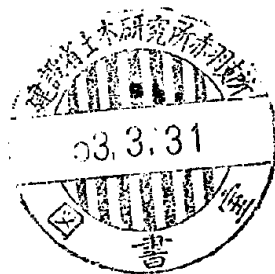


# 土木研究所資料

## 亀の瀬地すべり調査報告書

昭和53年3月



建設省土木研究所  
地すべり研究室  
新潟試験所

## ま え が き

亀の瀬地すべりは大和川が奈良盆地から大阪平野に出ようとする咽喉に当り、治水上のみならず交通上の要点になっている。この地すべりは昭和6年の峠ブロック、昭和42年の清水谷ブロックと2度におよぶ大規模な活動を起し、大きな社会問題となった。

建設省近畿地方建設局大和工事事務所ではこの地すべりの対策に日夜努力し、多大の効果をあげている。

しかし亀の瀬地すべりは日本でも有数の大地すべりであるため、調査、対策工事を実施する上で種々の問題点が生じた。

そこで建設省土木研究所は大和工事事務所の依頼により昭和47年度よりこの地すべりのいろいろな問題について検討してきた。それらを取りまとめてみると、

- (1) 地すべり面のせん断強度を決定するために必要な調査、試験
- (2) 地すべり斜面の安定解析方法
- (3) 地すべり対策工の問題

以上の3点に要約できると思う。

本報告書は昭和47年度より昭和53年度に亘って実施した上記の問題点の検討結果である。

なお、本文をまとめるに当って大和工事事務所ならびに近畿地建河川計画課の皆さまにいろいろ御世話になったことを心からお礼申し上げます。

昭和53年3月

地すべり研究室  
新 潟 試 験 所

# 目 次

1. すべり面の土質力学的特性 .....	1
1-1 原位置セン断試験 .....	1
1-1-1 原位置セン断試験の位置 .....	1
1-1-2 供試体の作成 .....	3
1-1-3 原位置セン断試験の結果 .....	3
1-2 室内土質試験 .....	8
1-2-1 昭和47年度土質試験(清水谷地区) .....	8
1-2-2 昭和49年度土質試験(峠地区) .....	9
1-2-3 昭和50年度土質試験(峠地区) .....	15
1-2-4 昭和51年度土質試験(清水谷, 西谷ブロック) .....	15
1-3 逆算法によるすべり面強度の推定 .....	26
1-4 結 論 .....	28
2. 斜面の安定計算 .....	31
2-1 安定解析式の検討 .....	31
2-1-1 Morgenstern and Price 法 .....	31
2-1-2 種々の安定解析式による計算結果 .....	37
2-2 有限要素法による検討 .....	40
2-2-1 単純斜面による検討 .....	40
2-2-2 49-1-1断面の検討 .....	44
3. 地すべり対策工 .....	49
3-1 排土工の検討 .....	49
3-1-1 解析的検討 .....	49
3-1-2 大型地すべり発生装置による実験 .....	52
3-2 クイの設計法 .....	56
3-2-1 室内におけるクイの実験 .....	56
3-2-2 理論的解析 .....	60
3-3 スチールバー打込み工法 .....	65
付録1 クサビグイ解析電算プログラム .....	69
付録2 補強グイ解析電算プログラム .....	77

# 1. すべり面の土質力学的特性

亀の瀬地すべりを発生させる大きな要因の一つと考えられるすべり面粘土および地すべり地の土質特性を調べるために、清水谷、峠、両ブロックにおいて、物理試験、原位置一面セン断試験、室内力学試験等を行なったが、それらについて以下述べることにする。

## 1-1 原位置セン断試験

亀の瀬地すべりは、すべり範囲が広範でかつ大規模であり、対策工事も大規模になるため、これを実際に行なうには地すべりの綿密な安定解析の精度を高めるために、すべり面粘土、およびすべり土塊の土質強度特性を把握する必要がある。そこでこれまで、施工されてきた排水トンネル網の数ヶ所ですべり面もしくはかつての地盤変動があったと考えられる地層の変化点や亀裂に薄い粘土層の存在が知られているので、これらの粘土を追跡し原位置における大型一面セン断試験を実施することにした。

### 1-1-1 原位置セン断試験の位置

亀の瀬地すべり地において、清水谷ブロックで3試験（昭和47年度、その1試験坑A、昭和47年度、その1試験坑B、昭和47年度、その2試験坑）であり峠ブロックでは2試験（昭和49年度試験坑、昭和50年度試験坑）が実施され、それらの位置を、図-1.1に示した。

図-1.2に亀の瀬地区の模式的な地質断面図を示したが、昭和47年度、昭和49年度、昭和50年度の試験坑内におけるすべり面付近の地質状況を比較すると、表-1.1のようになる。すなわち清水谷ブロックのすべり面が旧期ドロコロ溶岩の下の含花崗岩礫凝灰質礫層中に存在するのに対し、峠ブロックのすべり面は新期ドロコロ溶岩と旧期ドロコロ溶岩の間の含花崗岩礫凝灰質礫層に存在することである。

表-1.1 剪断試験すべり面付近の状況一覧表

	昭和47年度剪断試験			昭和49年度剪断試験	昭和50年度剪断試験	
	5号排水隧道 試験坑A	5号排水隧道 試験坑B	2号排水隧道 試験坑	5号排水隧道試験坑	5号排水隧道試験坑	
地すべり ブロック名	清水谷地すべり			峠地すべり		
すべり面の 位置	旧期ドロコロ溶岩の下の含花崗岩礫凝灰質礫層中に存在する。 含花崗岩礫凝灰質角礫層中に挟まれる凝灰質砂岩、粘土質凝灰岩の薄層の層理面にそって顕著なすべり面が見られる。			新期ドロコロ溶岩の下の含花崗岩礫凝灰質礫層中に存在する。 淡黄色～黄灰色風化安山岩と含花崗岩礫凝灰質礫層の境および含花崗岩礫凝灰質礫層中の層理面ぞいに見られる。		
顕著なすべり面の方向	NS 10°~25°E N20°W 10°~25°E	N50°W 10°E N80°E 18°E	N10°W 5°~20°E	N 5°E 15°~30°E N 45°W 60°~80°W N 75°W 60°W	N30°~50°E 30°~50°S N70°~90°E 30°~50°S N80°~90°W 10°~30°S	
すべり面の含水状況				24.5%~26.8%	40.6%~54.6%	41.1%~63.7%
すべり面の粘土鉱物				モンモリロナイト存在 (量的に少ない?)	モンモリロナイト存在	モンモリロナイト存在
土かぶり厚	63m	73m	42m	22m	20m	

