008
ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2913号

土木研究所資料

ジオテキスタイルを用いた補強盛土の現場動態観測事例

（2分冊の1）

平成2年12月

建設省土木研究所
機械施工部土質研究室

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。

土木研究所資料
第2913号 1990年12月

ジオテキスタイルを用いた補強盛土の現場動態観測事例（2分冊の1）

建設技術協議会 技術管理部会 土質分科会
「山岳道路盛土の安定性に関する試験調査」共同研究担当者

土木研究所
機械施工部土質研究室　室長　久楽勝行
〃　〃　主任研究員　三木博史
〃　〃　工藤浩一郎
東北地方建設局
東北技術事務所材料試験課　課長　小原　努
〃　〃　主任　土井鐵徳
湯沢工事事務所　建設監督官　平川卓也
北陸地方建設局
北陸技術事務所材料試験課　前課長　宮下浩二
〃　〃　課長　小林義英
〃　〃　係長　柳沢龍彦
中部地方建設局
中部技術事務所工務課　元課長　土平富久
〃　〃　前課長　木下　昇
〃　〃　課長　曽根　勇
〃　〃　前係長　川端信勝
〃　〃　係長　木下昌治
〃　〃　谷口　修
中国地方建設局
中国技術事務所材料試験課　前課長　宇津志光明
〃　〃　課長　永田瑞穂
〃　〃　前係長　伊藤紀夫
〃　〃　係長　坂本　弥
九州地方建設局
九州技術事務所材料試験課　課長　西村　博
〃　〃　係長　森山静治
〃　〃　畑　法善

要旨

本調査は、ジオテキスタイルを用いた道路盛土の補強工法の効果を実際の現場で検討することを目的として、建設省の直轄工事で、ジオテキスタイルを用いた補強盛土が適用された現場の動態観測事例を取りまとめ、検討を加えたものである。

キーワード：ジオテキスタイル、補強盛土、現場動態観測

まえがき

ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法が注目を集めており欧米各国を始めとして我が国でもジオテキスタイルに関する調査・研究が盛んに行われるようになってきている。同時に，実際の現場で本工法を適用した事例も増えてきており，その効果が広く認められるようになってきている。しかし，ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法はまだまだ経験の浅い技術であり，現場での使用経験を重ねながら技術の改良を加えていく必要がある。また，ジオテキスタイルの種類も多種多様ならば，補強の対象となる土の種類・性状も千差万別なので，ジオテキスタイルの現場への適用にあたっては，土質条件に応じたジオテキスタイルの選定および設計・施工法の検討が必要である。

その意味で，ジオテキスタイルの現場への適用事例を収集・整理し，今後への参考となることが非常に重要であるとの観点から，建設技術協議会技術管理部会土質分科会では全国各地の直轄工事においてジオテキスタイルを盛土の補強に使用している事例を対象に，その効果を調べるための動態観測を実施した。

調査対象としては，火山灰質の高含水比粘性土を用いた秋田・刈和野バイパス，グリーンタフ地質の高含水比の盛土材を用いた新潟・出雲崎バイパス，愛鷹ロームを用いた静岡・三ツ谷バイパス，瑯混じりの粘性土を用いた島根・浜田バイパス，火山灰混じり砂を用いた大分・院内玖珠道路の５つの事例のとりまとめを行った。いずれも盛土材としてはそれほど適さない含水比の高い土を使用していたり，すべりや浸食の生じやすい土を使用した事例である。今後への参考例として活用していただければ幸いである。

目　　次

まえがき

1. 調査目的 …… 1

2. 調査方法 …… 3

3. 動態観測結果 …… 4

3.1 国道13号刈和野バイパス …… 4
3.1.1 調査盛土の概要 …… 5
3.1.2 調査方法 …… 11
3.1.3 調査結果 …… 14
3.1.4 室内土質試験結果（追跡調査） …… 55
3.1.5 まとめ …… 66

3.2 国道116号出雲崎バイパス …… 67
3.2.1 調査盛土の概要 …… 68
3.2.2 調査方法 …… 71
3.2.3 調査結果 …… 75
3.2.4 土質試験結果 …… 108
3.2.5 解析結果 …… 113
3.2.6 まとめ …… 116

土木研究所資料第2913号
ジオテキスタイルを用いた補強盛土の現場動態観測事例（2分冊の2）

3.3 国道1号三ツ谷バイパス
3.3.1 調査盛土の概要
3.3.2 調査方法
3.3.3 調査結果

3.3.4　設計方法
3.3.5　設計施工法に対する提案
3.3.6　まとめ

3.4　国道9号浜田バイパス
3.4.1　調査盛土の概要
3.4.2　調査方法
3.4.3　調査結果
3.4.4　土質試験結果
3.4.5　解析結果
3.4.6　まとめ

3.5　国道387号院内玖珠道路
3.5.1　調査盛土の概要
3.5.2　調査方法
3.5.3　調査結果
3.5.4　土質試験結果
3.5.5　解析結果
3.5.6　まとめ

4.　まとめ

1. 調 査 目 的

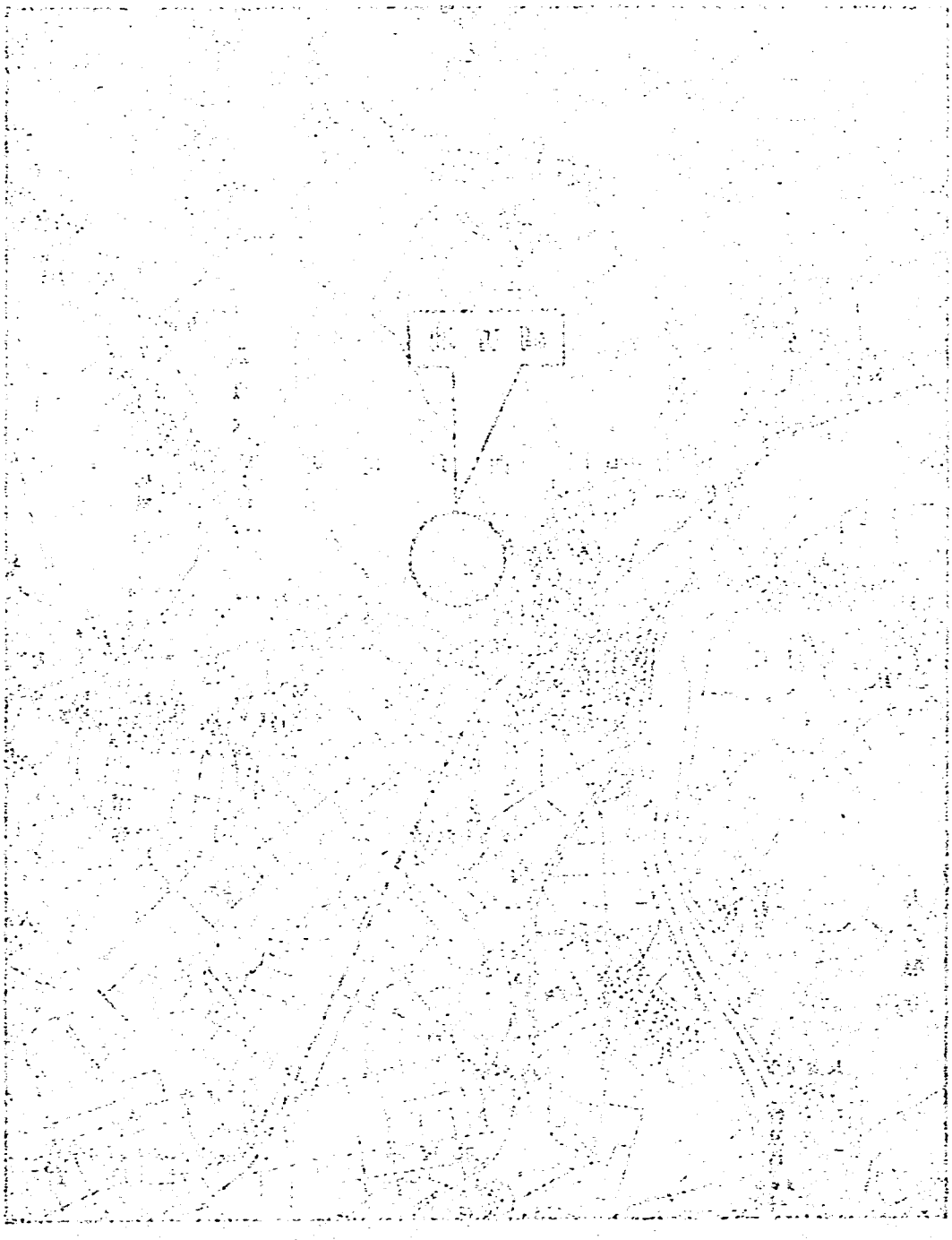
ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法の事例も増えてきているが，ジオテキスタイルを用いた盛土の設計法がまだ十分に確立されていないのが現状である。そこで現状において一般によく使われている設計法の妥当性ならびにジオテキスタイルの適用性について検討を行った。

なお，本資料に取り上げた事例は，建設技術協議会技術管理部会土質分科会の共同研究の一環として調査を行ったもので，直轄工事においてジオテキスタイルを盛土に使用している事例を対象に，各地方建設局の技術事務所と共同で，その効果を調べるための動態観測を実施したものである。

調査箇所および使用目的は，盛土材が軟弱なため，施工機械のトラフィカビリティの向上を目的とした刈和野バイパス，引張補強と盛土内の水の排除との両方を目的とした出雲崎バイパス，施工中の過剰間隙水圧の早期消散を目的とした静岡・三ツ谷バイパス，高強度の補強材を用いて引張補強を目的とした浜田バイパスと院内玖珠道路の5箇所である。

2. 調査方法

本調査は，建設技術協議会技術管理部会土質分科会において，共同研究テーマ「山岳道路盛土の安定性に関する試験調査」の一環として各地方建設局技術事務所と共同で実施したものである。全国各地の直轄工事においてジオテキスタイルを盛土の補強に使用している事例を対象に，その効果を調べるための動態観測を実施した。動態観測方法の詳細については，調査結果をとりまとめた3章以降で述べる。



3．動態観測結果

3.1　国道13号刈和野バイパス

刈和野バイパスの現場試験施工箇所は，図3.3.1に示すように秋田県仙北郡西仙北町地先に位置し，盛土材料が高含水比の粘性土で湿地ブルドーザでも走行が困難なため，トラフィカビリティの改善を図る目的でジオテキスタイルを用いた盛土高1～1.85mの予備的な試験施工を行ったものである。

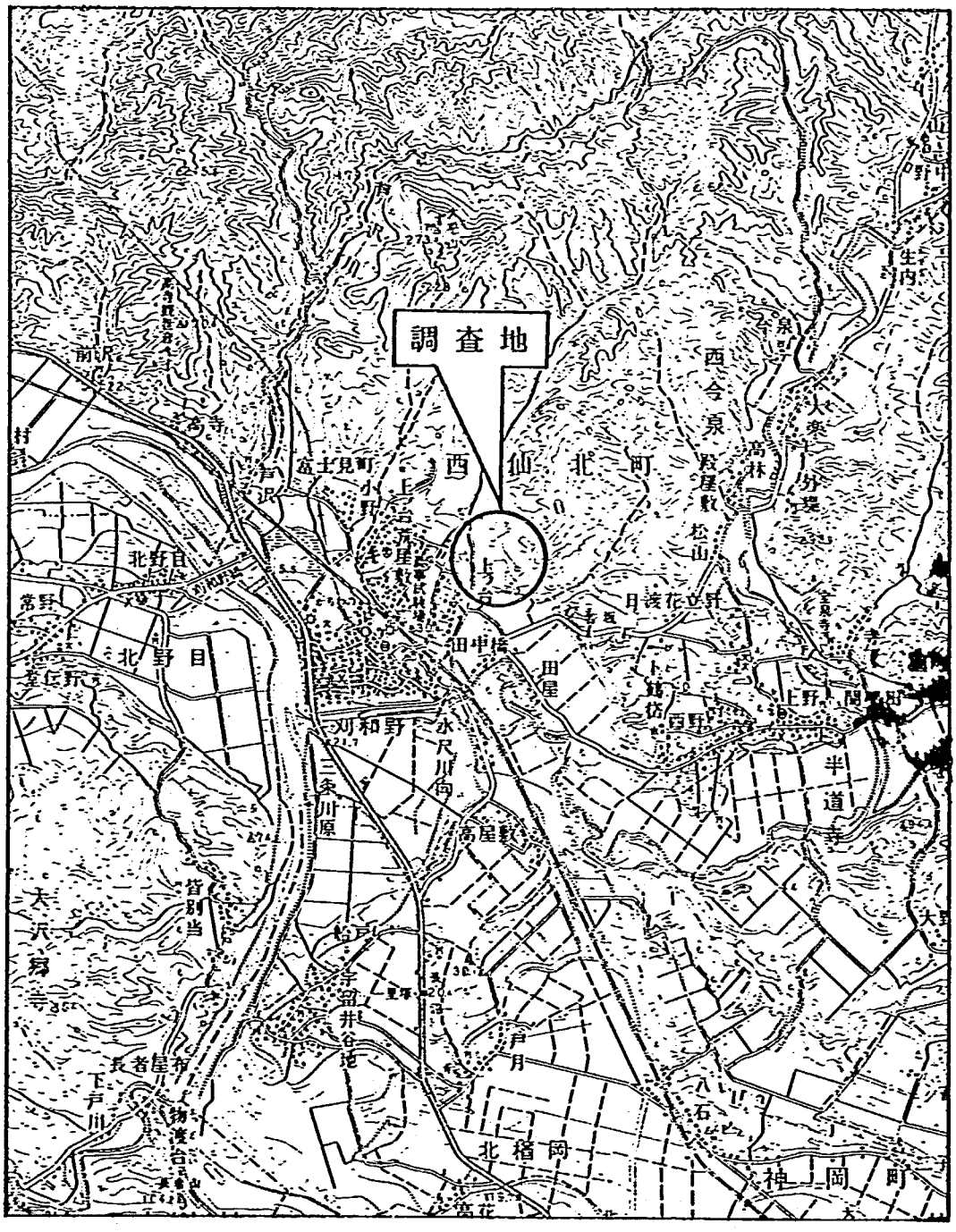


図3－1－1　調査位置案内図

3.1.1　調査盛土の概要

本調査盛土は，工事区間内の切土工事によって発生する，高含水比の火山灰質粘土と砂質シルトの混合土を盛土材料として使用しなければならないケースである。

そのため，撤出しや締固めの際に施工機械の走行が困難であり，かつ盛土完成後においても圧密が進行せず，路体として必要な強度を得るためには長い期間を要する状況にある。そこで，トラフィカビリティの確保ならびに圧密促進を目的として，表３－１－１に示すようにジオテキスタイルの種類と組み合わせを変えた５工区を設け，高さ１～1.85mの試験盛土を施工し動態観測を行った。なお，平面図を図３－１－２に，断面図を図３－１－３に示す。

表３－１－１　試験ケース一覧表

工区		ジオテキスタイルの種類と特性			期待される効果
	位置	種類	引張強度	排水性	
Ⅰ	STA№148～149	なし	—	—	—
Ⅱ	STA№149～150	ポリマーグリッド　1枚	大	なし	トラフィカビリティーの確保 支持力増強
Ⅲ	STA№150～151	プラスチックネット1枚 不織布　1枚	中 中	なし あり	トラフィカビリティーの確保 支持力増強，圧密促進
Ⅳ	STA№151～152	不織布　1枚	中	あり	支持力増強，圧密促進
Ⅴ	STA№152～153	不織布　2枚	中	あり	支持力増強，圧密促進

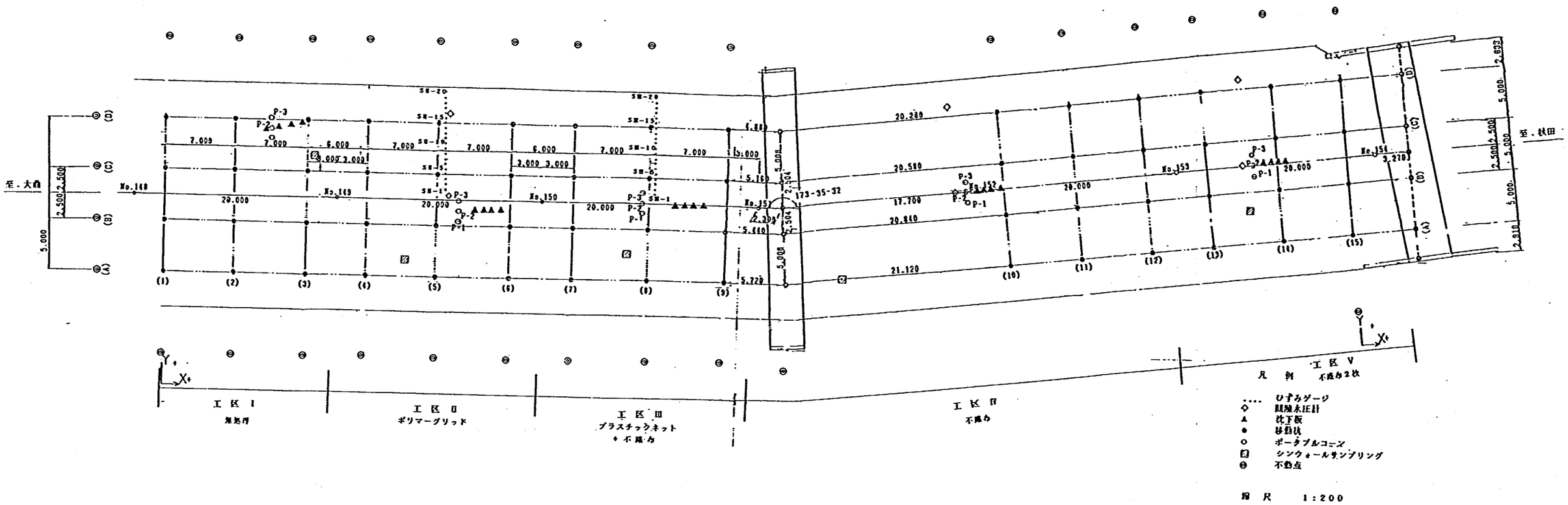
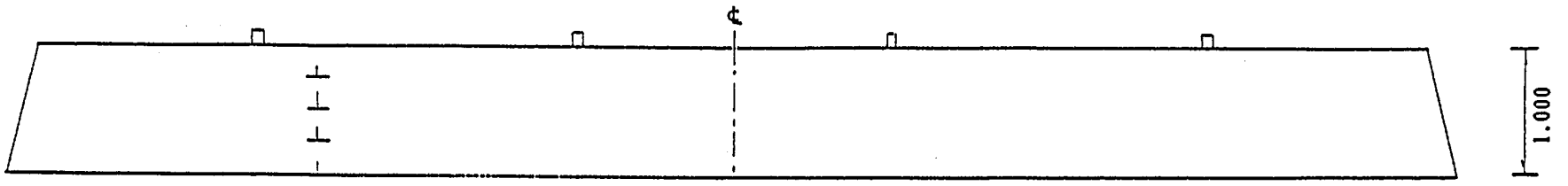
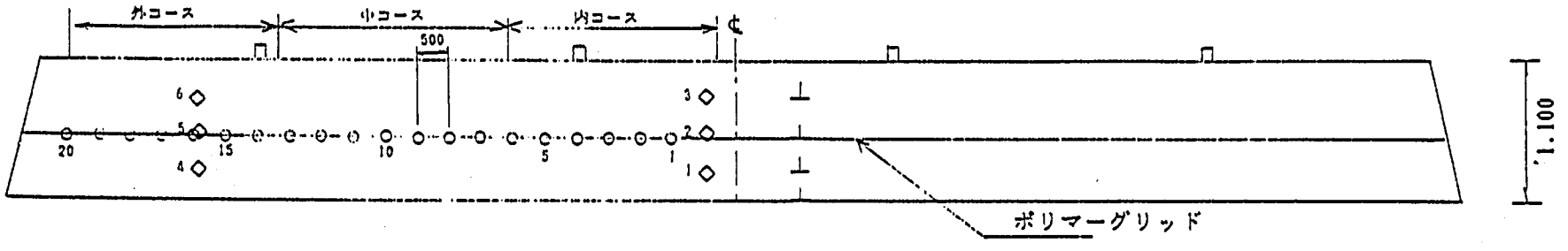


図3－1－2　調査盛土平面図

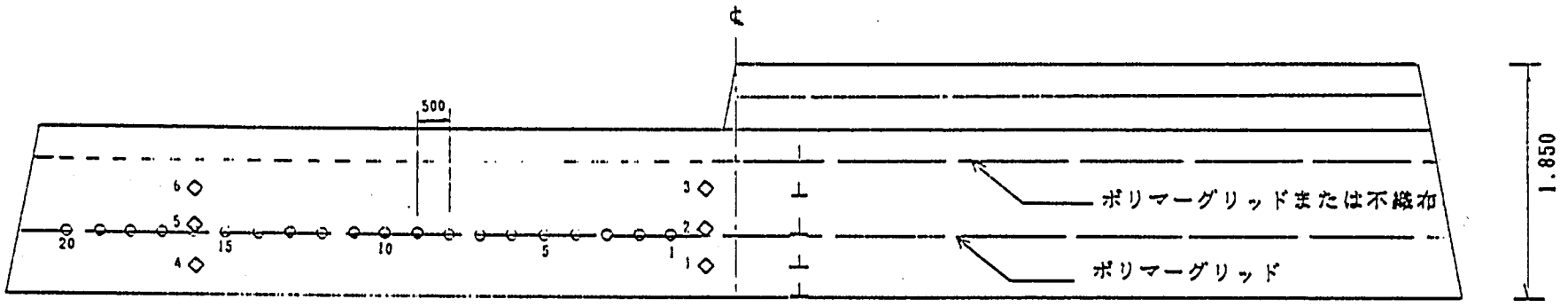
工区Ⅰ　（ジオテキスタイル無処理区[III]）



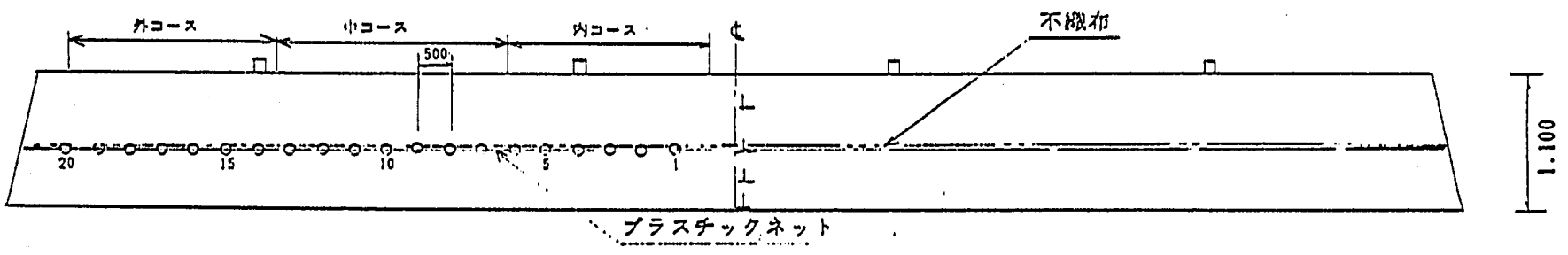
工区Ⅱ　（ポリマーグリッド）



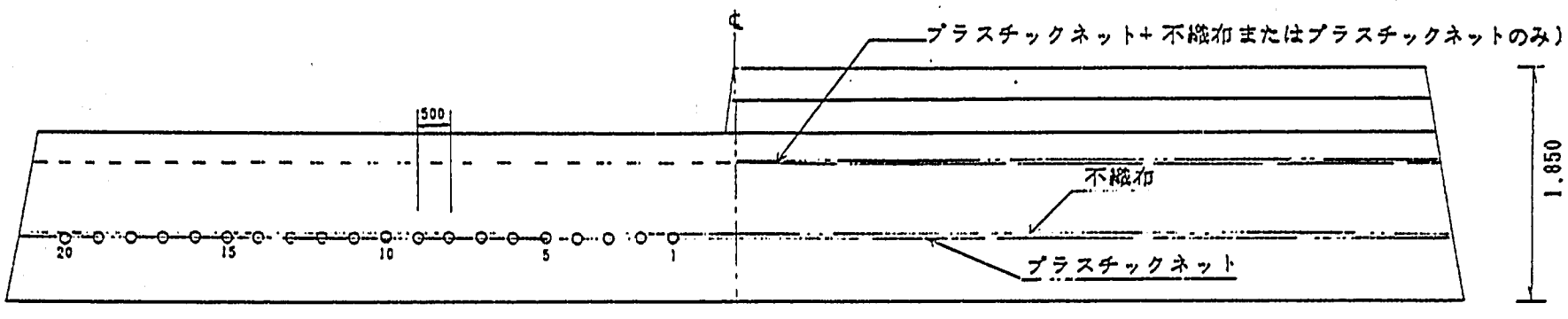
工区Ⅱ　6月施工後
（ポリマーグリッド；ポリマーグリッドまたは不織布）



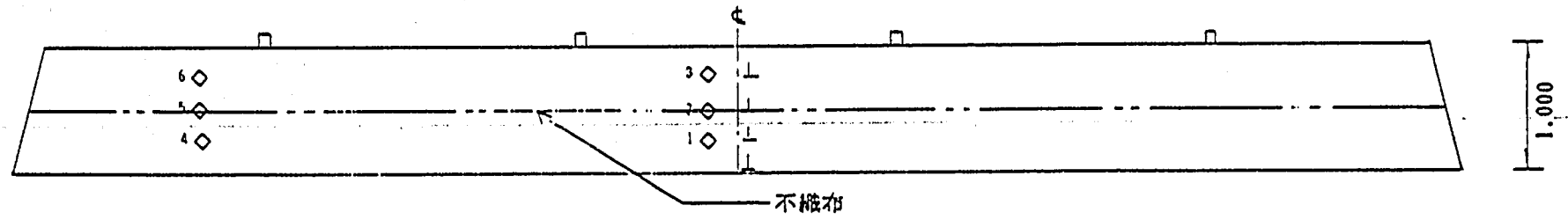
工区Ⅲ　（プラスチックネット，不織布）



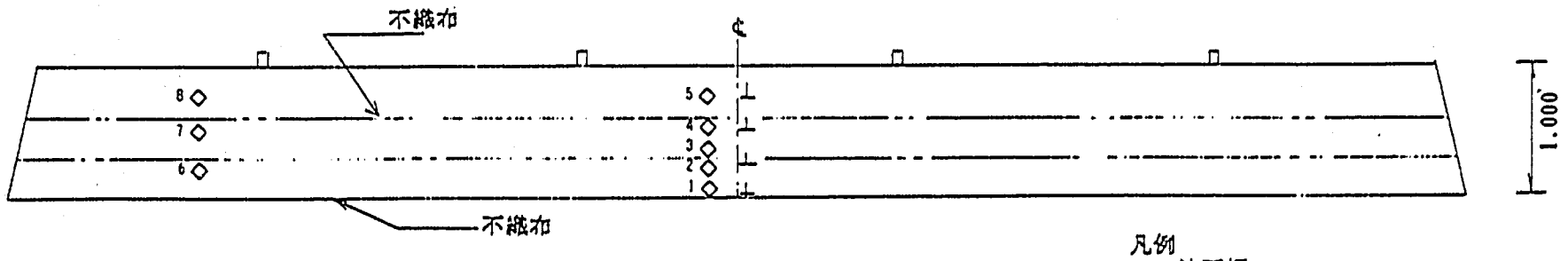
工区Ⅲ　6月施工後
（プラスチックネット＋不織布；プラスチックネット＋不織布またはプラスチックネットのみ）



工区Ⅳ　（不織布）



工区Ⅴ　（不織布２枚）



凡例
⊥　沈下板
◇　間隙水圧計
∘　ひずみゲージ　　V 1: 50
⊥　移動杭　　H 1:100

図３－１－３　調査盛土断面図

3.1.2. 調査方法

A. 盛土施工中の観測

施工中の測定は，主にトラフィカビリティに関する検討のための基礎資料を得ることを目的とするものであり，動ひずみおよび間隙水圧の動的測定を行った。

(1) 間隙水圧の動的測定

盛土中に埋設された間隙水圧計により，転圧時の盛土中に発生する間隙水圧を動的に測定するものである。測定位置は工区Ⅱで，盛土のセンター付近と盛土の端部付近でそれぞれ3深度（深度25cm，50cm，75cm）計6点計測した。

(2) 動ひずみ測定

工区Ⅱに敷設されるジオグリッドおよび工区Ⅲに敷設されるジオネットにひずみゲージを貼付し，これらのジオテキスタイルから25cm盛土したときと60cm盛土したときについてそれぞれ，超々湿地用ブルドーザを用いた転圧作業中と60cm盛土したときと85cm盛土したときにそれぞれ，超々湿地用，湿地用，乾式の3種のブルドーザ（表3－1－2参照）を用いた転圧作業中のジオテキスタイルに発生するひずみを測定した。測定点数は各工区とも20点とし，50cm間隔に盛土のセンター付近から盛土の端部付近の間にひずみゲージを設置した。

(3) 施工状況の観察

ジオテキスタイルの敷設方法として表3－1－3に示す4つのケースを設定し，撒出し厚25cm，50cm，75cmのそれぞれにつき超々湿地用と湿地用ブルドーザを用い走行試験を行い，その様子を観察した。

施工状況の観察は以下の手順で行った。

1）センターから右半分に先の図3－1－3に示すようなジオテキスタイルを敷設する。

2）25cm撒出しを行う。

3）工区Ⅱから工区Ⅲの区間で湿地用ブルドーザを3往復走行させた後，盛土表面に残ったわだちの深さを各観察ケースごとに調べる。

4）各観察ケース区間で，超々湿地用および湿地用ブルドーザの旋回走行を実施し，その様子とその後の盛土表面の乱れを観察する。

なお，各走行後にブルドーザのオペレータに感想を聞き，トラフィカビリティ等を考える際の参考とした。

5）50cmと75cm撒出し後に4）の作業を繰り返す。

B. 盛土施工後の測定

施工後の測定は，各項目について経時的な変化を捕らえることにより，盛土の安定にジオテキスタイルの効果をみる目的で以下の内容について観測を行った。

(1) 間隙水圧の静的測定

間隙水圧計は，図3－1－3に示すように工区Ⅱ，工区Ⅳに6点ずつ，工区Ⅴに8点の合計20点を埋設し，間隙水圧の経時的変化を測定した。

表3－1－2　ブルドーザ仕様一覧表

車種	仕様					メーカー
	接地圧 (kgf／cm²)	運転整備重量 (kg)	接地長 (mm)	履板幅 (mm)	履帯中心距離 (mm)	
超々湿地車 D20PLL-e	0.1	4650	2085	1050	1840	小松製作所
湿地車 D50P	0.28	14820	3065	860	2060	
乾式 D60P	0.30	18400	3140	950	2050	

表3－1－3　調査項目一覧表

施工中の測定

工区	ブルドーザー種類	撒出し厚	超々湿地	湿地	乾地
Ⅱ	動ひずみおよび間隙水圧	60cm	3コース	3コース	—
		85cm	3コース	3コース	3コース
Ⅲ	動ひずみ	60cm	3コース	3コース	1コース
		85cm	3コース	3コース	—

施工状況の観察

工区	位置	観察ケース	ジオテキスタイル	転圧機の接地圧 (tf／m²)	撒出し厚 (cm)
Ⅱ	SAT No.148～ STA No.148+10m	A	ポリマーグリッド	1.1 2.8	25 50 75
	STA No.148+10m～ STA No.149	B	ポリマーグリッド 不織布	1.1 2.8	25 50 75
Ⅲ	STA No.149～ STA No.149+10m	C	プラスチックネット	1.1 2.8	25 50 75
	STA No.149+10m～ STA No.150m	D	プラスチックネット 不織布	1.1 2.8	25 50 75

(2)　静ひずみ測定

動ひずみ測定で用いたひずみゲージをそのまま用い，ジオテキスタイルに発生するひずみの経時変化を測定するものである。測定は工区ⅡおよびⅢで行った。

(3)　沈下量（沈下板）測定

Ⅰ～Ⅴの各工区とも4深度（25cm，50cm，75cm，100cm）に沈下板を設置し，沈下量をレベルによって経時変化を測定した。

(4) 移動杭の測定

各工区とも，メッシュ状に12点の測量杭を設置し，盛土の沈下および水平方向の移動量を経時的に測定した。

(5) コーン貫入試験

各工区において，２重管式ポータブル型のコーンペネトロメータを用いてコーンの貫入抵抗qcを測定した。測定点数は，各工区ともそれぞれ６点とし工区Ⅰは３点とした。測定は深度10cmごとに測定した。

(6) 簡易ベーン試験

各工区でトルクドライバ使用の簡易ベーン試験機を用いて現位置せん断強度を測定した。測定点数については，工区Ⅰで２点，その他の工区ではそれぞれ５点で深度10cmごとに測定した。

(7) 試料採取

１）乱した土のサンプリング

各工区において，原則として０～25cm，25～50cm，50～75cm，75～100cmの４深度ずつ５地点でサンプリングを行った。ただし，工区Ⅱについては２地点とした。

２）乱さない土のサンプリング

各工区において，一軸圧縮試験等の試料用にシンウォールサンプリングを行った。このうち工区Ⅱ～Ⅳではジオテキスタイルの上部と下部についてサンプリングし，工区Ⅴについてはジオテキスタイルの上部・下部および２枚のジオテキスタイルに挟まれた区間でサンプリングを行った。また，工区Ⅰについては深度10～60cmの間でサンプリングを行った。

以上のサンプリングは，経時的に計５回実施した。

(8) CBR試験

盛土のCBRが当初の目標値（３％）に達しているかを調べ，また，ジオテキスタイルがCBRの向上にどのように影響するかを調査するために，現場CBR試験とともに，現状土を採取し非水浸で室内CBR試験を行った。

数量は，現場，室内ともに工区Ⅰでは２点，その他の工区では３点とした。また，工区Ⅱの盛土部を２点採取し，非水侵でCBR試験を行った。

表３－１－４　調査項目一覧表

調査内容＼工区		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
施工中の測定	動ひずみ		1	1		
	間隙水圧		1			
施工状況の観察			1	1		
施工後の測定	静ひずみ		3	3		
	間隙水圧		2		2	2
	沈下板	2，3	2，3	2，3	2，3	2，3
	移動杭	2，3	2，3	2，3	2，3	2，3
	コーン貫入試験	2	2	2	2	2
	CBR試験	2	2	2	2	2
室内土質試験	含水比	2	2	2	2	2
	比重	4	4	4	4	4
	粒度	4	4	4	4	4
	密度	2	2	2	2	2
	一軸圧縮強度	2	2	2	2	2

1：トラフィカビリティ等施工性の比較
2：圧密促進効果および強度増加の比較
3：盛土の変形挙動
4：盛土材としての特性

3.1.3　調査結果

A．施工中の測定結果

(1)　間隙水圧の動的測定

工区Ⅱにおいて，施工中にどのように間隙水圧が変化するかを調べるため実施した。超々湿地ブルドーザ走行時には間隙水圧の変化は認められず，施工中に発生する間隙水圧は非常に小さなものであるという結果が得られた。また，湿地用ブルドーザの走行時でも最大0.1kgf／㎠の変化しか認められなかった。

表３－１－５に湿地用ブルドーザ走行時に発生した間隙水圧を示す。なお，昭和63年６月13日の測定で中コース走行時のデータには変化がなく，間隙水圧の変化は非常にわずかであった。

以下に全般的な傾向を示す。

１）間隙水圧は盛土中央付近で発生する場合が多く，特に当初の盛土上面から深度75㎝付近で顕著である。このことは盛土中央部で比較的間隙水圧が多く存在することを示している。

２）ブルドーザは繰り返し走行したが，その間に間隙水圧が減少するような傾向は認められず，間隙水圧の消散はないと考えられる。これは，盛土施工後半年以上経て間隙水圧が減少していることや，スパンボンド不織布が敷設されていないので，間隙水圧が消散しにくいなどの理由によるものと考えられる。

表３－１－５　動的間隙水圧測定結果一覧表

工区Ⅱ　撒出し厚　60cm　湿地用ブルドーザ　内コース走行時

		間隙水圧（kgf／cm²）					
回数		1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目
間隙水圧計番号	1	−0.021	−0.021	−0.024	−0.017	−0.019	−0.021
	2	0.028	0.032	0.018	0.011	0.011	0.018
	3	0.006	0.008	0.011	−0.008	0.011	0.009
	4	−0.003	−0.004	0.003	0.003	−0.003	−0.005
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

工区Ⅱ　撒出し厚　60cm　湿地用ブルドーザ　中コース走行時

		間隙水圧（kgf／cm²）					
回数		1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目
間隙水圧計番号	1	0.082	0.072	0.072	0.066	0.073	0.072
	2	−0.007	−0.006	−0.004	−0.006	0.010	−0.007
	3	−0.003	−0.004	−0.008	0.001	−0.007	0.009
	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

工区Ⅱ　撒出し厚　60cm　湿地用ブルドーザ　外コース走行時

		間隙水圧（kgf／cm²）					
回数		1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目
間隙水圧計番号	1	−0.083	−0.101	−0.117	−0.109	—	—
	2	−0.018	−0.006	−0.004	−0.004	—	—
	3	−0.015	0.007	−0.004	−0.005	—	—
	4	−0.010	−0.005	0.004	−0.003	—	—
	5	−0.010	0.006	−0.001	−0.005	—	—
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	—	—

工区Ⅱ　撒出し厚　85cm　湿地用ブルドーザ　内コース走行時

		間隙水圧（kgf／cm²）					
回数		1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目
間隙水圧計番号	1	0.006	−0.014	−0.017	−0.016	−0.018	−0.013
	2	−0.006	0.003	−0.005	0.004	0.006	0.003
	3	−0.000	0.000	0.000	0.000	−0.000	0.000
	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

工区Ⅱ　撒出し厚　85cm　湿地用ブルドーザ　外コース走行時

		間隙水圧（kgf／cm²）					
回数		1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目
間隙水圧計番号	1	−0.007	−0.009	0.009	0.005	0.006	0.006
	2	−0.004	0.002	0.005	0.011	0.005	0.008
	3	—	—	—	—	—	—
	4	−0.010	−0.008	−0.012	−0.016	−0.013	−0.020
	5	0.005	−0.006	0.005	0.005	−0.006	0.009
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(2) 動ひずみ測定結果

1）超々湿地ブルドーザで25cm撒出し時の測定結果

図3－1－4～図3－1－6に，動ひずみの分布を示した。

今回の施工中の測定は，先に述べたように内・中・外の3つのコースに分けてブルドーザを走行させ，そのときの動的ひずみを測定したものである。

これらの図に示すように，各コースのひずみ分布形状は類似しており，ここでは設置したひずみゲージの中央付近を走行した場合（中コース）について述べる。

① 工区Ⅱ，25cm撒出し時

分布図をみると、6回の走行による値の変化・ばらつきは少なく，いずれの走行においても同程度のひずみレベルを示している。

引張ひずみはゲージNo.4～No.5およびNo.10で顕著に現れており，その値は0.2～0.3%程度である。

走行コース中央付近のNo.6～No.9では逆に0.05～0.2%の圧縮ひずみを生じている。また，走行コース外側のNo.4やNo.11でも圧縮となっており，その値はややばらついているが0.1～0.3%程度である。

No.1～No.3，No.14～No.20にかけては，若干のひずみを生じている箇所もあるが，その値は小さい。

② 工区Ⅱ，60cm撒出し時

走行ごとのばらつきは，25cm撒出し時と同様小さい。

先の25cm撒出し時とは異なり，No.4～No.11にかけて全体的に引張りひずみが生じており，その値は0.1～0.25%程度であるが，中央部のNo.7ではやや小さい。

この外側のNo.1やNo.12付近では圧縮ひずみが生じているが，その値は小さい。

③ 工区Ⅲ，25cm撒出し時

この場合も走行ごとのばらつきは小さい。

No.9～No.14付近にかけて引張ひずみが生じ，No.10付近で最大0.4～0.5%程度，No.14付近では0.1～0.15%程度である。またその中央のNo.11～No.12では最大0.1%程度以下とやや小さい。先の工区Ⅱの場合と比較すると大局的には類似しているが，若干傾向が異なっている。

走行コース外側のNo.8やNo.16付近では圧縮ひずみを生じているが，その値は0.05～0.1%程度である。

No.1～No.2およびNo.17～No.20では，ほとんどひずみが発生していない。

④ 工区Ⅲ，60cm撒出し時

この場合も走行ごとのばらつきは小さい。

先の工区Ⅱと同様に，No.8～No.14付近にかけて全体に0.1～0.2%の引張ひずみが生じているが，中央部のNo.11付近ではやや小さい。また，25cm撒出し時と比較すると，No.10でみられたような比較的大きなひずみ（0.4～0.5%）はみられない。

走行コース外側のNo.3～No.6およびNo.15，No.16付近では若干の圧縮ひずみを生じているが，その値は小さくまたさらにその外側ではほとんどひずみは発生していない。

これらの結果から以下のことがいえる。

各走行で得られる値は，同程度であり，再現性がよい。すなわち，ジオテキスタイルがブルドーザの荷重に対して弾性的な挙動を示し，その弾性変形によって荷重を受け持っていることが考えられる。

25cm撒出し時と60cm撒出し時を比較すると，60cm撒出し時にはブルドーザの走行コースの幅(ブルドーザの幅）全体にわたって比較的均一にひずみが生じているのに対し，25cm撒出し時では局所的に引張・圧縮のひずみが生じている。これは，25cm撒出し時では60cm撒出し時に比べて，狭い部分で荷重を受け持っているのに対し，60cm撒出し時では応力分散によりその周辺も含めて荷重を受け持つ形となっているためと考えられる。

工区Ⅱと工区Ⅲとの結果を比較すると，大局的には同様の傾向を示すが，25cm撒出し時と同様に若干異なった結果もみられる。これは，盛土材が不均一であることなどの影響も含まれるが，工区Ⅲではジオネット上にスパンボンド不織布を敷設していることによる影響と考えられる。

今回の測定では，60cm撒出し時でもブルドーザ走行による影響は走行コース周辺までに限られ，コース中央から3m以遠には影響を与えていない。

ジオグリッドについては，ひずみと引張力の関係から，今回測定された0.3%程度のひずみ量では，引張力が0.3tf／m働いていることになる。

2）ブルドーザの種類を変えて60cm撒出し時と80cm撒出し時の測定結果

表3－1－6，表3－1－7に調査結果を一覧表として示す。

以下に調査結果をまとめて列挙する。

① ジオテキスタイルにおけるひずみ分布は，工区ⅡとⅢで極めて類似している。ブルドーザの履帯接地下と考えられる付近では，比較的大きな引張ひずみが生じ，履帯間の中心部では，引張ひずみは小さくなるか，もしくは，圧縮ひずみが生じ，履帯の外側1.0～1.5m付近では最も大きい圧縮ひずみが生じ，さらにその外側では漸次ひずみ量は0に近づく。このようにひずみ分布は，ブルドーザの重さや，撒出し厚により大きさは多少変化するが，基本的には，谷，山，谷，山，谷といった形状を示す。

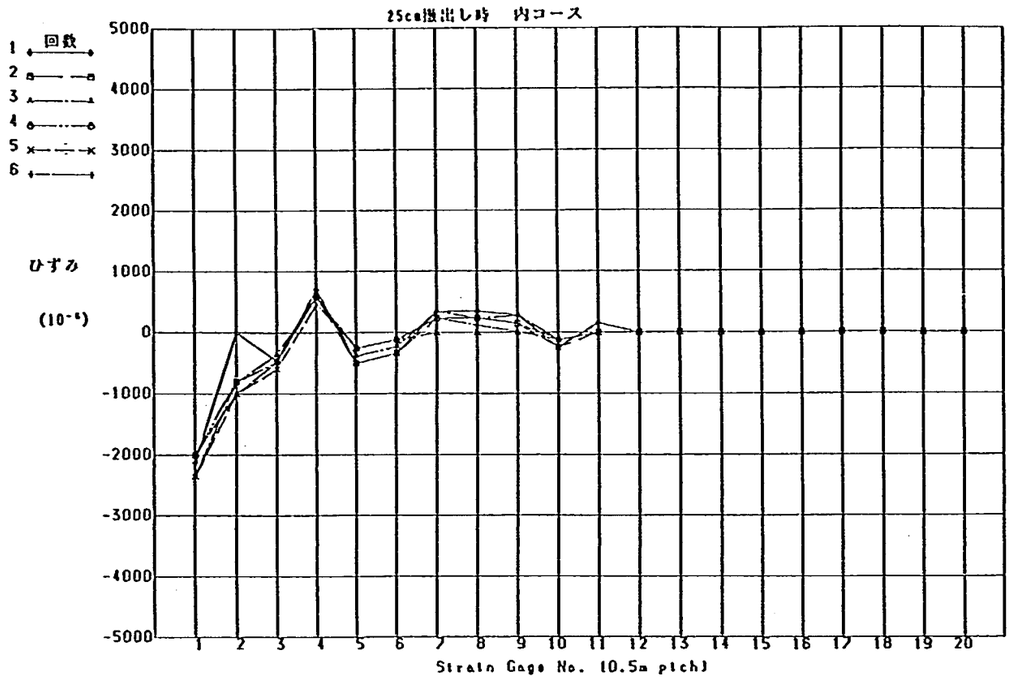
② ジオテキスタイルに発生する力は圧縮引張にかかわらず，同じ撒出し厚であれば接地圧が大きいブルドーザが走行した時ほど大きい。

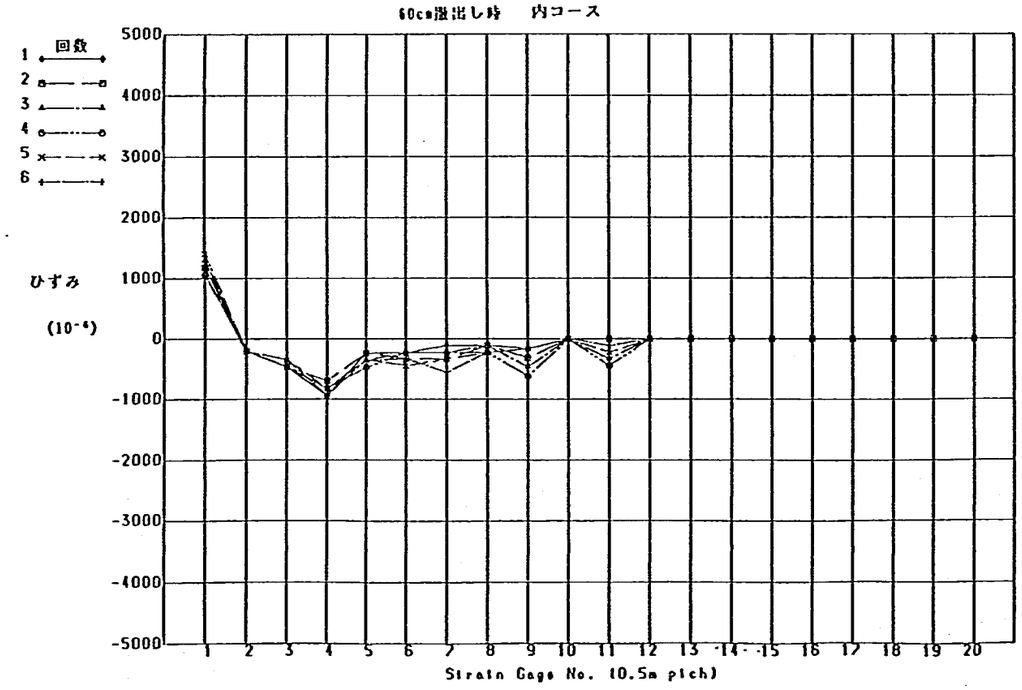
③ ジオテキスタイルに生じる引張力が大きければ，圧縮力も大きなものになる。しかし，圧縮力が引張力より大きくなることはほとんどない。また，履帯下に発生する引張力はその大小や撒出し厚にかかわらず，作用範囲はほとんど同じで2m前後である。一方，履帯外側に広がる圧縮力の作用する範囲は，圧縮力が大きいほど大きくなる。

④ ブルドーザ走行時に工区Ⅲのジオネットに働く引張力は，工区Ⅱのジオグリッドに働くそれの½～⅓程度となっている。これは，工区Ⅲではジオネットとスパンボンド不織布の両方の引張力で，ブルドーザの転圧荷重を支えているものと考えられる。

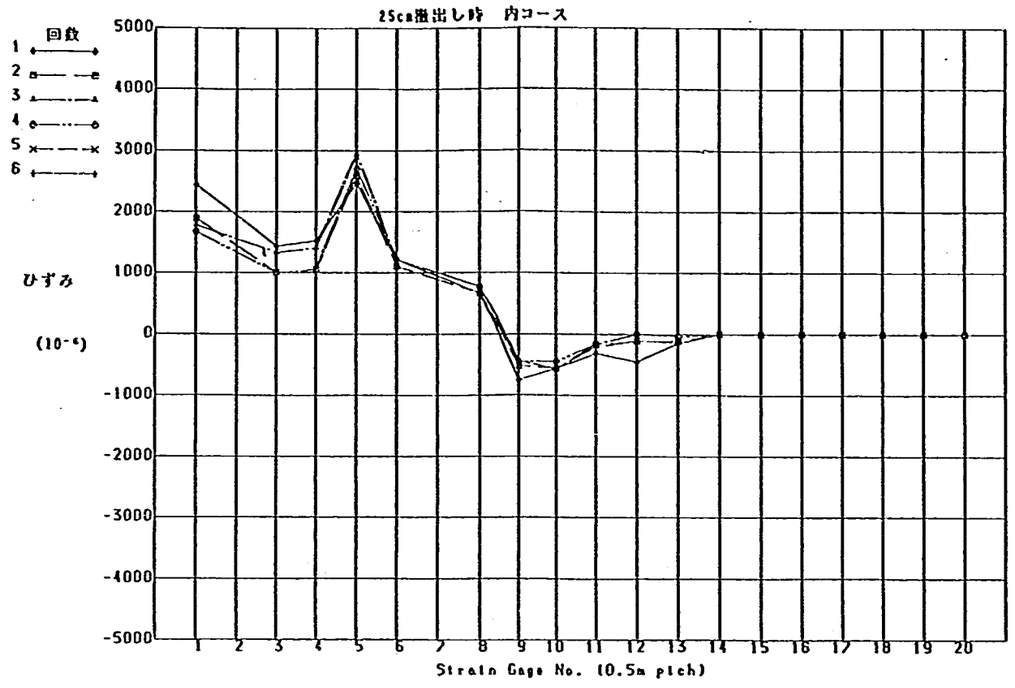
⑤ ブルドーザ接地圧が一定で撒出し厚が異なる場合，ジオテキスタイルに発生するひずみは必ずしも，撒出し厚が薄いほど大きいとはいえない。むしろ，今回の測定結果だけをみれば，工区Ⅱ，Ⅲともに60cm撒出し時より85cm撒出し時のほうがジオテキスタイルのひずみ量は大きい。

工区II





工区III



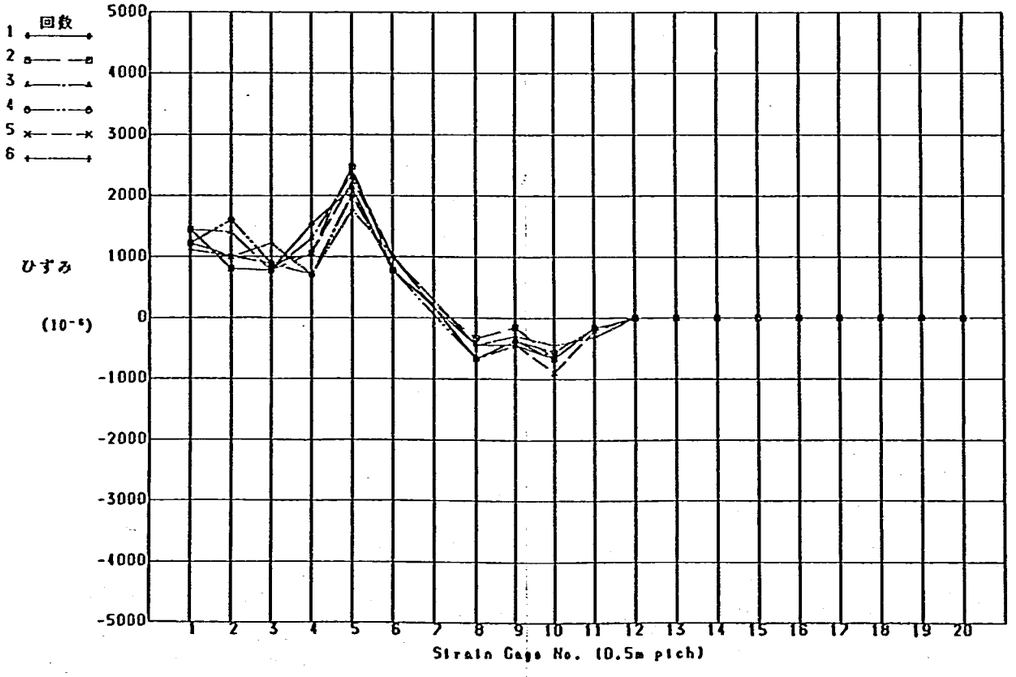
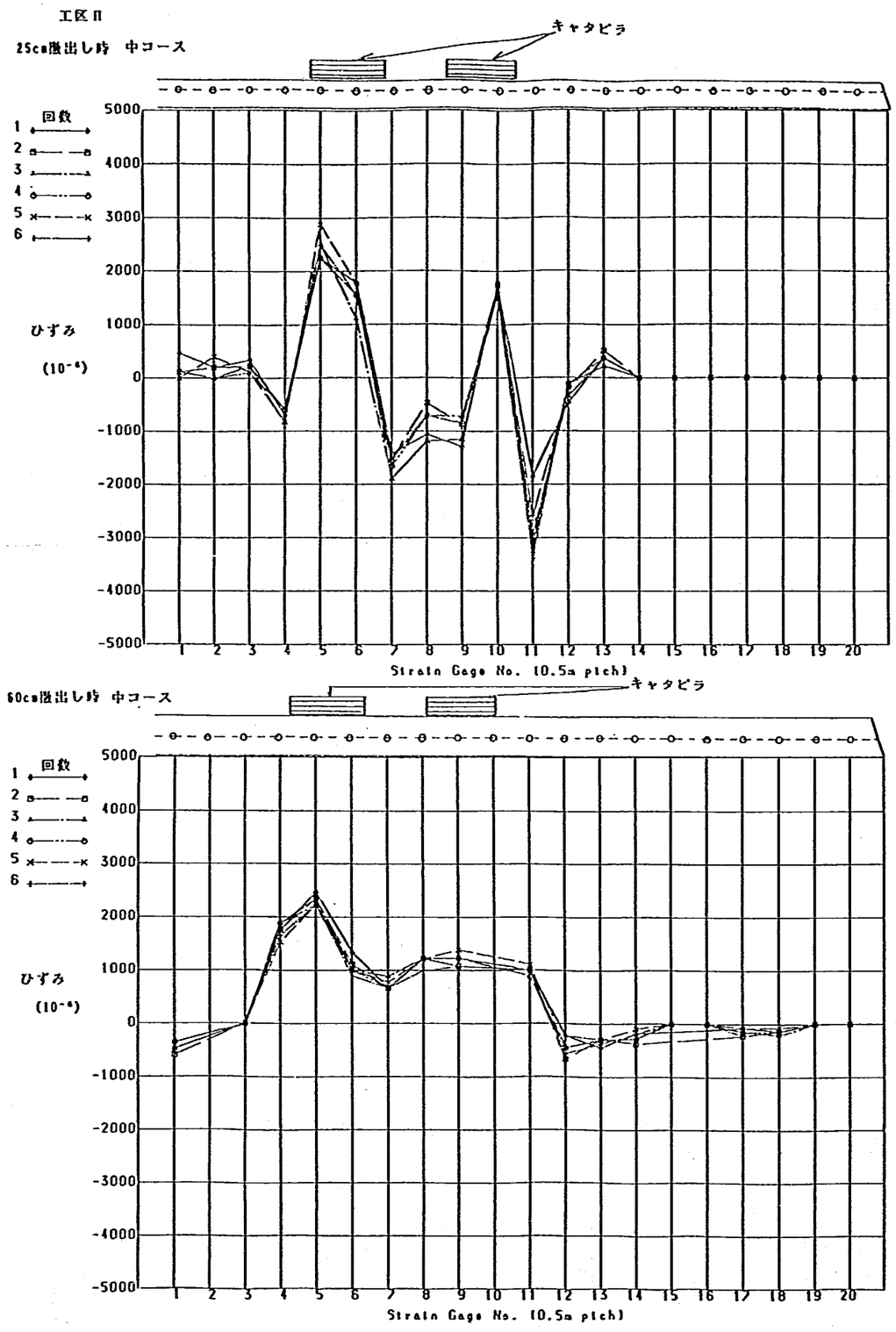


図3－1－4　動ひずみ分布図



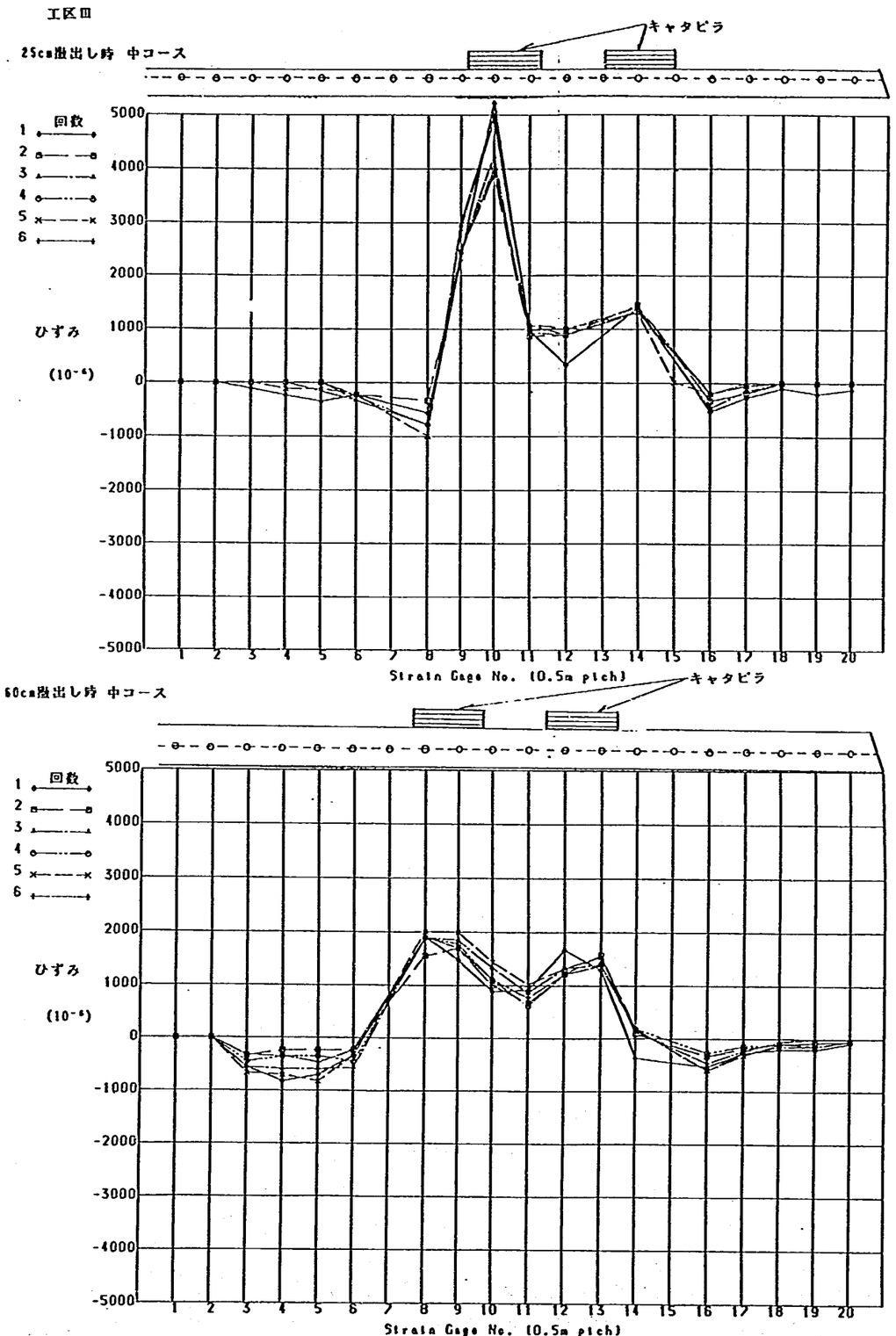
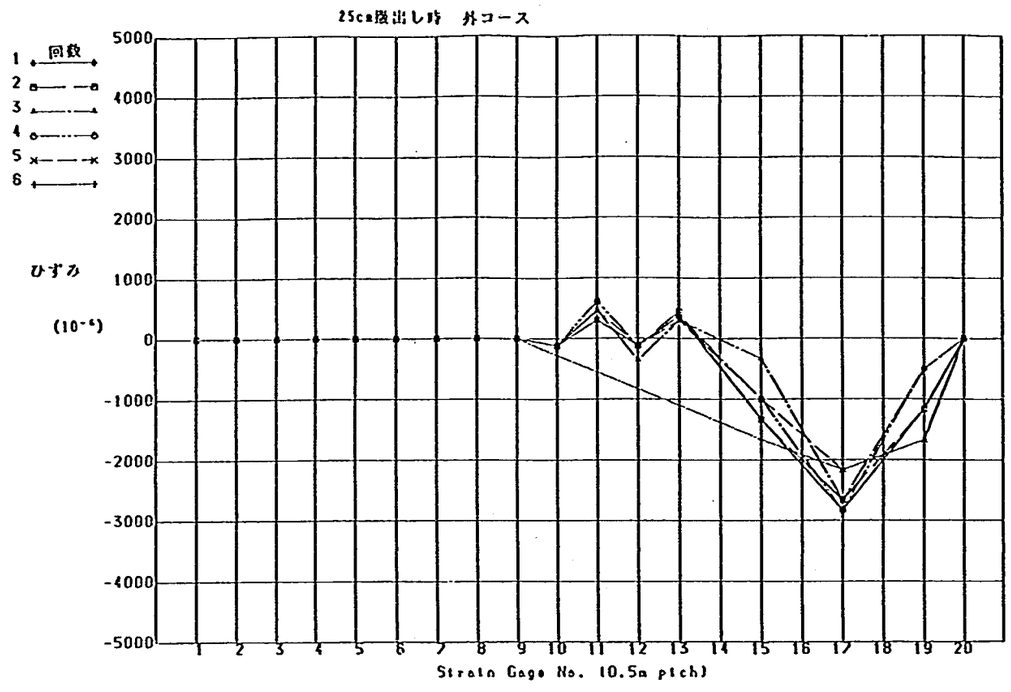
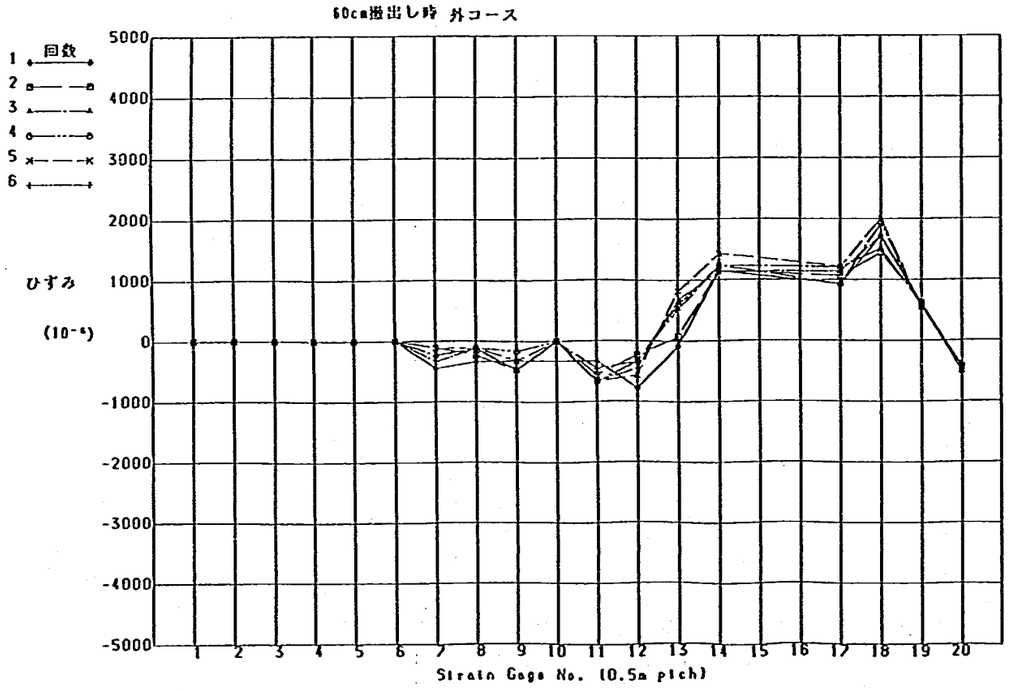


図3－1－5　動ひずみ分布図

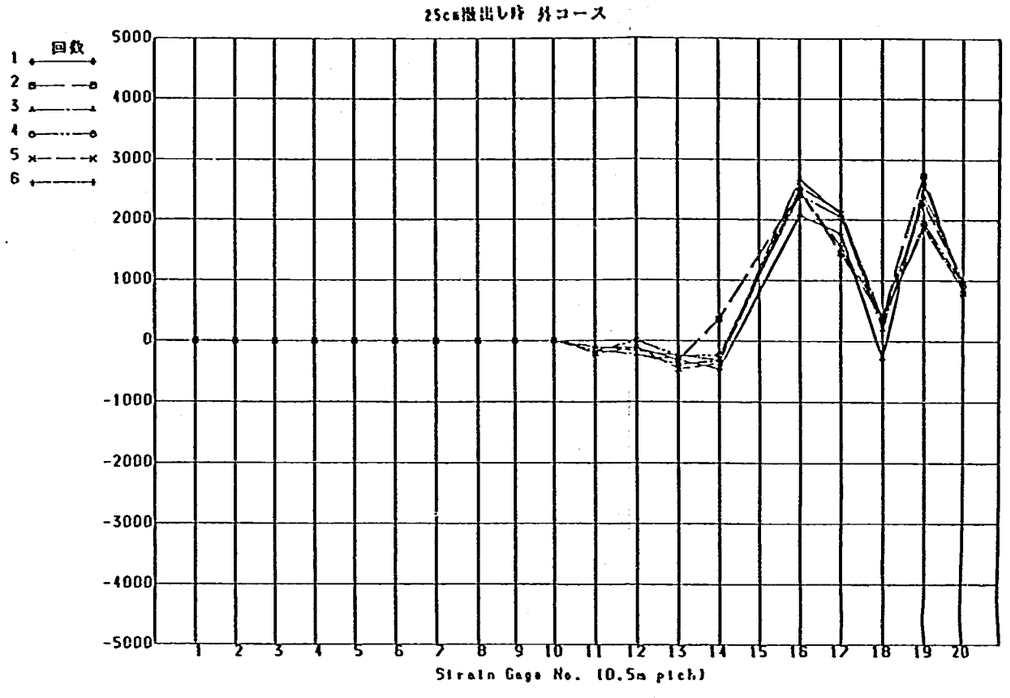
PHOTOGRAPH

工区Ⅱ





工区Ⅲ



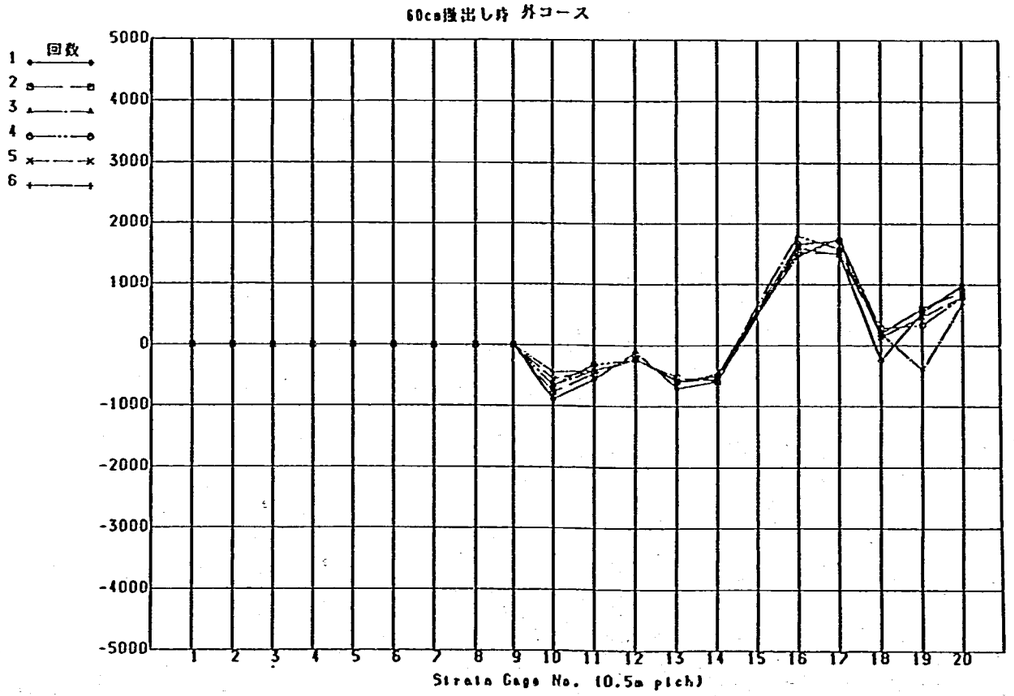


図3－1－6　動ひずみ分布図

表3－1－6　動ひずみ測定結果一覧表

工区Ⅱ

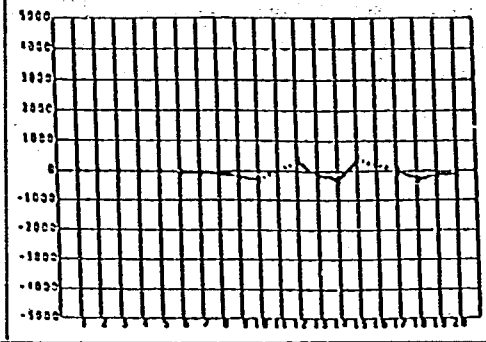
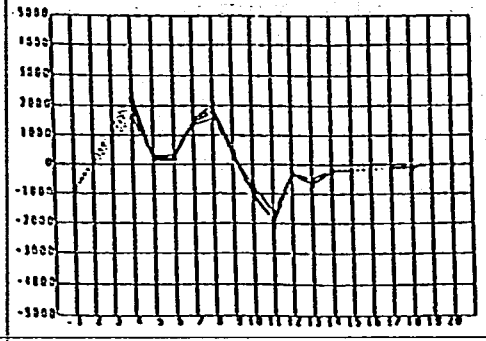
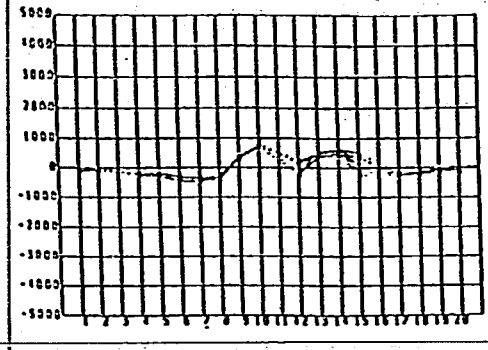
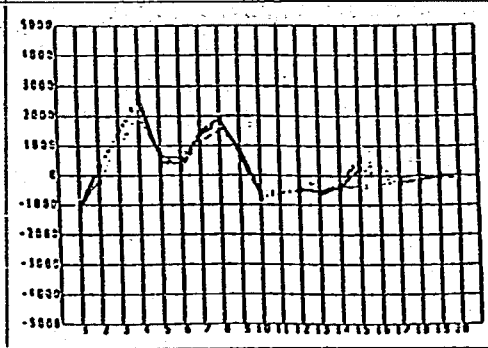
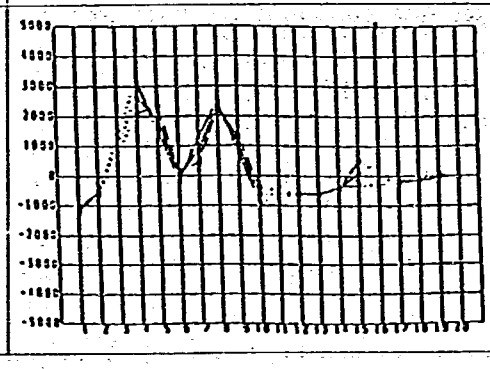
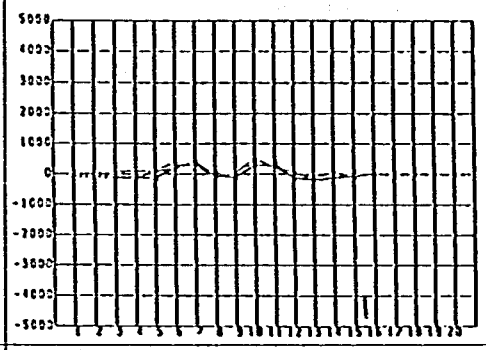
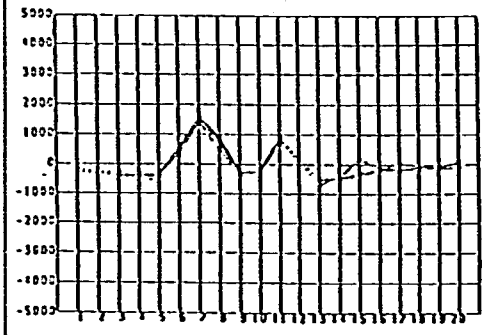
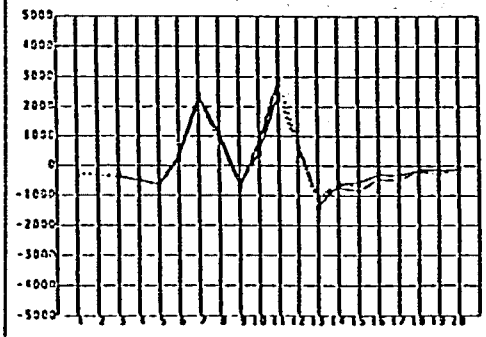
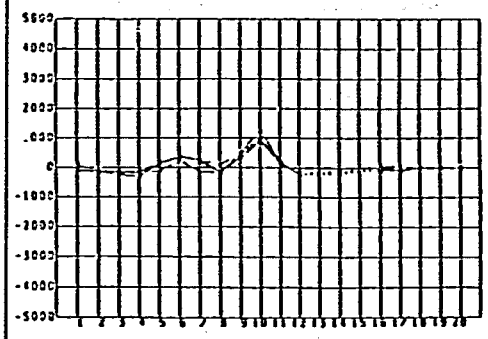
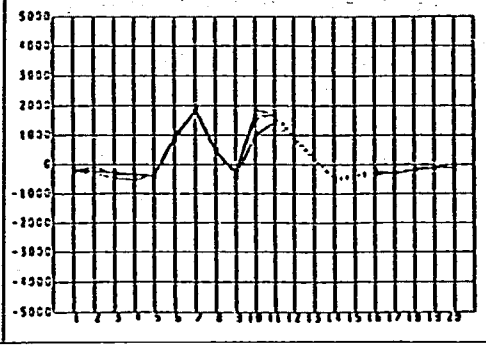
撒出し厚	重機	ひずみ量－ひずみ分布図	ひずみ量	ひずみ分布	影響範囲	その他
60cm	超々湿地用		引張ひずみは最大で400με 圧縮ひずみは大きくても300με	履帯付近では引張ひずみ 履帯間および履帯の外側ではわずかに圧縮ひずみが発生	2.5～3.0m	引張力 0.3tf／m 程度 わだちの深さ 5cm以下
	湿地用		引張ひずみのピークは1500～2000με 圧縮ひずみは1000με前後	履帯近傍では引張ひずみ 履帯間と履帯の外側はすべて圧縮	4.5～6m	引張力 0.8tf／m 程度 わだちの深さ 10～15cm
85cm	超々湿地用		引張ひずみのピークは500～800με 平均で650με程度 圧縮ひずみの最大は約400με前後	引張ひずみは履帯近傍で大きく，履帯間では小さい 圧縮ひずみは履帯の外側で広範囲に発生するが値は小さい	4～5m	引張力 0.4tf／m 程度 わだちの深さ 5cm以下
	湿地用		引張ひずみはピーク値で2000με前後 圧縮ひずみは最大で1000με程度	引張ひずみは履帯近傍で大 履帯の外側はほぼ全体的に圧縮	5.5m以上	引張力 1.0tf／m 前後 わだちの深さ 10～15cm
	乾式		引張ひずみは約1600～2600μεであり，平均で約2200με 圧縮側では最大1200με程度のひずみ量	引張ひずみは履帯直下で大 履帯外側は圧縮	6.0m程度	引張力 1.0tf／m 前後 わだちの深さ 15～20cm

表３－１－７　動ひずみ測定結果一覧表

工区Ⅲ

敷出し厚	重機	ひずみ量－ひずみ分布図	ひずみ量	ひずみ分布	影響範囲	その他
60cm	超々湿地用		引張ひずみは350～450με程度 圧縮ひずみは最大でも300με	履帯下では引張その周辺では圧縮ひずみが生じている	３m程度	引張力 0.1tf／m以下 わだちの深さ ５cm以下
	湿地用		引張力により1100～1900με程度の引張ひずみ 圧縮ひずみは最大500με前後	履帯下で引張ひずみが発生 履帯間および，履帯外側では全般的に圧縮ひずみが生じている	約４～５m	引張力 0.3tf／m前後 わだちの深さ 10～15cm
	乾式		引張ひずみはピーク値で約2200～2900με 圧縮ひずみは最大1000με前後	履帯直下で大きな引張ひずみが生じている 履帯間，履帯外側では圧縮ひずみが生じている	4.5m以上	引張力 0.4tf／m程度 わだちの深さ 15～20cm
80cm	超々湿地用		引張ひずみのピークでは350～1000με 圧縮ひずみは最大で300με強程度	履帯付近で引張ひずみが発生 履帯間，履帯外側では圧縮ひずみが生じている	４m前後	引張力 0.1tf／m程度 わだちの深さ ５cm以下
	湿地用		引張ひずみは約2000～1900με 圧縮ひずみは最大で500με	履帯付近で引張ひずみが発生 履帯間，履帯外側では圧縮ひずみが生じている	６m程度	引張力 0.4tf／m程度 わだちの深さ 10～15cm

3）支持力の検討

設計に際しては，Terzaghiの支持力理論をもとにした以下の式を用いてジオテキスタイルに必要な引張力を求めた。

なお，図3－1－7には許容支持力の算定模式図を示す。

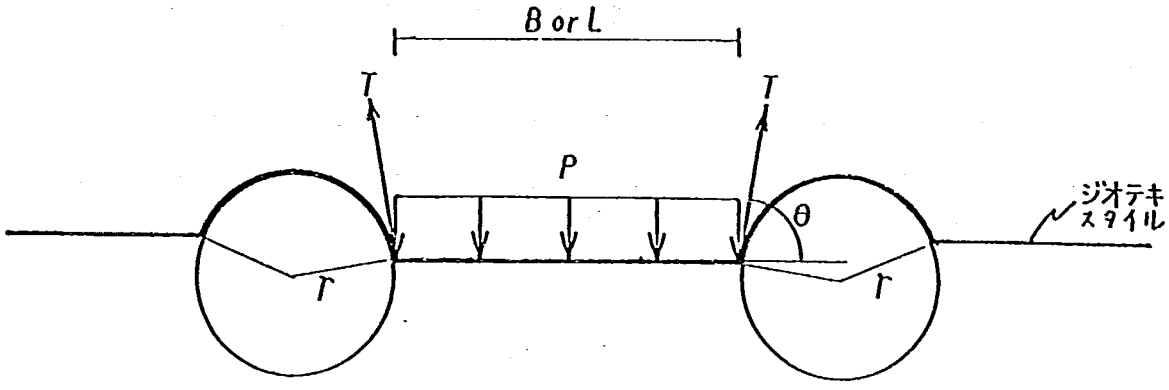


図3－1－7　許容支持力算模式図

$$q_e = \alpha c N_c + \frac{2T\sin\theta}{B} + \frac{T}{\gamma} \cdot N_q + \gamma_t D_f$$

$$P' = \frac{1}{Fs} \cdot q_e$$

ここに，q_e　：　許容支持力

Fs　：　安全率（設計時1.2）

c　：　地盤の粘着力（設計時0.5tf／㎡）

T　：　ジオテキスタイルの引張力

θ　：　ジオテキスタイルとのなす水平角（設計時30°）

B　：　載荷幅（設計時0.72m）

L　：　載荷幅（設計時2.63m）

γ　：　地盤の盛り上がり変形の半径（設計時1.0m）

γ_t　：　地盤の単位体積重量（設計時1.5t／㎤）

D_f　：　根入れ深さ（設計時0.15m）

P'　：　ブルドーザの接地圧（設計時2.8tf／㎡）

N_c，N_q　：　支持力係数

上式から，設計時にジオテキスタイルに生じる引張力Tは，0.89tf／mが予想された。

動ひずみ測定結果と，既知であるジオグリッドの伸度と引張強度の関係から得られた引張力と上式を用いて算出された引張力を表3－1－8に一覧表として示す。

なお，ジオネットに生じた引張力については，同時に敷設された不織布の影響を受けていると考えられるので，ここでは，検討の対象から除外した。

この表から，設計に用いた支持力公式から得られた引張力と．実際の測定結果から得られた引張力と

では，大きく食い違っており，測定結果から得られた引張力のほうが，はるかに大きい値を示している。

これは，支持力公式が静的な荷重がジオテキスタイルに作用したときの引張力を求めているのに対し，測定結果から得られた引張強度は，ブルドーザ走行時のジオテキスタイルに発生する，いわば動的なひずみを計測したこと等によるものと考えられる。

また，特徴として，ブルドーザ走行時のジオテキスタイルには，局部的に大きな引張力が作用することを示している。

今後は，支持力公式の再検討を行なうことや，盛土の粘着力等の評価が妥当なものであるか十分検討する必要がある。また，ブルドーザによる施工時の盛土全体の挙動や，ジオテキスタイルの動きを研究することも必要である。

表3－1－8　支持力計算一覧表

変数 / 撒出し厚 (m)	接地圧 P' (tf／m²)	履帯幅 B (m)	接地長 L (m)	粘着力 C (tf／m²)	地盤盛り上がり変形の半径 r (m)	根入れ深さ D_f (m)	算出された引張力 T (tf／m)	測定された引張力 T_m (tf／m)
0.25	1.0	1.05	2.09	0.2	1.0	0.08	0.25	1.0～1.2
0.60	1.0	1.05	2.09	0.2	1.0	0.08	0.25	0.7～1.0
0.60	1.0	1.05	2.09	1.5	1.0	0.05	0	0.3～0.4
0.85	1.0	1.05	2.09	1.5	1.0	0.05	0	0.4～0.8
0.60	2.8	0.86	3.07	1.5	2.0	0.15	0	0.8～1.0
0.85	2.8	0.86	3.07	1.5	2.0	0.15	0	1.0～1.2
0.85	3.0	0.95	3.14	1.5	2.5	0.20	0	1.0～1.2

注）γ_c ＝1.6tf／m³　　θ＝30°
N_c＝5.3,　　N_q＝1

(3) 施工状況の観察

工区Ⅱ，Ⅲにおいて，ジオテキスタイルを用いた4つの施工パターンについて，超々湿地および湿地用ブルドーザによる走行試験を行った。

表3－1－9に，旋回走行後の盛土の様子とブルドーザのオペレータの感想をまとめた。

動ひずみ測定時に湿地用ブルドーザを用いた場合，転圧回数が増えれば少しずつわだちが深くなり，湿地用ブルドーザは転圧作業を行うには接地圧がやや大きかった。

25cm撒出し時に湿地用ブルドーザで3往復した結果，各工区間でのわだちの深さや走行状態はほとんど変わりなかった。一方，旋回走行をした場合，表3－1－9に示すように施工法によりトラフィカビリティにはかなり差異が生ずることがわかった。

以下に旋回走行試験結果を述べる。

1）ジオグリッドやジオネットのみを用いた敷網工法では，撒出し厚が薄いほど旋回走行は容易であった。このことは，ジオテキスタイルにより盛土のせん断抵抗が増加し，トラフィカビリティが向上したことによると考えられる。

2）スパンボンド不織布を敷設したケースB，Cでは，撒出し厚が薄いと，ブルドーザの旋回時に盛土に亀裂が生じたり，スパンボンド不織布上面で盛土がすべりスパンボンド不織布が露出したりした。これは，施工上の問題となることが懸念される。

3）施工状況の観察で敷網工法を施したケースを湿地用ブルドーザが走行したとき，撒出し厚25cm時は盛土表面の乱れは少なく，撒出し厚が厚くなるほど盛土表面の撹乱は大きくなる。特に，75cm撒出し時にはかなり撹乱された。また，オペレータの感想とあわせて判断すると，ジオテキスタイルの影響範囲の限度は50～75cm位であると考えられる。

4）ジオグリッドとジオネット間でのトラフィカビリティの向上に関する効果の差は認められなかった。

5）無処理の工区は設定しなかったが，工区Ⅱ，Ⅲのセンターより左半分で行った施工の状況や，75cm撒出し時の観察ケースから，次のことがいえる。

① 今回施工に用いた盛土材では，超々湿地用ブルドーザを使用すれば，ジオテキスタイルを使用しなくても施工は可能である。

② スパンボンド不織布を敷設しても，必ずしも施工性は無処理より良いとはいえない。盛土に亀裂が生じるなどして施工性が悪くなる場合もある。

③ 敷網工法区間と無処理区間を比較すれば，旋回走行時などに敷網工法との有効性が顕著に現れた。しかし，今回の試験では，基礎地盤の支持力が10tf／㎡程度で，無処理でも施工可能な部分があったためジオテキスタイル，特にスパンボンド不織布の特性が十分発揮されなかったと考えられる。なお，qcは約1.5～2.5kgf／cm²程度であり，CBR試験（現状土，非水浸）の結果は0.7%であった。

表３－１－９　旋回走行観察結果一覧表

撒出し厚(cm)	工区	Ⅱ		Ⅲ		無処理
	施工ケース	A	B	C	D	工区Ⅱ，Ⅲの左半分に25cm撒出した時の施工状況
	ジオテキスタイル ブルドーザ	ポリマーグリッド	不織布	プラスチックネット＋不織布	プラスチックネット	
25	超々湿地	盛土表面に履帯によるわだちなどはほとんどなかった。	盛土に幅２，３cm，長さ２～30cm，深さ25cm程度の亀裂が数ケ所生じた。	盛土に左記と同程度の亀裂が生じた。	盛土表面に履帯によるわだちなどはほとんどなかった。	盛土表面のわだちは５cm程度かそれ以下。施工に支障はない。
		「ケースA，Dではブルドーザーの走行は容易であるが，ケースB，Cは旋回時に土が滑るので操縦しにくい。湿地用ブルドーザーではジオテキスタイルを痛めるのではないか」				—
	湿　地	ブルドーザの走行跡は履帯の形がつくなどして残っているが，土の盛上り，わだちは10数cm程度のものが少し認められるぐらいで，割れ目などは全くない。	幅５～６cm，長さ２m程度，深さ20cm以上の亀裂が数ケ所認められる。 また，不織布上面から盛土が50cm程すべり，不織布が大きく露出している所が１ケ所生じた。	幅20cm，長さ30cm程度盛土がすべり，不織布が露出している部分があり，その他にも数ケ所亀裂が生じている。	ブルドーザーの走行跡がはっきり残り，盛土表面の凹凸は20cm程度になったが，亀裂などは生じていない。	ブルドーザーの走行跡は20cm程度。 同じ場所を何回か往復すると，徐々にわだちは深くなる。 旋回時には盛土表面がすべる様な傾向があり，やや走行しづらい。
		「ケースA，Dは湿地用ブルドーザーでもほとんど支障なく走行できる。しかしケースB，Cでは走行はむずかしい」 「ケースA，Dの差はあまりわからない」				—
50	超々湿地	４ケースともあまり差異はなく，盛土上でスムーズに旋回できた。 「ケースの違いはほとんどわからない」				—
	湿　地	旋回走行により盛土表面は20cm程の凹凸が生じるぐらいに乱された。	左記と同様の乱れが生じ，幅数cm，長さ60cm程度の割れ目が数ケ所認められる。	盛土表面は乱され20cm程の凹凸が生じた。幅５cm，長さ70～80cm，深さ数10cm程度の亀裂が所々生じている。	盛土表面には履帯の跡が数cm残り，旋回時に押しやられた土が20cm程盛り上がった。	—
		「ケースA，Dではまだ少し敷網法による効果が感じられる」				—
75	超々湿地	全てのケースで走行は十分可能で，乱れも少ない。				—
	湿　地	旋回時に盛土表面がかき乱され，履帯で押し出された土がブルドーザーの軌道周辺に20～30cm積み上げられるが，全体に亀裂などは認められない。 「ジオテキスタイルの影響は全く感じられない」				—

注「　」はオペレーターの談話

C．施工後の測定

(1) 間隙水圧測定

図3－1－8に間隙水圧の経時変化を示す。

1）施工直後の変化

以下，各工区ごとに測定結果を述べる。

① 工区Ⅱ

盛土センター付近に埋設した間隙水圧計の測定結果では，深度50cm，75cmでは変化がほとんどみられない。また，深度25cmでは測定開始後60日頃まで0.05～0.06kgf／cm²まで徐々に上昇したが，以後は大きな変化はない。

また，盛土端部付近に埋設した間隙水圧計の結果では，測定開始後60日頃まで上昇傾向を示し，それ以降はほぼ一定である。間隙水圧の大きさは，盛土センター付近と同様に，深度50cm，75cmでは小さなものである。しかし，深度25cmでは11月中旬から間隙水圧は上昇しはじめ，11月末までに約0.08kgf／cm²になった。

② 工区Ⅳ

盛土センター付近の間隙水圧の測定結果は，深度25cm，75cmでは測定開始後60日頃までやや増加しているが，それ以後の変化は大きなものではなく，最大0.08kgf／cm²程度の間隙水圧が発生している。これに対して，深度50cmでは測定開始後やや増加しているもののすぐに減少に転じ，60日頃ではほとんど間隙水圧は0となっている。また，これ以降は若干の増減はあるが，変化は小さなものである。

一方，盛土端部における測定では，測定開始後一旦は上昇傾向を示すものの20日頃から減少し，以後しばらくはほとんど間隙水圧が発生していない。いずれにしても，この盛土端部における測定では，測定開始後一旦は上昇傾向を示すものの20日頃から減少し，以後しばらくはほとんど間隙水圧が発生していない。いずれにしても，この盛土端部での測定値は全体的に小さな値である。

センター付近の深度50cmおよび盛土端部の測定結果は，スパンボンド不織布が敷設されている深度付近および盛土のり面付近では，間隙水圧の上昇が認められない。このことから，スパンボンド不織布の間隙水圧の消散効果が現れている。なお，盛土端部の深度50cmに埋設した間隙水圧計は，ケーブルの破損等により12月21日以降測定不能となった。

③ 工区Ⅴ

センター付近の測定結果では，測定開始後20日までの変化は比較的小さく，50日で上昇するものがみられるが，その後は比較的落ち着いている。ただし，最終の測定時には減少しているものもみられる。発生している間隙水圧は最大で0.1kgf／cm²程度である。

盛土端部付近の測定結果では，測定開始後50日目あたりまで徐々に上昇し，それ以降は比較的落ち着いている。深度50cm，75cmの測定結果は先のセンター付近の測定結果と同様に測定開始当初の変化は小さく，その後に増加しており最大0.08kgf／cm²程度の間隙水圧が発生している。また，深度25cmの結果は測定開始直後から上昇し，最大0.1～0.12kgf／cm²程度の間隙水圧が発生している。また，深度25cmの結果は測定開始直後から上昇し，最大0.1～0.12kgf／cm²程度とやや大き目の値を示している。

測定開始直後の変化が小さい傾向が認められ，このことから盛土完成時にはスパンボンド不織布の排水効果が有効に作用し，間隙水圧が比較的スムーズに消散されていたことを示すものと考えられる。

また，測定開始後50～60日にかけて変化し，それ以降は一定もしくは微増している傾向は，先の工区Ⅱおよび工区Ⅳも同様である。これは積雪の影響と考えられる。すなわち，50～60日にあたる12月21日以降は全面雪に覆われており，ジオテキスタイルの排水効果が十分に発揮されなかったのと，雪の重みにより間隙水圧が上昇したためと考えられる。

2）施工後150日以降（融雪後）の変化

① 工区Ⅱ

盛土中央部の間隙水圧は深度25cmでは融雪後大きく減少しているが，それ以深ではほとんど変化していない。しかし，6月の施工後ただちに測定点2，3で0.04kgf／cm²前後上昇し，盛土を高くした影響が現れている。

盛土端部では全深度で間隙水圧は減少しており，特に深度25cmでは他の深度より大きく減少している。

② 工区Ⅳ盛土中央部深度50cmに接地された間隙水圧計だけが，融雪後間隙水圧の減少を示している。

他の測定点ではもともと間隙水圧が低く，大きな変化は見られない。なお，測定点3，5の間隙水圧計は測定期間中に不調となり，それ以降測定不能となった。

③ 工区Ⅴ

ほとんど全ての測定点で融雪後間隙水圧は減少しており，工区Ⅱ同様盛土中央部より端部のほうが大きく減少する傾向にある。

融雪後におおむね間隙水圧は減少する傾向にあるが，積雪による上載荷重がなくなったためと考えられる。

スパンボンド不織布の有無に関わらず全般的に融雪後の間隙水圧の減少は，冬期に間隙水圧が比較的高かった測定点ほど大きく，また，中央部より端部のほうがスムーズに間隙水圧が減少する傾向にある。

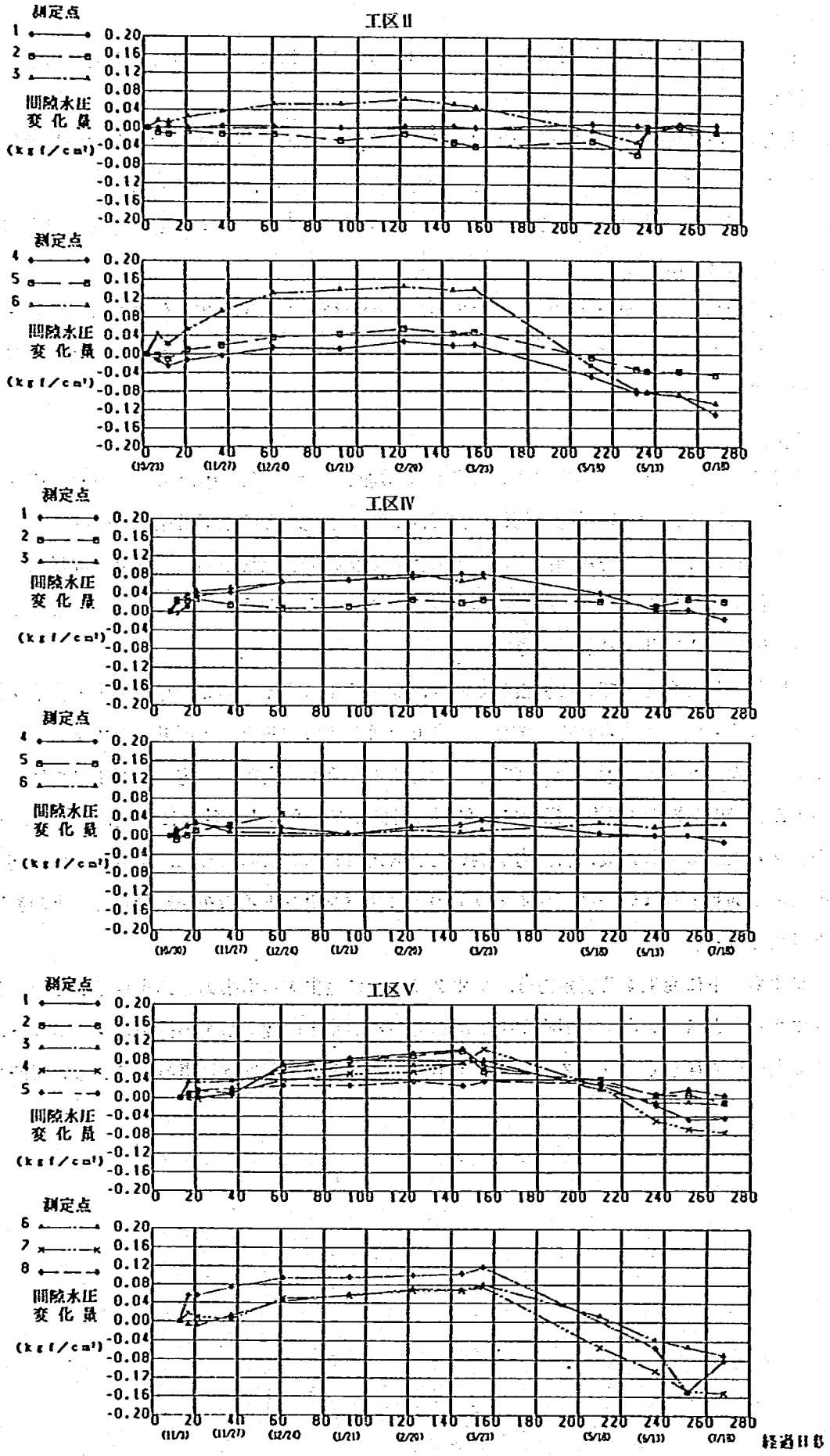


図3－1－8　間隙水圧経時変化

(2) 静ひずみ測定

図3－1－9に静ひずみの経時変化を示し，図3－1－10，図3－1－11に分布図を示した。

1）工区Ⅱ

① 施工後20～60日で約⅔の測定点でひずみが，わずかであるが引張ひずみが増加しはじめ，融雪時の210日目ぐらいでは，ほぼ全ての測定点でジオグリッドに引張力が働いている。

② ジオグリッドに生じているひずみ量は，約5ケ月で最も大きいものでも0.05%程度であり，引張力にして0.06tf／m前後である。

③ 6月8日のひずみ量を初期値とした場合，その直後の転圧・撤出し作業を経てひずみ分布は圧縮，引張を小さく繰り返したような形状であり，ジオグリッドがわずかに波打った状態になったことを示している。

2）工区Ⅲ

① 施工後数日から各測点のひずみは圧縮側に増加し続け，150日頃から引張方向に移行する。その後2ケ月くらいで0.1%ほど伸長（引張力約0.05tf／m）している箇所が数箇所ある。

② 6月8日のひずみ量を初期値とし，その後の変化の分布状況から，工区Ⅱと同様に，ジオネットは転圧，撤出しの施工により波打ち状態になったことがうかがえる。また，そのときのひずみ量は最大で約0.07%で工区Ⅱより若干大きい。

工区Ⅱ，Ⅲで発生している引張ひずみは，ジオテキスタイルの摩擦抵抗で土の変形を抑制していることによるものと考えられる。また，工区ⅡとⅢを比較すると，工区Ⅱのジオグリッドは，施工後早くから有効に盛土の変形挙動を抑制していることがうかがえる。一方，工区Ⅲにおけるジオネットは，施工後約150日まで引張力は働いていない。これは，ジオネットが徐々に盛土になじみ，インターロッキング効果が得られた後に引張力が働いたと考えられる。このように，工区Ⅲでは，盛土の変形挙動を素早く抑制できないのは，ジオネットの上にスパンボンド不織布を敷設したことの影響によるものと考えられる。

ジオネットに発生する引張力は，ジオグリッドに発生する引張力とあまり差がない。このことから，ジオネットとスパンボンド不織布を併用しているが盛土の変形挙動の抑制はジオネットによる摩擦抵抗に大きく依存しており，スパンボンド不織布は盛土の変形抑制に寄与していない可能性がある。

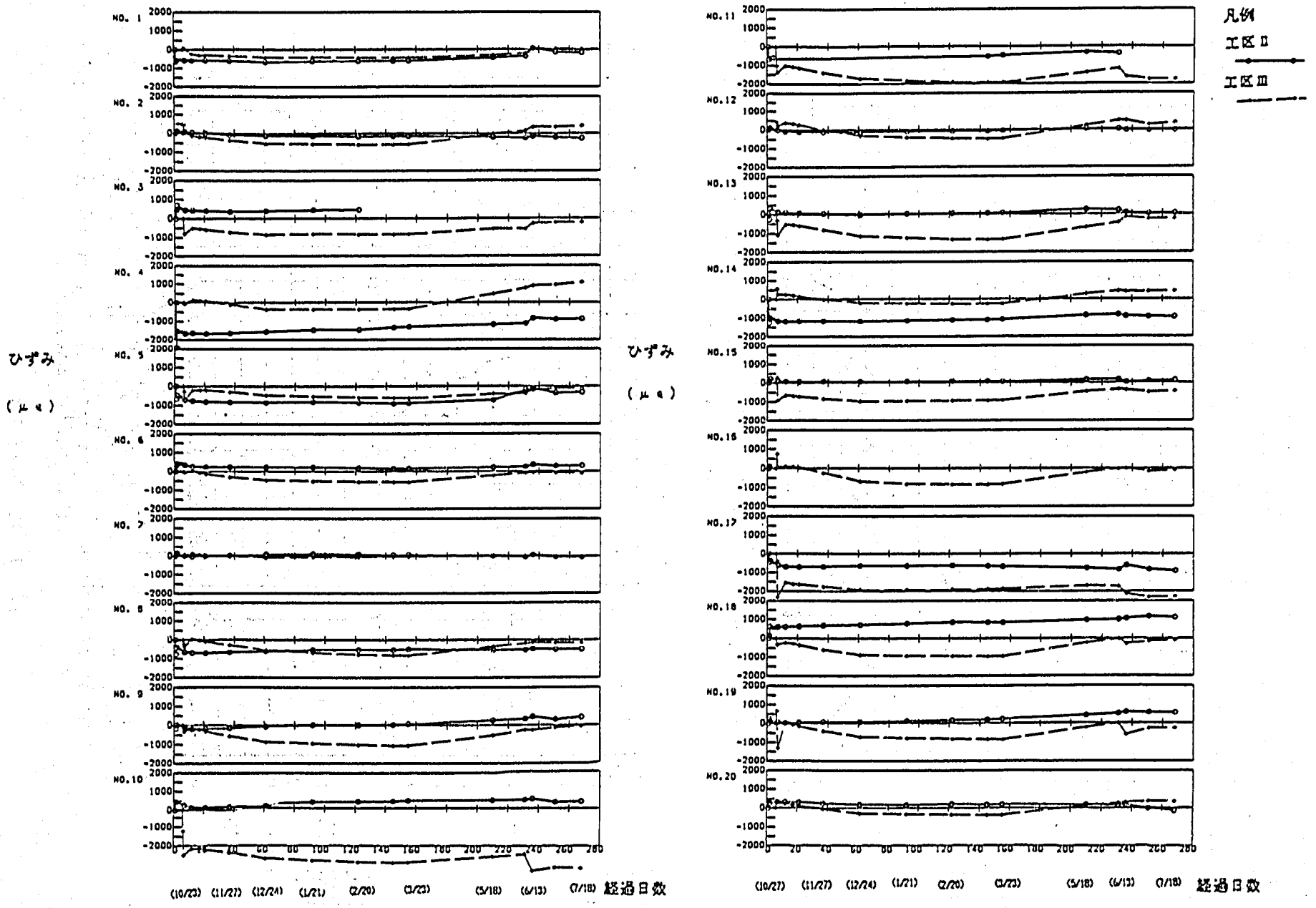


図３－１－９　静ひずみ経時変化

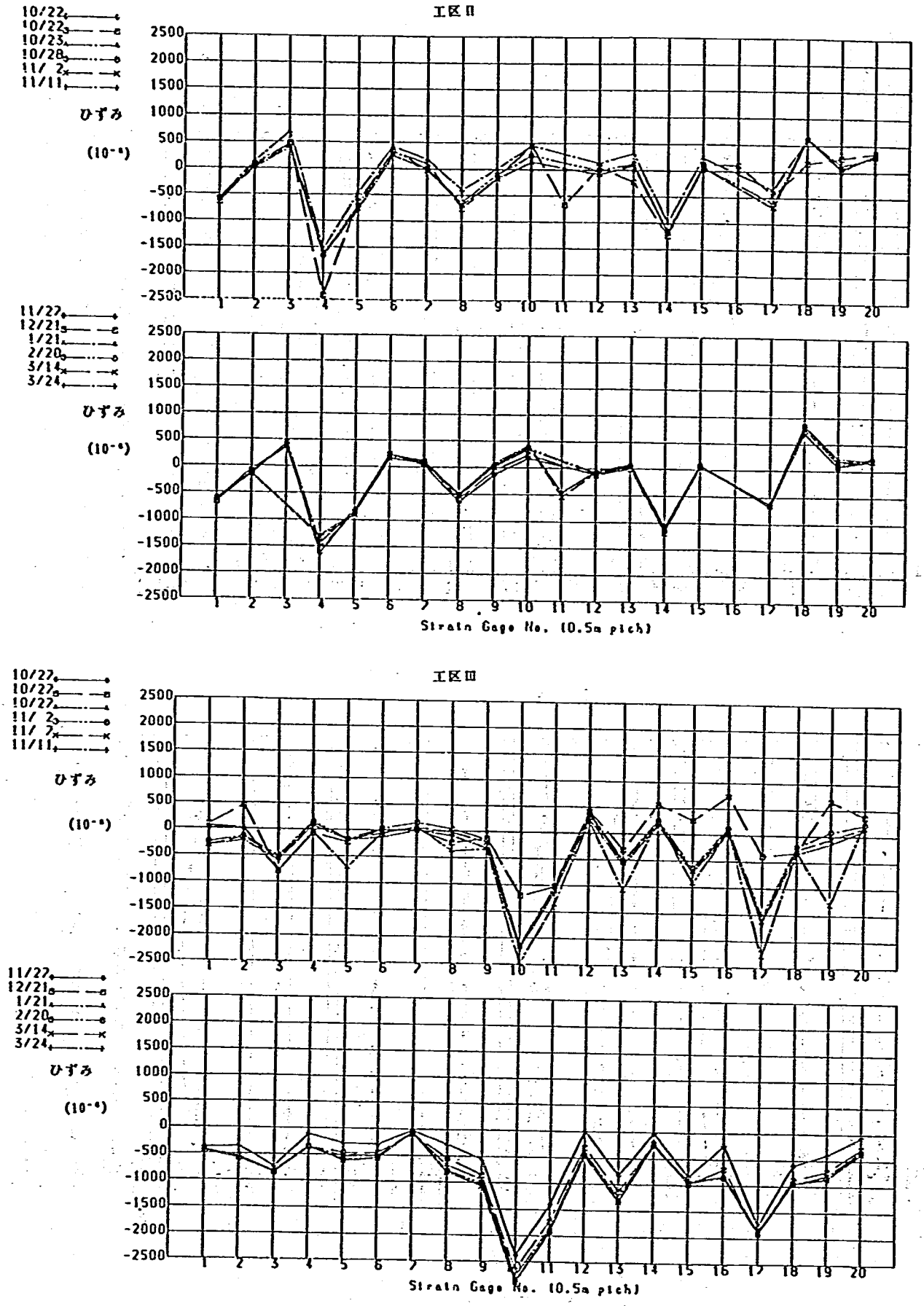


図3－1－10　静ひずみ分布図

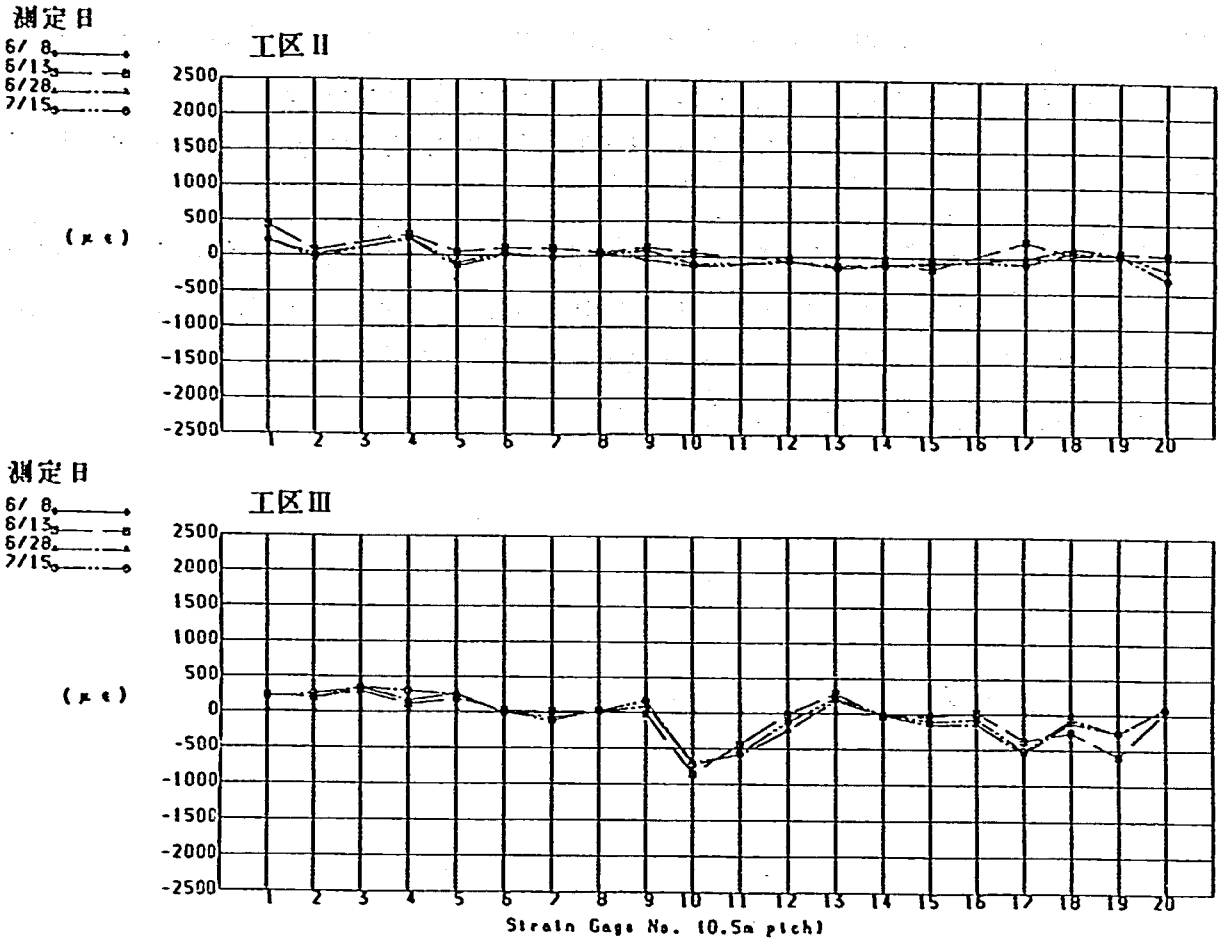


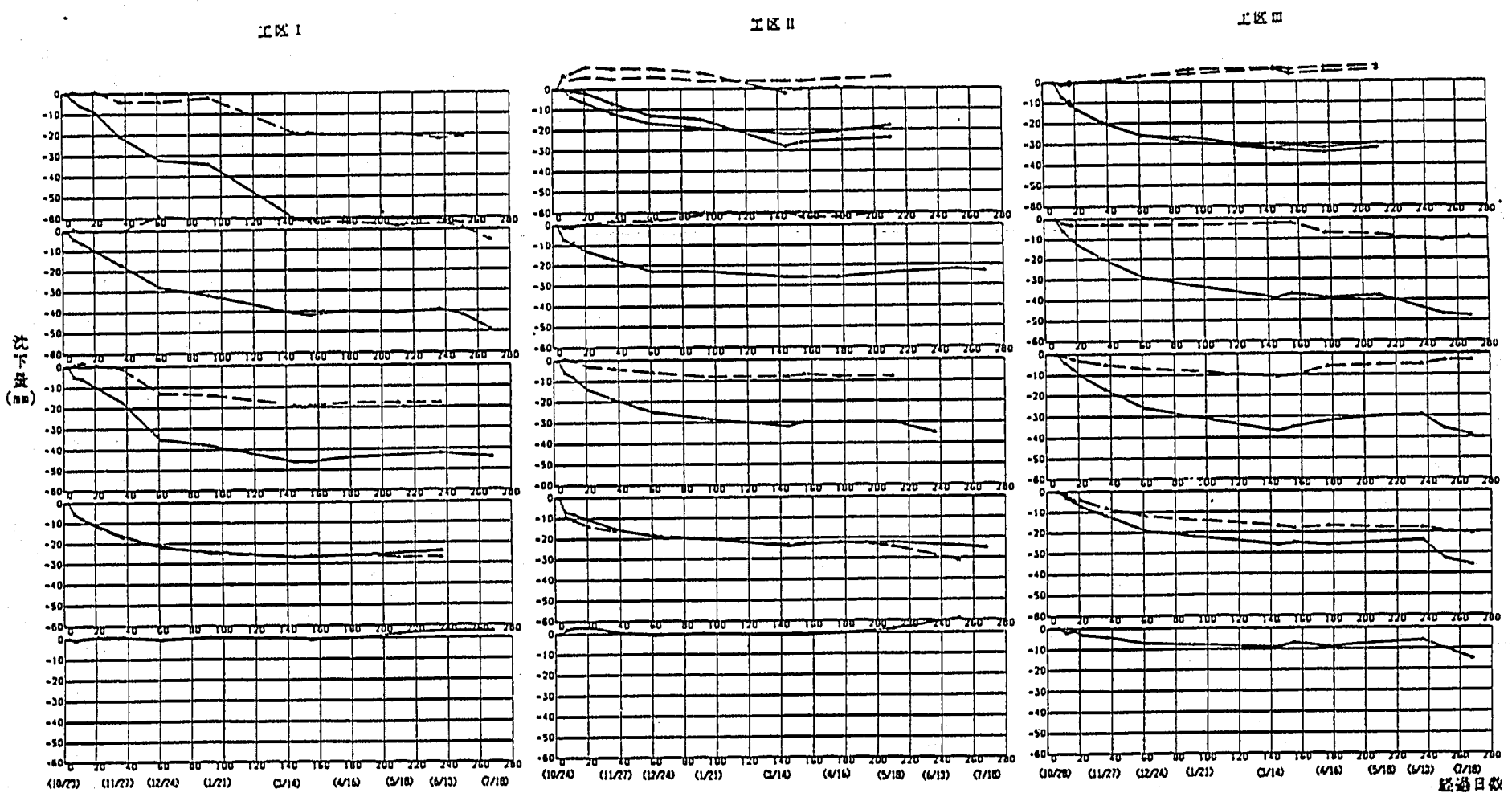
図3－1－11　静ひずみ分布図

(3) 沈下量

各工区で沈下板を4深度に設置し，その沈下量を経時的に測定した。また，各工区ごとに，縦断方向3列，横断方向4列の計12本の移動杭を設置し，その沈下と水平方向の移動量を測定した。

図3－1－12に各工区ごとに沈下板とその近傍の移動杭の沈下量を示し，同時に深度間の相対的沈下量も示した。

融雪後でも沈下量の経時変化は全ての工区であまり変化しておらず，施工後140日前後で安定状態になっている。しかし，6月に施工を行った工区Ⅱ，Ⅲで5～10㎜程度沈下量が増している。なお，3月下旬以降に全工区で沈下量の減少が，わずかではあるが認められる。これは融雪により盛土にかかる荷重が減ったため，盛土全体が弾性的な挙動を示したためと考えられる。



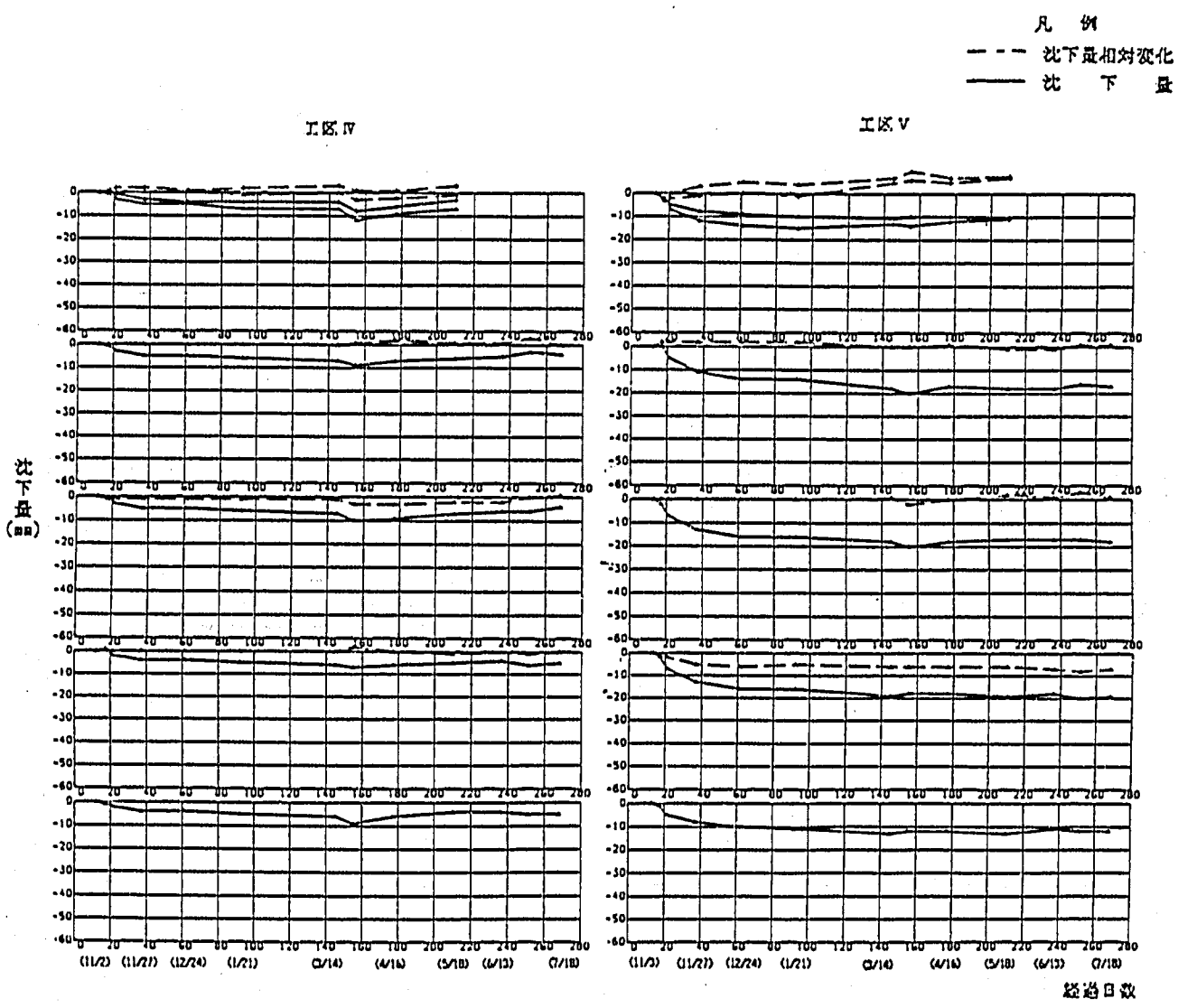


図３－１－12　沈下量経時変化

(4) 移動杭

図3－1－13～図3－1－17に移動杭の各成分ごとの経時変化を示し，図3－1－18～図3－1－22には水平方向の移動を平面的に示した。移動杭の変化も融雪後あまり変化しておらず，盛土の挙動が安定したことを示している。

