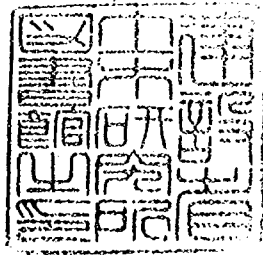


土木研究所資料

猿供養寺地すべりの移動特性について



平成2年3月

建設省土木研究所
新潟試験所

「Copyright © (1990) by P.W.R.I.

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

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

猿供養寺地すべりの移動特性について

新潟試験所

要 旨

本報告書は、猿供養寺地すべりにおける地すべり動態観測データの中から移動について取り上げ、地すべり移動特性について検討したものである。

キーワード：地すべり移動観測，地すべり移動特性

猿供養寺地すべりの移動特性について

まえがき

地すべりは、多くの素因誘因が複雑に作用して発生している。地すべりの素因による分類としては、小出が分類した第三紀層地すべり、破碎帯地すべり、温泉地すべりがある。土木研究所では、これらの地すべりタイプの調査方法および防止工法のマニュアル化を行うことを目的として、全国各地に地すべりモデル地を選定し地すべり状況調査を行っている。猿供養寺地すべり（新潟県中頸城郡板倉町）は、これらの調査の一環として、新第三紀層黒色泥岩地帯に分布する老年型（渡の分類による）のモデル地として調査を実施してきたものである。調査は、昭和35年度から実施され、地質調査、地すべり移動調査、すべり面調査、土質試験調査、地下水調査、地すべり防止工法の試験調査等が行われてきた。これらの試験調査は、昭和35年度から49年度までのものについては、地すべり発生機構と移動機構について解析し、土木研究所資料第1770号猿供養寺地すべり調査報告書に、また、昭和50年度から62年度までのものについては、地すべり防止施設の効果判定について解析し、土木研究所資料第2614号猿供養寺地すべり調査報告書（Ⅱ）にそれぞれまとめられている。

本報告書では、これまでの調査観測データの中から地すべり移動の状況について取り上げ、猿供養寺地すべりの移動特性について検討し、まとめたものである。

平成2年3月

目 次

1. 猿供養寺地すべりの概要	1
2. 猿供養寺地すべりの調査経緯	3
3. 地すべり移動観測	4
3.1 移動杭による移動量の観測	4
3.2 クリープウェルによる移動量の観測	9
3.3 伸縮計による移動量の観測	11
3.4 移動計による移動量の観測	12
4. 間隙水圧の観測	14
5. 地すべり移動特性	23
5.1 移動量の月別変化	23
5.2 降雨量と移動量との関係	31
5.3 積雪深と移動量との関係	34
5.4 地すべり移動特性の検討	36
6. 防止工事	47
6.1 防止工事の進捗と移動の経年変化	47
6.2 防止工事の効果の検討	48
7. 結論	59
8. あとがき	60
参考文献	60

1. 猿供養寺地すべりの概要^{1), 2)}

猿供養寺地すべりは、新潟県中頸城郡板倉町に位置し、新潟試験所の所在地である新井市より南東に13.5km離れた丈ヶ山(571.6m)の南西斜面にある(図-1)。本地すべりは、黒色泥岩にシソ輝石安山岩の貫入している丈ヶ山周辺に分布する地すべりの一つであり、図-2に示す地すべりブロックから成る。すなわち、中央部の不動地によって東部と西部に分離され、主な移動地の面積は24haであり、現在安定している旧地すべり地を含めると43.2haに達する。

地すべり災害の記録にはかなり古いものがあり、800年前に地すべりを鎮めるために人柱となった旅の僧がいたという伝説が残っている。その遺骸は、昭和12年に発掘された。本地すべりの最上部は、明治30年頃に崩壊形地すべりが拡大したものである。また、IV~VIIブロックは、大正12年の関東大震災を契機として動きが活発化し、昭和18年頃からは、末端部の一部も緩慢な動きを示すようになった。その後、東部ブロックにおいては、昭和27年度に地すべり防止工事が実施され、一時小康状態を保っていたものの、再び移動が活発化し、昭和37年度から災害復旧工事が実施された。その結果、現在では安定した斜面となっている。一方、西部ブロックにおいては、昭和50年度から地下水排除工を主体とした地すべり防止工事が施工されている。

新潟試験所では、昭和35年度から北陸地方に分布する第三紀層地すべりのモデル

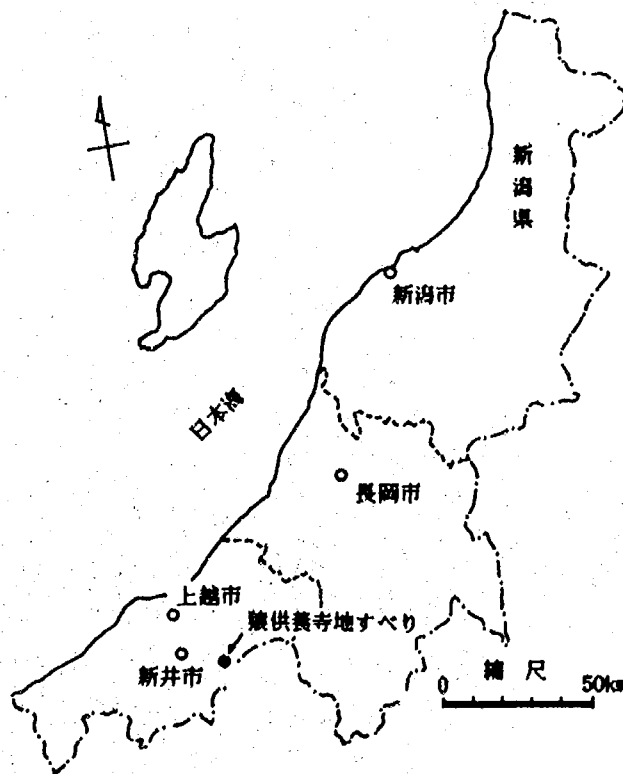


図-1 位置図

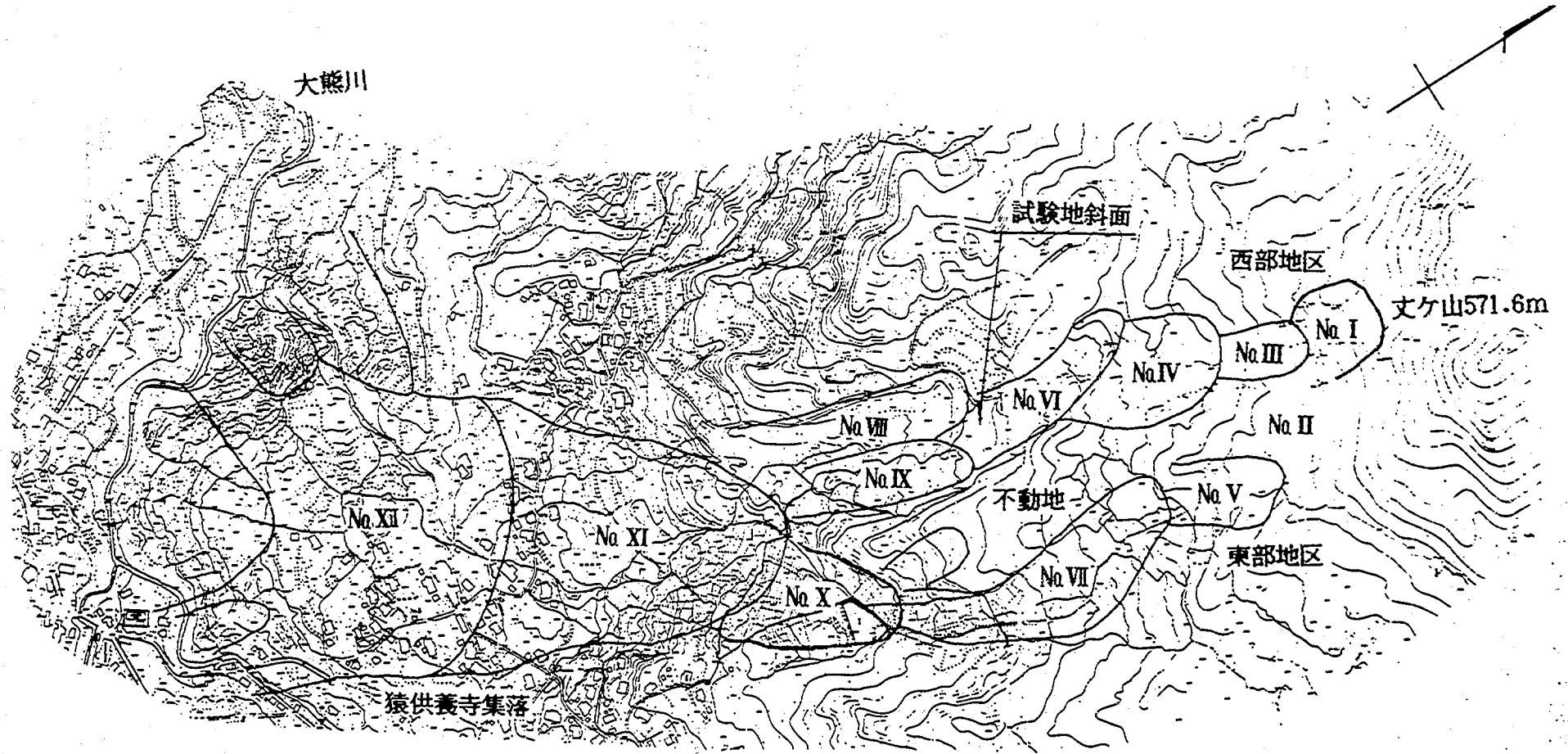


図-2 地すべりブロック

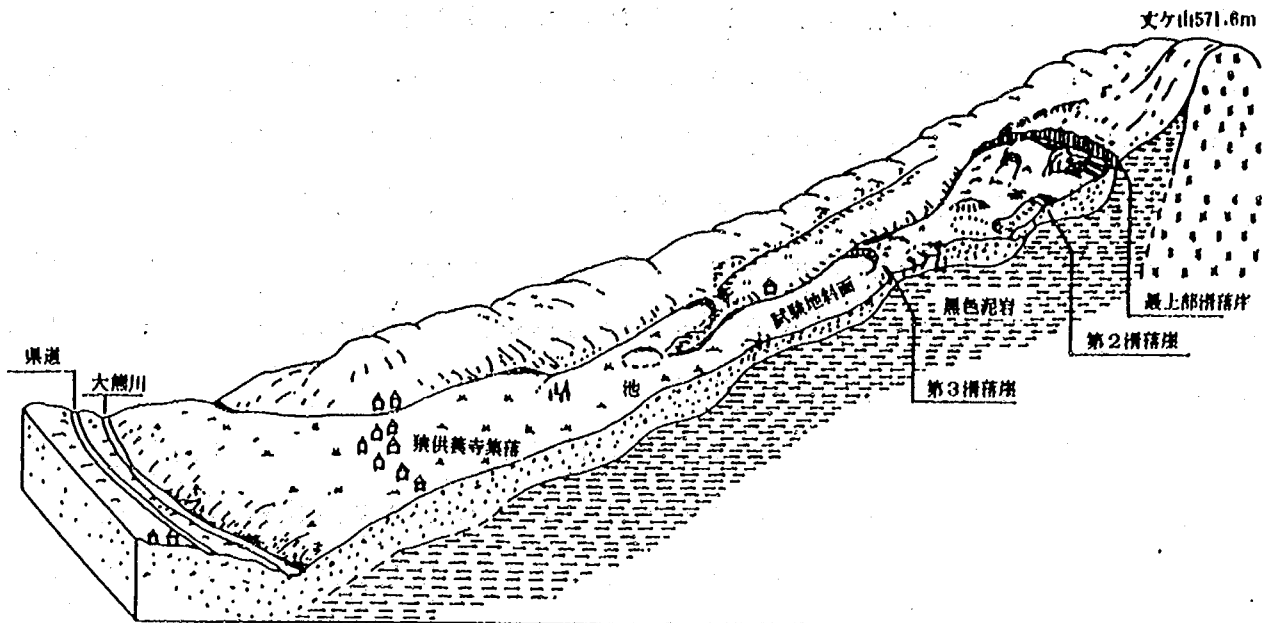


図-3 猿供養寺地すべり

として猿供養寺地すべりを選定し、西部ブロックにおいて地すべりの長期動態観測を実施している。西部ブロックは、丈ヶ山より猿供養寺集落を経て、大熊川に達する長さ約1.5km、高低差約260mの区域である(図-3)。移動層の厚さは約4~15m内外であり、その平均は約7mである。また、地すべり地の幅は、約50~100mである。すべり面は風化泥岩上面にあり、約2~5cm程度のすべり面粘土を挟在している。移動層は、泥岩を母岩とする粘性土から成り、シソ輝石安山岩の亜角礫の混入がみられる。地すべりの形態としては、頭部では壮年型の孤状すべりであり、下部は、老年型の流動状すべりと考えられている。

2. 猿供養寺地すべりの調査経緯

猿供養寺地すべりは以下に示す条件を備えていることから、新潟試験所が昭和35年4月からわが国で初めて、地すべりの長期動態観測を開始した地すべり試験地である。

- ① 地すべり移動が大きく、かつ断続的に発生することから、地すべり移動機構の解明、新工法および調査手法の開発応用試験が、繰り返し実施できる。
- ② すべり面深度が10m内外であるため、テストピットによる土質試験のための試料採取が容易である。
- ③ 交通が、比較的便利である。
- ④ 将来、調査試験結果に基づいた地すべり防止工事が実施され、その効果判定

をすることができる見通しがある。

表-1には、新潟試験所が実施してきた調査試験を示した。

調査を開始した昭和30年代後半では、地すべり発生機構を解明するために現地踏査および地すべり現象の実態を把握するための調査観測が実施された。主な調査としては、移動杭および伸縮計による移動観測、地下水位観測等である。また、地すべり調査法および防止工法の開発改良としては、無機類薬品による地下水水質測定要領の作成、自然放射能による地すべり機構解析、水温変化による地下水検層法の開発、H型鋼杭の強度試験等がある。

昭和40年代の調査としては、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手法の開発、すべり面を判定するパイプヒズミ計の実用化等の開発改良がある。以上の調査観測結果からは、地すべり発生機構を解明するための調査方法の提案および猿供養寺地すべりの土質特性が明らかとなった。また、昭和49年には、猿供養寺地すべりの発生機構を基にした大型地すべり発生装置が完成された。

昭和50年代は、新潟県により地下水排除を主体とした地すべり防止工事が実施され、地すべり移動量がほとんど認められなくなった。新潟試験所の調査では、この地下水排除施設の効果判定を行うために、多数の間隙水圧計を地すべり斜面に埋設し間隙水圧の観測が実施されている。

昭和60年代は、地下水排除施設の効果についてまとめ、試験地斜面の調査を終了した。そして、調査斜面は、頭部ブロックに移され、貫入岩による地すべりの発生機構の解明とその調査法の提案を目的として調査が実施されている。

3. 地すべり移動観測^{3), 4)}

猿供養寺地すべりでは、地すべりの移動特性を明らかにするために、図-2に示した試験地斜面において、以下に示す方法により地すべりの移動観測を実施してきた。

- ① 移動杭による移動量の観測
- ② クリープウェルによる移動量の観測
- ③ 伸縮計による移動量の観測
- ④ 移動計による移動量の観測

3.1 移動杭による移動量の観測

地すべり移動層が、平面的にどのような移動をしているかについて調べたものである。

表-1 猿供養寺地すべり調査試験一覧表

地すべり調査	年 度																												
	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63
1. 地形地質調査																													
1-1 ボーリング調査																													
1-2 弾性波探査																													
1-3 自然放射能測定																													
2. 地すべり運動調査																													
2-1 移動杭による移動量調査																													
2-2 クリープウェルによる移動量調査																													
2-3 伸縮計による移動量調査																													
2-4 移動計による移動量調査																													
2-5 傾斜計の観測																													
3. すべり面調査																													
3-1 スウェーデン式サウンディングによる調査																													
3-2 パイプヒズミ計による調査																													
4. 土質試験																													
5. 地下水調査																													
5-1 地下水位観測																													
5-2 間隙水圧観測																													
5-3 水質調査																													
5-4 地下水追跡																													
6. 各種試験調査																													
6-1 大口径鋼管杭の土圧測定																													
6-2 H型鋼杭の強度試験																													
6-3 排水隧道に関する調査																													
6-4 ホリゾンタルオーガー性能試験																													
6-5 水温変化による地下水検層																													
6-6 ライナープレートを用いた集水井の実用化試験																													
7. 気象観測																													

(1) 観測方法

観測方法は、試験地斜面に木グイ（10cm×10cm×150cm）を打設し、側面の不動地に設けた定点から三角測量により移動量を求めるものである。この方法は、現地において直接的に移動状況を肉眼で観察できる利点がある。

(2) 観測結果

図-4(a)、(b)、(c)には、昭和41年8月から昭和42年4月までの観測結果を示した。図-4(c)の昭和42年4月の観測結果では、地すべり地を横断するように直線状に配置したクイが、地すべり境界で明瞭に食い違っていることが分かる。

図-5には、昭和49年9月から昭和50年6月までの観測結果を移動ベクトルで示した。移動方向は、ほぼ地形に沿っていることが分かる。試験地斜面は、頭部に滑落崖を形成しているが、頭部左岸側で上部ブロックとつながっており、試験地斜面に上部のIVブロックから移動土塊が流入していることが分かる。また、試験地斜面頭部付近は、移動が小さくなっている。これは、テンションゾーンとなっているためと考えられる。

