

ISSN 0386—5878
土研資料第1475号

土 木 研 究 所 資 料

自然斜面の崩壊とその対策に関する
調査研究報告（その1）

昭和54年 3 月

建設省土木研究所
急傾斜地崩壊研究室

目 次

第1編

第1章 自然斜面崩壊の実態調査

1.1 概 説	3
1.2 崩壊の実態調査の集計	3
1.2.1 調査箇所数および調査項目	3
1.2.2 地質と崩壊	6
1.2.3 崩 壊 の 型	6
1.2.4 斜面の地形と崩壊	9
1.2.5 斜面の植生と崩壊	12
1.2.6 集水面積と崩壊	13
1.2.7 崩壊を起こした斜面の規模	14
1.3 誘因としての降雨の実態	29
1.3.1 概 説	29
1.3.2 降雨パターン	29
1.3.3 降 雨 量	32
1.4 素因としての地山状態の実態	37
1.4.1 概 説	37
1.4.2 数量化判別解析	38
1.4.3 素因の実態解析	45
1.5 結 語	53

第2章 自然斜面（急傾斜地）の調査

2.1 概 説	57
2.2 自然斜面（急傾斜地）調査の体系	58
2.2.1 資 料 調 査	58
2.2.2 概 査	61
2.2.3 精 査	62
2.3 自然斜面（急傾斜地）調査例	72
2.3.1 資 料 調 査	73
2.3.2 概 査	79
2.3.3 精 査	79
2.4 結 語	92

第2編

第1章 自然斜面の安定解析

1.1	概 説	97
1.2	盛土等の人工斜面の安定解析	98
1.2.1	概 説	98
1.2.2	設計に用いる土質定数の求め方	98
1.2.3	すべり面法による安定計算	100
1.3	不飽和土のせん断特性に関する研究	108
1.3.1	概 説	108
1.3.2	不飽和土のせん断特性に関する従来の研究の成果	108
1.4	自然斜面の安定解析	110
1.4.1	概 説	110
1.4.2	自然斜面の安定度の検討	111
1.5	斜面の安定解析に関する従来の研究と問題点	114
1.5.1	概 説	114
1.5.2	従来の主な研究	114
1.5.3	従来の研究の問題点	131
1.6	結 語	134

第 1 編

第 1 章 自然斜面崩壊の実態調査

第1章 自然斜面崩壊の実態調査

1.1 概 説

斜面崩壊による災害は各地で頻発しているが、崩壊の実態、災害の様相は十分に整理した形では把握されていない。それは起る現象が複雑で、気象、地形、土質、地質、水理、水文、砂防など多くの専門分野にまたがりそれらを総合した形では整理しにくいこと、個々のケースによって非常に異なった特異性を持つからである。従って数多くの事例から得られる知識を個々のケースに適用させるのに困難さと不正確さを伴う。しかし、数多くの事例の中からある性質について資料を整理すればその性質に関する一般的傾向を求めることができる。

斜面崩壊の実態を精度よく把握することは、現時点においては学問的にも重要な意味を有し、またそれは斜面崩壊対策事業の基礎あるいは災害危険地の住民意志の向上を促進する資料として行政面にも反映される。

1.2 崩壊の実態調査の集計

1.2.1 調査箇所数および調査項目

調査は昭和44年～49年の6年間に802箇所について実施したが、その内訳は表-1.1.1、表-1.1.2に示すようになる。44～46年分の調査箇所は代表的なもののみ選んであり、¹⁾47年、48年については、特に47年の崩壊発生件数が非常に多いので、それらのうち、緊急急傾斜地崩壊対策事業に採択された箇所およびそれ以外で資料のととのっている箇所を選んでいる。49年についてははがけ崩れ発生件数384のうち、災害報告の対象となるもの全数について調査した。²⁾調査項目は表-1.1.3に示す内容を有している。

表-1.1.1 調査箇所数

調査	年 度	調査箇所数	当該年度中のがけ崩れ件数	選 択 方 法
第 一 回	昭和44年	44	128	被害のあったがけ崩れ代表箇所
	45	40	348	〃
	46	117	1,220	〃
第 二 回	47	329	1,070	緊急急傾斜地崩壊対策事業採択箇所および他の崩壊箇所資料のととのっている箇所
	48	50	63	〃
	49	222	384	災害報告の対象となるもの
計		802	3,213	

表 - 1.1.2 都道府県別調査個所数

年	44	45	46	47	48	49	合 計
北海道	1		4	10	8	1	23
青森	1	1	1			1	4
岩手		1	1	2	2		6
宮城			2			5	7
秋田	1		1		1		3
山形	2		3			2	7
福島		2	7				7
茨城					1	1	2
栃木			1				3
群馬						1	0
埼玉			10				1
千葉							10
東京		5	1	16	11	53	0
神奈川	3	3		1	4	3	67
新潟		1		1			14
山梨		4	5	2		2	2
長野							13
富山	4		2	9	1	5	7
石川	3	1	1	5		1	21
岐阜	1	4	2	5		1	12
静岡	2	2	2	5	1	26	38
愛知	1	1	5	2		1	10
三重		1	8	4		9	18
福井			1	12	2	1	16
滋賀	2		2	10		1	15
京都		2		5			7
大阪	3		1	1			5
兵庫			5	2		20	27
奈良		1	3	4			8
和歌山		3		3	1		7
鳥取				3			3
島根	3		2	10			15
岡山	1		7	28		9	45
広島	6	1		42		13	62
山口			2	75	9	22	108
徳島		2		4		10	16
香川				2		2	4
愛媛	3	2	1	2			8
高知		1	6	3	1	5	16
福岡	1		3	9	4		17
佐賀				1			1
長崎			7	32	2	5	46
熊本	1		5	6		1	13
大分		1	7	11	2	18	39
宮崎	4		3	3			11
鹿児島	2	1	8	4			14
沖縄						1	1
合 計	44	40	117	329	50	222	802

表- 1.1.3 調 査 項 目

調 査 項 目	分 類
1. 崩壊発生日時	
② 斜面の向き	N, NE, E, ES, S, SW, W, WN
3. 斜面の型	
a 水平断面型	1. 大きな屋根部 2. 山腹の小さな尾根部 3. 大きな谷部 4. 山腹の小さな谷部 5. 平衡な山腹 6. その他
b 垂直断面型	1. 凸 型 2. 凹 型 3. 直線型 4. 複合型 (S 型) 5. 複合型 (逆 S 型) 6. その他
④ 斜面上端の状態	1. 尾 根 2. 合 地 3. 凹 地 4. その他
⑤ 斜面の利用状況	1. 水路又は沢 2. 道 路 3. 池 沼 4. 家 5. 田 畑 6. 山 林 7. その他
6. 斜面の傾斜	
7. 斜面の高さ	
8. 地 質	
a 表 層	表土の種類および厚さ
b 基 岩	1. 噴出岩類 2. 深成岩類 3. 火山砕屑物 4. 水成堆積岩類 5. 変成岩類 6. シラス 7. ローム 8. その他および岩石名
9. 地被物の状態	
a 種 類	1. 裸 地 2. 草 地 3. 竹 4. 斜葉樹 5. 広葉樹 6. 針広混交 7. その他
b 樹 令	上記 4・5・6 について a 10 年未満 b 10 ～ 30 年未満 c 30 ～ 50 年未満 b 50 年以上
c 密 度	1. 疎 2. 中 3. 密
10. 崩 壊 型	表- 1.1.5 に示す 25 区分
11. 崩壊の規模	
a 崩 壊 高	
b 崩壊の巾	
c 崩 壊 深	
d 崩壊斜面長	
e 崩 壊 土 量	
f 崩土の到達距離	
12. 崩土の状態	1. 泥 状 2. 土塊状 3. 砂 状 4. 岩塊状 5. その他
13. 崩壊頭部の位置	1. 上 部 2. 中 部 3. 下 部
14. 過去の崩壊の有無	付近および同一個所での崩壊および回数, 年 a 有 b 無
① 5 水の存否	
a 地 表 水	崩壊前, 崩壊後の有無
b 湧 水	"
16. 崩壊の発生原因	
17. 降 雨 資 料	a 崩壊発生時までの連続雨量 b 発生時の日雨量 c 発生時までの 24 時間雨量 d 発生時までの最大時間雨量 e 平均年雨量 f 既往最大日雨量 g 既往最大時間雨量
18. 保全対象人家戸数	
19. 人的被害	a 死 者 b 負傷者
20. 被災戸数	a 全 壊 b 半 壊 c 一部破損
② 1 その他の被害	
総点検との関連	S. 47・ 総点検時の A, B, C ランク

(注) ○印をつけた調査項目は第二回調査に際して追加した項目

1.2.2 地質と崩壊

がけ崩れの起った斜面の基岩を表－1.1.4のように分類し、日本における岩石の分布面積との関連で、地質別の崩壊発生率を求めた。花崗岩、内緑岩、石英斑岩等の深成岩類がやや発生率が高い傾向が見られるが、地すべりが第三紀層などに集中するのに比して、³⁾がけ崩れは基岩の地質との相関が少ない。崩壊の多くは、地山（基岩）の上にある表土、崩壊土質の表層土の崩壊である（56％）ことを考えると、その下の地山を構成する岩石の種類に関係することは少ないと考えることが

表－1.1.4 地質別の崩壊発生率

地 質 区 分	崩壊発生頻度(44～49年)		日本における各種岩石の分布面積率(%)B)	崩壊発生率 A/B
	個 数	構成率 率(A)		
噴 出 岩 類	95	11.9	20.4	0.58
深 成 岩 類	218	27.4	14.9	1.84
火 山 碎 屑 物	82	10.3	40.4	1.11
水成堆積岩類	274	34.5		
変 成 岩 類	23	2.9	3.6	0.81
そ の 他	103	13.0	20.7	0.63
計	795	100	100	

(注) 第1回調査と第2回調査を合わせて集計してある。

できる。ただし、表層土はその下の岩石の性質をある程度受けついでいるし、また一方基岩の節理割れ目の状況、風化の程度などの岩の工学的性質が大いに関係することは充分考えられるので、地質調査では岩種の分布よりも、細かな地質、地形の変化に重点が置かれるべきであろう。

1.2.3 崩壊の型

がけを構成している地盤の種類によって崩壊の型を表－1.1.5のように分類し、発生頻度を調べた。ここで、崩落とは、典型的には斜面（がけ）のうちオーバーハングしたブロックが重力によって落ちるもので、崩壊面は鉛直に近く、この面では引張り抵抗力は作用するが、せん断抵抗はほとんど作用しない。また滑落とは、典型的には、斜面（がけ）が崩壊面沿いにすべるもので、崩壊面は鉛直ではなく、この面ではせん断抵抗が作用する（図－1.1.1）。

表土；地表に分布する土で腐植土を含み、草木類の根系の侵入している範囲にあり、一般に茶褐色、黄褐色、黒褐色を呈する有機質土である。普通は地表10～100cm範囲内に分布している。

崩積土；一般的には重力の作用によって運搬された移動距離の短い運積土であり、崖錐、地すべり崩土がその代表的なものである。一般に角礫混りの土砂が成層せず不均質に堆積している。角礫は巨大なものから、径数cmのものまで分布する。

火山碎屑物；火山の噴火に伴って生じた砂屑物が堆積したものうち、未固結の火山灰や風化が進んで土砂状に近くなった凝灰岩、凝灰角礫岩、集塊岩などであるが、固結して岩状を呈する凝灰岩、凝灰角礫岩、集塊岩は岩出に入る。

段丘堆積物；段丘には河岸段丘と海岸段丘がある。そのほとんどが流水で運搬され堆積したもの

表-1.1.5 崩壊型の分類

1. 表土	(1) 崩落		1-(1)
	(2) 滑落		1-(2)
2. 崩積土	(1) 崩落		2-(1)
	(2) 滑落	a. 基盤との境界 b. 崩積土中の滑落	2-(2)-a 2-(2)-b
3. 火山碎屑物	(1) 崩落	a. シラス・ローム等 b. 風化した集塊岩, 凝灰角礫岩等の崩壊	3-(1)-a 3-(1)-b
	(2) 滑落	シラス・ローム等	3-(2)-
4. 段丘堆積物	(1) 崩落	a. ジルト層等の不透水層がある場合 b. 礫を含むルーズな堆積物からの礫の抜け出し	4-(1)-a 4-(1)-b
	(2) 滑落		4-(2)
5. 強風化岩	(1) 崩落		5-(1)
	(2) 滑落	a. マサの滑落 b. 温泉余土	5-(2)-a 5-(2)-b
6. 岩 (I)	(1) 崩落	a. 割れ目で囲まれたブロック崩壊 b. 互層になっている時, 下層が侵食に強く, 上層が残されているもの c. 同一地層でも下部が侵食に弱く上部が残っているもの d. 熔岩の節理による崩落	6-(1)-a 6-(1)-b 6-(1)-c 6-(1)-d
	(2) 滑落	a. 地層の境界面での滑落 b. 断層, 割れ目の組合わせによる滑落 c. 礫岩・集塊岩で礫と粘土, 石灰岩, 火山灰などの膠着部の境界沿いの滑落	6-(2)-a 6-(2)-b 6-(2)-c
7. 岩 (II)	(1) 崩落	a. 互層になっている時, 侵食に強い層が残り, それが崩落 b. 第三紀層の頁岩の表面剝離による崩落	7-(1)-a 7-(1)-b
	(2) 滑落	a. 頁岩の層理面沿いの滑落 b. 砂岩・頁岩の二層にまたがる滑落	7-(2)-a 7-(2)-b

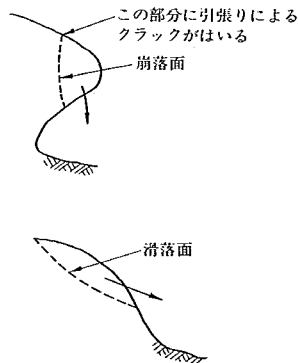


図-1.1.1 崩落・滑落模式図

で、水平的にはほぼ均質な円礫、砂、シルトの地層であるが、垂直的にはこれらが互層となっている。特殊な例として、土石流の堆積物の場合もある。これは特に巨礫を多く含む。
強風化岩；岩が深部まで強く風化したり、変質したりすると一見土砂状になる。マサや温泉余土がこれにあたる。

岩(I)；岩石自身は風化、変質せず硬いが、断層、割れ目（節理、き裂）、層理、流理、片理、互層などの不連続面を含む岩。

岩(II)；これは第三紀の堆積岩で、頁岩、砂岩がおもなものである。固結度は低く軟くてハンマーで傷をつけることができる。割れ目、断層は一般に少ない。

表－1.1.6に崩壊型ごとのがけ崩れ発生頻度を示すが、きわだった特徴は、表土の滑落が著しく

表－1.1.6 崩壊型毎のがけ崩れ発生頻度

記 号	崩 壊 型	第 1 回 調 査		第 2 回 調 査	
		(44～46年) 個 数	(44～46年) 構成率 %	(47～49年) 個 数	(47～49年) 構成率 %
1-(1)	表土の崩落	5	2.6	31	5.6
1-(2)	表土の滑落	98	51.6	219	39.2
2-(1)	崩積土の崩落	1	0.5	9	1.6
2-(2)-a	崩積土の滑落（基盤の境）	22	11.6	41	7.4
2-(2)-b	“（不連続面）	4	2.1	12	2.2
3-(1)-a	火山碎屑物の崩落（シラス・ローム）	3	1.6	5	0.9
3-(1)-b	“（風化集塊岩・凝灰角礫岩）	2	1.1	10	1.8
3-(2)	火山碎屑物の滑落（シラス・ローム）	7	3.7	12	2.1
4-(1)-a	段丘堆積物の崩落（不透水層）	1	0.5	6	1.1
4-(1)-b	“（礫の抜け出し）	1	0.5	8	1.5
4-(2)	段丘堆積物の滑落	5	2.6	7	1.3
5-(1)	強風化岩の崩落	0	0	10	1.8
5-(2)-a	強風化岩の滑落（マサ）	23	12.1	126	22.6
5-(2)-b	“（温泉余土）	0	0	11	2.0
6-(1)-a	岩(I)の崩落（ブロック状）	1	0.5	3	0.6
6-(1)-b	“（互 層）	0	0	4	0.7
6-(1)-c	“（下部が弱い）	1	0.5	0	0
6-(1)-d	“（熔 岩）	0	0	2	0.4
6-(2)-a	岩(I)の滑落（境界面）	2	1.1	8	1.5
6-(2)-b	“（断層・割れ目）	1	0.5	5	0.9
6-(2)-c	“（礫岩・集塊岩）	1	0.5	2	0.4
7-(1)-a	岩(II)の崩落（互 層）	0	0	5	0.9
7-(1)-b	“（第3紀層）	9	4.7	16	2.2
7-(2)-a	岩(II)の滑落（頁岩・層理面）	2	1.1	7	1.3
7-(2)-b	“（砂岩・頁岩の互層）	1	0.5	0	0
計		190	100%	559	100%

多いことである。これに続いて、強風化岩（ほとんどがマサ）の滑落、崩落、崩積土の滑落が多い。

図-1.1.2(a)、図-1.1.2(b)は、斜面構成土質ごとの崩落、滑落の割合を見たもので、表土、崩積土、強風化岩などでは滑落が圧倒的に多い。火山砕屑物、段丘堆積物、岩の斜面では崩落の比率が高く、特に岩(Ⅲ)でこの傾向が顕著である。

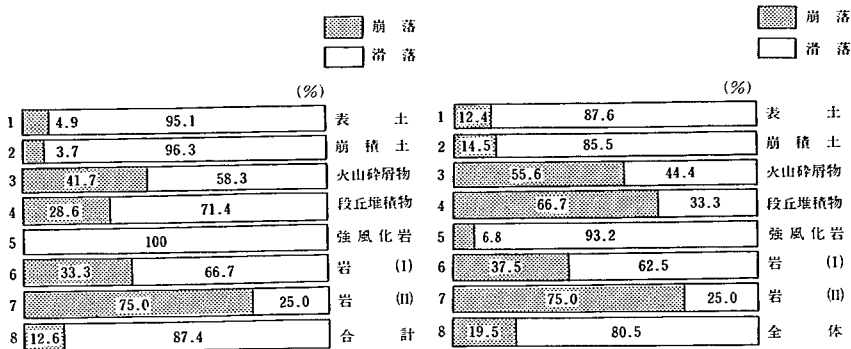


図-1.1.2(a) 斜面構成土質別崩壊様式
(44～46年)

図-1.1.2(b) 斜面構成土質別崩壊様式
(47～49年)

1.2.4 斜面の地形と崩壊

斜面の地形条件を表すのに、斜面の横断形、縦断形、斜面上方の状態、斜面の傾斜、高さ等を取り上げ、崩壊との関係の実態を第2回調査時に調べた。

1) 斜面の横断形

斜面の横断形を図-1.1.3のように区分し、地質別にどのような斜面で崩壊が起こったかを調べたものが表-1.1.7である。約56%がほとんど等高線の出入りのない直線型斜面での崩壊であり、明瞭な尾根型、谷型斜面での崩壊は、それぞれ山25%強、19%に過ぎない。谷型斜面での崩壊が最も少ないのは予想外であるが、調査は縮尺1/100～1/200の地形図にもとづいており、直線型斜面は必ずしも斜面の横断形が全く等高線の出入りのない平滑な形状をしているという訳ではなく、むしろ小さな“ひだ”程度の地形の細かな変化が含まれているものと考えられる。崩壊の発生しやすい地形は、明瞭に尾根とか谷とかに判断できるような箇所より、むしろ一見して大きな変化のない斜面に多いことは注目しなければならない。斜面構成土質別にもそれぞれ山の特徴が続みとれる。表土の崩壊が最も一般的な構成であると思われ、これに対して崩積土は尾根状に凸型の形状をしている斜面での崩壊が多く確認され、またシラス、ローム、凝灰岩、集塊岩等からなる急斜面の多い火山砕屑物では、尾根型斜面での崩壊が

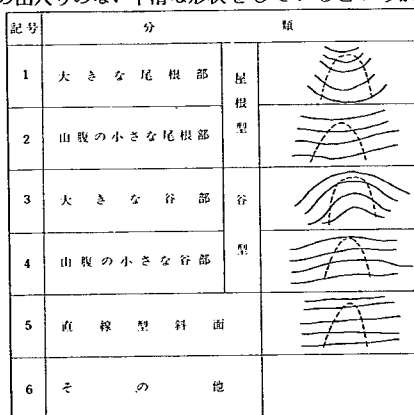


図-1.1.3 斜面の横断形

表－1.1.7 斜面構成土質と斜面横断形

(内は構成率%)

	尾根型斜面	谷型斜面	直線型斜面	計
1. 表 土	54 (21.9)	47 (19.0)	146 (59.1)	247
2. 崩 積 土	18 (29.5)	12 (19.7)	31 (50.8)	61
3. 火山碎屑物	8 (29.6)	4 (14.8)	15 (55.6)	27
4. 段丘堆積物	4 (19.1)	2 (9.5)	15 (71.4)	21
5. 強風化岩	41 (28.5)	29 (20.1)	74 (51.4)	144
6. 岩 (I)	10 (41.7)	2 (8.3)	12 (50.0)	24
7. 岩 (II)	6 (21.4)	8 (28.6)	14 (50.0)	28
計	141 (25.5)	104 (18.9)	307 (55.6)	552

多くなっている。段丘堆積物斜面では谷型、尾根型がいずれも少なく、変化の少ない直線型斜面での崩壊が一般的である。硬岩からなる岩(I)斜面⁴⁾では、節理や断層等の不連続面に支配されることが多く、尾根型斜面での崩壊が卓越する。第三紀の頁岩、砂岩等の軟岩である岩(II)斜面⁴⁾では、層状構造より風化の要素が崩壊に関係し、地表水、浸透水の影響を受けやすい谷型斜面での崩壊が、尾根型斜面の崩壊より若干卓越する。前にも触れたが、表－1.1.7で見られるように硬岩からなる岩(I)斜面では、尾根型斜面での崩壊の割合が高い。この形の斜面は地表水の流入が少なく、したがって岩の斜面といえども、自然地山ではほとんどの場合存在する表層土がおもに地表流の侵食によって崩壊するのではなく、その崩壊は岩質の地山自体の崩壊を意味する。この場合、成層構造、断層・層理面の存在とその方向・位置などの地質構造と地下水の影響を受ける傾向があり、崩壊の規模が大きいほどこの傾向は著しい。昭和47年7月の高知県繁藤⁵⁾の災害などはこの代表的な例である。

2) 斜面の縦断形

斜面の縦断形を図－1.1.4のように区分し、地質別にどのような斜面で崩壊が起こったかを調べたものが表－1.1.8、図－1.1.5である。約41%が凹凸のない直線型の斜面での崩壊があり、次いで上昇型(26.4%)、下降型(14.5%)となる。複合型のものは18%ある。直線型の斜面での崩壊が多いのは、調査時に元の斜面が残っていないために、明瞭に凸型又は凹型に判定できるもの以外は直線状に含まれるためである。複合型の斜面のS型と逆S型は、いいかえれば斜面上に傾斜変換線があるような斜面と定義できる。傾斜変換線は斜面下方の侵食の結果形成されたもの

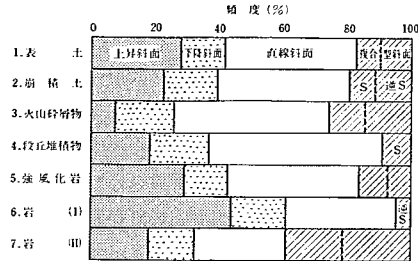
記号	分 類	
1	上 昇 型 (凸型)	
2	下 降 型 (凹型)	
3	直 線 型	
4	複 合 型 (S型)	
5	" (逆S型)	
6	そ の 他	

図－1.1.4 斜面の縦断形

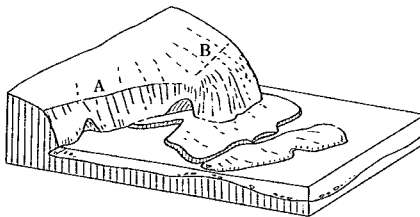
表－1.1.8 斜面構成土質毎斜面縦断形

	上昇型斜面	下降型斜面	直線型斜面	複合型斜面	計
1. 表 土	66 (27.8)	34 (13.7)	102 (41.1)	43 (17.4)	248
2. 崩 積 土	14 (22.9)	10 (16.4)	25 (41.0)	12 (19.7)	61
3. 火山碎屑物	2 (7.4)	5 (18.5)	13 (48.2)	7 (25.9)	27
4. 段丘堆積物	4 (18.2)	4 (18.2)	12 (54.5)	2 (9.1)	22
5. 強風化岩	43 (29.1)	20 (13.5)	61 (41.2)	24 (16.2)	148
6. 岩 (I)	10 (43.5)	4 (17.4)	8 (34.8)	1 (4.3)	23
7. 岩 (II)	5 (17.8)	4 (14.3)	8 (28.6)	11 (39.3)	28
計	147 (26.4)	81 (14.5)	229 (41.1)	100 (18.0)	557

であり、凸型傾斜変換線と凹型傾斜変換線に分けることができるが、本調査の区分では複合型S型が前者に複合型逆S型が後者に相当する。傾斜変換線は、河川水流による侵食、溪岸崩壊、海食崖での活発な波食作用あるいは人工的な斜面末端部の切土によってできたものであるが（図－1.1.7 参照）このような傾斜変換線を有する斜面の崩壊という観点からは、これがいつの時代にできた



図－1.1.5 斜面構成土質毎斜面縦断形



図－1.1.6 海 食 崖

- (A；現在の活発な波食作用によって形成されている明瞭な侵食前線)
(B；海食崖の前面が段丘化して波食作用から保護された海食崖、侵食前線は斜面上方に進んでいく)

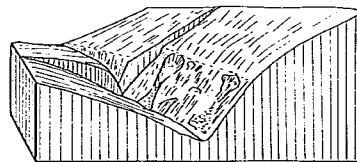


図 1.1.7 河川の下刻と谷壁斜面の発達

溪岸崩壊によって谷壁斜面は侵蝕前線を上方に進めながら成長する。

ものか、いい換えると、現在傾斜変換線が上方に移行する過程にあるか否か、移行の活発さはどうかということと、傾斜変換線の上下の斜面に、どの程度の厚さで可動性物質（すなわち崩れ落ちる可

能性のある相対的に軟かい層)があるかということによって、斜面を区分する必要があるが、この調査ではそこまで実施していない。1974年7月の集中豪雨(岩屋163mm)で、淡路島北部の花崗岩地域で崩壊が多数発生したが、このときの崩壊地調査の結果、この地域では地表傾斜が 50° 以上では可動性物質の厚さが50cm～1m以上あった場合は危険であり、傾斜 30° 以上 50° 以下では、可動性物質が1.5～2m以上になると危険と推定した報告⁶⁾がなされている。

また、表-1.1.8、図-1.1.5の斜面構成土質地質別からもそれぞれの特徴が読みとれる。表土の崩壊が最も一般的な構成を示していると考えられるが、斜面下方に分布する崩積土の崩壊では、斜面の傾斜に変化があるため複合型と、下降型が多くなる。火山碎屑物の崩壊ではもともと急な斜面が多く、斜面上方に風化層や表土層を残している場合が多いため上昇型がきわめて少なく、複合型(中でも凹型傾斜変換線をもつものが多い)が多くなっている。一様な斜面の続く場合の多い段丘堆積物の斜面では、直線型斜面での崩壊が顕著であり、強風化岩では上昇斜面での崩壊が目立つ。硬岩からなる岩Ⅱの斜面では、節理断層等の割れ目によってその崩壊が支配されることが多く、斜面上方にも堅岩が残っている場合が多いため、上昇斜面での崩壊が著しく多い。頁岩や砂岩が成層したり互層になっているものが多い岩Ⅲ斜面では、斜面傾斜に変化が多く、複合型、中でも凹型傾斜変換線をもつ斜面での崩壊がきわだっている。

3) 斜面の横断、縦断形の組合せ

斜面の横断形、縦断形を組合せて比較してみると、表-1.1.9に示すように全体の30%が横断型、縦断型ともに変化のない直線型の斜面で崩壊が起きている。次いで横断形が直線型、縦断型が上昇型の斜面となり、さらに尾根型・上昇斜面、直線型・下降斜面、尾根型・直線斜面等の順となっている。

表 1.1.9 斜面形と崩壊の発生

全 数 518			斜 面 の 縦 断 型			
			1. 上昇型	2. 下降型	3. 直線型	4. 複合型
斜面の横断型	1. 尾根型 		55 (10.5)	19 (3.7)	40 (7.7)	13 (2.5)
	2. 谷型 		19 (3.7)	19 (3.7)	34 (6.6)	22 (4.2)
	3. 直線型 		72 (13.9)	47 (9.1)	157 (30.3)	21 (4.1)

1.2.5 斜面の植生と崩壊

斜面上の植生を7種類に分けて調べた結果を表-1.1.10(a), (b)に示すが、植生区分ごとの元来の占有面積が不明であり、この結果だけではどのような植生の箇所⁷⁾で崩壊発生率が高いかはいえない。昭和46年9月台風25号の際の建設省土木研究所の調査では、対象地全域のそれぞれの植生区分の占有面積に対する崩壊発生個数(個/km²)が求められた(図-1.1.9)。これによると、スギ、ヒノキの植生箇所での崩壊発生率が高くなっている。この地域では、スギ、ヒノキの占有面積がきわめて大きいので“ある特定の地域での調査結果”として扱うべきであるが、一般的傾向の判断材料にはなる。植生が崩壊の防止に役立つのは、①地面被覆物として表面浸食を防ぐ、②根系

表－ 1.1.10(a) 斜面の植生と崩壊発生
(第1回調査・44～46年)

	個 数	割合い %
1. 裸 地	16	8.1
2. 草 地	38	19.1
3. 竹	8	4.0
4. 針 葉 樹	37	18.6
5. 広 葉 樹	80	40.2
6. 針広混交	10	5.0
7. 畑	3	1.5
8. そ の 他	7	3.5
計	199	100

表－ 1.1.10(b) 斜面の植生と崩壊発生
(第2回調査・47～49年)

	個 数	割合い%
1. 裸 地	41	21.7
2. 草 地	115	21.5
3. 竹	28	5.2
4. 針 葉 樹	65	12.1
5. 広 葉 樹	137	25.6
6. 針 広 混 交	131	24.5
7. そ の 他	18	3.4
計	535	100

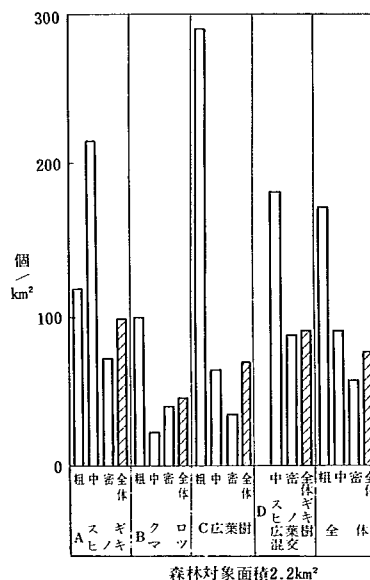
の土壤緊縛力による土層の強度増加, ③植生の地上部(樹幹部)は一度崩落した土塊を支えるため, 崩落土の破壊力により二次的に拡大していく崩壊を防止すること, などの理由による。逆に植生が崩壊を促す効果は, ①植生土壌の透水性が良好のため土層が飽和状態になりやすく, 崩壊の危険性を増す。②植生はその重量だけ土層にかかる荷重を増す, ③風が強い場合は樹木をゆり動かし, 地盤のゆるみや風倒によって崩壊を誘発する, などである。

経験的には, 植生が逆効果となる場合は相対的に少なく, やはり植生(森林)は崩壊防止に役立つとされている。表－ 1.1.11 は林野庁が広汎な地域で行なった調査の結果で, 有林地に比べ無林地での崩壊発生率が高いことを示している。

1.2.6 集水面積と崩壊

崩壊の発生には, 背後地からの地表水の流入量が大いに関係する。国土地理院の調査によると, 集水面積が20㎡付近で崩壊との相関が最大となり, これより広くても狭くても崩壊発生率が低下することが判明している(図－ 1.1.9)。狭すぎると崩壊を発現させ得る集水性が十分でなく, 広すぎるとすでに可動物質が失われていることによるとしている。

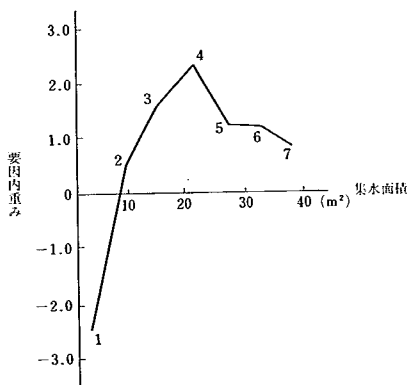
第2回調査では, 斜面横断面形と崩壊の位置の関係は図 1.1.10 のようになり, 谷型地形の崩壊は斜面上部が多く, 尾根型地形の崩壊は斜面中部が多くなっている。これは谷型地形のところへは, 当然ながら地表面を流れる水が集り, これが崩壊をもたらす大きな要因であることを示している。



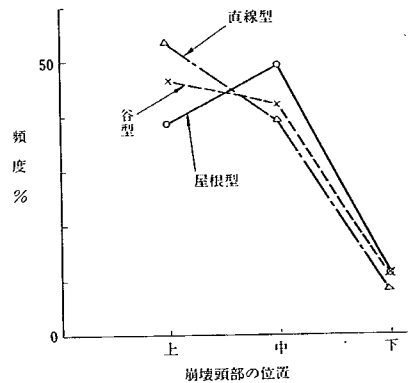
図－ 1.1.8 植生区分毎の崩壊発生率
(土木研究所, 千葉・大原地区)

表－1.1.11 有林地，無林地と崩壊

種 別	占有面積	崩 壊 個 所 数	崩壊面積	崩 壊 土 砂 量	占有面積 1 当たり		
					崩壊個所数	崩壊面積	崩壊土砂量
有 林 地	km ² 1,270	10,400	ha 1,564	10 ³ m ³ 28,925	8.11	ha 1.23	10 ³ m ³ 22.8
無 林 地	121	2,216	289	3,618	18.14	2.38	29.9



図－1.1.9 集水面積と崩壊（地理院）



図－1.1.10 斜面横断形と崩壊の位置

1.2.7 崩壊を起こした斜面の規模

崩壊を起こした斜面の規模を斜面の高さ，斜面傾斜および表土の厚さで調べてみる。第1回調査では崩壊の規模の調査のみで崩壊を起こした斜面の規模は調査しなかった。ここでは，第2回調査について述べる。

1) 斜面の高さ

斜面の高さの平均値は26.5 mであり，最低2.5 mから最高300 mまでである。この頻度分布を表－1.1.12，図－1.1.11に示す。最も頻度の高いのは10～20 mの斜面で，次いで20～30 m，10 m以下となる。

崩壊発生前の斜面に崩壊防止工事を施工するものは，もちろん斜面の緊急度などの条件によるが，斜面高が20 m程度，せいぜい30 m程度までが普通であり，これを越えるような斜面での崩壊防止施設の設置はかなりの困難を伴うことが予想される。30 mを越すような斜面は約25 %あり，20 mを越す斜面となると，約50 %近くに達し，崩壊対策工事に困難を伴う斜面が多いことがわかる。

地質区分別にみると表－1.1.13 のようになり，その頻度分布は変成岩類以外はほぼ類似の傾向を示す。変成岩類は10 m以下がなく，逆に60 mを越す斜面が30 %にも達し，高さの平均も他の倍近くになっているが，これはデータ数が少ないことも一因と考えられ，経験的な感覚とは必ずし

表-1.1.12 斜面の高さ

平均値 26.5 m

斜面の高さ(m)	個 数	頻度(%)	相対累積数(%)
0～9	91	15.4	15.4
10～19	213	36.0	51.4
20～29	135	22.8	74.2
30～39	54	9.1	83.3
40～49	28	4.8	88.1
50～59	19	3.2	91.3
60～69	9	1.5	92.8
70～79	9	0.4	94.3
80～89	2	0.5	94.7
90～99	3	4.8	95.2
100～	28		100.0
	591		

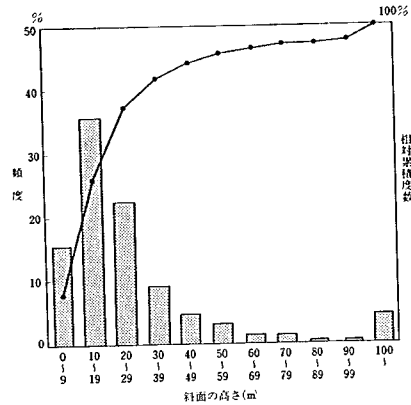


図-1.1.11 斜面の高さ頻度分布

表-1.1.13 地質区分毎斜面の高さ

斜面の高さ(m)	地 質 区 分						計
	噴 出 岩 類	深 成 岩 類	火山砕屑物	水成堆積岩類	変 成 岩 類		
～ 9	(21.5) 17	(17.6) 32	(6.5) 4	(12.1) 23		(14.4) 76	
10～19	(39.2) 31	(33.5) 61	(37.1) 23	(35.8) 68	(28.6) 4	(35.5) 187	
20～29	(20.3) 16	(22.0) 40	(20.9) 13	(25.2) 48	(28.6) 4	(23.0) 121	
30～39	(7.6) 6	(9.3) 17	(11.3) 7	(9.5) 18	(14.3) 2	(9.5) 50	
40～49	(2.5) 2	(4.4) 8	(6.5) 4	(6.3) 12		(3.6) 19	
50～59	(1.3) 1	(4.9) 9	(9.7) 6	(1.6) 3		(1.5) 8	
60～69		(1.1) 2	(3.2) 2	(1.6) 3	(7.1) 1	(1.5) 8	
70～79		(1.7) 3	(3.2) 2	(0.5) 1		(0.4) 2	
80～89	(1.3) 1					(0.6) 3	
90～99		(1.1) 2	(1.6) 1				
100～	(6.3) 5	(4.4) 8		(5.8) 11	(21.4) 3	(5.1) 27	
	79	182	62	190	14	527	

も一致しない。斜面構成土質別にみると図-1.1.12のようになり、岩の斜面が高い傾向はあるが全般的には大差はない。

図-1.1.13は崩壊の位置ごとに斜面の高さの平均値を比べたもので、崩壊位置が低いものほどその斜面の高さは高いことがわかる。上、中、下の分け方は、斜面の高さをH(m)、崩壊頭部の高さをh(m)とし、この比(h/H)で比較してみると図-1.1.14のように崩壊位置の低いものほどh/Hの値が小さくなっていることから、調査時の意図と調査結果とほぼ合致していることが裏付けられている。斜面下部に崩壊頭部をもつものは、一般に斜面高の大きな、いわゆる長大斜面を多く含むこととなる。

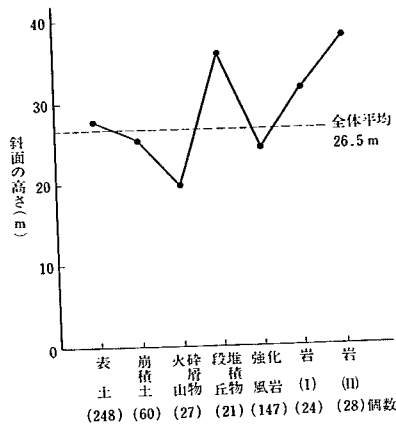


図 1.1.12 斜面構成土質と
斜面の高さ（平均値）

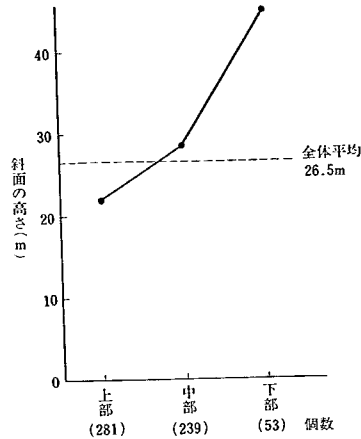


図- 1.1.13 崩壊の位置と
斜面の高さ（平均値）

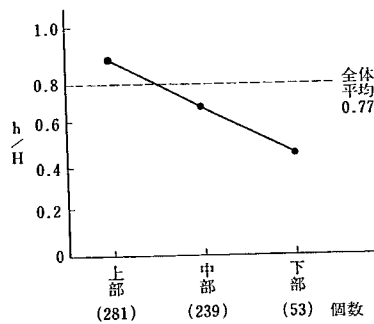


図- 1.1.14 崩壊の位置と h/H （平均値）

2) 斜面の傾斜

斜面の傾斜の平均値は 51.2 度であり、最低 17 度から最高 90 度まで分布する。この頻度分布は表- 1.1.14, 図- 1.1.15 に示されている。最も頻度の高いのは 40 ~ 49 度であり、次いで 60 ~ 90 度, 50 ~ 59 度, 30 ~ 39 度となる。

昭和 47 年に行なわれた全国の急傾斜地の総点検時において、自然斜面の傾斜別頻度に対する崩壊斜面の傾斜別頻度の比を発生率と考えて、崩壊データの多い神奈川、山口両県について試みに調べたものを図- 1.1.16 に示す。この結果では、発生率は傾斜が大きいほど高く、両者の関係は半

表-1.1.14 斜面の傾斜

平均値 51.2°

斜面の傾斜(度)	個数	頻度(%)	相対累積度数(%)
0 ~ 9	0	0	0.4
10 ~ 19	2	0.4	0.4
20 ~ 29	8	1.3	1.7
30 ~ 39	77	12.8	14.5
40 ~ 49	204	34.0	48.5
50 ~ 59	114	19.0	67.5
60 ~ 69	115	19.2	86.7
70 ~ 79	50	8.3	95.0
80 ~	30	5.0	100
	600		

対数紙上ではほぼ直線的となる。

これを地質区分ごとに調べると表-1.1.15, 図-1.1.17 のようになり, 噴出岩類では傾斜の急なもの(特に70~79度)が目立ち, 火山砂屑物は40~49度が多く, 変成岩類では, 30度以下がかなり多い。このように頻度分布の差は若干認められるものの, 地質区分ごとの平均値は図-1.1.17 のようにほとんど変わらない。斜面構成土層別には図-1.1.18 のようになり, ここでも平均値の間には, ほとんど差はない。

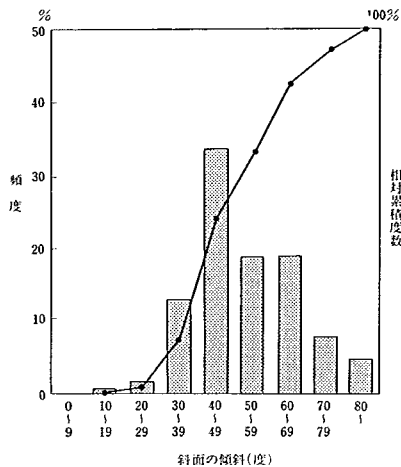


図-1.1.15 斜面の傾斜頻度分布

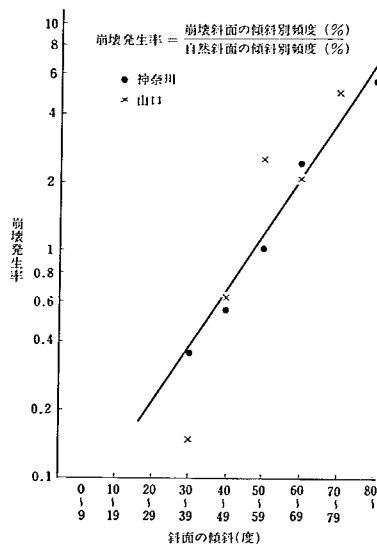


図-1.1.16 斜面傾斜別崩壊発生率

表-1.1.15 地質区分毎斜面と傾斜

斜面の傾斜	地 質 区 分					計
	噴出岩類	深成岩類	火山砕屑物	水成堆積岩類	変成岩類	
～ 9°						
10 ～ 19		(1.1) 2				(0.4) 2
20 ～ 29	(2.5) 2	(1.1) 2			(13.3) 2	(1.1) 6
30 ～ 39	(11.4) 9	(16.2) 30	(4.7) 3	(12.0) 23		(12.2) 65
40 ～ 49	(30.4) 24	(33.5) 62	(43.7) 28	(35.4) 68	(40.0) 6	(35.1) 188
50 ～ 59	(19.0) 15	(18.4) 34	(23.4) 15	(19.3) 37	(20.0) 3	(19.3) 104
60 ～ 69	(17.7) 14	(21.1) 39	(18.8) 12	(17.7) 34	(20.0) 3	(17.7) 102
70 ～ 79	(16.5) 13	(7.5) 14	(6.3) 4	(7.3) 14		(7.3) 45
80 ～	(2.5) 2	(1.1) 2	(3.1) 2	(8.3) 16	(6.7) 1	(8.3) 23
～	79	185	64	12	15	535

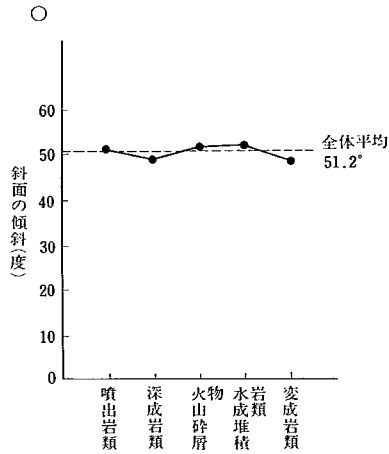


図-1.1.17 地質区分毎の斜面傾斜
(平均値)

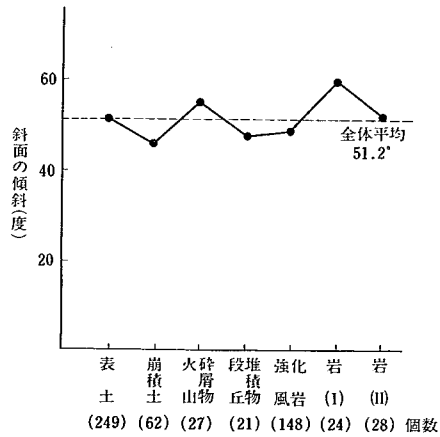


図-1.1.18 斜面構成土質と斜面傾斜
(平均値)

