

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第1770号

マイクロフィルム 第 号

猿供養寺地すべり調査報告書

昭和57年 3 月

建設省土木研究所新潟試験所

正 誤 表

ページ	誤	正
目次	2-8-4 移動計による移量測定	移動計による移動量測定
目次	あとがき	削除する
口絵写真 1枚目	写真中の丈ヶ岳	丈ヶ山
22		試験地斜面はNo VIを意味する
55	表-6 $c'=0$ $c=17$	$c'=0^\circ$ $\phi=17^\circ$

まえがき

地すべり現象は多くの自然要因が複雑に作用して発生するため、その発生機構の解明と同時に調査方法をはじめ、合理的な対策工法を早急に確立する必要がある。

新潟試験所では、昭和35年より北陸地方に分布する第三紀層地すべりのモデル試験地として猿供養寺地すべりを選定し、地すべり現象の移動を主とする総合的長期観測を中心に、有効な調査方法と適確な対策工法の決定を目的にこれまで数多くの調査、観測を実施してきた。

本報告書は既往の調査成果をとりまとめたものである。

昭和57年 3月

新潟試験所

調 査 担 当

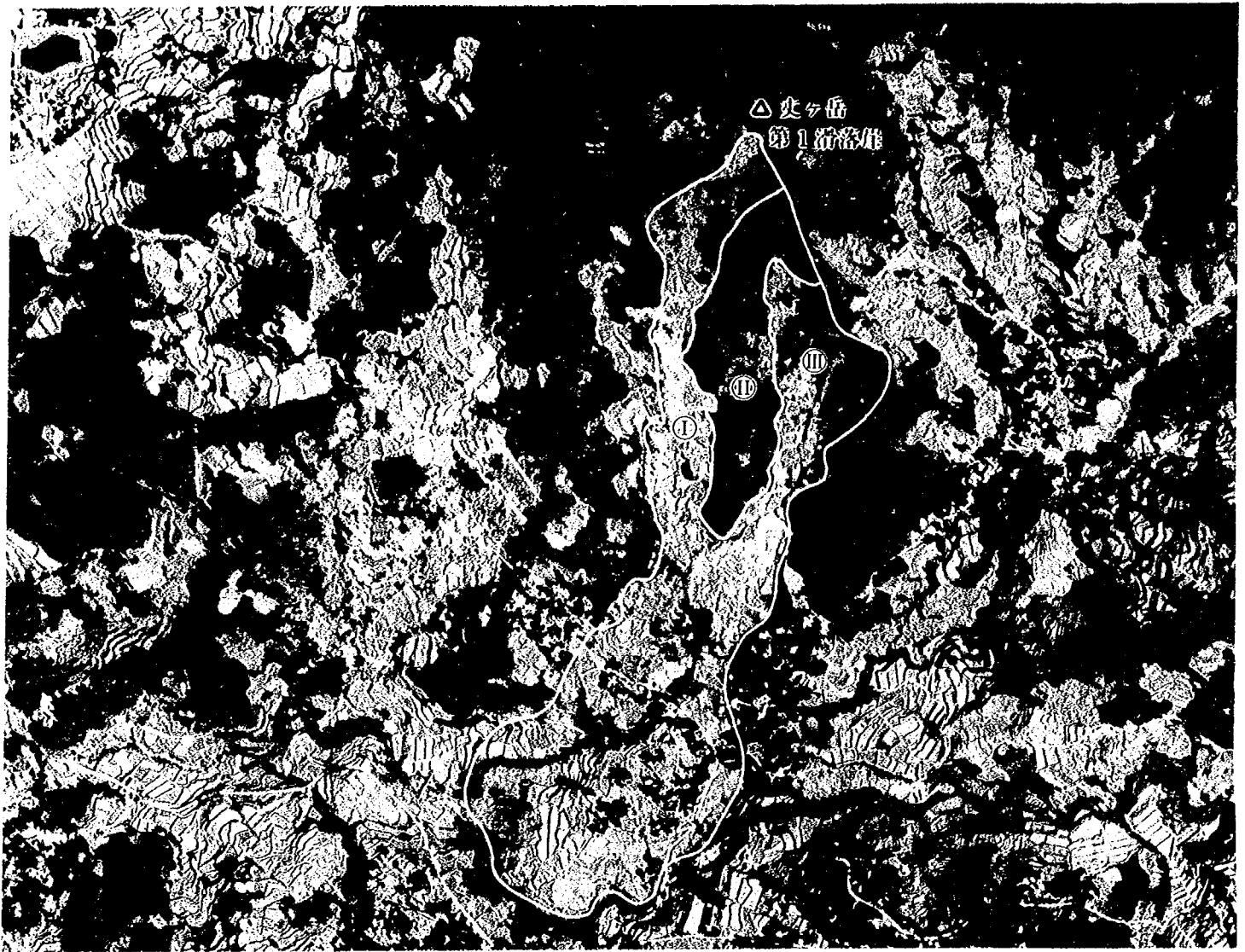
(アイウエオ順)

青 木 忠 男	小 林 美 枝 子	畑 中 博 文
阿 部 辰 数	近 藤 政 司	原 田 義 博
天 野 宣 武	酒 井 淳 行	藤 田 寿 雄
五十嵐 武	清 水 清 文	福 井 義 隆
石 平 貞 夫	白 石 一 夫	丸 山 清 輝
泉 秀 夫	白 石 吉 信	本 白 茂
内 田 忠 雄	高 野 秀 夫	山 下 宏
江 口 正 紀	高 水 尚 英	山 田 曙
大 塚 セツ子	中 村 浩 之	山 田 節 子
倉 繁 巖	長 崎 邦 広	吉 川 正 徳
小 島 忠 男	西 脇 宏 一	

目 次

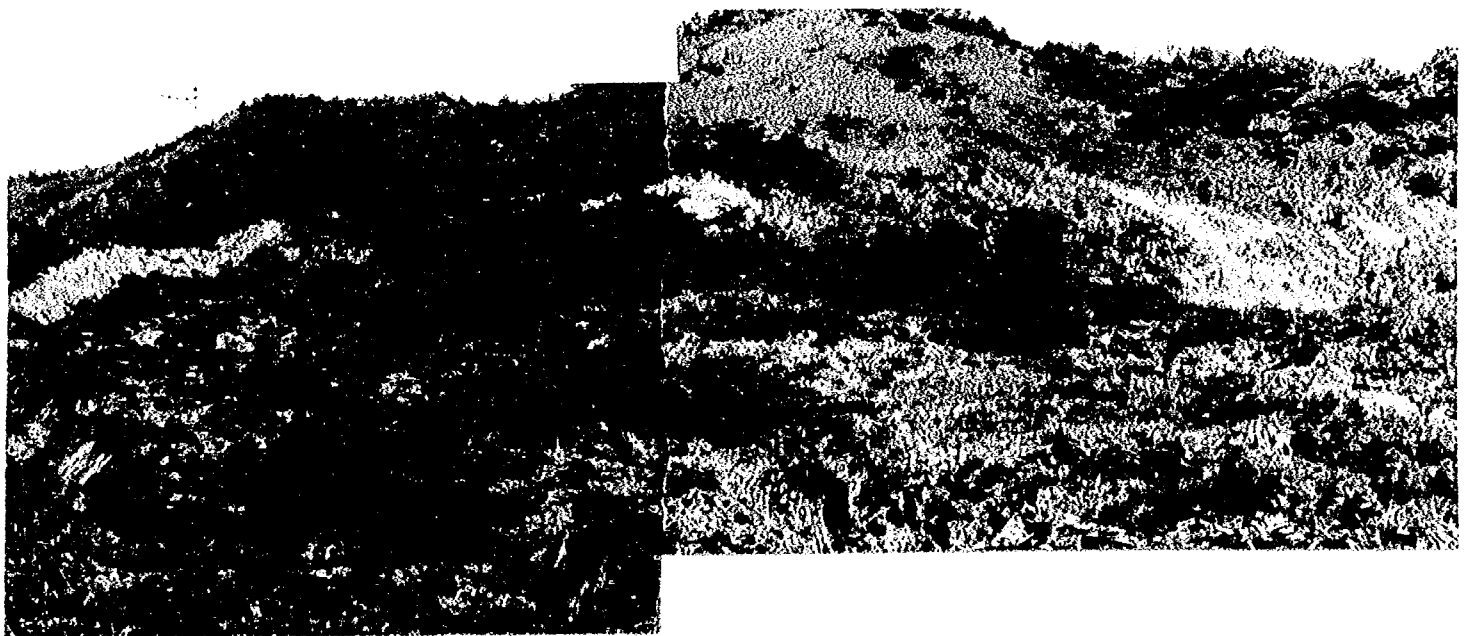
まえがき	1
1. 地すべりの概況	12
1-1 新潟県の地すべり分布と発生特性	12
1-1-1 地すべり分布と地形、地質特性	12
1-1-2 新潟地方の気象と地すべりの発生	12
1-2 猿供養寺地すべり	16
1-2-1 地すべりの沿革と概況	16
1-2-2 猿供養寺地すべりの地形、地質特性	17
2. 地すべり機構調査	19
2-1 調査経緯	19
2-2 地質調査	21
2-2-1 ボーリング調査	21
2-2-2 ブロック区分	21
2-2-3 弾性波探査	25
2-2-4 自然放射能測定	25
2-3 地すべり運動調査	27
2-3-1 移動量の平面的分布特性	28
2-3-2 縦断方向の移動特性	35
2-3-3 垂直方向の移動特性	38
2-3-4 移動計による移量測定	41
2-3-5 移動量測量	41
2-3-6 移動量の季節変化	41
2-4 すべり面調査	51
2-4-1 スウェーデン式サウンディング	51
2-4-2 パイプ歪計	52
2-5 土質試験	55
2-6 地下水調査	56
2-6-1 地下水位観測	61
2-6-2 間隙水圧計による地下水圧観測	61
2-6-3 地下水水質調査	62
2-6-4 地下水検層試験	64

3. 各種試験調査	66
3-1 大口径鋼グイに加わる地すべり土圧の測定試験	66
3-2 建込みH型鋼グイの変形破壊の実態調査	70
3-3 自然電位解消による含水比変化測定試験	71
4. 地すべりの運動機構	75
4-1 積雪と地すべり運動	75
4-2 降雨と地すべり運動	76
4-3 地すべり移動量の解析	79
5. 防止工法	82
6. 防止工事	85
7. 防止工事の効果	87
8. 地すべりと人柱	88
参考文献	89
あとがき	90



写真一 猿供養寺地すべり航空写真（昭和54年撮影）

- ① 西部地すべり地区
- ② 不動地区
- ③ 東部地すべり地区



写真二 第1 滑落崖全景（昭和45年撮影）

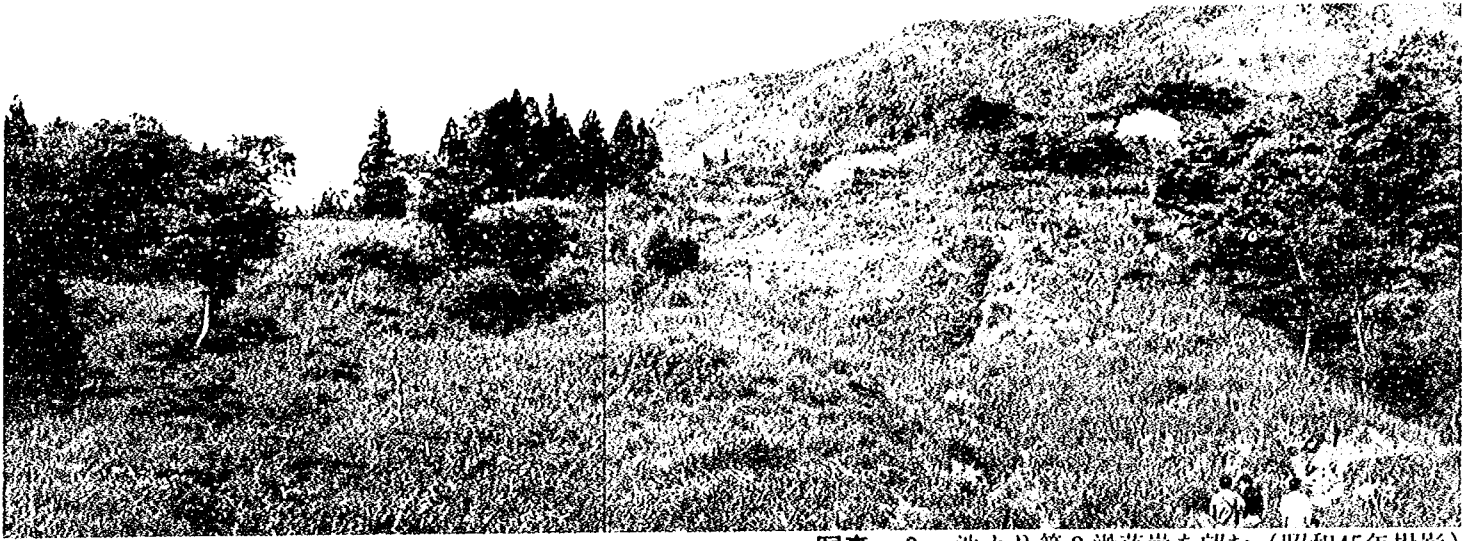


写真-3 池より第2 滑落崖を望む (昭和45年撮影)



写真-4
第VIブロックより第3 滑落崖を望む
(昭和45年撮影)

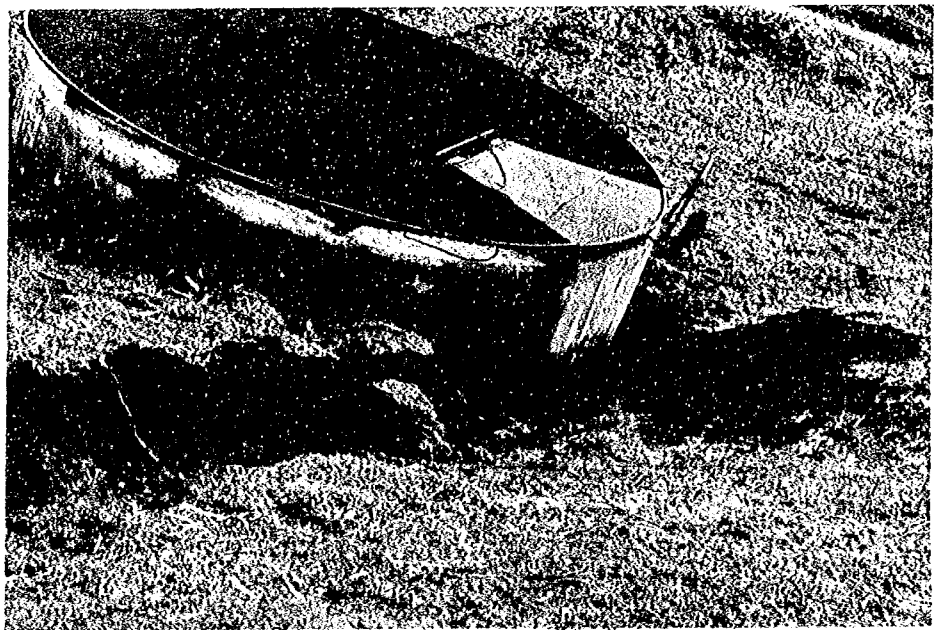


写真-5
集水井の被災状況 (昭和53年撮影)

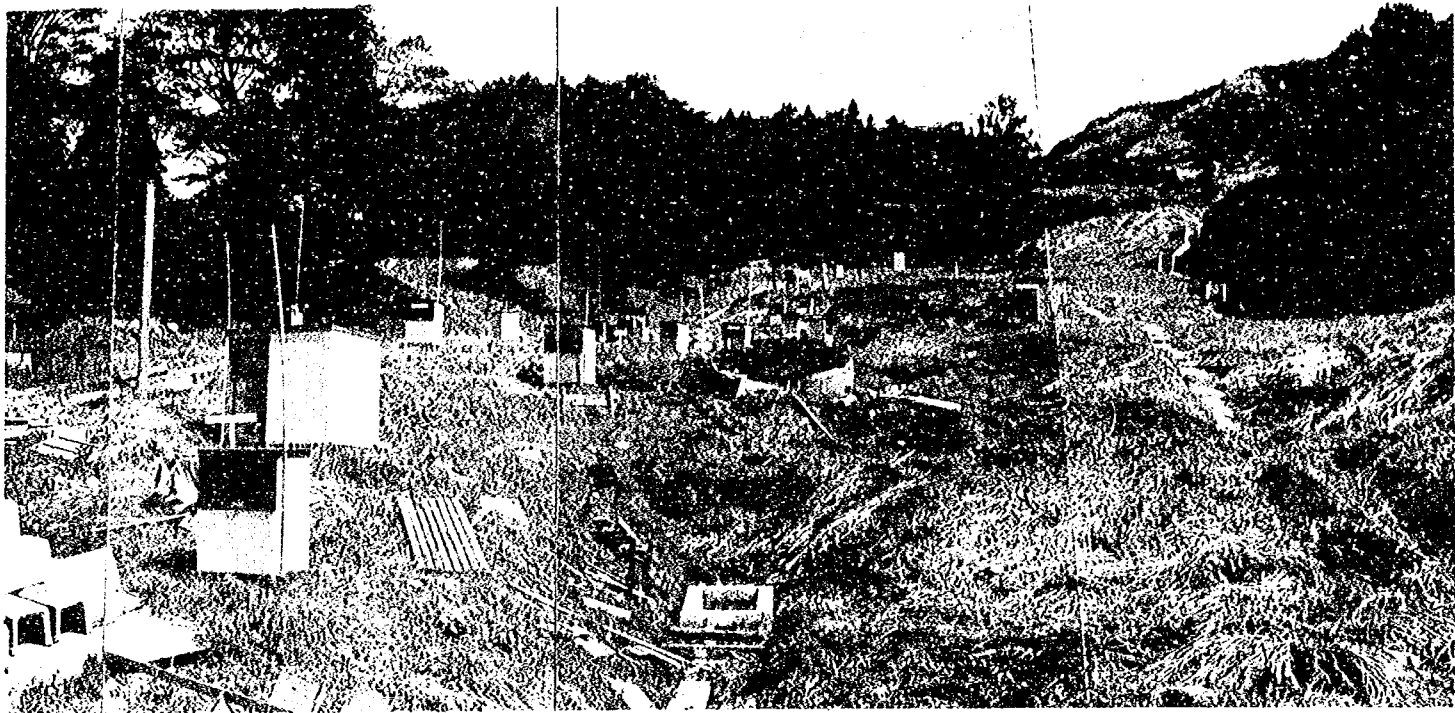


写真-6 第VIブロック観測施設 (昭和55年撮影)

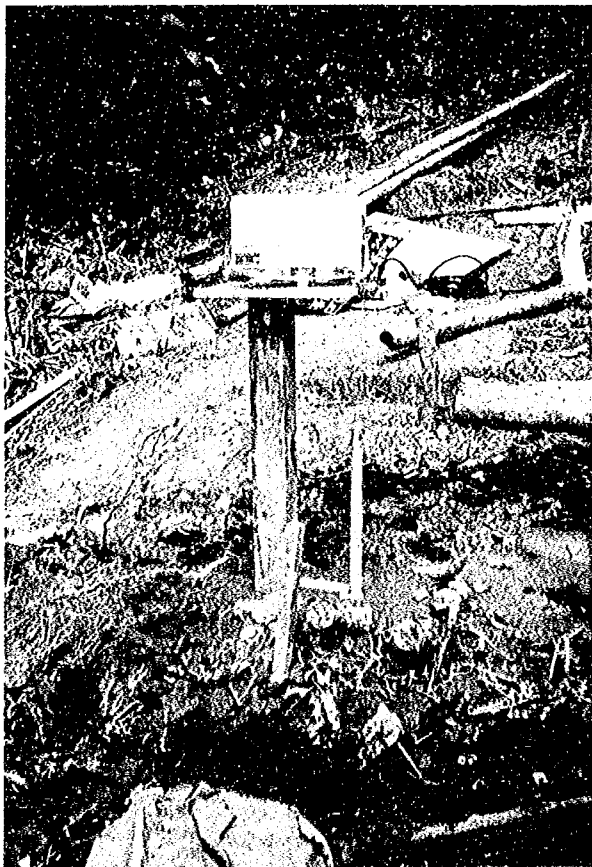


写真-7 移動計設置状況 (昭和53年撮影)

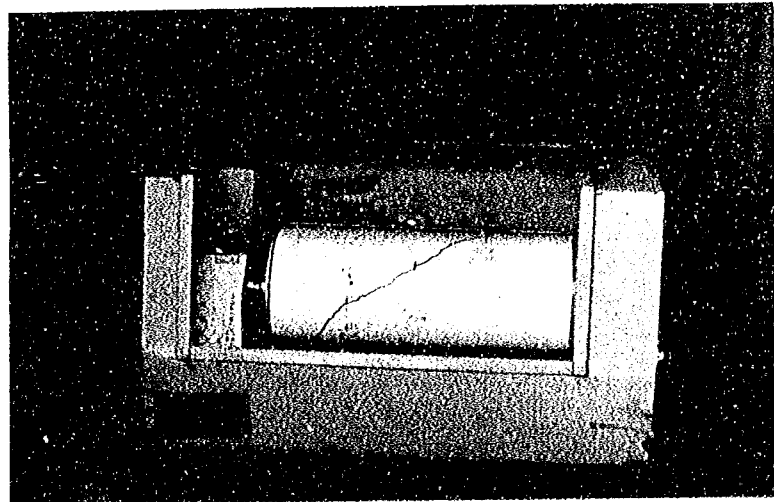
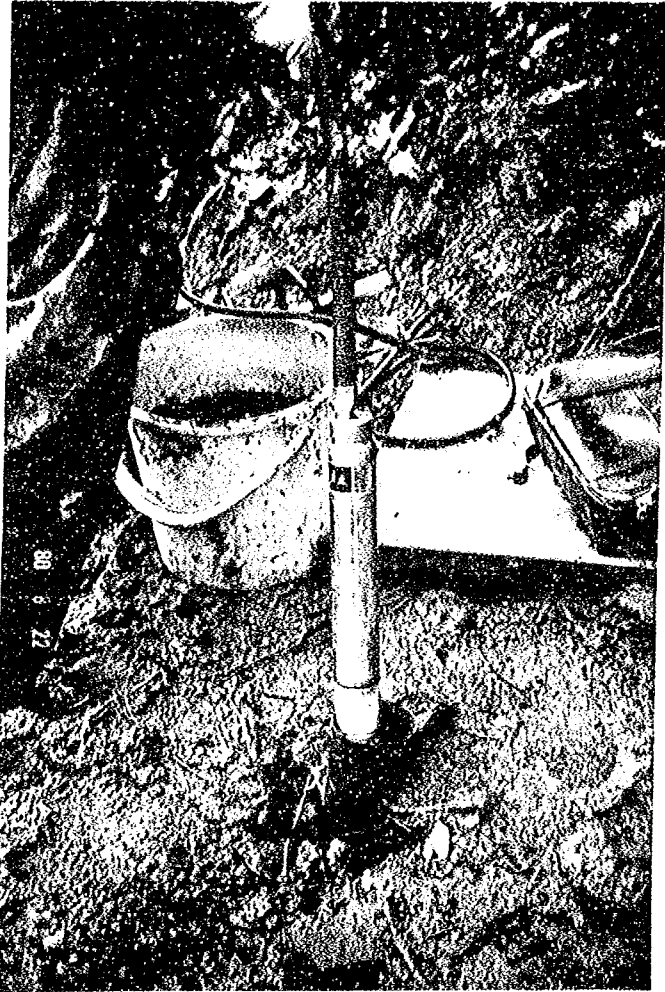
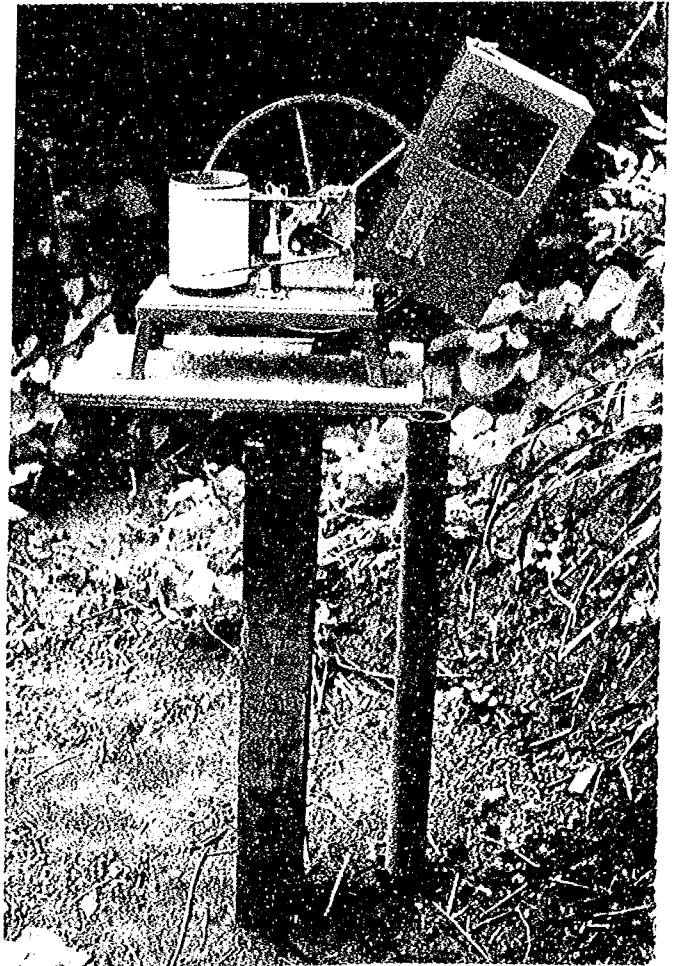


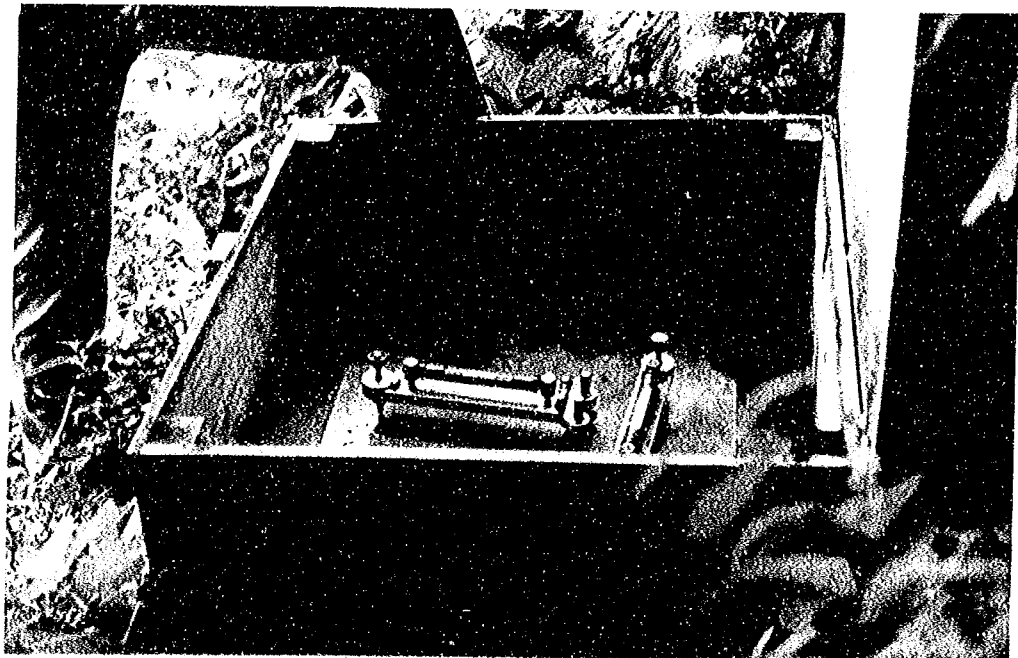
写真-8 移動計の記録状況 (昭和54年撮影)



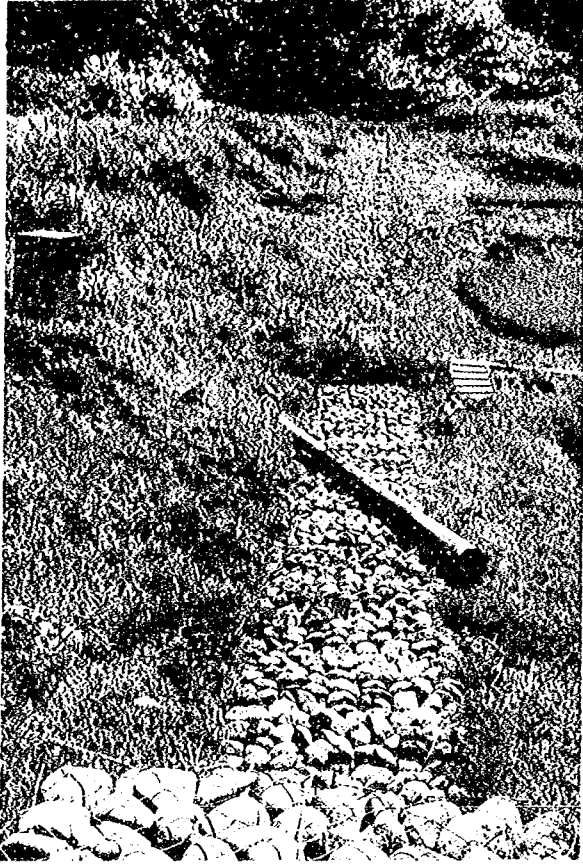
写真一9 間隙水圧計設置状況 (昭和55年撮影)



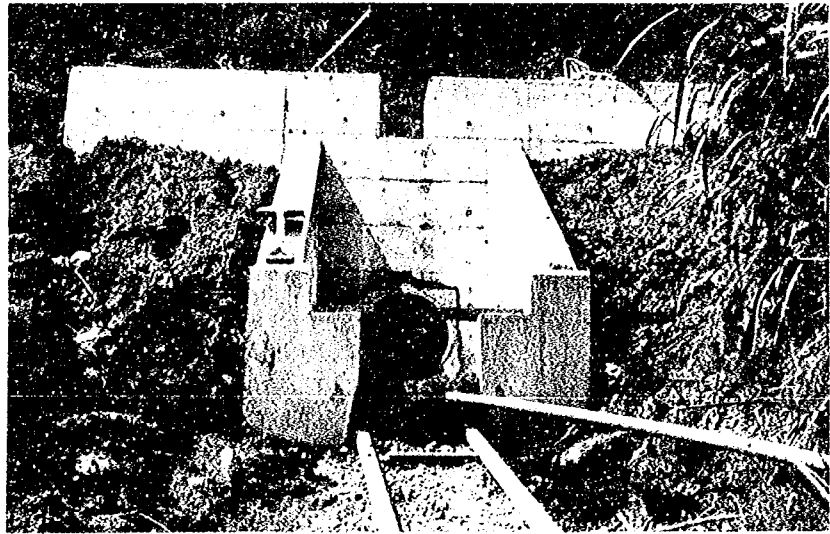
写真一10 地下水位計 (昭和50年撮影)



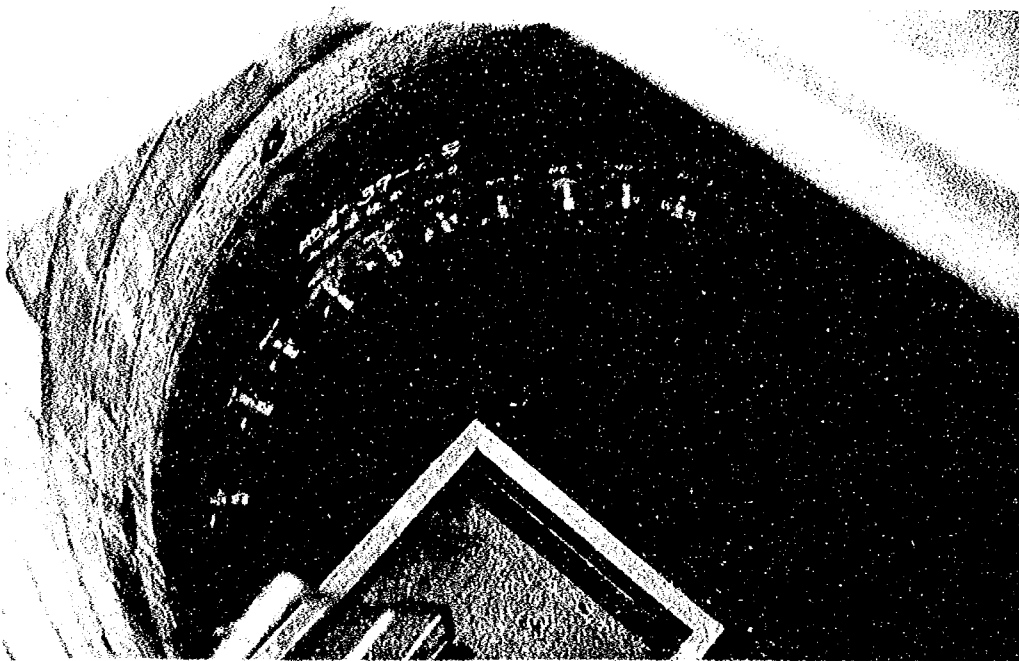
写真一11 水管式傾斜計 (昭和41年撮影)



写真一12 シャ水壁工 (昭和54年撮影)



写真一13 開暗渠工 (昭和54年撮影)



写真一14 集水井工 (昭和54年撮影)

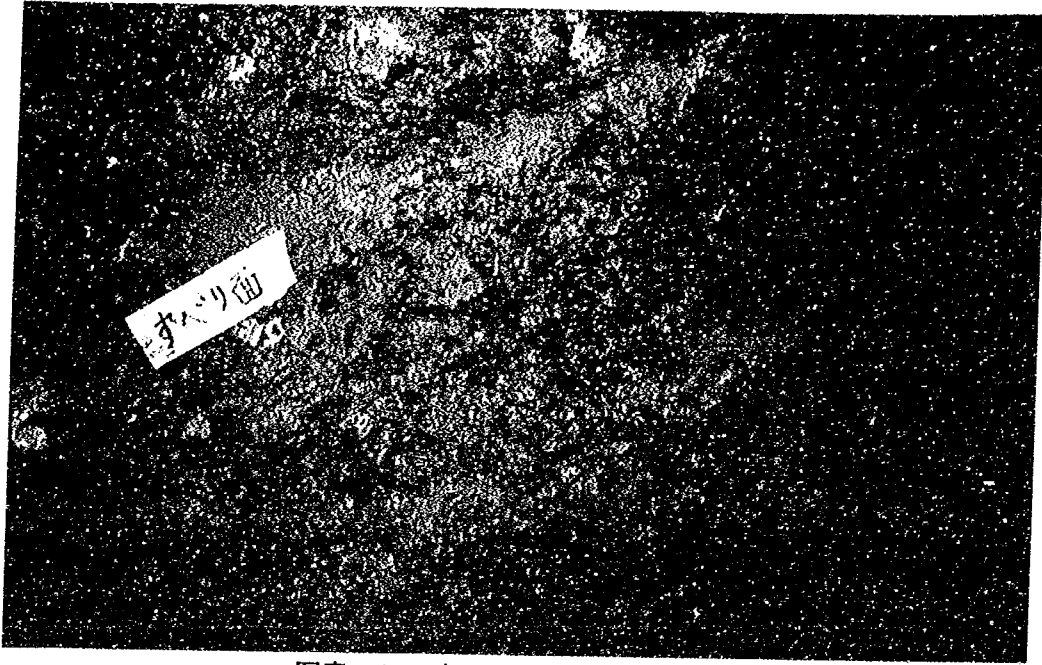


写真-15 すべり面 (昭和50年撮影)



写真-16 パイプ歪計の測定 (昭和44年撮影)



写真一17 暗渠工施工中（昭和50年撮影）



写真一18 しゃ水壁工施工中（昭和53年撮影）

1. 地すべりの概況

1-1 新潟県の地すべり分布と発生特性

1-1-1 地すべり分布と地形、地質特性

新潟県下の第三紀層はほぼ5層に区分でき、下位第1層は主として板状を呈する硬質黒色頁岩と淡灰色～白灰色の細粒砂岩の薄層との互層からなり、最下部には厚い石英安山岩質の凝灰角礫岩を介在する。第2層の下部は暗灰色頁岩と20～50m厚の淡灰中粒～細粒砂岩の互層からなるが、上部になるにしたがって頁岩と砂岩とは薄い互層を規則正しく繰返す。第3層は下部は暗灰色～黒色泥岩を主とし淡灰色砂岩との互層からなるが上部は主として塊状の暗灰色～黒色泥岩からなるいわゆる典型的な黒色泥岩である。第4層は全体として砂岩が優勢で、板状凝灰質中粒砂岩からなり、場所によっては第3層にみられる厚い暗灰色～黒色泥岩や礫岩を不規則に介在する。上部は灰色頁岩となるが、ところによっては中粒砂岩やベントナイト化した白色酸性凝灰角礫岩を挟有する。

表-1 第3層、第4層、第5層の粒度分布X線回折分析

層名	粒度分析			モンモリロナイト化
	砂	シルト	粘土	
第3層	9	45	46	M
	17	44	39	M
	18	49	33	V S
	9	51	40	S
第4層	23	45	32	M
	23	32	45	
	25	45	30	M
第5層	30	44	26	M・W
	25	59	16	
	28	56	16	
	35	44	21	
	36	44	20	
	32	47	21	
	31	50	19	

註 V S = 非常に強い
S = 強い
M = 普通
W = 弱い

最上位の第5層は下部に安山岩質円礫岩と凝灰質中粒砂岩が発達し、上部になるに従い厚い灰色砂質泥岩に移化する。この第三紀層群の上に第四紀と考

えられる礫岩や細粒砂岩がのっている。

これらの地層の中で地すべりが多発するのは第3層に最も多く、ついで第4層より上部となり、第2層では発生頻度は極めて少なく、第1層ではほとんどない。このことから地層の岩質と地すべり発生の間には明瞭な関連があるものと考えられる。

その一証が粘土鉱物組成のうちのモンモリロナイトの含有量にみられる。すなわち表-1に示すようにモンモリロナイト化の強弱程度は極めて明瞭で、第3層が最も顕著で、上部になるにしたがい弱くなっていくが、一方第3層以下にはほとんど含有されていず、ここにその不連続面をみることができ、地質構造的素因をもとにしてモンモリロナイトの生成が地すべり発生に強く影響しているものと考えられる。日本列島ではグリーンタフ造山と呼ばれる新第三紀の造山運動があり、この影響を受けた。新潟県下の第三紀層では背斜構造や断層、第四紀層では単斜構造が地すべり分布に強く影響を及ぼしており、第三紀層地すべり分布の一例が図-1に示されている。地すべりの分布が背斜軸の両側に集中して分布しているのに向斜軸の周辺の地すべり分布はほとんどみられない。表-2からも明らかなように最も地すべりの多い第3層、第4層では背斜部の地すべり数が非常に多い。

背斜軸線上では隆起による引張り応力下における開口型の伸張節理や小断層が発達し、つづいてこのような割目から岩石の風化が促進される。特にモンモリロナイト化の進んだ地層では風化が著しく背斜による地層の流れに沿った、ある地質境界面がすべり面となって、一次的な地すべりが発生する。

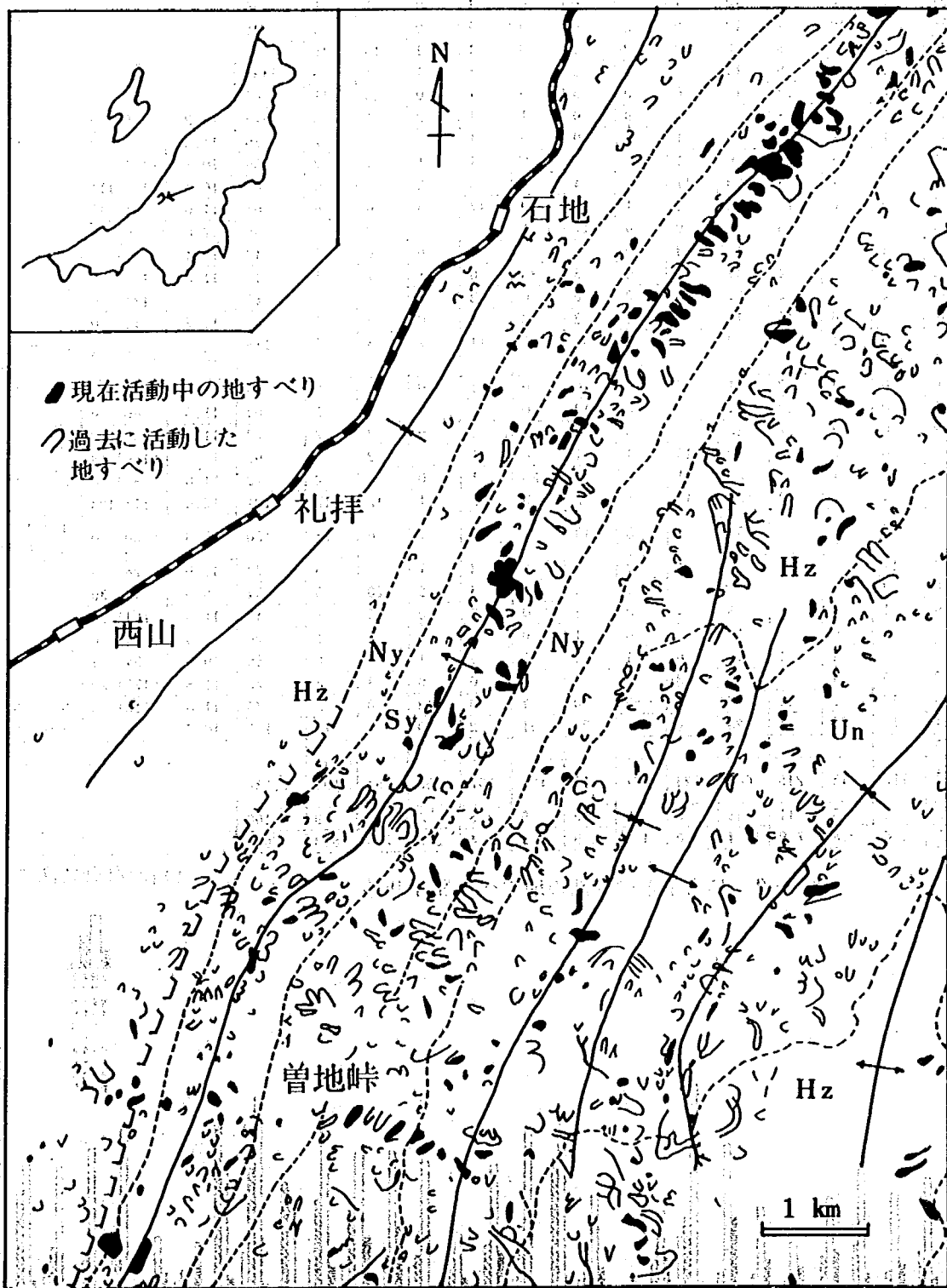
1-1-2 新潟地方の気象と地すべりの発生

新潟地方は日本列島の中でも最も降雪量の多い地

表-2 地すべりと地質構造との関係

		背斜部	向斜部	単斜部	断層附近	合計
第	四 紀	13	38	106	1	158
第	三 紀	3	56	60	3	122
	第5層	153	41	100	2	246
	第4層	340	41	181	48	610
	第3層	2	0	31	7	40
	第2層	1	0	20	6	27

図一 新潟油田中央油帯の地質構造と地すべりの分布
 Sy: 第3層, Ny: 第4層, Hz: 第5層, Un: 第四紀



域の一つとして知られており、平野部でも3m、山間部では6～8mにも及ぶという積雪は、山地斜面への載荷重としての働きや、融雪による浸透水の影響など、斜面安定を左右する主因の一つとなっていることは推定に難くない。このため、過去30年間に通年して地すべりの発生をみると、ここ約30年間

の地すべり発生件数をまとめた表一3から明らかのように融雪期の3、4月に最も集中して39%にも達するほか降雪のはじまる11、12月は降水量も多いが、降雪がすぐ融解したりする影響もあって16%の発生をみであり、雪と地すべりの関連は密接なものである。特に雪が融解する時期に地すべりが発生する傾向が顕著である。

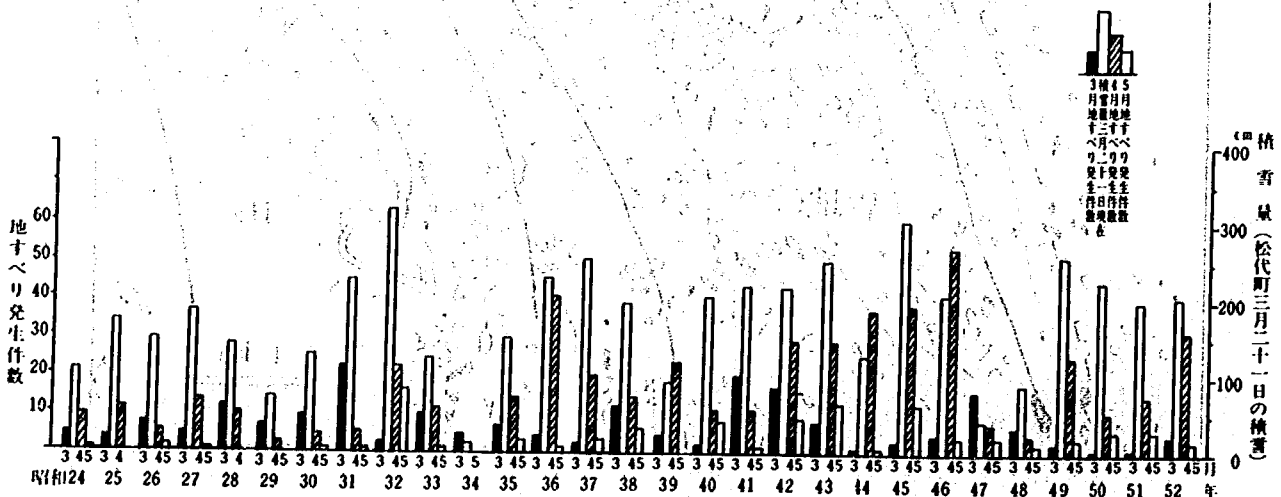
表-3 月別地すべり発生件数表

(高田測候所)