なお，6月の施工時に工区Ⅱ，Ⅲの移動杭は撤去し，工区Ⅳ，Ⅴの移動杭は大部分測定不可能となったため，6月以降移動杭の測定はとりやめた。

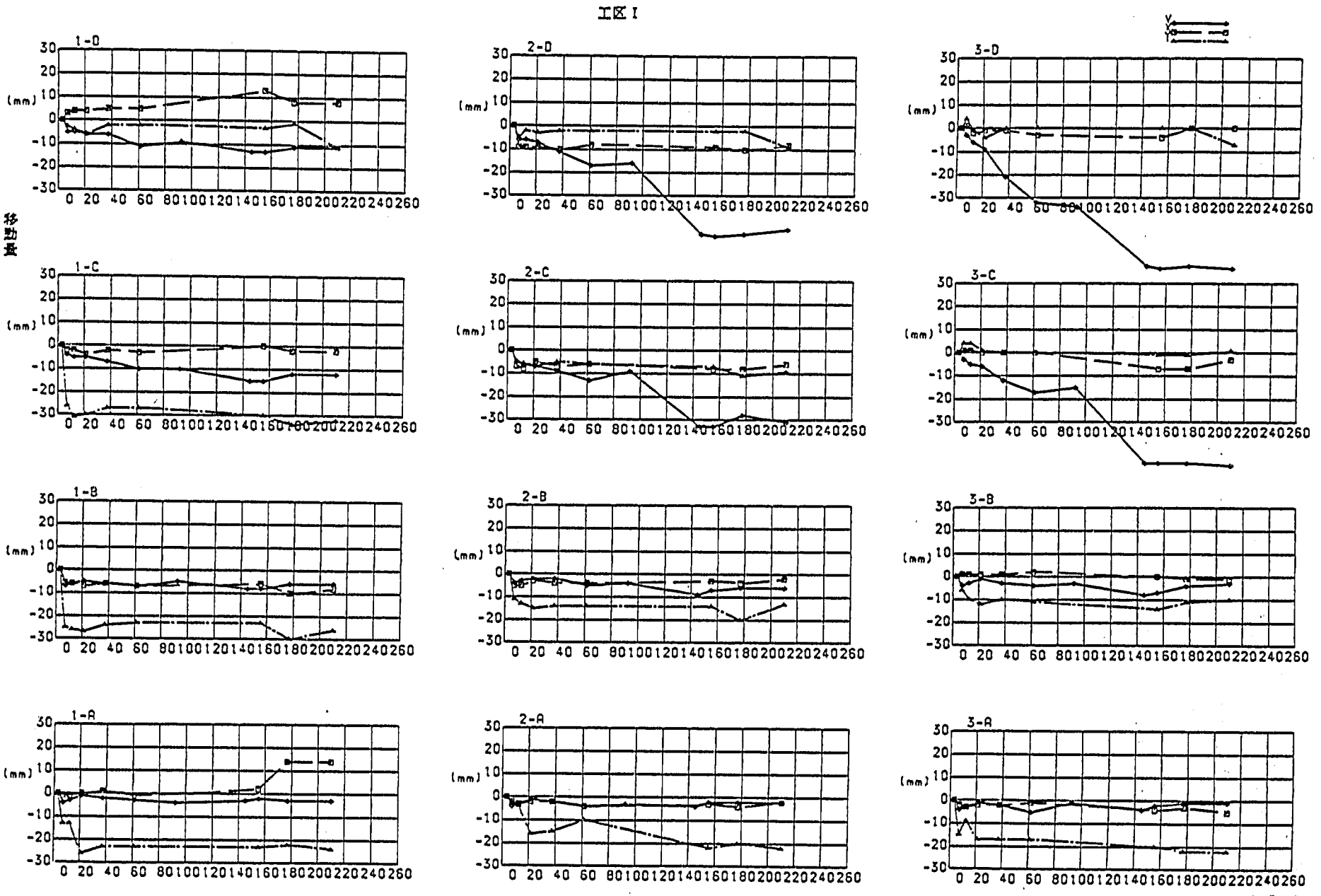


図３－１－13　移動杭経時変化（工区Ⅰ）

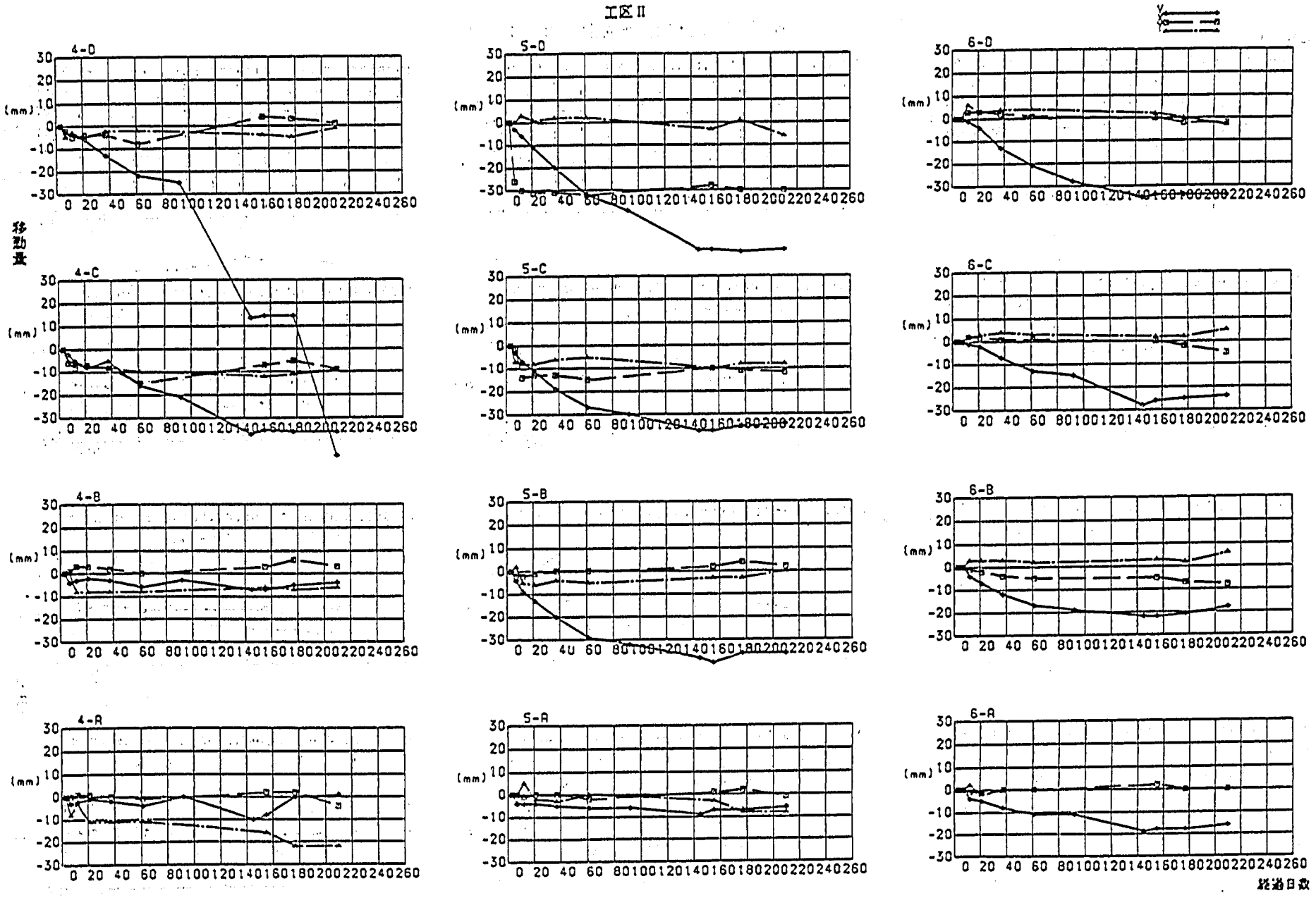


図３－１－14　移動杭経時変化（工区Ⅱ）

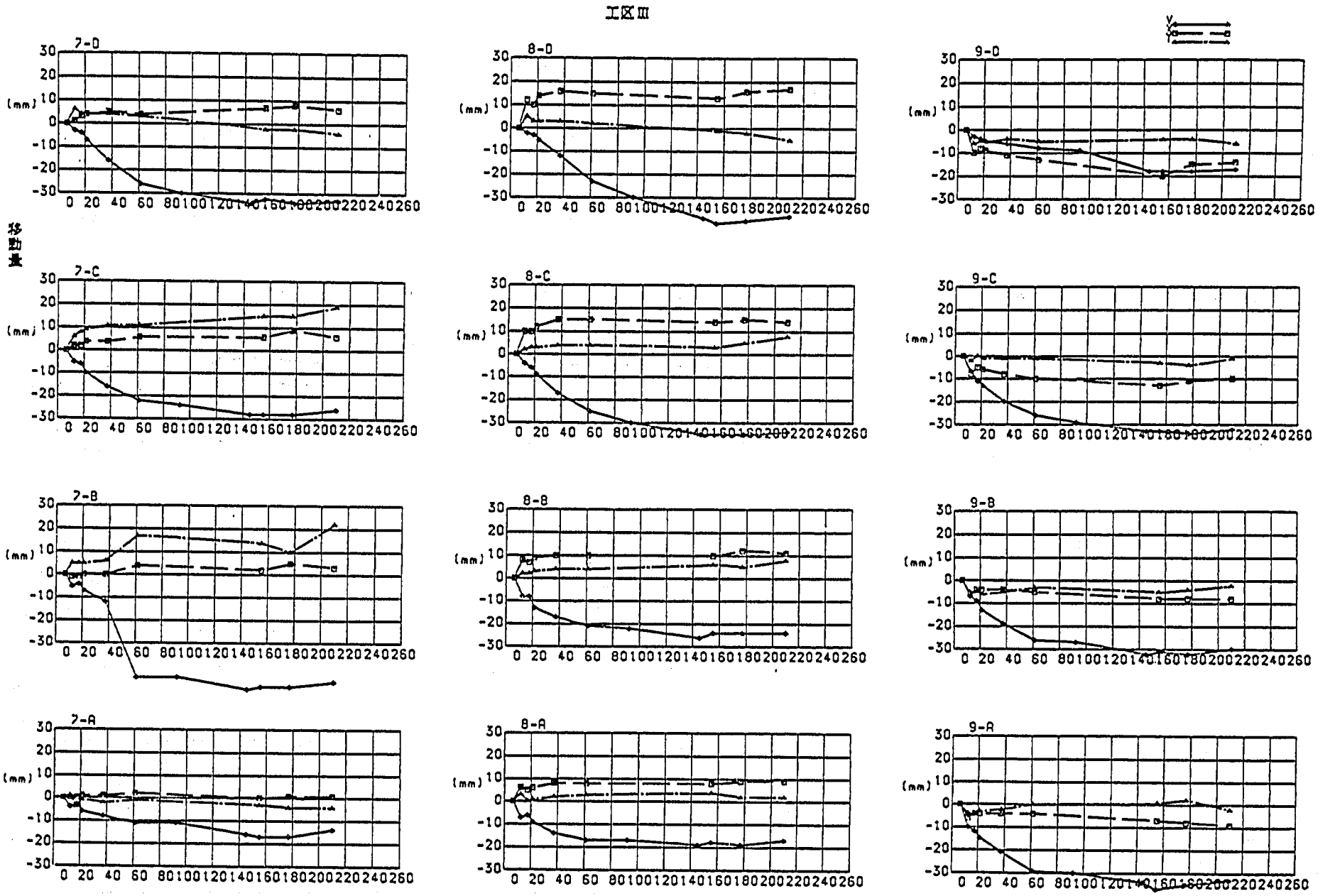


図３－１－15　移動杭経時変化（工区Ⅲ）

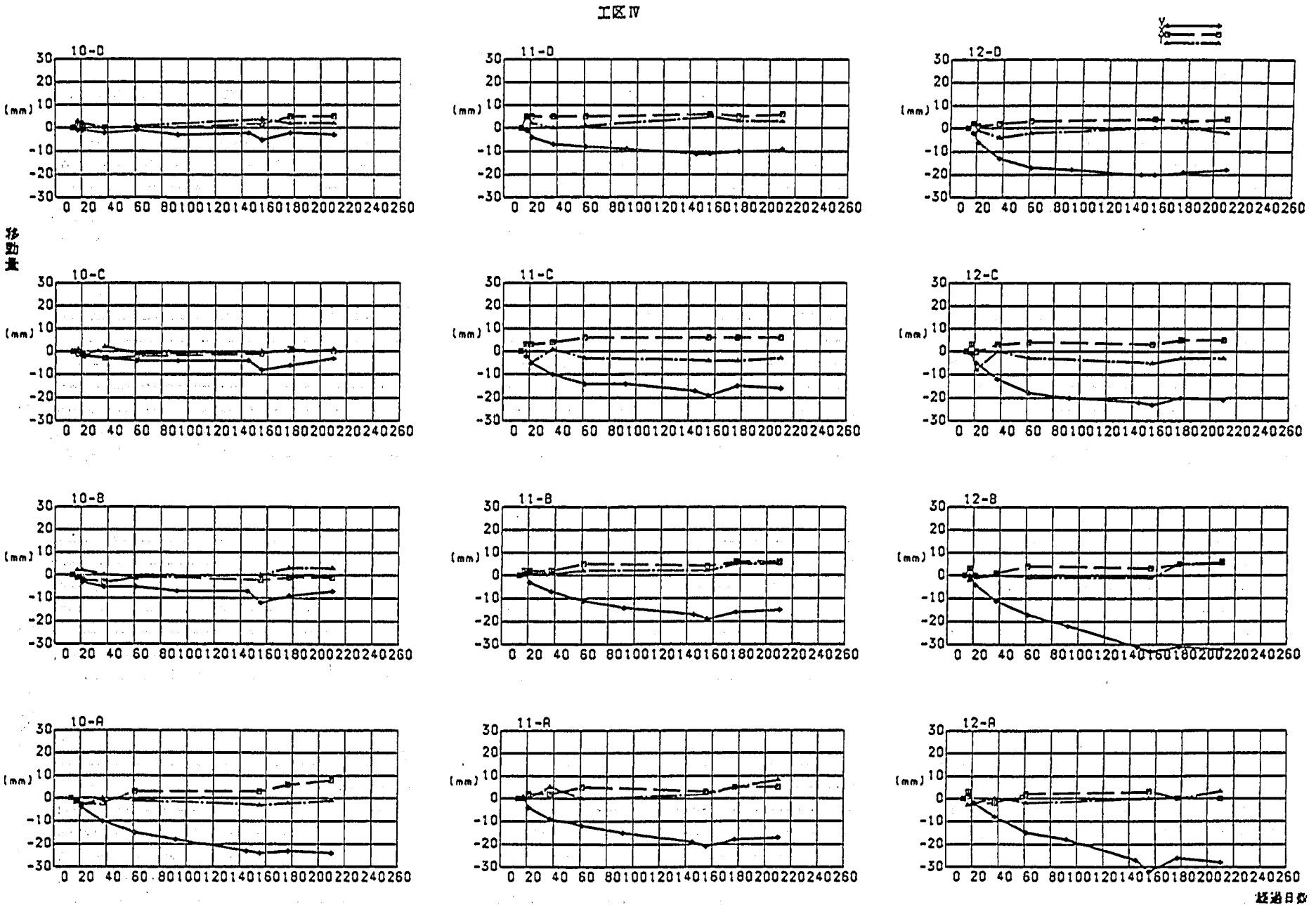


図３－１－16　移動杭経時変化（工区Ⅳ）

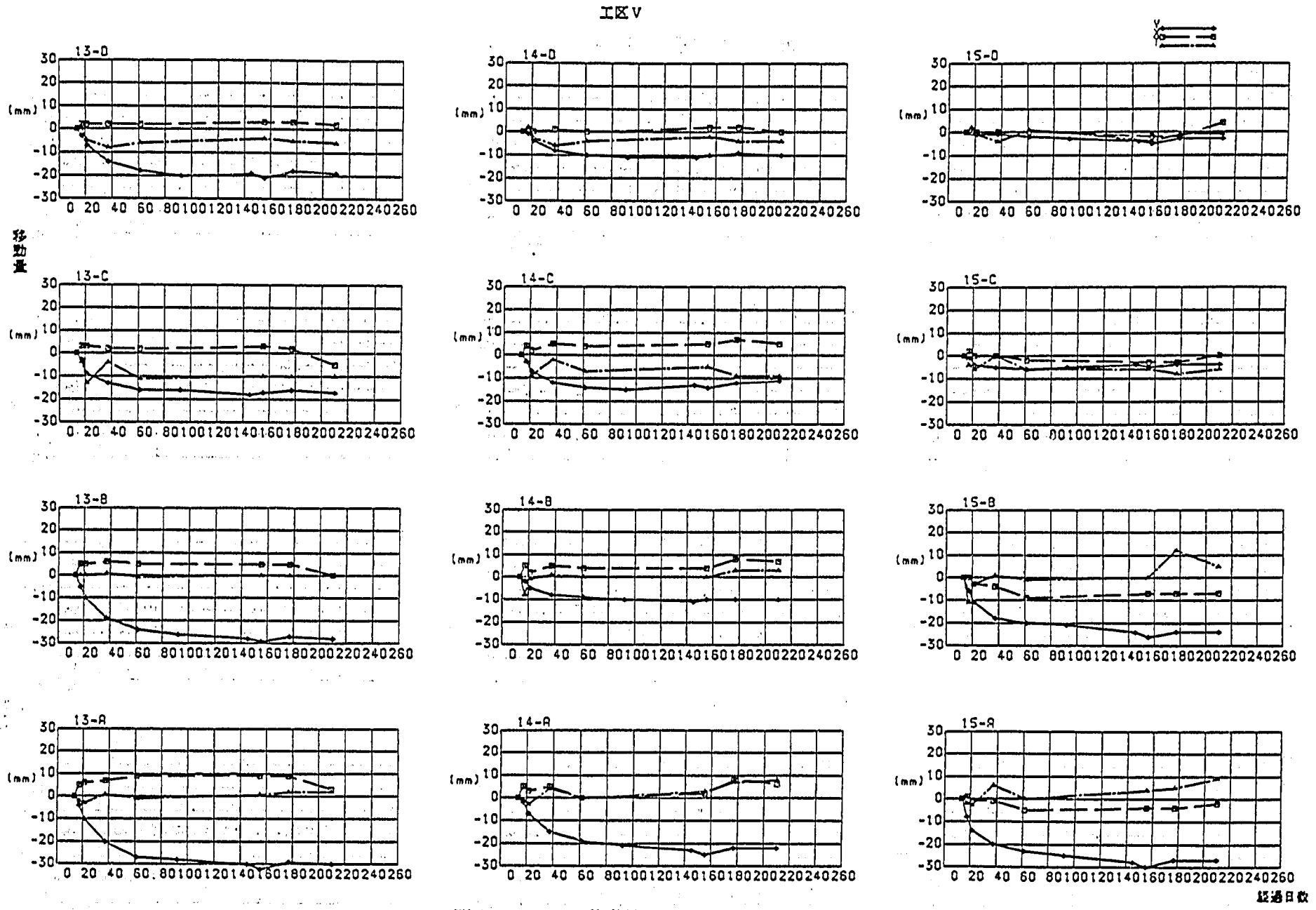


図3－1－17　移動杭経時変化（工区V）

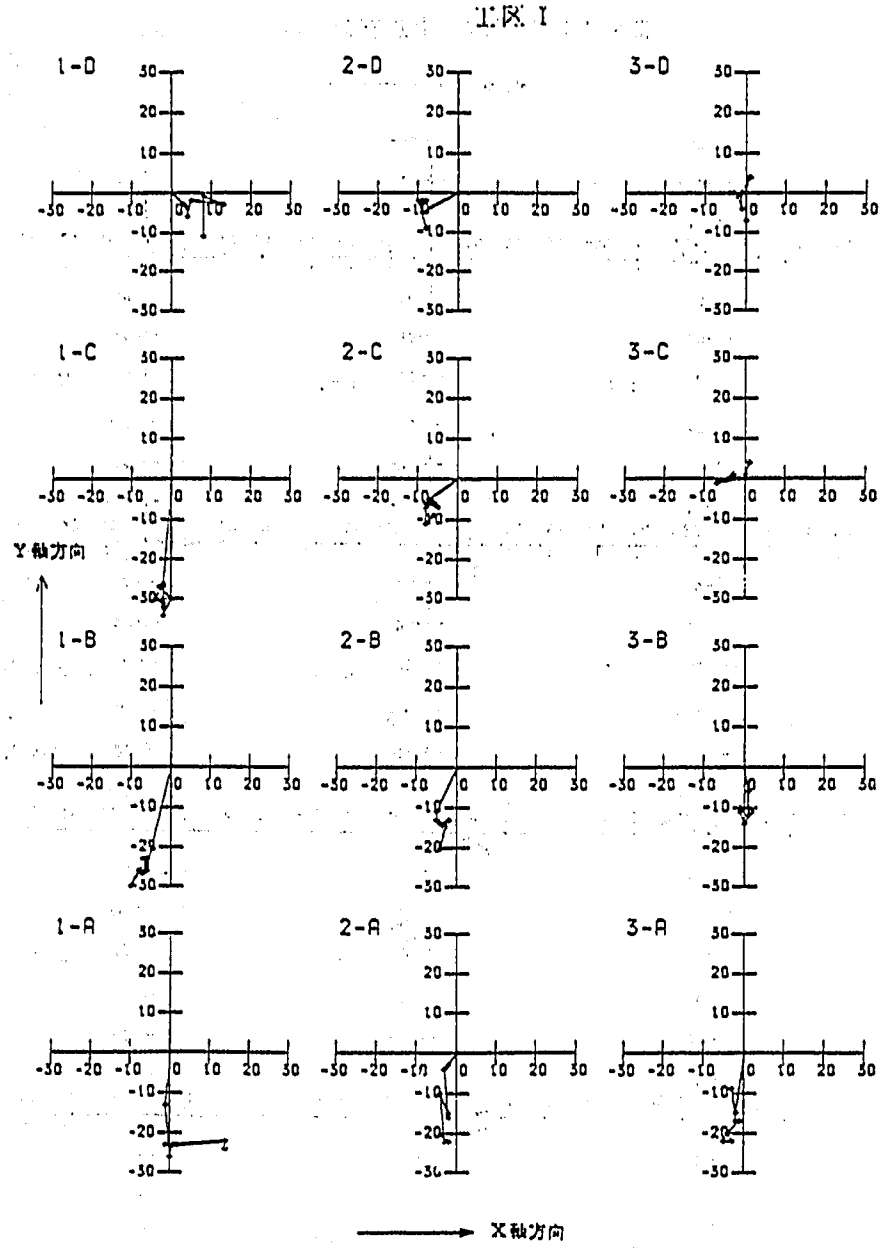


図３－１－18　移動杭水平移動量（工区Ⅰ）

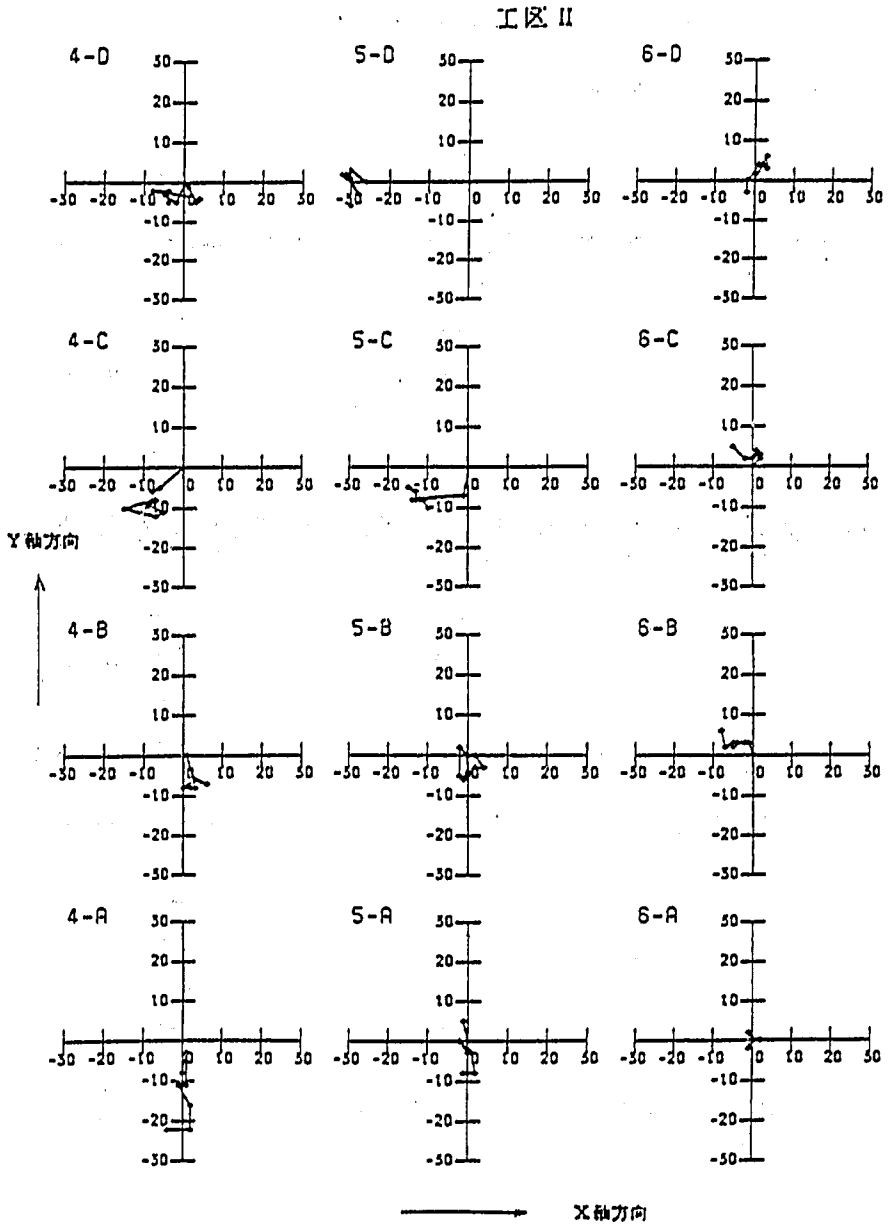


図３－１－19　移動杭水平移動量（工区Ⅱ）

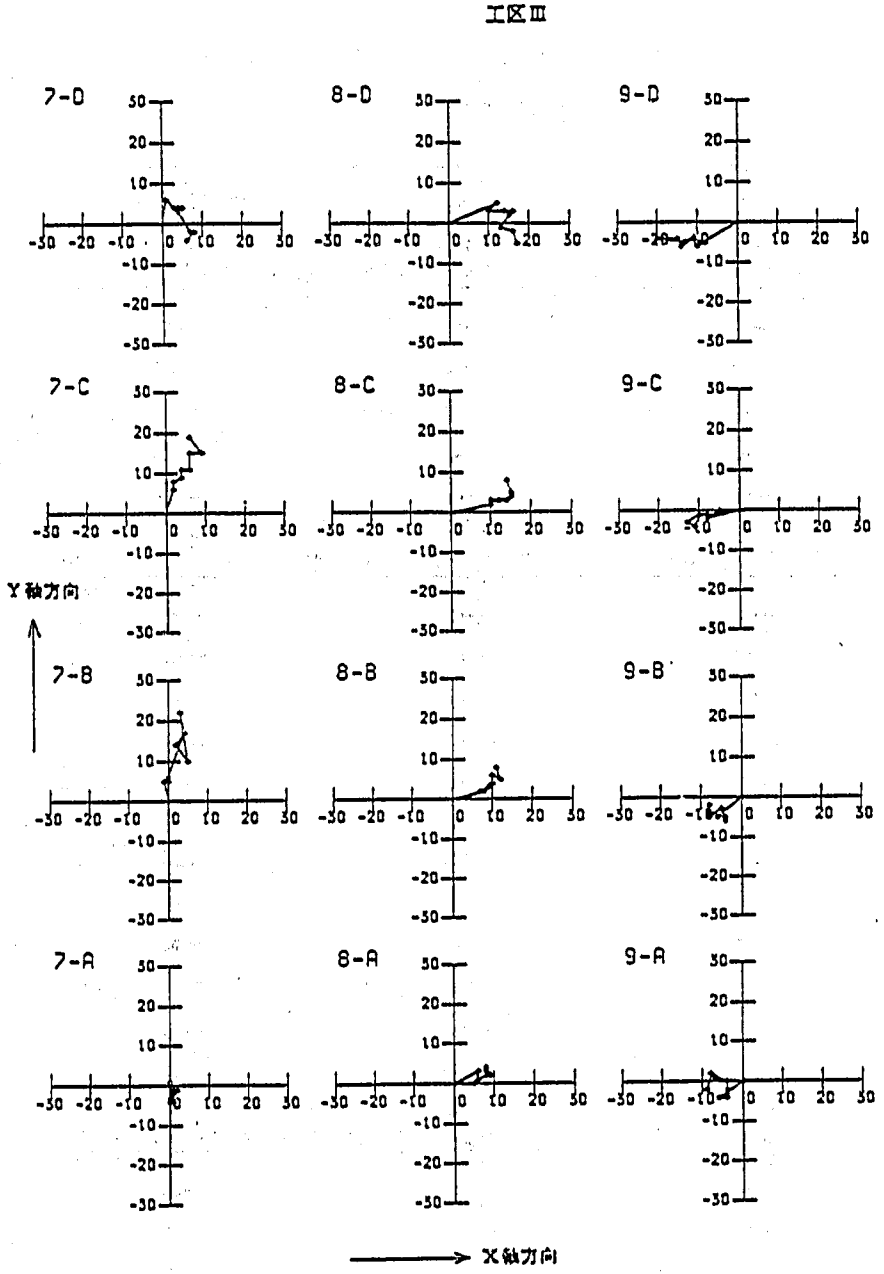


図３－１－20　移動杭水平移動量（工区Ⅲ）

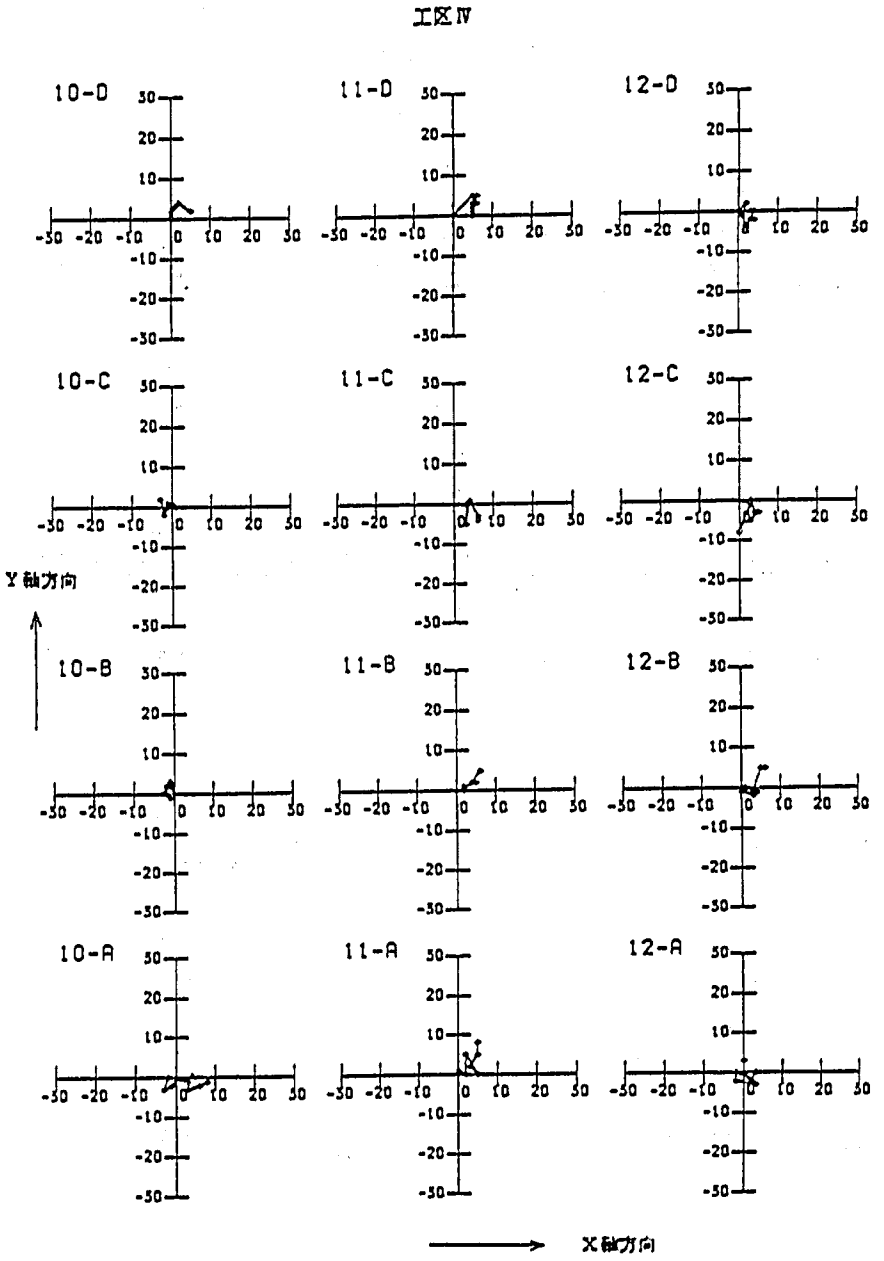


図３－１－21　移動杭水平移動量（工区Ⅳ）

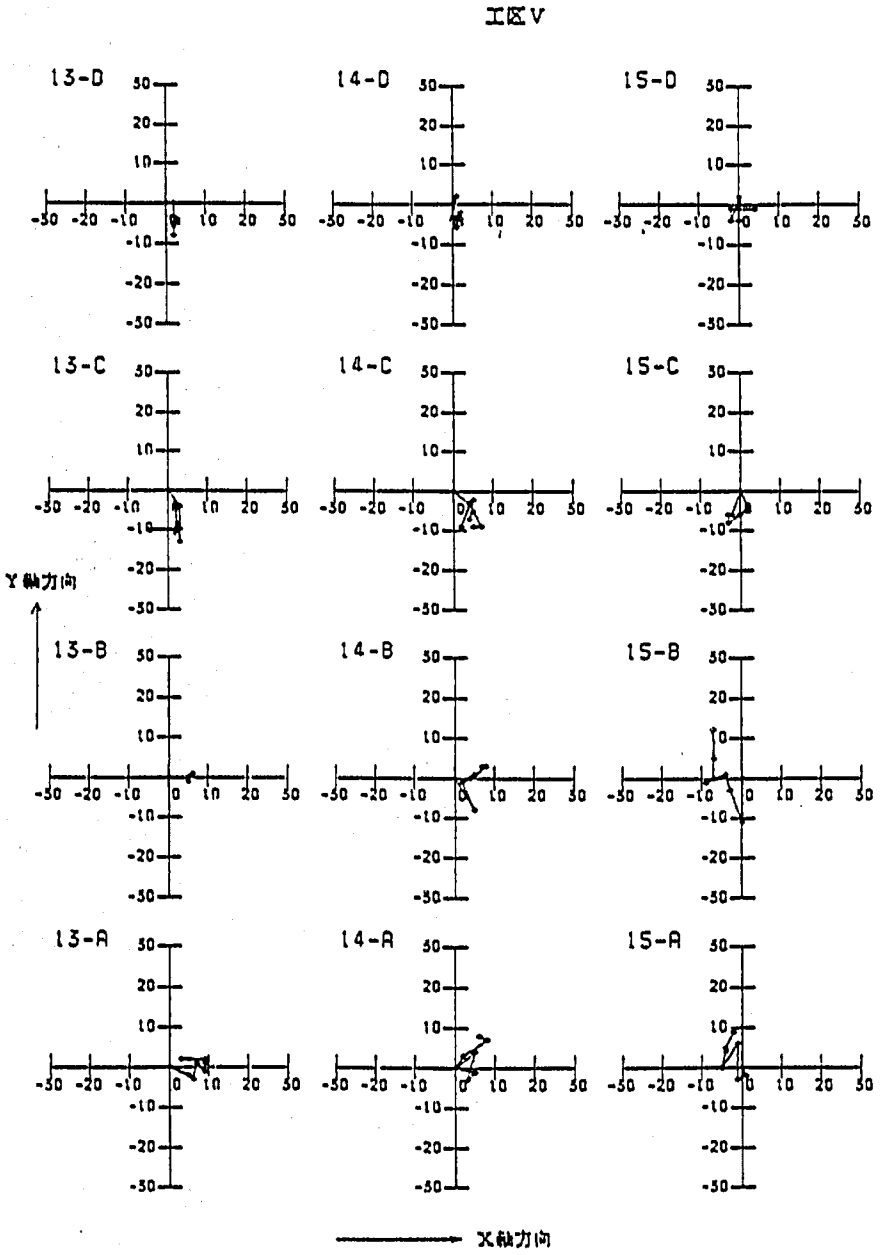


図3—1—22　移動杭水平移動量（工区V）

(5) コーン貫入試験

図3－1－23に各工区ごとの試験結果を示した。

以下に測定結果を述べる。

1）工区Ⅰにおけるコーン貫入抵抗値qcは，施工直後から増大する傾向はほとんど認められず，おおむねqcは1.0kgf／㎠程度かそれ以下である。これは工区Ⅰが無処理のためと考えられる。

2）工区Ⅱでは，若干qcの増大する傾向が認められ，特に盛土上部のほうがその傾向は顕著である。これは融雪後に天日で盛土表面が乾燥したためと考えられる。

3）工区Ⅲ，Ⅳ，Ⅴのqcの変化はやや類似しており，ジオテキスタイル下方でqcが大きくなる傾向が認められる。これはスパンボンド不織布の排水効果によるものと考えられる。

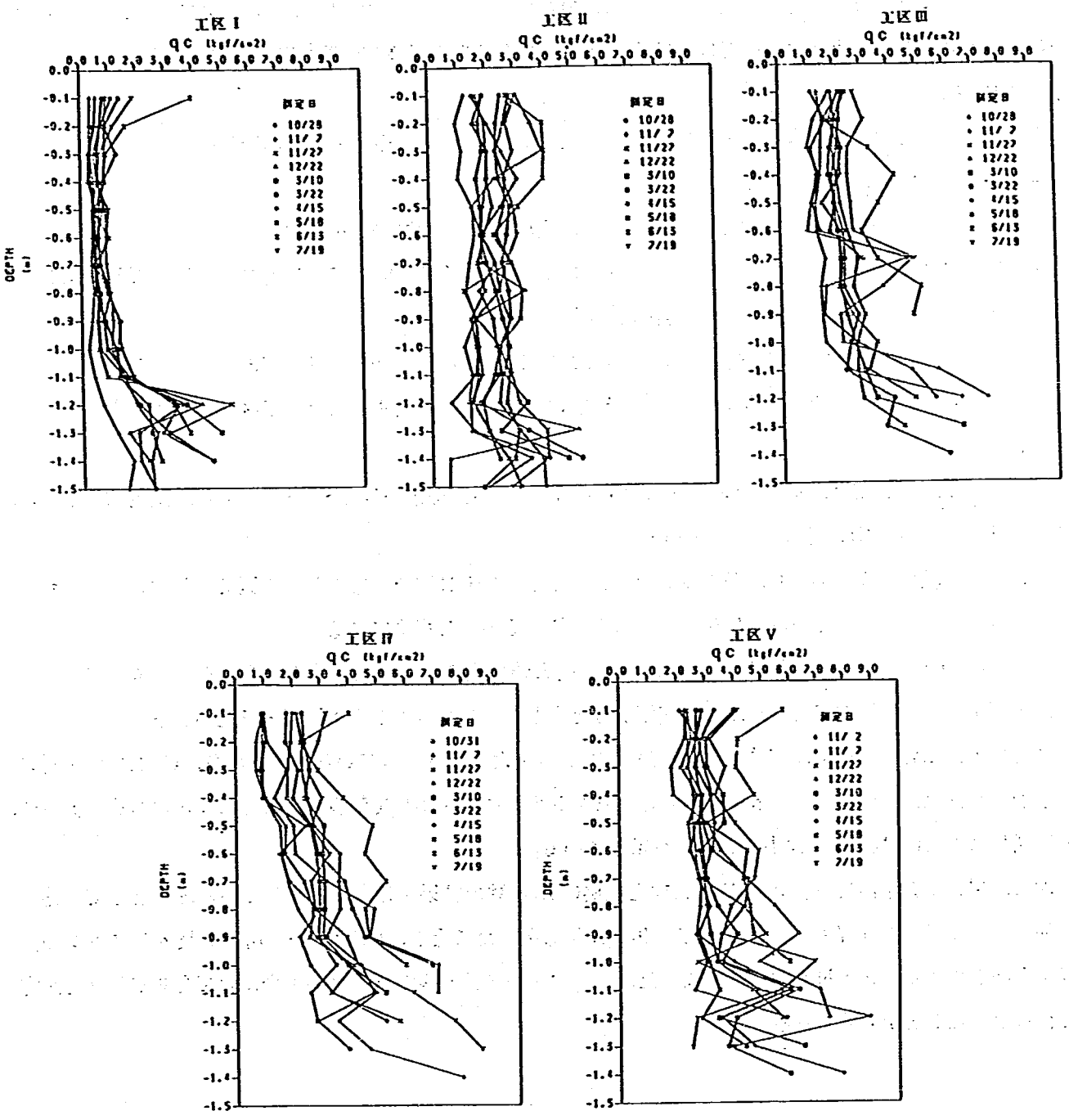


図3－1－23　コーン貫入試験結果

(6) ベーン試験結果

図3－1－24にベーン試験結果を示す。これは，各測定ごとの平均値をプロットしたものである。

この結果でも工区Ⅰの測定結果は小さく，せん断強さτは0.2kgf／㎠以下で，他の工区では0.2～0.4kgf／㎠程度である。強度の増加については，ばらつきが大きくあまり明確な結果が得られなかった。

(7) CBR試験

表3－1－10に乱した試料によるCBR試験結果も示した。なお，表の下段は平均値である。

以下にCBR試験結果について述べる。

1）工区ⅠではCBRは非常に小さく，室内試験，現場試験ともに0.3～0.4%である。

2）工区ⅡにおけるCBRは室内試験で0.9～1.0%，現場試験で1.0～1.5%程度で若干現場試験値のほうが大きいが，データのばらつきの範囲と考えられる。

3）工区ⅢでのCBRは，室内試験と現場試験であまり差はなく，1.0%の前後である。

4）工区ⅣではCBRは室内試験、現場試験ともに0.6～1.1%の範囲であり，工区Ⅱ，Ⅲよりも若干小さい。

5）工区Ⅴにおいては，室内試験でCBRは0.8～1.1%，現場試験で1.0～1.1%であり，室内試験と現場試験におけるCBRの差はほとんどない。

6）乱した試料を突固め，6時間水浸した後に測定したCBRは0.8%であり，工区Ⅱ～Ⅴはほぼ同じか，幾分大きい値となっている。しかし，工区Ⅰの値はその半分程度である。

工区ⅠのCBR値が他の工区に比べて低いのは，雨天時の施工だったため盛土の含水量が大きくなった上に，工区Ⅰが無処理区間であったため，転圧がほとんどできなかったことが原因と考えられる。

全ての工区においてCBRは当初目標値であった3%を大きく下回っている。すなわち，CBRは盛土材の粒子配合や含水比，密度などに依存して変化するがジオテキスタイルを敷設したことによる含水比の低下や，密度増加によるCBRの向上は小さいことを示している。

次に，現状土非水浸で実施したCBR試験と現場CBR試験の結果がほとんど同じである理由として，盛土表面からジオテキスタイル敷設深度まで，40～60㎝もあったことと，CBR試験で用いる貫入ピストンの直径が5㎝と小さく，貫入量も12.5㎜と浅いため，ジオテキスタイルを含んだ盛土全体の複合的な強度を測定し得なかったことが考えられる。

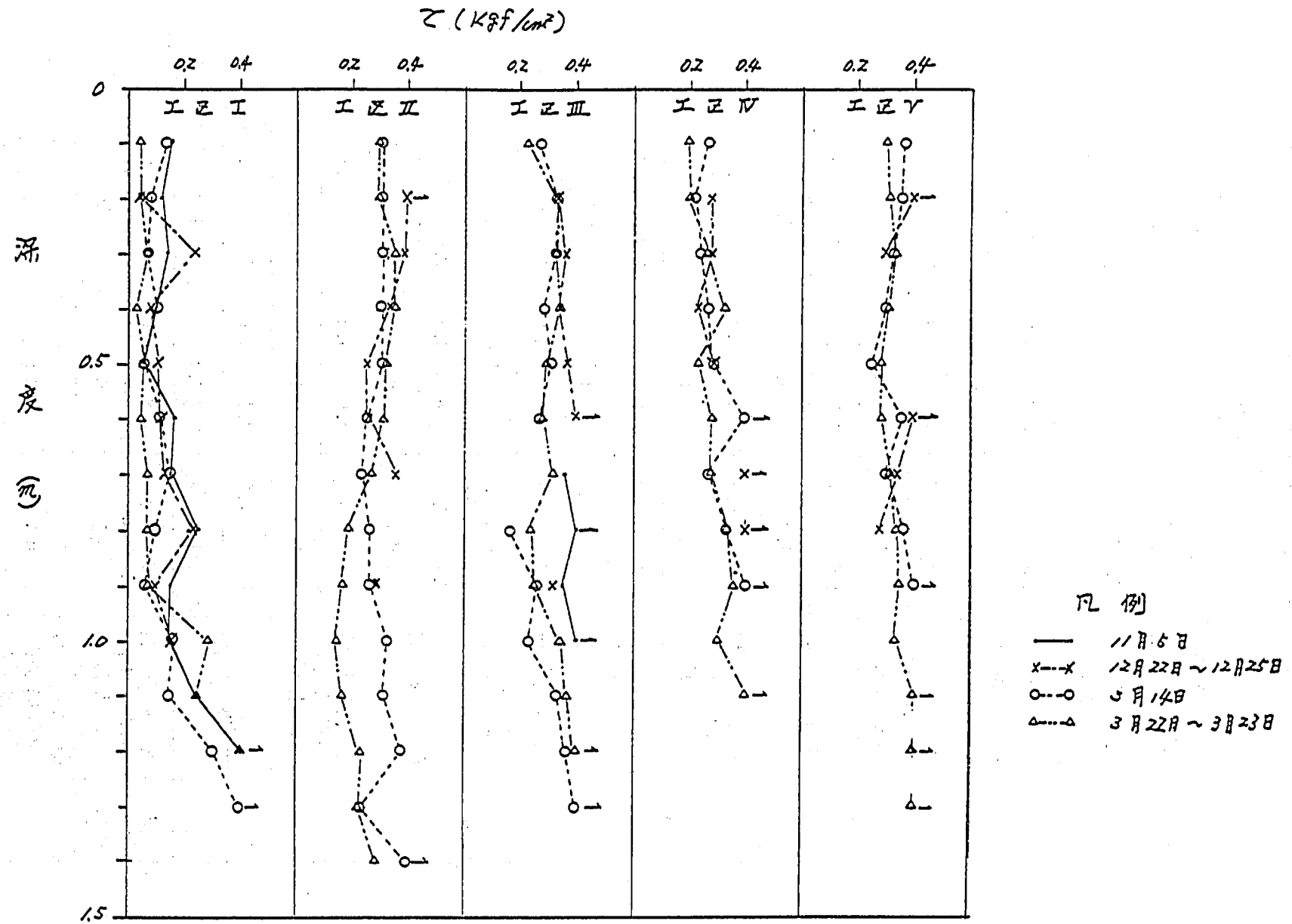


図3－1－24　ベーン試験結果

表３－１－10　CBR試験結果一覧表

工区	項目 / 地点 / 試験方法	CBR (%) No.1		CBR (%) No.2		CBR (%) No.3	
Ⅰ	室内試験（現状土）非水浸	0.4	0.3	0.4	0.3		
		0.4		0.3			
	現場試験	0.4	0.3	0.3	0.2		
		0.4		0.3			
Ⅱ	室内試験（現状土）非水浸	1.2	1.2	1.0	0.9	0.9	1.0
		1.2		1.0		1.0	
	現場試験	1.5	1.1	1.3	1.3	1.4	1.0
		1.3		1.3		1.2	
Ⅲ	室内試験（現状土）非水浸	0.9	0.9	1.2	1.4	0.9	0.7
		0.9		1.3		0.8	
	現場試験	1.1	1.0	1.6	1.3	0.8	0.9
		1.1		1.5		0.9	
Ⅳ	室内試験（現状土）非水浸	0.7	0.8	0.6	0.6	1.3	0.9
		0.8		0.6		1.1	
	現場試験	0.7	0.7	0.6	1.2	0.9	1.0
		0.7		0.9		1.0	
Ⅴ	室内試験（現状土）非水浸	0.8	0.9	1.0	1.2	0.7	0.8
		0.9		1.1		0.8	
	現場試験	1.0	0.9	1.1	1.0	1.0	1.2
		1.0		1.1		1.1	
Ⅱ（右側盛土）	室内試験（現状土）非水浸	0.7	0.6	0.8	0.6		
		0.7		0.7			
	室内試験（突固め）水浸	0.7		0.8		0.9	

3.1.4. 室内土質試験結果（追跡調査）

(1) 物理試験

1）土粒子の比重

図3－1－25に各工区ごとの試験結果を頻度グラフとして示した。

土粒子の比重は，工区Ⅳ，Ⅴでは工区Ⅰ，Ⅱと比べてややばらつきが大きいが，各工区で採取した試料とも2.6前後である。

2）粒度

図3－1－26に粒径加積曲線を示した。これをみると，工区Ⅰ～Ⅳの試料は粘土分30～40%，シルト分30～40%，粗砂以上の粒径のものは多くても20%以下である。しかし，工区Ⅴの試料は砂分が30～45%含まれており，工区Ⅰ～Ⅳに比べて砂分が多い。

3）含水比

図3－1－27に含水比の経時変化を示した。

含水比は，融雪後に減少する傾向が全般的にうかがえる。以下，各工区ごとに試験結果を述べる。

① 工区Ⅰ

ほとんどの深度で5月～7月の間に含水比は下がっているが，依然60%の前後の含水比を保っている。

② 工区Ⅱ

含水比は3月以降若干減少する傾向にある。7月の測定結果は，深度20cmでは50%前後と盛土上部の含水比はやや低い。これは天日により盛土表面から乾燥していることによるものと思われる。

③ 工区Ⅲ

全体的に含水比は3月以降5～10%程度減少し50%程度である。7月の測定結果では若干深度が深いほうが含水比は低めである。

④ 工区Ⅳ

全体的に含水比は60%前後から50%前後に減少しているが，深度40cmにおける含水比は他に比べてやや高いようである。

⑤ 工区Ⅴ

深度20cmの含水比は65%前後を5月まで保っていたが，その後盛土表面の乾燥が進むにつれて含水比は減少しているとみることができる。

深度40cmと60cmについてみると，施工後60日くらいまでの間で含水比は55%程度から40～45%へ急激に減少し，その後冬期間はあまり変化がなく，融雪後にやや増加している傾向がうかがわれる。

深度80cmでは，比較的データのばらつきも少なく，着実に含水比は減少している傾向にある。

含水比の変化をスパンボンド不織布が敷設されている工区Ⅲ，Ⅳ，Ⅴと敷設されていないその他の工区と比較すると，スパンボンド不織布が敷設されている工区のほうが比較的含水比は低い。また，スパンボンド不織布近傍では施工後早期に含水比の減少が認められるが，その変化が小さいものもある。

以上のことから，スパンボンド不織布による排水効果は早期から働き，盛土中の間隙水の消散を促進したものと考えられる。

4）密度試験

図3－1－28に湿潤密度の経時変化を示す。

工区Ⅰ，Ⅱのρ_tの経時変化は比較的小さく，1.51～1.63g／cm³の間にあり，工区Ⅰではやや増加する傾向がみられるが，工区Ⅱでは不明確である。

一方，工区Ⅲ，Ⅳ，Ⅴでのρ_tは，データのばらつきが多く，一概にはいえないが半年間でわずかながら増加していることがうかがわれる。

これらのことは，先に述べたq_uの結果と大局的には符合するものであるが，データ数も少なく，顕著な変化とも言い難いため，q_uおよびρ_tの増加を十分確かめるには至っていない。

種々の室内土質試験結果からあまり明確であるとはいえないが，スパンボンド不織布敷設工区とそれ以外の工区とでは差が認められ，スパンボンド不織布による圧密排水の促進効果が認められた。

(2) 力学試験

各工区でシンウォールサンプラーにより採取した不撹乱試料により一軸圧縮試験を行い，盛土の強度増加についてみた。

1）一軸圧縮試験

図3－1－29に各工区ごとの一軸圧縮強度の経時変化を示す。

表3－1－11に一軸圧縮試験と密度試験の結果をまとめた。

個々のデータ数が少ないため，若干のばらつきを考慮する必要があるがおおむね以下のようなことがいえる。

① 工区Ⅰでは一軸圧縮強度q_uは0.1～0.2kgf／cm²の間でしか変化しておらず，データのばらつきも少ない。

② 工区Ⅱでは，約半年の間で若干q_uの増加がみられるが，0.3kgf／cm²前後である。

③ 工区Ⅲ，Ⅳ，Ⅴでは，最初の試験時では工区Ⅰ，Ⅱと比較してq_uはやや大きく，0.2～0.45kgf／cm²程度であった。その後3月中旬まではあまり変化がなかったが，融雪後全体的にq_uはやや増加傾向にある。

④ 各工区，各深度によるデータのばらつきは，7月の試験結果が最も大きい。これは，同一工区内でもq_uの増加に地点ごとの格差があるためとも考えられる。しかし，現段階では，どの深度でq_uの増加が進んでいるかを明らかにすることは難しい。

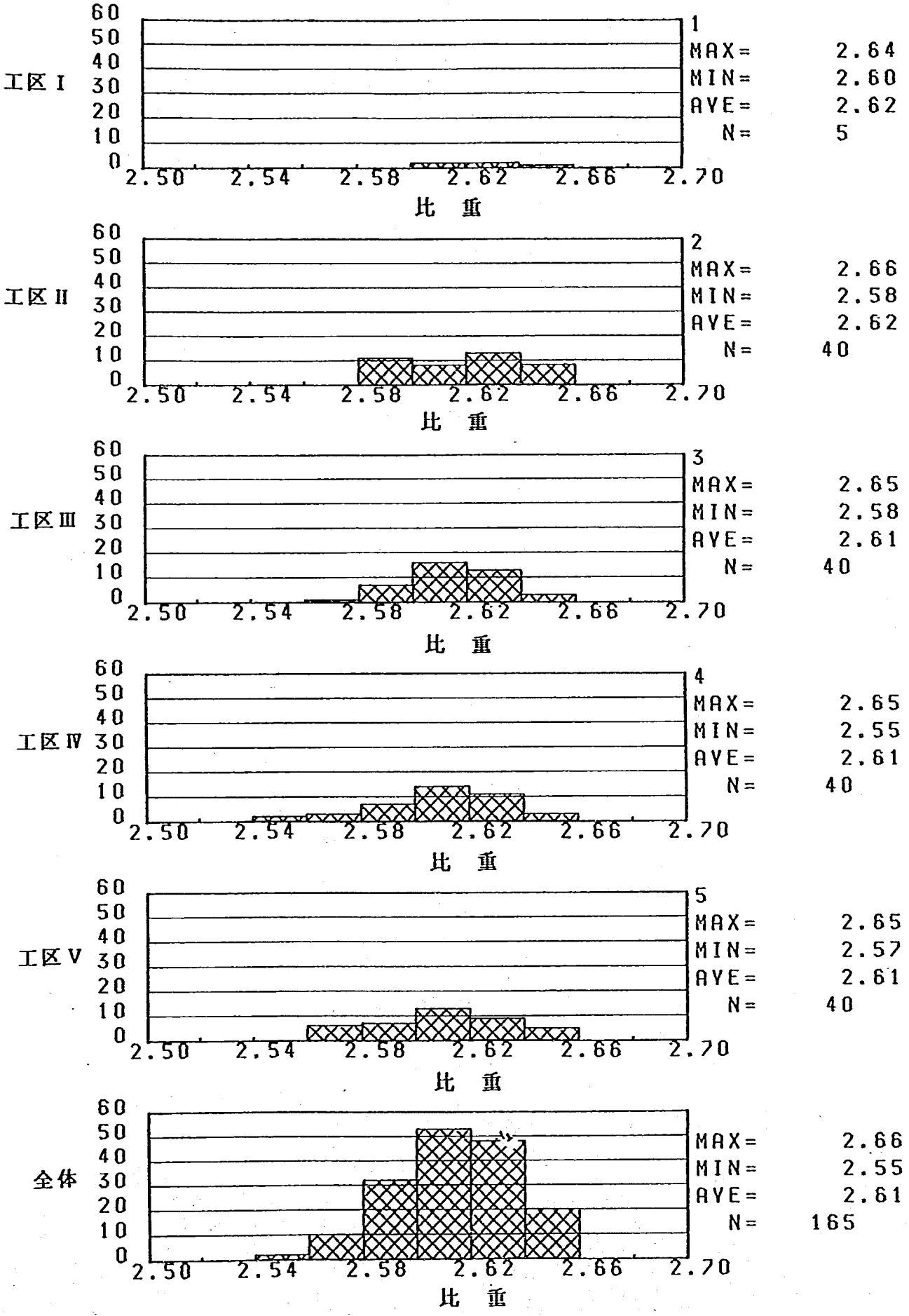
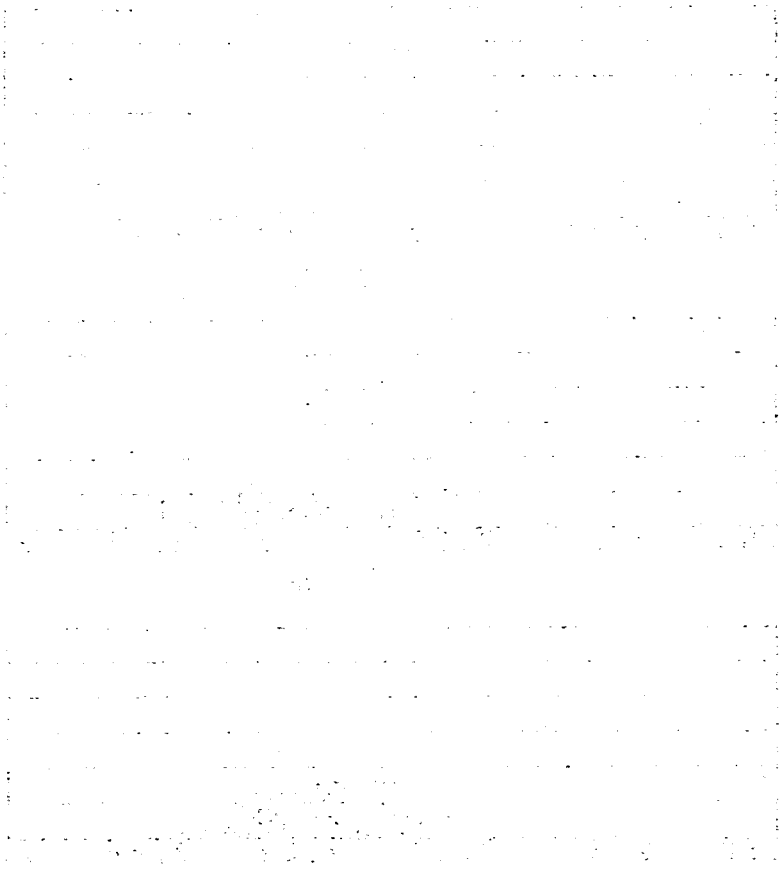
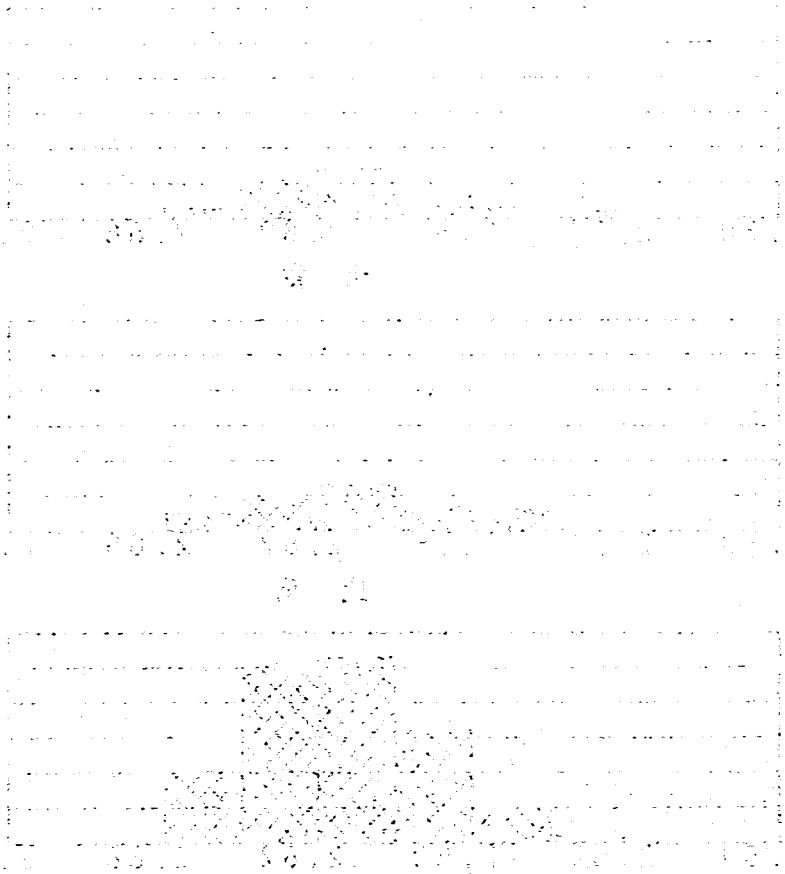
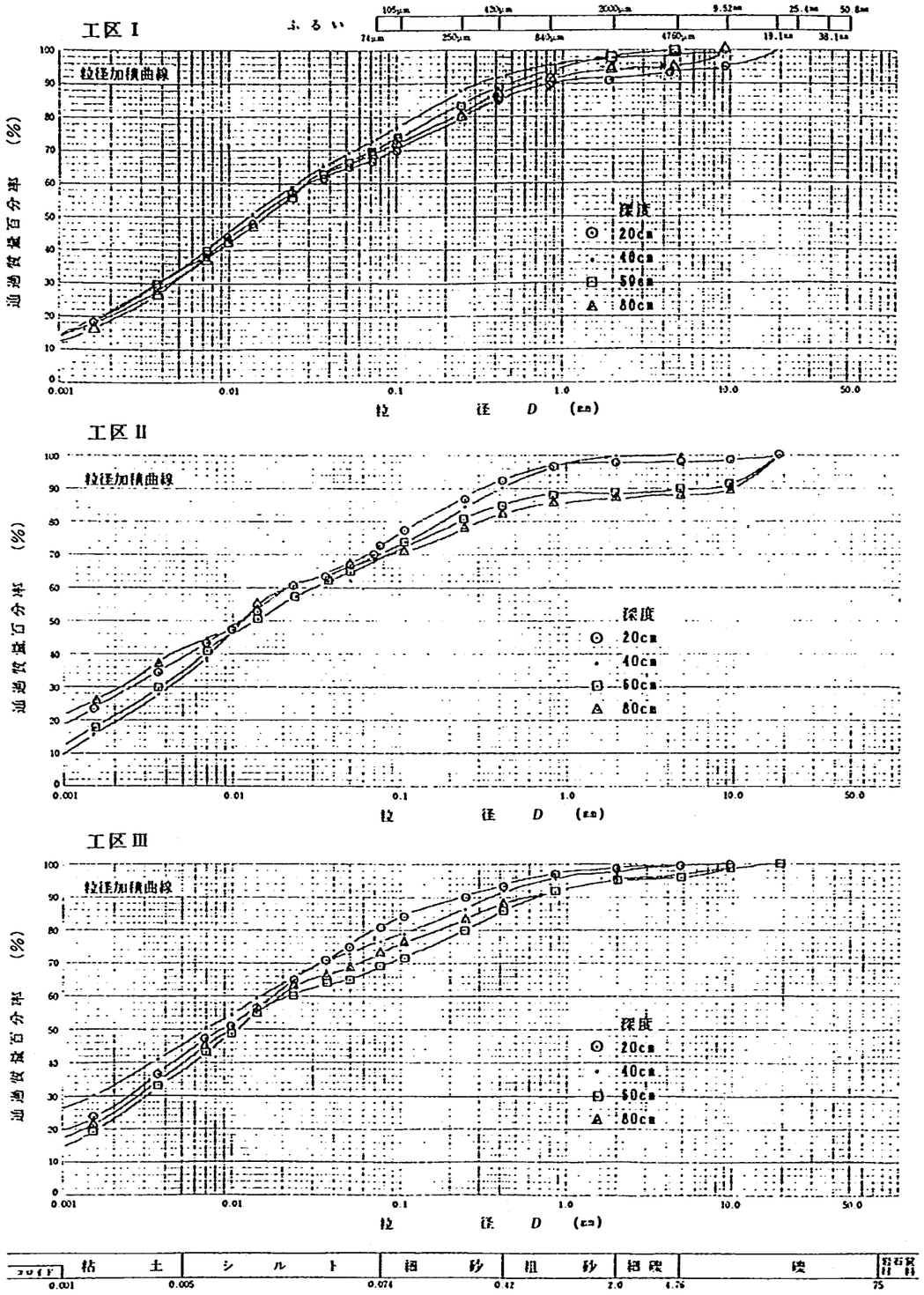


図3－1－25 比重頻度分布図







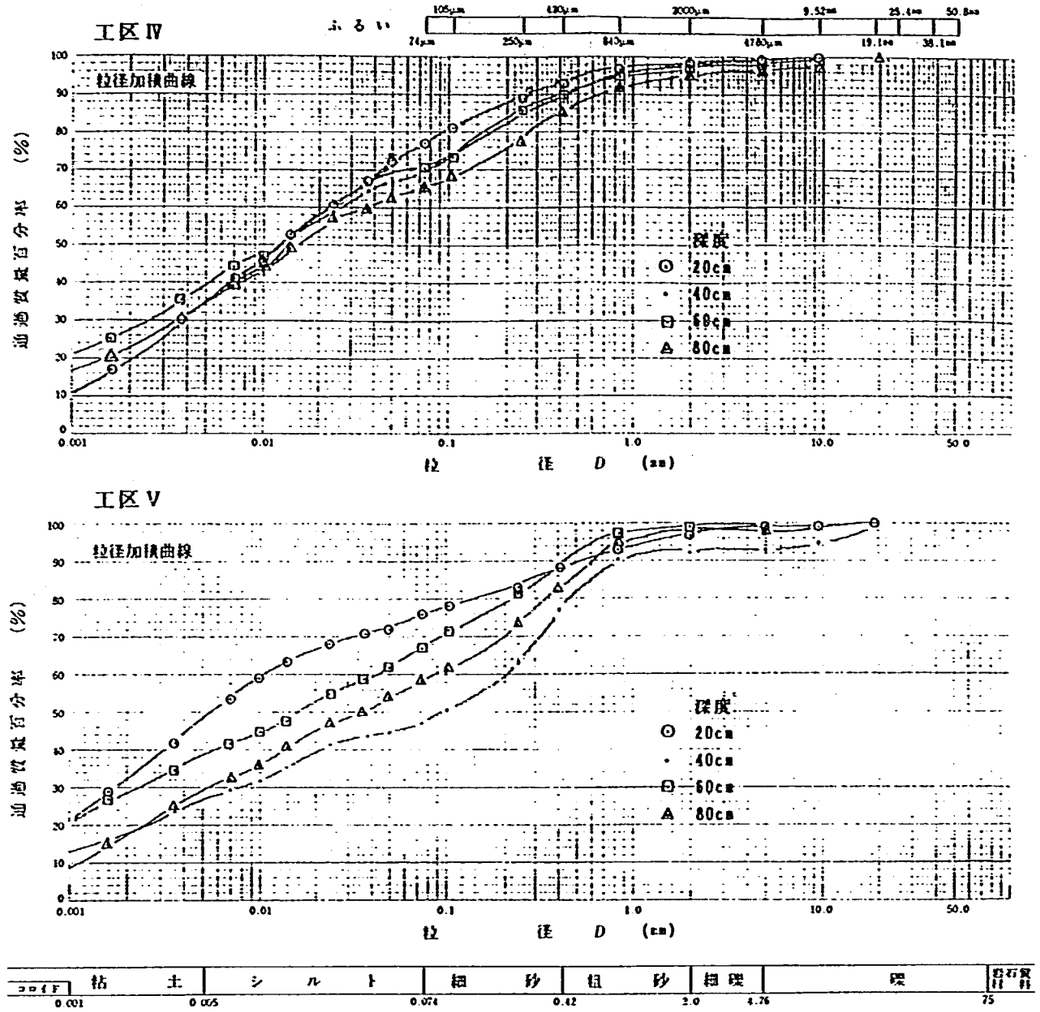


図3－1－26　粒径加積曲線

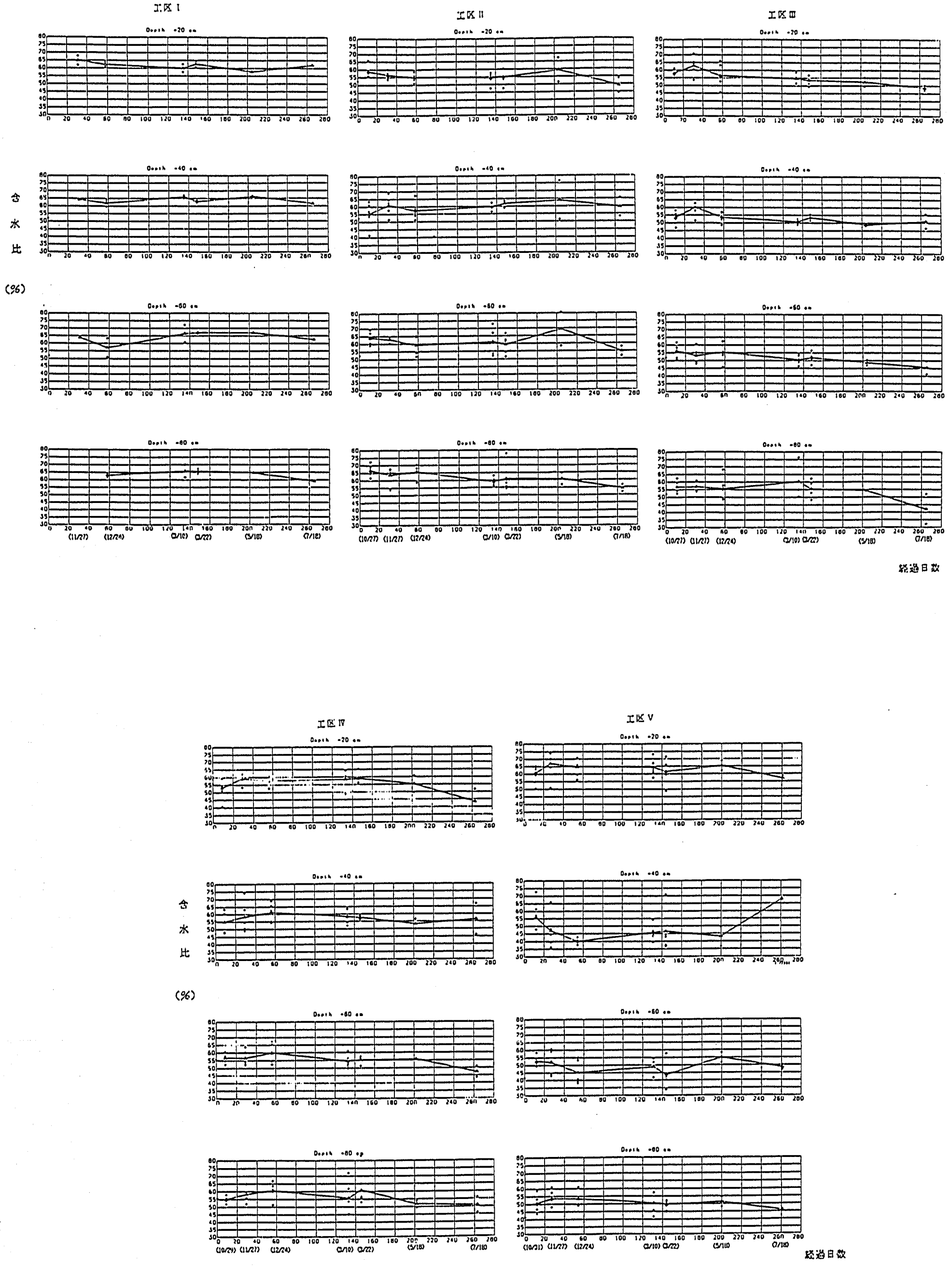


図3－1－27　含水比経時変化

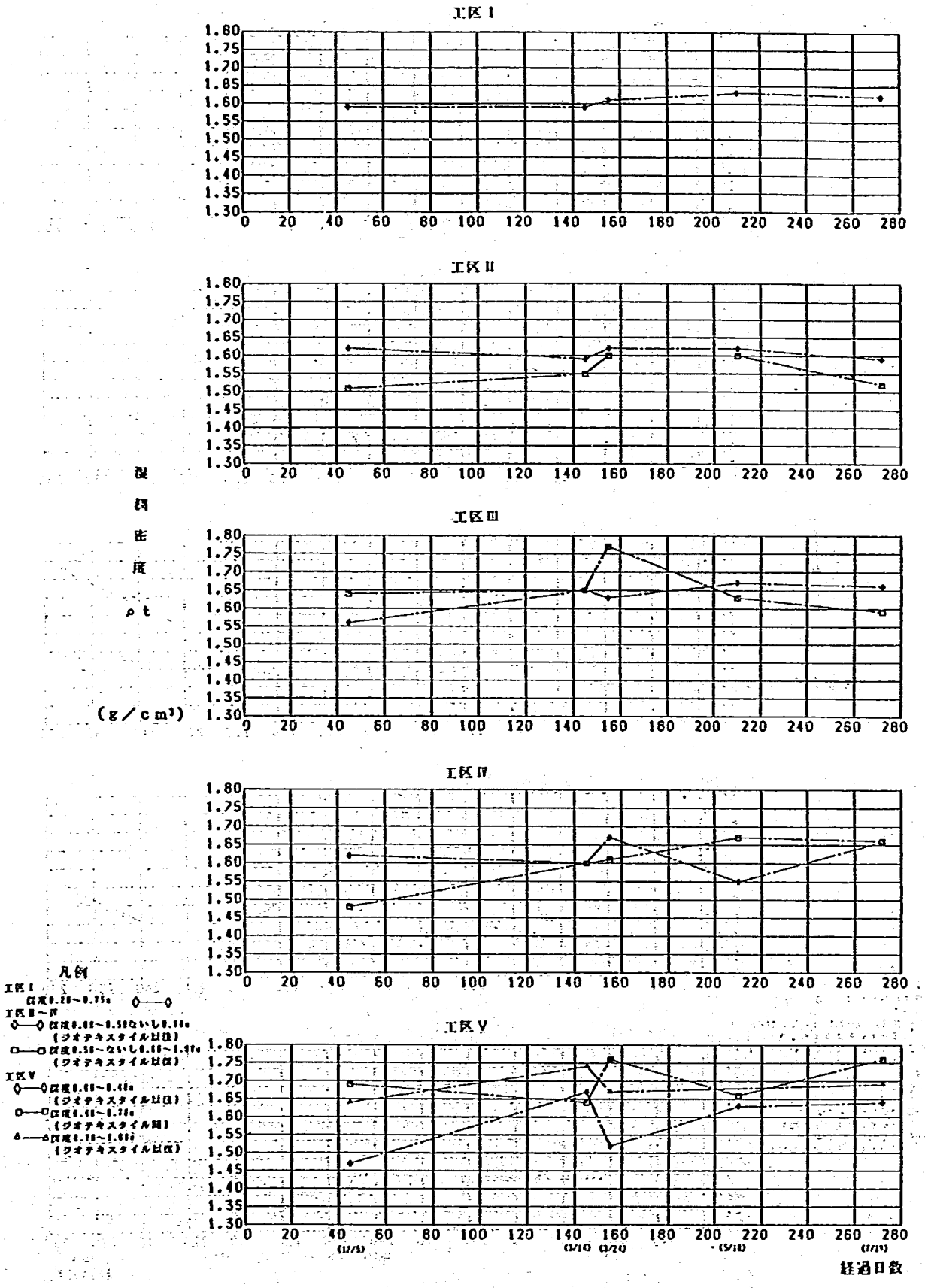


図3－1－28　湿潤密度経時変化

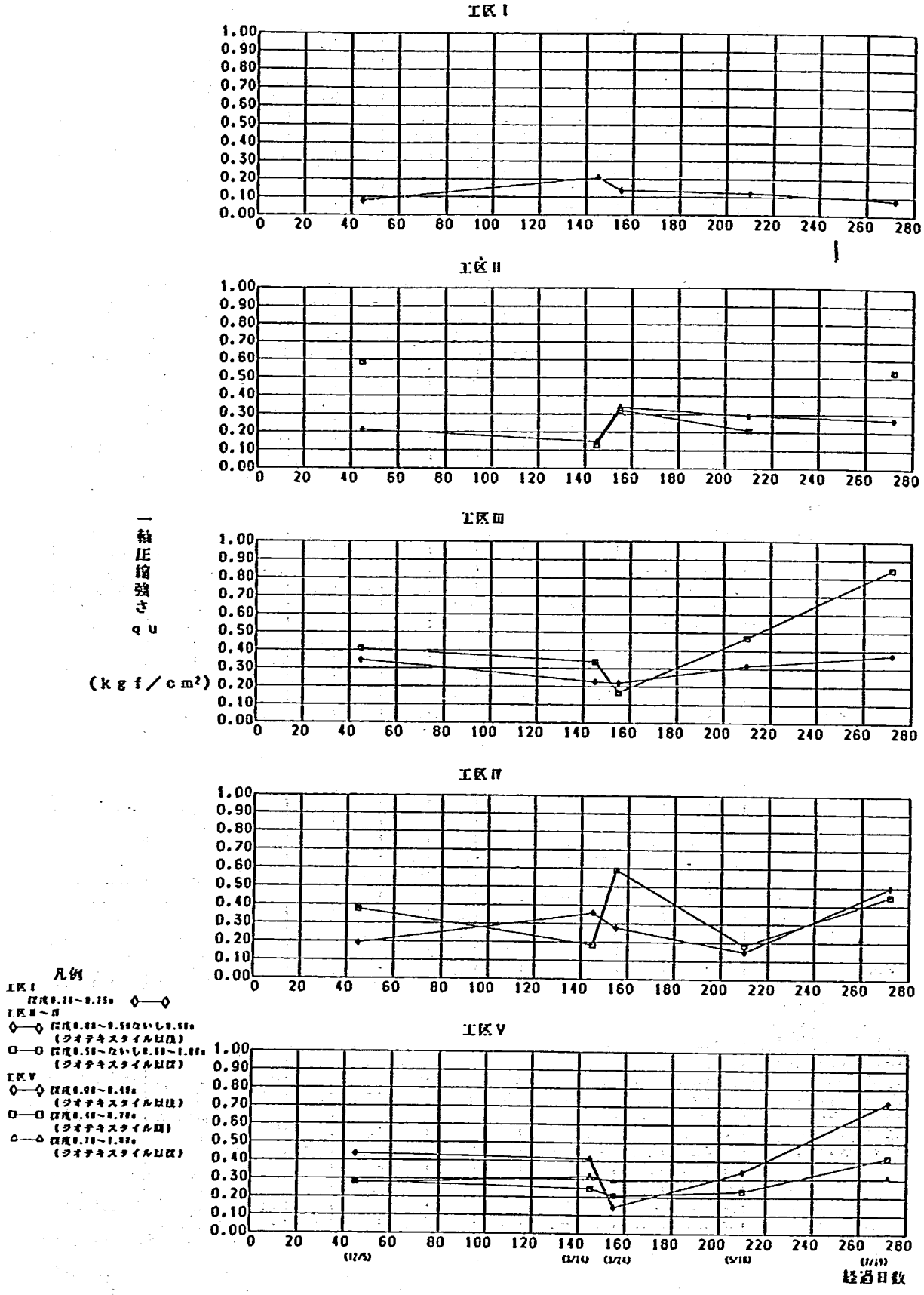


図3－1－29　一軸圧縮強さ経時変化

表3－1－11　一軸圧縮試験，密度試験結果一覧表

月日	工区	I	II		III		IV		V		
	深度(m) / 項目	0.20 ～0.75	0.0 ～0.60	0.60 ～1.00	0.0 ～0.6	0.60 ～1.00	0.0 ～0.5	0.5 ～1.0	0.0 ～0.4	0.4 ～0.7	0.7 ～1.0
12/5	一軸圧縮強度 q_c (kgf/cm²)	0.078	0.212	*0.587	0.347	0.410	0.193	0.377	0.436	0.283	0.274
	湿潤密度 ρ_t (g/cm³)	1.59	1.62	1.51	1.56	1.64	1.62	1.48	1.47	1.69	1.64
	含水比 W_n (%)	60.0	48.6	69.2	61.1	60.1	51.3	—	57.7	46.5	41.4
3/14	一軸圧縮強度 q_c (kgf/cm²)	0.211	0.144～0.153	0.130	0.115～0.337	0.339	0.250～0.467	0.184	0.412	0.248	0.316
	湿潤密度 ρ_t (g/cm³)	1.59	1.59	1.55	1.65	1.65	1.60	1.60	1.67	1.64	1.74
	含水比 W_n (%)	57.8	56.4	48.1	56.0	54.9	59.3	55.4	55.7	61.7	41.4
3/24	一軸圧縮強度 q_c (kgf/cm²)	0.133～0.168	0.338	0.323	0.208～0.233	0.169	0.277	0.590	0.144	0.209	0.288
	湿潤密度 ρ_t (g/cm³)	1.61	1.62	1.60	1.63	1.77	1.67	1.61	1.52	1.76	1.67
	含水比 W_n (%)	48.1	45.1	60.8	58.5	48.9	49.3	50.4	77.2	36.3	44.0
5/18	一軸圧縮強度 q_c (kgf/cm²)	0.074～0.168	0.292	0.167～0.255	0.286～0.348	0.305	0.148	0.118～0.252	0.340	0.234	—
	湿潤密度 ρ_t (g/cm³)	1.63	1.62	1.60	1.67	1.63	1.55	1.66	1.63	1.66	—
	含水比 W_n (%)	52.3	57.1	59.1	51.7	53.9	57.0	48.2	62.1	45.5	—
7/19	一軸圧縮強度 q_c (kgf/cm²)	0.082	0.210～0.327	*0.531	0.375	0.699～0.996	0.498	0.448	0.640～0.805	0.421	0.295～0.324
	湿潤密度 ρ_t (g/cm³)	1.62	1.59	1.52	1.66	1.59	1.66	1.66	1.64	1.76	1.69
	含水比 W_n (%)	56.5	54.8	75.1	47.3	63.6	55.3	52.5	52.7	37.5	44.1

注　＊印は地山部分
　　深度は当初盛土上面からの値

表3－1－12　室内土質試験結果一覧表

試料番号		D－a	D－b	D－C1	D－C2	D－C3	TⅡ－2－1
粒度特性	礫分（2000μm以上）（%）	0.3	0.2	0.1	2.4	0.6	—
	砂分（74～2000μm）（%）	6.9	17.9	8.9	25.8	9.8	
	シルト分（5－74μm）（%）	33.1	33.6	36.0	31.8	34.1	
	粘土分（5μm以下）（%）	59.7	48.3	55.0	40.0	56.0	
	最大粒径（mm）	4.75	4.75	4.75	9.52	4.75	
比重 G_s		2.436	2.589	2.599	2.506	2.689	
含水比 W_n(%)		69.5	49.0	54.5	54.7	44.6	54.5
湿潤密度 ρ_t(g/cm³)		—	—	—	—	—	1.58
一軸圧縮強さ q_u(kgf/cm²)		—	—	—	—	—	0.365～0.420

3.1.5　まとめ

含水比が70%を超える火山灰質の高含水比粘性土に，主としてスパンボンド不織布の適用を試みたものであるが，次のような結論が得られた。

① ジオテキスタイルを敷設することによって，トラフィカビリティの向上が認められた。ジオテキスタイルに要求される強度は支持力公式が目安となるが，今回の結果では支持力公式から予想される引張力より，ブルドーザ走行時のひずみ測定から得られた引張力の方が大きい値を示した。ただし，施工中に発生する引張力は動的なものであるので，これを考慮にいれて評価する必要がある。

② スパンボンド不織布を敷設した箇所では，コーン貫入試験等の結果から盛土内部の強度増加が認められる。この排水作用は施工中から施工直後において最も認められ，スパンボンド不織布による圧密促進効果を示している。ただし，盛土中で凹状にたわんだ逆勾配の部分に水が溜っているのではないかと思われる現象が認められたので，勾配をつけて敷設するなどの施工上の工夫が必要である。

③ ジオテキスタイルを現場に適用するにあたって，以下の点に注意する必要がある。CBRの向上を目的とする場合は，不織布の排水効果だけでは含水比の低下や密度増加による向上しか期待できないので，土質改良を行う必要がある。次に，ブルドーザ旋回時にはスパンボンド不織布上面で，土がすべりやすくなる傾向があるので施工に際して注意が必要である。同様に，ネット系ジオテキスタイルとスパンボンド不織布を重ねて敷設する施工方法は，ネット系ジオテキスタイルのインターロッキング効果を阻害するので好ましくない。

3.2　国道116号出雲崎バイパス

出雲崎バイパスの現場試験施工箇所は，図３－２－１に示すように新潟県三島郡出雲崎町地先の沢部に位置し，現地産の岩片混じり粘土質シルトを用いてジオテキスタイルを用いた補強盛土区間と無補強区間の現場試験施工を行ったものである。

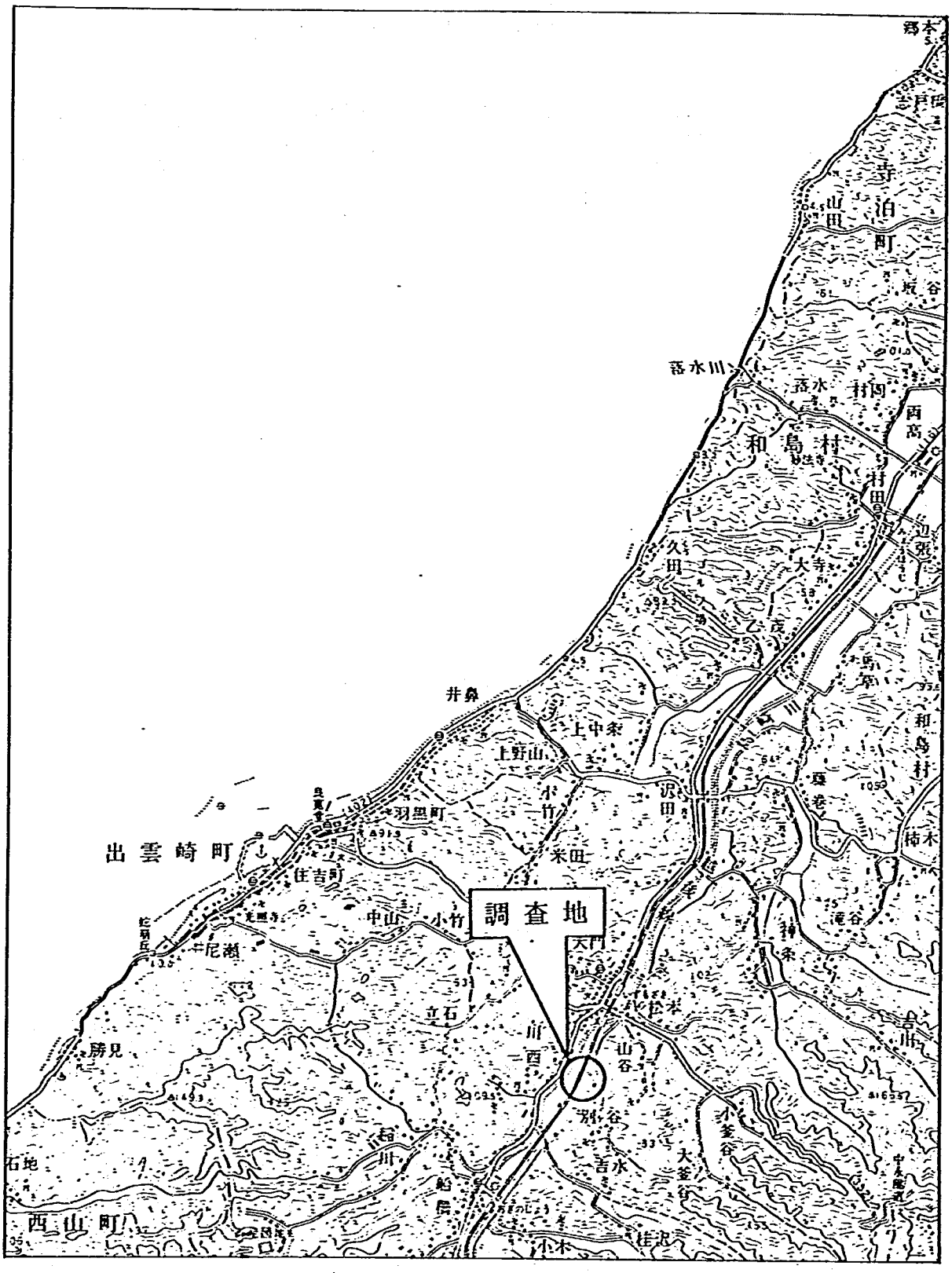


図３－２－１　調査位置案内図

3.2.1　調査盛土の概要

試験施工箇所は，ほぼ北東～南西の方向に伸びる東頸城丘陵の北端に位置するもので，標高100m前後のなだらかな丘陵地が同方向に伸びている。また，付近を流れる河川は，信濃川水系の島崎川で，同河川によって開けた沖積平野が北東方向に開けており，観測地は，丘陵地と沖積平野の境の溺れ谷にあたる。

現地産の岩片混じり粘土質シルトを用いてジオテキスタイルを用いた補強盛土区間と無補強の盛土の現場施工を行ったものである。

盛土は，高さ３～４ｍ，のり勾配２割である。基礎地盤は，軟弱地盤が分布し，JR越後線と並走するため，主に用地外変形を抑止する目的で深層混合処理工法（DJM工法）が施工されている。また，盛土の基礎には，層厚0.5mのサンドマットが敷かれている。

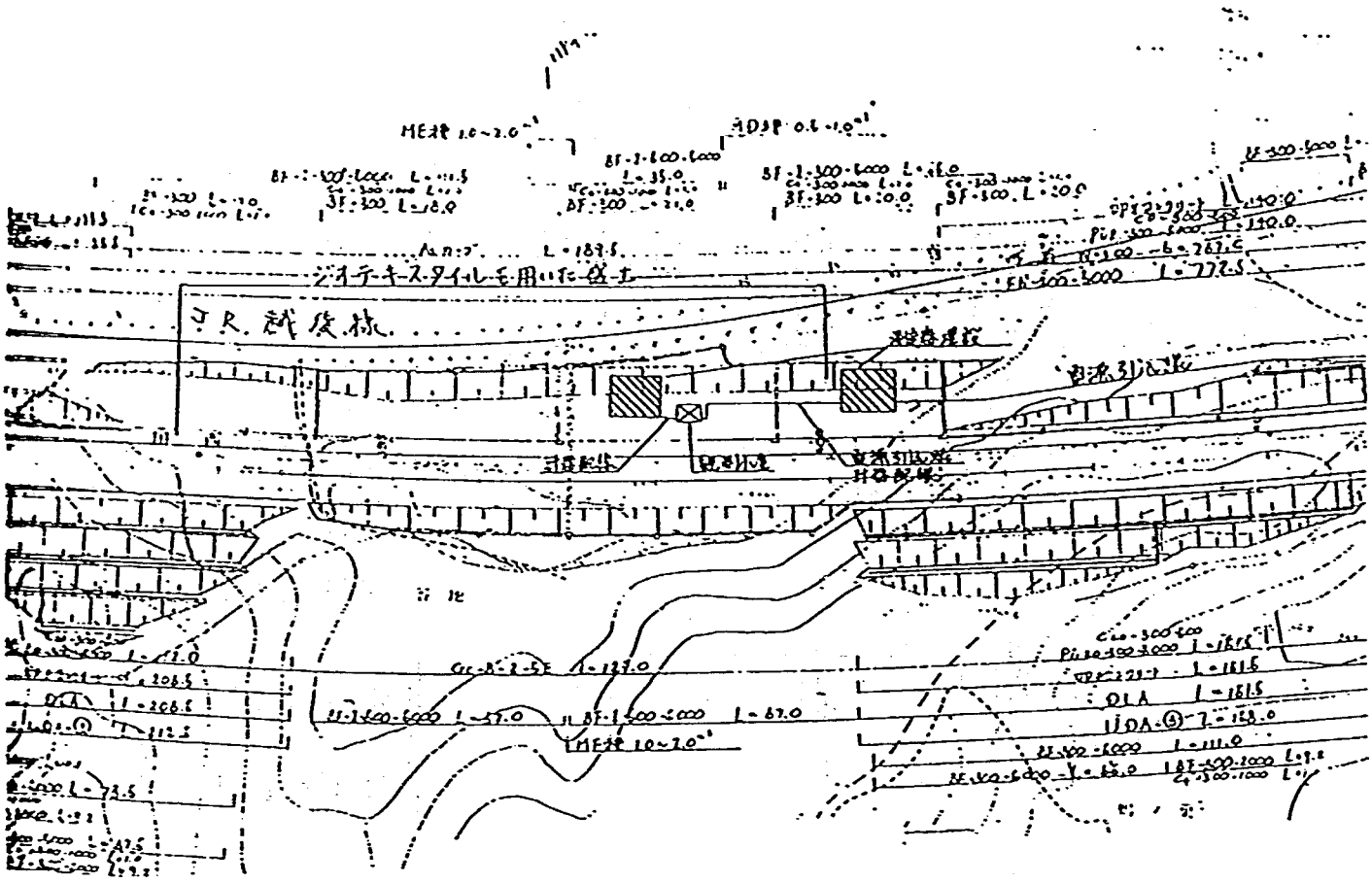


図３－２－２　観測箇所平面図

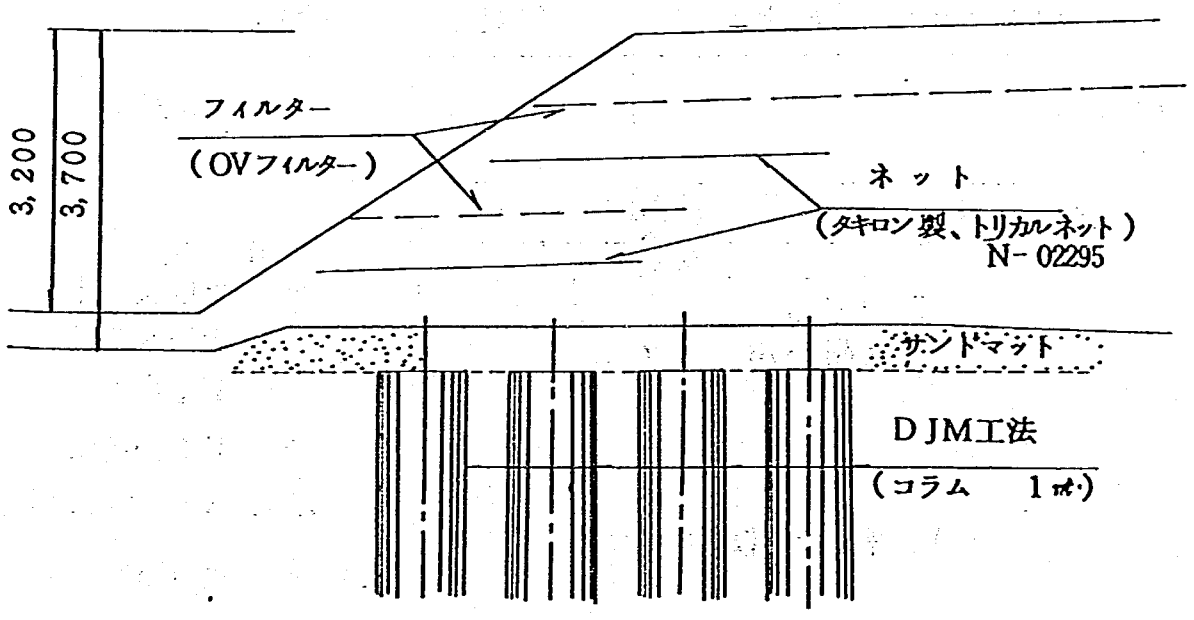
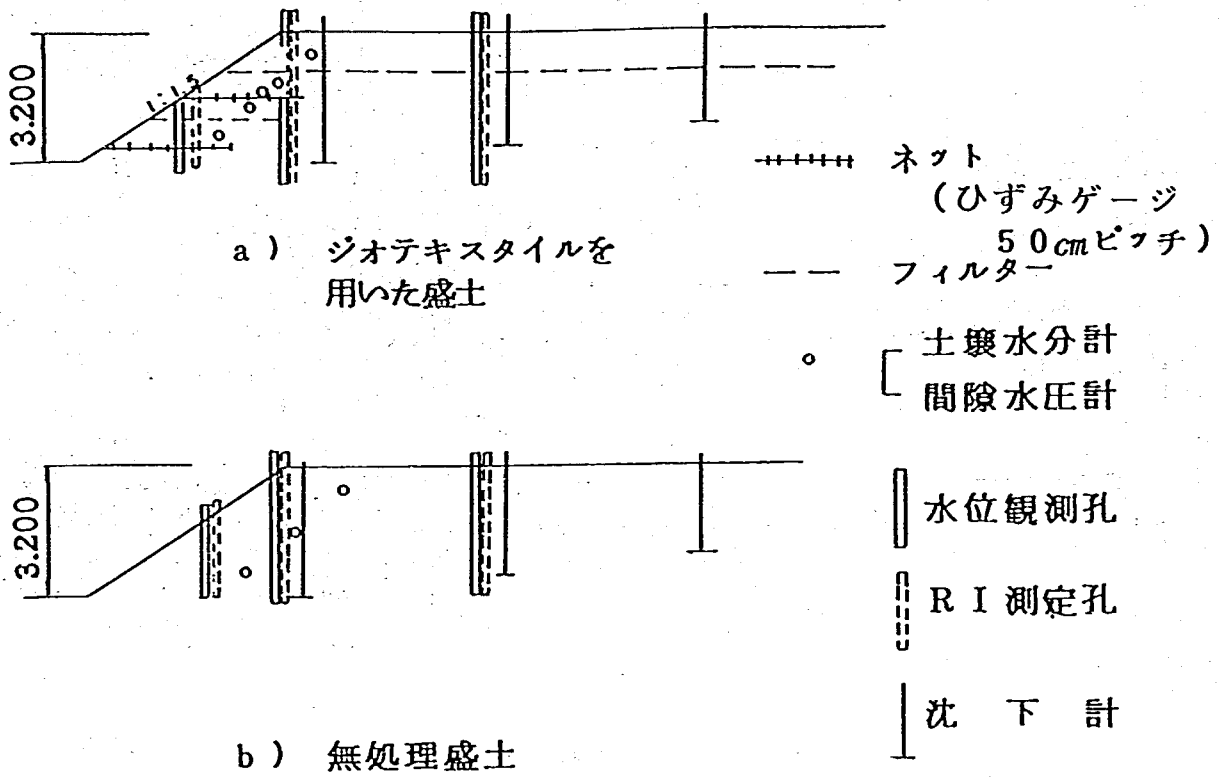


図３－２－３　ジオテキスタイル敷設断面図



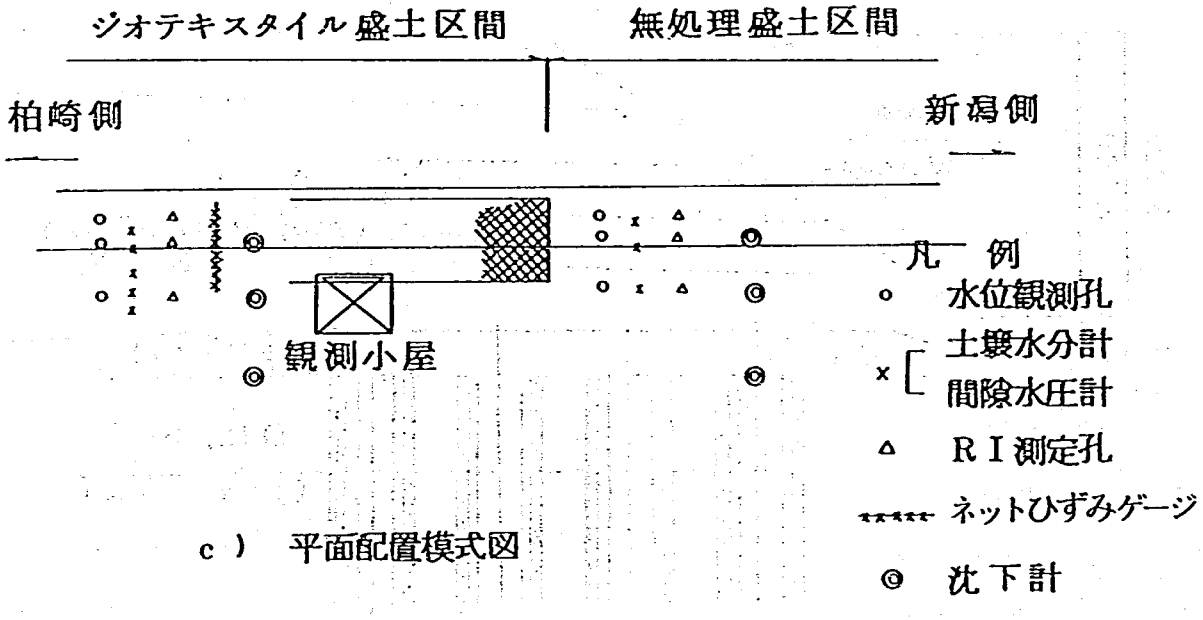


図3－2－4　計測機器配置図

3.2.2　調査方法

動態観測を行った盛土は，盛土内にジオテキスタイルを敷設した補強盛土区間と，無処理の区間である。

補強盛土区間では，図３－２－５に示すように排水層として不織布の千鳥配置，補強材としてジオネットを用いそれぞれ２層敷設した。機器の設置は土壌水分計および間隙水圧計をそれぞれ５点ずつ不織布の周辺に設置した。また，ジオネットに貼付したひずみゲージは両面に50cmピッチで，８箇所，合計16箇所に貼付した。

無補強区間では，間隙水圧計および土壌水分計を図３－２－６に示すように，それぞれ３点ずつ設置した。

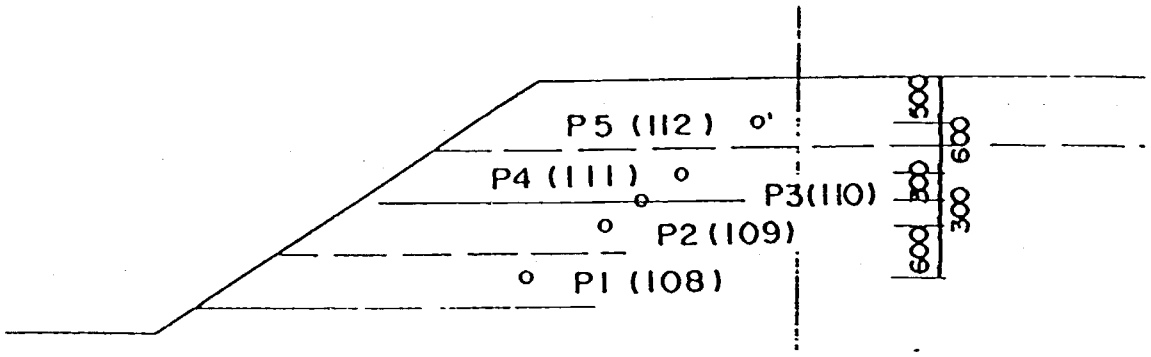
その他，盛土内の水位および飽和度の分布を調べるために水位計測用パイプ，R.I.測定用の鋼管と盛土の沈下を調べるための沈下板を図３－２－７，図３－２－８に示すように設置した。

また，観測方法としては，間隙水圧計，土壌水分計，ひずみゲージの計測は，１時間間隔の自記記録とした。

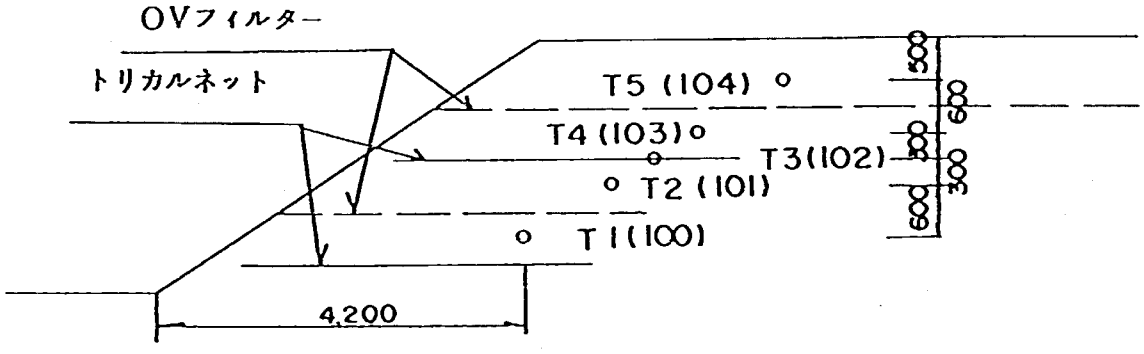
水位観測，沈下板による計測は，月１回の間隔で，手動計測を行った。

R.I.（中性子水分計）の測定は，初期，降雨量の多い秋および春の融雪時の３回計測した。

間隙水圧計　（A－A'）



土壌水分計　（B－B'）



ネットひずみゲージ　（C－C'）

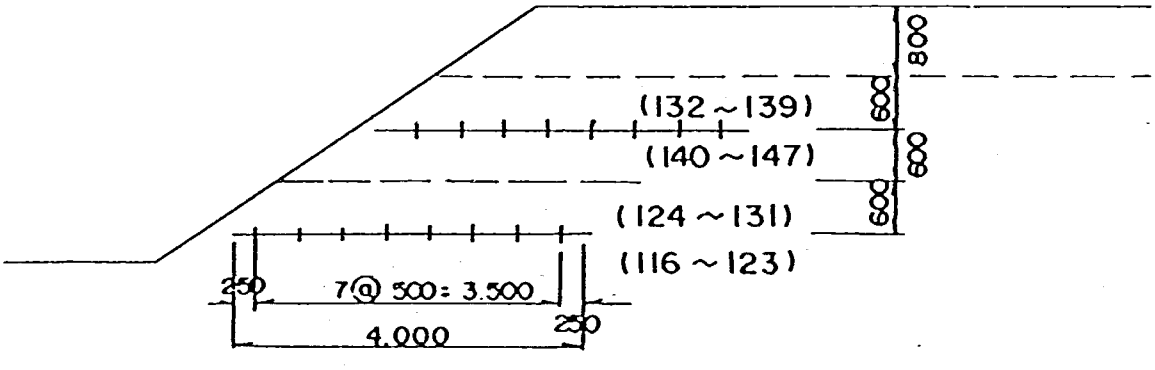
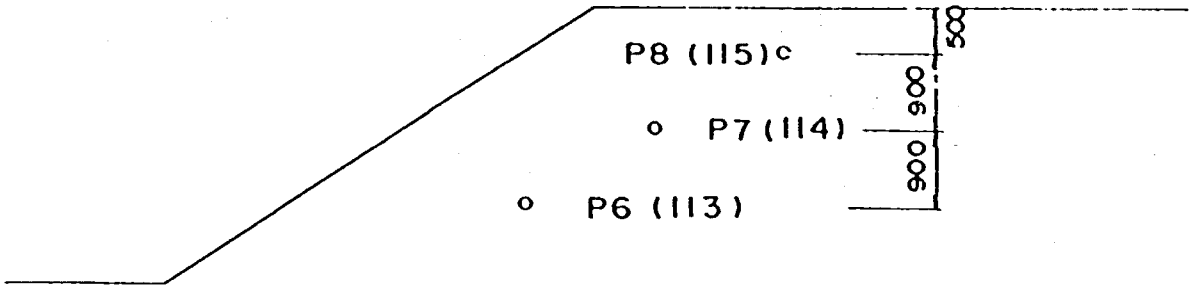


図3－2－5　計測器配置図（補強盛土区間）

間隙水圧計　（D－D'）



土壌水分計　（E－E'）

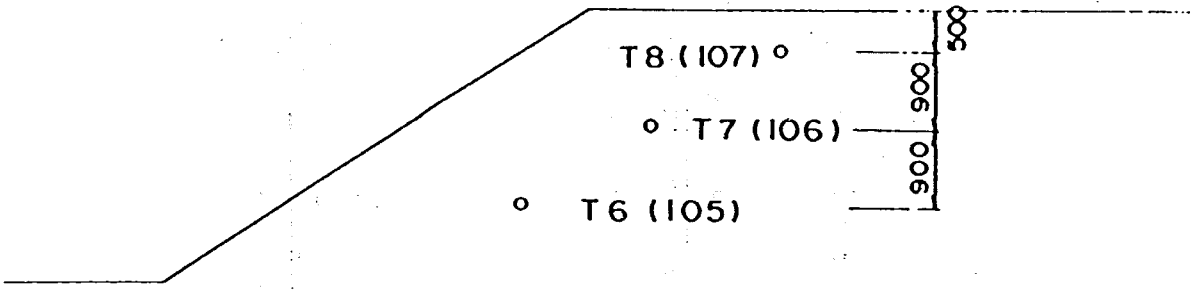


図3－2－6　計測器配置図（無処理盛土区間）

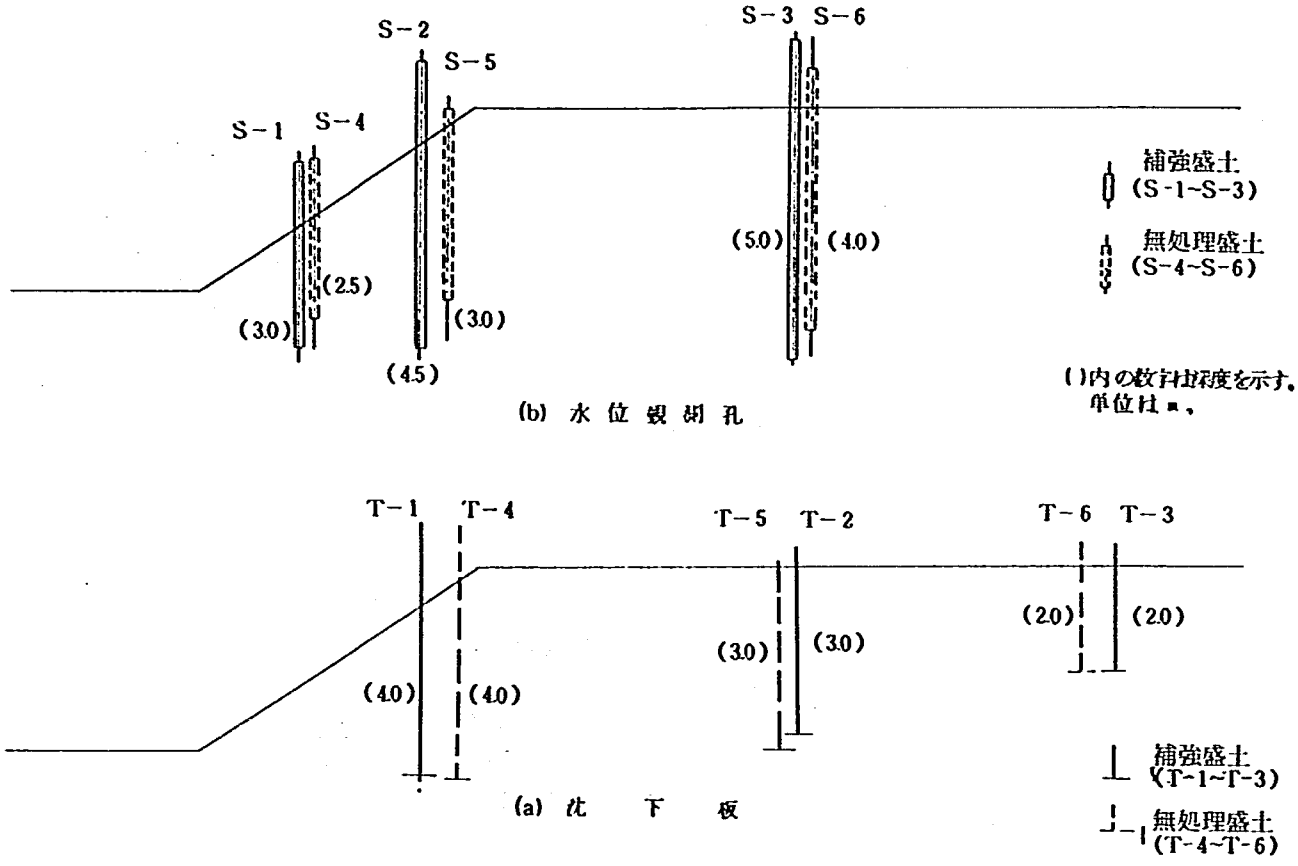


図３－２－７　観測施設配置図

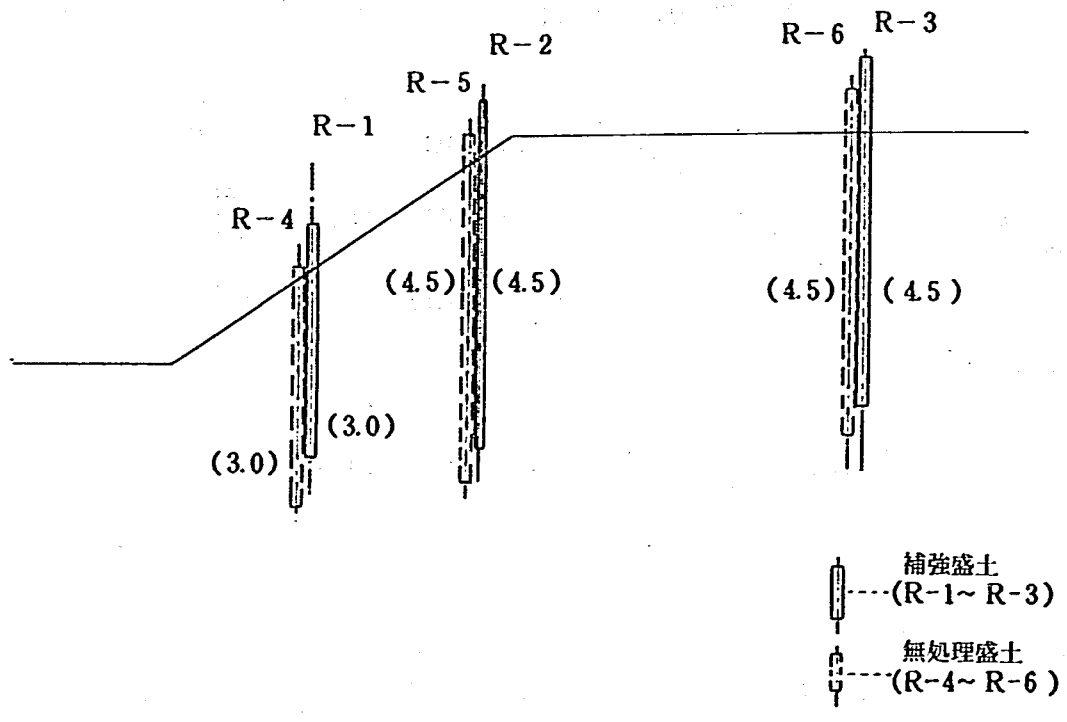


図３－２－８　RI測定管配置図

3.2.3　調査結果

(1)　地下水位

全体的な地下水位の挙動は，降雨後に水位が上昇し，降雨がないと徐々に低下する傾向にある。

観測結果を図3－2－9に示す。7月や11月の降雨期の観測結果に着目して，不織布を敷設した盛土と無処理の盛土の水位を比較すると，降雨によって無処理の盛土内水位は急激に上昇して，しかも上昇している期間も長い。これに対して不織布を敷設した盛土は，水位変動が緩慢になり降雨の影響を受けにくい。また，横断面で水位を整理すると，図3－2－10に示すとおりで，不織布を敷設することによって水位が低く，のり面付近の水面勾配が緩い。

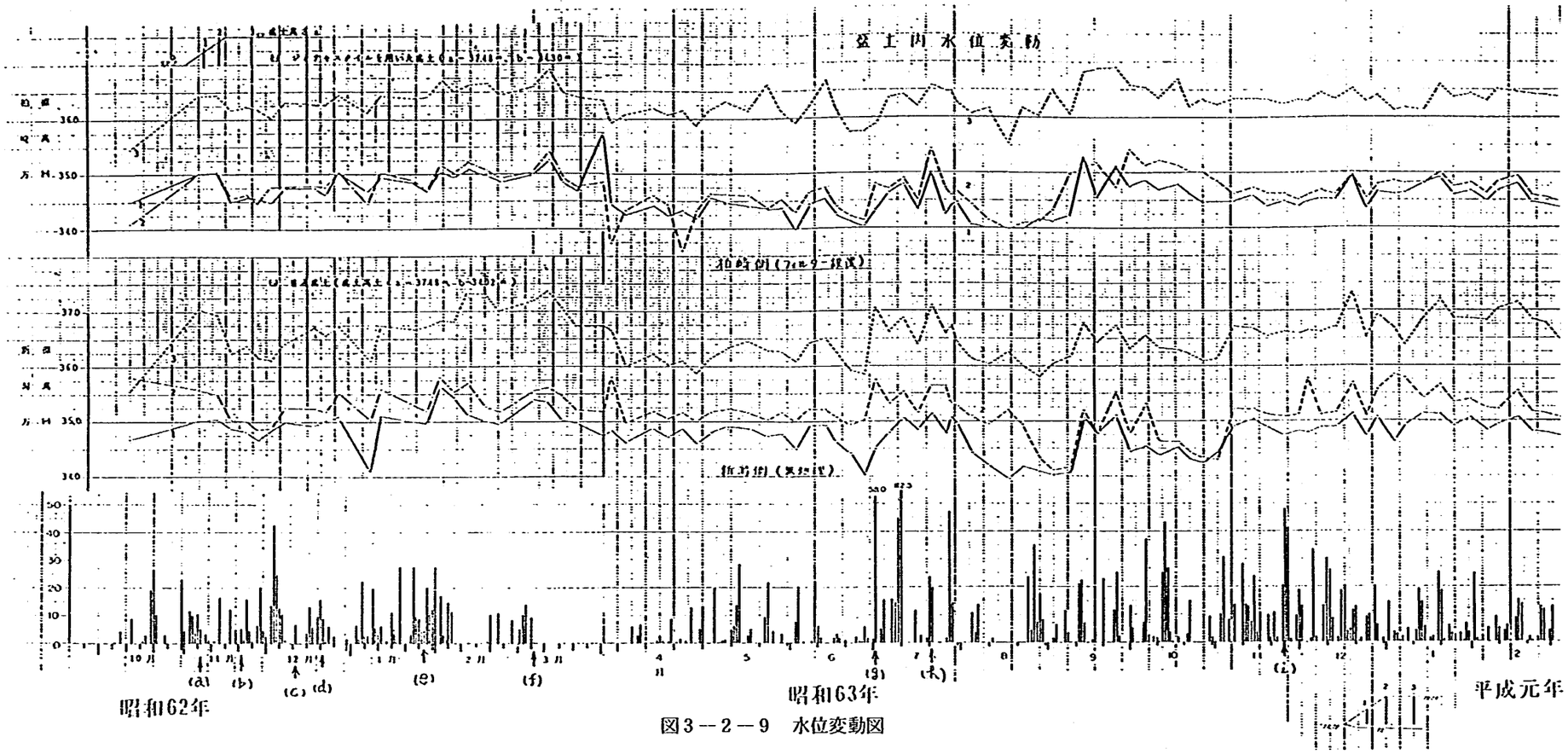


図３－２－９　水位変動図

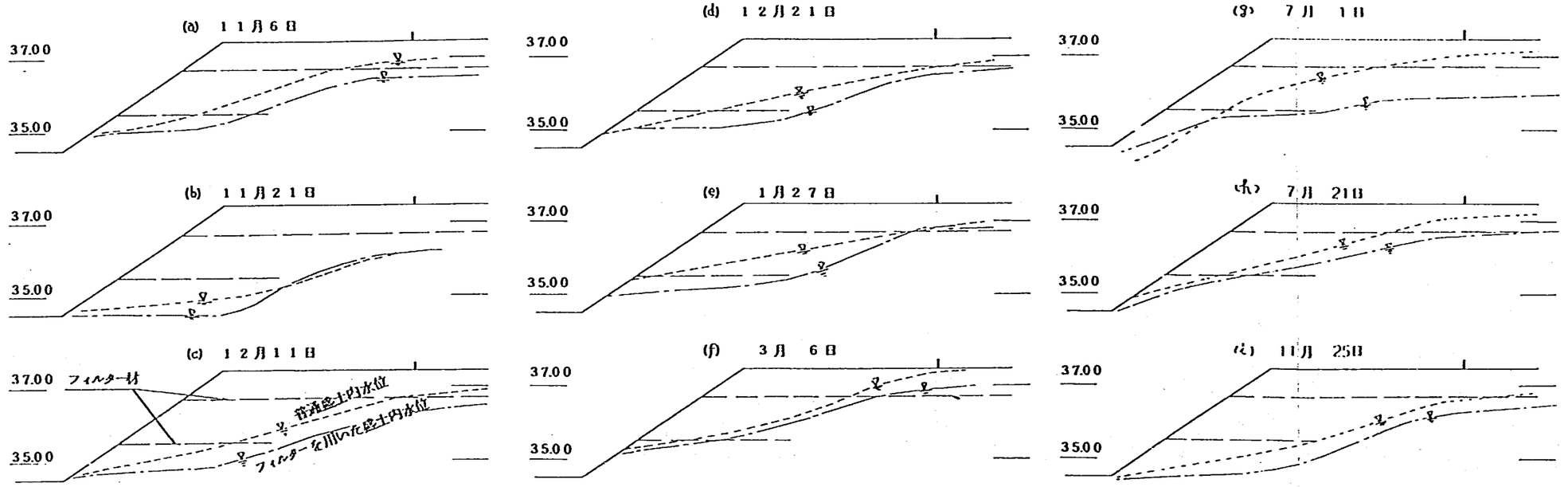
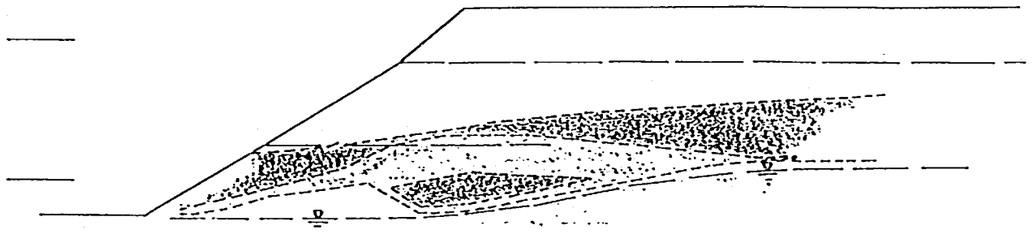
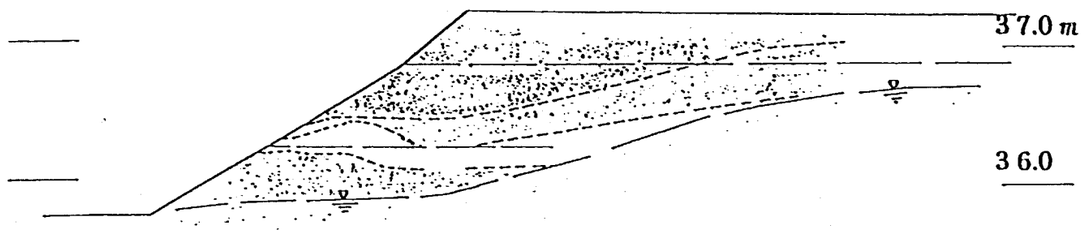


図３－２－10　盛土内水位観測結果



(a)　昭和６２年１０月９日



(b)　昭和６２年１２月１１日

フィルター材

塩ビ管水位

ＲＩ測定結果

飽　和　度

１００％

９０～１００％

８０～９０　％

図３－２－11　RI測定結果

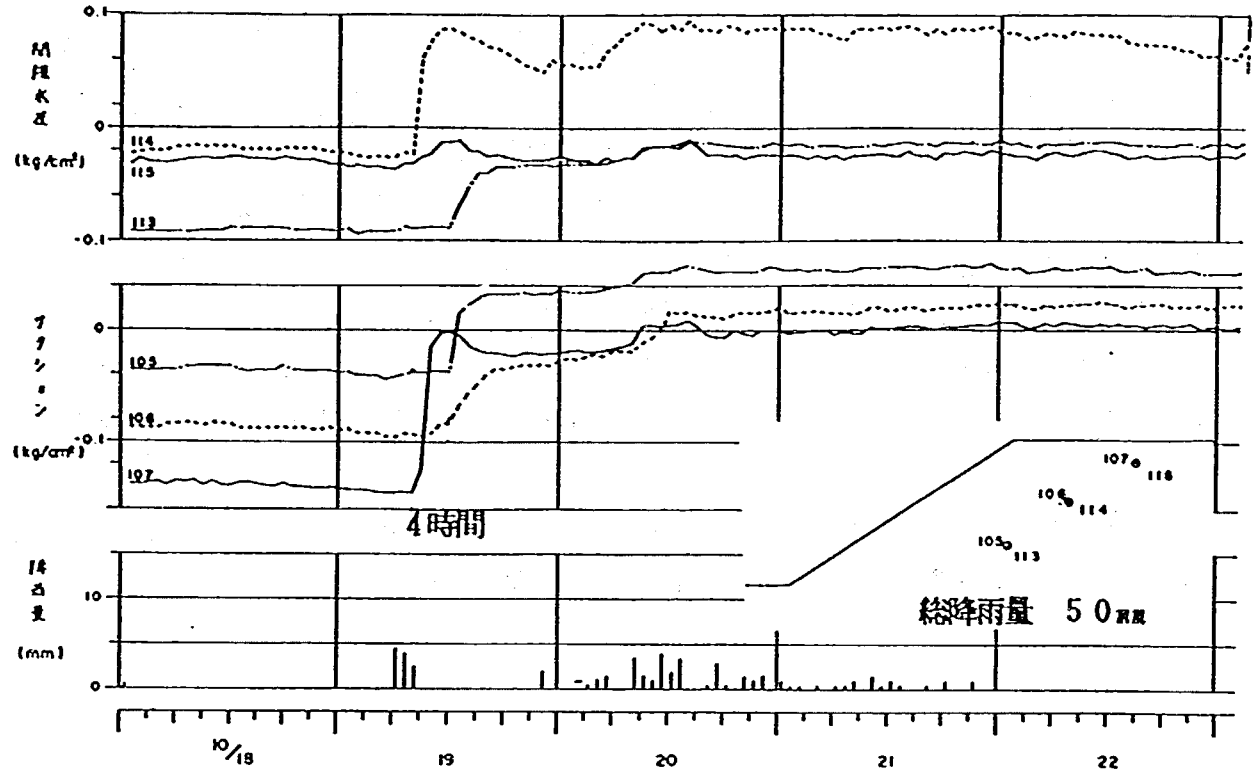
(2) 間隙水圧

観測結果は図3－2－12～図3－2－15に示した。この図から降雨の盛土内への浸透状況は，土壌水分計でよくとらえられている。地表に近い土壌水分計は，降雨の影響を最も早く受け，降雨の浸透にともなってサクションが低下する。また，サクションの変化は深度が深いほど遅れる傾向にあり，盛土中に不織布の有無により図3－2－16に示すような差異が生じた。この図から不織布を敷設した効果が顕著に認められる。

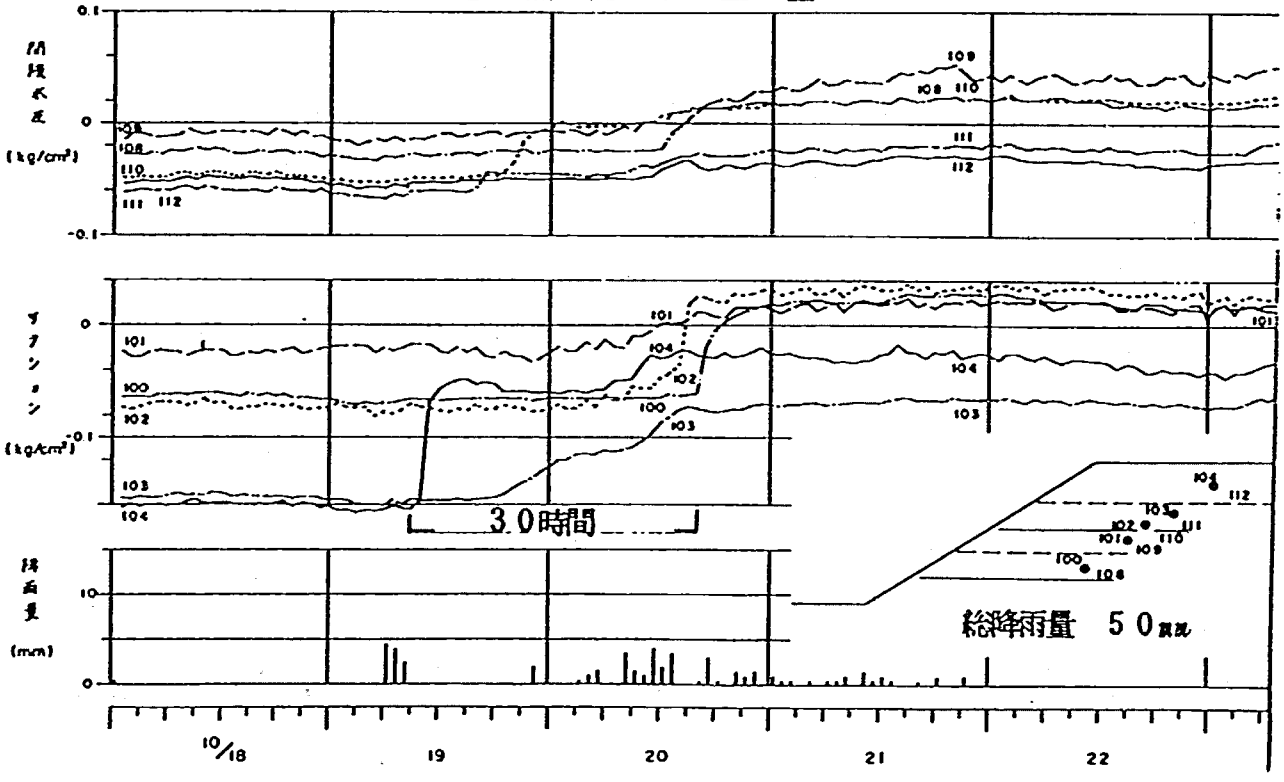
盛土中の間隙水圧が発生するのは，土中の飽和度が100％となった時点とよく一致している。また，間隙水圧の上昇量は，降雨量そのものに大きく左右されるが，降雨前の飽和度によっても大きく異なる。

降雨による間隙水圧の上昇量は不織布のない盛土が大きい。また，飽和－不飽和領域の違いを示す土壌水分計の結果からも不織布を設置すると，不織布のない場合に比べて不飽和領域が大きい。これらは地下水位の観測結果とも一致している。

間隙水圧の消散速度は不織布の有無によって違い，不織布のある場合0.13～0.22m／日，不織布のない場合0.10～0.17m／日で，不織布のある場合のほうが若干であるが早い。



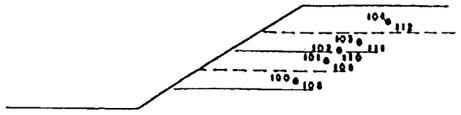
② 無 処 理 盛 土

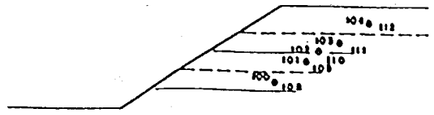


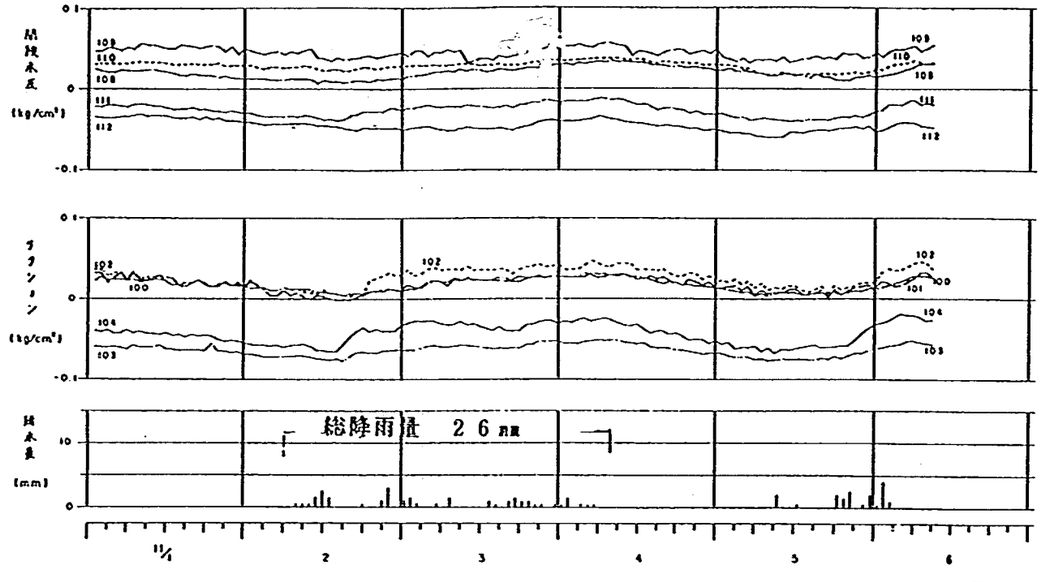
① 補 強 盛 土

図3－2－12 間隙水圧計・土壌水分計測定結果

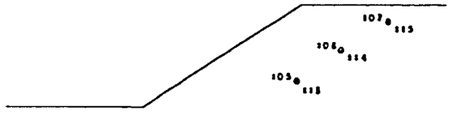
① 補 強 盛 土

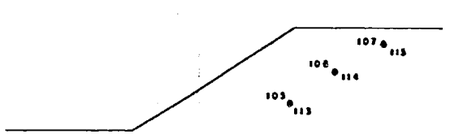






② 無 処 理





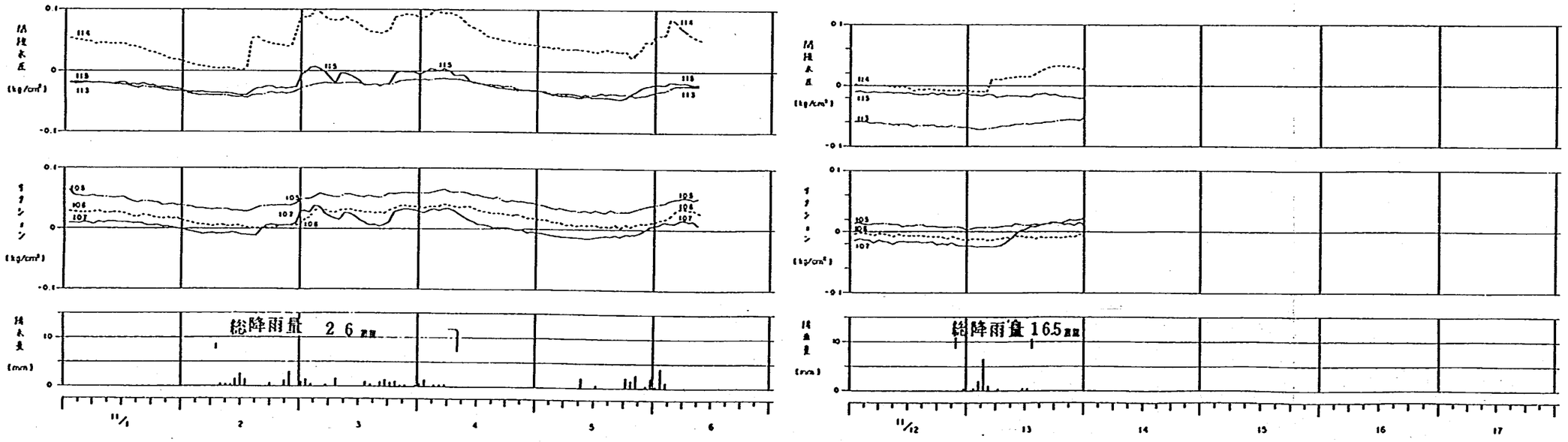
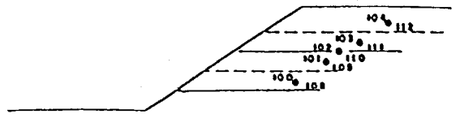
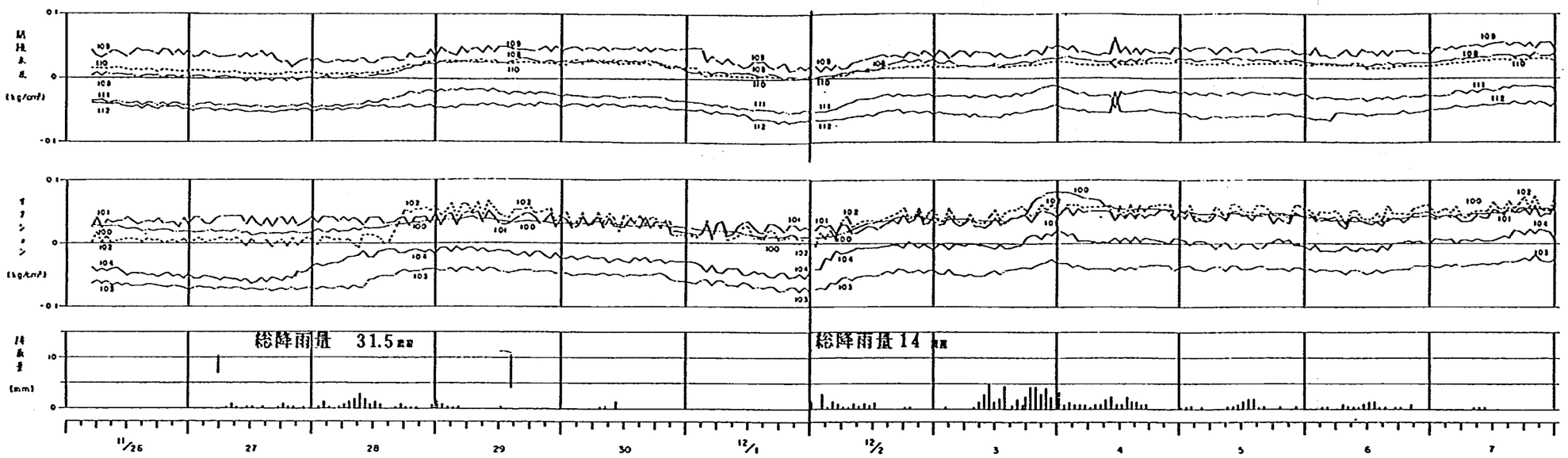


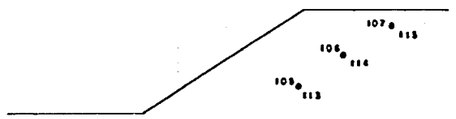
図3－2－13 間隙水圧計・土壌水分計測定結果(1)

① 補強盛土





② 無処理盛土



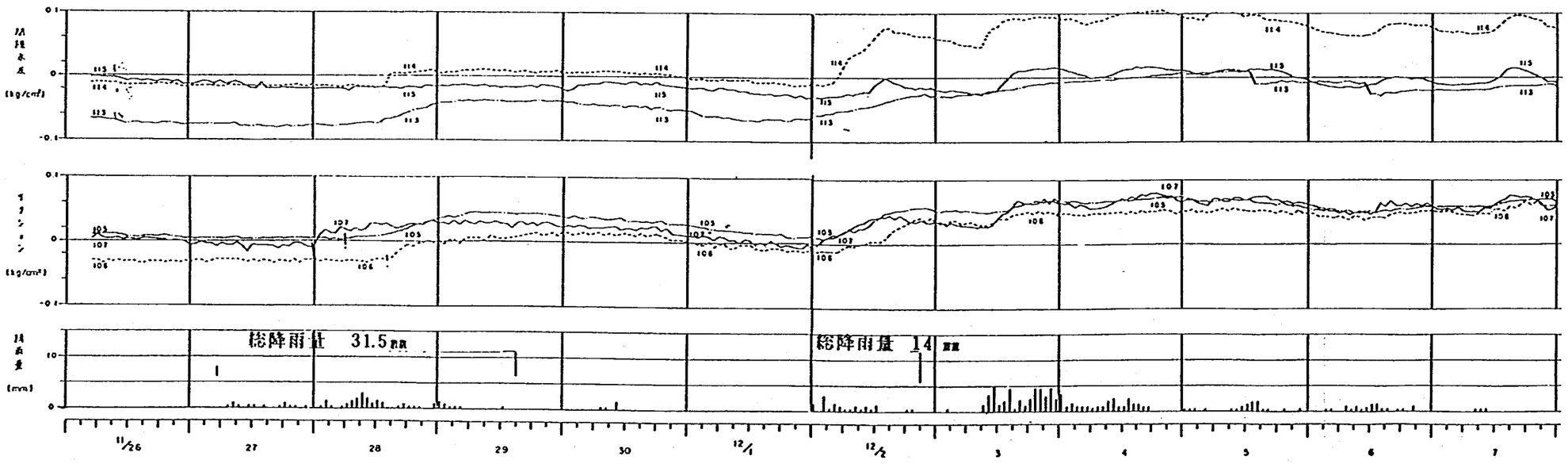


図3－2－14　間隙水圧計・土壌水分計測定結果(2)

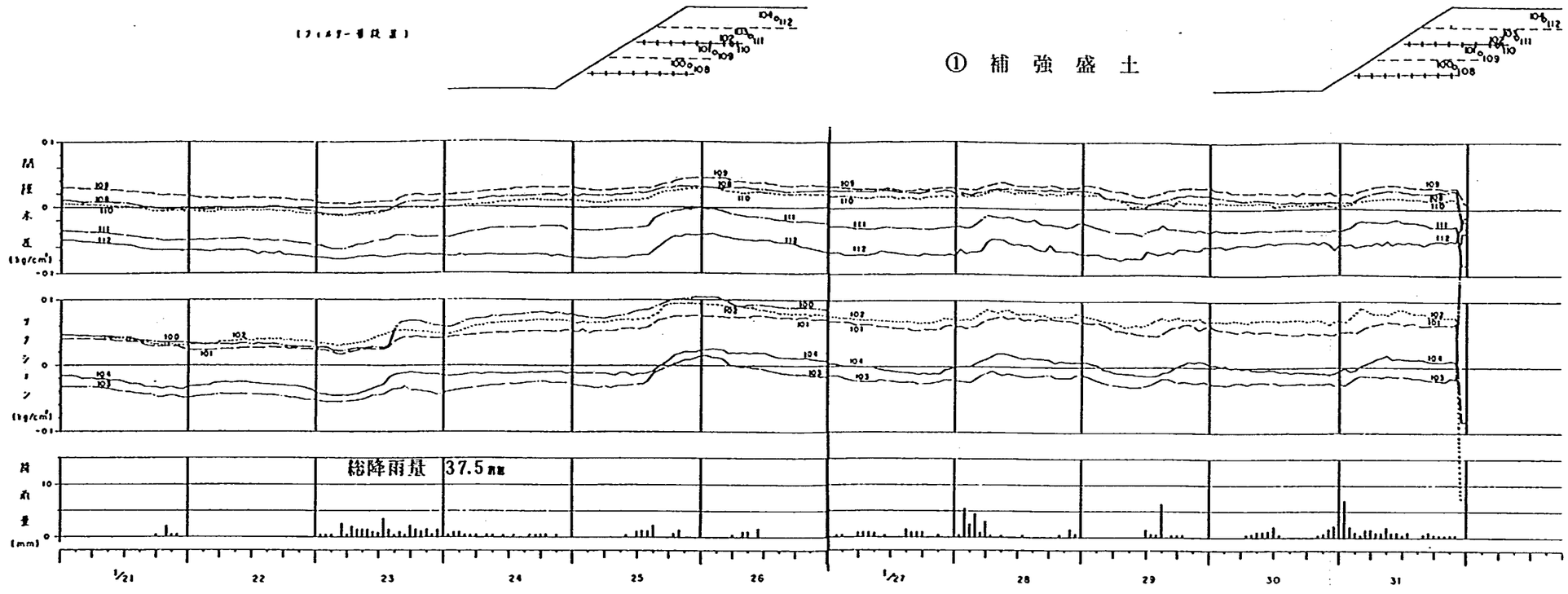


図3－2－15　間隙水圧計・土壌水分計測定結果(3)

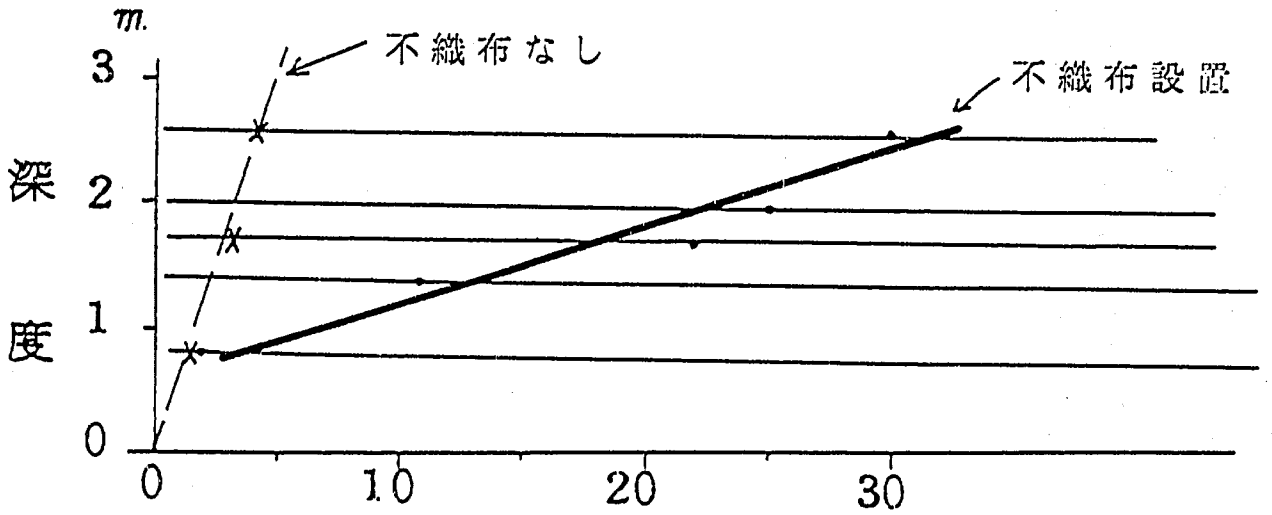


図３－２－16　降雨後土壌水分計が反応するまでの時間とその土壌水分計の深度

(3) ジオネットのひずみ

ひずみゲージはジオネットの表裏に貼付し，それぞれの値を計測した。結果の整理は表と裏のひずみを平均し伸びのみとして整理した。ただし，片側が計測不能となった場合には片方のひずみの値を使って整理した。

図３－２－17に，降雨量とひずみの関係を示す。

この図から，ひずみの変化は降雨後に変動しており，降雨直後にひずみが増大し，降雨が終わるとひずみは若干減少するというパターンを繰返して，徐々に累積していることが読み取れる。また，各時刻にジオネットに発生したひずみの分布を図３－２－18～図３－２－21に示す。これらの図から，数値としては最大で0.8%程度で，最大ひずみの生じている位置はジオネットの中央付近である。同様に降雨によってひずみが大きく増加するのもジオネットの中央付近で，両端部はひずみが小さくなる傾向にある。