図-6は、図-5のB-B'の横断面図とその移動量の分布図である。地表面は、

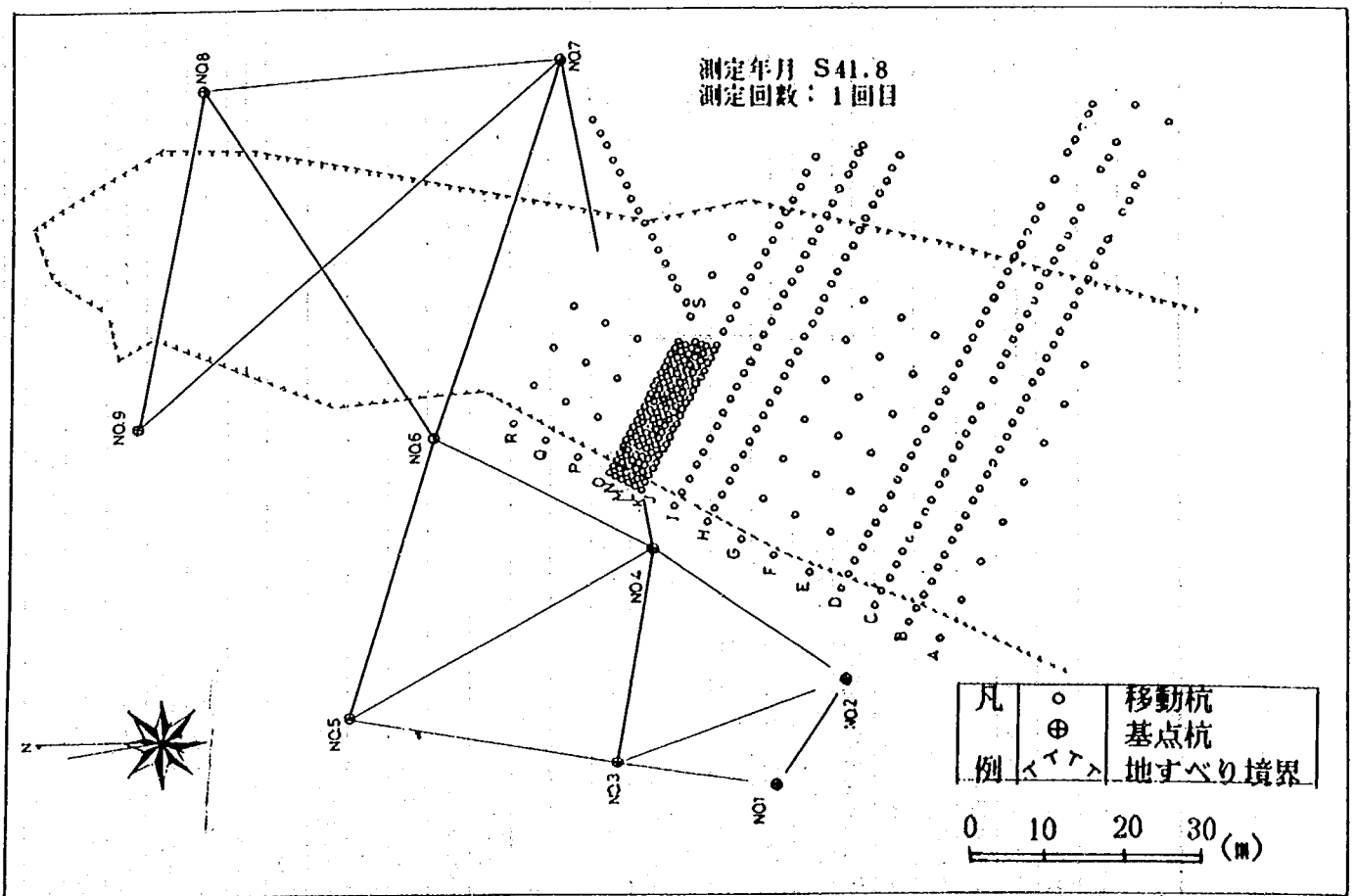


図-4(a) 移動杭変動量図

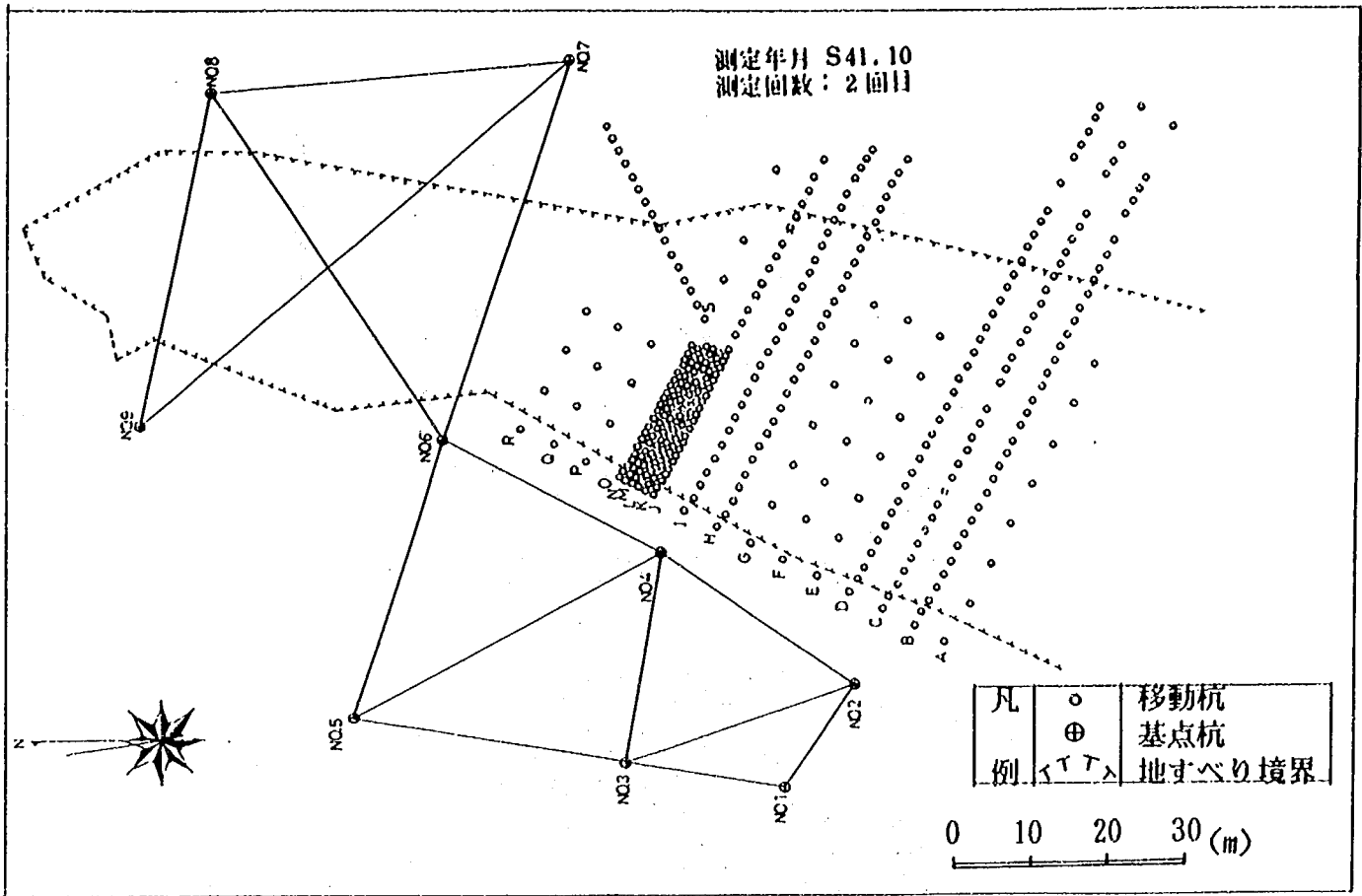


図 - 4 (b) 移動杭変動量図

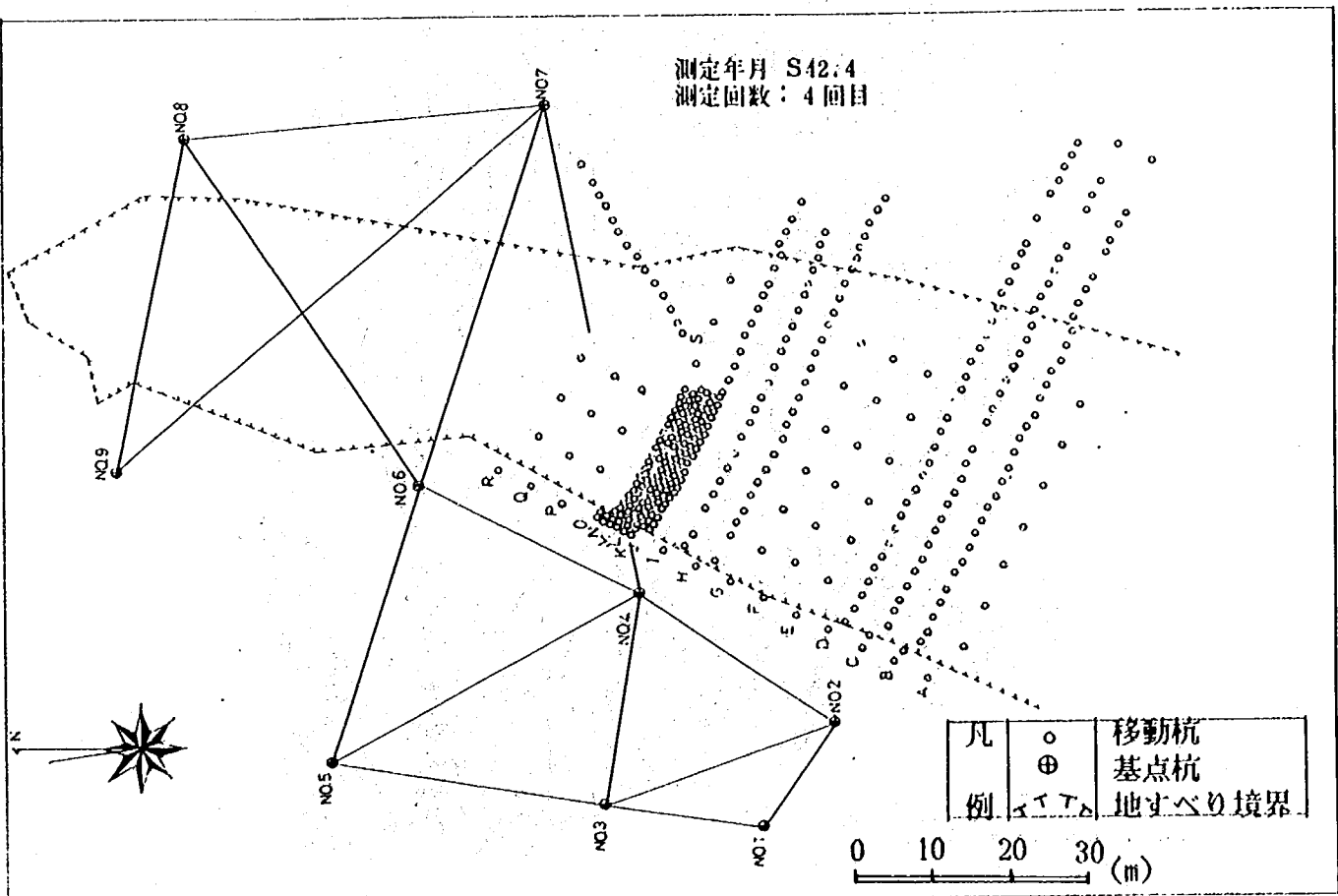


図 - 4 (c) 移動杭変動量図

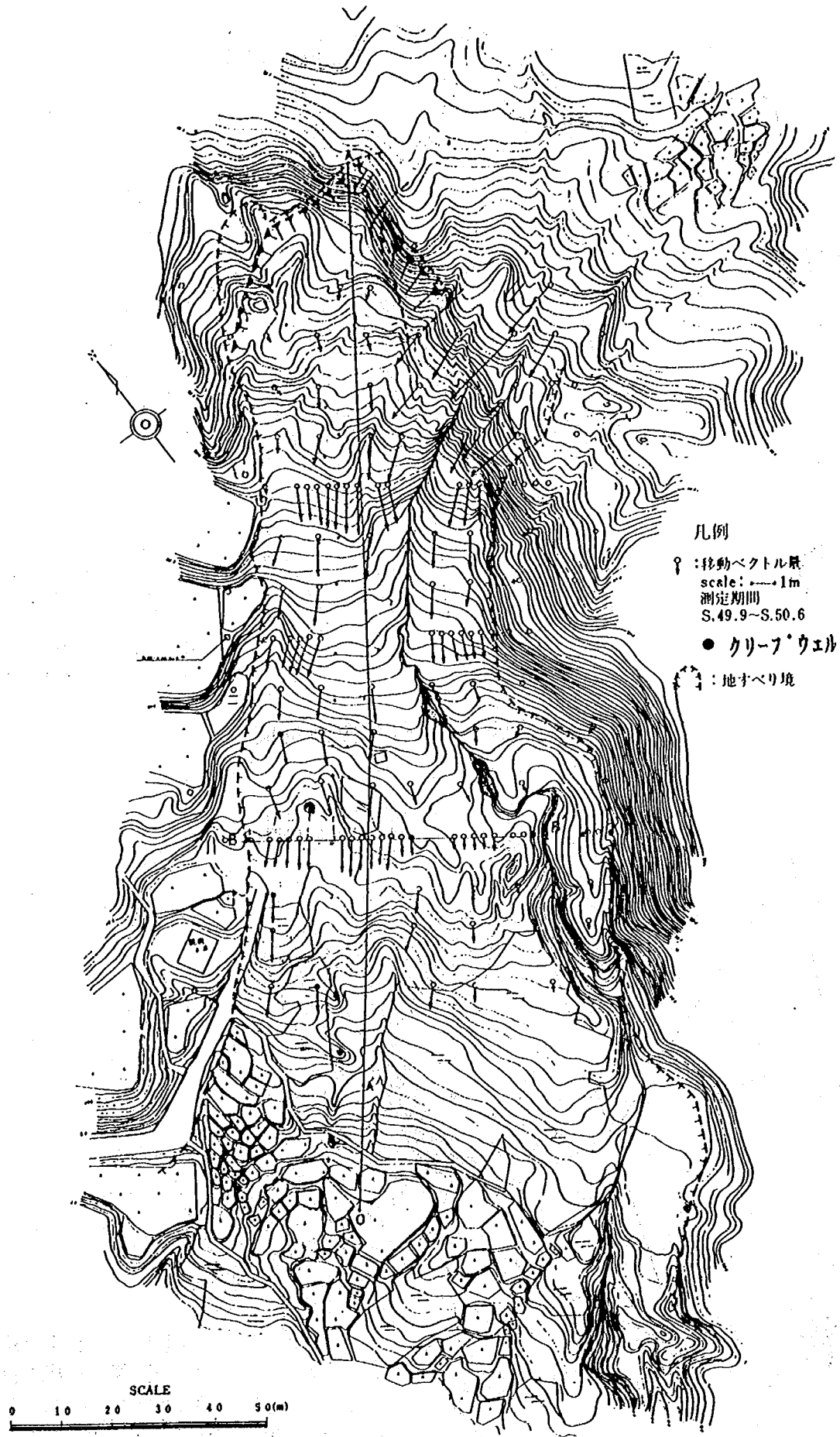


図-5 移動ベクトル

B'側の方が若干高くなっている。また、すべり面は、ほぼ地表面に沿っており、移動層の厚さは、ほぼ一定となっている。移動量の分布は、B側で大きく、B'側では小さい。また、B側から斜面中央部にかけては、中央部が若干大きくなっている。斜面中央部からB'側にかけて移動が小さくなっているのは、図-5によれば、地すべり斜面の幅が頭部付近で狭かったものが、中央部付近で急に広がったことによると考えられる。

図-7は、図-5に示したA-A'の縦断面図とその移動量の分布図である。地表面は、ほぼ一定勾配となっている。また、すべり面は水平距離60~140mまではほぼ地表面に沿っており、150mから頭部にかけてはイス型を呈している。移動量の分布は水平距離150mで一番大きく、上部および下部へと段々小さくなっており、上部はテンションゾーンであり、下部はコンプレッションゾーンとなっていることが分かる。

以上のことから、試験地斜面の平面的な移動は、流動的な移動をしていることが分かった。すなわち、移動土塊は、試験地斜面頭部左岸側から流入し、試験地斜面の上部では横断的には両側面で移動が若干小さく中央部で大きい移動形態をとり、中、下部では、試験地斜面の右岸側に沿って移動するというものである。また、試験地斜面頭部と左岸側の急に地すべりの幅が広がっている部分では、ちょうど川の流れが淀んでいる部分に相当しているように考えられる。

3.2 クリープウェルによる移動量の観測

地すべり移動層が、鉛直方向でどのように移動をしているかを調べたものである。

(1) 観測方法

観測方法は、図-8(a)に示したように、直径1.5m、深さ6mのウェルを、図-5に示した試験地斜面中央部のコンプレッションゾーンに設置し観測するものである。その際は、ウェル側壁にはライナープレートを用い、図-8(b)に示すようにライナープレートの縦方向の連結をすべて省いた（これをクリープウェルと言う）。また、ライナープレートの幅は、すべり面付近の1m区間については、幅10cmのものを、他の区間については50cmのものをそれぞれ用いた。そして、ライナープレートの接点には傾斜計を取付け、各ライナープレート間の変位を観測した。

(2) 観測結果

図-8(a)には、クリープウェルによる移動量の観測結果を示した。ずれを生じたライナープレートは、すべり面から上の50cm区間のみであり、他の区間は全くずれを生じていない。この地表面下4.3~4.8m区間の厚さ50cmのずれについては、すべり

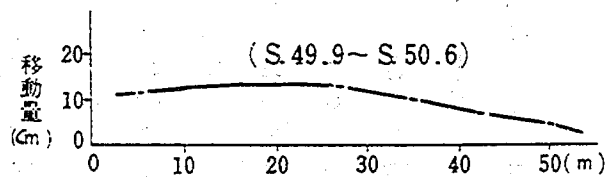
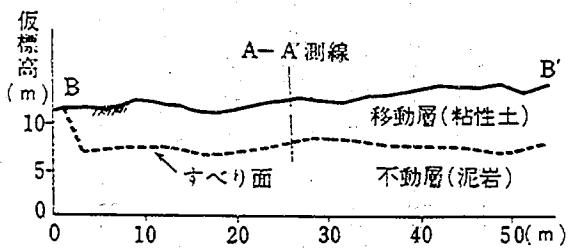
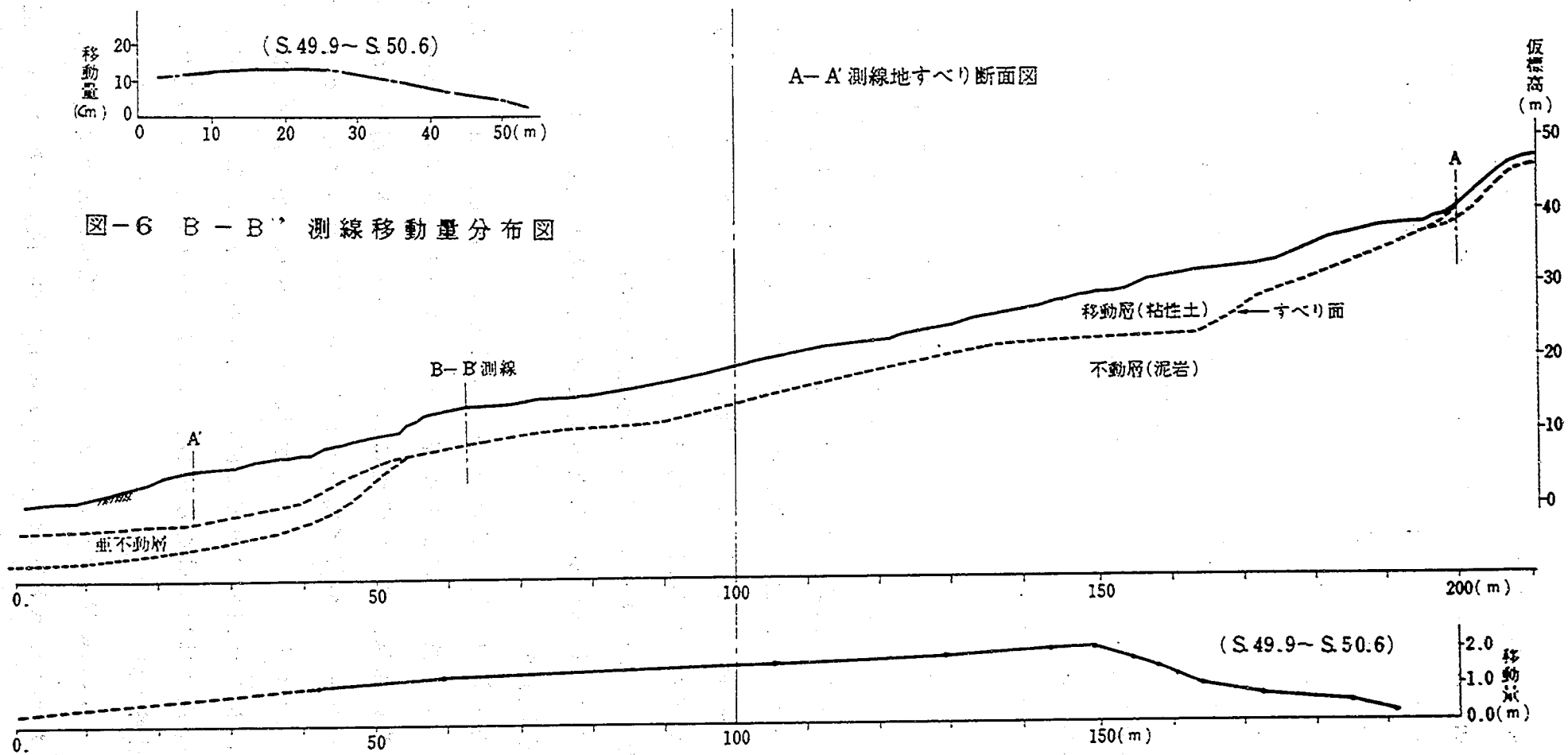


図-6 B-B' 測線移動量分布図



A-A' 測線地すべり断面図

図-7 A-A' 測線移動量分布図

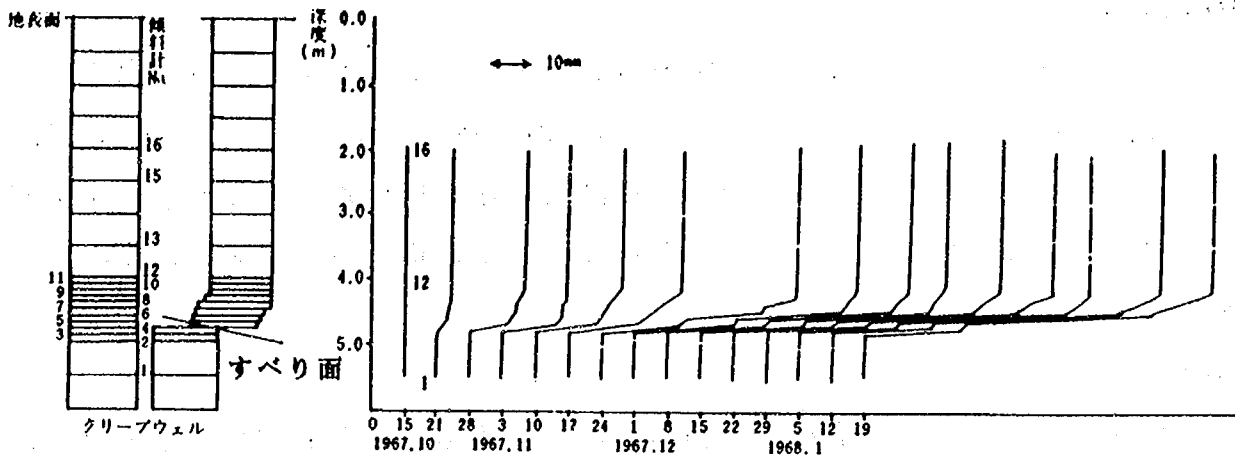


図-8(a) クリープウェルによる移動量観測結果

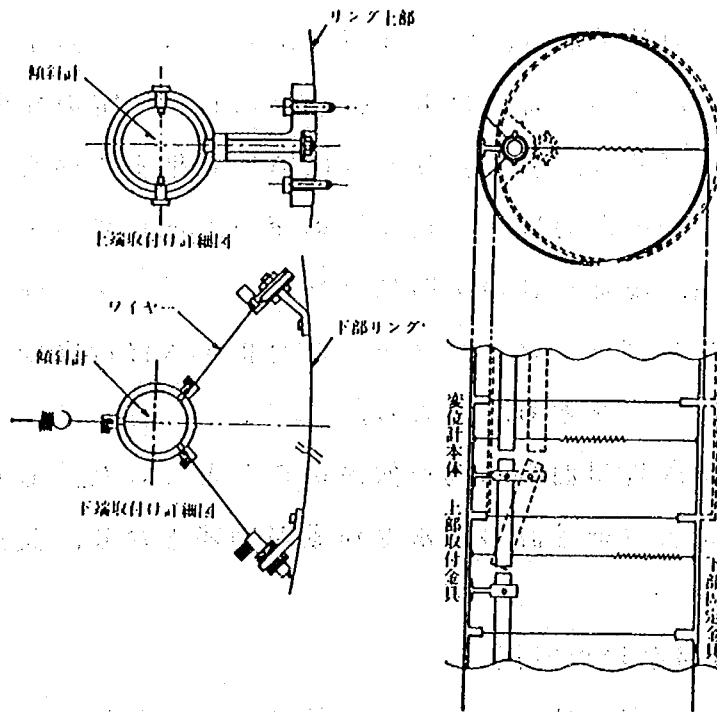


図-8(b) クリープウェル構造図

面が約12度傾斜しているところにクリープウェルを鉛直方向に設置したため、その影響が出たことによると思われる。実際のすべり領域は、2~5cmの極めて薄いものであった。

以上のことから、本地すべりの移動層内の鉛直方向の移動速度は、等速度であることが分かった。この結果は、グイ工の設計に生かされている。

3.3 伸縮計による移動量の観測

地すべり斜面縦断方向の移動分布は、移動グイの観測結果で明らかとなった。伸

縮計による移動量の観測では、地すべり斜面縦断方向の移動形態と地すべり移動の経時的变化を明らかにするために実施した。

(1)観測方法

伸縮計は、図-9に示すように試験地斜面の上限の不動地からから下限までの約250m区間に25台配置した。また、本地すべり地は積雪地にあるため、年間を通して観測するためには、図-10に示す伸縮計の設置方法を用いた。すなわち、インバー線は積雪の影響を受けないようにするために、土中に塩ビパイプを埋設し、その中を通した。

(2)観測結果

図-11(a)、(b)、(c)、(d)には、伸縮計による移動量の観測結果を示した。No 1、2、3は、ほとんど変動を示さない。これは、不動地であることを示している。No 4の伸縮計は、試験地斜面の最上部で陥没地形を呈したクラックを挟んで設置されている。No 4～6までの伸縮計は、常に伸びを示している。No 7～11の間では、全体として圧縮の傾向を示すが、時には引っ張りを示し、一定の傾向を示さない。したがって、No 7～11の区間は、引っ張りから圧縮に変化する移行区間と判断される。これに対して、No 12～25の区間は、明瞭な圧縮傾向を示している。したがって、No 1～3の区間は不動地、No 4～6の区間はテンションゾーン、No 7～11の区間はテンションゾーンからコンプレッションゾーンに変化する移行区間、No 12～25の区間は、コンプレッションゾーンと考えられる。

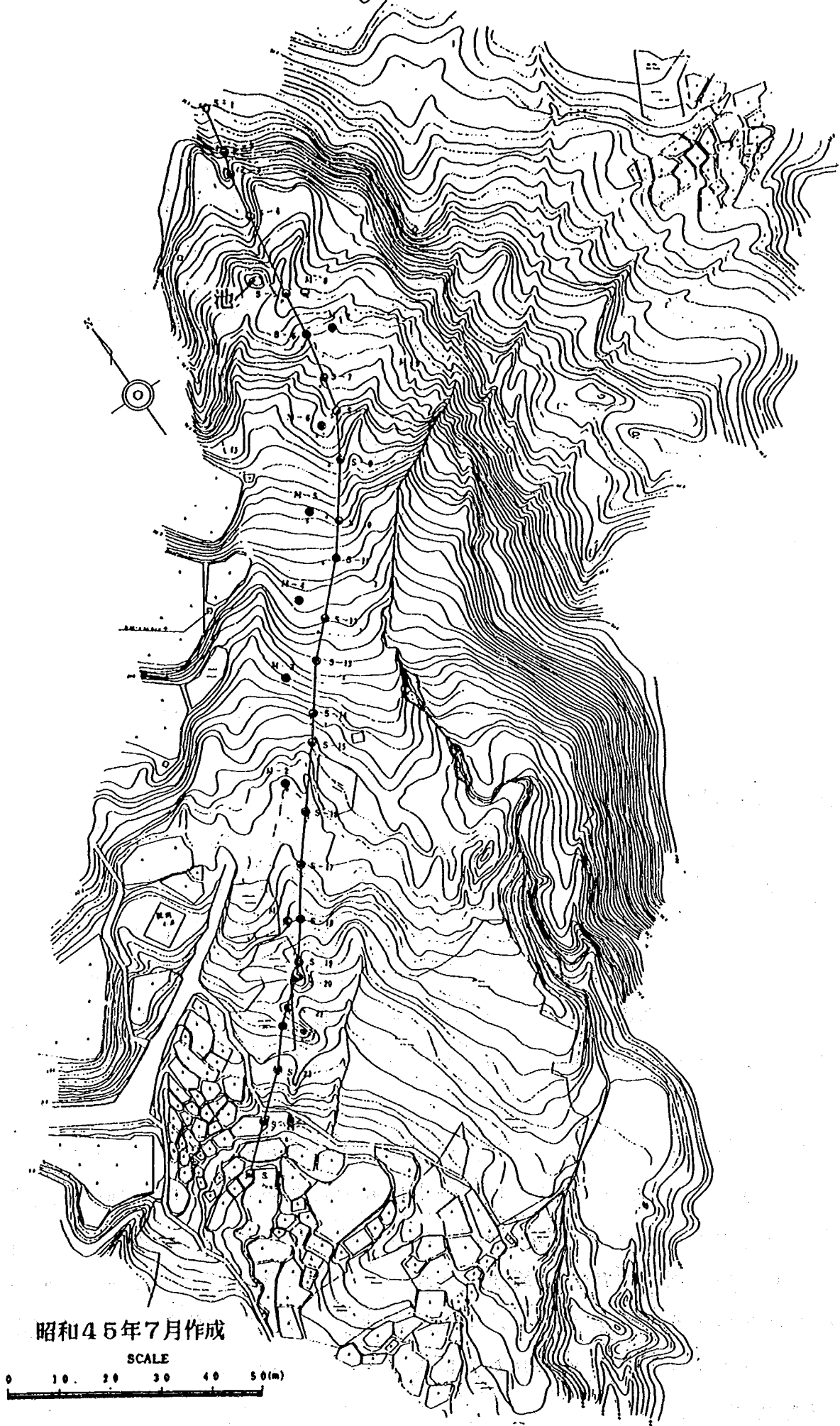
以上の結果から、試験地斜面の移動形態が明らかとなった。しかし、この観測方法は、地表面の変動により伸縮計の正常な作動が困難となり、長期間の観測には適さないことが分かった。

3.4 移動計による移動量の観測

移動計による移動量の観測は、前述した伸縮計による移動観測の欠点を克服するために用いた方法である。

(1)観測方法

この方法は、クリーブウェルによる移動観測によれば、本地すべりの移動層内の鉛直方向の移動速度が等速度であると言う結果を基に考案した。図-12には、移動計の設置方法を示した。設置方法は、不動点を基岩に取るために移動層と基岩の上面を貫くボーリングを行い、インバー線を基岩に固定したアンカー金具に連結し、移動層中の塩ビパイプを通して地表まで導き移動計につなぐものである。なお、インバー線は、耐久性の面で問題があることが分かった。このため、温度特性等の問



昭和45年7月作成

SCALE

0 10 20 30 40 50(m)

図-9 伸縮計配置図

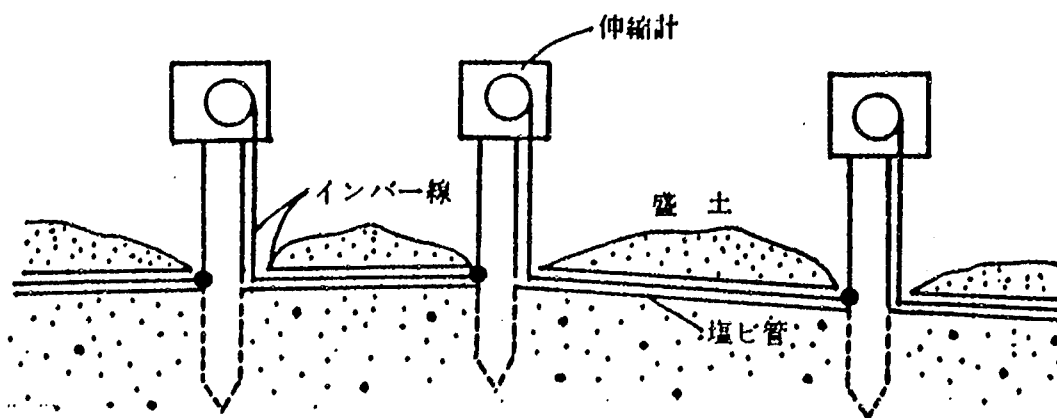


図-10 伸縮計設置方法

題はあるが、後にステンレスワイヤーに換えている。

(2)観測結果

図-13には、移動計の設置位置を示した。また、図-14には、昭和47年から昭和57年までの移動計による移動量の観測結果を累積移動量で示した。図に示したように移動計による移動量の観測は、長期にわたって可能である。この観測結果については、後述する5.地すべり移動特性と6.防止工事の項で、詳細に検討する。

4.間隙水圧の観測

調査当初は、地下水位の観測を実施していた。これは、ボーリング孔内にストレーナーを設けた塩ビパイプを挿入し、孔内水位の変化をフロート式水位計で自記記録するものであった。しかし、ボーリング孔内の水位変化は、土層の透水係数により遅れを生じることから、その補正が必要になる。このため、後に間隙水圧の観測に換えられている。間隙水圧の観測は、地すべり移動特性の解明と地すべり防止工事（地下水排除）の効果解析を目的として実施された。

(1)観測方法

間隙水圧の観測は、差動トランス型の間隙水圧計を用いて、打点式記録計により連続観測を行っている。図-15には間隙水圧計の埋設位置を、図-16には間隙水圧計の埋設方法をそれぞれ示した。間隙水圧計の埋設は、ボーリング孔内に間隙水圧計を挿入し、砂で間隙水圧計の周辺にフィルター層を作り、その上部は他の深度の影響を受けないようにセメントミルク（後に地すべり移動に伴うコードの切断を防ぐためにベントナイトに換えられた）によりシールし行った。