崩壊の規模については、次のような項目の調査を行なった。

- ① 崩壊の高さ (h)
- ② 崩壊の幅 (w)
- ③ 崩壊の深さ (d)
- ④ 崩壊の土量 (v)
- ⑤ 崩壊の斜面長 (l)
- ⑥ 崩土の到達距離 (L)
- ⑦ 崩壊の高さ/斜面の高さ (h/H)

⑧ 崩土の到達距離／斜面の高さ（L／H）

⑨ 崩壊の形状（崩壊の幅／崩壊の高さ）（w／h）

1) 崩壊の規模

前記の9項目について、第2回調査時の平均値があり頻度分布を計算して整理した。第1回調査時にも入っていた項目については、第2回調査結果と対応する形で図、表に入れた。表－1.1.16は崩壊規模の平均値の一覧を示す。また、図－1.1.19に崩壊の高さ、図－1.1.20に崩壊の幅、図－1.1.21に崩壊の深さ、図－1.1.22に崩壊の土量、図－1.1.23に崩壊の斜面長、図－1.1.24に崩土の到達距離、図－1.1.25に崩壊の高さ／斜面の高さ、図－1.1.26に崩土の到達距離／斜面の高さ、図－1.1.27に崩壊の形状（崩壊の幅／崩壊の高さ）を、頻度分布図としてそれぞれ表わす。

これらに関して次のように考察される。崩土の到達距離／斜面の高さは、被災の範囲の実態として崩壊規模の調査では最も重要なものであるが、0.2～0.39が最頻値で、0.6以下が全体の72.5%を占める。さらに斜面の高さの1.4倍まで考えれば、全体の94.2%が含まれる。実際問題では斜面の高さの3倍以上離れておれば、被災を受けないとしても一応許容されるであろう。前回の結果も図－1.1.26に入れてあるが、これは崩壊の到達距離／崩壊の高さの頻度分布であり、この比が2倍以上あれば、被災を受けないとしても実用上さしかねないと推定される。

崩壊の形状は、崩壊の高さに対して幅が0.5～1.0倍のものが最も多いが、1.0倍以上のものも約50%あり、いわゆる山腹崩壊のように主に凹状地形に沿う細長い形状とは異なっている。これは崩壊が台地の周辺斜面に多く斜面長自体が小さいことと、斜面末端が平地に接して山腹崩壊のような崩土の沢沿いの流下が起こりにくいことによるものであろう。

表－1.1.16 崩壊規模 平均値

		崩壊の高さ h m	崩壊の幅 Wm	崩壊の深さ d m	崩壊土量 V m ³	崩土の到達 距離 L m	崩壊の斜面 長 l m	崩壊の位置 h / H	崩土の範囲 L / H	崩壊の形状 W / h
第二回調査	平均値	166	176	160	335.6	120	239	0.77	0.52	1.47
	個数	596	600	600	592	598	590	590	598	1612
	分散	2493	2502	467	58.1	6046	9228	008	050	346
	標準係数	158	158	216	61762	246	304	0.29	0.71	186
	変動係数	95.2%	90.1%	124.5%	1062.1%	20.5%	127.2%	37.2%	0.135%	12.7%
	最小値 ～最大値	1.3～200	2～120	0.25～8	1～15,000	0.5～350	1.7～340	0.03～5	0.01～129	0.06～25.0
第一回調査	平均値 (第一回調査)	194	171	210	6840	128			0.71	
	個数	201	201	201	201	199			199	

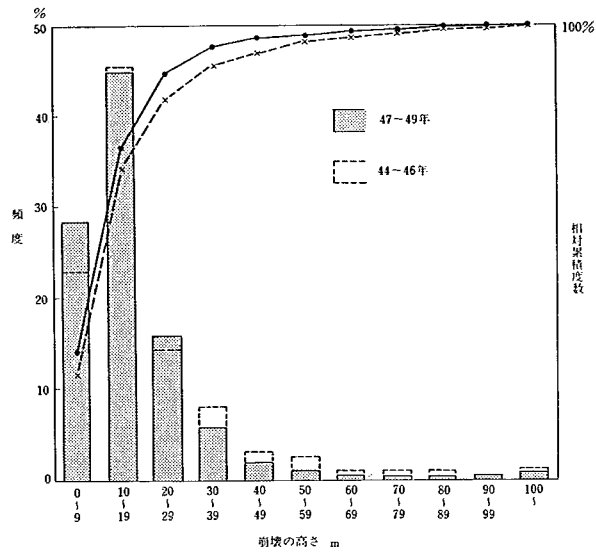


図- 1.1.1.9 崩壊の高さ頻度分布

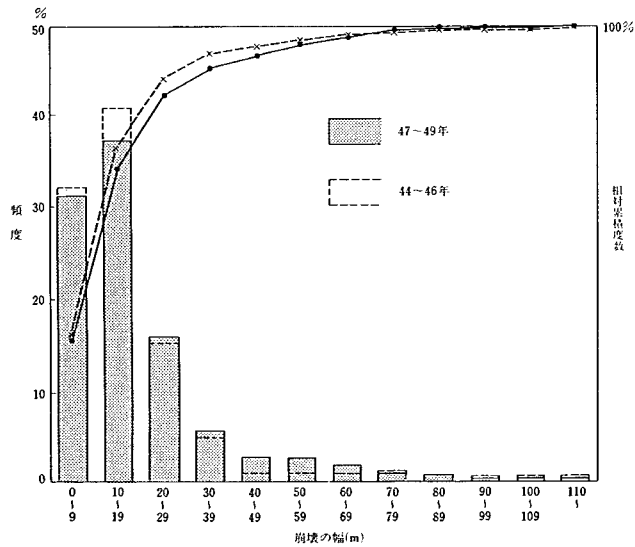


図- 1.1.2.0 崩壊の巾頻度分布

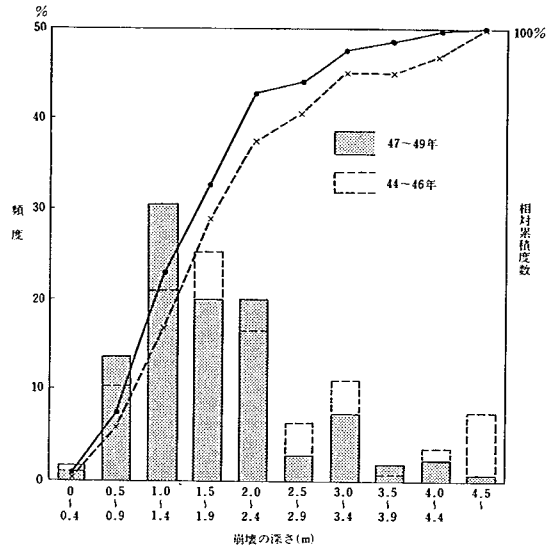


図- 1.1.2.1 崩壊の深さ頻度分布

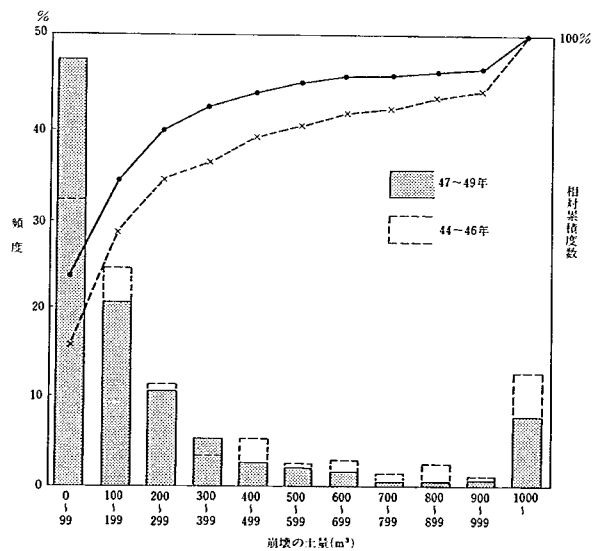
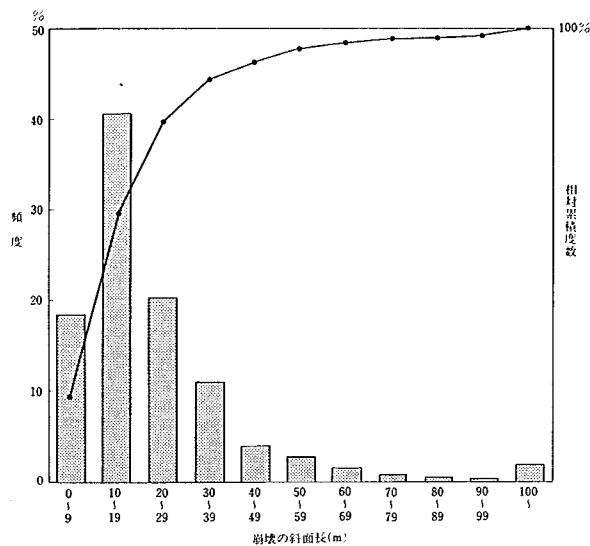
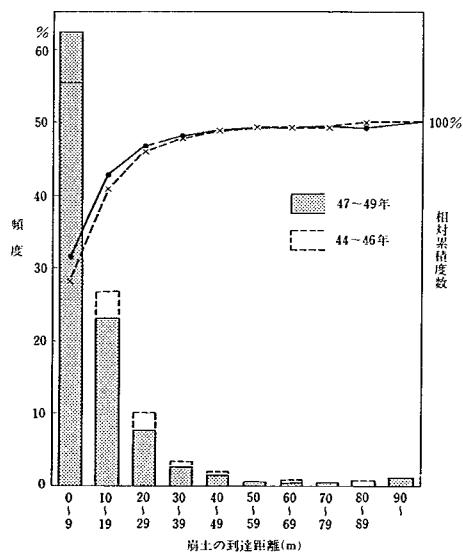


図- 1.1.2.2 崩壊土量頻度分布



図－ 1.1.2.3 崩壊の斜面長頻度分布



図－ 1.1.2.4 崩土の到達距離頻度分布

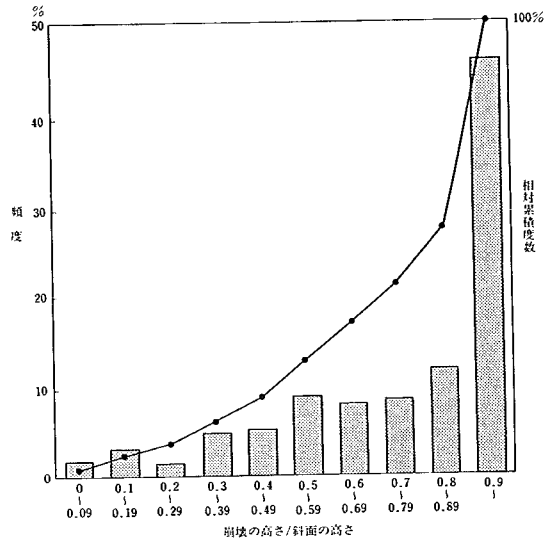


図- 1.1.25 崩壊の高さ/斜面の高さ頻度分布

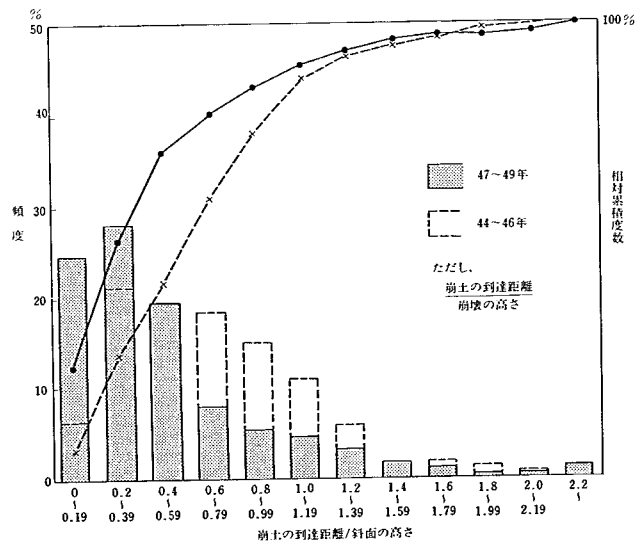


図- 1.1.26 崩土の到達距離/斜面の高さ頻度分布

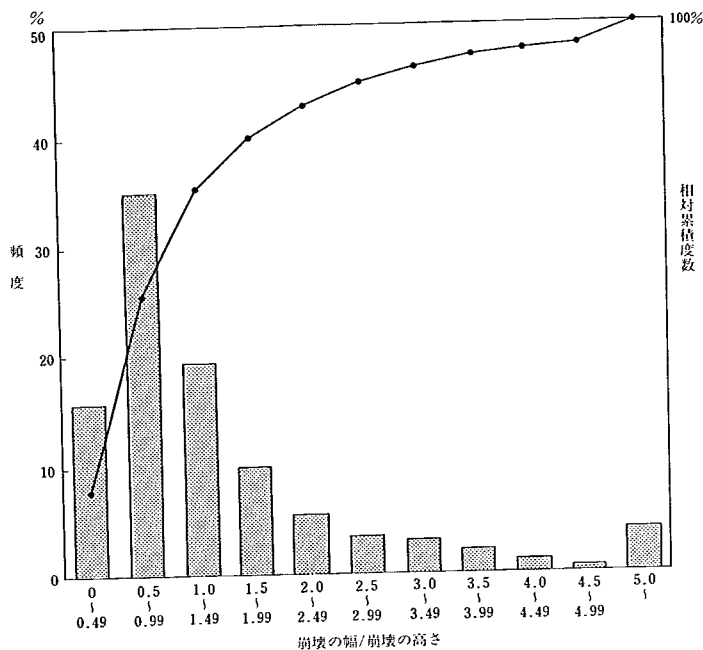


図 1.1.27 崩壊の幅/崩壊の高さ頻度分布

2) 地質区分の崩壊の規模

表 1.1.17, 図- 1.1.28 は地質区分別の崩壊規模を平均値で示した一覧である。地質区分による差は特に認められない。表- 1.1.17 の各項目ごとに頻度分布も調べたが、変成岩類で頻度分布のばらつきが目立った程度で、特に顕著な傾向は見出せなかった。

表- 1.1.17 (a) 地質区分毎の崩壊規模(平均値) 第2回調査(47年~49年)

区 分	項目	崩壊の高さ h m	崩壊の巾 Wm	崩壊の深さ d m	崩壊土量 V m³	崩土の到達距離 Lm	h'/H	L/H	個 数 *
1.	噴出岩類	17.2	18.2	1.45	340.0	12.8	0.78	0.50	78 ~ 79
2.	深成岩類	16.8	17.0	1.50	356.4	11.0	0.76	0.47	177 ~ 185
3.	火山砕屑物	15.9	16.3	1.89	315.3	13.1	0.70	0.53	61 ~ 64
4.	火成堆積岩類	17.0	16.8	1.59	353.1	9.7	0.78	0.46	189 ~ 192
5.	変成岩類	19.2	16.3	1.80	271.7	14.7	0.57	0.37	14 ~ 15
	そ の 他	14.3	19.8	1.90	255.9	10.9	0.81	0.79	63 ~ 65
	全 体	16.6	17.6	1.60	335.6	12.0	0.77	0.52	587 ~ 600

* それぞれの項目によって異なる。

表- 1.1.17(b) 地質区分毎の崩壊規模(平均値) 第1回調査(44年~46年)

区分記号	地質区分	Hm	Wm	Lm	θ 度	d m	V m ³	L/H	個 数
1	酸性噴出岩類	19.3	12.4	12.7	47.7	1.2	265	0.50	6
2	中~塩基性 "	12.8	11.8	10.1	46.4	2.1	335	0.64	10
3	深成岩類	27.2	14.9	17.3	42.0	2.4	740	0.76	32
4	火山砕屑物	20.7	14.5	11.3	51.9	1.6	783	0.63	18
5	水成堆積岩類	17.9	19.6	10.2	45.8	2.0	713	0.66	82
6	変成岩類	13.9	10.5	6.2	46.3	1.3	240	0.61	8
7	シラス	22.8	22.5	12.4	55.0	3.6	1,906	0.36	8
8	ローム	21.6	22.8	17.0	41.5	1.1	575	0.89	8
9	その他	16.3	13.3	11.7	47.1	2.3	223	0.68	22
	総平均値	19.1	17.1	12.8	46.1	2.1	684	0.71	

※は上の個数と合わない。

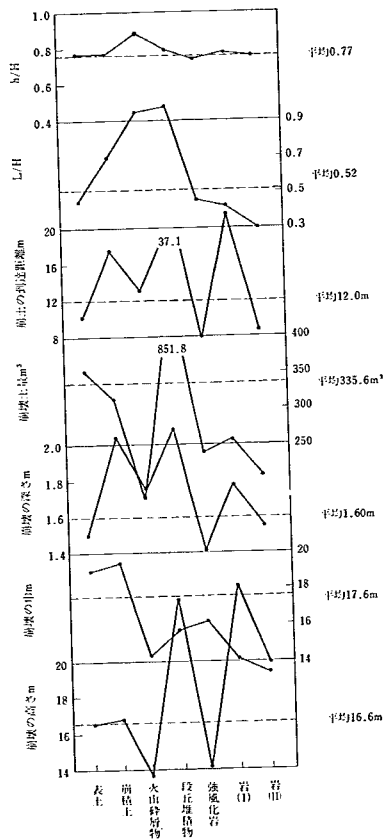


図- 1.1.28 地質区分崩壊規模(平均値)

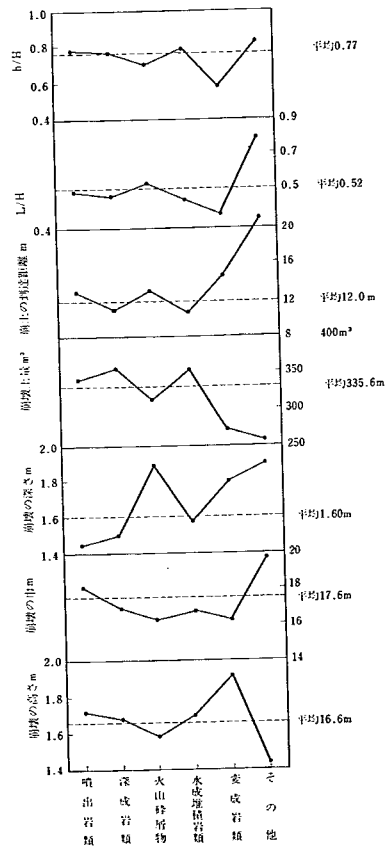
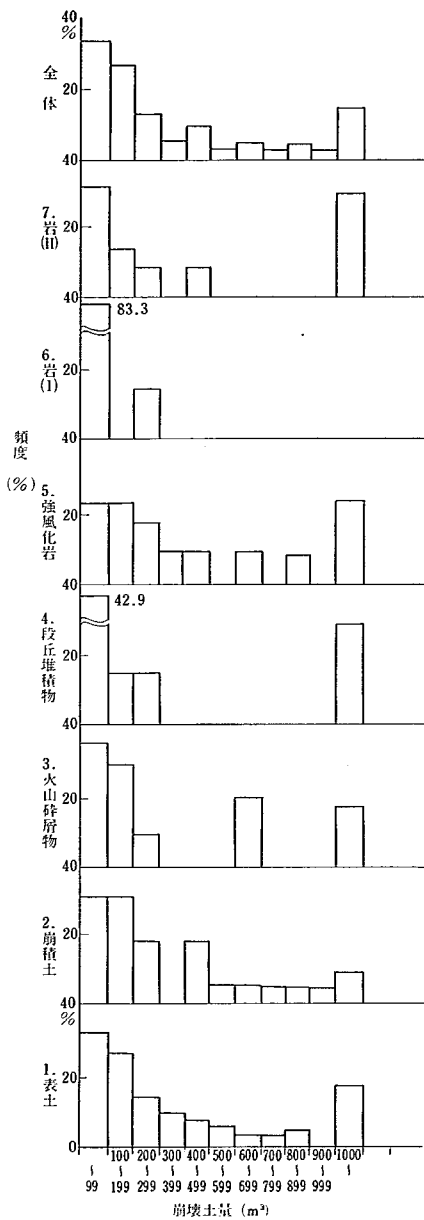
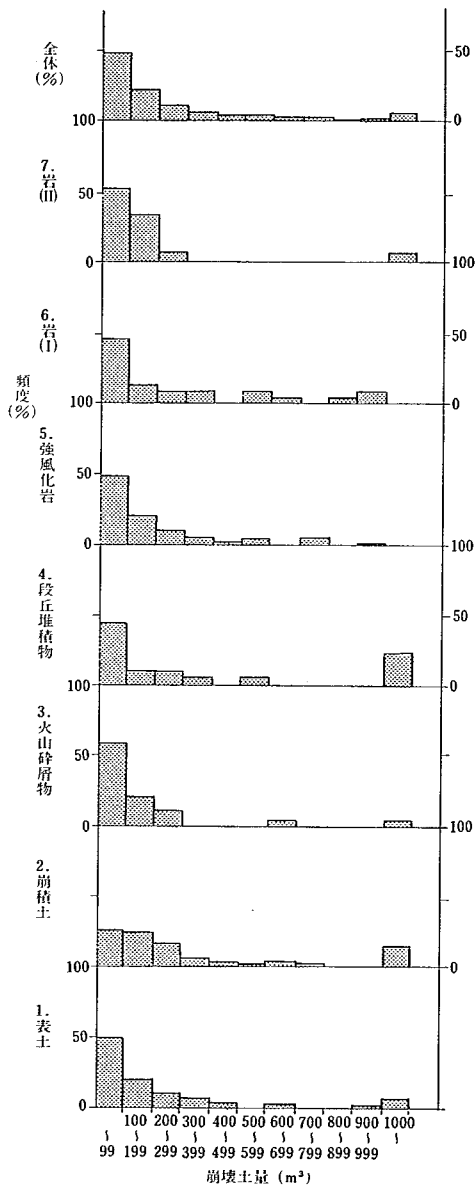


図- 1.1.29 斜面構成土質と崩壊規模(平均値)



図一 1.1.30(a) 斜面構成土質別崩壊
土量頻度 (第1回調査)



図一 1.1.30(b) 斜面構成土質別崩壊
土量頻度 (第2回調査)

3) 斜面構成土質別の崩壊の規模

表－1.1.18、図－1.1.29は斜面構成土質別の崩壊規模を平均値で示した一覧である。その特徴は次のように整理できよう。

- ① 表土の崩壊は幅が広く、すべり面の浅い形態であり、これは通常経験的に判断されるものと一致している。
- ② 崩壊の深さは表土および強風化岩では浅く、段丘堆積物、崩積土では厚い。

表－1.1.18(a) 斜面構成土質と崩壊規模(平均値)

第1回調査(昭44～昭46)

記号	斜面構成土質	H m	W m	L m	θ 度	d m	V m ³	L/H	個 数
1	表 土	20.8	15.4	13.7	47.6	2.0	521	0.66	103
2	崩 積 土	17.5	20.8	10.3	38.9	2.1	414	0.77	27
3	火山碎屑物	15.0	15.7	16.1	50.8	2.5	1,216	0.92	12
4	段丘堆積物	17.2	22.0	13.1	46.9	2.2	1,669	0.79	7
5	強 風 化 岩	21.4	16.5	13.1	44.7	1.9	733	0.72	23
6	岩 (I)	15.8	20.7	6.8	58.5	2.0	69	0.40	6
7	岩 (II)	20.2	29.3	18.9	42.5	2.3	978	0.19	12
	総 平 均	19.4	17.1	12.8	46.1	2.1	684	0.71	190

表－1.1.18(b) 斜面構成土質と崩壊規模(平均値)

第2回調査(昭47～昭49)

	崩壊の高さ h m	崩壊の巾 W m	崩壊の深さ d m	崩壊土量 V m ³	崩土の到達 距離 L m	L/H	h/H	個 数
表 土	16.5	19.0	1.50	350.2	10.4	0.45	0.76	298～250
崩 積 土	16.8	19.4	2.04	313.0	17.5	0.69	0.77	59～62
火山碎屑物	13.6	14.3	1.75	178.6	13.1	0.95	0.88	27
段丘堆積物	23.3	15.7	2.08	851.8	37.1	0.98	0.79	21
強 風 化 岩	14.0	16.2	1.41	236.8	8.0	0.46	0.74	141～148
岩 (I)	24.0	14.1	1.77	255.1	21.5	0.42	0.77	24
岩 (II)	19.5	13.3	1.54	209.9	8.7	0.30	0.76	28
全 体	16.6	17.6	1.60	335.6	12.0	0.52	0.77	587～600

- ③ 段丘堆積物では、崩壊土量の大きい崩壊が約25%ある。この実態は注意されるべきで、今後、現地踏査時にはこの点に留意して調査を行なわねばならぬことを示している。また崩土の到達距離/斜面の高さも他に比して大きいのが目立つ。

次に崩壊の規模に関する項目のうち、重要度の高い崩壊土量と崩土の到達距離について、斜面構成土質別崩土の到達距離/斜面の高さを図－1.1.31(a)(b)に示す。

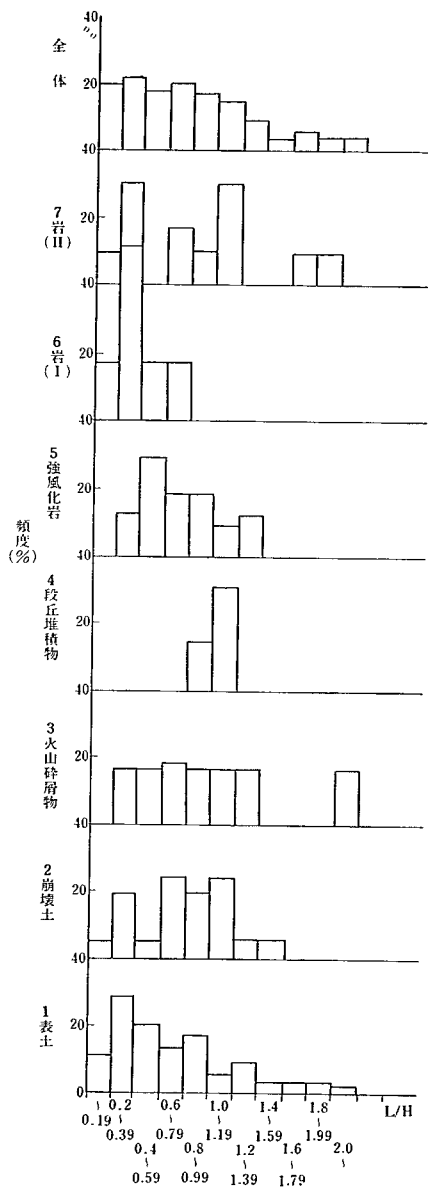


図- 1.131 (a) 崩土の到達距離/斜面の高さ
(斜面構成土質による比較) (第1回調査)

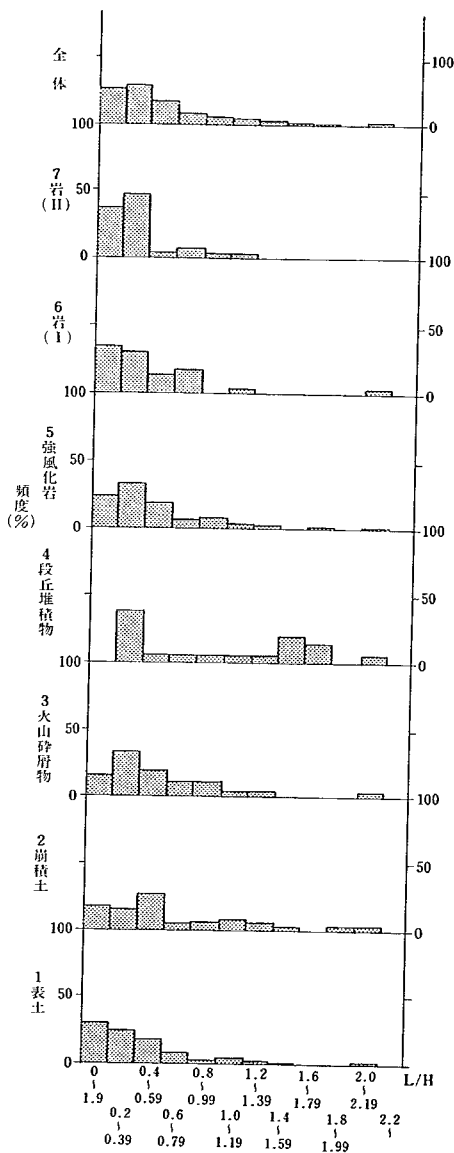


図- 1.131 (b) 崩土の到達距離/斜面の高さ
(斜面構成土質による比較) (第2回調査)

1.3 誘因としての降雨の実態

1.3.1 概 説

斜面崩壊をもたらす誘因は、降雨、地震、風などであり、これが素因と種々なかわり合いをすることによって崩壊発生の有無、崩壊発生機構、崩壊形態などが規制される。

誘因は、もともと自然現象であり、その実態を正しく収集・整理しにくい、なるだけ数多くの事例の中からある性質についてしばって整理して行けば、その一般的な傾向は求められると考えた。このような観点から、調査資料の少ない地震、風に関する実態はここでは省略する。また広い意味では切り取りなどの人工も誘因に入れることができるが、ここでは採り上げないことにした。

斜面崩壊という現象との関係では、降雨はある観測地点でどのような降り方をしたかということではなく、対象斜面にどのように降り、同時にその斜面外からどのように表面水や地下水として流れ込むかが問題である。しかしながら、住民の避難や道路の交通遮断などは、これまでたとえば連続雨量 150mm 以上、時間雨量 20mm 以上などと、単に雨の降り方だけで実施されており、またデータとしても観測地点での雨の降り方の記録しかないのが現状なので、本文でもこのデータをもとにして降雨の実態を求めた。

1.3.2 降雨パターン

1) 第1回実態調査の降雨データの整理

まず斜面崩壊をもたらした雨の降り方を縦軸に時間雨量、横軸に時間をとった図-1.1.32に示す様式で整理すると9つのパターンに分類でき、それぞれの頻度を調べてみると表-1.1.19、図-1.1.33に示ようになる。最も多いのは、降雨ピークが降雨の終り頃に表われるもので、ピーク前にかなりの降雨量があるので、斜面表層がすでに飽和に近い湿润状態になっているときに強い雨が降った場合

表-1.1.19 降雨パターン頻度

降雨パターン	個 数	構成率 %
1	24	16.1
2	26	17.4
3	8	5.4
4	13	8.7
5	12	8.1
6	25	16.8
7	5	3.4
8	8	5.4
9	28	18.7
計	149	100.0

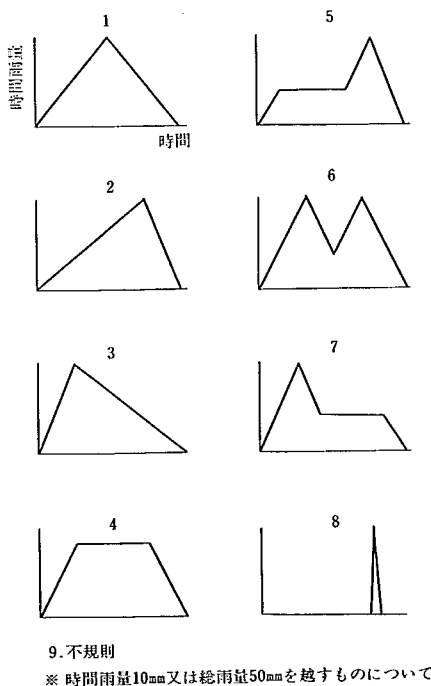


図-1.1.32 降雨標準パターン

である。逆にピークが初めにあり、その後しばらく雨の続くタイプで崩壊した例は少ない。次に多いのが、強いピークが2度あるもの、および降雨の真中頃にピークの現われるものであり、これも前述したような理由により崩壊を起こしやすい。降り始めにピークのあるもの、雷雨のようにピークのみあらわれる短時間の強い雨等で発生した崩壊は少ない。

これより単に、降雨強度だけではなく、ピークに達するまでの雨量および雨の降り方が崩壊発生に関係することがわかる。

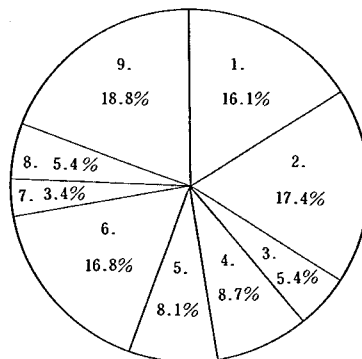


図-1.1.33 降雨パターン、頻度

2) モデル地区での降雨記録の整理

過去に比較的がけ崩れ災害の多い神奈川県、愛知県、兵庫県、山口県、高知県、鹿児島県の6県から、崩壊個所が多く、かつ降雨記録が長期間整理している観測所を有する次の地区を選定した。

神奈川県；川崎地区、横浜地区、横須賀地区

愛知県；西加茂地区

兵庫県；神戸地区、相生地区

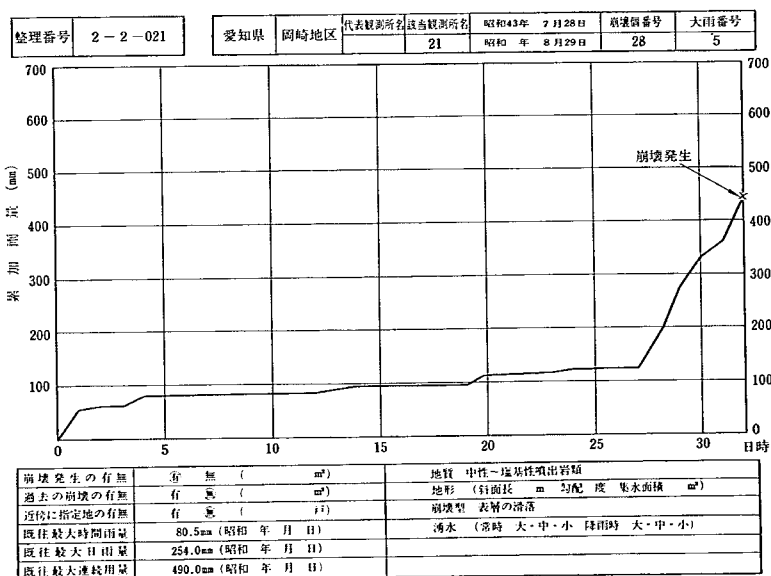


図-1.1.34 雨量記録

高知県 ; 高知地区, 中村地区, 安芸地区, 宿毛地区

山口県 ; 下関地区, 徳山地区, 柳井地区, 大島地区, 油谷地区

鹿児島県 ; 栗野地区, 祁答地区, 鹿児島地区

上記の地区での過去の記録を縦軸に累加日雨量, 横軸に日時をとり, 図- 1.1.34 に示すように再整理した。これより連続雨量 (C_R), 前期雨量 (F_R), 前期雨量強度 (θ_1), 崩壊当日雨量強度 (θ_2), 連続雨量強度 (θ_3) を図- 1.1.35 に示す要領で定めた。

図- 1.1.34 に示す様式で雨量記録を整理すると, 崩壊を発生させた降雨は, 図-1.1.36 に示す直線型, J 型, 2 J 型に分類できる。一般的傾向として, 崩壊の多いのは, J 型, 2 J 型のように崩壊日の前日から数日前より降雨が続き, 当日雨量強度の強い雨が降る場合である。昭和47年7月の全国的な豪雨災害ではこの型が多かった。両タイプとも各県, 各地区に共通している降雨パターンであるが, J 型の方が崩壊当日に近い降雨が崩壊に効いているといえよう。直線型の数は比較の少なかったが, これは元来このような雨の降り方が少ないことがおもな原因であろう。

降雨パターンを解析するために設定した θ_1 , θ_2 , θ_3 , C_R (図- 1.1.35 参照) を各県のモデル地区別にまとめたものが表- 1.1.20 である。

降雨パターンの変化として, 崩壊当日雨量強度 θ_2 と前期雨量強度 θ_1 の比 $K (= \theta_2 / \theta_1)$ をとり, 横軸に K の値, 縦軸に崩壊件数をとって, 全県全地区でまとめたものが図- 1.1.37 である。完全な直線型が $K = 1$ であることを考えると, ほとんど崩壊前日から雨量強度が大きくなっていることがわかる。最頻値は $K = 4 \sim 5$ で, 6 以下に大部分の崩壊が含まれてしまうことになる。

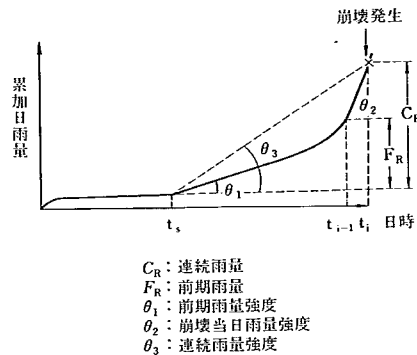


図- 1.1.35 降雨記録の整理

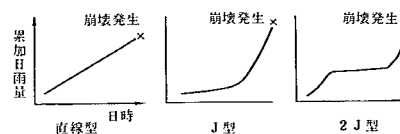


図- 1.1.36 降雨パターン

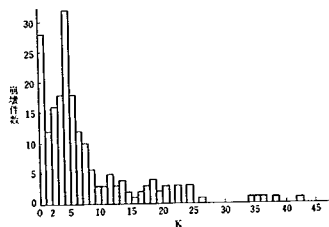


図- 1.1.37 崩壊件数～崩壊当日雨量強度／前期雨量強度

表-1.1.20 降雨記録の整理 (θ_1 , θ_2 , θ_3 については図-1.1.35 参照)

県名	地区名	前期雨量強度 θ_1	崩壊当日雨量強度 θ_2	連続雨量強度 θ_3	危険雨量		最小連続 雨量
					前期雨量	24時間 雨量強度	
神奈川	川崎	$12 < \theta_1 < 79$	$44 < \theta_2 < 160$	$14 < \theta_3 < 97$	138	44	182
	横浜	$5 < \theta_1 < 235$	$6 < \theta_2 < 200$	$11 < \theta_3 < 106$	—	—	90
	横須賀	$22 < \theta_1 < 83$	$65 < \theta_2 < 131$	$35 < \theta_3 < 75$	83	65	260
愛知	西加茂	$2 < \theta_1 < 20$	$5 < \theta_2 < 272$	$8 < \theta_3 < 94$	—	—	58
	岡崎	$0 < \theta_1 < 85$	$28 < \theta_2 < 402$	$19 < \theta_3 < 471$	—	—	98
兵庫	神戸	$4 < \theta_1 < 67$	$14 < \theta_2 < 319$	$5 < \theta_3 < 94$	—	—	148
	相生	$8 < \theta_1 < 16$	$29 < \theta_2 < 198$	$13 < \theta_3 < 103$	—	—	103
高知	高知	$6 < \theta_1 < 98$	$0.5 < \theta_2 < 306$	$6 < \theta_3 < 148$	—	—	178
	中村	$7 < \theta_2 < 28$	$65 < \theta_2 < 215$	$12 < \theta_3 < 41$	(14)	65	80
	安芸	$5 < \theta_1 < 37$	$1.0 < \theta_2 < 186$	$14 < \theta_3 < 60$	122	(1)	121
	宿毛	$6 < \theta_1 < 22$	$1.0 < \theta_2 < 135$	$8 < \theta_3 < 27$	—	—	216
山口	下関	$20 < \theta_1 < 32$	$29 < \theta_2 < 165$	$22 < \theta_3 < 35$	172	30	203
	徳山	$10 < \theta_1 < 31$	$20 < \theta_2 < 158$	$12 < \theta_3 < 37$	—	—	219
	柳井	$5 < \theta_1 < 52$	$38 < \theta_2 < 183$	$9 < \theta_3 < 42$	—	—	91
	大島	$6 < \theta_1 < 106$	$20 < \theta_2 < 187$	$8 < \theta_3 < 124$	—	—	74
	長門, 油谷	$18 < \theta_1 < 137$	$17 < \theta_2 < 217$	$22 < \theta_3 < 163$	—	—	126
鹿児島	栗野	$11 < \theta_1 < 44$	$56 < \theta_2 < 372$	$28 < \theta_3 < 111$	—	—	222
	祁答院	$24 < \theta_1 < 128$	$26 < \theta_2 < 398$	$22 < \theta_3 < 218$	—	—	350
	鹿児島	$17 < \theta_1 < 39$	$5 < \theta_2 < 264$	$23 < \theta_3 < 49$	265	118	384

1.3.3 降雨量

1) 第1回実態調査時の降雨データの整理

1.2.1 で述べた第1回調査時(昭和44年度~昭和46年度)の降雨データを整理すると次のようになる。

最大時間雨量

表-1.1.21, 図-1.1.38は最大時間雨量を10mm単位で11等分し, それぞれの出現頻度を示したものであり, 10~50mmの間で崩壊が頻発していることがわかる。50mmを越すような強い雨の発生回数は少ないのでこの頻度グラフだけでは実際にどの程度の降雨のときに崩壊が発生しやすいのかは判明しないが, 実際に発生する降雨は大体50mm以下の場合が多く, かつこの程度までの降雨時にかけ崩壊が起っているのである。時間雨量10mm以下の降雨の実際に起こる回数はきわめて多いにかかわら

表-1.1.21 最大時間雨量, 頻度

最大時間雨量(mm)	個数	頻度(%)	相対累積 度数(%)
0~9	14	7.6	7.6
10~19	35	19.0	26.6
20~29	36	19.6	46.2
30~39	18	9.8	56.0
40~49	35	19.0	75.0
50~59	15	8.2	83.2
60~69	12	6.5	89.7
70~79	7	3.8	93.5
80~89	7	3.8	97.3
90~99	1	0.5	97.8
100	4	2.2	100.0
計	184		

ず、崩壊の発生は少なく、時間雨量 20mm を起すような降雨のときから多発すると考えてよい。

24 時間雨量および連続雨量

表-1.1.22, 図-1.1.39, 表-1.1.23, 図-1.1.40 にそれぞれの頻度を示すが、最も崩壊が頻発しているのは 100 ~ 150mm の間であり、100mm 以下でも相当発生している。24 時間雨量 50mm 以下でも実際に崩壊が発生しているが、この場合は、短時間に集中して降っていると思われる。

表-1.1.22 24 時間雨量, 頻度

24 時間雨量	個 数	頻度(%)	相対累積度数(%)
0 ~ 49	24	14.5	14.5
50 ~ 99	33	19.9	34.4
100 ~ 149	39	23.4	57.8
150 ~ 199	26	15.7	73.5
200 ~ 249	21	12.7	86.2
250 ~ 299	8	4.8	91.0
300 ~ 349	5	3.0	94.0
350 ~ 399	2	1.2	95.2
400 ~ 449	5	3.0	98.2
450 ~ 499	—	—	—
500 ~	3	1.8	100
	166	100.0	

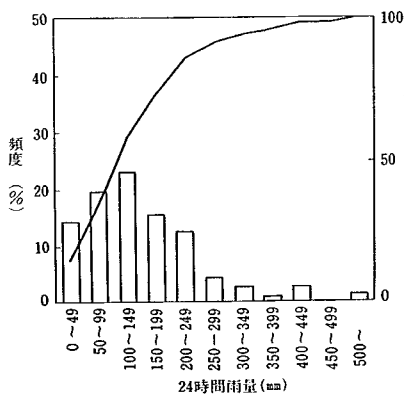


図-1.1.39 24 時間雨量, 頻度

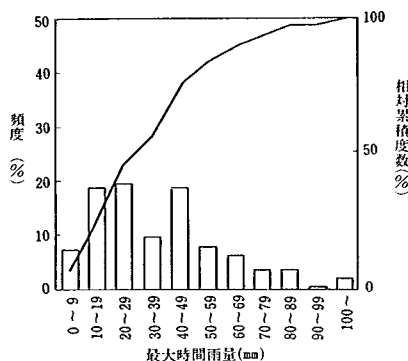


図-1.1.38 最大時間雨量, 頻度

表-1.1.23 連続雨量, 頻度

連続雨量	個 数	頻度(%)	相対累積度数(%)
0 ~ 49	33	19.2	19.2
50 ~ 99	41	23.9	43.1
100 ~ 149	32	18.6	61.7
150 ~ 199	26	15.1	76.8
200 ~ 249	22	12.8	89.6
250 ~ 299	5	2.9	92.5
300 ~ 349	3	1.7	94.2
350 ~ 399	4	2.3	96.5
400 ~ 449	1	0.6	97.1
450 ~ 499	2	1.2	98.3
500 ~	3	1.7	100.0
計	172	100.0	

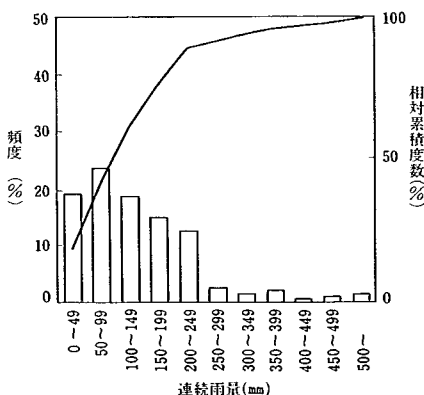


図-1.1.40 連続雨量, 頻度

連続雨量についても同様に 50mm 以下でも崩壊が多発している。大体、24 時間雨量、連続雨量ともに 250mm 以下の場合で多発するが、もちろんこれ以上の降雨の場合はさらに崩壊発生割合は高いものと考えなければならない。

2) モデル地区での降雨記録の整理

自然斜面の崩壊は、誘因、素因が複雑に影響しあって発生するのであるが、第Ⅱ編、第 3 章に述べるように、降雨による崩壊は基本的には 6 要因(①表面流水による侵食、②間隙圧の上昇、③含水による土および岩の強度低下、④含水による地盤の重量増、⑤パイピングによる局部崩壊とその進行、⑥風化)の組合せによって起こると考えることができる。このうち⑤と⑥はすべてのケースには当てはまらないと見た方が妥当であるからこれを除外すると、③含水による土および岩の強度低下と④含水による地盤の重量増は降雨の連続雨量とその継続時間に、①表面流水による侵食と②間隙圧の上昇は、これに続く短期間の相対的に大きな雨量、すなわち雨量強度に、それぞれより強く結びつくと考えられる。