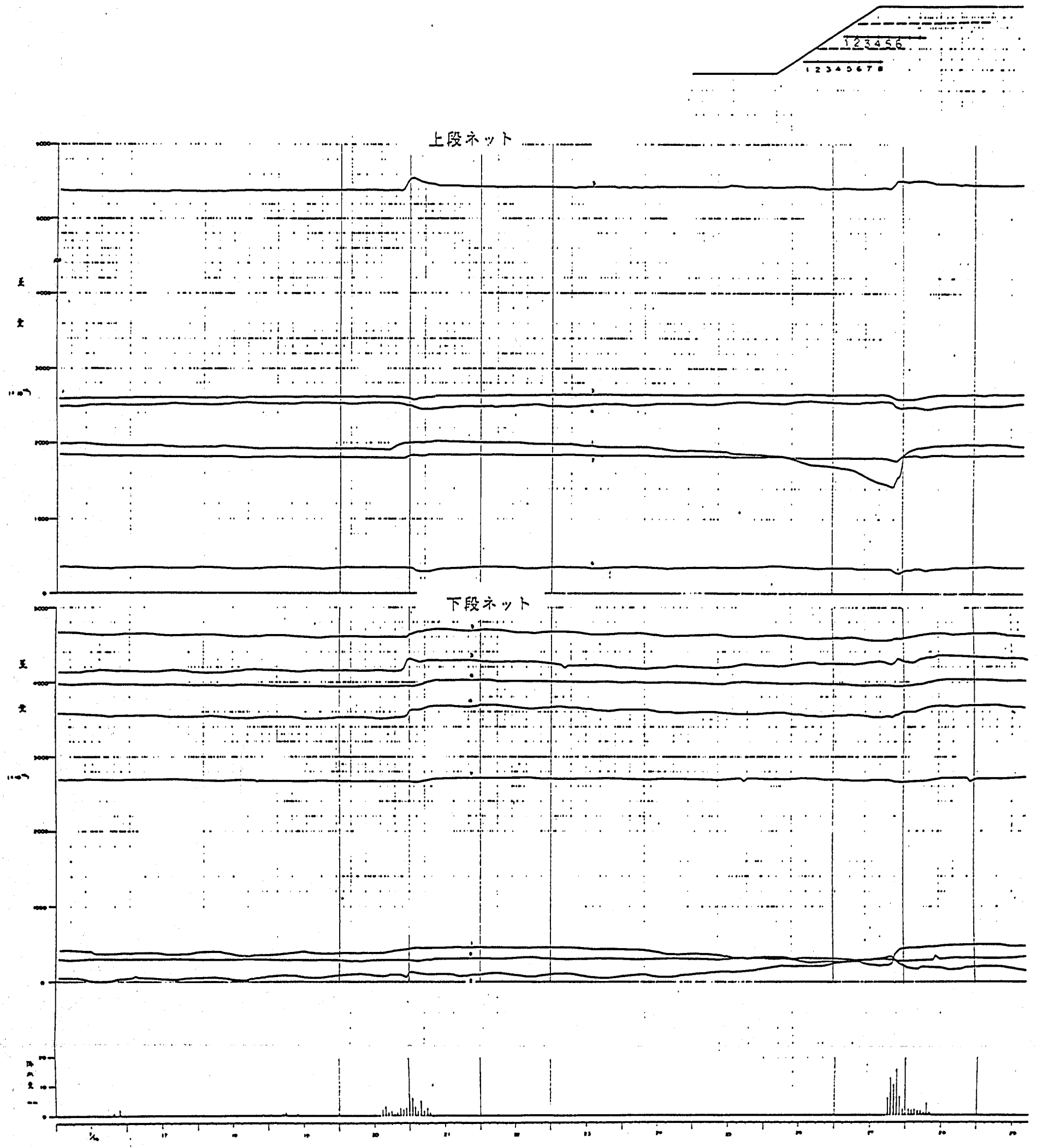


図３－２－17　補強ネットのひずみ量

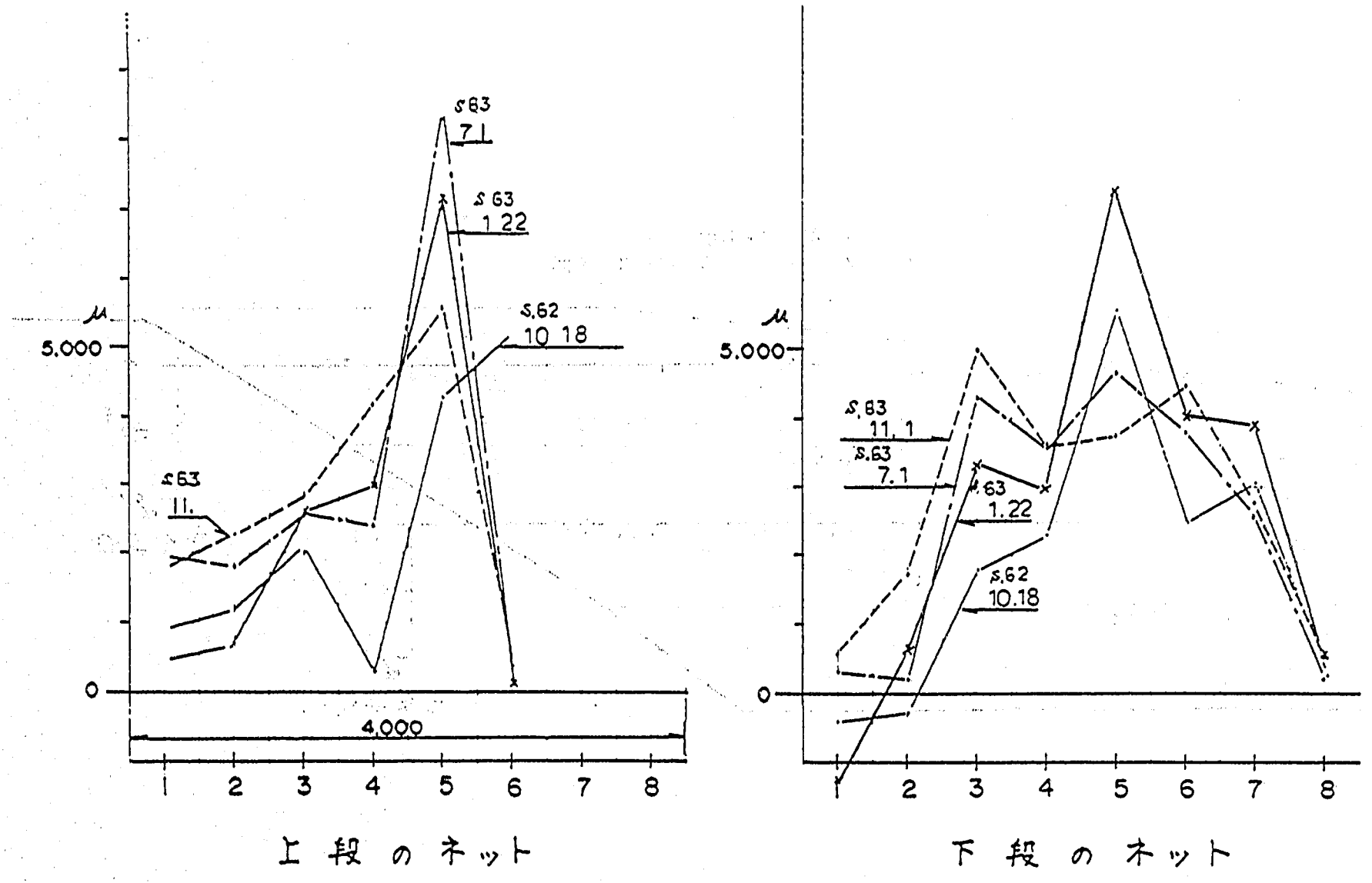


図3－2－18　補強ネットのひずみ量

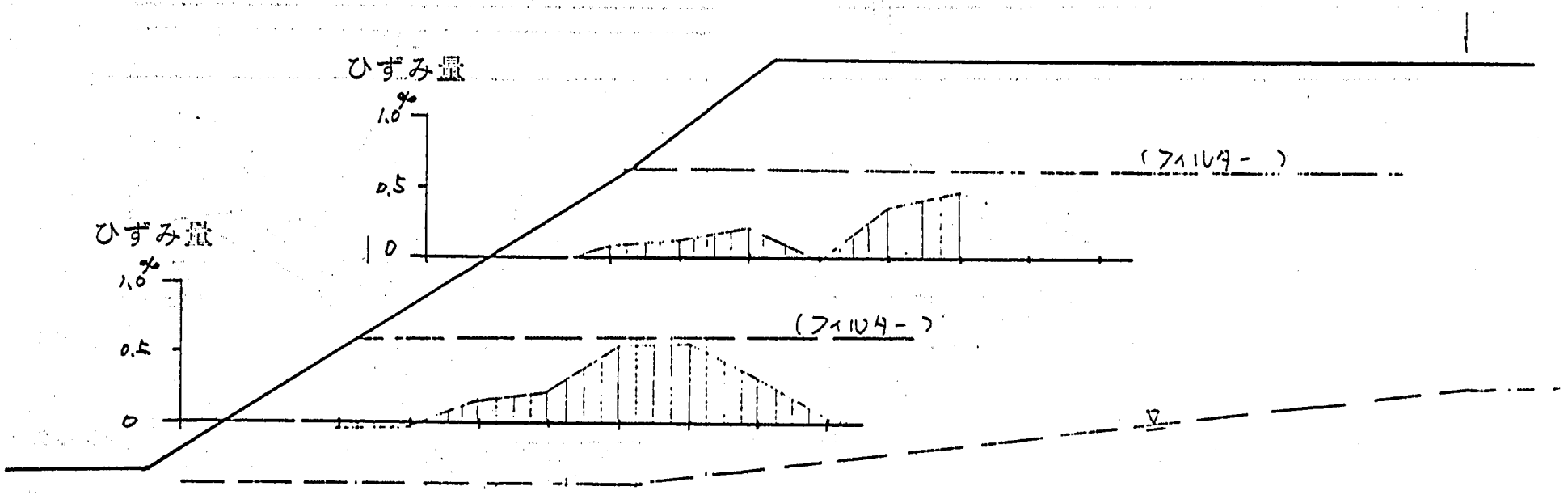


図3－2－19　ネットに発生したひずみ
10月9日　12:00

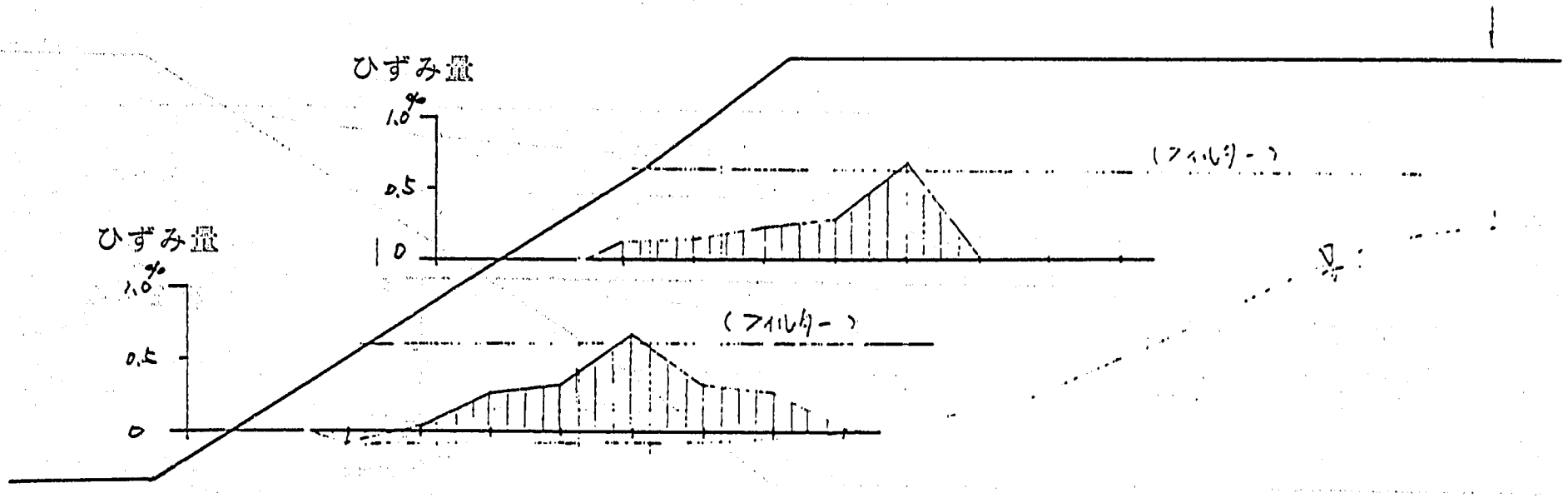


図3－2－20　ネットに発生したひずみ
12月11日　12:00

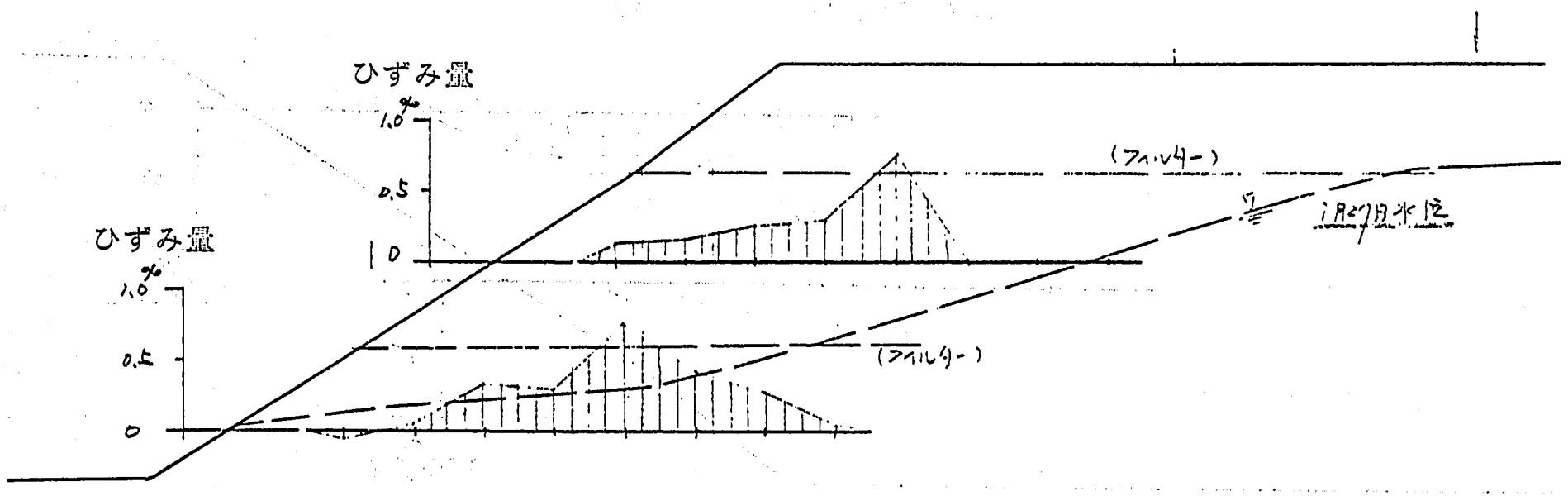


図3－2－21　ネットに発生した歪
昭和63年1月31日

(4) 沈下

盛土内の圧密沈下の観測結果を図３－２－22に示す。

沈下量は，昭和62年10月を初期値として整理している。以下に観測結果の概要を述べる。

① 無処理箇所に比べて，不織布の設置箇所の沈下が大きい。

② 不織布の設置箇所は，盛土の中央側の沈下が大きい。

③ 無処理箇所は，沈下量は少なく現在沈下する傾向はほとんどない。

④ 両区間の測定№３が９～10月にかけて大きく変形したのは，路盤工事を実施したためと考えられる。

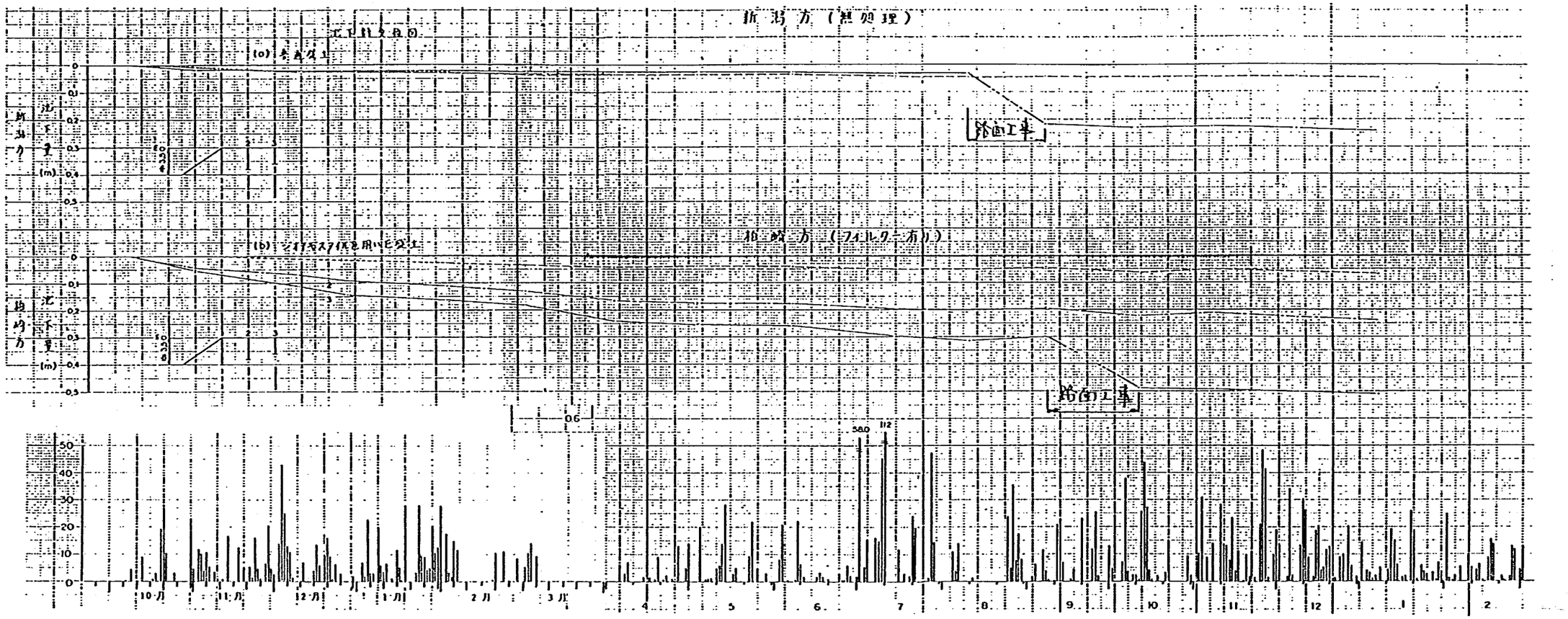


図3－2－22　盛土の沈下量

(5) オランダ式コーンペネトロメータ試験（ダッチコーン試験）

盛土の強度を把握するために，ダッチコーン試験を実施した。7月29日，11月25日の2回実施した。

調査位置は，図3－2－23に示すように，ジオテキスタイルを用いた盛土と無処理の盛土でそれぞれ2断面ずつで，1断面当たり3箇所調査した。

調査結果を各断面ごとにコーンの先端抵抗力qcを粘着力cで表して深度方向に整理した。

1）7月の試験結果

7月に行なった試験結果を図3－2－24に示す。この図の最低強度に着目すると，ジオテキスタイルを用いた盛土では，深度1.0～1.5mで最も強度が小さくc＝1.25tf／㎡である。深くなるにしたがい強度は増加し，深度4.0mではc＝3.50tf／㎡程度である。

無処理の盛土では，深度3.0～4.0m付近が最も強度が小さく，c＝1.0～1.25tf／㎡である。深度3.0m以浅は，浅くなるにしたがい強度が大きくなる傾向である。深度1.0mでは，c＝2.00tf／㎡が最低強度である。

2）11月の試験結果

11月に行った試験結果を図3－2－25に示す。同様に，最低強度に着目すると，ジオテキスタイルを用いた盛土では，深度1.0～1.5mで最も強度が小さくc＝1.75tf／㎡である。深くなるにしたがい強度は増加し，深度4.0mではc＝3.00tf／㎡程度である。

無処理の盛土では，深度1.5～2.0m付近および3.0～3.5m付近が最も強度が小さく，c＝1.50～1.75tf／㎡である。深度1.0mではc＝2.50tf／㎡が最低強度である。

また，図3－2－26には昭和62年から本年度にかけて実施した4回のデータをそれぞれ小最大の範囲で示した。時間の経過とともに強度が増加するような傾向はない。

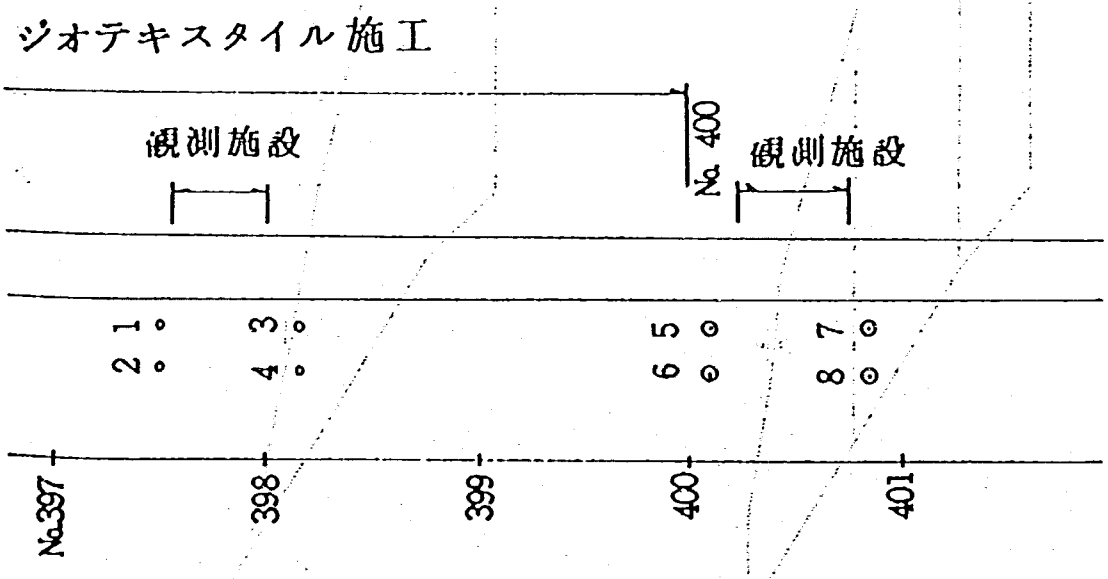


図3－2－23　ダッチコーン試験位置模式図

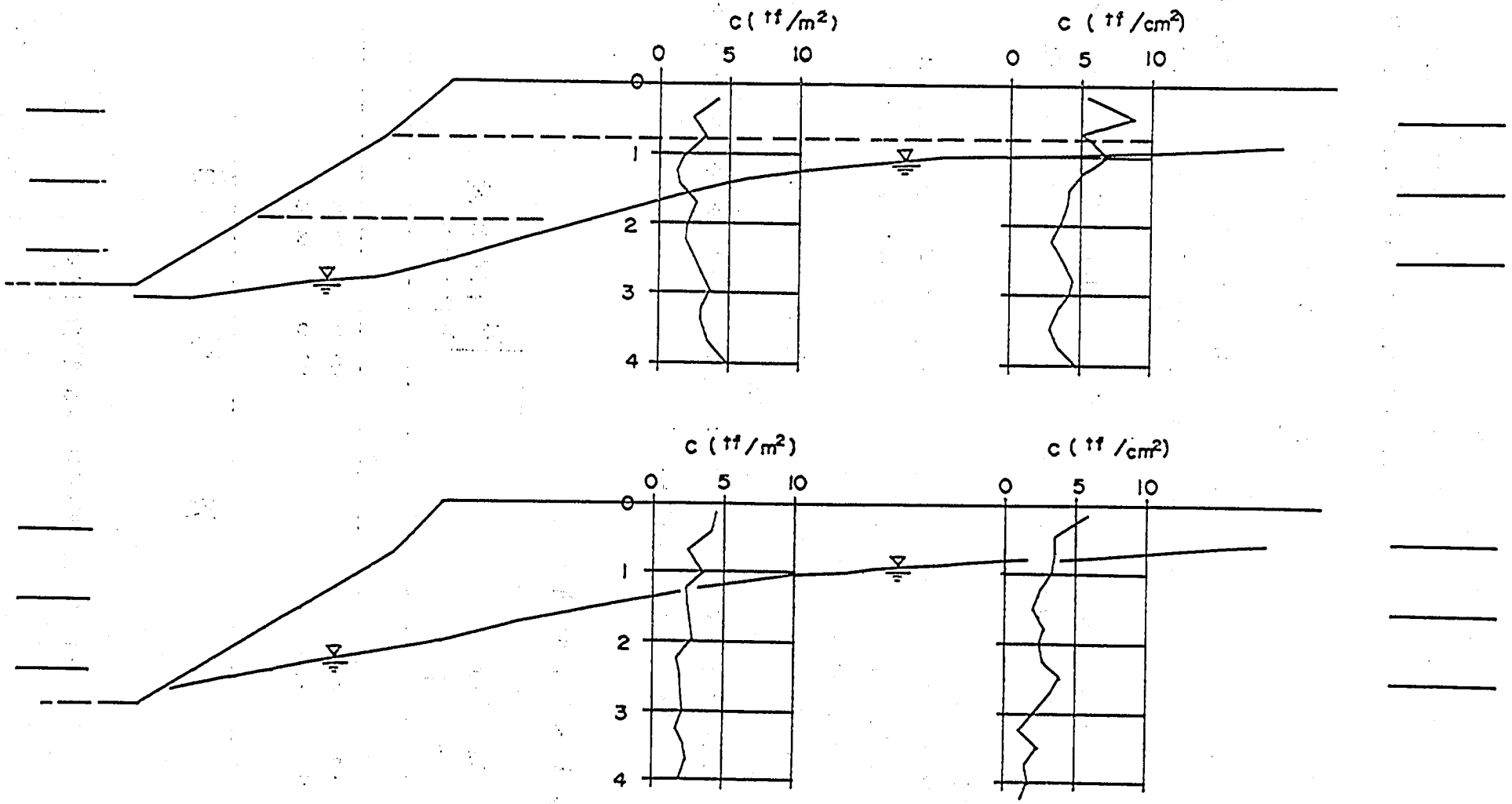


図3—2—24　ダッチコーン試験結果と地下水位（7月30日調査）

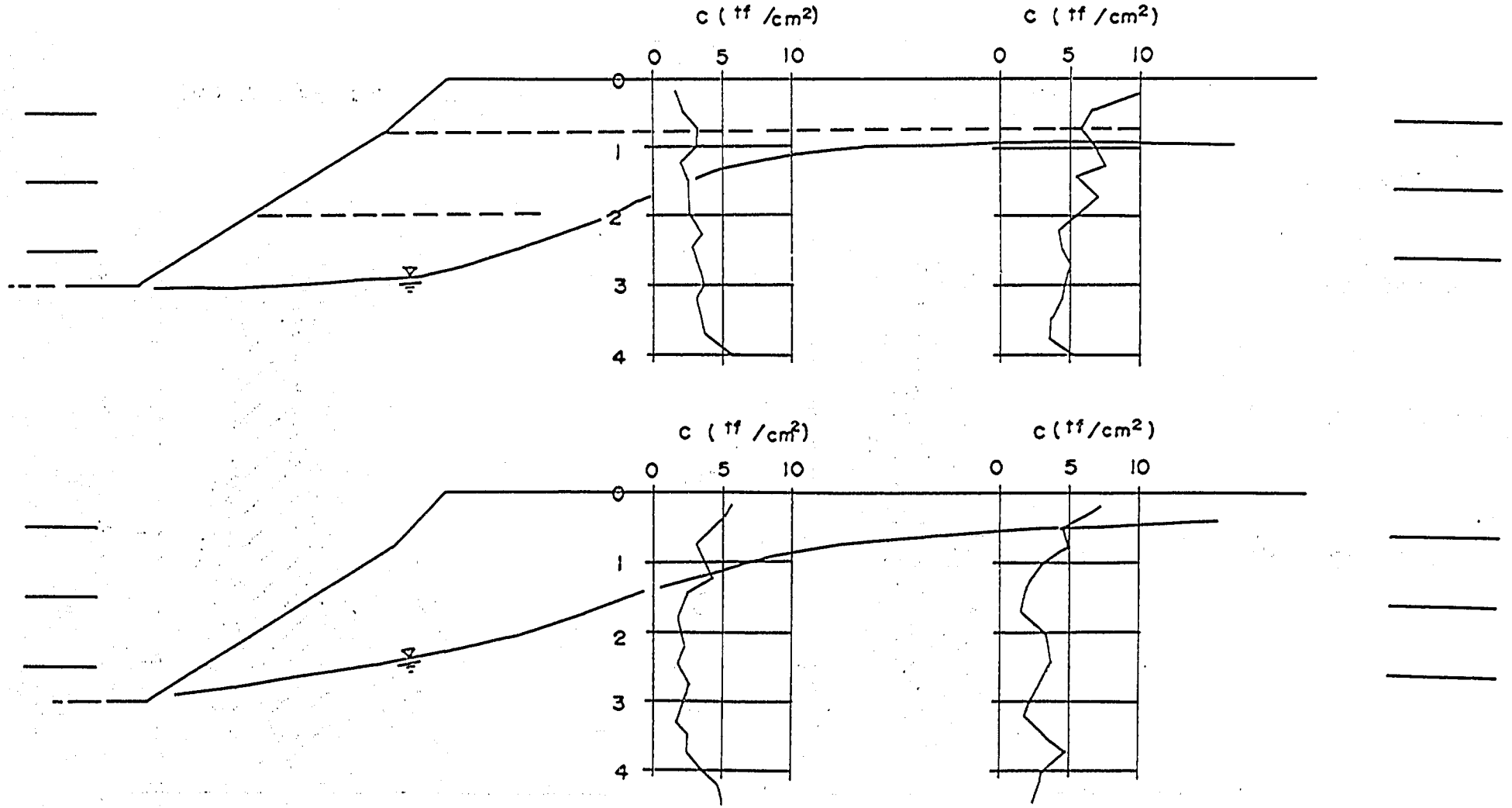


図3－2－25　ダッチコーン試験結果と地下水位（11月25日調査）

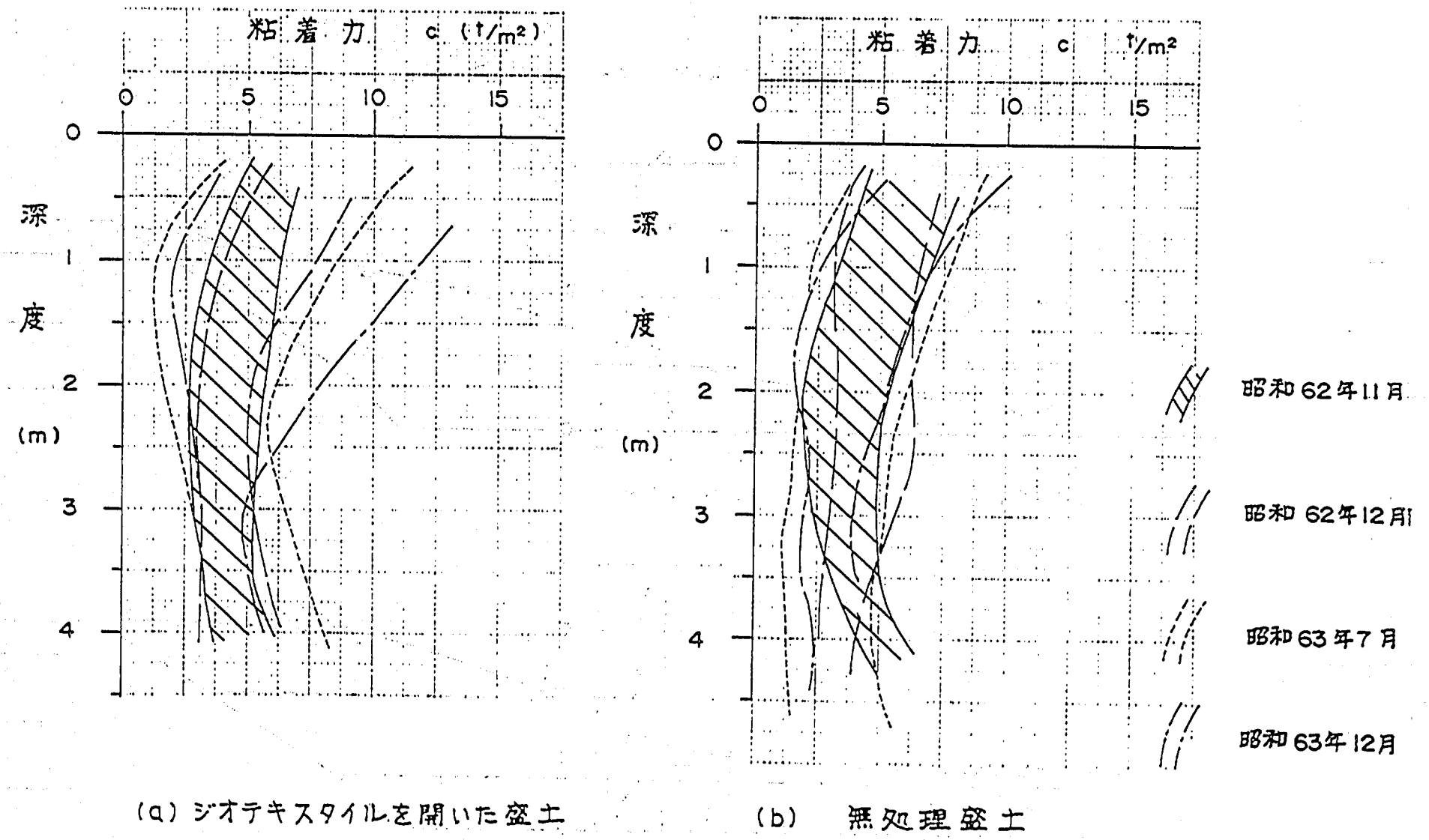


図3－2－26 ダッチコーン試験結果

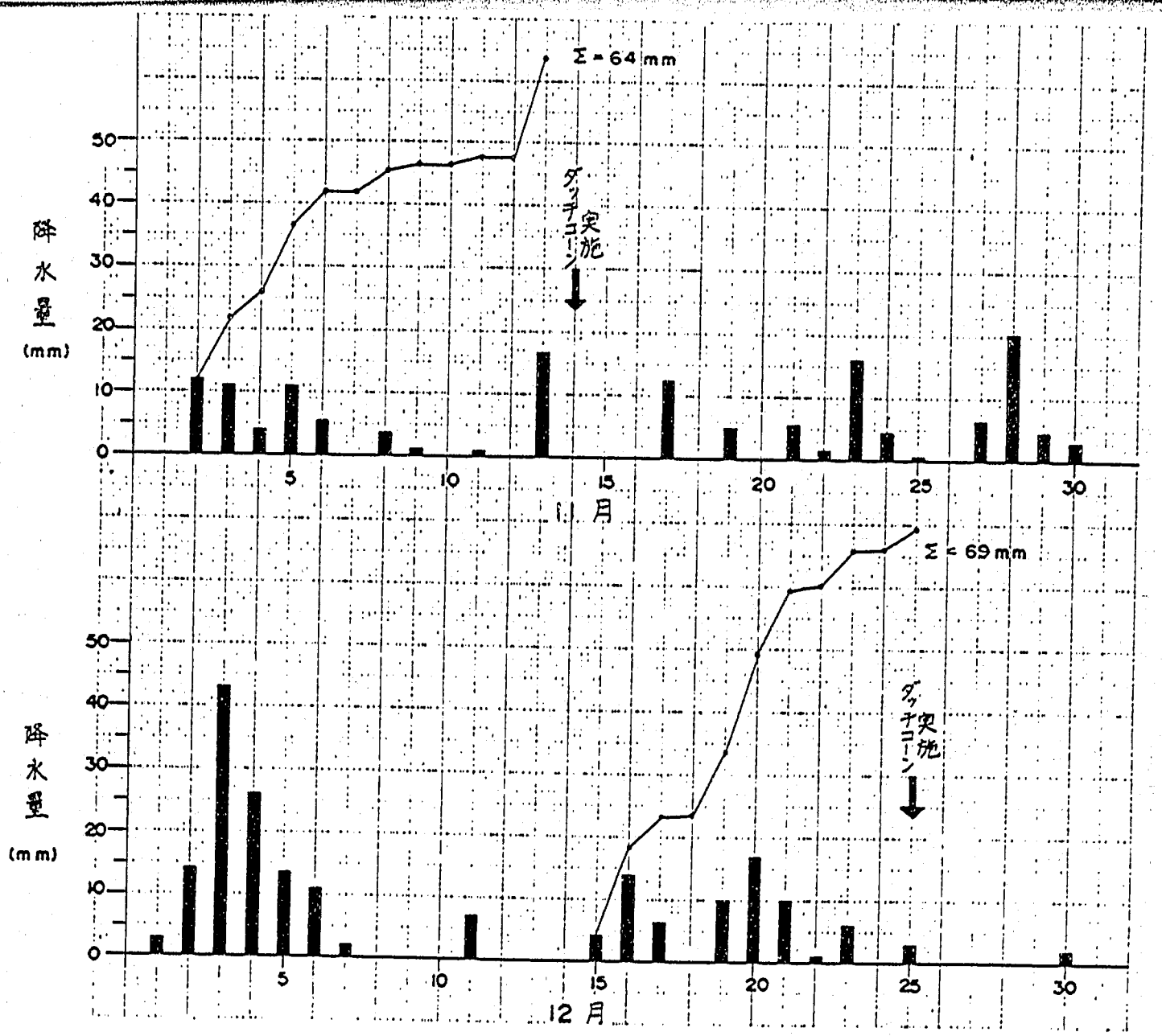


図3－2－27　ダッチコーン実施日前後の降水状況

(6) ポータブルコーンペネトロメータ貫入試験

本試験は，昭和63年4月と11月の2回試験を行ない比較を行なった。

本試験は，ダッチコーンと違いロッドの周面摩擦も含めた貫入抵抗値であるため，深度が深くなるにしたがいダッチコーンでの貫入抵抗値と比較すると大きくなる傾向がある。したがって，昭和63年4月に実施したときにダッチコーンのq_{cd}と比較して，深度1.0m以深の本試験のq_{cp}をダッチコーンのq_{cd}に補正した。

$$q_c' = q_{cd} - q_{cp} = 2 \times (Z - 1)$$

ここに，q_c' ：補正q_c（kgf／cm²）

q_{cd} ：ダッチコーンのq_c（kgf／cm²）

q_{cp} ：コンペネのq_c（kgf／cm²）

Z ：深度（m）

試験結果は，図3－2－28に調査結果図として整理した。また，別の図面に粘着力換算したデータを整理した。

これによると，a，b，c測線の盛土強度は，4月に比べ強度が増加していることがわかった。d，e測線ものり面の表層（20cm程度）で低下している箇所もあるが，全体的には強度が増加している傾向である。

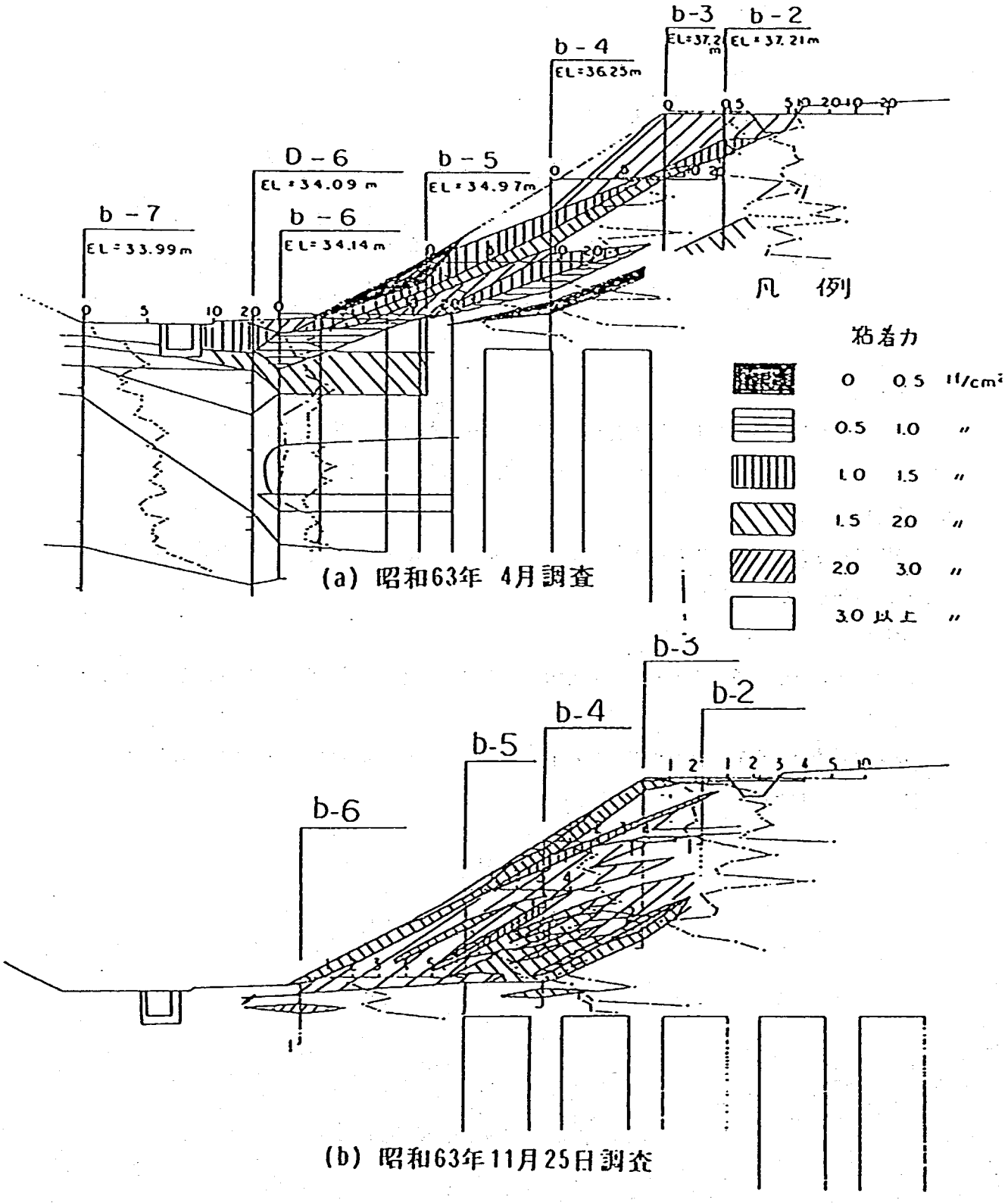


図3—2—28 コーンペネトロメータ試験結果

3.2.4　土質試験結果

(1)　サンプリング

サンプリング位置は，表３－２－１のとおりである。また柱状図を図３－２－29に示す。

表３－２－１　サンプリング位置

位　　置	深　度　(m)	試料№	備　　考
№397＋5	0.7～1.7	1－1	補強盛土区間
	2.5～3.3	1－2	(ジオテキスタイル施工)
№400＋18	0.8～1.5	2－1	無処理区間
	2.5～3.3	2－2	

１）試料№１－１

岩片混じり粘土質シルト～粘土質シルトからなる。岩片は比較的硬質である。

深度0.95～1.10mは細砂を含む。1.40m以深は上部より柔らかい。

２）試料№１－２

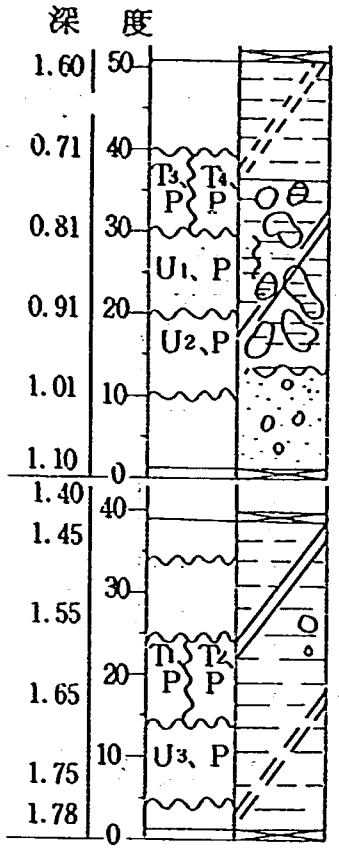
岩片混じりシルト質粘土～粘土質シルトである。岩片は１～２㎝前後のものが多い。全般には柔らかいが，酸化している岩片はかなり硬い。

３）試料№２－１

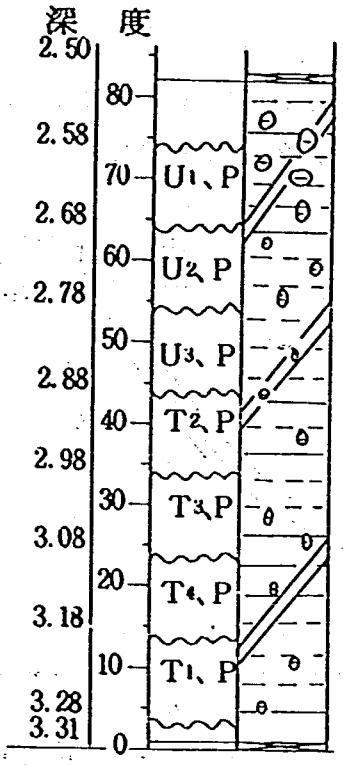
泥岩片混じり粘土質シルト～シルト質粘土からなる。全体に柔らかい。岩片は１～２㎝が主である。

４）試料№２－２

砂・泥岩片混じり粘土質シルト～シルト質粘土からなる。全体にやや軟弱で，不均一である。下部は細砂，シルトが多い。

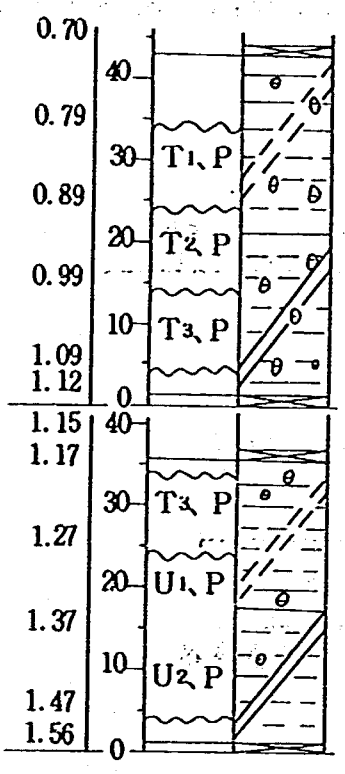


試料№1－1

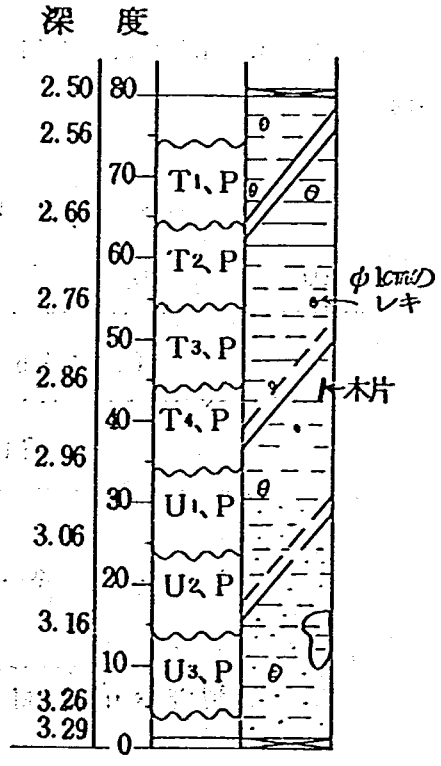


T：三軸圧縮試験
U：一軸圧縮試験
P：物理試験

試料№1－2



試料№2－1



試料№2－2

図3－2－29　サンプリング柱状図

(2) 一般物理試験

粒度特性は，図３－２－30に示したように比較的均一な材料であることを示している。74μm通過率でいずれも64%以上を示し，細粒分が多いことを示している。

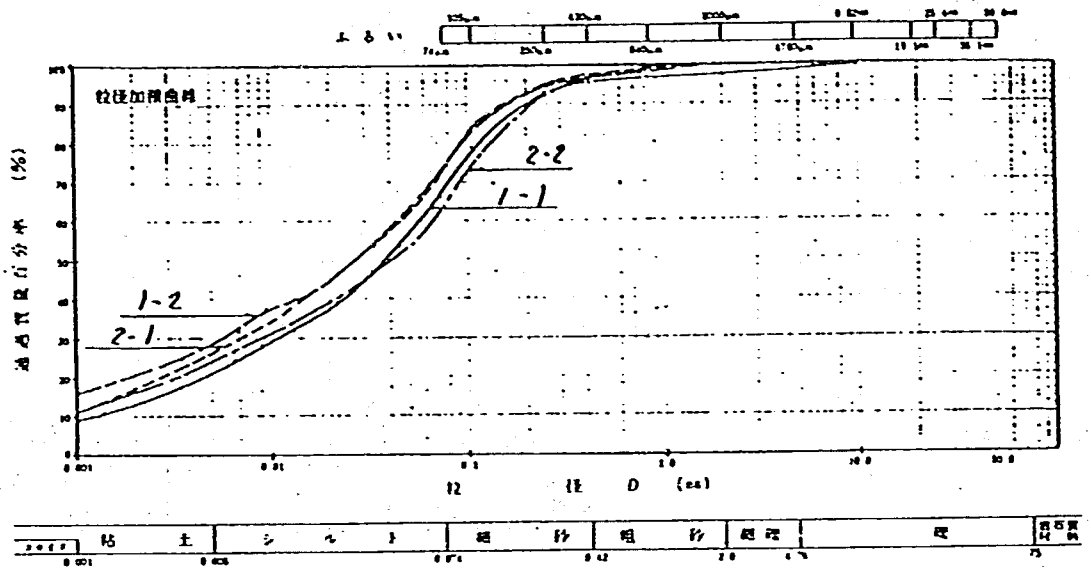


図３－２－30　粒度特性

コンシステンシ特性も図３－２－31に示したように塑性限界は22.9～29.2%，液性限界は49.5～59.2%でおおむね同様な特性を示す。

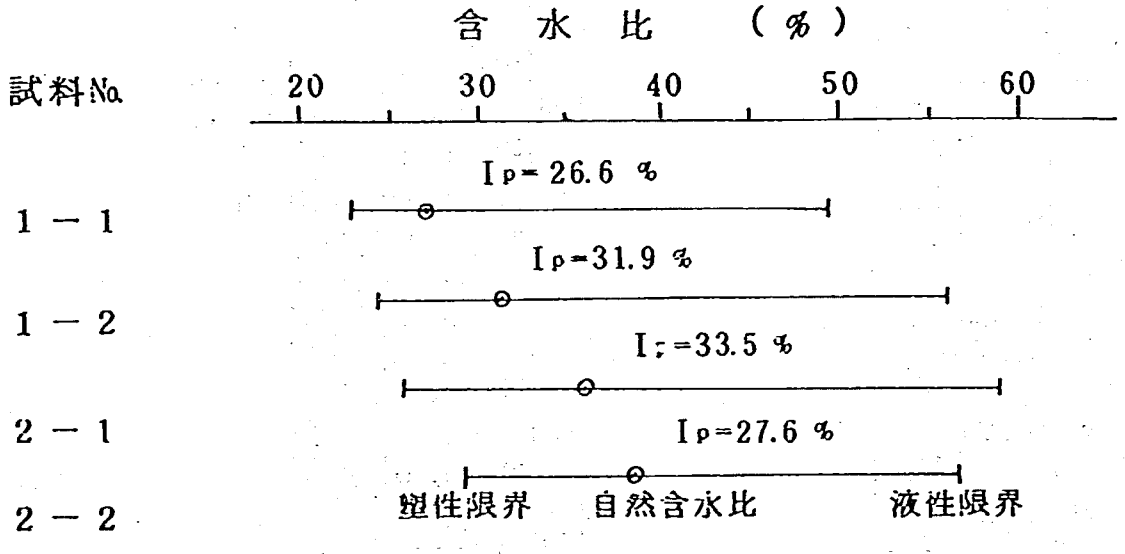


図３－２－31　盛土材のコンシステンシ特性

含水比と密度の関係を図３－２－32に示す。この図から，土の密度は湿潤密度で1.72～1.91g／cm³，乾燥密度が1.23～1.47g／cm³である。

また，含水比が大きくなると密度が低下する。最適含水比の湿潤側にあることがわかる。間隙比は，e＝0.84～1.19であった。

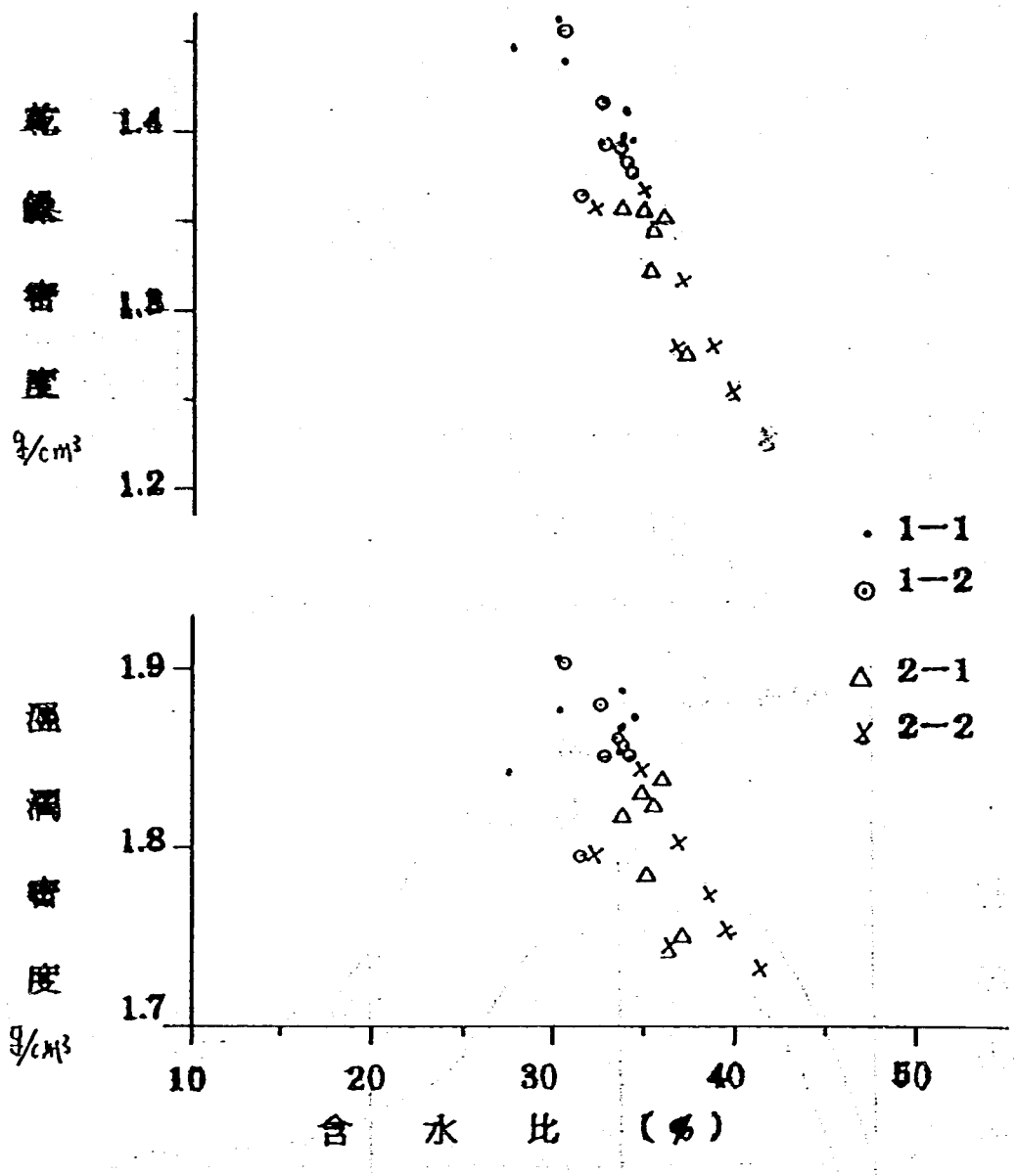


図３－２－32 含水比と密度の関係

(3) 力学的試験結果

一軸圧縮強度quは0.23～1.09kgf／㎠で，一軸圧縮強度と破壊ひずみの関係を図３－２－24に示す。破壊ひずみε_fは２～3.5%が多く，最大で９％である。

三軸圧縮試験は，CU条件で，c' ＝０，ϕ' ＝27.9～30.6° である。

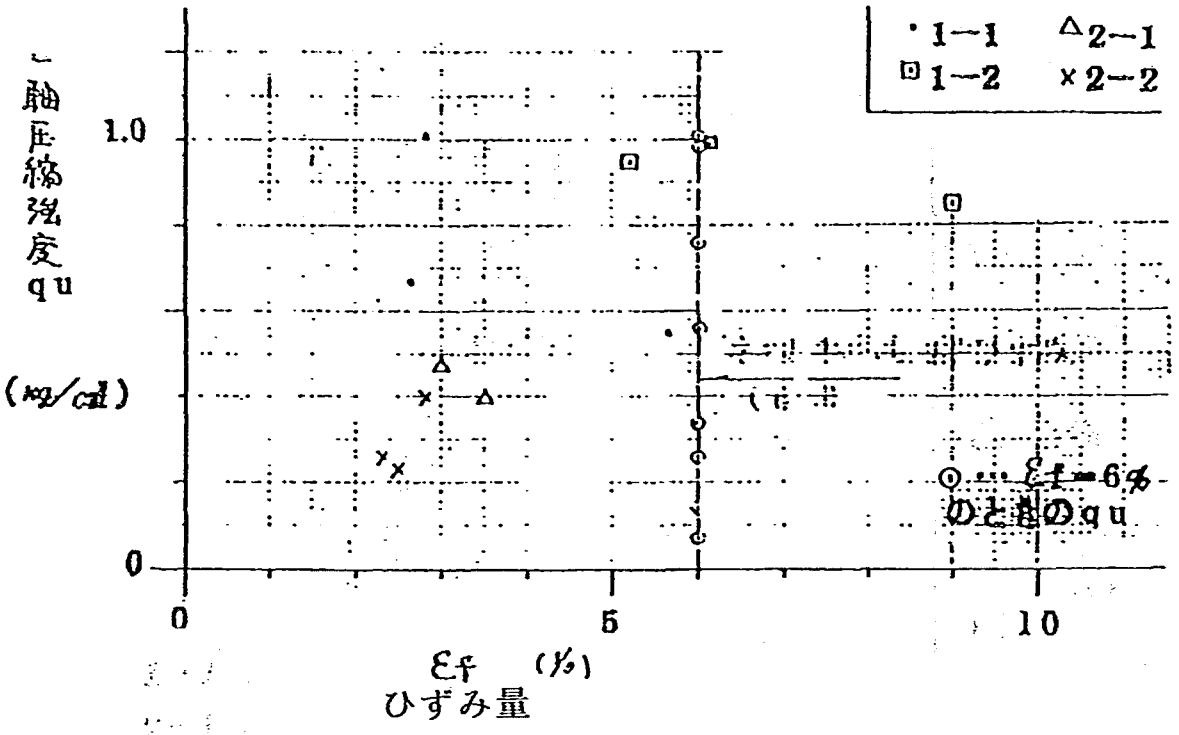


図３－２－34　一軸圧縮強度（qu）とひずみ量

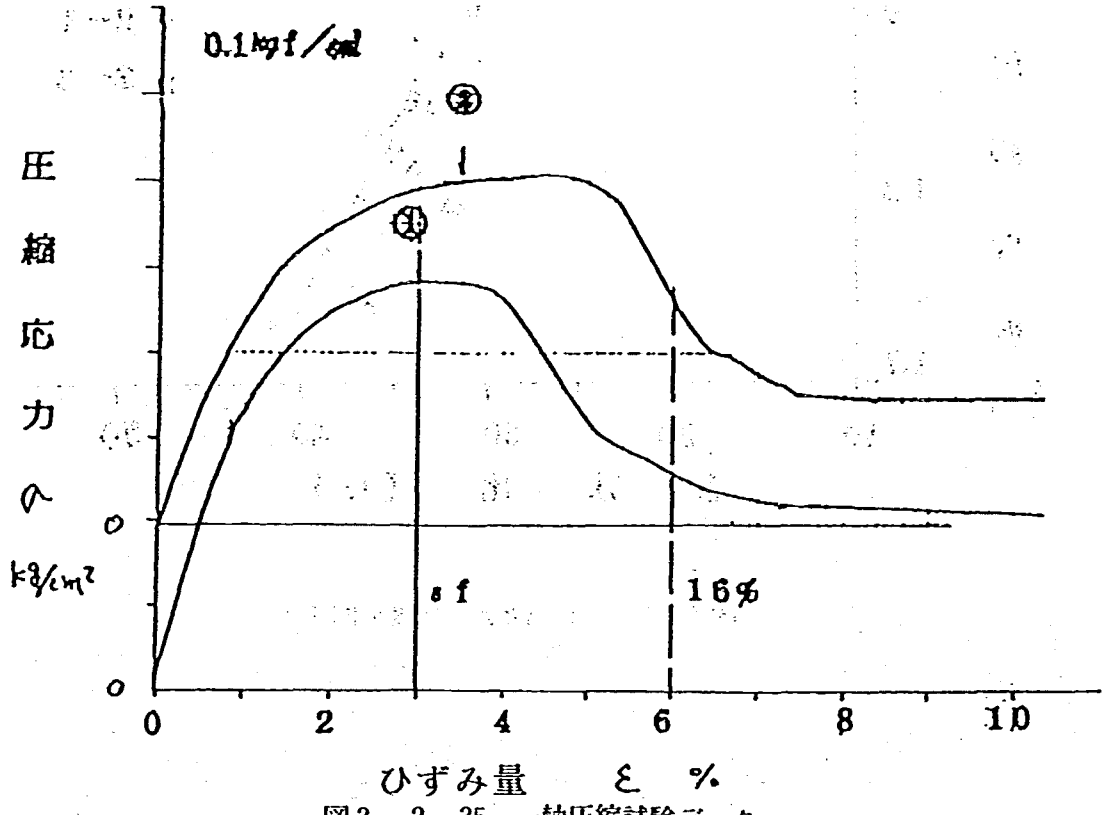


図３－２－35　一軸圧縮試験データ

表3－2－2に土質試験結果を示す。

表3－2－2　盛土材の土質試験結果

試料番号			1号孔－1	1号孔－2	2号孔－1	2号孔－2
深さ (m)			0.71～1.75	1.58～3.28	0.79～1.47	2.56～3.26
粒度特性	礫分 (2000μm以上) (%)		2.2	0.0	0.5	0.3
	砂分 (74～2000μm) (%)		31.3	29.4	27.4	38.0
	シルト分 (5～74μm) (%)		45.5	41.6	46.1	37.7
	粘土分 (5μm以下) (%)		21.0	29.0	26.0	24.0
	最大粒径 (mm)		9.52	2.00	9.52	4.76
	均等係数 U_c		43.1	—	—	—
	曲率係数 U_c'		1.66	—	—	—
コンシステンシ特性	液性限界 W_L (%)		49.5	56.3	59.2	56.8
	塑性限界 W_P (%)		22.9	24.4	25.7	29.2
	塑性指数 I_P		26.6	31.9	33.5	27.6
分類	日本統一土質分類		(CH)	(CH)	(CH)	(CH)
			細粒度F	細粒度F	細粒度F	細粒度F
土粒子の比重 G			2.695	2.682	2.673	2.683
自然状態	含水比 W_n (%)		27.27～34.01	31.41～34.11	33.83～37.19	32.38～41.65
	湿潤密度 ρ_t (g/cm³)		1.843～1.906	1.794～1.901	1.749～1.838	1.732～1.846
	間隙比 e		0.84～0.94	0.84～0.94	0.97～1.10	0.96～1.19
	飽和度 S_r (%)		85.5～99.7	87.8～98.1	90.4～98.2	88.4～97.3
力学特性	一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm²)		0.55～1.09	0.85～0.99	0.40～0.48	0.23～0.40
	三軸圧縮試験	試験の条件	CU			
		粘着力C (kgf/cm²)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)
		せん断抵抗角 φ (度)	28.4 (30.6)	23.7 (27.9)	26.2 (29.9)	27.4 (28.9)
	圧密試験	圧密度伏応力Pc (kgf/cm²)	※0.76			
		圧縮指数C_c	※0.21			
	締固め試験	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm³)	1.705			
		最適含水比Wopt (%)	16.00			
	透水試験	透水係数k (cm/s)	9.47×10^{-5}			
		(自然含水比35.12%)				

3－2－5　解析結果

土質調査・土質試験および観測結果を用いて，円弧すべりによる安定解析を行った。盛土の強度としては，一軸圧縮試験結果のc＝1.15tf／m²，三軸圧縮試験結果のϕ＝27.9°を用いた。

この結果，全応力解析として土質強度を粘着力を代表とした場合，安全率F，は1.45である。有効応力解析として土質強度を内部摩擦角で代表した場合，のり肩からのり尻に達する円弧すべりは，F，＝1.58であるが，のり面から0.35m程度の浅い円弧すべりはF，＝0.45で1.0を大きく下回る結果となる。

地下水位，間隙水圧の観測を行なった結果，水位の上昇の仕方や水位の低下速度などから不織布の効果が確認された。また，安定計算でも不織布を敷設すると地下水位の上昇が抑えられ，盛土の安定度が向上することがわかった。

表３－２－３に，不織布の有無の盛土の観測水位を用いて行った安定計算結果を示す。不織布を設置した盛土内の水位が低い分だけ安全率が高い。

表３－２－３　不織布の有無による盛土の安定計算結果

盛土の強度	ϕ＝27.9°			
盛土の水位	昭和63年５月23日		昭和63年７月21日	
不織布	無	有	無	有
安全率	1.116	1.357	1.111	1.233

ジオネットに発生した引張ひずみが，どの程度盛土の安定に影響したかを検証する方法として次の２通りの考え方ができる。

① ジオネットに発生したひずみに相当する応力が，円弧すべりに対して常に抵抗している。現在のジオテキスタイルの考え方としてはオーソドックスな考え方である。

② 降雨ごとに発生する間隙水圧の上昇，すなわち土質強度の低下量と，ジオネットに発生する応力の関係から盛土の補強効果を判断する。

(1) ジオネットに発生したひずみに相当する応力を抵抗力として円弧すべりに加える。

観測したひずみをジオネットの応力－ひずみ曲線から応力換算し，盛土の安定検討の中でそのひずみに相当する応力を円弧すべりの抵抗力に加え，ジオネットが盛土の安定にどの程度効果を発揮するか整理した。

ジオネットに発生したひずみは，ジオネットの中央部分で大きく，端部で小さい。ここではジオネットに発生したひずみのうち最大ひずみを応力換算し，円弧すべりに加算した。

ジオネットの引張力は，観測したひずみ0.84%(昭和63年７月１日）を応力－ひずみ曲線から換算すると400 kgf／mが働いているものと考えられる。安定計算の中にこの応力を加え整理した結果を表３－２－４に示す。これから，ジオネットを盛土内に敷設することで，安全率を0.1程度向上させる効果がある結果が得られた。

表３－２－４　安定計算結果一覧表

(a) 土質強度を粘着力で代表させた場合

盛土の強度	c＝1.00tf／m²
無処理の場合	F_s＝1.433
ジオネットを２層敷設した場合	F_s＝1.517

(b) 土質強度を内部摩擦角で代表させた場合

盛土の強度	ϕ＝27.9°	
盛土の水位形状	昭和63年５月23日	昭和63年７月21日
無処理の場合	F_s＝1.116	F_s＝1.111
ジオネットを２層敷設した場合	F_s＝1.271	F_s＝1.206

なお，ジオネットの効果を安定計算で示すには，次の方法による。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + \Sigma(T_{Ri} \times y_i)}{M_D}$$

ここに，F_s ： 安全率

M_R ： 土の抵抗モーメント

ΔM_R ： ジオテキスタイルによる抵抗モーメント

M_D ： 土塊のすべりモーメント

T_{Ri} ： i番目のジオテキスタイルに働く引張力

y_i ： 円弧の中心からi番目のジオテキスタイルまでの鉛直距離

(2) 降雨ごとに生じる土質強度の低下とジオネットに発生する応力の関係から盛土の補強効果を判断する。

ジオネットに発生するひずみは，降雨によって増加し，その降雨ごとの増加ひずみはジオネットの中央付近で大きくなる。ジオネットの両端のひずみは小さいかほとんど変化しない。

降雨によって地下水位が上昇し盛土の強度が低下する。盛土が不安定化した分だけジオネットにひずみが発生したものと考え，せん断抵抗力の低下分とジオネットに発生したひずみを比較し，ジオネットの効果を判断する。

ここでは，7月21日の水位を盛土内の水位曲線の代表として検討した。

図3－2－26に示したように間隙水圧の上昇量とそれに対応するジオネットのひずみ増加量とは比例関係が認められる。このことは，安全率の低下（盛土内のせん断抵抗力の低下）とジオネットに発生する応力とは，一定の関係があることを示している。

7月21日の水位で盛土の安全率を求めると，$F_s = 1.233$である。（不織布を敷設した場合）間隙水圧が0.37 kgf／cm²上昇すると安全率が0.1低下する。このとき，ジオネットに発生するひずみは0.01％である。

以上のように，現在一般的とされている補強効果の考え方と，観測結果にもとづき発生したひずみと安全率低下との関係から求めた補強効果の間には大きな開きがある。

現在考えられている方法によって解析を行なうと，ジオネットに0.84％程度のひずみが生じたときに安全率が0.1上昇する効果を発揮する。これに対して，0.1程度の安全率の向上があるにもかかわらず，実際には降雨時に0.01％のひずみしか発生していない。このことから，ジオネットを盛土内に敷設することによって，周辺の土塊の強度増加を促す補強効果を発揮することが考えられ，ジオネットの設計でより経済的な設計法に反映できるものと期待できる。

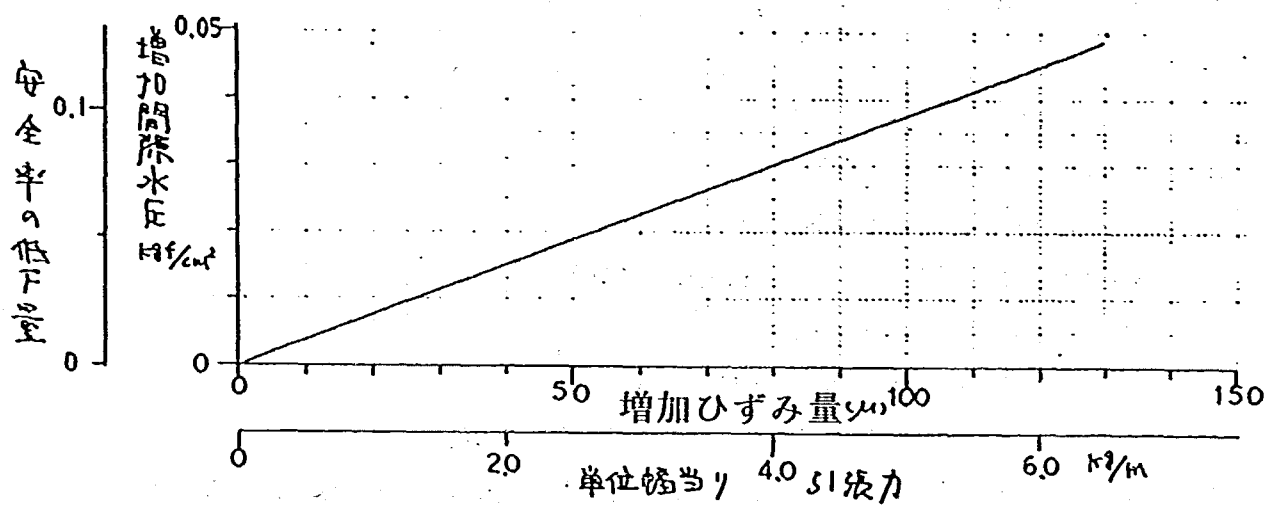


図３－２－36　間隙水圧とジオネットに発生する応力

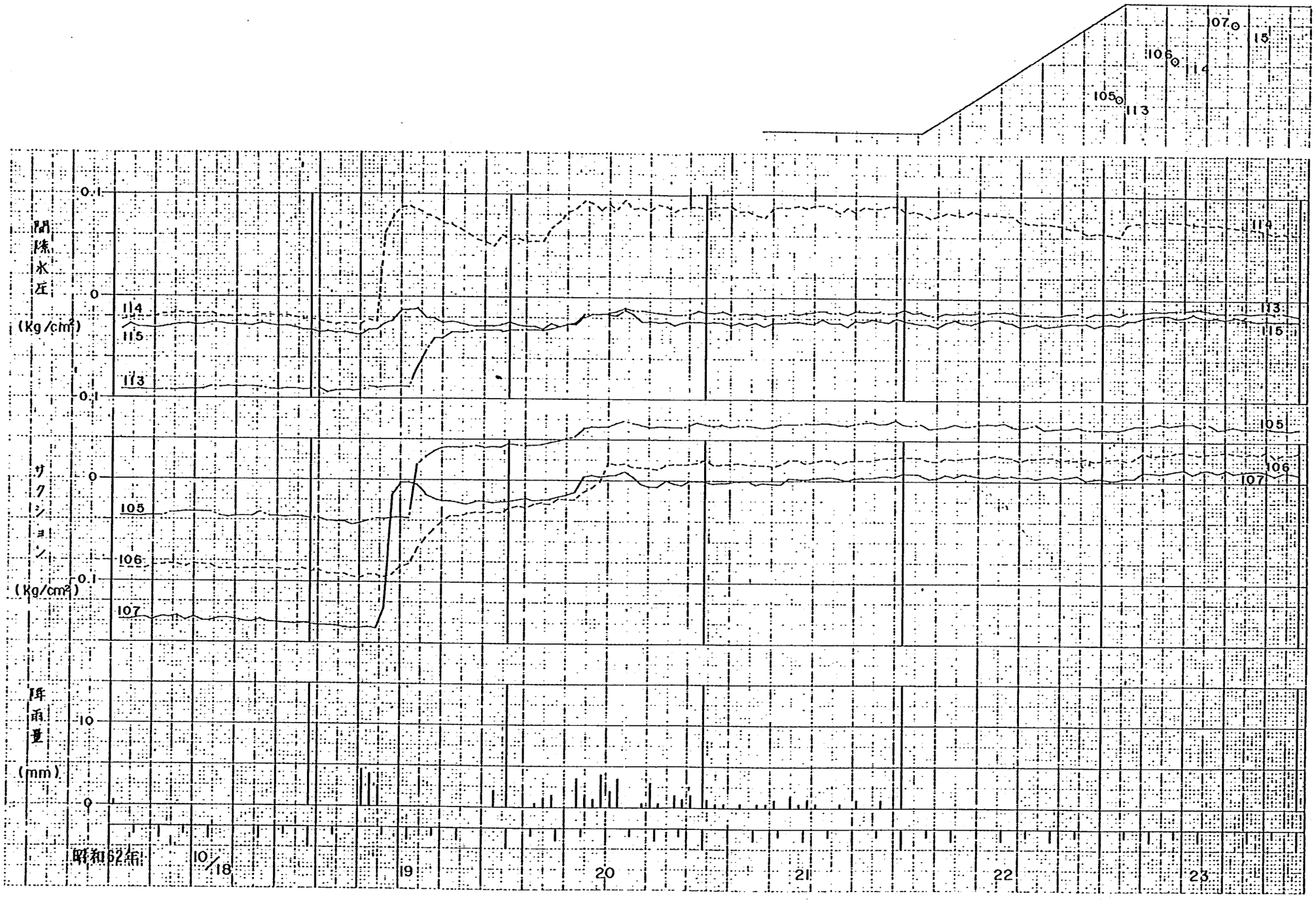
３－２－６　まとめ

グリーンタフ地帯で発生した含水比が30～40％の岩片混じり粘土質シルトを用いた盛土に，ジオテキスタイル製排水フィルターとジオネットを適用したもので，次のような結果が得られた。

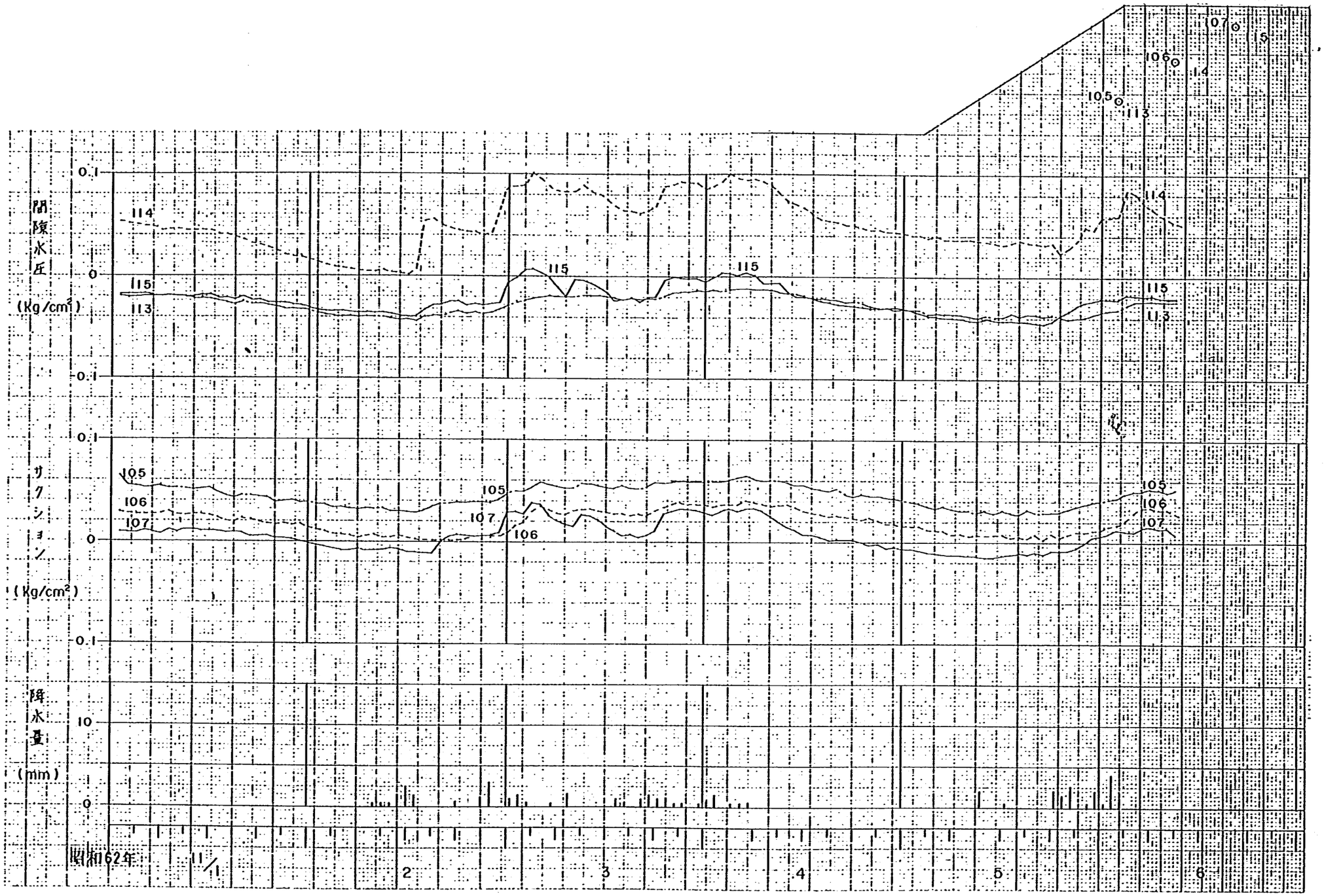
① 地下水位の変動について排水フィルターを敷設した盛土と無処理の盛土を比較すると，無処理の方が水位の上昇量が大きい。排水フィルターを敷設した断面での盛土内水位が低いことや，のり面付近の水面勾配が緩いことから，排水フィルターの効果が認められた。

② 降雨の浸透に対しては，排水フィルターを敷設すると，サクションの低下および不飽和領域の広がりが遅くなることから，不織布による浸透水の排除効果が顕著に認められた。

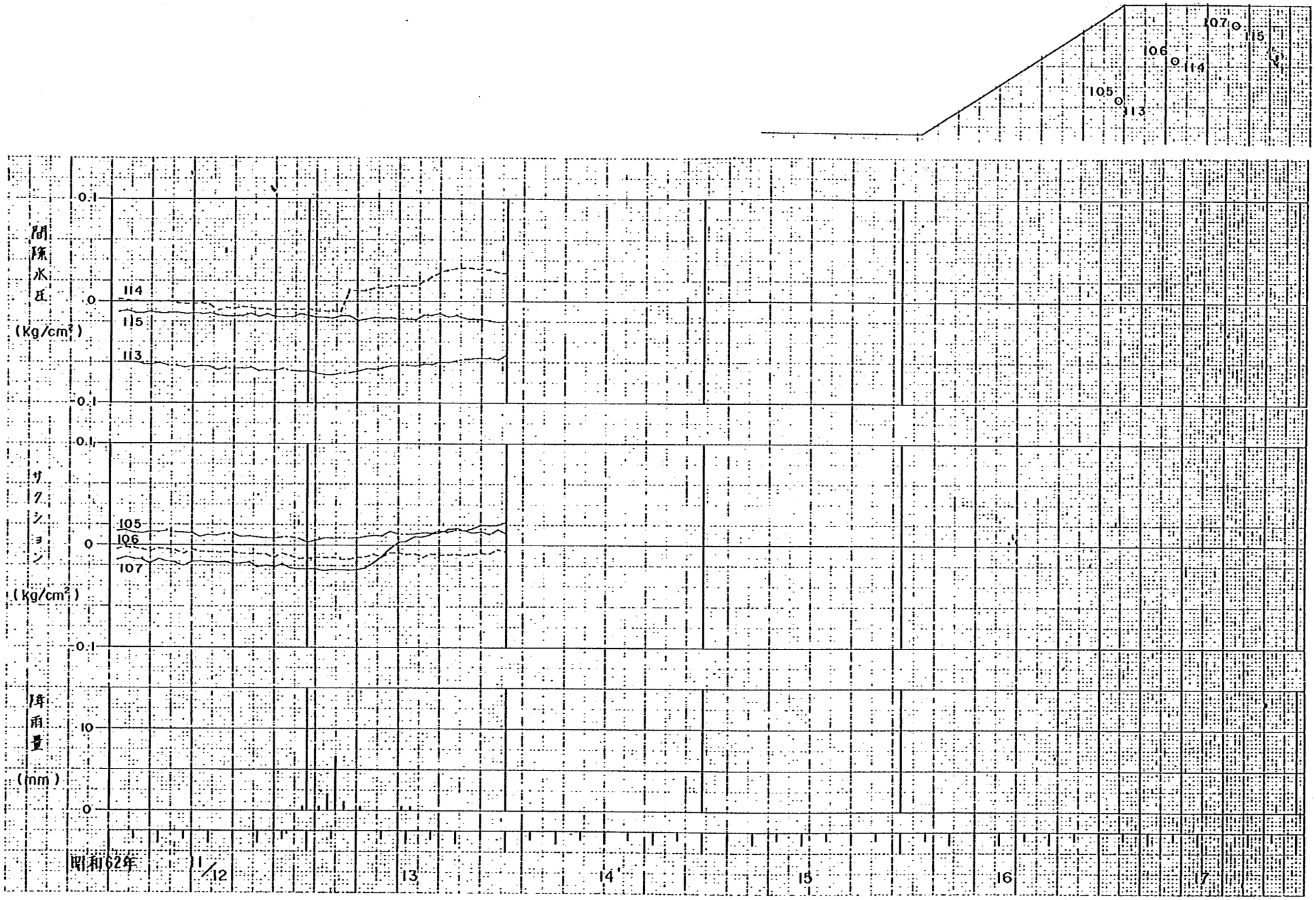
③ ジオネットの効果としては，降雨によってジオネットに最大で0.8％程度の伸びひずみが発生している。したがって，ジオネットが引張補強材として働いていることがわかる。



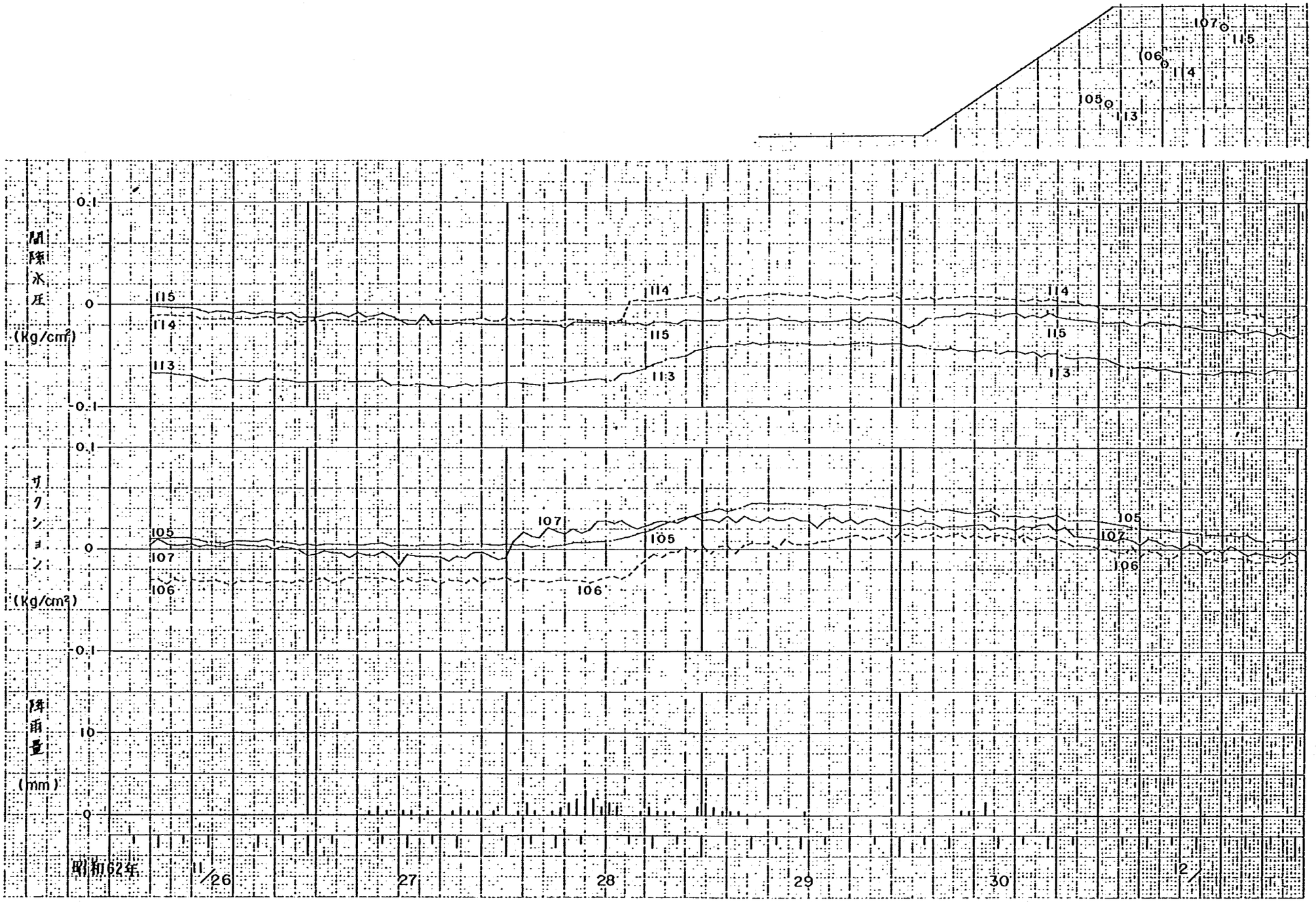
付図３－２－１　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（無処理盛土）



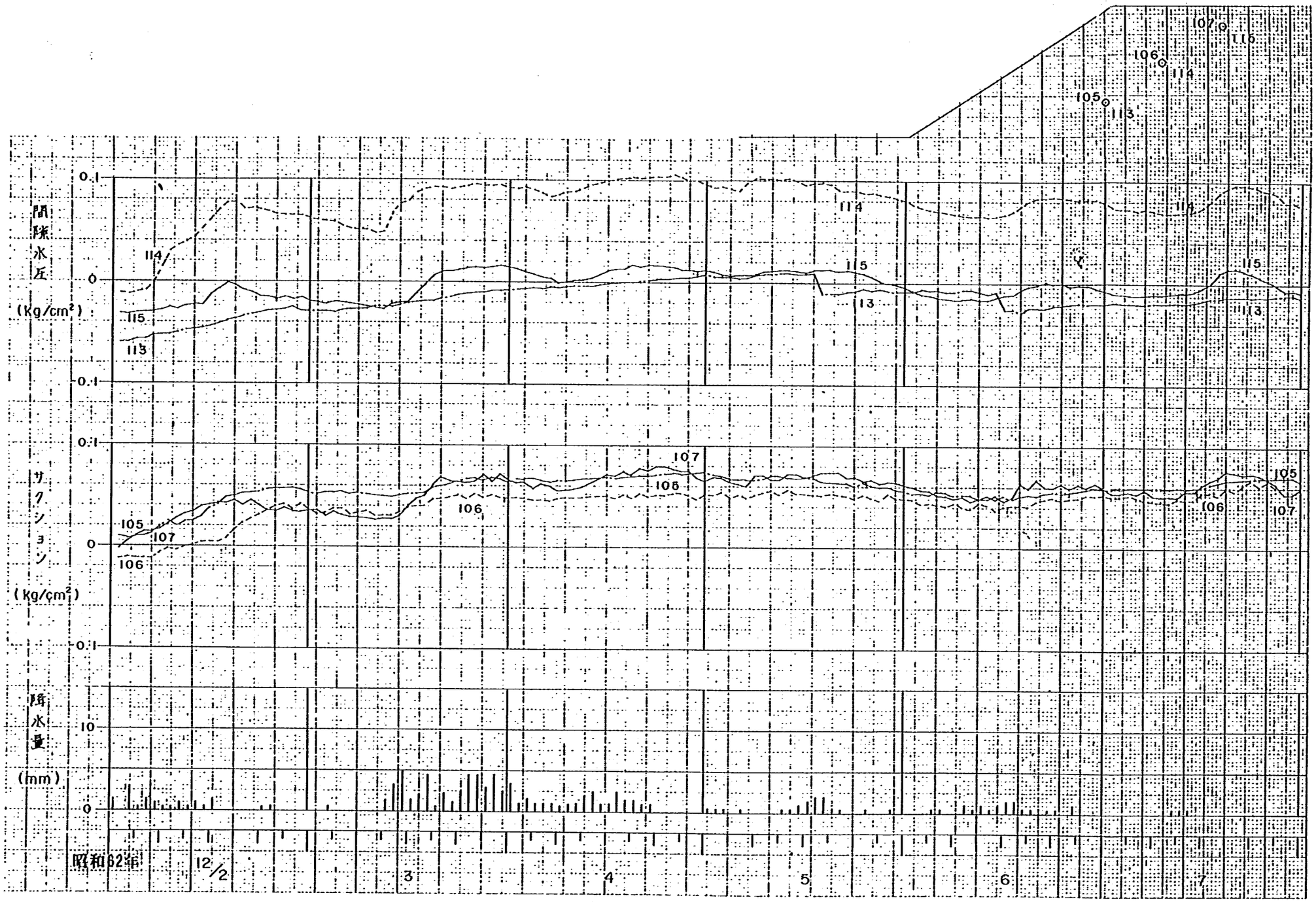
付図３－２－２　間隙水平計・土壌水分計測定結果
（無処理盛土）



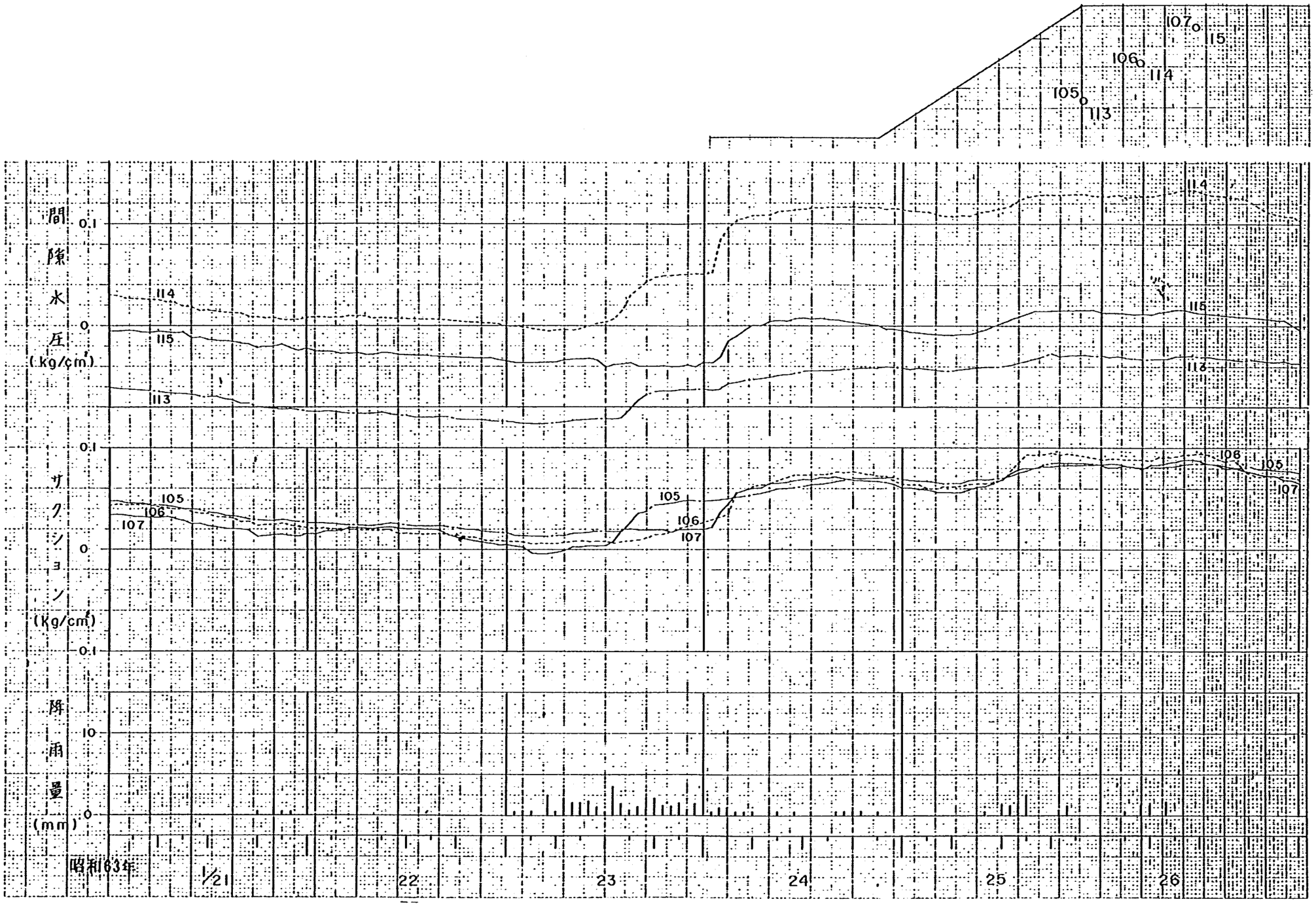
付図３－２－３　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（無処理盛土）



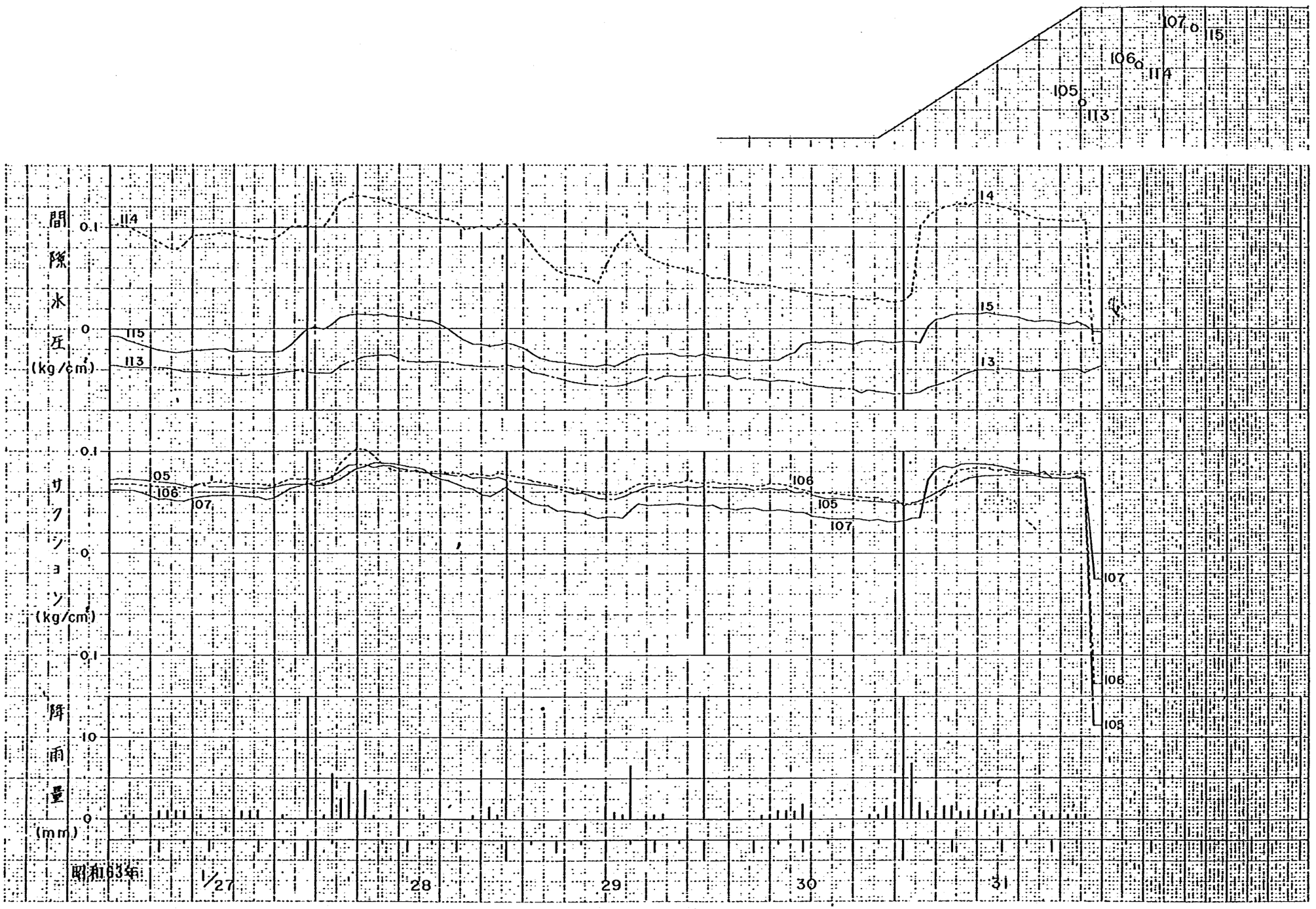
付図３－２－４　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（無処理盛土）



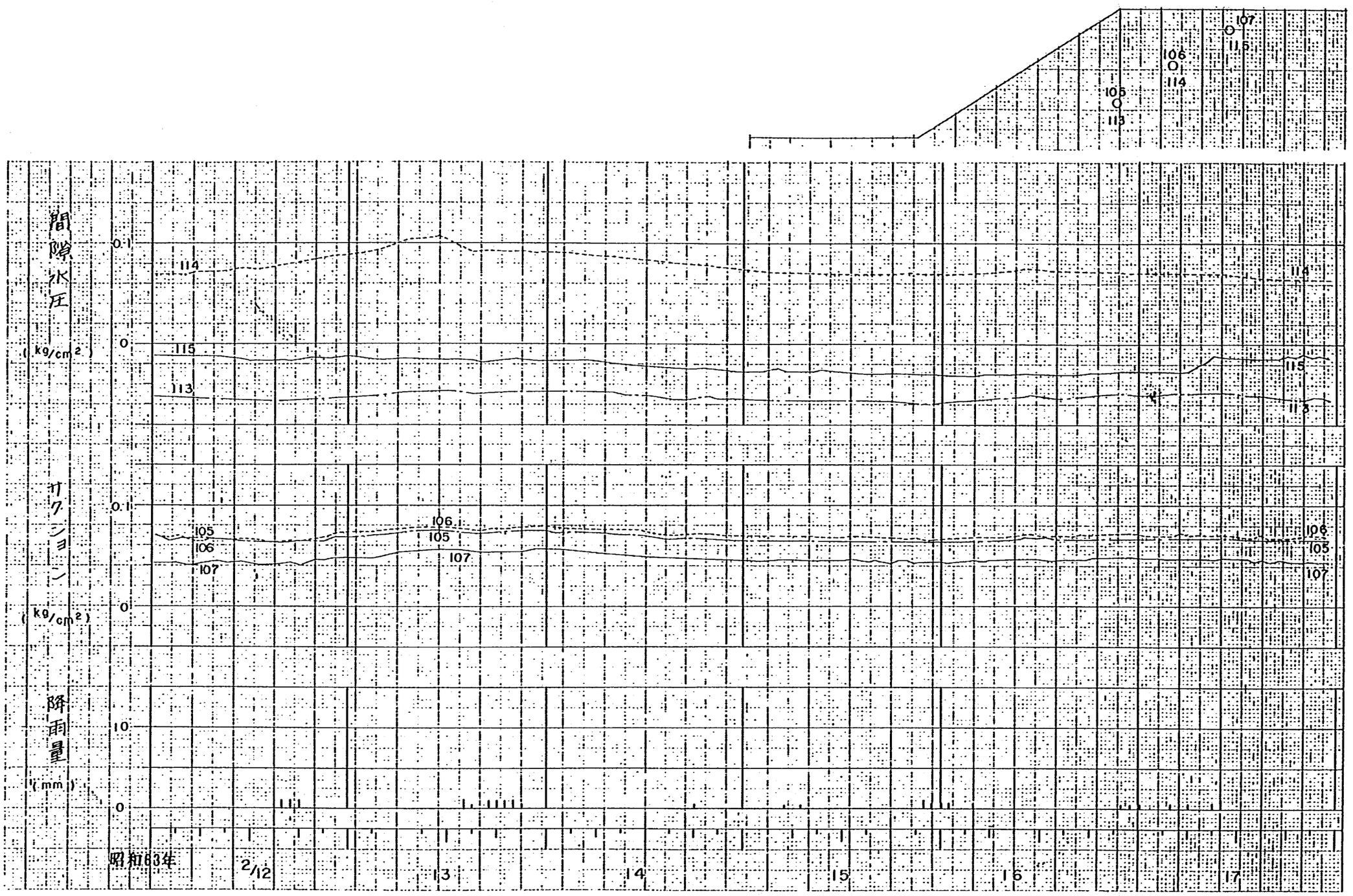
付図３－２－５　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（無処理盛土）



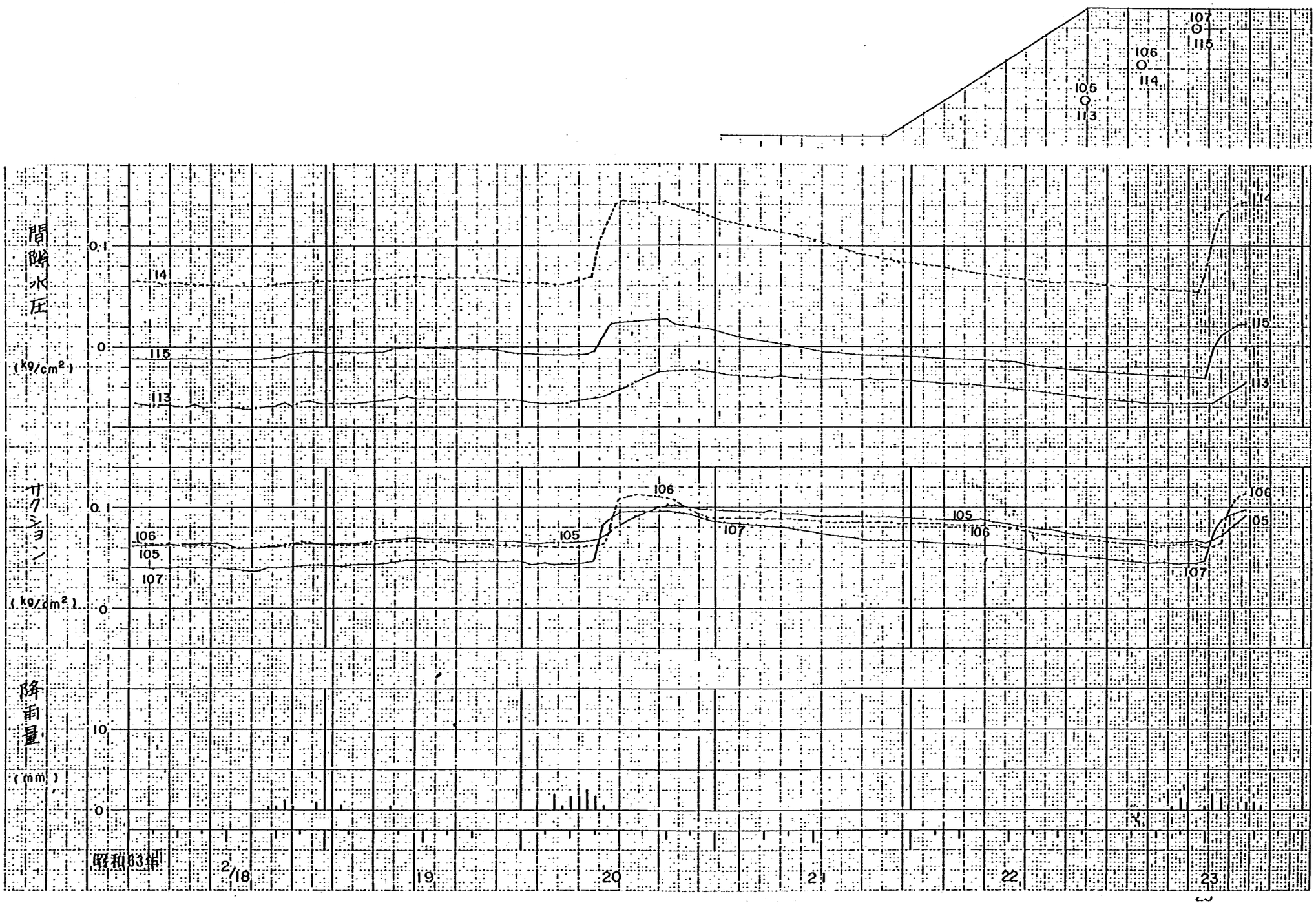
付図３－２－６　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（無処理盛土）



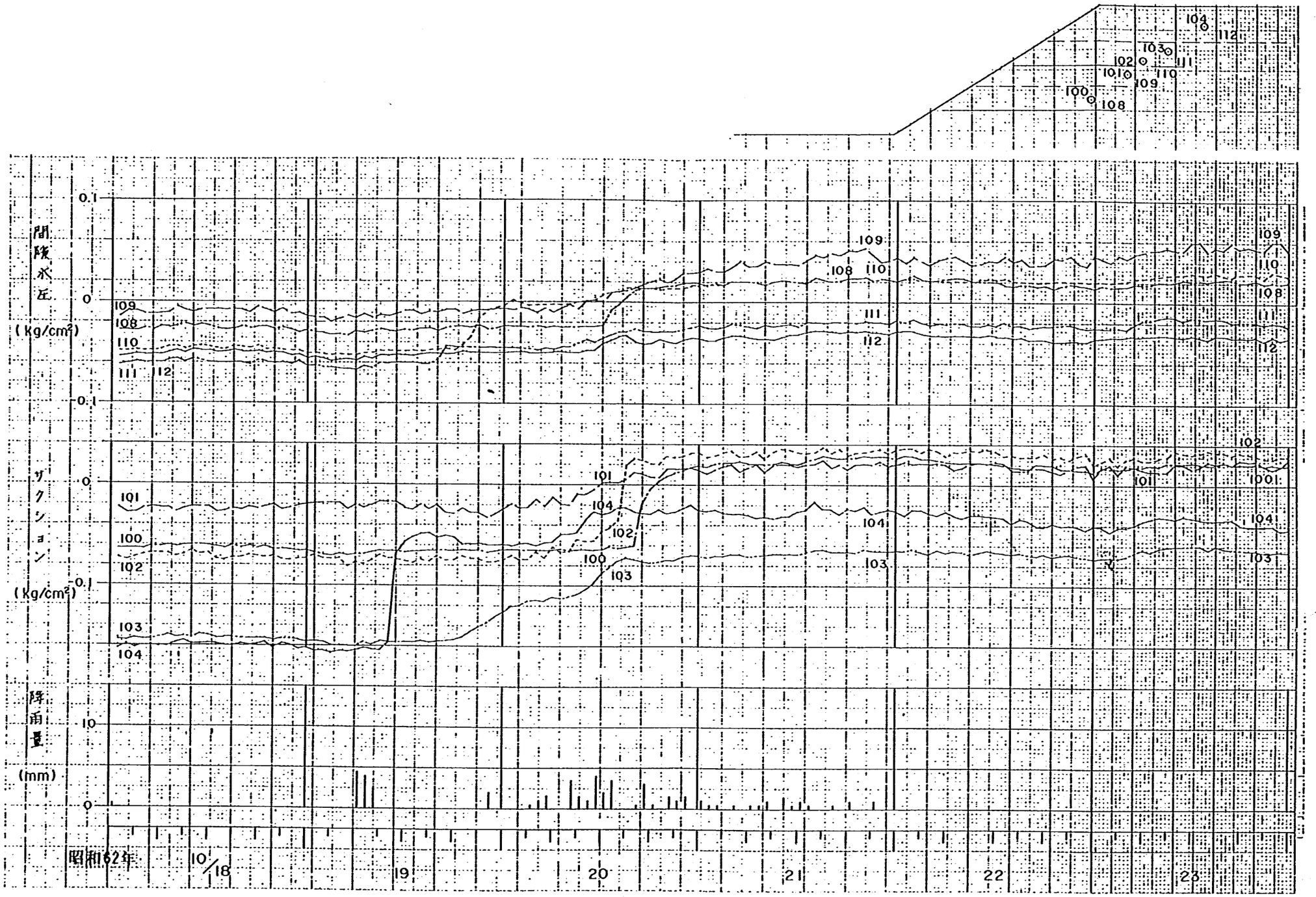
付図３－２－７　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（無処理盛土）



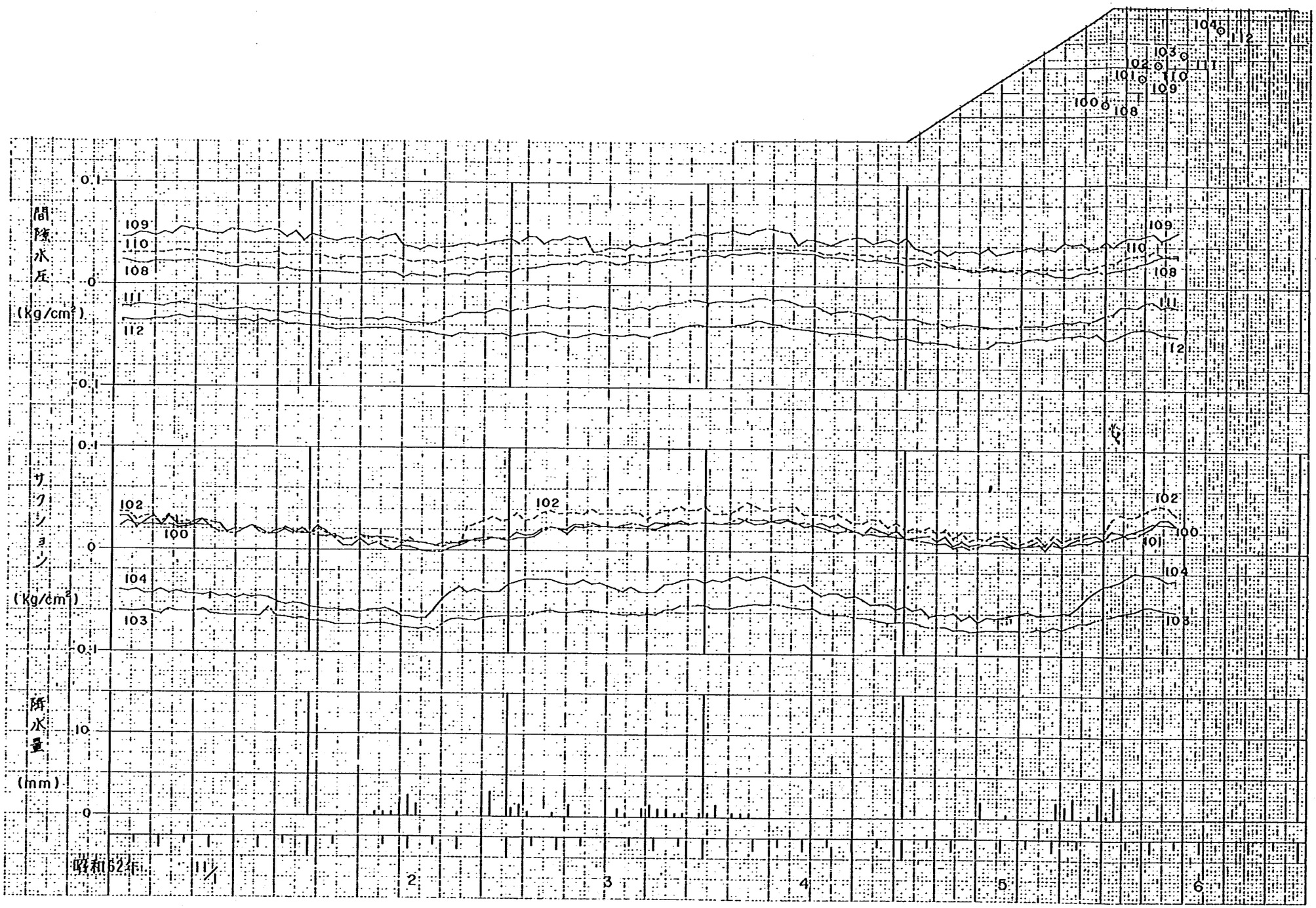
付図３－２－８　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（無処理盛土）



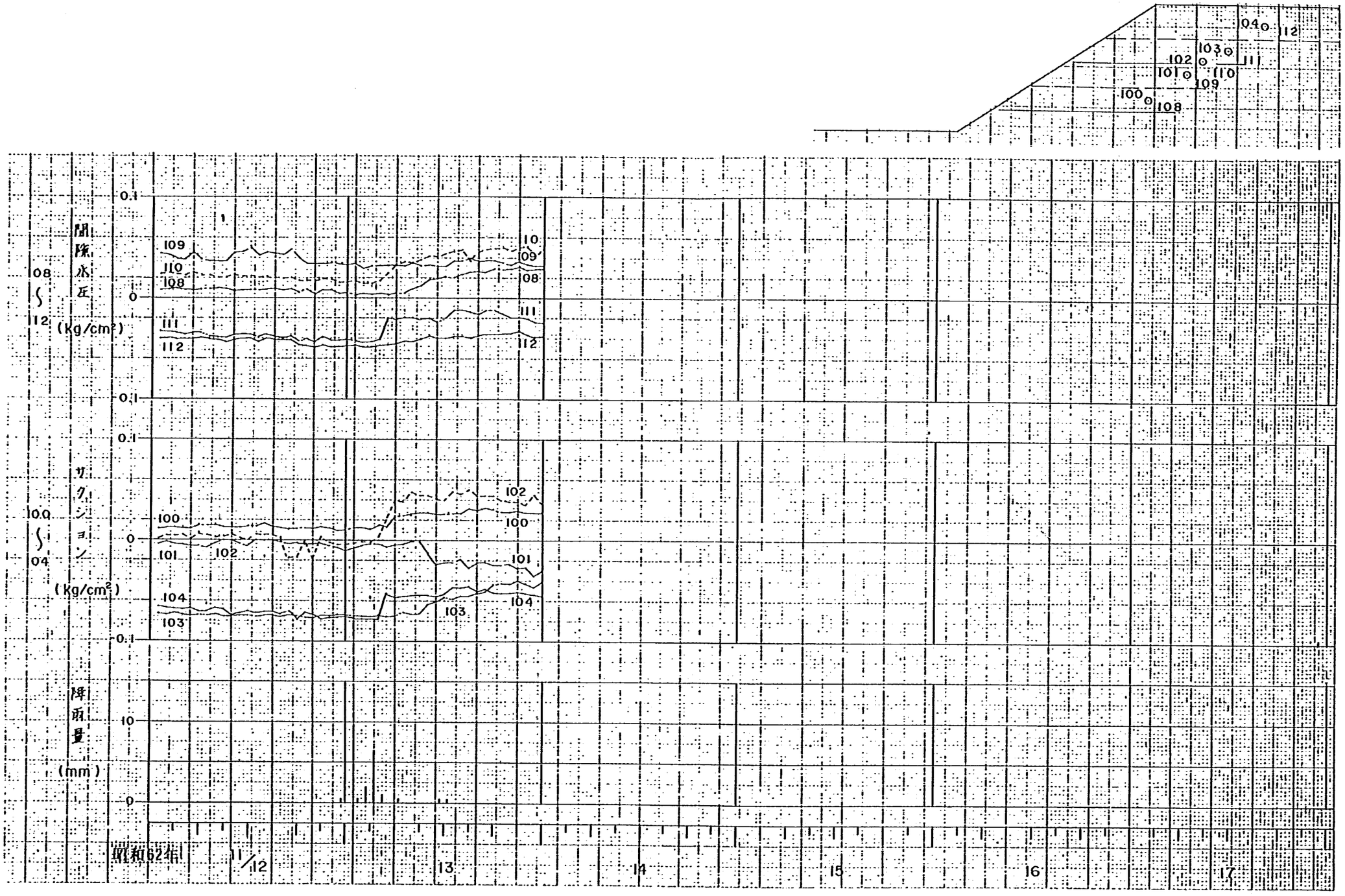
付図3－2－9　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（無処理盛土）



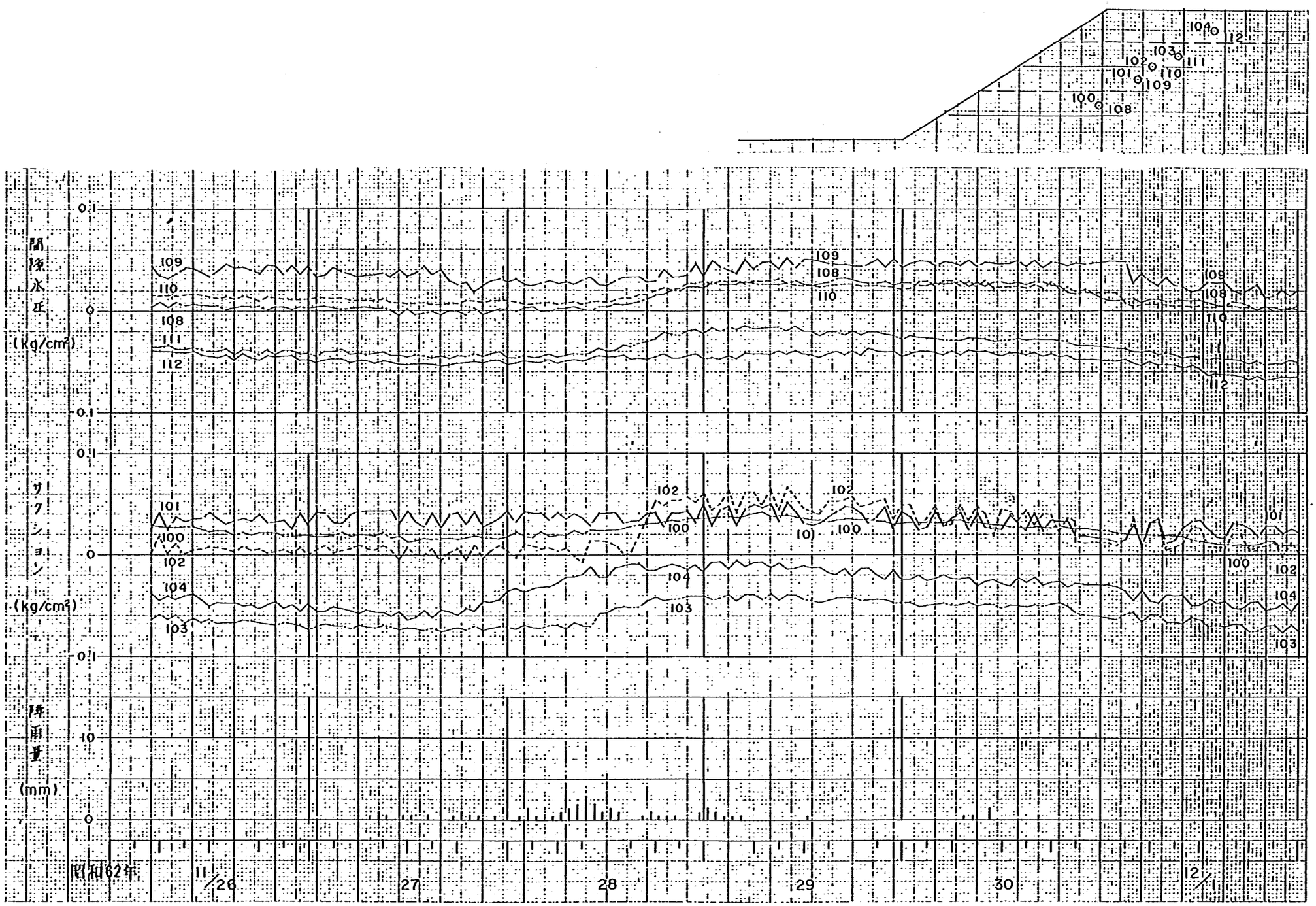
付図３－２－10　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（補強盛土）



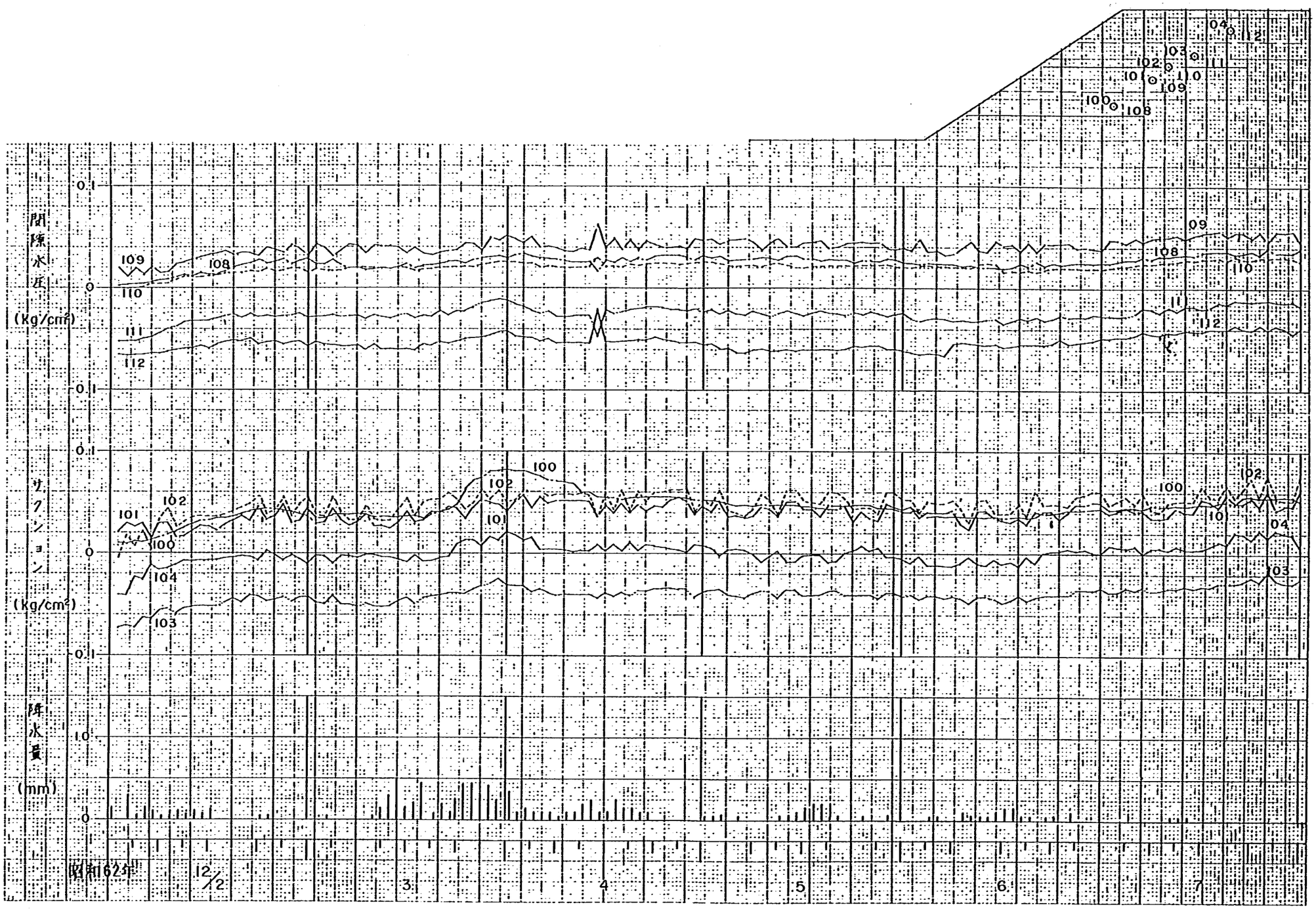
付図３－２－11　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（補強盛土）



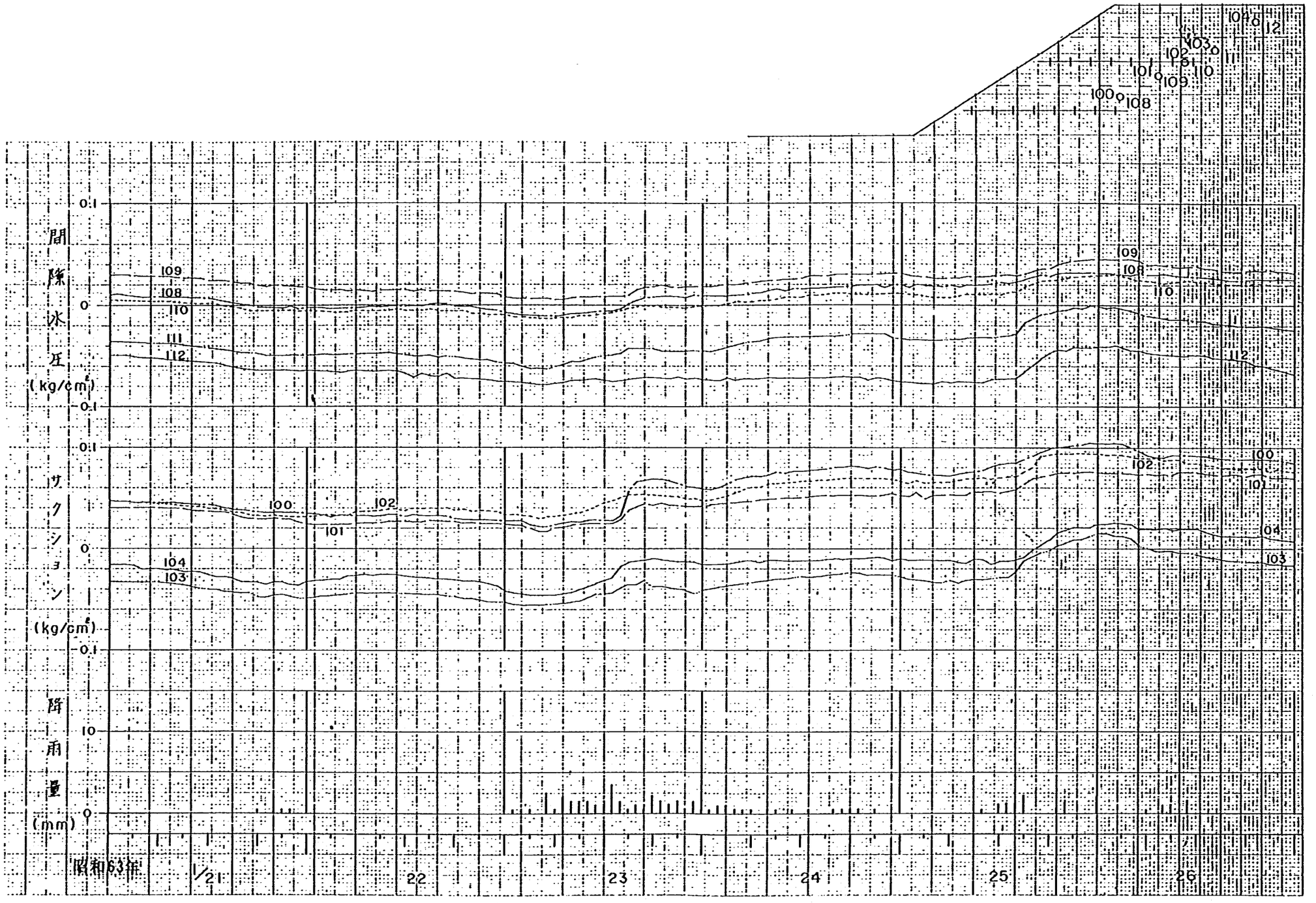
付図３－２－12　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（補強盛土）



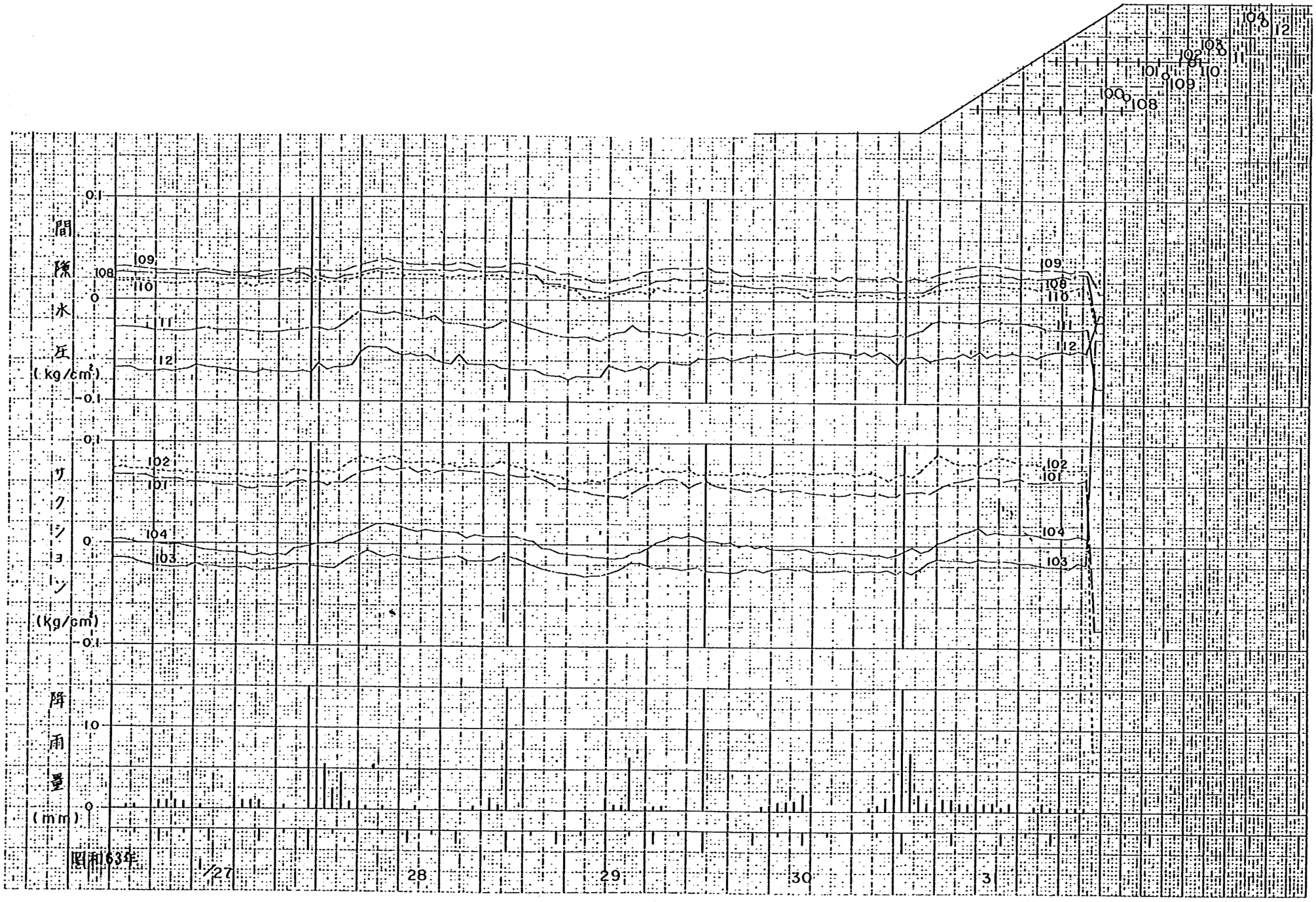
付図３－２－13　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（補強盛土）



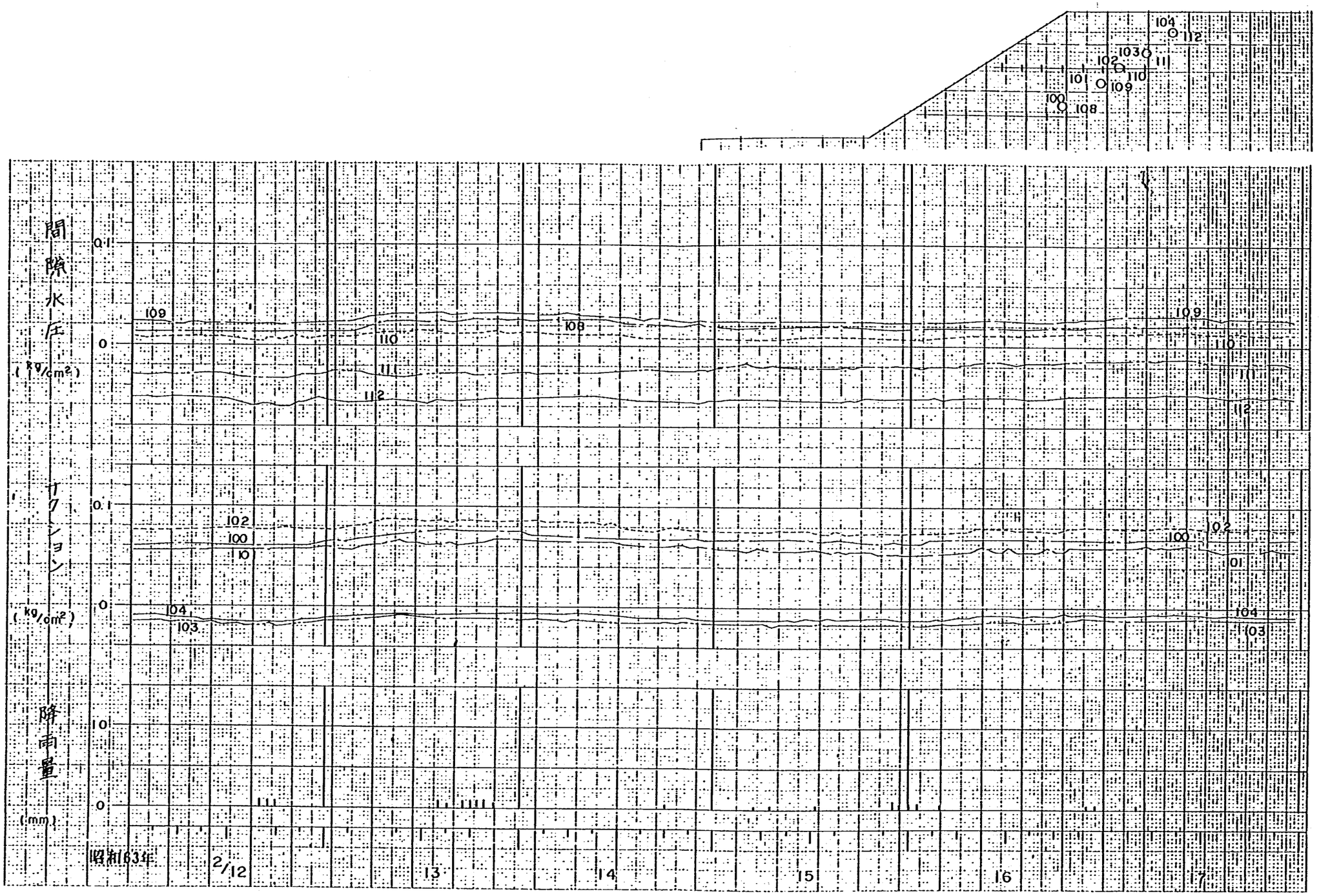
付図３－２－14　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（補強盛土）



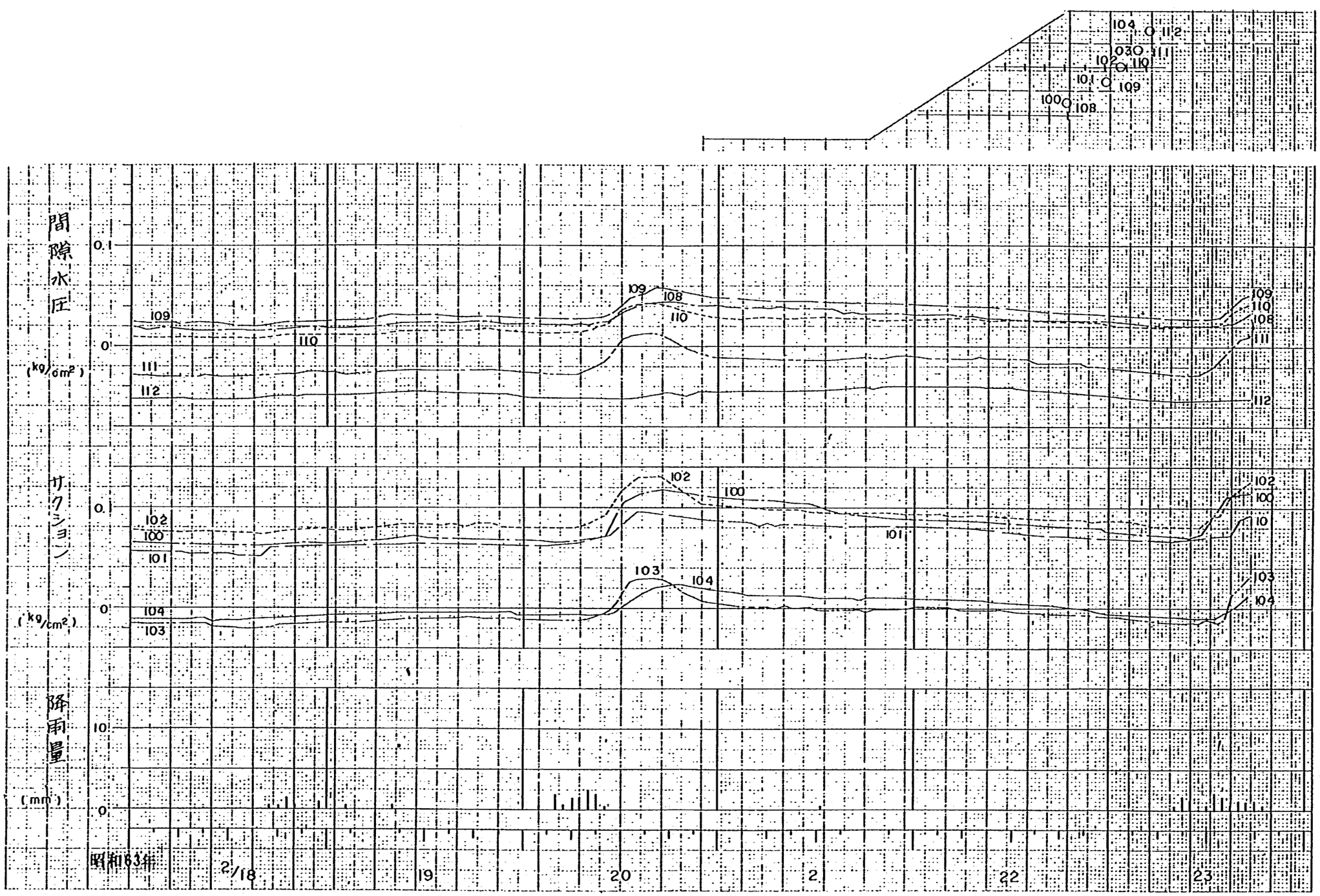
付図３－２－15　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（補強盛土）



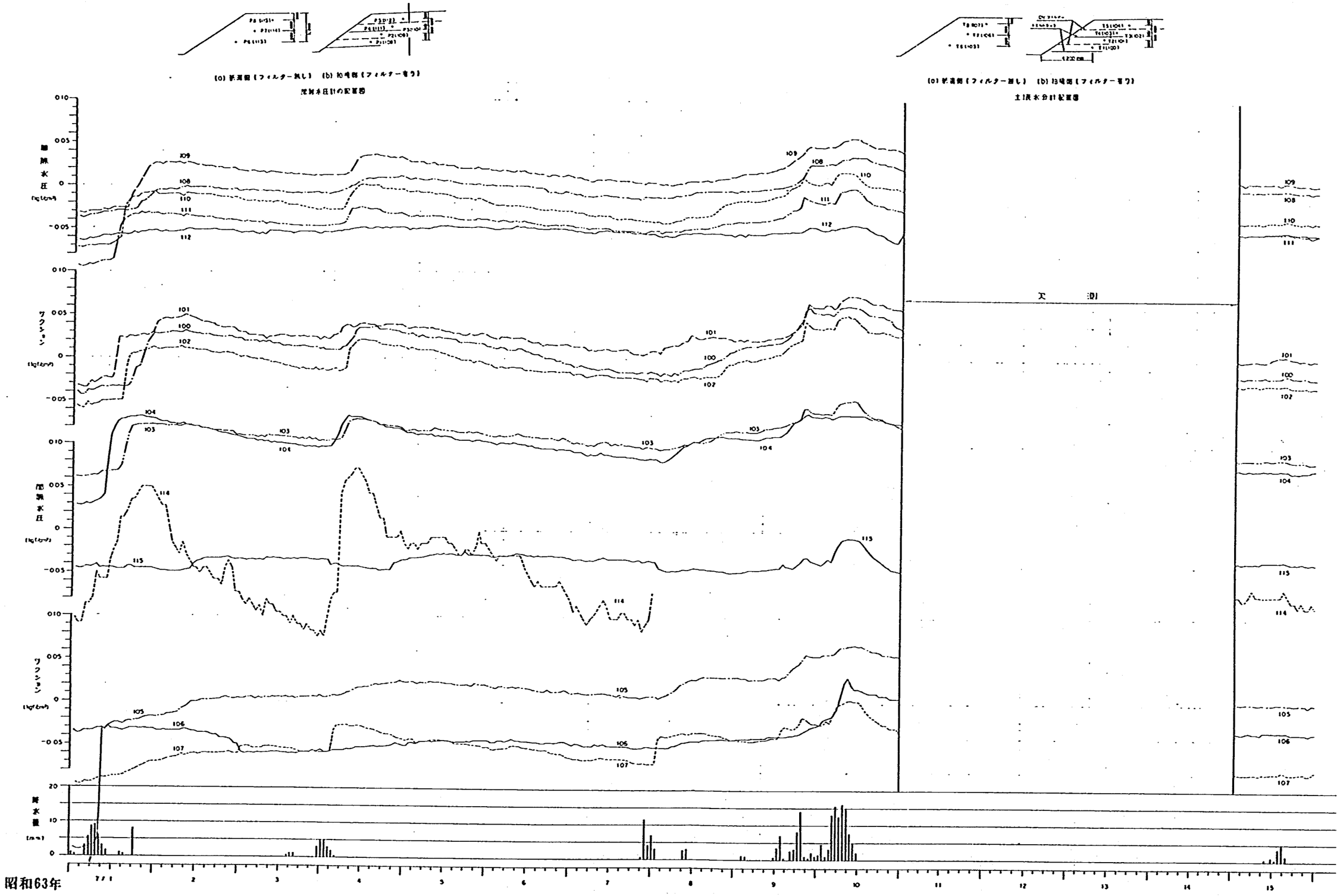
付図３－２－16　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（補強盛土）



