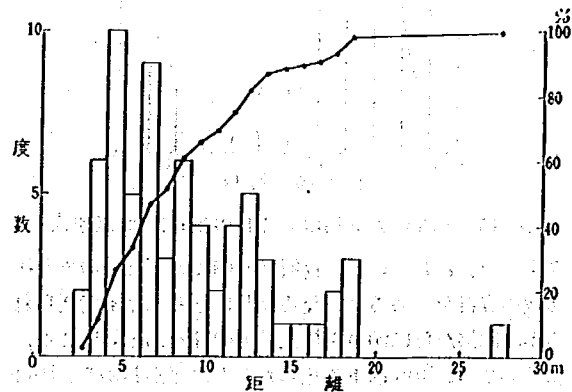


図-13 地震による崩壊の土砂の到達距離

雨による崩壊の土砂の到達距離に関する資料数は多いのであるが、地震による崩壊の土砂の到達距離についてはあまりない。ここでは昭和43年2月21日を中心に発生したえびの地震による崩壊の土砂の到達距離の資料を基に雨と比較した結果を記す。

(i)距離：斜面の下端から崩壊土砂の最先端までの距離の階級別度数分布を図-13に示す。同図は地震によって崩壊したもので、図中の折れ線グラフはその階級以下の

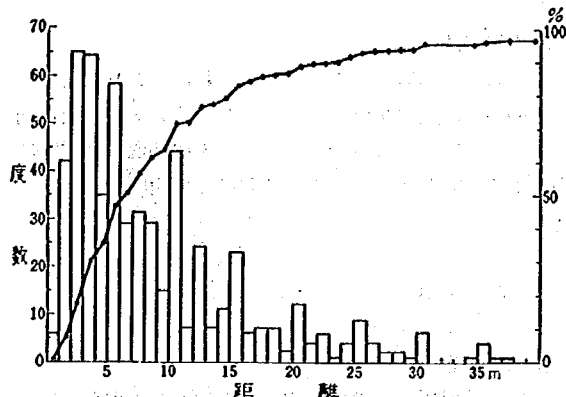


図-14 雨による崩壊の土砂の到達距離
資料数: 592
区分: 0~0.9m, 1~1.9m, 2~2.9m……

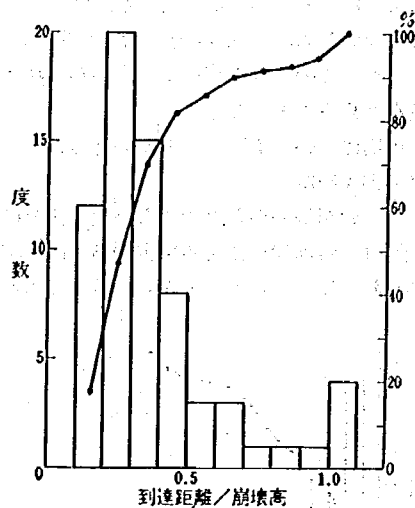


図-15 地震による崩壊の土砂の到達距離/崩壊高

発生率を表わしている。資料数が68に過ぎないので今後多数の資料を集めると異なる結果になることも考えられるが、同図からは20mを越えるものは殆んど無いこと、全体の2/3は10m以下で止ったことなどがわかる。同様に雨についても整理したのが図-14で20mを越える率は地震よりも高いが、10m以下の発生率はだいたい2/3で地震と大差がない。

(ii) 距離/崩壊高: 距離は(i)のとおり、崩壊高は斜面の下端から崩壊地の最上部までの高低差である。地震については図-15のとおりで、約80%は0.5(崩壊高の半分)未満で土砂は止っており、崩壊高と同じくらい斜面から離れると被災する確率は低いことがこの図ではいえる。

一方、雨については図-16のとおりで1未満が約80%である。距離は地震でも雨でも大差がなかったことを考えると崩壊高が異なるようで、地震の方が高い位置から崩壊するようである。

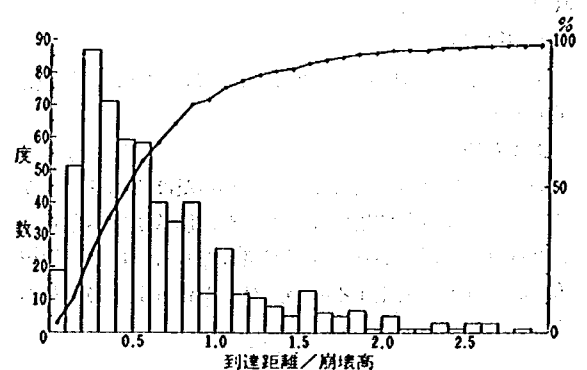


図-16 雨による崩壊の土砂の到達距離/崩壊高
資料数: 592
区分: 0~0.09, 0.1~0.19, 0.2~0.29……

なお、雨に関する資料(参考文献⁹⁾)は昭和47~49年に発生したがけ崩れの一部である。これは全国から収集した資料であり、地震はえびの地区だけであるから、ここに記したような単純な比較だけでは問題があることを付け加えておく。

(iii) 傾斜角による相違: 斜面の傾斜角度別に(ii)の項目を調べてみると30度未満では地震0.39, 雨0.86, 30~40度未満では0.32と0.62, 40~50度未満では0.29と0.53となり急になるほど、その値は小さくなっていく。

(3) 日頃の心がけ

参考文献⁹⁾によると日本付近では地震が平均して、マグニチュード6以上が年間16~17回, 7以上が1~2回, 8以上は10年に約1回の割合で起きているという。規模が大きいても震源が比較的遠く海底であれば斜面崩壊は少ないであろうし、直下型地震であれば規模は小さくても斜面崩壊は多くなると考えられる。また、地盤の良否によっても異なってくるであろうから、上記の総ての地震の度に斜面崩壊が発生することはないが、我々はこのような条件のところで生活しており、いつ災害にあうとも限らないことを忘れることはできない。

斜面崩壊についていえば、斜面から十分に離れてさえいればこれによる災害にあわずに済むのであるから危険な区域に住まないことが一番良い。しかし、山地が多く狭い国土に1億以上の人生活しているのであるから、現状はなかなか厳しく全国で6万カ所以上ある危険な斜面の下に100万以上的家屋が存在しているのである。

こういった所にいる場合、図-13, 14からもわかるように崩壊した土砂は何十mも流れだすのは数少なく、半分は6~7mで止まっているのであるから、同じ家の中でも斜面からなるべく離れた所にいるのが良い。一番離れた2階などであれば、家の一部は土砂により破損しても生命は助かることも多くなるであろう。これは防災上の参考になるのではないだろうか。

(4)おわりに

地震による斜面崩壊については、十分な研究もまだされていないこともあり、定性的な事がばかりの内容となってしまったが、危険度の判定などは資料さえ蓄積すれば実施できることで、行政的にも要望されていることからなるべく早いうちにまとめた。

参考文献

- (1)宇佐美 龍夫：「資料日本被害地震総覧」東京大学出版会 昭和50年3月

- (2)建設省土木研究所：「1978年1月伊豆大島近海地震調査概要」土木研究所資料1346号 昭和53年2月

- (3)建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：「がけ崩れ災害実態について」土木研究所資料1109号 昭和51年2月

(安江朝光：建設省土木研究所赤羽支所急傾斜地崩壊研究室長)
(反町雄二：同室研究員)



6. 地震と斜面崩壊

安江朝光

反町雄二

道 路

1978.9

與值相除 3 類 01. 0

次值 15.5

二值 10.5

三值 11.5

0.8701

地震と斜面崩壊

安江朝光・反町雄二

まえがき

今年になってから伊豆大島近海地震〔1月14日、マグニチュード（以下 M と記す）7.0〕、宮城県沖地震（6月12日、 M 7.5）と M 7 以上の地震が相次いで起きた。宇佐美¹⁾によると日本付近では平均して、 M 6 以上が年間 16~17 回、7 以上が 1~2 回、8 以上は 10 年に約 1 回の割合で起きているというから、 M 7 以上については半年にして 1 年分が起きているわけである。

この二つの地震による被害の特徴として、伊豆大島近海地震では斜面崩壊・落石によって多数の死傷者がでたのであるが、宮城県沖地震ではブロック塀の転倒などによる死傷者が多く、斜面崩壊による死傷者は少なかったことがあげられる。主な被災地の震度は前者が 4 であるのに対し後者は 6 であるが、斜面の崩壊数は前者が 93 カ所、後者が 176 カ所（6月13日現在、警察庁調べ）である。後者では石巻、仙台、新庄、福島各市で震度 5 が記録されていることから、かなり広範囲にわたって強い揺れがあったことがわかるが、これと比較すると伊豆では斜面崩壊が多い。規模も伊豆では河津町見高入谷七廻や同町梨本川合野などで大きな崩壊が発生している。

このようなことから地震に対する斜面の抵抗力が異なることがわかるが、現在の調査の段階は斜面崩壊が多数発生した地震を取上げて崩壊した斜面と、その近隣で崩壊しなかった斜面とでは地形や植生などに明確な違いがみられるかどうかの資料収集・解析がその中心である。地震ごとにある調査範囲を決めその中で行っている段階で、異なる地震の資料を同時には解析していない。このため伊豆大島近海と宮城県沖地震の被害（斜面崩壊）の特徴がどのようなことによりみられるに至ったかは明らかにできないが、地震による斜面崩壊の実態やどのような斜面が崩壊しやすいのかなど述べていきたい。

1. 斜面崩壊の原因・対策

(1) 原因

斜面崩壊を考えると、崩壊誘因・崩壊素因という用

語を使うことが多い。誘因は雨や地震である。細かく分類すると雨ならば短時間の雨量強度、降り始めからの累計雨量、降雨パターンなどであるが、これらが複雑に絡みあって崩壊するので定量的な解析は少々難しい。地震の前にかんがりの雨が降っていれば、崩壊の誘因は地震ばかりではなく雨もそうである。

昭和 50~52 年の 3 カ年に発生した災害報告の対象となった、がけ崩れ約 800 のうち誘因が地震であったのはわずか 6 例で、他に融雪などいくつかを除く残りは雨によって引き起こされている。

素因は地形・地質・植生などで、細かく分類すると例えば地形では斜面の縦断形状・横断形状・傾斜角度・傾斜急急点の有無などになる。

崩壊した斜面とその近隣で崩壊しなかった斜面とでは誘因に大きな差はないから、素因の違いが大きかったとみることができる。素因にほとんど変化がないようでも、ある降雨では崩壊しなかった斜面が別の降雨では崩壊するのであるから、このようなときは誘因の違いが大きかったとみることができる。

人間の力では誘因（雨・地震等）を変えることはできないから、その影響力を小さくすることや素因を変化させることなどによって崩壊を防止していかなければならない。また災害の防止だけを考えるなら斜面から遠く離れていさえすれば、たとえ崩壊しても被災はまぬがれるわけである。ところが実際には危険な斜面に人間が近づいている傾向がある。大都市ではその中心部の人口は減少しているものの周辺を含めると増加している。このため都市周辺の山地・丘陵地が切開かれ宅地となりつつある。地方でも中心の都市では先のドーナツ化現象はみられないが、人口が増加しつつあり宅地の開発が進んでいる。斜面の上や近くに住宅があるから、崩壊した場合は極めて危険である。

車の増加・社会資本の充実・施工技術の向上・余暇の活用などのことから、山間部の道路も数多く建設されて交通量も多い。斜面に近づくことは、それだけ被災する可能性が高まることになるのは既に述べた。このような

所では道路法面またはその上部からの崩壊の落石が考えられる。橋などは安全性が高まったようだが、斜面崩壊や落石に対する防災施設はまだ不十分である。

近年は斜面崩壊による災害が目立つが、以上述べてきたように人が斜面に近づいていることや防災施設の立ち遅れなどにも原因がある。

(2) 対 策

まず地震直後に応急対策がとられ、道路については通行規制、応急対策工事、本格的復旧工事といった順序になる。

斜面安定工の耐震設計は確立してなく問題も多いので、本年度日本道路協会に道路震災対策委員会が設置され検討されることになった。

広い意味での斜面崩壊対策としては崩壊が発生しないようにすることと、発生しても人的・物的被害がないようにすることの二つの方法がある。

前者は崩壊防止工事の施工や崩壊の原因となる有害な行為の制限などである。

後者は崩壊性の予知・予測の向上を計るとともに、警戒避難体制の整備・道路であれば通行規制などである。

このほか立法措置として、地震に関する科学技術の水準の向上に伴い、地震予知情報を有効に生かすことによって、地震災害から国土と国民を守ることを目的とした大規模地震対策措置法が、昭和53年6月15法律第73号として公布され、公布の日から起算して6月を越えない範囲において、政令で定める日から施行される。

(3) 研 究

伊豆大島近海地震後、多くの調査団が現地に入って様々な調査を行った。現在でも引続き行われているようである。建設省土木研究所では所内に研究会を設け、5年間程度調査研究を実施していくことにしている。また前述した道路協会の委員会の他、道路公団でも独自の委員会をもっている。

土木研究所の研究計画は現地調査、モデル化手法、安定解析、振動実験、対策工法、まとめといったことについて行うことにしている。

2. 地震時の斜面崩壊の実態

(1) 過去の例

古いものでは日本書記に、地震時の斜面崩壊の実態が記述されている。この中で679年に筑紫で起きた地震について、「丘が崩れたが、その上の百姓の家は破壊することなく、家人は丘の崩れたのに気づかなかったという」と記されていることから、地すべり性の大崩壊であったと考えられる。

地盤の良否等にもよるが、震源に近いほど一般に被害

は大きくなる。この点を考えると震源が内陸にあり、かつ規模の大きい地震が最も恐しいといえる。これに該当するのが1891年の濃尾地震で M は7.9~8.4で、わが国での内陸地震では最大といわれる。地表での変動も根尾川断層としてよく知られている。山崩れの発生箇所数は1万を越えている。

山崩れの発生箇所数が多いのは1847年の善光寺地震で4万以上にのぼる。これも M 7.4の内陸地震である。山崩れのうちのいくつかは川を堰止め上流の村を水没せしめている。しかも、この堰が後に決壊し下流の家屋が多数流失している。

1923年の関東大地震(M 7.9)では火事による被害が大きかったようであるが、斜面崩壊に関しては土石流が発生している。「根府川の上流から約6kmの距離を5分程で100~300万 m^3 の土砂が流れ落ち、根府川の部落170戸を土中に埋め、駅に停車中の列車も流された」(参考文献(1)より)という。

(2) 伊豆大島近海地震による斜面崩壊・落石

伊豆大島近海地震は1978年1月14日12時24分頃発生、 M 7で、気象庁による暫定的な震源地は北緯34度45分、東経139度14分であり、震源の深さは3km程度である。震度は大島・横浜で5、東京・静岡・石廊崎・館山・網代・三島で4と発表されている。伊豆半島では4年前の5月9日にも「伊豆半島沖地震」と呼ばれる地震があり、西伊豆方面を中心に被害が発生したが、今回は東伊豆と半島の中心部に被害が多数発生した。

被害概要

死者に限ってみると斜面崩壊や落石等で25人(東伊豆町9人、河津町11人、天城堂ヶ島町5人)の命が奪われている。前回の地震では南伊豆町仲木での大崩壊などにより死者数は30人にも達した。

斜面崩壊および落石

今回の地震による斜面崩壊は①土の斜面の崩壊、②岩の斜面の崩壊、③落石の三つに大別されている(参考文献(2)より)。①は表土層の浅い崩壊から、崩壊面が地表から数mの深さのものまでいろいろあるが、雨による崩壊によくみられるようなはつきりとした谷型地形での崩壊はあまりなかった。②は岩盤斜面の上層の表土が基岩との境から崩れ落ちるものがあった。③は数多くの発生箇所があった。特に落石の場合、山地の中では発生しても目立たないこともあり、人目につき易い道路沿いが多かった。

この他、川を堰止めた崩壊も2、3あったが、規模が小さく大事には至らなかったようである。

3. 危険度判定

斜面崩壊による災害を軽減していくためには、崩壊そのものの発生を抑止する、崩壊土砂から保全地域を守る、危険な地域から避難するなどが考えられるが、まず第一にどこが危険であるかを調査しなければならない。ここでは、どのような斜面が危険であるのか、そしてそこは雨によっても崩壊しやすい所であるのかどうかといったことについて述べる。次に、どの程度危険であるのかといった危険度判定にもふれる。

(1) どんな斜面が危険か

地震によって崩壊しやすい斜面型があるかどうか、新潟地震について調査した例について述べる。

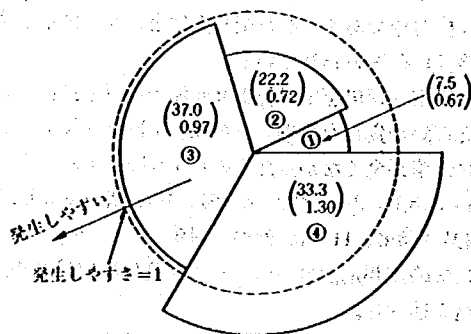
まず斜面の特徴であるが表-1のように分類する。例えば縦断型は直線・下降・上昇・複合のどれに属するか、横断型は谷・直線・尾根のどれに属するかと調べていく。ここでいう斜面は無作為に選んだ崩壊がない斜面（非崩壊斜面）と、斜面の一部分場合によっては全部が崩壊している斜面（崩壊斜面）とのことである。

分類は航空写真判読・計測や現地踏査から決めていく。

なお非崩壊斜面も調べる理由であるが、崩壊したものだけでは崩壊斜面中に数多く現われる斜面型は把握できるが、絶対数の多いものが危険であるという結論にはならないからである。危険かどうかみるためにはその斜面

表-1 斜面型の分類

カテゴリー アイテム	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
縦断型	直線	下降	上昇	複合				
横断型	谷	直線	尾根					
傾斜角	30度以下	31~40度	41~50度	51度以下				
方位	北	北東	東	南東	南	南西	西	北西



中心角の大きさが各区分ごとの構成率を示し、半径の大きさが発生しやすさを示す。数字は上段が構成率(%), 下段が発生しやすさ。1以上で発生しやすく、1以下で発生しにくい。

図-1 斜面縦断型

型が調査地域内にはどれくらい存在しているのか、そしてそのうちどれだけが崩壊したのかがわからなければならないのである。

この両者を比較した結果は以下のとおりである。

縦断型

整理した結果を図-1に示す。図中の丸の数字は表-1と対応している。崩壊斜面も非崩壊斜面も資料数はともに81に過ぎないことをおことわりしておくが、縦断型の構成率は非崩壊斜面の調査結果から図中上段に示す数値となった。崩壊斜面についても各々どの区分に属するかを調べることで、崩壊斜面の縦断型区分の構成率がわかる。どの区分も崩壊斜面と非崩壊斜面の構成率が同じであれば、地震によって崩壊しやすい縦断型はないということになるので、区分毎に崩壊斜面の構成率を非崩壊斜面のそれで除してみた。それが図中下段の数値である。この数値が1以上になった区分は地震に対して崩壊しやすいことになる。

ここでは④複合型（S字形を呈す縦断型）が1.30と高いが、現地踏査等の経験からすると、③上昇型（上に凸形の斜面）が予想外に低い。それでも①や②よりも高く、外に凸形のある斜面はない所よりも地震に対しては弱いようである。

横断型

谷型に比べ、直線や尾根型の斜面は崩壊しやすいようである。縦断型と同じように内に凹形である方が強いようである（図-2参照）。

傾斜角
急なほど崩壊しやすくなっている

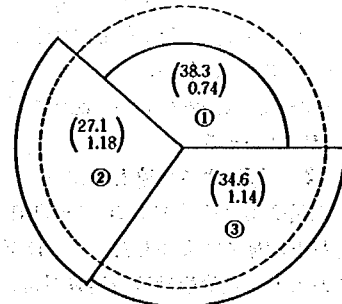


図-2 斜面横断型

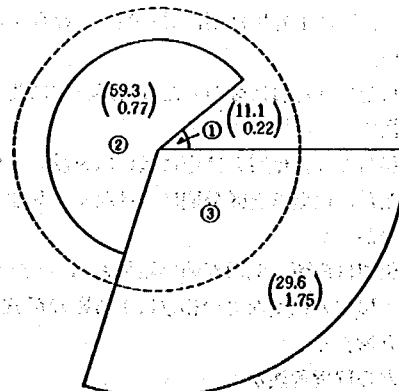


図-3 傾斜角

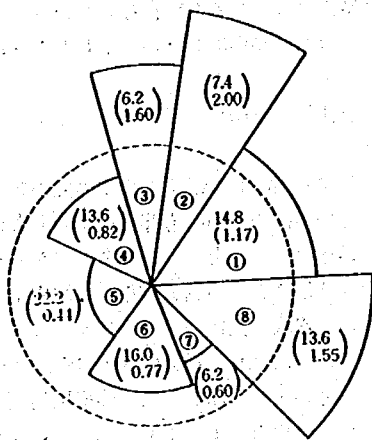


図-4 方位

が、調査した範囲内では 50 度以上がないため、これよりも急な斜面ではどのようなことになるのか不明である。また資料数が多ければもう少し細かく区分をすることがある(図-3 参照)。

方位

調査地域は震源(栗島東方)の東方に位置しているが、斜面の向いている方向により崩壊発生が異なるのか調べた。図-4 では①が北向き、②が北東と図の上方が北になっていないうえに順番が実際とは逆になっており見にくい、北・北東・東・北西の4方向が崩壊しやすいようである。震源に対し平行とか直角方向が危険という結果は得られない。

なお資料数が少ないので図示だけに統計解析等はここではひかえる。

(2) 雨による崩壊との違い

羽越豪雨(1967年8月28~29日)についても、先の地震と同様の調査をした。ここは新潟地震の影響も考えられるが、花崗岩地域で地質が同じであるので調査した。その結果、地震と異なることとして

① 縦断型では、地震では崩壊しにくかった下降型が雨では弱く、逆に上昇型は雨に対し強い。複合型はどちらにも弱い。

② 横断型では地震に強かった谷型が非常に弱く、先の図の半径でいえば約3になる。

③ 傾斜角では、地震とは逆に緩いほど弱いという結果となったが、地震ほど区分間に差はなく、あまり傾斜の影響はなかった。

④ 方位では南西、北西が弱い結果となったが、植生・地形・風化の程度などの相違による影響が強いのではないかと考える。

(3) どの程度危険か

地震時に斜面がどの程度危険か、すなわち斜面の崩壊

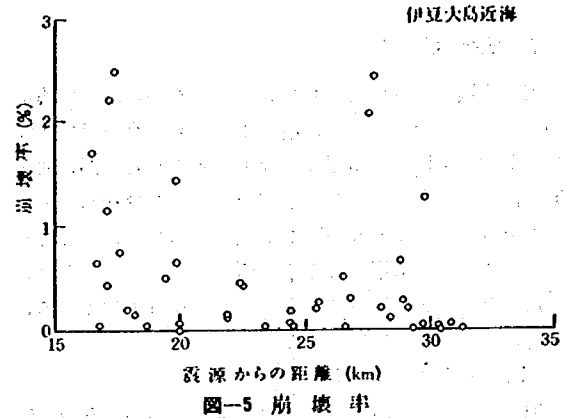


図-5 崩壊率

率がどのくらいかという問題は重要であるにもかかわらず、既往の資料がほとんどない。

図-5 は伊豆大島近海地震での崩壊率を示す。調査対象地域は主要地方道修善寺~下田線の河津~天城峠の道路を中心に幅 1.5~2.0 km の範囲と、稲取~下谷間の海岸より陸上部へ幅 1.5~2.0 km の範囲である。したがって最も規模の大きかった見高入谷七廻の崩壊は含まれていない。まず地震直後の航空写真から 1/5,000 の森林基本図に崩壊箇所とその範囲を図化したものを用いて、上記地域を 1 km×1 km のメッシュで細分し、この内に含まれる崩壊地の面積を点格子板で計測し崩壊率を求めた。震源は気象庁が発表したものを用いた。

地震時の斜面崩壊に関係するものには誘因として加速度の値・持続時間など、あるいはそれらを総合した形の震度、素因として地形・地質・土質・地下水などがあり、またそれ以外に河川による洗掘、人工的な切土あるいは斜面安定工の施工の有無などがある。図-5 にばらつきがあるのも、震源からの距離が同じであってもこれらの要素に差があるからで、別の整理方法をとればもっとばらつきが少なくなるかも知れないが、これについては現在検討中である。なお関東大地震の際の推定崩壊率は大略 11% といわれている。

また伊東~戸田を結ぶ線より南側の伊豆半島について国土地理院の資料を整理した結果、1 km×1 km のメッシュに崩壊が全くなかったものが 75.1%、1 km² 当たり 1 個が 8.8%、2~3 個が 8.6%、4~6 個が 5.3%、7~10 個が 1.8%、11~15 個が 0.4% であった。

次に危険度判定法の一つとして数値化解析があり、以下概略を述べる。

斜面の縦断型が直線であるとか、上昇型であるなどといったが、これらは数値では表わされていない。これを数値に変換するのが数値化である。方法は統計の専門書に載っているので割愛するが、適当な数値を入れるのではなく、似た測定パターンの対照同士の差がなるべ

く小さく、似ていない測定パターンとの対照同士の差はなるべく大きくなるようにする。ここでいえば各斜面とも、たとえば縦断型は直線、横断型は尾根などと決っているのです、この直線や尾根が数量化されていればその斜面の得点がわかる。そしてこの点数が崩壊斜面同士または非崩壊斜面同士では小さく、崩壊斜面と非崩壊斜面では大きくなるようにするわけである。

計 算 例

新潟地震の資料で行ってみた。資料数は崩壊、非崩壊斜面共に 81 である。用いた斜面型は表-1 とほぼ同じであるが、方位を除き比高（斜面の下端から上端までの高さ）を入れてある。

数量化した値は省略するが、これがどの程度信頼できるか調べたところ 66.7% の的中率であった。的中率は総ての斜面の点数が計算され、ある点以上を崩壊グループ、ある点未満を非崩壊グループとした場合、崩壊した斜面中崩壊グループに入るもの、および非崩壊斜面で非崩壊グループに入ったものの率である。的中率が高いほど 2 グループにうまく分けられる数量化ができたことになる。

応 用 方 法

この結果が信頼できるものであれば、これを用いて各

地の斜面に点数を付けることができる。その点数が崩壊グループに属するものであれば、その斜面は地震時に崩壊する危険が高いことになるわけで危険度の判定が行える。

あ と が き

伊豆大島近海地震による斜面崩壊地の調査も行っているが、まだ未整理なため発表するに至っていない。

伊豆では地震後の降雨で何回か斜面崩壊が発生している。地震の影響も十分に考えられるので、地震による斜面崩壊とともに地震後の雨による崩壊も調査する必要がある。同じように降雨後または降雨中、地震があった場合（十勝沖地震など）の斜面崩壊に関しても調査する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 宇佐美龍夫：「資料日本被害地震総覧」東京大学出版会、昭和 50 年 3 月
- 2) 建設省土木研究所：「1978 年 1 月 伊豆大島 近海地震 調査概要」土木研究所資料 1346 号、昭和 53 年 2 月

（安江朝光；建設省土木研究所 急傾斜地崩壊研究室長
反町雄二；建設省土木研究所 急傾斜地崩壊研究室研究員）

7. 地震による斜面崩壊の実態

反町雄二

土木技術資料 Vol.20. No.12
1978.12

東京の東洋面像と其の發展

三浦 伸

昭和十一年四月一日 東京出版

1938.13

地震による斜面崩壊の実態

反 町 雄 二*

まえがき

1月14日の伊豆大島近海地震、6月12日の宮城県沖地震とマグニチュード7以上の地震が相次いで発生した。このような規模の大きい地震が発生すると、これに伴いさまざまな災害が起きる。その一つに斜面崩壊による災害があり伊豆大島近海地震ではこのことが特に目立ったが、雨による斜面崩壊に比べると発生する回数が少ないこともあって崩壊に関する資料はあまり多くはない。このようなことから雨による崩壊とでは、その規模や発生位置などに違いがみられるのかどうかの検討もまだ十分にはできず、ここでは最近の地震を中心に崩壊の実態について調査した結果を報告する。

1 斜面崩壊の概要

古いものでは日本書紀に、地震により発生した斜面崩壊の様子が記されている。他には郡誌・日記等にも記されていることがあるが、鎌倉付近では1210年代、江戸付近では1690年代になってやっと被害地震の記録があるということである。近年では、空中写真等により広範囲にわたり斜面崩壊の発生状況等を記録として残すこともできるようになってきた。

事実、ここで用いた資料の多くは空中写真の判読等の調査によって得たものである。

1.1 過去の例

地震による斜面崩壊について記述されているもので最も古いのは日本書紀である¹⁾。この中に679年筑紫で起きた地震のことが記されている。これによると『丘が崩れたが、その上の百姓の家は破壊することなく、家人は丘の崩れたのに気づかなかったという』ということから地すべり性の大崩壊であったと考えられる。

地盤の良否等にもよるが、震源に近いほど一般に被害は大きくなる。この点を考えると震源が内陸にあり、かつ規模の大きい地震が最も恐しいといえる。これに該当する一つが1891年の濃尾地震で、我が国での内陸地震では最大といわれマグニチュードは7.9~8.4とされている。地震による振動は、仙台以北を除く日本全国で感じられた。この地震では根尾谷断層等いくつかの断層が生じたこともよく知られているが、山崩れの発生箇所数も1万を越えている。

崩壊箇所数が多いのは1847年の善光寺地震で4万以上

になる。このうちのいくつかは川を堰き止め上流の村を水没せしめている。しかも、この堰が後に決壊し下流の家屋が多数流失している。今年の伊豆大島近海地震でも川を堰き止めた崩壊が2,3あったが、規模が小さく大事には至らなかったようである。善光寺地震も内陸地震でマグニチュードは7.4とされている。

1923年の関東大地震では火災も大きかったようであるが、根府川では山津波(土石流)も発生している。『同谷の上流から約6kmの距離を5分程で100~300万m³の土砂が流れ落ち、根府川の部落170戸を土中に埋め、駅に停車中の列車も流された。』(参考文献1)より」という。

地すべりや斜面崩壊及び土石流と、雨によっても発生する現象が地震によっても発生することがわかる。このことから地震前後の雨の影響が当然考えられる。まず地震前に雨が降っていた例としては1968年の十勝沖地震がある。この地震では青森県下で被害が多かったが、この一因として前日までの雨量が多く斜面が崩壊しやすい状態になっていたのではないかと考えられる。

逆に地震の後に雨があっても崩れやすいと考えられる。この例としては1967年の羽越豪雨による山崩れがあり、1964年の新潟地震の影響もあったのではないかとわれている。伊豆大島近海地震後の伊豆でも、ちょっとした雨でも崩壊することがあり道路の交通止めが何回もあったことから、地震の後遺症を思わせる。

1.2 最近の斜面崩壊(宮城県沖地震)

伊豆大島近海地震については、すでに土木技術資料にも報告されているので、ここでは宮城県沖地震での土砂災害について述べる。

1.2.1 地震の概要

昭和53年6月12日午後5時14分頃、東北地方を中心に「1978年宮城県沖地震」が発生した。気象庁による暫定的な震源地は宮城県沖約100km、深さ約40kmの海底(北緯38度6分、東経142度24分)で、規模はマグニチュード7.4である。各地の震度は、大船渡・仙台・石巻・福島・新庄が5の強震、秋田・鷹巣・白河・一ノ関・山形・八戸・盛岡・酒田・小名浜・宮古・前橋・東京・銚子・帯広・横浜・大島・館山・宇都宮・水戸が4の中震、青森・静岡・甲府・網代・三島・勝浦・河内湖・秩父・高田・軽井沢・函館・根室・釧路・広尾・浦河が3の弱震である。

1.2.2 斜面崩壊

6月13日18時半現在の警察庁の調べによると山やがけ

* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室研究員

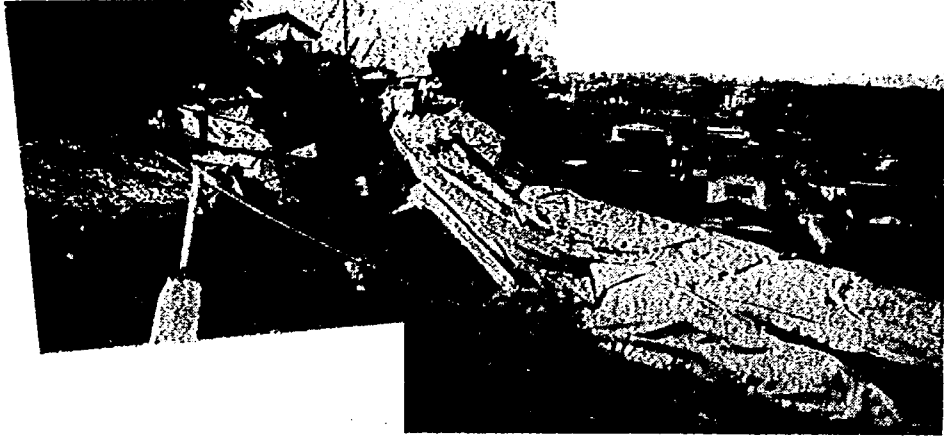


写真-1 緑ヶ丘三丁目

崩れによる被害箇所は宮城県下 138, 福島県下 26, 岩手県下 22 である。現地に行ったのは 8 月中旬で地震後 2 か月経過しているため崩土や被災家屋の整理も進み生々しさはなく、調査も 7 か所と少ないが、その概略を述べる。

1) 階段状住宅団地内の崩壊

新聞⁹⁾等でも報道されているが、住宅地の斜面崩壊が多い。今回見た所では、仙台市緑ヶ丘三丁目・同一丁目・一念坊及び白石市寿山が該当する。この 4 か所に共通していることは、高台を切盛りして階段状住宅団地となった所であること、崩壊した所は盛土の部分であること、である。この他にも、斜面崩壊までには至らなくても盛土の部分には地割れが多数あった。

(1) 緑ヶ丘三丁目 集水面積は狭いが谷地形を呈している所を埋めて宅地にした所である。斜面の中腹に盛土の抑えとして擁壁が上下に 2 か所設置されているが、上部の擁壁は写真-2 でわかるように手前の部分が下に押されずれている。この斜面の最上部には地山に設置されている送電用の鉄塔があるが、これには異常はなかった。

(2) 緑ヶ丘一丁目 斜面の上から下まで住宅地で崩壊はこの斜面の一番下の方で発生した。緑ヶ丘三丁目と同じように比較的傾斜の緩い斜面での崩壊である。崩壊

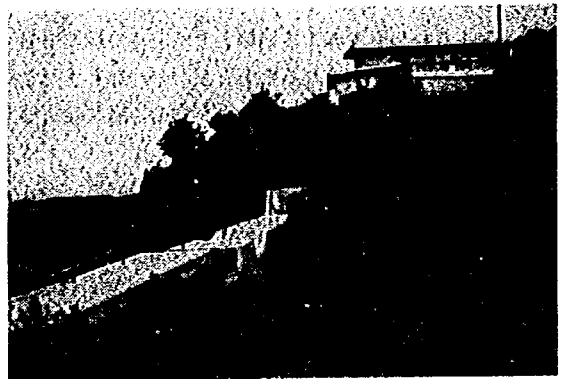


写真-2 緑ヶ丘三丁目

は幅 50m, 高さ 20m 程度で幅が広い。ここでも盛土の部分が崩壊している。

(3) 寿山 宅地造成がほぼ終了し建築中の家も何軒あった。崩壊した所は比高(下の平坦地から尾根までの高さ) 50m 程度の斜面の中腹である。横断形は直線であるが、元は谷形の所で盛土されていた。

崩壊の規模は幅 120m, 高さ 30m 程度であるが、崩壊土砂はかなり遠くにまで達した。写真-3 の右上は崩土を整

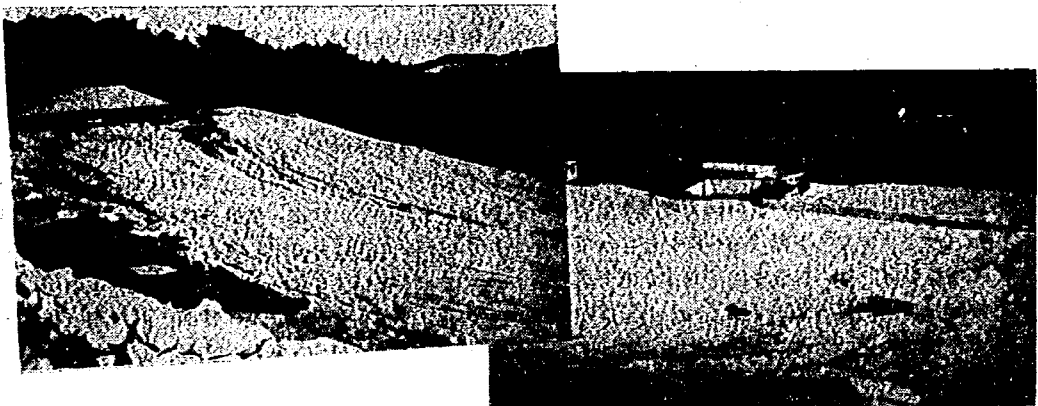


写真-3 寿山

地した後である。こゝも傾斜は比較的緩いのであるが、谷形の所であったから水が集まりやすく、崩土の状況からも地震時にはかなりの水分を含んだ状態であったと推察される。

2) かけ崩れ

松島町高山下、愛宕及び三本木町蛇沼山の3か所を見た。3か所とも新第三紀に堆積した凝灰岩、泥岩などの軟岩からなっている。いずれも斜面の下側は住宅地で、斜面に隣接して家が建築されているので恐らく部分的には斜面の下部を切ったことがあるのではないかと見受けられた。

(1) 高山下 写真-4である。ビニールをかぶせてあるが斜面に崩土が多量に残っていて、今後の雨で再び動き出す恐れもあり住民は今でも避難中である。凝灰岩がかなり風化していて指先で簡単に粉々にできる状態であった。

(2) 愛宕 高山下から1km程北に位置する。斜面は西側を向いており、先程の高山下は東側、次の蛇沼山は北側と3か所とも各々異なる。現在は斜面を勾配1割で整地中である。

(3) 蛇沼山 高さは15mに満たないような所である。写真-5であるが、崩壊地はほぼ垂直に立っており、剝落したような状態である。

いずれも基岩の風化が著しい所で雨に対しても弱いよ

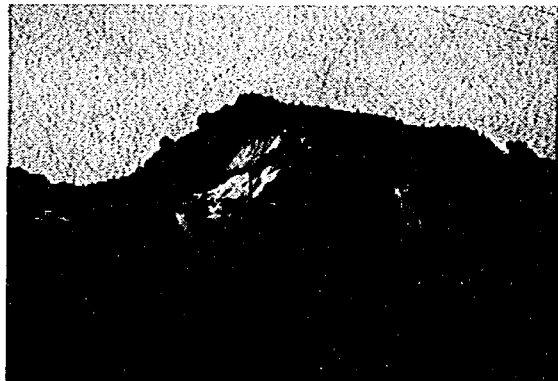


写真-4 高山下



写真-5 蛇沼山

うに見られたが、県下では戦後のキャサリン台風等の後はそう大きな災害は起きていないということである。

2 崩壊地の実態

新潟地震(39年6月)、えびの地震(43年2月)及び伊豆大島近海地震(53年1月)により崩壊した斜面を中心に述べる。

崩壊地の資料は、地震前後の空中写真の比較により地震による崩壊地を見つけ、これを地形図に移写し必要な情報を判読または計測して得た。これに現地踏査による補足も若干行っている。

2.1 基礎資料

新潟地震(資料数161)

地震前の空中写真 22年4月・11月撮影 1/20,000

地震後の空中写真 40年7月・8月撮影 1/20,000

地形図 1/5,000森林基本図

えびの地震(資料数68)

地震後の空中写真 43年3月撮影 1/8,000

地形図 1/5,000森林基本図

伊豆大島近海地震(資料数193)

地震前の空中写真 51年9月～52年1月撮影

1/10,000

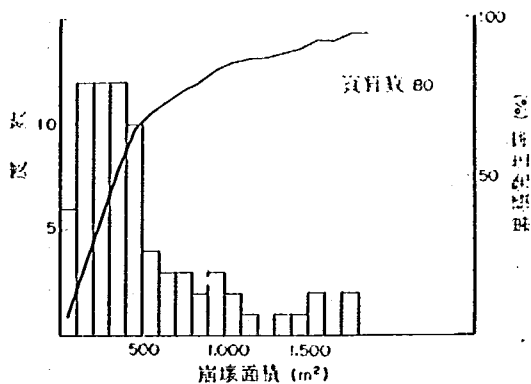
地震後の空中写真 53年1月撮影 1/8,000

地形図 1/5,000森林基本図(参考文献5)27頁参照)

2.2 崩壊の規模

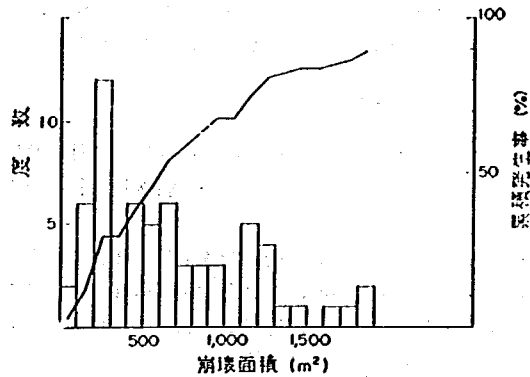
崩壊面積について整理した結果を図-1,2に示す。図中の棒グラフは崩壊面積の階級別度数を、折線グラフはその階級以下の累積発生率を表わしている。

新潟地震(図-1)では、崩壊面積500m²未満の崩壊が約2/3、1,000m²未満が約80%強あるが、えびの地震(図-2)では500m²未満が約40%、1,000m²未満が約2/3であるから新潟地震よりも幾分崩壊地は広い。かけ崩れの場合、崩壊土量100m³未満の崩壊が約半数ある⁵⁾からこれよりも大きい、池谷⁵⁾も述べているように豪雨に起因する山腹の崩壊などと比較すると小さい崩壊が多い。



区分: 0~99m², 100~199m², 1,900m²以上は省略

図-1 崩壊面積別度数分布図(新潟地震)



区分: 0~99m², 100~199m², 1,900m²以上は省略

図-2 崩壊面積別度数分布図 (えびの地震)

2.3 斜面方位

伊豆大島近海地震により崩壊した斜面の方位の発生度数を、東伊豆海岸・河津川流域・狩野川流域の3地域別に表わしたのが表-1である。東伊豆海岸では東・東南東・南東の3方位にほとんどが属す。河津川流域では南・南南西・南西の3方位に約半数が属す。ここで、3地域内の方位別面積率を求め、これと崩壊斜面の方位とを比較する必要があるわけであるが、方位別の面積はまだ計測していないためある方位に崩壊した斜面が多数属したことの結論はだせない。ただ、非常に大雑把な見方をすると東伊豆の海岸線は北北東~南南西であるから、崩壊の多かった海岸部の斜面は東南東を向いているのが多いわけで先程の結果もうなずけないこともない。河津川は河口に向って南東に流れているので、これと直角方向の南西及び北東の斜面が多いと考えられる。崩壊した斜面は南・南南西・南西が多く、地形的にみると東伊豆海岸と同様なことがいえる。ただし、北東が少ないことの理由が残されるが、今回調査した崩壊地は人工斜面が多いこと⁵⁾、河津川流域では左岸側に主要地方道修善寺下田

表-1 崩壊斜面の方位

方位	地域	東伊豆海岸	河津川流域	狩野川流域	計
北			2		2
北北東		2	1		3
北東		2	2		4
東北東		3	1		4
東		18	3		21
東南東		24			24
南東		26	6		32
南南東		4	8	1	13
南		2	18	1	21
南南西			15	3	18
南西		1	17		18
西南西			4		4
西			12	2	14
西北西			1	3	4
北西			5	2	7
北北西			1		1
計		82	96	12	190

線や集落が多いことを考えると北東が少ないこともわかる。前に述べているように、大雑把な地形のとらえ方をしているので、各方位の面積率が求められた時点で詳しく述べることにする。

崩壊及び非崩壊斜面の方位を比較した結果⁷⁾では崩れ易い方位に特別な方向性はなかった。これは新潟地震を対象に調べたもので、北・北東・東・北西が崩れ易い方位という結果になったが、調査地域が震源の東方に位置していることを考え合せても方向性、例えば震源に対し直角方向の斜面が崩れ易いといったことはない。

2.4 地形

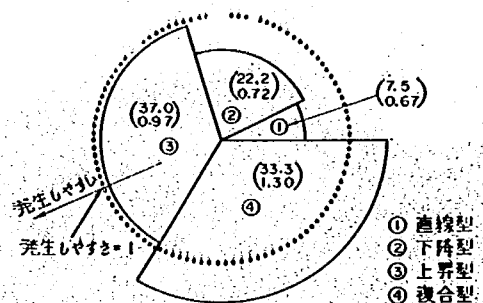
地震によって崩れ易い斜面、崩れにくい斜面があるかどうか、特にそれが地形から判断できるかどうかを新潟地震を対象に調査した結果について述べる。

1) 斜面縦断型

縦断型を①直線、②下降、③上昇、④複合に分け、調査地域内で非崩壊斜面を無作為に選出し、地域内の縦断型の構成率を調べた結果が図-3の中心の広さである。同様に崩壊斜面についても行い、図-3にまとめて示す。図からは④複合型が崩壊しやすいことになる。

2) 斜面横断型

横断型を①谷、②直線、③尾根に分け縦断型と同様にまとめたのが図-4である。②直線、③尾根型が崩壊しやすい。



中心角の大きさが各区分ごとの構成率を示し、半径の大きさが発生しやすさを示す。数字は上段が構成率(%), 下段が発生しやすさ。1以上は発生しやすく、1以下は発生しにくい。

図-3 斜面縦断型

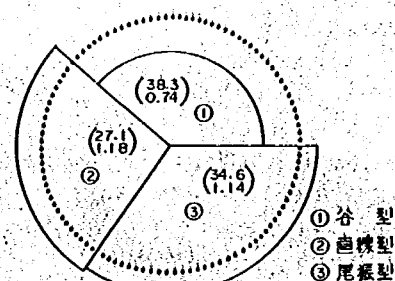


図-4 斜面横断型

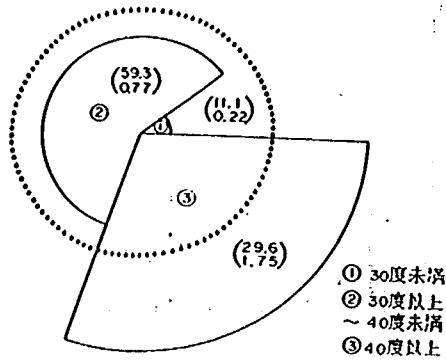


図-5 傾斜角

3) 傾斜角

①30度未満, ②30度以上40度未満, ③40度以上に分けまとめたのが図-5である。急になるに従い崩壊しやすいが、50度以上の資料がないので、50度未満については急な方が崩壊しやすいということである。

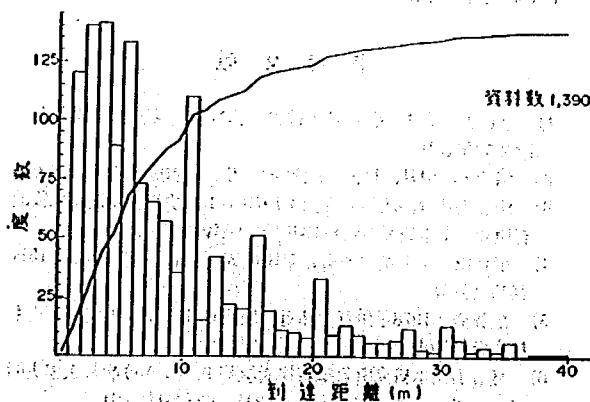
崩壊斜面80, 非崩壊斜面81, 計161の資料だけであるから統計解析等はせず図示だけにとどめておく。

2.5 崩壊土砂の到達距離

崩壊した土砂が斜面からどのくらい遠くまで行くのかということは、がけ崩れによる災害の多くは崩壊した土砂に埋められて起きていることから調べておかねばならない。発生誘因が雨の場合と地震の場合とでは差があるかどうか調べておかねばならない。

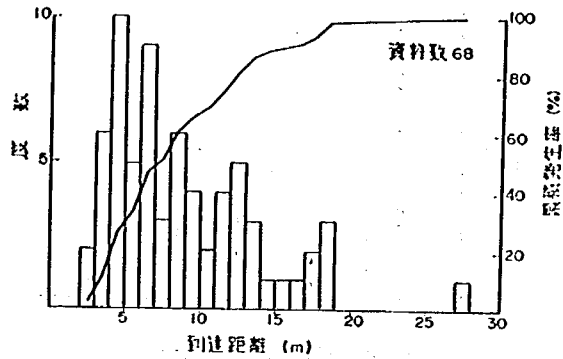
2.5.1 到達距離

斜面の下端から崩壊土砂の最先端までの距離を到達距離とし、1m毎の度数分布を図-6, 7に示す。図-6は雨により崩壊したがけ崩れ(昭和47~52年に発生したうちの1390例)の分布図である。図-7はえびの地震により崩壊した68例で、斜面の下は水田等の平地であり地形条件は雨によるがけ崩れのものとあまり



区分: 0~0.9m, 1~1.9m, 40m 以上は省略

図-6 到達距離(雨)



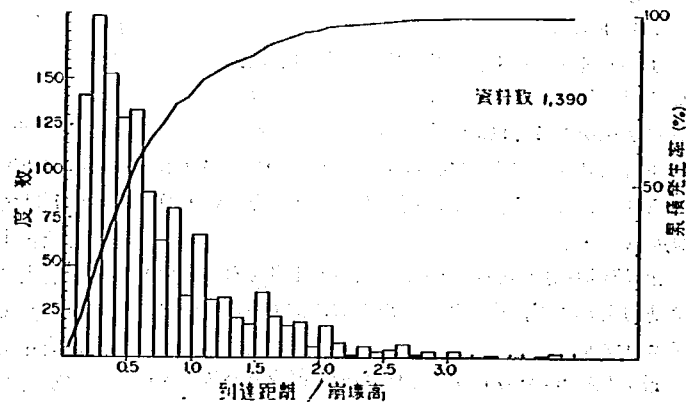
区分: 0~0.9m, 1~1.9m, 30m 以上は省略

図-7 到達距離(地震)

変わらないのであるが、家屋がないので雨によるがけ崩れよりも崩壊土砂は斜面から遠くに行きやすいことになる。どちらの場合でも10m未満で止まっている割合は全体の2/3程度、7~8mまでで半分は止まっていることがわかる。

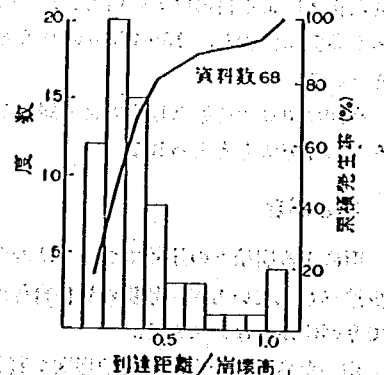
2.5.2 到達距離/崩壊土砂

崩壊高は斜面の下端から崩壊地の最上部までの高低差



区分: 0~0.09, 0.1~0.19, 4 以上は省略

図-8 到達距離/崩壊高(雨)



区分: 0~0.09, 0.1~0.19 は省略

図-9 到達距離/崩壊高(地震)

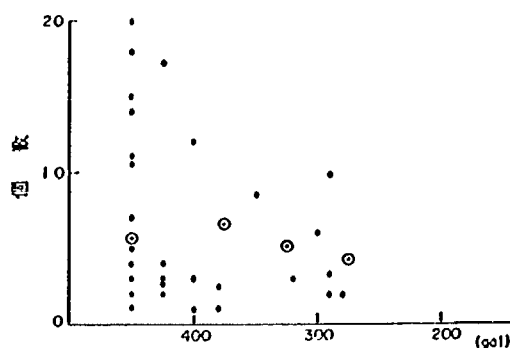


図-10 1 km²当りの崩壊個数

である。雨については図-8で1以上が約25%もあるが、図-9の地震では約80%は0.5(崩壊高の半分)未満で止まっており、崩壊高と同じくらい斜面から離れていれば土砂に埋められる可能性はかなり低い。崩壊高の予想は難しいから斜面の高さ(≧崩壊高)に置きかえてもよい。

雨に関する資料は全国から収集したものであるが、地震はえびの地区だけのものであるからここに記したような単純な比較だけではまだ問題があることを付け加えておく。

2.6 危険度

1 km²当りの崩壊個数及び崩壊面積率と地震動の最大加速度分布(文献3)を参考に推定した)との関係を図-10, 11に示す。図中、丸で囲んだ黒丸は gal 400 以上, 399~350, 349~300及び300未満の各平均値である。なお、崩壊が無い地域を除いての平均値である。

gal値が小さくなるにつれ最大値も小さくなっていくことはわかるが、同じ程度の最大加速度でも値のバラツキが大きい。

最大加速度のかわりに震源からの距離をとってもやはりバラツキが大きい結果となった(図-12参照)。

参考文献2)に地震断層からの距離と建造物の被害率との関係が図示されている。これによると、断層の直接的な影響による被害は5 km 付近までで、それ以遠は被害が急激に減少し、15~20 km 離れると、被害は稀になるという。

今回の伊豆大島近海地震による崩壊などは、上述のような処理方法も考えられる。

あとがき

雨による崩壊との比較については参考文献^{5), 7)}でも多少述べられているが、地震の資料自体がまだ数少ないので今回はふれないでいく。

用いた資料は空中写真と地形図を判読・計測し作成したものであるから、崩壊地やその周辺を外見上から分類し整理した結果が多い。しかし、宮城県沖地震の階段状

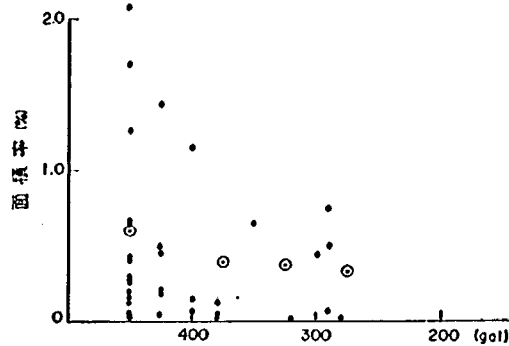


図-11 1 km²当りの崩壊面積率

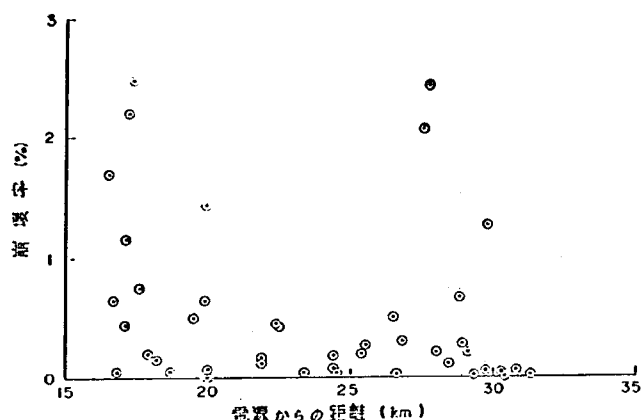


図-12 震源からの距離と崩壊面積率

住宅団地内の崩壊などは外見上は周囲と区別をつけずらいわけで地盤の良否(ここでは、地山か盛土であるか)を調査する必要がある。

所内の研究会である「地震による斜面崩壊に関する研究会」でも伊豆大島近海地震の斜面崩壊地を対象に地盤調査を実施するので、今後は、このような資料も収集していくことにしている。

最後になりましたが、宮城県土木部砂防課や土木事務所の方々には現地調査の際に大変お世話になりました。厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 宇佐美 龍夫：資料日本被害地震総覧 東京大学出版会 昭和50年3月
- 2) 田治米, 望月, 松田：地盤と被害 嶺書店 昭和52年4月
- 3) 伊豆大島近海地震調査団：1978年1月伊豆大島近海地震調査概要 土木研究所資料1346号 昭和53年2月
- 4) 羽鳥謙三：宮城沖地震と宅地造成 朝日新聞53年8月15日朝刊(論壇)
- 5) 池谷浩：1978年伊豆大島近海地震による崩壊の実態 土木技術資料Vol. 20, No. 8 昭和53年8月
- 6) 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：がけ崩れ災害実態について、土木研究所資料1109号 昭和51年2月
- 7) 安江, 反町：地震と斜面崩壊について、砂防と治水Vol. 11 No. 2 昭和53年8月

8. 地震に対する急傾斜地の危険度評価

安江朝光
仲野公章

土木技術資料 Vol.34. No.8
1979.8

8. 服薬の副作用とその対処法

著者 山田 幸子

監修 山田 幸子

山田 幸子 監修 山田 幸子

山田 幸子

：地すべり、急傾斜地 対策

地震に対する急傾斜地の危険度評価

安 江 朝 光*
仲 野 公 章**

1. ま え が き

急傾斜地の崩壊による災害は、防災に対する全国的な努力にもかかわらず、異常気象や地震の多発と山地丘陵の急速な開発によりむしろ増加の傾向を示し、社会的にも重要な課題になってきている。

このような情勢のもと昭和44年の「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」が成立して以来、急傾斜地対策事業が急速に進展している。

急傾斜地などの自然斜面は一般に不均質、異方性を示すなど、その地形、地質、土質などの素因は複雑である。したがって降雨による斜面崩壊についてもその技術的水準は必ずしも満足のいくものではないが、何といっても事例が多いので、資料や経験が豊富であり、これらをベースに問題に対処しているのが現状である。

近年、地震時に斜面崩壊による被害が目立ち、昭和53年1月の伊豆大島近海地震では、特にこの傾向が顕著であった。表-1に近年の地震による斜面崩壊の例を示す。しかし、地震による斜面崩壊に対しては、地震時の自然斜面の挙動に関して研究的にも不明な点が多く、また災害の事例自体が少ないので、降雨による斜面崩壊に比べて解らなかったり、難しかったりする点が多い。斜面の危険度評価についても、崩壊の実態調査結果を収集、整理している段階であるが、重要な課題であるので、その現状についてふれてみたい。

2. 地震による急傾斜地崩壊の実態

近年の地震災害の資料を整理して、地震による斜面

崩壊の実態について述べる。また降雨による崩壊との差異も重要なのでここで述べることにする。

1) 地形との関連

新潟地震(39年6月)により崩壊した斜面について整理した。また、それを降雨による崩壊と比較するために、地質が同じ花崗岩地域に発生した羽越豪雨(42年8月)による崩壊の資料も整理した。

表-2の斜面型の分類に沿って説明して行くが、図-1~4の棒グラフ中の丸の数字は表-2と対応している。棒グラフの横軸幅は非崩壊斜面中それぞれの分類がどの位の割合で出現しているかを示している。また縦軸幅は崩壊斜面中の出現率を非崩壊斜面中のもので除したもので、その値が1.0の線よりも上に出ている斜面型が地震(もしくは雨)に弱いとみることができる。

(1) 斜面方位

調査地域は震源(栗島東方)の東方に位置しているが、図-1(a)では①北、②北東、③東、④北東の4方向が崩壊しやすいようであるが、震源に対し平行と

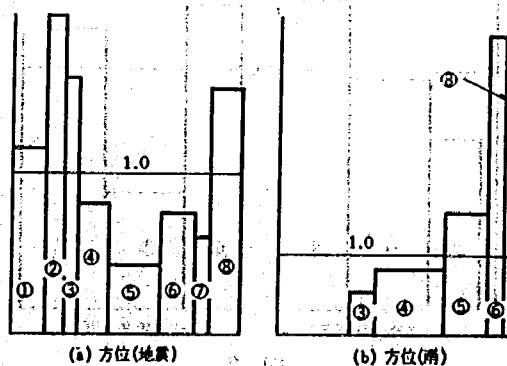


図-1

* 建設省土木研究所 急傾斜地崩壊研究室長

** 同研究員

表-1 近年の地震による斜面災害

年月日	地震名	場所	マグニチュード	斜面災害
S36.2.27	日向灘地震	北緯 32°, 東経 132°	7 震度 5	宮崎から油津に至る国分線日南市富士付近(落石) 鹿児島県末吉町通山付近(崖くずれ)
S36.8.19	北美濃地震	岐阜, 福井, 石川県境	7	九頭竜川水系打波川筋, 手取川水系牛首川筋, 庄川水系大川筋に被害が大
S38.3.27	越前沖地震	越前沖沖約 20km 北緯 35°08', 東経 135°08'	7	敦賀市色ヶ浜付近幅 25~30m, 高さ 20~30m の山崩れ, 地方道敦賀三国線で落石, 国道 27 号線, 一般県道常神三万線, 白木美浜線, のり面崩壊
S39.6.16	新潟地震	北緯 38°04', 東経 139°02'	7.5±0.2 震度 6	河川堤防の崩壊きれつ, 道路のり面崩落盛土沈下
S43.2.21	えびの地震	北緯 32°01', 東経 130°43'	6.1	火山灰地帯(シラス)に山・崖崩れが多く, その被害箇所は, 宮崎県 30, 鹿児島県 11, 熊本県で 30
S43.5.16	十勝沖地震	北海道襟裳岬沖 北緯 40°07', 東経 143°07'	7.8	道路のり面崩壊および盛土本体の崩壊, 河川堤防の破壊, きれつ
S47.2.29	八丈島近海の地震	八丈島の東北東約 140km	7.2	100カ所, 延長 1,429m, 土砂量 9,256.1m³
S49.5.10	伊豆半島沖地震	北緯 34°06', 東経 138°08'	6.8	石廊崎, 仲木, 前原地区で被害大 110カ所
S50.1.22	阿蘇山北東部の地震	北緯 33°, 東経 131°08', 阿蘇郡一の宮町手野付近	6.1 震度 4(1.22) 震度 5(1.23)	急峻な坂路部被害大
S50.4.21	大分県中部地震	北緯 33°08', 東経 131°20', 大分県大分郡庄内町	6.4 震度 4	道路の盛土部のすべり上方のり面からの土砂崩壊落石の被害大
S53.1.14	伊豆大島近海地震	北緯 34°46', 東経 139°15'	7.0	伊豆半島東部~中央部の急傾斜地に多数の落石崩壊, すべりが発生した
S53.6.12	宮城県沖地震	北緯 38°06', 東経 142°24'	7.4	山やがけ崩れの被害箇所は宮城県下 138, 福島県下 26, 岩手県下 22

表-2 斜面型の分類

カテゴリー アイテム	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
縦断型	直線	下凹	上昇	複合				
横断型	谷	直線	尾根					
傾斜角	30度以下	31~40度以下	41~50度以下					
方位	北	北東	東	南東	南	南西	西	北西
樹高	8m 以下	9~15m	15m 以上					
樹冠密度	40%以下	41~70%	71%以上					
比高	20m 以下	21~40m	41~60m	61~80m	81m 以上			

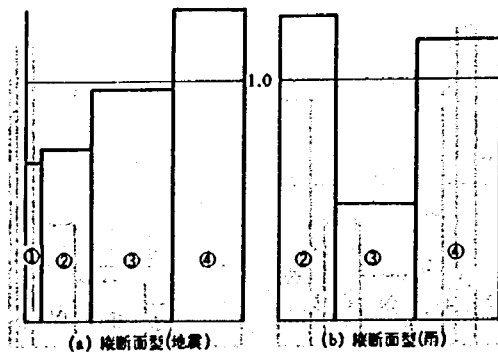


図-2

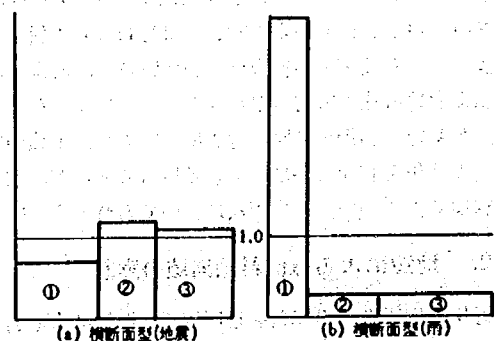


図-3

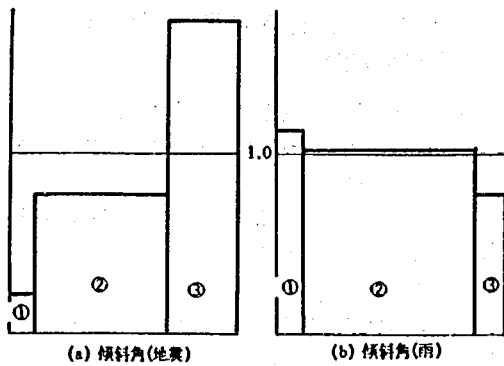


図-4

か直角方向が危険といった結果にはなっていない。

図-1(b)は降雨によるものであり、⑥南西、⑦北西と西の方向に多かったが、植生、地形、風化などの相違と考えられ、地震によるものと同様に詳しくはわからない。

(2) 斜面縦断型

図-2(a)では④複合型が地震に弱いとみることができるが、現地調査などの経験からすると、③上昇型が予想よりも低いのであるが、④も含め凸型のある斜面は弱いようである。

図-2(b)では②下降型、④複合型が降雨によって崩壊しやすいようであるが、④複合型は地震、降雨のどちらに対しても弱いことがわかる。

(3) 斜面横断型

地震では図-3(a)のように、②直線型と③尾根型が崩壊しやすいようであるが、①谷型も耐震性があるといえる程ではなく、横断型はあまり影響を与えないようである。

それに比べると、図-3(b)の降雨によるものでは、表流水および地下水が集中しやすいと考えられる①谷型が極めて弱く、地震によるものとの差異が明らかである。

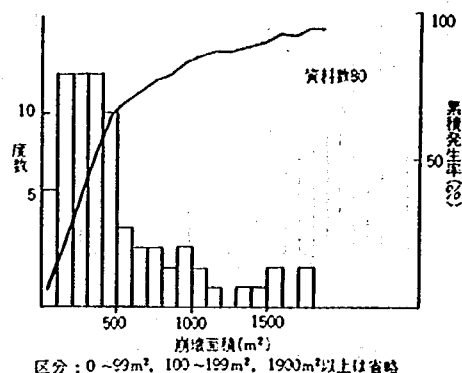
(4) 傾斜角

50度未満までの資料しかなく50度以上では不明であるが、図-4(a)のように地震では傾斜角が大きい程弱くなる傾向があるが、図-4(b)の降雨によるものでは傾斜角による差異はほとんどない。

降雨による崩壊について、傾斜角別に調べられた例はいくつか発表されており、図-4(b)はそれらとは異なるようであるが、50度以上の資料が全くないことなどもあり、ここでは結論を出せない。

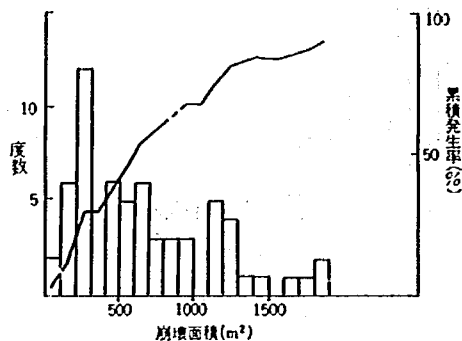
(5) まとめ

図-1~4に整理した資料は、地震、降雨のいずれによるものも資料数が少なく、統計的に精度が不十分



区分: 0~99m², 100~199m², 1990m²以上は省略

図-5 崩壊面積別度数分布図(新潟地震)



区分: 0~99m², 100~199m², 1990m²以上は省略

図-6 崩壊面積別度数分布図(えびの地震)

であり、定性的な内容にとどまっている。また崩壊要因が本事例と異なった場合(地震であれば震度などが違った場合)ではどうなるのかという問題は、今後整理を進めたい。

2) 崩壊規模の特性

地震による崩壊の特性については、主にえびの地震(43年2月)による資料と、一部新潟地震による資料とで説明していくが、1)と同様に資料数は少ない。

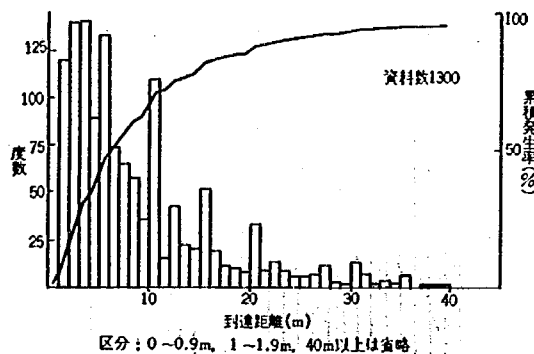
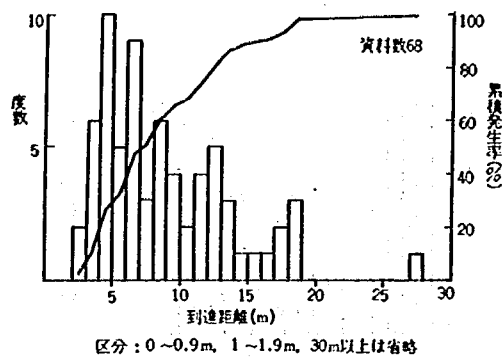
降雨による崩壊の資料は、昭和47~52年に各地で発生したが崩れの中の1,390例である。

