

I S S N 0386-5878
土木研究所資料第3168号

土木研究所資料

地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定と
土塊到達範囲の推定に関する研究

平成5年3月

建設省土木研究所
新潟試験所

「Copyright © (1993) by P.W.R.I

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定と 土塊到達範囲の推定に関する研究

新潟試験所 所長 綱木 亮介

要旨

地震を起因とする斜面崩壊は、古来から人間社会にとって大きな脅威であり、また、近年においても、長野県西部地震(1984)や千葉県東方沖地震(1988)等により誘発された斜面崩壊によって大きな人的・物的被害がもたらされた。本研究では、このような地震を起因とする斜面崩壊の被害を軽減するために、ファジー理論を導入した斜面崩壊の発生場所の予測法と準3次元土塊移動シミュレーションによる崩壊土塊の到達範囲予測手法を提案し、本手法が地震を誘因とする斜面崩壊の予測手法として有効であることを示した。

キーワード：地震、地すべり、斜面崩壊、到達範囲、ファジー理論、シミュレーション

地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定と 土塊到達範囲の推定に関する研究

目 次

	頁
第一章 序論	1
第二章 地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定手法	9
2.1 地震を起因とする斜面崩壊の特徴	9
2.2 地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定手法の現状	20
2.3 ファジィ理論に基づく地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定手法	27
2.3.1 ファジィ理論の概念と適用	29
2.3.2 地震を起因とする斜面崩壊要因の抽出	37
2.3.3 地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定のための構造化	43
2.3.4 ファジィ積分による地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定	61
第三章 崩壊土砂の到達範囲の推定	111
3.1 崩壊土砂の到達範囲の推定手法に関する研究の現状	111
3.1.1 「帰納的」な手法による推定	111
3.1.2 崩壊土砂の運動モデルに関する既往の研究	115
3.1.3 まとめ	126
3.2 崩壊土砂の到達範囲推定のための解析手法のアルゴリズム	128

3.2.1 シミュレーションモデル	128
3.2.2 基礎式	129
3.2.3 離散化式	134
3.2.4 境界条件と移動境界法	140
3.3 崩壊土砂の到達範囲のシミュレーション	144
3.3.1 斜面崩壊の事例とそのシミュレーション	144
3.3.2 斜面崩壊の模型実験とその解析	175
3.3.3 まとめ	182
第四章 結論	186
謝辞	190
引用文献	192

第一章 序論

崖崩れや地すべりによって代表される斜面崩壊の危険箇所の調査に際しては、これらの現象を惹き起こす要因としての地形・地質・地質構造・水文条件等に着目し、その直接的な引金となる誘因として降雨・融雪・地震等を考慮することが一般的である。これらの誘因のうち、降雨については簡単な計測によってその量を知ることができるし、融雪についても気温との関係から、比較的正確な定量化が可能である（たとえば、松浦ら、1989）。しかしながら、地震の影響については、地震そのものが極めて突発的に発生し、その影響は広い範囲の斜面に及ぶため、個々の斜面に与えるインパクトを簡便かつ定量的に把握することが現状では非常に困難である。そのため、地震を起因とする斜面崩壊に関しては未解明な部分が多く残されている。

ここで、過去の地震に伴う斜面崩壊の実態を振り返ってみると、これらの災害がいかに人間社会にとっての脅威となっているかを明らかにすることができる。

「日本砂防史」（（社）全国治水砂防協会、1981）によれば、古くは863年の越中・越後大震と1099年の加賀・能登・越中・越後の地震によって立山・白山水源の崩壊が激しくなった、と述べられている。また、富士山の大沢崩れの誘因は、1331年の大地震であろうと推定されている。そのほか、1707年三重県、高知県、1854年にも同じ三重県、高知県で大規模な地震が発生し、数多くの斜面崩壊が発生したといわれている。1751年の名立崩れは、高田地震が誘因となって発生し、1847年の善光寺地震によつても長野市北西部の山地に多くの斜面崩壊が誘発された。

明治時代以前の記録に残されている主だったものだけをとりあげても以上のように列記できるが、記録が明かとなる明治以降に、地震に伴つて発生した斜面崩壊の事例は枚挙にいとまがない。それらの中でも、比較的最近の事例として、伊豆大島近海地震（1978年）、日本海中部地震（1983年）、長野県西部地震（1984年）、千葉県東方沖地震（1988年）によって惹き起こされた斜面崩壊の実態をみてみることにする。

1978年1月14日、伊豆大島近海の北緯34度45分、東経139度14分を震源としてマグニチュード7.0の地震が発生した。このため、大島、横浜で震度5、東京、静岡、石廊崎、館山、網代、三島で震度4が記録された。この地震によって、25名の尊い人命が奪われたが、そのうちの実に80%までが斜面崩壊による犠牲者であった。さらに、この地震による被害状況は、静岡県の調べによれば、表-1.1のようにまとめられている（建設省土木研究所、1978）。この表によれば、崖崩れの発生件数が191件にものぼっていることがわかるが、加えて、道路関係の被害総額が約140億円にも及び、それらのうちの多くが自然斜面の崩壊に起因していたことも明らかになっている。

表-1.1 被害状況調〔静岡県調査〕

昭和53年2月13日 0時現在

市町村名		県	計	東伊豆町	天ヶ原島	河津町	下田市	西伊豆町	松崎町	土肥町	伊東市	南伊豆町	加茂村	熱海市	中伊豆町
設置区分															
人 的 被 害	死 者	人	25	9	5	11									
	行 方 不 明	人	0												/
	負 傷 者	人	34	23	3	2	4	1				1			
	軽 傷 者	人	171	86	5	26	47	1	2		3	1			
	計	人	205	109	8	28	51	2	2		4	1			
住 家 被 害	棟	棟	39	49		16	12	7	4		1				
	全 壊	世帯	93	49		16	16	7	4		1				
	半 壊	人	339	180		77	44	23	14		1				
	人	棟	537	381		56	24	34	11		4	27			
一 部 破 損	半 壊	世帯	546	391		56	25	34	11		2	27			
	人	2,216	1,627		236	87	105	41		12		108			
	棟	3,791	1,739	124	879	77	208	195	100	304	29	114	1	21	
	人	3,860	1,760	120	879	81	252	194	100	306	29	114	1	20	
床 上 浸 水	棟	人	5,198	7,001	500	3,581	291	959	701	400	1,166	119	392	4	84
	床 上 浸 水	世帯													
	床 下 浸 水	人													
	床 下 浸 水	棟													
公共施設	公共施設	棟	24	6	2		12	2	1				1		
	モ の 危	棟	534	145		78	57	120	9	60	45		20		
	田 流失・埋没	ha	5,662	0.500	0.742		1,180	1,09	0.4		0.300		1.45		
	冠 水	ha													
その他	烟 波 冠 水	ha	13,112	10,500	2012		0.02	0.15		0.100		0.300			
	文 教 施 設	箇所	84	14	5	6	33	7	4		10	3	1	1	
	病 院	箇所	44	25		14			3				2		
	道 路	km	1,124	373	13	494	30	92	4	22	12	3	65	3	13
の 他 の 施 設	横 り よ う	箇所	3			2	1								
	河 川	箇所	65	18	10	27	2	3							5
	港 湾	箇所	(12)	(4)		(1)		(4)			(2)		(1)		
	砂 防	箇所	2									1			1
水 道	水 道	km	532	78	116	65	31	106	4	12	7	3	90		
	清 掃 施 設	箇所	5	1		2		1				1			
	崖 く ず れ	箇所	191	57	22	38	12	5	21	9	25	2			
	鉄 道 不 通	箇所	26	12		12					2				
船 舶	船 舶 設 施	箇所	579	330		140		109							
	通 信 施 設	回線	639	440		73	41	41	15		3		27		
	火 災 報 警	箇所	2,555	1,807		313	131	128	55		13		108		
	被 害 額	百万円	(3町)	O	O	O	O	O	O	O					
灾害対策本部設置(OCP)															

● 災害救助法の適用市町村

東伊豆町 53年1月15日 19時30分適用 () は西洋施設

1983年5月26日、秋田県沖約80kmに震源をもつマグニチュード7.7の地震が発生した。各地の震度は、秋田、むつ、深浦で震度5の強震、盛岡、青森、八戸、酒田、森、江差で震度4の中震であった。この地震では津波による犠牲者が多数にのぼった事が特徴的であったが、幸いにして、斜面崩壊による人的被害は皆無であった。しかしながら、表-1.2に示すように主として砂層の斜面において数多くの斜面崩壊が発生した（瀬尾ら、1985）。なかでも、青森県西津軽郡車力村の富やち地すべりや秋田県山本郡八竜町中台の急傾斜地の崩壊など比較的規模の大きな斜面崩壊の発生もみられた。

表-1.2 日本海中部地震による土砂被害状況表

	秋 田 県				青 森 県				計			
	土石流	地すべり	かけ崩れ等	計	土石流	地すべり	かけ崩れ等	計	土石流	地すべり	かけ崩れ等	計
発生数	1	5	33	39	0	1	17	18	1	6	50	57
人家に被害のあったもの	0	1	3	4	0	1	4	5	0	2	7	9
人家に被害のなかったもの	1	4	39	35	0	0	13	13	1	4	43	48
被害状況												
人的被害	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
全 壕	0	1	1	2	0	5	3	8	0	6	4	10
半 壕	0	0	2	2	0	30	4	34	0	30	6	36
一部破損	0	0	0	0	0	35	8	43	0	35	8	43
施設被害件数	—	—	—	14	—	—	—	21	—	—	—	35
砂防施設	—	—	—	6	—	—	—	15	—	—	—	21
地すべり防止施設	—	—	—	0	—	—	—	0	—	—	—	0
急傾斜地崩壊防止施設	—	—	—	8	—	—	—	6	—	—	—	14

注1) 総計表は、県砂防課で集計したもの用いた。

注2) かけ崩れ等とは大規模山腹崩壊1箇所を含む。

1984年9月14日、長野県西部の御岳山南麓付近に震央をもつマグニチュード6.8の地震が発生した。震源の位置は北緯35度49分、東経137度33分、深さ2kmと推定されている。各地の震度は、甲府、飯田、舞鶴、諏訪で4、また、前橋から京都まで広い範囲で3を記録した。震央付近に位置する牧尾ダムには電磁式の強震計が設置されていたが、地盤・堤体とも200galを最大記録振幅とするよう設定されていたためスケールオーバーして記録は得られていない（建設省土木研究所初動調査団、1984）。木曽地震県災害対策本部資料によれば、この地震による被害状況は表-1.3のように示されている。この表に示された人的被害の大部分は大規模な斜面災害によってもたらされたものであった。さらに住家被害のうち全壊・流失したものはいずれも斜面崩壊により地盤ごと崩壊したり、流失した土砂によって倒壊したものである。このときの王滝村中心部から御岳高原にかけての斜面崩壊箇所の分布

は、小林（1986）によれば、図-1.1のように示されている。

とりわけ、崩壊土量約3,600万m³と推定される御岳崩れは伝上川を流れ下り、玉瀧川本川約3.5kmにわたって堆積し、堆積土砂の上流域に長さ2.5kmの湛水池が形成された。さらに、多くの人的被害を伴った大規模な斜面崩壊として、松越地区の地すべりや滝越地区の崩壊が発生し、改めて、地震に誘発されるこのようなタイプの斜面崩壊に対する社会的な注目を喚起した。

1987年12月17日、千葉県九十九里浜沖の北緯35度21分、東経140度29分、深度59kmを震源として、マグニチュード6.7の地震が発生した。このため、勝浦、千葉、銚子で震度5、館山、東京、横浜、水戸、網代、熊谷、河口湖で震度4が記録された。地震によって倒壊したブロック塀ならびに石灯ろうの下敷となって2名の犠牲者がでた。斜面崩壊は成東町及び長南町をそれぞれ中心とした2箇所の地域に集中して発生し、その数は434箇所にも達した（千葉県土木部、1988）。この地震の前後には降雨がなかったこともあって、図-1.2に示すようにこれらの斜面崩壊箇所のうち36.6%が10m³未満、74.4%が100m³未満の規模のもので、比較的小規模の崩壊が多数を占めた。しかしながら、家屋の被害は17件（全壊1戸、半壊1戸、一部破損15戸）に及んでおり、小規模な崩壊といえども地震を起因とする斜面崩壊による災害が深刻なものであることが示されている（吉松ら、1990）。

表-1.3 被害状況集計表

被 害 の 別		発 生 数	技 売 額
人的被害	死着・行方不明 負傷者	死=10人、不=19人 10人	
住家被害	全壊 半壊 一戸既壊 計	14棟 73棟 481棟 568棟	
農業関係被害	農地 農業用耕段 52ヵ所	18.87ha 18.87ha 52ヵ所	427,900千円
林業関係被害	治山 林道	124ヵ所 293ヵ所	10,233,200千円
公共土木施設被害	河川 防護堤 護岸 計	7ヵ所 3ヵ所 214ヵ所 10ヵ所 234ヵ所	4,570,600千円 125,000千円 4,040,600千円 624,000千円 9,360,200千円
その他被害		294ヵ所	1,273,842千円
技 売 総 額(因直積分防ぐ)			21,295,142千円

(59.9.29, 13:00現在、木曾姫賀原災害対策本部資料による)

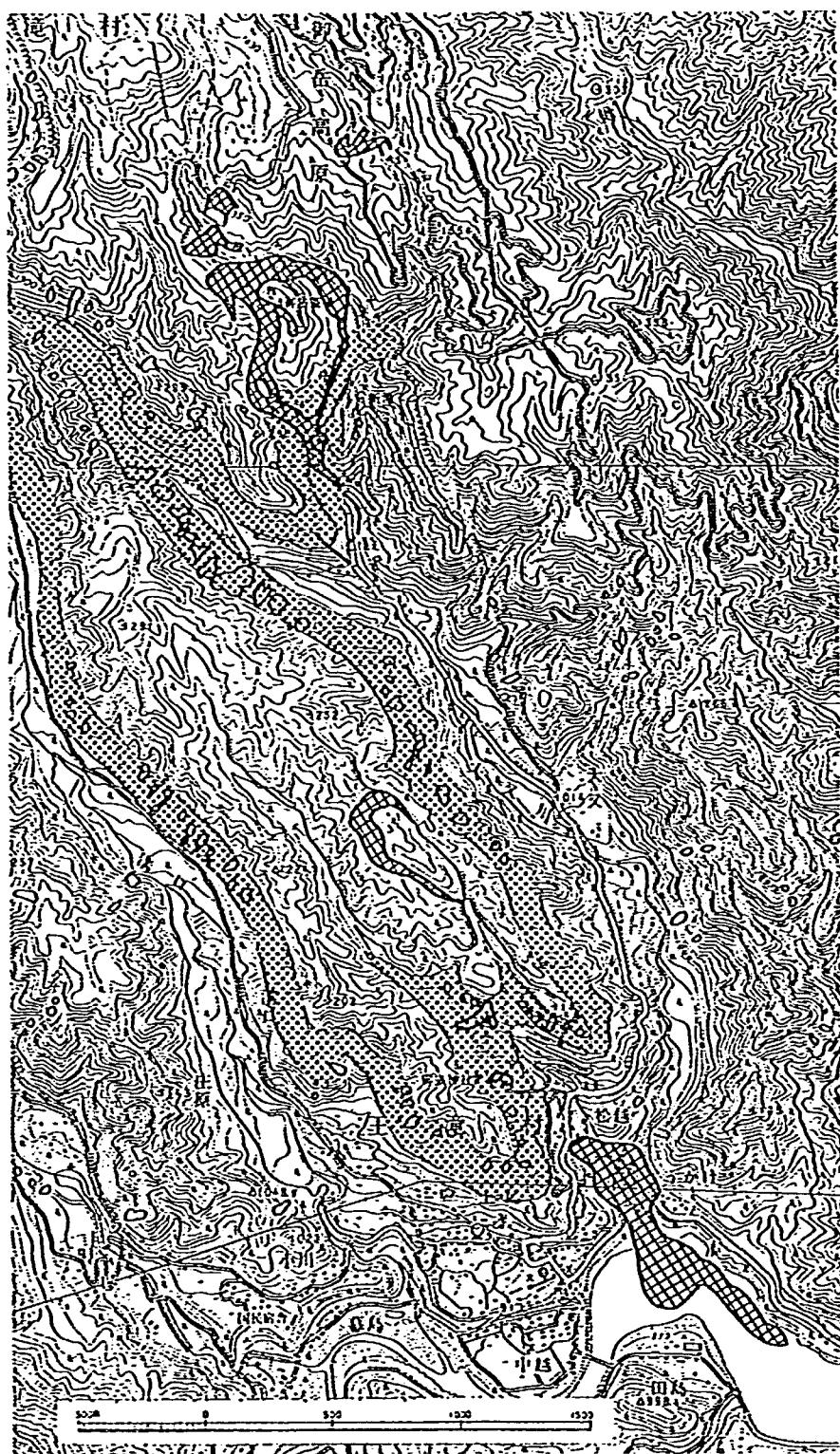


図-1. 1 王滝村中心部～御岳高原の長野県西部地震による斜面崩壊(小林, 1986)

凡例 実 線：地震による小規模崩壊（又は崩落）
 格 子：地震による崩壊及び移動土砂
 打点部：古期御嶽溶岩（倉越原溶岩）の露出

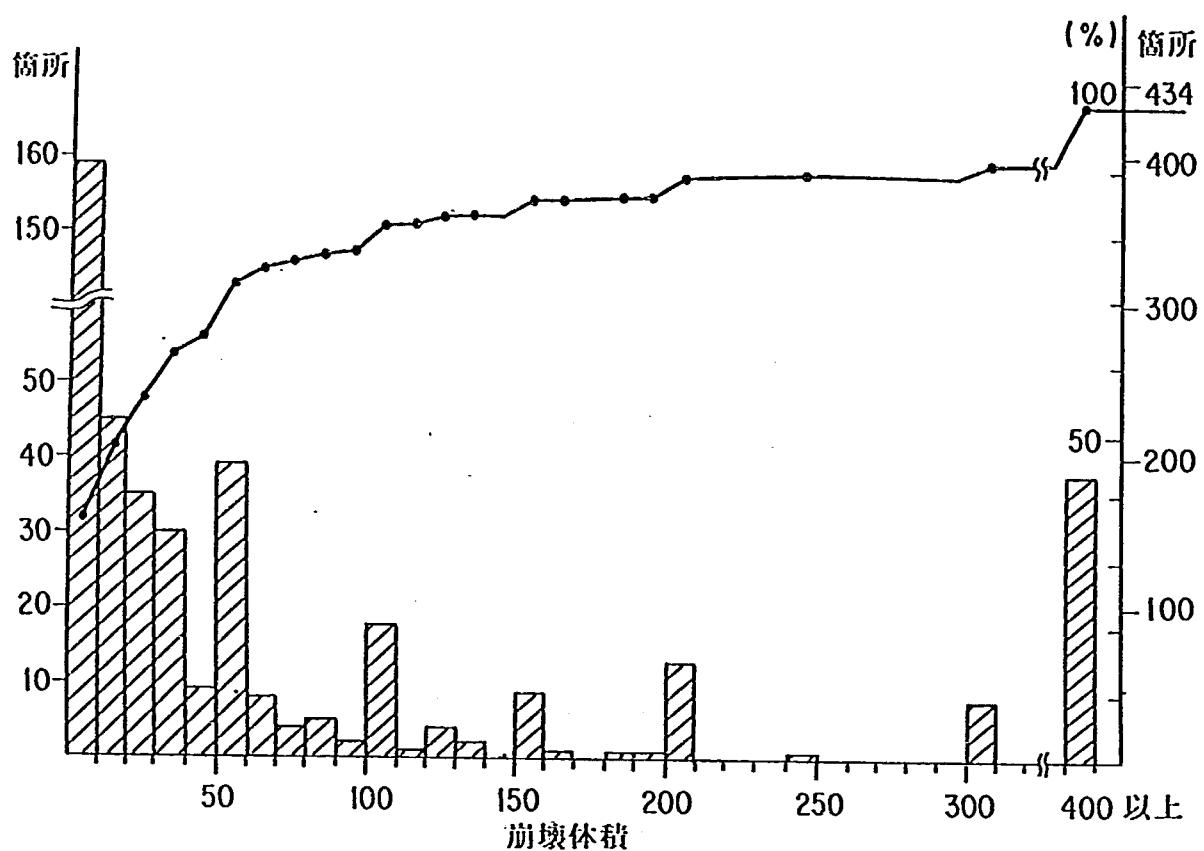


図-1. 2 規模別の崩壊箇所数頻度図(全崩壊数434箇所、千葉県土木部、1988)

以上、近年発生した4箇所の地震時に誘発された斜面崩壊による被害の実態を述べてきたが、それらを予知する手法についての研究は、緒についたばかりといつても過言ではない。「斜面崩壊の予測」といった場合、一般的には、発生場所、発生時刻、土塊の到達範囲を含めたその規模、の三つの要素を明らかにしなければならない。地形・地質・地質構造等のいわゆる素因を念頭において、降雨や融雪の量を定量的に把握されたとしても、斜面崩壊の発生場所・発生時刻・規模が正確に予測できるようになるまでには、今後さらに多くの研究が必要であることは言うまでもない。したがって、これらの水理水文条件、特に降雨に伴って発生する斜面崩壊の時刻を予測しようとする研究は比較的活発に行われてきており、多くの興味深い研究成果が蓄積されつつある（たとえば、道上ら、1990）。しかしながら、地震に伴って発生するこれらの現象の予測に関しては、前述したように、地震という誘因自体の有する特殊性から、さらに多くの重要な検討課題が残されているといえよう。

地震に起因する斜面崩壊のみを対象にした場合であれば、これらの要素のうち、発生時刻はほとんど地震そのものの発生時刻ということになる。したがって、時間の要素についてはむしろ「地震予知」の範疇に属する課題であるものと考えられる。ここで対象としている「地震に起因する斜面崩壊の予測」という研究分野に限定すれば、その主たる研究課題は、これらの現象が発生する場所とその規模（言い換えれば崩壊土砂の到達範囲）をいかにして精度良く予測するか、という点に集約されよう。

一方、近年の社会的・経済的なわが国的情勢から、住宅や宅地は次第に斜面上あるいは斜面に隣接した地域に求められる場合が増加してきている。言うまでもなく防災上の見地からはこのような傾向は好ましいとはいえないものではあるが、この傾向はさらにしばらくは継続するものと考えられる。そこで行政的な面からも、種々の防災のための構造物を施工することによって保全対象を護ること（いわゆる「ハード対策」）のみならず、降雨量などの基準値にしたがって住民を避難させたり、土地利用の誘導を行うこと等（いわゆる「ソフト対策」）の対策が推進されつつある。

この研究では、以上のような災害の実態及び社会的な情勢から求められる緊急性・重要性を念頭において、第一に、新しい観点にたって地震に起因する斜面崩壊の危険箇所の判定手法を提案し（第二章）、次に、このような斜面崩壊の崩壊土砂の到達範囲を予測するための手法を提案している（第三章）。各々の章の概要は次のとおりである。

斜面崩壊の発生場所を明かにするための手法についての検討を主たる目的とする第二章においては、特に地形的条件に着目し、まず過去の地震に起因する斜面崩壊の特徴を降雨による斜面崩壊との対比を通して明かにする。次に、地震に起因する斜面崩壊の危険地の判定手法の現状とその問題点について述べる。さらに、その問題点を念頭において、ファジイ理論に基づく考え方を導入した地震時の斜面崩壊の危険箇所判定手法のエクスパートシステムを提案し、その手法の妥当性を検証する。

第三章においては、地震に起因する斜面崩壊による被災区域を推定することを主眼として、まず、崩壊土砂の到達・拡散範囲の推定手法に関するこれまでの研究の概要を振り返り、それらの特徴及び問題点についての考察を行う。次に、準三次元のシミュレーション

解析による崩壊土砂の到達範囲の予測手法を示し、過去の幾つかの斜面崩壊事例についての解析結果及び模型実験の結果から、この手法が斜面崩壊の土塊の到達範囲（言い換えれば被災区域）の予測に有効であることを示す。

第二章 地震を起因とする斜面崩壊の危険地 判定手法

斜面崩壊の主要な誘因は降雨と地震であるが、これらの誘因の斜面安定に寄与する機構は、前者が間隙水圧発生によってすべり面のせん断抵抗力を低下させるものであるのに対し、後者は地盤振動によってすべり面のせん断応力を増加させるものである。斜面における間隙水圧発生と地盤振動の卓越地区は、当然、斜面の地形、地質、植生等の素因的特性により相違があり、このため地震を起因とする斜面崩壊と降雨を起因とする斜面崩壊の発生区域は相違を生ずる。当章ではこれら素因的特性を明かにして、地震を起因とする斜面崩壊を対象としてファジィ理論を用いた危険地判定手法について述べる。

2. 1 地震を起因とする斜面崩壊の特徴

地震を起因とする斜面崩壊は、降雨を起因とする斜面崩壊と同様に斜面の素因的特性の影響を受け、地震振動の発生誘因によって生ずるわけであるが、これら特性について論理的に解明することは斜面の不均質特性もあって非常に困難であるのが現状である。そこで当節では、過去の地震を起因とする斜面崩壊の実態を調査、整理して、降雨を起因とする斜面崩壊との対比を通してその斜面崩壊の素因的特性について明かにする。

斜面の素因的特性を調べるためにあたって、まず斜面の要因を分類定義する必要がある。安江ら（1987）は表-2.1のような分類を行い、同じ地質条件を有する地域として新潟地震（1964）を起因として発生した斜面崩壊と羽越豪雨（1967）によって発生した斜面崩壊の地形的特性の差異を調べている。その結果は図-2.1～2.3に示されるが、当図は棒グラフの横軸幅が非崩壊斜面中それぞれの分類の出現割合値を、縦軸幅が崩壊斜面数を非崩壊斜面数で除した値となっている。したがって、縦軸の値が1.0よりも大きいと崩壊に寄

表-2. 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					

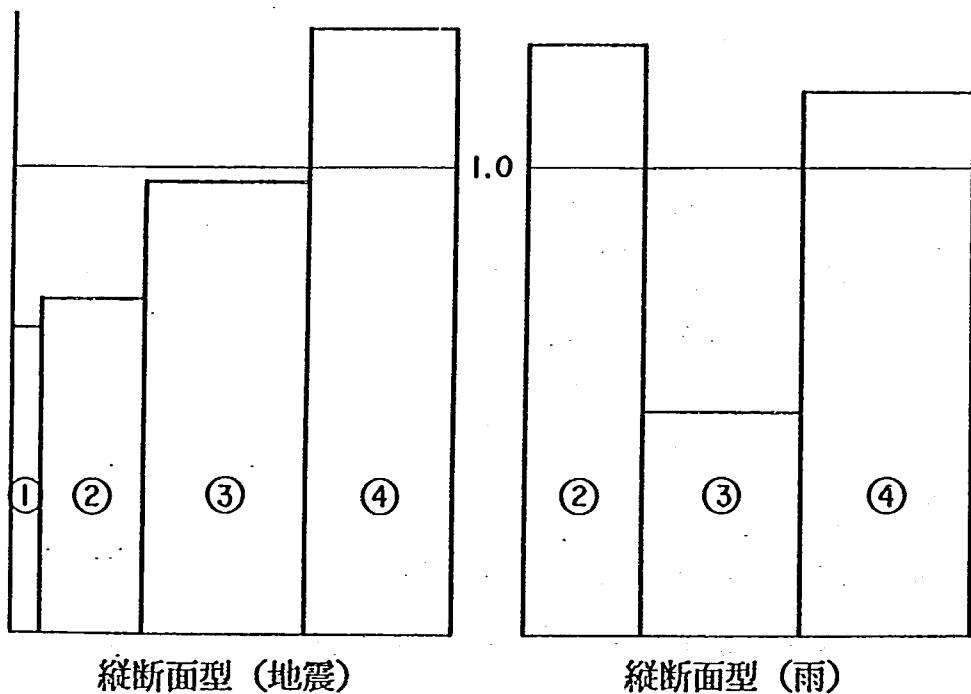


図-2. 1 斜面縦断型の相違

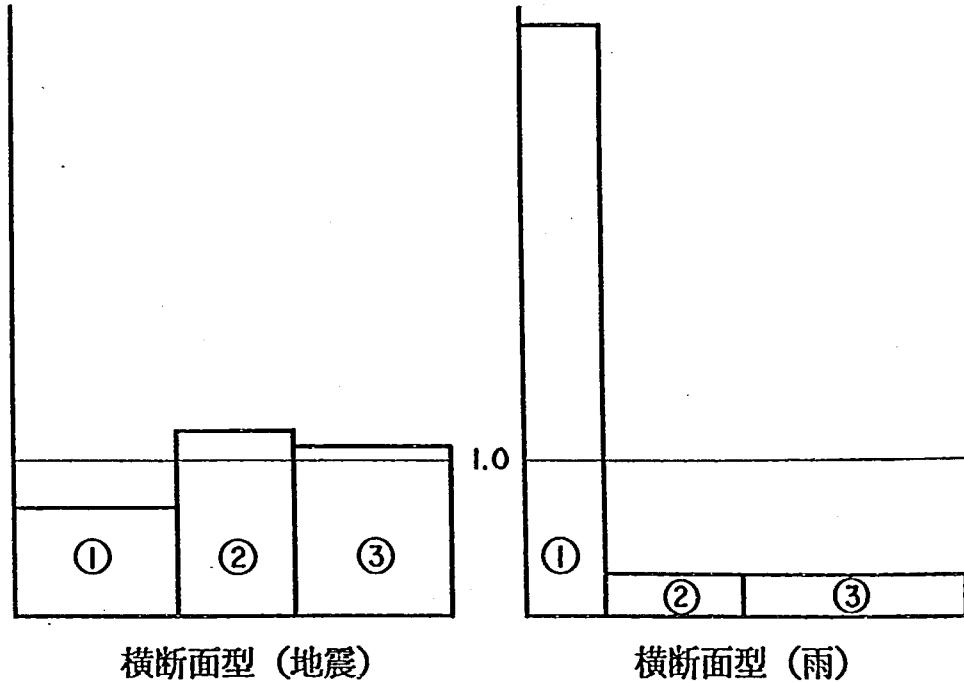


図-2. 2 斜面横断型の相違

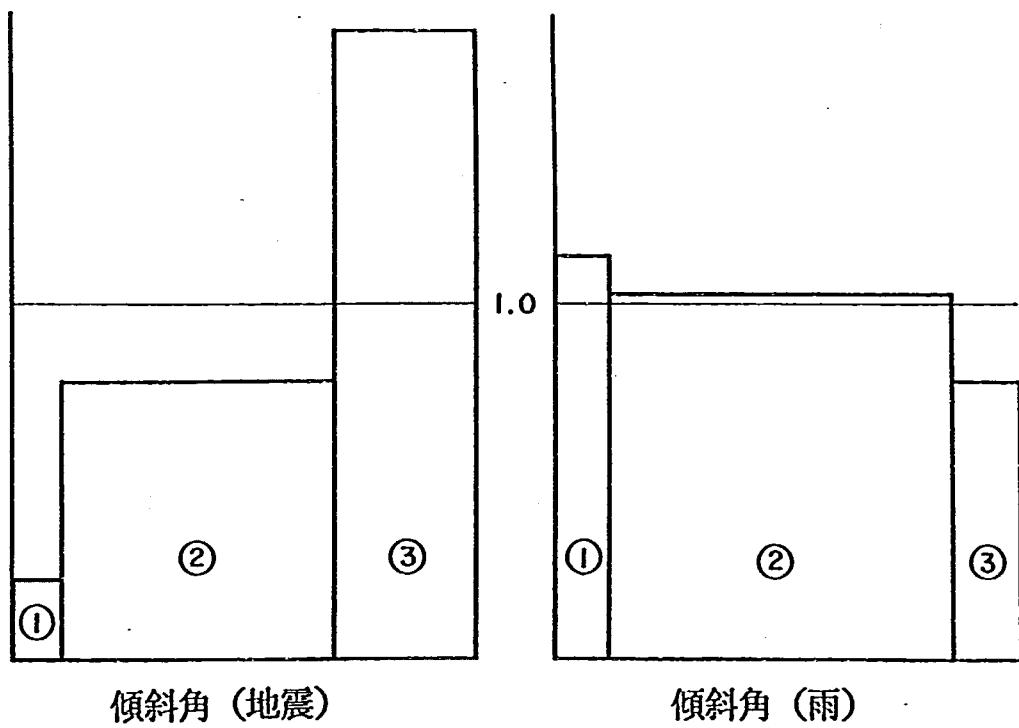


図-2. 3 斜面傾斜角の相違

与する度合が高いと評価される。これによれば次の事が特徴として挙げられる。

- ① 斜面縦断形状として、複合型は地震及び降雨のどちらに対しても弱いことが示されるが、地震時に凸型斜面としての上昇型斜面が複合型斜面より危険であるということにはなっていない。
- ② 斜面横断形状においては、地震を起因とする斜面崩壊がいずれの斜面型でも発生しているのに対し、降雨を起因とする斜面崩壊は表流水や地下水が集中し易い谷型斜面で多発しており、きわだった相違が見られる。
- ③ 降雨を起因とする斜面崩壊は傾斜角と明瞭な関係は見いだし難いが、地震を起因とする崩壊は傾斜角が大きくなるほど多発する傾向がある。

1987年12月に発生した千葉県東方沖地震 ($M=6.7$) は、九十九里浜沖の北緯 $35^{\circ} 21'$ 、東経 $140^{\circ} 29'$ 、深度59kmを震源域として発生し、この地震によって千葉県成東町及び長南町の2箇所の地域を中心に434箇所（千葉県土木部、1988）にも及ぶ斜面崩壊が発生した。その規模は図-2.4に示されるように崩壊土量が $10m^3$ 未満のものが全崩壊箇所数の36.6%、 $100m^3$ 未満の崩壊箇所数は74.4%に達し、小規模斜面崩壊が多いことが特徴的であった。12月の年末近く、緊急に斜面崩壊復旧が実施されることもあって、建設省土木研究所では成東町周辺の $50m^3$ 以上の崩壊規模を目標として37箇所について緊急に調査を実施している（吉松ら、1990）。この調査結果を通して得られた崩壊斜面の素因的特徴について以下に述べる。

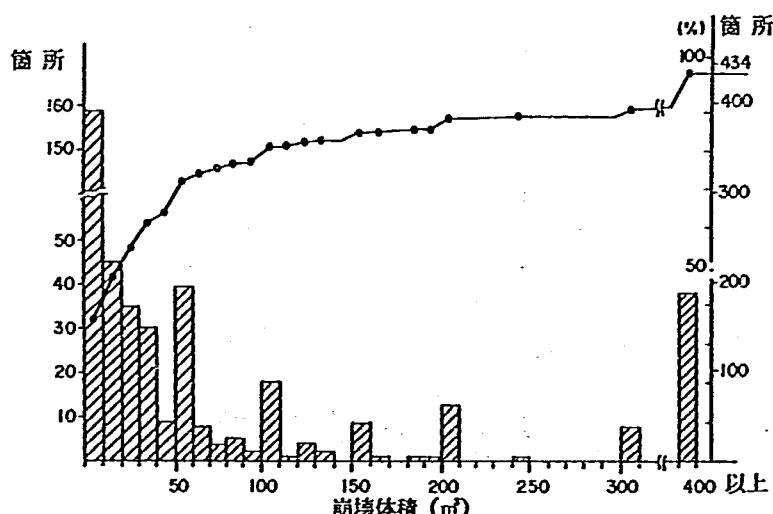


図-2.4 規模別の崩壊箇所数頻度図(全崩壊数434箇所)

まず当地域の崩壊形態は、図-2.5に示す3種類に区分される。(a)型は斜面の最上部、すなわち台地縁の部分や尾根型をなす地形の稜線直下の部分が小規模に崩落するもので、崩壊土量は比較的小さい。これら崩壊は比較的固結度の高い地区に見られ、崩土はブロック状を示すことが多く、落石に分類されるものもある。(b)型は台地縁の遷急線付近から斜面の上部にかけて、亀裂が発生するとともに、固結度のより低下した風化層が滑落するもので、崩土は乱されることなく、樹木などが立木として崩土内に残留している例が少くない。(c)型は斜面上の表土やルーズな崩積土が剥離して滑落するもので切土斜面に多く見られる。これら崩壊型の発生頻度を併せて図-2.5に示すが、(b)型の発生が圧倒的に多い。その崩壊の代表断面例は図-2.6に示すとおりである。

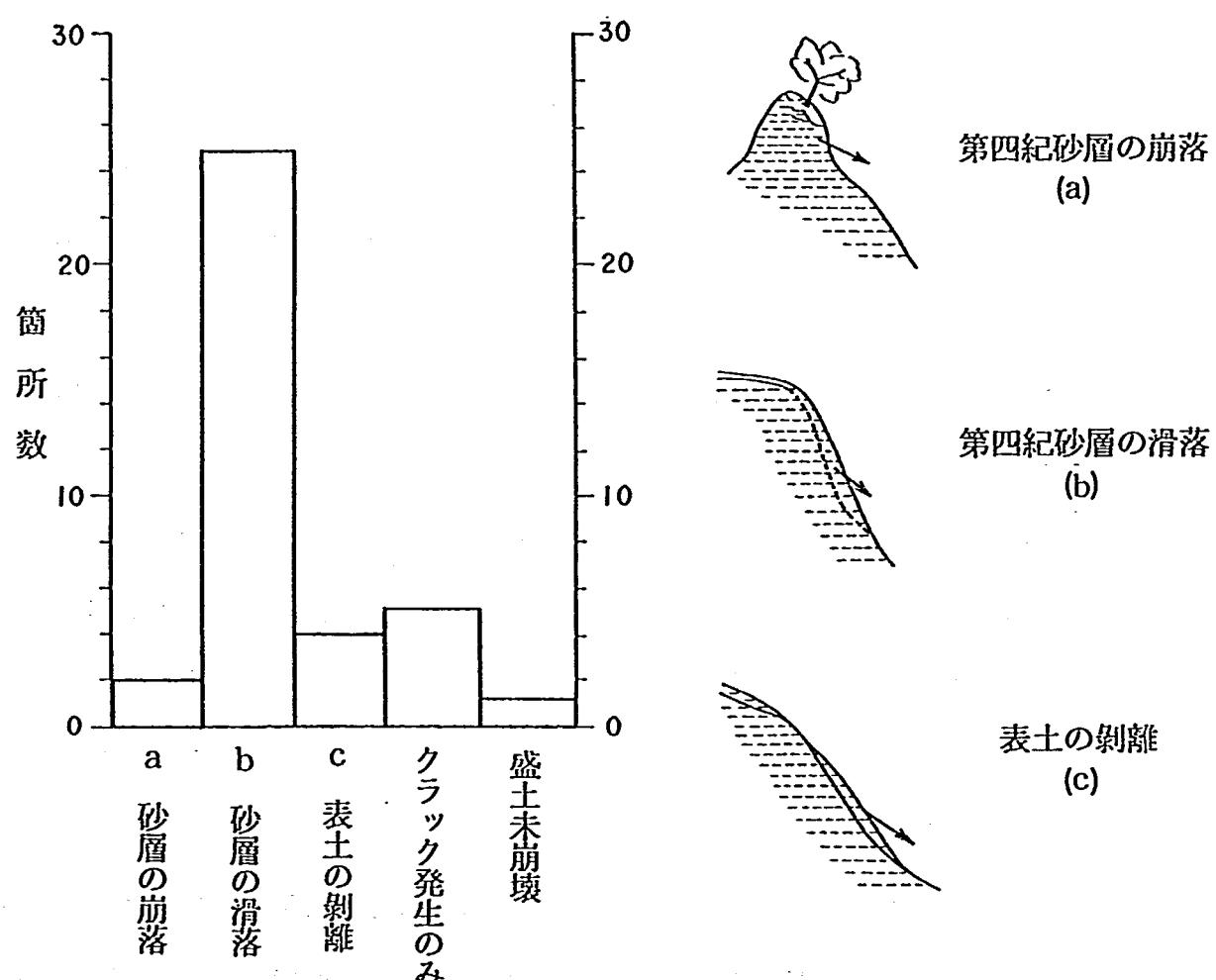


図-2.5 崩壊の型

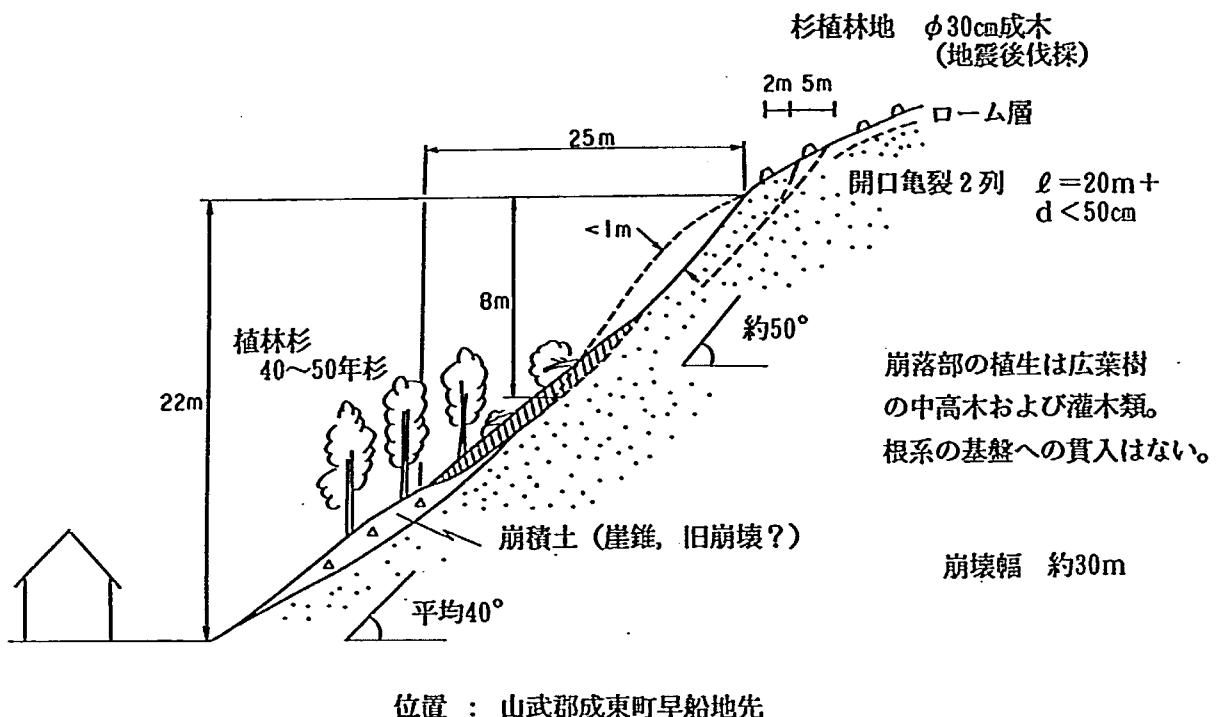


図-2.6 (b)型斜面崩壊例

また、斜面の横断形状や利用状況については、次のような崩壊特性が見られる。

- ① 斜面の横断型は平衡斜面が多く（図-2.7）、特に尾根型斜面に崩壊が多いわけではない。
- ② 崩壊斜面の利用状況は山林が多く、きわだった特徴を有する（図-2.8）。この樹木の樹齢は表-2.2に示すとおりである。
- ③ 崩壊深は1～2mの範囲が大半で（図-2.9）、崩壊した後のすべり面を観察して見るとそれより以深には切断された若干の細根を除いて、ほとんど樹木根茎の発達は見られない（図-2.10）。

これらの崩壊特性は当地域が標高40～50mの平坦な下総台地の傾斜30°～40°の成田砂層の段丘崖であることによるものと考えられる。

千葉県においては、1971年秋雨前線豪雨及び台風25号による降雨によって県下一円に68箇所もの斜面崩壊による災害が発生した（建設省土木研究所、1972）。そこで今回の地震を起因とする斜面崩壊と降雨を起因とする斜面崩壊発生の斜面横断型について調べてみた（図-2.11）。これによれば降雨を起因とする斜面崩壊は大きな尾根型斜面及び大きな

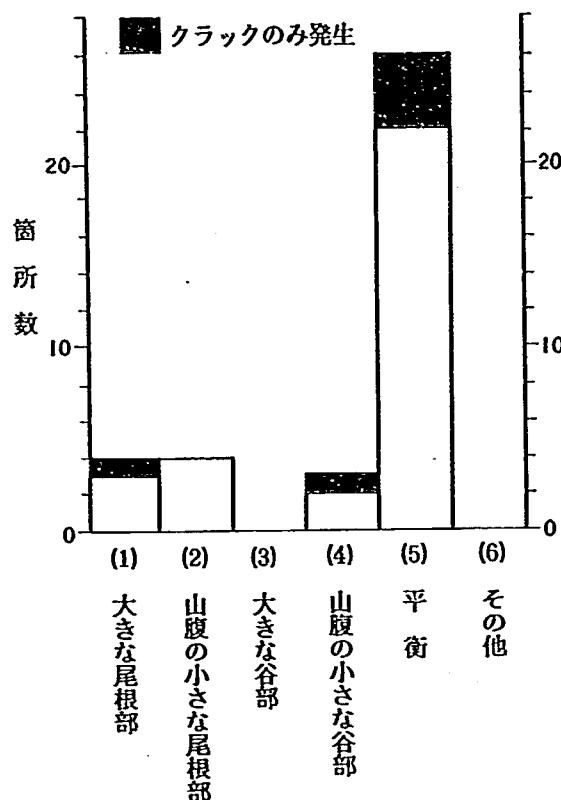


図-2.7 斜面の横断型

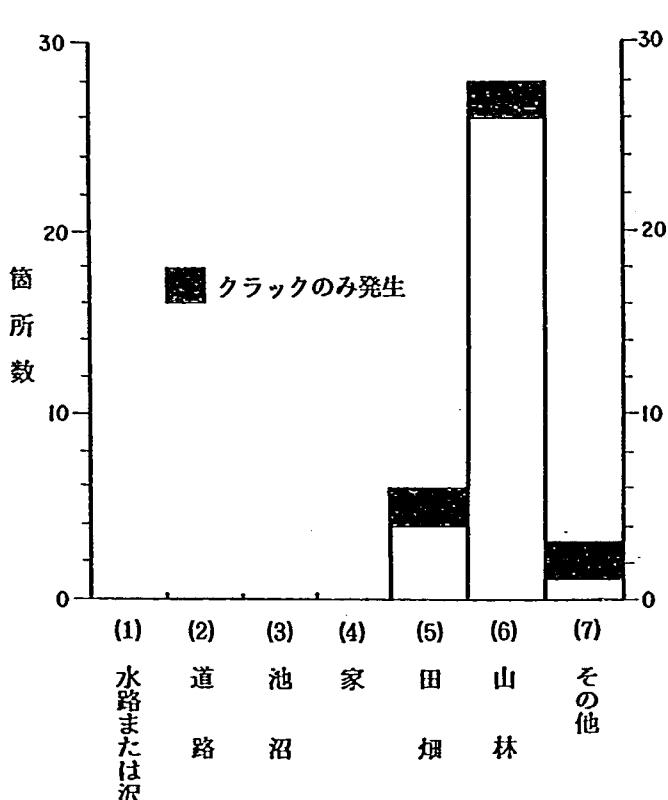


図-2.8 利用状況

表-2.2 斜面上の植生

種類	樹齢	草本	10年未満	10~30年未満	30~50年未満	50年以上	合計
(1)	裸地	4(1)					4(1)
(2)	草地	5					5
(3)	竹		1	1(1)			2(1)
(4)	針葉樹		1		1	1	3
(5)	広葉樹		4	6(2)	5(1)	3	18(3)
(6)	針広混合			3	1		4
(7)	その他				1(1)		1(1)
合計		9	6	10	8	4	37(6)

() 内は、クラックのみが発生し、崩壊しなかった箇所
樹齢は推定

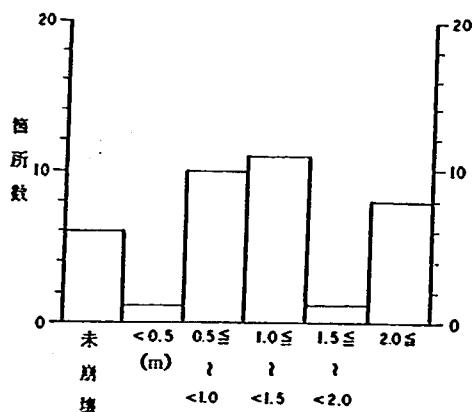


図-2. 9 崩壊深

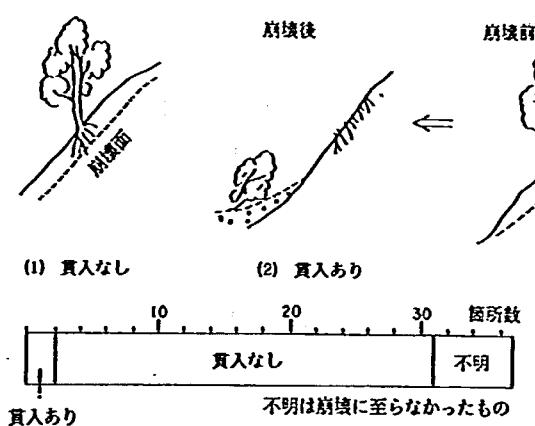


図-2. 10 崩壊斜面内の植生

谷型斜面を除いた斜面で同じ様な頻度で発生している。特に降雨を起因とする斜面崩壊が山腹の小さな谷型斜面に多発しており、地震を起因とする斜面崩壊と相違することが顕著な特徴として挙げられる。また、1978年伊豆大島近海地震 ($M=7.0$) により発生した斜面崩壊（東伊豆道路震災対策検討委員会、1979）について降雨を起因とする斜面崩壊と比較した結果、凹型斜面に降雨を起因とする斜面崩壊が1.5倍ほど多く発生している。

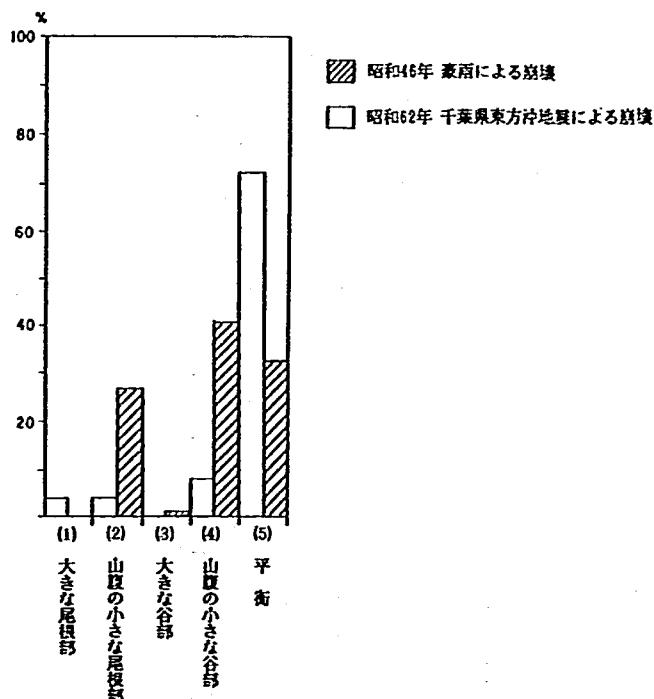


図-2. 11 斜面の横断型

崩土の到達距離については、図-2.12の定義に従い、崩壊斜面高Hと崩土の到達距離Lの比（図-2.12）、 H/L と崩壊斜面の傾斜（図-2.13）、斜面勾配と崩壊土量（図-2.14）、 H/L と崩壊土量（図-2.15）の関係について調べてみた。この結果からは森脇（1987）の報告した、崩壊斜面勾配と崩土の到達距離は相関関係がある、ということは見い出せない。しかしながら、図-2.16によると地震による斜面崩壊の H/L がほとんど0.19以下であるのに対して降雨による斜面崩壊が0.20～0.79の値を示し、1.0の値を越すものが26%もある。したがって、降雨による斜面崩壊の方が崩土の流下距離が長くなるといえる。この関係について安江ら（1979）も1968年に発生した宮崎県えびの地震（M=6.1）に伴って発生した斜面崩壊について調査した結果、崩壊箇所の80%以上の箇所で H/L の値が0.5以下であり、降雨による斜面崩壊より崩土の到達距離が短いことを指摘している。

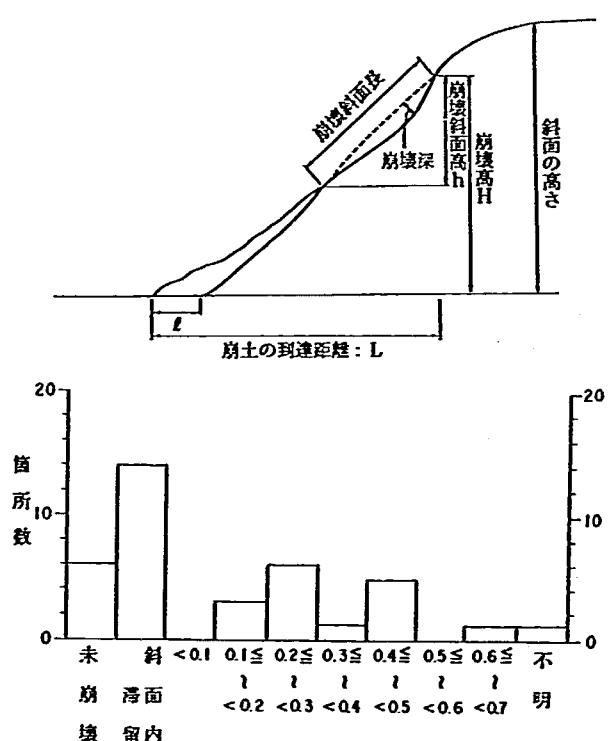


図-2.12 崩壊斜面高と崩土の到達距離の比

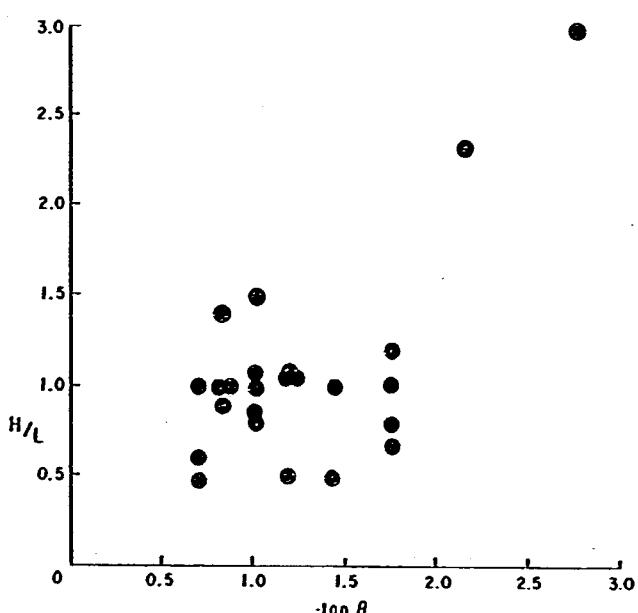


図-2.13 H/L と崩壊斜面の傾斜との関係

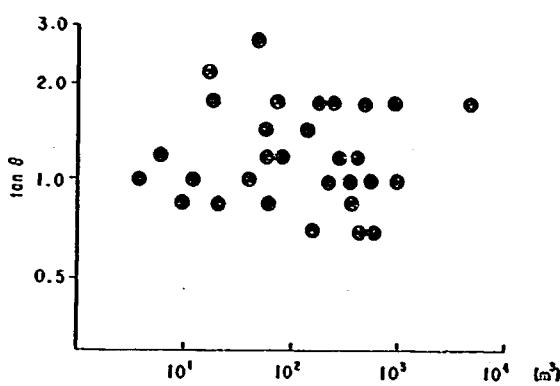


図-2.14 斜面勾配と崩壊土量との関係

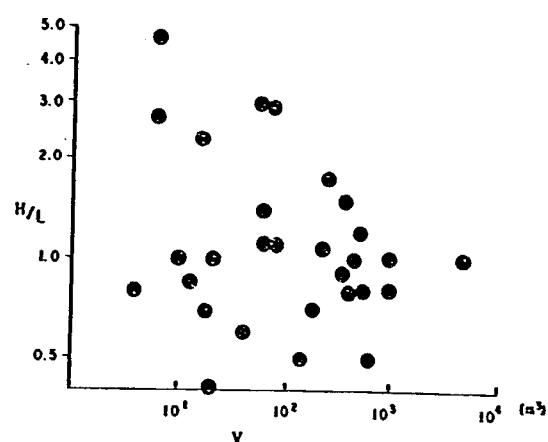


図-2.15 H/Lと崩壊土量との関係

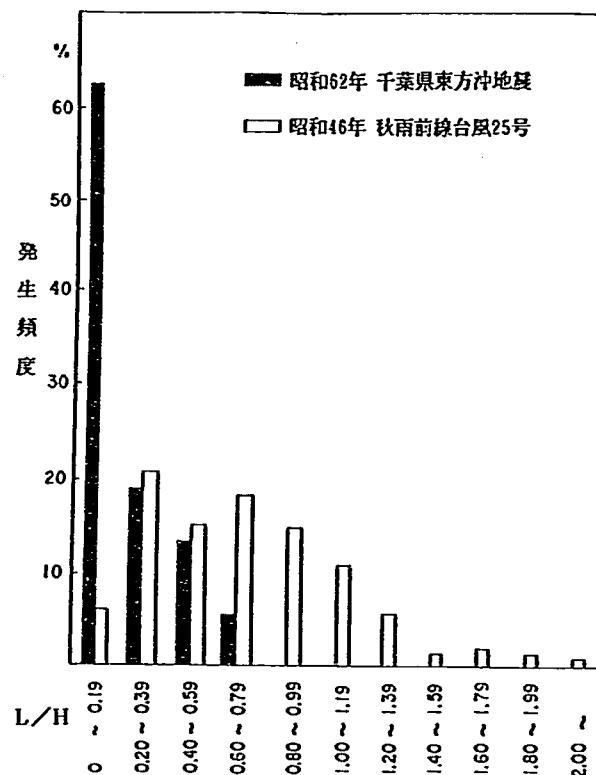


図-2.16 崩土の到達距離/高さ、頻度

これらの実態を整理すると地震を起因とする斜面崩壊の特徴として以下のことが挙げられる。

- ① 斜面縦断形状として複合型、凸型斜面に発生し易い。
- ② 勾配が大きくなるほど発生し易い。
- ③ 横断形状についてはあまり明瞭な差異は見られないが、降雨を起因とする崩壊が凹型斜面に集中して発生することと明かな差異がある。

地震により 10^7 m^3 以上もの崩壊土量を有する大規模崩壊が発生する事実もあることを既に述べたが、これら大規模崩壊について町田（1984）は、崩壊地形や崩土堆積地形に特有の特性が生じるためそれ以下の崩壊規模と区別して検討する必要がある、と述べている。この種の大規模崩壊は、発生件数こそ少ないとえども規模が大きい故に、発生すると被害も激甚なものとなる。さらに、その後長期にわたって下流河川を不安定化させる土砂の主要な供給源となるため、その影響は計り知れないものがある。これら大規模崩壊については歴史的事例として記録されているものが大半であるが、浅井ら（1988）は崩壊規模を 10^5 m^3 程度まで縮小して全国の地形図を判読して大規模崩壊地の抽出を試みている。彼らの成果によると 10^5 m^3 オーダーのものが484箇所、 10^6 m^3 オーダーのものが57箇所、さらに 10^7 m^3 のものが28箇所に達し、その発生場の条件として以下のような特徴を挙げている。

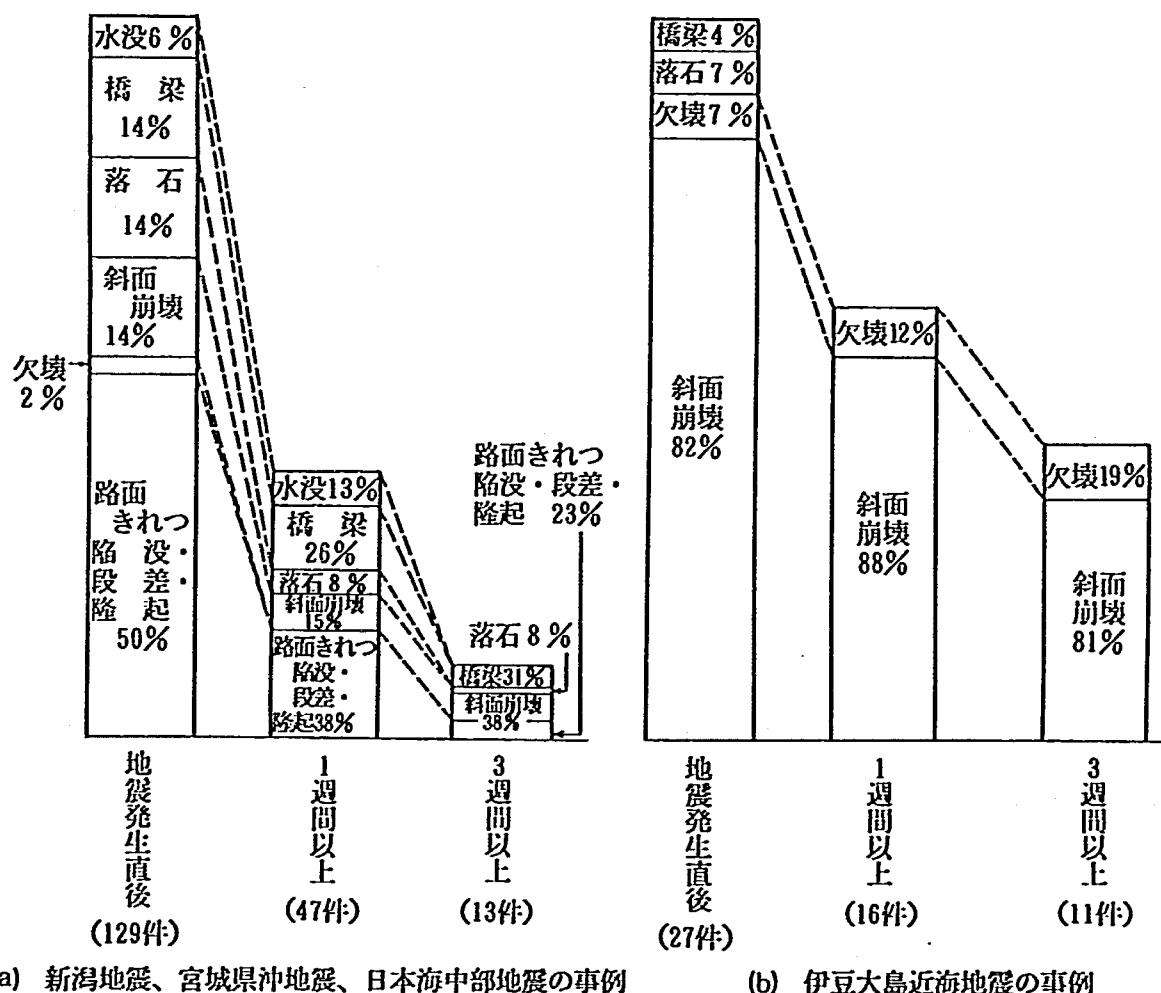
- ① 比高が大きい山体である。
- ② 斜面上部に前輪廻の緩斜面が残っている。
- ③ 熱変質や火山碎屑物によって互層を形成している第四紀の火山地域や、造山運動によって岩体内部にまで破碎が及んでいる外帯山地の、特に中世代から古第三紀の砂岩、頁岩及び粘板岩地帯に多い。

この種の解析は古谷ら（1984）も実施しているが、抽出のための崩壊地の定義に若干の相違があるため崩壊分布に僅かの相違が見られるものの、第四紀後期の噴火によって形成された成層火山体や溶岩円頂丘に多発すると述べている。この代表例が1985年の長野県西部地震で発生した、崩壊土量が3600万 m^3 に達する御岳崩れである。特にこれらの成層火山体の地域は熱変質によって岩体が脆弱化している素因に加えて、噴火や地震が多発し易いことが最大の原因であると推察される。

2.2 地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定手法の現状

伊豆大島近海地震においては、道路の長期間通行止めの原因の大半が斜面崩壊によるものであり（図-2.17）、これら被害実態（日本道路協会、1988）によると次のような指摘がなされている。

- ① 小規模落石、崩土、路面亀裂は比較的短時間に復旧可能である。
- ② 橋梁の被害や大規模斜面崩壊は復旧に要する時間が長い。
- ③ 通行止めの解消に要する時間は、山地において発生した斜面崩壊に伴う通行止めの場合が最も長い。



(a) 新潟地震、宮城県沖地震、日本海中部地震の事例

(b) 伊豆大島近海地震の事例

図-2.17 既往地震における通行止めの要因別内訳の時間的変化

このような被害実態からも、地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定手法の確立が強く要望されている。さらに大都市への人口の集中化による山地・丘陵地の宅地開発、社会資本の充実による余暇の向上等による山間地のリゾート開発、国土の有効利用の観点から山間部での道路建設も盛んとなっており、集落人家が地震を起因とする斜面崩壊の災害を受け易い状況にある。こういった現状から、地震を起因とする斜面崩壊からの災害を未然に防止する目的で危険地の判定手法が検討されている。このような判定手法のために次のような手法が用いられている。

- ① 従来の経験、資料に基づく技術的判定による手法
- ② 上記経験を整理して数量化判別解析等を利用し点数制で判定する手法
- ③ 地盤調査に基づく応力解析による判定手法

これら手法の中で③の手法が他に比較してより高い精度が期待できるものと位置づけられるが、地震が広域災害であり、多数の斜面について調査を実施し、その危険地の判定を実施するとすれば経済的負担が非常に大きくなることも事実である。地震を起因とする斜面崩壊箇所の地盤を個々に精査して斜面安定性を検討した報告（安江ら、1981）もなされ、貴重な情報を提供しているが、斜面の素因的特性と斜面強度の関係を検討するまでに至っていないこと也有って、現在のところ一般的な手法となってはいない。

したがって、今までのところ上記の手法の中で②の点数制による判定手法が最も一般的かつ簡便な判定手法であり、既往の斜面危険地判定手法のほとんどがこの点数制によるものとなっている。これら既往の判定表を表-2.3～表-2.4に示す。特に表-2.4（日本道路協会、1988）は表-2.3の判定手法をもとに、以下のような条件のもとで作成されたものである。

- ① 判定手法としては作業時間、労力、経費等を考慮して簡便な手法であること。対象誘因は地震だけに限り地すべり性大規模崩壊は対象外とする。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する。
- ② 点数の配点によるランクは伊豆大島近海地震時の斜面崩壊を適用して設定する。
そして、本質的には過去の地震を起因とする次のような斜面崩壊の特性（安江ら、1980）

を反映したものとなっている。

- ① 傾斜が急な斜面に崩壊が多い。
- ② 地震を起因とする斜面崩壊は凸型斜面に多いが、降雨を起因とする斜面崩壊は地下水及び地表水の集中しやすい凹型斜面に多い。
- ③ 斜面崩壊は地震及び降雨のいずれをその起因としたものであっても、基盤上の表層土や強風化層が基盤との境界で崩壊し易い。

なおこの解析法による伊豆大島近海地震を起因とする斜面崩壊の解析結果を図-2.18に示す。この解析結果では13点以下では相対的に崩壊が少なく、24点以上では崩壊が多くなっている。そしてこれら判定表を使用するにあたって斜面の素因特性を如何に的確に把握するかが重要であることが報告されている。

地震を起因とする斜面崩壊のこれまでの危険地判定手法は、一般に地震が広域災害であることからその簡便さを第一義として作成されたものである。すなわち広域におけるそれぞれの斜面崩壊危険地の判定結果が得られれば、斜面の保全対象の重要性に応じて前述した地盤調査を実施してより精度の高い崩壊危険度判定が可能となる。したがって、当研究でもこの基本概念を遵守することとするが、既往の判定表では以下のようない改良すべき課題があるものと考えられる。

- ① 点数配点によると各点数区分ごとの境界領域において点数の開きが大きく出現し、的確な判定が困難である。
- ② 判定要因の重みは過去の斜面崩壊事例から決定されるが、この場合崩壊斜面と非崩壊斜面の判別のため要因に点数の重みを導入すると、非崩壊斜面に属する斜面といえども限りなく崩壊に近い斜面であった可能性があり、単に現象論的事実を基にして崩壊・非崩壊斜面の素因特性を抽出し重みを附すべきではない。
- ③ 斜面の素因要因はクリスピ理論で決定できる要因は少なく、定性的な表現・把握をしなければならないものも多い。したがって、現地調査において広域性を考慮すると簡便な斜面調査手法をもとにした判定手法でなければならない。

これらの問題点を改良するため、ファジィネスを取り入れた斜面素因要因の重み選定及

表-2.3 斜面耐震調査法対照表(a)

大項目	項目	耐震点検調査表						静岡県調査(1次)		
		①	0	5	10	20	30	10~30	30~50	50~
斜面規模	斜面(のり)高さ	②	0	5	10	20	30			
		③	0	5	10	20	30			
	斜面(のり)巾							10~30	30~100	100~
	斜面(のり)勾配	④	1:05	1:06	1:11	1:16		1:05	1:05	1:08
		⑤	1:1.0		1:1.0			1:1.0		
地地形	斜面(のり高)縦断形							平衡	凸	凹
	オーバーハング	⑥	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	
		⑦	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	われ目の少ない堅岩						
	表土の厚さ	⑧	0~0.5		0.5~					
植生	植生区分									
水文状況	湧水	⑨	有		無			有		無
斜面の特徴	落石・崩壊の有無	⑩	有	やや有	無			(崩壊・崩落)		
	(頻度)	⑪	有		無			ほとんどなし	数年に数回	年に数回
	転石・浮石の有無									
	不安定土砂の有無	⑫	有		無					
防護施設	保護工の有無(保護率)							處理済	無處理	
	保護工の異常	⑬	有		無			有		無
	保護工の程度	⑭	溝足	やや溝足	不溝足					
	(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	⑮	のり高(H)より大	のり高(H)より小						
	隣接構造物	⑯	切土の下Hより近	切土の上Hより近	その他					
	交通量	⑰	5000	5000	10000					
	切土あるいは斜面上の用水路	⑱	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									
	直線枝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))とはつきりと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。

(注) この表の耐震点検調査表及び静岡県調査(2次)の間に記入されている⑨、⑩、⑪の記号はそれぞれ⑨: 切土のり面、⑩: 切土のり面上の自然斜面、⑪: その他管理上及び沿道状況の大区分を表わしている。

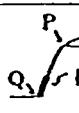
表-2.3 斜面耐震調査法対照表(b)

大項目	項目	静岡県調査(2次)					急傾斜(斜面)		急傾斜(地表)		
		①	0	10	20	30	50	~10	10~	~10	10~
斜面形状	斜面(のり)高さ	①	0	10	20	30	50				
		①	0	10	20	30					
	斜面(のり)巾	①	0	30	100	300					
	斜面(のり)勾配	①	1:05	1:08	1:10	1:15		45°	45°	45°	45° 60°
微地形	斜面(のり高)棱断形	①	1:10		1:10						
	オーバーハング	①	有		無		有	無	有	無	
地質 (土質・岩質)	土質・岩質	①	土砂(4)	枚岩(4)							表面に軽石が多いもの
		①	硬岩(4)	軟化岩(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
植生	表土の厚さ	①	0~1	1~2	2~		~0.5	0.5~	~0.5	0.5~20	20~
	植生区分	①	樹木(密)	樹木(稀)							
		①	草地	裸地							
水文状況	湧水	①	有		無		有	無	有	無	
	斜面の特徴	①	無やや有	多い			(周辺の崩壊)		(崩壊)	有	無
防護施設	(傾度)	①	有		無		有	無	(落石)	有	無
	転石・浮石の有無	①	無 少ない	多い							
	不安定土砂の有無	①	有		無						
管理上及び 沿道条件	保護工の有無(保護率)	①	3.0%	3.0%	7.0%						
	保護工の異常	①	有		無		有	無	有	無	
	保護工の程度	①	構造物	モルタル吹付		溝足 不溝足		溝足 不溝足			
	(種別)	①	防生・ネット	無	保護						
	のり尻から道路中心までの距離	②	のり尻(H)	のり尻(H)							
		より大	より小								
	島接構造物	②	切土の下 Hより近	切土の上 H2より近	その他						
	交通量	②	1000	1000	3000						
	切土あるいは 斜面上の用水路	②	有		無						
	落石崩壊の頻度	②	3回以上/年	1~2回/年	その他						
	危険度	②	う回路有	う回路無							
	応急復旧場所の 保有場所からの距離	②	1km以内	1km以上							
	直轄保有場所 からの距離	②	1km以内	1km以上							