このことから、崩壊を発生させた降雨についても、崩壊発生時より 24 時間前の間の雨量、すなわち雨量強度とこれにより以前の前期雨量に分け、両者をそれぞれ縦軸、横軸にプロットして整理した。

同様な整理は、すでに網干により広島周辺の既往の災害について行なわれている。¹⁰⁾ 図-1.1.41 はその一例で、呉市において災害の程度を大災害、中災害、小災害、無災害に分け、雨量強度として横軸に日雨量、前期雨量として縦軸に崩壊前日までの 2 週間の総雨量をとっている。そして前期雨量を崩壊前 5 日間、10 日間の総雨量とした場合より、2 週間の総雨量の方が日雨量との相関性が高いと述べている。

図 1.1.42(a)~(f)に今回調査した 6 つの県の結果を示す。¹¹⁾ 前期雨量については、崩壊前 2 週間、3 週間、1 ヶ月間および雨が 4 日間なければ斜面は乾燥の方向に向い、それ以前の降雨は崩壊に結びつかないとして、雨なし 4 日以降から崩壊前日までの間の 4 種類につき検討した。今回の調査では最後のケースがわずかに他より結果が良好であったので、前期雨量は雨なし 4 日以降から崩壊前日までとした。

また、崩壊当日雨量強度については、日雨量は、午前 9 時から翌日の午前 9 時までの雨量をとるのが慣例であり、したがって崩壊当日の 9 時から崩壊した時点までの雨量を崩壊当日の雨量強度とするのも 1 つの方法であるが、日付にこだわらず崩壊現象により結びつけるため、崩壊前 24 時間の雨量を計算し、これを崩壊当日の雨量強度を表わす指標とした。

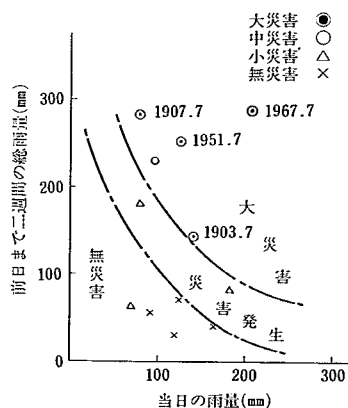


図-1.1.41 呉市における真砂上斜面・災害と雨量

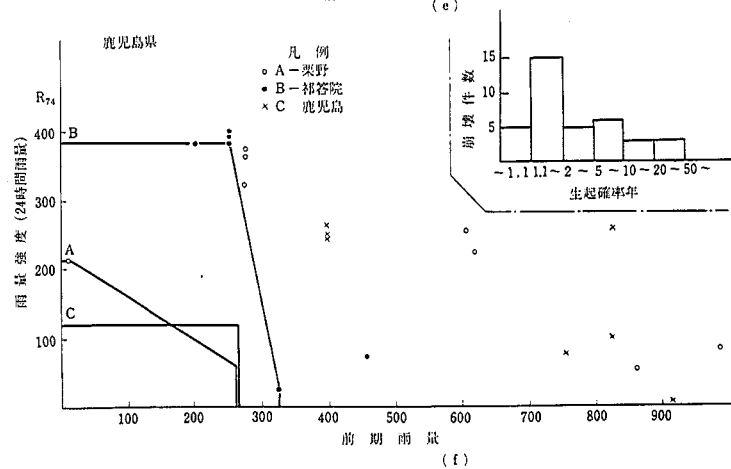
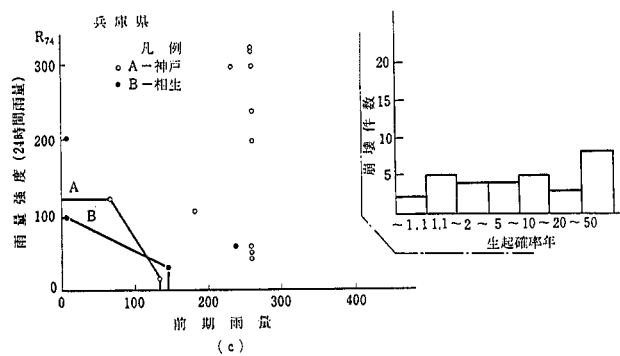
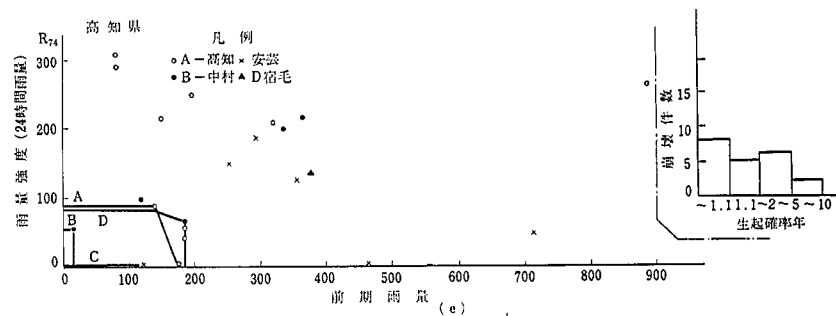
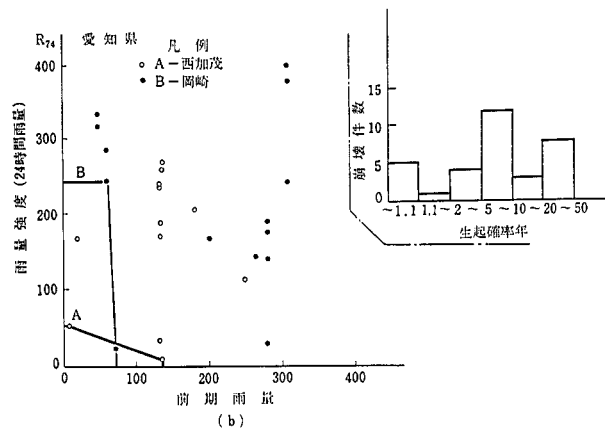
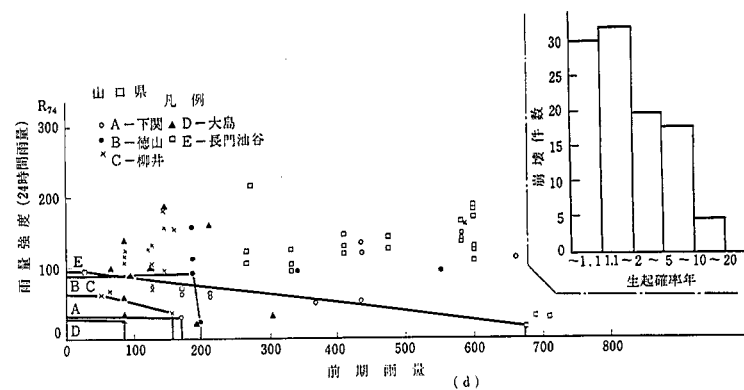
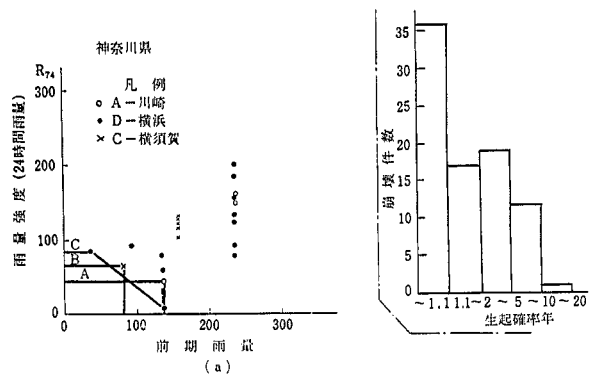


図-1.1.42 モデル地区における災害と雨量

崩壊をもたらした雨が何年に1回くらい降る雨かを知るため、崩壊発生前24時間雨量の生起確率をガンベル法により求めた。

図-1.1.42の実線は各モデル地区別に崩壊の下限をひいたもので、すべての崩壊が実線より右上に入るようにしたものである。これは既往のデータについてであって、今後実線より右上に入る雨が降れば、地区域内で1箇所以上崩壊の危険があるというもので、該当する雨が降れば必ず崩壊が発生することを意味しない。これは降雨の生起確率についてもいえることがあって、崩壊を生じた規模の雨は、実際には1年ないし2年に1回くらい降っているが、この程度の雨が降れば崩壊が必ず起こるかという、現実には起こらない方が多い。したがって、降雨データを整理した結果を実際面で用いるには、この下限に相当する降雨は、危険雨量というより、むしろ避難準備警報（気象で使う“注意報”的なもの）として扱った方がよいであろう。

1.4 素因としての地山状態の実態

1.4.1 概 説

自然斜面の崩壊の素因は、斜面の地形、地質、水理、植生などであり、これらの素因に誘因である降雨、地震が種々のかかわり合いをすることによって崩壊発生の有無、崩壊発生機構、崩壊形態などが規制されることになる。

崩壊の素因を広い意味での斜面の地山状態とすれば、これは次のようにまとめることができる。

地 形

斜面形状、斜面勾配、集水範囲、斜面の向き、比高、斜面の長さ

地 質

地質の種類、地質構造、岩質、土質、風化の状態、地下水、湧水、池沼

植 生

樹種、樹令、林相、代採

災害経歴

崩壊の有無、回復程度、崩積土の有無、侵食、落石、小規模段差

前兆地形

クラック、はらみ出し、滑落崖、樹木の曲り

人工改変

切盛りの有無、田畑、水路、構造物

素因と崩壊の関係、すなわち素因の組合せと崩壊危険度の関係の実態を調査するのには、まず1.2で述べたように、たとえば斜面形状についていえば、どんな形状の箇所に崩壊が多いかという見方で、単純に各素因ごとに整理することができる。若干の素因についてはすでに整理結果を述べてあるが、この手法では、おのおのの素因ごとについては実態がわかるが、素因間の相互関係、たとえば、崩壊の発生には、どんな素因が最も効いているかという点を明らかにすることができない。¹²⁾¹³⁾素因間の相互関係を調査する方法として、数量化判別解析という統計的手法があり、斜面崩壊に対しても近年この方法の適用が試みられるようになった。

ここでは、山口県で昭和47年～49年に発生した程度について数量化判別解析を行った結果を述べる。

1.4.2 数量化判別解析

数量化判別解析は、ある現象と、その現象を生ずるさいに影響を与える諸要因との関係を数量的に表現する方法である。具体的にここで取り扱うものについて説明すると、ある現象とは崩壊が起こったかどうかということであり、これを「外的基準」と呼び、これは各要因と結びつけられるべきものである。各要因とは崩壊発生に重要な影響を与えられとされるもので、前に素因として挙げたものがこれに該当する。これを「アイテム」と呼ぶ。この各要因（アイテム）の個々は、さらにいくつかの区分に細分される。これらの、要因を細分したものを「カテゴリー」と呼ぶ。この外的基準（崩壊が起こったかどうか）がアイテム（要因）・カテゴリー（水準；要因を細分したもの）¹⁴⁾とどのような関係にあるかを数量的に表現する方法が数量化判別解析である。

数量化理論には

- ① 外的基準が数量で与えられる場合……………第1類
- ② 外的基準が分類で与えられる場合……………第2類
- ③ 外的基準がない場合……………第3類

の3種類があるが、ここでは、崩壊が起こった、起こらなかったという、2つの分類を外的基準とする第2類の方法が該当する。

この場合の数量化の概念としては、2つの相反する事象（ここでは、崩壊、非崩壊）について、これらに関連する要因を選び、この2つの事象グループの相関比（グループ間の分散と全分散の比）を最大にするように、すなわち両グループ（崩壊グループと非崩壊グループ）の差ができるだけ明瞭に分散できるように、アイテム（要因）およびカテゴリー（水準）に点数を与え、これを各斜面について合計して基準値とし、これによって斜面毎の危険度を判定するとともに、両グループの判別をどの程度の精度で行なえるかを統計学的に求めようとするものである。

1) 要因内 のグループ分けに対する分散分析による有意性の検討

1つの要因、たとえば「地被物の種類」は

{	裸地	{	裸地
	草地		林地
	林地A（10年未満）または		その他（草地、竹等）
	林地B（10年以上）		
	その他（竹等）		

のように、いくつかのグループに分けることができ、あるグループ分けを選べば、これらの各グループに対して、次の2)で述べる方法によって、数量化されたカテゴリー（水準）を与えることができるが、これに先立って、グループ間の差が意味のあるものか、ないものかを分散分析といわれる統計的な方法によって判定する必要がある。

すなわち、ある要因（たとえば地被物の種類）が a 箇のグループ、 $A_1, A_2, \dots, A_a$ に分けられ、おのおのに属するデータの数（斜面の数）がそれぞれ $n_1, n_2, \dots, n_a$ 、そのうち崩壊の発生した斜面の数がそれぞれ $r_1, r_2, \dots, r_a$ であるとする。

データ全体の分散 (S_T) は

$$S_T = R = r_1 + r_2 + \dots + r_a \quad (1.1.1)$$

S_T の自由度 (df) は

$$df = H = n_1 + n_2 + \dots + n_a \quad (1.1.2)$$

データ全体の偏り (CF) は

$$CF = \frac{R^2}{N} = \frac{(r_1 + r_2 + \dots + r_a)^2}{N} \quad (1.1.3)$$

で表わされ、この自由度は1である。

グループ間の分散 (S_A) は

$$S_A = \frac{r_1^2}{n_1} + \frac{r_2^2}{n_2} + \dots + \frac{r_a^2}{n_a} - CF \quad (1.1.4)$$

で表わされ、この自由度 (df) = $a - 1$ である。

誤差分散 (S_e) は

$$S_e = S_T - CF - S_A \quad (1.1.5)$$

で表わされ、この自由度 (df) = $N - a$ である。

おのおのの分散を自由度で除したものが変動であり、

$$\left. \begin{aligned} V_m &= CF \\ V_A &= S_A / (a - 1) \\ V_e &= S_e / (N - a) \\ F_0 &= V_A / V_e \end{aligned} \right\} \quad (1.1.6) \quad \text{となる。}$$

F_0 によってグループ間の有意差を検討する。すなわち、この F_0 の値が F 表の値より大きければグループ間に有意差があると判定する。 F 表は統計学の書物に一般に掲載されている。ここでは F_0 と F 表から対応する $F_{0.05}$ の値を比較したが、これは $F_0 > F_{0.05}$ であると、その要因（たとえば地被物の種類）の相違が斜面崩壊の発生に関係があると結論することが誤りである確率は5%以下であることを示すものである。

2) カテゴリー（水準）の数量化

素因（要因）と崩壊との関係、すなわち素因の組合せと崩壊危険度との関係を数量で示すためには、まず崩壊に関係する各要因を数量化しなければならない。その方法として各アイテム（要因）ごとに、その中に含まれているカテゴリー（水準）について、崩壊箇所と非崩壊箇所との間の相関比 η （注1参照）が最大になるように計算するのである。一例として“地被物の種類”というアイテム（要因）について説明すると、本調査では5つのカテゴリー（裸地、草地、林地A（10年未満）、林地B（10年以上）、その他（竹等））をもっている。表-1.1.24は、その要因の度数表である。表に示すように、判別解析のためカテゴリ1, 2, ……5にそれぞれ $x_1, x_2, \dots, x_5$ なる数量を与える。この場合に、ケースA（崩壊）とケースB（非崩壊）のグループが最もはっきり判

表-1.1.24 カテゴリー因子の数量化のための度数表（アイテム（要因）
地被物の種類について）

カテゴリー	1 裸地	2 草地	3 林地A	4 林地B	5 その他	計
数 量	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	
ケースA (崩壊)	f_{A1}	f_{A2}	f_{A3}	f_{A4}	f_{A5}	f_A
ケースB (非崩壊)	f_{B1}	f_{B2}	f_{B3}	f_{B4}	f_{B5}	f_B
計	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	N

別できるように, $x_1, x_2, \dots, x_5$ の値を決める必要がある。この方法は相関比最大化法と呼ばれ、
次式の相関比 η を最大にするように, $x_i (i = 1 \dots 5)$ を決めるということである

$$\eta^2 (x_i) = \frac{f_A (\bar{x}_A - \bar{x})^2 + f_B (\bar{x}_B - \bar{x})^2}{\sum_{i=1}^5 f_{Ai} (x_i - \bar{x}_A)^2 + \sum_{i=1}^5 f_{Bi} (x_i - \bar{x}_B)^2} \quad (1.1.7)$$

ただし

$$\left. \begin{aligned} \bar{x}_A &= \frac{f_{A1} x_1 + f_{A2} x_2 + \dots + f_{A5} x_5}{f_A} \\ \bar{x}_B &= \frac{f_{B1} x_1 + f_{B2} x_2 + \dots + f_{B5} x_5}{f_B} \\ \bar{x} &= \frac{\bar{x}_A \cdot f_A + \bar{x}_B \cdot f_B}{N} \end{aligned} \right\} \quad (1.1.8)$$

である。

式(1.1.7)の分子は図-1.1.43において、
全体の平均 $\bar{x}$ からのバラツキであり、分母は
ケースA、ケースBのそれぞれの群のバラツ
キである。分子である全体のバラツキが大き
くなり、かつ群A、群Bのそれぞれの内部で
のバラツキ（分母）が小さくなればなるほど
ケースA、ケースBは判然別れることになる。

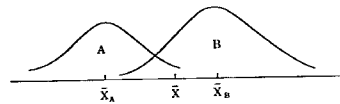


図-1.1.43 グループA（崩壊）とグル
ープB（非崩壊）のバラツキ

式(1.1.7)の相関比が最大になるように x_i を決めるには、

$$\frac{\partial \eta (x_i)}{\partial x_i} = 0 \quad (i = 1, 2, \dots, 5) \quad \text{を解けば良いことになる。}$$

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= C \left(\frac{f_{A_1}}{f_A} - \frac{f_{B_1}}{f_B} \right) / (f_{A_1} + f_{B_1}) \\ x_2 &= C \left(\frac{f_{A_2}}{f_A} - \frac{f_{B_2}}{f_B} \right) / (f_{A_2} + f_{B_2}) \end{aligned} \right\} \quad (1.1.9)$$

$$x_5 = C \left(\frac{f_{A_5}}{f_A} - \frac{f_{B_5}}{f_B} \right) / (f_{A_5} + f_{B_5})$$

3) アイテム（要因）の数量化

各アイテムごとに x_i が決まった段階で、次にアイテムが崩壊におよぼす影響を数量化する。
 まず、地被物の種類と斜面の傾斜の2つだけが崩壊に関与する要因と仮定した最も単純な場合を

例にして、基本的な考え方を述べる。データ（調査資料）を図 1.1.44 に入れる。カテゴリーは 1) でのべた方法により数量化した値を用いる。このさい、崩壊の発生した斜面のデータには○印をつける。非崩壊の斜面のデータには×印をつける。そして直線 $L: w_1 x_1 + w_2 x_2$ を引いて、×, ○をなるべく分離させる。このようにして崩壊領域 A と非崩壊領域 B ができるが、実際問題として完全に分離できるわ

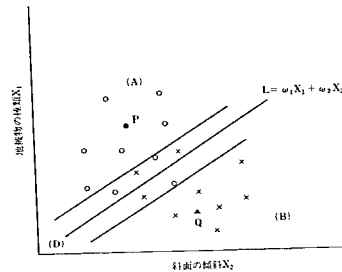


図-1.1.44 アイテム（要因）の数量比

けではなく、×, ○が混在する領域 D（疑問領域, Doubtful region）がどうしても残り、場合によっては D がかなり大きい。そして、○印の平均的な代表点を P、×印の平均的な代表点を Q とすると、○印はなるべく P 点の近くに集まり、×印はなるべく Q 点の近くに集まって、かつ P と Q が

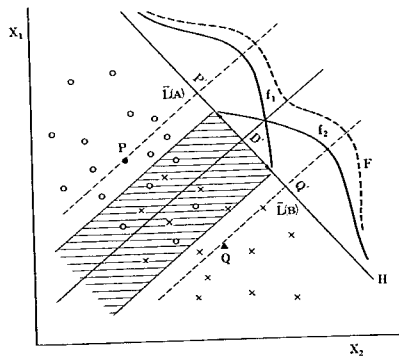


図-1.1.45 グループA(崩壊)とグループB(非崩壊)の分離

離れているほど領域Dは小さくなる。この考え方にもとづき図-1.1.45において代表点P, Qを通り、直線Lに平行な直線をそれぞれ $\bar{L}(A)$, $\bar{L}(B)$ とすると、

$$I = \frac{(\bar{L}(A) + \bar{L}(B) \text{との距離})}{(\bar{L}(A) \text{のまわりの○印のちらばり}) + (\bar{L}(B) \text{のまわりの×印のちらばり})} \quad (1.1.10)$$

で表わされるIを定める。Iを最大にするよう、係数 w_1, w_2 （これは $\bar{L}(A)$, $\bar{L}(B)$ についても用いられることは明らかである）を決めればよい。

$$\text{すなわち, } \frac{\partial I}{\partial w_1} = 0, \frac{\partial I}{\partial w_2} = 0 \quad (1.1.11)$$

となるように w_1, w_2 を定めればよい。

L, $\bar{L}(A)$, $\bar{L}(B)$ に垂直なある1つの直線上に、P, Qを射影して、これをP', Q'とし、また散らばっている○印, ×印の点をHをベースとして射影して、度数分布の形にすれば、全体についての度数分布FがP', Q'を中心とした2つの分布 f_1, f_2 に分かれ、 $F = f_1 + f_2$ となる。疑問領域DはH上の線分D'に移る。

以上の考え方に従ってアイテム（要因）の数量化を行なう。

LA群（崩壊群）で n_1 個、LB群（非崩壊群）で n_2 個のサンプル（Sample）が取り出され、そのおのおのについて、 $x_1, x_2, \dots, x_p$ の要因が測られたとする。このデータを表-1.1.25の形にまとめる。

表-1.1.25 2群の判別のためのデータ

要 因		x_1	x_2	x_i	x_p
群 L A	1	$x_{11}^{(A)}$	$x_{12}^{(A)}$	$x_{1i}^{(A)}$	$x_{1p}^{(A)}$
	2	$x_{21}^{(A)}$	$x_{22}^{(A)}$	$x_{2i}^{(A)}$	$x_{2p}^{(A)}$
		$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
	a	$x_{a1}^{(A)}$	$x_{a2}^{(A)}$	$x_{ai}^{(A)}$	$x_{ap}^{(A)}$
		$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
	n_1	$x_{n_1 1}^{(A)}$	$x_{n_1 2}^{(A)}$	$x_{n_1 i}^{(A)}$	$x_{n_1 p}^{(A)}$
	平均	$\bar{x}_1^{(A)}$	$\bar{x}_2^{(A)}$	$\bar{x}_i^{(A)}$	$\bar{x}_p^{(A)}$
		$\bar{x}_1^{(B)}$	$\bar{x}_2^{(B)}$	$\bar{x}_i^{(B)}$	$\bar{x}_p^{(B)}$
群 L B	1	$x_{11}^{(B)}$	$x_{12}^{(B)}$	$x_{1i}^{(B)}$	$x_{1p}^{(B)}$
	2	$x_{21}^{(B)}$	$x_{22}^{(B)}$	$x_{2i}^{(B)}$	$x_{2p}^{(B)}$
		$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
	β	$x_{\beta 1}^{(B)}$	$x_{\beta 2}^{(B)}$	$x_{\beta i}^{(B)}$	$x_{\beta p}^{(B)}$
		$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
	n_2	$x_{n_2 1}^{(B)}$	$x_{n_2 2}^{(B)}$	$x_{n_2 i}^{(B)}$	$x_{n_2 p}^{(B)}$
	平均	$\bar{x}_1^{(B)}$	$\bar{x}_2^{(B)}$	$\bar{x}_i^{(B)}$	$\bar{x}_p^{(B)}$
		$\bar{x}_1^{(B)}$	$\bar{x}_2^{(B)}$	$\bar{x}_i^{(B)}$	$\bar{x}_p^{(B)}$

※ 要因を水準区分した場合は、 x_a は、水準区分の個数分の種類の値だけしかとらない。

これにより、次の統計量を計算する。

$$\left. \begin{aligned} \text{平均: } \bar{x}_i^{(A)} &= \frac{n_1}{\alpha=1} \sum \alpha_i / n_1 & \bar{x}_i^{(B)} &= \frac{n_2}{\beta=1} \sum x_{\beta i} / n_2 \\ \bar{\bar{x}}_i &= (\bar{x}_i^{(A)} + \bar{x}_i^{(B)}) / 2, & \alpha_i &= \bar{x}_i^{(A)} - \bar{x}_i^{(B)} \end{aligned} \right\} \quad (1.1.12)$$

($i = 1, 2, \dots, P$)

群内平方和・積和；

$$S_{ii'} = \sum_{\alpha=1}^{n_1} (x_{\alpha i}^{(A)} - \bar{x}_i^{(A)}) (x_{\alpha i'}^{(A)} - \bar{x}_{i'}^{(A)}) + \sum_{\beta=1}^{n_2} (x_{\beta i}^{(B)} - \bar{x}_i^{(B)}) (x_{\beta i'}^{(B)} - \bar{x}_{i'}^{(B)})$$

($i, i' = 1, 2, \dots, P$) (1.1.13)

群内分散・共分散

$$V_{ii'} = S_{ii'} / (n_1 + n_2 - 2) \quad (1.1.14)$$

上記の「群間の変動の群内の変動に対する比(I)を最大にする」という考え方 もとずき、

$$L = \omega_1 x_1 + \omega_2 x_2 + \dots + \omega_p x_p = \sum_{i=1}^p \omega_i x_i \quad (1.1.15)$$

とし、この群間および群内の平方和を、それぞれ S_B 、 S_W と書くと、次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} S_W &= \sum_{\alpha=1}^{n_1} (L_{\alpha}^{(A)} - \bar{L}^{(A)})^2 + \sum_{\beta=1}^{n_2} (L_{\beta}^{(B)} - \bar{L}^{(B)})^2 \\ &= \sum_{\alpha=1}^{n_1} \left\{ \sum_{i=1}^p \omega_i (x_{\alpha i}^{(A)} - \bar{x}_i^{(A)}) \right\}^2 - \frac{n_1^2}{\sum_{i=1}^p \omega_i} \left\{ \sum_{i=1}^p \omega_i (x_{\alpha i}^{(A)} - \bar{x}_i^{(A)}) \right\} \\ &= \sum_{i=1}^p \sum_{i'=1}^p \omega_i \omega_{i'} S_{ii'} \quad (\text{式 (1.1.13) より}) \end{aligned} \right\} \quad (1.1.16)$$

$$\left. \begin{aligned} S_B &= \frac{n_1 n_2}{n_1 + n_2} (\bar{L}^{(A)} - \bar{L}^{(B)})^2 = \frac{n_1 n_2}{n_1 + n_2} \left\{ \sum_{i=1}^p \omega_i (x_i^{(B)} - x_i^{(A)}) \right\}^2 \\ &= \frac{n_1 n_2}{n_1 + n_2} \left(\sum_{i=1}^p \omega_i \alpha_i \right)^2 \end{aligned} \right\} \quad (1.1.17)$$

これを用いると、式 (1.1.10) は

$$I = \frac{S_B}{S_W} = \frac{\left(\sum_{i=1}^p \omega_i \alpha_i \right)^2}{\sum_{i=1}^p \sum_{i'=1}^p \omega_i \omega_{i'} S_{ii'}} \quad (1.1.18)$$

I を最大にするため

$$\frac{\partial I}{\partial \omega_k} = 0 \text{ より } (\sum_i \omega_i \alpha_i) dk (\sum_{i,i'} W_i W_{i'} S_{i,i'}) - (\sum_i \omega_i \alpha_i)^2 \sum_i \omega_i S_{i,k} = 0 \quad (1.1.19)$$

$$\sum_i \omega_i S_{i,k} = \frac{\sum_i \omega_i \alpha_i}{I} dk \quad (k = 1, 2, \dots, P) \quad (1.1.20)$$

$$\sum_i \omega_i V_i S_{i,k} = \frac{\sum_i \omega_i \alpha_i}{fI} dk \quad (f = n_1 + n_2 - 2) \quad (1.1.21)$$

を得る。ここで $(\sum_i \omega_i \alpha_i) / (fI)$ は k に依存しない定数であるから、 ω_i は次の連立方程式の解に比例するように決めればよい。

$$\left. \begin{aligned} \omega_1 V_{11} + \omega_2 V_{12} + \dots + \omega_p V_{1p} &= \alpha_1 \\ \omega_1 V_{21} + \omega_2 V_{22} + \dots + \omega_p V_{2p} &= \alpha_2 \\ \dots &\dots \\ \omega_1 V_{p1} + \omega_2 V_{p2} + \dots + \omega_p V_{pp} &= \alpha_p \end{aligned} \right\} \quad (1.1.22)$$

上で求めた $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_p$ を用いれば、判別式は

$$L = \omega_1 x_1 + \omega_2 x_2 + \dots + \omega_p x_p \quad (1.1.23)$$

となる。

4) 各要因（アイテム）の水準（カテゴリー）別判別得点の算出

水準別判別得点

$$= \frac{\text{要因の重味} \times (\text{カテゴリーの数量化値})}{(\text{要因の数量化値})} - \frac{P_{n_1} + P_{n_2}}{2} \quad (1.1.24)$$

ここで

P_{n_1} ; n 番目の要因における崩壊斜面での平均値

すなわち n 番目の要因について、 P 個のカテゴリーに分けられた場合

$$\frac{\sum_{i=1}^P (\text{カテゴリー}(i) \text{の数量化値} \times (\text{カテゴリー}(i) \text{に含まれる個数 (崩壊)})}{\text{全体の崩壊個数}}$$

P_{n_2} ; n 番目の要因における非崩壊斜面での平均値

すなわち n 番目の要因について、 P 個のカテゴリーに分けられた場合

$$\frac{\sum_{i=1}^P (\text{カテゴリー}(i) \text{の数量化値}) \times (\text{カテゴリー}(i) \text{に含まれる個数 (非崩壊)})}{\text{全体の非崩壊の個数}}$$

水準別判別得点は、直接各斜面の得点に影響するものである。すなわち、同一要因内における水準別判別得点の幅（Range、最大値と最小値の差）が大きいほど、その要因は斜面崩壊の発生に関係が深いといえることができる。

(注)

水準別得点は、理論的には(要因の重味)×(数量化値)で求められるが、ここで上式のようにしたのは、これにより基準を0におき、安全側を負、危険側を正の数字として取扱いを容易にするためである。

5) 適 中 率

まず(1.1.23)式を用い、全サンプル(Sample)について、特性値を計算する。

$$L_i^{(A)} \quad (i = 1, \dots, n_1)$$

$$L_i^{(B)} \quad (j = 1, \dots, n_2)$$

次に境界値は全サンプル(Sample)の平均値であるから

$$I_c = \frac{\sum_{i=1}^{n_1} L_i^{(A)} + \sum_{i=1}^{n_2} L_i^{(B)}}{n_1 + n_2} \quad (1.1.26)$$

判定は、各サンプル(Sample)の特性値と境界値を比較することにより

$$\bar{L}^{(A)} > \bar{L}^{(B)} \quad \text{のとき} \quad L > I_c \quad \text{ならば } L_A \text{ 群}$$

$$L < I_c \quad \text{ならば } L_B \text{ 群}$$

$$\bar{L}^{(A)} < \bar{L}^{(B)} \quad \text{のとき} \quad L > I_c \quad \text{ならば } L_B \text{ 群}$$

$$L < I_c \quad \text{ならば } L_A \text{ 群}$$

と判定される。

適中率(E)は次の式で算出される。

$$E = \frac{n_1 + n_2}{n_A + n_B} \times 100 \% \quad (1.1.27)$$

ここに

n_1 ; L_A 群のサンプルで L_A 群と計算上判定された個数

n_2 ; L_B 群のサンプルで L_B 群と計算上判定された個数

n_A ; L_A 群のサンプル数

n_B ; L_B 群のサンプル数

1.4.3 素因の実態解析

素因(斜面地山の性質)を数量化理論により解析するには、地域内に崩壊した斜面のデータと崩壊しなかった斜面のデータが必要である。山口県でデータが最も充実していたので、この地域について素因の実態を解析した。崩壊した斜面のデータは、昭和47年度～49年度に発生した崩壊について行なった災害実態調査(表-1.1.26の様式によったもの)で得られたもの90件を用い、非崩壊斜面のデータは建設省が昭和47年度に行なった急傾斜地の総点検(表1.1.27の様式によったもの)による山口県下2,637件の危険斜面の内、崩壊斜面の分布とはほぼ同地域内でランダムに選んだ崩壊データの約2倍にあたる197件の斜面である。両データとも現地調査によって得られたもので

表-1.1.26 がけ崩れ災害の実態調査(崩壊)の記載例

昭和47年度 山口県

地 区 名	崩 壊 発 生 日 時	所 在 地	1. 斜 面 の 種 類	2. 斜 面 の 向 き	3. 斜 面 の 傾 斜 角 度	4. 斜 面 上 端 の 状 況	5. 斜 面 上 端 の 利 用 状 況	6. 斜 面 の 傾 斜 角 度	7. 斜 面 の 高 さ (m)	8. 地 質		9. 地 被 物 の 状 況	10. 崩 壊 の 型	11. 崩 壊 の 現 状						12. 崩 壊 部 の 位 置	13. 崩 壊 部 の 状 況	14. 過 去 の 崩 壊 の 有 無	15. 水 の 存 在				16. 崩 壊 の 発 生 原 因	17. 降 雨								18. 保 全 対 象 人 家 戸 数	19. 人 的 被害 者 数	20. 被 災 戸 数	21. そ の 他 の 被害	22. 総 点 検 と の 関 連		
										a	b			a	b	c	d	e	f				a	b	c	d		e	f	g	h											
										崩壊前	崩壊後			崩壊前	崩壊後	崩壊前	崩壊後	崩壊前	崩壊後				崩壊前	崩壊後	崩壊前	崩壊後		崩壊前	崩壊後	崩壊前	崩壊後	崩壊前	崩壊後									
1	大 楼 47. 6.27.4	東 郷 町	E	2	5	1	6	45	20	砂 (1.0)	2	4-b	2	5-12-a	20	10	1.0	25	200	10	3	2	無	無	無	無	無	47. 6 豪雨	211.5	74.5	211.5	25.0	1,450	231.0	75.0	2	0	0	1	0	0	
2	州 崎 47. 7.5.4	"	N E	2	5	1	6	45	15	粘土 (0.5)	1	5-b	2	"	15	10	0.5	20	100	5	1	2	"	"	"	"	"	47. 7 豪雨	8.0	8.0	20.0	3.5	1,450	231.0	75.0	51	0	0	1	1	0	◎
3	日 の 浦 47. 8.21.7	本 郷 村	S W	5	5	1	5	35	46.4	粘土 (1.0)	2	2	3-11-b	0.9	15	2.2	15.1	80	15	2	3	"	2回 25 豪雨	"	"	"	有 時 の み	47. 8 豪雨	148.5	7.0	148.5	17.0	1,450	231.0	75.0	3	0	0	1	1	0	◎

表-1.1.27 かけ崩れ災害の実態調査（非崩壊）の記載例

昭和47年度 山口県

地帯番号	地名	箇所番号	箇所名	位置				地形			オのバーハンダ無	地質		湧水の有無	崩壊の有無	地被物の状況	人家	公共的建物		公共施設		がけ崩れ等の発生回数	他区事域の発生回数	危険度の定	危険度の有無	前回の調査の有無	要
				郡市	町村	大字	字	傾斜度	長さ	高さ		種類	表土の厚さ					種類	数	種類	数						
	八幡	4	八幡	大島	久賀	久賀	八幡	45	50	40	無	花崗岩	b	無	無	裸地	25					12		B		無	
	庄地	8	庄地	"	"	"	庄地	30	50	50	"	"	"	"	"	林地	10					5		B		"	
	平原	9	花田道前1	"	"	柳野	花田道前	30	40	20	"	先家期2	"	"	"	その他(果樹)	10					4		B		"	

あるが、崩壊斜面データについては崩壊後の調査によるもので、データの数量化解析はすべて電算処理によって行なった。

用いた要因（素因）は崩壊に関連があると思われるもので、両グループ双方に共通に調査されている次の7項目である。

1. 地被物の種類
2. 斜面の傾斜（斜面の末端と上端を結ぶ勾配）
3. 斜面の高さ（斜面の末端から上端までの高さ）
4. 湧水の有無
5. 崩壊の有無（当該斜面含めた付近の斜面の過去における崩壊の有無）
6. 表土の厚さ
7. 地質

1) 要因でのグループ分けと分散分析による有意性の検討

要因内でのグループ分けを表-1.1.28に示すようにし、このグループ分けが妥当であるか、すなわち、グループ間の差が意味あるものかどうかを分散分析（統計学でF-検定と呼ばれるもの）により判定した。

表-1.1.28 要因カテゴリー一覧表

要 因	カテゴリー（グループ）			
1. 地被物の種類	(1) 裸地 (2) 草地 (3) 林地A（10年未満） (4) 林地B（10年以上） (5) その他（竹等）			
2. 斜面の傾斜	(1) 30°～44.9° (2) 45°～59.9° (3) 60°～			
3. 斜面の高さ	(A)	(1) 0～19.9m (2) 20～49.9m (3) 50m～	(B)	(1) 0～14.9m (2) 15～29.9m (3) 30～44.9m (4) 45～59.9m (5) 60m～
4. 湧水の有無	(1) 有 (2) 無			
5. 近辺の崩壊の有無	(1) 有 (2) 無			
6. 表土の厚さ	(1) 0.5m未満 (2) 0.5m以上			
7. 地質	(1) 噴出岩類 (2) 深成岩類 (3) 水成岩類 (4) 変成岩類			

分散分析の結果を表-1.1.29に示す。

表-1.1.29 分散分析結果

要 因	F検定信頼度 95 % F 0.05	分散分析 F _o	有 意 性 (有 0)
1. 地 被 物 の 種 類	2.4 0	4 8.0 1	○
2. 斜 面 の 傾 斜	2.6 4	2 9.4 3	○
3. 斜 面 の 高 さ (A)	3.0 3	2 6.5 9	○
(B)	2.4 0	1 2.5 4	○
4. 湧 水 の 有 無	6.7 3	4.9 9	
5. 近 辺 の 崩 壊 の 有 無	6.7 3	9.3 2	○
6. 表 土 の 厚 さ	6.7 3	1 5 8.6 1	○
7. 地 質	2.6 4	9.0 1	○

2) 要因(アイテム)の水準(カテゴリー)別判別得点

1.4.2 で述べた方法によって、水準(カテゴリー)および要因を数量化し、これにより各要因の水準別判別得点を算出した結果を表-1.1.30に示す。

表-1.1.30 カテゴリーの得点, レンジ, 分散分析による検定

カテゴリー 要 因	1	2	3	4	5	レ ン ジ
1. 地 被 物	4.08683	3.87162	-2.15353	-1.53398	3.95772	6.2036
2. 斜 面 傾 斜	-1.01237	0.12386	1.18928			2.0165
3. 斜 面 高 さ	0.77413	-0.60264	-1.41962			2.19375
4. 湧 水	0.37737	-0.24980				0.62717
5. 近 辺 の 崩 壊	-0.20795	0.13675				0.34470
6. 表土の厚さ	-2.76272	1.29886				4.06158
7. 地 質	0.41177	0.37565	-0.45605	-1.67430		2.08607

なお、斜面高さは、前述のF-検定により有意水準の高かった区分(A)を用いた。

表-1.1.30中のレンジは、要因内得点差であり、この値が大きい要因ほど斜面崩壊への関連度が高いことにより、本調査ではその順位は次のようになる(図-1.1.46 参照)。

1. 地被物の種類
2. 表土の厚さ
3. 斜面高さ
4. 地 質
5. 斜面傾斜
6. 湯水の有無
7. 近辺の崩壊の有無

また要因内のどの水準(カテゴリー)が崩壊に関係が大きいかを見るには、表-1.1.30

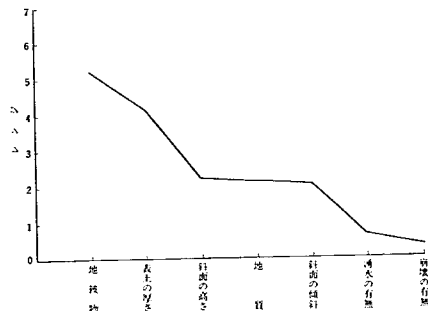


図-1.1.46 カテゴリーの区分とレンジ

の得点の大小を比べればよい。

地被物では、裸地、その他（竹林等）、草地、林地B、林地Aの順である。表土の厚さは、0.5 m以上、斜面の傾斜は急なものほど関係が大である。斜面の高さについては、高さが低いほど大きい。地質については、有（湧水）の方が大きい。近辺の崩壊の有無は無の方が大きい。

3) 適 中 率

1.4.2 数量化解析の概要で述べた方法によって、適中率を計算した結果、86.1%であった。

4) 経験的判断に基づく点数制による斜面の危険度判定と数量化解析による危険度判定

前に述べたように、素因実態の数量化解析に用いたデータは、崩壊斜面については昭和47年度～49年度、山口県で発生したけがれ崩れの災害実態調査で得られたもの90件、非崩壊斜面については建設省が昭和47年度に実施した急傾斜地の総点検で得られた197件に関するものであり、これらのデータには次に述べる点数制による当該斜面の危険度判定結果も含まれていた（ただし、崩壊斜面90件のうち、3件は点数制による危険度判定の対象から外れていた）。

点数制による危険度判定は、従来の資料・経験にもとづいて、斜面崩壊に関連の深い要因（素因）を選び、これらに対して、その関連性の高いほど、高い点数を与え、当該斜面に関して各要因に与えられた点数を合計することによって、危険度の大小を決めるものである。本調査では、表－1.1.31に示す点数表を用い、その点数の合計によって危険度をA、B、Cに分けた。なおこの危険度のラ

表－1.1.31(a) 急傾斜地崩壊危険区域危険度判定基準

要 因		点 数		備 考
		自然斜面	人工斜面	
1. 高 さ	10 m以上	7	7	
	10 m未満	3	3	
2. 傾 斜 度	45°以上	1	1	
	45°未満	0	0	
3. オーバーハング	有	3	3	
	無	0	0	
4. 表土の厚さ	0.5 m以上	1	1	
	0.5 m以下	0	0	
5. 湧 水 等	有	1	1	
	無	0	0	
6. 周辺 の 崩 壊	有	3	3	
	無	0	0	
7. 急傾斜地崩壊防止工事の技術的基準	満 足		0	
	不 足		3	
8. 構造物の異常	有		3	
	無		0	

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

(b) 急傾斜地危険度採点区分

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

ソクづけが行なわれた昭和47年度の総点検は、傾斜度30度以上、高さ5m以上の急傾斜地（人工斜面を含むすべての急傾斜地）で、想定被害区域内に人家1戸以上がある場合を対象にしたものであり、全国60,756の急傾斜地の内訳は表－1.1.32に示す。

表－1.1.32 危険度別箇所表

がけの区分 危険度別	自然がけ	人工がけ	計
危険度 A	33,413 箇所 (60.0%)	1,192 箇所	34,605 箇所 (57.0%)
危 " B	19,029 (34.1%)	2,329	21,358 (35.1%)
" C	3,127 (5.6%)	1,486	4,613 (7.6%)
完 成	179 (0.3%)	1	180 (0.3%)
計	55,748 箇所 (100 %)	5,008 箇所	60,756 箇所 (100 %)

素因実態の数量化解析に用いた崩壊斜面87件、非崩壊斜面197件に対するランクづけは表－1.1.33のようになり、ランクAと判定された斜面の崩壊した割合は、B、Cに比べて高くなっている。

表－1.1.33 危険度ランク別の崩壊発生率

	全体(T) (箇所)	崩壊斜面 (A) (箇所)	非崩壊斜面 (B) (箇所)	崩壊発生率 (A) 率	崩壊の割合 発生率
A	143	65	78	45.45%	3.64
B	112	14	98	12.50	1.00
C	29	8	21	27.59	2.21
計	284	87	197		

点数制による危険度判定に用いた8つの要因のうち、地山の性質に関連する素因は高さ、傾斜度、オーバーハングの有無、表土の厚さ、湧水、周辺の崩壊の6つであるが、このうち、オーバーハングの有無は災害実態調査では含まれていないので除き、5要因のカテゴリーを表－1.1.34に示すように定めて数量化解析を行なった。

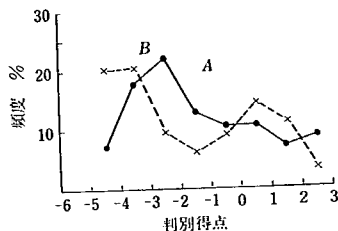
判別得点分布をランクAとBで比べると図－1.1.47のようになり、危険度の高いランクAのものが数量化の結果でも危険側に多く分布していることがわかる。

また、崩壊、非崩壊の判別得点分布は図－1.1.48のようになり、適中率は74.6%で、比較的良好な判別ができることになる。

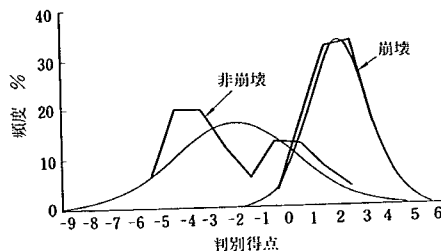
要因のレンジおよびカテゴリーの判別得点は表－1.1.35のようになる。数量化による判別解析をもとにして崩壊危険度のランク分けをするなら

表－1.1.34 要因カテゴリー一覧

要 因	カテゴリー
1. 斜面の傾斜	(1) 30～44.9° (2) 45～59.9° (3) 60°～
2. 斜面の高さ	(1) 0～19.9m (2) 20～49.9m (3) 50m～
3. 湧 水	(1) 有 (2) 無
4. 周辺の崩壊	(1) 有 (2) 無
5. 表土の厚さ	(1) 0.5m 未満 (2) 0.5m 以上



図－ 1.147 危険度 A, B (総点検), 判別得点分布



図－ 1.148 判別得点分布図 (5 要因)