(1) 崩壊面積

地震による崩壊を崩壊面積について整理した結果を図-5, 6に示す。図中の棒グラフは崩壊面積の階級別度数を、折線グラフはその階級以下の累積発生率を表わしている。

新潟地震(図-5)では、崩壊面積500m²未満の崩壊が約2/3、1,000m²未満が約80%強であるが、えびの地震(図-6)では500m²未満が約40%、1,000m²未満が約2/3であるから新潟地震よりも幾分崩壊地は広い。

降雨によるがけ崩れの場合、崩壊土量100m³未満の崩壊が約半数あるからこれよりも大きい、1,000



m² 単位の崩壊面積が多い豪雨に起因する山腹の崩壊などと比較すると小さい崩壊が多い。

(2) 崩壊土砂の到達距離

斜面の下端から崩壊土砂の最先端までの距離の階級別度数分布を図-7に示した。図-7(a)はえびの地震によって崩壊したもので、20mを越えるものはほとんどないこと、全体の2/3は10m以下で止まったことなどがわかる。

同様に雨についても整理したのが図-7(b)で20mを越える率は地震よりも高いが、10m以下の発生率はだいたい2/3で地震と大差がない。

(3) 到達距離/崩壊高

距離は(2)のとおり、崩壊高は斜面の下端から崩壊地の最上部までの高低差である。えびの地震については図-8(a)のとおりで、約80%は0.5(崩壊高の半分)未満で土砂は止っており、崩壊高と同じくらい斜面から離れると被災する確率は低いことがこの図ではいえる。

一方雨については図-8(b)のとおりで、1:0未満が約80%である。地震と比べると、崩壊高が同じであれば雨による方が到達距離が長いことになるが、(2)で述べたように、到達距離は地震でも雨でも大差ないことを考慮すると、地震の方が高い位置から崩壊するようである。

3. 地震時の急傾斜地の崩壊に対する危険度判定

降雨に対する危険度判定のやり方には、

- (i) 従来の経験、資料をベースにした技術者の工学的判定
- (ii) 上記を整理して点数制という形で判定する
- (iii) 数値化判別解析などの統計的手法
- (iv) 地盤調査
- (v) 上記をベースにして、計算により解析

があり、地震時の斜面安定についても、種々の面から検討できるが、従来ややもするとこれらの方法による危険度判定結果を相互に比較検討する努力が少なかったように思われる。

まず、従来の資料の整理、経験といった点について述べる。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、次のようなことがいえそうである。

(a) 雨に弱い斜面は地震にも弱いという傾向が一般に見られる。したがって、ある区域内の崩壊率といったものも、雨により斜面災害の多発する地域は、地震に際しても斜面災害が多発しやすい。

(b) 傾斜が急な斜面は弱い。特にオーバーハングしている斜面は弱く、雨に対しては安定しているオーバーハングした岩盤が、地震では崩落する例が時々見受けられる。

(c) 浮石、転石などがある斜面は弱い。

(d) 斜面途中の盛土は崩壊しやすい。

(e) 基盤の上の表土層や強風化層などが、基盤との境界で崩壊しやすい。これは、雨に対しても見られることである。

(f) 山腹斜面などでは、降雨では浸透水が途中で斜面の表面に湧出する地点が崩壊の頭部になる例が多いが、地震時ではこの地点より上方の稜線あたりから崩壊する例が多い。

また、斜面崩壊防止工に関して、伊豆大島近海地震では次のような傾向が見られる。

(a) 一部の例外を除き、程度のよいのり面保護工を施工した箇所は、ほとんど被害を受けていない。コンクリート擁壁土、のりわく工、練り石積み工、練りブロック積み工などがこれに当る。石積み工、ブロック積み工で被害を受けているものは、空積み、もしくは胴込めコンクリートの薄い構造の擁壁である。

(b) コンクリート吹付工、モルタル吹付工、落石防止網工、落石防止柵工なども有効に働いていると見ら

表-3 水準別得点表

カテゴリー アイテム	①	②	③	④	⑤
縦断型	-0.40649	-0.32781	-0.03444	0.26225	
横断型	-0.30373	0.17085	0.13667		
傾斜角	-1.59393	-0.32415	0.68311		
比高	0.50997	-0.16998	-0.29998	-0.38249	-0.53370
樹高	0.25497	-0.16926	-0.57550		
樹冠密度	0.19191	-0.09651	0		

表-4 降雨に対する急傾斜地崩壊区域危険度判定法
(a) 急傾斜地崩壊区域危険度判定基準

要 因		点 数		備考
		自然斜面	人工斜面	
1 高さ	10m以上 10m未満	7 3	7 3	
2 傾斜度	45°以上 45°未満	1 0	1 0	
3 オーバハング	有 無	3 0	3 0	
4 表土の厚さ	0.5m以上 0.5m以下	1 0	1 0	
5 湧水など	有 無	1 0	1 0	
6 周辺の崩壊	有 無	3 0	3 0	
7 急傾斜地崩壊防止 工事の技術的基準	満 足 不 足		0 3	
8 構造物の異常	有 無		3 0	

(注) 人為的工事によって各要因による危険が消滅しているものについてはその要因をないものとし0点とする。

(b) 急傾斜地危険度採点区分

ラ ン ク	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
A	9 点 以上	15 点 以上	危険度 大
B	6 点 ~ 8 点	9 点 ~ 14 点	" 中
C	5 点 以下	8 点 以下	" 小

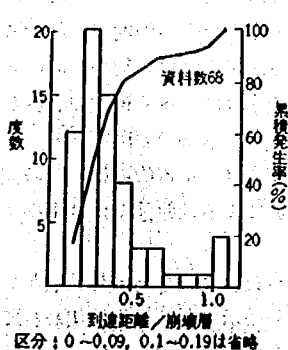


図-8(a) 到達距離/崩壊高 (地震)

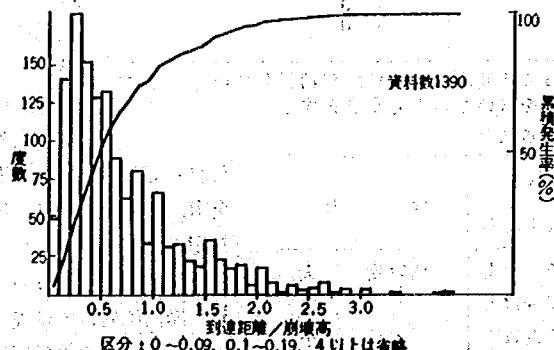


図-8(b) 到達距離/崩壊高 (雨)

れる個所が多数あるが、効果には限度があると判断される。

c) 擁壁によって盛り上げられた路体部に大きな沈下が生じ舗装が破壊している個所が多い。

d) 地震で損傷しなかったもの、あるいは損傷の程度が軽微だった斜面安定工は以下のものであった。

(i) 土圧を考慮した(設計に入っている)構造物(擁壁など)

(ii) 安定している地山に密着していたもの——すなわち地震時に地山と一体となっていたもの(現場打ちコンクリートのりわくなど、ただし、構造物自体も何がかの抑止効果を有している)

(iii) フレキシブルな構造物——すなわち地震のエネルギーを变形により吸収したもの(井げた擁壁など)

次に数値化判別解析について、新潟地震の資料で解析した結果を述べる。資料数は崩壊、非崩壊ともに81である。数値化した値は表-3に示す。的中率とは、すべての斜面の点数が計算され、ある点以上を崩壊グループ、ある点未満を非崩壊グループとした場合、崩壊斜面中崩壊グループに入るものおよび非崩壊斜面で非崩壊グループに入ったものの率であり、この場合66.7%であった。

要因の崩壊発生の判定に対するウェイトの大きさを調べるには各要因のレンジ(要因ごとに与えられた数値の最大値と最小値の差)を見ればよく、表-3では傾斜角、

比高、縦断型の順で崩壊の危険度判定に関与していることになる。

表-3の数値が信頼できるものであれば、これを用いて、各地の斜面に点数を付けることができる。その点数が崩壊グループに属するも

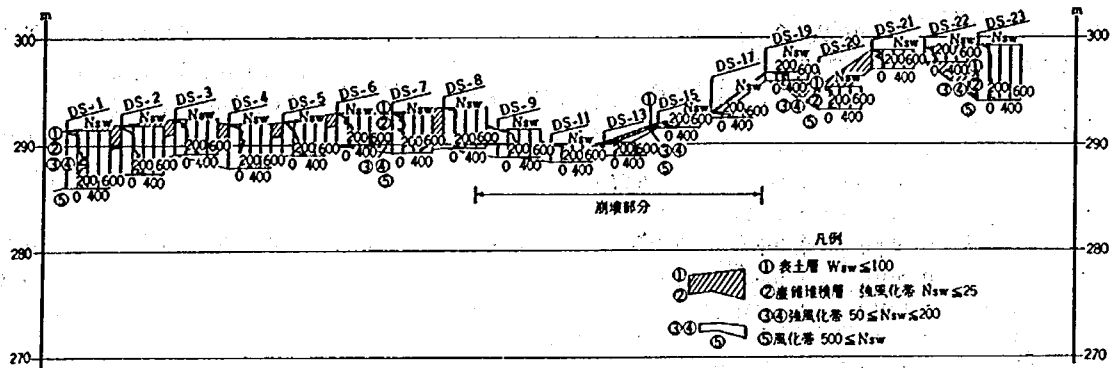


図-9 一般国道修善寺一下田線七滝近傍崩壊地スウェーデン式サウンディング貫入抵抗断面図 (崩壊地の横断方向)

表-5 地震に対する急傾斜地崩壊区域危険判定法 (試案)

(a) 急傾斜地崩壊区域危険度判定点数区分 (地震)

要 因		点 数		備 考
		自然斜面	人工斜面	
高 さ	10m 以上	7	7	
	10m 未満	3	3	
傾斜度	60° 以上	3	3	
	45° 以上 60° 未満	1	1	
	45° 未満	0	0	
オーバーハングの有無	有	4	4(2)*	* オーバーハングしているがコンクリートなどで保護してある場合は2点とする。
	無	0	0	
斜面の地盤	表面に転石が多いもの	5	4	
	キレツの発達した岩	3	2	
	砂 質 土	1	1	
	粘 質 土	0	0	
	キレツの発達していない岩	0	0	
表土および崩積土の厚さ	a (2.0m 以上)	3	3	
	b (0.5~2.0m 未満)	1	1	
	c (0.5m 未満)	0	0	
湧水などの有無	有	1	1	
	無	0	0	
崩壊の有無	有	3	3	
	無	0	0	
落石の有無	有	2	2	
	無	0	0	
斜面安定工の完全さの程度	満 足		0	
	不満足		3	
構造物などの異常の有無	有		3	
	無		0	

(注) 人為的工事によって各要因による危険が消滅しているものについてはその要因をないものとし0点とする。

(b) 急傾斜地危険度採点区分

ランク	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
A	12点以上	15点以上	危険度 大
B	8~11点	10~14点	中
C	7点以下	9点以下	小

のであれば、その斜面は地震時に崩壊する危険が高いことになるわけで危険度の判定が行なえる。

地盤調査については、次にふれるように地震時の崩壊個所の地盤を個々に調べた結果が報告されてきているが、全体として、強度と崩壊につきとりまとめるまでには至っていない。図-9は、一般国道修善寺一下田線の道路沿いの斜面崩壊個所における横断方向の断面でのスウェーデン式サウンディングの結果を示す。崩壊した部分では $N_{sw} \leq 25$ の層が薄くなっていることが解る。このようなことは、降雨による崩壊地でも通常みられる。

斜面内の地盤は常に静的せん断応力を受けているが、なんらかの原因でこれが増加したり、あるいは地盤の強さが減ったりすることが崩壊の原因である。地震時に起こる斜面崩壊も例外ではなく、地震時に地盤に加わる慣性力によりせん断応力が増加すること、振動によって地盤中の強度が一時的に低下したり、あるいは地盤中の間げき(水)圧の上昇によって地盤の強度が低下することが崩壊の要因である。したがって、地震時の斜面安定は、基本的には常時の安全率、地震の加速度、地震による地盤強度の低下率に支配される。

危険度判定法のうち、点数制は最も簡便な利点があり、降雨に対しては表-4に示すものが現在使われている。地震時の急傾斜地の危険度判定についても、既

往の資料や経験的な知識をもとに表-5 のような試案をまとめた。

4. あ と が き

実態を整理している段階で、ここに述べたことも後日訂正をすることがあるかも知れないと思っている。特に地震時の急傾斜地の危険度判定表は、とりあえずのたたき台ということで、大目に見ていただきたい。御批判、御意見をおよせ下されば幸いである。

橋梁などの構造の分野では、耐震設計に関してすぐれた手法が確立しているので、この分野の方々の御援助をお願いする次第である。

参 考 文 献

1) 中村二郎編：「砂防・地すべり防止、急傾斜地崩

壊防止施工法」山海堂、昭和53年11月

2) 宇佐美龍夫：「資料日本被害地震秘覧」東京大学出版会、昭和50年3月

3) 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：「がけ崩れ災害実態について」土木研究所資料第1109号、昭和51年2月

4) 伊豆大島近海地震調査団：「1978年1月伊豆大島近海地震調査概要」土木研究所資料1346号、昭和53年2月

5) 安江朝光、反町雄二：「地震と斜面崩壊について」砂防と治水 Vol. 11, No. 2, 昭和53年8月

6) 反町雄二：「地震による斜面崩壊の実態」土木技術資料 Vol. 20, No. 12, 昭和53年12月

(完)

9. のり面・斜面区間の被災予測

急傾斜地崩壊研究室

日本道路協会，道路震災対策委員会

「道路の震災対策に関する調査報告（Ⅰ）

—道路構造物の被災予測に関する研究—」

より一部抜すい

1979.9

關於我國經濟區劃之檢討

經濟區劃與區域發展

臺灣省區域發展與經濟區劃

(一) 臺灣省區域發展與經濟區劃之檢討

1. 臺灣省區域發展與經濟區劃之檢討

1. 臺灣省區域發展與經濟區劃之檢討

1. 臺灣省區域發展與經濟區劃之檢討

第3章 のり面・斜面区間の被災予測

3.1 既往の地震による斜面の被災の概要

3.1.1 近年の地震による斜面災害の概要

2.3.1にも述べられているように、地震によってもたらされる山間地の災害のなかで人的被害につながる重大なものほとんどは落石、崩壊という斜面災害である。

地震による斜面崩壊について記述されているもので最も古いのは日本書紀であり、このなかに679年筑紫で起きた地震による斜面崩壊のことが記されている。また崩壊ヶ所数が多かったのは1847年の善光寺地震（マグニチュードは7.4とされている）で4万箇所以上と言われている。

1968年の十勝沖地震に際しては、地震前に降雨があったことにより自然斜面の強度が減少したため、斜面崩壊による被害が大きくなったとされている。

近年の地震によってもたらされた斜面災害の概要を表3-1に整理しておく。

3.1.2 伊豆大島近海地震における落石および斜面崩壊による道路災害

昭和53年1月14日に発生した伊豆大島近海地震は近年の地震のなかでも落石および斜面崩壊によって多大な道路災害をもたらしたものであった。この地震によって通行止めに至った道路の被災箇所およびその原因を表3-2に示すが、被災原因のほとんどが、落石および斜面崩壊によるものであった。

また、この地震では、その発生日時が土曜日の12時過ぎと比較的交通量の少ない時間帯であったにもかかわらず道路通行中のバス、乗用車および走行者に落石が直撃したり、崩落した土砂に埋没するなどして道路災害に関係しての人身事故が5箇所発生し、12名が死亡し9名が負傷した。特に死者数は地震による全死者数が25名に対して半数近くも占めているのが注目された。

表3-1 近年の地震による斜面災害

年月日	地震名	場 所	マグニ チュード	斜 面 災 害
S36. 2. 27	日向灘地震	北緯32°, 東経132°	7 震度 5	宮崎から油津に至る国分線日南市富士付近 (落石) 鹿児島県末吉町通山付近(崖くずれ)
S35. 8. 19	北美濃地震	岐阜, 福井, 石川県境	7	九頭竜川水系打枝川筋, 手取川水系牛首川筋, 庄川水系大白川筋に被害が大
S38. 3. 27	越前岬沖地 震	越前岬沖約20Km 北緯35°08', 東経135°08'	7	教賀市色ヶ浜付近幅25~30m, 高さ20~30m の山崩れ, 地方道教賀三国線で落石, 国道27 号線, 一般県道常神三万線, 白木美浜線, の り面崩壊
S39. 6. 16	新潟地震	北緯38°04', 東経139°02'	7.5±0.2 震度 6	河川堤防の崩壊されつ, 道路のり面崩落盛土 沈下
S43. 2. 21	えびの地震	北緯32°01', 東経130°43'	6.1	火山脈地帯(シラス)に山・崖崩れが多く, その被害箇所は, 宮崎県30, 鹿児島県11, 熊 本県で30
S43. 5. 16	十勝沖地震	北海道襟裳岬沖 北緯40°07', 東経143°07'	7.8	道路のり面崩壊および盛土本体の崩壊, 河川 堤防の破壊, されつ
S47. 2. 29	八丈島近海 の地震	八丈島の東北東約140 Km	7.2	100カ所, 延長1429m, 土砂量92561m ³
S49. 5. 10	伊豆半島沖 地震	北緯34°06', 東経138°08'	6.8	石廊崎, 仲木, 前原地区で被害大110カ所
S50. 1. 22	阿蘇山北東 部の地震	北緯33°, 東経131°08' 阿蘇郡一の宮町手野付近	6.1 震度 4 (1.22) 震度 5 (1.23)	急峻な坂路部被害大
S50. 4. 21	大分県中部 地震	北緯33°08', 東経131°20' 大分県大分郡庄内町	6.4 震度 4	道路の盛土部のすべり上方のり面からの土砂 崩壊落石の被害大
S53. 1. 14	伊豆大島近 海地震	北緯34°46', 東経139°15'	7.0	伊豆半島東部~中央部の急傾斜地に多数の落 石崩壊, すべりが発生した
S53. 6. 12	宮城県沖地 震	北緯38°06', 東経142°24'	7.4	山やがけ崩れの被害箇所は宮城県下138, 福 島県下26, 岩手県下22

表3-2 伊豆大島近海地震における通行止めに至った道路の被災箇所一覧表

道路 種別	路 線 名	箇 所 名	原 因	道路 種別	路 線 名	箇 所 名	原 因
国道	135 号	伊東市赤沢 ～東伊豆町熱川	崩土・落石	主要	湯ヶ野谷津線	河津町湯ヶ野～谷津	崩 土
		伊東市赤沢	" "	"	伊東西伊豆線	天城湯ヶ島町西平 ～西伊豆町八重名野	"
		東伊豆町大川	"			天城湯ヶ島町持越	"
		" 熱川	"			西伊豆町宮ヶ原～郡界	"
"		東伊豆町黒根	欠 崩 トンネル崩壊			" 八重名野	"
"		" 稲取	欠 崩	"	"	中伊豆町国土峠	崩土・落石
"	136 号	天城湯ヶ島町上船原 ～賀茂村深田	崩土・落石	一般	伊東川奈八幡野線	伊東市富戸	崩土・落石
		天城湯ヶ島町上船原	"	"	熱川片瀬線	東伊豆町片瀬	崩 土
		土肥町八木沢	"	"	湯ヶ野松崎線	河津町大鍋～松崎町池代	崩 土
		" 小 峰	"			河津町大鍋	"
		賀茂村深田	崩土・落石			松崎町池代	"
主要	修善寺下田線	天城湯ヶ島町西平 ～河津町川合野	崩土・落石	"	下田港線	下田市弁天橋	橋梁クラック
		天城湯ヶ島町与市坂	" "	国道 135号東伊豆有料道路	下田市武ヶ浜 ～東伊豆町大川	崩 土	
		河津町料金所 200 先 ～川合野	" "			下田市小湊	"
"	下田松崎線	下田市横川～松崎町明伏	落 石 除 去 浮石			河津町見高	"
		下田市横川	"			東伊豆町白田	"
		松崎町明伏	落 石	計	10路線	14区間, 27箇所	"

3.2 のり面・斜面の耐震調査法

3.2.1 既往の耐震調査

のり面・斜面の耐震性を検討する方法としては、大別すると、

- (i) 従来の経験、資料にもとづく技術的判断による方法
- (ii) 上記を整理して点数制という形で判定する方法
- (iii) 数値化判別解析などの統計的手法
- (iv) 地盤調査による方法
- (v) 上記をベースにして計算により解析する方法

が考えられる。

これらのうちで、(iv)と(v)の方法は、他に比してより精度の高い判断が期待できて望ましいと考えられるが労力や経費の問題がある。それに(iv)については地震時の崩壊箇所の地盤を個々に調べた結果が報告されてきているが、全体として強度と崩壊についてまでとりまとめるまでには至っていないし、(v)については、試行的な解析例はいくつかあるが、一般的な手法の確立までには至っていない。

他の(i)、(ii)、(iii)の方法のなかでは(ii)の点数制によるものが最も一般的かつ簡便な利点があり、既往の耐震点検法もほとんどがこの点数制によるものである。点数制によるのり面・斜面の耐震調査法の主なものおよび急傾斜地の降雨に対する判定法を表3-3にまとめる。

表3-3には、

- (a) 耐震点検調査表(案) (昭和51年5月, 建設省土木研究所) の切土のり面の判定票
〔表では 耐震点検表〕
- (b) 静岡県道路耐震性判定調査 (昭和54年3月, 静岡県) の第1次判定基準
〔表では 静岡県調査(1次)〕
- (c) 同上の第2次判定基準
〔表では 静岡県調査(2次)〕
- (d) 降雨に対する急傾斜地崩壊区域危険度判定基準 (昭和47年11月, 建設省)
〔表では 急傾斜(降雨)〕
- (e) 地震に対する急傾斜地崩壊区域危険度判定基準(試案) (昭和53年8月, 建設省土木研究所)
〔表では 急傾斜(地震)〕

の5例について調査項目を対比してある。

3.2.2 耐震調査法作成の問題点

道路におけるのり面・斜面の耐震調査法を作成する場合の問題点を整理すると、

(イ) 判定手法および精度

経費, 労力, 作業期間, 使用目的, 判定手法との関連

(ロ) 調査手段 ((イ)との関連)

- 航空写真 ○斜め写真 ○既往資料 ○踏査(概査, 積査)
- 地盤調査

(ハ) 調査結果の使い方

- 全般的な使い方(行政のベースになる現況の把握)
- 通行規制する道路の選定
- 避難路の選定(地震の際に使う道路)
- 対策工の着工順位の選定
- 対策工法の種類の選定

(ニ) 災害誘因の対象範囲

- 降雨も考えに入れるのか地震単独か

(ホ) 既往および他の点検法との整合性

- 降雨による災害の点検法と整合性
- 橋梁, 盛土, トンネルの耐震調査法との整合性

のようになる。耐震調査法を作成するにあたっては、上記のような問題点をあらかじめ検討し、調査目的や調査方法および結果の使い方等の方針を決めておく必要がある。

3.3 のり面・斜面耐震調査票の作成

3.3.1 耐震調査票作成の経緯

概略、以下の3段階の検討を経て、試案を修正しながら最終的な調査票を作成した。

(1) 第1段階……3.2.2の問題点についての検討

判定手法としては作業期間, 労力, 経費等を考慮して簡便な点数制を採用することにし、調査手法

は主に現地調査によるものとした。また、対象誘因は地震だけに限りかつ地すべり性大規模崩壊は対象外とし、調査結果の使い方としては、行政のベースになる現況の把握という全般的な使い方を想定した。尚、他の調査法との整合性は表3-3等を参考にして検討し、できるだけ整合性が保てるように留意した。

(2) 調査票（試案）による既往地震の被災の検討

付属資料で詳しく述べるが、伊豆大島近海地震の被災地現地調査資料に調査票（試案）を適用して調査票の妥当性の検討および若干の修正を加え、適用結果を基礎資料とし、危険度ランク設定の検討をした。

(3) 調査票（試案）の現地への適用の検討

神奈川および静岡県下の現地において調査票（試案）の適用を試み、調査者による採点のバラツキや点検の要点等について検討した。採点における個々とバラツキは見られたが実用上さしつかえない程度のものであった。また、この耐震調査票による点検の要点としては、異常気象時通行規制区間を改めて耐震性について評価し、他の区間では特に地震に対して危険な場所をチェックすることになるものと考えられた。

3.3.2 のり面・斜面耐震調査票

3.3.1の検討を経て作成した調査票を表3-4に示し、以下にはその使い方等を整理する。

(1) 調査項目

調査項目は大別すると、①から⑦の基準要素と⑧から⑫の判断要素に分けられる。モルタル吹付等の構造物で斜面全部が覆われている場合には基準要素の判定は困難であるが、周囲の状況等から推定して判断する。また、構造物のない自然斜面では判断要素の⑨と⑫は判断できないので、一応⑨と⑫に関しては対象外とする。尚、のり尻から道路までの距離も参考のために調査する。また、判断の根拠や安定工の種別および「簡易な対策工で危険度の軽減が期待できる」等のコメントなどは、その他特記事項の欄にできるだけ記入する。

(2) 調査の留意点

- 調査項目の備考欄に記されている内容を十分理解した上で調査する。
- ①と②の斜面高および斜面勾配は事前に大縮尺の地形図等で読んだ値を参考にし、現地では、測距儀やクリノメーター、ハンドレベル等を用いて正確に測定するよう留意する。
- ⑦、⑧、⑩の項目は、被害記録等の既往資料の調査と現地調査を合わせて判断する。
- 調査した位置は地形図上にプロットしておく。

(3) 調査結果の集計

調査結果は表3-5の様式で路線ごとに集計整理し、判定結果を地形図上にプロットする。

(4) 総合判定

耐震性の最終判定はこの調査票による結果および交通量等の条件を含めて、道路管理者が総合的に判定する。

尚、ここでは、この調査票による結果だけを用いた場合の判定案の一例を表3-6に示しておく。

(5) 洞門工の取扱い

洞門工がある場合には、その場所の上方斜面ののり面・斜面耐震調査票による調査結果を参考にし、以下に述べるような項目について調査して判断する。

表3-3 斜面耐

大項目	項目	耐震点検調査表						静岡県調査(1次)		
斜面規模	斜面(のり)高さ	㊲	0	5	10	20	30	10~30	30~50	50~
		㊳	0	5	10	30				
	斜面(のり)巾							10~30	30~100	100~
	斜面(のり)勾配	㊲	1:05	1:06	1:11	1:16		1:05	1:05	1:08 1:10
		㊳		1:10		1:10				
微地形	斜面(のり高)縦断形							平衡	凸	凹
	オーバーハング	㊳	有		無					
地質 (土質・岩質)	土質・岩質		玉石まじり砂	われ目の多い	岩	われ目の少ない	硬岩	われ目の多い	硬岩	
		㊲	砂質土 上全	強風化岩 上全		軟岩		土砂状風化岩	及び土砂	
			粘性土 上全	われ目の少ない	壁岩					
	表土の厚さ	㊳	0~0.5	0.5~						
植生	植生区分									
水文状況	湧水	㊲	有		無			有		無
斜面の特徴	落石・崩壊の有無	㊲	有	やや有	無			(崩壊・崩落)		
	(頻度)	㊳	有		無			ほとんどなし	数年回数回	年に数回
	転石・浮石の有無									
	不安定土砂の有無	㊳	有		無					
防護施設	保護工の有無(保護率)							処理済		無処理
	保護工の異常	㊲	有		無			有		無
	保護工の程度	㊲	満足	やや満足	不満足					
	(種別)									
管理上及び 沿道条件	のり尻から道路中心までの距離	㊲	のり高(H)より大	のり高(H)より小						
	隣接構造物	㊲	切土の下Hより近	切土の上H/2より近	その他					
	交通量	㊲	5000	5000	10000					
	切土あるいは斜面上の用水路	㊲	有		無					
	落石崩壊の頻度									
	危険度									
	応急復旧場所の保有場所からの距離									
	重機械保有場所からの距離									

(コメント) 調査法は大別すると自然斜面と法面とに別けているもの(耐震点検調査表、静岡県調査(2次))とはっきりと
 (注) この表の耐震点検調査表及び静岡県調査(2次)の欄に記入されている ㊲, ㊳, ㊴の記号はそれぞれ㊲: 切土

震 調 査 法 対 照 表

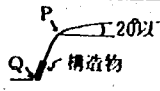
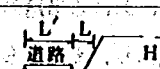
静岡県調査（2次）						急 傾 斜（降雨）		急 傾 斜（地震）			備 考
㊦	0	10	20	30	50	~10	10~	~10	10~		
㊧	0	10	30								
㊨	0	30	100	300							
㊩	1:05	1:05	1:08	1:10	1:15	45°	45°	45°	45°	60°	
㊪	1:1.0			1:1.0							
㊫	有		無			有	無	有	無		
㊬	土 砂 (4)		軟 岩 (4)					表面に転石が多いもの			
	硬 岩 (4)		軟硬岩 (4)					砂質土 キレツの発達した岩			
								粘性土 キレツの発達していない岩			
㊭	0~1	1~2	2~			~0.5	0.5~	~0.5	0.5~2.0	2.0~	
㊮	樹木(密)		樹木(疎)								
	草 地		裸 地								
㊯	有		無			有	無	有	無		
㊰	無	やや有	多 い			(周 辺 の 崩 壊)		(崩 壊)	有	無	
㊱	有		無			有	無	(落 石)	有	無	
㊲	無	少ない	多 い								
㊳	有		無								
㊴	30%	30%	70%								
㊵	有		無			有	無	有	無		
㊶	構 造 物		モルタル吹付			満 足	不 満 足	満 足	不 満 足		
	植生・ネット		無 保 護								
㊷	のり高(H) より大		のり高(H) より小								
㊸	切土の下 Hより近		切土の上 H2より近		その他						
㊹	1000	1000	3000								
㊺	有		無								
㊻	3回以上/年	1~2回/年	その他								
㊼	う回路有		う回路無								
㊽	1 Km以内		1 Km以上								
㊾	1 Km以内		1 Km以上								

は分けていないもの(静岡県調査(1次)、急傾斜(降雨、地震とも))がある。
のり面、㊦: 切土のり面上の自然斜面、㊸: その他管理上及び沿道状況の大区分を表わしている。

- 地震時において設計で仮定している規模以上の落石等が生じる可能性
- 支柱が十分強固な地盤上に設けられているか
- 十分な厚さの緩衝材が確保されているか
- 山側に設計時に想定した以上の堆積土砂がないか
- 構造物に変状または腐蝕、その他による劣化が生じていないか

(道路震災対策)

表-3-4のり面・斜面耐震調査票

調査機関			調査者			総合判定
路線名			整理番号			
所在地						
番号	項目	小項目		備考		
		名	点数			
①	斜面高(Hm)	H<10m	3	 ①のQ、P間の平均勾配とする。 $1:0.6$ の勾配は約 $60^\circ (=59.04^\circ)$		
		$10 \leq H < 30$	7			
		$30 \leq H < 50$	8			
		$50 \leq H$	10			
②	斜面勾配(α)	$\alpha < 1:1.0$	1			
		$1:1.0 \leq \alpha < 1:0.6$	4			
		$1:0.6 \leq \alpha$	7			
③	オーバーハング	構造物のない斜面のオーバーハング	7	岩の斜面などで一見してオーバーハングと見られるもの。 土の斜面では、まず、ないと思われるが。		
		構造物のある斜面のオーバーハング	4			
		なし	0			
④	斜面の地盤	斜面の表面に転石・浮石が多い	10	上位のものを用いる。 例えば、土砂で表面に転石、浮石が多いものは10点とする。		
		切土のり面に玉石が多い	7			
		風化、変質、キレツの発達した岩	6			
		レキ混り土砂	5			
		風化変質した岩	4			
		キレツの変質した岩	4			
		土砂	4			
		粘質土	1			
⑤	表土の厚さ	0.5m以上	3	表土とは表面の腐植土、有機質土をさす。ただし表土下に非常にルーズな崩壊土等があればそれも含める。		
		0.5m未満	0			
⑥	湧水	有	2	常時見られる湧水をさす。		
		無	0			
⑦	落石、崩壊頻度	年1回以上	5	道路交通又は道路構造物等に損傷を与えない程度の軽微な落石、はた落ち、のり崩れ等をさす。		
		年1回未満	3			
		なし	0			
小計		点		①～⑦の合計(基準要素)		
⑧	斜面の異常、変状	有	a	斜面とは自然斜面、無保護斜面(ネット工は入れる)植生のある法面をさす。異常変状はクラック段差等崩壊に直接つながるものをいう。		
		無	c			
⑨	斜面安定工の異常、変状	有	a	表面にモルタル吹付等何らかの人工構造物に覆われているもの。異常、変状はクラック、段差、はらみ出し等、崩壊に直接つながるもの。		
		無	c			
⑩	構造物や道路交通に支障を与えた落石・崩壊	有	a	過去に落石、崩壊等により事故または道路構造物等に損傷を与えた経緯があるもの。尚当該箇所には十分な防護工が施されている場合は除外。		
		無	c			
⑪	斜面上の有害行為	顕著である	a	斜面高の範囲で盛土、水の放流、停滞、浸透等崩壊を助長させるような行為。		
		若干見られる	b			
		なし	c			
⑫	斜面安定工による斜面の安定度	やや低い	a	道路土工指針等についての技術的完全さの程度、および、施工後の老朽化等を考慮して判断する。		
		普通	b			
		高い	c			
小計		a b c		⑧～⑫のa,b,cの個数の集計(判断要素)		
のり尻から道路までの距離(Lm)		L= L'= H=		 L,Hの長さは左図の通りとする。		
その他特記事項						

Ⅱ のり面・斜面耐震調査票（試案）による既往地震の被災の検討（第3章関連）

1. 検討方法

伊豆大島近海地震の被災および無被災箇所、のり面・斜面耐震調査票（試案）（表3-4にはほぼ同じ）を適用し、調査項目や判定の基準などを検討した。基礎資料としては「伊豆大島近海地震による道路関係施設の被災形態に関する現地調査資料集」（建設省土木研究所耐震研究室，昭和53年3月）を使用し，そのうちの道路のり面上の全被災例202箇所，ランダムサンプリングされた無被災例155箇所について，調査票の各調査項目を採点した。

この調査資料は当然のことながら，今回の調査票の採点のために収集された資料ではないので，調査項目の⑦の落石崩壊頻度や判断要素の⑨～⑬の項目の判定は非常に困難であったが，現地担当者への聞き込みや写真判読を参考にして強引に判定した。

2. 検討結果

検討した結果を以下に整理する。

(1) 調査斜面の特性

調査した被災例202箇所および無被災例155箇所の調査項目別の特性を図Ⅱ-1および図Ⅱ-2にまとめる。

斜面の地盤という項目における崩壊斜面と非崩壊斜面の分布の違いの一因としては，崩壊斜面に比して非崩壊斜面では植生等で判読が困難だったことも考えられる。

(2) 採点集計結果

判断要素と基準要素の判定点別の度数分布を図Ⅱ-3および図Ⅱ-4にまとめる。

図Ⅱ-3では，aが1つ，cが4つのパターンが崩壊斜面，非崩壊斜面の双方で異常なピークを示しているが，これをある程度無視すれば，それよりも右側（危険性が高いと考えられる）では崩壊例が多く，左側（危険性が低いと考えられる）では非崩壊斜面が多く，概略の傾向が認められる。

また，図Ⅱ-4では基準要素点の13点以下では相対的に非崩壊例が多く，24点以上では相対的に崩壊例が多くなっている。この直感的な判断を基にして，仮に基準要素だけで危険度のランクをA'（24点以上），B'（14～23点），C'（13点以下）の3つに分けると，このランク分けの意味は以下のように理解できる。（表Ⅱ-1で説明する）

(i) 崩壊補促率

この例ではC'ランクをつければ全崩壊の1%まで補促でき，B'ランクをつければ71.3%まで補促できると考えられる。（④の欄参照）

(ii) 各ランクの意味

伊豆大島近海地震における道路の斜面災害の中心となった修善寺下田線と国道135号線の区間延長の合計は56,484 mであり，そのうちで被災を受けた区間延長は7,855 mであった。したがって被災地延長に対する無被災地延長の比は6.19（ $6.19 = (56,484 - 7,855) \div 7,855$ ）であった。この値を用いて強引に道路沿いの斜面の母集団を推定すると④の欄のようになり，これを割合で見ると④の欄のようにA'ランクから7.9%，B'ランクが83.7%，C'ランクが8.4%を占めることになる。続いて各ランク別の

崩壊率を示す。

③の欄を見ると、A'ランクでの崩壊率は50.7%、B'ランクでは11.7%、C'ランクでは1.66%となり、C'ランクでの1.66%を1.0とみなせばB'ランクは7.0、A'ランクは30.5となる。この値にB'ランクとC'ランクを比較すると7倍の危険度があり、A'ランクは30倍の危険度があると考えられる。

非崩壊斜面のサンプリングおよび崩壊率の算定に大きな問題点があるが、上記のような強引な推定からすると、この場合基準要素点でA'、B'、C'の3ランクに分類したということは、斜面全体から見た占有率およびそのランクの崩壊危険度がA'(7.9%、1.0)、B'(83.7%、7.0)、C'(8.4%、1.0)をもつ3つのランクに分類したという意味をもつと考えられる。

(3) 本震、余震別の検討

本震の震度6と5および余震地域との別で崩壊を非崩壊の基準要素点による頻度分布を図Ⅱ-5に整理する。概略として震度が大きな地域ほど、低い基準要素点でも崩壊した傾向があるが、さほど顕著ではない。

(4) 地質別による検討

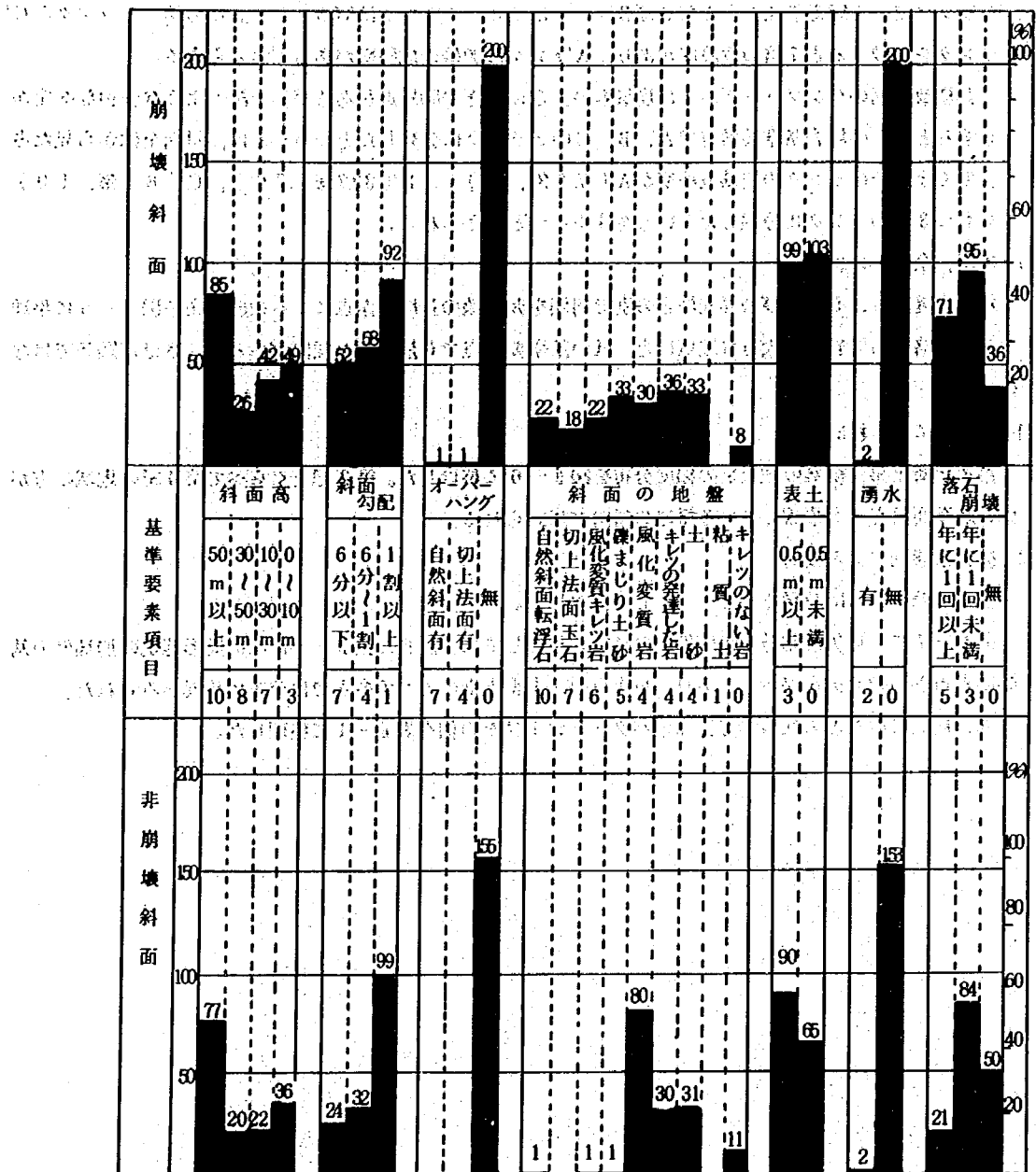
第3紀層と第4紀層の地質別の頻度分布を図Ⅱ-6に整理した。第3紀とくらべて第4紀の地域の方が低い基準要素点でも崩壊している概略の傾向が認められる。

(5) 被災形態別による検討

被災形態を5つに分類(表Ⅱ-1)して検討した。

図Ⅱ-7には被災形態分類毎の斜面の特性を整理してある。また図Ⅱ-8には被災形態別の崩壊例の基準要素点別の頻度分布が示しており、被災形態が1型と他の4つの型とでは分布に差異がみられた。

尚、被災形態ごとの代表的な斜面のパターンおよびその例を表Ⅱ-1に整理した。



図II-1 標準要素

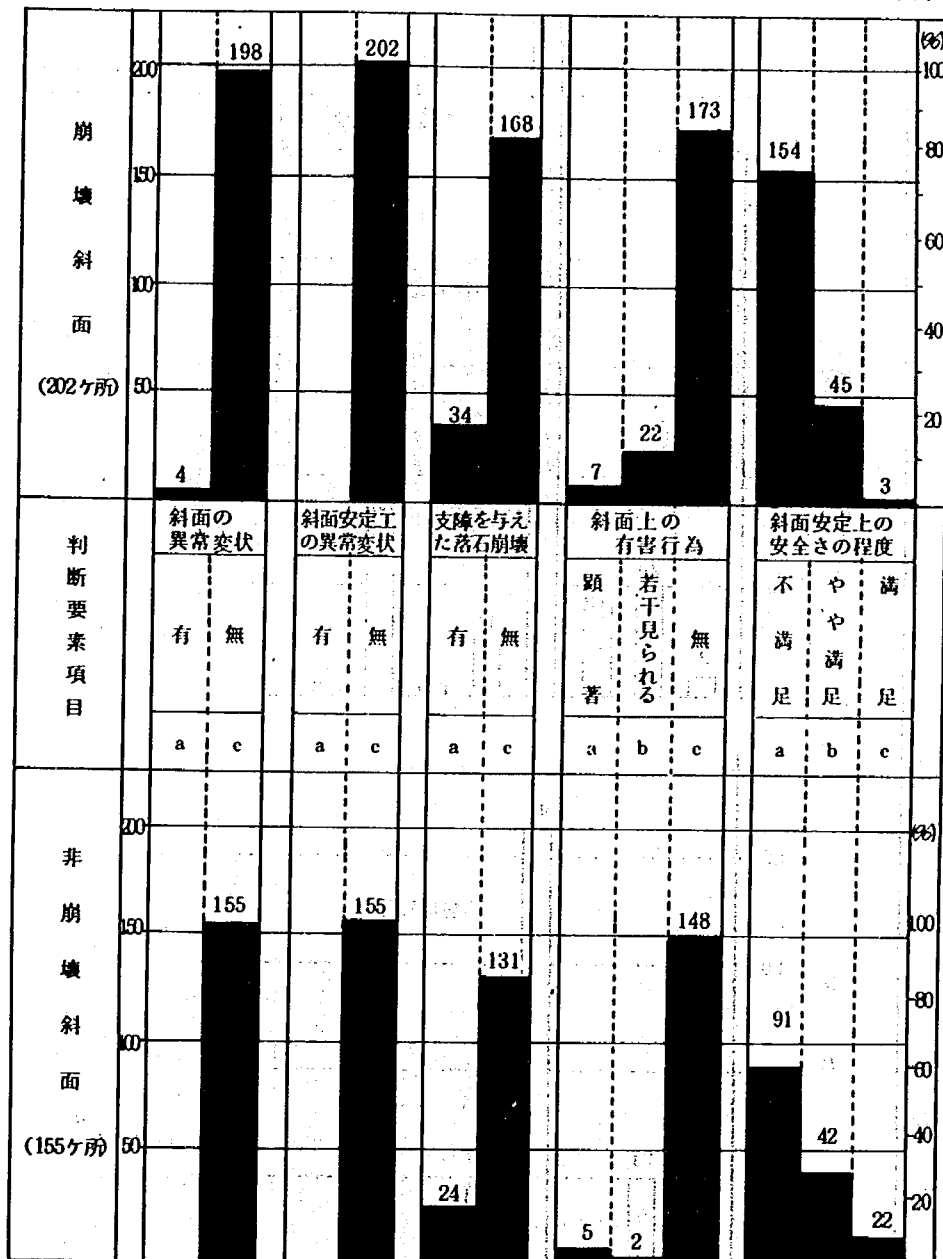
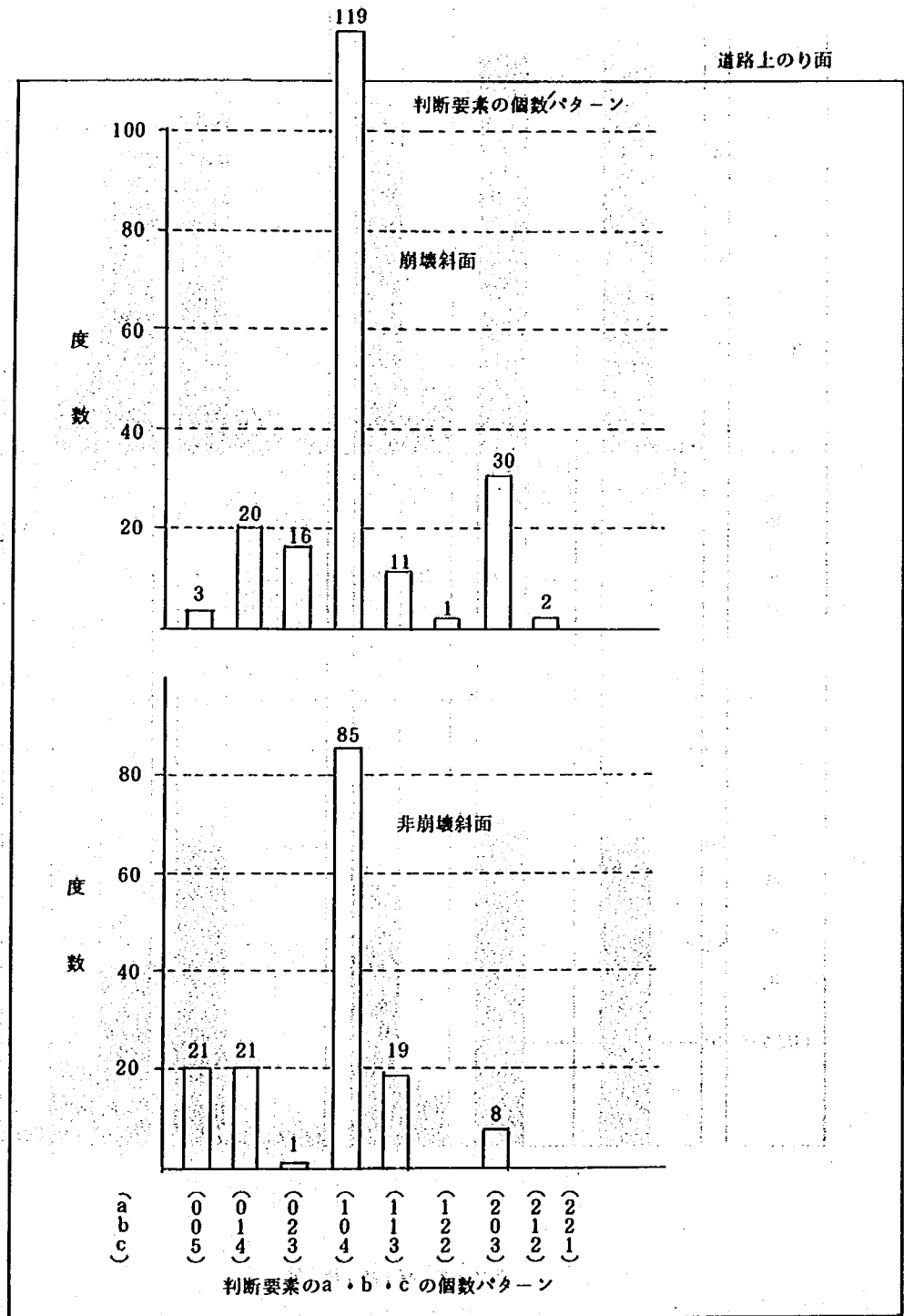
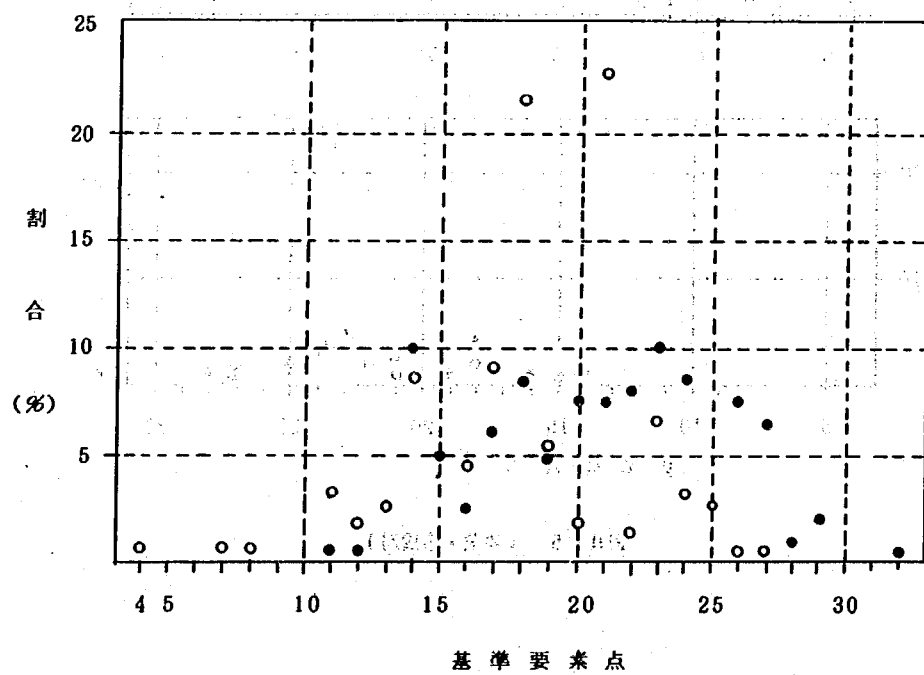
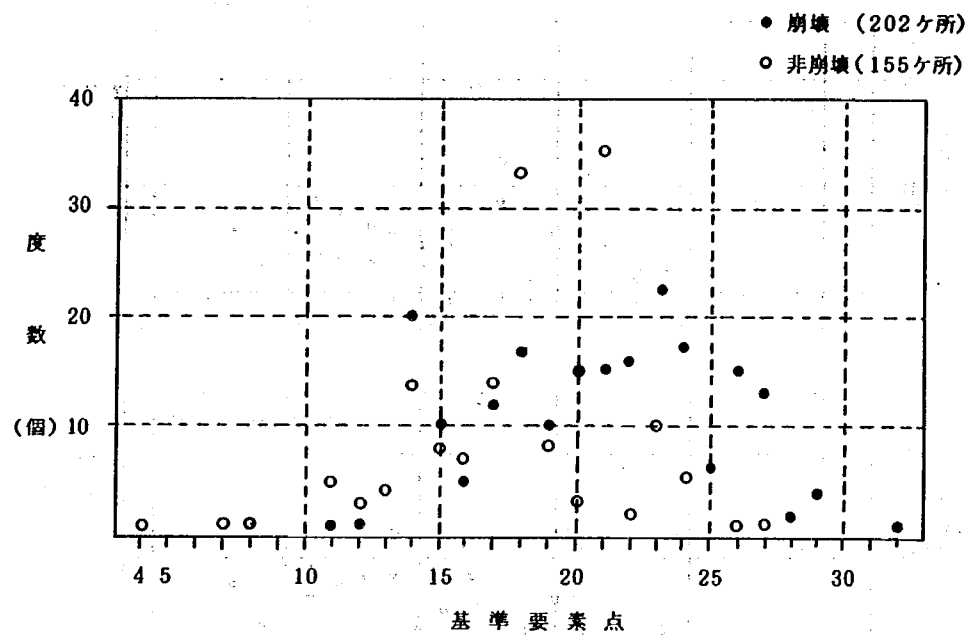


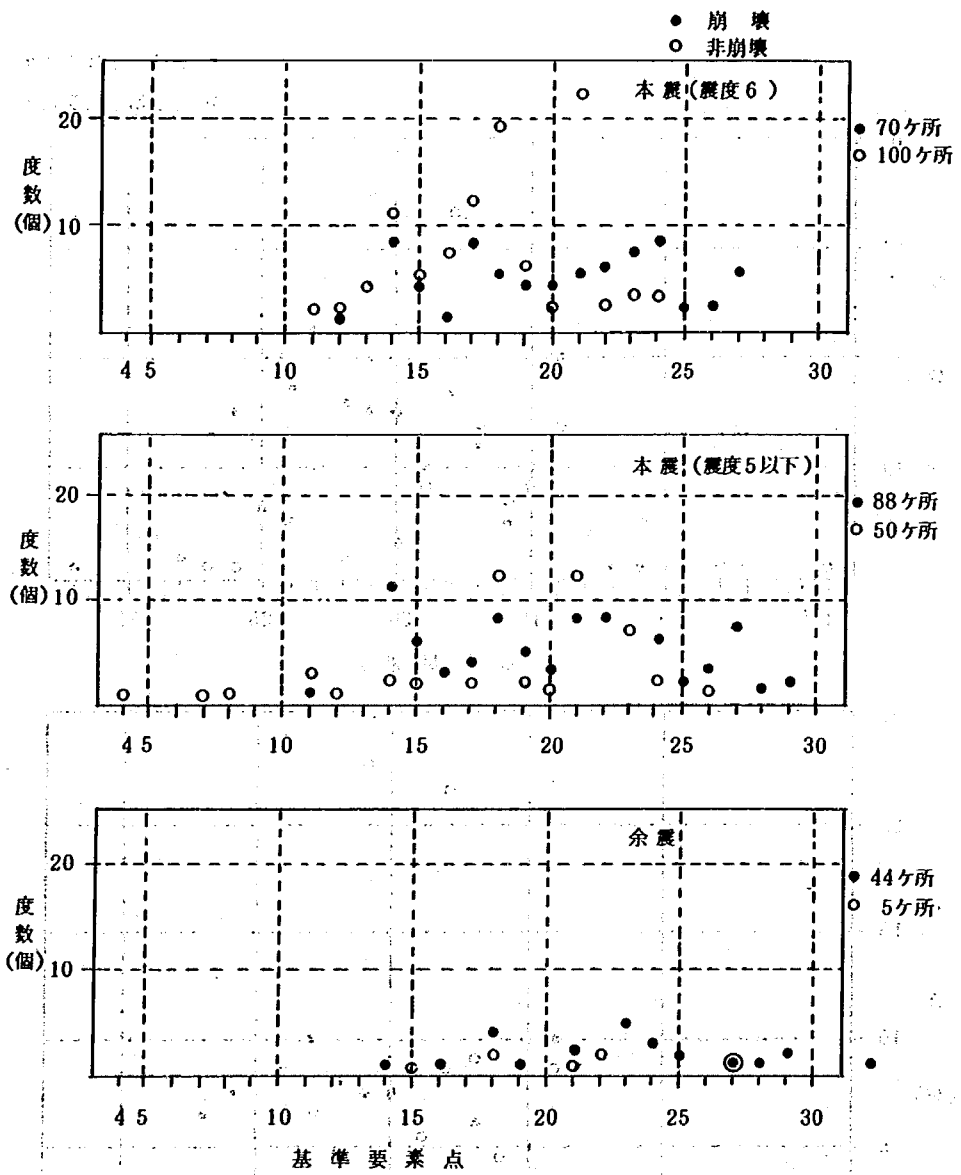
図11-2 判断要素



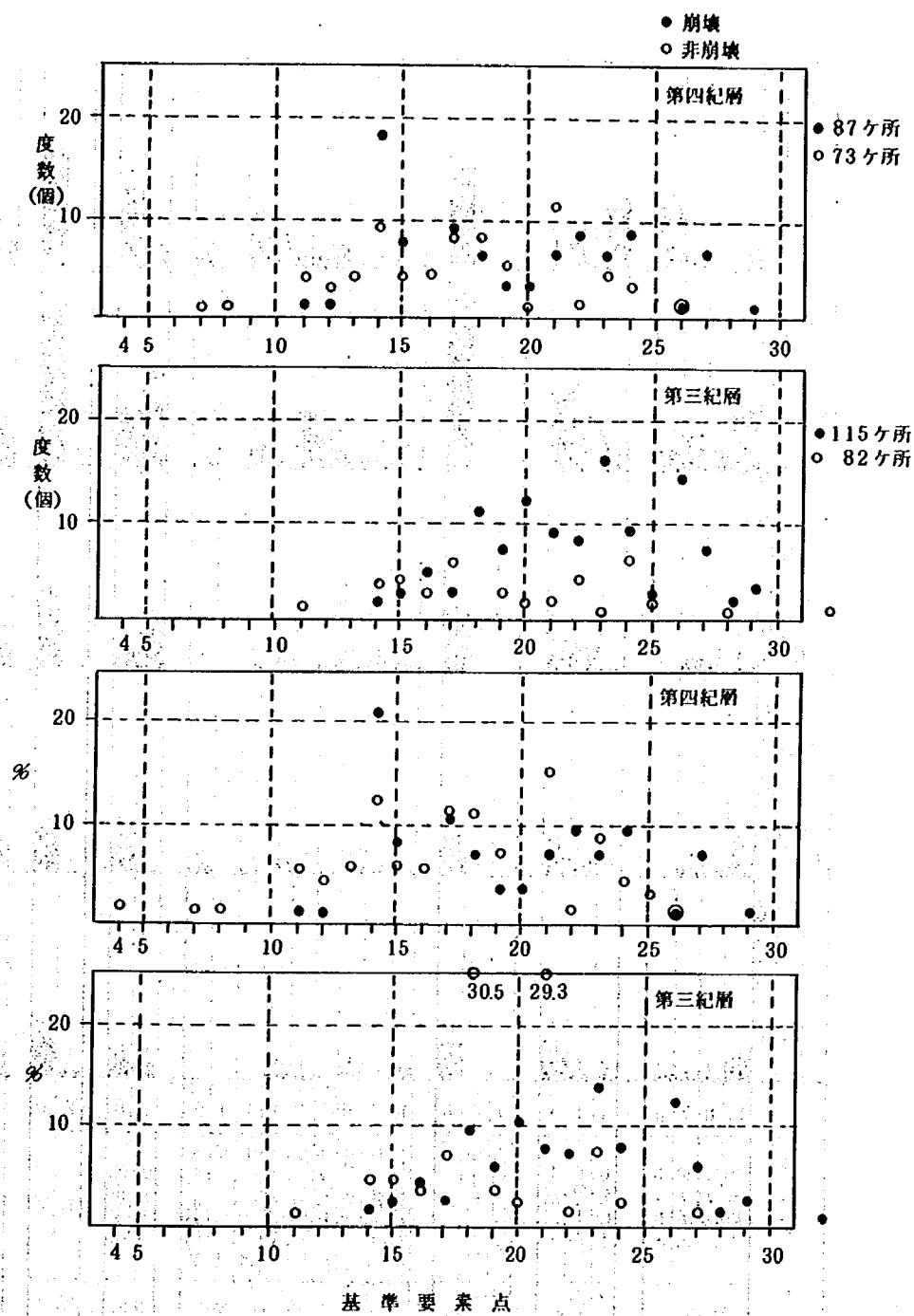
表II-3



表Ⅱ-4

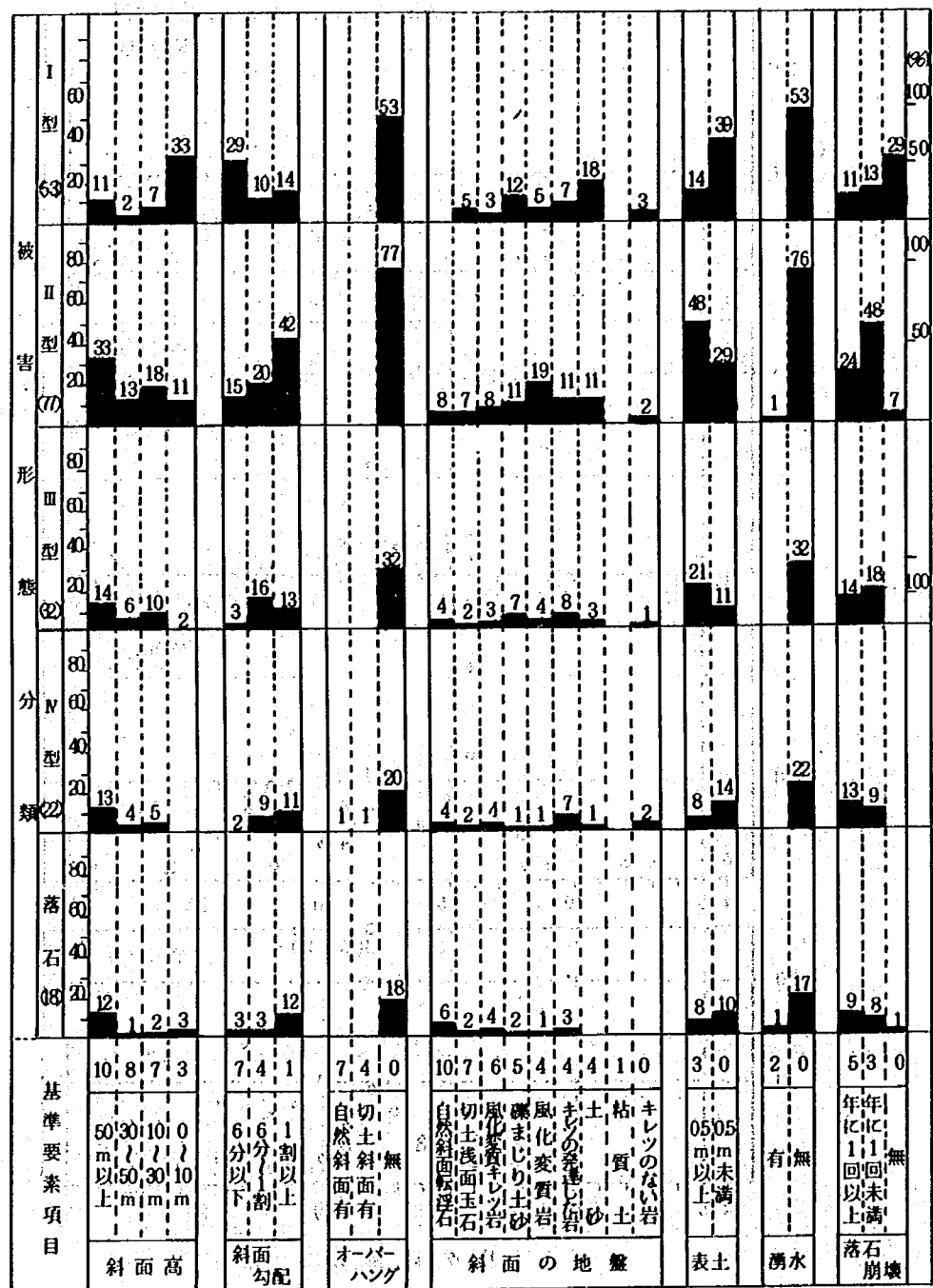


図II-5 (本震・余震別)

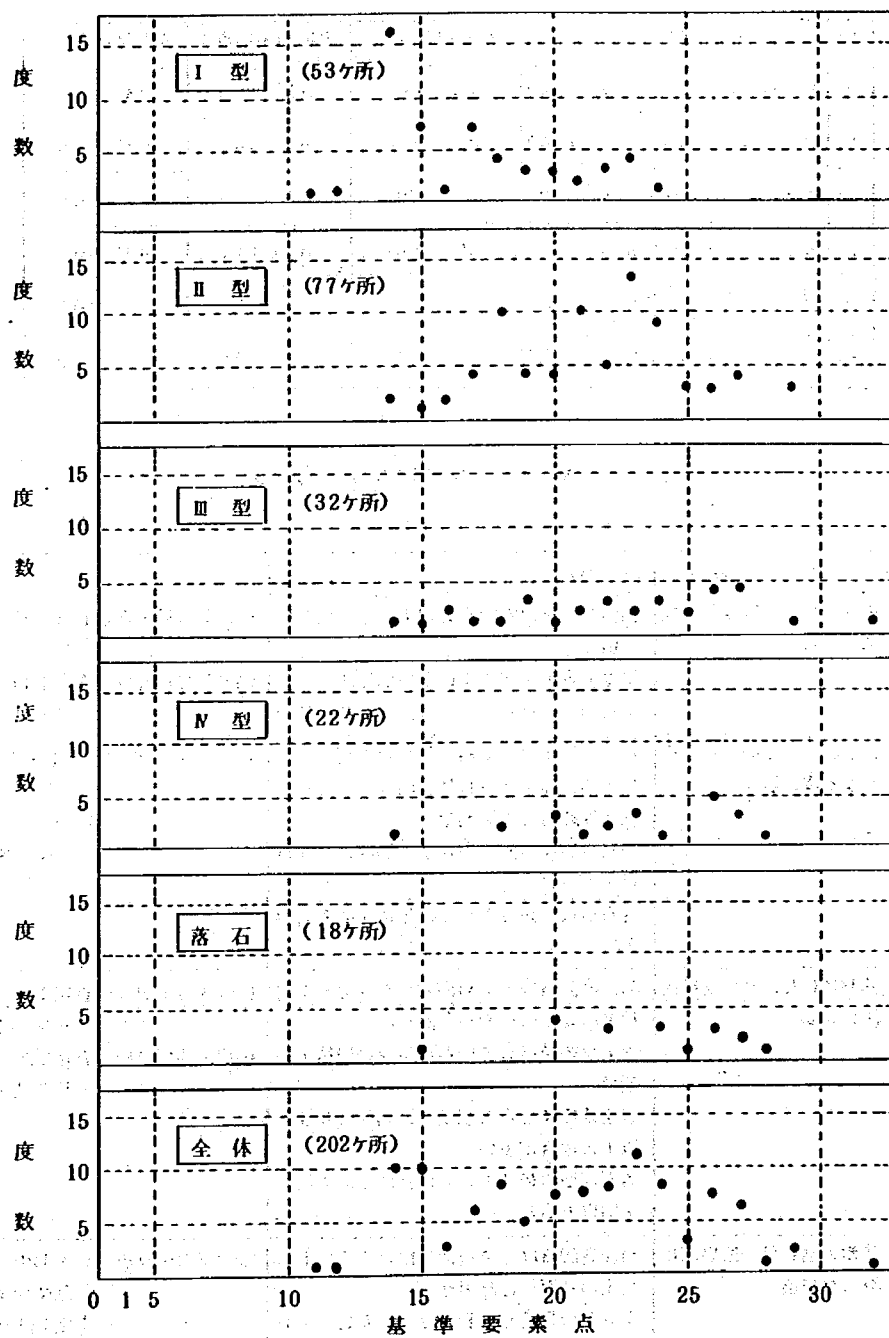


図II-6 (地質別)

中央気象台気象研究所編『日本気象学』昭和24年刊



図II-7 被災形態分類毎の基準要素項目毎の頻度分布



図II-8 崩壊型別崩壊頻度分布(基準要素点による)

表II-1 ランク別崩壊率

欄	基準要素ランク名	C'(13点以下)	B'(14~23点)	A'(24点以上)
㊶	崩壊例の割合(a%)	$a c' = 1.0$	$a B' = 70.3$	$a A' = 28.7$
㊷	非崩壊例の割合(b%)	$b c = 9.6$	$b B' = 85.9$	$b A' = 4.5$
㊸	母集団の分布($c = 6.19 \times b + a$)	$c c' = 60.4$	$c B' = 602.0$	$c A' = 56.6$
㊹	ランク別崩壊率($d = a \div c$ %)	$d c' = 1.66$	$d B' = 11.7$	$d A' = 50.7$
㊺	$d c' = 1.0$ とした場合 ($d B' / d c', d A' / d c'$)	1.0	7.0	30.5
㊻	母集団の分布の割合(%)	8.4	83.7	7.9