(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(斜面直接調査表、斜面直接調査(2次))とほ
りとは分けていないもの(静岡県調査(1次)、急傾斜(斜面、地表とも))がある。

(注) この表の耐震直接調査表及び斜面直接調査(2次)の間に記入されている①、②、③の記号はそれぞれ①:
切土のり面、②: 切土のり面上の自然斜面、③: その他の管理上及び沿道状況の大区分を表わしている。

表-2.4 のり面・斜面耐震調査票

調査地名			調査者			総合判定
路線名			監理番号			
所在地						
番号	項目	小項目		備考		
		名	点数			
① 斜面高 (Hm)	H < 10m	3	 <p>P 工20m以下のり尻から20°近傍の勾配要検 Q 岩造物 点 (QとP) の比高とする。 斜面に保護工事があるてもそ れを含めた高さとする。</p>			
	10 ≤ H < 30	7				
	30 ≤ H < 50	8				
	50 ≤ H	10				
② 斜面勾配 (α)	α < 1 : 1.0	1	<p>①のQ、P間の平均勾配とする。 1 : 0.6 の勾配は約60° (= 59.04°)</p>			
	1 : 1.0 ≤ α < 1 : 0.6	4				
	1 : 0.6 ≤ α	7				
③ オーバーハング	岩造物のない斜面のオーバーハング	7	<p>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。</p>			
	岩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	斜面の表面に板石・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				
キレツの変質した岩		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	<p>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。</p>		
	0.5 m 未満	0				
⑥ 泉水	有	2	<p>常時見られる湧水をさす。</p>			
	無	0				
⑦ 落石、崩壊頻度	年1回以上	5	<p>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、はだ落ち、のり崩れ等をさす。</p>			
	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	<p>斜面とは自然斜面、無保護斜面(ネット工は入れる)既生 のある斜面をさす。異常変状はクラック段差等崩壊に直 接つながるもの。</p>			
	無	c				
⑨ 斜面安定工の異常、変状	有	a	<p>斜面にモルタル吹付等付らかの人工保護物に覆われてい 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。</p>			
	無	c				
⑩ 構造物や道路交通に 支障を与えた落石・崩壊	有	a	<p>過去に落石、崩壊等により事故または道路構造物等に損 傷を与えた傾向があるもの。担当は災害に適切な防護工 が施されていれば対象外</p>			
	無	c				
⑪ 斜面上の有害行為	顕著である	a	<p>斜面高の範囲で絶壁、水の放流、停泊、浸透等崩壊 を助長させるような行為。</p>			
	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	<p>道筋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。</p>			
	普通	b				
	高い	c				
小計		a b c	⑧~⑫のa,b,cの割合の累計 (判断要素)			
のり尻から道路までの 距 (Lm)	L =	L' =	H =	 <p>L' L Hの長さは左図の通りと する。</p>		
その他特記事項						

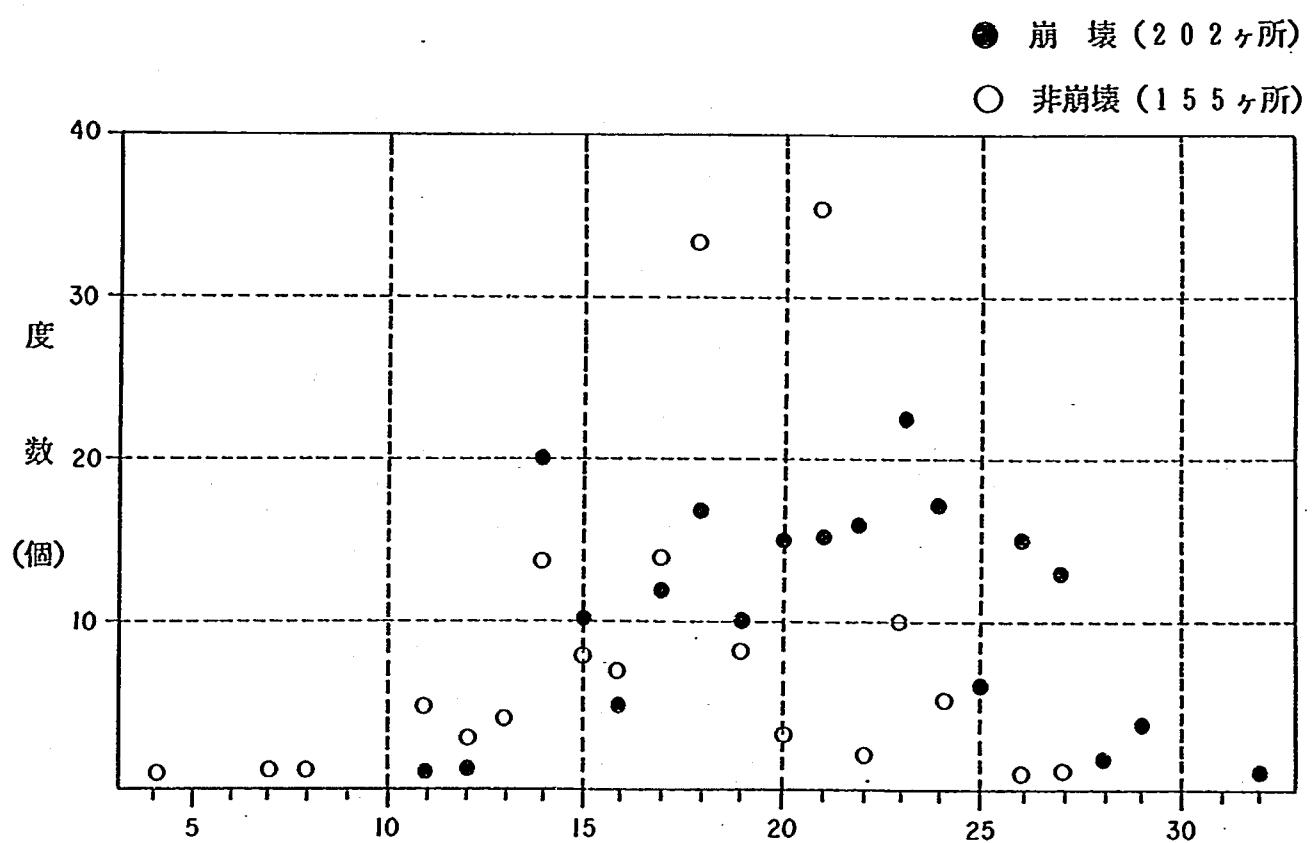


図-2.18 従来手法による地震時崩壊危険地区判定解析例

びファジィ推論を基に経験者のブレーンストーミングを通して判定のための構造化を検討してきた（綱木ら、1990）。これらの成果を踏まえ地震を起因とする斜面崩壊の精度の高い危険地判定手法を次節に提案する。

2.3 ファジィ理論に基づく地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定手法

地震を起因とする斜面崩壊は、地震を直接誘因として発生するが、この誘因の斜面への寄与度合は斜面が有する地形特性や地質構造特性に影響されるとともにその斜面を取り巻くさまざまな環境要因も斜面崩壊の発生原因となっている。斜面崩壊の危険地を精度高く判定するためにはこのような要因間の相互関係を整理し、その要因の斜面崩壊に寄与する影響度合を明かにしなければならない。さらに地震が広域災害であることから地震を起因とする斜面崩壊危険地の調査も必然的に広域となり、危険地判定に必要な斜面要因調査も簡便かつ容易なものであることが必要である。

斜面崩壊の発生機構を構成している要因は地形、地質等に代表される素因因子および植生等に代表される環境因子が挙げられる。これらの要因の中には工学的手段によって定量的評価が可能なものや、不確定な要素が存在するものの、確率論的手法を用いて定量化が可能なものもある。しかしながら要因の中には以上の手段を用いて定量的な評価が可能なものの、その実施には多大の経費と時間が必要なものもある。また斜面の耐震性強度を定量的に評価する理論は未だに確立されていない現状である。

こういった現状から広域の小規模崩壊の危険地判定においては専門家による斜面特性の調査を実施し、経験的知識を基にその危険地を評価することが有利である。すなわち、まず斜面の現地踏査を実施し、その斜面が有する素因的要素を抽出する。そして、この要因を基に「この斜面は相当風化が進んでおり、かなり急勾配で植生は比較的大きな一斉林が繁茂しているので地震時に斜面崩壊が発生し易い」とかあるいは「地形形状はかなり明瞭な凸型形状を有しているが、斜面勾配が非常に緩く、斜面の高さも比較的低いので地震時に斜面崩壊は発生しない」といった評価が行なわれる。これらの評価においては「かなり」とか「相当」とか「非常に」という人間の主観的情報、すなわちあいまいな量的表現がよく使われる。従来の斜面崩壊の危険地判定手法では、この主観的情報は斜面特性要因に応じた点数の重みによって評価されるが、このあいまいな量的表現を点数と関連づけるため

には非常な困難を伴う。斜面崩壊調査でよく使用されるこのようなあいまいな情報を基に斜面崩壊の危険地の判定ができれば、現地調査も簡便で、経験の浅い者でも精度高く危険地の判定が実施出来ることとなる。

主観的なあいまいな情報を定量化する手法として、Zadeh (1965) が発表したファジイ理論がある。何かある対象物を表現するときには認識主体である人間がこの対象物をまず認識する必要があるが、一般に種々の対象物をそれほど明確に認識することは不可能である。またより正確に記述しようとすれば、その記述は非常に複雑なものとなり、また逆に簡単に記述すればその記述は不正確なものにならざるをえない。現実の対象物を記述する場合、記述の正確さとその簡単さは逆比例関係にあり、人間の認識とか行動には本質的にあいまいさが存在することを考えれば、積極的にこの”あいまいさ”を取り扱う必要があるとして提案されたものがファジイ理論である。

ファジイ理論は、このようなあいまいさを処理する数理的方法論である。すなわちあいまいな情報を数量化し、従来のコンピュータによる解析手段で扱えるように置き換えた方法論であるといえる。このファジイ理論の特色を挙げてみると次のような特徴がある（本多中二ら、1989）。

- ① 人間の情報処理で重要な意味を持つあいまいさをとりあげることができる。
- ② 数学の基礎的な分野である集合、論理、測度の拡張として定義したものである。
- ③ 諸分野のいろいろの理論や方法論と融合できる手法である。

以上のような特色から、ファジイ理論の適用範囲は広く、人工知能やロボット工学をはじめとして制御、信頼性工学、データベース等の工学分野、さらには医学、社会科学、言語学、心理学等でも有効性を發揮すると考えられている（寺野ら、1989）。

斜面崩壊の危険地判定においてこのファジイ理論の適用を考えると、前述のように斜面の素因特性としての地形、地質及び環境因子は形状、性質が非常に複雑であり、また個々の斜面を構成している物質特性も一様ではない。したがってある特定の斜面についてその詳細なデータを得ることは非常に困難であるとともにその定量的記述は従来のクリスピ理論では表現が不可能に近い。このため斜面特性の記述において人間の有している主観的判

断、すなわち識別能力や総合判断力に基づいて過去の経験的知識をフィルターとして評価することになる。この現実を踏まえ、斜面崩壊に関する要因をファジイ理論を通して把握することによって、地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定をより合理的に行なう手法を確立するのが本節の主題である。

これまでこの種の研究は、佐藤ら（1985）によってファジイ理論適用の試みがなされ、有用性が確認されているものの、ファジイ理論の可能性を検討したのみで実際例の適用は検討されていない。さらに地震と降雨の両誘因を包含した斜面崩壊を取り扱っており、前述のとおりこれら斜面崩壊は同一の観点で議論すべきではなく、地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定手法は確立されていないのが現状である。

ここで提案するファジイ理論による地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定手法は以下の特色を有する。

- ① 「この斜面の風化はかなり進んでいる」、「この斜面傾斜はかなり急だ」というように人間は主觀に基づくあいまいな情報をもとに判断を実施することがあるが、当手法はあいまいな情報を入力して客観的手段（ファジイ推論、ファジイ積分）により定量的結果（崩壊危険度）を導くことができる。
- ② 斜面崩壊に関する要因の相互関係、機構モデルに基づく解析法である。
- ③ 斜面崩壊の要因の解析において資料の収集・整理が必要不可欠で、従来ややもすると個々に整理されがちな各種調査データが体系的に整理できる。
- ④ 解析結果（崩壊危険度）が定量的に出力されるため、既往の点数制等の崩壊判定手法と容易に比較検討できる。したがって既往の蓄積データが利用できるとともに、斜面崩壊機構についても知見が得られる。

2.3.1 ファジイ理論の概念と適用

ここでは地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定に利用するファジイ理論の概念とその

原理 (Zadeh, 1965、寺野ら、1989) について説明するとともにその適用手法について述べる。

ファジイ理論は、1965年に Zadeh 教授によって提案された理論であるが、ファジイとは確率論におけるランダム性に対比して、人間の主觀に起因する不確かさであると定義される。主觀的なあいまいさを定量的に処理することが可能なファジイ理論は、①ファジイ集合、②ファジイ積分、③ファジイ測定の項目から構成されている。ファジイ理論では境界がぼやけた領域（不確定要因）を取り扱うことが可能であり、人間が本質的に有する主觀性を定量化出来る。現在、不確定要因については評価手法の違いによって次のように分類されている。一つは、従来から確率論的に処理されてきた、客観的に評価可能な確率変数として表現されるランダム性であり、もう一つは言語のあいまいさに代表される、統計確率論的には表現し得ないエンジニアの経験的判断により評価が行なわれるファジイ性である。ランダム性とファジイ性については明かな相違があり、例えば「明日は晴れそうだ」という表現の不確かさと「あの人は金持ちである」という表現の不確かさの相違を見ると、前者はこれから起こることの生起に関する不確かさ、あるいは調べる前に推測する時の不確かさ、つまりランダム性を示している。一方、後者は対象物の概念の不確かさであり、何年かけて調査検討しても明確な基準が設定不可能なものである。したがってファジイ性とは主觀的な”あいまいさ”に影響されるもので、ファジイ理論において対象とするものは後者の意味不確かさを取り扱う理論である。

1) ファジイ集合

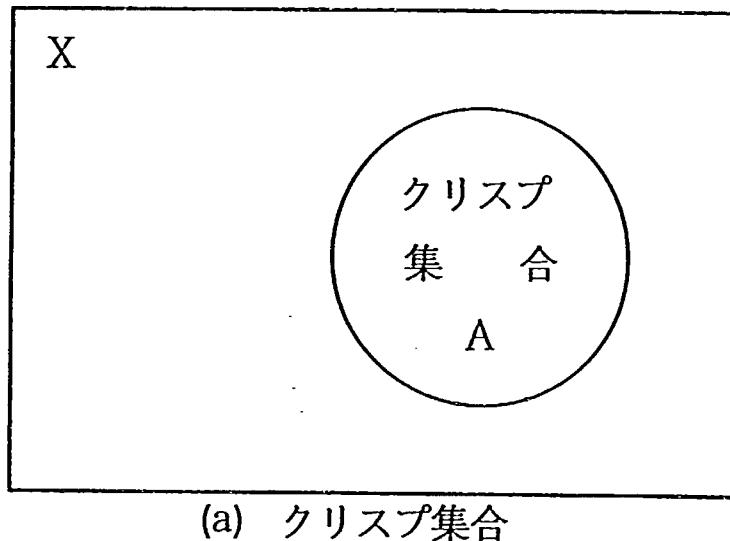
普通の集合では、範囲が明確に定まっていることが集合の基本となっているが、ファジイ集合では境界が不明確な場合も集合として取り組み、種々の処理や解析を実施しようとするものである。この場合ファジイ集合は以下の様に定義される。

X を全体集合としてその要素を x 、すなわち $X = \{x\}$ とする。このとき、 X におけるファジイ部分集合 A は、 X の任意要素 x が A に属する度合を示す特性関数（メンバーシップ関数） μ_a によって

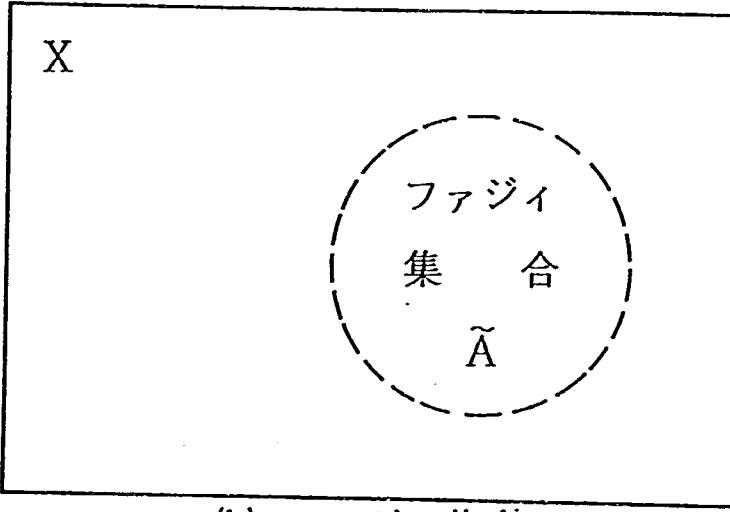
$$\mu_A : X \rightarrow [0, 1]$$

(2.1)

で与えられる。[0, 1]は0から1の閉鎖区間内のすべての実数値を表わしており、Xのすべての要素 x を μ_A によって実数を割当ることを意味する。 $\mu_A(x) = 1$ であれば x はファジイ集合Aに完全に属しており、 $\mu_A(x) = 0$ の場合Aに属していないことを意味する。したがって、ファジイ部分集合はメンバーシップ関数を定義することによってそれぞれの要素が属する度合としてあいまいさを定義できる。メンバーシップ関数は個人により、また状況によって変化するものであり、この集合は図-2.19に与えられる実線で示されるクリスプ集合に対して境界があいまいなものになる。



(a) クリスプ集合



(b) ファジイ集合

図-2.19 フェン図による集合の表示

ファジイ集合は、集合の要素とそれに対するメンバーシップ値が定まれば完全に記述出来るので、次のように表現される。あるファジイ集合を A として、その n 個の要素を x_i ($i = 1, \dots, n$)、メンバーシップ値を $\mu_A(x_i)$ とするとファジイ集合 A は次式で定義される。

$$A = \mu_A(x_1)/x_1 + \mu_A(x_2)/x_2 + \dots + \mu_A(x_n)/x_n = \sum_{i=1}^n \mu_A(x_i)/x_i \quad (2.2)$$

ただし、この式で $/$ 、 $+$ の記号は代数演算の除算及び加算の記号ではなく、 $/$ は要素 x の i のメンバーシップ値が具体的に $\mu_A(x_i)$ であることを示している。 $+$ の記号は論理和の意味合を有する。例えば、2つのファジイ集合 A、B の論理和をとった時、 $\mu_A(x_i)/x_i + \mu_B(x_i)/x_i$ は $(\mu_A(x_i) \vee \mu_B(x_i))/x_i$ となる。また集合の要素が連続的である場合には次式で与えられる。

$$A = \int_v \mu_A(x)/x \quad (2.3)$$

ファジイ集合の代表的な演算は

① ファジイ集合の和集合

$$A \cup B = \int_v \mu_A(x) \vee \mu_B(x)/x \quad (2.4)$$

② ファジイ集合の共通集合

$$A \cap B = \int_v \mu_A(x) \wedge \mu_B(x)/x \quad (2.5)$$

③ ファジイ集合の補集合

$$A = \int_v 1 - \mu_A(x)/x \quad (2.6)$$

④ ファジイ集合の同等性

$$\mu_A = \mu_B \Leftrightarrow \mu_A(x) = \mu_B(x) \quad (2.7)$$

であり、ここで \vee と \wedge はそれぞれメンバーシップ関数値のなかの max と min 値をとることを意味し、 $-$ は通常の引算を意味する。

2) ファジイ関係とファジイ合成

ここでは「この斜面地形はあの斜面地形ととても良く似ている」という場合の、「とても」、「似ている」といったあいまいな関係を数量化する手法について述べる。このファジイ関係は合成演算の導入によって、あるファジイ集合から別のファジイ集合への変換あるいは写像の役目をするのでファジイ推論、ファジイシステムの表現において極めて重要な役割を果たす。さらにファジイ関係を含む方程式を解く際重要であり、その解析法はファジイ診断、ファジイシステム同定に対して有力な手法となる。

集合 $X = \{x\}$ と $Y = \{y\}$ のファジイ関係 R は、 $X \times Y$ 上のファジイ集合として定義でき、そのメンバーシップ関数 μ_R は次式で表わされる。

$$\mu_R : X \times Y \rightarrow [0, 1] \quad (2.8)$$

X と Y の任意の要素 x と y に対する R のメンバーシップ値 $\mu_R(x, y)$ は閉鎖区間 $[0, 1]$ における適当な実数を持ち、 x と y の関係度合を表わす。すなわち 1 に近ければ近い程ファジイ関係 R が満たされる度合が高いことを意味する。例えば F 、 G をそれぞれ全体集合 U 、 V におけるファジイ集合とすると、 F 、 G の直積は次式で与えられる。

$$F \times G = \sum_{u, v} \mu_F(u) \wedge \mu_G(v) / (u, v) \quad (2.9)$$

Zadeh は if ... then 型の文章をファジイ関数 R を用いて次の様に表わした。例えば、 $A \subseteq U$ 、 $B \subseteq V$ 、 $C \subseteq V$ で、 if A then B else C の場合

$$R = (A \times B) \cup (A \times C)$$

$$= \sum_{u, v} (\mu_A(u) \wedge \mu_B(v)) \vee (\mu_A(u) \wedge \mu_C(v)) / (u, v) \quad (2.10)$$

と表現でき、 ファジイ関係 R は従来の集合論における写像をファジイ集合に拡張したものである。 R を $U \times V$ 、 S を $V \times W$ におけるファジイ関係とすると R と S の合成は次式で与えられる。

$$R \circ S = \sum_{u, v, w} \vee (\mu_R(u, v) \wedge \mu_S(v, w)) / (u, w) \quad (2.11)$$

これは $U \times W$ におけるファジイ関係になっている。

3) ファジイ命題

ファジイ理論の大きな特徴は言明の中にファジイネスが含まれている点であり、例えば「斜面勾配がとても急だ」で示されるように「とても」といった言語的表現命題が解析に取り込める。 x を任意の要素とするある集合 $X = \{x\}$ において、 x を X に対する対象名、 A を X 上のファジイ集合を表わすファジイレベルとした時

$$\text{ファジイ命題 } P = x \text{ is } A \quad (2.12)$$

で表わされる言明 P をファジイ命題と呼ぶ。ファジイ命題においては、命題の否定、修飾、論理結合、複合命題が重要で以下のように定義される。

① 否定

$$P \text{ の否定: } \neg P = \text{not } (x \text{ is } A) = x \text{ is not } A \quad (2.13)$$

② 修飾

ファジイ命題「斜面勾配が非常に急だ」に見られるように「非常に」という修飾語はファジイ解析において重要である。この場合ファジイ命題の修飾関係を表わす一般式は次式で与えられる。

$$x \text{ is } m A = m (x \text{ is } A) = m P \quad (2.14)$$

m は修飾演算子と呼ばれ、一般に very、rather 等の用語が用いられる。 m によって修飾されたファジイ集合 $m A$ のメンバーシップ関数 $\mu_{m A}$ は

$$\mu_{m A}(x) = (\mu_A(x))^m \quad (2.15)$$

で与えられ、 $m = \text{very}$ の場合 $m = 2$ 、 $m = \text{rather}$ の場合 $m = 1/2$ の値が一般に用いられる。

③ 複合ファジイ命題

いくつかのファジイ命題が「かつ」、「または」、「ならば」などの言語によって結合したものを複合ファジイ命題と称し、この概念を用いると「この斜面は勾配が非常に急でかつ斜面が高い」といった複雑な複合ファジイ命題を作成することが出来る。 A_1 、 A_2 を集合 $X = \{x\}$ のファジイ集合として、 P_1 、 P_2 が共に X の対象名 x の主語を有している場合

$$P_1 \text{かつ} P_2 = x \text{ is } A_1 \text{ and } A_2 \quad (2.16)$$

$$P_1 \text{または} P_2 = x \text{ is } A_1 \text{ or } A_2 \quad (2.17)$$

で与えられ、ファジイ集合間の演算 \wedge と \vee で解析出来る。そのメンバーシップ関数は

$$\mu_{A_1 \text{ and } A_2}(x) = \mu_{A_1}(x) \wedge \mu_{A_2}(x) \quad (2.18)$$

$$\mu_{A_1 \text{ or } A_2}(x) = \mu_{A_1}(x) \vee \mu_{A_2}(x) \quad (2.19)$$

で定義出来る。また、ファジイ命題の主語が同じでなく、含まれているファジイ集合が相異なる集合上で定義されている場合ファジイ命題は次式で与えられる。

$$P \text{かつ} Q = (x, y) \text{ is } R_P \text{ and } Q \quad (2.20)$$

$$P \text{または} Q = (x, y) \text{ is } R_P \text{ or } Q \quad (2.21)$$

そのメンバーシップ関数は

$$\mu_{R_P \text{ and } Q}(x, y) = \mu_A(x) \wedge \mu_B(y) \quad (2.22)$$

$$\mu_{R_P \text{ or } Q}(x, y) = \mu_A(x) \vee \mu_B(y) \quad (2.23)$$

一方、「ならば」という用語で結合された複合ファジイ命題の場合特にファジイ条件命題と称し、一般形は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \text{条件命題: } P \text{ならば} Q &= P \rightarrow Q = (x, y) \text{ is } R_{P \rightarrow Q} \\ &= (\mu_A(x) \wedge \mu_B(y)) \vee (1 - \mu_A(x)) \end{aligned} \quad (2.24)$$

4) ファジイ推論

ファジイ推論はファジイ集合とファジイ論理の概念を用いて、幾つかのファジイ命題から一つのファジイ命題を導きだすもので、直接法と間接法が提案されている。直接法は条件付き命題のファジイ集合のメンバーシップ値を数値真理値として取扱い、結論の算出に Zadeh の提案した合成則を基本とする推論法である。推論法に先立ち合成則の基本概念についてまず述べる。

いま、2つのファジイ命題「 x is F 」と「 y is G 」が与えられた時の合成命題は、一般に「 (x, y) is R 」で与えられる。すなわち、 F と G をそれぞれ U 、 V におけるファジイ集合とすると、 R は $U \times V$ のファジイ集合となる。例えば

$$x \text{ is } F \text{ and } y \text{ is } G \rightarrow \mu_R(x, y) = F \times G \quad (2.25)$$

$$x \text{ is } F \text{ or } y \text{ is } G \rightarrow \mu_R(x, y) = (F \times G) \cup (U \times G) \quad (2.26)$$

で与えられる。また if...then... と言う条件命題では次の演算法が実施される。

$$\text{If } x \text{ is } F \text{ then } y \text{ is } G \rightarrow \mu_R(x, y) = (F \times G) \cup (F \times G) \quad (2.27)$$

$$= (F \times V) + (U \times G) \quad (2.28)$$

ここで + の記号は限界和と呼ばれるもので次式で定義される。

$$F + G = \int_u 1 \wedge (\mu_F(x) + \mu_G(x)) / x \quad (2.29)$$

次にファジィ推論（近似的推論）の概念について述べる。

前提 1 If x is A then y is B

前提 2 x is A'

結論 y is B'

ここで、 x 、 y は対象名であり、 A 、 A' 、 B 、 B' 、はそれぞれ全体集合 U 、 U' 、 V 、 V' におけるファジィ集合である。このファジィ集合推論形式において A と A' 、 B と B' は必ずしも一致している必要はないが、もし $A' = A$ 、 $B' = B$ であれば肯定法 (modus ponens) に還元される。前提 1 における条件文 $A \rightarrow B$ をファジィ関係に変換する手法として Zadeh は多値理論における合意公式 $a \rightarrow b = 1 \wedge (1 - a + b)$ に基づく手法を提案した。

$$\begin{aligned} R_s &= (A \times V) + (U \times B) \\ &= \int_{U \times V} 1 \wedge (1 - \mu_A(x) + \mu_B(y)) / (x, y) \end{aligned} \quad (2.30)$$

すなわち、ファジィ集合 A' とファジィ条件 $A \rightarrow B$ の合成を行なうことによって得られるとしたもので、推論の合成規則が用いられている。しかしながら、Zadeh により提案された推論の合成規則は modus ponens を満たしていないが、modus ponens の形式を踏襲している。Hamdani の手法による推論法（寺野ら、1989）は A と B の直積を用いた。すなわち

$$\begin{aligned} A \rightarrow B &= A \times B \\ &= \int_{U \times V} \mu_A(x) \wedge \mu_B(y) / (x, y) \end{aligned} \quad (2.31)$$

を提案した。彼の手法は modus ponens を満足している。この手法以外に限界積、激烈積を採用した合成規則が提案され、max-min 合成のもとで不十分であった直観に合う推論手

法が提案されている。

modus ponens 型の推論では、If x is A then y is B なる条件下で x is A' なる命題が与えられた時、 y is B' なる命題を推論することを表わしている。If x is A then y is B なる条件下で y is B' なる命題が与えられた時、 x is A' なる命題を推論する手法は *modus tollens* 型と言われる。当解析では、ファジィ関係ルールの中の *modus tollens* 型で解析を実施した。*modus tollens* 型で解析を行なう場合には、最終的に推定しようとする内容と反対の内容を持つ推論を構築する。したがって、当解析の推論作成では地震時に斜面崩壊が発生しないことを前提に記述することになる。

2.3.2 地震を起因とする斜面崩壊要因の抽出

地震を起因とする斜面崩壊の崩壊機構の構造化を行なう際には崩壊要因を設定する必要があり、当解析では地震を起因とする斜面崩壊に関する既往文献の収集整理を行い、さらにブレーンストーミングを通して KJ 法により整理統合化を行なった。

収集した文献は 51 件であり、大きく分類して以下のものに属している。

- ・素因に関する文献：崩壊地調査、地形・地質調査、土質試験、航空写真判読等による素因特性に関する文献

- ・誘因に関する文献：雨量及び地震振動特性に関する文献
- ・斜面の安定性に関する文献：地震応答解析、斜面安定解析に関する文献
- ・崩壊発生要因に関する文献：数量化 II 類等の統計解析による要因特性に関する文献
- ・判定手法に関する文献：既往の地震を起因とする斜面崩壊の判定手法に関する文献
- ・地盤振動に関する文献：地盤振動と強度低下に関する文献

これらの文献より地震を起因とする斜面崩壊に関係すると思われる要因を重複するものも含めてその件数を調べたものが図-2.20 で、その要因特性の記述例を表-2.5 に示す。

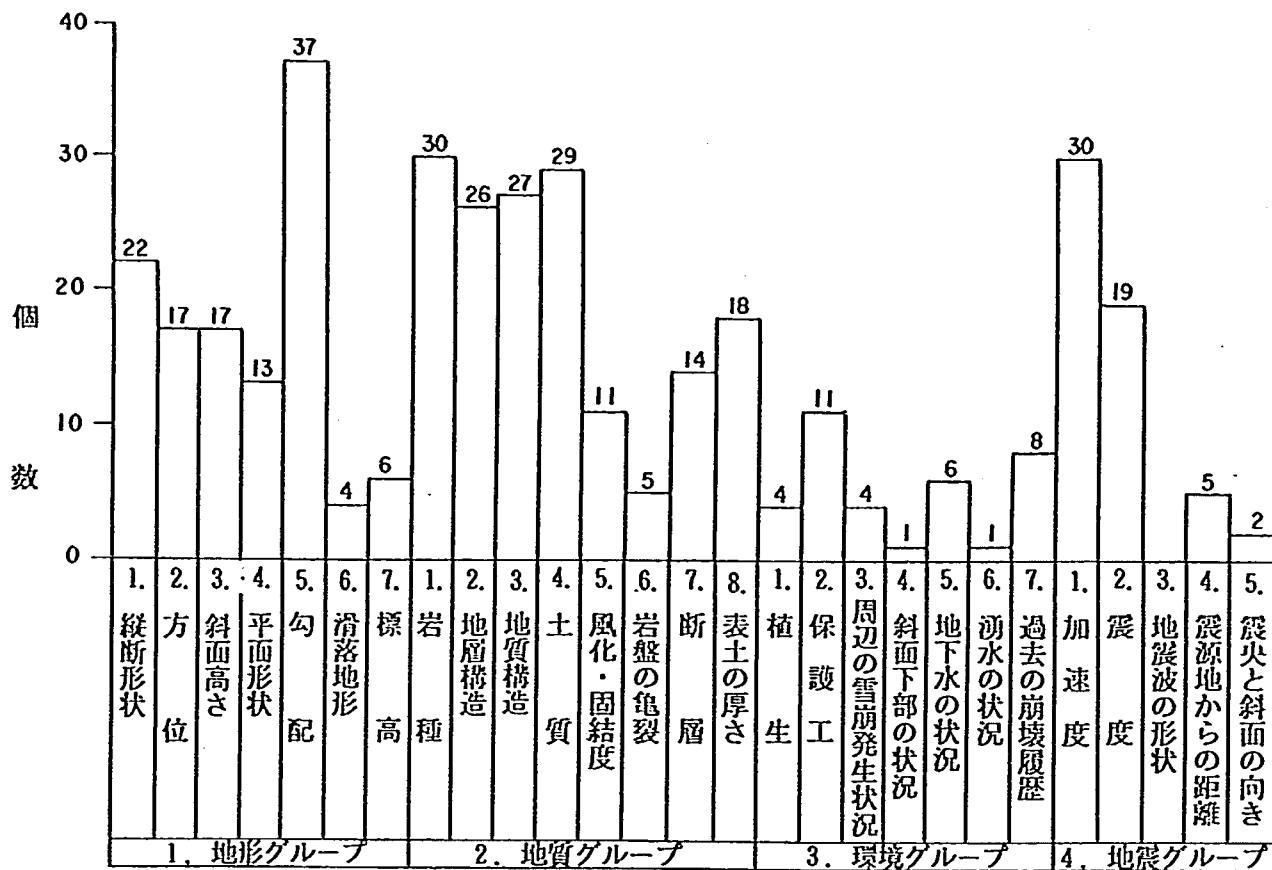


図-2.20 文献による斜面崩壊要因のヒストグラム

表-2.5 文献から得られた要因・素因

- ・ 斜面表層の弱い部分や風化層が滑落する。
- ・ 急勾配の斜面に生じる。
- ・ 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。
- ・ 沖積地盤であった。
- ・ 更新世の氷河堆積層が厚く分布。
- ・ すべり面からはアロフェンに富む粘土が見られていた。
- ・ 以前の大崩壊地の中に再び生じた。
- ・ 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。
- ・ 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。
- ・ 地盤構成は、河口堆積物で、上層は、粗粘土、その下が粘土である。
- ・ 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、また、3層に区分され、中間層が極めて鋭敏で強度も低い。
- ・ 表土層の滑落型が多い。
- ・ 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。
- ・ 複合型の傾斜形状が地震に弱い。
- ・ 直線型と尾根型の形態が崩壊しやすい。
- ・ 傾斜角が大きい程弱くなる傾向がある。
- ・ 雨に弱い斜面は地震にも弱い。
- ・ オーバーハングの斜面は、地震時に弱い。
- ・ 浮石、転石などがある斜面は、地震に弱い。
- ・ 雨に弱い斜面は地震にも弱い。

- ・ 傾斜が急な斜面は弱い。
- ・ 浮石・転石などがある斜面は弱い。
- ・ 斜面途中の盛土は崩壊しやすい。
- ・ 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。
- ・ 山腹斜面では、浸透水が途中で表面に湧出する地点より上の稜線あたりが崩壊しやすい。
- ・ 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。
- ・ 振動によって地盤内の強度が一時的に低下すること。
- ・ 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。
- ・ 斜面方位は、東北、東、北西、北の順に4方向が崩壊しやすい。
- ・ 斜面縦断型は、複合型が地震に弱い。
- ・ 今回の地震のうち、主にSE-NW方向に断層を生じさせた、本震の影響が最も強い。
- ・ 震央からの距離と崩壊数とは相関関係を有する。
- ・ 崩壊の約半数は、SE (ESE~SSE) ~NW (NNW~NNW) 方向に発生。
- ・ 地震に起因する斜面崩壊は、振動の強さとその方向がかなり有効に影響している。
- ・ 崩壊は、輝緑凝灰岩、安山岩質岩、凝灰角礫岩、集塊岩、凝灰角礫岩。
- ・ 崩壊は、上昇および平衡斜面で発生している。
- ・ 崩壊のほとんどが土の安息角30°~35°よりも急傾斜面で発生している。

これらの要因の中には、統計解析より定量的に得られたものや過去の経験等から定性的に評価されたものなど多種多様の要因を介在している。そこでKJ法を用いて、すなわち重複したり、同じ範疇に入るものを一つのグループに纏めて、そのグループを代表するような主要因名（グループ名）を付け、地震を起因とする斜面崩壊に関する要因として取り纏めたのが表-2.6である。地震を起因とする斜面崩壊に関する要因は以下に示す24要因に整理・統合できる。

(1) 地形因子グループ

1. 縦断形状
2. 方位
3. 斜面高さ
4. 平面形状
5. 勾配
6. 滑落地形
7. 標高

(2) 地質因子グループ

1. 岩種
2. 地層構造
3. 地質構造
4. 土質
5. 風化・固結度
6. 岩盤亀裂
7. 断層
8. 表土の厚さ

(3) 環境因子グループ

1. 植生
2. 保護工
3. 周辺の崩壊
4. 斜面下部状況
5. 地下水状況
6. 湧水状況

(4) 地震因子グループ

1. 加速度
2. 震度
3. 地震波形状況

また見識者によるブレーンストーミングを実施して地震を起因とする斜面崩壊の要因の抽出も行なった。このブレーンストーミングにより抽出された要因は以下の通りである。

- ① 斜面高さが高くなれば斜面崩壊の危険度が高くなる。
- ② 斜面の固結度の性質と高さは関係がある。
- ③ のり面に保護工が施工されている場合は崩壊に対してプラスの要因で作用する。
- ④ 遅急線が明瞭であれば崩壊し易い。
- ⑤ 火山地帯ではスコリア層があれば崩壊し易い。
- ⑥ 砂質土から構成されている斜面は崩壊し易い。
- ⑦ 泥岩で構成されている斜面は地震時に崩壊し易い。
- ⑧ 植生の状況については、同一樹種であればどんな種類でも崩壊し易い要因である。
- ⑨ 過去に崩壊が発生した地域は地震時に崩壊が発生し易い。
- ⑩ 風化し易い斜面は地震時に崩壊が発生し易い。
- ⑪ 斜面形状が一様でない斜面はクリープによる崩壊が発生し易く、この斜面は地震時にも崩壊が発生し易い。

以上の11要因と前述した24要因を基に、さらに見識者によるKJ法を実施して、当解析において地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定に使用する要因を以下のように最終的に設定した。

(1) 地形因子グループ

- 1. 横断形状 2. 方位 3. 斜面高さ 4. 勾配 5. 遅急線

(2) 地質因子グループ

- 1. 地表の状況 2. 基盤地質構造 3. 表土の厚さ

(3) 環境因子グループ

- 1. 植生の状況 2. 保護工上部の状況 3. 過去の崩壊 4. 湧水の状況 5. 隣接斜面の状況

(4) 地震因子グループ

- 1. 震度

表-2. 6(a) 地震を起因とする斜面崩壊の要因グループ

状況形状	方 位				
<ul style="list-style-type: none"> 斜面西と東斜面が接する（近き点）に崩壊が多い。 斜面の凸部付近において、加速度の増加度が局所的に大きくなる。 斜面の段階形は、上昇型、平緩型が危険である。 尾根部。 界岳くずれは尾根部が崩壊した。 変換ねが有ると危険。 枚合型の斜面形状が危険に弱い。 直線型と尾根部の斜面が崩壊しやすい。 尾根すじで走査している。 崩壊しやすい形態は、大きく見ると緩やかにふくらんだ斜面に崩壊が多い。 界岳山頂から南東に向いた尾根で発生した。 枝谷の多い山地は、急斜面で海岸にせまり海食崖が発達している。 山地の尾根部、やせ尾根、突出した岩塊に走査している。 横斜面変換ねのある斜面に崩壊が多い。 斜面の表面に巨石、浮石が多い形。 直線形、U形の斜面形態に崩壊が多い。 	<ul style="list-style-type: none"> 斜面の方位は、南東、東の順に危険。 斜面方位は、北東、東、北西、北の順に4方向が崩壊しやすい。 斜面はSEの方位に崩壊しやすい。 				
	<table border="1"> <tr> <td>斜面高さ</td> <td>標 高</td> </tr> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> 斜面高さが低いほど危険。 斜面の標高が50m以上が危険。 高さ100m以上、最大300mの斜面に崩壊が多い。 </td><td> <ul style="list-style-type: none"> 標高10~300m、900~1200mの間に危険。 地図による被害は、標高100~300mの山地が多い。 </td></tr> </table>	斜面高さ	標 高	<ul style="list-style-type: none"> 斜面高さが低いほど危険。 斜面の標高が50m以上が危険。 高さ100m以上、最大300mの斜面に崩壊が多い。 	<ul style="list-style-type: none"> 標高10~300m、900~1200mの間に危険。 地図による被害は、標高100~300mの山地が多い。
斜面高さ	標 高				
<ul style="list-style-type: none"> 斜面高さが低いほど危険。 斜面の標高が50m以上が危険。 高さ100m以上、最大300mの斜面に崩壊が多い。 	<ul style="list-style-type: none"> 標高10~300m、900~1200mの間に危険。 地図による被害は、標高100~300mの山地が多い。 				
	地 形				
	<table border="1"> <tr> <td>斜面形状</td> <td>勾配</td> </tr> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> 斜面の平緩形は複合が危険である。 </td><td> <ul style="list-style-type: none"> 斜面勾配が40°以上の斜面に崩壊が多い。 傾斜角が大きい程、弱くなる傾向がある。 崩壊した尾根部は斜面勾配で20°、斜面上限で30°の傾斜をなしている。 斜面勾配が大きいほど危険。 斜面勾配は、40°~60°が危険。 傾斜15度から30度の斜面。 60°以上の斜面に崩壊が多い。 切土勾配を緩くすることにより、斜面上限の崩壊可能土層は除去される（安全性の向上）。 40~50°の斜面勾配が多い。 オーバーハングのある斜面。 オーバーハングの斜面は、地盤時に弱い。 </td></tr> </table>	斜面形状	勾配	<ul style="list-style-type: none"> 斜面の平緩形は複合が危険である。 	<ul style="list-style-type: none"> 斜面勾配が40°以上の斜面に崩壊が多い。 傾斜角が大きい程、弱くなる傾向がある。 崩壊した尾根部は斜面勾配で20°、斜面上限で30°の傾斜をなしている。 斜面勾配が大きいほど危険。 斜面勾配は、40°~60°が危険。 傾斜15度から30度の斜面。 60°以上の斜面に崩壊が多い。 切土勾配を緩くすることにより、斜面上限の崩壊可能土層は除去される（安全性の向上）。 40~50°の斜面勾配が多い。 オーバーハングのある斜面。 オーバーハングの斜面は、地盤時に弱い。
斜面形状	勾配				
<ul style="list-style-type: none"> 斜面の平緩形は複合が危険である。 	<ul style="list-style-type: none"> 斜面勾配が40°以上の斜面に崩壊が多い。 傾斜角が大きい程、弱くなる傾向がある。 崩壊した尾根部は斜面勾配で20°、斜面上限で30°の傾斜をなしている。 斜面勾配が大きいほど危険。 斜面勾配は、40°~60°が危険。 傾斜15度から30度の斜面。 60°以上の斜面に崩壊が多い。 切土勾配を緩くすることにより、斜面上限の崩壊可能土層は除去される（安全性の向上）。 40~50°の斜面勾配が多い。 オーバーハングのある斜面。 オーバーハングの斜面は、地盤時に弱い。 				
崩落地形					
	<table border="1"> <tr> <td>岩質</td> </tr> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> オーバーハングの斜面は地盤に弱い。 浮石、巨石などがある斜面は、地盤に弱い。 巨石は地盤が再別離した事例が多い。 横斜面変換ねのある斜面に崩壊が多い。 </td></tr> </table>	岩質	<ul style="list-style-type: none"> オーバーハングの斜面は地盤に弱い。 浮石、巨石などがある斜面は、地盤に弱い。 巨石は地盤が再別離した事例が多い。 横斜面変換ねのある斜面に崩壊が多い。 		
岩質					
<ul style="list-style-type: none"> オーバーハングの斜面は地盤に弱い。 浮石、巨石などがある斜面は、地盤に弱い。 巨石は地盤が再別離した事例が多い。 横斜面変換ねのある斜面に崩壊が多い。 					

表-2. 6(b) 地震を起因とする斜面崩壊の要因グループ

岩 質	斜 面	地 質		
<ul style="list-style-type: none"> 新燃峰の大山地盤。 新燃峰は、老成的に界岳大山地盤第三紀大山地盤出露中に最も高い位置で兵庫川上流の砂体形成を示すものとなっている。 小笠原地盤は、子武上流の先端大山地盤となっている。 地質は、古期大山地盤が岩場。 大山地盤は、すべり面が浅く、大山地盤出露の新燃峰が崩壊したものである。 地質は第三紀の地層（例：鳥白系層）及び、第四紀更新世の大山地盤によるもの。 千木庭巨石と呼ばれる長い巨石群。 私型を呈して新燃第三紀出露の安山岩片岩地盤および第四紀の巨石大山地盤化が分かれている。 地質は、安山岩片岩地盤が崩壊しやすい。 坂井川河床の地質は、坂井川河床、安山岩片岩、坂井川河床、安山岩および坂井川河床の岩層からなる。 坂井川河床は主に新燃第三紀の砂岩、泥岩であった。 	<ul style="list-style-type: none"> 地質新燃の先端、N35°Eの走向を持つ左横ずれの新燃。 松島地盤には、N70°W走向に走る断層があった。 地質の岩層は、坂井川河床の岩層である。 坂井川河床の岩層は、多くの砂層や新燃層によって堆積が堆積化している。 坂井川河床の岩層は、坂井川河床に走る傾斜がくなる。 坂井川河床や坂井川河床を分ける坂井川河床では走行がない。 坂井川河床の坂井川河床で多発し、特に大きな崩壊が発生した。 リニアメントや坂井川河床に崩壊が多い。 	<ul style="list-style-type: none"> 坂井川河床では、天井が起りやすくなる。 坂井川河床は坂井川河床、内足深層地盤の影響がある。 小笠原地盤は、粘着力の小さい地盤に集中した。 すべり面からは、フロッシュ現象に直む砂土が見られた。 砂土の溶け出し、坂井川河床の坂井川河床の弱い坂井川河床下にある。 坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床により坂井川河床化したことによる。 崩壊した巨石群は、白色で一見よく見えたびき土といふものと、青色のかなり土石化が進んでいるものである。 底層の岩層となった坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床化やすい地質の土であった。 		
岩質の走査		土 質		
<ul style="list-style-type: none"> それらの岩層は、坂井川河床、角度が山腹斜面のそれらに近似している。 岩層の走査の方向。 				
風化・固結度		<table border="1"> <tr> <td>地質</td> </tr> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> 坂井川河床の高い坂井川河床では、天井が起りやすくなる。 坂井川河床は坂井川河床、内足深層地盤の影響がある。 小笠原地盤は、粘着力の小さい地盤に集中した。 すべり面からは、フロッシュ現象に直む砂土が見られた。 砂土の溶け出し、坂井川河床の坂井川河床の弱い坂井川河床下にある。 坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床により坂井川河床化したことによる。 崩壊した巨石群は、白色で一見よく見えたびき土といふものと、青色のかなり土石化が進んでいるものである。 底層の岩層となった坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床化やすい地質の土であった。 </td></tr> </table>	地質	<ul style="list-style-type: none"> 坂井川河床の高い坂井川河床では、天井が起りやすくなる。 坂井川河床は坂井川河床、内足深層地盤の影響がある。 小笠原地盤は、粘着力の小さい地盤に集中した。 すべり面からは、フロッシュ現象に直む砂土が見られた。 砂土の溶け出し、坂井川河床の坂井川河床の弱い坂井川河床下にある。 坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床により坂井川河床化したことによる。 崩壊した巨石群は、白色で一見よく見えたびき土といふものと、青色のかなり土石化が進んでいるものである。 底層の岩層となった坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床化やすい地質の土であった。
地質				
<ul style="list-style-type: none"> 坂井川河床の高い坂井川河床では、天井が起りやすくなる。 坂井川河床は坂井川河床、内足深層地盤の影響がある。 小笠原地盤は、粘着力の小さい地盤に集中した。 すべり面からは、フロッシュ現象に直む砂土が見られた。 砂土の溶け出し、坂井川河床の坂井川河床の弱い坂井川河床下にある。 坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床により坂井川河床化したことによる。 崩壊した巨石群は、白色で一見よく見えたびき土といふものと、青色のかなり土石化が進んでいるものである。 底層の岩層となった坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床化やすい地質の土であった。 				
地質構造		<table border="1"> <tr> <td>地質</td> </tr> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> 坂井川河床の高い坂井川河床では、天井が起りやすくなる。 坂井川河床は坂井川河床、内足深層地盤の影響がある。 小笠原地盤は、粘着力の小さい地盤に集中した。 すべり面からは、フロッシュ現象に直む砂土が見られた。 砂土の溶け出し、坂井川河床の坂井川河床の弱い坂井川河床下にある。 坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床により坂井川河床化したことによる。 崩壊した巨石群は、白色で一見よく見えたびき土といふものと、青色のかなり土石化が進んでいるものである。 底層の岩層となった坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床化やすい地質の土であった。 </td></tr> </table>	地質	<ul style="list-style-type: none"> 坂井川河床の高い坂井川河床では、天井が起りやすくなる。 坂井川河床は坂井川河床、内足深層地盤の影響がある。 小笠原地盤は、粘着力の小さい地盤に集中した。 すべり面からは、フロッシュ現象に直む砂土が見られた。 砂土の溶け出し、坂井川河床の坂井川河床の弱い坂井川河床下にある。 坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床により坂井川河床化したことによる。 崩壊した巨石群は、白色で一見よく見えたびき土といふものと、青色のかなり土石化が進んでいるものである。 底層の岩層となった坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床化やすい地質の土であった。
地質				
<ul style="list-style-type: none"> 坂井川河床の高い坂井川河床では、天井が起りやすくなる。 坂井川河床は坂井川河床、内足深層地盤の影響がある。 小笠原地盤は、粘着力の小さい地盤に集中した。 すべり面からは、フロッシュ現象に直む砂土が見られた。 砂土の溶け出し、坂井川河床の坂井川河床の弱い坂井川河床下にある。 坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床により坂井川河床化したことによる。 崩壊した巨石群は、白色で一見よく見えたびき土といふものと、青色のかなり土石化が進んでいるものである。 底層の岩層となった坂井川河床は、坂井川河床の坂井川河床化やすい地質の土であった。 				
	<table border="1"> <tr> <td>表層の厚さ</td> </tr> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> 表土が5.5m以上ある所が危険。 坂井川河床の表土、坂井川河床の表土は3m程度だった。 坂井川河床の表土の土層の厚さは、約1mであった。 坂井川河床の表土は30~40cmの黒色の腐殖土だった。 </td></tr> </table>	表層の厚さ	<ul style="list-style-type: none"> 表土が5.5m以上ある所が危険。 坂井川河床の表土、坂井川河床の表土は3m程度だった。 坂井川河床の表土の土層の厚さは、約1mであった。 坂井川河床の表土は30~40cmの黒色の腐殖土だった。 	
表層の厚さ				
<ul style="list-style-type: none"> 表土が5.5m以上ある所が危険。 坂井川河床の表土、坂井川河床の表土は3m程度だった。 坂井川河床の表土の土層の厚さは、約1mであった。 坂井川河床の表土は30~40cmの黒色の腐殖土だった。 				
		<table border="1"> <tr> <td>地質構造</td> </tr> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> 坂井川河床の上の表土層や坂井川河床などが坂井川河床との境界で崩壊しやすい。 互岩層において、発生しやすい。 </td></tr> </table>	地質構造	<ul style="list-style-type: none"> 坂井川河床の上の表土層や坂井川河床などが坂井川河床との境界で崩壊しやすい。 互岩層において、発生しやすい。
地質構造				
<ul style="list-style-type: none"> 坂井川河床の上の表土層や坂井川河床などが坂井川河床との境界で崩壊しやすい。 互岩層において、発生しやすい。 				

表-2. 6(c) 地震を起因とする斜面崩壊の要因グループ

<p>加速度</p> <ul style="list-style-type: none"> 上下方向の最大加速度分布において、加速度の増減度に関する特徴は、水平方向加速度の場合と基本的には、同様である。 直下型地震（マグニチュード6.8）のつき上げによるもの。 最大加速度200-300galで崩壊した。 斜面内に水平加速度が発生し、これによる振動力が、引き合となつて、引張応力が発生し、せん性破壊が生じて崩壊した。 最大加速度が、400galを越えると危険性は大きい。 最大加速度300-400galで崩壊する。 震央から遠ざかるにつれて減少している。 地盤水平加速度が重要である。 水平方向の加速度分布において、最大加速度は、地山内でおおむね基盤面に平行に増減される。 水平方向の加速度分布において、道路、上方の斜面の上端部付近において、路肩下の斜面においては、最大加速度は、斜面の方面に、おおむね沿った形で大きく増減する。 斜面崩壊では、加速度分布と良い対応が見られる。 	<p>震度</p> <ul style="list-style-type: none"> 震度5以上の中程度では、山崩れ、崖崩れが多い。 震度5強以上の激しい地震動に襲われると、落石が各地で多発する。 震度5強以上の激しい地震動に襲われると、ガケ崩れも多発する。 震度5強以上の激しい地震動に襲われると、山崩れの多発。 震度6以上の激しい地震動にみまわると、山体崩壊や山津波のような大規模な崩壊が発生。 地震に先行し、多量の降雨があった場合。
<p>地盤</p> <p>波形の形状</p> <ul style="list-style-type: none"> 長周期成分が卓越する。 短周期成分が卓越する。 	

表-2. 6(d) 地震を起因とする斜面崩壊の要因グループ

<p>保護工</p> <ul style="list-style-type: none"> ブロック積み擁壁工、コンクリート擁壁工は亀裂が見られる。 法枠工・モルタル吹付工には被害はない。 	<p>植生</p> <ul style="list-style-type: none"> 裸地、草地、広葉樹の植生の斜面に多い。 植生は、草地、広葉樹の順に危険。 広葉樹の方が崩壊しやすい。
<p>地下水の状況</p> <ul style="list-style-type: none"> 地下水位は、海面よりやや浅い程度で、地表からはかなり深い。 高い地下水位の条件。 	<p>斜面下部状況</p> <ul style="list-style-type: none"> 斜面末端部に切土部を持つ斜面。
<p>過去の崩壊歴</p> <ul style="list-style-type: none"> 崩壊斜面の半数以上が過去の崩壊地であった。 旧崩壊地が再崩壊した事例が多い。 以前の大崩壊地の中に再び崩壊が生じた。 	<p>湧水状況</p> <ul style="list-style-type: none"> 湧水が常時みられる所。
<p>環境</p>	<p>周辺の崩壊発生</p> <ul style="list-style-type: none"> 崩壊地が連続していた。

2.3.3 地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定のための構造化

斜面崩壊のように、多数の要因が関与影響して発生する現象について個々の物理現象をモデル化することは可能と考えられるが、斜面崩壊機構の全体現象に関するモデル化を行なうことは非常に困難である。このように全体現象についてモデル化が困難な場合でも定量的な要因がある程度無視しても定性的要因を用いて客観的な判定が可能な構造モデルを作成できれば、地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定が実施できるものと考える。

このようなモデル化を行なう手法として、グラフ理論に基づく構造モデルがあり、定性的条件から客観的な構造モデルを作成する手法として、現在、F S M法、プレーンストーミングなどがある。当解析では、定性的な情報でかつあいまいな情報のみから構造化が可能なプレーンストーミングとF S M法により構造化を検討した。

1) プレーンストーミングによる構造化

プレーンストーミングによる構造化では前節の地震を起因とする斜面崩壊に関する要因抽出におけるK J法の結果を基礎に、要因間のつながりを検討し、構造化を行なう。以下にプレーンストーミングによる構造化作成の手順を示すが、構造化の検討はK J法で求めた要因グループ単位で行なう。

(手順1)

K J法で求めた主要因のグループ単位ごとにグループ単位内の要因をブロック区分する。

1. 地震を起因とする斜面崩壊の要因のなかで最も重要度が高い ··· Aブロック
2. 地震を起因とする斜面崩壊の要因のなかで中位の重要度である ··· Bブロック
3. 地震を起因とする斜面崩壊の要因のなかであまり重要でない ··· Cブロック

(手順2)

手順1で求めたA~Cブロックを以下に示すように配置する。

A ブロック・・・構造化最下層

B ブロック・・・構造化中間層

C ブロック・・・構造化最上層

(手順3)

手順2で配置された各要因について要因間の関連度を検討し、要因間を結ぶ一次の構造化を行なう。

(手順4)

手順3で作成した一次構造化を検討し、主要因グループを相互に纏め、地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定のための構造化を作成する。図-2.21にプレーンストーミングにより求めた構造化モデル例を示す。

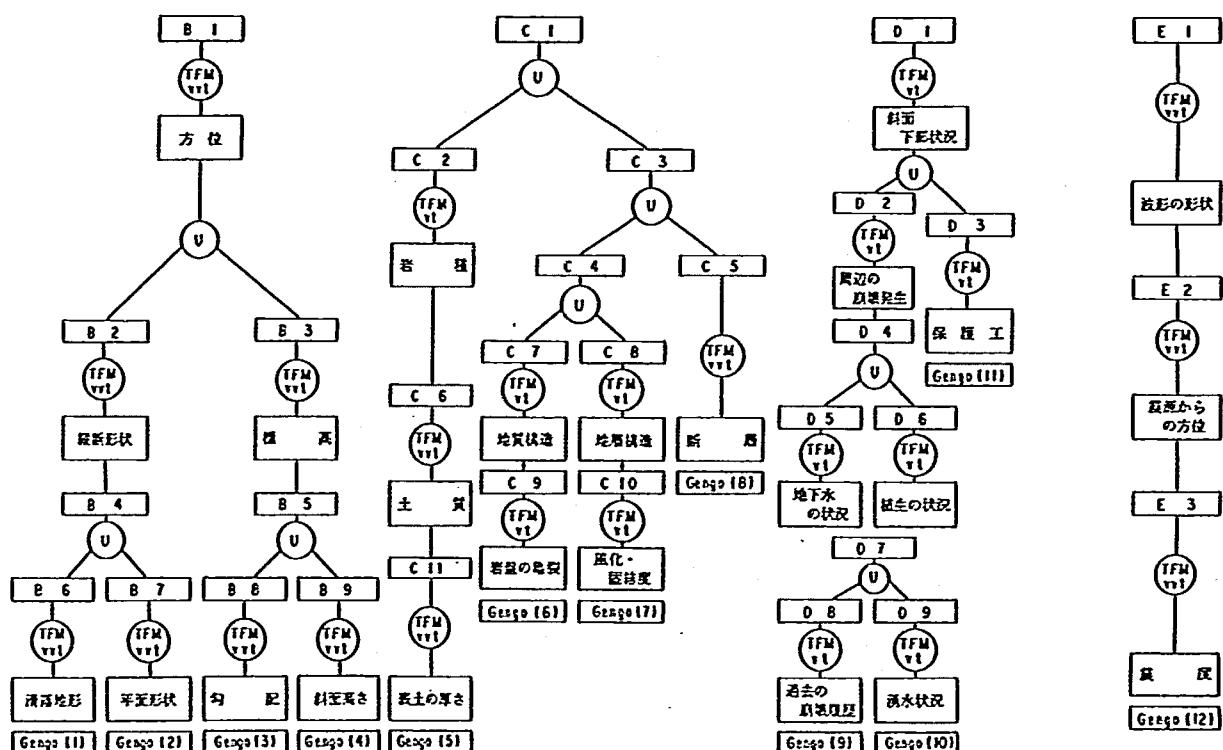


図-2.21 プレーンストーミングによる地震時の斜面崩壊の構造化モデル

2) F S M法による構造化の作成

まずF S M法による構造化作成にあたり、F S M法の基本概念についてのべる（田崎、1979）。

ある空間 $S' = \{S | \mu_A\}$ において、その要素のメンバーシップ関数 μ_A により特性づけられる集合 A を次のように示し、これをあいまい集合と定義する。

$$A = \{S | \mu_A\} \quad (2.32)$$

あいまい集合 A のあいまい補集合 \bar{A} の要素は、次のメンバーシップ関数 $\mu_{\bar{A}}$ により次式で与えられる。

$$\mu_{\bar{A}} = \frac{1 - \mu_A}{1 + \lambda \cdot \mu_A} \quad (2.33)$$

ただし、 $1.0 < \lambda < \infty$ である。

また、任意のあいまいベクトル Y 、あいまい行列 B 及びそれらの合成 C は以下の概念によって定義される。

$$Y = (y_1, y_2, \dots, y_n)^T \quad (2.34)$$

ここで、 $0 \leq y_i < 1$ 、 $i = 1, 2, \dots, n$ であり、添字 T は転置を表わす。

$$B = [b_{ij}]$$

ここで、 $0 \leq b_{ij} \leq 1$ 、 $i = 1, 2, \dots, m$ 、 $j = 1, 2, \dots, n$

$$C = B \circ Y \rightarrow C_i = \bigvee_{j=1}^n (b_{ij} \wedge y_j) \quad (2.35)$$

ただし

$$\bigvee_{j=1}^n (a_j) = \max \{a_j\} \quad a \wedge b = \min (a, b) \quad 1 \leq i \leq n$$

さらに、集合 S の要素間のあいまい2項関係に関するメンバーシップ関数 f_{ij} を次のように定義する。

$$f_{ij} = \frac{1 - f_{ij}}{1 + \lambda f_{ij}} \quad (2.36)$$

ただし、 $-1 < \lambda < \infty$

いま、 p をあらかじめ与えられた半区間 $(0, 1)$ の実数とする時、 f_r は次の定義がなされる。

(定義1)

$\forall (S_i, S_j) \in S \times S$ に対して $f_r(S_i, S_j) \leq p$ が満足されるならばあいまい非反射律が成り立つ。

(定義2)

$\forall (S_i, S_j) \in S \times S (i \neq j)$ に対して $f_r(S_i, S_j) < p$ あるいは $f_r(S_j, S_i) < p$ の少なくともどちらかが一方成り立つならば、あいまい非対象律が成り立つ。

(定義3)

$\forall (S_i, S_j), (S_j, S_k), (S_i, S_k) \in S \times S (i \neq j, j \neq k, k \neq i)$ に対して

$$M = \bigvee_{j=1}^n (f_r(S_i, S_j) \wedge f_r(S_j, S_k)) \geq p \quad (2.37)$$

のとき、 $f_r(S_i, S_k) \geq M$ が満足されるならばあいまい半推移律が成り立つ。

以上の定義を用い F S M 法によるシステムの構造化を行なう。ここで検討されるシステムの構造化は、要因間の関連度を検討して要因の階層化を行ない、要因間の従属関係について検討するものである。以下にシステム同定のための定義、規則について述べる。

いま対象となるあいまい従行列を次式で定義する。

$$A = [a_{ij}] \quad (2.38)$$

ただし、 $n \times n$ 行列、 $a_{ij} = f_r(S_i, S_j), 0.0 \leq a_{ij} \leq 1.0$

上式における a_{ij} は、要因 S_i が要因 S_j に従属する”らしさ”を意味する。 S の要素がどの階層に属し、また、階層と階層間の結合関係を与えるレベル集合は、 $S = \{S_i : i = 1, 2, 3, \dots, n\}$ に対して最上層レベル (L_t)、中間層レベル (L_i)、最下層レベル (L_b)、独立層レベル (L_{is}) とすると以下の計算によって求められる。

$$L_t(S) = \{S_k | \bigvee_{j=1}^n a_{kj} < p \leq \bigvee_{l=1}^n a_{lj}\} \quad (2.39)$$

$$L_i(S) = \{S_k \mid p \leq \sum_{l=1}^n a_{lk}, \quad p \leq \sum_{j=1}^n a_{kj}\} \quad (2.40)$$

$$L_b(S) = \{S_k \mid \sum_{l=1}^n a_{lk} < p \leq \sum_{j=1}^n a_{kj}\} \quad (2.41)$$

$$L_{is}(S) = \{S_k \mid \sum_{l=1}^n a_{lk} < p, \quad \sum_{j=1}^n a_{kj} < p\} \quad (2.40)$$

以上のように定義された $L_b(S)$ と $L_t(S)$ について、 $L_b(S)$ に属する要素 S_i が從属する $L_t(S)$ の要素を $B(S_i)$ で表わし、それぞれブロック化し、ブロック化された行列を单一ハイアラーキ行列とする。このブロック化の手続は以下の手法で行なわれる。

いま、 $L_b(S) = \{S_1, S_2, \dots, S_r\}$ とする。このとき次の条件を満足するものを Q_1 ブロックとする。ただし、条件2)は条件1)が満足されない時に限り採用されるものとする。

条件1)

$\forall S_i, S_a \in L_b(S), B(S_i) \cap B(S_a) \neq \emptyset$ ならば Q_1 とすれば

$$Q_1 = \bigcup_{i=1}^r B(S_i)$$

条件2)

集合 $S^{(k)}$ を $L_b(S)$ より、K番目に任意にu個取り出し構成した集合、すなわち

$$S^{(1)} = \{S_1^{(1)}, S_2^{(1)}, \dots, S_q^{(1)}\}$$

$$S^{(2)} = \{S_1^{(2)}, S_2^{(2)}, \dots, S_q^{(2)}\}$$

$$S^{(k)} = \{S_1^{(k)}, S_2^{(k)}, \dots, S_q^{(k)}\}$$

とし、 $S^{(1)} \subset L_b(S)$ 、 $S^{(2)} \subset L_b(S) - S^{(1)}$ …… $S^{(k)} \subset L_b(S) - S^{(1)} - S^{(2)}$ …… $- S^{(k-1)}$ が成り立つものとすると

$$\bigcap_{i=1}^r B(S_i) \neq \emptyset \text{ かつ } \bigcap_{i=1}^q B(S_i^{(1)}) = R_1 \neq \emptyset$$

$$\bigcap_{n=1}^t B(S_n^{(2)}) = R_2 \neq \emptyset \dots \dots \bigcap_{n=1}^u B(S_n^{(k)}) = R_k \neq \emptyset$$

が成立し、さらに

$$Q_1 = \bigcup_{i=1}^q B(S_i^{(1)}), \dots, Q_k = \bigcup_{n=1}^t B(S_n^{(k)}) \quad 1 < k \leq r$$

が成立する。

さらに、システムの一意的構造化を図るための準備として、次の命題を設定する。

(命題1)

いき値 p 、 $0 < p \leq 1$ に対してあいまい従属行列 A をあいまい半推移律が成り立つよう
に修正すれば、 $L_t(S)$ 、 $L_b(S)$ に属する要素は常に $L_t(S)$ の一つの要素に少なく
とも属する。

(命題2)

单一ハイアラーキ行列 $A^{(j)}$ において S_j に対するレギュラー行を S_j 、 $j = 1, 2, \dots, n$ とする時、演算 $[a, i^*] = [a, i] \wedge [a, 1] \wedge [a, 2] \dots \wedge [a, n]$ を行
ない $A^{(j)}$ の $[a, i]$ を $[a, i^*]$ で置き換えるならば、 S_j に直接従属する要素はあい
まい構造パラメータ入に依存して一意的に決定される。

以上の定義、命題のもとでシステム構造化に対して次の定理を与える。

(定理)

命題1、命題2が成立するあいまい従属行列を有するシステムの構造は一意的に決定さ
れる。

この定理により次に示すシステムの構造同定のためのアルゴリズムが与えられる。

- a) あいまい非反射律、あいまい非対象律を満足するようにあいまい従属行列 $A = [a_{ij}]$
を設定し、あいまい半推移律が満足されるように A を修正する。なおいき値 p 、 $0 < p \leq 1$ はあらかじめ設定されているものとする。
- b) 各レベル集合 $L_t(S)$ 、 $L_b(S)$ 及び $L_{is}(S)$ を求めブロック Q_j を決定する。
- c) b) で得られた $L_t(S)$ 、 $L_b(S)$ 及び $L_{is}(S)$ に属する要素に関して $L_t(S)$
の要素については行を消去し、さらに $L_{is}(S)$ の要素については行及び列を消去して得
られた行列を A' とする。
- d) c) で得られた A' を各ブロック Q_j に対応して分割を行ない、单一ハイアラーキ行

列A^(ij)を作る。

e) あいまい構造パラメータ入の値を設定し、それぞれ単一ハイアラーキ行列A^(ij)について図-2.22の流れ図に従いシステムの構造を決定する。

以上の過程により、要因と要因間の従属関係及びその方向が求められ、システム構造の同定が実施できる。

F S M法による構造化同定を行なう場合、抽出した要因項目間の関連度を設定する必要がある。そこで当解析においては見識者にアンケート調査（表-2.7）を実施して要因間の関連度として二項間行列の形式で求めた。なお、アンケート調査においては各主要因グループはそれぞれ独立であるものとした。これは要因数があまり多すぎると二項間の関係を求めることが大変煩雑になるためである。また、アンケート調査表で5段階評価値（a_{ij}）の考え方は「要因（S_i）が要因（S_j）に従属する”らしさ”を示す値で、言い換えると”要因（S_i）は、要因（S_j）に対して a_{ij} 程度重要である”となる。以上の手順によって求められた a_{ij} の結果と構造モデルを表-2.8.1～2.8.3に示す。

（a）地形要因による構造化解析結果（表-2.8.1）

地形要因の解析結果によると次の特徴が得られる。

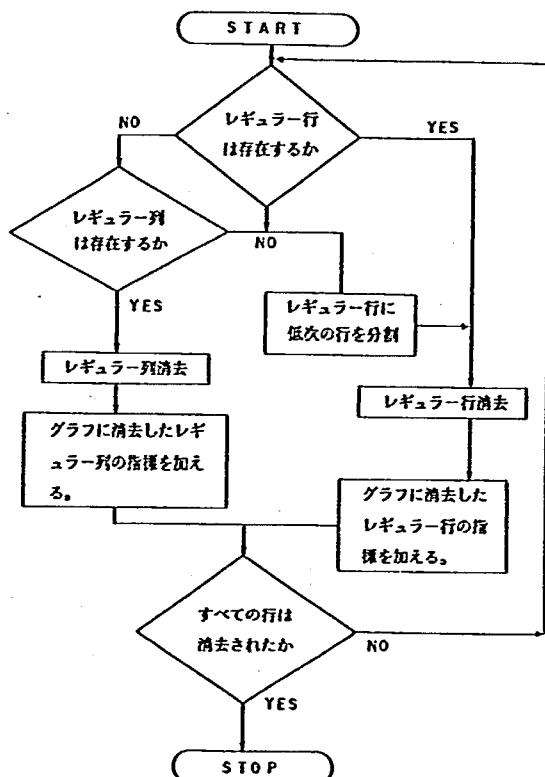


図-2.22 システム構造化のフロー

表-2.7 地震を起因とする斜面崩壊要因に関するアンケート調査

1. 地形要因

- ・地震時の斜面崩壊に対し横断形状は方位と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し横断形状は斜面高さと比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し横断形状は勾配と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)