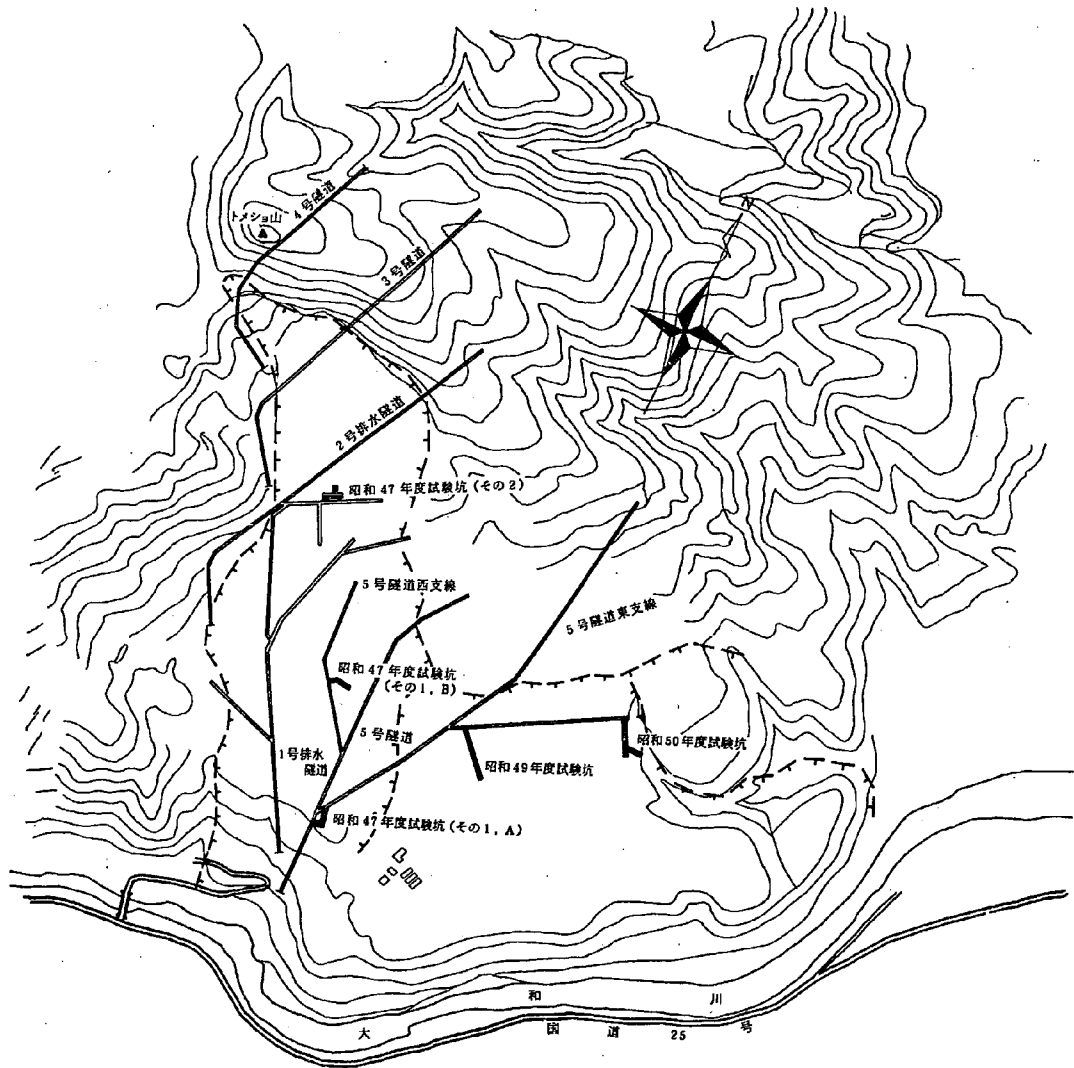


図-1.1 調査位置図

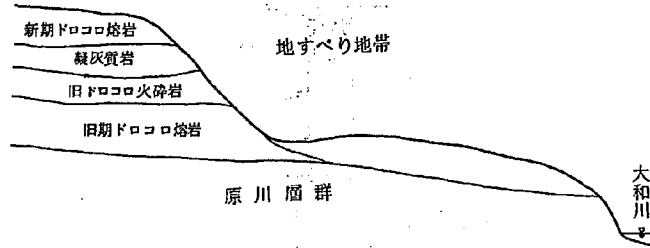


図 - 1.2 模式断面図

### 1-1-2 供試体の作成

すべり面あるいはその近辺において、横坑掘削時で縦横 1.2 m 厚さ 0.6 m の大きさに荒けずりし、掘削完了後縦横 0.7 m、厚さ 0.3 m の試験ブロックになるように仕上げた。

供試体は、補強とセン断を一面に規制するため図 - 1.3 A に示すように周囲をコンクリートでキャッピングを施して固めた後、隧道天盤の反力支持コンクリートの間にジャッキによって上載荷重を加えてセン断した。

ところでキャッピング用に用いたコンクリートの配合はセメント  $364 \text{ kg/m}^3$ 、細骨材  $727 \text{ kg/cm}^2$ 、粗骨材  $1125 \text{ kg/m}^3$ 、水セメント比 47%、粗骨材最大寸法 25 mm、スランプ 8 cm である。

試験方法供試体は各試験地点でそれぞれ 3 個で、上載荷重は  $1 \text{ kg/cm}^2$  から  $1.8 \text{ kg/cm}^2$ 、の間の 3 段階で、 $0.15 \sim 0.2 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$  の速度で所定の値まで上げて継続させ、供試体の垂直方向変位が安定した段階でセン断力を加える。しかしこの場合平板ジャッキが使用できなくて通常のジャッキに載荷板をつけ、天盤に球座をはさむ方法で実験したので、セン断変位の進行につれて、荷重方向のずれが若干生じたことが考えられる。

セン断荷重は応力制御方式により、始め 2 分で、 $0.15 \text{ kg/cm}^2$  の荷重を加え、3 分間その状態に保った後、次の 2 分で  $0.15 \text{ kg/cm}^2$  を増加させた。5 分で 1 サイクルの荷重載荷方式をとった。

供試体の変位測定点はダイヤルゲージにより、その回転、不等沈下が観測されるように上表面に 3 点、セン断方向側面に 5 点、これに直角方向に 1 点を設けた。

### 1-1-3 原位置セン断試験の結果

昭和 47 年度に実施された第 5 号排水隧道で 2 点、第 2 号排水隧道で 1 点の試験が行なわれた。試験された 3 ケ所のすべり面と考えられる地層は上部安山岩と凝灰質礫岩の境界付近であったが、試験坑の掘削地点のずれや、明らかなすべり面がみられる地点での勾配の不適さなどから試験地点は期待した地層のやや下部で、凝灰質礫岩のスリッケンサイドを持った破碎部が選定されたの

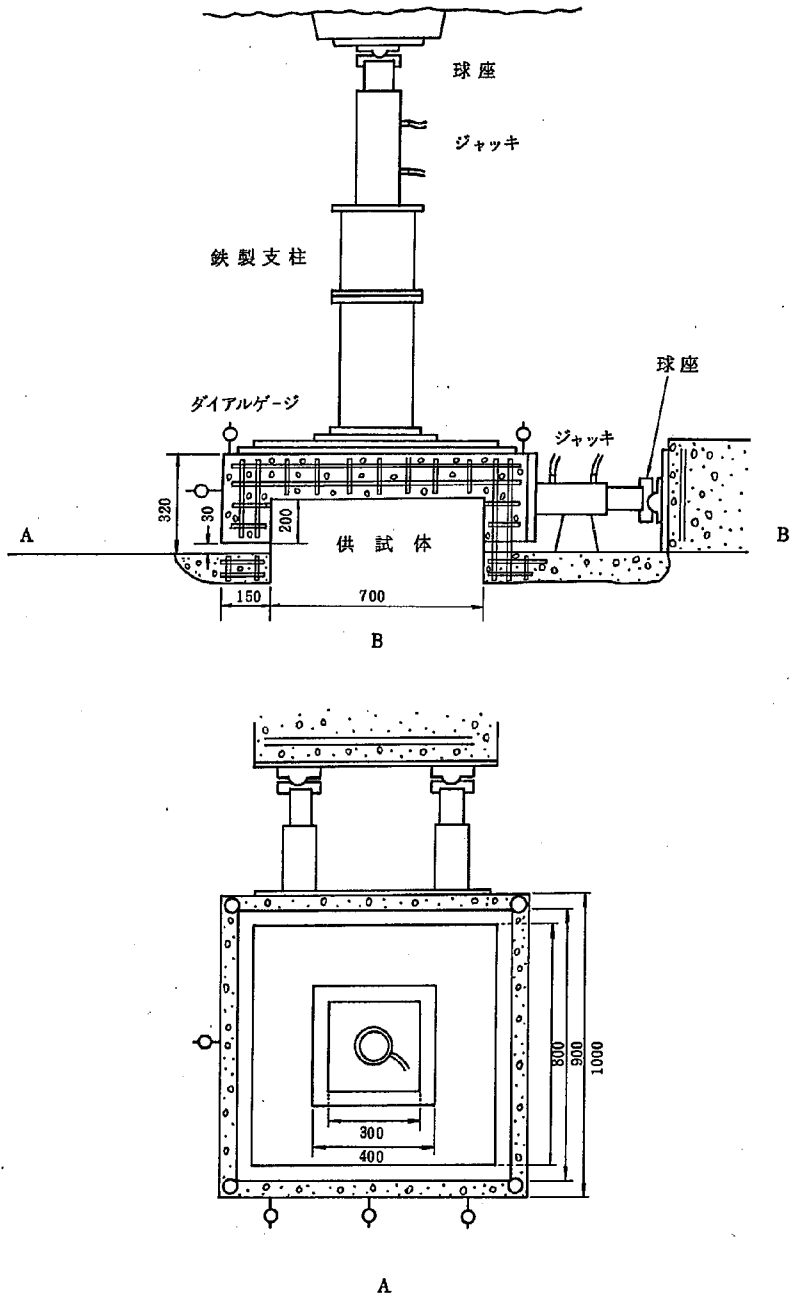


図-1.3 ピストン、ジャッキ設置見取図

で、目的とした地層と強度とは若干差異がでたり、また一面のきれいなすべり面の試験とならず、セン断面は亀裂の優劣にとまなう複雑なものとなった。

また峠地区では、5号排水隧道の2支線で、2点が行なわれた。

昭和49年度に実施された原位置セン断付近の地質概念図を図-1.4に示した。赤色変質安山岩と破碎安山岩の間にすべり面は厚さ約2m前後で幅広く挟在する含花崗岩礫凝灰角礫岩中に見られた。含花崗岩礫凝灰岩は赤紫色～茶色または青灰色を呈する凝灰岩質の基岩中に、径5mm～300mm大の風化したマサ状になった花崗岩礫や、赤色や暗灰色の安山岩礫を含むものである。含花崗岩礫凝灰角礫岩は水を含みやすく、水を含むと極端に弱くなった。

含花崗岩礫凝灰岩質礫岩の上位には破碎安山岩が存在し、割れ目の中には“みそ状粘土”とよばれる茶褐色～黄灰色ないしは青灰色の極軟粘土を伴っている。

また昭和50年度に実施されたセン断試験を行なった地点でのすべり面付近の地質は昭和49年度のものと同様であった。

試験結果の一例をあげると図-1.5のようになる。この図からは試料のはっきりとした破断点がわからないので水平変位を対数値としたグラフに書くと3つの変曲点があらわれ、水平変位の大きさに従ってセン断荷重も大きくなっている。

いずれを破壊荷重とするかについては問題があり、特に第1変曲点では供試体を試験装置との間のセット誤差とみられ、第2変曲点は弾性限界点を示しているとすれば最もセン断荷重の大きい第3変曲点が破壊荷重となって求めるすべり面強度を示していると考えられる。