表II-2 崩壊の型別の斜面の代表的パターン

崩壊の型	定義	斜面のパターン	例
I型	表層の肌落ち程度の小規模な崩壊	斜面高10m以内で6分以下の急勾配の切土斜面 崖帷や表土などの土砂が小崩壊する 落石崩壊の頻度としては無の場合が多い	国道135号…査定173…基準要素点14点 駒湯ヶ野松崎線…査定146-1… 基準要素点14点
II型	ある程度の面的広がりをもつ浅い崩壊	斜面高50m以上で斜面勾配が1割以上の切土のり面上部～自然斜面 風化変質岩の表層崩壊 表層及びゆるんだ崩壊土の層厚は0.5m以下が多い 落石崩壊の頻度としては年に1回未満が多い	例)小鍋線…査定164-1… 基準要素点21点 " …査定165… 基準要素点21点
III型	基盤には及ばない比較的深い崩壊	斜面高50m以上で斜面勾配が6分～1割程度の切土のり面～自然斜面 キレツの発達している岩や厚い崩壊土の崩壊 表土及びゆるんだ崩壊土の層厚は0.5m以上の場合が多い 落石崩壊の頻度としては年に1回未満～1回以上ある	駒修善寺下田線…査定19-1… 基準要素点27点 駒伊東西伊豆線…査定226… 基準要素点26点
IV型	基盤の割れ目や断層面に沿った崩壊	斜面高50m以上で斜面勾配は1割以上の切土のり面～自然斜面 キレツの発達した岩や風化、変質、キレツの発達しているもの 落石崩壊は年1回以上ある場合が多い	駒伊東西伊豆線…査定120… 基準要素点20点 " …査定111… 基準要素点20点
落石		斜面高50m以上で斜面勾配が1割以上の自然斜面 自然斜面上の転石、浮石や風化、変質、キレツの発達した岩 落石崩壊は年1回以上ある場合が多い	駒下田松崎線…査定104… 基準要素点24点 伊東西伊豆線…査定111… 基準要素点26点

10. 地震とがけ崩れ

安江朝光

砂防および地すべり防止講義集XX
1980.3

10. 01 第 3 卷 第 1 册

第 1 卷

第 1 卷 第 1 册 第 1 页

1990.3

地震とがけ崩れ

建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長

安江朝光

1. ま え が き

急傾斜地の崩壊による災害は、防災に対する全国的な努力にもかかわらず、異常気象や地震の多発と山地丘陵の急速な開発によりむしろ増加の傾向を示し、社会的にも重要な課題になってきている。

このような情勢のもと昭和44年の「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」が成立して以来、急傾斜地対策事業が急速に進展している。

急傾斜地などの自然斜面は一般に不均質、異方性を示すなど、その地形、地質、土質などの素因は複雑である。したがって降雨による斜面崩壊についてもその技術的水準は必ずしも満足のいくものではないが、なんといっても事例が多いので、資料や経験が豊富であり、これらをベースに問題に対処しているのが現状である。

近年、地震時に斜面崩壊による被害が目立ち、昭和53年1月の伊豆大島近海地震では、特にこの傾向が顕著であった。表-1に近年の地震による斜面崩壊の例を示す。しかし、地震による斜面崩壊に対しては、地震時の自然斜面の挙動に関して研究的にも不明な点が多く、また災害の事例自体が少ないので、降雨による斜面崩壊に比べてわからなかったり、難しかったりする点が多い。地震時の斜面安定については、崩壊の実態調査結果を収集・整理している段階であるが、重要な課題であるので、その現状について触れてみたい。

2. 地震による急傾斜地崩壊の実態

新潟地震（1964年6月）とえびの地震（1968年2月）の崩壊の実態について述べる。また降雨による崩壊との差異も重要なので、これについても触れる。2.1～2.3の項目については、新潟地震により崩壊した斜面とそれと比較するため、羽越豪雨（1967年8月）による崩壊の資料を整理した。2.4～2.6の項目については、主にえびの地震による資料と一部新潟地震による資料を用いた。降雨による崩壊の資料は、昭和47～52年に各地で発生したががけ崩れのうちの1390例である。

2.1 斜面縦断面型

表-2の斜面型の分類に沿って説明していくが、図-1～3の棒グラフ中の丸の数字は表-2と対応している。棒グラフの横軸幅は非崩壊斜面中各々の分類がどのくらいの割合で出現しているかを示している。また縦軸幅は崩

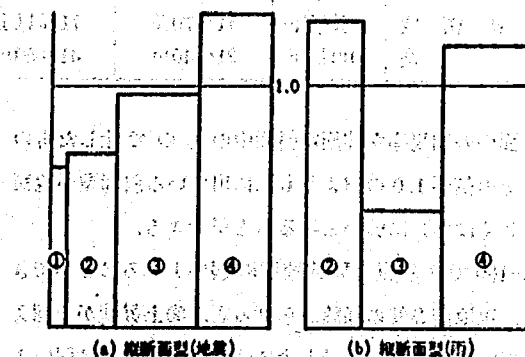


図-1

表-1 近年の地震による斜面災害

年月日	地震名	場 所	マグニチュード	斜 面 災 害
昭和36年 2月27日	日向灘地震	北緯32°, 東経132°	7 震度5	宮崎から油津に至る国分線日南市富士付近(落石) 鹿児島県末吉町通山付近(かけ崩れ)
昭和36年 8月19日	北美濃地震	岐阜, 福井, 石川県境	7	九頭竜川水系打波川筋, 手取川水系牛首川筋, 庄川水系大川筋に被害が大
昭和38年 3月27日	越前岬沖地震	越前岬沖約20km 北緯35°08', 東経135°08'	7	敦賀市色ヶ浜付近幅25~30m, 高さ20~30mの山崩れ。地方道敦賀三国線で落石。国道27号線, 一般県道常神三万線, 白木美浜線, のり面崩壊
昭和39年 6月16日	新潟地震	北緯38°04', 東経139°02'	7.5±0.2 震度6	河川堤防の崩壊き裂。道路のり面崩落盛土沈下
昭和43年 2月21日	えびの地震	北緯32°01', 東経130°43'	6.1	火山灰地帯(シラス)に山・がけ崩れが多く, その被害箇所は, 宮崎県30, 鹿児島県11, 熊本県で30
昭和43年 5月16日	十勝沖地震	北海道襟裳岬沖 北緯40°07', 東経143°07'	7.8	道路のり面崩壊および盛土本体の崩壊, 河川堤防の破壊, き裂
昭和47年 2月29日	八丈島近海地震	八丈島の東北東約140km	7.2	100箇所, 延長1429m, 土砂量9256.1m³
昭和49年 5月10日	伊豆半島沖地震	北緯34°06', 東経138°08'	6.8	石廊崎, 仲木, 前原地区で被害大110箇所
昭和50年 1月22日	阿蘇山北東部の地震	北緯33°, 東経131°08' 阿蘇郡一の宮町手野付近	6.1 震度4(1.22) 震度5(1.23)	急峻な坂路部被害大
昭和50年 4月21日	大分県中部地震	北緯33°08', 東経131°20' 大分県大分郡庄内町	6.4 震度4	道路の盛土部のすべり上方のり面からの土砂崩壊落石の被害大
昭和53年 1月14日	伊豆大島近海地震	北緯34°46', 東経139°15'	7.0	伊豆半島東部へ中央部の急傾斜地に多数の落石崩壊, すべりが発生した
昭和53年 6月12日	宮城県沖地震	北緯38°06', 東経142°24'	7.4	山やがけ崩れの被害箇所は宮城県下138, 福島県下26, 岸手県下22

表-2 斜面型の分類

カテゴリー アイテム	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
縦断型	直線	下降	上昇	複合				
横断型	直谷	直線	尾根					
傾斜角	30度以下	31~40度以下	41~50度以下					
方位	北	北東	東	南東	南	南西	西	北西
樹冠高	8m以下	9~15m	15m以上					
樹冠密度	40%以下	41~70%	71%以上					
比高	20m以下	21~40m	41~60m	61~80m	81m以上			

壊斜面中の出現率を非崩壊斜面中のものから除いたもので, その値が1.0の線よりも上に出ている斜面型が地震(もしくは雨)に弱いとみることができる。

図-1(a)では④複合型が地震に弱いとみることができるが, 現地調査等の経験からすると, ③上昇型が予想よりも低いのであるが, ④も含め凸型のある斜面は弱いようである。

図-1(b)では②下降型, ④複合型が降雨によって崩壊しやすそうであるが, ④複合型は地震, 降雨のどちらに対しても弱いことがわかる。

2.2 斜面横断型
地震では図-2(a)のように, ②直線型と③尾根型が崩壊しやすそうであるが, ①谷型も耐震性があるといえるほどではなく, 横断型はあまり影響を与えないようである。

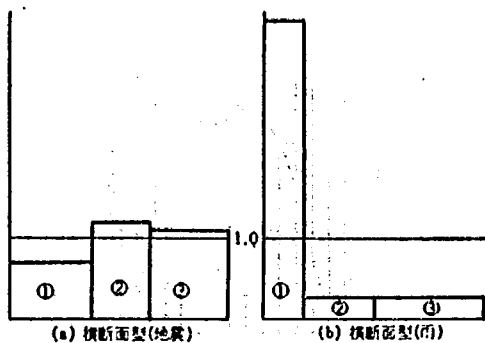


図-2

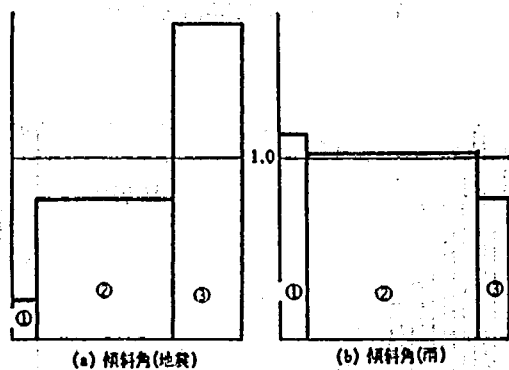


図-3

る。

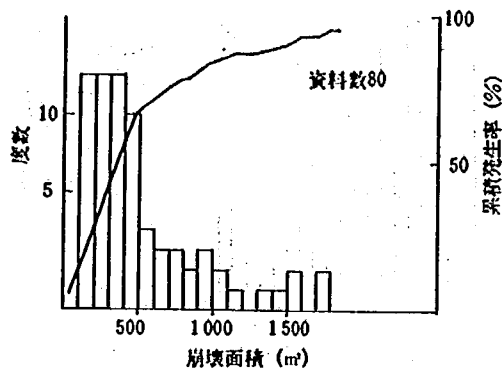
それに比べると、図-2(b)の降雨によるものでは、表流水および地下水が集中しやすいと考えられる①谷型がきわめて弱く、地震によるものとの差異が明らかである。

2.3 傾斜角

50度未満までの資料しかなく、50度以上では不明であるが、図-3(a)のように地震では傾斜角が大きいほど弱くなる傾向があるが、図-3(b)の降雨によるものでは傾斜角による差異はほとんどない。

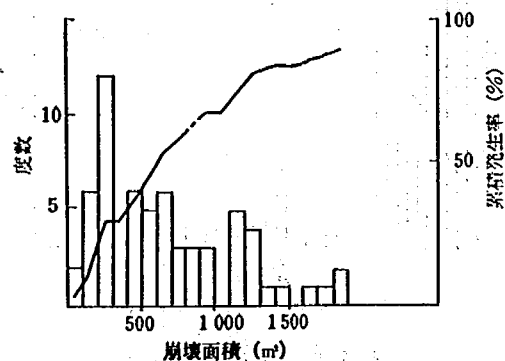
降雨による崩壊について、傾斜角別に調べられた例は幾つか発表されており、図-3(b)はそれらとは異なるようであるが、50度以上の資料が全くないことなどもあり、ここでは結論を出せない。

なお、図-1～3に整理した資料は、地震、降雨のいずれによるものも資料数が少なく、統計的に精度が不十分



区分：0～99m²、100～199m²、1900m²以上は省略

図-4 崩壊面積別度数分布図（新潟地震）



区分：0～99m²、100～199m²、1900m²以上は省略

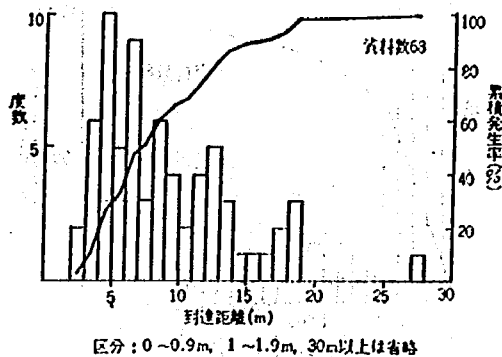
図-5 崩壊面積別度数分布図（えびの地震）

であり、定性的な内容にとどまっている。また崩壊要因が本事例と異なった場合（地震であれば震度率が違った場合）ではどうなるのかという問題は、今後整理を進めたい。

2.4 崩壊面積

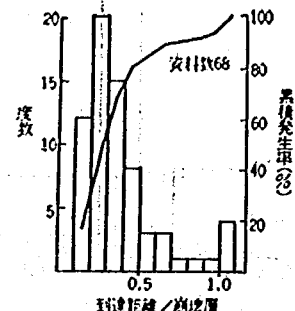
地震による崩壊を崩壊面積について整理した結果を図-4、5に示す。図中の棒グラフは崩壊面積の階級別度数を、折れ線グラフはその階級以下の累積発生率を表わしている。

新潟地震（図-4）では、崩壊面積500m²未満の崩壊が約2/3、1000m²未満が約80%強あるが、えびの地震（図-5）では500m²未満が約40%、1000m²未満が約2/3であるから新潟地震よりもいくぶん崩壊地は広い。



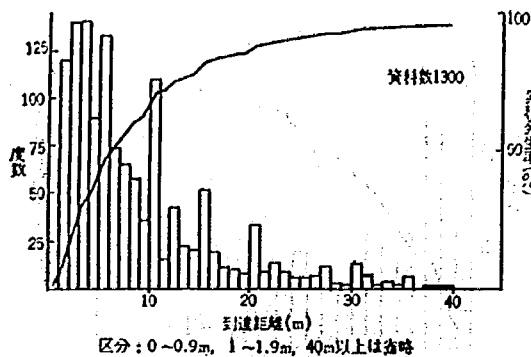
区分: 0~0.9m, 1~1.9m, 30m以上は省略

図-6(a) 到達距離 (地震)



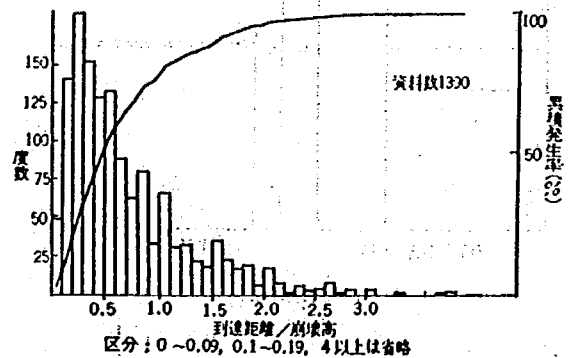
区分: 0~0.02, 0.1~0.19は省略

図-7(a) 到達距離/崩壊高 (地震)



区分: 0~0.9m, 1~1.9m, 40m以上は省略

図-6(b) 到達距離 (雨)



区分: 0~0.09, 0.1~0.19, 4以上は省略

図-7(b) 到達距離/崩壊高 (雨)

降雨によるがけ崩れの場合、崩壊土量 100m^3 未満の崩壊が約半数あるからこれよりも大きい、 km^2 単位の崩壊面積が多い豪雨に起因する山腹の崩壊などと比較すると小さい崩壊が多い。

2-5 崩壊土砂の到達距離

斜面の下端から崩壊土砂の最先端までの距離の階級別度数分布を図-6に示した。図-6(a)はえびの地震によって崩壊したもので、20mを越えるものはほとんどないこと、全体の2/3は10m以下で止まったことなどがわかる。

同様に雨についても整理したのが図-6(b)、で20mを越える率は地震よりも高いが、10m以下の発生率はだいたい2/3で地震と大差がない。

2-6 到達距離/崩壊高

距離は2.5のとおりに、崩壊高は斜面の下端から崩壊地

の最上部までの高低差である。えびの地震については図-7(a)のとおりで、約80%は0.5(崩壊高の半分)未満で土砂は止まっており、崩壊高と同じくらい斜面から離れると被災する確率は低いことがこの図ではいえる。

一方、雨については図-7(b)のとおりで、1.0未満が約80%である。地震と比べると、崩壊高が同じであれば雨によるほうが到達距離が長いことになるが、2.5で述べたように、到達距離は地震でも雨でも大差ないことを考慮すると、地震のほうが高い位置から崩壊するようである。

3. 伊豆大島近海地震での急傾斜施設の状況

昭和53年1月14日伊豆大島近海でマグニチュード

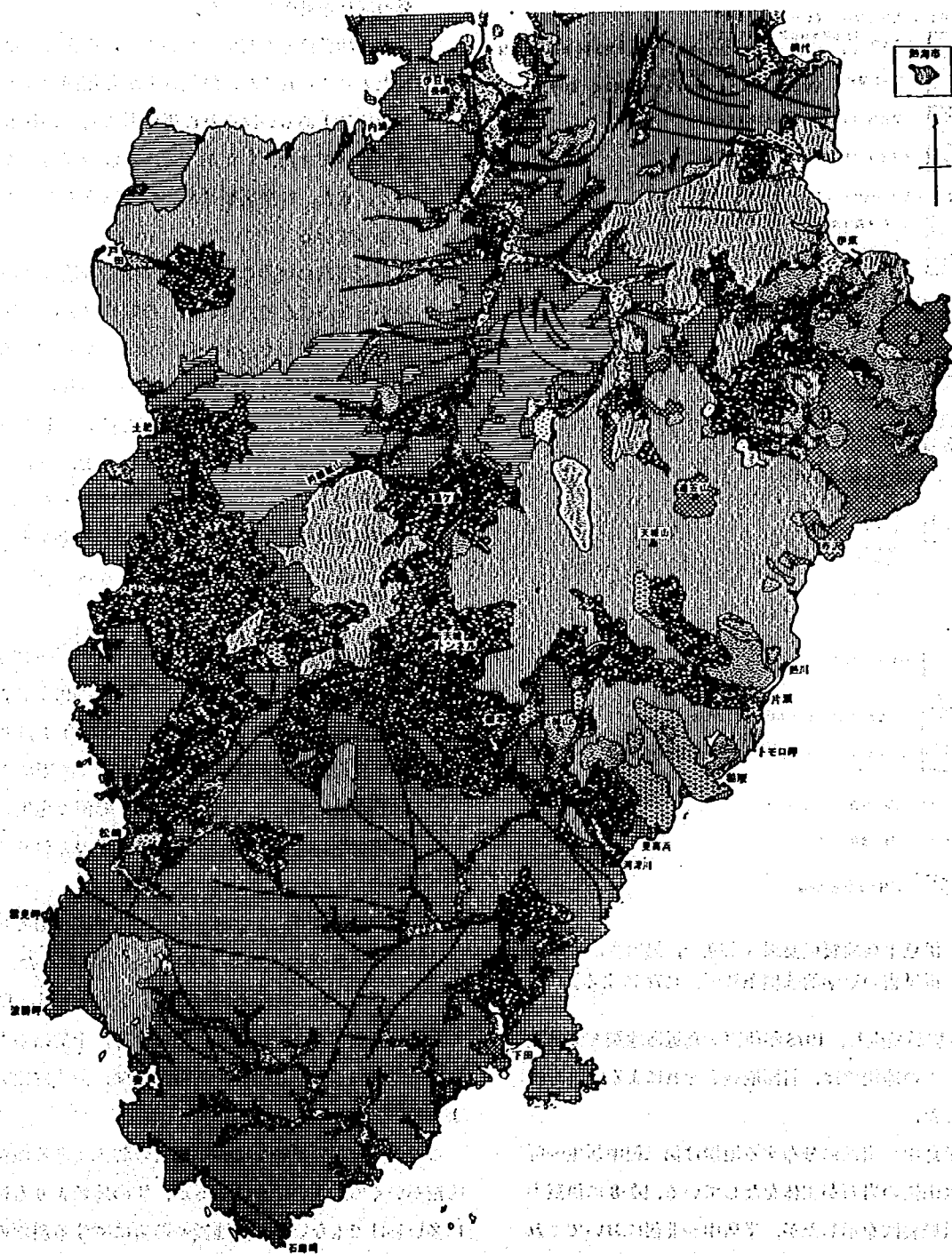


图-8

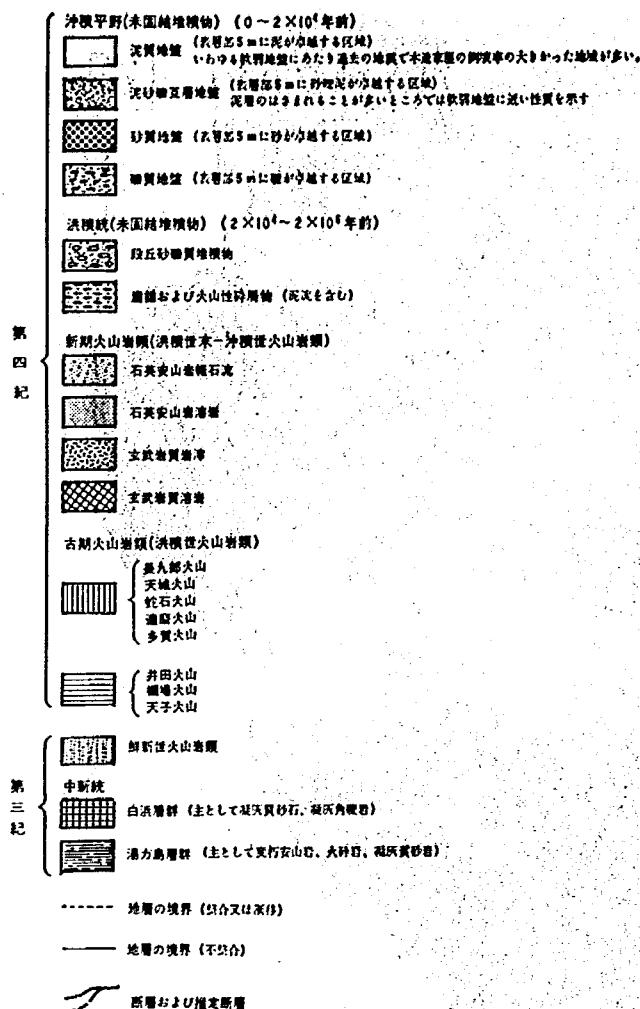


図-8 伊豆半島地質概要図(土隆一、黒田直、伊藤通玄：地震災害の地学的基礎条件図，1974による)

7.0の地震が発生し、1978年伊豆大島近海地震と命名されたが、この地震では、斜面崩壊とそれによる被災が特に目立った。

伊豆半島中～南部に分布する地層は第三紀中新生～鮮新世の火山性の岩石が主体をなしている。図-8に伊豆半島の地質概要図を示したが、半島中～北部においてこれら第三紀の地層を覆って第四紀火山岩類が分布していることが読み取れる。

伊豆半島はフォッサマグナ南部地域にあたり、中新世

から現世に至るまで、ほとんど引き続いて火山活動の活発な場所であった。

火山活動はその初期において主に海底で行なわれたと考えられるが、鮮新世末から第四紀にかけて逐次陸上あるいはそれに近い所で行なわれるようになってきた。したがって、水成碎屑岩類に乏しく、また、碎屑岩類はあってもほとんど凝灰質となっている。

伊豆半島の地形の特徴の一つは、丘陵地性の山地からなることであるが、この傾向は特に半島南部において著しく、中～北部では、700~1400m程度の標高をもつ火山群の分布がみられる。

丘陵地性の地形が優勢であるというものの、小河谷によって深く刻まれた山腹斜面は一般に傾斜が急であり、河川の流域も狭澄であって、沖積地の発達には乏しい。海岸部はほとんど沈降地形をなし、海食崖が発達している。これらの急崖の下を利用して集落が発達している。

伊豆半島では1974年5月の伊豆半島沖地震、1975年10月の秋雨前線による豪雨、1976年7月の梅雨前線による豪雨、そして1978年1月の伊豆大島近海地震と毎年のように地震や降雨による災害が続いている。中でも地震や降雨で発生した斜面崩壊による災害が多いのは周知のとおりである。

次に雨についてであるが、ここでは一例として日降雨量30mm以上の日数をとりあげてみた。伊豆半島ではこの日数が15~20日あり九州、四国の南部と比較すると少ないが、東海地方、千葉県の太平洋側とはほぼ同じで、北海道、関東、中部、瀬戸内地方等より多い。

このように伊豆半島では斜面崩壊の誘因である地震や降雨がいくぶん多いようであるが、他の地域よりも格段に多いわけでもないから、地震や降雨に対する斜面の素因の弱さも考えられるところである。

地震直後、急傾斜地崩壊防止施設の状況を調査したが、その後、静岡県土木部砂防課により、地震が強かつ

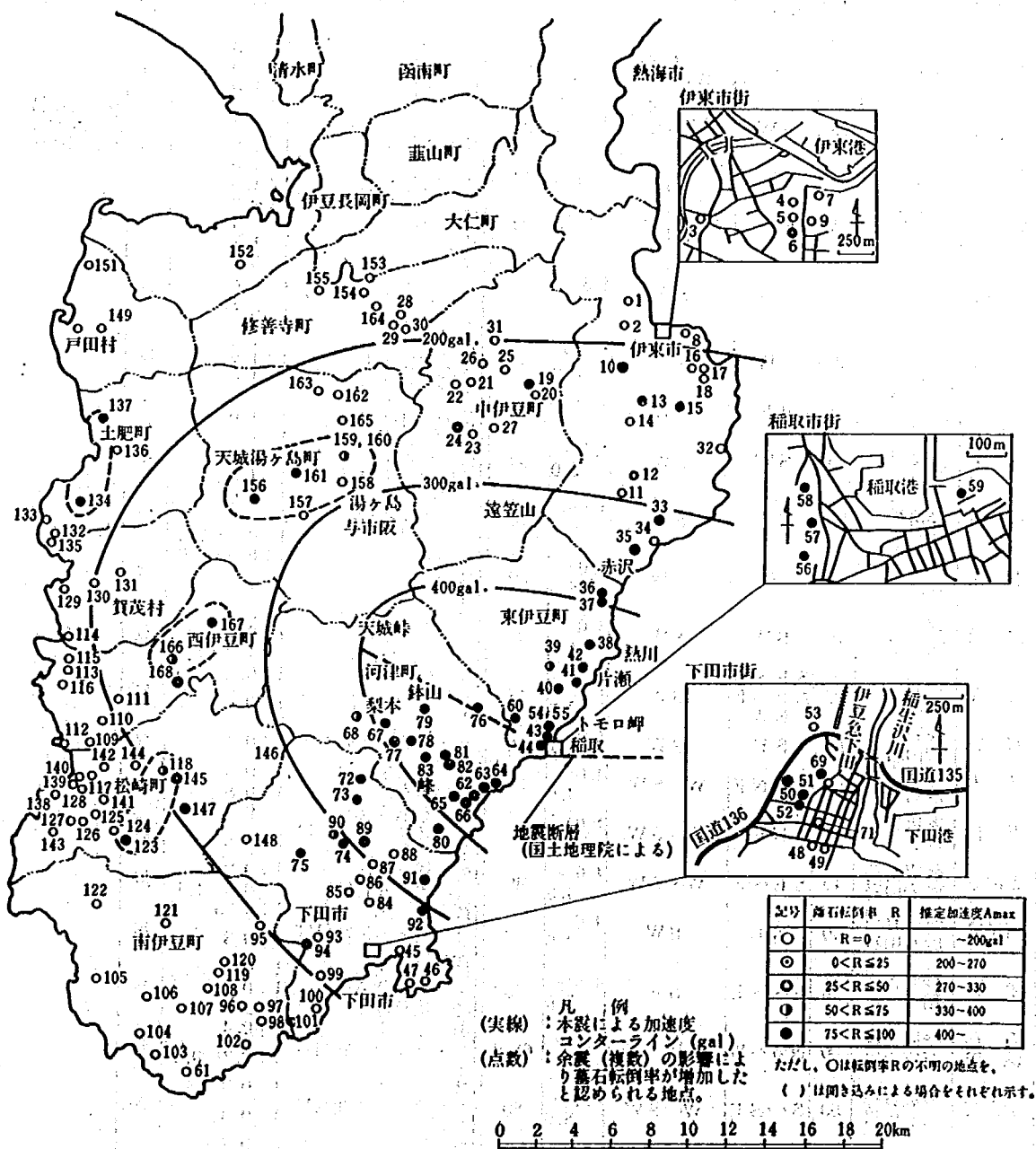


図-9 基石の転倒状況から推定した最大加速度分布

た範囲にあった施設について詳細な全数調査がなされたり、図-9に最大加速度分布¹⁾を、図-10に施設のあった急傾斜地の分析²⁾を示す。

表-3に地震後の個別別防止施設の状況の一覧を示す。被害が見られた箇所は、向井、湯ヶ野、梨本、野本であったが、いずれもごく局部的な被害であり、今回の地震

表-3 個所別防止施設の現況一覧表

番号	区域名	地質など	平均 勾配	斜面の 方位	地震横震方 位	推定* 震度	工事施 工斜面 長	工作物ののり勾配	被害 状況	備 考
1	向井	砂および 粘土	45	S	直下および SW~S	5.5~ 5.9	50m	擁壁工 1:0.3 のり枠工 1:1.0 種子吹付け工 1:1.0	有	地震時の被 害は地元の 既設工作物
2	見高入 谷中村	砂および 粘土	30	SW	NW~NE SW~SE (ローリング)	5.5~ 5.9	30	井げた工 1:0.4 ブロック積み工 1:0.4 種子吹付け工 1:1.0	有	
3	湯ヶ野	砂および 粘土	40	S	直下および SE	5.5~ 5.9	19	のり枠工 1:1.0 種子吹付け工 1:1.0	有	
4	梨本	砂および 粘土	35	SE	直下および SE	5.5~ 5.9	20	擁壁工 1:0.2 練り石積み工 1:0.4 種子吹付け工 1:1.1	有	
5	須崎	凝灰質 砂岩	45	E~SE	SW	4.5~ 5.0	30	擁壁工 1:0.4 のり枠工 1:0.8 コンクリート吹付け 工 1:0.8	無	
6	論田	凝灰質 砂岩	40	SW	SW	4.5~ 5.0	30	のり枠工 1:1.0 種子吹付け工 1:1.2	無	
7	森山	凝灰質 砂岩	35	SE	SW	4.5~ 5.0	22	擁壁工 1:0.36 種子吹付け工 1:1.0	無	
8	前原	凝灰質 砂岩	65	SW	SW	4.5~ 5.0	30	のり枠工 1:1.0 格子枠工 1:1.2 植生ネット工 1:1.0	無	
9	古山	凝灰質 砂岩	30	SW	SW	4.5~ 5.0	28	のり枠工 1:1.0 モルタル吹付け工 1:0.6 土壌吹付け工 1:0.8~1.0	無	
10	小稲	輝石 安山岩	45	S	SW	4.0~ 4.5	30	擁壁工 1:0.5~0.6 格子枠工 1:1.2 種子吹付け工 1:1.2	無	
11	前浜	輝石 安山岩	70	SW	SW	4.0~ 4.5	30	擁壁工 1:0.4 ブロック積み工 1:0.5 モルタル吹付け工 1:1.0	無	
12	大瀬	輝石 安山岩	35	SE~S NE~E NW	SW	4.0~ 4.5	16	擁壁工 1:0.4 コンクリート吹付け 工 1:0.8	無	
13	石廊	輝石 安山岩	60	SE	SW	4.0~ 4.5	10	コンクリート張り工 1:0.4	無	
14	仲木	凝灰質 砂岩	50	N~NE	W~SW	4.0~ 4.5	36	擁壁工 1:0.4 のり枠工 1:0.8	無	
15	妻良	凝灰質 砂岩	45	NE	W~SW	4.0~ 4.5	32	練り石積み工 1:0.3 コンクリート吹付け 工 1:0.8	無	
16	上河原	凝灰質角 礫安山岩	45	SE~S	W~SW	4.0~ 4.5	40	擁壁工 1:0.3 モルタル吹付け工 1:0.5~1.1	無	
17	西子浦	凝灰質角 礫安山岩	40	NE	SW	4.0~ 4.5	40	擁壁工 1:0.35 コンクリート吹付け 工 1:0.8	無	
18	平戸	砂および 粘土	50	S~SE	SE	4.5~ 5.0	20	擁壁工 1:0.3 ブロック積み工 1:0.3 種子吹付け工 1:1.0	無	
19	石部 田	凝灰質輝 石安山岩	50	NW~W	SW~W	4.5~ 5.0	61.8	擁壁工 1:0.4 コンクリート吹付け 工 1:0.7~0.9	無	
20	上道部	凝灰質輝 石安山岩	50	S~SE	W~SW	4.5~ 5.0	50	擁壁工 1:0.3 コンクリート吹付け 工 1:0.8	無	
21	明伏	礫混じり 土砂	45	W	SW~S	4.5~ 5.0	18	擁壁工 1:0.2 コンクリート格子枠 工 1:1.0	無	
22	野本	礫混じり 土砂	50	W~SW	SW~W	4.5~ 5.0	25	擁壁工 1:0.3 種子吹付け工 1:1.2	有	

(*) 震度については調査機関により若干異なる。

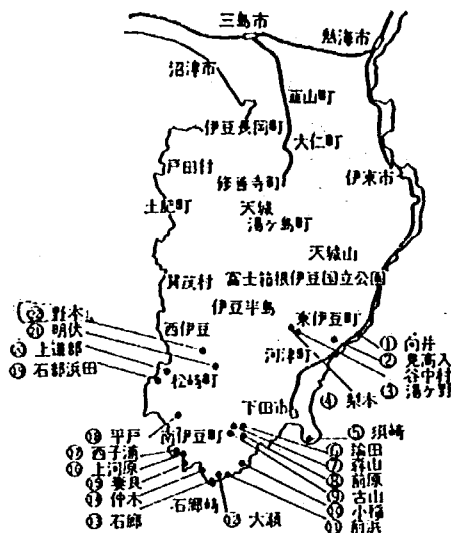


図-10 伊豆半島全図

については安全であったといえよう。特に向井の急傾斜地は、付近に活断層の存在が、地震後議論され、今回最も震度が大きかった地区にあるにもかかわらず、軽微の被害ですんだことは、入念に施工された急傾斜施設への信頼を高めるものであろう。以下個所ごとに被害の状況につき補足する。

向井：擁壁工については、継手部で5cm滑動した個所があった。また小段天端コンクリートに約5cmのずれが見られたが、これは、現場打ちのり枠の基礎とその下部の現場打ちのり枠の天端の間のずれである。枠工については、現場打ちコンクリート枠工の中に設置したプラスチック枠工が飛び出したり、沈下したりしたが、最大数cmのオーダーであった。また枠内の切工面から、礫の飛び出しが見られた。水路工については、縦水路の飛び出し、横ずれが若干見られた（図-11 参照）。

湯ヶ野：現場打ちのり枠工は被害はなく、わずかにクラックが入った程度であった。水路工については、現場打ちのり枠工の両サイドの縦水路が横ずれした。地山と接する面に十分な押えがなかった右側の縦水路の横ずれは最大30cmであったが、押えがあった左側の縦水路はほとんどずれなかった（図-12 参照）。

梨本：擁壁工が3cmぐらい前に傾いた個所があった（図-13 参照）。

野本：末端の小擁壁に縦クラックが入った。また流末

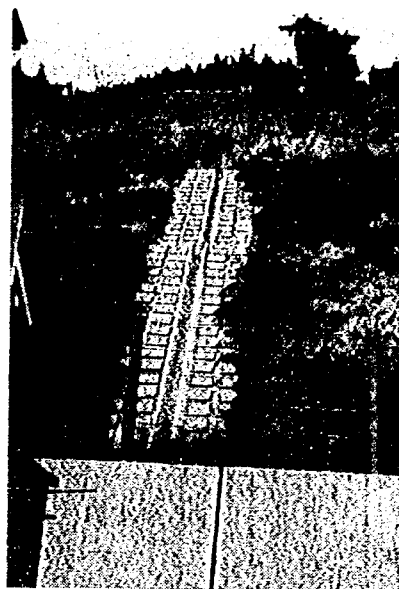


図-11 向井地区急傾斜地



図-12 湯ヶ野地区急傾斜地

水路が約3cm横にずれた個所があった（図-14 参照）。

道路でも、国道135号と主要地方道修善寺下田線で被害が著しく、このうちでも特に斜面崩壊、のり面崩壊が目立った。

急傾斜施設および道路の斜面安定工の被害をまとめると次のような傾向が見られた。

- 1) 一部の例外を除き、程度のよいのり面保護工を施工した個所は、ほとんど被害を受けていない。コンクリート擁壁土、のり枠工、練り石積み工、練りブロック

表-4(a) (急傾斜地震対策)

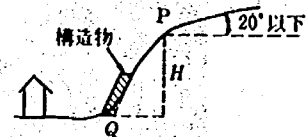
要素	番号	調査項目	項目区分	配点
素因要素	①	斜面高 (H_m)	$5 \leq H < 10$ $10 \leq H < 30$ $30 \leq H < 50$ $50 \leq H < \dots$	3 7 8 10
	②	斜面勾配 (α)	$1:0.6 \leq \alpha$ $1:1.0 \leq \alpha < 1:0.6$ $\alpha < 1:1.0$	7 4 1
	③	オーバーハング	構造物のない斜面のオーバーハング 構造物のある斜面のオーバーハング オーバーハングなし	7 4 0
	④	斜面の地盤	斜面の表面に転石, 浮石が多い 切土のり面に玉石が多い 風化, 変質き裂の発達した岩 礫混じり土砂 風化, 変質した岩 き裂の発達した岩 土 砂 粘 質 土 き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	0.5m 以上 0.5m 未満	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 若干見られる な し	a b c
	⑫	斜面安定工による斜面の安定度	やや低い 普通 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		

斜面危険度判定基準

備

考

のり尻(Q)から20°近傍の勾配変換点(P)までの比高とする。なお、斜面に構造物があっても、それは対象外とする。



①のP、Q間の平均勾配とする。

なお、①、②の項目は事前に大縮尺の地形図等で読んだ値を参考にして、現地では測距儀やクリノメーター、ハンドレベル等を用いて正確に測定する。

岩の斜面などで一見してオーバーハングと見られるものを指す。土の斜面ではまずないと思われる。
なお、構造物のある斜面とはモルタル吹付け等で表面が覆われている斜面を指す。

- ・ 斜面の地盤とは、表層土の下2～4m程度の深さの地盤を指す。
- ・ 転石、浮石とは表面からはみ出しているものとする。なお、転石、浮石の大きさは、斜面表面での転石や浮石の密度が低い場合は直径50cm以上とし、密度が高い場合には20cm程度以上のものとする。
- ・ 該当するのが二つ以上あると思われる場合は上位のもので採点する。たとえば概略が土砂からなり、表面に転石、浮石が多いものは10点とする。
- ・ たとえば、長大斜面で表面が植生に覆われて転石、浮石が見えない場合でも、防止工の工法で落石に対する待受け工などが施工されているような場合、その工法からして転石、浮石が多いと判断する。

表土とは表面の腐食土、有機質土を指す。ただし、表土下に、非常にルーズな崩壊土等があればそれも含めた厚さとする。

常時見られる湧水を指す。

家屋等に損傷を与えない程度の軽微な落石、はだ落ち、崩れ等を指す。なお、防止工が施工されている場合、防止工の完成以前のはだ落ち等は対象外とする。
なお、⑦、⑧、⑩に関しては、地区住民への聞き取りを行ない、被害記録等の既往資料と現地諸因を合わせて判断する。

この場合の斜面とは表面が構造物(ネット工、植生工を省く)で覆われていない無保護斜面を指す。
異状、変状とは、クラック段差等の家屋などに直接重大な被害を与える崩壊につながるもの。

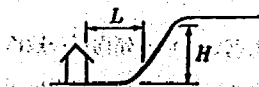
異状、変状とは、クラック段差、はらみ出し等、家屋などに重大な被害を与える崩壊に直接つながるもの。

過去に落石、崩壊等により家屋などに重大な損傷を与えた経緯のあるもの。なお、その後、満足な防止工が施工されていれば対象外。

斜面高の範囲で盛土、水の放流、停滞、浸透等家屋などに重大な被害を与える崩壊を助長させるような行為。

参考資料-2、設計図書、施工後の老朽化等を考慮して判断する。

LおよびHの距離は左図のとおりとする。



判断の根拠や斜面安定工の種別および「簡易な対策工で危険度の軽減が期待できる」のコメントを記入する。



図-13 梨本地区急傾斜地

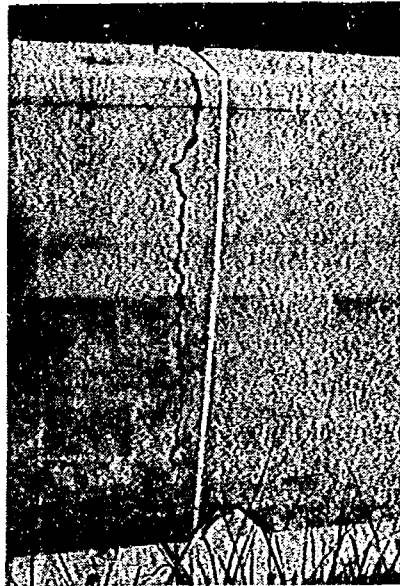


図-14 野本地区急傾斜地

積み工などがこれにあたる。石積み工、ブロック積み工で被害を受けているものは、空積み、もしくは胴込めコンクリートの薄い構造の擁壁である。

2) コンクリート吹付け工、モルタル吹付け工、落石防止網工、落石防止柵工なども有効に働いておりと見られる個所が多数あるが、効果には限度があると判断される。

3) 擁壁によって盛り上げられた路体部に大きな沈下が

生じ、舗装が破壊している個所が多い。

4) 水路工については、振動によるずれを防ぐため、両側面を十分に支える構造にすることが耐震上望ましい。

5) ロックフェンスについては、土中に支柱用の基礎コンクリートを設けて設置されたものには、支柱基礎コンクリートの若干の沈下が見られた。

6) 地震で損傷しなかったもの、あるいは損傷の程度が軽微だった斜面安定工は以下のものであった。

(i) 土圧を考慮した（設計に入っている）構造物（擁壁等）。

(ii) 安定している地山に密着していたもの、すなわち地震時に地山と一体となっていたもの（現場打ちコンクリートのり枠等、ただし、構造物自体も何らかの抑止効果を有している）。

(iii) フレキシブルな構造物、すなわち地震のエネルギーを変形により吸収したもの（井げた擁壁等）。

4. 地震時の急傾斜地の崩壊に対する危険度判定

降雨に対する危険度判定のやり方には、

① 従来の経験、資料をベースにした技術者の工学的判定

② 上記を整理して点数制という形で判定する

③ 数値化別解析などの統計的手法

④ 地盤調査

⑤ 上記をベースにして、計算により解析

があり、地震時の斜面安定についてもこれらを総合して検討することが望ましい。

4.1 経験、既往の資料に基づく判定

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、次のようなことがいえそうである。

① 雨に弱い斜面は地震にも弱いという傾向が一般に見られる。したがって、ある区域内の崩壊率といったもの、雨により斜面災害の多発する地域は、地

表-4(b) 急傾斜地耐震判定表

表-I

		素 因 要 素 点		
		13点以下	14~23点	24点以上
管理要素 ⑧~⑪	a が一つ以上	④	④	④
	b が一つあとは c	⑤	④	④
	全部が c	⑥	⑤	④

表-II

		表-I の判定		
		④	⑤	⑥
管 理 要 素 ⑫	a	A	A	B
	b	A	B	C
	c	B	C	C

表-III

ラ ン ク	A	B	C
内 容	危険度が高い	やや危険	危険度が低い

- 注) 1. 自斜斜面で全く斜面安定工がない場合は、管理要素の⑧を除いて表-I で判定する。他の場合はすべて表-I と表-II により判定する。
2. C判定された場合で
- (i) 降雨に対する52年度総点検でもCランクだった場合
- (ii) 家屋とのり瓦の距離が斜面高の半分以上ある場合
- のいずれかを満足すればほぼ安全(C₊)とみなす。
3. 防止工完了斜面でも、周辺状況等で判断し、素因要素の①~⑦の項目はすべて採点する。

震に際しても斜面災害が多発しやすい。

② 傾斜が急な斜面は弱い。特にオーバーハングしている斜面は弱く、雨に対しては安定しているオーバーハングした岩盤が、地震では崩落する例がときどき見受けられる。

③ 浮石、転石等がある斜面は弱い。

④ 斜面途中の盛土は崩壊しやすい。

⑤ 基盤の上の表土層や強風化層などが、基盤との境界で崩壊しやすい。これは、雨に対しても見られることである。

⑥ 山腹斜面などでは、降雨では浸透水が途中で斜面の表面に湧出する地点が崩壊の頭部になる例が多いが、地震時ではこの地点より上方の稜線あたりから崩壊する例が多い。

4.2 点数制による危険度判定

危険度判定法のうち、点数制は最も簡便な利点がある。降雨に対して現在使われている表IIをもとに、地震時の急傾斜地の危険度判定についても、既往の資料や経験的な知識をもとに表-4のような案が試みられている。

4.3 数値化判別解析による危険度判定

次に数値化判別解析について、新潟地震の資料で解析した結果を述べる。資料数は崩壊、非崩壊ともに81である。数値化した値は表-5に示す。的中率とは、すべての斜面の点数が計算され、ある点以上を崩壊グループ、ある点未満を非崩壊グループとした場合、崩壊斜面中崩壊グループに入るものおよび非崩壊斜面で非崩壊グループに入ったものの率であり、この場合66.7%であった。

表-5 水準別得点表

カテゴリー			①	②	③	④	⑤
アイテム							
縦	断	型	-0.40649	-0.32781	-0.03444	0.26225	
横	断	型	-0.30373	0.17085	0.13667		
傾	斜	角	-1.59393	-0.32415	0.68311		
比		高	0.50997	-0.16998	-0.29998	-0.38249	-0.53370
樹		高	0.25497	-0.16926	-0.57550		
樹	冠	密	0.19191	-0.09651	0		

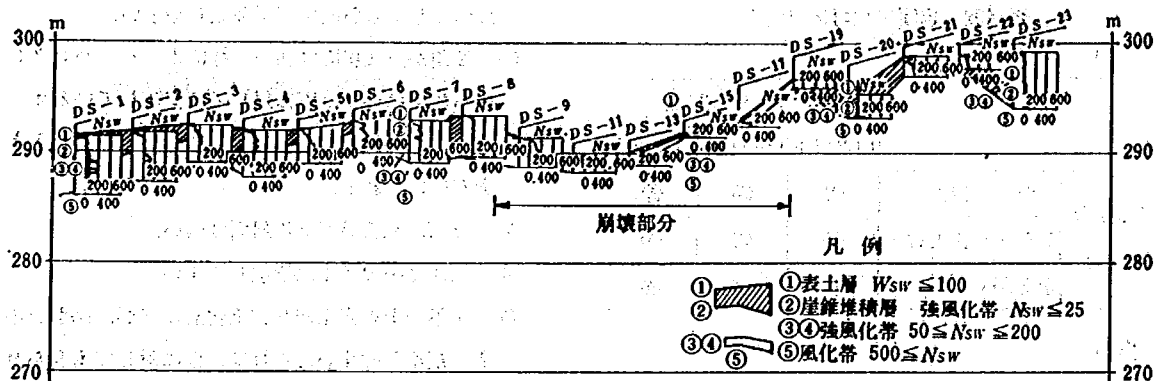


図-15 一般国道修善寺下田線七滝近傍崩壊地スウェーデン式サウンディング貫入抵抗断面図
(崩壊地の横断方向)

要因の崩壊発生の判定に対するウェイトの大きさを調べるには各要因のレンジ(要因ごとに与えられた数値の最大値と最小値の差)を見ればよく、表-5では傾斜角、比高、縦断型の順で崩壊の危険度判定に関与していることになる。

4.4 地盤調査による危険判定

地盤調査については、次に触れるように地震時の崩壊個所の地盤を個々に調べた結果が報告されてきているが、全体として、強度と崩壊につき、とりまとめるまでには至っていない。図-15は、一般国道修善寺下田線の道路沿いの斜面崩壊個所における横断方向の断面でのスウェーデン式サウンディングの結果を示す。崩壊した部分では $N_{sw} \leq 25$ の層が薄くなっていることがわか

る。このようなことは、降雨による崩壊地でも通常見られる。

4.5 計算による危険度判定

地震時に斜面が振動すると不規則に変化する慣性力が重力のほかに加わる。この動的外力によって安定が損なわれ、斜面がすべるといのが地震時の斜面安定の基本的な考えである。円弧すべりを考え、単純化するため内部摩擦角を0とし、図-16のような斜面が、半径 R で中心がO点にある円弧形のすべり面に沿ってすべるものとする。静的状態における安全率 F_s は

$$F_s = \frac{\sum C_i L_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad \dots\dots\dots (1)$$

次に地震時の状態を考え、モーメントのつり合いと破壊条件とを式で表現すると、それぞれ、

$$\sum W_i x_i + \frac{a}{g} \sum W_i y_i = R \sum S d_i \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{S d_i}{L_i} \leq C d_i \quad \dots\dots\dots (3)$$

$x_i = R \sin \alpha_i$, $y_i = R \cos \alpha_i$ に注意して式(1)~(3)を組み合わせると、次の不等式が得られる。

$$\frac{\sum C d_i L_i}{\sum C_i L_i} \cdot F_s - 1 \geq \frac{a}{g} \frac{\sum W_i \cos \alpha_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad \dots\dots\dots (4)$$

この式(4)より、地震時の斜面安定は、三つの要素、すなわち静的安全率、地震加速度および土の静的強さが、地震時にどの程度低下するか (Cd/C_s) によって支配さ

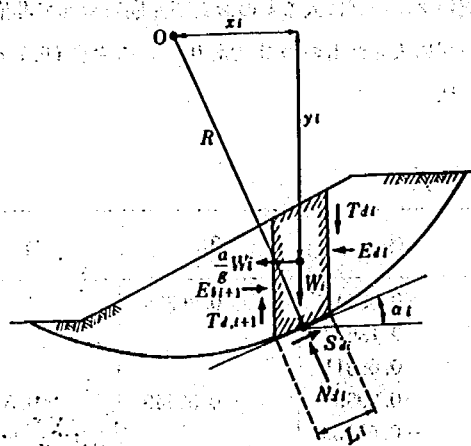


図-16 円弧すべり面による解析

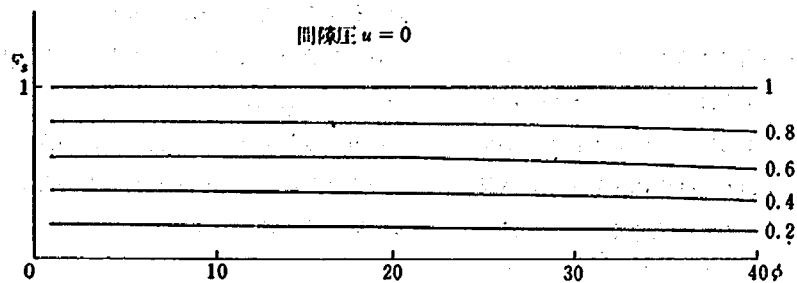


図-17

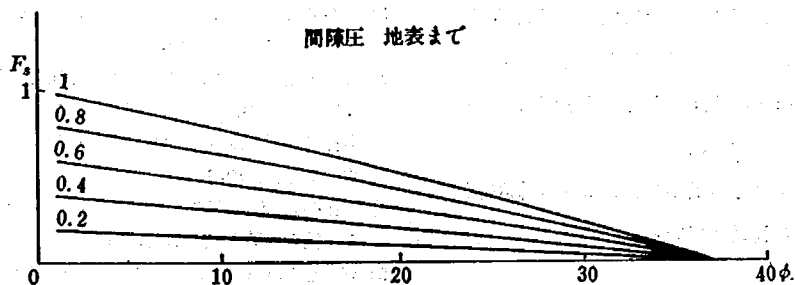


図-18

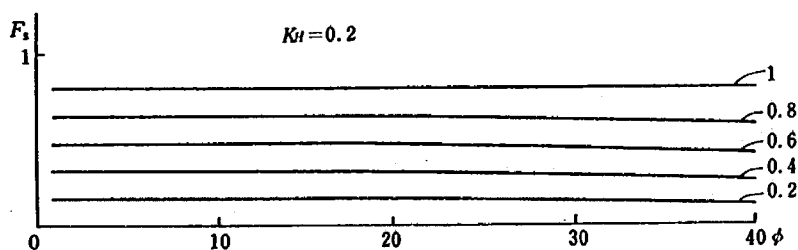


図-19

れることがわかる。

昭和49年5月の伊豆半島沖地震において発生した伊豆仲木地区の崩壊面を円弧すべり面に近似させ、地震力による安全率の低下と降雨による安全率の低下について試算し、比較検討を試みた。計算方法は、崩壊前の安全率を $F_s=1$ とし、内部摩擦角 (ϕ) を $0 \sim 40^\circ$ まで変化させ、それに対応する粘着力 (C) を求め、これに対して地震加速度、間隙圧および粘着力の低下を見込んで計算を行なった。

図-17に示したものは、間隙圧 $u=0$ として強度低下のみを見込んで計算したものである。図中 1, 0.8, 0.6 ……は、強度低下の割合である。つまり 1 は強度低下な

し、0.8 は粘着力 (C)、内部摩擦角 (ϕ) とともに、強度の 8 割を見込んだもので、以下も同様である。

図-18に示したものは、間隙圧を地表面まで見込んだものである。

間隙圧を見込まない場合は、 ϕ が高いほど多少低下する傾向はあるが、安全率はほぼ強度低下分だけ減少する。また、間隙圧を地表面まで見込んだ場合は、 ϕ が高いほど安全率は低下する。

図-19に示したものは、 $K_H=0.2$ を見込んで、さらに強度低下も同時に見込んだものである。図中 1 のとき、つまり強度低下を見込まない場合は、水平震度分だけ安全率は低下する。強度低下を見込んだものは、さら

に減少している。

次に降雨によるものと地震によるものとを比較してみると、間隙圧を見込まない場合は、地震のほうが危険度は高く、間隙圧を見込んだものは、 ϕ が8度付近でいずれの強度の場合も逆転しており、降雨によるほうが危険度は高く、 ϕ が高いほど、その差は大きくなる。現地踏査時の判断のベースとして、以上の計算を使うことができる。

また、不攪乱試料のサンプリングを行ない、強度定数 C 、 ϕ を決定し、Janbu の式で解析を行なえば、地震加速度がどの程度のとき斜面が危険になるかを知ることができるという報告⁹⁾もされている。

その他、斜面をモデル化し有限要素法によって動的安定解析する方法も試みられ始めている。

5. あとがき

実態を整理している段階で、ここに述べたことも後日

訂正をすることがあるかも知れないと思っている。

貴重な資料を提供していただいた静岡県土木部砂防課の方々に感謝致します。

橋りょう等の構造の分野では、耐震設計に関してすぐれた手法が確立しているので、この分野の方々の御援助をお願いする次第です。

参考文献

- 1) 日本道路協会・道路震災対策委員会：道路の震災対策に関する調査報告(I)；1979
- 2) 後藤保之：伊豆大島近海地震と急傾斜施設の問題点；土木技術，Vol. 34, No. 8, 1979
- 3) 中村二郎編：砂防・地すべり防止，急傾斜地崩壊防止施工法；山海堂，1978
- 4) 安江朝光，仲野公章：地震に対する急傾斜地の危険度評価；土木技術，Vol. 34, No. 8, 1979
- 5) 東伊豆道路震災対策検討委員会：東伊豆道路震災対策検討委員会報告書；1979
- 6) 土質工学会編：土と構造物の動的相互作用

11. 地震時の斜面の危険度評価法に関する研究
(I)、(II)および(III)

安江朝光
仲野公章

(I) 昭和55年度砂防学会研究発表会
概要集 1980.5
(II), (III) 昭和56年度砂防学会研究
発表会概要集 1981.5

京都府立第一高等学校の創立の経緯 11

(1) 創立の経緯 (1) (1)

京都府立

第一高等学校

創立の経緯 (1) (1)

1. 1901 年創立

創立の経緯 (1) (1)

1. 1901 年創立

地震時の斜面の危険度評価法に関する研究(I)

建設省 土木研究所 安江朝光・仲野公章

1. はじめに

斜面内の地盤は、常に静的せん断応力を受けているが、何らかの原因でこれが増加したり、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である。地震時に発生する斜面崩壊も例外ではなく、地震時に地盤に加わる慣性力によりせん断応力が増加することと、振動によって地盤が構造的に強度低下したり、あるいは地盤中の間隙(水)圧の上昇によって強度が低下することが崩壊の原因である。したがって、地震時の斜面の危険度は、基本的には常時の安全率、地震の加速度および振動による地盤強度の低下率に支配されると考えられる。以上の考えをベースにして、地震時の斜面の危険度評価法に関する研究を進めているが、今回は経験的な手法によるものを報告する。

2. 地震時崩壊斜面の特徴

近年の地震による斜面崩壊の資料および現地調査時の経験を整理すると以下のことが言える。(i) 雨に弱い斜面は一般的に地震にも弱い。(ii) 傾斜が急な斜面が弱い。雨に対しては安定しているオーバーハングした岩盤が、地震では崩壊する例が見られる。(iii) 雨と同様に、基盤上の表土層や強風化層などが、基盤との境界で崩壊しやすい。(iv) 斜面途中の盛土は崩壊しやすい。(v) 山腹斜面などでは、降雨時に浸透水が斜面途中の表面に湧出する地点が頭部になることが多いが、地震ではこの地点より上方の陸線付近から崩壊する例が多い。

3. 既往地震災害への判定基準の適用

急傾斜地崩壊危険区域の地震に対する概査的な危険度評価のために、表-1を作成した。

この表を昭和53年1月の伊豆大島近海地震により崩壊した沿道斜面202箇所および無作為抽出した非崩壊斜面155箇所¹⁾に適用し、素因要素点について整理(図-1)した。次に、表-2のように素因要素点で3ランクに分けて、このランク分けの意味を検討した。

調査対象道路の被災延長と無被災延長の資料から、各崩壊および非崩壊斜面の沿道巾が一定かつ被災延長と崩壊巾が等しいという仮定で沿道斜面の母集団を推定したものが、表-2の○と△の欄である。続いて、各ランク

[illegible]

表-1

		要因要索点		
		30以下	31~39	40以上
管理 要索 点	aのbと つばし	㊦	㊦	㊦
	bのbと つばしとc	㊦	㊦	㊦
	全部がc	㊦	㊦	㊦

		表-1 の判定		
		A	B	C
管理要因 ①	a	A	A	B
	b	A	B	C
	c	B	C	C

ラング	A	B	C
内 容	危険度が 高い	やや危険	危険度が 低い

注：1. 自創価値でまったく創価安定しがない場合は管理費等の差を除いて表-1で判定する。他の場合はすべて表-1と表-1により判定する。

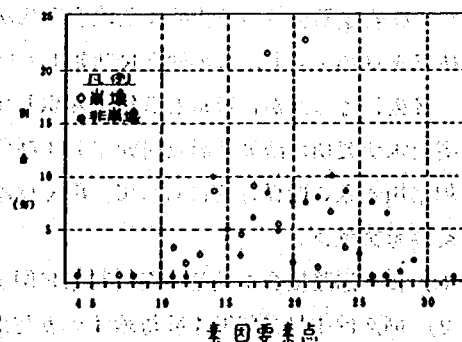
2. Cと判定された場合は、

(1) 将来に対する3年度繰上減価でCランクだった場合は

(2) 家賃のとりかたの形質で創価高の半分はしある場合のいずれかを満足しなければ安全 (C) とみなす。

3. 防止工費と創価で周辺状況等で判断し、家賃増収の1/2の項目はすべて既出する。

表一 1 急傾斜地震災害対策斜面危険度判定基準



図一 1 素因要素点の分布

の崩壊延長率をみたものが⑤の欄であり、B'およびA'ランクの崩壊率をC'ランクのもので除した値（相対的な危険度）が⑥の欄である。以上のことから、この例では素因要素点でA'、B'、C'のランク付けをしたということは、沿道斜面全体を占有率および崩壊危険度がA'（7.9%、30.5）、B'（83.7%、7.0）、C'（8.4%、1.0）をもつ3区域に分類したという意味をもつと考えられる。

項目	調査項目	C' (13A以下)	B' (14~20A)	A' (21A以上)
①	崩壊型の割合 (4年)	$a' = 10$	$a' = 703$	$a' = 287$
②	崩壊型の割合 (5年)	$b' = 96$	$b' = 859$	$b' = 45$
③	崩壊型の分布 (C=619=b+a)	$c' = 604$	$c' = 6020$	$c' = 566$
④	ランク別崩壊率 (d=a+c年)	$d' = 166$	$d' = 117$	$d' = 507$
⑤	$d' = 10$ とした場合 ($dB/dC, dA/dC$)	10	70	305
⑥	崩壊型の分布の割合 (%)	84	837	79

表-2 各ランクの特性

次に、崩壊の型別に表-1の調査項目に沿って斜面のパターンを整理したものが表-3である。

4. 降雨に対する危険度判定基準との関係

既往の主に降雨に対する急傾斜地崩壊危険区域危険度判定基準³⁾と表-2との関係を調べるために、静岡、山梨、神奈川の3県で計61箇所の急傾斜地崩壊危険区域（主に自然斜面）を調査した結果が図-2である。全般的に両者の対応が良く、一般的には降雨に対して弱いと判断される斜面はこの判定基準でも弱いと判断されると言える。

なお、両者の危険度評価が対応しない図-2中のI~IIIのブロックの斜面のパターンは、Iブロック；斜面高10m以上、勾配が45°以上、表土が発達しかつ玉石転石がない斜面、IIブロック；斜面高が10m以上、勾配が45°未満、表土の発達もなく地盤が風化変質した岩以下の斜面、IIIブロック；斜面高が10m未満、勾配が45°以上、表土が発達し地盤がレキ混り土砂の斜面である。

5. あとがき

地震に対する斜面の危険度評価法に関して点数制による概査の評価手法について述べたが、対策工が地震時の斜面の安定に果たす役割の評価の問題が残っている。このことおよび安定解析等の精査的な危険度評価法については現在研究を進めており、次の機会に報告したい。

最後になったが、貴重な資料を提供していただいた建設省土木研究所防災部耐震研究室および急傾斜地の現地調査に多大な御協力をいただいた静岡、山梨、神奈川各県の関係各位に対して、深く感謝の意を表したい。

<参考文献>

- 1) 日本道路協会；道路の震災対策に関する調査報告（I）（1979.3）および（II）（1979.9）
- 2) 例えば中村二郎編；砂防地すべり防止急傾斜地崩壊防止施工法 P 481, 山海堂, 1978.11

崩壊の型	定 義	斜面のパターン
I型	表土の剥離や程度の小さな崩壊	斜面高10m以内で6分以下の急勾配の切土斜面 崖面や表土などの土砂が崩壊する 崩壊の程度としては軽微な場合が多い
II型	ある程度の面積の崩壊を有する崩壊	斜面高50m以上で斜面勾配が1割以上の切土のり面・自然斜面 風化変質した岩質の崩壊 崩壊及びゆるんだ崩壊土の厚さは0.5m以下が多い 崩壊の程度としては年に1回未満が多い
III型	崩壊には及ばない比較的崩壊	斜面高50m以上で斜面勾配が6分~1割程度の切土のり面・自然斜面 崖面の発達している岩質・崩壊土の崩壊 崩壊及びゆるんだ崩壊土の厚さは0.5m以上の場合が多い 崩壊の程度としては年に1回未満~1回以上ある
IV型	崩壊の割合目や新崩壊に陥った崩壊	斜面高50m以上で斜面勾配が1割以上の切土のり面・自然斜面 崖面の発達した岩質・崩壊、崖面、崖の発達しているもの 崩壊の程度としては年に1回以上ある場合が多い
崩石		斜面高50m以上で斜面勾配が1割以上の自然斜面 自然斜面上の転石、崩石、崖面、崖の発達した岩質 崩壊の程度としては年に1回以上ある場合が多い

表-3 崩壊型別斜面のパターン

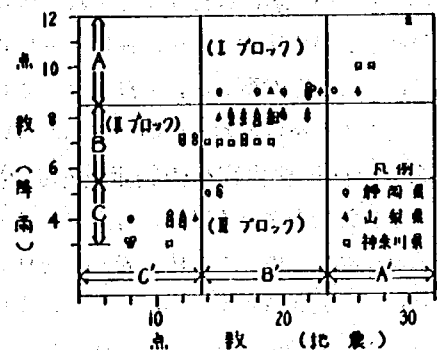


図-2 耐降雨と耐震判定基準の対応

地震時の斜面の危険度評価法に関する研究(II) — 崩壊面積率 —

建設省 土木研究所 安江朝光・仲野公章

1. 研究目的および研究概要

ある地域を対象とした地震時斜面の危険度評価では、降雨に対してと同様にたとえ安定解析等の精密な解析手法が確立されても、現地への適用に際して地盤構造や強度等の情報が十分に得られることは少なく、大きな誤差を生じる場合も多い。したがって、計算等の精査的手法での成果をマクロな視点からチェックする手法として崩壊面積率による検討を実施しているのとおりあえて中間報告する。

5地域、6地域、5豪雨を対象として崩壊面積率を計測集計した(表-1)。この結果を用い、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、今回の研究では、崩壊面積率、誘因、素因は各地区の平均値、代表値を用いて考察した。

2. 研究結果および考察

以下の記述および図表等に用いる記号を次のように定義する。 G_r ; 花崗岩類, T_v ; 第3紀火山岩類, T_a ; 第3紀堆積岩類, P ; シラス, A ; 流域面積 (km^2), $(C_a/A)_{seis}$; 地震による崩壊面積率, $(C_a/A)'_{seis}$; その補正值, $(C_a/A)_{rate}$; 最小流域単位を1.0とした場合の相対的崩壊面積率割合, $(C_a/A)_{rain}$; 降雨による崩壊面積率(%), $(C_a/A)'_{rain}$; その補正值, M ; マグニチュード, L ; 震源からの距離 (km), I ; 震度, R ; 最大日雨量もしくは最大24時間雨量, $\bar{\theta}$; 地域平均傾斜(度)

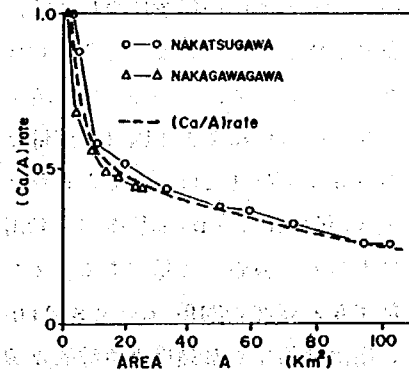


表-1 崩壊面積率集計結果

図-1 流域面積と崩壊面積率の減少

地域名	地区名	地質	A	地震災害							豪雨災害				θ
				(Ca/A) _{seis}	(Ca/A) _{seis}	M	L	I	対象地震	(Cr/A) _{rain}	(Ca/A) _{rain}	R	対象豪雨		
中沢	中川川	Total	25.49	3.73	3.98	7.9	36.2	M	'23 関東大地震	2.09	2.30	440	47.7 豪雨	41.0	
		Tv	6.58	3.78	2.71	7.9	36.2	M	"	0.45	0.39	440	"	40.9	
		Gr	18.91	3.72	3.64	7.9	36.2	M	"	2.67	2.71	440	"	41.0	
	中津川	Total	100.32	2.33	4.47	7.9	32.0	M	"	0.67	1.61	440	"	33.2	
		Tv	97.47	2.39	4.59	7.9	32.0	M	"	0.66	1.59	440	"	33.3	
		Ta	2.62	0.26	0.12	7.9	32.0	M	"	1.28	0.83	440	"	30.8	
伊豆半島 （静岡）	南伊豆	Gr	0.23	1.30	—	7.9	32.0	M	"	1.74	—	440	"	35.3	
		Tv	2.47	1.20	0.58	6.9	11.6	V	'73 伊豆半島沖地震	0.28	0.18	160	51.7 豪雨	28.5	
		Tv	11.59	1.39	1.24	7.0	26.6	V.5	'78 伊豆大島近海地震	2.38	1.98	150	53.8 豪雨	28.9	
	小長谷	Gr	19.25	0.23	0.23	7.5	48.3	V	'64 新潟地震	—	—	—	—	30.3	
		Gr	5.82	—	—	—	—	—	"	0.46	0.34	440	42.8 羽越豪雨	28.3	
		P	1.82	2.99	1.44	6.1	5.6	M	'68 えびの地震	—	—	—	—	25.4	
えびの	加久藤	Tv	20.32	—	—	—	—	—	(C/A)	0.81	0.81	300	47.7 豪雨	23.5	
		P	17.42	2.46	2.36	7.9	189.0	V	'68 十勝沖地震	—	—	(90)	68.0 羽越豪雨	26.0	