- ・地震時の斜面崩壊に対し方位は横断形状と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し方位は斜面高さと比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し方位は勾配と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)

- ・地震時の斜面崩壊に対し斜面高さは横断形状と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し斜面高さは方位と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し斜面高さは勾配と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)

- ・地震時の斜面崩壊に対し勾配は横断形状と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し勾配は方位と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し勾配は斜面高さと比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)

2. 地質要因

- ・地震時の斜面崩壊に対し地表の状況は基盤地質構造と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し地表の状況は表土の厚さと比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)

- ・地震時の斜面崩壊に対し表土の厚さは地表の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し表土の厚さは基盤地質構造と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)

- ・地震時の斜面崩壊に対し基盤地質構造は地表の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し基盤地質構造は表土の厚さと比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)

3. 環境要因

- ・地震時の斜面崩壊に対し植生の状況は保護工と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し植生の状況は過去の崩壊と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し植生の状況は湧水の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し植生の状況は隣接斜面の崩壊と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)

- ・地震時の斜面崩壊に対し保護工は植生の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し保護工は過去の崩壊と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し保護工は湧水の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し保護工は隣接斜面の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)

- ・地震時の斜面崩壊に対し過去の崩壊は植生の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し過去の崩壊は保護工と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し過去の崩壊は湧水の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し過去の崩壊は隣接斜面の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)

- ・地震時の斜面崩壊に対し湧水の状況は植生の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し湧水の状況は保護工と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し湧水の状況は過去の崩壊と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し湧水の状況は隣接斜面の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)

4. 地震要因

- ・地震時の斜面崩壊に対し隣接斜面の崩壊は植生の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し隣接斜面の崩壊は保護工と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し隣接斜面の崩壊は過去の崩壊と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)
- ・地震時の斜面崩壊に対し隣接斜面の崩壊は湧水の状況と比較しどの程度影響しますか (1, 2, 3, 4, 5)

1. 影響度 = 1	: 影響度	小
2. 影響度 = 2	: 影響度	一
3. 影響度 = 3	: 影響度	中
4. 影響度 = 4	: 影響度	一
5. 影響度 = 5	: 影響度	大

- ・いき値パラメータ p が 0.6 では、A-1～A-4において構造化が不可能となり、すべての要因が独立層となる。
- ・構造化の結果、当要因では邊急線、勾配、斜面高さが影響度が高く、横断形状、方位は影響度が低い。
- ・見識者が影響要因として抽出した要因、勾配、邊急線、斜面高さとアンケートの結果は一致する。

以上の結果より地形要因の構造化モデルとしては A-2 を基本とする。

(b) 地質要因による構造化解析結果 (表-2.8.2)

地質要因の解析結果によると次の特徴が得られる。

- ・ $p = 0.6$ 、 $\lambda = -0.3$ では A-3 の構造化が不可能となり、 $p = 0.85$ 、 $\lambda = -0.3$ ではすべての調査表において要因は独立層となる。
- ・ 構造化の結果、当要因では影響度の高いものとして表土の厚さ、地表の状況が挙げられる。
- ・ 見識者の要因抽出では斜面を構成する材質の変化、地表の状況が影響度が高いと見なされている。

以上の結果より、当解析においては A-2、A-3 の構造化モデルを基本とする。

(c) 環境要因による構造化解析結果 (表-2.8.3)

環境要因の解析結果によると次の特徴が得られる。

- ・ $p = 0.6$ で A-1～A-3 まで構造化が不可能ですべて独立層となるが、A-4のみ構造化が可能である。
- ・ $p = 0.85$ 以上になると A-2～A-3 に独立層が多くなり、 $p = 0.9$ では A-1～A-3 まですべての要因が独立層となる。
- ・ 構造化の結果、当要因では影響度の高いものとして保護工、過去の崩壊、隣接斜面の崩壊が挙げられる。
- ・ 見識者の要因抽出では保護工、過去の崩壊が重要な要因であると考えられている。

以上の結果より、当解析においては A-4 の構造化モデルを基本とする。

表-2. 8. 1(a) 地形要因による構造化解析結果

項目：地形要因 $P=0.6$ $r=-0.3$

		A-1					A-2					A-3					A-4											
i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	
1	横断形状						1	横断形状						1	横断形状						1	横断形状						
2	方位	1		1	1	1	2		4	2	3	2		2	方位	1		2	1	1	2	方位	1		1	1	1	
3	斜面高さ	2	4		3	1	3		4	4		3	3	3	3	斜面高さ	3	4		2	3	3	斜面高さ	2	4		2	2
4	勾配	2	4	3		1	4		3					4	勾配	4	5	4		4	4	勾配	5	5	5		4	
5	せん急傾	5	4	4	4		5		4	4	3	3		5	せん急傾	5	3	3	2		5	せん急傾	5	3	4	2		

構造化できない	構造化できない	構造化できない	構造化できない
---------	---------	---------	---------

表-2. 8. 1(b) 地形要因による構造化解析結果

項目：地形要因 $P=0.70$ $r=-0.3$

		A-1					A-2					A-3					A-4											
i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	
1	横断形状						1	横断形状						1	横断形状						1	横断形状						
2	方位	1		1	1	1	2		2	2	2	2		2	方位	1		2	1	1	2	方位	1		1	1	1	
3	斜面高さ	2	4		3	1	3		4	4		3	3	3	3	斜面高さ	3	4		2	3	3	斜面高さ	2	4		2	2
4	勾配	2	4	3		1	4		3					4	勾配	4	5	4		4	4	勾配	5	5	5		4	
5	せん急傾	5	4	4	4		5		4	4	3	3		5	せん急傾	5	3	3	2		5	せん急傾	5	3	4	2		

--	--	--	--

表-2.8.1(c) 地形要因による構造化解析結果

項目: 地形要因 $P=0.75$ $r=-0.3$

		A-1					A-2					A-3					A-4										
i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5
1	横断形状						1	横断形状						1	横断形状						1	横断形状					
2	方 位	1					2	方 位						2	方 位						2	方 位					
3	斜面高さ	2	4				3	斜面高さ						3	斜面高さ						3	斜面高さ					
4	勾 配	2	4	3			4	勾 配						4	勾 配						4	勾 配					
5	せん急傾	5	4	4	4		5	せん急傾						5	せん急傾						5	せん急傾					

--	--	--	--

表-2.8.1(d) 地形要因による構造化解析結果

項目: 地形要因 $P=0.8$ $r=-0.3$

		A-1					A-2					A-3					A-4										
i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5
1	横断形状						1	横断形状						1	横断形状						1	横断形状					
2	方 位	1					2	方 位						2	方 位						2	方 位					
3	斜面高さ	2	4				3	斜面高さ						3	斜面高さ						3	斜面高さ					
4	勾 配	2	4	3			4	勾 配						4	勾 配						4	勾 配					
5	せん急傾	5	4	4	4		5	せん急傾						5	せん急傾						5	せん急傾					

--	--	--	--

表-2.8.1(e) 地形要因による構造化解析結果

項目: 地形要因 $P=0.85$ $r=-0.3$

A-1		A-2		A-3		A-4	
i	j	1	2	3	4	5	
1 條断形状		5	4	4	2		
2 方位	1		1	1	1		
3 斜面高さ	2	4		3	1		
4 匀配	2	4	3		1		
5 せん急傾	5	4	4	4			

(2)	1.0						
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	
		1.0					
			(5)				
				(3)			
					(4)		
						(2)	
							(1)

表-2.8.1(f) 地形要因による構造化解析結果

項目: 地形要因 $P=0.90$ $r=-0.3$

A-1		A-2		A-3		A-4	
i	j	1	2	3	4	5	
1 條断形状		5	4	4	2		
2 方位	1		1	1	1		
3 斜面高さ	2	4		3	1		
4 匀配	2	4	3		1		
5 せん急傾	5	4	4	4			

(2)	1.0						
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	
		1.0					
			(5)				
				(3)			
					(4)		
						(2)	
							(1)

表-2.8.2(a) 地質要因による構造化解析結果

項目: 地形要因 $P=0.6$ $r=-0.3$

A-1		A-2		A-3		A-4	
i	j	1	2	3	4	5	
1	地表の状況		4	2			
2	基礎地質構造	2		2			
3	表土の厚さ	4	4				
4							
5							

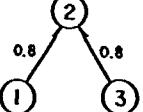
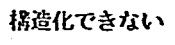
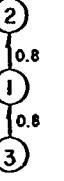
			
---	---	--	---

表-2.8.2(b) 地質要因による構造化解析結果

項目: 地形要因 $P=0.7$ $r=-0.3$

A-1		A-2		A-3		A-4	
i	j	1	2	3	4	5	
1	地表の状況		4	2			
2	基礎地質構造	2		2			
3	表土の厚さ	4	4				
4							
5							

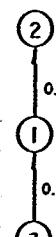
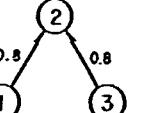
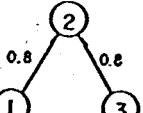
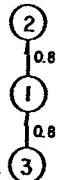
			
---	---	--	---

表-2.8.2(c) 地質要因による構造化解析結果

項目: 地形要因 $P=0.75$ $r=-0.3$

		A-1					A-2					A-3					A-4					
i	j	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	
1 地表の状況			4	2				4	3				4	3				4	2			
2 基盤地質構造		2		2			2		2			2		2			2		2			
3 表土の厚さ		4	4				3	4				3	4				4	4				
4																						
5																						


```

graph TD
    N1((1)) ---|0.8| N2((2))
    N2 ---|0.8| N3((3))
  
```

```

graph LR
    N1((1)) ---|0.8| N2((2))
    N2 ---|0.8| N3((3))
  
```

```

graph LR
    N1((1)) ---|0.8| N2((2))
    N2 ---|0.8| N3((3))
  
```

```

graph TD
    N2((2)) ---|0.8| N1((1))
    N1 ---|0.8| N3((3))
  
```

表-2.8.2(d) 地質要因による構造化解析結果

項目: 地形要因 $P=0.8$ $r=-0.3$

		A-1					A-2					A-3					A-4					
i	j	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	
1 地表の状況			4	2				4	3				4	3				4	2			
2 基盤地質構造		2		2			2		2			2		2			2		2			
3 表土の厚さ		4	4				3	4				3	4				4	4				
4																						
5																						


```

graph TD
    N1((1)) ---|0.8| N2((2))
    N2 ---|0.8| N3((3))
  
```

```

graph LR
    N1((1)) ---|0.8| N2((2))
    N2 ---|0.8| N3((3))
  
```

```

graph LR
    N1((1)) ---|0.8| N2((2))
    N2 ---|0.8| N3((3))
  
```

```

graph TD
    N2((2)) ---|0.8| N1((1))
    N1 ---|0.8| N3((3))
  
```

表-2.8.2(e) 地質要因による構造化解析結果

項目:地形要因 $P=0.85$ $r=-0.3$

		A-1					A-2					A-3					A-4										
i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5
1 地表の状況			4	2			1 地表の状況		4	3				1 地表の状況		4	3				1 地表の状況		4	2			
2 基盤地質構造	2			2			2 基盤地質構造	2			2			2 基盤地質構造	2			2			2 基盤地質構造	2			2		
3 表土の厚さ	4	4					3 表土の厚さ	3	4					3 表土の厚さ	3	4					3 表土の厚さ	4	4				
4							4							4						4							
5							5							5						5							
		(1) (2) (3)					(1) (2) (3)					(1) (2) (3)					(1) (2) (3)										

表-2.8.2(f) 地質要因による構造化解析結果

項目:地形要因 $P=0.9$ $r=-0.3$

		A-1					A-2					A-3					A-4										
i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5
1 地表の状況			4	2			1 地表の状況		4	3				1 地表の状況		4	3				1 地表の状況		4	2			
2 基盤地質構造	2			2			2 基盤地質構造	2			2			2 基盤地質構造	2			2			2 基盤地質構造	2			2		
3 表土の厚さ	4	4					3 表土の厚さ	3	4					3 表土の厚さ	3	4					3 表土の厚さ	4	4				
4							4							4						4							
5							5							5						5							
		(1) (2) (3)					(1) (2) (3)					(1) (2) (3)					(1) (2) (3)										

表-2.8.3(a) 環境要因による構造化解析結果

項目: 地形要因 $P=0.6$ $r=-0.3$

		A-1					A-2					A-3					A-4				
i	j	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	粘生の状況		3	1	3	1		4	1	3	4		2	2	2	2		1	1	2	1
2	保護工	3		1	3	1	4		2	4	3	4		3	4	3		5	5	5	5
3	過去の崩壊	5	5		5	4	5	3		2	3	4	2		4	3	4	2	3	3	3
4	防水の状況	3	3	2		2	3	2		2	3	4	2	2		2	2	2		2	2
5	隣接斜面	5	5	3	5		2	3	3	4		4	3	3	4		4	2	3	4	

構造化できない	構造化できない	構造化できない	
---------	---------	---------	--

表-2.8.3(b) 環境要因による構造化解析結果

項目: 地形要因 $P=0.7$ $r=-0.3$

		A-1					A-2					A-3					A-4				
i	j	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	粘生の状況		3	1	3	1		4	1	3	4		2	2	2	2		1	1	2	1
2	保護工	3		1	3	1	4		2	4	3	4		3	4	3		5	5	5	5
3	過去の崩壊	5	5		5	4	5	3		2	3	4	2		4	3	4	2	3	3	3
4	防水の状況	3	3	2		2	3	2		2	3	4	2	2		2	2	2		2	2
5	隣接斜面	5	5	3	5		2	3	3	4		4	3	3	4		4	2	3	4	

	構造化できない		
--	---------	--	--

表-2. 8. 3(c) 環境要因による構造化解析結果

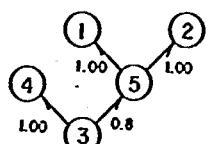
項目: 地形要因 $P=0.75$ $r=-0.3$

A-1		A-2		A-3		A-4	
i	j	1	2	3	4	5	
1	1						
1	枯生の状況		3	1	3	1	
2	保護工	3		1	3	1	
3	過去の崩壊	5	5		5	4	
4	洪水の状況	3	3	2		2	
5	隣接斜面	5	5	3	5		

i	j	1	2	3	4	5
1	1					
1	枯生の状況		4	1	3	4
2	保護工	4		2	4	3
3	過去の崩壊	5	3		2	3
4	洪水の状況	3	2	2		3
5	隣接斜面	2	3	3	4	

i	j	1	2	3	4	5
1	1					
1	枯生の状況		2	2	2	2
2	保護工	4		3	4	3
3	過去の崩壊	4	2		4	3
4	洪水の状況	4	2	2		2
5	隣接斜面	4	3	3	4	

i	j	1	2	3	4	5
1	1					
1	枯生の状況		1	1	2	1
2	保護工	5		5	5	5
3	過去の崩壊	4	2		3	3
4	洪水の状況	4	2	2		2
5	隣接斜面	4	2	3	4	



構造化できない

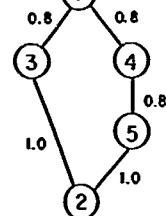
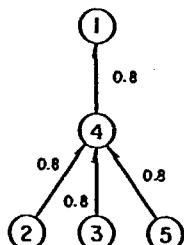


表-2. 8. 3(d) 環境要因による構造化解析結果

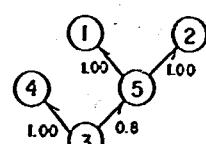
項目: 地形要因 $P=0.8$ $r=-0.3$

A-1		A-2		A-3		A-4	
i	j	1	2	3	4	5	
1	1						
1	枯生の状況		3	1	3	1	
2	保護工	3		1	3	1	
3	過去の崩壊	5	5		5	4	
4	洪水の状況	3	3	2		2	
5	隣接斜面	5	5	3	5		

i	j	1	2	3	4	5
1	1					
1	枯生の状況		4	1	3	4
2	保護工	4		2	4	3
3	過去の崩壊	5	3		2	3
4	洪水の状況	3	2	2		3
5	隣接斜面	2	3	3	4	

i	j	1	2	3	4	5
1	1					
1	枯生の状況		2	2	2	2
2	保護工	4		3	4	3
3	過去の崩壊	4	2		4	3
4	洪水の状況	4	2	2		2
5	隣接斜面	4	3	3	4	

i	j	1	2	3	4	5
1	1					
1	枯生の状況		1	1	2	1
2	保護工	5		5	5	5
3	過去の崩壊	4	2		3	3
4	洪水の状況	4	2	2		2
5	隣接斜面	4	2	3	4	



構造化できない

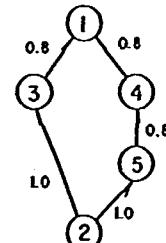
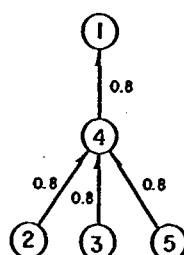
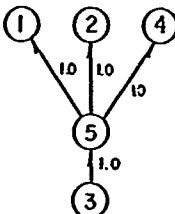
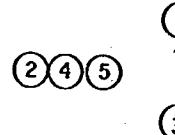


表-2. 8. 3(e) 環境要因による構造化解析結果

項目: 地形要因 $P=0.85$ $r=-0.3$

		A-1					A-2					A-3					A-4												
i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5		
1	枯生の状況		3	1	3	1	1	枯生の状況		4	1	3	4	1	枯生の状況		2	2	2	2	2	1	枯生の状況		1	1	2	1	
2	保護工	3		1	3	1	2	保護工		4		2	4	3	2	保護工		4	3	4	3	5	2	保護工		5	5	5	5
3	過去の崩壊	5	5		5	4	3	過去の崩壊	5	3		2	3	3	3	過去の崩壊	4	2		4	3	4	2	過去の崩壊	4	2		3	3
4	渇水の状況	3	3	2		2	4	渇水の状況	3	2	2		3	3	4	渇水の状況	4	2	2		2	2	4	渇水の状況	4	2	2		2
5	隣接斜面	5	5	3	5		5	隣接斜面	2	3	3	4		4	5	隣接斜面	4	3	3	4		4	5	隣接斜面	4	2	3	4	

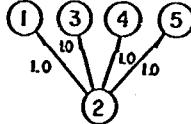
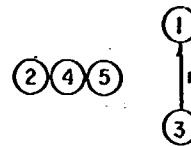
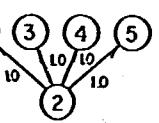


表-2. 8. 3(f) 環境要因による構造化解析結果

項目: 地形要因 $P=0.9$ $r=-0.3$

		A-1					A-2					A-3					A-4												
i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5	i	j	1	2	3	4	5		
1	枯生の状況		3	1	3	1	1	枯生の状況		4	1	3	4	1	枯生の状況		2	2	2	2	2	1	枯生の状況		1	1	2	1	
2	保護工	3		1	3	1	2	保護工		4		2	4	3	2	保護工		4	3	4	3	5	2	保護工		5	5	5	5
3	過去の崩壊	5	5		5	4	3	過去の崩壊	5	3		2	3	3	3	過去の崩壊	4	2		4	3	4	2	過去の崩壊	4	2		3	3
4	渇水の状況	3	3	2		2	4	渇水の状況	3	2	2		3	3	4	渇水の状況	4	2	2		2	2	4	渇水の状況	4	2	2		2
5	隣接斜面	5	5	3	5		5	隣接斜面	2	3	3	4		4	5	隣接斜面	4	3	3	4		4	5	隣接斜面	4	2	3	4	

構造化できない


地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定のための構造化モデルについて、これまで述べた F S M 法により求められた最終結果を図-2.23に示す。この最終結果における各要因の関連性は、あいまい従属行列の値より、true、very true、very very true、absolutely true で決定されるが、当解析では Modus tollens 型の推論を行い重み付けを行なった（表-2.9）。推論機構の詳細については 2.3.1 で述べたので、ここでは解析結果のみ述べる。

例えば図-2.24 (a) に示す通り地震時の斜面崩壊について、地表状況の要因のランク分けを行い地表状況の分布を各ランクごとの箇所総数で除し正規化する。すなわち地震時の斜面崩壊個数が地表の状況という要因に関してファジィ集合として定義されたことになる。次にこの崩壊発生のランクごとの崩壊発生率を計算し、崩壊発生に対する帰属度を求める。次に Modus tollens 型の推論命題として地震時に斜面崩壊が発生しないという命題を斜面崩壊率のファジィ集合として与え、ファジィ推論計算を行なう。解析結果と図-2.25 のファジィ真理値との形態を比較すると Very True に似ている。すなわち、”崩壊発生に対する地表の状況が良いならば地震時に斜面崩壊が発生しない” という命題は非常に正しい、という推論がなされる。なお各要因の以上の解析例を図-2.24 (a) ~ (k) に示す。

2.3.4 ファジィ積分による地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定

これまで、地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定のための構造化モデルについて述べた。この構造化モデルによって斜面特性を各要因ごとに high、medium、low といった言語関数で入力することによって斜面崩壊に関する影響度を定量的に把握することが可能となった。構造化に従うメンバーシップ関数の合成を行い、その評価を行なうと非常に複雑となるため、当解析ではメンバーシップ関数を離散化し、最大値が 1 になるように正規化したファジィ分布関数を求めて危険地の判定を行なうファジィ積分法を採用する（網木ら、1990）。

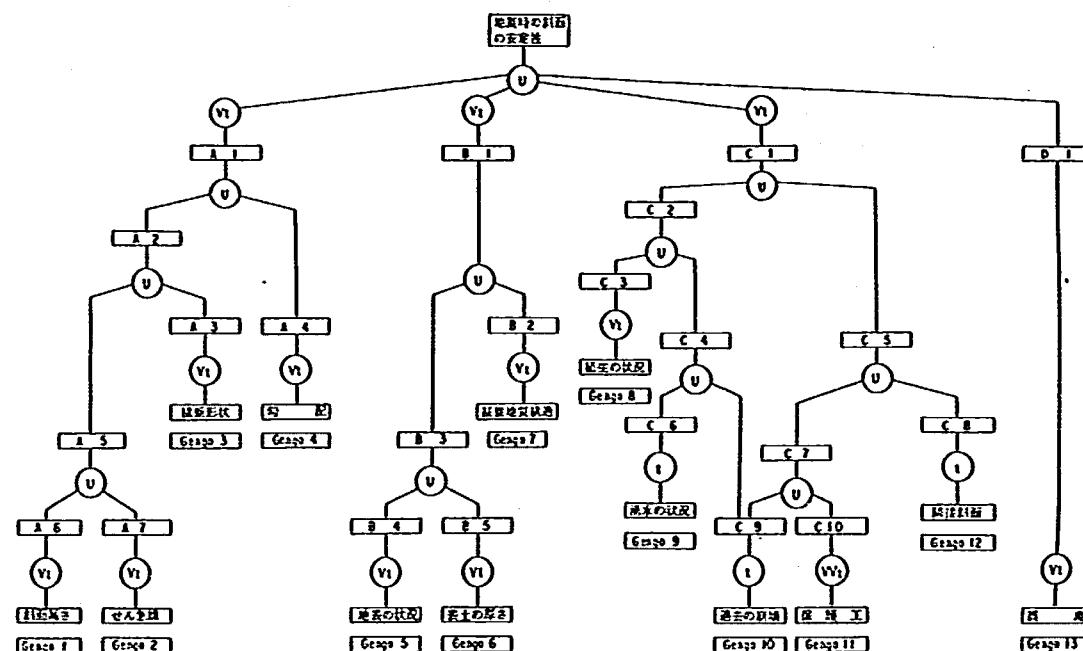


図-2.23 地震時の斜面崩壊に関する構造化

表-2.9 地震時の斜面崩壊に関する推論(modus tollens型)

No	推論(前件部)	推論(後件部)	重み
1	地震時に斜面が安全であることは	・地質条件が良いことは ・地形条件が良いことは ・環境条件が良いことは	v t v t v t
2	地形の条件が良いことは	・方位が良いことは	v t
3	地質の条件が良いことは	・基盤の地質構造が良いことは	v t
4	環境条件が良いことは	・植生の状況が良いことは ・隣接斜面の状況が良いことは	v t t
5	方位が良いことは	・横断形状が良いことは ・勾配が良いことは	v t v t
6	基盤の地質構造が良いことは	・地表の状況が良いことは ・表土の厚さが薄いことは	v t v t
7	植生の状況が良いことは	・湧水の状況がないことは ・過去の崩壊があったことは	t t
8	隣接斜面の状況が良いことは	・過去に崩壊があったことは ・保護工上部の状況が良いことは	t v v t
9	横断形状が良いことは	・斜面高さが低いことは ・せん急線がないことは	v t v t

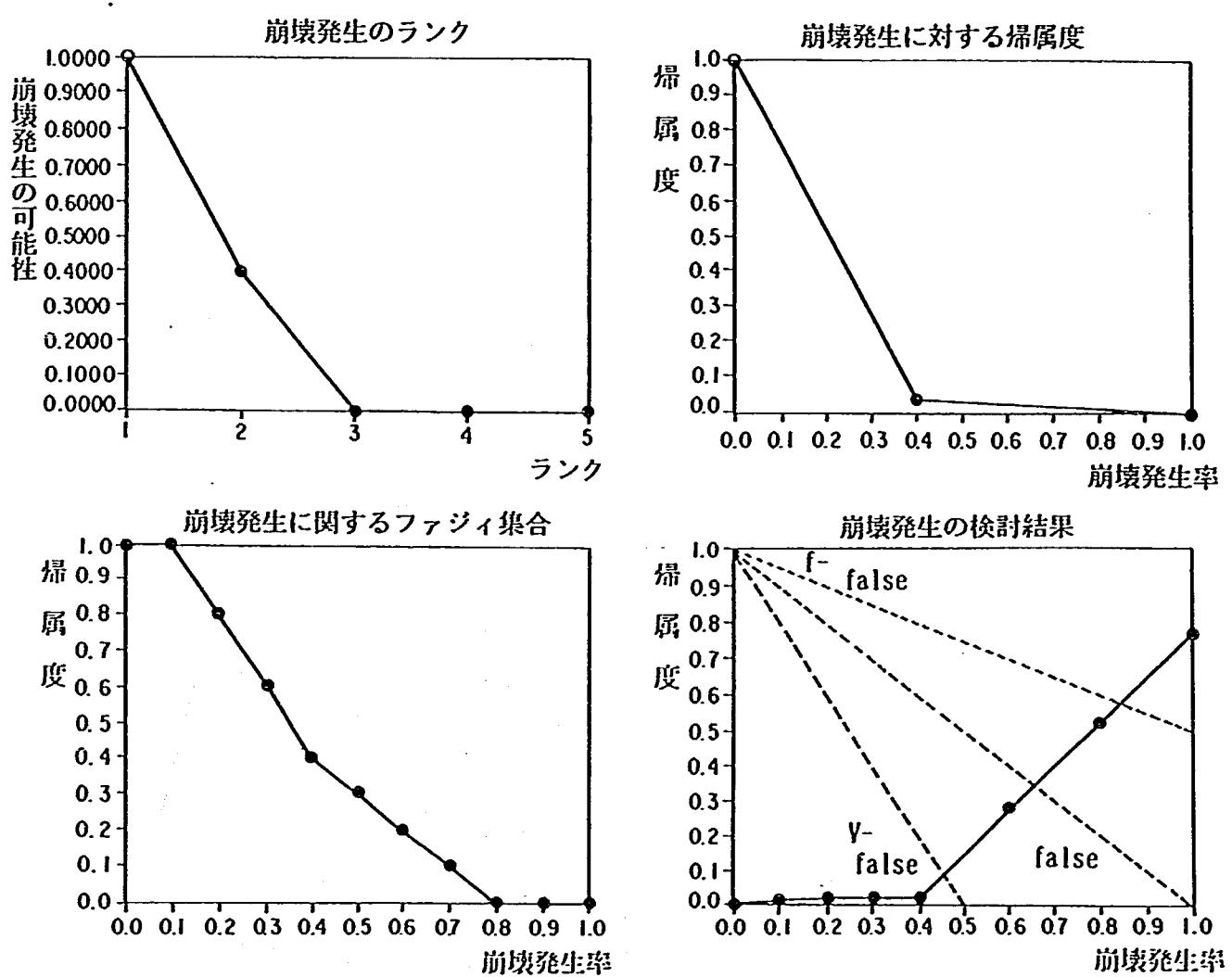
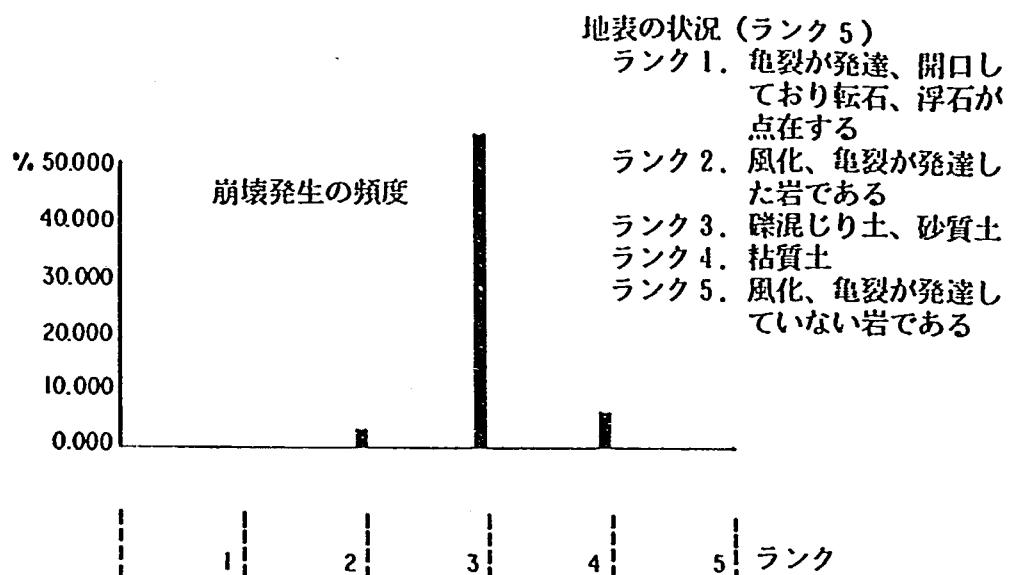


図-2. 24(a) 地表の状況の要因に関するファジィ推論

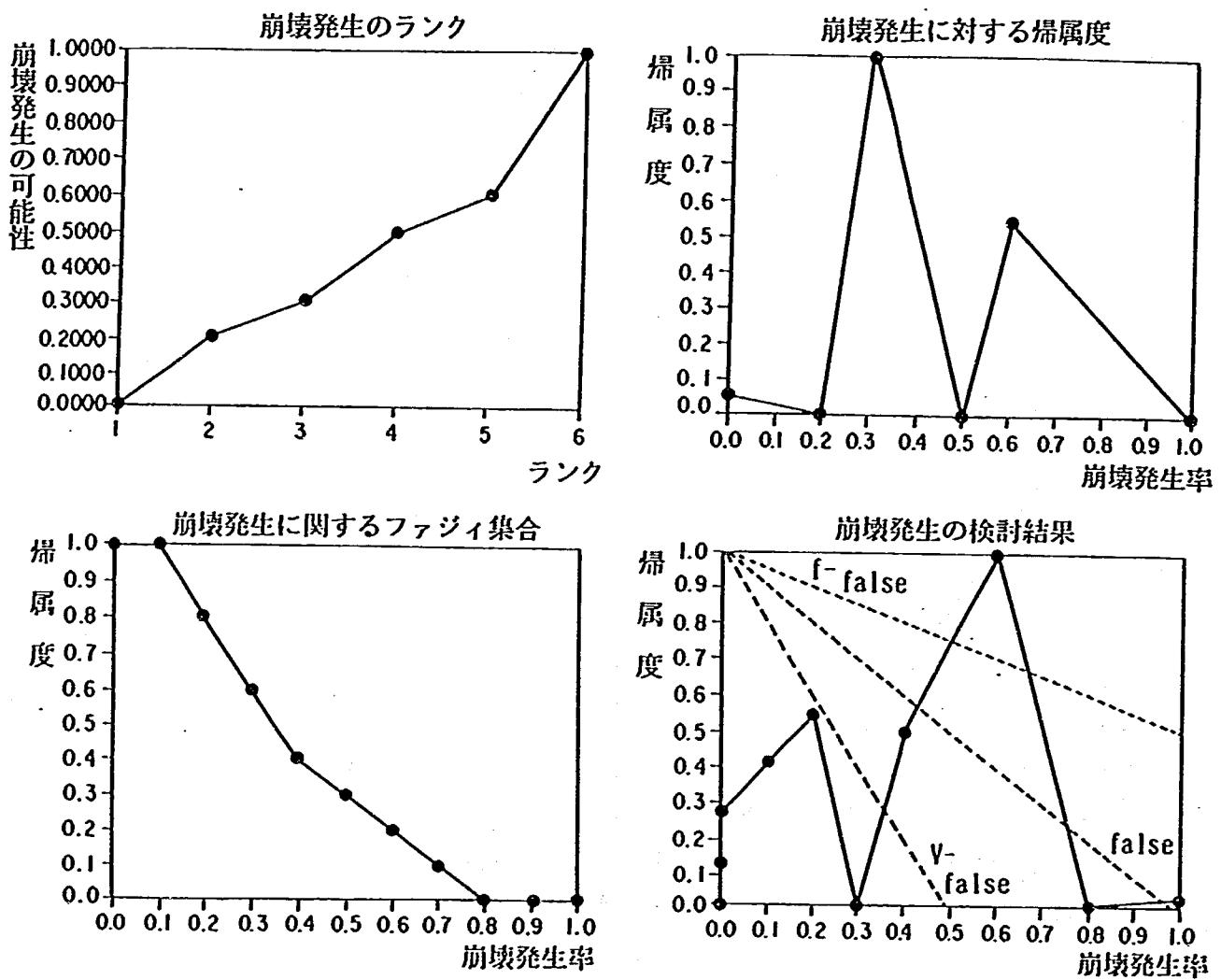
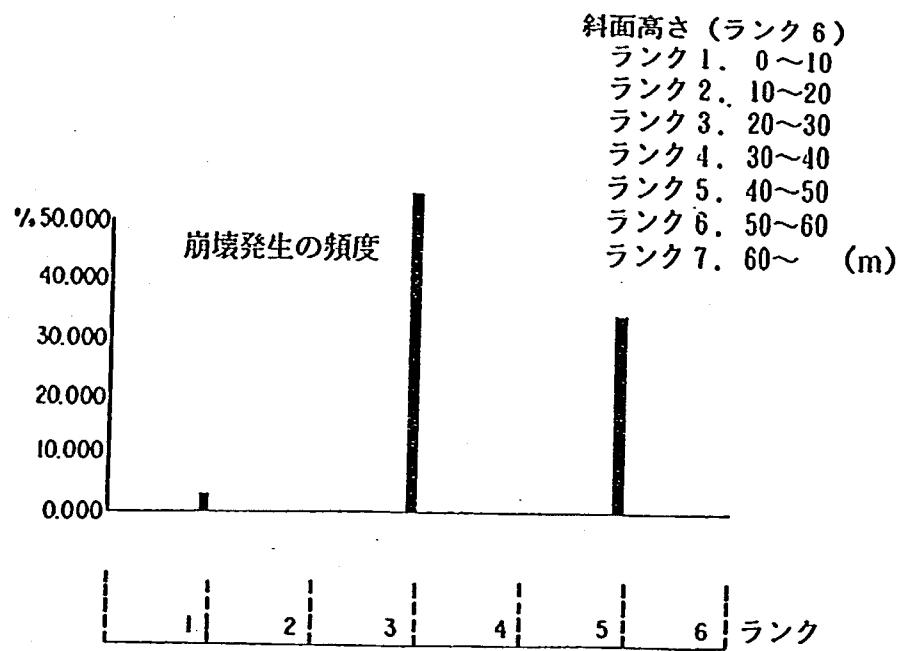


図-2. 24(b) 斜面高さの要因に関するファジィ推論

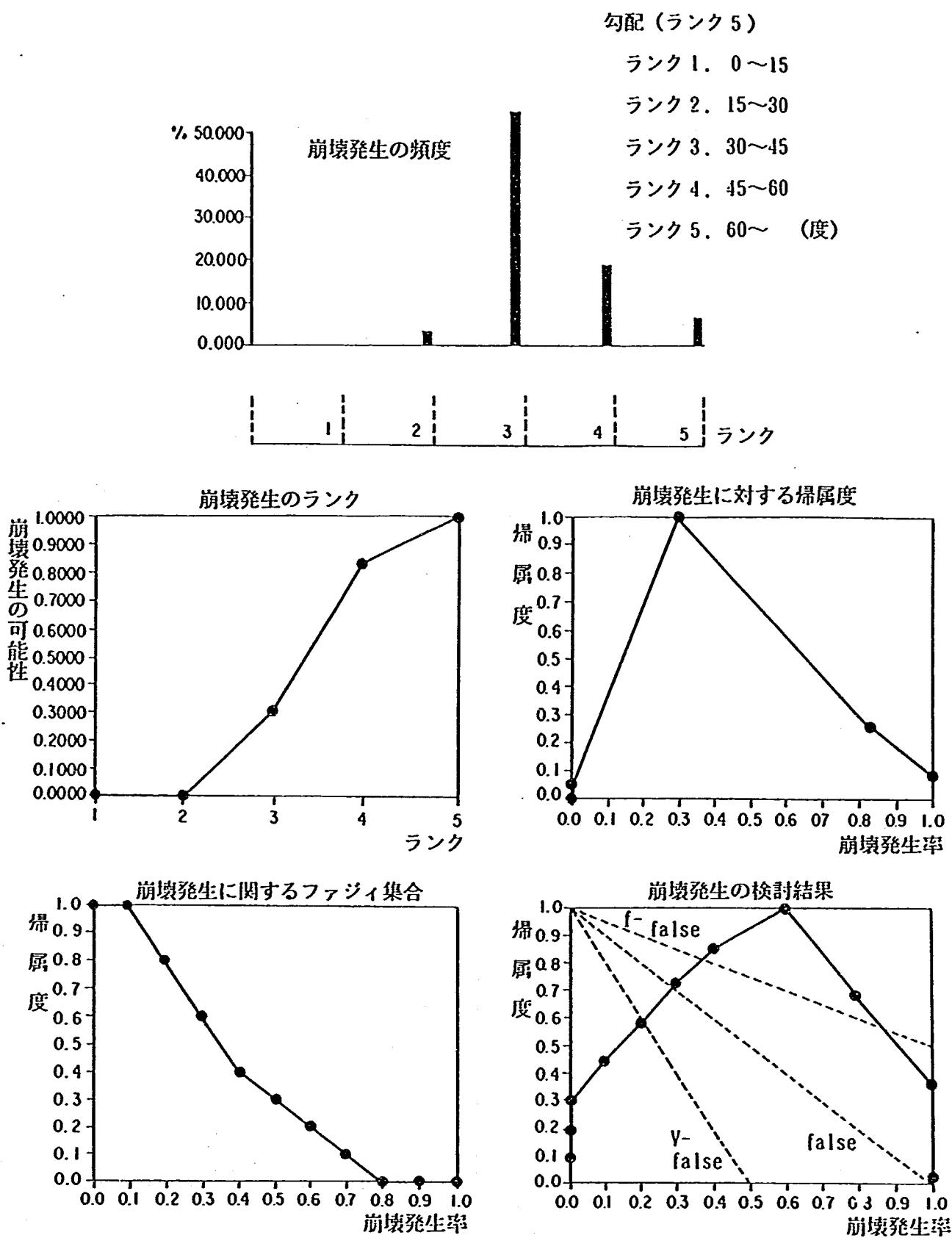


図-2. 24(c) 勾配の要因に関するファジィ推論

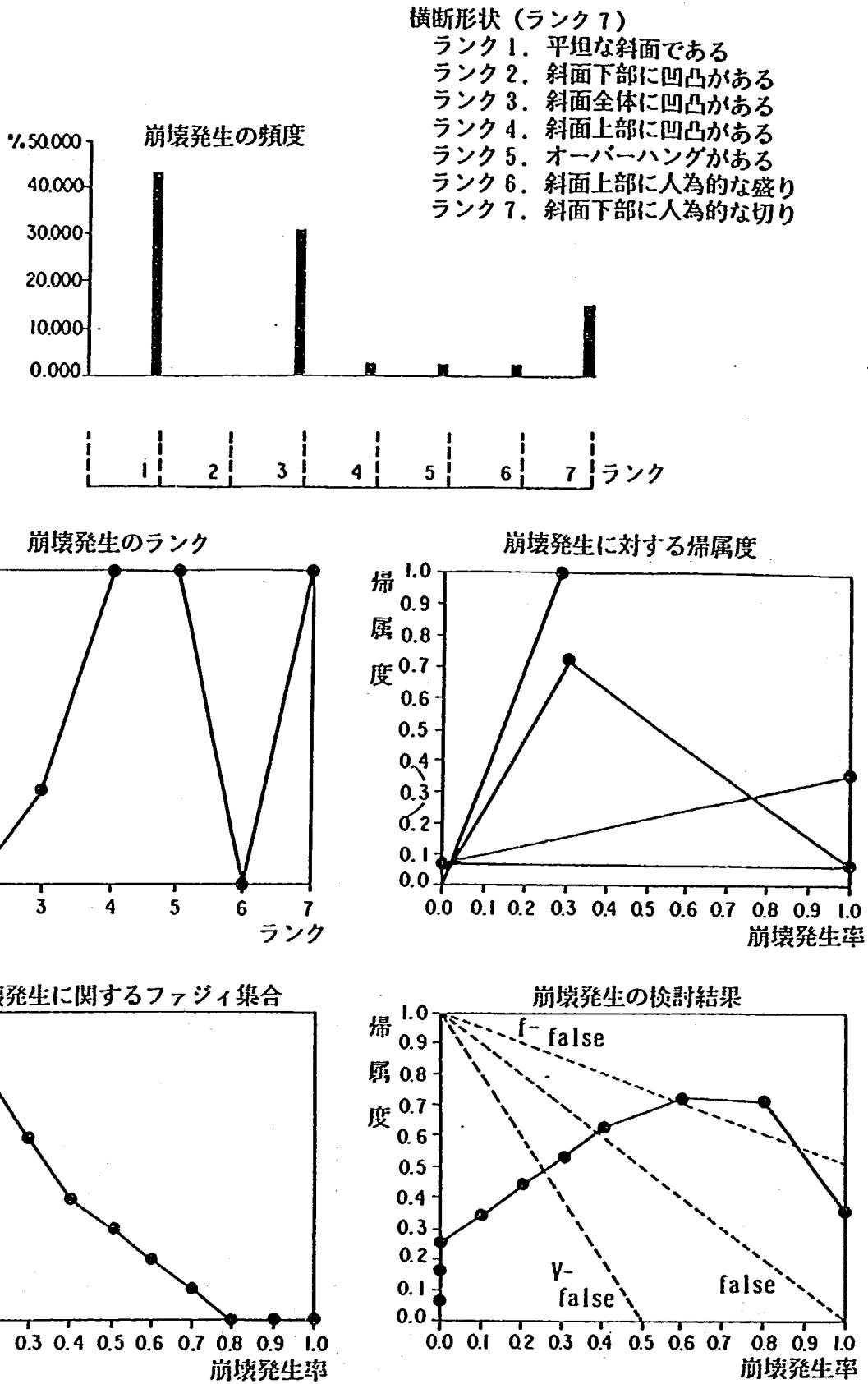


図-2. 24(d) 横断形状の要因に関するファジィ推論

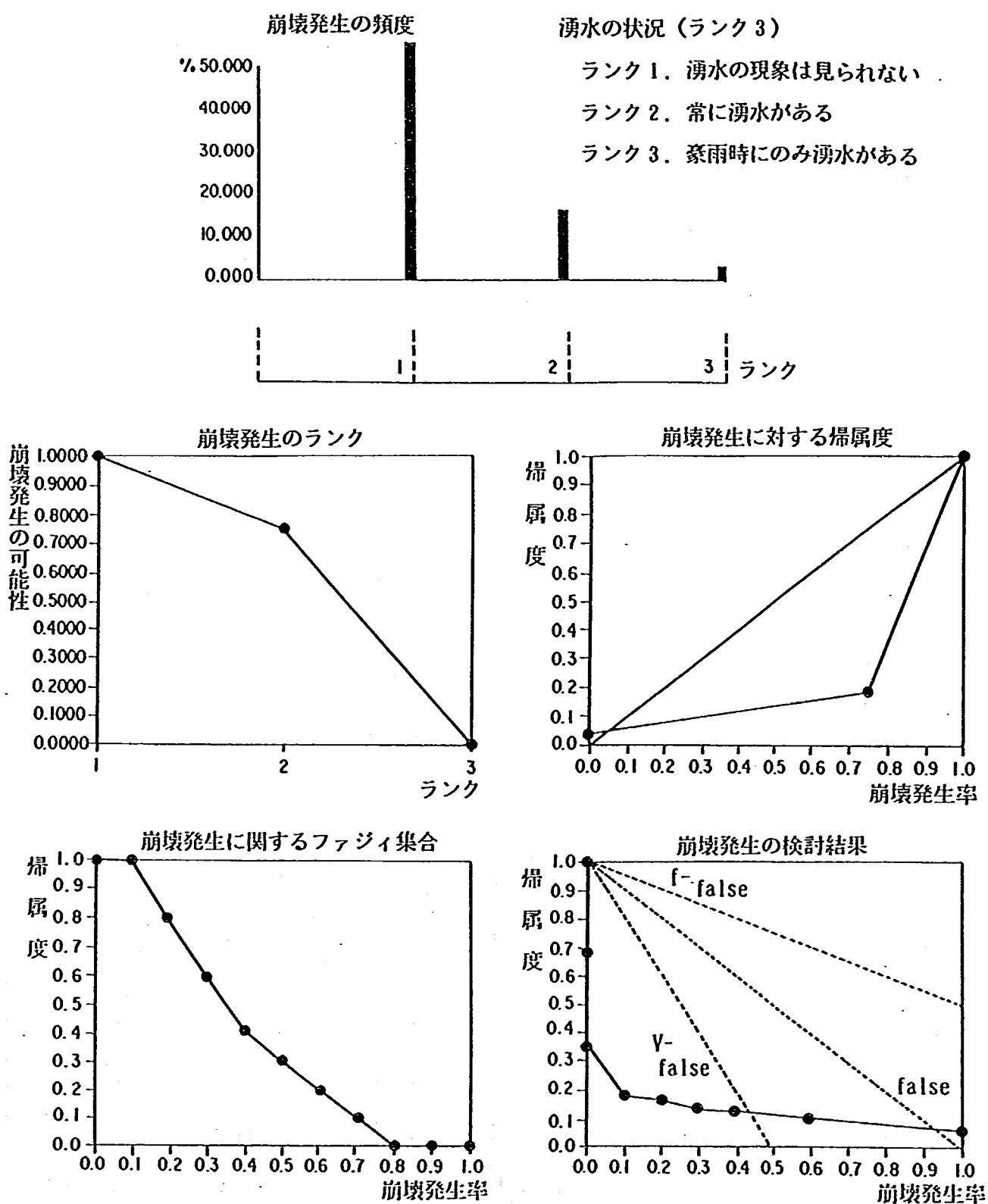


図-2. 24(e) 湧水の要因に関するファジィ推論

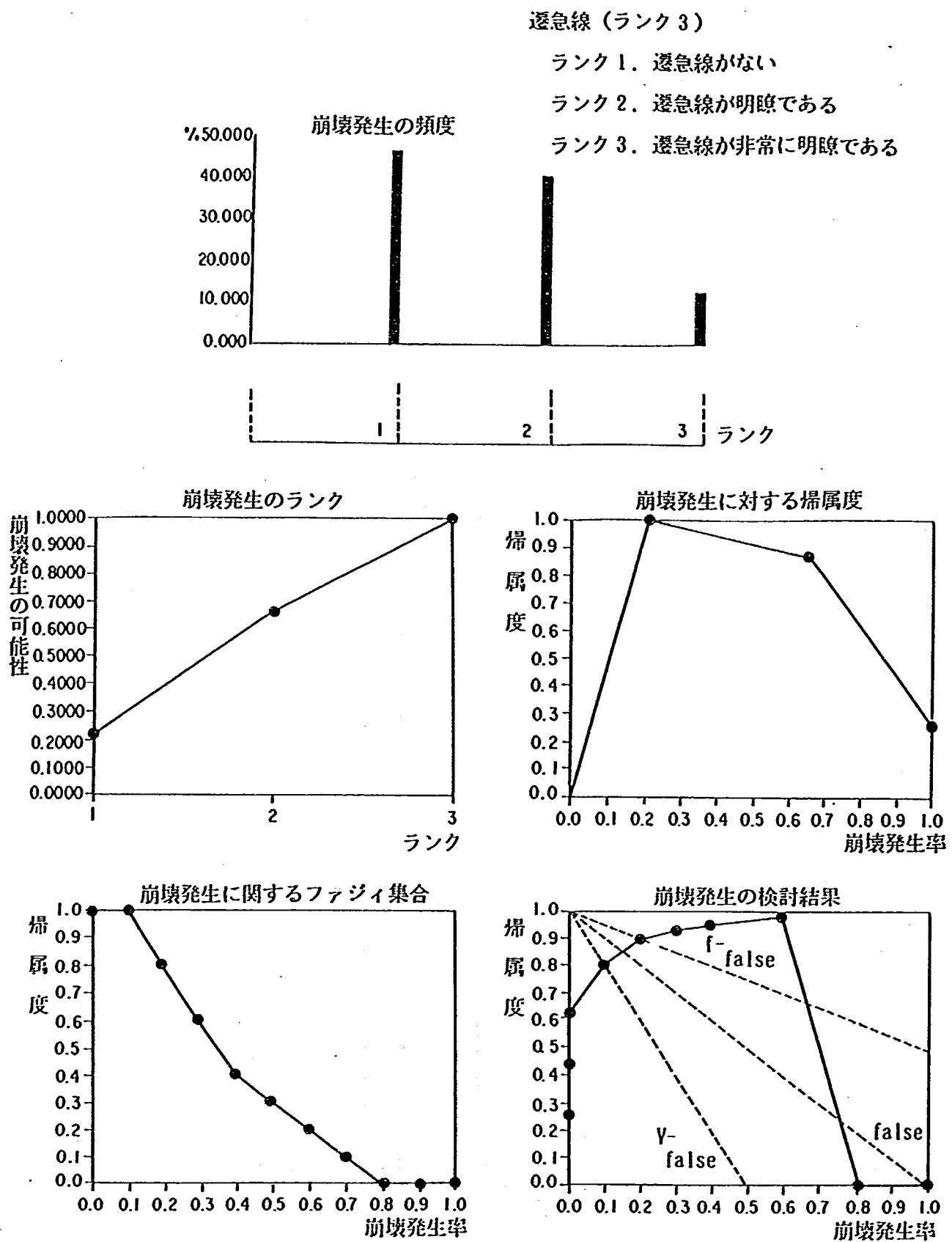


図-2. 24 (f) 遷急線の要因に関するファジィ推論

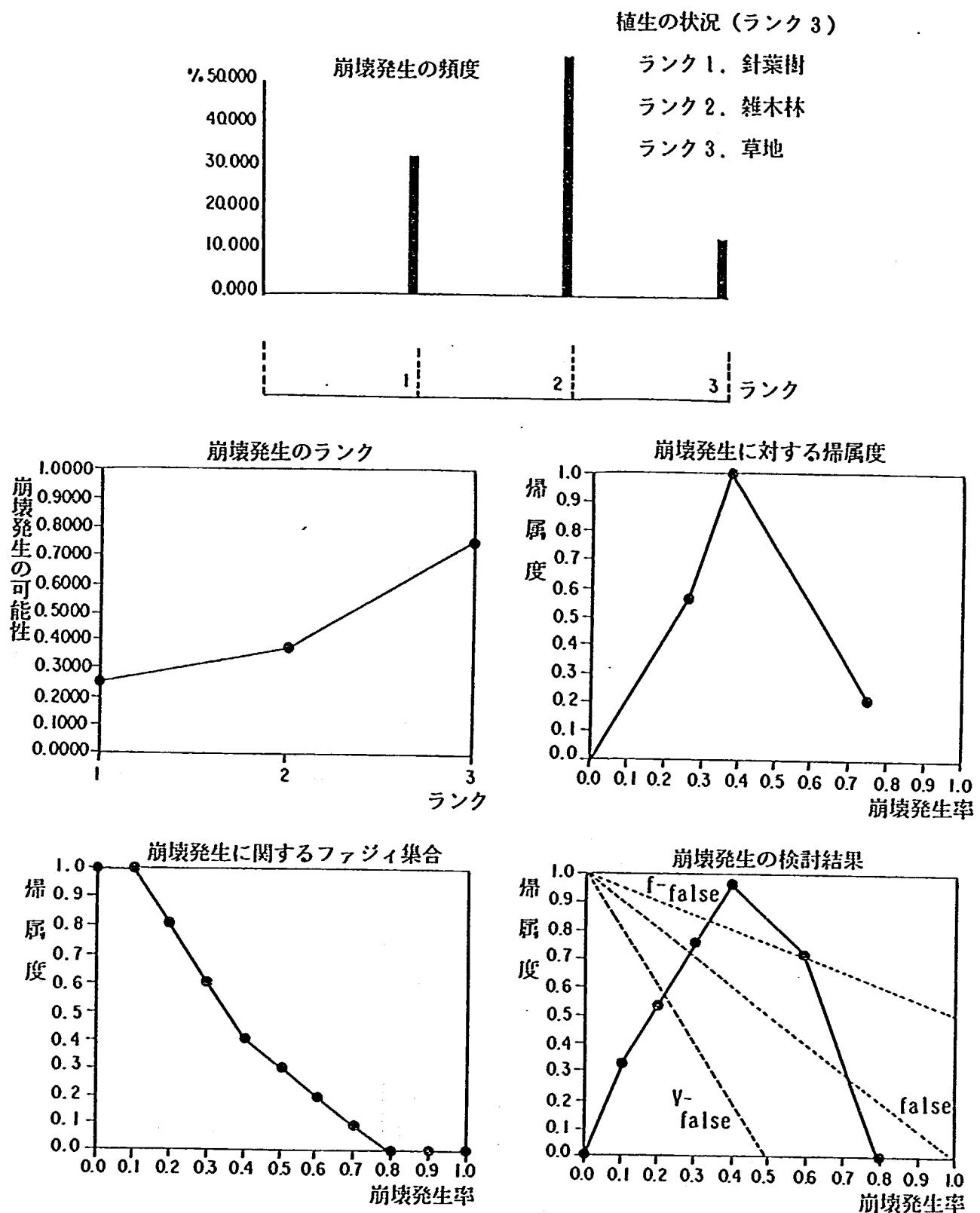


図-2. 24 (g) 植生の状況の要因に関するファジィ推論

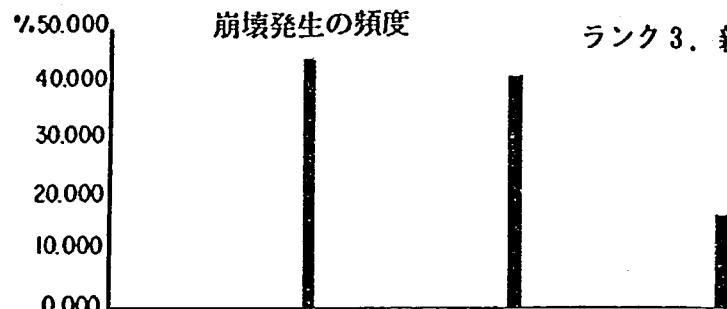
過去の崩壊 (ランク 3)

ランク 1. 崩壊地は認められない

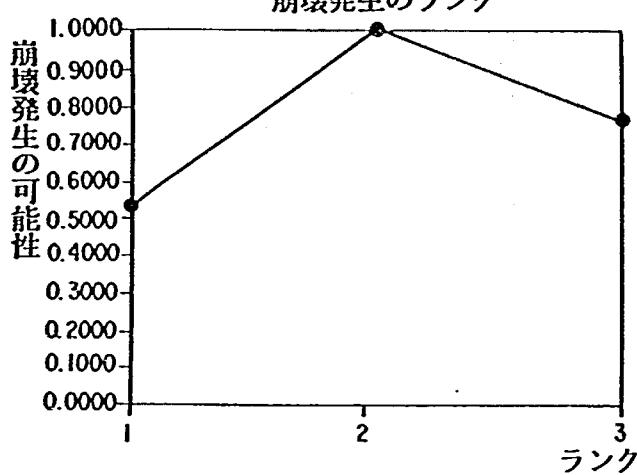
ランク 2. 古い崩壊地がある

ランク 3. 新しい崩壊地がある

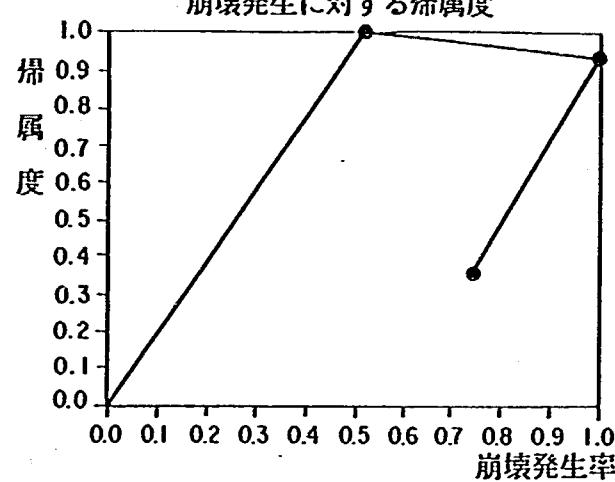
崩壊発生の頻度



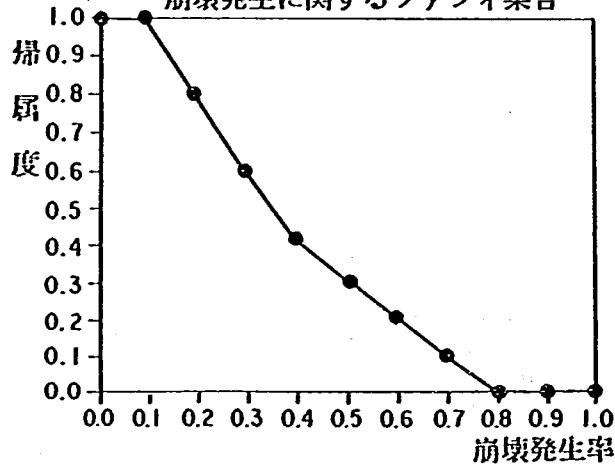
崩壊発生のランク



崩壊発生に対する帰属度



崩壊発生に関するファジィ集合



崩壊発生の検討結果

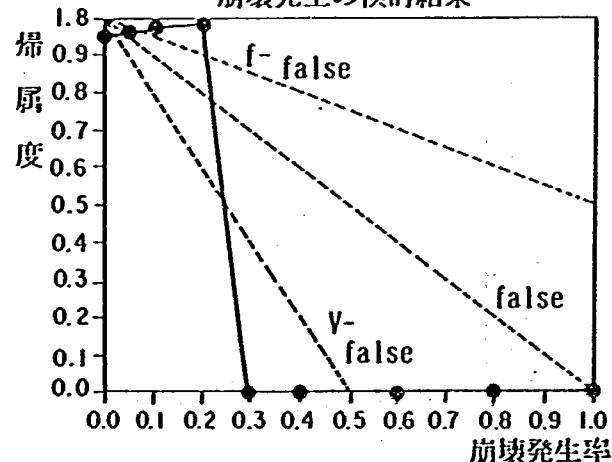


図-2. 24 (h) 過去の崩壊の要因に関するファジィ 推論

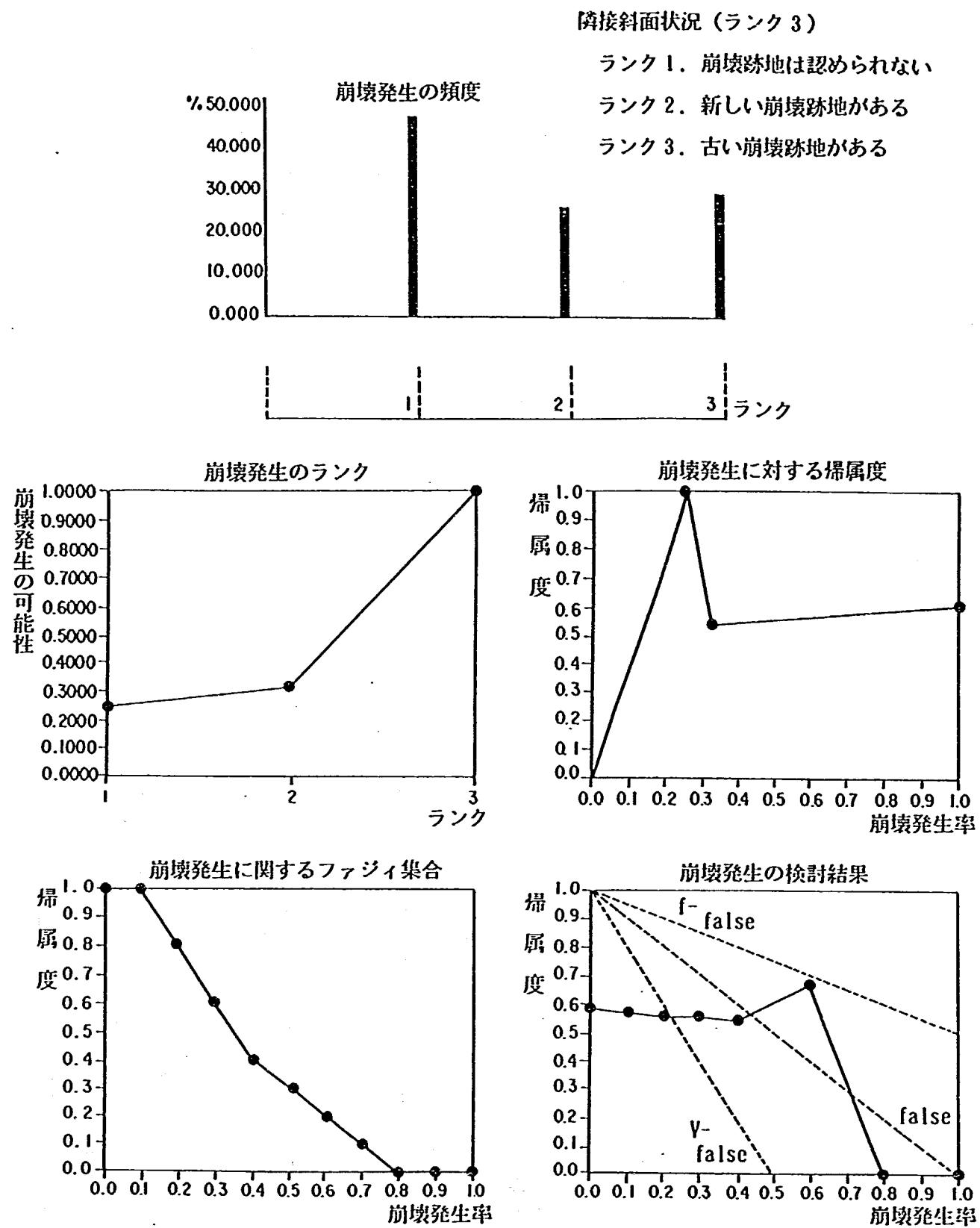


図-2. 24 (i) 隣接斜面の状況の要因に関するファジィ推論

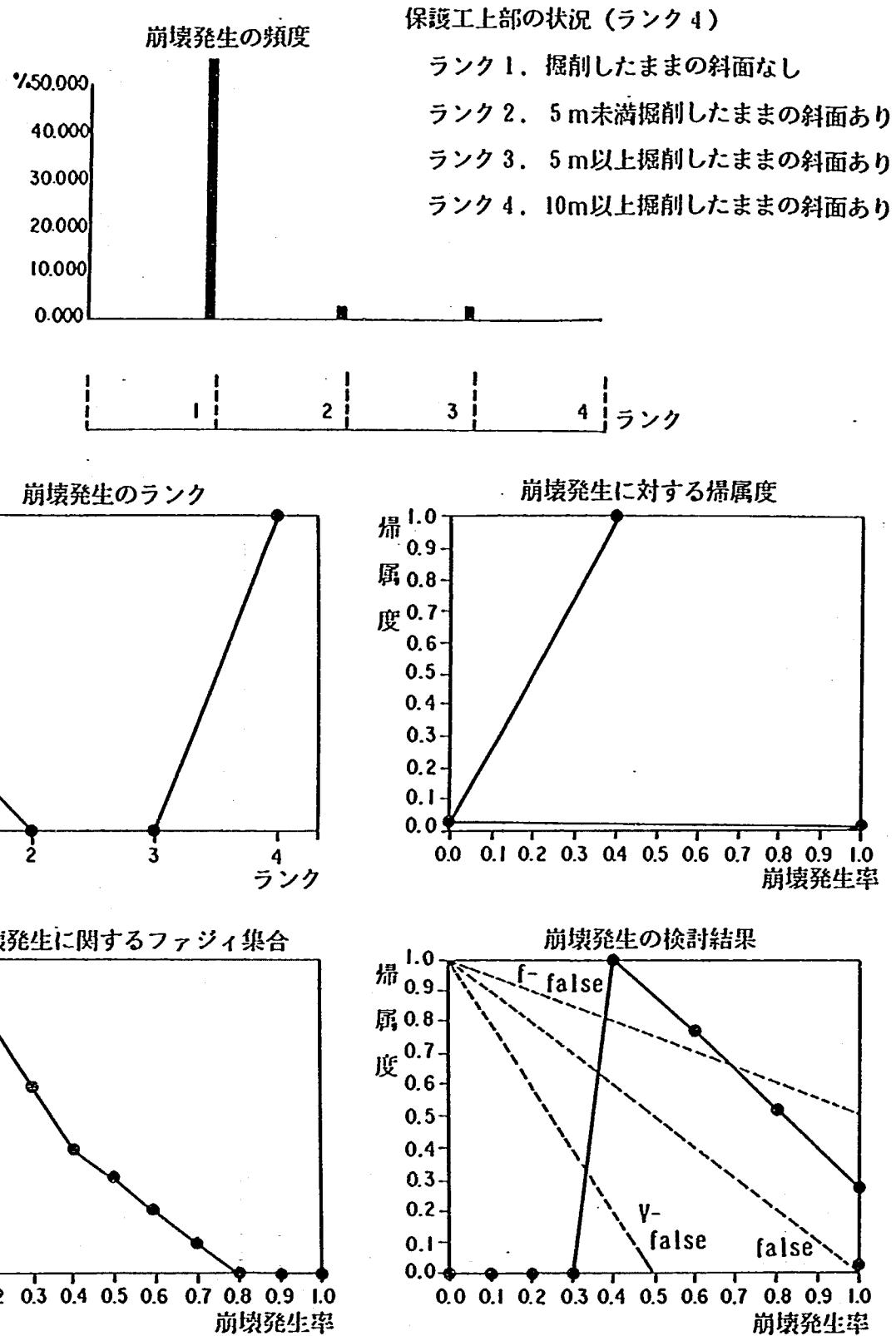


図-2. 24(j) 斜面上部の状況の要因に関するファジィ推論

表土の厚さ（ランク 5）

ランク 1. 0.0~0.5

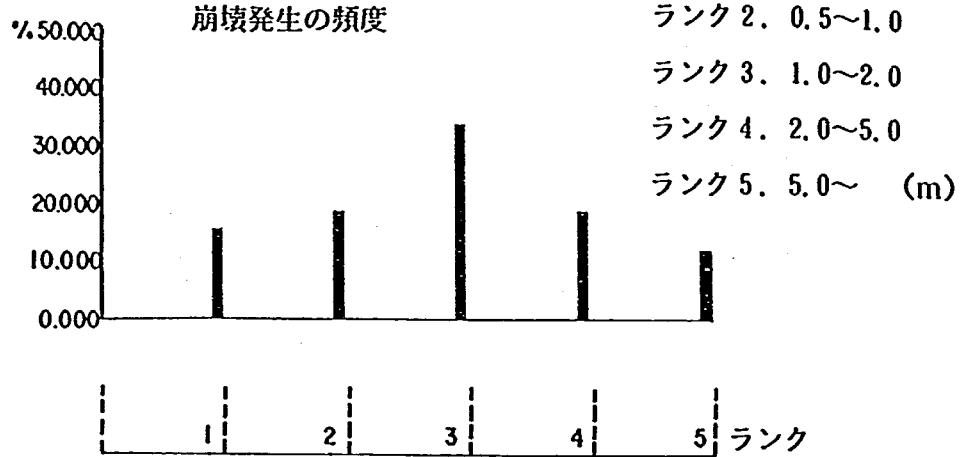
ランク 2. 0.5~1.0

ランク 3. 1.0~2.0

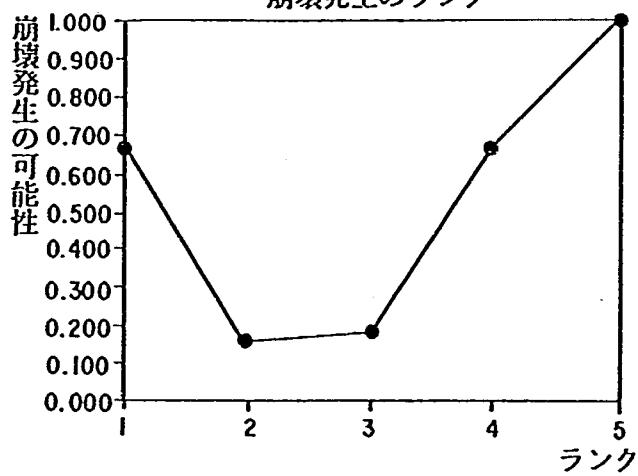
ランク 4. 2.0~5.0

ランク 5. 5.0~ (m)

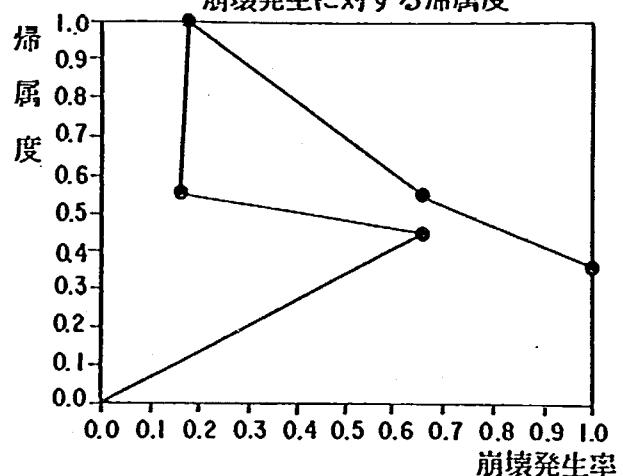
崩壊発生の頻度



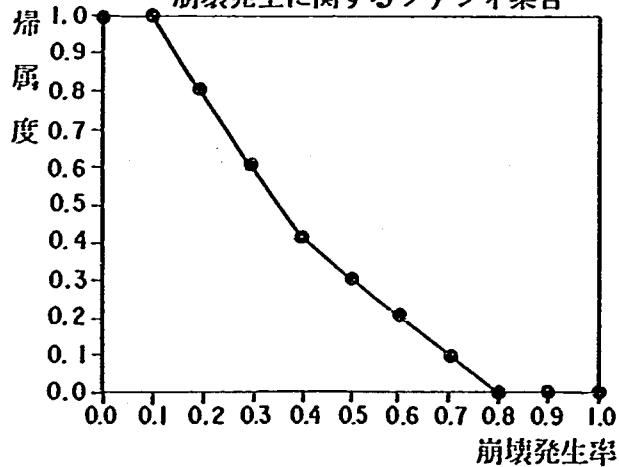
崩壊発生のランク



崩壊発生に対する帰属度



崩壊発生に関するファジィ集合



崩壊発生の検討結果

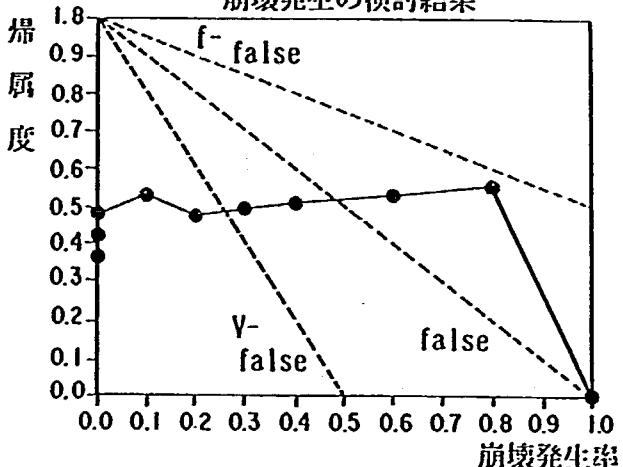
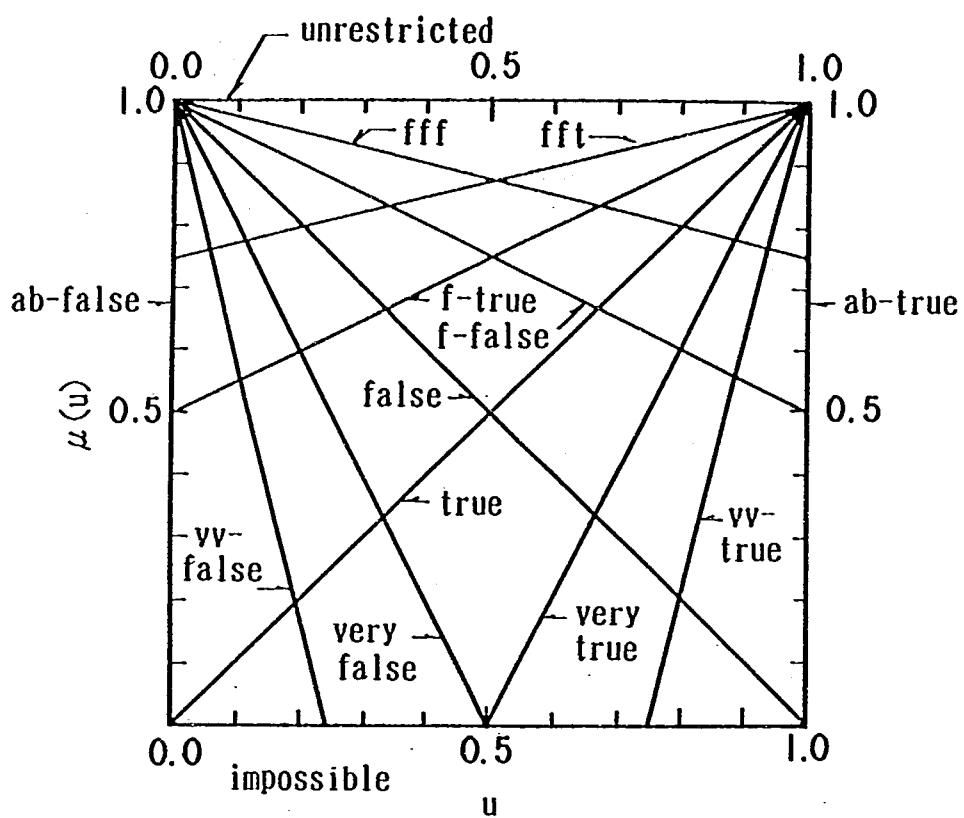


図-2. 24 (k) 表土の厚さの要因に関するファジィ推論



ab-true: absolutely true, vv-true: very very true, f-true: fairly true, fft: fairly fairly true, ab-false: absolutely false, vv-false: very very false, f-false: fairly fairly false.