表－ 1.135 要因のレンジおよびカテゴリーの得点 (5 要因)

カテゴリー 要因 (アイテム)	1	2	3	レンジ
斜面の傾斜	-1.00034	0.12238	1.17514	2.17518
斜面の高さ	0.83405	-0.64928	-1.52951	2.36356
湧水	0.51426	0.34040		0.85466
周辺の崩壊	-0.00285	0.00187		0.00472
表土の厚さ	-2.69279	1.26599		3.95878

レンジの相対的な大小を要因間の配点比として、カテゴリーの得点の大小をその要因内の区分ごとの配点比とすればよい。数量化の結果をそのまま用いるとすれば、この表の該当する要因の該当する区分の得点を合計することによって、その斜面の危険度を表わす点とすればよい。この合計点によって、たとえば総点検で行なった危険度 A, B, C 区分のような作業をすれば、その区分の境界を設定しなければならないが、その境界設定は数量化解析の結果から直接出てくるものではなく、この結果をもとに、たとえば対策事業実施のプライオリティを決めるため等の行政的判断で設定され得るものであろう。今回の表－ 1.134 に示す要因カテゴリーを用いた場合についていえば、前述した合計点によって適中率 74.6 %, すなわち 25.4 % の誤差をもって、危険度の高いグループに属するか危険度のあまり高くないグループに属するかの判定はできることになる。

さらに適中率をあげるには、まず上述の 5 要素のデータの精度の向上を計る必要がある。たとえば、湧水は崩壊に関係の深い浸透水の中間流出を知る有力な手がかりであり、重要な要因ではあるが、確認のむずかしさがある。また今回用いた資料には、表面水の斜面への流入に関係の深い集水面積の項目がなかったが 1.2 で述べたように、崩壊の約半数が表層の滑落型であり、これには表面水流による浸食が大きな影響をもっていることを考えると、集水面積は重要な要因 (素因) と判断される。

また行政上の理由から斜面の危険度区分を行なうには、単に崩壊の起こりやすさからの区分だけでなく、崩壊を起こした場合の被災規模の組み合せたものにしなければならない。

1.5 結 語

斜面崩壊による災害は各地で頻発しているが、崩壊の実態、災害の様相は十分に整理した形では把握されていない。斜面崩壊という現象は複雑で、その全体を総合した形では整理しにくい、数多くの事例からある性質について整理すれば、その性質に関する一般的傾向を求めることができる。本章では斜面崩壊の素因と誘因に関連した種々の項目に注目し、各項目ごとにその実態を整理した。この結果は従来経験的に判断されていたものに対して統計的な裏付けを与えるだけでなく、事実にもとづく新たな資料として今後の斜面崩壊対策に生かされるべきものも含んでいる。

まず、地質、地形、規模、形態に関する項目について、実態調査の結果を単純に集計することにより斜面崩壊（かけ崩れ）の一般の特徴を明らかにした。すなわち①がけ崩れの多くは地山（基岩）の上の表土、崩積土などの崩壊であり、地山を構成する地質（岩石の種類）には比較的關係がない。②がけ崩れの発生しやすい地形は明瞭に尾根とか谷とか判断できるような箇所より、むしろ一見して大きな変化のない斜面である。③岩質の地山自体が崩壊する場合は、成層構造、断層、層理面の存在とその方向・位置などの地質構造と地下水の影響を受ける傾向があり、崩壊の規模が大きいほどこの傾向は著しい。④がけ崩れの平均的規模は厚さ 1.5～2m、巾 17～18m、長さ 20～25m、崩壊土量は半数近くが 100m³ 以下で、300m³ 以下で約 80% を占める。⑤崩土の到達距離／斜面の高さは、被災の範囲の実態として重要なものであるが、0.2～0.39 が最頻値で、0.6 以下で全体の 72.5% を占める。さらに斜面の高さの 1.4 倍まで考えれば、全体の 94.2% が含まれる。実際問題では斜面の高さの 3 倍以上離れておれば、被災を受けないとしても一応許容されるであろう。

次に降雨の実態をとりまとめた。崩壊の発生件数が最も多いのは、梅雨期の豪雨による崩壊の場合のように、降雨が連続して地盤が湿潤状態になっている時に強い雨が降ったケースであった。これを崩壊発生機構から考えると、前期降雨により含水による地盤の強度低下と重量増が生じているところに、降雨強度の高い雨が降り、間隙圧が一時点上昇することが主な原因であろう。このようにことから、ある地域内で過去に崩壊を発生させた降雨について、雨量強度と前期雨量に分け、両者をそれぞれ縦軸と横軸にプロットして整理した結果、一般的傾向を見出すことができた。すなわち図上において、無災害、密度の低い災害、密度の高い災害の領域を区分することができた。この図において崩壊の下限をひいたが、相当するものであろう。

最後に斜面の素因についてその実態を検討した。まず山口県で昭和 47 年～昭和 49 年に発生した崩壊に対して、素因、すなわち斜面地山の条件が崩壊発生に影響した関係について、統計学上数量化判別といわれる方法で解析した結果、次の事が判明した。①斜面崩壊への関連度の順位は、地被物の種類、表土の厚さ、斜面高さ、地質、斜面傾斜、湧水の有無、近辺の崩壊の有無であり、また適中率は 86.1% であった。②従来の経験にもとづく点数制によって斜面の危険度を A、B、C にランクづけしたが、その後実際に崩壊した斜面は危険度 A のものが他に比して崩壊発生率が高かった。数量化判別ではその適中率は 74.6% であった。すなわち点数制による危険度判定に用いた調査項目により、25.4% の誤差をもって、危険度の高いグループに属するか否かの判定ができた。

参考文献（第1編，第1章）

- 1) 建設省河川局砂防部地すべり対策室，建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：がけ崩れ災害実態調査（中間集計），（1972）
- 2) 建設省河川局砂防部傾斜地保全課，建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室：がけ崩れ災害実態について，土木研究所資料第1109号，（1976）
- 3) 建設省土木研究所砂防部地すべり研究室：地すべりの実態統計（その1），土木研究所資料987号，（1975），33－34
- 4) 安江朝光：急傾斜地の分類基準，地すべり，7，4，（1971），9－12
- 5) 渡正亮，吉岡良朗，安江朝光：47.7豪雨による災害の特徴について，防災，42，（1972）13－15
- 6) 高速道路調査会：空中写真による地すべり，斜面崩壊地の調査手法に関する研究報告書，（1976），86
- 7) 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：昭和46年9月6日～7日秋雨前線ならびに台風25号によるがけ崩れ調査報告書，土木研究所資料第782号，（1972），50－54
- 8) 林野庁治山課：荒廃危険地域の判定法－荒廃危険地域対策調査第一部，治山事業調査報告XI（1968），20
- 9) 国土地理院：国道220号線災害対策調査報告書，（1975）
- 10) 網千寿夫，低引洋隆：真砂土自然斜面の崩壊について，第7回土質研究発表講演集，（1972）
- 11) 建設省河川局砂防部傾斜地保全課，建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究所：がけ崩れ災害における降雨の実態調査－避難基準設定のための調査，（1974）
- 12) 丸安隆和：写真判読による地すべり，崩壊の統計的研究，土木学会論文集，116，（1965）37－55
- 13) 小橋澄治，今井篤雄，坂崎和夫：空中写真利用により斜面安定度の検討，鉄道技術研究報告，885，（1974）
- 14) 林和己夫：数量化の方法，東洋経済報社，（1974）

第 1 編

第 2 章 自然斜面(急傾斜地)の調査

第2章 自然斜面（急傾斜地）の調査

2.1 概 説

急傾斜地は一般に自然斜面であり、その崩壊防止工事を実施するに際しては、盛土等の人工斜面と違ったアプローチの調査方法が用いられる。

調査の順序は、工事対策区域の決定およびその区域内での着工順位の決定に必要な調査が概査として実施され、それに続いて、対策工法の種類の決定および設計に必要な調査（精査）が実施される。急傾斜地崩壊、すなわち、かけ崩れは、降雨などの誘因と、地盤状態などの素因がからみ合って発生するものであり、したがってその崩壊防止工事にあたっては、地表面を流れる水流の方向、経路、および地下水の位置、水量など誘因に関係する調査と斜面の地形、地質、土質など素因に関する調査が必要である。急傾斜地崩壊防止工法を検討する際の最も基本的な事項は、どのような崩壊要因によって、どのような形態の斜面崩壊が発生するかということと、それを防止するための構造物の基礎地盤はどうかということである。

これらの調査の対象は一般に自然斜面であり、比較的等方・均質な盛土などの人工斜面と同じように取扱うことはできない。すなわち、これら人工材料を用いた土構造物より概して工学的性質が複雑であり、調査もむずかしく、また調査結果を設計に結びつけるのも簡単ではない。自然斜面の調査の特徴は次のように要約できる。

- ① 自然斜面の素因の特徴として地質・土質が多様、複雑であり、したがって斜面をつくっている地盤の強度および水に関する性質が顕著な異方性・非均質性を示すので、調査によってこれらの性質を把握し、ある広がりを持つ斜面のマスとしての工学的性質を正確に表示するのは非常な困難を伴う。
- ② 自然斜面崩壊の誘因である降雨なども自然現象であり多様・複雑であるとともに、その結果もたらされる雨水および地下水の動きが、地形、地質構造に左右される。したがって、降雨により斜面の地盤中の水が如何なる状態になるかの調査も簡単でなく、現地踏査時の湧水状況などより経験的に判断する余地が多い。
- ③ ある1つの要素（critical factor）が他の条件をほとんど無視できるほど斜面崩壊に対する性を支配することがしばしばあるが、これを把握することがむずかしいことが多い。— たとえば、片岩から成る一連の斜面があり、層理は全域にわたって流水盤であったが、そのうち1箇所だけが崩壊した。この部分は崩壊面が層理面であり、しかもこの層理面はこの箇所だけ特にいわゆる岩の目が通った状態になっていた。この場合は特に岩の目が通っている1つの層理面が支配的要素であるが、これを一連の斜面で見つけ出すことは困難である。
- ④ 擁壁、くい、のり棒などの崩壊防止工を設計する際、土圧などの外力の算定や安定計算には、崩壊形態の想定、想定すべり面の強度算定、間げき水圧の算定、構造物基礎の支持力の算定が必要であるが、これに対する調査は一般に限られた経費内で地質調査、土質調査など従来用いられた方法を有効に活用するとともに、特に現地踏査で地形、地質、土質、植生などを十分精査

し、これら総ての結果を総合的に検討し、正しい判断をすることが強く求められる。

本章では、自然斜面（急傾斜地）の調査について、これまで行なって来た調査をもとに、その調査法の体系づけを試みるとともに、具体例を秋田県男鹿市船川港、外ヶ沢急傾斜地に求めて、実際の調査の流れについて述べる。

2.2 自然斜面（急傾斜地）調査の体系

自然斜面（急傾斜地）の調査では、誘因となる降雨について、雨が地表に降ってからどのように集まり、それがどんな経路で斜面を流れ下るか、地下水としては、どんな経路で斜面のどの部分で表面に湧出するかということと、素因としての地形、地質、土質を調べることに主眼が置かれる。調査は現地踏査時の観察を中心に、従来から地質、土質調査で用いられている方法が利用されている。これらの調査結果と従来の経験をもとに、崩壊形態の想定、崩壊危険度の予知・予測、対策工の検討などに関して、担当者がなるだけの確な工学的判断を下すという流れで進める必要がある。

自然斜面の調査の体系を表－1.2.1に示す。調査は、計画段階の概査と設計段階の精査に分かれるが、現地踏査などでは同じような作業が両方の段階で行なわれており、必ずしも両者は内容的に区別し難いことが多い。

以下、急傾斜地の調査について、表1.2.1に示す流れの順に述べる。

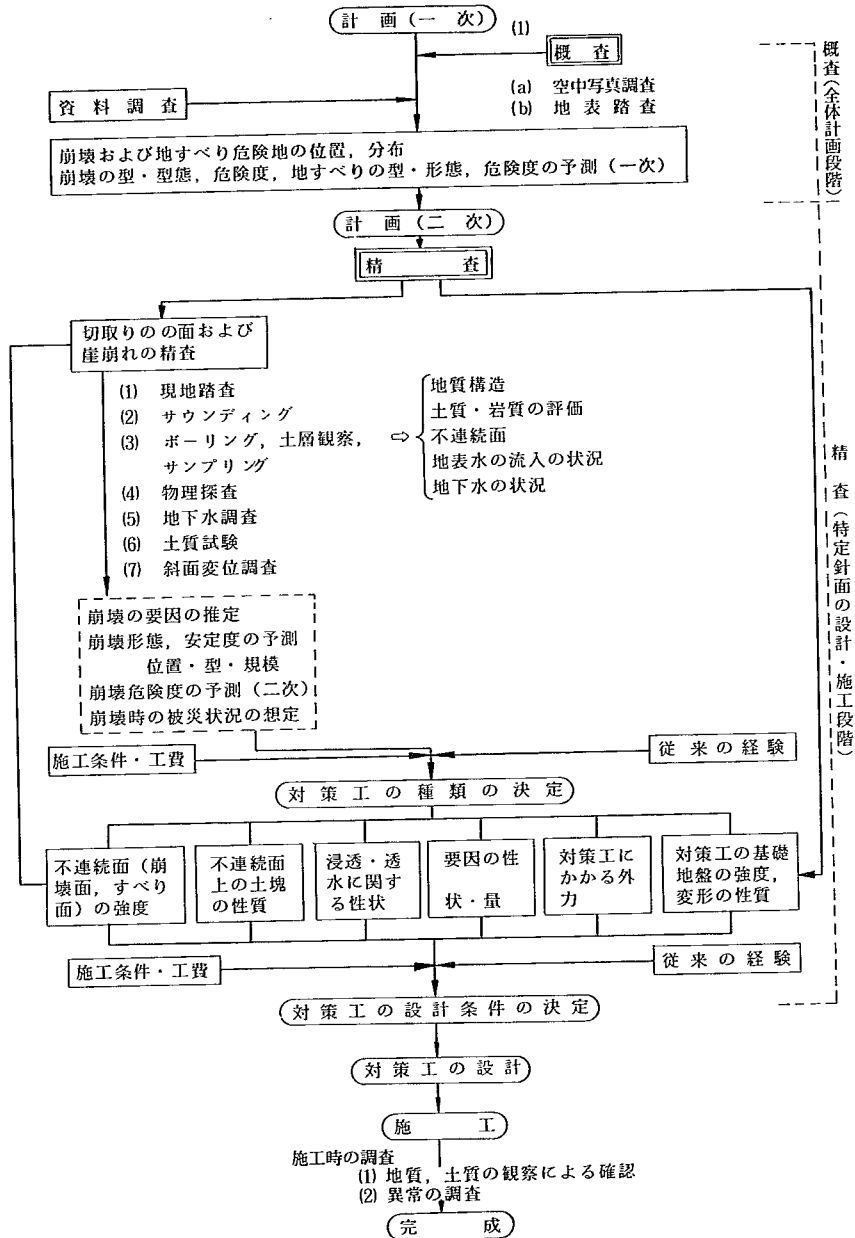
まず、調査対象区域を決定することから始めるが、この作業はすでに建設省砂防部傾斜地保全課の全国的な実態調査により大すじについては終了している。都道府県等の自治体が、すでにリストアップされている崩壊危険箇所より、行政的に対策工事施工場所を選定すれば、これが自動的に調査対象区域になる。

2.2.1 資料調査

直接現地へ入って調査する前に資料として入手できるものは、なるべく集め、以下の概査、精査に生かすことが必要である。収集する資料は次のようなものである。

- ① 過去の災害記録：当該斜面周辺の斜面崩壊の形態、規模、被災の状況、発生日時、およびそのときの気象条件
- ② 当該斜面周辺の環境記録：人家戸数・配列・世帯数・住民数、公共建物・公共施設等の位置・数・大きさ、斜面下端と人家との距離・その間の防災構造物の位置・種類、道路・通路・水路等の配置・規模、斜面上の水路・構造物・その他斜面周辺の人為的な改変箇所などの位置・年月・規模
- ③ 気象記録：付近の雨量観測所の位置、過去の災害または崩壊発生時の連続雨量・日雨量・時間雨量、過去の最大時間雨量・最大日雨量・最大連続雨量等の各年最大値、その他の気象資料（風、積雪、凍結）
- ④ 地震記録：発生日時、震度、震源との距離、最大加速度、斜面崩壊等の災害の発生の有無・程度
- ⑤ 地質図（市販のもの）：地質図によって、対象斜面の基盤地質、風化土層、崖錐の発達、地層の境界面、断層、破碎帯等の大まかな地質特性の予備知識を得る。

表 - 1.2.1 斜面調査フローチャート



- ⑥ 地形図（市販のもの）：地形図は以下の概査，精査で得られる情報を書きこむために用い，また対象斜面周辺の広い区域の地形特性と，その中での対象斜面の占める位置を知り，対象斜面への流入（地表水，地下水）の流入，流出等の状況の概略を想定するのに用いる。
- ⑦ 空中写真：現在，縮尺 $\frac{1}{10,000} \sim \frac{1}{6,000}$ の空中写真による判読が行なわれている。写真の種類には，白黒写真，カラー写真，赤外線写真，マルチスペクトル写真²⁾があり，それぞれの特徴に見合った使い方がされている。空中写真は，情報収集時間の短縮，現地踏査が困難な地域にも使用可能で，実体視の際高低が誇張されるので，微少な地表面の変化や乱れが容易に発見できるなどの利点がある。その反面，現地調査により現象を確認しないと判断に誤りを生ずることがあったり，地表面または地表近くの現象しか情報として得られないなどの欠点があるので，これらの特徴を理解して使用することが大切である。空中写真の判読要素と得られる

表 1.2.2 判読要素と得られる情報

判 読 要 素		得 ら れ る 情 報
地 形	大 地 形	谷・盆地・平野・丘陵・山岳等の大地形の分類 岩石が主か，未固結の堆積物が厚いか等の大ざっぱな判定
	斜 面 の 状 況	起伏の大小とその形状，地形開析の程度の確認，微地形の分類，傾斜 変換線より侵食段階と堆積段階の判定や地質境界の推定
	水系の発達状況 と谷の横断形状	岩石あるいは土質の種類の推定，粒度の推定，異常な水系形状や水系 の疎密が地質判読のヒントになる
色 調		岩質・土質・含水量等の推定，植生による色調の変化もこれらの推定 に役立つ
土 地 利 用 の 状 況		作物・樹木の違いが，土質や基盤岩の違いを表わすことがある 鉱山や土取場の確認なども地質の判定に有力な情報である
線 状 模 様 (リニアメント)		地形・色調などが線上に連続するのが認められることがあるが，これ は断層の存在など地質構造の異常を示唆することが多い

情報を表－1.2.2にまとめる。すでに崩壊を起こした斜面は，その形態的特徴を直接捉えることができる。もし対象とする斜面の近くの類似した斜面で旧崩壊地形が判読できれば，これは崩壊の形態位置の現定に役立つ。しかし，土工などにより崩壊を招くであろう特定斜面を探すことはむずかしい。また，掘削，降雨などにより崩壊を起こしやすい崖錐や断層破砕帯などの存在を予測することは可能である。もちろん，現地踏査による確認を欠くことはできないが，写真上ではリニアメントとして現われる地形上（ときには色調上）の特徴を捉えることにより，可能性を知ることができる。また崩壊土は切土などにより崩壊を起こしやすいが，この

分布を調べる際、斜面形の変換線の追跡による地形分類が効果を発揮することがある。

- ⑧ 文献：過去、周辺に発生した崩壊に対する調査研究はもとより、郷土史、あるいは書面にはなっていないが、古い言い伝えなどから有用な情報が得られることがある。

2.2.2 概 査

斜面崩壊対策工事等の全体計画に必要な調査であり、前の資料調査をもとに、現地踏査および空中写真調査がおもなものである。一般に $\frac{1}{2,000} \sim \frac{1}{3,000}$ の地形図を用い、成果は、地質図等で示される。概査は(1)の資料調査も含んだ意味に用いられることが多い。概査は精査を行なうために必ず必要であるばかりでなく、対象斜面を含む地域の地形・地質が、どのような地質学的変遷を経て形成されたかについて、解釈を立てるものであるから、それだけで崩壊危険度、崩壊規模、形態、位置等の想定がかなりの程度できる場合があり、重要な調査である。

(1) 空中写真

前に述べた利用方法のほか、現地踏査では見逃しやすい斜面の背後地の状況を知るのに特に効果的である。

(2) 現地踏査

踏査に際しては、特に次の諸点に注意すべきである。

地すべり地形：主として対岸の高所から遠望によって地すべり地形を判読し、これと地すべり地内に発生している各種の徴候からこれを判断する。たいていの場合、その上端に滑落崖があり、側面は谷形をしている。

断層・破碎帯：規模、方向および斜面での位置を調べる。断層による周囲の地山の破碎の程度、断層に沿う滑落のほか、断層沿いの地下水の湧出を検討する。

地層の走向・傾斜：流れ盤（斜面の傾斜方向）であったり地層面に沿う降雨の浸透が予想される場合は特に注意が必要である。

谷地形：降雨時の実態を調べるのが大切である。また土石流となりうる溪床堆積物の量を調べておく。

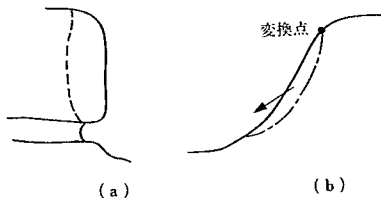
河岸段丘：山岳地域にある小規模の河岸段丘は見逃しやすい。段丘堆積物は常時は地下水の湧出がなくても長期の降雨時に大量の湧水があることが多い。山岳地域の小さな緩傾斜の地形があれば、これが地すべり地形か河岸段丘かを識別する。

過去の崩壊：最近崩壊があって、植生の回復が不十分である箇所のほか、古い時代に崩壊があり、現在は植生も十分であるが、崖錐が厚い箇所は注意が必要である。

湧水箇所：透水性の地層または断層等の構造線に関連して、湧水箇所が線的または面的に押えられる場合は、これを地形図に記入しておく、現地精査の際、効果的である。

崩壊形態の想定は精査における最も重要なものであり、対策工を検討する際の基本となるものである。これにはまず斜面形成の地質的、地形的解釈、すなわちどのような地質的・地形的変遷を経て、現在ある斜面になったかについて解釈を立て、その後次の5つの方法による調査の結果を総合的に検討して、なるだけ崩壊形態を正しく想定する。

- ① 近隣の崩壊地の性状の調査 — 対象斜面との対比
- ② 不連続面（崩壊面）の想定 — 強度に対する不連続面については露頭観察、ボーリング、サウンディング、物理探査等による。水に対する不連続面については、おもに露頭や湧水箇所観察、原位置透水試験による。
- ③ 斜面形状により崩壊面を想定する。 — 微地形を精査することにより、崩壊面が想定できることがある。図 1.2.1 (a)のようにオーバ・ハングしていれば、その崩壊面は予想しやすい。図 1.2.1 (b)のような縦断形状の斜面では、傾斜変換点が崩壊の頭部になりやすい。
- ④ 現在見られる斜面の変状より崩壊面を想定する。 — 斜面上部に見られるクラックあるいは斜面中部～下部のはらみ出し等が見られる場合は、これらより崩壊面の形を推定できることが多い。



- ⑤ 崩壊要因を対象とする斜面に当てはめてみ 図-12.1 斜面形状による崩壊面の想定例
る。 — 降雨による崩壊要因には、表面流水による侵食、間隙（水）圧の上昇、含水による地盤の強度低下、含水による地盤の重量増、パイピングによる局部崩壊とその進行、風化の6つがある。これらを対象とする斜面に当てはめ、その斜面がある要因を受けやすいと判断されたら、この崩壊要因によりどのような崩壊形態になるかを想定する。

2.2.3 精 査

概査の段階で斜面に対してある程度詳しい情報が得られたわけであるが、精査は対策工事の位置、工法、規模等の決定のために、崩壊形態、規模、崩壊要因の想定、崩壊危険度の予測及び基礎を含めた構造物の設計に必要な斜面の地盤条件・土質特性等を調べるものである。

(1) 現地踏査

概査時の踏査をもとに、特定斜面の工法検討のためにさらに詳細な踏査を行なう。踏査に際しては、特に次の諸点に注意すべきである。なお踏査の具体的な例は2.3.1で述べる。

地質：斜面周辺の微地質を調べる。近隣の崩壊地ですべった地層の境界面をよく調べる。崩壊は同じような地層の境界面で起こることが多いから、これを対象斜面に適用できる。露頭では、風化の程度、硬さ、雨滴侵食、流水による侵食に対する抵抗度、断層の精確な位置と状態、弱層の位置、岩の割れ目の状態、土層・地層の境界等を調べる。また境界面はすべり面になったり、水の通路になったりするので、2つ以上の地層があれば、その境界面が斜面のどこに表われるか、またそれが地形的な境界（たとえば傾斜変換点）として表われているかどうかを調べる。表土層、崖錐、強風化層は崩壊しやすいから、その規模と分布を調べる。

湧水状況：地表から浸透した水は、一部土層中の間隙などの水みちを通り、斜面上に湧水として出てくるものがある。常時ある湧水の量が降雨により急増したり濁ったりする箇所は、そこを中心に崩壊が発生する例が多い。湧水の状態を斜面を含むある区域内で三次元的にとらえ、表土層の下に基盤の谷地形あるいは、断層・破砕帯の位置・延長方向等との関係で検討することが大切である。付近に井戸があればその水位の変化を調べておく。降雨により水面が急激に上昇するような場合、その斜面の危険度は一般に高い。

地形：斜面形状、オーバーハングの有無、斜面勾配、集水範囲、斜面の向き、比高、斜面長のほか、斜面勾配の変換点、小さな沢形地形、凹み、背後地の地形とそこからの降雨時の表面水の流路など微地形を精査するとともに、それがどのようにしてできたかを地形的、地質的に考察し、崩壊形態の想定と危険度判定に結びつける。また斜面途中の平坦地、段落ち、亀裂等にも注意する。

斜面の縦断形が凹型になっている場合は下部には崩壊土がある場合が多く、その境目では勾配変化点がある。また、このようなところは谷部に多く、植生も密であり、水分事情もよい。斜面形が凸型になっている場合は崩壊土はうすく、表土層のみが被っている場合が多い。このようなところの崩壊土は尾根状になっており、水分事情が悪く、植生も比較的疎である。

複雑な形をした斜面では、勾配の変化点（特に凸部から凹部に変るような箇所）が崩壊の頭部になりやすいので、この点を連続的に結んでみる必要がある。

植生：樹種、密度を調べる。一般に、竹、杉は地下水の豊富なところにあり、松、ヒノキ等は比較的透水性の良い地盤にある。植林の場合は、経営目的のためか、治山のためか、伐採を最近行なったかを調べる。伐採後樹木の根系は腐蝕し始め、数年～10年後最も地表の状態が悪くなるとされている。³⁾ 樹木の曲が見られる場合は、これが雪によるものか、土層のクリープによるものかを識別する。

表土層、崩壊土層等の分布・厚さ：基盤との境界面の勾配、境界面での降雨時の浸透水のしみ出しの有無等を調べる。また凍上等による表面近くの土層の緩み、落石の原因となる浮石の有無にも注意する。

斜面の改変：盛土、切土、流路変更等の斜面を変える行為があるかどうか、斜面上の盛土、斜面末端の切土、斜面上への水の放流等は特に危険であり、その位置、規模、施工時期等を調べる。また、これらの目的が危険防止のためのものか、土地利用のためかを調べる。危険防止のためであっても、完全なものでないかぎり、やはり危険である。

防火工事：斜面上に自衛の防災工事が施してある場合は、その斜面が昔から崩れた経歴があったか、あるいは危険であった斜面であることが多い。その目的が崩壊予防と崩壊の復旧のためか、あるいは土地利用を行なったためのものかの違いはあるが、いずれの場合でも完全なものでないかぎり、崩壊の危険性を有している。防災工事の種類、施工時期、位置、安定度等を調べておく。

(2) サウンディング

土質調査に従来使用されているもの、または急傾斜地で使い易いようにこれを簡易化、軽量化したものが用いられている。⁴⁾ 調査目的はいずれも、斜面地盤の強度に関する不連続面（想定崩壊面）の位置、形状および地盤の原位置での強度（地山の評価）を求めることである。自然斜面の地盤は

材料として見た場合不均質であり、また同種の地質でも地域差があるから、サウンディングに際しては、近隣の露頭等で肉眼での観察と、サウンディング値との相関を求めておくことが大切である。また同様の意味で、代表地点でボーリングコアとサウンディング値あるいは弾性波速度値など各種試験値間の対比も重要である。

一般に急傾斜地で良く用いられるサウンディングの種類には、標準貫入試験、コーンペネトロメーター、スウェーデン式サウンディング、土研式簡易貫入試験等がある。そのほかにも静的・動的試験がいくつかあるが、いずれも原理的には同じである。

コーンペネトロメーター（静的円すいコーン貫入試験）は、一般に先端角度 30° 、底面の直径 20.3 mm 、底面積 3.24 cm^2 の円すい形先端コーンを、人力により 1 cm/sec 程度で地中に貫入させ、抵抗を測定するものである。貫入抵抗をコーン底面積で除した値をコーン支持力 q_c (kg/cm^2) とする。粘性土でしかも人力で貫入できる範囲が適応領域であり、自然斜面では砂礫分の少ない表土層の調査に適しており、表土層の強さ、厚さおよび表土層とその下部の地盤（基盤）の境界を求めるのに使われる。

標準貫入試験は N 値が求められ、地盤の支持力、一軸圧縮強度等へ換算する上での資料、文献も多く、特に構造物設計のための基礎地盤調査には有効である。比較的浅い部分での地盤調査には経費が割高になる。しかし、標準貫入試験は、 N 値および同時に採取した試料の肉眼観察以外に、このとき行なわれるボーリングにより、コア採取およびボーリング孔を用いた地下水位測定等、広く他のデータが得られる利点がある。欠点としては、急傾斜面での足場仮設時のむずかしさ、掘削時に使用する水の入手難など作業実施上での困難さがあげられる。

スウェーデン式サウンディングは、ウェイトの载荷による静的な沈下を測定するものと、 100 kg の静荷重をのせて回転による貫入量を測定するものとからなっている。静荷重による沈下量は荷重

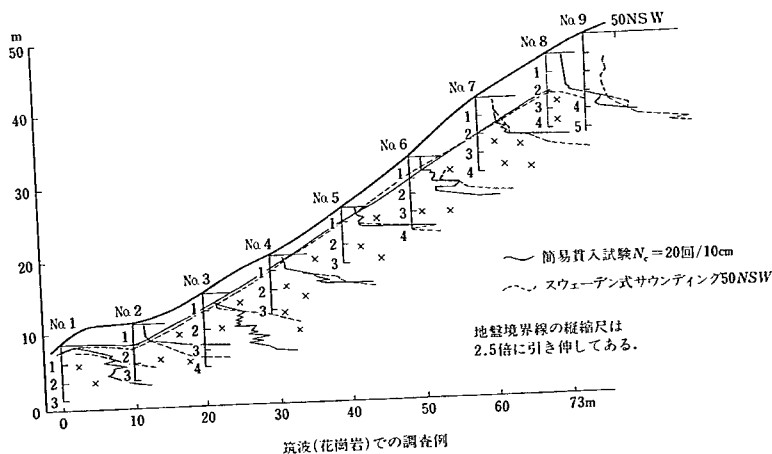


図- 1.2.2 筑波（花崗岩）での調査例

の大きさ W_{sw} 、回転による貫入の場合は貫入量 1 m 当りの半回転数 N_{sw} で表示する。急傾斜地では、玉石あるいは礫を含む土層を除き、あらゆる土質で使用し得る。表土層や崩積土層の境界、崩壊土中の不連続面等を調べるのに有効である。図

1.2.2 は茨城県筑波の花崗岩地域での例である。

この地域はうすい表層土（表土層および崩積土層）、およびその下のマサ状風化花崗岩、その下部の巨礫状風化花崗岩となっている。マサ状風化花崗岩は径 5 ～ 10 cm 程度の風化してボロボロになった礫を若干含む細粒のマサであり、その下部は礫の表面が風化している巨礫状の花崗岩である。スウェーデン式サウンディング、土研式簡易貫入試験とも、表層土とマサ状風化花崗岩の境界を良くとらえている。

土研式簡易貫入試験は図 1.2.3 に示す装置を用い、5 kg のウェイトを 50 cm 落下させ、コーンを 10 cm 貫入させるに要する打撃回数 N_c 値を求める。深度が 3 ～ 4 m までの調査なら作業が簡単であり、打撃エネルギーが小さいので、わずかな土層の貫入抵抗の変化をとらえることができ、岩を除いたあらゆる地盤に適用できる。玉石、礫を含む土質には不向きであるが、作業が簡単なので、短時間に多くの測点で調査ができ、斜面を面的に調べ得る利点がある。

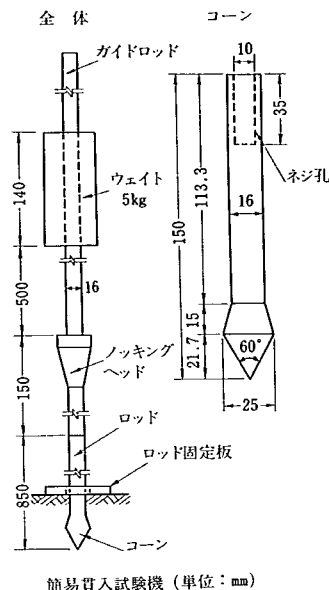


図 1.2.3 簡易貫入試験機 (単位: mm)

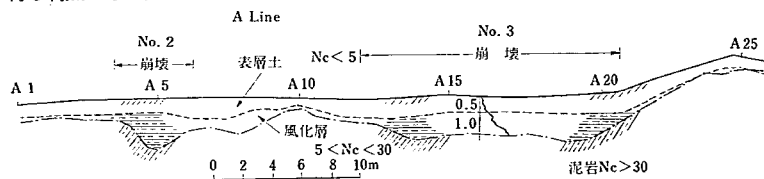


図 1.2.4 大原 (第三紀泥岩) での調査例

図 1.2.4 は昭和 46 年 9 月 6 日から 8 日にかけての秋雨前線および台風 25 号による総雨量約 500 mm の豪雨により、崩壊した千葉県南部の第三紀泥岩の斜面の例である⁶⁾。測線は、崩壊の頭の上、斜面勾配の変化点付近を横に連ねて設けた。試験の結果、地層は上から表土層、強風化泥岩、泥岩という順になっており、 N_c 値で表わすとそれぞれ $N_c < 5$, $5 < N_c < 30$, $N_c > 30$ となる。崩壊上部 (No. 2, No. 3) では、基盤である泥岩面は凹んだ形をしており、この部分では泥岩風化層は厚くなっている。このような地盤中の地形の凹みは浸透水を集中させやすく、この部分の岩石の風化が進んでおり、また豪雨時多量の浸透水が集中して間引き水圧の上昇をもたらし、崩壊につながったと推測される。相対的不透水層となり得るこのような基盤の凹凸が、崩壊の発生位置を左右する条件になる

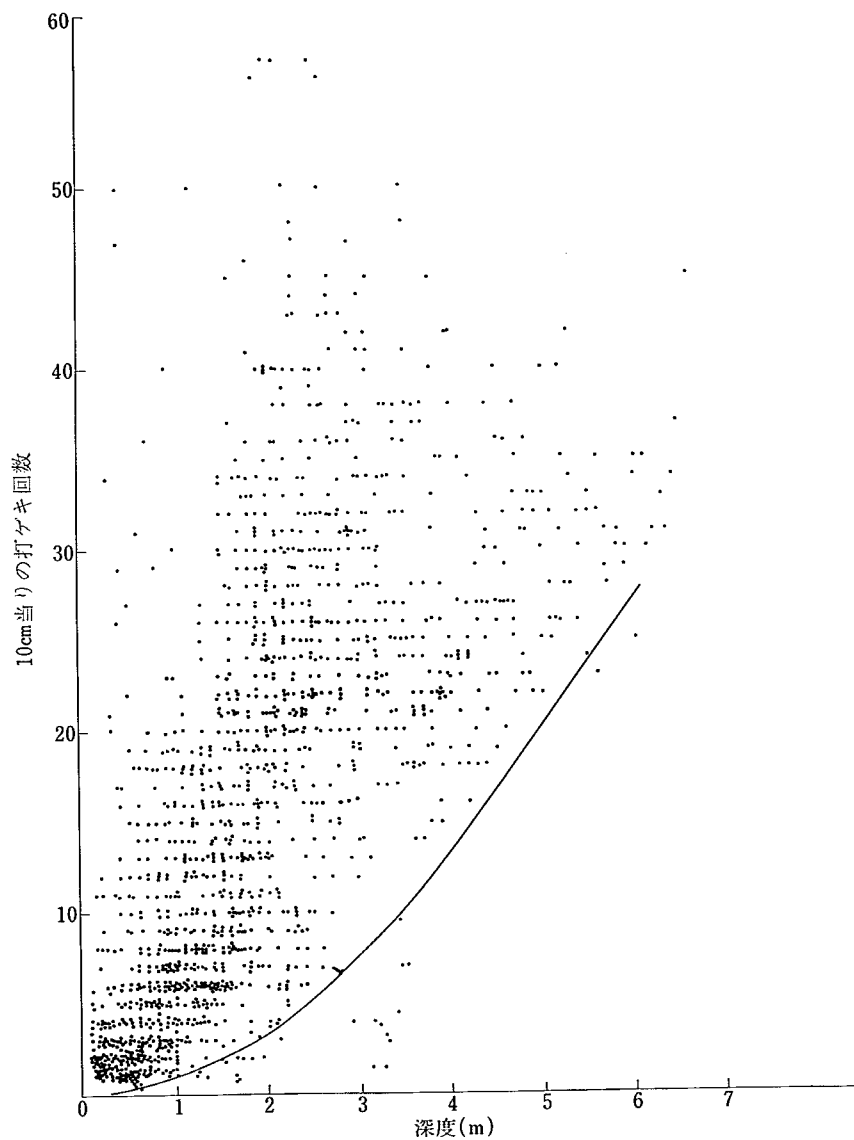


図- 1.2.5 愛知県小原村崩壊地での簡易貫入試験結果

が、これを見出すのにサウンディングは効果的である。

図-1.2.5は、昭和47年7月の集中豪雨により崩壊した愛知県西加茂郡小原村の花崗岩地帯の斜面でのサウンディング(土研式簡易貫入試験)の結果をプロットしたものである。⁷⁾このときの総雨量は284mm、最大時間雨量は86mmである。地盤調査は図-1.2.6(a), (b)に示す試験地で行なわれた。第1試験地の地表地形はわずかなひだで、崩壊はそのうち基盤地形が凹になっている部分で生じている。崩壊箇所左岸側では表土層が滑落し、右岸側では表土層と強風化層(マサ)の一部がすべっている。第2試験地は比較的明瞭な谷形であり、基盤地形も大きな谷形を示している(図-1.2.7(a)(b)参照)。崩壊は表土層がその下部の強風化層を境にして滑落している。図-1.2.5には、非崩壊箇所と崩壊箇所とで崩壊せずに残った地盤に対する全試験結果が、豪雨前の地表面を基準とした深度でプロットしてあり、図中のL線より上にある範囲は、この程度の雨量では崩壊しにくいとしても妥当であると考えられる。地形、地質(土質・岩種)ごとに図-1.2.5のような形で、災害例について整理していけば、対策工検討時に不安定土塊の分布・範囲を求める際の効果的な資料となるであろう。

なお、愛知県小原村の崩壊地について、地層観察と土研式簡易貫入試験を対比すると、表土層 $N_c < 5$ 、強風化岩(マサ) $5 < N_c < 20$ 、弱風化岩(基盤) $N_c > 20$ であった。

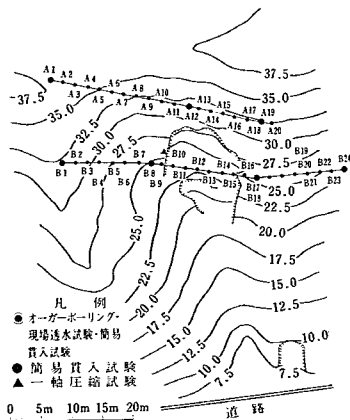


図-1.2.6(a) 第1試験地平面図

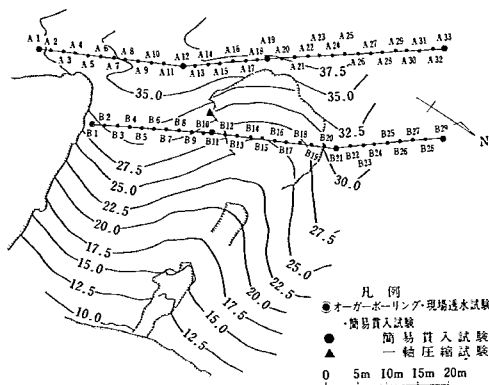


図-1.2.6(b) 第2試験地平面図

(3) 地層観察(ボーリング、テストピット、サンプリング)

急傾斜地の精査で良く用いられるサウンディング、物理探査等は間接的に地下構造を推定しようとするものであり、これらの結果を肉眼で確かめるために地層観察が必要である。付近に露頭があり、地層断面が見られるところは最も手取り早い、それがない場合、あるいはあっても試験地の中央部にはない場合には、ボーリングやオーガーボーリングによる地層観察と試料採取を行なう。

ボーリングやオーガーボーリングの試料は乱されていて、不攪乱試料による土質試験を行なう場合は不向きであるが、標準貫入試験、地下水調査、透水試験等を行なう場合は用途が広く、またサンプラーを用いることによって不攪乱試料を採取することができる。特にオーガーボーリングは作

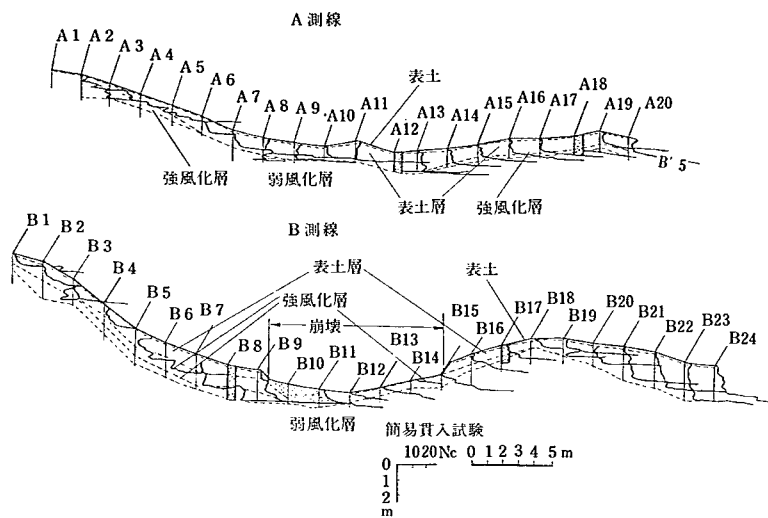


圖- 1.2.7(a) 第 1 試驗地地層断面圖

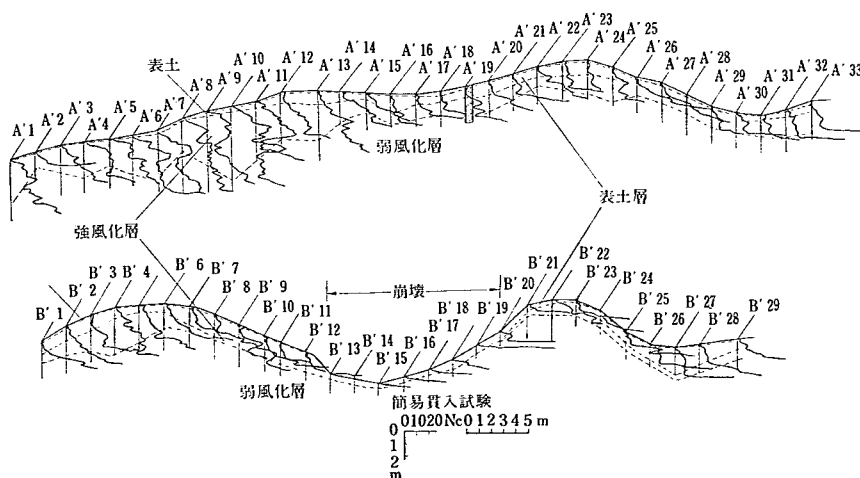


圖- 1.2.7(b) 第 2 試驗地地層断面圖

業が簡単であり、浅い地層の観察を行なう場合には非常に有効である。

テストピットは、深さが2m程度までの地層を観察するには地層配列があるがままの状態を観察でき、また、不攪乱の土質試験用試料を採取することができるので非常に有効である。掘削に際しては、斜面地盤を緩めて不安定にしないよう注意が必要である。

(4) 物理探査

急傾斜地で使える物理探査は、弾性波探査、電気探査、反射検層である。これらは、ボーリング、サウンディング等の調査法と比較した場合、短時間で露頭があまりないような広範囲を調査できる利点があるが、反面得られるものが間接値であり、それから地下構造を解析する必要があるが、斜面地形ではかなりの困難を伴う。また急傾斜地では、人家が近くて弾性波探査時火薬を使えず、人力を起震源として使用せざるを得ない等の制約を受ける。

物理探査では、弾性波探査が最も良く用いられる。弾性波探査の目的は、地層の不連続面（想定崩壊面）の位置・形状、弾性波速度値による各地層の種類と強度等の目安（評価）および地下構造の推定である。

次に、千葉県大多喜町で昭和46年9月の台風25号により崩壊した斜面において、人力を起震源とする弾性波探査の精度を調べた調査について述べる。地質は新第三紀層鮮新世の泥岩であり、その上に崖錐があり、これはうすい表土層に覆われている。図-1.2.8(a), (b)に現地の平面図と縦断面図を、図-1.2.9 (a), (b)に弾性波探査の結果を示す。崩壊面で観察される地山と対比すると、波速0.15～0.3 km/sec が表層土または崖錐、1.0 km/sec 程度が密着してない割れ目の多い泥岩、1.2 km/sec 程度が密着した割れ目のある泥岩であり、これらの境界は把握された。しかし、草木の根がある表土層は波速0.15～0.2 km/sec で、崖錐は0.2～0.3 km/sec であろうと推定されるが、層が非常に薄いこともあって、弾性波探査からはこの境界ははっきりつかめなかった。