表-1.2はこれらの変曲点におけるセン断力をまとめたものであり、各変曲点における垂直応力とセン断応力関係は図-1.6、図-1.7のようになる。

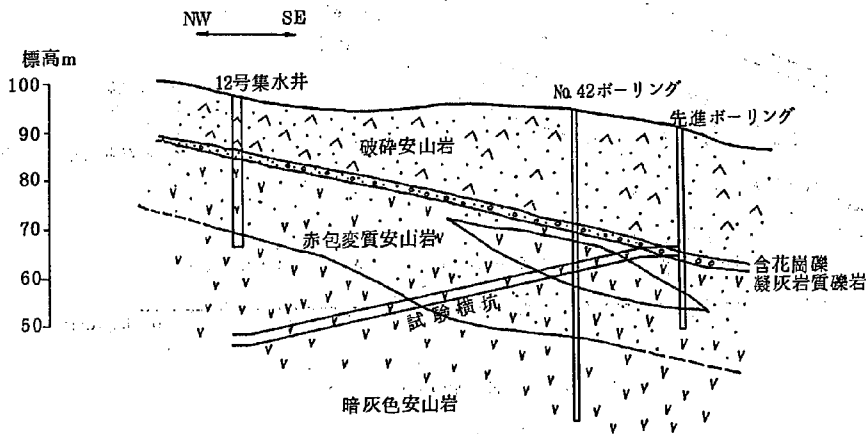


図-1.4 試験横坑付近の地質概念図



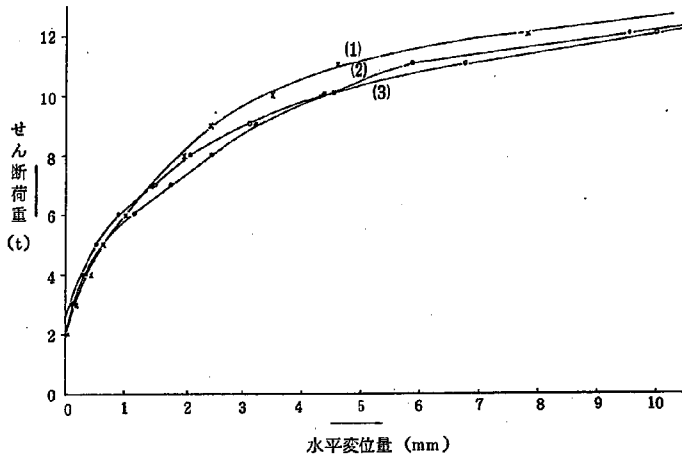


図-1.5 せん断荷重-水平変位量図 (A-2-(1), (2), (3))

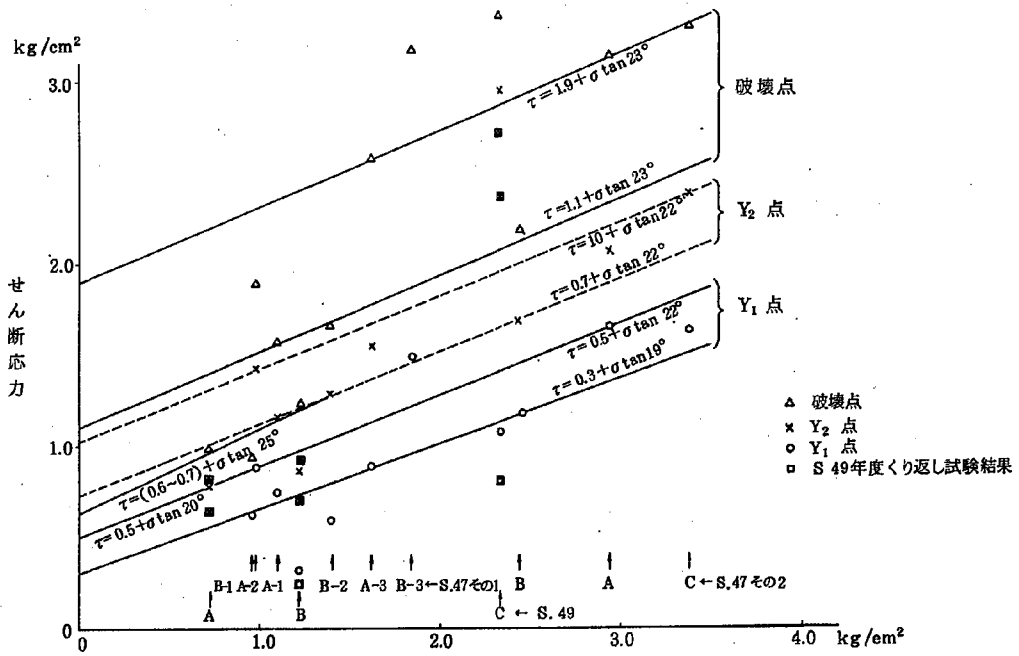


図-1.6  $\tau - \sigma$  図 (昭和 47 ~ 49 年度)

表 - 1.2 試験結果一覧表

年度	供試体	せん断積 (cm <sup>2</sup> )	初期値		Y <sub>1</sub>		Y <sub>2</sub>		Y <sub>3</sub>		破壊点	
			垂直荷重 (kg)	垂直応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	せん断荷重 (kg)	せん断応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	せん断荷重 (kg)	せん断応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	せん断荷重 (kg)	せん断応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	せん断荷重 (kg)	せん断応力 (kg/cm <sup>2</sup> )
昭和 47 年度 その 1	A-1	7,350	8,000	1.09	5,700	0.77	8,600	1.17	/	/	11,500	1.57
	A-2	6,100	6,000	0.98	5,500	0.90	8,800	1.44	/	/	11,600	1.90
	A-3	6,200	10,000	1.62	5,600	0.91	9,600	1.55	/	/	16,100	2.59
	B-1	6,250	6,000	0.96	4,000	0.64	/	/	/	/	6,000	0.96
	B-2	6,550	9,000	1.38	3,900	0.60	8,500	1.30	/	/	11,000	1.68
	B-3	6,600	12,000	1.84	9,900	1.50	/	/	/	/	21,000	3.18
昭和 47 年度 その2	A	5,500	16,200	2.94	9,200	1.67	11,400	2.07	/	/	17,300	3.15
	B	5,100	12,500	2.44	6,100	1.20	8,700	1.70	/	/	11,200	2.20
	C	5,500	18,600	3.38	9,100	1.65	13,200	2.40	/	/	18,200	3.32
昭和 49 年度	A	6,140	4,400	0.72	/	/	4,900	0.80	/	/	6,000	0.98
	Aのくり返し				/	/	4,000	0.65	/	/	5,000	0.81
	B	5,880	7,200	1.22	1,900	0.32	5,200	0.88	/	/	7,350	1.25
	Bのくり返し				1,500	0.26	4,200	0.71	/	/	5,400	0.92
	C	4,930	11,000	2.23	5,400	1.10	14,400	2.92	/	/	16,800	3.41
	Cのくり返し				4,100	0.83	11,800	2.39	/	/	13,500	2.74
昭和 50 年度	No. 1	5,100	8,900	1.74	7,000	1.37	20,000	3.92	29,600	5.80	31,000	6.08
	No. 2	5,600	3,900	0.70	6,000	1.07	12,700	2.27	22,000	3.93	24,000	4.28
	No. 3	5,400	6,500	1.20	6,000	1.11	13,000	2.41	25,000	4.63	27,000	5.00
	No. 3 残留応力										20,000	3.70
	No. 4	5,100	2,900	0.57	/	/	2,000	0.39	4,000	0.78	7,000	1.37
	No. 4 残留応力				6,000	1.17						

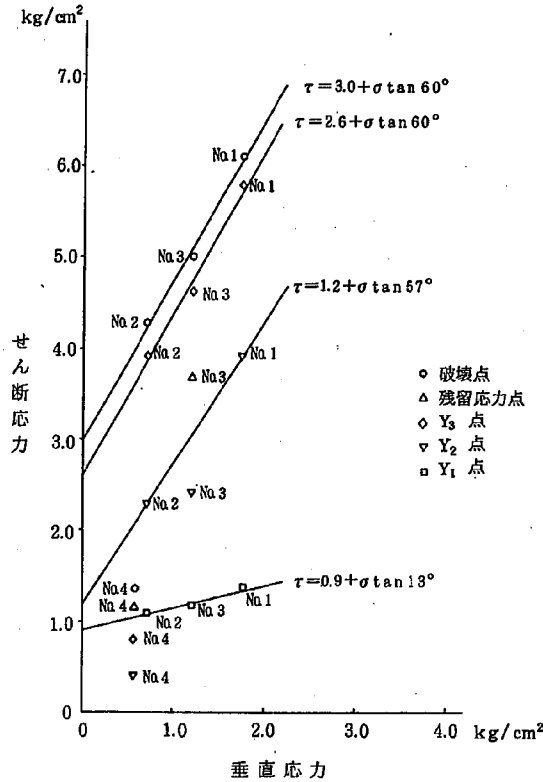


図-1.7  $\tau - \sigma$  図 (昭和50年度)

## 1-2 室内土質試験

室内土質試験は昭和47年度、49年度、50年度、51年度、52年度に行なわれており、いずれもすべり面およびすべり土塊、基盤岩の土質特性を明らかにするために実施されたが、年度ごとに異なったサンプルや試験箇所であるため、各年度ごとに試験内容を述べることにする。

### 1-2-1 昭和47年度土質試験 (清水谷地区)

排水トンネル掘進中に見出されている地層の変化点すなわちすべり面位置と考えられている上部安山岩層と凝灰質角礫岩層の境界は第5号隧道東支線の支点、西支線90m、および第2号隧道東支線58.5mの各点でそれぞれ上下層の境界線を追って試験坑を掘削して室内試験用の不攪乱ブロックサンプルを採取した。