図-2.25 ファジィ 真理値図

1) ファジィ測度とその定式化

ファジィ測度は通常の測度における長さ、面積などの対象の属性を測るものとして定義されるが、これまで次の手法が提案されている（佐藤、寺田、1985）。

- ・ 0 - 1 可能性測度
- ・ 0 - 1 必然性測度
- ・ Daice 測度
- ・ 可能性測度
- ・ 必然性測度

- ・確率測度
- ・ λ -あいまい測度
- ・Belief 測度
- ・Plausibility 測度

本解析では一般に良く用いられる可能性測度により解析を行なうこととした。可能性測度とは、ある集合 X を考えた場合、 X の部分集合 E 、 F 等を区間 $[0, 1]$ の数値に対応づける関数 g が次の性質を有するのもと定義される。

- (1) $g(\emptyset) = 0, g(X) = 1$
- (2) $E \subset F$ ならば $g(E) \leq g(F)$
- (3) $E_1 \subset E_2$ あるいは $E_1 \supset E_2$ ならば

$$\lim_{n \rightarrow \infty} g(E_n) = g\left(\lim_{n \rightarrow \infty} E_n\right)$$

上記性質において(1)は有界性（形式的なもの）、(2)は単調性（影響度が小さいもの）、(3)は連続性（本質的なもの）を表現している。なお(2)の単調性については関数 g の性質を次のように変化させることも可能である。

- (1) $g(E \cup E') > g(E) + g(E')$
- (2) $g(E \cup E') < g(E) + g(E')$

以上のように、評価対象の属性に関する評価尺度と属性を数量化したものが与えられると対象全体の評価を行なうことが出来る。したがって、ファジィ積分では評価尺度としてファジィ測度を用い、数量化した属性の積分を対象として総合評価を表わす。

2) ファジィ積分の概念と定式化

一般に考えられる積分としては面積、平均値、期待値等であるが、数学的にはある関数で囲まれた領域を加法的測度で測ったものである。ファジィ積分は非加法測度すなわちファジィ測度を用いた広義の意味での積分であり、以下の性質を有する。

- (1) $f a \circ g = a$
- (2) $h_1 \leq h_2$ なら $f h_1(x) \circ g \leq f h_2(x) \circ g$

(3) $E \subset F$ なら $f \in h(x) \circ g \leq f \circ h(x) \circ g$

いま、有限集合 $X = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ とする時、 X 上の関数 h のファジィ測度 g による $E(X)$ 上のファジィ積分は以下のように定義される。

$$\int_X h(X_i) g = \bigvee_{i=1}^n [h(X_i) \wedge g(X_i)]$$

ただし、 X 上の関数 $h(X_1) \leq h(X_2) \leq \dots \leq h(X_n)$ である。

また、ファジィ測度は具体的に区間 $[0, 1]$ で単調に増加する確率分布関数と同じ性質を持つファジィ分布関数 $H(X)$ を用いて構成される。ファジィ分布関数は以下のように定義される。

$$H(X_1) \leq H(X_2) \leq \dots \leq H(X_n) = 1$$

また、ファジィ測度 $g(X_i)$ は以下のように定義される。

$$g(X_1) = H(X_1)$$

$$g(X_i) = \frac{H(X_i) - H(X_{i-1})}{1 + \lambda H(X_{i-1})} \quad 2 \leq i \leq n$$

以上の定義に従い次節で述べるメンバーシップ関数 $\mu(u)$ (図-2.26.a)を得たとして、ファジィ積分は次の手続によって実施される。

(1) メンバーシップ関数 $\mu(u)$ の要素 $u \in [0, 1]$ を離散化し、 u_1, u_2, \dots, u_n とする ($u_1 < u_2 < \dots < u_n$)。

(2) 評価関数を $h(u_i) = u_i$ とする(図-2.26.b)。

この $h(u_i)$ は評価関数であり、評価しようとする事象に対して各要素 u_i の望ましさの度合を表わすものである。すなわち u_i が 1 に近いほど崩壊の発生する可能性が大きいことになる。当解析では $h(u_i)$ は u_i に対して単調増加関数であればよいことから上記の設定を行なう。

(3) $h(u_i)$ を大きい順にならべる。

$$h(u_n), h(u_{n-1}), \dots, h(u_i), \dots, h(u_1)$$

(4) $H(u_i)$ を次式より求める。

$$\mu'(u_i) = \mu(u_i) / \sum_{j=1}^n \mu(u_j)$$

ただし

$$H(u_n) = \mu'(u_n)$$

$$H(u_{n-1}) = \mu(u_{n-1}) + H(u_n)$$

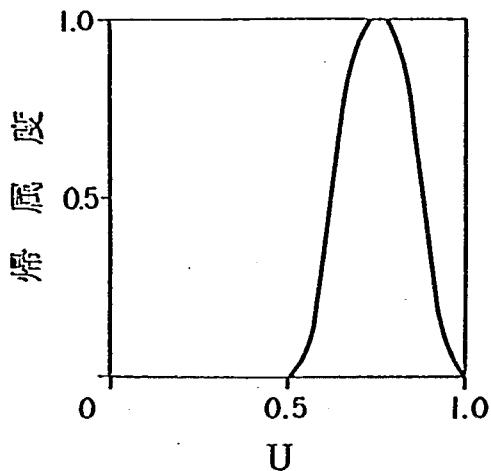
↓

$$H(u_1) = 1$$

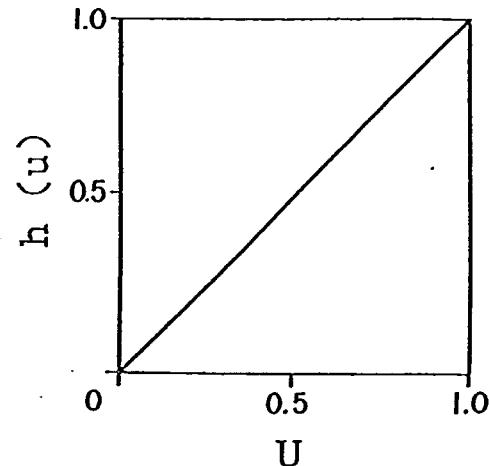
なお、当解析では $\lambda = 0$ とし、 $\mu'(u_i)$ は $\mu(u_i)$ を正規化したものである。

(5) ファジィ分布関数 $H(u_i)$ と評価関数 $h(u_i)$ を用いて min-max合成を行なうことにより言語関数 $\mu(u)$ のファジィ積分値が次式より求められる（図-2.26.d）。

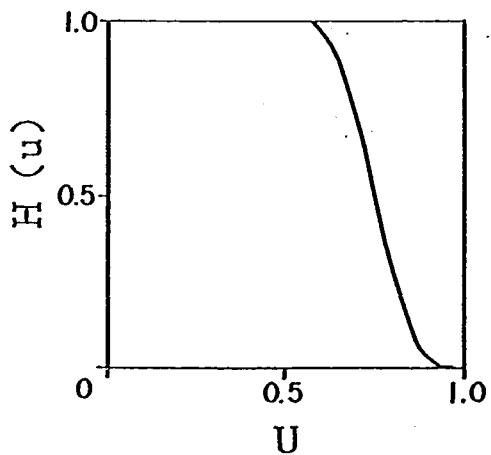
$$U^* = \int h(u) \circ g = \bigvee_{i=1}^n [u_i \wedge H(u_i)]$$



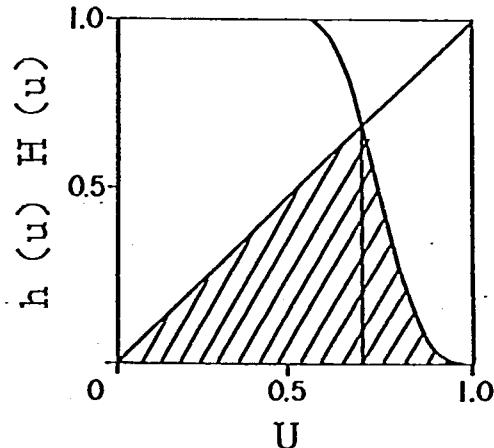
(a) 言語変数



(b) 評価関数



(c) 積分関数



(d) ファジィ積分値

図-2.26 ファジィ積分値の計算手順

3) ファジィ言語関数の作成

当解析では地盤を起因とする斜面崩壊の危険地判定のためファジィ言語を用いてファジィ積分を行なうが、このファジィ言語より構成されるメンバーシップ関数を設定しなければならない。このメンバーシップ関数は図-2.23に示す斜面崩壊の危険地の判定構造化に従い要因合成を行い、評価のためのファジィ積分を行なう。本解析では以下に示すファジィ言語関数について見識者（4名）が斜面を観測する場合の知識をアンケートにより調査してファジィ言語関数の範囲を設定した。なお言語関数の設定区分は Very Low、Low、Medium、High、Very High の5区分とした。

(1) Gengo 1 斜面高さ

当解析では斜面高さについては定量的に設定出来る要因であるが、見識者が斜面高さについて如何なる認識を有しているか調査を実施した（図-2.27(a)）。この図より斜面高さに関する見識者の認識は表-2.10のように整理出来る。この表の設定においては図-2.27(a)の斜面高さの最高、最低値の平均値を用いている。図-2.27(b)はファジィ言語関数のアンケート結果である。当解析においてはこのアンケート結果とともに筆者の属する土木研究所の砂防部の研究員らのブレーンストーミングを行いファジィ言語関数の範囲を設定した（表-2.11）。すなわちファジィ言語関数式として

$y = a \cdot \sin(w t + \phi)$ を基本としてファジィメンバーシップ関数を設定した。その最終的な結果を図-2.28に示す。

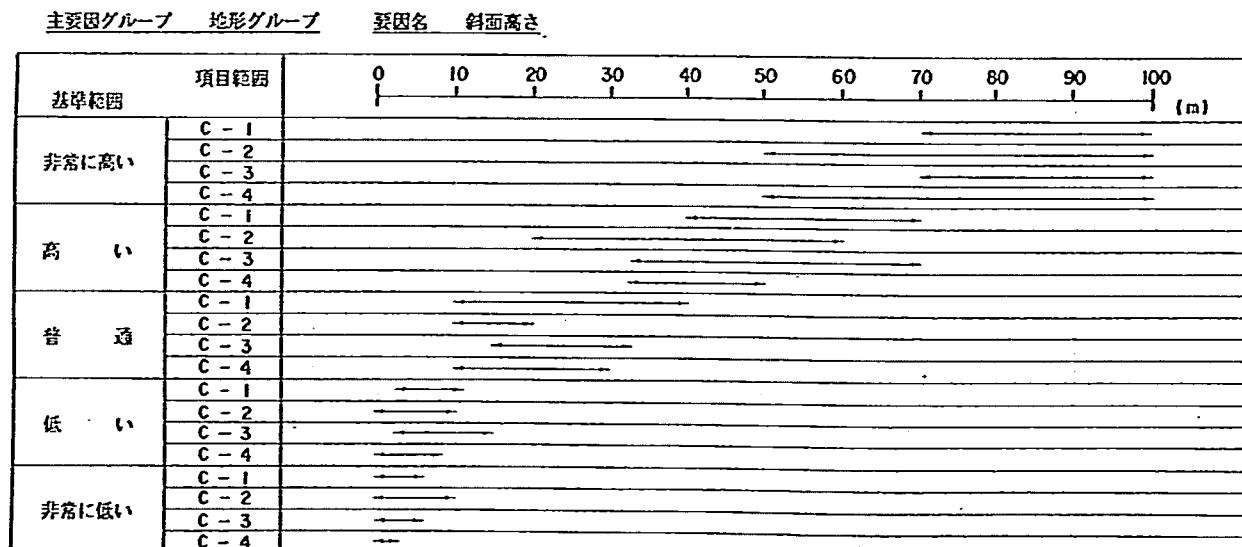


図-2.27(a) 斜面高さに関するアンケート調査結果

主要因グループ：地形グループ 要因名：斜面高さ

項目	アンケート番号	非常に崩壊しやすい	崩壊しやすい	普通	安全	非常に安全
1. 非常に高い	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
2. 高い	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
3. 普通	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
4. 低い	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
5. 非常に低い	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					

図-2. 27(b) 斜面高さの関与度に関するアンケート調査結果

表-2. 10 斜面高さの規準範囲

	非常に高い	高い	普通	低い	非常に低い
規準範囲	60m以上	30m以上~60m	10m以上~30m	5m以上~10m	0m以上~5m

表-2. 11 斜面高さに関するファジィ言語関数

	言語関数の範囲	設定
1. Very High	非常に高い	図-2. 27(a)による。
2. High	高い	
3. Medium	普通	
4. Low	低い	
5. Very Low	非常に低い	

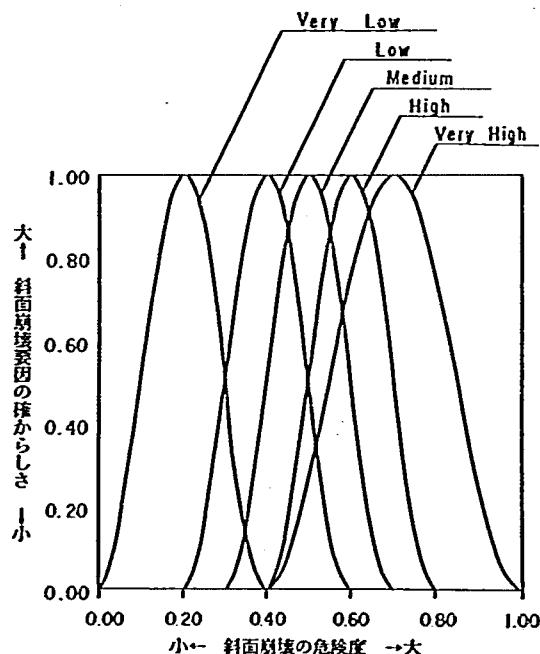


図-2. 28 斜面高さに関するファジィ言語関係

(2) Gengo 2 遅急線

遅急線に関するアンケート結果を図-2.29に示す。この結果から以下のファジイ言語関数が得られる。

- ・遅急線が非常に明瞭である場合、崩壊の度合は非常に崩壊し易い～崩壊し易いの範囲に設定される。
- ・遅急線がある場合、崩壊の度合は崩壊し易い～普通の範囲に設定される。
- ・遅急線がない場合、崩壊の度合は普通～安全の範囲に設定される。

以上の結論を纏めると表-2.12が得られる。またファジイ言語関数形は図-2.30のようになる。

主要因グループ：地形グループ 要因名：せん急線

項目	アンケート番号	非常に崩壊しやすい	崩壊しやすい	普通	安全	非常に安全
1. 非常に明瞭である。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
2. せん急線がある。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
3. せん急線がない。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					

図-2.29 遅急線に関するアンケート調査結果

表-2.12 せん急線に関するファジイ言語関数

	言語関数の設定範囲
1. Very High	_____
2. High	せん急線が非常に明瞭である
3. Medium	せん急線がある
4. Low	せん急線がない
5. Very Low	_____

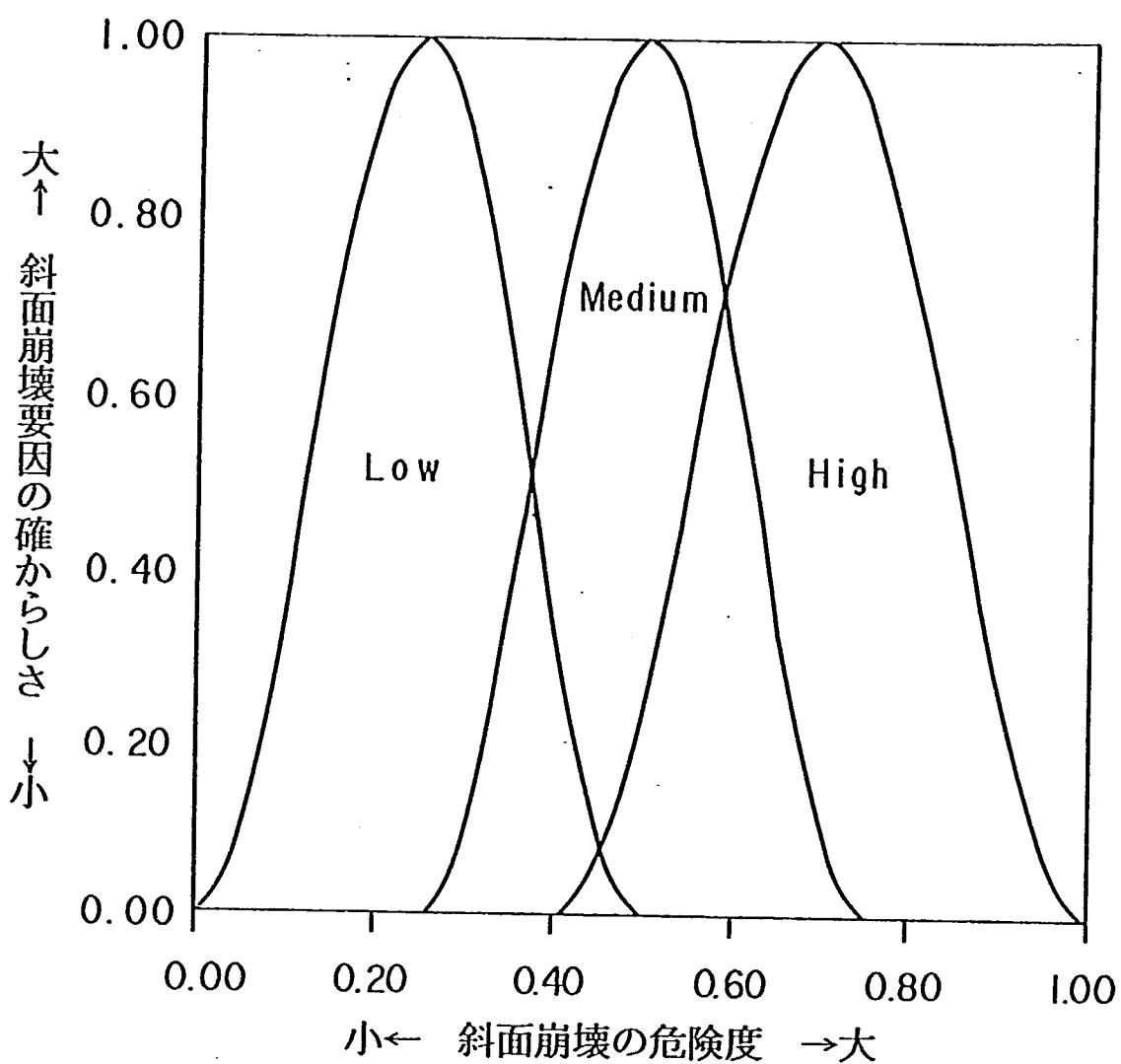


図-2.30 せん急線に関するファジィ言語関数

(3) Gengo 3 横断形状

横断形状に関しては自然斜面と人工斜面に区別してアンケートを実施した(図-2.31～32)。

a) 自然斜面について

- ・オーバーハングがある場合、崩壊の度合は非常に崩壊し易い～崩壊し易いの範囲に設定される。
- ・斜面上部に凹凸がある場合、崩壊の度合は非常に崩壊が発生し易い～普通の範囲に設定される。
- ・斜面全体にわたって凹凸がある場合、崩壊の度合は崩壊し易い～普通の範囲に設定される。

- ・斜面下部に凹凸がある場合、崩壊の度合は普通～安全の範囲に設定される。
 - ・平坦な斜面である場合、崩壊の度合は安全～非常に安全の範囲に設定される。
- これらの結果を整理すると表－2.13が得られ、ファジィ言語関数形として図－2.33
が得られる。

主要因グループ : 地形グループ		要因名 : 横断形状(自然)					
項目	アンケート番号	非常に崩壊しやすい	崩壊しやすい	普通	安全	非常に安全	
1. オーバーハングがある。	B-1	—	—	—	—	—	
	B-2	—	—	—	—	—	
	B-3	—	—	—	—	—	
	B-4	—	—	—	—	—	
2. 斜面上部に凹凸がある。	B-1	—	—	—	—	—	
	B-2	—	—	—	—	—	
	B-3	—	—	—	—	—	
	B-4	—	—	—	—	—	
3. 斜面全体にわたって凹凸がある。	B-1	—	—	—	—	—	
	B-2	—	—	—	—	—	
	B-3	—	—	—	—	—	
	B-4	—	—	—	—	—	
4. 斜面下部に凹凸がある。	B-1	—	—	—	—	—	
	B-2	—	—	—	—	—	
	B-3	—	—	—	—	—	
	B-4	—	—	—	—	—	
5. 平坦な斜面である。	B-1	—	—	—	—	—	
	B-2	—	—	—	—	—	
	B-3	—	—	—	—	—	
	B-4	—	—	—	—	—	

図－2.31 斜面横断形状に関するアンケート調査結果(自然斜面)

主要因グループ : 地形グループ		要因名 : 横断形状(人工)					
項目	アンケート番号	非常に崩壊しやすい	崩壊しやすい	普通	安全	非常に安全	
1. 人工的な改変は見られない。	B-1	—	—	—	—	—	
	B-2	—	—	—	—	—	
	B-3	—	—	—	—	—	
	B-4	—	—	—	—	—	
2. 斜面全体に植林されている。	B-1	—	—	—	—	—	
	B-2	—	—	—	—	—	
	B-3	—	—	—	—	—	
	B-4	—	—	—	—	—	
3. 斜面全体に段々畝が見られる。	B-1	—	—	—	—	—	
	B-2	—	—	—	—	—	
	B-3	—	—	—	—	—	
	B-4	—	—	—	—	—	
4. 斜面上部に人为的な盛りが見られる。	B-1	—	—	—	—	—	
	B-2	—	—	—	—	—	
	B-3	—	—	—	—	—	
	B-4	—	—	—	—	—	
5. 斜面下部に人为的な切りが見られる。	B-1	—	—	—	—	—	
	B-2	—	—	—	—	—	
	B-3	—	—	—	—	—	
	B-4	—	—	—	—	—	

図－2.32 斜面横断形状に関するアンケート調査結果(人工斜面)

表-2.13 横断形状に関するファジィ言語関数(自然斜面)

言語関数の設定範囲	
1. Very High	オーバーハングがある。
2. High	斜面上部に凹凸がある。
3. Medium	斜面全体にわたって凹凸がある。
4. Low	斜面下部に凹凸がある。
5. Very Low	平坦な斜面である。

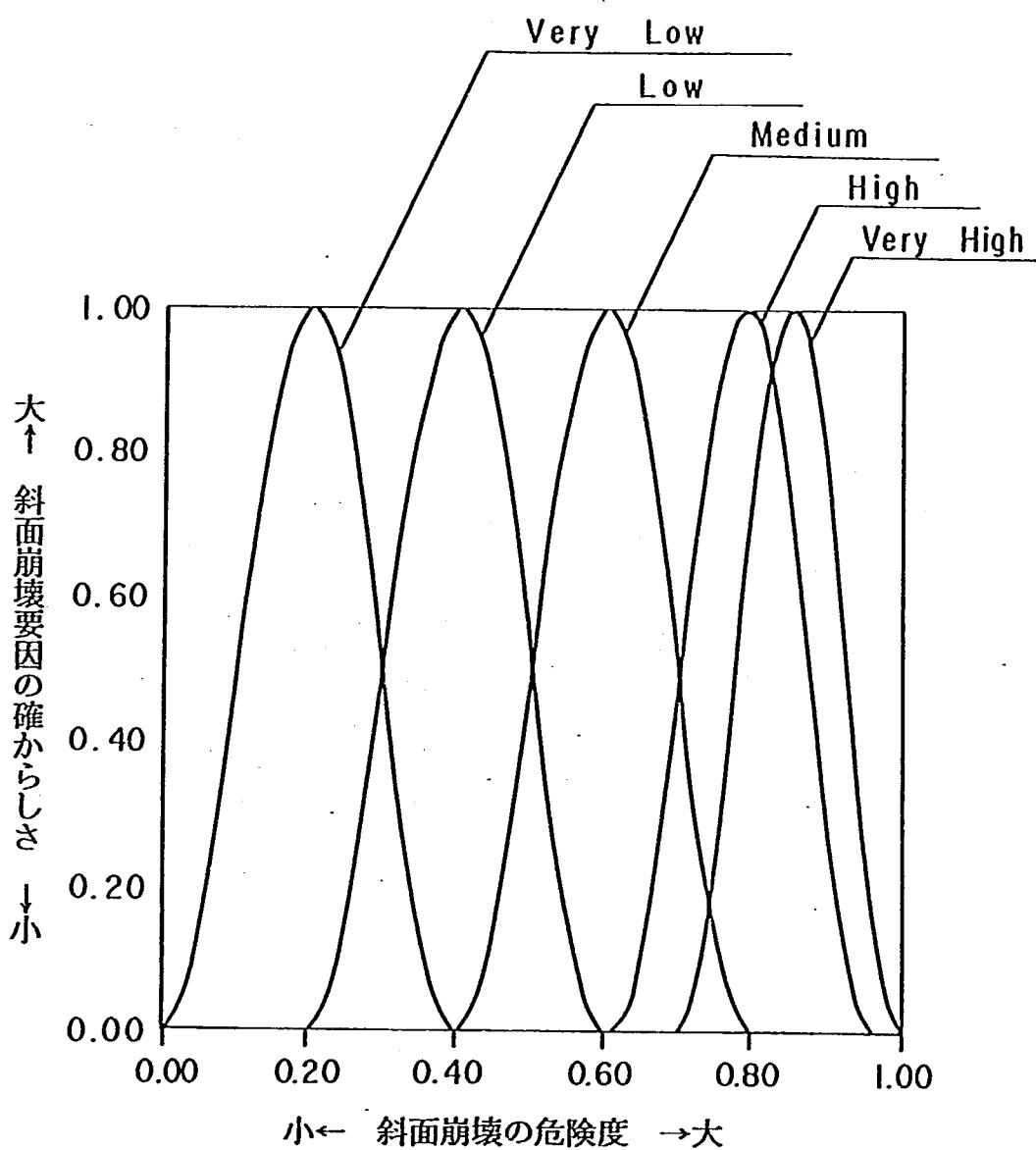


図-2.33 横断形状(自然斜面)のファジィ言語関数

b) 人工斜面について

- ・斜面上部に人为的な盛りが見られる場合、崩壊の度合は非常に崩壊し易い～崩壊し易いの範囲に設定される。
- ・斜面下部に人为的切りが見みられる場合、崩壊の度合は崩壊し易い～普通の範囲に設定される。
- ・人工的改変は見られない（単純な切土斜面は含まれる）場合、崩壊の度合は普通の範囲に設定される。
- ・斜面全体に植林がなされている場合、崩壊の度合は普通～安全の範囲に設定される。
- ・斜面全体に段々畠が見られる場合、崩壊の度合は安全～非常に安全の範囲に設定される。

以上の結果を整理すると表-2.14が得られ、図-2.34に示すファジィ言語関数形が求められる。

表-2.14 横断形状に関するファジィ言語関数(人工斜面)

言語関数の設定範囲	
1. Very High	斜面上部に人为的な盛りが見られる。
2. High	斜面下部に人为的な切りが見られる。
3. Medium	人工的な改変は見られない。
4. Low	斜面全体に植林されている。
5. Very Low	斜面全体に段々畠が見られる。

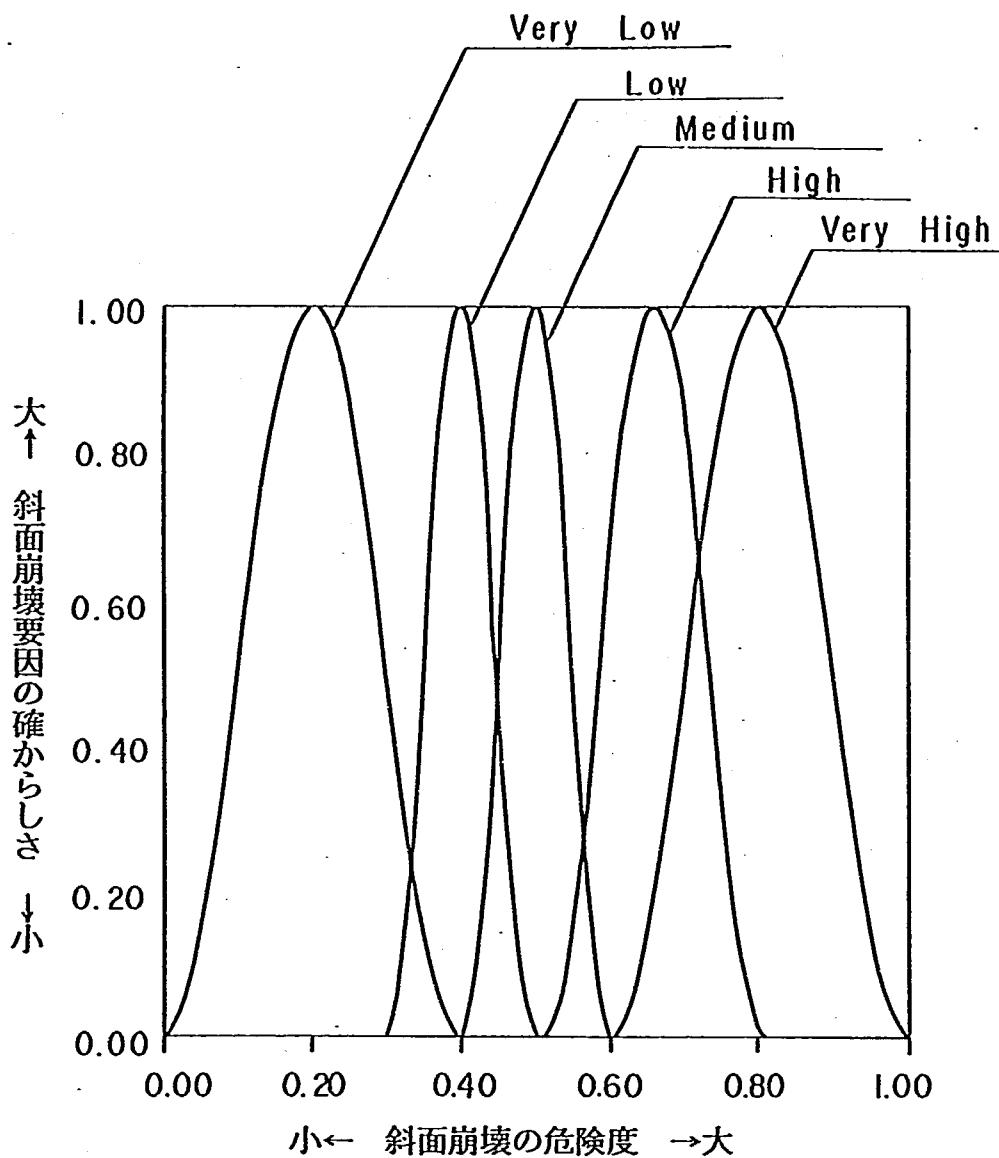


図-2.34 横断形状(人工斜面)のファジィ言語関数

(4) Gengo 4 勾配

勾配の要因も斜面高さの要因と同様定量的に設定可能な因子であるが、言語関数形のメンバーシップ関数を得るために斜面高さと同様な手順で見識者の認識をアンケート調査で求め、その後ファジィ言語関数形を求めた。その認識に関するアンケートを図-2.35 (a) に示し、その整理したものを表-2.15 に示す。地震を起因とする斜面崩壊に関して勾配の関与度を整理すると(図-2.35 (b))

- ・非常に急勾配である場合、非常に崩壊し易い～崩壊し易いの範囲に設定される。
- ・急勾配である場合、崩壊し易い～普通の範囲に設定される。

- ・普通の勾配である場合、普通～安全の範囲に設定される。
- ・緩い勾配である場合、安全～非常に安全である範囲に設定される。
- ・非常に緩い場合、非常に安全な範囲に設定される。

以上の結果を整理したものを表-2.16に、ファジィ言語関数形を図-2.36に示す。

主要因グループ 地形グループ 妥因名 勾 配

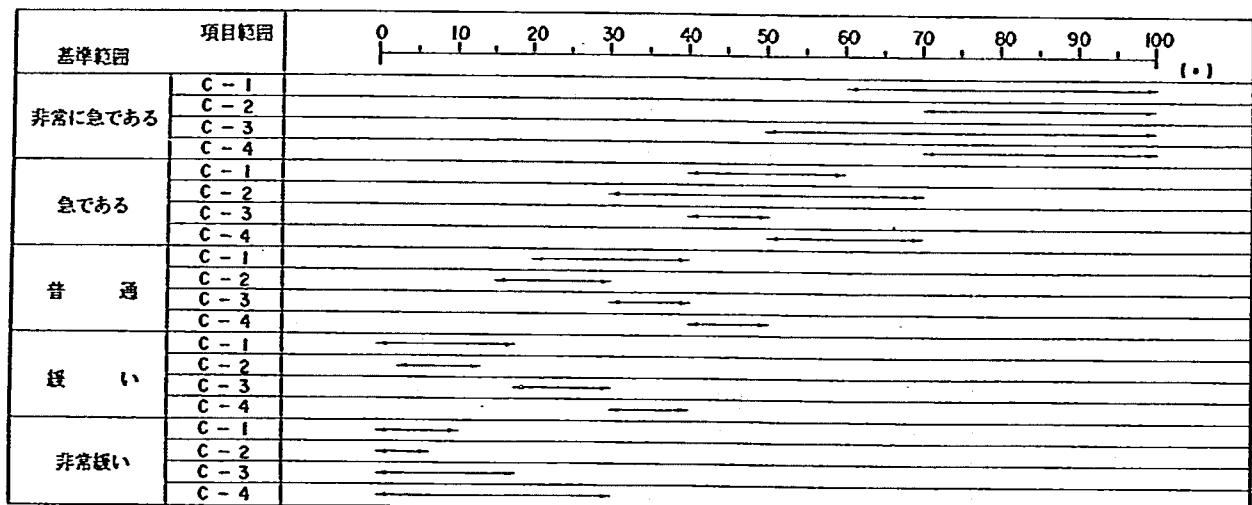


図-2.35(a) 勾配に関するアンケート調査結果

表-2.15 勾配に関する感覚の分類

	非常に急である	急である	普通	緩い	非常に緩い
規準範囲	60°以上	45°以上～60°	30°以上～45°	15°以上～30°	0°以上～15°

主要因グループ：地形グループ 妥因名：勾配

項 目	アンケート番号	非常に崩壊しやすい	崩壊しやすい	普通	全	非常に安全
1. 非常に急勾配である。	B - 1					
	B - 2					
	B - 3					
	B - 4					
2. 急勾配である。	B - 1					
	B - 2					
	B - 3					
	B - 4					
3. 普通の勾配である。	B - 1					
	B - 2					
	B - 3					
	B - 4					
4. 緩い勾配である。	B - 1					
	B - 2					
	B - 3					
	B - 4					
5. 非常に緩い勾配である。	B - 1					
	B - 2					
	B - 3					
	B - 4					

図-2.35(b) 勾配の閾与度に関するアンケート調査結果

表-2.16 勾配に関するファジィ言語関数

言語関数の範囲	
1. Very High	非常に急勾配である
2. High	急勾配である
3. Medium	普通の勾配である
4. Low	緩い勾配である
5. Very Low	非常に緩い勾配である

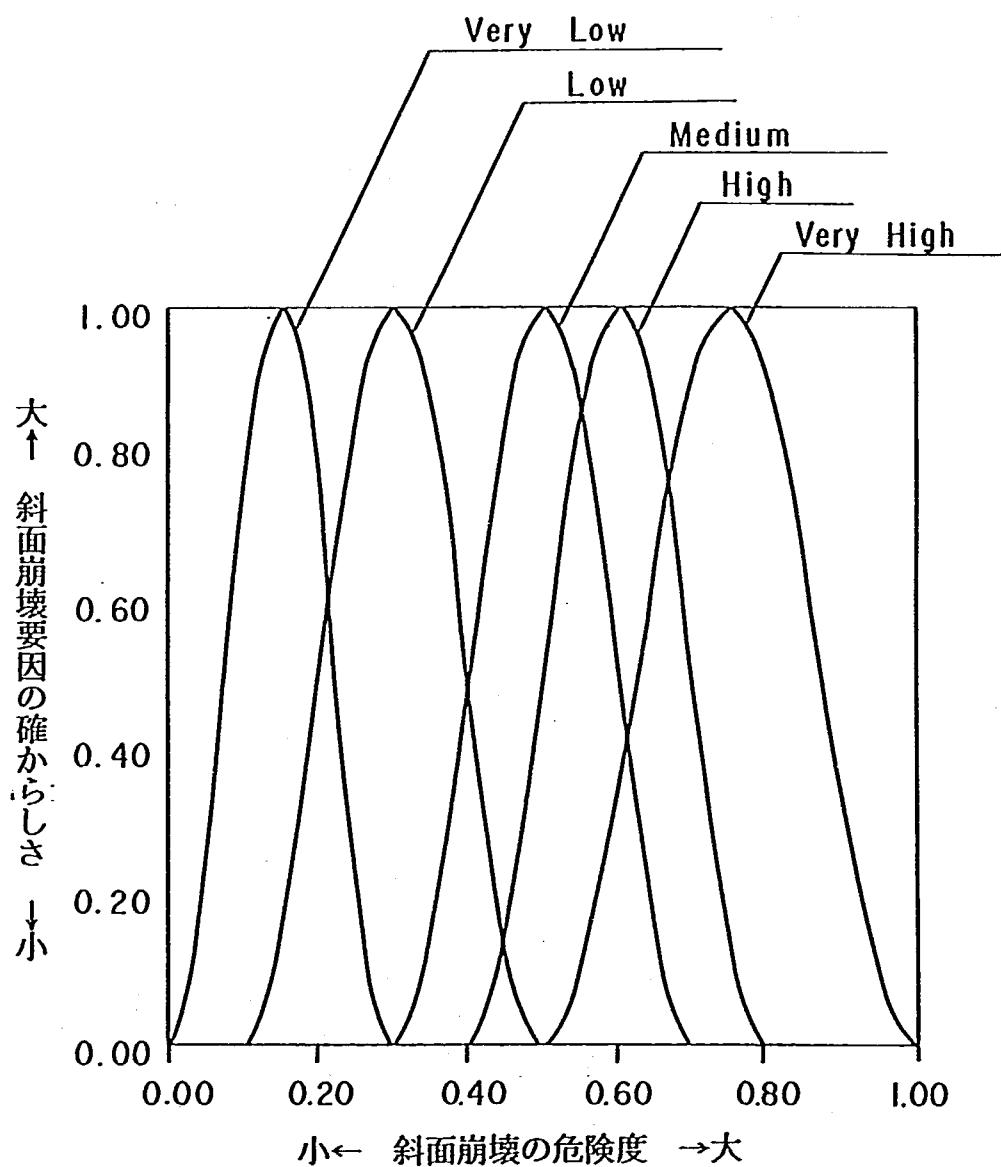


図-2.36 勾配に関するファジィ言語関数

(5) Gengo 5 地表の状態

地表の状態に関するアンケート結果を図-2.37に示す。これによれば

- ・風化亀裂の発達していない岩の場合、安全～非常に安全の範囲に設定される。
- ・風化、亀裂の発達した岩の場合、崩壊し易い～普通の範囲に設定される。
- ・亀裂が発達、開口しており、転石、浮石が点在する場合、崩壊し易い～非常に崩壊し易いの範囲に設定される。
- ・礫混じり土の場合、崩壊し易い～普通の範囲に設定される。
- ・砂質土の場合、崩壊し易い～普通の範囲に設定される。
- ・粘質土の場合、崩壊し易い～非常に安全という非常に幅広い範囲に設定されるが、平均的には普通に属すると考えられる。

以上の結果を整理したものを表-2.17に、ファジィ言語関数形を図-2.38に示す。

主要因グループ：地質グループ 要因名：地表の状況

項目	アンケート番号	非常に崩壊しやすい	崩壊しやすい	普通	安全	非常に安全
1. 風化、亀裂の発達していない岩である。	B-1 B-2 B-3 B-4					
2. 風化、亀裂の発達した岩である。	B-1 B-2 B-3 B-4					
3. 亀裂が発達、開口しており転石、浮石が点存する。	B-1 B-2 B-3 B-4					
4. れき混り土及び砂質土である。	B-1 B-2 B-3 B-4					
5. 粘質土である。	B-1 B-2 B-3 B-4					

図-2.37 地表の状況に関するアンケート調査結果

表-2.17 地表の状況に関するファジィ言語関数

言語関数の設定範囲	
1. Very High	亀裂が発達、開口しており転石、浮石が点存する。
2. High	風化・亀裂の発達した岩である。
3. Medium	れき混り土及び砂質土
4. Low	粘質土である。
5. Very Low	風化、亀裂の発達していない岩である。

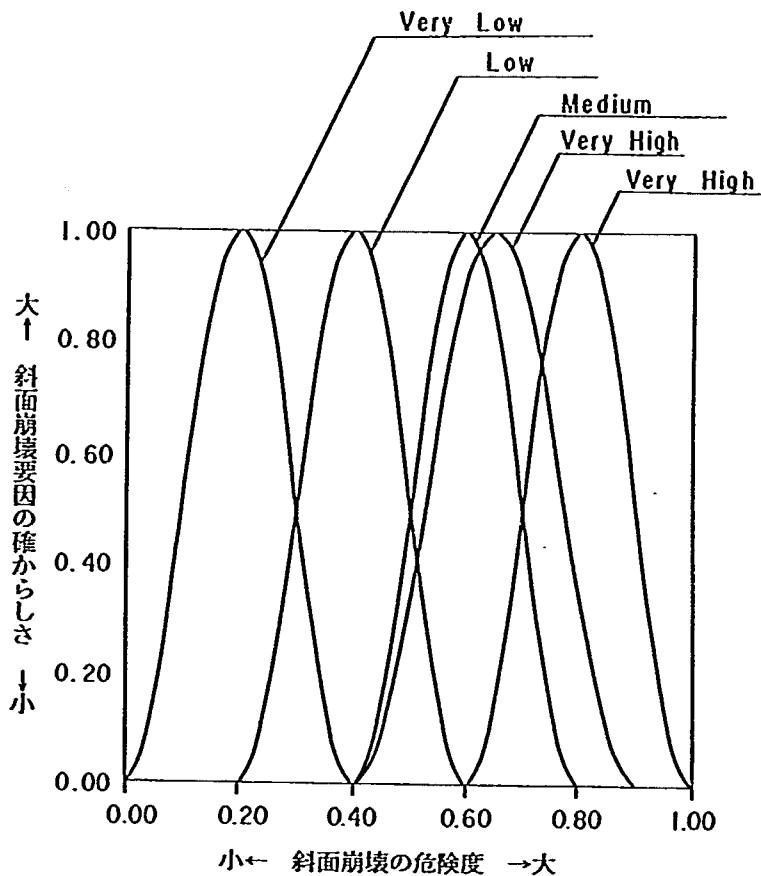


図-2.38 地表の状況に関するファジィ言語関数

(6) Gengo 6 表土の厚さ

表土の厚さも斜面高さの要因と同様定量的に設定出来る要因であるため、斜面高さと同様の手続で解析を進めた。まず図-2.39(a)に見識者の表土の厚さの認識に関するアンケート結果を示す。表-2.18にその整理した結果を示す。この結果を用いたファジィ言語関数に関するアンケート結果を図-2.39(b)に示す。これによれば

- ・表土の厚さが非常に厚い場合、非常に崩壊し易い～普通の範囲に設定される。
- ・表土の厚さが厚い場合、崩壊し易い～普通の範囲に設定される。
- ・表土の厚さが普通の場合、非常に崩壊し易い～普通の範囲に設定されるが平均的には普通の範囲に属すると考えられる。
- ・表土の厚さが薄い場合、非常に崩壊し易い～非常に安全の範囲に設定されるが、平均的には普通に属すると考えられる。
- ・表土の厚さが非常に薄い場合、崩壊し易い～非常に安全の範囲に設定されるが、平均

的には安全に属すると考えられる。

以上の結果を整理したものを表-2.19に、ファジイ言語関数形を図-2.40に示す。

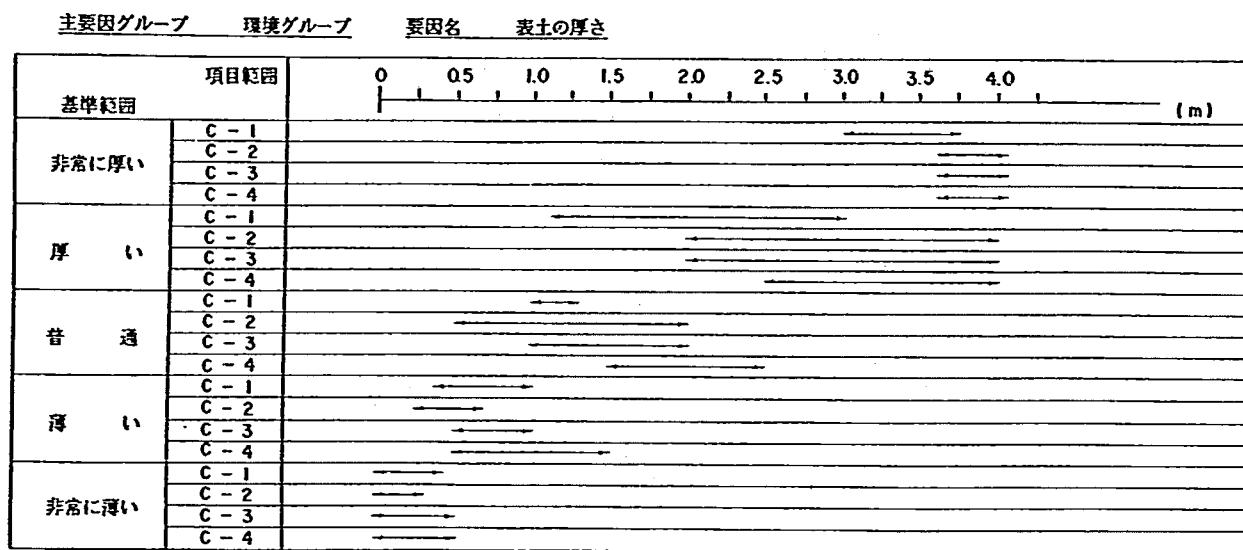


図-2.39(a) 表土の厚さに関するアンケート調査結果

表-2.18 表土の厚さの規準範囲

	非常に厚い	厚い	普通	薄い	非常に薄い
規準範囲	5.0m以上	2.0m以上~5.0m	1.0m以上~2.0m	0.5m以上~1.0m	0.0m以上~0.5m

主要因グループ：地質グループ 要因名：表土の厚さ

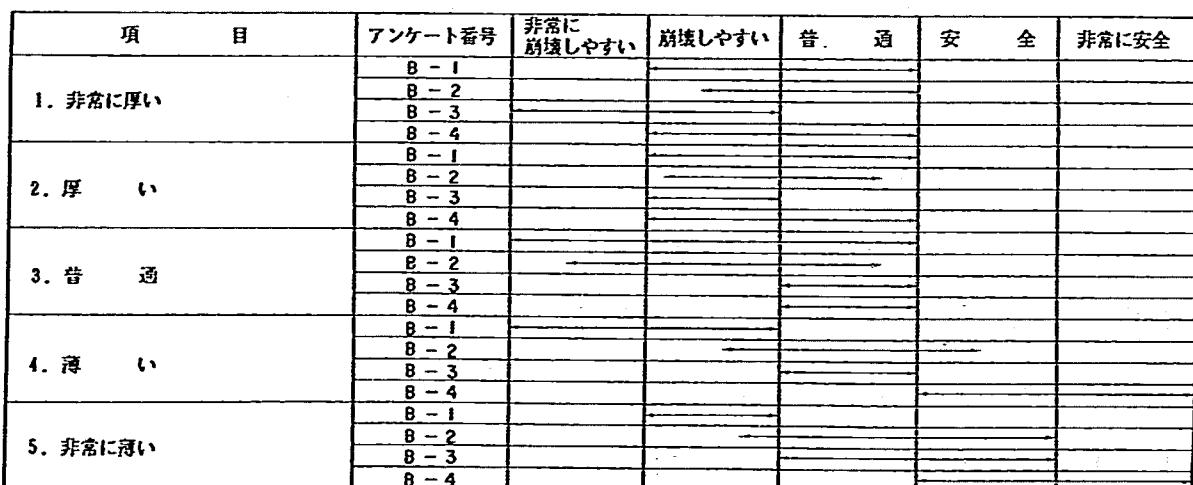


図-2.39(b) 表土の厚さの関与度に関するアンケート調査結果

表-2.19 表土の厚さに関するファジィ言語関数

言語関数の範囲	
1. Very High	非常に厚い
2. High	厚い
3. Medium	普通
4. Low	薄い
5. Very Low	非常に薄い

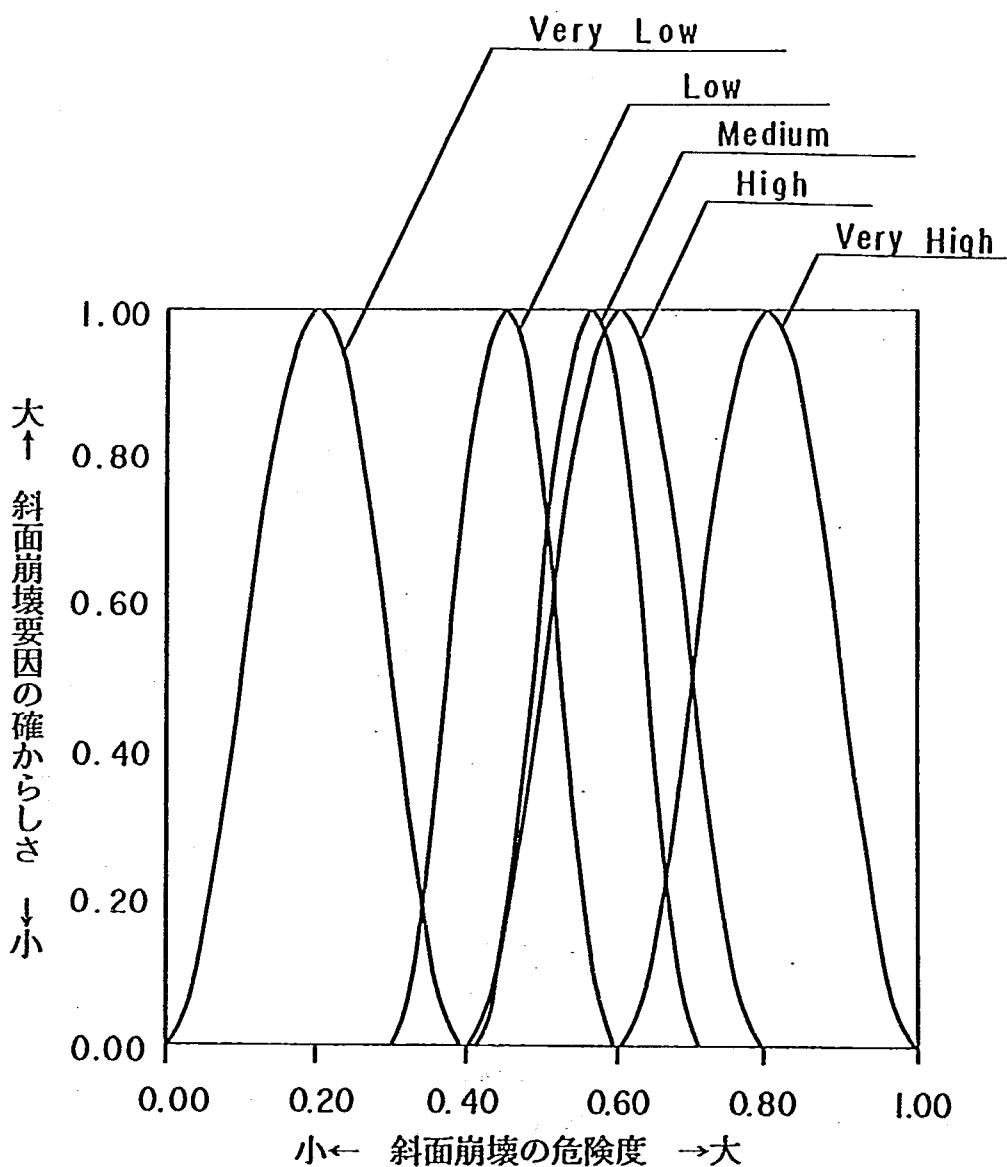


図-2.40 表土の厚さに関するファジィ言語関数

(7) Gengo 7 基盤地質構造

基盤地質構造に関するアンケート結果を図-2.41示す。これによれば

- ・顕著な流れ盤の場合、崩壊の度合は非常に崩壊しやすい～崩壊しやすいの範囲に設定される。
- ・流れ盤の場合、崩壊の度合は崩壊しやすい～普通の範囲に設定される。
- ・受け盤の場合、崩壊の度合は崩壊しやすい～安全の範囲に設定される。
- ・顕著な受け盤である場合、崩壊の度合は普通～安全の範囲に設定される。
- ・地質構造が見られない場合、崩壊の度合は普通～非常に安全の範囲に設定される。
- ・水平な地層である場合、崩壊の度合は普通～安全の範囲に設定される。

以上の結果を整理したものを表-2.20に、ファジィ言語関数形を図-2.42に示す。

主要因グループ : 地質グループ 要因名 : 基盤の地質構造

項目	アンケート番号	非常に崩壊しやすい	崩壊しやすい	普通	安全	非常に安全
1. 顕著な流れ盤である。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
2. 流れ盤である。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
3. 受け盤である。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
4. 顕著な受け盤である。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
5. 地質構造が見られない。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					

図-2.41 基盤の地質構造に関するアンケート調査結果

表-2.20 基盤の地質構造に関するファジィ言語関数

言語関数の設定範囲	
1. Very High	顕著な流れ盤である。
2. High	流れ盤である。
3. Medium	受け盤である。
4. Low	顕著な受け盤である。
5. Very Low	地質構造が見られない。

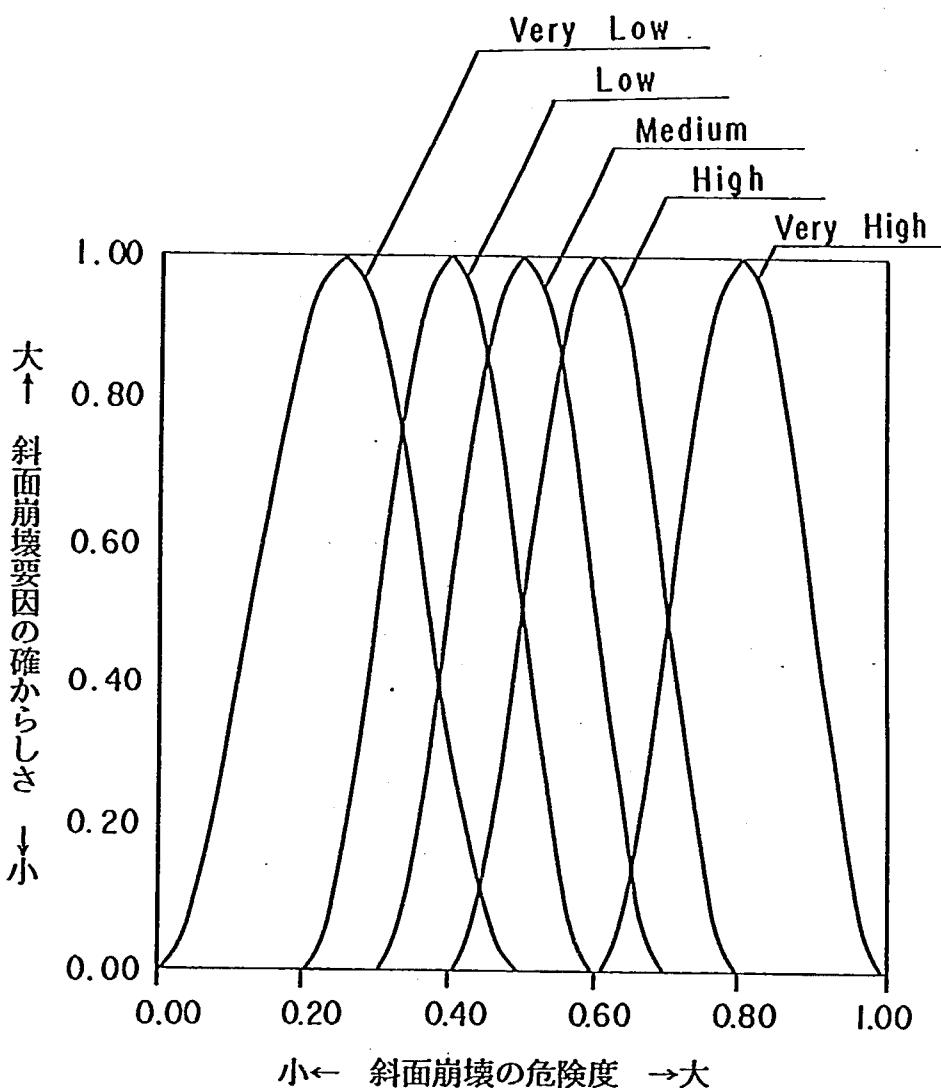


図-2.42 基盤の地質構造に関するファジィ言語関数

(8) Gengo 8 植生の状況

植生の状況に関するアンケート結果を図-2.43に示す。これによれば

- ・針葉樹の場合、地震時の崩壊の度合は普通の範囲に設定される。
- ・雑木林の場合、地震時の崩壊の度合は安全の範囲に設定される。
- ・草地の場合、地震時の崩壊の度合は崩壊し易いの範囲に設定される。

以上の結果を整理したものを表-2.21に、ファジィ言語関数形を図-2.44に示す。

主要因グループ：環境グループ 要因名：植生の状況

項目	アンケート番号	非常に崩壊しやすい	崩壊しやすい	普通	安全	非常に安全
1. 鈍葉樹	B-1			●		
	B-2		●			
	B-3		●			
	B-4		●			
2. 雜木林	B-1		●			
	B-2	●				
	B-3		●			
	B-4		●			
3. 草地	B-1		●			
	B-2	●	●			
	B-3		●			
	B-4		●			

図-2.43 植生の状況に関するアンケート調査結果

表-2.21 植生の状況に関するファジィ言語関数

言語関数の設定範囲	
1. Very High	_____
2. High	草地
3. Medium	針葉樹
4. Low	雜木林
5. Very Low	_____

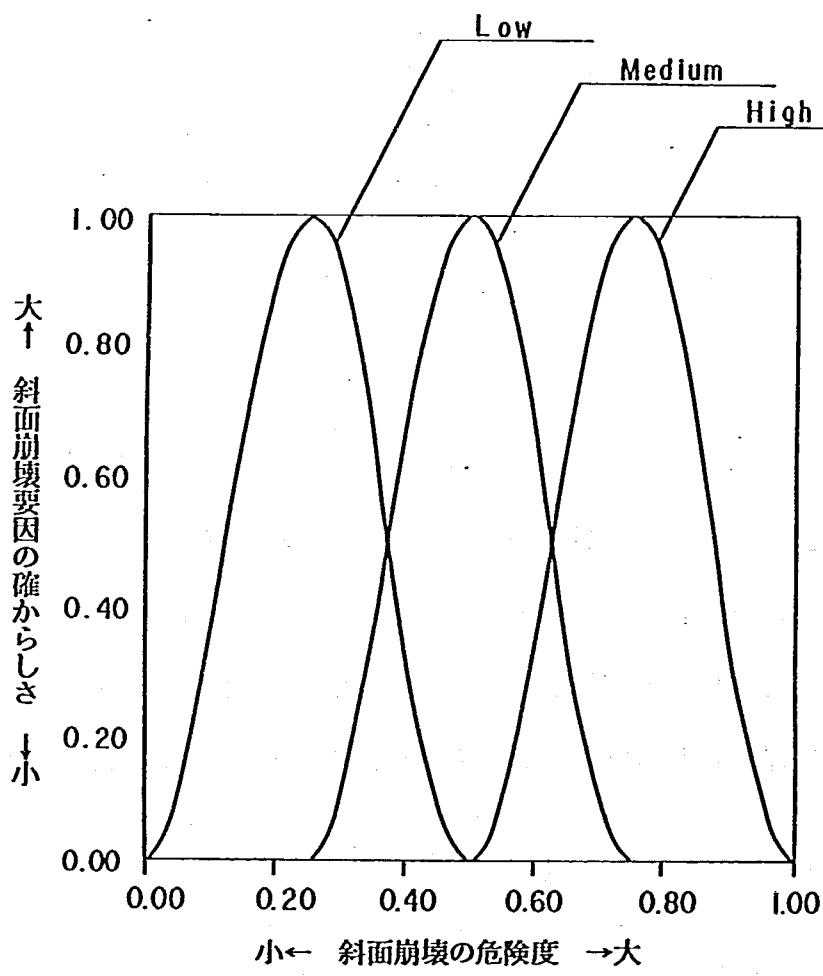


図-2.44 植生の状況に関するファジィ言語関数

(9) Gengo 9 湧水の状況

湧水の状況に関するアンケート結果を図-2.45に示す。これによれば

- ・常に湧水がある場合、崩壊の度合は崩壊しやすいの範囲に設定される。
- ・豪雨時にのみ湧水がある場合、崩壊の度合は崩壊しやすい～普通の範囲に設定される。
- ・湧水現象が見られない場合、崩壊の度合は普通～安全の範囲に設定される。

以上の結果を整理したものを表-2.22に、ファジィ言語関数形を図-2.46に示す。

主要因グループ : 環境グループ 要因名 : 湧水の状況

項目	アンケート番号	非常に崩壊しやすい	崩壊しやすい	普通	安全	非常に安全
1. 常に湧水がある。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
2. 豪雨時にのみ湧水がある。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
3. 上記のような現象が見られない。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					

図-2.45 湧水の状況に関するアンケート調査結果

表-2.22 湧水の状況に関するファジィ言語関数

言語関数の設定範囲	
1. Very High	_____
2. High	常に湧水がある。
3. Medium	豪雨時のみ湧水がある。
4. Low	湧水の現象は見られない。
5. Very Low	_____

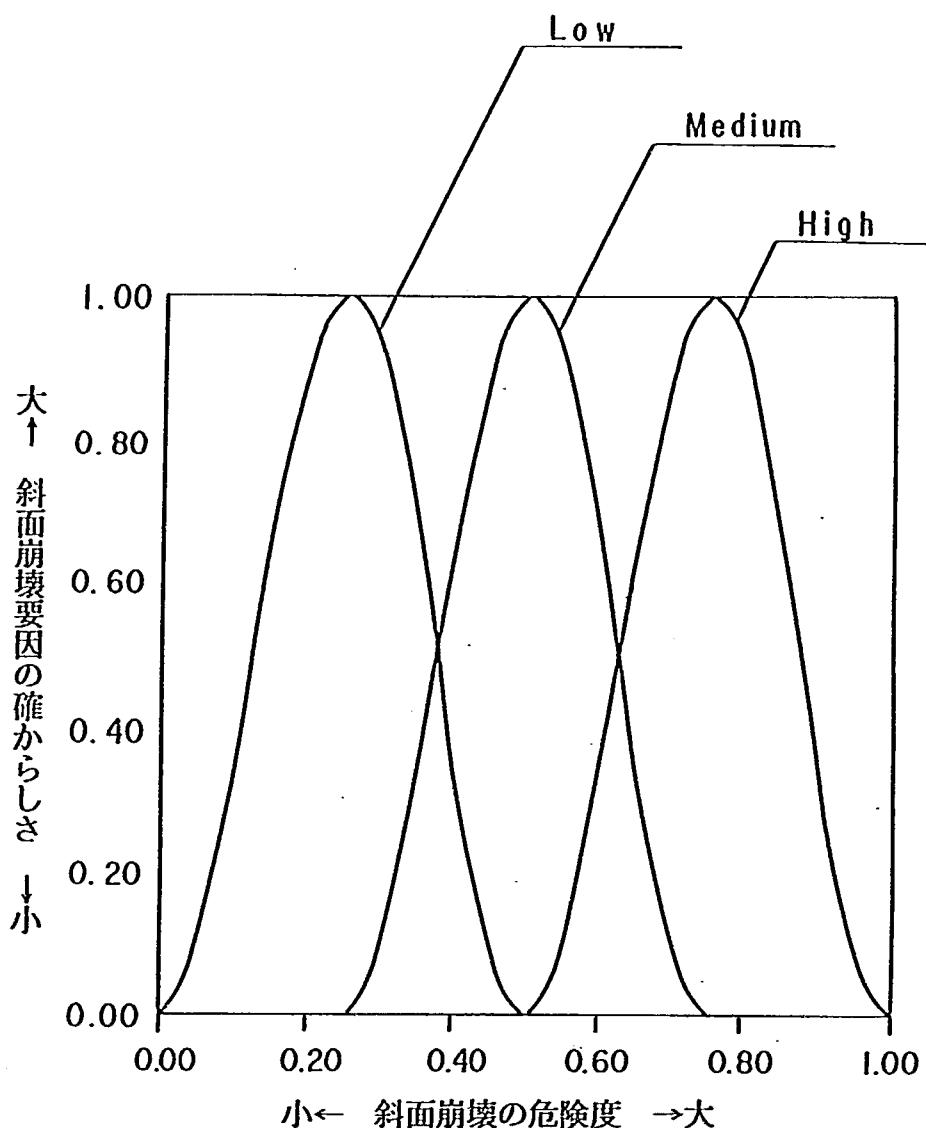


図-2.46 湿水の状況に関するファジィ言語関数

(10) Gengo 10 過去の崩壊

過去の崩壊に関するアンケート結果を図-2.47に示す。これによれば

- ・ 古い崩壊地がある場合、非常に崩壊し易い～非常に安全までの幅広い範囲に設定されるが、平均的には崩壊し易いの範囲に設定される。
- ・ 新しい崩壊地がある場合、非常に崩壊し易い～非常に安全までの範囲に設定されるが、平均的には崩壊し易いの範囲に設定される。
- ・ 崩壊地がない場合、非常に崩壊し易い～安全までの範囲に設定されるが、平均的には普通の範囲に設定される。

以上の結果を整理したものを表-2.23に、ファジィ言語関数形を図-2.48に示す。

主要因グループ：環境グループ 要因名：過去の崩壊

項目	アンケート番号	非常に崩壊しやすい	崩壊しやすい	普通	安全	非常に安全
1. 古い崩壊地がある。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
2. 新しい崩壊地がある。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					
3. 崩壊跡地が認められない。	B-1					
	B-2					
	B-3					
	B-4					

図-2.47 過去の崩壊に関するアンケート調査結果

表-2.23 過去の崩壊に関するファジィ言語関数

言語関数の設定範囲	
1. Very High	古い崩壊地がある。
2. High	新しい崩壊地がある。
3. Medium	崩壊地は認められない。
4. Low	_____
5. Very Low	_____