年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	計	4月平均 気温℃	(2月末) 積雪深cm	備 考
昭和24	2	0	5	10	1	1	0	0	1	0	5	5	30			
25	2	10	4	12	0	2	0	0	2	0	9	4	45			
26	2	1	8	6	2	2	1	0	1	1	13	18	55			
27	2	1	5	14	1	0	2	0	1	1	1	6	3434			
28	0	2	13	11	0	0	5	0	1	0	23	11	65			
29	3	6	8	3	0	0	0	1	1	2	1	3	2828	12.2	(25) 0	
30	1	2	10	5	1	0	0	0	1	2	7	7	36	11.3	(9) 0	
31	9	3	23	6	1	0	3	6	1	1	4	2	59	10.8	(15) 4	
32	5	1	3	23	17	1	4	0	0	2	2	9	67	10.4	(179) 111	
33	5	0	10	12	1	1	6	0	17	3	0	6	61	11.0	(24) 47	
34	4	2	5	0	0	0	17	1	2	0	0	5	36	12.6	(0) 0	
35	4	3	7	14	3	0	5	0	0	0	0	7	43	10.4	(37) 0	
36	1	9	4	41	1	6	8	33	0	8	1	1	113	11.3	(157) 39	8月 集中豪雨
37	2	7	2	21	3	0	0	0	3	1	3	3	45	11.7	(144) 0	
38	1	6	12	14	6	2	2	3	1	0	2	9	58	12.2	(12) 0	
39	5	1	4	23	0	7	57	0	11	2	3	5	118	13.7	(55) 0	新潟地震 7月 集中豪雨
40	0	1	2	11	3	0	10	0	41	0	9	6	38	8.3	(30) 0	9月 集中豪雨
41	0	5	20	11	1	3	13	0	0	2	4	5	64	11.5	(66) 0	
42	0	3	17	30	9	3	3	2	2	0	2	2	73	11.7	(133) 0	
43	0	0	8	30	13	4	1	0	1	2	2	6	67	11.2	(186) 48	
44	1	1	1	38	1	2	2	23	1	0	0	2	72	11.0	(89) 0	8月 集中豪雨
45	4	2	3	39	13	1	2	9	2	1	12	13	101	12.0	(118) 123	
46	6	4	5	54	4	3	13	1	5	1	6	18	120	10.3	(20) 0	4月2日・20日 震度1の地震
47	17	3	17	8	4	0	3	8	2	1	7	3	73	11.6	(28) 0	
48	3	5	7	5	2	2	0	0	3	2	20	5	54	16.0	(18) 30	
49	1	0	3	26	4	0	4	0	2	0	5	1	46	11.5	(164) 58	
50	0	0	1	11	6	0	1	0	1	3	2	1	26	12.5	(135) 0	
51	3	4	1	15	6	1	12	11	2	1	0	10	66	10.9	(54) 4	
52	0	4	5	47	3	1	4	1	0	0	3	8	76	11.8	(175) 20	
53	17	2	11	35	8	85	0	1	0	12	0	2	174	11.6	(118) 8	6月 集中豪雨
54	12	30	21	28	4	3	35	21	2	20	8	11	195	10.7	(1) 0	7月 集中豪雨
55																
S24~54 計	112	118	245	603	123	131	213	121	107	68	154	194	2,189			
比率 %	5	5	11	28	6	6	10	5	5	3	7	9	100			
月平均数	3.6	3.8	7.9	19.4	4.0	4.2	6.9	3.9	3.4	2.2	5.0	6.3	70.6			

図-2 積雪量と融雪期の地すべり発生状態

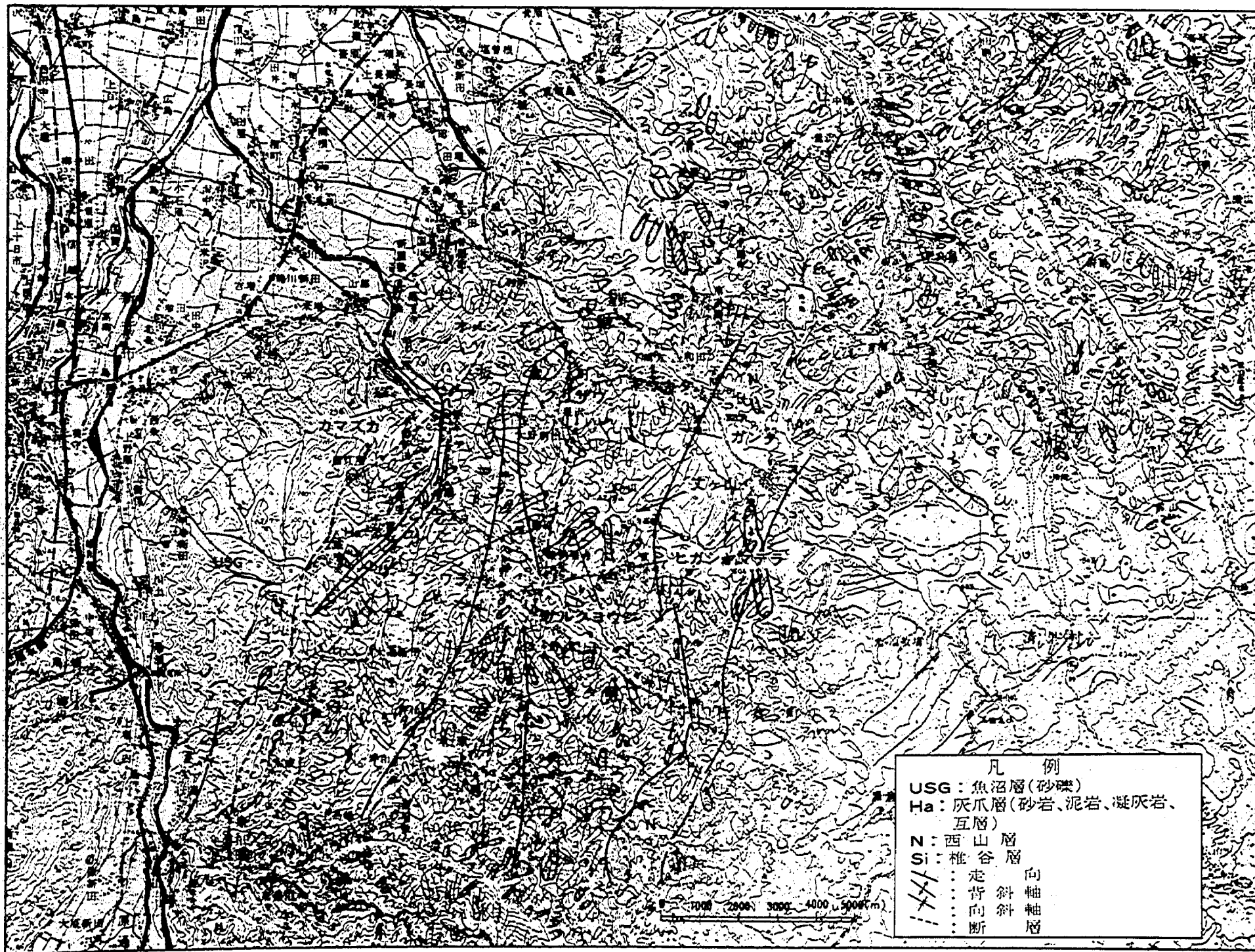
(新潟県砂防課による。)



しかし積雪量が地すべり発生件数に直接関係しているわけではなく、図-2にみられるように積雪量が多かった昭和32年4月の発生件数が約23件であるのに4年後の昭和36年の積雪量がほぼ3/4であるのに4月の発生件数は約2倍であったり昭和44年~昭和46年までの推移をみても積雪量の増加が発生件数

の増加をもたらしていないことが明らかである。昭和49年~昭和51年までは積雪量がほぼ例年通りであるのに地すべり発生件数が低下しつつあるのも興味深い現象である。このことから積雪、融雪は地すべり発生に最も大きな誘因の一つではあるが、地すべり発生を必ずしも左右する要因ではなく、斜面の経

図-3 丈ヶ山周辺の地質と地すべり分布図



凡 例

USG : 魚沼層(砂礫)

Ha : 灰爪層(砂岩、泥岩、凝灰岩、互層)

N : 西山層

Si : 椎谷層

/// : 走 向 斜 軸

\\ : 背 斜 軸

--- : 向 斜 軸

— : 断 層

図-4

年的な地質的、土質力学的、レオロジー的な他の因子と複合的に相関することによるもので、ある時期の変位、挙動が次の移動に対する準備を整えることになり、ちょっとした地下水変動や土質強度の変化によって急速な変位を生ずるといふようにみることができよう。

したがって融雪期のみならず、通常降雨期にも数量的には少ないとしても年間を通じて地すべりが発生している。融雪期に次いで7月～9月の集中豪雨、台風期にピークがあり、この期間では20%を占めているが、日本の南西部の地すべりの発生がこの時期に大部分集中していることからすれば少ない発生率で、新潟地方の地すべりが積雪の影響によるところが大きいということが顕著な特徴としてあげられる。

1-2 猿供養寺地すべり

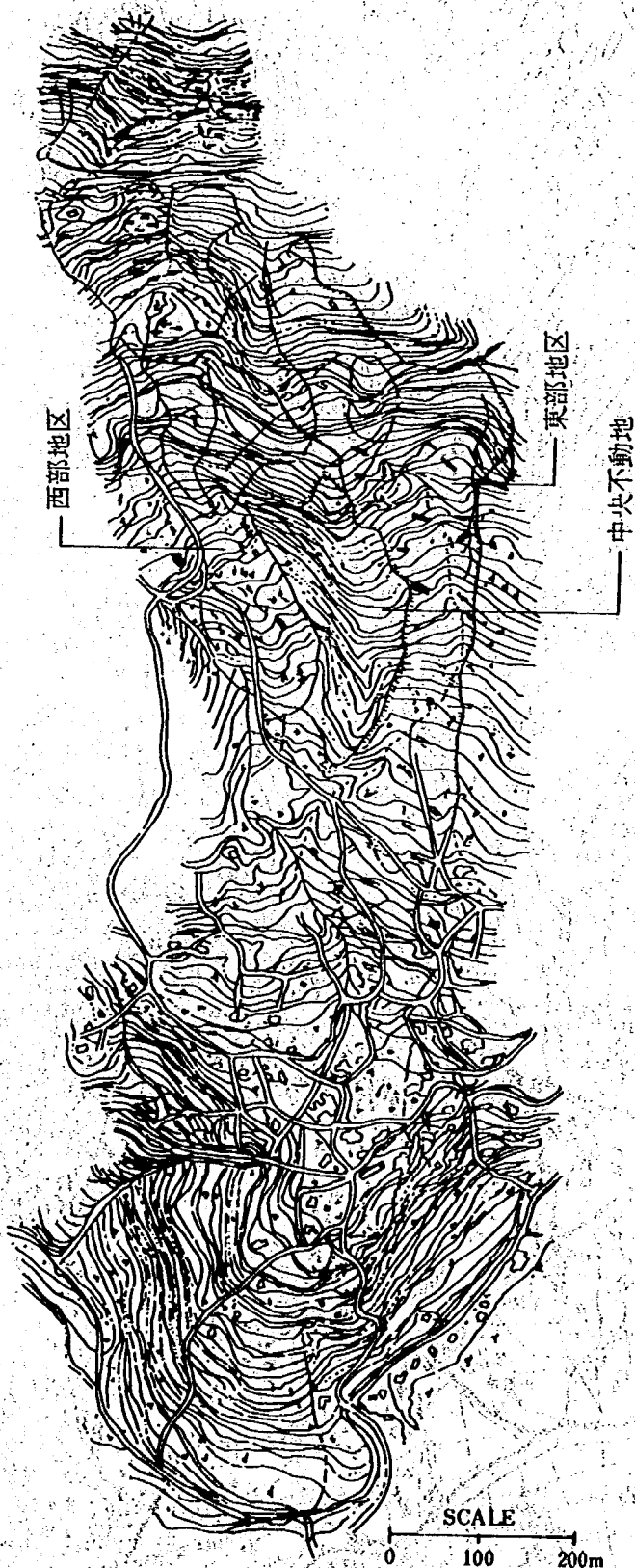
1-2-1 地すべりの沿革と概況

本地すべり地は新井市の南東約13.5kmにあり、関田山系西斜面の調和を破る独立峰である丈ヶ山(571.6m)の南西斜面に発生している地すべりである。

(図-3)

主要な移動地の面積は24haであるが現在安定している旧地すべり地を含めて43.2haである。この地すべりは黒色泥岩を貫く玢岩岩脈からなる丈ヶ山の周縁に放射状に分布する地すべり群の一つで丈ヶ山より猿供養寺集落を経て大熊川に達する延長約1.5km、高低差約260mの区域である。

すべり層厚は4mから厚いところで15m内外、平均7mであり、地すべり巾50m～100m、地すべり延長は1.5kmにも及ぶが、頭部から末端まで十数ブロックに分れ、一つのブロックとしては100m～200mである。地すべり地上部において中央部の不動地によって東部と西部に分離されている。(図-4)、両地区の頭部はともに、荒地になっており、中段では主として畑地になっていて僅かに湧水のあるところが水田となっている。末端は主として水田で、わずかに畑地が点在する程度である。地すべり防止工事は東部地区に於いては昭和27年度から行われ、一時小康を保っていたが、構造物の破壊によって再び活発な移動をするようになったので、昭和37年度からの災害復旧工事としてしゃ水壁工(オーブンカット排水工)を施工し、当時年間最大水平移動量が3m内外であったものが急激に減少し、現在では安定



した斜面となっている。この間、昭和33年に地すべり等防止法が制定され、本地すべり地を昭和34年4月7日建設省告示962号で地すべり防止区域に指定するとともに昭和35年に建設省土木研究所新潟試験所の試験地となった。その後、東部地区地すべりが安定を保っているために東部地区以上に動きの激しかった西部地区の地すべり防止工事に主力を注ぐようになり、昭和40年から主に地下水排除工を主体とした地すべり防止工事に着手し現在に至っている。

地すべり記録も相当古いもので、すでに800年前に地すべりを鎮めるために人柱となって地中に生埋めとなった旅僧があるという伝説があったが、昭和12年3月伝説の地正浄寺跡から遺骸が発掘され、当時の賽銭ともども堀り出された。

最上部は明治30年の頃崩壊型地すべりを拡大したものであるが、中段以下は大正12年の関東大震災を契機とし、いっそう動きが激しくなり、昭和18年ごろから末端の一部も緩慢な移動が目立つようになった。

1-2-2 猿供養寺地すべりの地形、地質特性

新潟地方に広く分布する新第三紀層中新世の第3層にあたる黒色泥岩地帯で、先にのべた背斜構造が存在してはいないが、地質構造としては珩岩岩脈が黒色泥岩層を貫入して上昇し、独立峰(標高571.6m)を形成しているが山頂の卓状地は主として珩岩の岩脈からなり、いくつかの岩脈の間には第三系の泥岩をはさみ、接触面はフォルンフェルスが認められる。山麓緩傾斜面は黒色泥岩からなり一部に酸性凝灰岩をはさむ。地層傾斜はN20°E走向で、SEに30°の

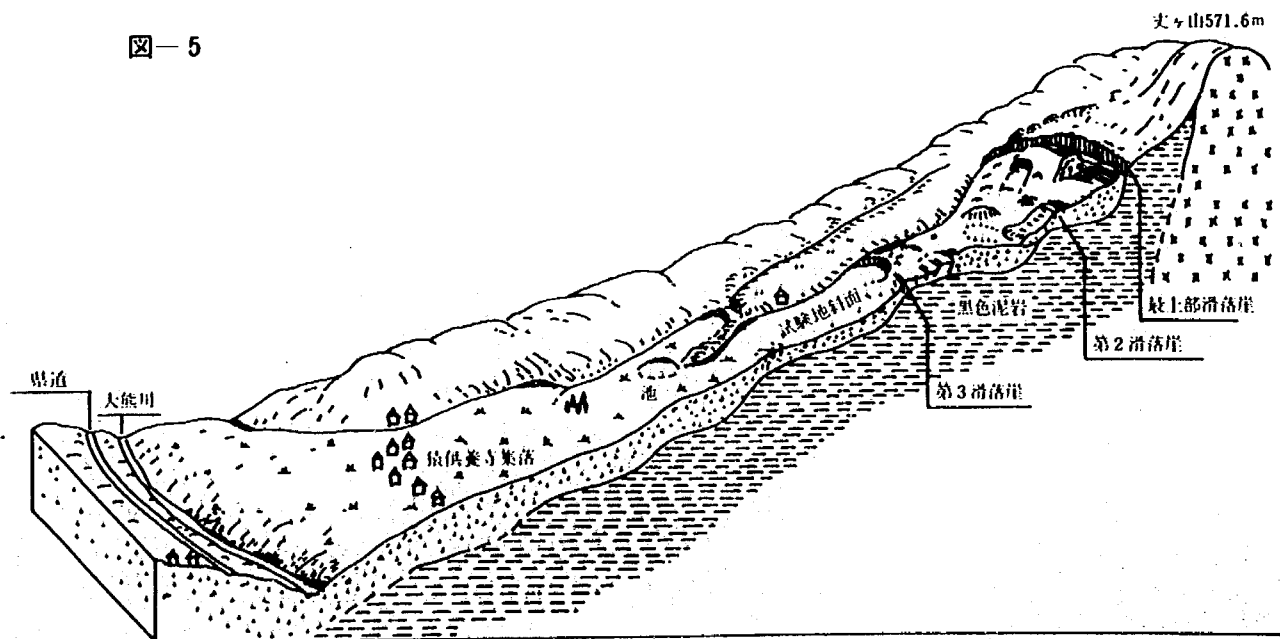
傾斜を示している。この貫入岩体は地層を持ち上げてドーム構造を形成して、背斜構造と同様の効果を第三系黒色泥岩に与えており、この岩体を中心として周辺の黒色泥岩の破碎、風化が著しく、また泥岩はモンモリロナイト化の著しい第3層であるために、地すべりがドームを中心に放射状に分布している。

(図-3)

本地すべりはドーム中心から南西にむかう地すべりで地すべり地内およびその付近には珩質の岩脈が基岩内のところどころにみられ、岩脈貫入の際に周辺にかなりの破碎が行われたものと推定される。

図-5は猿供養寺地すべりの西部地区の模式断面図を示した。試験地内には2ヶ所の滑落崖があって、基岩らしい形の崖となっており、移動層はここで泥の滝のような形式で崩落している。基岩らしいというのは、破碎はうけているが、かなり固く固結された形を示しているからであって過去における変動の影響を当然うけているものである。丈ヶ山の頂上より第1滑落崖にかけては崩壊の跡とみられる急斜面で、第1滑落崖の下方が年々移動している。第1、第2滑落崖の間の斜面は延長150m、平均勾配は20°である。この斜面は明治初年頃活発化したものであるといわれており、明治30年頃崩壊型の地すべりが生じたが、すでに形づくられていた珩岩地域の地すべり跡が再度移動したものである。移動層は泥岩の小さな岩塊を多量に含む粘性土で構成され、安山岩礫を混入している場合もある。地盤はルーズで乱れている。昭和45年以前はこの上部斜面での移動はほ

図-5



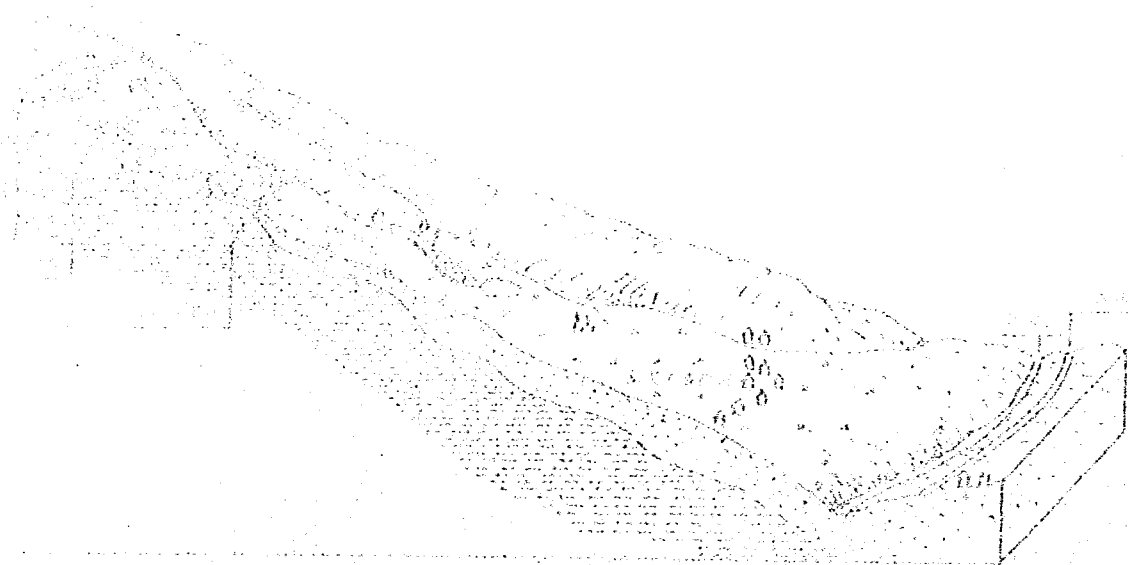
とんどみられなかったが、それ以後、活発となり、春の融雪時には無数のテンションクラックが発生し、その表面移動量も年間3mをこす状態である。このように、表面が不安定であるため地すべり土塊の一部は第2滑落崖の上部をおおっている。豪雨、融雪時には、この滑落崖で小規模の泥流が発生することもある。現在の移動深度は5m程度であるが、貫入岩の影響等により基岩を形成する泥岩の破碎が著しく、軟弱化した範囲は50mにも達しており、今後大きな地すべりが起きる可能性がある。

第2滑落崖、第3滑落崖の間の斜面は延長170m、平均勾配 10° で、この斜面は大正12年関東大震災を契機として動きが激しくなったといわれており第2滑落崖下に不動地をもち、基岩が凹地となっていることを示している。第2滑落崖より池下方の平坦部に至る斜面は、最近頭部斜面の不安定化にともない、第2滑落崖頭部より地すべりが盛んになり移動も活発化している斜面である。現在のところまだ池下方の平坦部までは地すべりが波及していないため比較的浅い地すべりとなっている。しかし、池下方の平坦部のボーリング調査の結果によれば深さ20m付近に非常に軟弱な粘土が存在するので、この斜面の移動には注意を要する。

平坦部より第3滑落崖にかけての斜面は、上方斜

面の地すべりにより攪乱された粘性土が風化泥岩（不動層）上面をすべり面として滑動し、すべり層厚も5m位の浅い地すべりである。また、斜面末端が第3滑落崖で落ち込んでいるため、末端部より移動が始まり上部斜面に波及し、地すべりを起している斜面である。

第3滑落崖より下方250mの斜面（平均勾配 10° ）は猿供養寺地すべりの代表的な斜面構造を有するもので、風化泥岩（不動層）の上面をすべり面として、厚さ5mの崩積土層が緩慢な活動をしている。この斜面の昭和50年12月までの年間移動量は2~6mとかなり大きく活動しているが、下部に行くにつれて漸減し、末端部では20~30cmとなっていた。この地点より約300m下流で東部地区地すべりと合流する。建設省土木研究所新潟試験所では、主にこの斜面を地すべりの試験地として諸観測を行っている。この試験地の下部から猿供養寺集落を経て大熊川に至る約1kmの斜面は、現在のところあまり顕著な移動がなく、猿供養寺集落手前では変動がみられない。しかし、地すべりの斜面構造は試験地斜面とほぼ同一であるので、上部斜面の地すべりが活発化し、その影響が下部斜面に波及した場合には、移動することは容易に推定される。



2. 地すべり機構調査

2-1 調査経緯

猿供養寺地すべりの調査研究は、1) 断続的に移動量が多く、試験結果が速やかに把握できるため地すべりの発生機構、運動機構の解明、さらには新工法及び調査手法の開発応用試験に有利である。2) 規模が適当であって地すべり深度が10m内外ですべり面が明確であるためピットによる土質試料採取を容易にし、その他の観測施設の設置、結果の解析を明らかにしやすい。3) 交通が比較的便利で、近距離である。4) 将来、試験研究結果にもとづいて防止工事が行われ、防止効果の判定が可能な見通しのあること。等の理由により昭和35年4月から建設省土木研究所新潟試験所が我が国で初めて、地すべりの長期観測を開始し、同時に調査方法、防止工法の開発改良に着手した。その調査研究内容を表-4に示した。調査経緯を内容別にみると調査開始時の30年代後半、40年代前半、40年代後半、50年代から現在までの4時期に大別することができる。

以下年代別に調査経緯を記す。

○ 調査開始時の30年代後半の調査内容

地すべり発生機構を知るために現地踏査はもちろんのこと地すべり現象の実態を把握するための観測調査に主力を注いだ。その主な調査は、地すべりの発達過程における地すべり活動並びに周期性を知る調査として第1滑落崖から大熊川に至る1,500m区間の移動測量観測、地すべり運動特性調査として伸縮計による移動量の観測、地下水位計による地下水位観測を行い、さらにはすべり面調査としてライナープレートを使用した調査井ですべり面を確認したのもこの時期であった。同時に調査方法、防止工法の開発改良試験を実施した。この主な成果としては地すべりの簡易測定法、無機類薬品による地下水測定要領、自然放射能測定と地すべり機構の解析、コンクリート移動測定盤の開発、横孔排水工（ホリゾンタルオーガ）性能試験、水温変化による地下水検層法の開発、H型鋼杭の変形破壊の実態調査、ライナープレートを用いた集水井の築設工法の開発、ライナープレートを用いた大口徑鋼グイに加わる地すべり土圧の測定、地すべり警報器の開発等がある。

○ 40年代前半の調査内容

この時期になると地すべり発生機構を解明するための移動特性に関する調査から斜面の安定解析へと調査を進め、40年代後半の調査の基礎を築いた。

本調査の過程での主な成果としては、地すべり斜面内部構造を観察測定するために地すべり地下観測室（ライナープレートφ4m、半円）の設置、スウェーデン式サウンディングを利用したすべり面判定法の開発、ライナープレートを用いた調査井によるすべり面の確認、ライナープレートを用いたクリューウェル測定法の開発、三角測量による移動量測定手法の開発、すべり面を判定する地中歪計の実用化、地下水検層法の開発等、調査方法の開発、改良を行った。

2-1-3 40年代後半の調査内容

長期に亘る調査観測を昭和35年以来実施してきた結果、1) 地すべり発生機構を解明するための調査方法、調査手法がほぼ確立された。2) 地すべりの運動特性、土質特性が明らかになった。3) 地すべりの運動解析を斜面の極限限界平衡方程式および、レオロジー的解析手法によって試みた。同時に室内での実験においてすべり面粘土を不攪乱試料でせん断試験する方法、地すべり模型においては地すべり発生条件と滑動破壊状況などの試験を開発改良した試験機で行うなど実験にも主力を注ぎ、特に、昭和49年度には大型地すべり発生装置を完成させるまでに至った。以上のことから地すべり発生機構に関する現地調査を終了した。引続き、新第三紀層地すべりのモデル試験地として、昭和45年度からこの種のタイプの地すべり分類と調査方法及び防止工法の基準化を図ることを目的にした諸調査試験に着手した。

○ 50年以降の調査内容

昭和45年度から昭和49年度の諸観測調査の結果、地すべり斜面の運動特性、地盤構成（移動層、すべり面、基岩）、土質特性がより明らかになり、特に、地下水の上昇と地すべりの移動が密接な関係にあることから地下水の排除、地表水の処理を目的とした地下水排除工を主体とした地すべり防止工事を昭和50年度から実施した。その結果、移動量が極端に減少して、工事前の約1/10になった。このため、現在

表-4 観測・試験・調査一覧表

地すべり機構調査	年														備考							
	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48		49	50	51	52	53	54	
1. 地形・地質調査																						※1. 土木技術資料4-8、5-10、8-5、11-12 土木研究所資料第347号
1-1 ボーリング調査	○	○	○									○	※1									※2. 土木研究所資料第165号の3 土木研究所資料8-8 昭和43年度土木研究所費報告書
1-2 地すべりブロック分け		○										○	○									※3. 土木技術資料12-2
1-3 弾性波探査								○														※4. 地すべり学会誌6-1、2-2 土木技術資料12-2
1-4 自然放射能測定		○							○	○												※5. 昭和45年度砂防事業調査費報告書 46 48 49 50 51-54
2. 地すべり運動調査																						地すべり学会誌6-4、9-2
2-1 移動量の平面的分布特性								○	○	○		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	※6. 土木技術資料3-10、5-10 昭和40年度土木研究所費報告書
2-2 縦断方向の移動量	○	○	○	○	○																	※7. 昭和46年度土木経費報告書 地すべり学会誌9-1、10-1
2-3 垂直方向の移動量										○	○	※10										※8. 昭和44年度砂防事業調査費報告書 地すべり学会誌7-1
2-4 伸縮計、水位(ボーリング孔利用)観測		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	※9. 新潟地すべり試験所所報第1集 土木研究所資料第175号、第273号
2-5 移動計											○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	※10. 昭和41年度土木研究所費報告書 42 徳供養寺地すべり(昭和48年10月)
2-6 傾斜計		○				○																※11. 昭和41、42、45年度土木関係経費報告書 昭和48、49、50年度砂防事業調査費報告書・地すべり学会誌7-4 徳供養寺地すべり(昭和48年10月) 第一回地すべり研究会討論資料
3. すべり面調査																						※12. 昭和44年度砂防事業調査費報告書 地すべり学会誌7-1
3-1 スウェーデン式サウンディング							○	○			○	○										※13. 土木研究所資料第274号 昭和44年度砂防事業調査費報告書 地すべり学会誌7-1
3-2 パイプ歪計																						※14. 地すべり学会誌7-1 昭和50年度砂防事業調査費報告書
4. 土質試験																						※15. 土木技術資料5-6
5. 地下水調査																						※16. 土木技術資料13-3
5-1 地下水水位観測		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	※17. 土木技術資料
5-2 間隙水圧計による地下水圧観測																						※18. 地すべり(地すべり対策技術研究会)1963.3
5-3 地下水質調査																						※19. 20. 21. 土木研究所資料(昭和40年3月)土木研究所資料第157号、273号・地すべり研究(第9集1965)
5-4 地下水追跡																						※22. 地すべり(地すべり対策技術研究会)1963.3
5-5 地下水検査																						※23. 土木技術資料7-2 地すべり学会誌2-1 土木技術資料10-2
5-6 融雪水量調査																						※24. 地すべり(地すべり対策技術研究会)1963.3
6. 各種試験調査																						※25. 地すべり研究(第6集1962)
6-1 大口径鋼管状の土圧測定																						※26. 土木技術資料5-10
6-2 H型鋼管の強度試験																						※27. 地すべり研究(第8集1965)
6-3 自然電位解消による含水比変化測定																						※28. 土木研究所資料第274号 昭和42年度土木研究所費報告書
6-4 排水隧道																						※29. 土木研究所資料第347号
6-5 コンクリート製移動測定盤の考案																						※30. 昭和44年度土木研究所費報告書 土木研究所資料第840号
6-6 ホリゾンタルローラー性能試験																						※31. 昭和45年度土木関係経費報告書
6-7 密度検層法																						※32. 昭和47年度土木関係経費報告書 地すべり学会誌9-1
6-8 地すべり費報告																						※33. 土木研究所資料(昭和48年10月) 地すべり学会誌10-1
6-9 水温変化による地下水検層法																						
6-10 排水路比較試験																						
6-12 ライナープレート集水用ウェル																						
7. 解析・総括																						
8. 気象観測																						
8-1 雨量・融雪量		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
8-2 積雪		○	○																			

は主に地下水排除工の効果判定調査を進めている。

2-2 地質調査

猿供養寺地すべりは、斜面中央部の不動地により東部、西部に2分されるが、集落直上部で再び合流している。同地すべりは地形及び移動量から詳細に区分すると多数のブロックに細分割することができる。又、これらのブロックは相互に影響し合うため、局部的には極めて複雑な移動を示しつつ、全体として猿供養寺地すべりと呼ばれる大きな不安定斜面を形成している。ここではボーリング調査、地すべりブロック区分、弾性波深査、自然放射能調査をもとに、同地すべり全体の斜面構造のプロフィールを明らかにした。

2-2-1 ボーリング調査

○調査方法

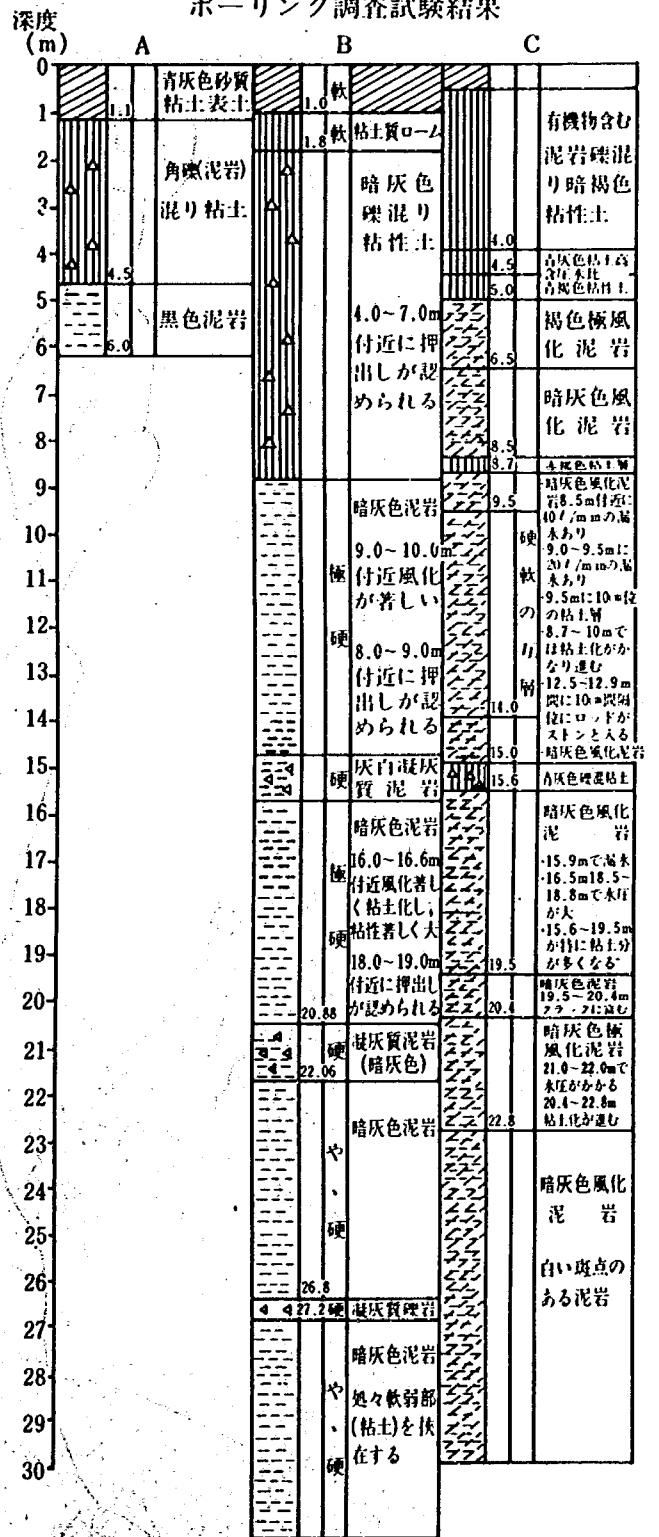
ボーリングは同地すべりの代表的な縦断測線で行なった。コアボーリングはφ66mmで行ない、弾性波深査の結果を加味して地すべり断面図を作製した。

○調査結果

図-6は猿供養寺地すべりの代表的な柱状図を示したものである。

- 1) ボーリングの斜面上の位置により、崩積土層の層厚は5~20mまで変化するが、現在移動を呈している斜面の崩積土層は平均5m前後である。
- 2) すべり面は風化泥岩の上面に存在し、約2~5cm程度のすべり粘土層を挟在して上部の崩積土層が滑動している。
- 3) 崩積土層(移動層)は泥岩を母岩とする粘性土からなり、安山岩の亜角礫を混入している。又、基岩は第三紀層の黒色泥岩からなり、乾湿の繰返しによる風化、粘土化し易い特色のある岩である。
- 4) 浅層部では亀裂が多く、コアが棒状で採取しにくい。深層部のコアは良好である。
- 5) 同地すべりは、風化泥岩の上面をすべり面として崩積土層が滑動するタイプであり、斜面構造としては、比較的単純なタイプといえよう。ただし、最上部の地すべりブロックでは、すべり面は亀裂に富んだ泥岩中に存在しており、初生的な地すべり形態を示している。
- 6) ボーリング柱状図・弾性波深査の結果をもとに作成した同地すべりの縦断面図は図-7に示す。現在、建設省土木研究所新潟試験所が行っている試験調査、観測斜面は図-7のボーリングNo.4~5の中

図-6 柱状図
ボーリング調査試験結果



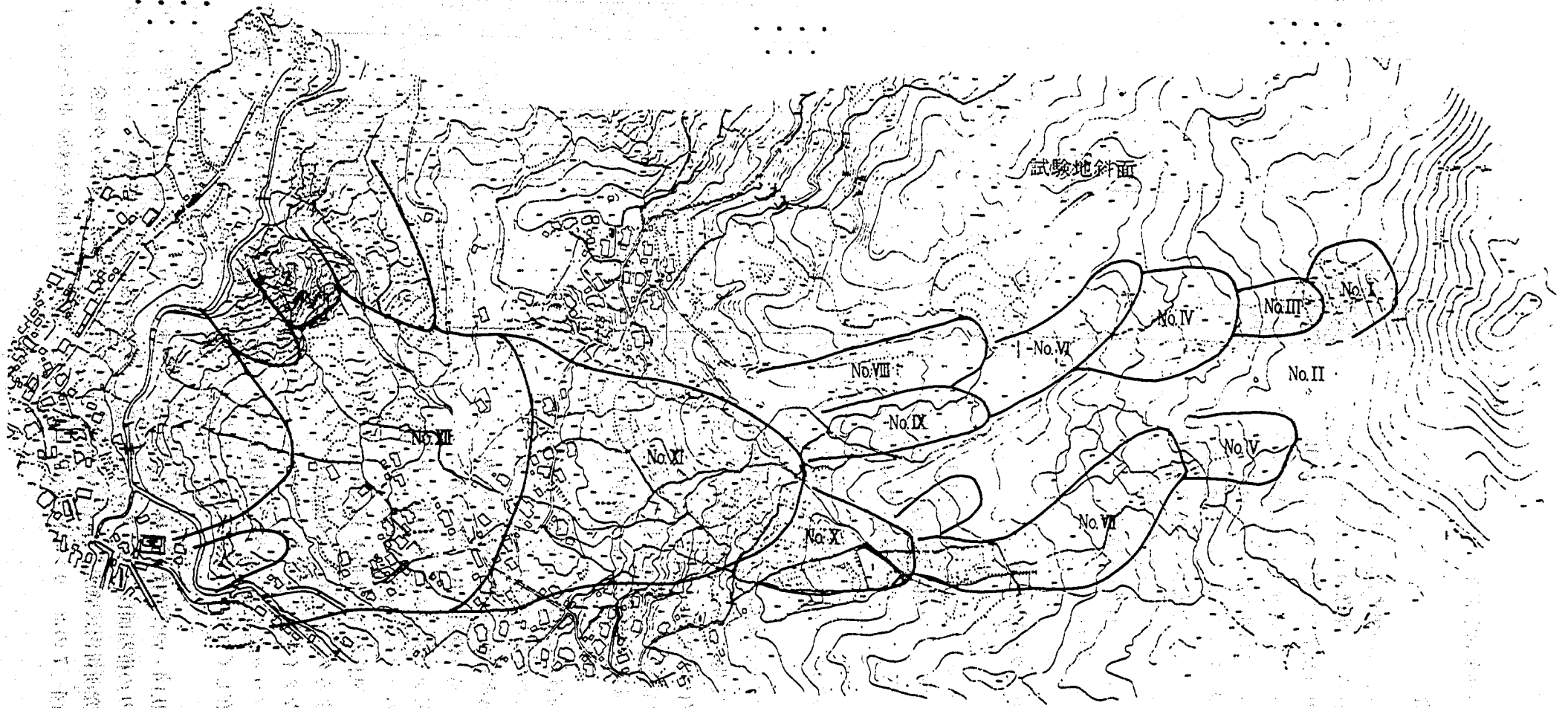
間にある滑落崖からNo.9~10の中間までの区間である。斜面構造は極めて単純で、移動層の厚さは5m~7mである。

7) 同地すべりの縦断面は階段状となり、これが後述のブロックに関するもので地すべりブロックの運動形態に大きく影響しているものと思われる。

2-2-2 ブロック区分

地すべり斜面を運動の単位で区分したのが地すべ

図-8 地すべりブロック区分図



図一七 地すべり断面図 (A-A'測線)