このブロックサンプル試料により三軸圧縮試験、一軸圧縮試験、一面せん断試験を行なった。試料は一辺30cm、高さ20cmのブロックに切出されたもので、試験供試体に応じて成形したものである。

なお、試験結果は、以下のごとくである。

すべり面粘土の真比重は 2.71, 液性限界 87.3%, 塑性限界 43.1%, 現場含水比 48.1% が測定された。

一面セン断試験 (標準試験) によると粘着力  $C = 0.51 \text{ kg/cm}^2$ , 内部マサツ角  $20^\circ 50'$  が得られた。

また一軸圧縮試験による粘着力は  $C = \frac{q_u}{2} = 0.6 \text{ kg/cm}^2$ , 三軸試験では UU 試験によると  $C = 0.55 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi = 5^\circ 43'$  が求められた。

### 1-2-2 昭和 49 年度土質試験 (峠地区)

昭和 49 年度掘削の排水隧道内で, 原位置セン断試験の実施された左, 右, 奥壁の 3ヶ所より採取された試料について物理試験と力学試験を行ない, 地すべり粘土の土質特性を調べた。表-1.3 に試験内容の一覧表を示す。また試料の採取位置およびすべり面付近の地質状況の詳細図を図-1.8 に示す。

一軸圧縮試験はトンネル坑内左右奥側壁及びセン断面 (土塊) より採取された不攪乱試料について行なった。

表-1.3 試験内容一覧表

試料番号		試料採取数 (T・W及び土塊)	物理試験				力学試験	
			比重	粒度	液性	塑性	一軸	一セン断
右側壁	No. A	5	-	-	-	-	2	-
	No. A・B	3	-	-	-	-	3	-
	No. B	2	-	-	-	-	2	-
左側壁	No. A	3	-	-	-	-	-	-
	No. A・B	4	-	-	-	-	2	-
	No. B・C	1	-	-	-	-	-	-
	No. C	1	-	-	-	-	1	-
奥側壁	No. A	3	-	-	-	-	-	-
セン断面 (土塊とT・W)	土塊 A	2	-	-	-	-	1	-
	No. A	1	-	-	-	-	-	-
	土塊 B	4	-	-	-	-	3	-
	No. B-下	1	-	-	-	-	-	-
攪乱試料	右(粘土)	-	1	1	1	1	-	1
	左(砂質土)	-	1	1	1	1	-	1
	奥	-	1	1	1	1	-	-
合計		30	3	3	3	3	14	2

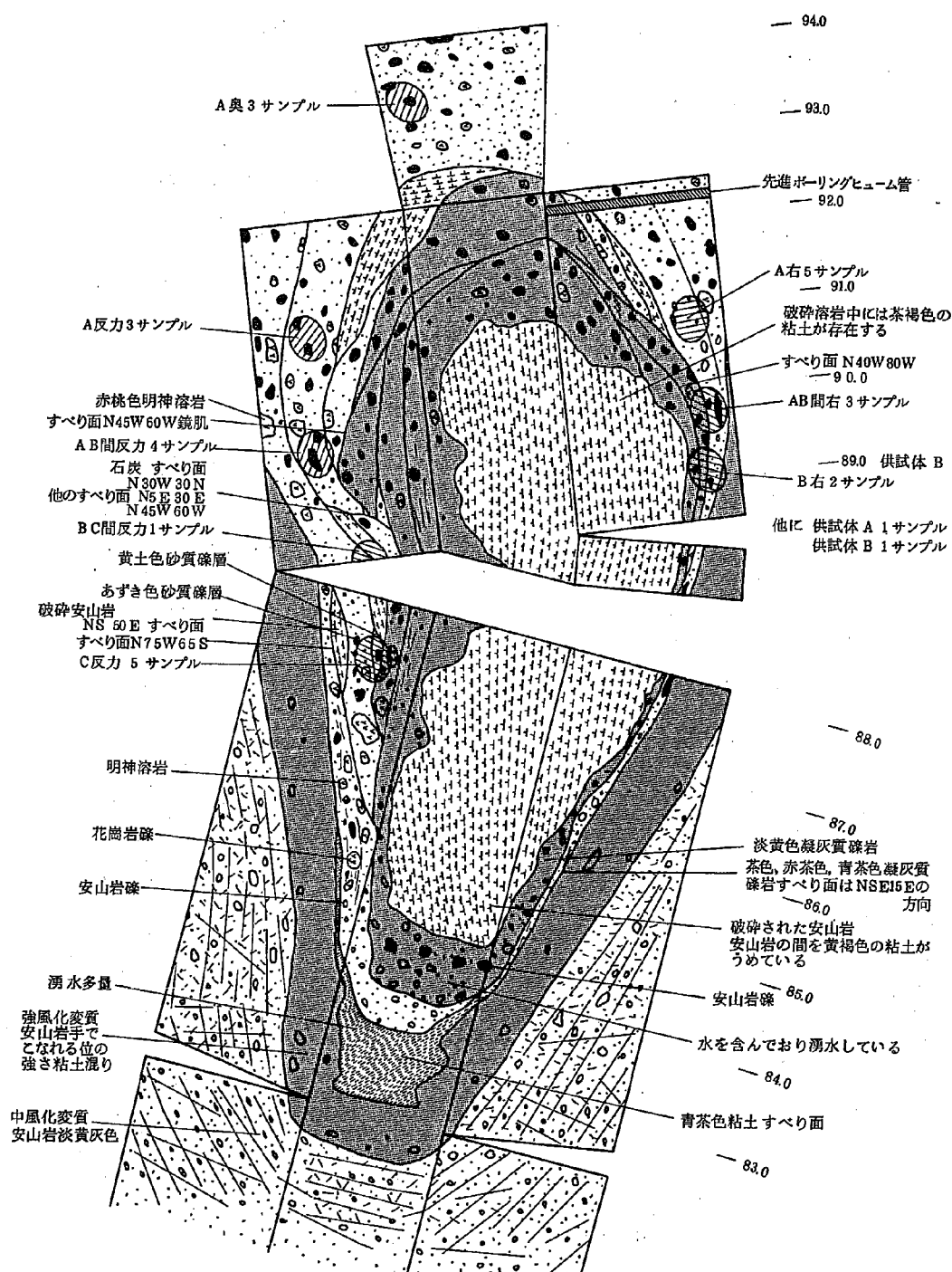


図 - 1.8 試験試料採取位置図

供試体寸法は、試料高さが直径の2倍以上とした。

一面セン断試験はトンネル坑内の右及び左側壁の攪乱試料（一軸圧縮試験後）の2試料について行ない、試料は潤湿土のまま礫分を取り除いて2 mmフルイ通過分を用いた。

供試体作成は含水比を昭和49年度実施された、原位置セン断試験供試体AとBで測定された現場含水比の範囲内に試料調整した。又単体は不攪乱試料右側壁A、Bと、左側壁A、Bとについて行なった一軸圧縮試験結果より求められた、最小値と最大値の範囲内に入るよう試料調整を行なった。

供試体寸法は、 $\phi = 6.0 \text{ cm}$ 、 $h = 2.0 \text{ cm}$ とし、上述において調整した試料を3層に分けて、補助リング（トリミングリング）に手で押し込んで供試体を成形した。

セン断過程は、1試料につきセン断速度1.0、0.1、0.01 mm/minの3種類と垂直荷重 $\sigma = 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 \text{ kg/cm}^2$ の4点行なった。供試体は圧密させ、圧密時間については圧密速度が1/100 mm/min以下となったのちやめて、急速及び緩速試験を開始した。

セン断応力はピーク時の値を取り、ピーク時の値が明瞭に現われない時は、水平変位8 mmまで観測し、その時のセン断応力をピーク時の値とみなした。

試験結果は表-1.4の土質試験結果一覧表に示す通りである。以下試験結果について述べる。

物理試験は比重・粒度・液性・塑性限界試験について行なった。地すべり粘土では比重(GS) 2.77~2.83, 液性限界(WL) 90.6~99.7(%), 塑性限界(WP) 44.2~51.9(%), 粒度試験は礫分43.0~70.0(%), 砂分23.0~26.0(%), シルト分4.0~20.0(%), 粘土分3.0~11.0(%)の値を示す。

比重は昭和49年度実施された原位置セン断断面供試体A・B・Cよりも値が高くなっている。これは左・右・奥側壁より採取した地すべり粘土中に、花崗岩構成鉱物の雲母類（白雲母・黒雲母）が多かったためと思われる。

液性限界・塑性限界は左・右及び奥側壁の順に低い値を示しているが、全体的に見ると大きい変化は見られない。

粒度組成は、右、左及び奥側壁の順に礫分が43.0, 63.0, 70.0(%)と多くなり、シルト・粘土分は右・左及び奥側壁の順に31.0, 15.0, 7.0(%)と少ない傾向を示す。

全体的に礫分が非常に多い地すべり粘土である。

以上の結果より地すべり粘土の土質分類上では粒度の面から見て、右及び左側壁は「礫質土」{GF}、奥側壁は「細粒分まじり礫」{G-F}、コンシステンシーの面から見て右及び奥側壁は「粘土」{C'H}、左側壁は「火山灰性粘性土」{VH<sub>2</sub>}と判別される。