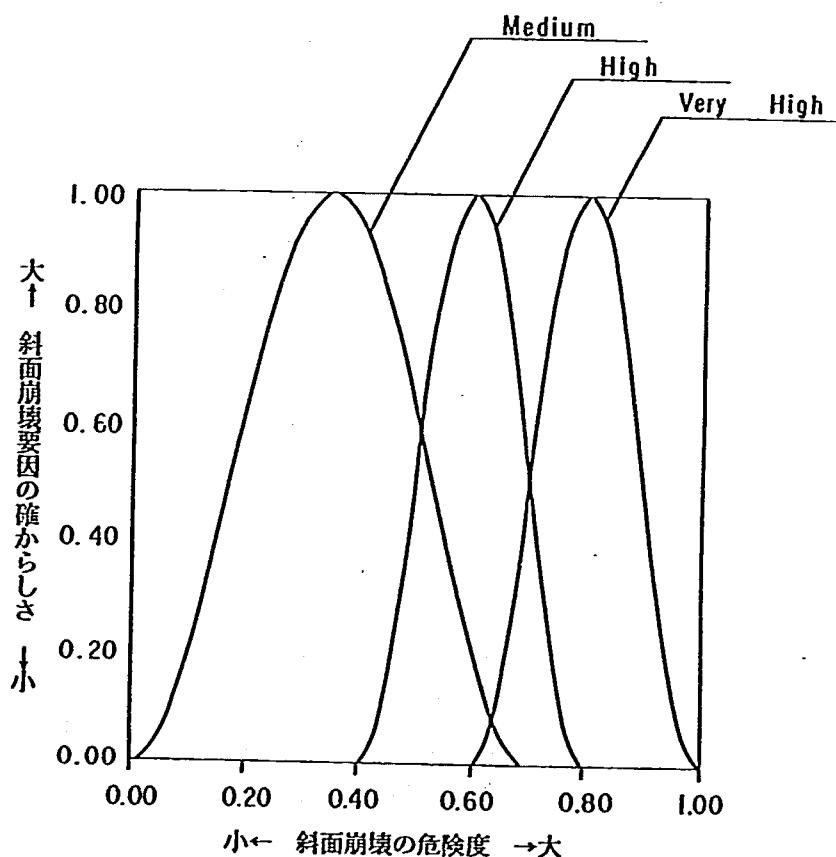


図-2.48 過去の崩壊に関するファジィ言語関数

(11) Gengo 1.1 保護工上部の状況

保護工上部の状況に関するアンケート結果を図-2.49に示す。これによれば

- ・保護工上部に10m以上掘削したままの斜面が残っている場合、崩壊し易い～普通の範囲に設定されるが、平均的には崩壊し易いの範囲に設定される。
- ・保護工上部に5～10m以上掘削したままの斜面が残っている場合、崩壊し易い～普通の範囲に設定されるが、平均的には崩壊し易いに設定される。
- ・保護工上部に5m未満の掘削したままの斜面が残っている場合、普通～安全の範囲に設定されるが、平均的には普通の範囲に設定される。
- ・保護工上部に掘削したままの斜面が見られない場合、普通～安全の範囲に設定されるが、平均的には安全の範囲に設定される。

以上の結果を整理したものを表-2.24に、ファジイ言語関数形を図-2.50に示す。

主要因グループ：環境グループ 要因名：保護工上部の状況

項目	アンケート番号	非常に崩壊しやすい	崩壊しやすい	普通	安全	非常に安全
1. 保護工上部に10m以上掘削したままの斜面が残っている。	B-1					
	B-2	—	—			
	B-3					
	B-4					
2. 保護工上部に5～10m以上掘削したままの斜面が残っている。	B-1					
	B-2			—		
	B-3			—		
	B-4			—		
3. 保護工上部5m未満の掘削したままの斜面が残っている。	B-1					
	B-2		—	—		
	B-3		—	—		
	B-4		—	—		
4. 保護工上部には掘削したままの斜面は見られない。	B-1					
	B-2				—	
	B-3				—	
	B-4				—	

図-2.49 保護工上部の状況に関するアンケート調査結果

表-2.24 保護工上部の状況に関するファジイ言語関数

	言語関数の設定範囲
1. Very High	保護工上部に10m以上掘削したままの斜面がある。
2. High	保護工上部に5m～10m以上掘削したままの斜面がある。
3. Medium	保護工上部に5m未満の掘削したままの斜面がある。
4. Small	保護工上部には掘削したままの斜面は見られない。
5. Very Small	_____

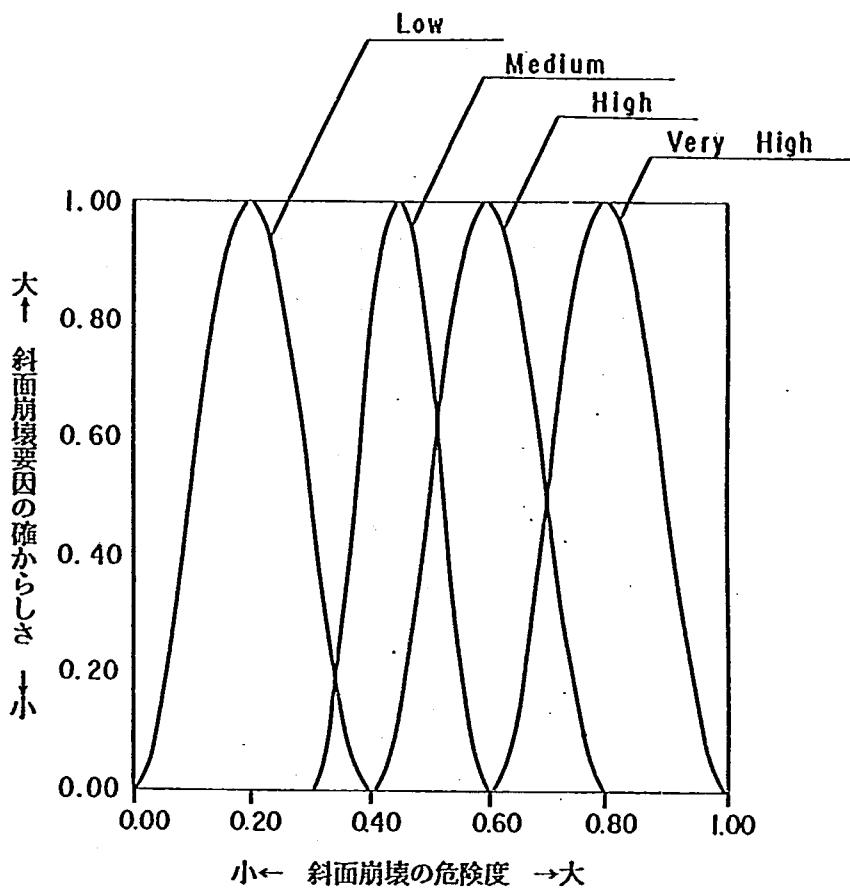


図-2.50 保護工上部の状況に関するファジィ言語関数

(12) Gengo 1 2 隣接斜面の状況

隣接斜面の状況に関するアンケート結果を図-2.51に示す。これによれば

- ・古い崩壊地がある場合、崩壊の度合は非常に崩壊しやすい～崩壊しやすいの範囲に設定される。
- ・新しい崩壊地がある場合、崩壊の度合は崩壊しやすい～普通の範囲に設定される。
- ・崩壊地が見られない場合、崩壊の度合は崩壊しやすい～安全の範囲に設定される。

以上の結果を整理したものを表-2.25に、ファジィ言語関数形を図-2.52に示す。

主要因グループ : 環境グループ 要因名 : 隣接斜面の状況

項目	アンケート番号	非常に崩壊しやすい	崩壊しやすい	普通	安全	非常に安全
1. 古い崩壊跡地がある。	B-1					
	B-2	→				
	B-3	→				
	B-4			↑		
2. 新しい崩壊跡地がある。	B-1					
	B-2				→	
	B-3			→		
	B-4	→		↑		
3. 崩壊跡地が認められない。	B-1			↑	↑	
	B-2			→		
	B-3			↑		
	B-4	→		↑		

図-2.51 隣接斜面の状況に関するアンケート調査結果

表-2.25 隣接斜面の状況に関するファジィ言語関数

言語関数の設定範囲	
1. Very High	古い崩壊跡地がある
2. High	新しい崩壊跡地がある
3. Medium	崩壊跡地は認められない
4. Low	_____

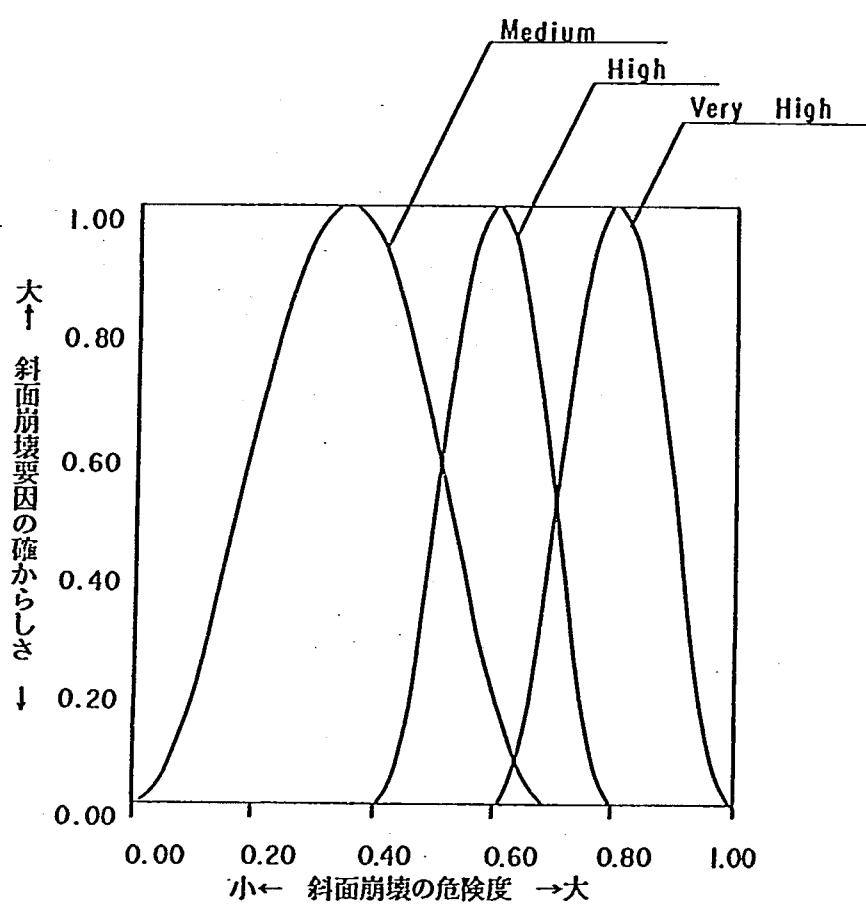


図-2.52 隣接斜面の状況に関するファジィ言語関数

(13) Gengo 13 震度

当解析においては、震度は斜面崩壊の誘因であることよりアンケート調査によらず中央気象台震度階を（表-2.26）を参考に表-2.27に示すファジィ言語関数を設定し、図-2.53に示すファジィ言語関数形を設定した。

表-2.26 中央気象台震度階(1949)

震 度			加速度(gal)
0	無感	人体に感じないで、地震計に記録される程度。	< 0.8
I	微震	静止している人や、とくに地震に注意深い人にだけ感する程度の地震。	0.8~2.5
II	軽震	大勢の人に感する程度のもので、戸障子がわずかに動くのがわかるくらいの地震。	2.5~8.0
III	弱震	家屋がゆれ、戸障子がガタガタと鳴動し、電灯のようなつり下げ物は相当ゆれ器内の水面のうごくのがわかる程度の地震。	8.0~25.0
IV	中震	家屋の動搖が激しく、すわりの悪い花びんなどは倒れ、器内の水はあふれ出る。また歩いている人にも感じられ、多くの人々は戸外に飛び出す程度の地震。	25.0~80.0
V	強震	壁に割目がはいり、墓石、石どうろうが倒れたり、煙突、石垣などが破損する程度の地震。	80.0~250.0
VI	烈震	家屋の倒壊は30%以下で、山くずれが起き、地割れを生じ、多くの人々は立っていることができない程度の地震。	250.0~400.0
VII	激震	家屋の倒壊が30%以上に及び、山くずれ、地割れ断層などを生ずる程度の地震。	> 400.0

表-2.27 震度に関するファジィ言語関数

言 語 関 数 の 設 定 範 囲	
1. Very High	震 度 6 , 7
2. High	震 度 5
3. Medium	震 度 4
4. Small	震 度 3 , 2
5. Very Small	震 度 1

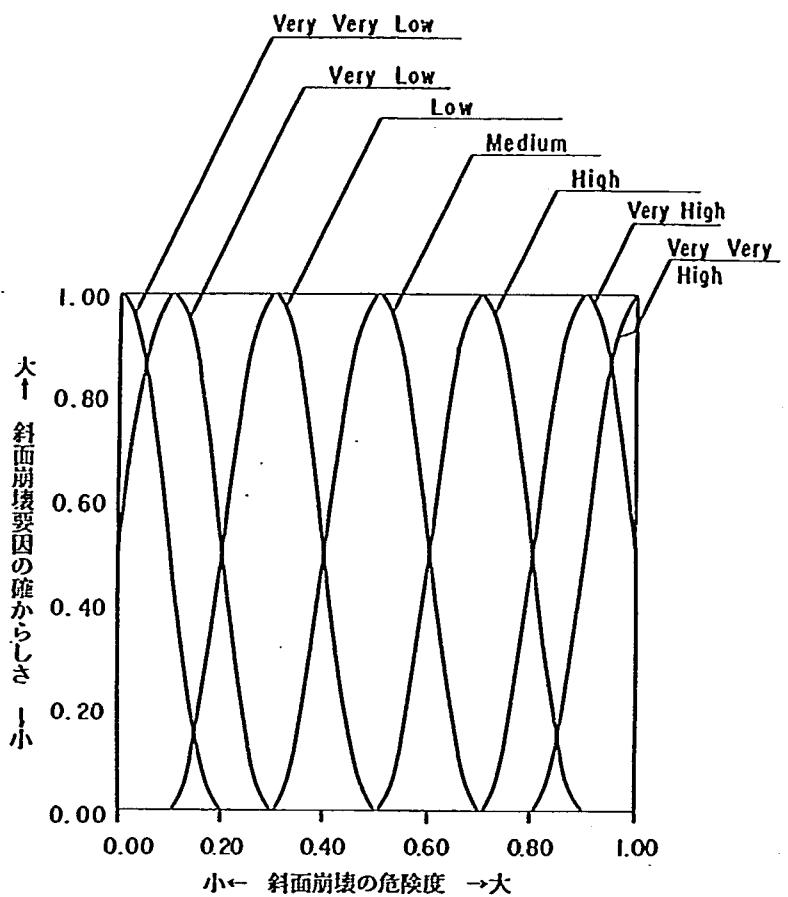


図-2.53 震度に関するファジィ言語関数

2.3.5 ファジィ理論による地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定の解析例

これまでファジィ理論による地震を起因とする斜面崩壊の危険地の判定手法について述べてきた。ここではこの理論を用いて実際の地震を起因とする斜面崩壊の適用例（網木ら、1990）を述べる。

1) 千葉県東方沖地震による斜面崩壊の解析例（1987年12月発生）

適用した例は、1987年に発生した千葉県東方沖地震を起因とした斜面崩壊である。現地調査を通して前述した構造化要因を調査した。解析結果を図-2.54に示す。崩壊地のファジィ積分値の最大頻度はファジィ積分値 $U^* = 0.50, 0.52$ の箇所に出現している。次いで $U^* = 0.51$ における頻度が多くなっている。崩壊地データのファジィ積分値の平均値は $U^* = 0.50$ 、標準偏差は 0.012 である。平均値以上のファジィ積分値を有する崩壊地は崩壊地全体の 53% であり、90% の信頼範囲の下限値以上のファジィ積分値を有する崩壊地は崩壊地全体の 92% に達する。

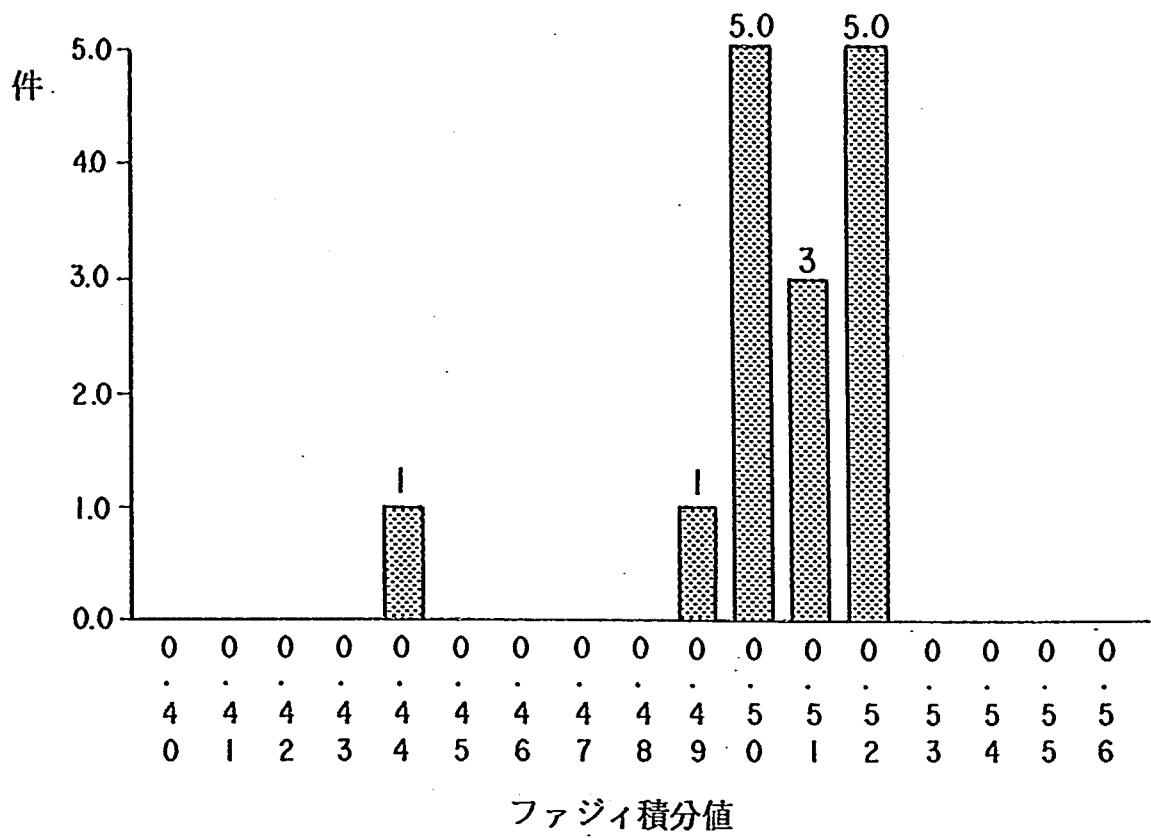


図-2.54 崩壊地のファジイ積分値の分布

そこで崩壊地現地調査を実施した周辺斜面における非崩壊地の現地調査を行い、そのファジイ積分値を求め、斜面崩壊地のそれと比較したのが図-2.55である。ここで崩壊・

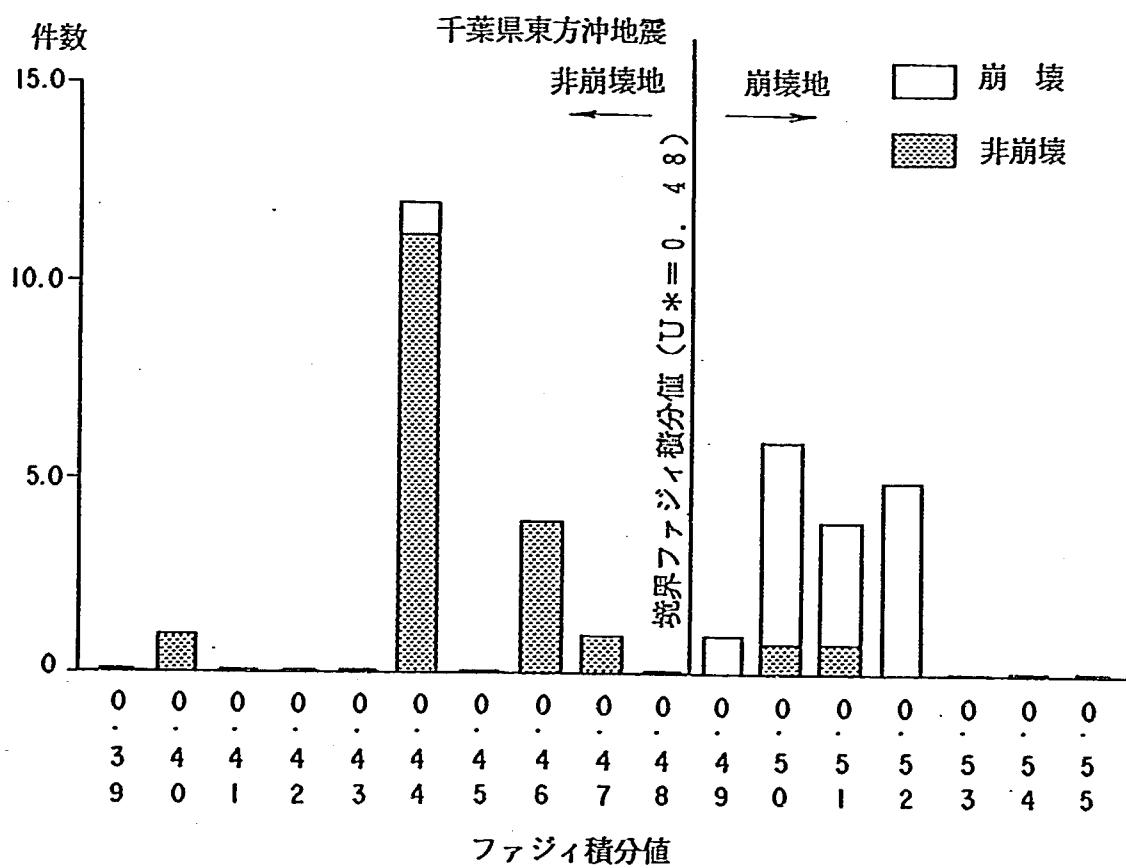


図-2.55 ファジイ積分値の分布

非崩壊地の境界積分値を前述した崩壊地の92%に相当する $U^* = 0.488$ とすると、崩壊・非崩壊地の的中率は90.6%の値が得られる。

そこで今回提案するファジイ理論による斜面崩壊の危険地判定手法の有用性を確認するため、同じ崩壊・非崩壊斜面のデータを用いて従来手法（表-2.4）による解析を実施してみた。ファジイ理論による解析法と従来手法の配点値の関係を図-2.56に示す。当図によればファジイ積分値が高ければ従来手法の配点値が必ずしも高いとはいえない。

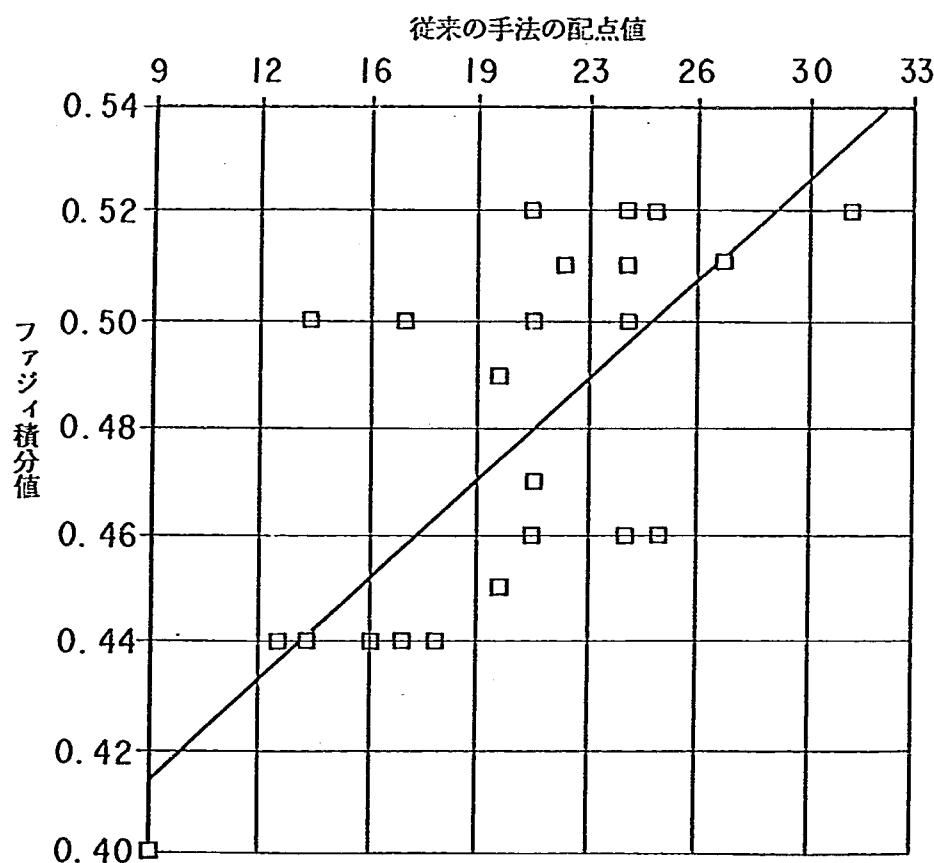


図-2.56 ファジイ積分値と従来の手法の配点値の関係

そこである配点値を崩壊・非崩壊の境界配点値と仮定して従来手法の的中率を検討したのが図-2.57である。これによれば75%が的中率の最高値である。ここで提案するファジイ理論による手法では90%の高い的中率が得られることより、このファジイ理論による危険地判定手法の方が有用であることが確認される。さらに図-2.57によれば従来手法の配点値が19~30までの的中率はほぼ同じ%の値を示し、従来手法では崩壊・非崩壊境界配点値の設定が非常に困難であることがわかる。当事例解析において用いた崩壊事例は成田砂層より構成された段丘崖にのみ発生しているため、その地形及び地質は同一、均一な

特性を有していると判断されて解析が実施されている。したがって、従来の判定手法では斜面崩壊の要因特性をクリスプ理論の概念で設定し、斜面特性が崩壊に及ぼす影響度合を単純に配点加算してその危険地判定を評価するため、これら斜面における崩壊・非崩壊地の区別が困難となったものと解釈される。解析事例より判断して今回提案した危険地判定手法によって地震を起因とする斜面崩壊の危険地判定が精度高く実施出来るものと考える。

的中率%

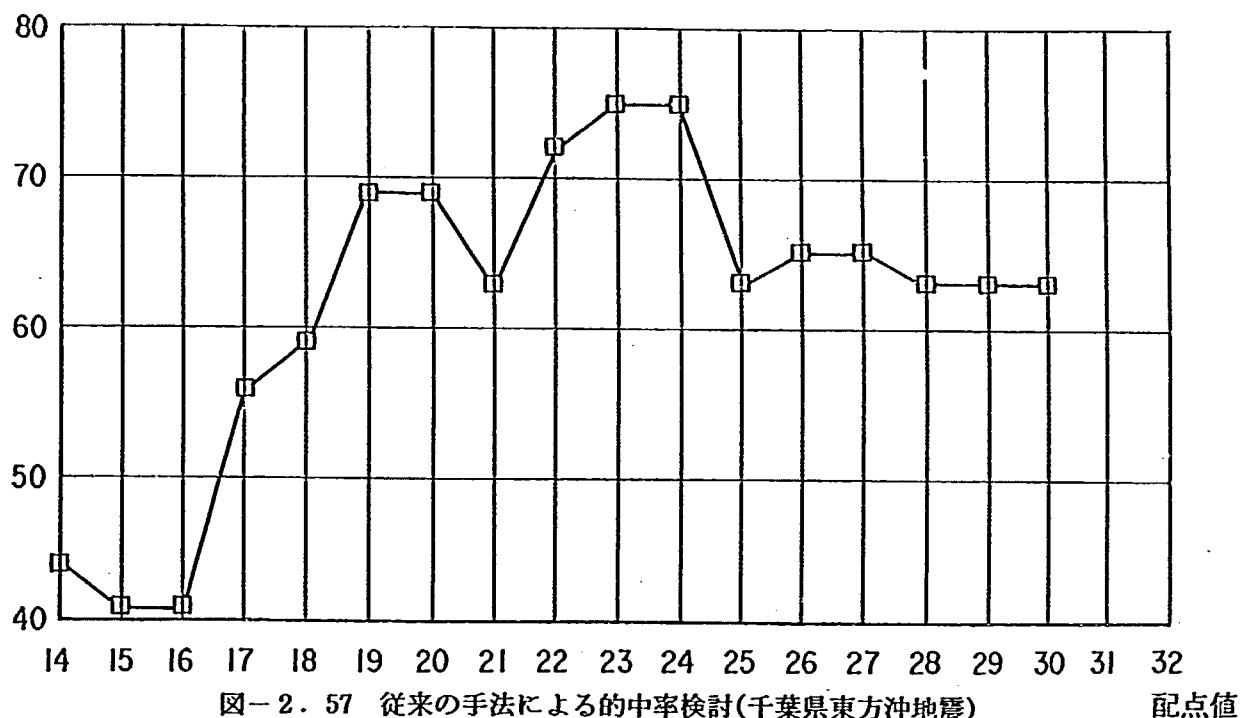


図-2.57 従来の手法による的中率検討(千葉県東方沖地震)

配点値

2) 伊豆半島近海群発地震による斜面崩壊の解析例 (1989年7月5日発生)

当地震は1989年、静岡県伊豆半島において発生し、数十箇所の斜面崩壊をもたらした。これら斜面崩壊にここで提案する手法を適用してみた。解析結果を表-2.28に示すが、崩壊・非崩壊地の境界ファジィ積分値を千葉県東方沖地震の解析結果より得られた0.48に設定すると、調査全斜面での的中率は91%の値が得られる。特に当斜面の要因調査においては斜面崩壊の研究にこれまで関与していない担当者によって調査が実施されている。したがって、当解析法は斜面崩壊について経験的知識がない者による調査結果であっても精度の高い斜面崩壊の危険地の判定が可能な手法であることが確認される。すなわち当手法は斜面調査が非常に簡単であり、広域斜面の危険地判定に最も適した手法であると位置づけられる。

表-2.28 伊豆半島近海地震による検証結果一覧表

斜面番号	分類	崩壊要因入力メンバーシップ関数												ファジイ積分値	正誤判定	摘要
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)			
1		3	2	4	5	3	4	4	2	2	4	5	3	0.510	正	
2		3	2	4	5	3	3	4	2	2	4	2	3	0.500	正	
3	崩	3	2	4	4	3	3	4	2	2	4	2	3	0.490	正	
4		3	2	4	4	2	3	4	2	2	4	2	5	0.500	正	
5	壊	3	2	4	5	4	2	5	2	2	4	2	4	0.516	正	
6		2	2	4	5	4	3	5	2	2	5	2	4	0.520	正	
7	斜	4	2	4	4	3	4	4	2	2	4	5	5	0.517	正	
8		3	2	4	5	4	2	4	2	2	3	2	3	0.500	正	
9	面	3	2	3	5	3	3	4	2	2	3	2	3	0.500	正	
10		3	2	4	5	3	3	4	2	2	3	5	3	0.500	正	
11		2	2	4	5	3	2	4	2	2	4	2	3	0.500	正	
12		3	2	4	5	3	3	4	2	2	5	2	4	0.510	誤	
13	非	3	2	4	4	3	3	4	2	2	3	2	3	0.460	正	
14		3	2	4	4	3	3	4	2	2	3	2	4	0.470	正	
15	崩	3	3	4	3	3	3	4	2	2	3	2	4	0.470	正	
16		4	3	4	4	2	3	4	2	2	3	5	3	0.459	正	
17	壊	3	3	4	4	3	3	4	2	2	3	5	3	0.460	正	
18		5	2	3	4	4	2	4	2	2	4	2	3	0.470	正	
19	斜	5	2	3	4	3	3	4	2	2	5	2	5	0.510	誤	
20		3	3	3	4	3	3	4	2	2	3	2	3	0.444	正	
21	面	3	2	3	4	3	3	4	2	2	3	2	3	0.444	正	
22		3	2	3	4	4	2	4	2	2	3	2	3	0.470	正	
23		3	3	4	4	3	2	4	2	2	3	5	3	0.457	正	

3) ファジイ積分値と応力解析による斜面安全率の関係

ファジイ理論による地震時の斜面崩壊の危険地設定においては、如何なるファジイ積分値において崩壊が発生するか、すなわち如何なる特性を有する斜面で地震時にその斜面安全率が1.0以下になるか、を明かにしておくことは非常に重要であると考えられる。このために斜面安定解析を実施して、ファジイ積分値と比較検討してファジイ積分値から斜面安全率の推論が出来るよう検討しておく必要がある。

力学計算による斜面安定解析の手法としては、すべり面に沿う応力の釣合を検討するすべり面安定解析法と、歪と応力の関係から安定性を詳細に検討する有限要素解析法に大別されるが、ここでは前者に属する Fellenius 法によるすべり面安定解析法を用いて検討を行った。地震動の影響は地盤振動を静的荷重に置き換える震度法を適用することによって斜面安全率への寄与分として評価した。また斜面安定解析においては、ファジイ理論によ

る斜面崩壊危険地の判定の使用要因として、斜面横断形等の三次元の次元を有する因子も含まれることから三次元断面の斜面安定計算が必要であると考えられるが、解析が複雑になることから二次元断面の安定解析を実施することとした。なお地震動としては水平震度のみを用いた。安定解析を行なう上では下記(1)～(4)の諸元が必要である。

- (1) 地震前の斜面形状およびすべり面形状
- (2) 地層構成及び地層の土質定数
- (3) 植生（根系・樹体による揺さぶり・重量）の影響
- (4) 地震動特性（強度・震動数特性・継続時間等）

これらについては、それぞれ以下の方法によった。

- (1)のすべり面形状は現地踏査に基づく計測により設定し、地震前の形状については崩積土の土量及び状態・隣接する非崩壊斜面の形状等から推定した。
- (2)については代表崩壊地斜面において得られたサンプリング試料を用いて土質試験を実施した。
- (3)の根系の影響については、現地調査よりほとんどの崩壊が根系深より深いところで発生していることが確認されているため考慮しないこととした。植生の樹体による揺さぶり効果についてはその影響が大きいと予想されるものの、具体的な算定手法が見いだせないので、植生の重量を上載荷重として評価することで対応した。現地の植生は、カヤ（針葉樹）・モチノキ（広葉樹）で、平均樹高は12m、平均密度は20本／5m×10mであり、植生による上載荷重としては、Greenway（吉松、古賀、1990）の調査結果に基き 0.14 t f / m²を設定した。

- (4)は観測された強震記録によると、震度V（千葉県、1987）、あるいは墓石調査によると水平加速度 200gal～370galの値が報告されている。今回の解析では地震力の強弱による斜面安全率の変動とファジィ理論による斜面崩壊の危険地判定に用いる評価関数との関連を検討する目的のため、水平震度を Kh=0.1から0.4と変化させた。なお、安定解析を行なった検討斜面の一例を図-2.5.8に、解析に用いた土質定数を表-2.2.9に示す。

表-2.29 安定解析に用いた土質定数

	ローム	砂質土
単位体積重量 (t/m^3)	1.00	1.63
粘着力 (t/m^2)	1.00	0.59
内部摩擦角 (°)	30.7	36.8

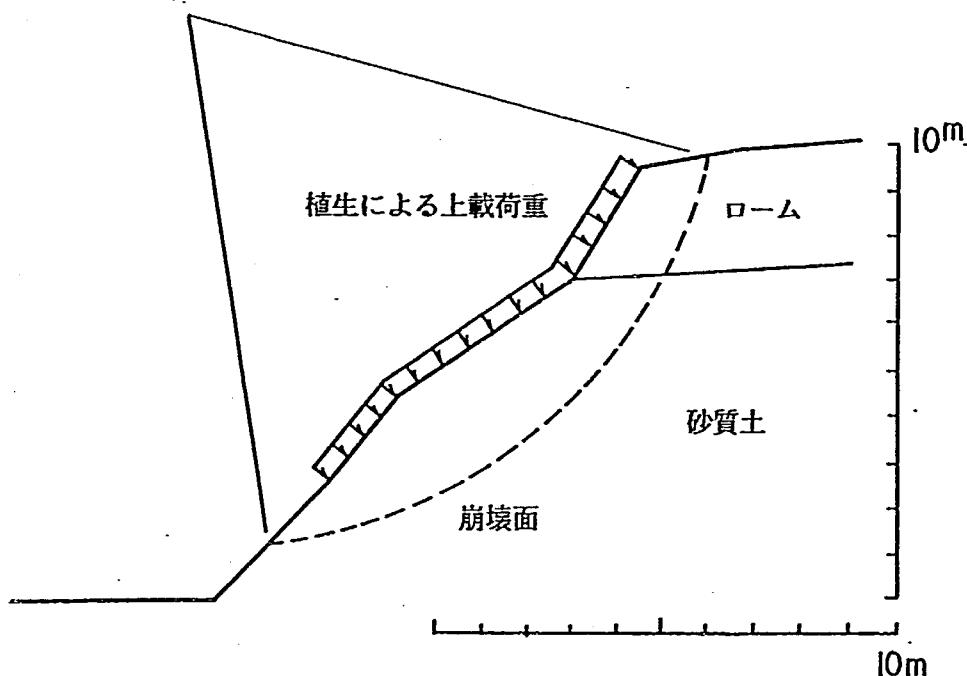


図-2.58 斜面安定解析の検討例(斜面No7)

危険地判定法に示される評価指標値であるファジィ積分値と安定計算による斜面安全率とを比較したものが図-2.59である。縦軸は安定計算による斜面安全率を、横軸はファジィ積分値を示している。ファジィ積分値は大きくなるほど危険斜面であることを表わしている。なお図中にみられる近似直線は最小二乗法によって求めた。

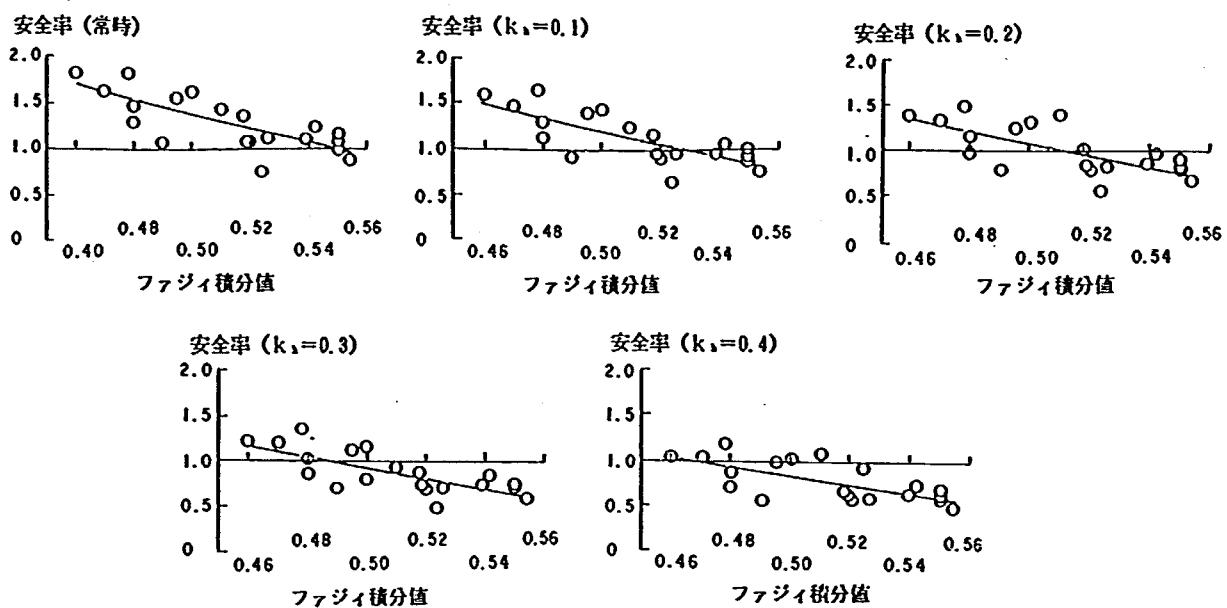


図-2.59 斜面安全率とファジイ積分値の関係

危険地判定値と安全率の関係は、上図から伺われるよう良い対応を示している。地震時における調査結果において近似直線と斜面安全率=1.0との交点のファジイ積分値を求め、地震力としての水平震度との関係を求めたものが図-2.60である。この図より水平震度、言い換えれば地震力に応じた崩壊・非崩壊地に対する境界ファジイ積分値が求められる。

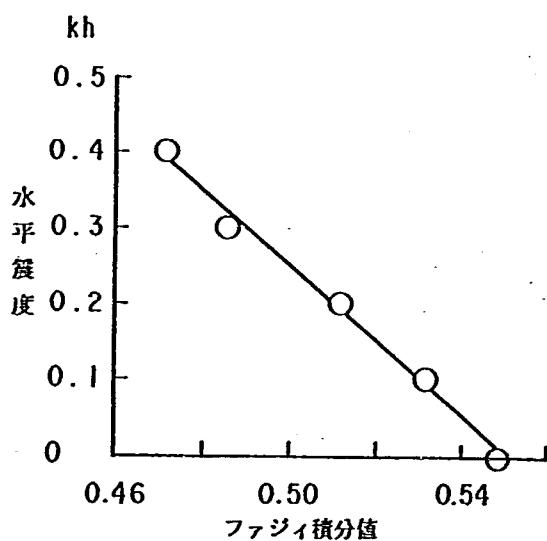


図-2.60 水平震度とファジイ積分値の関係

以上の手法に基づき今後多くの事例解析を行い、これらデータを蓄積することによって未然にファジイ積分値から斜面の安全率が算出できることとなる。これら解析結果は行政レベルでの対策工の選定基準あるいは警戒避難体制の整備において必要なデータであり、今回提案するファジイ理論による地震を起因とする斜面崩壊判定手法の効用は高いものがあると考えられる。

第三章 崩壊土砂の到達範囲の推定

第二章においては、主として斜面崩壊の発生する場所の予測手法に的を絞って、ファジィ理論の考え方を導入したエクスパートシステムによってそれが高い精度で可能であることを示した。既に述べているとおり、斜面崩壊の予測のためには、それが発生する場所の予測と同時に、その被災範囲（規模）を明らかにすることが必要である。社会的・経済的な発展を遂げているわが国の情勢から、行政的にも、考えられる規模を含めた斜面崩壊の危険地を予測することが極めて逼迫した課題となっているからである。そこでこの章では、まず崩壊土砂の到達・拡散範囲の予測手法に関するこれまでの研究の概要を振り返り、それらの特徴及び問題点について整理する。次に、準三次元のシミュレーション解析による崩壊土砂の到達・拡散範囲の予測手法を提案し、過去の斜面崩壊の事例についての解析及び模型実験による検討結果からこの手法の妥当性についての考察を行う。

3.1 崩壊土砂の到達範囲の推定手法に関する研究の現状

これまでにも崩壊土砂の到達範囲を予測する試みが数多く行われてきている。ここではアプローチの仕方から、それらを大きく二つのグループに分類して整理を行う。一つは過去の斜面崩壊の事例を収集して整理を行い、その結果から、いわば「帰納的」にその到達範囲を導き出そうとするもの、もう一方はある運動モデルを考えてそのモデルを表す方程式を用いて崩壊土砂の到達範囲を推定しようとするものである。

3.1.1 「帰納的」な手法による推定

斜面崩壊の規模が大きくなればなるほど崩壊土砂の到達範囲も大きくなるであろうことは容易に想像がつく。Hsu (1975) はこのような観点にたって斜面崩壊の崩壊土砂量と、図-3.1に示した「等価摩擦係数」との関係を求めた。その結果が図-3.2である。

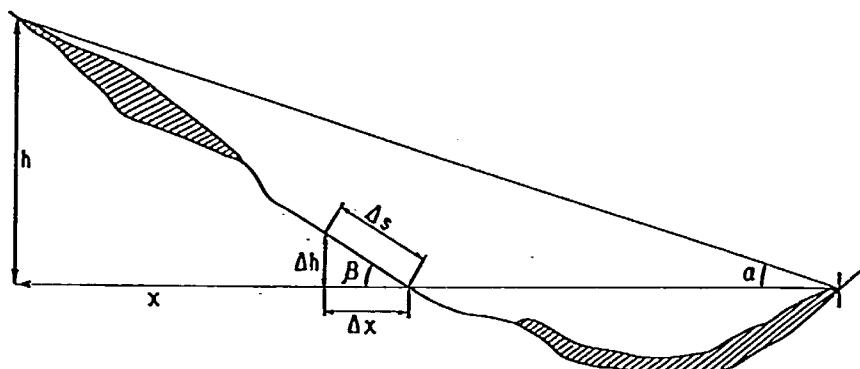


図-3.1 斜面崩壊の模式断面図(等価摩擦係数= $\tan \alpha$)

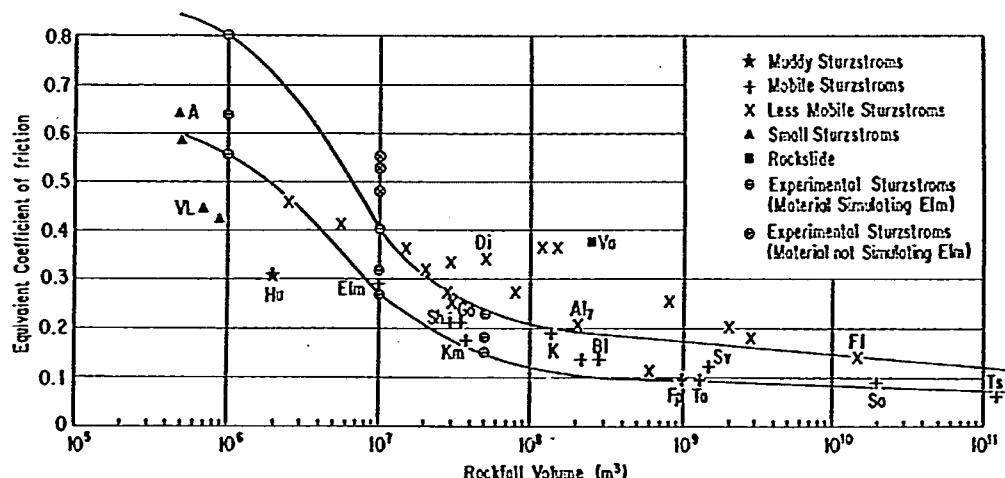


図-3.2 等価摩擦係数と崩壊土量の関係(Hsu, 1975)

運動方程式からも一般に斜面崩壊の崩壊土砂量と等価摩擦係数との間にこのような関係がなりたつことは明かであり、Hsu自身もそのような解析を試みているため、この図を単に「帰納的」な推定手法として扱うことはできないものと考えられる。しかしながら、もし図-3.2についてそのような見方をすれば、大規模な斜面崩壊の崩壊土砂は小規模のものよりも相対的に遠方まで到達することが明瞭に理解できる。しかしながら、この図に基づいて個々の斜面崩壊の到達範囲を予測しようとしても、事例の分布の幅が広過ぎるし、小規模な斜面崩壊の事例を含めていないために、実用的ではない。Hsuがこのような整理をし

た目的は、ここで対象としている目的とは別のところにあったために、もちろん同列には論じられない。

安江ら（1978）は、降雨に伴って発生した斜面崩壊と地震によって発生した斜面崩壊の崩壊土砂の到達範囲の比較を行っている。その結果は図-3.3及び図-3.4に示すとおりとなっている。このような結果から、現在、建設省所管の降雨による急傾斜地崩壊危険箇所の崩壊土砂の想定到達範囲は、崖の直下から水平距離で崖の高さの2倍までとする場合がほとんどである。

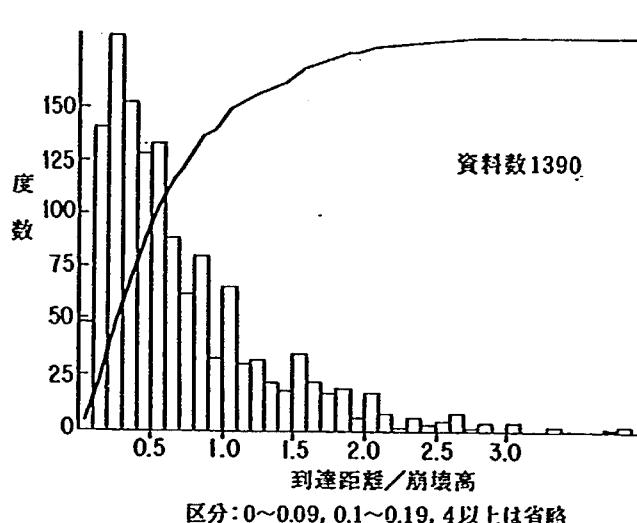


図-3.3 到達距離／崩壊高(雨)

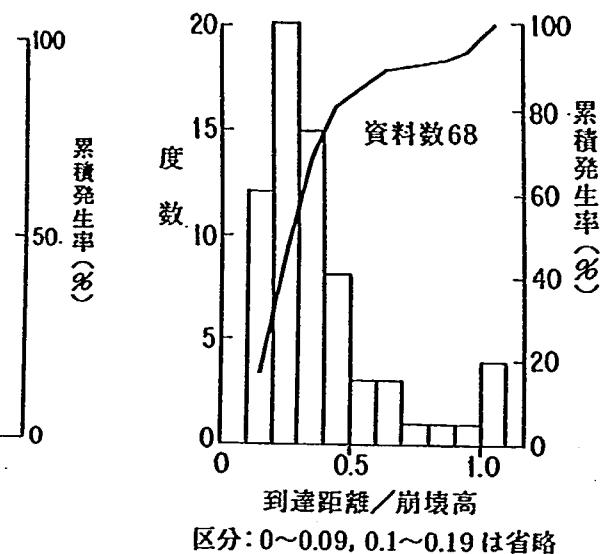


図-3.4 到達距離／崩壊高(地震)

一方、地すべりについても筆者らが降雨による発生事例を集計した結果（綱木ら、1990）によれば、図-3.5及び図-3.6のような関係が得られている。

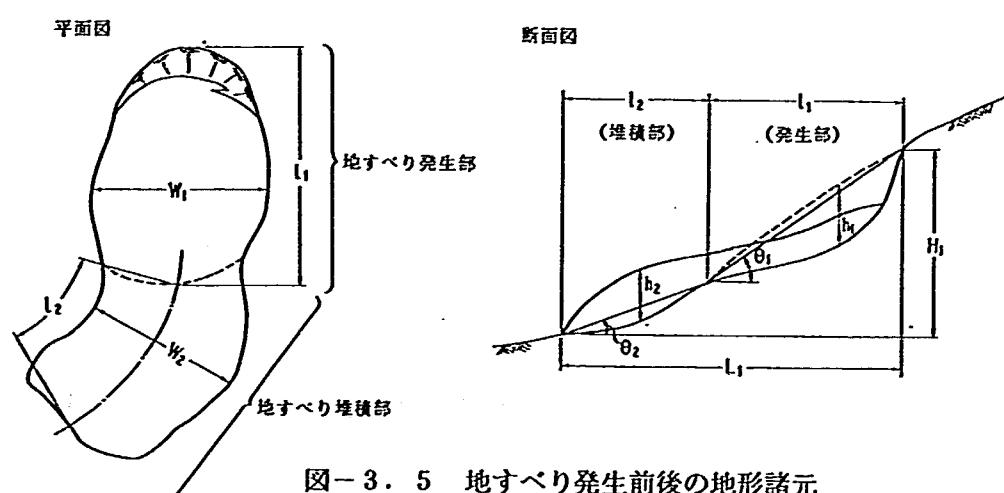


図-3.5 地すべり発生前後の地形諸元

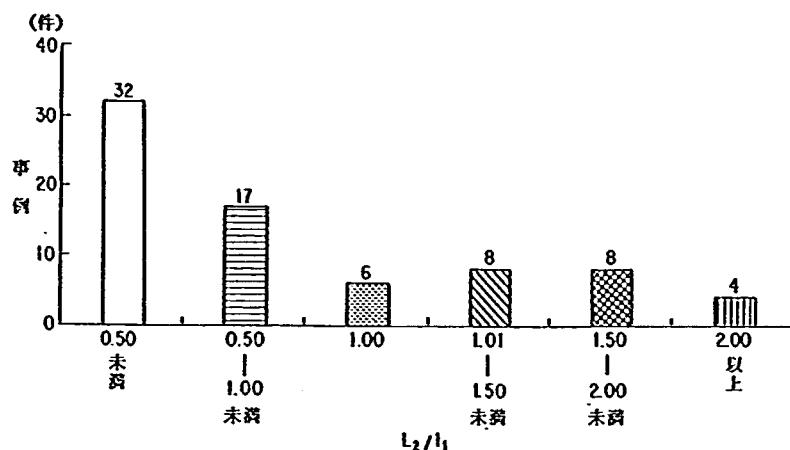


図-3. 6(a) 堆積部の長さ／発生部の長さ(12/11)の頻度

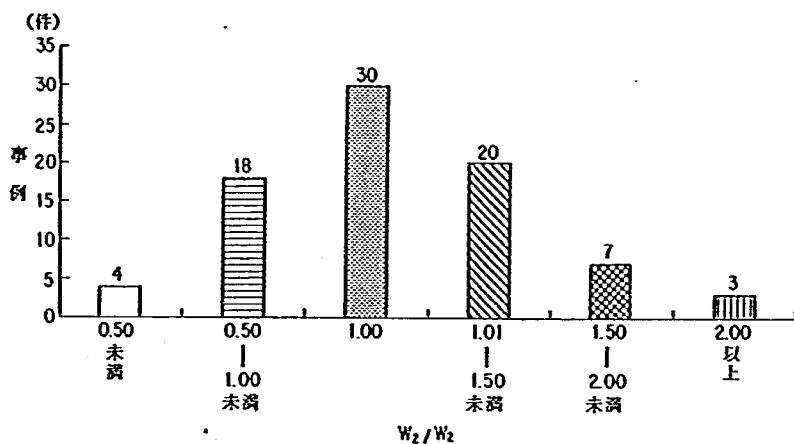


図-3. 6(b) 堆積部の巾／発生部の巾(W2/W1)の頻度

これら、図-3.3～3.6に示したような関係を用いることによって、どのようなタイプの斜面崩壊に対しても崩壊土砂の到達範囲の概ねの上限を推定することが可能である。しかしながら、このようにして崩壊土砂の到達範囲を決定する場合には、個々の斜面崩壊の発生する場の地形的な条件やその斜面を構成する土砂や岩の物性などが一切考慮されていないために、必然的にいずれの危険箇所においても多くの事例の上限値を探ることになり、したがってしばしば過大な範囲を決定することになる。もちろん広い範囲にわたって早急に斜面崩壊の危険箇所を抽出し、それらの崩壊土砂の到達範囲を推定しなければならないような場合にはこのような手法は極めて有効ではある。しかし、各々の斜面において精度の高い予測を行おうとする場合には、さらに厳密に検討された手法を用いる必要があるものと思われる。

3.1.2 崩壊土砂の運動モデルに関する既往の研究

斜面崩壊による崩壊土砂の運動をモデル化しようとする研究はこれまでにも数多く行われてきている。矢澤・水山(1988)からの引用に基づいて既往の力学モデルを整理すると以下のようになる。

これまでに提案されている二次元的な崩壊土砂の運動モデルの大部分は斜面上の土塊を質点的に扱ったもので、基本的には次の式で表される。

$$m \frac{dv}{dt} = mg \sin \theta - \tau \quad (3.1)$$

または、

$$m \frac{d}{ds} \left(\frac{v^2}{2} \right) = mg \sin \theta - \tau \quad (3.2)$$

ここに、 m : 土塊の見かけ質量, v : 土塊の移動速度, t : 時間, θ : 斜面勾配, g : 重力加速度, τ : 抵抗力, s : 移動距離。

(3.1) 式は運動量保存則に、(3.2) 式はエネルギー保存則に基づいている。既往のほとんどの研究は抵抗力 τ の評価に関するものであって、Heim(1932), Scheidegger(1973), Pariseauほか(1978), Mellor(1978), 奥田(1973), 佐々(1986, 1987), 矢崎・森脇(1985), 芦田・江頭ら(1983, 1984, 1985)などを挙げることができる。以下にそれぞれの手法の概要を示す。

1) Scheidegger(1973), Heim(1932)

$$d \left(\frac{1}{2} mv^2 \right) = mg(\sin \theta - \mu_k \cos \theta) ds \quad (3.3)$$

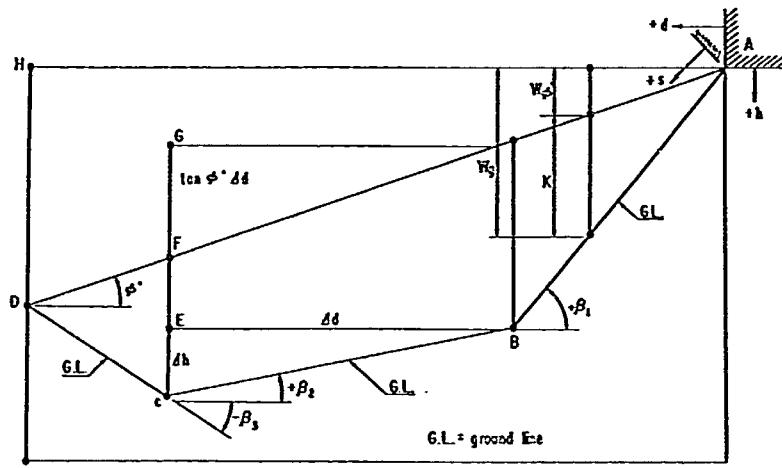
ここで、 μ_k は動摩擦係数である。

(3.3) 式はエネルギー保存則に基づいているが、HeimはScheideggerより早く1932年に運動量保存則に基づく次式を発表している。

$$\frac{dv}{dt} = g(\sin \theta - \mu_k \cos \theta) \quad (3.4)$$

この式は、sliding rock block modelと言われる。 $\mu_k = \tan \phi'$ とすると ϕ' は摩擦角とよばれる。定義を図-3.7に示す。多くの大規模崩壊の例から逆に計算される摩擦係数は0.1~0.3(5.7度~16.7度)の範囲が多い。

一方、実験室で計測される摩擦係数はほとんどの場合0.6~1.0(31度~45度)であることから、崩壊土砂が流動する過程で崩壊土砂の摩擦を見かけ上小さくする機構を考えないと(3.3)、(3.4)式は適用できない。しかも、規模が大きくなると摩擦が小さくなる説明でなければならない。



$W_g = Wh = \text{work done on slide mass by gravity}$	$K = K_{el} + K_{kin} = \frac{1}{2}Mv^2$
$W_f = Wd \tan \phi' = \text{work done on slide mass against friction}$	$\Delta K = K_{el} - K_{kin}$
$K_{el} = [W/2g] v^2 = \text{kinetic energy of slide mass}$	$\Delta K = \Delta W_g - \Delta W_f = \text{change over any section}$
$\Delta W_g = Wh = \text{total vertical drop} = HD$	$\Delta W_f = Wd \tan \phi' = EC - GF$
$\Delta W_f = Wd \tan \phi' = EC - GF$	$\tan \phi' = (HD/AH)$

図-3.7 摩擦角の定義

2) Parisenほか(1978)

Sliding rock block modelの変形としてParisienのRolling cylinder modelがある。すべり面は限られた厚さのせん断ゾーンで、head wall cracksが形成され、side massの上端における抑制が解放されるとすべり面が発達する(図-3.8参照)。せん断ゾーンの回転が大きくなると粘着性は徐々に失われる。slide massは部分的な破壊とせん断ゾーンの回転運動によって加速される。先端部のブロックはよろめき倒れるようになる。

回転しているシリンダーに集まっているブロックの加速度は、

$$a = fg \sin \theta \quad (3.5)$$

$$f = (1 + w/2W) (1 + 3w/8W)$$

で与えられる。

ここで、 w : シリンダーの重量、 W : シリンダーに支えられているブロック部分の重量である。

エネルギー保存則は次式で与えられる。

$$(v^2/2g) (W + 3w/8) = h (W + w/2) \quad (3.6)$$

ここで、左辺は総エネルギーを、右辺は総仕事を表し、 h は質量の中心が移動する垂直距離である。

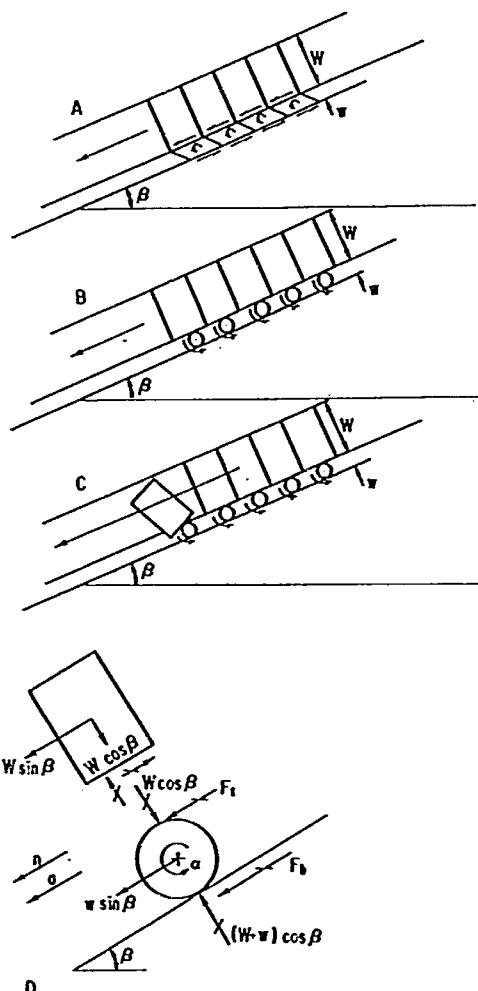


図-3.8 Rolling cylinder modelの説明図(Paris, 1978)

3) Hellor (1978)

Heimの提案した(3.4)式の抵抗力をさらに細く分解したものとして次の式がある。

$$\frac{dv}{dt} = mg \sin\theta - (a_0 + a_1 v + a_2 v^2) \quad (3.7)$$

ここに、 a_i : パラメータ

パラメータ a_0 , a_1 および a_2 は次のような役割を持つ。

a_0 : 崩土の初動に効くパラメータで摩擦と粘性を含み、 $a_0 = c + \sigma \tan\phi$ のような形で表される。

a_1 : 全体にせん断変形された後、中間的速度をもつ流れに対して効くパラメータである。

a_2 : 亂流状態となった高速の流れに対して効くパラメータで、乱流によるエネルギー消費と空気抵抗を表す。しかし、空気抵抗は、100m/s未満の速度に対しては、 $10^{-4}b$ arであり、特に崩土の前面に対する空気抵抗は、長さと厚さの比の大きな岩屑流にとっては、大きな意味を持たない。

Hellorは、(3.7)式を簡略化し、雪崩の運動をChezyの開水路における等流式とのアナロジーから解を求めた。

a_2 に関する要素は、あまり効きそうにないとして、 $a_2 = 0$ とすると解は、

$$V = V_{max} - (V_{max} - V_0) \exp(-a_1 t / m) \quad (3.8)$$

$$V_{max} = (1/a_1) (mg \sin\theta - a_0)$$

となる。

a_0 は、 c と $\sigma \tan\phi$ の2つのクローンパラメータに分離できる。または、せん断強度 k ($\phi = 0$ に対応する) として簡略に表すこともできる。また、 a_1 は、粘性 η として表すことができる。

(3.7)式は、統一的な抵抗モデルであり、 a_0 と a_1 にさまざまな式形を仮定することにより、次のように変形することができる。

$$\text{Coulombモデル; } \tau = c + \sigma \tan\phi \quad (3.9)$$

$$\text{Coulomb-viscous モデル; } \tau = c + \sigma \tan \phi + \eta \cdot \varepsilon \quad (3.10)$$

$$\text{Bingham モデル; } \tau = k + \eta \cdot \varepsilon \quad (3.11)$$

$$\text{Newtonian モデル; } \tau = \eta \cdot \varepsilon \quad (3.12)$$

ここに、 ε ：速度勾配

(3.9) 式において、 $c = 0$ とすれば (3.7) 式は (3.4) 式と同じ形式になる。

4) 奥田(1973)

奥田は、(3.7) 式においてパラメータ $a_1 = 0$, $a_2 = k$ とした次式を提案している。

$$m \frac{dv}{dt} = mg (\sin \theta - \mu \cos \theta) - \xi v^2 \quad (3.13)$$

ここに、 ξ ：抵抗係数

5) 佐々(1986)

佐々は、御岳崩れの崩壊土砂の流動について、(3.4) 式の動摩擦係数が非常に小さいことから、不飽和の土砂が移動する時、流動中に何等かの原因で土砂の内部摩擦角が減少しているか、間隙空気圧や間隙水の密度増大以外の原因による何等かの間隙圧の増大がなければならないとして次のような検討を行った。

- ① 流動中の土砂の内部摩擦角を測定し、土砂の流動時にも土砂の内部摩擦角は、減少しないことを推定した。
- ② ガラスビーズをグリセリンで飽和して①と同様のせん断試験を行い、間隙流体の粘性項の影響は、ほとんどないことが分かった。
- ③ 不飽和の土砂の間隙水圧を調べ、不飽和の土砂が移動する時も、土砂が移動する経路上の地盤が飽和（または、それに近い状態）していれば、間隙水圧が発生し、摩擦抵抗が減少しうることを推定した。

以上により、土砂の内部摩擦角と間隙水圧係数とによって、運動時の見かけの摩擦角 ϕ_v は、

次のように表されたとしました。

$$\tan \phi = \frac{1 - B_d}{1 + B_d \cdot A_{dt} \cdot \tan \phi} \tan \phi \quad (3.14)$$

ここに B_d : 直接せん断状態での間隙水圧係数、 A_{dt} : 破壊時の間隙水圧係数

したがって、土砂の運動方程式は、(3.14)式を(3.4)式の μ_k に代入して次のように表される。

$$m \frac{dv}{dt} = mg \cdot \sin \theta - mg \cdot \cos \theta \cdot \frac{1 - B_d}{1 + B_d \cdot A_{dt} \cdot \tan \phi} \tan \phi \quad (3.15)$$

御岳崩れに(3.14)式を適用すると、 $\phi = 35^\circ$ とした場合実際の停止位置と一致する間隙水圧係数は、 $B_d = 0.8$ 、 $A_d = 0.3$ (または、 $A_d = 0$ にすると、 $B_d = 0.83$)である。

6) 矢崎、森脇(1985)

矢崎、森脇は、エネルギー保存則から次の式を提案している。

$$\frac{d}{dt} (U + T) + RV = 0 \quad (3.16)$$

ここで、 $U = mgz$: 位置エネルギー、 $T = \frac{1}{2}mv^2$: 運動エネルギー、 V : 土砂の移動速度、

R : 抵抗

(3.16)式は、次のように変形できる。

$$\frac{d}{dt} (mgz + \frac{1}{2}mv^2) = -RV \quad (3.17)$$

$$\frac{d}{dt} (\frac{1}{2}mv^2) = -\frac{d}{dt} (mgz) - RV, \quad d(\frac{1}{2}mv^2) = -d(mgz) - RV \cdot dt$$

$$\frac{d}{ds} (\frac{1}{2}mv^2) = -\frac{d}{ds} (mgz) - R$$

(3.1)式と(3.2)式の関係より、位置エネルギーの変化量 $\frac{dz}{ds}$ は負であるため

$$m \frac{dv}{dt} = mg \sin \theta - R$$

となり、これは、(3.1)式と同じ形式である。

また、矢崎らは抵抗モデルとして次のような式を提案している。

① 二係数抵抗モデル

$$R = \mu N + \delta m v^2 \quad (3.18)$$

$$N = mg \cos \theta,$$

ここに、 μ, δ : 抵抗係数

このモデルは、基本的には奥田の(3.13)式と同じである。

② 抵抗が距離とともに減少するモデル

$$R = \mu N \quad (3.19)$$

$$\mu = \mu_0 e^{-x}$$

ここに、 x : 距離

これらのモデルを御岳崩れに適用し、土砂の実際の到達距離に一致させた時の係数は、次のとおりである。

$$\text{① 二係数抵抗モデル} \quad \mu = 0.05, \quad \delta = 0.006$$

$$\text{② 抵抗が距離とともに減少するモデル} \quad \mu_0 = 0.20, \quad \lambda = 0.00014$$

7) 芦田、江頭ら(1983,1984,1985)

芦田、江頭らは、斜面上を移動する土砂の挙動を考察するにあたり、土砂に働く駆動力として重力の斜面成分を考え、抵抗力として個体摩擦力及び流体摩擦力を考えて、運動量保存則に基づいて次の式を提案している。

$$\frac{d}{dt} (\rho_t A_t U_t) = \rho_t A_t g \sin \theta - \mu_k (\rho_s - \rho) \cdot (1 - \lambda) A_t g \cos \theta - \rho f_b l_t U_t^2 \quad (3.20)$$

駆動力	個体摩擦力	流体摩擦力
-----	-------	-------

ここに、 μ_k ：個体動摩擦係数、 f_b ：流体抵抗係数、 A_t ：土塊の断面積、 l_t ：土塊の長さ、 U_t ：土塊の移動速度、 g ：重力加速度、 θ ：斜面の傾斜角、 λ ：土塊の空隙率、 ρ_s ：土粒子密度、 ρ ：間隙水の密度、 ρ_t ：土塊の平均密度

(3.20) 式は飽和状態を対象としているので、 ρ_t は、次式で表される。

$$\rho_t = \lambda \rho + (1 - \lambda) \rho_s \quad (3.21)$$

(3.20) 式の個体動摩擦係数について実験的検討を行い、動摩擦係数 μ_k と静摩擦係数 μ_s との比を測定し、次のような結果が得られている。

- ① μ_k/μ_s と斜面材料の条件や滑動速度との関係についてみると、粗度や材料の違いによる μ_k/μ_s の系統的変化はなく、しかも、 μ_k/μ_s は、滑動速度に依存しない。
- ② 実験精度による変動があるものの、粗度を有する斜面については、 $\mu_k/\mu_s = 0.7 \sim 0.85$ になった。
- ③ 以上の結果は、動摩擦係数 μ_k がほぼ静摩擦係数のみによって決定されることを意味する。

(3.20) 式の流体摩擦力を間隙水のせん断変形によるものと考え、さらに、混合距離を土粒子の間隙の空間の代表長さが等しいとおいて、渦動粘性係数の混合距離を L で表し、流れにおいては、粘性よりもレイノルズ応力が卓越するとして、次式を導いた。

$$\frac{U}{\sqrt{gh}} = \frac{2}{5} \left(\frac{k_v}{k_p} \right)^{1/2} \left[\cos \theta \left\{ \tan \theta - \frac{(\sigma - 1) C}{(\sigma - 1) C + 1} \mu_k \right\} \cdot \left\{ (\sigma - 1) C + 1 \right\}^{1/2} \left\{ \frac{C}{1 - C} \right\}^{1/3} \frac{h}{d} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{\delta}{h} \right)^{5/2} \right\} \right] \quad (3.22)$$

ここに U ：平均流速、 k_v 、 k_p ：形状係数で、それぞれ、 $k_p = V_p/d^3$ 、 $k_v = V_v/L^3$ 、 V_p 、 V_v ：土粒子及び間隙一個の体積、 d ：土粒子の代表粒径、 L ：空間の代表長さ、 C ：体積濃度、 δ ：移動土層のうち流動化している部分の厚さ、 h ：移動層厚

さらに、定常等流状態で移動する土層に関する力のつり合の式

$$\rho_t g h \sin \theta = \mu_k (\rho_s - \rho) (1 - \lambda) h g \cos \theta + \rho f_b V^2 \quad (3.23)$$

に(3.21)式の ρ_t と(3.22)式の U を代入して、流体抵抗係数に関する次式を得た。

$$f_b = \frac{25}{4} \left(\frac{k_p}{kv} \right)^{2/3} \left\{ \frac{1-C}{C} \right\}^{2/3} \left(\frac{h}{d} \right)^{-2} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{\delta}{h} \right)^{5/2} \right\}^{-2} \quad (3.24)$$

土塊の形状を三角形で近似し、 $A_t = 1, h_t / 2$ とおき、無次元量 $t' = t / \sqrt{h_t / g}$ および $U' = U_t / \sqrt{g h_t}$ を導入すると (3.20) 式は、次のように書ける。

$$dU'/dt' = dU'/dt = a U'^2 + b \quad (3.25)$$

ここに、 $U - U'$ は、無次元移動速度、

$$a = -2 (\rho / \rho_s) f_b = -2 / \{ (\sigma - 1) C + 1 \} \cdot f_b$$

$$\begin{aligned} b &= \cos \theta \{ \tan \theta - \mu_k (\rho_s - \rho) \cdot (1 - \lambda) / \rho_s \} \\ &= \cos \theta [\tan \theta - \mu_k (\sigma - 1) C / \{ (\sigma - 1) C + 1 \}] \end{aligned}$$

さらに、 $x' = x / h_t$ を導入し、 $dt' = dx' / U'$ なる変換を行うと、(3.25) 式は、次式のようになる。

$$U' dt' / dx' = a U'^2 + b \quad (3.26)$$

(3.26) 式において、係数 b は定数であるが、係数 a は f_b を含んでいたために定数として扱えない。そのため、 U' に関する解析解は得られないが、 $a = \text{一定}$ として (3.26) 式を $x' = 0, U' = U'_{t0}$ のもとで解くと無次元移動速度に関する次式を得る。

$$U' (x') = \{ U'_{t0} e^{2ax'} - \frac{b}{a} (1 - e^{2ax'}) \}^{1/2} \quad (3.27)$$

(3.27) 式において、 $x' \rightarrow \infty$ とすると次式のような定常速度が得られる。

$$U'_{t\infty} = (-b/a)^{1/2} \quad (3.28)$$

8) 高橋(1978)

高橋は、Bagnoldによって提唱されたダイラタント流体モデルを土石流に適用し、(3.29) 式を導いている。

$$v = \frac{2}{3d} \left\{ \frac{g \sin \theta}{0.042 \sin \alpha} [Cd + (1 + Cd) \frac{\rho}{\sigma}] \right\}^{1/2} \left[\left(\frac{Cd}{C_d} \right)^{1/3} - 1 \right] h^{3/2} \quad (3.29)$$

ここに、 v ：平均流速、 d ：平均粒径、 α ：衝突条件によって決まる角度、 C_d ：土石流

の容積濃度、C.：堆積層中の砂礫分の容積濃度、h：流動深

9) 佐々 (1987)

二次元的に崩壊土砂の到達範囲を推定する解析手法については、以上述べてきたように種々の提案がなされてきている。しかしながら、言うまでもなくこのような二次元的手法においては、特に土砂の移動方向に対して直角方向の地形の影響を的確に評価することはほとんど困難である。

そこで佐々 (1987) は、三次元的に崩壊土砂の到達範囲を予測する手法を提案している。この手法は、後述するとおり、厳密な意味での三次元シミュレーションではなく、筆者が3. 2節で提案するものと同様、いわば「準三次元的」なシミュレーション手法である。

この手法では、空間的に固定した枠（微小要素）内を土砂がどのように動くかを調べる、という基本的な考え方から、以下のような基礎式を用いて解析を行うものである。

ひとつの微小要素にはたらく加速度を $\frac{D u}{Dt}$ で表わし、 $\frac{\partial u}{\partial t}$ に、微小要素内へx, y, z方向から出入りする加速成分を加えると、次のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{D u}{Dt} &= \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \\ &= g_{px} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p_x}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial r_x}{\partial z} \end{aligned} \quad (3.30a)$$

$$\begin{aligned} \frac{D v}{Dt} &= \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \\ &= g_{py} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p_y}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial r_y}{\partial z} \end{aligned} \quad (3.30b)$$

$$\begin{aligned} \frac{D w}{Dt} &= \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \\ &= g_{pz} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial r_z}{\partial z} \end{aligned} \quad (3.30c)$$

ここに、 ρ :密度、 u, v, w : x, y, z 方向の流速、 g_{px}, g_{py}, g_{pz} : 重力加速度

(g)の斜面方向成分 (g_p) のx, y, z方向成分. r_x, r_y, r_z : (x-y平面への投影面積における) 単位面積あたりのせん断抵抗力 (r) のx, y, z方向成分. P_x, P_y : y-z平面での単位面積あたりの圧力 (p) のx, y方向成分.