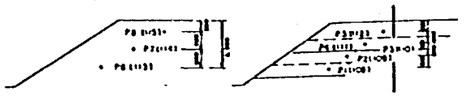
付図３－２－17　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（補強盛土）



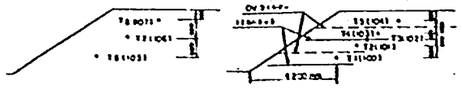
付図3－2－18　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（補強盛土）



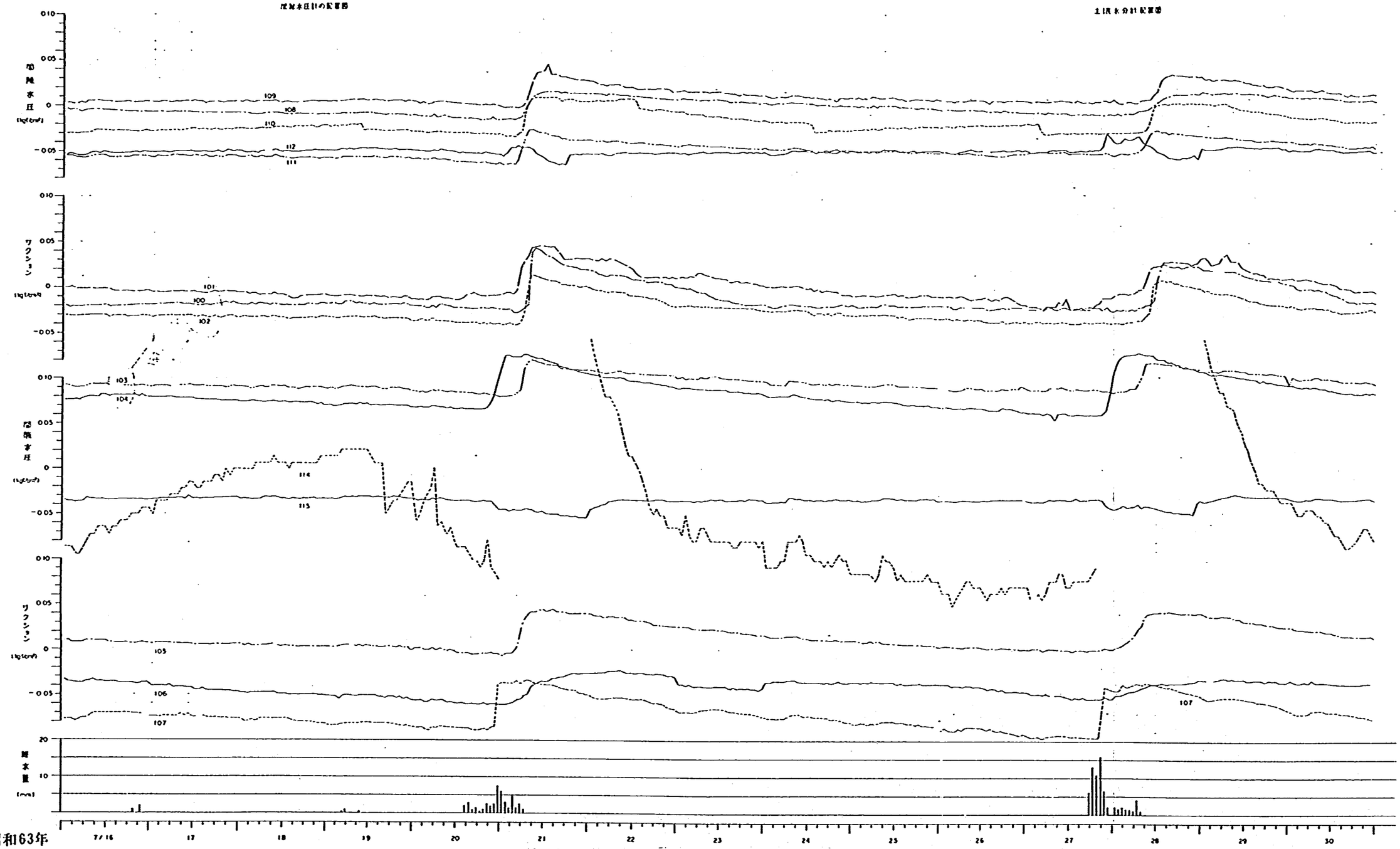
付図３－２－19. 間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（昭和63年７月１～15日）



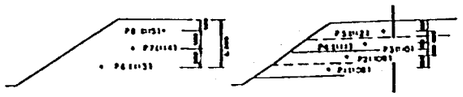
(a) 断面図（フィルター無し） (b) 拡大図（フィルター有り）



(a) 断面図（フィルター無し） (b) 拡大図（フィルター有り）

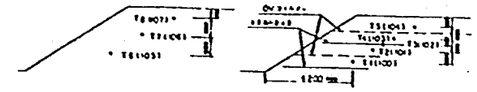


付図３－２－20　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（昭和63年７月16日～30日）



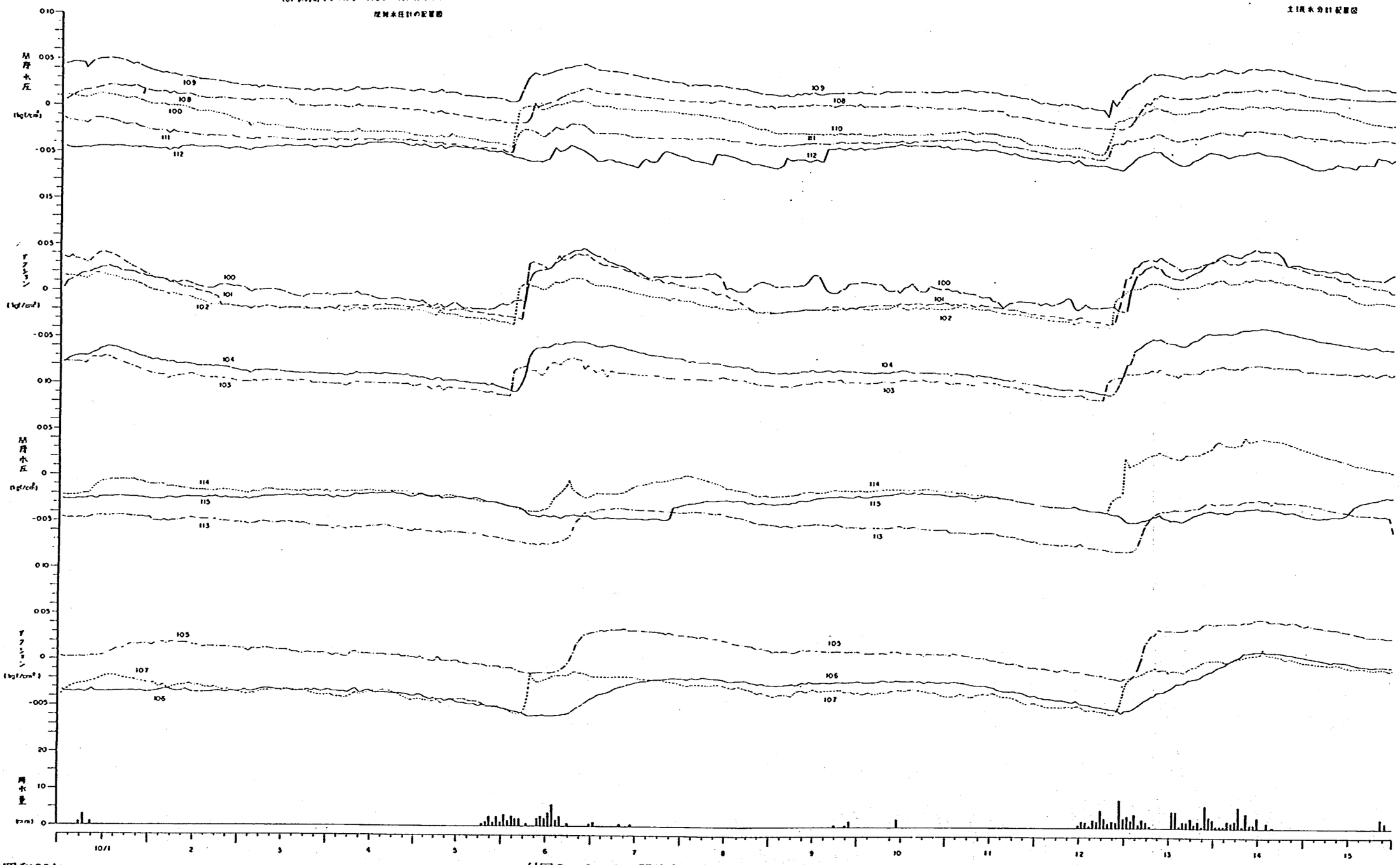
(a) 折岩側（フィルター無し）　(b) 抬場側（フィルター有り）

間隙水圧計の配置図



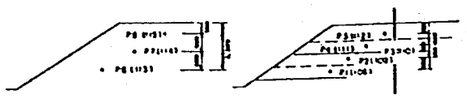
(a) 折岩側（フィルター無し）　(b) 抬場側（フィルター有り）

土壌水分計配置図

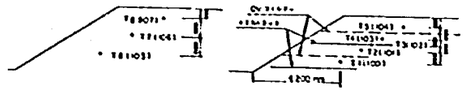


昭和63年

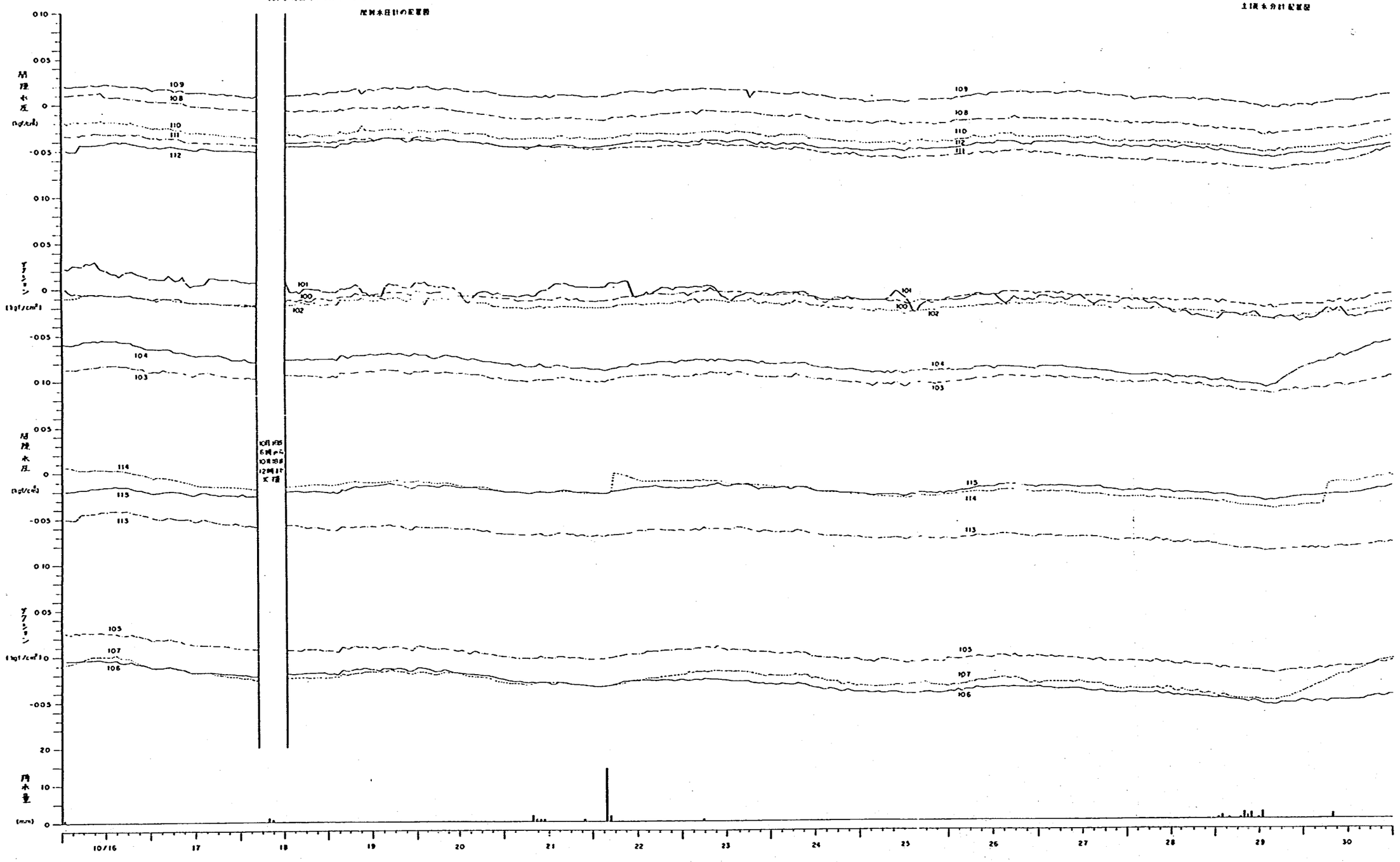
付図3－2－21　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（昭和63年10月1日～15日）



(a) 新潟側（フィルター無し） (b) 柏崎側（フィルター有り)

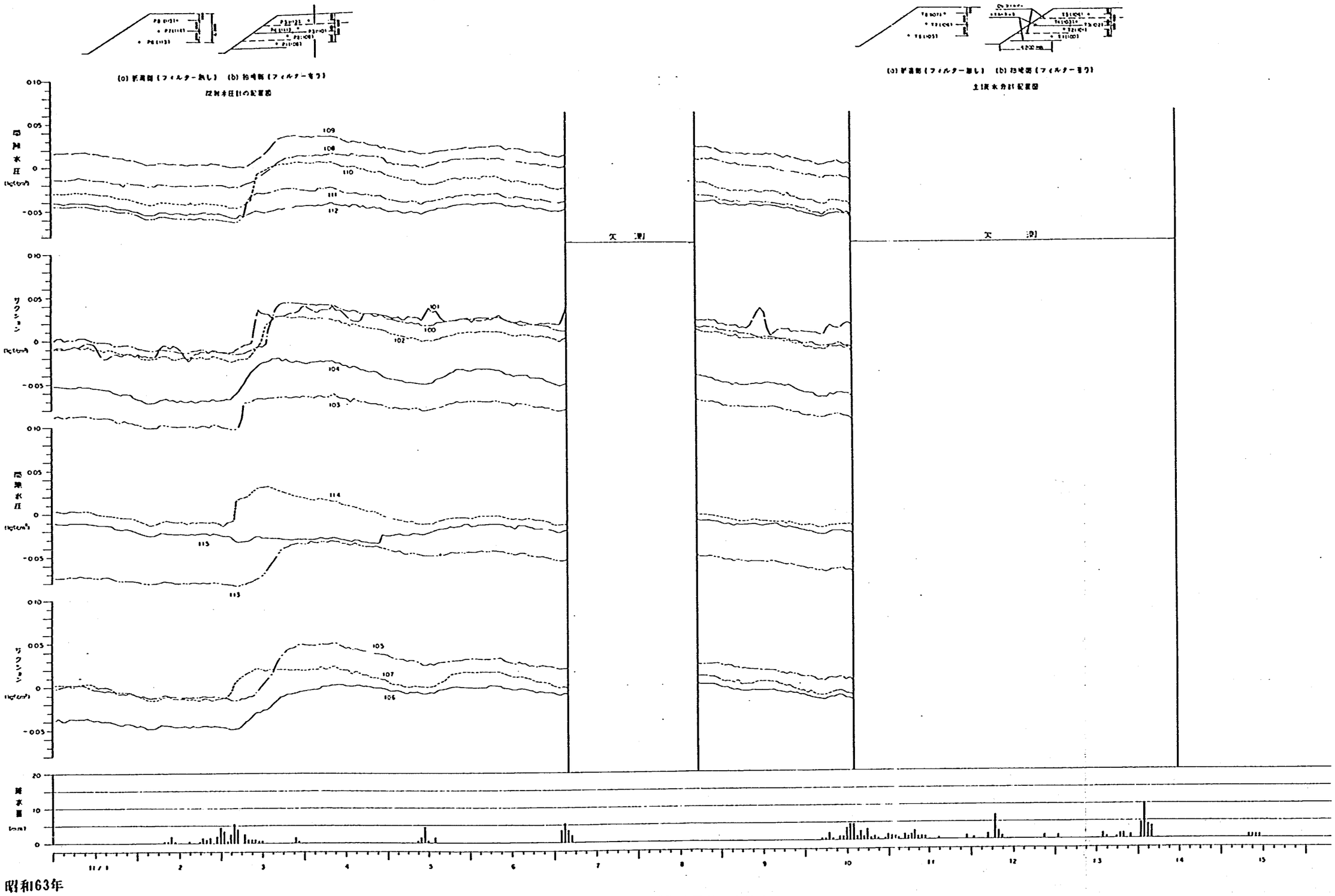


(a) 新潟側（フィルター無し） (b) 柏崎側（フィルター有り)



昭和63年

付図３－２－22　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（昭和63年10月16日～30日）

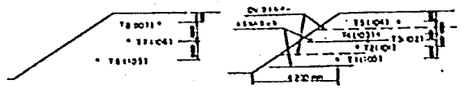


昭和63年

付図3－2－23　間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（昭和63年11月1日～15日）

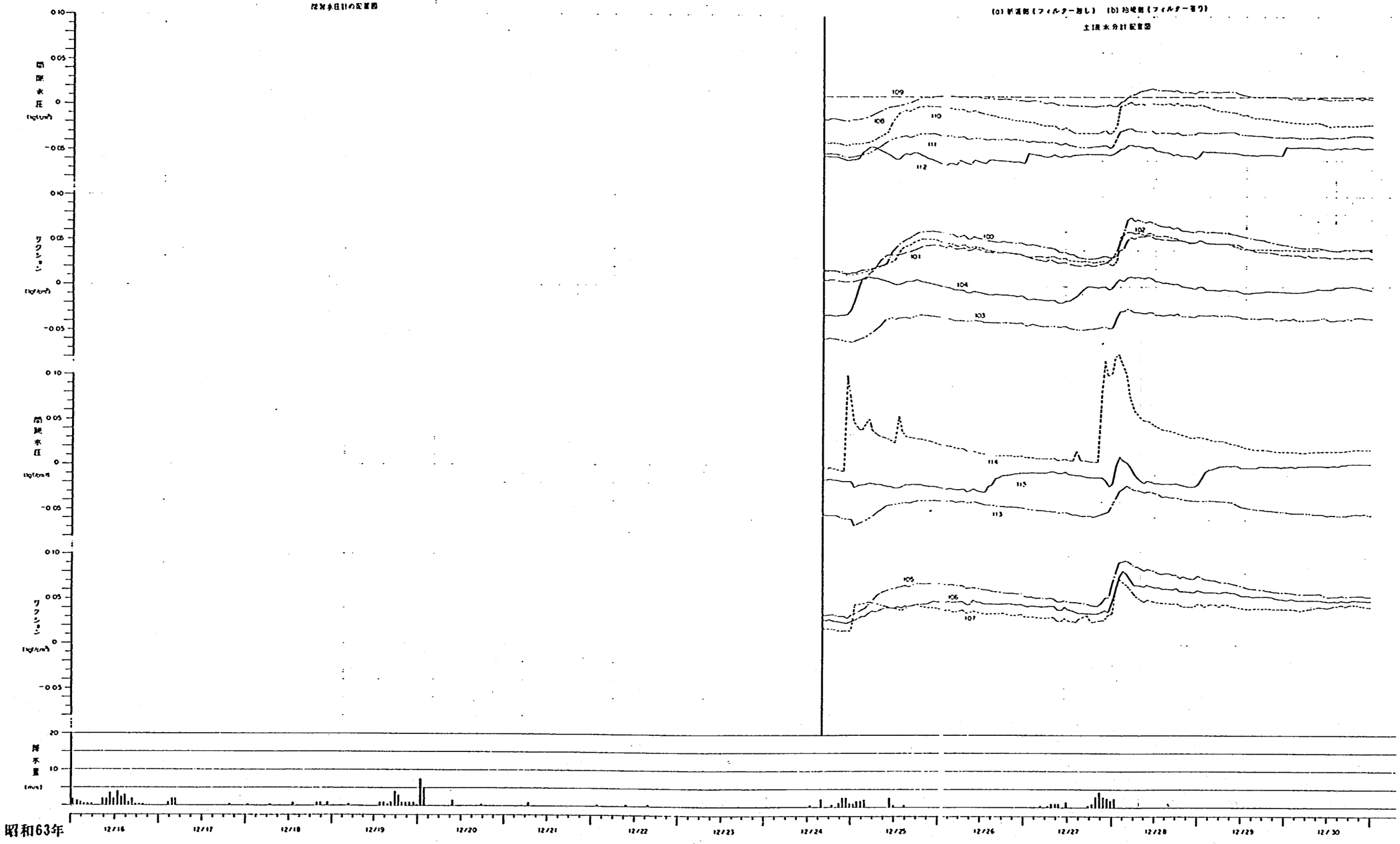
(a) 斜面部（フィルター無し）　(b) 谷地部（フィルター有り）

間隙水圧計の配置図

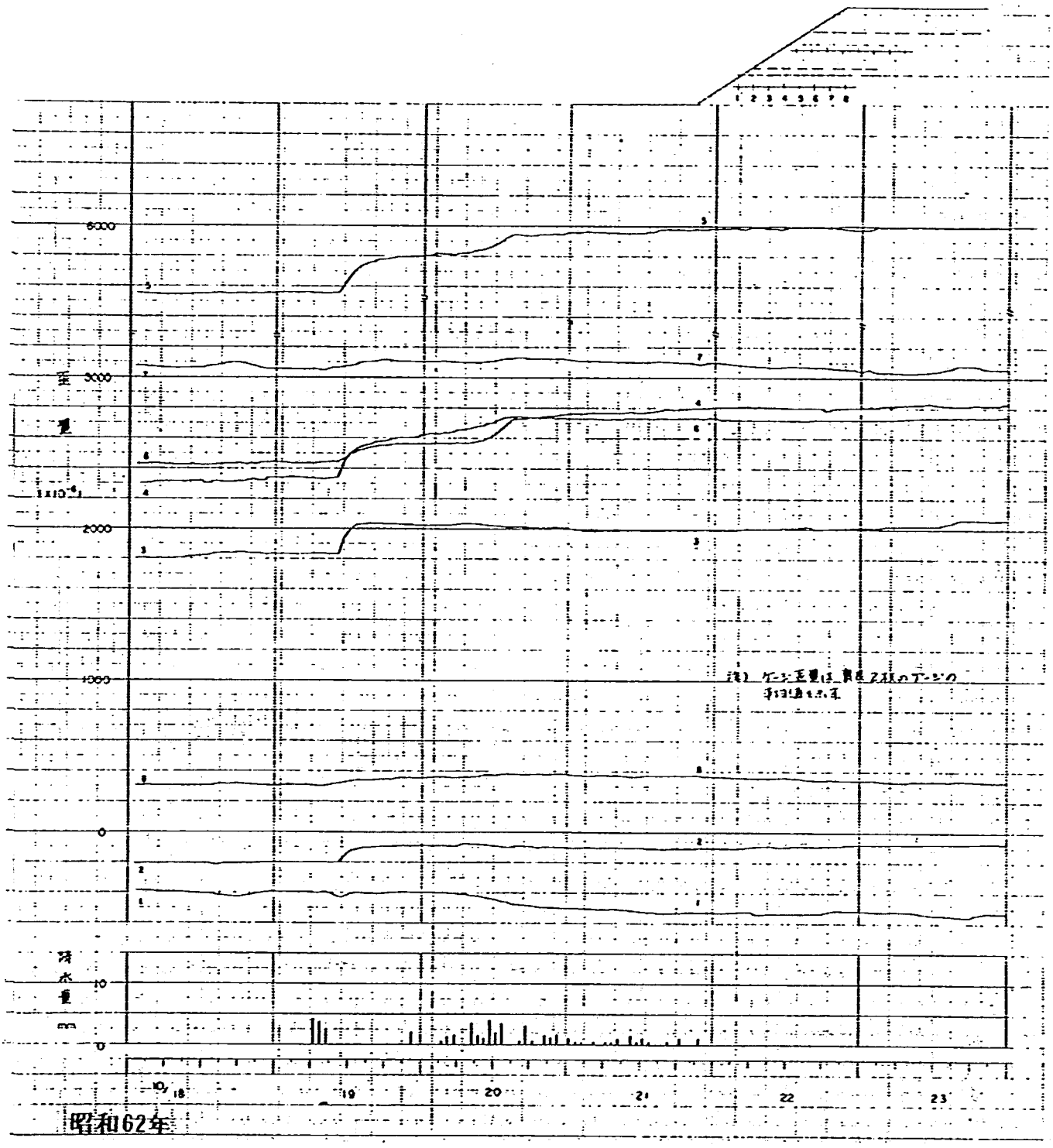


(a) 斜面部（フィルター無し）　(b) 谷地部（フィルター有り）

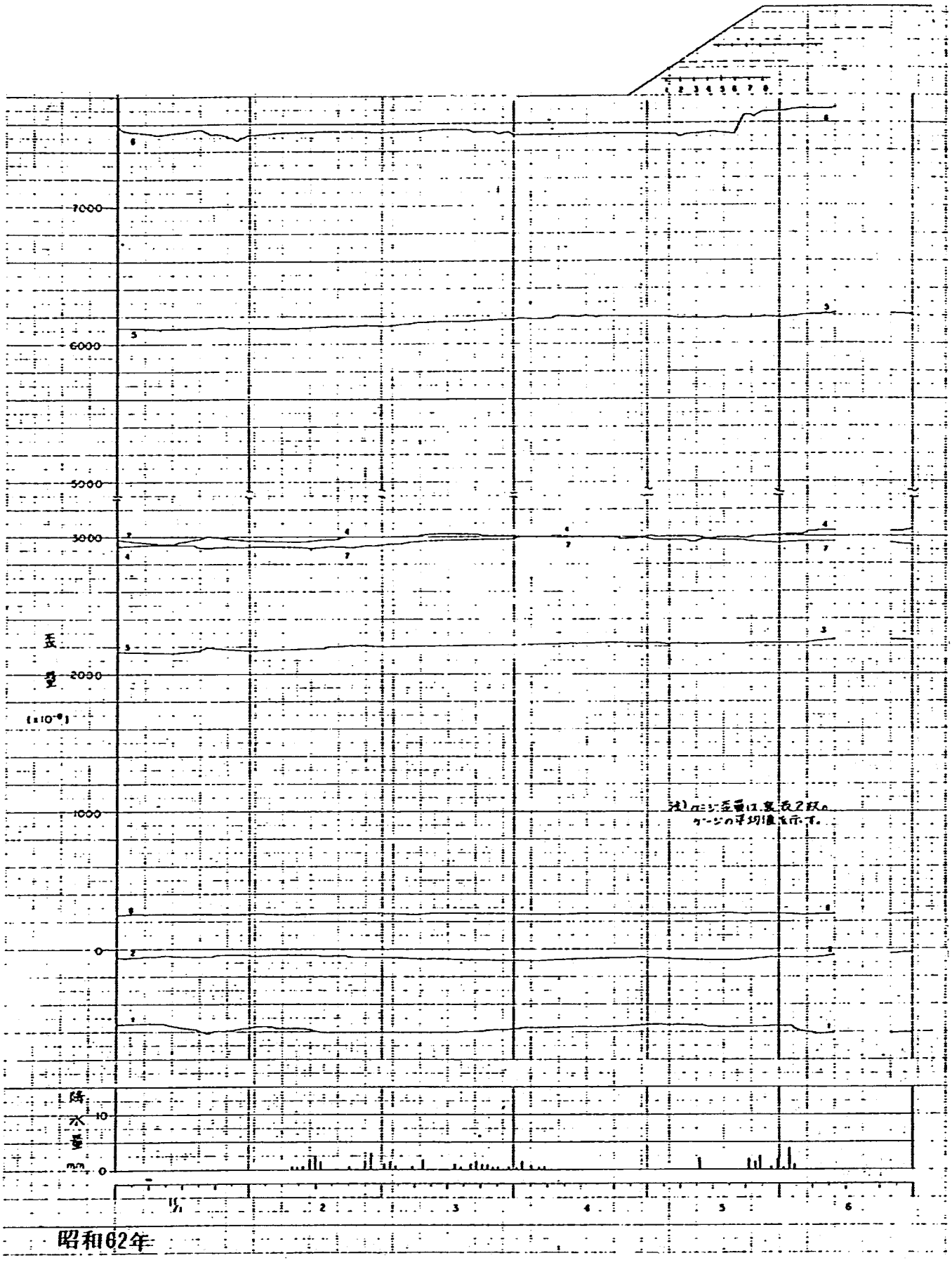
土壌水分計配置図



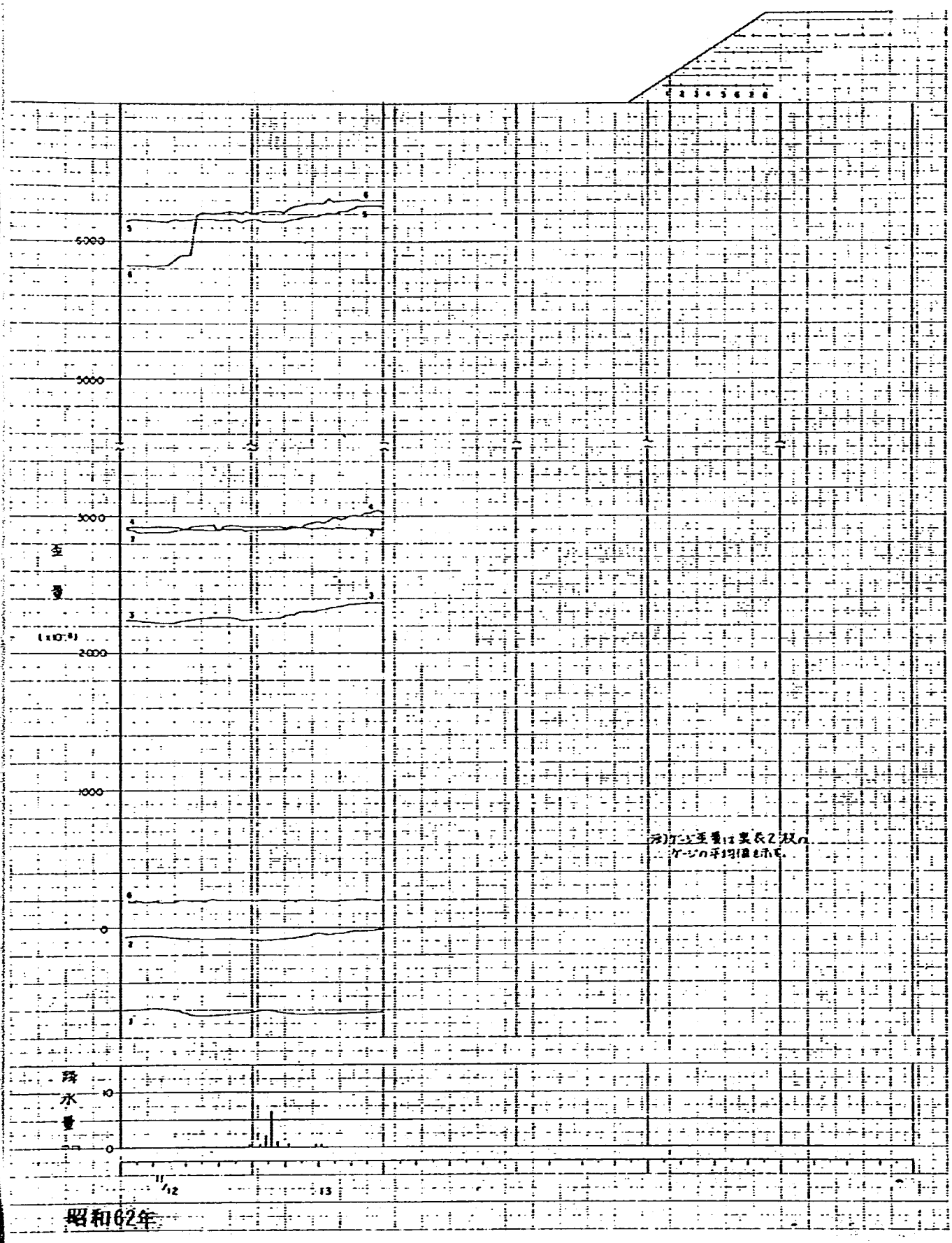
付図３－２－24 間隙水圧計・土壌水分計測定結果
（昭和63年12月16日～30日）



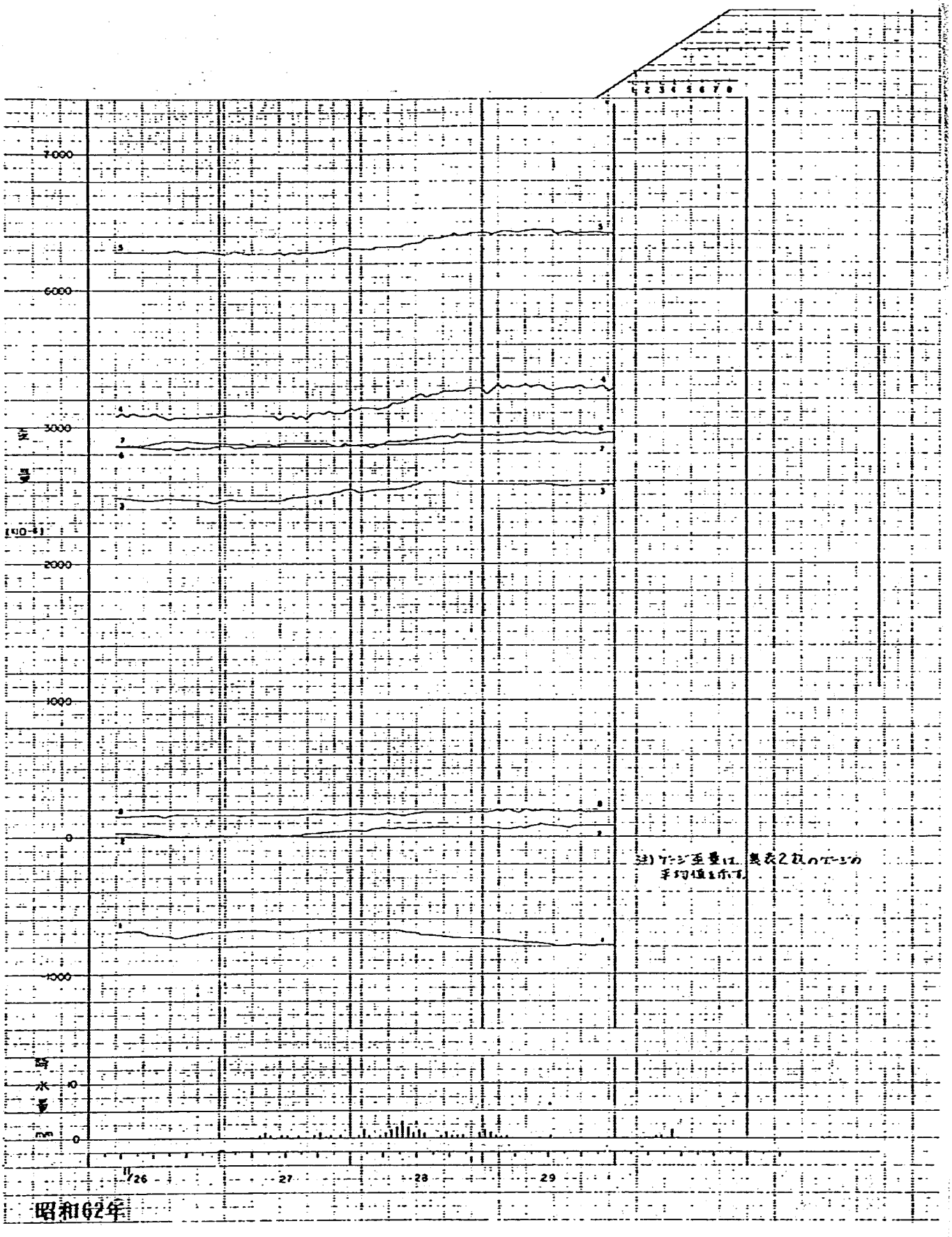
付図３－２－25　ネットのひずみ測定結果（昭和62年10月１日～23日）
（下段ネット）



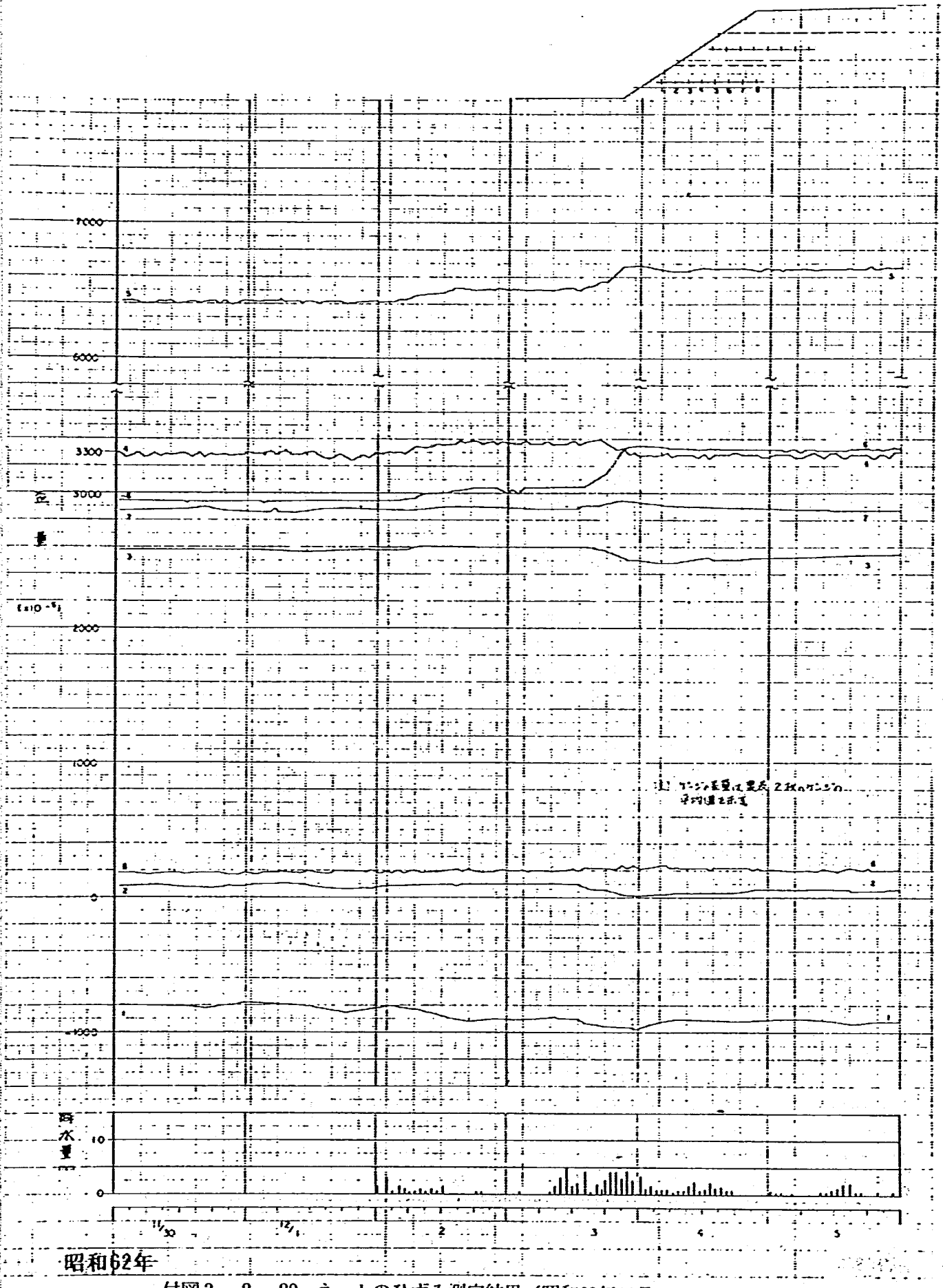
付図３－２－26　ネットのひずみ測定結果（昭和62年11月１日～６日）
（下段ネット）



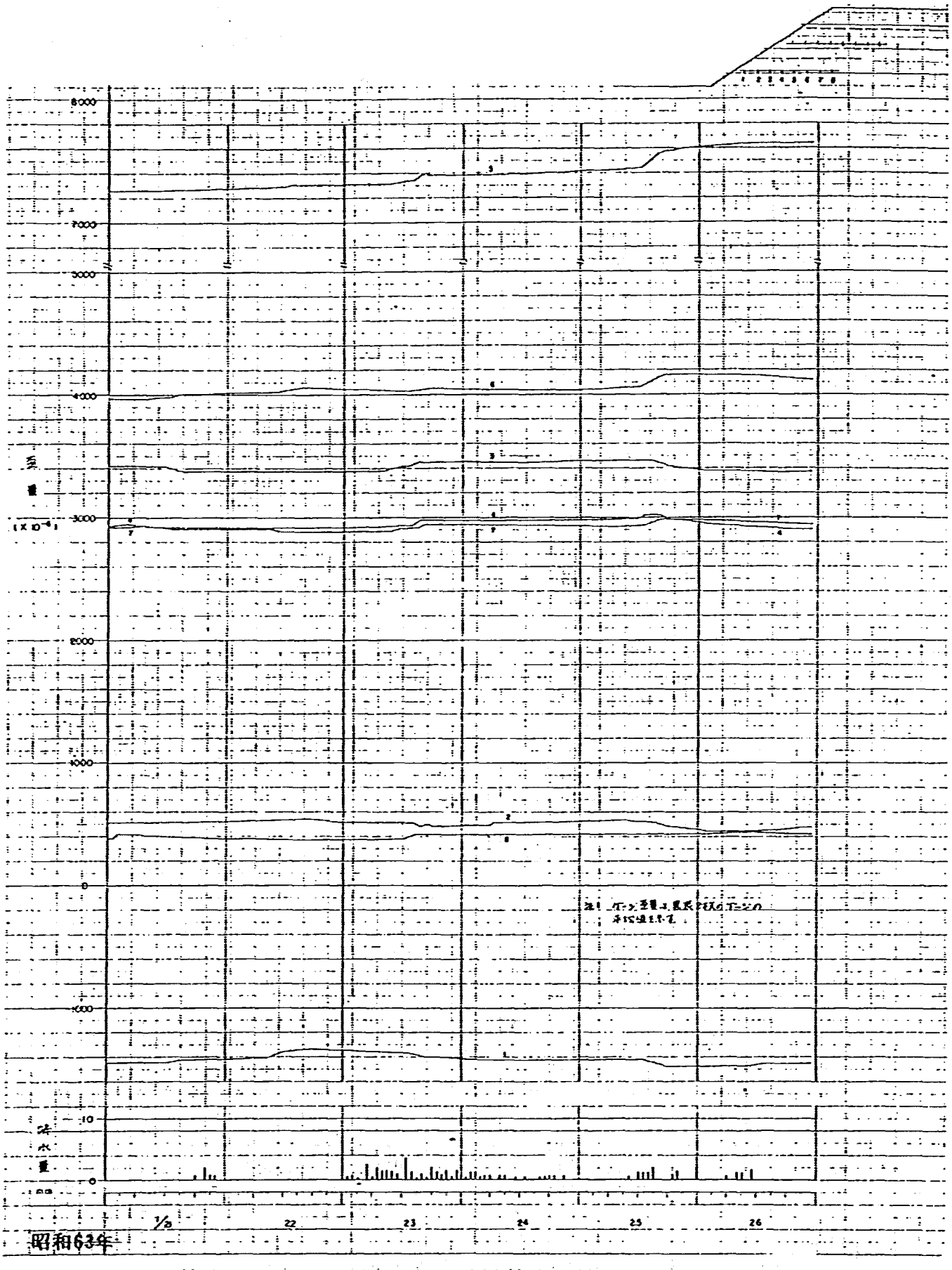
付図３－２－27　ネットのひずみ測定結果（昭和62年11月12日～13日）
（下段ネット）



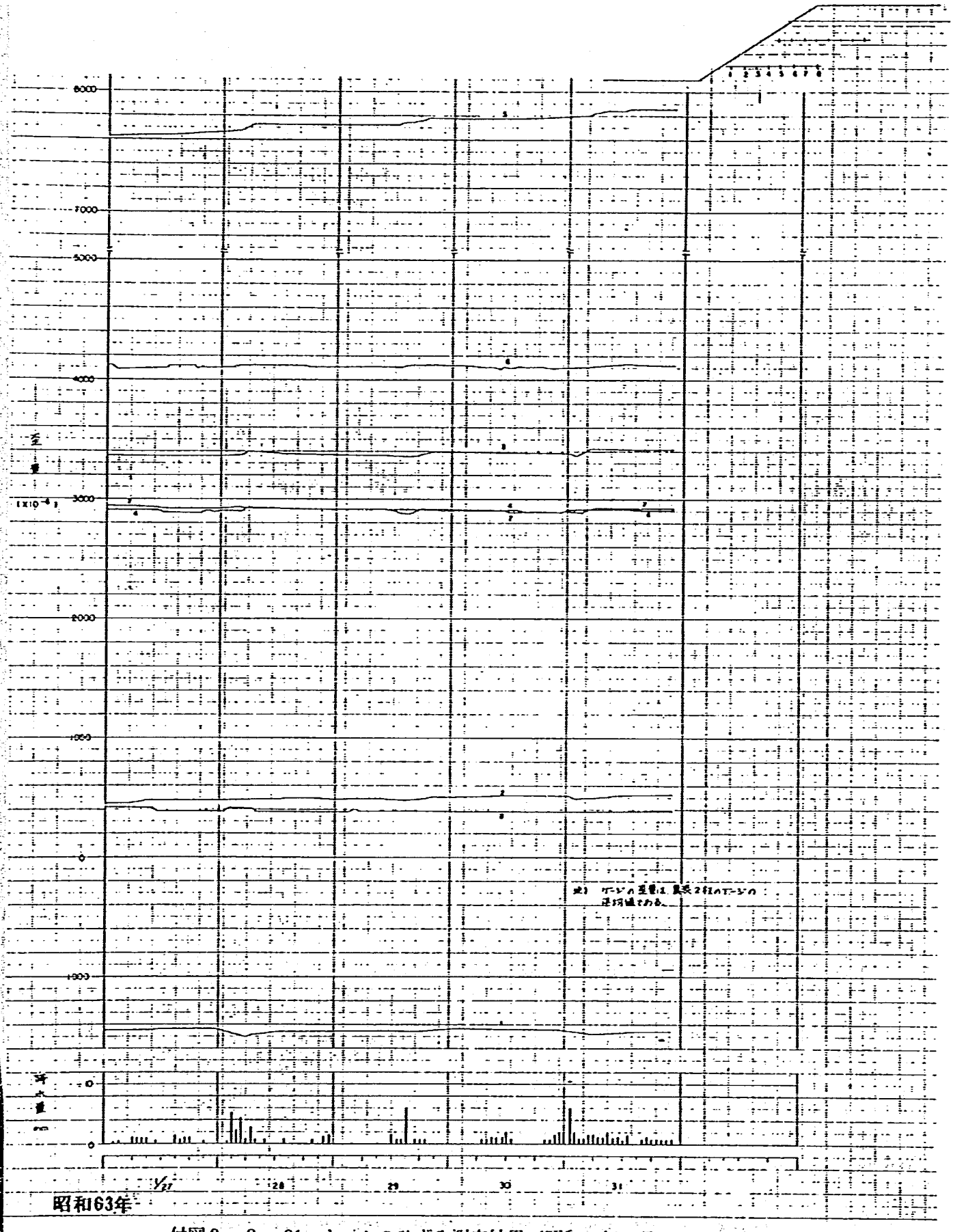
付図３－２－28　ネットのひずみ測定結果（昭和62年11月26日～29日）
（下段ネット）



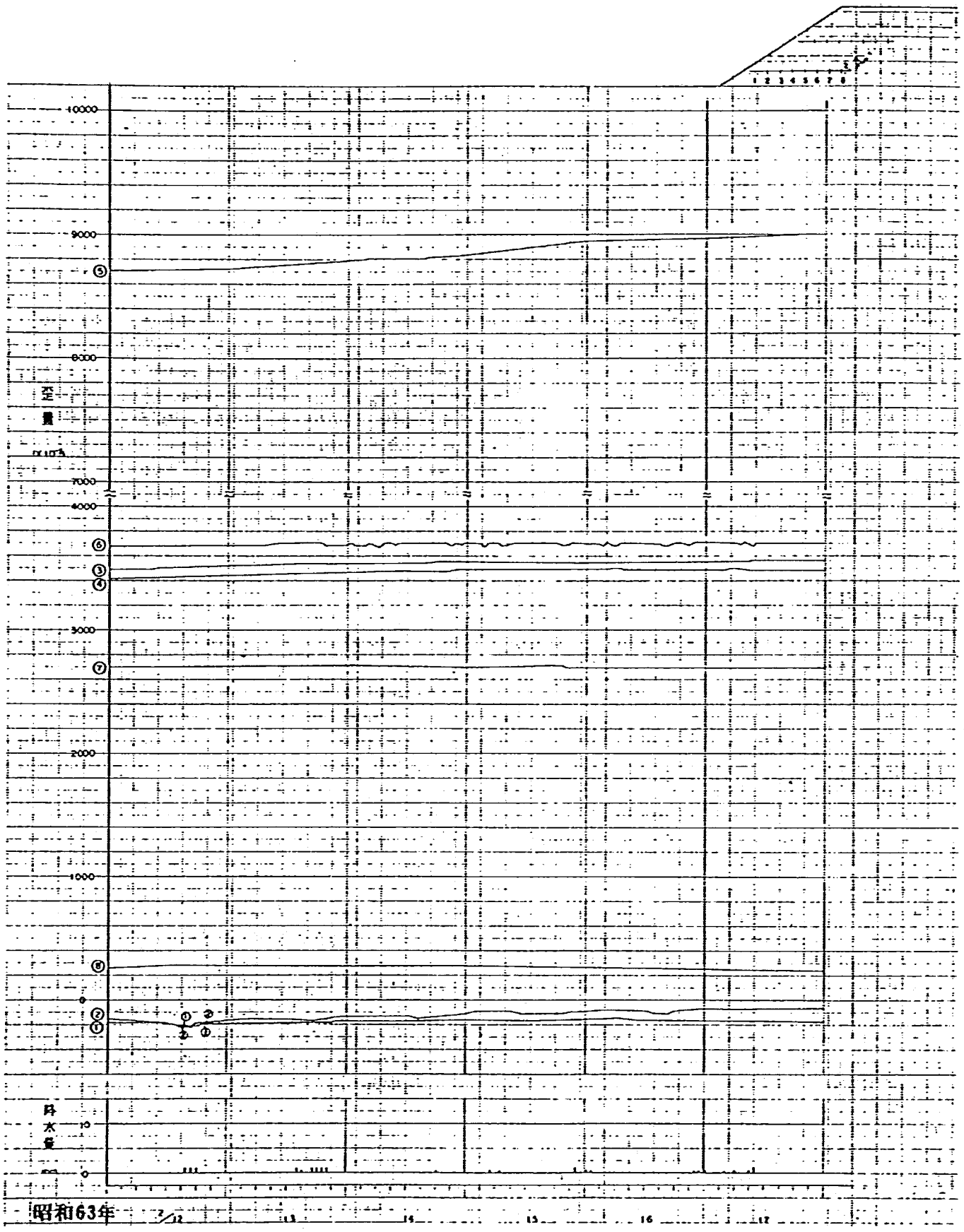
付図３－２－29　ネットのひずみ測定結果（昭和62年11月30日～12月５日）
（下段ネット）



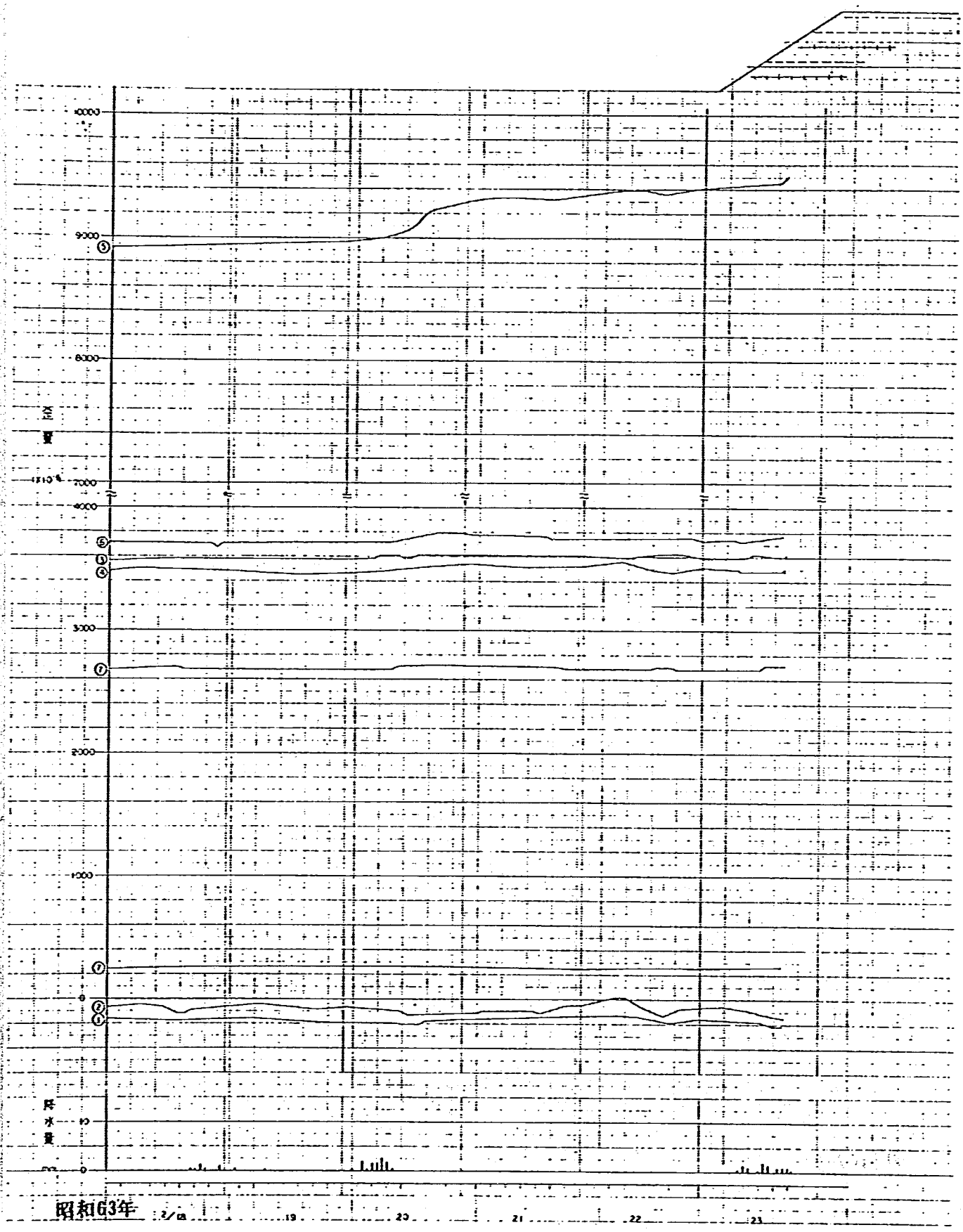
付図３－２－30　ネットのひずみ測定結果（昭和63年１月21日～26日）
（下段ネット）



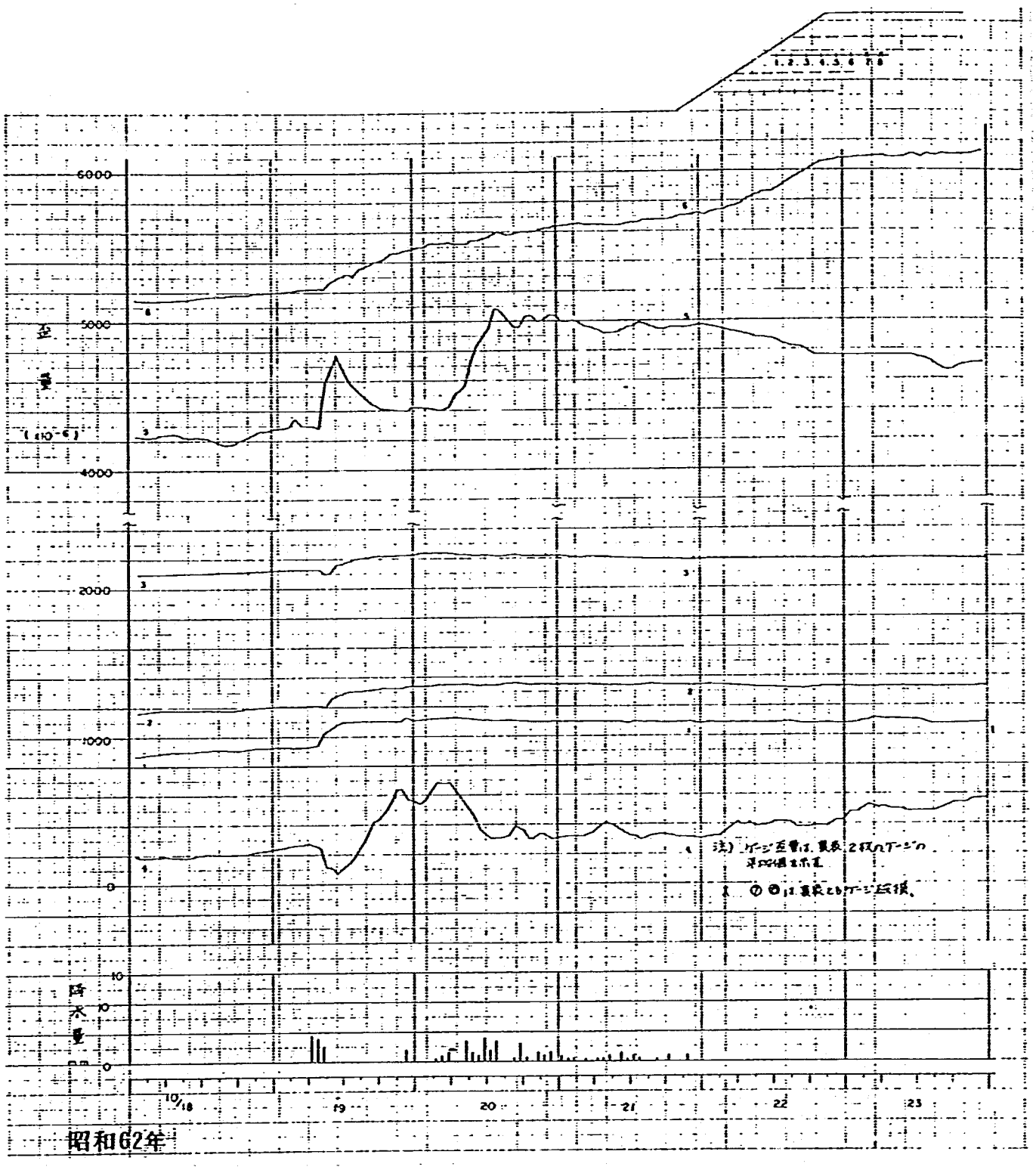
付図３－２－31　ネットのひずみ測定結果（昭和63年１月27日～31日）
（下段ネット）



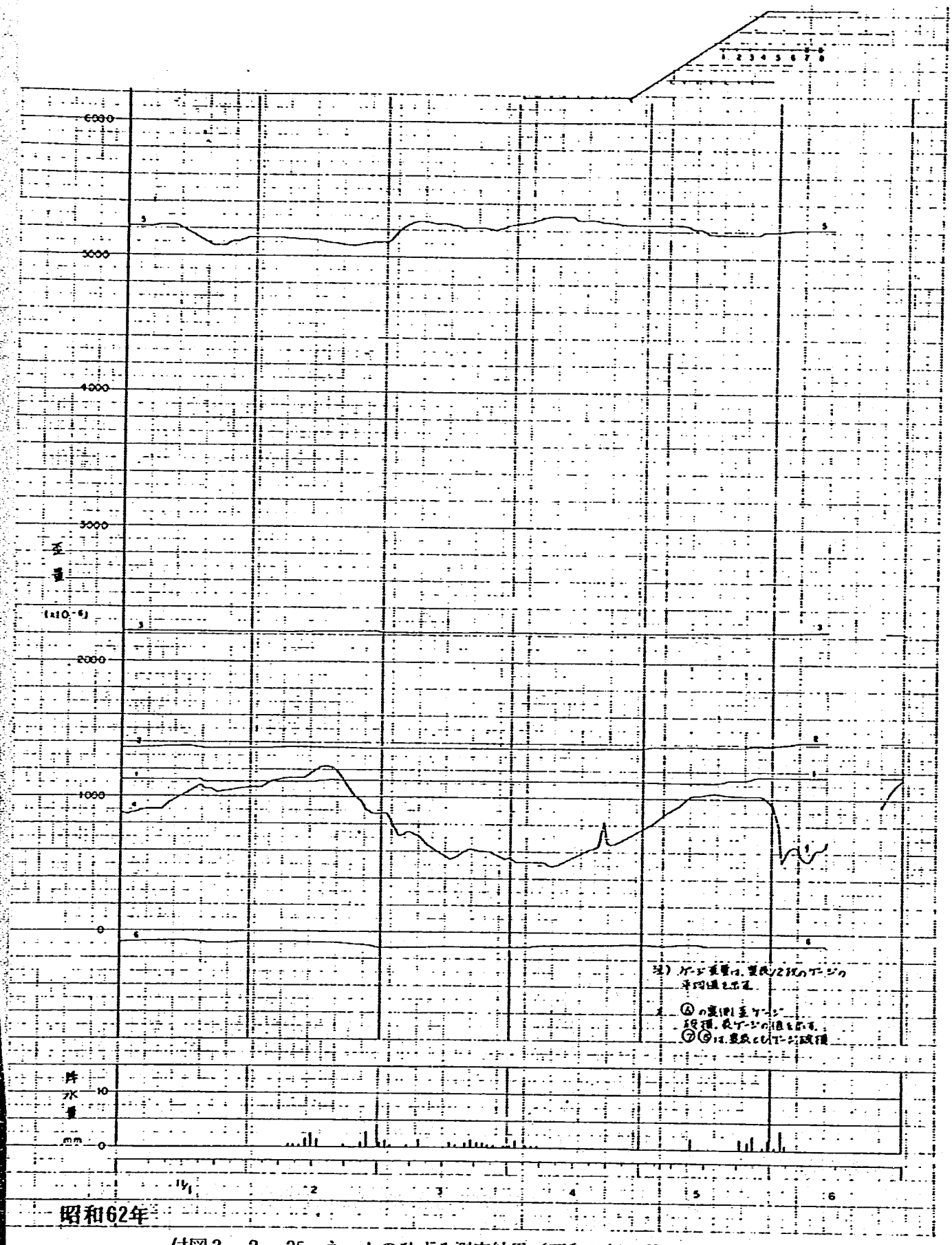
付図３－２－32　ネットのひずみ測定結果（昭和63年２月12日～17日）
（下段ネット）



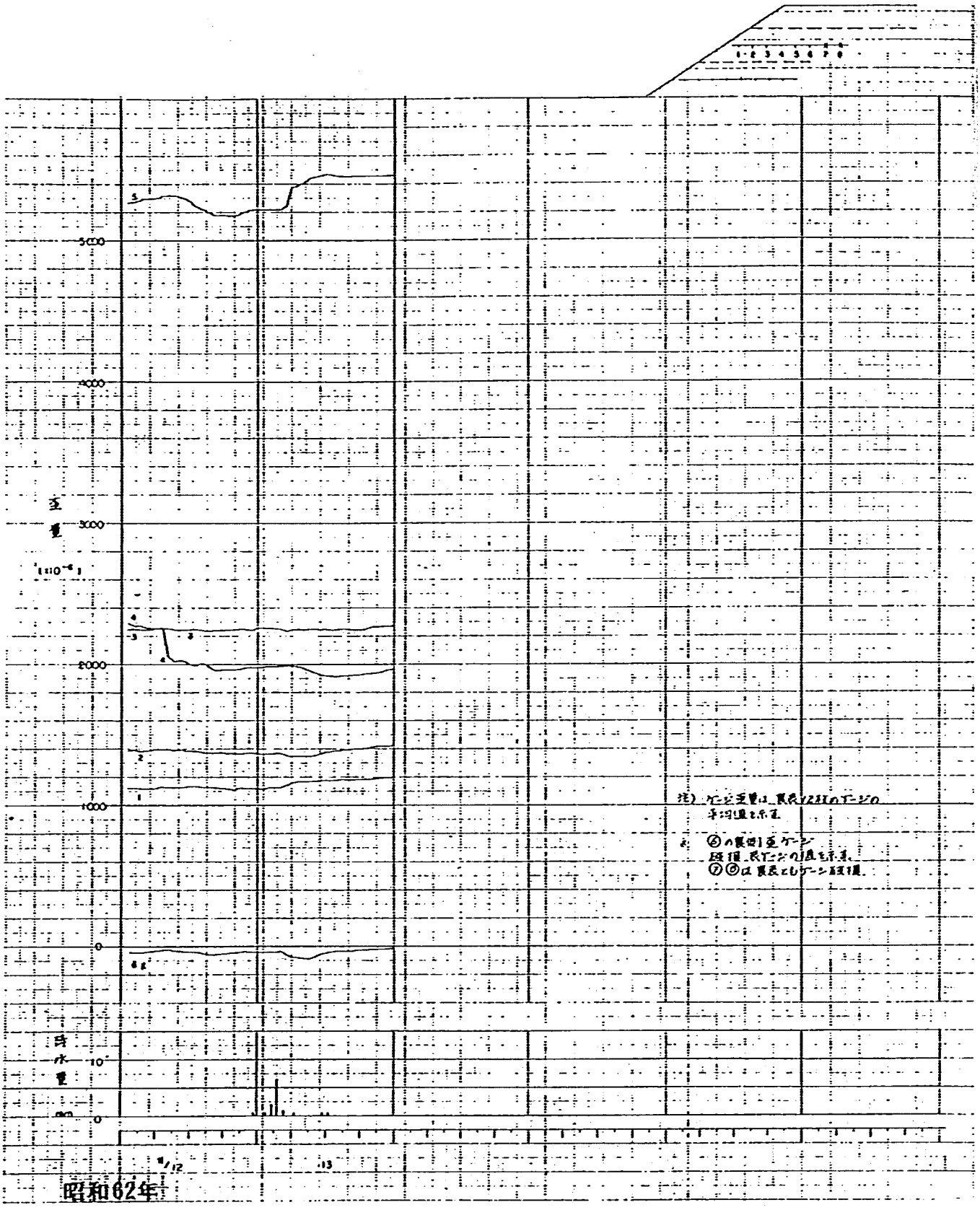
付図３－２－33　ネットのひずみ測定結果（昭和63年２月18日～23日）
（下段ネット）



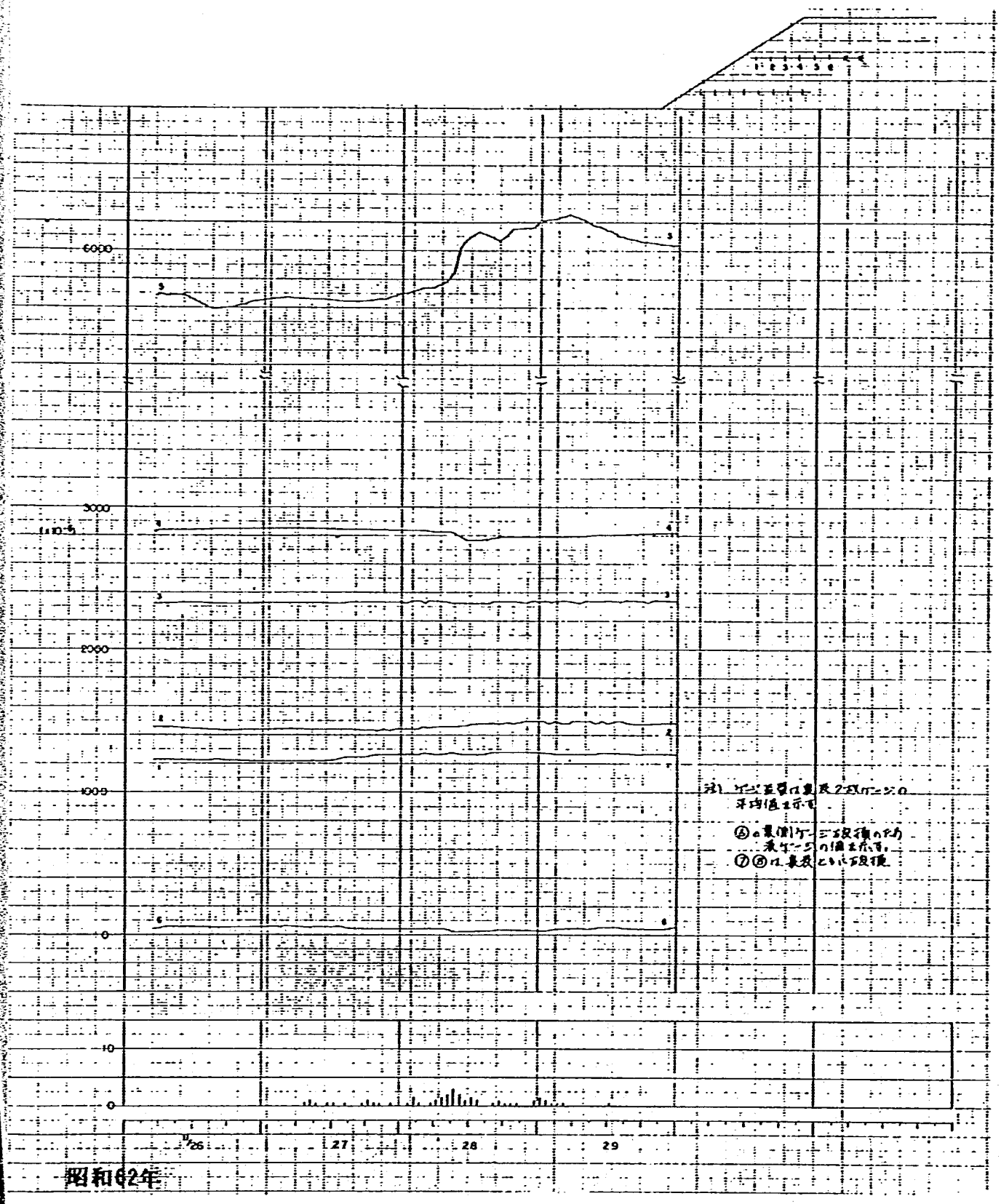
付図３－２－34　ネットのひずみ測定結果（昭和62年10月18日～23日）
（上段ネット）



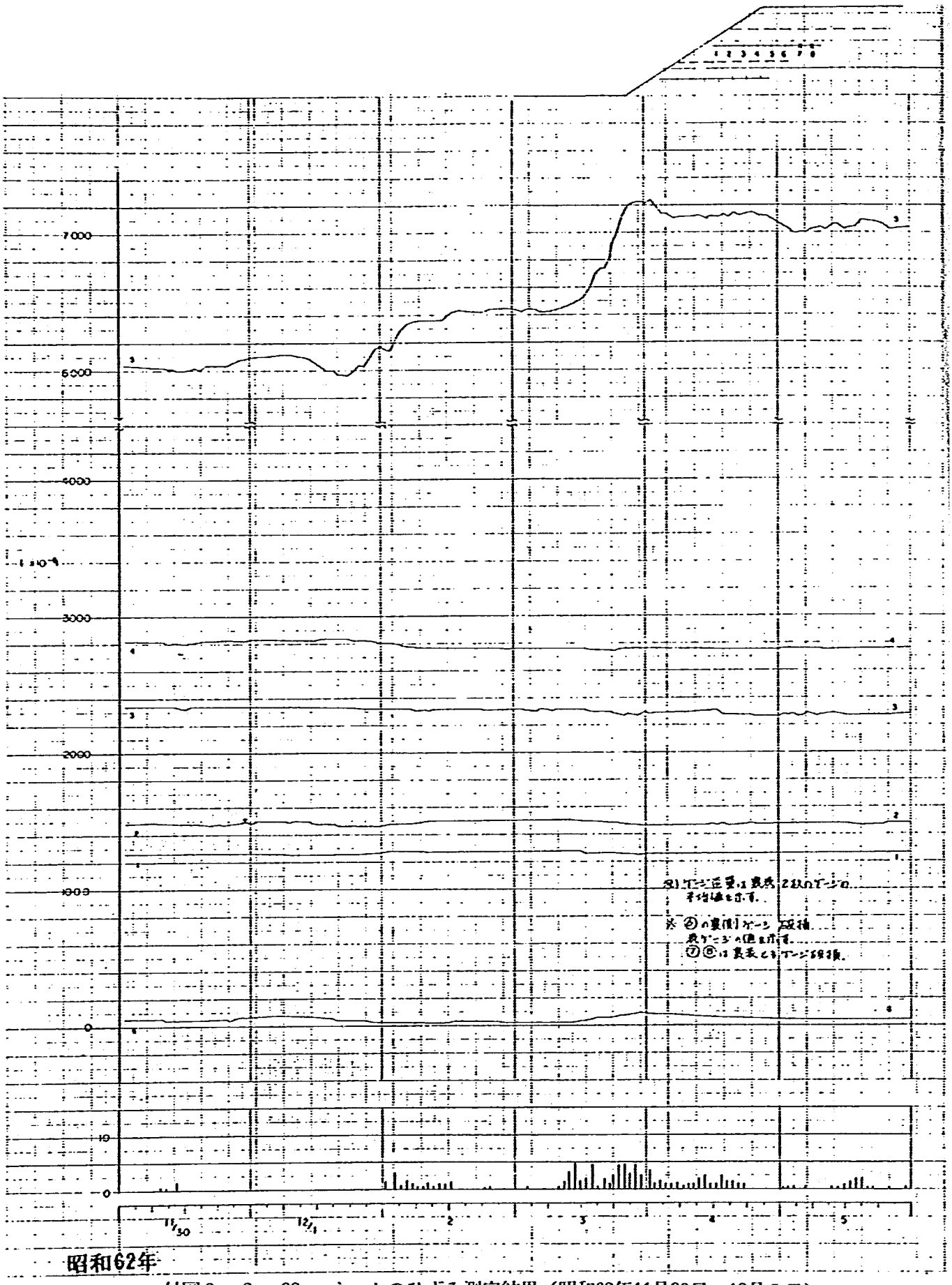
付図3－2－35　ネットのひずみ測定結果（昭和62年11月1日～6日）
（上段ネット）



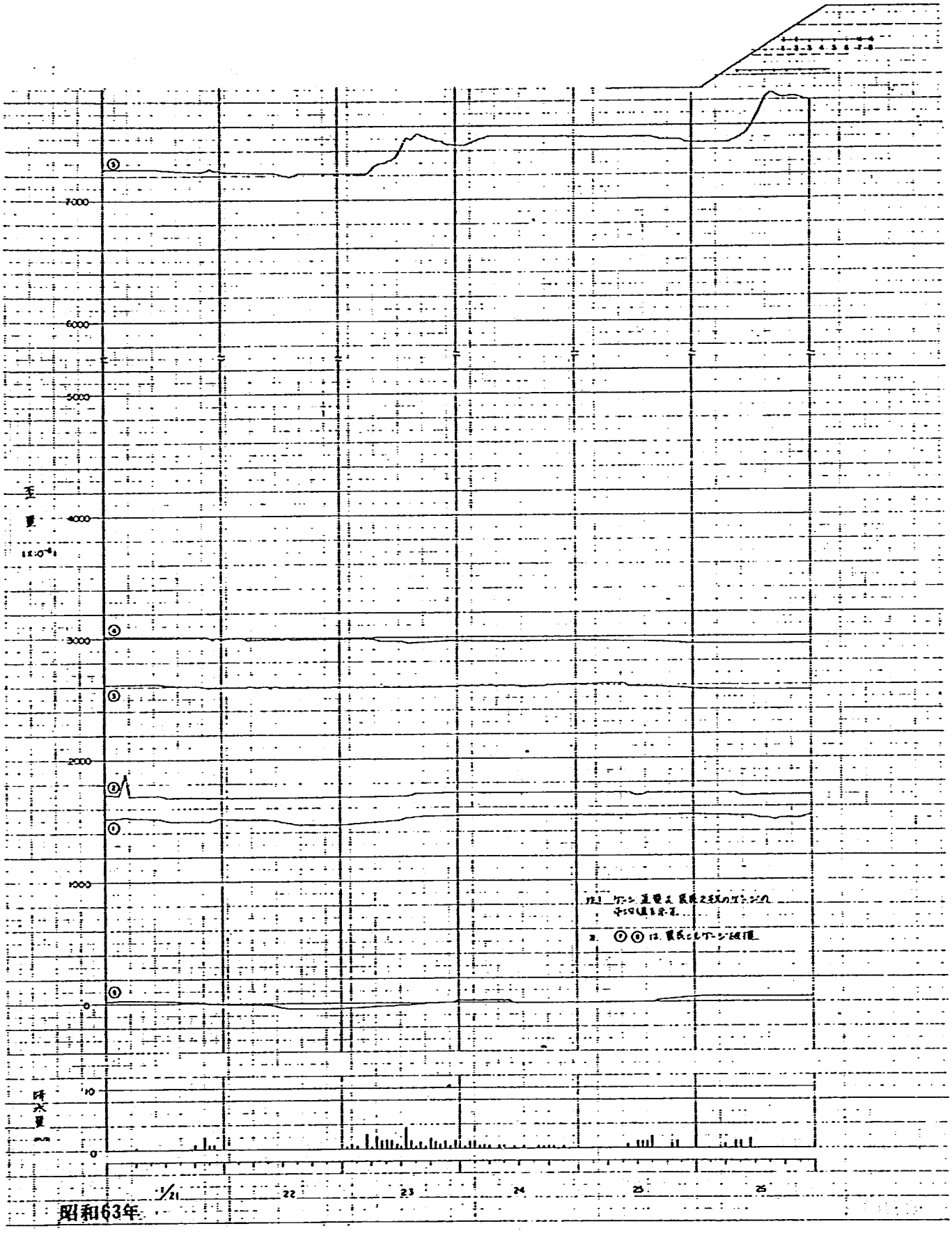
付図３－２－36　ネットのひずみ測定結果（昭和62年11月12日～13日）
（上段ネット）



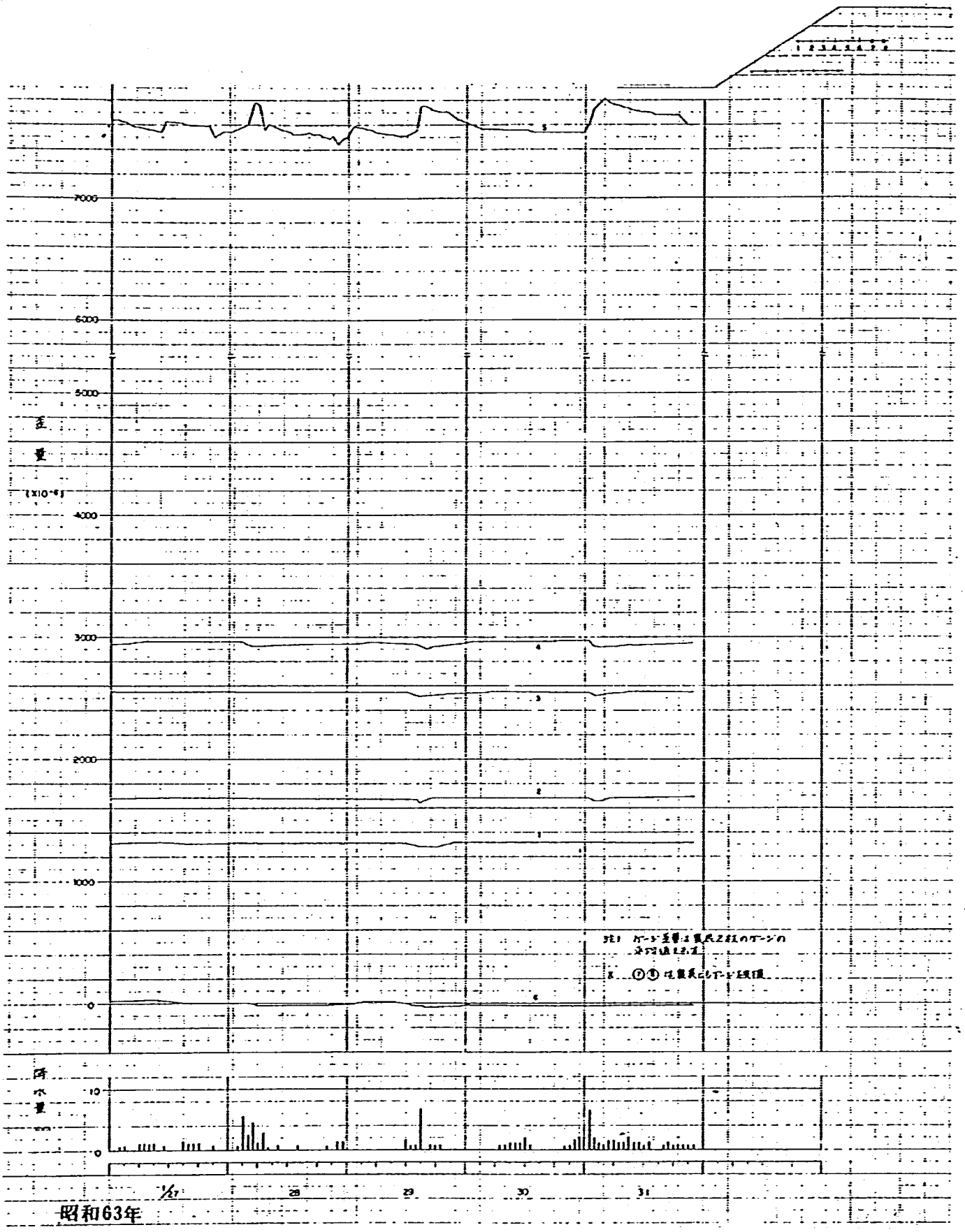
付図３－２－37　ネットのひずみ測定結果（昭和62年11月26日～29日）
（上段ネット）



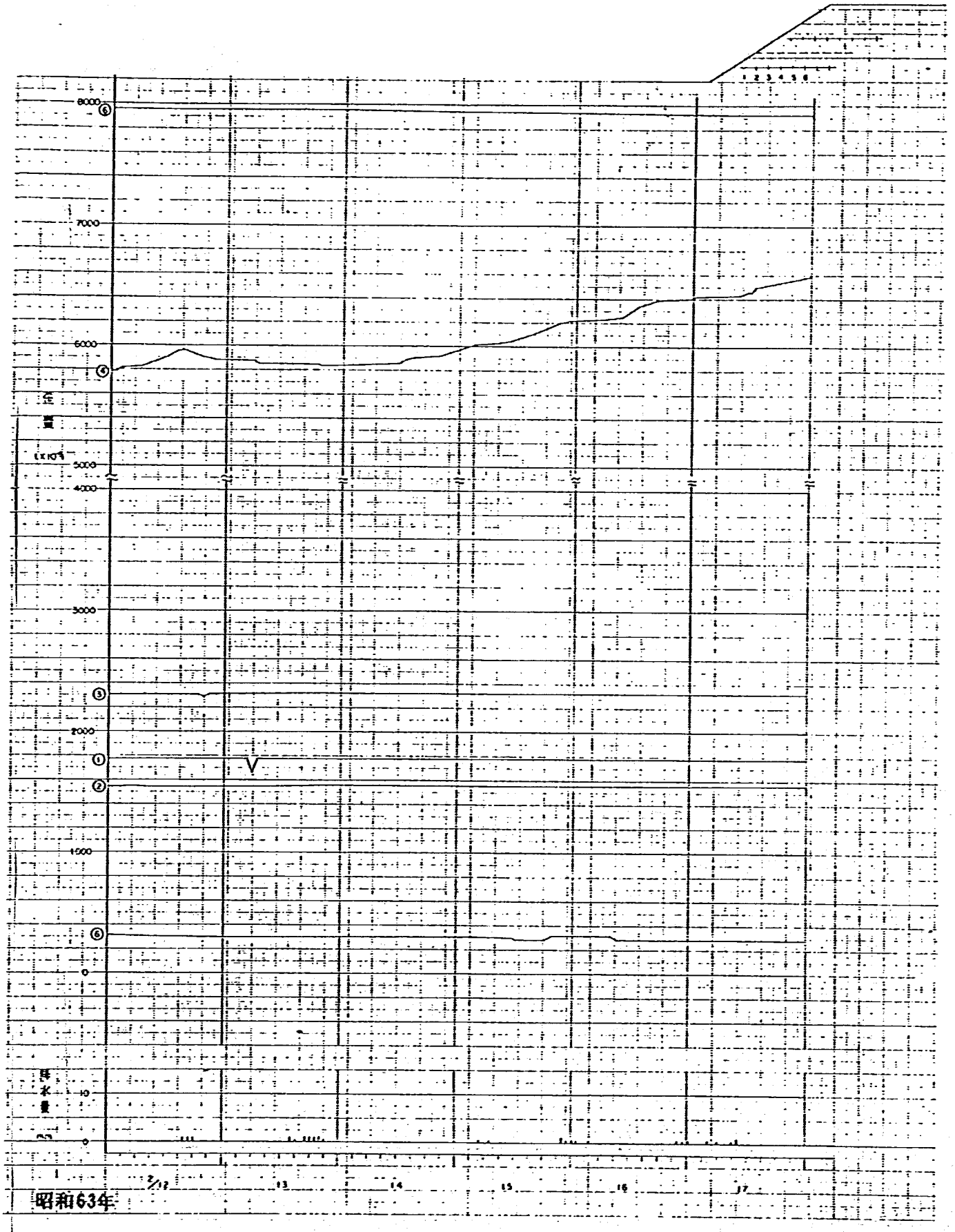
付図３－２－38　ネットのひずみ測定結果（昭和62年11月30日～12月５日）
（上段ネット）



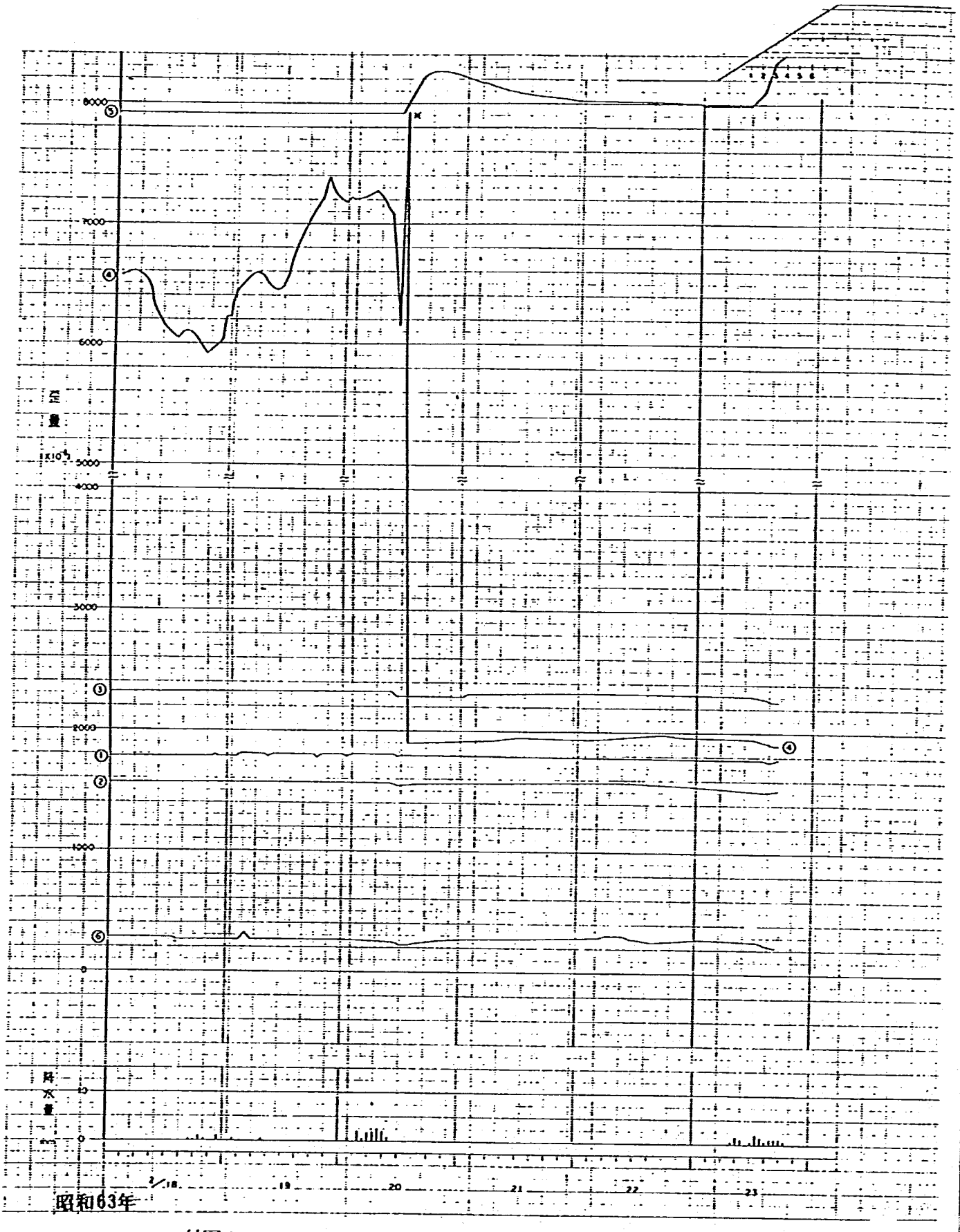
付図３－２－39　ネットのひずみ測定結果（昭和63年１月21日～26日）
（上段ネット）



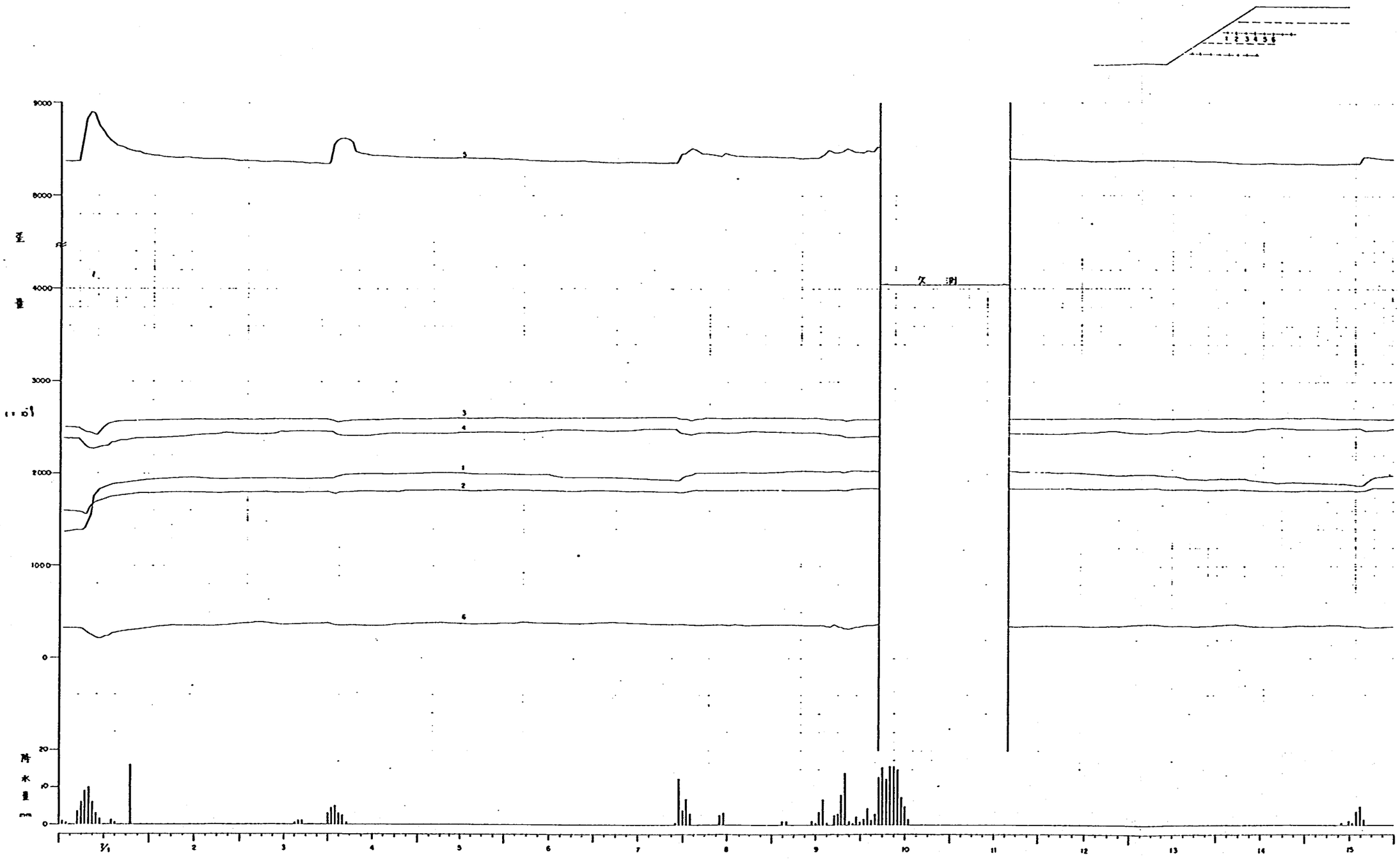
付図３－２－40　ネットのひずみ測定結果（昭和63年１月27日～31日）
（上段ネット）



付図３－２－41　ネットのひずみ測定結果（昭和63年２月12日～17日）
（上段ネット）

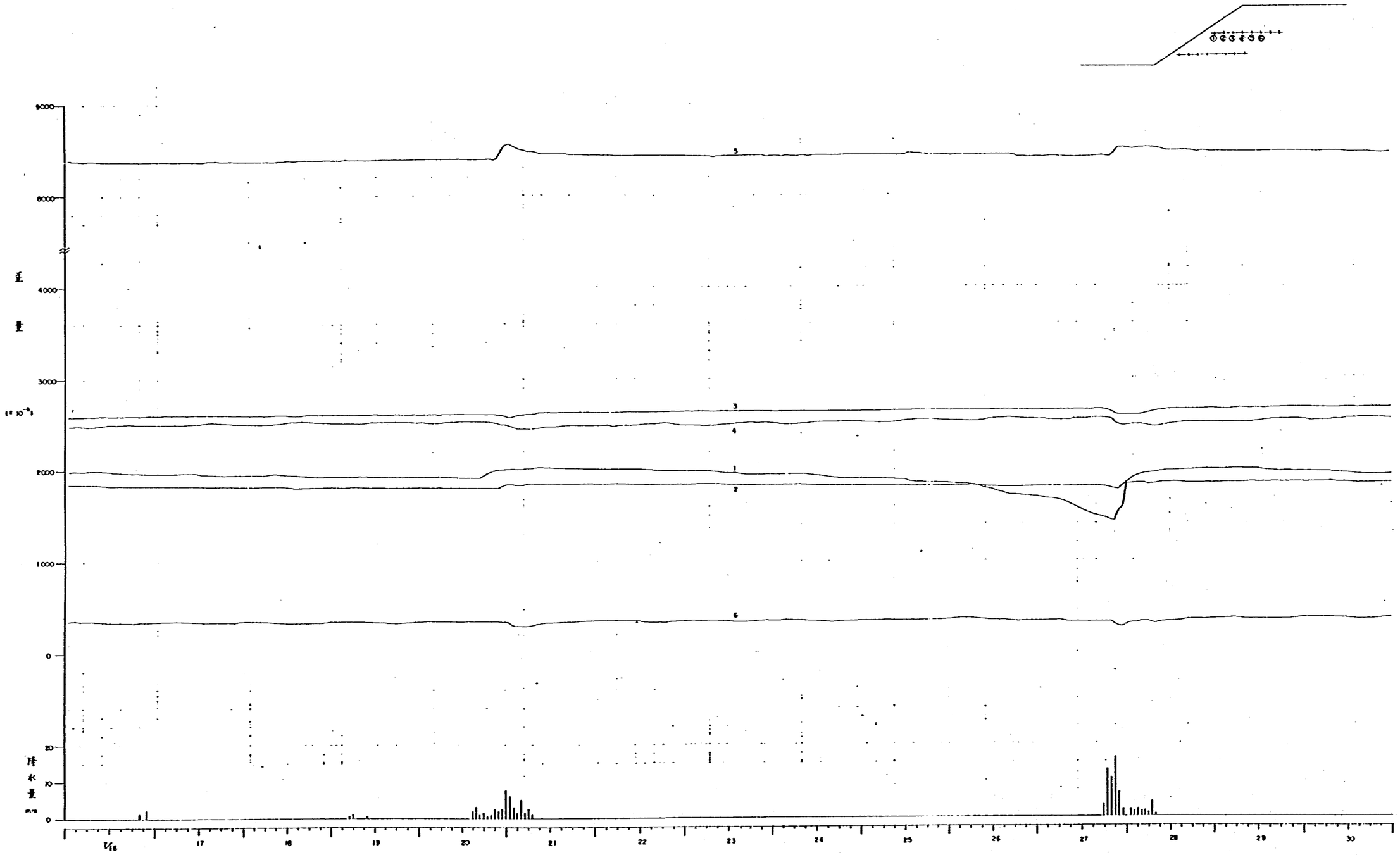


付図３－２－42　ネットのひずみ測定結果（63年２月18日～23日）

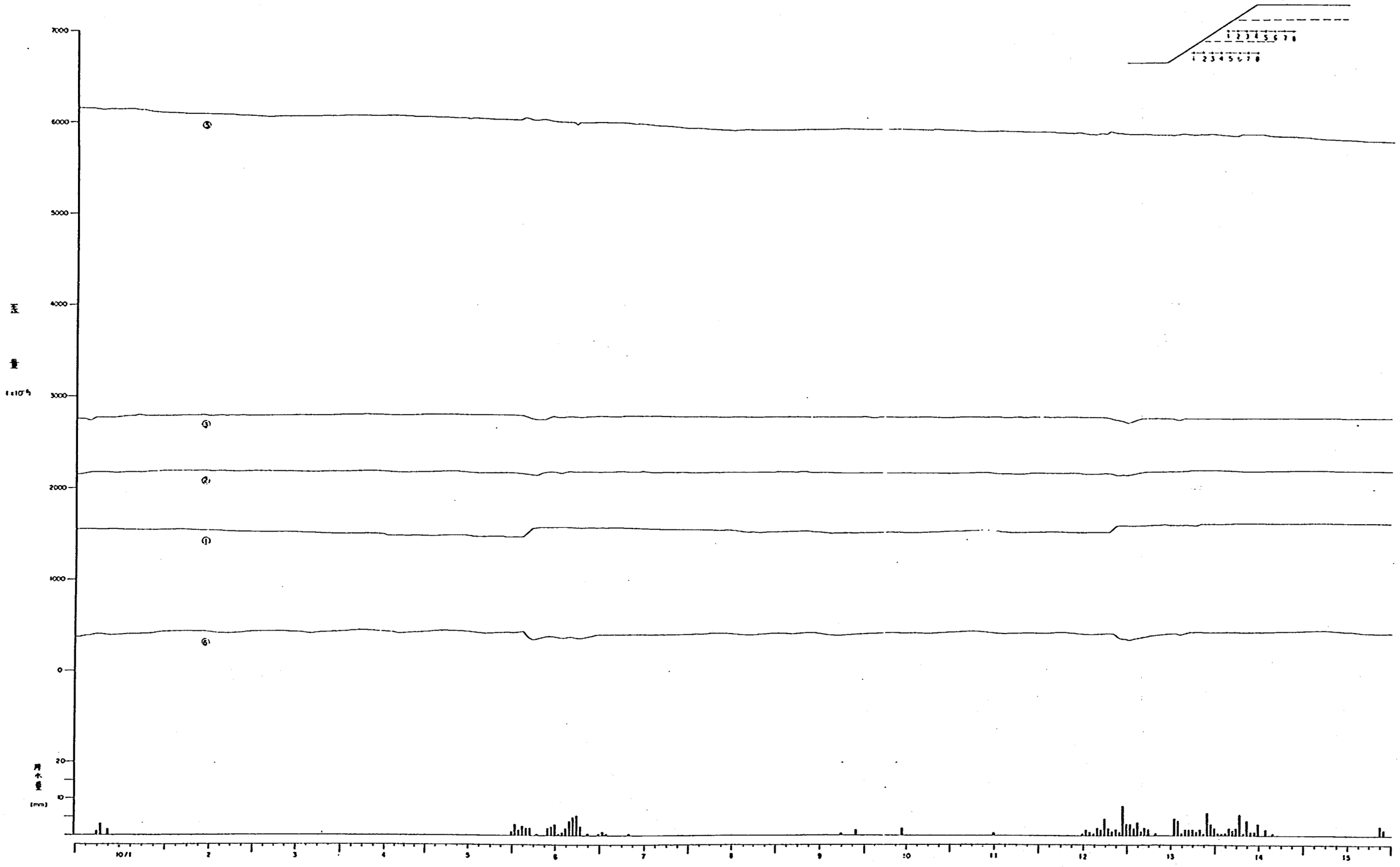


昭和63年

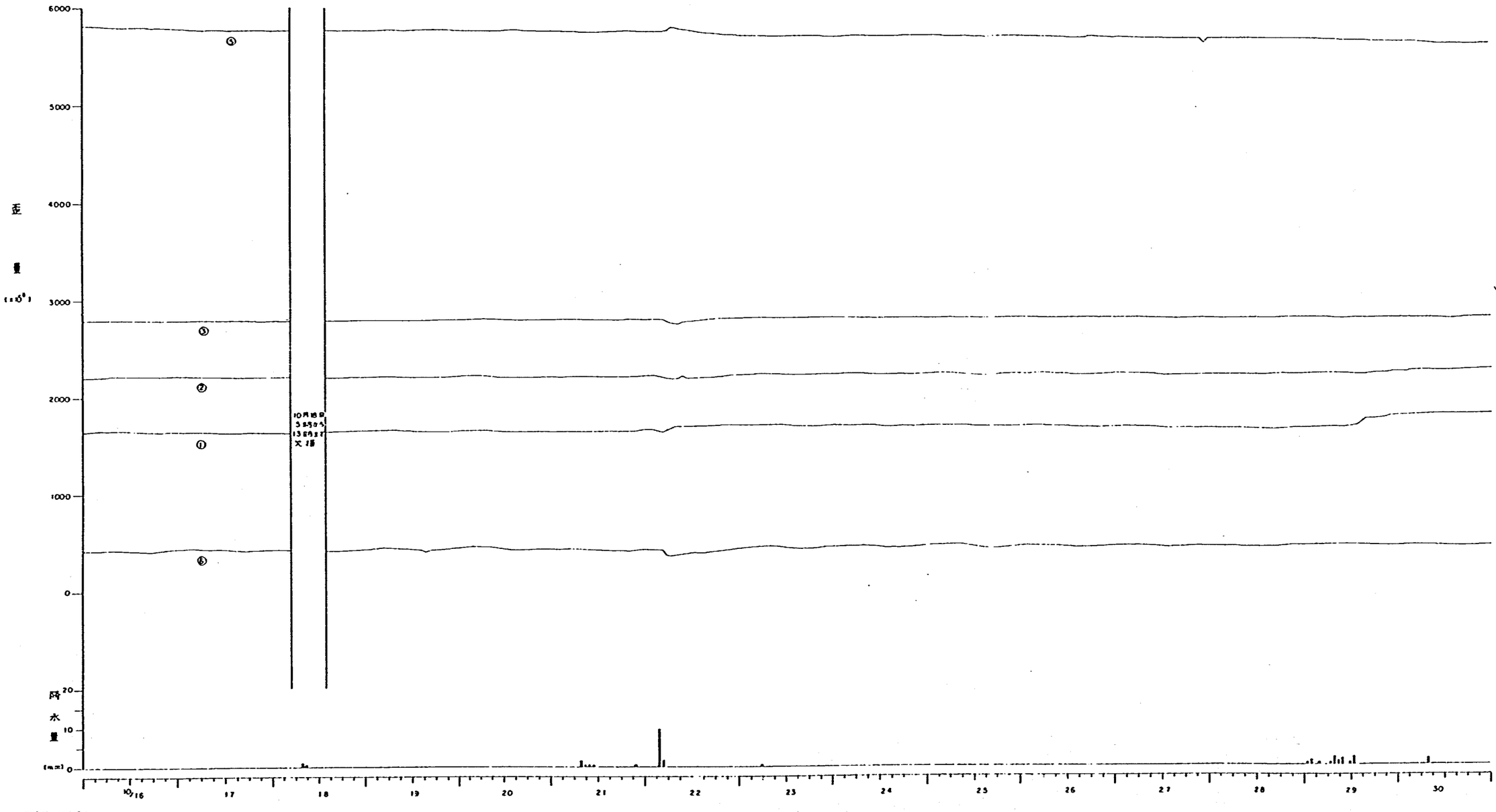
付図３－２－43　ネット上段ひずみ測定結果
（昭和63年７月１日～15日）



付図３－２－44　ネット上段ひずみ測定結果
（昭和63年７月16日～30日）

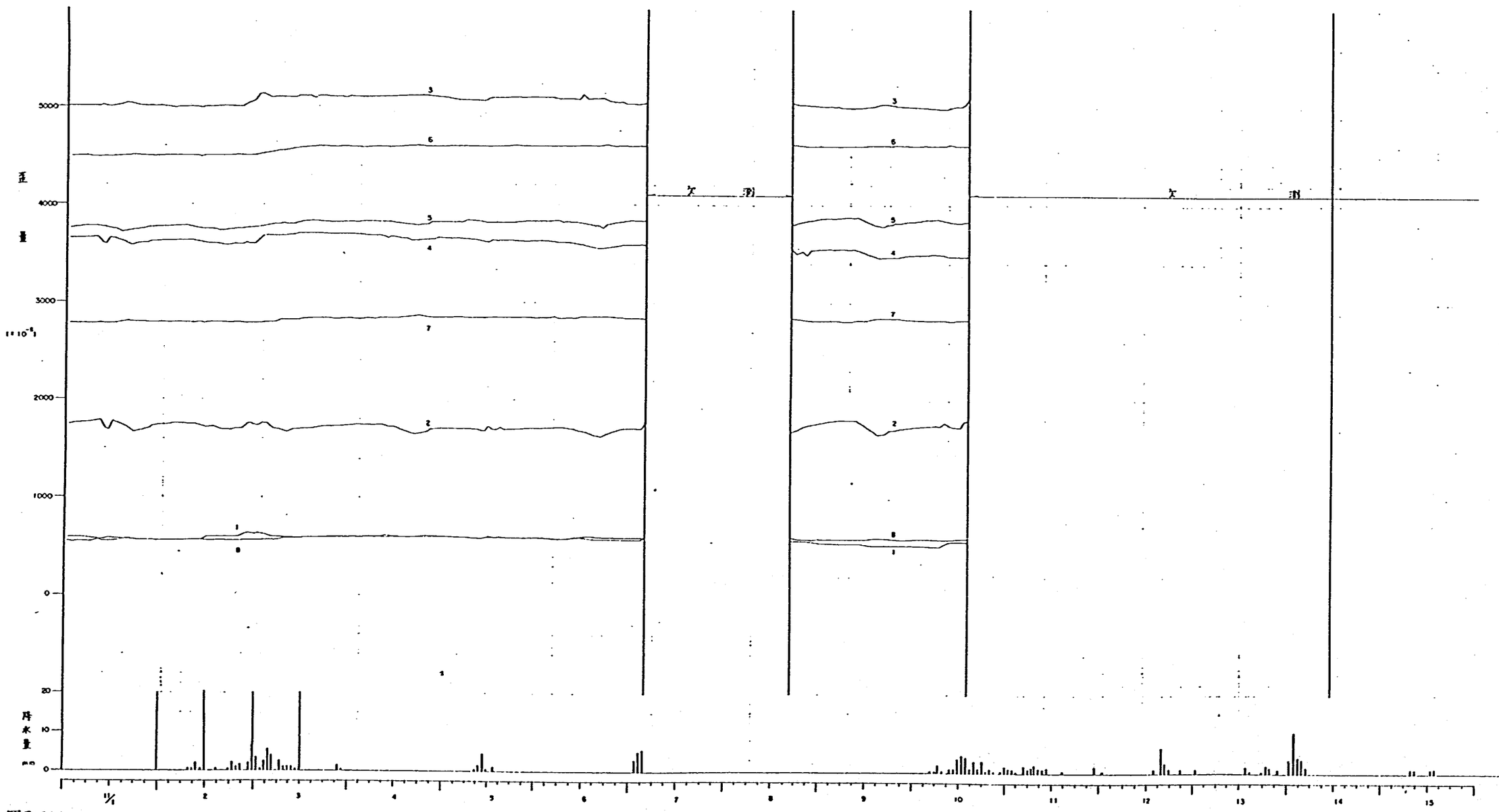


付図３－２－45　ネット上段ひずみ測定結果
（昭和63年10月１日～15日）

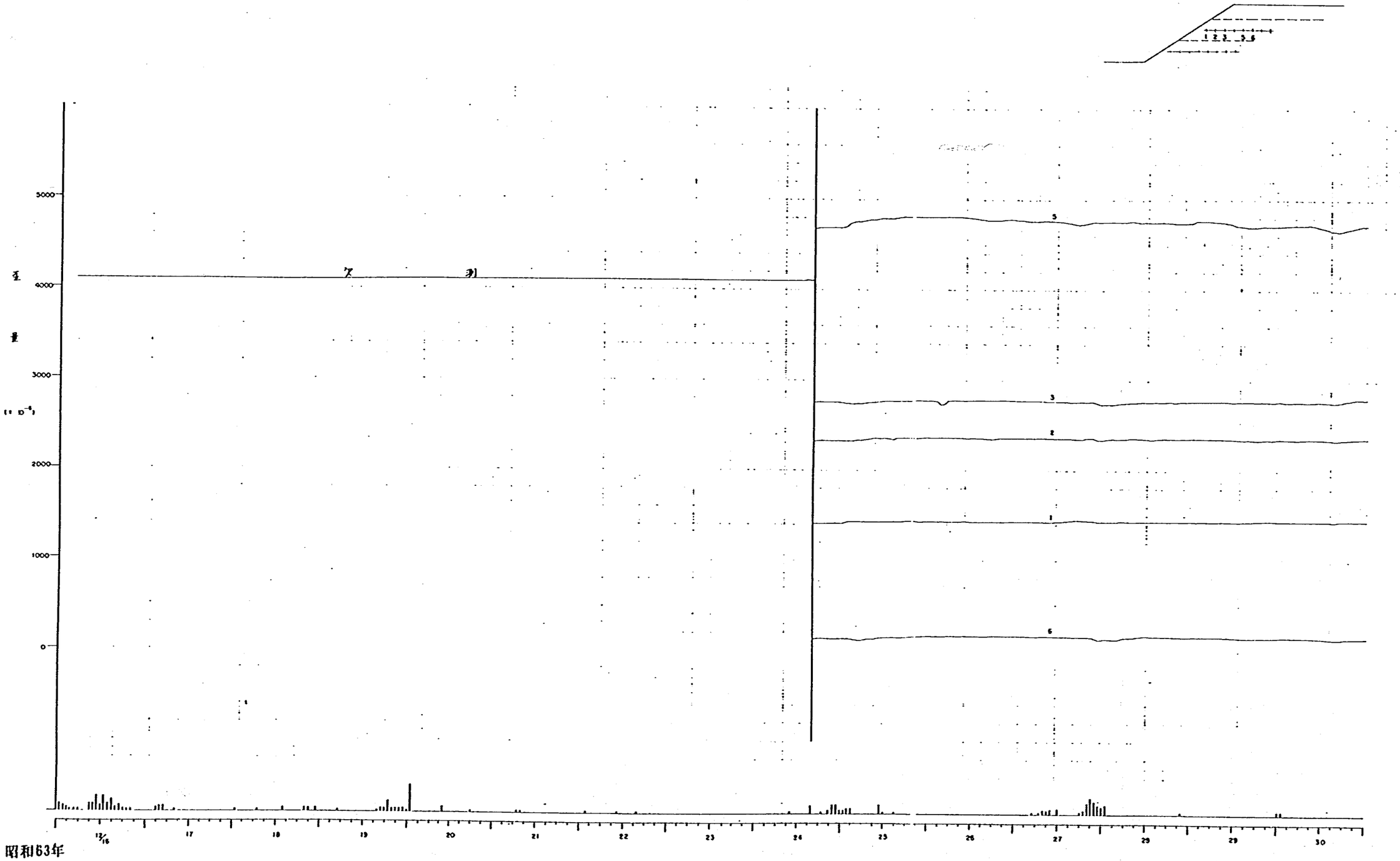


昭和63年

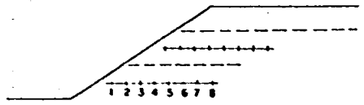
付図３－２－46　ネット上段ひずみ測定結果
（昭和63年10月16日～30日）

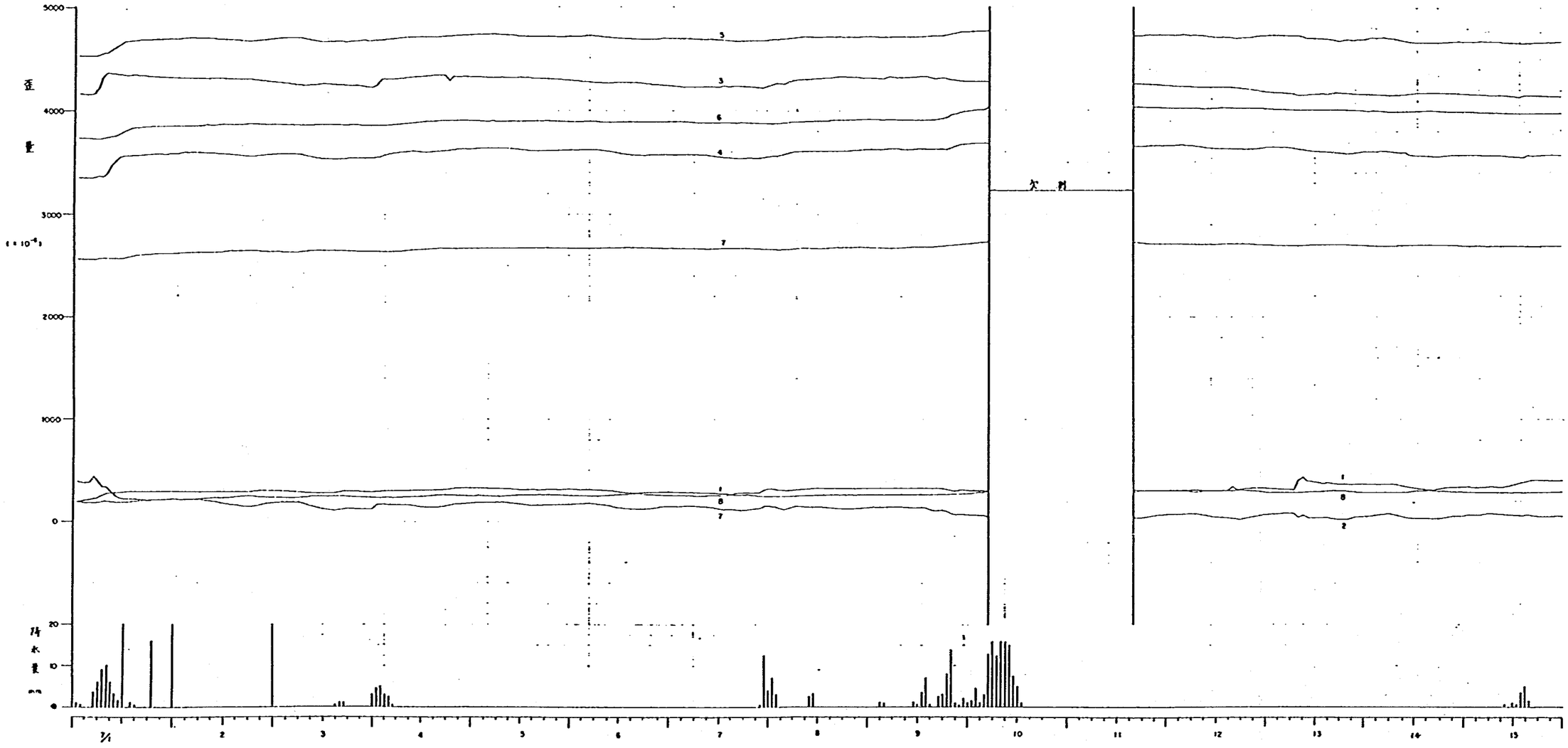


付図３－２－47　ネット上段ひずみ測定結果
（昭和63年11月１日~15日）

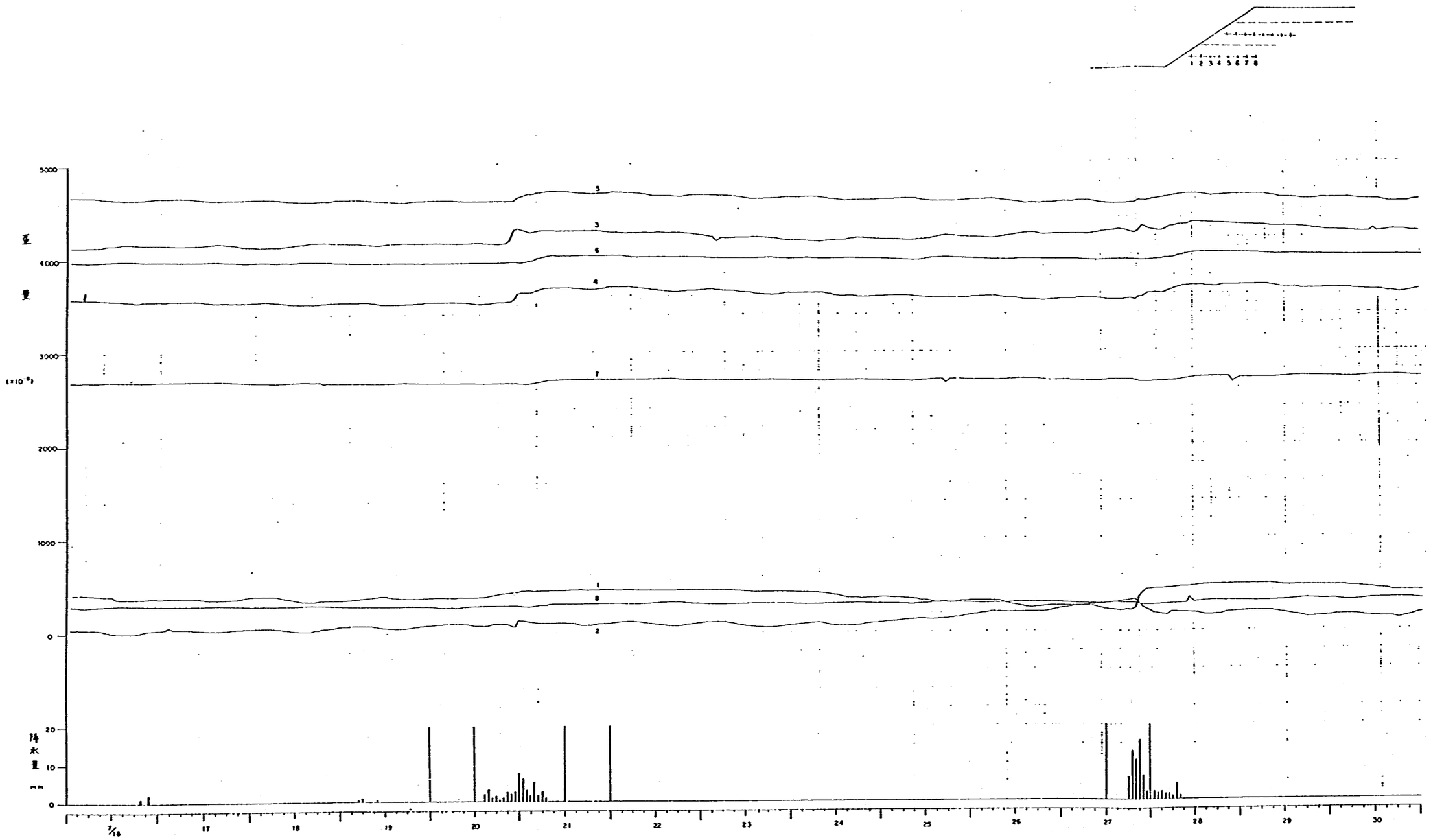


付図３－２－48　ネット上段ひずみ測定結果
（昭和63年12月16日～30日）

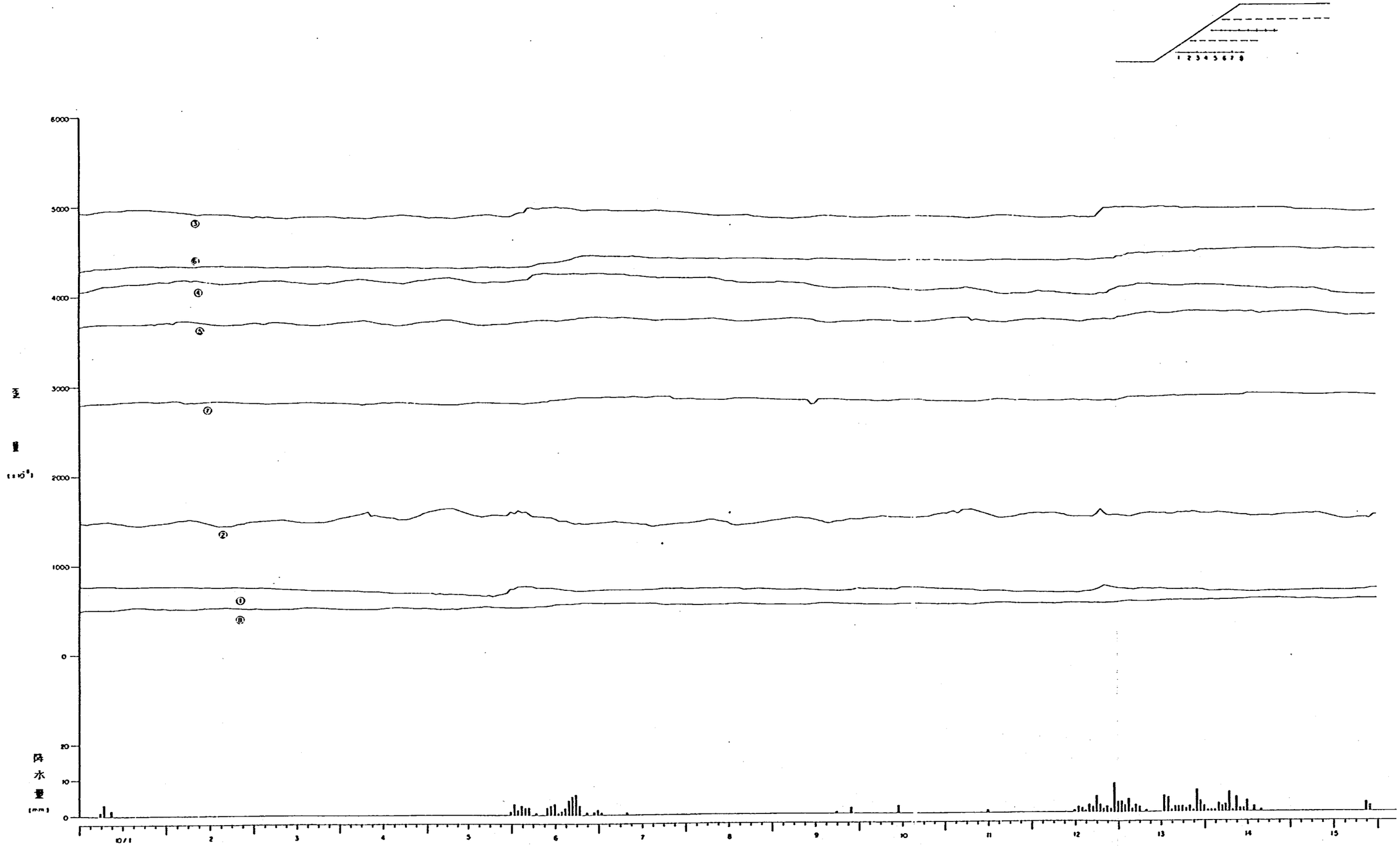




付図３－２－49　ネット下段ひずみ測定結果
（昭和63年７月１日～15日）

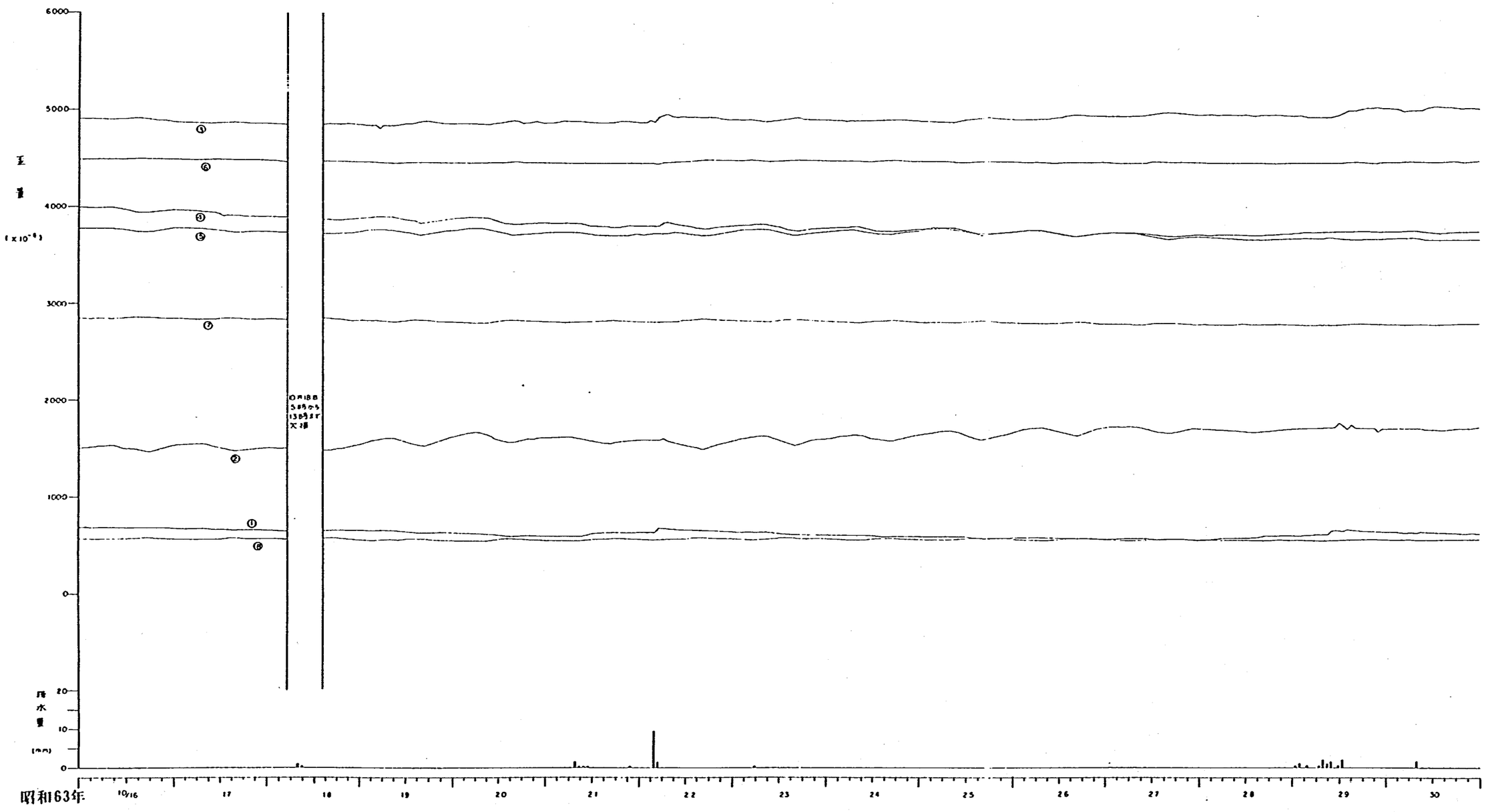


付図３－２－50　ネット下段ひずみ測定結果
（昭和63年７月16日～30日）

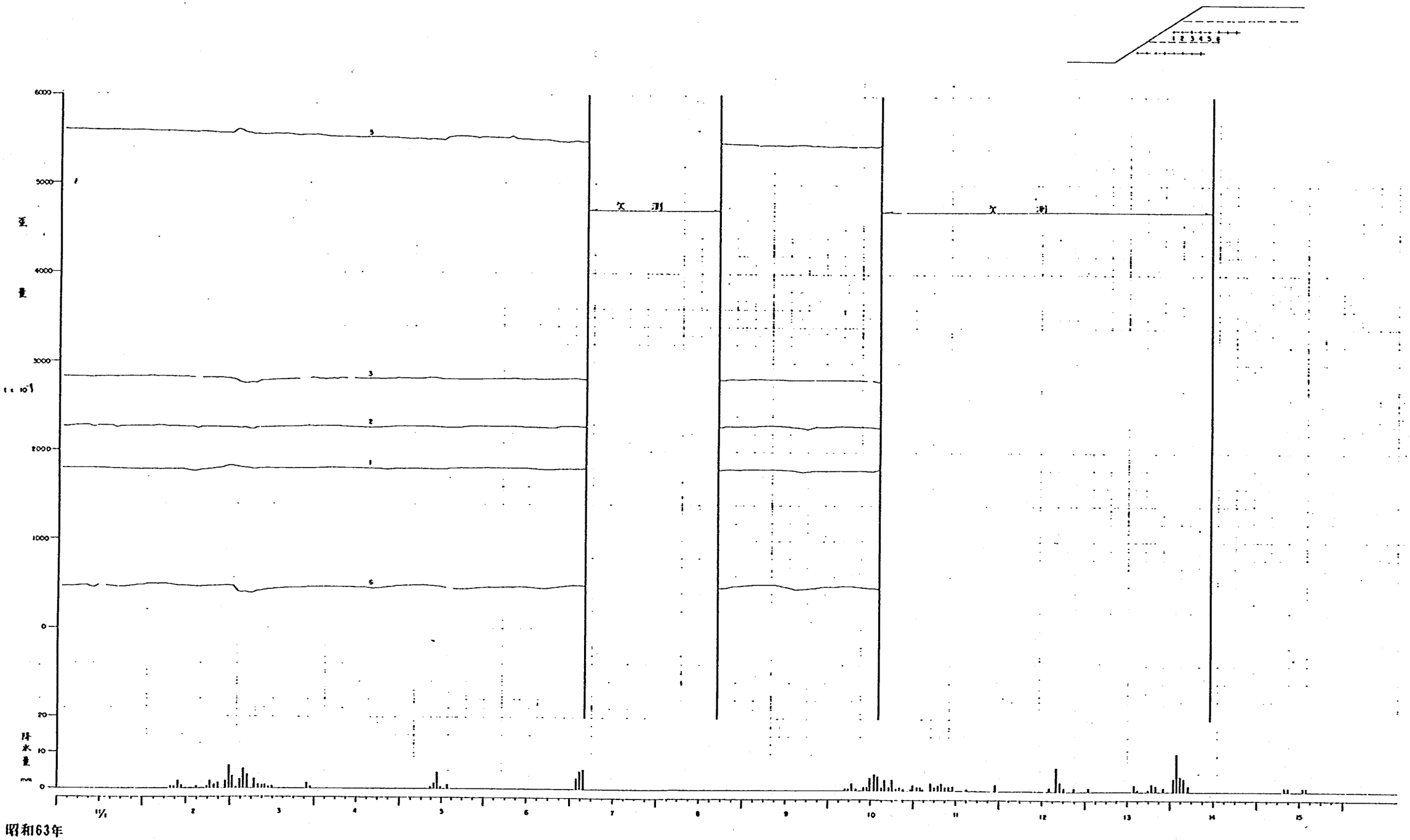


昭和63年

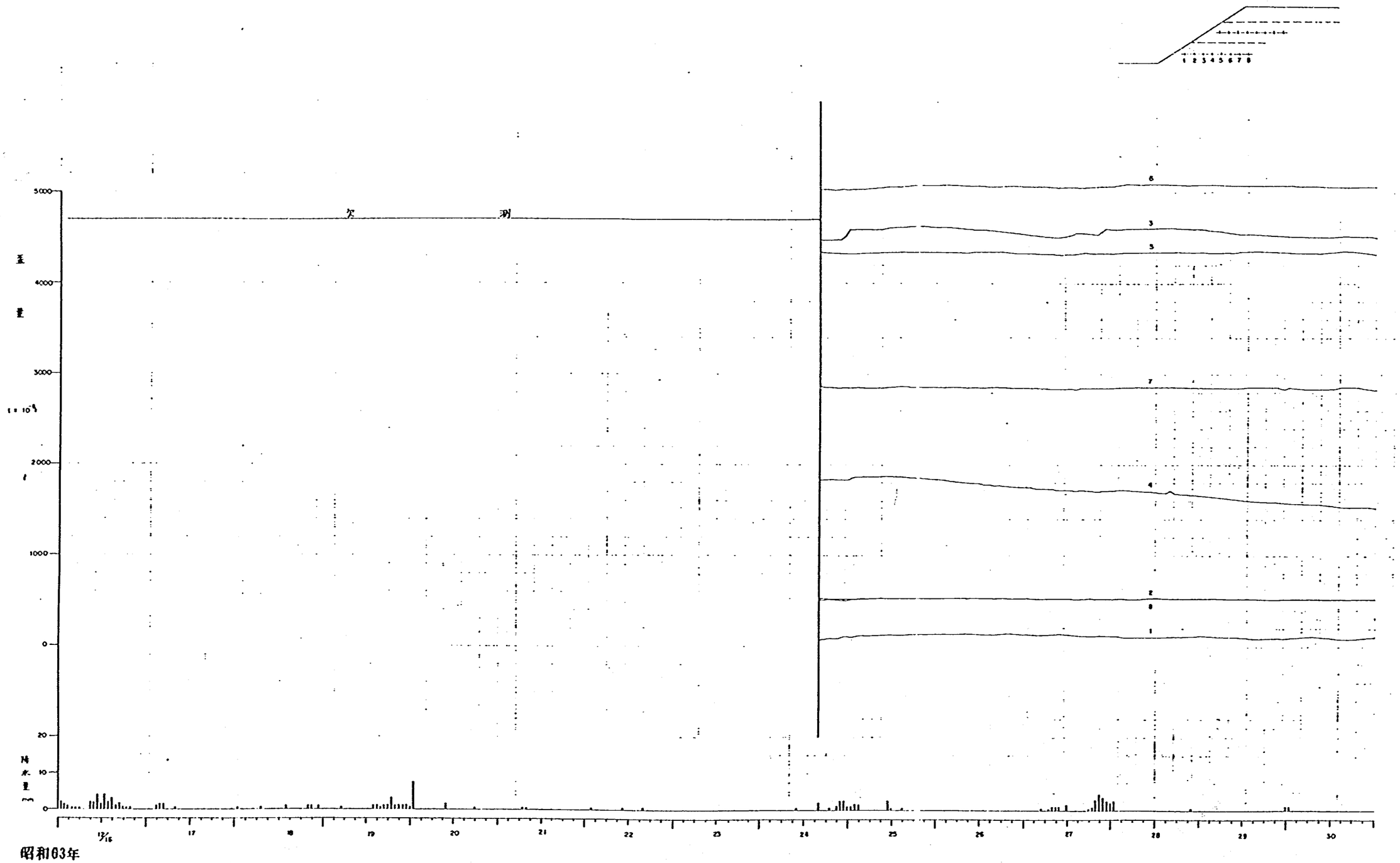
付図３－２－51　ネット下段ひずみ測定結果
（昭和63年10月１日～15日）



付図３－２－52　ネット下段ひずみ測定結果
（昭和63年10月16日～30日）



付図３－２－53　ネット下段ひずみ測定結果
（昭和63年11月１日～15日）



付図３－２－54　ネット下段ひずみ測定結果
（昭和63年12月16日～30日）

ISSN 0386－5878
土木研究所資料第2913号
1990年12月

ジオテキスタイルを用いた補強盛土の現場動態観測事例（2分冊の1）

－山岳道路盛土の安定性に関する試験調査－

久楽，三木，工藤，小原，土井，平川，宮下，小林，
柳沢，土平，木下，曽根，川端，木下，谷口，宇津志，
永田，伊藤，坂本，西村，森山，畑

要旨 本調査は、ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法の効果を実際の現場で検討することを目的として、建設省の直轄工事でジオテキスタイルを用いた補強盛土が適用された現場の動態観測事例を取りまとめ、検討を加えたものである。