心を持つ流域の面積、崩壊面積率を集計し、プロットした(図-1)。図には、 $2 \sim 3 \text{ km}^2$ を最小単位として崩壊面積率が対象面積の増大にもなって指数関数的に減少するものとして、目視により $(C_a/A)_{\text{rate}}$ の曲線を示した。表-1の崩壊面積率の補正值は、地震時および降雨時の $(C_a/A)_{\text{rate}}$ を用いて求めてあり、補正值は次のように算出される。

$$\text{補正值} = \text{崩壊面積率} \times \frac{20 \text{ km}^2 \text{ の } (C_a/A)_{\text{rate}}}{\text{対象流域全体の } (C_a/A)_{\text{rate}}}$$

以下では、対象面積の異なる崩壊面積率を比較するための、この補正值を用いて考察を加えて行く。

2.2 地形、地質、地震動の三要素をわらみた崩壊面積率

図-2で地質 T_v だけに注目すると、震度が大きくなる程崩壊面積率も大きくなる傾向が認められるが、逆に P では逆転している。地質条件の影響に関しては、震度5での3データから地質の影響は無視できないと考えられるが、一定の傾向はない。また、地形の影響は今回の平均傾斜での整理では不明である。

2.3 崩壊面積率と素因(日雨量および震度)

図-3および4では、2.2と異なり一定の傾向がみられる。図-3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での線である。また、図-4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的な関係に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-3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-4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は、特別な取扱いが要求されよう。

2.4 誘因としての雨量と地震の大きさの対応

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-5のように整理され、中伊豆のデータを除くと、 $(C_a/A)_{\text{rain}} = \frac{1}{2} \cdot (C_a/A)_{\text{seis}}$ の対応が見られる。この関係に図-3、4の関係を代入すると $(R-150) = 25 \times 10 \left\{ \frac{1}{2} \cdot (I-4) \right\}$ 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、これらの地域でのかつ近年(1923年以降)における崩壊面積率からみた誘因の影響は、震度(4, 5, 6)が日雨量(175, 230, 400 mm)に対応することになる。

最後になったが、御協力頂いたアジア航測(株)池田一雄氏および関係各位に謝意を表したい。

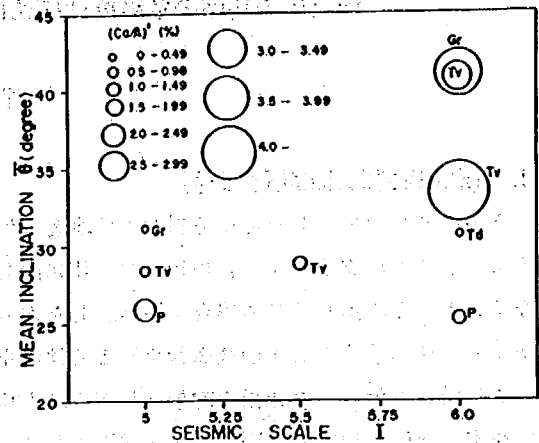


図-2 勾配、震度、地質別崩壊面積率

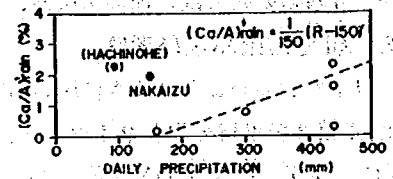


図-3 日雨量と崩壊面積率

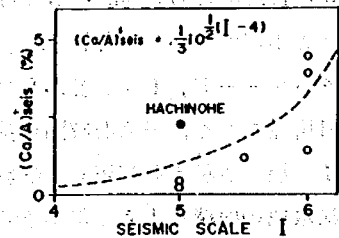


図-4 震度と崩壊面積率

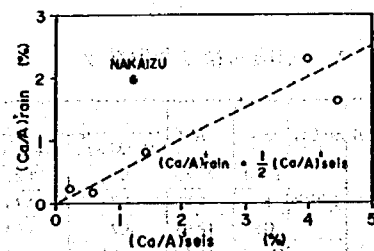


図-5 崩壊面積率(降雨と地震)の相関

地震時の斜面の危険度評価法に関する研究 (Ⅲ)

— 加速度分布に着目した安定解析 —

建設省 土木研究所 安江朝光・仲野公章

1. まえがき

地震時の斜面の危険度評価法のうち計算によるものでは、円弧ないし複合すべり面法に地震加速度を静的慣性力に換算して作用させ安全率を計算する方法と、有限要素法を用いた弾性、非弾性の応力解析法を介してすべり安定を動的に検討する方法等がある。ところで、前者のすべり面法による方法においては、入力加速度をどうとるかということが問題となる。そこで、動的応答解析により求められた加速度分布に着目して、すべり面法による安定解析法の適用性を既往地震災害地でのケーススタディにより検討したので報告する。

2. 対象斜面および検討方法

解析対象斜面は、静岡県下の沿道斜面であり、昭和53年1月の伊豆大島近海地震により崩壊した南西向き斜面（勾配約40°）とそれに隣近した未崩壊斜面である。崩壊斜面は道路延長125mにわたり路面より30～50mの高さから崩壊したものであり、崩壊厚は斜面に垂直で最大5m程度である。基岩は変朽安山岩であり、表層2～5mには崖錐性堆積層があったと考えられ、それが崩壊物質となった。

上記の崩壊、未崩壊斜面を対象として、有限要素法による動的応答解析およびすべり面法による安定解析を実施した¹⁾。すべり面法による安定解析の手法は、すべり面法の一つであるJanbuの方法に水平加速度を慣性力に換算して地震力を考慮する図-1に示した石原らの方法²⁾（以下、Janbu式と呼ぶ）を用いた。

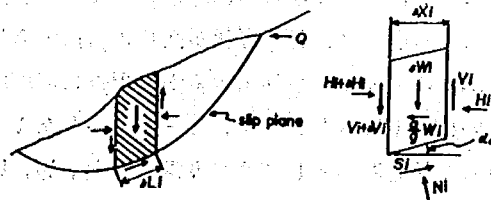


図-1 すべり解析のモデル

なお、図-1中、 α 、 ϕ は地震時水平および重力の加速度、 ΔW_i 、 S_i 、 N_i 、 α_i は各細片の重量、せん断力、垂直反力、すべり面の傾き、 ΔH_i 、 ΔV_i はそれぞれ水平、垂直方向の不静定内力である。土塊の粘着力を C' 、内部摩擦角を ϕ' 、 u_i を各細片に働く間隙水圧とし、すべり土塊の上部に働く水平力等の外力 Q をゼロ、また、 $\Delta V_i = 0$ とした場合の安全率(F_s)は以下の式で示される。なお、式中の f_0 はすべり面形状によって決まる補正係数である³⁾。

$$F_s = f_0 \frac{1}{\sum \frac{\Delta W_i}{g} + \sum \Delta W_i \cdot \tan \alpha_i} \cdot \frac{\sum C' \Delta L_i \cos \alpha_i + (\sum \Delta W_i - \sum U_i \Delta L_i \cos \alpha_i) \tan \phi'}{\cos^2 \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'}{F_s} \right)}$$

Janbu式による計算に際しては、各スライスの入力加速度を、
(i) 400gal一定、(ii) 動的応答解析より求められた最大水平加速度の2ケースとした。(i)は、基石の転倒状況から解析地点付近での最大水平加速度がおおむね400gal程度と推定されている⁴⁾ことによっている。(ii)は、図-3に示したような動的応答解析により節点毎に計算される加速度を用いて、図-2に示したモデルにより各ス

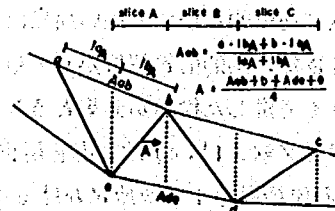


図-2 節点およびスライス

ライスの最大水平加速度を計算した。

地盤強度としては、(a) $C = 5 \text{ ton/m}^2$, $\phi = 0^\circ$ と (b) $C = 3 \text{ ton/m}^2$, $\phi = 30^\circ$ の2ケースを用いた。(a)は、サウンディングの結果から $\phi = 0^\circ$ の仮定のもとに推定した値であり、(b)は、解析地近傍での土質試験の結果等から推定した値である。

3. 検討結果およびまとめ

400 gal 一定の加速度, $\alpha = 3 \text{ ton/m}^2$, $\phi = 30^\circ$ の条件で計算した安全率は、崩壊部で 0.89, 未崩壊部に経験的に想定した2つのすべり面で 0.93, 1.02 となった。崩壊部での安全率を 1.0 とすると、未崩壊部では 1.04, 1.15 となり、この方法が、相対的危険度評価には適用しうると考えられる。

すべり深さを 3 ~ 5 m に想定した条件で、入力加速度を一定値とした場合と動的応答解析から得られる値とでの安全率を比較した結果が図-4 であり、両者は良い相関を示し、 $\pm 10\%$ 以内のバラツキを許せば両者はほぼ一致する結果となった。

動的応答解析の結果では³⁾地震加速度の増幅は表面に近い程、また、斜面状況が凸状を示すほど大きいという結果が得られたので、斜面凸部に深さ 3 ~ 5 m の局所的なすべり面を想定して安全率を計算したが、すべて経験的に想定されるすべり面より高くなった。地震による崩壊は、斜面形状が凸状の斜面で発生しやすい傾向が実態調査により認められているが、極端に局所的な崩壊は発生しにくい結果となった。また、図-3 に示したように経験的に想定される断面を基本としてすべり深さを $\frac{3}{4}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{8}$ と変化させて計算したが、安全率はすべり面深さを深くするに従って低下する結下となった。これから、深さ数 m 程度の崖錐層では、その内部に強度の差が大きな境界がない限り、崖錐層の深部からすべると考えることができる。

検討内容および課題点は以下のようにまとめられる。すべり面法による安定解析手法の適用性を動的応答解析からの加速度分布に着目して検討し、この手法が相対的な危険度評価に適用しうると考えられること、また表層に数 m の一様な崖錐が分布するような斜面においては、墓石の転等率等から推定される加速度を用いた場合と動的応答解析からの加速度を用いた場合の差が $\pm 10\%$ 以内にあること、および極端に局所的な崩壊や浅い崩壊は発生しにくいという結論を得た。

今後は、動的応答解析からの最大せん断力やひずみに着目した検討、および鉛直加速度や地盤の動的強度も考慮した検討が必要とされよう。なお、本研究は土木研究所振動研究室と共同で実施した。
 <参考文献> 1), 4) 地震応答解析による沿道斜面の耐震性の検討; 土木研究所資料 1600 号, 1980.7,
 2) 石原研而ら; 崩壊地における不攪乱資料の強度試験; 東伊豆道路震災対策委員会報告書, 1979.3,
 3) 例えば, 赤井浩一: 土質力学: 朝倉書店, 1966.5

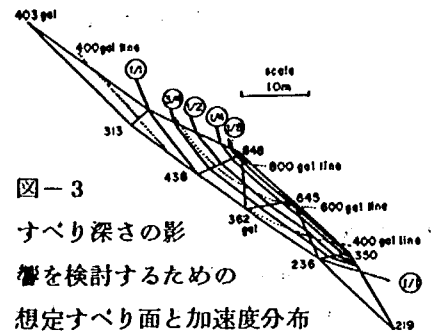


図-3

すべり深さの影響を検討するための
想定すべり面と加速度分布

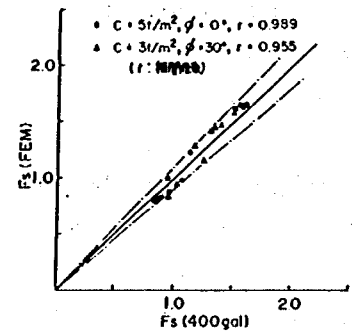


図-4 安全率の相関

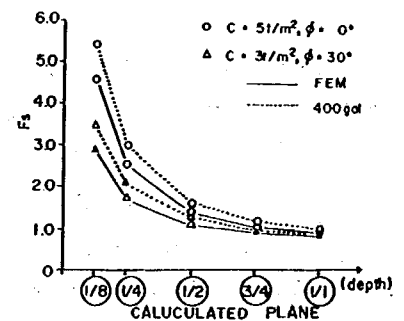


図-5 深さによる安全率の変化

12. 地震による斜面崩壊の実態について

安江朝光
仲野公章
服部泰英

第15回土質工学会研究発表会講演集
1980.6

3.7.7C 2. 新築の要請を受けるものに関する 81

大正十三年

神田区

建設部

建設部 建築課 建築係 建築係長 建築係員

1000.0

地震による斜面崩壊の実態について

建設省 土木研究所 安江 朝光
 〇 仲野 公章
 服部 泰英

1. はじめに

筆者らは、既往地震による斜面崩壊の実態を整理し危険度評価手法を開発して行くことによって地震による斜面災害を軽減しようという見地から、主に空中写真判読資料の統計的整理および地盤調査という手法で調査を実施してきたので、その中間整理を報告する。特に地盤調査においては、地震時の地盤の強度特性を把握するため新しく振動式コーン貫入試験機を試作したので、その概要を報告する。

2. 地震時崩壊斜面の実態

主に新潟地震（39年6月）と羽越豪雨の資料との対比により、地震時崩壊斜面の特徴と考えられることをまとめる。尚、図-1、2と表-2中の丸印の中数字は表-1に対応している。また、図-1、2の棒グラフの横軸幅は、各分類の非崩壊斜面中の出現率を非崩壊斜面中のもので除した値を示している。

斜面縦断型（図-1）：降雨によるものと較べると、複合型も含めて上昇型（凸型）が地震に対して弱い傾向がある。

斜面横断型（図-2）：降雨によるものでは、表流水および地下水が集中しやすいと考えられる谷型が極めて弱い。地震ではその傾向はなく、雨と較べると直線型や尾根型の割合が増加する傾向がある。

各要因のウェイト（表-2）：数量化判別解析による各要因のレンジから判断すると、新潟地震では傾斜角、比高、縦断型の順で崩壊の危険度判定に関与していることになる。尚、この判別解析に用いた資料件数は、崩壊、非崩壊とも81箇所であり、的中率は66.7%であった。

崩土の到達距離／崩壊高：（斜面の下端から崩壊土砂の最先端までの距離）／（斜面の下端から崩壊地の最上部までの高低差）の値をえびの地震（43年2月）と昭和47～52年に各地で発生したけけ崩れのうちの592例について整理したものが図-3である。地震では、約80%が0.5（崩壊高の半分）未満で土砂は止まっている。一方、雨では80%に達するのが1.0未満なので、崩壊高が同じであれば雨による方が到達距離が長いことになるが、到達距離が地震でも雨でも大差ないこと¹⁾を考慮すると、地震の方が高い

カテゴリー アイテム	①	②	③	④	⑤
縦断型	直線	下降	上昇	複合	
傾斜角	30度以下	31～40度以下	41～50度以下		
崩壊高	8m以下	9～15m	15m以上		
崩壊密度	40%以下	41～70%	71%以上		
比高	20m以下	21～40m	41～60m	61～80m	81m以上

表-1 斜面型の分類

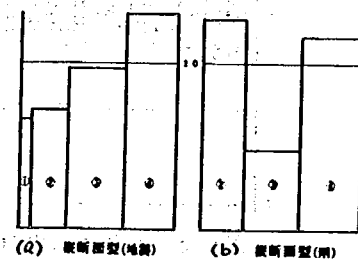


図-1 縦断面型

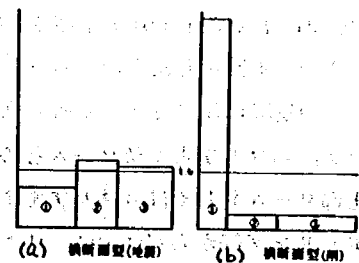


図-2 横断面型

位置から崩壊する傾向がある。

3. 崩壊斜面の地盤の実態

伊豆大島近海地震（53年1月）による崩壊のうち、特徴的な2例について地盤調査の結果およびその問題について述べる。

梨本七滝地区の崩壊：本地区は、県道修善寺下田線七滝付近の道路延長125 mにわたる南西向き斜面（勾配約40°）が、路面より30～50 mの高さに及び崩壊したものである。崩壊跡で見られる変朽安山岩の露頭は、硬質な岩盤であるが割れ目が発達している。また、崩壊したと考えられる層は、近傍の未崩壊地の観察によれば、所々硬質の岩芯を残す赤紫色に風化した「礫混り土砂」になっている。

カテゴリー アイテム	①	②	③	④	⑤
観 測 型	-0.40649	-0.32781	-0.03444	0.26225	
傾 斜 角	-0.30373	0.17085	0.13667		
傾 斜 角	-1.59393	-0.32415	0.68311		
比 高	0.50997	-0.16998	-0.29998	-0.38249	-0.53370
比 高	0.25497	-0.16926	-0.57550		
傾 斜 角	0.19191	-0.09651	0		

表-2 水準別特点表

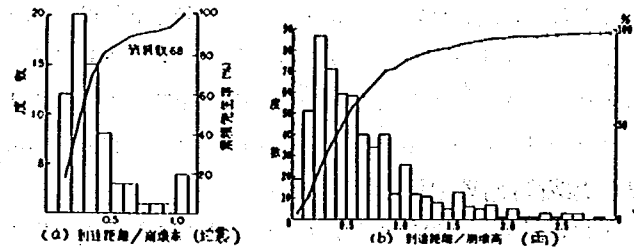


図-3 崩土の到達距離／崩壊高

この崩壊地における斜面横断方向のスウェーデン式サウンディングの結果を図-4に示す。 $N_{SW} \leq 25$ の弱層が崩壊した様子をよくとらえており、このような地盤の所では、降雨に対する地盤調査で従来より用いられてきた手法が、地震に対する地盤調査においてもかなり有効であると考えられる。

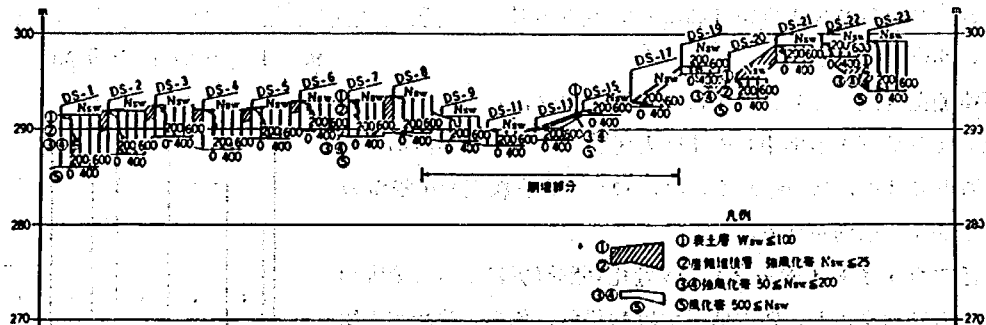


図-4 一般国道修善寺下田線七滝近傍崩壊地スウェーデン式サウンディング貫入抵抗断面図（崩壊地の横断方向）

見高入谷大池地区の崩壊：本地区は、東伊豆見高浜海岸の北西約4 kmの地点にある南西向き斜面（勾配約28°）で、巾100 m、高さ100 mに達する崩壊である。代表的な地層断面は、図-5の未崩壊地および表-4に示したものである。

この崩壊におけるすべり面の位置であるが、図-5のB部の崩壊地下部では下部ローム層が露出しており、スコリアと下部ロームとの境界もしくは下部ローム層内と推定されたが、A部の崩壊地上部では上部ロームもしくはスコリアまでしか露出しておらず、ここではスコリア層内と推定され、踏査およびボーリング等からだけでは、すべり面を特定することができなかった。

そこで、表-3に示す土質試験の結果を用い、崩壊地の代表的断面（勾配28°）について簡略を安定

解析を試みた結果が表-3である。解析方法は、すべり面が地表面に平行とする長大斜面の安定解析法を用い、地震力を静的水平力に換算して作用させた。大池付近の最大水平加速度は、4百数+gal.程度²⁾と推定されており、この値に着目すればスコリアとロームの境界又はローム層内と推定されるが、水平加速度が600galにも達すればスコリア層内にすべり面が生じてもおかしくない結果になっている。将来は、FEM等により詳細な検討が必要である。

表-5は、動的繰返し三軸試験の結果である。供試体は不攪乱試料から作成した直径5cm、高さ10cmの円柱形を標準とし、自然含水比で静的拘束圧を等方に0.5kg/cm²作用させ、砂質スコリアは6時間、下部ロームは24時間の放置後、動的荷重として振動数1Hzの正弦波を載荷した。表-5で応力比($\sigma_{dp}/2\sigma_c$ 、 σ_{dp} :動的応力、 σ_c :拘束圧)0.38程度、繰返し回数100回での両試料の軸歪両振巾に着目すれば、砂質スコリアでは5.37%に達しているのに、下部ロームでは0.32と非常に小さく、このような応力状態では定性的に下部ロームのような粘性土が動的繰返し荷重に対する抵抗が強いと推定される。このことから、大池の崩壊がスコリアとロームの動的性質の相異により、両層の境界ですべりが発生したとの推定もできるが、現在のところ、地震動の作用の仕方、現位置での応力状態および土層の動的性

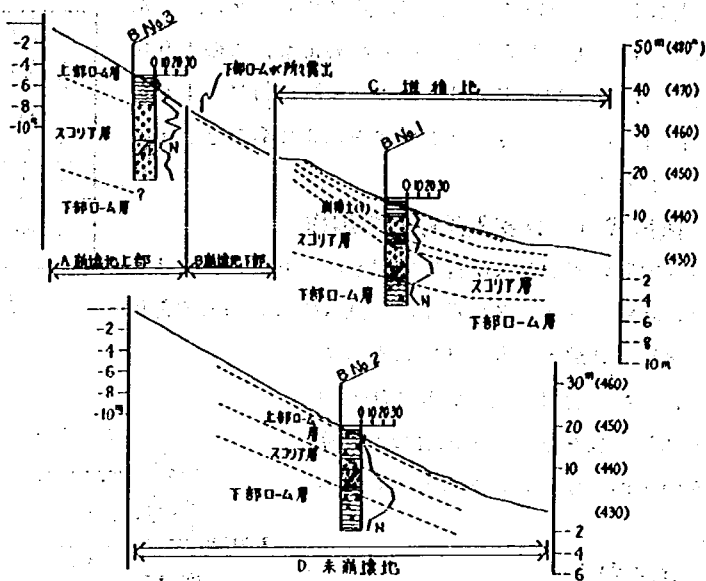


図-5 大池地区の地盤概念図

特性値	N 値	礫砂分	粘土シルト分	均等係数	透水係数	湿潤単位体積重量
粗粒スコリア	7~24	97	3	5.9~6.9	1.9×10^{-3}	1.30
砂質スコリア	6~23	96~98	2~4	3.1~4.2	6.7×10^{-3}	1.30~1.34
下部ローム	6~30	2~4	96~98	—	7.2×10^{-4}	1.33
特性値	乾燥単位体積重量	自然含水比	間隙比	飽和度	粘着力	せん断抵抗角
粗粒スコリア	0.83~0.91	43.6~57.2	2.15~2.45	57.8~66.6	0.5~3.5	25°01'~35°45'
砂質スコリア	0.98~0.01	32.2~33.0	1.83~1.89	48.7~51.4	2.0~2.5	31°27'~36°15'
下部ローム	0.53	149.0	4.32~4.39	97.7~98.0	3.4	5°14'~6°39'

表-3 各層の土質定数

地層名	層厚 (m)	γ_t t/m ³	強度定数	計算すべり面	用いた強度	各水平加速度における安全率			
						0 gal	200 gal	400 gal	600 gal
A. 表土	0.2	1.3	—	—	—	—	—	—	—
B. 上部ローム	1.0	1.47	3.4	10	BC境界	5.07	3.64	2.83	2.31
C. 粗粒スコリア	2.3	1.3	2.0	30	C内部	3.87	2.71	2.06	1.64
					CD境界	2.37	1.63	1.21	0.94
D. 砂質スコリア	0.3	1.32	2.0	33	D内部	2.11	1.44	1.06	0.82
					DE境界	2.24	1.52	1.12	0.86
E. 下部ローム	—	1.33	3.4	6	D内部	2.20	1.49	1.10	0.84
					E内部	2.16	1.47	1.07	0.82
						1.80	1.29	0.99	0.81

表-4 想定すべり面に対する安全率

質を明確にし得ないので、厳密な議論はできない。したがって、このような議論を進めるためにも、このような地層における地盤調査では、従来の手法以外にも土層の動的性質を把握できるような手法を加えて資料を蓄積する必要がある。

4. 振動式コーン貫入試験機の製作

本試験機の概要および操作状況を図-6、写真-1に、また、記録例を図-7に示す。本試験機は、通常の静的コーン貫入試験もできる仕様になっており、これ一台で、無振動および振動時の地盤定数を把握して地盤の耐震特性を明らかにすることを目的としている。

5. あとがき

現地調査の経験からすると、地震時崩壊斜面の特徴として次のようなことが補足できる。(i)雨に弱い斜面は地震にも弱いという傾向が一般に見られる。(ii)傾斜が急な斜面は弱い。特にオーバーハングしている斜面は弱く、雨に対しては安定しているオーバーハングした岩盤が、地震では崩落する例が時々見受けられる。(iii)基盤の上の表土層や強風化層などが、基盤との境界で崩壊しやすい。これは、雨に対しても見られることである。(iv)山腹斜面などでは、降面による場合浸透水が途中で斜面の表面に湧出する地点が崩壊の頭部になる例が多いが、地震ではこの地点より上方の稜線あたりから崩壊する例が多い。

最後に、資料収集および現地調査に御協力いただいた関係各位に対し深く感謝の意を表する。

応力比 $\sigma_{dp}/2\sigma_c'$	資 料 名	繰返し回数 (N_c) に対応する軸重両振り (%)		
		$N_c=10$	$N_c=100$	$N_c=1000$
0.371	砂質スコリア	1.59	5.37	—
0.380	下部ローム	0.27	0.32	0.39
0.300	砂質スコリア	0.52	0.48	0.60
0.200	砂質スコリア	0.17	0.16	0.15
	下部ローム	0.15	0.15	0.13

表-5 動的繰返し三軸試験結果

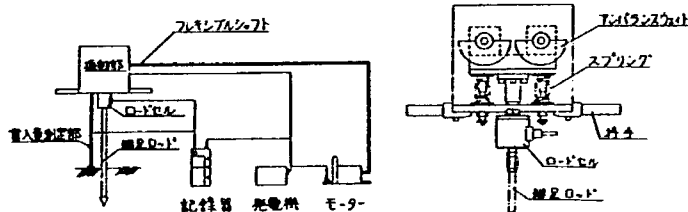


図-6 振動式コーン貫入試験機の概要



写真-1 操作状況

<参考文献>

- 1) 反町雄二：地震による斜面崩壊の実態：土木技術資料 Vo. 20, №12, 1978.12
- 2) 建設省土木研究所振動研究室：墓石の転倒状況からみた1978年1月伊豆大島近海の地震による地震動強度の推定：土木研究所資料第1399号, 1978.6

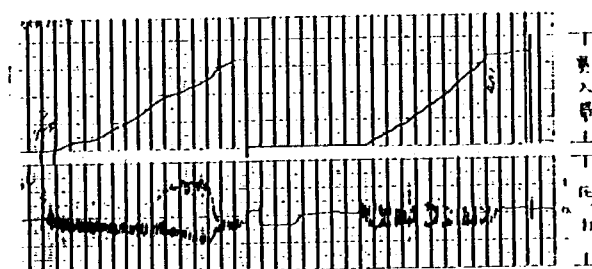


図-7 振動式貫入試験の記録の一例

13. 地震災害と地形・地質

(山地における事例を中心として)

芥川真知，吉中龍之進
安江朝光

土と基礎 Vol.28. No.6
1980.6

Figure 1. Schematic diagram of the
(a) and (b) of the proposed device.

Figure 2. Schematic diagram of the
proposed device.

Figure 3. Schematic diagram of the
proposed device.



地震災害と地形・地質

4. 山地における事例を中心にして

芥川真知* 吉中龍之進**
安江朝光***

4.1 まえがき

地震による災害は、人口が密集している平野部・都市部では多くの人が直接被害を受けるので被害が強調されるが、山地部でも斜面崩壊や土石流による被害が多発し、しかも被害が人命に及ぶことが少なくない。地震による斜面災害の様相は国の内外を問わずかなり多くの例が報告されている。1年間でのある強度以上の地震発生頻度を日本と日本以外というふうにして比較すれば、日本以外で起こる地震の方がはるかに多く、また地質構造も単純なことが多いので、国外には大地震による単純大規模な斜面災害の例が見

られる。これに対し、我が国内で被害は小規模複雑ながら多くの人によって報告され、立地条件も明白で我々自身が体験し観察したものが多い。ここでは事象の紹介という意味から最初に国外の大規模被害の例をあげ、ついで国内の例とともに我が国で経験した地震による斜面崩壊の特徴に触れてみたい。

4.2 外国にみられる特徴的な斜面崩壊

地震動を引き金として生じる斜面破壊、及びそれによる土石流の事例は国外でも数多く、また斜面破壊の形式には種々のタイプのものが見られる。最も一般的な形式は斜面

表層の弱い部分や風化層が滑落するもの、あるいは急勾配の斜面に生じる崩落であり、他は個々の地点の地質・地盤条件に対応して生じる破壊形式である。以下では後者のタイプの斜面に注目し、外国特に南北両アメリカ大陸に最近発生して話題になったいくつかの事例について述べ、またこれらの事例から地震と斜面災害における地質・地盤条件の関連について検討する。

4.2.1 特別な岩盤構造に関連した事例

1959年8月、アメリカ合衆国モンタナ州でヘブゲン(Hebgen)湖地震(M=7.1)が発生し、付近一帯に多数の斜面崩壊が生じた。中でも震央から約27kmに位置するマジソン川左岸山腹の巨大な崩壊¹⁾は特筆すべきもので、合衆国における有史以来最大のものといわれる。

崩壊は地震とほぼ同時に起こり、約3800万m³が崩壊した。崩壊でマジソン川はせき止められ1週間後には深さ60mの湖が出現した。図-4.1(a),(b)に地形と地質及び崩壊形状を示している。図-4.1(b)に見られるように崩壊の前後の地形の比較から、破壊面は円形に近くすべり面の深さは地表

から約120mであることが分かる。地山は先カンブリア紀のドロマイト、片岩、片麻岩からなり片理は谷側へ40°～

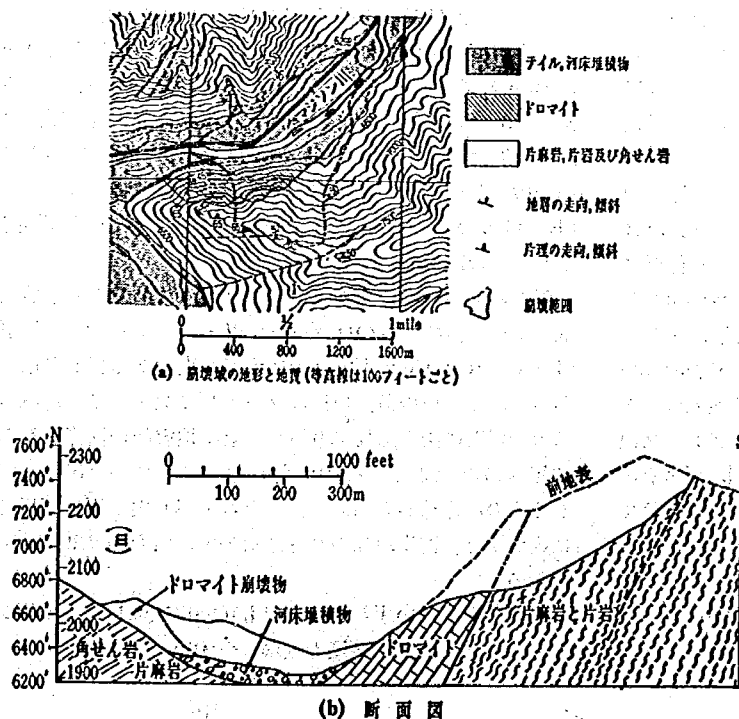


図-4.1 マジソン崩壊¹⁾(ヘブゲン湖地震)

*理博 埼玉大学教授 工学部 建設基礎工学科

**工博 埼玉大学教授 工学部 建設基礎工学科

***建設省土木研究所 急傾斜地崩壊研究室 室長

50° 傾いている。ドロマイトは割れ目の少ない良好な岩盤で表面傾斜角も 45° と急である。一方、片岩と片麻岩には割れ目が多く、部分的には破碎や変質を受け、深い所まで風化している所もある。この岩石の地表面の勾配は平均 27° と緩い。

図-4.1 の平面図及び断面図に見られるように崩壊はドロマイトが分布する背後の斜面に生じたこと、岩質の弱い片岩類を比較的強いドロマイトが“擁壁”状にとめている部分に生じたことから、この巨大な崩壊の原因は特別な岩盤構造にあったと考えられている。すなわち、岩の強さからみて本来緩傾斜であるべき斜面が、特別な構造に支えられて一時的に安定を保っていたが、河川の浸食、岩盤クリープなどの変化を受け、更に地震により平衡が破れて崩壊したといえる。

以上の例は頻度としては少ないタイプのものと考えられるが、特別な岩盤構造があれば、巨大な山体が崩壊する可能性があること、また斜面の安定性の検討は表層の岩盤によるのみでなく、その背後の岩盤とその構造にも注目すべきであることが分かる。

4.2.2 地盤の液状化あるいは地震動による強度低下に関連した事例

斜面を構成する地盤に未固結の地層が含まれる場合によく見られる例である。1960 年のチリ地震 ($M=8.5$)、1964 年のアラスカ地震 ($M=8.5$) では大規模な斜面破壊が、また 1906 年のカリフォルニア地震 ($M=8.3$)、1971 年のサンフェルナンド地震 ($M=6.6$)、1975 年のガテマラ地震 ($M=7.5$) においても多くの例がみられる。以下ではその最も著しいチリ・アラスカ両地震の例を述べる。

チリ地震¹⁾はチリの中・南部のレブー (Lebu) の近くの海底、深さ 50 km を震源とする地震で、前日の 5 月 21 日にも $M=7.5$ の地震があった。22 日の地震でレブー付近は 1.5 m 隆起、プエルトサーベドラ (Puerto Saavedra) とアंकド (Ancud) の間の 400 km は 1~2 m 沈下、またコンセプション (Concepcion) 市とアंकド市間の約 600 km 間は斜面破壊が多数生じ、沖積地盤上の都市は地盤破壊を伴う多大の被害を出した。斜面破壊の中でもアンデス山脈の東斜面に位置するレニウエ (Rinihue) 湖、プエウエ (Puyehue) 湖、ルパンコ (Rupanco) 湖の近傍では極めて大きな崩壊が生じた。この地域は更新世の氷河堆積層が厚く分布し河川がこれを切って段丘状地形を作る。またプエウエ火山の火山灰が分布する地域でもあり、すべり面からはアロフェンに富む粘土が見られている。

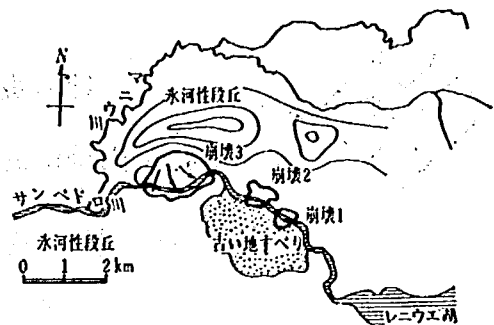


図-4.2 レニウエ湖の下流の崩壊¹⁾ (チリ地震)

図-4.2 はレニウエ湖の近くの下流に生じた崩壊である。3箇所のうち崩壊3が最大で幅 1.5 km、土量 3000 万 m^3 、これが 5 分間ないしそれ以下のうちにごう音を発して崩壊した。土砂の移動は水平に約 300 m、落差約 20 m である。崩壊2、崩壊3の崩壊は 1575 年の大崩壊地の中に再び生じたものである。崩壊物は河をせき止め深さ 26.5 m の湖を作った。崩壊3の地盤は氷河性の湖成堆積物である飽和シルト、粘土からなる。崩壊後、付近一帯から噴泥・湧水があり、末端からはシルト・粘土の絞り出しがみられた。崩壊原因は次に述べるアラスカのターナゲイン・ハイツのものと同様、軟弱層の液状化、振動による鋭敏粘土の著しい強度低下にあると考えられている。

類型の斜面破壊は 4 年後の 1964 年、アラスカ地震^{2),4)}で再び大規模に出現することとなる。アンカレッジの東南約 130 km のプリンス・ウィリアム・サウンドを震央とする $M=8.5$ のアラスカ地震が 1964 年 3 月に発生。強い振動の継続時間は 3~4 分である。アンカレッジ一帯は地盤や斜面の破壊が生じ著しい被害を出した。斜面破壊はニック (Knick) 及びターナゲイン入江の海岸斜面、シップ (Ship) クリークの段丘沿いに著しい。

種々のタイプの斜面破壊が生じたが、なかでも最も破壊的、かつ特徴的なものはブーツレッガー・コーブ粘土層 (Boot legger Cove 粘土) 中にすべり面のある斜面破壊であった。この種の最大規模はターナゲイン・ハイツ地域のもので斜面に沿って延長 2.6 km、幅は地震前の海岸線から陸側へ 370 m (西部)~180 m (東部)、またすべり出しは同じく元の海岸線から海側へ内陸側のすべり出し幅と同程度に広がった。海岸段丘の高さは約 20 m、斜面角は 26°~45° である。

破壊の形態はいずれの地域でも互いに類似したものである。比較的小規模で構造の理解しやすい一例を図-4.3 に

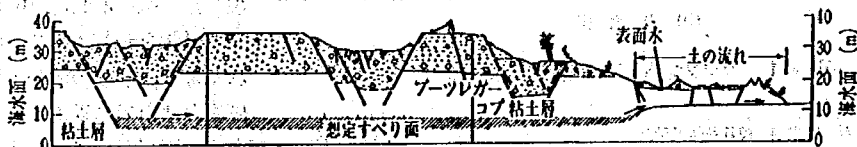


図-4.3 アンカレッジ、ガバメント・ヒルすべりの地質断面図²⁾ (アラスカ地震)

示した。地盤構成はこの地域ではいずれも氷河性海成ないし河口堆積物(厚さ約200m)で、上層は粗粒土、その下がブーツレガー・コープ粘土である。この粘土層はシルト質粘土を主とし、1mm~数cmの葉理が部分的にみられる。またこの粘土層は3層に区分され、中間層が極めて鋭敏で強度も低い。すべりに関連した粘土層のせん断強さ c_u は0.2~0.7 kgf/cm²、特に想定すべり面付近は $c_u=0.15\sim0.4$ kgf/cm²、鋭敏比25~60が測定されている。

アンカレッジ市の地下は大部分がこのような地盤構成をもち、またこの地盤の部分に限って特徴的に図-4.3の形態の斜面破壊が生じた。破壊域の地表には著しい噴泥、噴砂がみられたこと、またブーツレガー・コープ粘土層の試料を用いた振動三軸実験の結果などから、この形式の破壊は粘土層中の砂・シルトの薄層に生じた液状化及び鋭敏粘土の地震動による著しい強度低下が原因と考えられている。図-4.3に示したブーツレガー粘土層中のすべり面に沿って上方地盤の側方移動が生じた。

土塊の側方への移動は地震動の停止後もなお数分間継続した。この事実からみて土塊の側方への移動は地震力によるものではなく、底面摩擦力を失った上部土塊が単に自由面へ向かって移動したものであろう。図-4.3にみられる正断層状の破壊面は側方移動の結果として生じたものである。

以上にみたターナゲイン・ハイツ型のすべりは、北欧でも(ただし地震によらない)、またサンフェルナンド地震の際のパン・ノーマン湖近くのすべり²⁾もこの型のものと考えられている。この場合、平面的には舌状で長さ約1 km、先端は湖に達しており地表面の傾斜角は1.5°~2.5°、また、噴砂・噴泥が各所にみられている。このように沖積層あるいは氷河堆積層の未固結層の地盤が、地震動を受け

て液状化あるいは強度低下を生じると地表面が極めて緩傾斜であっても、かなり大規模な斜面破壊が生じることがわかる。この問題は陸上に限らず未固結の海底地盤においても同様であろう。

4.2.3 大規模な土石流を伴った事例

1970年5月、ペルーのチンボート沖約30 km、深さ約50 kmの海底を震源として $M=7.7$ のペルー地震が発生した。ペルーの中西部約65 000 km² に甚大な被害があった。山間部のいたる所で斜面崩壊が生じ、また崩壊物は5カ所でせき止湖を作った。斜面災害の中でも極めて特筆されるものは、フアスカラン(Huascáran)山の北ピーク西面(標高5 500~6 400 m)に端を発した土石流である。被害の大きさ、流れの速さ、崩土量、走行規模などからみて史上最大の土石流と考えられている。以下この土石流の概要と被害の関連を述べる。

土石流の流出経路は図-4.4のとおりである。北ピークに発生した崩壊は約5 000万 m³ で大小の岩石片に氷を混じえる。氷河511上を約1 000m 降下し流路半ばにある緩斜面に出ていったん広がり、再びサクサ(Shacsha)溪谷で絞られる。これよりサンタ(Santa)川に至るまでの間に二つに分かれ、直進してランラヒルカ(Ranrahirca)の町へ向かうものと、一部が分岐して河床から230mの高さにある尾根をのり越えてユンガイ(Yungay)の町を直撃し、サンタ川に至るものとなる。土石流の大部分はサンタ川に出て停止するが、このとき土石流は数100mの河幅を横切り対岸へ83mの高さまでのり上げている。この土石流で18 000の人命が失われユンガイの町は壊滅状態になった。

土石流は流れの途中で土砂を混じえるが全体の50~10%は岩塊、その他砂、粘土分、氷塊からなる。運搬した岩石の大きいものはランラヒルカに7 000 tの岩塊、ユンガイ

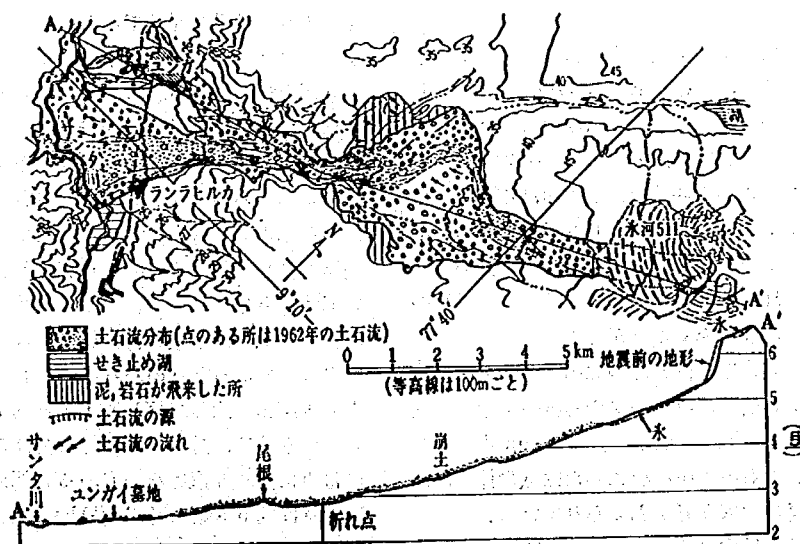


図-4.4 ペルー地震のフアスカラン土石流

表-4.1 近年の地震による斜面災害

昭和年月日	地 震 名	場 所	マグニチュード	斜 面 災 害
36. 2.27	日向灘地震	北緯 31°6', 東経 131°9'	7.0	宮崎から油津に至る国分線日南市富士付近(落石) 鹿児島県末吉町通山付近(崖崩れ)
36. 8.19	北 海 道 地 震	岐阜, 福井, 石川県境	7.0	九頭竜川水系打波川筋, 手取川水系牛首川筋, 庄川水系大白川筋に被害が大
38. 3.27	越前沖地震	越前沖沖約 20 km	6.9	敦賀市色ヶ浜付近幅 25~30m, 高さ 20~30m の山崩れ, 地方道敦賀三田線で
39. 6.16	新潟地震	北緯 35°8', 東経 135°8'	7.5±0.2	落石, 国道27号線, 一般国道常神三万線, 白木美浜線, のり面崩壊
43. 2.21	えびの地震	北緯 38°4', 東経 139°2'	5.7	河川堤防の崩壊甚烈, 道路のり面崩落盛土沈下
43. 5.16	1968年 十勝沖地震	北緯 32°1', 東経 130°43'	7.9	火山灰地帯(しらす)に山・崖崩れが多く, その被害箇所は, 宮崎県30, 鹿児島県11, 熊本県で30
47. 2.29	八丈島近海の 地震	北海道樺太岬沖 北緯 40°7', 東経 143°7'	7.0	道路のり面崩壊及び盛土本体の崩壊, 河川堤防の破壊, き裂
49. 5. 9	1974年 伊豆 半島沖地震	八丈島の東北東約 140 km	6.9	100箇所, 延長 1 429m, 土砂量 9 256.1 m ³
50. 1.23	阿蘇山北東部 の地震	北緯 34°6', 東経 138°8'	6.1	石廊崎, 仲木, 前原地区で被害大 110箇所
50. 4.21	大分県中部地 震	北緯 33°, 東経 131°1'	6.4	急いゆんな坂路側被害大
53. 1.14	1978年 伊豆 大島近海地震	阿蘇部一の宮町手野付近 北緯 33°08', 東経 131°20'	7.0	道路の盛土部のすべり上方のり面からの土砂崩壊落石の被害大
53. 6.21	1978年 宮城 県沖地震	北緯 33°08', 東経 131°20'	7.4	伊豆半島東部~中央部の急傾斜地に多数の落石崩壊, すべりが発生した
		大分県大分郡庄内町 北緯 34°46', 東経 139°15'		山・崖崩れの被害箇所は宮城県下 138, 福島県下 26, 岩手県下 22

に 6000 t のものがある。これらの岩石の多くは崩壊源のネバドス ファスカラン (Nevados Huascaran) の西斜面にある花崗閃緑岩で硬い岩石であるが, 中には軟らかい岩石が含まれる。岩石の摩耗状態, 軟らかい岩石の含まれ方などから土石流の流動中は相互の摩擦はあまりなかったと推定される。

崩壊は地震時に発生し, 土石流が大音響と突風を巻き起こして走行し, 14.5 km を 2.5~3 分で走った。平均速度は 280~335 km/h, また最高速度は 450 km/h, サンタ川に達した時は少なくとも 144 km/h であると見積られている。これらの速度は流路が急変した部分などでの岩塊の飛距離, 高い地形をのり越えるに要する速さなどから推定したものである。

土石流の流動性の指標を「全鉛直方向移動高さ H / 全水平移動距離 L 」とすると, この土石流は $H/L=0.22$ である。参考までに過去の例をみると, 1881年のスイスのエルム (Elm) で 0.26, 1903年のカナダのアルパークで 0.26, また規模は小さいが多数の土砂流を出した1971年9月の集中豪雨による千葉県下のものは 0.26~0.6 程度である。ただし, 後述する1923年の関東地震に伴う根府川の土石流は 0.2 より小さい。これらのデータから土石流の流動性の最高は $H/L=0.22$ 程度とみることができる。

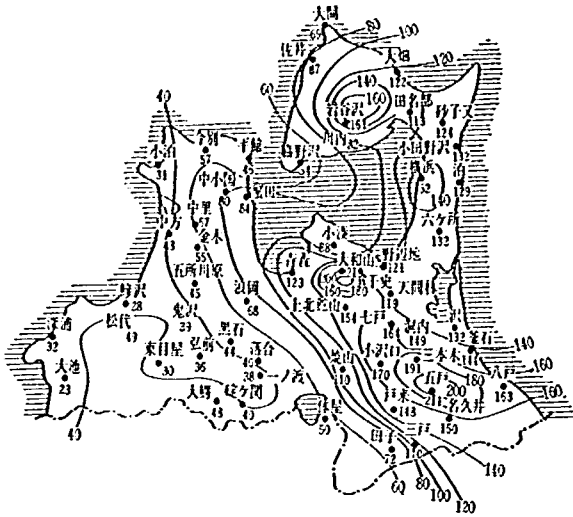
本土石流の著しい高速性, 流動性の原因については種々の議論がある。しかし崩壊が西ピークの急斜面で生じて約 1000m 落下し, ついで約 22°の氷河上を 2000m 走った事実は重要であろう。土石流の中に混入した空気的作用, 地表面との間の空気層の形成などが考えられている。

この土石流災害で注目すべきもう一つの点は, 今回の土石流分布域が有史前に生じたより大規模な土石流の分布域

であること, 現にユンガイの町はその上に位置している。また1962年に地震によるものではないが, ほぼ同じ地点から土石流が発生しランラヒルカの町を含むかなりの範囲に被害を出し, 土石流の一部はユンガイとサクサ川の間の尾根を越える寸前であった事実がある。災害予測の上で重要な問題であろう。

4.3 我が国における地震動による斜面崩壊

我が国でも地震によるあるいはそれを発端とする巨大な崩壊や地すべりの記録や口碑はあちこちに残っているし, 地形上からそれが首肯されることもまれではない。近年は我が国では巨大な地震は起こっておらず, したがって目を覆うような被害も起きていないが, それでもこの20年足らずの間には, 表-4.1 に示すような地震を原因とする斜面崩壊が発生している。古い記録による顕著な土砂災害としては, 1891年の濃尾地震 ($M7.9 \sim 8.4$) と 1848年の善光寺地震 ($M7.4$) があり, 前者では 1 万箇所以上, 後者では 4 万箇所以上の山崩れがあったとされている。1923年の関東大地震 ($M7.9$) は火災による被害が際立っているが, 斜面崩壊も多発しており, 特に丹沢~箱根地方ではおびただしい崩壊が発生している。この時発生した崩壊地は「関東震災荒廃林地復旧事業報告」によれば, 丹沢~箱根地方で約 8600 ha であったといわれる。これを崩壊率 (崩壊地面積を対象面積で除した値) にすると約 7% になる。崩壊率 7% という値は, 丹沢~箱根地方全体のものであり, 局地的には更に大きな値になっている。例えばこの地域内の中川国有林は約 5200 ha 中 1800 ha すなわち約 30% が壊滅的な被害を受けたという。しかもこの地震に続く雨によって崩壊は更に拡大したことが報告されている。この崩壊に関



図一4.5 青森県雨量分布図（自 昭和43年5月12日9時
至 昭和43年5月15日9時）

速して特筆すべきことは根府川の山津波（土石流）である。これは根府川上流の山地に発した $1\sim3\times10^3\text{ m}^3$ の土砂が、地震後5分くらいで根府川の部落に達し、埋没戸数64戸、死者406名を出し、駅に停車中の列車も押し流している⁹⁾。

1968年5月16日の十勝沖地震（M7.9）では、道路盛土、河川堤防でのり面崩壊と自然斜面の崩壊が目立った。被害の大きかったのは、八戸、三沢、野辺地などの青森県東部であったが、災害に影響したと思われる特殊条件として地震の直前に多量の降水があったことがあげられる。図一4.5から分かるように、青森県東部は震源に近いうえに、西部に比して多量の降雨量（100 mm から 200 mm）を記録している。この地方の年平均降雨量は1300 mm であり、この降雨により、地震前に既に交通障害が発生していたといわれる。

1974年と1978年の伊豆半島での2回の地震では、いずれも斜面崩壊による被害が顕著であり、地震時の斜面崩壊の問題が重大視される契機となった。



写真一4.1 伊豆半島沖地震による表土層滑落型崩壊の例（安江撮影）

1974年5月9日の伊豆半島沖地震はM6.9、気象庁発表による震度は石廊崎でV、斜面崩壊が多発した仲木、入間、落居、伊浜地区では、墓石の転倒状況より、水平310 gal、鉛直210 gal程度とされている。自然斜面崩壊の一般的形態は、降雨による崩壊と似ており、写真一4.1に見られるように表土層（腐植土を含み、草本類の根系の侵入している範囲）の滑落型が多い。ただ、降雨による崩壊は、斜面上部の地形変換点（浸透水の湧出点でもあることが多い）付近より崩壊する例が多いのに対して、地震時の崩壊は、それより上部のりょう線に近い部分より崩壊する傾向がある。

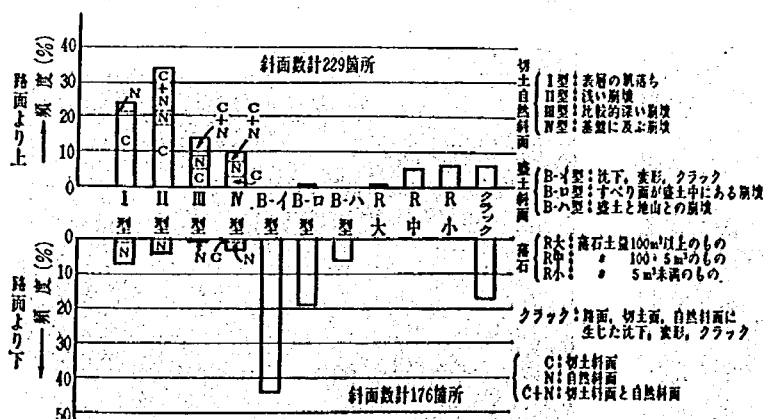
最も激甚な被災地となった仲木地区では、通称城畑山の山腹が崩壊し、それによって発生した約50000 m³の土砂で民家16戸、町道小城廻線、普通河川小城川などが埋没し、死者27名を出した。この崩壊は全長約150m、比高約65m、幅50~70m、平均深さ約20mである。崩壊した部分は、表土、崩積土及びその下の変質、風化した安山岩質凝灰岩（白浜層群）であり、崩壊面にはこの軟質の白色凝灰岩が露出していた（写真一4.2）。崩壊発生については、斜面に掘削されていた岩室に原因があるという説もあるが、この地点は元来大規模な崩壊につながる素因（地盤条件）を有していたにもかかわらず、誘因がなかったために崩壊をまぬがれていたと考えるのが妥当であろう。すなわち、降雨により同じ規模の崩壊が起これば、それは地下水型の崩壊形態になる箇所であるにもかかわらず、地形的条件から大量の地下水が供給される構造になっていなかったためと考えられる¹⁰⁾。

1978年1月14日の伊豆大島近海地震はM7.0、気象庁発表による震度は大島でV、石廊崎、網代でIVであった。図一4.6に崩壊分布図を示す¹¹⁾。加速度分布と良い対応が見られる。海岸線沿いに崩壊が多いのは、表土の薄い海食崖の崩壊であり、岩塊の崩落も多かったが元来安全率が低かったものと考えられる。自然斜面の崩壊に関しては、伊豆半島沖地震よりも風化岩盤での崩壊が少なく、土砂状の地山の崩壊が多かったが、崩壊形態はほとんど同じであった。道



写真一4.2 城畑山の山腹の崩壊（安江撮影）

路沿いの斜面では、末端部に切土部を持つ斜面の崩壊が多かった。図-4.7は海岸線沿いの国道135号線と震度が大きかった地域の中心を通る主要地方道修善寺下田線に沿う斜面の被害の形態を調べたものである¹¹⁾。表層の肌落ちと浅い崩壊及び盛土の沈下で特徴付けられていることが分かる。東伊豆見高浜海岸から北西に約4km入った見高入谷七廻地区で、最大幅180m、比高約100mの大規模な斜面崩壊が発生した。斜面傾斜は下部でやや急で25~30°、上部で20~25°であり、杉やみかんの木が植えられていた。地層は地表より、表土及び褐色未固結火山灰層 50~100cm、淡褐色半固結粗粒スコリア層 50~100cm、暗褐色半固結砂質スコリア層 60~80cm、褐色半固結ローム層 120~150cm（最上部は有機物を含み軟らかい）、暗褐色半固結粗粒スコリア層〜集塊岩層となっている。すべり面はローム層とスコリア層の境界あるいはその直下のローム層中にあると思われる。ローム層の強度が著しく低いこと、土中及び地表での木の根、生えざわに根曲がりが見はつきりと認め



られたこと、またその後の掘削工事によってこのローム層がスコリア層の上に繰返し現れている、すなわち過去にも緩速なすべりあるいはクリープによるローム層の乗上げがあったこと、また七廻近傍で同様な崩壊のあった大池地域では、遷急線上方の緩斜面上にすべりによる冠頂崖が少数みられたことなどから、これらの地区はもともとすべりに対する安全率が低く、過去にも部分的なすべりやクリープがあったとする意見が何人もの人によって出されている。

1949年12月26日の今市地震は直下型の地震であったが、震源地である鶏鳴山の周辺に425箇所の崩壊を生じている。この地域を構成する岩石は、石英斑岩、花崗岩、安山岩、古生層、洪積層である。地震直後崩壊についての詳しい調査がなされているが¹⁵⁾、その結果から次のことが結論づけられる。すなわち、これらの崩壊は50~60°の斜面に多発し、りょう縁部に発生したものが約30%で最も多く、浜岸に発生したもの約19%がこれに次いでいる。崩壊分布を見ると、多発した斜面はほぼ川沿いにある幅で直線状に並び、その数本の直線はこの地域の地帯構造と整合的である。地質別に崩壊土量の最も多いのは洪積層で全量の約72%に達するが箇所数の上からは30%に満たない。ここで洪積層としてまとめられているものは更に大きく2種に分かれる。一つは段丘砂礫層で他はスコリア（鹿沼土）とロームの互層である。段丘砂礫は川岸で急崖をつくることが多く、崖上部にクラックが入って欠落するものはその規模が小さいが、ローム・スコリアは比較的緩やかな斜面に厚く堆積し、その崩れは数mの厚さを持ち、面積も広くて崩壊の形態は移動速度の速いことを除けば地すべりにやや類似する。洪積層に次いで生産土量の多いのは古生層で、全土量の約15%あるが箇所数としては約39%に達し、1箇所当たり土量は洪積層に比べて格段に小さく、崩壊の型式も表層滑落型が多い。古生層もその中を細分して考えると砂岩やシャールスタインはやや深く土量も幾分大きい、珪岩やホルンブルスは風化による表土の蓄積が薄いために浅く土量も少ない。古生層について全土量の多いのは花崗岩で約9%、崩壊箇所数は22%強で崩壊規模は更に小さくなる。このように崩壊の規模・様式は母岩の岩質・風化・地形などの影響をも強く受けるものであることが分かる。

地震による斜面崩壊に関する国内外の幾つかの実例について述べてきたが、次に地震による崩壊の特徴、どういふ点が豪雨による崩壊と似ているのか、あるいは異なっているのかについて触れてみたい。

地震による崩壊は、落石、表層滑落、崩積土あるいは地山の岩の中に滑落面を持つ

やや深い崩壊、地すべりの活動、大規模な深い地すべり性崩壊と、斜面の破壊やマスマーブメントのほとんどすべてにわたっているし、降雨との競合も明りょうに認められる。しかし降雨に比べてみると斜面の安定を害する営力の違いが崩壊のあり方に特徴を与えている点も見逃せない。

第1の問題として、落石は降雨でも地震でも発生する。しかし降雨によるものはパイピングや表流水による浸食で岩塊の下部が欠け、あるいは間隙圧が作用して岩塊が崩落する。大島沖地震による伊豆海岸の例では、強い震動によって既存の割れ目がばらばらに開いて岩塊がはなればなれになったり、土中に半ば埋まっていた岩塊が土中からほうりだされたように飛び出して大きい穴を残すというような例がみられる。

次に斜面全体をみれば、自然斜面は河岸浸食や海岸浸食によって形成され、時間の経過とともに風化、割れ目の発生、緩み、クリープなどによってその表面に劣化が起こり表土が生成する。このようにして徐々に安定度を下げていった斜面は、強い降雨や地震による一時的な急速な強度・応力の変化によって崩壊が起こり小康を得るが、やがて時間の経過とともに再び類似の現象の繰返しが起こる。したがって自然斜面の少なくとも表層の部分は、頻繁に起こる程度の降雨や地震に対して安全率が確保されているくらいで、極めて大きい安定度を保っているわけではない。だから見高入谷の崩壊で強調したように、地震前に既にかなり不安定で一種のクリープを繰り返していた斜面が崩壊することは決して不思議ではない。

道路建設などのために斜面を横断する掘削が行われると、このような不安定部の滑動をくいとめていた斜面下部からの反力を失い、大きい板状の表層土が動いて大崩壊の発端をつくり、それが急速に次々と波及してゆく。このような崩壊機構を考えてみると降雨と地震で弱化のプロセスが違いうことも明らかになる。風化し緩んで間隙比が大きくなった材料では、降雨による浸透水の増加でせん断強度が急速に低下する。また多量の浸透水による間隙圧の上昇もこれに加わって破壊にまで達する。透水性の大きい材料からなり、浸透水の供給に比して排水がよく、本来高い安全率を持たなかったにもかかわらず、このような急激な強度低下・間隙圧上昇が起こらず崩壊を免れていた仲木地区のような例は、厚い崩壊土堆の中には時に見受けられる。

豪雨を原因とする崩壊は、緩みの著しい、わずかに谷型をした地形の所に発生しやすい。地震による崩壊は地下からのせん断波の伝播に対し、物性値が著しく違うために大きいせん断力が発生する風化層や表層の弱層を滑落面とすることが多く、また地表などの境界面からの反射波の重合、崖端のような自由端の影響など複雑な条件がからみ合っている。いずれにせよ滑落型のものでは表層がはがれやすく、はがれたものは容易に移動できなければならない。したがって周辺の拘束の大きい、そして豪雨時の崩壊履歴で安定

性を増している谷型の地形よりも、むしろ平衡型のあるいはやや凸形の地形の所に起こりやすく、また滑落面がしばしば風化岩盤の中に形成されるのを特徴とする。また一端が自由端になる崖頭の部分に崩壊が多いともいわれるが、これには風化やクリープなど別の原因が考えられないわけではない。今市や伊豆半島沖の地震では崩壊がより線近くから始まっていることが注目されたが、これは風化や緩みが著しいのに浸透水が少なく豪雨型の崩壊を免れていたことや、凸起した自由面で震動も大きかったことなどから、地震型の崩壊の一特徴と考えてよいだろう。

先に述べたように、地震と降雨では強度安全率の低下のプロセスが異なるけれども、それらが競合すれば激しい様相を呈するようになる。降雨によって一次的に強度低下を起こした材料に強い振動が与えられても、あるいは強い振動によってクラックが入ったり局部破壊を起こして浸透が起こりやすくなった所に降雨による強度低下が加わっても崩壊はひどくなる。後者の場合の方が影響が長引くのは当然である。十勝沖地震の際の青森県下の崩壊は前者であり、後者も関東地震による丹沢の崩壊、新潟地震(1964年)後の羽越豪雨(1967年)による被害など多くの例がある。このような降雨の影響も加わっているのかもしれないが、崩壊の極値という見方をすると、豪雨によるよりは烈震によるものの方がはげしい様相を呈するようである。さきに述べた濃尾地震、善光寺地震、関東地震による崩壊の激しさは脅威的なものであったが、集中豪雨などの降雨による一般的な山地における崩壊率は1%前後であり、崩壊史上に残るような過去の豪雨災害でも、1953年有田川流域で1.22%、1959年木津川流域で2.08%、1961年天竜川流域で7.87%、1938年枕崎台風による六甲山の災害では、その中の再度谷流域約20haをとると413箇所10%であるという。地震を主原因とする丹沢山塊の崩壊中でも中川流域の崩壊率の10%とか30%とかいう数字が、いかに激しいものだったか分かるであろう。このような高密度の崩壊はカリフォルニア地震などでも発生している。

土石流の運動も地震によるものの方が降雨によるものよりも激しいようであるが前述したのでここでは省略する。

地震による崩壊の分布、規模、形態、頻度などが地質構造や岩質などの影響を強く受けるものであることはマジソン川や今市の例で述べた。見高入谷や今市の崩壊に共通するスコリアとロームの崩壊は、規模こそ違ってもえびの地震、阿蘇山北東部地震でも見られ、火山国日本の地震崩壊の典型とも言えよう。スコリアの崩落に伴って崩土は著しく体積膨張をして乾燥状態で急速に流れ、特徴的な泥流あるいは山津波を発生する。

図-4.7で見えるように地震による崩壊、特に道路の変状を調査して、最も目につくのは未固結土の沈下である。盛土ばかりでなく自然に堆積した崩壊土でもそれがある程度厚ければ、著しい沈下のために地山との間に段差とクラッ

クを生ずるのがむしろ普通である。人工的に入念に締め固めた粗粒のロックフィルダムでも地震時に 10 cm 程度の沈下はするのであるから盛土、崩積土の沈下は当然で、それが著しければ崩壊につながる。沈下に伴うクラックが震動によりあるいはその後の降雨によって更に発達すると崩壊になる。厚い崩積土堆に発生すると地すべり又は地すべり状崩壊になる。この場合滑落面は地山との境界ばかりでなく崩土の中にできることもある。崩積時期の違いによる性状の違いや浸透水の浸潤による強度低下のためであろう。

1 枚の地層がすべり面を形成する、層すべりに近いものも知られている。前記のアラスカ地震では薄い未固結砂の流動や鋭敏性の高いシルト層での問題であるが、1914年の秋田地震の際には、はるかに小規模のものではあるが砂質頁岩中に挟まれた風化した凝灰質頁岩がすべり面になって何箇所かの層すべりを生じているし、1948年の福井地震での砂丘のすべりや 679 年の筑紫地震では神社や民家をのせたままこれらを破壊させずにすべった記録があり¹⁴⁾、規模の大きい緩速の地すべり状の崩壊が起こったことが推定できる。地震を契機とする地すべり運動の活発化の事例もあるが、どのような場合に地すべりが発生するか、活発化するかという点までは現在では分かっていない。

地震によって生じた深い大規模な地すべり状崩壊の例はマジソン川の例ばかりでなく、我が国でも地震を契機とする歴史的な大崩壊が幾つか伝えられているが、その地盤の構造の詳細や崩壊がどのように準備され進行していったかが分かっているものはない。それほどものではなくても、地震によって山が崩れ川がせき止められた例は関東地震における震生湖ばかりでなく各地にその歴史が残っている。鬼怒川支流男鹿川海跡では、大崩壊によって生じた天然のロックフィルダムによって湖ができ、そのダムの開削に失敗した奉行の切腹や会津街道の那須回りう回路の新設など、一時この地方をゆるがした悲劇が伝えられている。こういう崩壊の地形痕跡は全国に決して少なくないし、崩壊が始まってから数10年、数100年間も続き、生長している例さえいくつもある。このようなものの中には二重山稜地形のような極めて長期にわたって積み上げられていった不安定地形の地震による総決算のような破局的な結末もあるだろうし、降雨災害では容易にみられない崩壊の極値が大地震によって現出される例もあるだろう。近年ダムの開発が進んで、貯水池内に大型地すべりがあるとするとダム建設が見送られていたような所にも調査が進められるようになり、今では安定している大きい地すべり地形に長い横坑が掘られ調査が進められるようになった。その結果、流れ盤状の一つの弱面を境にして、その上盤側が緩んで行く状況が幾つか観察されている。また、大きい岩すべりではすべり面

より基盤側もある厚さで緩んでしまい、そこに次のすべり面が準備されてゆくことなども分かってきた。このような深い弱面は普通は降雨の影響を強く受けないはずなので、その活動は地震を引き金にするケースが多いと考えられる。マジソン川でもこのような滑落面の準備が長期間かけて進んでいたと思う。

降雨の影響を伴わない地震による斜面災害の特徴の一つに砂やシルトの振動による流動化や、鋭敏性の高い粘土の震動による顕著な強度低下が原因となる崩壊がある。我が国では未固結のこの種の堆積物は広く海岸平野を形成していて、填砂・填泥を伴う種々の地震災害の原因になっている。しかし海岸平野の背後の丘陵はより古い洪積層よりなり、このような不安定な材料で構成されている例は少ない。したがって、チリ地震やアラスカ地震でみたような顕著な地すべり状の大崩壊の経験はない。ただ海岸平野の最先端にある海岸砂丘にはこの種の崩壊が発生した可能性のあるものが幾つか見られる。

参 考 文 献

- 1) Hadley, J.B.: Landslides and Related Phenomena Accompanying the Hebgen Lake Earthquake of August 17, 1959, USGS, Prof. Paper 435, pp. 107-135, 1964.
- 2) Duke, C.M. and Leeds, D.J.: Response of Soils, Foundations and Earthstructures to the Chilean Earthquake of 1960, BSSA, Vol. 53, No. 2, pp. 309-357, 1963.
- 3) Hansen, W.R.: Effects of the Earthquake of March 27, 1964 at Anchorage, Alaska, USGS, Prof. Paper 512-A, 1965.
- 4) Seed, H.B. and Wilson, S.D.: The Turnagain Heights Landslide, Anchorage, Alaska, ASCE, SM4, 1967.
- 5) USGS: The San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971, USGS, Prof. Paper 733.
- 6) Plafker, G., Erickson, G.E., and Concha, J.F.: Geological Aspects of the May 31, 1970, Peru Earthquake, BSSA, Vol. 61, No. 3, 1971.
- 7) USGS: The Guatemalan Earthquake of February 4, 1976, USGS, Prof. Paper 1002.
- 8) 打萩珠男: ひと雨による山腹崩壊について, 新砂防, 79, 1971.
- 9) 小林芳正: 1923年関東大地震による根府川山津波, 地震, Vol. 23, 1979.
- 10) 安江朝光・服部泰英: 地震断層と斜面崩壊との関係に関する研究, 1974年伊豆半島沖地震に関する特別研究報告書(科学技術庁研究調整局), 1975.
- 11) 道路震災対策委員会: 道路の震災対策に関する調査報告(1) —1978年伊豆大島近海地震災害, 日本道路協会, 1979.
- 12) 建設省土木研究所機械施工部動土質研究室: 1978年1月, 伊豆大島近海の地震による見高入谷地区斜面崩壊に関する調査, 土木研究所資料第1432号, 1978.
- 13) 反町雄二: 地震による斜面崩壊の実態, 土木技術資料, Vol. 20, No. 12, 1978.
- 14) 小川 博: 山崩れ, 岩波全書.
- 15) 栃木県土木部砂防課: 今市地震による行川黒川大芦川流域崩壊調査書, 昭和26年6月.
- 16) 永盛峰雄他: 1968年十勝沖地震調査速報, 土木技術資料, Vol. 10, No. 8, 1968.