力学試験は一軸圧縮試験と一面セン断試験について行なった。一軸圧縮試料は亀裂や礫岩が混入の為に、奥側壁については試験できなかった。

表-1.5に一軸圧縮試験結果一覧表を示す。

右側壁及び左側壁試料で一軸圧縮強さ( $q_u$ )の値がバラついているのは、試料採取時の乱れと

表-1.4 土質試験結果一覧表

		土質試験結果一覧表 (基礎地盤用)			報告用紙	
調査名・調査地点		亀の瀬 試料土質試験			整理担当者	
試料番号		右	左	奥		
深 さ m		~	~	~	~	~
粒 度 特 性	レキ分 (2000 $\mu$ 以上) %	43.0	63.0	70.0		
	砂分 (74~2000 $\mu$ ) %	26.0	22.0	23.0		
	シルト分 (5~74 $\mu$ ) %	20.0	8.0	4.0		
	粘土分 (2 $\mu$ 以下) %	(2%)	(2%)	(1%)		
	最大粒径 mm	19.1	19.1	38.1		
	均等係数 $U_c$	860.5	558.3	76.1		
	曲率係数 $U_c'$	0.2	2.9	1.1		
特 性 性	液性限界 $w_L$ %	95.8	99.7	90.6		
	塑性限界 $w_p$ %	49.1	51.9	44.2		
	塑性指数 $I_p$	46.7	47.8	46.4		
分 類	塑性図による分類	粘 土	火山灰質粘性土	粘 土		
		C' H	VH <sub>2</sub>	C' H		
土粒子の比重 $G_s$		2.77	2.80	2.83		
自 然 状 態	含水比 $w$ %					
	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ g/cm <sup>3</sup>					
	間ゲキ比 $e$					
	飽和度 $S_r$ %					
力 学 特 性	一試 軸 圧 縮 験	一軸圧縮強さ $q_0$ kg/cm <sup>2</sup>				
		変形係数 $E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>				
		鋭敏比 $S_r$				
一試 軸 圧 縮 験	※試験の条件					
	粘着力 $c$ kg/cm <sup>2</sup>					
	せん断抵抗角 $\phi$ 度					
三試 軸 圧 縮 験	※試験の条件					
	粘着力 $c$ kg/cm <sup>2</sup>					
	せん断抵抗角 $\phi$ 度					
圧 密 試 験	圧密降伏応力 $P_c$ kg/cm <sup>2</sup>					
	圧縮指数 $C_c$					

備考

※ 非圧密非排水試験:UU, 圧密非排水試験:CU, 圧密排水試験:CD, (間ゲキ水圧を測定した場合は記号の上の一を附す)

不許複製 1-1

社団法人 土質工学会

表-1.5 一軸圧縮試験結果一覧表

No.	一軸圧縮強さ $q_u$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	破壊時のヒズミ $\epsilon$ (%)
右側壁	0.295 ~ 0.735	1.97 ~ 5.34
左側壁	0.452 ~ 1.442	1.96 ~ 3.50
土塊 (セン断面)	A	1.213
	B	6.241 ~ 1.4835

試料の不均一性によるものと思われる。

土塊(セン断面より採取)の一軸圧縮強さ( $q_u$ )は左・右側壁試料に比べ値が高い。これは現位置で水による強度低下の影響を受けなかったことと、試験開始時の供試体の含水比が低かった為と思われる。

一面セン断試験はセン断速度 1.0, 0.1 mm/min を急速, 0.01 mm/min を緩速試験として供試体を圧密させて行なった。右側壁試料の急速試験では粘着力(C) 0.35 ~ 0.48 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ), セン断抵抗角( $\phi$ )  $7^{\circ}10' \sim 14^{\circ}45'$ , 緩速試験では粘着力(C) 0.33 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ), 左側壁試料の急速試験では; 粘着力(C) 0.53 ~ 0.64 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ), セン断抵抗角( $\phi$ )  $13^{\circ}05' \sim 16^{\circ}51'$ , 緩速試験では粘着力(C) 0.53 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ), セン断抵抗角( $\phi$ )  $16^{\circ}10'$  という値を示した。図-1.9は セン断応力  $\tau$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) と垂直応力  $\sigma$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) の試験結果を示し, 表-1.6 はそれらを取りまとめたものである。

以上の結果から一面セン断試験においてセン断速度による影響は, 右側壁試料では, セン断速度が遅くなるに従い粘着力(C)の値が小さくなり, セン断抵抗角( $\phi$ )の値は大きくなる傾向を示す。また左側壁試料では右側壁試料のような傾向が見られなかった。

またセン断速度が遅くなると排水条件が良くなり, 内部摩擦角も大きく出るが, 実験に用いた

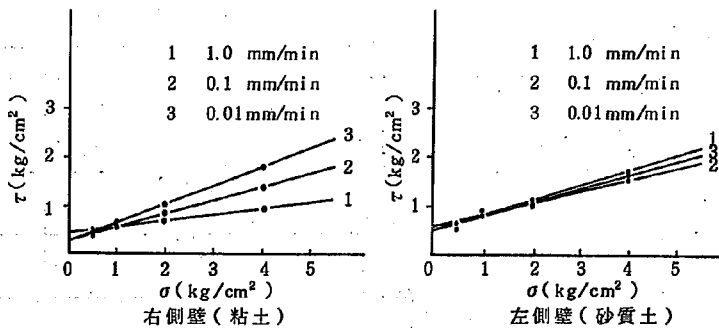


図-1.9 セン断応力-垂直応力



表-1.6 一面セン断試験結果一覧表

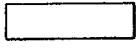
		土質試験結果一覧表 (基礎地盤用)				報告用紙		
調査名・調査地点		他の瀝試料土質試験				整理担当者		
試料番号		右側壁			左側壁			
セン断速度		1.0 mm/min	0.1 mm/min	0.01 mm/min	1.0 mm/min	0.1 mm/min	0.01 mm/min	
粒 度 特 性	レキ分 (2000 $\mu$ 以上)	%						
	砂分 (74~2000 $\mu$ )	%						
	シルト分 (5~74 $\mu$ )	%						
	粘土分 (5 $\mu$ 以下)	%						
	最大粒径	mm						
	均等係数 $U_L$							
	曲率係数 $U'_L$							
特 殊 性	液性限界 $w_L$	%						
	塑性限界 $w_p$	%						
	塑性指数 $I_p$							
分類								
土粒子の比重 $G_s$								
自 然 状 態	含水比 $w$	%						
	液限単位体積重量 $\gamma_L$	g/cm <sup>3</sup>						
	間ゲキ比 $e$							
	飽和度 $S_r$	%						
力 学 特 性	一試 軸 圧 縮 験	一軸圧縮強さ $q_u$	kg/cm <sup>2</sup>					
		変形係数 $E_{30}$	kg/cm <sup>2</sup>					
		鋭敏比 $S_r$						
	一試 面 セ ン 断 験	裏試験の条件		OU	OU	CD	OU	CU
		粘着力 $c$	kg/cm <sup>2</sup>	0.48	0.35	0.33	0.53	0.64
		セン断臨角 $\phi$	度	7°10'	14°45'	21°02'	16°51'	13°05'
	三試 軸 圧 縮 験	裏試験の条件						
		粘着力 $c$	kg/cm <sup>2</sup>					
		セン断臨角 $\phi$	度					
	性 質 試 験	圧 密 試 験	圧密降伏応力 $P_v$	kg/cm <sup>2</sup>				
圧縮指数 $C_c$								

備考

※ 非圧密非排水試験:UU, 圧密非排水試験:CU, 圧密排水試験:CD, (間ゲキ水圧を測定した場合は記号の上に-を付す)

不許複製 1-1

社団法人 土質工学会



材料の含水比はすべり面に実際に存在するものよりもかなり低く、したがってすべり面の強度も上記の試験結果よりも小さくなるものと思われる。

### 1-2-3 昭和50年度土質試験（峠地区）

5号排水隧道東支線の終点付近より新たに掘削された試験横坑内で原位置一面セン断試験が行なわれたが、含花崗岩礫凝灰質礫岩の上部にいわゆる“みそ状”粘土破碎安山岩が生コン状になつて存在し、この含みそ状安山岩層はセン断強度的にみてかなり低いものと思われたのでその力学試験を実施することにした。

含みそ状粘土破碎安山岩層は図-1.10に示すごとく凝灰岩層の上部に分布するが、過去のすべりによって圧碎されたためか、10mm~50mm程度の角レキが全体の70%以上を占め、その間を青灰色~黄褐色粘土が充填しておる。

そこでこの層のセン断強度を求めるためにレキが大きいので直径1mの大型一面セン断試験（図-1.11参照）により試験を行なった。大型一面セン断試験は、土木研究所の試験機（上部固定下部可動型セン断機）により実施した。その規格は第3図に示す。又、解析は土質工学会土質試験法によつた。試料の調整はセン断箱にむらなく積層し、垂直荷重を1t・2t・4t・6t・10tでおこない、各荷重の含水比を測定し、セン断速度は5%でおこなつた。

大型一面セン断試験は水平変位測定ダイヤルゲージのストロークが5cmのため2ゲージ接続でおこない、解析は第1変曲点及び8%歪値を使用した。

結果は、図-1.12「 $\tau-\sigma$ 曲線」に表す第1変曲点では粘着力（C）は0.07 kg/cm<sup>2</sup>、セン断抵抗角（ $\phi$ ）は15°である。8%歪値では、粘着力（C）は0.21~0.30 kg/cm<sup>2</sup>、セン断抵抗角（ $\phi$ ）は32°~35°となつた（図-1.13参照）。