このうち、対流項を無視すれば、wはu, vが決まれば、斜面形状より決定されるので (3.30c) 式は計算不要である。

次に土砂の運動中の密度変化による体積変化は総土量に比べて小さいと考え、微小要素内に流入する土量と流出する土量が等しいと仮定すると、次の連続の式が得られる。

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (3.31)$$

(3.30a), (3.30b), (3.30c) の3式が土塊内の微小要素に関する運動の基礎方程式であるが、このまま解くのは複雑過ぎるので、

(1) x-y平面上での土塊の分散にとって影響度が少ないz方向(深さ方向)の速度変化は無視し、深さ方向に一定の平均流速 u_θ, v_θ を用いることにする。

(2) z軸方向の土塊の運動による加速度は、重力加速度 (g) に比べて無視し得るものとし、自重、水平土圧のみ考慮する。

これらの条件のもとで、上記3式を基岩(すべり面)より崩壊土砂表面までの柱状のコラムについての式に書き換えると、(3.31a)、(3.31b)、(3.32) 式が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (u_\theta M) + \frac{\partial}{\partial y} (v_\theta M) &= g h \frac{\tan \alpha}{q+1} - k g h \frac{\partial h}{\partial x} \\ - \frac{g}{\sqrt{q+1}} \frac{u_\theta}{\sqrt{u_\theta^2 + v_\theta^2 + w_\theta^2}} \{h \cdot (q+1) + h \cdot \tan \phi\} \end{aligned} \quad (3.31a)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (u_\theta N) + \frac{\partial}{\partial y} (v_\theta N) &= g h \frac{\tan \beta}{q+1} - k g h \frac{\partial h}{\partial y} \\ - \frac{g}{\sqrt{q+1}} \frac{v_\theta}{\sqrt{u_\theta^2 + v_\theta^2 + w_\theta^2}} \{h \cdot (q+1) + h \cdot \tan \phi\} \end{aligned} \quad (3.31b)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (3.32)$$

ただし、 w_θ は土砂が斜面上を動くという条件より、 $w_\theta = - (u_\theta \cdot \tan \alpha + v_\theta \cdot \tan \beta)$ 、
 $q = \tan^2 \alpha + \tan^2 \beta$ 、 $M = u_\theta \cdot h$ 、 $N = v_\theta \cdot h$ ：おのおの x、y 方向の流量、 α 、 β ：
 おのおの斜面と x - y 平面、y - z 平面の交線の傾きを表している。

(3.31a)、(3.31b)、(3.32) 式はこのままの形では解けないため、
 差分式の形に変えて準三次元の解析を実施している。

3.1.3 まとめ

3.1.1 項及び 3.1.2 項で崩壊土砂の到達範囲を予測するための既往の研究について振り返ってみた。それらは大きく「帰納的」な手法と、ある運動モデルから解析的に崩壊土砂の到達範囲を推定する手法とに分類できる。さらに後者は、二次元的なモデルを用いているものと、近年のめざましいコンピュータの発達に裏打ちされて可能となってきた三次元的なモデルを用いる手法とに分けられる。

「帰納的」な予測手法では数多くの斜面崩壊の事例から崩壊土砂の到達範囲を推定することになる。しかしながら、現実に斜面崩壊の危険区域を設定する場合には、過去の斜面崩壊事例から、崩壊土砂の到達範囲の上限値を探ることになり、しばしば過大な範囲を設定しがちである。

一方、二次元的な運動モデルによって崩壊土砂の到達範囲を推定しようとする試みでは、文字どおり二次元的な到達範囲は明かとなるが、一般に崩壊土砂の横方向への拡がりを精度良く評価することは困難である。したがって、このような解析手法をそのまま斜面崩壊の危険区域の設定のために用いることはできないものと考えられる。

このような二次元解析の欠点を補うために準三次元の解析手法が提案されてきている。

この手法では、土砂の運動を準三次元的に扱うことによって、崩壊土砂の横方向への拡がりを評価することが可能となるため、斜面崩壊の危険区域の設定に対しても非常に有効な手法となるものと考えられる。ここでは佐々（1987）の示した解析手法についてみてきたが、3.2節において詳述するように、佐々の手法の中にも、特に運動方程式中の圧力項の考え方において幾つか検討をする部分があるものと考えられる。そこで、本論文においてはそのような点を考慮してさらに解析精度の高い手法を提案している。その詳細については3.2節に示される。

3.2 崩壊土砂の到達範囲推定のための解析手法のアルゴリズム

3.1節で述べてきたように、斜面崩壊の崩壊土砂の到達範囲を推定するための多くの手法がこれまでにも提案されてきているが、既に指摘したような問題点のあることが明かとなつた。そこで、移動を開始した土砂の到達・拡散範囲を予測するために地震力を考慮に入れて、土砂の移動開始から堆積に到る一連の過程を定量的に推定することのできる準三次元の崩壊土砂の運動シミュレーションプログラムを作成した（中村ら、1989， Nakamura et al., 1989, 納木ら、1990）。ここでは、主としてそのアルゴリズムについて述べる。

3.2.1 シミュレーションモデル

ここで提案するモデルにおいては、例えばVulliet (1988) らと同様に、土砂を非圧縮性のニュートン粘性流体と仮定し、その運動方程式としてナビエ・ストークスの方程式を用いた。彼らは移動速度の遅い地すべりに対してこのような仮定を設けているが、ここでは比較的移動速度の大きな崩壊土砂に対してもこのような仮定をあてはめることができないか、といった点についても検討を行っている。また、三次元的な崩壊土砂の挙動を再現するために三次元のモデルを考えているが、厳密な三次元計算では入力データの作成や計算量等の点から実用性が大きく損なわれるため、当論文では土砂の分布と厚さを考慮した平面流動の問題として準三次元的に扱った。さらにこのモデルでは地震による加速度を与えることが可能で、すべり面（崩壊土砂と不動層との境界）の抵抗則として、内部摩擦角と粘着力とを考えるクーロン型のほかに、ニュートン型の粘性抵抗則と、マニングの抵抗則を用いることができる。崩壊土砂及びすべり面の物性値は解析領域内の場所によって変化させることも可能である。

3.2.2 基礎式

ここでは、斜面崩壊に伴う崩壊土砂を粘性流体の流れと仮定して扱う。

1) 慣性力

崩壊土砂の粒子の慣性力は次式で与えられる。右辺の第1項は局所加速度項、第2～4項は対流加速度項である。

$$\rho \frac{D u}{Dt} = \rho \left[\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right] \quad (3.33a)$$

$$\rho \frac{D v}{Dt} = \rho \left[\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right] \quad (3.33b)$$

$$\rho \frac{D w}{Dt} = \rho \left[\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right] \quad (3.33c)$$

ここに、 $\vec{V} = (u, v, w)$ ：流速ベクトル、 ρ ：密度

2) 連続の式

崩壊土砂を非圧縮性と仮定すれば質量保存則より次の連続式が得られる。

$$d i v (\rho \vec{V}) = \rho \left[\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right] = 0 \quad (3.34)$$

ここに、 $d i v$ ：発散記号

3) 応力～歪速度関係式

非圧縮性粘性流体の応力～歪速度関係は次式で与えられる。

$$\sigma_x = -p + 2\mu \frac{\partial u}{\partial x} \quad (3.35a)$$

$$\sigma_y = -p + 2\mu \frac{\partial v}{\partial y} \quad (3.35b)$$

$$\sigma_z = -p + 2\mu \frac{\partial w}{\partial z} \quad (3.35c)$$

$$\sigma_{xy} = \mu \gamma_{xy} = \mu \left[\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right] \quad (3.35d)$$

$$\sigma_{yz} = \mu \gamma_{yz} = \mu \left[\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right] \quad (3.35e)$$

$$\sigma_{zx} = \mu \gamma_{zx} = \mu \left[\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right] \quad (3.35f)$$

ここに, σ : 応力テンソル, p : 壓力, μ : 粘性係数

4) 運動方程式

運動方程式は、流体の単位体積あたりに作用する力と慣性力とが等しいとおくことによつて得られる。

$$\rho \frac{D u}{Dt} = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} + F_x \quad (3.36a)$$

$$\rho \frac{D v}{Dt} = \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial z} + F_y \quad (3.36b)$$

$$\rho \frac{D w}{Dt} = \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + F_z \quad (3.36c)$$

ここに, $\vec{F} = (F_x, F_y, F_z)$: 体積力ベクトル

5) ナビエ・ストークスの方程式

式(3.36)に式(3.35)を代入すると、次のナビエ・ストークスの式が得られる。

$$\rho \frac{D \vec{v}}{Dt} = -\nabla p + \mu \nabla^2 \vec{v} + \vec{F} \quad (3.37)$$

ここに,

$$\nabla = i \frac{\partial}{\partial x} + j \frac{\partial}{\partial y} + k \frac{\partial}{\partial z}$$

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

上式を成分別に表示すると、

$$\rho \frac{D u}{Dt} = - \frac{\partial p}{\partial x} + \mu \nabla^2 u + F_x \quad (3.38a)$$

$$\rho \frac{D v}{Dt} = - \frac{\partial p}{\partial y} + \mu \nabla^2 v + F_y \quad (3.38b)$$

$$\rho \frac{D w}{Dt} = - \frac{\partial p}{\partial z} + \mu \nabla^2 w + F_z \quad (3.38c)$$

6) 支配方程式

$u, v \gg w$ とし、 u, v が鉛直方向に一様であると仮定する。さらに、鉛直方向の均合式において流体粒子の慣性力が重力加速度に比べて著しく小さいものとすると

$$\rho \frac{D u}{Dt} = - \frac{\partial p}{\partial x} + \mu \nabla^2 u + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} + F_x \quad (3.39a)$$

$$\rho \frac{D v}{Dt} = - \frac{\partial p}{\partial y} + \mu \nabla^2 v + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial z} + F_y \quad (3.39b)$$

$$- \frac{\partial p}{\partial z} + F_z = 0 \quad (3.39c)$$

$$\text{ここに, } \nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$$

ここで、重力加速度を g_z (下向き正)、地震力に起因する水平加速度を g_x, g_y (x, y の正の向きを正とする) とすれば、式 (3.39) は、

$$\rho \left[\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} \right] = - \frac{\partial p}{\partial x} + \mu \nabla^2 u + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} + \rho g_x \quad (3.40a)$$

$$\rho \left[\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} \right] = - \frac{\partial p}{\partial y} + \mu \nabla^2 v + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial z} + \rho g_y \quad (3.40b)$$

$$- \frac{\partial p}{\partial z} + \rho g_z = 0 \quad (3.40c)$$

ここで、式(3.40c)をz方向に積分し、大気圧を0とすると、 p_z について次の静水圧分布の式が得られる。

$$p = \rho g_z (H - z) \quad (3.41)$$

ここに、 H は基準面から土砂の表面までの高さである。

次に、体積輸送流量(流束)を次式で定義する。

$$\vec{Q} = M \vec{i} + N \vec{j} \quad (3.42)$$

ここに、 $M = \int^h u dz$, $N = \int^h v dz$

ここで、 \vec{i} , \vec{j} はxおよびy方向の単位ベクトルである。

さらに、式(3.40a), (3.40b)をz方向に積分して、 ν (動粘性係数) = μ/ρ とすれば、次のような二次元場の方程式を得る。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + u \frac{\partial M}{\partial x} + v \frac{\partial M}{\partial y} = -g_z h \frac{\partial H}{\partial x} + g_z h + \nu \nabla_z^2 M - \frac{\tau'_{zx}}{\rho} \quad (3.43a)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + u \frac{\partial N}{\partial x} + v \frac{\partial N}{\partial y} = -g_z h \frac{\partial H}{\partial y} + g_y h + \nu \nabla_z^2 N - \frac{\tau'_{zy}}{\rho} \quad (3.43b)$$

前に

$\vec{V} = 0$

を仮定したが、涵養量 $a(x, y, z, t)$ を考慮した非圧縮性流れに対する連続の条件は次式で与えられる。

$$\operatorname{div} \vec{V} = a(x, y, z, t) \quad (3.44)$$

上式をz軸方向に積分する。ここで、涵養量は地表面でしか与えられないとすると

$$\frac{\partial h}{\partial t} = -\nabla \cdot \vec{Q} + a, \quad (a = a(x, y, z = h, t)) \quad (3.45)$$

よって、式(3.43), (3.45)は5個の未知数 h , M , N , τ'_{zx} , τ'_{zy} を含む3個の方程式に帰着する。

次にまず、すべり面の抵抗則としてクーロンの基準を用いる。クーロンの抵抗則は次式で与えられる。

$$\tau' = c + \sigma \tan \phi \quad (3.46)$$

上記の σ に式(3.41)を代入すると、次式を得る。

$$\tau' = \rho g_z \left(\frac{c}{\rho g_z} + h \tan \phi \right) \quad (3.47)$$

ここで、式の形を整えるために $h_c = c / (\rho g_z)$ とおくと

$$\tau' = \rho g_z (h_c + h \tan \phi) \quad (3.48)$$

土砂がある速度で移動しているときは、土砂の運動方向の反対方向に抵抗力が作用するので、すべり面のせん断抵抗力のx、y方向の成分はそれぞれ次のようになる。

$$\tau'_{zx} = \rho g_z (h_c + h \tan \phi) \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2 + w^2}} \quad (3.49a)$$

$$\tau'_{zy} = \rho g_z (h_c + h \tan \phi) \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2 + w^2}} \quad (3.49b)$$

よって式(3.43)、(3.45)は次のように表される。ただし、ここでは涵養量(土砂の供給等)は考慮しない。

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \frac{\partial(vM)}{\partial y} &= -g_z h \frac{\partial H}{\partial x} + g_x h + \nu \nabla_z^2 M \\ -g_z (h_c + h \tan \phi) \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2 + w^2}} \end{aligned} \quad (3.50a)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \frac{\partial(vN)}{\partial y} &= -g_z h \frac{\partial H}{\partial y} + g_y h + \nu \nabla_z^2 N \\ -g_z (h_c + h \tan \phi) \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2 + w^2}} \end{aligned} \quad (3.50b)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} = - \left[\frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} \right] \quad (3.50c)$$

なお、クーロンの抵抗則以外に、ニュートン型の粘性抵抗則と一般に水の流れで使われているマニング型の抵抗則を考えると以下のようになる。

ニュートン型の粘性抵抗則の場合、

$$\tau'_{zx} = \rho \frac{\nu}{\delta} u \quad (3.51a)$$

$$\tau'_{zy} = \rho \frac{v}{\delta} v \quad (3.51b)$$

ここに、 v はすべり面の動粘性係数、 δ はすべり面の厚さであり、ここではすべり面の動粘性係数を v/δ で定義して、崩壊土砂の動粘性係数と区別することとする。

マニングの抵抗則の場合、

$$\tau'_{zx} = \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (3.52a)$$

$$\tau'_{zy} = \frac{\rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (3.52b)$$

ここに、 n は粗度係数、 h は水深（流動深）である。

3.2.3 離散化式

崩壊土砂の運動の支配方程式（3.50a, b）および連続の方程式（3.50c）の離散化は差分法によって行う。そのために、まず、 (x, y) 空間を図-3.9に示すように格子分割し、従属係数 M , N を格子辺の中心で定義し、 h を格子の中心で定義する。 x , y の格子間隔及び t の時間間隔をそれぞれ Δx , Δy , Δt とし、差分化にあたって変数の右下に (x, y) 平面での位置を示す添字*i*, *j*を、変数の右肩に時間ステップを示す添字*n*を付することにする。

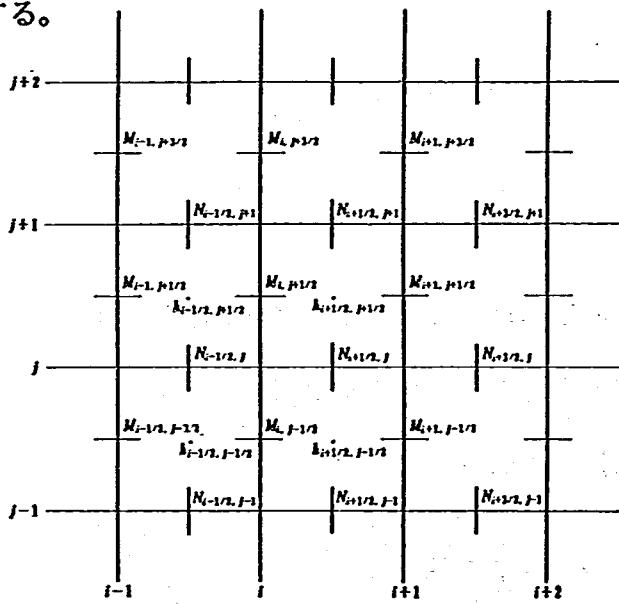


図-3.9 x,y空間の格子分割

1) 運動の方程式

式(3.50a,b)の差分化は、岩佐ら(1980)の方法を適用する。ただし、対流項は、計算の安定をはかるために風上差分法を採用する。

x方向の運動方程式を離散化すると次式を得る。

$$\frac{M_{i,j+1/2}^{n+3} - M_{i,j+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + MX + MY = MGZ + MGX + MNU + MF \quad (3.53)$$

対流項:

$M_{i,j+1/2}^{n+1} \geq 0$ のとき,

$$MX = u_1 \frac{M_{i,j+1/2}^{n+1} - M_{i-1,j+1/2}^{n+1}}{\Delta x} \quad (3.54a)$$

$M_{i,j+1/2}^{n+1} < 0$ のとき,

$$MX = u_2 \frac{M_{i+1,j+1/2}^{n+1} - M_{i,j+1/2}^{n+1}}{\Delta x} \quad (3.54b)$$

$v \geq 0$ のとき,

$$MY = v \frac{M_{i,j+1/2}^{n+1} - M_{i,j-1/2}^{n+1}}{\Delta y} \quad (3.55a)$$

$v < 0$ のとき,

$$MY = v \frac{M_{i,j+3/2}^{n+1} - M_{i-1,j+1/2}^{n+1}}{\Delta y} \quad (3.55b)$$

ここに,

$$u_1 = \frac{M_{i,j+1/2}^{n+1} + M_{i-1,j+1/2}^{n+1}}{2h_{i-1/2,j+1/2}^{n+2}}$$

$$u_2 = \frac{M_{i+1,j+1/2}^{n+1} + M_{i,j+1/2}^{n+1}}{2h_{i+1/2,j+1/2}^{n+2}}$$

$$v = \frac{\frac{1}{4} (N_{i-1/2,j}^{n+1} + N_{i-1/2,j}^{n+1} + N_{i+1/2,j+1}^{n+1} + N_{i-1/2,j+1}^{n+1})}{\frac{1}{2} (h_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+2})}$$

圧力項:

$$MGZ = -g_z \bar{h} \operatorname{sign} \left(\frac{\partial H}{\partial x} \right) [\left| \frac{\partial H}{\partial x} \right| - \tan \phi_s] . \quad (3.56)$$

ここに,

$$\bar{h} = \frac{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+2} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+2}}{2}$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{H_{i+1/2, j+1/2}^{n+2} - H_{i-1/2, j+1/2}^{n+2}}{\Delta x}$$

$$H_{i+1/2, j+1/2}^{n+2} = h_{i+1/2, j+1/2}^{n+2} + \bar{Z}_{B i+1/2, j+1/2}$$

$$H_{i-1/2, j+1/2}^{n+2} = h_{i-1/2, j+1/2}^{n+2} + \bar{Z}_{B i-1/2, j+1/2}$$

$$\operatorname{sign}(x) : x \geq 0 のとき 1, x < 0 のとき -1$$

$$[x]_+ : x \geq 0 のとき x, x < 0 のとき 0$$

水平震度項:

$$MGX = g_x \frac{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+2} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+2}}{2} \quad (3.57)$$

粘性項:

$$MNU = \frac{\nu}{2} \left[\frac{M_{i-1, j+1/2}^{n+1} + M_{i+1, j+1/2}^{n+1} - 2M_{i, j+1/2}^{n+1}}{(\Delta x)^2} + \frac{M_{i, j-1/2}^{n+1} + M_{i, j+3/2}^{n+1} - 2M_{i, j+1/2}^{n+1}}{(\Delta y)^2} \right] \quad (3.58)$$

摩擦項:

$$MF = -g_z (h_c + \bar{h} \tan \phi_s) \frac{M_{i, j+1/2}^{n+3} + M_{i, j+1/2}^{n+1}}{2 \bar{h}} \frac{1}{\sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2 + \bar{w}^2}} \quad (3.59)$$

$$\text{ここに, } h_c = \frac{c}{\rho g_z}$$

$$\bar{h} = \frac{1}{2} (h_{i-1/2, j+1/2}^{n+2} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+2})$$

$$\bar{u} = \frac{M_{i+1/2}^{n+1}}{\bar{h}}$$

$$\bar{v} = \frac{1}{4 \bar{h}} (N_{i-1/2,j}^{n+2} + N_{i+1/2,j}^{n+2} + N_{i+1/2,j+1}^{n+2} + N_{i-1/2,j+1}^{n+2})$$

$$\bar{w} = -(\bar{u} \tan \alpha + \bar{v} \tan \beta)$$

$$\tan \alpha = \frac{(Z_{B,i-1,j} + Z_{B,i-1,j+1}) - (Z_{B,i+1,j} + Z_{B,i+1,j+1})}{4 \Delta x}$$

$$\tan \beta = \frac{Z_{B,i,j} - Z_{B,i,j+1}}{\Delta y}$$

$$\bar{Z}_{B,i+1/2,j+1/2} = \frac{Z_{B,i,j} + Z_{B,i+1,j} + Z_{B,i+1,j+1} + Z_{B,i,j+1}}{4}$$

$$\bar{Z}_{B,i-1/2,j+1/2} = \frac{Z_{B,i-1,j} + Z_{B,i,j} + Z_{B,i,j+1} + Z_{B,i-1,j+1}}{4}$$

y 方向の運動方程式を離散化すると次式を得る。

$$\frac{N_{i+1/2,j}^{n+3} - N_{i+1/2,j}^{n+1}}{2 \Delta t} + NX + NY = NGZ + NGY + NN \bar{U} + NF$$

(3.60)

対流項:

$u \geq 0$ のとき、

$$NX = u \frac{N_{i+1/2,j}^{n+1} - N_{i-1/2,j}^{n+1}}{\Delta x}$$

(3.61a)

$u < 0$ のとき、

$$NX = u \frac{N_{i+3/2,j}^{n+1} - N_{i+1/2,j}^{n+1}}{\Delta x}$$

(3.61b)

$N_{i+1/2,j} \geq 0$ のとき、

$$NY = v_1 \frac{N_{i+1/2,j}^{n+1} - N_{i+1/2,j-1}^{n+1}}{\Delta y}$$

(3.62a)

$N_{i+1/2,j} < 0$ のとき、

$$NY = v_2 \frac{N_{i+1/2,j+1}^{n+1} - N_{i+1/2,j}^{n+1}}{\Delta y}$$

(3.62b)

ここに、

$$u = \frac{\frac{1}{4} (M_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + M_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + M_{i+1/2,j-1/2}^{n+1} + M_{i+1/2,j-1/2}^{n+1})}{\frac{1}{2} (h_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+2})}$$

$$v_1 = \frac{N_{i+1/2,j}^{n+1} + N_{i+1/2,j-1}^{n+1}}{2 h_{i+1/2,j-1/2}^{n+2}}$$

$$v_2 = \frac{N_{i+1/2,j+1}^{n+1} + N_{i+1/2,j}^{n+1}}{2 h_{i+1/2,j+1/2}^{n+2}}$$

圧力項：

$$NGZ = -g_z \bar{h} \operatorname{sign} \left(\frac{\partial H}{\partial y} \right) \left[\left| \frac{\partial H}{\partial y} \right| - \tan \phi_s \right]. \quad (3.63)$$

ここに、

$$\bar{h} = \frac{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+2}}{2}$$

$$\frac{\partial H}{\partial y} = \frac{H_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} - H_{i+1/2,j-1/2}^{n+2}}{\Delta y}$$

$$H_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} = h_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} + \bar{Z}_{B,i+1/2,j+1/2}$$

$$H_{i+1/2,j-1/2}^{n+2} = h_{i+1/2,j-1/2}^{n+2} + \bar{Z}_{B,i+1/2,j-1/2}$$

水平震度項：

$$NGY = g_y \frac{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+2}}{2} \quad (3.64)$$

粘性項：

$$NNU = \frac{\nu}{2} \left[\frac{N_{i-1/2,j}^{n+1} + N_{i+3/2,j}^{n+1} - 2N_{i+1/2,j}^{n+1}}{(\Delta x)^2} + \frac{N_{i+1/2,j-1}^{n+1} + N_{i+1/2,j+1}^{n+1} - 2N_{i+1/2,j}^{n+1}}{(\Delta y)^2} \right] \quad (3.65)$$

摩擦項：

$$NF = -g_z (h_c + \bar{h} \tan \phi_s) \frac{\frac{N_{i+1/2,j}^{n+3} + N_{i+1/2,j}^{n+1}}{2 \bar{h}} - \frac{1}{\sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2 + \bar{w}^2}}}{(3.66)}$$

$$\text{ここに } h_e = \frac{c}{\rho g z}$$

$$\bar{h} = \frac{1}{2} (h_{i+1/2, j-1/2}^{n+2} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+2})$$

$$\bar{u} = \frac{1}{4 \bar{h}} (M_{i, j-1/2}^{n+1} + M_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} + M_{i+1, j+1/2}^{n+1} + M_{i+1/2, j+1/2}^{n+1})$$

$$\bar{v} = \frac{N_{i+1/2, j}^{n+1}}{\bar{h}}$$

$$\bar{w} = -(\bar{u} \tan \alpha + \bar{v} \tan \beta)$$

$$\tan \alpha = \frac{Z_{B, i, j} - Z_{B, i+1, j}}{\Delta x}$$

$$\tan \beta = \frac{(Z_{B, i, j-1} + Z_{B, i+1, j-1}) - (Z_{B, i, j+1} + Z_{B, i+1, j+1})}{4 \Delta y}$$

$$\bar{Z}_{B, i+1/2, j+1/2} = \frac{Z_{B, i, j} + Z_{B, i+1, j} + Z_{B, i+1, j+1} + Z_{B, i, j+1}}{4}$$

$$\bar{Z}_{B, i+1/2, j-1/2} = \frac{Z_{B, i, j} + Z_{B, i+1, j} + Z_{B, i+1, j-1} + Z_{B, i, j-1}}{4}$$

2) 連続の式

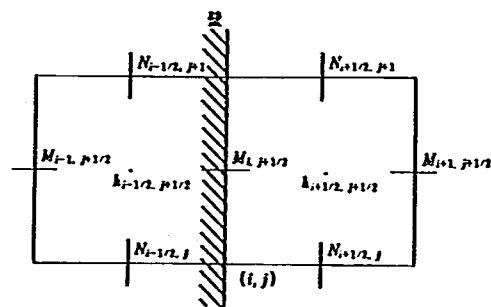
連続の式 (3.50c) を離散化すると次式を得る。

$$\begin{aligned} & \frac{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+2} - h_{i+1/2, j+1/2}^n}{2 \Delta t} + \frac{M_{i+1, j+1/2}^{n+1} - M_{i, j+1/2}^{n+1}}{\Delta x} \\ & + \frac{N_{i+1/2, j+1}^{n+1} - N_{i+1/2, j}^{n+1}}{\Delta y} = 0 \end{aligned} \quad (3.67)$$

3.2.4 境界条件と移動境界法

式(3.53)、(3.60)、(3.67)によって、斜面崩壊による土砂の運動を計算するには、境界条件を与えなければならない。崩壊土砂がすべり面上を滑動もしくは流動する過程では、土砂の移動とともに、土砂は、その位置を時々刻々変化させるので、崩壊土砂の周縁も移動することになる。したがって、崩壊土砂の運動の支配方程式の計算では、そのことを考慮に入れる必要がある。ここでは、そのために、斜面を朔上する津波の計算などで使われている手法を利用する。

この方法では、まず崩壊土砂の周辺から土砂が流出しないものとして、運動方程式を解く。この場合の境界条件は本論文では次のようにとりあつかっている。すなわち崩壊土砂の堆積域の境界では、境界法線方向の流束が零であり、さらに境界の接線方向ではすべり壁の条件が適用できるものとすると、境界における変量は図-3.10(a), (b)に示すもので与えられる。ここで、土砂の堆積領域の周囲に境界格子を設けて、同図に示す関係式を適用すれば、3.2.3項で誘導した離散化式がそのまま境界の計算にも使用できることになり、計算が簡単になる。



$$\begin{aligned}
 M_{i, p1/2} &\leftarrow 0 & k_{i-1/2, p1/2} &\leftarrow k_{i+1/2, p1/2} \\
 M_{i-1, p1/2} &\leftarrow -M_{i+1, p1/2} \\
 N_{i-1/2, p1} &\leftarrow N_{i+1/2, p1} \\
 N_{i-1/2, j} &\leftarrow N_{i+1/2, j}
 \end{aligned}$$

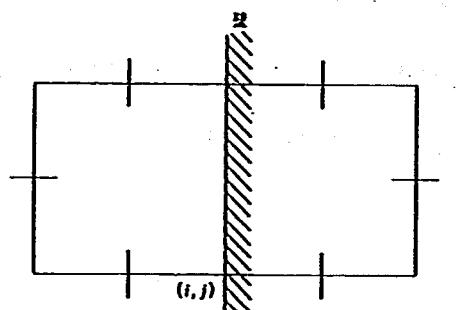


図-3.10(a) x 方向の境界条件

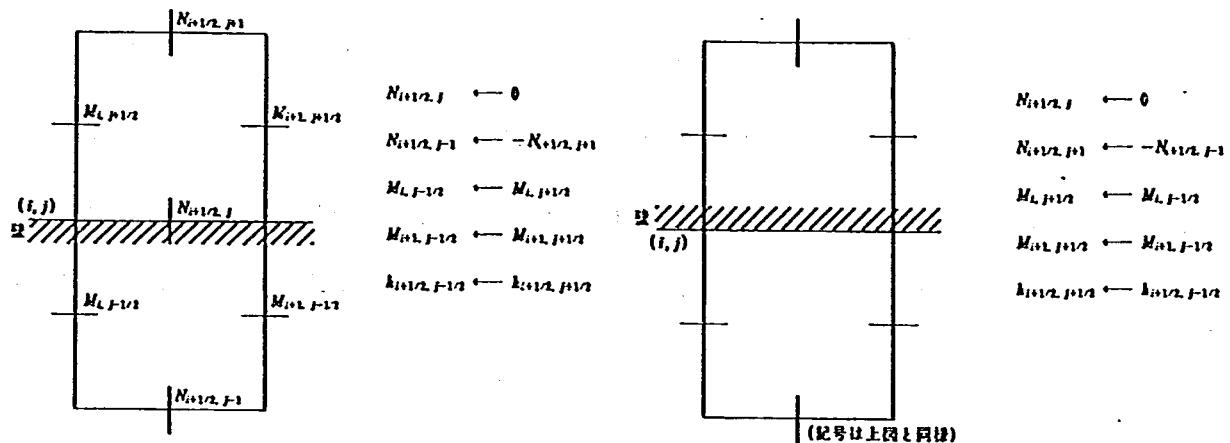


図-3.10(b) x 方向の境界条件

次に、この土砂の堆積域から土砂が外に向かって流出するかどうかを計算する。すなわち、土砂が堆積しているセルとまだ堆積していないセルとの間の土砂の出入量を求める。この計算には、セル間の流量方程式が必要になる。セル間の流量方程式は、式(3.56)、(3.63)の運動方程式に準拠して、次式で与えられるものと仮定する。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = -C g_z h \operatorname{sign} \left(\frac{\partial H}{\partial X} \right) \left(\left| \frac{\partial H}{\partial X} \right| - \tan \phi_s \right) + g' h \frac{\tau}{\rho} \quad (3.68)$$

ここに、Qはセル間の流束であり、x方向ではMに、y方向ではNに一致するものである。また、Cはセル間の流出係数、g'はxあるいはy方向の水平加速度である。上式の右辺をmとおいて、離散化すると

$$\frac{Q^{n+3} - Q^{n+1}}{2 \Delta t} = m \quad (3.69)$$

ここに、mは圧力項、水平加速度項、および抵抗項の和で表わされ、差分法による離散化式はx方向ではそれぞれ式(3.56)、(3.57)、(3.59)で与えられる。

ここで、前の時刻n+1時では、流束は零であるから、

$$Q^{n+3} = 2m \Delta t \quad (3.70)$$

となる。

このようにして、土砂の堆積していないセル（空虚セル）への流入量が求まり、次の連続の式より空虚セルの堆積土砂の厚さが計算される。

$$h = 2 \Delta t \left(\frac{M_1 - M_2}{\Delta x} + \frac{N_1 - N_2}{\Delta y} \right) \quad (3.71)$$

ここに、 M_1, M_2 は x 方向の流入・流出量、 N_1, N_2 は y 方向の流入・流出量である。

ところで3.1.2項の9)で述べた佐々(1987)の手法によれば、微小要素間の土砂の流出入は、要素の両側面にかかる水平土圧の差によって評価しており、圧力項は次式のように示されている。

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} h \cdot k \rho g h \cdot \Delta y - \frac{1}{2} \left(h + \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \Delta x \right) \cdot k \rho g \cdot \left(h + \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \Delta x \right) \cdot \Delta y \\ &= -k g h \frac{\partial h}{\partial x} \cdot (\rho \cdot \Delta x \cdot \Delta y) \end{aligned} \quad (3.72)$$

ここに、 k は土圧係数である。

(3.72)式からもわかるように、流動深さが x, y 方向に変化しなければ、この圧力項は0となる。

以上が佐々の圧力項の考え方であるが、この考え方によれば、① 流動深さが変化しなければ極く小さな内部摩擦角を有する土砂であっても微小要素間の土砂の流出入が無くなる、② 崩壊土砂の引張り領域においては特に土圧係数の評価が難しいこと、等の不都合が生じる。

そこで本研究では微小要素における $\frac{\partial H}{\partial x}, \frac{\partial H}{\partial y}$ が崩壊土砂の内部摩擦角よりも大きければ微小要素において土砂の流出入が生じる、と考えた。すなわち、① 現実の崩壊土砂は、内部のせん断抵抗力以上の応力を受けた場合、明瞭な引っ張りあるいは圧縮亀裂等の変位現象を伴って移動する、② 微小要素内の土砂の流出入は、その要素内のせん断応力特性を反映させたものである必要がある、といったことを考慮して、圧力項を(3.56)及び(3.63)式のように設定した。

例えば、(3.56)式では、 $\left[\left| \frac{\partial H}{\partial x} \right| - \tan \phi_m \right]$ という項が含まれている。この項は、微小要素間で土砂の流出入があるかどうかを決定する項で、もし $\left| \frac{\partial H}{\partial x} \right| - \tan \phi_m$

≥ 0 であれば $(|\frac{\partial H}{\partial x}| - \tan \phi_a)$ の値をそのまま計算に用いて土砂の流入出を計算することになる。一方、 $|\frac{\partial H}{\partial x}| - \tan \phi_a < 0$ であるならば、 $[(|\frac{\partial H}{\partial x}| - \tan \phi_a)]^+$ の項を 0 として計算をすることを示している。したがって、 $|\frac{\partial H}{\partial x}| - \tan \phi_a < 0$ である場合には圧力項自体が 0 となり、微小要素間の土砂の流入出が起こらないことになる。

圧力項をこのような形で表現することによって、微小要素間の土砂の流入出をより的確に評価することが可能となったものと考えられる。

引続き、3. 3節においては以上のような手法を用いて行った事例及び模型実験の解析結果について述べる。

3.3 崩壊土砂の到達範囲のシミュレーション

ここではまず、3.2節において提案した崩壊土砂の移動状況を再現するための準三次元のシミュレーション手法の妥当性を確認するために実施した、幾つかの斜面崩壊の事例についての解析結果を述べる。次にこの手法の適用できる範囲を明確にするために実施した模型実験とその解析結果を述べていくこととする。

3.3.1 斜面崩壊の事例とそのシミュレーション

3.2節で述べた解析のために必要なデータは、斜面崩壊の幾何条件としての地表面やすべり面の高さ、崩壊土砂の単位体積重量、動粘性係数、内部摩擦角等の諸物性値、すべり面の粘着力、内部摩擦角、入力地震波（正弦波、水平・鉛直の三成分）等である。一方、計算結果として流束、流速、流動厚等が挙げられ、コンター図、ベクトル図、縦横断図等が図化出力される。

幾つかの斜面崩壊の事例についてクーロンの抵抗則を用いて解析を実施した。その結果、特に入力データの中でも、崩壊土砂及びすべり面の粘着力、内部摩擦角が計算結果に影響を及ぼすことが明かとなった。そこでここでは、解析自体を数値実験として考え、これらの物性値を何ケースか変化させながらそれぞれの斜面崩壊の状況を最も良好に再現できたと考えられる物性値を選択する、といった手順をとった。表-3.1に解析事例及び解析に用いた条件の一覧表を示す。

地震による加速度を考慮した解析には、地震による最大加速度及び地震波形の特性等が必要であるが、ここではこれらの値を以下のようにして求めた。

(1) 最大加速度(川島ら、1985)

$$A_{u,\max} = 987.4 \times 10^{0.216n} \times (\Delta + 30)^{-1.216}$$

表-3.1 解析事例の一覧表

箇所名	所在地	崩壊土量 (m ³)	基盤地質	発生年月日	誘因	解析モデルの諸元		計算に用いた物性値						入力地震波特性				本文中の記述
						格子点数	格子幅 (m)	単位体積重 量(t/m ³)	すべり面の すべり抵抗力 (t/m)	すべり面の 内部摩擦角 (度)	土壤内動 粘性抵抗 (kN/s)	土壤の内 部摩擦角 (度)	水平加速度 (gal)	鉛直 加速度 (gal)	固有周期 (s)	地盤動 緩和時間 (s)		
松越	長野県木曽郡王滝村	17,000	粘板岩。火山円錐砕	1984. 9. 14	長野県西部 地震	33×36	10	1.9	0	2.5	0	10.0	281	83	0.15	0.8	有	
中木	静岡県賀茂郡 南伊豆町	20,000	新第三紀白浜層群	1974. 5. 9	伊豆半島沖 地震	38×21	5	1.9	0	8.0	0	10.0	240	71	0.17	1.65	-	
一宮	兵庫県宍粟郡一宮町	600,000	粘板岩。安山岩類。花崗閃綠岩	1976. 9. 13	降雨	31×37	20	2.0	0	5.0	0	10.0	-	-	-	-	-	
玉の木	新潟県西頸城郡 舟守町	40,000	古第三紀凝灰岩。安 山岩質角礫凝灰岩	1986. 2. 15	融雪。降雨	16×21	10	2.0	0	15.0	0	20.0	-	-	-	-	-	
Sale Shan	中国甘粛省東鄉族 自治県	4,000～ 5,000万	第四紀馬蘭黄土。第 三紀泥岩・泥灰岩	1983. 3. 7	降雨	49×39	25	1.9	0	8.0	0	10.0	-	-	-	-	-	
石崎	千葉県山武郡松尾町	140	第四紀成田層砂	1987. 12. 17	千葉県東方 沖地震	13×19	2.5	1.5	0	7.5	0	20.0	189	56	0.21	3.82	-	
根原	千葉県山武郡成東町	570	第四紀笠森層砂	1987. 12. 17	千葉県東方 沖地震	13×12	5	1.5	0	5.5	0	15.0	189	56	0.21	3.82	-	
新泉	千葉県山武郡成東町	80	第四紀成田層砂	1987. 12. 17	千葉県東方 沖地震	9×10	2.5	1.5	0	10.0	0	25.0	189.	56	0.21	3.82	-	
帰雷山	岐阜県大野郡白川村	1,280万	漂飛流紋岩類。熔結 凝灰岩類	1586. 1. 18	白山大地震	29×16	50	2.0	0	7.5	0	12.5	242	81	0.27	10.9	無	
町迫	滋賀県大津市	2,790万	古生層砂岩・頁岩	1662. 6. 16	(近江地震)	19×11	100	2.0	0	2.5	0	5.0	301	96	0.20	4.0	-	
高芝山	茨木県塙谷郡栗山村	2,120万	第三紀川治流動凝灰 角礫岩	1683. 10. 20	(日光地震)	21×21	100	1.9	0	5.0	0	10.0	311	94	0.14	0.9	-	
名立崩れ	新潟県西頸城郡 名立町	900万	新第三紀泥岩。砂岩。 礫岩	1751. 5. 21	宝曆大地震	27×25	50	2.0	0	0.75	0	15.0	245	77	0.19	3.7	-	
つえ谷	高知県土佐郡大川村	1,430万	黒色片岩	1946. 12. 21	南海地震	29×19	50	2.0	0	2.5	0	15.0	63	23	0.33	50.1	-	
御岳崩れ	長野県木曽郡王滝村	3,600万	安山岩砕岩。砂礫	1984. 9. 14	長野県西部 地震	42×51	200	2.0	0	すべり域 1.0 堆積域 0.1	0	すべり域 10.0 堆積域 0.1	222	66	0.17	2.0	-	
金剛寺	和歌山県伊都郡 花園町	330万	中生代砂岩・頁岩	1952. 7. 18	吉野地震	35×37	25	2.0	0	2.5	0	15.0	106	32	0.23	5.1	-	

$$A_{H,\text{MAX}} = 117.0 \times 10^{0.268M} \times (\Delta + 30)^{-1.198}$$

ここに、 $A_{v,\text{MAX}}$ ：水平最大加速度 (gal)， $A_{H,\text{MAX}}$ ：鉛直最大加速度 (gal)， M ：マグニチュード， Δ ：震央距離 (km)

(2) 地震波形特性

道路橋標準示方書・同解説、耐震設計編 (1970) より、

$$T_d = 3.89 \times 10^{-4} \times 10^{0.466M} \times \Delta^{0.589}$$

$$N_z = 1.43 \times 10^{-2} \times 10^{0.418M} \times \Delta^{0.444}$$

ここに、 T_d ：主要動継続時間 (sec.)， N_z ： T_d 間のゼロクロッシング数 (回)

(3) 入力地震波形

ここでの解析においては地震外力を正弦波の入力地震波形として与えている。入力地震波は表-3.1に示した地震諸元に基づいて、加速度振幅（水平・鉛直の三成分）、入力地震波の継続時間及び固有周期を求めた。ただし、入力震源波の加速度振幅は、最大加速度から等価震度に変換する方式に準じて、最大加速度に0.65を乗じたものとした。

表-3.1に示した事例の中には、降雨や融雪を誘因とするものも含まれている。これは、地震を誘因として発生した斜面崩壊のみならず、降雨や融雪によって発生した斜面崩壊をも含めて検討することによって、この解析手法の妥当性や精度の良否がさらに明確になるものと考えられるからである。以下に、表-3.1に示した事例のうちの幾つかについて実施した解析結果を詳述する。

1) 松越地区

1984年9月14日の長野県西部地震 ($M=6.8$) によって長野県王滝村松越地区において大規模な斜面崩壊が発生した。この崩壊の規模は、幅150m、長さ250m、最大崩壊深度35mであった（中村ら、1988、図-3.11）。崩壊地の地質は図-3.12（谷口ら、1985）に示すように、美濃帯の中生層の粘板岩が基盤になっており、その上に御岳火山の噴出物が堆積している。すべり面は図-3.12にも示したとおり風化軽石層中に形成されたものと考えられている。

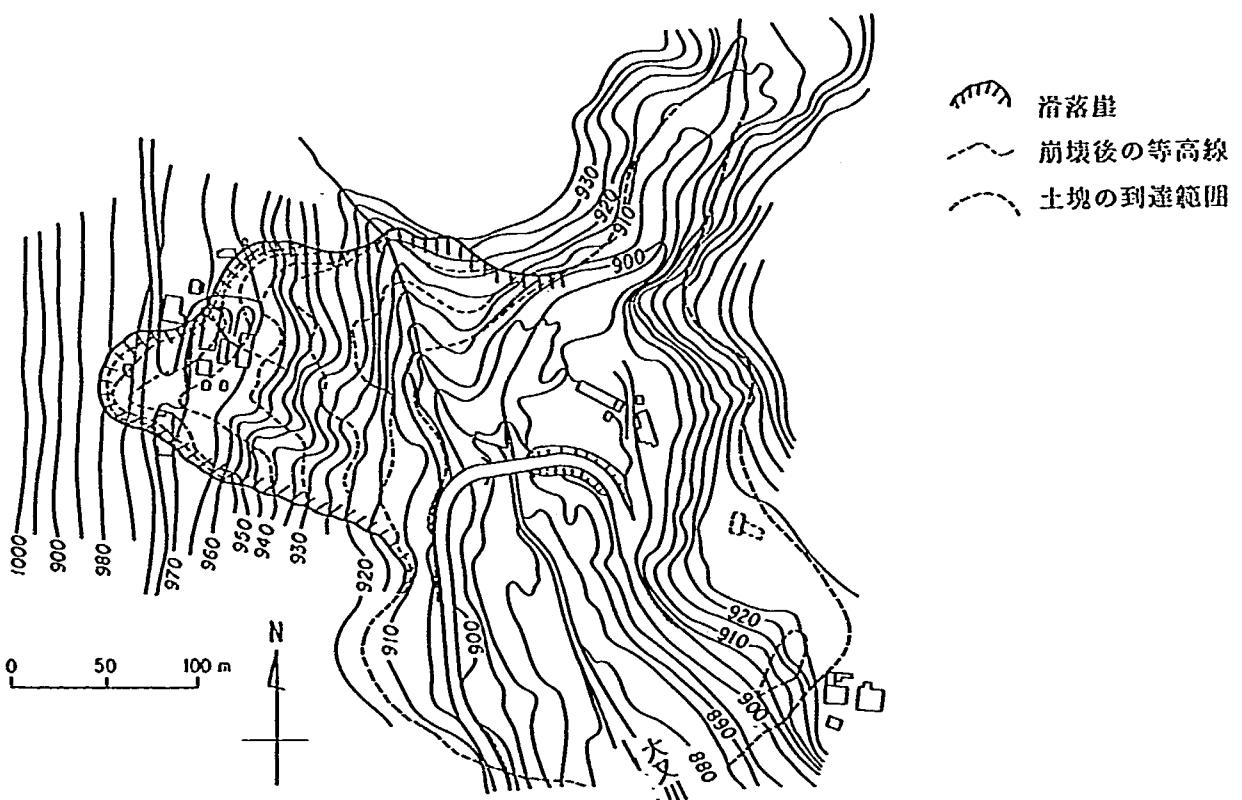


図-3.11 松越地区平面図(安間(1987)に加筆)

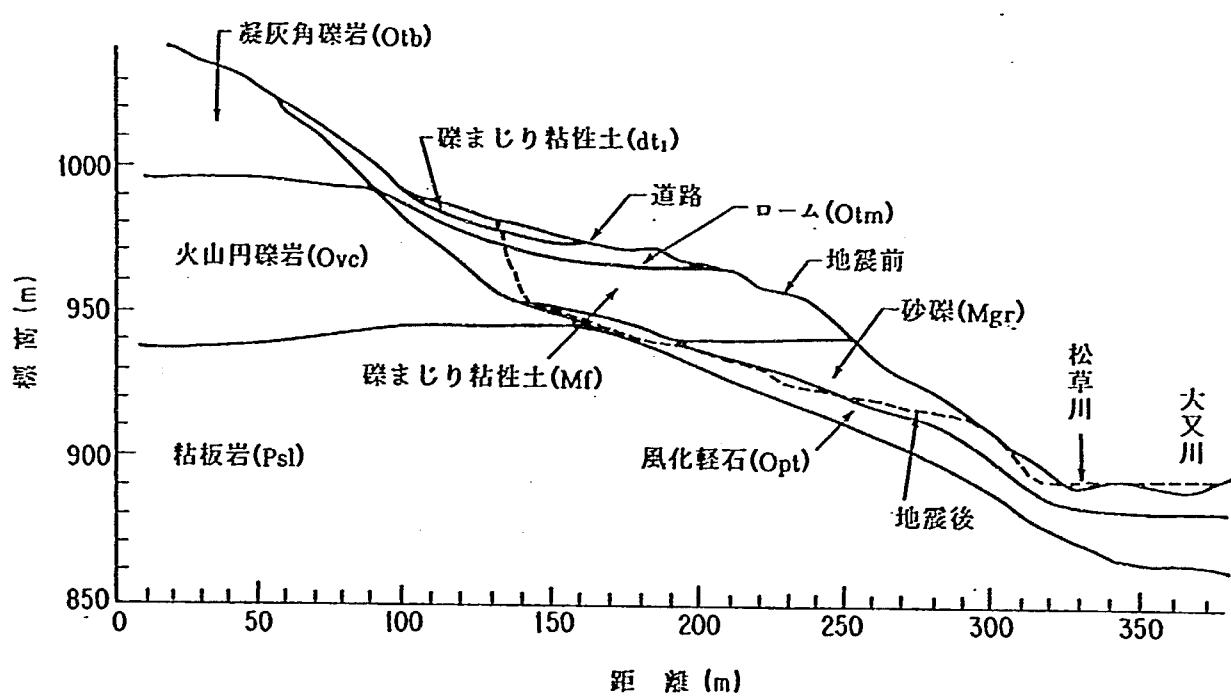
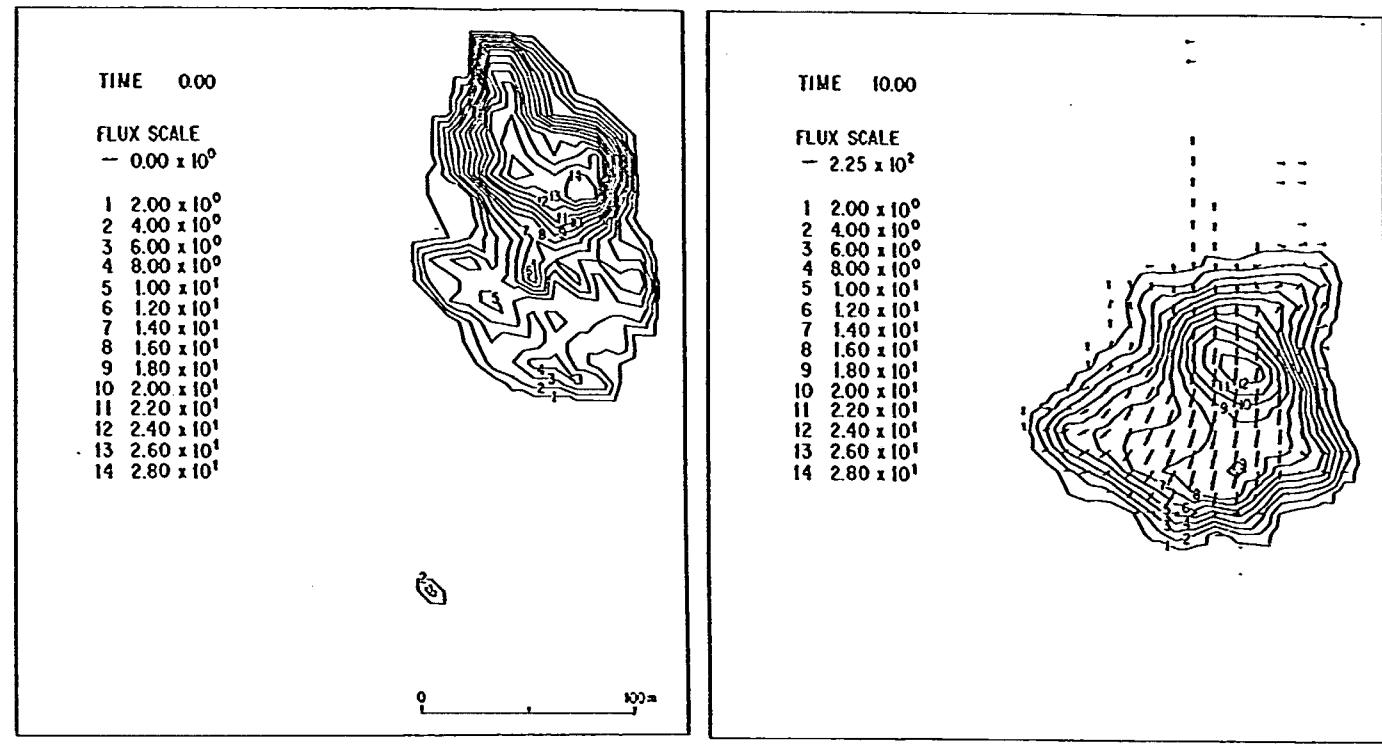


図-3.12 松越地区的地質断面図

当地区の崩壊の発生条件としては小坂ら（1985）によって次のような諸点があげられている。

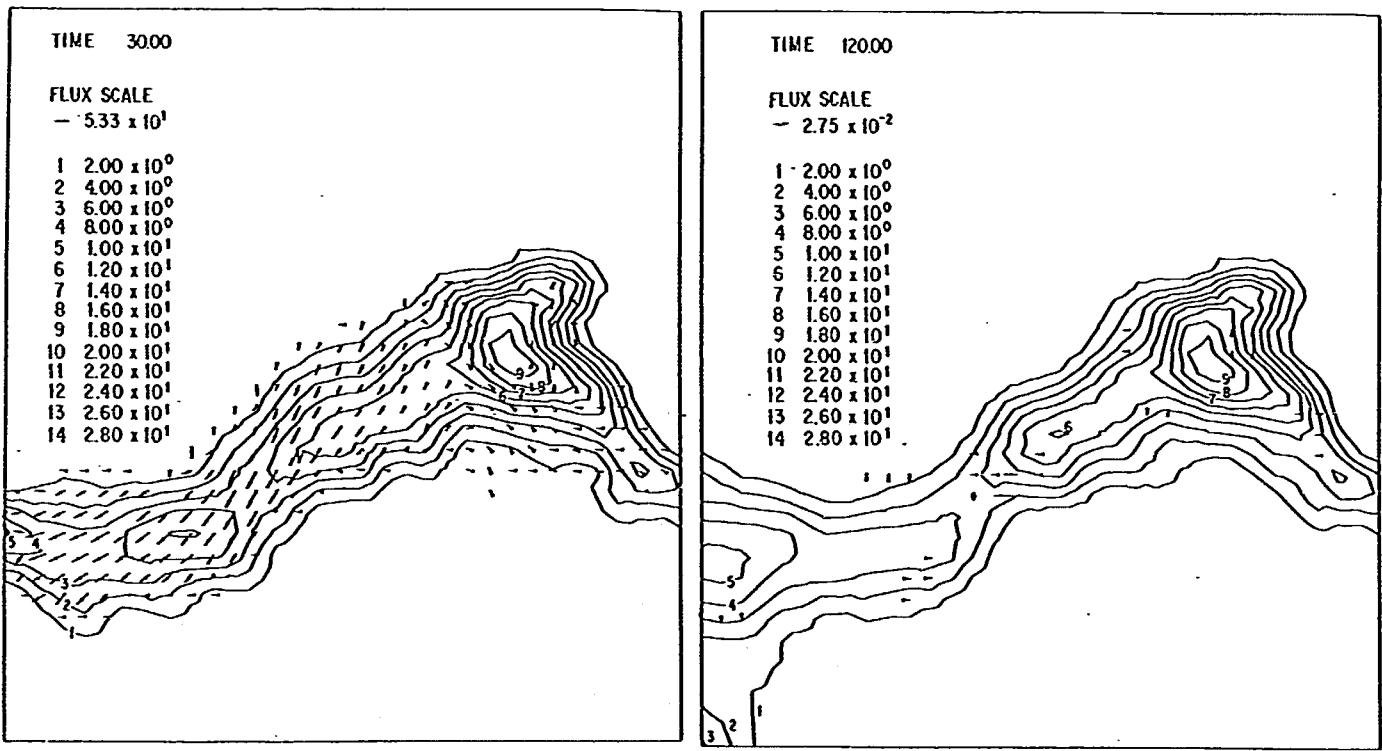
- (1) 松越段丘の新しい未固結堆積物におおわれて、その基盤をなす中生層の表面には、2つの小さな侵食谷が存在していた。
- (2) 松越段丘の表面および段丘崖の発達状況は、この段丘がより新規の段丘に比べてかなり侵食・破壊の進んだ段階にあることを示している。今回の崩落地の南側に旧崩落地形がみられることは、この段丘が過去においても今回のような崩落によって破壊された経験をもっていることを示している。
- (3) 段丘面は小起伏があるとはいえ、表流水を集めて流れるほどに侵食されではない。後背山地の小谷を流れる水は、段丘部分では伏流し、その際にそれらの大部分が埋積谷部分に集中する傾向を持っていたと思われる。
- (4) 基盤岩表層部を覆う風化火山灰層は不透水層として機能し、斜面部分ではその上位の堆積層をより滑りやすくしていた。
- (5) このような本来的に「滑り易さ」の点で多くの条件を備えていた段丘堆積物が、今回のような強い地震動を受けた結果、一挙に滑落したものであろう。

ところで表-3.1に示した条件で解析を実施した結果、図-3.13(a)~(d)のような土砂の流動厚のセンター及び流束のベクトル図が得られた。この図からも明らかのように、崩壊土砂は崩壊直後に斜面下方へ向かって急激に移動し、その後大又川に沿って流下して、移動開始から約120秒後にはほぼ停止している。



(a) 施設前

(b) 10秒後



(c) 30秒後

(d) 120秒後

図-3.13 松越地区の経時変化状況(土塊厚コンター図)

図-3.13(a)~(d)に対応する断面図が図-3.14(a)~(d)である。これらの断面図は図-3.13(a)に示した側線沿いのものであるため、崩壊の直後には、ちょうど紙面に垂直手前方向が主たる移動方向となっている。したがって、図-3.13(a)~(d)は、移動開始直後にその方向に土砂が移動し、その後大又川沿いに流下した状況を示していることになる。

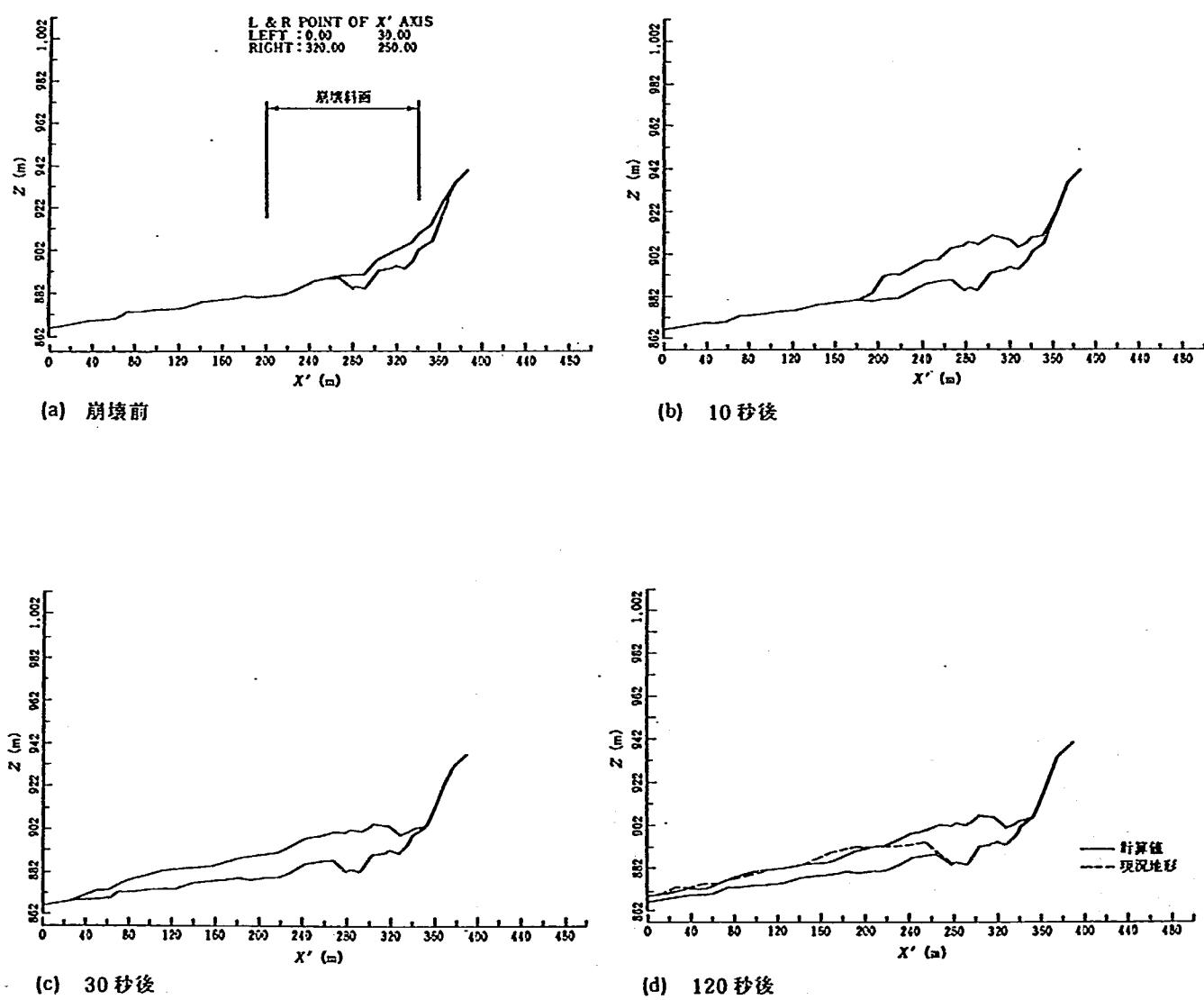


図-3.14 松越地区の経時変化状況(断面図)

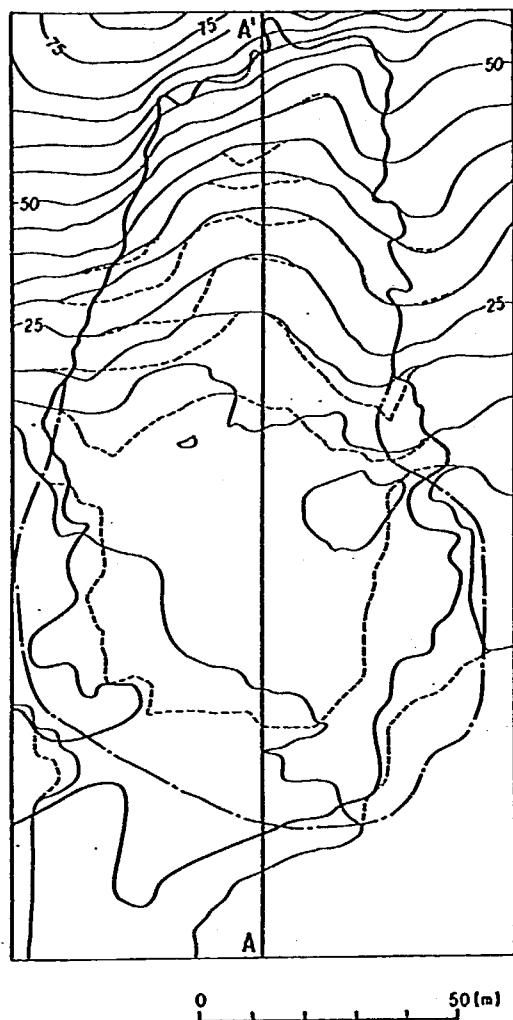
図-3.13(a)～(d)及び図-3.14(a)～(d)から、この解析手法によって比較的良好に当地区の崩壊土砂の移動状況を再現することができたものと考えられる。

2) 中木地区

当地区は1974年5月9日の伊豆半島沖地震 ($M=6.9$) によって誘発された崩壊である。南伊豆町中木に発生したこの崩壊の規模は、最大幅約60m、長さ150m以上にのぼり、平均的には10mほどの厚さの土塊約5万m³が急激に滑落した。そのため、斜面直下に位置していた集落の中の16戸の家屋が滑落土砂の直撃を受けて埋没し、27名の犠牲者を出す大惨事となった（土木研究所災害調査団、1974、羽田野ら、1986）。

当地区の北方約400mの位置には、震源となった石廊崎断層がWNW-ESE方向に伸びている。また、大塚ら（1974）によれば、中木地区には下位より白色凝灰岩、凝灰質砂岩、火山角礫岩が分布しており、滑落面はすべて軟弱となつた白色凝灰岩よりなつていたと報告されている。さらに、この白色凝灰岩が、崩壊地でのみ加水ハロイサイト化を受けており、かつ滑落面に沿つて剥離し易い性質を示すこと、滑落面延長上に顯著なモンモリロナイト化等の変質作用がみられることは、これら変質作用が滑落面の形成・地すべり発生の要因として重要なものであることを示しているとし、おそらく滑落崖の方向、すなわち、N 10° E の断層方向に伸びた局地的な地下水の風化作用か、あるいは熱水（温泉）による変質作用が進んで地盤が面的に脆弱化し、地震によってこの面をすべり面として崩壊したものであろうと推定している。

図-3.15は、当地区の平面図で、崩壊後の等高線の現況と計算値、崩壊土砂の到達範囲とその計算値を示している。また、図-3.16は、解析結果を断面図に示したものである。これらの図から、ここで提案した解析手法によって精度良く崩壊土砂の到達範囲を推定できることがわかる。



点線：崩壊後等高線
実線：崩壊後等高線（計算値）
太実線：土塊到達範囲
一点鎖線：土塊到達範囲（計算値）

図-3.15 中木地すべり平面図

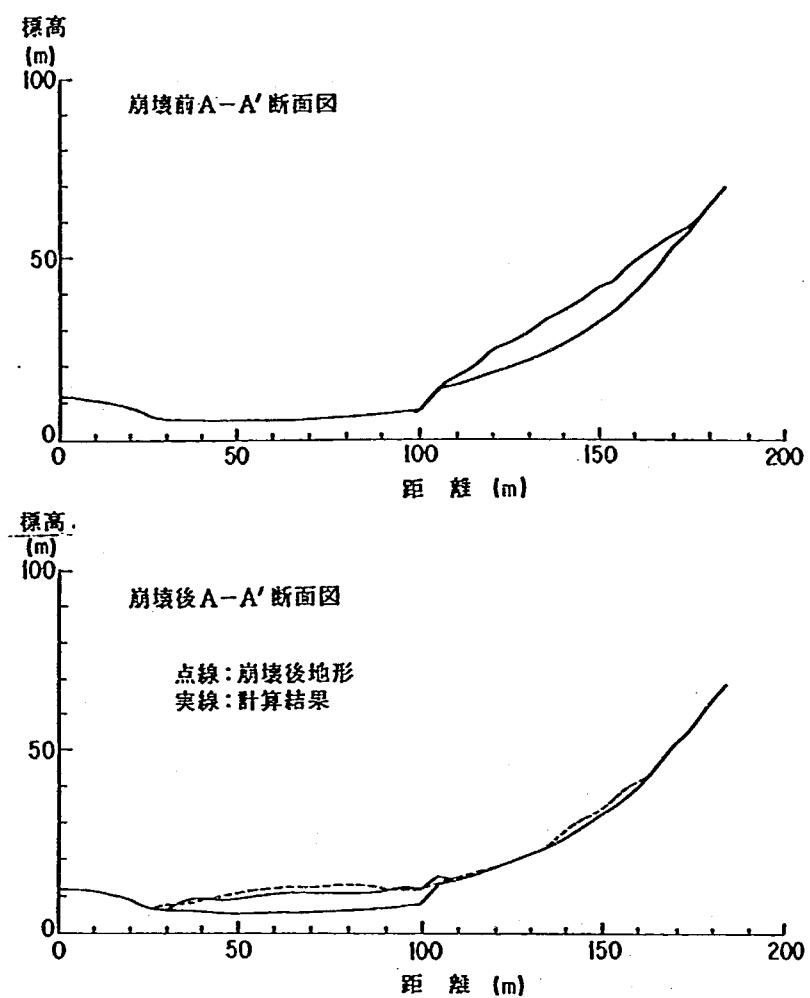
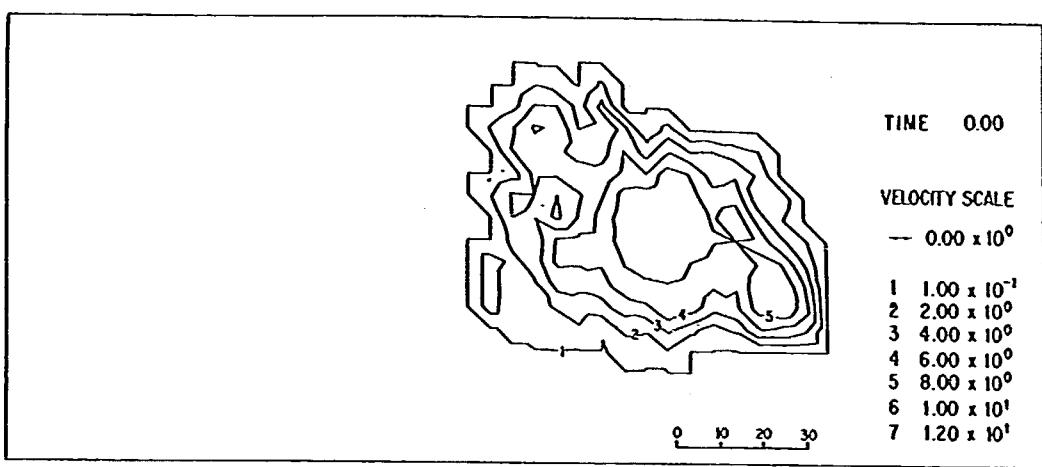
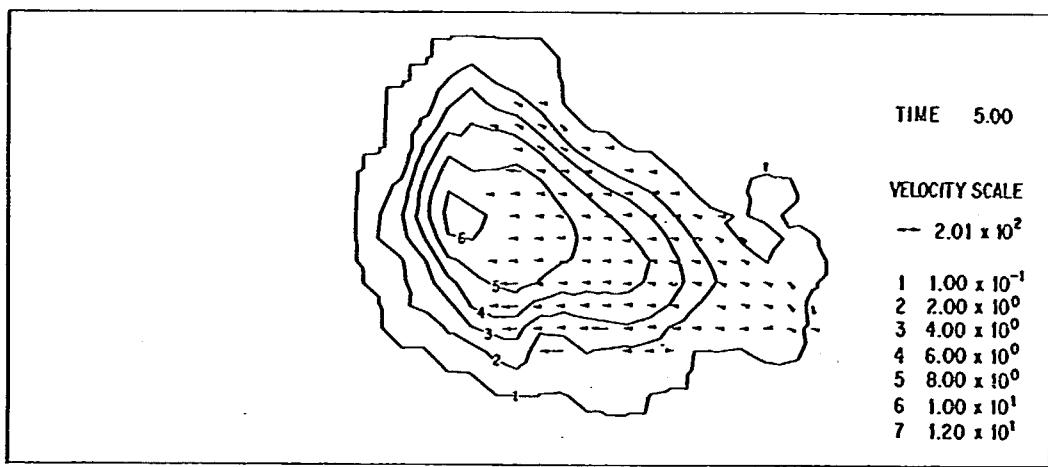