(原稿受理 1980. 3. 8)

14. 沿道斜面の崩壊調査

急傾斜地崩壊研究室

土研資料 第1592号

「地震災害予測のための地盤種判定
等調査報告」より一部抜すい

1980.6

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

ACKNOWLEDGMENTS

GENERAL NOTE

2014年12月10日

[illegible]

000000

2.2 沿道斜面の崩壊調査

2.2.1 概 説

地震の被災地域に山地、急峻な丘陵などが含まれる場には少なくとも斜面崩壊が発生する。地震による斜面崩壊については古来から各種の災害記録が残されているが降雨による斜面崩壊や地震による地変等の被害に比べて不明確な点も多い。ここでは、地震による道路災害に注目し道路およびその沿道斜面における地震災害予測のための一環として関東地震による道路沿道斜面の崩壊地における地盤調査ならびに点数制による道路斜面崩壊の危険度判定調査を実施したものである。

2.2.2 目 的

関東地震による道路沿道斜面崩壊地における地盤の状況を把握する。また、道路沿道斜面崩壊の簡易な危険度判定法を開発しようとする。

2.2.3 方 法

I 関東地震による斜面崩壊地の地盤調査

1923年の関東地震で崩壊したと推定されている¹⁾神奈川県愛甲郡清川村にある県道秦野津久井線の沿道斜面1箇所で地盤調査を実施した。

内容は、機械ボーリング、標準貫入試験、PS検層、弾性波探査、スウェーデン式サウンディング、静的コーン貫入試験およびブロックサンプリングと土質試験であり、上記各種結果をまとめ、調査地の地盤状況について考察を行なった。

また、地震力を考慮した安定解析も行なった。安定解析には、Bishop法を一般のすべりの解析に適するようにJanbuの方法を用い、地震力としては地震による水平加速度を静的な水平方向の慣性力に換算し作用させた。²⁾

II 点数制による判定調査

まず、神奈川県の県道秦野津久井線の札掛から宮ヶ瀬までの約11kmの区間において、200mピッチで沿道斜面をサンプリングし、表-2.1に示す斜面耐震点検調査票の素因要素点について概査的な危険度判定調査を実施した。また、その調査対象区間内にある既往資料で確認できた¹⁾崩壊地10箇所についても同様の調査をした。

次に、他の地域との比較をするために、静岡県東伊豆地方の県道修善寺下田線と国道 135 号線の沿道斜面の資料³⁾との比較を行なった。

表-2.1 斜面耐震調査票

要素	番号	調査項目	項目区分	配点
要素 要因 要素	①	斜面高 (Hm)	$50 \leq H$	10
			$30 \leq H < 50$	8
			$10 \leq H < 30$	7
			$5 \leq H < 10$	3
	②	斜面勾配 (a)	$1 : 0.6 \leq a$	7
			$1 : 1.0 \leq a < 1 : 0.6$	4
			$a < 1 : 1.0$	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	7
			構造物のある斜面のオーバーハング	4
			オーバーハングなし	0
	④	斜面の地盤	斜面の表面に転石、浮石が多い	10
			切土のり面に玉石が多い	7
			風化、変質キレツの発達した岩	6
			レキ混り土砂	5
			風化、変質した岩	4
			キレツの発達した岩	4
			土 砂	4
			粘 質 土	1
			キレツの発達していない岩	0
	⑤	表土の厚さ	0.5 m以上	3
			0.5 m未満	0
	⑥	湧 水	あ り	2
			な し	0
	⑦	落石、崩壊頻度	年1回以上	5
			年1回未満	3
			な し	0
管 理 要 素	⑧	斜面の異常、変状	あ り	a
			な し	c
	⑨	斜面安定工の異常、変状	あ り	a
			な し	c
	⑩	家屋等に被害を与えた落石崩壊	あ り	a
			な し	c
	⑪	斜面上の有害行為	顕著である	a
			若干見られる	b
			な し	c
	⑫	斜面安定工による斜面の安定度	やや低い	a
			普 通	b
			高 い	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			

2. 2. 4 結 果

I 関東地震による斜面崩壊地の地盤調査

(1) 調査斜面の概要

調査地は、秦野市街から北方へおよそ 13 km の丹沢山地東部にあり、布川（中津川支流）に沿う県道の山側斜面に位置する。斜面の傾斜角は約 40° と急傾斜である。

周辺の地質は、第三紀丹沢層群中の唐沢川累層で、主に玄武岩質安山岩の火山角礫岩、集塊岩からなっている。また、表層部はローム質の表土および崖錐で覆われている。

関東地震によって崩壊したと推定される部分は、図-2.1 および 2.2 に示すように巾 20 ~ 25 m、長さ 40 m 程度で、周囲より凹地状に 2 ~ 3 m 低くなっている。崩積土層は、そのほとんどが崩落し、現状斜面にはわずかに残っているのみであり、現在存在する礫混り土は、むしろ、その後に斜面上方より崩落した崖錐層の可能性もある。

(2) ボーリング、サウンディングおよび弾性波探査等の結果

ボーリング、サウンディングおよび弾性波探査の結果を断面図にプロットし、調査地地盤の概要を表わしたものが図-2.1 および 2.2 である。また、各調査結果を層別に区分して対比したものが図-2.3 である。なお、これらの地盤調査方法の組合せは、将来の FEM による地震応答解析のための斜面のモデル化に必要と考えられるものを選択して決定したものである。

この調査地における崩壊時の崩壊面は、上層部地盤の崖錐層内に存在したと推定される。この崖錐層は、表面から約 2 m 程度の深度まで存在し、礫混りシルトないしシルト混り礫からなっている。N 値は 9 ~ 13 回であるが礫によって N 値が過大に測定されているため、締りは緩い。スウェーデン式サウンディングでは 0.5 ~ 2.0 m 程度貫入した。締り程度は、平均 $N_{sw} = 20$ 回前後であるが、極めて不均質と考えられる。静的コーン貫入試験は、図-2.1, 2.2 を見てもわかるように、礫等にあたった場合、それ以深の測定が不可能になったようである。このような、礫を多く含むところでは、十分に崖錐層を把握できなかったようである。したがって、このような地盤のところで崩壊面を推定するには、スウェーデン式サウンディングが比較的簡便で有効だと考えられ、この例では $N_{sw} = 20$ 回程度を崩壊面の境界値として採用するのが妥当と考えられる。

(3) 土質試験の結果

斜面でブロックサンプリングした資料について行った土質試験の結果を表-

2.2に示す。S-1はかつて崩壊した斜面の崩積土で、S-2は崩壊斜面外地域の崩積土から採取した資料である。試験結果によれば、S-1とS-2は良く似ているが、S-1がやや粗粒である。粒度配合は、両者ともに良好で、礫分～粘土分まで混っている。

表-2.2 土質試験結果一覧表

試料番号		54-366 S-1	54-366 S-2
自然状態	含水比(%)	40.4	69.2
	土粒子の比重	2.597	2.511
	湿潤単位体積重量(g/cm^3)	1.546	1.396
	乾燥密度(g/cm^3)	1.101	0.712
	間隙比	1.358	2.529
	飽和度(%)	77.2	68.7
粒度	レキ分(%)	48	5
	砂分(%)	24	42
	シルト分(%)	19	28
	粘土分(%)	9	25
	最大径(mm)	25.4	9.52
	60%径(mm)	3.2144	0.1257
	10%径(mm)	0.0064	—
分類	現場視察による分類		
	日本統一分類	GV	OV
三軸圧縮試験	内部摩擦角(度)	20°00'	
	粘着力(kg/cm^2)	0.30	
	排水条件	UU	
土の室内透水試験(cm/sec)		1.396×10^{-5}	

三軸圧縮試験であるが、試料の締め程度が極めて緩く自立しないので、試料をつきかため(単位体積重量が自然状態に比べて数%増)て試験に供したので、乱した影響も含めて自然の地山の強度とは異なる可能性がある。

(4) 安定解析の結果

図-2.2および現地踏査により推定した現地形と崩壊前の地形は、図-2.3に示した通りであり、これを地盤のモデルとして安定解析を行った。

崩壊面上部の土層の単位体積重量は、前述の(3)の結果を参考にして、 $1.5t/m^3$ とし、地震による水平加速度を0から800mmまで百きざみで変化させ、安全率の

低下を試算した結果が図-2.5である。

強度として、前述の(3)の土質試験結果をそのまま用いた場合、加速度が大きくなっても安全率が1.0を割ることはなかったが、三軸圧縮試験時に試料をしめ固めた点等を考慮して任意に強度を低下させた場合、元地形を想定し、 $C = 2.5$ t/m^2 , $\phi = 15^\circ$ とした場合に400 m 程度で安全率が1.0を割った。

なお、関東地震時の神奈川県での震度はVI (250 ~ 400 m)程度とされており、試算結果と合うようになるが、元地形の推定の妥当性、地盤強度の誤差および安定解析法自体の問題等の多くの疑問点が残るので、厳密な議論には将来のより詳細な検討が必要である。

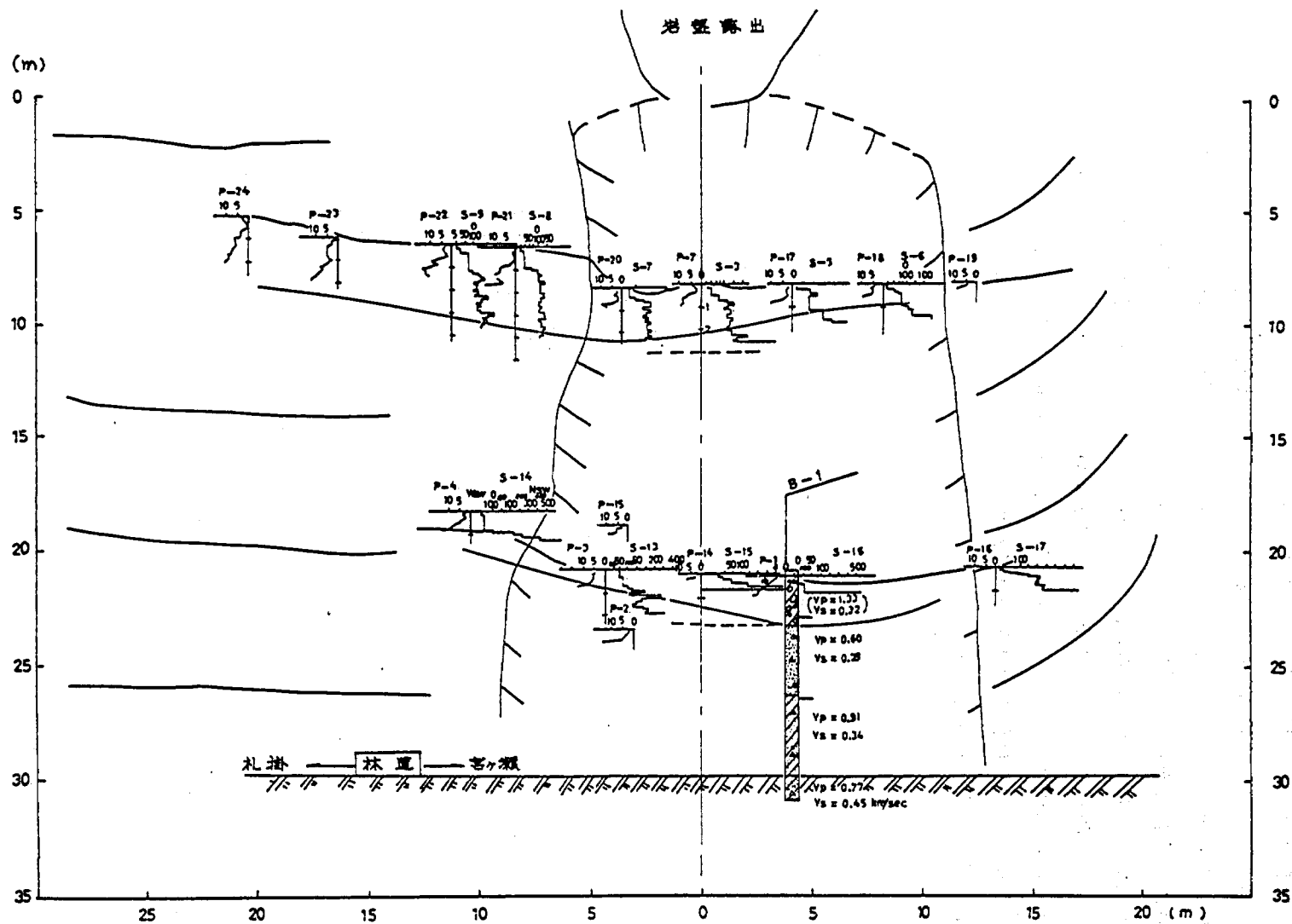


图 - 2 . 1 斜面想定断面图 (正面图)

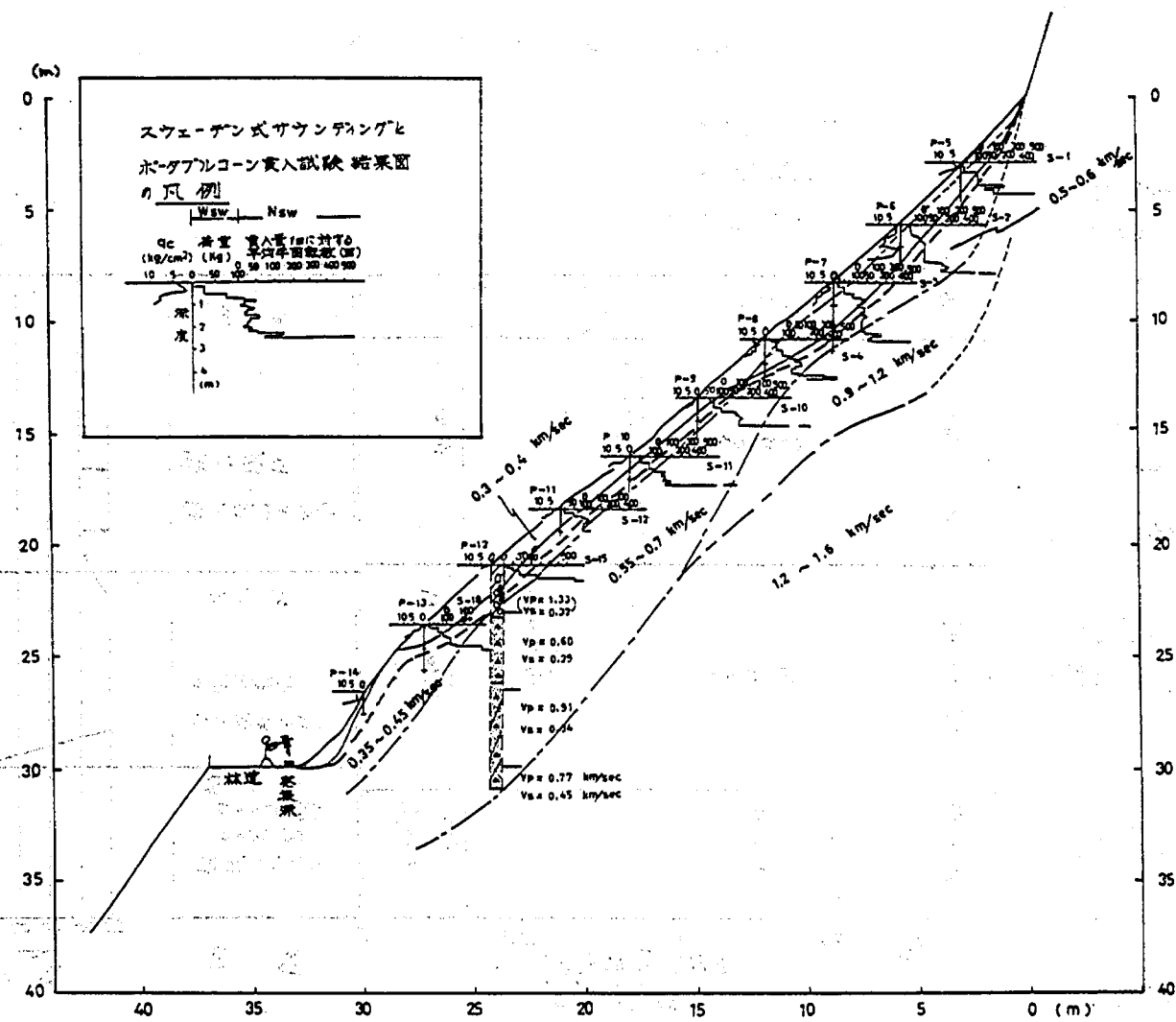


図-2.2 斜面想定断面図(縦断面図)

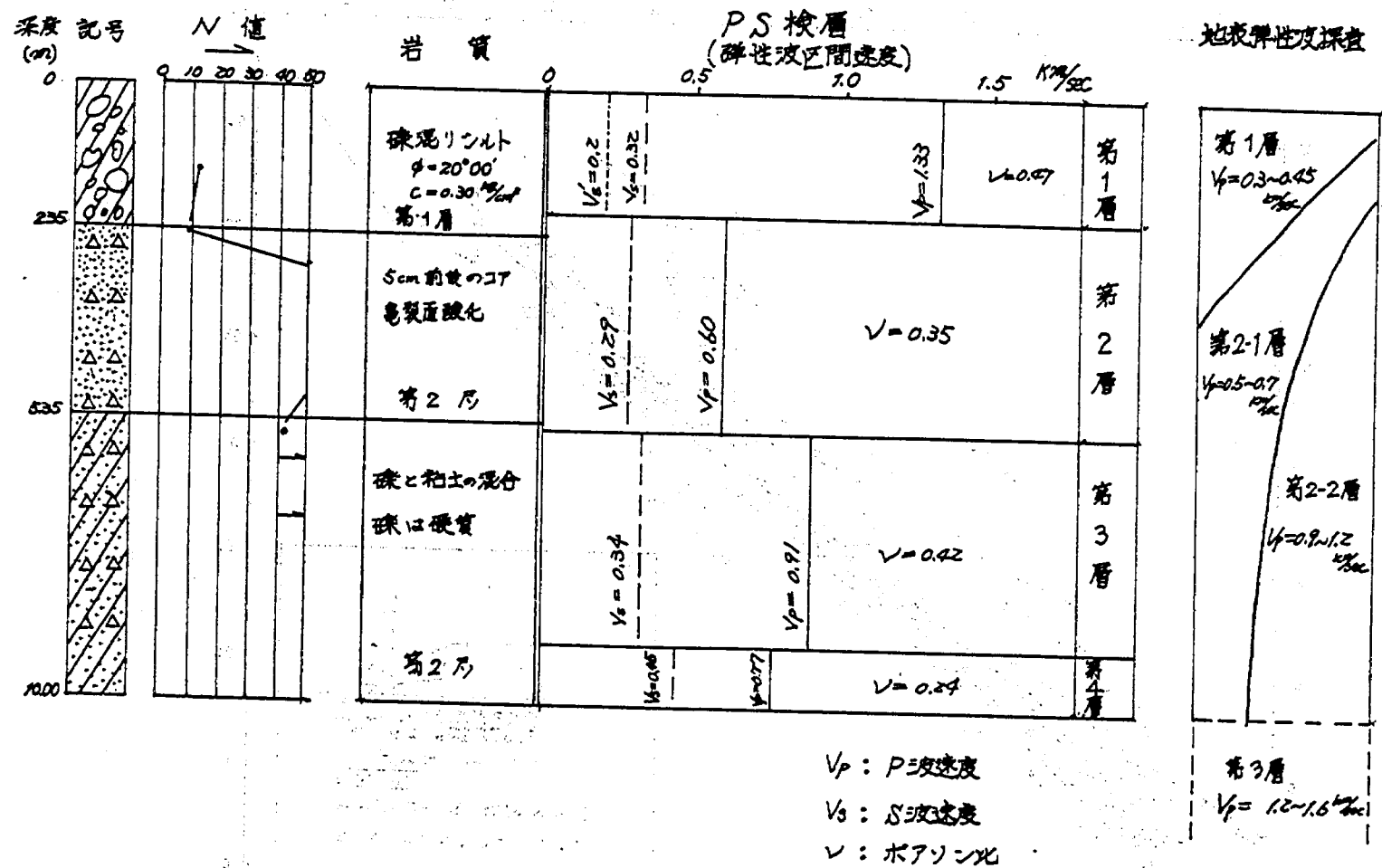


図 - 2 . 3 各種調査結果一覧図

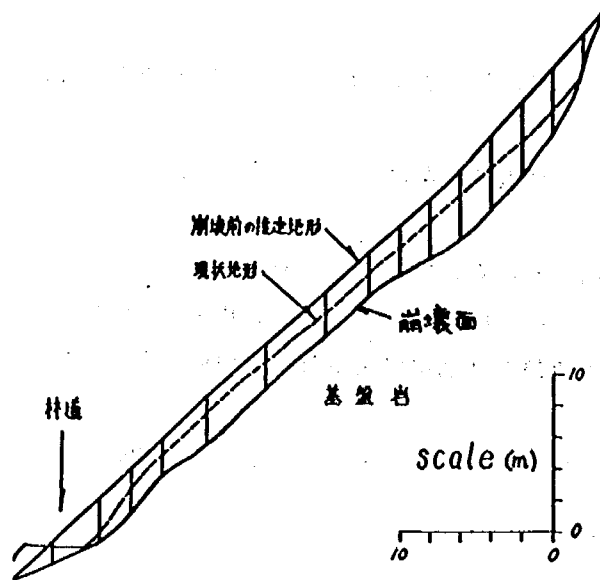


図-2.4 地盤のモデル

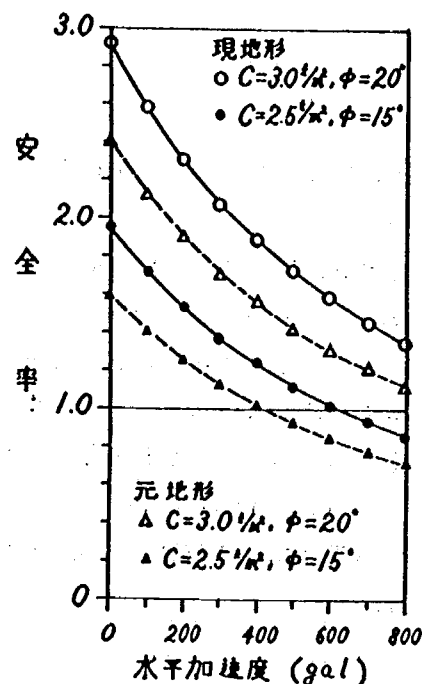


図-2.5 安定解析結果

II 点数制による判定調査

表-2.1の素因要素について斜面毎に採点し、その合計点数の分布をまとめたものが図-2.6である。この図には伊豆地区の結果も示してある。図中の実線および破線は、それぞれ丹沢地区非崩壊斜面および伊豆地区の非崩壊斜面の分布が正規分布になると仮定して統計的に算出した結果を描いたものである。

この2つの正規分布のグラフを対比すると、実線の丹沢地区はその平均値が20.50で伊豆地区の18.47よりも約2点大きく、沿道斜面の母集団が伊豆地区に比して相対的に危険な斜面が多いということになる。次に標準偏差σについてみると、丹沢地区の方が伊豆地区よりも大きく、比較的安全な斜面から危険な斜面までの分布が広いということになる。一般に、表-2.1の調査票においては、A'(24点以上、危険度大)、B'(14~23点、危険度中)、C'(13点以下、危険度小)の3ランクに分けて⁵⁾危険度判定をしており、その区分で丹沢地区の崩壊例(図中、黒丸印)を見ると、その多くがA'の24点以上になっており、このような簡易な危険度判定法でも、概査的な判定法には有効な手段だと考えられる。

なお、伊豆地区の結果も概略同様な傾向であるが、その詳しい考察は他の報告⁶⁾

で述べた。

参 考 文 献

- 1) 建設省宮ヶ瀬ダム工事事務所：宮ヶ瀬ダム貯水池周辺地すべり崩壊地調査報告書
1978. 2
- 2) 東伊豆道路震災対策検討委員会：東伊豆道路震災対策検討委員会報告書，
p.p. 91 ~ 106, 1979. 3
- 3) 日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告（Ⅰ），1979. 3
- 4) 宇佐美龍夫：資料日本被害地震総覧，p.p. 164 ~ 170，東大出版会，1975. 3
- 5) 全国地すべりがけ崩れ対策協議会：急傾斜地崩壊対策事業の手引昭和 55 年版，
p.p. 42 ~ 47，1980. 3
- 6) 日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告（Ⅱ），p.p. 59 ~ 69，
1979. 9

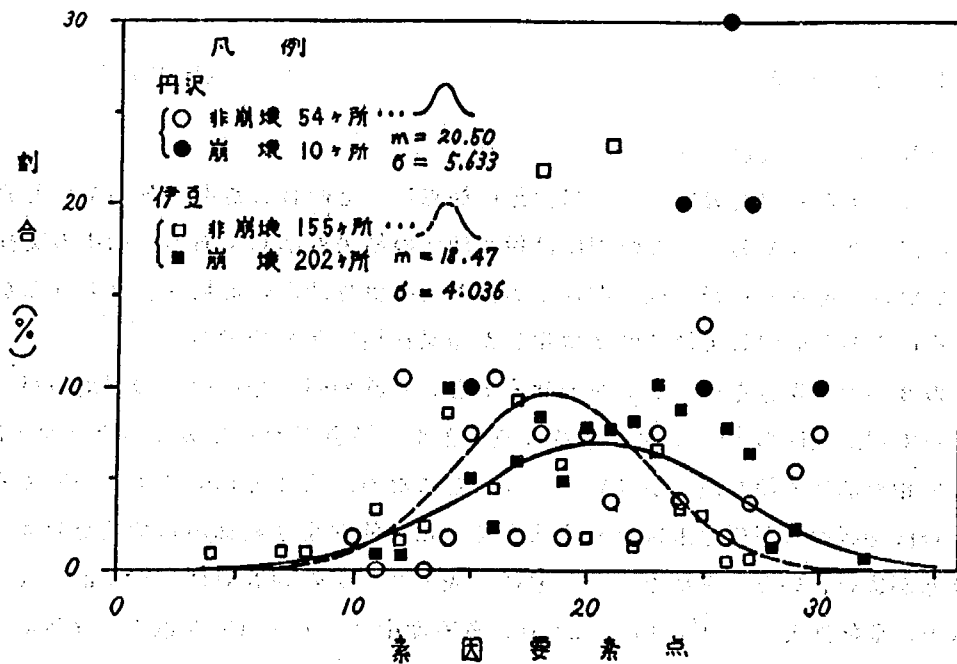
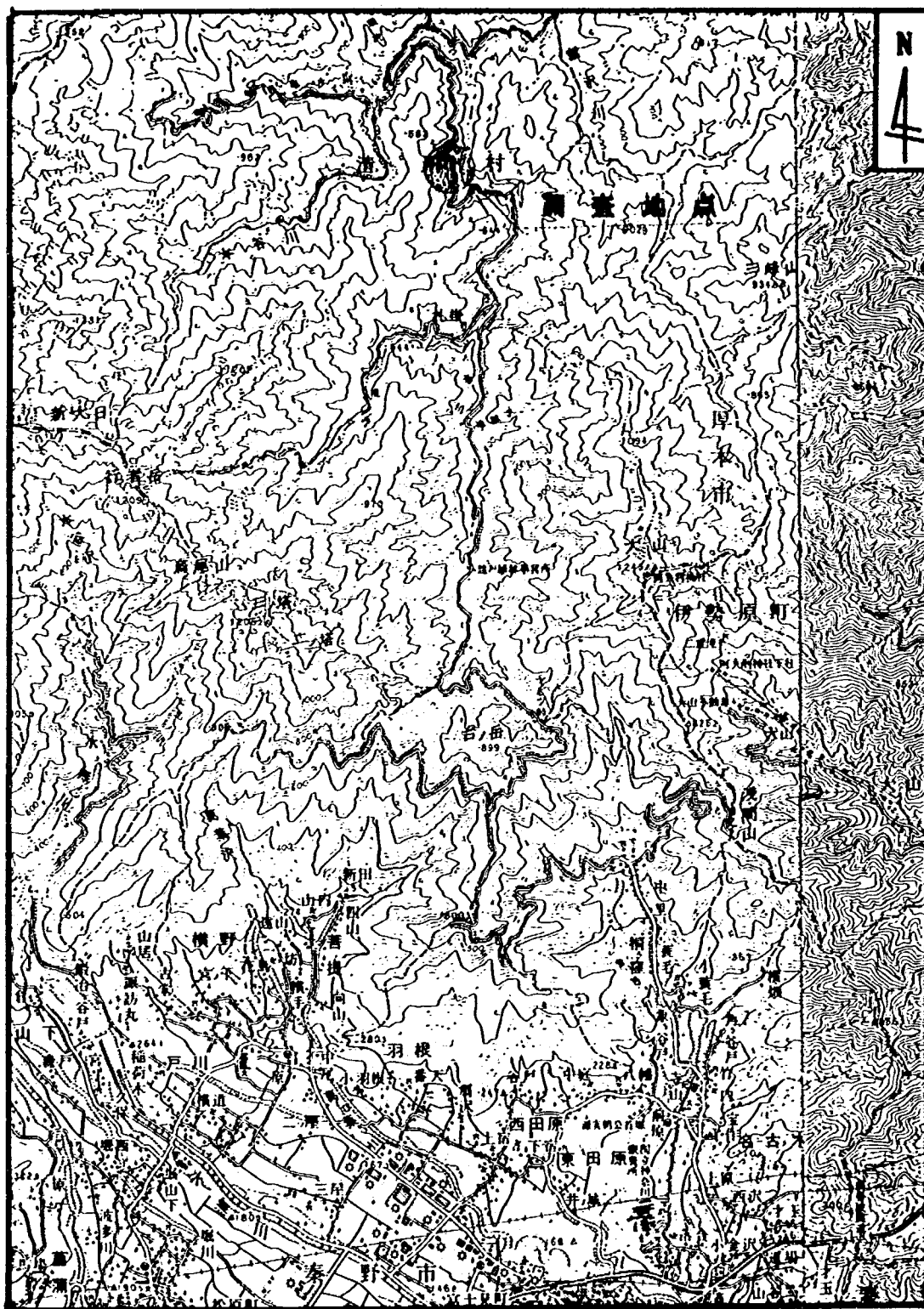


図-2.6 丹沢・伊豆地区の崩壊・非崩壊別素因要素点分布



付図－2.1 地盤調査位置図

15. 地震応答解析による沿道斜面の耐震性の検討

—1978年伊豆大島近海地震による梨木地区の斜面崩壊の解析—

建設省土木研究所
地震防災部振動研究室
砂防部急傾斜地崩壊研究室

土研資料 第1600号
1980.7

12. 1990年1月1日以前

1990年1月1日以後

1990年1月1日以前

1990年1月1日以後

1990年1月1日以後

1990年1月1日以前

1990年1月1日以後

土木研究所資料

地震応答解析による沿道斜面の耐震性の検討

——1978年伊豆大島近海地震による梨本地区の斜面崩壊の解析——

昭和55年7月

建設省土木研究所
地震防災部振動研究室
砂防部急傾斜地崩壊研究室

建設省土木研究所
地震防災部振動研究室

ま え が き

昭和53年1月14日に発生した、伊豆大島近海地震では、伊豆半島東部～中部地区を中心として、各所で斜面の崩壊が生じ、長期間にわたって道路施設の機能が失なわれるとともに、一部地区では一般の家屋にも被害を与えている。変化に富む地形、地盤条件を有する我が国においては、山間部を通る道路延長が長く、このような箇所における地震発生時の被害を予測し、適切な対応策を講じるためには、沿道斜面の地震応答特性ならびにこれに基づいた安定性の検討が重要となる。本報告は、伊豆大島近海地震により表土層、崖錐層の崩壊を生じた修善寺～下田線梨本地区の斜面を取り上げ、数値解析による地震応答解析法により、斜面の基本的な振動特性を調査し、安定性の検討を行うとともに、すべり面法による安定性の解析結果との比較検討を行った結果をとりまとめたものである。

昭和 55 年 7 月

建設省土木研究所

地震防災部振動研究室長	岩 崎 敏 男
“ 主任研究員	川 島 一 彦
砂防部急傾斜地崩壊研究室長	安 江 朝 光
“ 研究員	仲 野 公 章

(日 本 地 震 研 究 所)

通 常 報 告 書 第 1 号
地 震 防 災 部 振 動 研 究 室
砂 防 部 急 傾 斜 地 崩 壊 研 究 室

目 次

まえがき

1. 概 説	
2. 解析対象とする斜面	
2.1 解析斜面の概要	
2.2 地盤条件	
2.3 斜面のモデル化	
3. 地震応答解析の手法	
4. 入力地震動記録	
5. 地震応答解析結果	
5.1 応答加速度の分布	
5.2 せん断ひずみおよびせん断応力の分布	
6. 地震応答解析の結果に基づく斜面の安定性の検討	
6.1 地盤強度の推定	
6.2 すべり係数の分布	
7. すべり面法による安定性の検討	
7.1 概 説	
7.2 すべり面法による安定解析法の概要	
7.3 検討内容	
7.4 検討結果および考察	
8. 結 論	
謝 辞	
参考文献	

1. 概 説

斜面の耐震性の検討は、地震時の斜面の危険度判定、崩壊形態の想定、対策工の安全度の算定などを意味するが、自然斜面に対しては、一般に次の2つの方法がある。

- 1) 従来の経験、実態との対比による検討
- 2) 計算による方法

前者は一般にまず斜面の地質、地形調査と履歴解析から始まる。すなわち、どのようにして現在の斜面ができたかについて、地質的、地形的解釈をたてることで、例えば、斜面の中部に緩勾配の部分がある場合、それが上部からの崩積土から成るものか、または段丘堆積物から成るものかによって、地質的な見方が異なる。この場合は一般に素因が崩積土の方が地震時にすべりやすい。現地踏査時には過去の事例に照して判断するが、1978年1月伊豆大島近海地震など最近の例でも、雨に弱い斜面は地震にも弱かったり、基盤の上の表土層や強風化層などが基盤との境界で崩壊しやすいといった一般的傾向は見られるものの、地震の強さなどの誘因の特性と地形、地質などの素因の関係が降雨と同程度には分っておらず、経験的判断もかなり制約を受ける。伊豆大島近海地震では、298地点の斜面災害につき、現地踏査結果が集計され¹⁾、これにもとづいて、点数制による危険度判定法が提案されている²⁾が、これも、2つの斜面でどちらが危険かという相対的な危険度ランクづけが、とにかくできるというのに過ぎず、ある地区で震度6～7の地震があれば、どれだけ斜面崩壊が発生するかについては対処しにくい。これを補うため、崩壊面積率を通して、発生した時の状況を把握しようとする試みがある。たとえば、1923年の関東大地震での丹沢～箱根地方の山地の崩壊率は約7%という報告があるが、もし、これと同程度の被害が対象とする地域で発生すると想定するならば、全体の約7%に当る斜面がすべると考えることになる。斜面の地盤条件は重要であるが、ボーリング、サウンディング、土質試験が実施された箇所はほとんどない。表1-1は、伊豆大島近海地震で被災したある斜面の代表的な地盤状態を表わすもので、この種のデータが集積されれば、経験的判断のもとになるばかりでなく、次の計算による耐震性の検討において対象斜面を的確にモデル化する作業に役立つ。今後地震で斜面崩壊が発生した際には、ボーリング、サウンディング、土質試験などのデータを集積して行かねばならない。

表1-1 斜面の地盤調査結果の一例

	地 山 区 分	N 値	P 波 速 度 m/s	S 波 速 度 m/s	q _c kg/cm ²	スウェーデン式 サウンディング		E kg/cm ²
						W _{sw}	N _{sw}	
崩壊したもの	表 土 層	—	50～100	—	<10	≤100	—	—
	崖 雜 堆 積 層	—	—	—	10～20	—	≤25	—
崩壊せずのもの	強 風 化 帯 1	≤10	≤300	—	20<	—	≤100	10～15
	強 風 化 帯 2	10～15	300～600	300	—	—	≤200	40<
	風 化 帯	50<	600～1500	650	—	—	500<	—
	ほゞ新鮮な安山岩	—	2800～3000	—	—	—	—	—

次に、後者の計算による斜面の耐震性の検討は、盛土やフィルダムにおいて、最も一般的には円形すべり面についてスライス法により行われ、自然斜面についても円形すべり面や複合すべり面について、スライス法により検討されている例があるが、試験的な試みであって、一般的な方法は確立されていないのが現状である。一般に強さや変形性などの工学的性質が不均質異方性な地盤の的確なモデル化および斜面の地震応答特性の実測と解析に対して調査研究を進め、行政ニーズに対して遅れが目立つ技術レベルの向上を計らねばならない。

2. 解析対象とする斜面

2.1 解析斜面の概要

解析の対象とした斜面は、図2-1に示すように静岡県賀茂郡河津町梨本七滝地区に位置する主要地方道修善寺下田線沿いの斜面（昭和53年災害査定第89号）である。この箇所は、南方に尾根の裾部に沿って県道がほぼ直角にカーブする所であり、図2-2および写真2-1, 2-2に示すように、伊豆大島近海地震により斜面崩壊が2箇所発生した所である。崩壊斜面の1ヶ所は、東海バスを埋没させたもので、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の高さから崩壊したものであり、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ヶ所の崩壊は、道路延長110mにわたる南東向き斜面（勾配40°）が路面より50mの高さを頂点として崩壊したものであり、崩壊地に挟まれた尾根部が未崩壊地として残った。

本解析においては南西向き崩壊斜面（以下斜面-1と呼ぶ）と上記の未崩壊斜面（以下斜面-2と呼ぶ）の2ヶ所を対象として有限要素法による動的解析およびすべり面法による静的すべり解析を実施した。

2.2 地盤条件

本地区の地質は、地質分布、周辺の地質構造より推定すると下位から凝灰岩・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、崩壊頂部より上方斜面でのボーリング調査では深度4m付近までN値<10とルーズな性状を示している。変朽安山岩は、凸状未崩壊斜面（斜面-2）および南西向き崩壊斜面（斜面-1）に分布している。凸状未崩壊斜面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」になっており、詳しくは、地質柱状図（図2-3）に示すように、地表付近ほど風化が著しく深度6m以浅はN値10~20を示している。地表から2~3mには崖錐性堆積層があり、その試料は土砂状を示すが、この中に礫状、棒状の堅硬な安山岩礫（最大径40cm）が点在し、その性質は一様でない。南向き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。崩壊頂部付近のボーリング調査でも深度11m付近までN値<40と凝灰角礫岩より著しい風化状況にある。

2.3 斜面のモデル化

図2-2の中の断面線A-A'（斜面-1）およびB-B'（斜面-2）に沿った断面図が、図2-4および図2-5である。ここで、もとなる図2-2の平面図は斜面崩壊後に作成されたものなので、崩壊前の地形は周囲の地形からおおよそ推定して求めたものである。

図2-4および図2-5に示した地層境界線は断面に沿った弾性波探査の結果より定めたもので地質境界とは厳密には一致しないが、図中の第①層が崖錐性堆積層に対応し、②~④層（斜面-1）および②~③層（斜面-2）は風化安山岩帯、⑥層（斜面-1）および⑥層（斜面-2）はほぼ新鮮な安山岩帯に対応する

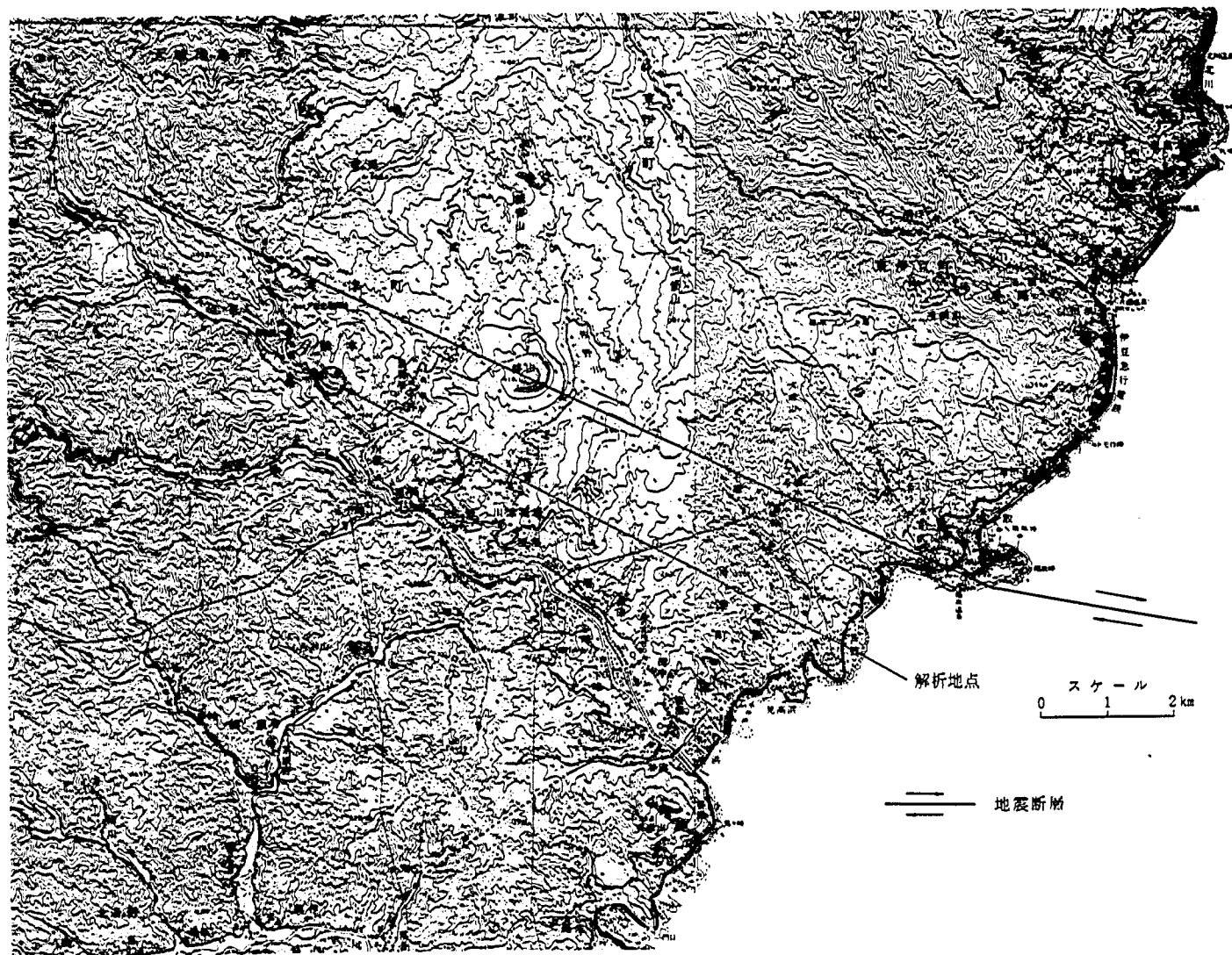


図 2 - 1 解析地点の概略位置 (国土地理院 5 万分の 1, 修善寺, 下田, 伊東, 稲取より作成)

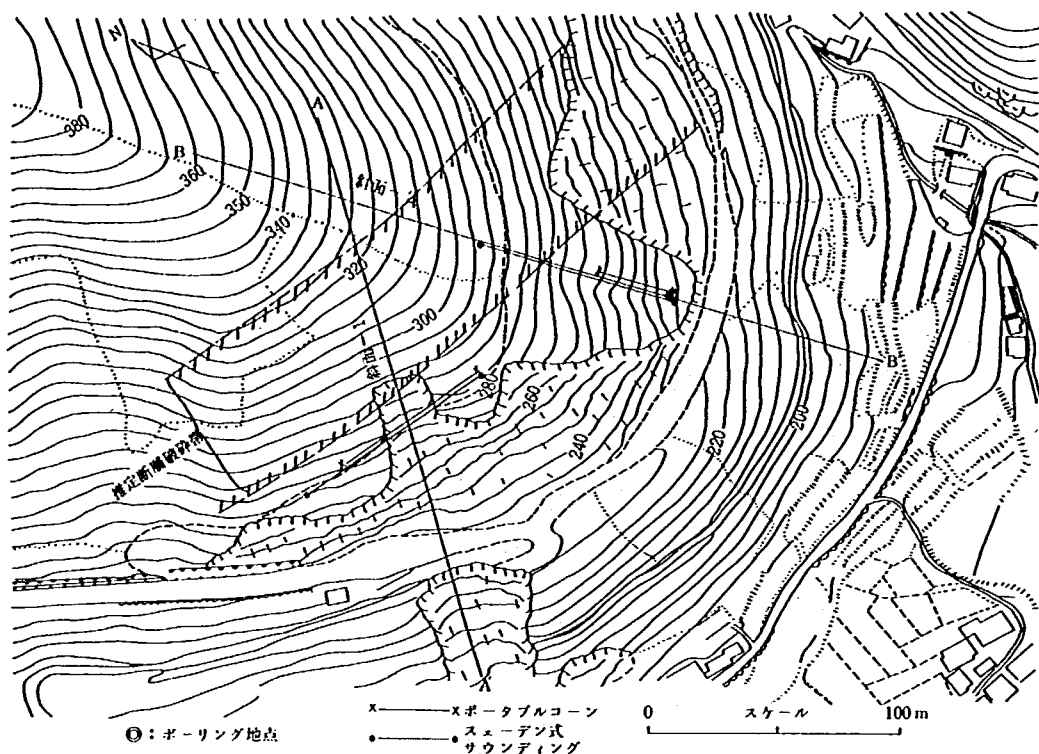


図2-2 解析対象斜面一般図



写真2-1 解析対象斜面の状況（静岡県下田土木事務所による）

注）写真中左側の測線が斜面-1，右側の測線が斜面-2

（昭和53年1月15日撮影）



写真2-2 斜面-1の崩壊の状況（静岡県下田土木事務所による）
（昭和53年1月15日撮影）

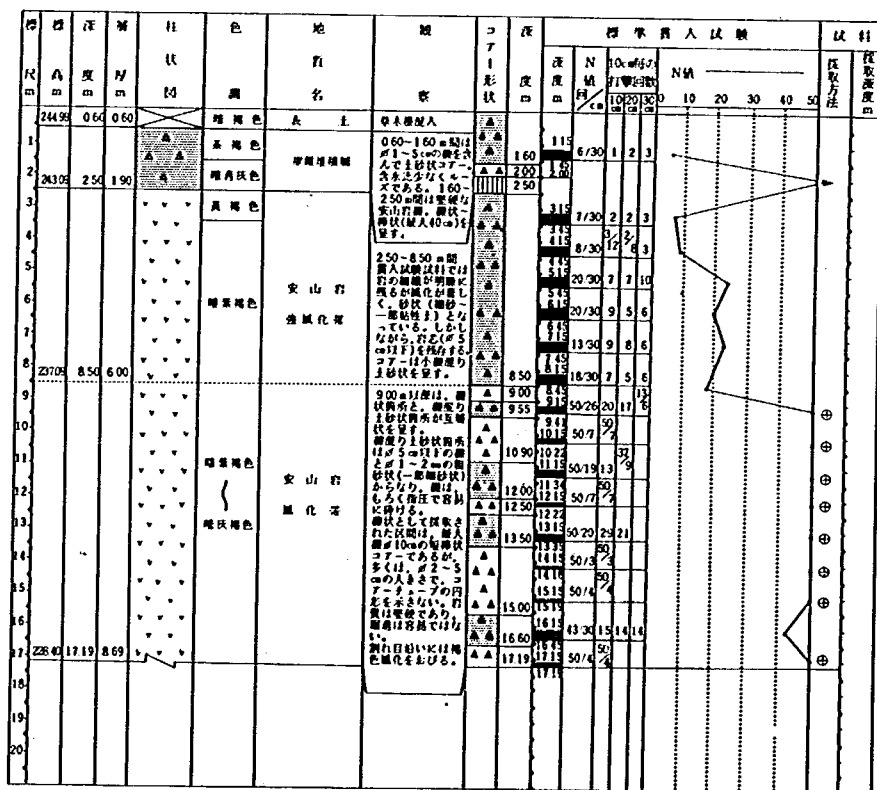


図2-3 ボーリング柱状図（ボーリング位置は図2-2参照）

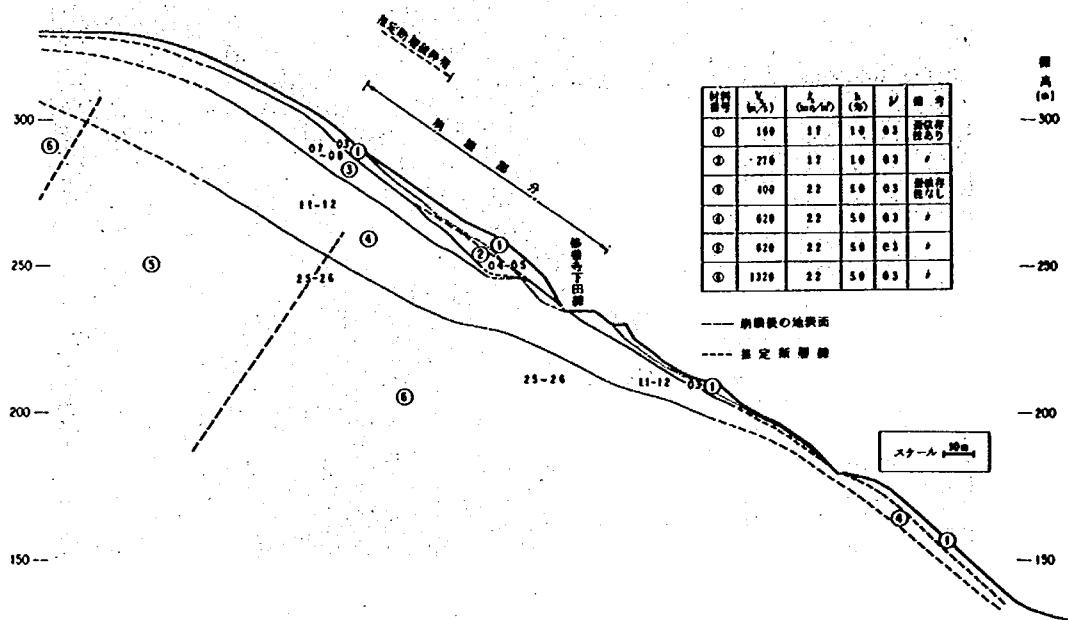


図 2-4 解析対象断面（斜面-1，推定断面）

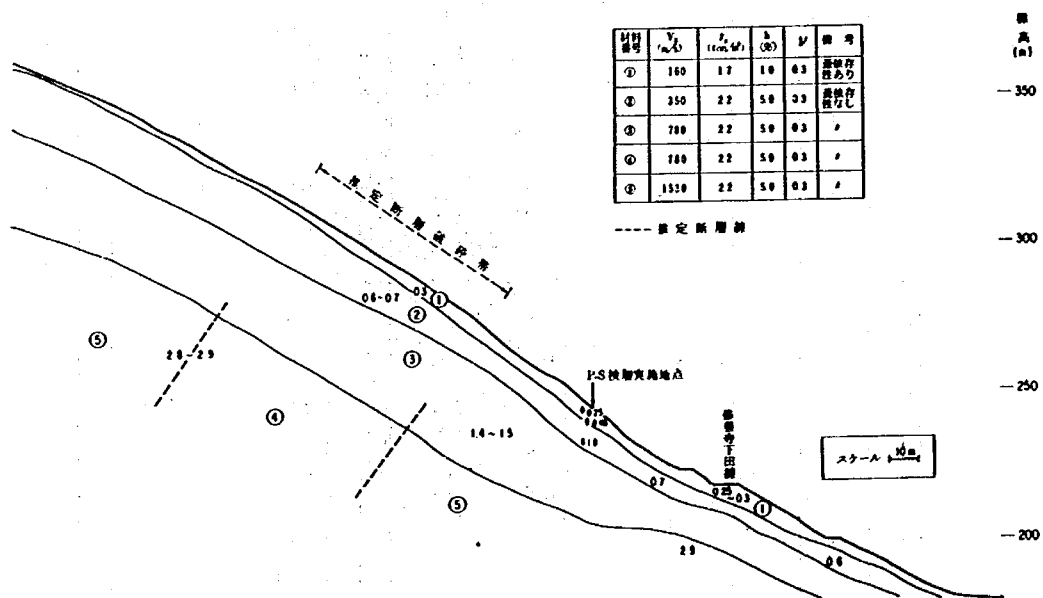


図 2-5 解析対象断面（斜面-2，推定断面）

ものである。図中の数値は弾性波探査結果より得られたP波の伝播速度 (Km/sec) である。一方、未崩壊斜面において行なわれているPS検層の結果をもととし、ポアソン比(ν)を0.3程度と仮定してS波速度(V_s)を求めた結果が図中右上の表に示した値である。同表中には単位体積重量(γ , 推定値)も示されている。

また、過去の調査から解析地点付近に断層破碎帯があることが指摘されているが、ここではその性質に関する詳細な資料が得られないため、図2-2に示すように地表面に投影した幅をもって地表面にはば直角方向に貫入する破碎帯があるものと仮定した。破碎帯の地盤定数は図2-4の④層および図2-5の③層と同じとした。

地盤の剛性は図2-4および2-5に示したせん断波速度および単位体積重量から求めた。土の剛性および減衰特性は、ひずみ依存性を有しており、このような性質を表土層、崖麓層および強風化岩層(斜面-1, 2の①, ②層)に対して考慮した。解析に用いた $G/G_{max} \sim h \sim r$ の関係は既往の沖積粘性土に対する実験結果を参考にして図2-6の通りとした。なお、①, ②層以外の地層に対しては G および h のひずみ依存性は考慮しないこととした。

最後に、斜面-1および斜面-2を有限要素法によってモデル化した結果を図2-7, 2-8に示す。ここで、両モデルとも、モデルの下端は標高125mとし、この面を基盤面とみなして入力地震動を作用させることとした。また、両側面は、動的解析の場合には水平方向の移動を、また、静的な自重が作用した場合の解析には鉛直方向の移動を、それぞれ許容した。このような自由端面では地震時に波動の全反射が生じるがここでは、この面からある程度距離を取れば、減衰力の作用により端面の影響は小さくなるものと考えた。

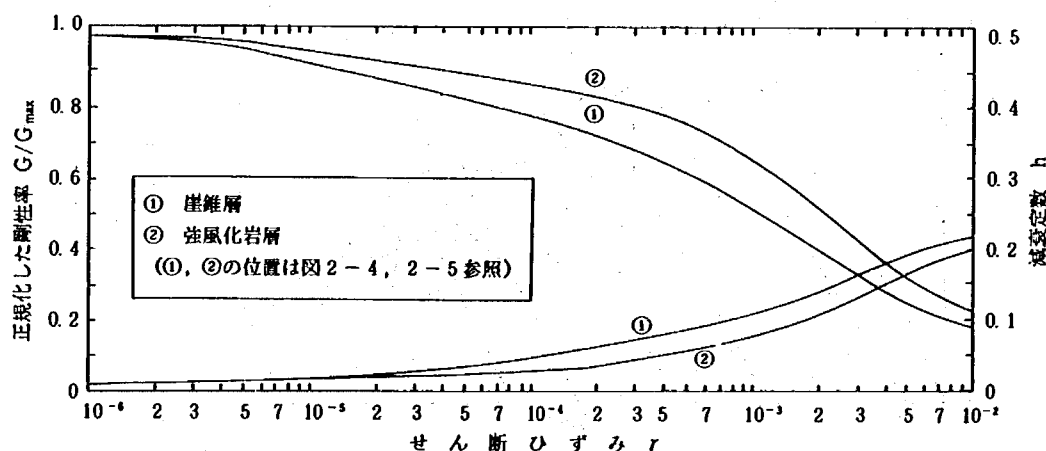


図2-6 解析に用いた $G/G_{max} \sim h \sim r$ の関係

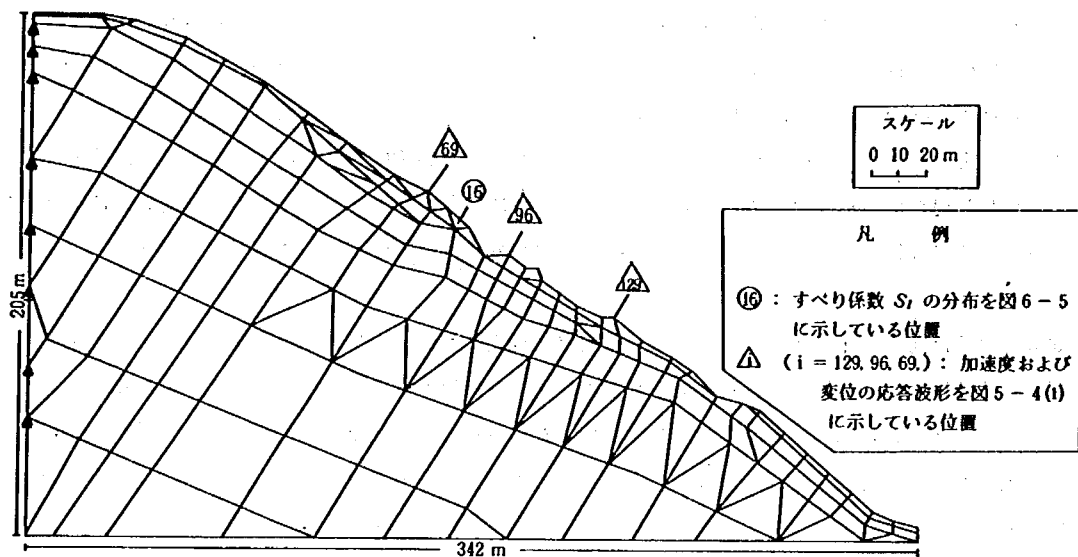


図 2-7 斜面-1 の有限要素モデル (節点数 195, 要素数 198)

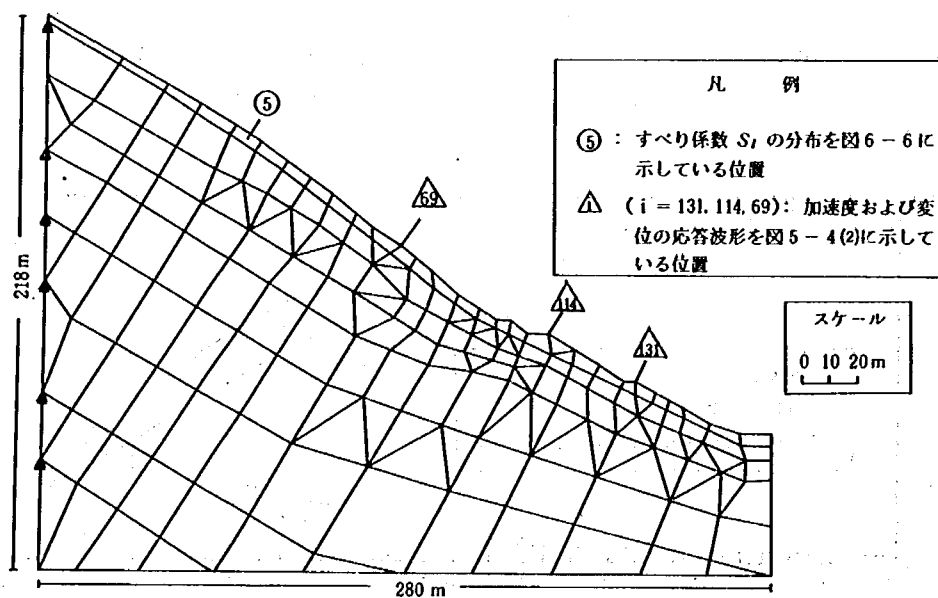


図 2-8 斜面-2 の有限要素モデル (節点数 174, 要素数 178)

3. 地震応答解析の手法

地震応答解析には、カリフォルニア大学で開発された LUSH を用いた。このプログラムでは、以下の手法により地盤の地震応答を計算している。

地盤を離散型の有限要素の集合により表示した場合の系の運動方程式は次式で与えられる。

$$\underline{M}\ddot{\underline{u}} + \underline{K}\underline{u} = -\underline{m}\ddot{\underline{y}} \quad (3-1)$$

ここで、

$\underline{u}, \ddot{\underline{u}}$: 基盤に対する相対変位および相対加速度

$\underline{M}, \underline{K}$: 質量および剛性行列

$\ddot{\underline{y}}$: 基盤での入力加速度

$\underline{m}$: $\ddot{\underline{y}} = 1$ に対する荷重項で、次式で与えられる。

$$\underline{m} = \underline{M} \left(C_h \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} + C_v \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 1 \\ \vdots \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \right) \quad (3-2)$$

C_h, C_v : 水平および鉛直方向入力に対応する係数

ここで、入力地震動を次式で表わすと、

$$\ddot{\underline{y}} = \ddot{\underline{Y}} e^{i\omega t} \quad (3-3)$$

応答 $\underline{u}$ は次式で与えられる。

$$\underline{u} = \underline{U} e^{i\omega t} \quad (3-4)$$

ここで、 $\ddot{\underline{Y}}, \underline{U}$ は、それぞれ、入力地震動の複素振幅および複素変位振幅ベクトルである。(3-3), (3-4) 式を (3-1) 式に代入すると、 $\underline{U}$ に関するつり合い方程式が得られる。

$$(\underline{K} - \omega^2 \underline{M}) \underline{U} = -\ddot{\underline{Y}} \underline{m} \quad (3-5)$$

(3-5) 式は、 ω が固有振動数と一致しない限り、 $\underline{U}$ を未知数として解くことができる。実数の入力地震動

$$\ddot{y} = R_e(\ddot{Y} e^{i\omega t}) = R_e(\ddot{Y}) \cos \omega t - I_m(\ddot{Y}) \sin \omega t \quad (3-6)$$

に対する応答もやはり実数であるから、次式で与えられる。

$$\underline{u} = R_s(\underline{U}e^{i\omega t}) = R_s(\underline{U}) \cos \omega t - I_m(\underline{U}) \sin \omega t \quad (3-7)$$

このような複素形式の解法の特徴は、複素剛性により減衰定数を導入できることにある。すなわち、1自由度系の減衰振動から、複素せん断剛性 G^* を

$$G^* = G(1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1-\beta^2}) \quad (3-8)$$

とすれば、減衰定数 β に対するモーダルアナリシスによる解と G^* を用いた解は、振幅に関しては全く同じとなる。位相に関してはわずかに異なるが、その違いは一般に問題になる程の量ではない。減衰定数が要素ごとに变化している場合にも (3-8) 式を用いれば解析することができる。このように、要素ごとに減衰定数が变化している場合には、(3-5) 式の () 内はどのような ω に対しても一般にゼロとはならず、従って、全ての ω に対して (3-5) 式を $\underline{U}$ に対して解くことができる。

次に、実際の地震動を近似するために、等時間間隔 Δt に数値化された N 個の時系列入力地震動加速度を次式で表わす。

$$\ddot{y} = R_s\left(\sum_{s=0}^{N/2} \ddot{Y}_s e^{i\omega_s t}\right) \quad (3-9)$$

ここで、

$$\omega_s = \frac{2\pi s}{N\Delta t} \quad ; \quad s = 0, 1, \dots, \frac{N}{2} \quad (3-10)$$

$$\ddot{Y}_s = \begin{cases} \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} \ddot{y}_k e^{-i\omega_s k\Delta t}, & \text{for } s = 0, s = \frac{N}{2} \\ \frac{2}{N} \sum_{k=0}^{N-1} \ddot{y}_k e^{-i\omega_s k\Delta t}, & \text{for } 1 \leq s < \frac{N}{2} \end{cases} \quad (3-11)$$

$$\ddot{y}_k = \ddot{y}(k\Delta t), \quad k = 0, 1, \dots, N-1 \quad (3-12)$$

従って、 $\ddot{Y}_s \exp(i\omega_s t)$ に対する (3-5) 式の解を $\underline{U}_s$ とすれば、(3-9) 式の入力地震動を受けた場合の解 $\underline{u}$ は次式で与えられる。

$$\underline{u} = R_s\left(\sum_{s=0}^{N/2} \underline{U}_s e^{i\omega_s t}\right) \quad (3-13)$$

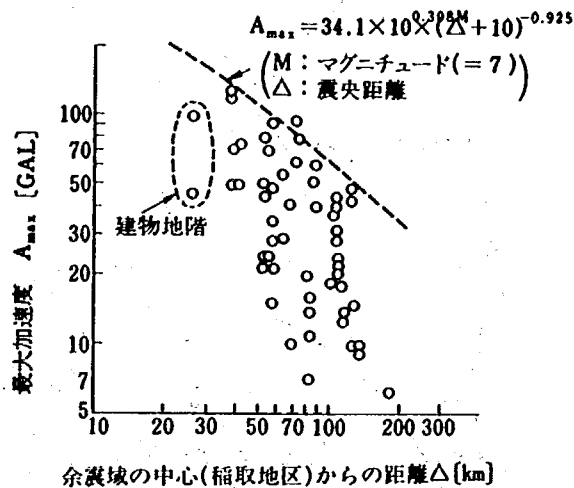
これより、節点における変位が求められると、要素ごとの変形および応力も求めることができる。

4. 入力地震動記録

伊豆半島における工学式強震計の配置は1978年の伊豆大島近海地震発生当時には比較的稀薄であり、半島中部から南部にかけては強震計が設置されていなかった。従って、直接震源域近くの地震動を測定することはできなかったが、周辺の静岡県、神奈川県等に設置されていた強震計記録から図4-1に示すような最大加速度の距離減衰特性が得られている。また、このような強震計による震源域の地震動測定の穴を埋めるために、基石の転倒により間接的な地震動強度の推定が行われた。この結果は図4-2に示す通りであり、ここで解析対象としている梨本地区では、最大加速度は瞬間的に400 gal

を超えたと考えられる領域に含まれている。この推定値は、斜面等地形条件による加速度の増幅を考慮したものではなく、いわば、平均的な地盤表面における最大加速度の値であるが、いま、解析地点における加速度増幅率を4程度と見込めば、基盤での最大加速度は約100 galとなる。ここでは、県道上での加速度がおおむね400 gal程度あったと考え、結果として、この程度の最大加速度を与えるよう試算に基づき、基盤最大加速度を102 galとした。

入力地震動の波形としては、伊豆大島近海地震に際して解析対象斜面と最も近い国鉄の新菊川変電所構内で得られた記録を標準とし、これに同地震による東京湾観音崎の記録、および1978年宮城県沖地震による開北橋近傍地盤上の記録の3種類を用いた(表4-1参照)。これらの加速度波形、および加速度応答スペクトル倍率 β は図4-3、4-4に示す通りである。



余震域の中心(稲取地区)からの距離 Δ (km)

図4-1 1978年伊豆大島近海地震による最大加速度(水平成分)の距離減衰特性

表4-1 解析に用いた入力地震動記録

No	地震名	発生年月日	マグニチュード	記録地点	記録成分	記録時の最大加速度(gal)
1	伊豆大島近海地震	1978. 1. 14	7.0	新菊川変電所	E-W	70
2	同上	同上	7.0	観音崎	E-W	67
3	宮城県沖地震	1978. 6. 12	7.4	開北橋	橋軸直角方向	291