(2)観測結果

図-17(a)~(f)には、間隙水圧の観測結果を、移動量、降雨量、積雪深と共に示

伸縮計累積移動量図 測定期間 S42.7~S43.6

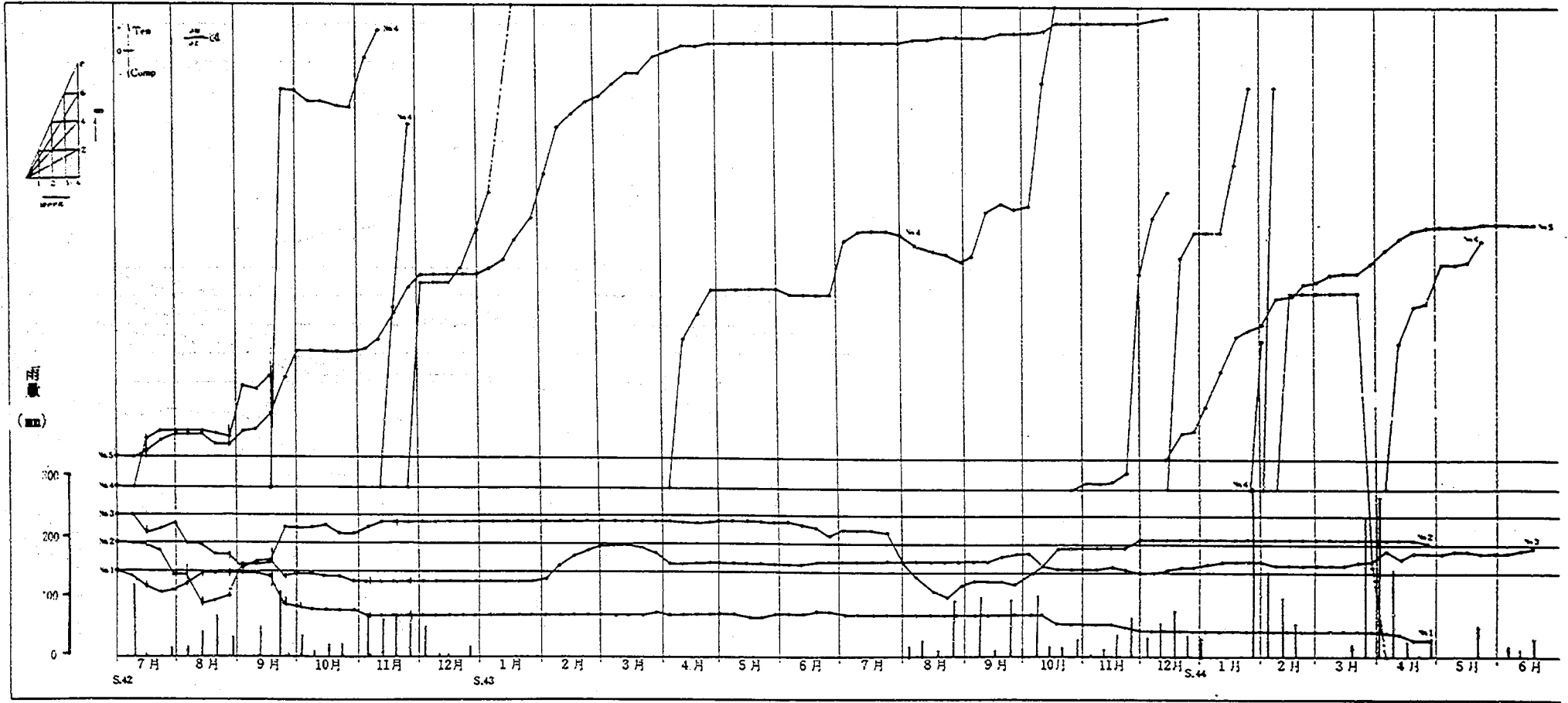


図-11(a) 降雨と各伸縮計の累積移動量の関係

伸縮計累積移動量図 測定期間 S42.7~S43.6

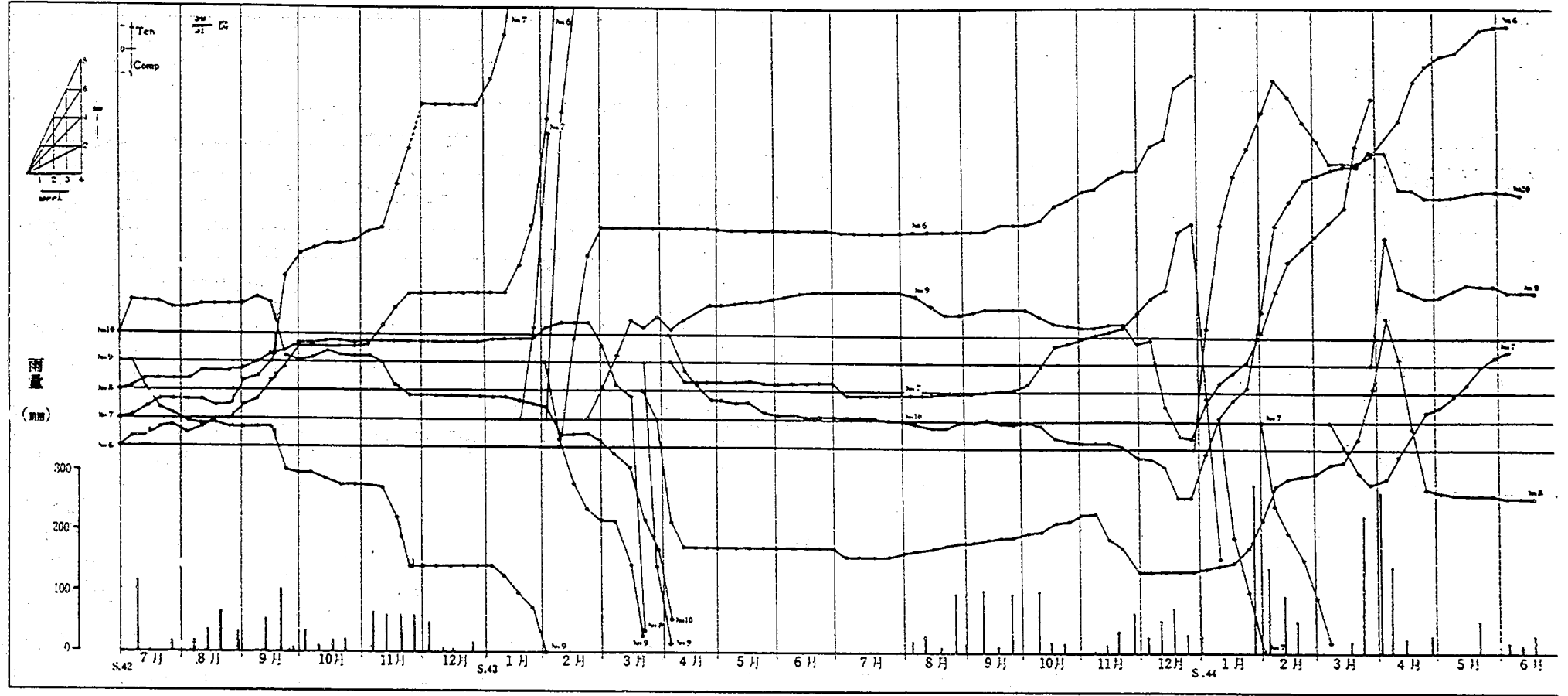


図-11(b) 降雨と各伸縮計の累積移動量の関係

伸縮計累積移動量図 測定期間 S42.7~S43.6

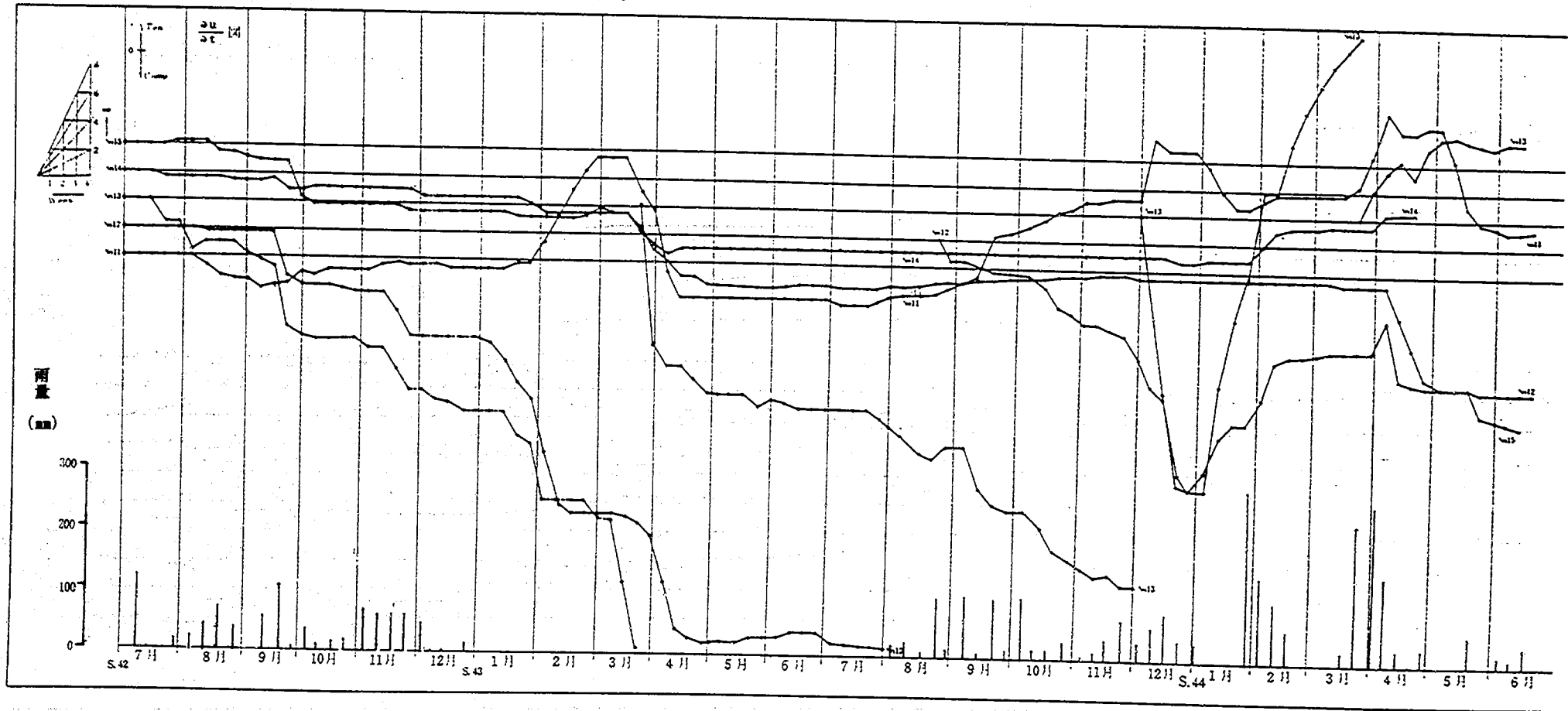


図-11(c) 降雨と各伸縮計の累積移動量の関係

伸縮計累積移動量図 測定期間 S42.7~S43.6

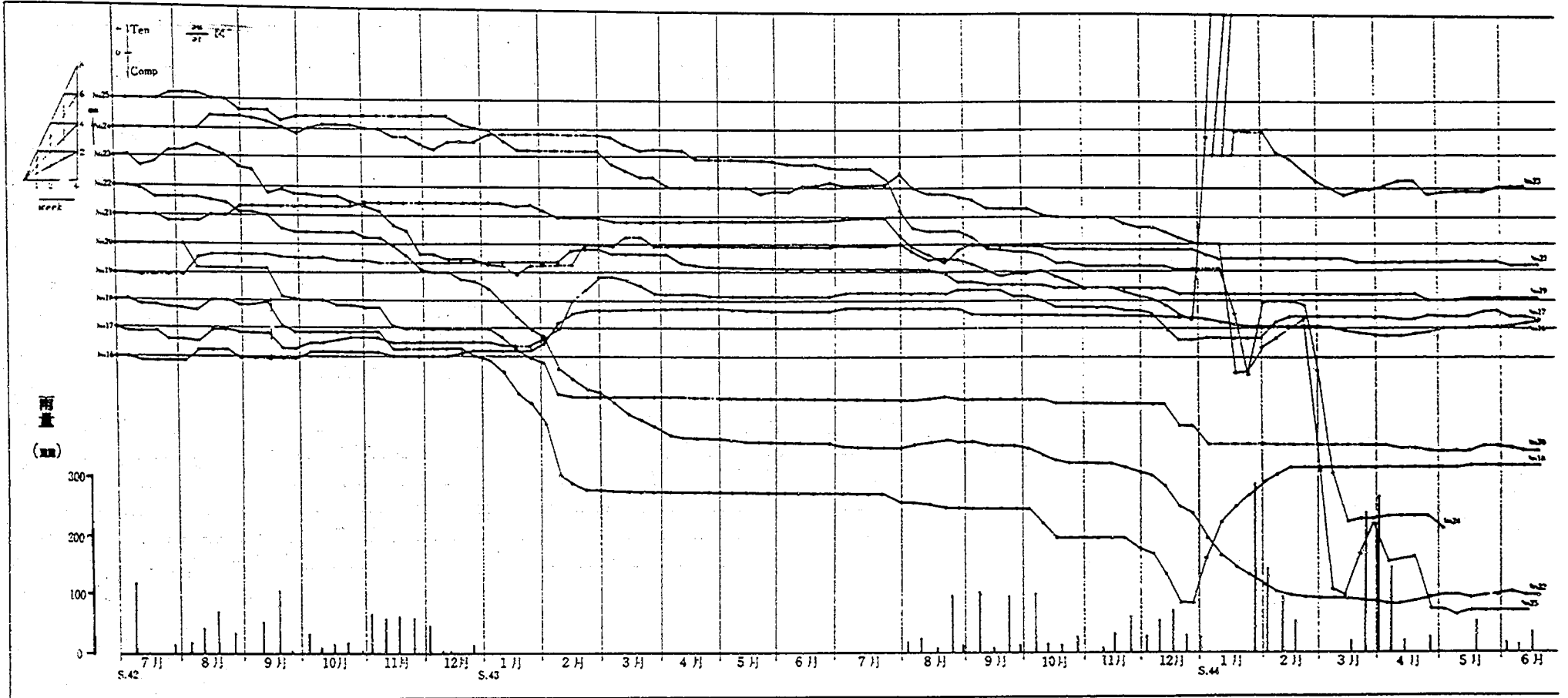


図-11(d) 降雨と各伸縮計の累積移動量の関係

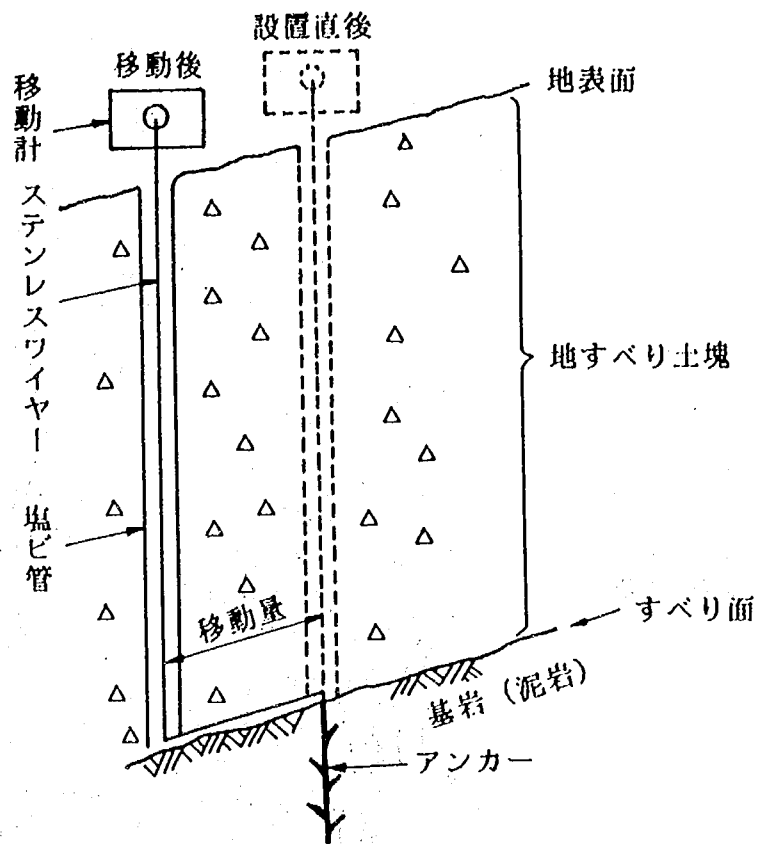


図-12 移動計設置方法

した。この観測結果については、移動計の観測結果と共に、後述する5.地すべり移動特性と6.防止工事の項で、詳細に検討する。

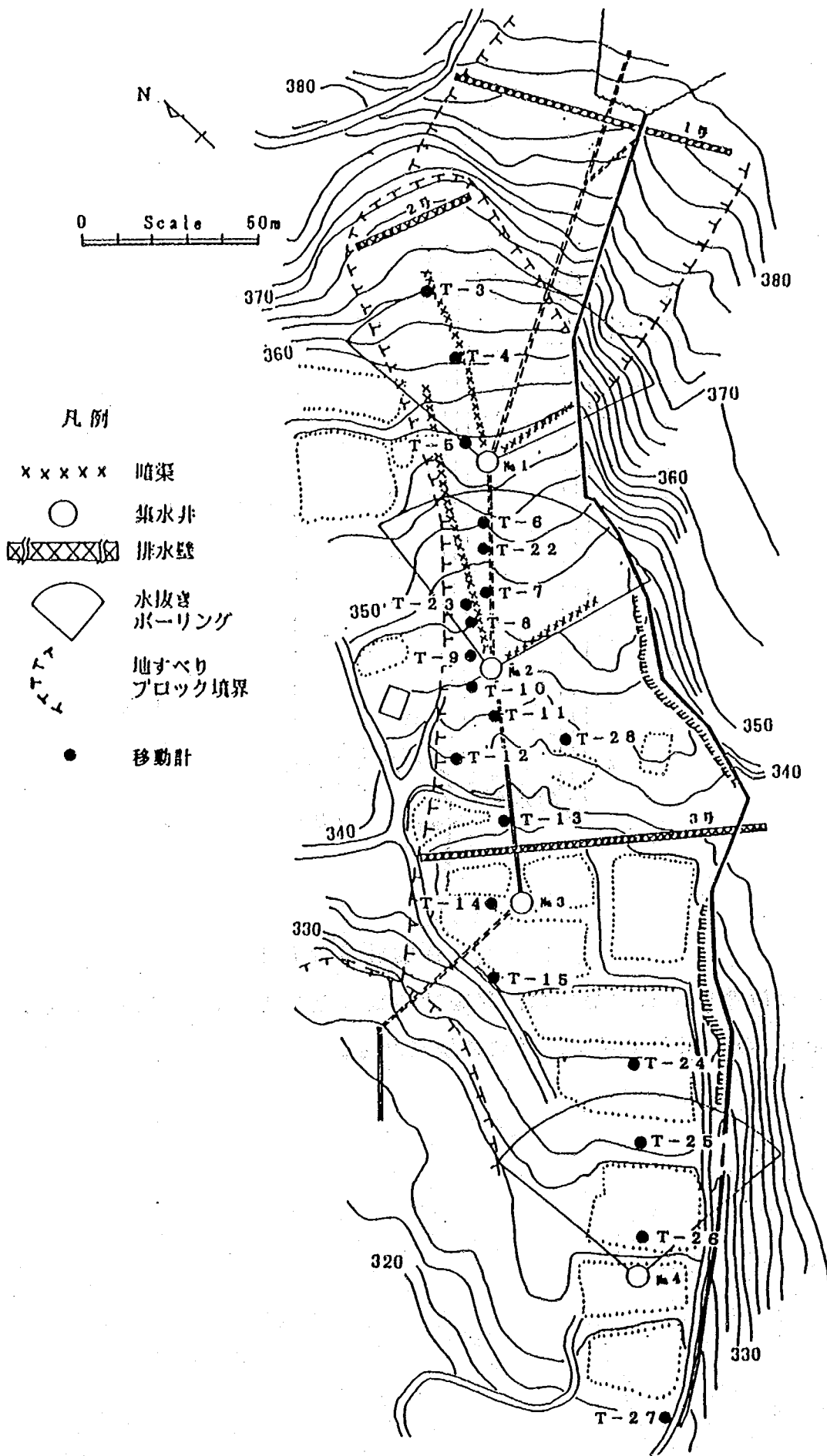


図-13 移動計配置図

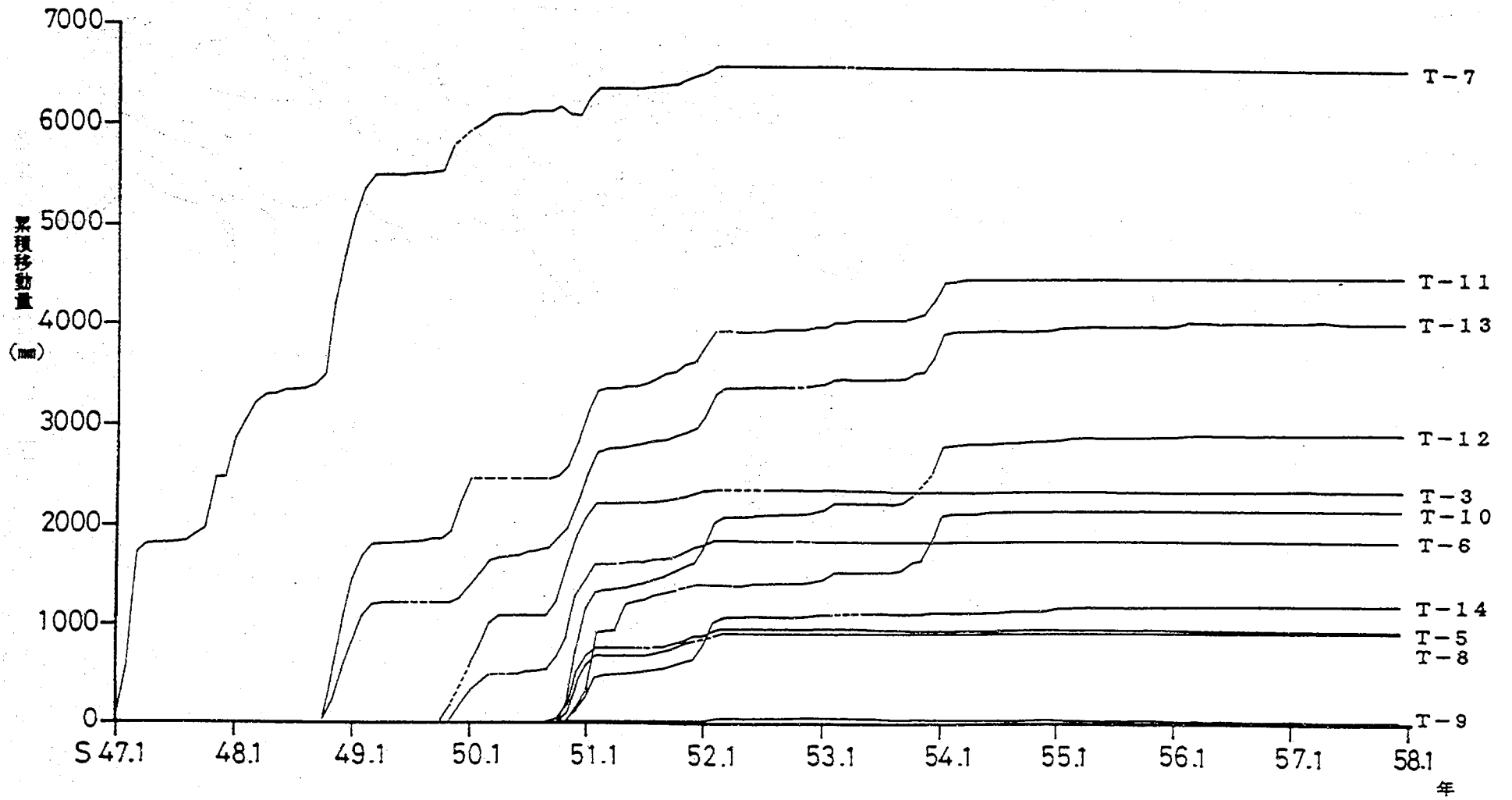


图-14 移动计累积移动量图

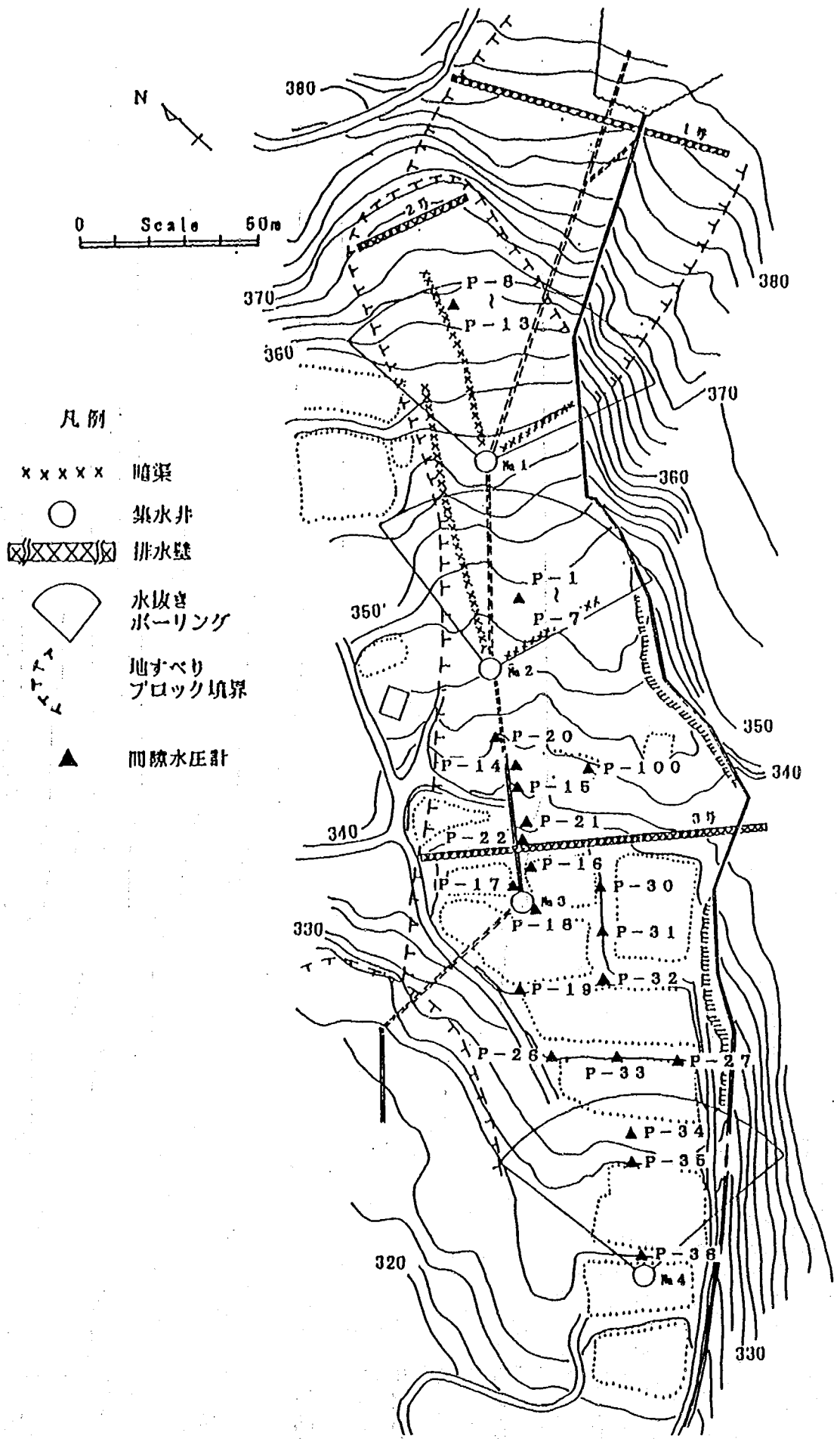


図-15 間隙水圧計配置図

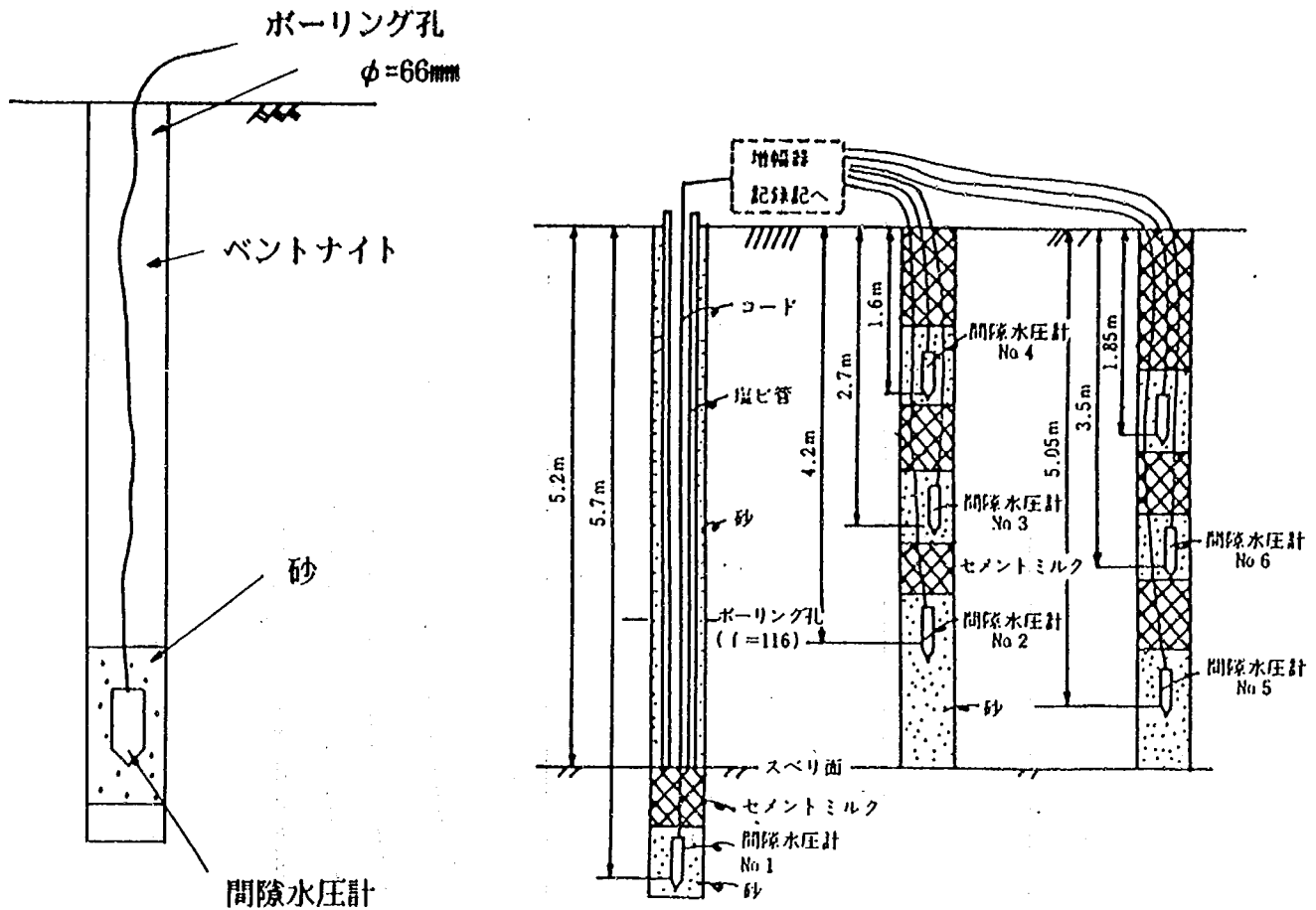


図-16 間隙水圧計埋設方法

5. 地すべり移動特性

猿供養寺地すべりにおける移動および間隙水圧の観測結果をもとに、本地すべりの移動特性について検討した。

5.1 移動量の月別変化

図-18には、昭和48~51年の移動計による移動観測結果を月単位で示した。なお、移動計の位置は、図-13に示す試験地斜面の上部からT-4、T-6、T-7である。移動は、5月から9月までは非常に少なくなっており、移動が激しくなる時期は、10月頃から4月にかけての秋の長雨から積雪期に集中していることが分かる。そして、その期間内では雪の降り始めの時期が最も移動量が大きく、移動量の月別分布はその時期を頂点とする三角形状を呈している。すなわち、移動は、秋の長雨で始まり、雪の降り始めの雪が積もったり融けたりする時期に最も激しくなり、積雪量が増加する時期にも沈静化せず、融雪が始まる時期になると沈静化する形態となっている。このような移動量の変化は、一般に言われているものと異なっている。一般に言われている地すべりの移動時期は、豪雨期と融雪期である。