キーワード：ジオテキスタイル、補強盛土、現場動態観測

郵便はがき

切手をはって下さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

機械施工部土質研究室

No. 008

No. 008

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2913号　　部
（２分冊の１）

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印

008
ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2913号

土木研究所資料

ジオテキスタイルを用いた補強盛土の現場動態観測事例

（2分冊の2）

平成2年12月

建設省土木研究所
機械施工部土質研究室

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。

土木研究所資料
第2913号 1990年12月

ジオテキスタイルを用いた補強盛土の現場動態観測事例（2分冊の2）

建設技術協議会 技術管理部会 土質分科会
「山岳道路盛土の安定性に関する試験調査」共同研究担当者

土木研究所
機械施工部土質研究室　室長　久楽勝行
〃　〃　主任研究員　三木博史
〃　〃　工藤浩一郎
東北地方建設局
東北技術事務所材料試験課　課長　小原　努
〃　〃　主任　土井鐵徳
湯沢工事事務所　建設監督官　平川卓也
北陸地方建設局
北陸技術事務所材料試験課　前課長　宮下浩二
〃　〃　課長　小林義英
〃　〃　係長　柳沢龍彦
中部地方建設局
中部技術事務所工務課　元課長　土平富久
〃　〃　前課長　木下　昇
〃　〃　課長　曽根　勇
〃　〃　前係長　川端信勝
〃　〃　係長　木下昌治
〃　〃　谷口　修
中国地方建設局
中国技術事務所材料試験課　前課長　宇津志光明
〃　〃　課長　永田瑞穂
〃　〃　前係長　伊藤紀夫
〃　〃　係長　坂本　弥
九州地方建設局
九州技術事務所材料試験課　課長　西村　博
〃　〃　係長　森山静治
〃　〃　畑　法善

要旨

本調査は、ジオテキスタイルを用いた道路盛土の補強工法の効果を実際の現場で検討することを目的として、建設省の直轄工事で、ジオテキスタイルを用いた補強盛土が適用された現場の動態観測事例を取りまとめ、検討を加えたものである。

キーワード：ジオテキスタイル、補強盛土、現場動態観測

まえがき

ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法が注目を集めており欧米各国を始めとして我が国でもジオテキスタイルに関する調査・研究が盛んに行われるようになってきている。同時に，実際の現場で本工法を適用した事例も増えてきており，その効果が広く認められるようになってきている。しかし，ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法はまだまだ経験の浅い技術であり，現場での使用経験を重ねながら技術の改良を加えていく必要がある。また，ジオテキスタイルの種類も多種多様ならば，補強の対象となる土の種類・性状も千差万別なので，ジオテキスタイルの現場への適用にあたっては，土質条件に応じたジオテキスタイルの選定および設計・施工法の検討が必要である。

その意味で，ジオテキスタイルの現場への適用事例を収集・整理し，今後への参考となることが非常に重要であるとの観点から，建設技術協議会技術管理部会土質分科会では全国各地の直轄工事においてジオテキスタイルを盛土の補強に使用している事例を対象に，その効果を調べるための動態観測を実施した。

調査対象としては，火山灰質の高含水比粘性土を用いた秋田・刈和野バイパス，グリーンタフ地質の高含水比の盛土材を用いた新潟・出雲崎バイパス，愛鷹ロームを用いた静岡・三ツ谷バイパス，礫混じりの粘性土を用いた島根・浜田バイパス，火山灰混じり砂を用いた大分・院内玖珠道路の５つの事例のとりまとめを行った。いずれも盛土材としてはそれほど適さない含水比の高い土を使用していたり，すべりや浸食の生じやすい土を使用した事例である。今後への参考例として活用していただければ幸いである。

目　　次

まえがき

3.3　国道1号三ツ谷バイパス …… 207
3.3.1　調査盛土の概要 …… 209
3.3.2　調査方法 …… 210
3.3.3　調査結果 …… 220
3.3.4　設計方法 …… 255
3.3.5　設計施工法に対する提案 …… 268
3.3.6　まとめ …… 270

3.4　国道9号浜田バイパス …… 319
3.4.1　調査盛土の概要 …… 320
3.4.2　調査方法 …… 321
3.4.3　調査結果 …… 326
3.4.4　土質試験結果 …… 343
3.4.5　解析結果 …… 348
3.4.6　まとめ …… 351

3.5　国道387号院内玖珠道路 …… 352
3.5.1　調査盛土の概要 …… 353
3.5.2　調査方法 …… 357
3.5.3　調査結果 …… 361
3.5.4　土質試験結果 …… 407
3.5.5　解析結果 …… 408
3.5.6　まとめ …… 431

4.　まとめ …… 432

土木研究所資料第2913号
ジオテキスタイルを用いた補強盛土の現場動態観測事例（２分冊の１）

1. 調査目的

2. 調査方法

3. 動態観測結果

3.1 国道13号刈和野バイパス

3.1.1 調査盛土の概要

3.1.2 調査方法

3.1.3 調査結果

3.1.4 室内土質試験結果（追跡調査）

3.1.5 まとめ

3.2 国道116号出雲崎バイパス

3.2.1 調査盛土の概要

3.2.2 調査方法

3.2.3 調査結果

3.2.4 土質試験結果

3.2.5 解析結果

3.2.6 まとめ

3.3　国道１号三ツ谷バイパス

三ツ谷バイパスの現場試験施工箇所は，図３－３－１に示すように静岡県三島市三ツ谷新田地先の沢部に位置し，現地産の愛鷹ロームと呼ばれる自然含水比が約100％の火山灰質粘性土を用いてジオテキスタイルを用いた補強盛土と，火山礫フィルターによる在来工法の比較現場施工を行ったものである。

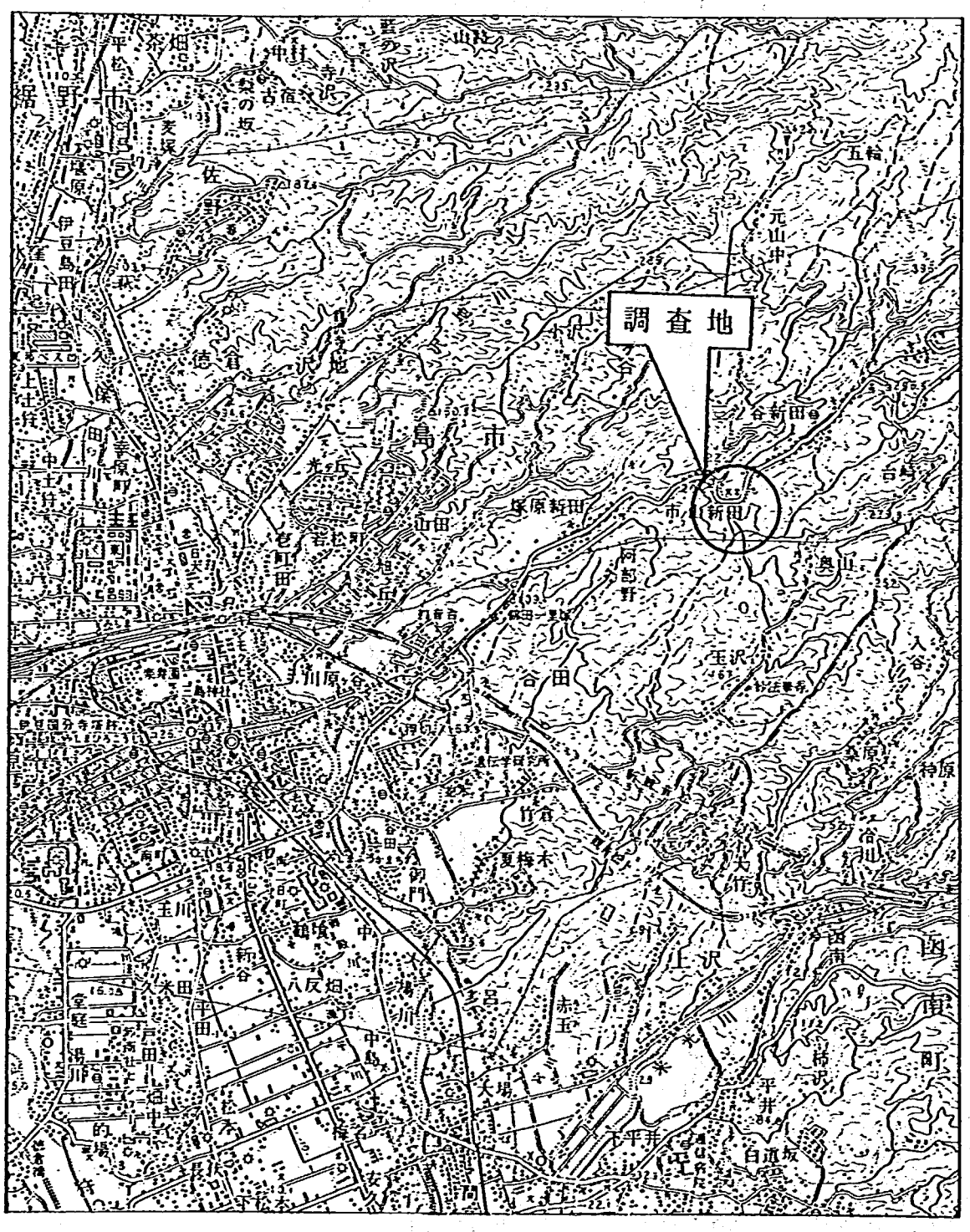


図３－３－１　調査位置案内図

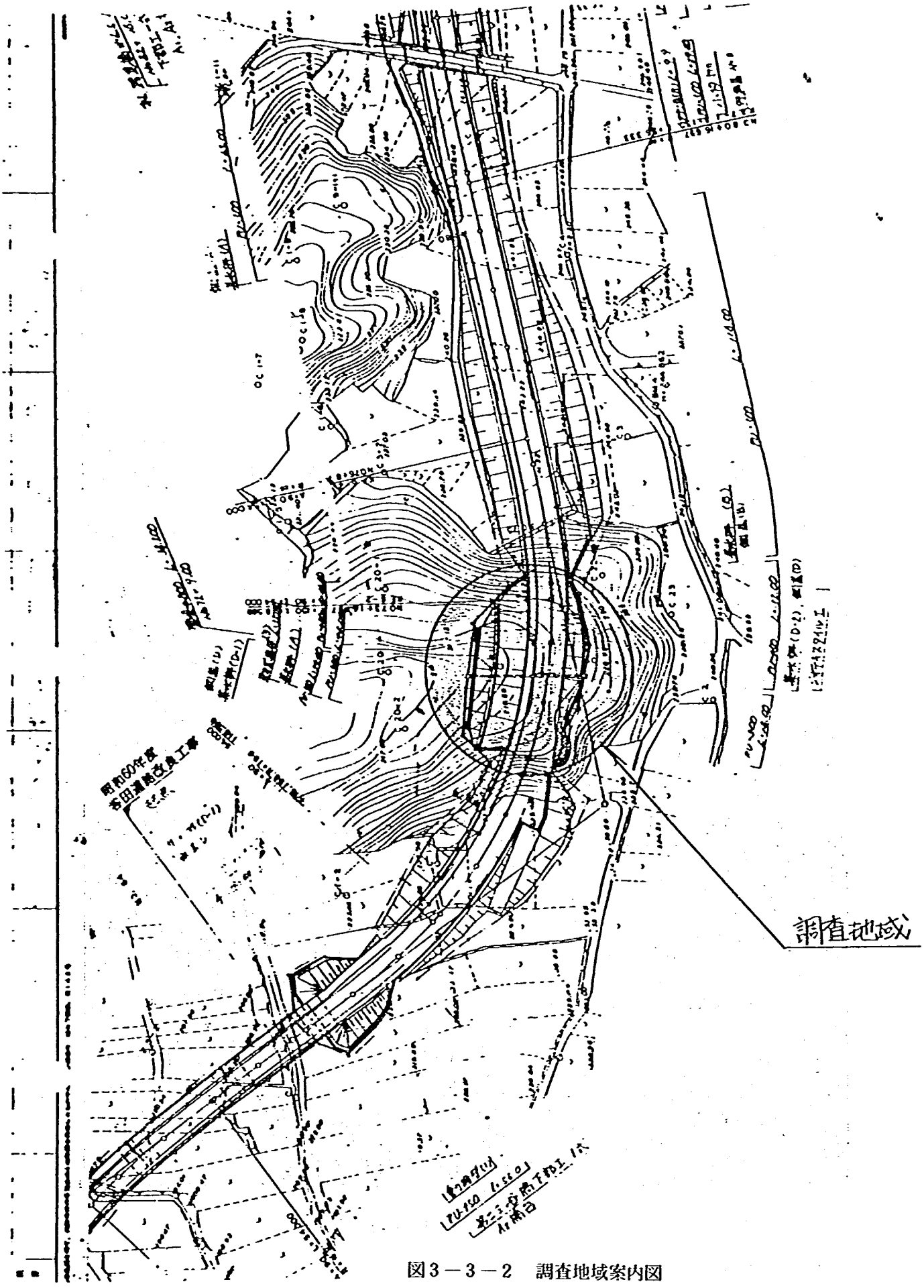


図3－3－2　調査地域案内図

3.3.1　調査盛土の概要

山岳地に関東ロームなどの含水比の高い火山灰質粘性土で築造される道路盛土は，施工時の過剰間隙水圧によって安定性が著しく低下するためこれを早期に消散させる必要がある。今回，こうした目的で用いたスパンボンド不織布による圧密促進効果を火山礫フィルターを用いた在来工法の効果と比較して検討を加えた。

試験盛土の延長は約60mで，そのうち在来工法による盛土の区間が約30m，スパンボンド不織布による盛土の区間が約30mである。

盛土材料として用いた火山灰質粘性土は，自然含水比が約100%の愛鷹ロームで，こね返した状態での透水係数は$k = 1 \times 10^{-5}$cm／sec，圧密係数は$C_v = 1 \times 10^{-2}$cm²／sec程度である。調査地点の平面図を図3－3－2に示す。

3.3.2　調査方法

計測器の設置位置を図３－３－３～図３－３－６に示す。

(1)　間隙水圧の測定

１）間隙水圧計

計器観測小屋において，小型デジタル測定器を使用して自動計測を行った。

２）ピエゾメーター（図３－３－７参照）

間隙水圧計のクロスチェックとして管内の水位をテスターにて計測した。

３）土壌水分計

計器観測小屋において，小型デジタル測定器を使用して自動計測を行った。

(2)　沈下量の測定

１）多段式変位計

計器観測小屋において，小型デジタル測定器を使用して自動計測を行った。

２）沈下板

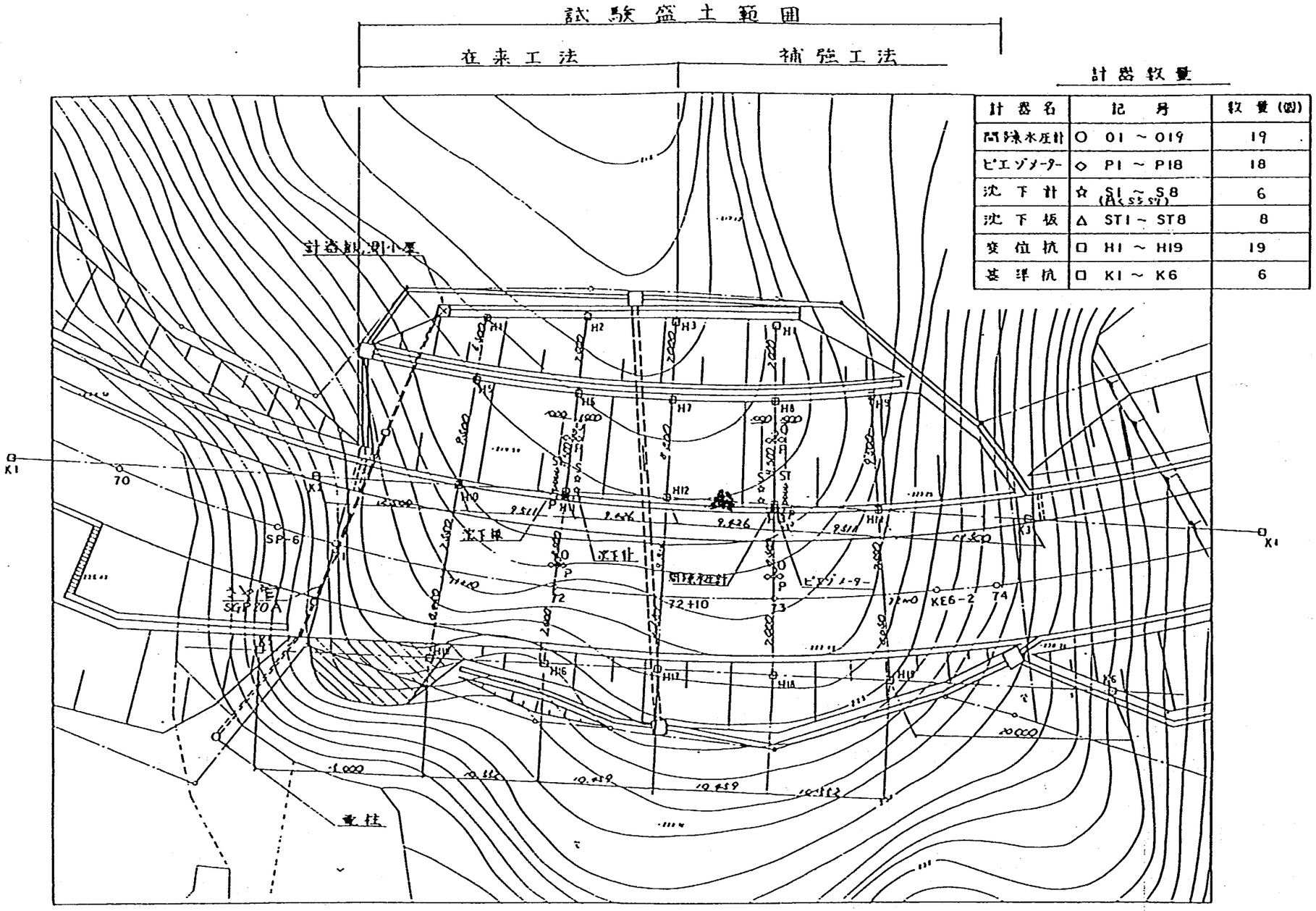
盛土上に突出しているロッド上端を水準測量にて測定した。

３）変位杭

盛土の変位を測定するため，盛土地表面に設置した変位杭の垂直移動について測定した。

(3)　水平変位量の測定

盛土の変位を測定するため，盛土地表面に設置した変位杭の水平移動について測定した。



計器数量

計器名	記号	数量(個)
間隙水圧計	○ 01 ～ 019	19
ピエゾメーター	◇ P1 ～ P18	18
沈下計	☆ S1 ～ S8 (A, S5 S7)	6
沈下板	△ ST1 ～ ST8	8
変位杭	□ H1 ～ H19	19
基準杭	□ K1 ～ K6	6

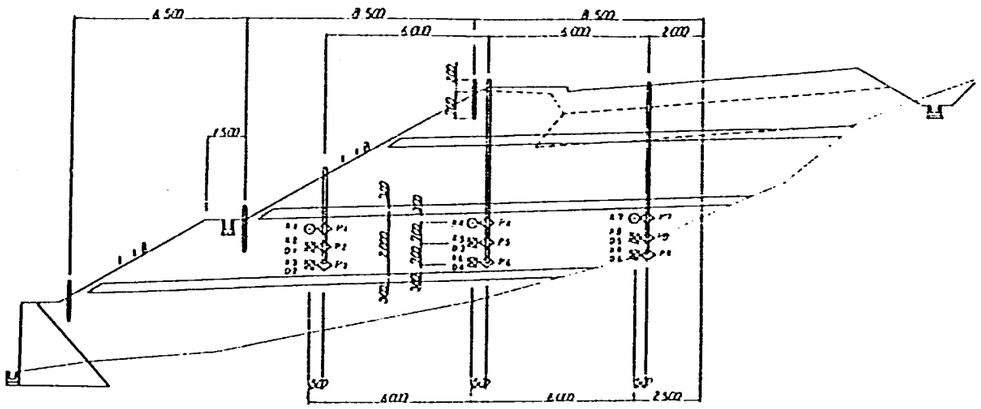
図3－3－3　計器設置位置平面図

No 72

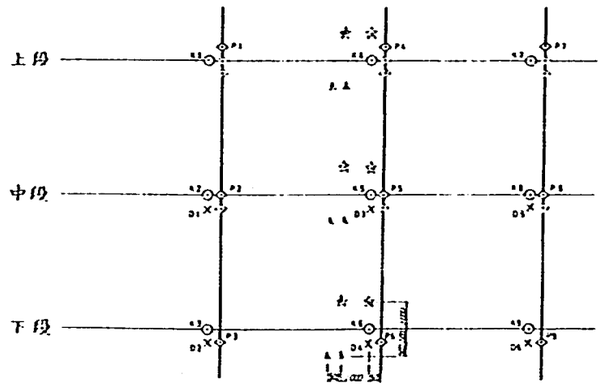
間隙水圧計設置図

（ピエゾメーター）

（横断方向）



（平面図）



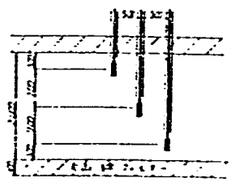
凡例

計器名	記号	符号
間隙水圧計（ピエゾメーター）	K1 ～ K18	⊙
間隙水圧計（ピエゾメーター）	K19	◎
BATA間隙水圧計	B1 ～ B2	▽
ピエゾメーター	P1 ～ P18	◇
土圧水圧計	D1 ～ D12	×
多段式観測用 掘管		
底下設用 掘管		

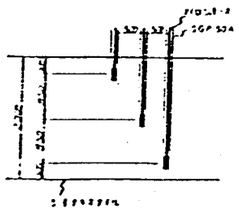
ピエゾメーター配置詳細図

（横断方向）

STA No 72



STA No 73

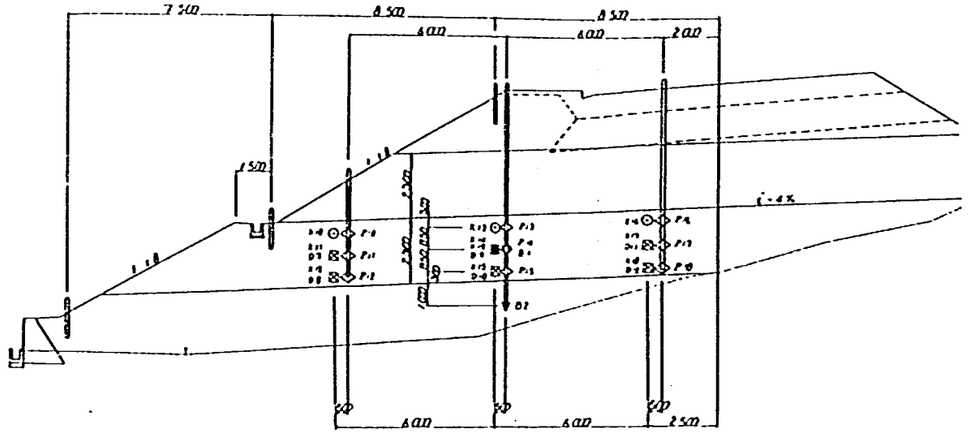


No. 73

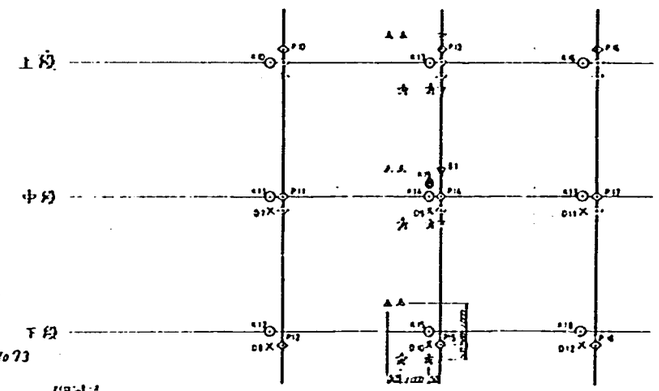
間隙水圧計設置図

（ピエゾメーター）

（横断方向）



（平面図）



工事名	昭和61年度 山金道路盛土試験施工
施工箇所名	三重県三重郡菰野町地先
図面の内容	計器設置図
縮尺	図面番号

図3－3－4　計器設置位置図（間隙水圧関係）

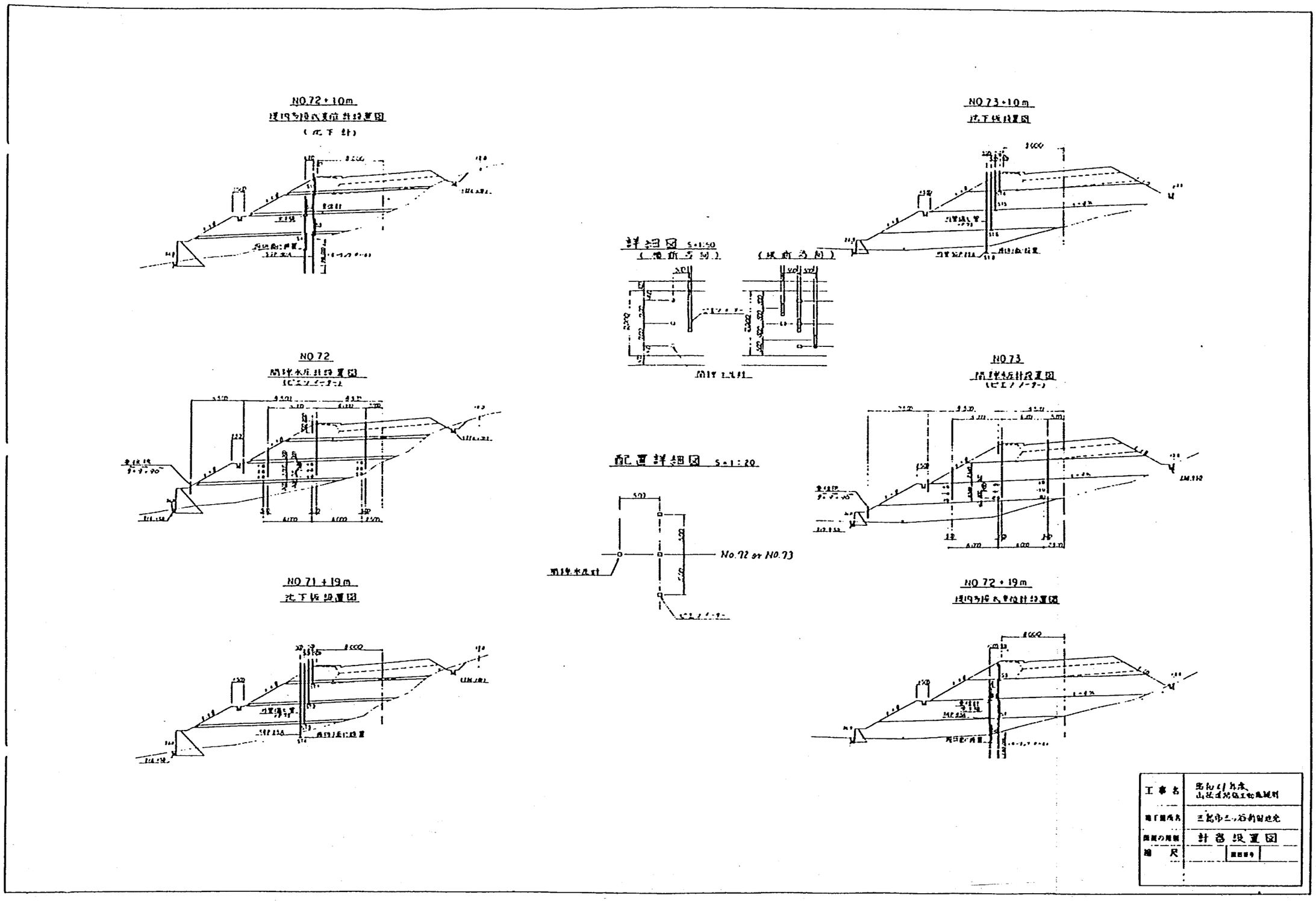


図3－3－5　観測計器設置図

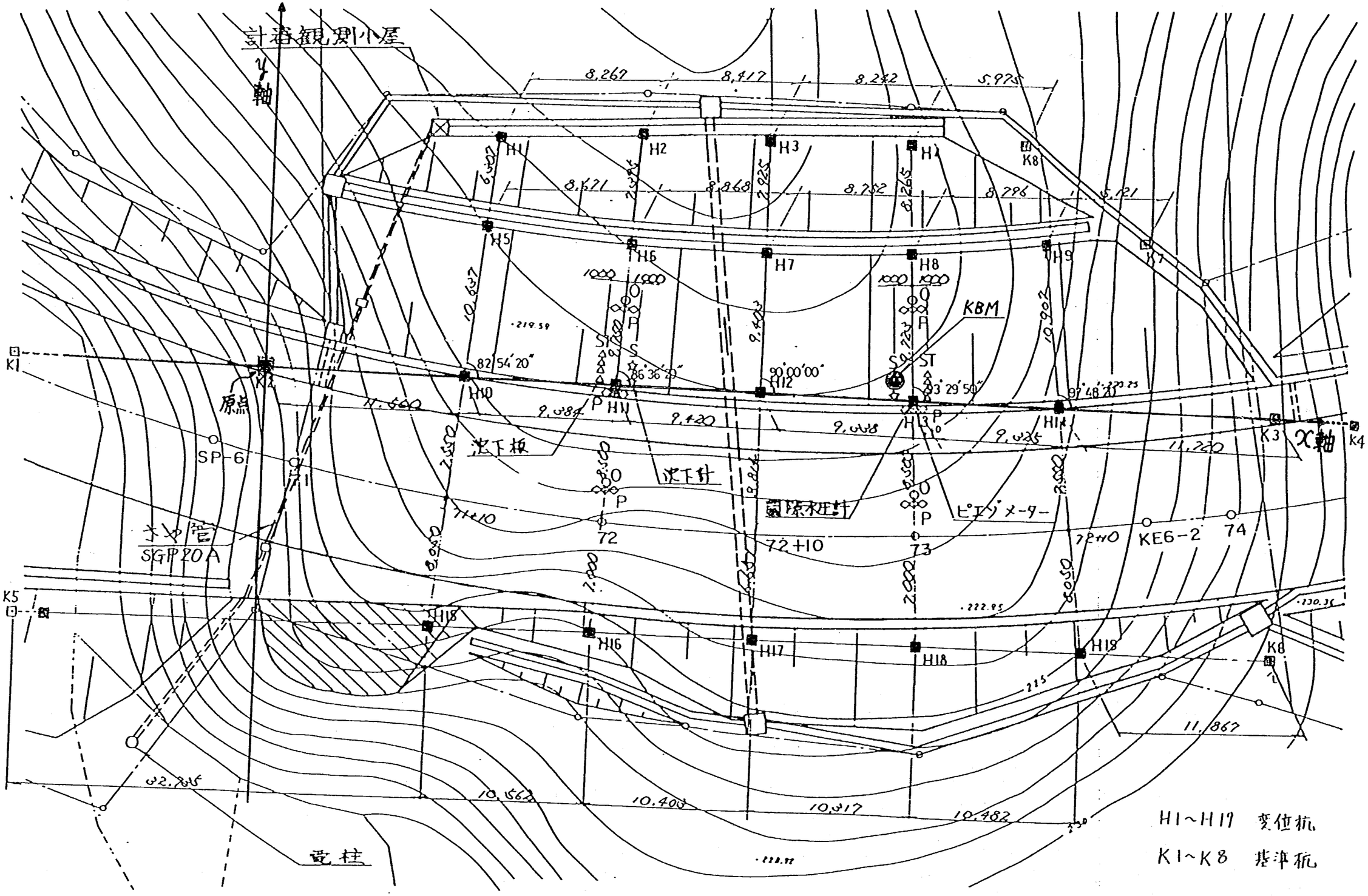


図3－3－6　変位杭設置位置平面図

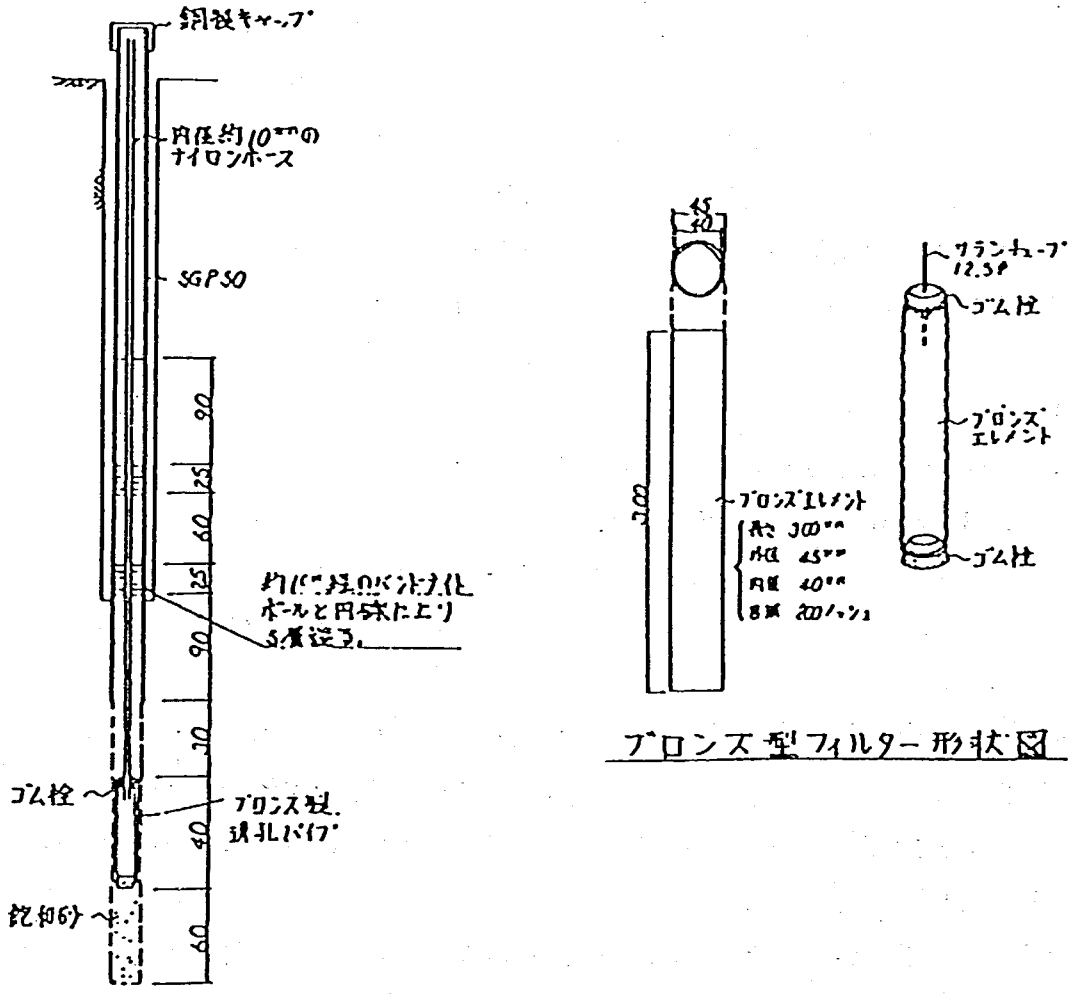


図3－3－7　ピエゾメーター

3.3.3　調査結果

(1)　間隙水圧計

間隙水圧の測定は，間隙水圧計，ピエゾメータおよび土壌水分計により測定した。

これらの測定結果を以下の図に示す。

付図３－３－１　間隙水圧測定結果整理図（昭和63年１月～12月）

付図３－３－２　間隙水圧測定結果整理図（雨期：昭和61年６月～８月）

付図３－３－３　間隙水圧測定結果整理図（雨期：昭和63年６月～８月）

在来工法（火山礫フィルター）とジオテキスタイル工法の相違点を把握するため，間隙水圧の動きを経時変化図として付図３－３－１に示す。

これらの図から，間隙水圧の動きは経過時間により，次のように区分することができる。

第１期	盛土施工による過剰間隙水圧発生期間	昭和61年１月～２月
第２期	過剰間隙水圧消散期間	昭和61年１月～３月
第３期	盛土なじみ期間	昭和61年６月～10月
第４期	安定期間	昭和61年11月～昭和63年12月

期間ごとにこれらの傾向について述べる。

１）第１期　盛土施工による過剰間隙水圧発生期間

①　盛土は昭和60年12月下旬から昭和61年２月中旬まで施工された。間隙水圧測定用計器は昭和61年１月上旬にセットされた。盛土施工中に発生する過剰間隙水圧は設置箇所により明確に現れるところと，そうでないところがあるが，１月中旬よりところどころ過剰間隙水圧が発生し，最大で0.3kgf／cm²程度である。

②　発生しはじめてから最大値となるまでに要する時間は施工ピッチに起因するが，今回の測定では５～10日間である。図３－３－８に測点№72，73で代表的な過剰間隙水圧発生箇所の経時変化図を示す。

③　過剰間隙水圧発生のしかたに在来工法とジオテキスタイル工法の違いによる差は認められない。

２）第２期　過剰間隙水圧消散期間

①　発生した過剰間隙水圧はその大半が２月中旬に消散している。過剰間隙水圧最大時から消散までの経過日数は10日～15日程度である。

②　過剰間隙水圧消散に関し，両工法による違いは認められない。

３）第３期　盛土なじみ期間

①　昭和61年３月～５月

盛土施工による過剰間隙水圧も消散し，さらに降雨も少ないため間隙水圧の動きは落ち着いている。

②　昭和61年６月～10月

雨期になると間隙水圧の動きが激しくなった。

図３－３－９，図３－３－10に代表的な経時変化図を示す。

a）在来工法の降雨にともなう変動パターンとして次のような傾向が認められる。（付図３－３－２参照）

i）降雨開始直後から1日ないし2日程度の間に，一時的に盛土内部にかなり大きな負の間隙水圧が発生する。

ii）その負の間隙水圧が降雨の盛土内浸透にともない減少し，場合によっては正の間隙水圧の発生にまで至る。

iii）その後水平排水層の効果によって浸透水の排除，乾燥が促進され，徐々に負の間隙水圧が大きくなる。この負の間隙水圧の回復速度はかなりゆっくりしたもので，次の降雨があるまで負の間隙水圧の漸増傾向が続く。この傾向はi）を除いてはスパンボンド不織布を用いた盛土においても，ほぼ共通して認められる。

b）急激な負圧の発生について

在来工法側のみ降雨時負圧が発生するのは，排水材として用いている火山礫とスパンボンド不織布の通水能力の差によるものと考えられる。すなわち，盛土の含水状態が安定していない状況では火山礫層の飽和度が小さく，フィルター層に近い部分から雨水が入ってくるとこれを上回る急激な速度で水を吸収しようとするため一時的に急激な負圧が発生すると考えられる。

c）水平排水材としての効果

スパンボンド不織布や火山礫フィルターの水平排水材としての効果は上記のiii）で述べた間隙水圧の変動パターンに顕著にあらわれてくると考えられる。そこで在来工法とジオテキスタイル工法における降雨後の負の間隙水圧の回復状況を比較すると次のようなことが指摘できる。

雨の頻度の多い6月～7月中旬にかけては，在来工法では盛土谷側の中段や下段，盛土中央の上段などにおいて，ある降雨から次の降雨までの途中の期間における負の間隙水圧の増加が顕著に認められ，火山礫フィルターが盛土内浸透水の排水層として効果的に機能していることがわかる。

これに対してスパンボンド不織布を用いた盛土においても，盛土谷側中段などにおいては，在来工法の場合と同様に，比較的すみやかな負の間隙水圧の回復が認められるが，その他の各点では全般的に負の間隙水圧の回復速度は在来工法に比較すると遅く，雨の頻度が多い場合などには排水が追いつかず，正の間隙水圧が残留する場合もみうけられる。ただし，7月の後半から8月にかけて降雨の頻度が減少するとジオテキスタイル工法による盛土においても，それまで雨で累積していた正の間隙水圧が減少し，さらに負の間隙水圧の発生にまで至るという状況が認められる。

したがって，スパンボンド不織布も火山礫フィルター同様，降雨にともなう盛土内浸透水の排除効果を有していることがうかがえる。

4）第4期　安定期間

① 付図3－3－1をみると，この時期になると降雨も少ないためか，間隙水圧の動きも落ち着いてくる。

② 図3－3－11から次のことがいえる。

在来工法では全体的に降雨時でも反応がほとんどなく，あるところでも（谷側下段，中央下段，山側中段）せいぜい0.02～0.04kgf／cm²である。そして降雨直後の負圧の発生もほとんど認められない。

これに対してジオテキスタイル工法も降雨時の反応はかなり小さくなっている。ただし，盛土中央

では最高0.1～0.2kgf／cm²の反応があり，この付近の正の間隙水圧が雨期においては残留している可能性が高い。

これらの結果より，スパンボンド不織布と火山礫フィルターは一部雨水を残留している箇所があるが，他は十分に排水効果を有していることが認められる。なお，昭和62年6月に道路天端がアスファルト舗装されたが，これによる雨水の盛土内への浸透の影響は測定結果からは認められない。

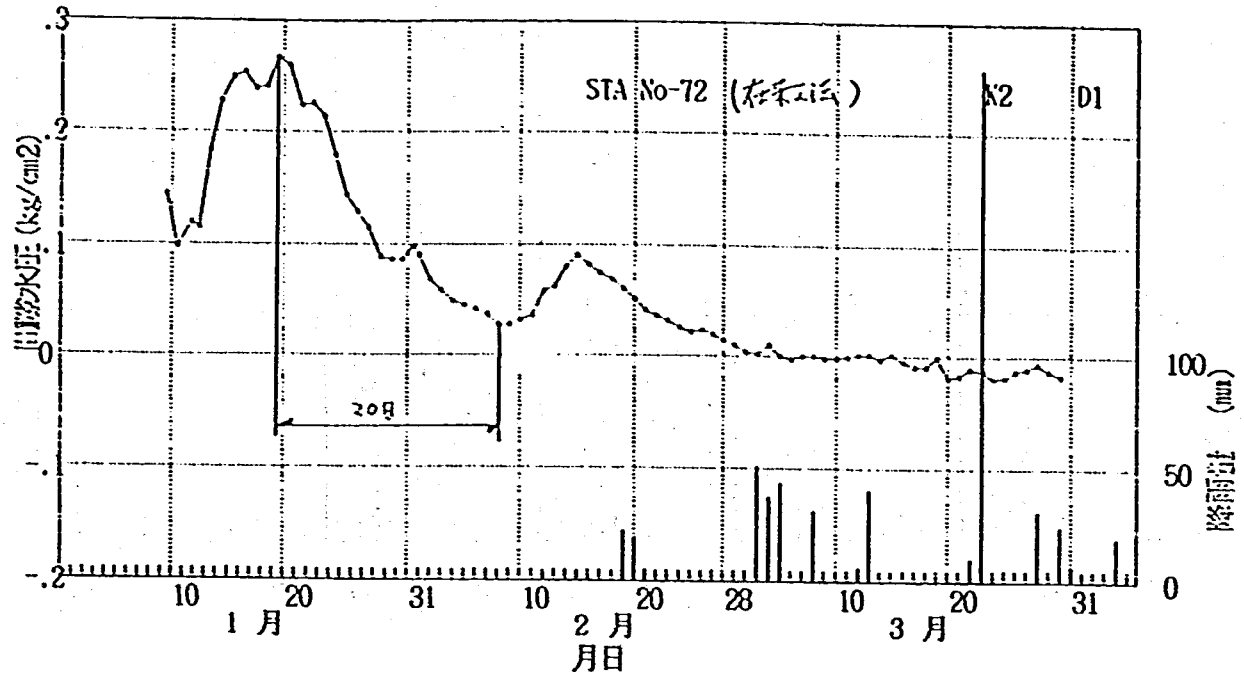
5）ピエゾメーターと土壌水分計の測定結果

① ピエゾメーター

一部たまり水的に常時10～50cmの水頭を有する箇所があった大部分は水頭が認められない。これは間隙水圧の負の領域にあることを裏付けるものである。

② 土壌水分計

盛土なじみ時期には間隙水圧計と異なる動きをみせる計器があったが，安定期に入ると両者は非常に似かよった動きをみせる。ただし，値自体は土壌水分計のほうが若干負側にある。負圧の測定に関しては土壌水分計のほうが信頼性が高いため，盛土の間隙水圧は負の領域にあるものと考えられる。



昭和61年

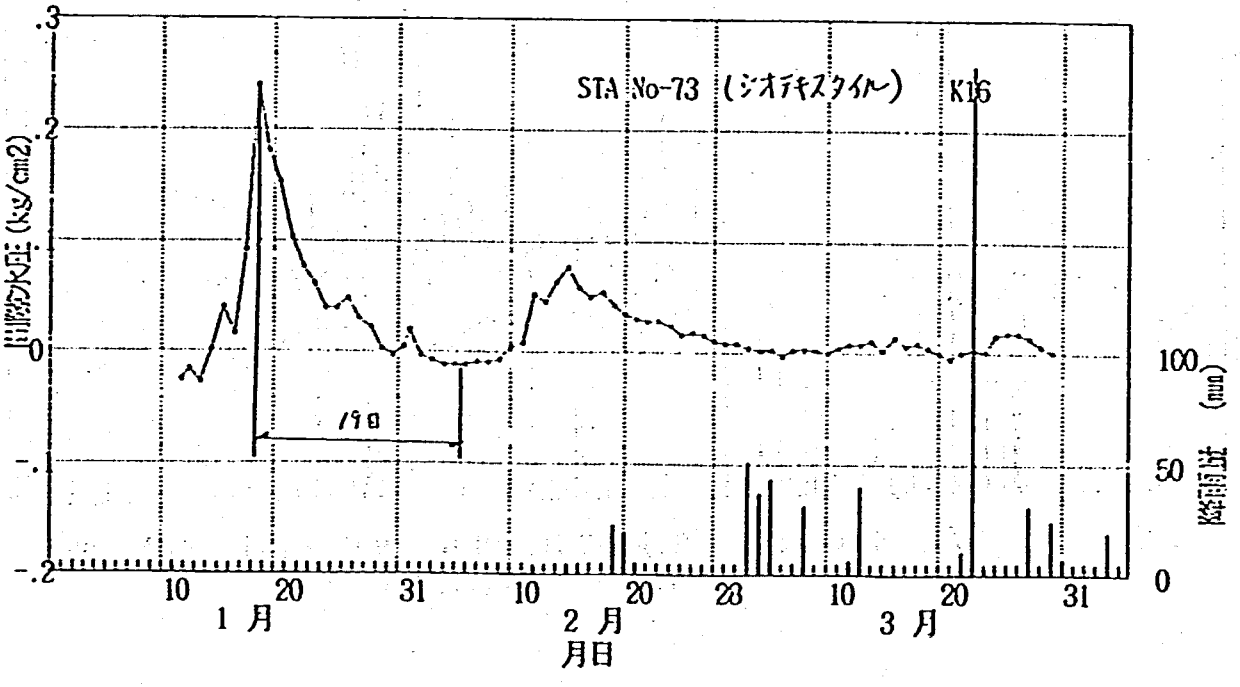


図3－3－8　施工時の過剰間隙水圧

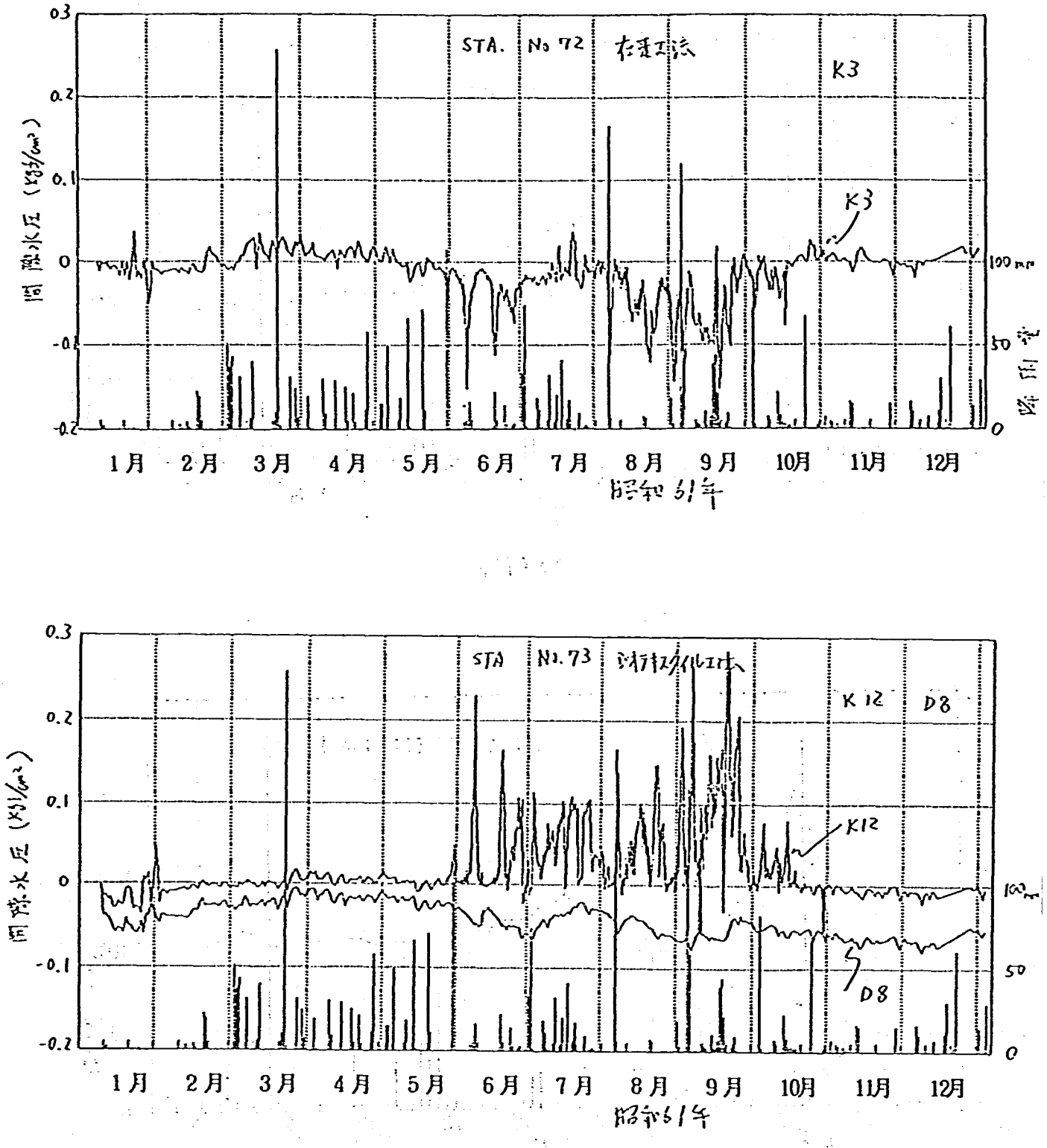
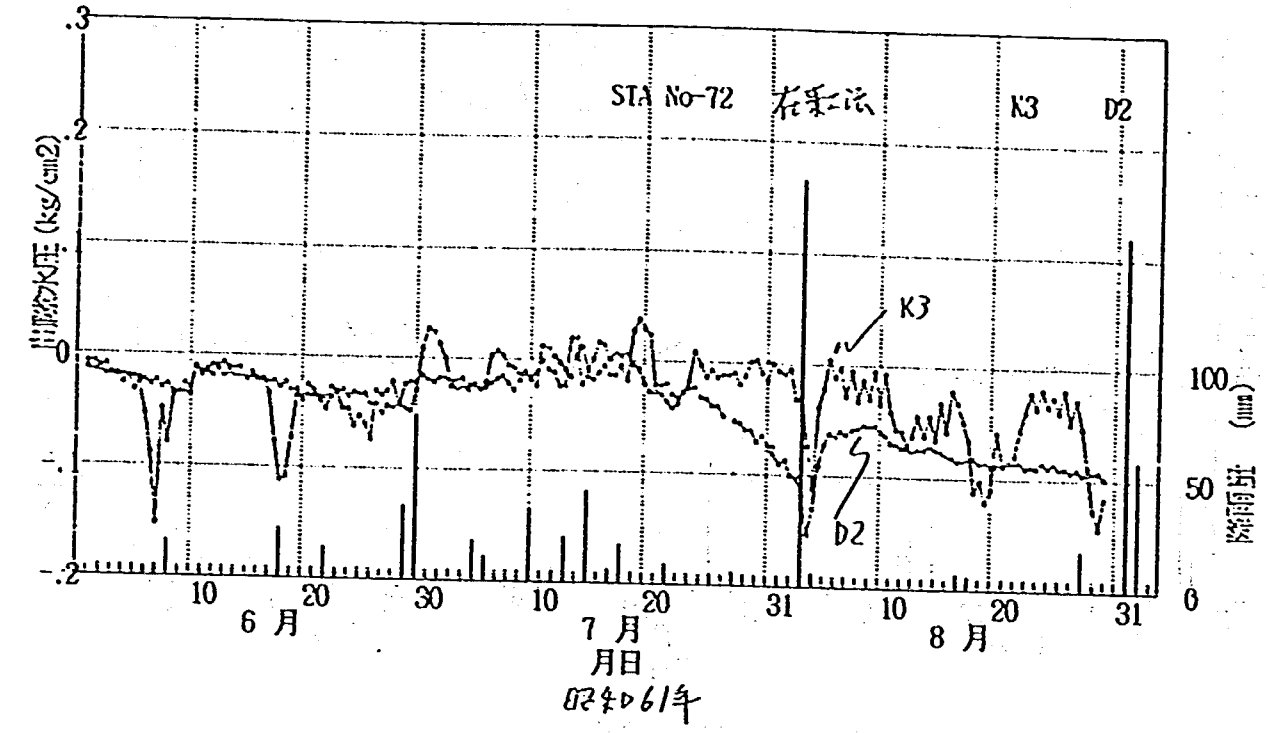


図3－3－9　盛土なじみ期間の間隙水圧



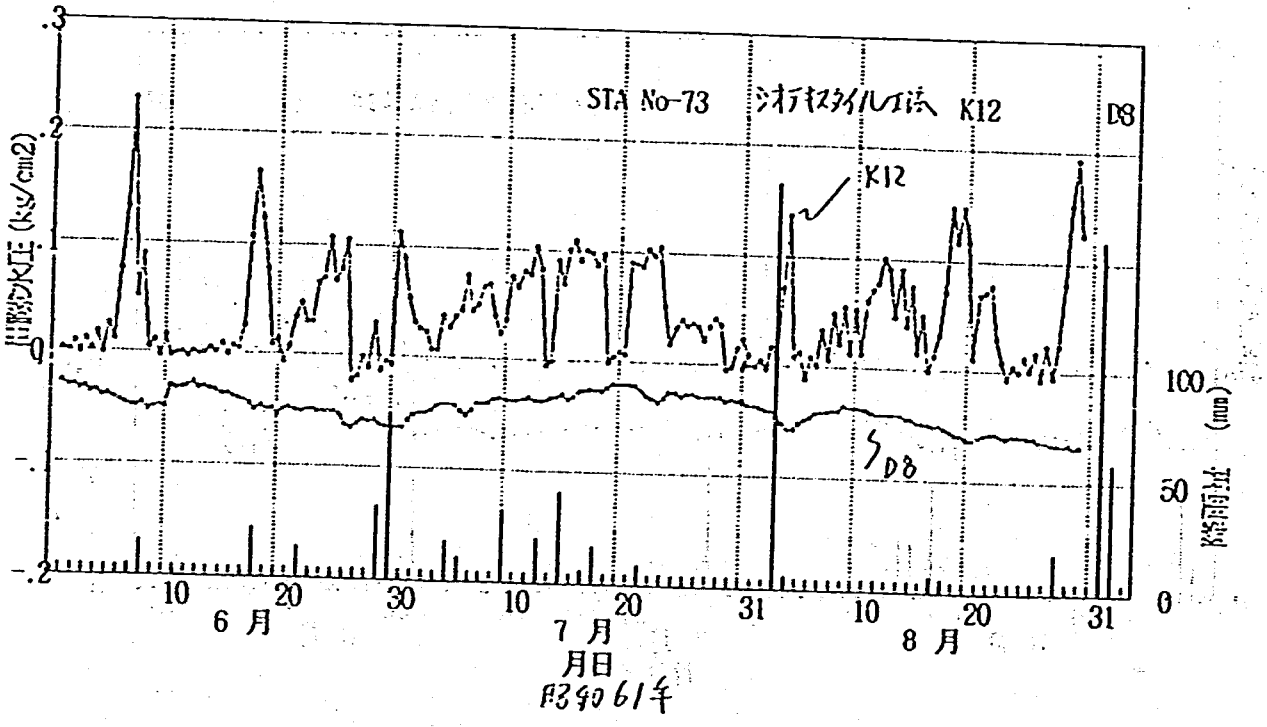
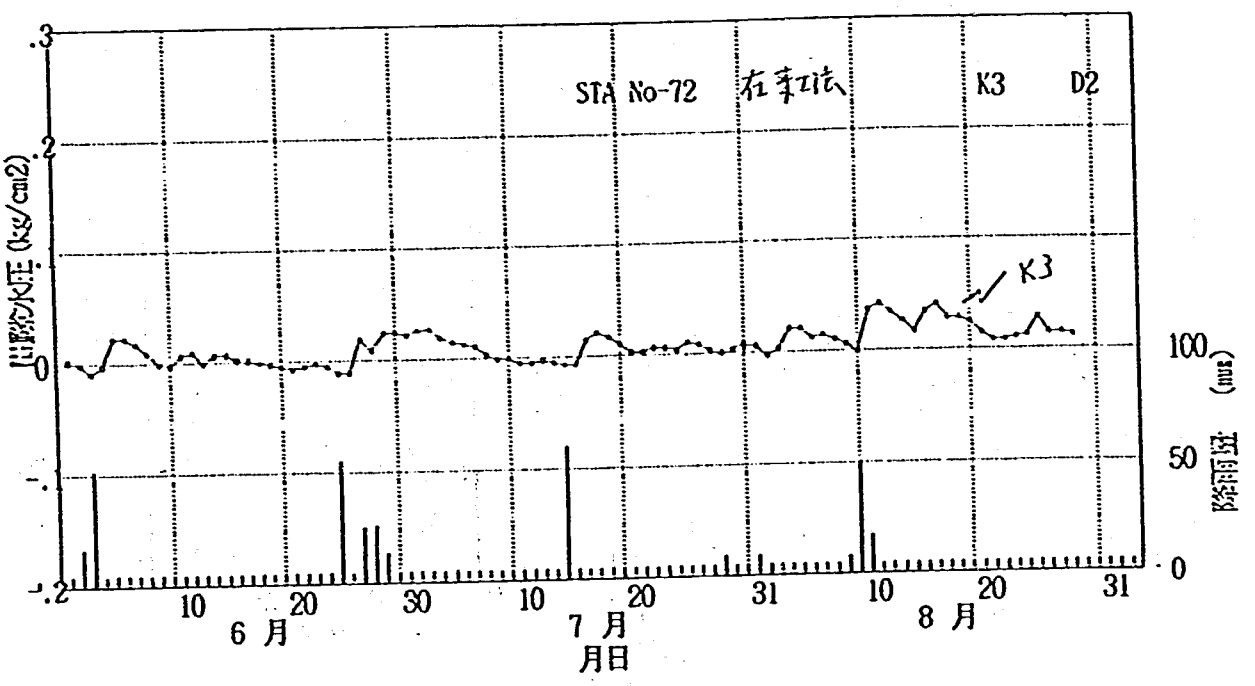


図3－3－10　盛土なじみの時期雨期の間隙水圧



昭和63年

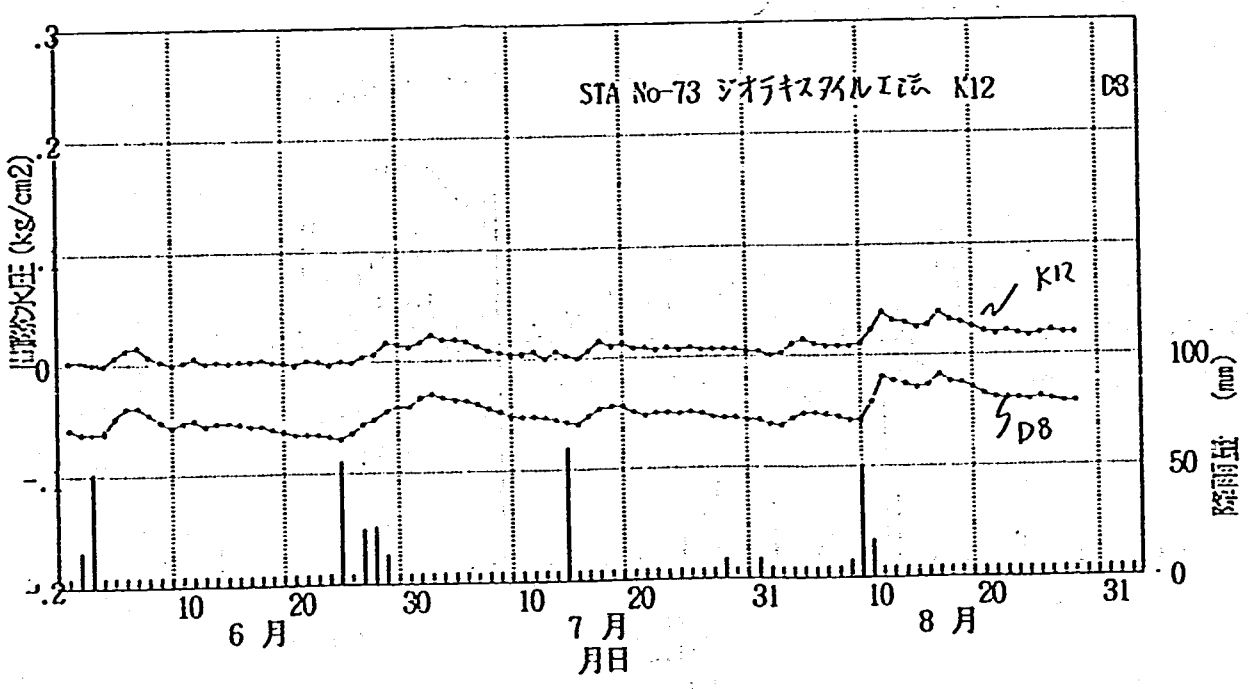


図３－３－11　盛土安定期雨期の間隙水圧

(2) 沈下量測定結果

沈下量の測定は，多段式変位計，沈下板，変位杭により各々測定した。

これらの測定結果を以下に示す図表に整理した。

図3－3－12は，多段式変位計測定結果を沈下量経時変化として断面別にまとめたものである。

図3－3－13は，沈下板と沈下板設置位置の盛土天端に設置した変位杭の沈下量経時変化を断面別にまとめたものである。

以下，測定結果について述べる。

1）沈下曲線について

盛土施工時から3年間にわたり沈下量を測定したが，盛土立ち上げ完了（昭和61年2月下旬）管理目標である3ヶ月後にほぼ沈下もおさまり，各沈下板でのその後の沈下量は5㎝以下となっており，おおむね両工法とも差のない沈下傾向を示している。

2）各層の圧縮量について

沈下板測定結果より各層の圧縮量を算定し図3－3－14にまとめた。これをみると，以下のことがいえる。

① 地山

地山は在来工法で32.5㎝，ジオテキスタイル工法で29.0㎝沈下した。地山の沈下に関しては排水材は影響しないが，ほぼ同じ盛土荷重が同一地盤に作用したと考えてよさそうである。

② 盛土層

在来工法とジオテキスタイル工法の層ごとに比軸すると，ジオテキスタイル工法の圧縮量が第0層で6㎝，第1層で18㎝大きい。したがって，盛土全体の圧縮量としてはジオテキスタイル工法が在来工法に比べて約25㎝大きくなっている。

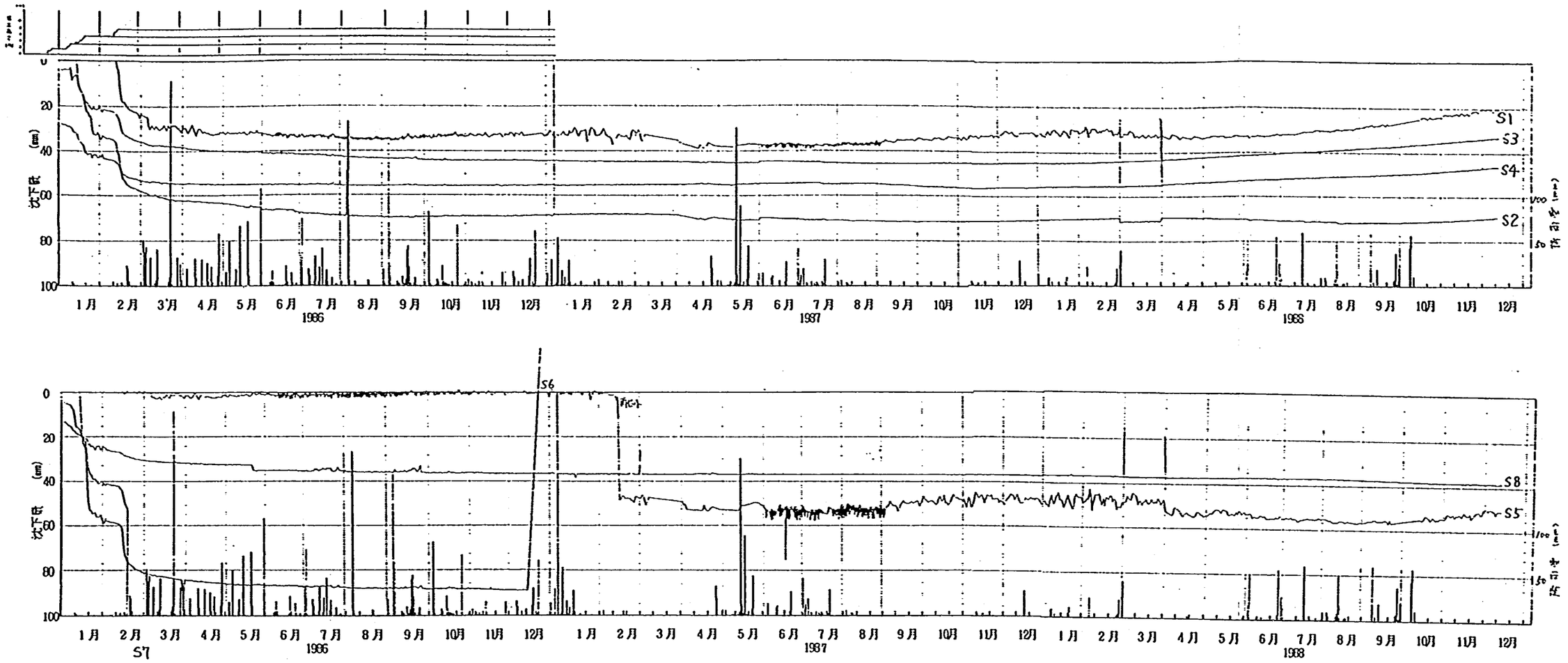
表3－3－1 沈下量比較表

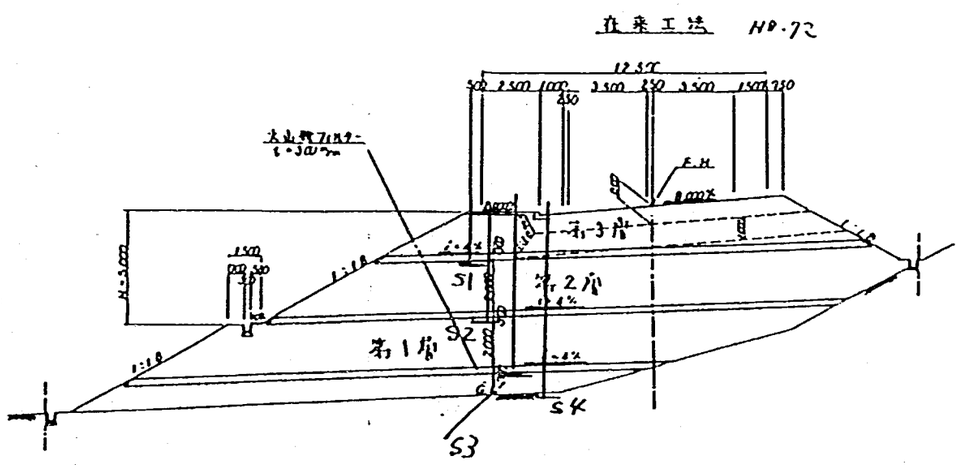
	盛土高 (m)	フィルター層厚 (m)	沈下対象層厚 (m)	地山沈下量 (㎝)	盛土圧縮量 (㎝)	全沈下量 (㎝)
在来工法	8.5	0.9	7.6	32.5	27.0	59.5
ジオテキスタイル工法	8.5	—	8.5	29.0	51.9	80.9

これは在来工法盛土はフィルター層厚の合計が90㎝（30㎝／層×3層）あるため，沈下対象層がこの分少なくなっているためと考えられる。

③ 設計値での比較

盛土設計当時の推定沈下量は地山が19㎝，盛土が15㎝，合計34㎝である。これに比べると実際の沈下量は2～2.5倍となっており，とくにジオテキスタイル工法の沈下量が大きい。





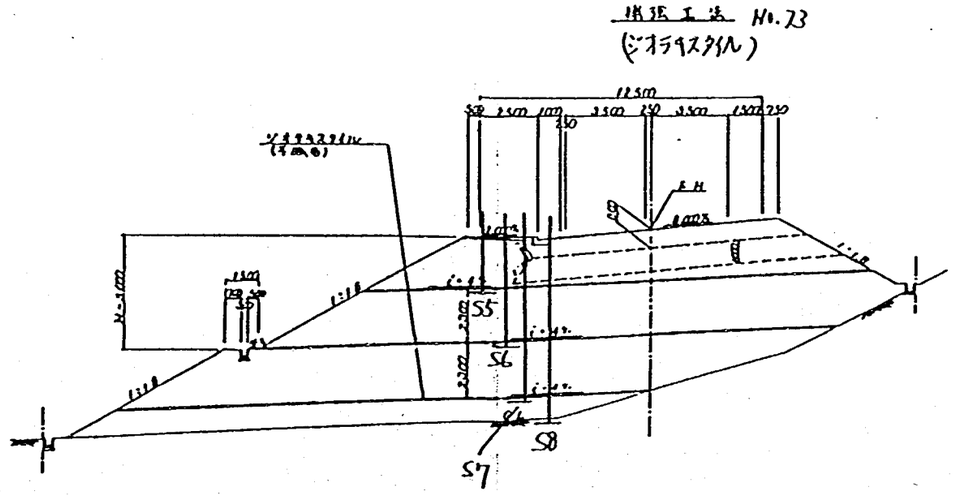
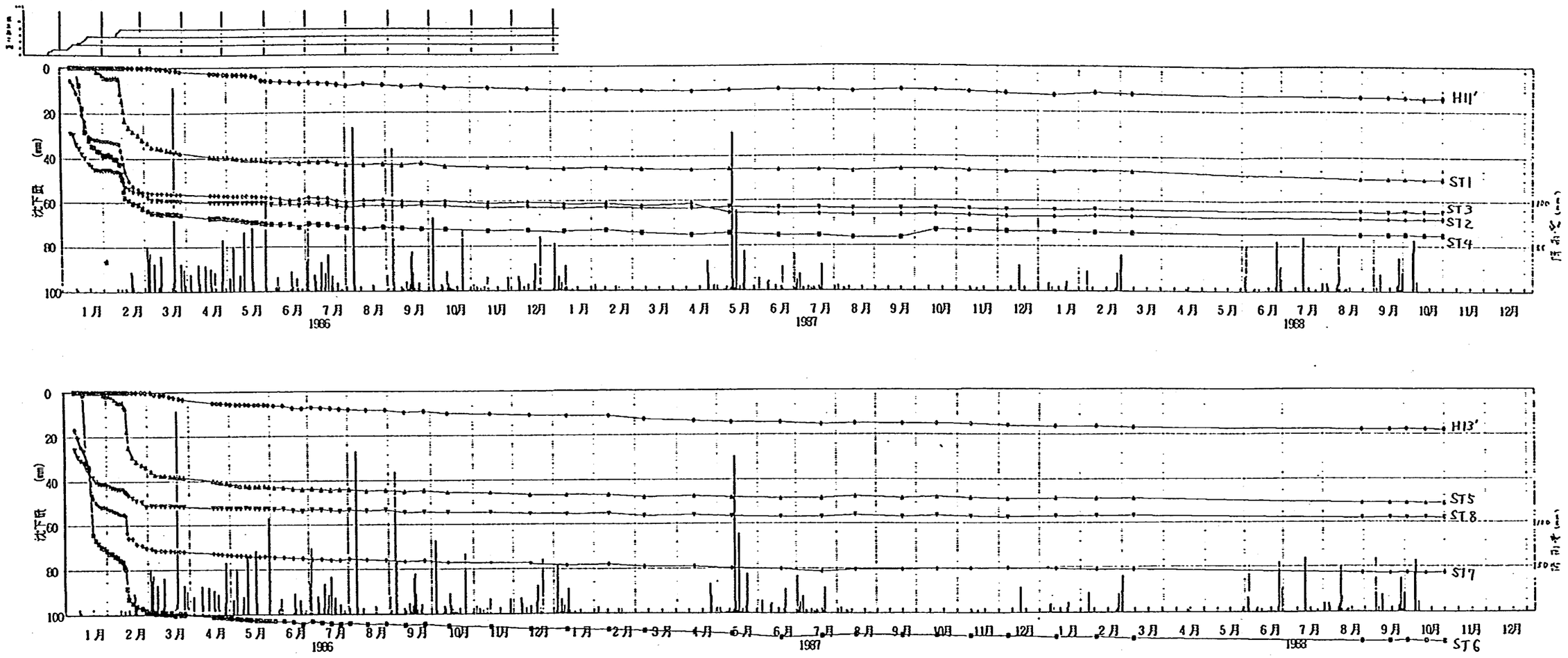


図3－3－12　沈下量経時変化図（多段式変位計）



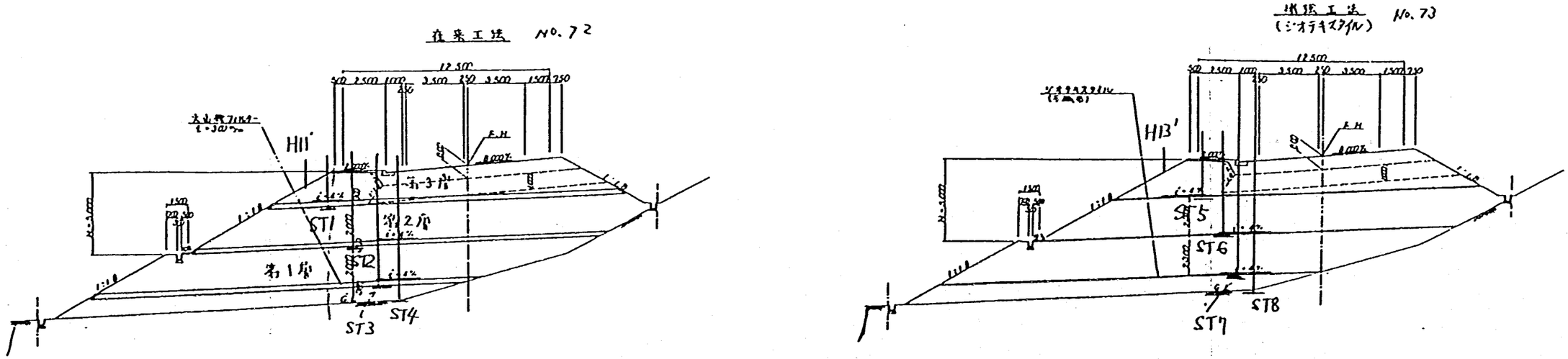
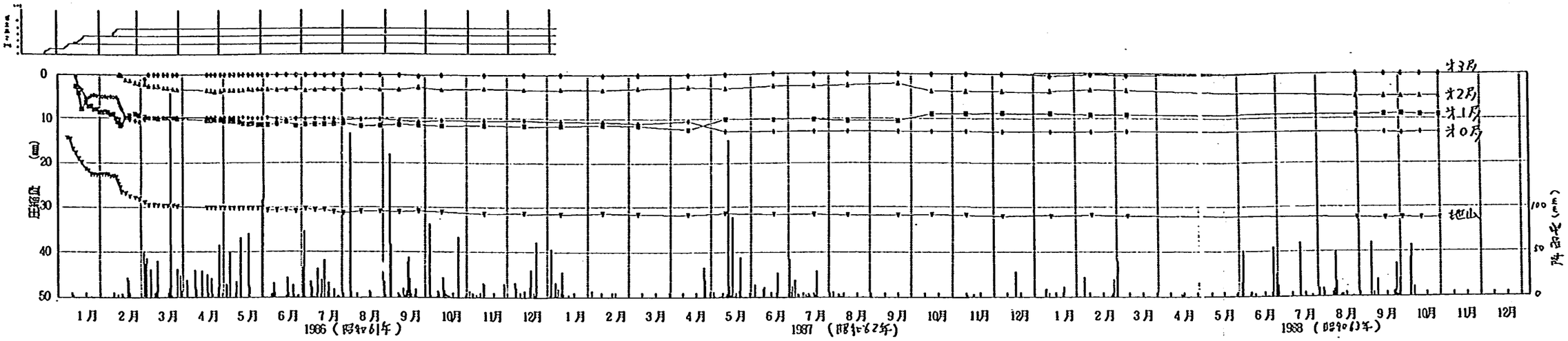
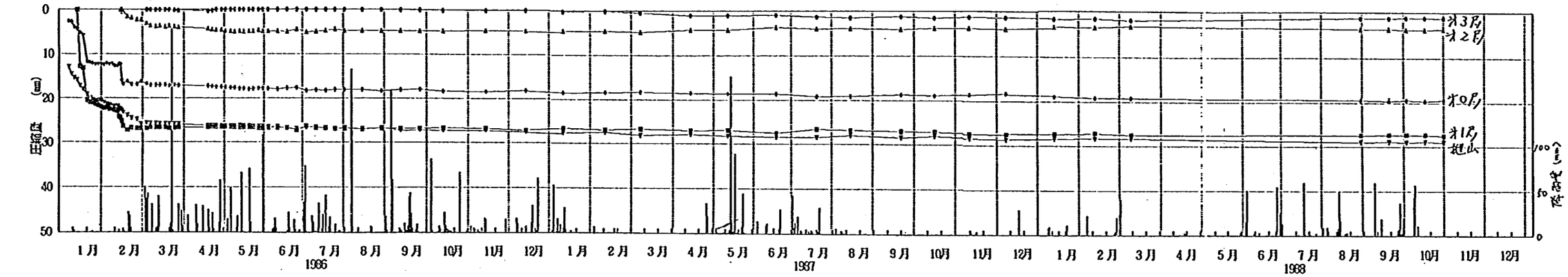
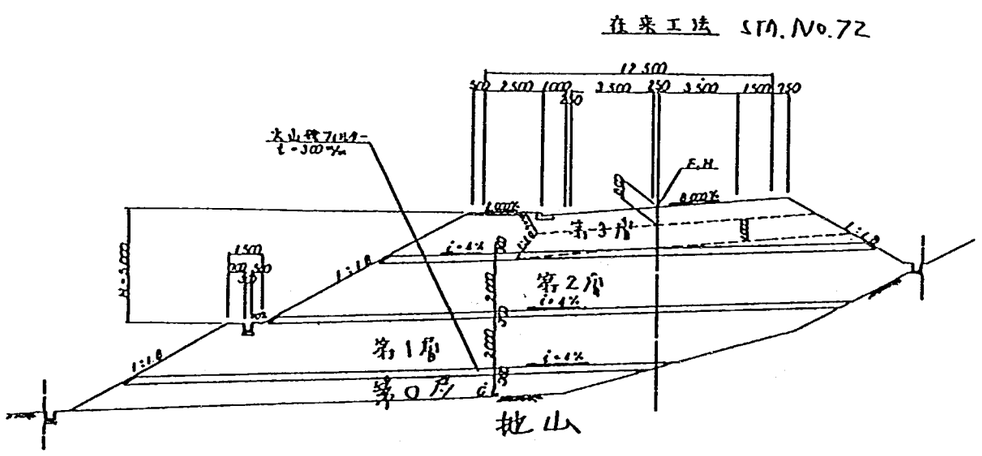


図3－3－13　沈下量経時変化図（沈下板）







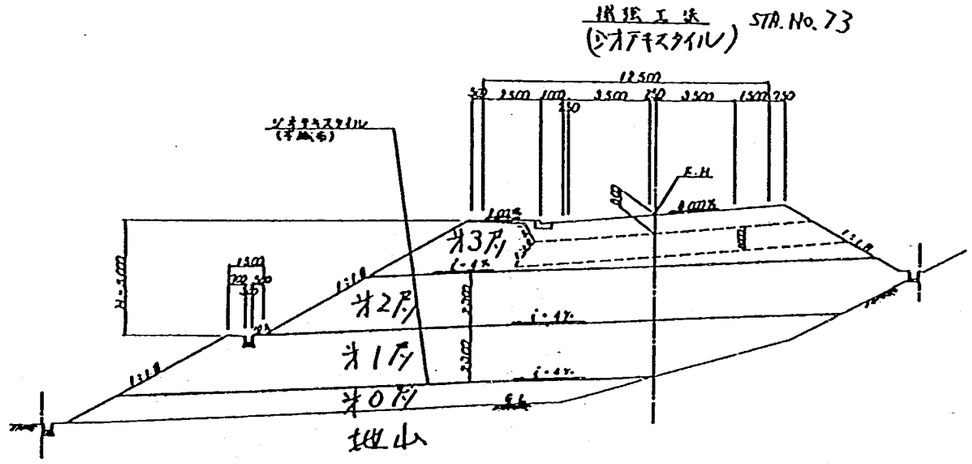


図3－3－14　圧縮量経時変化図

(3) 水平変位量測定結果

1）変位杭の水平変位について

過去3年間の水平変位を図3－3－15に示す。これをみると，盛土基礎地盤形状の相違，変位杭の移動等の影響もあり，両工法の間に一定の傾向は認められない。ただし，3年間の変位量はおおむね横断方向で2～4㎝，道路軸方向で2～5㎝となっており，基礎地盤の谷の形状の影響が大きい。

2）盛土全体の変形について

道路横断方向の側方変位と沈下量にもとづき，盛土の形状経時変化を図3－3－16に示した。これをみると，全体にジオテキスタイル工法部のほうが変形量が大きいことがわかる。これは山側の盛土形状が異なり，ジオテキスタイル工法部のほうが土量が多いためと考えられる。ただし，変状は現在ではほぼ収束している。

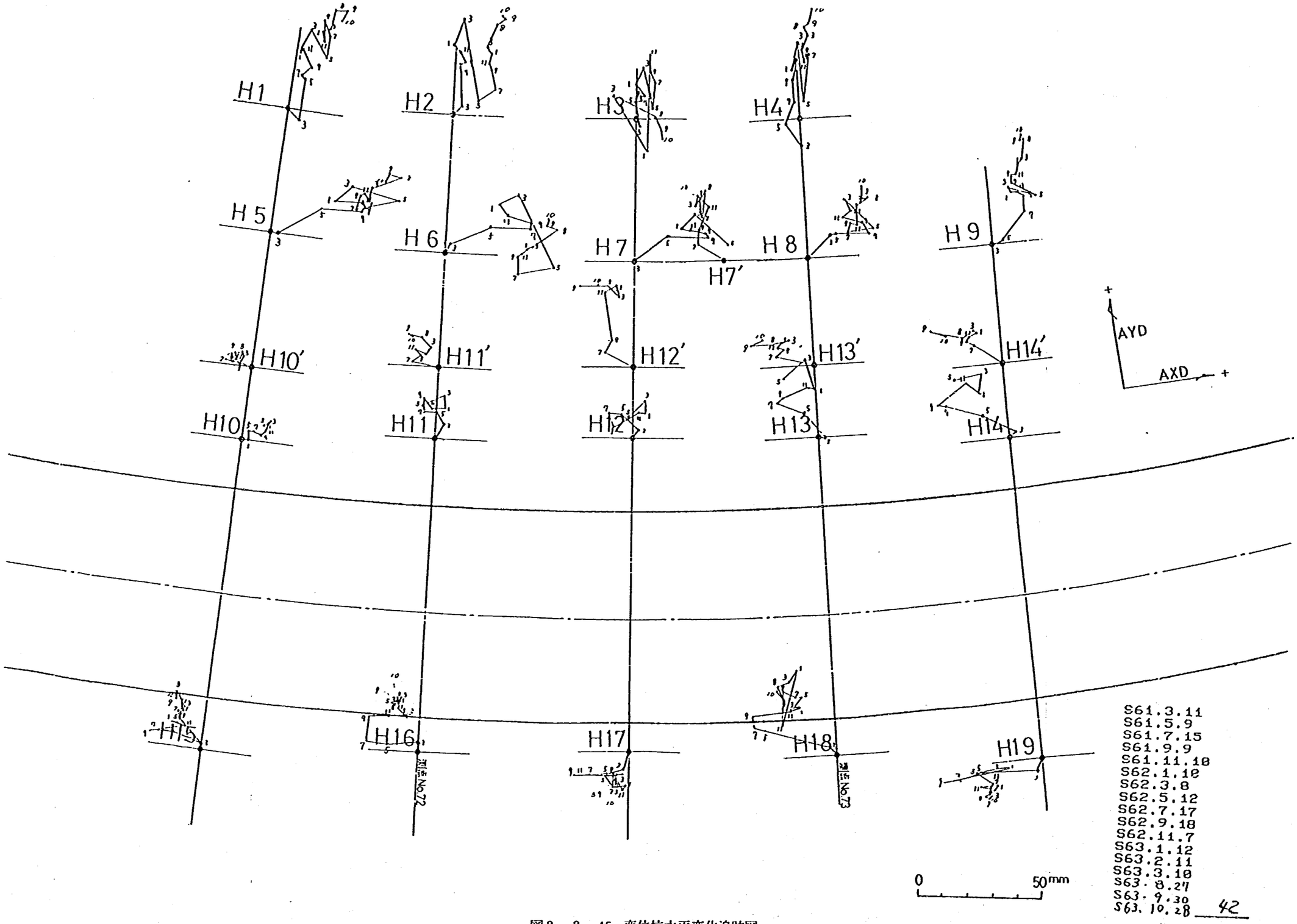
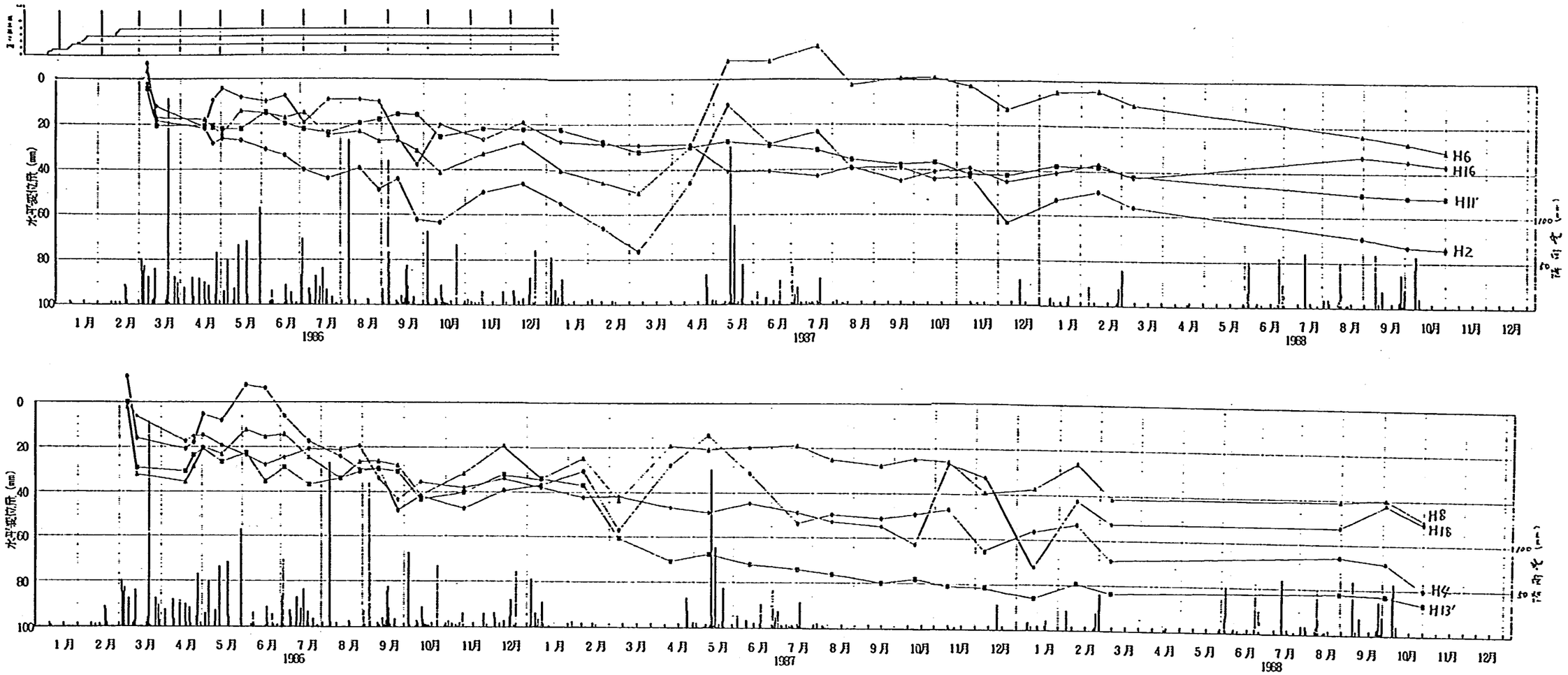


図3－3－15　変位杭水平変化追跡図



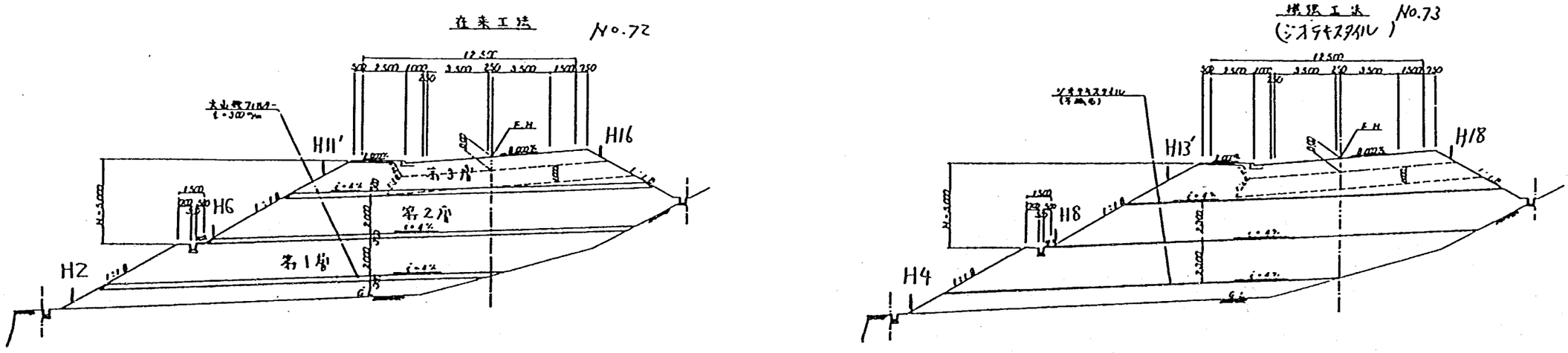


図3－3－16　水平変位量経時変化図

(4) 現場透水試験

不織布の通水性チャックを目的として現場透水試験を実施した。

試験手順を図３－３－17に試験位置平面図，断面図を図３－３－18に示す。

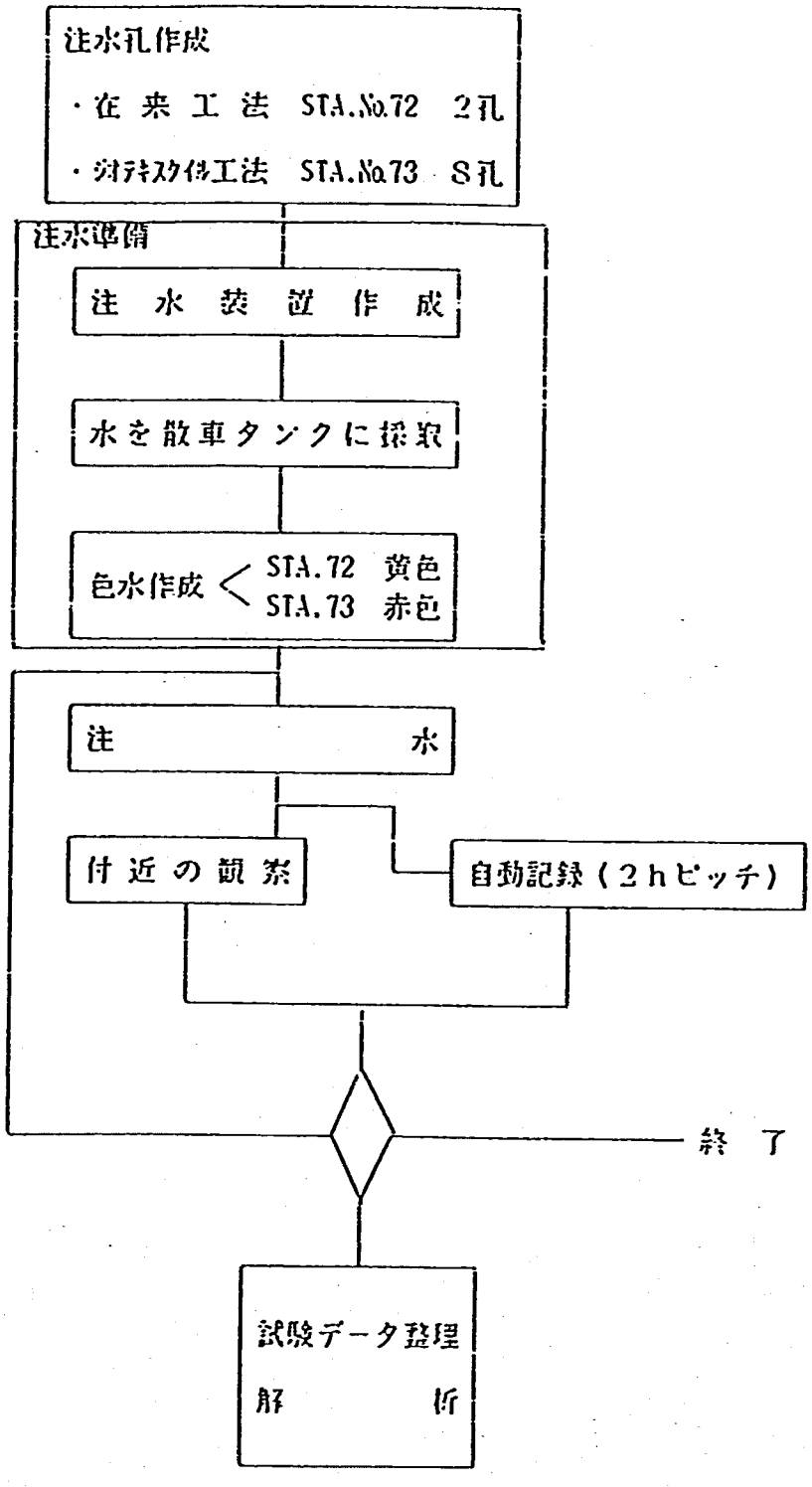
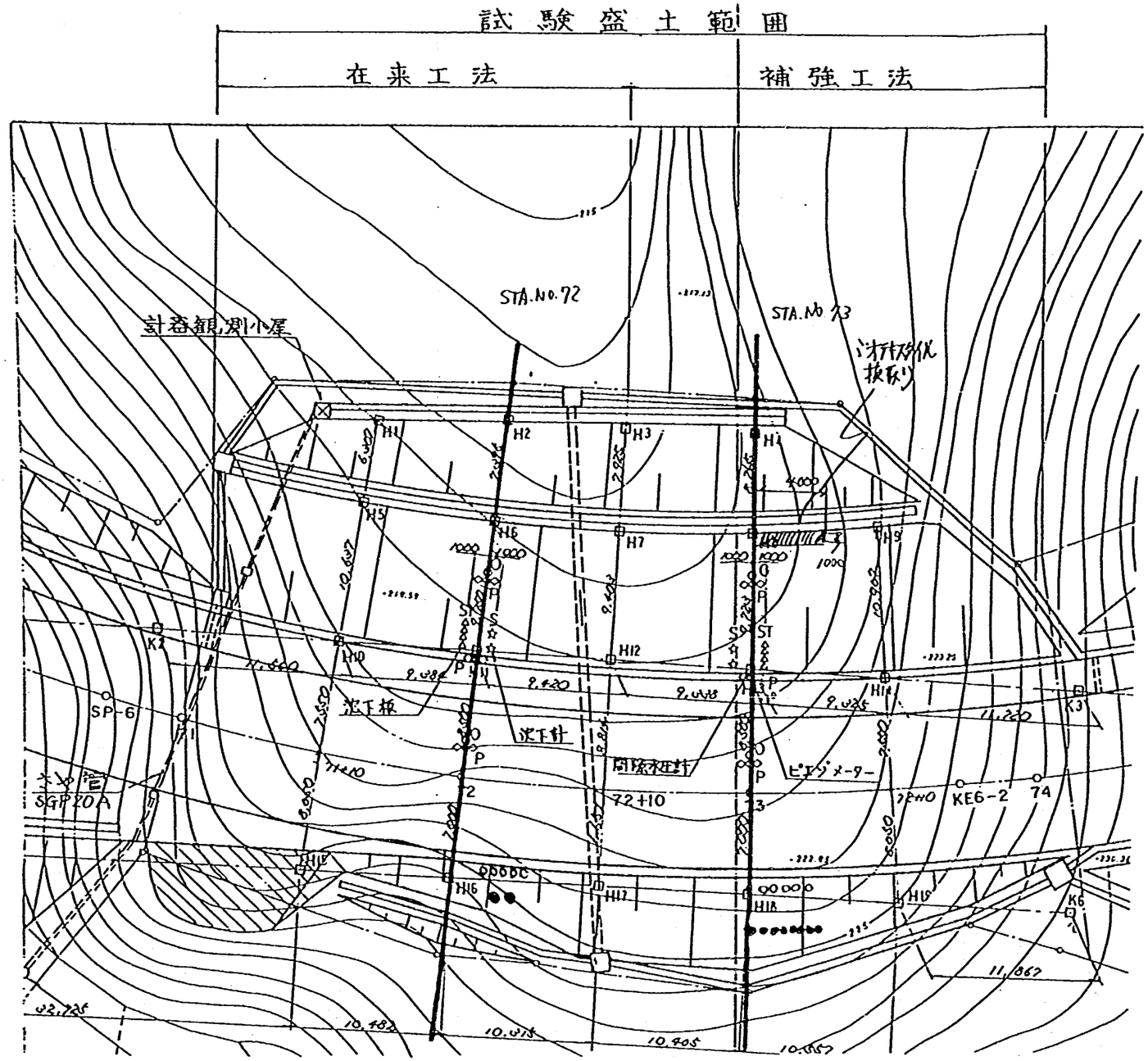


図３－３－17 試験手順



○ ドラム缶（給水用）

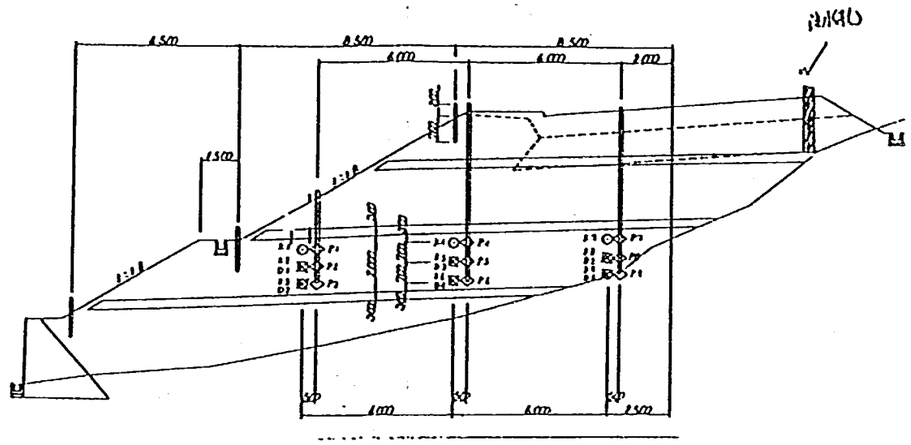
● 塩ビ挿入位置（注水孔）

No.72

間隙水圧計設置図

（ピエゾメーター）

（横断方向）

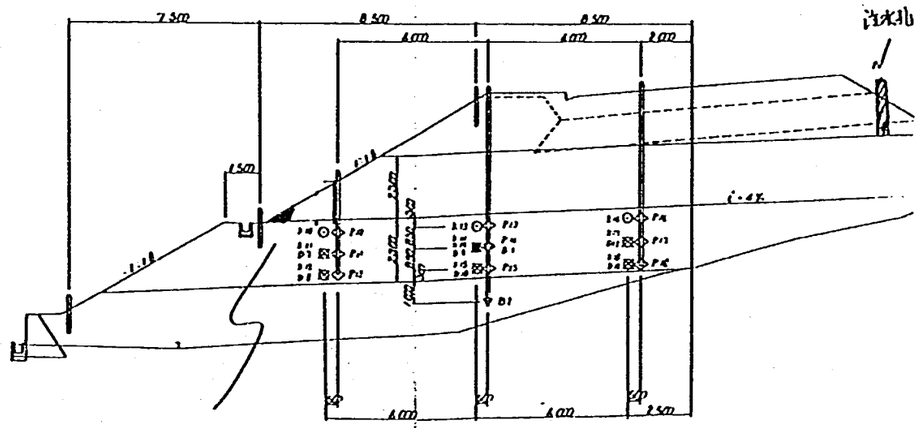


No.73

間隙水圧計設置図

（ピエゾメーター）

（横断方向）



ジオテキスタイル
試料採取

図3－3－18　現場透水試験位置図

1）フィルターの透水係数

試験では塩ビパイプ内の水位を50cmに保ち，この時の注水量を測定し，これよりフィルター層の透水係数を算定する。

① 砂礫フィルター

Q＝1000cc／sec

一定の水頭で開端部から水を浸透させる場合

h≦Tu≦3hのとき

$$k=\frac{3Q\ \ln(h/r)}{\pi h(h+2Tu)}$$

ここに，Q：流量（cm³／s）

h：水頭差（cm）

r：ケーシング半径（cm）

$$k=\frac{3\times1000\times\ln(50/10)}{\pi\times50\times(50+2\times80)}=1.46\times10^{-1}\text{cm/sec}$$

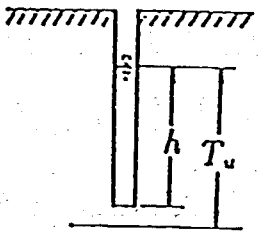


図 $h\leq T_u\leq 3h$

② スパンボンド不織布

Q＝200cc／sec

$$k=\frac{3\times200\times\ln(50/10)}{\pi\times50\times(50+2\times50.3)}=4.08\times10^{-2}\text{cm/sec}$$

2）間隙水圧計の反応

各計器の反応を付図3－3－4に示す。

① 降雨時の反応を示さなかった在来工法部でも注水2～3日後に一部反応が現れた。

② ジオテキスタイル工法も注水2～3日後に一部反応が現れたが，この時点までに要した注水量は在来工法に比べ約半分である。

3）付近の観察

① 谷側斜面からの湧水は認められなかった。

② 山側斜面は水で滲んできたのでパイプ内の水位を50cmに保ち安定させた。

③ 竹藪内，山側側溝際に水位観測孔を設けたが，水は認められなかった。

以上の結果から次のことがいえる。

① スパンボンド不織布は10^{-2}オーダーの透水係数を保っており，これは砂礫フィルターの約半分の能力にあたる。そして，この値はスパンボンド不織布垂直方向の透水係数（拘束圧1kgf／cm²）にかなり近い値である。図3－3－19にスパンボンド不織布の透水性能（拘束圧と透水係数の関係）を示す。

② 注水した水が盛土外部へ逃げていないため，水は盛土内に浸透し計器に反応していることになる。注水量と間隙水圧分布から盛土飽和度の分布状況を推定すると図3－3－20のようになる。

③ 注水後の反応時間は両工法とも2～3日であり，スパンボンド不織布は砂礫フィルターに比べて約半分の注水量で反応がでる。これは排水材としての能力（貯留能力）が砂礫フィルターに比べて小さ

いことを示している。

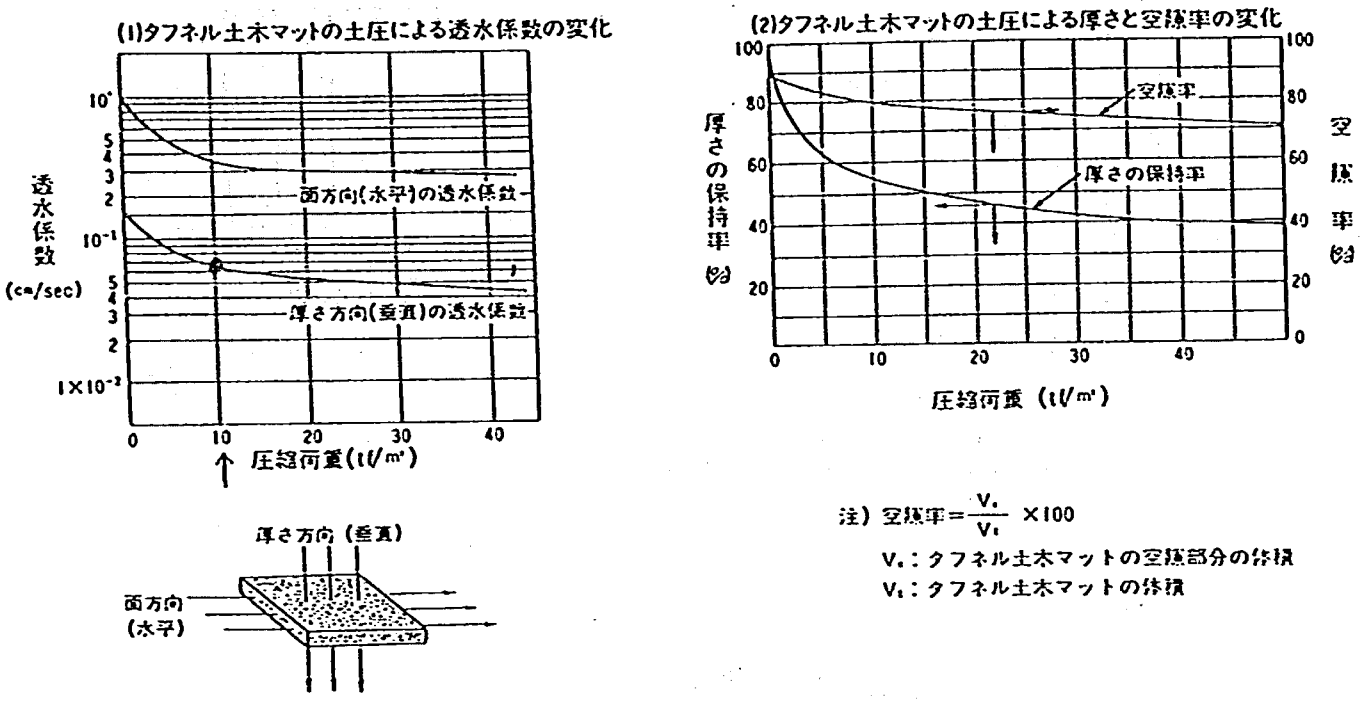


図３—３—19　ジオテキスタイルの透水性能

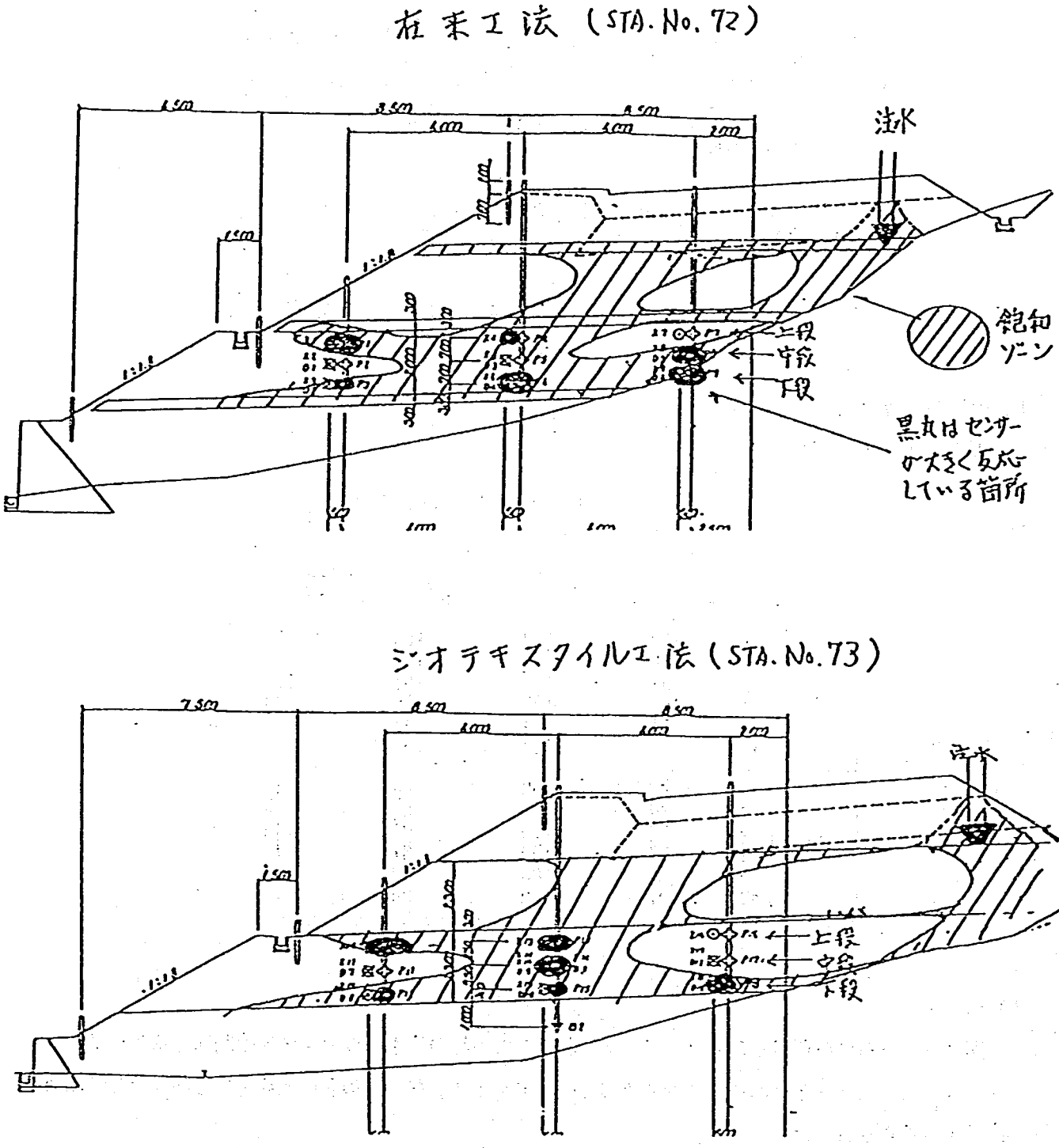


図3－3－20　盛土飽和度分布推定図

(5) スパンボンド不織布性能試験

盛土内に敷設してあった不織布を，昭和63年度にサンプリングして引張強度および透水性について試験を行った。表３－３－２に試験項目を示す。

表３－３－２　試験項目一覧

試験内容	基準 (JIS)	試験方向	供試体数 (1シリーズ当たり)	試験数量（シリーズ）		
				新品	埋設品	計
引張強度	L−1085	縦	5	1	1	2
		横	〃	1	1	2
透水性	A−1281	垂直	荷重６段階	3	3	6
		水平	〃	3	3	6
顕微鏡		断面	1	1	1	2

１）引張強度特性

表３－３－３に試験結果を示す。

表３－３－３　引張強度試験結果

		ブランク（新品）		埋設品	
		強度 (kgf)	伸び (%)	強度 (kgf)	伸び (%)
縦	1	153	122	165	70
	2	160	125	161	93
	3	157	122	161	113
	4	139	102	150	106
	5	151	124	146	97
	av	152	124	156	96
横	1	89	156	88	145
	2	89	145	80	118
	3	92	176	95	148
	4	93	165	87	142
	5	91	160	89	159
	av	91	160	88	142

２）透水性

図３－３－21に載荷重と新品（ブランク）および埋設品の透水係数の平均値の関係を示す。また，図３－３－22～図３－３－24に各サンプルごとの結果を示す。なお，透水係数算定には図３－３－25の関係により補正を行った。

これらの図から次のことがいえる。

① 埋設品の引張強度特性は，新品と比べて強度は同等，伸びが若干小さい結果となった。これは，不織布内に混入した土粒子が目詰りしたものと考えられ，不織布の耐久性に問題はない。

② 透水係数において，新品よりも埋設品は若干低下するが，解析上取り上げる程の低下ではなく，不

織布内の目詰りを問題とする程度ではない。

③ 断面写真より，主に不織布表面に土粒子が付着しており，不織布内には土粒子の混入がほとんどない。

④ 前述の現場透水試験により得られた透水係数はスパンボンド不織布の鉛直方向の透水係数とみなすことができる。今回の室内試験にて得られたデータは現場透水試験のデータに似かよった値であり，信頼できるものと考えられる。

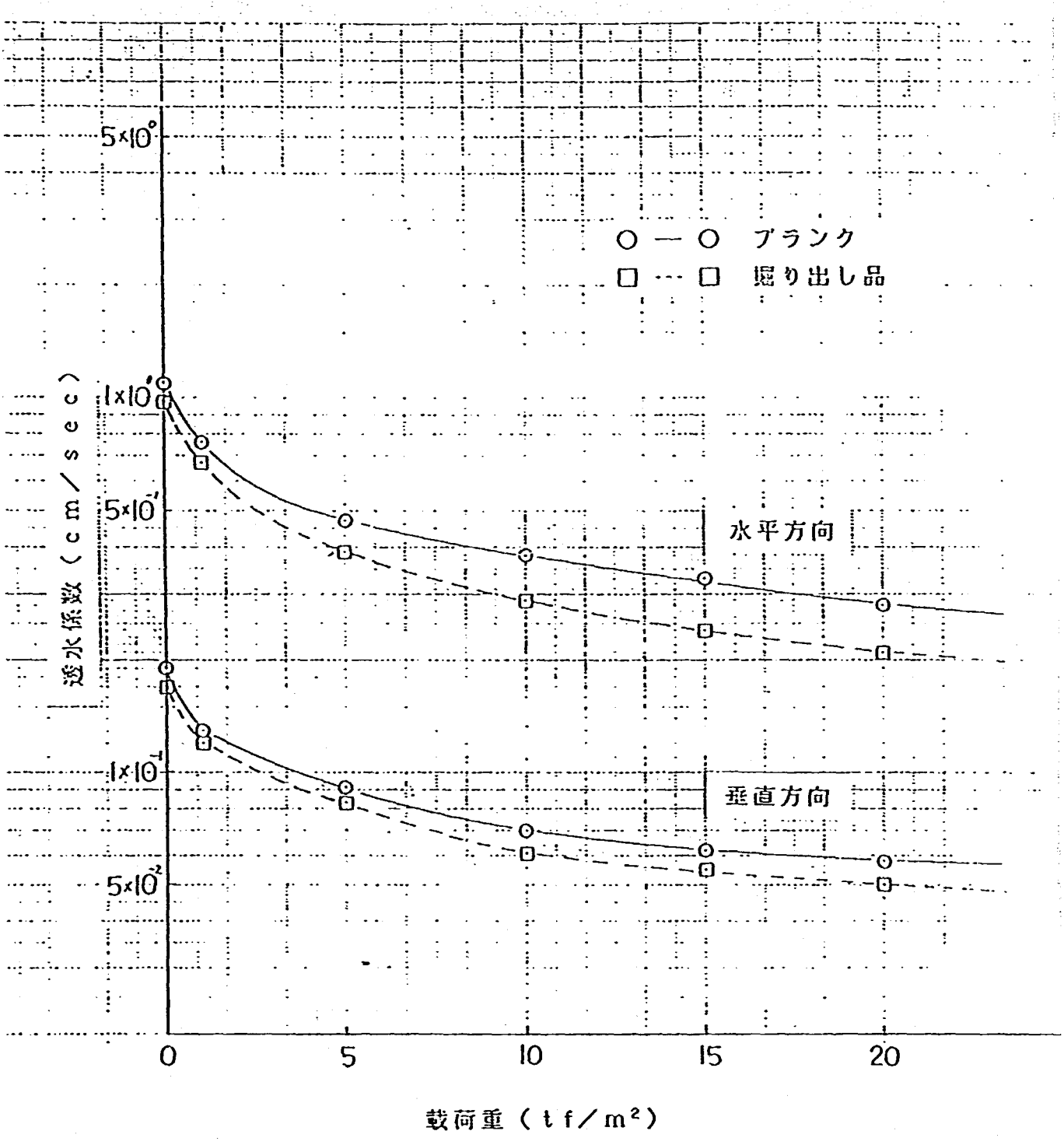


図3－3－21　透水係数と載荷重の関係

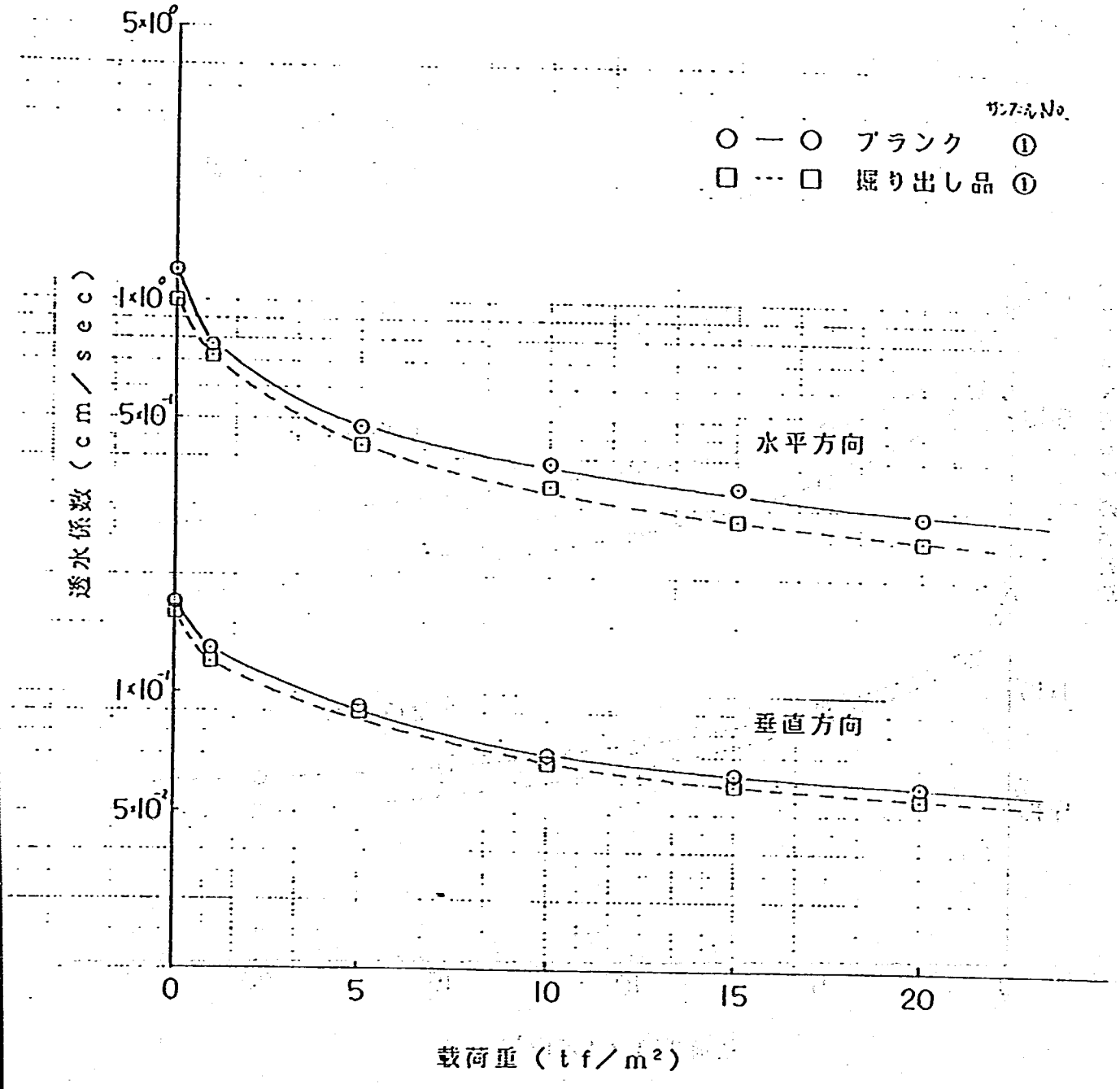


図3—3—22 透水係数と載荷重の関係

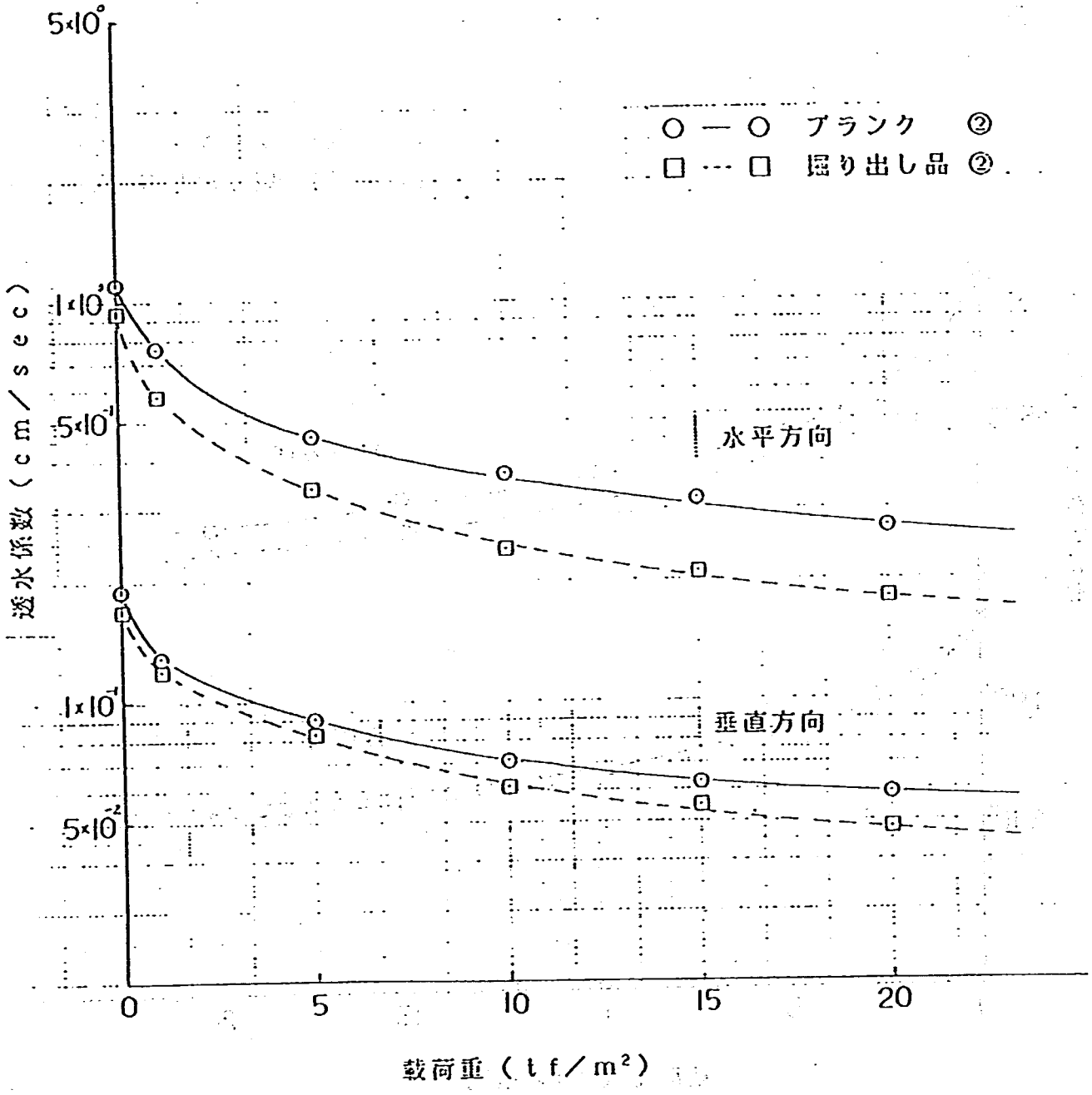


図3－3－23 透水係数と載荷重の関係

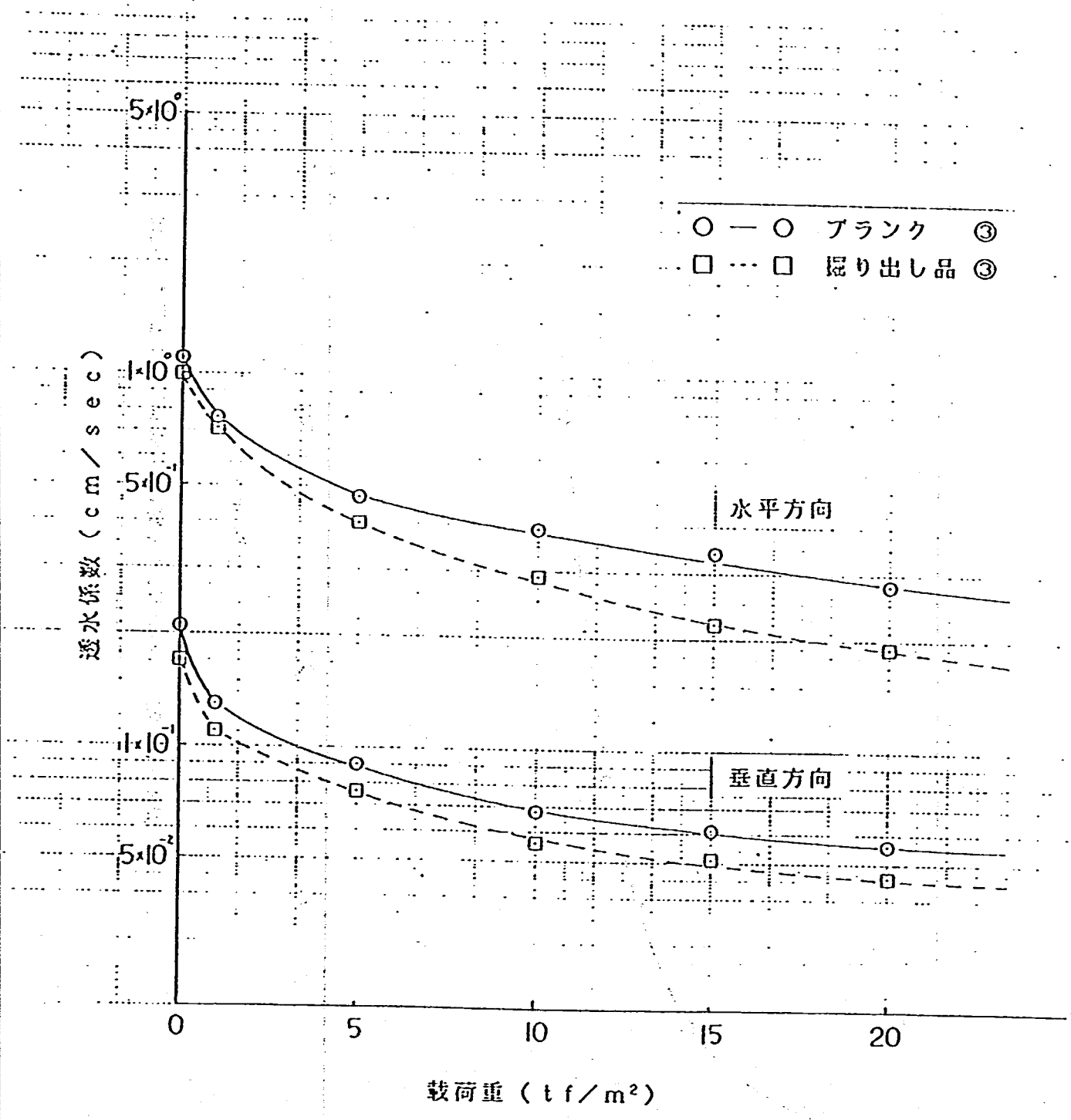


図3－3－24　透水係数と載荷重の関係

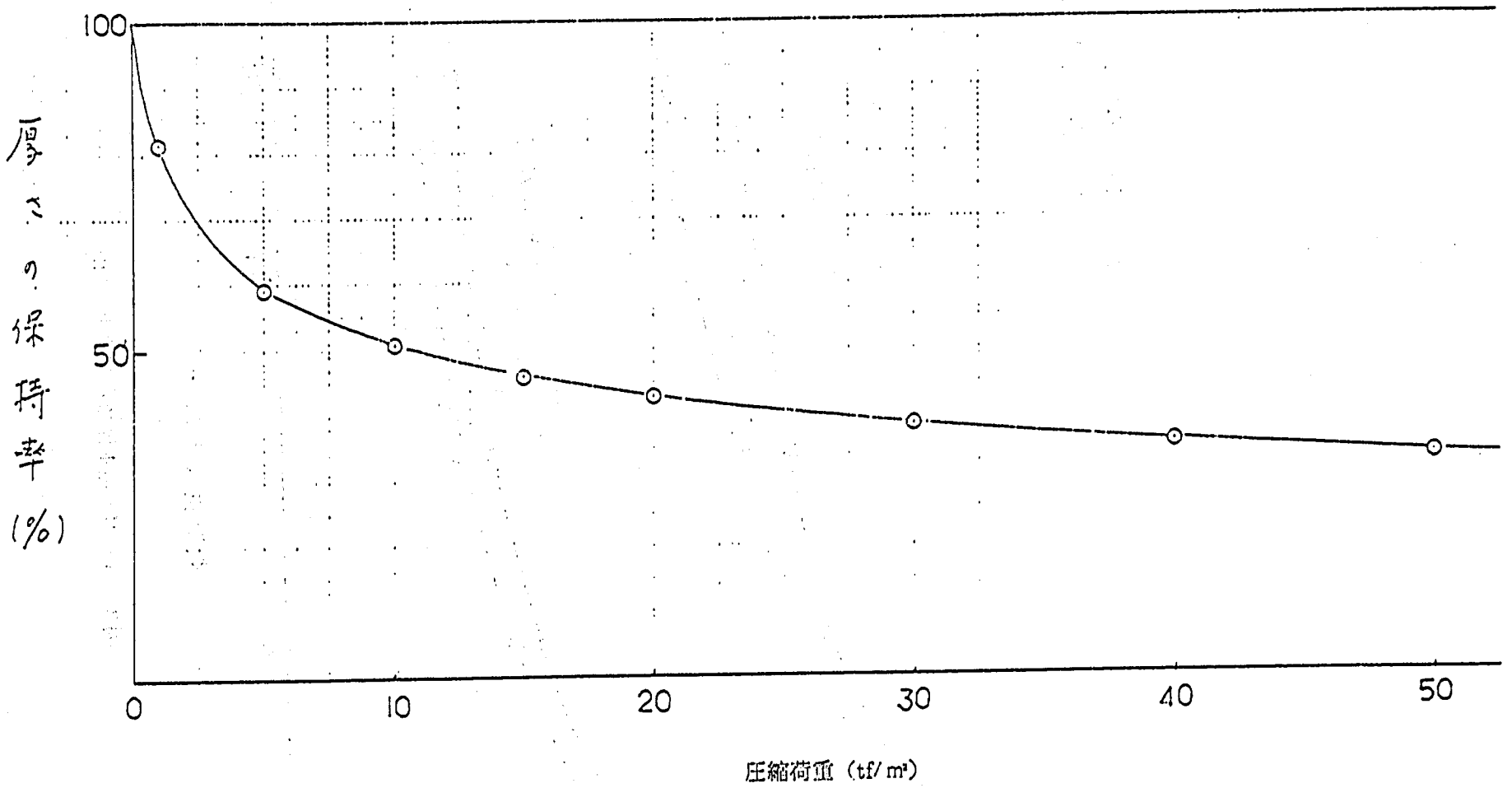


図３—３—25　スパンボンド不織布の圧縮荷重による厚さの変化

3.3.4　設計方法

(1)　安定のり面勾配の決定

安定計算（円弧すべり）に用いた土質定数を表３－３－４に示す。

表３－３－４　土質定数

	密　度 ρt (g／cm³)	粘着力 c (tf／cm²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛　　土	1.40	2.00	0
基礎地盤	1.40	6.25	0

なお，地下水位は地表面（盛土表面）と想定する。

円弧すべり計算による安全率は，次式により求められる。

$$Fs = \frac{\Sigma R\,(c \cdot \ell + W \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi)}{\Sigma R \cdot W \cdot \sin\theta}$$

ここに，c　：粘着力（tf／m²）

ℓ　：円弧の長さ（m）

W：分割片の重量（t／m²）

R　：円弧半径（m）

ϕ：内部摩擦角（°）

表３－３－５　計算結果

のり面勾配	半　径　R(m)	安全率　Fs
1：1.2	17.00	1.111
1：1.5	19.00	1.213
1：1.8	23.00	1.303

縮尺 H,V=1:200

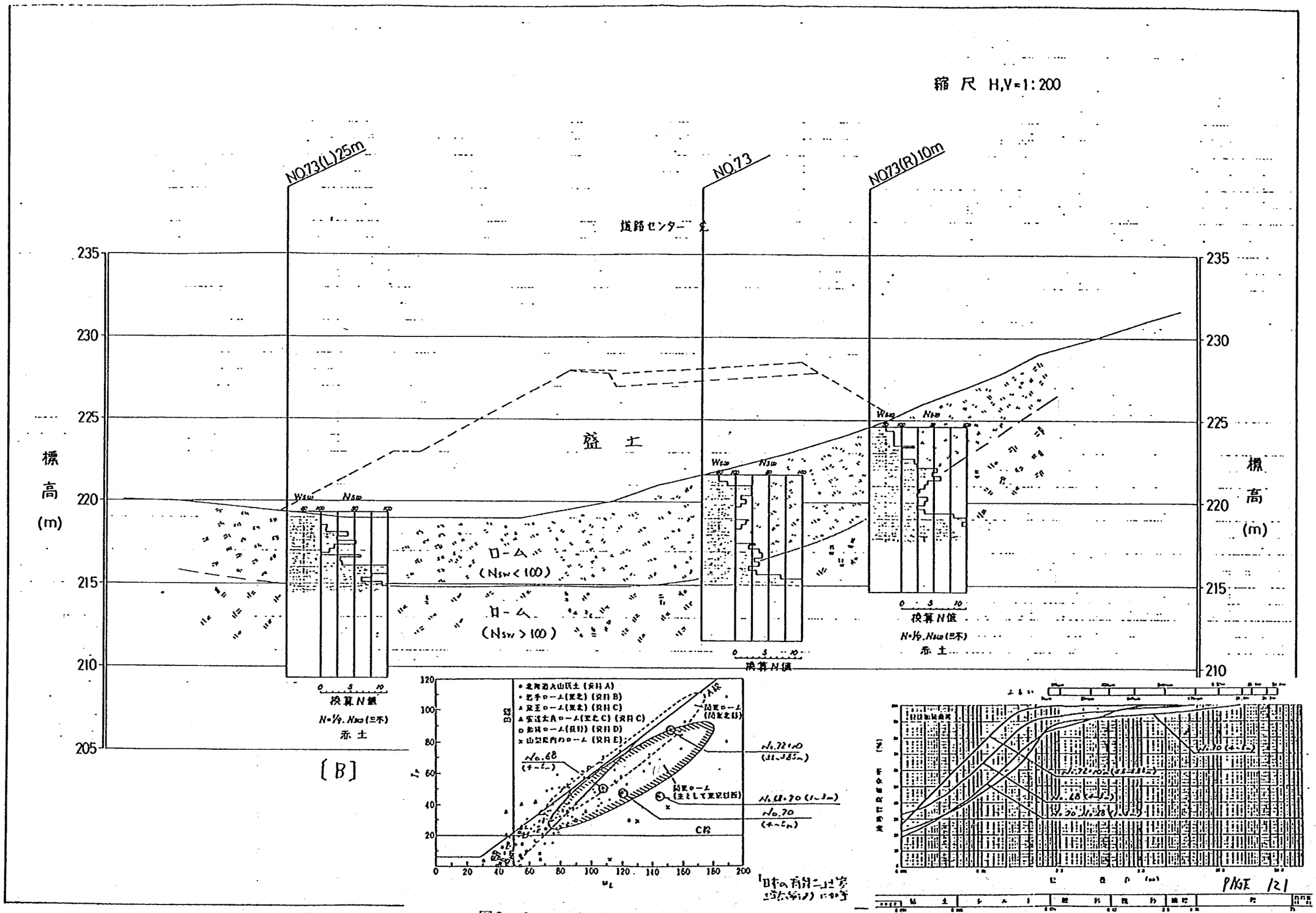


図3－3－27　火山灰質粘土の塑性図上の位置（その1）

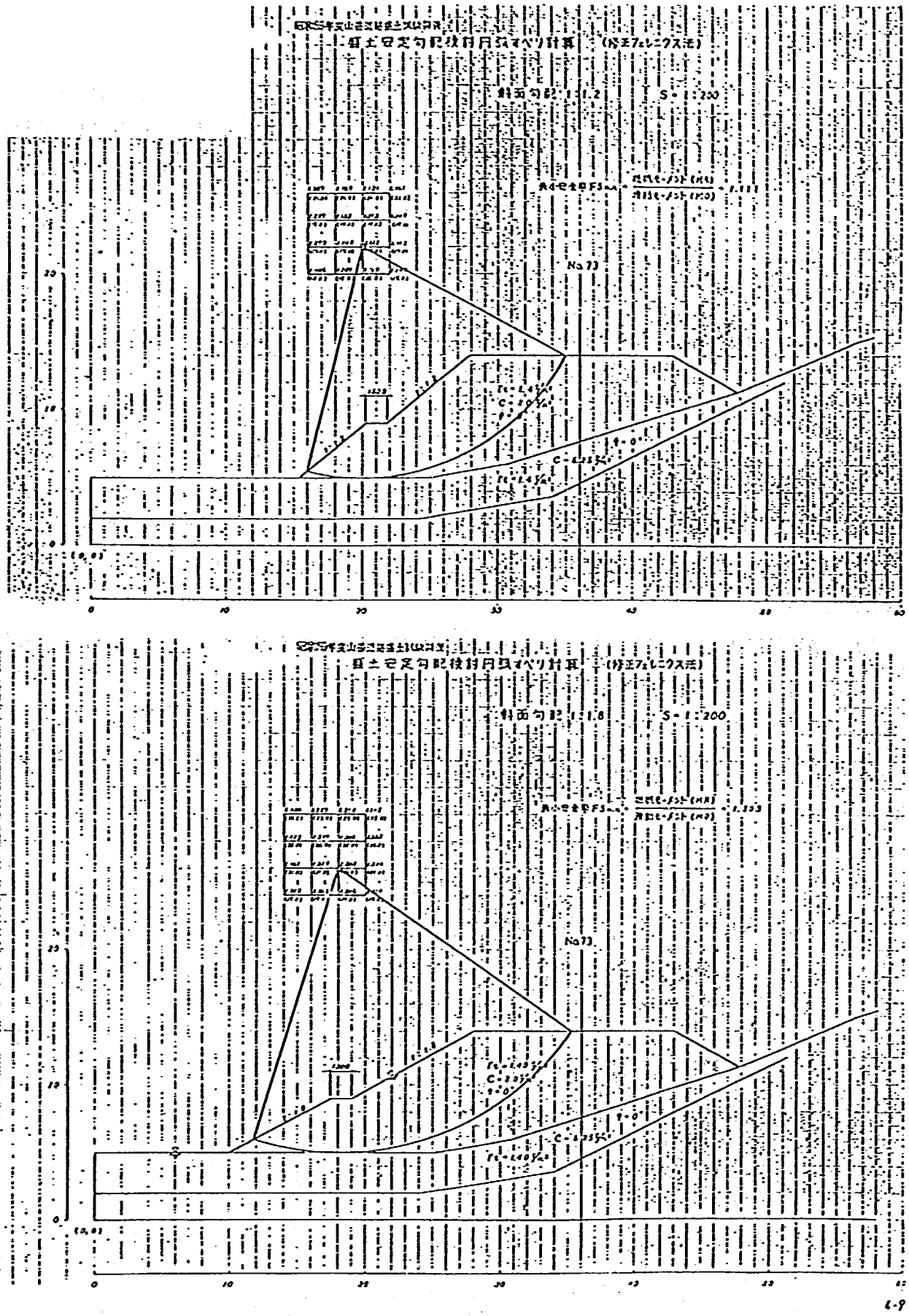


図３－３－28　盛土安定勾配検討円弧すべり計算（修正フェレニウス法）

(2) 浸透水の排水対策および補強工法の検討

1）在来工法（砂礫フィルター）

盛土の安定上問題となる今回のような火山灰質粘性土(関東ローム)を盛土材として用いる場合，フィルター層を設ける。フィルター層に使用する材料は，透水性の良い砕石などを用い，小段間隔½以上とする。位置は，小段ごとに設けるのを標準とする。フィルター層が十分な効果をあげるためには，施工時にフィルターに平坦性をもたせ，排水勾配（4～5％）がとれるようにする必要がある。