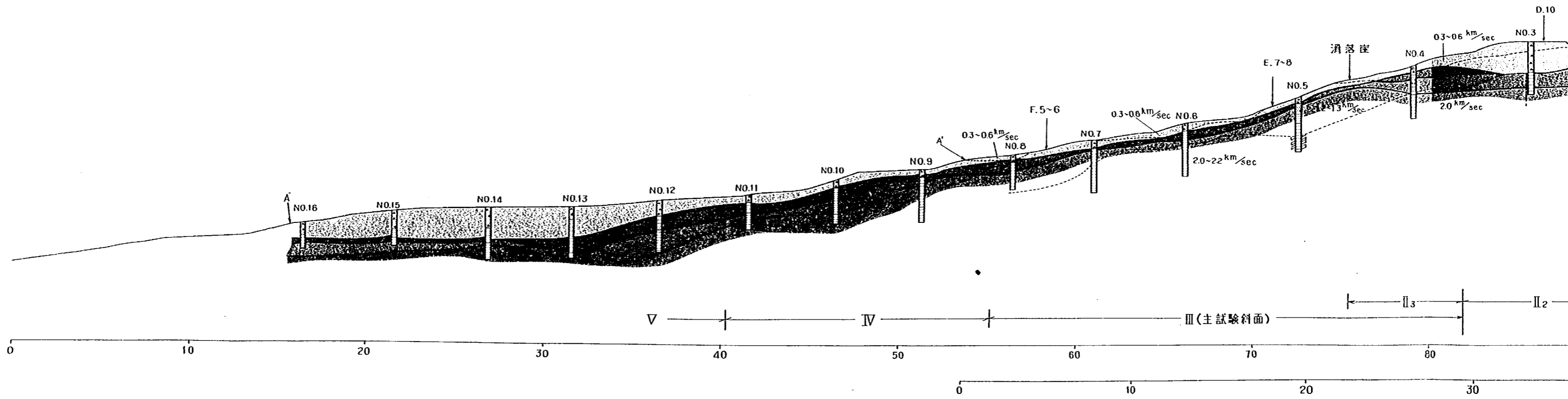
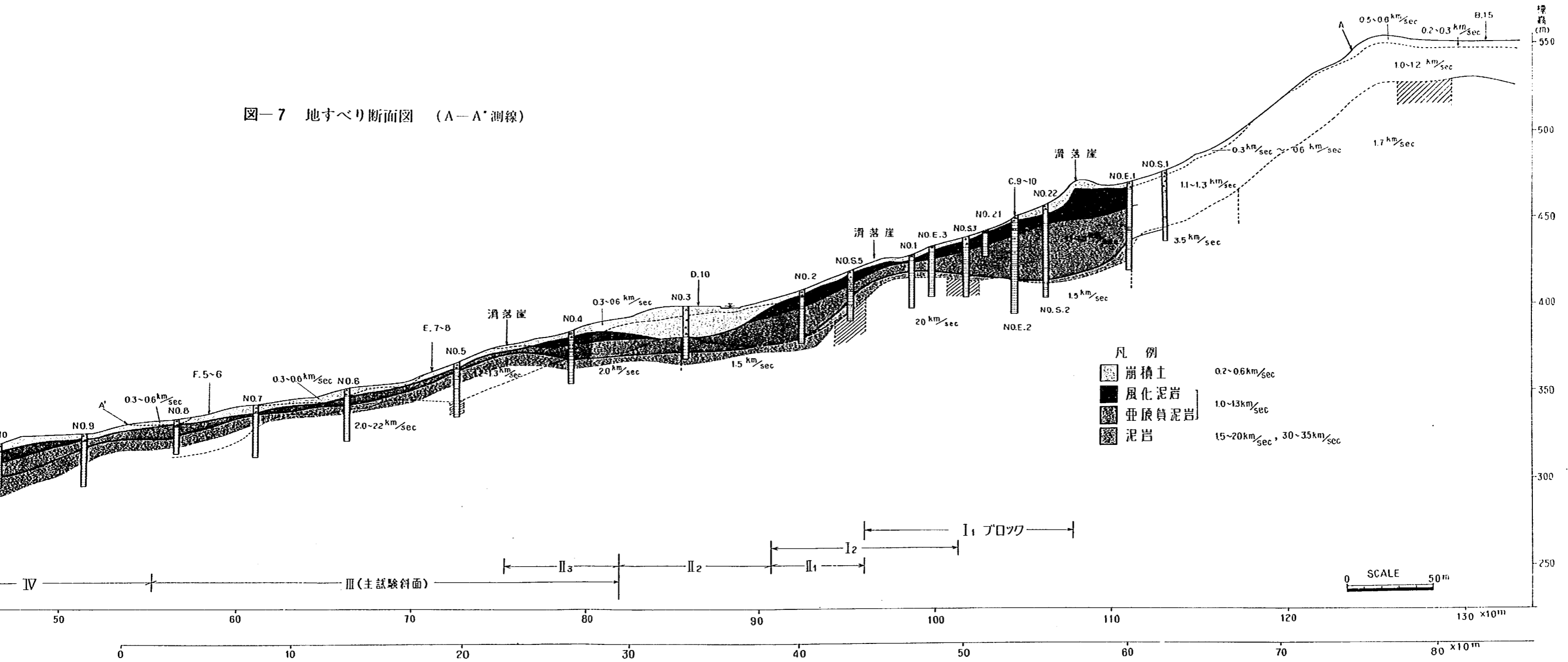
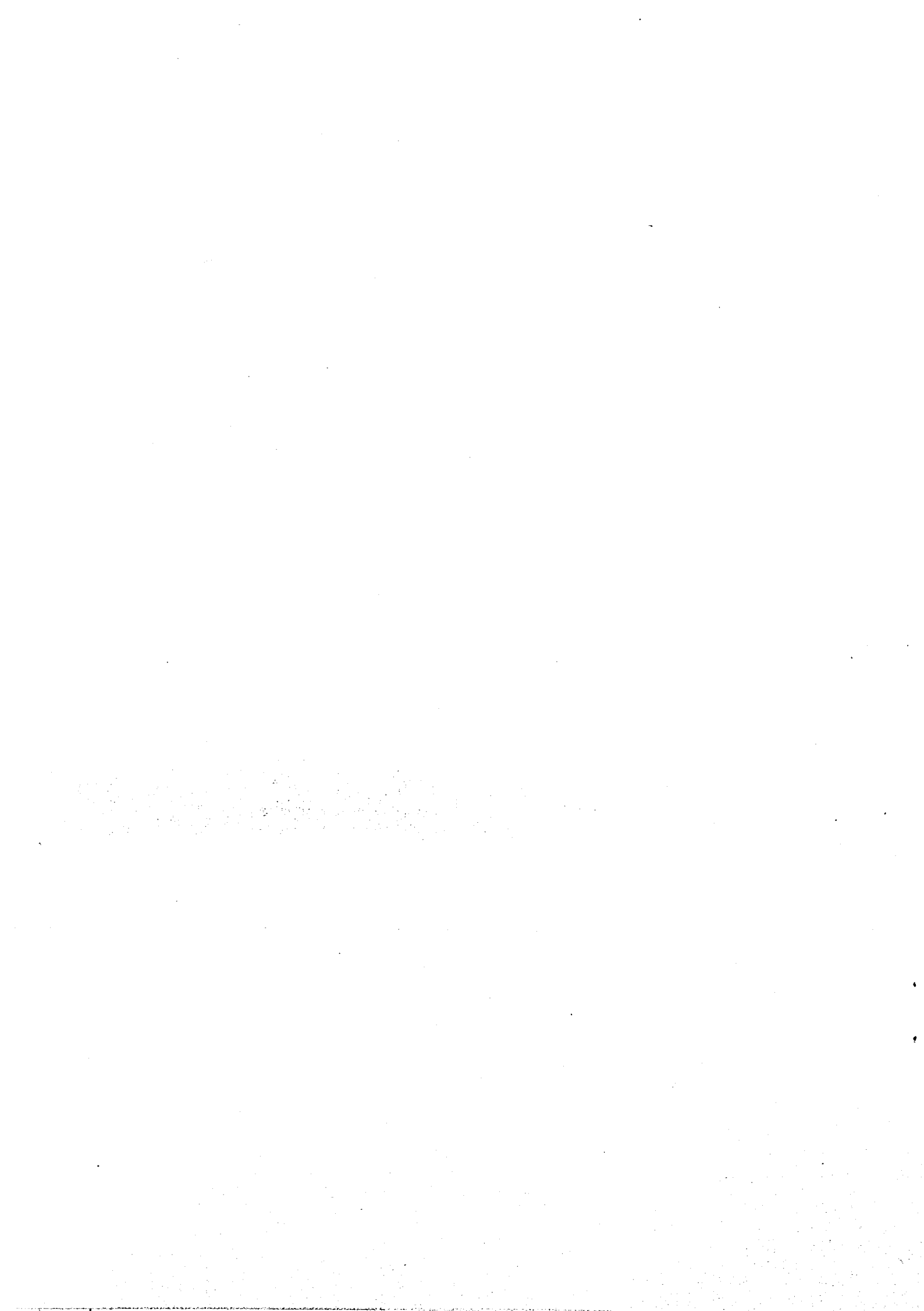


図-7 地すべり断面図 (A-A'測線)





りブロック図である。図-8これは調査計画並びに防止工を検討する場合極めて有効である。猿供養寺地すべりは、概略、12ブロックに区分されている。

(No. I、No. IIブロック)

初生的な地すべりで、すべり面は破碎泥岩中であり、深度も20m程度である。

(No. III~No. XIIブロック)

地すべりブロックは風化泥岩の上面をすべり面として、崩積土層が滑動するタイプである。すべり面の深度は5~10m程度で、猿供養寺地すべりの代表的な移動を示す地すべりブロックである。No. XIIブロックは、崩積土層の層厚も20m以上あり、現在は極めて安定している。現在試験斜面として、地すべりの移動量、間隙水圧等の諸観測をNo. VIブロックにおいて実施している。

2-2-3 弾性波探査

○調査目的

- 1) 風化泥岩から成る基岩層と崩積土層の境界面の想定(第三紀層地すべりでは、この境界面がすべり面となっている場合が多い。)する。
- 2) 断層、破碎帯の分布を想定する。
- 3) 岩盤等高線の作成(地下水の流動径路の推定、抑止杭の必要長の検討資料とする。)

○調査方法

猿供養寺地すべり全体の地質状況を知るために行ない、縦断のA-A'測線、及び横断のC-C'、D-D'、E-E'、F-F'の5測線上の5m又は10m毎に測線を設置して感震器を配置し、一展開100~110mとした。爆破点を100m間隔に設けて、一展開に対し、数回の爆破を行なった。使用した測定機種の仕様は表-5のとおりである。

表-5

名 称	型 式	性 能
感 震 器	可動線輪型	固有振動数 20%
増 幅 器	O・R結合型3段増幅	利 得 80dB(5~50%)
電磁オシログラフ	102-A型	12成分
振 動 動 子	G-100	固有振動数 100%
		内部抵抗 8.5Ω
		臨界制動抵抗 5.5Ω
		直流感度 12mm/mA

○調査結果

- 1) 弾性波探査実施前にすべり面は崩積土層と風化泥岩との境界面にあることが確認されていたため、猿供養寺地すべりのプロフィールを想定した。
- 2) 解析結果図-9に示すごとく速度層は3層に区

分される。

第1速度層 0.2~0.6km/sec.

第2速度層 1.0~1.3km/sec.

第3速度層 1.5~2.0、3.0~3.5km/sec.

3) 第1速度層は略々全測線にわたって最大約5~6m前後の層厚で認められ、崩積土層と概ね一致する。

4) 第3速度層は、我が国の新第三紀層の泥岩中の伝播速度が2.0km前後であることから、比較的新鮮な泥岩層と推定される。又、3.5km/sec.を示す部分は安山岩の貫入部と推定される。

5) 第2速度層は第1、第3の中間層で崩積土層の一部と風化泥岩の一部にまたがっている。

6) 故に猿供養寺地すべりでは前述のごとく、すべり面は崩積土層と風化泥岩の境界に存在するため、弾性波探査によるすべり面位置の確認を著しく困難にしている。

2-2-4 自然放射能測定

○調査目的

地すべり地の地中より放射されるガス状のラドンやトロンに含れる放射線のうち、r線を測定器により検出し、地すべり地の地盤構成(断層、破碎帯、亀裂)を推定する。又、地下水等の推定をも考慮して概略的な地質の把握を行なうものである。

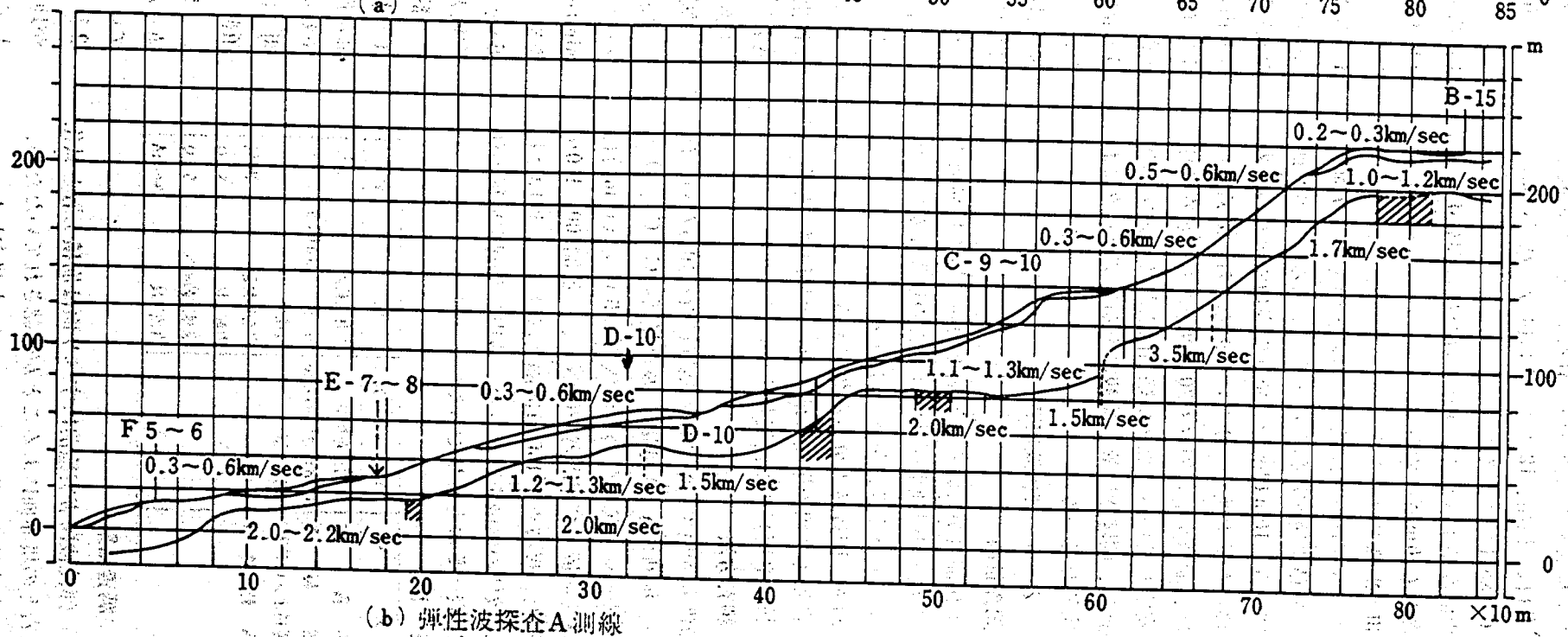
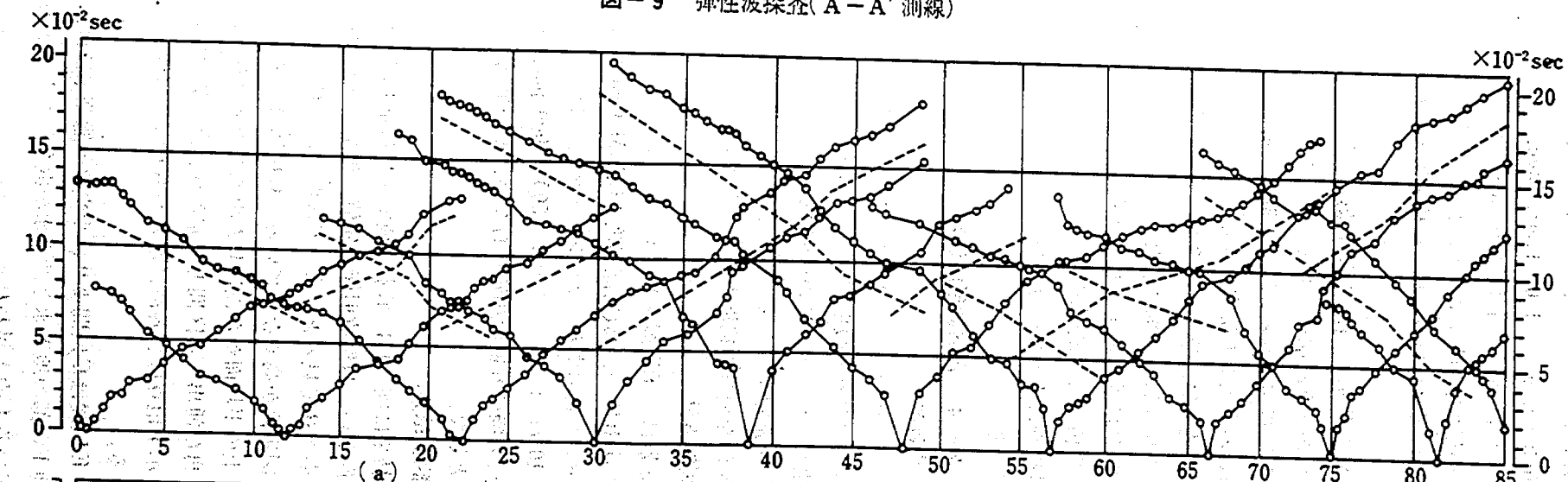
○調査方法

測定器は、米国製シンチレーションサーベイメーターを使用し、その放射能強度をC.P.M(Counts per minute.)で表示する。カウンターの時定数ダイヤルを3~10sec.レンジダイヤルを500~1000cpmにとり、5sec.間隔に5回の測定を行ない、その平均値を測定値とした。

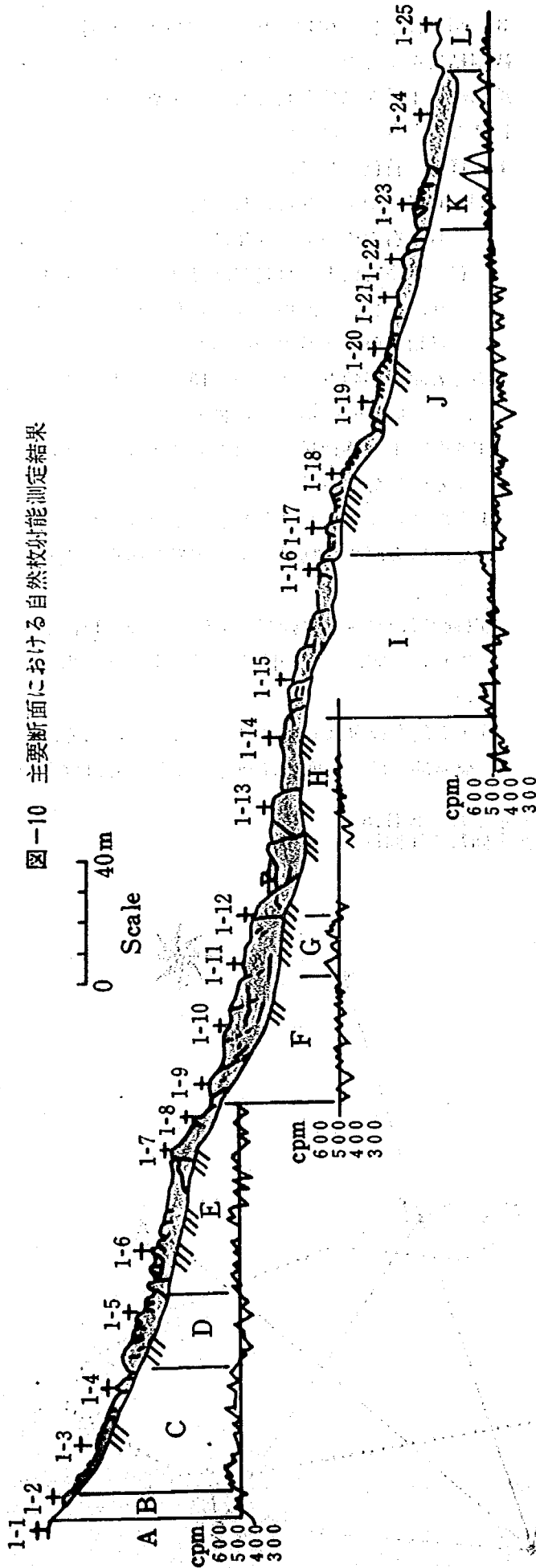
○調査結果

- 1) 結果は図-10に示す。地すべり斜面上部より下部は向かい、自然放射能測定値と地すべり斜面状況を対応させて見ると、A-E区間では、C、Eの区間で測定値が高くなっている。C区間は、地すべり頭部上の平坦面から浸透した雨水が斜面深部に浸入し、再び湧出する区間と推定され、高い放射能測定値を示す地点は、各所に湧水があり常に湿地となっている。
- 2) E区間はC区間より、やや放射能測定値は低いが地下深部の地下水と地表水が混合したものが湧出しているものと思われる。
- 3) C区間末端は明治時代の終り頃(1900年頃)崖

圖-9 彈性波探查(A-A'測線)



図一10 主要断面における自然放射能測定結果



面が崩壊した部分にあたり、この頂部に上部斜面からの地すべり崩積土が覆っている現況から察すると、この境界から地すべり地内の地下水が一部湧出する可能性が十分ある箇所である。

4) F~H区間について見るとG区間が高い測定値を示す。G区間は地すべり土塊がH区間の不動地に滑り込む手前の急斜面に相当し、移動速度も早く、池に滑り込む部分より急に移動速度が遅くなっている関係より、地下水は比較的ルーズな急斜面の上部付近で地表に湧出するものと推定される。又、実際に相当量の湧水の見られる箇所でもある。

5) I~L区間の斜面は、移動量から見ると、地すべりの単元となっている区間で、本主要断面の最も典型的な動きを示している区間である。I区間は地すべり頭部に相当し、移動量が急激に増える区間であり、K区間は地すべり末端部に相当し、地下水が絞り出されているものと考えられる。結局、自然放射能の高い箇所は、岩盤破碎ゾーンから、地下水の湧水があって滑落崖となっている。地すべりのテンションゾーン及び旧地すべり地に乗って地すべり地内の地下水がしほり出るような箇所であると推定される。

6) 自然放射能の高い箇所は地下水位を下げるような、排水工事を主体とした防止工事が適当と考えられる。

2-3 地すべり運動調査

地すべり現象は、元来、降雨、地下水、あるいは地震等の誘因によって斜面が緩慢に、あるいは急激に移動する現象であり、その移動特性に関する研究は少ない。

しかし、これまでの移動に関する研究は、ある特定の点の移動と降雨量、地下水等との関係を主としたものが多い。地すべりを有限な斜面の運動として、平面、垂直縦断方向の移動を刻明に観測した資料はほとんどないと云えよう。特に、この観測資料の特徴は地すべり運動をレオロジーにより解明することを可能とするために、移動量を連続的にとらえた点であり、観測期間は8年以上継続されており貴重なものと云えよう。

運動機構に関する現地観測は、前述のごとく、丈ヶ山の中腹の滑落崖を最上部として大熊川に至る1500mの長大な猿供養寺地すべりの上から第6番目のブロックについて実施されている。(図-8参照)

2-3-1 移動量の平面的分布特性

○調査目的

簡易三角測量(四等三角測量に準ずる)で移動量を観測し、平面的移動速度分布図の作成によって、地すべりの運動特性を明らかにすることを目的とする。

○調査方法

試験地斜面に木グイ(10cm×10cm×150cm)を図-11に示すように打設し、側面の不動地に設けられた定点から三角測量により期間毎の移動量を求めた。この方法は、斜面の運動状況が肉眼で観察できる利点がある。

○調査結果

1) 移動観測を行なった第VIブロックは最上部、最下部では基岩が一部露出しており、通常は上、下のブロックと独立した斜面を形成している。しかし、上部地すべりの運動が活発化し、移動量が大きくなると、第IVブロックの末端と第VIブロックの頭部とが連続した運動となる。

2) 図-12、13、14は昭和41年8月～昭和43年7月までの観測結果である。第VIブロックが上部ブロックの影響を受けない時期の運動形態を示した。

3) 図-15は、昭和49年9月～昭和50年6月までの観測結果を示した。この結果から上部ブロックの末端部から土砂が供給されており、第VIブロックの移動はこの影響を受けている。

4) 移動の特色としては

(1) 左右岸の地すべり境の移動特性は全く異なる。

即ち、右岸の地すべり境はシャープで移動斜面右岸側横断面上の移動量はほぼ等移動を示す。これに対し、斜面中央部から左岸側までの間では移動量が漸次減少の傾向を示している。

(2) 地表面の移動方向は、図-16に示されるように、ほぼ斜面勾配に沿った移動となっている。

(3) 各横断上の移動量は斜面上部で大きく、下部になるにしたがい減少している。

(4) 上部ブロックからの影響がある場合とない場合では地表面の移動量分布に相異が明瞭に現われている。

(5) 移動層の厚さと移動量の関係は、図-17に示す。これらの間に一定の関係を見出すことは出来ない。

(6) 平面的な運動は詳細に見ると複雑ではあるが、概略的には、斜面の傾斜方向に沿ってほぼ平行

図-11 移動杭変動量図

測定年月 S41.8
測定回数: 1回目

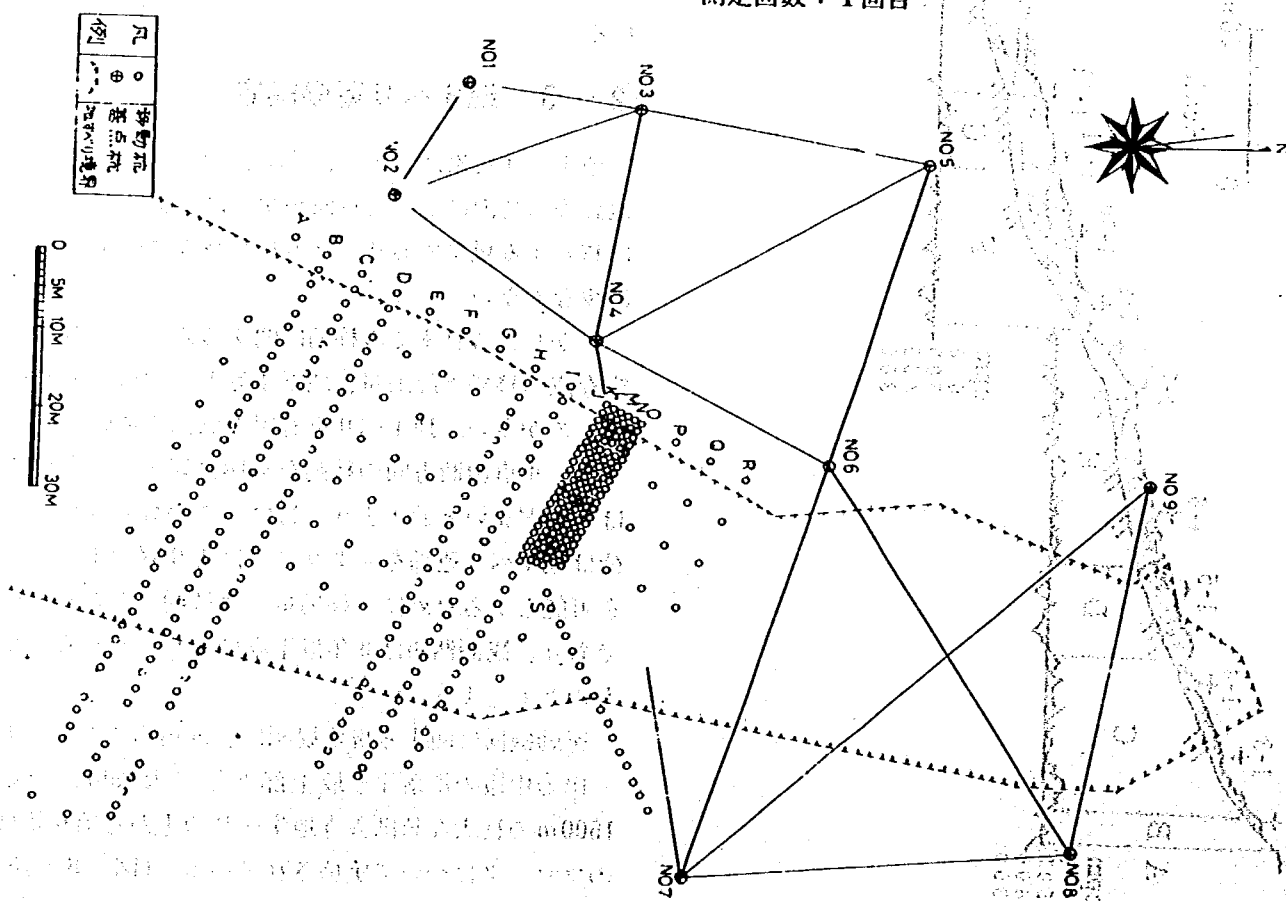


圖-12 移動杭變動量圖 測定年月 S.41.10
測定回数：2回目

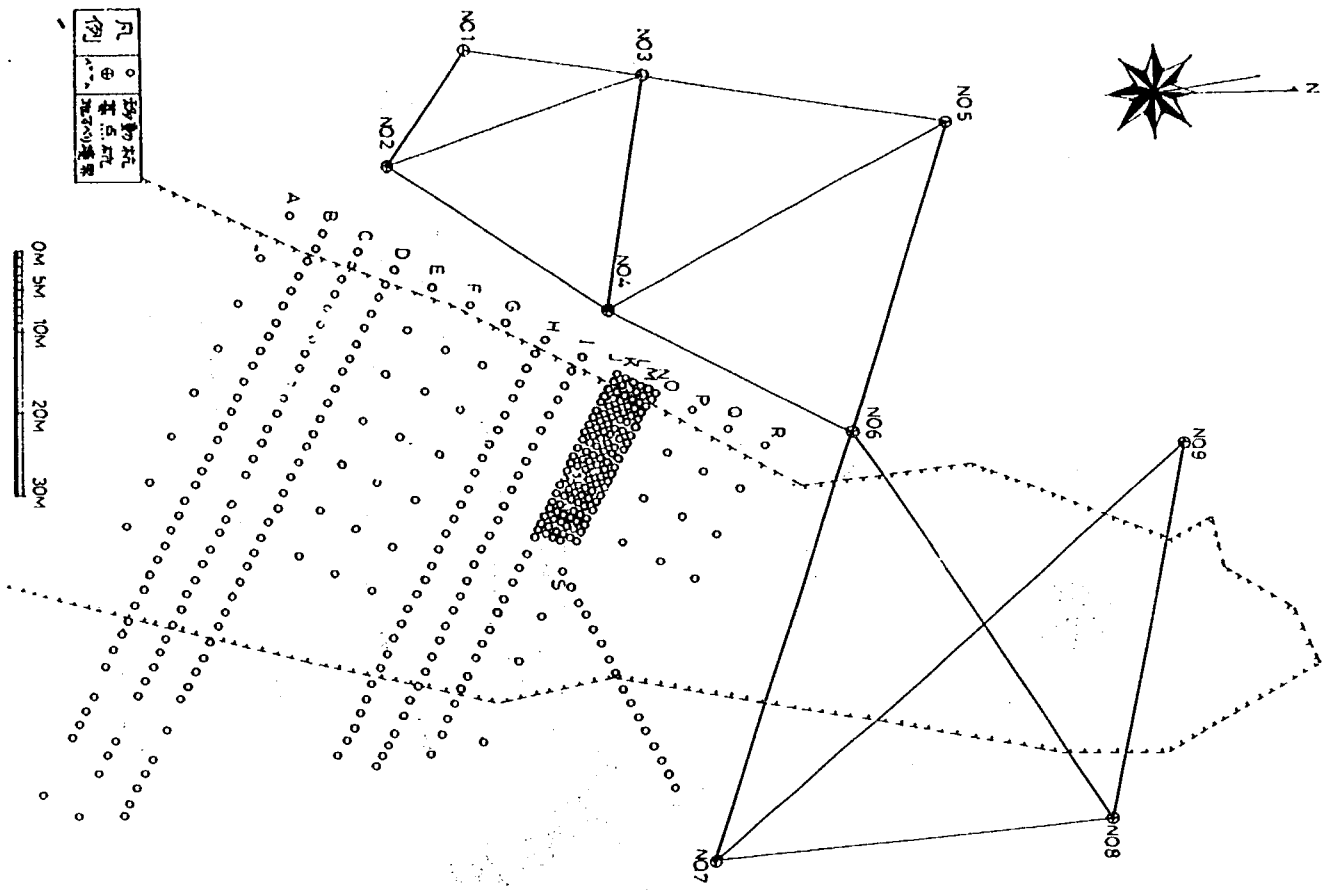


圖-13 移動杭變動量圖 測定年月 S.42.4
測定回数：4回目

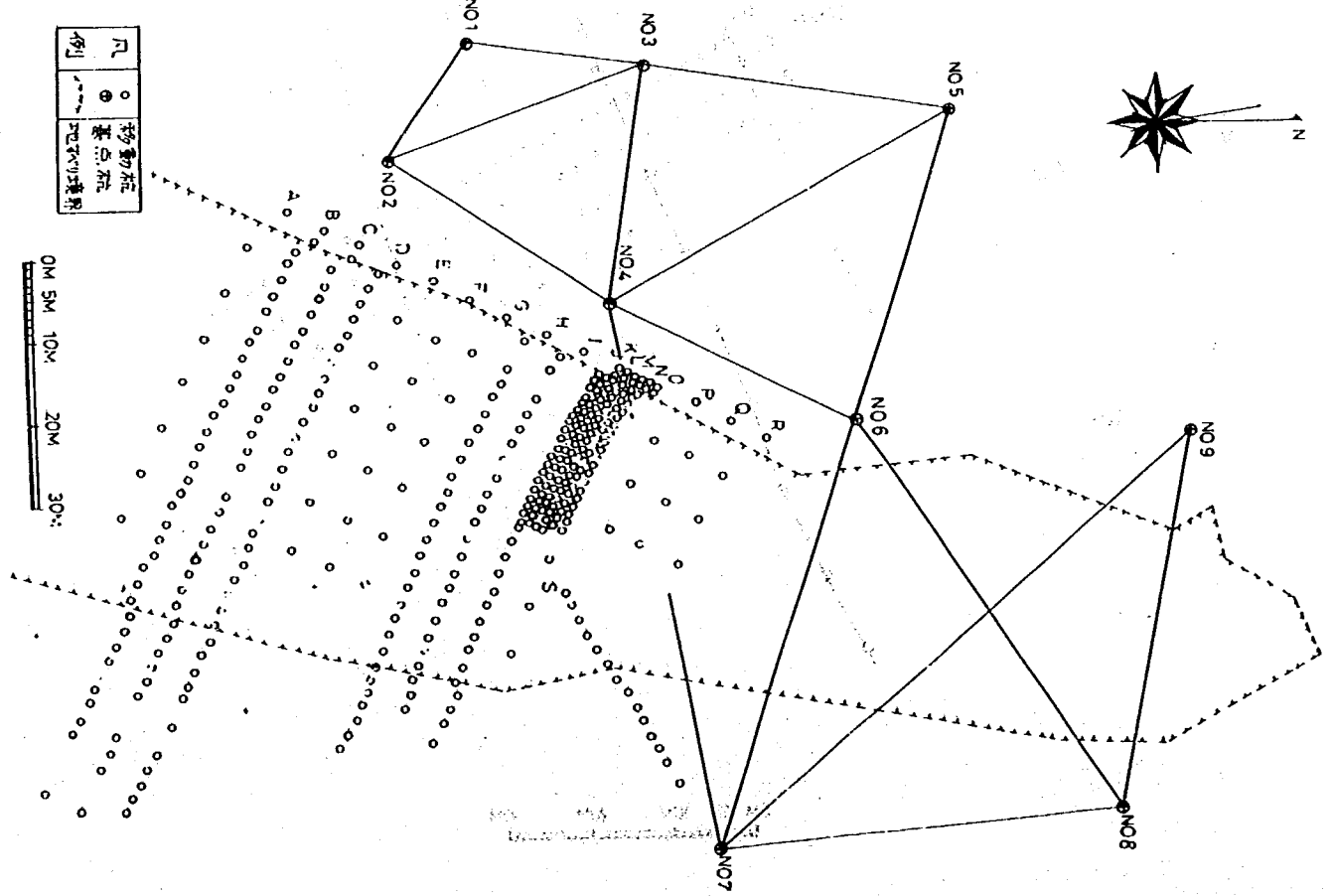


図-14 移動杭変動量図 測定年月 S43.7
測定回数: 5回目

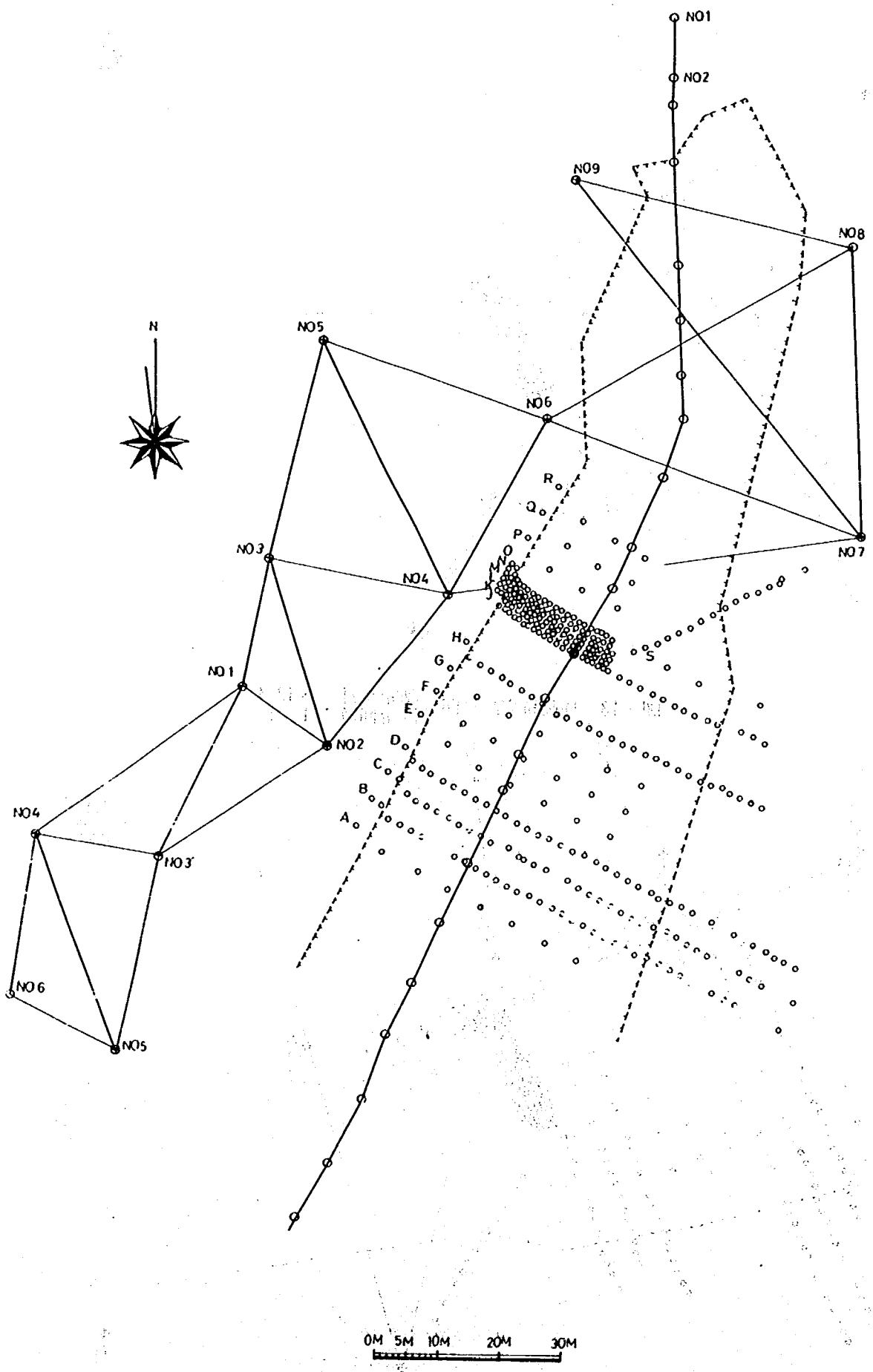


図-15 移動杭移動ベクトル図



図-17 E測線における移動層の厚さと移動量の関係

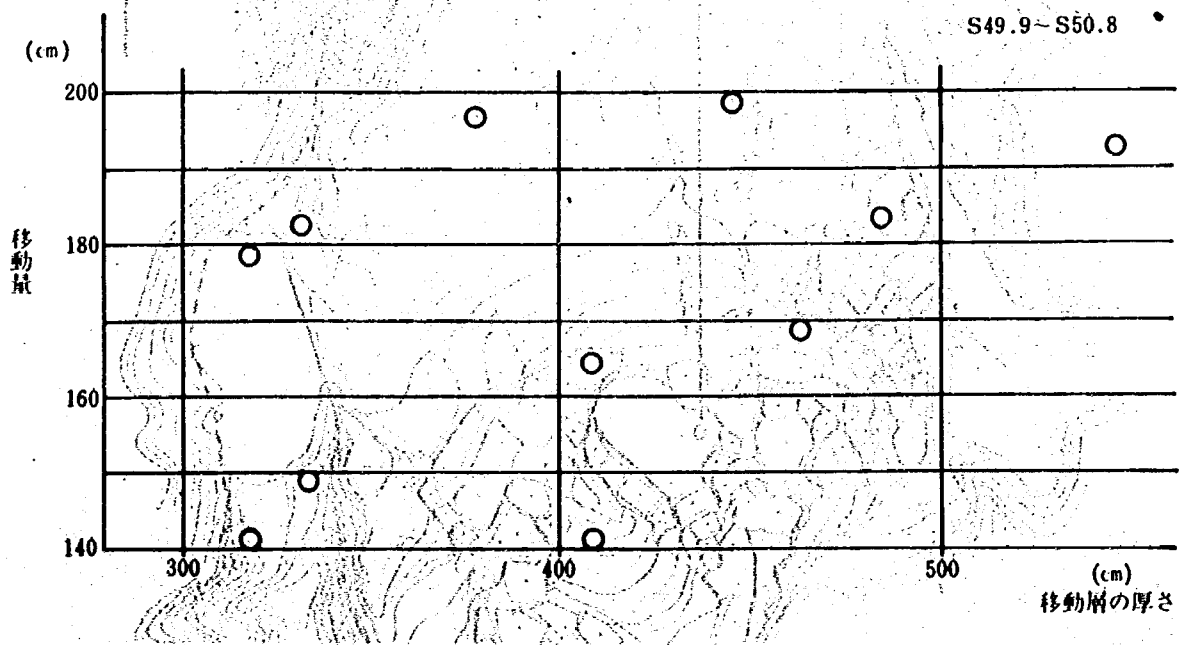


図 16 移動杭移動ベクトル図

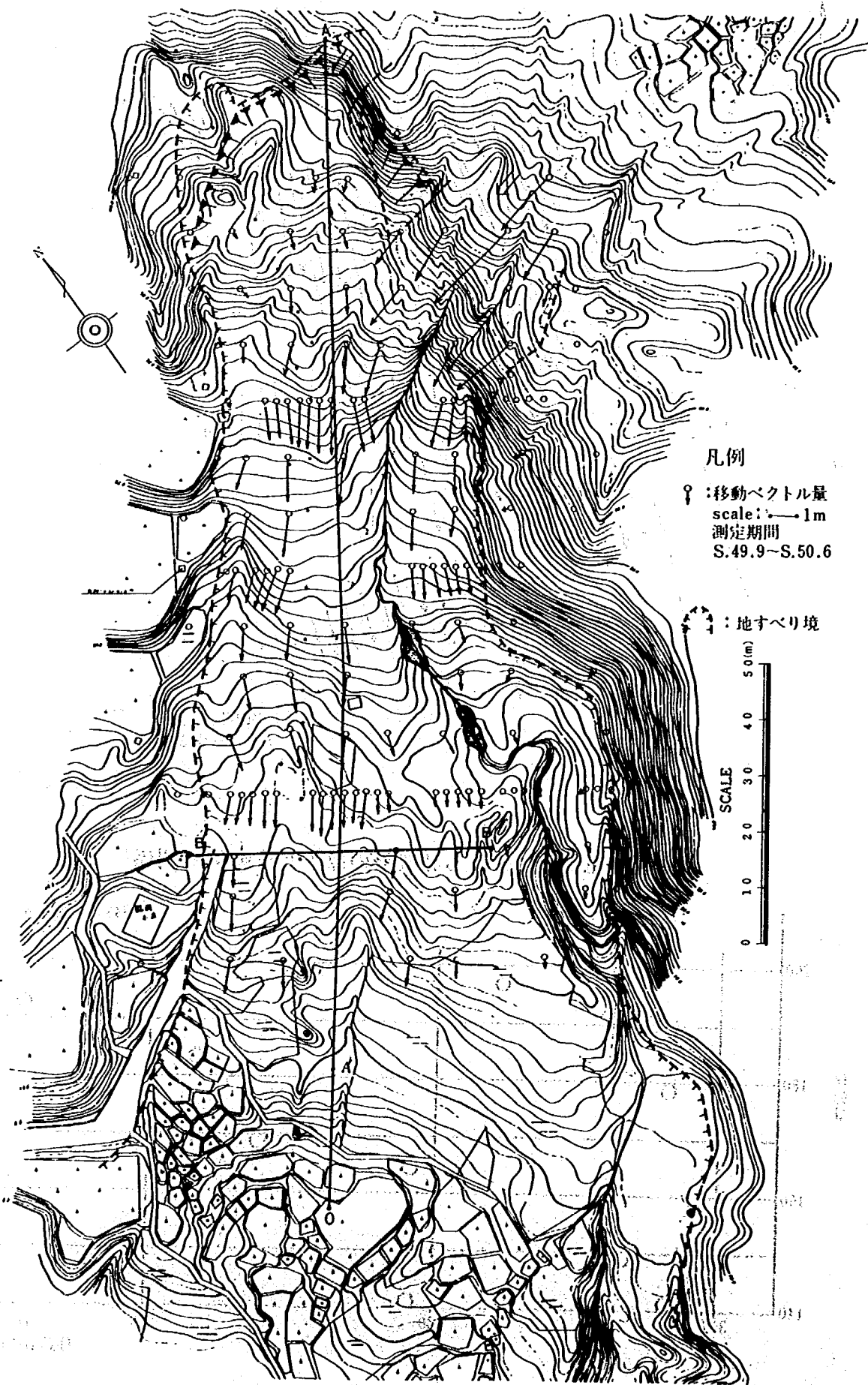
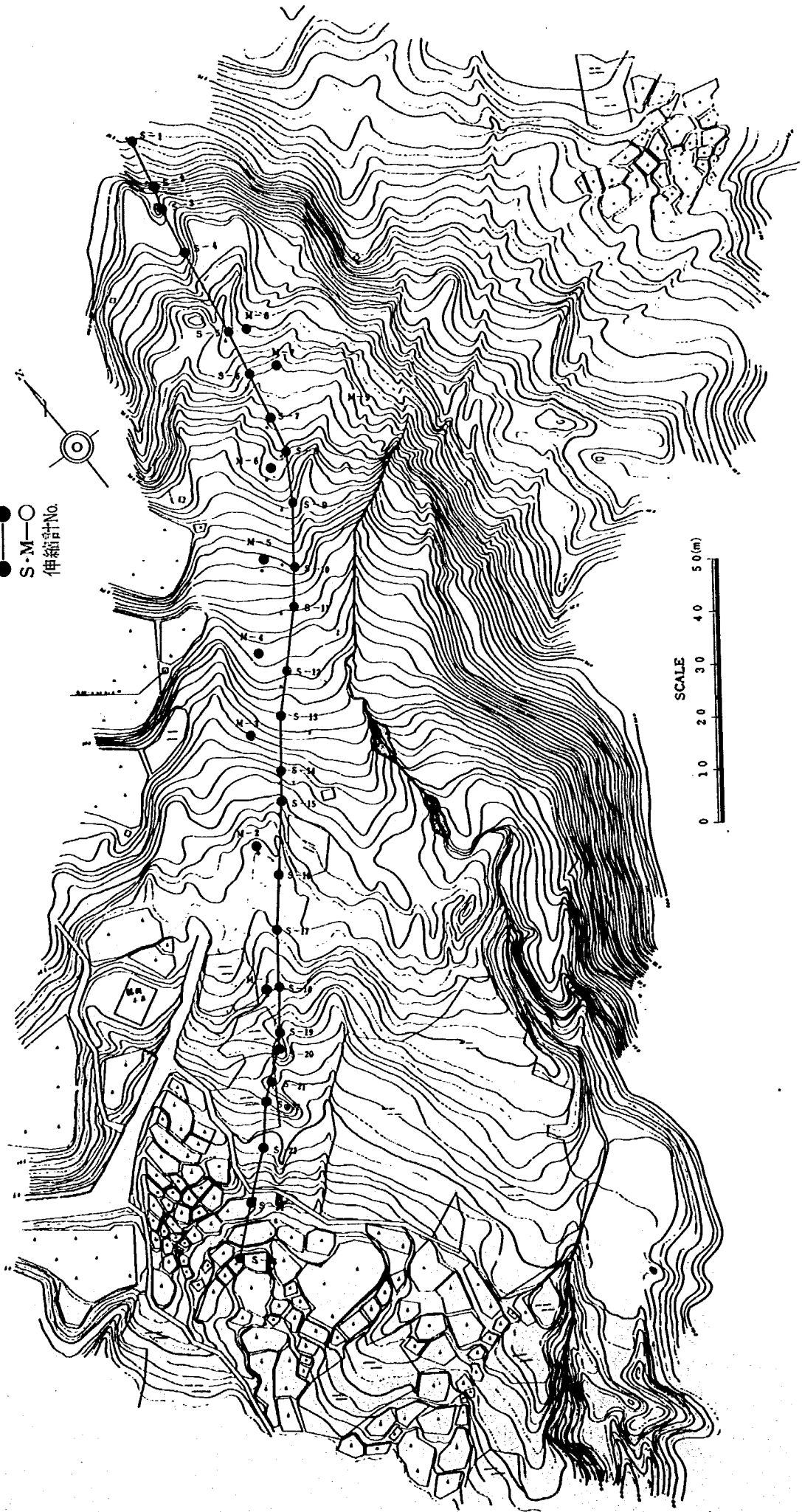


图-18 伸縮計設置位置圖

凡例

●—○
S-M—O
伸縮計No.