したがって、猿供養寺地すべりの試験地斜面での移動は、秋の長雨と積雪が強く

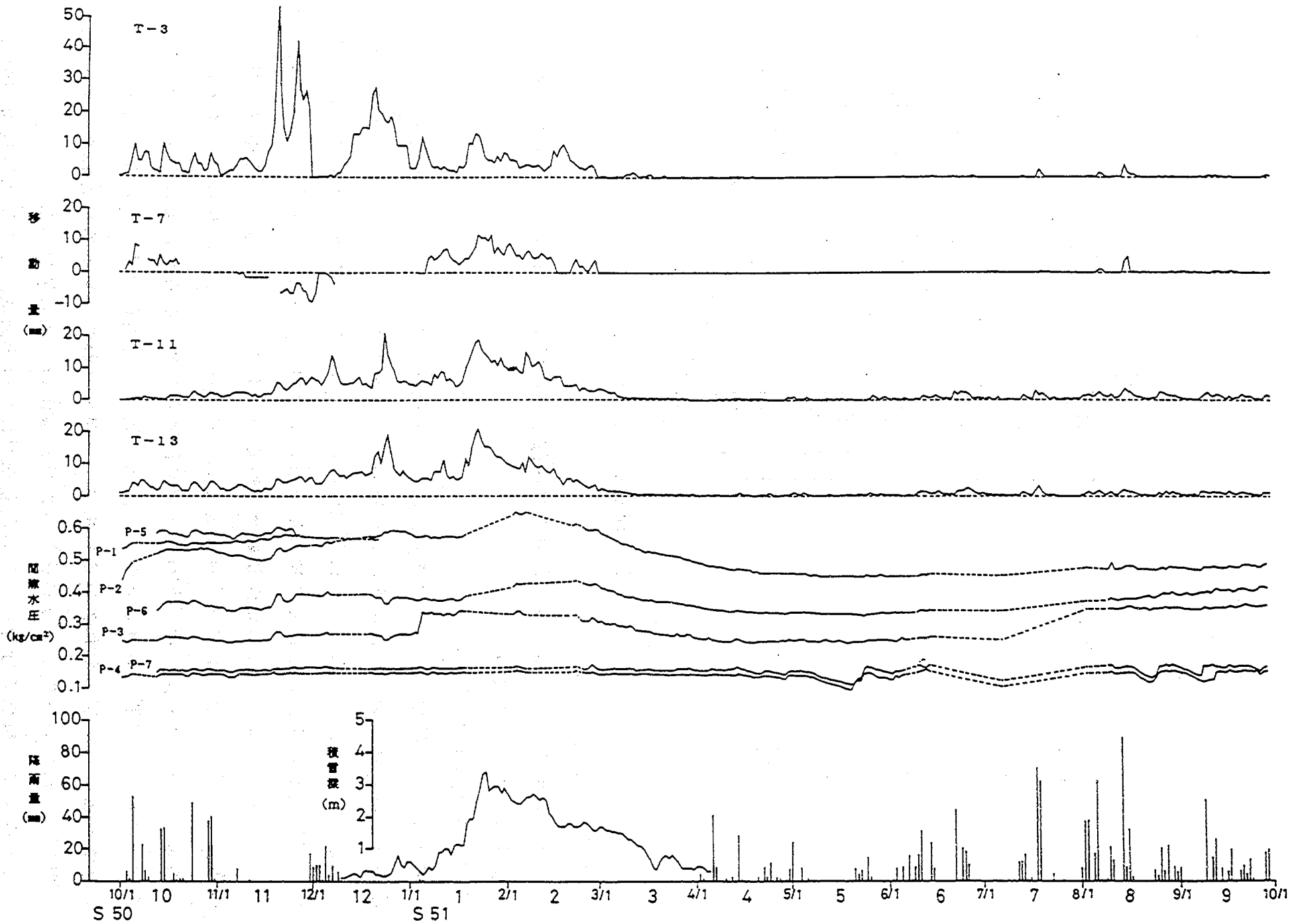


図-17(a) 間隙水圧、移動量観測結果

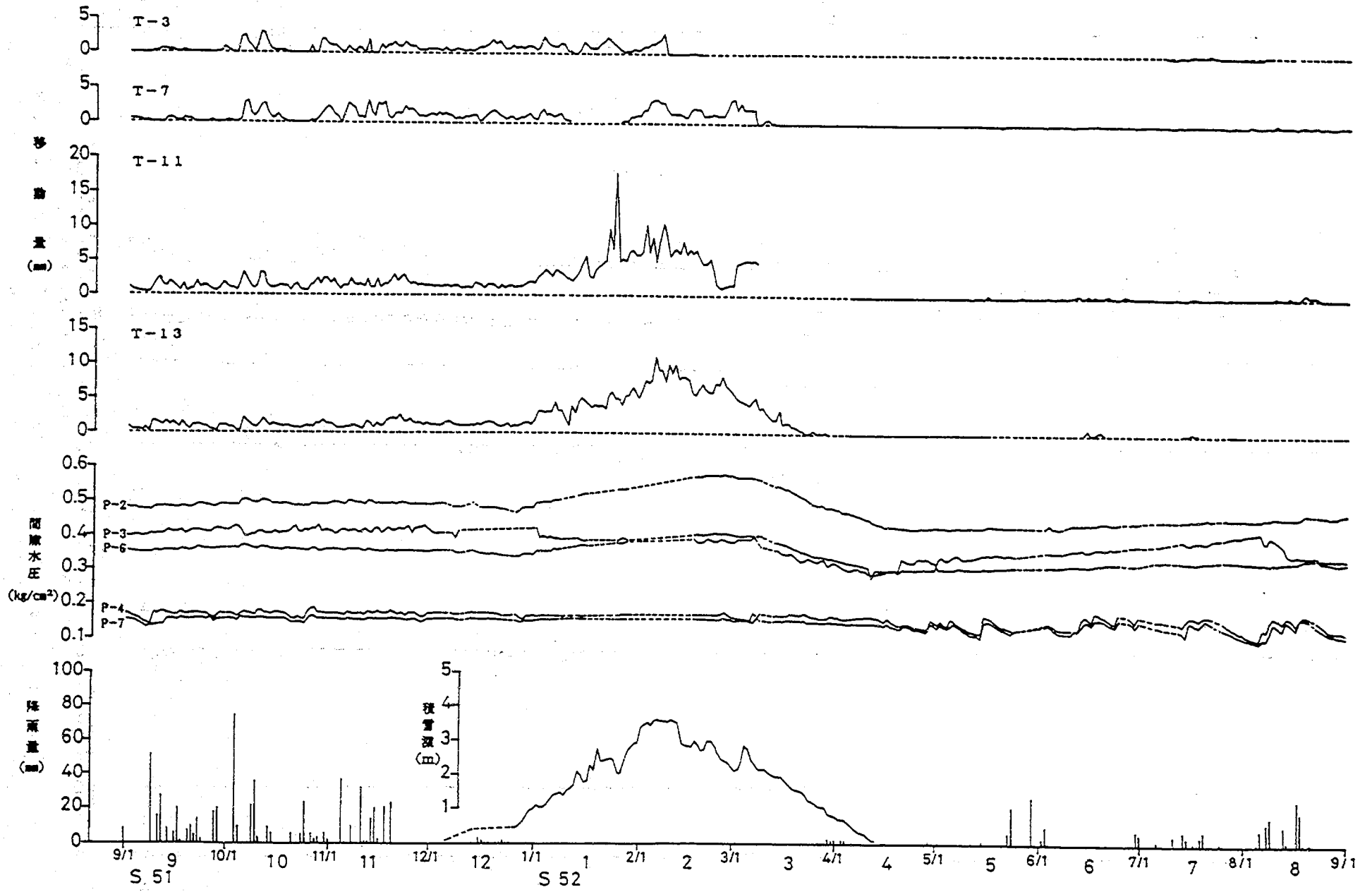


図-17(b) 間隙水圧、移動量観測結果

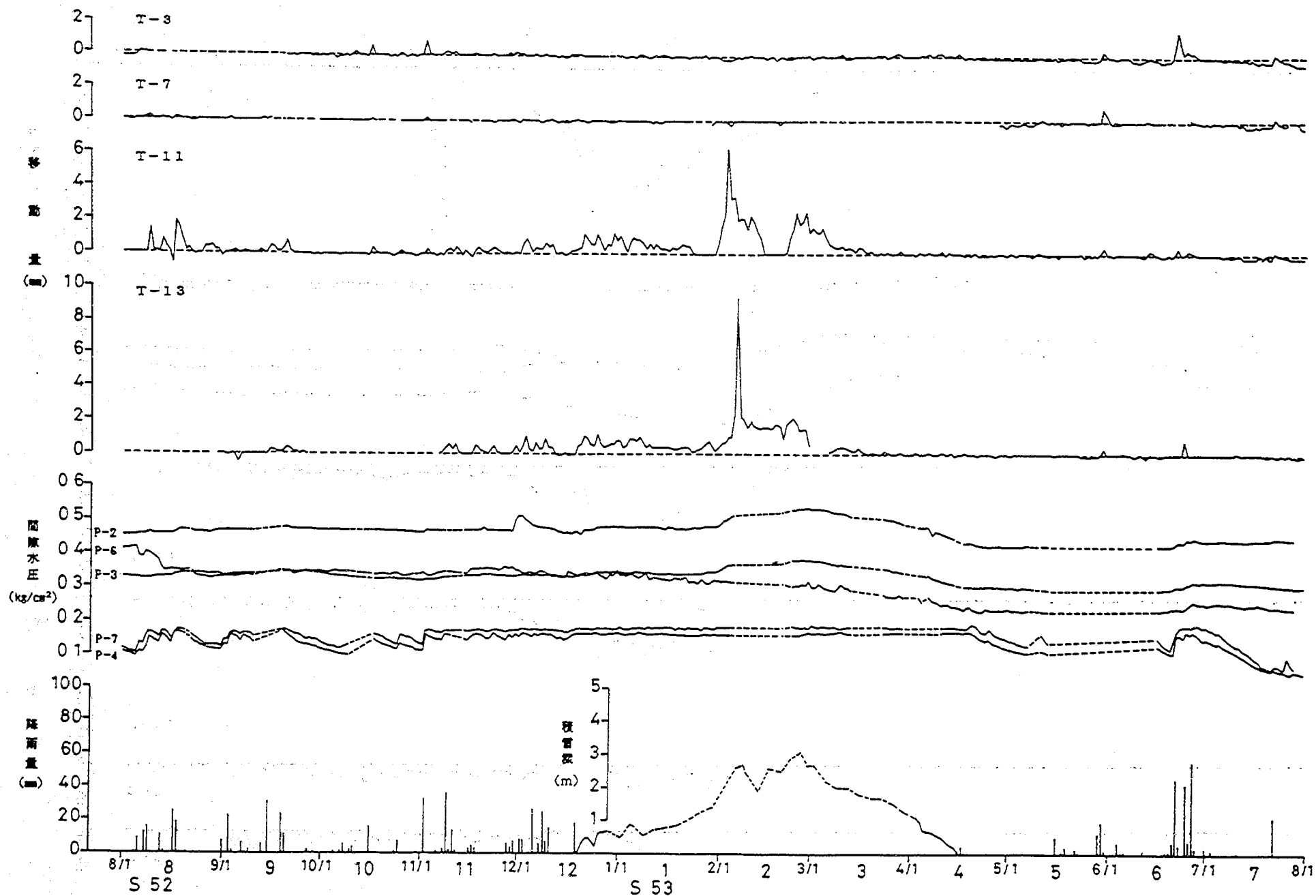


圖-17(c) 間隙水壓、移動量觀測結果

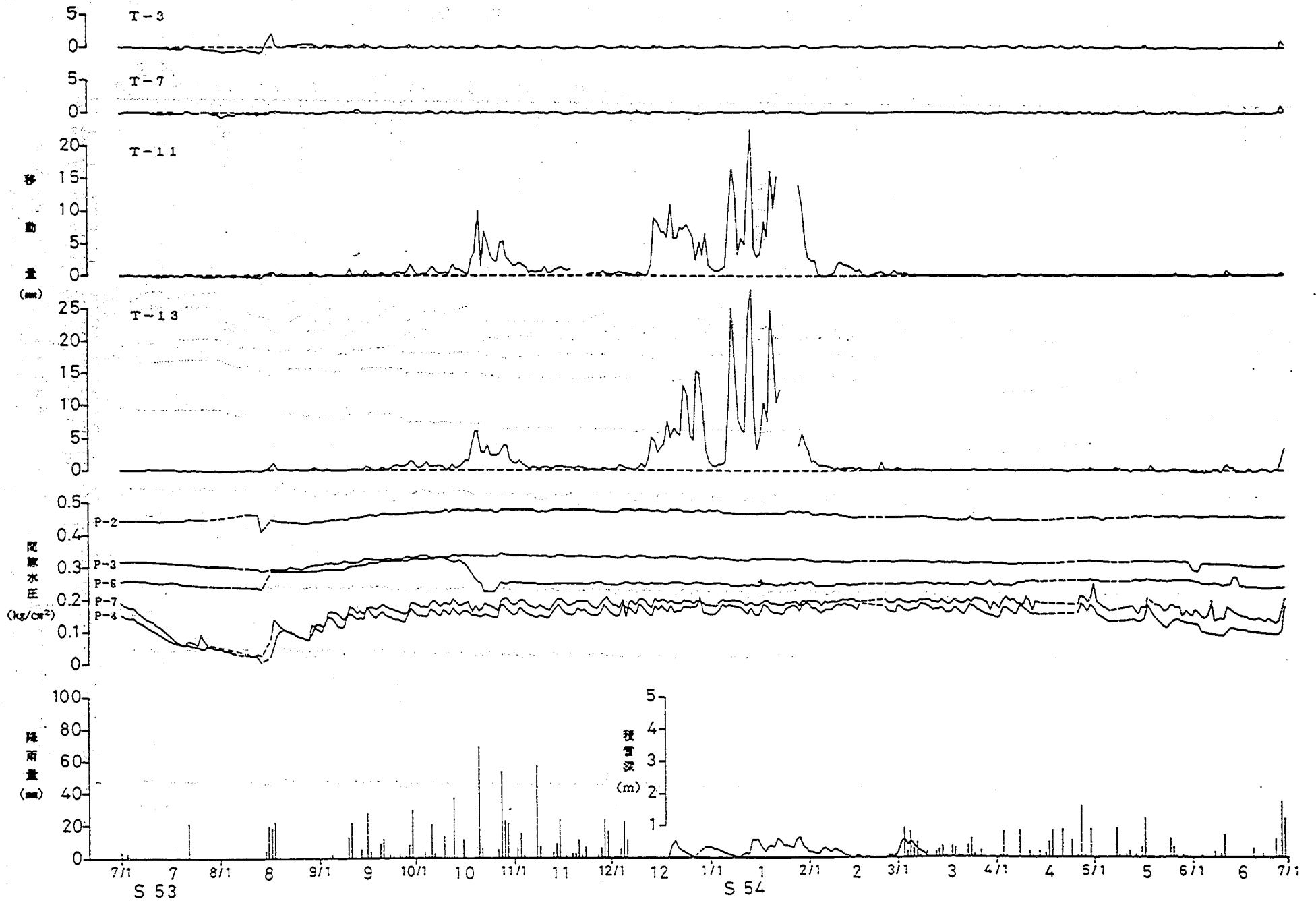


圖-17(d) 間隙水壓、移動量觀測結果

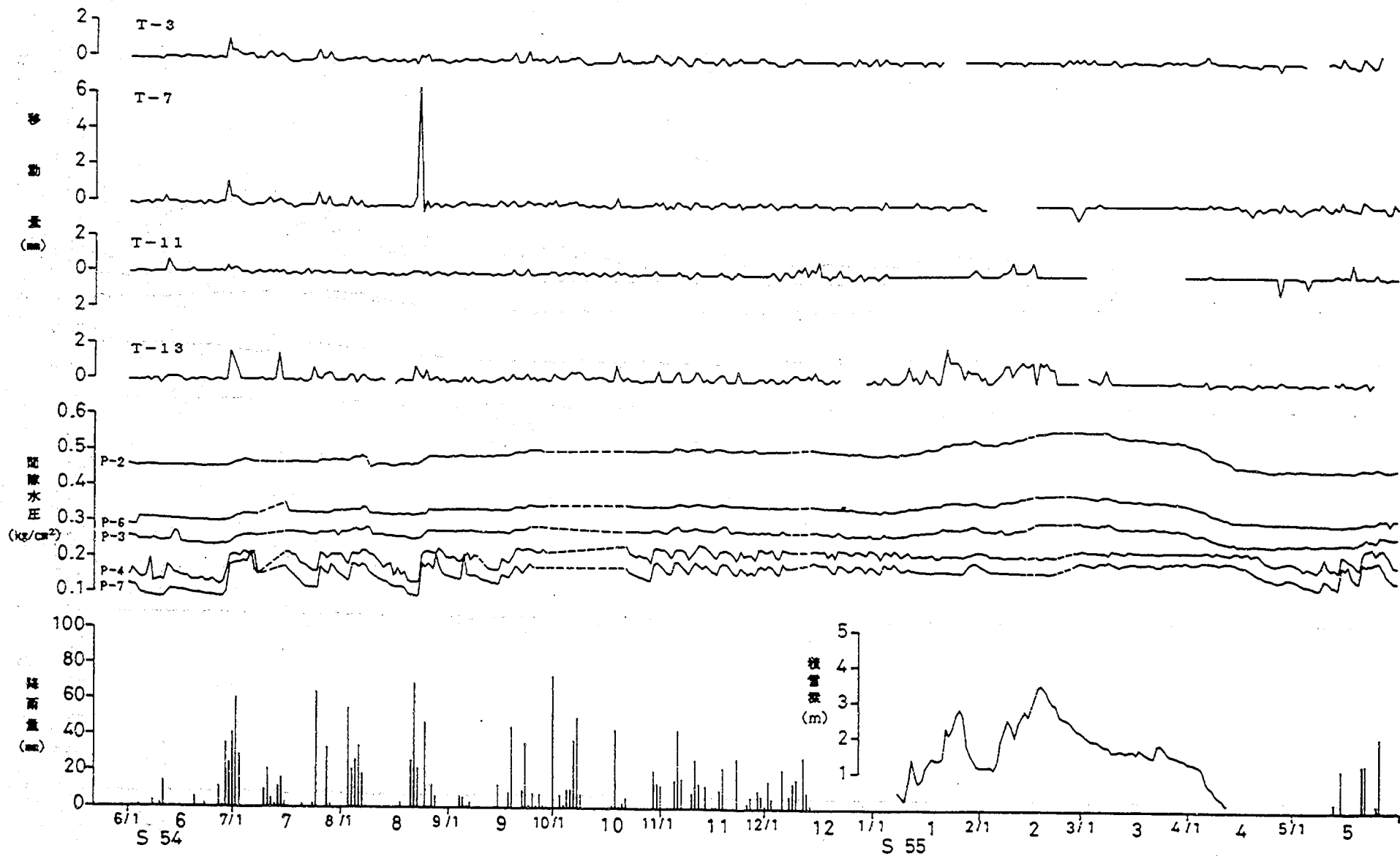


図-17(e) 間隙水圧、移動量観測結果

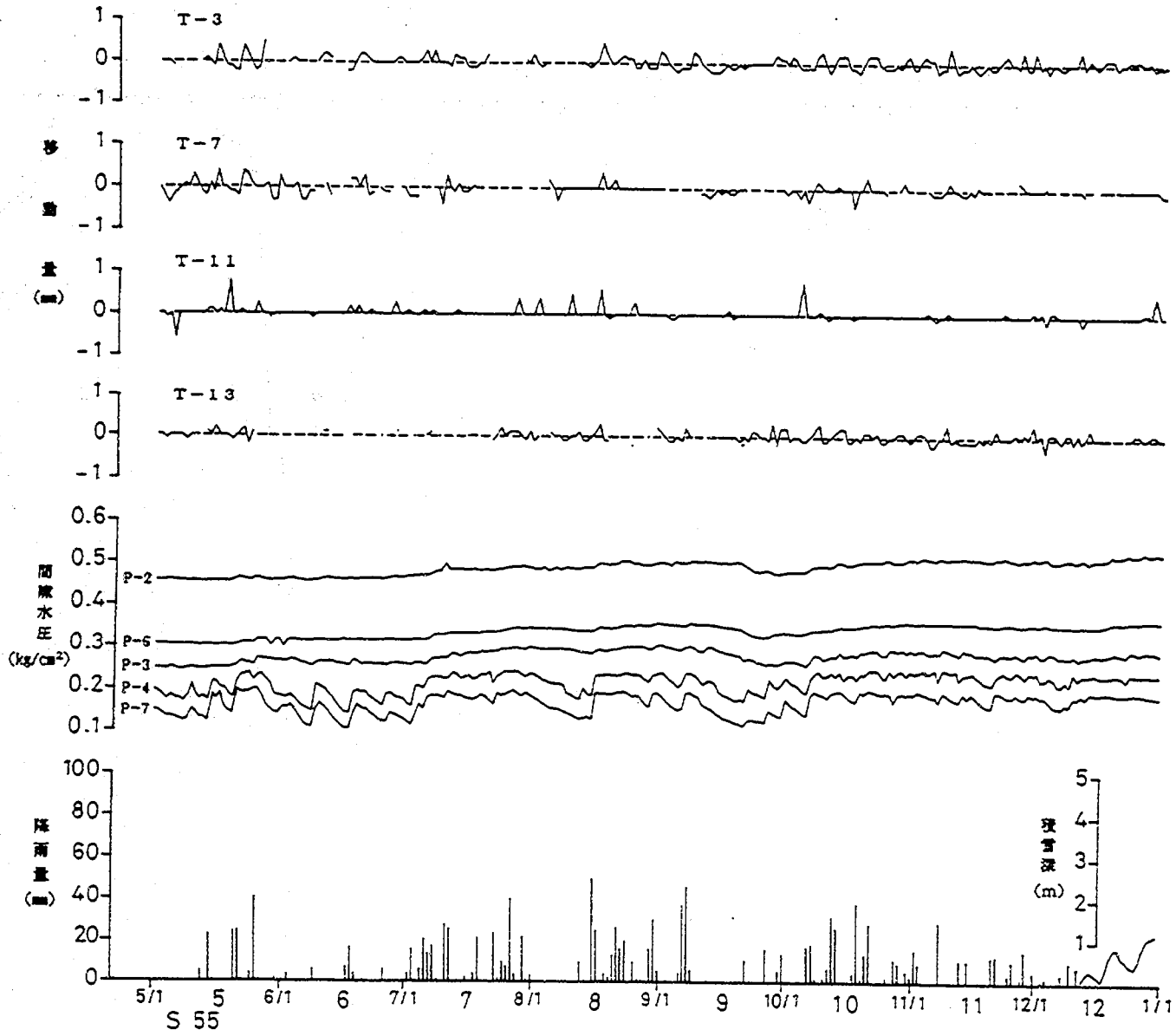


圖-17(f) 間隙水圧、移動量観測結果

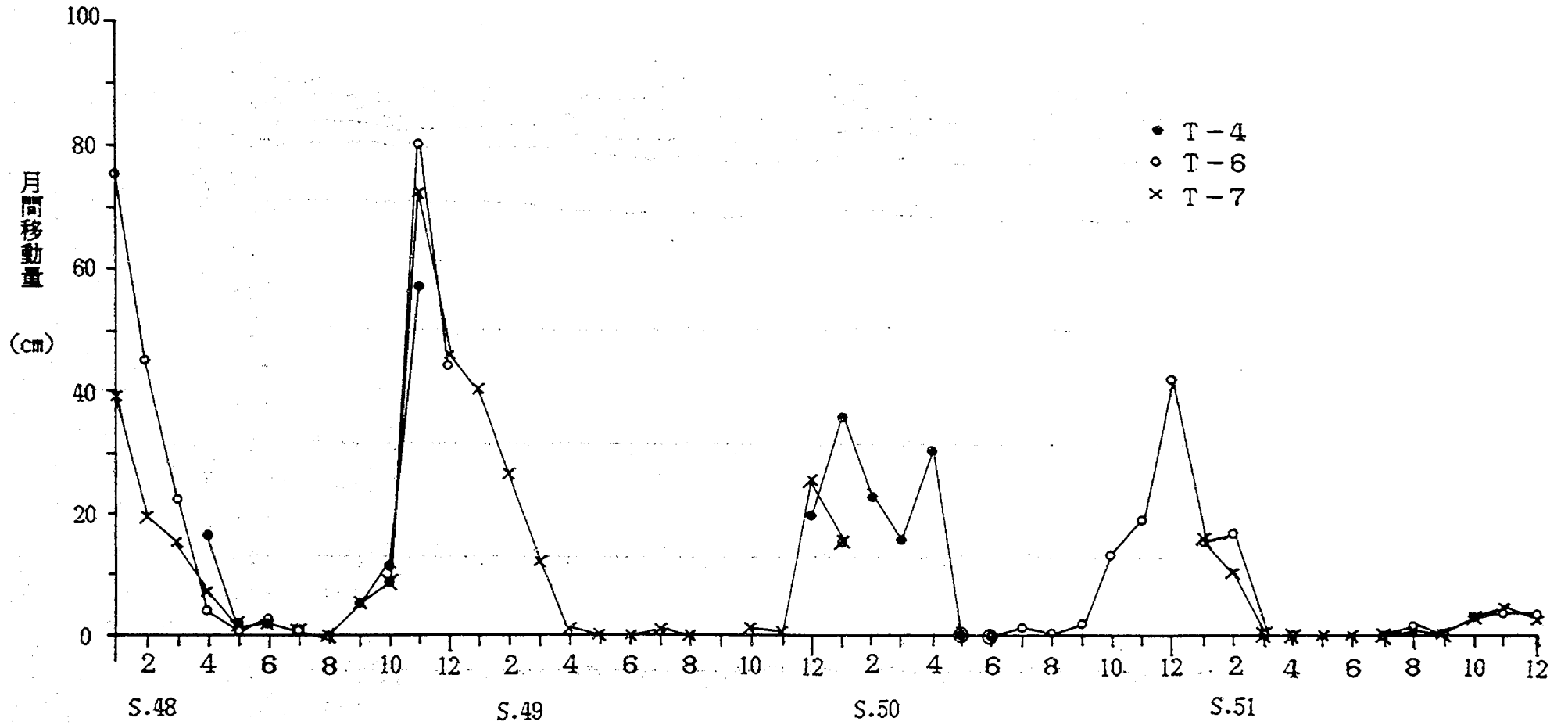


図-18 移動量の月別変化

影響していると考えられる。

5.2 降雨量と移動量との関係

移動量の月別変化について検討した結果では、秋の長雨が本地すべりの誘因の一つとなっていることが分かった。ここでは、降雨量と移動量とが、どのような関係式で表されるかを検討した。

図-19には、昭和47年9月から10月にかけての、テンションゾーンの移動計T-4（位置は図-18に示す）と降雨量との関係を示した。移動量は、降雨量の変化と良く対応している。したがって、降雨による間隙水圧の上昇が、すべり面での有効応力の低下に伴うせん断強さの低下を招き、移動量が増加すると考えられ、移動量は降雨量と密接な関係にあることになる。

破碎帯の地すべりの中には、降雨量と移動量がほぼ直線関係にあると言う報告がある⁵⁾。また、実効雨量と移動速度との関係についても検討されている⁶⁾。ここでは、応答関数による方法で、降雨量と移動量との関係式について検討した。以下に、応答関数による方法を示す。

降雨に敏感に反応する地すべり移動量は、地すべり地内外の土層をブラックボックスと考えると、入力である降雨量 $x(t)$ と出力である移動量 $y(t)$ との応答関数として

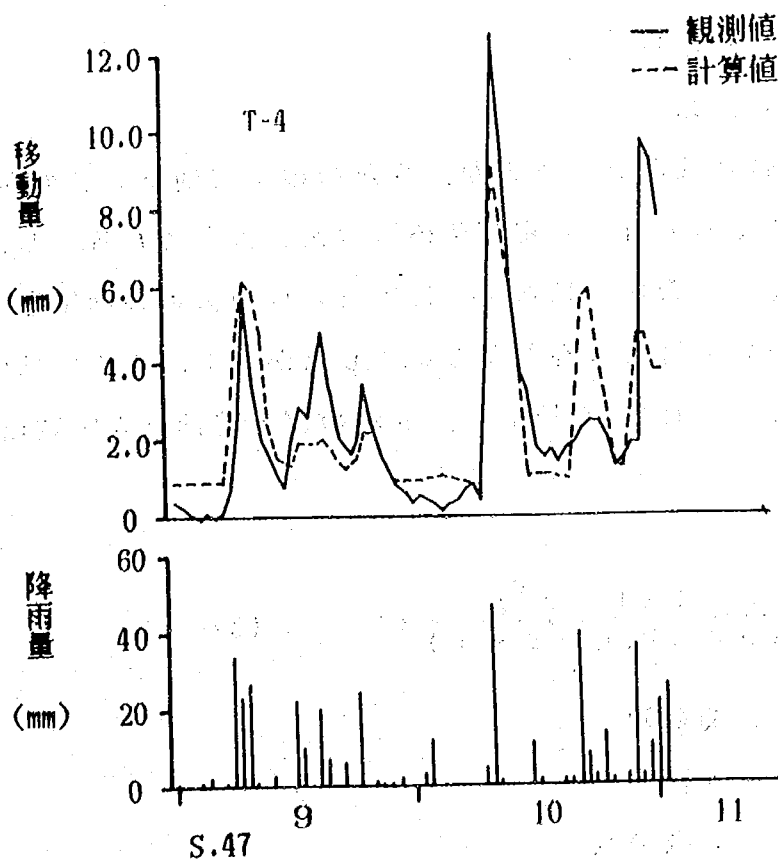


図-19 降雨量と移動量との関係

表示できるものと考えられる。この入力～出力の関係を、応答関数とたたみ込み積分による入力出力関係式で表示すると(1)式となる⁷⁾。

$$y(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \int_{-\infty}^t h_n(\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_n) \prod_{i=1}^n x(t - \tau_i) \cdot d\tau_1 \cdot d\tau_2 \cdot \dots \cdot d\tau_n \quad \text{----- (1)}$$

ここで、 t ：時間

h_n ：インパルス応答

τ_i ：ラグ時間

(1)式の1項までとり、重回帰モデルを用い土の浸透能等を考慮して、(2)式により解析を行うことにする。

$$Y(t) = b_0 + \sum_{i=1}^p b_i x_i^m \quad \text{----- (2)}$$

ここで、 $Y(t)$ ：推定する移動量

b_i ：偏回帰係数

p ：さかのぼる時間

x_i ：降雨量

m ：定数

(2)式を解く場合に問題となるのが、さかのぼる時間 p をどの程度にするかである。一般的には、 p を増して行くと重相関係数は常に大きくなる。しかし、本来の目的は現状のデータでの適合性ではなく、将来または過去の移動量を求めることであるから、再現性について考える必要がある。したがって、ここでは(3)式による自由度二重調整済み寄与率⁸⁾ R^{**2} を用いて、さかのぼる時間 p と定数 m を決めることにする。

$$R^{**2} = r^2 - \frac{2np(1-r^2)}{(n+1)(n-p-1)} \quad \text{--- (3)}$$

ここで、 r ：重相関係数

n ：データ数

p ：説明変数の数

解析は、図-19に示した移動量と降雨量のデータを用いて行った。その結果、さ

かのぼる時間 $p = 4$ 日、定数 $m = 2.9$ および図-20に示す偏回帰係数 b_i が求められた。

図-19に示した観測値と計算値は、ほぼ同じ傾向で推移している。したがって、降雨量に敏感に反応して変化する移動量は、(2)、(3)式で降雨量から求めることができると考えられる。また、図-20に示した偏回帰係数 b_i は、(2)式から分かるように移動に対する降雨の影響度を表す。移動に対する降雨の影響度は、さかのぼる時間が2日でピークを示す形状を成しており、降雨の影響は当日より遅れて出てくることになる。