図-3.16 中木地すべり崩壊前後の断面図

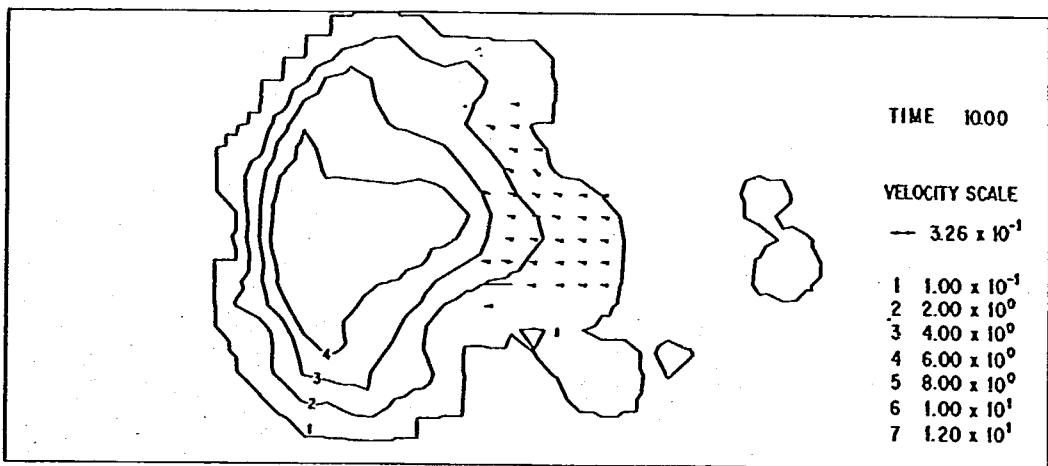
一方、崩壊土砂の経時変化の状況を追ってみた図が図-3.17である。ほぼ30秒後には土砂はほとんど停止している状況となっている。この解析結果から得られた数値データを用いて鳥瞰図を作成すると図-3.18のようになる。このような処理を施すことによって崩壊土砂の経時変化状況がさらに明瞭になるものと思われる。



(a) 崩壊前

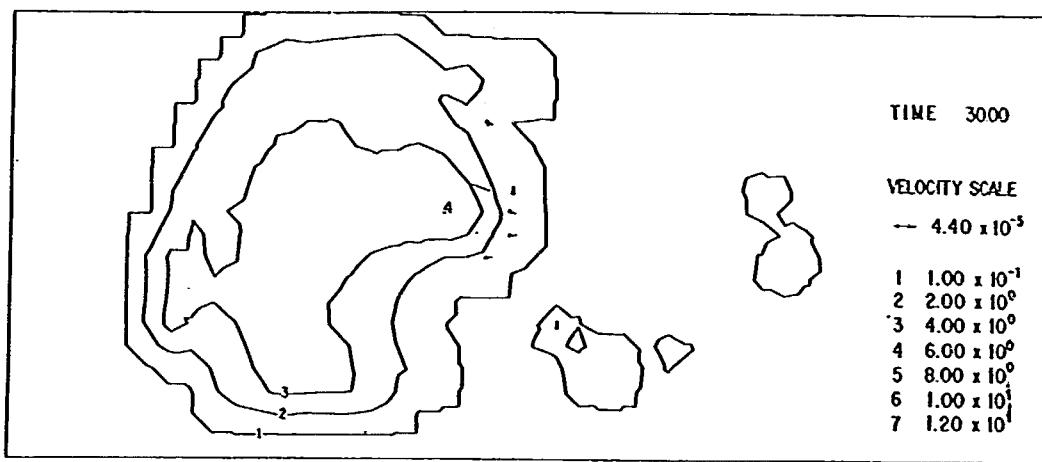


(b) 5秒後



(c) 10秒後

図-3.17 中木地区の経時変化状況(土塊厚コンター図)



(d) 30秒後

図-3. 17(つづき) 中木地区の経時変化状況(土塊厚コンター図)

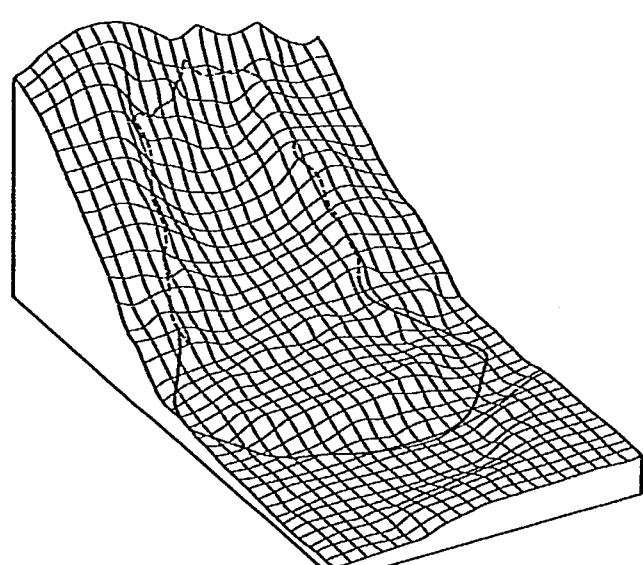
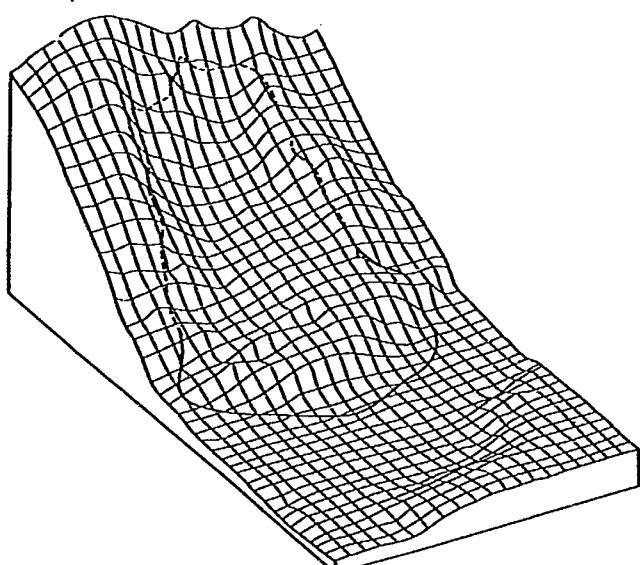
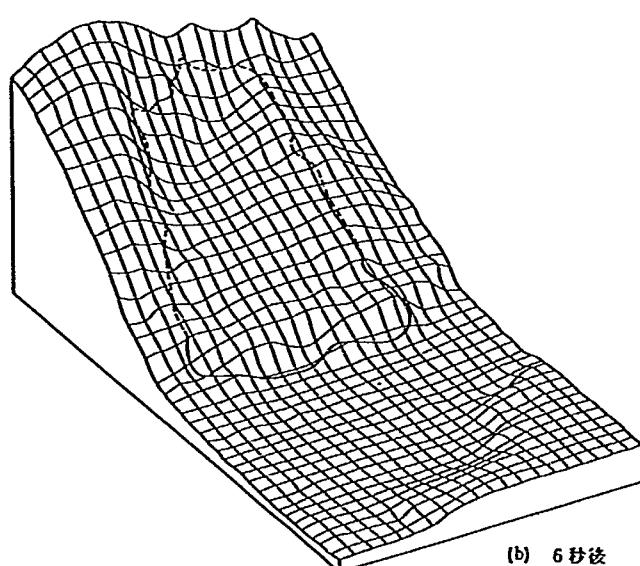
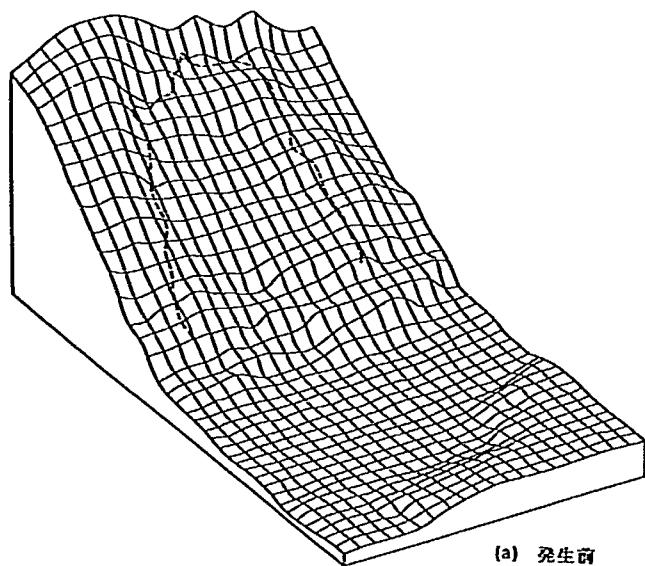


図-3. 18 中木地すべりの移動状況の鳥瞰図

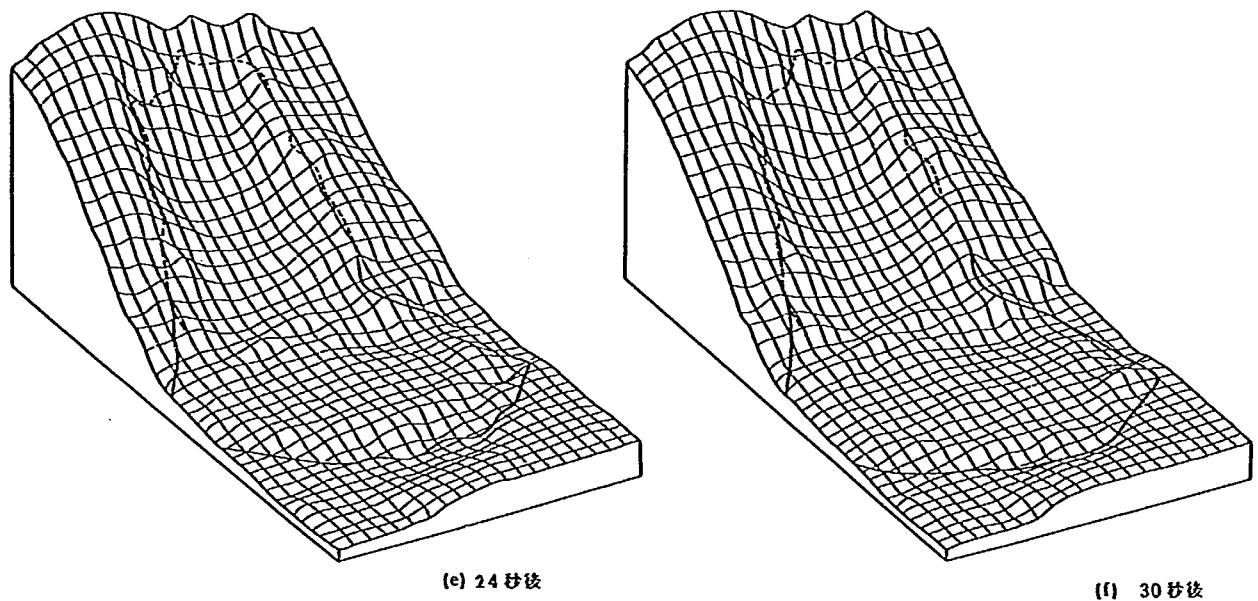


図-3. 18(つづき) 中木地すべりの移動状況の鳥瞰図

3) 一宮地区

1)、2)で地震に伴って発生した大規模な斜面崩壊の解析事例を述べてきた。ここからは前述したように、降雨や融雪によって発生した幾つかの崩壊事例についての解析結果をみていくこととする。

1976年9月13日、兵庫県一宮町福知地区の通称抜山で大規模な地すべり性崩壊が発生した。このため、公共建物17棟のほか、民家全壊40戸、半壊一部破損2戸、移動土塊による揖保川のダムアップによる床上下浸水10戸、宅地埋没2.3ha等の被害を受けた。この崩壊による直接的な人的被害は無かったものの、3時間ほど前に発生した小崩壊によって死者3名、負傷者3名を出している。

この崩壊の規模は幅約300m、長さ500m、最大深30mで崩壊土量60万m³と推定され、下方において幅約600m、長さ250m、最大堆積厚15mの堆積域を形成した(藤田(寿)、1986)。

また、当地区の地質構造は複雑で、NE-SW系と、地すべり中央部を縦断するNW-SE系の断層によって、舞鶴層群(ペルム系)の粘板岩、夜久野岩類の変閃緑岩、生野層群(白亜系)の火山岩類、中生代末に貫入した花崗閃緑岩の四種の岩体が接している(藤田(崇)、1982)。

この崩壊の直接的な誘因は台風17号がもたらした降雨で、9月8日から13日までの一宮町の総雨量は717mmにも達した。特に、10日には日雨量217mmを記録している。この降雨によって2方向に発達する断層系により破碎を受け、深部まで粘土化が進んだ基盤岩類に急速に大きな間隙水圧が作用したために、この崩壊が誘発されたものと考えられる。

当地区の解析結果の平面図及び断面図をそれぞれ図-3.19及び図-3.20に示す。

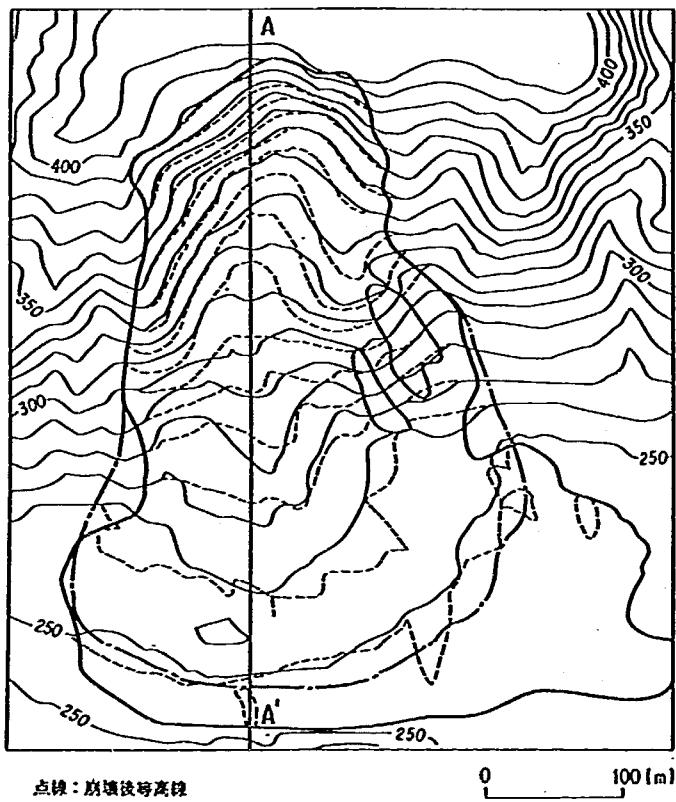


図-3.19 一宮地すべり平面図

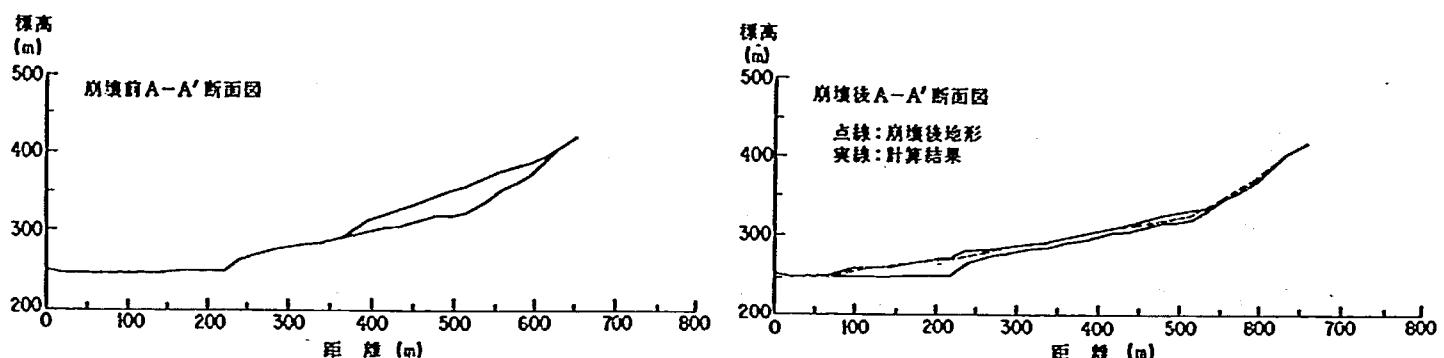
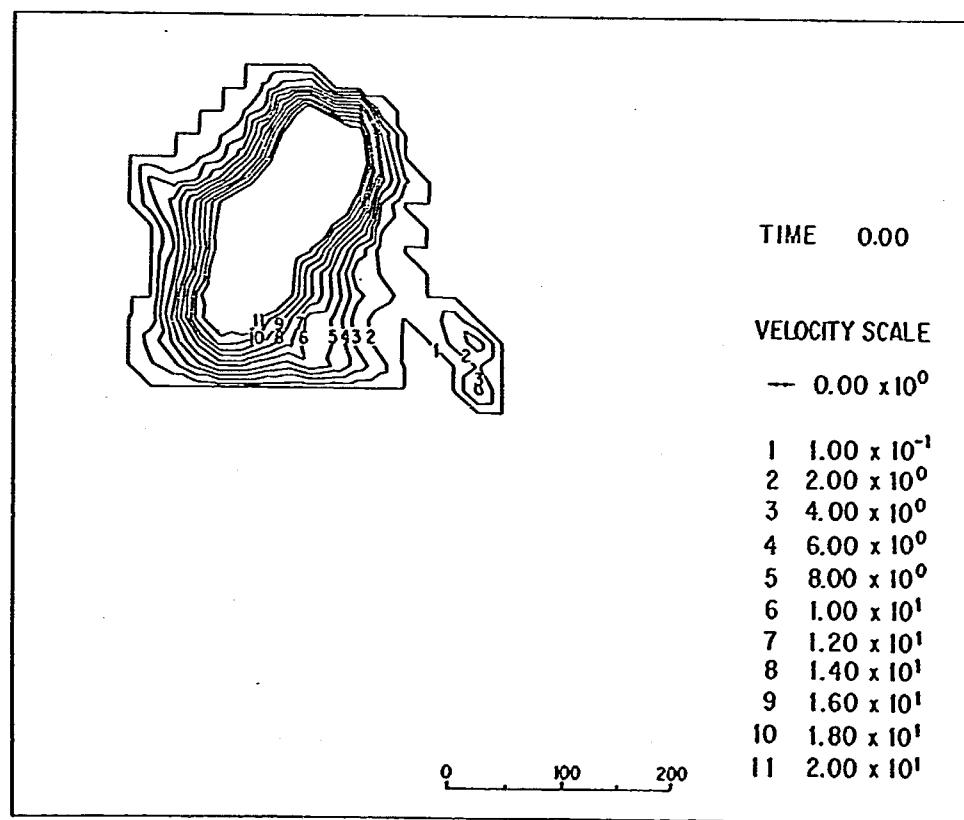


図-3.20 一宮地すべり崩壊前後の断面図

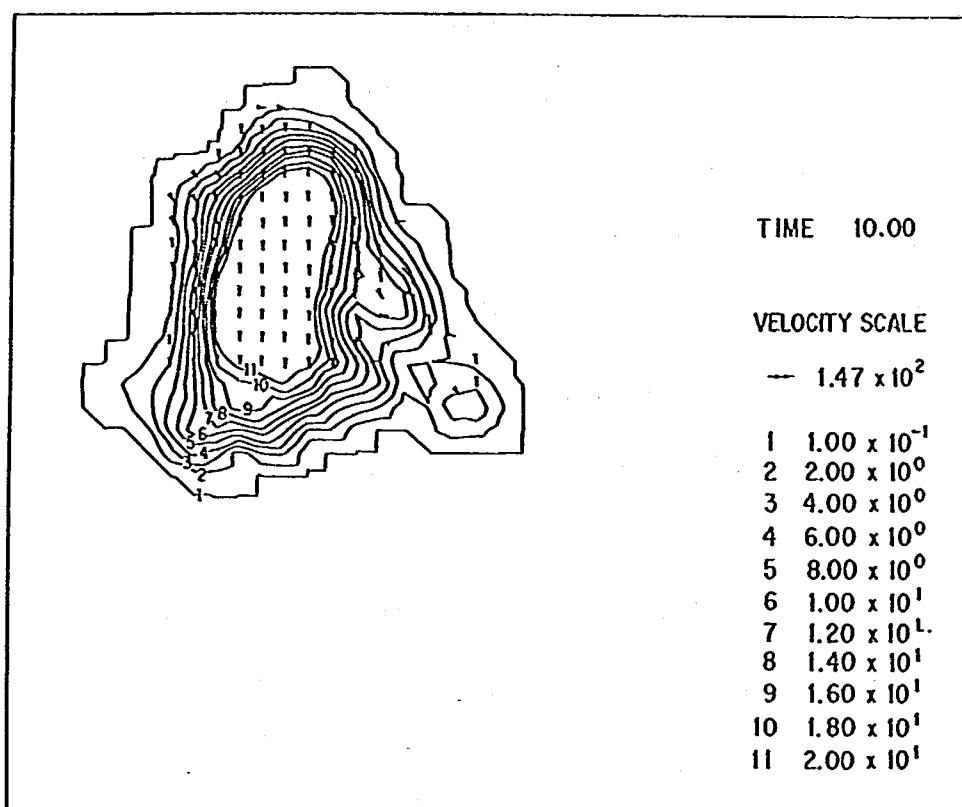
平面図をみると、実際の崩壊土砂の到達範囲は堆積域の北側（図中右側）で解析値よりも大きくなっている。この崩壊の現象が最初に顕著となったのは崩壊斜面の北側の部分であることが明かとなっているが、特にその部分に大きな間隙水圧が作用したために土塊に強い応力が作用し、さらに多量の水を含むような条件となったものと推定される。そのため、北側の部分においては崩壊土砂の到達範囲が大きくなつたものと考えられる。それに對し、この解析ではすべり面及び崩壊土砂の諸物性値をどの部分においても一定値としており、このような部分的な条件の違いを加味しなかつたため、実際の堆積範囲と若干異なる結果となったものと推定される。

図-3.21は、この崩壊土砂の経時変化状況を示している。この結果によれば、100秒後には崩壊土砂がほぼ停止している。それに対して、実際に崩壊の状況を撮影した8ミリフィルムの解析によれば、9時22分過ぎに滑落崖が明瞭になって急速に拡大し、9時27分頃には揖保川に架かる西深橋が破壊されたといわれている（奥西、1986）。したがって、土塊の移動開始から停止までは少なくとも5分以上は経過しているものと考えられる。ここでの解析結果では実際よりもかなり短時間の現象として再現されたことになる。

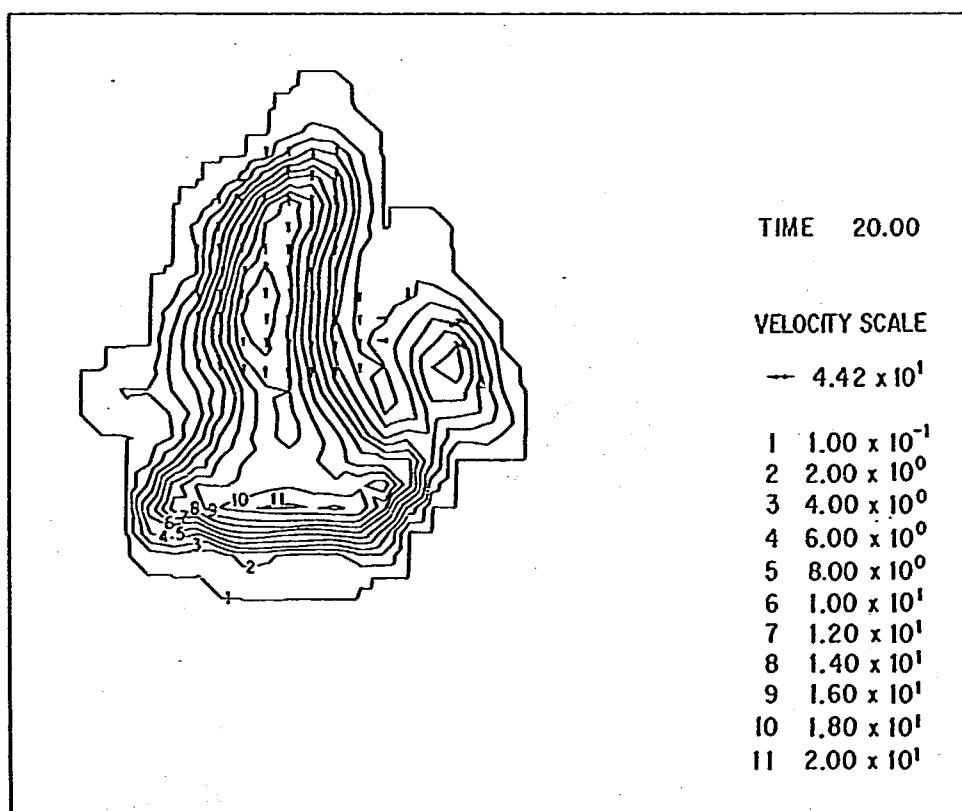


(a) 崩壊前

図-3.21 一宮地区的経時変化状況(土塊厚コンター図)

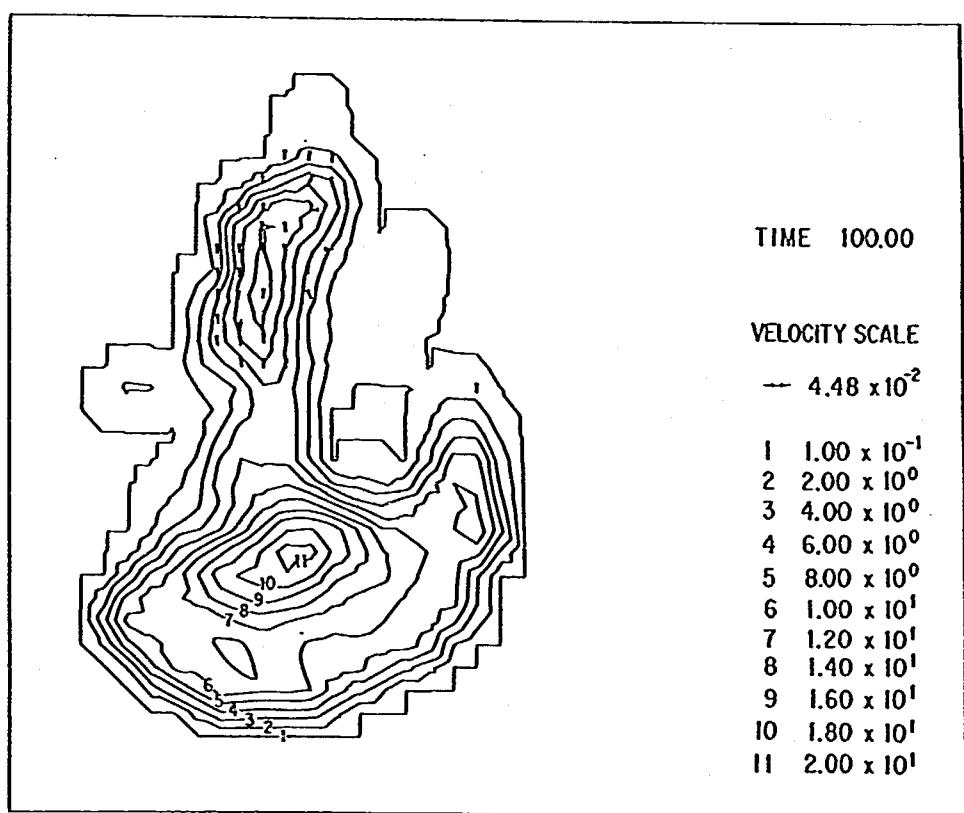


(b) 10 秒後



(c) 20 秒後

図-3. 21(つづき) 一宮地区の経時変化状況(土塊厚コンター図)



(d) 100 秒後

図-3. 21(つづき) 一宮地区の経時変化状況(土塊厚コンター図)

4) 玉の木地区

1986年2月15日の夕刻、新潟県青海町の玉の木地区において地すべり性の崩壊が発生した。崩壊の規模は幅約70m、長さ約110m、深さ7mで、直下の人家7戸を全半壊させ、10名の尊い人命が奪われた。

当地区の地質は白亜紀後期から古第三紀に形成された太美山層群で、全体に固結度の高い凝灰岩及び安山岩質角礫凝灰岩からなるが、地質構造的な破碎を受けており、破碎帶に伴う断層や節理が数多く存在している（小林、1985）。そのため、風化は深部まで進み、深いところでは20m以上にも及ぶ厚い風化層を形成している（土砂災害調査研究会、1986）。

この崩壊の発生した1985～1986年にかけての冬期は豪雪であったが、2月は例年に比べて高温の日が続き、併せて数日前からの降雨によって融雪が助長されていた。青海町消防署の気象データによると、地すべり発生前の2月9日～15日の1週間で融雪量と降雨量の合計は335mmにも達している。特に2月10日、11日には、それぞれ138mm、82.5mmという

豪雨に匹敵する値が記録された。

したがってこの崩壊を素因、誘因に分けて考えると、前者として断層によって深部まで破碎され、風化した層が存在していたこと、後者として気温上昇、降雨による急激かつ大量の融雪水が供給されたことがあげられる（土砂災害調査研究会、1986）。

当地区の解析結果を図-3.22及び3.23に示す。特に末端部における到達範囲が解析結果では実際よりも若干短くなっている傾向がみられるが、全体的には比較的再現性は良好であると考えられる。

平面図

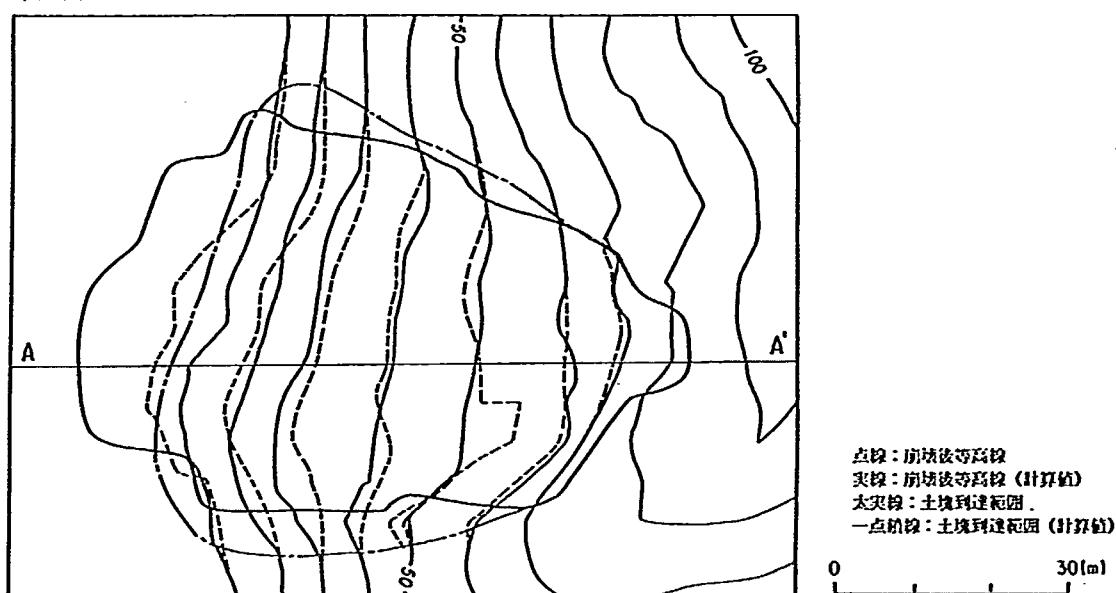


図-3.22 玉の木地すべり平面図

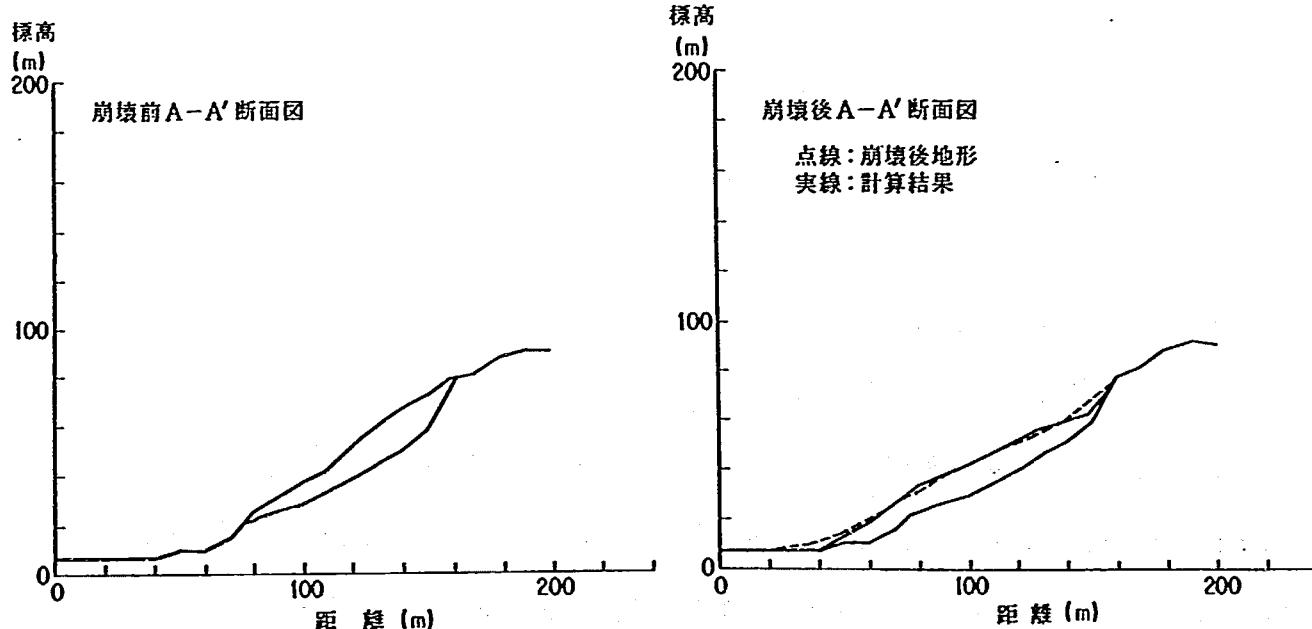


図-3.23 玉の木地すべり崩壊前後の断面図

さらに、経時的な崩壊土砂の状況について解析した結果を図-3.24に示した。この崩壊の場合にはほとんど瞬時に土塊が崩壊したものと推定されるが、解析結果でも100秒後には土砂はほとんど停止していることがわかる。

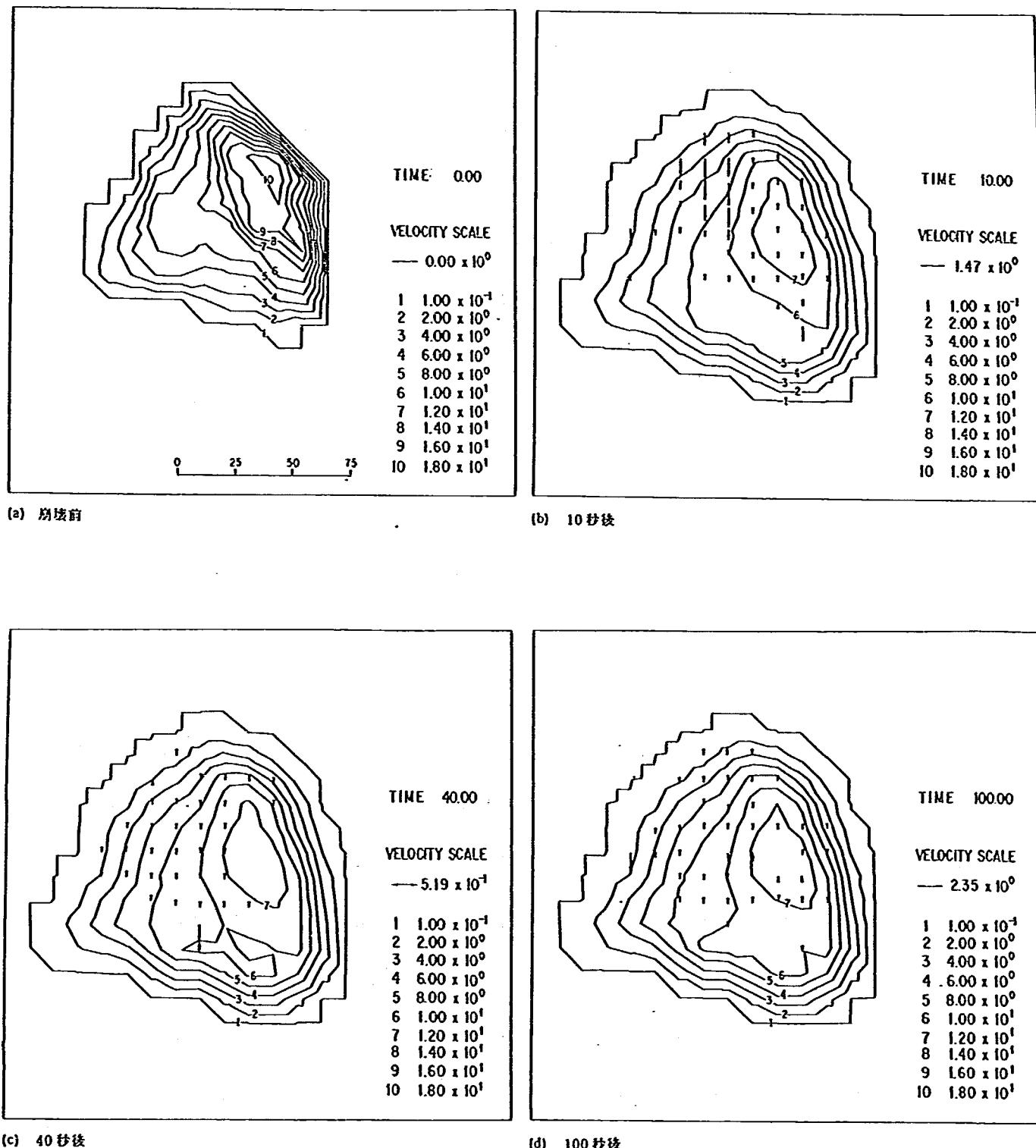


図-3.24 玉の木地区の経時変化状況(土塊厚コンター図)

5) Sale Shan 地区

大規模な斜面崩壊は我が国のみならずしばしば海外においても深刻な社会問題となっている。そのような事例のひとつとして、比較的近年に発生して崩壊後の地形が明らかにされているSale Shan地区の大規模な地すべり性崩壊をとりあげてみたい。

Sale Shan地すべりは1983年3月7日、中国甘粛省東郷族自治県のSale Shan（酒勒山、海拔2,283m）の斜面で発生した。この地すべりの南北方向の全長は1.6km、東西方向の幅は0.8~0.9kmに達し、崩壊土砂の堆積域前縁の幅は最大1.4kmにも及ぶ。また、移動した土砂の総量はおよそ4,000~5,000万m³と推定されている（甘肃省科学技術委員会、1984）。このため、死者220名、負傷者22名、破壊家屋585棟等の大きな被害がもたらされた。

当地区に分布する地質は下位から第三系紅層（紫紅色泥岩が主で砂礫及び灰緑色薄層泥灰岩をはさむ）、第三系または第四系に属する橘紅色泥質半膠結～膠結層、第四系馬蘭黄土の3種に分類されている（甘肃省科学技術委員会、1984）。

地すべりの変状は1979年9~10月頃から発生した滑落崖によって明確になっていた。この時期はちょうど平年よりも多量の降雨が観測された直後にあたる。広河県気象台資料によると、本地域の年平均降水量は484.1mmであるのに対し、1979年の総降水量は649.5mmに達し、そのうち7~9月の降水量は509mmに達している。これは、例年の同時期の降水の1.6倍以上にもあたる。さらに、1982年の冬期の降水が非常に多く、10~12月で66.3mmに達しており、1980年の同期の9.2mmに比べて9倍以上の値であった。この降水が既に亀裂の生じていた山体への地下水の補給源となり、さらに春期の融雪による浸透水が直接的な地すべりの要因になったものと考えられている（甘肃省科学技術委員会、1984）。

当地すべりについての解析結果の平面図及び断面図を図-3.25及び3.26に示す。これらの図はかなりの精度で崩壊土砂の到達範囲を再現しているものと考えられる。

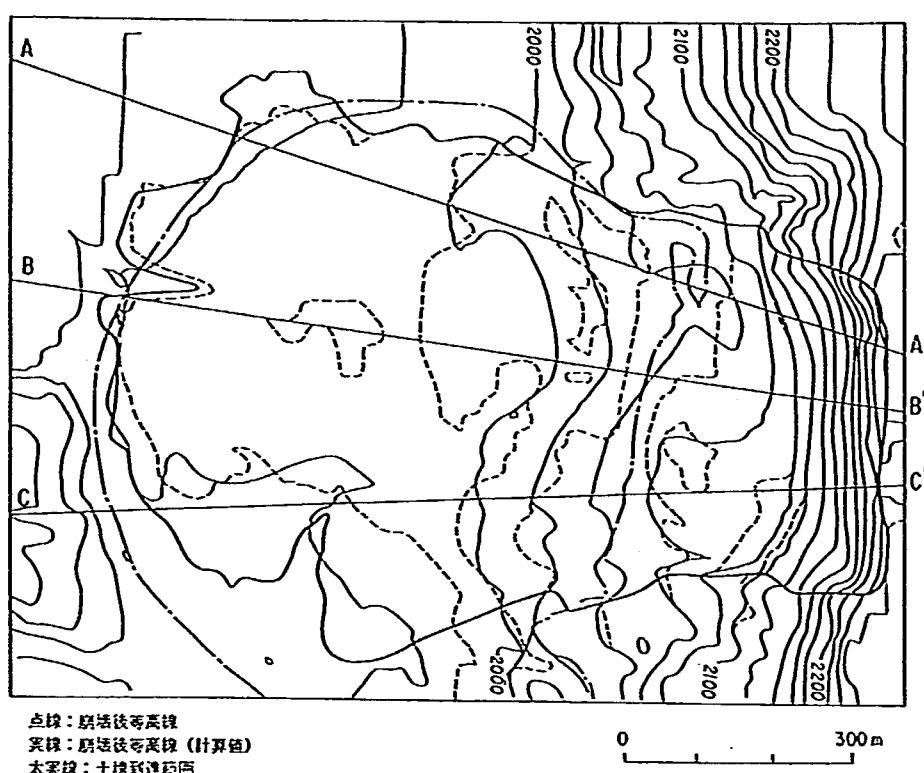


図-3.25 SALE-SHAN地すべり平面図

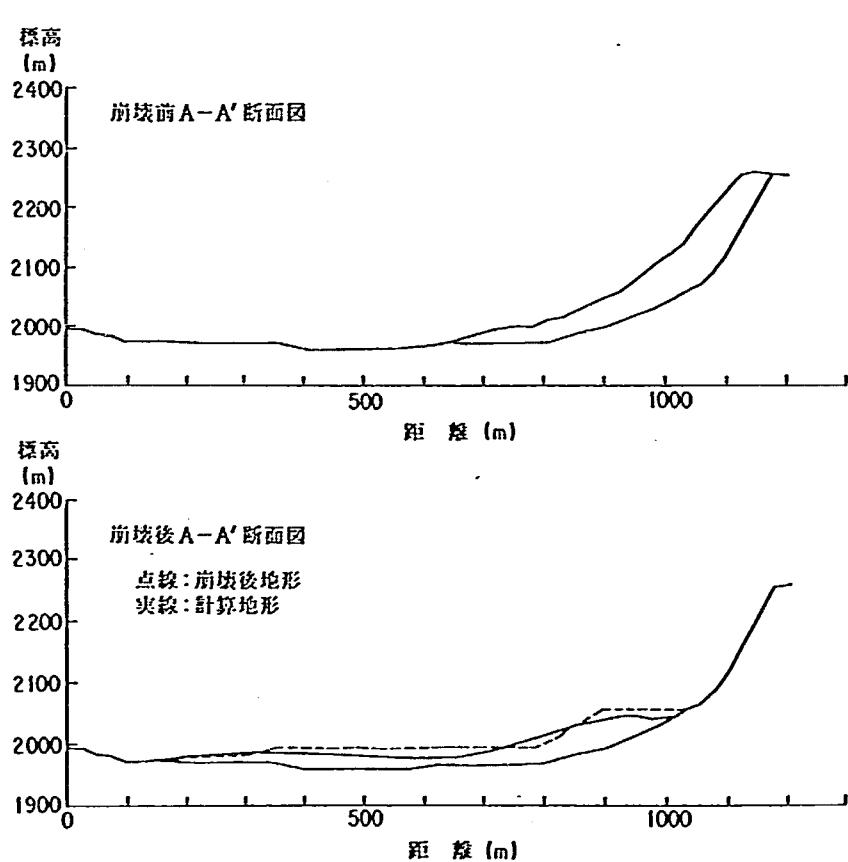


図-3.26 (a) SALE-SHAN地すべり崩壊前後の断面図

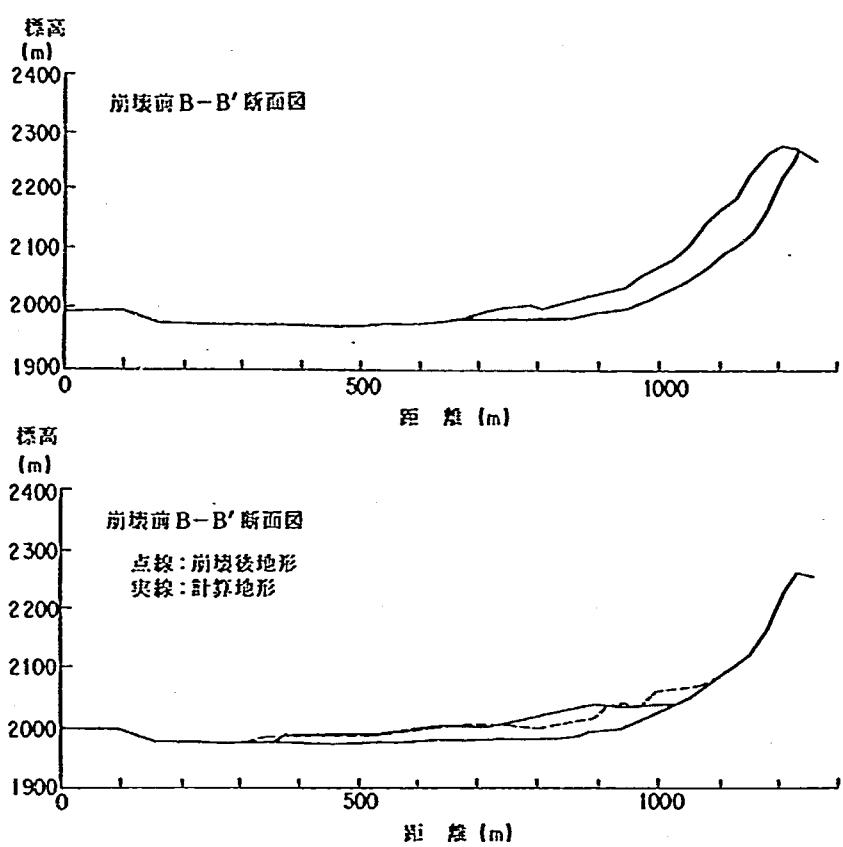


図-3. 26 (b) SALE-SHAN地すべり崩壊前後の断面図

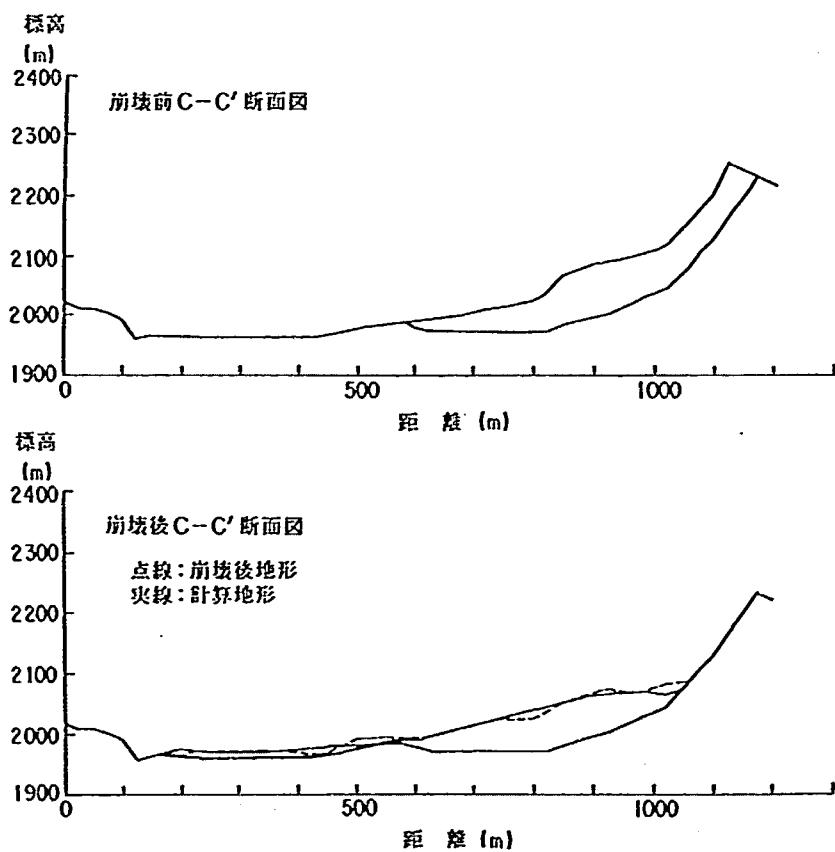


図-3. 26 (c) SALE-SHAN地すべり崩壊前後の断面図

また、図-3.27及び3.28には、崩壊土砂の経時変化状況を追跡した平面図及び断面図を示している。これらの解析結果をみると崩壊土砂は80秒ほどでほぼ停止するに至っていることがわかる。甘肃省科学技術委員会（1984）によれば、この地すべりの目撃者の証言や、近くの地震観測所の観測結果の分析から、滑動時間は55秒～1分ほどであったと見積もられている。したがって、ここでの経時的な解析結果は、ほぼ実際の現象をそのまま再現しているものといえる。

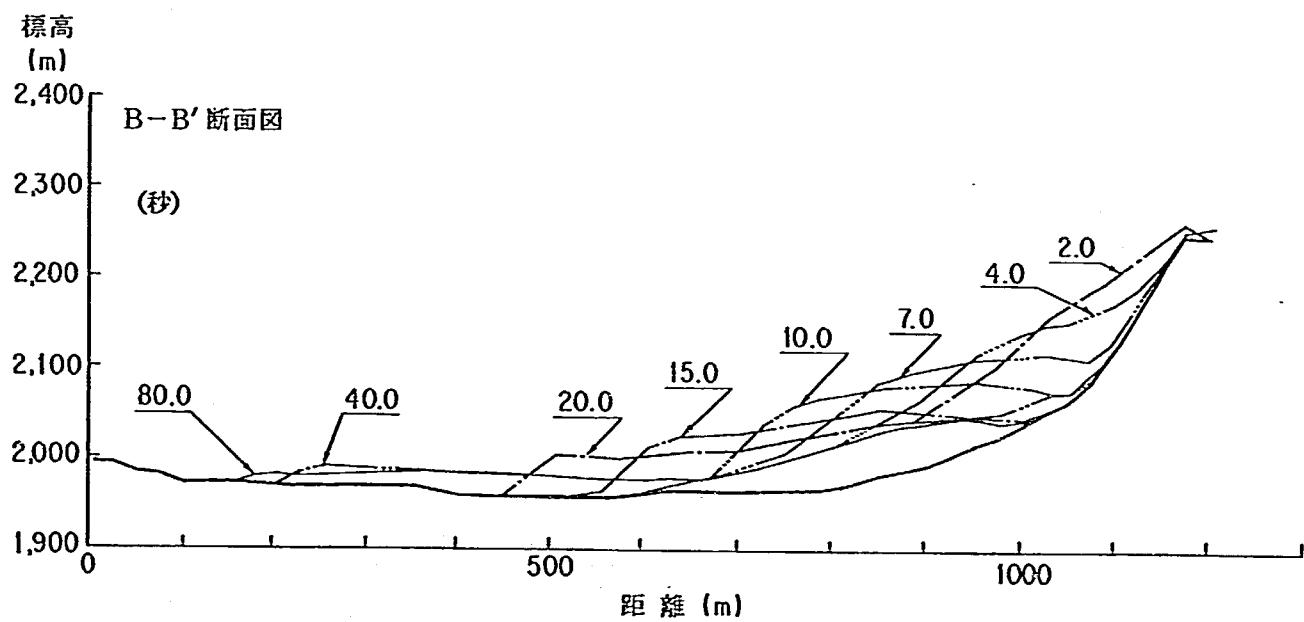
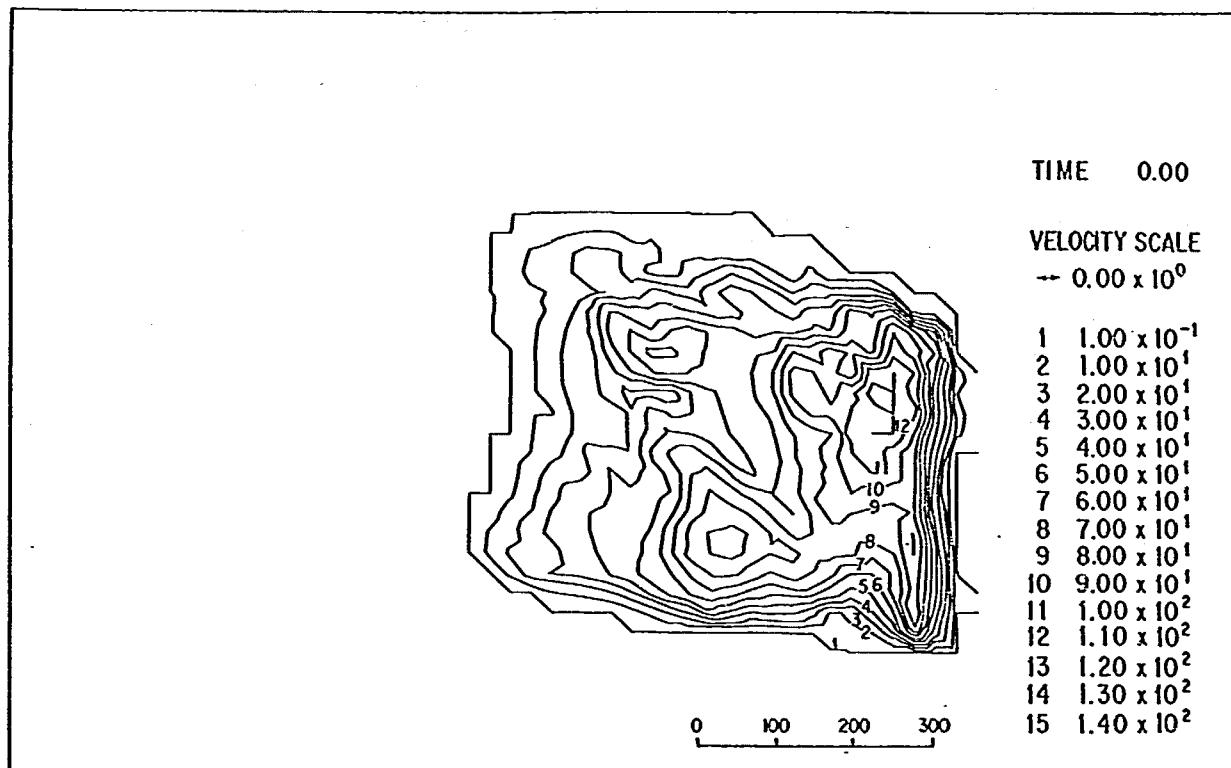
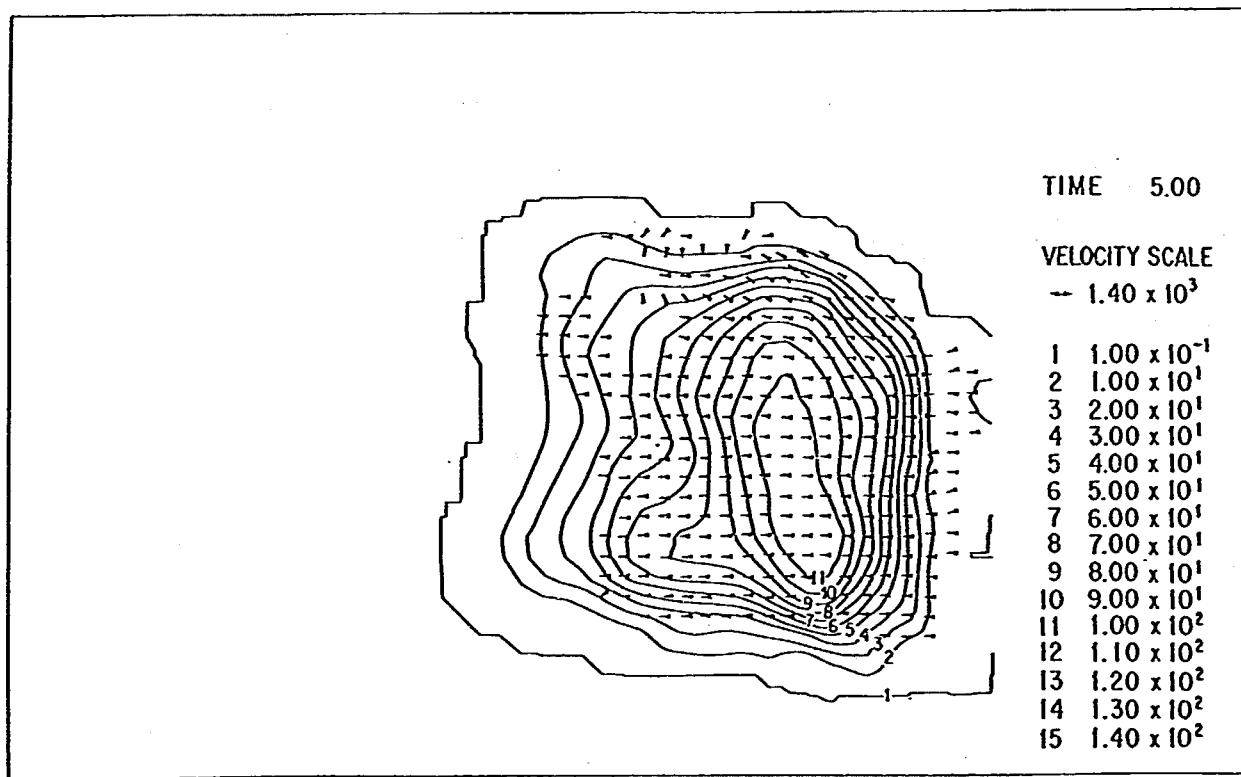


図-3.27 SALE-SHAN地すべりの移動状況

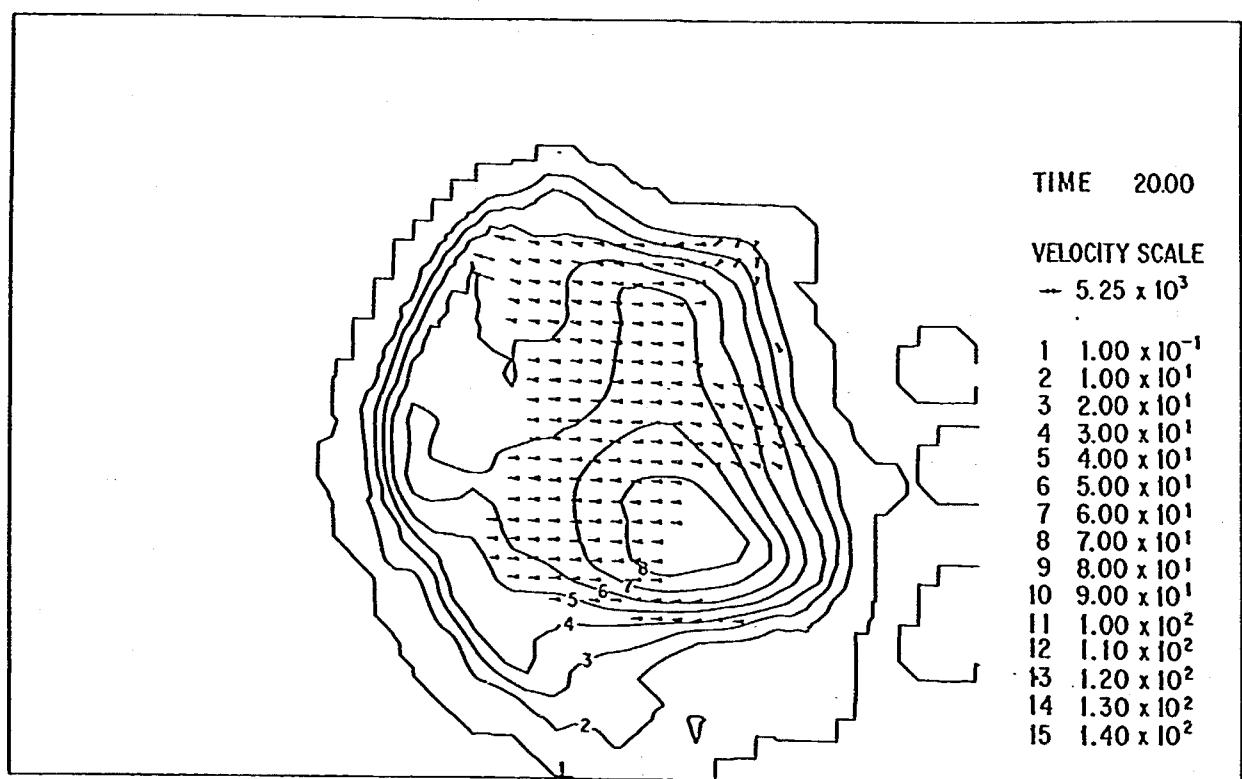


(a) 崩壊前

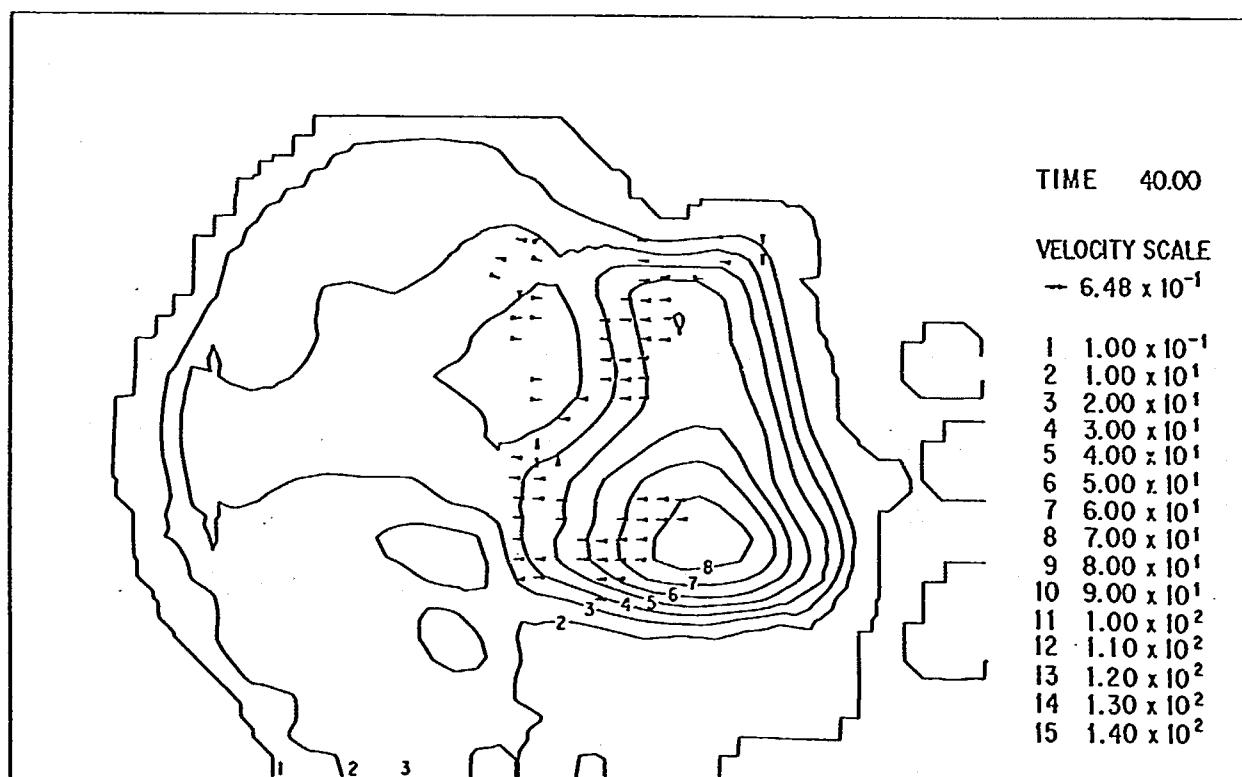


(b) 5秒後

図-3.28 SALE-SHAN地すべりの経時変化状況(土塊厚コンター図)



(c) 20秒後



(d) 40秒後

図-3. 28(つづき) SALE-SHAN地すべりの経時変化状況(土塊厚コンター図)

6) 千葉県東方沖地震を起因とする幾つかの斜面崩壊

これまででは地震や降雨・融雪に起因して発生した比較的規模の大きな斜面崩壊についての解析事例を述べてきた。ここでは1987年12月17日に発生した千葉県東方沖地震を起因とする3箇所の斜面崩壊事例についての解析結果を示す。なお、これらの事例はいずれも吉松ら（1990）の調査報告書から引用したものである。

千葉県東方沖地震の主震は、九十九里浜沖の北緯35度21分、東経140度29分、深度59kmを震源とし、 $M = 6.7$ で銚子、千葉、勝浦で深度5が観測された。斜面崩壊は成東町及び長南町を中心とした2箇所の地域に集中して434箇所も発生した。これらの斜面崩壊を全体的にみれば、土量100m³未満の小規模な崩壊が多いことが特徴で、崩壊土砂の状況については、「斜面崩壊は地震発生前後に降雨を伴わない“自然乾燥”状態下の斜面において発生したものである。このため泥流などの土砂の流出がなく、崩壊土砂は規模の差はあるものの斜面の脚部に崖錐状に堆積するにとどまった。」と報告されている（吉松ら、1990）。

以下に示す3箇所の斜面崩壊の解析に用いた地形データは吉松らの報告書に記載されている1/2,500平面図と、模式断面図から作成しているため、精度の面からは1)～5)に示した事例よりも劣っている。したがって解析の精度についても若干この点を割引いて考える必要がある。

(1) 山武郡松尾町石崎地区

図-3.29に示すように、平坦な台地面の下方に緩斜面があり、その緩斜面の直下から成田層のルーズな砂層約140m³が崩壊した。斜面の高さは約20mであり、斜面中部の成田層が崩壊したものである。