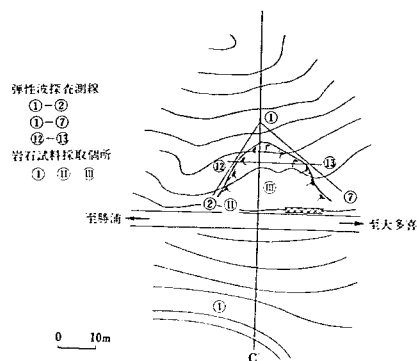


図-1.2.8(b) 試験地平面図
(千葉県大多喜町)

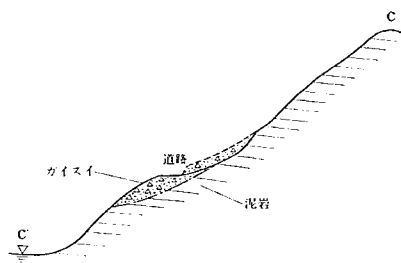


図-1.2.8(b) 試験地断面図
(千葉県大多喜町)

(5) 地表水・地下水の調査

これは誘因に関する調査である。

斜面あるいはその周辺に降雨があった場合、まず地表水の斜面への流入は斜面の表面侵食をもたらす。これに関しては、後背地より斜面へ流入する流路、すなわち地表水の集中する部分とその流量や流速を知る必要があるが、これらは、現地踏査時に微地形および地表の植生等による被覆状況の調査により、ある程度推測することができる。一方、地表より浸透した水は、地盤の含水による強度低下、重量増、間隙（水）圧の発生をもたらすが、浸透水の挙動は、相対的な不透水層の地形（たとえば、基盤となる岩の凹状など）および地盤の性質に左右され、これらは、サウンディング、地層観察湧水個所の調査等の結果が大いに参考になる。これとは別に直接的な方法として、地層の浸透・透水など水の動きに対する性質を調べる方法として原位置透水試験がある。浸透や透水に関する不連続面を調べることはすべり面を想定する際の手順の一つであり、また地層へ浸透した水がどのようにして斜面の途中で湧水として出てくるかを知る手がかりにもなる。

原位置透水試験法は、地盤調査においてすでにいくつかの方法が用いられているが、このうちの1つであるオーガー孔を利用する方法を急傾斜地用に対して若干改良した。

図-1.2.10 は、装置の概略を示す。これは、塩化ビニール管にストレーナーを設け、砂礫をつめたものであり、試験はまず径10cmのハンドオーガーで地盤を掘削する。孔壁をあらさないようにこの塩化ビニール管を挿入し、水位を一定に保つように給水を繰り返し、注水時刻、給水量を測定する。給水量が一定になるまでこの作業を行ない、給水量が一定になるのを確認した後、なお数回の測定を行なって測定を終了する。試験孔（塩化

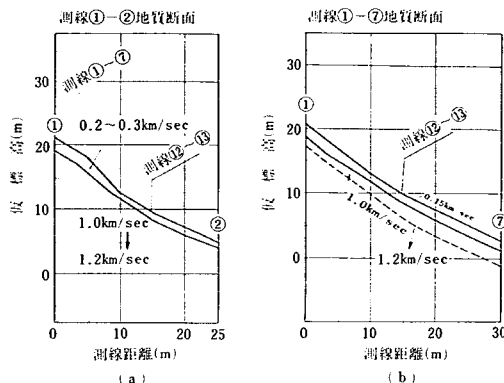


図 1.2.9 弾性波探査結果(千葉県大多喜町試験地)

生をもたらすが、浸透水の挙動は、相対的な不透水層の地形（たとえば、基盤となる岩の凹状など）および地盤の性質に左右され、これらは、サウンディング、地層観察湧水個所の調査等の結果が大いに参考になる。これとは別に直接的な方法として、

地層の浸透・透水など水の動きに対する性質を調べる方法として原位置透水試験がある。浸透や透水に関する不連続面を調べることはすべり面を想定する際の手順の一つであり、また地層へ浸透した水がどのようにして斜面の途中で湧水として出てくるかを知る手がかりにもなる。

原位置透水試験法は、地盤調査においてすでにいくつかの方法が用いられているが、このうちの1つであるオーガー孔を利用する方法を急傾斜地用に対して若干改良した。

図-1.2.10 は、装置の概略を示す。これは、塩化ビニール管にストレーナーを設け、砂礫をつめたものであり、試験はまず径10cmのハンドオーガーで地盤を掘削する。孔壁をあらさないようにこの塩化ビニール管を挿入し、水位を一定に保つように給水を繰り返し、注水時刻、給水量を測定する。給水量が一定になるまでこの作業を行ない、給水量が一定になるのを確認した後、なお数回の測定を行なって測定を終了する。試験孔（塩化

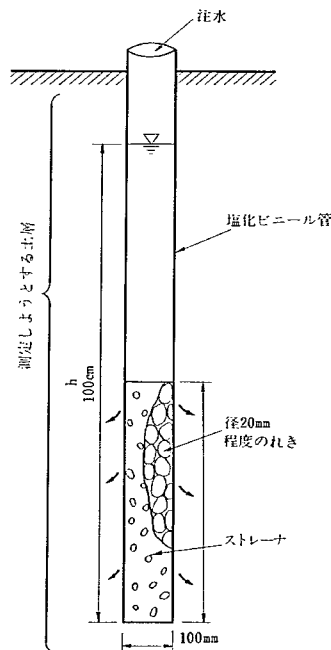


図-1.2.10 原位置透水試験法

ビニール管)内の水位と地下水位または不透水層との距離との関係から、次式により透水係数を算定する。

試験孔内水位と地下水位または不透水層との距離 Tu が孔内水深(h)の3倍以上のとき
($Tu > 3h$)

$$K = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\log_e \left\{ \frac{h}{r} + \sqrt{1 + \left(\frac{h}{r} \right)^2} \right\} - 1 \right]$$

地下水位または不透水層の位置が高いが、試験孔底より深いとき($h \leq Tu \leq 3h$)

$$K = \frac{3Q \log_e \frac{h}{r}}{\pi h (h + 2Tu)}$$

塩化ビニール管を引き上げた後、試験孔を掘り下げ同じ手順で再度試験を行えば、次の深度での地盤の透水係数を求めることができる。

表-1.2.3は(2)で述べたと同じく愛知県小

表-1.2.3 透水試験

村での透水試験の結果を示す(図-1.2.6(a)(b)参照)。昭和47年7月の集中豪雨で崩壊した斜面において、崩壊した部分にはさまれて残った非崩壊部分で試験を行なった。崩壊は表土層と強風化花崗岩の境で発生している。両者の透水係数の比は2.2~3.0ということになる。不飽和土の原位置透水試験で得られる透水係数の

	第1試験地	第2試験地
表土層 K_1	1.1×10^{-3} cm/sec	1.3×10^{-3} cm/sec
強風化層 弱風化層 K_2	4.9×10^{-4} cm/sec	4.4×10^{-4} cm/sec
K_1/K_2	2.2	3.0

値そのものの精度には問題があるが、水を通しやすさの相対的な目安は、この試験により求めることができる。

(6) 土質試験

斜面から採取した試料の土質試験は、急傾斜地においても行なわれている。このうち、三軸圧縮試験などの強度試験は、自然斜面が一般に不均質、異方性であり、供試体の強度もとの地盤の強度特性が結びつきにくいこと、不飽和土のため含水比によって強度が変化すること、降雨時の斜面安定計算法が確立してないこと、および不攪乱試料の採取が困難なこと等により行なわれることが少なく、また行なわれる場合でも、橋梁基礎の地盤調査などに比べて実用上同等の精度は期待し得えず、一応の目安を得る程度にとどまる。地盤強度に関しては、急傾斜地ではサウンディングの方にウエイトが置かれることが多い。

粒度試験等の物理試験は斜面の地盤の性質を知るための効果的な方法であり、従来、土質試験で行なわれている試験項目や試験方法が用いられる。

自然斜面の場合、試料の室内試験が最も効果的なものは、地盤が吸水、乾燥、あるいは応力解放に対してどの様な性質を示すかを知ることである。

図-1.2.11は千葉県大多喜町の崩壊斜面およびその周辺で採取した第三紀の泥岩に対して行なった浸水試験の結果を示す。現地は、(4)で述べたと同じ箇所であり、その平面図が図-1.2.8(a)に示されている。この図は浸水試験で試料(岩石)が吸水により重量が増加する様子を示したもので、

①は附近の小河川の岸の露頭より採取した泥岩で、風化の進行があまりないと推測される。割れ目は密着しており、岩質も新鮮である。⑩は崩壊斜面の下部で崩壊前より露頭としてあった乾燥状態の泥岩で、割れ目は開いており、岩質も中程度に風化している。⑪は昭和46年9月、台風25号時の崩壊により崩壊面の下に現われた泥岩で、岩質は中程度に風化しているが、湿潤状態にあって割れ目は見えない。浸入直後の吸水による重量増は、

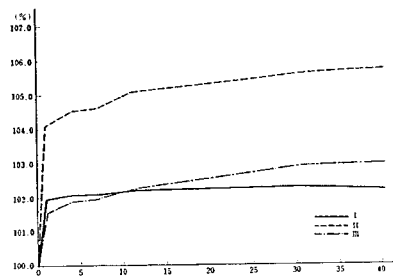


図-1.2.11 泥岩の浸水試験結果

⑩の乾燥状態の泥岩に見立つが、①、⑪ではほぼ同程度である。⑩、⑪の風化泥岩は、時間経過とともに、重量が増加する傾向が見られ、この変化率は同じであるが、風化していない泥岩①ではほとんど重量増加が見られない。

室内試験の結果から、たとえば現地における風化進行の状況判断することはむずかしいが、同一の岩種に対して採取した種々の箇所の地質的な考察を加味することにより、室内試験の結果から現地での検討において、工学的判断の基礎資料とすることができる。

(7) 斜面変位調査

地すべりに近い崩壊では、地すべりで行なわれる伸縮計等による斜面変位調査が行なわれることがある。

通常の急傾斜地においては、対策施工時の安全管理用として、警報装置を取りつけたものが用いられることが多い。

2.3 自然斜面（急傾斜地）調査例

———秋田県男鹿市船川港外ヶ沢急傾斜地

自然斜面（急傾斜地）調査の体系およびそこに含まれる調査項目についてはすでに述べたが、実際の工事においては、すべての調査項目が実施されることはまれで、重点的に調査が行なわれるのが通例である。ここでは対策工事に結びつく調査の例として、秋田県男鹿市船川港外ヶ沢急傾斜地での調査について述べる。

男鹿市外ヶ沢地区は急傾斜地に指定されている。秋田県が急傾斜地崩壊対策事業を実施したが、土木研究所急傾斜地崩壊研究室では調査の一部を分担し、また調査方針の決定、調査結果の考察、工法選定等において協力指導を行った⁹⁾。

次に、この急傾斜地の概要について述べる。

秋田県男鹿市船川港の背後の丘陵が、市街地がある平地部に接する部分の斜面である（図-1.2.12）。

斜面規模：高さ約40m、勾配約39°、急傾斜地の長さ約100m、急傾斜地の面積約0.65ha、急傾斜地崩壊危険区域の面積約1.55ha

地質：新第三紀層の黒色泥岩、これに約0.5mの表土がかぶっている。



図－1.2.12 秋田県男鹿市船川港外ヶ沢急傾斜地

地表水、地下水の状況：地表水少なく、地下水は浅い

地被物の状況：林地 100 %

被害想定区域内の人家戸数：31 戸，魚業

公共的建物：なし

公共的施設：道路約 100 m

移転適地：なし

急傾斜地の形成時期：洪積世

崩壊の有無：現在急傾斜面に崩壊が生じており、過去にもあった。

2.3.1 資料調査

過去の災害調査：秋田県男鹿市周辺については、最近のものは記録に残っているが、それ以前のものは水害記録の一部として残ってるだけで、この急傾斜地の対策工事に参考となりにくいので省略する。表－1.2.4 に最近の斜面災害の記録をまとめる。

地質に関する資料^{10),11)}：男鹿半島の地質は表－1.2.5 に示されるように新第三紀の火山活動に伴う火山噴出物と地向斜に堆積した厚い堆積岩よりなり、その上に第四紀の段丘堆積物がところどころに発達している（図－1.2.13 参照）。調査対象となった急傾斜地のある男鹿市外ヶ沢地区の地質は、中新世後期の船川層といわれる層厚約 820 m の地向斜堆積物であり、主として暗灰色～黒色の泥岩よりなる。第四紀の海岸・河岸段丘堆積物は、礫・砂および泥からなるが、高度 40 m, 60 m, 115 m, 140 m, 160 m, 180 m の 6 段に分けられる。このうち 40 m 段丘は直ぐ下位の船川層由来の円礫およびよく淘別された砂からなり、60 m 段丘は砂と細粒土からできている。また、115 m 段丘は挙大の山砂利からなる特徴があり、その礫も基盤岩や西部山地の古い

表- 1.2.4. 秋田県男鹿地区における斜面災害記録

番号	地名	所在地	発生時刻	崩壊原因	雨量		地質	崩壊の型	被災状況				備考
					連続雨量	日雨量			死者	負傷者	全壊家屋	半壊家屋	
1	戸賀	男鹿市 戸賀町戸賀	1961 1.4	1961年1月 豪雨	140	75	第三紀 火山噴出物	崩積土の滑落	0	0	3	0	
2	菅ノ沢	男鹿市 脇本町 蒲田菅ノ沢	1964 4.4	1964年4月 豪雨	100	28	第三紀 堆積岩	"	4	2	11	0	
3	戸賀	男鹿市 戸賀町戸賀	1965 11.5	1965年11月 豪雨	201	23	第三紀 火山噴出物	"	1	3	12	2	以前にも崩壊が1回 記録されている
4	戸賀浜	男鹿市 戸賀浜町塩谷	1966 8.14	1966年8月 豪雨	221	41	"	"	0	0	0	1	
5	戸賀	男鹿市 戸賀町戸賀	1966 11.17	1966年11月 豪雨	246	89	"	"	0	0	0	0	
6	門前	男鹿市 船川町門前	1971 7.16	1971年7月 豪雨	249	70	第三紀 堆積岩	"	0	0	0	1	以前にも崩壊が1回 記録されている
7	中間口	男鹿市 中間口	1973 10.29	1973年10月 豪雨	261	81	"	"	0	0	0	1	以前にも崩壊が1回 記録されている

表 - 1.2.5 地質総括表

第四紀	沖 積 層			礫・砂・泥
	段丘堆積物・寒国山および目潟火山噴出物			段丘砂礫・寒国山安山岩・目潟地山物
	潟 西 層			砂・礫・貝化石・植物遺体化石 (傾斜不整合)
	新 鮮 新 世 期	鮎川層 (戸賀軽石層) (130m+)		貝化石にとむ砂岩 含亜炭砂岩・軽石 (戸賀軽石層) (傾斜不整合)
		船 川 層 (780m)		含礫砂岩・貝化石 青灰色細粒砂岩・砂質泥岩を挟む 玄能石団球を含む
				青灰色泥岩・凝灰質細粒砂岩を挟み互 状 Globigerina inflata Zone (60m)
				灰色泥岩・凝灰質細粒砂岩の細互 (含油)
		北 浦 層 (400m)		梶川砂岩 (含礫・異状堆積)
		船 川 層 (600~865m)		暗灰色や、砂質泥岩・薄凝灰質砂岩・凝灰岩と挟み数上部は互層状
				や、砂質暗灰色泥岩・凝灰岩を挟む
				暗灰色砂質泥岩 (北部 は灰色泥岩)
				安全寺凝灰岩 珪藻
				南平沢凝灰岩 (含油) 海緑石砂岩
		女 川 層 (195~300m)		暗灰色泥岩・凝灰岩を挟む
		西 黒 沢 層 (20~150m)		珪・硬質泥岩・凝灰岩を挟む、鮮魚骨化石 海緑石砂岩 泥灰岩を含む (一部不整合)
		台 島 層 (250m)		礫岩・砂岩・泥岩・凝灰岩・海 動物化石が多い (不整合)
		門 前 層 (900m)		礫岩・砂岩・泥岩 (植物化石・亜炭) 混岩 (貝化石) 台島玄武岩・双六玄武岩 (熔岩・角礫岩) 帆掛島石英安山岩 (熔岩・凝灰角礫岩・凝灰岩)
				黒雲母・アノソクレース・灰曹長石流紋岩 その他の流紋岩 (熔岩・集塊岩・凝灰岩)
				角礫岩・礫岩・砂岩・泥岩 (すれ凝灰質) 植物化石
				変質用状黒石安山岩 (熔岩・集塊岩・凝灰角礫岩)
				含沸石・概矽石・玄武岩 (熔岩・集塊岩・凝灰角礫岩)
				粗面岩質 (安山) 岩 (角礫岩) 灰曹長石 巨象両輝石 隕石玄武岩 熔岩・集塊岩 リソダイト型黒雲母流紋岩 (熔岩・角礫凝灰岩)
				変質粗面岩質 (安山) 岩 (集塊岩・凝灰角礫岩・凝灰岩) おもに熔岩
		入道崎火成岩 赤島層 (200m) 赤島熔岩類		両輝石 石英安山岩 (熔岩・岩脈) (?)
		先新第三紀 基盤岩		変質 (両) 岩安山岩 (熔岩・集塊岩・角礫凝灰岩) (不整合) 角閃石黒雲母アダムロ岩

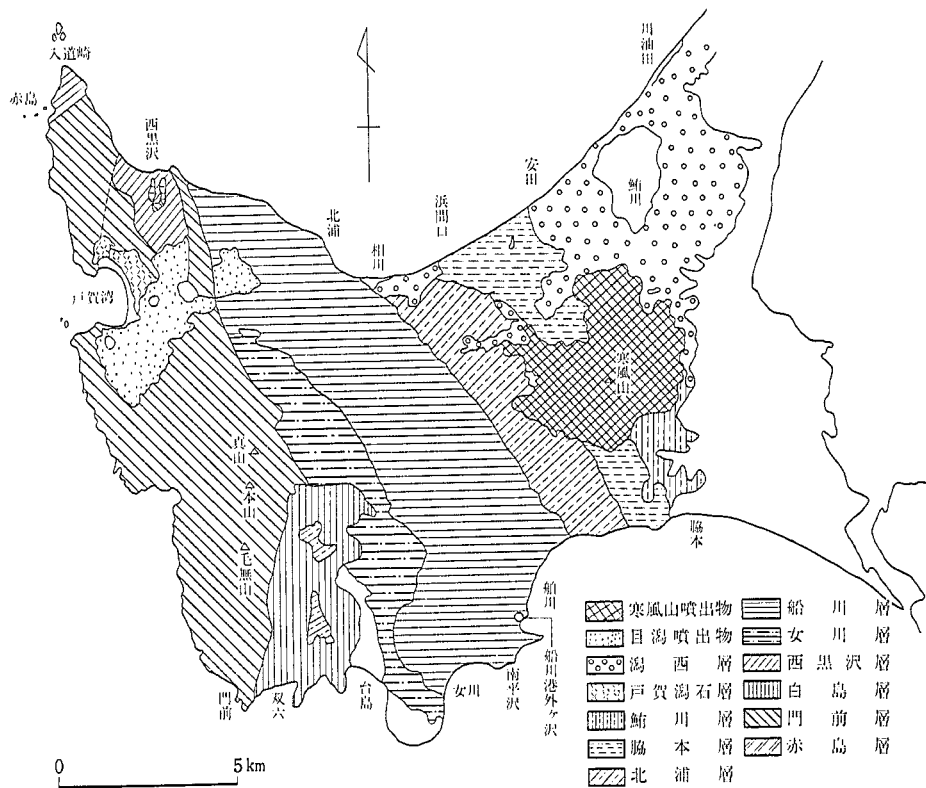


圖-1.2.13 男鹿半島地質概圖

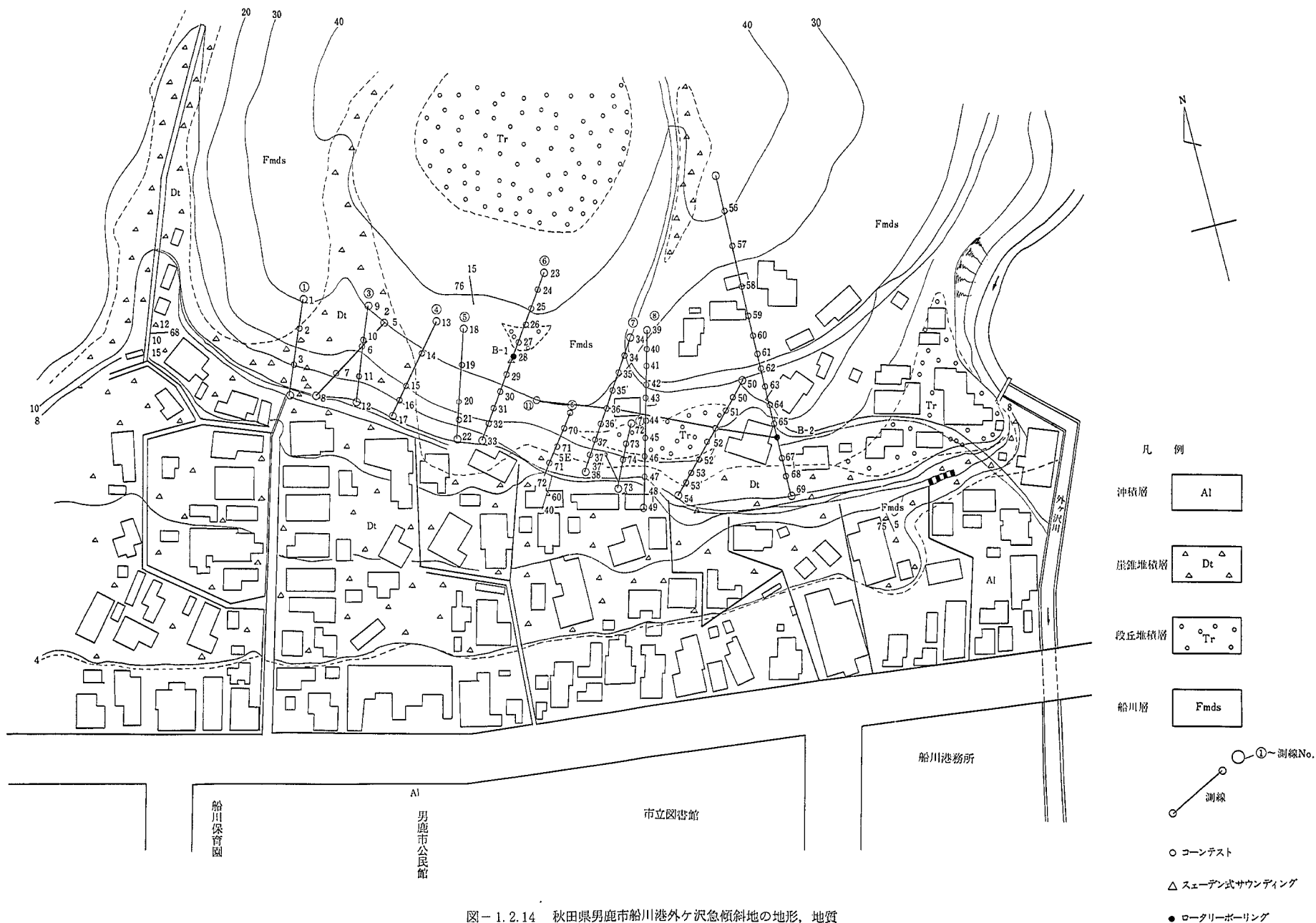


図-1.2.14 秋田県男鹿市船川港外ヶ沢急傾斜地の地形、地質

岩石に由来するのに対して、その上位の140 m 段丘はよく淘別された細砂からできている。

地震に関する記録：秋田県に災害をもたらした地震は表-1.2.6 に示される¹²⁾。このうち、男鹿半島で被災が目立ったのは、1939年5月1日の男鹿地震、1964年5月7日の男鹿半島沖地震、1964年12月11日の秋田県沖地震であった。船川地区で被災が最も大きかったのは、このうち1939年5月1日の男鹿地震（マグニチュード、 $M=7.0$ 、震央、男鹿半島相川に隣接する海底）で、船川地区での震度は5～6であったが、船川から約1 km離れた地点でがけ崩れが発生したと、寒風山の北麓で地すべりが発生したことが記録に残っているが、当該の急傾斜地で斜面崩壊があったかどうかについては記録に残っておらず、不明である。

2.3.2 概 査

空中写真は、調査範囲が道路計画やダム湛水池周辺調査などに比べて狭く、1/3,000程度の大縮尺のものでないと実用上価値がないが、これに相当するものがなかったので使えなかった。したがって、概査では現地踏査のみを行なった。

現地踏査：地形的に外ヶ沢急傾斜地は、男鹿半島南部の船川港の背面に広がる海岸段丘からなる斜面である。海岸段丘はこの地域に発達する6段の海岸段丘の最下位のものに属し、その比高は約40 mであり、傾斜 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ の斜面を形成している。段丘上の平坦面には円礫および砂からなる段丘堆積物があり、その下層が黒色泥岩（新第三紀、船川層）になっている。

図-1.2.14 に対象斜面の地形・地質を示す。斜面に向って左方～中央部の斜面上部は海岸段丘の平坦面となっており、末端から上部へいくにつれて傾斜は緩くなっている。斜面に向って右方は全体的に比較的緩やかな地形であり、右端は沢に落ちこんでいる。この部分は人家が無秩序に建てられていて、切土、盛土、水路のつけ替え等の人工的な斜面の改変が急傾斜地崩壊危険区域指定前に行なわれており、一般の自然斜面とはいささか趣きを異にする。この部分の下端の斜面も $40^{\circ} \sim 50^{\circ}$ の急斜面をなしている。このように対象斜面は、向って左側のやや尾根状の地形をなす斜面と右側のやや沢状の地形をなす斜面に分けて考えなければならない。

2.3.3 精 査

精査では、まず縮尺1/100の平面図と断面図を作成し、現地踏査、ボーリング、サウンディング（スウェーデン式サウンディング、土研式簡易貫入試験）、弾性波探査を実施し、地盤の状態と地形から崩壊形態を想定し、これに対する対策工の検討を行なった。

1) 現地踏査：概査での現地踏査で述べたように、対象斜面は同じ一つづきの斜面であっても斜面形状、斜面の種類、平面形状等が不整であり、面積的にわずかの区域内でもかなり変化している。精査段階での現地踏査は、崩壊に関する斜面の素因、崩壊形態、位置、規模等をよりの確に知るために行なうものである。

斜面に向って左方の谷筋では、下部は沢部の堆積物が厚く堆積しているが、その下端には泥岩の露頭があり、平地部に接するあたりではこの堆積物は薄くなっている。斜面に向って左方～中央部ではそのほかには目立った沢型地形は見られず、わずかにひだ程度である。しかし斜面に向って右方では、まず道路が段丘面を2分するように斜面上方に向ってのびており、これが降雨時の地表水

表－1.2.6 秋田県における地震記録

西暦	年 号	種 別	記 録
830	天長 7年	震 災	1月3日秋田城附近大地震城 官舎四天王寺、丈六仏像、四王堂舎等、転倒、地裂け水涸れ城内死者15、傷者100余（大日本地震資料第1巻）
850	嘉祥 3年	震 災	10月16日荘内田川郡の大震にて象潟は批時土地の陥没により出現したりと伝説（震災予防調査会報告、第95号）
1423	応永 30年	震 災	10月11日羽後国地大いに震い建造物の倒潰夥しく人畜死傷せり
1456	康正 2年	地 震	真昼山中心の大地震
1464	正保 元年	震 災	9月18日久保田大地震にて地裂け水湧く本荘破損（震災予防調査会報告第95号）
1678	延室 6年	地 震	8月久保田地震
1694	元禄 7年	震 災	5月27日富根、駒形、松山、森岳等、能代以南を中心として大地震死者394、倒潰又は焼失家屋2132、能代死者300あり、（震災予防調査会報告第95号）
1704	宝永 元年	震 災	4月24日能代を中心として以北の地方に大地震、能代のみにて死者58、焼失家屋759、潰家435、批の地震後地名野代を能代と改む（震災予防調査会報告第95号）
1780	安永 9年	地 震	6月秋田強震、能代大地震
1791	寛政 3年	地 震	正月久保田大地震あり
1793	寛政 5年	地 震	大地震あり
1804	文化 元年	鳥海山麓大地震	6月4日所謂象潟大地震これなり、潟の内外変じて陸地となり天下の名勝一夕にして失したり、由利郡のみにて死者183、潰家2000、象潟のみにて潰家423、死者65
1810	文化 7年	男鹿大地震	8月27日のこの地震寒風山の噴火と伝うるも実際は噴火にあらずして同山を中心とした大地震ならん、南秋田郡にて死者59、潰家1078、山本郡にて潰家51（震災予防調査会報告第55号）
1833	天保 4年	震 災	地震城下はじめ秋田郡海岸通り被害甚大
1856	安政 3年	震 災	7月23日大地震29日まで時々震災あり家損壁落
1894	明治 27年	強 震	3月22日
1894	明治 27年	大 震	10月22日午後5時35分頃酒田附近の大震にて羽前、羽後を通じて潰家3858戸、死者720人、傷者1060人、焼失家屋2148戸、本県由利郡象潟地方被害多し
1896	明治 29年	大 震	8月31日朝より数回微震、弱震あり、午後4時42分頃棚の上の物落下する程度の強震あり次いで5時6分頃激震、車内にては殆んど戸外に出てざるものなく、土蔵、屋壁の崩壊、道路の亀裂等があり、仙北郡千屋畑屋、六郷方面は震央地帯にて其の災害悲惨を極め建物等は全滅す、県内にて死者209、傷者779、潰住家4387仙北郡のみにて死者184、傷者603、全潰住家3295（震災予防調査会報告第11号）

西暦	年 号	種 別	記 録
1897	明治 30 年	強 震	2 月 7 日, 20 日及 10 月 2 日
1899	明治 32 年	強 震	10 月 7 日早朝
1901	明治 34 年	強 震	9 月 30 日夜
1905	明治 38 年	強 震	6 月 16 日強震
1906	明治 39 年	強 震	10 月 12 日朝北秋田郡地方の震源にて阿仁合町にては多少の被害ありたり
1907	明治 40 年	強 震	8 月 14 日秋田沖
1912	明治 45 年	強 震	6 月 8 日仙北, 山本, 北秋田郡に於て強く感ず
1914	大正 3 年	大 震	3 月 15 日午前 4 時 58 分頃仙北郡大沢郷村強首村附近を中心として全県下に亘って裂震あり, 死者 91, 傷者 324, 全潰住家 60, 住家以外の建物全潰 285, 半潰 302, 破損 2325 戸
		強 震	3 月 28 日平鹿郡沼館町地方を中心として其附近に強震あり
1915	大正 4 年	強 震	2 月 1 日午後数回の地震あり
1935	昭和 10 年	強 震	3 月 7 日, 7 時 27 分能代沖西方約 50 軒の海底
1939	昭和 14 年	烈 震	5 月 1 日, 14 時 58 分男鹿半島烈震被害多し, 死者 26, 傷者 53, 全潰家屋 584, 半潰 1149, 微少な津波あり
1955	昭和 30 年	地 震	10 月 19 日 10 時 15 分頃 米代川中流二ツ井附近に 強震発生全半壊家屋 14 戸, 橋梁損害 3 件, 地割を伴う
1964	昭和 39 年	地 震	5 月 7 日, 16 時 59 分頃, 秋田県内全般に震度 4~3 の地震を感じ, 県中部以北の海岸寄りにあたる, 男鹿市, 南秋田郡琴浜村, 山本郡八竜村, 能代市地内で若干の家屋に被害, およびガケ崩れが起り, 八郎潟干拓工事現場において承水路堤防の一部に沈下, 亀裂等の被害を生じた。又地割に伴ない沿岸各地に弱い津波の襲来を見たが, これによる被害はなかった。本地震発生に引 続き大小の余震が頻発し, 12 日後の 20 日までに 350 回以上の余震を数えている。
		地 震	6 月 16 日, 午後 1 時 2 分 7 秒, 東北, 北信越, 関東, 中部一帯に かけて強い地震があり, 震源地は新潟沖, 県内各地の震度は 4 (中震) 秋田, 釧路, 横手, 尾去沢, 3 (弱震) 鷹巣, 能代となっており, 由利郡および本荘市を中心として, 住家, 水道等生活基盤施設をはじめ, 農業用施設, 商工業施設, 土木施設, 文教施設など各部門にわたる被害が発生し, 死者 5 名, 傷者 30 名, 被害総額は 19 億円を超えた。
		地 震	12 月 11 日午前 0 時 11 分頃, 秋田県に強い地震を感じ, 秋田市で震度 4 の中震, 鷹巣, 横手は震度 3 の弱震となった。震源地は男鹿半島沖で, 八郎潟干拓地の堤防が 20 cm 沈下, 秋田, 能代市を中心とした家庭の停電, 電話不通など被害が出た。
1965	昭和 40 年	地 震	1 月 13 日, 午後 5 時 41 分頃, 宮城, 岩手, 福島各県にやや強い地震を感じた。震源地は宮城県北部沖で, 震源の深さは 10 K と推定された。秋田, 釧路では震度 1 (微震) であった。
		地 震	2 月 7 日, 午前 9 時 12 分頃, 東北日本海に地震があった。震度は酒田が 1 で微震, 秋田では揺れを感じた程度で, 震源地は新潟であった。

西暦	年	号	種	別	記	録
			地	震	3月27日、午後11時20分頃、秋田市、横手市、鷹巣町などで軽い地震が感じられた。秋田地方気象台の話では、いづれも震度1（微震）で震源地は男鹿半島沖か青森県西方沖という。	
			地	震	3月29日、午後7時48分頃、東北地方と北海道にかけて地震があった。仙台管区気象台によれば、震源地は青森県東方沖で深さは10Kと推定される。秋田は微震	
			地	震	4月20日、午後3時54分、東北地方の一部に地震があり、県内では秋田市だけ震度1で微震を記録した、秋田地方気象台の観測では、震源地は酒田沖、深さ20Kであった。	
			地	震	9月18日、午前1時22分頃、関東、東北地方全域と中部、北海道の一部に地震を感じた。震源地は、茨城県沖、震源深さは約20Kで、秋田では微震、このほか17日の夜から18日にかけて関東から東北地方全般に連続的に7回の地震があった。	
	昭和	41年	地	震	6月22日午後1時21分頃、秋田地方にかなり強い地震があり、秋田地方気象台の観測では、秋田市で震度3でゆれたのは3秒間で震源地は秋田市附近の浅い地点とみられているが、くわしいことは不明である。	
	昭和	43年	中	震	5月16日午前9.45分 秋田震度4	
			弱	震	6月12日午後10.41分	
	昭和	45年	強	震	10月16日午後2.20分 雄勝郡東成瀬村を震源地 傷者4、全壊19、半壊49、一部損壊293	

の流路となっているようであり、また中腹の人家がある部分には排水溝があり、平常時の水は十分処理されているものの、豪雨時には流路の断面が不十分であり、地表水の流下の径路は複雑なものと推測される。

斜面の植生は、下部急傾斜面はわずかな杉をまじえた低木が主体であり、上部緩斜面はほとんど杉（10～15年生）である。右方斜面では杉の根曲りが見られるが、これは雪による他表層土のクリープによるものも若干あるのではないかと推測される。

斜面は全体的には薄い表土がかぶった黒色泥岩で被われているが、段丘平坦面と斜面に向って右方の谷に面した緩斜面では風化層あるいは崩積土層が厚そうであり、それ以外の部分では斜面勾配が急で表土はきわめて薄く、風化層も少くなり、下端で泥岩の露頭が見られる。上部緩斜面から段丘平坦面にかけて基盤である泥岩の位置は深くなり、風化層の厚さも次第に厚くなっているようである。下部急斜面の泥岩は細かな割れ目が発達し、その割れ目を通る滲み出し水が見られ、また泥岩とその上部の表層土との境界付近から湧水が見られる。

対策工法を検討する際、最も基本となるのは崩壊形態の想定である。現地踏査による崩壊形態の想定について述べる。

地形的には、右方の緩斜面以外のところでは斜面全体が突出したような尾根部に位置し、表土層は概して薄い。ただ、斜面に向って左方の小さな沢型地形の箇所、その他ひだのような部分では表土層は厚くなると考えられる。

崩壊の形態は尾根状部分で表土層の滑落型（1-(2)型）、沢型地形部では崩壊土の滑落型（2-(2)-a、または2-(2)-b型）で¹³⁾、崩積土がその下盤の泥岩またはその風化層を境界面として滑るか、あるいは崩積土中に介在する有機質土、粘性土質のはさみ層を境界面として滑る場合が考えられる。尾根状部分の崩壊は斜面下部の急傾斜面の表層が中腹付近から滑落し、その後上部緩斜面の表土層をひきずるといった2段の崩壊が考えられる。沢沿いでは、沢部に形成されたルーズな堆積物が不透水層または基盤の泥岩またはその風化層を境にして滑るもので、崩壊の厚さはかなりなものになると思われる。斜面に向って右方の緩斜面では人工的な切土、盛土等が局部的ではあるが各所で行なわれているので、これらの部分の小崩壊が考えられる。また、基盤の泥岩の位置、形状、地下水の状況いかんによっては割り合い規模の大きな地すべりに近い崩壊を起こすことも考えられる。特に斜面に向って右方端をまき込むようにして流れている溪流は斜面末端を切り、側方侵食および溪岸崩壊も見られることから、この部分での斜面末端の不安定化も考慮に入れておく必要がある。また、斜面に向って右方の下端の急斜面では、やはりうすい表土層の滑落型の崩壊が想定される。いずれも表層および風化軟質部の厚さ、分布、特に基盤である泥岩の地形および両層の境界位置、地表付近の水（地表流も含めて）の動きが崩壊の形態を決めるものであろう。

現地踏査に続いてボーリング、サウンディング、物理探査などを行なう。

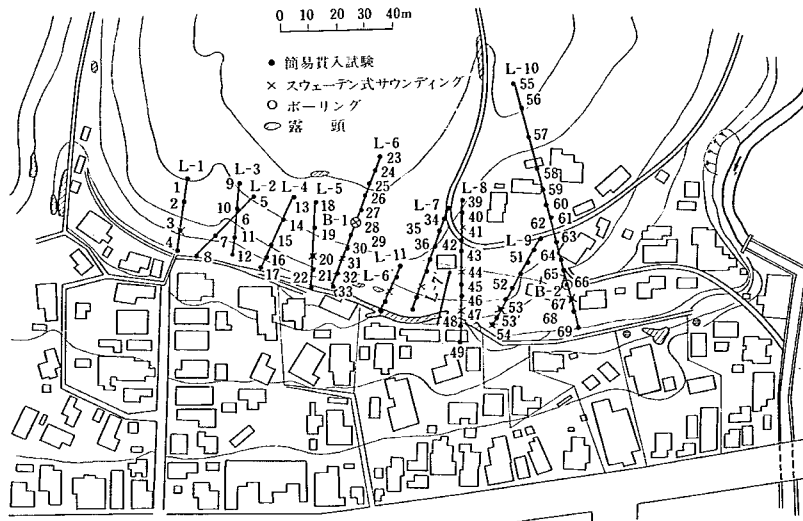
2) 原位置調査の方針：現地踏査により、本地区の斜面崩壊は基盤である泥岩の上にある表層土あるいは崩積土が基盤との境で滑落する形態が想定されたので、ボーリング等の原位置での調査も、それらの厚さや分布を調べることに主眼を置いた。また場所によっては、泥岩の非常に風化した層とその下の泥岩を境にした崩壊も考えられるので、風化の特にはげしい泥岩の分布も調査時

のポイントであった。また、サウンディング等から地層を的確に知るために、地層構成が観察できる露頭をさがし、ここでサウンディングと地層観察の対照を行なった。これは、自然斜面の調査では非常に重要なことである。

地下水については、その水みちが、基盤である泥岩の沢地形にあるとの想定のものに、泥岩の地形と露頭で見らる湧水の位置、水量、降雨時の水量変化およびボーリング孔での水位と泥岩の地形を結びつけることにより、地下水の状態の把握に努めた。

ボーリング、サウンディング、物理探査の測線の配置については、急傾斜面ではわずかな地形、あるいは地盤内の変化が崩壊に大きな影響を与えるので、できるだけ面的に数多くの測点での調査が望ましい。そこで次のような調査計画を立てた。

サウンディングは、対象とした地区では厚さ4～5m程度までの土層の探査に適しており、また作業が容易であるのでこれを原位試験の中心とし、できるだけ多くの測点で行なった。コーン貫入試験では必要な深度まで貫入できなかったため、土研式簡易貫入試験とスウェーデン式サウンディングを併用することにした。



図－1.2.15 測線配置図

測線は図－1.2.15 に示すように配置され、測点間隔は5mであった。スウェーデン式サウンディングは各測線上少なくとも1点は入るようにした。

ボーリングは地層構成を肉眼で観察するためには確実な方法であり、また地下水位観測にも用いるため2箇所で行った。ボーリングは、左側のやや尾根状の地形をなす斜面の代表点として、L

－ 6 測線と、右側のやや沢状の地形をなす斜面の代表点 L－10 測線上にそれぞれ 1 箇所ずつ実施した。後者のボーリングは、緩斜面の地層構成を調べるため、位置としてはやや右端によった。ボーリング掘削時に標準貫入試験も実施した。

弾性波探査は急斜面上人家に隣接した地域で行なうため、振源に火薬等の危険なものは使用できず、人力（カケヤ）による簡易な弾性波探査器を用いた。したがって測線延長も大きくとれず、探査深度も 3 m 程度であり、おもに表土層の厚さの検出を目的とした。測線は図－ 1.2.15 に示すように斜面中央部の縦断方向の測線 L－6、L－8、斜面右方の緩斜面上に設けた縦方向の測線 L－10、斜面を横断する方向に設けた測線 L－11 であり、L－11 は急斜面から緩斜面へ移る勾配変化点付近に設けた。

表－ 1.2.7 に原位置試験の一覧を示す。

表－ 1.2.7 現位置試験の一覧

測線番号	土研式簡易貫入試験 (測点番号)	スウェーデン式サウン デング (測点番号)	ボーリング 及び水位計	弾性波探査
L－1	1, 2, 3, 4	3		
L－2	5, 6, 7, 8	7		
L－3	9, 10, 11, 12	11		
L－4	13, 14, 15, 16, 17	15		
L－5	18, 19, 20, 21, 22	20		
L－6	23, 24, 25, 26, 27, 28 29, 30, 31, 32, 33	25, 28, 31	B－1	測線長 50 m
L－6'	70, 71, 72	70, 71		
L－7	73, 74, 75	72, 73		
L－7	34, 34', 35, 35', 36, 36' 37, 37', 38	37, 37'		
L－8	39, 40, 41, 42, 43, 44 45, 46, 47, 48, 49	41, 44, 47, 47'		測線長 50 m
L－9	50, 50', 51, 51', 52, 52' 53, 53', 54	53, 53'		
L－10	55, 56, 57, 58, 59, 60 61, 62, 63, 64, 65, 66 67, 68, 69	61', 64, 67	B－2	測線長 50 m
L－11				測線長 70 m

3) 原位置調査の結果：図－ 1.2.16 (a), (b) に測点 No. 28, および No. 66 で行なったボーリングの柱状図を示す。No. 28 では地表から 0.8 m までは礫混りの表層または崩積土層, 0.8 m ～ 約 1.95 m がシルト質強風化層, それより 6.8 m 付近までが風化して粘土化した部分を含む泥岩の弱

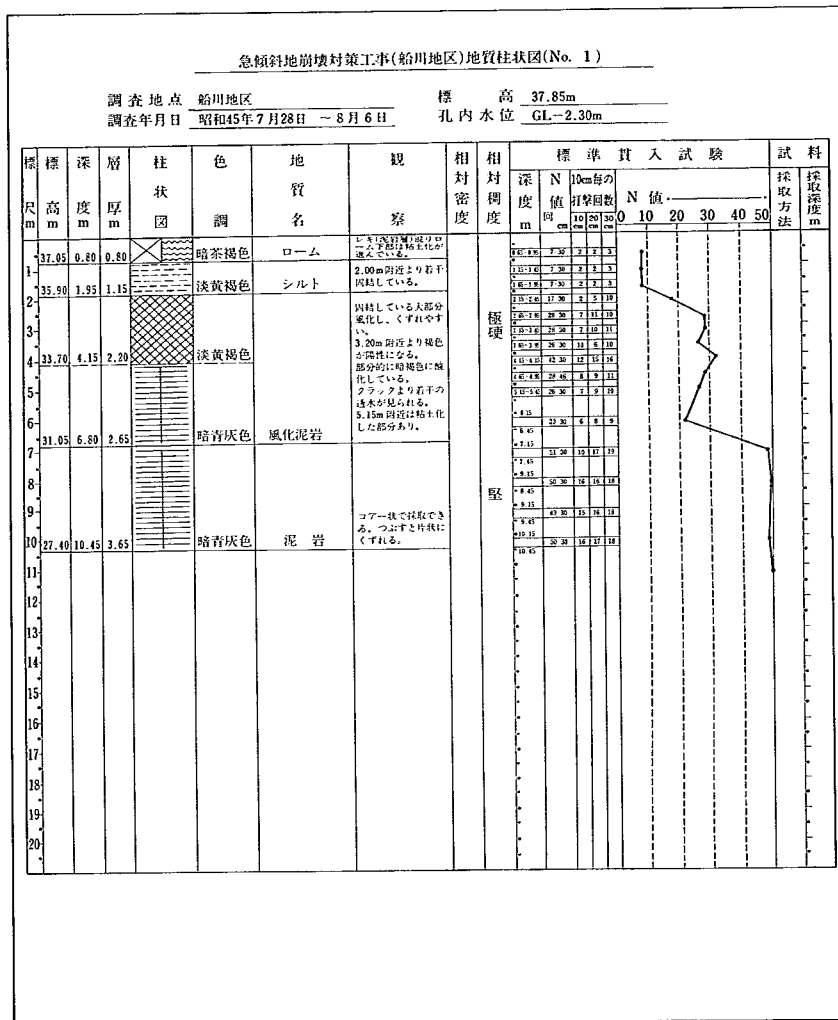


図-1.2.16(a) 急傾斜地崩壊対策工事(船川地区)地質柱状図(No. 1)