移動は、前述したように降雨により間隙水圧が上昇し、すべり面での有効応力の低下に伴うせん断強さの低下を招き、増加すると考えられる。したがって、移動と間隙水圧の関係についても明らかにする必要がある。しかし、テンションゾーンにおける間隙水圧の観測が昭和51年11月からであるため、移動が激しかった昭和51年以前のデータは得られていない。ここでは、参考までに昭和52年のテンションゾーンにおける降雨と間隙水圧の関係について、前述した(2)、(3)式により検討した結果を示す。図-21には、図-15に観測位置を示した間隙水圧 P-13の観測結果を示した。間隙水圧は、降雨に敏感に反応した変化を示している。降雨と間隙水圧の関係は、このデータを用いて(2)、(3)式により検討した結果、さかのぼる時間 $p = 20$ 日、定数 $m = 1.2$ および図-22に示す偏回帰係数 b_i が求められた。図-21に示した観測値と計算値は、ほぼ同じ傾向で推移している。したがって、テンションゾーン

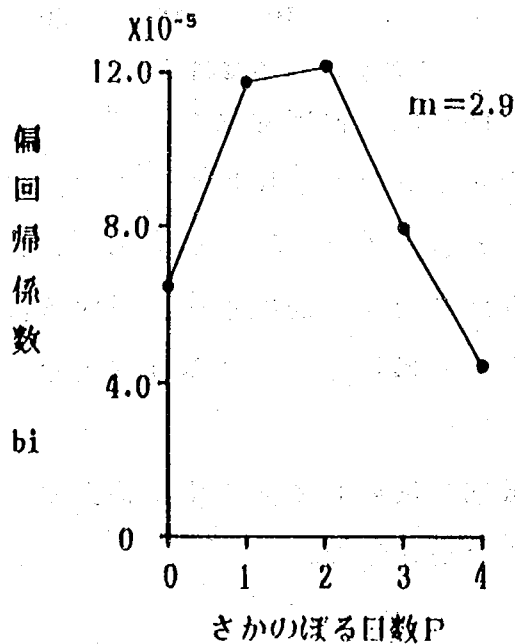


図-20 偏回帰係数

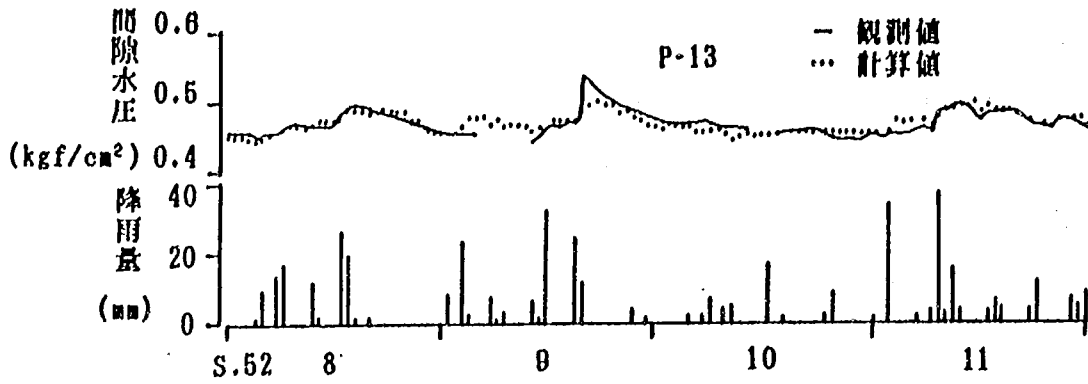


図-21 降雨量と間隙水圧との関係

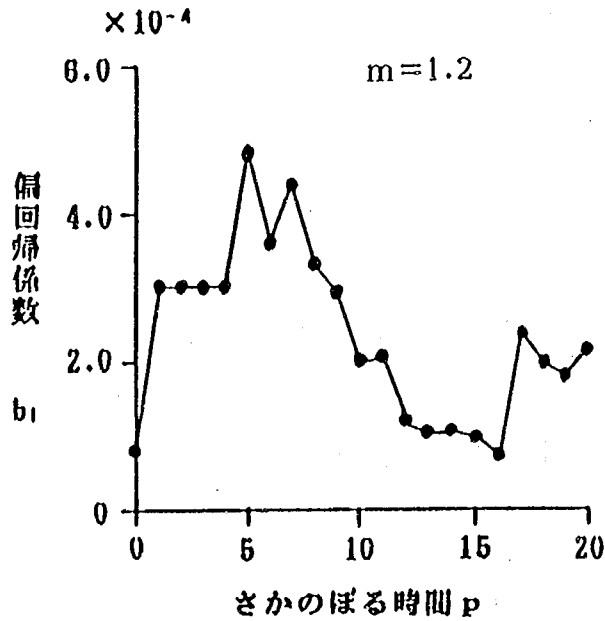


図-22 偏回帰係数

等の降雨量に敏感に反応して変化する間隙水圧については、(2)、(3)式で降雨量から求めることができると考えられる。また、図-22に示した偏回帰係数 b_1 は、(2)式から分かるように降雨の影響度を表す。間隙水圧に対する降雨量の影響度は、さかのぼる時間が5日でピークを示す形状を成しており、当日よりかなり遅れて大きく出ていることが分かる。

以上のことから、降雨量に敏感に反応して変化する移動量および間隙水圧の関係は、(2)、(3)式で表されることが分かった。

5.3 積雪深と移動量との関係

図-23には、昭和48年11月から昭和49年4月までの積雪深と移動計T-7 (図-

13に位置を示す)による移動量の観測結果を示した。移動は、11月下旬の雪の降り始めの雪が積もったり融けたりする時期が最も激しい。そして、12月に入って積雪深が増加すると急激に移動は少なくなっている。12月から2月にかけては、積雪深の変化と移動量の変化が似た傾向で推移しているように見える。しかし、3月から4月にかけては、積雪深の変化に関係なく移動量は減少傾向を示す。そして、4月の融雪期には、積雪がなくなると同時に移動は停止している。

したがって、猿供養寺地すべりの試験地斜面での移動は、雪の降り始めの雪が積もったり融けたりする時期では、降雨と融雪水の影響を受けたものであり、積雪期では、積雪荷重の影響を受けたものと考えられる。そして、融雪期では、融雪水による移動量の増加はみられない。

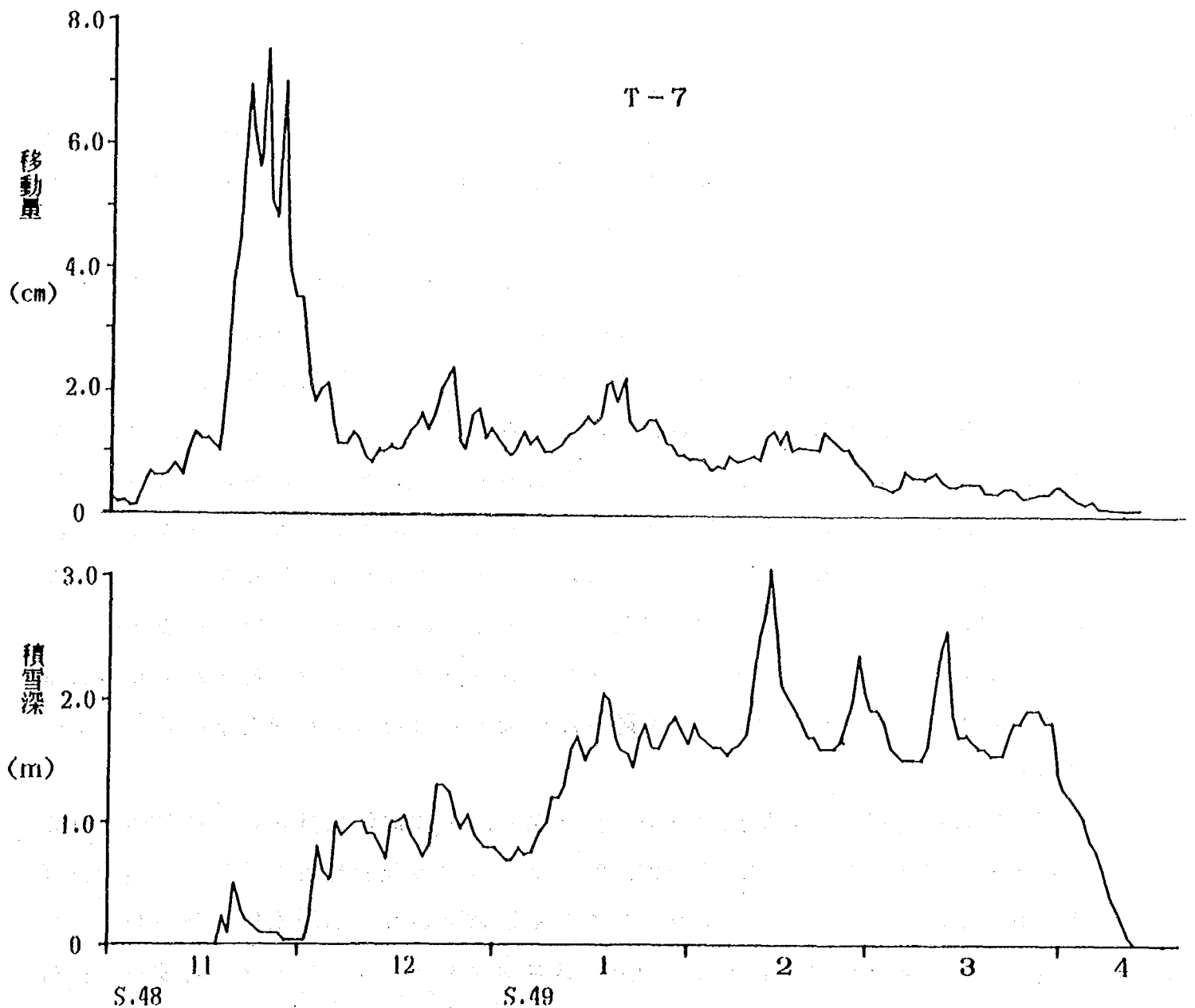


図-23 積雪深と移動量との関係

5.4 地すべり移動特性の検討⁸⁾

猿供養寺地すべりの移動は、5.1 移動量の月別変化で述べたように、秋の長雨で始まり、雪の降り始めの雪が積もったり融けたりする時期に最も激しくなり、積雪量が増加する時期にも沈静化せず、融雪が始まる時期になると沈静化するという形態となっている。ここでは、本地すべりの移動特性を、移動および間隙水圧の観測と土質試験の各結果を用いて検討した。

図-24(a)、(b)、(c)には、3.3 伸縮計による移動量の観測で示したデータを、9月～10月の秋の長雨の無積雪期、1月～2月の積雪増加期、3月～4月の融雪期に区分し、7日間の累積移動量で整理して示した。各図からは、コンプレッションゾーンにおける一番移動量の大きい測点と末端の測点との移動量差から生じる移動土塊の縮みが、各々異なっていることが分かる。

図-25には、図-24(a)、(b)、(c)に示した各期間の最大移動量とその時の移動土塊の縮みを示した。無積雪期、積雪増加期、融雪期の三つに区分した場合では、移動土塊の縮みは、大きい方から融雪期、無積雪期、積雪増加期の順になっている。この結果からは、地すべり斜面の不安定領域の位置を推定できると考えられる。すなわち、地すべり斜面の頭部域が不安定な場合は、コンプレッションゾーンの上部域の移動量が大きくなり、下部域が小さくなる。そして、その結果として移動土塊の縮みが大きくなる。また、その逆の場合では、コンプレッションゾーンはできない。コンプレッションゾーン全体が不安定化した場合は、移動土塊の縮みは起こらないか、起こったとしてもその量は小さくなる。このことから、試験地斜面においては、融雪期および無積雪期では、移動土塊の縮みが大きいことから、斜面上部域が不安定化していると考えられ、その誘因としては、斜面上部域への降雨および融雪水の浸透が考えられる。一方、積雪増加期では、移動土塊の縮みが小さいことからコンプレッションゾーン全体の滑動力が増大し、不安定化していることが考えられる。そして、その誘因としてはコンプレッションゾーンの積雪荷重が考えられる。以上のことについては、後述する間隙水圧の観測結果を用いた安全率の変化で裏付けられる。

図-26には、移動量と間隙水圧の観測結果を、昭和51年11月から昭和52年8月までのデータで示した。なお、図-27、28には、各々の観測位置を示した。移動量(T-6)は、コンプレッションゾーンでの観測値であり、間隙水圧のP-11についてはテンションゾーン、P-2についてはコンプレッションゾーンの各すべり面付近の観測値である。移動は11月から3月上旬にかけてみられ、融雪期の3月中旬か

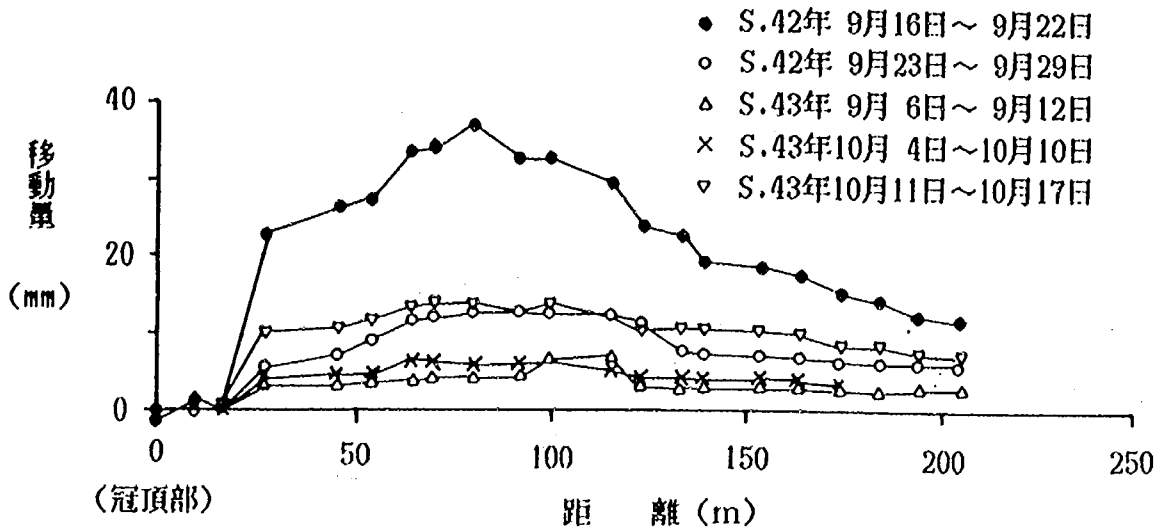


図-24(a) 伸縮計による移動量観測結果 (無積雪期)

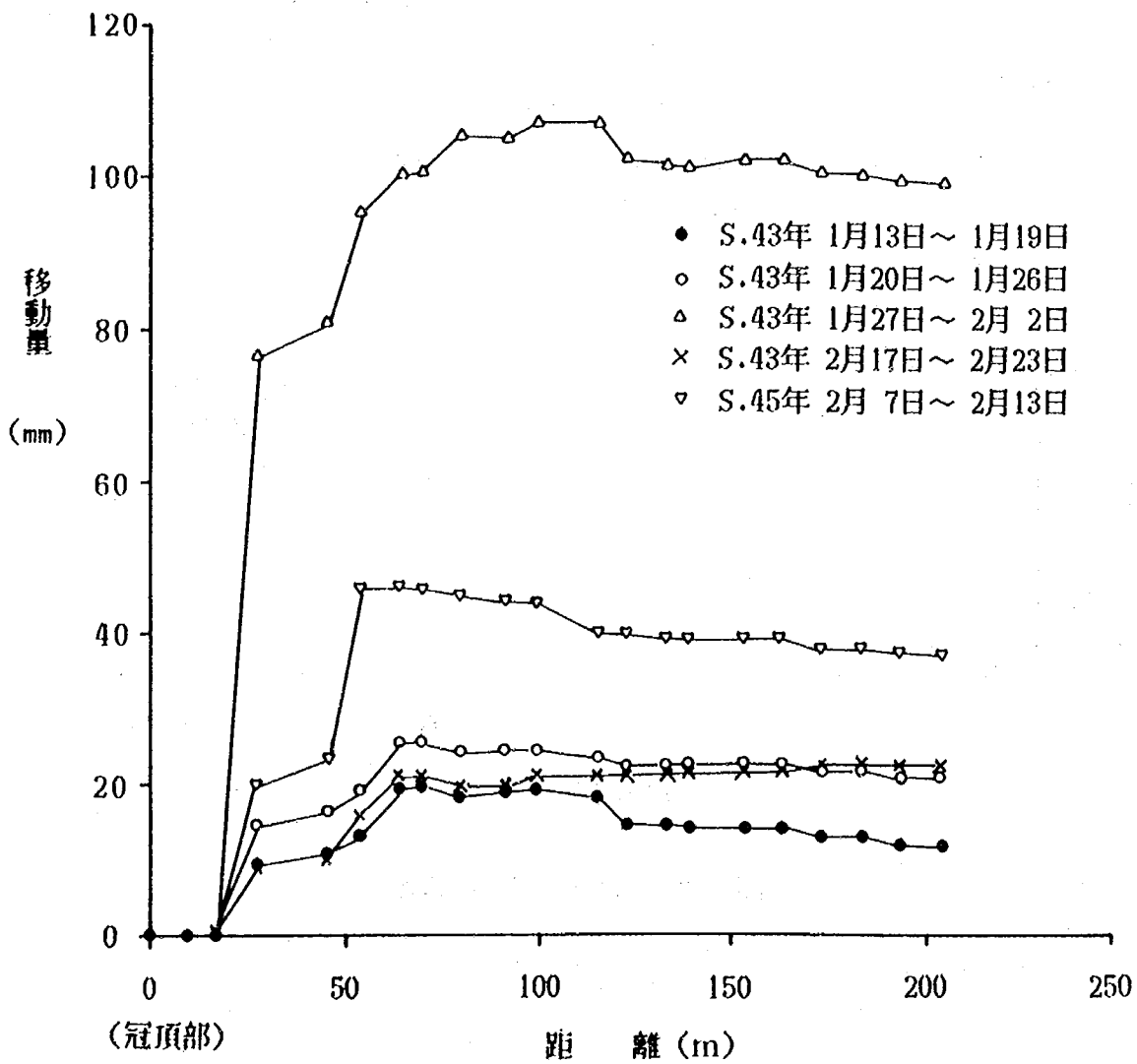


図-24(b) 伸縮計による移動量観測結果 (積雪増加期)