2）ジオテキスタイル工法

近年，盛土中に透水性のよい繊維（スパンボンド不織布）を敷設することにより，盛土内の浸透水を排水させ，また盛土の圧密を促進させることにより，盛土の強度増加図る補強工法が期待される。

(3) ジオテキスタイル工法

1）道路供用時には，盛土上載荷重を考慮しても，すべり安全率Fs≧1.2を満足している必要がある。そして道路供用は，できるだけ早期に実現することが重要である。したがって，盛土の強度を早めに増加させるため，スパンボンド不織布を盛土中に敷設し圧密を促進させる。

図3－3－29は，道路供用時に盛土のすべり安全率Fs≧1.25を満足するに必要な盛土の強度を示したものである。この図から，のり勾配1：1.8～1：1.2で圧密による強度増加は，Δc＝0.2～0.6tf／㎡必要となる。

また，道路供用時には，盛土の沈下はおおむね終了していることが交通の面からも必要であり，目安として圧密度U＝90％を想定する。

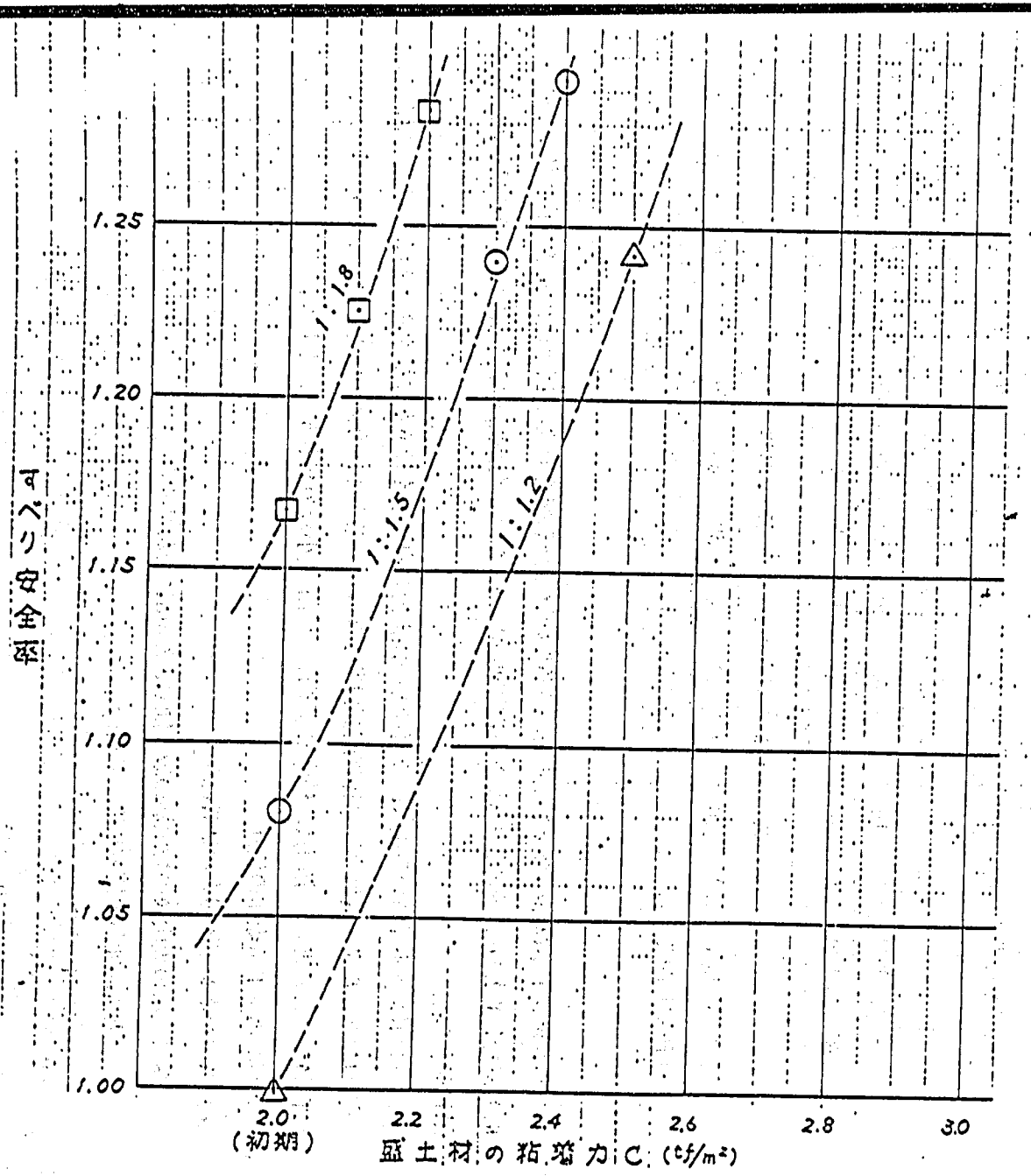
圧密度U＝90％時点での盛土の強度増加は，盛土中心位置にて計算を行なうと次のとおりである。

$$P=\gamma_t \cdot \frac{H}{2}=1.4\times\frac{8.6}{2}=6.02t/m^2$$

強度増加率は三軸CU試験（№68，70，3～5ｍ）

cu＝0.42×P×U＝0.42×6.02×0.9＝2.3t／㎡＞必要ΔP＝0.6t／㎡

したがって，盛土の道路供用までの目標圧密度を90％とし，目標所要日数を3ヶ月と想定する。



注：盛土には載荷重として
$\gamma = 2.0\ tf/m^3$ を見込んでいる。

円弧中心は、盛土施工時の
計算（図　　）で得られた
最小 F_S を与える点とした。
（P.　　）

道路供用時に盛土が $F_S \geq 1.25$ を
満足するに必要な強度

のり勾配	必要強度 C (tf/m²)	強化強度 ΔC (tf/m²)
1:1.8	2.15	0.2
1:1.5	2.36	0.4
1:1.2	2.55	0.6

図3—3—29　盛土の圧密強度増加によるすべり安定率の変化

2）スパンボンド不織布の敷設

① 敷設ピッチ（全面敷設の場合）

鉛直ピッチhを圧密層厚とする両面排水による。

$$t=\frac{T(h/2)^2}{Cv}$$

ここに，t：圧密時間（sec）

T：時間係数

h：スパンボンド不織布ピッチ（cm）

Cv：圧密係数（今回の場合，$5.0\times10^{-2}cm^2/sec$）

表3－3－6　敷設ピッチと圧密時間の関係

a）スパンボンド不織布ピッチ　210cmの場合

圧密度U（%）	10	20	30	40	50	60	70	80	90
圧密時間T（日）	0	1	2	3	5	7	10	14	22

b）スパンボンド不織布ピッチ　240cmの場合

圧密度U（%）	10	20	30	40	50	60	70	80	90
圧密時間T（日）	0	1	2	4	7	10	13	19	28

c）スパンボンド不織布ピッチ　270cmの場合

圧密度U（%）	10	20	30	40	50	60	70	80	90
圧密時間T（日）	0	1	3	5	8	12	17	24	36

スパンボンド不織布の敷設ピッチを，三角形配置と全面配置で検討を行ったが，敷設間隔は，三角形配置で鉛直2.1m，水平2.4mで90日間で90%圧密となり，全面配置では鉛直4.5mで99日という結果になった。

スパンボンド不織布の敷設は，降雨などの盛土内の浸透水を速やかに排水させることが目的であり，一般的なフィルター層は小段の½程度が標準となっているため，今回の盛土ではフィルター層の標準に合わせることとし，全面数，鉛直ピッチH＝2.4m（小段の高さ5m）とした。

② スパンボンド不織布の設計

a）スパンボンド不織布の敷設間隔

在来工法の火山礫の排水層の敷設間隔は2.5mに合わせる。

このとき，90%の圧密に要する時間t_{90}は，

$$t_{90}=\frac{T(H/2)^2}{Cv}$$

$$=\frac{0.848\times(250/2)^2}{1\times10^{-2}}=1.33\times10^6 sec\fallingdotseq15.3日$$

b）スパンボンド不織布に要求される透水性

圧密促進を図るためのスパンボンド不織布に要求される透水性については，GIROUD（ジルー）による提案式を目安とする。

$$\Theta = kg \cdot Hg > \frac{B^2 \cdot ks}{\sqrt{Cvs \cdot t_0}} \quad \text{if } 10^{-6} \leqq T_0 \leqq 1$$

ここに，Θ ：圧密促進用のジオテキスタイルに要求される通水性

kg ：ジオテキスタイルの水平方向（面方向）の透水係数

Hg ：ジオテキスタイルの厚さ（図3－3－32参照）

B ：盛土幅（図3－3－31参照）

ks ：盛土材料の透水係数

Cvs ：盛土材料の圧密係数

t_0 ：盛立てに要する時間（図3－3－33参照）

Hs ：ジオテキスタイルに挟まれた土層の厚さ（図3－3－32参照）

T_0 ：$T_0 = \dfrac{Cvs \cdot t_0}{Hs^2}$

今回の現場条件をこの式に適用すると，$B/2 \fallingdotseq 20$m，$ks = 1 \times 10^{-8}$cm／s，$Cvs \fallingdotseq 1 \times 10^{-2}$ cm²／s，$t_0 \fallingdotseq 15$日，$Hs = 1.25$より，

$$T_0 = \frac{(1 \times 10^{-2}) \times (15 \times 24 \times 60 \times 60)}{(125)^2} \fallingdotseq 0.32$$

$$\Theta = kg \cdot Hg > \frac{B \cdot ks}{\sqrt{Cvs \cdot t_0}} = \frac{(4000) \times (1 \times 10^{-8})}{\sqrt{(1 \times 10^{-2}) \times (15 \times 24 \times 60 \times 60)}}$$

$$= 1.4 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$$

1枚のジオテキスタイルに要求される通水性はこの倍なので

$\Theta = kg\ (2\,Hg) > 2.8 \times 10^{-3}$cm²／sとなる。

3）ジオテキスタイルの水平方向の透水試験結果

① 試験方法

ジオテキスタイルを径5cm，高さ10cmの硬質ゴム円柱に巻き付ゴムスリーブをかぶせて三軸圧縮試験機にセットした後，拘束圧を加えた状態で一定の水頭差の下で通水量を測定する。

② 試験結果

試験結果を図3－3－35に示す。

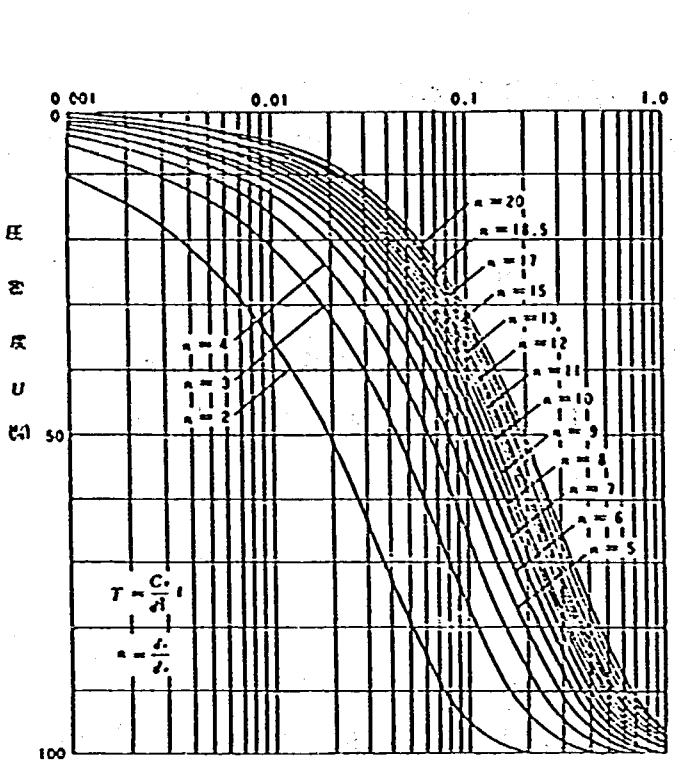


図３－３－30　時間係数と圧密度

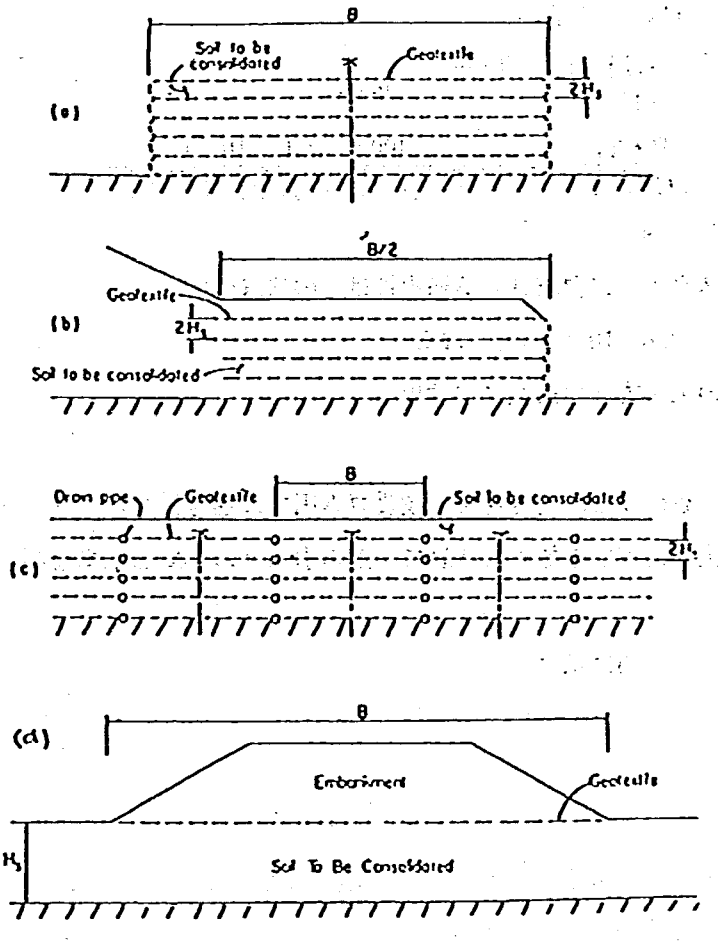


図３－３－31　BとHsのとり方

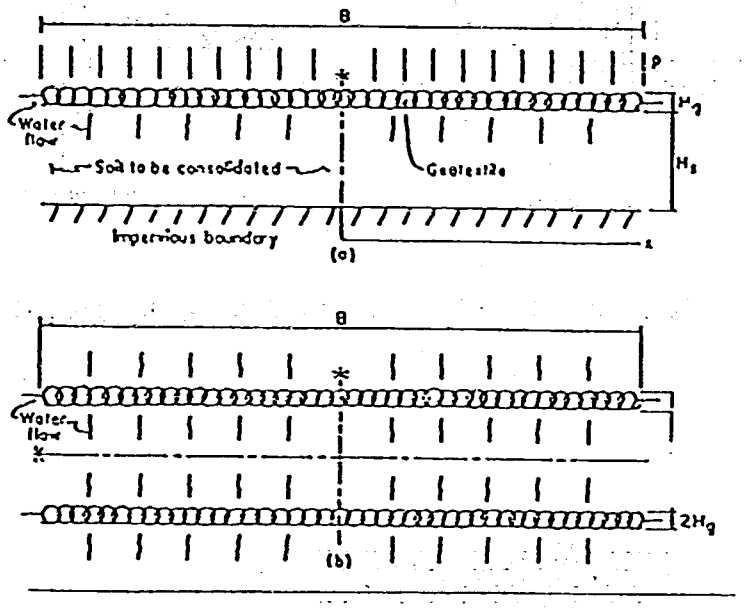


図3－3－32　H_s のとり方

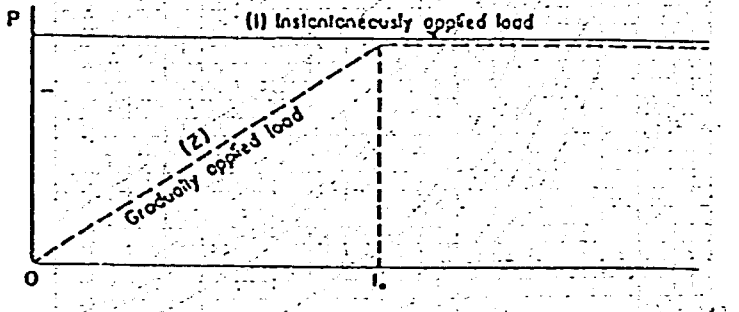


図3－3－33　T_0 のとり方

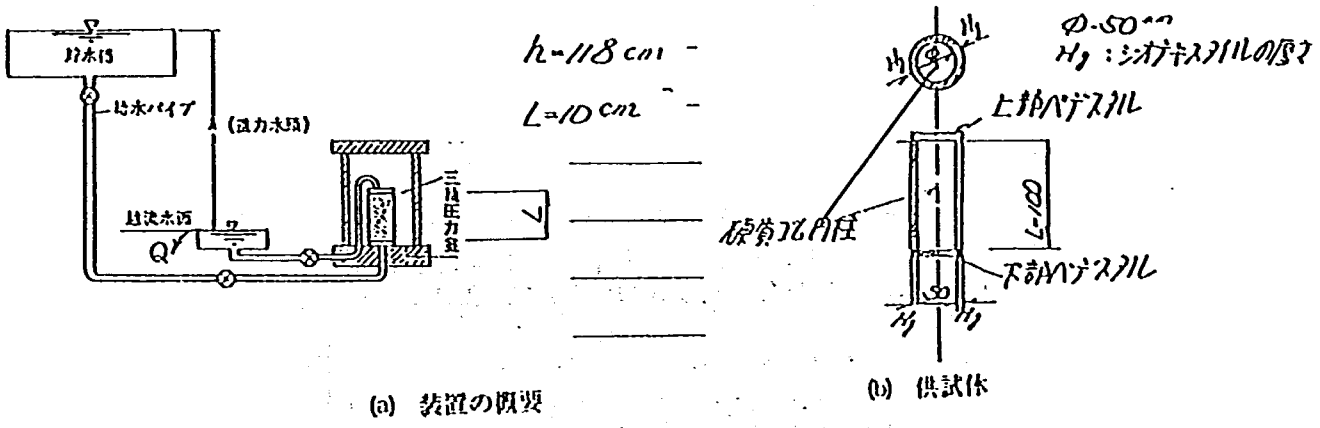


図3－3－34　ジオテキスタイルの水平方向の通水試験

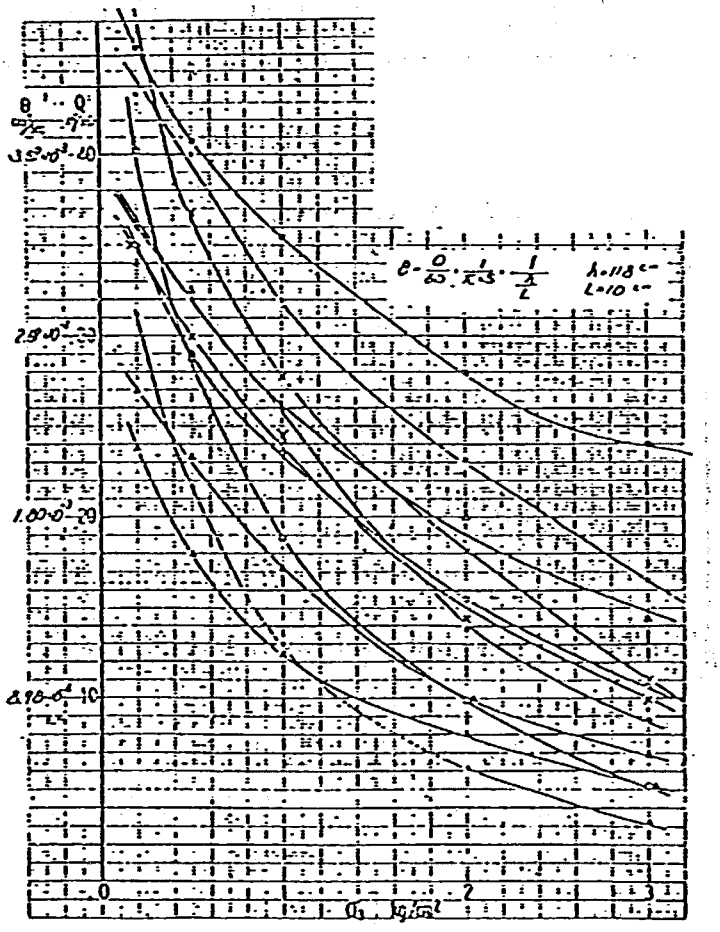


図3－3－35　ジオテキスタイルの水平方向の透水性と拘束圧の関係

4）ジオテキスタイルの選定

今回の現場条件では，ジオテキスタイルの拘束圧は最大でもσ_3＝7 m×1.4tf／m²＝9.8tf／m²すなわち，約1.0kgf／cm²程度と考えられる。

σ_3＜1.0kgf／cm²の範囲で，Θ＞2.8×10⁻³cm²／sの通水性があればよいので，図3－3－35から，この条件を満足するジオテキスタイルを選ぶと，AとBの2種類になる。

AとBは，ともにスパンボンド不織布であるが，Aの素材がポリプロピレンであるのに対し，Bはポリエステル製である。各々の特徴は次の表のとおりである。

強度の面では，カタログに示されている数値にをみるかぎり，両者の差はほとんどない。価格は，Aが680円／m²，Bが740円／m²である。

以上の理由により，同じ拘束圧条件下での通水性が最も高く，しかも価格の安いAを使用するのが望ましいと考えられる。

(4) 盛土の沈下について

1）基礎地盤の圧密沈下計算

基礎地盤の盛土荷重による圧密沈下は次式による。

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H$$

ここに，S_c：圧密沈下量（cm）

e_0：初期間隙比

e　：載荷を受けた後の間隙比（e～log　p曲線より）

H　：圧密層厚（cm）

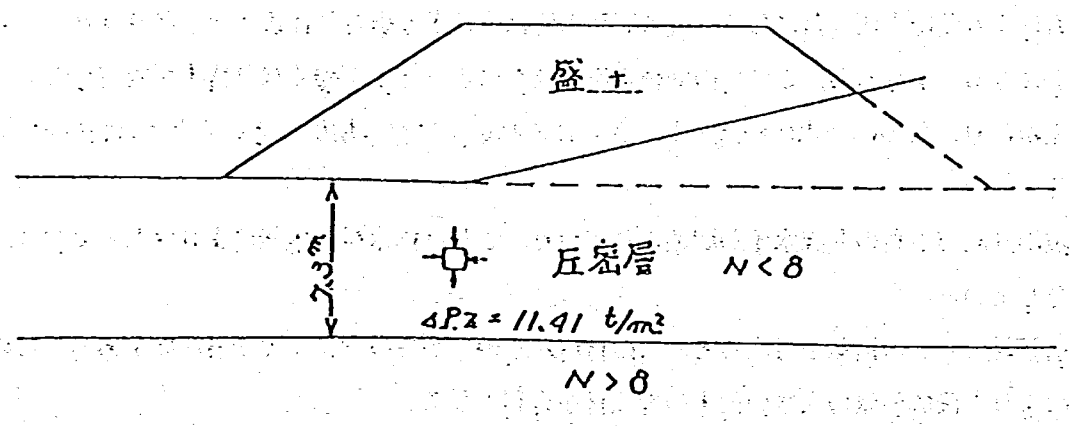
$$S_{c1} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H = \frac{3.68 - 3.56}{1 + 3.68} \times 730 = 18.7\text{cm}$$

2）盛土自体の圧縮・圧密沈下

$$S_{c2} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H = \frac{3.227 - 3.155}{1 + 3.227} \times 860 = 14.6\text{cm}$$

3）合計沈下量

$S = S_{c1} + S_{c2} = 18.7 + 14.6 = 33.3\text{cm}$



3.3.5　設計施工法に対する提案

(1)　降雨による盛土崩壊のメカニズム

盛土や斜面が崩壊するときは図3－3－36に示すように，すべり面が生じ，その上にある土塊がその下にある地盤の上をすべり落ちていく。すべり面に沿ってこの土塊の自重によって生じるせん断応力にせん断強度でτ_fが抵抗している。

日本では粘土質土が多く，雨も多いので通常のときもかなり飽和している。したがって，降雨時の飽和による自重の増加率によるτ_dの増加は対して大きくはない。むしろ降雨時の土のせん断強度τ_fの低下のほうが大きくなる。

土のせん断強度は粘着力と摩擦抵抗力から成り立つ。自然状態にある関東ロームは粘着力が大きく，降雨時にもせん断強度は大きく低下しない。しかし，一度掘削して再び盛立てたロームは粘着力が大幅に低下する。一方摩擦抵抗力は粒子間の圧縮力Pに比例する。(図3－3－37) 圧縮力Pは土塊の自重による上載圧のσ_nに比例して増加し，粒子間の間隙水圧の増加によって減少する。この場合，斜面の安全率F_sは

$$F_s=\frac{\tau f}{\tau d}=\frac{c+(\sigma n-u)\cdot f}{\tau d}\fallingdotseq\frac{(\sigma n-u)\cdot f}{\tau d}\quad(c\fallingdotseq 0)$$

となる。

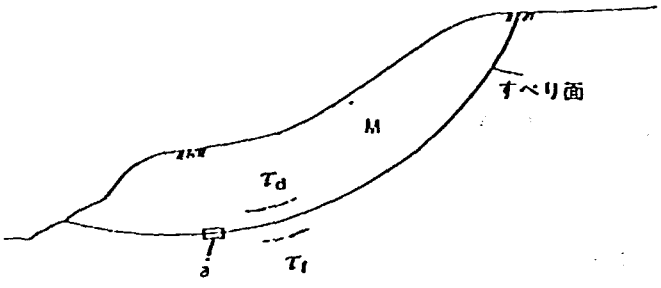


図3－3－36　盛土・斜面の崩壊の模式図

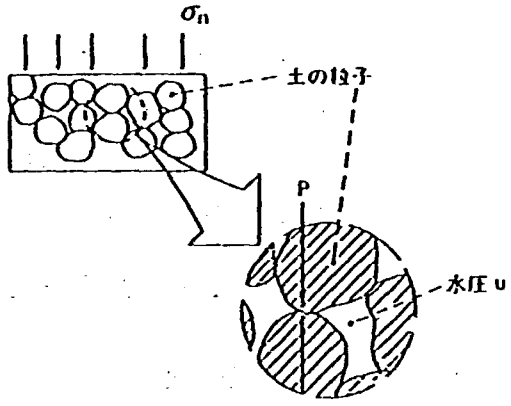


図3－3－37　土のせん断強度の説明

地下水面よりも上になる地盤中の間隙水圧には微小な気泡が存在している。すると気泡の表面に働いている表面張力により間隙水圧は負になる。負の間隙水圧は土粒子を引き付けることになり，$(\sigma_n-u)\cdot f$を増加させることになる。すなわち，この負の間隙水圧の存在によって土が強くなり盛土が安定している場合，降雨により土が湿り，負の間隙水圧が減少し，さらにこれが正になり増加していくとτ_fは減少して盛土は不安定となる。

今回の現場計測でも負の間隙水圧が認められており，これは排水材の機能により保たれており，安定性の向上に寄与している。

さらに引張材としての補強を考えると，この材料が土の中から抜けにくくする必要がある。このためには帯状のものよりも設置面積の大きい面上の補強材が有利となる。

したがって，これらを考え合わせると，ロームの補強盛土としては，今回用いたスパンボンド不織布は非常に有効な補強材料といえる。

(2) 設計法への提案

1）排水機能

水平排水材としてスパンボンド不織布を用いる場合，設計の考え方としては妥当であると考えられるが，まだ未解明の点が多く残されている。

① 今回のスパンボンド不織布の敷設ピッチは圧密促進を主眼として設計された。圧密が完了するのに要する時間は今回の場合100日程度であり，これ以降は降雨にともなう盛土内浸透水の排除が役目となる。今後の盛土の安定を検討するためには，スパンボンド不織布による盛土内浸透水の排除効果を明らかにする必要があり，このためには土の透水係数とスパンボンド不織布の通水性のバランスを考慮した実験および検討が必要と考えられる。

② 圧密完了後に設計した勾配が確保できるよう，あらかじめ盛土の沈下量を考慮したスパンボンド不織布の敷設を設計する必要がある。

③ スパンボンド不織布の選定にあたっては，透水係数よりも通水性を主体に検討を行う必要がある。

2）引張強さ

前述したように，盛土の補強を考える場合「引張強さ＋排水機能」を持ち合わせた材料が理想である。しかし，材料の強度に限界があり，設計においては引張強さを無駄なく有効に使うことが重要となる。このためには補強材による土の拘束効果（一体化効果）を何らかの形で表現できるよう現場測定を主体とした研究が望まれる。

例えばスパンボンド不織布と土の摩擦力やインターロッキング効果についてさらに強度を得られる可能性が指摘されている。

3）施工方法の提案

あらかじめ盛土の沈下を見込んでスパンボンド不織布を敷設するためには，土の撒出し面が一部急勾配となる。（図3－3－38）したがって，通常より正確な層厚管理が必要となり，のり面付近だけでも層厚管理材を挿入することが望ましい。

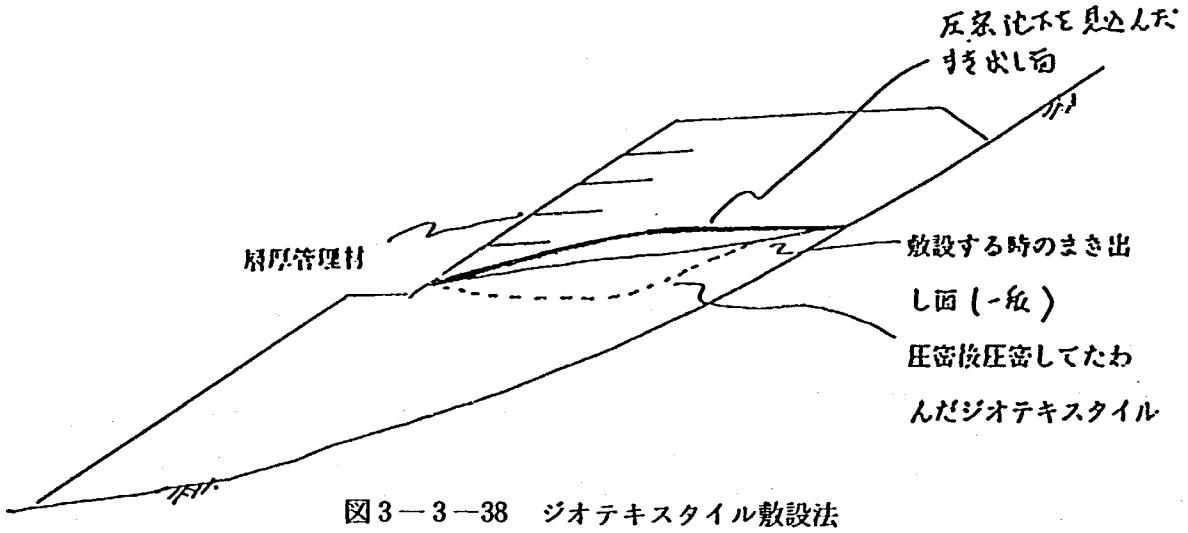


図3－3－38　ジオテキスタイル敷設法

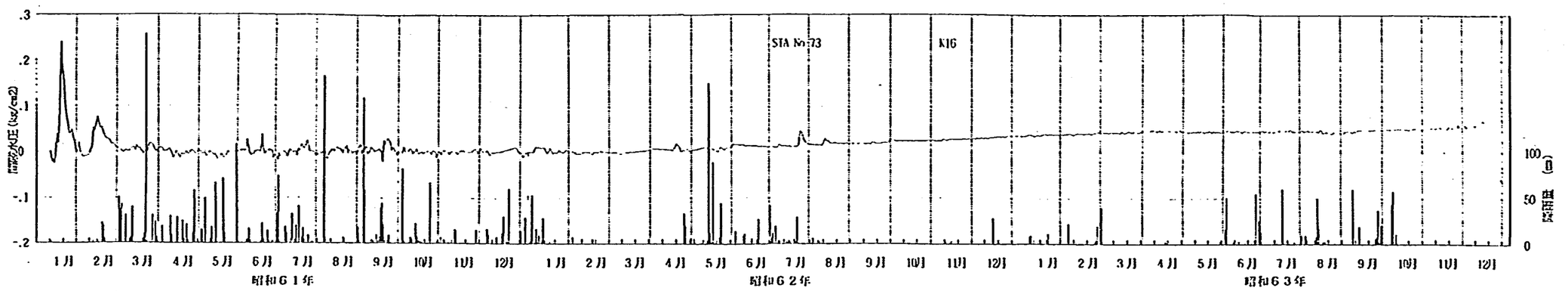
3.3.6　まとめ

愛鷹ロームと呼ばれる自然含水比が約100％の火山灰質粘性土を用いて築造する盛土に，ジオテキスタイルと従来の火山礫を排水層として用いた工法の比較検討を行ったもので，次のような結果が得られた。

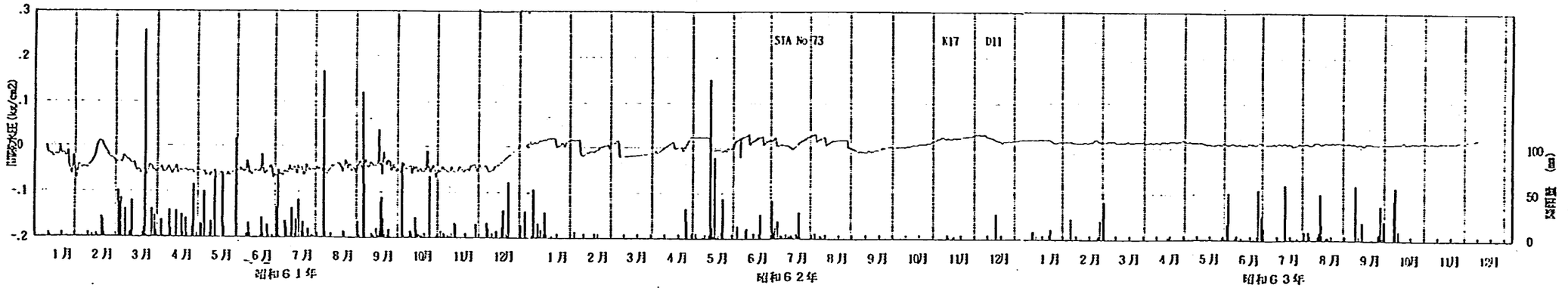
① 圧密度（過剰間隙水圧の消散）の進行をみるとスパンボンド不織布は排水材としての機能は十分有していることがわかった。また，不織布の透水性は現場透水試験の結果から室内試験とほぼ同じ透水性が得られ，３年経過したスパンボンド不織布を掘り出して透水試験を行った結果も劣化は認められなかった。

② スパンボンド不織布を現場に適用するにあたっては，スパンボンド不織布は厚さが薄いため，勾配の乱れの影響を受けやすく沈下等でスパンボンド不織布が逆勾配となると溜り水を作ってしまい，排水能力が低下するばかりでなく盛土中央部に一時的に水を集める形となり，盛土の安定上好ましくないので注意する必要がある。

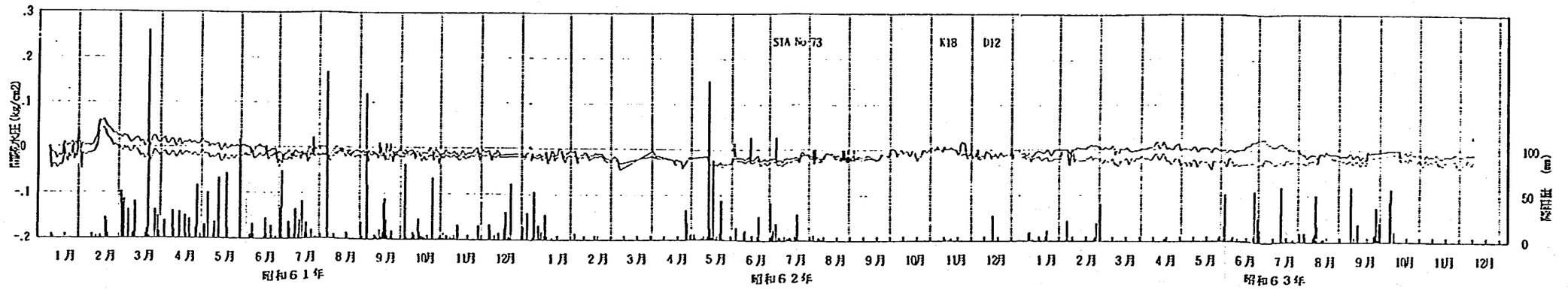
上　段



中　段

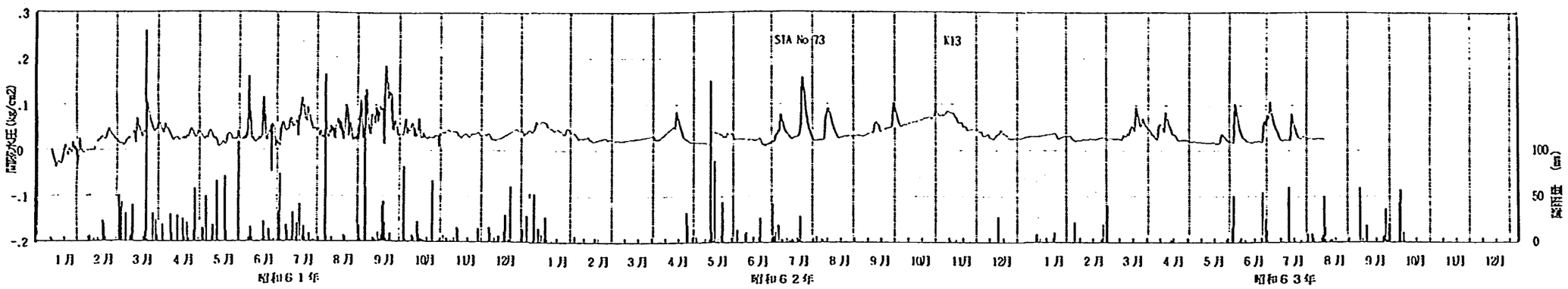


下　段

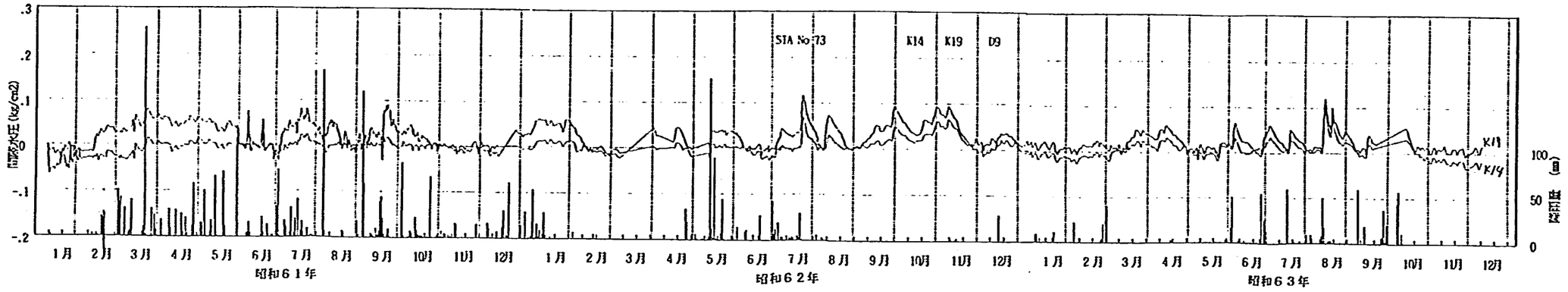


付図３－３－１　間隙水圧測定結果整理図（ジオテキスタイル工法，山側）

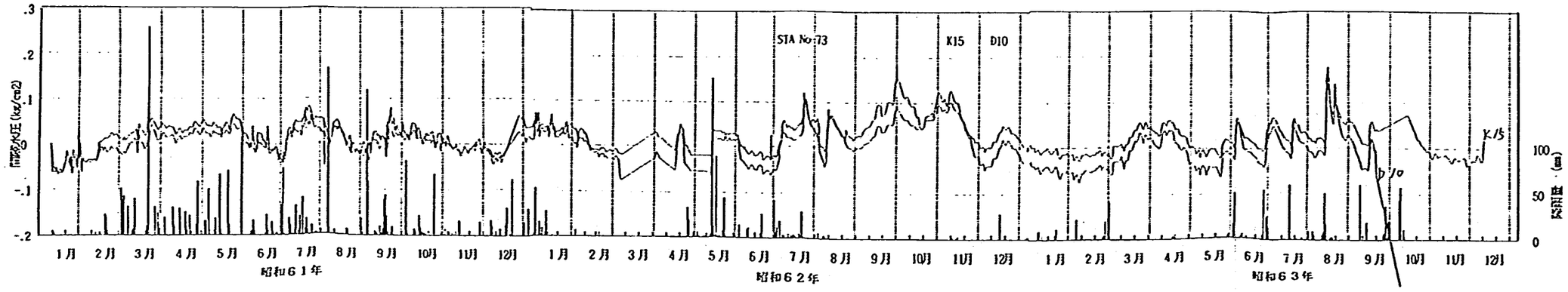
上　段



中　段

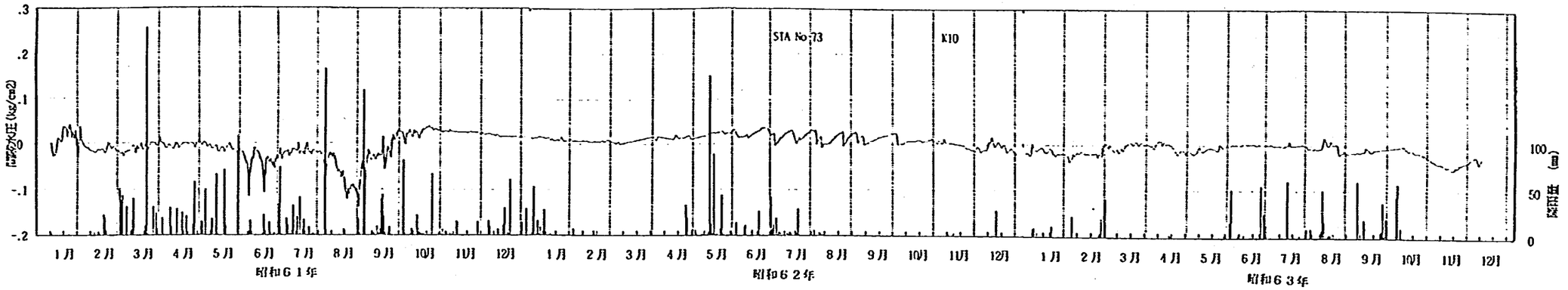


下　段

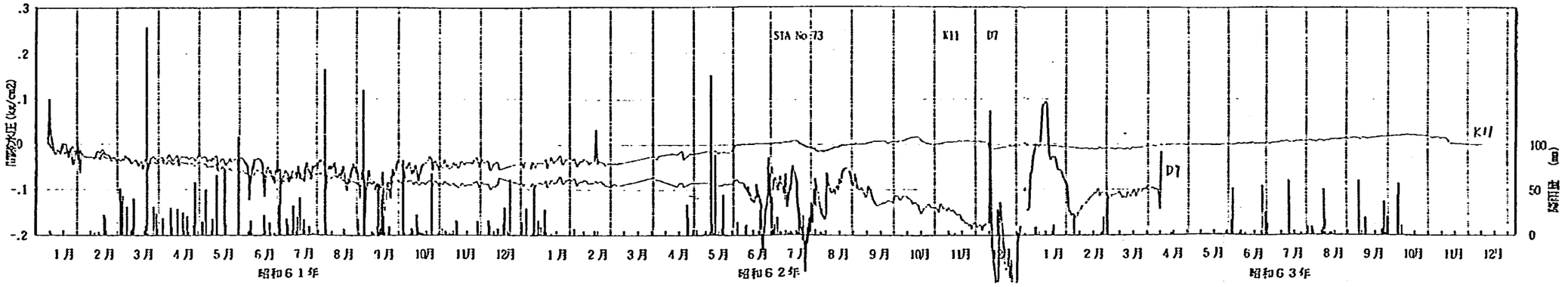


付図３－３－１　間隙水圧測定結果整理図（ジオテキスタイル工法，中央）

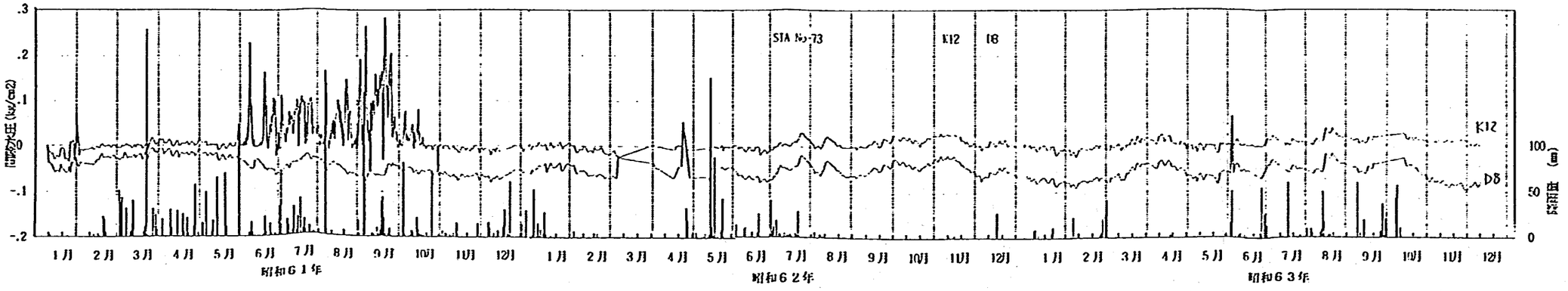
上段



中段

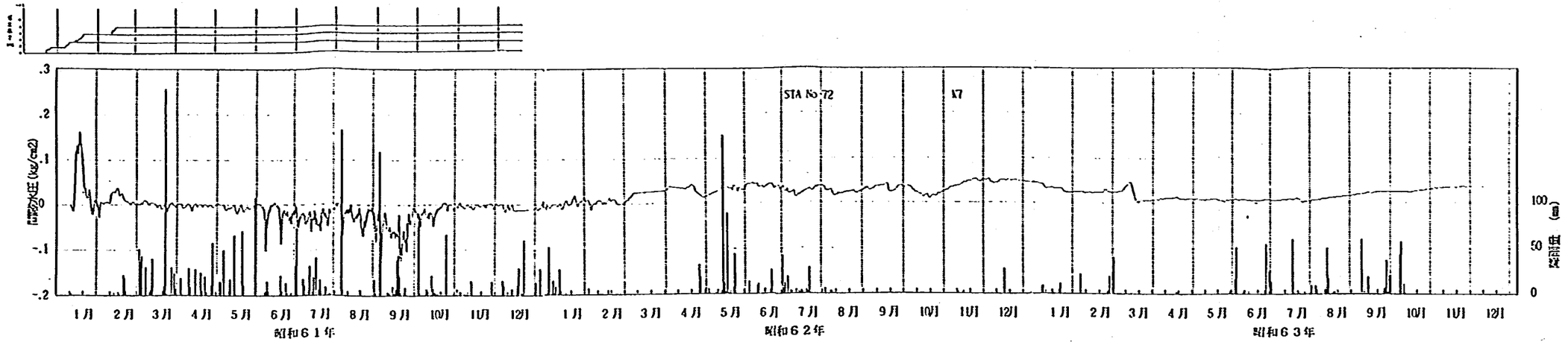


下段

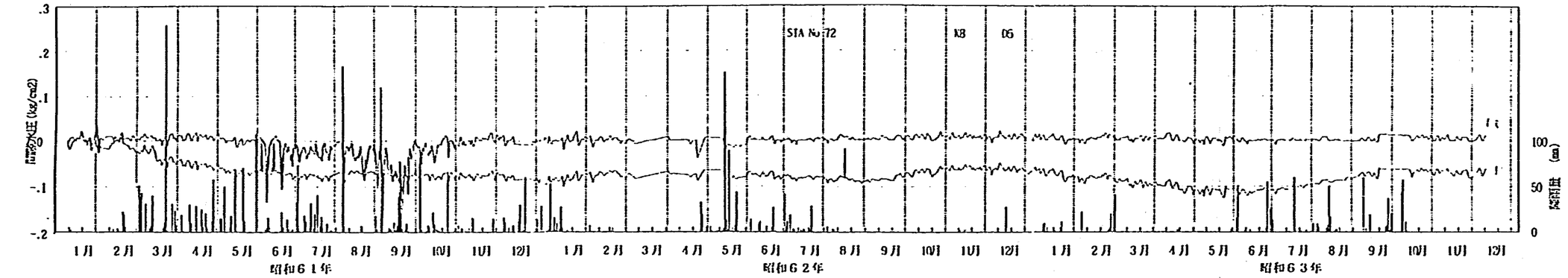


付図3－3－1　間隙水圧測定結果整理図（ジオテキスタイル工法，谷側）

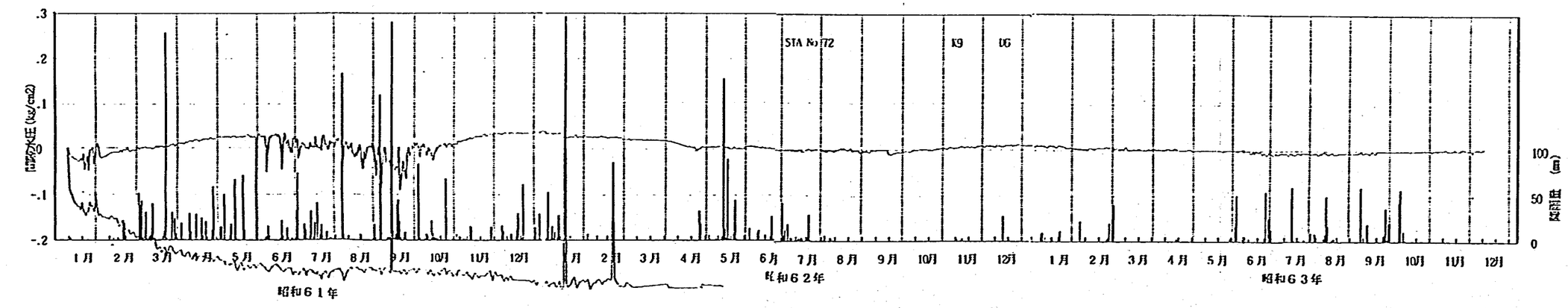
上　段



中　段

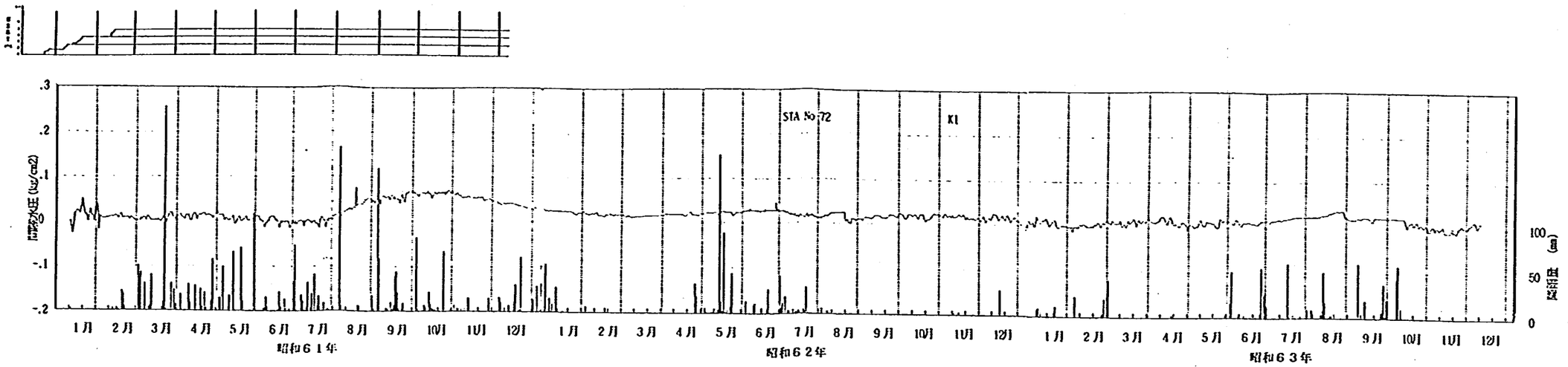


下　段

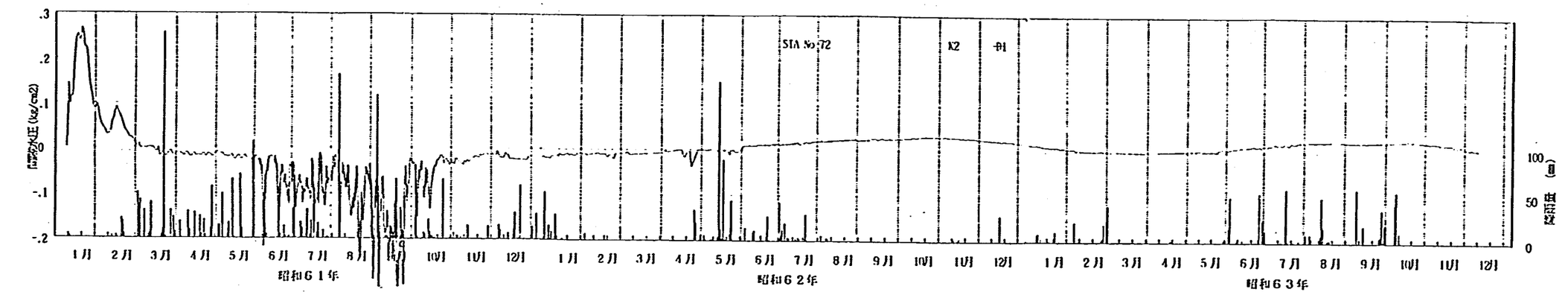


付図３－３－１　間隙水圧経時変化整理図（在来工法，山側）

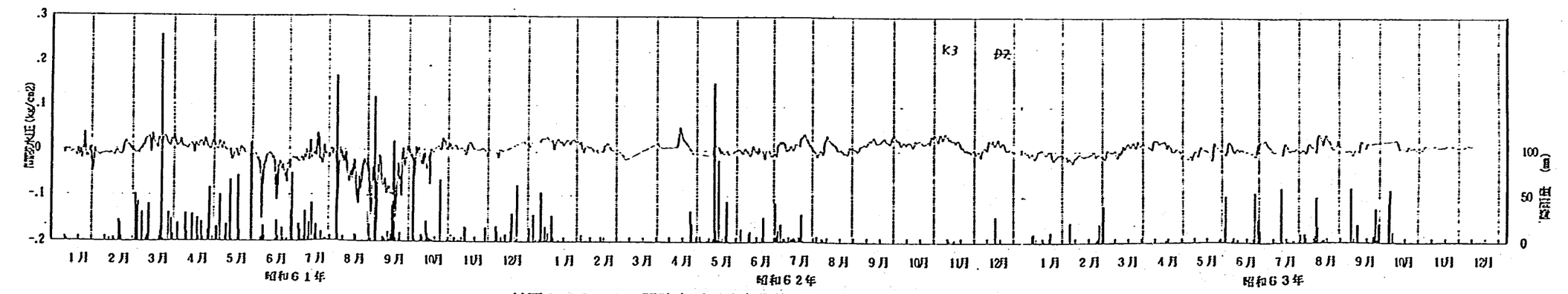
上　段



中　段

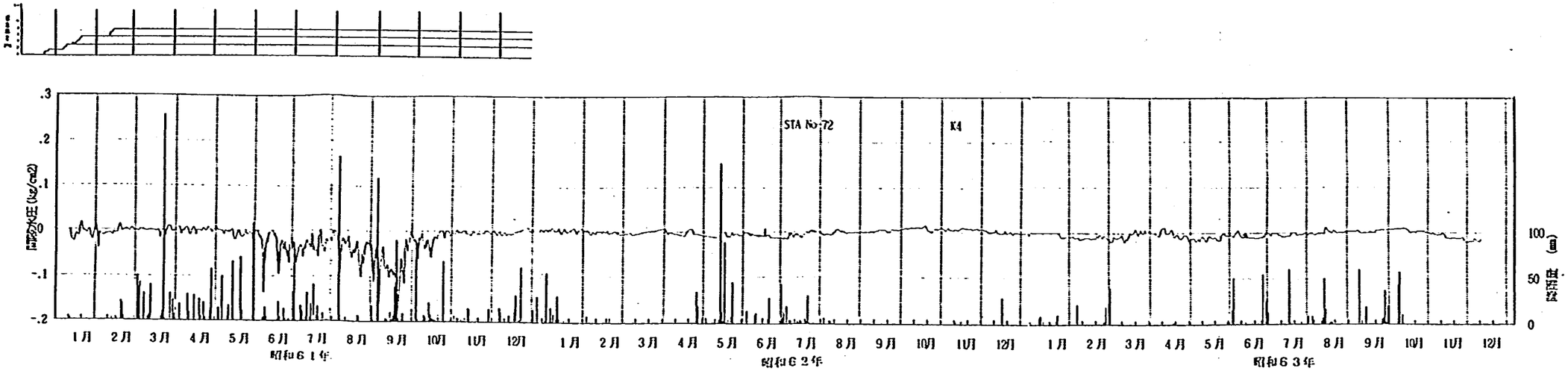


下　段

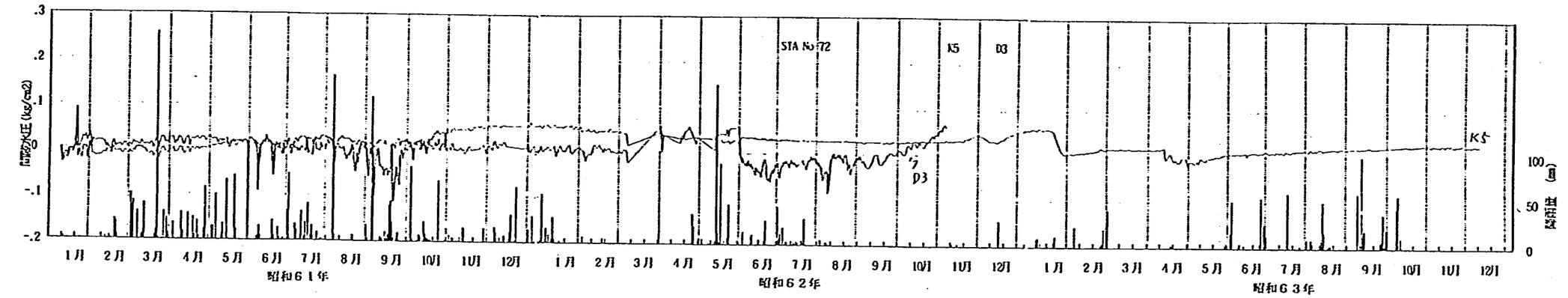


付図3－3－1　間隙水圧経時変化整理図（在来工法，中央）

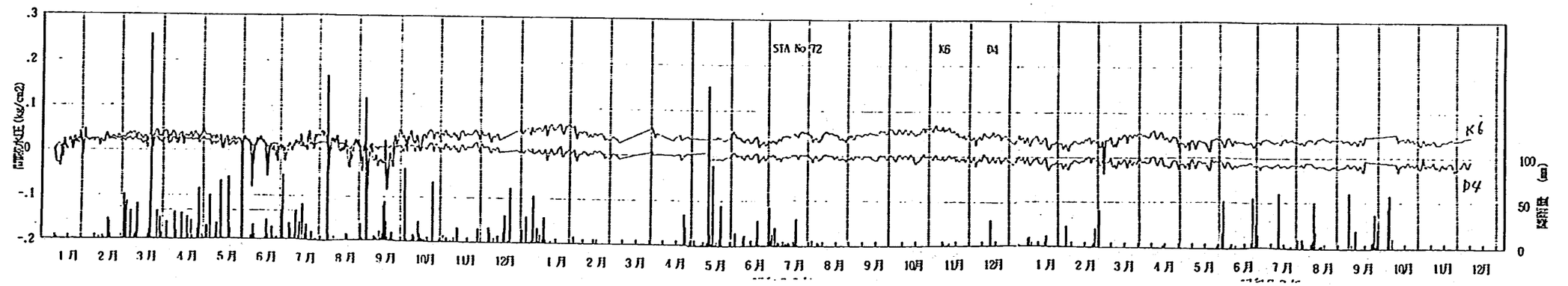
上　段



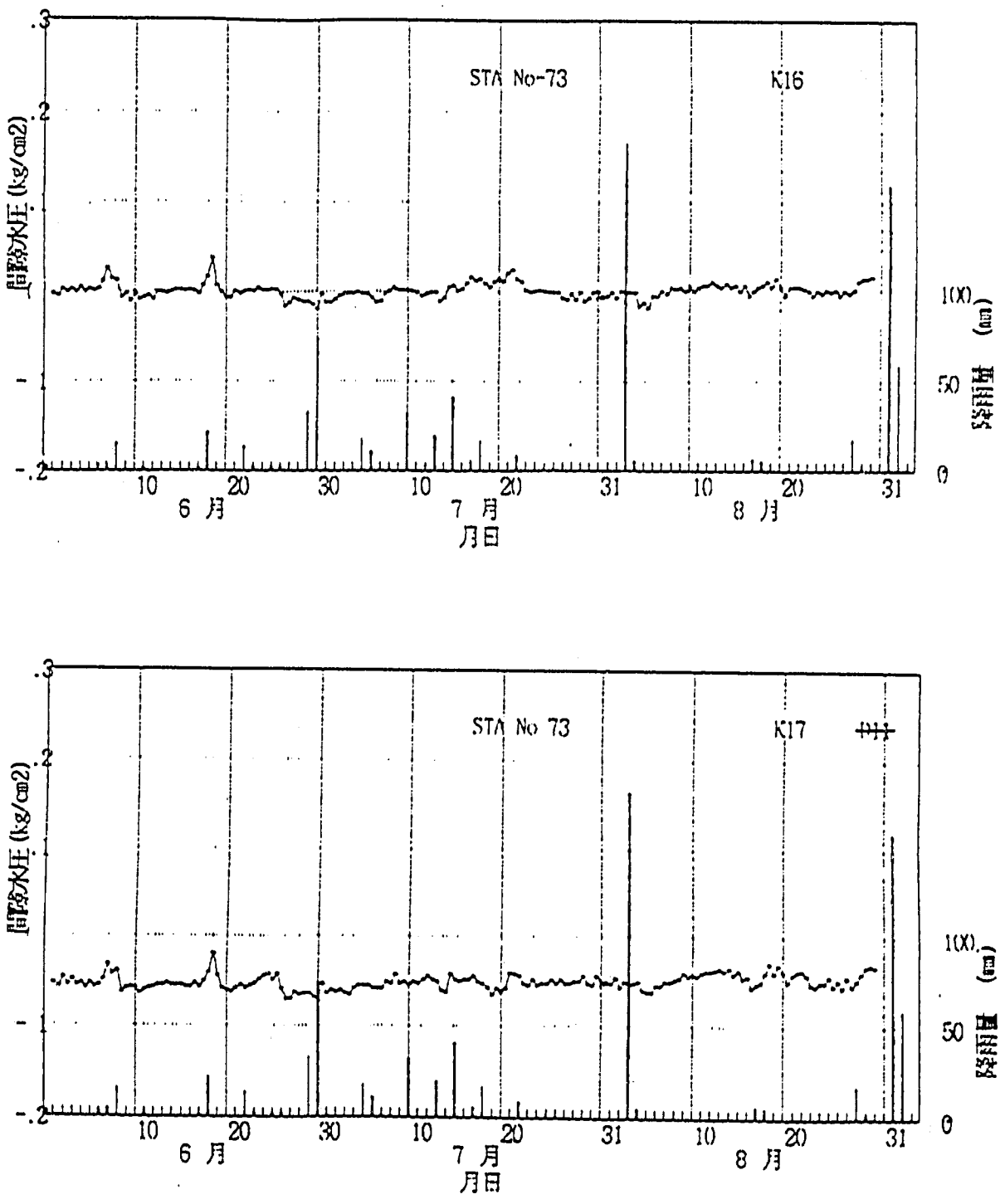
中　段



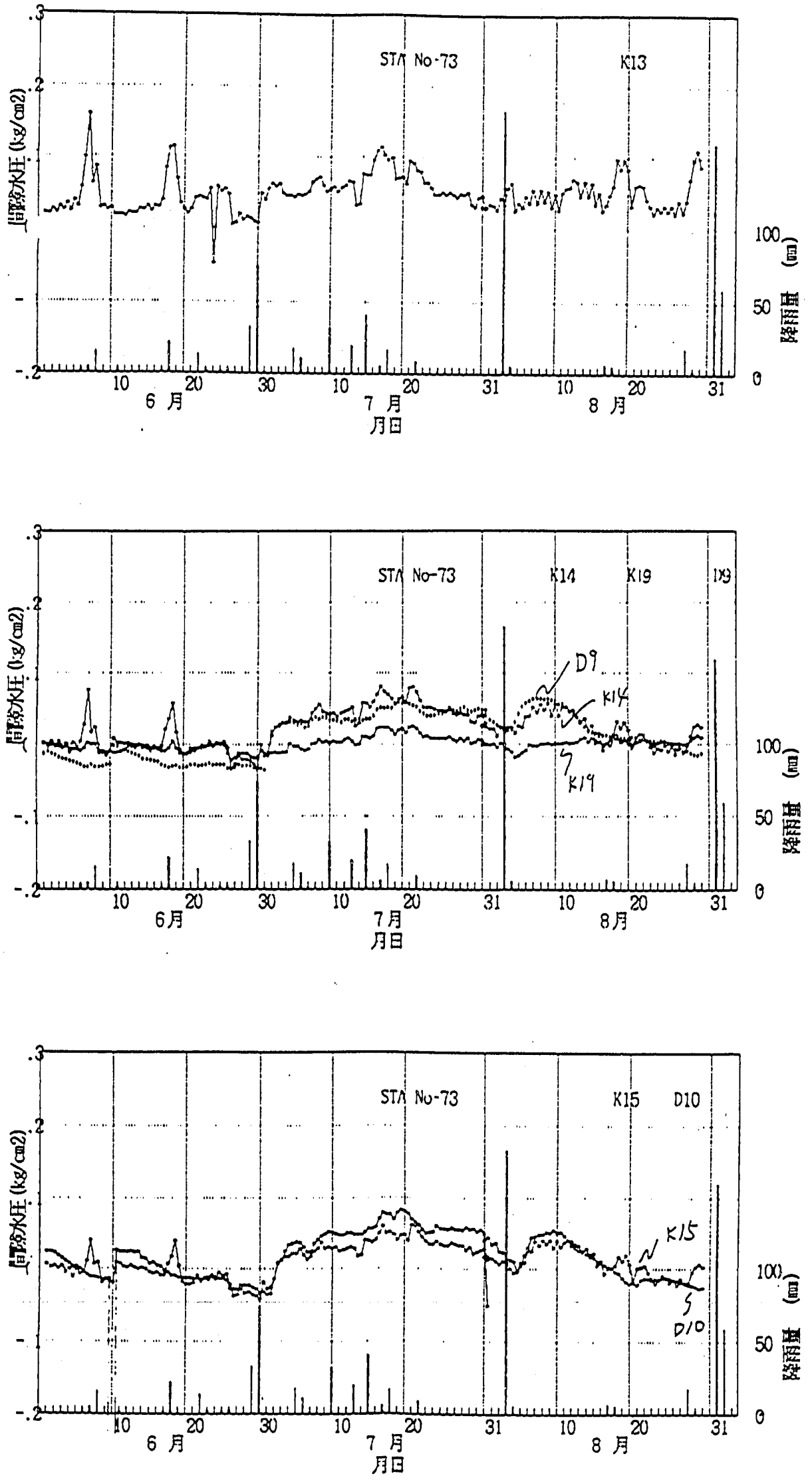
下　段



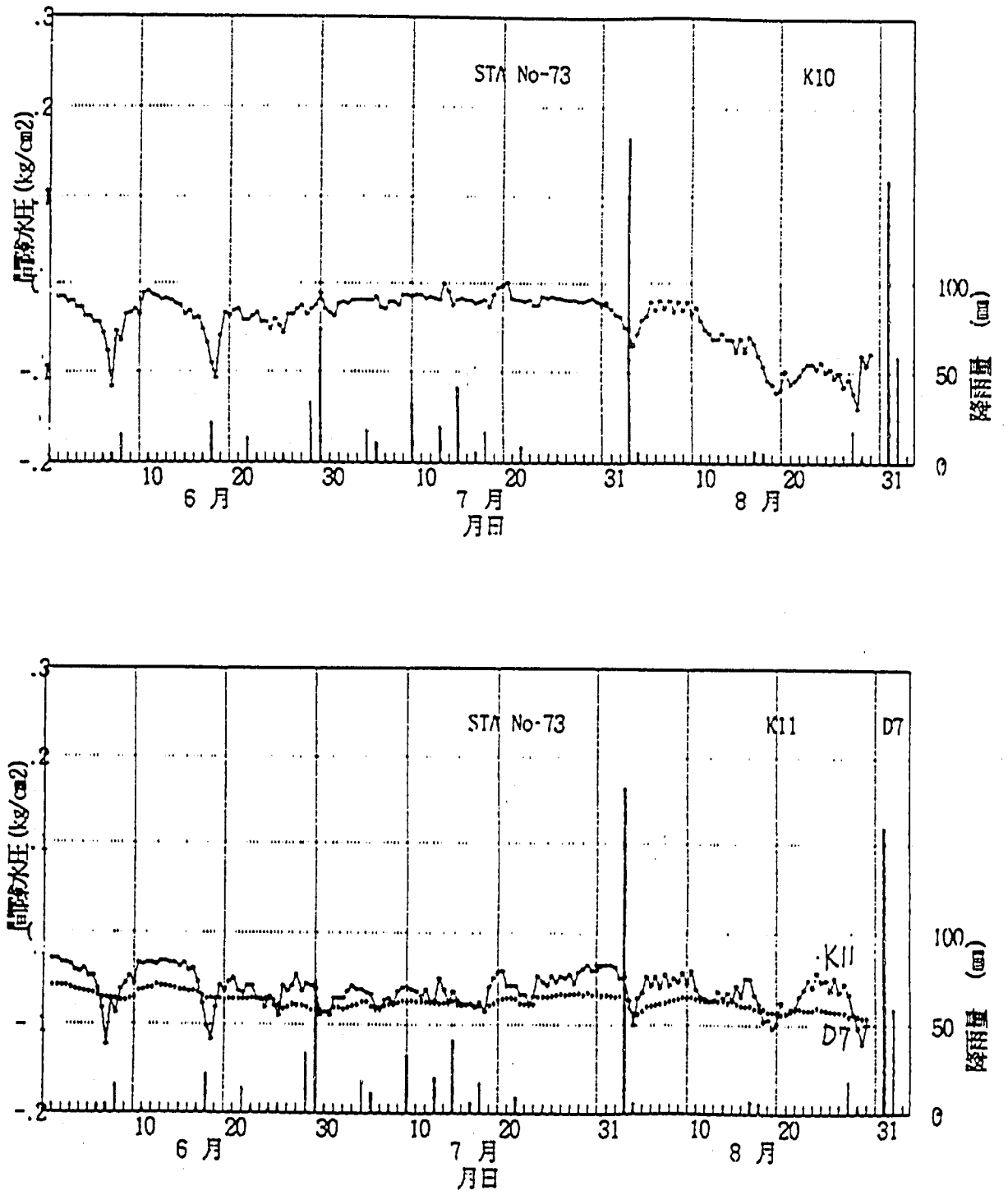
付図3－3－1　間隙水圧経時変化整理図（在来工法，谷側）



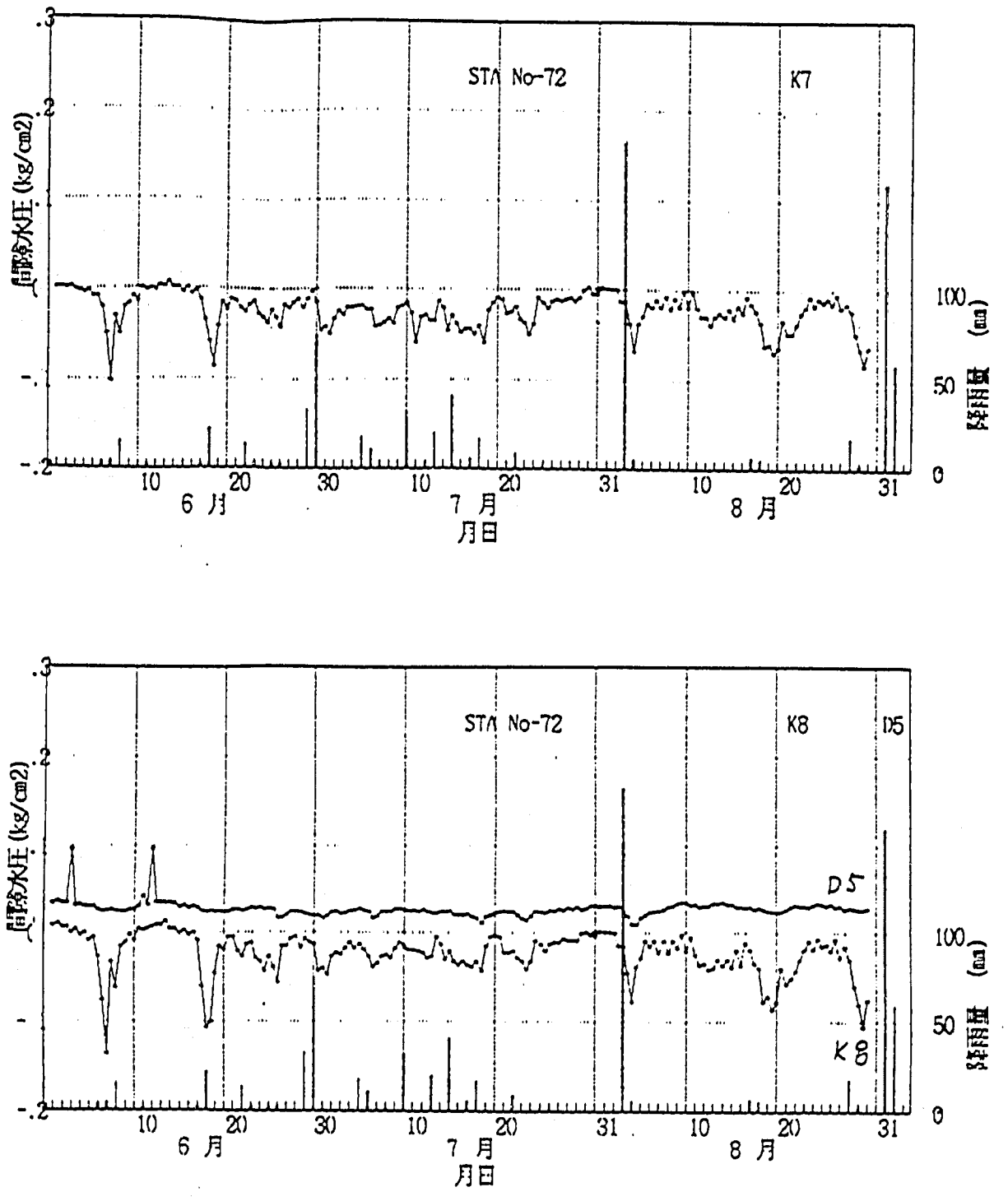
付図３－３－２　61年６月～８月の間隙水圧経時変化整理図（ジオテキスタイル工法，山側）



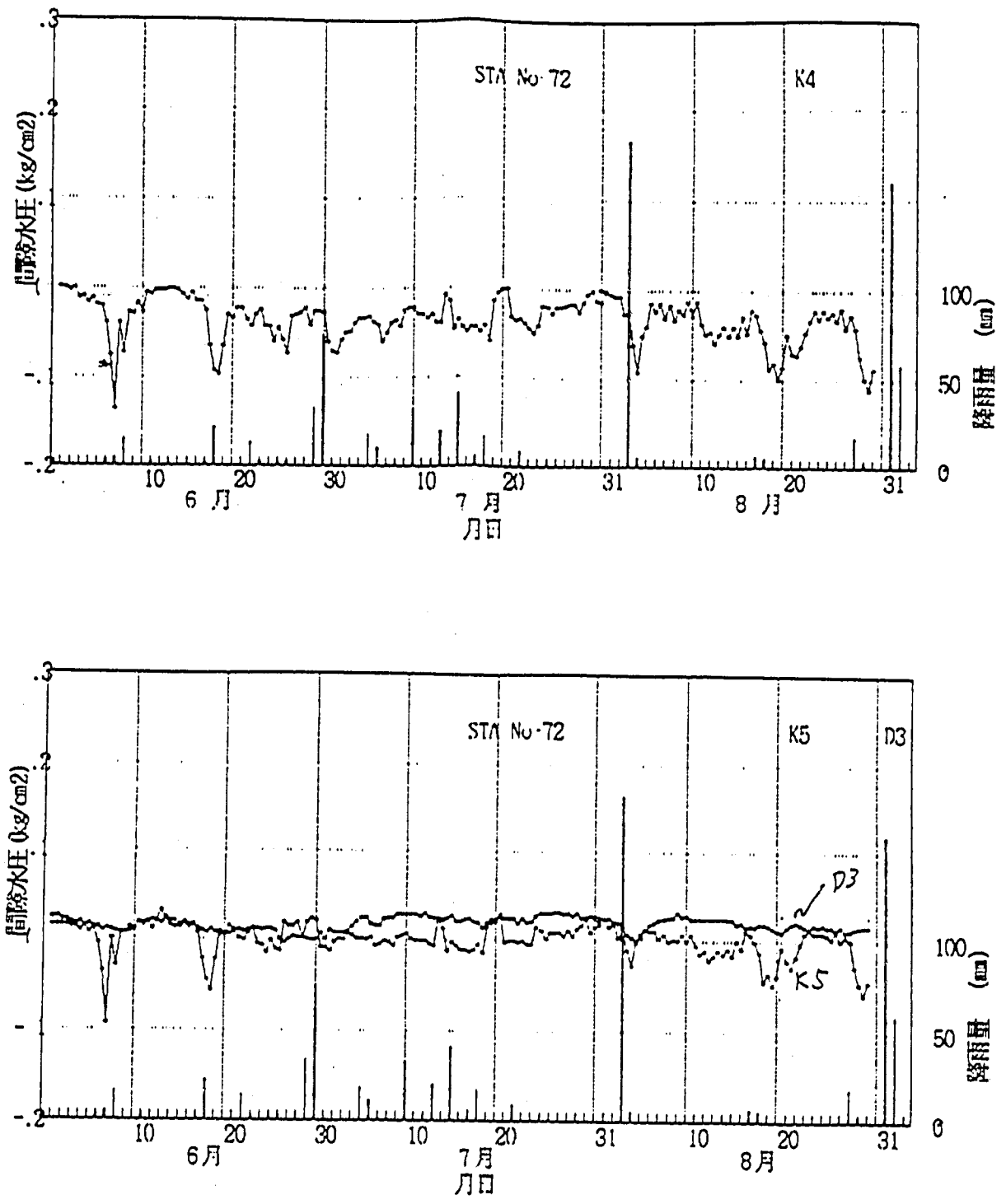
付図３－３－２　61年６月～８月の間隙水圧経時変化整理図（ジオテキスタイル工法，中央）



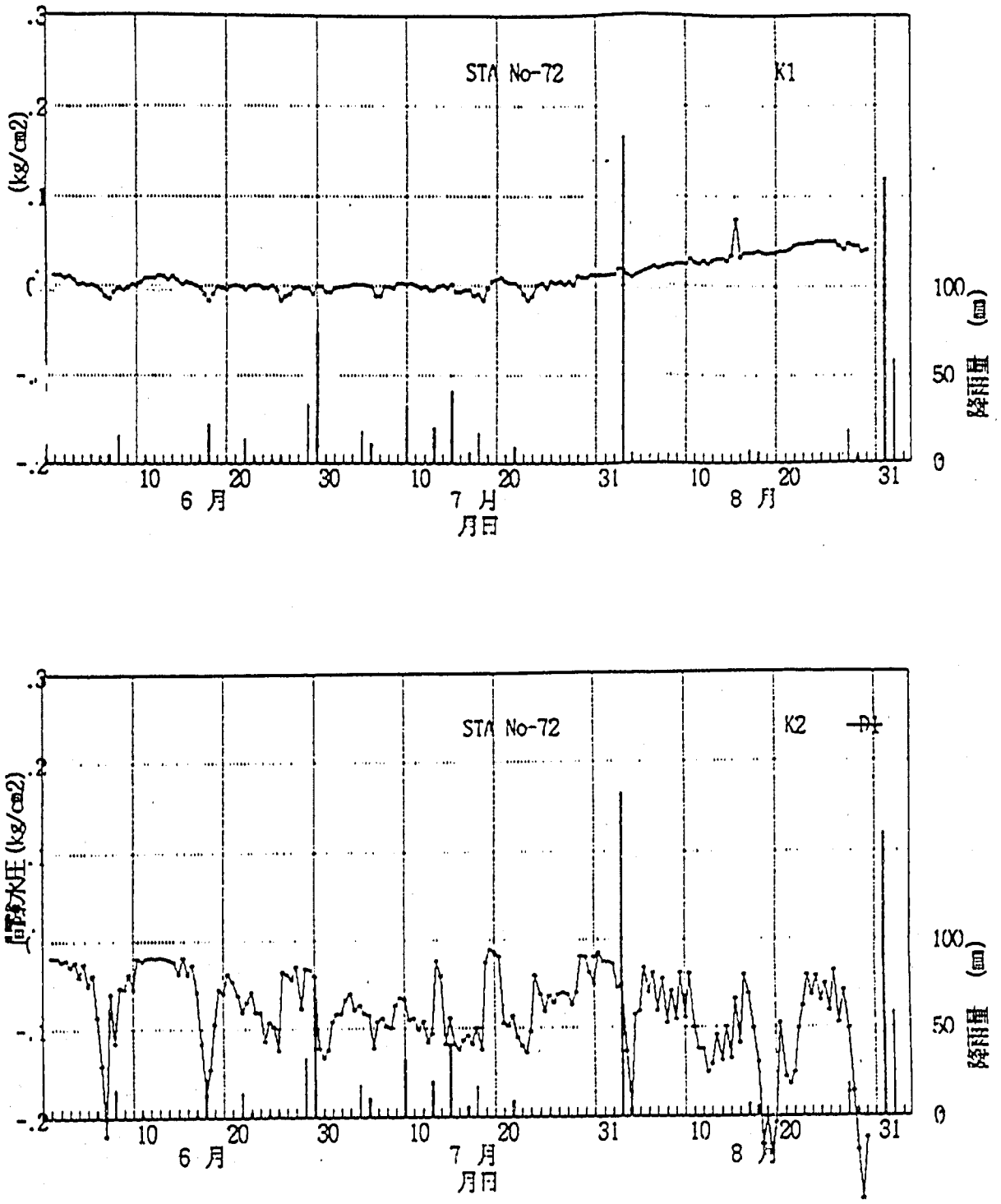
付図３－３－２　61年６月～８月の間隙水圧経時変化整理図（ジオテキスタイル工法，谷側）



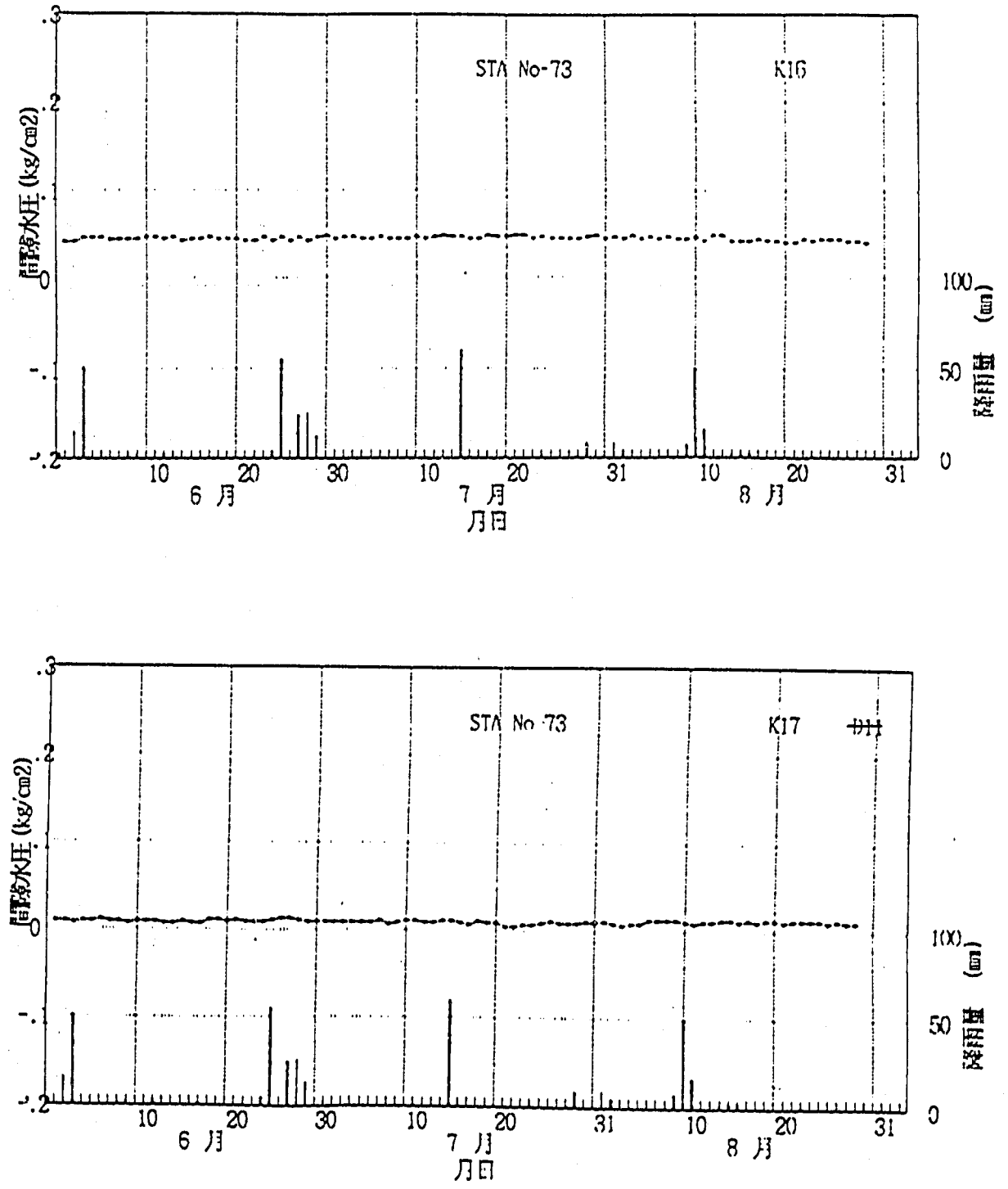
付図３－３－２　61年６月～８月の間隙水圧経時変化整理図（在来工法，山側）



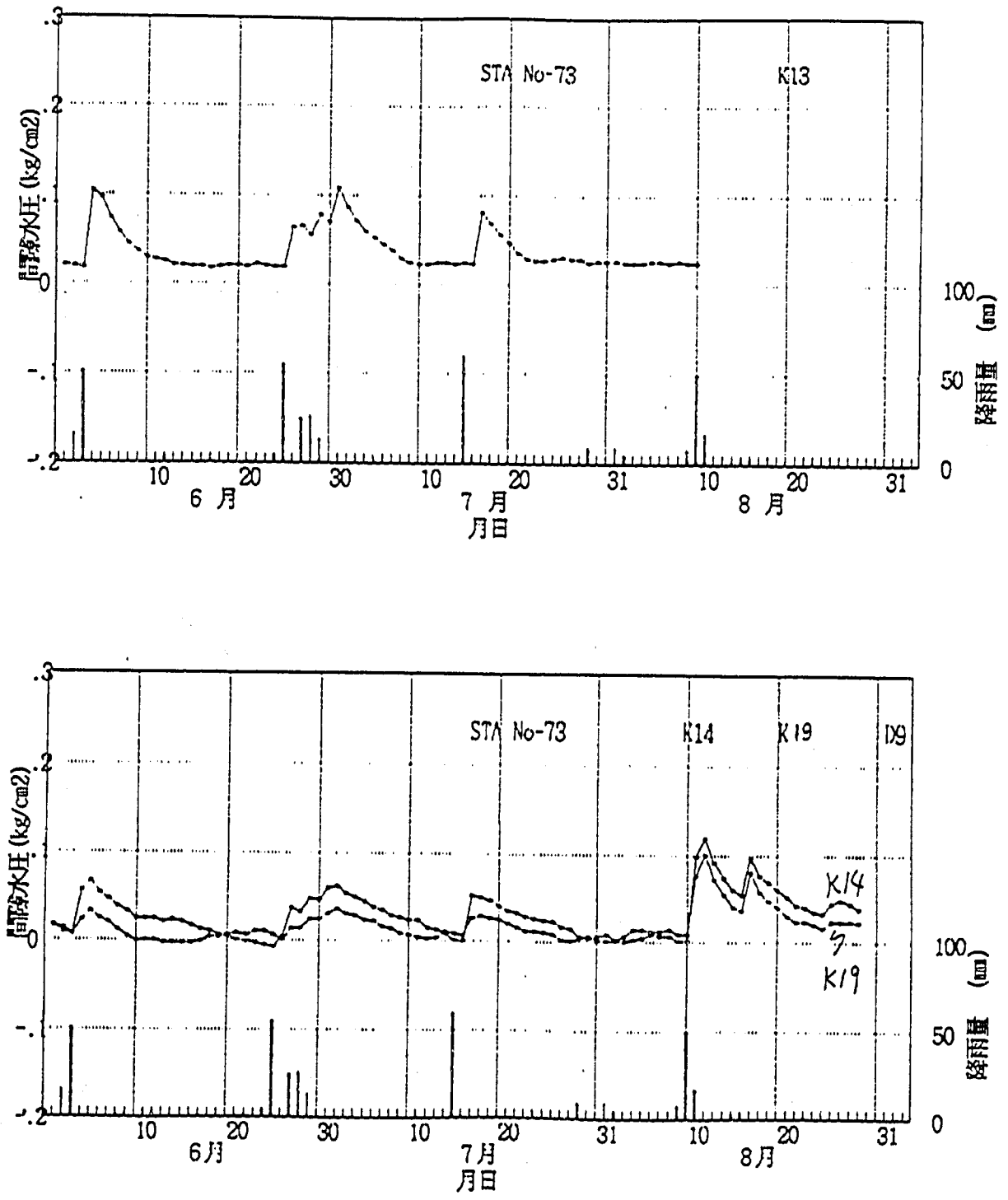
付図３－３－２　61年６月～８月の間隙水圧経時変化整理図（在来工法，中央）



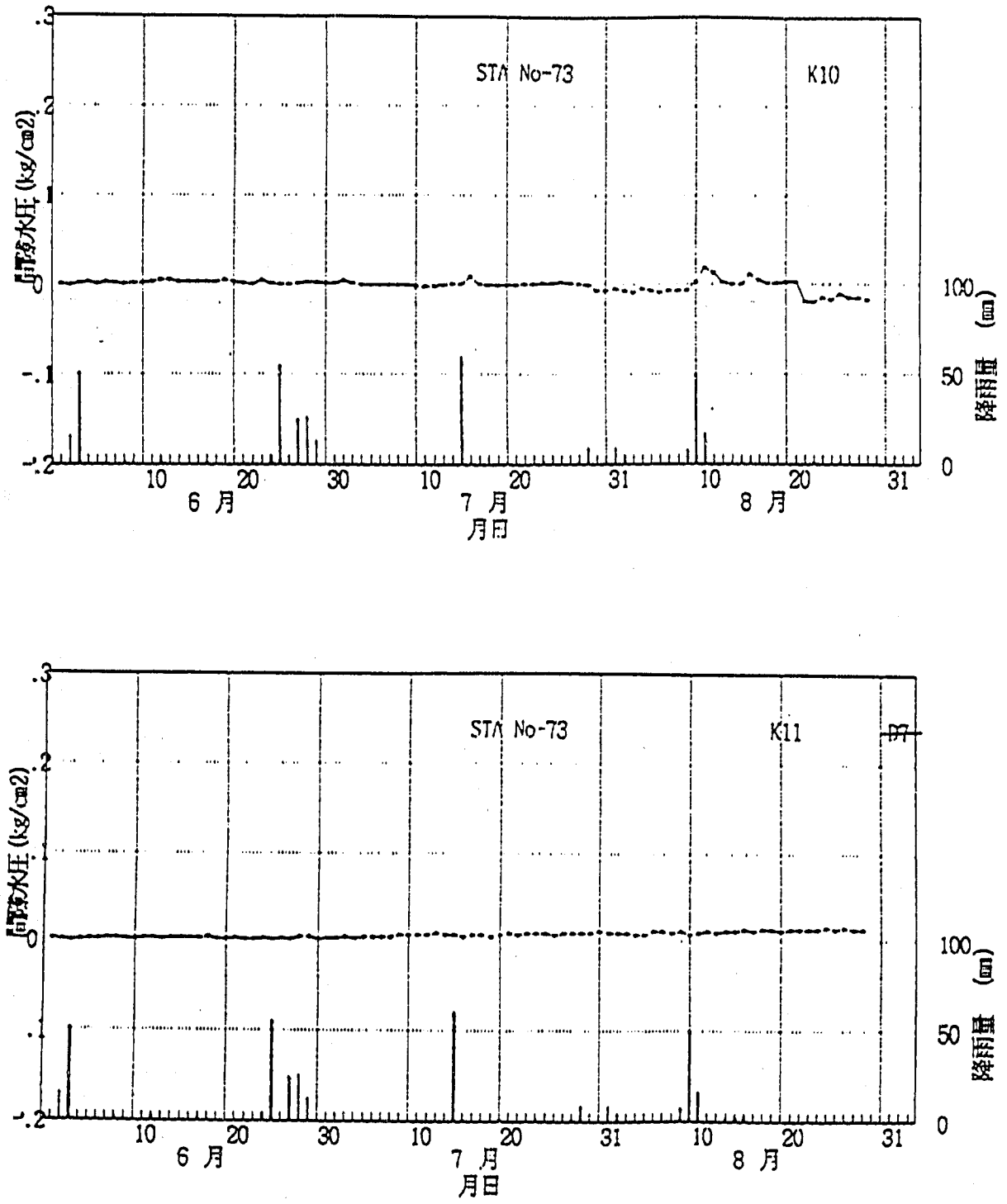
付図３－３－２　61年６月～８月の間隙水圧経時変化整理図（在来工法，谷側）



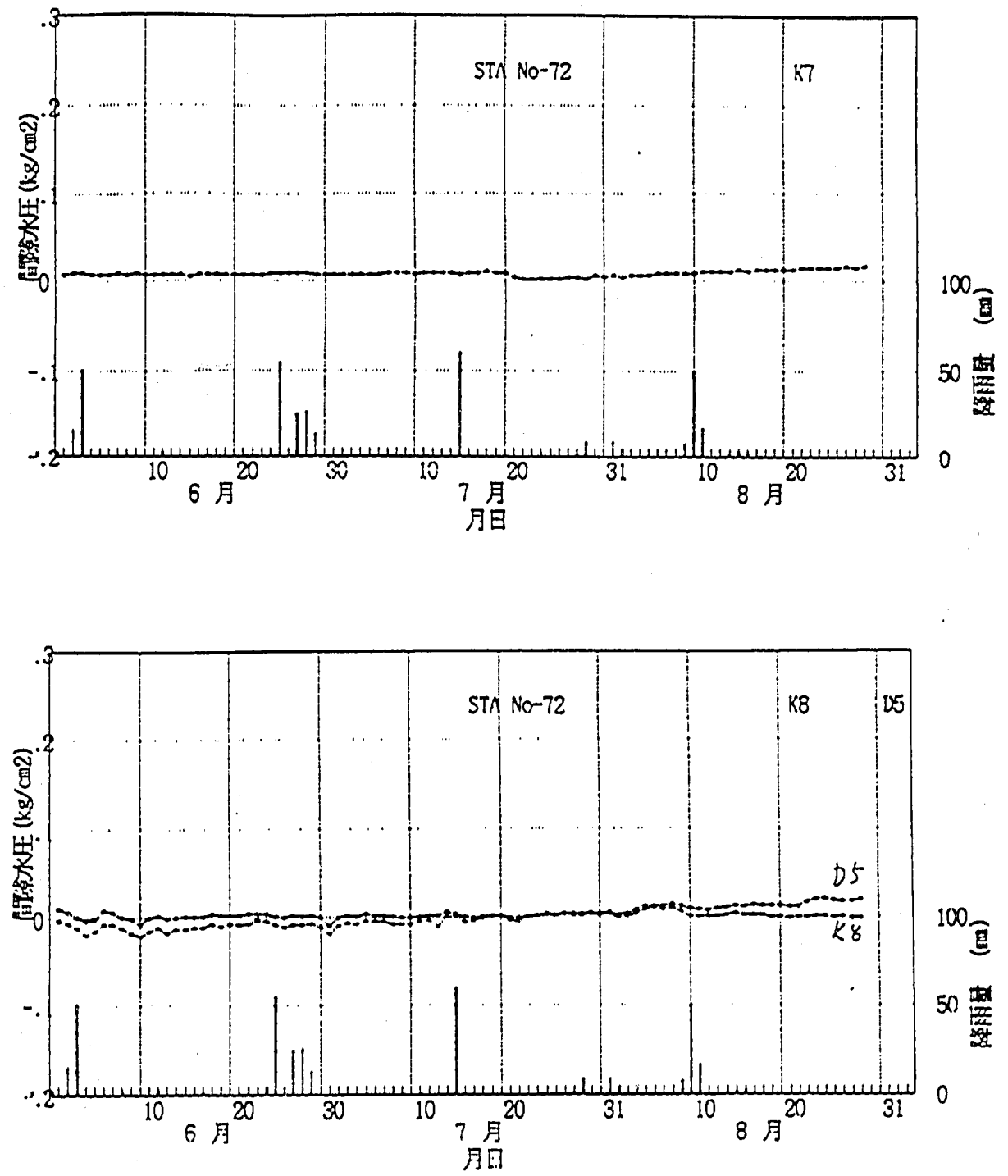
付図３－３－３　63年６月～８月の間隙水圧経時変化整理図（ジオテキスタイル工法，山側）



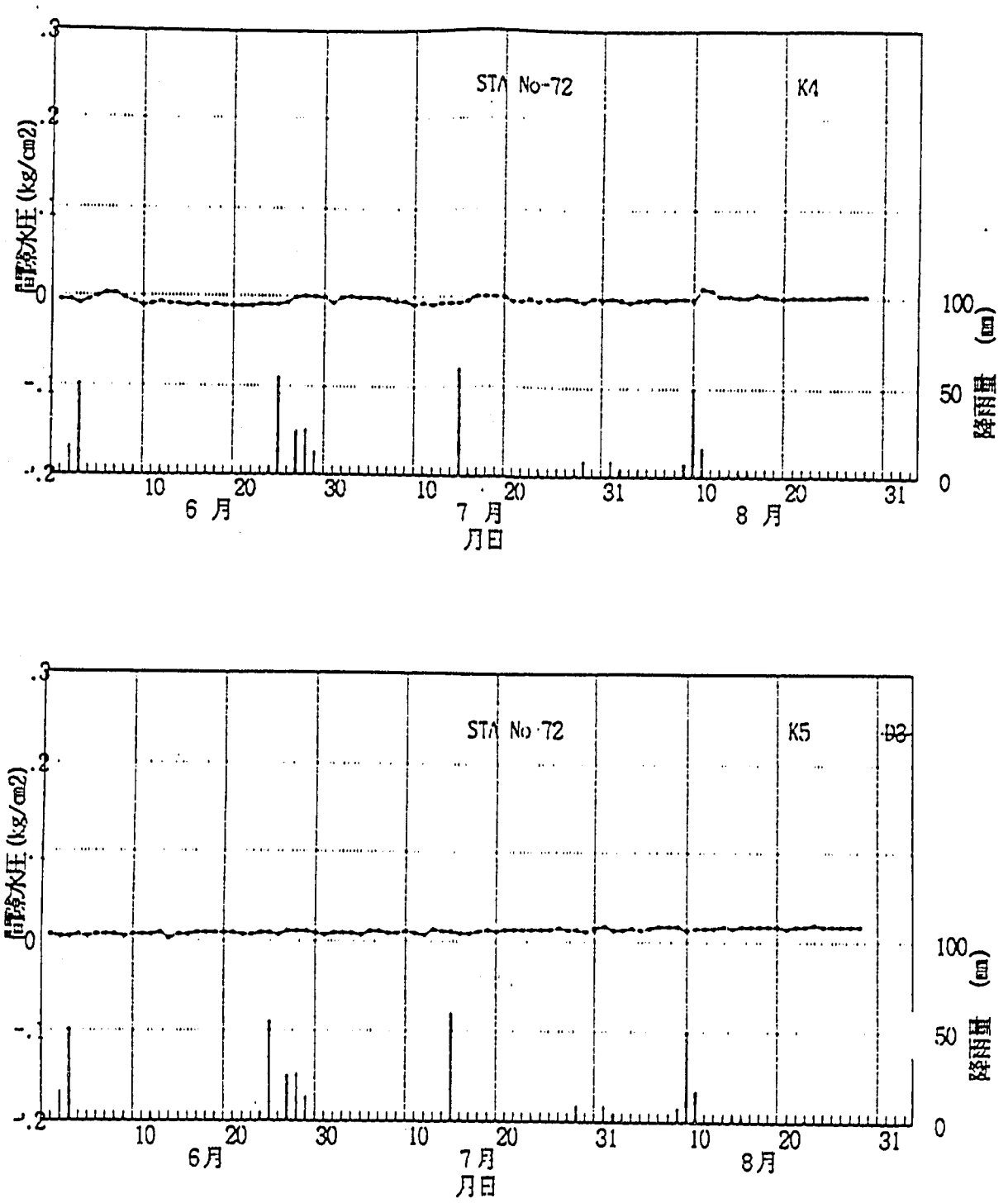
付図３－３－３　63年６月～８月の間隙水圧経時変化整理図（ジオテキスタイル工法，中央）



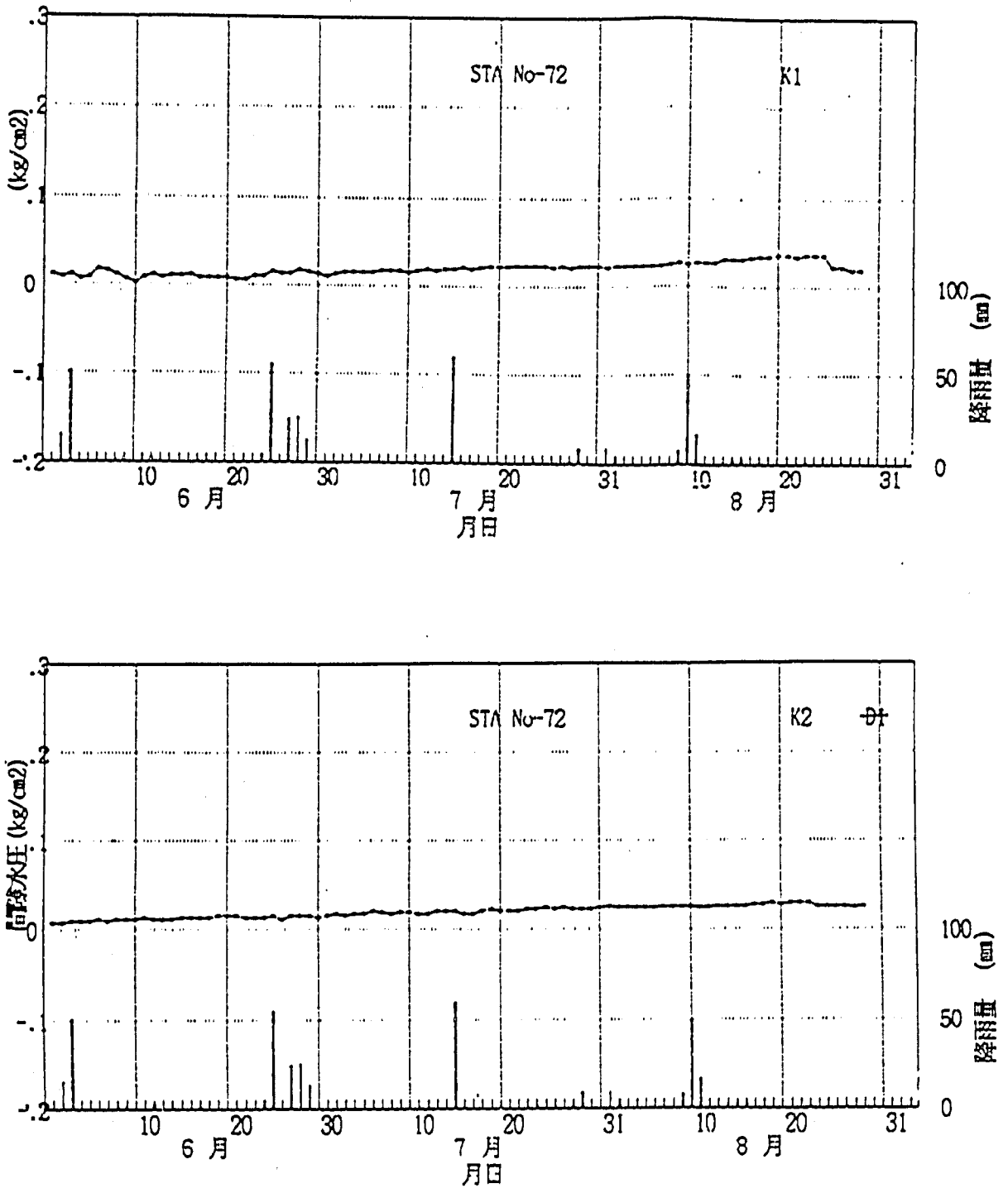
付図３－３－３　63年６月～８月の間隙水圧経時変化整理図（ジオテキスタイル工法，谷側）



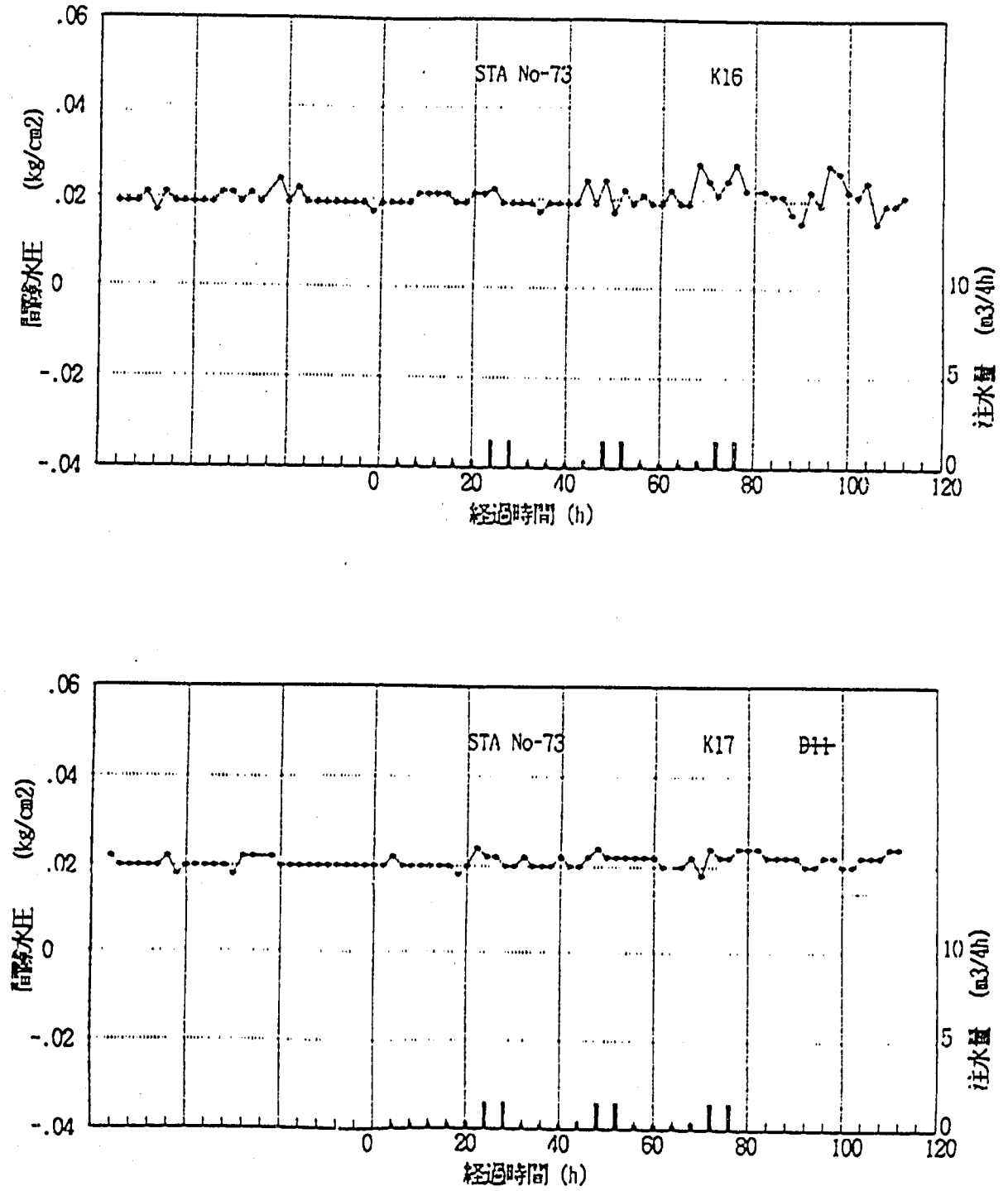
付図３－３－３　63年６月～８月の間隙水圧経時変化整理図（在来工法，山側）



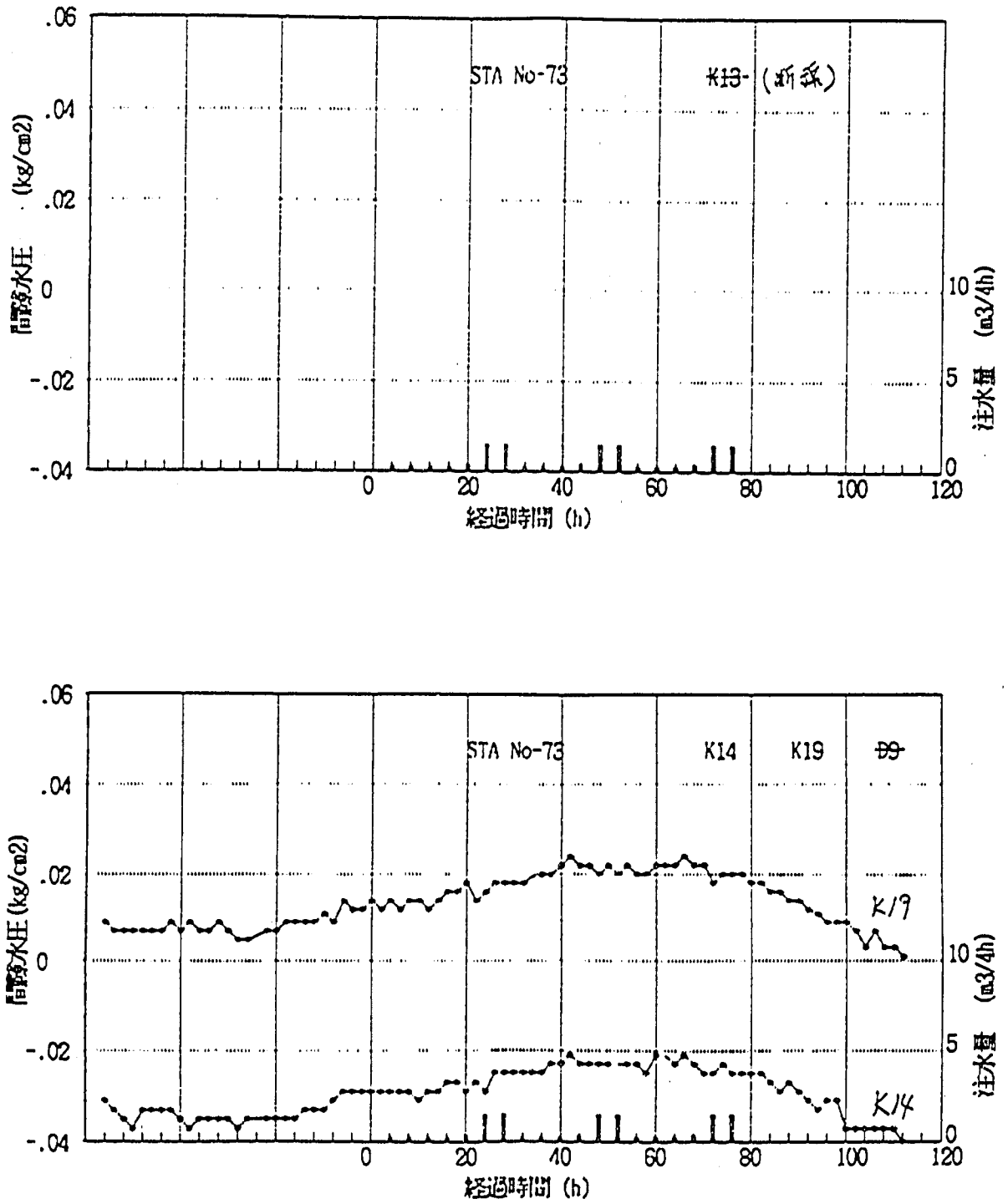
付図３－３－３　63年６月～８月の間隙水圧経時変化整理図（在来工法，中央）

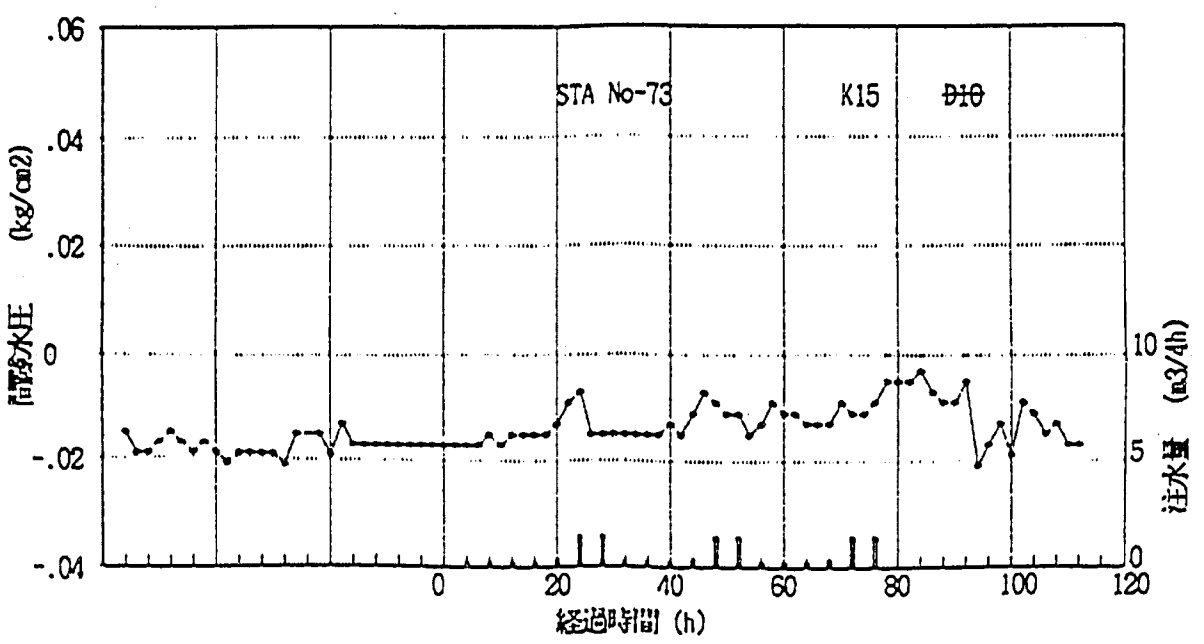


付図３－３－３　63年６月～８月の間隙水圧経時変化整理図（在来工法，谷側）

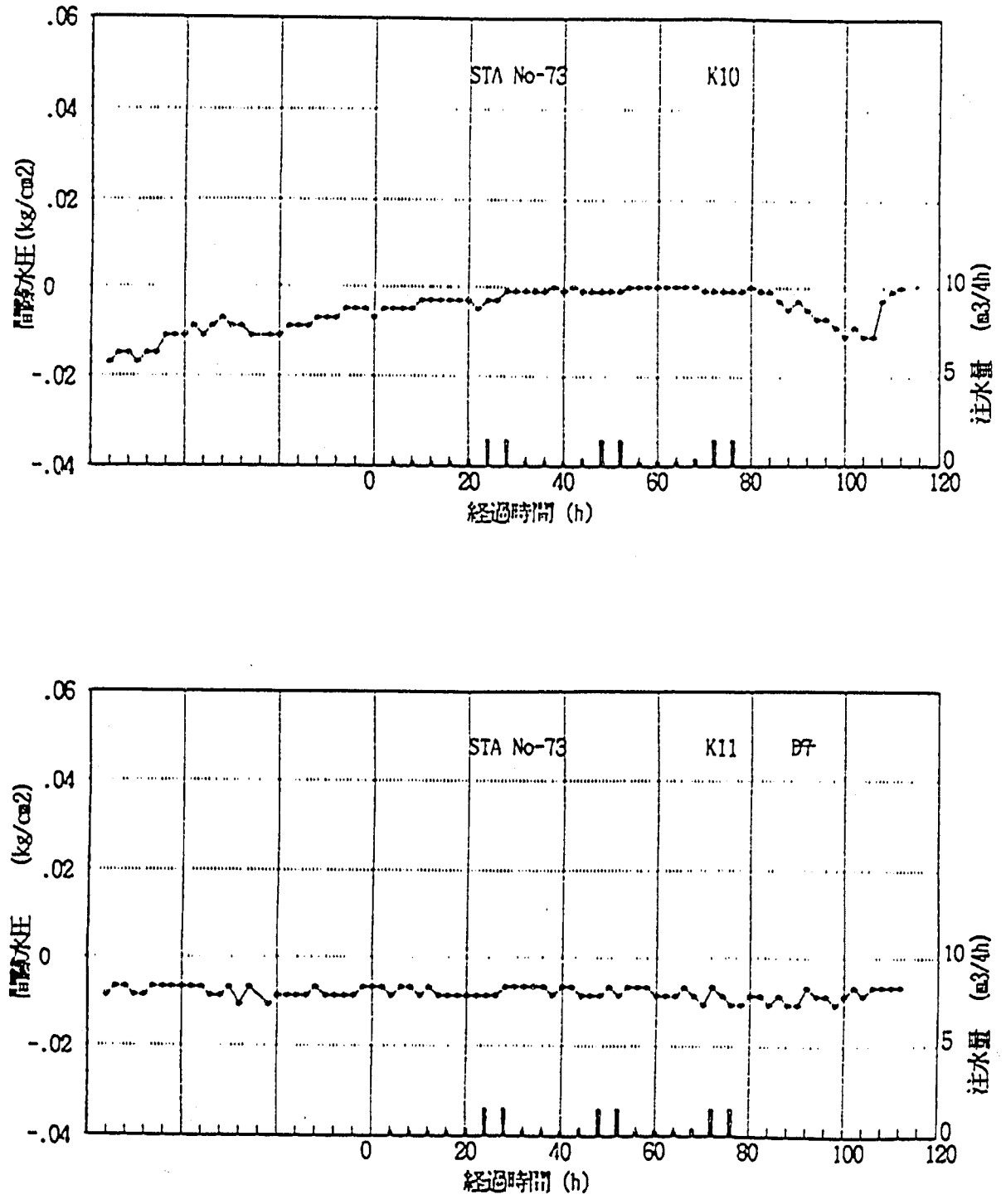


付図３－３－４　現場透水試験時の間隙水圧経時変化図（ジオテキスタイル工法，山側）

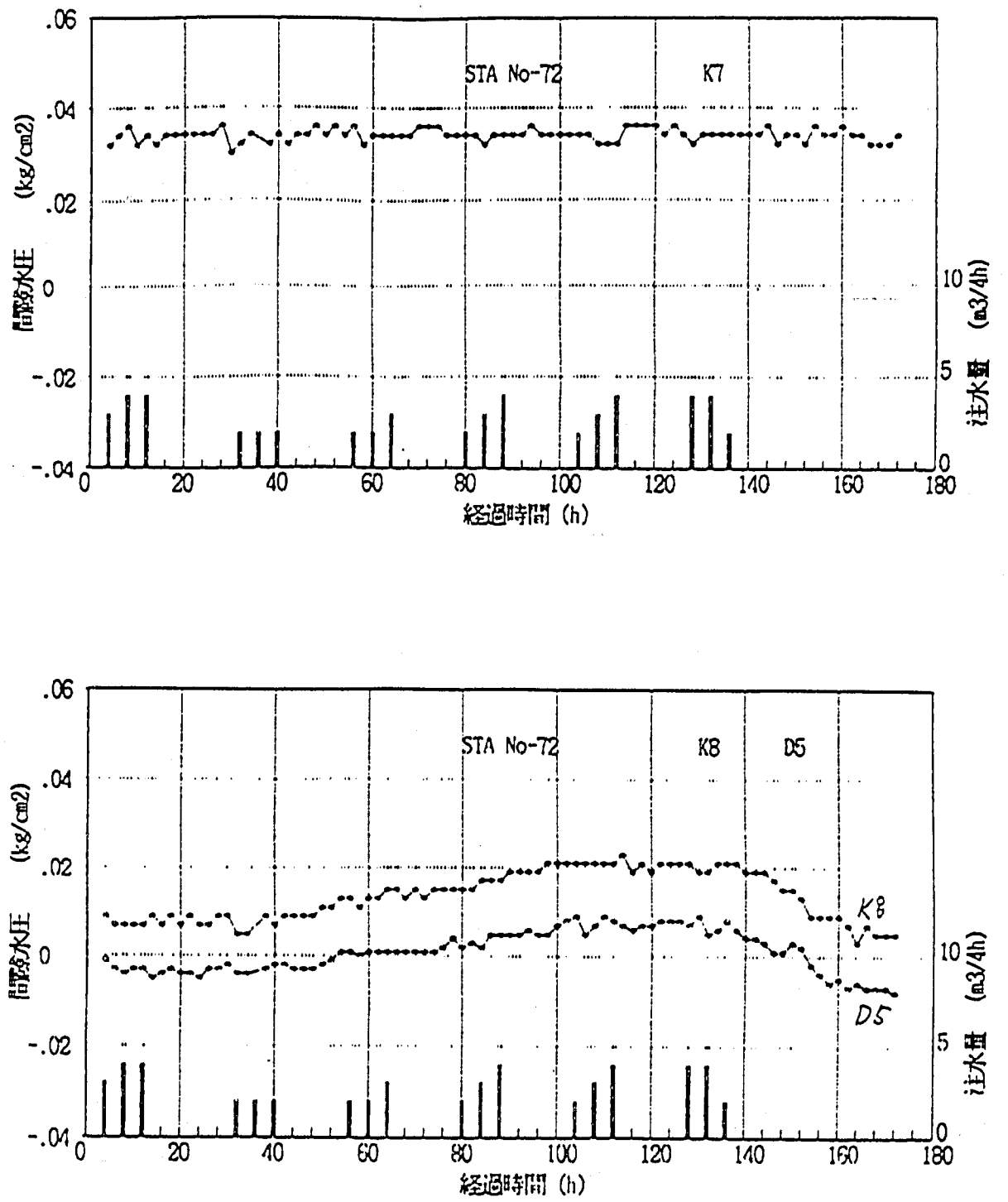




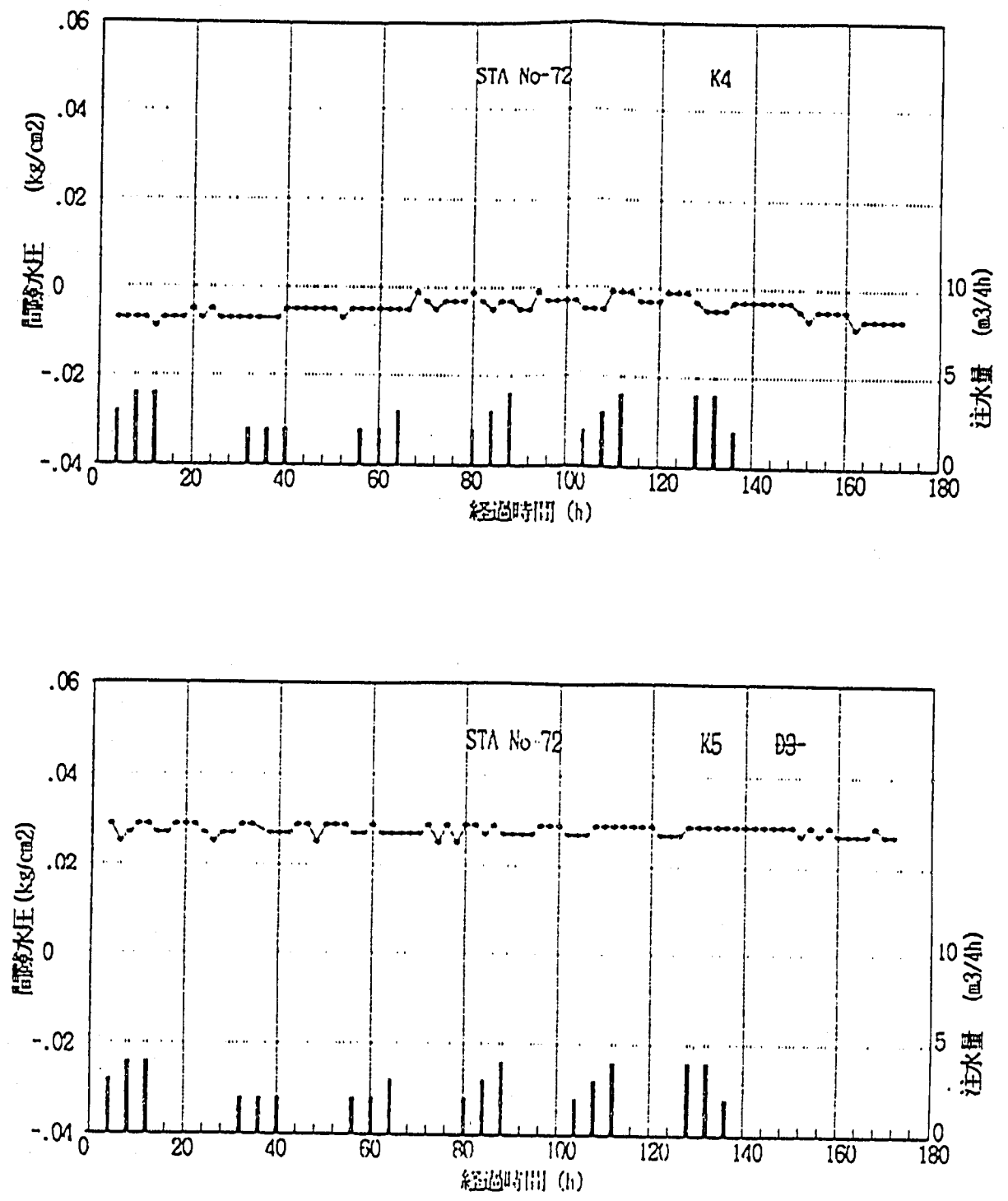
付図３－３－４　現場透水試験時の間隙水圧経時変化図（ジオテキスタイル工法，中央）



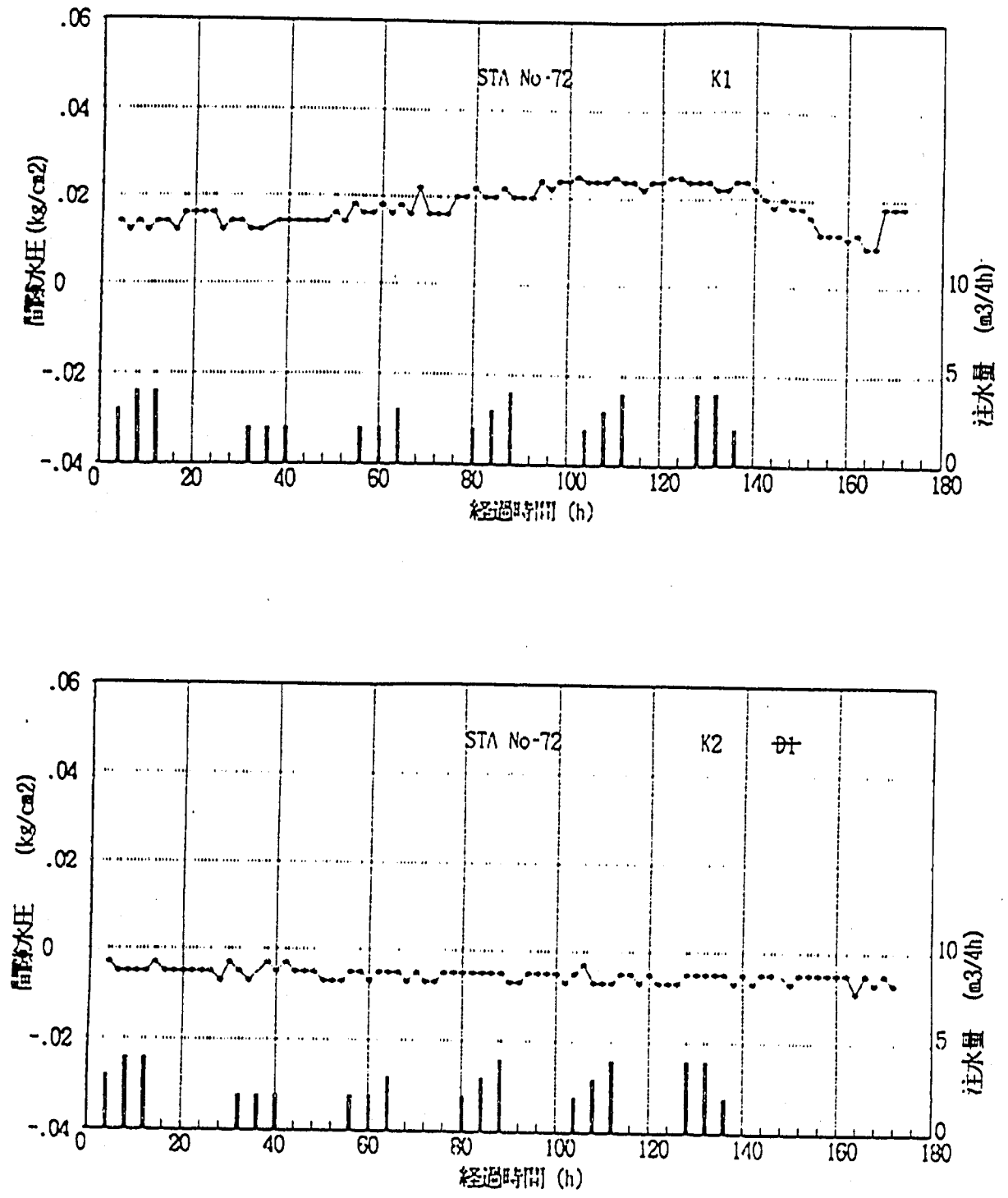
付図３－３－４　現場透水試験時の間隙水圧経時変化図（ジオテキスタイル工法，谷側）



付図３－３－４　現場透水試験時の間隙水圧経時変化図（在来工法，山側）



付図３－３－４　現場透水試験時の間隙水圧経時変化図（在来工法，中央）



付図３－３－４　現場透水試験時の間隙水圧経時変化図（在来工法，谷側）

3.4　国道9号浜田バイパス

浜田バイパスの現場試験施工箇所は，図3－4－1に示すように島根県浜田市街地の北東2㎞離れた，標高100m前後の緩やかな山体が連なる地域を通過する。このうち，沢の盛土部において礫混じり粘性土を用いて盛土の現場施工を行ったものである。