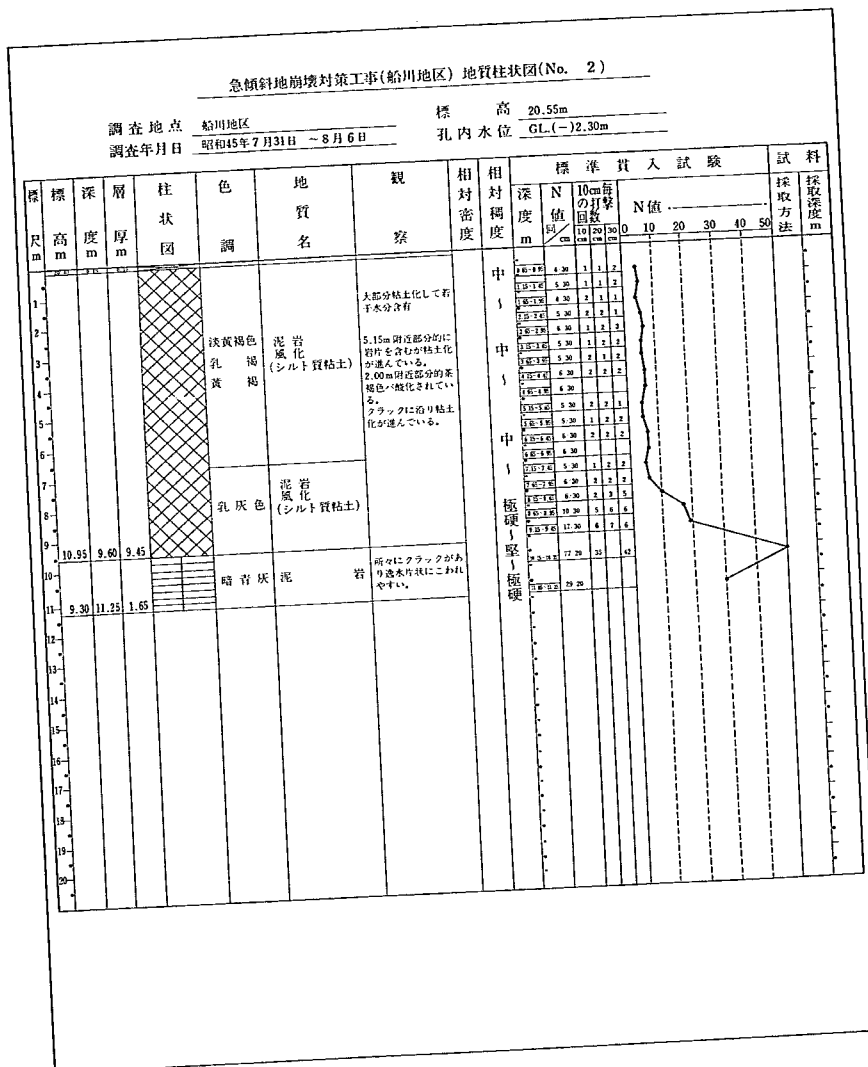


図-1.2.16(b) 急傾斜地崩壊対策工事(船川地区)地質柱状図(No. 2)

風化層となり、その下部が堅い泥岩層となっている。堀削終了後の孔内水位は2.3mで比較的浅い。No.66は斜面に向って右方の緩斜面のものであるが、ごくうすい表層の下は8m近くまでが強風化泥岩層であり、部分的に岩片を含んでいるが大部分が粘土化しており、その下部は10m程度までクラック沿いに粘土化している程度の弱風化泥岩層になる。これより下部が堅い泥岩層となっている。孔内水位は2.3mで浅い。No.28に比べ風化層の風化の程度は著しく、No.28の強風化層のN値が7であるのに対しNo.66では5～6である。また弱風化層のN値はNo.28で26～28、No.66で17～19となり、基盤である泥岩層のN値はいずれも50以上である。

サウンディングについては、試験に先立って地区内にビット状に切土した個所があったので、ここで観察される地層とサウンディングの値を対比した。この結果は次のようであった。

	簡易貫入試験	スウェーデン式サウンディング
表土層	Nc ; 3 ～ 5	垂錘で沈下
崩積土	Nc ; 5 ～ 10	N _{sw} ; 0 ～ 25
強風化層	Nc ; 10 ～ 20	N _{sw} ; 25 ～ 50
弱風化層	Nc ; 20 以上	N _{sw} ; 50 ～ 200
泥岩層	Nc ; —	N _{sw} ; 200 以上

場所によって多少の変化はあるが、この地区についてはほぼ上記の対比が当てはまると考えられた。

簡易貫入試験（土研式）のNc値は、径25mm、尖端角60°の円錐コーンを5kgの垂錘を50cm落下する打撃により土中に貫入させたとき、コーンを10cm貫入させるに要する打撃回数である。Ncが20を越える層は実際には貫入不能であり、観察では確実に岩の様相を示している。構造物の基礎としての適否は別にして、崩壊を想定するなら、これより上層の強風化層、崩壊土層および表土層を考えればよい。

弾性波探査の結果によると、 $V_p = 0.2\text{km/sec}$ の第1速度層、 $V_p = 0.5\text{km/sec}$ の第2速度層、 $V_p = 1.8\text{km/sec}$ の第3速度層の3層が検出された。第3速度層は泥岩層であり、第2速度層は弱～強化層を示し、第1速度層は表土層、崩積土層を示していると考えられる。

4) 精査のまとめ：現地踏査、ボーリング、サウンディングおよび弾性波探査による外ヶ沢急傾斜地の調査結果をまとめると次のようになる。

斜面に向って左方の小さな谷筋に設けた測線L-3では、弱風化層は下方にいくに従って深くなり、谷の堆積層の厚さは次第に大きくなっている。強風化層は斜面下部で厚さ約40cm程度見られるだけで、その他の部分では崩積土の下はかなり硬い弱風化層になっている。崩積土および表土層中のNcの変化は概して小さく、ほぼ一様な構成をしているのではないと思われる。斜面下部の急勾配の部分には細片化した泥岩弱風化層の露頭があり、この上部で沢の形はなくなっている。この部分で想定される崩壊は弱風化層とその上層の崩積土層の境界で起こる滑落型で、崩壊の規模自体は大きくないが、厚さがあるので土量は多くなりそうである。

斜面右側から斜面中央にかけての尾根状部分が次のブロックである。図-1.2.17はその代表的測線L-6での地盤断面を示す。EL 37.00m付近より上方が段丘面になっている。段丘面の弱

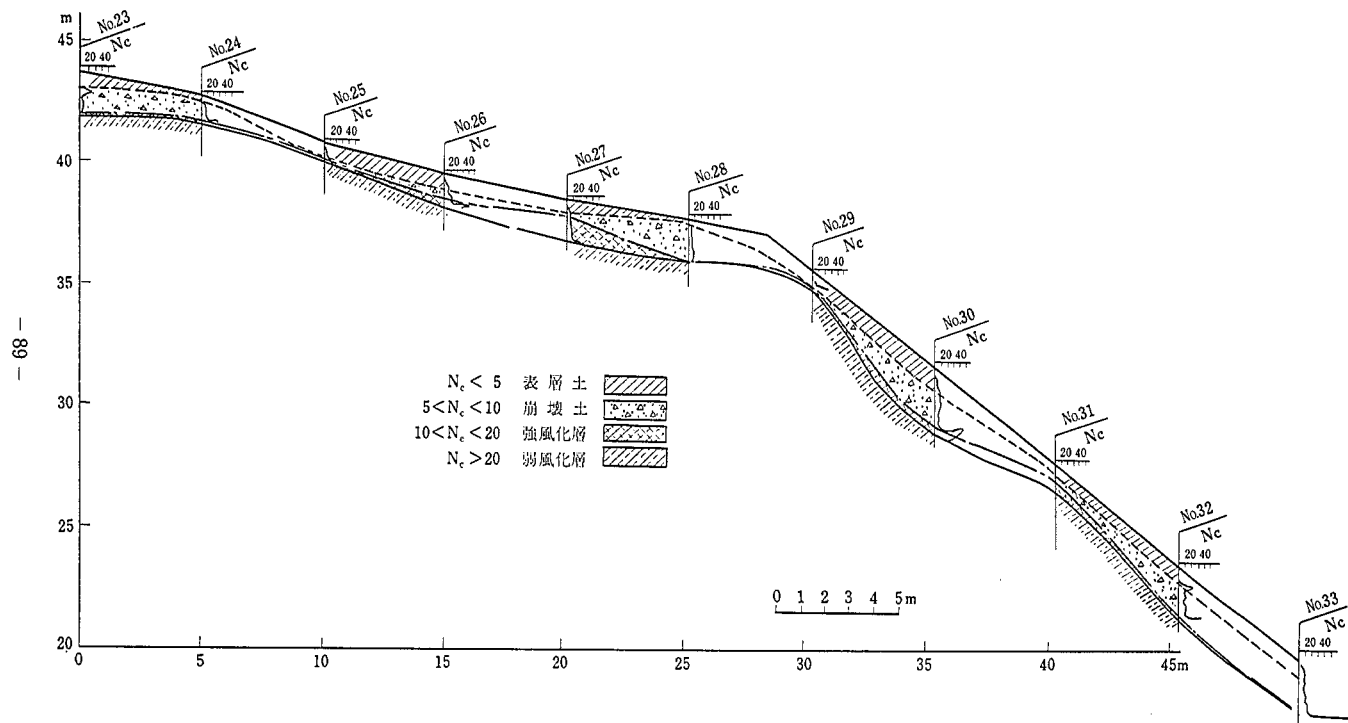


圖-1.2.17 地盤断面图L-6

風化層の位置は概して浅く、2m程度であるが、上方にいくにつれて次第に深くなっている。さらに上層にいくに従い崩積土層が厚くなり、やがて円礫を含む段丘堆積物が現われる。段丘肩部で崩積土が少し厚くなる。E.L. 37.00 mより下方では小さな沢が斜めに横切るNo.30 付近を除いて、弱風化層は地表面に近い位置にある。斜面末端付近では崩積土層が厚くなる傾向がある。この斜面右側から斜面中央にかけての尾根状部分で想定される崩壊はうすい表層の滑落と斜面末端での崩積土の滑落である。

斜面中央尾根部から右方緩斜面へかけてのブロックの代表断面が測線 L-8 の図-1.2.18 である。上部は緩斜面であり、そこには人家、道路等があり、局部的に切土、盛土等が行なわれている。この部分の崩積土層はかなり厚い。この緩斜面の下部は急斜面になっており、特に E.L. 15.00 m 以下は急である。この部分の表層は L-6 同様きわめてうすく約 1 m 未満に過ぎない。No.45 の小段にクラックが入っており、ここより下方でうすい表土層の滑落を起こすおそれがあり、E.L. 15.00 m より下の急斜面では特に表土層の滑落しやすい形になっている。

5) 対策工法検討の考え方

代表的な測線 L-8 について、調査と工法のつながりを述べる。

崩壊のおそれのある土塊は、強風化層、崩積土層および表土層である。近傍の過去の崩壊例では、粘土化した強風化層が滑落していないこと、崩壊が表面流による侵食から誘発する表面近くの土層の滑落であり、強風化層が相対的に侵食に強いことから、強風化層とその下盤との境界が急勾配をなしている所を除いては、崩壊が強風化層に及ばないとしても良いと考えられる。また地形からみて、No. 45 付近の小段から下方が崩壊の及ぶ範囲であり、この場合 No. 45 の小段にあるクラックから土中への水の浸透が影響するであろう。No. 45 より下の斜面は、1 m 程度の表土層が基盤である弱風化層にのった形で、崩積土や強風化層はほとんど見られない。したがって崩壊形態としては、No. 45 より下方の急斜面でのうすい表土層の滑落型を想定すればよい。そして図-1.2.18 に示されるように、No. 45 より下方の急斜面での表土層の崩壊は、No. 47, E.L. 15.00 m 付近で、基盤である泥岩の形と地表面の横断形により、2 分されると想定するのが妥当である。この場合、上方の崩壊は下方の崩壊により誘発されることがある上に、下方の崩壊が起こらなくても上方の崩壊が発生するという関係にある。同様に、下方の崩壊は上方の崩壊土砂によりひきづられて発生することがある上に、上方の崩壊が起こらなくても下方の崩壊が発生するという関係にある。したがって、対策工としては、それらをおのおの別個に取扱い、両者の崩壊をともに防止することが必要である。

E.L. 15.00 m より下方の斜面は勾配が急で、表土層の厚さは小さくなり、表土層の滑落というよりは表土層の剥げ落ちのような崩れ方をしそうである。これに対しては不安定土塊であるうすい表土層を除去し、泥岩の風化を防ぐため最低限モルタル吹きつけを行なっておくのがよいのではないと思われる。斜面下端には局部的に盛土があり、この部分の補強を行なうためにも、また斜面末端の、いわゆるのり尻の保護のためにも、もたれ擁壁がよい。もたれ擁壁は場所が狭くて普通の擁壁を建て込むのがむずかしい場合に適した工法である。この部分の平地には、泥岩の弱風化層が露出しているので擁壁の基礎は問題がない。

E.L. 15.00 m より上方の斜面では表土層は幾分厚くなり、勾配もわずかに緩やかになる。この部

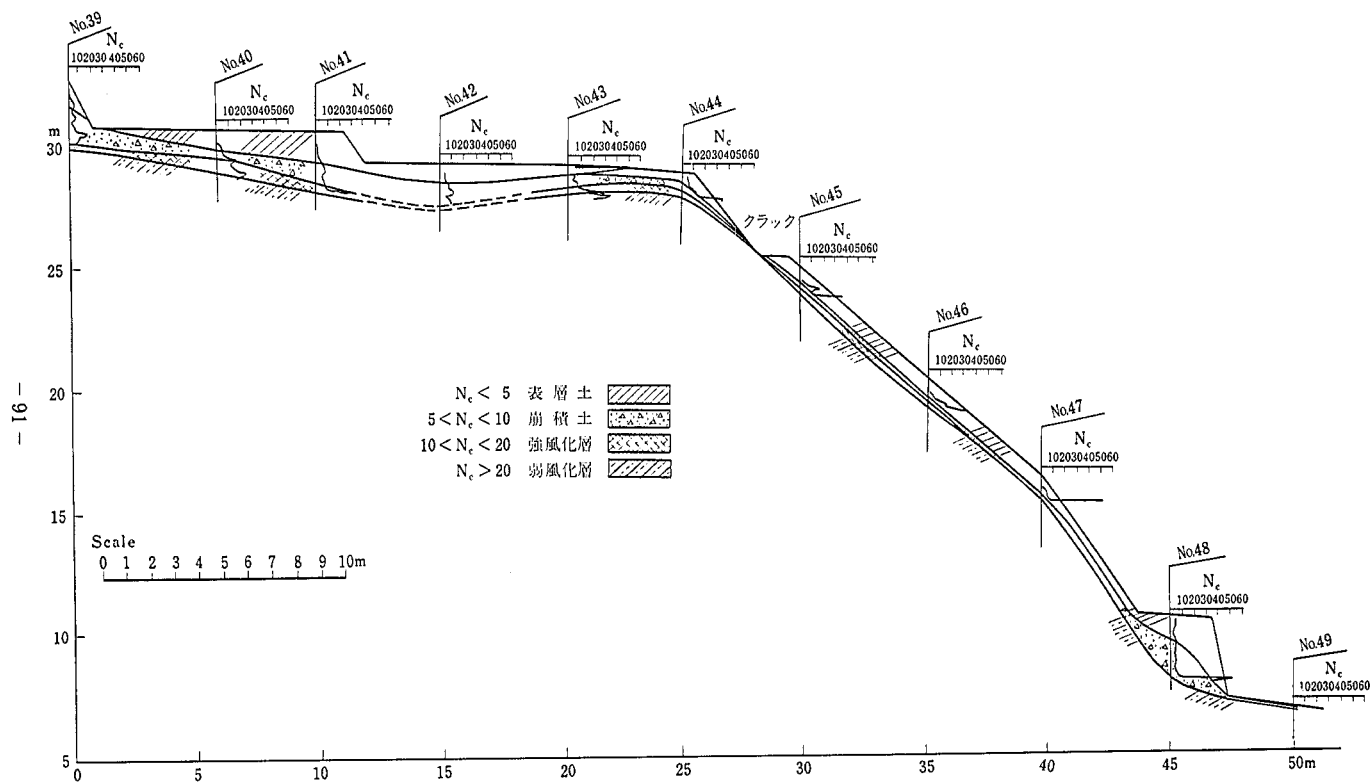


図 - 1.2.18 地盤断面図 L - 8

分では表土層の滑落型の崩壊形態が想定される。これに対しては表土層の除去があるが、土量も多くなり、また施工条件も人家が近接しているなど厳しく、工費もかさむので採用はむずかしい。E. L. 15.00 近傍の勾配の変化点付近に擁壁を設けて、それより上方の表土層を安定させることをはかった方が得策であろう。この擁壁は、それより上方の構造物の基礎をも兼ねるが、斜面中腹でもあるし、大きなものは造れない。擁壁の基礎は泥岩の弱風化層に達している必要があり、常時の安定のためにキイを地震時の安定に対してはアンカーも検討されよう。この擁壁より上方の表土層の安定を図るには、現場打ちコンクリート枠工が最適であろう。この際、表面整形のため盛土をしないことが必要であり、また、枠自体の滑動防止のため堅い泥岩層（弾性波速度 $V_p > 1.8 \text{ km/sec}$ ）に達するアンカーをとっておくといふ。この部分の表土層の崩壊は上方からの大量の表面流水による侵食が契機となることが想定されるので、枠工上端には横集水路を設けるほか、縦水路を地形に合わせて設置し、すみやかに斜面下端に排水できるようにしておく。急斜面の上端、すなわち測点 No. 44 近傍は不安定のまま残るから、この部分を緩勾配になるよう切土し、切土面には植生土などを行ない、侵食に対して表面を被覆する。以上の考え方を模式的に図-1.2.19 に示す。

L-8 測線について工法検討の結果を述べたが、L-6 になると若干条件が異なり、斜面下端に擁壁を設け、直接下端付近の崩壊を防ぐ方法が可能である。L-3 の谷筋では崩積土の滑落型の崩壊を防ぐ必要があるが、崩積土は斜面末端の弱風化岩の露頭の上方にあり斜面下端に設置する擁壁によってこれを抑止しようとすれば、擁壁の天端は弱風化岩の露頭より高くなければならない。

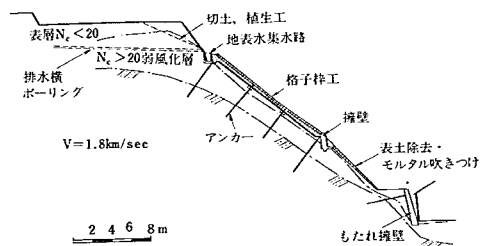


図-1.2.19 工法モデル図 L-8

このように同じ1つの対象斜面でありながら、わずかの斜面条件の変化により崩壊の様相も異なり、したがって適切な工法も異なってくるのである。

ここでは、調査から工法検討に至るまでを秋田県男鹿市船川港外ヶ沢急傾斜地を例にとって述べた。自然斜面の崩壊防止工事に関連した調査は、基本的には2.2で述べた流れになるが、個々の手法については、場所により若干の違いがあるのが普通である。また対策工法については、調査結果とともに工費や施工性なども考慮して最終的に決められることになる。

2.4 結 語

自然斜面（急傾斜地）の調査では、誘因となる降雨について、雨が地表に降ってからどの様に集まり、それがどんな経路で斜面を流れるか、地下水としてはどんな経路で斜面のどの部分で表面に湧出するかということと、素因としての地形、地質、土質を調べることに主眼が置かれる。調査は現地踏査時の観察を中心に、従来から地質、土質調査で用いられている方法が利用されている。

本章では、現地踏査での問題点をサウンディング、ボーリング等でつめ、これらを総合するとい

う方向で急傾地調査方法を体系づけた。

自然斜面の地盤の強度や水に関する性質は一般に顕著な異方性・非均質性を示すので、地盤の力学的性質や水の状態を正確に調査することは困難を伴う。したがって、調査結果だけでなく、これに従来の経験も加味して崩壊形態の想定、崩壊危険度の判定、対策工の検討などに関して、担当者がなるだけの確かな工学的判断を下すという流れで調査が進められるべきである。

調査は、計画段階の概査と設計段階の精査に分かれるが、現地踏査などでは同じような作業が両方の段階で行なわれており、必ずしも両者は内容的に区別し難いことが多い。

現地踏査は最も重要であり、概査では、地形（地すべり地形、谷地形、河岸段丘などの地形区分など）、地質（岩種分布、地質構造、湧水箇所、過去の崩壊など）に主眼が置かれ、対象とする斜面がどのような変遷をへて現在の斜面ができたかについて地質的、地形的解釈をたてる。崩壊形態の想定は踏査時の主要な課題であり、概査、精査を通して行なわれる。このためには、まず、強度および透水、滲透に関する不連続面を調べる。不連続面は潜在的なすべり面であることが多い。地形、斜面形状も十分注意する。オーバー・ハングしていれば、その崩壊面は予想しやすい。斜面の縦断形状については、凸から凹に変わる変換点が崩壊の頭部になりやすい。斜面上部に見られるクラックあるいは斜面中部～下部のはらみ出し等が見られる場合はこれより崩壊面の形を推定できることが多い。

サウンディングでは土質調査に従来使用されているもの、または急傾斜地で使い易いようにこれを簡易化、軽量化したものが用いられている。調査目的はいずれも、斜面地盤の強度に関する不連続面（想定崩壊面）の位置、形状および地盤の原位置での強度（地山の評価）を求めることである。茨城県筑波の花崗岩斜面の調査では、スウェーデン式サウンディング、土研式簡易貫入試験とも、表土層とマサ状風化花崗岩の境界を良くとらえている。千葉県南部の第三紀泥岩斜面の調査では、表土層の下にある泥岩面の凸凹がサウンディングで明瞭になり、一連の斜面のうち昭和46年9月の集中豪雨で崩壊の発生したのは、地表から浸透した水が多量に集中した泥岩（基盤）の凹部に対応する箇所であることが分かった。

急傾斜地の調査ではこのほか、ボーリング等による地層観察、弾性波探査等の物理探査、原位置透水試験等の地表水・地下水の調査、採取した試料による土質試験、伸縮計等による斜面変価調査が用いられるが、その適用と結果の解釈に際しては、対象斜面の特徴を十分考慮することが重要である。

急傾斜地調査例として、秋田県男鹿市船川港外ヶ沢急傾斜地での調査について述べた。過去の災害調査、現地踏査、ボーリング、サウンディング、弾性波探査を実施し、地盤の状態と地形から崩壊形態を想定し、これに対する対策工の検討を行なったが、サウンディングに際して、斜面近くに地層が観察できる所があれば、ここでもサウンディングを行ない、サウンディングで得られる値と観察される地層とを対比することによって精度を高める必要性を特に指摘した。

参考文献（第1編、第2章）

- 1) 大工原潮：土砂害による災害危険箇所の総点検について、地すべり 10, 3, (1974), 1-7

- 2) 安江朝光, 岡本正男, 今村遼平, 中林一: マルチスペクトル写真による道路沿いの斜面調査, 施工技術 7, 6, (1974), 59 - 70
- 3) 難波宣士: 豪雨による山地崩壊と森林との関係, 施工技術, 5, 11, (1972), 96
- 4) 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室: 急傾斜地調査指針, 土木研究所資料, 第 864 号, (1973)
- 5) 大久保駿, 上坂利幸: 簡易貫入試験機による地盤調査, 土木技術資料, 13, 2, (1971)
- 6) 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室: 昭和 46 年 9 月 6 日～7 日秋雨前線ならびに台風 25 号によるがけ崩れ調査報告書, 土木研究所資料第 782 号, (1972)
- 7) 安江朝光: 自然斜面崩壊の実態について, 第 11 回日本道路会議特定課題論文集, (1973) 81 - 83
- 8) 米国内務省開拓局編, 京都大学土木会訳: 土質便覧, 山海堂, (1963)
- 9) 安江朝光, 大久保駿: 急傾斜地の調査実例とその考察, 土木技術資料, 14, 8, (1972) 8 - 15
- 10) 日本地質学会秋田部会: 地質見学案内書, 男鹿半島, (1954)
- 11) 地質調査所: 5 万分の 1 地質図幅説明書, 戸賀・船川, (1959)
- 12) 宇佐美竜夫: 日本被害地震総覧, 東京大学出版会, (1975)
- 13) 安江朝光: 急傾斜地の分類基準, 地すべり 7, 4, (1971), 9 - 12

第 2 編

第 1 章 自然斜面の安定解析

第1章 自然斜面の安定解析

1.1 概 説

自然斜面の安定解析は、広い意味では次の事項を指すものと考えられる。

- (i) 一連の自然斜面のうちどの区域が安定性が低いか、すなわち、崩壊のおそれがあるか。
- (ii) 自然斜面のどの部分が安定性が低いか、すなわち、崩壊のおそれがあるか。
- (iii) いつ、どのような場合（降雨量、降雨強度等）崩壊のおそれが強いのか。
- (iv) それらの危険度はどの程度か。
- (v) もし崩壊するとすればどんな形態で崩壊するか。
- (vi) どんな対策工を採用すれば良いか、またその対策工の安全性はどの程度か。

これらに対しては、経験的判断も含めて種々な方法があるが、ここでは土あるいは岩の力学という面から取扱う。それ以外の面から斜面安定解析を取扱っているものについては、1.4において述べたい。

地表面が傾斜している、いわゆる斜面においては、重力の作用によって常に高い方から低い方へ土を移動させようとする動きがある。この力の作用によって斜面内部にせん断応力が生じ、このせん断応力が地盤のせん断抵抗より大きくなるとそこで地盤が破壊し、それが連続面に沿って起こると、その連続面で区切られた土（岩）塊が滑動を起こし、斜面が破壊するというのが土あるいは岩の力学での基本的な考え方である。

斜面の安定解析は、この滑動を生じさせる力と滑動に抵抗する力の関係を解析することである。安定解析に必要な要素は、滑動力に関連する斜面の形状、土層断面、土層の単位体積重量と抵抗力に関連する土のせん断強さ、間げき（水）圧である。またこの場合、条件を次のように簡単化して解析するのが一般的である。

- (i) 解析は代表的な主要断面について行ない、側面のせん断抵抗は無視し、二次元的な取扱いをする。

- (ii) 土のせん断強さは、全応力法で求めたクーロンの式

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

または有効応力に関するクーロンの式

$$\begin{aligned}\tau &= c' + (\sigma - u) \tan \phi' \\ &= c' + \bar{\sigma} \tan \phi'\end{aligned}$$

で表わされる。

安定解析の方法は、基本的に上述のような共通の認識の上に立っているが、実際の手法としては、すべり面を仮定して抵抗力と滑動力の比で定義される安全率の最小を与えるすべり面を採用するすべり面法と、弾性論や弾塑性理論等にもとづいて斜面の応力条件を求めて解析する方法に大別される。後者の方法については、最近では有限要素法などにより、電子計算機を利用して容易に解析す

ることが可能となったため、逐次破壊現象の解明など、前者の欠点を補う意味で用いられる傾向が見られる。

1.2 盛土等の人工斜面の安定解析

1.2.1 概 説

道路の盛土、フィルダム等において、その安全性を検討する種々の方法が提案されている。いずれもその方法のすべての過程が合理的に説明されているわけではないが、曖昧な部分を含みながらも、安全率において、ある幅の余裕を取ることにより、その方法で過去、設計してきた構造物が問題がなかったという事実は、それらの方法に工学的な評価を与えるものである。

1.1で述べたように、土質工学における安定解析法¹⁾は、すべり面法と応力ひずみ法に大別されるが、現在、実用されているおもな解析方法を示すと次のようになる。

- | | | | | |
|-------|---|-----------------------|---|----------------------|
| すべり面法 | { | (1) Taylor の安定図表による方法 | { | |
| | | (2) 単一円弧すべり面によるスライス法 | | |
| | | (3) 複合円弧すべり面法 | | |
| | | (4) 平面すべり面法 | | 修正スウェーデン法 |
| | | (5) 複合すべり面法 | | ウェッジ法
Janbu の方法など |

すべり面法のうち最も良く用いられるのは(2)単一円弧すべり面によるスライス法であり、たとえばダム設計基準²⁾では「安全性の検討は原則として円形すべり面について、スライス法により検討する」と規定しており、また、のり面工・斜面安定工指針においても、のり面の安定計算式として、円弧すべり面によるスライス法によるものを掲げている。

1.2.2 設計に用いる土質定数の求め方

解析方法が妥当かどうかは、それが実状に合うかどうかで決まるわけで、それは必然的に土のせん断強さのとり方が問題となる。

土の破壊条件はクーロンの式で与えられるものとする。すなわち、一般には

$$s = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (2.1.1)$$

ここに

s = 土のせん断抵抗

σ = せん断面における垂直応力

c = 土の粘着力

ϕ = 内部摩擦角

この式は、土のせん断強度を間げき水圧を考慮せず、全応力で表示するものである。

間げき水圧を考慮して有効応力にもとづく表示をするときは、次の式で表わす。

$$s = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (2.1.2)$$

c' = 有効応力に関する土の粘着力

ϕ' = 有効応力に関する土の粘着力

斜面の安定計算を行なう際は、土の強度は式(2.1.1)または式(2.1.2)で表わされるクーロンの式を用いるから、設計に用いる土の定数、すなわち粘着力と内部摩擦角を、なるだけ対象とする土構造物の実状に合わせて求める必要がある。この定数は、一般に三軸圧縮試験により求めるが、この場合、試験時の排水条件により、次の3つの方法のうちのいずれか一つの方法で求められる。

(i) 非排水試験 (U 試験: *Undrained Test*)

土の間げきに含まれる水分が排出されないようにして供試体に外圧を加え、圧縮試験中も供試体への水の出入を許さない方法である。

(ii) 圧密非排水試験 (CU 試験: *Consolidated Undrained Test*)

ある一定の圧力のもとで完全に圧密し、その後非排水の条件下でせん断する。この方法では U 試験に比べてせん断強さが増大する。

(iii) 圧密排水試験 (D 試験, または CD 試験: *Drained Test, Consolidated Drained Test*)

ある一定の圧力のもとで完全に圧密し、その後間げき圧が生じないよう供試体からの水の出入をゆるした状態でせん断試験を行なう。この試験方法は一般に最も大きなせん断強度を与えるが、試験に長時間を要するので実際上はあまり行なわれない。 D 試験の代用として、 CU 試験中に間げき圧を測定し、これより、間げき圧の発生しない条件、すなわち圧密排水条件での土のせん断強度を求めることが多い。

三軸圧縮試験より求められる土の粘着力と内部摩擦角は、上述の試験方法と対応して次のように表示される。

	粘 着 力	内部摩擦角	試 験 方 法
全応力表示 (一般的な場合)	C	ϕ	
” (条件を明示した場合)	C_u	ϕ_u	U 試 験
	C_{cu}	ϕ_{cu}	CU 試 験
	C_d	ϕ_d	CD 試 験
有効応力表示 (総ての場合について)	C'	ϕ'	

有効応力表示ではすべての場合について C' , ϕ' で表示されるが、実際の土中で生じる現象との対応を考える上で、それらがどのような条件 (試験方法) で求められたかを明記する必要がある。

図-2.1.1は、三軸圧縮試験において、供試体のせん断面に働く全垂適応力 σ とせん断応力 τ との関係 (理想化したもの) を示す。ただし、試料は完全に飽和した粘土と仮定する。

実際の設計にあたって、どのような土のせん断強度を用いるかについては、道路の盛土、あるいはフィルダムなど特定の土構造物については、従来の施工実績の積み重ねを通して一応定まっているが、それら全体を見直して統一された実用上の基準を作成する努力は従来ほとんどなされていない。

道路の土構造物に対しては、一般に次のような方法がとられている。

(i) 粘性土、砂質土を問わず、原則として盛土（突固め試料）のせん断強さは非排水三軸圧縮試験を行なって得た強度定数 Cu 、 ϕ_u を用い、切土（乱さない試料）のせん断強さは圧密非排水三軸圧縮試験（膨潤吸水試験も含む）を行なって得た強度定数 Ccu 、 ϕ_{cu} から求める。すなわち、

$$\text{盛土の場合：} s = Cu + \sigma \tan \phi_u$$

$$\text{切土の場合：} s = Ccu + \sigma \tan \phi_{cu}$$

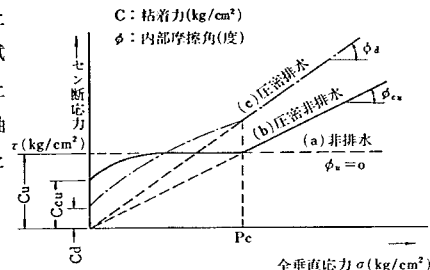


図- 2.1.1 全垂直応力とせん断応力との関係

(ii) 盛土および切土内に湧水や浸透水などにより高い間げき水圧が発生する場合は、せん断中に間げき水圧を測定しながら行なう圧密非排水三軸圧縮試験より強度定数 C' 、 ϕ' を求め、次式によりせん断強さを求めるものとする。

$$s = C' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

これらにより設計を行なう場合には、雨の浸透や地下水により発生する間げき水圧、あるいは盛土施工に伴って発生する間げき水圧を正しく把握することが必要である。また、これまで述べた方法は飽和土を想定したものであったが、実際は不飽和土の場合が多い。この場合も、上述と同様に取扱うものとしているが、不飽和土では含水比、すなわち飽和度がせん断強さにかなり大きな影響を与えるので、含水比の変化に対応するせん断強さを確かめる必要がある。

フィルダムの設計²⁾に対しては、一般に次のような方法がとられている。

(i) 全応力表示法については、非排水試験（ U 試験）の結果がダムの施工中および完成直後の安定性の解析に用いられることがある。この場合、試験中に供試体に発生する間げき圧と実際に発生する間げき圧は同じであるという仮定にもとづいている。ただ従来の経験では、このような方法による場合、含水比のわずかな相違によってもせん断力は著しく異なる。試験時の含水比と実際の土構造物での含水比を同じにすることは困難な場合が多いので、この方法は一般的には用いられていない。

(ii) 有効応力表示法については、圧密非排水試験（ CU 試験）または圧密排水試験（ CD 試験）時に間げき圧を測定して、粘着力 C' 、内部摩擦角 ϕ' を求める方法が採用されている。ただし、 CD 試験は透水性の低い土の場合には排水が容易でないために試験に長時間要し、實際上不可能なことが多い。 CU 試験では、供試体が不飽和な場合間げき圧の測定が困難なため、供試体を完全に飽和させた後、実施するのが普通である。

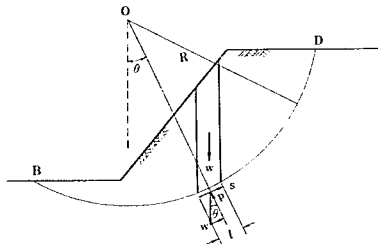
1.2.3 すべり面法による安定計算

すでに述べたように斜面の安定計算法はすべり面法と応力-ひずみ法に大別されるが、このうち一般的に用いられるのは、すべり面法であり、後者は、すべり面法では実状にはずれたり、あるいは特に詳細な検討を要する場合に用いられる。すべり面法にもいろいろな方法があるが、このうち道路の盛土、切土、およびフィルダムにおいて現在ほぼ基準的な使い方がされているものについて述べる。

道路の土構造に対しては、つぎのような方法がとられている。³⁾

(i) 単一円弧すべり面によるスライス法

単一円弧すべり面とは、斜面にすべり破壊が生ずる場合、図-2.1.2に示すように、そのすべり面の形状がOを中心とする円弧BDと仮定したものをいう。



すべりに対する安全率 F_s は、すべり円弧面土の土のせん断抵抗力 $s \cdot l$ と、すべり円弧面上部の土塊により生ずる、すべりを起こさせようとするせん断応力 $\tau = W \cos \theta$ との比で定義される。

図-2.1.2 単一円弧すべり面によるスライス法

ここで安全率をせん断力に関するモーメントの形で表わすと、次のようになる。

図-2.1.2において、円弧すべり面上に作用する種々の力がつり合っているときは、回転中心Oに関するモーメントのつり合から

$$\sum W \cdot \sin \theta \cdot R = \sum \frac{s \cdot l}{F_s} R \quad \text{となる。}$$

上式を整理すると、安全率 F_s は次のように表わされる。

$$F_s = \frac{\sum s \cdot l \cdot R}{\sum W \cdot \sin \theta \cdot R} = \frac{\sum s \cdot l}{\sum W \cdot \sin \theta} \quad (2.1.3)$$

土のせん断強度 s は、全応力表示では式(2.1.1)で、有効応力表示では(2.1.2)で与えられ、またその土質定数は1.2.2で述べた方法で求められる。したがって、式(2.1.3)による安全率の計算も間引き水圧を考慮しない全応力法と、それを考慮した有効応力法に分けられる。

全応力法では、安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{\sum (c \cdot l + W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \theta} \quad (2.1.4)$$

有効応力法では、

$$F_s = \frac{\sum [c' \cdot l + (W \cdot \cos \theta - u \cdot l) \cdot \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \theta} \quad (2.1.5)$$

(ii) テンションクラックを考慮した単一円弧すべり面によるスライス法

盛土または切り地山にテンションクラックが生じるような場合、図-2.1.3においてC, D, Eに囲まれる部分の滑動モーメントと、すべり円弧DEの抵抗モーメントは安定計算に含めない。この場合、テンションクラックの深さZは一般に次式により求められる。

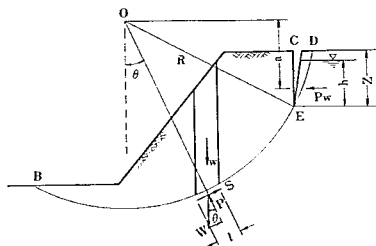


図-2.1.3 テンションクラックを考慮した単一円弧すべり面によるスライス法

$$Z = \frac{2C}{\tau_t} \times \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (2.1.6)$$

上式による結果が2.5 m以上になる場合は、2.5 mを限度として安定計算に使用する。

安全率 F_s は、(i)と同じく、式(2.1.14)または式(2.1.15)で計算する。

また、盛土または切り地山内の水位がテンションクラックの底より上にある場合、転倒モーメントにテンションクラックに作用する水圧を加えて安定計算をする。

$$F_s = \frac{\sum s \cdot l}{\sum W \cdot \sin \theta + \frac{a}{R} P_w} \quad (2.1.7)$$

ここに

P_w ; テンションクラックに作用する水圧であり、水の単位体積重量を τ_w 、テンションクラックの底からの水位を h とすると $P_w = \tau_w \cdot h^2 / 2$

R ; 半径

a ; P_w が作用する点とすべり円弧の中心 O を通る水平線との鉛直距離

(iii) Taylor の安定図表による方法

斜面の土質が均質な単純斜面の場合、盛土高が13m以下の盛土あるいは切土の概略検討にTaylorの安定図表を利用する方法が用いられる。この場合、間げき水圧は考慮せず、せん断強さは全応力表示によるものを用いる。一般的には非排水三軸圧縮試験より求めた C_u 、 ϕ_u を用いることが多い。

斜面が軟かい粘性土($c > 0$ 、 $\phi = 0$)の場合には、図-2.1.4を利用して次式により安全率を計算する。

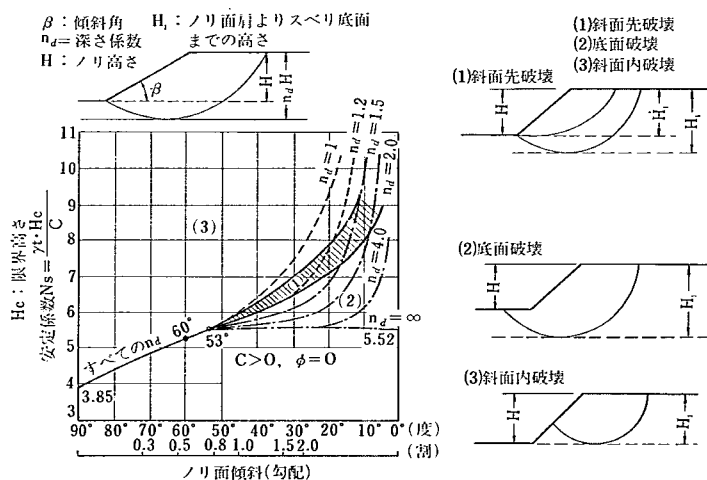


図-2.1.4 安定係数とノリ面傾斜角および深さ係数の関係

$$F_s = \frac{N_s \cdot c}{r_t \cdot H}$$

(2.1.8)

ここに

N_s ; 安定係数

c ; 粘着力 (t/m^2)

r_t ; 単位体積重量 (t/m^3)

H ; のり面の高さ (m)

斜面肩からすべり面までの深さ (H_1) と傾斜角 (β) の関係から、図-2.1.4により、深さ係数 $nd = \left(\frac{H_1}{H}\right)$ に対応する $N_s = \frac{r_t \cdot H \cdot c}{C}$ を読みとり、式(2.1.8)にそれぞれの値を代入し、 F_s を算出する。

斜面が砂質粘性土からなる場合 ($c > 0$, $\phi_a > 0$ の場合) には、図-2.1.5を利用して安全率を計算する。傾斜角(β)に対して種々の ϕ_a に対応する安定数 $\frac{1}{N_s} = \frac{Ca}{r_t \cdot H}$ の値を読みとる。次にそれぞれの ϕ について必要な粘着力 $Ca = \frac{1}{N_s} \cdot r_t \cdot H$ を求め、粘着力に関する安全率 $F_c = \frac{Cu}{Ca}$ を計算する。次に摩擦角に関する安全率 $F_\phi = \frac{\tan \phi_u}{\tan \phi_a}$ を計算する。求める安全率は $F_c = F_\phi$ の時の値となる(図-2.1.6参照)。

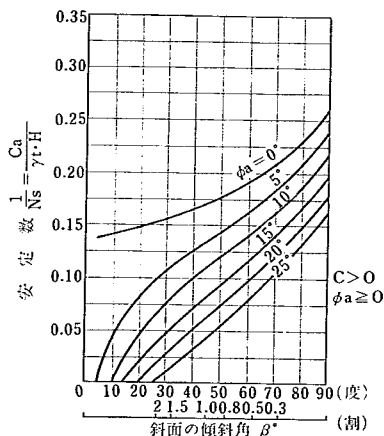


図-2.1.5 安定数とノリ面傾斜角および内部摩擦角の関係 (Taylorによる)

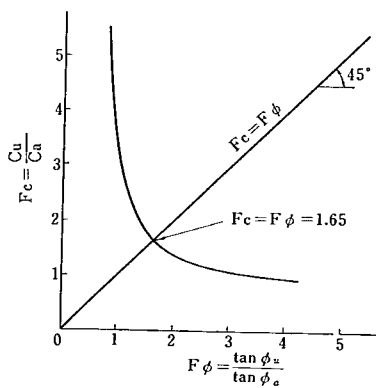


図-2.1.6 Taylor法による計算例

(IV) 複合円弧すべり面法

単一円弧すべり面法によって安全率を計算することが適当でない場合には、次に示す複合円弧すべり面法によるものとする。この場合、間引き水圧、テンションクラックの考え方は単一円弧すべり面法に準ずるものとする。2個の円弧と1本の直線ですべり面が表わされるとした場合、安全率

は次式により計算される (図-2.1.7 参照)。

$$F_s = \frac{a_3 \cdot R_1 \cdot \sum \frac{B}{A} (l \cdot s) + a_3 \cdot a_1' \cdot \sum \frac{C}{B} (l \cdot s) + a_1' \cdot R_3 \cdot \sum \frac{D}{C} (l \cdot s)}{a_3 \cdot W_1 \cdot d_1 + a_1' \cdot W_3 \cdot d_3} \quad (2.1.9)$$

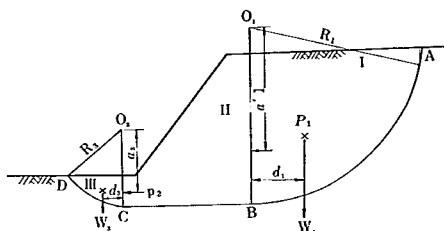


図-2.1.7 2コの円弧と直線の場合の説明図

次にフィルダムの現状について述べると、安全性の検討は原則として円弧すべり面についてスライス法により検討するが、すべり面の形状がこれとかなりはずれるものについては、平面すべり面法あるいは修正スウェーデン法、またはウェッジ法による複合すべり面法が用いられる。

(i) 単一円弧すべり面によるスライス法

道路の土構造物に対して用いられている方法と同じものである。フィルダムにおいては、一般に間げき水圧は考慮されるが、テンションクラックは考慮されない。

(ii) 平面すべり面法

フィルダムの表面に近い層が、表面と平行な形で、その下部の盛土の上に盛られ、しかもこの層が下部とは異なった材料が用いられており、この2層の境界が潜在的すべり面になり得る場合は、この境界を平面として次に述べる平面すべり面法によって検討する。

図-2.1.8において、 $B-B'$ をすべり面とし、表面より H_1 の深さで定常浸透流があるとする。このとき、応力状態は深さのみに依存し、 $B-B'$ 面上の間げき水圧 U は $U = r_w (Z - H_1) \cos^2 \beta$ であるから、 $B-B'$ 面に働く垂直有効圧およびせん断応力は、 $\bar{\sigma} = [r H_1 + r' (Z - H_1)] \cos^2 \beta$ 、 $\tau = [r H_1 + r' (Z - H_1)] \cos \beta \cdot \sin \beta$ であり、また土のせん断強さ s は $s = c' + \bar{\sigma} \tan \phi'$ であるから、安全率は