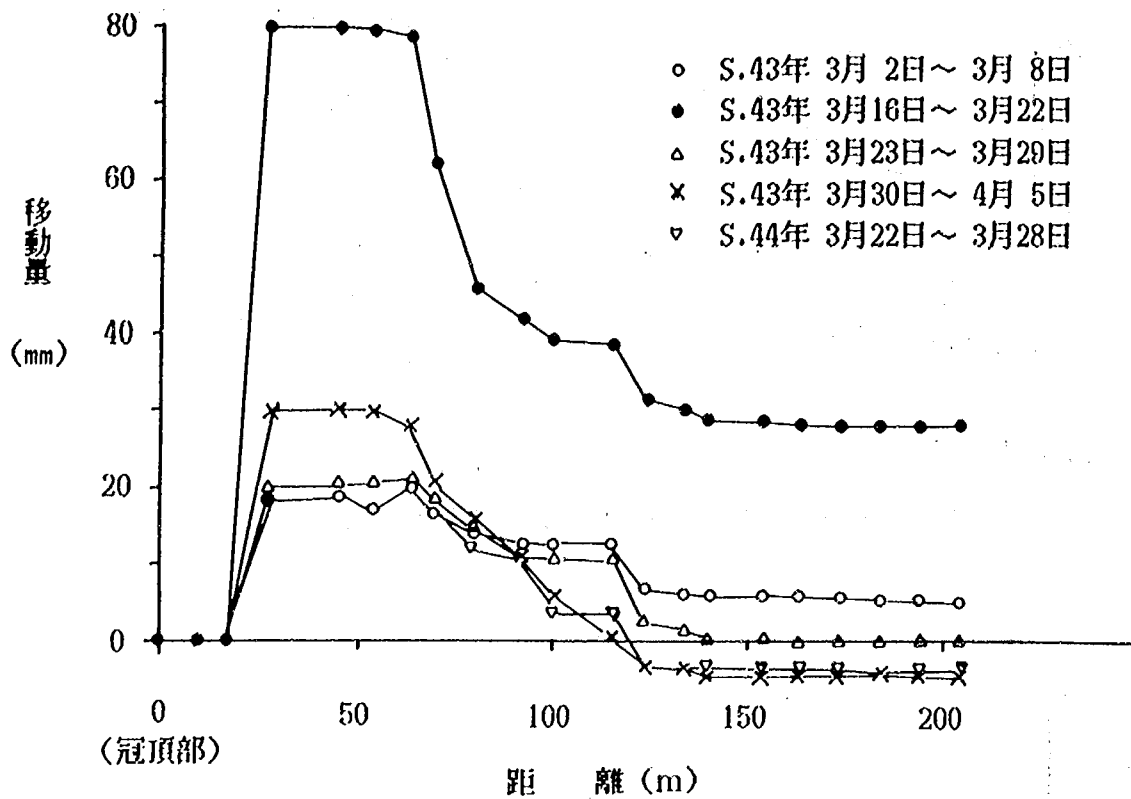


図-24 (c) 伸縮計による移動量観測結果 (融雪期)

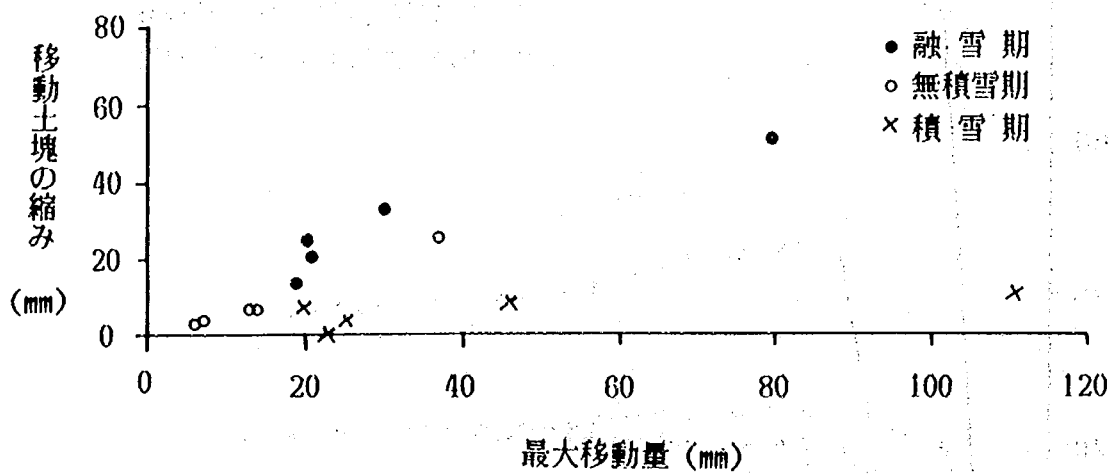


図-25 移動土塊の縮み

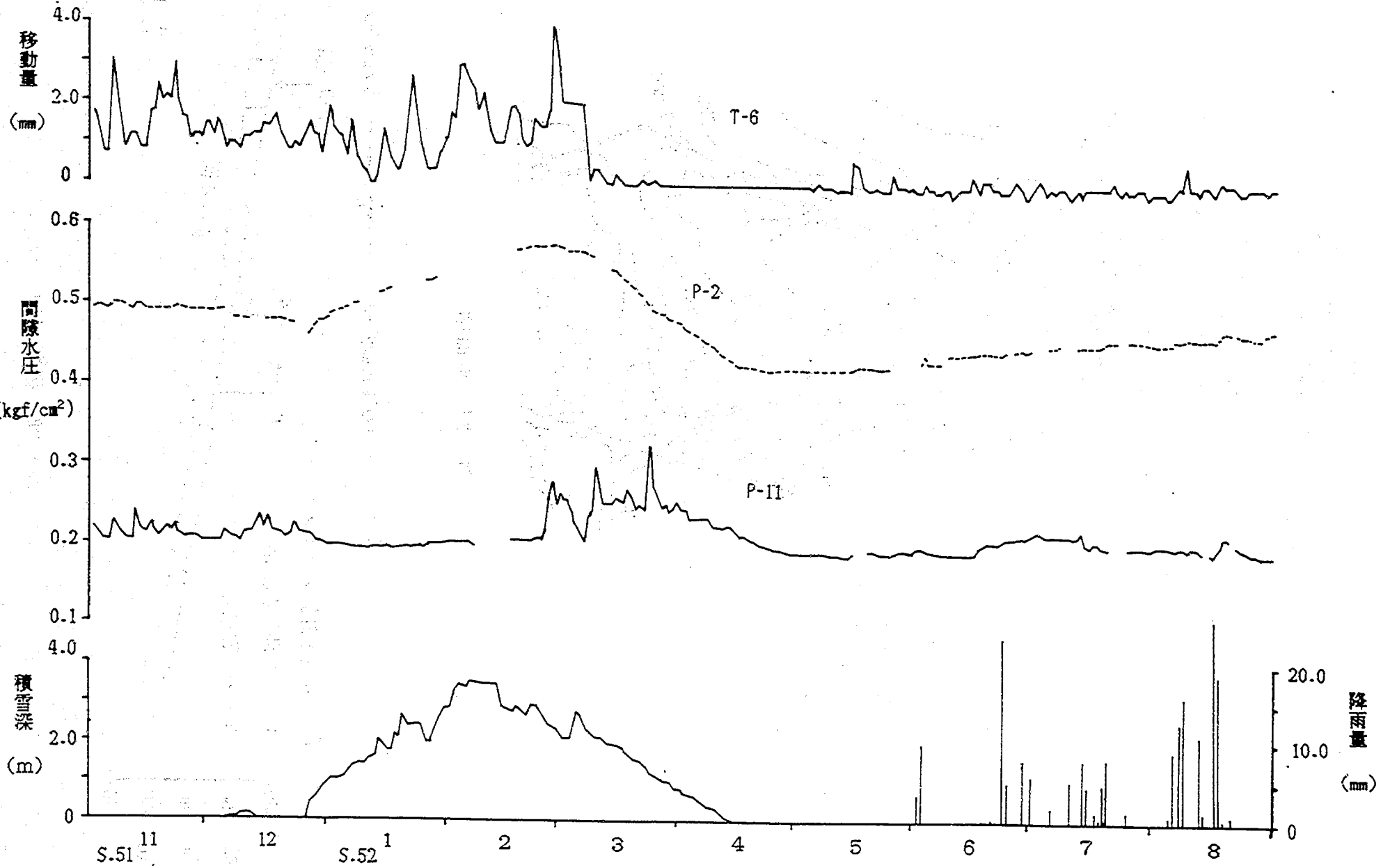


図-26 間隙水圧、移動量観測結果

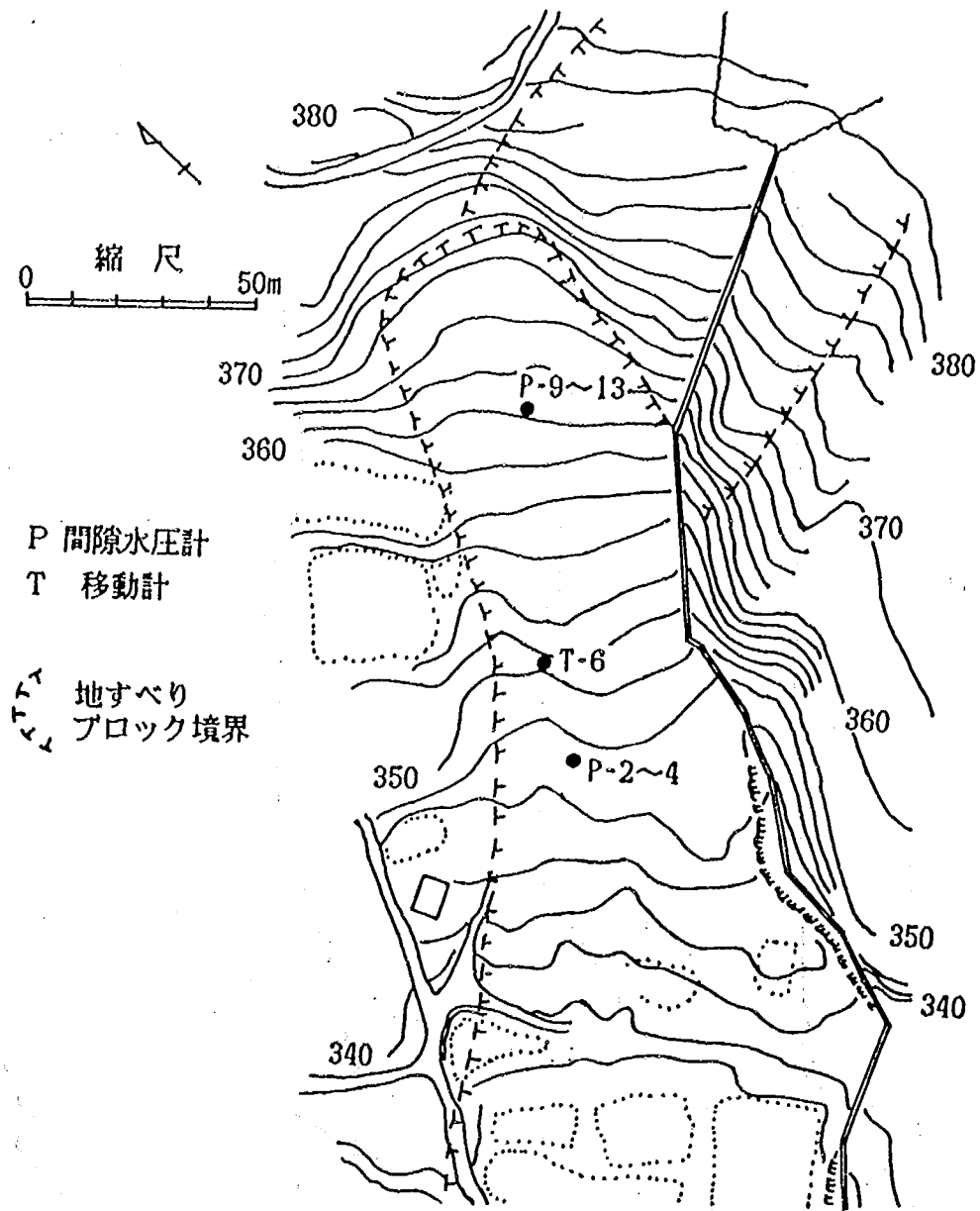


図-27 平面図

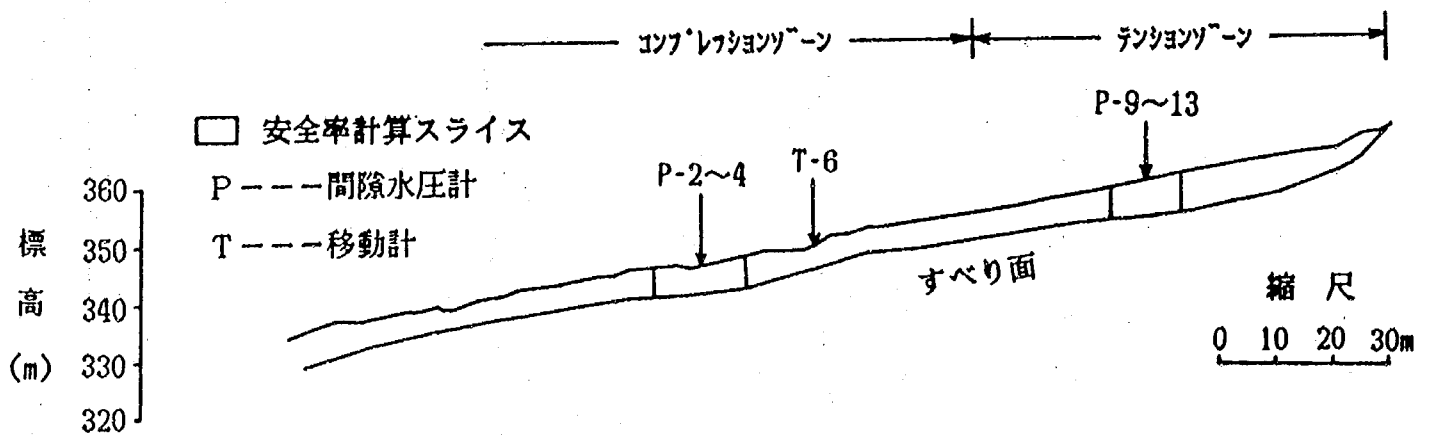


図-28 縦断面図

らは少なくなり4月以降には非常に少なくなっている。すべり面付近の間隙水圧の変化は、P-11では、無積雪期の11月から12月と融雪期の2月下旬から4月にかけて高くなっている。一方、P-2では、積雪期間とほぼ同じ12月下旬から4月上旬まで高くなっており、その変化は、積雪深のピークより遅れるものの似た形状を示し、両者の変化は、図-29に示すように良く対応している。したがって、P-2の変化は、積雪荷重の変化によるものと思われる。

図-30(a)、(b)、および図-31(a)、(b)には、間隙水圧計P-11とP-2が設置されている地点での積雪期と無積雪期における鉛直方向の間隙水圧分布を、昭和52年3月1日と昭和52年8月31日について示した。P-11が設置されている地点の移動層中の間隙水圧は、図-30(a)および図-31(a)に示すようにP-9(4.0m)~P-

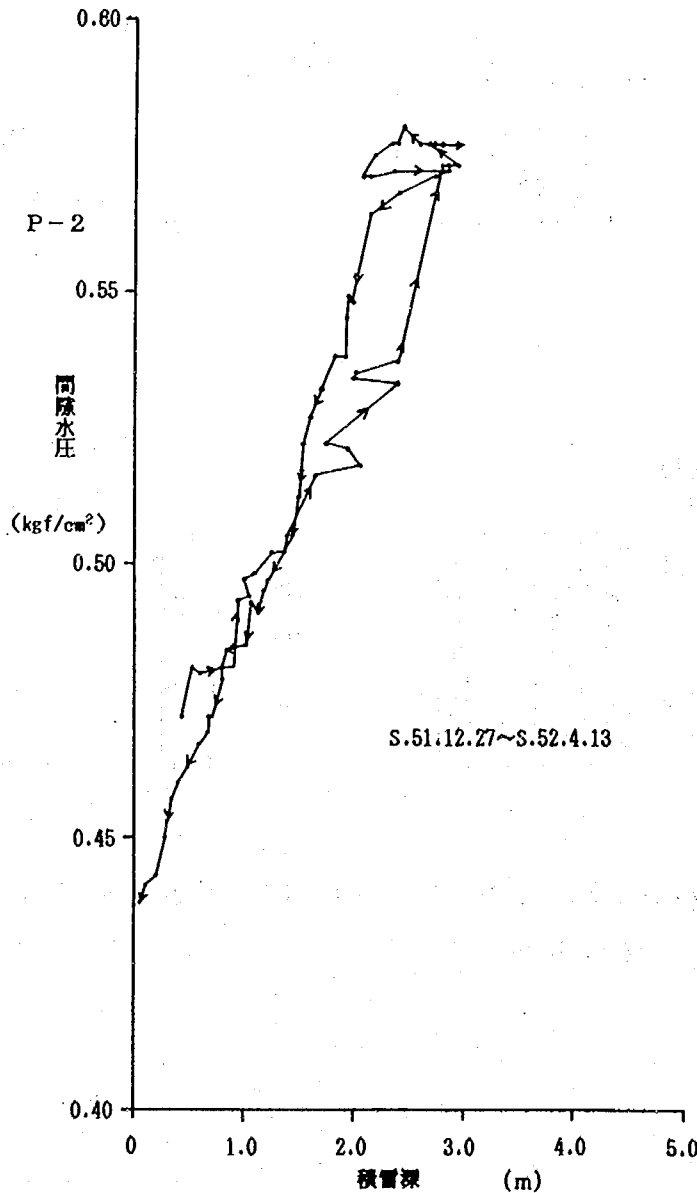


図-29 積雪深と間隙水圧との関係

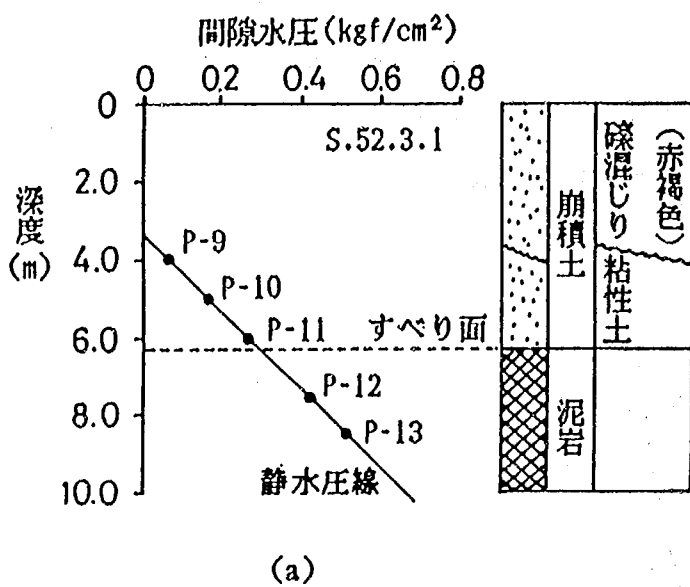


図-30 鉛直方向の間隙水圧分布
(積雪期)

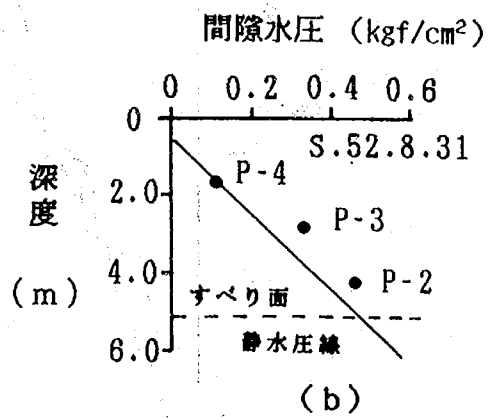
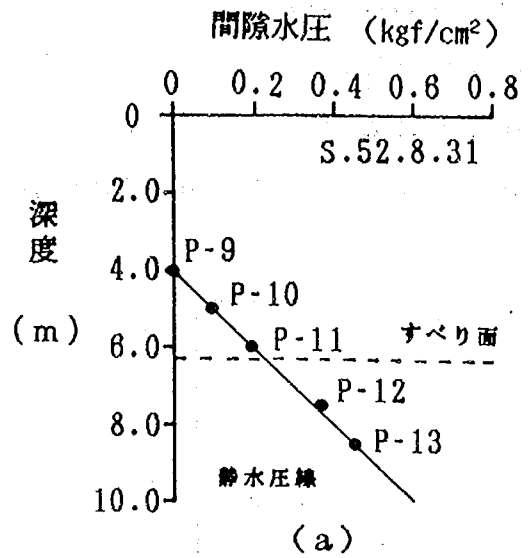


図-31 鉛直方向の間隙水圧分布
(無積雪期)

13(8.5m)までいずれも静水圧線と一致していることから静水圧分布をしていることが分かる。この地点での移動層の状況は、すべり面が深度6.3mに位置し、それ以浅の崩積土である礫混じり粘性土は、地表面から深度4.0m付近まで赤褐色を呈している。一方、P-2が設置されている地点の移動層中の間隙水圧は、図-30(b)および図-31(b)に示すようにP-4(1.6m)を静水圧線と一致させた場合では、P-3(2.7m)、P-2(4.2m)については、いずれも静水圧線より右側に位置していることから過剰間隙水圧となっていることが分かる。P-2地点での地盤の状況は、すべり面が深度5.2mに位置し、すべり面以浅の崩積土である礫混じり粘性土は、地表面から深度2.0m付近までは赤褐色を呈し、それ以深は背灰色となっている。したがって、試験地斜面では、上部域の間隙水圧は、透水性が良いために静水圧となっており、下部域では逆に透水性が悪いために過剰間隙水圧となっていることが分った。そして、その過剰間隙水圧は、積雪期には積雪荷重により無積雪期より高くなっていることが分った。

表-2は、図-26に示した間隙水圧の観測結果を用いて、図-28に示す間隙水圧計が埋設してあるスライスの無積雪期の11月12日と積雪増加期の2月20日および融雪期の4月7日の安全率を計算した結果である。なお、試験地斜面全体の安全率の計算は、間隙水圧計の埋設箇所が二箇所と少ないためここでは行っていない。安全率の計算は簡便法を用い、間隙水圧はすべり面に等分布に作用するものとし、積雪は斜面に平均的に分布しているものとした。また、単位体積重量は現場調査結果から判断して $\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3$ を用い、土質強度定数はすべり面のリングせん断試験結果である $\phi'_r = 16.7^\circ$ 、 $c'_r = 0 \text{ tf/m}^2$ を用いた¹⁾。この他、雪の密度は新潟試験所で実施した積雪観測結果から判断し、2月20日については $\gamma_s = 0.30 \text{ t/m}^3$ 、4月7日については $\gamma_s = 0.45 \text{ t/m}^3$ をそれぞれ用いた。安全率は、P-11スライスでは11月12日

表-2 スライス安全率の変化

	P-11スライス	P-2スライス
11月12日	$F_s = 2.30$	$F_s = 1.04$
2月20日	$F_s = 2.39$	$F_s = 0.96$
4月7日	$F_s = 2.26$	$F_s = 1.20$

に $F_s = 2.30$ 、2月20日に $F_s = 2.39$ 、4月7日に $F_s = 2.26$ となり、相対的には無積雪期と融雪期に低く積雪増加期では高くなっている。一方、P-2スライスでの安全率は11月12日に $F_s = 1.04$ 、2月20日に $F_s = 0.96$ 、4月7日に $F_s = 1.20$ となり、相対的にはP-11スライスとは逆に無積雪期と融雪期に高く積雪増加期では低くなっている。これらのことは、図-24(a)、(b)、(c)に示した伸縮計による移動観測結果から判明した融雪期および無積雪期では斜面上部域が不安定化し、積雪増加期ではコンプレッションゾーン全体が不安定化することと一致する。

図-26の観測結果において、融雪期に移動が停止することについては、以下のことが考えられる。図-26のコンプレッションゾーンの間隙水圧P-2の変化は、無積雪期の11月から12月中旬では 0.5kgf/cm^2 前後でほぼ一定値を示し、積雪期の12月下旬から4月上旬では積雪深と似た変化を示して、積雪がなくなった4月中旬以降では11月から12月中旬の値より小さくなっている。そして、その後の8月上旬頃からは、また 0.5kgf/cm^2 付近に戻っている。この変化の中で、積雪増加期については、図-30(b)に示したように移動層の透水性が悪いために積雪荷重の増加に移動層の圧密が間に合わなくなり、過剰間隙水圧が発生したためと考えられる。また、融雪期については、積雪荷重の減少と積雪荷重によりある程度移動層の圧密が進むことによる過剰間隙水圧の消散が考えられる。なお、P-2の値が3月下旬以降で、11月から12月の積雪期前の値より小さくなっていることについては、積雪荷重の減少に伴い、土被り圧が移動層の含水状態と釣り合った状態より小さくなる、いわゆる過圧密状態になったことが考えられる。移動層が過圧密状態になれば、圧密時とは水分の出入りが逆になり水分を吸引する状態が生じ、その結果、間隙水圧は積雪荷重の掛かる前より小さくなる。また、P-2の値が、8月上旬頃より 0.5kgf/cm^2 前後に戻っているのは、過圧密状態が解消されたことによると考えられる。このように、圧密と過圧密の二つの応力状態が各々生じたとすれば、すべり面のせん断強さは、圧密に伴う強度増加と過圧密状態に伴う強度増加が考えられる。なお、過圧密状態でのすべり面粘土のせん断強さの増加は、図-32に示した繰返し一面せん断試験により確認されている。図中のA線は正規圧密排水試験の残留強さを示し、B線は正規圧密排水試験後に垂直荷重を減少させ過圧密状態にして試験を実施した時のピーク強さを示す。過圧密状態でのせん断強さは、正規圧密状態のものより増加し、内部摩擦角が大きくなっていることが分かる。したがって、融雪期に移動が停止するのは、すべり面のせん断強さが、積雪荷重による圧密と融雪に伴う積雪荷重の減少により過圧密状態になるために増加すると考えることができる。