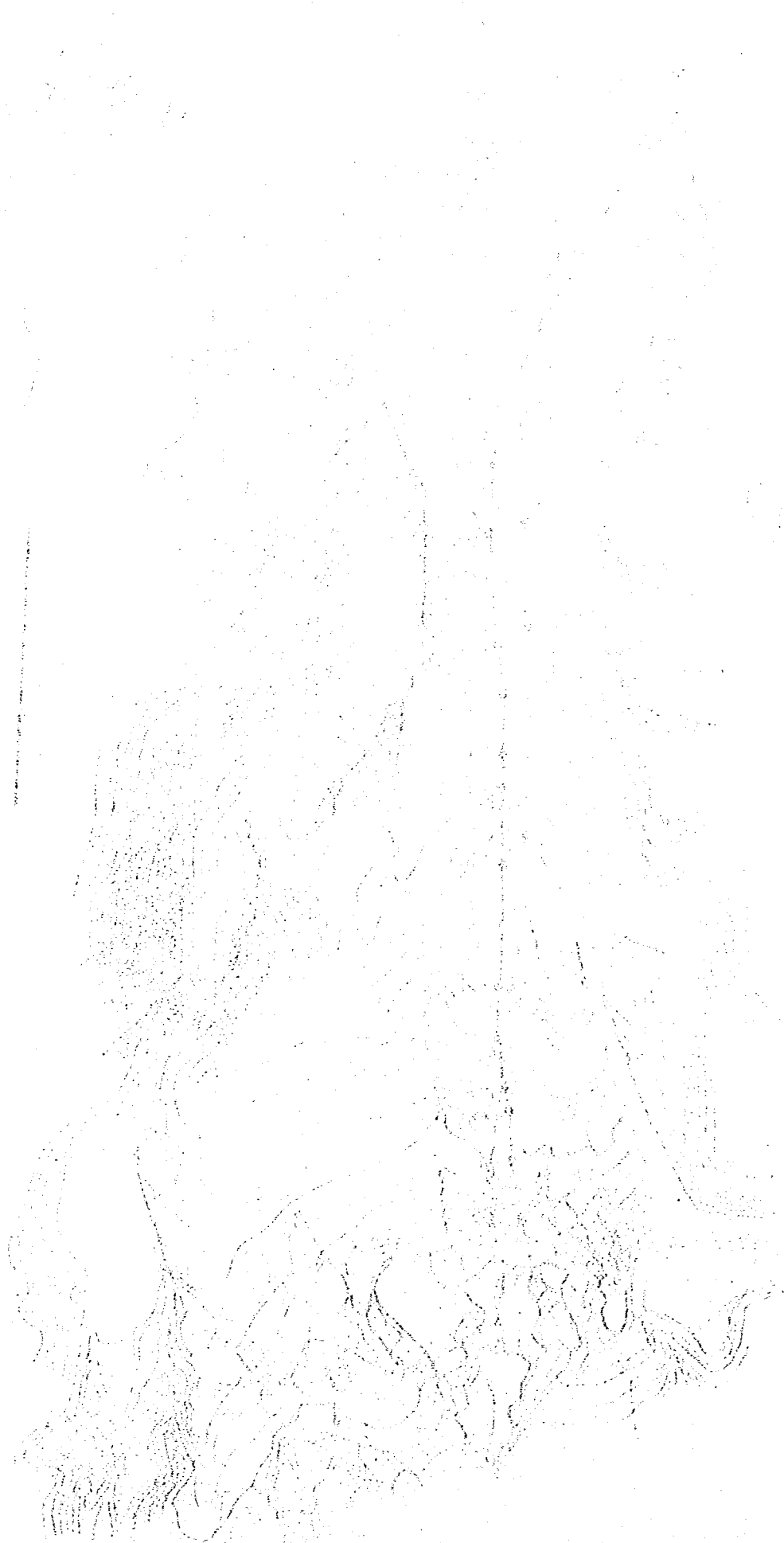
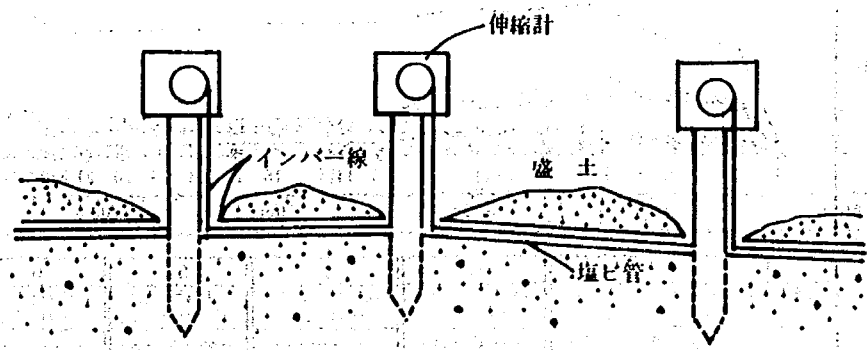


図-19 地すべり土塊



と見られる。しかし斜面の左右では極めて異なった移動形態、即ち左半分では平面的に速度傾度が大きく、これに対して右半分ではほぼ平行移動するなど地表面における移動形態は複雑である。

2-3-2 縦断方向の移動特性

○調査目的

伸縮計を連続的に設置し、縦断方向の移動特性をとらえ、地すべり運動の形態を分類することを目的とした。

○調査方法

1) 図-18、19に示すごとく伸縮計と伸縮計をインバー線で連結させた。インバー線は伸縮計支持杭の根元に固定させた。

2) 雪や湿度変化の影響を取り除くために地中に塩ビパイプを埋設し、その中を通した。データは伸縮計の設点間の相対移動量をとらえた。

3) 測定される相対移動量より、一定間の移動量を求めると、

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta l_i \dots \dots (1) \quad \begin{matrix} D_n : i \text{ 点の期間移動量} \dots \dots (1) \\ \Delta l_i : i \text{ 区間の期間伸縮量} \end{matrix}$$

となる。ただしこの場合 n 番目までに不動点が存在しないとする。しかしこの方法で移動量を求める場合、多くの問題点を含む。

4) 測定に用いた伸縮計は1週間巻きの記録器であり、1週間の連続記録紙を収集し、解析は1週間の相対移動量を求め、(1)式により各点の1週間の移動量を求めた。

○調査結果

1) 各週において伸縮計設置点(以下測点とよぶこととする)の移動量を縦軸に測点の位置を横軸にとり、地すべり移動量が場所によってどのように変化していくか、図示してみた。そして移動の形態の同

じものは数週間分の移動量をたし合せて表示し、それらを図の繁雑さをさけるために3枚の図(図-20、21、22)に示してみる。

図中の曲線をながめてみるといずれも測点7まではだいたい上昇していくカーブをとっているが、測点7以後は移動量が減少していく傾向がみられる。

2) 測点3より測点7までは伸縮計に伸びのぞんで、図-23に示したように、この部分は滑落崖に接する部分なので土塊が不安定だとする。そこで測点7以後を考察の対象とし、測点1から測点7の移動量を求めるための、便宜的区間と考える。

3) 1週間という時間を単位とした移動量と測点25までの地すべり斜面方向の距離との関係を見ると、4つのタイプに分類することができる。もちろん、この中には、移動の全然なかったものは含めていない。この移動のパターンを図-24に示す。

I型 移動量測定区間の一部であるOB区間において、上に凸や下に凸のちがいはあるが、曲線的に移動量が減少し、B点以後は移動量が零となるもの。このタイプは、図-20、21、22の中で曲線2、7がこれに属する。

II型 移動量がAB区間で曲線変化を示し、又BC間は直線的に減少するが、CD間は増加のみられるものと直線的にそのままのままでいるものなどがある。これは図-20、21、22において曲線3、6、9、10、12、14に属する。

III型 移動量がAB区間で直線的に減少し、BC区間区間では直線的に変化するが、増加するかのちがいはあるものも含めることにする。これには図-20、21、22で曲線1、4、11などがある。

IV型 AB区間では移動量が等しく、BCの区間で移動量の増大しているもので図-20、21、22の曲線5、13、15が、これに相当しているものと思

图-20

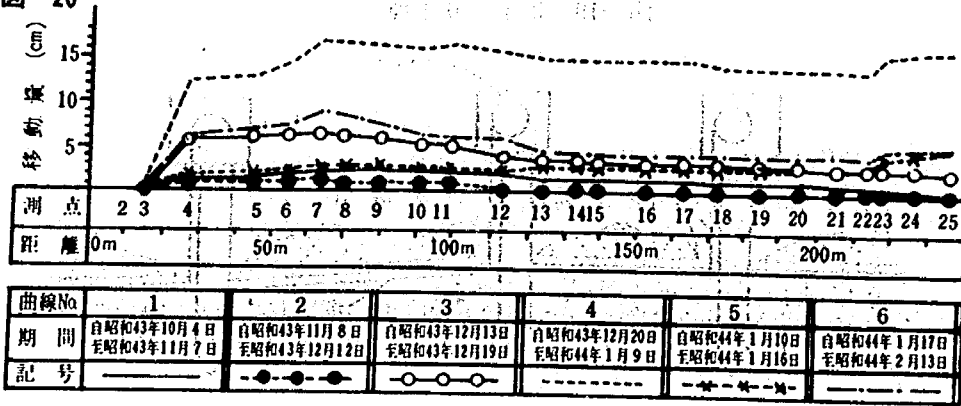


图-21

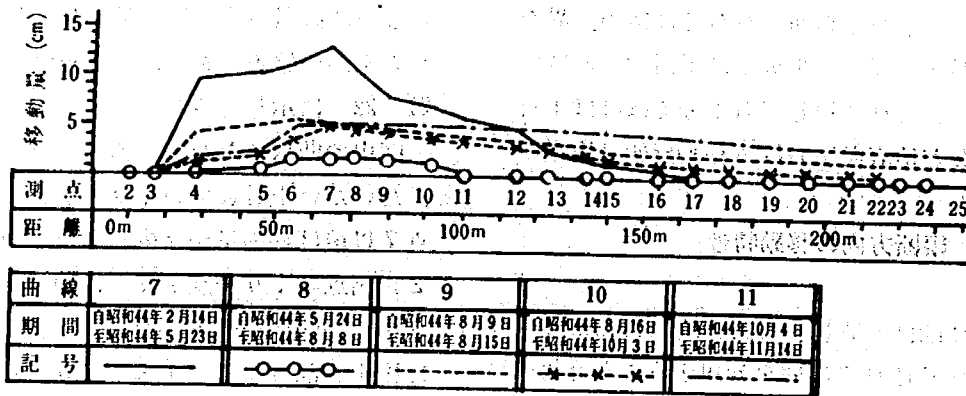


图-22

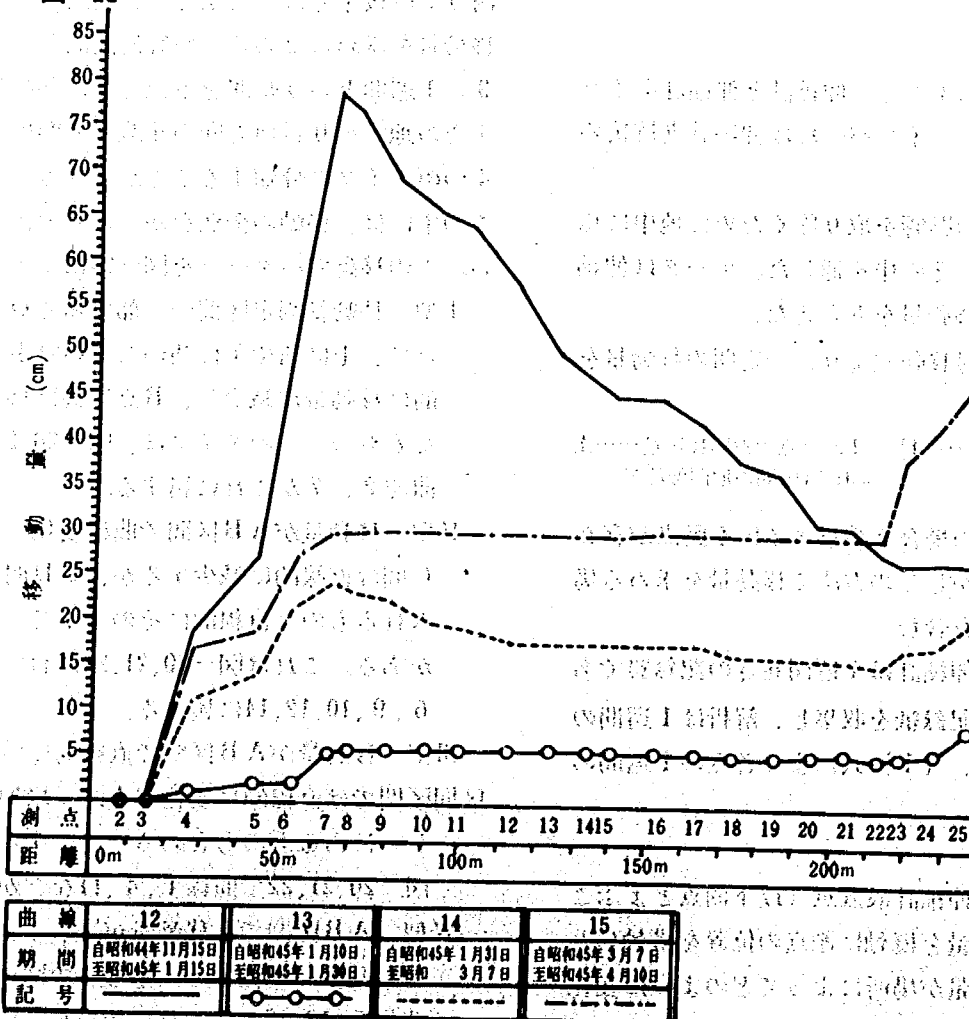


図-23

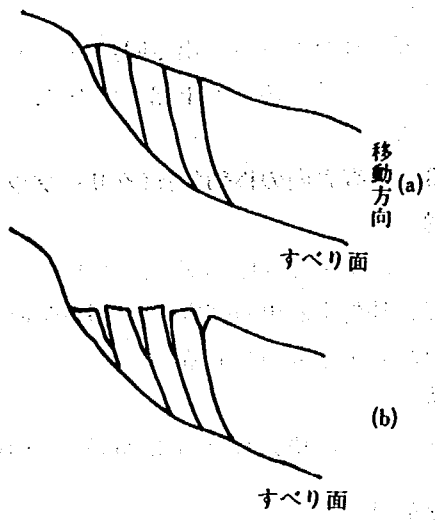


図-24 移動のパターン区分

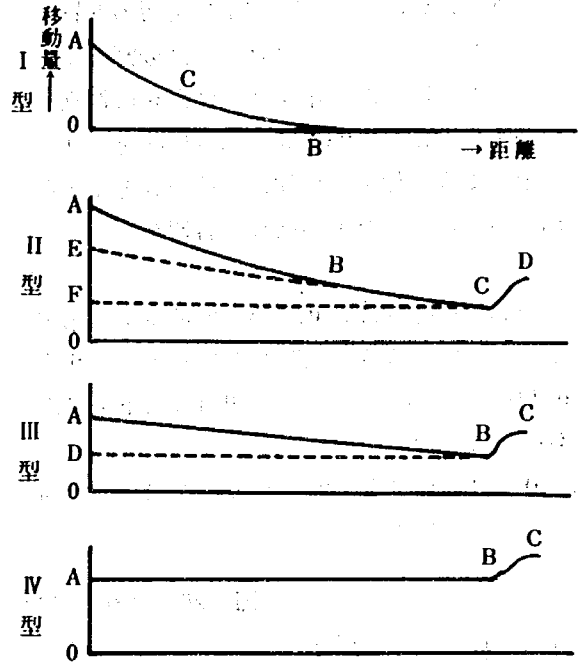
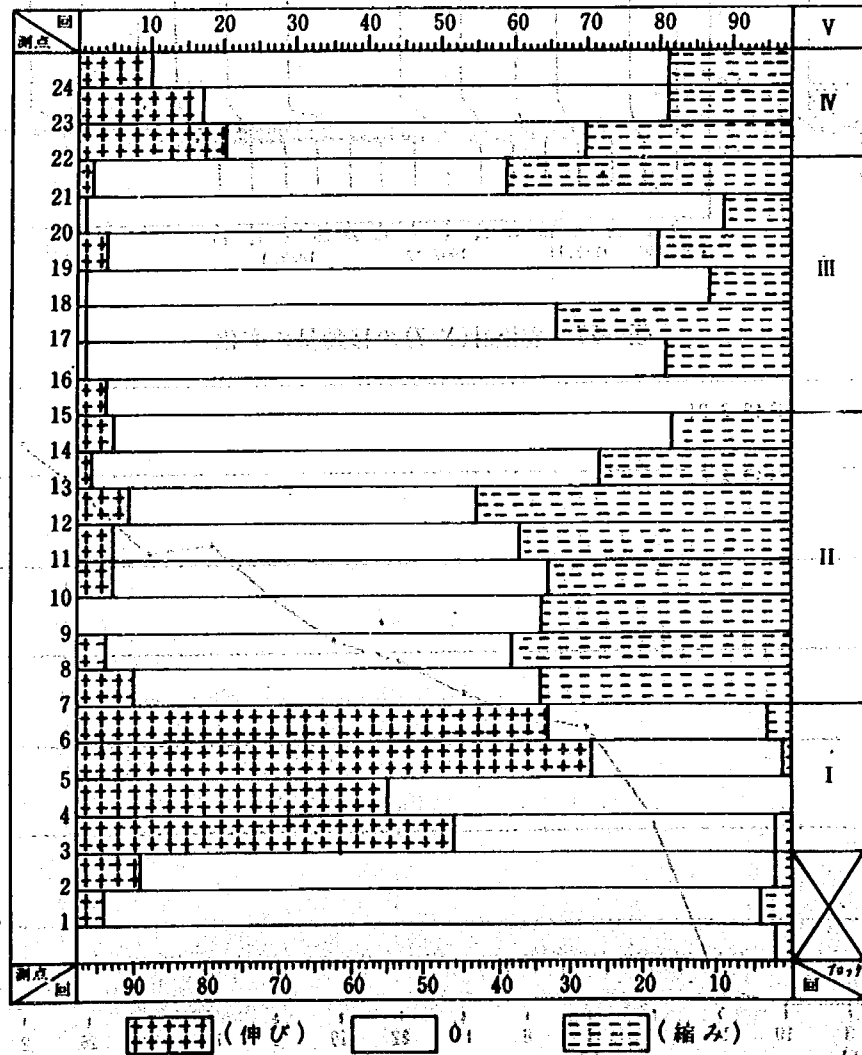


図-25



われる。

4) 荷重条件の違いによること、および斜面の性質が違うことより、いくつかのブロックに分割してみることにした。図-25に示すように縦軸に測点を0から25まで、横軸に98週間の測定期間をとり、凡例に示すように伸縮計で伸びた週の数と左側から、縮みの測定された週の数とを右側からとって見た。

1週間巻の伸縮計は±0.2mmの伸縮量まで測定できるが、計器の設置の問題などを考えて-0.4~+0.4mmの伸縮量を零とし、-0.4mm以下を縮み、+0.4mm以上を伸びとした。

測点0~3 伸縮量の零の回数が大部分 不動地点

測点3~7 98週中60週前後伸び、残りが伸縮0となる。

測点7~15 } 大部分が伸縮0か縮み量がやや多
測点15~22 } い。

測点22~25 伸びと縮みの出る回数がかたい同じであり、地形的にみても上記5つのブロックにわけられる。

2-3-3 垂直方向の移動特性(クリープウェル)

○調査目的

試験斜面のほぼ中央部(圧縮部)にクリープウェルを設置して、移動土層中の深度による移動速度の変化の有無を調査するものである。

○調査方法

1) クリープウェルの構造は上下に分離した直径

図-26 クリープウェル移動量速度分布図

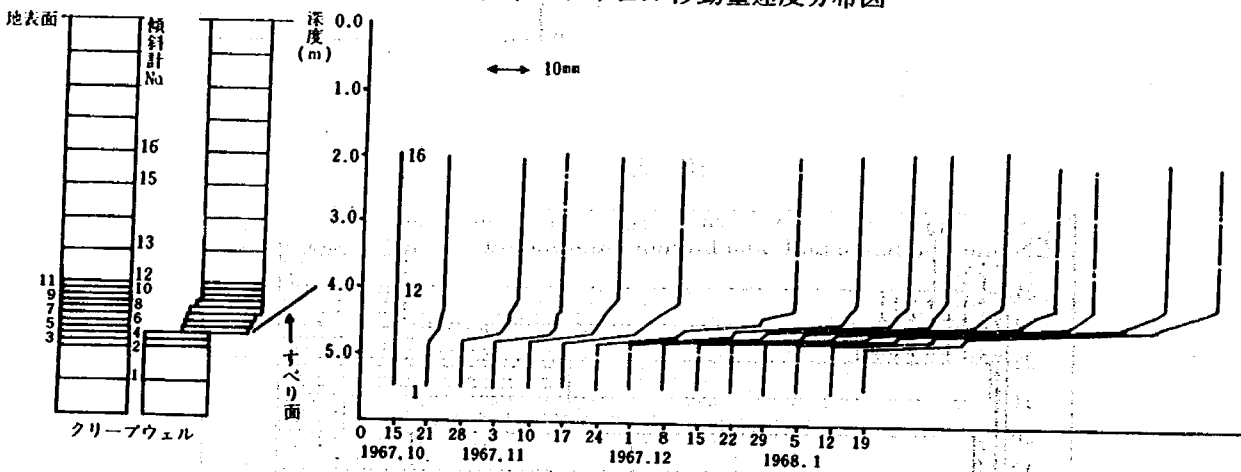


図-27 変位計(No.7)の移動量の変化

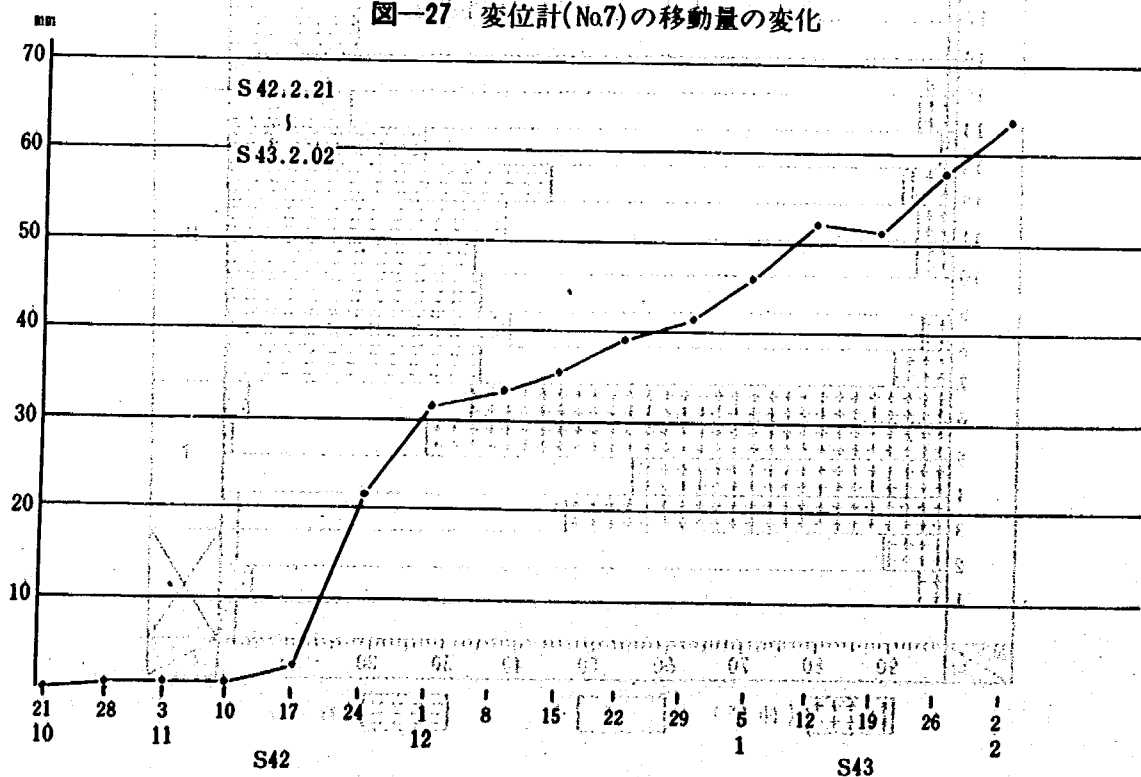
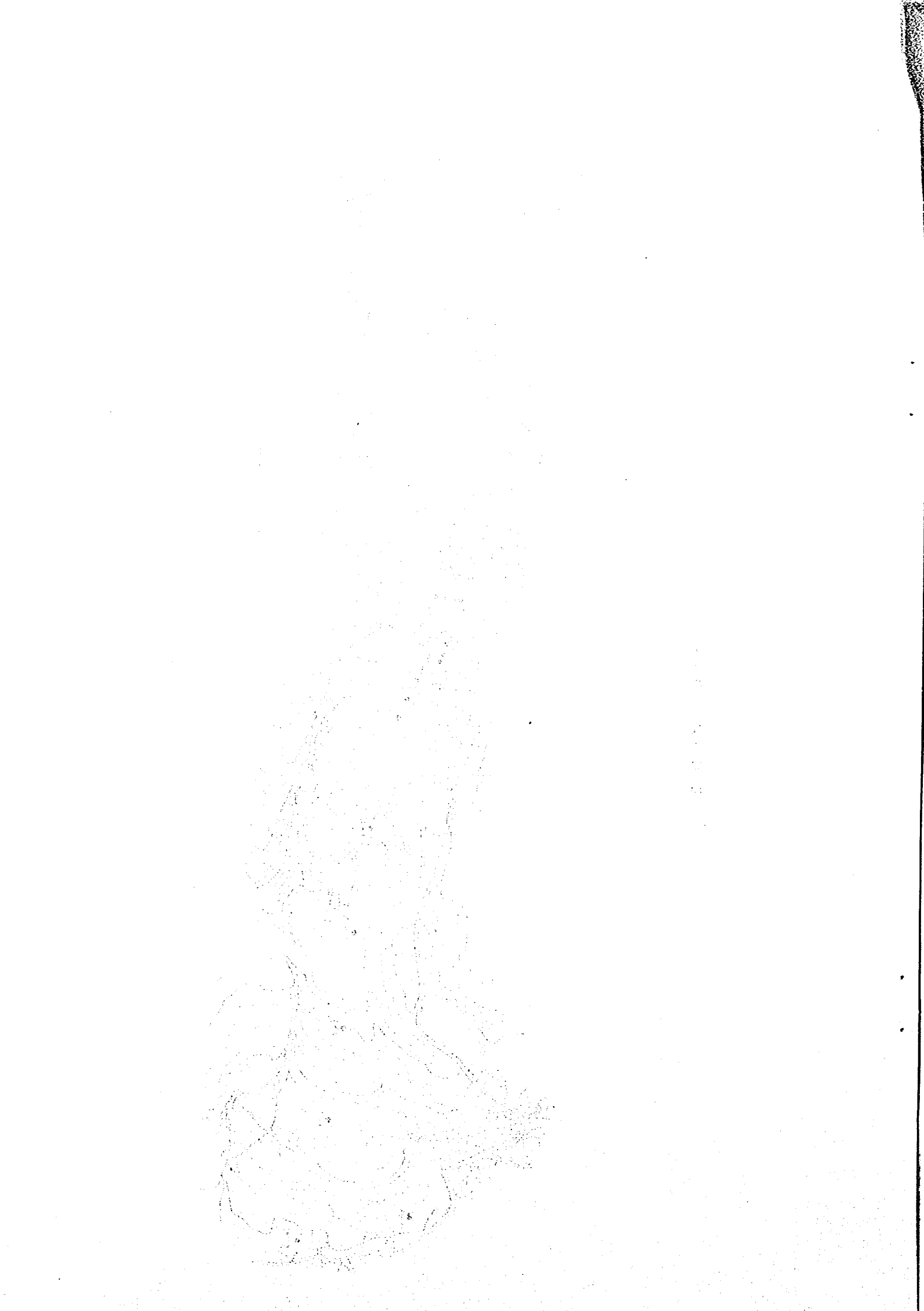


図-28 移動計設置位置図





1.5 mの鋼製のリングを移動層から不動層まで埋設したものである。

2) 不動層と移動層の境界付近の1 m区間は、特にリングの高さを10cmとし、他のリングの高さは50cmとした。

3) 各リングの相対変位を自記記録することにより移動層中の移動速度を深度毎に測定した。

○調査結果

図-26、27に示す。移動速度の変化は50cmの中にあわって認められた。これは、すべり面が10数度で傾斜している斜面にクリープウェルを鉛直に設置したために起きた現象である。実際には、このすべり領域は、2～5 cm程度の極めて限られた領域であることが明らかにされた。したがって、基岩中はもちろんのこと、移動層中では、深度方向の変化はないと判定された。

2-3-4 移動計による移動量測定

○調査目的

クリープウェル等の観測結果により、ほぼ地すべり土塊は、一面セン断に近い形で滑動していることが判ったので地すべり斜面のある地すべり面位置で絶対移動量観測を行なったものである。

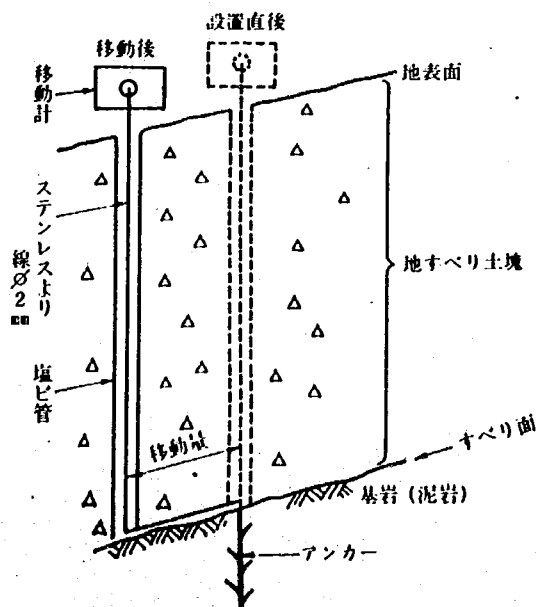
○調査方法

1) 図-28に移動計の設置方法を示した。

2) 図-29に示すように、ボーリング孔φ66mmを利用し、基岩にアンカーをして固定点を求め、すべり面での移動量を求めた。

移動計は最小読み0.2mm、1ヶ月巻を使用した。

図-29 移動計設置図



○調査結果

1) 昭和45年～49年の年平均移動量は1.5m～1.8mである。これは測定位置によりかなり移動量が異なる。

2) 昭和50年～54年は調査観測斜面である第VIブロックに防止工事が施工されたため、移動量が激減した。

3) 試験斜面における移動量は、昭和52年度以降、微動となり、昭和53年6～7月の前線性豪雨でも2.0mm程度の移動量である。(昭和53、54年の結果から。) また、21台の移動計全体を見ても、地すべりブロック境界に設置された移動計は、多少の動きも見えるが、防止工事の進捗とともに動きも漸次減少している。

2-3-5 移動量測量

○調査目的

地すべり地全体に移動杭(10×10×150 cm)を打設し、地すべり地全体の移動量の把握、さらには地すべりの拡大状況を監視することを目的に実施したものである。

○調査方法

地すべりの両サイドにある不動地に三角点を設け、地すべり地内に移動杭を打設し、年1回三角測量を行い、各移動杭毎の移動方向、移動量を求めた。

○調査結果

図-30には昭和49年9月～昭和50年6月、図-31には昭和50年6月～昭和51年6月、図-32には昭和51年6月～昭和52年6月、図-33には昭和52年6月～昭和53年12月までの測定結果をそれぞれ示した。こと測定結果をみると2-2-2で述べたブロック区分毎の移動特性をよく表わしており、移動量は地すべり防止工事の進捗に伴って減少していることが読みとれる。又地すべりの拡大状況もみられなく、集落手前ではほとんど地すべり移動は認められない。

2-3-6 移動量の季節変化

この試験斜面における季節による地表面の移動量変化は、測定位置により異なるが、季節的にはほぼ類似した傾向を示している。ここでは移動計No.6の観測資料を用いて代表的な季節変化を紹介する。

観測結果は図-34に示すごとくで、5月～9月の夏期は降雨量が少ないため移動量も少なく安定している。10月になって秋雨期が始まると移動は活発化する。降雨の多い11、12月は移動量が最大となり、1月になって本格的な積雪期を迎えると移動速度は

Faint, illegible text on the left page, possibly bleed-through from the reverse side.

Faint, illegible text on the right page, possibly bleed-through from the reverse side.

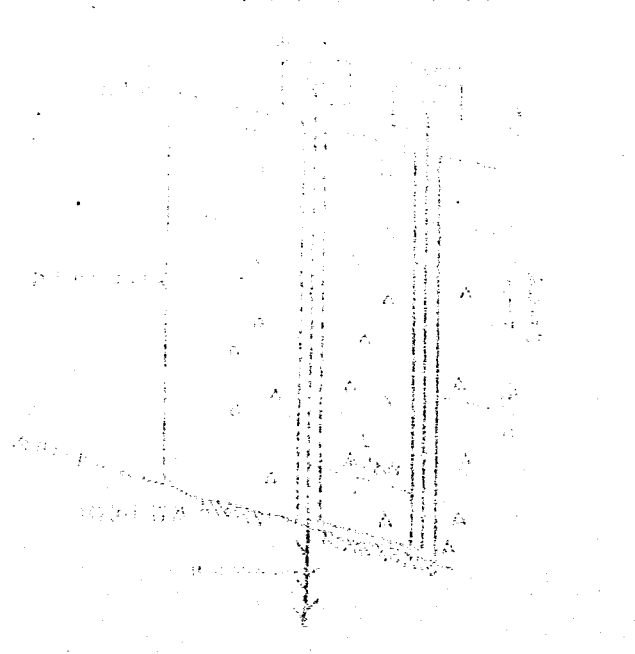
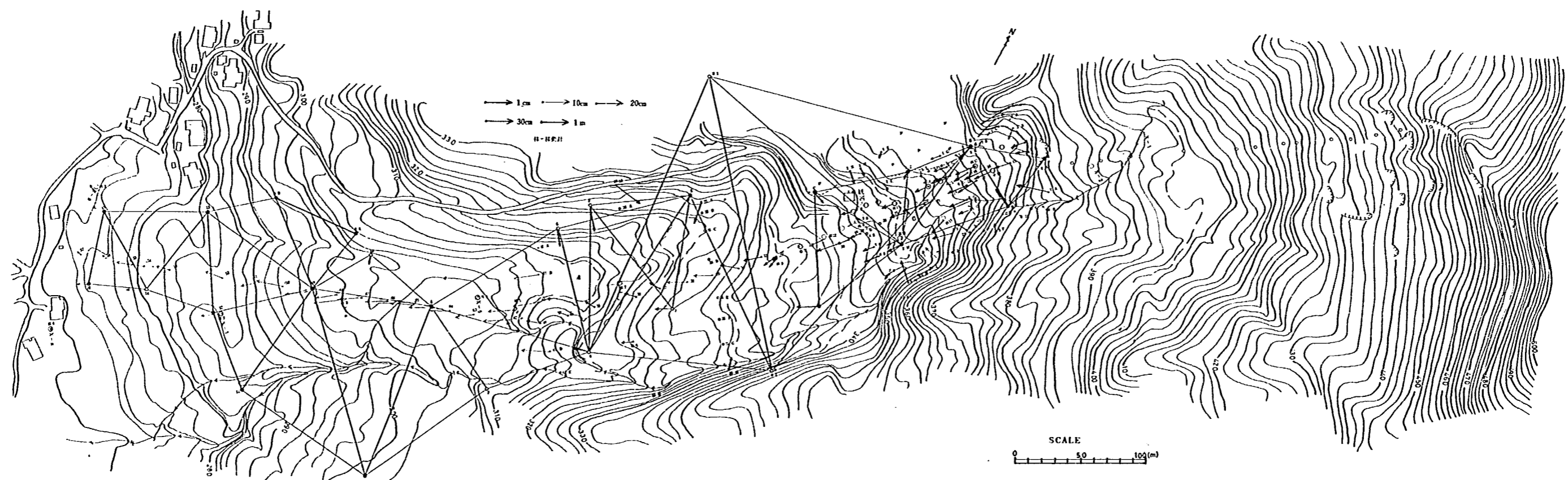


図-30 移動量ベクトル図

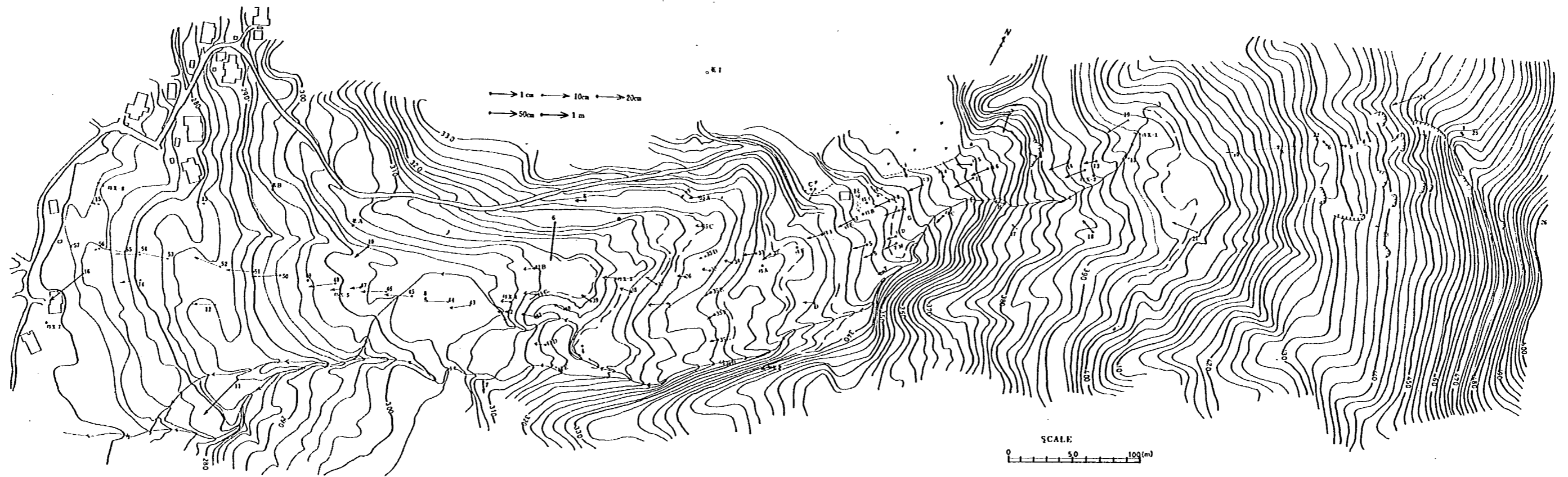
測定期間：S 49. 9 ~ S 50. 6



111

図-31 移動量ベクトル図

測定期間：S 50. 6 ~ S 51. 6



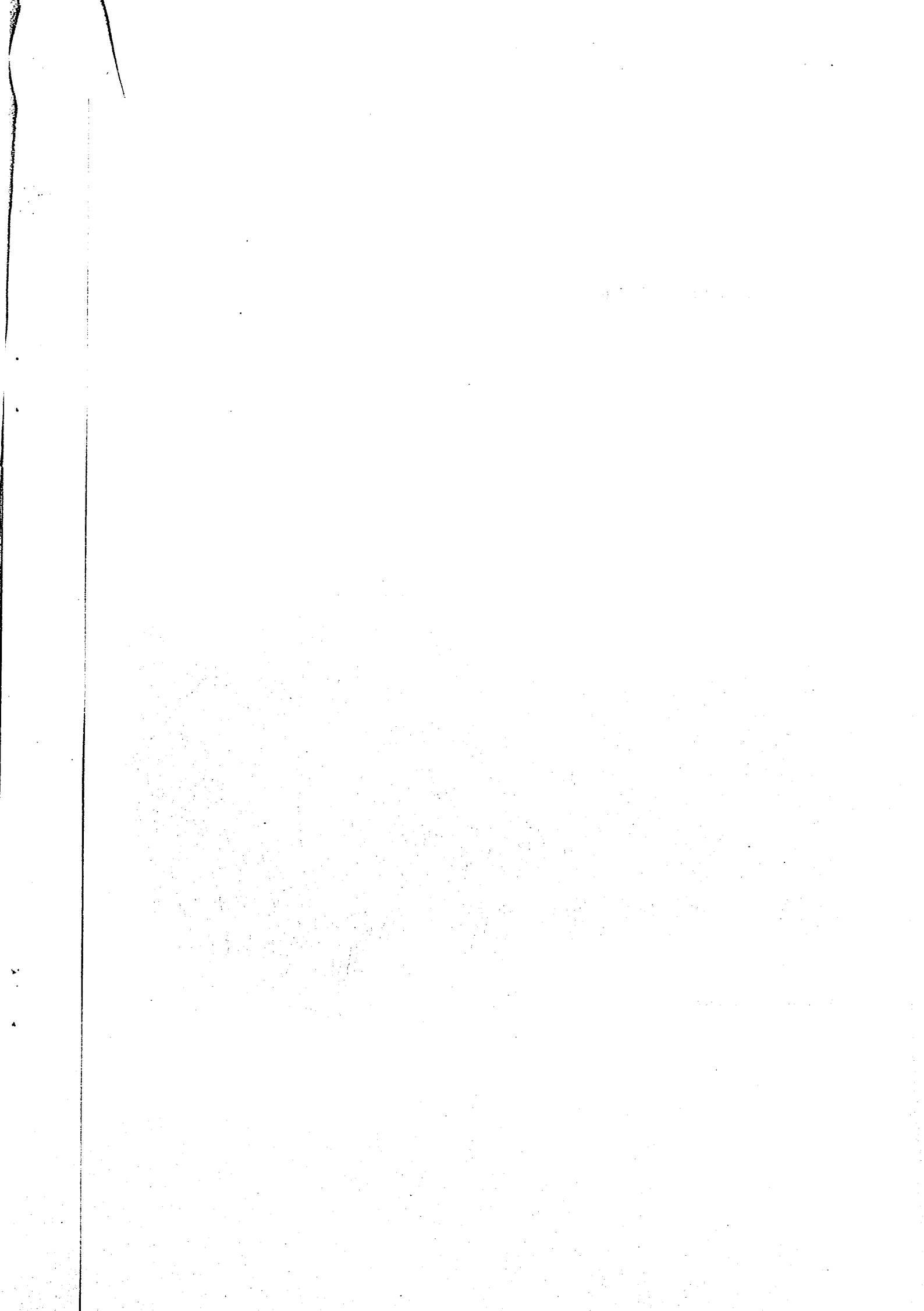
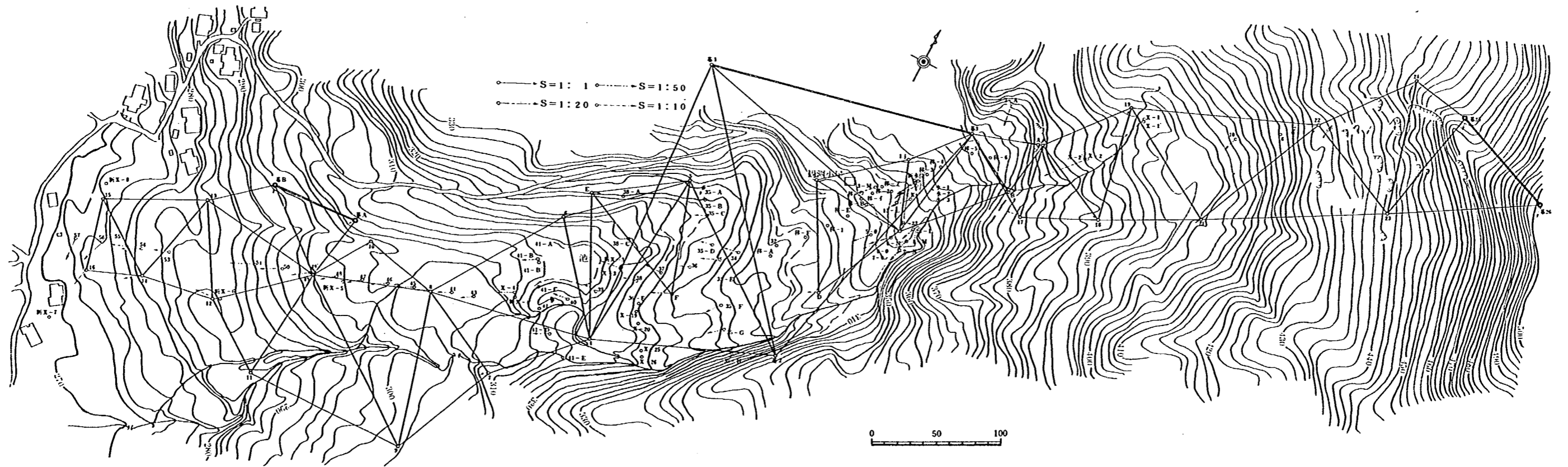