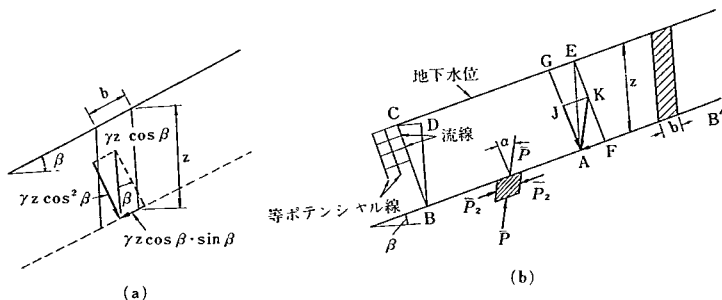


図-2.1.8 平面すべり法説明図

$$F_s = \frac{s}{\tau} \frac{C' + \{ r H_1 + r' (Z - H_1) \} \cos^2 \beta \tan \phi'}{\{ r H_1 + r_t (Z - H_1) \} \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (2.1.10)$$

ただし、

- r ; 地下水面上の土の単位体積重量
- r_t ; 地下水面以下の土の飽和単位体積重量
- r' ; 地下水面以下の土の水中単位体積重量

フィルダムの基礎や堤体内部に弱線があり、すべり面が円弧にならないと予想される場合には、複合すべり面法により計算する。複合すべり面法には多くの方法があるが、一般的には、次に述べる修正スウェーデン法とウエッジ法が現状では用いられている。

(iii) 修正スウェーデン法

これは修正 *Fellenius* 法ともいわれ、不静定内力を考慮した図解法である。すなわち、各分割スライスに働く力 (図- 2.1.9 (c) 参照) のつり合い条件を満たすように、図式的に安全率を計算する方法である。計算の手順をまとめると (図- 2.1.9 参照)

- すべり面を仮定し、適当なスライスに分割する。
- スライス 1 の重量を計算し、ベクトル W_1 を垂直に、図- 2.1.9 (b) のように描く。
- 安全率 (n) を仮定し、すべり面に平行に C_{D1} とする。 ($C_{D1} = \frac{C}{n} \cdot \Delta l_1$)
- 側方力 E をのり面に平行に描く。
- W_1 の上端から、スライスのすべり面に垂直な線を引き、 ϕ_D 傾いた F_D を描く。 ($\tan \phi_D = \tan \phi / n$)
- 同様にして、連力図を描く。連力図が閉合しない場合は安全率 (n) を変えて再度連力図を描く。閉合誤差と安全率の関係を図- 2.1.9 (d) のようにプロットすれば、閉合誤差が 0 となる場合の安全率が求める安全率である。

ここに、

- n ; 安全率
- W ; スライスの重量
- E ; スライスの側方力
- N ; すべり面に垂直な力
- ΔL ; スライスのすべり面における長さ

(iv) ウエッジ法

すべり面を直線によって図- 2.1.10 (a) に示すように中央ブロック、主働ウエッジ、受働ウエッジの 3 つに分離し、これらの分割スライスに働く力のつり合い条件を満たすように図式的に安全率を計算する方法である。計算の手順をまとめると (図- 2.1.10 参照)

- 図- 2.1.10 (a) のように、すべり面を仮定し、安全率 (n) を仮定し、次のように C_D, ϕ_D を求めて、図- 2.1.10 (b), (c) の連力図を描き、 E_A, E_P を求める。

$$C_D = C/n$$

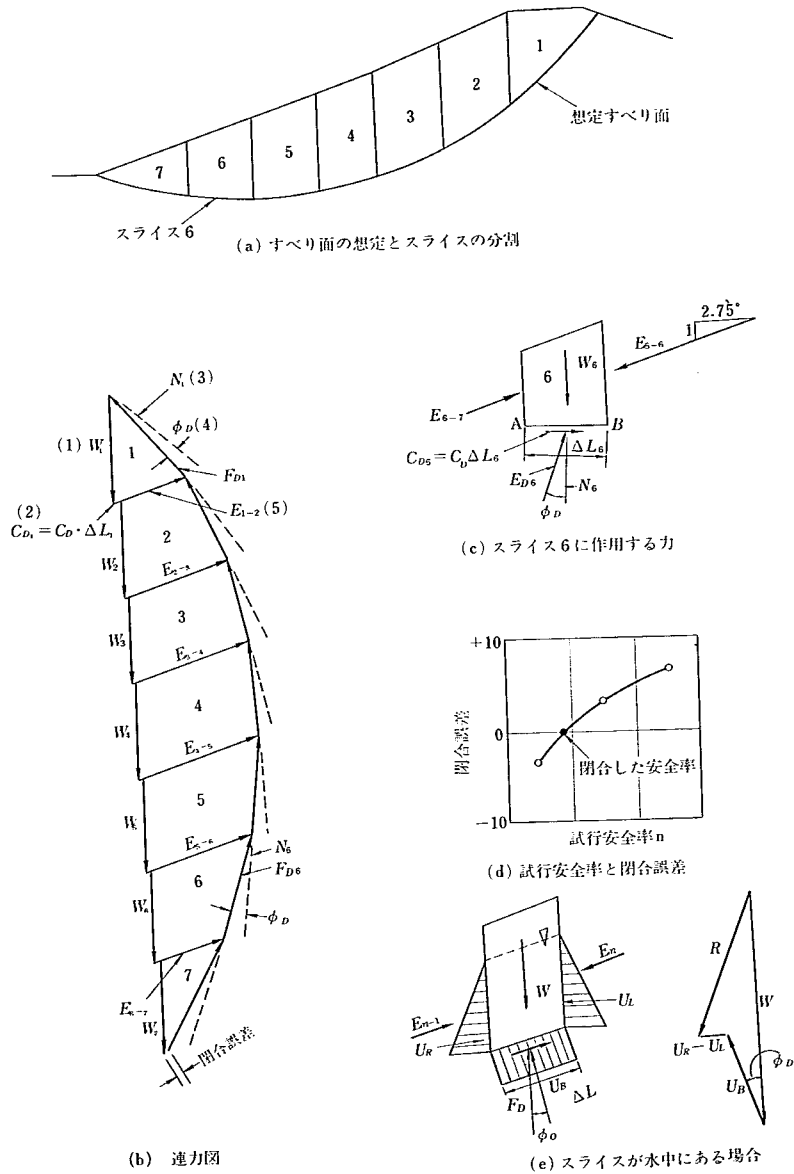


図- 2.1.9 修正スウェーデン法説明図

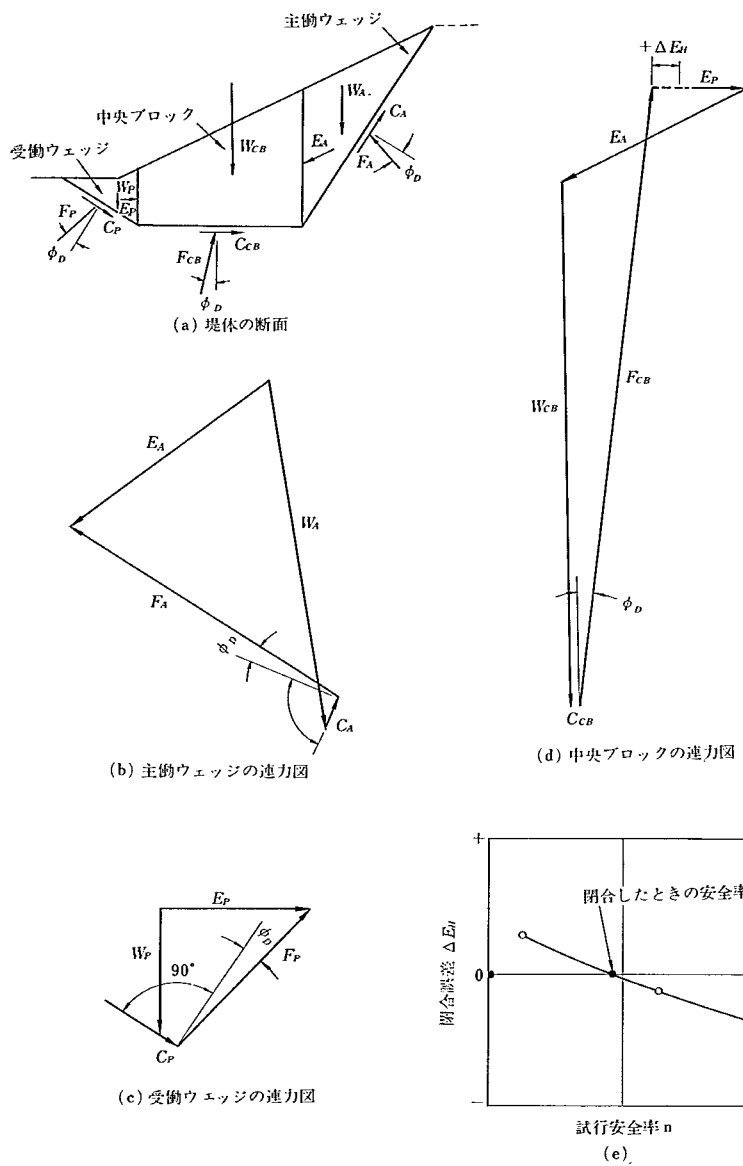


図- 2.1.10 ウエッジ法(I) 説明図

$$\tan \phi_D = \tan \phi / n$$

$E_P \cdot E_A$ は盛土の斜面に平行とする。

E_P , E_A にもとづいて図-2.1.10(d)を描く。

n を変えて ΔE_H を求め、図-2.1.10(e)のように n と ΔE_H の関係をプロットし、 $\Delta E_H = 0$ の場合の n が求める安全率である。

1.3 不飽和土のせん断特性に関する研究

1.3.1 概 説

自然斜面の崩壊を取扱う際、対象となる地盤（地山）は一般に不飽和土である。したがって、その安定解析は不飽和の特性を考慮して行なわれねばならないが、不飽和土の強度特性は飽和土ほど良く分かっていない。不飽和土の間げき圧は、間げき水圧と間げき空気圧から成り、せん断時の間げき圧の挙動が飽和土に比べてつかみにくく、また含水比の変化によりせん断強度も変るとされている。

これらに対する実際上の取扱いには現在、不飽和土の場合も間げき圧を考慮に入れて飽和土と同様に解析するが、不飽和土では飽和度がせん断強さにかなり大きな影響を与えるので、飽和度の変化に対応するせん断強さを確める必要があるという方向でまとめられてきている。

1.3.2 不飽和土のせん断特性に関する従来の研究の成果

不飽和土については、土中の空気存在が土の強度、圧縮特性にどのように影響するということが、飽和土との関連で研究されてきた。それらの研究の成果を通して、現在明らかになりつつある事項について整理する。

(i) 不飽和土の有効応力

飽和土の変形と強度が、有効応力に支配されることはすでに述べた。すなわち土のせん断強さは、有効応力に関するクーロンの式

$$\begin{aligned} s &= c' + (\sigma - u) \tan \phi' \\ &= c' + \bar{\sigma} \tan \phi' \end{aligned}$$

で表わされる。不飽和土の場合にも、この有効応力の原理の適用が考えられてきた。

図-2.1.11 は非排水三軸圧縮試験時の間げき空気圧と間げき水圧の一般的傾向を示したものである⁴⁾。また、図2.1.12 は、実測例を示す⁵⁾。不飽和土では空気と水の接する面には凹凸があり、水には表面張力が作用するので、初期の間げき水圧は $-u_0$ である。次いで測圧 σ_3 をかけると土中の間げきの占めるスペースが減少するため、間げき水圧も間げき空気圧とともに上昇し、図-2.1.11(a)の点 a および b に示されるところまで達する。間げき空気圧 U_a と間げき水圧 U_w の差は水の表面張力に等しい。軸圧 σ_1 が増加すると U_a , U_w ともひずみの進行に伴って変化する。

Bishop¹⁶⁾ によって、間げき空気圧と間げき水圧が共存するとき、有効応力は次式により与えられることが提案された。

$$\bar{\sigma} = \sigma - U_a + X(U_a - U_w) \quad (2.1.11)$$

ここに

U_a : 間げき空気圧

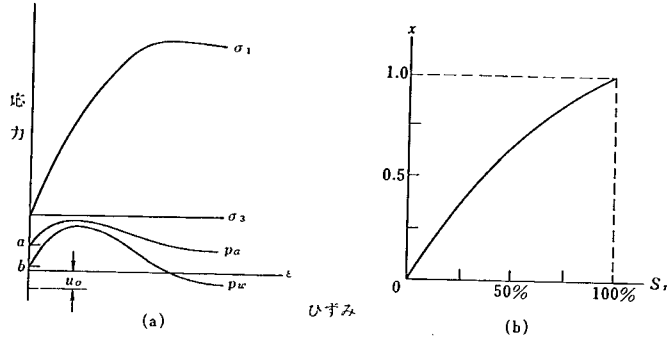


図-2.1.11 不飽和粘土の非排水三軸圧縮試験における挙動

U_a : 間げき水圧

X : 土の飽和度に関する定数, 飽和状態では, $X = 1$ となる。

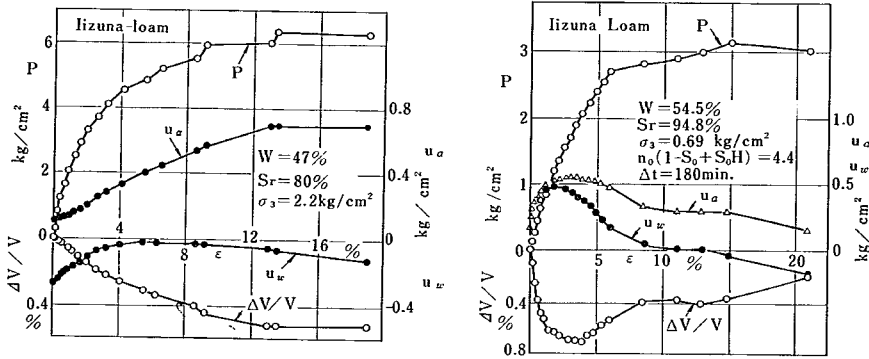


図-2.1.12 非排水三軸圧縮試験応力—ひずみ曲線

常数 X は土中のサクション $U_a - U_w$ が, いかほど粒子間の有効応力に寄与するかを表わすものと考えられる。

不飽和の土の強度は次式で与えられる。

$$s = c' + \{ \sigma - U_a + X (U_a - U_w) \} \tan \phi' \quad (2.1.12)$$

したがって

$$X = \frac{s - c' - (\sigma - U_a) \tan \phi'}{(U_a - U_w) \tan \phi'} \quad (2.1.13)$$

上式において, c' , ϕ' はこの土を飽和させ, 三軸圧縮試験することによって求まる。 s , σ , U_w , U_a は, ある飽和度を有する供試体について, 三軸圧縮試験により求まるから, 上

式より X を求めることができる。飽和度を変えて一連の三軸圧縮試験を行えば、図-2.1.11(b)に示されるような図が得られる。

ただ、水は非圧縮性であるのに対して、空気は圧縮性を有するから、非排水三軸圧縮試験において、側圧を増加させても飽和土では有効応力が変わらないのに対して、不飽和土では、側圧の増加とともに間げきに存在する空気が圧縮して有効応力が増すので、側圧とともに強度が大きくなる。しかし、側圧が大きくなるほどこの空気が間げき水中に溶け込む傾向が見られるので、側圧の増加による有効応力の増加の割合は減じてくる。したがって、精確を期するなら、応力の範囲を規定した上で、強度を求めなければならない。しかし、これによる誤差は多くの場合わずかで、(2.1.11)式の正当性は、*Bishop*^{6),7),8)}、*Skempton*⁹⁾、*Donald*¹⁰⁾および川上⁵⁾らの多くの実験により示されてきている。

(ii) 不飽和土における構造崩壊

*Jennings*と*Burland*によって、不飽和土の圧密試験中に、透水を行なってサクションを解放した場合、急激な圧縮変形を生ずることがあることが示された。有効応力の原理に従えば、サクションの解放による有効応力の減少は膨張変形を生ぜしめるべきものであるが、ある条件のもとでは圧縮変形が生じる現象が見られるということである。

このようなことから、*Jennings*¹¹⁾らは(2.1.12)式を適用できるのは粘性土で飽和度90%以上、砂質土では飽和度50%以上というある限界飽和度の存在することを示した。かかる変形は明らかに有効応力の原理と矛盾する性格のもので、このようなサクションの解放による圧縮変形は構造崩壊にもとづくものと考えられるようになった。

Barden^{12),13)}は構造崩壊を生ずるためには、3つの条件が必要であると説明している。すなわち、①土がもともと不安定な間げきの大きい構造をもつこと、②構造崩壊を生ぜしめるに足る外的応力が作用すること、③高いサクション（あるいは粒子間のセメンテーション）により土の構造が一時的剛性をもつことである。

1.4 自然斜面の安定解析

1.4.1 概 説

自然斜面の安定解析は、1.1で述べたように、危険度判定、崩壊形態の想定、対策工の安全度等、種々の意味を有しているが、いずれも斜面の安定度の判断がその基本となっている。

また盛土、フィルダム等の人工斜面では、安定解析はおもに滑動力と抵抗力の大小関係、すなわち安全率に集約する形で行なわれているのに対して、自然斜面の安定解析は、従来の経験、資料をもとに、現場技術者の判断で行なわれることが多い。これは、自然斜面が人工の斜面と次のような点において、異なるからである。

- (i) 人工斜面に比べて、自然斜面をつくっている地盤の強度および水に関する性質が異方性、不均質性を示すこと。
- (ii) 透透水および地下水の動きが、地形・地質構造に非常に左右されること。
- (iii) 風化によって生成した土、あるいは火山放出物起源の土（シラス、ロームなど）など、いわ

ゆる陸成土が対象となることが多く、これらの土を構成している粘土鉱物の水に対する性質が、海成土を構成している粘土鉱物に比較して、一般的傾向として不安定であること。

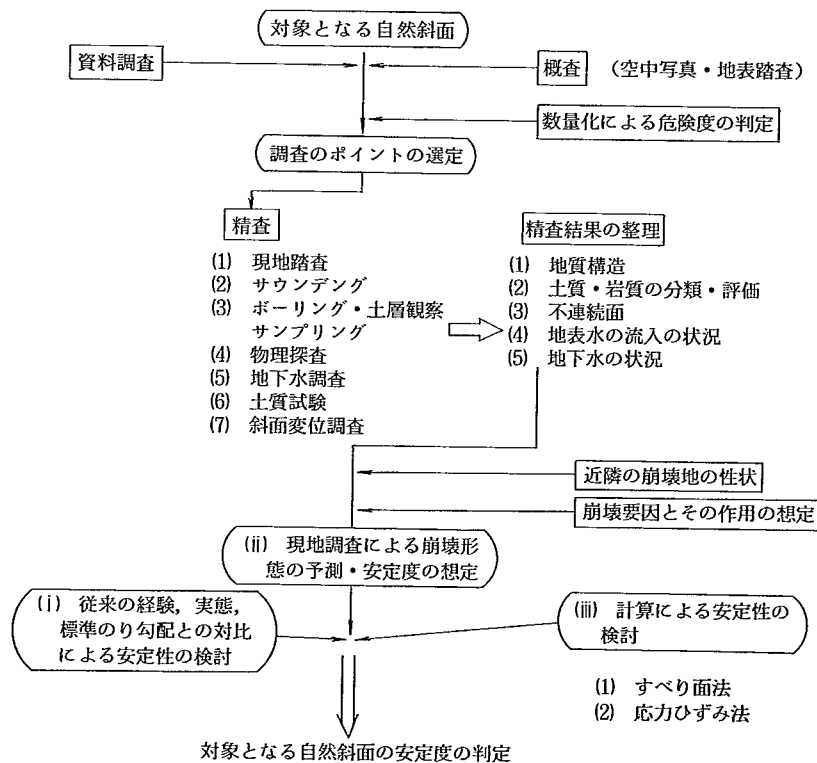
- (iv) 降雨時も不飽和な状態にあることが多く、水の滲透やせん断特性などに関して、不確定な要素が入ること。
- (v) 背後地の地形、斜面と断層との距離など、対象斜面自体の他、周辺の条件も考慮に入れる必要があること。
- (vi) 植生の被覆効果、樹木の風による地盤のゆれの影響等、従来土質力学や岩盤力学で取り扱われている以外の事項の比重が相対的に大きいこと。

表-2.1.1に自然斜面の安定解析の流れを示す。この表にあげた項目のうち、これまで記述していないものについて次に述べる。

1.4.2 自然斜面の安定度の検討

表-2.1.1に示すように、調査結果を受けて、安定度の判定をする際には、次の3つの方法がある。

表-2.1.1 自然斜面の安定解析のフローチャート



(i) 従来の経験、実態、標準のり勾配との対比による安定性の検討

自然斜面の実態については、第1編、第1章において整理したが、対象となる自然斜面が、どの辺に位置されるかによって、その安定性を検討できる。そのなかでも、図1.2.5のように地盤の種類別のサウンディングデータを整理したものは、自然斜面を切土によりその安定性向上を計る場合に効果的に利用できる。

表2.1.2は道路土工指針において、地山の土質に対する標準のり面こう配を示したものである。¹⁴⁾

表-2.1.2. 地山の土質に対する標準の面こう配

地 山 の 土 質		切土高	こ う 配
硬	岩		1 : 0.3～1 : 0.8
軟	岩		1 : 0.5～1 : 1.2
砂	SP・SW		1 : 1.5～
砂 質 土 S M. S C	密 実 な も の	5m以下	1 : 0.8～1 : 1.0
		5～10m	1 : 1.0～1 : 1.2
	密 実 で な い も の	5m以下	1 : 1.0～1 : 1.2
		5～10m	1 : 1.2～1 : 1.5
砂利または岩塊まじり砂質土 G W. G M. G C. G P	密実なもの、または粒度分布の良いもの	10m以下	1 : 0.8～1 : 1.0
		10～15m	1 : 1.0～1 : 1.2
	密実でないもの、または粒度分布の悪いもの	10m以下	1 : 1.0～1 : 1.2
		10～15m	1 : 1.2～1 : 1.5
粘 質 土 お よ び 粘 土 M L. M H. O L. O H. C L. C H		0～10m	1 : 0.8～1 : 1.2
岩塊または玉石まじりの粘質土		5m以下	1 : 1.0～1 : 1.2
		5m10m	1 : 1.2～1 : 1.5

※ 記号(例えばSM)は統一分類法による。

標準値に幅があり、また不連続面が容易に崩壊に結びついたり、地下水位が高い場合には参考になりにくい、安定性検討の一助とすることはできる。

図1.3.26, 図1.3.27, 表1.3.14, 表1.3.15, 表1.3.16, 表1.3.18は、地盤の状態と斜面のこう配との関係の資料を経験的判断を加えて整理したものである。

(ii) 現地調査による崩壊形態の予測、安定度の想定

現地調査の方法、結果の解釈および調査結果より安定度を想定して対策工検討に至る事例については、すでに第1編、第2章において述べた。

基本的にはこれと全く同じことになるが、ここで現地調査による崩壊形態の予測と安定度の想定について、簡潔にまとめる。

これに対して、順序立てると次のようになる。

斜面の地質、地形調査と履歴解析; どのようにして現在の斜面ができたかについて地質的、地形的解釈をたてる。斜面の地質によって、どんな崩壊が起こるかは、経験的にわかることが多い。たとえば、風化花崗岩からなる斜面では、表面流水や滲透水によって図-2.1.13のように表面のマサ土が滑落する。近傍の斜面で過去に崩壊したものがあれば、

それと比較対照する。

現地踏査；強度および透水・滲透に関する不連続面がどこにあるかを調べる。よい露頭をさがし出し、その連続性、方向、傾斜を調べる。不連続面は潜在的なすべり面であることが多い。地形、斜面形状にも十分注意する。オーバー・ハングしておれば、その崩壊面は予想しやすい。斜面の縦断形状については、凸から凹に変わる変換点が崩壊の頭部になりやすい。斜面上部に見られるクラックあるいは斜面中部～下部のはらみ出し等が見られる場合は、これより崩壊面の形を推定できることが多い。



図- 2.1.13 風化花崗岩斜面での崩壊形態の想定

安定度の想定については、外形からの判断としては、表- 1.1.31 に示す基準が一応の目安となる。その他、背後地からの流入量、湧水の降雨時の増加率なども検討事項に入る。

地盤調査；ボーリングやサウンディングあるいは弾性波探査等で地盤構成が判明すると、それから崩壊面を推定することもできる。これは、まずボーリング等により地質（土質）が判明すると、これより崩壊の形態が想定されるからである。

また、崩壊は地盤内の地層の境界、風化・破碎の違い、土の締め具合、岩の固結度、透水性の違いによる不連続面を境にして生ずる場合が多いから、これらの調査から崩壊面を推定することができる。崩壊形態の推定で最も重要なことは、ここに述べた方法による推定結果を総合的に解析することであり、1つの手法からのみ崩壊形態を推定するのは判断を誤る危険がある。

また、崩壊形態とともに崩壊要因についても的確に推定することである。崩壊の要因は、地表面浸食、含水による土層の強度低下と重量増、間げき（水）圧の上昇、パイピング、風化であり、これらが対象とする自然斜面にどのように作用するかを検討することによって、斜面の安定や崩壊形態を想定することができる。

(iii) 計算による安定性の検討

自然斜面の安定計算については、地山が均質な場合で、地山を構成する土のせん断特性が土質試験によって明らかになっている場合に限り安定計算を行うことができるとされている（のり面工と斜面安定工指針³⁾）。

しかし自然斜面は等方、均質なこととはまれであり、厳密な意味では、計算は不可能である。

実際面では、前述の(i)あるいは(ii)の手法により想定したすべり面に対して、すべり面法により安全率を計算する手法が用いられている。この場合、土質定数を正確に求めることが一般にむずかしく、計算値は参考にとどまることが多い。また、現状に対して、切土、あるいは間げき圧の上昇により、どの程度安全率が低下するか計算して、斜面の安定性を検討することも行なわれている。

重要な斜面に対しては、有限要素法による安定性の検討が行なわれている。斜面のモデル化、特に地盤（土および岩）の力学的および構造的な諸性質をいかに忠実に数式的に表現し、解析に導入するかが問題であり、これに関しては、目的、対象により種々のアプローチがなされている。

1.5 斜面の安定解析に関する従来の研究と問題点

1.5.1 概説

盛土、フィルダム等の人工斜面については、多くの研究が、内外でなされているが、自然斜面については、これに比べて発表論文の数が少ない。これは、自然斜面の有する異方性、非均質性の困難さの他、個々の斜面ごとにそれぞれ異なった支配的要因があり、一般的な解析を困難にしていることがあげられる。

最近、有限要素法の適用により、岩盤斜面については異方性、非均質性を考慮した検討方法、検討結果が発表されているが、¹⁵⁾ これもほとんどが、個々の事例を対象にしたもので、普遍的な解析法とはいえないものが多い。

地すべりについては、その取扱い方法も最近かなり整理されてきているが、これも地すべり地形を有するような場合であり、初生的な地すべりに対しては一般的な方法は発表されていない。

自然斜面の安定解析に関しては、総合的に体系化することを目的とした研究には見るべき成果がないが、個々の特質については、すぐれた研究がなされている。ここでは、従来の研究のうちおもなものを取りあげ、その要点を整理してみたい。

1.5.2 従来の主な研究

(I) Skempton, Hutchinson による自然斜面安定に関する過去の研究のまとめ

Skempton と Hutchinson は、第7回国際土質基礎工学会議において、“Stability of Natural Slopes and Embankment Foundation” のタイトルで、地すべり(landslide)も含む自然斜面全般にわたるレポートを発表した¹⁶⁾。

(i) 地すべりおよび他の土塊移動の型

複雑な自然斜面の問題を取扱うに際しては、まず地すべりおよび他の土塊移動を分類することから始めねばならない。この分類は、それぞれ特有の性質と形態を有するという観点から行なう必要がある。図2.1.14は粘土斜面の土塊移動の基本的な型を示したものである。図2.1.14に表示されない地すべりは、この基本型の組合せであるが、これは図2.1.15に示される。

(ii) 安定解析

斜面挙動の解析は、原理的には、斜面全域にわたる変位または応力を求め、これによりなされるべきであるが、原位置での応力および応力-変形-時間に関する情報を必要かつ十分に得ることはできない。したがって、実際には、土の斜面の安定を検討するのに、極限平衡法が用いられることになる。

極限平衡法では、連続した想定すべり面沿いに、滑動力(せん断力)と滑動抵抗力(せん断抵抗力)の比、すなわち安全率を求めることになる。この作業は、通常、一次元的に行なわれるが、これは実用上安全側にあり、また Kenney(1956)によれば、二次元、三次元解析に比してその誤差は10%を超えないとされている。

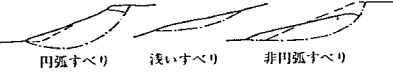
安全率の算定には、有効応力法と全応力法とがある。これについては、すでに、1.1と1.2.2で述べている。

安全率の計算はすべり面法により行なわれるが、用いる計算式による結果の差は表2.1.3に示されるものが得られた。

崩落



回転型すべり [スリップ, スランプ]



浅谷すべり



移動型すべり



板状すべり

流動

葉状

土状の流動

シート状

葉状または細片状

泥流

葉状

シート状と葉状に連なった流れ

図-2.1.14 粘土質斜面での土塊移動の基本的タイプ

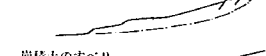
連続すべり



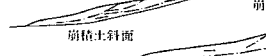
多重後退型すべり



スランプ-土状の流動



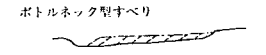
崩積土のすべり



崩積土斜面

不安定な地すべり土塊

水平離散型すべり



ボトルネック型すべり

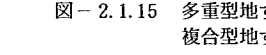


図-2.1.15 多重型地すべりと複合型地すべり

表-2.1.3

地すべり	すべり面の形状	安全率		
		F_1	F_2	F_3
	円弧	簡便法 ($P=Woos\alpha$)		Bishop (単純化されたもの)
Northolt	$\phi = 64^\circ$ $d_L = 0.14$	0.94		1.0
Lodalén	$\phi = 85^\circ$ $d_L = 0.20$	0.79		1.0
Drammen	$\phi = 82^\circ$ $d_L = 0.19$	0.79		1.0
	非円弧	簡便法 ($P=Woos\alpha$)	Janbu	Morgenstern & Price
Walton's Wood	$d_L = 0.06$	0.98	1.03	1.0
Guildford	$d_L = 0.09$	0.97	1.00	1.0
Sudbury Hill	$d_L = 0.11$	0.96	0.95	1.0
Folkestone Warren	$d_L = 0.17$	0.92	0.97	1.0

ϕ = 円弧の中心角 土の強度定数は $F_3 = 1.0$ となるように選定されている。

(2) 斉藤による斜面のクリープと崩壊発生時期の予知に関する研究

斉藤は地盤のクリープ速度と崩壊発生との関係を研究し、第5回国際土質基礎工学会議(Failure of Soil Due to Creep)と第6回国際土質基礎工学会(Forecasting the Time of Occurrence of a Slope Failure)において、それぞれ論文を発表している^{17), 18)}。

土のひずみ速度とクリープ破壊に至る時間の間には相関があるだろうことは、金属等の材料での挙動からも推察される。このような観点から、数十個の土の一軸および三軸状態でのクリープ試験が行なわれた。一軸圧縮試験では、一軸圧縮強度の7割の圧縮応力をかけ、もしひずみ速度が小さ過ぎれば、あるレベル以上の速度が得られるまで応力を増加させた。三軸圧縮試験では側圧を 0.75 kg/cm^2 に保ち、一軸と同レベルの軸差応力をかけた。ひずみ速度は第2次クリープ段階、すなわち時間～ひずみ曲線が直線であり、最小の一定ひずみ速度が得られるところにおいて測定された。図-2.1.16は典型的なクリープ破壊を示す。

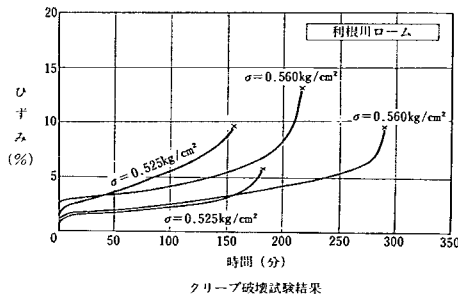


図-2.1.16 クリープ破壊試験結果

図-2.1.17は、クリープ破壊に至る

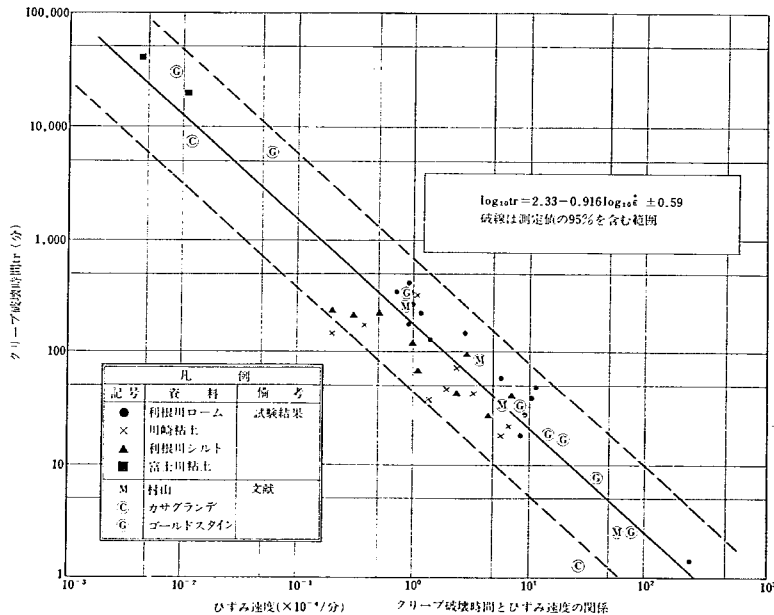


図-2.1.17 クリープ破壊時間とひずみ速度の関係

時間とひずみ速度を両対数紙上にプロットしたものである。この図から、プロットされた点は、直線に沿って分布していることがわかる。この直線は次式により表わすことができる。

$$\log t_r = c - m \log \dot{\epsilon} \quad (2.1.14)$$

ここに t_r = クリープ破壊に至る時間

$\dot{\epsilon}$ = ひずみ速度

m, c = 定数

この式は、 t_r は $\dot{\epsilon}$ に反比例していることを示すものである。

数多くの試験結果をプロットした図-2.1.17より、次の実験式が得られた。

$$\log_{10} t_r = 2.33 - 0.916 \log_{10} \dot{\epsilon} \pm 0.59 \quad (2.1.15)$$

ここで、 t_r の単位は分であり、 $\dot{\epsilon}$ の単位は 10^{-4} / 分である。

(3) 国鉄技術研究所における研究

国鉄技術研究所では、斎藤が中心となって、新幹線盛土斜面について一連の試験が行なわれ、その安定につき検討を加えている。対象は人工斜面であるが、現実の問題を技術の向上により解決した点で高く評価できるので、その要点をまとめてみたい^{19), 20)}。

(i) 人工降雨による新幹線盛土斜面の耐雨強度の検討

観測態勢を十分に整え、人工降雨による実際の新幹線盛土斜面の挙動を記録し、その結果を検討した。使用した設備及び計器は図-2.1.18に示すように配置された。試験は第1～第3次にわたった。第2次、第3次は、防災対策の一環として排水のための有孔管を盛土に施工してその効果を試験しているので、第1次試験結果だけを取り上げる。

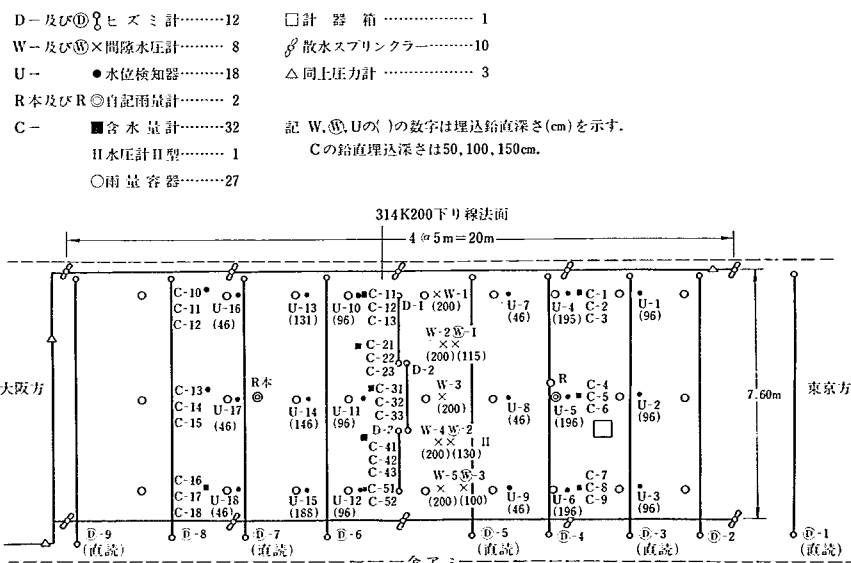


図-2.1.18 第1次人工降雨試験 計器取付図(展開図) 314 K 200 M附近下り斜面

雨量；表-2.1.4 は降雨量を示す。昭和41年3月15日9時40分から翌16日17時までの間に、累計548.5mmの雨量を3回に分けて降らしている。

表 - 2.1.4

第1次人工降雨試験

時雨量と連続降雨量（1日目）

散水開始 9時40分

第1回

41.3.15

第2次人工降雨試験

時雨量と連続降雨量（2日目）

散水開始 7時40分

第2回

41.3.16

経過時間	測定時間	時雨量	連続降雨量 mm
1 時間	10時40分	41.5	41.5
2	11・40	37.6	79.1
3	12・40	39.1	118.2
4	13・40	37.6	155.8
5	14・40	34.2	190.0
6	15・40	34.9	224.8
7	16・40	33.7	258.5

経過時間	測定時間	時雨量 mm	連続降雨量 mm	
			当日	前日を含む
1 時間	8・40	30.7	30.7	289.2
2	9・40	27.2	57.9	316.4
時間分 2・30	10・10	(27.2/2を当日 降雨量に加算)	71.5	330.0
	10時10分～ 11時45分散水 中止			
3・30	12・45	31.7	103.2	361.7
4・30	13・45	36.3	139.5	398.0
5・35	14・50	34.1	173.6	432.1
	14時50分～ 15時 散水中止			
6・05	15・30	55.2	201.2	459.7
6・35	16・00	61.2	231.8	490.3
7・35	17・00	58.2	290.0	548.5

軌道検測；認められるのは高低の狂いだけであり、これもわずかに軌道が試験斜面側に傾いて沈下する傾向を示しただけで、ほとんど問題にはならなかった。

ひずみ計；斜面が安定状態から不安定状態へと移行する場合にその徴候が斜面ひずみに最も早くあらわれるので、ひずみ計12台により観測したが、ひずみの変化はきわめてわずかであって、危険な状態は全く生じなかった（図-2.1.19）。

間げき水圧計；すべて深さ200cmに埋設した8個の間げき水圧計のうち、新設した3個は十分に働かなかったのを除外し、5個の記録を示すと図2.1.19のとおりである。降雨開始後2時間で水圧が発生しはじめて急激に上昇し、降雨停止後徐々に下降する傾向を示し、のり肩では最大水頭80cmの間げき水圧が発生した。

水位検知器；深さ50cmから150cm附近に3層に分けて埋設した18個の水位検知器は、いずれも水位の存在を示したので、試験区間の全体に地下水位が生じていることがわかる。計器の埋込深さと測定水圧および水位との関係を求めると、水圧はおおよそ深さに比例するようで、浅い深さのデータから自由水面の位置を求めると、斜面にほぼ平行になっていることが分った。

含水量計；深さ50cmから150cm附近に3層に分けて埋設した32個の含水量計の測定結果

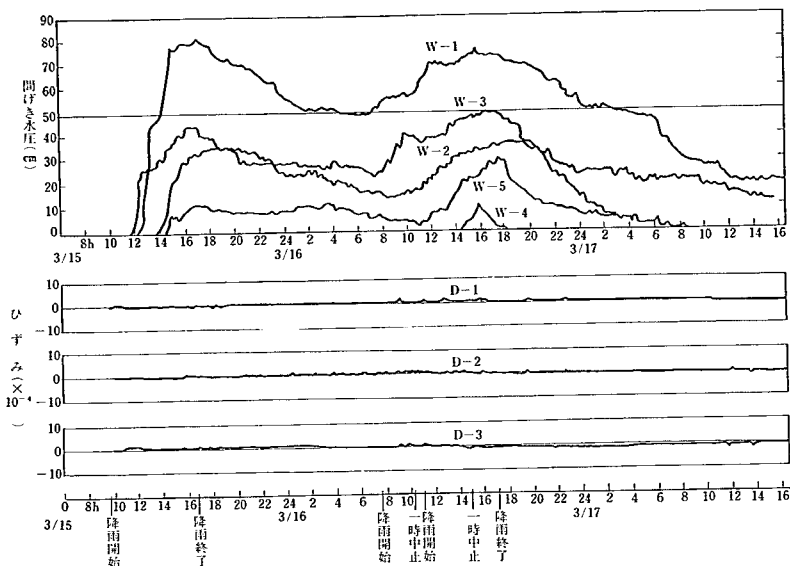


図-2.1.19 第1次試験間ゲキ水圧・ヒズミ測定図

によると、地表から下方に向かって飽和状態が進んで行くのが多く見られたが、これとは逆の状態を示すものもあり、単純ではないように見うけられた。

安定の検討；盛土のり面が水で飽和し、また間げき水圧がかなり上昇しても軌道の狂いはほとんど生ぜず、路盤はきわめて安定であったといい得る。土質試験の結果は、 $\phi_{cu} = 25^\circ$, $c_{cu} = 1.8 \text{ t/m}^2$, $\phi' = 32^\circ 20'$, $c' = 0.8 \text{ t/m}^2$, $r_{st} = 2.12 \text{ t/m}^3$ であった。

スウェーデン式サウンディングにより強度の等高線を示す図 2.1.20に各点の最大水圧をプロットすると、水圧は締固め度の高いところに発生していることがわかる。間げき水圧の深さ方向の分布を各地点で静水圧比の異なる直線分布と考えると、各点の間げき水圧の静水圧比は 0.45～0.05となる。

しかしながら実際の降雨の際には、路盤上にも同じく降雨があり、道床内を流れる雨水が集中流下すると降雨量が数倍にも数十倍にも増大したと同様な結果になるので、この点も見のがすことができない。その他、初期降雨では、土羽の収縮によるのり肩の亀裂や沈下も、水の透過を容易にして崩壊を促進するものである。以上の実情を考慮すると、静水圧比は最大の 1.0 になることも容易に予想されるので、人工降雨ののり肩の静水圧比 0.45 が 1.0 になるようにすべての静水圧比を 2.22 倍したものを初期降雨の状態とし、この安全率も計算した。なお、のり肩から路盤にかけても 1.0 の静水圧比が流くとし、静水圧比の異なる区間は直線的に変化するものと見なした。

計算式は、次式の簡便法を使用し、間げき水圧 u は、流線網の等ポテンシャル線はすべて斜面に直角になるとして計算した。

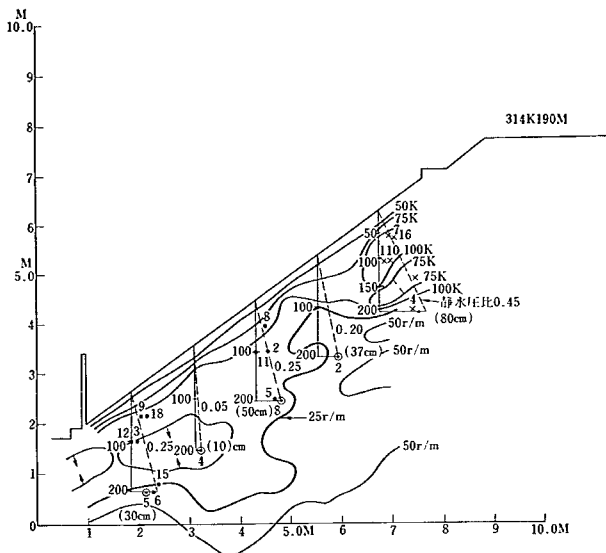


図- 2.1.20 スエーデン式サウンディングによる強度の等高線

$$F_s = \frac{\Sigma \{ c' \cdot l + (W \cos \theta - u \cdot l) \tan \phi' \}}{\Sigma W \cdot \sin \theta}$$

すべり面については、 N 値に換算して4以下の非常にゆるい、貫入1mに対する半廻転数が
 $N_{sw} = 25 \text{ r/m}$ 以内の部分をとる多くのすべり面を想定し、電算機を使用した。

計算結果は表-2.1.5のように、安全率の最小は人工降雨では1.726、初期降雨では1より大きいので安全である。すべり面の位置と安全率の分布については図- 2.1.21～図-2.1.24に示してあるがこれを見ると安全率最小のすべり面の中心は、土の強度によって移動するが、大体のり肩を含む斜面上方のすべりになっている。

表 2.1.5 新幹線名古屋保線所314K190 M下り側安全率計算一覧表

安全率 F_s (同心円のすべり面の安全率の中で最小値を示す)							
すべり面 中心番号	すべり面の中心		通 過 細片番号	$\phi_{cu} = 25^\circ \quad C_{cu} = 1.8 \text{ t/m}^2$		$\phi' = 32^\circ 20' \quad C' = 0.8 \text{ t/m}^2$	
	X(m)	Y(m)		人工降雨	初期降雨	人工降雨	初期降雨
A	5.4	10.9	15	2.611	2.356		
B	5.2	9.55	14	2.549	2.298		
C	5.9	9.9	15	2.545	2.267		
D	6.6	10.4	19	3.284	3.008		
E	6.85	8.2	16	2.844	2.487		
1	4.55	9.1	14			1.859	1.537
2	4.4	7.75	13			1.902	1.553
3	5.15	8.1	14			(1.726)	(1.357)
4	5.8	8.55	15			1.821	1.447
5	5.5	7.4	15			1.825	1.399