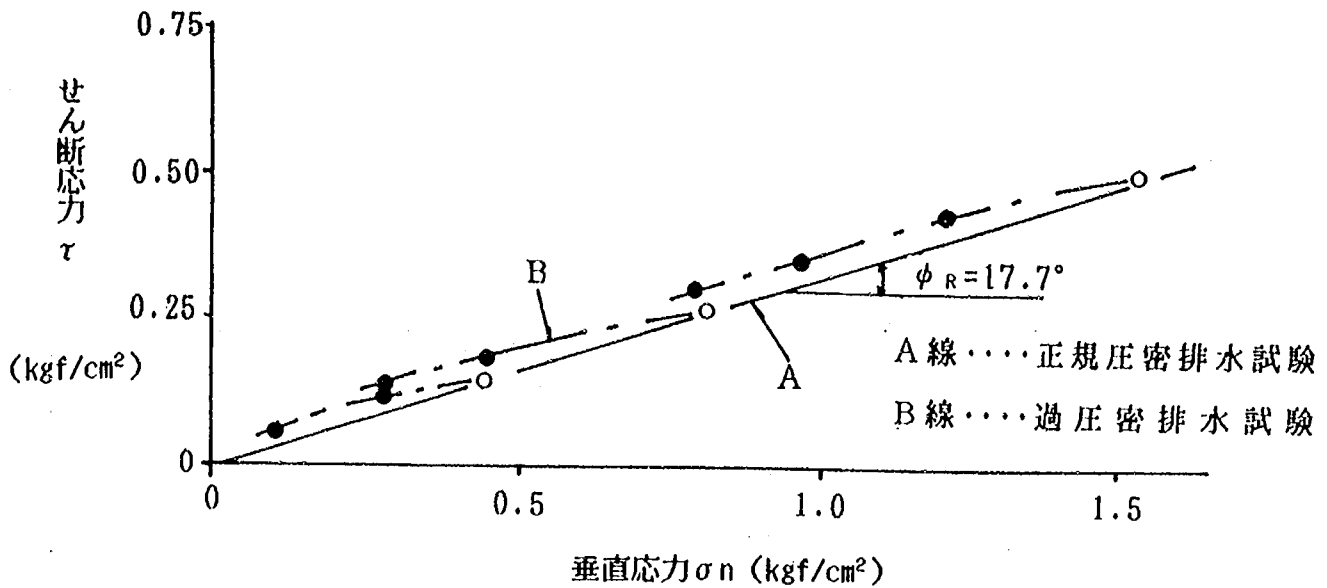


図-32 すべり面粘土の繰返し一面せん断試験結果

以上のことから、試験地斜面の地すべり移動特性としては、中村等⁹⁾の考え方を参考にして、表-3のように考えることができると思われる。すなわち、11月から12月の移動は、P-11が上昇していることから積雪前の長雨あるいは初雪等により試験地斜面上部の間隙水圧が上昇し、すべり面のせん断強さが低下したことにより安全率が低下したためと考えられる。1月から2月にかけては、P-11が積雪により雨水の浸透がなくなったため下降しているが、逆にP-2が上昇している。このP-2の上昇は、試験地斜面中、下部の移動層の透水性が悪いため、積雪荷重の増加に移動層の圧密が間に合わなくなり、過剰間隙水圧が発生したためと考えられる。このことから、移動は表-2によればP-11スライスの安全率が積雪期前の11月12日より上昇しているものの、P-2スライスでは逆に低下しているので、P-2スライスではすべり面のせん断強さがあまり増加せず、積雪の上昇による地すべり推力だけが增加する状況となったことにより安全率が低下したためと思われる。3月から4月については、P-11が融雪により上昇しているにもかかわらず、移動は減少している。これは、つぎのように考えられる。つまり、表-2の安全率の変化をみると、P-2スライスの安全率は融雪期前の2月20日より融雪期の4月7日の方が上昇していることから、P-2の積雪による過剰間隙水圧が、移動層の圧密が徐々に進行することと、融雪による積雪荷重の減少のため時間とともに消散するものと考えれば、すべり面のせん断強さは、この移動層の圧密により1月から2月の間のものより増してきたものと思われる。一方、試験地斜面全体では、積雪が減少しているために地すべり推力も減少している。この結果、テンションゾーンのP-11が上昇しこのスライスの安全率は低下しているが、P-2の位置するコンプレッ

表-3 猿供養寺地すべり試験地斜面の移動機構

	テンションゾーン	コンプレッションゾーン	斜面全体の安定度
無積雪期の移動の原因	<ul style="list-style-type: none"> 移動層の透水性が良いため降雨、融雪水の浸透による間隙水圧の上昇により安全率が低下する。 上部ブロックから移動土砂の流入がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 移動層の透水性が悪いため降雨融雪水の浸透がなく間隙水圧の上昇はせず、安全率の低下は起こらない。 	<ul style="list-style-type: none"> テンションゾーンの安全率の低下により移動する。
積雪増加期の移動の原因	<ul style="list-style-type: none"> 積雪により雨水の浸透がなくなり安全率は上昇する。 	<ul style="list-style-type: none"> 移動層の透水性が悪いため積雪荷重の増加に移動層の圧密が間に合わなくなり、すべり面のせん断強さがあまり増加せず、積雪の上昇による地すべり推力だけが増加し、安全率が低下する。 	<ul style="list-style-type: none"> コンプレッションゾーンの安全率の低下により移動する。
融雪期に移動が停止する原因	<ul style="list-style-type: none"> 移動層の透水性が良いため降雨、融雪水の浸透による間隙水圧の上昇により安全率が低下する。 上部ブロックから移動土砂の流入がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 積雪荷重により移動層の圧密が徐々に進行し、すべり面のせん断強さが増加する。 融雪による積雪の減少により地すべり推力が減少する。 融雪による積雪の減少により、移動層が過圧密状態となり、すべり面のせん断強さが増加する（内部摩擦角が大きくなる）。 	<ul style="list-style-type: none"> テンションゾーンの安全率の低下より、コンプレッションゾーンの安全率の上昇の方が大きいため、移動は徐々に停止する。

ンゾーンでの安全率が上昇していることから、この部分でのすべり面のせん断強さが増してきたため、地すべりブロック全体の安全率は上昇し移動が減少したというものである。なお、すべり面のせん断強さの増加としては、この他に融雪に伴う積雪荷重の減少のにより過圧密状態になることによる増加が考えられた。しかし、この点については、表-2の安全率の計算には考慮していない。したがって、この点を考慮すれば、融雪期におけるP-2スライスの安全率は更に大きな値になると思われる。この他、移動杭による移動量の観測結果によれば、図-5に示したように、試験地斜面は頭部に滑落崖を形成しているが、頭部左岸側で上部ブロックとつながっており、試験地斜面に上部ブロックからの移動土塊の流入が認められた。試験地斜面の移動の誘因としては、この上部ブロックからの移動土塊の流入もその一つである。

以上のことから、試験地斜面における地すべり移動は、以下の誘因によるものと考えられる。

- ① 試験地斜面上部テンションゾーンにおける間隙水圧の上昇
- ② 試験地斜面中、下部コンプレッションゾーンにおける積雪荷重
- ③ 試験地斜面頭部左岸側からの上部地すべりブロック移動土塊の流入

6. 防止工事

試験地斜面における地すべり防止工事は、新潟県により昭和50年度から実施された。その結果、昭和54年から移動はほとんど認められなくなり、平成2年現在までその状況は続いている。ここでは、移動計による移動と間隙水圧の各観測結果を用いて、防止工事の進捗に伴う移動および間隙水圧の経年変化と防止工事の効果について検討した。

6.1 防止工事の進捗と移動の経年変化

防止工事では、暗渠、排水壁、集水井による集水ボーリングが各々施工された。暗渠および排水壁の構造図は、図-33、34に示す。ここで、排水壁は、暗渠の大規模なもので、通称、遮水壁と呼ばれていた地すべり防止施設である。排水壁は、地下水の流れ方向に直角に施工し、集水した地下水を水路等により地すべり地外へ排水するものである。その効果としては、排水壁上部斜面では、地下水の集水による地下水位の低下を、下部斜面では、上部からの地下水の流入を遮断させることを期待している。

図-35には、試験地斜面における地すべり防止施設と移動計の各設置位置を示し

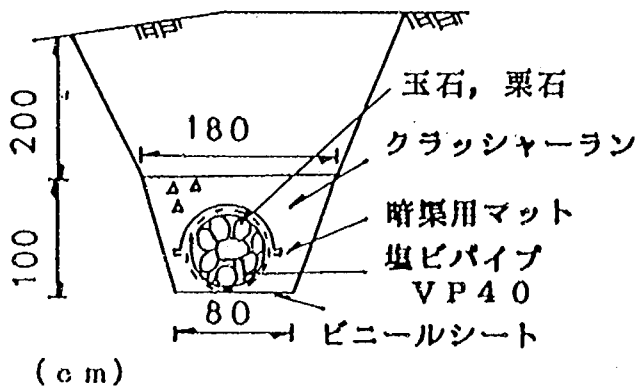


図-33 暗渠

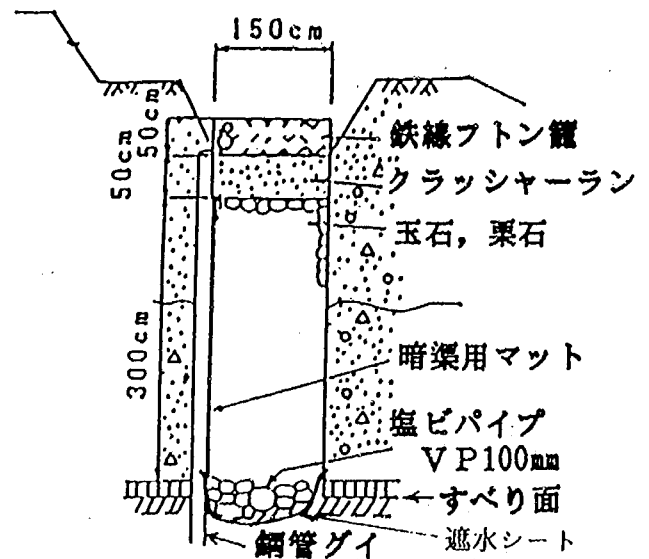


図-34 排水壁

た。また、図-36には、昭和47~57年までの移動計による移動量の観測結果を示した。防止工事が開始される前の昭和51年以前では、各移動計に活発な移動が観測されている。しかし、暗渠および1、2号排水壁が施工されたことにより、昭和53年の移動は、T-10、11、12、13の各移動計でみられるが、他の移動計では急激に減少しほとんどみられなくなっている。このT-10、11、12、13の移動は、それらの設置位置が局部的な地すべりブロックの頭部に位置し、テンションゾーンとなっているためであり、このブロックは5.地すべり移動特性で検討したブロックの下に位置する。また、昭和53~54年にかけてT-10、11、12、13の各移動計でみられる移動は、3号排水壁施工工事によるものであることが現地で確認されている。3号排水壁および集水ボーリングが施工された昭和55年以降の移動は、T-10、11、12、13の各移動計でみられた移動も認められなくなり、その結果、試験地斜面では、ほとんど移動は認められなくなった。したがって、試験地斜面においては、暗渠、排水壁、集水井による集水ボーリング等の地下水排除施設が有効に機能し、すべり面での間隙水圧を低下させ、せん断強さが増加し移動を防ぐことができたと考えられる。

6.2 防止工事の効果の検討

試験地斜面の移動は、地下水排除を主体した地すべり防止施設の施工によりほとんど認められなくなった。このことは、地下水排除施設が有効に機能し、すべり面の間隙水圧を低下させることができたことによるものである。試験地斜面における地すべり移動は、5.地すべり移動特性で検討した結果から、以下の誘因によるものと考えられた。

① 試験地斜面上部テンションゾーンにおける間隙水圧の上昇

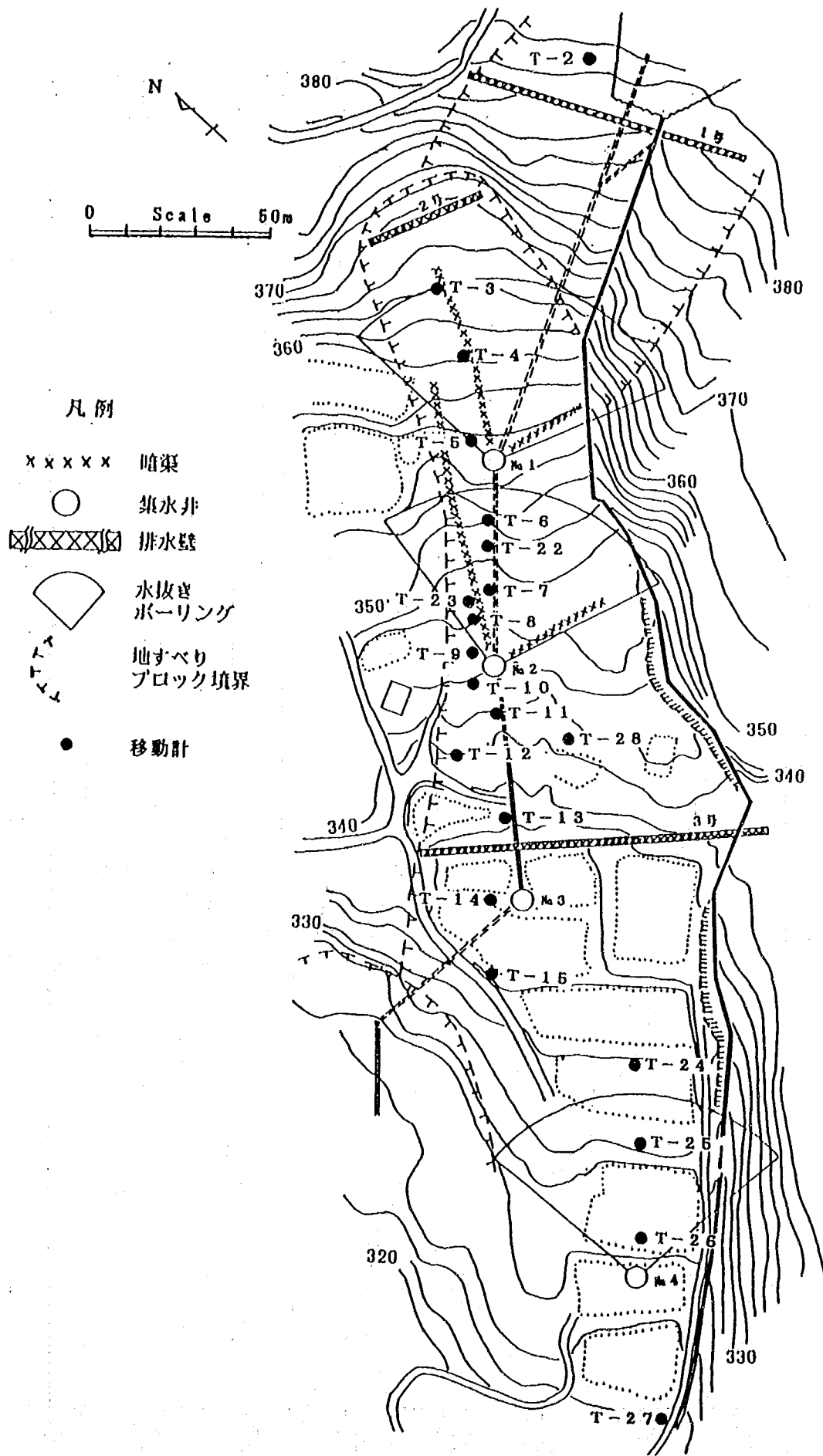


図-35 地すべり防止施設と移動計の配置位置

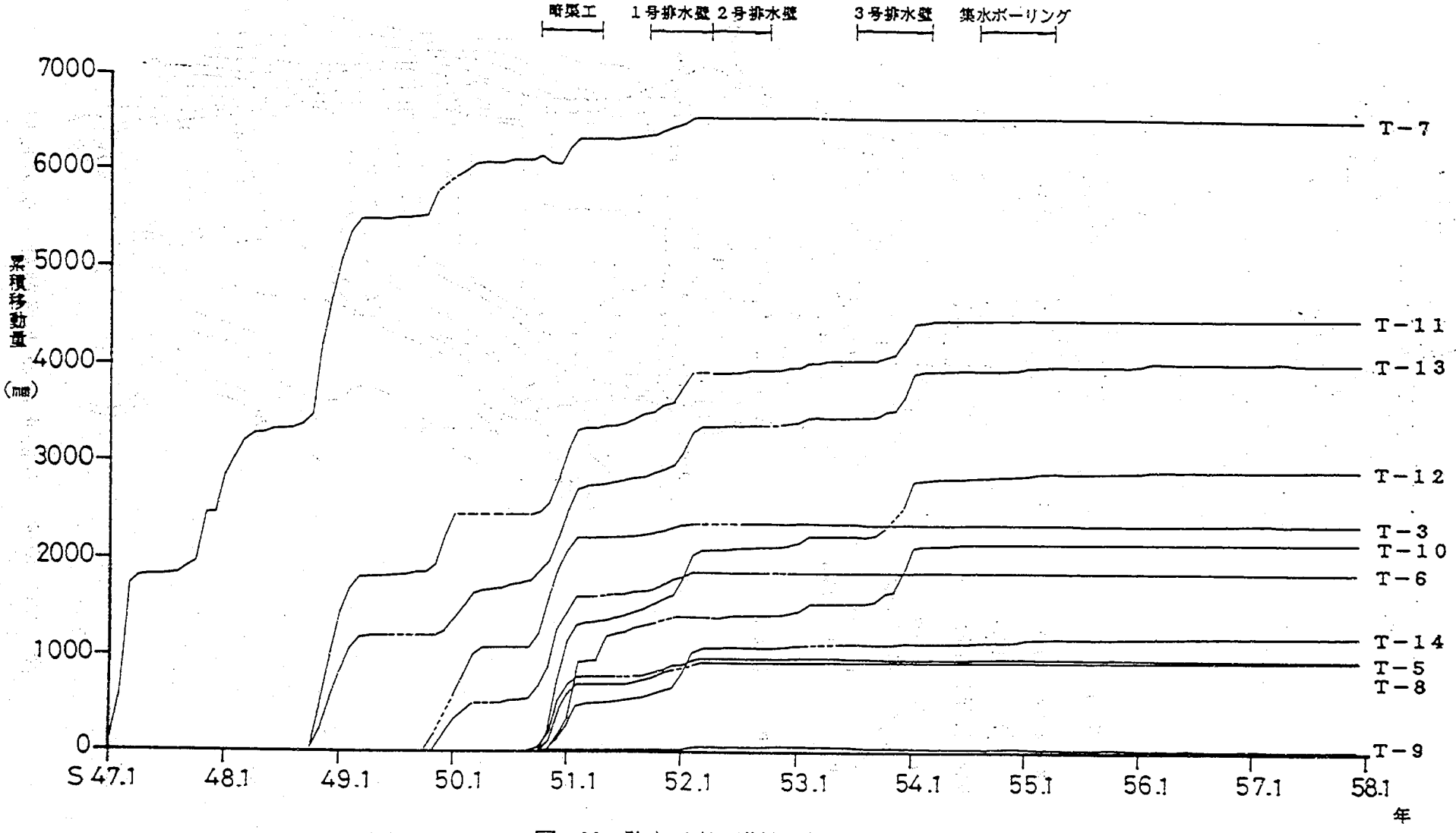


図-36 防止工事の進捗と移動量の経年変化

② 試験地斜面中、下部コンプレッションゾーンにおける積雪荷重

③ 試験地斜面頭部左岸側からの上部地すべりブロック移動土塊の流入

したがって、移動が認められなくなったのは、これらの誘因が防止工事の実施により除去されたことによるものである。

①については、斜面上部テンションゾーンでの間隙水圧の観測が昭和52年からであるため、そのデータは暗渠および1号排水壁施工後および2号排水壁施工中からのものであり、施設施工前後の間隙水圧の変化から検討することはできない。ここでは、現地状況から検討することにした。試験地斜面上部の滑落崖の下には、図-9に示すように施設が施工される以前（昭和45年）では池が存在していた。また、このテンションゾーンの間隙水圧は、図-30(a)に示したように土層の透水性が良いため鉛直方向で静水圧分布をしている。このことから、施設が施工される以前のすべり面の間隙水圧は、地下水位に換算すれば地表面付近まで達していたと判断される。図-37(a)、(b)、(c)、(d)には、2号排水壁施工中の昭和52年からその後の昭和54年までの、テンションゾーンにおけるすべり面付近の間隙水圧P-11の観測結果を示した。P-11は、降雨および融雪水に敏感に反応した変化を示し、その値は最大で 0.3kgf/cm^2 前後となっている。この値は、地下水位に換算すると地表面下3mとなる。したがって、暗渠および1、2号排水壁が施工されたことにより、間隙水圧計が埋設されている地点で、地下水位をおよそ3m低下させることができたことになり、スライスの安全率の変化（表-2の安全率を求めた方法で計算した場合）は、表-3に示すとおりとなる。以上のことから、斜面上部テンションゾーンの間隙水圧の上昇は、暗渠および1、2号排水壁が施工されたことにより防ぐことができたと考えられる。

②については、斜面中、下部コンプレッションゾーンの移動層の透水性が悪いため、積雪荷重の増大に伴うすべり面の圧密が進行しにくいことから、すべり面のせん断強さがあまり増加せず、積雪荷重による地すべり推力だけが増加し移動が発生すると考えられたことで誘因とした。したがって、積雪期の移動を防ぐためには、地下水排除施設を施工し、あらかじめ積雪前の間隙水圧を下げ、すべり面のせん断強さを増しておき、積雪荷重の増加に伴う地すべり推力の増加に抵抗できるようにしておく必要があると考えられる。図-38は、この考え方をもとに防止工事の進捗に伴う積雪直前のコンプレッションゾーンにおけるすべり面付近の間隙水圧P-2の観測値の変化を示したものである。間隙水圧は、暗渠が施工されたことにより 0.067kgf/cm^2 、また、1、2号排水壁が施工されたことにより更に 0.022kgf/cm^2 それ

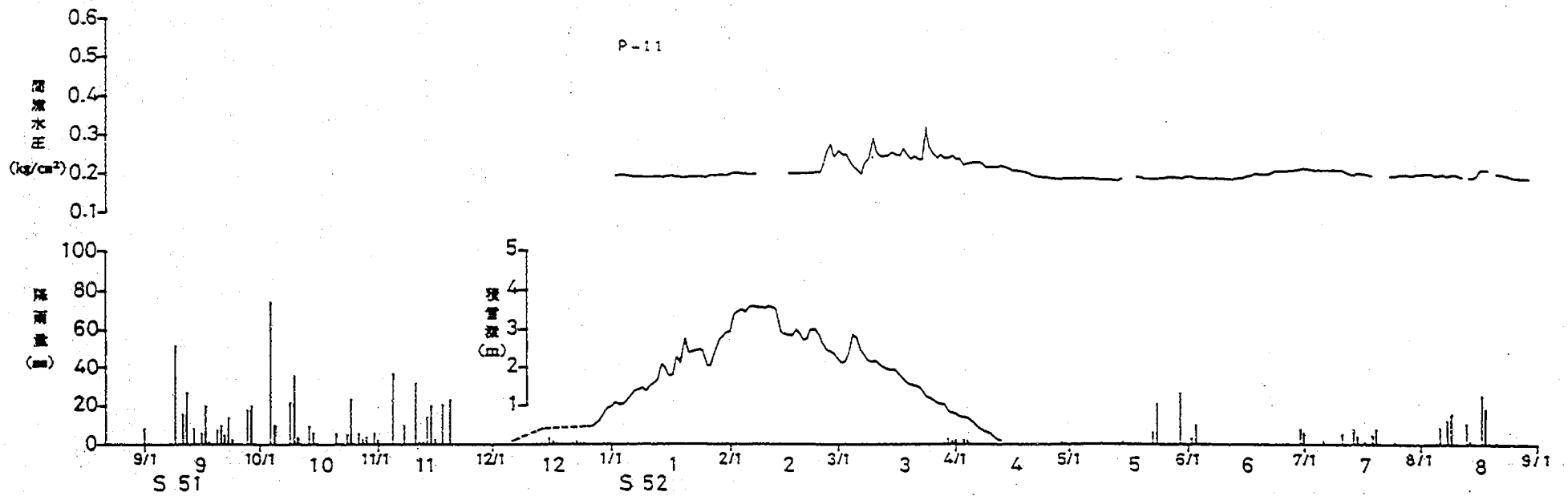
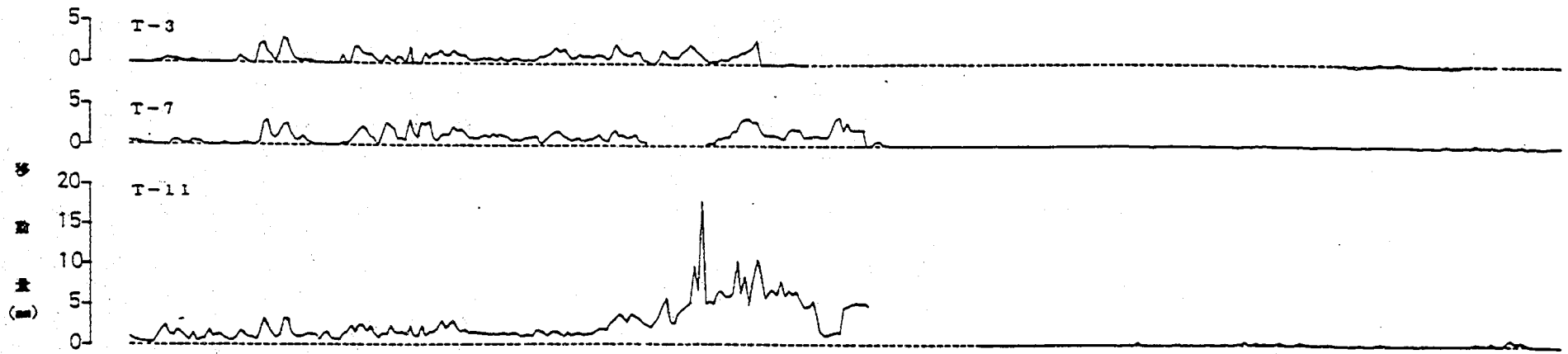