図-32 移動量ベクトル図

測定期間：S 51.6～S 52.6



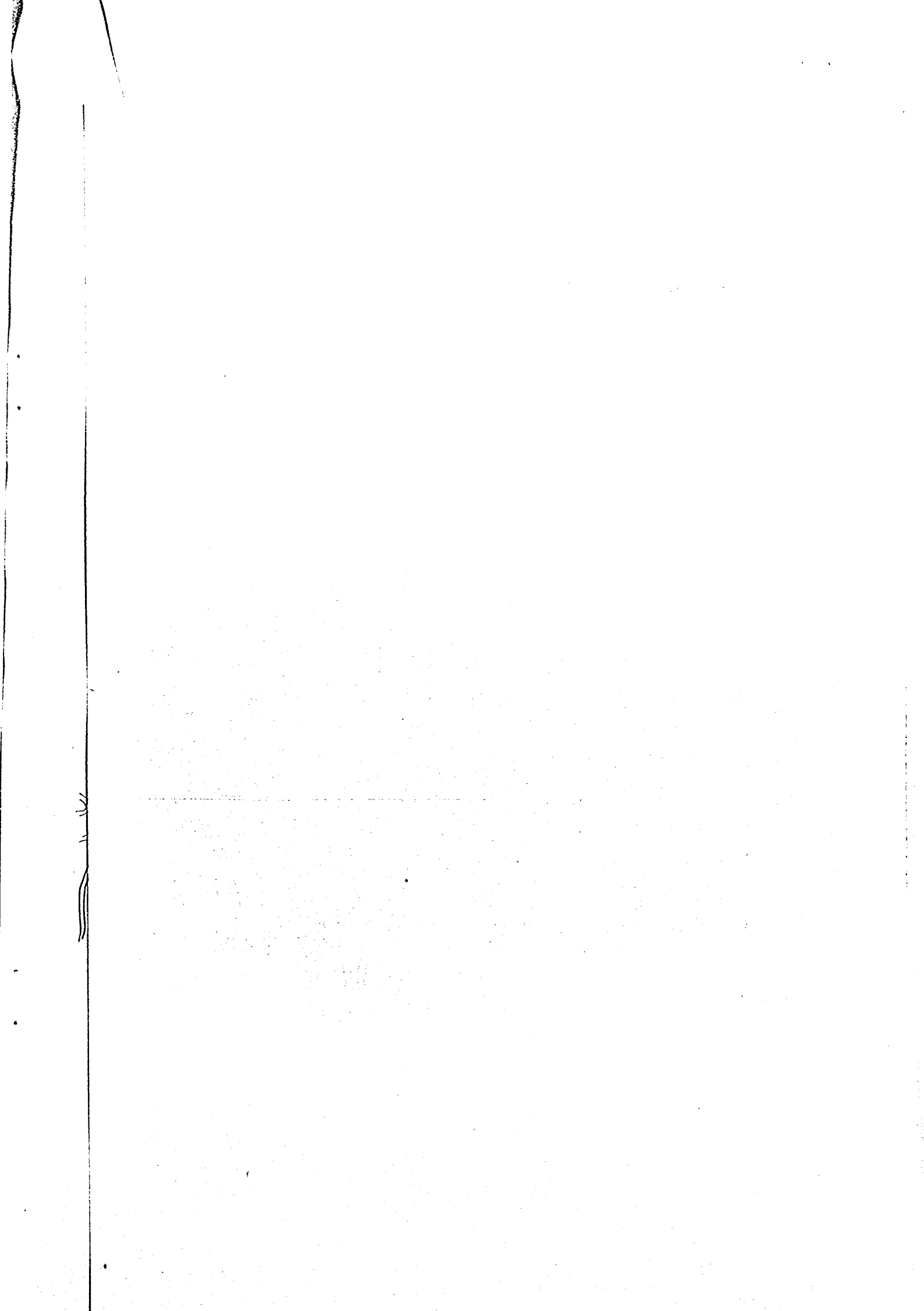
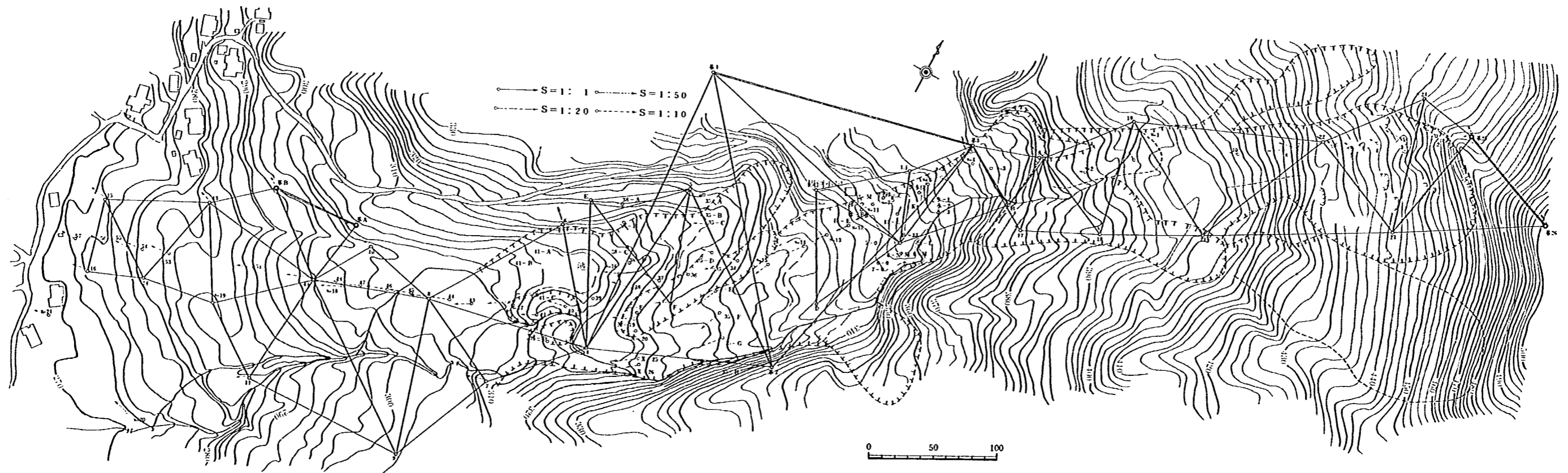


図-33 移動量ベクトル図

測定期間：S 52.6～S 53.12



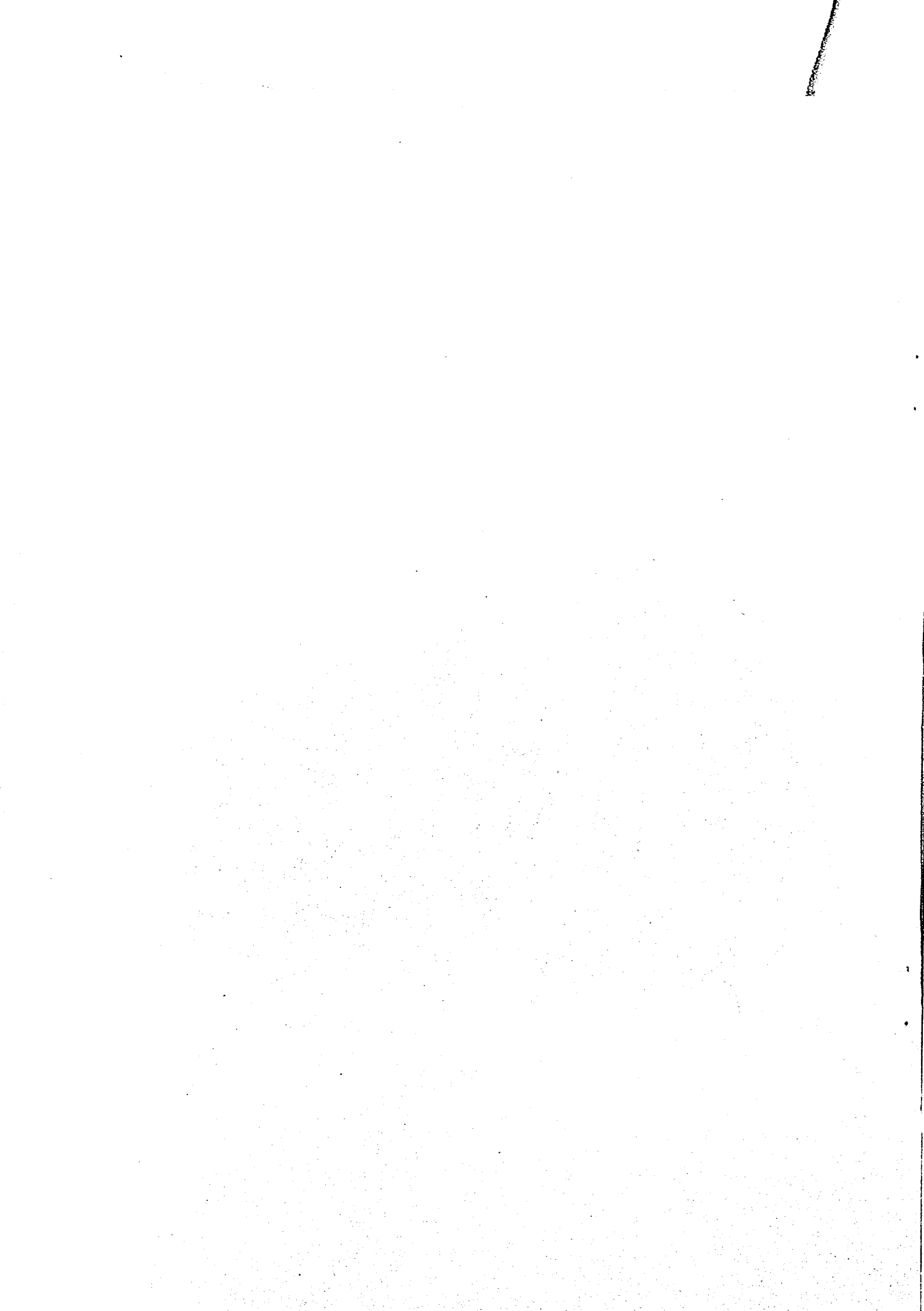
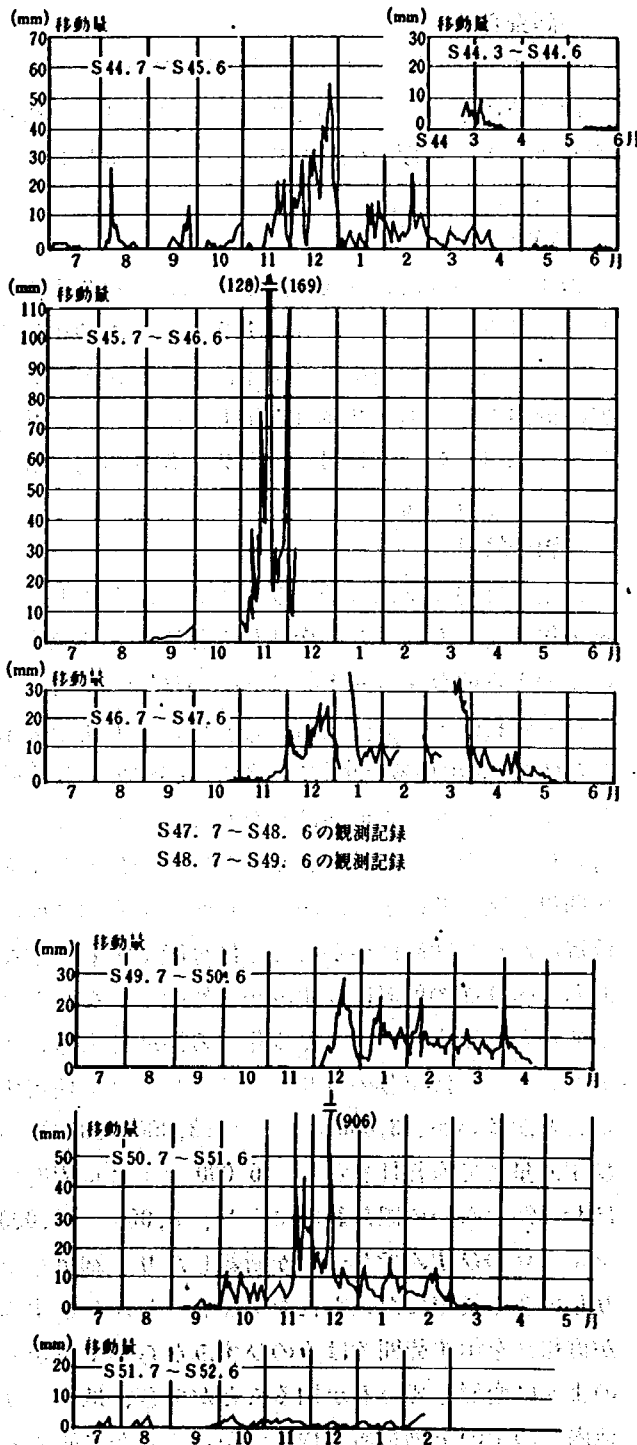


図-34 移動量の季節変化



漸次減少しつつ5月終りまで継続する。毎年、天候によりズレはあるが、変化のパターンとしてはこの繰り返しがみられる。

間隙水圧の季節変化は移動速度に関連が深いが、これについては2-6-2、図-48で詳細に説明しているので参照されたい。以上、猿供養寺地すべりの運動特性を出来る限り詳細に説明したものである。

斜面の運動をモデル化するためには、以上述べた運動特性のほか、斜面構造、土質試験結果を合せた総合的な解析が必要である。

2-4 すべり面調査

2-4-1 スウェーデン式サウンディング

○調査目的

地すべり地内のすべり面の分布を容易かつ迅速に把握するための調査手法の開発と、すべり面等高線図を作成することを目的としたものである。

○調査方法

すべり面を確認した観測井戸付近でサウンディングを行い、それらの試験結果を判定根拠とした。

○調査結果

1) 図-35は地すべり横断方向2 m間隔で試験を実施した結果である。個々のサウンディング実施地点の結果を見ると上部崩積土では最大100 kgの荷重で貫入し、それ以上の強度を有する層については回転貫入としたが、部分的に回転数が著しく増大する箇所がある。これは移動層内に点在する転石である。

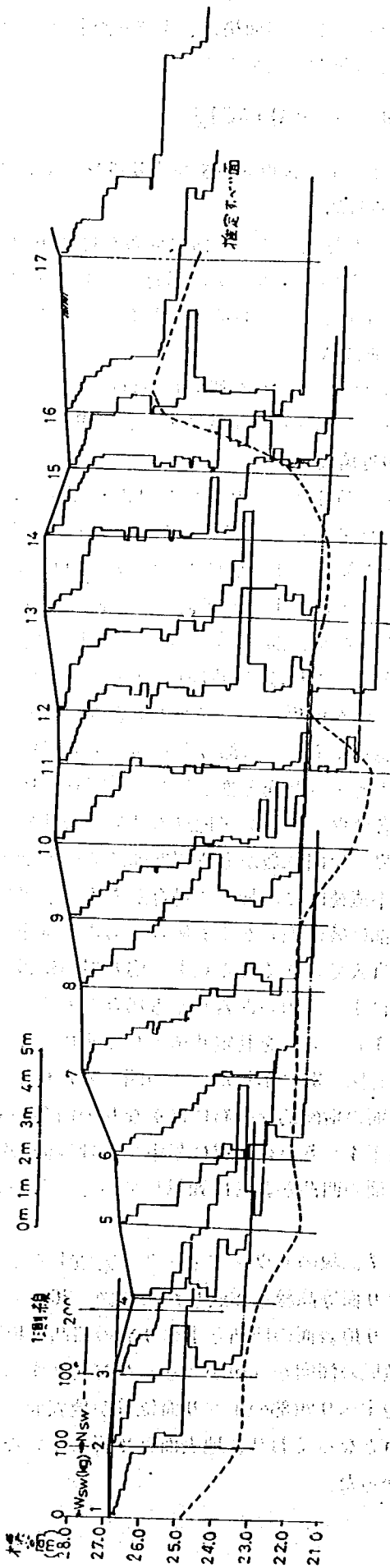
2) 深度4 m程度で半回転数が急激に増大し、貫入不可能となる。この部分を基岩と上部崩積土の境界面と考えすべり面と推定した。(写真-15)

3) 各サウンディング地点の結果から基岩と崩積土の境界で半回転数がある程度連続的に増加するものと、不連続的に増加する場合がある。前者はすべり面下部に破碎泥岩がくる場合であると推定し、コーンが貫入できなくなる点を一応基岩の位置とした。後者はすごく固い泥岩がくる場合と考えた。

4) 1)~3)を判定基準として求めたすべり面の位置を図-35に示した。この図にみられるごとくすべり面の横断的な分布にはかなりの凹凸がある。地表面下4~5 mの位置に集中し、地表面の凹凸とすべり面の凹凸が非常に類似していることが判断できる。

5) 7測線のサウンディングを実施することによりすべり面等高線を作成したのが図-36である。この図より地表面の凹凸とすべり面の凹凸は縦断方向でも類似の傾向がうかがえる。ただ同地すべりの場合は地すべり頭部のすべり面位置が地表面より8 m~10 mとなっており、地表面と平行していないことがわかった。

図-35 スウェーデン式サウンディング試験結果図



2-4-2 パイプ歪計

○調査目的

本調査はグリーブウェル、観測井等で正確なすべり面の位置を確認しているのでパイプ歪計でどの程度正確なすべり面の位置を探索できるか試験したものである。

○調査方法

地すべり斜面に長さ10mのボーリングを3本掘削し、歪計を挿入した。歪計は1.5インチの硬質塩化ビニールパイプを使用し、1本はストレインゲージを25cm間隔とし、他の2本は1m間隔にゲージを貼付し、S43.11.4~44.1.31までを2~3日間隔で測定した。(写真-16)

○調査結果

測定値はパイプ設置後のひずみ量を基準値とし、その後測定したひずみの変化量を計算し、各深度でのそのときのひずみ量として、図-37はストレインゲージの解析法として従来用いられている方法で表示したひずみ量累積変化曲線であるが、3本のパイプ歪計から得られた曲線の形態はかなり違ったものとして得られた。そこで累積図を求める以前のひずみ量変化曲線を図-38に示したが、これからもすべり面の位置はかなり明確につかむことは可能である。すなわちすべり面の位置はひずみが当然のことながらプラスからマイナスに大きく変化する箇所である。ストレインゲージは単軸のポリエステルゲージを使用することが多いが、3,000マイクロ ($3,000 \times 10^{-6}$) のひずみ量まで直線性を示し、6,000マイクロ程度では3~5%ぐらいの誤差範囲にあり、8,000~12,000マイクロのひずみでゲージが断線したり、剥離したりして全く使用にたえられなくなる。しかしひずみが直線性を示す範囲ではそのひずみからパイプがどのように変形しているか知ることができ、地すべり地内での土の挙動をある程度つかむことが可能である(図-39参照)。

ところで一般の地すべり調査ではゲージ間隔を2mとして用いているが、ここでゲージ間隔について考えてみることにする。図-37、38に示したようにゲージ間隔を25cmとしたひずみがパイプの変形状態を連続的にとらえているとし、パイプの下端のゲージより2mずつ離れたゲージのひずみ量を累積して従来の解析法のようにひずみ累積曲線を求めてみると、だいたいすべり面の位置は1m程度の誤差をもって判定可能であるが、図-40のようにすべり面が

図-36 すべり面等高線図

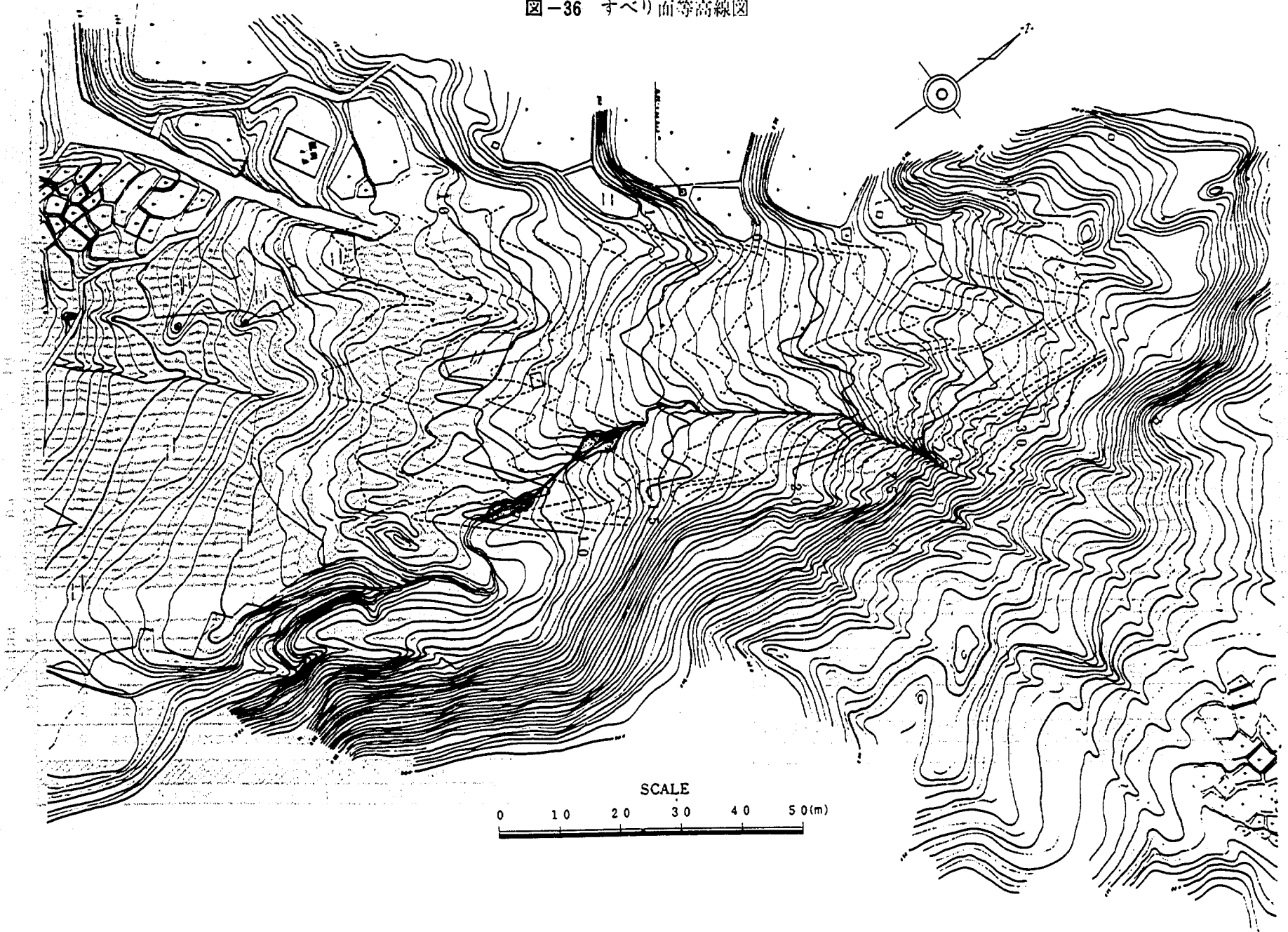


図-37 ひずみ累積変化曲線図(No.1 ひずみ計)

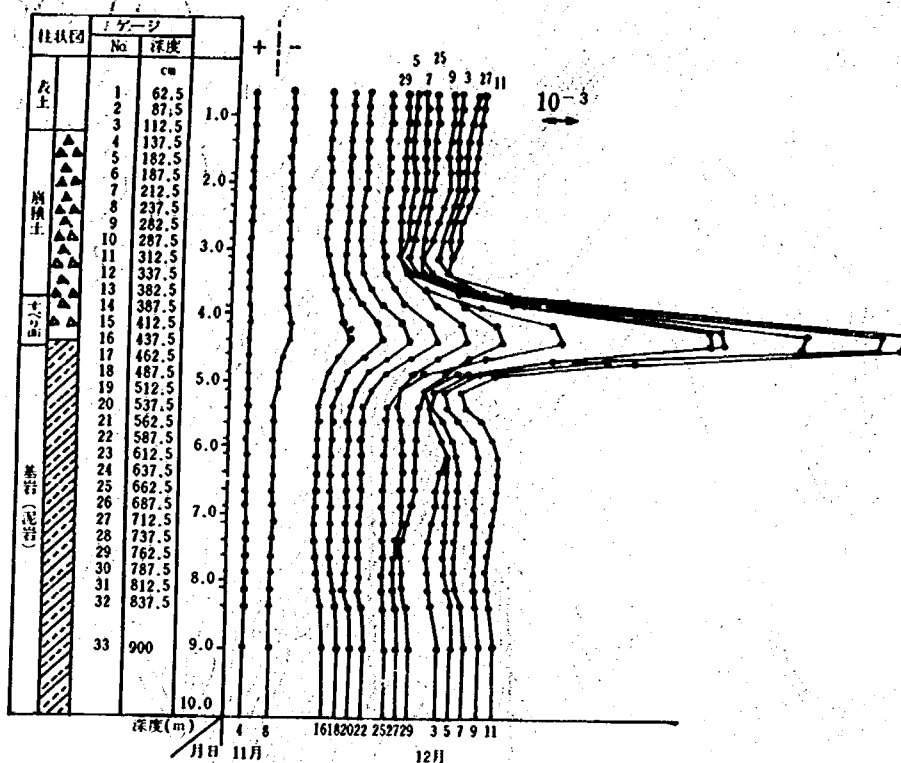


図-38 ひずみ変化曲線図(No.1 ひずみ計)

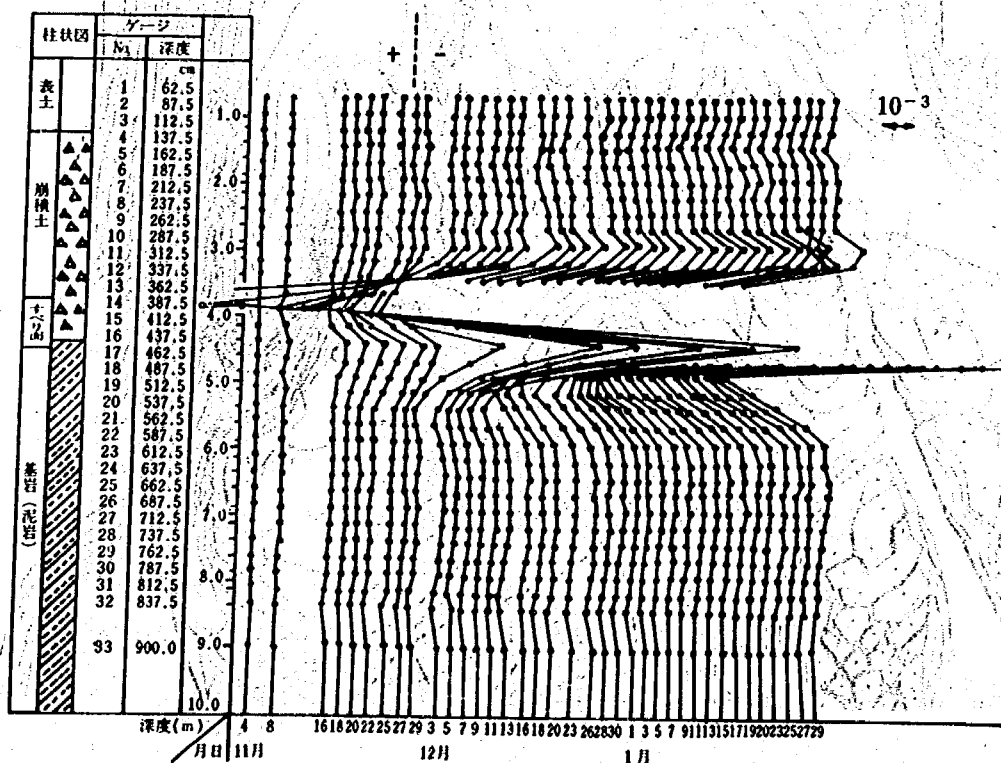


図-39

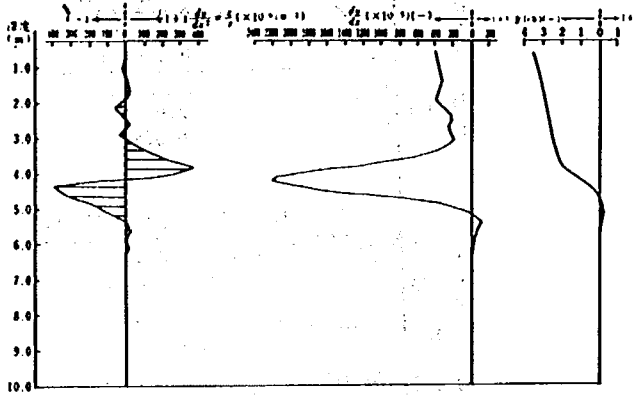
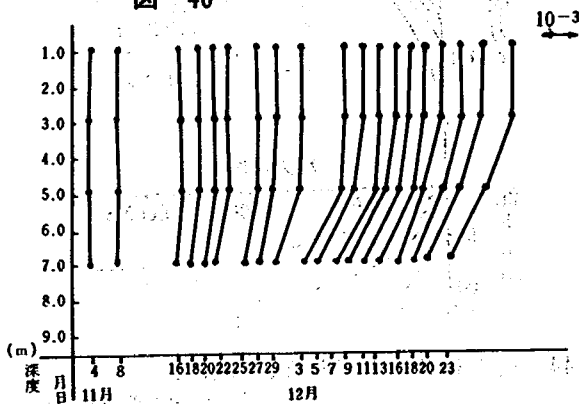


図-40



ゲージとゲージの中間付近にある場合にはひずみ変化の明確な点を見出しかねるものもある。その他この試験地のようにすべり面の薄い場合以外に、すべり面でのせん断領域の厚い場合や、移動土層厚が10mないし20mあるいはそれ以上になった場合などでは2mのゲージ間隔で、すべり面の位置がどのよ

うに表現されるか問題がある。またゲージ間隔について十分検討の余地があると思われる。

2-5 土質試験

○試験目的

地すべり移動土層、すべり面、基岩の深度別の土質特性を知るために行ない、すべり面粘土については、 $C-\phi$ を各土質試験機別に求め、安定解析に使用する。

○試験方法

観測井 ($\phi 1.5\text{ m}$) を掘削し、ブロックサンプル ($25\text{ cm} \times 25\text{ cm} \times 25\text{ cm}$) を採取し、土質試験法により物理試験 (粒度、比重、含水比、単位体積重量、液性限界、塑性限界等)、力学試験、一面せん断試験: 供試体寸法 $\phi 6.0\text{ cm} \times h = 2.0\text{ cm}$ 、 $\sigma = 0.1 \sim 3.0\text{ kg/cm}^2$ 、せん断速度 $0.1 \sim 1.0\text{ mm/min}$. cu、繰返し一面せん断試験: 供試体寸法 $\phi 10.0\text{ cm} \times h 2.0 \sim 3.0\text{ cm}$ 、 $\sigma = 0.1 \sim 5.0\text{ kg/cm}^2$ 、せん断速度 $0.001 \sim 0.01\text{ mm/min}$. cu、透水試験 (供試体寸法 $\phi 10.0\text{ cm} \times h = 12.5\text{ cm}$ 室内変水位透水試験)、リングせん断試験、三軸圧縮試験。

○試験結果

1) 観測井 ($\phi 1.5\text{ m}$) の掘削位置と実施年度は図-41に示し、測定結果は表-6に示す。

2) 移動層の土質特性は、地表より1.0~2.0m深度まで赤褐色粘土で有機物を混入し、透水係数も 10^{-3} cm/sec と比較的数値は大きい。これより下層は青灰色粘土で層厚は3.0~4.0mである。この層の透水係数は 10^{-7} cm/sec であり、含水比は30~45%程度

表-6 土質特性

	カサグラント の分類	比重	密度 (g/cm^3)		含水比(%)	L.L (%)	P.L (%)	飽和度 (%)	一軸圧縮強度 (kg/cm^2)	繰返し一面 せん断強度
			乾燥	湿潤						
赤褐色 粘土	CH	2.72	1.23	1.70	41.23 30~45	62.8	30.2	88.2	0.51	
青灰色 粘土	"	2.73	1.36	1.83	35.04 30~40	80.3	27.0	96.7	0.53	
すべり 面粘土	"	2.69			48.45 45~60	82.5	25.3			$c' = 0$ $c' = 17$
黒色 泥岩	"	2.77	1.85	2.18	18.10	80.5	28.2	100.0	12.90	

である。また、青灰色粘土層の上層の含水比は比較的高い値を示すが、飽和度はむしろ下層部が高くなっている。

3) 一軸圧縮試験強度をみると、移動層の浅層部から深層部に移行するに従い強度は増加しているが、 $0.3 \sim 0.6 \text{ kg/cm}^2$ の強度範囲で、かなり軟弱な土層といえる。

4) すべり面粘土は2~5cmの層厚で極めて薄い層である。含水比は35~50%でグリース状を呈している。不攪乱試料による一軸圧縮試験が無理なので、攪乱試料による一軸圧縮強度は 0.04 kg/cm^2 程度で極端に低い値を示す。

5) 基岩は風化泥岩からなり、亀裂に富む。地表に放置し乾燥すると、短時間で鱗状で崩壊する性質がある。一軸圧縮強度は 10 kg/cm^2 以上もある。

6) 繰返し一面せん断試験結果は図-42に示す。せん断変位を正逆5.0mmずつ与え、圧密排水条件での内部摩擦角は 17.7° であった。このすべり粘土の土質特性は、LL. 76%、PL. 29%、IP. 47%である。

7) 図-43は猿供養寺のすべり面粘土でスラリー試料のリングせん断試験結果である。これは試料を正規圧密した後せん断速度をそれぞれ 2.0 mm/min まで4段階に変えた。せん断を長時間行なうと、最終的な強度は、ほぼ等しくなった。図-44は猿供養寺のすべり面を含む不攪乱試料のリングせん断試験結果でピーク値のない強度 $\phi = 16.7^\circ$ が得られた。また、猿供養寺の崩積土、カットプレーン試料のリングせん断試験結果でもある。

猿供養寺のすべり面を含む不攪乱試料はピーク強度がなく、残留強度まで強度が低下していると考えられ、また、スラリー試料の強度とほぼ一致している。リングせん断試験で行なったカットプレーン、スラリー及び三軸圧縮試験で行なったスラリー試料のせん断強度は、ほぼ等しい事からいずれの試験を行なっても残留強度が得られることがわかった。

図-42 繰返し一面せん断試験結果

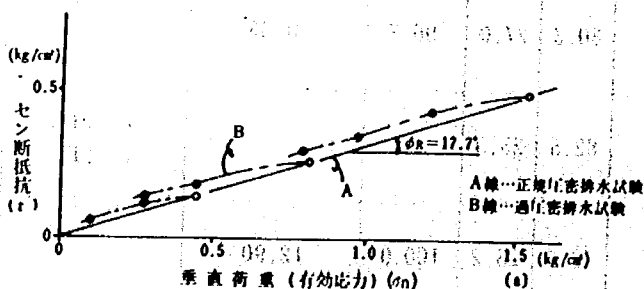


図-43 猿供養寺すべり面粘土、スラリー、リングせん断試験によるせん断速度とせん断応力

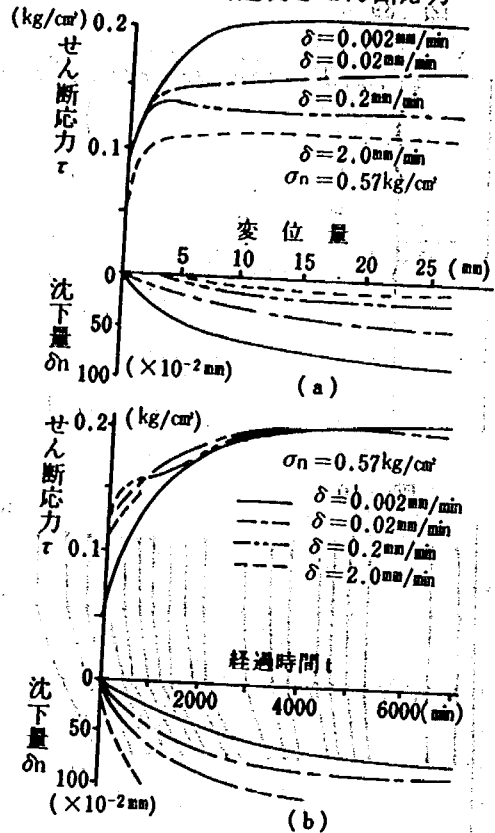
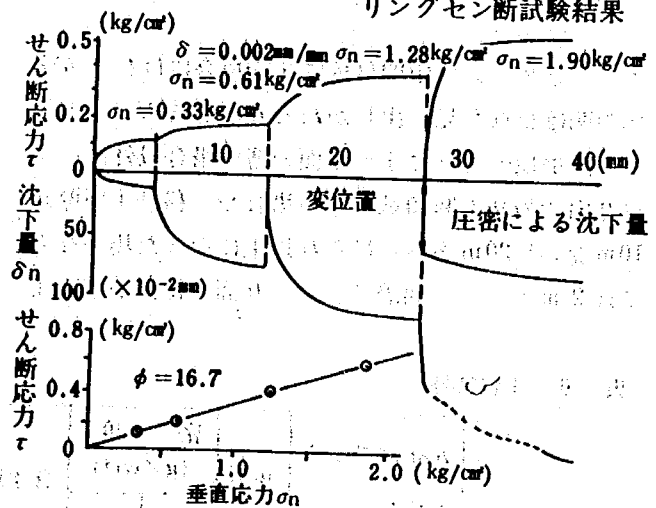


図-44 猿供養寺のすべり面、不攪乱、リングせん断試験結果



2-6 地下水調査

○調査目的

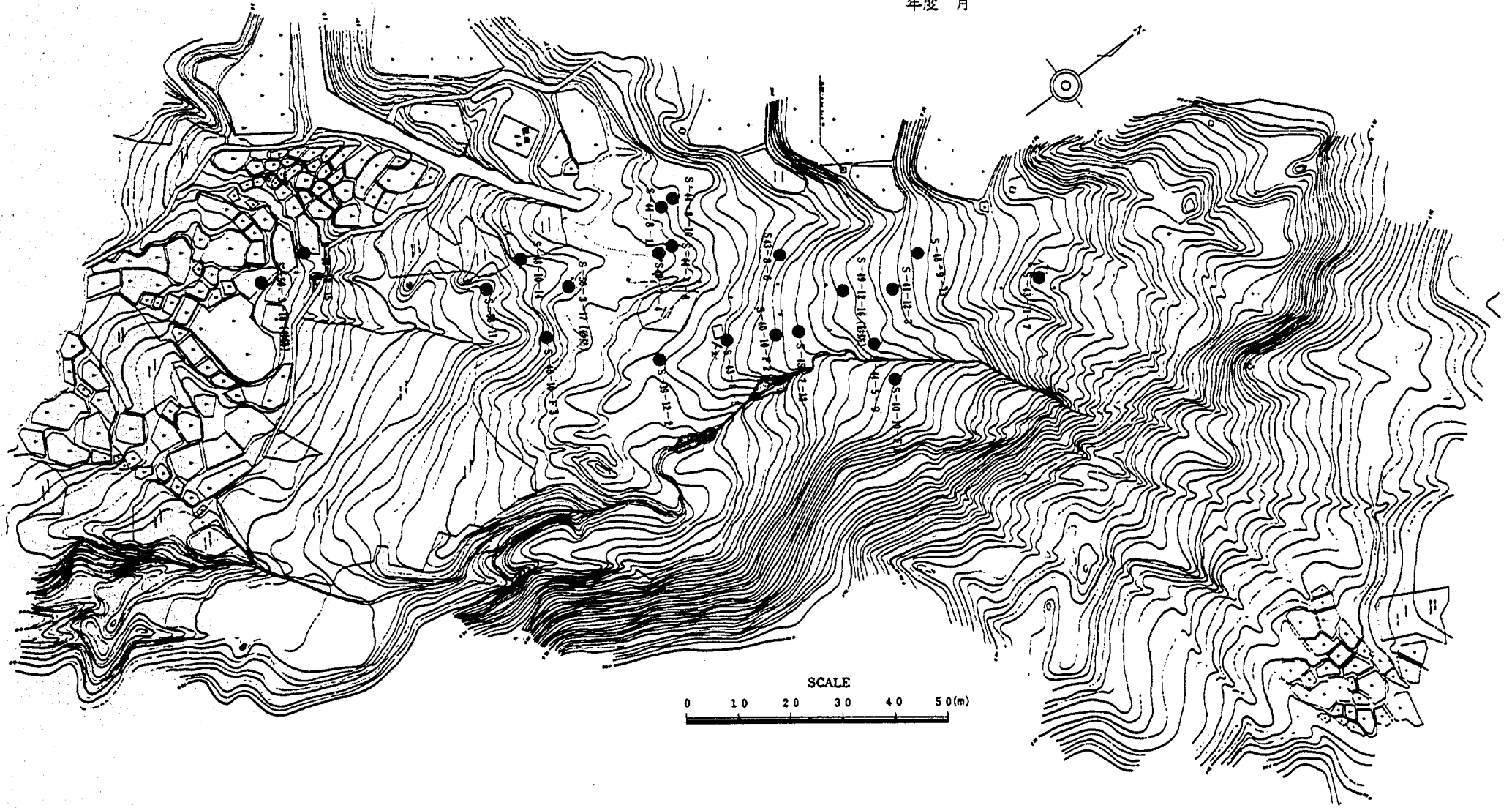
地すべりの誘因・防止工事を検討する主要素として、地下水調査は欠かすことが出来ない。地下水の変動及び流動を把握することにより、地すべりの発生機構を解明するものである。