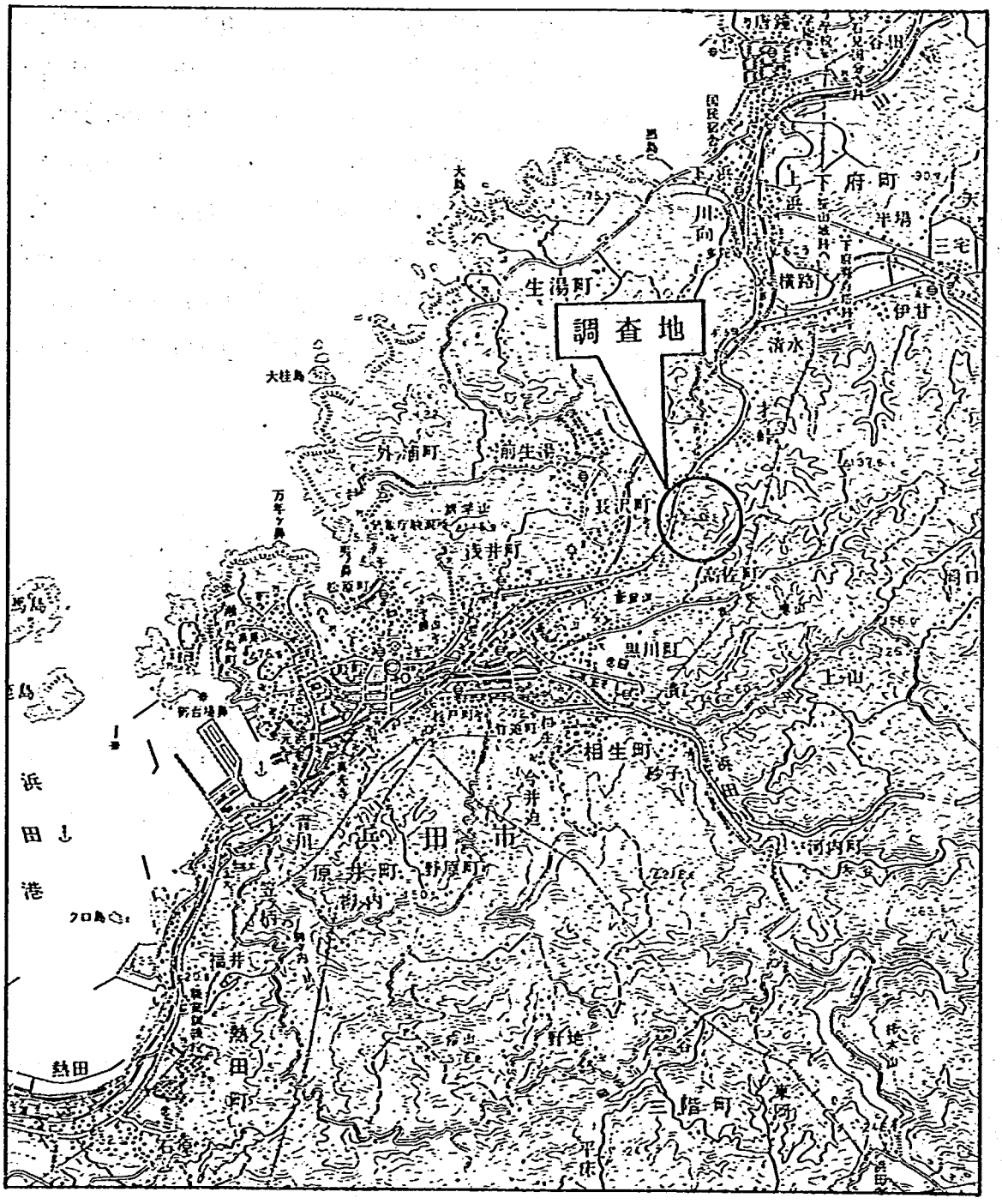


図3－4－1　調査位置案内図

3.4.1　試験盛土の概要

本調査は，浜田市街地の北東約2㎞離れた，標高100m前後の緩やかな山体が連なる地域の中で，国道9号線沿いの浜田バイパス始点付近にあたる。調査地点は幅約20mの沢の出口付近に位置する。沢とほぼ直交方向のバイパス盛土部である。

盛土箇所は水の集まりやすい沢地形で，工事前にも地下水の自噴がみられたことや，盛土後も暗渠より常に多量の排水があることなどから，盛土内には地表水の浸透だけでなく豊富な地下水が供給されているものと考えられた。また，路体を構成する盛土層およびその下の崖錐層は，粘性土が主体で透水性が悪く，飽和度が上がると強度が低下する性質を持っている。以上のようなことから盛土の下部および崖錐層は，水で飽和された状態が長期間続き強度の低下をきたしており，水位上昇時にはその傾向が強まるものと考えられた。

調査地周辺の地質は道路切取り露頭をもとに，島根県地質図を参考にすれば，基盤岩は当該沢周辺に分布しており，地質別には調査地南側切取りのり面に古第三期の花崗閃緑岩が，北側切取りのり面には古生代の三郡変成岩である泥質片岩が分布する。また，国道を隔てた西側には新第三期・中新世の安山岩熔岩が分布する。調査地および周辺の基盤岩上部には，都野津層と呼ばれる軟質な礫を含む礫層が多くの露頭で認められる。本地域の地質構成を表3－4－1に示した。

表3－4－1　地質構成表

地質時代			地層名	記号	層相・岩相
新世代	第4紀	完新世	崖錐堆積物	dt	礫・砂・粘土
		更新世 鮮新世	都野津層	Ts	礫・砂・粘土
	新第三紀	中新世	石見層群	An	安山岩溶岩
	古第三紀		花崗岩類	Gd	花崗閃緑岩
古生代	二畳紀		三郡変成岩類	Sh	泥質片岩

3.4.2　調査方法

表3－4－2に計測項目を，表3－4－3に観測時期と回数を示す。計器設置位置は図3－4－2および図3－4－3に示す。

表3－4－2　計測項目と目的

計測項目	目的	測定内容
静ひずみ	ジオグリッドのひずみ分布から補強効果を把握	静ひずみ量
変位杭	盛土地表面の変形挙動を把握	水平・鉛直変位
パイプ傾斜計	盛土・基礎地盤の地中変位を把握	地中水平変位
水位計	地下水位の変動状況を把握	地下水位

表3－4－3　観測時期と回数

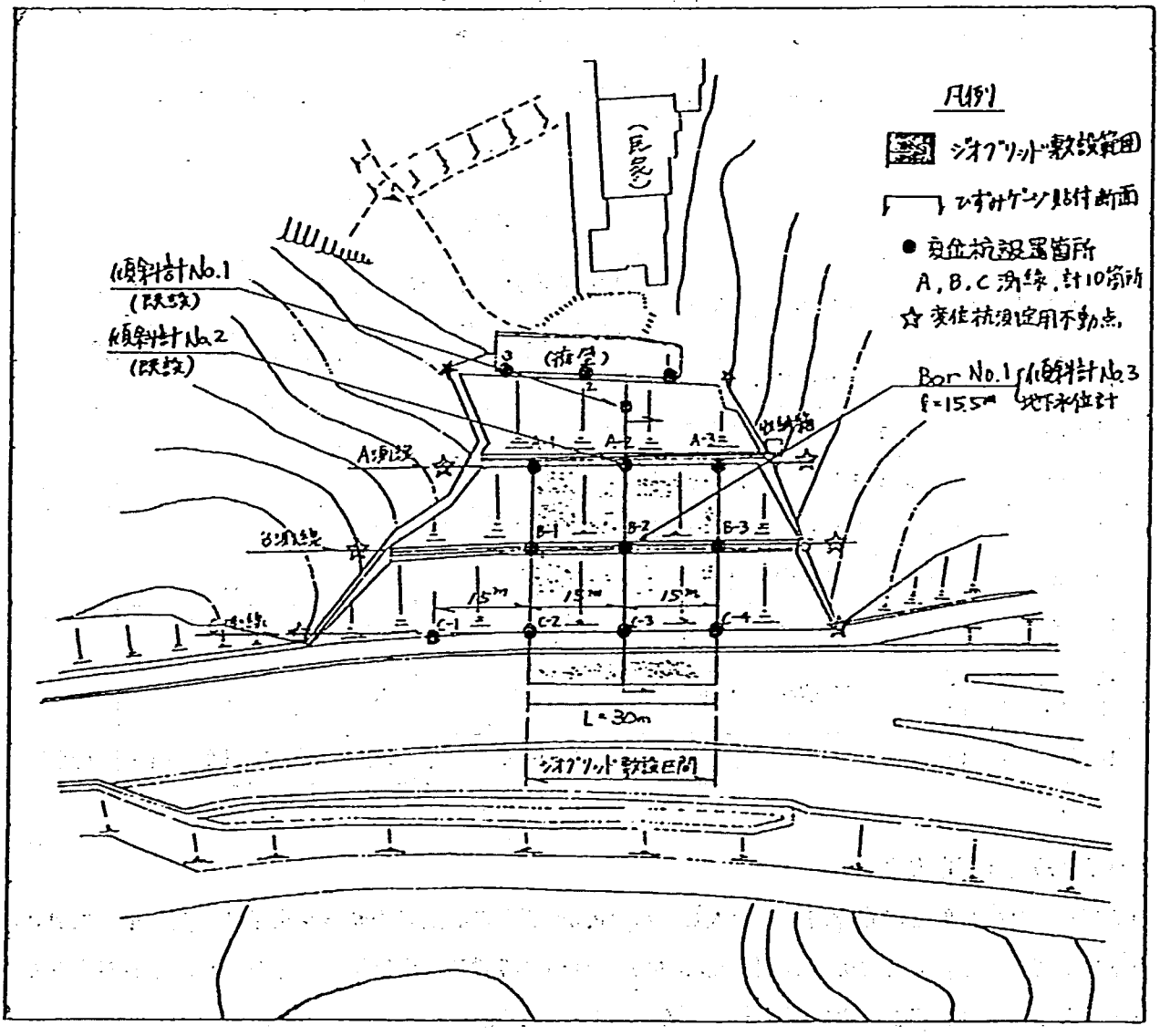
測定月日	計器設置時期	静ひずみ計		変位杭		傾斜計		地下水位計	
		設置	観測	設置	観測	設置	観測	設置	観測
10／19～10／22	ボーリング					○		○	
11／10，11	ジオグリッド1段目敷設	○	○				○		○
11／18	ジオグリッド2段目敷設	○	○				○		○
11／26	ジオグリッド3段目敷設	○	○	○	○		○		○
12／2	盛土中断時		○		○		○		○
12／8	〃		○		○		○		○
12／21，1／22 2／18，3／18	定期観測　4回		④		④		④		④
10／19～3／18	計	3回	9回	1回	7回	1回	9回	1回	9回

(1)　パイプ傾斜計測定方法

傾斜プローブの車輪を測定管内溝に挿入し，深度0.5mごとの測定管の傾きを指示計（変位量に換算されている）で読み取る。計算は0.5mごとの変位量と初期値（設置時の変位量）の差を求め，これを孔底から加算することにより孔口まで変位が求まる（図3－4－4参照）。

(2)　地下水位計測定方法

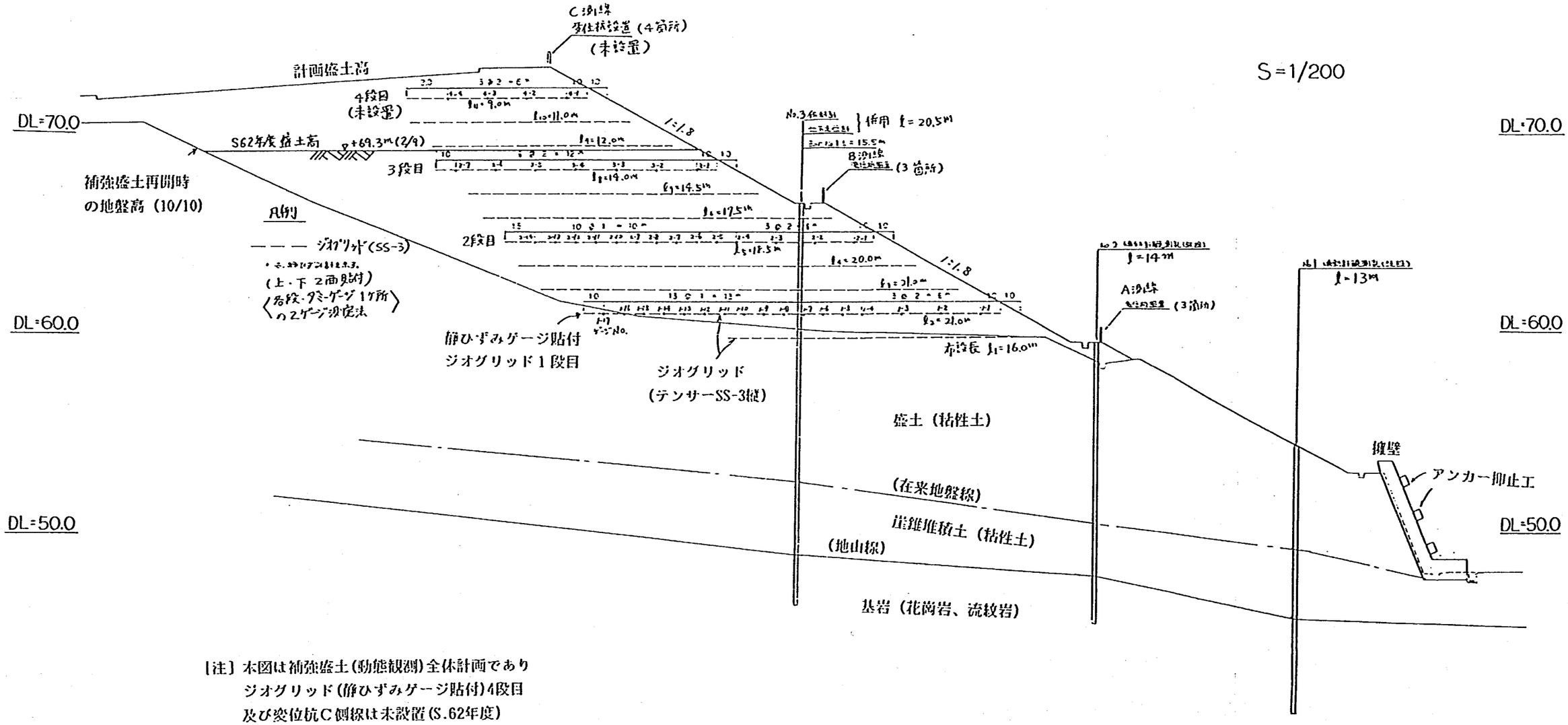
地下水位観測孔は，ストレーナ加工して設置された孔内傾斜計測定管を用いて，測定管天端からの距離を求める（図3－4－5参照）。



【注】本図は盛土(動態観測)全体計画であり、変位杭C側線は未設置(S.62年度)

図3－4－2　計器設置位置平面図

S=1/200



【注】本図は補強盛土(動態観測)全体計画であり
ジオグリッド(静ひずみゲージ貼付)4段目
及び変位杭C側線は未設置(S.62年度)

図3－4－3　計器設置位置断面図

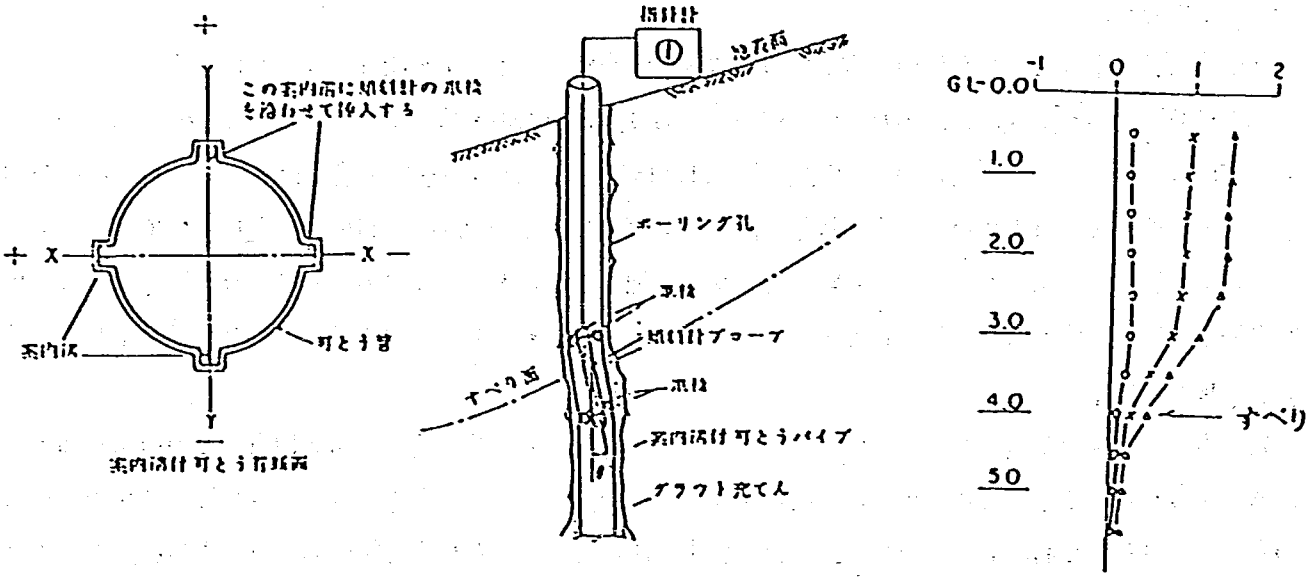


図３－４－４　孔内傾斜計の測定模式図

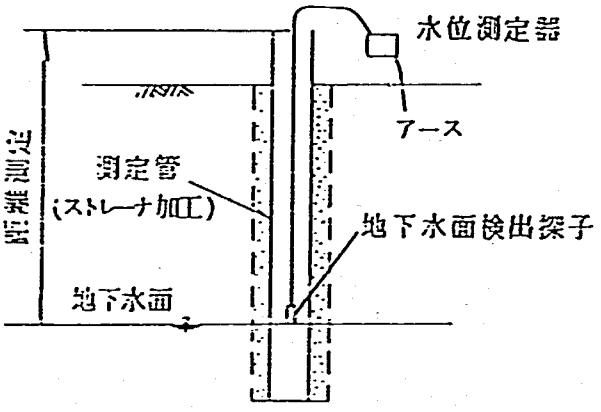


図３－４－５　地下水位測定模式図

3.4.3　調査結果

図３－４－６に動態観測結果を横断面の総括図で示す。以下で各観測項目ごとに結果を述べる。なお，盛土は完成計画高より約４ｍ程低い状態にある。

(1)　地中側方変位

地中傾斜計により得られた地中側方変位の経時変化図を図３－４－７～図３－４－９に示す。

盛土横断方向の水平変位は，のり先側に挙動しており，各地点の累積変位量がNo.１で3.1cm，No.２で9.0cm，No.３で8.3cmとなっている。変位量の増加傾向，11月18日～11月26日の期間の盛土段階中に急激な増加を示している。その後，盛土荷重が一定の状態で，変位速度にして0.1～0.3mm／日のわずかな変位増加をしている。変位増加への降雨の影響はあまり顕著ではなく，地下水位の大きな変動も見受けられないことから，現在継続している変位累積傾向は，粘性土の盛土材に起因した圧密的あるいはクリープ的な挙動を呈していることが推察される。

鉛直方向の変位分布状況から盛土内に一種の変曲点が発生しており，特に，No.３地点でその傾向が顕著である。こうした現象は，荷重盛土が段階的に増加して地中の応力伝播が大きくなってきた地点で発生したものと考えられる。なお，No.３地点においては，盛土の圧密沈下にともなう背後へのつれ込みの影響も見受けられる。

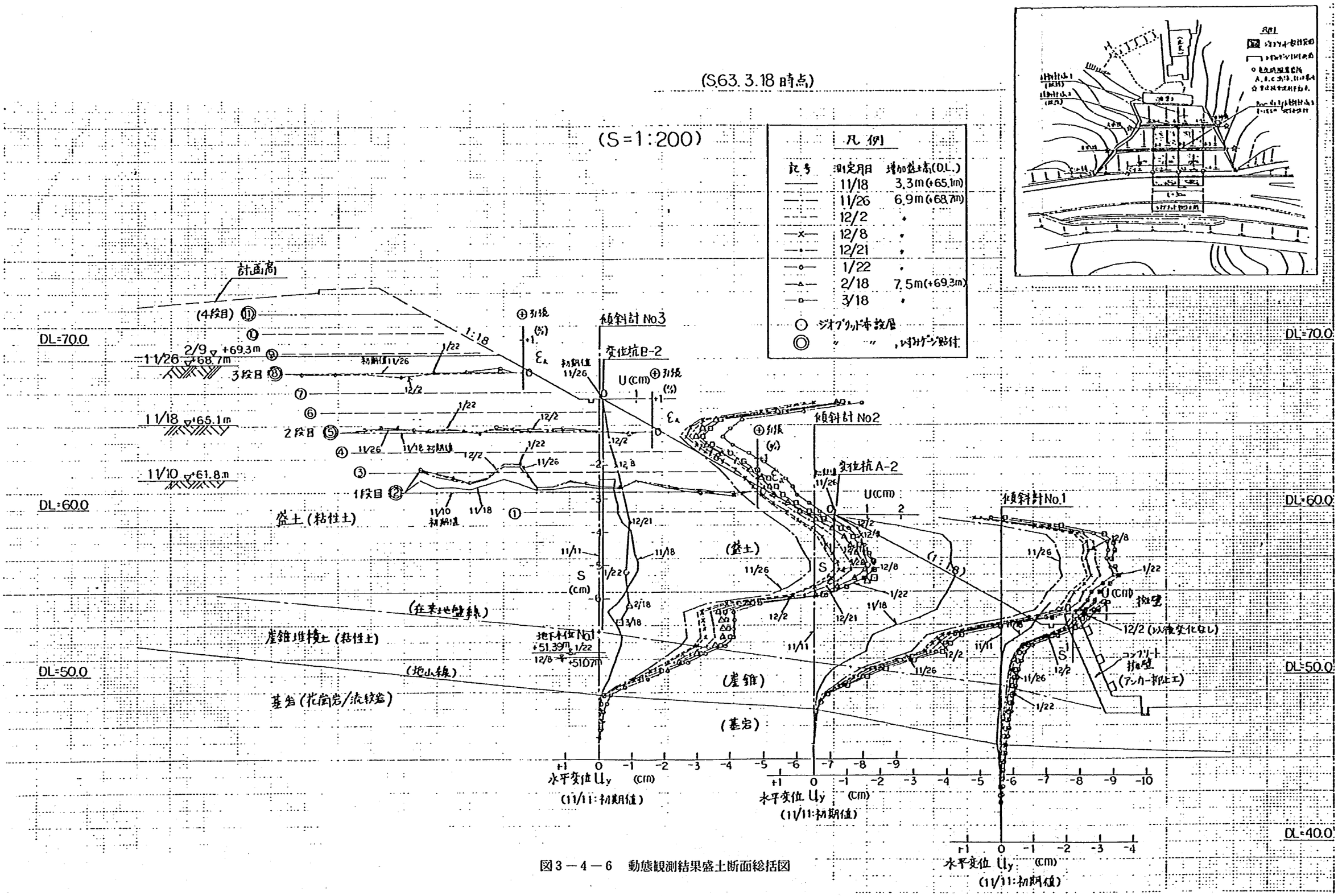


図3－4－6　動態観測結果盛土断面総括図

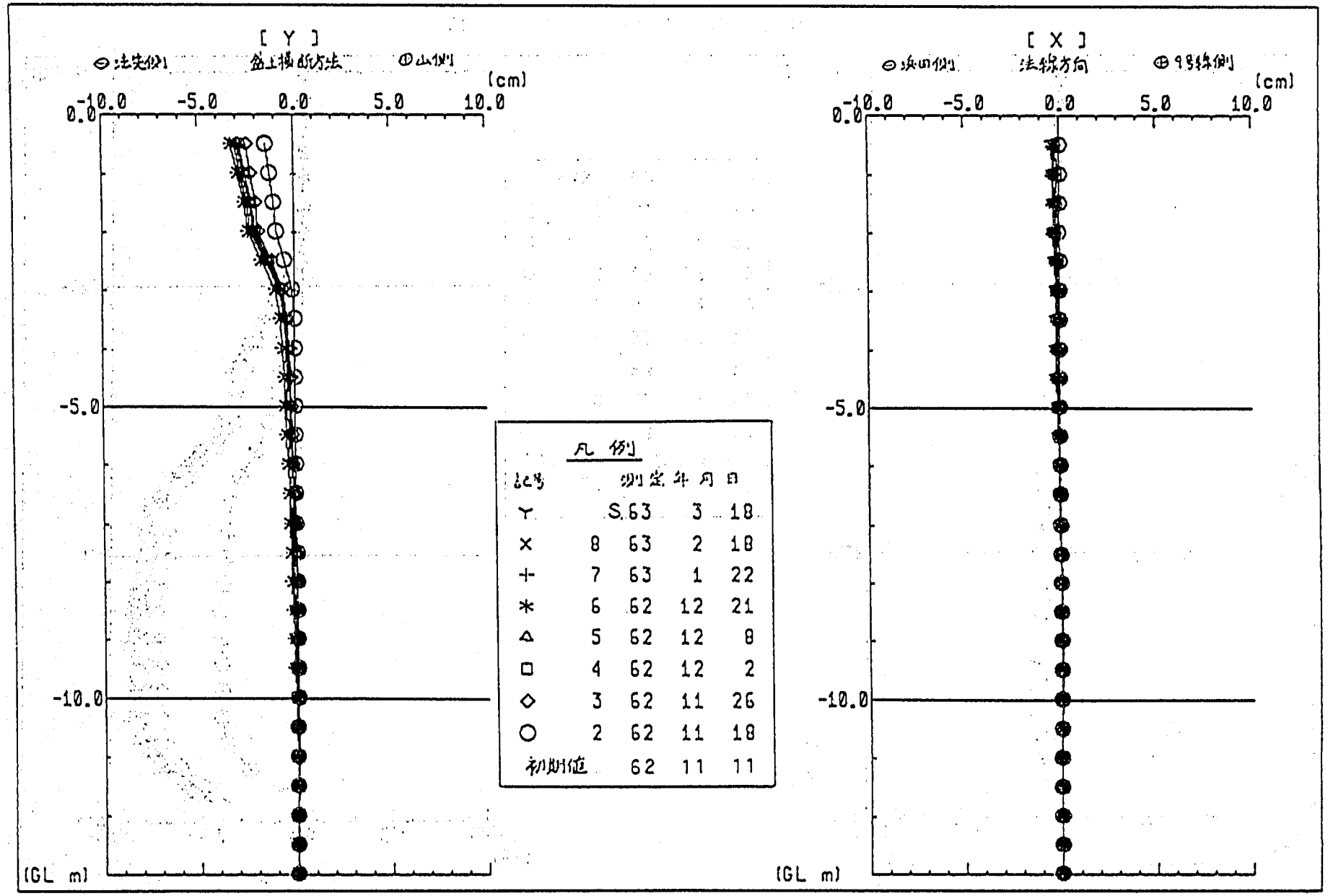


図３－４－７　パイプ傾斜計測定結果（No１地点）

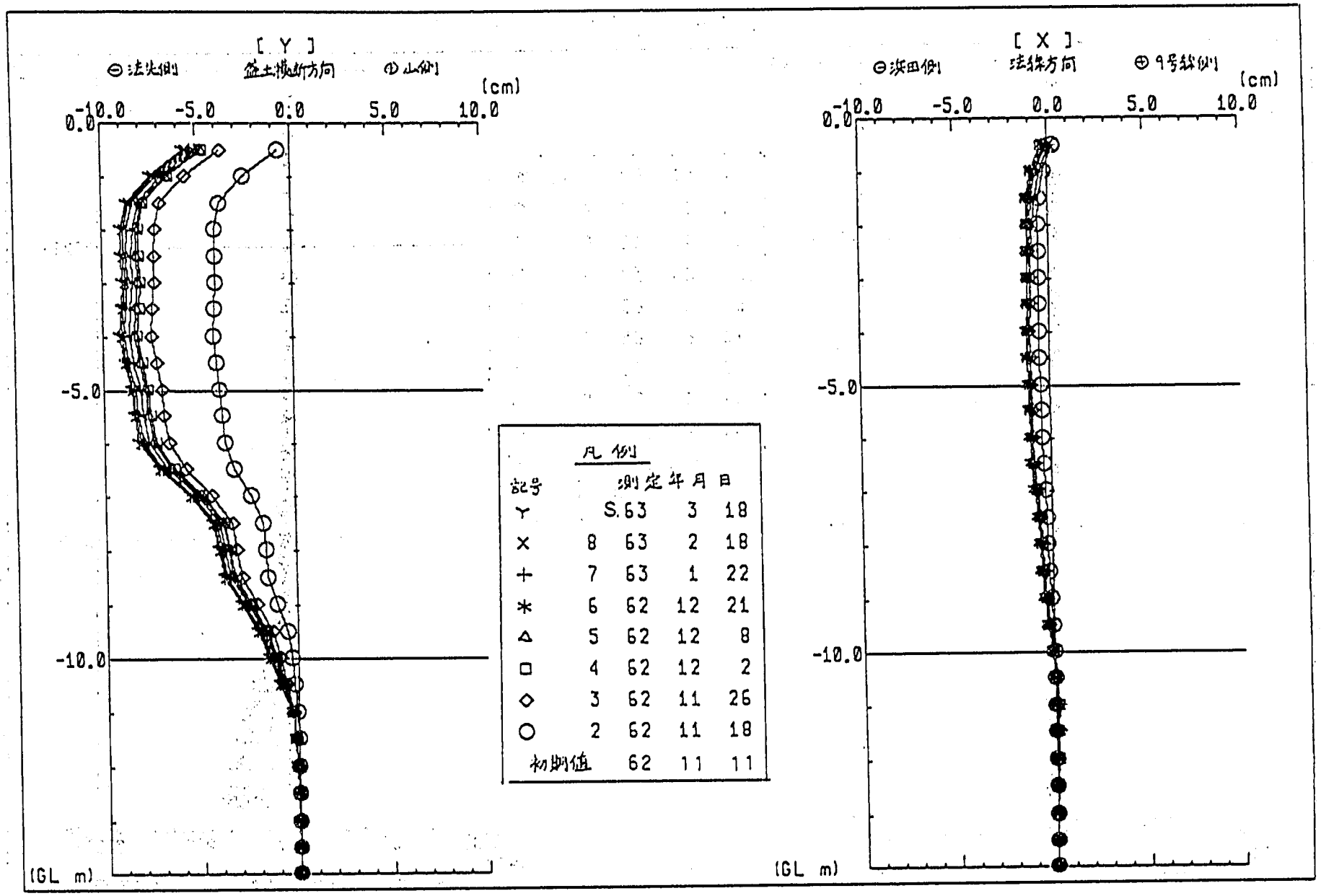


図3－4－8　パイプ傾斜計測定結果（No.2地点）

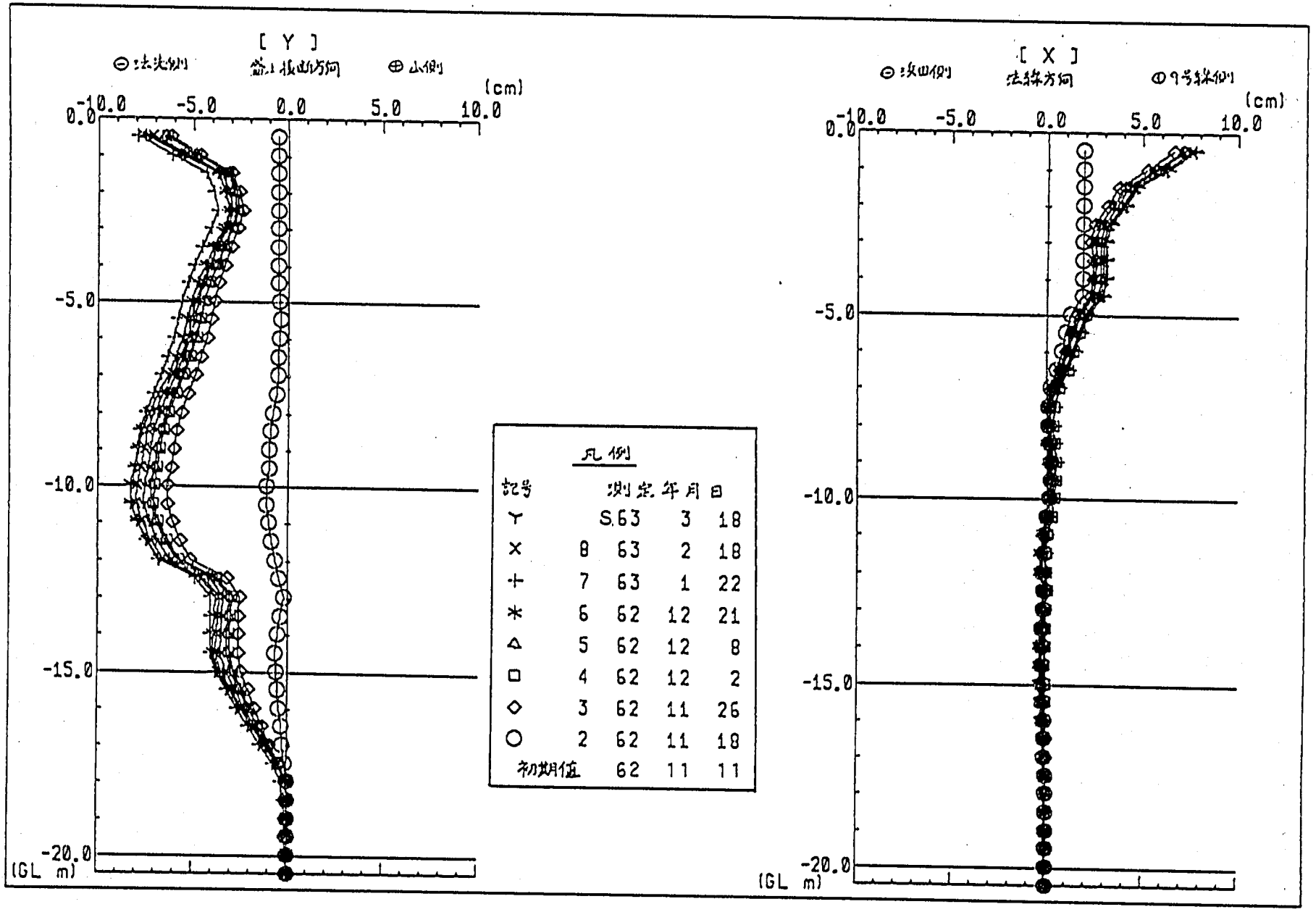


図３－４－９　パイプ傾斜計測定結果（No.３地点）

(2) 地表面変位

地表面変位杭の測定結果を表3－4－4および図3－4－10に示す。測定点は，のり面の各小段に設置したものであり，測定時期はほぼ盛土荷重が一定の期間に対応している。

地表面の鉛直および水平変位量の最大値は，それぞれ沈下量6.7cmとのり先側水平変位量1.5cmとなっている。全般的に沈下成分が卓越しており，盛土高さの高いB測線でその傾向が顕著である。これは，盛土の圧密沈下的な挙動のあらわれとみられる。なお，盛土高のほぼ中央付近に位置するA測線では，鉛直および水平変位量がほぼ同程度であり，上載荷重によるせん断変形的な挙動が考えられる。

変位速度は，鉛直および水平変位とも減衰傾向にあるが，水平変位がほぼ収束状況にあるのに対し，鉛直変位は今後しばらく継続する傾向にある。これらの現象は，既存の盛土が粘性土で構成されていることを素因とする圧密あるいはクリープ変形によるものと考えられる。

表３－４－４　変位杭測定結果（のり面の鉛直・水平変位）

（単位：mm）

測定月日	盛土高 (DL)	擁壁天端		1段目小段　(A測線)						2段目小段　(B測線)					
		1～3測点		A－1測点		A－2測点		A－3測点		B－1測点		B－2測点		B－3測点	
		鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平
11.26	+6.87m	11.28 設置・初期値		（変位杭の設置と初期値測定）											
12. 2	〃	±0	+3	－2	+4	－4	+7	－4	+5	－4	+2	－13	+2	－13	±0
12. 8	〃	±0	+3	－4	+5	－6	+8	－6	+7	－6	+5	－20	+4	－16	+2
12.21	〃	±0	+3	－6	+7	－11	+9	－10	+9	－12	+7	－37	+8	－29	+3
1.22	〃	±0	+3	－7	+9	－15	+10	－14	+11	－16	+8	－52	+7	－40	+5
2.18	+69.3m	±0	+3	－9	+10	－20	+10	－19	+11	－19	+9	－62	+8	－50	+5
3.18	〃	±0	+3	－9	+15	－19	+12	－17	+11	－23	+3	－67	+5	－55	+10

〔注〕鉛直変位⊖：沈下，水平変位⊕：のり先側。

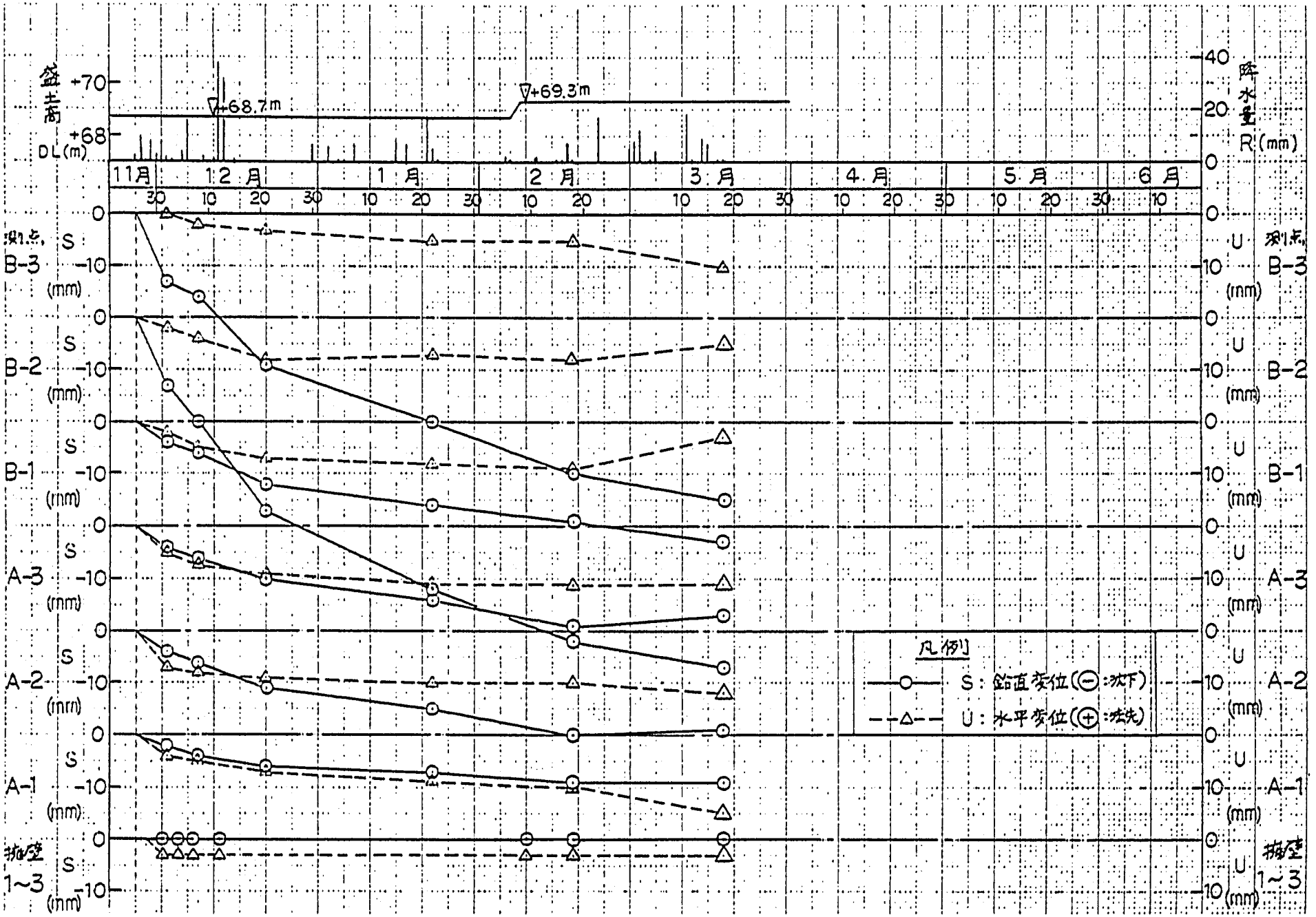


図3－4－10　変位杭の鉛直・水平変位～時間の関係

(3) 地下水位

地下水位測定結果を表３－４－５と図３－４－11に示す。これらから地下水位はDL＋51.07～51.58m（11／11のDL＋52.92mは除外）の範囲にあり，平均水位がDL＋51.3mとなり，降雨などによる変動はわずかといえる。

表３－４－５　地下水位測定結果（No.３地点）

測定月日	地下水位（標高）DL（m）
10／22	＋51.25
11／11	＋52.92
11／18	＋51.19
11／26	＋51.32
12／2	＋51.29
12／8	＋51.07
12／21	＋51.32
1／22	＋51.39
2／18	＋51.27
3／18	＋51.58

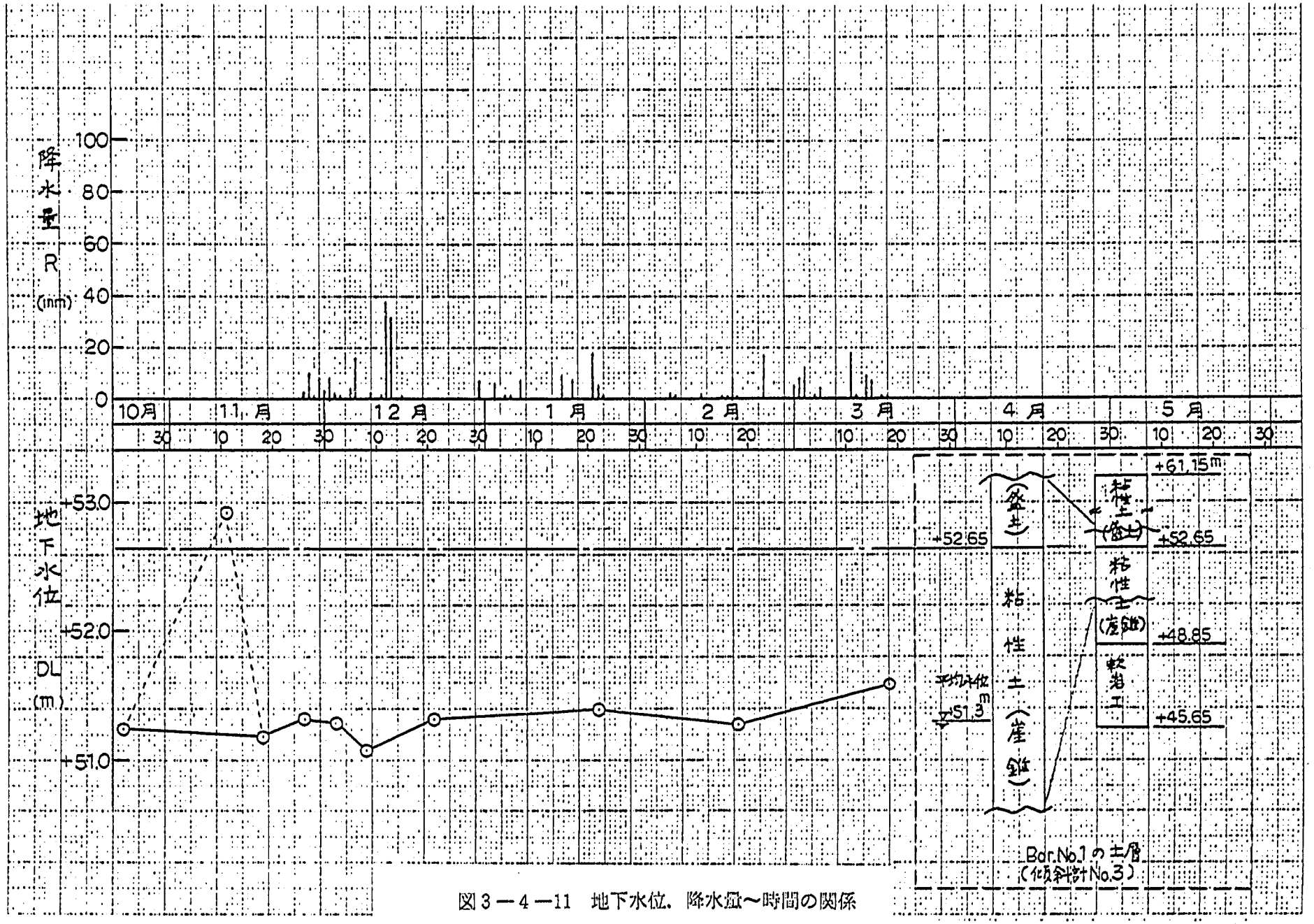


図3－4－11　地下水位，降水量～時間の関係

(4) ひずみ

ジオグリッドに貼付したひずみゲージの測定結果を表3－4－6および図3－4－12に示す。なお，図表のひずみ量は引張を正，圧縮を負で表示した。

表3－4－6よりジオグリッド各段の累積ひずみ量は，3月18日の測定で1段目が－0.09～＋0.90%，2段目が－0.05～＋0.19%，3段目が－0.14～＋0.11%であった。ひずみの増加傾向は盛土段階中で顕著に増大しているものの，盛土荷重が一定となった後の増加量は極めて少ない。量的には引張ひずみで0.90%以下であり，ジオグリッドの伸張ピークひずみ量が約15%であるのに対して極めて小さなひずみレベルといえる。

図3－4－12に示したひずみ分布状況から，ジオグリッドのひずみのピーク位置は，奥側端（山側）の近傍(端から2～7mの区域)に出現している。これに対して，のり面近傍のひずみ量は小さく，表面付近（2～3m）で圧縮ひずみとなり，盛土の奥方向になるにしたがって圧縮ひずみが増加している。土かぶり厚が1m程度の3段目のジオグリッドのひずみは，下段のものに比べて圧縮ひずみが顕著となっている。

図3－4－13は1段目と2段目のそれぞれの最大ひずみ量をあたえる位置を代表に取り，ひずみ量，盛土高～時間の関係をプロットしたものである。図より，盛土荷重の増加に即応した形でひずみ増加を起こしており，その後のひずみ増加傾向は極めてわずかである。ジオグリッドのひずみは，地中側方変位および地表面変位の盛土の挙動でみられたほど，圧密あるいはクリープ的な挙動が顕著でなかった。

表３－４－６　ポリマーグリッドのひずみ測定データー（その１）

（単位：10^{-3}，⊖：圧縮ひずみ）

測　点	11月10日，GH=61.8m		11月18日，GH=65.1m		11月26日，GH=68.7m		12月２日，GH=68.7m	
No.	読み値	差分値	読み値	差分値	読み値	差分値	読み値	差分値
1－1	4670	0	4030	－640	3370	－1300	3020	－1650
1－2	1360	0	2060	700	1430	70	1410	50
1－3	5370	0	6470	1100	7160	1790	7170	1800
1－4	－ 20	0	3120	3140	3290	3310	3270	3290
1－5	10	0	1040	1030	1350	1360	1400	1390
1－6	3300	0	4330	1030	4570	1270	4530	1230
1－7	3150	0	4810	1660	5440	2290	5560	2410
1－8	3900	0	5470	1570	7040	3140	7260	3360
1－9	4760	0	5660	900	6420	1660	6450	1690
1－10	2100	0	2710	610	3530	1430	3620	1520
1－11	6090	0	8740	2650	13990	7900	14670	8580
1－12	5660	0	9630	3970	13410	7750	13820	8160
1－13	2060	0	4290	2230	6070	4010	6260	4200
1－14	4300	0	5220	920	6910	2610	7090	2790
1－15	3860	0	5300	1440	7620	3760	7860	4000
1－16	4870	0	6340	1470	9770	4900	10400	5530
1－17	7750	0	11620	3870	14340	6590	14470	6720
2－1			3290	0	3090	－200	3120	－170
2－2			3690	0	3960	270	3920	230
2－3			2650	0	3110	460	3190	540
2－4			3370	0	3600	230	3570	200
2－5			2360	0	3010	650	3010	650
2－6			2280	0	3220	940	3330	1050
2－7			3230	0	3120	－110	3150	－80
2－8			3710	0	4030	320	4000	290
2－9			2500	0	3140	640	3230	730
2－10			3350	0	3550	200	3620	270
2－11			2420	0	3060	640	3070	650
2－12			2320	0	3260	940	3370	1050
2－13			－330	0	670	1000	720	1050
2－14			－1280	0	－720	560	－570	710
3－1					4550	0	4400	－150
3－2					4250	0	4040	－210
3－3					4090	0	3910	－180
3－4					4080	0	2800	－1280
3－5					4310	0	4000	－310
3－6					3330	0	3220	－110
3－7					4060	0	3930	－130
4－1								
4－2								
4－3								
4－4								

表３－４－６　ポリマーグリッドのひずみ測定データー（その２）

（単位：10^{-3}，⊖：圧縮ひずみ）

測　点 No.	12月８日，GH=68.7m		12月21日，GH=68.7m		１月22日，GH=68.7m		２月18日，GH=69.3m	
	読み値	差分値	読み値	差分値	読み値	差分値	読み値	差分値
1－1	3450	－1220	3600	－1070	3760	－910	3730	－940
1－2	1060	－300	770	－590	850	－510	810	－550
1－3	7180	1810	6800	1430	6800	1430	6870	1500
1－4	3260	3280	3180	3200	3180	3200	3110	3130
1－5	1440	1430	1560	1550	1640	1630	1640	1630
1－6	4550	1250	4520	1220	4690	1390	4670	1370
1－7	5540	2390	5580	2430	5910	2760	5900	2750
1－8	7280	3380	7360	3460	7520	3620	7400	3500
1－9	6420	1660	6300	1540	6160	1400	6160	1400
1－10	3610	1510	3700	1600	3760	1660	3710	1610
1－11	14670	8580	14710	8620	14920	8830	15090	9000
1－12	13860	8200	14110	8450	14110	8450	14300	8740
1－13	6260	4200	6450	4390	6590	4530	6700	4640
1－14	7040	2740	7240	2940	7360	3060	7520	3220
1－15	7900	4040	8060	4200	8200	4340	8470	4610
1－16	10490	4620	10620	5750	10850	5980	11070	6200
1－17	14420	6670	14580	6830	14700	6950	15010	7260
2－1	3450	160	2540	－750	2390	－900	2460	－830
2－2	3930	240	4030	340	3980	290	4020	330
2－3	3240	590	3470	820	3700	1050	3860	1210
2－4	3620	250	3710	340	3940	570	4100	730
2－5	3010	650	3020	660	3350	990	3500	1140
2－6	3300	1020	3400	1120	3630	1350	3710	1430
2－7	3330	100	2650	－580	2510	－720	2510	－720
2－8	3940	230	4090	380	4030	320	4110	400
2－9	3230	730	3520	1020	3620	1120	3920	1420
2－10	3640	290	3750	400	4000	650	4410	1060
2－11	3050	630	3090	670	3400	980	3540	1120
2－12	3340	1020	3450	1130	3680	1360	3770	1450
2－13	790	1120	790	1120	1200	1530	1380	1710
2－14	－550	730	－410	870	－260	1020	－50	1230
3－1	4600	50	4790	240	4960	410	5650	1100
3－2	4140	－110	4200	－50	4350	100	4710	460
3－3	4060	－30	4210	120	4250	160	4400	310
3－4	2910	－1170	2960	－1120	2920	－1160	2870	－1210
3－5	4070	－240	4040	－270	3900	－410	4080	－230
3－6	3270	－60	3110	－220	2920	－410	3100	－230
3－7	3800	－260	3590	－470	3620	－440	3630	－430
4－1								
4－2								
4－3								
4－4								

表3－4－6　ポリマーグリッドのひずみ測定データー（その3）

（単位：10^{-3}，⊖：圧縮ひずみ）

測　点	3月18日, GH=69.3m		月　日, GH=　m		月　日, GH=　m		月　日, GH=　m	
No.	読み値	差分値	読み値	差分値	読み値	差分値	読み値	差分値
1－1	3750	－920						
1－2	800	－560						
1－3	6870	1500						
1－4	3110	3130						
1－5	1680	1670						
1－6	4660	1360						
1－7	5870	2720						
1－8	7260	3360						
1－9	6130	1370						
1－10	3620	1520						
1－11	15100	9010						
1－12	14330	8770						
1－13	6680	4620						
1－14	7610	3310						
1－15	8670	4810						
1－16	11220	6350						
1－17	15240	7490						
2－1	3050	－240						
2－2	4160	470						
2－3	3890	1240						
2－4	4160	790						
2－5	3580	1220						
2－6	3720	1440						
2－7	2750	－480						
2－8	4200	490						
2－9	3810	1310						
2－10	4230	1240						
2－11	3620	1200						
2－12	3780	1460						
2－13	1580	1910						
2－14	50	1330						
3－1	5690	1140						
3－2	4670	420						
3－3	4260	170						
3－4	2690	－1390						
3－5	3880	－430						
3－6	2850	－480						
3－7	3400	－660						
4－1								
4－2								
4－3								
4－4								

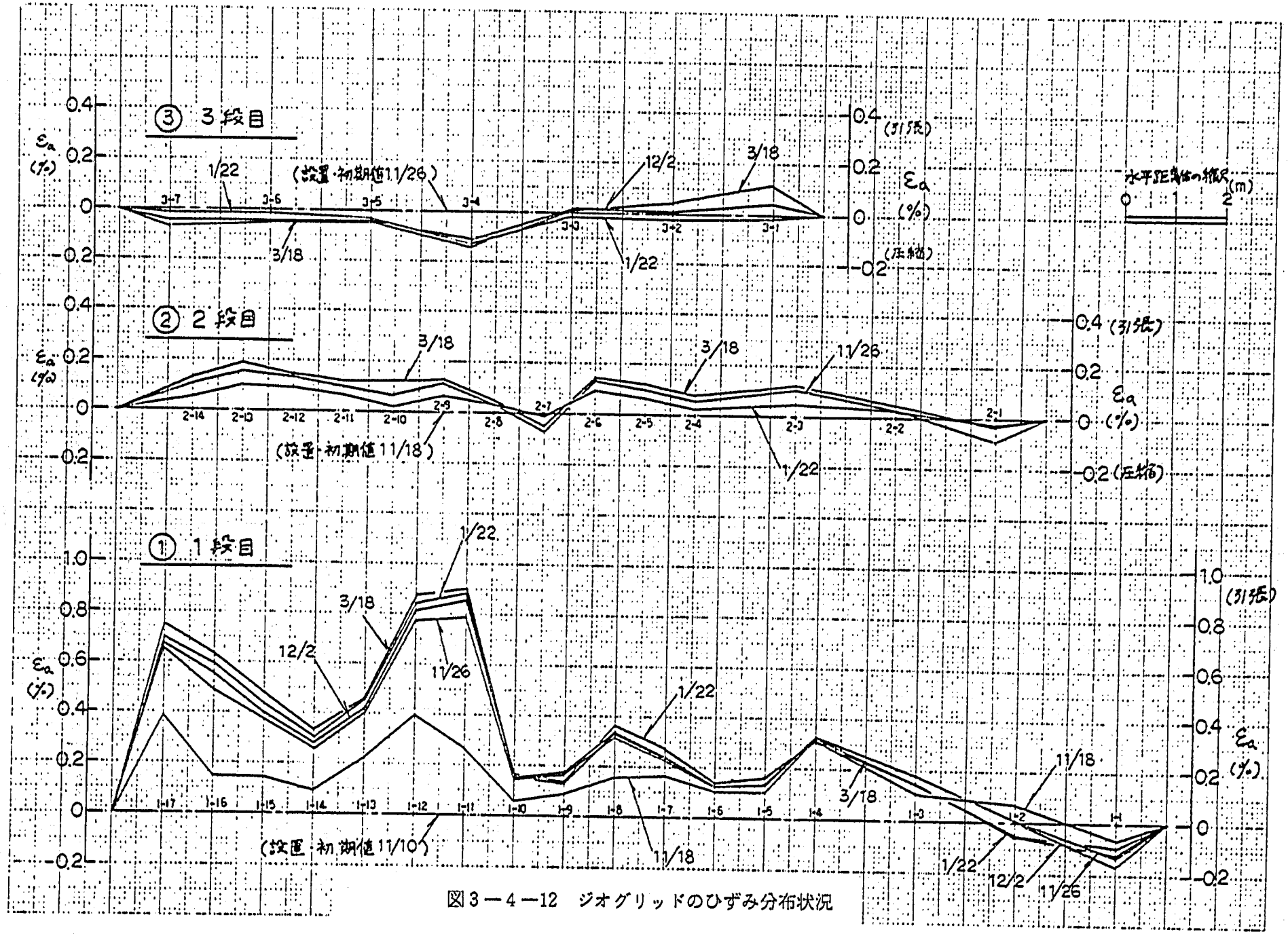


図3－4－12　ジオグリッドのひずみ分布状況

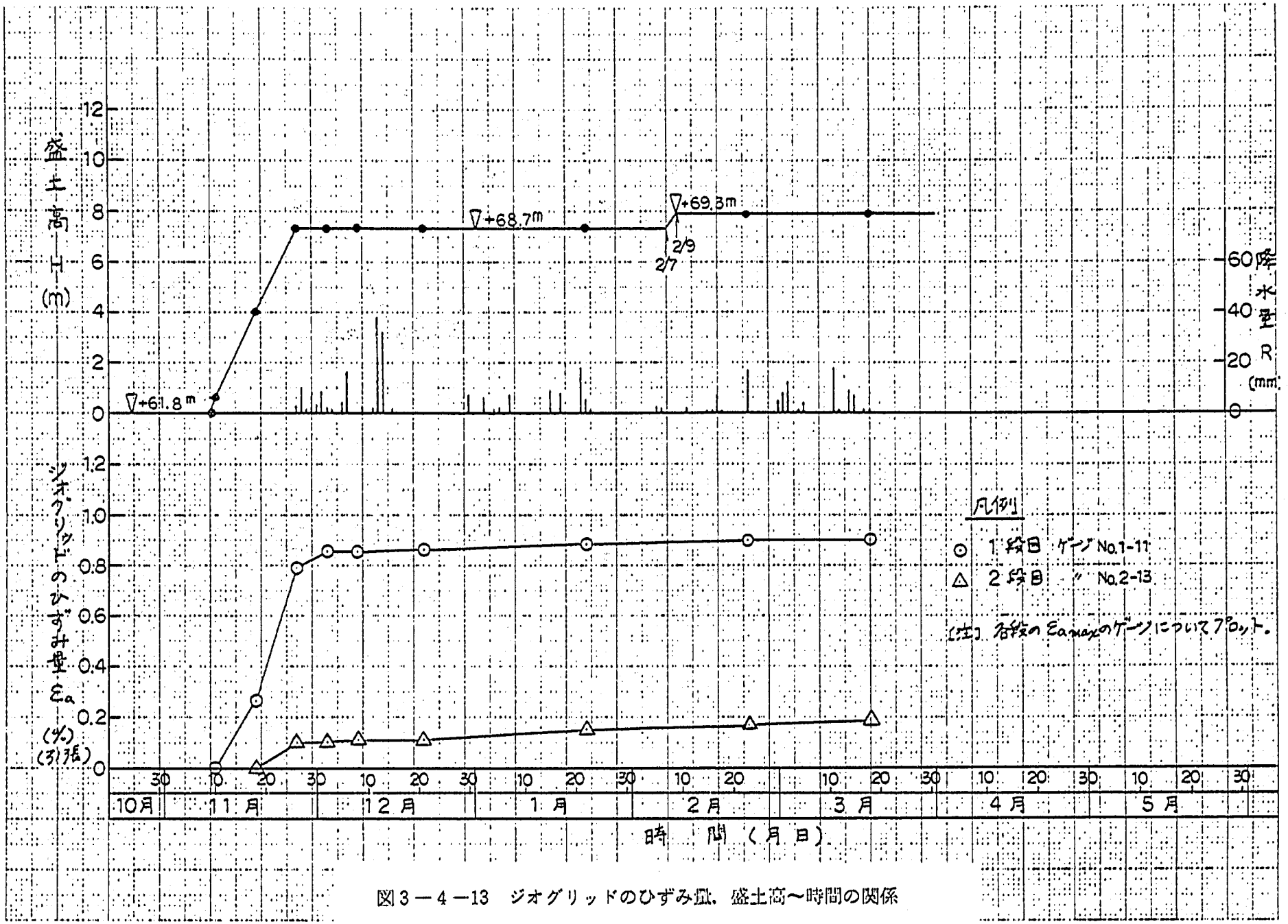


図3－4－13　ジオグリッドのひずみ量，盛土高～時間の関係

3.4.4　土質試験結果

既往ボーリングで採取した試料の土質試験結果を表３－４－７に示す。

しかし，盛土変状時の安定計算により強度定数などを逆算して修正した。最終的に設定された地盤の土質定数を表３－４－８に示す。

表３－４－７　土質試験結果一覧表

地層名		盛土層	崖錐堆積層	花崗閃緑岩
粒度特性(%)	礫分（2㎜以上）	0～2	0	0～58
	砂分（0.074～2㎜）	37～50	35～64	28～65
	シルト分（0.005～0.074㎜）	25～34	21～30	12～28
	粘土分（0.005㎜以下）	25～33	14～37	3～8
日本統一土質分類		シルト（低液性限界）（ML）～粘質土（CL）	砂質土（SF），細粒分混じり砂〔S－F〕，粘土質砂（SC）	細粒分混じり礫〔G－F〕～細粒分混じり砂〔S－F〕
コンシステンシー	液性限界 W_L（%）	34.5～43.3	41.5～41.6	－
	塑性限界 W_P（%）	21.8～24.8	24.3～24.6	－
	塑性指数 I_P	12.7～18.9	17.0～17.2	－
物理特性	土粒子の比重 G_s	2.68～2.72	2.69～2.74	2.73～2.78
	自然含水比 W_n（%）	20.1～30.1	23.3～30.9	9.1～13.7
	湿潤密度 γ_t（t/㎥）	1.90～1.93	－	－
	乾燥密度 γ_d（t/㎥）	1.50～1.57	－	－
三軸圧縮試験(UU)	粘着力 c_u（tf/㎡）	2.5～7.6	－	－
	せん断抵抗角 ϕ_u（°）	7.5～12.5	－	－

表３－４－８　修正後の土質定数（設計定数）

地層名	昭和58年度報告書	昭和61年度報告書	備考
盛土	c ＝2.5 tf／㎡ ϕ＝12.5° γ＝1.93t／㎥	同左	試験結果
崖錐堆積物	c ＝0.8 tf／㎡ ϕ＝18.4° γ＝1.75t／㎥	c ＝1.5 tf／㎡ ϕ＝18.4° γ＝1.75tf／㎥	N値・道・公資料より cについては安定計算により逆算。
基岩（花崗閃緑岩）	c ＝1.0 tf／㎡ ϕ＝30.5° γ＝2.1 t／㎥	同左	N値および公団資料より

地質状況は，ボーリング結果より以下のとおりであった。ボーリング調査位置を図３－４－14に，調査結果を図３－４－15と図３－４－16に示す。

① 盛土層

盛土は，現在計画盛土第一小段の約１m下まで盛られているが，調査地では両孔とも，孔口より約７mの層厚で確認される。本層は，中砂および若干の腐食物を含む礫混じり粘性土を主体とし，粘性はやや強い。礫はφ５～10㎜前後が主体で軟質であるが一部に20～30㎜程度のやや軟質な礫を含む。

N値は，N＝３～６で深度方向に増大しない。ところどころに非常に軟質な薄層がボーリング掘進時に確認されている。また，実際に盛土を２m掘り込んだところ，GL－1.5m付近に幅20㎝程度の軟質な層が確認された。

② 崖錐堆積物

約３mの層厚で分布する。

ボーリングNo.２孔GL－8.5m以浅は，礫・中砂混じり粘性土主体で，φ20㎜程度のやや硬質な礫を含む。

ボーリングNo.１孔およびNo.２孔のGL－8.5m以深は，粘性を帯びた土砂状を呈する。一部にやや硬質な礫を含む。全体に，掘進時にすりつぶされたと思われる色調の異なる土砂がある。また，ボーリングNo.１孔上部には，旧農耕土と思われる腐植物を多く含んだ粘性土が，約50㎝の層厚で認められる。

N値は，N＝５～10で深度方向の増大は認められない。

③ 花康閃緑岩

基盤岩として分布する。両孔間で分布深度が異なり，表面部の勾配がやや急になる。

ボーリングNo.１孔では，若干の岩芯を残すが，全体に風化が著しく，粘性を帯び指圧により容易に土砂状となる。

ボーリングNo.２孔の，GL－9.5～10.6m間は，風化が著しく粘性を帯びた土砂を呈するがGL－10.6m以深では，主に岩片状にて採取される。コアは，やや軟質であるが，深度を増すにつれてやや硬質になる。また，割れ目沿いは一様に褐色に風化し，一部では土砂状の物を挟む。最大コア長は７㎝程度となる。

N値は，上層部でやや低い（N＝15～27）が，全体にN＝50以上と高く，特にボーリングNo.２孔では，貫入不能となる。

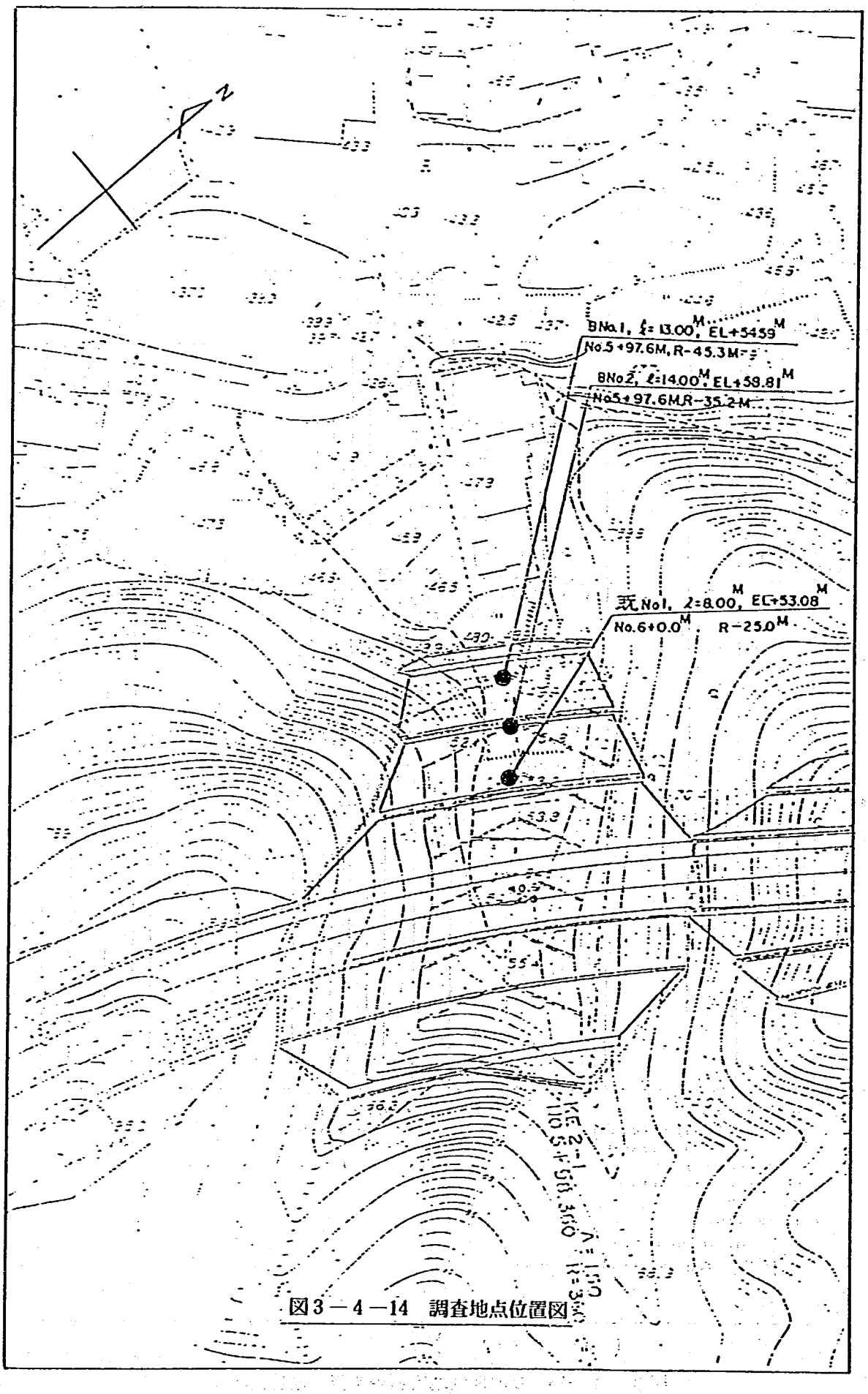
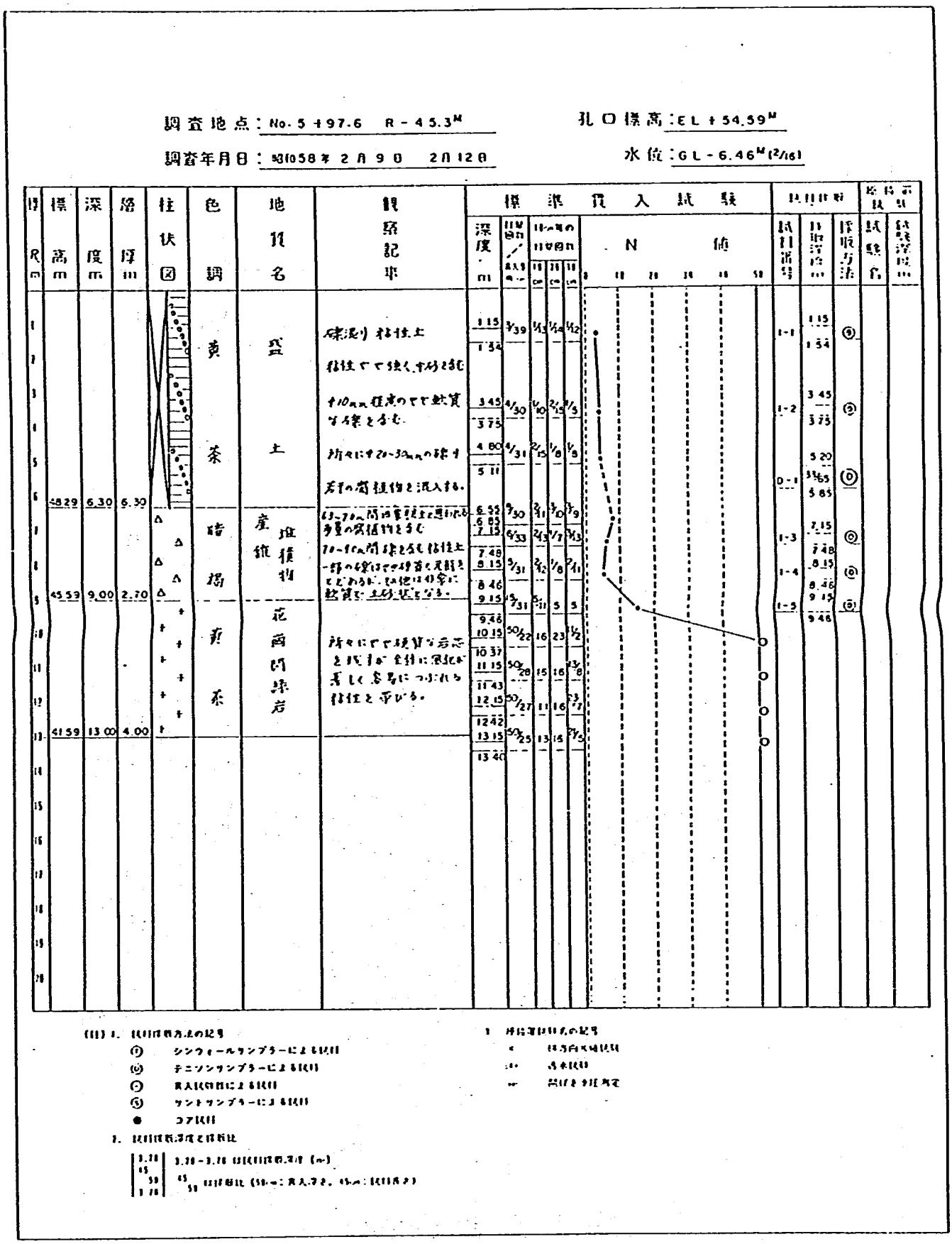
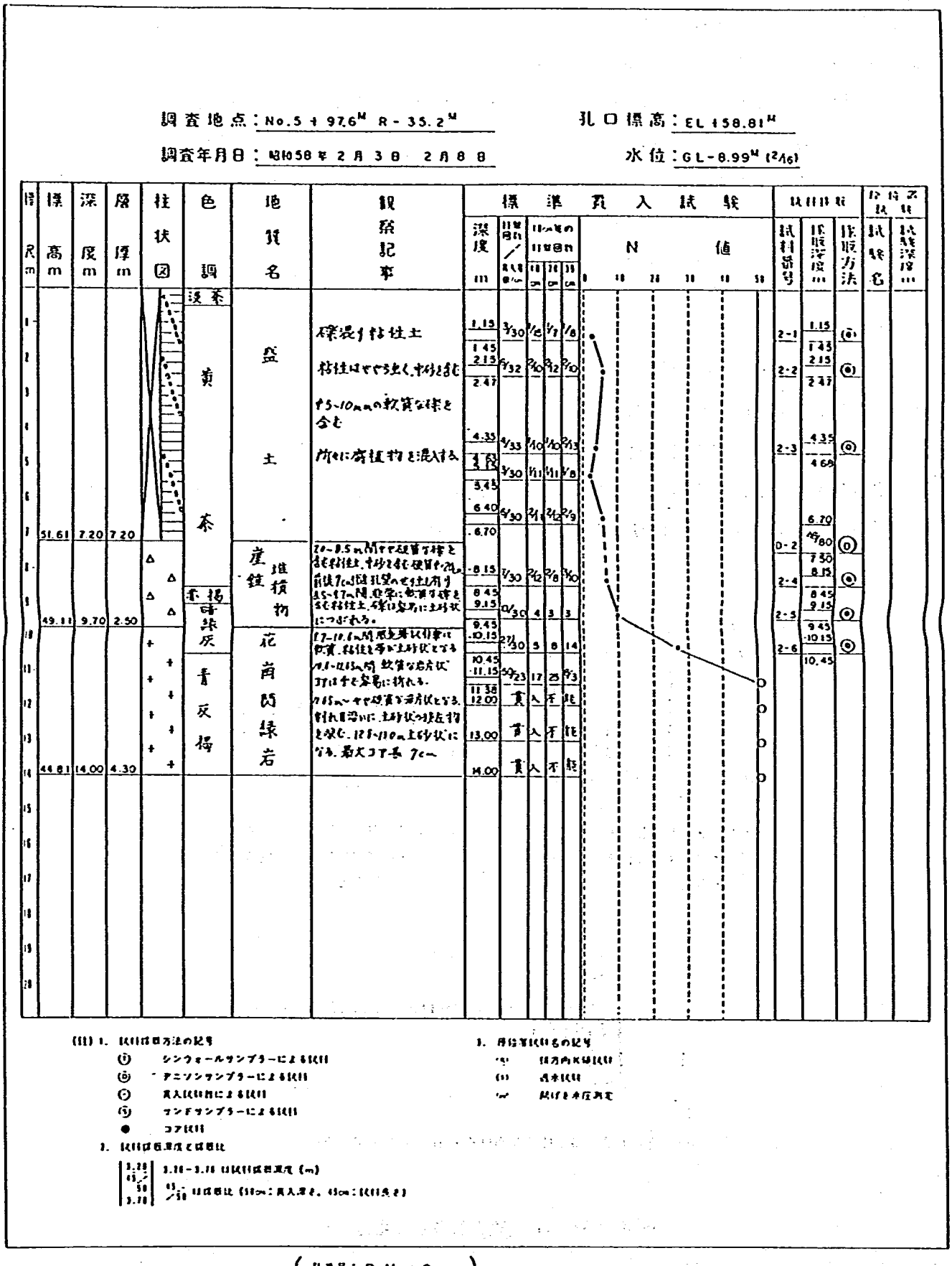


図3－4－14　調査地点位置図



（孔番号：B-No.1）

図3—4—15 長沢地区地質調査業務 地質柱状図



（孔番号：B. No. 2）

図3－4－16　長沢地区地質調査業務　地質柱状図

3.4.5　解析結果

(1)　補強効果の評価方法（図3－4－17参照）

補強材の効果は粘着力の増加と考えて，その時の見掛けの粘着力c´は次式で表わされる（補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル，㈱土木研究センター，昭和57年8月，pp.218～219)。

$$c' = \frac{Rt \cdot \mu / f}{\Delta H \cdot \Delta B} \cdot \frac{\sqrt{Kp}}{2}$$

ここに，Rt　：補強材の降伏強度（2.8tf／m）

μ　：許容応力低減係数（0.4）

ΔB：補強材の鉛直間隔（1.2m）

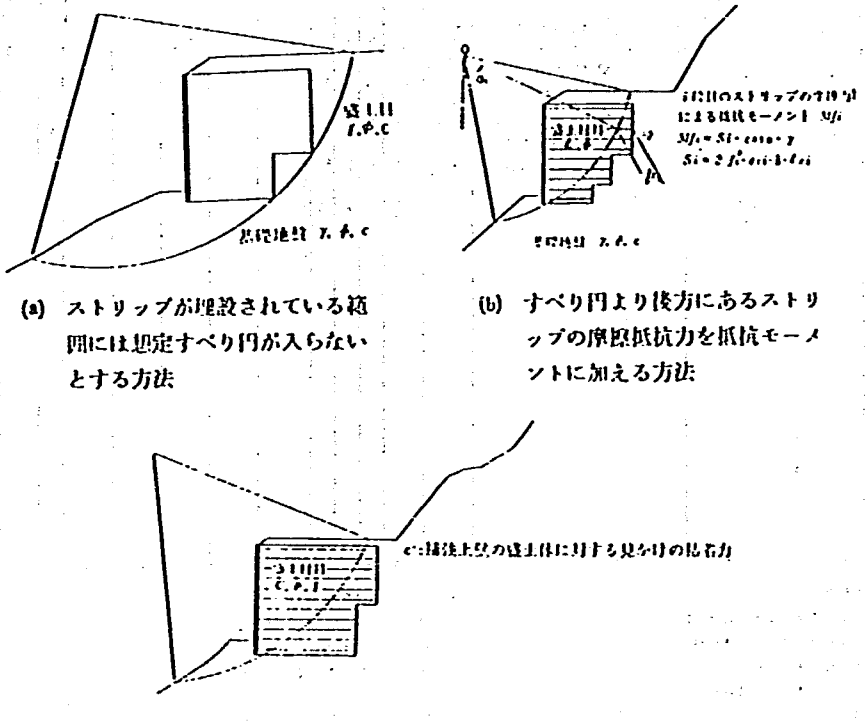
f　　：安全率（1.3）

ΔH：補強材の水平間隔（1.0m）

Kp　：受働土圧係数（1.55）

ただし，（　）内数値は設計値を示した。

以上より見掛けの粘着力は，c´＝0.45tf／m²≒．0.5tf／m²と決定された。よって補強土の粘着力は，c＝2.5＋0.5＝3.0tf／m²となり，抑止力の計算はこの値で求めた。



(a)　ストリップが埋設されている範囲には想定すべり円が入らないとする方法

(b)　すべり円より後方にあるストリップの摩擦抵抗力を抵抗モーメントに加える方法

(c)　補強土壁の盛土体に見かけの粘着力を考慮する方法

図3－4－17　補強効果の考え方

(2) 抑止力の計算（円弧すべり計算による）

検討断面図を図3－4－18に示す。

結局，検討により得られた必要抑止力は，S－3すべりに対してP_R=82.4tf／m（計画安全率$F_s \geqq 1.20$）が求められた。

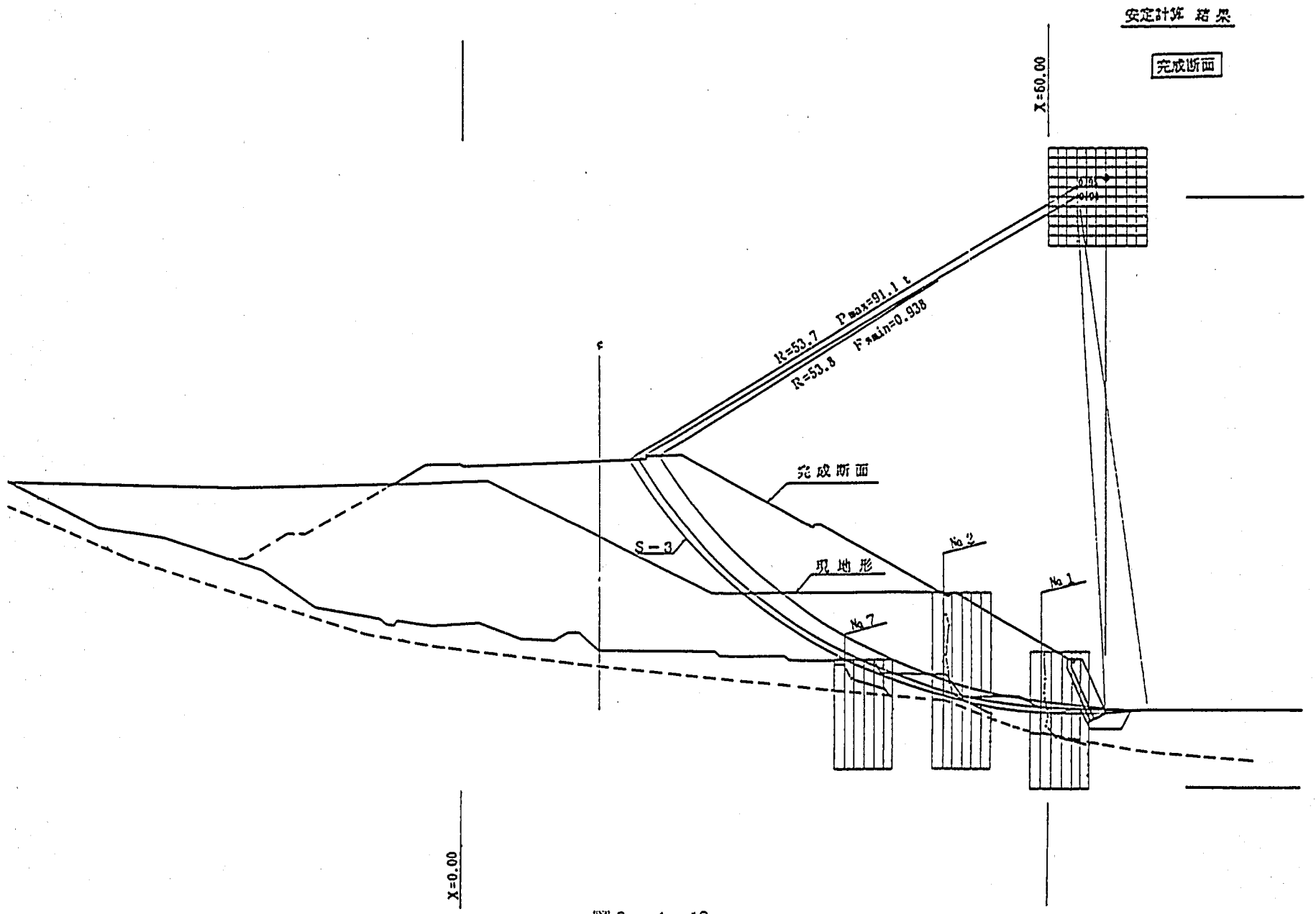

安定計算 結果
完成断面
X=60.00
K=53.7 Pmax=91.1 t
R=53.8 Fmin=0.938
完成断面
S－3
現地形
No.2
No.1
No.7
X=0.00

図３－４－18

(3) 対策工検討結果

3種の案について，前述の必要抑止力にみあう設計を行い，工法の得失点および概算工費について比較検討した結果，図3－4－19に示す対策工法に決定した。

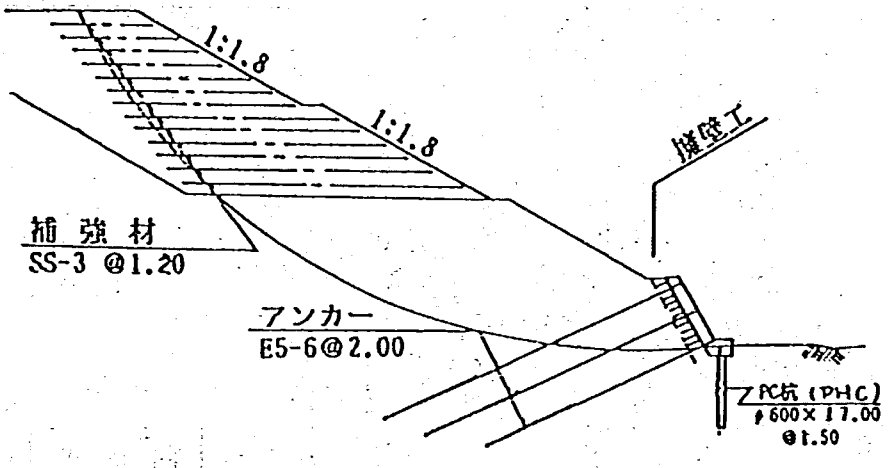


図3－4－19　対策工法断面図（擁壁・アンカー・補強盛土工法）

3.4.6　まとめ

含水比が約20～30%の礫混じり粘性土を用いて築造する高さ約20mの高盛土に，ジオグリッドを適用したもので，次のような結果が得られた。

① ジオグリッドのひずみ量は，どの位置をとっても極めて小さいレベルを保っており，補強ゾーン内は一体として挙動していることが裏付けられた。なお，高盛土のため，補強ゾーン内で圧密が進行している結果が得られている。

② 補強ゾーンの下部に弱層が存在していたため，盛土施工中に補強ゾーン全体の側方変位がクリープ的に進行するという問題点が生じた。したがって，補強ゾーンの外側の弱層等の存在には特に注意する必要がある。

3.5　国道387号院内玖珠道路

院内玖珠道路の現場試験施工箇所は，図３－５－１に示すように大分県玖珠郡玖珠町大字日出生地先に位置し，山岳部の片切片盛土で火山灰質混じり砂を用いて盛土高約10mの盛土の現場試験施工を行ったものである。

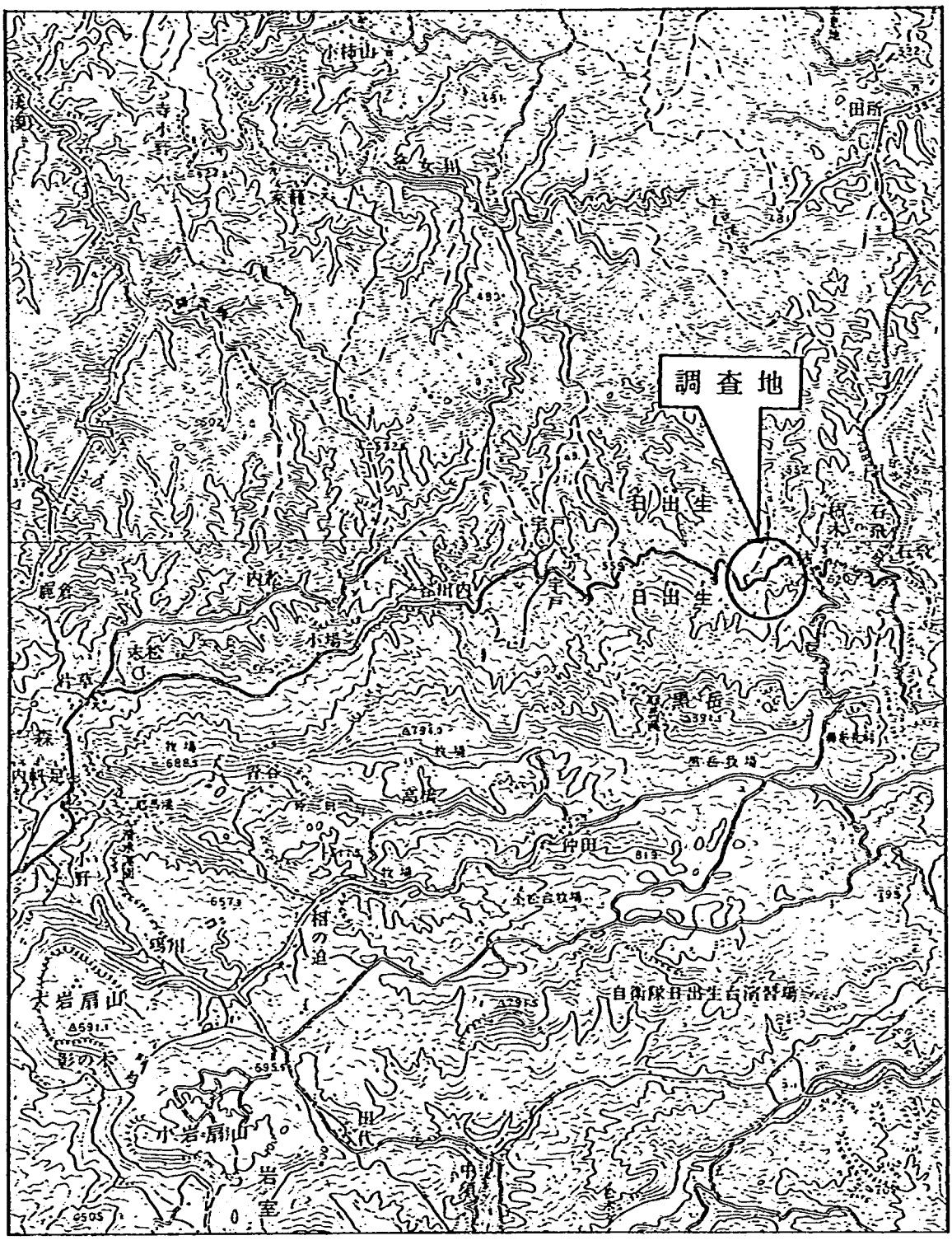


図３－５－１　調査位置案内図

3.5.1　調査盛土の概要

本試験盛土の平面図を図３－５－２に示す。また，盛土の断面図ならびに土質特性を図３－５－３に示す。図３－５－３から盛土の土質は，斜線を施した部分(1)とそれ以外の部分(2)の土質に大きく２分される。現場密度試験結果，現場透水試験結果などを図３－５－３中に示した。

土質(1)は，粒度組成上は砂質土に分類されるが，火山灰質であるためかこね返しに弱く，切土場所から盛土までの運搬中に塑性化し，トラフィカビリティの悪い土質である。

土質(2)は，粒度組成上は砂に分類され，みかけ上はシラスに類似した土質である。土質(1)に比較して，転圧は容易であるが，水による浸食に弱い性質をもつ。

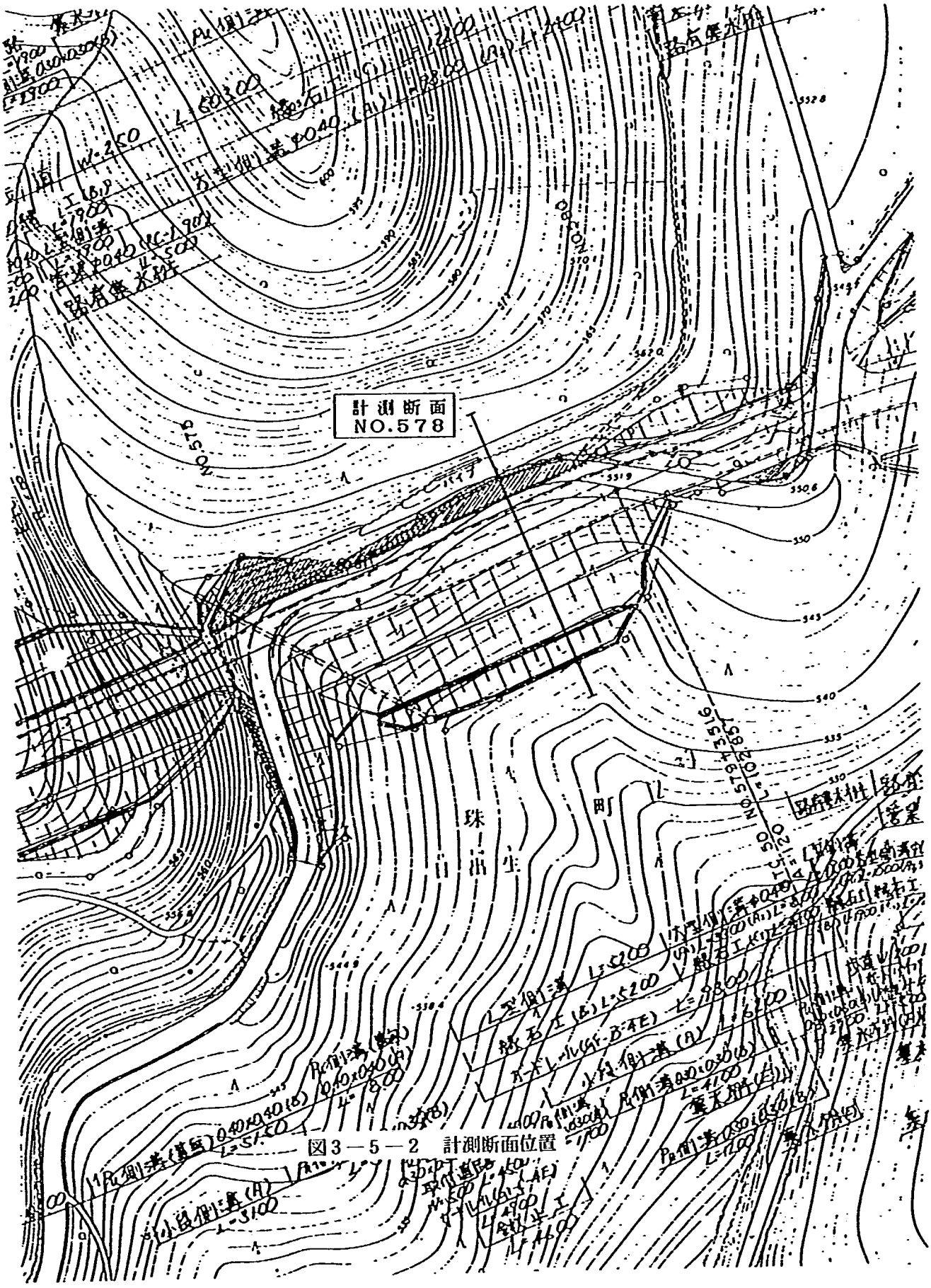


図3－5－2　計測断面位置

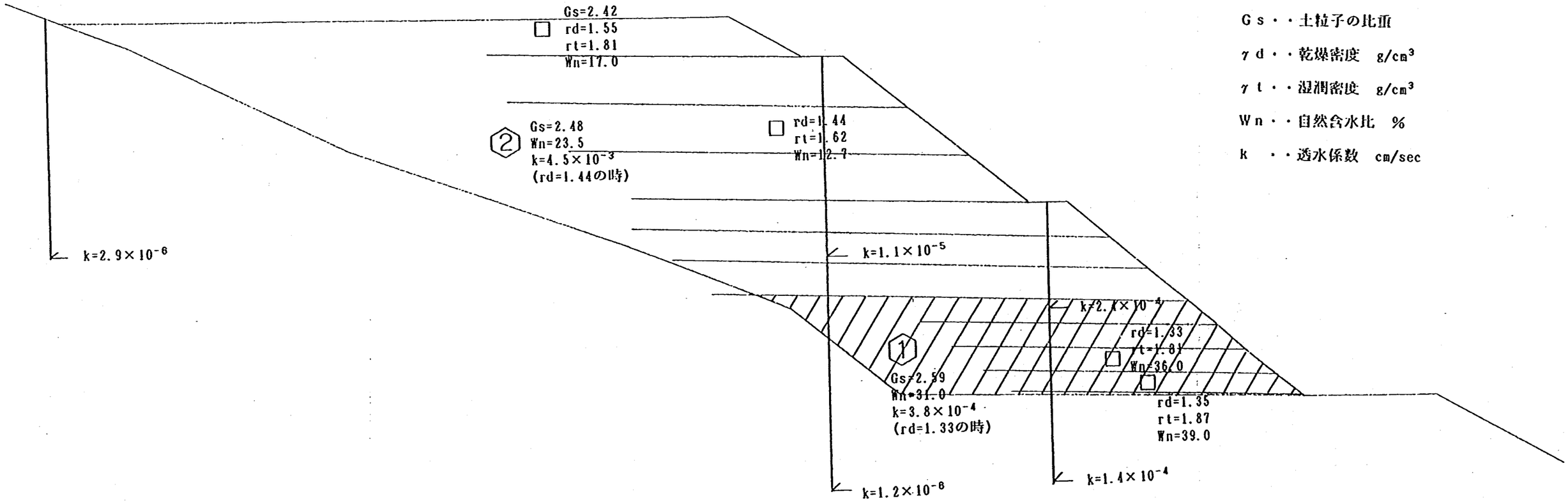

現場透水試験箇所
現場密度測定箇所
乱した試料による土質常数
Ｇｓ・・土粒子の比重
γｄ・・乾燥密度　g/cm³
γｔ・・湿潤密度　g/cm³
Ｗｎ・・自然含水比　％
ｋ　・・透水係数　cm/sec
Gs=2.42
rd=1.55
rt=1.81
Wn=17.0
②
Gs=2.48
Wn=23.5
k=4.5×10⁻³
(rd=1.44の時)
rd=1.44
rt=1.62
Wn=12.7
k=2.9×10⁻⁶
k=1.1×10⁻⁵
k=2.4×10⁻⁴
rd=1.33
rt=1.81
Wn=36.0
①
Gs=2.59
Wn=31.0
k=3.8×10⁻⁴
(rd=1.33の時)
rd=1.35
rt=1.87
Wn=39.0
k=1.2×10⁻⁶
k=1.4×10⁻⁴

図３－５－３　盛土の土質

3.5.2　調査方法

主な観測項目は以下のとおりである。

① 自記雨量計による降雨量

② ひずみゲージによるジオグリッドのひずみ

③ 水位計による盛土内の地下水位

④ 孔内傾斜計および沈下計による盛土の変形

⑤ R.I.（中性子水分計）および電気電導式水分計による盛土内の水分変化

なお，計器の設置位置は，図3－5－4，図3－5－5に示す。

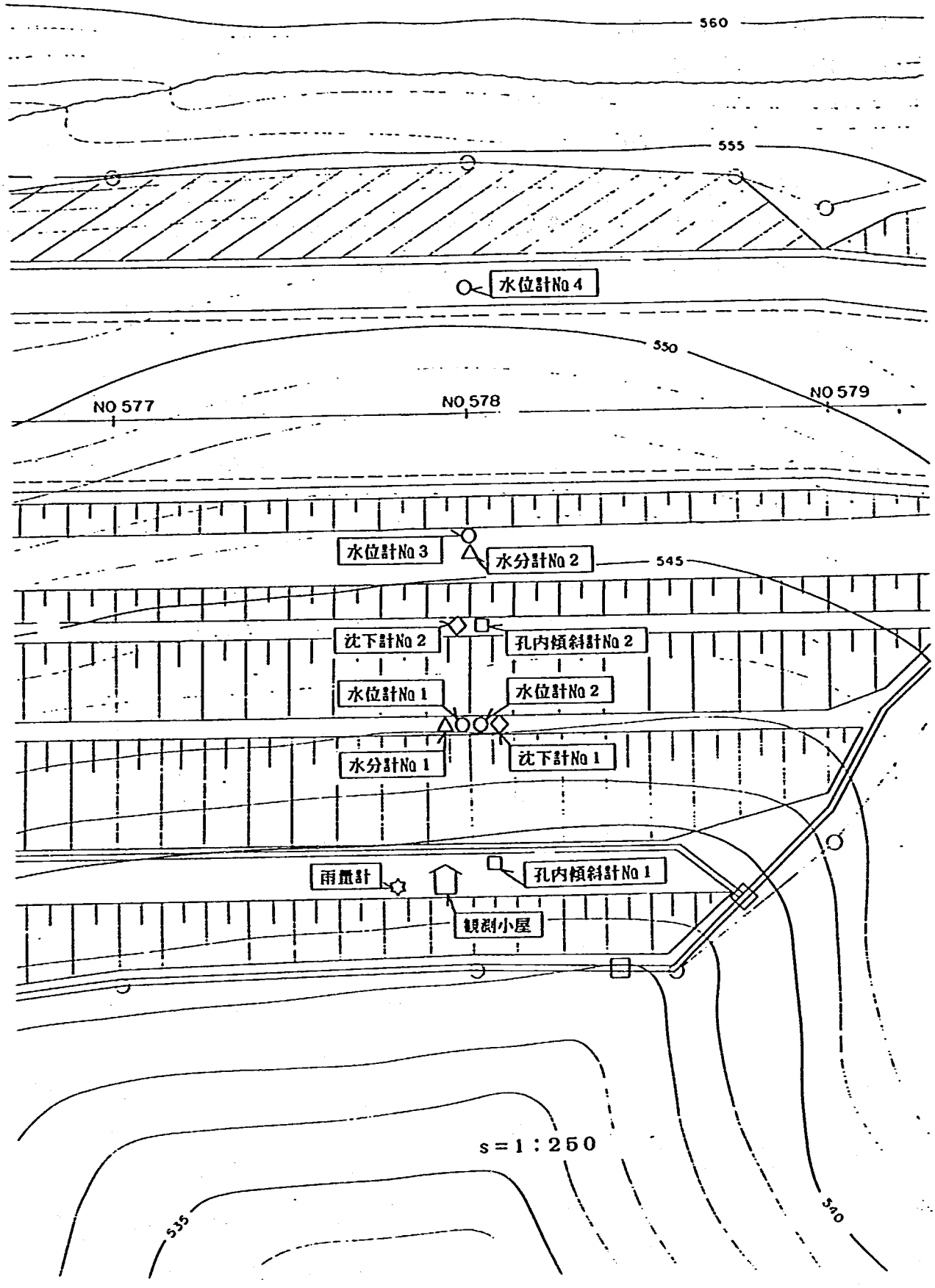

560
555
水位計No 4
550
NO 577
NO 578
NO 579
水位計No 3
水分計No 2
545
沈下計No 2
孔内傾斜計No 2
水位計No 1
水位計No 2
水分計No 1
沈下計No 1
雨量計
孔内傾斜計No 1
観測小屋
s=1:250
535
540

図3－5－4　計器位置図

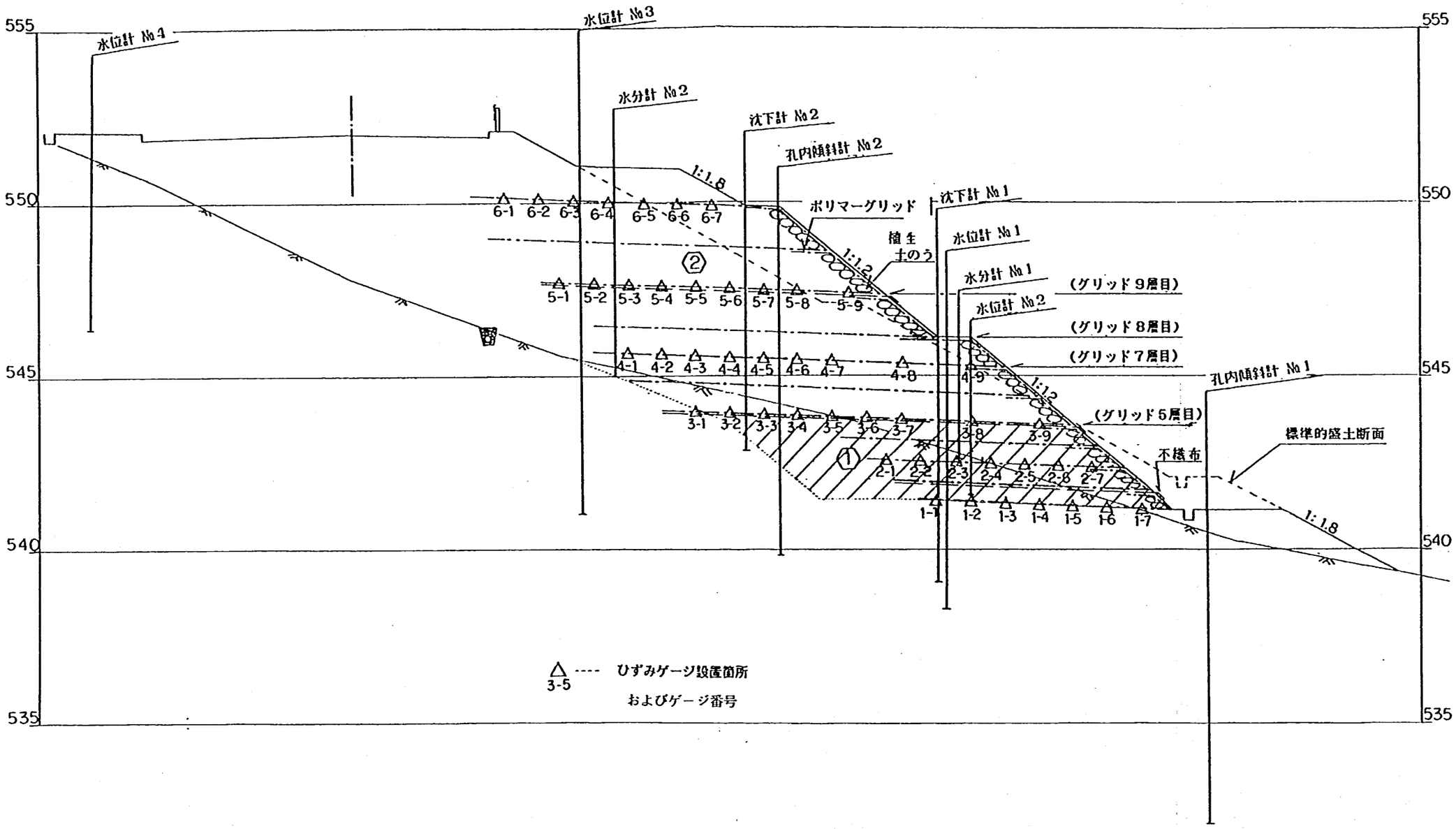


図3－5－5　盛土の断面および計器設置状況

3.5.3　調査結果

補強盛土を対象に実施した各種計器（ひずみゲージ，水位計，沈下計，孔内傾斜計，水分計）の観測データをもとにジオグリッドのひずみ，地下水位の変化，盛土の変形，盛土内の水分変化などについて降雨との関連などの面から検討を行った。

(1)　ジオグリッドのひずみ

補強盛土中には合計11層のジオグリッドが敷設されているが，このうちの6層には，図3－5－5の計器設置状況図に示したように，計48箇所にひずみゲージが貼付されている。

図3－5－6～図3－5－11はこれらのひずみゲージにより測定されたひずみの変化状況を降雨量および盛土高とともに示したものである。全体的な傾向としては，ひずみは盛土施工中に生じたものが大きく，盛土完成後の変化は小さい。

また，施工中に生じたひずみも盛土直後に生じたものが大きく，盛土高が増加するにつれて応力の分散が起こるためと考えられるが，その後のひずみの変化は小さい傾向が見受けられる。

各層ごとのひずみの発生状況をみると，ジオグリッド1層目および2層目においては盛土直後に圧縮ひずみが生じているのが特徴的である。この原因は盛土の基礎地盤の強度が弱かったことおよび盛土材料の変形性が大きく，側方へ盛土が変形したためと考えられる。また，地形がおさまってからは引張力が増加する傾向にある。ひずみ量としては0.1～0.3%程度のひずみである。

ジオグリッド3層目は盛土直後から全体に引張ひずみが生じ，盛土高の増加とともにひずみ量も大きくなっている。ひずみ量としては，最も大きなもので1.6%で，その他の位置のひずみ量も他の層のものと比べて，大きめの値を示している。

ジオグリッド4層目から6層目にかけては，やや4層目のひずみが大きい傾向はみられるものの盛土直後に0.1～0.4%の引張ひずみが生じ，その後の変化は少ない類似したパターンを示している。

図3－5－12～図3－5－14は，各時点におけるジオグリッドのひずみ分布を各層ごとに示したものである。どの時点においてもジオグリッド3層目のひずみが最も大きいが，これはジオグリッド3層目が土質の境界部に位置し，斜線部の土質(1)の含水比がやや高く細粒分が多いために，圧密による沈下が生じやすいためと考えられる。

図3－5－15は，盛土完成直後と完成後140日後のひずみの差を示したものである。これをみると，1層目から4層目までは，ひずみが小さくなる傾向を示し，5層目，6層目では逆に増大する傾向を示しているが，ひずみの変化量は一部を除いて0.1%程度である。これらのひずみ量の変化の原因としては，降雨の浸透による単位体積重量の増加および強度の減少，沈下による盛土の変形などが考えられる。

以上のように各層のひずみは盛土直後に生じたものが大部分で，その後の降雨による変化は小さいが，一部のひずみゲージ（3－9，4－9，5－8，6－7）では，降雨によるひずみの増加が観測された。

図3－5－16に，6月1日～6月3日の降雨により，ひずみの変化がひずみゲージの位置を示したものである。これをみると，のり表面に近い点で発生しており，降雨の浸透による直接の影響を受けているものと考えられる。また，このとき発生したひずみの増加量は，4－9で0.07%，5－8で0.05%であり，他のものは0.01～0.03%であった。なお，発生したひずみはジオグリッド3層目，4層目においては，徐々に減少

している。同様に，図３－５－17は６月23日～６月25日の降雨により，ひずみの変化があった位置を示した。これをみてものり表面近傍ほど影響が大きい。また発生したひずみ量も0.01～0.03％であった。なお，ひずみゲージに変化があらわれる降雨量としては，おおむね日雨量100㎜以上である。

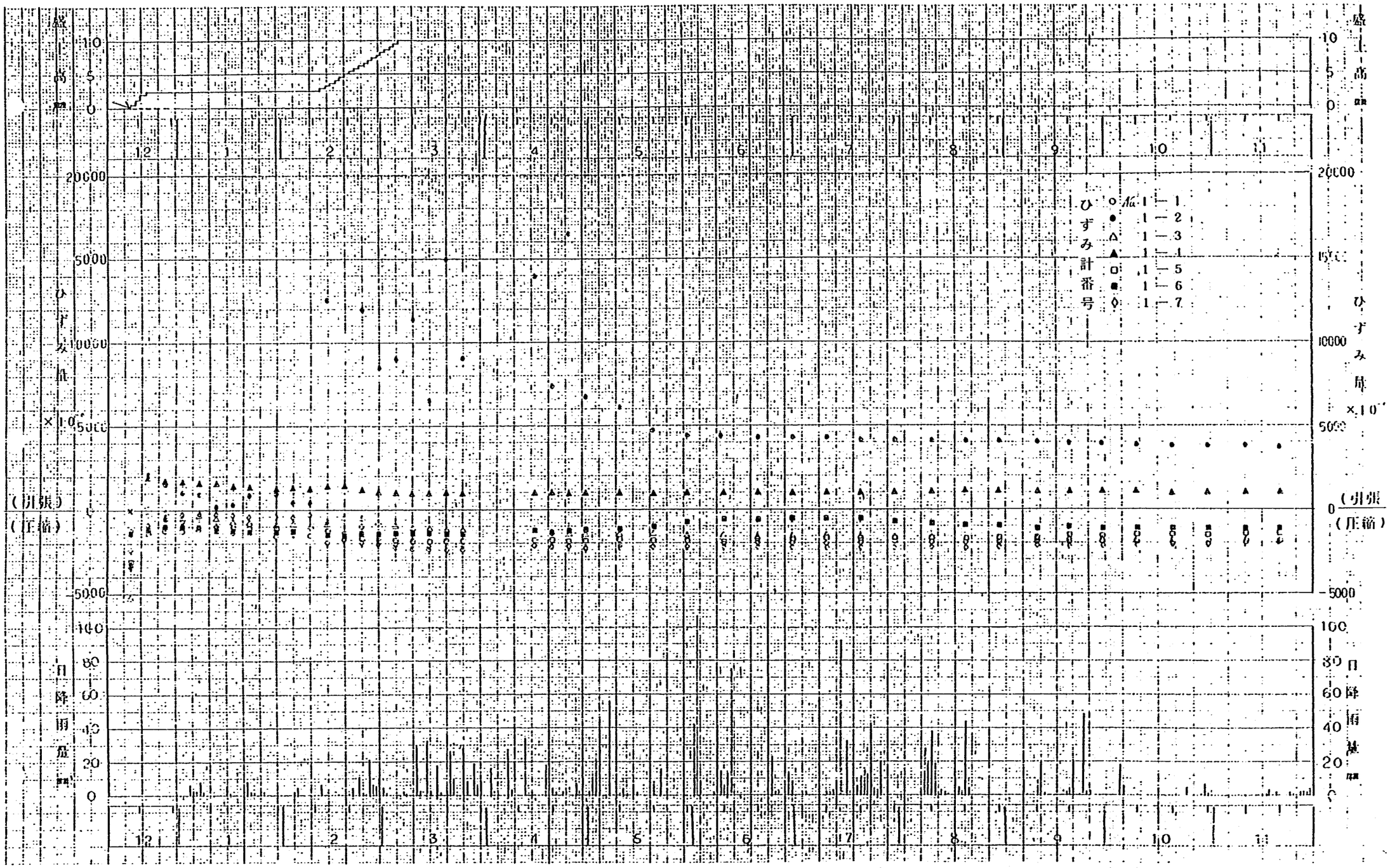


図3－5－6　ジオグリッド1層のひずみの変化

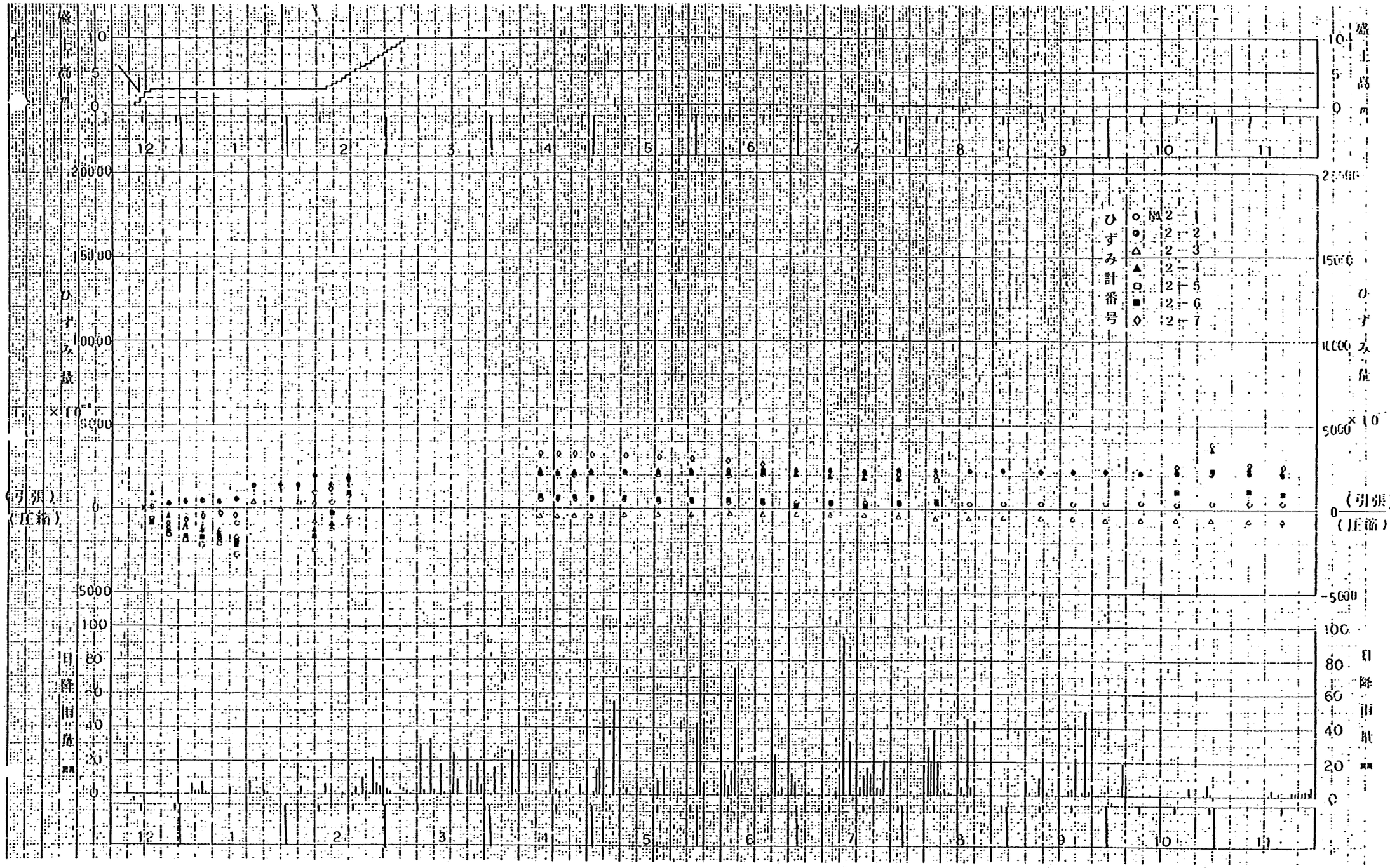


図3－5－7　ジオグリッド2層のひずみの変化

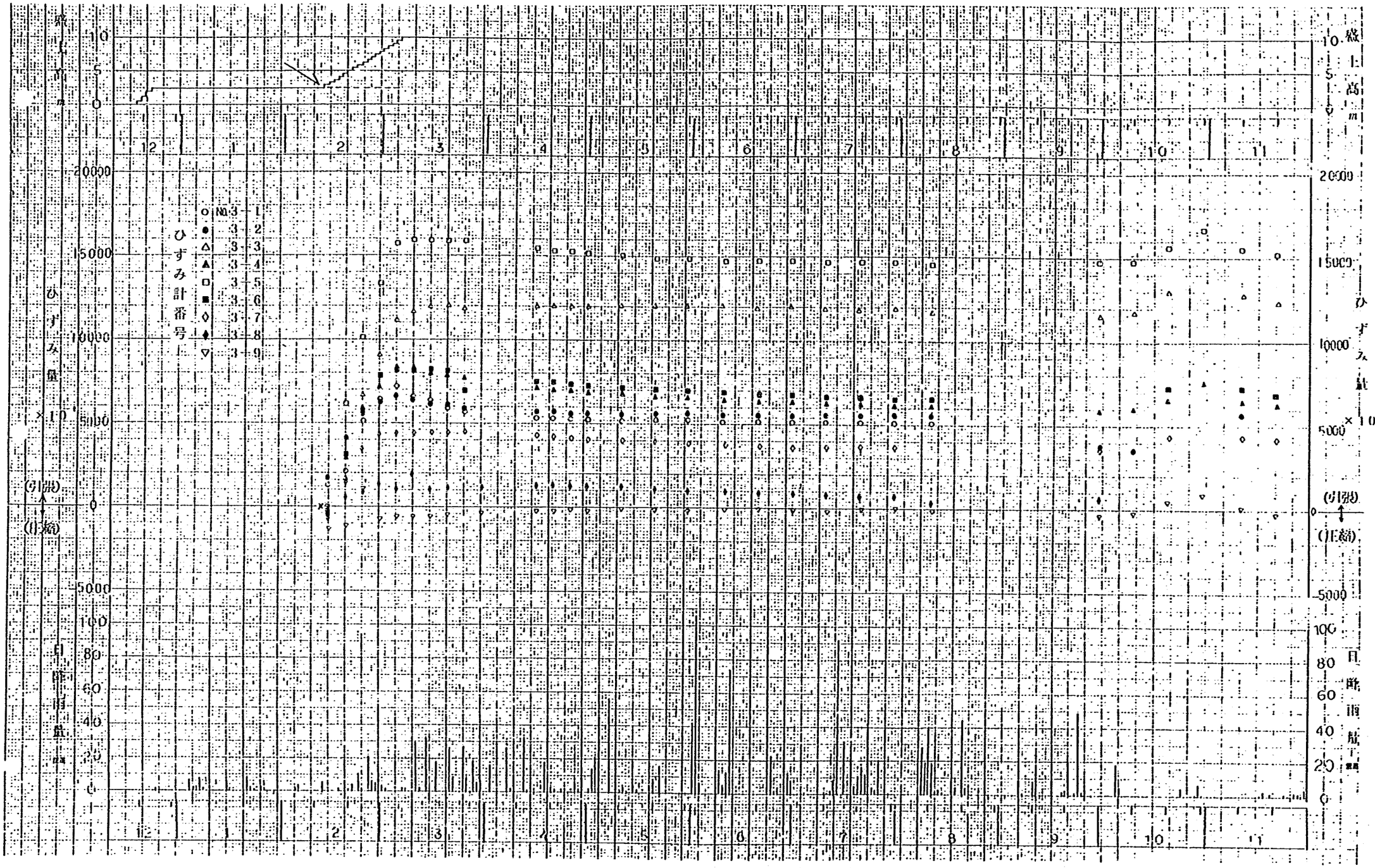


図3－5－8　ジオグリッド3層のひずみの変化

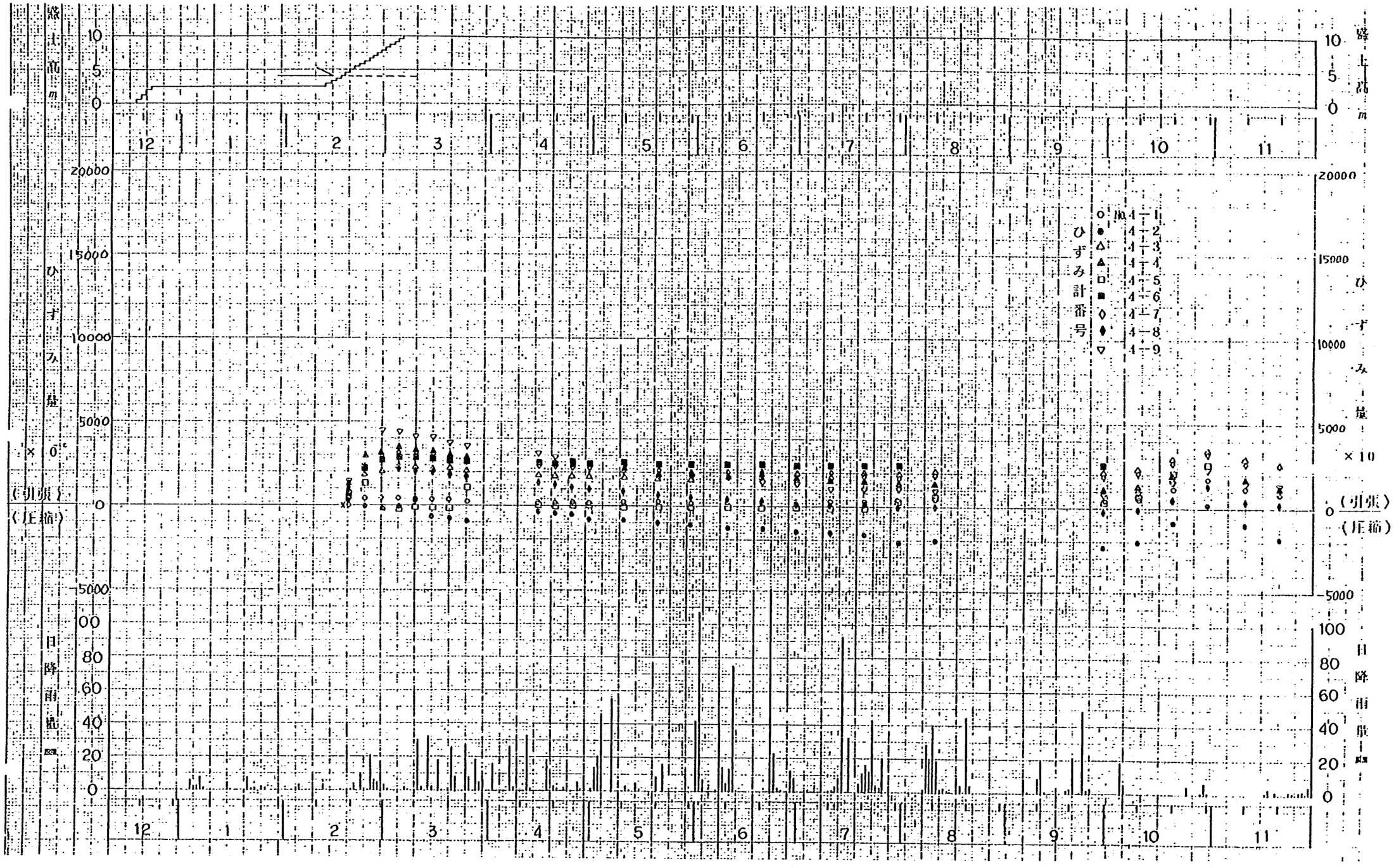


図3－5－9　ジオグリッド4層のひずみの変化

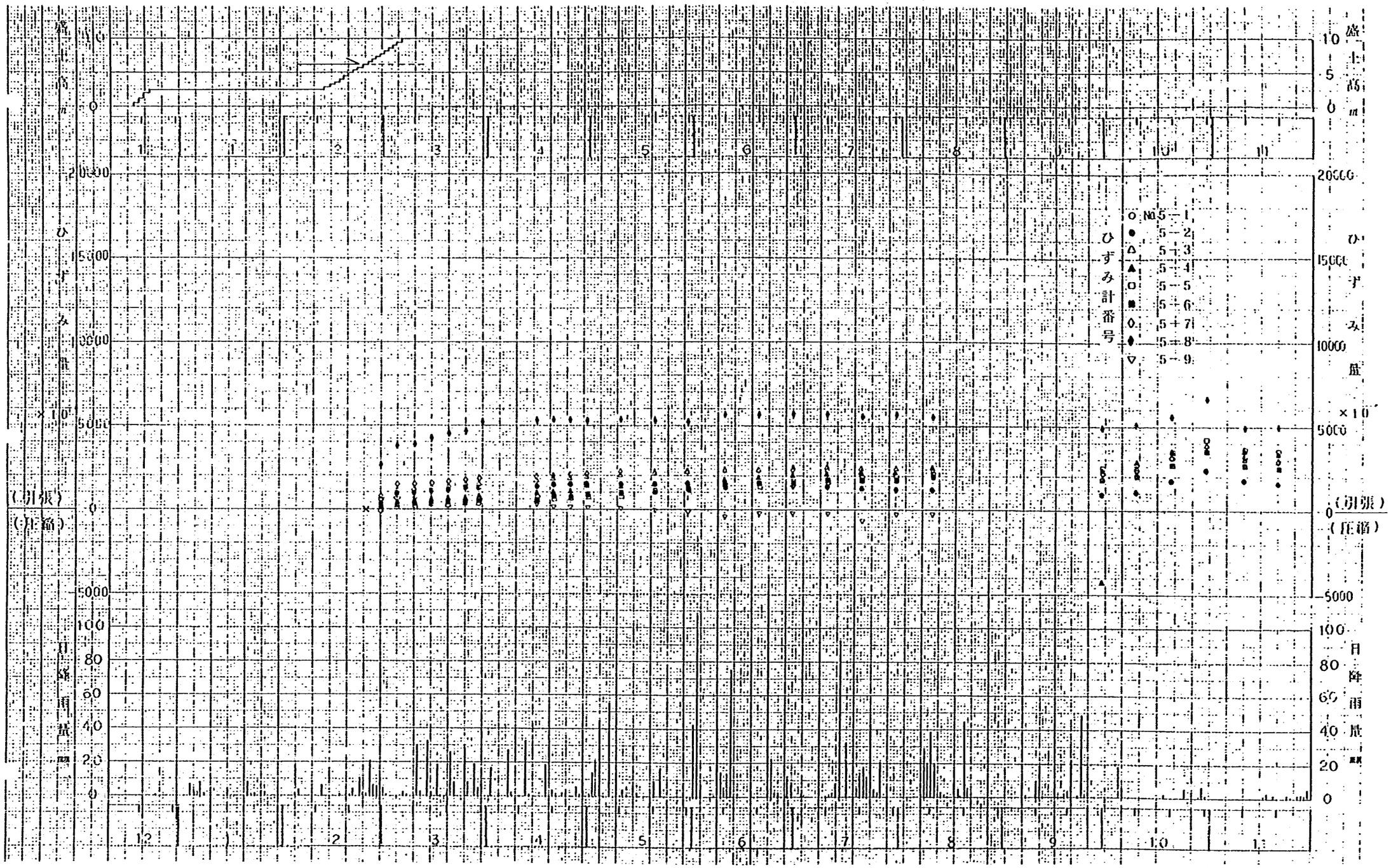


図3－5－10　ジオグリッド5層のひずみの変化

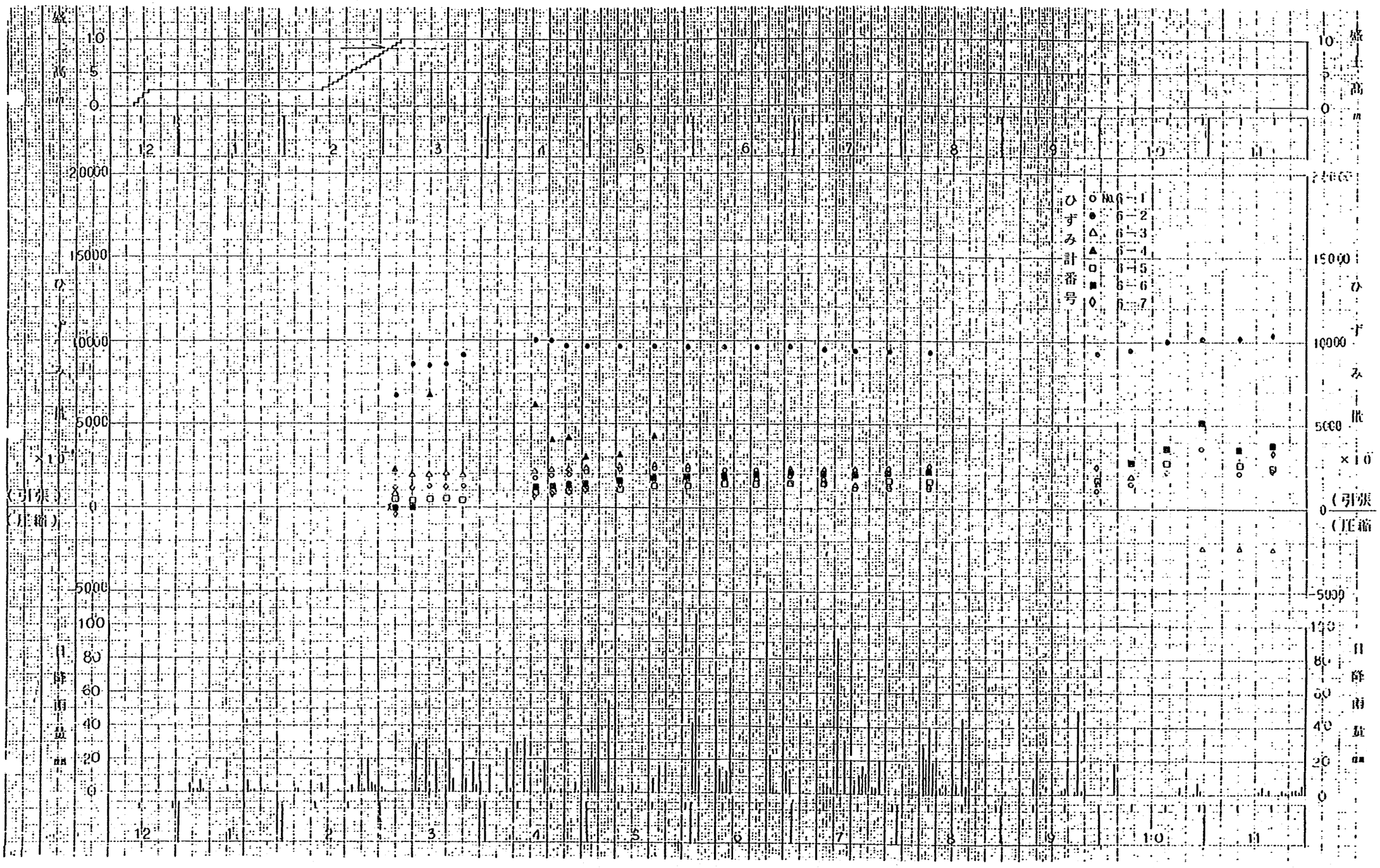


図3－5－11　ジオグリッド6層のひずみの変化

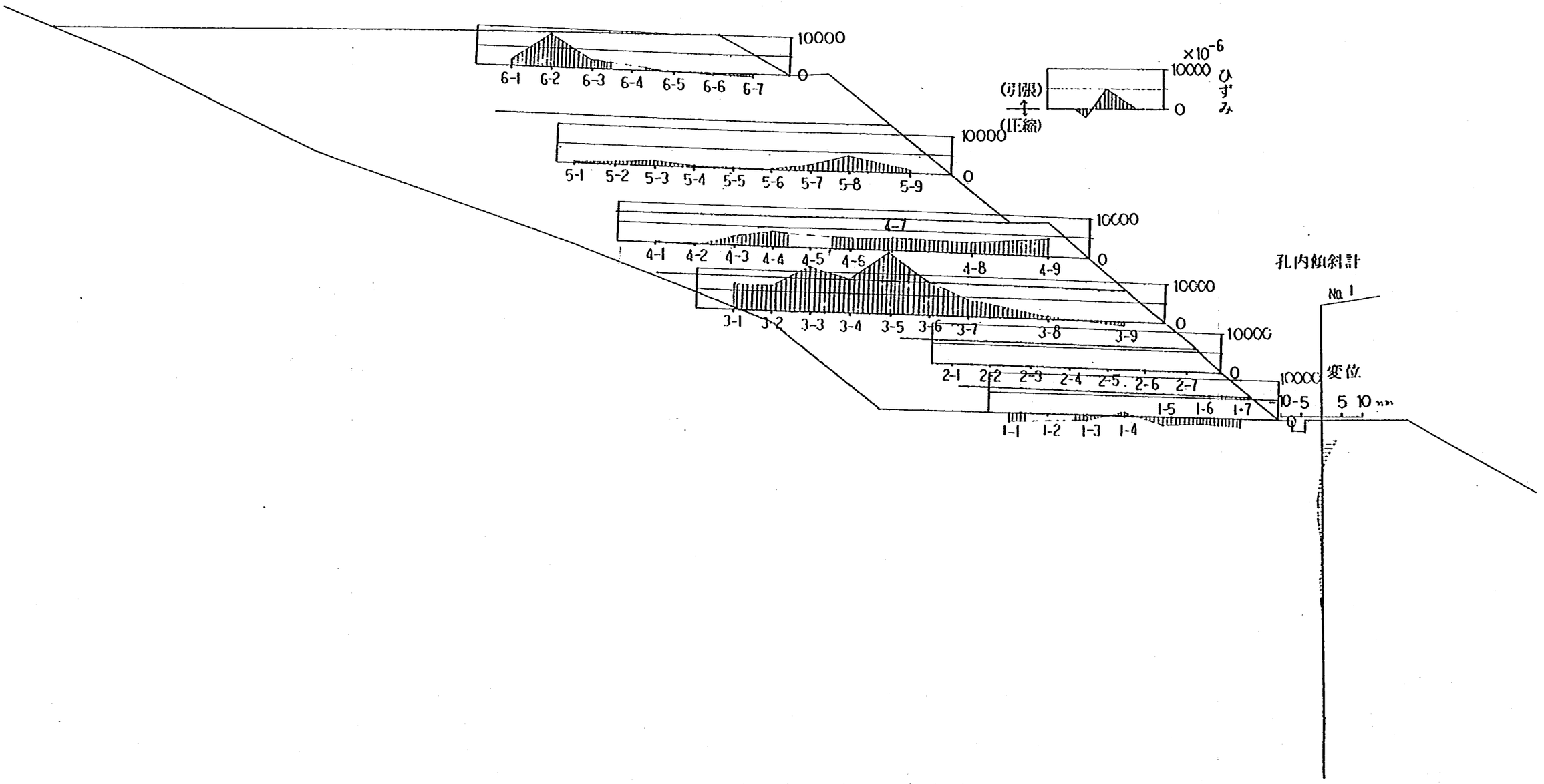


図3－5－12　盛土完成直後（3/7）のひずみの分布と変化

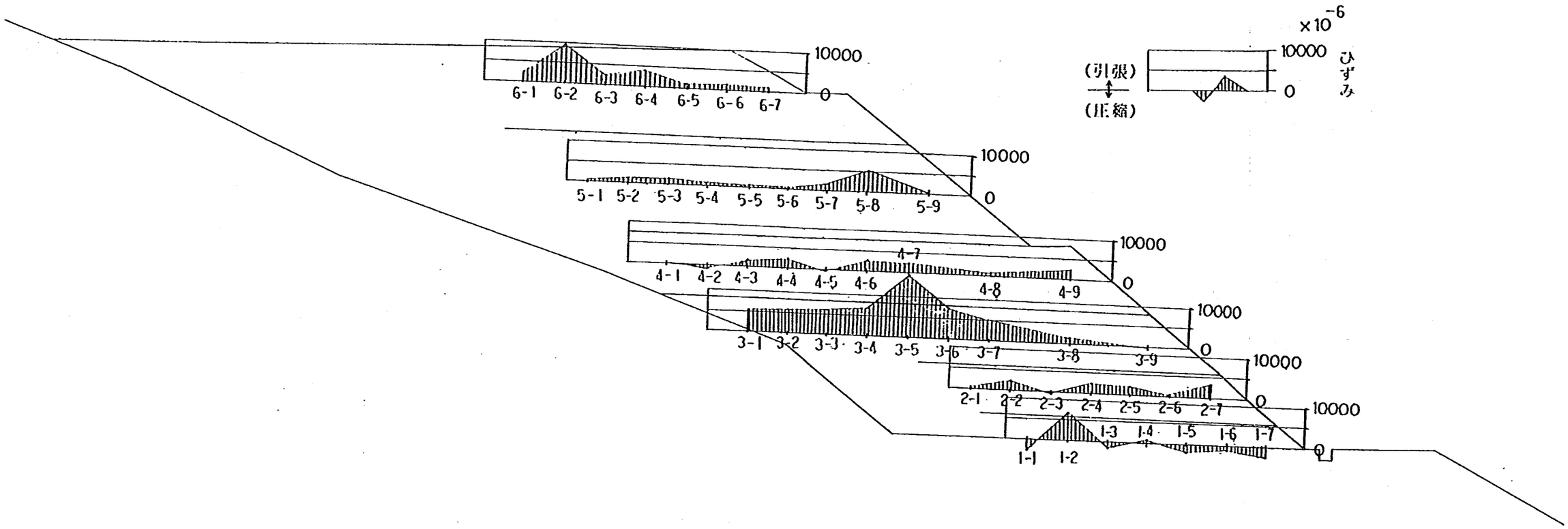


図3－5－13　盛土完成後（54日後、4/30）のひずみの分布

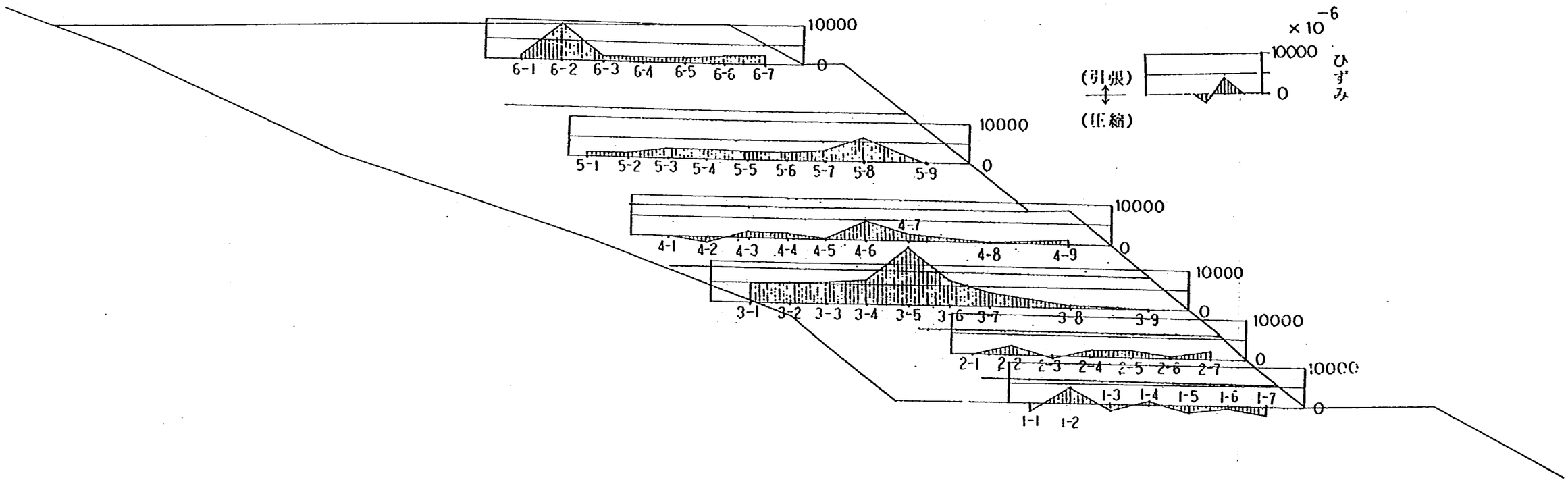


図3－5－14　盛土完成　140日後（7/26）のひずみの分布

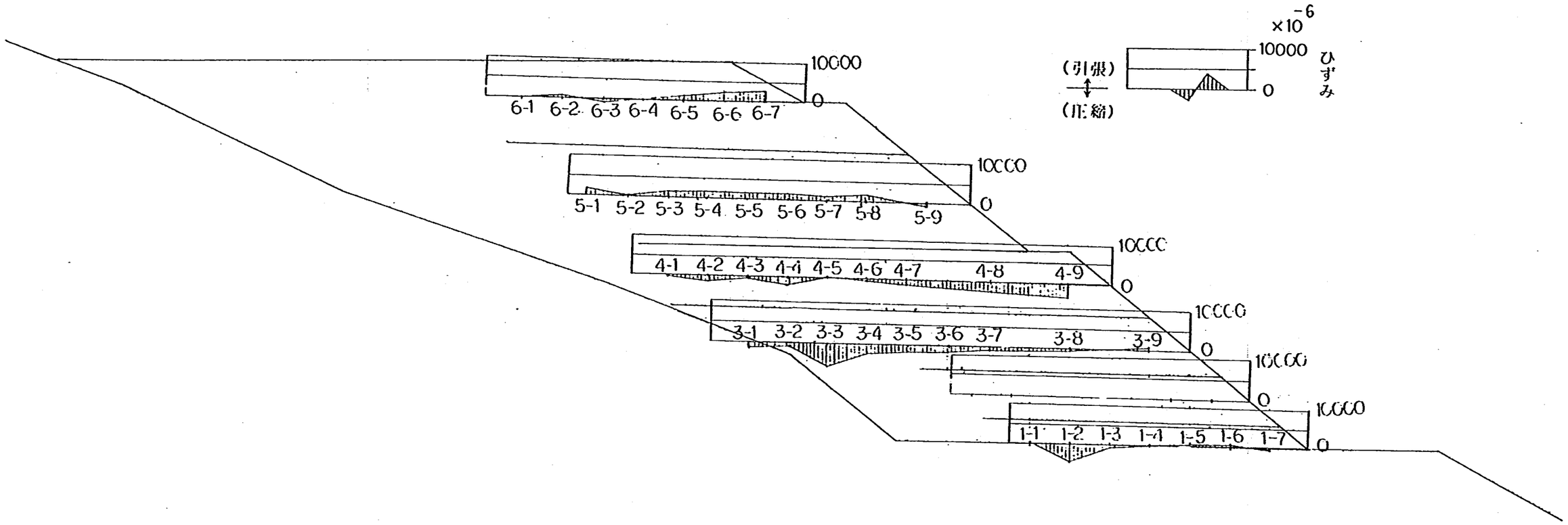


図3－5－15　盛土完盛時（3/7）と140日後（7/26）のひずみの差

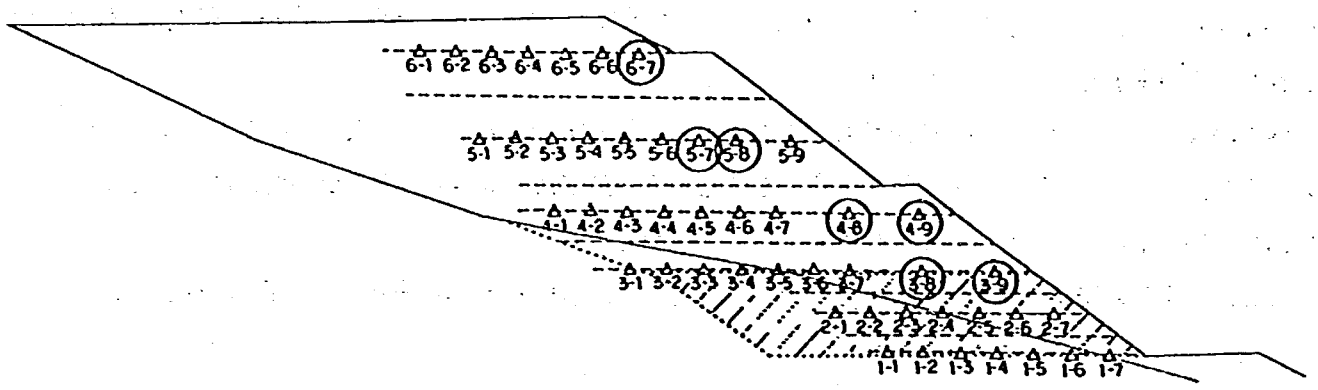


図３－５－16　降雨によるひずみの変化が生じたひずみ計（6/１～３）

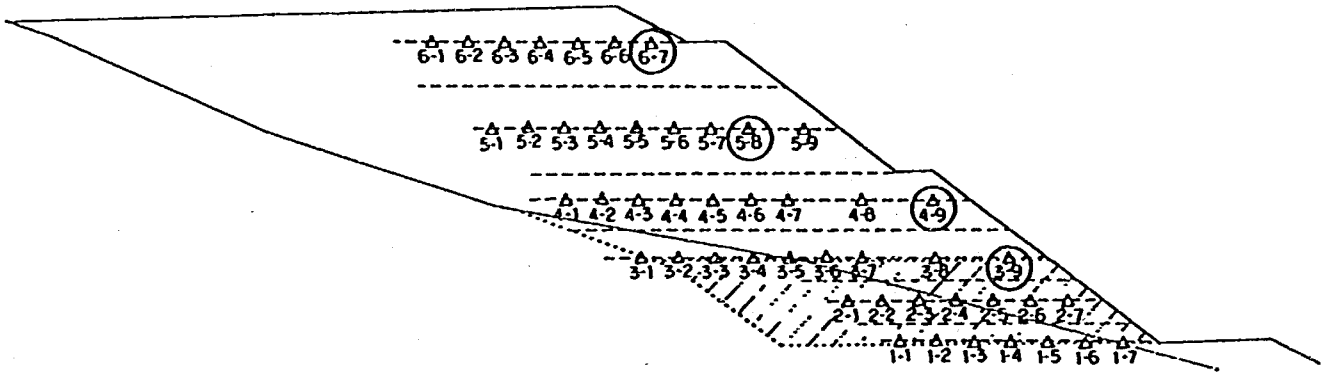


図３－５－17　降雨によるひずみの変化が生じたひずみ計（6/23～25）

(2) 地下水位

降雨による地下水位の変化を図３－５－18に示す。

観測中で最大の水位変化が認められたのは，６月１日～６月３日の降雨（累積降雨量156㎜，最大時間降雨量15.5㎜／ｈ，日最大雨量107㎜，平均降雨強度3.1㎜／ｈ）であり，水位計№１で4.5m，水位計№２で1.6m，のり肩付近の水位計№３は他の水位計に比べると低く0.2m，水位計№４で2.0mの水位上昇が観測された。その様子を図３－５－19に示す。