図-37(a) テンションゾーンにおける間隙水圧観測結果

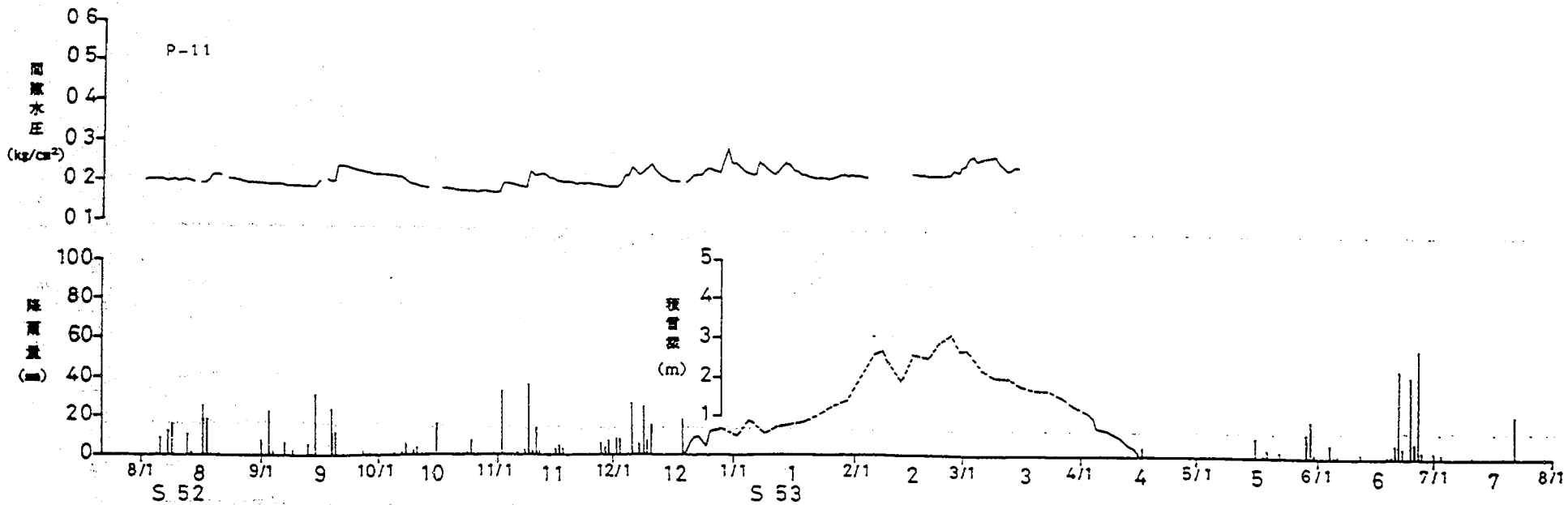
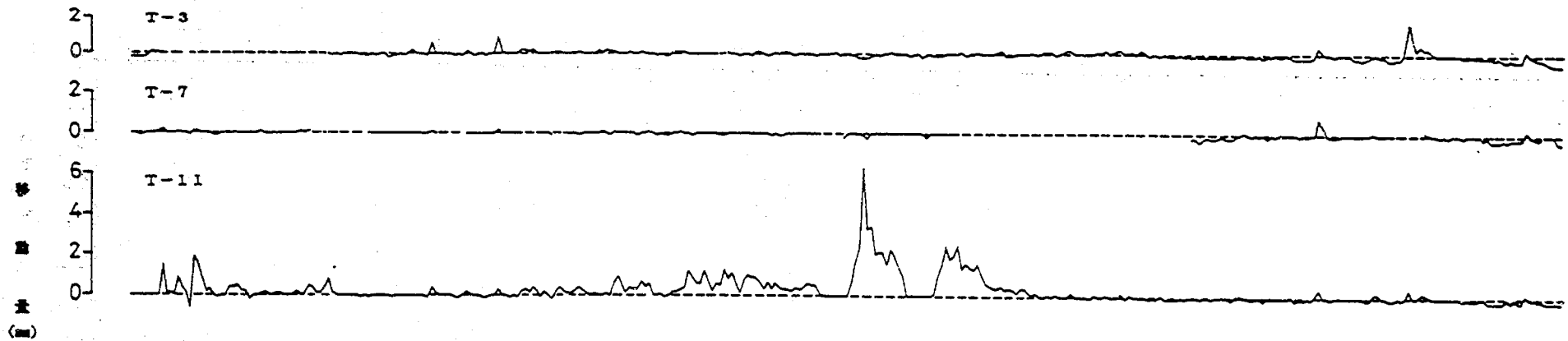


図-37 (b) テンションゾーンにおける間隙水圧観測結果

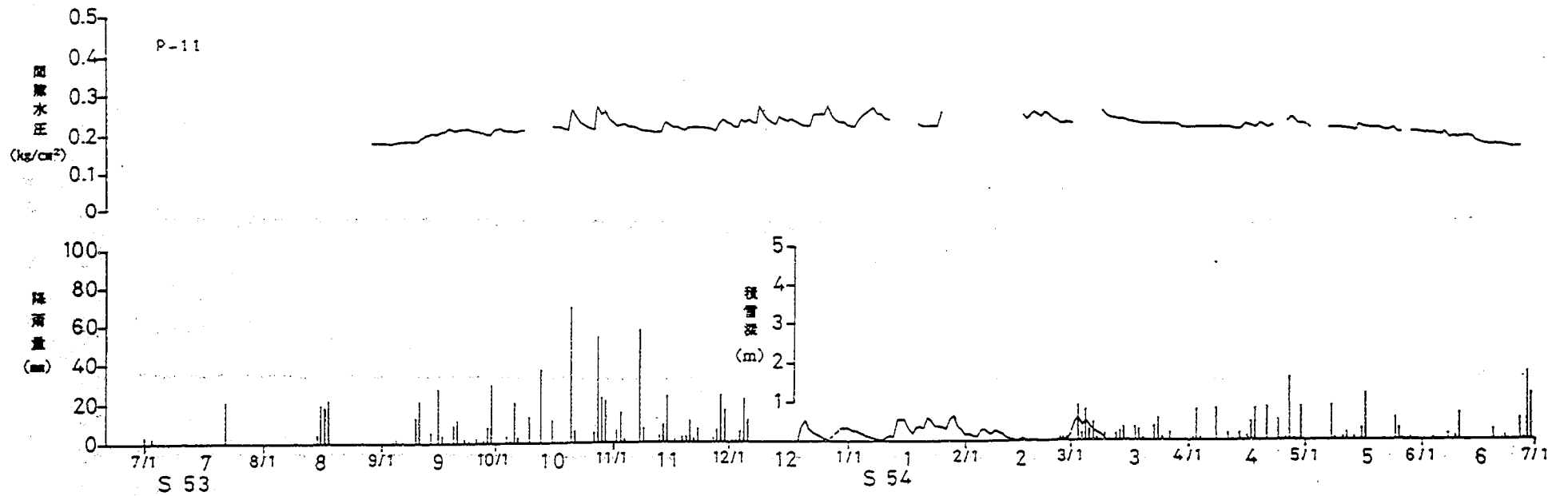
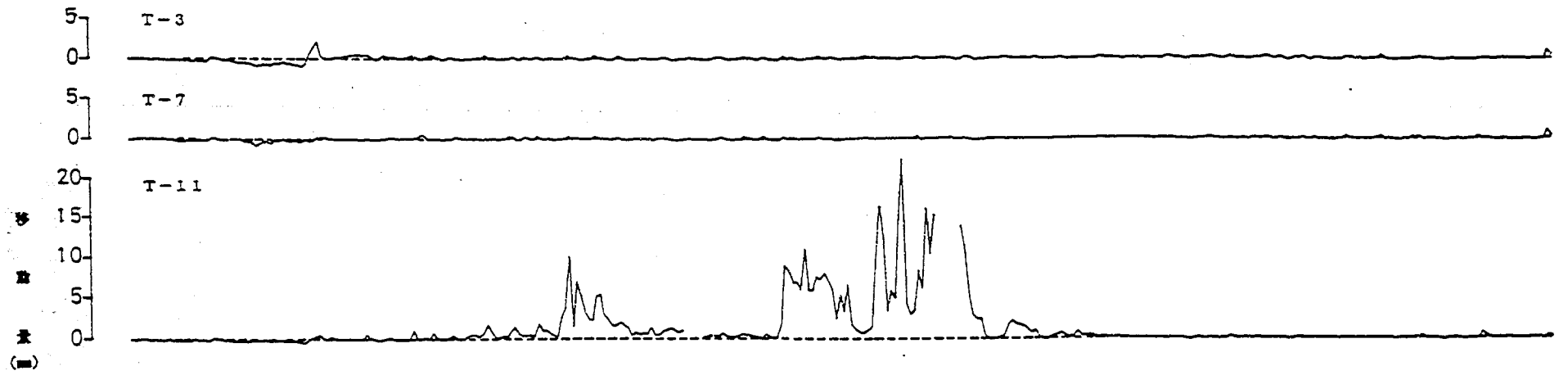


図-37(c) テンションゾーンにおける間隙水圧観測結果

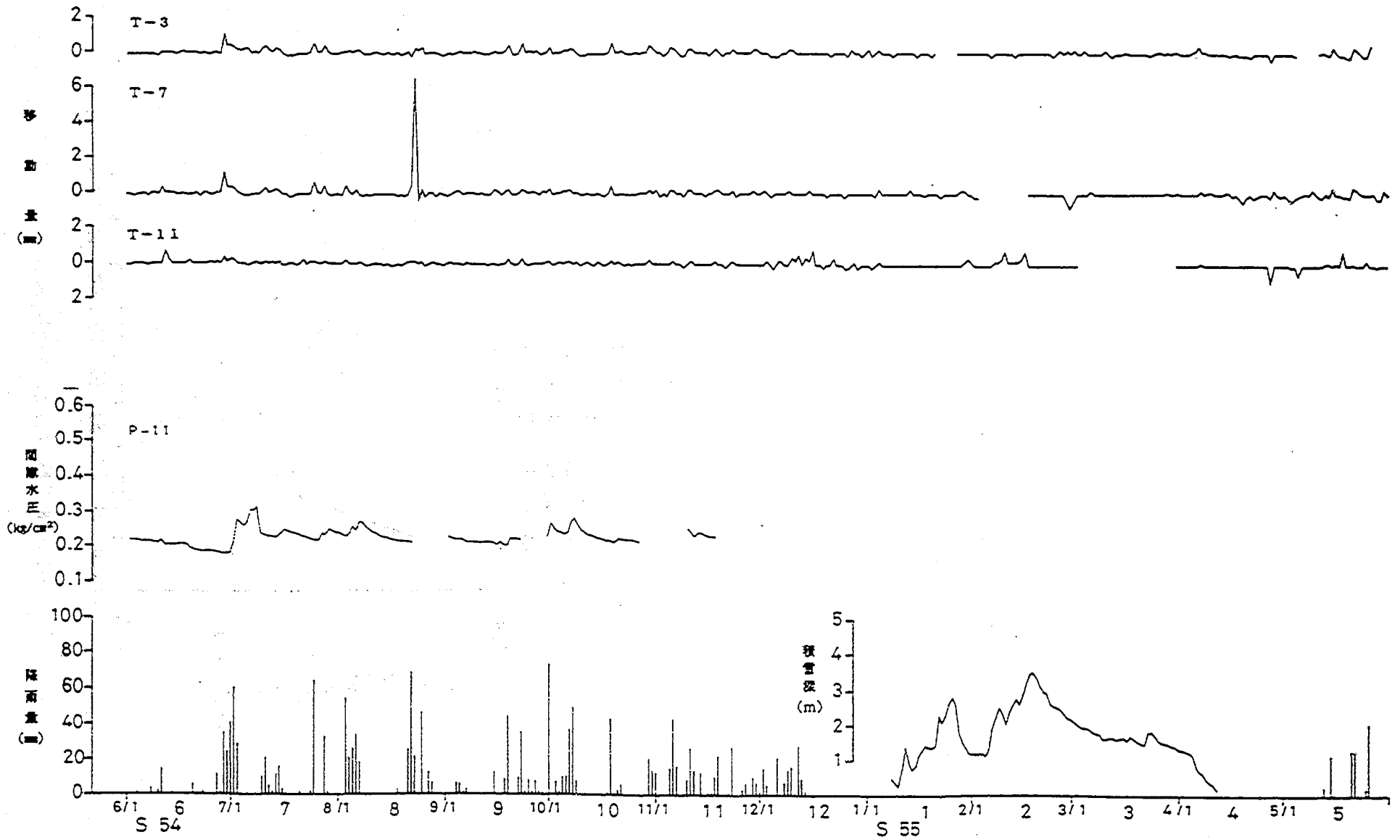


図-37(d) テンションゾーンにおける間隙水圧観測結果

表-3 P-11スライス安全率の変化

	P-11スライス安全率
昭和50年以前 (地下水位地表面)	$F_s = 1.359$
昭和52年以後 (地下水位地表面下3.0m)	$F_s = 2.183$

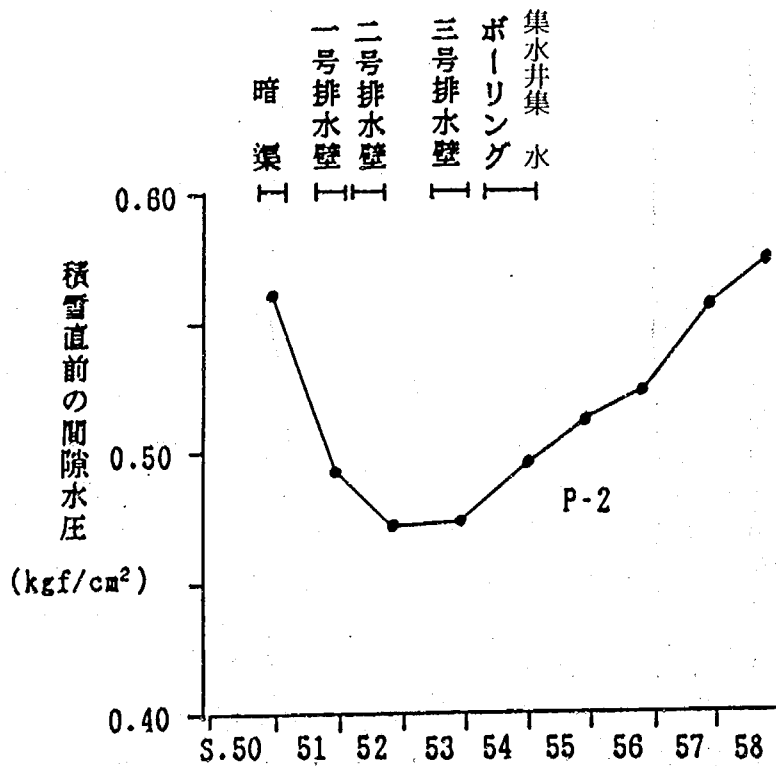


図-38 積雪直前の間隙水圧

ぞれ低下している。しかし、3号排水壁が施工された後は、集水井の集水ボーリングが施工されているにもかかわらず年々上昇し、昭和58年には地下水排除施設が施工され始めた時点の値より高くなっている。この図からは、暗渠および1、2号排水壁が施工されたことによる間隙水圧の低下が認められ、効果が現れていることが分かる。したがって、斜面中、下部コンプレッションゾーンにおける積雪荷重の誘因については、暗渠および1、2号排水壁が施工されたことにより除去されたと考えられる。しかし、暗渠施工後約4年目、また、1、2号排水壁施工後約2年目から間隙水圧の上昇がみられ、地下水排除施設の機能低下が生じており、昭和58年からは②の誘因が再び防止工事開始前と同様に作用することになった。

③については、1号排水壁の上部に設置されている移動計T-2（図-35に設置位置を示す）の観測結果から検討することができる。図-39には、防止工事前後の移動計T-2による移動量の観測結果を示した。移動は、防止工事が開始された昭和50年から2号排水壁が施工された昭和52年までみられる。しかし、昭和53年以降は、ほとんど移動がみられなくなっている。したがって、③については、暗渠、1、2号排水壁が施工されたことにより、除去されたと考えられる。

この他、図-36に示したように、暗渠および1、2号排水壁が施工された後の昭和53年には、T-10、11、12、13の各移動計で移動がみられた。しかし、その後3号排水壁および集水井からの集水ボーリングが施工され、移動がほとんどみられなくなった。図-40には、3号排水壁施工前後のすべり面付近の間隙水圧の分布を地下水位に換算して示した（図-15に間隙水圧計の配置図を示す）。間隙水圧は、排水壁が施工されたことにより低下していることが分かる。排水壁の効果範囲は、上部では15.6m離れたP-15付近までであると思われる。また、下部では間隙水圧の低下は認められるが、その低下形状から判断すると、排水壁の機能である上部からの地下水の流入を遮断させ、地下水位の低下を図るという効果が出ていないと思われる。この原因としては、側面からの地下水の流入等が考えられる。したがって、T-10、11、12、13の各移動計で認められた移動は、3号排水壁施工による間隙水圧の低下によりすべり面のせん断強さが増加し、無くなったものと思われる。また、②の誘因が作用しているにもかかわらず、平成2年現在まで移動がみられないことについては、3号排水壁の効果によると考えられる。

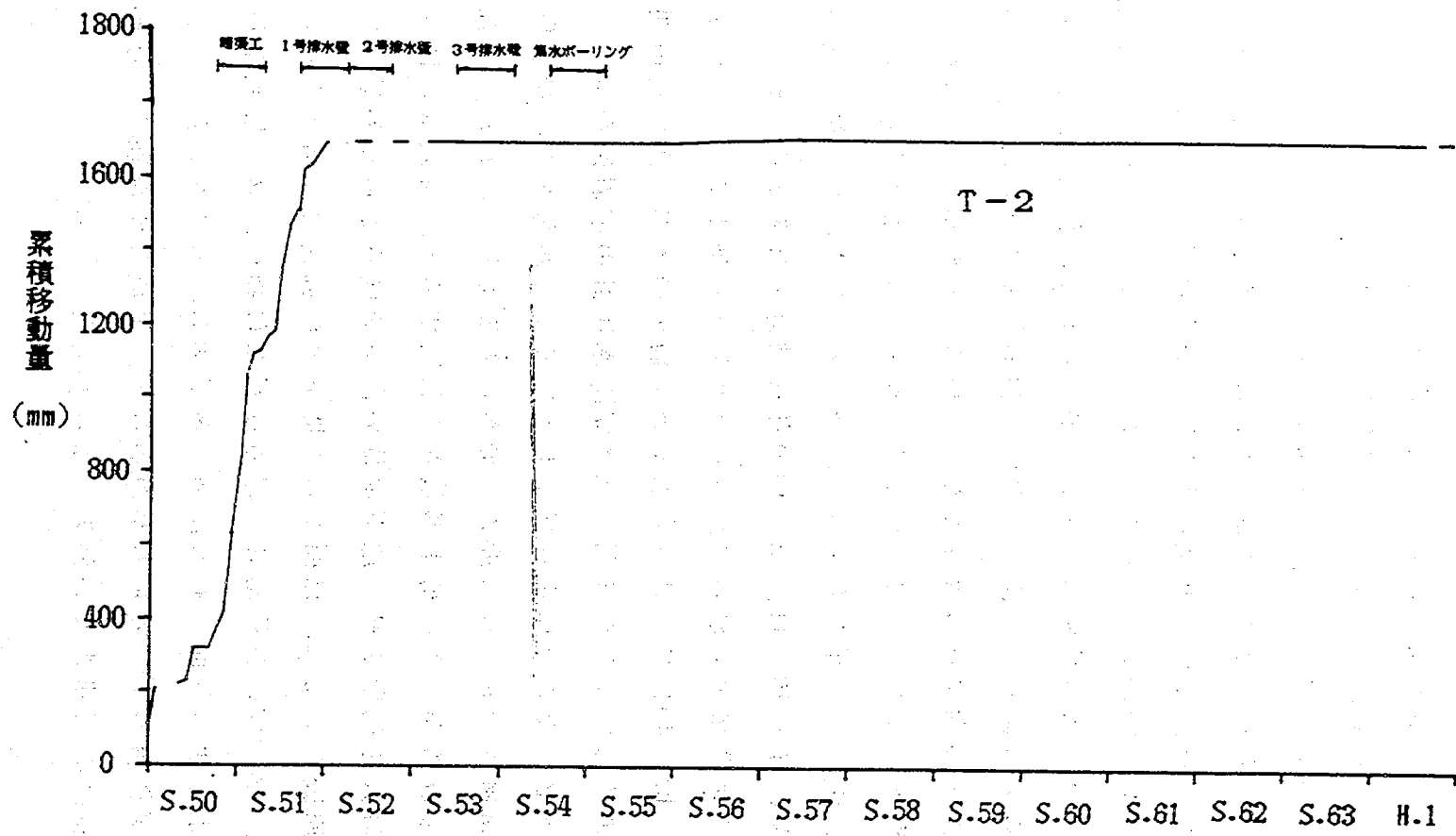


図-39 移動量観測結果

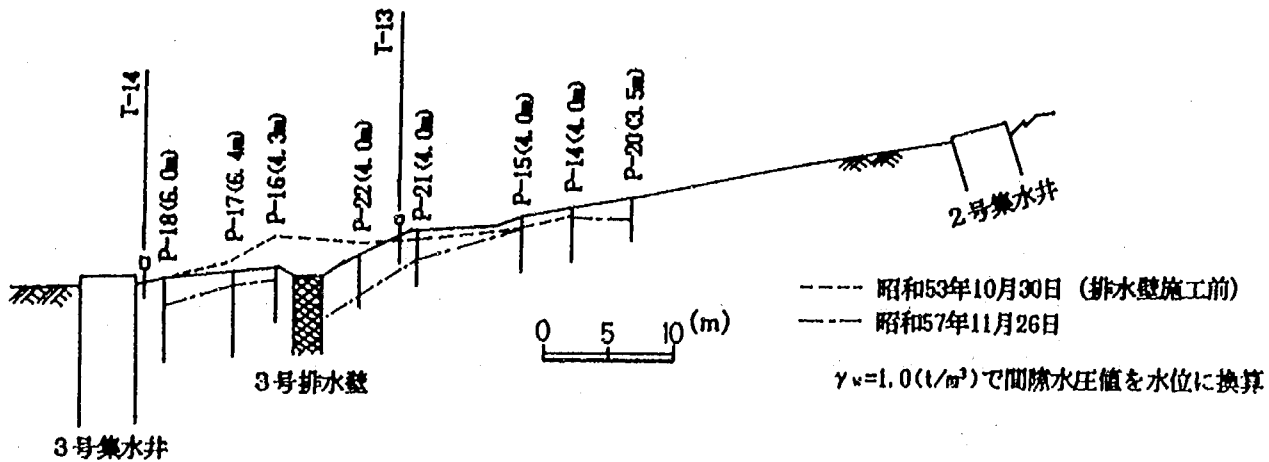


図-40 3号排水壁の効果

7. 結論

本報告書では、猿供養寺地すべりにおける地すべり動態観測データの中から移動について取り上げ、地すべり移動特性について検討した。その結果、以下の結論が得られた。

- (1) 移動杭による移動量の観測結果では、試験地斜面の平面的な移動は、流動的な移動をしていることが分かった。すなわち、移動土塊は、図-5に示したように上部ブロックからは試験地斜面頭部左岸側から流入し、試験地斜面の上部では横断的に側面で移動が若干小さく中央部で大きい移動形態をとり、中、下部では、試験地斜面の右岸側に沿って移動するというものである。また、試験地斜面頭部と左岸側の急に地すべりの幅が広がっている部分では、ちょうど川の流れが淀んでいる部分に相当しているように考えられる。
- (2) クリープウェルによる移動量の観測では、図-8に示したように地すべりの移動層内の鉛直方向の移動速度は等速度であることが分かった。
- (3) 試験地斜面の移動は、図-18に示したように秋の長雨で始まり、雪の降り始めの雪が積もったり融けたりする時期に最も激しくなり、積雪が多くなる時期にも沈静化せず、融雪が始まる時期になると沈静化する形態をとる。
- (4) 本地すべりの移動の中で秋の長雨によるものは、降雨量に敏感に反応して変化し、(2)、(3)式で降雨量から求めることができると考えられた。
- (5) 伸縮計による移動量の観測結果を、9月～10月の秋の長雨の無積雪期、1月～2月の積雪増加期、3月～4月の融雪期に区分し、7日間の累積移動量で整理した結果では、移動土塊の縮みが、図-25に示したように大きい方から

融雪期、無積雪期、積雪増加期の順となった。この結果からは、融雪期および無積雪期では、移動土塊の縮みが大きいことから、斜面上部域が不安定化していると考えられ、積雪増加期では、移動土塊の縮みが小さいことからコンプレッションゾーン全体の滑動力が増大し、不安定化していることが考えられた。

- (6) 試験地斜面における地すべり移動は、移動および間隙水圧の各観測結果から誘因として、①試験地斜面上部テンションゾーンにおける間隙水圧の上昇、②試験地斜面中、下部コンプレッションゾーンにおける積雪荷重、③試験地斜面頭部左岸側からの上部地すべりブロック移動土塊の流入がそれぞれ考えられた。
- (7) 試験地斜面の移動は、地下水排除を主体した地すべり防止施設の施工によりほとんど認められなく、(6)の①、②、③の誘因が地すべり防止工事により除去されたことが、現地の状況変化と間隙水圧の観測結果から明らかとなった。しかし、②については、地下水排除施設の機能低下が生じ、再び防止工事開始前と同様に作用することになった。

8. あとがき

猿供養寺地すべりは、第三紀層地すべりの調査方法および防止工法のマニュアル化を行うことを目的として、地すべりモデル地に選定し地すべり状況調査を行ってきたものである。本報告書では、これまでの調査観測データの中から移動について取り上げ猿供養寺地すべりの移動特性について検討した。また、地すべり防止工事は、新潟県により進められ、昭和55年以降ほとんど移動が認められない状態となっている。新潟試験所では、地すべり防止工事の機能低下等の調査を目的として、今後も調査観測を実施していく予定である。

(文責 丸山清輝)

参考文献

- 1) 新潟試験所：猿供養寺地すべり調査報告書、土木研究所資料、第1770号、昭和57年3月
- 2) 新潟試験所：猿供養寺地すべり調査報告書(Ⅱ)、土木研究所資料、第2614号、昭和63年3月
- 3) 新潟試験所：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、昭和53年3月

- 4) 新潟試験所：猿供養寺地すべり調査報告書 - 資料編 (その2) -、土木研究所
資料、第2393号、昭和61年3月
- 5) 八田部龍一他：破砕帯地すべりの移動特性に及ぼす降雨の影響、地すべり、
Vol.26、No.3、pp.40-46、1989
- 6) 渡 正亮他：地すべり・斜面崩壊の実態と対策、山海堂、昭和46年
- 7) 日野幹雄：スペクトル解析、朝倉書店、1977
- 8) 丸山清輝他：新潟県における積雪期の地すべりについて、地すべり、Vol.25、
No.2、pp.18-26、1988
- 9) 中村浩之他：雪の地すべりに与える影響について、地すべり、Vol.10、No.1、
pp.6-16、1973

猿供養寺地すべり移動特性について

新潟試験所

要旨

本報告書は、猿供養寺地すべりにおける地すべり動態観測データの中から取り上げ、地すべり移動特性について検討したものである。

キーワード：地すべり移動観測，地すべり移動特性

郵便はがき

944-□□

四十一円切手を
はって下さい。

建設省土木研究所
新潟試験所 御中

新潟県新井市錦町二丁目六番八号

No. 092

C

土木研究所資料第2882号 部

上記のとおり受領しました。

所属(住所)
氏名

印