○調査方法

1) 地すべり発生機構の解明——地下水位変化、間隙水圧変化と降雨との相関性、さらには、移動量との相関関係の解析を主体としている。また、地す

図-41 観測井戸の堀削位図

凡 例
S — ○ — ○ — ○
実施 実施 No.
年度 月



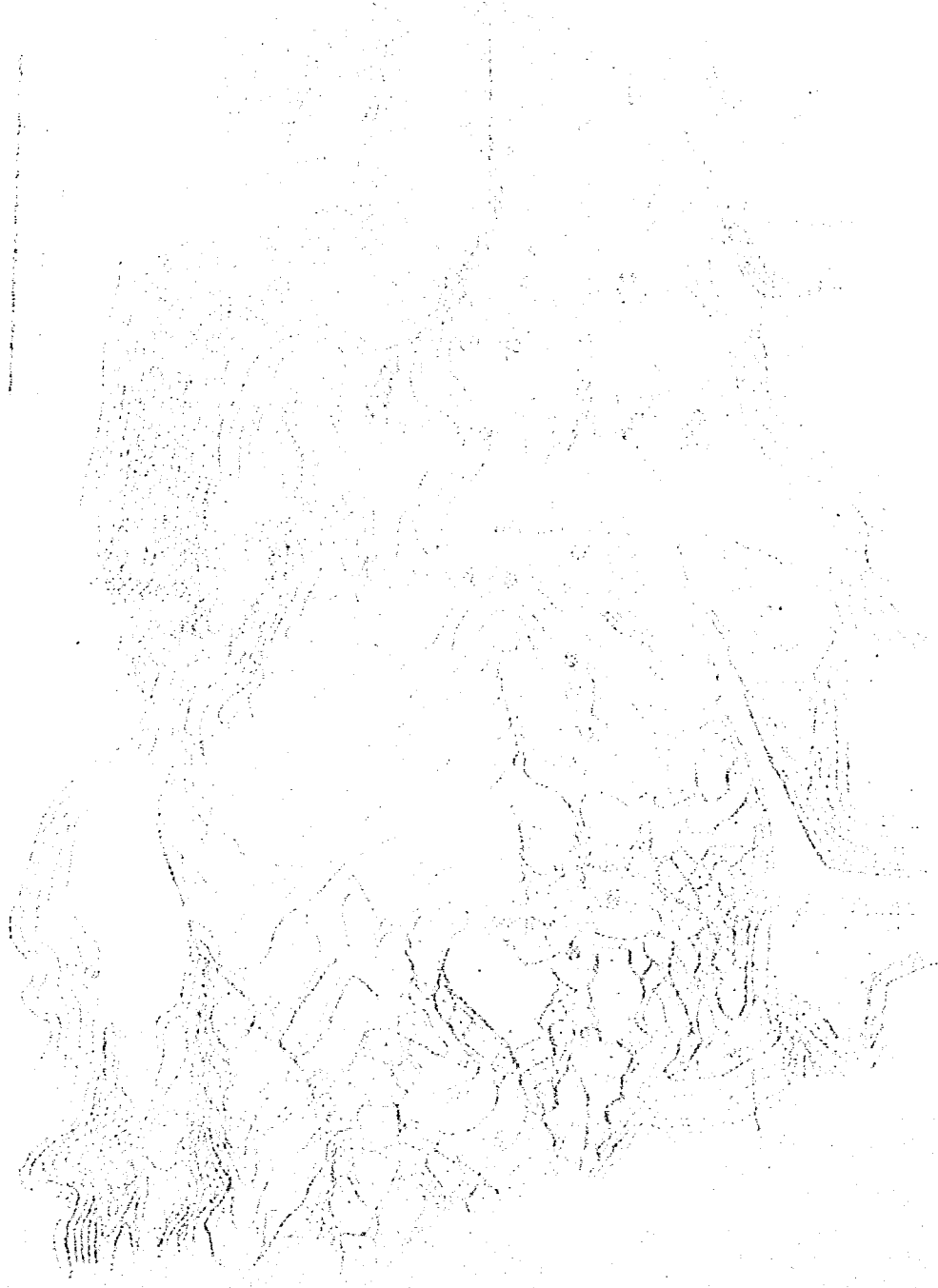
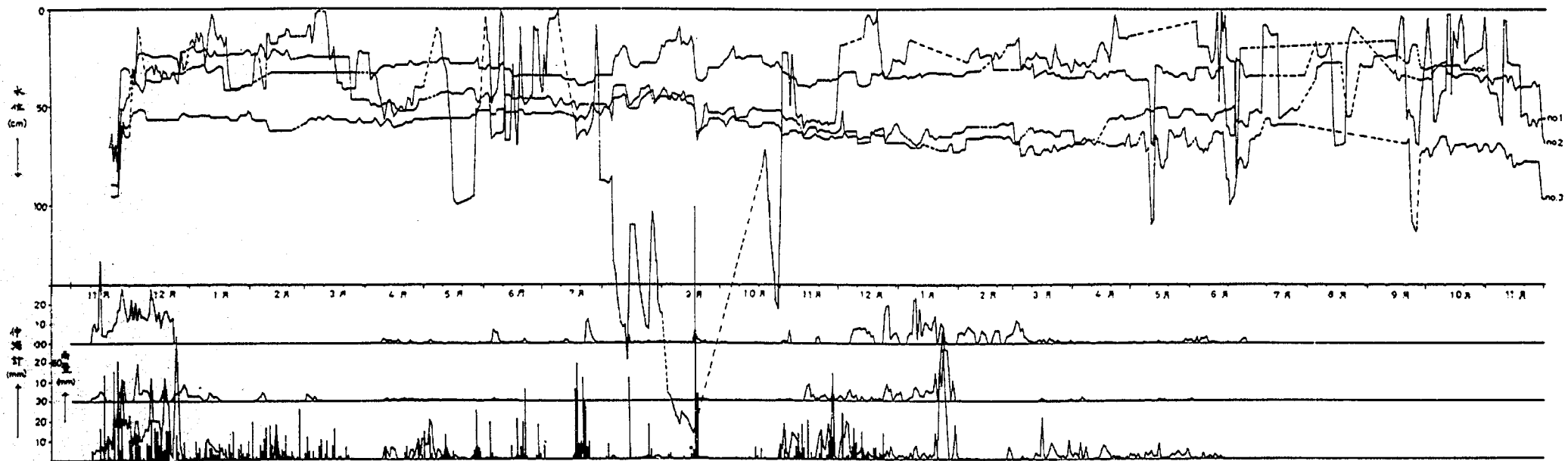


图-45 昭和39年11月~41年11月





べり地内周辺の地質構造から見た、地下水の賦存、流動形態の解明、水質分析による分類、地下水検層、地下水追跡等の試験を行なった。

2-6-1 地下水観測

○調査方法

- 1) ボーリング孔内にストレーナーを全深度に設けたφ55mmの塩ビパイプを挿入した。
- 2) 地表に近い赤褐色粘土層の地下水位を測定するため、その下層部にある青灰色粘土層に25cm入る孔をオーガーボーリングし塩ビパイプを挿入した。
- 3) 青灰色粘土層とすべり面との境界にストレーナー設けた塩ビパイプを1)と同じく挿入した。
- 4) 水位変化は、フロート式地下水位計で自記記録した。

○調査結果

- 1) 代表的な観測結果を図-45に示す。降雨と地下水位の間に単純な相関関係を見つけ出すことはできないが50cm程度の範囲で地下水の変化が認められる。また明瞭ではないが、冬期における地下水位は比較的高く変化に乏しい。無雪期の変化は大きい。
- 2) 赤褐色粘土層内の地下水位変化と日移動量の関係は、地下水位で地表面より、80cmが地すべりを活動させるか、停止させるかの限界地下水位となっている。(図-68参照)
- 3) 透水係数が小さいすべり面付近の地下水位は非

常に変化に乏しい。降雨と地下水位の微小変化に追従できず、遅れの大きいことがわかった。この地下水位計は、昭和52年よりすべて地表面上1m程の位置に水面が上昇している。

4) ボーリング孔内の水位変化は、土層の透水係数などにより、水位変化の遅れが大きいため、現在は間隙水圧計により観測を実施している。

2-6-2 間隙水圧計による地下水圧観測

○調査方法

- 1) 差動トランス型の間隙水圧計を用いて、打点記録器により観測している。間隙水圧計の設置方法は図-46に示す。
- 2) 設置箇所は、地すべり斜面の引張り挙動を示す部分と、圧縮挙動を示す部分の2ヶ所に設置し、同時に深度による変化も測定した。

○調査結果

- 1) 測定結果は図-47(a)、(b)に示す。図-47(a)は地すべり斜面の圧縮部に設置されたものであり、図-47(b)は引張部に設置した間隙水圧計の結果を示している。
- 2) 圧縮部では、静水圧よりもやや高い間隙水圧が認められる。これに対して、引張部では、静水圧とほぼ同値の分布を示している。この理由としては、圧縮部と引張部の土層構成にも大きく左右されているものと考えられる。

図-46 間隙水圧計設置図

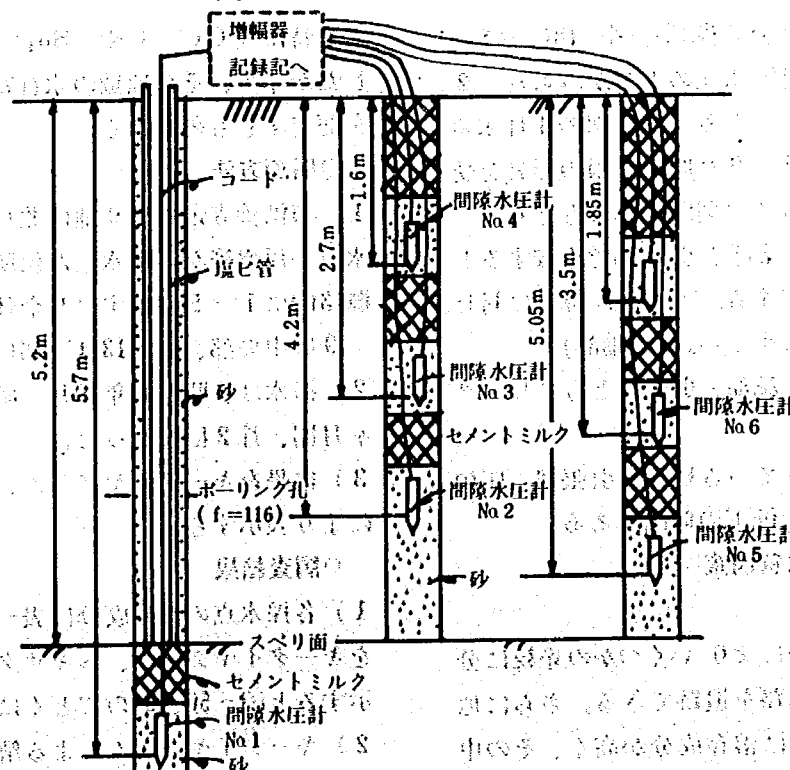


図-47 垂直間隙水圧分布図

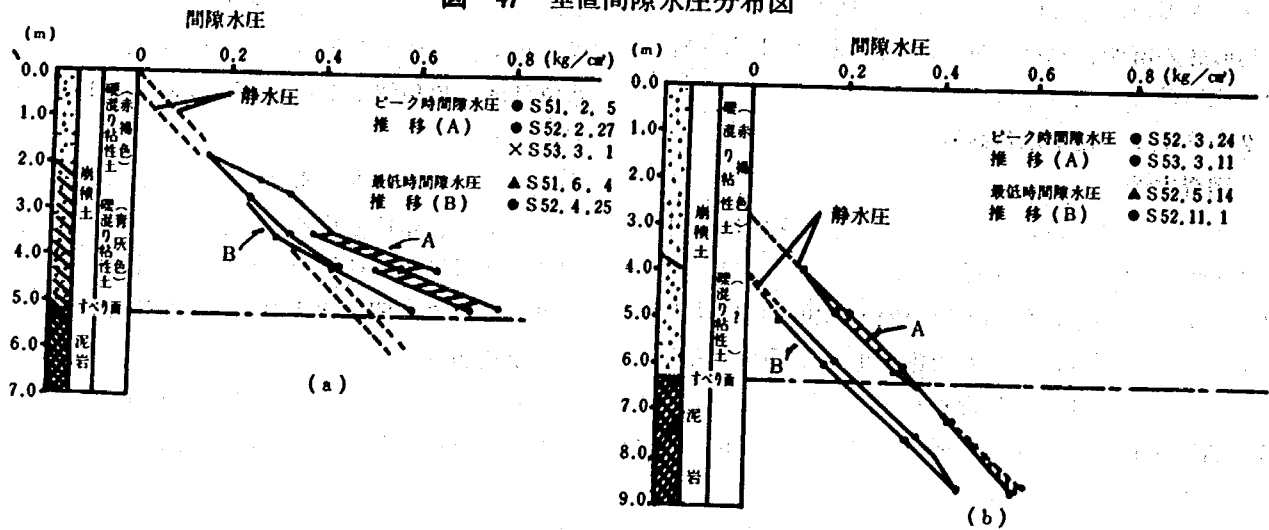
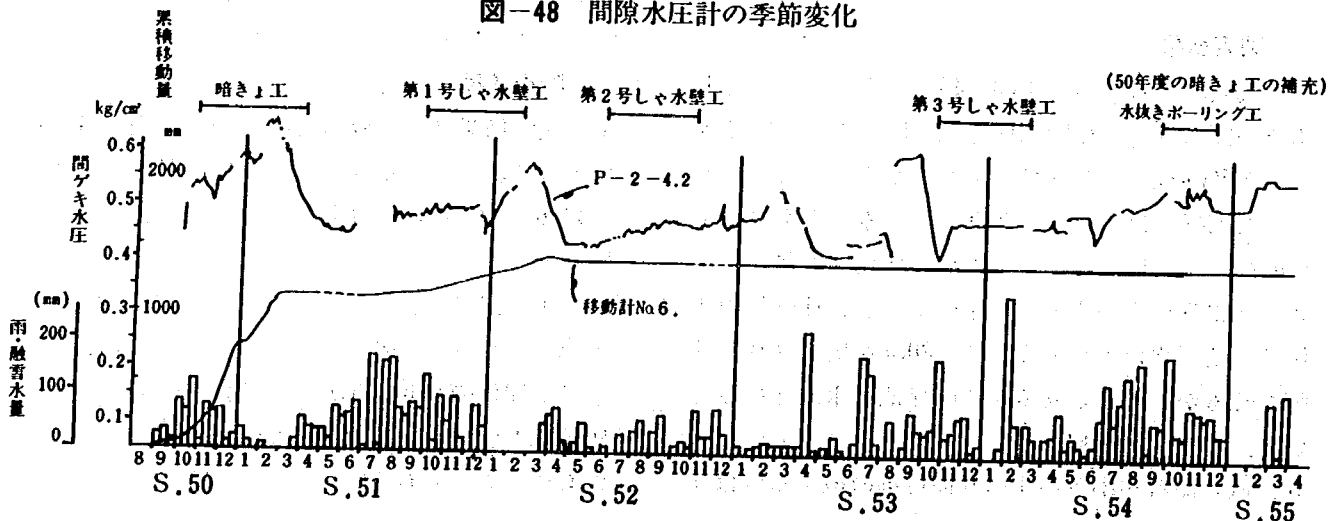


図-48 間隙水圧計の季節変化



- 3) 季節変化と間隙水圧計の関係を図-48に示す。9月の長雨により、間隙水圧の上昇がみられ、2~3月の積雪期にピークとなる。融雪期の4月末頃には平常にもどるが、5~9月間は降雨の影響を受けるものの、反応が鋭敏で短時間で元にもどる。
- 4) 間隙水圧変化を圧縮部と引張部と比較すると、降雨の影響に鋭敏に反応する。(引張部)降雨に対し、反応が小さい。ピークも小さい。(圧縮部)
- 5) 季節的な変化は、圧縮部、引張部ともにピークの出現は同時期である。
- 6) 防止工事が施工されている現在、引張部、圧縮部の間隙水圧の値は漸次低下の傾向にある。

2-6-3 地下水水質調査

○調査目的

地下水はその溶存成分により、いくつかの系統に分けたり、流入、流出の経路を追跡できる。さらに地すべり地の地下水は一般に溶存成分が高く、その中

でも特に (Ca^{++}) や (So_4^{-}) の高い場合が多い。したがって、その地域の水質特性から地すべり地域を想定するものである。

○調査方法

- 1) 猿供養寺地すべり地内並びに周辺に分布する湧水、井戸水等から採水した箇所を、図-49に示す。概略的に1~5は地すべり全体からみて上部に、6~9は中央部、10~13は下部に位置する。
- 2) 採水は、昭和43年10月~昭和45年3月までの15ヶ月間、月2回行なった。
- 3) 結果をキーダイヤグラム、ヘキサダイヤグラムにより表示する。

○調査結果

- 1) 各採水点の溶存成分は表-7に示す。この結果をキーダイヤグラム、ヘキサダイヤグラムにより表示すると図-50、51のごとくなる。
- 2) キーダイヤグラムによる解析から各採水地点の

图49 採水位置图

凡例

● 採水筒所

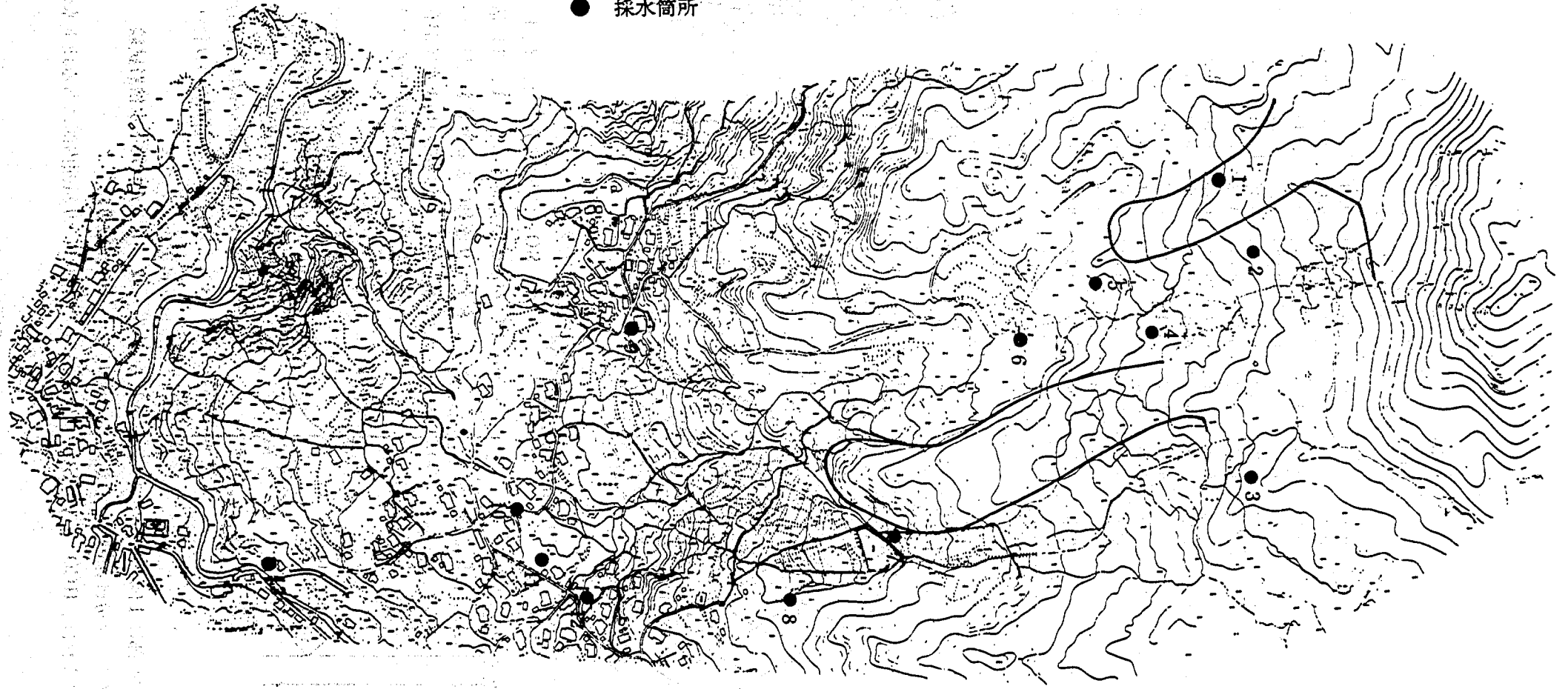
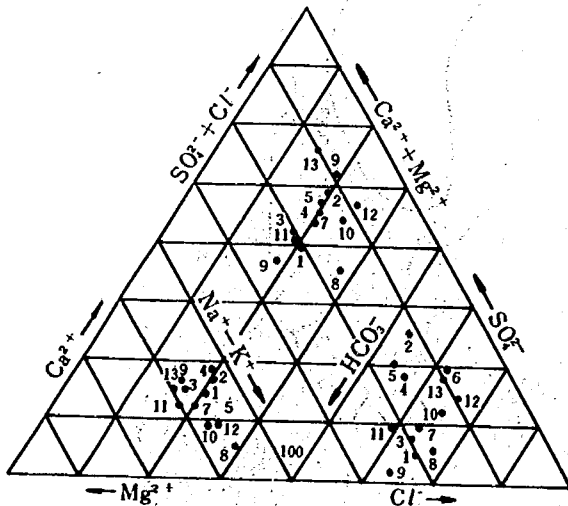


表-7

採水 番号	Ca ²⁺		Mg ²⁺		Na ⁺		K ⁺		SO ₄ ²⁻		Cl ⁻		アルカリ度(HCO ₃ ⁻)	
	Ca ²⁺	meq	Mg ²⁺	meq	Na ⁺	meq	K ⁺	meq	SO ₄ ²⁻	meq	Cl ⁻	meq	HCO ₃ ⁻	meq
	全陽イオン		全陽イオン		全陽イオン		全陽イオン		全陽イオン		全陽イオン		全陽イオン	
1	0.33	0.30	0.16	0.15	0.47	0.43	0.04	0.03	0.11	0.1	0.39	0.35	0.50	0.45
2	0.39	1.11	0.12	0.35	0.48	1.37	0.01	0.04	0.61	1.76	0.10	0.28	0.29	0.83
3	0.37	0.31	0.18	0.15	0.41	0.31	0.04	0.03	0.18	0.15	0.30	0.25	0.52	0.43
4	0.43	1.20	0.10	0.27	0.45	1.25	0.02	0.05	0.45	1.25	0.17	0.47	0.38	1.05
5	0.29	1.35	0.16	0.73	0.40	1.82	0.15	0.68	0.49	1.94	0.13	0.50	0.38	1.53
6	0.34	0.41	0.17	0.20	0.47	0.56	0.02	0.03	0.48	0.58	0.29	0.35	0.23	0.27
7	0.34	0.29	0.17	0.15	0.45	0.39	0.04	0.03	0.23	0.20	0.35	0.30	0.42	0.36
8	0.17	0.11	0.10	0.06	0.69	0.44	0.04	0.03	0.11	0.07	0.45	0.29	0.44	0.28
9	0.38	0.51	0.19	0.26	0.39	0.52	0.04	0.06	0.03	0.04	0.34	0.48	0.63	0.87
10	0.21	0.18	0.19	0.16	0.56	0.47	0.04	0.03	0.30	0.25	0.37	0.30	0.33	0.27
11	0.30	0.36	0.24	0.29	0.44	0.53	0.02	0.03	0.21	0.30	0.21	0.30	0.52	0.64
12	0.23	0.20	0.15	0.13	0.51	0.44	0.11	0.09	0.31	0.28	0.43	0.36	0.23	0.20
13	0.37	0.66	0.22	0.39	0.35	0.63	0.06	0.12	0.46	0.82	0.29	0.53	0.25	0.45

図-50 キーダイヤグラムによる分類



ヘキサダイヤグラムによる表示

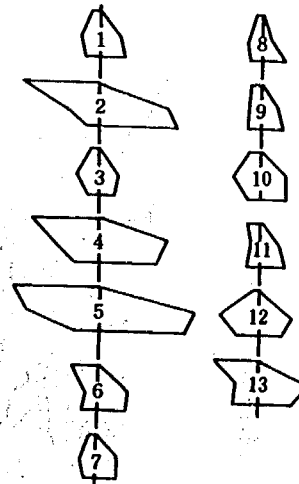
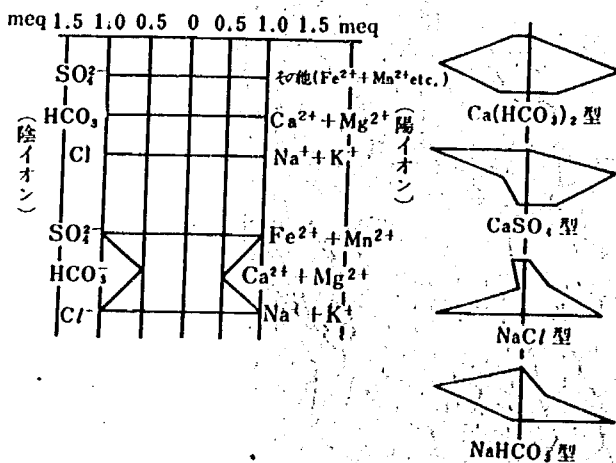


図-51 ヘキサダイヤグラムの模式図と水質型の分類



水質は、図の中心部に1団となってプロットされる。
 この場合、グループ分けは困難であるが、ヘキサ
 ダイヤグラムによれば、HCO₃⁻型とSO₄²⁻型に大

別される。

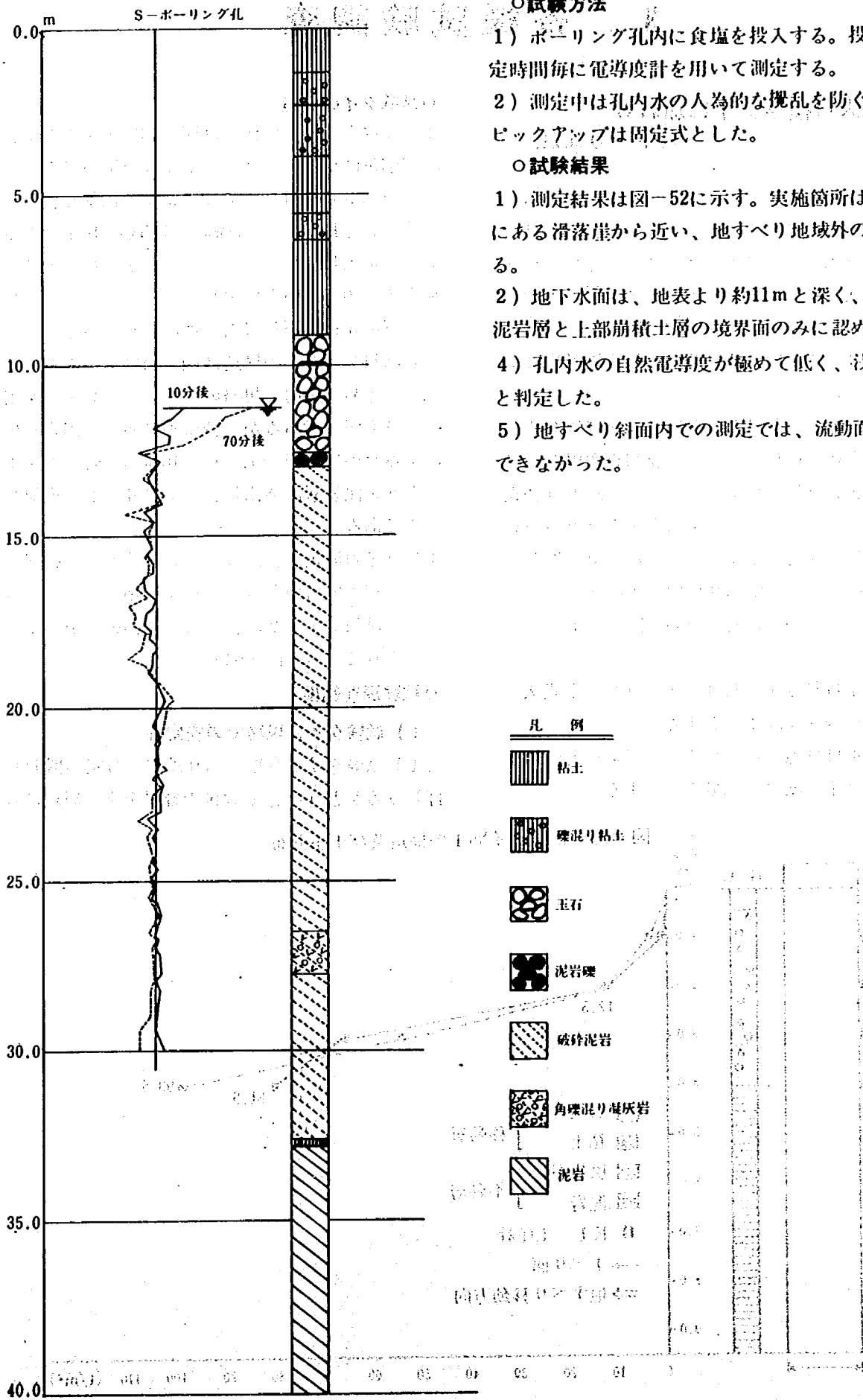
- 3) SO₄²⁻型に区分した、2、4、5は地すべり運動が活発な斜面である。1、3は溶存量が少なく、地すべり運動による影響を受けていない地下水である。
- 4) 地すべり地内の地下水は溶存量も多く、CaSO₄型をとり、移動土塊の影響を受けているものと思われる。
- 5) 地すべり斜面の下部に分布する地下水は、上部斜面に認められる浸透水型と地すべり斜面に認められる高硫酸塩型の湧水との中間型を示す。
- 6) 各採水点の成分分析は季節的变化に大きく影響され、本地すべり地域の水質特性を厳密に解明するには至らなかった。

2-6-4 地下水検層試験

○試験目的

地すべり斜面内部にある地下水の流動面を把握す

図-52 地下水検層結果



るものである。

○試験方法

- 1) ボーリング孔内に食塩を投入する。投入後、一定時間毎に電導度計を用いて測定する。
- 2) 測定中は孔内水の人為的な攪乱を防ぐために、ピックアップは固定式とした。

○試験結果

- 1) 測定結果は図-52に示す。実施箇所は、最上部にある滑落崖から近い、地すべり地域外の結果である。
- 2) 地下水面は、地表より約11mと深く、流動面は泥岩層と上部崩積土層の境界面にみに認められる。
- 4) 孔内水の自然電導度が極めて低く、浅層地下水と判定した。
- 5) 地すべり斜面内での測定では、流動面の検出ができなかった。

3. 各種試験調査

3-1 大口径鋼グイに加わる地すべり土圧

- 1) 地すべり防止対策の一つとしてクイ工がある。
- 2) クイの種類には、タワミグイ（鋼管グイ、H型鋼グイ等）と剛体グイ（大口径グイ）に分類される。
- 3) クイ工法には、クイ打込工とクイの挿入工がある。
- 4) 地すべり地の規模、地盤条件、設置位置等によってクイを使い分ける。
- 5) ライナープレート式大口径鋼グイ（剛体グイ）が地すべり土塊に対してどのような抑止作用をしているかを試験調査し、ライナープレート式大口径鋼グイが地すべり斜面の安定度を増大するための一般的なクイとして利用する場合と、これと全く異なった目的、すなわち、地すべり地内の不動地（ピア）として利用する二つの目的のために開発しようとした。
- 6) 昭和38年11月施工したライナープレート式大口径鋼グイ（試験グイNo.1）とする。
- 7) 昭和39年11月施工したライナープレート式補強脚付大口径グイ（試験グイNo.2）とする。

○試験グイの構造

- 1) 試験グイNo.1の構造は図-53に示すごとく、50cm掘削毎にライナープレート4枚を用いて1リング（ ϕ 1.5m）を組立てて9.5mまで掘削し、さらに鉄筋としてH型鋼（250mm \times 125mm \times 10m）5本放射状に挿入し、コンクリートを充填したもので、試験グイを0.5m地上に出した。
- 2) 下部5mは不動層内に埋設させている。
- 3) 試験グイNo.2の構造は図-54に示すごとくで、試験グイNo.1と同一規格のライナープレートを用い大きさも同一であるが、特に不動層への固定を確実にするために直径30cm、長さ10mの鋼管3本を本体から5m泥岩層に突出し、コンクリートを充填したものである。
- 4) クイの固定は、試験グイの自重及び不動層とクイの周辺の間引き抜きに対する粘着抵抗によるもので、試験グイNo.2は、さらに補強脚の引き抵抗が加えられている（図-54）。

○試験調査結果

1) 試験グイの現場での安定性

- (1) 試験グイが本地すべり地内で所定の機能も発揮しうるかどうか、築設後の経過をクイ周辺に設置

図-53 試験グイNo.1の構造及び土圧分布

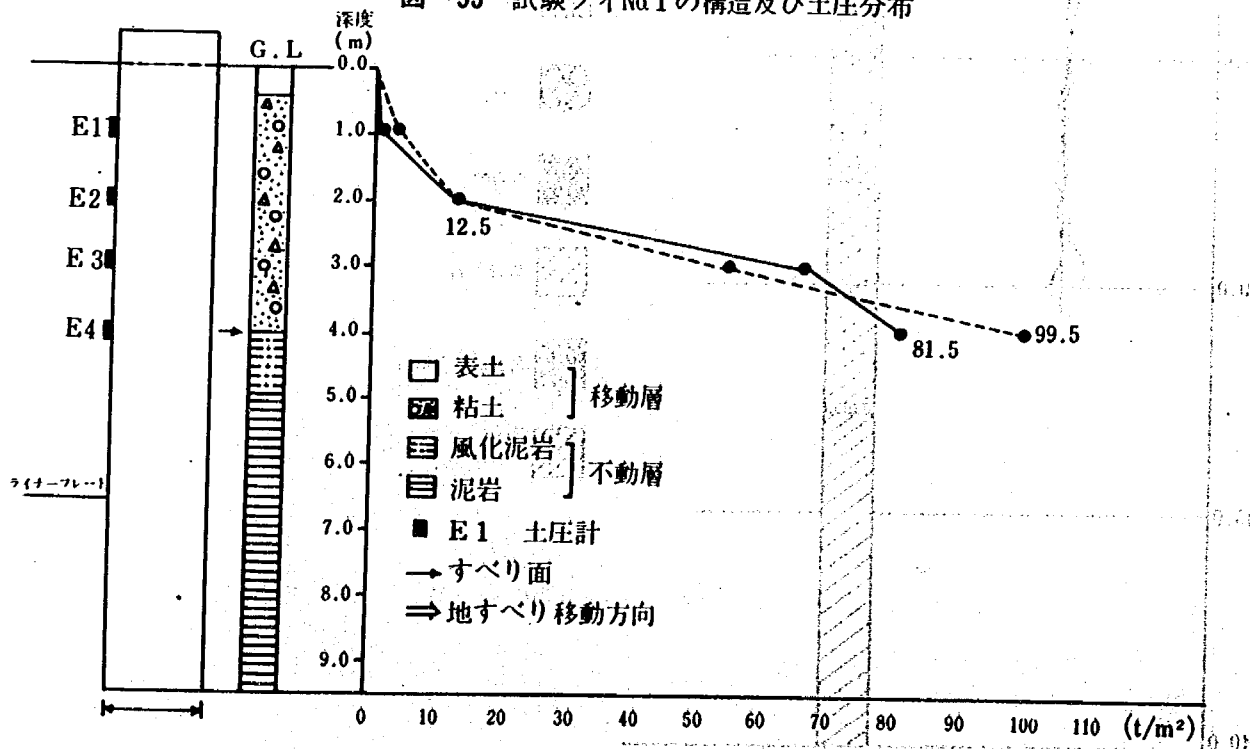
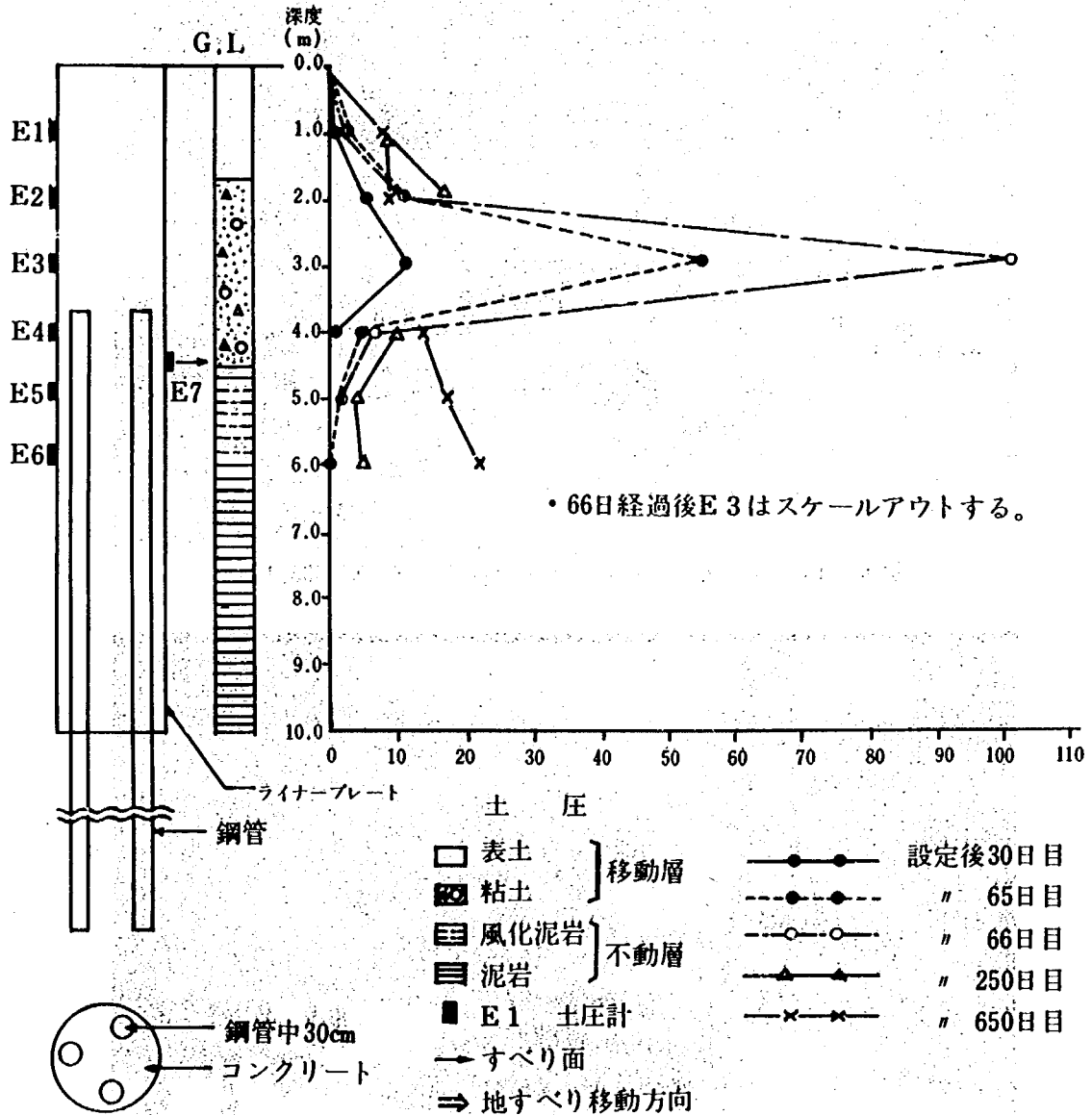


図-54 試験杭No.2の構造及び土圧分布



した移動グイ、クイ頭に設置した水管式傾斜計（精度 1.2秒）の移動状況並びに傾斜変動量からまとめてみる。

(2) 試験グイNo.1は、昭和39年4月融雪期には既に浮上し、やや傾斜したことが認められ、昭和41年7月にはその傾斜が約28°にも達した。

(3) 試験グイNo.2は昭和41年4月の融雪期には試験グイNo.1に比べて、はるかに少ないがやや傾きの徴候が認められ、昭和41年7月にはその傾きが15°であった。

(4) 試験グイNo.1、No.2とも移動グイの測定結果と本体内部に埋設された鋼管に歪が認められないことから両試験グイは固定部の基岩の破壊によって地すべり土塊に対する抵抗体としての機能を全く果していない。

(5) 試験グイの強度は期待できるが、クイの固定方法についてさらに検討する必要が認められた。

(写真19、20)

○土圧測定結果

1) 試験グイNo.1、No.2に土圧計を設定して測定、クイ設計の基礎資料とする。

2) 試験グイNo.1の前面には摺動抵抗型土圧計（最大 100 t/m²）を図-53に示すように4個地表より1、2、3、4 mに設定し、一週間一回の割合で測定した。

3) 観測は1.5ヶ月の代表的なものを示した。(図-53)

4) 試験グイNo.2の前面には図-54に示すように、地表より1 m毎に基岩までクイの土圧計を設定し、うち1個はすべり面付近でクイの背面に設置した。

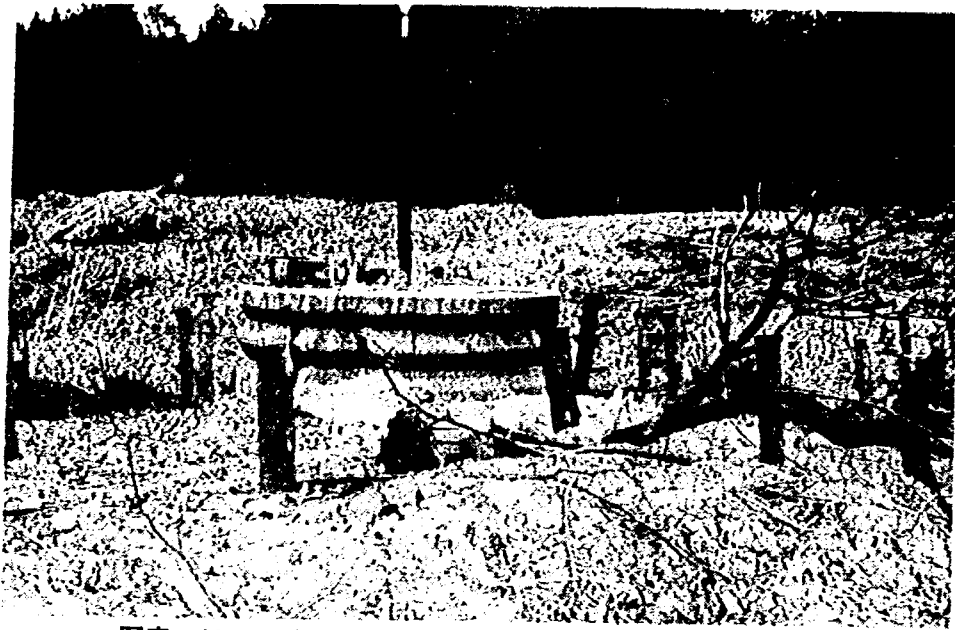


写真-19 ライナープレート式大口径鋼グイ (昭和38.11)

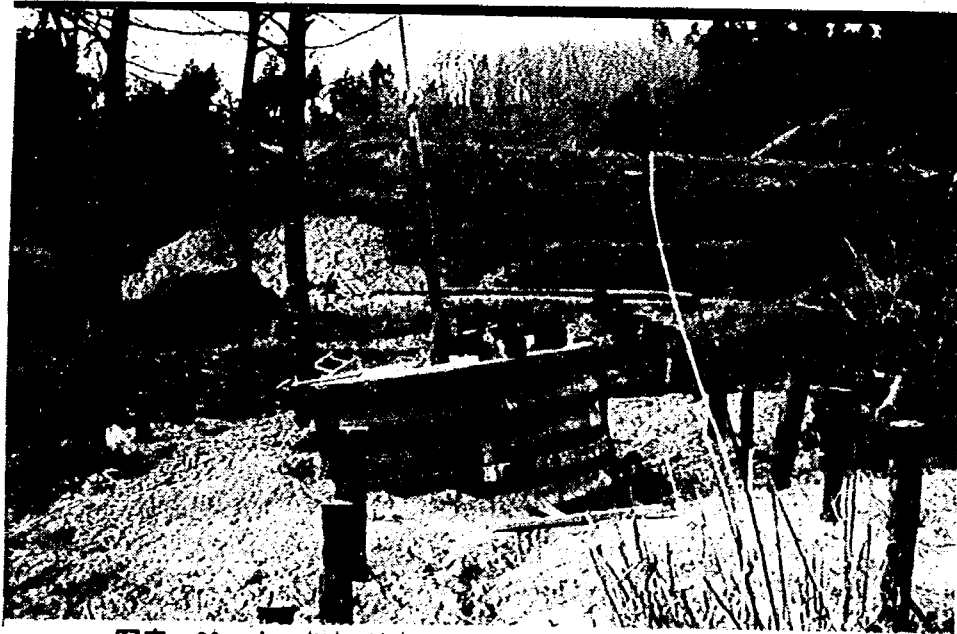


写真-20 大口径鋼グイが浮き上がり傾斜した (昭和39.4)

- 5) 観測は、打点式自記々録装置により8時間毎に1回行なった。
- 6) 土圧計は差動トランス型で $E_1 \sim E_5$ は容量 $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 、 E_6 、 E_7 は容量 $20\text{kg}/\text{cm}^2$ のものを使用、その結果を図-54に示す。
- 7) クイ埋設後30日、土圧は3mの位置に約 $12\text{t}/\text{m}^2$ のピークをもつ分布を示し、すべり面より下部5、6mの位置には土圧は認められない。
- 8) クイ埋設後65日、3m位置のピークは約 $23\text{t}/\text{m}^2$ 翌日にはピーク $103\text{t}/\text{m}^2$ に達した後土圧計がスケールアウトした。また、5m位置にも徐々に土圧が発生しつつあることが認められた。

9) クイ埋設後650日、最下部の6mで約 $23\text{t}/\text{m}^2$ の最大土圧を示すランキンの受動土圧分布に近い土圧分布を示した。

○まとめ

- 1) 試験グイ№1では、深度を増すほど土圧も大きな値を示した。
- 2) 試験グイ№2では、設置後65日まではすべり面上部のみ土圧の発生が認められた。
- 3) 試験グイ№2では、設置後65日以後すべり面より下部の5、6mの位置にも土圧の発生が認められ、徐々に増加し、最終的にはランキンの受動土圧的な分布となった。