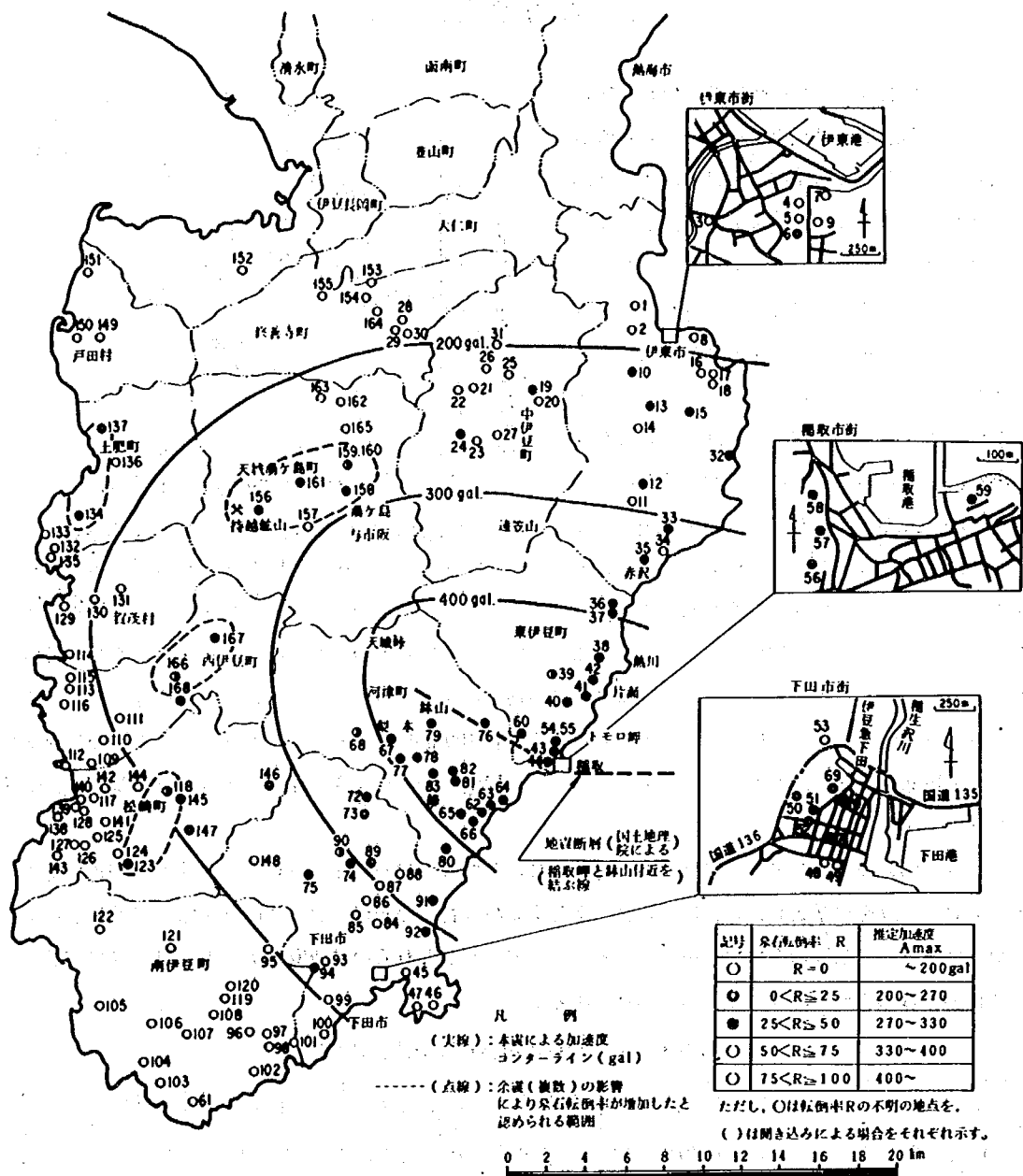


図 4 - 2 墓石の転倒状況から推定した最大加速度分布
(1978年1月伊豆大島近海地震の場合) (12)

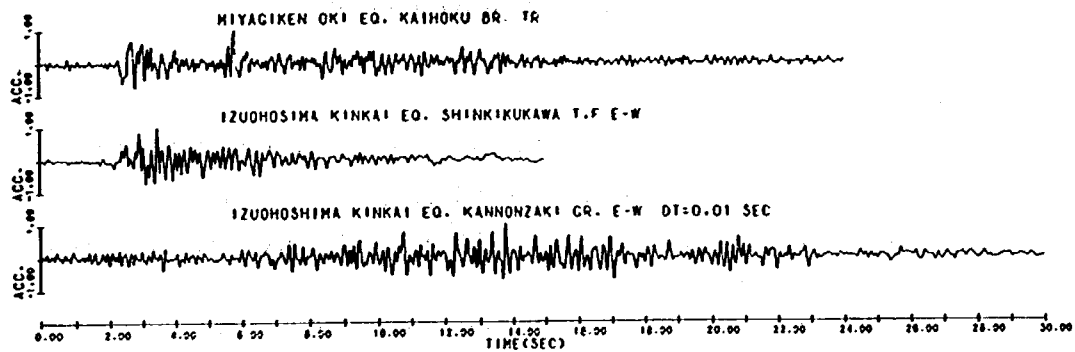


図4-3 入力地震動記録の加速度波形

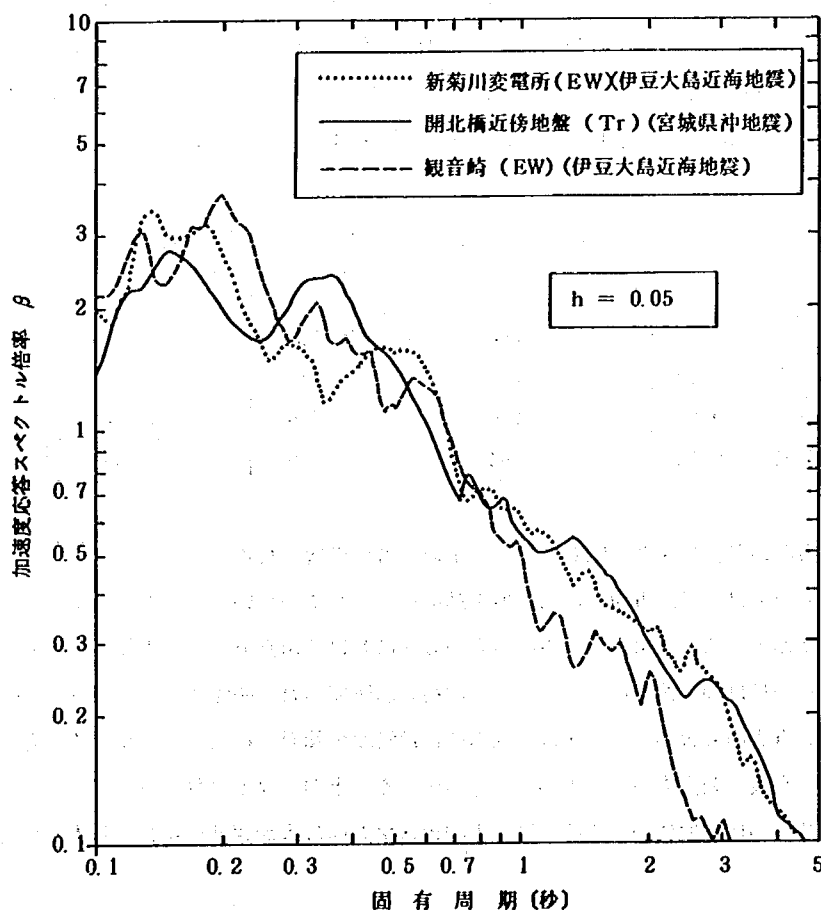


図4-4 入力地震動記録の加速度応答スペクトル倍率 β 曲線

5. 地震応答解析結果

5.1 応答加速度の分布

図5-1, 図5-2, 図5-3は, それぞれ新菊川記録, 観音崎記録, 開北橋記録を作用させた場合の水平方向および上下方向の最大加速度の分布を示したものである。また, 図5-4は応答波形の1例として, 新菊川記録を作用させた場合の加速度および変位の応答波形(それぞれ, 水平成分および鉛直成分)を示したものである。水平方向の最大加速度の分布に関しては, 以下の特徴が指摘される。

- (i) 地山内の増幅は小さく, 地表付近の強風化層および崖錐堆積層内において増幅率が大きい。
- (ii) 形状としては, 大きくみてもゆるやかにふくらんだ斜面が, 起伏のない平坦な斜面より加速度が大きい。
- (iii) さらに, (ii)の中でも, 小さく出っばった凸部において著しく加速度が増幅される傾向にある。
- (iv) 道路面より上方に位置する斜面の表面における最大加速度を斜面-1, および斜面-2の間で比較すると表5-1のようになる。新菊川記録および開北橋記録を作用させた場合には, 崩壊を生じた斜面-1の方が, 崩壊を生じなかった斜面-2よりも大きいが, 反対に, 観音崎記録を作用させた場合には, 斜面-2の方が斜面-1よりも大きく, 加速度増幅率は地形・地盤条件に応じ, 入力地震動の種類ごとに変化する。

表5-1 道路より上側の斜面における最大加速度

入力地震動記録	斜 面 - 1		斜 面 - 2	
	水平加速度 (gal)	上下加速度 (gal)	水平加速度 (gal)	上下加速度 (gal)
新菊川 (伊豆大島近海地震)	865	646	584	562
観音崎 (伊豆大島近海地震)	690	558	828	726
開北橋 (宮城県沖地震)	594	536	506	485

また, 鉛直方向の最大加速度に関しては, 以下の事項が指摘される。

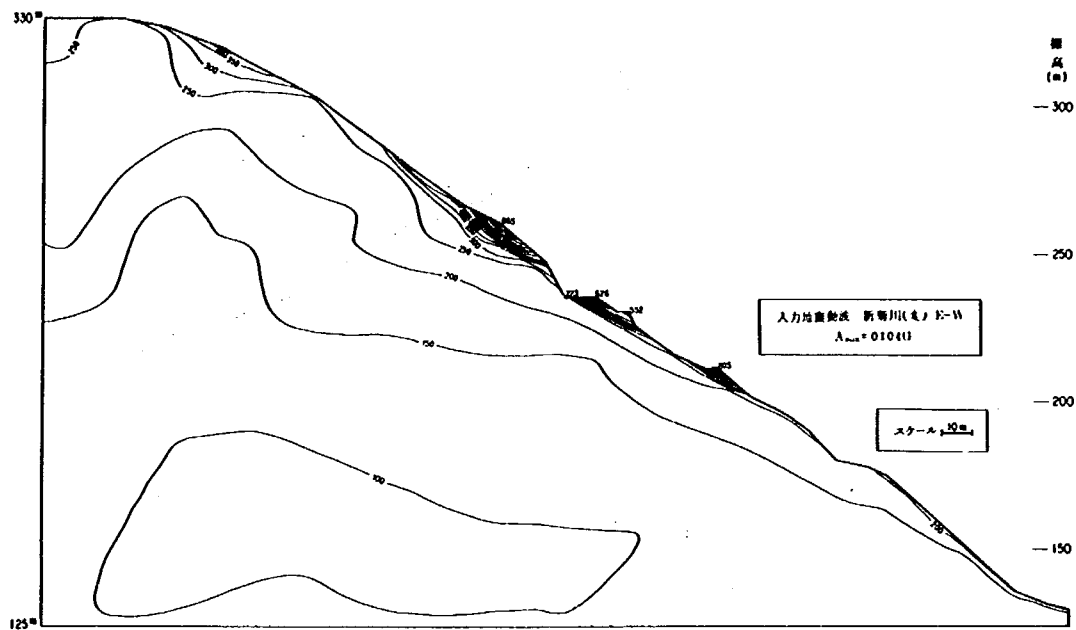
- (i) 今回の解析では, 鉛直方向には入力地震動を作用させていないにもかかわらず, 地形の影響で鉛直方向の加速度が生じる。道路より上方の斜面の表面における鉛直方向の最大加速度は表4-1に示す通りであり, その値は同一箇所における水平方向最大加速度の75~96%に達している。水平方向最大加速度に対する鉛直方向最大加速度の比は, 基本的には斜面の傾斜率によって変化すると考えられる。斜面の解析には, 今後, 鉛直方向の入力地震動も考慮することが必要とされよう。
- (ii) 最大加速度の増幅度に関する特徴は, 上記の水平方向最大加速度の場合と基本的に同じである。

5.2 せん断ひずみおよびせん断応力の分布

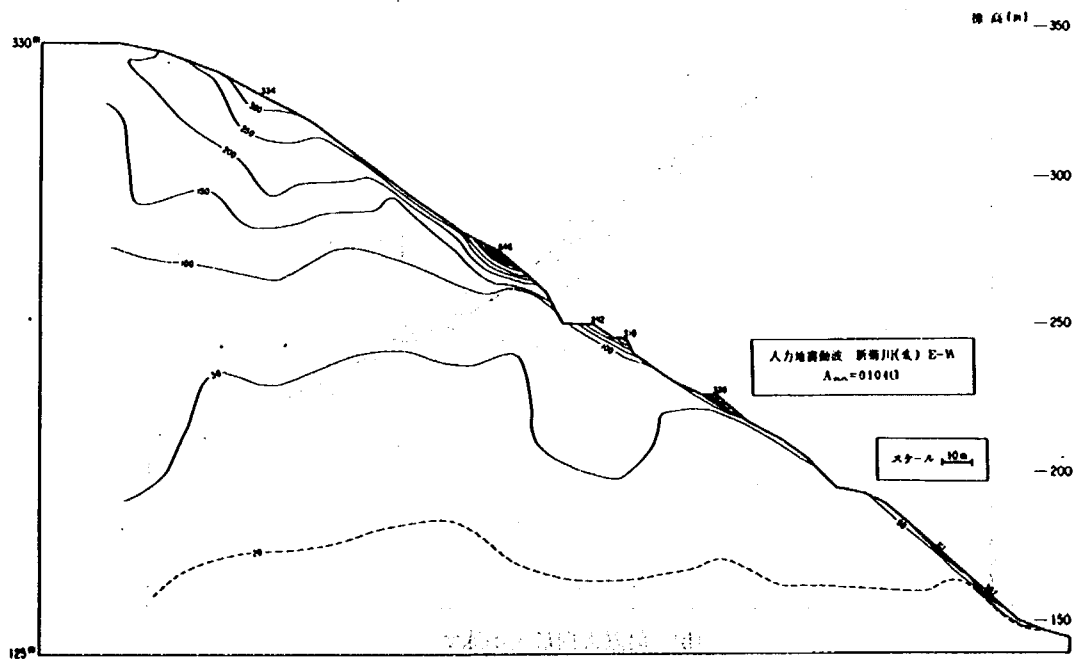
図5-5および図5-6は, それぞれ動的応答によって生じた最大せん断ひずみ, および最大せん断応力の分布を示したものである。これらは, いずれも常時のつり合い状態からの動的な変動分を表わしている。表土層および崖錐堆積層の最大せん断ひずみの大きさは, これより下方の地盤の最大せん断ひずみに比較し,

一般に1オーダー以上大きい。したがって、崖錐堆積層部の崩壊に着目し、ここでは崖錐堆積層だけの最大せん断ひずみ、および最大せん断応力の分布を示している。

図4-5の結果によれば、いずれの入力地震動の場合でも、斜面-1の最大せん断ひずみは、崩壊範囲の

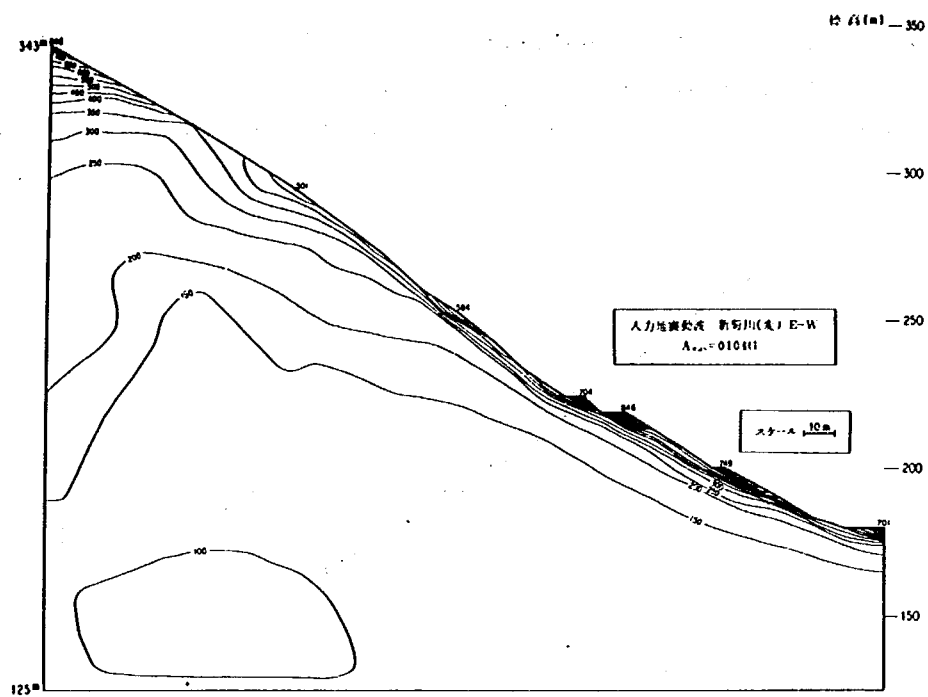


(a) 水平方向最大加速度 (gal)

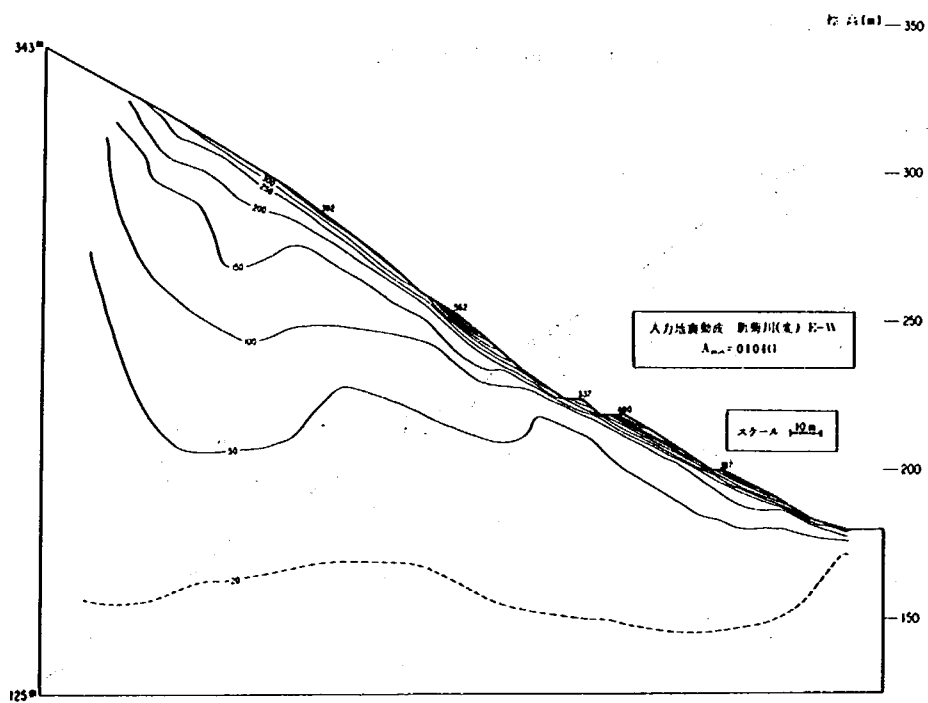


(b) 鉛直方向最大加速度 (gal)

図5-1(1) 最大加速度の分布(斜面-1, 新菊川記録を作用させた場合)

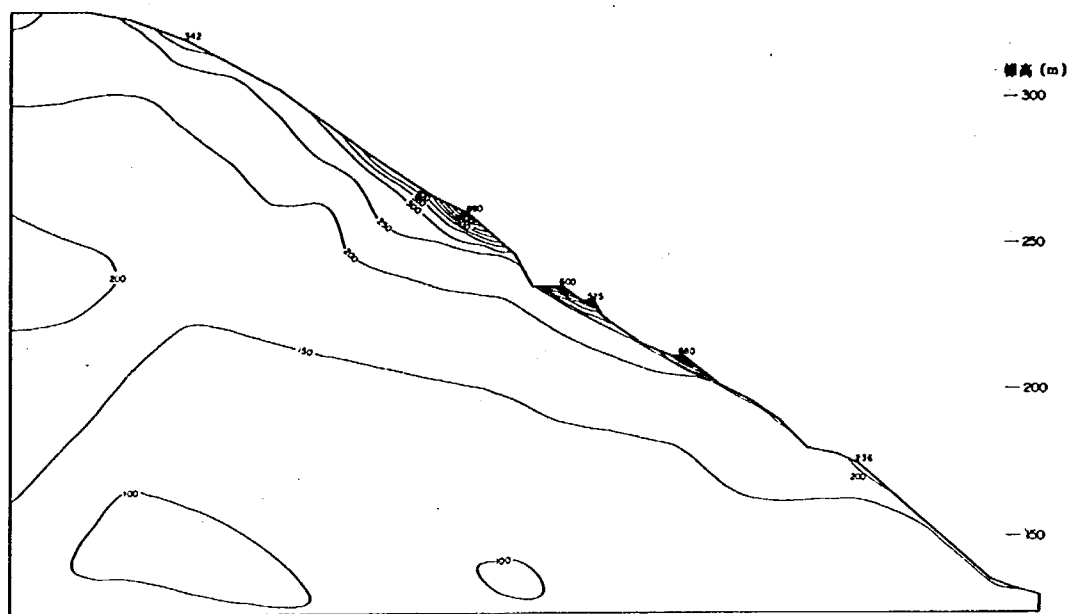


(a) 水平方向最大加速度

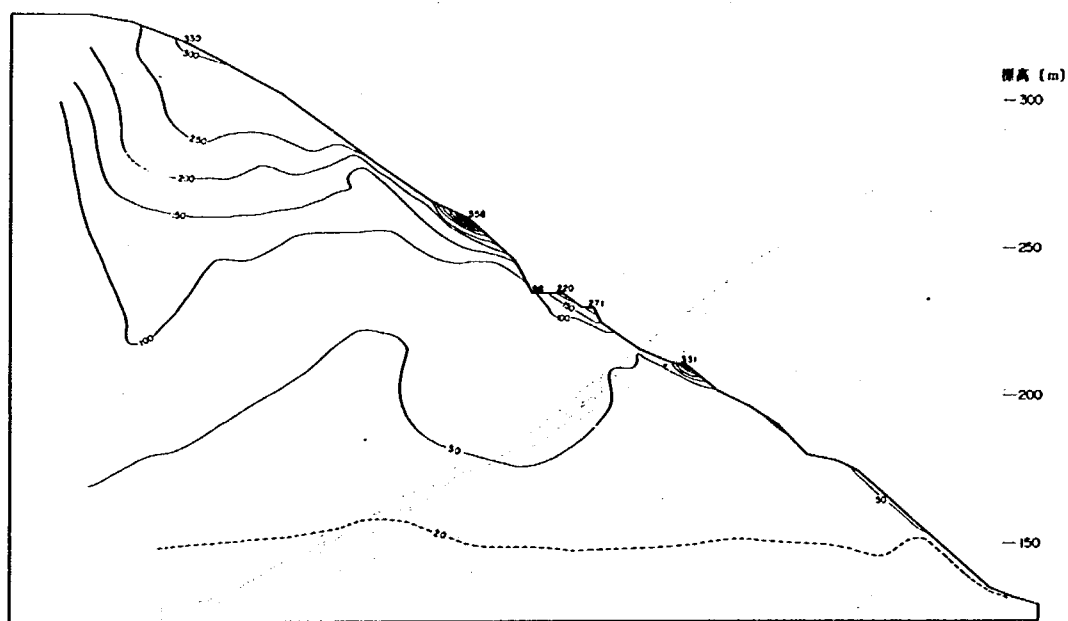


(b) 鉛直方向最大加速度

図 5-1(2) 最大加速度の分布(斜面-2, 新菊川記録を作用させた場合)



(a) 水平方向最大加速度 (gal)

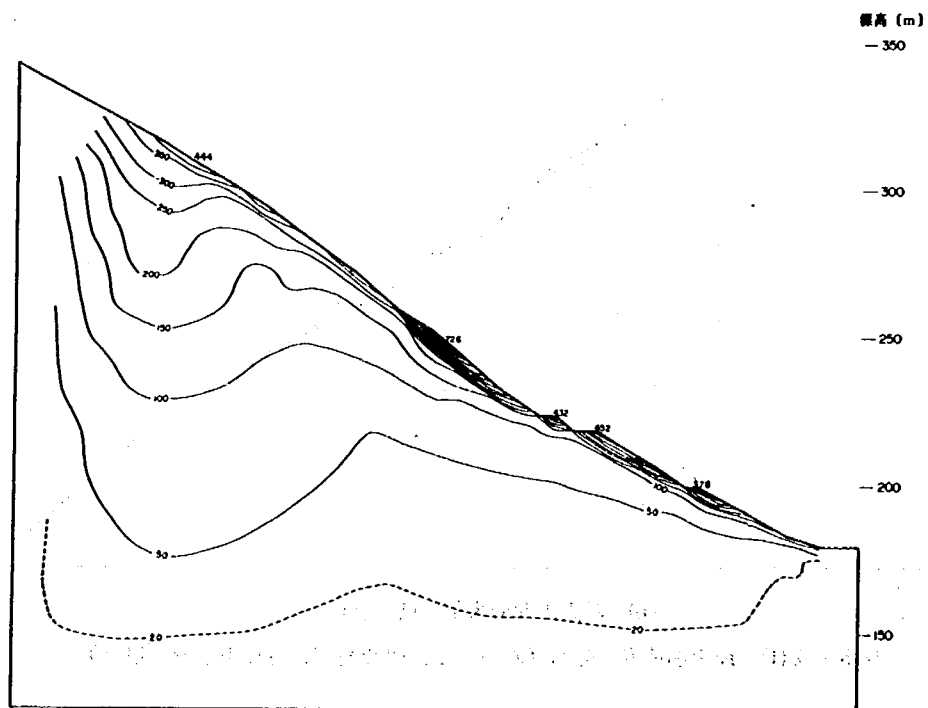


(b) 鉛直方向最大加速度 (gal)

図 5-2(1) 最大加速度の分布 (斜面-1, 観音崎記録を作用させた場合)

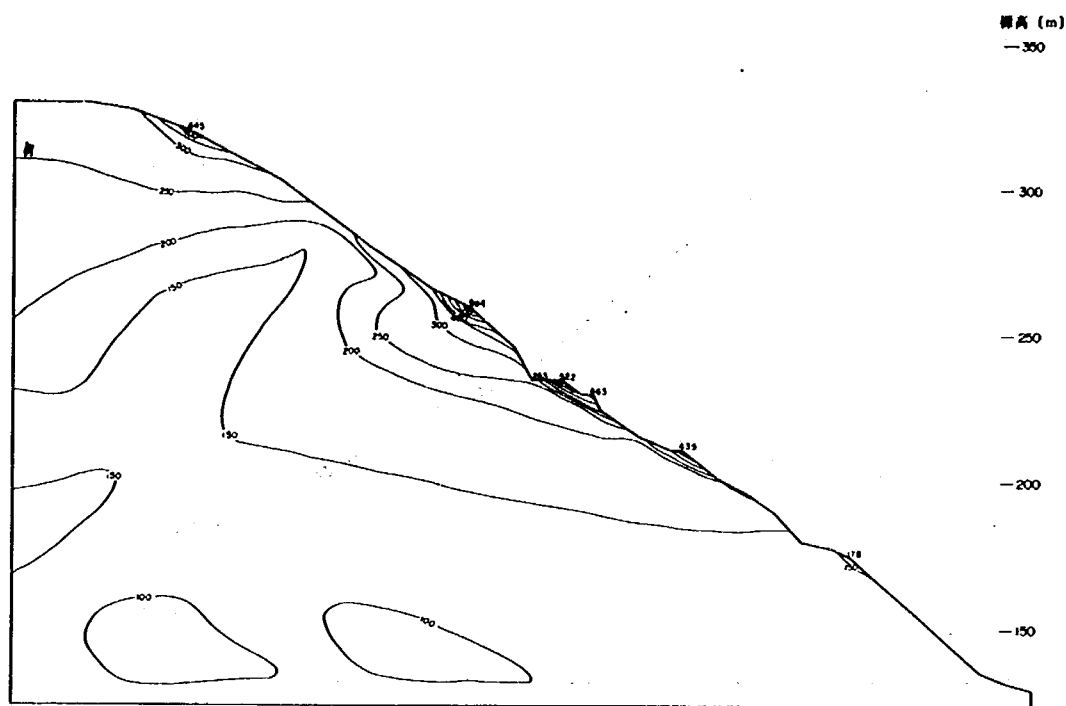


(a) 水平方向最大加速度 (gal)

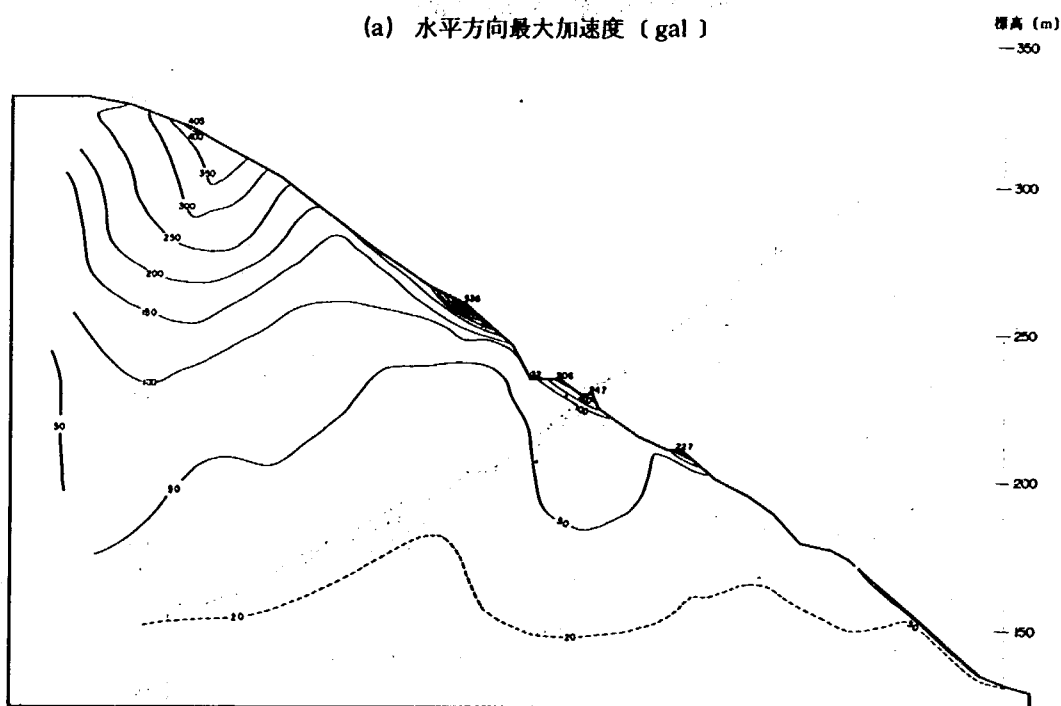


(b) 鉛直方向最大加速度 (gal)

図 5 - 2 (2) 最大加速度の分布 (斜面 - 2, 観音崎記録を作用させた場合)

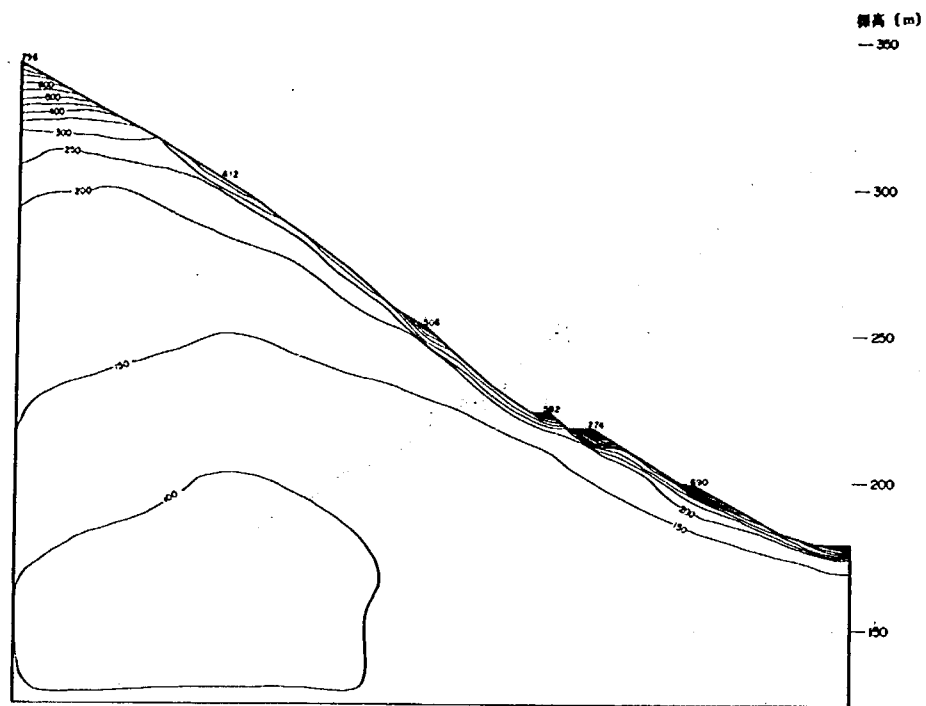


(a) 水平方向最大加速度 (gal)

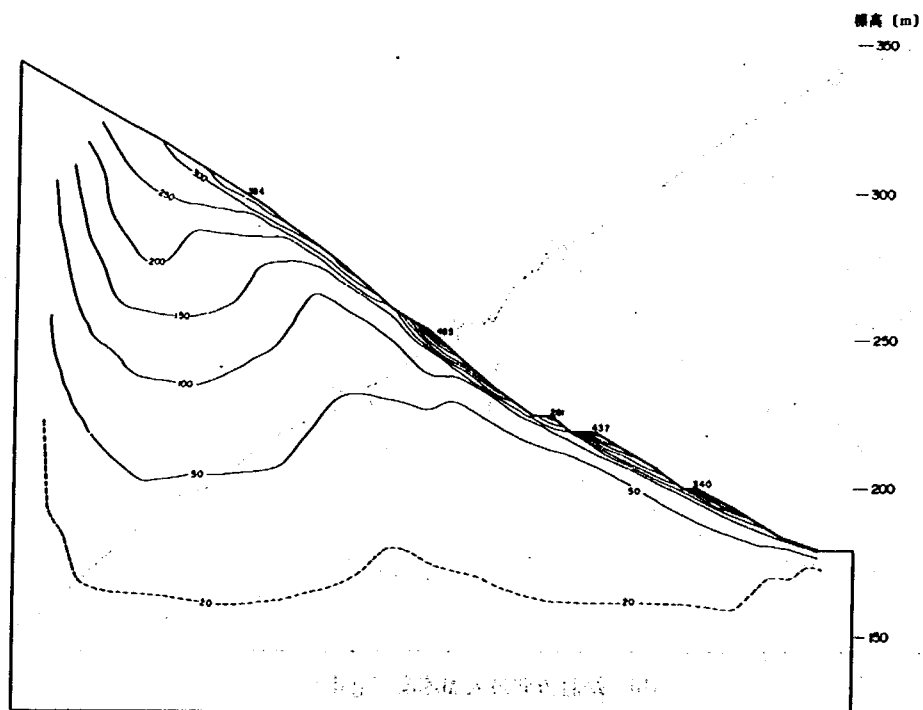


(b) 鉛直方向最大加速度 (gal)

図 5-3 (1) 最大加速度の分布 (斜面-1, 開北橋記録を作用させた場合)



(a) 水平方向最大加速度 (gal)

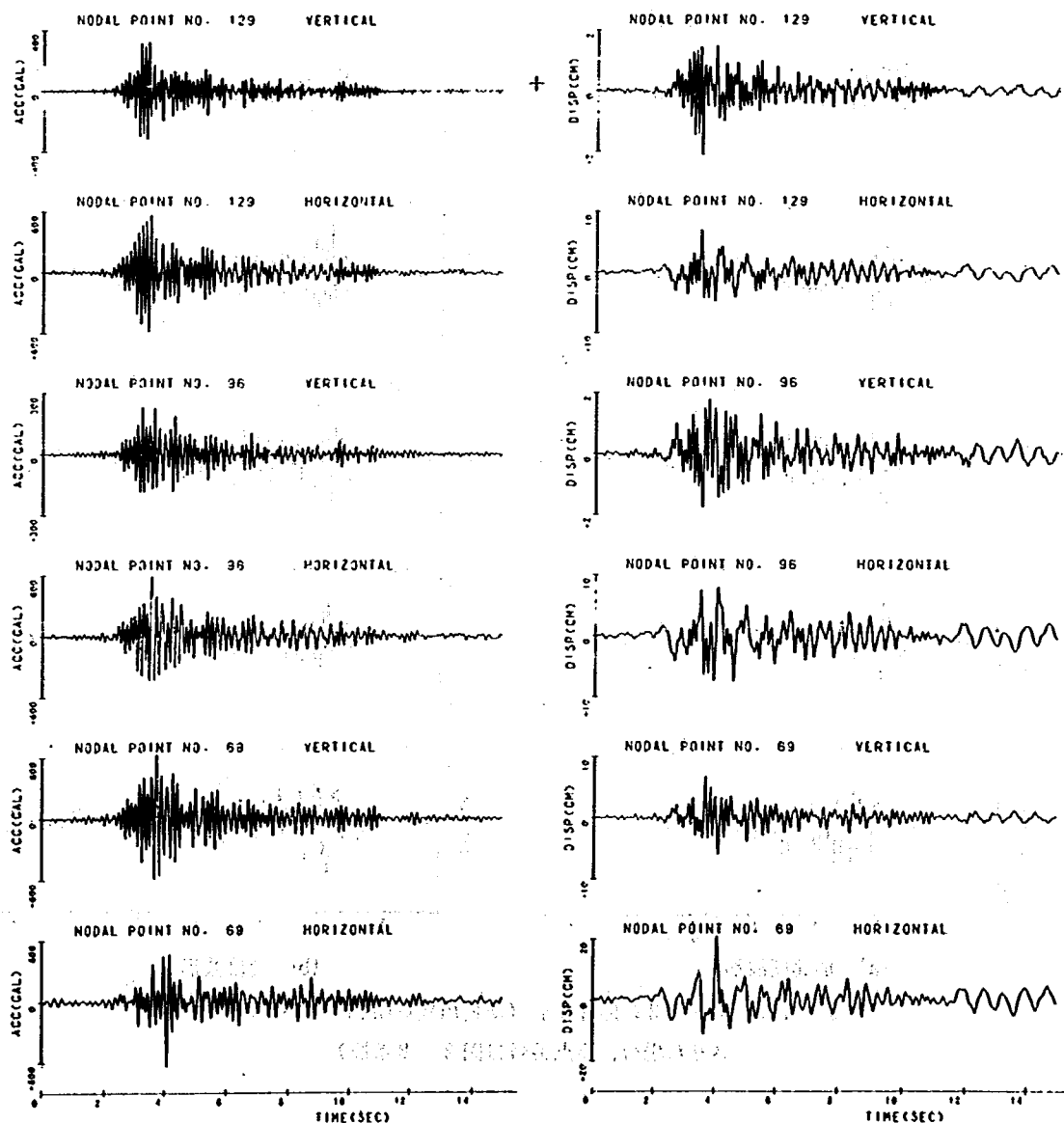


(b) 鉛直方向最大加速度 (gal)

図 5-3(2) 最大加速度の分布 (斜面-2, 開北橋記録を作用させた場合)

最下端（道路の真上）において、他の部分よりも相対的に大きくなっている。とくに、新菊川記録を作用させた場合には、一部において最大せん断ひずみは 10^{-3} を超えている。これに対して、斜面-2では斜面-1の場合のようにある特定箇所にはせん断ひずみが集中する傾向は現われておらず、道路上方の斜面全体にわたっておおむね一様にせん断ひずみが発生している。

同様に、図5-6に示した最大せん断応力の分布においても、斜面-1の道路上方の斜面においては、箇所別に最大せん断ひずみが増加しているのに対して、斜面-2の場合にはこのような著しい箇所別な変化は認められない。したがって、斜面形状に起伏が少なく、また、表層の厚さもおおむね一様な斜面-2では、



(a) 加速度波形

(b) 変位波形

図5-4(1) 斜面-1の応答波形（新菊川変電所(EW)の記録を作用させた場合、節点番号は図2-7参照）

最大せん断応力および最大せん断ひずみともに斜面に沿ってなだらかに変化するのに対して、形状および表層の厚さが変化する斜面-1では、このような地形および地盤条件の変化に対応して最大せん断力および最大せん断ひずみの集中が生じることがわかる。

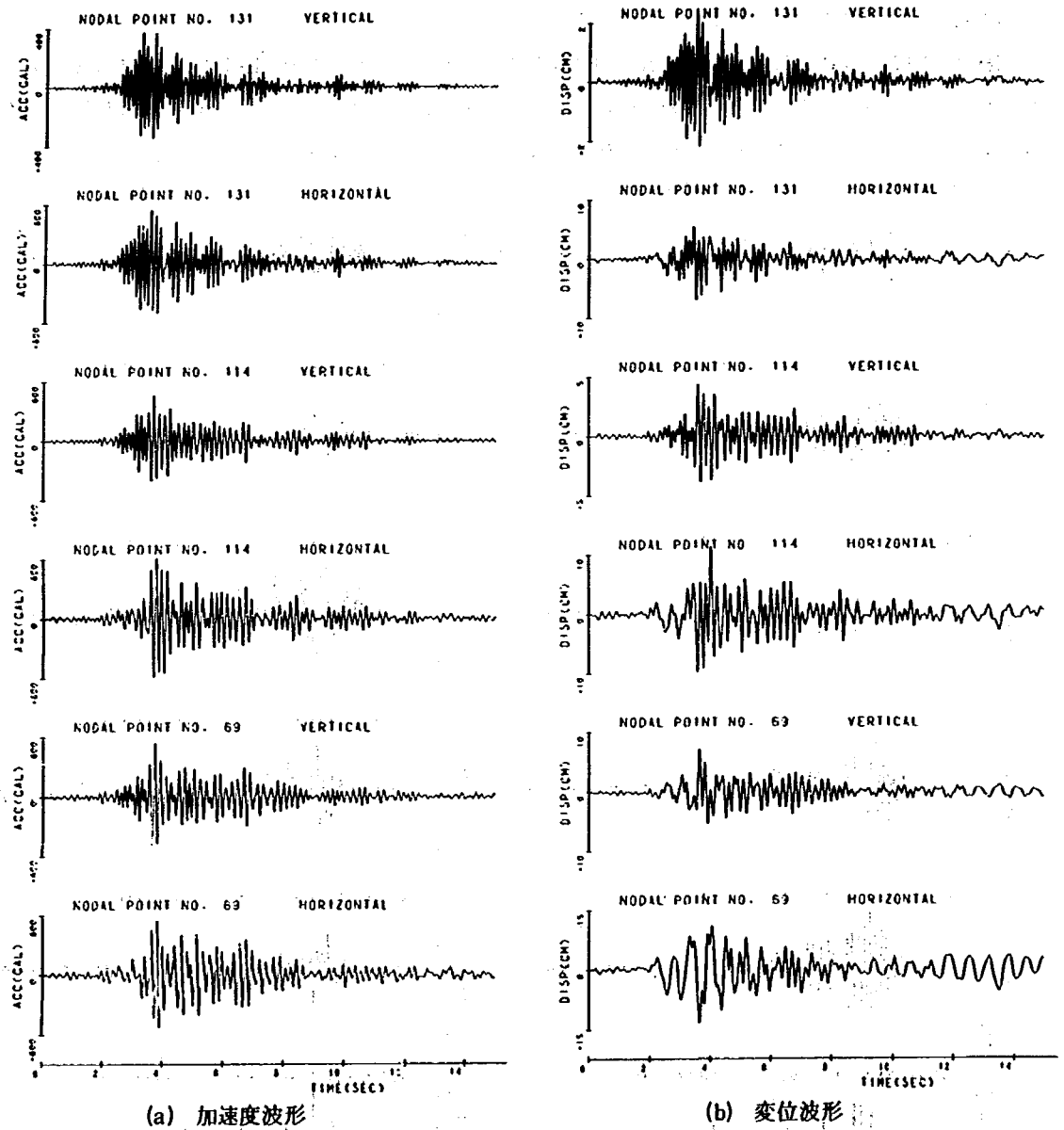
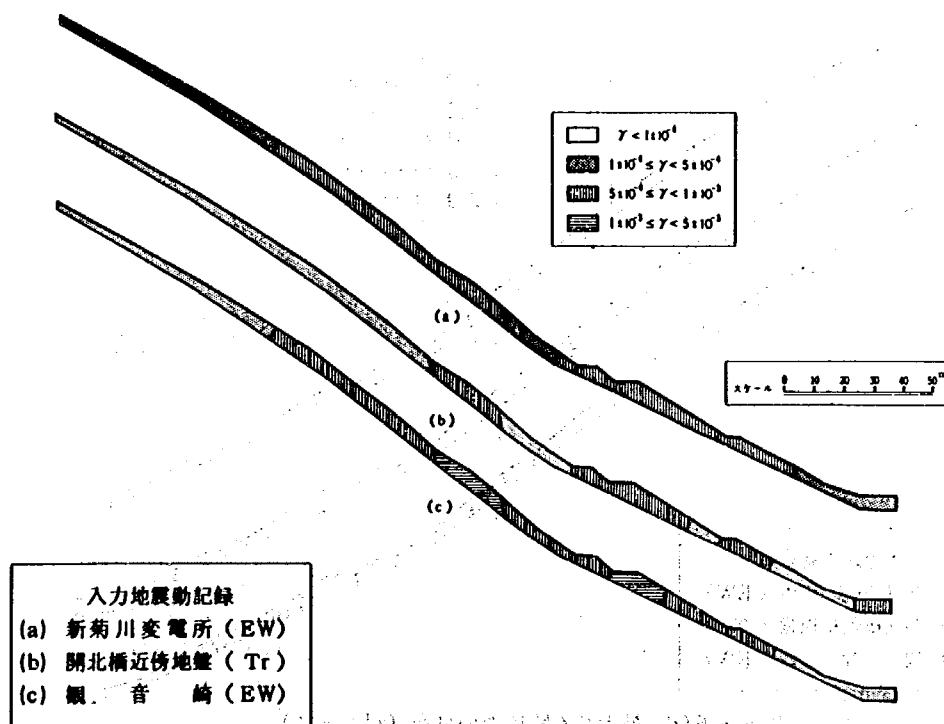
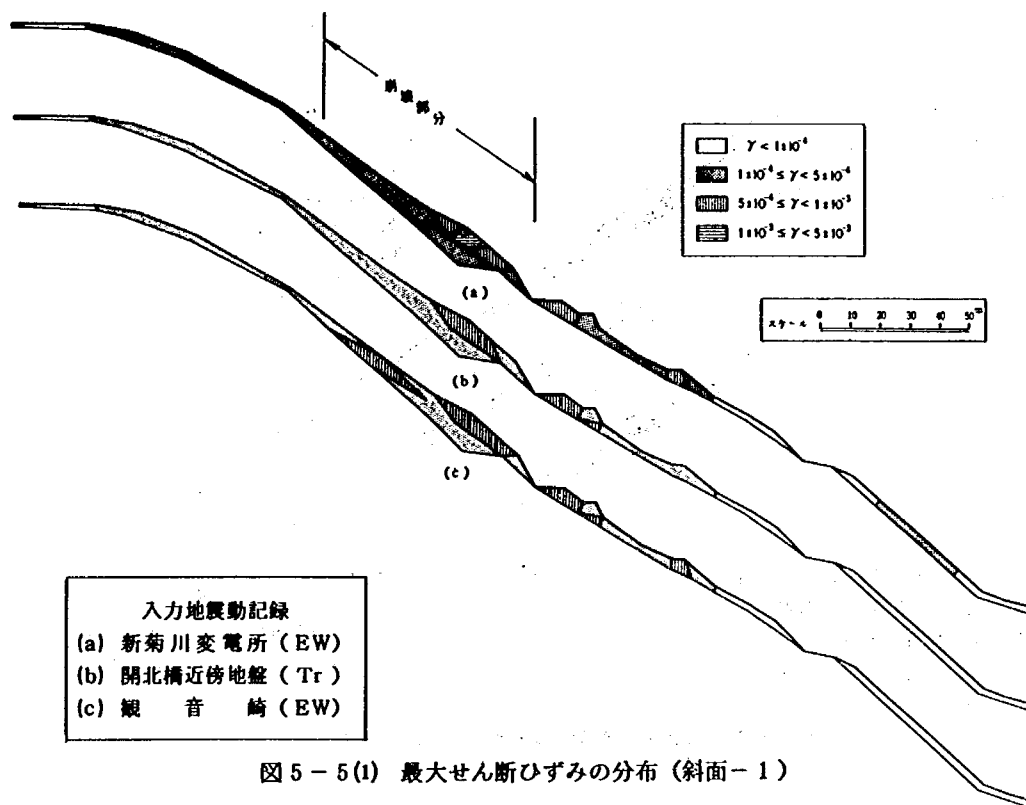
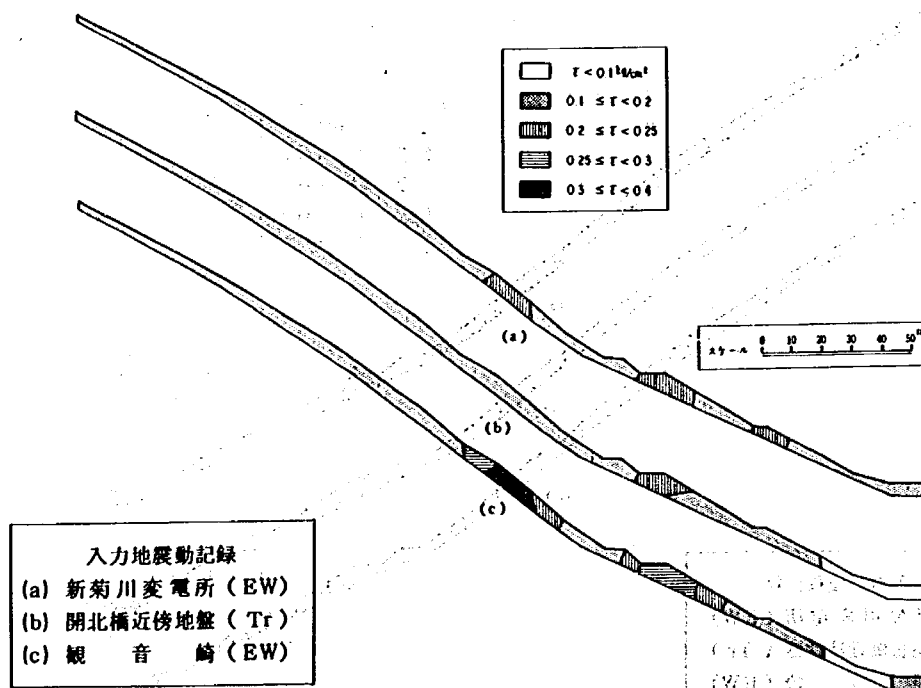
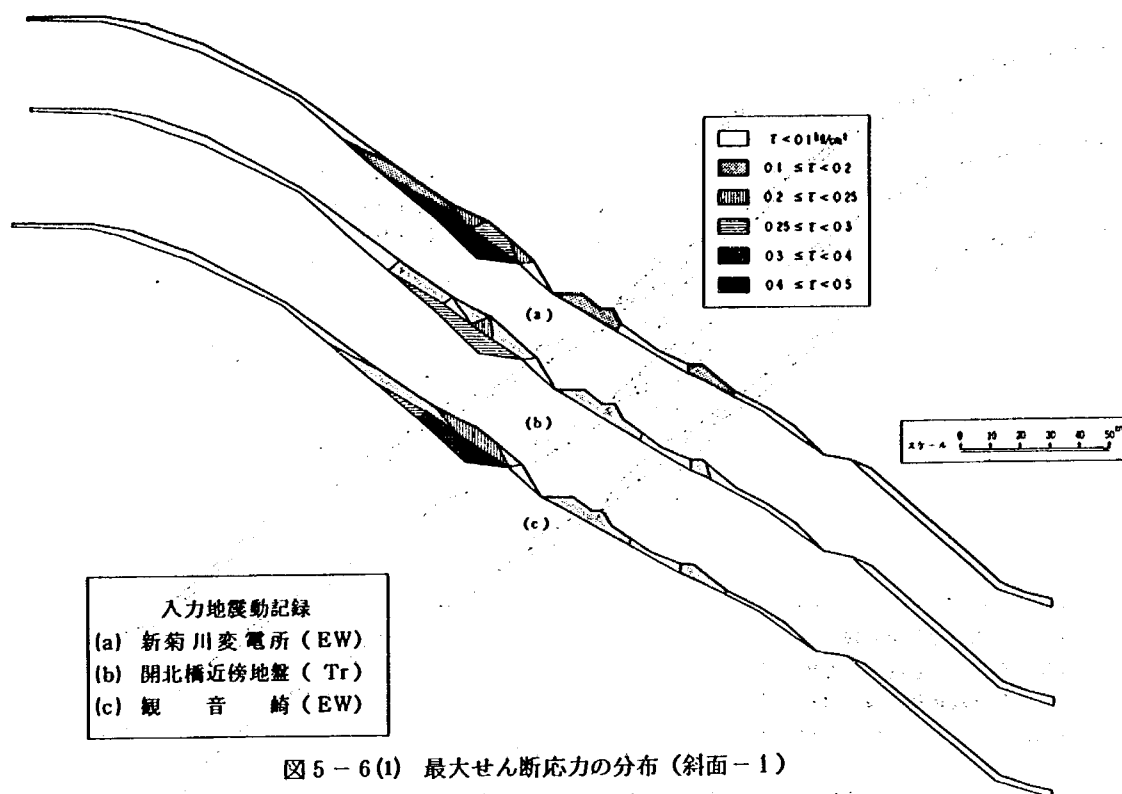


図5-4(2) 斜面-2の応答波形(新菊川変電所(EW)の記録を作用させた場合、節点番号は図2-8参照)





6. 地震応答解析の結果に基づく斜面の安定性の検討

6.1 地盤強度の推定

斜面-1および斜面-2において地震後に表層の地盤条件を把握する目的で、スウェーデン式サウンディングおよび静的コーン貫入試験機(ポータブルコーンペネトロメーター)を用いた調査を行った。調査地点は図2-2に示すようにいずれも県道より上方の斜面であり、斜面-1では道路とおおむね平行に、また斜面-2では道路と直交する方向にそれぞれ調査測線を設定した。

図6-1はスウェーデン式サウンディングの結果を示したものである。斜面-1においてはDS-9地点からDS-19地点間の崖錐層が崩壊している。地震後に崩壊した後から行ったサウンディングの結果からは直接崩壊した土層の強度を把握することはできないが、崩壊した崖錐層は強度の小さい部分であり、その下に現在残っている部分は強度的に崩壊に対して抵抗し得た土層とみることができる。いま、斜面-1における崩壊部分と未崩壊部分の区別が主として崖錐層の厚さによって生じたと考えることができるならば、崩壊した崖錐の特性は、これに隣接するDS-8地点もしくはDS-20地点の特性とおおむね同じと考えることができる。したがって、ここではDS-8地点の強度をもって、崩壊した崖錐層の強度を代表させることとした。DS-8地点のサウンディング結果から粘着力Cを推定すると図6-2に示すようになる。図中には後述する静的コーン貫入試験から推定したCの分布も同時に示している。

ここで、粘着力Cは以下のようにして推定した。すなわち、スウェーデン式サウンディングの結果と一軸圧縮強度 q_u の関係はおおむね次式で与えられる¹¹⁾。

$$q_u = 0.0045 W_{sw} + 0.0075 N_{sw} \quad (6-1)$$

ここで、

q_u : 一軸圧縮強度 (kg/cm²)

W_{sw} : 荷重 (kg)

N_{sw} : 貫入量1m当りの半回転数

いま、土の内部摩擦角 ϕ を0と仮定すれば、

$$q_u = \frac{1}{2} C \quad (6-2)$$

となり¹¹⁾、(6-1)、(6-2)式より粘着力Cを求めることができる。

次に、図6-3は斜面-1および斜面-2のポータブルコーン試験から求めたコーン支持力 q_c の分布を示したものである。静的コーン貫入試験は図2-2からわかるように、スウェーデン式サウンディングとおおむね同じ側線に沿って実施されている。上述したスウェーデン式サウンディング試験の場合と同様に、斜面-1では、崩壊した崖錐層のコーン支持力 q_c は、崩壊区間と隣接する未崩壊区間の q_c とおおむね同じであると考え、たとえば、No.8地点(これは、図6-1(a)のスウェーデン式サウンディングのDS-8地点とほぼ同一地点である)では、地表から深さ1m程度の区間では $q_c = 4 \sim 6 \text{ kg/cm}^2$ となっている。い

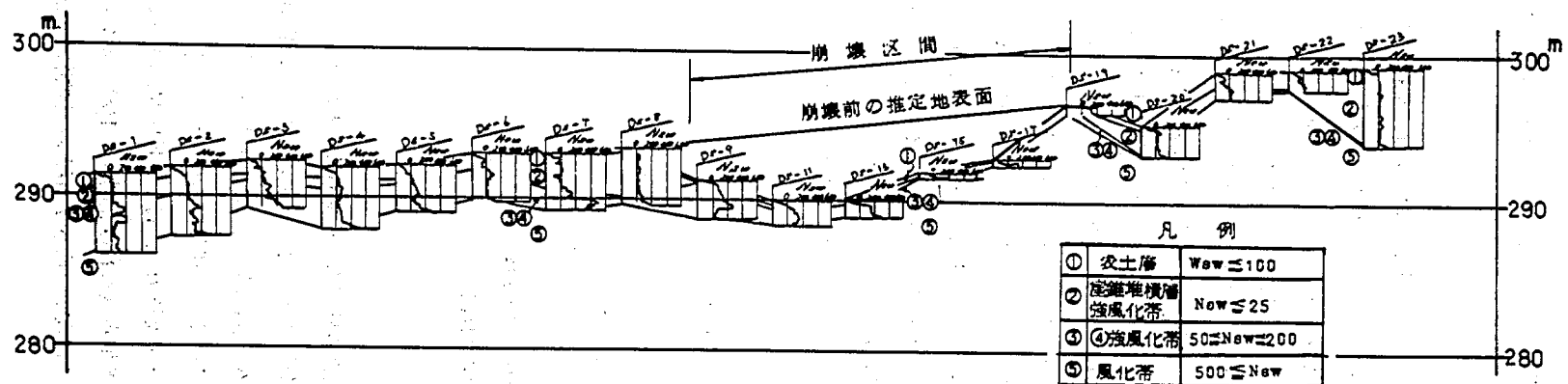


図6-1(a) 斜面-1の横断方向のスウェーデン式サウンディング貫入抵抗断面図

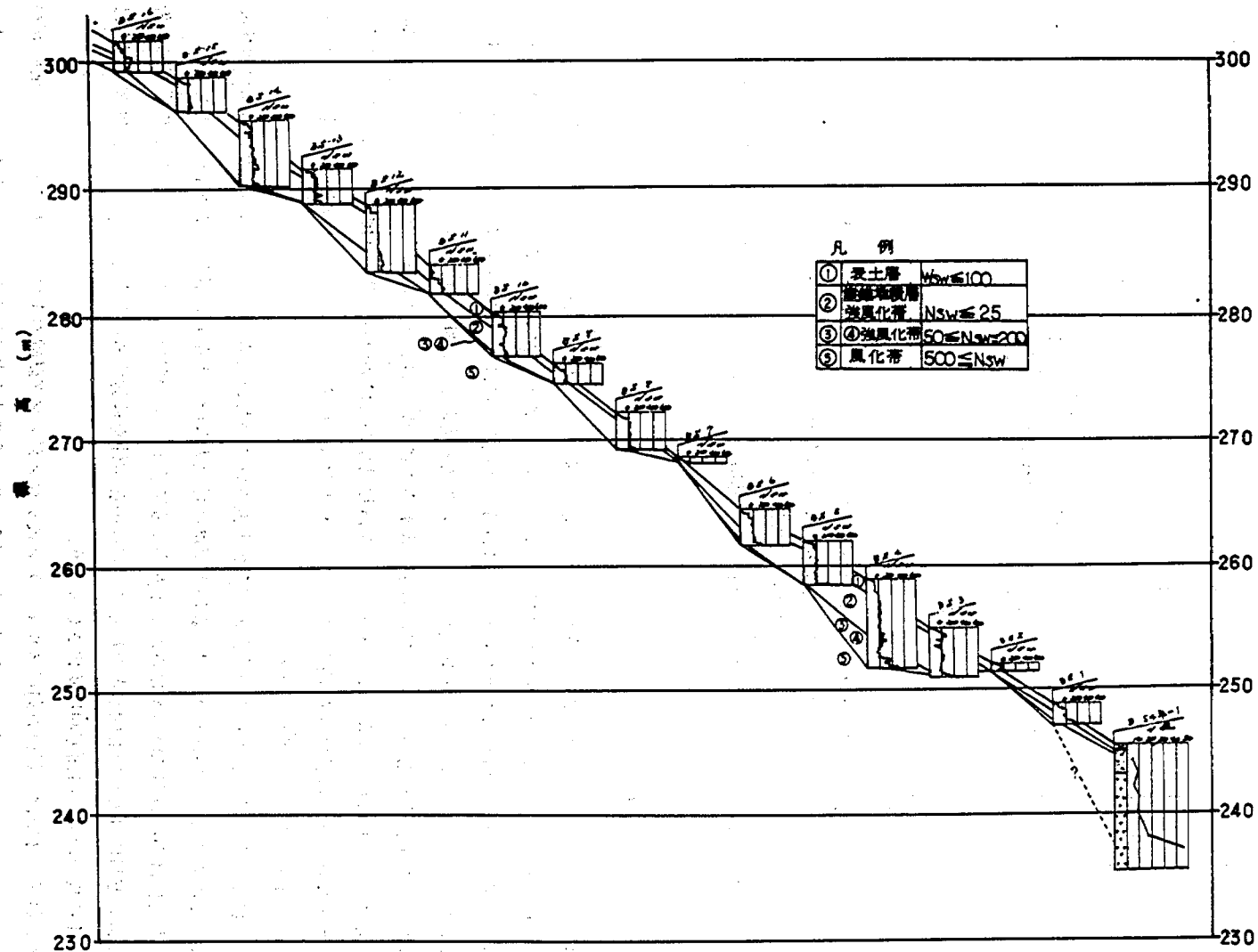


図 6-1(b) 斜面-2 の斜面方向のスウェーデン式サウンディング貫入抵抗断面図

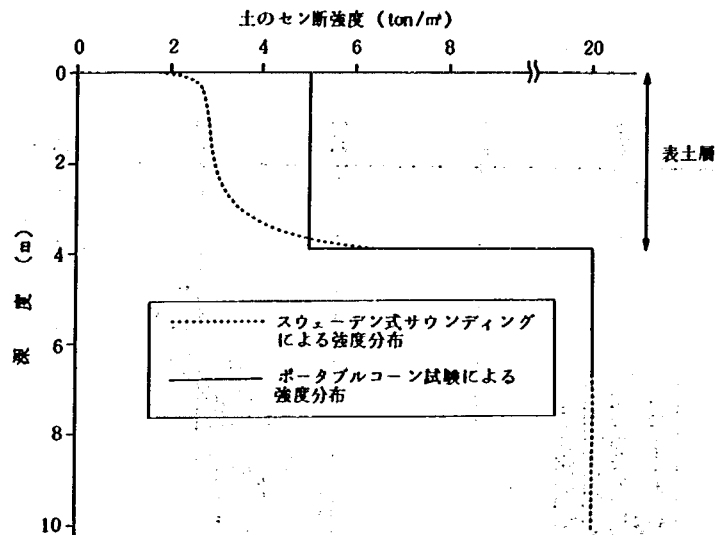


図 6-2 斜面-1 の DS-8 地点におけるスウェーデン式サウンディングから推定した粘着力とポータブルコーンから推定した粘着力の比較

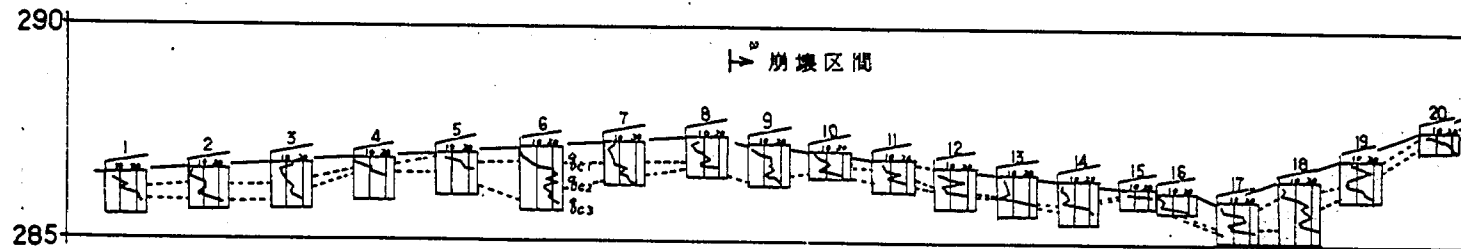
ま、粘性土の場合には、粘着力 C とコーン支持力 q_c の間には、近似的に次式の関係が成り立つとされている¹¹⁾。

$$q_c = 10 C \quad (6-3)$$

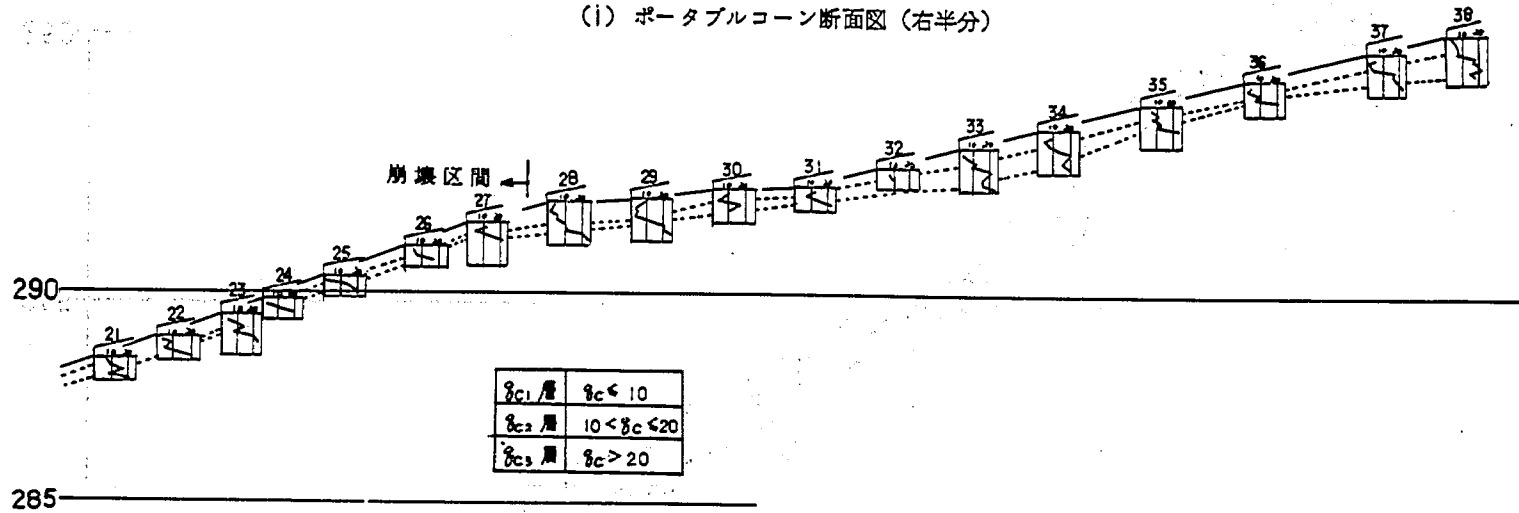
したがって、これから粘着力を推定すると、上記の $q_c = 4 \sim 6 \text{ kg/cm}^2$ に対応して、 $C = 4 \sim 6 \text{ t/m}^2$ となる。したがって、強度のばらつきを考えれば、 $C \approx 5 \text{ t/m}^2$ 程度と仮定することができよう。このようにして、ポータブルコーン試験から求めた Na 8 地点 (DS-8 地点とほぼ同一地点) の C の分布を図 6-2 に示す。表層では、 C の値はスウェーデン式サウンディング試験結果からの推定値の方が、ポータブルコーン試験結果からの推定値よりも小さくなっているが、表層以下については、スウェーデン式サウンディング試験結果からは $C > 21 \text{ t/m}^2$ 、また、ポータブルコーン試験結果からは 20 t/m^2 以上 (地表から 1~2 m で $C > 20 \text{ t/m}^2$ となり、それ以深は貫入不能となっている) となっている。したがって、表層以下の土層については、 $C = 21 \text{ t/m}^2$ として取扱うこととした。

なお、斜面-1 では、斜面に沿う方向の調査が実施されていないため、この方向への強度の分布は直接推定することができない。斜面-1 では、表層の崖錐層は巨大な礫が点在する不均一な地盤構成であるが、このような特性は斜面方向に異質をはさんで上から下まで変わっていない。そこで、ここでは、崖錐層の粘着力 C は斜面方向にはどこでも同じと仮定して、斜面の安定性を検討することとした。なお、崖錐層の厚さは図 2-4 に基づいて、斜面方向に変化させている。