盛土の厚いのり肩の№３の変化が最も小さく，のり小段の№１の変化が最も大きい結果となっている。このような傾向は，他の降雨においてもみられることから，降雨による盛土の水分量の変化はのり尻部で顕著であり，地下水位の上昇がまずこの付近に生ずることが認められる。

なお，いずれの降雨においても水位の上昇が急激であり，水位の下降が緩慢である傾向がみられる。

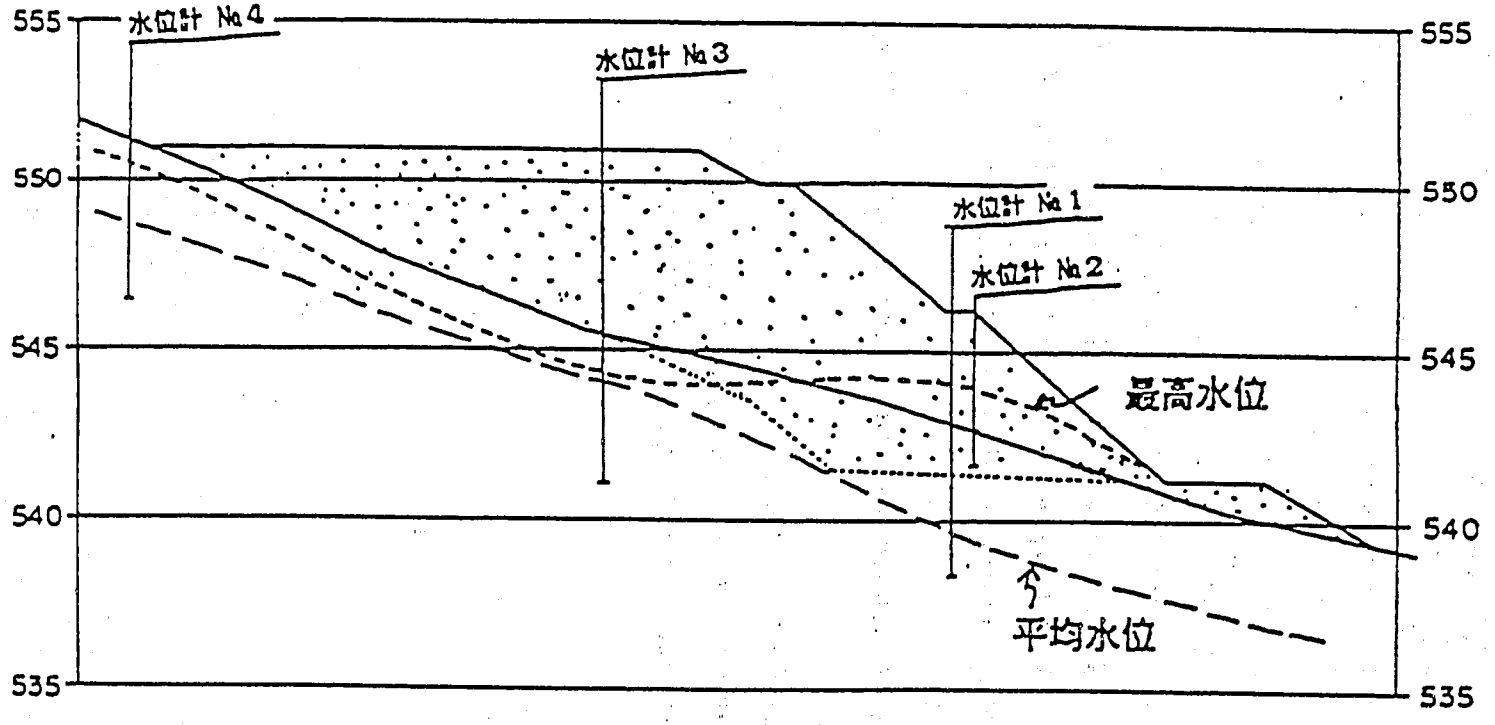


図3－5－18　降雨による水位変化

(3) 盛土の変形

沈下量の経時的な変化は，図３－５－19に示す。

沈下量，すなわち盛土の垂直変位は，沈下計№１，№２ともに降雨に対応した変化はみられず，徐々に増大する傾向が認められた。

のり小段の沈下計№１の沈下量が大きいのは，盛土下部に沈下の生じやすい土質（図３－５－２の斜線部の土質(1)）があるためと考えられる。

なお，沈下量の変化は，両沈下計とも８月以降少なくなっており，自重による沈下はほぼ終了している。最終的な沈下量は，沈下計№１で35㎜，№２で14㎜である。

孔内傾斜計による盛土の水平変位の変化を図３－５－20，図３－５－21に示す。

孔内傾斜計による水平変位量については，№１では当初山側への変化がみられたが，２月の盛土再開とともにのり表面側への変位に変わり，その後は大きな変化はみられず，特に降雨との関連はみられない。

№２では，盛土完成後のり肩に設置したものであるが，５月ごろ落ち着きかけた変位が６月初旬の降雨により再び増加しており，降雨が水平変位に影響をおよぼしている。また，変位は地表に近い部分で大きいが深度7.0mでも影響がみられ，盛土全体がややのり側へ変形している。しかし，降雨の少なかった10月以降は，ほとんど変化が認められない。

図３－５－22は，盛土完成直後から140日後（７月26日）の沈下計ならびに孔内傾斜計による盛土の変形状況を断面的に示したものである。

のり肩の部分では垂直変位は10㎜程度，水平変位は７㎜程度であり，やや垂直変位のほうが大きい。

水平変位は深い地点から浅い地点に向けて徐々に変位が増大しており，盛土にすべりが生じている様子は特にみられない。また，のり尻部におけるこの間の変位はごくわずかである。

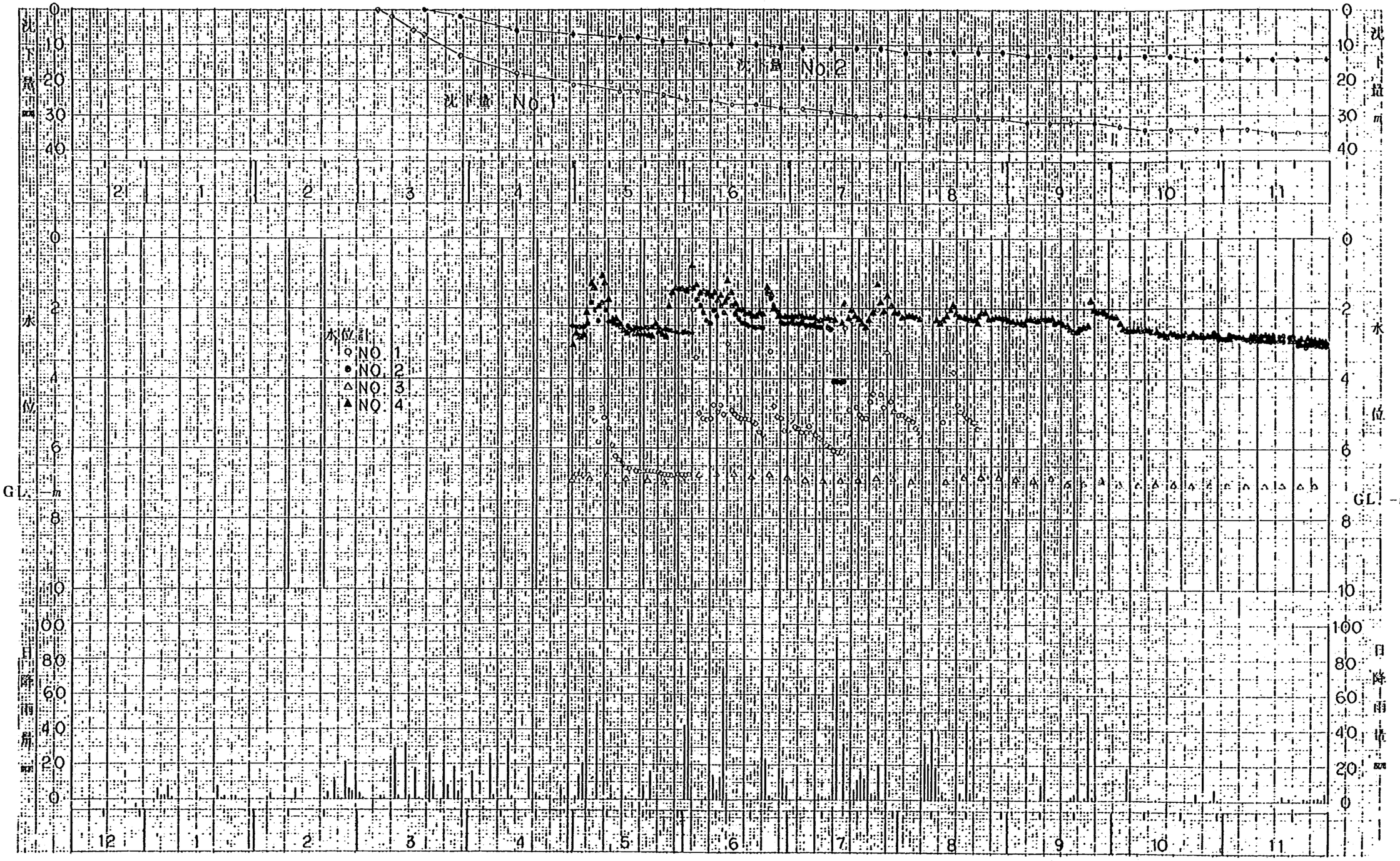


図3－5－19　地下水位と沈下量の変化

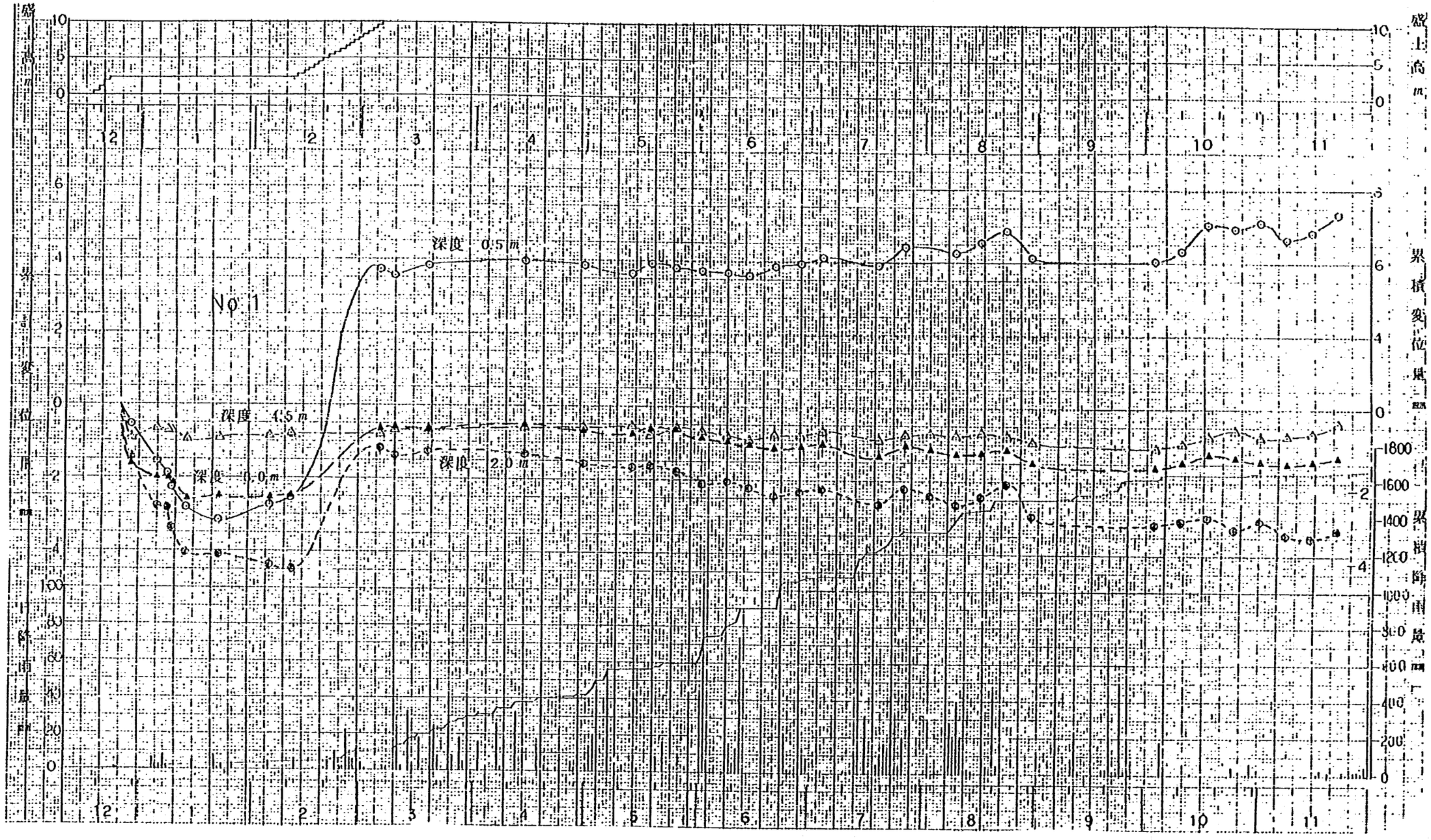


図３－５－20　孔内傾斜計（№１）による水平変位量の変化

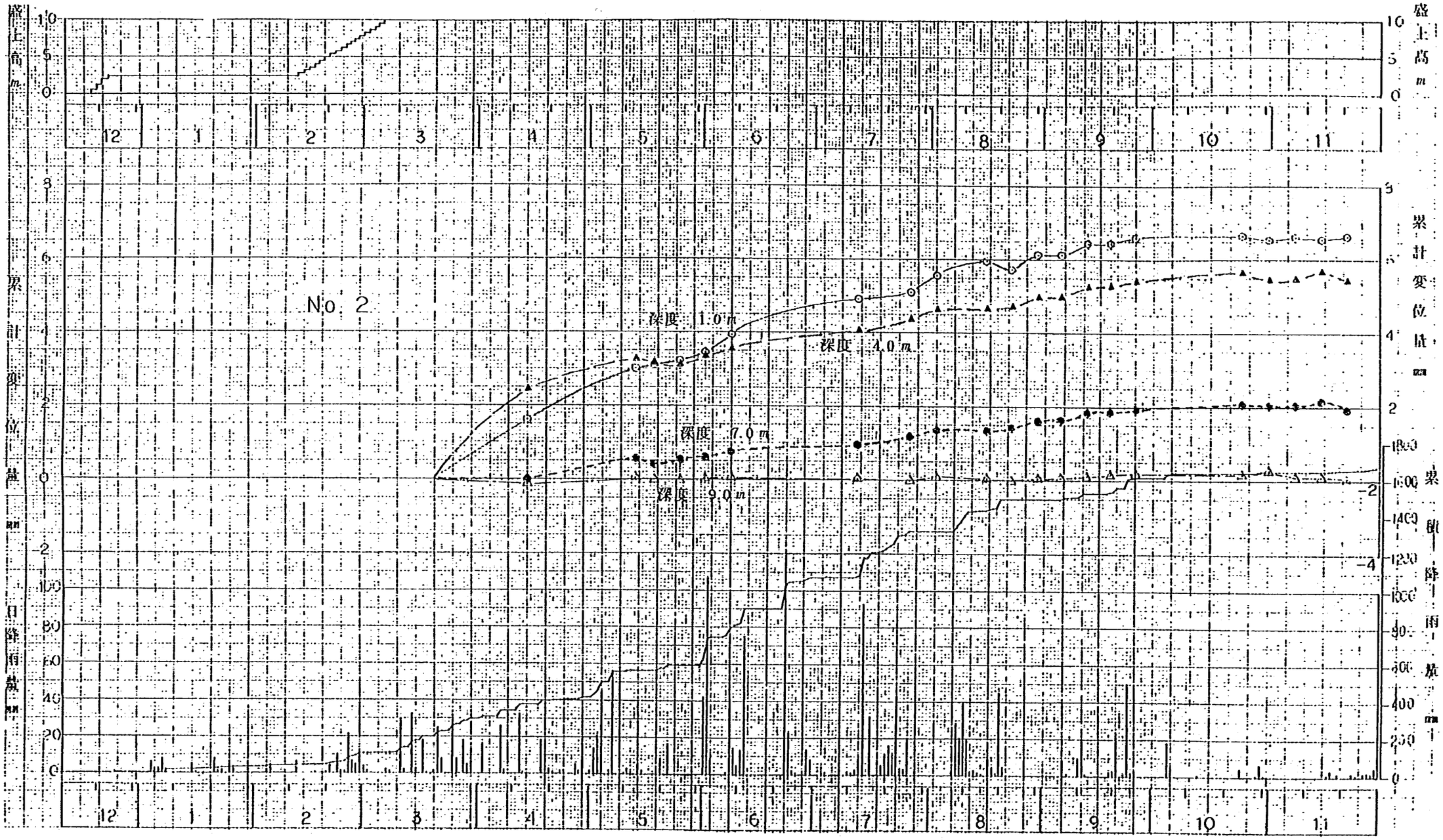


図３－５－21　孔内傾斜計（№２）による水平変位量の変化

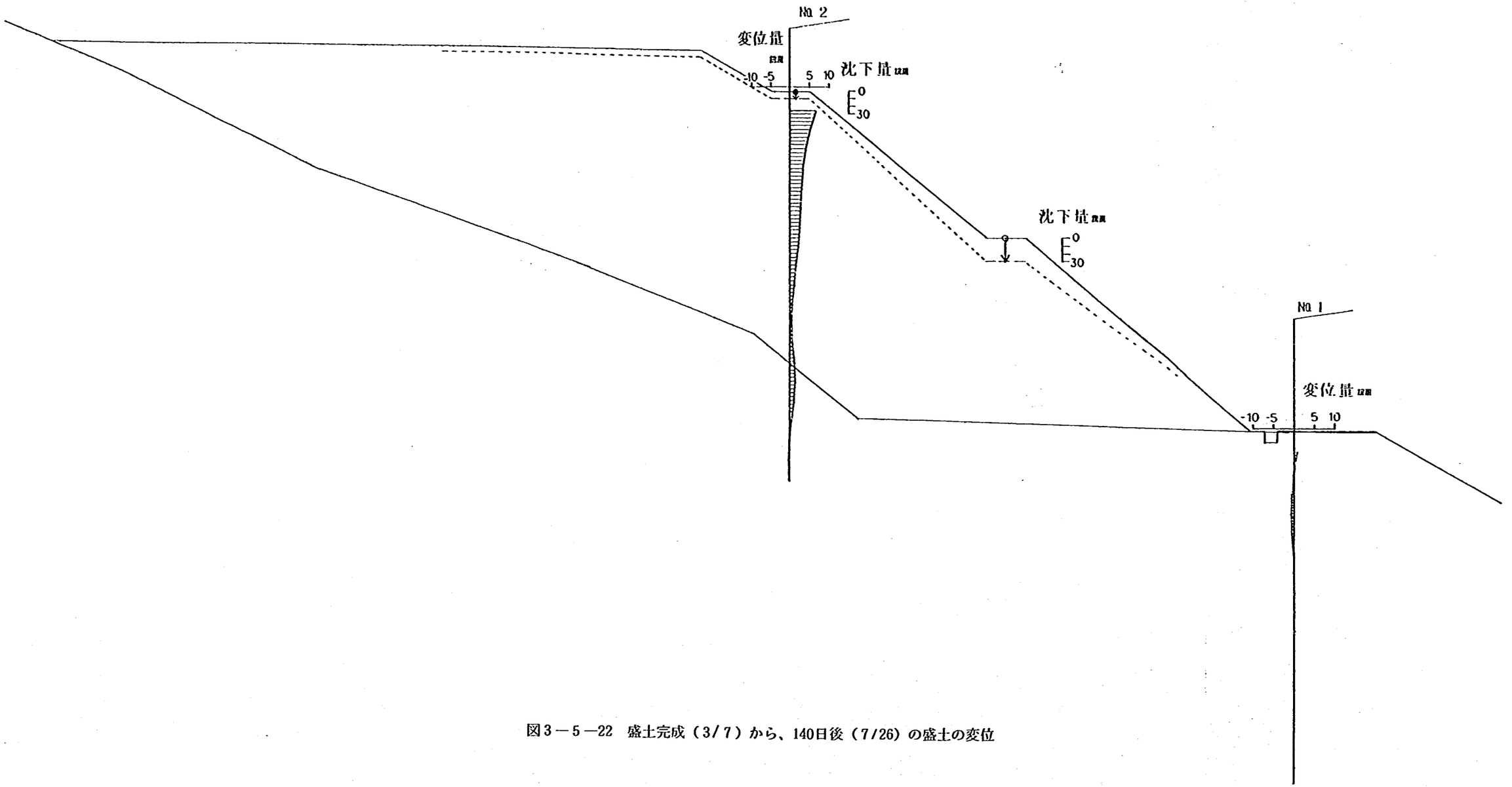


図3－5－22　盛土完成（3/7）から、140日後（7/26）の盛土の変位

(4) 盛土内の水分変化

図3－5－23は，R.I.水分計（中性子水分計）と電気電導度式水分計による盛土の水分量を体積含有率（単位体積当たりの水分量）で示したものである。図中，破線で示したものは，前回の測定値であり，実線で示した測定地との差がこの間の水分量の変化を示している。図3－5－24は，特にこの差をわかりやすく示したものである。

また，図3－5－25には，体積含有率を盛土の密度，土粒子の比重が均一としたときの飽和度に直して示した。さらに，図3－5－26，図3－5－27には地下水位とともに断面上に盛土の水分量を示した。これらによると，盛土の体積含水率は，のり小段（水位計№1のデータ）で，地表より深度2m付近まで0.2～0.25（飽和度で40～60%），以深で0.35～0.4（飽和度で70～80%），のり肩（水位計№3のデータ）で地表より深度6m付近まで0.25～0.3（飽和度で60～75%）を示している。

降雨による盛土の水分量の変化は，体積含水率で0.01～0.05，飽和度で5%以内であり，変化としては小さい。また，水分量の変化は，7月5日から105mmの降雨のあった7月15日の時点でむしろ減少する傾向がR.I.水分計と電気電導度式水分計の両方とも認められ，7月15日から65mmの断続的な降雨のあった7月21日の時点で，逆に水分量が増加する傾向が認められた。この理由としては，盛土の透水性が小さいために降雨の影響が遅れてあらわれることなどが考えられる。

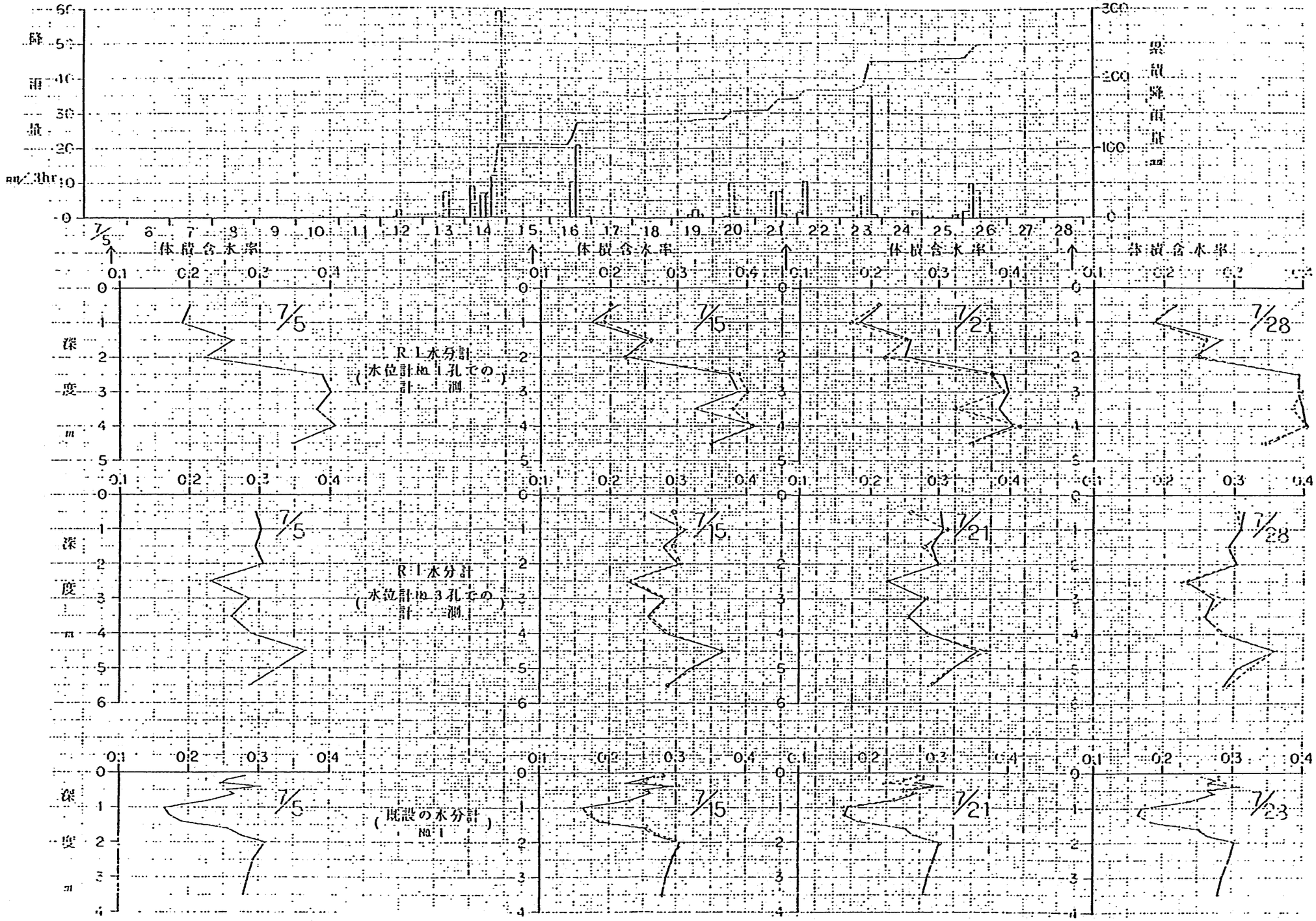


図3－5－23　降雨と盛土内の体積含水率の変化（破線は前回の測定値）

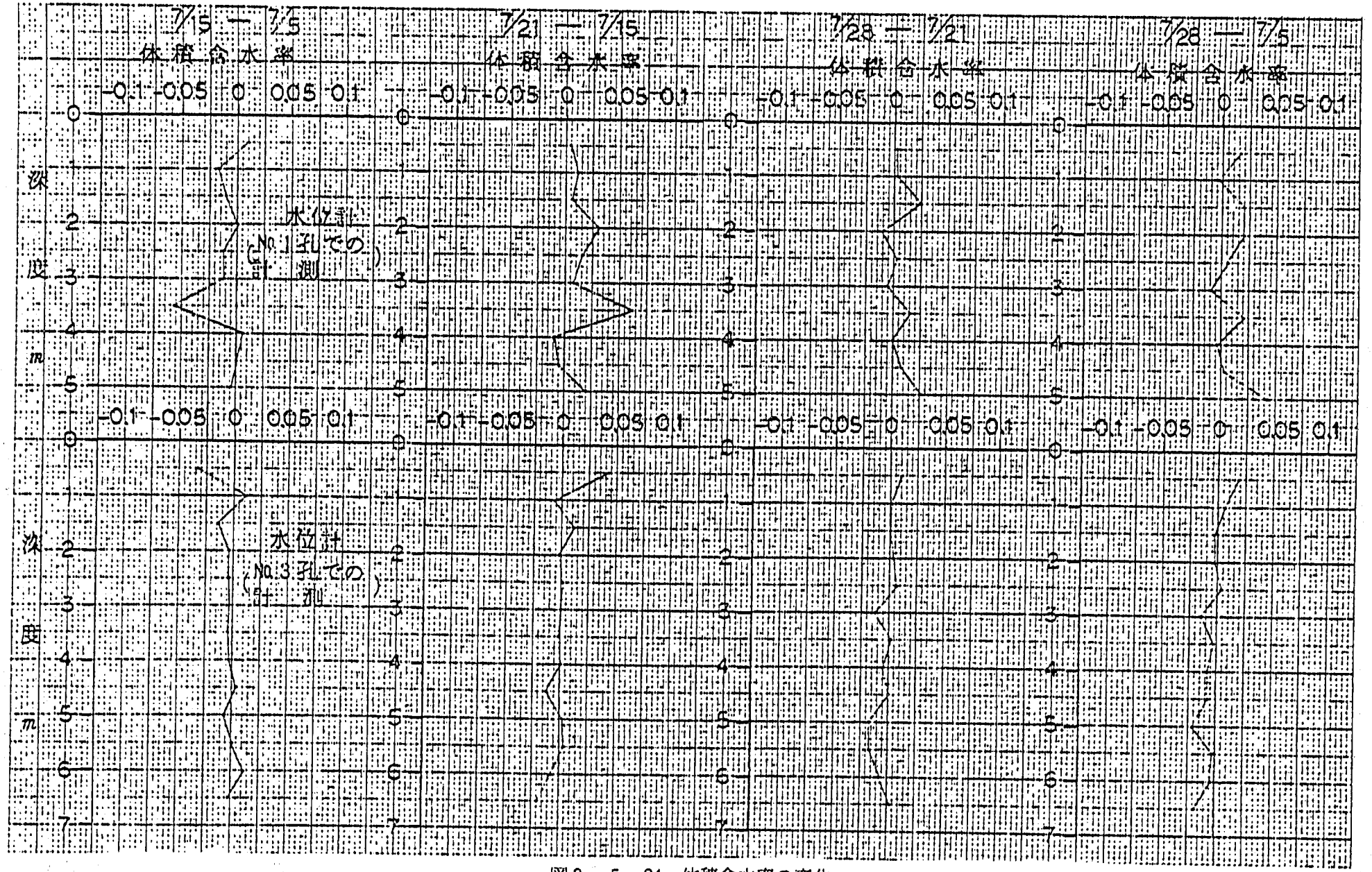


図3—5—24　体積含水率の変化

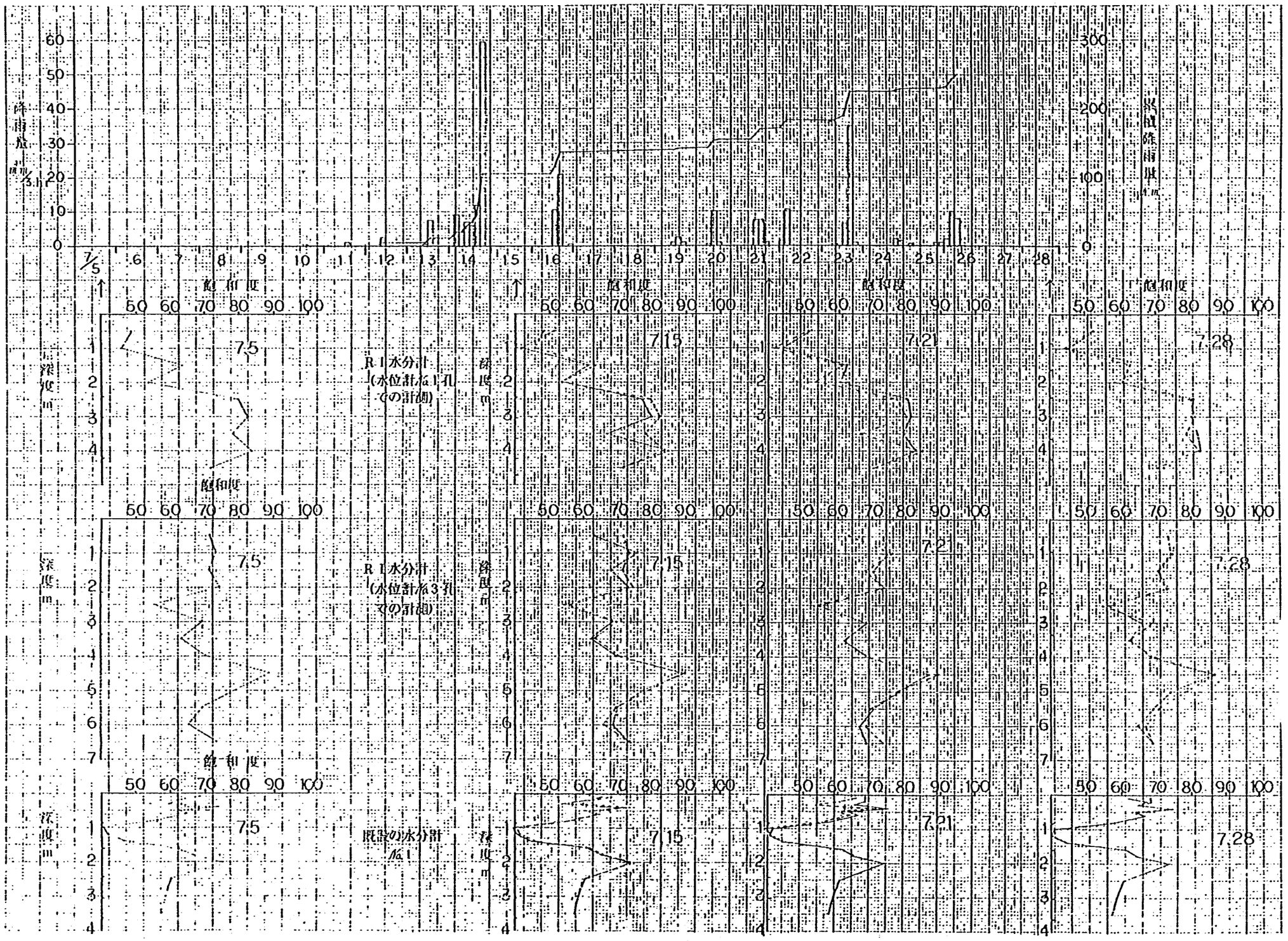


図3－5－25　降雨と盛土内の飽和度変化

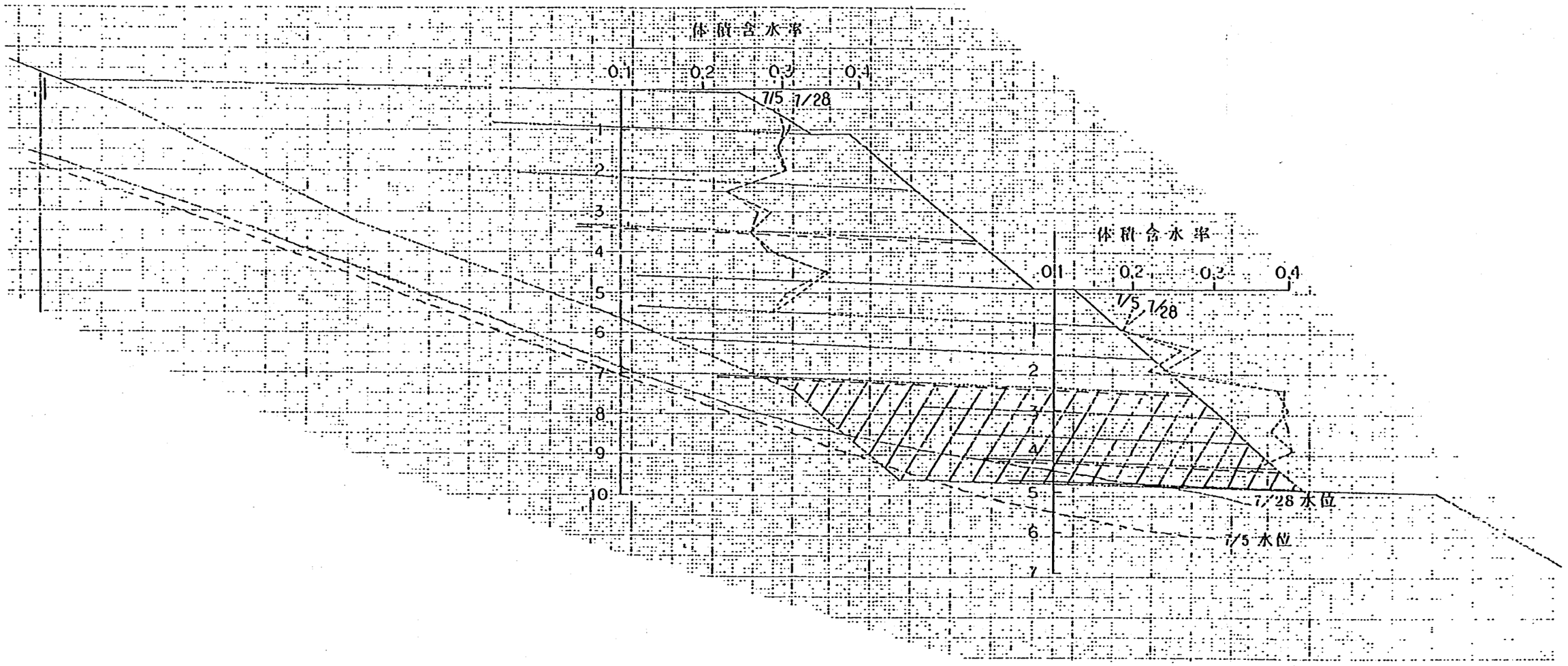


図3－5－26　降雨による体積含水率の変化と地下水位の変化（7/5と7/28）

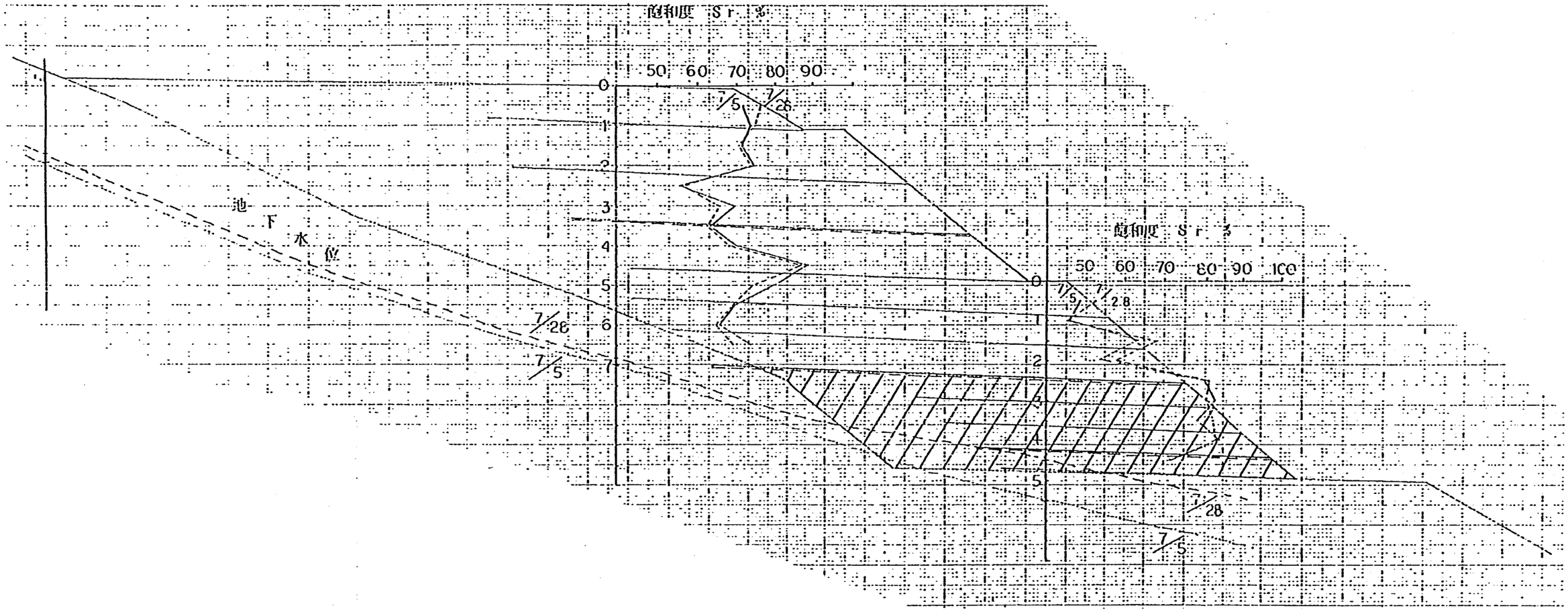


図3－5－27　降雨による飽和度の変化と地下水位の変化

3.5.4　土質試験結果

土質試験結果を表３－５－１に示す。なお，表中の材料番号は図３－５－３と対応するものである。

表３－５－１　盛土材の土質試験結果

試料番号 / 試験項目		1	2	
粒度特性	礫分（2000μm以上）（%）	21.0	10.2	4.7
	砂分（74～2000μm）（%）	45.8	69.5	85.5
	シルト分（5～74μm）（%）	18.2	17.8	5.0
	粘土分（5μm以下）（%）	15.0	2.5	4.8
	最大粒径（mm）	25.40	38.10	9.52
	均等係数 Uc	—	16.7	5.5
	曲率係数 Uc'	—	2.8	1.3
コンシステンシー特性	液性限界 W_L（%）	49.0	NP	NP
	塑性限界 W_P（%）	23.5	—	—
	塑性指数 I_P	25.5	—	—
土粒子の比重 Gs		2.588	2.476	2.353
自然含水比 Wn（%）		31.0	23.5	12.5
三軸圧縮試験	試験の条件	$\overline{CU}$ *1	—	CD *2
	粘着力c（kgf／cm²）	0.16	—	0.04
	せん断抵抗角 φ（度）	20.7	—	35.2
圧密試験 *1	圧密降伏応力 Pc（kgf／cm²）	0.658	—	—
	圧縮指数 Cc *3	0.232	—	—
	体積圧縮係数 mv（cm²／kgf）	6.0×10^{-2}	—	—
	圧密係数 Cv *3（cm²／day）	340	—	—
最適含水比 Wopt（%）		22.3	—	17.8
最大乾燥密度 ρ_{dmax}（t／m³）		1.457	—	1.508
透水係数 k（cm／sec）		*1 3.8×10^{-4}	*1 4.5×10^{-3}	—
土質名		火山灰質砂	火山灰まじり砂	火山灰まじり砂

*1. 現場密度と同じに締め固めた試料で実施（γ_d＝1.33g／cm³）
*2. 最大乾燥密度の85%密度で実施（γ_d＝1.28g／cm³）
*3. 圧密降伏応力時の値
*4. 現場密度と同じに締め固めた試料で実施（γ_d ＝1.44g／cm³）

3.5.5　解析結果

(1)　観測した盛土の安定性

本補強盛土の設計は，当初ワーキングシートにより行なわれていたが，盛土の基礎地盤が弱かったことからこれを設計に取り入れるため円弧すべり法による設計に変更し，敷設層数，敷設長などについて修正が加えられている。

設計時の条件としては盛土質は均一とし，土質定数として，

湿潤密度　γ_t＝1.8t／m³

粘着力　c'＝0.16kgf／cm²

内部摩擦角　ϕ'＝20°

を使用している。

円弧すべりによる安定計算の結果では，最小安全率Fs＝1.138であり，設計安全率Fs＝1.20を満足するためにジオグリッドによる抵抗力が必要となっている。図3－5－28にその円弧の位置を示す。

補強材の設計強度としては，クリープを考慮して破断強度（1.5t／m）の40％を設計強度とし，1.5×0.4＝0.6t／mの設計強度である。

実際の盛土では，「3－5－4　土質試験」で述べたように，盛土の土質は大きく2分されており，それぞれ下記のような土質定数である。

	土質 (1)	土質 (2)
単位体積重量（t／cm²）	1.80	1.62
粘着力（kgf／cm²）	0.16	0.04
内部摩擦角（度）	20	35

したがって，上記の土質条件で円弧すべり法による盛土の安定性を再検討した。その結果，図3－5－29に示すような円弧で最小安全率Fs＝1.264が得られた。なお，この安定計算では，当初設計と同様に不織布および地下排水溝が十分に機能し，盛土内に地下水位が形成されない条件のときのものである。

土 質 常 数

地層	γt(t/m³)	C'(t/m²)	φ'(度)
⑴	1.8	1.6	20
⑵	1.8	1.6	20
⑶	1.8	3.2	0
⑷	1.8	2.1	0
⑸	1.0	3.2	0
⑹	1.8	3.0	25

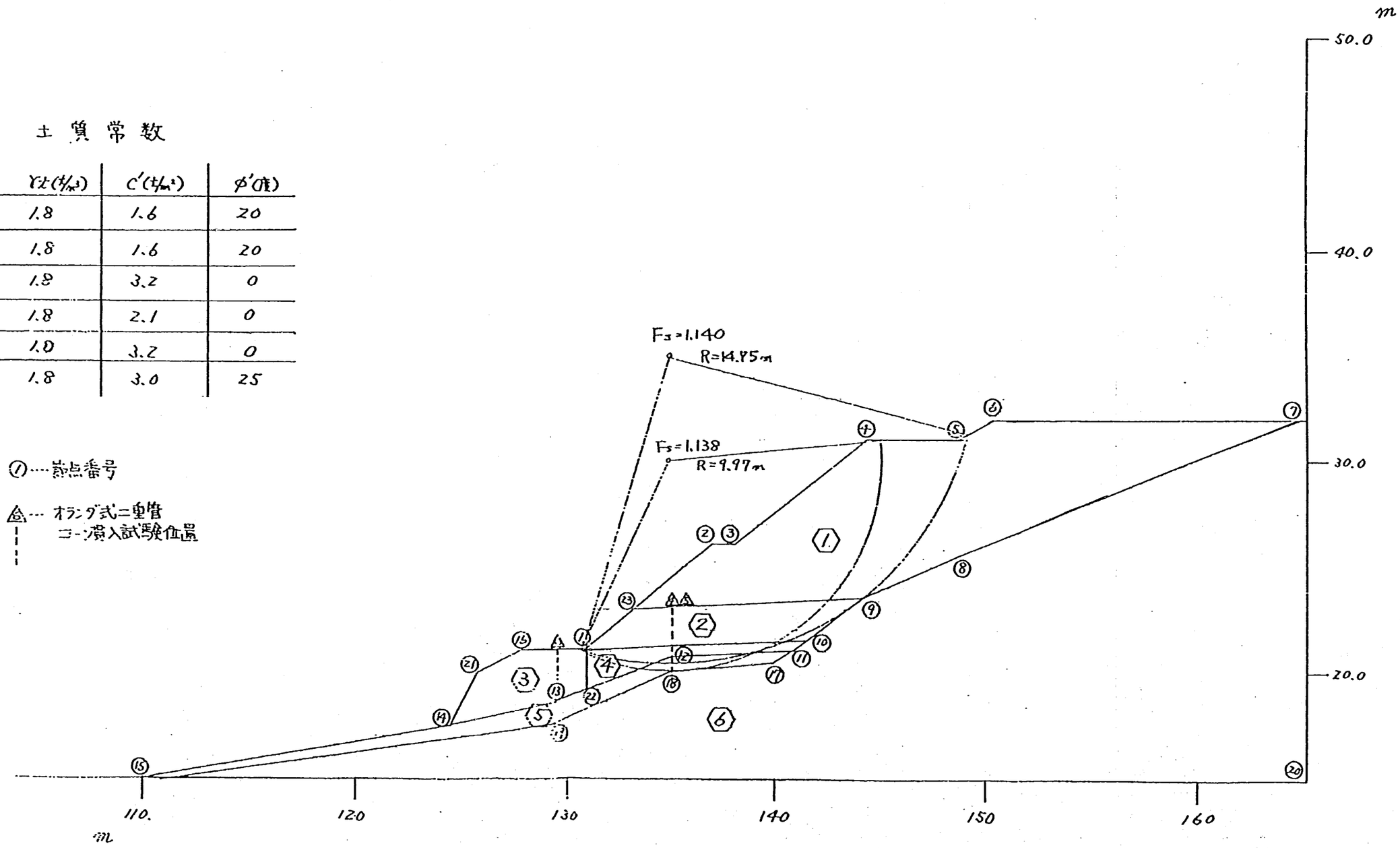
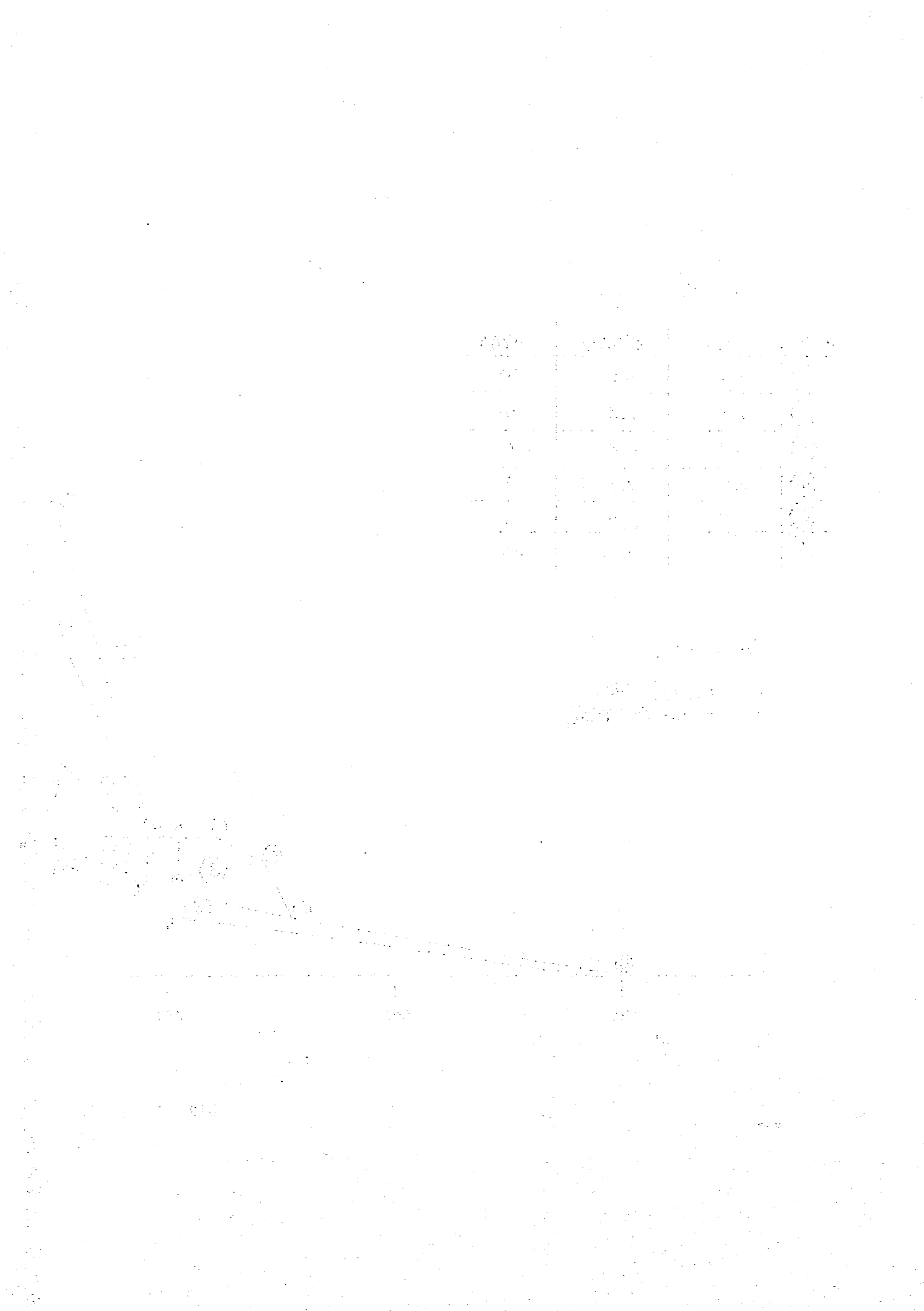


図3－5－28　円弧すべり計算（S＝1:200）
（No578+05）（設計段階）



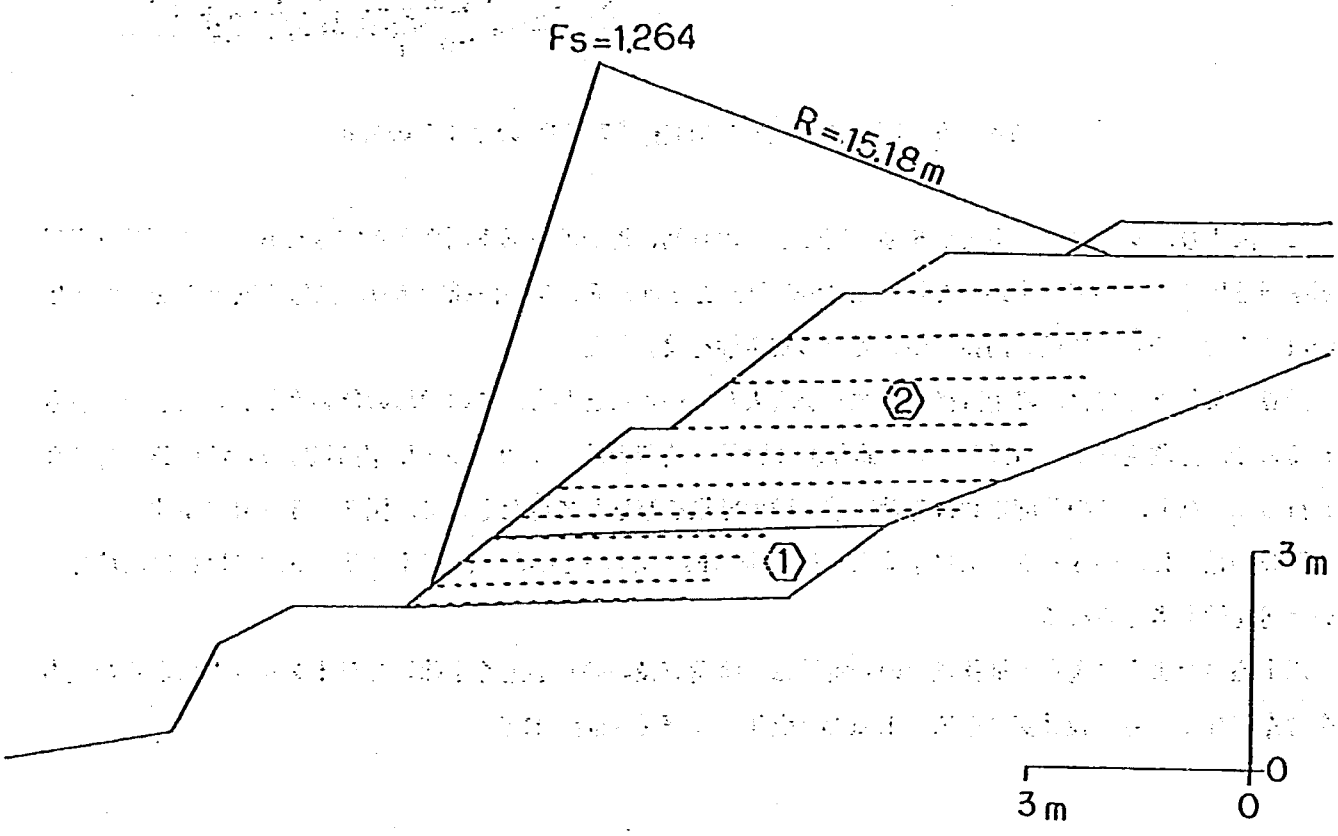


図3－5－29　観測した盛土の安全率

ここで，盛土完成後140日後のジオグリッドのひずみ分布を図３－５－30に示す。図中には降雨によりひずみが明瞭に増加した。ひずみゲージの位置もあわせて示した。

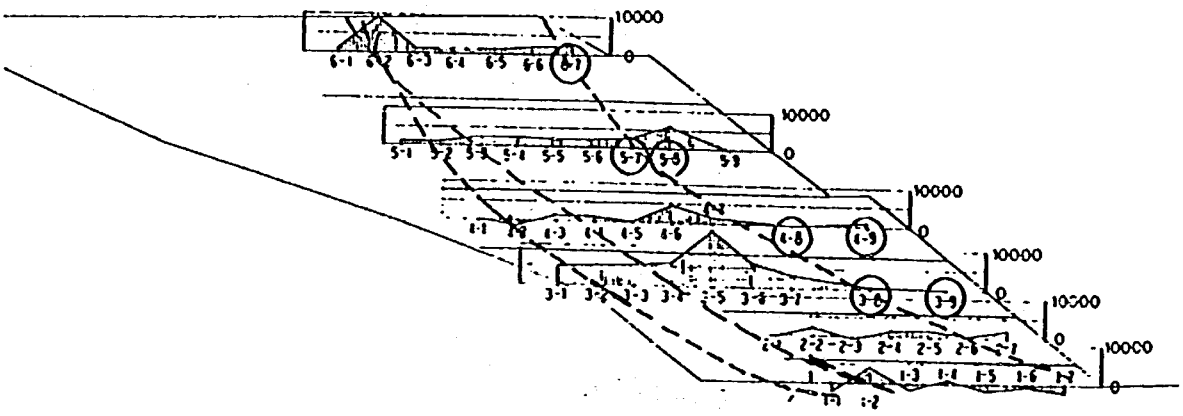


図３－５－30　盛土完成140日後（7/26）のひずみの分布

この図より，ジオグリッド奥部を通る円弧と，のり面に近い所を通る円弧が想定される。ジオグリッド奥部を通る円弧については上述したFs＝1.246の円弧とさほど違わない円弧であり，同様の安全率をもつと思われるので，のり面に近い円弧についてその安定性を検討した。

計算の条件としては，降雨直後にひずみが増大していることから，この領域の飽和度が高いことが予想されるので，湿潤密度γ_t＝1.69t／m³（飽和度100％），粘着力c'＝0.0kgf／cm²，内部摩擦角ϕ'＝28°で計算を行った。なお，この強度定数は三軸圧縮試験の結果を整理して得たもので，図３－５－31に示す。

計算の結果は，図３－５－32に示すように安全率Fs＝1.069と小さく，ジオグリッドがなければ崩壊していた可能性も考えられる。

以上述べたように現在の補強盛土の安定性は，降雨直後ののり面近くを除いてジオグリッドによる抵抗力を考慮しなくても，設計安全率Fs＝1.20は満足していると判断される。

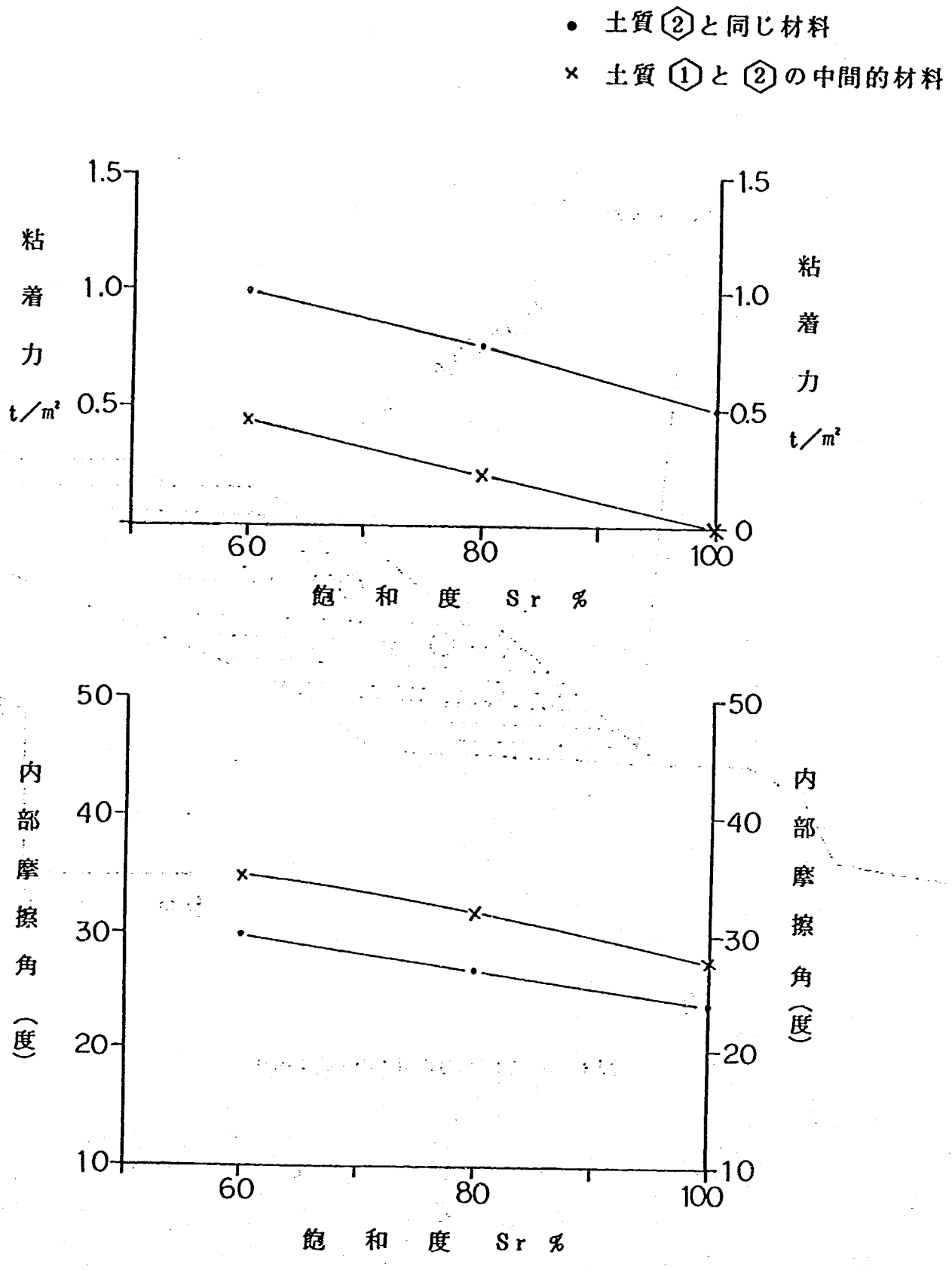


図3－5－31　飽和度と強度定数

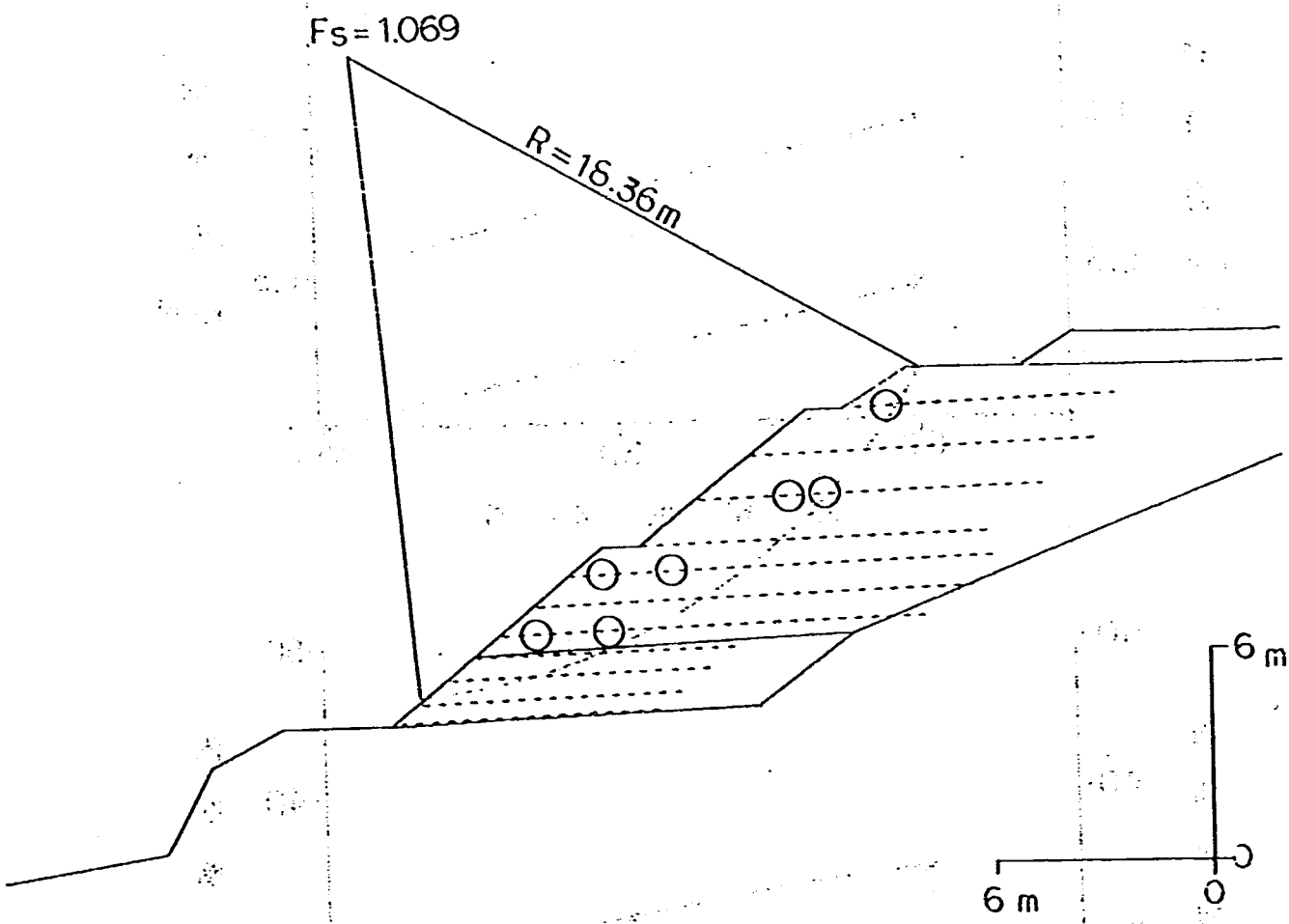


図3－5－32　のり面近くの円弧すべり

(2) ジオグリッドのひずみと張力

ジオグリッドに生じたひずみを張力に換算し，ジオグリッド全体でどの程度の引張抵抗力をもっているのか検討する。ひずみを張力に換算するために図３－５－33を用いる。

この図より１％のひずみが生じたときの張力は0.6tf／mであることがわかる。

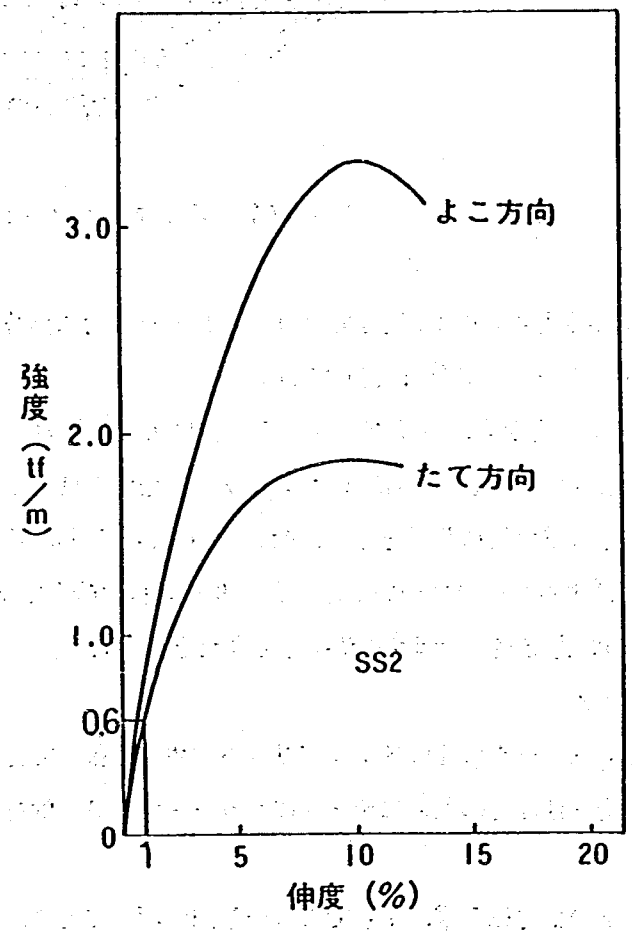


図３－５－33　ポリマーグリッドのひずみ－引張強度
（メーカー資料）

ここで，盛土完成直後のジオグリッドのひずみ分布を図３－５－34に示す。

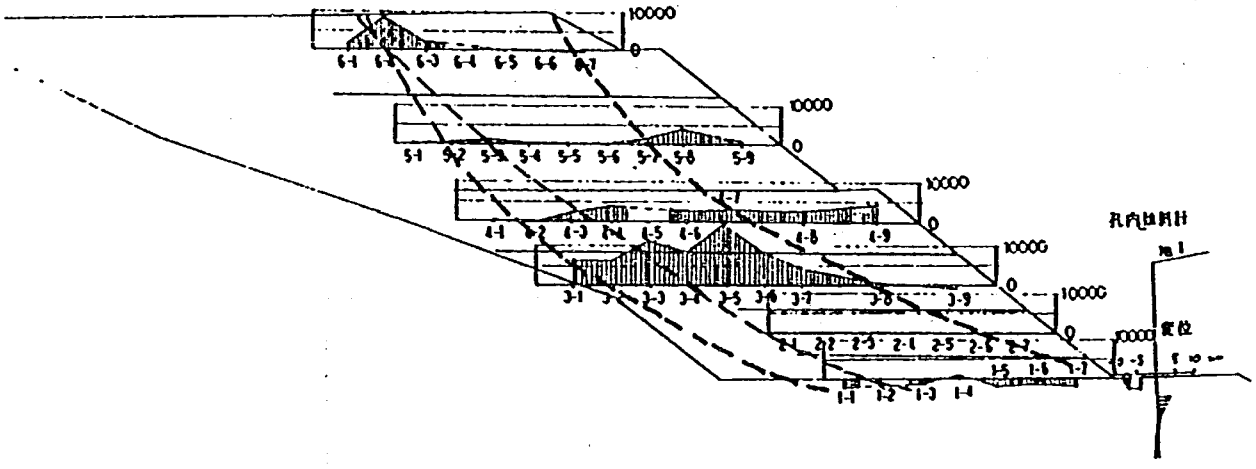


図３－５－34 盛土完成直後（3/7）のひずみの分布と変位

ひずみ量は，突出したものを除くと平均0.3%程度であり，それぞれ張力に換算すると0.2～0.8tf／mとなり，1.6%の箇所は材料強度1.5tf／mの約半分に達している。

平均的な張力は0.2tf／mであることから，ジオグリッド７層目による全張力，すなわち，全引張抵抗力は0.2×７層＝1.4tf／mが概略見積もられる。なお，ジオグリッドは全層で11層であるが，下部の４層は敷設長が短く圧縮ひずみもみられるので引張補強材としては働いていないと思われる。

降雨によりひずみの増加したひずみゲージについてみると，６月３日の時点で全引張抵抗力として1.124tf／mの張力が生じており，この張力で盛土の崩壊を防止してきたと思われる。

(3) 有限要素法解析と実測との比較

有限要素法による解析結果と実測データの比較をジオグリッドに生じる張力で行い図３－５－34に示す。

実測データでは盛土材料の不均一性などのためにデータにバラツキがあり，解析値との比較では大まかな傾向でみる必要がある。

観測データでは，ジオグリッドの張力は５層，７層で大きい傾向が顕著であり，その他では張力は小さいが，解析結果でも同様の結果が得られており，概略の傾向として両者は一致しているといえる。

張力の大きさでみると，観測データが大きい傾向があり，必ずしも一致していないが，ひずみゲージ４－１～４－６，５－１～５－６では非常によく一致している。

解析結果では全体にのり面に近い部分に圧縮がみられるが，観測データでは逆に引張になっている部分が多く，両者に相違がみられる。この理由として，巻き込み式にしている影響が観測データにあらわれていることと，のり面付近の転圧が不十分なため，緩みが生じ張力となっていることなどが考えられる。

以上のように細部では一致しない箇所もあるが，全体的には傾向として一致しており，張力のオーダーとしても同じような値を示している。

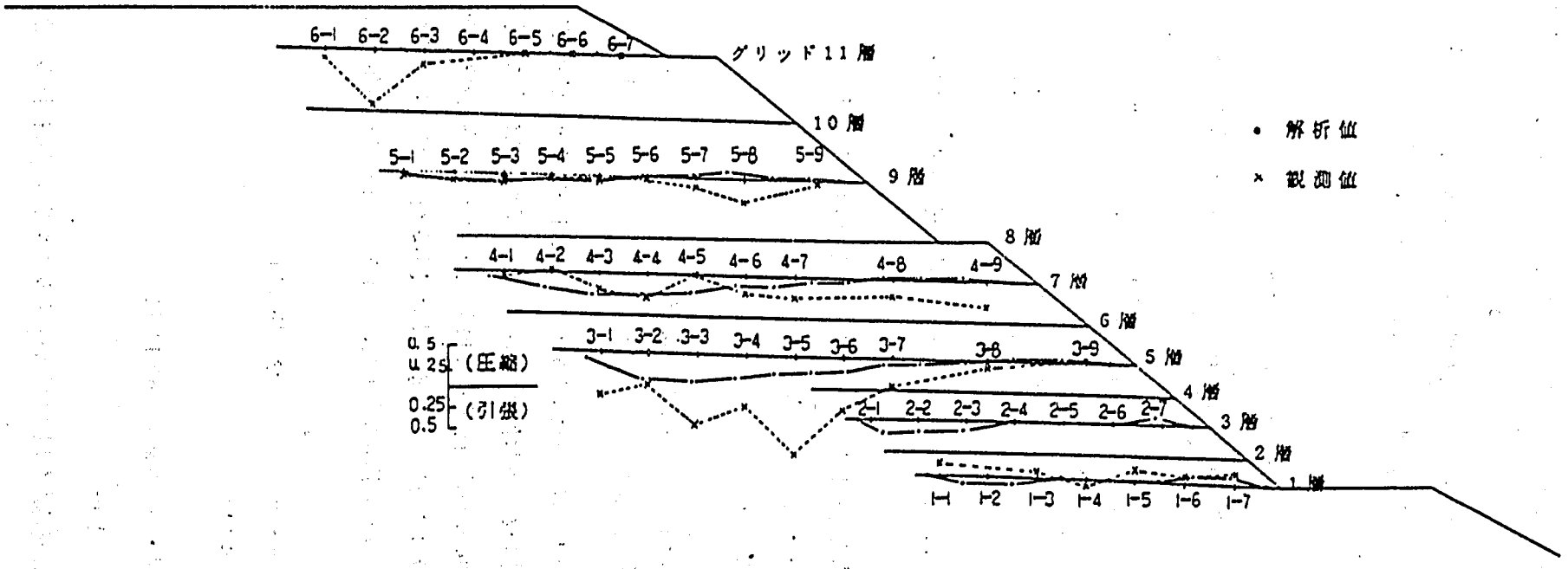


図3—5—35　グリッドの張力分布

(4) 仮想降雨状態での盛土の安定性

浸透流解析の結果，得られた地下水位，飽和度分布をもとに仮想降雨時の盛土の安定性を円弧すべり法で検討した。

仮想降雨として累積降雨量を降らせた時の盛土の飽和度分布は，浸透流解析の結果求められている。この結果を用いて安定計算を行った。なお，盛土の土質区分を図3－5－36に示すように区分し，それぞれの土質定数は表3－5－2に示すとおりである。

表3－5－2　土質定数

	単位体積重量 (t／m³)	粘着力 (t／m²)	内部摩擦角 (度)
盛土 ①	1.81	1.6	20
盛土 ②	1.69	0.4	35
盛土 ③	1.65	0.4	35

安定計算の結果は，図3－5－36にあわせて示したように，最小安全率をあたえるすべり円弧は盛土の内部を通り，安全率Fs＝1.221である。

ジオグリッドによるすべり抵抗力を考慮したときの安全率は以下のようになる。

すべりモーメント　：909.43t・m　　半径：15.18m

土の抵抗モーメント：1110.27t・m

ジオグリッドによる
抵抗モーメント　：63.76t・m（7層×0.6×15.18）

$$Fs=\frac{1110.27+63.76}{909.43}=1.29$$

したがって，ジオグリッドの抵抗モーメントにより安全率が1.221→1.29と0.07程度向上したことになる。

以上，仮想降雨時においても盛土の安定性は保たれると予想されるが，この他に盛土の強度を図3－5－31より100％飽和時の強度，粘着力0.0t／cm²，内部摩擦角28°としたときの盛土の安定性を検討した。

計算の結果は，図3－5－37に示すように，のり面近くに最小安全率のすべり円弧があり，Fs＝0.824と，すべりが発生する結果となる。このすべり円弧に対して，ジオグリッドのすべり抵抗力を考慮すると以下のようになる。

すべりモーメント　：186.73t・m　　半径：13.14m

土の抵抗モーメント：153.85t・m

ジオグリッドによる
抵抗モーメント　：47.30t・m（6層×0.6×13.14）

$$Fs=\frac{153.85+47.30}{186.73}=1.08$$

したがって，盛土の強度を最弱に見込んだ場合においてもジオグリッドの抵抗力によって盛土の崩壊は生じない結果となる。

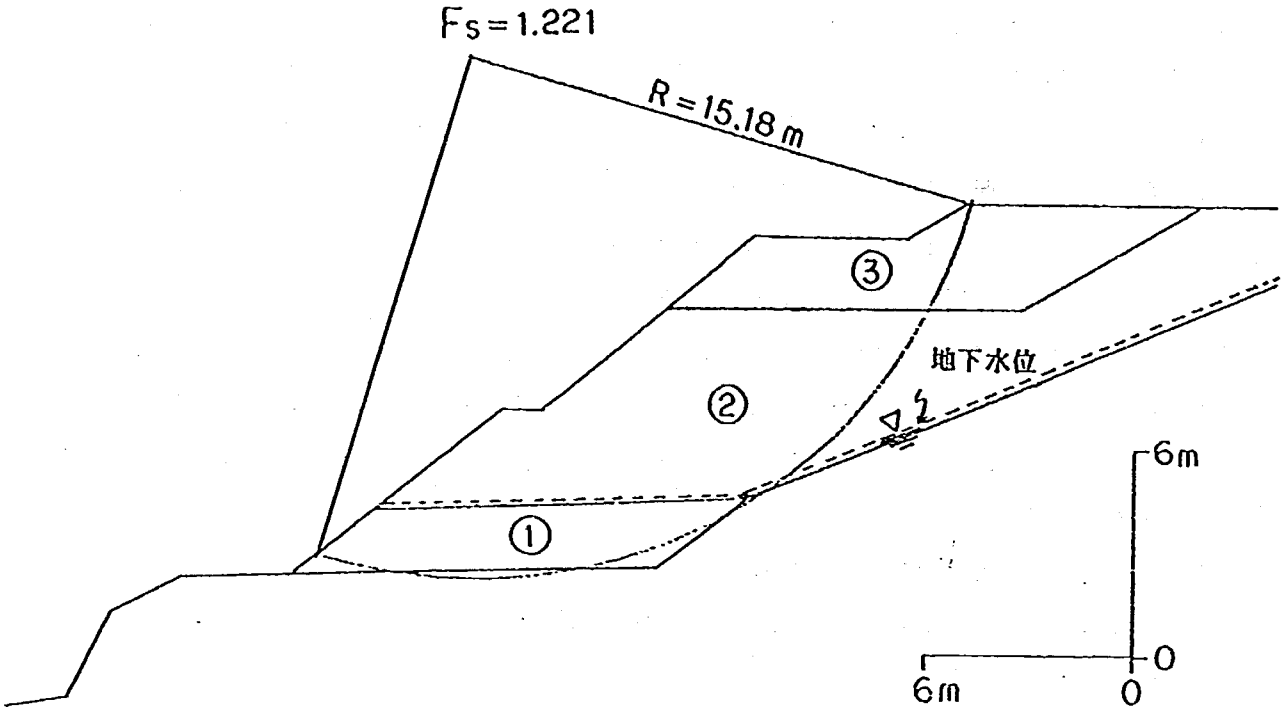


図3－5－36　仮想降雨時の盛土の土質区分
および安全率

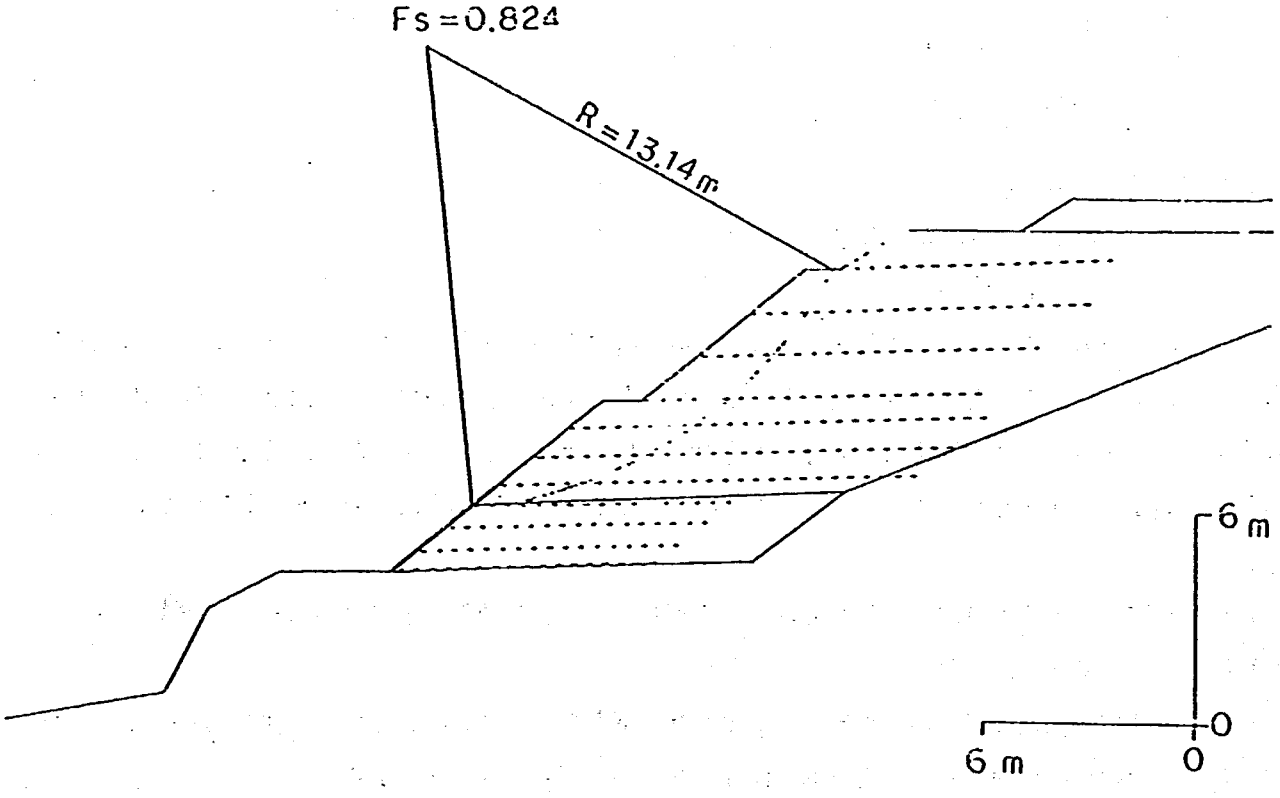


図3－5－37　仮想降雨時の安全率
（c'=0.0t/m²、φ'=28°）

(5) 補強効果の検討および設計法の評価

1）補強効果の検討

ジオグリッドによる盛土の補強効果を観測したデータおよび有限要素法解析の結果により検討を加える。

盛土材が，設計時に予想したものより良質であったため，無補強時においても安全率がFs＝1.20を上回っているが，降雨時にひずみが発生したのり面近くを通る円弧については，安全率がFs＝1.069であり，ジオグリッドがなければ崩壊していた可能性がある。

6月1日～6月3日にかけての降雨で，ジオグリッドに生じたひずみより算出した引抜抵抗力は1.124 tf／mであり，設計上考えられる引抜抵抗力0.6t／m×9層＝5.4tf／mの20%しか発生していない。

ここで，実際に生じた引抜抵抗力および設計上考えられる引抜抵抗力を考慮して安全率を求めると，それぞれ以下のようになる。

・実際に生じた引抜抵抗力を考慮した場合

すべりモーメント　：512.05t・m　　半径：18.36m

土の抵抗モーメント：547.56t・m

ジオグリッドによる
抵抗モーメント　　：20.64t・m（＝1.124×18.36m）

$$Fs=\frac{547.56+20.64}{512.05}=1.11$$

・設計上考えられる安全率

ジオグリッドによる
抵抗モーメント：99.14t・m（＝5.4×18.369m）

$$Fs=\frac{1110.56+63.76}{512.05}=1.26$$

したがって，無補強時の安全率　　Fs＝1.07

ひずみの計測値より求めた安全率　Fs＝1.11

設計上の安全率　　Fs＝1.26

となり，ひずみの計測値より求めた安全率は，無補強時に求めた安全率に対して，安全率を0.04程向上することに寄与していることになり，設計上考えられる安全率に達していない。理由としては，無補強時の安全率を計算するときに限界平衡状態での土塊のすべりモーメントを仮定したが，実際にはジオグリッドの存在で盛土が一体化したため，仮定した土塊のすべりモーメントがまだ十分に発生していないためと考えられる。

したがって，このすべり円弧に対しては，ジオグリッドによる補強効果のために安定性にまだかなりの余裕をもっていると考えられる。

有限要素法での補強効果をみるために，ジオグリッドを配置していないとき（無補強時）の応力解析を行った。その結果を補強時の結果とともに図3－5－38～図3－5－40に示す。

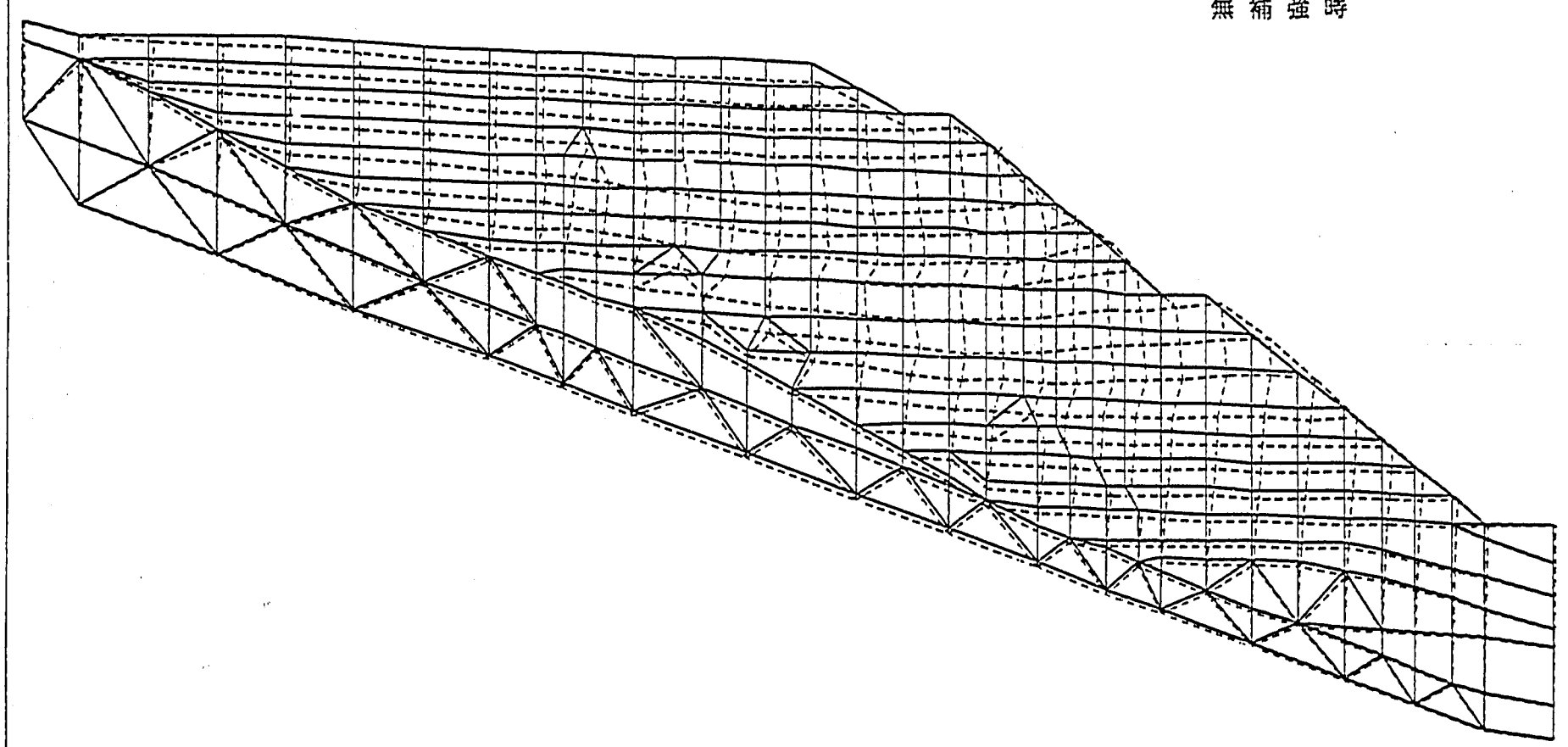
盛土の変位量（図3－5－38）では，補強時のほうが全体に変位量が小さく，特にのり面のはらみだし，すなわち側方変位が減少する結果となっており，補強の効果が認められる。

応力分布（図3－5－39）においても，補強時のほうが引張領域が減少しており，ジオグリッドと土の

間の抵抗力により，引張応力が抑えられる効果が認められる。

安全率の分布（図3－5－40，安全率とは要素の安全率で，その要素の強度を越える応力が発生し，破壊すると1.0以下になる）においては，盛土上部においては改良域（安全率1.0以下）が，補強によって減少することが明瞭に現れており，ジオグリッドによる補強効果が安全率においても明らかに認められる結果となっている。

補強による効果は，観測データにおいても認められ，有限要素法においてもその効果が発揮されている結果が得られた。



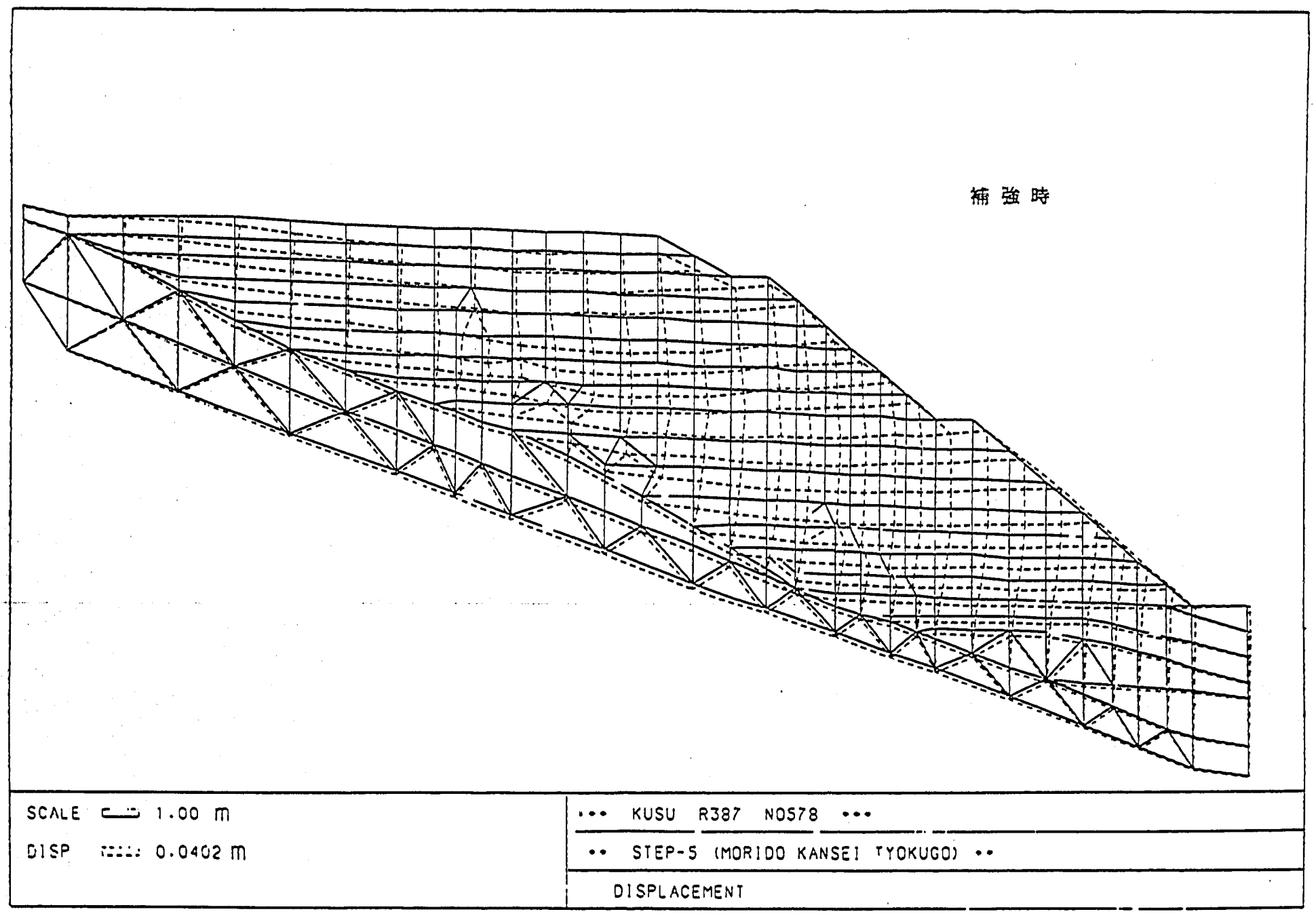
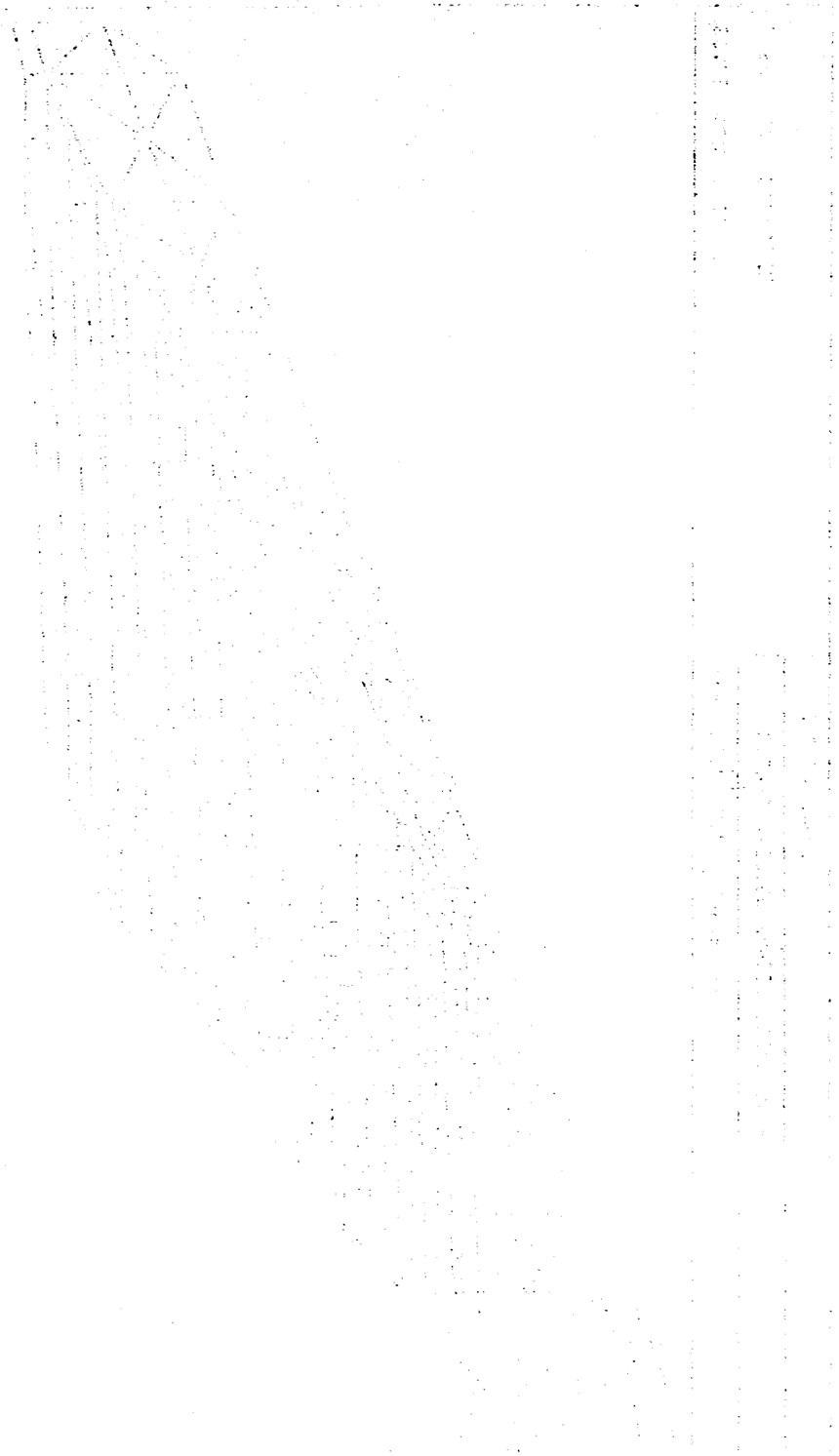
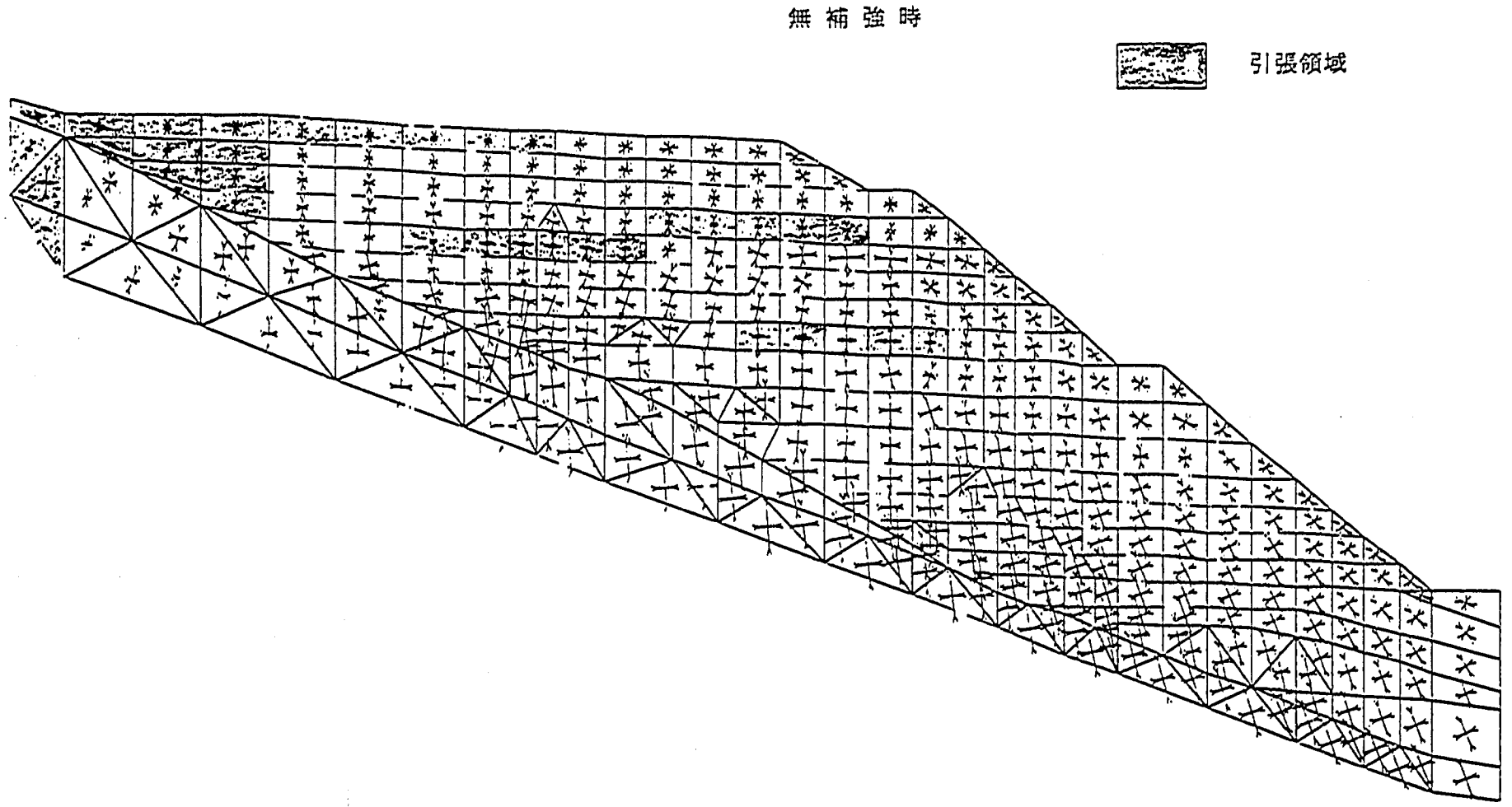


図３－５－38　応力解析による補強効果（変位）





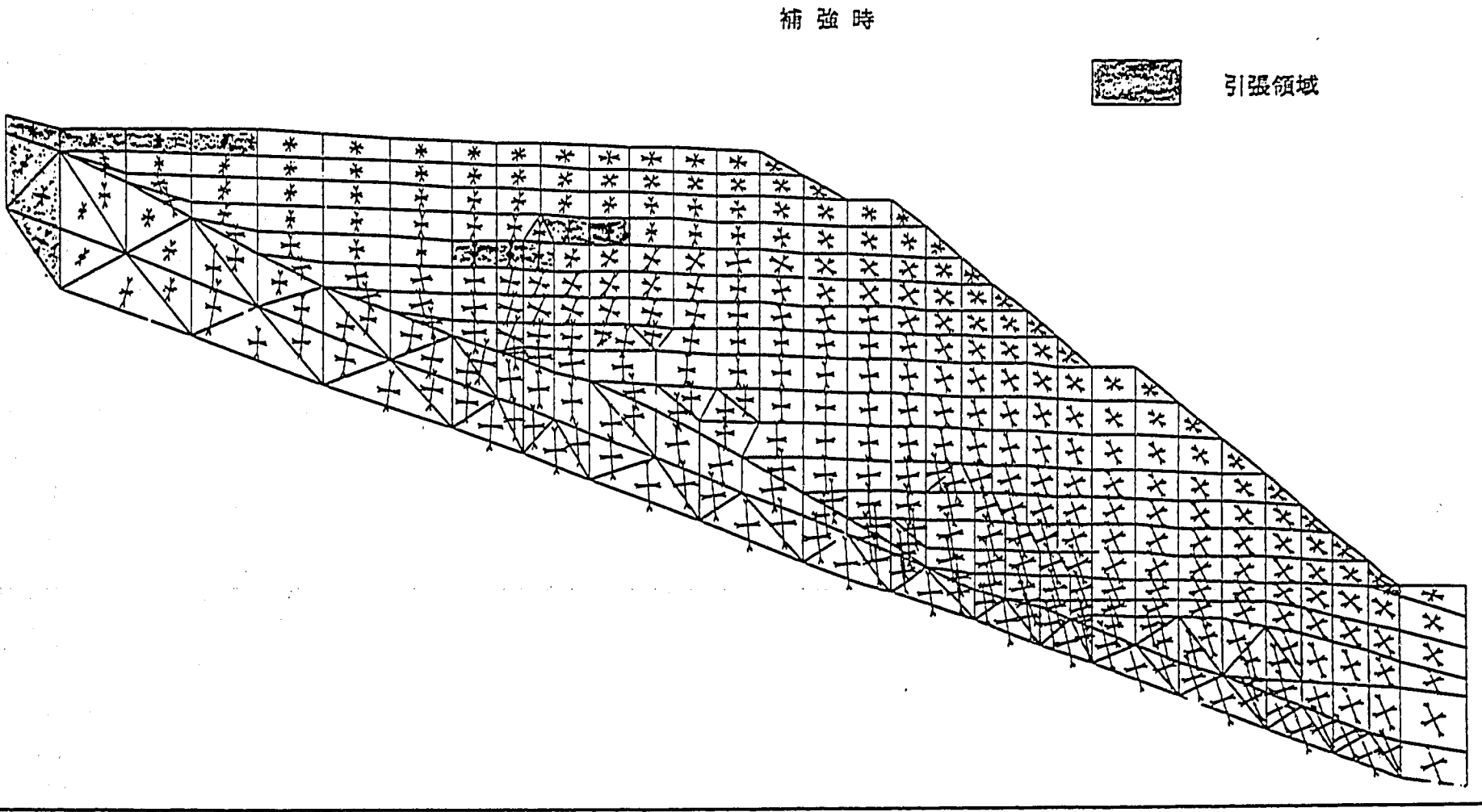
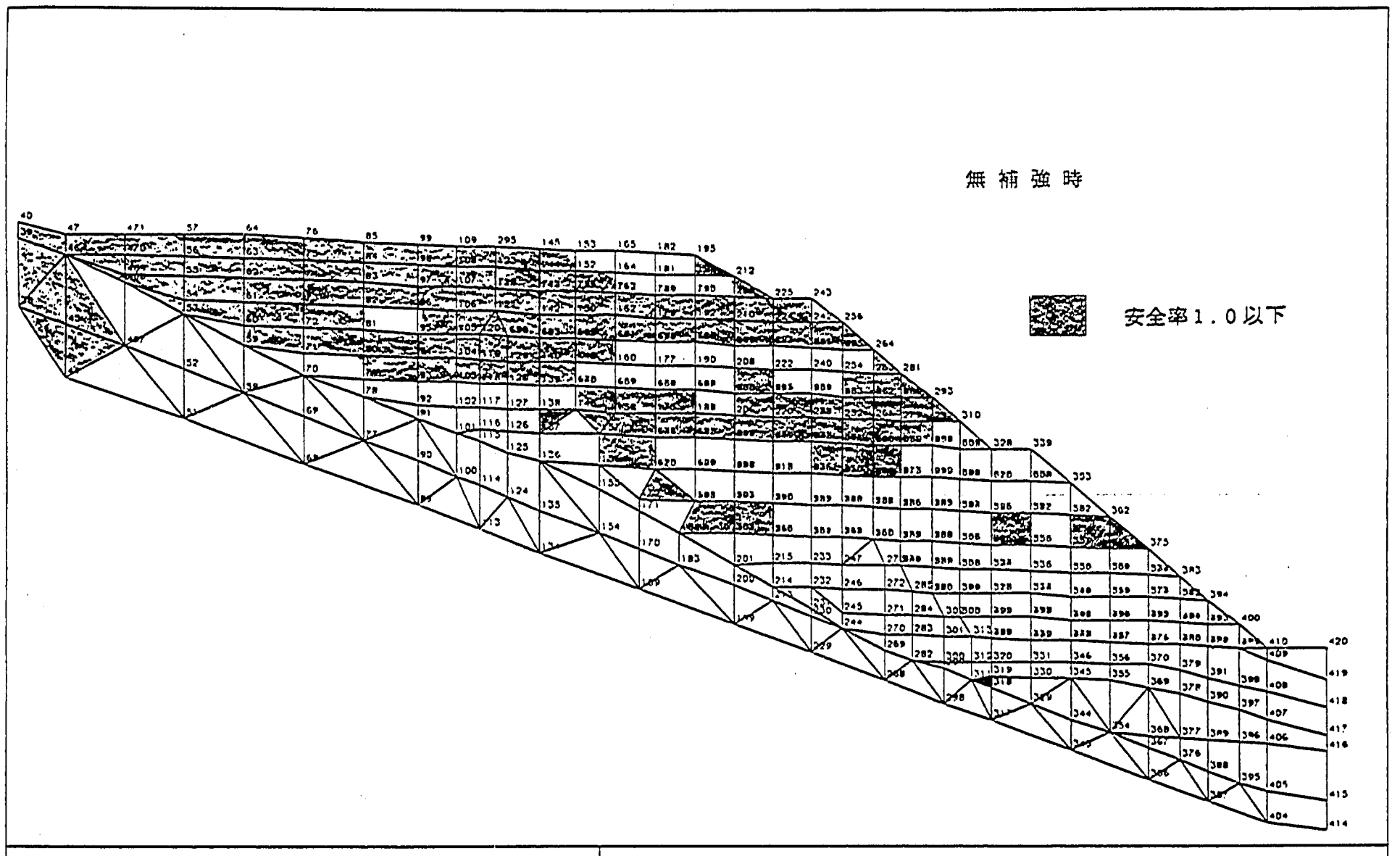


図３－５－39　応力解析による補強効果（応力分布）



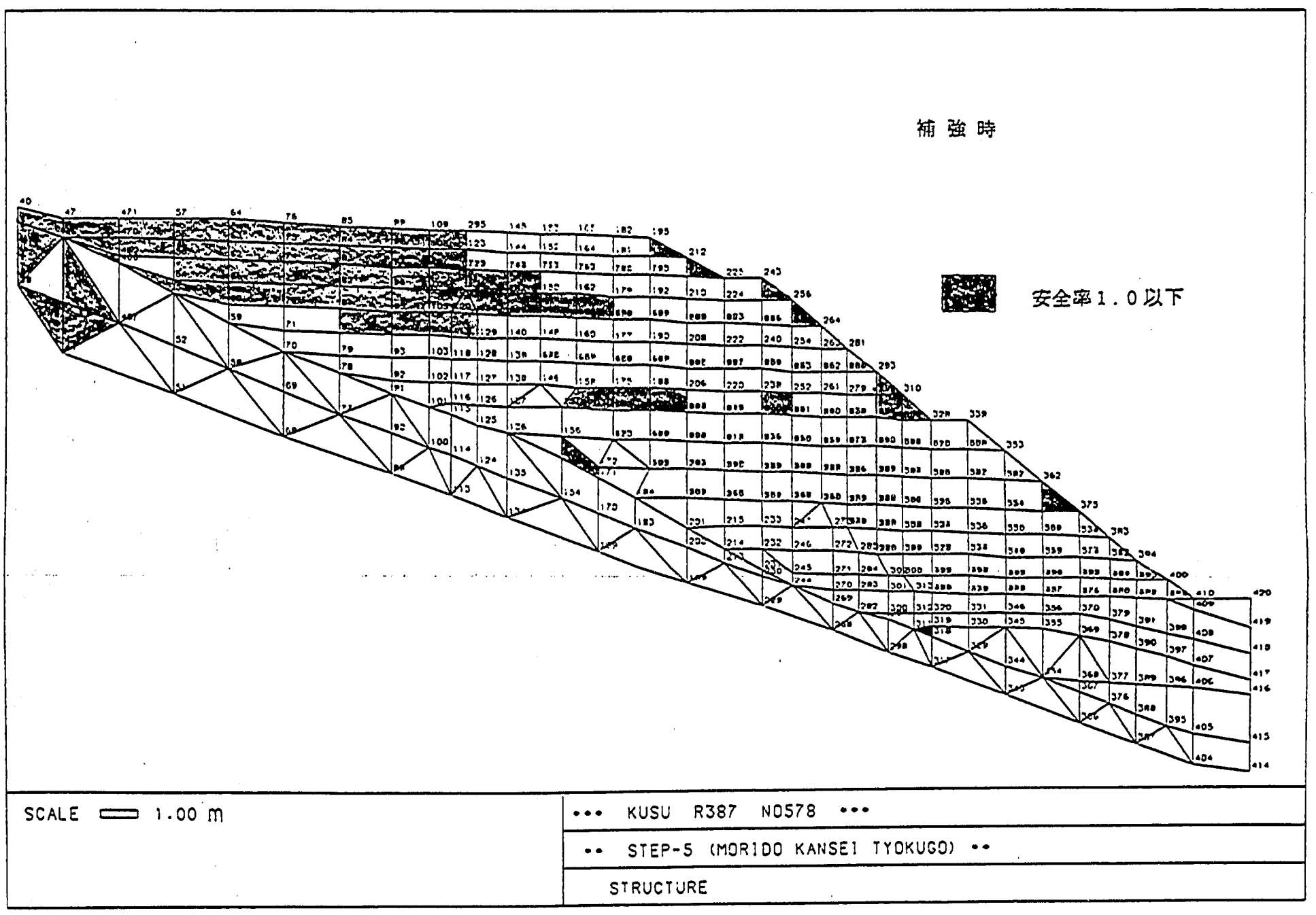
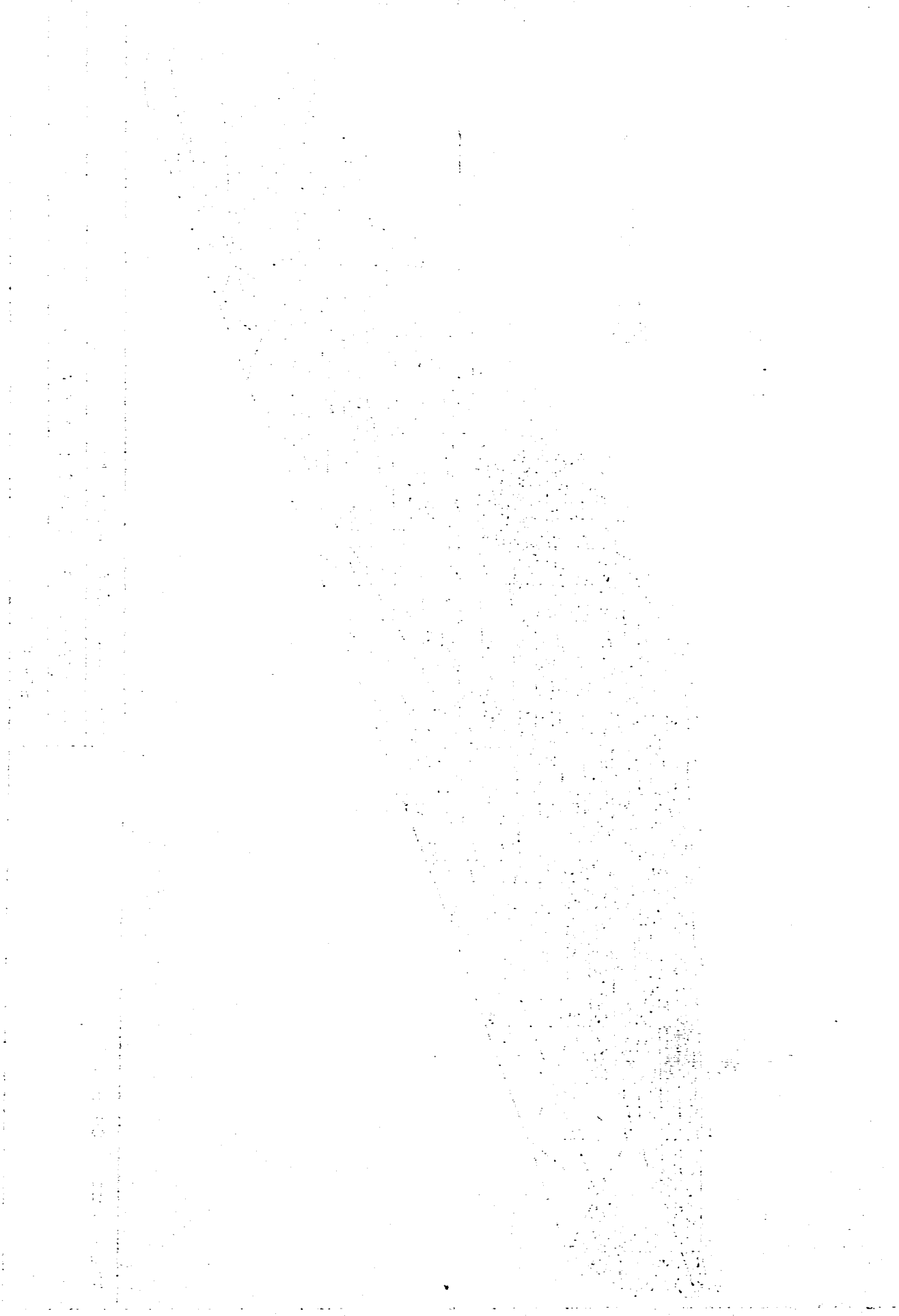


図3－5－40　応力解析による補強効果（安全率）



2）設計法の評価

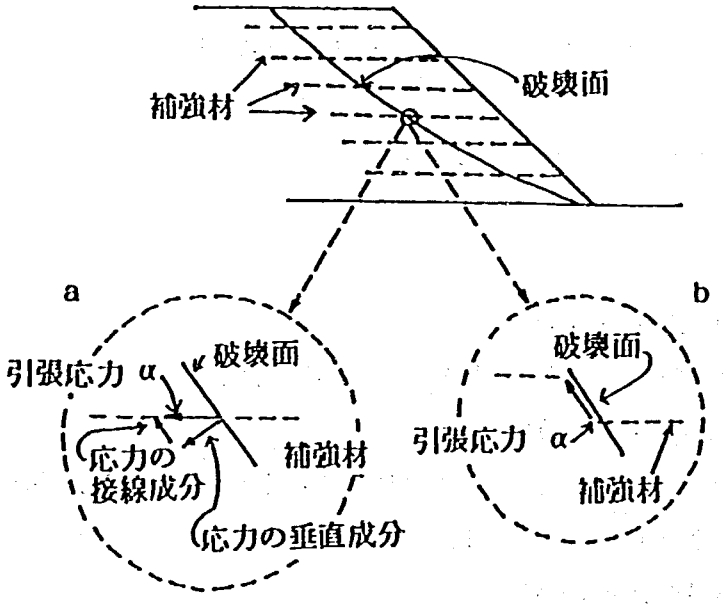
現在，ジオグリッドを使用した場合の設計法は，まだ研究段階で確立されているとはいい難いが主流としては，円弧すべり法とワーキングシートに代表されるやり方の２つの方法に大きく分けられる。

両者の使い分けは，主としてのり勾配が緩いときに円弧すべり法，急勾配のときにワーキングシート法として使用されていることが多く，その境界となるのり勾配は１：1.0程度であることが多い。

したがって，今回のように山岳道路において，降雨浸透による盛土の不安定化を防ぐための補強盛土では，緩い勾配が多いと思われるので円弧すべり法による設計法が適当と思われ，本盛土においても円弧すべり法による設計で，盛土の安定は十分に保たれている結果が観測データからも裏付けられた。

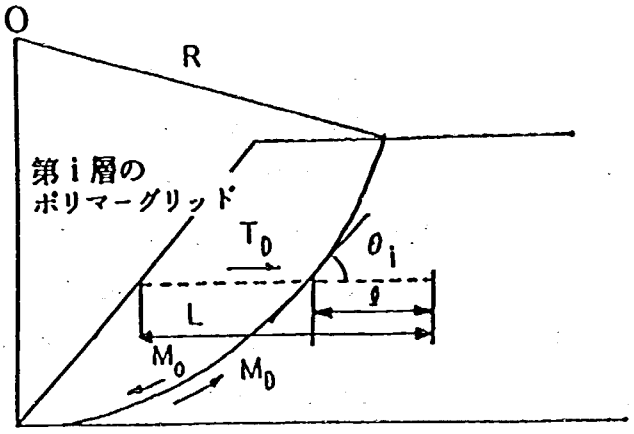
円弧すべり法においても，ジオグリッドによる付加抵抗力を解析にどのように取り込むかによって，いくつかの方法が提案されているが，その代表的な手法を図３－５－42に示す。

aのモデルでは，補強材の引張応力αの破壊面への接線成分が抵抗力になり，bのモデルでは引張応力αがそのまま抵抗力になる考え方である。



(a) 補強材の引張抵抗力が水平で破壊面に対し接線と垂直成分に分解されるケース
(b) 補強材の引張抵抗力が破壊面に接するケース

図３－５－41　極限平衡斜面安定解析での補強材引強抵抗モデル



M_O ：盛土の限界円弧すべり面における自重によるすべりモーメント
M_D ：土のせん断抵抗による抵抗モーメント
R ：すべり半径
T_D ：ポリマーグリッドの許容引張り力
θ_i 第i層のポリマーグリッドがすべり面となす角度
L ：ポリマーグリッドの敷設長
ℓ ：ポリマーグリッドの定着長

図3－5－42 円弧すべり法による解析

安全率を求める計算式は以下のようになる（図3－5－42)。

$$Fs=\frac{M_D+M_r}{M_0}$$

ここで，$M_r=R\cdot\sum_{i=1}^{N}T_D\cdot\cos\theta_i$

＝ジオグリッドによる抵抗モーメントの増加分

N＝ジオグリッドの層数

今回は，図3－5－41のbのモデルに従い，すべり破壊の極限条件では補強材は破壊面に接するとし，

$$M_r=R\cdot N\cdot T_D\ (\cos\theta_i=1)$$

により，ジオグリッドの敷設層数を求めている。

図3－5－41のaのモデルでは，これに比べて1層当たりの引張応力を小さくとるので敷設層数もbのモデルに比べ多くなるが，現在までのデータではbのモデルによる設計で，盛土は安定に保たれていると考えられる。

補強材の敷設効果については現在，種々な機関で検討されており，補強材が単なる引張補強材だけでなく，周囲の土を拘束し，土の強度を増大させる効果もあわせもっているという意見もあり，今後の研究が待たれるところである。

なお，補強材の配置は設計安全率に満たない全ての円弧すべりに対し，十分に補強しているかどうかの検証は必要である。

のり面保護については，勾配が緩い場合には通常の方法でよいと思われるが今回のように１：1.2程度の勾配になると，雨水による浸食に弱くなり，ジオグリッドを巻き込み土のうを使用するなど配慮が必要である。

排水対策については，本解析によって降雨の浸透はのり尻に顕著にあらわれることが判明しており，補強盛土に限らずのり尻付近の排水を促進させることが重要と考えられる。

3.5.6　まとめ

山岳部の片切片盛箇所で，含水比が約10～30%の火山灰質混じり砂を用いて，高さが約10mの盛土の現場試験施工を行ったもので，次のような結果が得られた。

① ジオグリッドによる補強効果は，ジオグリッドに平均0.3%程度のひずみが生じていることからも認められた。

② 補強盛土の設計法は，円弧すべり法を適用してFs≧1.2を確保すれば，盛土の安定が十分保たれることが判明した。

4. まとめ

ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法に関する動態観測調査を実施した結果，各サイトごとに以下のような知見が得られた。

(1) 刈和野バイパス

含水比が70%を超える火山灰質の高含水比粘性土に，主としてスパンボンド不織布の適用を試みたものであるが，次のような結論が得られた。

① ジオテキスタイルを敷設することによって，トラフィカビリティの向上が認められた。ジオテキスタイルに要求される強度は支持力公式が目安となるが，今回の結果では支持力公式から予想される引張力より，ブルドーザ走行時のひずみ測定から得られた引張力の方が大きい値を示した。ただし，施工中に発生する引張力は動的なものであるので，これを考慮にいれて評価する必要がある。

② スパンボンド不織布を敷設した箇所では，コーン貫入試験等の結果から盛土内部の強度増加が認められる。この排水作用は施工中から施工直後において最も認められ，スパンボンド不織布による圧密促進効果を示している。ただし，盛土中で凹状にたわんだ逆勾配の部分に水が溜っているのではないかと思われる現象が認められたので，勾配をつけて敷設するなどの施工上の工夫が必要である。

③ ジオテキスタイルを現場に適用するにあたって，以下の点に注意する必要がある。CBRの向上を目的とする場合は，不織布の排水効果だけでは含水比の低下や密度増加による向上しか期待できないので，土質改良を行う必要がある。次に，ブルドーザ旋回時にはスパンボンド不織布上面で，土がすべりやすくなる傾向があるので施工に際しては注意が必要である。同様に，ネット系ジオテキスタイルとスパンボンド不織布を重ねて敷設する施工方法は，ネット系ジオテキスタイルのインターロッキング効果を阻害するので好ましくない。

(2) 出雲崎バイパス

グリーンタフ地帯で発生した含水比が30～40%の岩片混じり粘土質シルトを用いた盛土に，ジオテキスタイル製排水フィルターとジオネットを適用したもので，次のような結果が得られた。

① 地下水位の変動について排水フィルターを敷設した盛土と無処理の盛土を比較すると，無処理の方が水位の上昇量が大きい。排水フィルターを敷設した断面での盛土内水位が低いことや，のり面付近の水面勾配が緩いことから，排水フィルターの効果が認められた。

② 降雨の浸透に対しては，排水フィルターを敷設すると，サクションの低下および不飽和領域の広がりが遅くなることから，不織布による浸透水の排除効果が顕著に認められた。

③ ジオネットの効果としては，降雨によってジオネットに最大で0.8%程度の伸びひずみが発生している。したがって，ジオグリッドが引張補強材として働いていることがわかる。

(3) 三ツ谷バイパス

愛鷹ロームと呼ばれる自然含水比が約100%の火山灰質粘性土を用いて築造する盛土に，ジオテキスタイルと従来の火山礫を排水層として用いた工法の比較検討を行なったもので，次のような結果が得られた。

① 圧密度（過剰間隙水圧の消散）の進行をみるとスパンボンド不織布は排水材としての機能は十分有していることがわかった。また，不織布の透水性は現場透水試験の結果から室内試験とほぼ同じ透水性が得られ，3年経過したスパンボンド不織布を掘り出して透水試験を行った結果をみても劣化は認められなかった。

② スパンボンド不織布を現場に適用するにあたっては，スパンボンド不織布は厚さが薄いため，勾配の乱れの影響を受けやすく沈下等でスパンボンド不織布が逆勾配となると溜まり水を作ってしまい，排水能力が低下するばかりでなく盛土中央部に一時的に水を集める形となり，盛土の安定上好ましくないので注意する必要がある。

(4) 浜田バイパス

含水比が約20～30％の礫混じり粘性土を用いて築造する高さ約20mの高盛土に，ジオグリッドを適用したもので，次のような結果が得られた。

① ジオグリッドのひずみ量は，どの位置をとっても極めて小さいレベルを保っており，補強ゾーン内は一体として挙動していることが裏付けられた。なお，高盛土のため，補強ゾーン内で圧密が進行している結果が得られている。

② 補強ゾーンの下部に弱層が存在していたため，盛土施工中に補強ゾーン全体の側方変位がクリープ的に進行するという問題点が生じた。したがって，補強ゾーンの外側の弱層等の存在には特に注意する必要がある。

(5) 院内玖珠道路

山岳部の片切片盛箇所で，含水比が約10～30％の火山灰混じり砂を用いて，高さが約10mの盛土の現場試験施工を行ったもので，次のような結果が得られた。

① ジオグリッドによる補強効果は，ジオグリッドに平均0.3％程度のひずみが生じていることからも認められた。

② 補強盛土の設計法は，円弧すべり法を適用して$Fs \geq 1.2$を確保すれば，盛土の安定が十分保たれることが判明した。

以上のような各調査箇所ごとの調査結果を，総合的にまとめると次のようなことがいえる。

① ジオテキスタイルを敷設することによって，トラフィカビリティの向上が認められた。

② 通水能力を有するジオテキスタイルの排水作用によって盛土内部の強度増加が認められ，圧密促進効果を示している。また，盛土内水位を低く抑えること，サクションの低下および飽和領域の広がりを遅くするなどの浸透水の排除効果が顕著に認められた。

③ ネット系ジオテキスタイルの効果としては，観測結果からジオテキスタイル伸びひずみが発生しており，引張補強効果を発揮していることがわかった。

④ 補強盛土の設計法は，円弧すべり法を適用して$Fs \geq 1.2$を確保すれば，盛土の安定が十分保たれることが判明した。

また，ジオテキスタイルを現場に適用するにあたって，以下のような点に注意を要することも明らかになった。

① CBRの向上を目的とする場合は，不織布の排水効果だけでは含水比の低下や密度増加による向上しか期待できないので，土質改良を行う必要がある。

② ブルドーザ旋回時にはスパンボンド不織布上面で，土がすべりやすくなる傾向があるので施工に際して注意が必要である。

③ 沈下等でスパンボンド不織布が逆勾配となると，排水能力が低下するばかりでなく盛土中央部に水を集める形となり，盛土の安定上好ましくないのであらかじめ勾配をつけて敷設するなどの工夫が必要である。

ISSN 0386－5878
土木研究所資料第2913号
1990年12月

ジオテキスタイルを用いた補強盛土の現場動態観測事例（2分冊の2）

－山岳道路盛土の安定性に関する試験調査－

久楽，三木，工藤，小原，土井，平川，宮下，小林，
柳沢，土平，木下，曽根，川端，木下，谷口，宇津志，
永田，伊藤，坂本，西村，森山，畑

要旨　本調査は、ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法の効果を実際の現場で検討することを目的として、建設省の直轄工事でジオテキスタイルを用いた補強盛土が適用された現場の動態観測事例を取りまとめ、検討を加えたものである。

キーワード：ジオテキスタイル、補強盛土、現場動態観測

郵便はがき

切手をはって下さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

機械施工部土質研究室

No. 008

No. 008

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2913号　　部
（２分冊の２）

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印