なお、土質試験は表-1.7の試験結果図にまとめておいた。

### 1-2-4 昭和51年度土質試験（清水谷、西谷ブロック）

清水谷ブロックの上部の西谷地区で排土工を実施中、小規模の切取りによる地すべりが発生したが、その対策工事を実施する上で必要となる安定解析の参考にするために若干の土質試験を行なった。

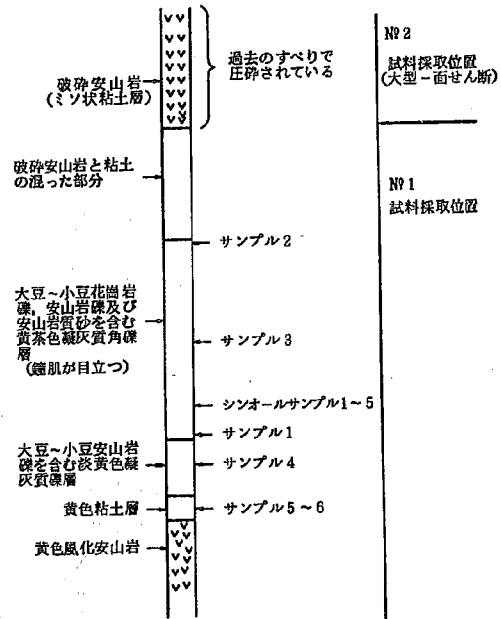


図-1.10 試験採取地点地質柱状図

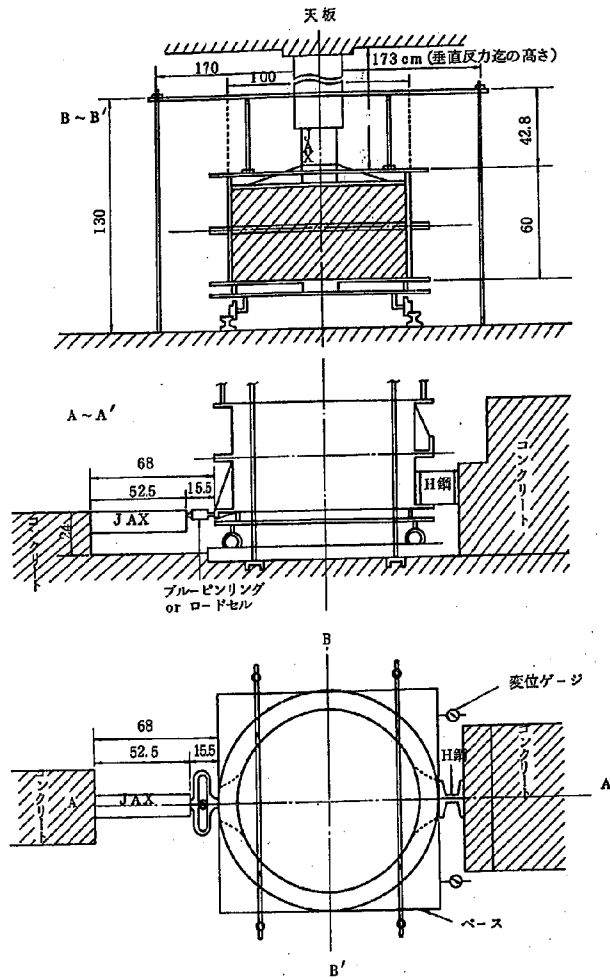


図-1.11 上部固定下部可動型せん断機

先ず第1に試験の内容は乱したすべり面粘土についての物理試験および三軸圧縮試験を行なった。

三軸試験の手順は以下に述べる通りである。

- (1) 現場よりの搬入時の含水量測定
- (2) 試料調整, 安山岩角礫及びその他の岩片を取り除き, 物理試験試料採取し試験を行なった。
- (3) 三軸用試料作成について

CUにおける $W_w = 40\%$ とCUにおける $W_w = 50\%$ に調整し, 25 cm用モールドに2~3 cm程度の厚さにし平均に突棒を使用し何層かに別けて突固試料中にエアーが残らないように作業を行なった。

- (4) 突固めた供試体モールドを加工台にセットし1.0 kgの荷重により10日間以上圧密をし, 圧

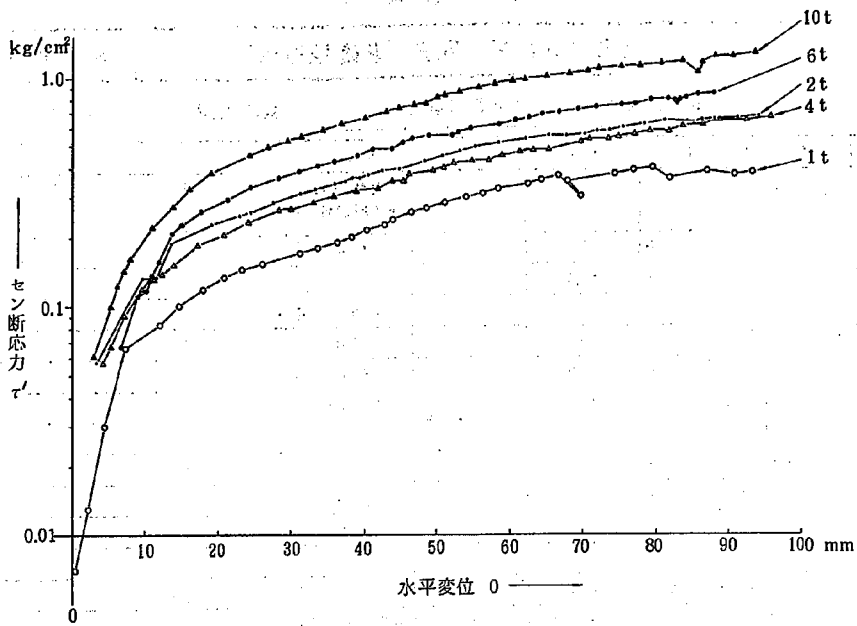


図-1.12 大型一面せん断試験  $\tau'-\sigma$  曲線

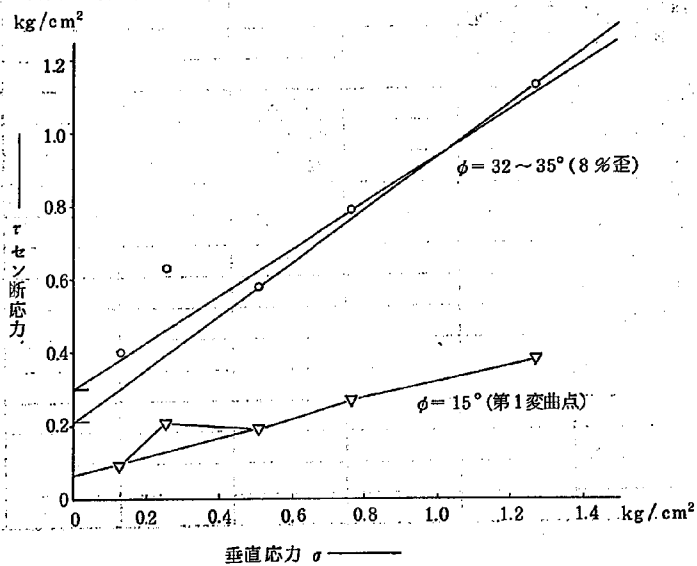


図-1.13 大型一面せん断試験  $\tau-\sigma$  曲線

表-1.7 土質試験結果一覧表

		土質試験結果一覧表 (基礎地盤用)			報告用紙	
調査名・調査地点		亀の瀬地すべり試料土質試験			整理担当者	
試料番号		No 1		No 2		
深さ m		~	~	(大型一面せん断試料)	~	~
粒 度 特 性	レキ分 (2000 $\mu$ 以上)	%	1.2	81.4		
	砂分 (74~2000 $\mu$ )	%	67.1	9.1		
	シルト分 (5~74 $\mu$ )	%	22.2	6.5		
	粘土分 (5 $\mu$ 以下)	%	9.5	3.0		
	最大粒径	mm	4.76	66.0		
	均等係数 $U_c$		36.67	277.78		
	曲率係数 $U_c'$		0.75	64.00		
コンシステンシー 性	液性限界 $w_L$	%	84.5	97.4		
	塑性限界 $w_p$	%	43.2	20.6		
	塑性指数 $I_p$		41.3	76.8		
分類	日本統一土質分類による		MH	GH		
			砂質土	細粒土混り礫		
自然 状 態	土粒子の比重 $G_s$		2.70	2.69		
	含水比 $w$	%	38.3	25.3	17.1	(単体試験時の含水比)
	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$	g/cm <sup>3</sup>	1.761		1.979	
	間ゲキ比 $e$		1.12		0.59	
	飽和度 $S_r$	%	92.3		78.0	
力 学 特 性	一試 軸 圧 縮 験	一軸圧縮強さ $q_c$	kg/cm <sup>2</sup>	2.008		
				2.079		
		変形係数 $E_{50}$	kg/cm <sup>2</sup>	179.3		
			176.2			
大 型 一 面 断 面 試 験	※試験の条件			(8%歪)		
	粘着力 $c$	kg/cm <sup>2</sup>		0.21~0.30		
	せん断抵抗角 $\phi$	度		32°~35°		
三 試 軸 圧 縮 験	※試験の条件					
	粘着力 $c$	kg/cm <sup>2</sup>				
	せん断抵抗角 $\phi$	度				
圧 密 試 験	圧密降伏応力 $P_y$		kg/cm <sup>2</sup>			
	圧縮指数 $C_c$					