図-55 ライナープレート式大口径鋼杭及びH型鋼杭設定箇所平面図

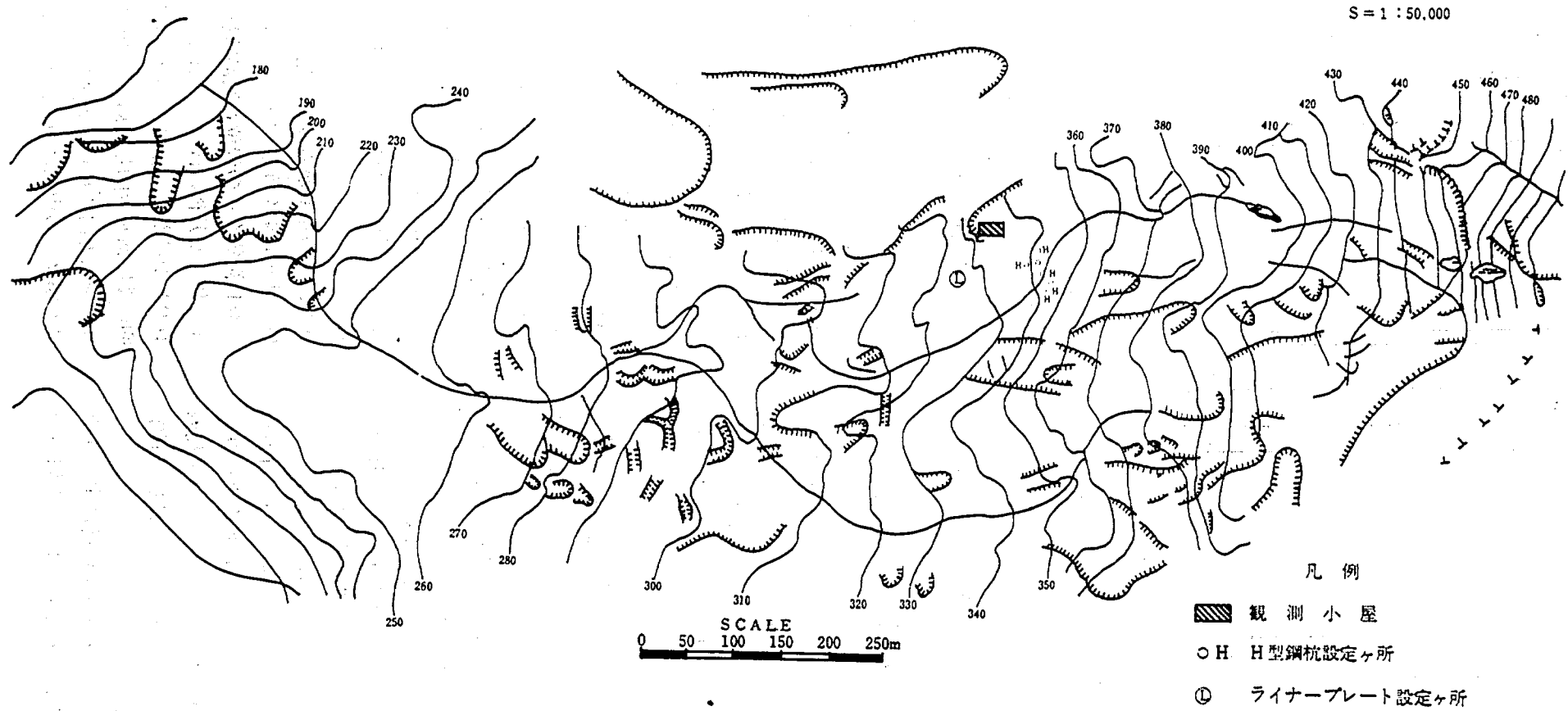
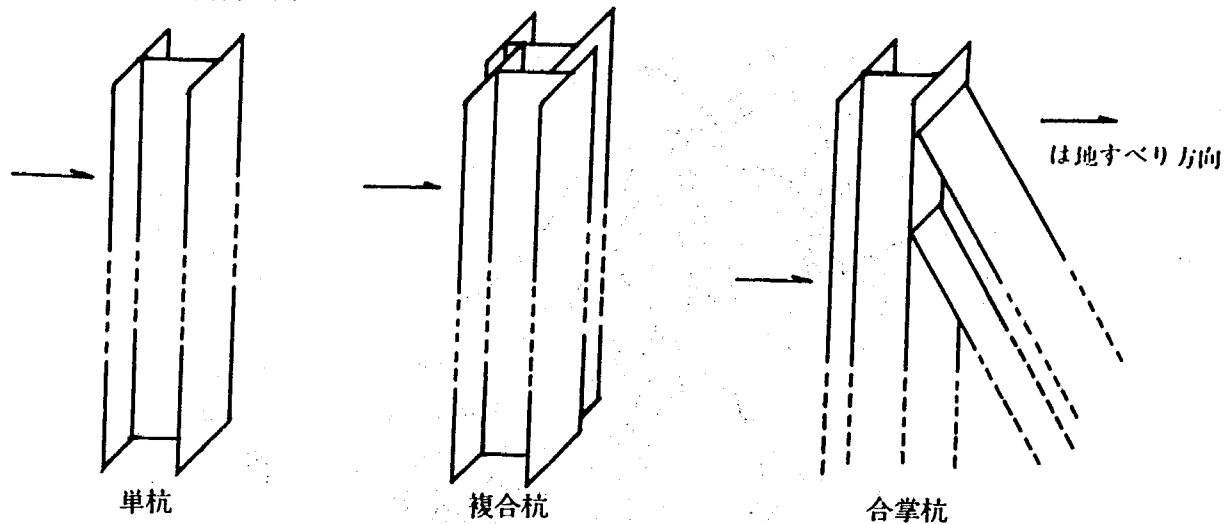


図-56 H鋼杭構造図



クイに加わる動土圧によって基礎破壊が起り、クイの片持梁的な固定は無効となり、地すべり土塊と共に移動を開始したものと考えられる。

4) クイの固定が不十分であったため地すべり土塊の移動速度と土圧変化の関係を把握することができず、動土圧の理論的な説明資料を得るまでには至らない。

3-2 建込みH型鋼グイの変形、破壊の実態調査

- 1) 試験グイの強度と地すべりに対する抑止効果について、現地試験を行ない検討しようとするもの。
- 2) 昭和38年11月に図-55の地点に、単グイ、複合グイ、合掌グイの3種類のをそれぞれ2基ずつ計6基を設置して試験調査した。

○試験グイの構造

- 1) 試験グイの設置方法は、直径300mmのビットによるノンコアボーリング9.5mを6ヶ所、この孔内へH型鋼を挿入し埋戻したものである。
- 2) 単グイとは、250mm×125mm×10mのH型鋼を地すべり方向に向けてそのままボーリング孔内に挿入して土を埋戻したものである(図-56)。
- 3) 複合グイとは、200mm×100mm×10mのH型鋼2本を重ね合せて、地すべり方向に向けてボーリング孔内へ挿入して埋戻したものである。
- 4) 合掌グイとは、250mm×125mm×10mのH型鋼2本を地すべり方向に向けて、1本は垂直ボーリング孔内へ地の1本は30°傾斜させたボーリング孔内へそれぞれ挿入し、両鋼の交叉部分を溶接して固定し埋戻しを行なったものである。
- 5) ボーリング結果から、深度5m付近にすべり面がある。それぞれのクイの深度5m付近に1個ずつ

土圧計を取り付け、内側には1m間隔にストレインゲージを貼付した。

6) 地すべり方向に対して、略直角をなす3本の測線(4m間隔)上に1m間隔に移動グイを打ち、地表面の移動方向と移動量の測定を行った(図-57)。

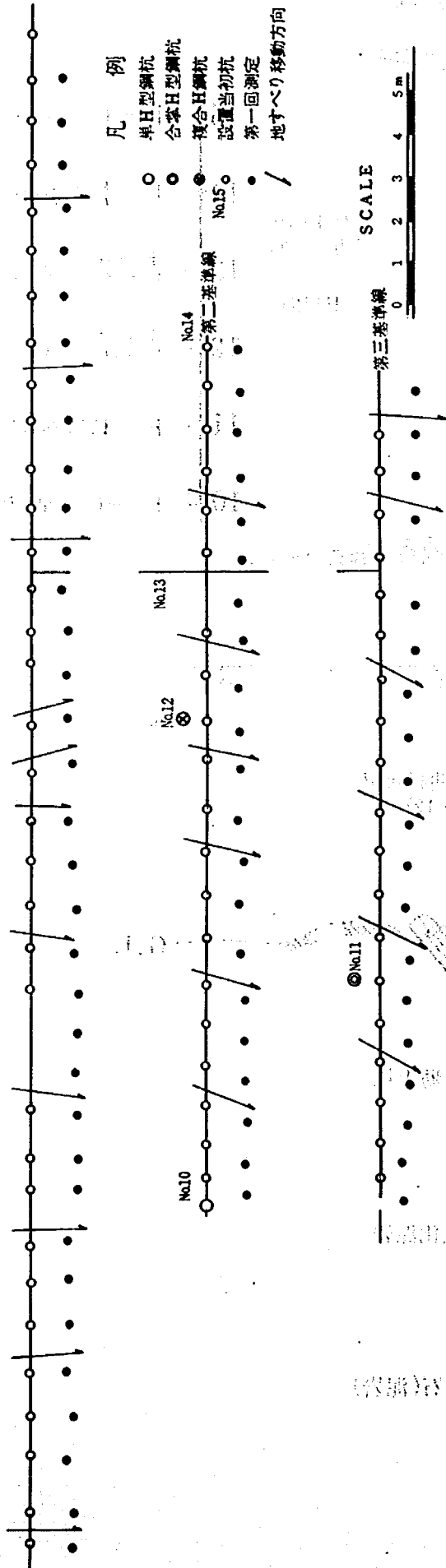
○試験調査結果

- 1) (ストレインゲージは全て測定不能であった。土圧計の測定結果を図-58に示す。
- 2) 土圧計の測定結果は、設定後約1ヶ月間で深度5mにおける土圧は10号グイで最大約65t/m²、11号グイで最大約40t/m²、12号グイでは最大約17t/m²、15号グイでは最大約60t/m²を示している。
- 3) 日変化をみると設定後一時的に土圧は高くなっているが、時間の経過と共に減少している。このことは試験グイの変向運動によって土圧計の受圧面に対して地すべり方向に平行に向きを変えている。
- 4) 113日経過後、地表面の移動方向は第一基準線に対して直角方向に概ね1m移動しているが、各鋼グイ付近の移動グイは0.6~0.8mの移動にとどまっている。これに対し、第2及び、第3基線上のクイは、次第に地すべりの右岸側に向きを変えており、各鋼グイ付近の移動グイは移動量が少なくなっている。
- 5) 以上の結果からみて、地すべりに対してある程度の抑止効果をうかがうことができる。

○H型鋼グイの変位と変形状態

- 1) 約一ヶ月後には早くも合掌グイの溶接部分(写真21)がはがれ、全ての鋼グイが地すべりの移動方向に受圧面が変向し始め、この傾向が顕著になり、元の挿入方向に対してかなり向きを変えている。
- 2) 鋼グイの山側に地表面との間に大きな隙間がで

図-57 H鋼杭移動配置図



ぎ、反対側には地表面の盛り上り現象が見られ、全体として斜上方へ押し上げられるような現象が見られた。その後、方向と傾斜が顕著になり、地すべり土圧の意味をなさなくなった。

3) 約一年過経後に複合グイ (No.12) について、掘削を実施し、これがすべり面付近で垂直に対して約 40° の角度で押し曲げられていることが確認された (図-59)。

4) すべり面で曲折し、その上部の移動層では変形が見られない。

5) 今回のような施工方法では、地すべり土圧に対抗し得ず、H型鋼を地すべり抑止グイとして使用する場合その指向性が問題であることが今回の試験で明確になり固定方法についても検討しなければならない。

3-3、自然電位解消による含水比変化測定試験

1) ある種の地すべりには、自然電位による地下水の移動により土塊が軟弱化するのが発生原因と考え、その防止工法として、地すべり面近傍の自然電位を短絡させることにより、地下水の移動を阻止し、すべり面付近の土塊の軟化を防ぎ、地すべりを安定させようとするものである。

2) 電位差をなくするために地すべり面を電気伝導体で短絡すれば良く、施工が簡単で経済的である。

3) 本邦の第三紀層地すべりにおいても適用できるかどうか検討するために行なった。

4) 当試験地は、すべり面が浅く移動形態がはっきりしている。(図-60)

5) 図-61に示す土層断面で行なった。

9、試験調査内容

1) 表-8に示したように、調査坑 (断面 $3\text{ m} \times 3\text{ m}$ 、深 6 m) による事前調査2回、導電体挿入工、調査坑による事後調査3回の順序で実施した。

2) 導電体は $\phi 25\text{ mm}$ の丸鋼を用い、 $\phi 36\text{ mm}$ 及び $\phi 46\text{ mm}$ のボーリングにより地すべり面を貫いて基盤泥岩中に 2 m 挿入した。導電体挿入パターン及び調査坑位置図を図-62に示した。

○試験調査結果

1) 導電体挿入一年経過後、地すべり土層に化学的性質の変化がおこり、 E_h が酸化側になり、第一鉄イオンが酸化された遊離酸化鉄を生成することが明らかになった。

図-58 H型鋼杭土圧分布

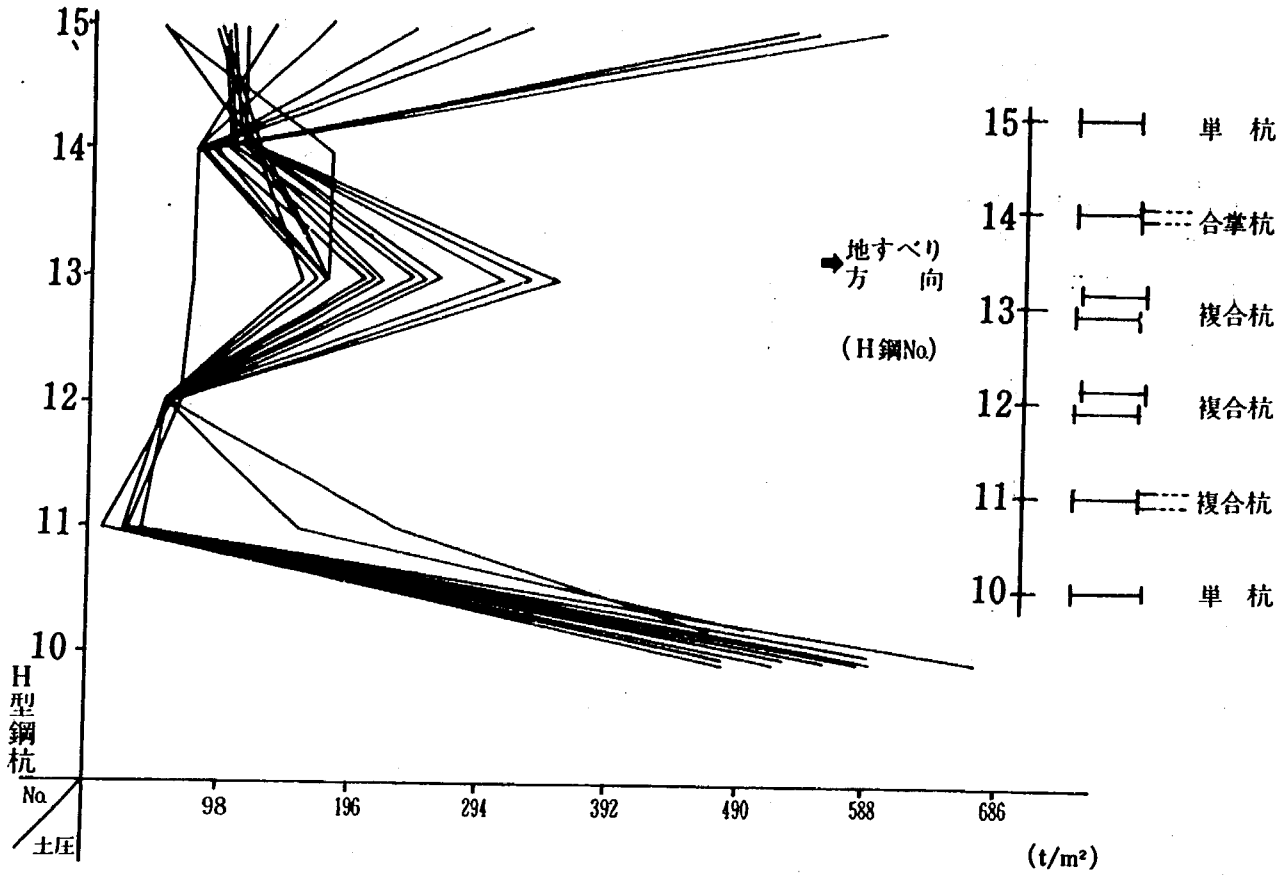


図-59 H型鋼グイの曲折状況 (複合グイNo.12)

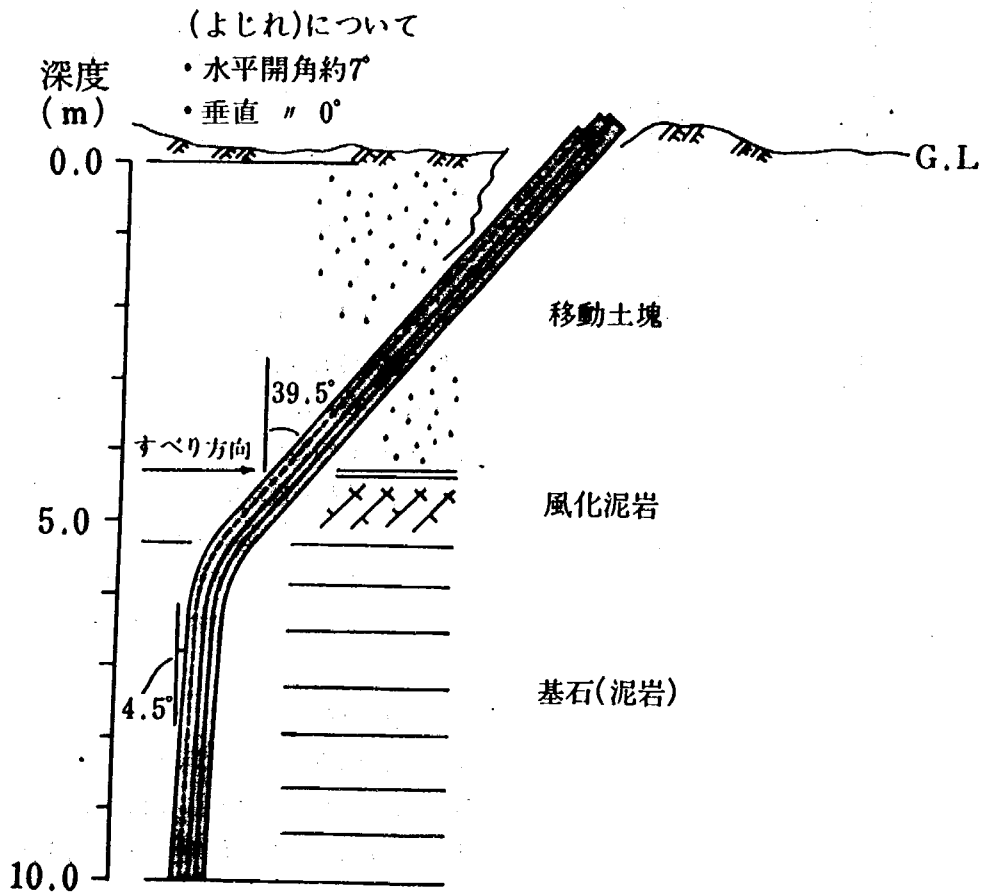




写真-21 溶接部分がはがれて垂直に挿入されたH型鋼管が傾斜して向きを変えている (昭和39.4)

図-60 猿供養寺地すべりの概要と試験位置

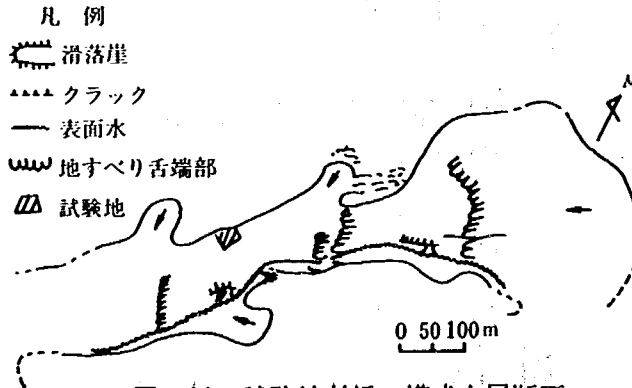


図-61 試験地付近の模式土層断面

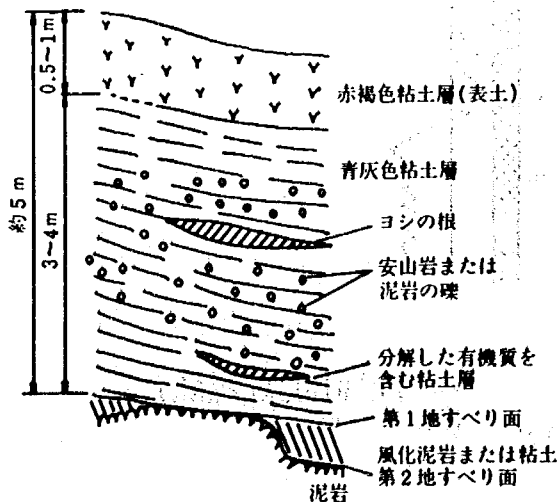
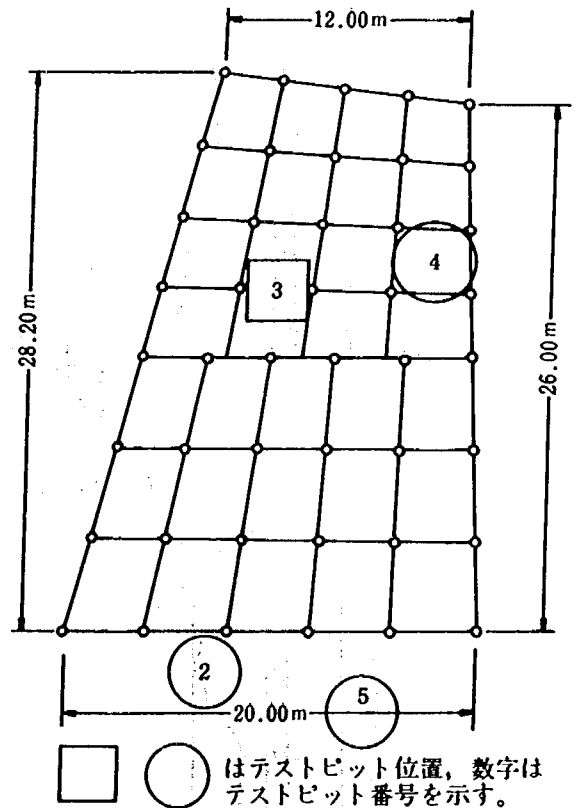


表-8 調査概要

調査地	時期	調査項目	備考
ビット-No1	1974年11月 (導元体挿入前)	○地質 ○酸化還元電位 ○土色 ○X線回折 ○自然含水比 ○電位差 ○pH	鋼製チューをもつウェル内での調査である。積雪期 導電体挿入区域外
ビット-No2	1975年7月 (導元体挿入前)	○地質 ○交換性陽イオン ○土色 ○X線回折 ○自然含水比 ○電位差 ○pH ○酸化還元電位 ○C.E.C	梅雨期
	1976年1月	導電体挿入	積雪期
ビット-No3	1976年1月 (導元体挿入後10日目)	○調査項目にNo2と同じ	積雪期
ビット-No4	1977年1月 (導元体挿入後1年目)	○地質 ○交換性陽イオン ○土色 ○自然含水比 ○遊離酸化鉄 ○第1鉄量 ○pH ○X線回折 ○酸化還元電位 ○電位差 ○C.E.C	積雪期 導電体挿入区域内
ビット-No5	同上	同上	積雪期 導電体挿入区域外

図-62 導電体挿入パターン及び調査坑位置



2) 地すべり土塊下部で自然含水比が低下し、pHの上昇が見られ、地すべり層全体におよんで粘土の交換性 N_+^+ イオンの低下および二価型粘土への移行が見られた。

3) 導電体挿入後の地すべり土の化学的性質の変化は、土の物理、力学的性質の改良にも十分有効である (図-63、64、65)。

図-63 自然含水比(Wn)の測定結果

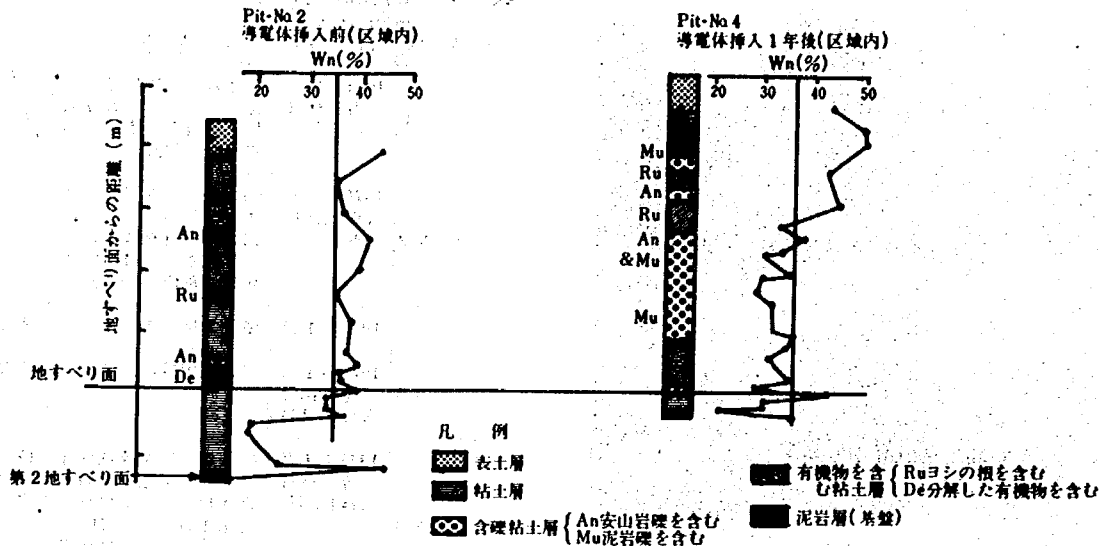


図-64 pHの測定結果

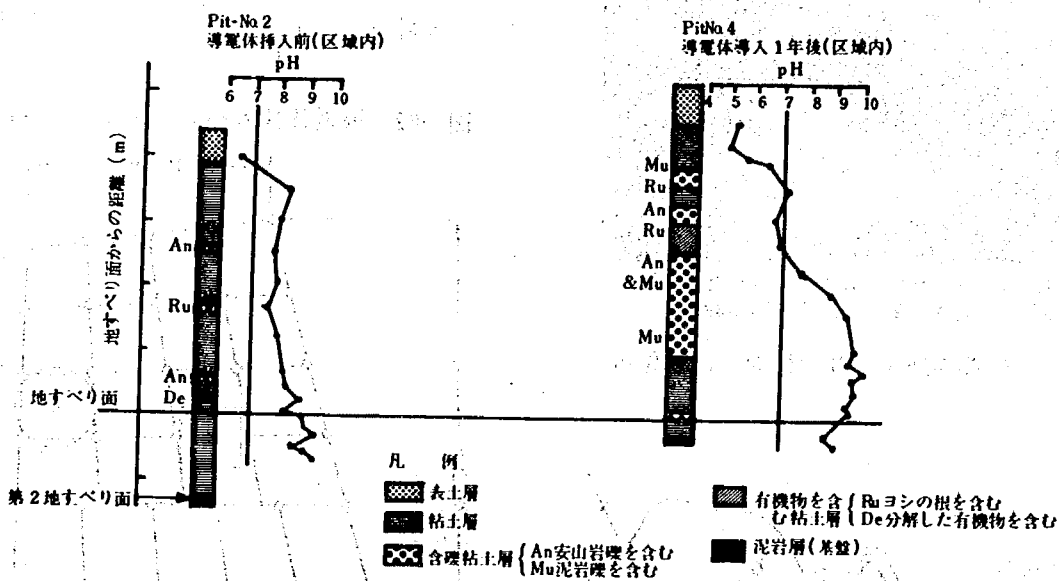
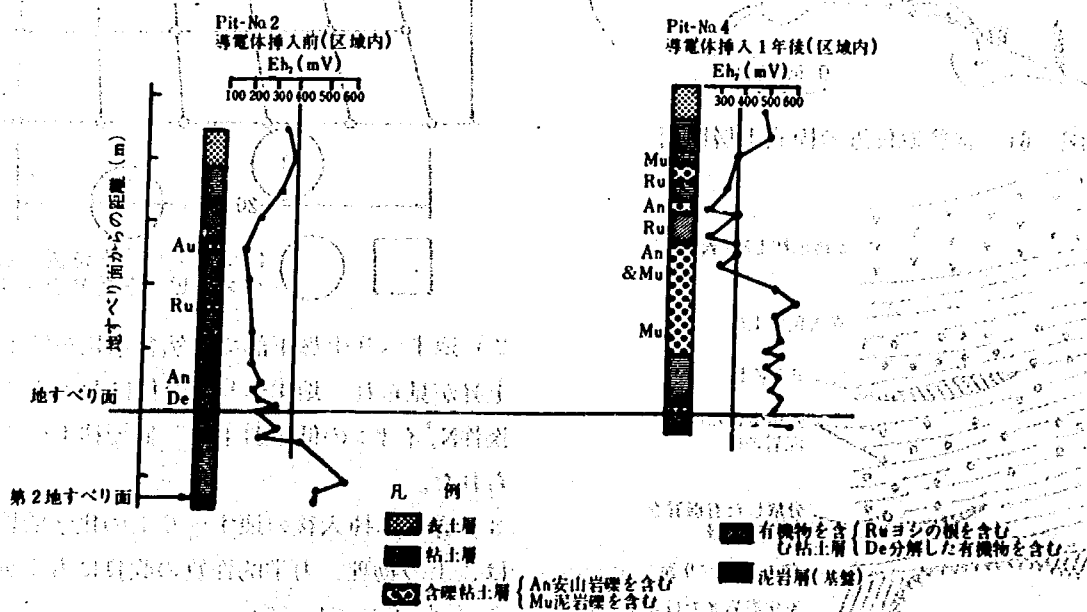


図-65 酸化還元電位(Eh_v)の測定結果



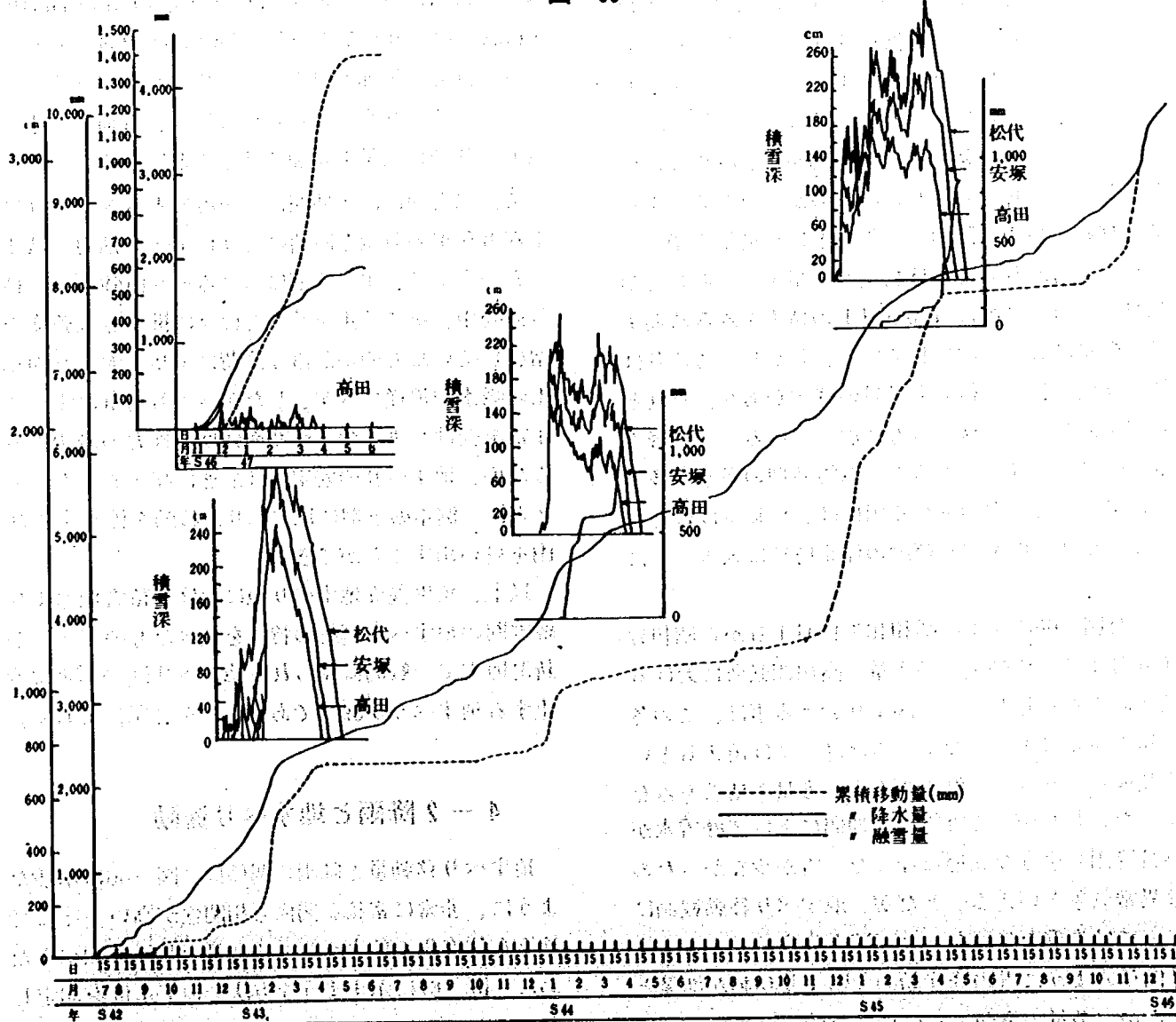
4、地すべり運動機構

4-1 積雪と地すべり運動

図-66に猿供養寺地すべりと高田測候所における累積降水量、松代、安塚、上越(高田)における積雪状況、猿供養寺地すべりにおける融雪量等の関係を示す。図からもわかるように昭和42年~昭和43年、昭和43年~昭和44年、昭和44年~昭和45年、昭和46年~昭和47年(ただし図-66の左上に示す。)の4回の降雪期間を観測したものである。まず伸縮計により観測された、移動量曲線を見ると、毎年9月前後になると降雨も多くなり、地すべりも運動を開始する。降雪がある11月~12月になると運動も活発に

なり、積雪量も大きくなると急激に移動量も増加する。しかし積雪量も最高に達する頃になると移動速度も鈍る。そして融雪期になる頃は、ほとんど動きが停止するのが例年のことである。これらを年を追ってみると、昭和43年~昭和44年に亘る積雪期間では、雪が降り始める12月から運動の気配を示し、昭和49年1月中旬まで雪が降ったり、融けたりして、融雪水が地すべり地に供給され、動きが活発になったところに、2月上旬に多量の積雪になると、同じ時期に地すべりの動きが急速に大きくなり、2月の中旬に積雪深が最高に達すると、地すべりの移動速度は減少してきている。そしてこの冬、積雪量が最高を

図-66



示す。2月中旬から融雪期に入ると融雪水が多量に地すべり地に供給されるが、これによる移動が促進される傾向もみられず、ほぼ一定速度で移動している。そして消雪日近くには、地すべり地に最も多くの水が供給されるにもかかわらず、ほとんど移動を停止している。昭和43年10月初旬までは移動の徴候が全く見られないが、10月上旬に降雪の刺激を受けて、徐々に移動を開始し、12月になると活動が盛んになり、12月終わりに多量の降雨があるが、これと時期を同じくして移動量も急増し、最高積雪深を示す昭和44年1月3日頃になると、移動も減少してくる。1月17日頃に若干の降雪と沈下が見られ、18日から2月20日まで、一時多量の融雪をみるが、地すべりの移動はさらにその速度を低下してゆく。2月の下旬から3月初旬にかけて積雪50cm程度と思われるが、地すべりの移動には、それほど影響を与えていないように思われる。3月中旬から融雪期入り、4月中旬に雪は消えている。その間、降雨に換算して600mm以上にのぼる融雪水が供給されたにもかかわらず、地すべり移動に与えた影響は非常に少なく、4月中旬には完全に停止している。6月27日より降雨により地すべりはやや移動し、8月初旬で5cm程度の移動を見る。9月中旬より降雨も多かったため、本格的な移動を始め、降雨のあるごとに移動量も増加するが、11月23日頃より移動量も急増する。そして昭和45年1月2日頃に1.0m以上の積雪をみる時期まで移動量は大きく増加している。しかし、この冬は積雪期間が長く、何回も多量の降雪があり、それと時期を同じくして移動量も増加している。一方融雪量カーブを比較してみると、融雪時期の融水が多量に地すべり地に供給される頃には、移動量はほとんどなくなり、地すべり運動の停止時期に入ることになる。

また図-66の左上に昭和46年11月1日から昭和47年6月までの移動量、降水量、高田測候所における積雪状況を示した。この図より云える事は、この冬は積雪量がほとんどなく、雪は降っては消えるという状態をくり返し、例年のように多量の積雪をみなかった。したがって降雪は短期間にとけて融雪水が継続降雨のような状態になった。雪が少なかったのは異常気象といえることだが、地すべり移動観測にとっては貴重な年になった。図よりうかがえるように例年のように雪の降り始める頃より移動が活発となるが、多量の雪が一時に積った時とは異なり、徐

々に直線的に移動速度が増加している。(猿供養寺地すべりにおける積雪深は上越(高田)より多いので融雪水もかなりあったものと推定する。)そして4月中旬も降雨が少ないためか、徐々に移動速度を低下させ5月中旬には移動を停止する。しかし停止時期は例年に比べ遅れている。特に、3月における融雪水は地すべり運動を活発化させることに大いに役立っているものと思われる。以上のことで積雪が地すべり移動量に大いに関係していることがわかるが、これを理論的に考察すると次のようになる。

雪の密度は種類によって非常に値を異にするが、これを平均にして 0.45t/m^3 と考える。例えば、積雪深を3mとすると、 $3\text{m} \times 0.45 = 1.35\text{t/m}^2$ の分布荷重として地表面に作用することになる。一方すべり面における非排水せん断強度 $C_u = 0.12\text{t/m}^2$ 、 $\phi_u = 4.0^\circ$ であり、すべり面の平均勾配を 10° とすると、雪荷重による推力の増加は $1.35 \times \sin 10^\circ = 0.234$ である。すべり面におけるせん断抵抗力の増加は $1.35 \times \cos 10^\circ \times \tan \phi_u = 0.09$ となる。従って差引き $0.234 - 0.09 = 0.14$ の推力の増加が見られ、地すべり土塊が微妙なバランスで釣り合っている場合には、雪荷重による地すべりの移動量を増加させることになる。

又、融雪期には短期間に雪が消失すると、それによる雪荷重の急激な除荷により地すべり推力が減少する一方では、すべり面におけるせん断強度が、積雪期間中、その荷重を受けて徐々に排水され強度を増加していたものが急激な除荷により、すべり面粘土の吸水が追従できず、したがって雪荷重によって圧密を受けたままのすべり面強度で推力の減少をみるため、地すべりの安定度は急速に高まることが考えられ、例年融雪期に地すべりが移動を停止する理由を見い出すことができる。

以上、猿供養寺地すべり地における積雪期および融雪期の地すべり運動の特性を述べたものであるが、新潟地方で一般的に見られる地すべりは融雪期に発生する地すべりが39%であることを付記しておく。

4-2 降雨と地すべり運動

地すべり移動量と降雨の関係は、図-66に示したように、非常に密接な関係も相関性が高い。そこで地下水位変化と地すべりの移動量の関係を調べるために、図-67に示すような方法で地下水位を測定した。これは青灰色の透水性の非常に小さい飽和粘土

図-67

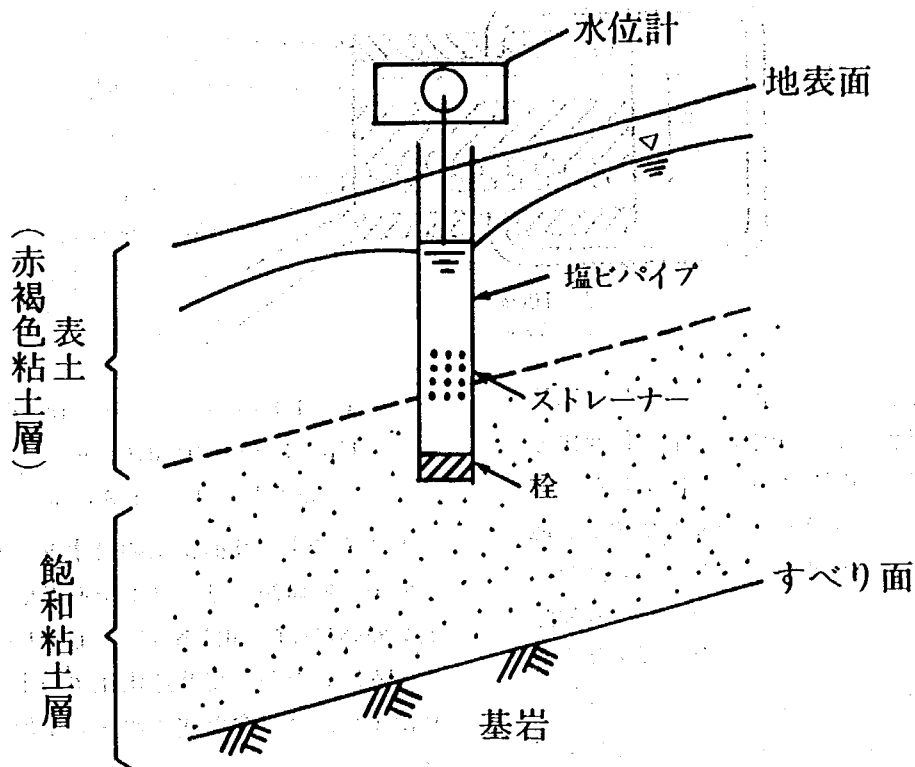


図-68 地下水位

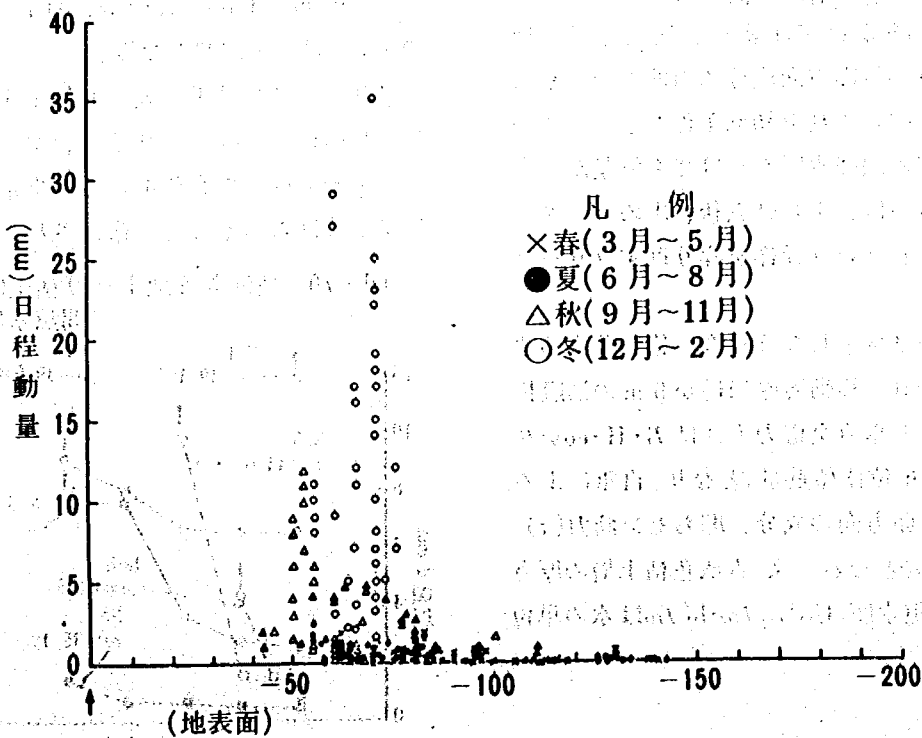
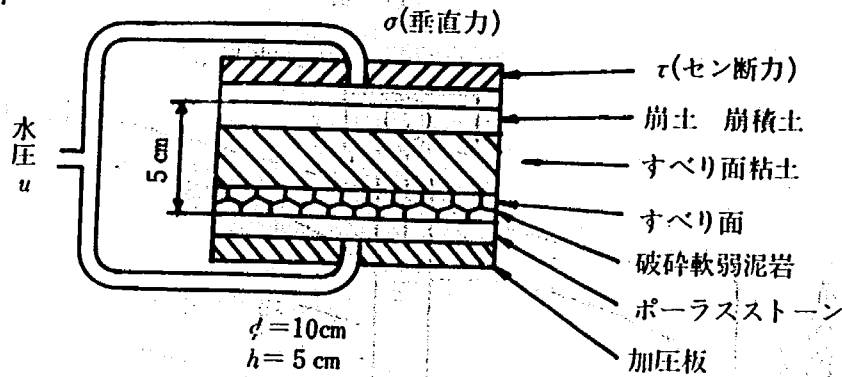


図-69 供試体設置図



層に25cm程度入る孔をオーガーボーリングし、比較的透水性の高い赤褐色の表土層中の地下水位変化と地すべりの日移動量との関係を図-68に示した。これより明らかなように地下水位で地表より80cmが地すべりを活動させるか、停止させるかの境界になっていることは明らかである。すべり面における間隙水圧が地すべりの発生にどのような影響を与えるかを調べるために図-69に示す方法で実験を行なった。試験は乱さない試料と乱した試料の2種類用いた。乱さない試料は、地すべり地よりすべり面をはさんで採取し整形して純粹せん断試験機にセットした。又一方では、すべり面粘土を良く練り返し、これを供試体として試験を行なった。いずれの試験も地すべり発生の原因となる地下水位量に相当する。バックプレッシャーをかけ、クリープ試験を行なった。まず図-69に示すように、地すべり地の垂直荷重 σ と青灰色粘土層の層厚と同じ水頭を持つバックプレッシャー U_0 をかけて圧密し、圧密完了後地すべり土塊の自重の斜面方向成分の力即ちせん断力 τ をかけて平衡に保ち、これを初期条件として、この状態からある一定の間隙水圧をかけて変位量が一定に近づくか、あるいは、1日経過後、次のバックプレッシャーをかけるという操作を繰り返すクリープ試験を行なった。