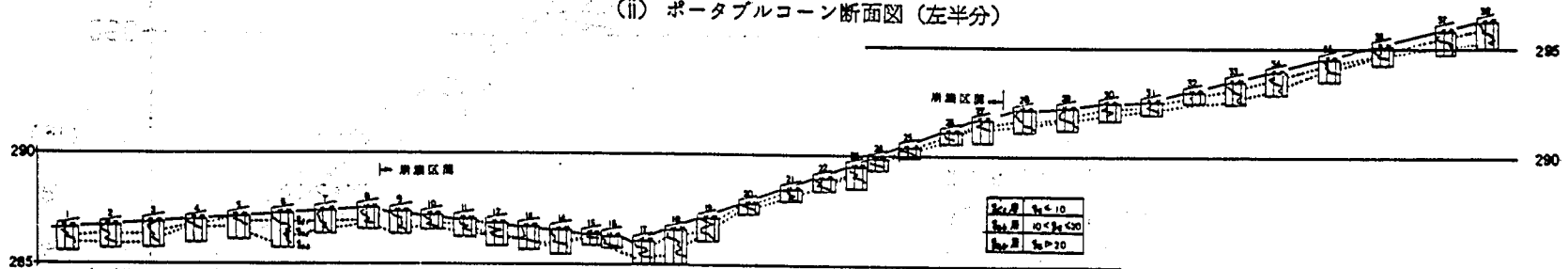
次に、斜面-2 では、斜面方向にスウェーデン式サウンディング試験およびポータブルコーン試験が行われているため、これから (6-1) 式および (6-3) 式で粘着力 C を求めることとした。しかし、ポータブルコーン試験は、図 6-3(b) に示したように、測定深度がすべて 1 m 以内と浅いため、解析に必要とさ



(i) ポータブルコーン断面図 (右半分)



(ii) ポータブルコーン断面図 (左半分)



(iii) ポータブルコーン断面図 ((i)+(ii))

図 6-3(a) 斜面-1 の横断方向のポータブルコーン断面図

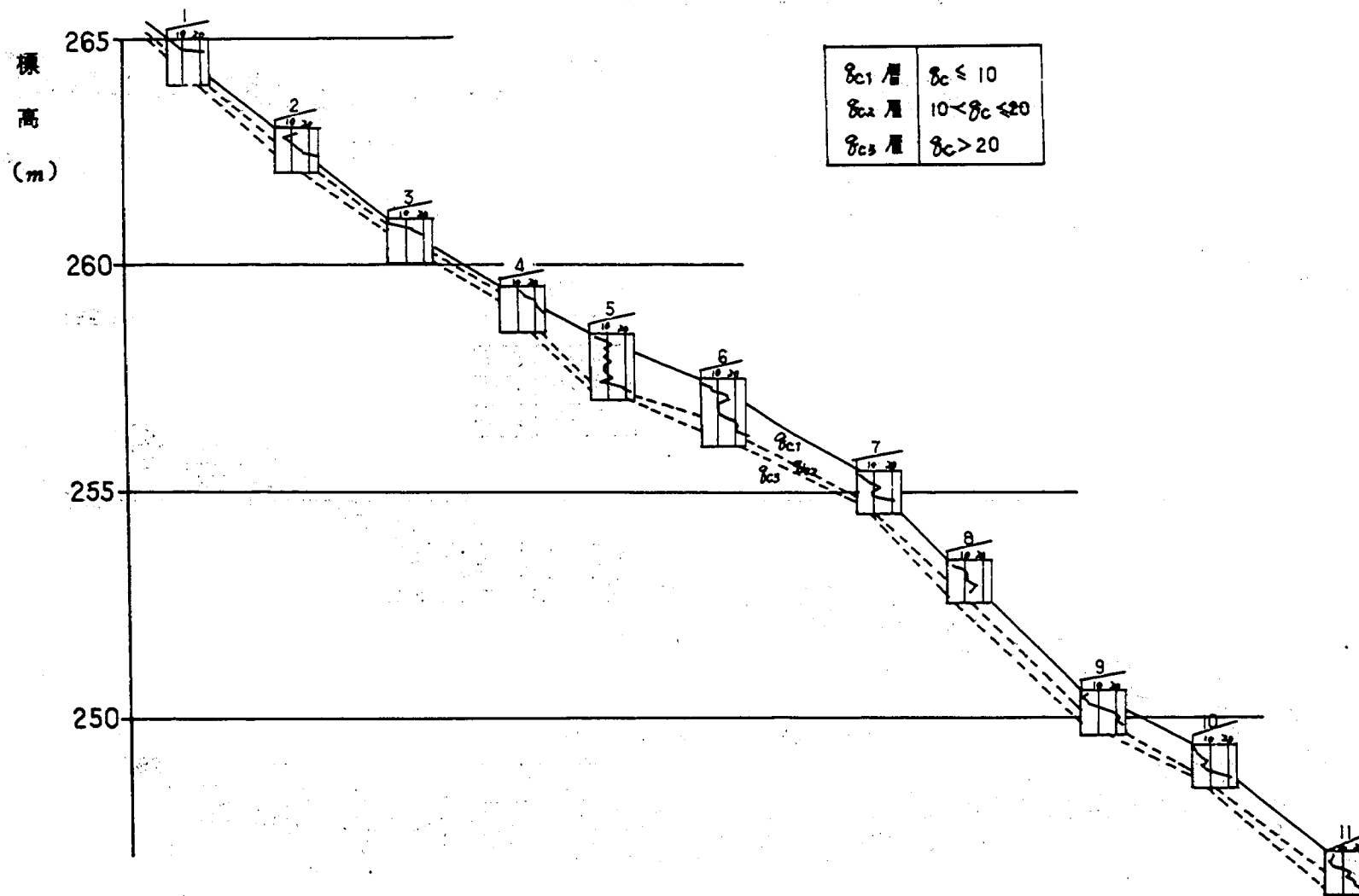


図 6-3(b) 斜面-2 の斜面方向のポータブルコーン断面図

れる深度の粘着力を(6-3)式で推定できない。そこで、コーン支持力を勘案して、ポータブルコーン試験に対応する粘着力の分布は斜面-1と同様に、崖麓層に対して5 t/m²と仮定した。なお、斜面-2では、県道より下の斜面では、スウェーデン式サウンディング試験およびポータブルコーン試験のいずれも実施されていないため、以下では解析の対象から除外した。

6.2 すべり係数の分布

常時の状態(自重のみ作用した場合)および地震時の状態に対して、すべり係数 S_f を次式で定義する。

$$\text{すべり係数 } S_f = \frac{\text{土に生じる最大せん断応力 } \tau_f}{\text{土のせん断強度 } \tau_f^R} \quad (6-4)$$

ここで、最大せん断応力 τ_f は、常時の状態に対しては、自重のみが作用した場合の斜面の変形を有限要素法により求め、それぞれの要素ごとに次式により計算する。

$$\tau_f^S = \sqrt{\left(\frac{\tau_x^S - \tau_y^S}{2}\right)^2 + \frac{1}{4} \tau_{xy}^S{}^2} \quad (6-5)$$

ここで

τ_f^S : 常時の状態における最大せん断応力

$\tau_x^S, \tau_y^S, \tau_{xy}^S$: せん断応力

上記の計算には、図2-7および2-8に示した動的解析に用いたものと同じ要素分割を用いる。また、地震時の状態に対しては、せん断応力 $\tau_x^D(t), \tau_y^D(t), \tau_{xy}^D(t)$ は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_x^D(t) &= \tau_x^S + \tau_x^d(t) \\ \tau_y^D(t) &= \tau_y^S + \tau_y^d(t) \\ \tau_{xy}^D(t) &= \tau_{xy}^S + \tau_{xy}^d(t) \end{aligned} \right\} \quad (6-6)$$

ここで、

$\tau_x^S, \tau_y^S, \tau_{xy}^S$: (6-5)式による常時のせん断応力

$\tau_x^d(t), \tau_y^d(t), \tau_{xy}^d(t)$: 動的解析による時刻 t における動的せん断応力

$\tau_x^D(t), \tau_y^D(t), \tau_{xy}^D(t)$: 自重分を加えた時刻 t における動的せん断応力

これより、地震時の最大せん断応力 τ_f^D は次式で求められる。

$$\tau_f^D = \left| \sqrt{\left(\frac{\tau_x^D(t) - \tau_y^D(t)}{2}\right)^2 + \frac{1}{4} \tau_{xy}^D(t)^2} \right|_{\max \text{ for } t} \quad (6-7)$$

一方、土のせん断強度 τ_f^R は一般に次式で与えられる場合が多い。

$$\tau_f^R = C + \sigma \tan \phi \quad (6-8)$$

ここで、

τ_f^R : せん断強度

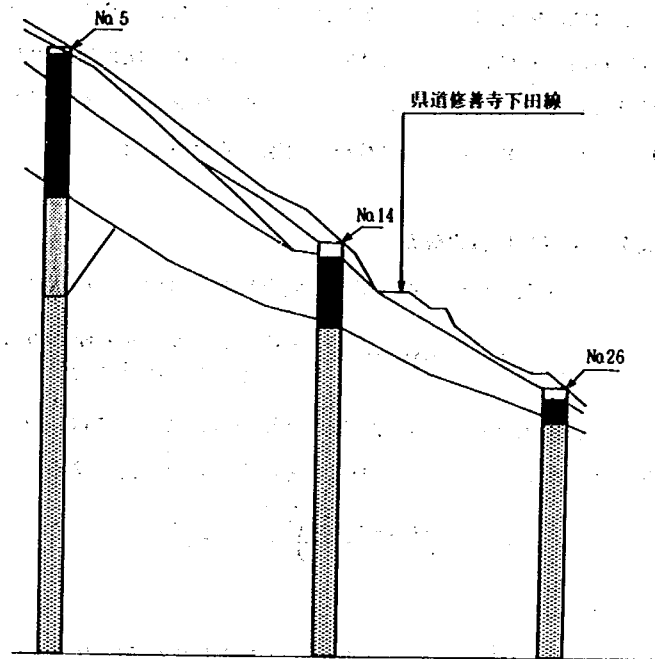
C : 粘着力

σ : 上載圧

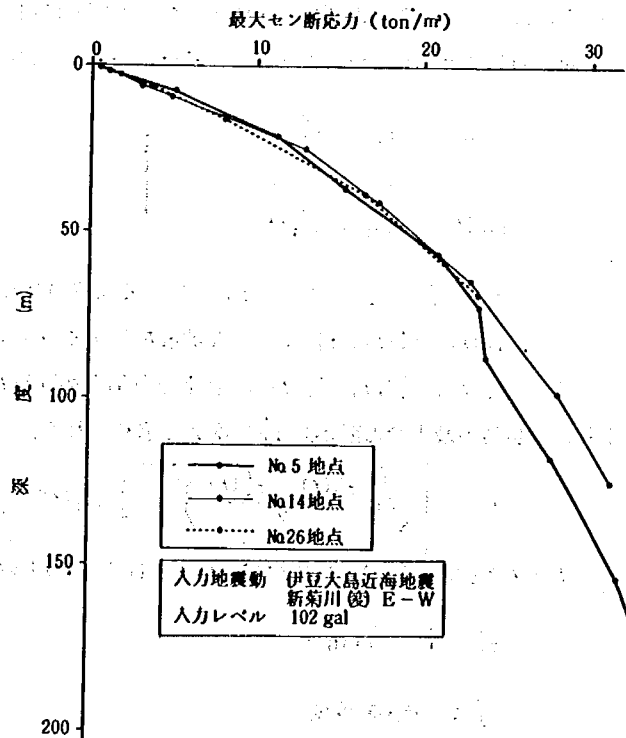
ϕ : 内部摩擦角

前節に示したように、崖錐堆積層に対して実施したスウェーデン式サウンディング試験および静的コーン貫入試験の結果から、 C についてはある程度の推定が可能である。 ϕ についてはこれらの試験結果から直接求めることができないため、ここでは一応 $\phi = 0$ と仮定した。なお、このようにして求めたせん断強度 τ_f^s は静的な値であり、(6-4)式で動的せん断力と比較することは適切ではないが、ここでは、他に適当な方法がないことから、この点に関しては考慮していない。

このようにして、要素ごとに(6-4)式で、すべり係数 S_f を求めることができるが、地震応答解析では要素ごとに要素の重心位置での応力が求められるため、崖錐層内での深さ方向の応力分布を安定性の検討に必要な程度に細かく求めることができない。そこで、図6-4に示すように斜面-1の中から3地点を選び、1次元の土柱モデルにより崖錐層内の応力分布を計算した。このような計算では斜面の形状の影響が計算結果に反映されていないが、表層の応力の分布を知るためにはある程度有効と考えられる。この結果によれば、最大せん断応力は深さ方向に深さ z の約1/2乗で増加していることがわかる。しかしながら、表層の2~5m程度の範囲では、最大せん断応力は深さに比例して増加しているとみなしても大きな誤差は生じないと考えられる。このような点から、ここでは崖錐層内の最大せん断応力の分布を、地表面を0とし、要素の重心位置での計算値を結ぶ直線上



(a) 解析対象地点

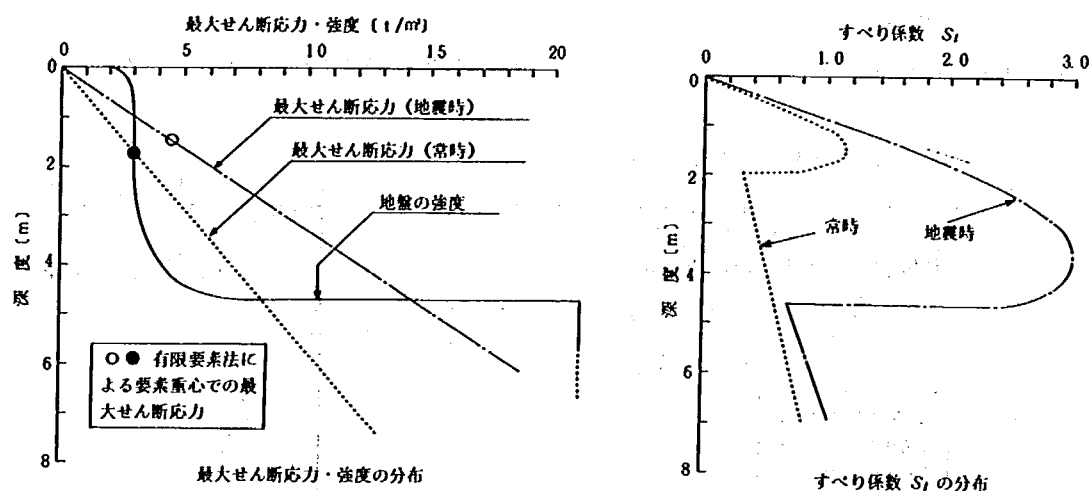


(b) 最大せん断応力の地中内分布

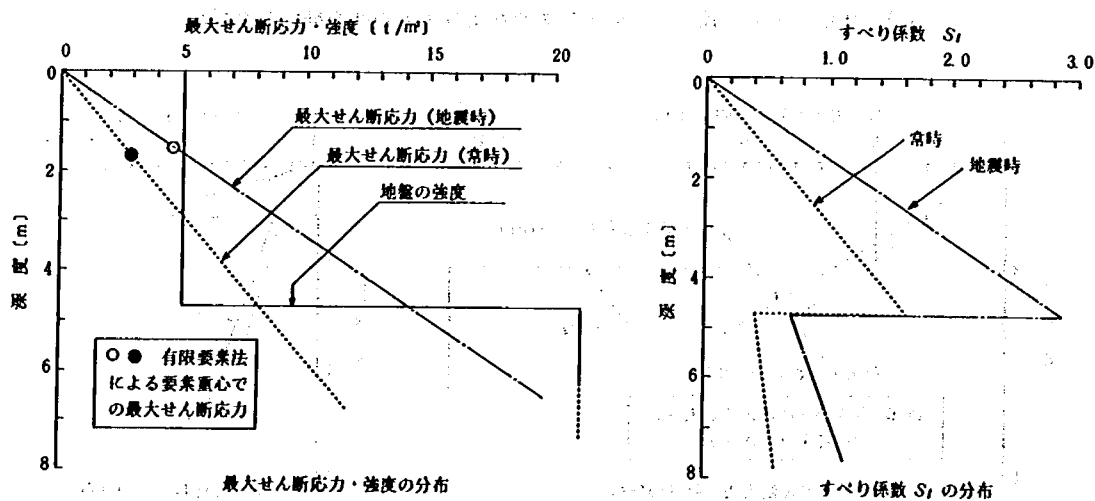
図6-4 一次元土柱モデルによる最大せん断応力分布の推定

の分布とした。たとえば、斜面-1における、最大せん断応力および強度の分布と、これより(6-4)式で求めたすべり係数 S_f の分布は図6-5(斜面-1の県道直上の崩壊した斜面—図2-7に示す要素番号No16)および図6-6(斜面-1の上方の未崩壊部分—図2-7に示す要素番号No5)に示す通りである。

以上のようにして、斜面-1および斜面-2(ただし、斜面-2は県道上方の斜面のみ)の崖麓層内のすべり係数 S_f の分布を求めた結果を図6-7(常時、スウェーデン式サウンディング調査結果から土の強度を推定した場合)、図6-8(地震時、同左)、図6-9(常時、静的コーン貫入試験結果から土の強度を推定した場合)、図6-10(地震時、同左)に示す。この結果から、すべり係数 S_f の分布に関しては以



(a) スウェーデン式サウンディング調査より土の強度を推定した場合

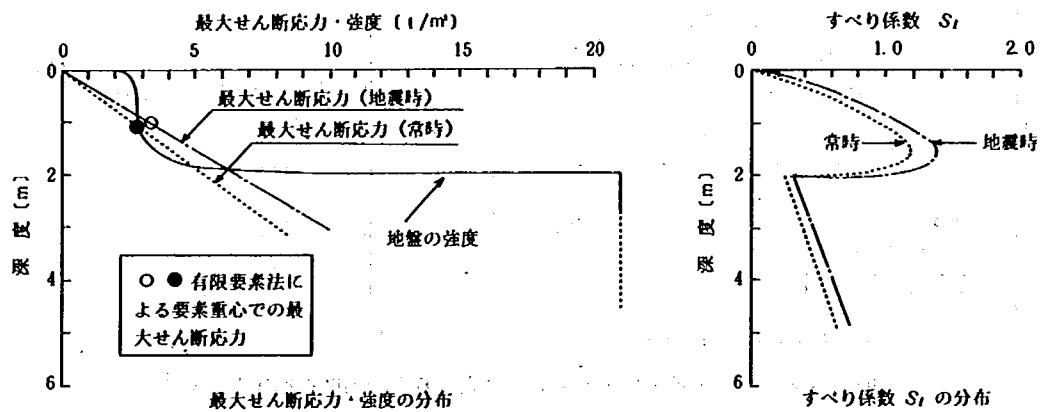


(b) 静的コーン貫入試験より土の強度を推定した場合

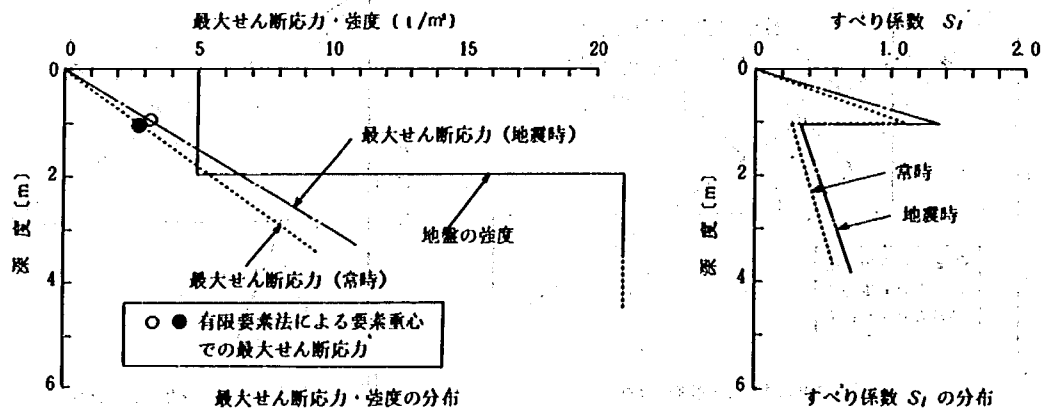
図6-5 最大せん断応力および強度の分布とこれより求めたすべり係数 S_f の分布
(●○● (斜面-1, 県道直上の斜面, 図2-7に示す要素No16))

下の点が指摘される。

- (i) 地震時における S_f の分布を斜面-1 および斜面-2 の間で比較すると、スウェーデン式サウンディング調査結果および、静的コーン貫入試験結果のいずれから地盤の強度を推定した場合でも、斜面-1 の S_f は斜面-2 よりも大きい。たとえば、スウェーデン式サウンディングに基づいて地盤の強度を定めた場合には、 S_f の最大値が、斜面-1 では3.0以上となる領域があるのに対して、斜面-2 では、1.5程度にすぎない。
- (ii) 地震時における斜面-1 の S_f の分布は、崩壊区間内において、非崩壊区間よりも大きくなる傾向にある。ただし、崩壊区間のうち、最も山側（上方）では、必ずしも S_f の大小と崩壊の起点との間にはっきりした関係が認められる訳ではない。道路面から10~15m程上方の斜面（崩壊面の最も谷側（下方））において、 S_f の大きい領域がある。
- (iii) 常時における S_f の値は、斜面-1、斜面-2ともに地震時の値に比較して小さい。たとえば、ス



(a) スウェーデン式サウンディング調査より土の強度を推定した場合



(b) 静的コーン貫入試験より土の強度を推定した場合

図6-6 最大せん断応力および強度の分布と、これより求めたすべり係数 S_f の分布
(斜面-1, 県道上の未崩壊部分の最下端, 図2-8に示す要素No.5)

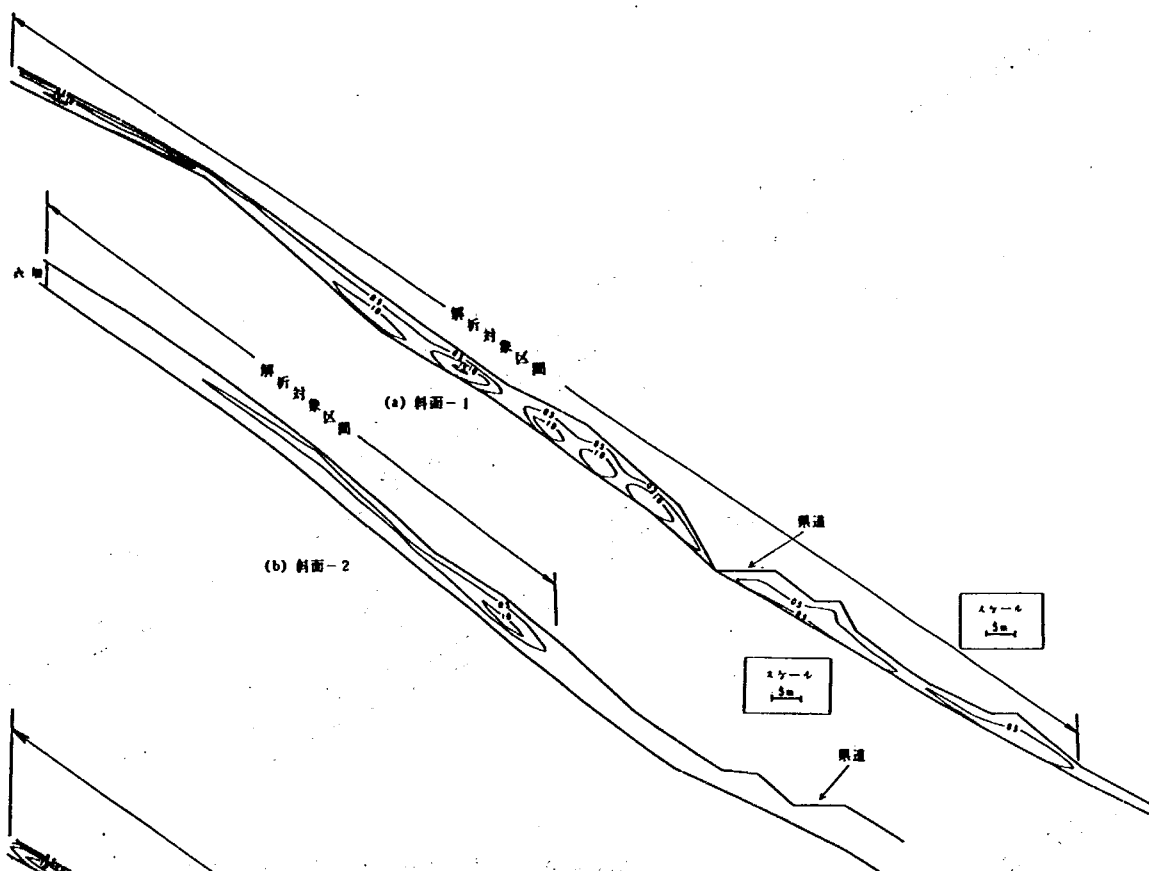


図6-7 常時のすべりやすさ係数の分布
(スウェーデン式サウンディングの結果を用いた場合)

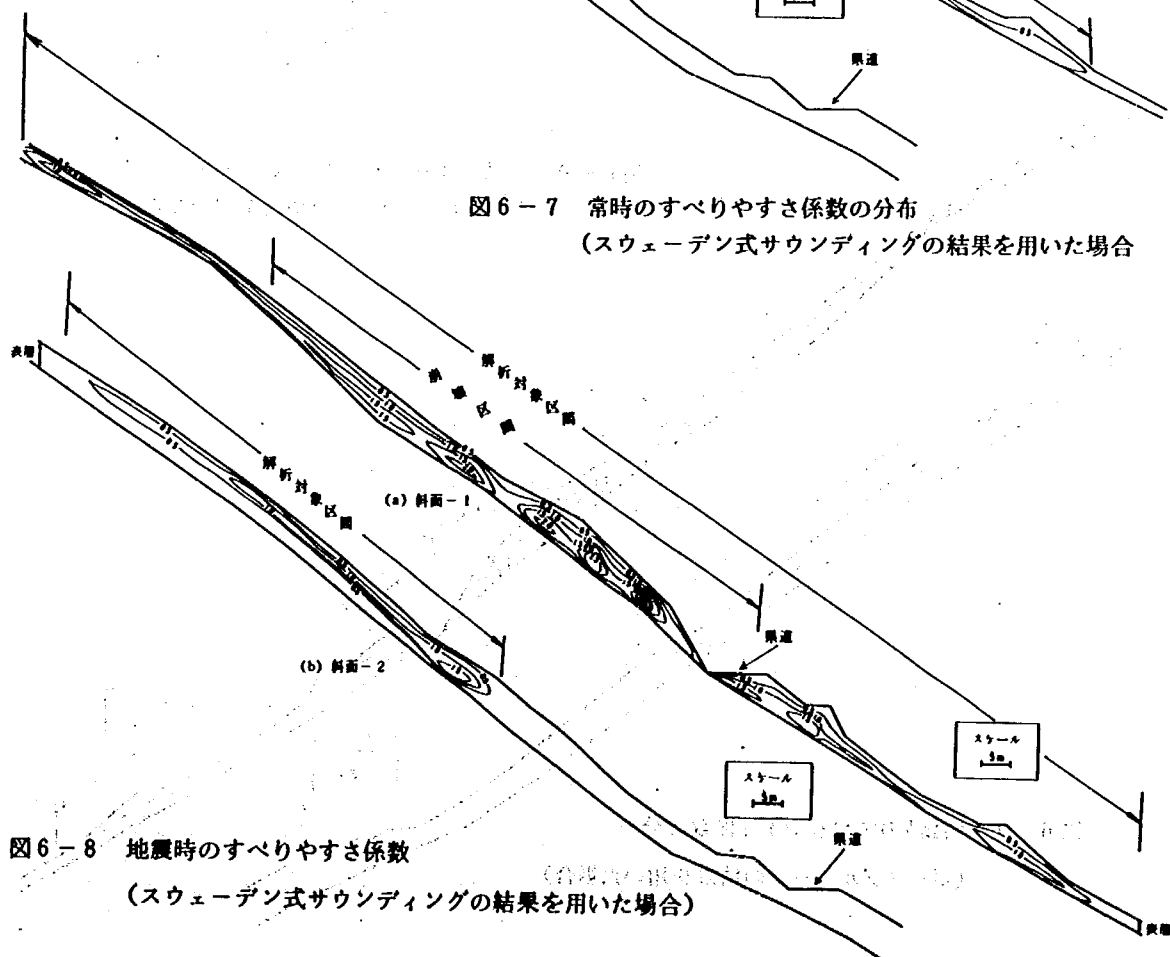


図6-8 地震時のすべりやすさ係数
(スウェーデン式サウンディングの結果を用いた場合)

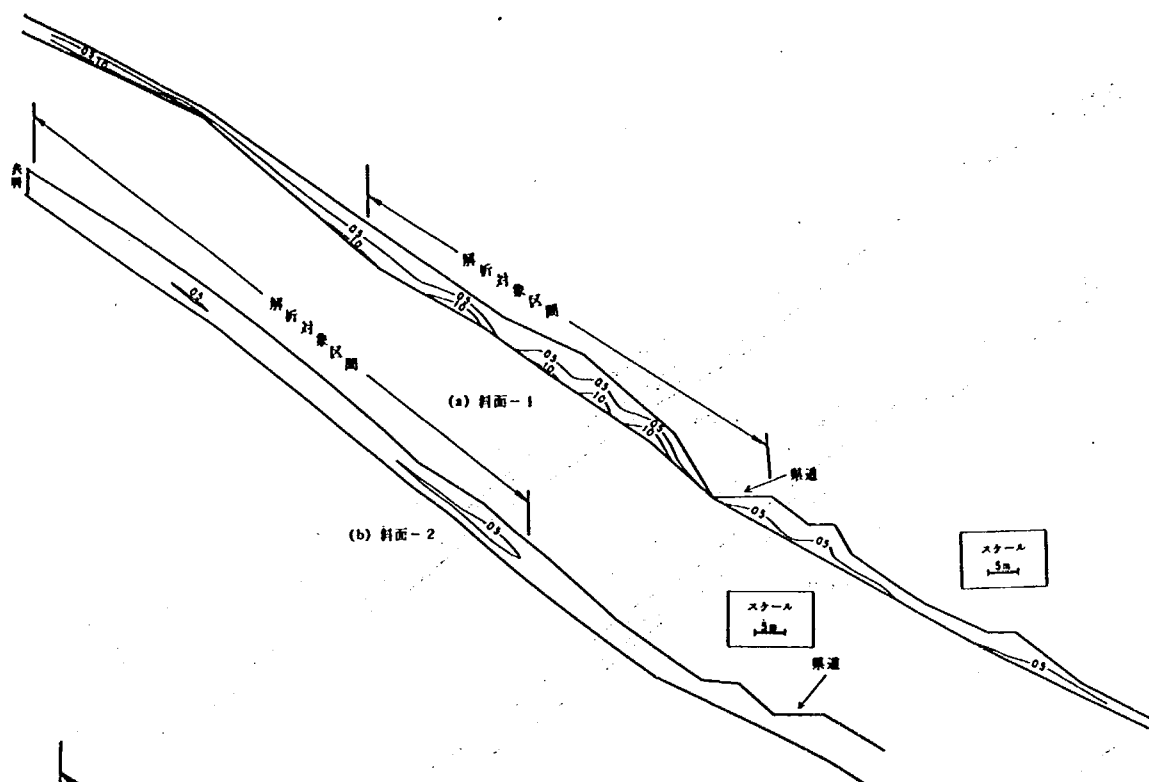


図 6-9 常時のすべりやすさ係数の分布
(ポータブルコーンの結果を用いた場合)

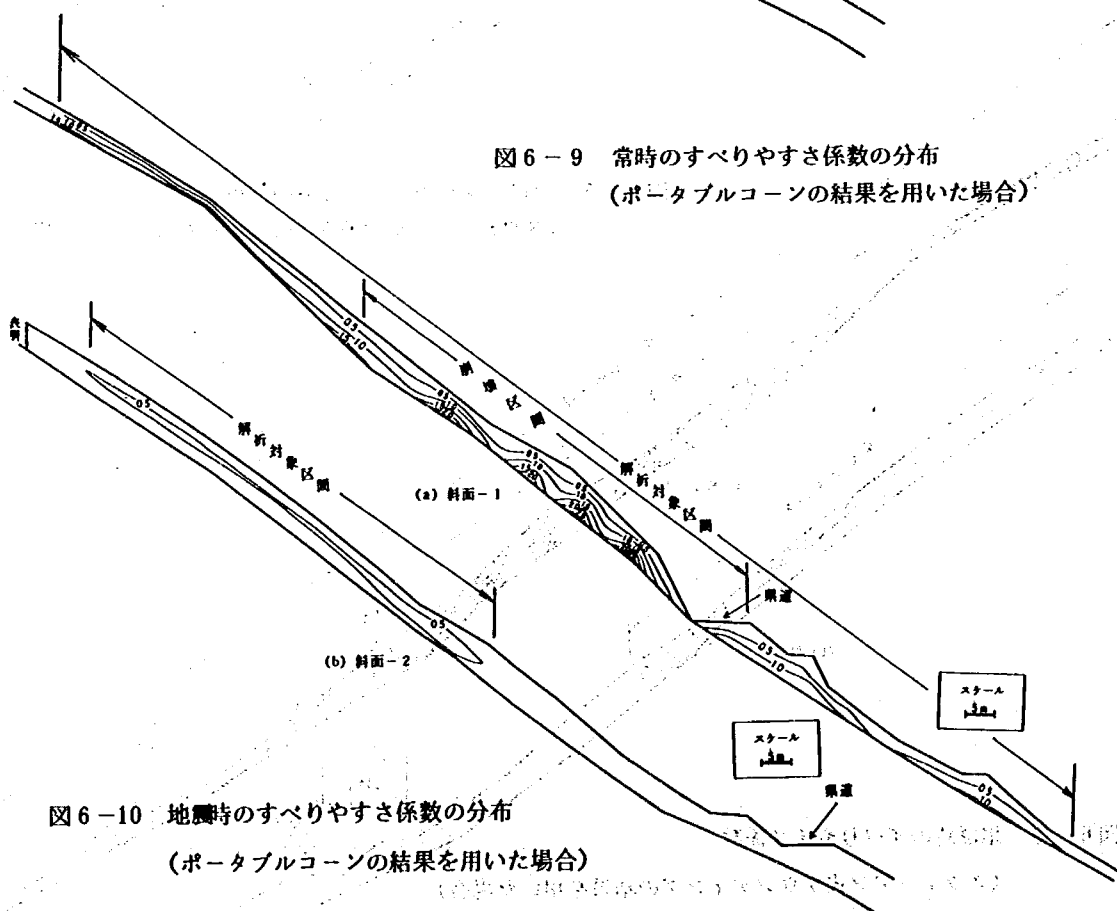


図 6-10 地震時のすべりやすさ係数の分布
(ポータブルコーンの結果を用いた場合)

ウェーデン式サウンディングに基づいて、地盤の強度を定めた場合には、地震時の S_f の最大値が 3.0 以上であるのに対して、常時には 1.5 以上にすぎない。常時において S_f が相対的に大きい領域は、地震時にも S_f が大きくなっている。

- (iv) 斜面-1における崩壊区間と非崩壊区間の両者、および、斜面-2の S_f の分布（常時、地震時）を総合すると、ここに示した結果の範囲では、崩壊と非崩壊の判定を $S_f \approx 2.0$ （スウェーデン式サウンディング調査に基づき強度を定めた場合）、もしくは、 $S_f \approx 1.5$ （静的コーン貫入試験に基づき強度を定めた場合）とすれば、崩壊の有無をおおよそ区別できると考えられる。

7. すべり面法による安定性の検討

7.1 概 説

地震時の斜面の安定度の予測手法のうち計算によるものでは、従来の円弧ないし複合すべり面法に地震加速度を静的慣性力に換算して作用させ、安全率を計算する方法と、有限要素法（FEM）を用いた弾性、非弾性の応力解析法を介してすべり安定を動的に検討する方法等がある。これらの手法は、精度や作業の煩雑さ等がそれぞれ異なるので、解析目的等に応じて適宜使い分ける必要がある。

一般に、すべり面法による地震時斜面の安定解析法は、作業が容易な上に実施例も多く実績がある。一方有限要素法による動的応答解析は、地震時の斜面の挙動をできるだけ真実に近い姿で把握する目的で用いられているが、まだ実績も少なく作業は煩雑である。これからも、詳細な解析が必要な場合には、この動的応答解析が用いられることも多いであろうが、そのような場合にも、動的応答解析法による結果が静的すべり面法による結果とどのような関連があるのかを明らかにしておくことが重要である。

したがって、本章では上記のような観点から、前章までに述べてきた有限要素法による解析結果と、すべり面法の一手法である Janbu の方法を石原⁹⁾が一部改良した方法による結果とを比較することにより、両手法の結果の関連性を検討した。

7.2 すべり法による安定解析法の概要

今回のすべり面法の基本となる Janbu の方法は Bishop 法¹⁰⁾を一般すべり面の解析に適するように Janbu によって拡張されたもの¹⁰⁾であり、複合すべり面法の一つである。

この方法は、図7-1のように斜面が任意の形のすべり面に沿ってすべるものと仮定し、この土塊を任意の細片に分割し、まず、そのうちの一つの細片を取り出して力の釣り合いを考え、次に、すべり土塊全体について安全率を計算する方法である。なお、地震力としては各細片に水平荷重 $(a/g) \cdot \Delta W_i$ を加えるという石原らの方法（ここではこの方法を以下 Janbu 式と呼ぶことにする。）を用いた。ここで、 a は地震水平加

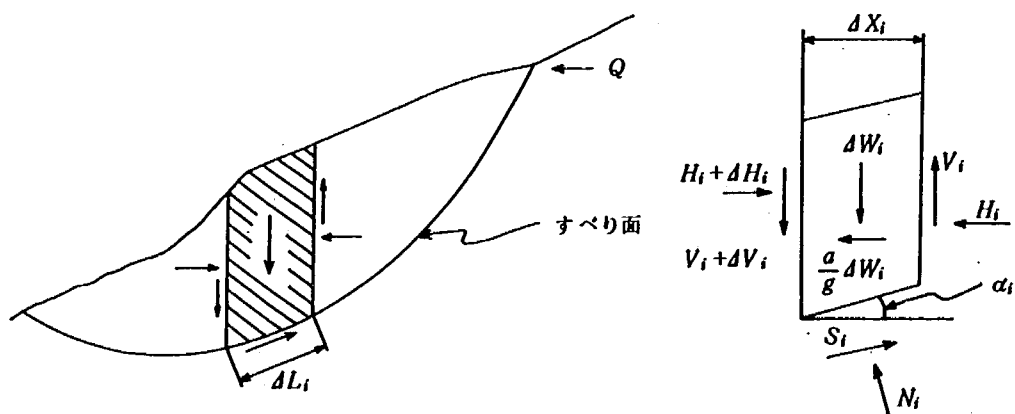


図7-1 Janbuによるすべり解析のモデル

速度 (gal) である。図 7-1 中の ΔW_i , S_i , N_i , α_i は各細片の重量, せん断力, 垂直反力, すべり面の傾きを表わし, g は重力加速度, ΔH_i , ΔV_i はそれぞれ水平・垂直方向の不静定内力である。

安全率 (F_s) を求める式の誘導の詳細は参考文献⁹⁾に譲るが, 土塊の粘着力を C' , 内部摩擦角を ϕ' とし, すべり土塊の上部に働く水平力等の外力 Q をゼロ, また, $\Delta V_i = 0$ とした場合の安全率は以下の式で表わされる。

$$F_s = f_0 \frac{1}{\sum \frac{a}{g} \Delta W_i + \sum \Delta W_i \cdot \tan \alpha_i} \cdot \sum \frac{C' \Delta L_i \cos \alpha_i + (\Delta W_i - U_i \Delta L_i \cos \alpha_i) \tan \phi'}{\cos^2 \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'}{F_s} \right)}$$

式中の f_0 は, 図 7-2 のようにすべり面の始端と終端を結ぶ直線距離 L と, この直線からすべり面までの最大距離 d との比 d/L により, 図 7-3 から求められる補正係数である¹⁰⁾。また, U_i は各細片のすべり面での間隙水圧であるが, 今回の計算では, 斜面崩壊時およびその後の地盤調査の際にもすべり面付近に地下水等が認められなかったことによりすべて $U_i = 0$ とした。

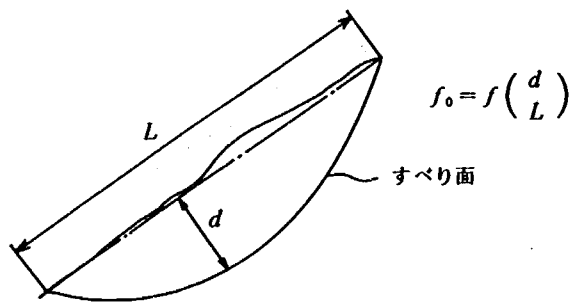


図 7-2 すべり面の形状 (d/L)

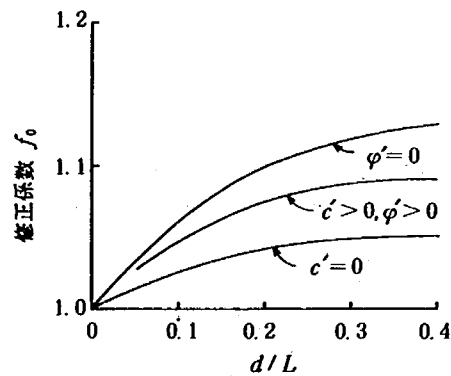


図 7-3 すべり面の形状 (d/L) と補正係数 (f_0) との関係

7.3 検討内容

7.3.1 計算断面

Janbu 式により安全率を計算した断面は, 図 7-4 から図 7-6 に示す合計 14 断面である。各断面は以下に述べる主に 3 つの目的のために設定した。なお, 図中 1, 2, ... の丸印のつかない番号は分割要素の節点番号であり, ①, ②, ... の丸印のついた番号は要素番号を表わしている。また, 図 7-6 には () でかこんだ節点における最大水平加速度と等最大水平加速度線も記入してある。

(1) 経験的に想定されるすべり面での安全率の検討

図 7-4 の①, ⑩および図 7-5 の③, ⑨は分割要素に沿って経験的に想定されるすべり面を設定したものであり, これらの断面について安全率を検討する。

(2) 斜面の凸部付近にすべり面を想定した場合の安全率の検討

地震応答解析の結果によれば, 図 5-1 ~ 図 5-3 に示したように, 斜面に突部がある場合にはその近傍

図 7-4
静的安定解析に用いる
想定すべり面 (斜面-1)

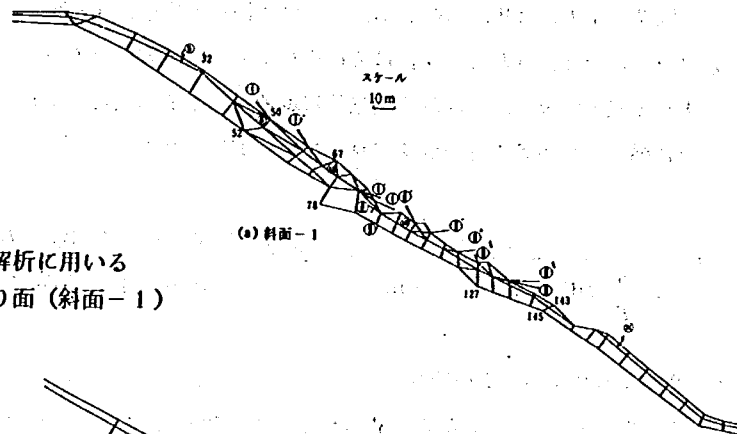


図 7-5 静的安定解析に用いる
想定すべり面 (斜面-2)

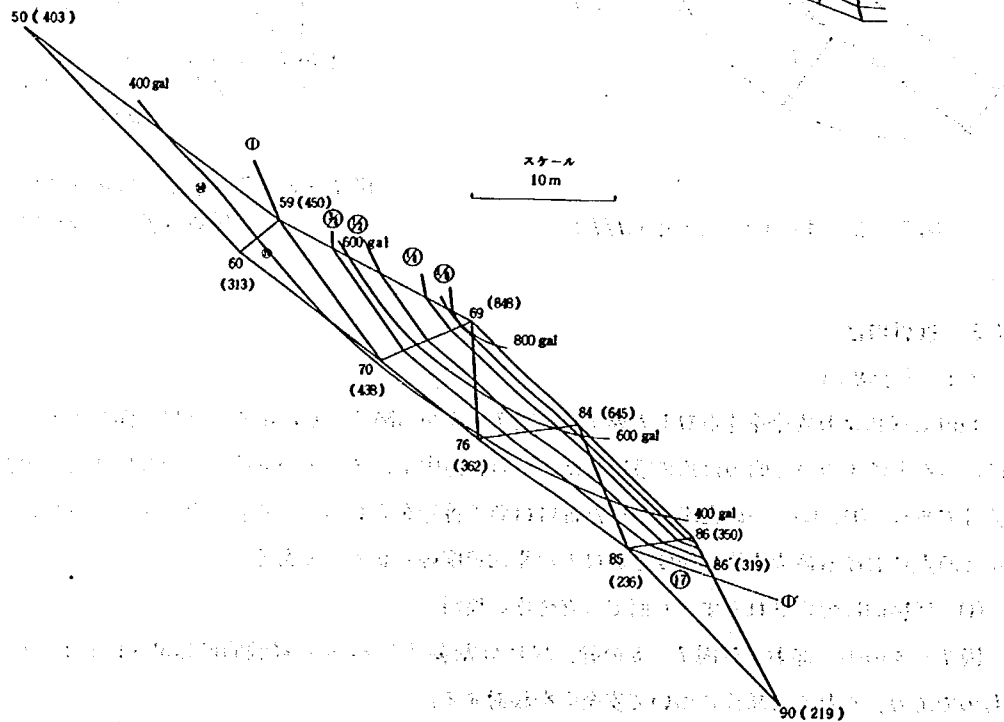
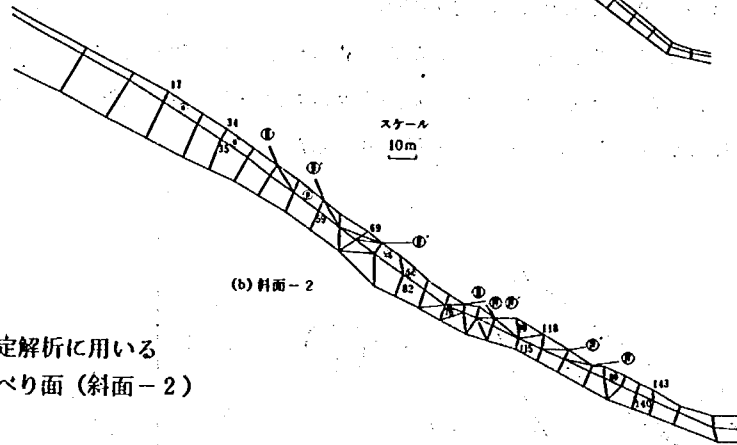


図 7-6 すべり面の深さを变化させた場合の安全率の
検討 (斜面-1の一部を取り出したもの)

で加速度が増幅される傾向がある。このような場合に、加速度が増幅される突起部の周辺で、すべりに対する安全率が減少するかどうかを検討するために、図7-4の⑩'、⑪'、⑫'、⑬'および図7-5の⑭'、⑮'の断面にすべり面を想定して安全率を計算した。

(3) 想定すべり面の深さを变化させた場合の安全率の変化の検討

図7-6の⑯、⑰、⑱、⑲の各すべり面は⑩のすべり面を基準として、この深さの、それぞれ約 $\frac{1}{4}$ 、 $\frac{1}{2}$ 、 $\frac{3}{4}$ の深さにすべり面を想定した場合に、安全率がどのように変化するかを検討するために設けたすべり面である。

7.3.2 各スライスでの水平加速度の推定方法

Janbu式による計算に際しては、各スライスの水平加速度を、(a) 400 gal 一定、(b) 動的応答解析により求められた最大水平加速度の2ケースとした。

ここで、400 gal 一定の加速度を用いる解析は、すべり面法による安全率の計算では、全体に一律な加速度の値を採用することが多いことを考慮したもので、加速度の強度は、伊豆大島近海地震においては解析地点付近での最大加速度がおおむね 400 gal 程度と推定されていることによっている。

また、応答解析による加速度を用いたのは、場所ごとの加速度応答値の違いを考慮した場合に、(a)の方法と比較して、どの程度の差異が生じるかを検討するためである。なお、有限要素法による応答解析では、節点ごとに加速度が計算されるので、これをもとに Janbu式における各スライスごとの最大水平加速度を算定するには、以下の方法によった。

図7-7において、 $a, b, \dots, e$ は有限要素解析における節点名、およびそこでの最大水平加速度 (gal) を示すことにする。スライスA (四辺形) の4つの接点名およびそこでの最大水平加速度は A_{ab}, b, A_{de}, e である。 a から A_{ab} までの距離を l_{aa} 、 b から A_{ab} までの距離を l_{ba} とおいて、 A_{ab} における最大水平加速度を距離により内挿して次のように求めた。

$$A_{ab} = \frac{a \cdot l_{ba} + b \cdot l_{aa}}{l_{aa} + l_{ba}}$$

また、各スライスに作用する最大水平加速度は、このようにして求めた4つの節点での最大水平加速度の算術平均値とした。例えば、スライスAでの最大水平加速度 (A) は次のようになる。

$$A = \frac{A_{ab} + b + A_{de} + e}{4}$$

7.3.3 土質定数 (C, ϕ) の推定

Janbu式による計算では、土質定数 (C, ϕ) を、次の2通りに仮定した。

- (a) $C = 5 \text{ ton/m}^2, \phi = 0^\circ$
- (b) $C = 3 \text{ ton/m}^2, \phi = 30^\circ$

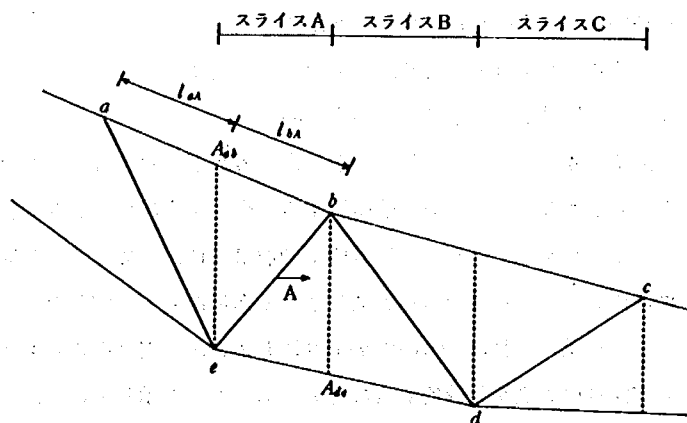


図7-7 有限要素解析における節点とすべり面法におけるスライスのモデル

なお、(a)の値は、6.1で述べたポータブルコーンからの推定値に対応させたものである。また、(b)の値は本七滝地区に近い川合野地区における崩壊地での崖維層の土質試験の結果では、 $C_{uu} \div 3 \text{ ton/m}^2$, $\phi_{uu} \div 20^\circ$ の値¹³⁾が求められていることと、花崗岩地帯での岩盤区分D(崖維層に相当)では一般に $C = 0 \sim 8 \text{ ton/m}^2$, $\phi = 30^\circ$ ⁵⁾程度と推定されることを参考にして設定したものである。

7.4 検討結果および考察

7.4.1 応答解析から求めた加速度を用いた場合と一樣加速度を用いた場合の安全率の比較

図7-4、図7-5に示したすべり面①、⑩、⑪、⑫に対して、Janbu式により応答解析から求めた最大水平加速度を用いた場合の安全率と400 gal 一樣加速度を用いた場合の安全率との関係を整理した結果が図7-8である。土質定数がa), b)の2種類のケースとも、両者はよい相関を示し、プラスマイナス1割程度のバラツキを許せば、両者はほぼ一致すると考えられる。したがってここに示した範囲では、つまり、すべり面が深さ数m程度で経験的に想定されるような型であり、かつ、平均的な加速度がある程度の精度で推定できる場合には、場所ごとの加速度の違いを詳細に求めなくても、代表的な加速度値を用いることにより、近似的な安定度の評価をすべり面法により行うことができることを示していると言えよう。

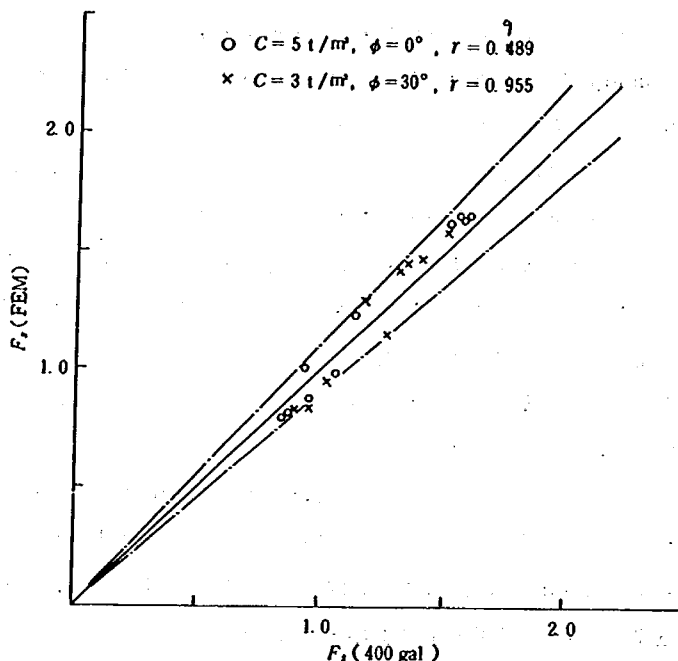


図7-8 地震応答解析から求めた加速度を用いた場合と一樣加速度を用いた場合の安全率の相関 (r は相関係数)

7.4.2 崩壊部と非崩壊部での安全率

図7-4、7-5に示した①から⑫の各断面に対する安全率は表7-1に示す通りであり、これより崩壊部と非崩壊部の安全率を比較検討すると次のようになる。なお、①は、斜面-1の県道上方の崩壊面に沿って設定した断面であり、⑩は道路下の崩壊面に沿って設定した断面である。また、⑪と⑫は斜面-2の非崩壊地において、地層の境界と推定される面に沿って設定した断面である。

この結果によれば、①の安全率は⑪および⑫の安全率よりも大きく、この範囲では、ここでの地震時斜面の安定性の評価が比較的妥当なものであることを示している。しかしながら、⑩の断面については、これが崩壊したにもかかわらず、崩壊しなかった⑪、⑫の断面より高い安全率が計算上得られている。この原因としては、地盤条件把握の精度が大きな問題と考えられるが、今後、さらに慎重に検討することが必要とされよう。

表 7-1 斜面-1 および斜面-2 の経験的に
想定されるすべり面の安全率

すべり面	$C = 5 \text{ t/m}^2, \phi = 0^\circ$ の場合		$C = 3 \text{ t/m}^2, \phi = 30^\circ$ の場合	
	FEM	a=400gal	FEM	a=400gal
①	0.81 (1.00)	0.86 (0.00)	0.82 (1.00)	0.89 (1.00)
②	1.22 (1.51)	1.13 (1.31)	1.28 (1.56)	1.17 (1.31)
③	1.00 (1.23)	0.93 (1.08)	1.00 (1.22)	0.93 (1.04)
④	0.79 (0.78)	0.84 (0.98)	0.94 (1.15)	1.02 (1.15)

- (注) 1) すべり面は図 7-4, 7-5 を参照
 2) () 内の数字は①の断面の安全率を 1.0 とした場合の、他の断面における相対的な安全率の値
 3) FEM, a=400 gal はすべり計算において、それぞれ地震応答解析により求めた加速度を用いた場合、および 400 gal 一様の加速度を用いた場合を示す。

表 7-2 斜面凸部付近にすべり面を
想定した場合の安全率

基本断面	安全率(A)		検討断面	安全率(B)		B/A	
	a	b		a	b	a	b
①	0.81	0.82	①	0.87	0.83	1.07	1.01
②	1.22	1.28	②	1.64	1.41	1.34	1.10
			②'	1.61	1.44	1.32	1.13
			②''	1.65	1.57	1.35	1.23
③	1.00	0.93	③	1.63	1.46	1.63	1.60
④	0.79	0.94	④	0.98	1.14	1.24	1.21

- a ; $C = 5.0 \text{ ton/m}^2, \phi = 0^\circ$ の場合
 b ; $C = 3.0 \text{ ton/m}^2, \phi = 30^\circ$ の場合

7.4.3 斜面の凸部付近にすべり面を想定した場合の安全率

斜面の凸部で加速度の大きい付近に、図 7-4, 7-5 に示したように、①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥ のすべり面を想定した場合の安全率を表 7-2 に示す。表中の B/A の値は斜面の凸部付近に想定したすべり面での安全率 B をその基本となる経験的な想定すべり面での安全率 A で除した値（例えば、①の 0.87 を①の 0.81 で除した値 1.07）を示している。したがって、この値が 1.0 より大きな場合は、斜面の凸部付近にすべり面を想定した方が、これより深い位置に従来の経験に基づいて、すべり面を想定した場合よりも相対的に安全率が高いことを示している。

ここでの検討は、すべり面深さが同じ場合を設定しているが、B/A の値はすべて 1.0 以上である。したがって、斜面の凸部付近において加速度応答が局所的に大きくなったとしても、このことが凸部付近の局所的な崩壊を発生させることにはならないことを示していると解釈されよう。

7.4.4 想定すべり面の深さを变化させた場合の安全率の変化

図 7-6 に示したように、すべり面の深さを⑦, ⑧, ⑨, ⑩と变化させた場合の安全率を図 7-9 に示す。応答解析の結果によれば、加速度の値は崖面層表面ほど大きく、崖面層底面に近くなるにしたがって小さくなっている。したがって、加速度だけに注目すれば表層崖面層の浅い部分の安全率の方が、崖面層全体を対象とした安全率よりも、見かけ上低くなりそうであるが、安定計算の結果では、すべり面の深さを深くするにしたがって安全率は低下している。

この検討では、⑦から⑩までの各断面ともに、同一の地盤定数 (C, ϕ) を持つ崖面層と仮定しているため、これらの地盤定数の大きさおよび分布が变化した場合についても検討することが必要とされるが、一般には、崖面層内に著しく強度の差が大きい境界がない限り、崖面層の底面からすべると考えることができよ

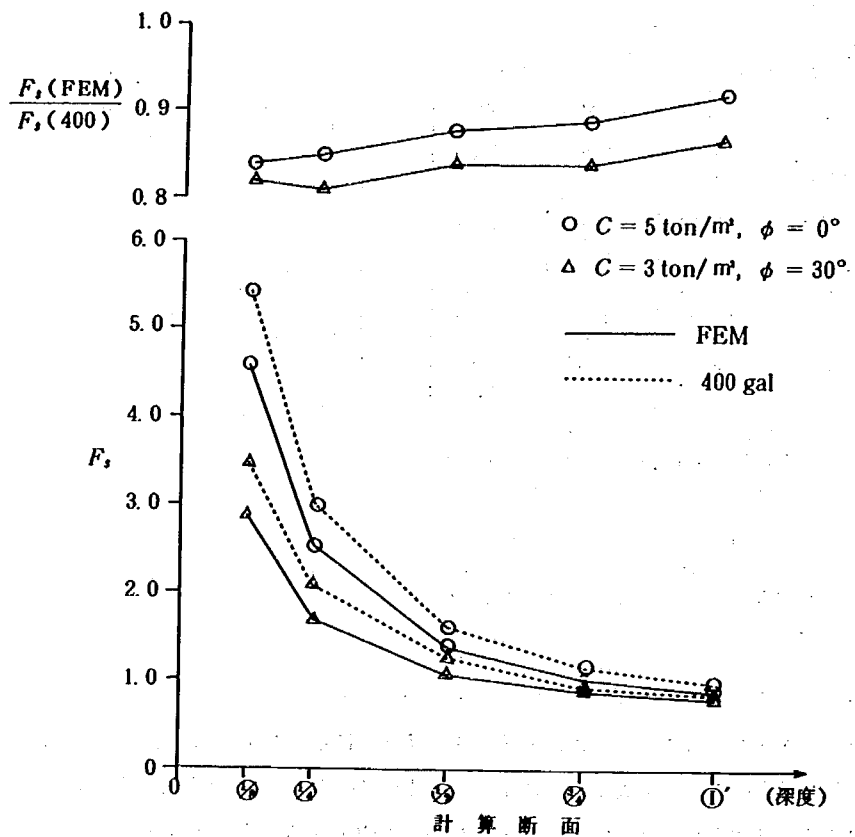


図7-9 すべり面深さを变化させた場合の安全率の変化

う。事実、七滝地区での崩壊は、深度数mの崖錐層と強風化層との境界で発生しており、上記の傾向と符合している。

図7-9には7.4.1に示したような場所ごとに加速度を変化させた場合と、代表値により一様な加速度に置きなおした場合の比較 ($F_s(FEM)/F_s(400)$) も示してある。すべり面の深さが数mと比較的深い場合には、7.4.1に示したように $F_s(FEM)/F_s(400) \approx 1.0$ であったが、④や③断面のような深さが1m程度のごく浅い場合には、加速度の大きさの影響が現われて $F_s(FEM)/F_s(400) \approx 0.8$ となり、応答解析からの加速度を用いた方が、一様加速度を用いた場合より約2割安全率が低下している。

8. 結 論

昭和53年1月14日の伊豆大島近海地震により表土層、崖錐層の崩壊を生じた修善寺～下田線梨本地区の斜面を対象として、地震応答解析により斜面の基本的な振動特性を調査し、安定性の検討を行うとともに、すべり面法による安定性の解析結果との比較検討を行った。本解析の結果は以下のようにまとめることができる。

(1) 地震動加速度の増幅は、水平成分、鉛直成分ともに地山内においては小さく、表面に近い強風化岩層および崖錐堆積層内において著しい。加速度の増幅は表層の地盤条件とともに、地形条件の影響を受け、形状としては大きくみてゆるやかにふくらんだ斜面に、また、その中でも、小さく出っばった凸部において、それぞれ、起伏のない平坦な斜面よりも大きく加速度が増幅される。

(2) 斜面の解析では、形状の効果により、水平方向に加振した場合には水平方向の応答加速度だけでなく鉛直方向の応答加速度が、また、鉛直方向に加振した場合には、鉛直方向の応答加速度だけでなく水平方向の応答加速度が、それぞれ生じる。斜面の安定性を検討するためには、鉛直成分の影響もあるとされており、今後、斜面の解析に際しては、水平方向の入力地震動だけでなく、鉛直方向の入力地震動も考慮することが必要とされよう。

(3) 伊豆大島近海地震による斜面崩壊を検討するために、同地震により解析地点から最も近い位置で採取された新菊川変電所の強震記録を基盤入力とし、表土層、崖錐層の崩壊を生じた斜面-1とこれに隣接する斜面-2の応答解析を行った。この結果によれば、斜面形状に起伏が少なく、また、崖錐層の厚さもおおむね一様な斜面-2では、地盤に生じる最大せん断ひずみおよび最大せん断応力がともに斜面に沿って、なだらかに変化するのに対して、形状および表層の厚さが変化する斜面-1では、このような地形および地盤条件の変化に対応して、最大せん断ひずみおよび最大せん断応力が特定箇所で大きくなる傾向がある。

(4) 動的解析より求めた地震時の最大せん断応力 τ_f に対する土のせん断強度 τ_f^R (スウェーデン式サウンディング調査結果および、静的コーン貫入試験結果から推定した) の比 (τ_f/τ_f^R) として地震時のすべり係数 S_f を定義すると、崩壊した崖錐層では崩壊しない崖錐層に比較して相対的に S_f が大きい。

(5) 常時におけるすべり係数 S_t (常時の場合には、斜面の自重による最大せん断応力を τ_t とした) は、斜面-1、斜面-2ともに地震時におけるすべり係数 S_f よりも小さい。ただし、常時において S_t が周辺に比較して相対的に大きい箇所は、地震時にも S_f が大きくなっており、もともと常時に不安定な箇所が地震により崩壊しやすいことを示していると考えられる。

(6) 動的解析により求めた箇所ごとに異なる加速度値を用いて、Janbuの方法により、すべりに対する安全率を求めた場合と、一様な加速度を用いて同じすべりに対する安全率を求めた場合を比較すると、両者の安全率には著しい違いはない。このことから、すべり面の深さが本解析で対象としたように数m程度で一般的な形状の斜面では、場所ごとの加速度の違いを詳細に求めなくても、崖錐層内の代表的な加速度値を用いることにより、すべり面法により安全度の評価を行うことができると考えられる。

(7) 動的解析の結果によれば、斜面の凸部付近において、加速度の増幅が局所的に大きくなり得ることが

示されているが、すべり面をこのような凸部の付近に想定した場合（最大の深さは崖錐層の底面）と、崖錐層の形状に沿って、その底面近くに経験的に想定した場合のそれぞれの安全率をすべり面法によって求めた結果、安全率は後者の方が前者よりも小さくなった。したがって、斜面の凸部付近において加速度応答が局所的に大きくなったとしても、このことがすぐ、この付近の崩壊を招くことにはならないと考えられる。

(8) 動的解析の結果求めた崖錐層内の加速度値を用いて、すべり面の深さ（いずれも崖錐層内）を変化させて、すべり面法によって安全率を求めた。加速度の値は、一般に崖錐層表面ほど大きく、崖錐層底面になるにつれて小さいため、加速度だけに着目すれば、浅い位置にすべり面を想定した場合の方が、見かけ上安全率が低くなりそうであるが、安定計算の結果では、想定すべり面の深さを深くするにつれて安全率は低下した。解析に用いた地盤定数の分布が変化した場合についても検討することが必要とされるが、一般には、崖錐層内において著しく強度が変化しない限り、崖錐層の底面からすべるという計算結果になる。

謝 辞

本調査に際しては、静岡県土木部道路維持課ならびに同下田土木事務所の多大な御協力を賜わった。とくに、下田土木事務所天城道路整備課杉浦勉課長には、被害状況の確認ならびに地盤調査に関し、大変お世話になった。ここに記し、厚くお礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告(Ⅰ)——1978年伊豆大島近海地震災害——，道路震災対策委員会，昭和54年3月。
- 2) 日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告(Ⅱ)——道路構築物の被災予測に関する研究——，道路震災対策委員会，昭和54年9月。
- 3) 東伊豆道路震災対策検討委員会：東伊豆道路震災対策検討委員会報告書，昭和54年3月。
- 4) 建設省土木研究所：地震災害予測のための地盤種判定等調査報告，土木研究所資料第1592号，昭和55年6月。
- 5) 高速道路調査会：基礎構造に関する調査研究——昭和48年度報告書，昭和49年2月，p. 110。
- 6) 藤井達也：道路の防災・震災対策，道路，昭和53年9月。
- 7) 安江朝光，^及安町雄二：地震と斜面崩壊，道路，昭和53年9月。
- 8) 建設省土木研究所：1978年1月伊豆大島近海地震調査概要，土木研究所資料，第1346号，昭和53年2月。
- 9) 石原研而，吉田喜忠，長尾哲：崩壊地における不撓乱資料の強度試験，東伊豆道路震災対策委員会報告書，東伊豆道路震災対策委員会，昭和54年3月。
- 10) 例えば，赤井浩一：土質力学，朝倉書店，昭和41年5月，pp. 245～250。
- 11) 土質工学会：土質調査法，昭和47年3月。
- 12) 大橋昭光，岩崎敏男，川島一彦：墓石の転倒状況から推定した1978年伊豆大島近海地震の地震動強度，土木技術資料，Vol. 20-11，昭和53年11月。
- 13) 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：伊豆大島近海地震による斜面崩壊現地調査報告書，昭和53年11月。
- 14) 大草重康，龍岡文夫，谷口栄一他：1978年1月伊豆大島近海の地震による見高入谷地区斜面崩壊に関する調査，土木研究所資料第1432号，建設省土木研究所，昭和53年12月。
- 15) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録(No. 2)，土木研究所彙報，Vol. 33，昭和53年10月。
- 16) 芥川真知，吉中龍之進，安江朝光：地震災害と地形・地盤——山地における事例を中心として，土と基礎，Vol. 28，No. 6，昭和55年6月。
- 17) 岩崎敏男，川島一彦，森本巖：斜面の地震応答特性の一解析，第35回土木学会学術講演会，昭和55年9月。
- 18) 岩崎敏男，龍岡文夫：地震応答解析に基づく人工島の耐震安定性解析，土木研究所資料，第1058号，建設省土木研究所，昭和51年10月。
- 19) Chang, F. K.: An Empirical Interpretation of the Effects of Topography on Ground Motion of the San Fernando, California Earthquake, 9 February 1971. Miscellaneous Paper S-76-1, Waterways Experimental Station, 1976.

- 20) Sesma, F. J. and Rosenblueth, E: Ground Motion at Canyon of Arbitrary Shape under Incident SH Waves, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 7, 1979.
- 21) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和: 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ) — 広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性 —, 土木研究所報告, 第 153 号, 建設省土木研究所, 昭和55年 3 月。
- 22) Lawrence, L. D. and West, L. R.: Observed Effects of Topography on Ground Motion, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 63, No 1, pp. 283-293, 1973.
- 23) Mostaghel, N. and Nowroozi, A. A.: Earthquake Response of Hills, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 65, No 6, pp. 1733-1742, 1975.