解析結果の断面図及び土塊厚等高線図を図-3.30及び3.31に示す。

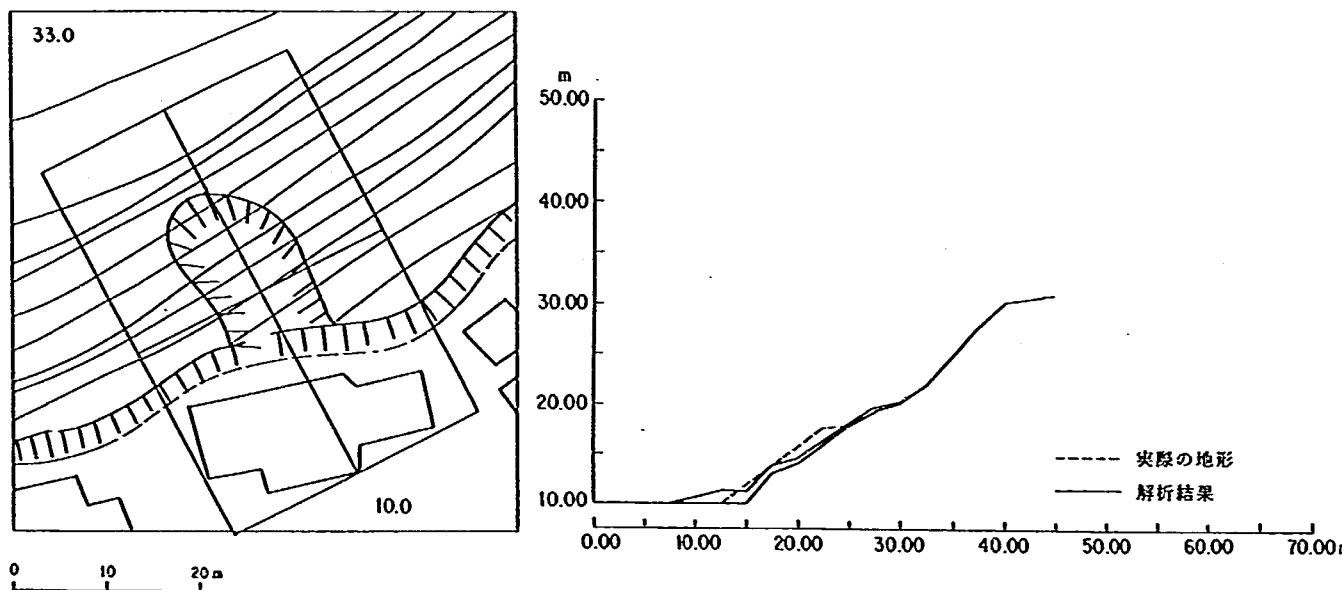


図-3.29 石崎地区平面図

図-3.30 石崎地区崩壊後の断面図

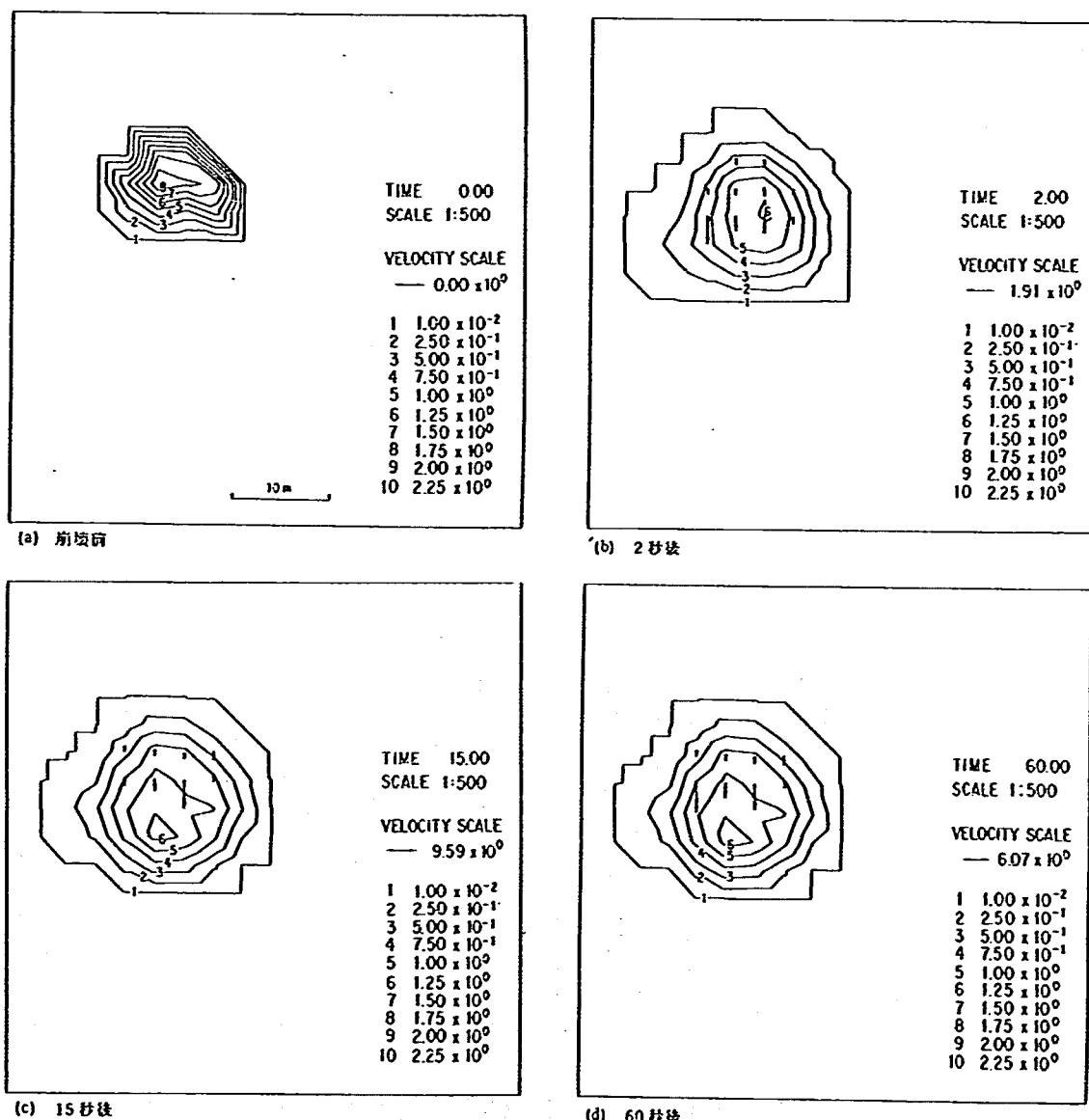


図-3.31 石崎地区の経時変化状況(土塊厚コンター図)

(2) 山武郡成東町根蔵地区

比高約40mの斜面のうち、遅急線より下部の高さ約25mの部分約570m³が崩壊した（図-3.32）。斜面は笠森層に属するルーズな砂層からなり、約1mの崩壊深さで樹木の根系が発達している表層部が樹木とともに崩落したものである。

解析結果の断面図及び土塊厚等高線図を図-3.33及び3.34に示す。

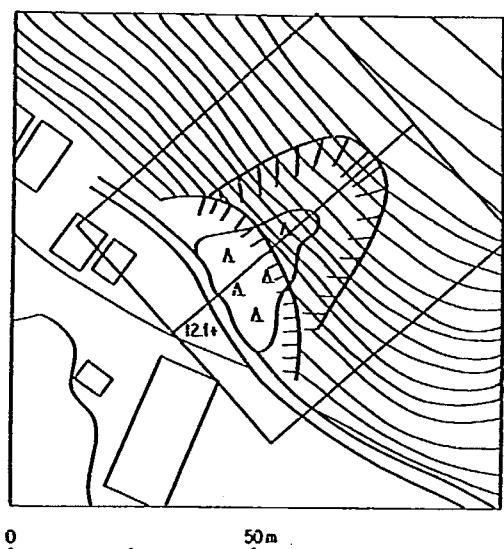


図-3.32 根蔵地区平面図

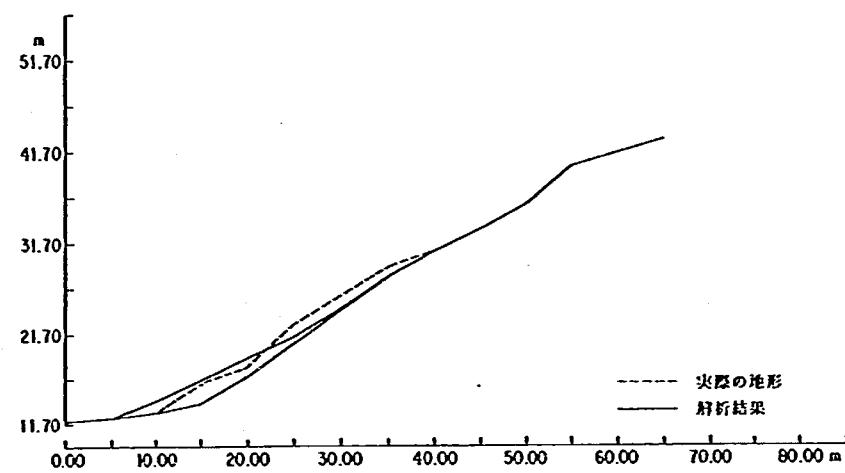
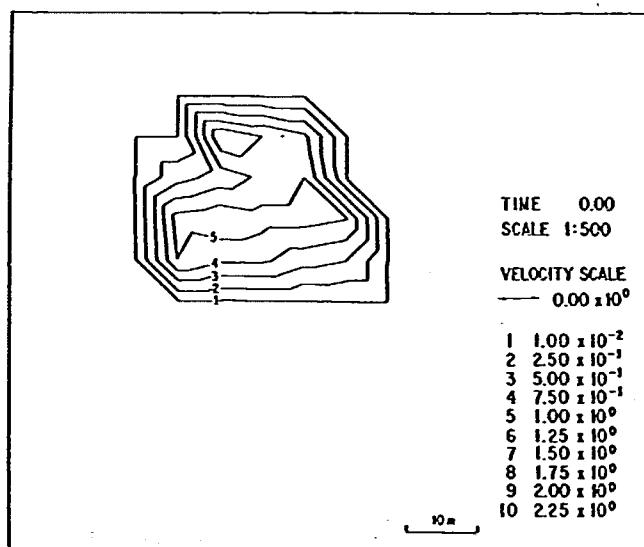
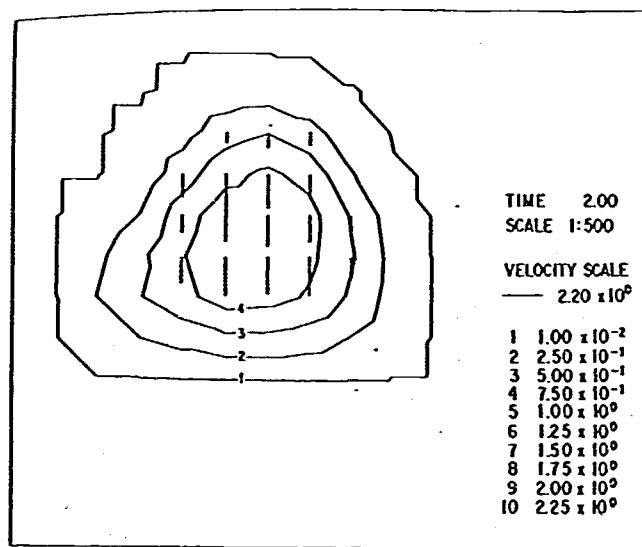


図-3.33 根蔵地区崩壊後の断面図



(a) 崩壊前



(b) 2秒後

図-3.34 根蔵地区の経時変化状況(土塊厚コンター図)

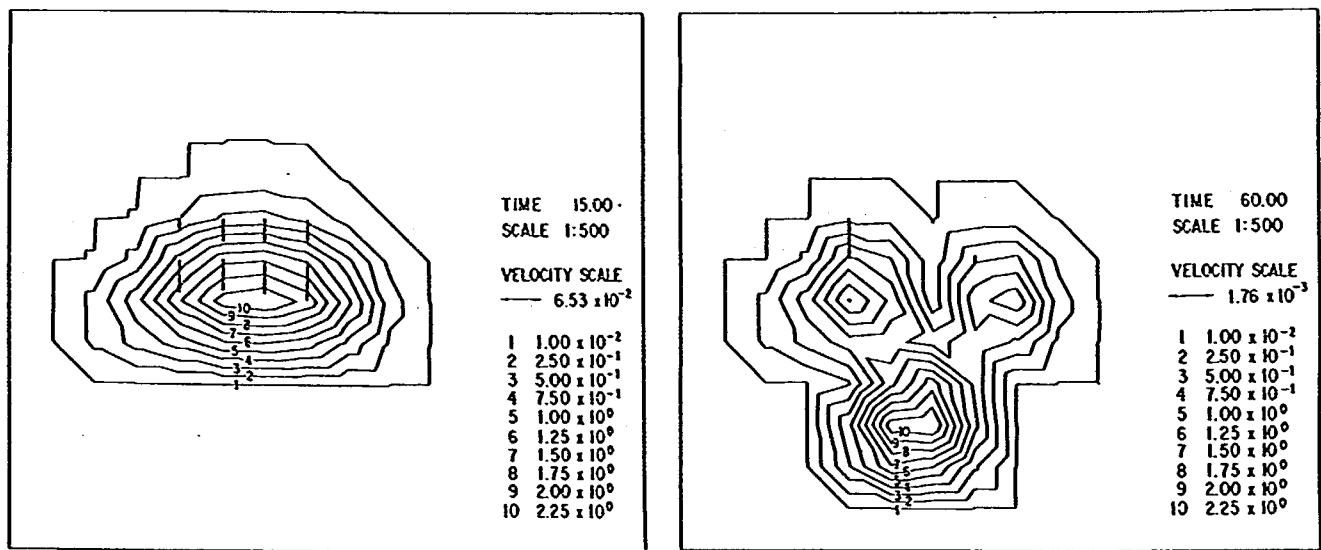


図-3.34(つづき) 根蔵地区の経時変化状況(土塊厚コンター図)

(3) 山武郡成東町新泉地区

図-3.35に示したように、台地下部の切り土法面の保護のため、斜面下部をさらに若干切り込んで擁壁を打設する工事の施工中に地震が発生した。そのため斜面の極く表層の深度30cm程度の砂層が崩落した。崩壊土砂量は約80m³と見積られている。

解析結果の断面図及び土塊厚等高線図を図-3.36及び3.37に示す。

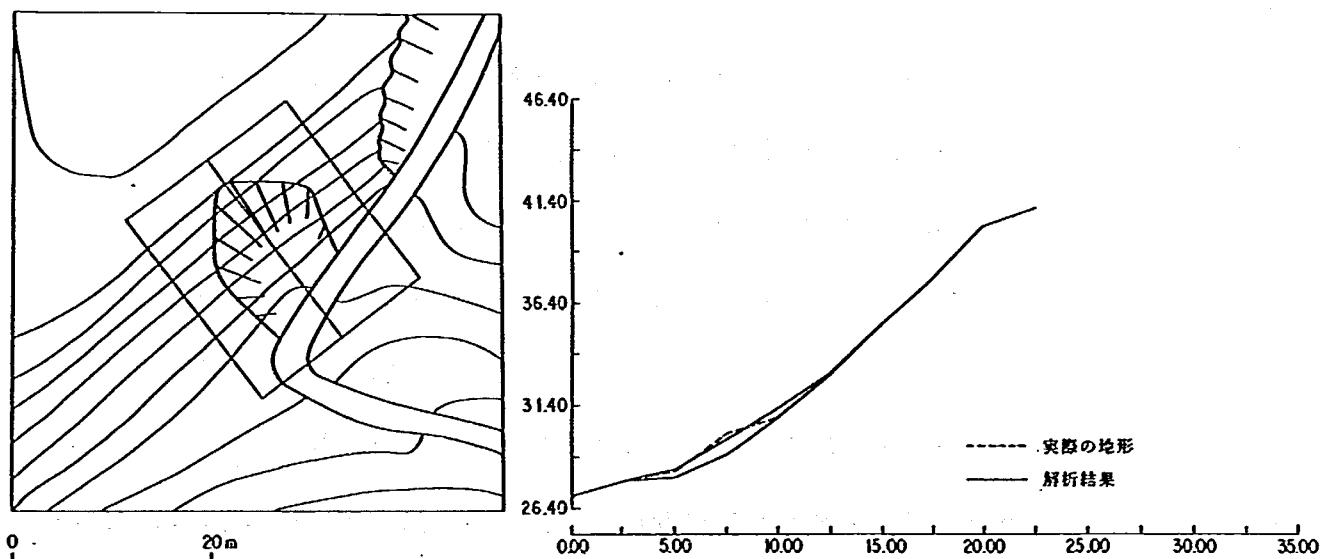
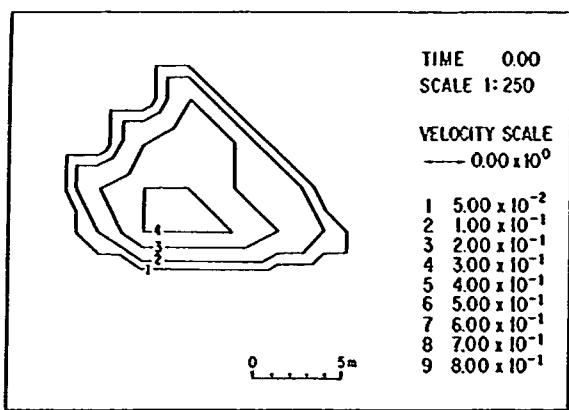
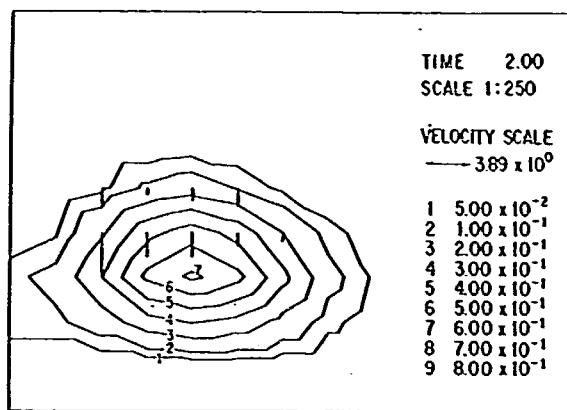


図-3.35 新泉地区平面図

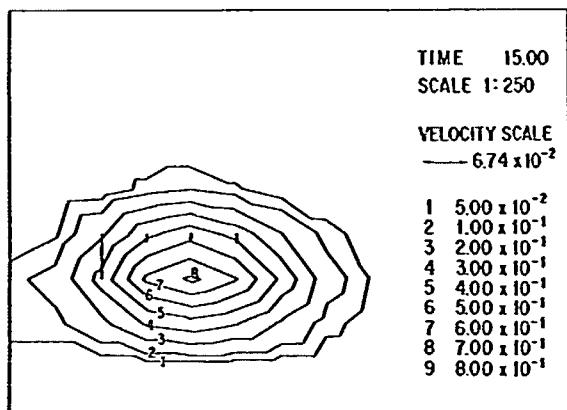
図-3.36 新泉地区崩壊後断面図



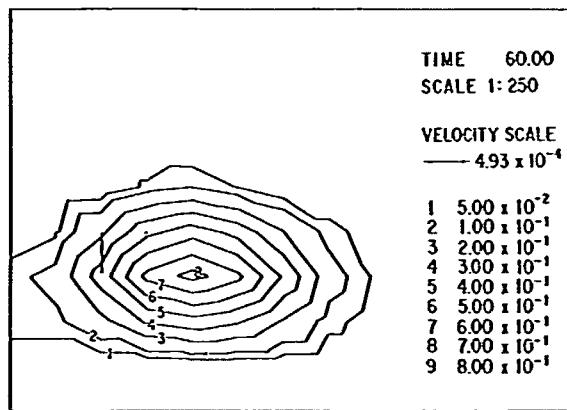
(a) 崩壊前



(b) 2秒後



(c) 15秒後



(d) 60秒後

図-3.37 新泉地区の経時変化状況(土塊厚コンター図)

7) 考察

地震を起因とするものを中心に降雨、融雪を起因とするものも含めて、比較的小規模なものから大規模なものまで、9箇所の斜面崩壊の解析事例を詳しくみてきた。

これらの事例のほかにも表-3.1に示したように地震に伴って発生した7箇所の斜面崩壊についての解析を実施している。それらの崩壊後の断面形状の解析結果を図-3.38に示す。これらの事例の中には数百年前に発生したものも含まれているため、特に斜面崩壊の末端部に沢や海がある場合には侵食によって計算値と現況地形が大きく異なるものも見受けられる。しかしながら侵食の影響を受けない部分については全体的に崩壊状況が比較的良好に再現できているものと考えられる。

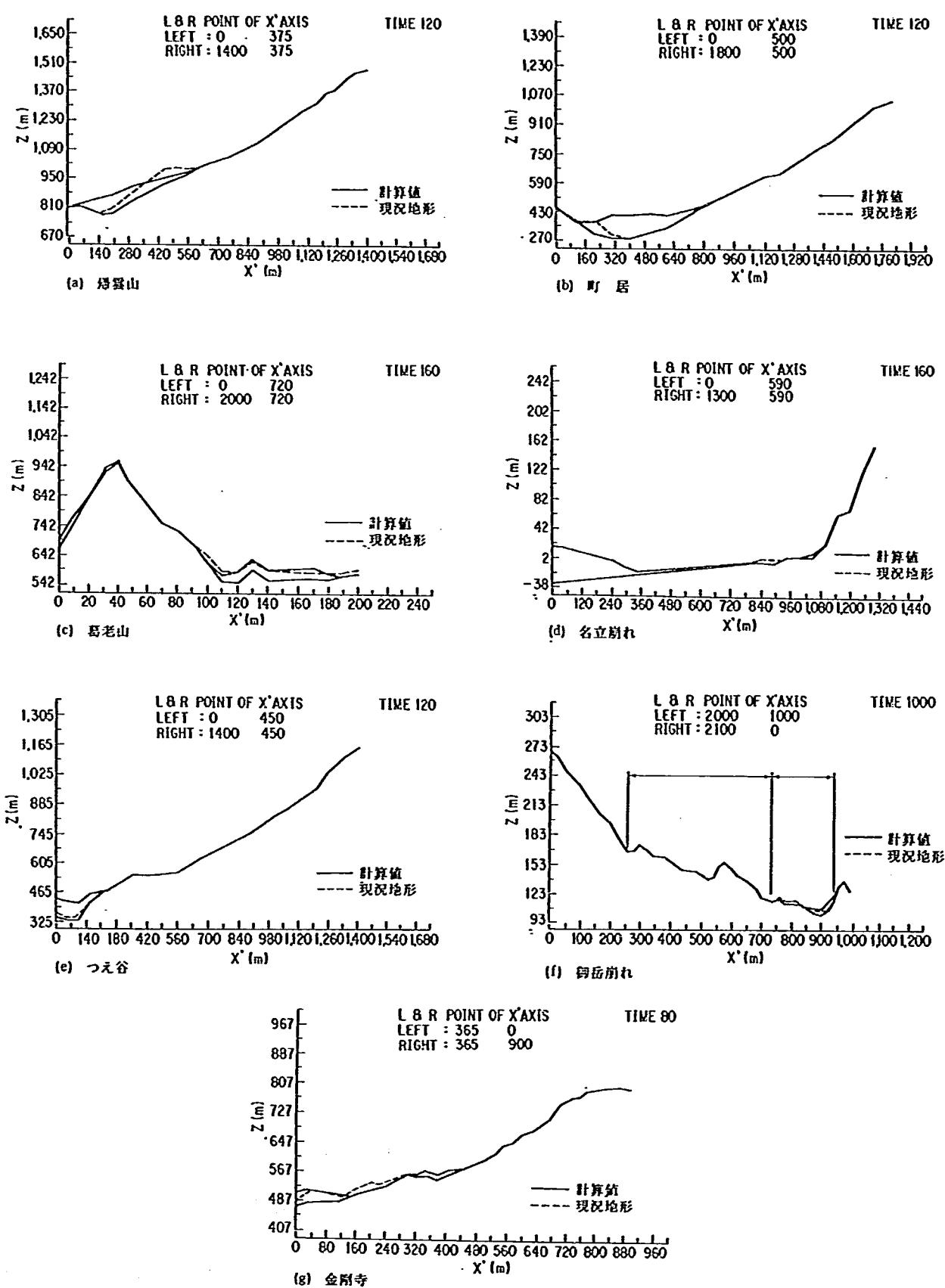


図-3.38 計算事例の最終断面形

既に述べたとおり、ここで解析では、解析自体を一種の数値実験と見なして最適な結果を導くような物性値（特にすべり面及び移動土塊の内部摩擦角）を見い出す、という手順をとった。このような手順でタイプの異なる多くの斜面崩壊の事例を解析することによって、この解析で設定すべき物性値の範囲がある程度限定されるものと思われたからである。

このような考え方から、表-3.1に示した合計17箇所の事例について解析に用いたすべり面と崩壊土砂の内部摩擦角の値をプロットしたのが図-3.39である。

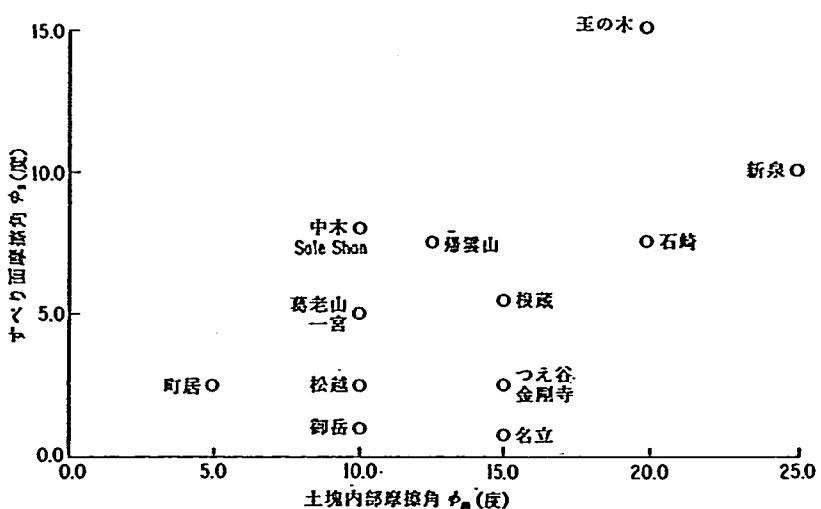


図-3.39 事例解析に用いた物性値

この図をみると、ほとんどの事例で崩壊土砂の内部摩擦角は10~20度、すべり面の内部摩擦角は2.5~8度の間に分布していることがわかる。この値の範囲外にあるもののうち、御岳崩れの事例はかなりの距離を土石流的に移動しているため、すべり面の抵抗則としてクーロンの抵抗則を用いたことによってこのように小さなすべり面の内部摩擦角が設定されたものと思われる。また、名立崩れの事例では崩壊の末端部の大部分が海中に崩落しているため、海水の影響によってすべり面の内部摩擦角がこのように小さい値となったものと考えられる。さらに、玉の木地区の事例では、他の事例と比較してかなり高い内部摩擦角が設定されている。これは、崩壊の末端部に位置していた人家の影響によって、崩壊土砂に大きな抵抗力が作用した結果によるものと考えられる。

図-3.39のなかで、千葉県東方沖地震による新泉地区の事例では、すべり面及び崩壊

土砂いずれの内部摩擦角も若干大きめの値となっている。これは、前述のように、地形図の精度がそれほど高くなかったことに加えて、この斜面崩壊の深度が0.3mと非常に薄かつたために、解析のためのデータ作成に伴う誤差の影響が他の事例よりも大きく表れた結果であると考えられる。この新泉地区の事例を含めても、千葉県東方沖地震による斜面崩壊の事例では、崩壊土砂の内部摩擦角を15~25度、すべり面の内部摩擦角を5~10度程度の範囲に設定することによって崩壊土砂の到達範囲が解析的に推定できることがわかる。これは、特に崩壊の発生する斜面がほとんど均質な砂層で同一の条件下にあったことによるものと推定されるが、このような場合には限定された物性値の範囲内で、この手法が有効に利用できることを示している。

最後に、物性値の絶対値に対する検討も必要であるが、この問題については3.3.3項で述べる。

3.3.2 斜面崩壊の模型実験とその解析

1) 実験の方法

実験の主たる目的は、提案されたシミュレーション手法の妥当性を確認することと、その手法の適用できる範囲（換言すればどのような斜面崩壊に対してこの手法が最も有効であるか）を明らかにすることにあつたため、比較的小規模な実験をできるだけ数多く行うこととした。

実験に用いた装置は図-3.40, 3.41に示すように、斜面崩壊の発生及び滑落域として、長さ200cm、幅100cm、高さ60cmの、片側が強化ガラス板製の土槽と、その下部の移動土塊の堆積域として180×180cmのラワン材からなっている。土槽及び堆積域のラワン合板の表面には、摩擦係数を変化させるためにプラスチック板または表面に凹凸のあるビニルシート（以下これらを「表面処理材」とよぶ）を後述する実験ケースごとに貼付けている。また、移動状況を明確に把握するため、土槽の強化ガラス板及びこれらの表面処理材

の表面には5cmごとのメッシュを施した。

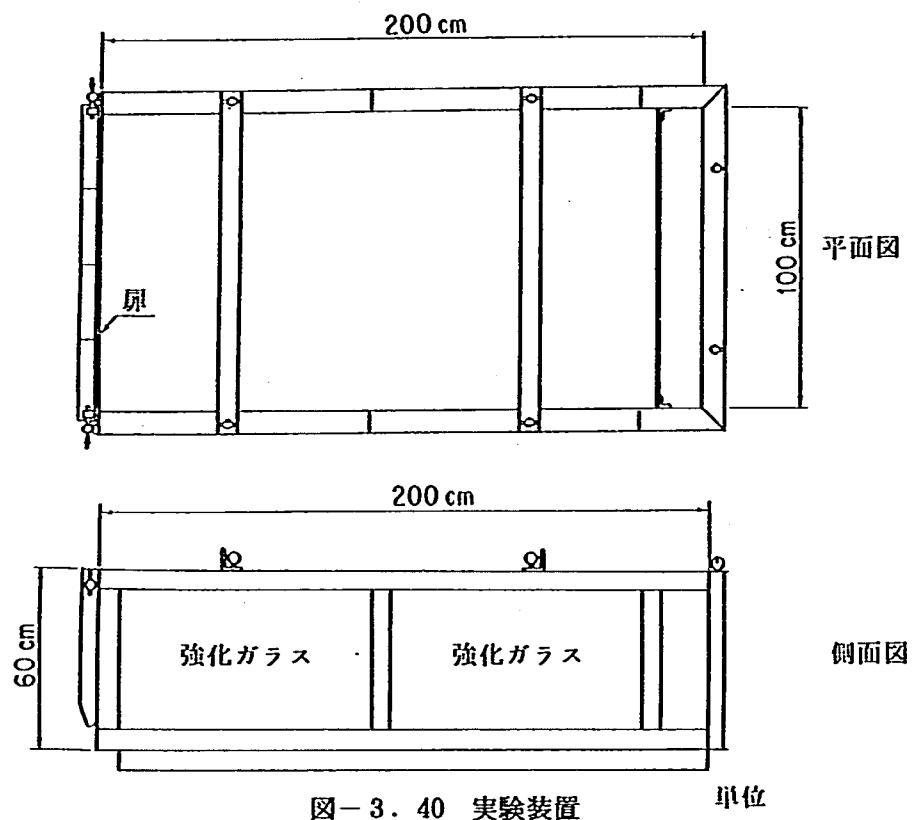


図-3.40 実験装置 単位

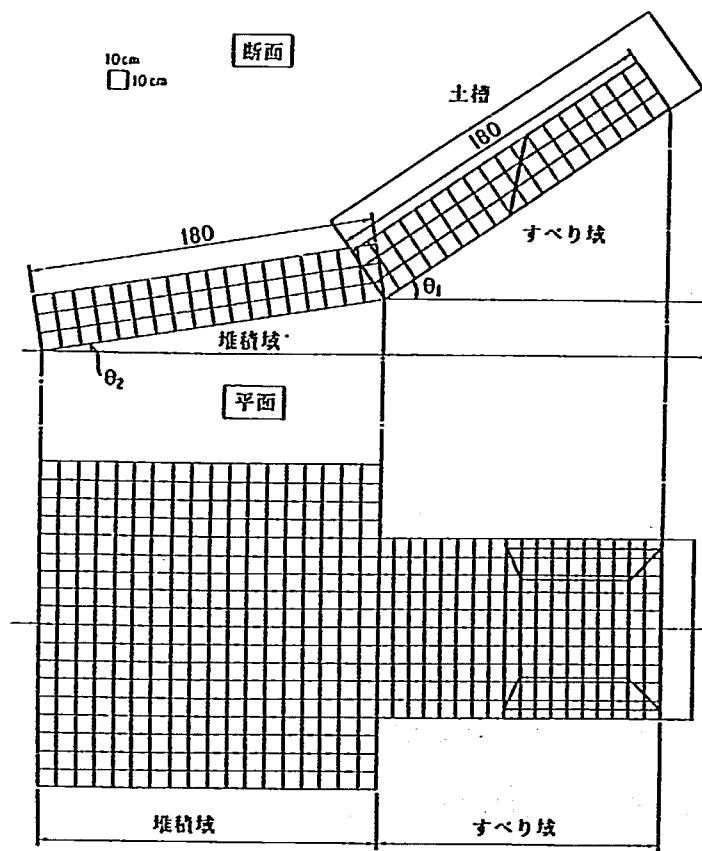


図-3.41 土塊の形状

移動土塊は土槽を水平にして作成した。この際、土槽側面と移動土塊との摩擦をなくすために、これらの間に下駄状の木板を挟み、10cmごとに木ごてを用いて締固めながら作成した。また、移動土塊が整形の段階である程度安定を保つように、その前面と側面には図-3.4.2に示すような勾配を設けた。移動土塊の厚さは、後述する実験ケースごとに20cmまたは30cmとした。移動土塊として用いた試料の粒度分布は図-3.4.3に示すとおりで、三角座標分類では「細粒土」に区分される。

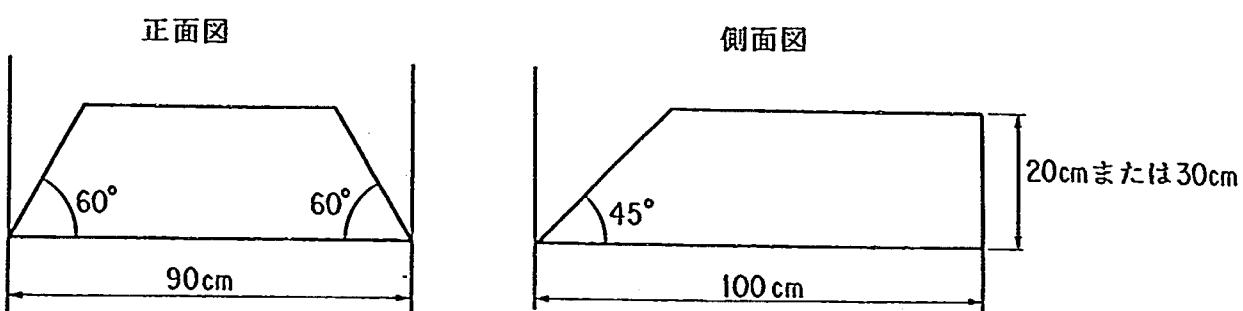


図-3.42 模型実験概念図

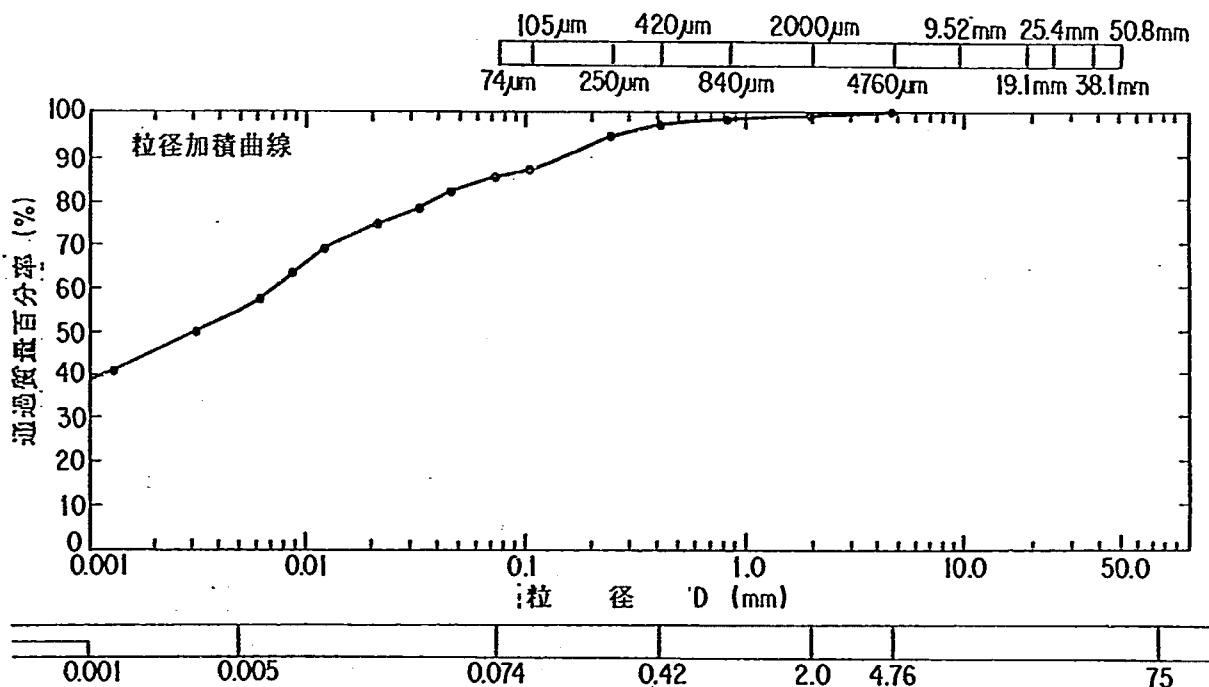


図-3.43 実験に用いた試料の粒径加積曲線

土塊の整形が終了した時点で両側面に挟んだ木板を引き抜く。次に、土槽がある角度に達してから土塊を移動させるようにするため、土塊の前面部に木板をあてて押えながらチーンブロックで静かに土槽を傾ける。最終的な土槽の傾斜角は予め求めた土塊と土槽の静止摩擦角に5度加えた値を概ねの目安にした。したがって、土槽の底面をプラスチック板（静止摩擦角約30度）とした場合には35度、表面に凹凸のあるビニルシート（静止摩擦角約41.5度）の場合には46.5度とした。

これらの角度に土槽をセットした後、土塊前面の木板をはずして土塊を移動させる。移動状況は正面及び側面からビデオカメラによって撮影した。

以上のような方法で、表-3.2に示すように、すべり域・堆積域の表面処理材及び傾斜角、土塊の層厚を変化させて、同一条件下で2回づつの実験を12ケース計24回実施した。なお、土塊の含水比は88.1~92.9%と、ほぼ一定の条件下に設定されている。

表-3.2 実験ケース一覧表

実験 ケースNo	すべり域		堆積域		土塊層厚 (cm)
	シート	角度(θ_1)	シート	角度(θ_1)	
1, 2	A	35.0	A	10.0	30.0
3, 4	A	35.0	B	10.0	30.0
5, 6	B	46.5	B	10.0	30.0
7, 8	B	46.5	A	10.0	30.0
9, 10	A	35.0	A	27.0	30.0
11, 12	A	35.0	B	27.0	30.0
13, 14	B	46.5	B	27.0	30.0
15, 16	B	46.5	A	27.0	30.0
17, 18	A	35.0	A	27.0	20.0
19, 20	A	35.0	B	27.0	20.0
21, 22	B	46.5	B	27.0	20.0
23, 24	B	46.5	A	27.0	20.0

2) 実験結果及びシミュレーションプログラムによる実験の解析

この実験で観察された移動土塊の状況を簡単な一覧表にして示したものが表-3.3である。

表-3.3 実験結果一覧表

CASE	土 塊 の 移 動 状 況
1, 2	土塊の先端部が堆積域に当って広がり土塊の大部分はすべり域に原形のまま残っていた。
3, 4	土塊の先端部が堆積域まで移動しても土塊はほぼ原形のまま堆積域を移動して停止した。大部分がすべり域に原形のまま残った。
5, 6	すべり域を移動中に土塊に亀裂が発生し、崩れながら堆積域に達し堆積域に広く堆積した。
7, 8	CASE 5, 6 とほぼ同様な結果になった。
9, 10	土塊は堆積域に達し、先端部から崩れながら移動した。すべり域には土塊の1/3程が残り堆積域では横にはあまり広がらず斜方向(移動方向)に広がった。
11, 12	土塊の先端部が堆積域に達し、土塊の移動は鈍くなってくる。土塊の先端だけが崩れて堆積域に広がった。CASE 12ではCASE 11よりも堆積域に土塊が広がっているが、これは一度堆積域に堆積した土塊が転がって堆積したためである。
13, 14	土塊はすべり域を移動している間に亀裂を生じ崩れながら堆積域に達し、堆積域の大部分に堆積した。
15, 16	CASE 13, 14 とほぼ同様な傾向を示したが、堆積域からはみ出して堆積した。
17, 18	土塊がすべり出してすべり域の先端付近に達すると土塊の速さが停止寸前まで純り徐々に堆積域に達し、土塊の先端部だけが僅かに崩れて停止した。
19, 20	CASE 17, 18 とほぼ同様な結果になった。
21, 22	土塊はすべり域を移動している間に亀裂を生じ崩れながら堆積域に達し、堆積域の大部分に堆積し、すべり域にはほとんど土塊は残らなかった。CASE 22では堆積域からはみ出して堆積した。
23, 24	CASE 21, 22 とほぼ同様な傾向を示し、堆積域の大部分に堆積した。

この実験においては、移動土塊はすべり斜面をほとんど変形せずに、一体となってすべり落ちている。一方、3.2節で述べたように、解析に用いる準三次元のシミュレーションプログラムでは、支配方程式として非圧縮性の粘性流体の基礎式を用いているために、このような剛体状に土塊の移動している状態の再現性は良いとはいえない。そこで、実験の

解析では、すべり域と堆積域との境界に移動土塊の先端がさしかかった時点を崩壊前の状態とし、この状態で土塊に速度を与えることにした。この場合の移動土塊の速度はエネルギーの保存則から求めた（ただし、空気抵抗は0とする）。さらに、表-3.3からも明らかなように、堆積域においても土塊全体がほぼ流体状に移動するケースと、単に土塊の一部が崩れるようなケースとがみられたため、ここでの解析では前者のケースに的を絞って検討を行った。

解析にあたって、土塊の単位体積重量は実測値から $1.21\text{tf}/\text{m}^3$ とした。また、メッシュの間隔は5cm、すべり面及び移動土塊の粘着力は崩壊事例の解析と同様零としている。

前述したような理由から、ここでは堆積域において比較的流体に近い挙動を示したと考えられるケースとして、ケース5、6からケース23、24までをとりあげて解析を実施した。解析の結果得られた代表的な事例の平面図及び断面図を、実験結果と合わせて図-3.44に示した。大局的にみれば、これらいずれのケースでも実験結果と解析結果とはほぼ一致しているものと思われる。

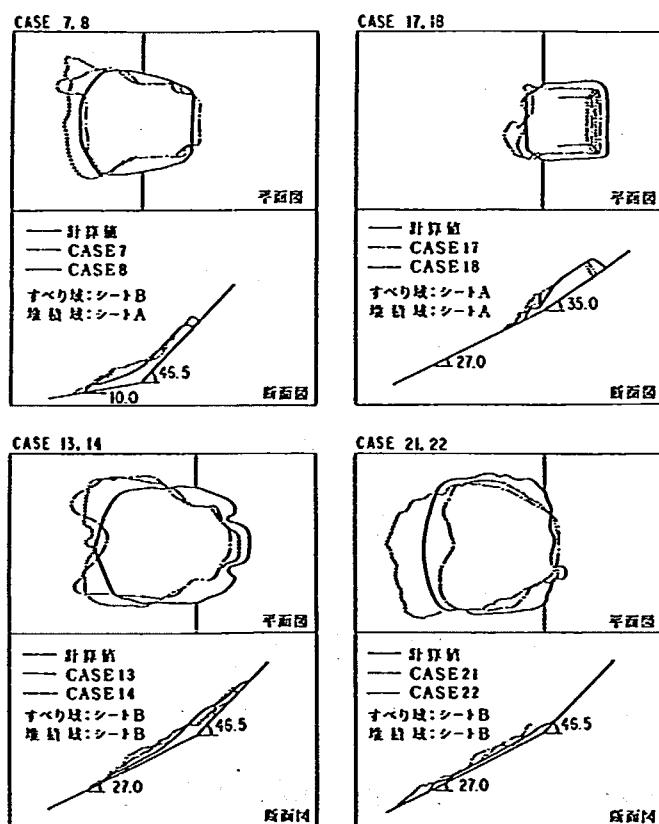


図-3.44 実験結果と計算結果

次に、図-3.39と同様に、ここでの解析に用いたすべり面及び移動土塊の内部摩擦角の値を示したものが図-3.45である。なお、この図のケース番号の右肩に小さく示した数字は、解析にあたって設定したすべり域における移動土塊の内部摩擦角を表している。また、数字のないものは、すべり域においても堆積域と同じ内部摩擦角を使用したケースである。

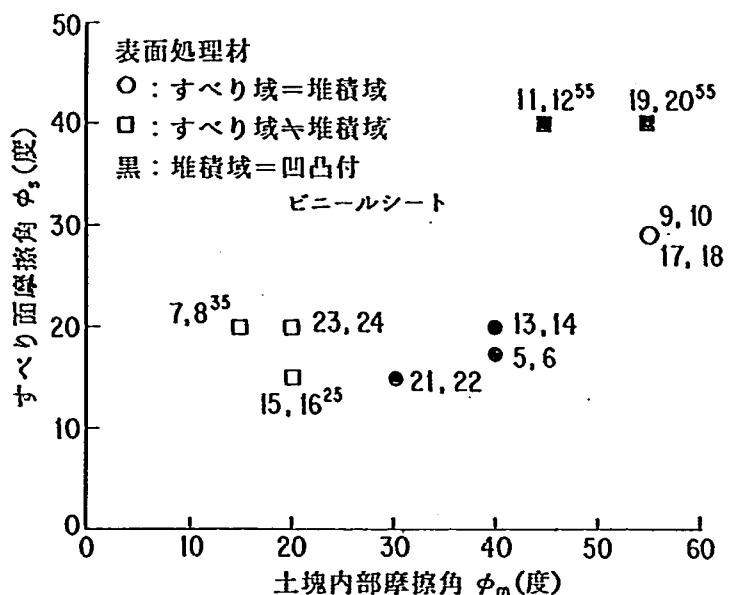


図-3.45 実験の解析に用いた物性値

この図から、実験結果を解析によって再現するために設定したすべり面及び移動土塊の内部摩擦角は非常に広い範囲に分布していることがわかる。

詳細にみると、表-3.2に示した実験ケースのすべり域と堆積域とに使用した表面処理材（プラスチック板及びビニルシート）の4種類の組み合わせによって、すべり面及び移動土塊の内部摩擦角の組み合わせもほぼ4グループに分けられるようである。すなわち、プラスチック板をA、ビニルシートをBとすれば、すべり域-堆積域の組み合わせがA-Aのケース（9,10,17,18）、A-Bのケース（11,12,19,20）、B-Bのケース（5,6,13,14,21,22）、B-Aのケース（7,8,15,16,23,24）の4グループである。

表-3.4にも示したように、表面処理材の組み合わせがA-Aのケースでは、すべり面の内部摩擦角は29度（実験に用いた土塊と表面処理材Aの動摩擦係数の実測値に等しい）、移動土塊の内部摩擦角は55度、組み合わせがA-Bのケースでは、すべり面の内部摩擦角

は40度（実験に用いた土塊と表面処理材Bの動摩擦係数の実測値に等しい）、移動土塊の内部摩擦角は45～55度、組み合わせがB-Bのケースではすべり面の内部摩擦角は15～20度、移動土塊の内部摩擦角は30～40度、組み合わせがB-Aのケースではすべり面の内部摩擦角15～20度、移動土塊の内部摩擦角15～20度の範囲となっている。

表-3.4 表面処理材の組み合わせと内部摩擦角

表面処理材の組み合わせ	すべり面の内部摩擦角(度)	移動土塊の内部摩擦角(度)
A-A	29	55
A-B	40	45～55
B-B	15～20	30～40
B-A	15～20	15～20

表面処理材A：プラスチック板
B：ビニールシート

これらの4グループ間ではすべり面及び移動土塊の内部摩擦角は実験条件によってかなり異なる値となっているが、おのおののグループの中ではこれらの物性値は比較的狭い範囲内に分布している。したがって、3.3.1項の6)で述べた千葉県東方沖地震に起因した3箇所の斜面崩壊の解析事例と同様に、この実験においてもほぼ同一の条件下で実施したものについては、かなり限定された物性値を設定してシミュレーション解析が可能であるといえる。

3.3.3 まとめ

前節で詳述した解析手法に基づいて、多くの斜面崩壊事例と斜面崩壊の模型実験結果の再現を試みた。そして、シミュレーション自体を数値実験としてとらえ、特にすべり面及び崩壊土砂の内部摩擦角をこの解析の中でどの程度の値に設定すれば妥当な結果が得られるか、という点も含めて検討を加えてきた。

その結果、この解析手法の大きな前提となっている「非圧縮性の粘性流体」と見なせる

のようなタイプの斜面崩壊については降雨や融雪に起因するものも含めてかなりの精度でその移動状況を再現することが可能であった。そして、斜面崩壊の事例解析に用いたすべり面及び崩壊土砂の内部摩擦角の値は多くの場合それぞれ2.5~8度及び10~20度の範囲に分布していることが明かとなった。また、ここでとりあげた事例の中でも、ほぼ同一の条件下において発生したと考えられる千葉県東方沖地震に起因する3箇所の斜面崩壊に着目すれば、すべり面及び崩壊土砂の内部摩擦角をそれぞれ5~10度及び15~25度と、かなり限定された範囲に設定することによって崩壊土砂の運動が解析可能であることが明かとなった。

一方、12ケースの条件を設定して実施した斜面崩壊の模型実験についての解析では、すべり面及び移動土塊の内部摩擦角は、すべり域及び堆積域として用いた表面処理材の種類に左右されるものの、同じ表面処理材の組合せのもとで実施した実験ケースにおいては、非常に限定された値を用いてそれぞれのケースの移動状況を再現することが可能であることが明かとなった。

以上の結果から、比較的類似した条件（主として地質、土質、水文的な条件と考えられる）のもとで発生する斜面崩壊に対しては、ここに示した解析手法を用いて十分な精度をもって崩壊土砂の到達範囲の推定が可能であるものと思われる。

次に、これまでの解析で設定してきた物性値、すなわちすべり面及び崩壊土砂の内部摩擦角の値について考察を加えてみたい。

本論文中では、簡便性の観点からすべり面及び崩壊土砂の粘着力は無視し、内部摩擦角のみを与えて解析を実施してきた。それらの粘着力の値のとり方については、ここで詳細な議論のできる段階ではないが、今後さらに多くの解析を通して適切な指標を見いだしていくことが必要である。

図-3.3.9に示した斜面崩壊の事例解析に用いた内部摩擦角の値をみると、すべり面で5~7.5度、崩壊土砂で15~20度と、いずれも一般的な値よりも小さめである。筆者らが全国の地すべり事例について検討したすべり面の内部摩擦角の値も、これらの値に比較して大きめのものとなっている（網木、1990、中村ら、1990）。また、渡（1987）によれば地

すべりのすべり面の内部摩擦角の値は、第三紀層地帯のもので8~20度、中・古生層地帯のもので20~30度の範囲にあるものがほとんどであると報告されている。同様に、崩壊土砂の内部摩擦角の値も一般に考えられている値よりも低い。

佐々（1986,1987）は土塊の運動中の摩擦角を調べるために高速リングせん断試験機を開発し、摩擦角が運動中に変化するかどうかを調べた。その結果、せん断速度を一万倍変化させても摩擦角が一定であったことから、崩壊土砂の運動中に高い間隙水圧が作用しているものと推論した。そして、崩壊土砂の運動時の「みかけの摩擦角 ϕ_{is} 」を運動時の「摩擦角 ϕ_{is} 」と運動時の崩壊土砂内の間隙水圧 u を用いて次のように示した。

$$\tan \phi_{is} = \frac{\sigma - u}{\sigma} \cdot \tan \phi_{is} = (1 - r_u) \cdot \tan \phi_{is} \quad (3.73)$$

ここに、 σ は垂直応力、 r_u は間隙水圧係数である。

このような推論に基づいて佐々は長野県西部地震に伴って発生した御岳崩れの二次元的な解析を行った。その解析の中で佐々は崩壊土砂の堆積部から崩壊の源頭部までを三区間に分け、それぞれの区間におけるみかけの内部摩擦角の値を3.4、6.9、14度に設定して現実に近い運動状況を得ている。

本論文では、全応力基準で内部摩擦角を考慮しているために、すべり面や土塊中の間隙水圧の発生を加味していない。佐々の考え方従って、それらの部分に間隙水圧が発生していると仮定すれば、みかけの内部摩擦角が図-3.39に示したような小さめの値になつていてもそれほど不合理ではないように思われる。しかしながら、例えば千葉県東方沖地震に起因して発生した斜面崩壊のように、乾燥状態であった砂層に大きな間隙水圧が作用したと考えることはできない。

さらに、模型実験の解析に用いた摩擦角（図-3.45、表-3.4）についても、すべり域と堆積域の表面処理材の組み合わせが同じケースではほぼ等しい値となっているが、すべてのケースを通して全体的にそれらの値をみると、非常に大きな相違がある。特に、この実験では同じ移動土塊を用いているにもかかわらず、土塊の内部摩擦角は15~55度と

非常に広い範囲に分布している。また、同じ表面処理材の場合でも、すべり面の内部摩擦角はかなり異なる値となっている。この模型実験においては、不飽和の土塊を用いているので、その土塊の移動中に間隙水圧が発生したとは考えにくい。

以上述べてきたとおり、ここで提案した崩壊土砂の運動解析の中で設定するすべり面及び崩壊土砂の内部摩擦角の値についてはさらに詳細な検討が必要であるものと考えられる。しかしながら、前述したように同一の条件下での斜面崩壊に対してはかなり狭い範囲にこれらの値を設定して崩壊土砂の到達範囲を推定することが可能である。また、本論文での考察範囲内ではあるが、ほぼ条件が同一と考えられるある地域で発生した複数の斜面崩壊の土砂の到達範囲が、この手法を用いてほとんど同じ物性値を用いて再現できたとすれば、その物性値が一般的な値から多少離れていたとしても、その値をその地域の代表値として考えることが可能である。このように考えれば、この解析手法は実務的にも充分に有用なものになり得るものと思われる。

第四章 結論

地震を起因とする斜面崩壊は第一章でも述べてきたように、古来から人間社会にとっての大きな脅威であり続けている。一方、近年の社会的・経済的な発展を遂げているわが国的情勢を鑑みれば、このような自然災害に対する危険区域は今後とも増加こそすれ、減少するとは考えにくい。そこで、行政的な方面からも防止構造物による対策と同時に住民の警戒避難体制の整備等の対策が推進されているところである。

このような災害の実態及び社会的な情勢から、地震を起因とする斜面崩壊の予知を試みたのが本研究である。

一般に「斜面崩壊の予測」という場合、発生場所・発生時刻・その規模といった三種の要素を含めて考えなければならない。特に地震に起因する斜面崩壊に限定すると、これらの要素のうち発生時刻は、ほとんど地震そのものの発生時刻ということになる。したがって発生時刻の予測はむしろ「地震予知」としての範疇に属する課題であるものと考えられる。

そこで、本研究においては斜面崩壊の発生する場所とその規模（言い換えば崩壊土砂の到達範囲）の予測に的を絞って検討を進めてきた。各章で述べてきた内容は以下のように要約できる。

第一章においては、急傾斜地の崩壊及び地すべりを合わせて「斜面崩壊」としてとらえ、まず、地震に起因する斜面崩壊の実態について、主として伊豆大島近海地震（1978年）、日本海中部地震（1983年）、長野県西部地震（1984年）、千葉県東方沖地震（1988年）、を例にとって振り返ってみた。次に、地震という誘因のもつ特殊性から、その重要性は認識されてはいたものの、これまで地震に伴って発生する斜面崩壊の予測に関する研究がそれほど多くなされてきているわけではないことを指摘し、同時に本研究の目的と意義について述べた。

第二章においては地震に起因する斜面崩壊の発生場所の新しい予測手法についての検討

を行った。

まず、特に地形条件に着目し、降雨によって発生した斜面崩壊との対比を通じて地震に起因する斜面崩壊の特徴を明らかにした。次に、地震に起因する斜面崩壊の危険箇所の判定手法の現状を振り返って、その問題点を整理した。さらに、抽出された問題点を改善して客観的かつ精度の高い判定を行うためには、従来から行われている「点数制」に基づいた判定法に比較して、「ファジィ理論」に基づいた判定手法の導入が極めて有効であることを述べた。

次に、「ファジィ理論」を危険箇所の判定のために導入する手順（斜面崩壊要因の抽出、発生箇所判定のための構造化、ファジィ積分による発生箇所の評価）を具体的に示した。そして、斜面高さ、邊急線、横断形状等の、斜面崩壊の要因と考えられる13の要素についてアンケート調査結果に基づいてファジィ言語関数の範囲を設定した。さらにこの結果に基づいて、千葉県東方沖地震及び伊豆半島群発地震によって発生した斜面崩壊に対して解析を実施した。その結果によれば、前者の事例で90%という高い的中率が得られた。一方、従来の点数制によって同じ事例について判定を実施するとの的中率は75%という低い値となり、ここで提案した手法の有効性が明かとなった。同様に、伊豆半島群発地震によって発生した斜面崩壊についての解析結果からも、経験的知識の無い者が実施した調査であつたにもかかわらず、91%という高い的中率が得られた。

このように、ファジィ理論に基づいた判定手法によって精度良く斜面崩壊の発生の場を予測できることが明らかとなった。

第三章では地震に起因する斜面崩壊の規模、言い換えれば崩壊土砂の到達範囲の推定手法についての検討を行った。

ここではまず、崩壊土砂の到達・拡散範囲の推定手法に関するこれまでの研究の概要について振り返り、主として帰納的な推定手法、二次元の運動モデルによる推定手法及び三次元的な運動モデルによる推定手法について、各々の特徴と問題点についての考察を加えた。

次に、崩壊土砂を非圧縮性の粘性流体と仮定して、ナビエ-ストークスの方程式に基づい

て作成した崩壊土砂の準三次元の運動解析手法のアルゴリズムについて詳述し、従来の手法との差異を明らかにした。特に、ここで提案した解析手法においては運動方程式中の圧力項を、微小要素における $\frac{\partial H}{\partial x}, \frac{\partial H}{\partial y}$ が崩壊土砂の内部摩擦角よりも大きければ微小要素において土砂の流入出が生じる、という考え方に基づいて設定したことによって、従来の解析手法に比してより的確に微小要素間の土砂の流入出を評価できるようになった。

さらに、過去の幾つかの斜面崩壊事例について、ここで提案されたシミュレーション手法を用いて崩壊土砂の移動状況及び到達範囲を推定した結果を示し、この手法によって精度良くそれらが予測できることを明らかにした。また、室内で実施した模型実験の結果をこの手法によって解析した事例を示し、ほぼ満足のいく結果が得られたことを述べた。

ここで提案した解析を行うためには、すべり面及び崩壊土砂の内部摩擦角を適切に設定する必要がある。3.3節で実施した事例解析の結果から、すべり面の内部摩擦角として2.5~8度、崩壊土砂の内部摩擦角として10~20度の範囲にそれらの値を設定すれば、ほとんどの場合良好な到達範囲の予測が行えることが判明した。また、千葉県東方沖地震に伴つて発生した斜面崩壊の解析結果及び模型実験の結果から、比較的類似した条件のもとで発生する斜面崩壊に対しては、これらの値を非常に限定された範囲に設定することによって崩壊土砂の運動が解析可能であることが明かとなった。したがって、この解析手法は実務的にも充分に有用であるということができる。

このように、災害事例及び模型実験の対比検討結果から、ここで提案した予測手法によつてこれまで以上に精度の高い斜面崩壊の規模の予測が可能であることが明かとなった。

最後に本研究の実務的な応用面についてもふれておきたい。

第二章で述べた手法に従えば、多くの斜面に対して、90%以上という精度をもつて地震による崩壊の危険地を判定することが可能である。本研究では地震に起因する斜面崩壊のみを対象として危険地の判定を試みたが、この手法は豪雨に起因する斜面崩壊の危険地の判定にも適用できることは言うまでもない。

既に述べたとおり、近年の社会情勢は斜面を保全する立場にある行政に対して、防止工

事を実施することはもとより、斜面崩壊の危険地の評価を行うことも要求するようになってきている。第二章で提案した手法はこのような行政的・実務的なニーズに対しても充分に応え得る利便性と精度とを合わせもつものであると考えられる。

一方、第三章で述べたシミュレーション手法を用いることによって斜面崩壊土砂の到達範囲の推定が可能となる。この手法についても、地震に起因する斜面崩壊ばかりではなく、豪雨によって発生する斜面崩壊に対しても有効であることは既に示したとおりである。しかしながら、この手法を実際に斜面崩壊の危険箇所に当てはめてシミュレーション解析を実施し、崩壊土砂の到達範囲を設定する、という作業は、現状では残念ながら現実的とは言い難い。なんとなれば、建設省所管のものだけをとりあげても昭和61年調査で、急傾斜地崩壊危険箇所が77,242箇所、地すべり危険箇所が10,288箇所抽出されており（これらは主たる誘因として降雨を想定しているため、地震によるものも含めて考えればはるかに多くの危険箇所が存在することになる）、それらすべての危険箇所に対してこのように精度の高い解析を行うことは、種々の制約から実務的には不可能に近いためである。さらに、第3章においても述べたように、種々のタイプが混在する危険箇所の各々に対して特にすべり面及び崩壊土砂の物性値を適切に設定することは容易ではないということもある。

したがって現状では、例えば土質や地質条件の類似した区域内での代表的な斜面崩壊事例について第三章で示した解析を実施し、その結果を参考にしてその区域内の危険箇所における崩壊土砂の到達範囲を推定するような便法が考えられよう。

謝辞

本研究は、筆者が幸運にも建設省土木研究所で地震に起因する斜面崩壊の予測に関する調査研究に携わる機会に恵まれ、その間、千葉県東方沖地震、伊豆半島群発地震、米国のロマブリータ地震など社会的にも注視を集めた地震の頻発も契機となって、これまで進めていた研究の成果を取りまとめたものである。

本文をまとめあげるにあたっては、特に建設省土木研究所地すべり研究室の先達である地すべり学会会長 渡正亮農学博士、(財)砂防地すべり技術センター技術第三部長 藤田壽雄学術博士から終始変わらぬ御指導と温かい激励を賜った。ここに記して厚く御礼申し上げます。

建設省土木研究所地すべり研究室 吉松弘行室長には常に適切な御助言を賜り、その議論の中から多くの本研究の成果が生み出された。また、ともすればくじけそうになる筆者を機会あるごとに叱咤激励してくださったのも吉松室長であった。心から感謝の意を表します。

日本道路公団技術部 中村浩之調査役(前建設省土木研究所地すべり研究室長)には、特に地震に伴う斜面崩壊土砂の運動解析について、しばしば具体的な御教示を賜った。心から感謝の意を表します。

本研究においてはその性格上、地震に起因する斜面崩壊事例の収集、解析のためのデータ作成、電算機による解析等に費した時間は非常に大きなものであった。その解析計算のほとんどは、建設省土木研究所地すべり研究室 石濱茂、小嶋伸一両技官に負うところが大であった。また、建設省土木研究所地すべり研究室 植垣大助、近藤観慈両主任研究員を始めとして、研究室の皆様には本論文作成中大変にお世話になった。ここに記して感謝の意を表します。

本研究は、広島大学教授 栃木省二先生の示唆に富む全般的な御指導と御助言なしにはあり得なかった。筆者はしばしば地すべりの対策委員会や学会等において先生と同席させていただく機会を得たが、特に、地震を起因とする斜面崩壊の危険箇所の総合的かつ客観的な設定手法の考え方についてはたびたび含蓄のある御教示を賜った。謹んで深甚なる感

謝の意を表します。

引用文献

- 安間莊、1987：事例からみた地震による大規模崩壊とその予測手法に関する研究、東海大学学位請求論文、80
- 浅井涌太郎、仲野公章、寺本和子、1988：地形的特徴、地震に伴う大規模斜面崩壊に関する研究、第3章、土木研究所資料、第2544号、39-58
- 芦田和男、江頭進治、大槻英樹、1983：山腹崩壊土の流動機構に関する研究、京都大学防災研究所年報、26-B-2、315-327
- 芦田和男、江頭進治、神矢弘、1984：斜面における土塊の滑動・停止機構に関する研究、京都大学防災研究所年報、27-B-2、331-340
- 芦田和男、江頭進治、神矢弘、佐々木浩、1985：斜面における土塊の抵抗則と移動速度、京都大学防災研究所年報、28-B-2、279-307
- 千葉県土木部、1988：千葉県東方沖地震被害調査報告書、74-76
- 土木研究所災害調査団、1974：伊豆半島沖地震における土木関係被害調査速報、土木技術資料、Vol. 16、No. 7、38-45
- 土砂災害調査研究会、1986：玉の木地すべり（新潟県西頸城郡青海町大字玉の木地内）、土砂災害の実態 1985、（財）砂防・地すべり技術センター、20
- 藤田寿雄、1986：福知地すべり、兵庫県一宮町福知、斜面災害の予知と防災、白亜書房、75-76
- 藤田崇、1982：福知、URBAN KUBOTA、No.20、27
- 古谷尊彦、奥西一夫、石井孝行、藤田崇、奥田節夫、1984：地震に伴う歴史的大崩壊の地形解析、京大防災研究所年報、27-B1、1-10
- 羽田野誠一、大八木規夫、1986：地形的位置、斜面災害の予知と防災、白亜書房、95-154
- Heim, A.、1932：Bergsturz und Menschenleben, Fretz & Wasmuth, Zurich
- 東伊豆道路震災対策検討委員会、1979：東伊豆道路震災対策検討委員会報告書、220
- 本多中二、大里有生、1989：ファジィ工学入門、海文堂

Hsu, K.J., 1975 : Catastrophic Debris Streams (Sturzstroms) Generated by Rock-falls, Geological Society of America Bulletin, V.86, 129-140

岩佐義朗、井上和也、水鳥雅文、1980：氾濫水の水理の数値解析法、京都大学防災研究所年報、23-B-2、1-13

甘肃省科學技術委員会、森脇寛 訳、1984：1983年中国甘肃省酒勒山地すべり、地すべり、Vol.20、No.4、28-33

川島一彦、相沢興、高橋和之、1985：最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式、土木研究所報告、第166号、26-56

建設省土木研究所、1978：1978年1月伊豆大島近海地震調査概要、土木研究所資料、第134号、33

建設省土木研究所、急傾斜地崩壊研究室、1972：昭和46年9月6日～7日秋雨前線ならびに台風25号によるがけくずれ調査報告書、土木研究所資料、782号、159

建設省土木研究所初動調査団、1984：昭和59年長野県西部地震被害調査速報、土木技術資料、Vol.26、No.11、46-53

小林一三、1985：新潟県青海町・玉ノ木土砂災害の概要、防災、第434号、21-26

小林武彦、1986：王滝村周辺の地形・地質と災害、まさか王滝に、第3章、第2節、長野県木曾郡王滝村、132-151

小坂共栄、酒井潤一、熊井久雄、公文富士夫、1985：昭和59年長野県西部地震による災害、信州大学自然災害研究会、69-76

町田 洋、1984：巨大崩壊・岩屑流と河床変動、地形、Vol.5、No.3、115-178

松浦純生、落合博貴、梁瀬秀雄、1989：新潟県伏野地すべり地における融雪水量観測、第28回地すべり学会研究発表講演集、132-135

Mellor, M., 1978 : Dynamics of Snow Avalanches, Rockslides and Avalanches 1, Elsevier Scientific Publishing Company, 753-792

道上正規、檜谷治、1990：タンクモデルによる崩壊発生時刻の予測、豪雨による土砂崩壊の予測に関する研究、文部省科学研究費 重点領域研究 「自然災害の予測と防災力」

研究成果、94-96

森脇 寛、1987：崩土の到達距離予測、地すべり、Vol. 24、No. 2、10-15

中村浩之、網木亮介、久保田哲也、1988：土質工学的特徴、地震に伴う大規模崩壊に関する研究、第5章、土木研究所資料、第2544号、85-94

Nakamura, H., Tsunaki, R. and Ishihama, S., 1989: A Simulation Model for Debris Movement of Landslide, Proc. the Japan-China Symposium on Landslides and Debris Flows, 81-86

中村浩之、網木亮介、中鳩茂、1989：地すべり移動土塊の到達範囲の一予測手法、土木技術資料、Vol. 31、No. 6、43-49

中村浩之、網木亮介、吉田克美、1990：地質帶ごとにみた地すべり面のせん断強度定数の評価、土木技術資料、Vol. 32、No. 11、48-54

(社) 日本道路協会、1970：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、108

(社) 日本道路協会、1988：道路震災対策便覧、252

奥田節夫、1973：土石流の現地調査について、京都大学防災研究所年報、16-A、53-69

奥西一夫、1986：兵庫県宍粟郡一宮町の事例、斜面災害の予知と防災、白亜書房、350-36

1

大塚謙一、木宮一邦、1974：1974年伊豆半島沖地震における中木地区の地すべり崩壊と基盤岩石の変質、第11回自然災害科学総合シンポジウム論文集、162-163

Pariseau, W.G. and Voight, B., 1978: Basic Principles and Perspectives in the Realm of Civil and Mining Operations, Rockslides and Avalanches 2, Elsevier Scientific Publishing Company, 1-92

佐々恭二、1986：御岳土石流など不飽和土石流の流動機構について、京都大学防災研究所年報、29-B-1、315-329

佐々恭二、1987：地すべり・斜面崩壊の運動予測、京都大学防災研究所年報、30-B-1、341-357

佐藤忠信、寺田倫康、1985：ファジィ理論に基づく斜面崩壊資料の整理と崩壊予測、京

防災研究所年報、28-B-2、63-86

Scheidegger, A.E., 1973 : On the Prediction of the Reach and Velocity of Catastrophic Landslides, Rock Mechanics, Vol.5, 231-236

瀬尾克美、網木亮介、服部泰英、1985 : 砂防の被害、1983年日本海中部地震災害調査報告、第11編、土木研究所報告、第165号、253-279

高橋保、1977 : 土石流の発生と流動に関する研究、京都大学防災研究所年報、20-B-2、405-435

谷口栄一、久保田哲也、桑原徹郎、1985 : 長野県西部地震による松越地区の斜面崩壊、土と基礎、Vol.33、No.11、59-65

田崎栄一郎、1979 : あいまい理論による社会システムの構造化、数理科学、No.191、54-6
6

寺野寿郎、浅居喜代治、菅野道夫、1989 : ファジィシステム入門、オーム社

網木亮介、1990 : 安定解析に用いられる c , ϕ の値について、地すべり研究、第33集、全国地すべり崖崩れ対策協議会、1-19

網木亮介、中村浩之、小島伸一、1990 : 地すべり土塊の到達危険範囲の推定、シンポジウム”地すべり災害発生危険箇所の把握に関する諸問題”論文集、63-71

網木亮介、吉松弘行、大浦二朗、1990 : ファジィ理論による地震時の斜面崩壊の予測、地すべり、Vol.27、No.3、19-25 (印刷中)

Vulliet, L. and Hutter, K., 1988 : Continuum Model for Natural Slopes in Slow Movement, Geotechnique, Vol.38, No.2, 199-217

渡正亮、1987 : 地すべり面の土質力学的性質、地すべり・斜面崩壊の予知と対策、4.2、山海堂、46-52

安江朝光、岩崎敏男、川島一彦、仲野公章、1981 : 斜面の地震応答特性、土木技術資料、Vol.23、No.4、191-196

安江朝光、仲野公章、1979 : 地震に対する急傾斜地の危険度評価、土木技術資料、Vol.34、No.8、73-79

安江朝光、反町雄二、1978：地震と斜面崩壊について、治水と砂防、Vol.11、No.2、17-2

3

矢崎忍、森脇寛、1985：昭和59年長野県西部地震による御岳山大岩屑流の運動について、

昭和60年度砂防学会研究発表会概要集、222-223

矢澤昭夫、水山高久、1988：崩壊土砂の流下機構、地震に伴う大規模崩壊に関する研究、
第6章、土木研究所資料、第2544号、95-119

吉松弘行、青木隆典、服部泰英、大浦二朗、古賀泰之、伊藤良弘、鷲田修三、1990：千葉
県東方沖地震による斜面崩壊地調査、土木研究所資料、第2824号

Zadeh, L. A. 1965 : Fuzzy sets, Information and Control, 338-353

(社) 全国治水砂防協会、1981：日本砂防史

要旨

新潟試験所 所長 綱木 亮介

地震を起因とする斜面崩壊は、古来から人間社会にとって大きな脅威であり、また、近年においても、長野県西部地震(1981)や千葉県東方沖地震(1988)等により誘発された斜面崩壊によって大きな人的・物的被害がもたらされた。本研究では、このような地震を起因とする斜面崩壊の被害を軽減するために、ファジー理論を導入した斜面崩壊の発生場所の予測法と準3次元土塊移動シミュレーションによる崩壊土塊の到達範囲予測手法を提案し、本手法が地震を誘因とする斜面崩壊の予測手法として有効であることを示した。

キーワード：地震、地すべり、斜面崩壊、到達範囲、ファジー理論、シミュレーション

郵便はがき

944-□□

四十一円切手を
はって下さい

建設省土木研究所
新潟試験所御中

新潟県新井市錦町二丁目六番八号

No. 23

土木研究所資料第3168号 部

上記のとおり受領しました。

所属(住所)

氏名 印