乱した試料での試験を行なう場合、猿供養寺地すべり面勾配(θ)を 10° 、移動層厚(H)が5mの無限長斜面で近以させると垂直全応力(σ)は $\gamma_1 \cdot H \cdot \cos^2 \theta$ (γ_1 は移動土塊の単位体積重量)となり、自重による地すべり土塊の斜面方向の成分、即ちせん断力(τ)は $\gamma_1 \cdot H \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$ となる。又、青灰色粘土層の厚さ(h)に相当する間隙水圧(U_0)は $\gamma_w \cdot h$ (γ_w は水の単位体積重量)となる。

したがって

$$\sigma = 1.85 \times 5 \times \cos^2 10^\circ = 8.97 \text{ t/m}^2$$

$$\tau = 1.85 \times 5 \times \cos 10^\circ \cdot \sin 10^\circ = 1.58 \text{ t/m}^2$$

$$U_0 = 1.0 \times 3.0 = 3.0 \text{ t/m}^2$$

$$(\text{ただし、} \gamma_1 = 1.85 \text{ t/m}^3 \quad \gamma_w = 1.0 \text{ t/m}^3)$$

ところですべり面粘土の排水せん断試験(繰返し一面せん断試験、リングせん断試験等)によって、せん断強度 C_d 、 ϕ_d は各々 $C_d=0$ 、 $\phi_d=18.0^\circ$ が得られている。したがって間隙水圧での上記の斜面ですべり出すために必要な間隙水圧の増加量を ΔU とすれば、

$$(\sigma - U_0 - \Delta U) \cdot \tan \phi = \tau$$

$$(8.97 - 3.0 - \Delta U) \cdot \tan 18.0^\circ = 1.58 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore \Delta U = 1.107 \text{ t/m}^2$$

すなわちすべり面での間隙水圧が 1.107 t/m^2 になったとき、斜面がすべり出すことになる。

又、乱さない試料では、 $H=4.0\text{m}$ 、 $h=2.5\text{m}$ とし、他の条件は乱した試料の場合と同じにすると $\sigma=7.0 \text{ t/m}^2$ 、 $U_0=2.5 \text{ t/m}^2$ 、 $U_0=1.2 \text{ t/m}^2$ となり、さらに $\Delta U=0.807$ となる。

クリープ試験結果は表-9に示す。現地において、すべり面粘土をはぎとりその含水比を測定すると、その圧密荷重(垂直荷重)より推定される含水比より非常にばらつくことが報告されている。そこで乱

図-70 猿供養寺地すべり粘土における間隙水圧-変位相関

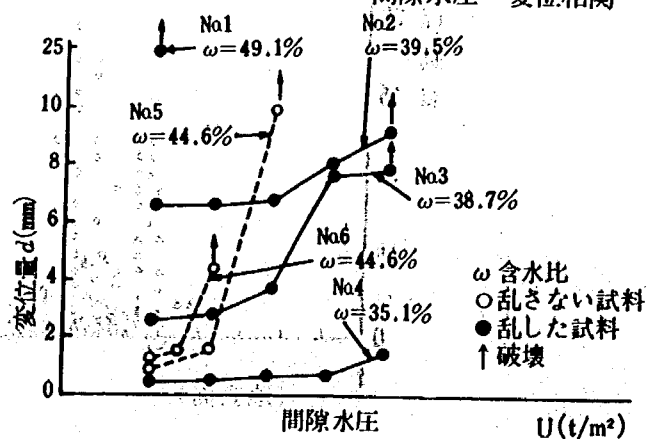


表-9 クリーブ試験結果

試料の種類	No.	初期条件						破壊時の状態			
		W _F (%)	T ₁ (t/m ²)	σ (t/m ²)	γ (t/m ²)	u (t/m ²)	d (mm)	γ (t/m ²)	u (t/m ²)	W _R (%)	備考
乱した	1	49.1	1.72	9	1.5	2.5	25	—	—	49.7	初期条件で破壊
	2	39.5	1.80	"	"	"	6.62	1.5	4.5	40.1	
	3	38.7	1.83	"	"	"	2.51	1.5	4.5	38.6	未破壊
	4	35.1	1.85	"	"	"	0.56	1.5	4.5	36.5	
乱さない	5	44.6	1.87	7.1	1.2	"	1.04	1.2	3.5	44.2	
	6	44.6	1.90	7.1	1.2	"	1.1	1.2	3.0	—	

W_F: 試験前の含水化
W_R: 試験後の含水化

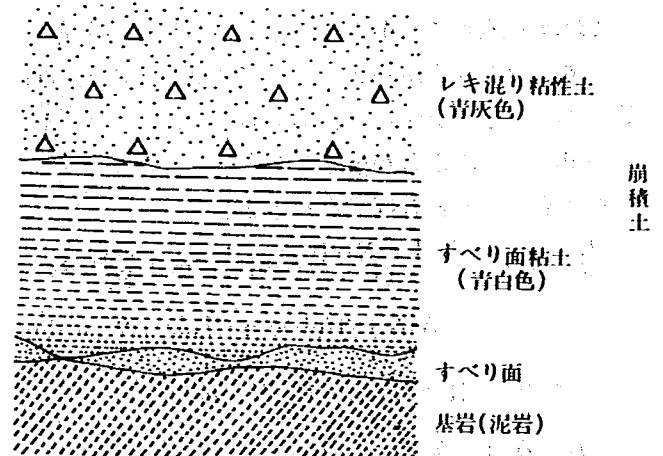
T₁: 湿潤密度
: セン断力

σ: 垂直力
u: 間隙水圧

した試料の場合は、適当に圧密させ、バックプレッシャーをかけた場合の水圧と変位量の関係を図-70に示した。表-9、図-70より、試験結果を見ると乱した試料において、No.1では初期条件を与えたとき試料は破壊したが、含水比が低くなり、ちょうどすべり面における圧密荷重より推定される含水比に近い39% (試料No.2、No.3)になるとU=4.5t/m²程度のバックプレッシャーで破壊している。しかし上記の含水比より低い、No.4供試体においては、バックプレッシャーが4.5 t/m²を与えても変位量が1.6 mmとなり破壊に至っていない。又、乱さない試料で行なったNo.5、No.6試験では、すべり面の含水比が試験後測定した結果は44%であり、バックプレッシャーが3.0~3.5 t/m²の間でクリーブ破壊しているがわかる。

以上の実験より、理論的な計算で推定し、また実際の斜面で観測されたように、乱した試料においても乱さない試料においても地表より地下水面までの位置が0.5~1.0mに相当するバックプレッシャーをかけた時、クリーブ破壊することがわかった。したがって実験より、赤褐色粘土の上部層内での地下水変動がなんらかの形ですべり面に作用していることが推定される。しかし赤褐色粘土層下部の青灰色粘土層の透水係数は非常に低く(10⁻⁶cm/sec以下)のため、直接この層を通して短期間に水圧変化の伝播は考えられない。そのため移動土塊中のクラック、あるいはすべり面下にある破壊された基岩(泥岩)を流動する地下水によって水圧の伝達が行なわれるものと推定される。尚、すべり面における含水比が圧密荷重より推定されるものより、相当広い範囲でばらつくのは、図-71に示すようにすべり面が基岩とすべり面粘土との間に形成されるが、これらは部分

図-71 すべり面とすべり面粘土の関係図



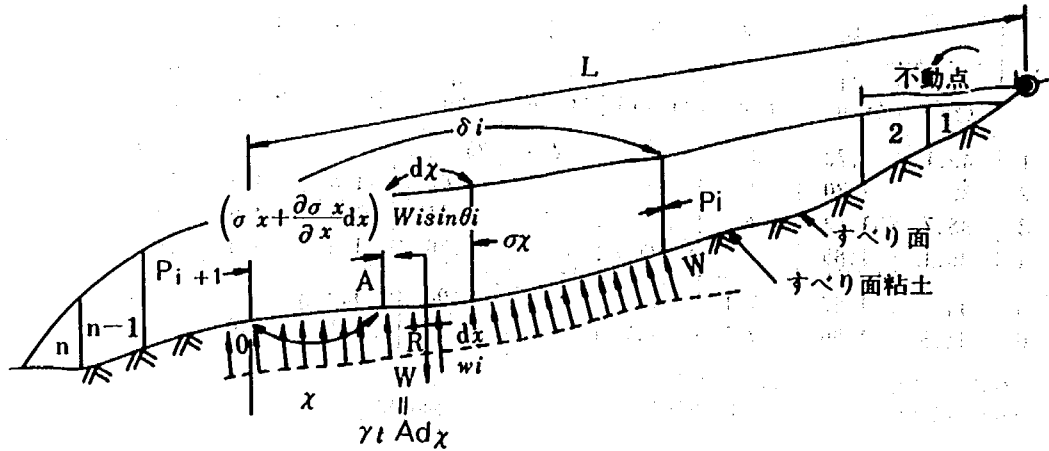
的に接触し、このすき間は高含水比の粘土で満たされているためと思われる。故にすべり面を含んだすべり面粘土は含水比に大きなバラツキが生ずるが、すべり面のセン断抵抗力は基岩とすべり面粘土の接触部分で決定され、この部分における含水比は圧密荷重より推定される含水比と一致することが考えられる。

以上説明したように運動を開始した地すべりは降雨、融雪などに起因する間隙水圧によってクリーブ運動し、さらに雪荷重により移動速度を増大させたり、また後に述べるが、上部地すべりブロックの影響によって運動を持続することが考えられる。

4-3 地すべり移動量の解析

猿供養寺地すべりは、図-72に示すように固定されたすべり面上を地すべり粘土を挟みながら、地すべり土塊が斜面下方に移動する現象である。この地すべり土塊をいくつかのブロックに区分し、上部よりi番目のブロックをとり出す。このブロックは地すべり土層厚が一様であると仮定する。いま、この

図-72 すべり面粘土



地すべりブロックの末端を仮想原点とし、これより x における地点で幅 dx のスライス釣りを考える。図-72よりうかがえるようにスライスの上端断面 A に σ_x の応力がかかり、下端断面 A では $(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx)$ の応力が生じるとする。したがってこのスライスの運動方程式を考えると

$$\frac{\gamma_t}{g} \cdot A dx \cdot \frac{\partial^2 (L - X + U)}{\partial t^2} + A \cdot (\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx) - A \alpha_x + \gamma_t A dx \sin \theta - R dx = 0 \dots (2)$$

ただし、 $R = (\gamma_t A \cos \theta - W) \tan \phi_u + C_u$

$$\therefore \frac{\gamma_t}{g} \cdot \frac{\partial^2 (L - X + U)}{\partial t^2} - \frac{\partial \alpha_x}{\partial x} + \gamma_t \sin \theta - (\gamma_t \cos \theta - \omega) \tan \phi_u - \frac{C_u}{A} = 0 \dots (3)$$

- ここで A : 地すべり断面積
- L : 不動点と仮想原点の距離
- x : 仮想原点よりの距離
- u : x における相対変位量
- θ : すべり面勾配
- γ_t : 地すべり土塊の単位体積重量
- w : すべり面に作用する間隙水圧
- ϕ_u : すべり面における内部摩擦角 (非排水)
- C_u : すべり面における粘着力 (非排水)

ここで地すべりの移動速度は非常に小さいのを慣性項 $\{\frac{\partial^2 (L - X + U)}{\partial t^2}\}$ を無視し、

$$\alpha_x = \epsilon E = \frac{\partial u}{\partial x} E \text{ とすると (3) 式より}$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{E} \{ (\gamma_t \cos \theta - \omega) \tan \phi_u + \frac{C_u}{A} - \gamma_t \sin \theta \} \dots (4)$$

したがって

$$\frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{E} \{ (\gamma_t \cos \theta - \omega) \tan \phi_u + \frac{C_u}{A} - \gamma_t \sin \theta \} x + \epsilon_i \dots (5)$$

ただし $x = l_i$ では $\frac{\partial u}{\partial x} = \epsilon_i = \frac{P_i}{EA}$
(ここで P_i はブロック上端に作用する内力)

又、 $x = 0$ で $U = 0$ とすると (5) 式より

$$U = -\frac{1}{E} \{ (\gamma_t \cos \theta - \omega) \tan \phi_u + \frac{C_u}{A} - \gamma_t \sin \theta \} \times (\frac{x^2}{2} - l_i x) \epsilon_i \dots (6)$$

$$D_x = \sum_{i=1}^n U_i - i \dots (7)$$

ここで D_u : i 番目のブロックの x 地点における移動量

E : 地すべり土塊の弾性係数

次に以上のような考えに基づいて猿供養寺地すべりの移動量を計算する。移動測定は地すべり地に設置した木グイの測定をすることによって得られ、初回は昭和45年9月28日で、これを基準値にして昭和45年11月13日、昭和45年12月15日、昭和46年3月16日に測定を行ない、その間の移動量を求めた。

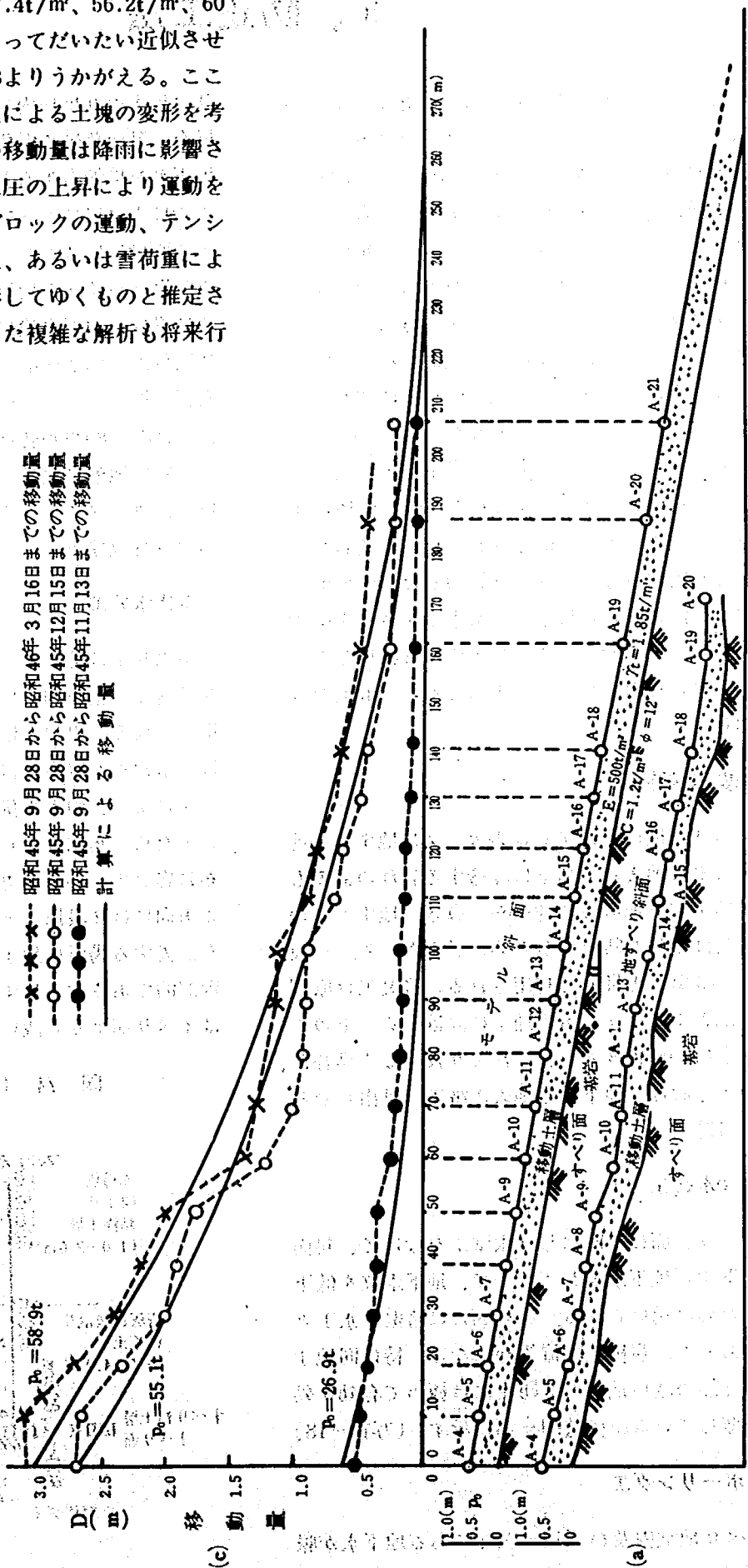
ここで移動量計算を行なうために地すべり斜面を単純化して考え図-73に示すようにした。

これはすべり面勾配 10° 、すべり面におけるせん断強度を $C_u = 1.2t/m^2$ 、 $\phi_u = 4^\circ$ とした。又、移動土塊の弾性係数を一軸圧縮試験をもとに $E = 500t/m^2$ とし、単位体積重量 $\gamma_t = 1.85t/m^3$ とした。

このような一様斜面の上部にさらに上部にある地すべりより力が作用したり、あるいはテンションクラックを満した水圧を考え、力 P_0 を変化させたときの移動量を計算してみた。これによると昭和45年9

月28日を基準日として測定された、3回の期間における移動量は p_0 をそれぞれ 27.4t/m^2 、 56.2t/m^2 、 60.1t/m^2 を作用させることによってだいたい近似させることができることが図-73よりうかがえる。ここでは先に述べたような雪荷重による土塊の変形を考慮していないが、地すべりの移動量は降雨に影響されたすべり面における間隙水圧の上昇により運動を開始し、その後すべり上段ブロックの運動、テンションゾーンを満した水の水圧、あるいは雪荷重によって土塊はクリープ的に変形してゆくものと推定される。これらの因子を考慮した複雑な解析も将来行なわれるものと期待される。

図-73



5、防止工法

猿供養寺地すべりは全長1500mにも及ぶ長大な斜面であり、前述のごとく、ブロック毎にそれぞれ異なった運動をしている。このため地すべりの防止工法、着工順位等は全体斜面を考慮しつつ、各ブロックの特徴に適合したものを選択することが重要である。これまで、試験斜面を用いて行なわれた多くの防止工法に関する開発、研究結果を充分活用して猿供養寺地すべりの防止工事計画が検討された。例えば、試験斜面に建込まれた、大口径グイに加わる地すべり土圧の測定試験が行なわれた。(表-4 参照) この結果、すべり面附近に大きな集中土圧が観測されるなどの貴重データが得られた反面、単独に建込んだクイがクイ本体が破壊されずに、基礎岩盤を破壊して転倒する等の失敗例を経験した。その他、滑動中の斜面に安全に集水井、排水トンネルを掘削する工法(表-4 参照)の試験・研究も実施した。

防止工事に採用された主な工法とその一般的な構造を紹介する。

○地表水排除工

地すべり地域に存在する地表水、又は地すべり地域に流入する地表水で地下に浸透する恐れのあるものは、地すべり地域外に速やかに導き、地すべりの誘発、又は助長を防止するために計画される。一般的には、暗渠工と併せて利用される。暗渠工は原則として地表より2~3mの地下に設置する。その1本の長さは20m程度とし、これより長くなる場合は、途中マスをつけて地下水を地表水路工に排出させる。(写真-17)

○しゃ水壁工

地すべり斜面に横断にしゃ水壁工を設けて、斜面内を流下する地下水をしゃ断して、地下水位を低下させるために用いられる。原理的には暗渠排水工と同一であるが、規模、配置等が異なる。特に同地すべり中央部の浅い地すべり防止には極めて有効な効果を発揮している。構造図-74に示す。(写真-18)

○横ボーリング工

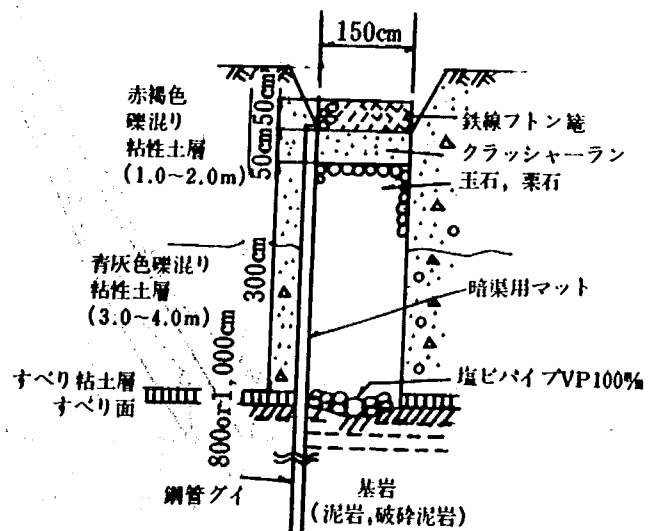
地すべり地域内及び周辺の深部にある地下水が脈

状に地すべり地域内に供給あるいは、流下している場合、又滑落崖の引張部の亀裂等に貯留されている地下水を排除をするために行なう。横ボーリングによる排水口径はφ66mm以上として、掘削後内部の湧水箇所付近にストレーナーのついた保孔管(新潟県では塩ビパイプを使用)を挿入する。横ボーリングの位置は、地下水検層によって求められた地下水流動面付近、地下深部のすべり面、上部側面の亀裂の底部を切って、さらに5~10m程度余分に掘削する。長さは60~80mが普通である。孔口の位置はなるべく安定な地盤に設け、1ヶ所から放射状に施工し孔口は、コンクリート張りか、蛇籠を用いて洗掘されぬよう保護する。

○集水井工

集水井工は地下水の分布が面的に広範囲な地すべり地内で、集中的な地下水排除を必要とする場合に用いられる。平坦な地形でも集水井を用いた場合には、水頭差が容易に得られる。集水井は横ボーリング工により、地下水排除を行なうのが主目的である。このため、集水井からの横ボーリングは地下水の分布に応じて、必要な方向、長さ、深度とするが、深さ方向には2段以上とするのが一般である。集水井を設置する場所は地すべり地域外の安定した斜面が理想的であるが、地すべり斜面内部に設置する場合はすべり面よりも浅い深度までの構造としなければ

図-74 しゃ水壁工の断面



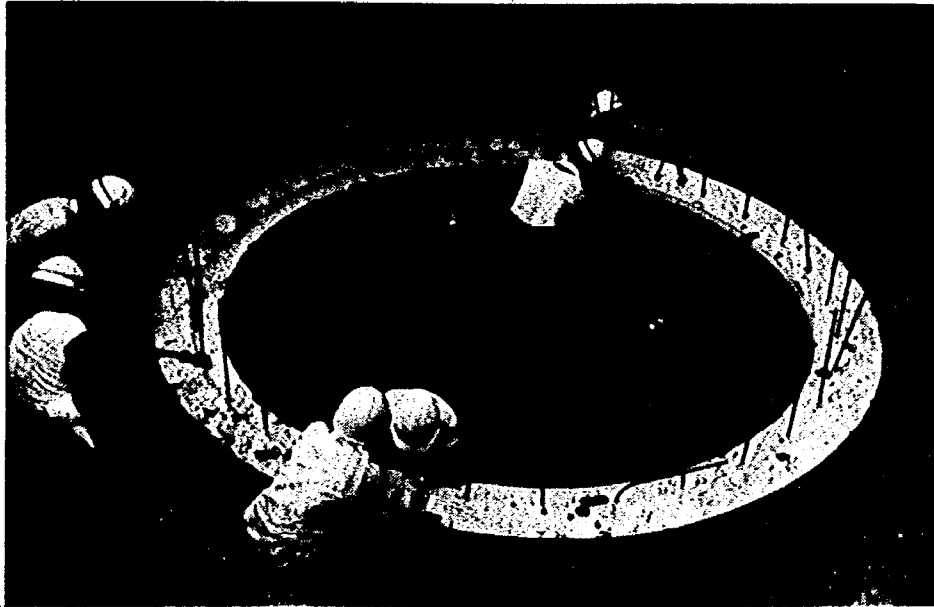


写真-22 集水井の組立(昭和54年撮影)

ならない。井戸の内径は横ボーリングの作業性から35m以上が良いとされている。集水井内に集められた水の排水方法は自然排水が一般的であるが、場合によっては、ポンプ揚水、サイフォン揚水も試みられている。(図-75、写真-22、23)

○杭打工

現在、一般的に用いられているのが杭押入工である。この方法は、移動土塊と不動地盤の間のくさびとして作用する。鋼管杭の径は318.5mmが一般に用いられている。現在活動中の地すべり地では、杭挿入工はなるべく避けた方が良く、断続的な運動をする場合には静止期に施工すべきである。杭の設置位置は

- ①地すべりブロックの中央部より下部
- ②すべり面の傾斜度が水平に近い位置
- ③移動層の厚さが十分厚い箇所とする。

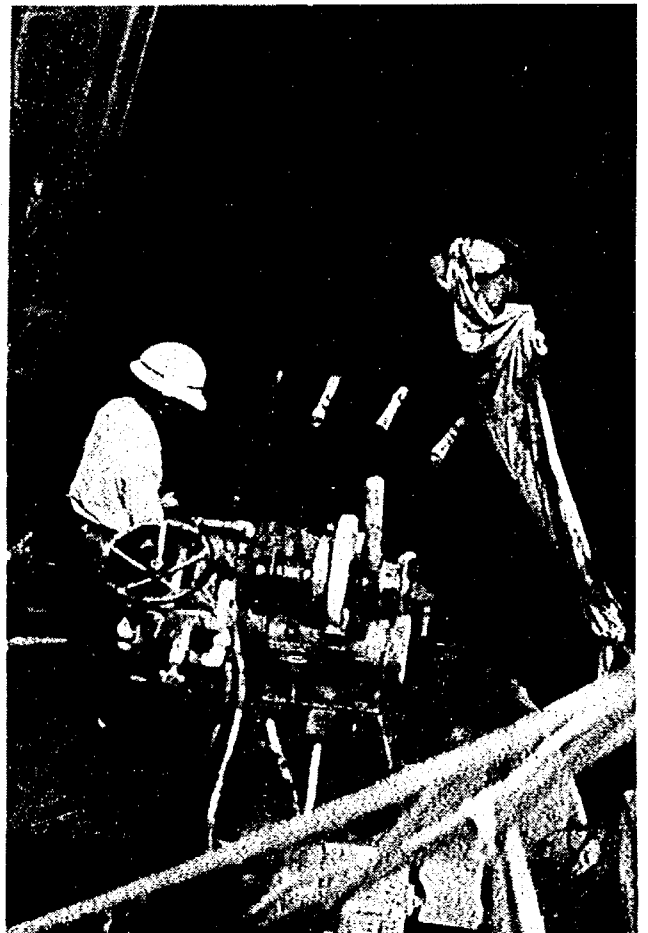
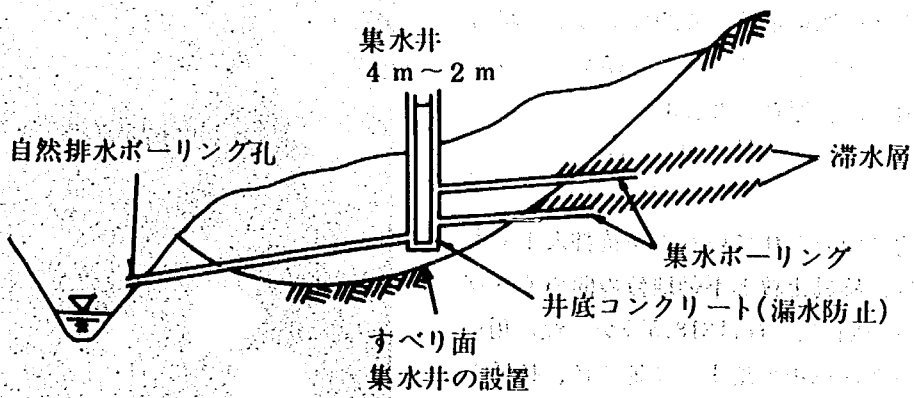
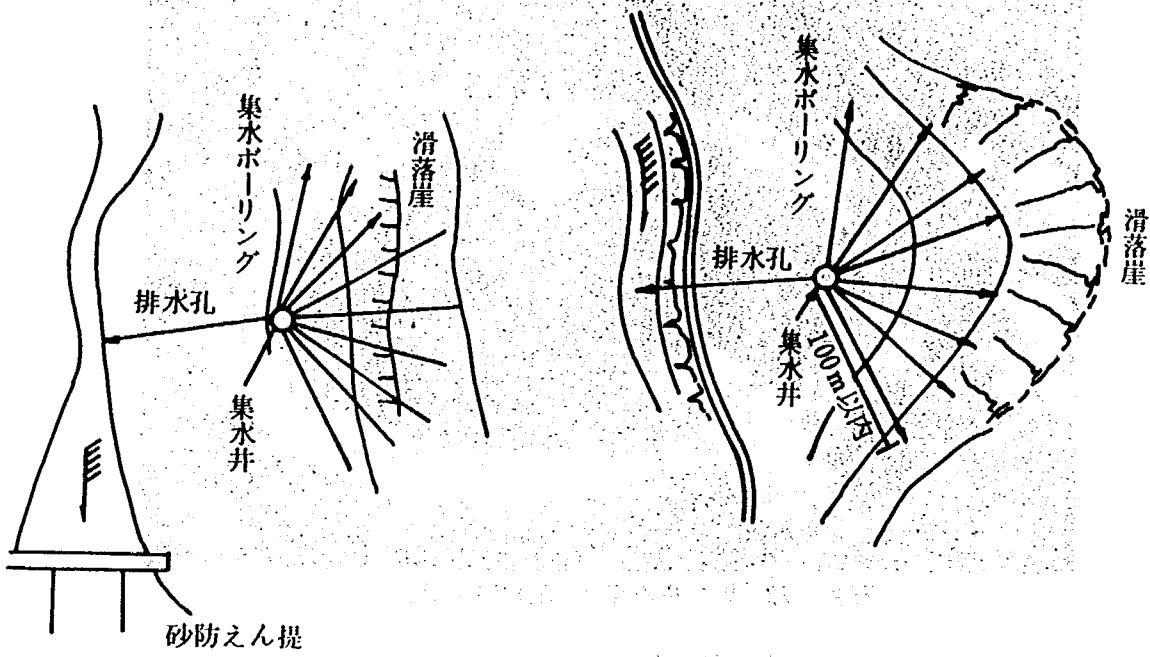


写真-23 集水ボーリング施工中(昭和54年撮影)

図-75 集水井工断面図



6、防止工事

防止工事の内容及び数量は表-10に示す。各ブロック毎の防止工事の基本的な考え方は次のごとくである。(第I・IIブロック)

この地すべりブロックは地すべり活動による移動層の攪乱並びに風化があまり進んでいない。又、他のブロックに比較してすべり面が深い。このため地表水排除工と横ボーリング工による地下水排除が主体となっている。No. IIブロックでは、地形的に横ボーリングの長さが長くなるため、集水井も併用している。

(第IIIブロック)

このブロックは比較的すべり層が薄く、移動が大きいため直接防止工事は計画しないが、上部の第1ブロックが安定すれば、第3ブロックも自然と安定した斜面となるものと考えられる。

(第IV、V、VI、VIIブロック)

このブロック群は移動量が大きく、移動層の風化による粘土化が極度に進んだ斜面である。しかしこれまでの調査結果により、移動層中の特に表層部の赤褐色粘土層中の地下水位変化が地すべり活動と密接な関係があると確認されている。このことから地

表水排除工並びにしゃ水壁工が主に採用されている。(第VIII、IX、Xブロック)

VIII、IX、Xブロックは移動量も上部のブロックに比較して、極めて小さく、すべり面までの深度もやや深くなっている。このため、水路工による地表水排除を行なうと共にブロックの圧縮部に杭打工にも対策が計画されている。

(第XI、XIIブロック)

現在ほとんど移動は認められないが、潜在的すべり面までは20m以上あり、ブロックの規模もかなり大きい。このため、水路工による地表水排除を計画すると共に、集水井による地下水排除工が計画する。又、第XIIブロックの舌端斜面は大熊川の洗掘により局部的な崩壊を起している。この局部的な崩壊が拡大すると現在ほぼ安定している第XIIブロックが全面的に再活動する活動する危険が考慮される。このため、第XIIブロックの末端洗掘が原因となって発生している局部崩壊を抑止するために、大熊川に砂防ダムを築設し、河床を上昇させることにより斜面末端の押え盛土効果と洗掘防止を図っている。

表-10

年度	工 種	規 格	数 量	備 考
昭和 39	平 面 測 量			
40	地 形 測 量 調査コアボーリング 調査コアボーリング 調査チェックボーリング 横孔ボーリング 地 形 測 量	9孔 1孔 1孔 4孔	675m ² 135m 15m 10m 200m 67.5m ²	
42	調査コアボーリング 調査チェックボーリング	3孔 3孔	90m 30m	
43	井 筒 工 排水ボーリング コアボーリング 調査チェックボーリング	(H=15m, φ=3.5m) (ライナプレート) 65m×2孔 3孔 3孔	1 基 130m 90m 30m	
44	水 路 工 暗渠工 横孔ボーリング	φ=500% 23孔	47m 43m 1150m	
45	集水井 排水ボーリング 杭 打 工 調査コアボーリング	24孔 (H=15m, φ=3.5m) 2孔 (φ=318.5%, t=6.9%) (ℓ=20m, L=100m) 8孔	1200m 115m 50本 162m	

46	調査コアボーリング 杭打工	5孔 ($\phi = 318.5\text{mm}$, $t = 6.9\text{mm}$) ($\ell = 20\text{m}$, $L = 106\text{m}$)	140m 53本	
47	杭打工 調査コアボーリング 片法枠工	($\phi = 318.5\text{mm}$, $t = 6.9\text{mm}$) 12孔 (I)型	66本 335m 4基	
48	杭打工 調査コアボーリング	($\phi = 318.5\text{mm}$, $t = 6.9\text{mm}$) 11孔	50本 11孔	
49	井筒ボーリング工 集水ボ一リ 排水ボ一リ 横孔ボ一リ 水路工	($\phi = 3.4\text{m}$, $H = 12\text{m}$) 22孔 2孔 ($\phi = 3.4\text{m}$, $H = 6\text{m}$) ($\phi = 3.4\text{m}$, $H = 8\text{m}$) 6孔	1基 1100m 112m 2基 1基 300m 59.6m	
50	集水ボ一リ 排水ボ一リ 暗水路工	3孔	150m 206m 260m 150m	第VIブロック地内 第VIブロック地内
51	しゅんせつ 排水壁工 杭打工		55m 49m 26本 90m	第VIブロック地内
52	しゅんせつ 水路壁工 水路固工		65m 139m 110m 1基	
53	しゅんせつ 水路壁工 水路固工 ノンコアボーリング		95m 107m 12m 30m	第VIブロック地内 第VIブロック地内 補修
54	集水ボ一リ 排水ボ一リ 暗水路工	$\phi = 66\text{mm}$, VP40, 24孔 $\phi = 3.0\text{m}$, $H = 11.0\text{m}$ "	1200m 115m 1基 150m 80m	第VIブロック地内 集水井内のボーリング

7、防止工事の効果

表一10に示すごとく主に地下水排除工を主体とした地すべり防止工事を実施しているものであるが、これら地すべり防止工事の効果判定調査を昭和50年度より実施している。効果判定調査として、現在猿供養寺地すべり全域の三角測量による移動量調査及び移動計とによる移動量調査と間隙水圧計による地下水水位調査を実施している。

この効果判定調査結果では、斜面全体の移動量は防止工事の進捗に伴い、大巾に減少してかなり安定化してきている。特に試験斜面である第VIブロッ

クでは、昭和49年から順次水路工、暗きよ工、しゃ水壁工、横ボーリング工が施工された。この結果防止工事施工前には年間2~3mの移動を示していたが、昭和52年12月以降ほとんど停止した。この間の斜面内部間隙水圧変化は図-48に示すごとくであり、ピーク値が明瞭に低下している。すべり面粘土のC、 ϕ をC=0、 $\phi=18^\circ$ で安定解析すると表一11のようになり、地すべり斜面が安定側になることがわかる。このことから第VIブロックでの防止工事が極めて有効であったといえよう。

表一11 猿供養寺地すべりの安定解析(第VIブロック)

試験機 セン断スピード		簡易ヤンプー法による安定計算			簡易スライス による計算
		リング・直接 10^{-3} mm/min	リング・直接	三軸 0.1%/min	リング・直接
粘着力C 内部摩擦角 ϕ		t/m ² 0 18°	0 18°	0.1 14° 40'	0 18°
地 下 水 位	地表まで	F. S. 0.845			F. S. 0.794
	地表面 下1m	F. S. 1.07	F. S. 1.007		1.020
	測定して いる間隙 水圧		F. S. 1.03		
備 考		平均強度採用 16.7+19.372	引 張 部 間隙水圧のデータは、引張部、 圧縮部設置のみ採用した。	圧 縮 部	

S52.12. 移動0

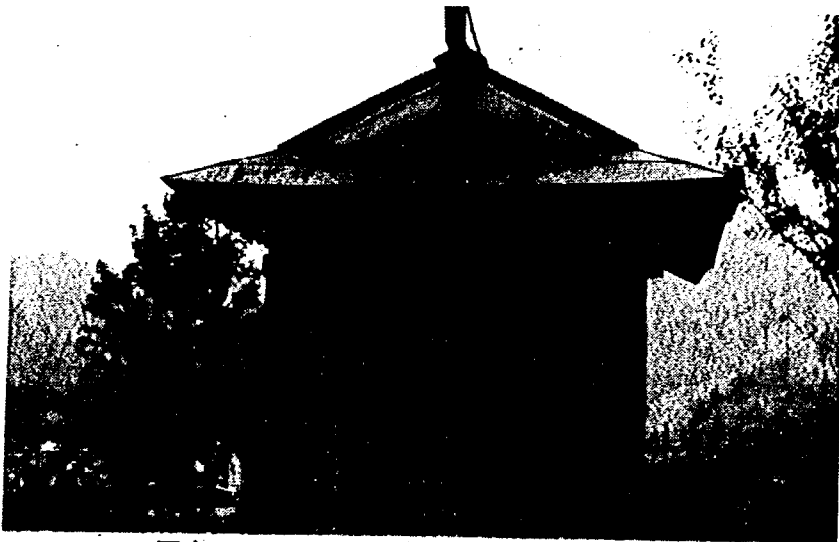
防止工事と安全率の変化(ヤンプー法)

間隙水圧 (kg/cm ²)	S50.12~S51.1 間隙水圧ピーク値採用		S51.12~S52.1 間隙水圧ピーク値採用		S52.12~S53.1 間隙水圧ピーク値採用		地下水水位 地表面下1m	
	引 張 部	圧 縮 部	引 張 部	圧 縮 部	引 張 部	圧 縮 部		
	0.24	0.87	0.24	0.80	0.24	0.52		
安全率 F.S.	0.87		0.95		1.03		1.007	
移動量 cm	57		6.0		0		0	
C (t/m ²) ϕ (°)	0 18°	0.1 14°40'	0 18°	0.1 14°40'	0 18°	0.1 14°40'	0 18°	0 14°40'
備 考	S50.10.18 開暗渠排水工事 S51.3.31		S51.9.5 しゃ水壁工事 S52.3.31		S52.6.15 しゃ水壁工事 S52.10.23			

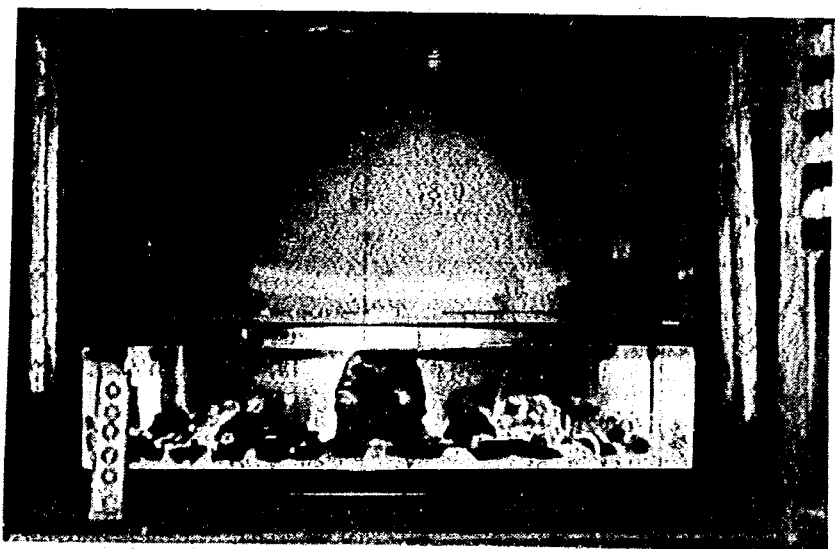
8、地すべりと人柱

昔から橋の流出をふせぐため人柱となった話しはよく聞くが、地すべりの人柱の話しはまれである。これは本当にあった話しとして語りつがれ、また、その現場よりそれと思われる人骨が発見され、その周辺に宋銭という当事の古銭がそなえられてあり、これが生々しい事実であることがわかったのである。その話しというのは、今をさかのぼる800年も昔、新潟県（全国的に一番地すべりの多い所とされている）の中頸城郡板倉町寺野地区に現在の猿供養寺集落があり、次のような話しが村人達に伝えられている。当時、この地方は山寺三千坊と言ひ、沢山の寺が建立され、栄えたところであるが、何度も何度も起きた地すべりで寺や家や田畑までも次々と壊され、悲

惨を極め困り果てておった。そんなおり、旅僧が村の入口を通りかかり、宇婆ヶ池（黒倉山頂に宇婆神社あり）のほとりで、大蛇どもが「栗の杭木で48夕タキをし、生きた人を人柱にすれば地すべりはおさまる。」と話しているのを聞いた。僧が集落へ入るとその惨状にびっくりし、たまりかねてその話しを村人達にしたところ、さっそく村総出で夕タキを始めた。仕事は順調に進んだが、かんじんの人柱はなかなか見つからず困っておった。そのとき僧は、「7月17日を我が命日としてくれ。」と言ひ残し、自ら人柱になったという。それ以後、旅僧の霊を慰めるため、その地にお堂と供養塔を建てて毎年7月17日にていねいな供養を行なっているという。



写真—24 人柱供養堂（昭和55年撮影）



写真—25 発掘されて祭られた人柱（昭和55年撮影）

参 考 文 献

- 猿供養寺地すべり調査報告書資料編
土木研究所資料第1249号 S53.3
- 猿供養寺地すべり調査
砂防事業調査費報告書 S45~54
- 猿供養寺地すべり
S48、10
土木研究所新潟試験所
- 地すべり災害記録写真集
土木研究所資料第 889号 S48・11
- Sarukuyoji Land slide S52
Niigata - Experimental - Laboratory
- 雪の地すべりに与える影響について
地すべりVol.10、№1、1973 中村浩之、白石吉信
- 薄い粘土層を挟んだすべり面セン断強度
地すべりVol.7、№4、1970 中村浩之
- 伸縮計観測よりみた猿供養寺地すべり運動特性
地すべりVol.9、№2 1972 中村浩之
- 粘性土を主体とした地すべりの地下水
および間隙水圧の測定例
地すべり Vol.7、№1 1970中村、近藤、白石(一)
地すべりの運動特性に関する実験
土木技術資料 Vol.7、 №8 1975
大久保、近藤、白石(吉)
- 猿供養寺地すべりを例としたすべり面調査結果
土木技術資料Vo1.2-2 中村、近藤、白石(一)
- 浅い地すべりの地下水排除工の考え方 S53、11
第17回地すべり学会研究発表会 近藤政司
- すべり面粘土のセン断試験
第17回地すべり学会研究発表会 中村、清水
- 猿供養寺地すべりの運動形態について S54、5
地すべり学会新潟支部シンポジウム 白石(一)
- 猿供養寺地すべりの沈下現象について S54、11
第18回地すべり学会研究発表会
五十嵐、白石(一)、福井
- 新潟試験所20年のあゆみ S55、5
建設省 土木研究所
土質力学 技報堂
山口柏樹
- 土質試験法 土質工学会
- 土質調査法 土質工学会
- 猿供養寺地すべり地質調査報告書 S48、S54
新潟県砂防課
- すべり調査総括書I(地すべりと地質構造の関係)
S53、7 新潟県治山課
- 地すべり・斜面崩壊の実態と対策
山田、渡、小橋、山海堂
- 地すべり斜面崩壊の調査、解析、防止工法
地すべり対策研究会 経営開発センター
けんせつほくりく S55、9 建設省北陸地方建設局

猿 供 養 寺 地 す べ り 調 査 報 告 書

土研資料第1770号
マイクロフィルム第 号
昭和57年3月(1982)
著者名 新潟試験所

キイワード

要旨 地すべり現象は多くの自然要因が複雑に作用して発生するためその発生機構の解明と同時に調査方法をはじめ、合理的な対策工法を早急に確立する必要がある。

新潟試験所では、昭和35年より北陸地方に分布する第三紀層地すべりのモデル試験地として猿供養寺地すべりを選定し、地すべり現象の移動を主とする総合的長期観測を中心に有効な調査方法と的確な対策工法の決定を目的にこれまで数多くの調査、観測を実施してきた。

本報告書は既往の調査成果をとりまとめたものである。

郵便はがき

四〇円切手
を
は
っ
て
下
さ
い

9 4 4 - □ □

建設省土木研究所
新潟試験所御中

新潟県新井市錦町二丁目六番八号

No. 4

土木研究所資料第1770号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印