備考

\* 非圧密非排水試験:UU, 圧密非排水試験:CU, 圧密排水試験:CD, (間ゲキ水圧を測定した場合は記号の上に一を附す)

不許複製 1-1

社団法人 土質工学会

密に当り、モールド中の表面乾燥を防止するため上部には少量の水と側面には湿ったレギを巻き付け乾燥をふせいだ。(図-1.14 参照)

(5) 1.0 日以上圧密させた試料を取り出しトリマーにより試料直径  $\phi$  3.5 cm 高 8.0 cm 程度に成形し三軸を行なった。同時に圧密後の含水量測定し飽和度、間隙比を算出した。

すべり面粘土のセン断強度試験は次のようである。

(図-1.15, 図-1.16, 表-1.8 参照)

- ① 搬入時の含水量  $W = 32.68\%$
- ② 土粒子の比重  $G_s = 2.736$
- ③ 液性限界  $W_L = 50.8\%$  塑性限界  $W_P = 29.7\%$
- ④ 粒度 砂 52%, シルト 39%, 粘土 9%
- ⑤ 三軸用試料調整時の含水量  $\bar{C}U = 40.14\%$   $CU = 52.34\%$
- ⑥ 試験条件含水比  $\bar{C}U = 40.00\%$   $CU = 50.00\%$

また物理試験の結果は表-1.9 のようになる。表-1.10 は粒度試験結果である。

一方すべり面下部の凝灰岩層についての土質力学的性質を調べるために集水ウエルの掘削中にブロックサンプルを 2 試料採取し、物理試験および力学試験を行なった。試験内容および数量は

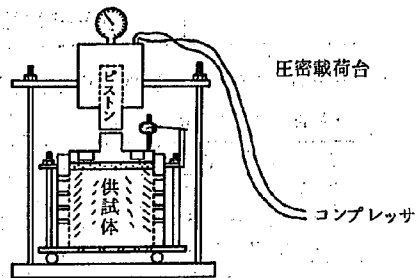


図-1.14 供試体作製法

表-1.8 セン断試験結果表

CU試験  $C' = 0$   $\phi' = 18^\circ 30'$   $C_u = 0.04$   $\phi_u = 12^\circ 30'$

試料 No	主応力 $\sigma_3 - \sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	間隙水圧 $u$ kg/cm <sup>2</sup>	試験前				試験後
			含水比 w%	湿潤密度 $\gamma_t$ g/cm <sup>3</sup>	飽和度 sr%	間隙比 $e$	含水比 w%
No.1 圧密圧力 1.0 k	0.645	0.28	32.87	1.842	92.43	0.973	30.90
No.2 " 2.0 k	0.999	0.66	33.94	1.866	96.35	0.964	28.61
No.3 " 3.0 k	1.793	1.10	33.30	1.831	91.84	0.992	26.95

CU試験  $C_u = 0.03$  kg/cm<sup>2</sup>  $\phi_u = 11^\circ 00'$

試料 No	主応力 $\sigma_3 - \sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	試験前				試験後
		含水比 w%	湿潤密度 $\gamma_t$ g/cm <sup>3</sup>	飽和度 sr%	間隙比 $e$	含水比 w%
No.1 圧密圧力 1.0 k	0.531	44.37	1.867	100	1.116	42.16
No.2 " 2.0 k	0.890	44.78	1.872	100	1.116	39.98
No.3 " 3.0 k	1.504	44.57	1.869	100	1.116	38.32

**三軸圧縮試験 (UU・CU・CD) (軸圧縮過程)** 報告用紙

調査名・調査地点 「亀の瀬地すべりセメント断面粘土」土質試験 試験年月日 \_\_\_\_\_ 年 月 日  
 試料番号・深さ: Na \_\_\_\_\_ ( \_\_\_\_\_ m ~ \_\_\_\_\_ m) 試験者 \_\_\_\_\_

軸圧縮の方法	ヒズミ制御 其他 _____ 圧縮速さ _____ 0.1%/min	力計容量 _____ 300 kg				
供試体番号	No. 1	No. 2	No. 3	No. _____	No. _____	No. _____
圧密圧力 kg/cm <sup>2</sup>	1.0	2.0	3.0			
ピーク時	$(\sigma_1 - \sigma_3) f$ kg/cm <sup>2</sup>	0.645	0.999	1.793		
	$u_f$ kg/cm <sup>2</sup> · $e_f$	0.28	0.66	1.10		
	$A_f$ %	0.43	0.66	0.61		
	$e_f$ %	9.2	5.5	3.4		
	破壊までの時間 min	92'	55'	34'		
$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	29.3	111.1	298.8			
室温	℃					

$(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon$  曲線  
 $u - \epsilon$  曲線