() 最小値

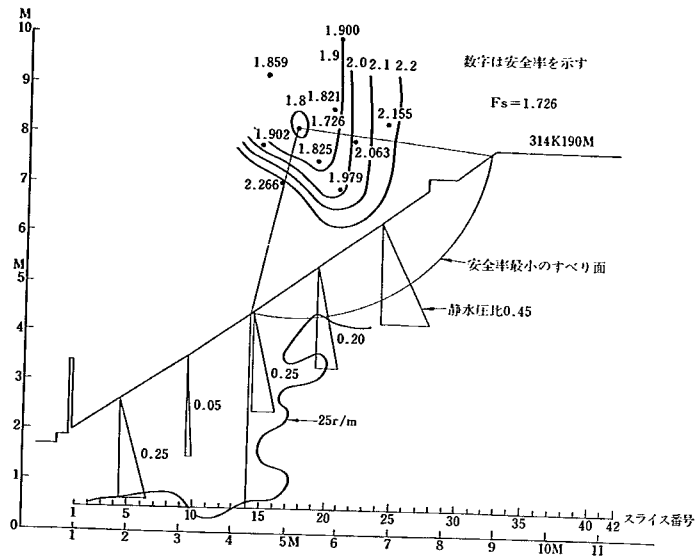


図-2.1.21 安全率とすべり面 ($\phi' = 32^\circ 20'$, $c' = 0.8 \text{ t/m}^3$ 人工降雨)

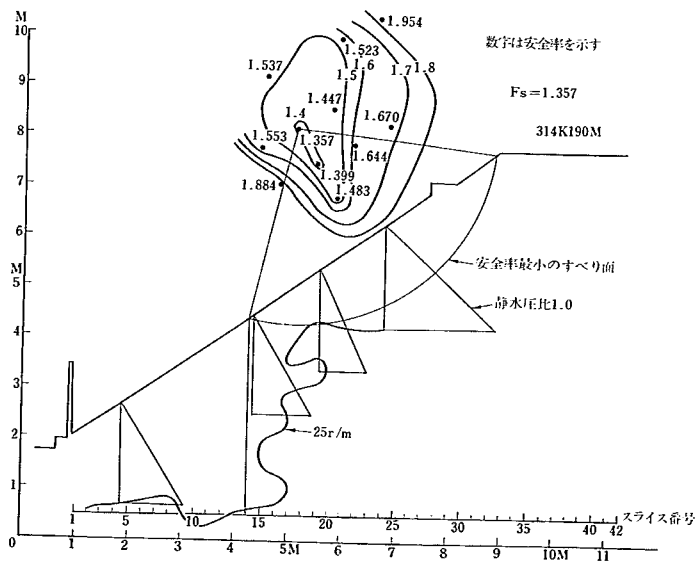


図-2.1.22 安全率とすべり面 ($\phi' = 32^\circ 20'$, $c' = 0.8 \text{ t/m}^2$ 初期降雨)

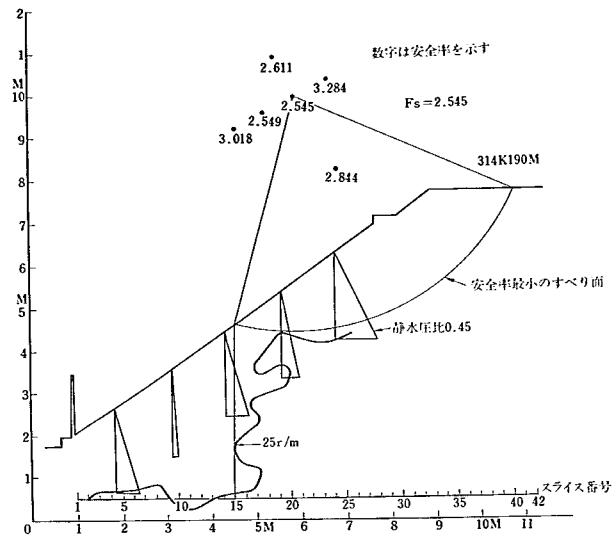


図-2.123 安全率とスベリ面 ($\phi_{cu} = 25^\circ$, $c_{cu} = 1.8 \text{ t/m}^2$ 人工降雨)

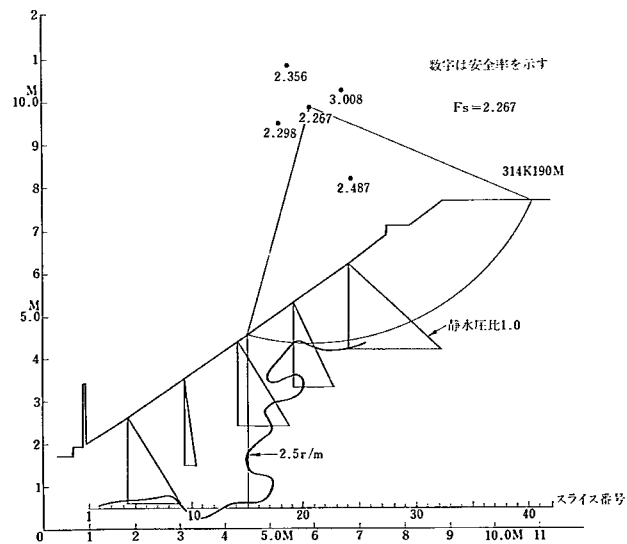


図-2.124 安全率とスベリ面 ($\phi_{cu}' = 25^\circ$, $c_{cu} = 1.8 \text{ t/m}^2$ 初期降雨)

以上のように、この個所では安全率はすべて1以上で崩壊の危険は初期降雨のときから生じないことがわかったが、他の個所で崩壊が生じていることから、同じように間引き水圧が生じた場合、安全率が1より小さくなって崩壊するような土の強度はどのぐらいか、ここで求めた安全率の最小のすべり面について強度を種々に変えて安全率を計算すると図-2.1.25のようになり、この図から安全率が1となる限界の摩擦角と粘着力の関係は図2.1.26のとおりになる。

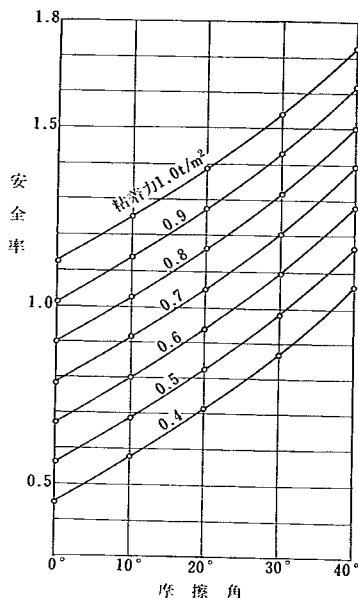


図-2.1.25 土の強度と安全率との関係
(斜面上方のスべリ面 図-2.1.22 初期降雨)

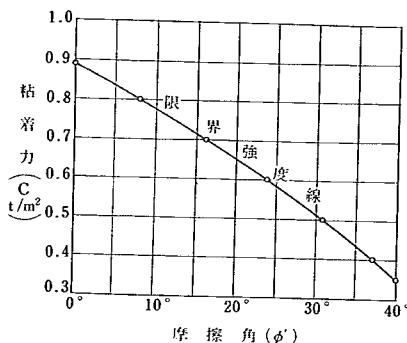


図-2.1.26 安全率が1である摩擦角 (ϕ') と粘着力 (c') の関係
(斜面上方のスべリ面 図-2.1.22 初期降雨)

この限界の強度がどの程度あり得るかを調べるため、砂質土区間の土質試験結果をプロットすると図2.1.27のようになり、18地点の内7地点が限界以内に含まれている。以上により、求めた限界強度を割ることは十分ありえることと思われるので、盛土構築後の初期降雨の際には危険個所があったのも、もっともだと思われる。

(ii) 人工降雨による砂質盛土の崩壊と排水による防止効果に関する実験

国鉄では、昭和24年から多量人工降雨に

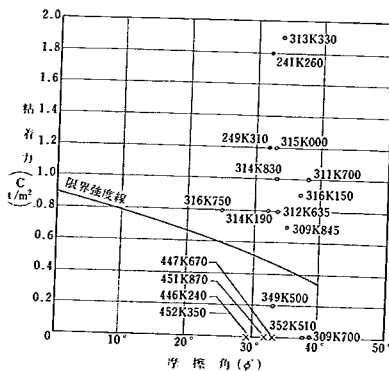


図-2.1.27 新幹線盛土砂質土区間の強度

よる崩壊実験を行なってきたが、この主たる目的は、従来、崩壊の直接の原因である斜面内の間げき水圧の挙動が特に明らかでないこと、ならびに崩壊の全過程を見る機会がめったにないので、これらは是非とも実験による他にはないからである。新幹線の建設に際して、さらに研究の進展を目ざし、一連の実験が行なわれた。

ここでは、雨水の内部浸透による間げき水圧の上昇が原因となる斜面崩壊を対象とした。このため盛土は砂質土を使用し、雨水の浸透を容易にした。また同時に崩壊を防止するための排水の効果についても明確にすることも目的とした。一連の実験の内容は表-2.1.6に示される。最も精度の高い実験は国立野外実験(鉄道技術研究所構内)であるのでこれについて述べる。

表- 2.1.6 実験の内容

実 験 名	仕 様	回 数
津田沼室内実験	室内に巾1.0m、長さ2.8m、高さ2.6mの鉄骨製片面強化ガラス張りの実験槽を構築し、降雨装置としてコンプレッサーと噴霧器を使用した。 市川砂を使用	5 回
福島野外実験	線増箇所を利用し、現在線に腹付し一区间延長8m、高さ4.5mの5断面の実物盛土を構築した。 粗砂、砂質土を使用	5 回
国立室内実験	室内で巾15cm、長さ200cm、高さ70cmの鉄骨製片面強化ガラス張りの箱を用い、小模型の実験を簡便に実施できるようにした。砂を使用	8 回
国立野外実験	国立構内の屋外に巾5m、長さ8.7m、高さ3.8mの鉄筋コンクリート製の斜面崩壊実験槽を建設し、降雨装置はスプリンクラーを使用した。これにより実物大の盛土の精密試験を行なうことができるようになった。	7 回
実験時の測定項目 ひずみと変位 雨 量 含 水 量 使用した試料土の土質定数 間 げ き 水 圧		

表-2.1.7に国立野外実験の内容を示す。7回の実験ではいずれも降雨による表面浸食は見られたが、盛土全体としては軽微な損傷であった。崩壊が発生した代表例として実験№1をとり、崩壊が発生しなかった実験№5の測定結果を比較対照する。

間げき水圧；図-2.1.28，図-2.1.29にそれぞれ示される。

ひずみと変位；図-2.1.30，図-2.1.31にそれぞれ示される。

含水比；間げき水圧から求められる地下水位面以下においては含水比は高く飽和に近いが、地下水面以上は不飽和になっていた。試料を採取して実測により求めた含水比や飽和度は、計器から求めた値と大体一致している。

一連の崩壊実験により明らかになったことは、崩壊が生ずるための条件には、第1に雨水が盛土の中へ浸透しやすいこと、第2に不透水の基盤があること、第3に相当量の降雨があり、間げき水

表- 2.1.7 実験盛土の内容 (国立野外)

No	盛 土 内 容	時 雨 量 mm/h	降 雨 時 間	崩 壊	
				有	無
1	盛りこぼし工 (茅ヶ崎砂)	30.9	1日6h 他ノリ肩天端注水23h	○	
2	土羽打工 (茅ヶ崎砂) のり面下半をロームで土羽打	42.6 ~ 50.7	3日計14h 他ノリ肩天端注水5h	○	
3	盛りこぼし工 (市川砂)	42.7 ~ 43.9	2日計 17h	○	
4	排水工付土羽打工 (市川砂) 砕石でノリ尻に三角形の排水工を設ける	53.3	3日計 26h	○	
5	パイプ排水工 (市川砂) 基盤上有孔パイプ9本敷設	46.6	2日計 23h		○
6	土羽打工 (市川砂) のり面下半をロームで土羽打	43.0	連続 18h30'	○	
7	センタードレーン工 (市川砂) 基盤上有孔コルゲートパイプ1本設置	46.1	3日計 31h	○	

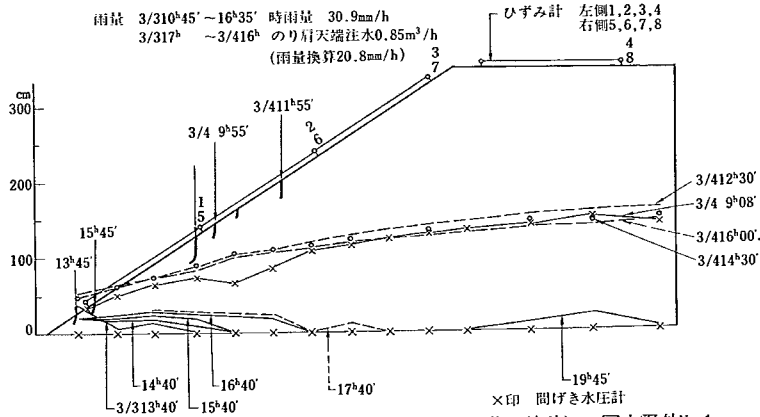


図- 2.128 間げき水圧測定記録—盛りこぼし工 (茅ヶ崎砂) —国立野外No.1

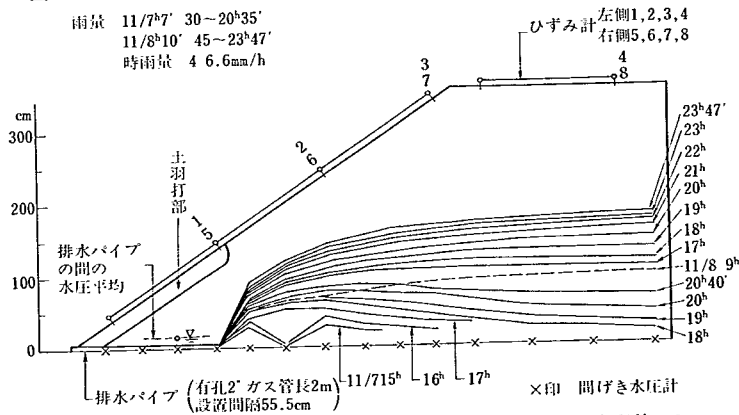


図- 2.129 間げき水圧測定記録—パイプ排水工 (市川砂) —国立野外No.5

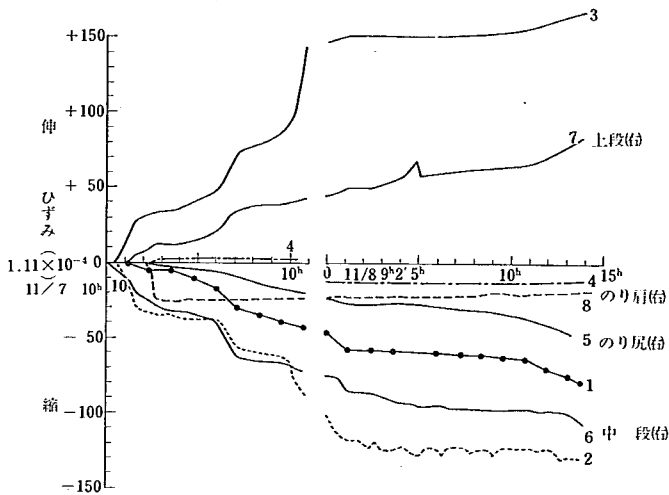


図-2.1.30 ヒズミ測定記録—パイプ排水工（市川砂）—国立野分No.5

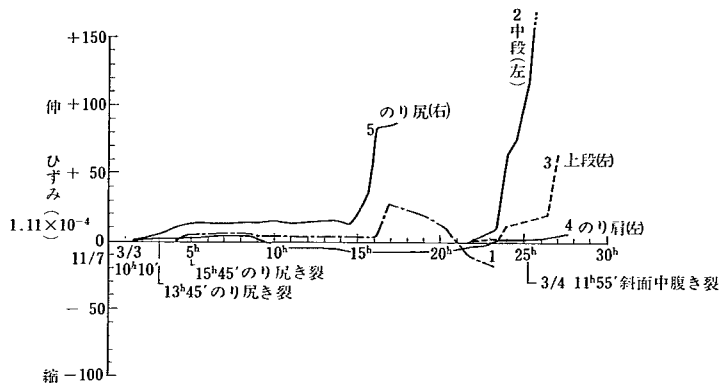
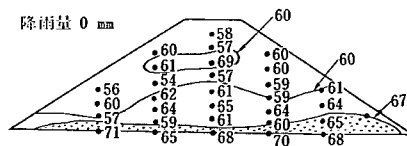


図-2.1.31 ヒズミ測定記録—盛りこぼし工（茅ヶ崎砂）—国立野分No.1

圧が上昇して地下水位面がのり面を切るか、あるいはのり面近くに達することが必要である。

(4) 山村による斜面安定解析に関する研究

山村和也は雨水の浸透による含水比の増加とそれに伴うサクシヨン低下、ならびにせん断抵抗の低下を斜面の安定に結びつけて解析した。



堤体ののり面崩壊の大型模型実験において、盛土内の水分の変化を飽和度によって示したものが図-2.1.32である。降雨開始前の乾いた状態から、順次飽和度が上昇していく様子を知ることができる。降雨浸透の特徴は、図からもわかるように盛土中心部の含水比は容易に上昇せず、不透水性の基盤面にたまった浸透水の自由水面も盛土中央が低くなっていることがわかる。また堤体表面からの浸透水によって堤体内に発生する間げき水圧は、図-2.1.33に示すように、わずかに上昇するだけで、降雨量が480mmに達した最終段階においてもこの図に示す値に留まり、静水圧分布になる下部の圧力以外はきわめて小さな値であり、均質堤防の場合には降雨があっても、不飽和の領域には、大きな間げき圧は発生し得ないことが知られた。

この実験より、降雨による斜面の破壊は、おもに土のせん断強さの低下にとづくと思われるので、斜面の安定性の低下を土の飽和度と貫入抵抗の関係を利用して検討した。図-2.1.34は飽和度の増加による粘着力の低下をコーン貫入試験により求めたものである。図中の式は国鉄技術研究所の室町により発表されたものである。²²⁾この粘着力と飽和度の関係はサクシオンをコントロールした圧縮試験機から求めた粘着力と飽和度の関係とほぼ類似した関係を示している。

斜面の安定性を式(2.1.5)により検討した。計算するに当たって、まず降雨実験の各降雨量における盛土内の土の飽和度が図-2.1.32に示されているので、これから飽和度によって図-2.1.35～図-2.1.37に示すように各降雨量に応じて盛土を分割した。そして各区分における密度は各飽和度に応じて求め、さらに図-2.1.34の結果から、各飽和度における粘着力を求めた。

これらの結果をもとにして、式(2.1.5)を用いて各降雨量における盛土の安定性を検討した結果を図-2.1.35～図-2.1.37に示した。なお、盛土内の間げき水圧の影響については、図-2.1.33に示されているようにあまり大きな

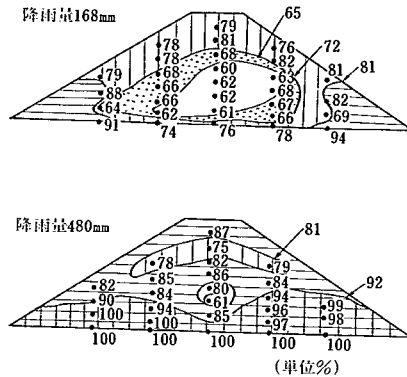


図-2.1.32 盛土内の飽和度の変化

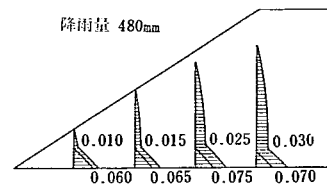


図-2.1.33 盛土内の間げき水圧 (単位 kg/cm^2)

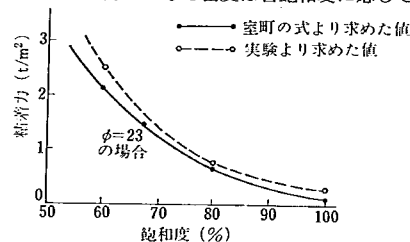


図-2.1.34 飽和度と粘着力の関係

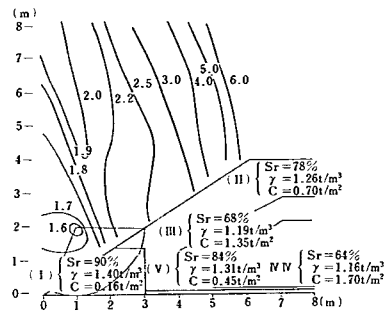
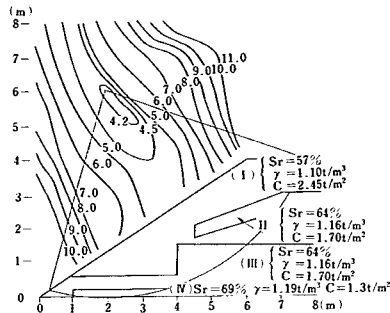


図-2.1.35 降雨量0mmのときの安定計算結果 図-2.1.36 降雨量168mmのときの安定計算結果

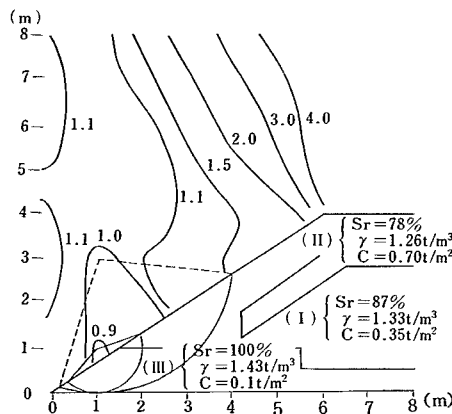


図-2.1.37 降雨量480mmのときの安定計算結果

値になっていないため、降雨量480mmの場合のみ、飽和度100%の部分は静水圧を考慮して計算した。それ以外の部分については、間げき水圧の影響は無視した。

図-2.1.35～図-2.1.37の計算結果から、実験前の盛土は比較的乾燥しているため、土の粘着力も大きく、盛土の安定性は高いが、降雨が増すにしたがって土中の水分の上昇に伴って土の粘着力が減少するため、盛土の安定性が低下していくことがわかる。図2.1.38は、以上の結果を整理し、堤体の安定性と総

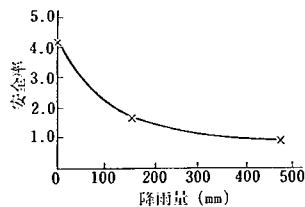


図-2.1.38 降雨量と安全率の関係

雨量との関係に関連づけたものである。降雨量が200 mmに達するまでに盛土の安定性が急激に低下することが示されており、実際の破壊が250～300 mm程度の雨量で起こっていることとかなりよい一致を示している。

(5) 西田らによる斜面安定に関する研究

西田らは、雨水浸透に伴って発生する間げき圧（間げき水圧、間げき空気圧）を取り上げ、理論的にそれを導くとともに、簡単な室内実験によって検討を行なった。さらにこの式と自重の増加、サクシヨンの消失を考慮して無限斜面の安定解析を行なった。

均一な半無限水平地盤に広範囲にわたって降雨がある場合を対象として考える。このとき、降雨強度が地盤の浸透能よりも大きければ湛水を生じ、雨水は地表面と平行な浸潤面を形成しながら鉛直に降下する。その結果、地表面と浸潤面との間の飽和度は非常に高く一定になると考えられる。このとき、単位断面積の土柱内の浸透水に働く力を考え、降雨水の挙動を知ることによって、その浸透速度とその際発生する間げき水圧および浸潤面下の間げき空気圧を求める。

浸潤地盤で空気圧を考慮する場合、単位断面積の土中内の水に働く力は、重力 F_g 、毛管力による力 F_c 、慣性力 F_u 、土粒子からの粘性抵抗 F_k 、空気圧による抵抗力 F_a である。これらの力はつり合っており、下向きを正とすれば

$$F_g + F_c + F_u - F_k - F_a = 0 \quad (2.1.16)$$

ここにおいて

$$F_g = r_w(h_o + y) \quad (h_o: \text{湛水深さ}, y: \text{浸潤面の到達深さ}, r_w: \text{水の単位体積重量})$$

$$F_c = r_w \cdot h_c$$

$$= r_w \cdot h_{co} \{ S_r - S_{ro}(y) \} / S_r \quad (初期の土中の飽和度 S_{ro} が零のときの毛管高さを $h_c = h_{co}$ とする)$$

$$F_k = i \cdot r_w \cdot y \\ = r_w \cdot u \cdot \frac{n S_r}{100 k} \quad (u: \text{浸透水の移動速度}, m; \text{間げき率}, k; \text{浸潤後の地盤の透水係数})$$

$$F_a = \frac{r_w}{k_a} \cdot n \cdot \frac{S_r - S_{ro}(y)}{100} u_s \cdot y \quad (k_a: \text{浸潤面と地表面との間の透気係数},$$

$$u_s: \text{進行浸潤面降下速度})$$

慣性力 F_u は十分小さいとして無視し、それ以外のものを、式 (2.1.16) に入れると

$$u_s = \frac{dy}{dt} = \frac{S_r}{S_r - S_{ro}(y)} \cdot \frac{y + h_o + h_{co} \cdot \frac{S_r - S_{ro}(y)}{S_r}}{y \cdot \left\{ \alpha + \frac{S_r \cdot n}{100 k_a} \right\}} \quad (2.1.17)$$

また、浸透水の速度 u は

$$u = \frac{y + h_o + h_{co} \cdot \frac{S_r - S_{ro}(y)}{S_r}}{y \cdot \left\{ \alpha + \frac{S_r \cdot n}{100 k_a} \right\}} \quad (2.1.18)$$

次に図 2.1.39において、地表面と浸潤面との間の深さ x において、単位断面積、微小高さ dx の浸透水要素に働く力は、次の 3 つであり、合力は 0 である。

$$\text{重力; } F_{gx} = r_w \cdot dx$$

$$\text{粘性抵抗; } F_{kx} = r_w \cdot \alpha \cdot u \cdot dx$$

$$dx \text{ 間の圧力差; } F_{px} = \frac{\partial P}{\partial x} \cdot dx$$

これより

$$\frac{\partial P}{\partial x} = r_w \cdot (1 - \alpha u)$$

$$p = r_w \cdot (h_o + x - \alpha \cdot u \cdot x)$$

(2.1.19)

進行浸潤面の深さが y のとき、深さ x ($x \leq y$) での間げき水圧を水頭 $H(x, y)$ で表わすと、式 (2.1.18) を式 (2.1.19) に代入して

$$\begin{aligned} H(x, y) &= h_o + x \left\{ 1 - \frac{\alpha(y + h_o + h_{co}) \cdot \frac{S_r - S_{ro}(y)}{S_r}}{(\alpha + \frac{S_r \cdot n}{100 k_a}) \cdot y} \right\} \\ &= h_o + x \left\{ 1 - \frac{k_a}{k_a + k} \cdot (y + h_o + h_{co}) \cdot \frac{S_r - S_{ro}(y)}{S_r} \cdot \frac{1}{y} \right\} \end{aligned}$$

(2.1.20)

また、そのときの浸潤面下の空気圧 Hay は

$$\begin{aligned} Hay &= \frac{F_c}{r_w} + H(x, y) \\ &= h_{co} \cdot \frac{S_r - S_{ro}(y)}{S_r} + h_o + y \cdot \left\{ 1 - \frac{\alpha(y + h_o + h_{co}) \cdot \frac{S_r - S_{ro}(y)}{S_r}}{(\alpha + \frac{S_r \cdot n}{100 k_a}) \cdot y} \right\} \end{aligned}$$

(2.1.21)

次にこれらの結果を用いて、降雨水浸透に伴い発生する間げき水圧、間げき空気圧、自重の増加、サクションの消失を考慮した安定計算式を導いている。

雨水浸透前強度安全率 F_{so} は

$$F_{so} = \frac{c' + (r_o x + S) \cos^2 \beta \cdot \tan \phi'}{r_o x \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (2.1.22)$$

ここに、 c' ；有効応力表示の粘着力 (g/cm^2)

ϕ' ；内部摩擦角

β ；斜面傾斜角

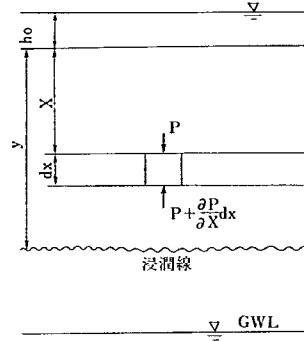


図 2.1.39 雨水の浸透

r_o ; 浸透前の土の単位体積重量 (g/cm^3)

S ; サクシヨンであり $S = r_w \cdot h_c$

浸透後の安全率 $F_s(x, y)$ は進行浸潤面上部 ($x \leq y$) において

$$F_s(x, y) = \frac{c' + \{ r \cdot x + r_w \cdot h_o - r_w \cdot H(x, y) \} \cos^2 \beta \cdot \tan \phi'}{(r \cdot x + r_w \cdot h_o) \cos \beta \cdot \sin \beta}$$

$$= \frac{c' + \left\{ (r - r_w) x + r_w \frac{k_a}{k_a + k} (y + h_o + h_{co} \frac{S_r - S_{ro}(y)}{S_t} \cdot \frac{x}{y}) \right\} \cos^2 \beta \tan \phi'}{(r \cdot x + r_w \cdot h_o) \cos \beta \cdot \sin \beta}$$

(2.1.23)

また進行浸潤面下部 ($x > y$) においては

$$F_s(x, y) = \frac{c' + \{ r_o \cdot x + (r - r_o) y + r_w h_o + S - r_w - Hay \} \cos^2 \beta \cdot \tan \phi'}{\{ r_o x + (r - r_o) y + r_w h_o \} \cos \beta \cdot \sin \beta}$$

$$= \frac{c' + \left\{ r_o x + (r - r_o - r_w) y + r_w \frac{k_a}{k_a + k} (y + h_o + h_{co} \frac{S_r - S_{ro}(y)}{S_t}) \right\} \cos^2 \beta \tan \phi'}{\{ r_o x + (r - r_o) y + r_w h_o \} \cos \beta \cdot \sin \beta}$$

(2.1.24)

降雨水浸透に伴い発生する間げき圧については、

図-2.140に示す装置に豊浦標準砂を充填して行なった実験により、実験値と計算値の対応をつけている。図-2.141は、経過時間と発生間げき圧の関係の実験結果を示したものである。浸潤後2～3分で各点での間げき圧はほぼ一定値に達する。浸透開始後13～15分の間に急激な間げき圧の上昇がみられるが、これは浸潤面が地下水面に達した後の様子を表わすものと考えられ、浸潤前線が地下水面に達した時点では静水圧を示さず、地下水面の上昇に伴って徐々に静水圧に達するようになる。

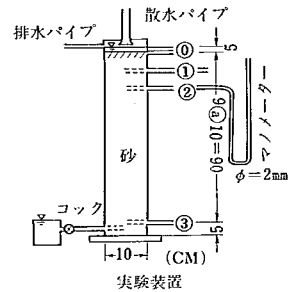


図-2.140 実験装置

図2.142は同じ時刻における間げき圧の実験値と理論値

（浸潤面上部では間げき水圧、下部では間げき空気圧として計算した）が示されている。しかし理論式においては、浸潤面が地下水面に達した後の現象は解析できないので、両者の比較は14分ぐらいまでが限度である。

降雨による斜面の安全率の低下については、実験と理論との対照した報告はされていない。

1.5.3 従来の研究の問題点

斜面の安定解析について、おもに実用面からなされた研究を前項において述べたが、ここでは、その研究成果を自然斜面の安定解析に適用する際の問題点について整理する。

- (1) SKempton と Hutchinson の地すべりも含む自然斜面全般にわたるレポートでは、斜面の形態分類の重要性が強調されている。しかし、ここで述べられているものは、おもに地

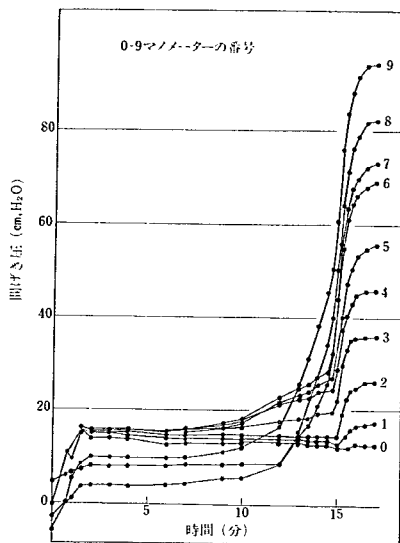


図-2.1.41 経過時間と発生間隙圧
(浸潤履歴を受けた場合)

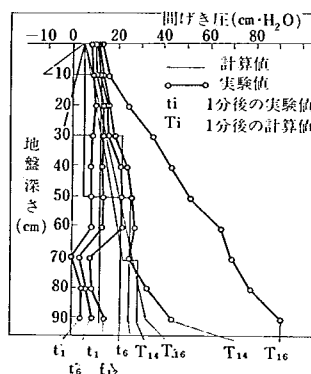


図-2.1.42 地盤深さと発生間隙圧
(浸潤履歴を受けた場合)

形的にも地すべりと容易に判断されるような大規模な地すべりであり、運動履歴を持たない初生的な地すべりや、いわゆる崩壊についてはほとんど述べられていない。自然斜面の安定解析には、崩壊形態の想定が最も重要であることは1.4でもふれたが、これは種々の角度から調査検討し、総合的に判断する必要がある。

- (2) 斉藤による斜面のクリープと崩壊発生時期の予知に関する研究では、金属等他の材料で見られるクリープ破壊に至る時間がひずみ速度に反比例するという関係が土においても見出せるのではないかとこの観点から、室内実験、現地観測および他の内外の資料からの数多くのデータを両対数紙上にプロットし、これより $\log_{10} t_r = 2.33 - 0.916 \log_{10} \dot{\epsilon} \pm 0.59$ なる実験式を提案している。

破壊するとすれば、それはいつごろかはこの式よりできる。しかしこの研究は破壊するかどうかの観点から論じられておらず、特に実験式に採用されている2次クリープ（時間～ひずみ曲線が直線になる段階）に到達する以前の段階では、危険度や崩壊の可能性の判断に使えない。

- (3) 国鉄技術研究所では、斉藤が中心となって、新幹線盛土斜面に対して、実物、実物大模型、模型斜面の降雨実験により安定性と安定保持のための工法を検討した。¹⁹⁾²⁰⁾ここでは、崩壊現象の解明、安定解析の理論的な検討よりも、実際にどんな状態で崩壊が起こるかを調査し、これより盛土の安全を確保するためにはどんな方法で対処すべきかを検討している。ただ実験に用いた盛土材料が実用上の観点から砂質土のみであり、実験の結論として、ある値以上に

締め固めることと、崩壊の主要因は間げき水圧の上昇であり、このため間げき水圧が上らないように有孔パイプを水平に並べ、まわりを豆砂利で包んだパイプ排水工が非常に有効であったとしている。しかし、含水量の増加に伴う強度低下など、間げき水圧以外の要因についてはふれていない。

- (4) 山村による斜面の安定解析に関する研究では、²¹⁾飽和度の増加による強度低下が、堤体のり面崩壊の主要因であるとしている。この結論は、国鉄技術研究所においてと同様に大型模型実験によったものであるが、間げき水圧の上昇は崩壊時においても少なく、飽和度の増加による強度低下に比べて相対的に影響が小さかったとし、また均質堤防の場合には降雨が作用しても、不飽和の領域には大きな間げき圧は発生しえないという結論を出している。そして(3)の実験に対しては、同種の実験を国鉄が実施したときは、降雨のみによって堤体内に土かぶり深さの20～45%に相当する間げき圧の発生したことが報告されているが、これは不透水性のよく締められた盛土の表面に透水性の土羽が覆っているなど、降雨が短時間のうちに局部的な一部の土を飽和状態にする特別な条件の場合と考えられるとしている。

同じような大型模型実験の結果から、(3)と(4)とでは、異なった結論が導かれている。これは1つには、使用した材料の違いにもとづくのではないと思われる。すなわち、前者では砂質土の崩壊実験であり、後者は関東ロームの崩壊実験であったが、この点についてはいずれの論文もふれていない。

- (5) 西田らの斜面安定に関する研究では、²³⁾雨水浸透に伴って発生する間げき圧の値を求める式を理論的に導き、これにより無限斜面の安定解析を行なった。

問題点としては、式の導入の仮定条件として、雨水は地表面と平行な浸潤面を形成しながら鉛直に降下し、浸潤面の上部では間げき水圧、下部では間げき空気圧が発生するとしているが、実際は浸潤前線が通過した後も不飽和の状態が残り、間げき空気圧と間げき水圧がともに存在する状態であり、飽和度の増加によってサクションが減じ、次第に間げき水圧に近づくと考えられる。

また、式の導入の課程において、進行浸潤面の降下に伴う水の浸入量は空気の圧縮量と空気の放出量の和であるが、空気圧はさほど小さくなく、空気の圧縮量は空気の放出量に出して十分少ないとし、これを無視しているが、地盤の間げきの大きさが小さく、かつ降雨強度が大である場合にはこれは無視し得ないのではないかと考えられる。

もう1つは、透気係数と透水係数を対象とする地山で知る必要があるが、これは自然斜面では容易ではなく、また水の滲透や透水といった地山中の水の動きは自然地山では均等な現象ではなく、実際は管路に近いと考えられる。豪雨時には斜面の表面から雨水が浸透するばかりでなく、そこから離れた場所の溪流などに広い集水区域から集まってきた雨水が破碎帯にはいり、そのために「連通管の原理」により、当該斜面の破碎帯内の地下水面が急上昇をするといった現象が見られることがある。田中²⁴⁾はこれに関して次のように述べている。自然斜面を構成している基岩などに破碎帯が発達していることがよくあり、このような破碎帯内には脈状地下水が包蔵されていることが多い。この地下水の水頭は豪雨時には意外なほど上

界し、その結果、当該破砕帯に隣接している透水層のほうへ、この地下水がかなりの抵抗を受けつつ横方向に浸透するようになることがある。豪雨時に発生する自然斜面の崩壊現象の多くは、上述の破砕帯が発達している地盤の斜面に多く、むしろ、このような破砕帯の存在しない地盤からなる斜面が崩壊することは珍らしいといえる。

1.6 結 語

土あるいは岩の力学という立場での斜面安定解析は、斜面における滑動を生じさせる力と滑動に抵抗する力の関係を解析することである。安定解析に必要な要素は、滑動力に関連する斜面の形状、土層断面、土層の単位体積重量と抵抗力に関連する土のせん断強さ、間げき(水)圧である。安定解析法は、すべり面法と応力一ひずみ法に大別されるが、実用的には前者によることが多く、後者は特別な場合に前者を補う意味で用いられる。

解析方法が妥当かどうかは、それが実状に合うかどうかで決まるわけで、それは必然的に土のせん断強さのとり方が問題となる。土の強度はクーロンの式を用いるから、盛土等では設計に用いる土の定数、すなわち粘着力と内部摩擦角を、なるべく実状に合わせて求める努力がされている。

自然斜面の崩壊を取扱う際、対象となる地盤(地山)は一般に不飽和土である。したがって、その安定解析は不飽和の特性を考慮して行なわれねばならないが、不飽和土の強度特性は飽和土ほど良くわかっていない。不飽和土の間げき圧は、間げき水圧と間げき空気圧からなり、せん断時の間げき圧の挙動が飽和土に比べてつかみにくく、また飽和度の変化によりせん断強度も変るとされている。これらに対する実際上の取扱いは今現在、不飽和土の場合も間げき圧を考慮に入れて飽和土と同様に解析するが、不飽和土では飽和度がせん断強さにかなり大きな影響を与えるので、飽和度の変化に対応するせん断強さを確める必要があるという方向でまとめられてきている。不飽和土で、間げき水圧と間げき空気圧が共存するときの有効応力に関して Bishop が式を提案しており、この正当性は、Skempton、川上らの多くの実験により確かめられている。また、不安定な間げきの大きい不飽和土では、サクションを解放した場合、構造崩壊にもとづく急激な圧縮変形が生ずることが Jennings, Bardenにより明らかにされた。

盛土などの人工斜面では、安定解析はおもに滑動力と抵抗力の大小関係、すなわち安全率に集約する形で行なわれているのに対して、自然斜面の安定解析は、従来の経験、資料をもとに、現場技術者の判断で行なわれることが多い。これは、人工斜面に比べて、自然斜面をつくっている地盤が複雑で、強度および水に関する性質が異方性、不均質性を示し、計算によりの確に斜面安定を論ずることが難しく、経験に頼らざるをえない部分が多いからである。

調査結果を受けて自然斜面の安定度を判定する際には、次の3つの方法がある。

- (i) 従来の経験、実態、標準のり勾配との対比による安定性の検討。
- (ii) 現地調査による崩壊形態の予測、安定度の想定。
- (iii) 計算による安定性の検討。

実際の問題を取扱うときは、これらの方法による結果を総合的に解析することが重要である。

自然斜面の安定解析に関しては、総合的に体系化することを目的とした研究には見るべき成果が

ないが、個々の特質については、すぐれた研究がなされている。

Skempton と Hutchinson は、斜面を構成する地盤の特質と斜面崩壊の形態を関連させた分類を提案した。

斉藤は金属などの材料で見られるクリープ破壊に至る時間がひずみ速度に反比例するという関係が土においても見出せるのではないかとの観点に立って、室内実験、現地観測および他の内外の資料から、2次クリープのひずみ速度と破壊時間に関する数多くのデータを両対数紙上にプロットし、クリープ破壊に至る時間に関して実験式を提案した。

鉄道技術研究所では、斉藤が中心となって、新幹線盛土斜面について一連の試験が行なわれ、その安定につき検討を加えている。ここでは、崩壊現象の解明、安定解析の理論的な検討よりも、実際にどんな状態で崩壊が起こるかを調査するとともにパイプ排水工の効果を確めたものであるが、現実の問題を技術の向上により解決した点で高く評価される。

山村は堤体ののり面崩壊の大型模型実験結果を解析して、飽和度の増加による強度低下が、崩壊の主要因であるとしている。同じような大型模型実験の結果から、斉藤は間げき水圧の上昇を崩壊の主要因としたのに対して異なった結論を導いてる。

西田は雨水浸透に伴って発生する間げき圧の値を求める式を理論的に導き、斜面の安定を解析した。理論式の導入の仮定条件に由来する精度と透気係数の測定精度が明らかになることが、この解析方法を実際に用いる際の前提となるであろう。

参考文献（第2編、第1章）

- 1) 赤井浩一：土質力学，朝倉書店，（1966），240 - 250
- 2) 日本大ダム会議：改訂ダム設計基準，（1971）
- 3) 日本道路協会：のり面工と斜面安定工指針，（1972）
- 4) T.H.Wu：Soil Mechanics, Allyn and Bacon Inc.,（1967），191 - 193
- 5) 川上浩：不飽和土の三軸圧縮試験について，第20回土質工学シンポジウム，（1975）
- 6) A.W.Bishop：The Measurement of Pore Pressure in The Triaxial Test, Pore Pressure and Suction in Soils,（1960），38-46
- 7) A.W.Bishop and I.B.Donald：Experimental Study of Partly Saturated Soil in the Triaxial Apparatus, Proc. of 5th Int. Conf. on S.M.F.E.（1961），13 - 21
- 8) A.W.Bishop and G.E.Blight：Some Aspect of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soil, Geotechnique, 13, 3,（1963），189 - 196
- 9) A.W.Skempton：Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks, Pore Pressure and Suction in Soils,（1960）1 - 18
- 10) I.B.Donald：Effective Stress Parameters in Unsaturated Soils, 4th Australia New-Zealand Conf. on S.M.F.E.,（1963），41 - 46
- 11) J.E.Jennings and J.B.Burland：Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils, Geotechnique, 12, 2,（1962），125 - 144

- 12) L.Barden, A.O.Madedor and G.R.Sides, Volume Change Characteristics of Unsaturated Clay, Proc. of ASCE, 95, SM1, (1969), 33 - 51
- 13) L.Barden, A.McGown and K.Collins : The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil, Engineering Geology, 7, (1973), 49 - 60
- 14) 日本道路協会：道路土工指針, (1973)
- 15) 北原義浩, 藤原義一, 河村正士：斜面の大規模な掘削時の安定の解析と実測による照合, 第7回岩盤力学に関するシンポジウム, (1972)
- 16) A.W.Skempton, J.Hutchinson : Stability of Natural Slopes and Embankment Foundation, Proc. 7th Int. Conf. on S.M.F.E., (1969)
- 17) M.Saito and H.Uezawa : Failure of Soil Due to Creep : Proc. 5th Int. Conf. on S.M.F.E, 1, (1961), 315 - 318
- 18) M.Saito : Forecasting the Time of Occurrence of a Slope Failure, Proc. 6th Int. Conf. on S.M.F.E., 2, (1965), 537 - 541
- 19) 斉藤迪孝, 上沢弘, 毛受貞久, 安田裕作：人工降雨による新幹線盛土斜面の耐雨強度の検討, 鉄道技術研究報告, 588, (1967)
- 20) 斉藤迪孝, 上沢弘：人工降雨による砂質盛土の崩壊と排水による防止効果に関する実験, 鉄道技術研究報告, 654, (1968)
- 21) 山村和也, 久楽勝行, 川口丸雄：降雨実験からみた斜面の安定解析法, 土木技術資料 15, 3, (1973), 22 - 26
- 22) 室町忠彦：静的コーンペネトロメーターの軟弱地盤調査への適用に関する実験的研究, 鉄道研究報告, 757, (1971)
- 23) 西田義規, 八木則男, 二木幹夫, 稲寺隆：雨水浸透による間げき水圧の発生を考慮した斜面安定の計算法, 金沢大学工学部紀要, 9, 1, (1975), 11 - 22
- 24) 田中茂：自然斜面における浸透流の取扱い, 土と基礎, 21, 8, (1973), 27 - 34