**16. 1980年 6 月29日伊豆半島東方沖の
地震被害調査速報**

田崎 忠行，仲野 公章
萩原 良二，木全 俊雄

土木技術資料 Vol.22. No.10
1980.10

中華書局影印 1980年 01

北京圖書館藏

北京圖書館藏

北京圖書館藏

01.04.33.10.9. 北京圖書館藏

01.03.01

<速報>

1980年6月29日伊豆半島東方沖の地震被害調査速報

田崎 忠行* 仲野 公章**
萩原 良二*** 木 全 俊 雄****

まえがき

1980年6月24日頃から群発地震の続いていた伊豆半島東方沖(川奈崎沖)において、6月29日16時20分にこの群発地震の中では最大規模(マグニチュード6.7)の地震が発生した。筆者ら4名はこの地震による被害の状況を把握するために、地震発生の翌日6月30日の午後に現地へ向い、その日の夕刻に伊東市へ到達した。震源に近いせいか、宿泊所において調査の打合せをしている最中、1時間に1度くらいの割合で地震を感じるような状況であった。翌日7月1日、静岡県熱海市土木事務所伊東支所、日本道路公団東伊豆道路管理事務所に立寄りながら、被害の集中した国道135号および一般県道伊東川奈八幡野線の被災現地を調査した。以下にこの調査で確認された伊豆半島東方沖の地震(1980年6月29日)による被害の概要を報告したい。

1 地震の概要

今回の地震の震源地である伊東市川奈崎沖では、昭和53年11月から12月にかけて最大マグニチュード5.4の群発地震が1カ月半ほど続き、また、昭和54年の3月と5月にも群発地震が観測されている。今回の地震も6月24日頃から微小地震が観測され、6月25日から人体に感じられるような群発地震が顕著化し、6月29日16時20分に一連の群発地震の中では最大規模のマグニチュード6.7の地震が発生した。この地震は川奈崎沖から南方に延びた活断層が左横ずれしたものであり、その諸元は以下のとおりであった。

発生時刻：1980年6月29日16時20分

震源：伊豆半島東方沖(伊東市川奈崎沖)

東経139.3度、北緯34.9度、深さ0 km

規模：マグニチュード6.7

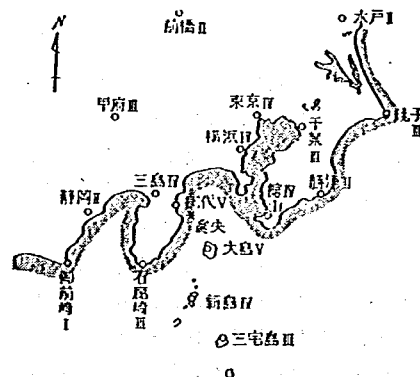
震度分布：図-1参照

群発地震は、このマグニチュード6.7の地震の発生した6月29日を境にして減少傾向にある。網代測候所(熱

表-1 網代測候所(熱海市)における地震観測¹⁾

月	日	震度(発生回数)						日降水量 (mm)
		I	II	III	IV	V	VI	
6月	25日	0	2	0	0	0	2	0.0
	26日	0	0	0	0	0	0	27.5
	27日	5	1	2	0	0	8	0.0
	28日	8	11	2	1	0	23	0.0
	29日*	12	7	3	0	1	22	7.0
	30日	11	3	2	0	0	16	1.0
7月	1日	8	2	0	0	0	10	0.0

注)*6月29日16時20分に最大規模 $M=6.7$ の地震発生

図-1 伊豆半島東方沖の地震($M=6.7$)の震央と震度分布

海市)において観測された6月25日から7月1日までの震度とその発生回数を表-1に示している。

2 強震計による加速度記録

今回の地震動については、静岡県、神奈川県、東京都、千葉県下に設置されている強震計により、多数の地震動加速度記録を採取することができた。最大加速度値に着目してこれらの分布を示すと図-2のとおりとなる。この分布には、記録の採取された地点の地盤条件あるいは建物の影響が取り除かれていないため、比較的近接した記録地点においても加速度の値に幅が見られるが、静岡県の富士市付近から三浦半島西部にかけて最大加速度50gal以上の地域が分布している。分布の範囲および最大加速度値は、1978年の伊豆大島近海地震に比べると多少小さく、同じ伊豆半島においても震源に近い東側の伊東市付近では、最大加速度300gal以上が観測されているのに対し、半島の西側の雲見大橋(賀茂郡松崎町)では50gal程度となっている。また、沼津市において150~200galの加速度が観測されているが、これはこの地域の地盤が

* 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室主任研究員
** 砂防部危険斜面地質研究室研究員
*** 地震防災部耐震研究室研究員
**** 地震防災部振動研究室研究員
Tadayuki Tazaki, Kimiaki Nakano, Ryoji Hagiwara, and
Toshio Kimata: Preliminary Report on Izu-Hanto-Toho-Ok
Earthquake of 1980

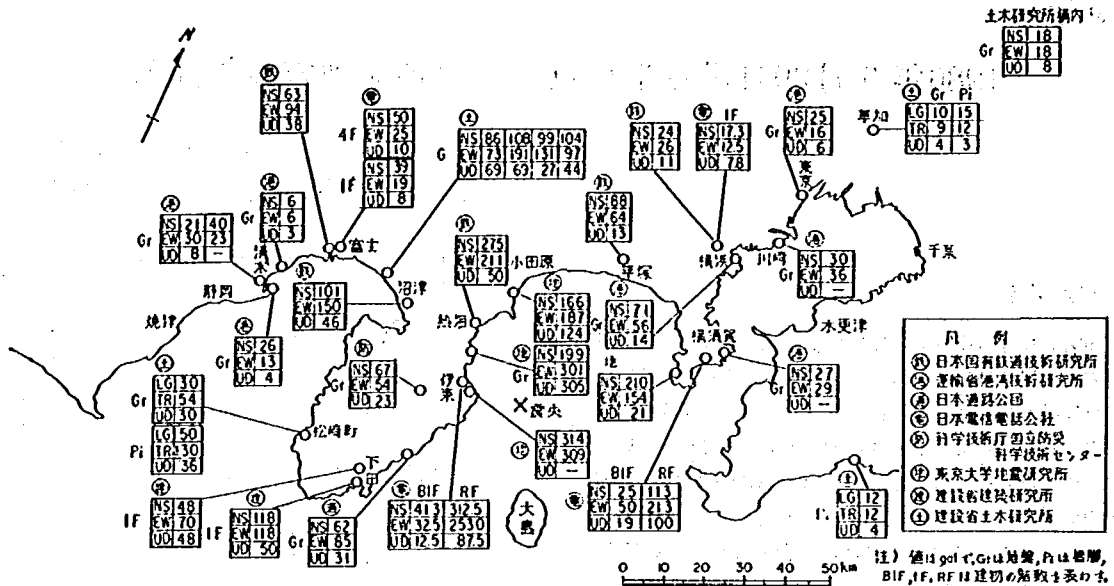


図-2 各地の最大地震加速度

軟弱であるため、表層地盤における地震動の増幅作用が大きく表われているためと考えられる。

図-2に示した地震動の最大加速度分布を震央距離によって分類整理した結果が図-3（水平方向加速度）である。これらのデータを比較すると、伊東電信電話局の地階、中伊豆町の岩盤上で採取された加速度値は小さ目の値であると思われるが、これらを除けばかなりまとまった分布をしていると考えられる。図-3には、式(1)により推定した最大加速度の値も同時に示している。ここで、式(1)は301成分の地震動加速度記録を用いて統計的に求めた平均地盤上での最大加速度推定式²⁾である。

$$A_{max} = 34.1 \times 10^{0.308M} \times (\Delta + 10)^{-0.925} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 A_{max} ：最大加速度振幅 (gal)

M ：マグニチュード

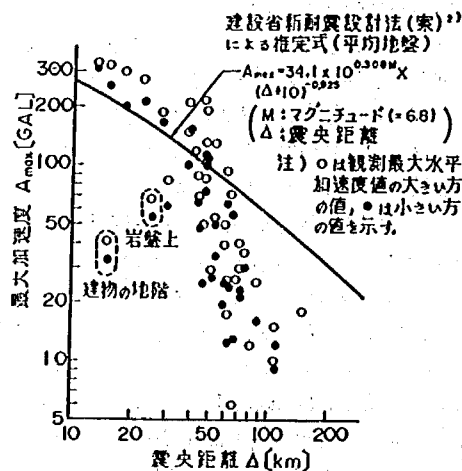


図-3 震央距離による最大水平加速度値の減衰

Δ ：震央距離 (km)

今回の地震による最大加速度と震央距離の関係は、図-3に示したように式(1)に比べて震源から近距離のところでは最大加速度は大きめの値、遠距離のところでは小さめの値となっており、地震波動の伝播経路における減衰が大きくなっている。

3 被害の概要

6月29日、マグニチュード6.7の地震の直後、伊東市では16時30分に、熱海市では17時00分に災害対策本部を設置し、被害の把握と復旧対策に当たった。静岡県がまとめた7月2日17時現在の静岡県内での被害は表-2のとおりである。震源に近い伊東市南部では、かわら屋根の破損、がけ崩れなどが発生し、川奈小浦地区では13世帯38人が近くの公民館などへ避難した。また、伊東市の中心街では水道施設の破損、ガス漏れ（7箇所）等、1978年の宮城県沖地震で経験したような都市型災害の特徴も一部に見られた。各地域には自主防災組織が形成されており、地震後間もなく伊東市の災害対策本部へ市郊外の防災組織各支部から電話や無線で被害状況に関する情報が続々と入って来たが、市中心部の被害状況については市民から寄せられた断片的な情報がほとんどであり、正確な情報を迅速に収集し、被害状況を総合的に把握するための情報収集連絡体制の整備の必要性が認識された。通信施設の被害はとくになかったが、問合せなどの電話が殺到することが予想されたため、伊東電信電話局によって地震後約4時間通話規制の措置がとられ、一般加入電話の使用は制限された。

公共施設の被害については次のようであった。震源に

表-2 静岡県における被害 (7月2日17時現在) ^{a)}

被害区分	市町村名	熱海市	伊東市	三島市	修善寺町	大仁町	中豆伊町	計
人的被害	負傷者		3					3
	死者		4					4
住家被害	半壊		1					1
	一部破損	2	495	48	20	1	7	573
非住家被害	公共建物	2						2
	その他	1	10					11
その他の被害	文教施設		13					13
	道路	7	19					26 ^{b)}
	河川		4					4
	港湾	1	3					4
	水道	4	34	1				39
	清掃施設		1					1
	崖くずれ	6	5			2		13
	鉄道不通	3	2					5

注) ^{a)} その後の調査により、道路施設の被害箇所は計53箇所となっている (表-4参照)。

表-3 静岡県内における交通施設の機能障害 ^{a), b)}

交 通 施 設		交 通 規 制	規 制 解 除	
鉄 道	国鉄	東海道新幹線	6月29日16時20分運転停止	6月29日20時05分運転再開
		東海道本線	6月29日16時20分運転停止	6月29日19時10分運転再開
		伊東線	6月29日16時20分運転停止	6月29日17時49分運転再開
		御殿場線	6月29日16時20分徐行運転	6月29日18時11分平常運転
		身延線	6月29日16時20分徐行運転	6月29日18時23分平常運転
	私鉄	伊豆急線	6月29日16時20分運転停止	6月29日20時23分運転再開
道 路	国道 135号（東伊豆有料道路）		6月29日16時25分全面通行止	下田一橋取6月30日9時解除 7月1日11時全区間解除
	国道 136号（旧道）奈良本一伊東市境		6月29日17時10分全面通行止	6月29日19時45分解除
	県道伊東・川奈・八幡野線		6月29日17時50分全面通行止	9月30日解除予定
	県道沼津・土肥線		6月29日19時30分一部片側通行止	7月21日解除

注) 静岡県以外では、国鉄内房線青根一館山間、相模線茅ヶ崎一横本間が運転停止、横須賀線大船一久里浜間が除行運転となったが、6月29日18時30分頃までは不通区間の運転は再開された。また、伊豆大島の郡道208号線2箇所、209号線1箇所、新島の郡道211号線1箇所が土砂崩落、落石により片側通行止となったが、6月30日17時には規制が全て解除された。

表-4 伊豆半島東方沖の地震による道路施設の被害 ^{a), b)}

地名	路線名	被害箇所数	被害の概要
静岡県	一般国道 135号 (県管理区間)	6	路側被害、路面亀裂、土砂崩落、落石
	一般国道 135号 (道路公団管理区間)	8	土砂崩落、落石
	主要地方道 伊東修善寺線	3	側溝被害、路面亀裂
	一般県道 伊東川奈八幡野線 中大見八幡野線	22 1	土砂崩落、落石、石積崩壊、路面亀裂、倒木 路側被害
	市町村道 (伊東市)	10	石積崩壊、路側被害、土砂崩落、落石
	(裾野市)	1	土砂崩落
	(東伊豆町)	2	路側被害
小計		53	
東京都	伊豆大島新島		
	一般県道 208号線	2	土砂崩落
	一般県道 209号線	1	土砂崩落
小計		4	
計		57	

近い伊豆半島の東側の道路、伊豆大島および新島の道路において、地質のもろい急斜面の多いことなどから、土砂崩落、落石などによる被害が生じた (4章参照)。1978年の伊豆大島近海地震に比べれば被害の程度は小さく、幸い道路の被害による道路利用者の負傷事故はなかった。伊東市南部を流れる中小河川 (塩木道川、向田川、海立川、八幡野川) では、4箇所が護岸石積が崩壊するといった被害が生じた。鉄道では、東海道新幹線が新横浜一静岡間にある6箇所の変電所の感震器が80galの地震動を検知し、同区間が自動的に停電して不通となったのははじめ、静岡、神奈川、千葉県を中心に運行に混乱を生じた。港湾施設では、宇佐美漁港、川奈漁港、および伊東港において岸壁の破損等の被害が生じた。地震後の静岡県内における交通施設の機能障害の状況を表-3に示している。また、急傾斜地崩壊危険区域では、対策工事が未着手の小川口地区 (伊東市) で表土のはだ落ち程度の小規模な崩壊とクラックの発生があったが、他地区も含めて重大な被害は発生しなかった。

以上のような直接被害とともに、今回の地震による伊豆地方における重要な産業である観光産業への間接的な被害が心配されており、各観光協会、旅館組合は観光客の減少、俗にいう「客離れ」を防止するための対策を検討している。

4 道路施設の被害

今回の地震による道路施設の被害は表-4のとおりである。筆者らはとくに被害の集中した一般国道135号および一般県道伊東川奈八幡野線の主な被災地を調査した (図-4参照)。これらの被災箇所の被害状況を表-5に示している。

5 考察

伊豆半島の地形・地質の特性上、今回の地震でも斜面の土砂崩落・落石による被害が顕著であった。今回の地震で土砂崩落・落石が生じた主な箇所の状況は次のようであった。

(1) 節理が発達し、風化の

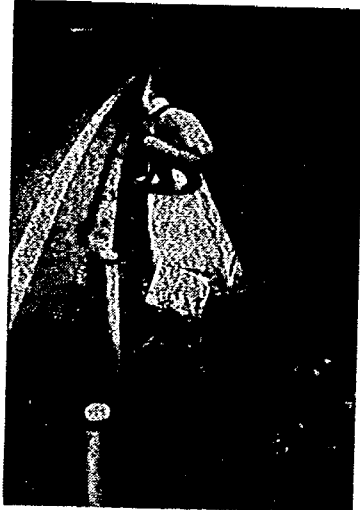


写真-1 被災箇所①擁壁のずり出し
(一般国道 135 号 (静岡県管
理区間) : 伊東市川奈)



写真-2 被災箇所②土砂崩落・落石
(一般県道伊東川奈八幡野線
: 伊東市富戸)

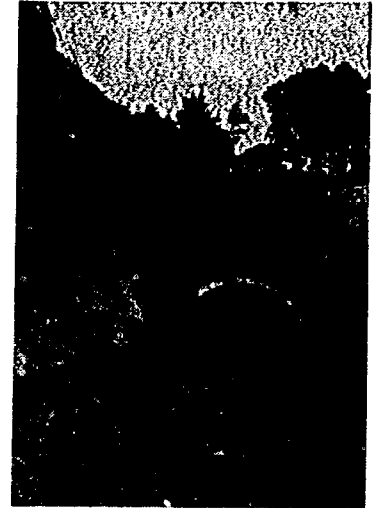


写真-3 被災箇所③土砂崩落 (一般
国道 135 号 (道路公団管理
区間) : 伊東市八幡野)



写真-4 被災箇所④土砂崩落 (一般県道伊東川奈八幡野線 :
伊東市川奈)

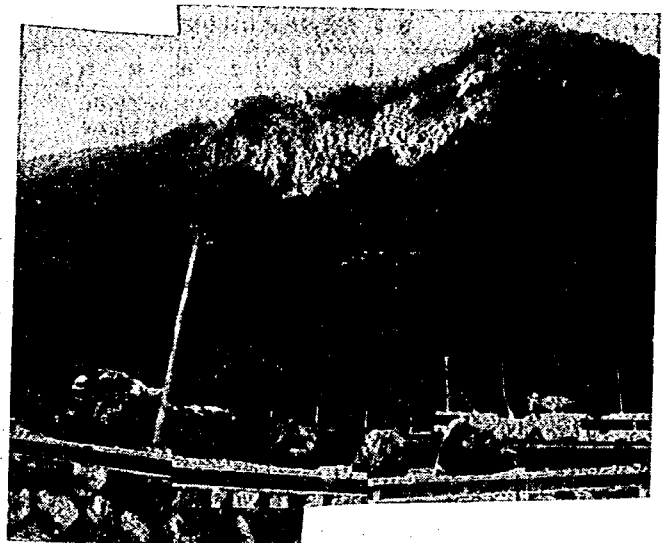


写真-5 被災箇所⑤落石 (一般県道伊東川奈八幡野線 : 伊東
市富戸松)

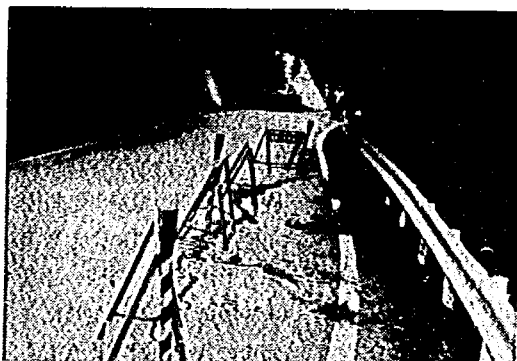


写真-6 被災箇所⑥土砂崩落・路面亀裂 (一般県道伊東川奈
八幡野線・伊東市富戸)

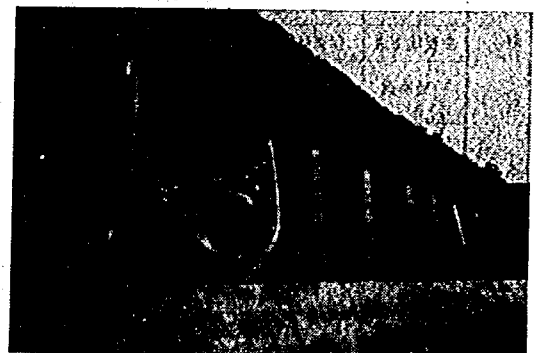


写真-7 被災箇所⑦土砂崩落・落石 (一般県道伊東川奈八幡
野線 : 伊東市富戸)

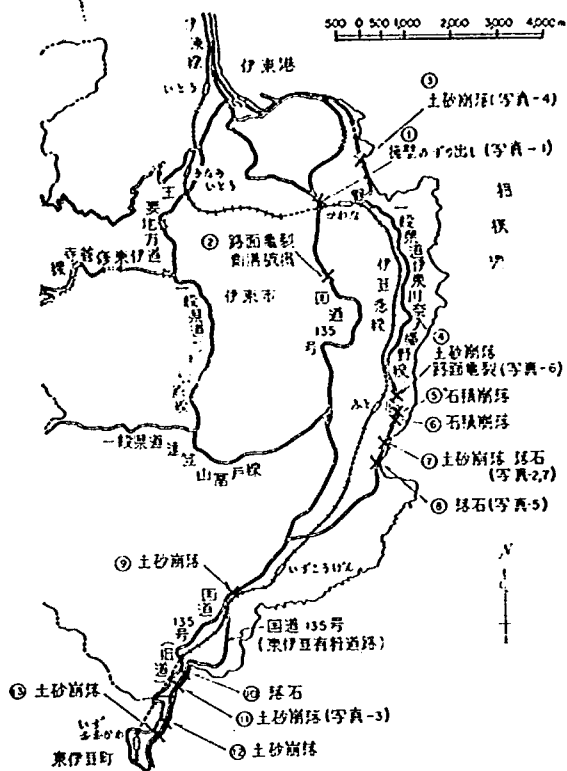


図-4 主な道路被災箇所

進んだ部分の岩の崩落

- (2) 斜面の表層部分、突出部分（オーバーハング部分）の不安定な部分の土砂・岩の崩落
- (3) 既往崩壊地が漸次拡大している不安定な部分の土砂の崩落

このような土砂崩落・落石に対する防護対策として、斜面と道路の間にある程度の空間を確保すること、防護工を二段構えとすることなどが有効であると考えられた（図-5 参照）。また、落石などが防護工に及ぼす作用の解明も重要であると考えられる。

謝辞

本調査に当っては、静岡県地震対策課、同土木部道路維持課、同土木部砂防課、同熱海土木事務所伊東支所、東京都総務局災害対策本部、日本道路公団東伊豆道路管理事務所、網代側候所に御協力を賜り、また、科学技術庁国立防災科学技術センター、東京大学地震研究所、日本電信電話公社、運輸省港湾技術研究所、日本国有鉄道技術研究所、建設省建築研究所、日本道路公団により強

表-5 道路施設の主な被災箇所の被災状況

被災形態	被災箇所番号 (図-4参照)	被災状況
土砂崩落	③ (写真-4)	表層部分・突出部分（オーバーハング部分）の崩落
	④ (写真-6)	表層部分の崩落
	⑦ (写真-7)	既往崩壊地における土砂崩落
	⑨	尾根と谷が複合した斜面の谷の部分における壊状の崩落
	⑪ (写真-3)	表層部分の崩落、モルタル吹付・ネット・落石防止柵の破損
	⑫	表層部分の崩落（ネットと落石防止柵の2段階えになっている区間は土砂の道路土への崩落を制止）
落石	⑬	斜面の不安定部分の崩落（斜面と道路の間に空間が確保されていたため土砂の道路土への崩落を制止）
	⑦ (写真2,7)	落石防止柵の破損（ネット部分は岩が道路土まで落下、鋼矢板部分は道路土への落下を制止）
	⑧ (写真-5)	筋理が発達し、風化の進んだ玄武岩の崩落、落石防止柵・ガードレールの破損、コンクリート電柱の切断
	⑩	落石防止柵の破損（ネット破損）
路面路面被害	① (写真-1)	路肩ブロック積層壁のずり出し
	②	道路直角方向の路面亀裂
	④ (写真-6)	路肩沈下による路面亀裂
路側被害	⑤	路側石積の崩壊
	⑥	路側石積の崩壊

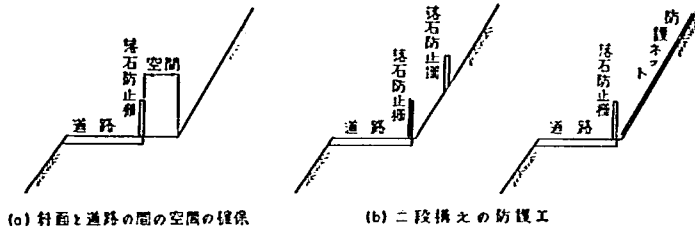


図-5 土砂崩落・落石に対する道路の防護対策の例

震記録資料を御提供頂いた。ここに、上記関係機関の各位に厚くお礼申し上げる。

参考資料

1. 網代測候所：網代測候所地震・気象観測資料
2. 建設省土木研究所：総プロ「新耐震設計法の開発」研究報告新耐震設計法(案)、土木研究所資料第1185号、昭和52年3月
3. 静岡県：1980年伊豆半島東方沖地震災害資料（静岡県（部内資料））
4. 東京都：1980年伊豆半島東方沖地震災害資料（東京都（部内資料））

17. 既往資料の整理による地震時斜面 崩壊面積率調査

急傾斜地崩壊研究室

建設省 河川局

建設省 土木研究所

「地震災害予測のための地盤種判定
等調査報告書」より一部抜すい

1981.3

面控制見解をもつ組織の性質と組織

古田孝樹面組織

面組織の性質と組織

古田孝樹 著

東京大学出版会

東京大学出版会

東京大学出版会

1961

2.2 既往資料の整理による地震時斜面崩壊面積率調査

2.2.1 概 説

地震に関しては、その発生の予知のみならず、それによる土砂災害に対する避難体制や対策工法の早急な確立が急務となっている。こうした必要性に対応するため、昭和54年度より、関東および東海地方を主な調査対象地域とし、地震による斜面災害危険区域分布図等の作成を含む総合的な危険度判定法の確立を目指して調査を実施している。

一般に、土砂災害対策においては、地震だけを単独に取りあげることではまれで、降雨災害を含めて総合的に対策を立てている。よって、本調査では、地震時と降雨時の土砂災害を比較することにも重点を置き、現場の要請に対応できる危険度判定法を確立したいと考えている。

なお、本年度は崩壊面積率に関する調査を実施した。

2.2.2 目 的

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。

2.2.3 方 法

I 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-2.1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。

II 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、0.5 km²を目安とした小流域毎に集計した。崩壊面積率 (C_a/A) は、崩壊面積 (C_a) 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地区で扱う場合ははすべての平均値を用いた。

表-2.1 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	・ 2.46 Km	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	・ 11.59 Km	・	・
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。調査地域の地質を、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 ）との関係式、 $\log E = 4.8 + 1.5 M$ 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。また、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。

Ⅲ 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。

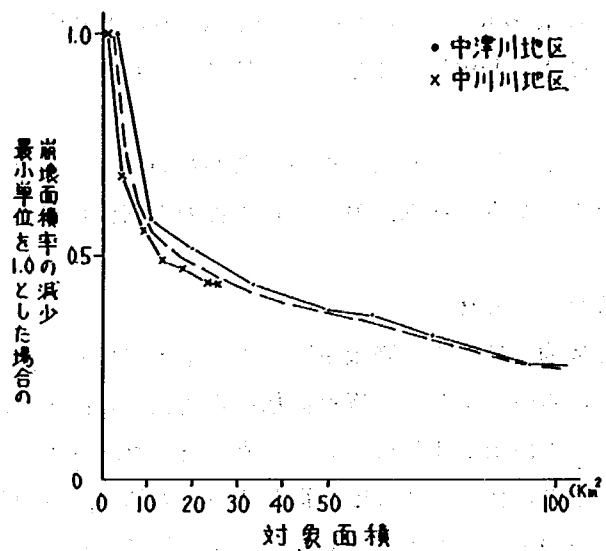
今回の調査では対象面積が2.5～100km²と極端に異なるので崩壊面積率の補正值を算出してみた。

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-2.1(a)、(b)に示す。

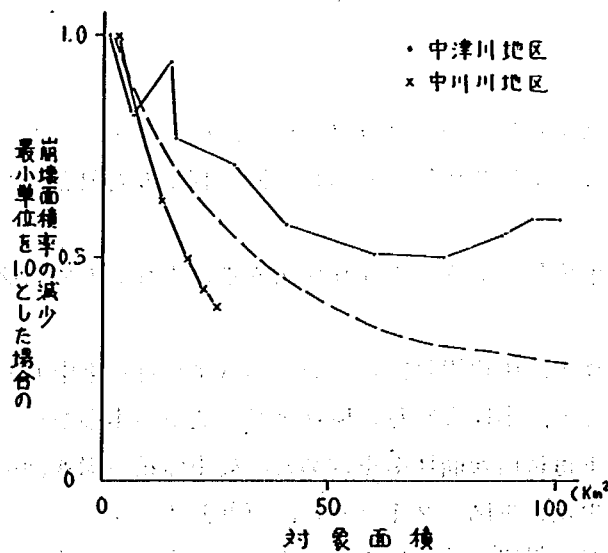
地震時の崩壊面積率は対象面積の増大にともなって指数曲線的に大きく減少している。それに対して降雨時は減少の仕方が小さい。

崩壊面積率の補正は、この図-2.1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に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-2.1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。

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



(a) 地震



(b) 降雨

図-2.1 崩壊面積率の補正

2.2.4 調査結果

1 崩壊面積率集計結果および崩壊発生状況

表-2.2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-2.2 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	2549	9,617.2	3.73	3.98%	5339.5	2.09	2.30%	Ⅲ	362	32×10^{16}	41	440
		第三紀 火山岩類	658	2490.0	3.78	2.71	297.5	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	1003.2	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	300	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	295.0	1.20	0.58	69.5	0.28	0.18	V	11.6	1.4×10^{16}	28.5	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	443.5	0.23	0.23	—	—	—	V	48.3	1.1×10^{16}	30.3	—
	小長谷	・	5.82	—	—	—	259.3	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%を起え、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（0.5 km²程度）での崩壊面積率の最大値を表-2.3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-2.3 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	—	

II 崩壊面積率と誘因・素因の一元的相関

なお、以下に示す、図-2.3 および図-2.4 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-2.2 および図-2.6 である。

① 地 質 (図-2.2 (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-2.2 (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- 2.2 (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。

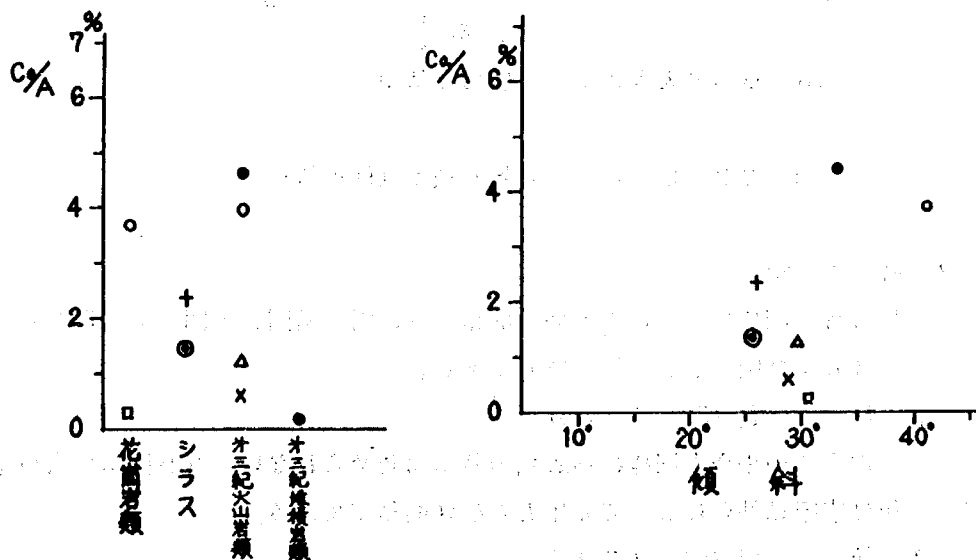
④ エネルギー $\times \frac{1}{\text{震源からの距離}} (E \times \frac{1}{L})$ (図- 2.2 (d))

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。

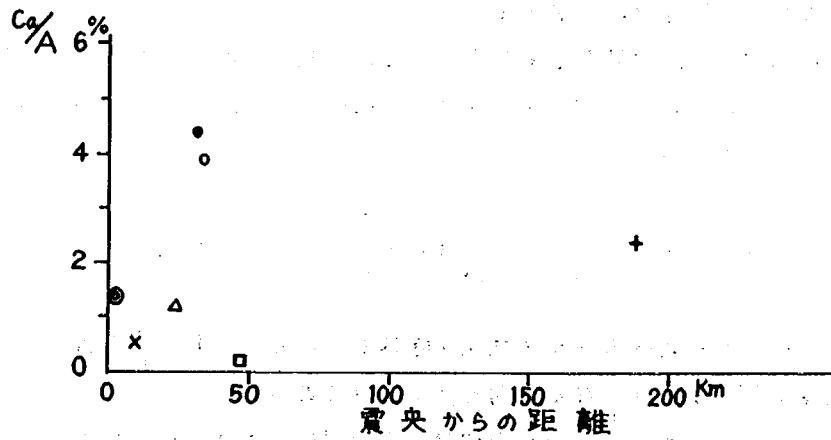
⑤ 震 度 (図- 2.6)

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。

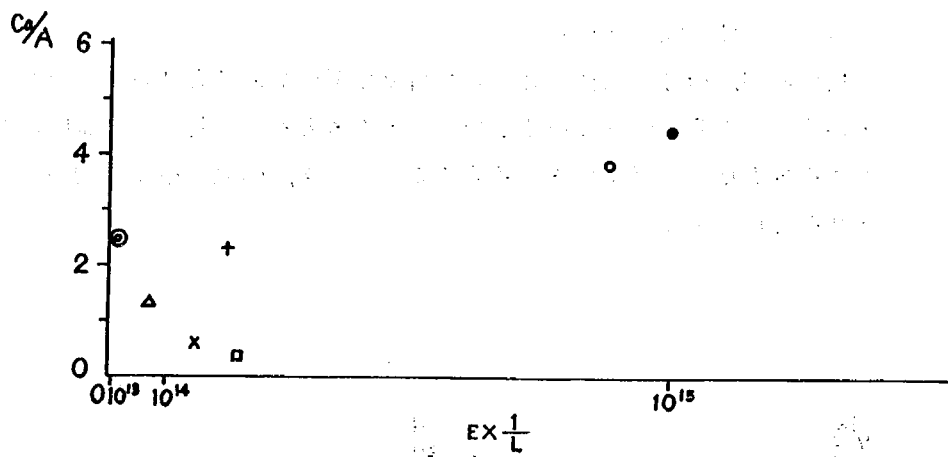


(a) 地質別崩壊面積率 (b) 傾斜別崩壊面積率

図- 2.2 地震による崩壊面積率 (修正値)



(c) 震央からの距離による崩壊面積率 (L)



(d) 地震の大きさによる崩壊面積率

図-2.2 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-2.3および図-2.5 (修正値)である。

① 地 質 (図-2.3(a))

地震時の場合と同様に地質別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。

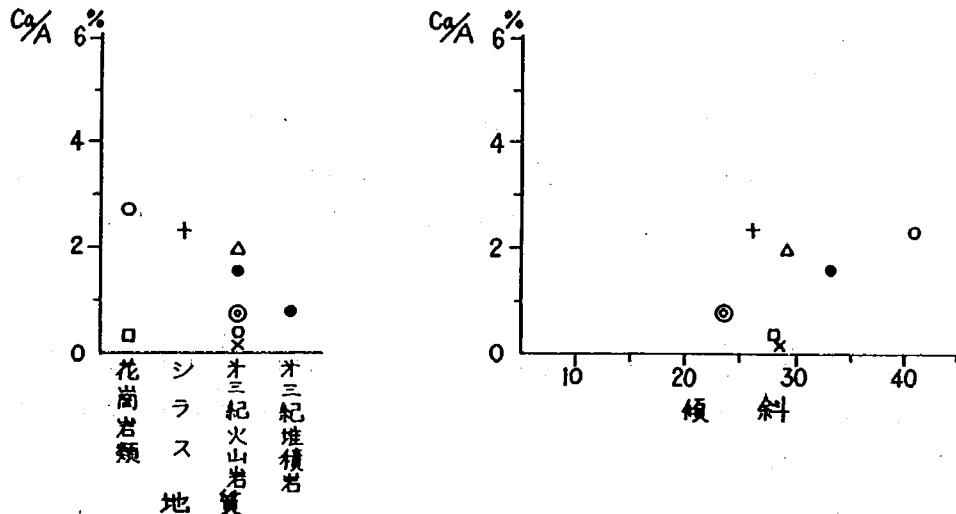
② 傾 斜 (図-2.3(b))

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-2.5)

雨量データが地域によって日雨量と24時間最大雨量の値とが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、雨量の増加とともに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-2.3 降雨による崩壊面積率 (修正値)

Ⅲ 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試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る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、崩壊面積率が高いという傾向があるようにみえる。

Ⅳ 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-2.4 (a), (b) に整理した。

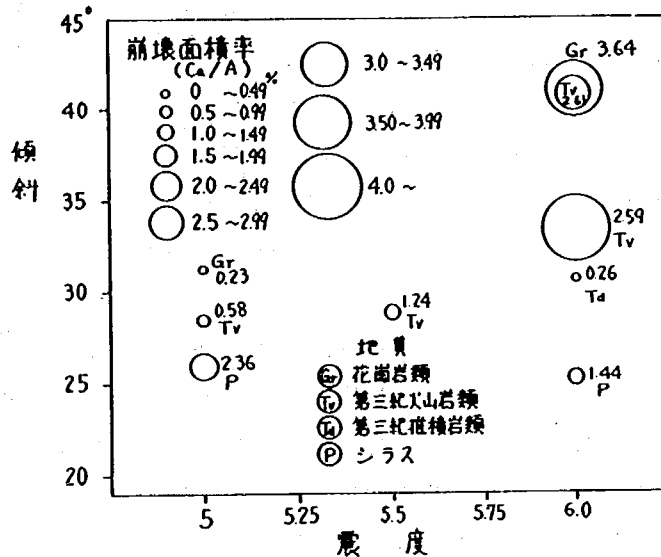
図-2.4 (a) は横軸に震度をとったものであるが、明確な関係が見い出せない。傾

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。

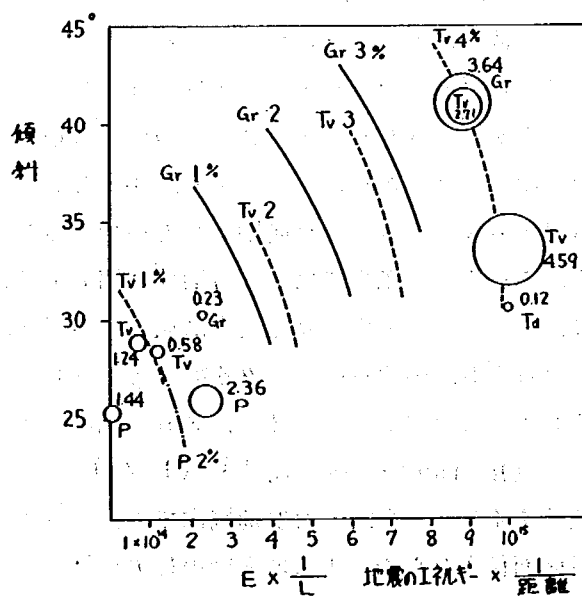
図-2.4 (b) は横軸に地震のエネルギー (E/L) をとったものである。

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がわかる。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、仮に震源地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 (20km² の面積相当) 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-2.4 地震力、傾斜、地質別崩壊面積率 (修正値)

V 誘因としての地震の大きさと降雨量の対応

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-2.5 および 2.6 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-2.5 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-2.6 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-2.5 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-2.6 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は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-2.7 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-2.5、2.6 の関係を代入すると

$(R-150) = 25 \times 10 \left\{ \frac{1}{2} \cdot (I-4) \right\}$ 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。

（謝 辞） 最後になったが、既往収集にあたっては、科学技術庁国立防災科学技術センターはじめ、神奈川県土木部砂防課、同林務部林務課、気象庁地震課、建設省宮ヶ瀬ダム工事々務所の方々に多大なる御援助を賜ったことを記して、感謝の意を表したい。

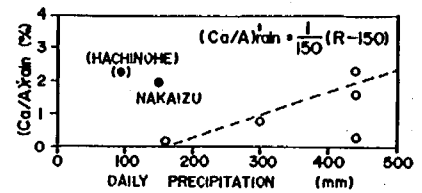


図-2.5 日雨量と崩壊面積率

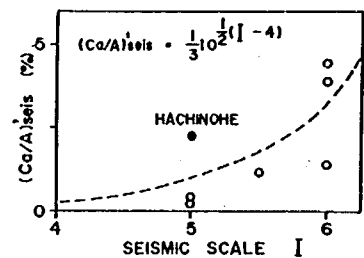


図-2.6 震度と崩壊面積率

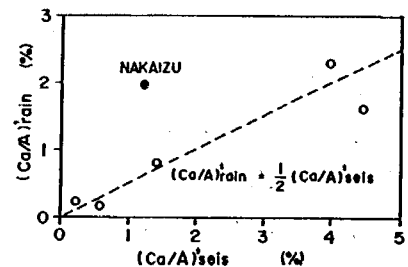


図-2.7 降雨と地震の崩壊面積率の相関

18. 斜面の地震応答特性の解析

安江朝光，岩崎敏男
川島一彦，仲野公章

土木技術資料 Vol.23. No.4
1981.4

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

斜面の地震応答特性の解析

安江 朝光* 岩崎 敏男**
川島 一彦*** 仲野 公章****

まえがき

昭和53年1月14日に発生した伊豆大島近海地震では、伊豆半島東部～中部地区を中心として各所で斜面の崩壊が生じ、長期間にわたって道路施設の機能が失われるとともに、一部地区では一般の家屋にも被害を与えた。変化に富む地形・地盤条件を有する我が国においては、山間部を通る道路延長が長く、このような箇所における地震発生時の被害を予測し、適切な対策を講じる必要がある。このためには、沿道斜面の地震応答特性ならびにこれに基づいた安定性の検討が重要となる。

本小文は、伊豆大島近海地震により表土層、崖錐層の崩壊を生じた主要地方道修善寺・下田線の梨本地区の斜面を取りあげ、数値解析に基づく地震応答解析により、斜面の基本的な振動特性を検討し、安定性の検討を行うとともに、すべり面法による解析結果との比較検討を行った結果について報告するものである。

1 解析の対象とした斜面とそのモデル化

解析の対象としたのは、静岡県賀茂郡河津町に位置する主要地方道修善寺

・下田線沿いの斜面であり、伊豆大島近海地震により崩壊した南面き斜面（斜面-1）およびこれに隣接する未崩壊斜面（斜面-2）の2断面である。斜面-1（勾配約40°）は道路延長125mにわたり路面より30～50mの高さから崩壊したものであり、崩壊厚は斜面に垂直な方向に最大5m程度である。基岩は変朽安山岩であり、表層2

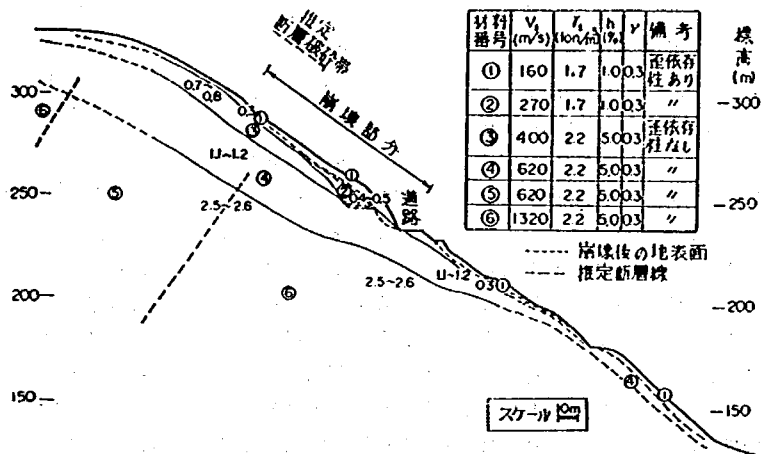


図-1 斜面-1（崩壊した斜面）の推定断面

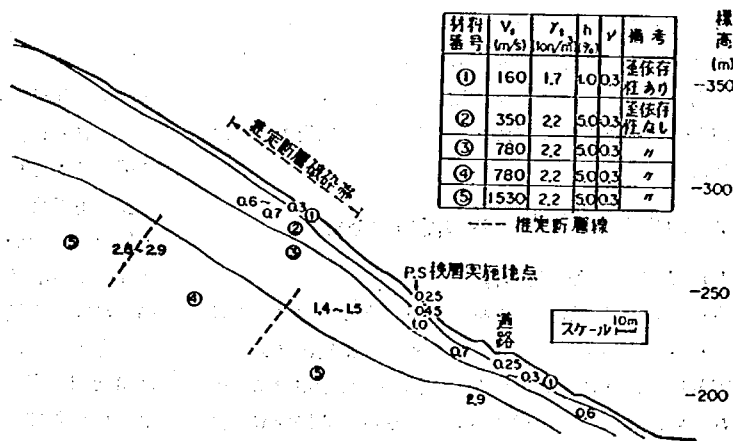


図-2 斜面-2（崩壊しなかった斜面）の推定断面

～5mには崖錐性堆積層があり、これが崩壊土砂となった。

崩壊前の地形を周囲の状況から推定した断面図を図-1および2に示す。図中の第①層が崖錐堆積層に対応し、②～④層（斜面-1）および②～③層（斜面-2）は風化安山岩帯、⑤層（斜面-1）および⑤層（斜面-2）はほぼ新鮮な安山岩帯に対応する。図中の数値は弾性波探査結果より得られたP波の伝播速度 (km/sec) である。一方、PS 検層の結果をもとにポアソン比 (ν) を0.3と仮定してS波速度 V_s を求めた結果が図中の表に示した値である。

また、過去の調査から解析地点付近に断層破砕帯の存

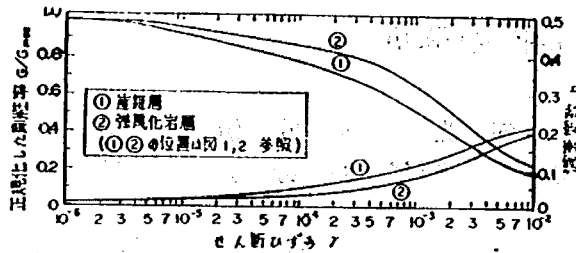
* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長

** " " 地震防災部振動研究室長

*** " " 振動研究室主任研究員 工博

**** " " 砂防部急傾斜地崩壊研究室研究員

Tomomitsu Yasue, Toshiro Iwasaki, Dr. Kazuhiko Kawashima and Masaaki Nakano: Seismic Response Analysis of Natural Slopes

図-3 解析に用いた $G/G_{max} \sim \gamma$ の関係

在が指摘されている。この影響を解析に取り入れるため、図-1および図-2に示すように、地表面にはほぼ直角方向に貫入する破碎帯があるものと仮定し、また、その地盤定数は図-1の④層および図-2の③層と同じとした。

地盤の剛性は、せん断波速度および単位体積重量から求めた。土の剛性（せん断変形係数 G ）および減衰特性（減衰定数 h ）は、ひずみ（ γ ）依存性を有しており、このような性質を表土層、崖頂層および強風化岩層（斜面-1, 2の①, ②層）に対して考慮した。解析に用いた $G/G_{max} \sim \gamma$ の関係は既往の沖積粘性土に対する実験結果を参考にして図-3のとおりとした^{6), 7)}。なお、①, ②層以外の地層に対しては G および h のひずみ依存性は小さいと考えられるため、考慮しないこととした。

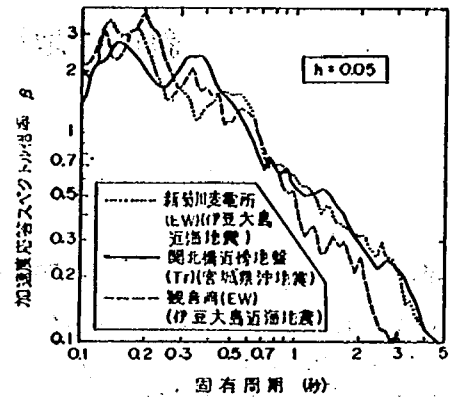
以上をもととして、斜面-1および2をそれぞれ平面ひずみ状態を仮定した2次元の有限要素によりモデル化した。両モデルとも、モデル下端の標高は125mとし、この面を耐震計算上の基盤面とみなして入力地震動を作用させた。

2 地震応答解析による斜面の耐震性

2.1 斜面の振動応答特性

伊豆大島近海地震発生当時には伊豆半島中部に強震計が設置されていなかった。このため、直接震源域近くの地震動は測定されていないが、静岡県、神奈川県に設置されていた強震計の記録から最大加速度の距離減衰特性が得られている。また、基石の転倒状況からも伊豆半島東～南部の地震動の加速度強度の推定が行われており、こうした結果によれば、ここで対象としている梨本地区は、最大加速度が瞬間的に400galを超えたと考えられる領域に含まれている⁹⁾。この推定値は斜面等地形条件による加速度の増幅を考慮したものではなく、いわば平均的な地盤表面における最大加速度の値であるが、いま、解析地点における加速度増幅率を4倍程度と見込めば、基盤での最大加速度は約100galとなる。ここでは、県道上の加速度がおおむね400gal程度あったと考え、結果として、この程度の最大加速度を与えるように、基盤最大加速度を102galとした。

入力地震動の波形としては、伊豆大島近海地震に際して国鉄の新菊川変電所構内（岩盤）で得られた記録を標

図-4 入力地震動記録の加速度応答スペクトル倍率 β

準とし、これに同地震による東京湾観音崎の記録、および、1978年宮城県沖地震による開北橋近傍地盤上の記録の3種類とした。これらの加速度応答スペクトル倍率 β は図-4に示すとおりである。

応答加速度の一例として、新菊川記録を作用させた場合の水平加速度の最大値の分布を図-5に示す。これより、水平方向の最大加速度の分布に関して以下の特徴が指摘される。

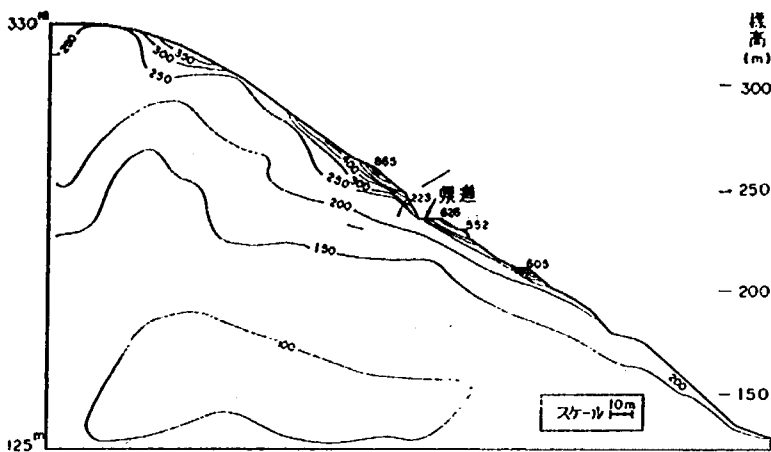
- (i) 地山内の増幅は小さく、地表付近の強風化岩層および崖頂堆積層内において増幅率が大きい。
- (ii) 形状としては、大きくみてもゆるやかにふくらんだ斜面が、起伏のない平坦な斜面より加速度が大きい。
- (iii) さらに、(ii)の中でも、小さく突出した凸部において著しく加速度が増幅される傾向にある。
- (iv) 道路面より上方に位置する斜面の表面における最大加速度を斜面-1および斜面-2の間で比較すると表-1のようになる。新菊川記録および開北橋記録を作用させた場合には、崩壊した斜面-1の方が崩壊しなかった斜面-2よりも大きい。反対に観音崎記録を作用させた場合には斜面-2の方が斜面-1よりも大きく、加速度増幅率は地形・地盤条件に応じ、入力地震動の種類ごとに変化する。

また、鉛直方向の最大加速度はここには示さないが、以下のような特徴を有している。

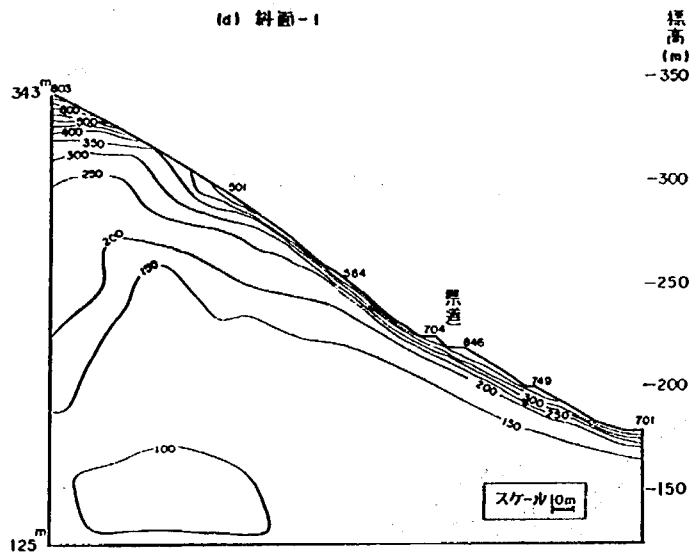
- (i) 今回の解析では鉛直方向には入力地震動を作用させていないにもかかわらず、地形の影響で鉛直方向の加速度が生じる。道路より上方の斜面における鉛直方向の最大加速度は表-1に示したとおりであり、その値は同一箇所における水平方向最大加速度の75～96%に達してい

表-1 道路より上側の斜面における最大加速度

入力地震動記録	斜面-1		斜面-2	
	水平加速度 (gal)	上下加速度 (gal)	水平加速度 (gal)	上下加速度 (gal)
新菊川(伊豆大島近海地震)	865	646	584	562
観音崎(伊豆大島近海地震)	690	558	828	726
開北橋(宮城県沖地震)	594	536	506	485



(a) 斜面-1



(b) 斜面-2

図-5 水平方向最大加速度の分布

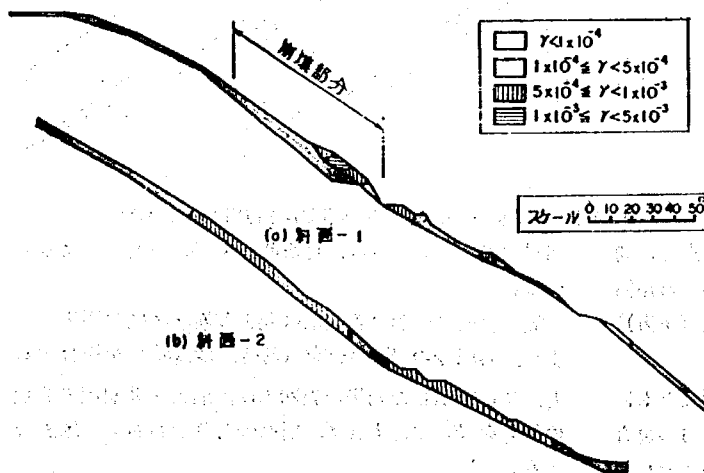


図-6 最大せん断ひずみの分布 (新菊川記録を作用させた場合)

る。水平方向最大加速度に対する鉛直方向最大加速度の比は、基本的には斜面の勾配によって変化すると考えられる。斜面の解析には、今後、鉛直方向の入力地震動も考慮することが必要とされよう。

(ii) 最大加速度の増幅度に関する特徴は、上記の水平方向加速度の場合と基本的に同じである。

次に、動的応答によって生じた最大せん断ひずみ (常時のつり合い状態からの動的な変動分) の分布を図-6に示す。表土層および崖堆積層の最大せん断ひずみは、これより下方の地盤の最大せん断ひずみに比較し、一般に1オーダー以上大きい。したがって、崖堆積層の崩壊に着目し、ここでは崖堆積層だけの最大せん断ひずみの分布を示している。図-6の結果によれば、斜面-1の最大せん断ひずみは、崩壊範囲の最下端 (道路の真上) において他の部分よりも相対的に大きくなっている。これに対して、斜面-2では斜面-1のようにある特定箇所へせん断ひずみが集中する傾向は表われておらず、道路上方の斜面全体にわたっておおむね一様にせん断ひずみが発生している。すなわち、斜面形状に起伏が少なく、また、表層の厚さもおおむね一様な斜面-2では、せん断ひずみは斜面に沿ってなだらかに変化するのに対して、形状および表層の厚さが変化する斜面-1では、このような地形および地盤条件の変化に対応してせん断ひずみの特定箇所への集中が生じることがわかる。

2.2 斜面の安定性の検討

図-6に示した結果をもととし、斜面に生じるせん断応力に基づき、常時の状態 (自重のみ作用した場合) および地震時の状態に対して、次式で定義するすべり係数 S_f の分布を求めた。

すべり係数 S_f

$$= \frac{\text{土に生じる最大せん断応力 } \tau_f}{\text{土のせん断強度 } \tau_f^R}$$

.....(1)

ここで、 τ_f^R は地震後に斜面-1および斜面-2で実施されたスウェーデン式サウンディングおよび静的コーン貫入試験の結果から場所ごとに推定した。ただし、このようにして推定したせん断強度 τ_f^R は静的な値であり、式(1)で動的せん断応力と比較することは必ずしも適切ではないが、ここでは他に適当な方法がないことからこの方法を採用した。

このようにして、斜面-1および斜面-2（ただし、斜面-2は県道上方の斜面のみ）の崖錐層内のすべり係数 S_f の分布を求めた結果を図-7(常時)および図-8(地震時)に示す。これは、スウェーデン式サウンディング調査結果に基づき、 τ_f^R を推定したものであり⁵⁾、静的コーン貫入試験結果に基づき τ_f^R を推定した場合も全体的な傾向は図-7, 8 と変わっていない。この結果より、すべり係数 S_f の分布に関して以下の点が指摘される。

(i) 地震時における S_f の分布は、斜面-1では3以上となる領域があるのに対して、斜面-2では1.5程度止まりであり、一般的に斜面-1の方が斜面-2よりも大きい。

(ii) 地震時における斜面-1の S_f の分布は、崩壊区間内において非崩壊区間よりも大きくなる傾向にある。ただし、崩壊区間のうち、最も山側

(上方)では、必ずしも S_f の大小と崩壊の起点との間にはっきりした関係が認められるわけではない。道路面から10~15m上方の斜面（崩壊区間の最も谷側（下方））において、 S_f の大きい領域がある。

(iii) 常時における S_f の値は、斜面-1、斜面-2ともに地震時の値に比較して小さい。たとえば、斜面-1の場合には、地震時の S_f の最大値が3以上であるのに対し、常時には1.5程度にすぎない。また、常時において S_f が

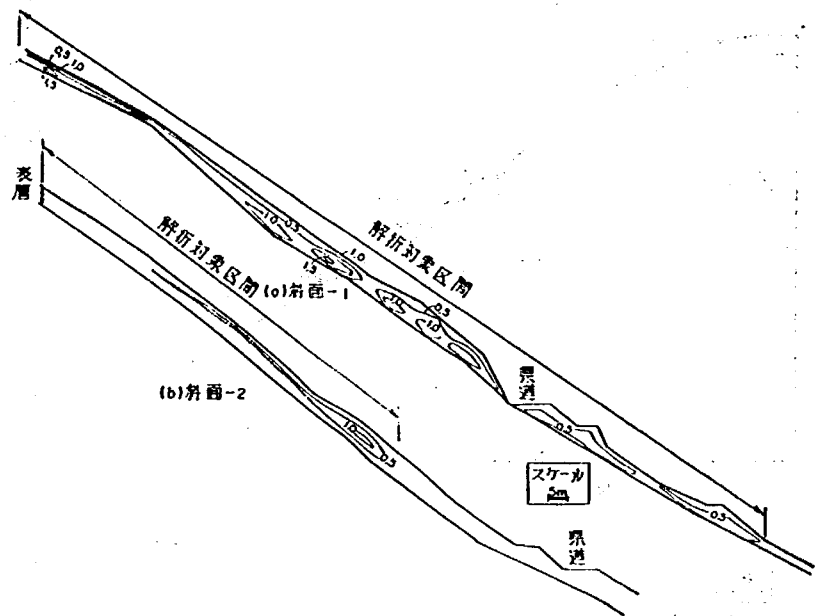


図-7 常時のすべり係数 S_f の分布

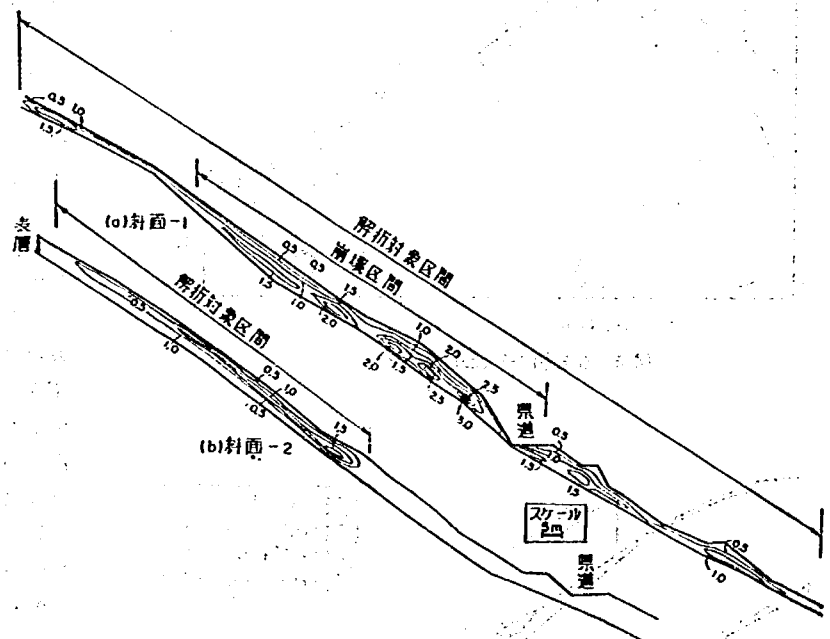


図-8 地震時のすべり係数 S_f の分布（新菊川記録を作用させた場合）

相対的に大きい領域は、地震時にも S_f が大きくなっている。

(iv) 斜面-1における崩壊区間と非崩壊区間の両者、および、斜面-2の S_f の分布（常時、地震時）を総合すると、ここに示した結果の範囲では、崩壊と非崩壊の判定の境界を $S_f \approx 2$ とすれば、崩壊の有無をおおよそ区別できる。

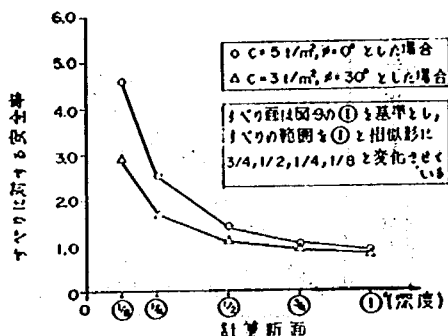


図-11 すべり面の深さを变化させた場合の安全率の変化
り面とする場合の安全率よりも小さくなりそうである。このような点を検討するために図-9に示した①のすべり面を基本とし、このすべり面の深さおよびすべり範囲を相似的に3/4, 1/2, 1/4, 1/8倍とした場合の安全率を図-11に示す。この結果によれば、すべりに対する安全率はすべり面を深くとるに従って低下しており、崖錐層底面からの方が崖錐層の中間からよりもすべりやすいことを示している。この検討では、崖錐層内の地盤定数(c, ϕ)は一定と仮定しているため、これらの地盤定数の大きさおよび分布が変化した場合についても検討することが必要とされる。しかし、一般には、崖錐層内に強度の差が大きい境界面がない限り、崖錐層の底面からすべると考えることができよう。

4 結論

昭和53年1月14日の伊豆大島近海地震により表土層、崖錐層の崩壊を生じた斜面-1およびこれに隣接しながら崩壊しなかった斜面-2を対象として、地震応答解析により斜面の基本的な振動特性を調査し、安定性の検討を行うとともに、この結果をもとにすべり面法による安定性の検討を行った。本解析の結果をまとめると以下のようになる。

1) 地震動加速度の増幅は地山内においては小さく、表面に近い強風化岩層および崖錐堆積層内において著しい。加速度の増幅は表層の地盤条件とともに、地形条件の影響を受け、形状としては大きくみてゆるやかにふくらんだ斜面に、また、その中でも小さく出っばった突起部において大きい。

2) 斜面形状に起伏が少なく、崖錐層の厚さもおおむね一様な斜面-2では、地盤に生じるせん断ひずみが斜面に沿ってなだらかに変化するのに対し、形状および表層の厚さが変化する斜面-1では、このような地形および地盤条件の変化に対応して、せん断ひずみが特定箇所で大くなる傾向がある。

3) 動的解析より求めた地震時の最大せん断応力 τ_f に対する土のせん断強度 τ_f^R の比 (τ_f/τ_f^R) として地震時のすべり係数 S_f を定義すると、崩壊した崖錐層では崩壊しない崖錐層に比較して相対的に S_f が大きい。

4) 常時におけるすべり係数 S_f は、斜面-1、斜面-2ともに地震時における S_f よりも小さい。ただし、常時において S_f が周辺に比較して相対的に大きい箇所は、

地震時にも S_f が大きくなっており、もともと常時に不安定な箇所が地震により崩壊しやすいことを示していると考えられる。

5) 動的解析により求めた箇所ごとに異なる加速度値を用いて、Janbuの方法によりすべりに対する安全率を求めた場合と、一様な加速度を用いてすべりに対する安全率を求めた場合を比較すると、両者には著しい違いはない。このことから、すべり面の深さが本解析で対象としたように数m程度で、一般的な形状の斜面では、崖錐層内の加速度値が正しく推定できれば、これを用いてすべり面法により安全度の評価を行うことができる。

6) 動的解析の結果によれば、斜面の凸部付近において加速度の増幅度が局所的に大きくなり得ることが示されているが、すべり面をこのような凸部近傍(ただし、すべり面の最深部は崖錐層の底面)に想定した場合、崖錐層に沿って、その底面近くに経験的に想定した場合の安全率をすべり面法によって求めた結果、安全率は後者の方が前者よりも小さくなった。したがって、斜面の凸部付近において加速度が局所的に大きくなったとしても、このことがすぐ、この付近の極端に局所的な崩壊を招くことにはならず、凸部を含む経験的に想定されるすべり面全体の安全率を低下させていると考えられる。

7) 動的解析により求めた加速度値を用いて、すべり面の深さ(いずれも崖錐層内)を変化させて、すべり面法により安全率を求めた。加速度の値は崖錐層表面ほど大きく、したがって、加速度だけに着目すれば浅い位置にすべり面を想定した場合の方が、見かけ上安全率が低くなりそうであるが、計算結果は、想定すべり面の深さを深くするほど安全率は低下した。解析に用いた地盤定数の分布が変化した場合についても検討することが必要とされるが、一般には、崖錐層内において著しく強度が変化しない限り、崖錐層の底面からすべるという計算結果となる。

謝 辞

本調査に際しては、静岡県土木部道路維持課ならびに下田土木事務所の多大な御協力を賜った。ここに記し厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

1. 日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告，(I)および(II)，道路震災対策委員会，昭和54年3月，9月
2. 芥川真知，吉中龍之進，安江朝光：地震災害と地形・地盤—山地における事例を中心として，土と基礎，Vol. 28, No. 6, 昭和55年6月
3. 石原研而，吉田喜忠，長尾 哲：崩壊地における不規則資料の強度試験，東伊豆道路震災対策委員会報告書，昭和54年3月
4. 大橋昭光，岩崎敏男，川島一彦：墓石の転倒状況から推定した1978年伊豆大島近海地震の地震動強度，土木技術資料，Vol. 20-11, 昭和53年11月
5. 岩崎敏男，川島一彦，安江朝光，仲野公章：地震応答解析による沿道斜面の耐震性の検討，土木研究所資料，第1600号，建設省土木研究所，昭和55年7月
6. 岩崎敏男，常田賢一，吉田精一：正規圧密下の沖積粘性土の動的変形特性，土木技術資料，Vol. 21-10, 1979
7. 岩崎敏男，常田賢一，吉田精一：長期圧密・過圧密下の沖積粘性土の動的変形特性，土木技術資料，Vol. 22-2, 1980

あ と が き

本資料集は、地震による斜面崩壊の実態と危険度判定手法に関して、土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室が実施した調査研究の既往成果を主体として集録したものであるが、そのうちの幾つかは他研究室と共同して実施したものである。

1, 2, 3, 4, 16 の被害報告は、多研究室が共同で実施した被災調査をまとめたものであり、いわば土木研究所被災調査団報告としてまとめられたものである。

9 の報告は、建設省土木研究所地震防災部耐震研究室と、また、15 および 18 の報告は建設省土木研究所地震防災部振動研究室と共同で実施した調査研究成果をまとめたものである。

地震による斜面崩壊現象は複雑で未解明な問題が多く残されており、また、それらの問題は多くの専門領域に係わる問題である。したがって、地震による斜面崩壊現象の解明および対策方法の開発を進めるためには、今後とも必要に応じて多くの専門分野の研究組織と共同して研究を実施して行きたい。

地震による斜面崩壊実態調査
資料集

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第1798号
マイクロフィルム第 号
昭和58年3月(1982)

急傾斜地崩壊研究室

キーワード：斜面崩壊，地震，危険度判定

要 旨

地震による斜面崩壊の実態と危険度判定手法に関して，土木研究所
砂防部急傾斜地崩壊研究室が行なった調査研究の既往成果を主体とし
て集録したものである。



郵便はがき

3 0 5 - □ □

40円切手
をはいて
下さ

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

急傾斜地崩壊研究室 御中

No. _____

配布先氏名

配布先住所



No. _____

土木研究所資料第1798号 部
地震による斜面崩壊実態調査資料集

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印