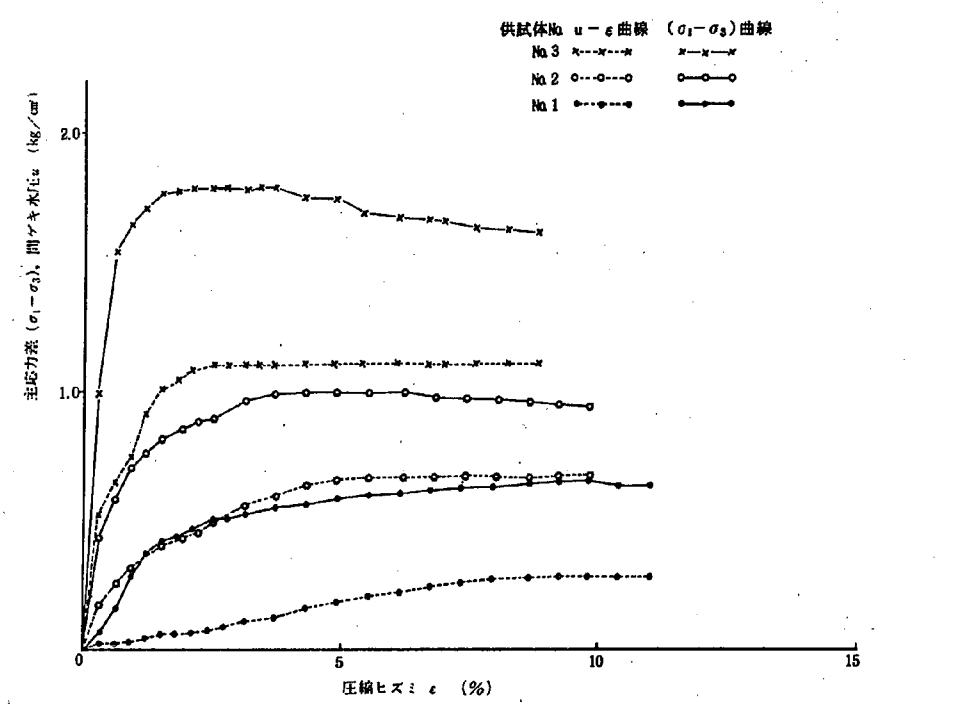


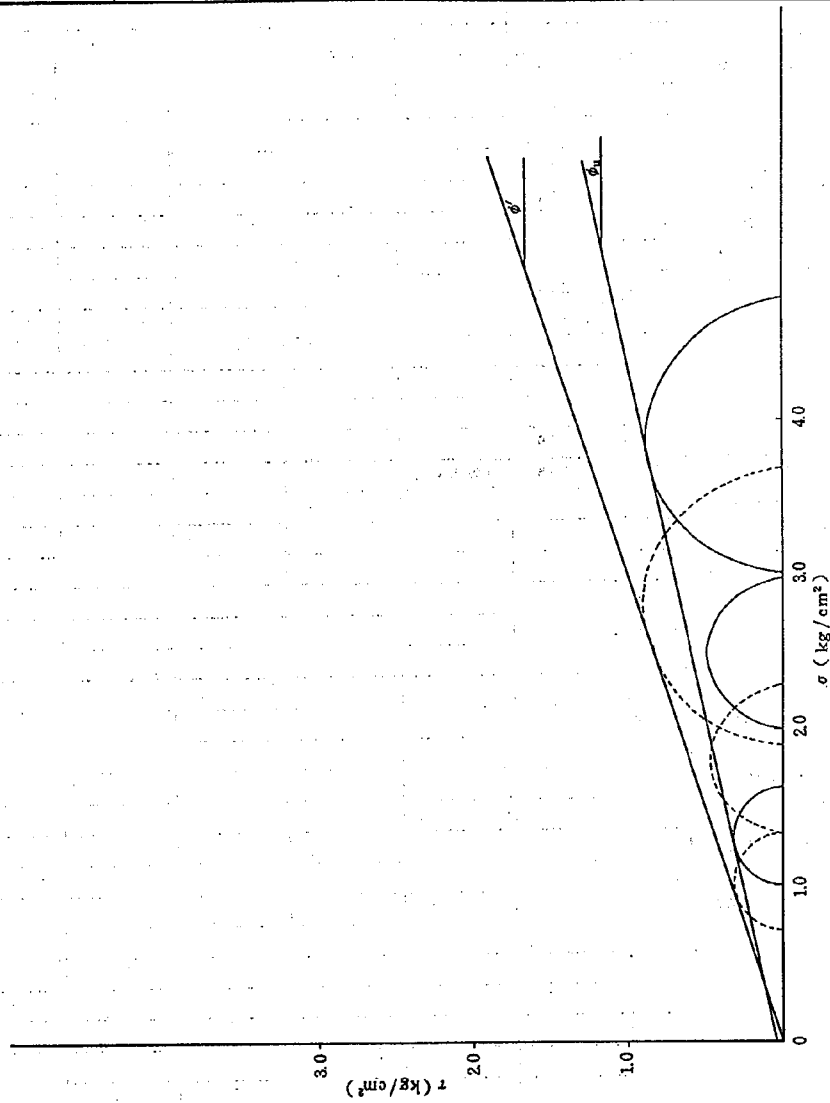
図-1.15 三軸圧縮試験

**三軸圧縮試験 (UU・CU・CD) (強度定数)** 報告用紙

調査名・調査地点 「亀の瀬地すべりセン断粘土」土質試験 試験年月日 年 月 日

試料番号・深さ: No. ( m ~ m ) 試験者

正規圧密領域	$c_u = 0.04$ kg/cm <sup>2</sup> , $\phi_u = 12^\circ 30'$	$c' = 0$ kg/cm <sup>2</sup> , $\phi' = 18^\circ 30'$
過圧密領域	$c =$ kg/cm <sup>2</sup> , $\phi =$	$c' =$ kg/cm <sup>2</sup> , $\phi' =$



図は縦軸、横軸ともに使いやすいうようにして使用する

図 - 1.16 三軸圧縮試験



表-1.9 土質試験結果一覧表

		土質試験結果一覧表 (基礎地盤用)		報告用紙			
調査名・調査地点			整理担当者				
試料番号		亀の瀬 2					
深さ m		(攪乱試料)		~	~	~	~
粒 度 特 性	レキ分 (2000 $\mu$ 以上)	%	0				
	砂分 (75~2000 $\mu$ )	%	52				
	シルト分 (5~75 $\mu$ )	%	39				
	粘土分 (5 $\mu$ 以下)	%	9				
	最大粒径	mm	2.00				
	均等係数 $U_c$		21.2				
	曲率係数 $U_c'$		1.1				
特 性 コン シ ス テ ン シ ー 性	液性限界 $w_L$	%	50.8				
	塑性限界 $w_p$	%	29.7				
	塑性指数 $I_p$		21.1				
分類							
土粒子の比重 $G_s$			2.736				
自 然 状 態	含水比 $w$	%	32.68	(搬入時)			
	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$	g/cm <sup>3</sup>					
	間ゲキ比 $e$						
	飽和度 $S_r$	%					
力 学 特 性	一試 軸 圧 縮 験	一軸圧縮強さ $q_0$	kg/cm <sup>2</sup>				
		変形係数 $E_{30}$	kg/cm <sup>2</sup>				
		鋭敏比 $S_r$					
	一試 面 セ ン 断 験	※試験の条件					
		粘着力 $c$	kg/cm <sup>2</sup>				
		せん断抵抗角 $\phi$	度				
三試 軸 圧 縮 験	※試験の条件						
	粘着力 $c$	kg/cm <sup>2</sup>					
	せん断抵抗角 $\phi$	度					
性 密 試 験	圧 密 試 験	圧密降伏応力 $P_v$	kg/cm <sup>2</sup>				
		圧縮指数 $C_c$					

備考

\* 非圧密非排水試験:UU, 圧密非排水試験:CU, 圧密排水試験:CD, (間ゲキ水圧を測定した場合は記号の上に-を付す)

不許複製 1-1

社団法人 土質工学会

表-1.10 土の粒度試験結果

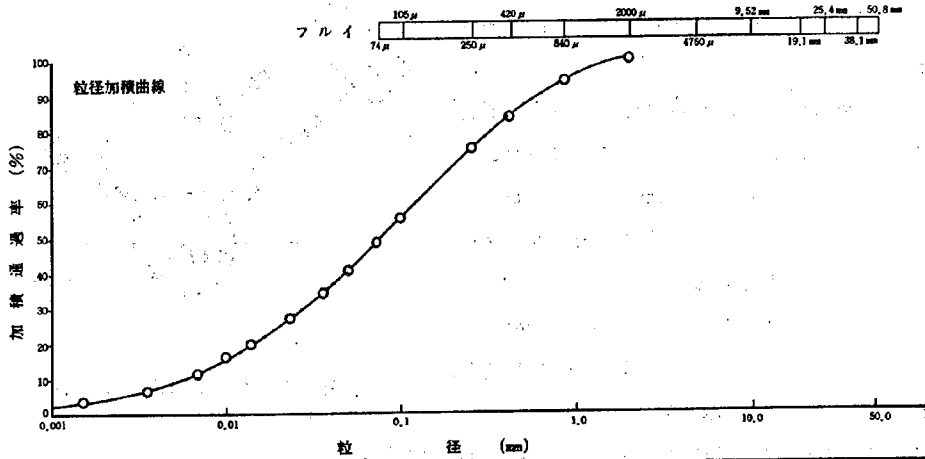
<b>JIS A 1204</b>	<b>土の粒度試験結果</b>	報告用紙
調査名・調査地点 「亀の瀬地すべりセン断面粘土」土質試験		
試験年月日		年 月 日
試験者		

粒径加積曲線を図示するのに用いた粒径とその粒径より小さな土粒子重量の百分率との関係表

試料番号・深さ:No		( m ~ m )										比重			
フルイ	粒径 mm	50.8	38.1	25.4	19.1	9.52	4.76	2.00	0.84	0.42	0.25	0.105	0.074		
	重量百分率%							100	93.97	83.59	74.87	55.11	48.06		
フルイ	粒径 mm	0.060	0.036	0.023	0.014	0.0099	0.0070	0.0035	0.0015						
	重量百分率%	40.60	33.99	27.37	19.84	15.51	11.18	6.61	4.11						

試料番号・深さ:No		( m ~ m )										比重			
フルイ	粒径 mm	50.8	38.1	25.4	19.1	9.52	4.76	2.00	0.84	0.42	0.25	0.105	0.074		
	重量百分率%														
フルイ	粒径 mm														
	重量百分率%														



コロイド	粘 土	シルト	砂	レ	キ
0.001	0.005	0.074	2.0		

試料番号 深	No		試料番号 深	No		試料番号 深	No	
	m~	m		m~	m		m~	m
4.76mm以上の粒子	0	%	最大粒径	2.00	mm		mm	
4.76~2mmの粒子	0	%	60%粒径	0.125	mm		mm	
2~0.42mmの粒子	16	%	30%粒径	0.028	mm		mm	
0.42~0.074mmの粒子	36	%	10%粒径	0.0059	mm		mm	
0.074~0.005mmのシルト分	39	%	均等係数	21.2				
0.005mm以下の粘土分	9	%	曲率係数	1.1				
0.001mm以下のコロイド分	2	%	フルイを通過する 試料の分散性					
2000μフルイ通過重量百分率	100	%	粗な土粒子の形状 および堅さ					
420μフルイ通過重量百分率	84	%						
74μフルイ通過重量百分率	48	%						

不許複製 7

社団法人 土質工学会

表-1.11 のようである。

表-1.11 試験内容及び数量表

試料名	粒度	コンシステンシー			比重	含水比	一面セン断
		液性	塑性	収縮			
赤褐色凝灰岩 (No 7)	層理面と平行に供試体整形	1	1	1	1	1	5
	採取状態で平行に供試体整形						3
暗灰色凝灰岩 (No 8)	層理面と平行に供試体整形	1	1	1	1	1	3
	採取状態で平行に供試体整形						4

赤褐色 (No 7) 及び暗灰色 (No 8) 凝灰岩に付いての物理試験は各 1 試料行なった。

力学試験は凝灰岩の不攪乱試料を図-1.17 のように採取し成形は図-1.18 に示したとおり、

(1)層理面に平行及び(2)採取状態で平行に作成した。

また、セン断方向は地すべりの移動方向と一致させた。

一面セン断試験は、赤褐色 (No 7) 及び暗灰色 (No 8) 凝灰岩の 2 ブロック試料で行なった。

供試体の寸法は、 $\phi = 6.0 \text{ cm}$ 、 $h = 2.0 \text{ cm}$  とし、個々の供試体作成方法に依り、補助リングを押し込んで、供試体を成形した。

セン断過程は、全試料に付き  $0.05 \text{ mm/min}$  のヒズミ制御で行ない、垂直荷重は 1 試料  $1.0$ 、 $2.5$ 、 $4.0 \text{ kg/cm}^2$  の 3 方法を取った。

一面セン断試験の試験結果は表-1.12 の土質試験結果一覧表に示した。

各試料の粘着力  $C$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) 及びセン断抵抗角  $\phi$  (度) は表-1.13 の通りである。

粘着力は No 7-(1) に付いて小さく、他はほぼ同じ値を示している。セン断抵抗角は No 7-(2) が小さく、他は  $24^\circ$  台を示している。

No 8 の (1)、(2) を比較すると、粘着力に付いては (2) が大きい傾向が見られるが、セン断抵抗角は変化がない。しかし、No 7 に付いては、(2) の粘着力がいちじるしく大きい、(2) のセン断抵抗角は低下している。

これより No 7 の (2) を除いて考えれば風化のすすんでいる No 7 の赤褐色試料の粘着力は、風化の

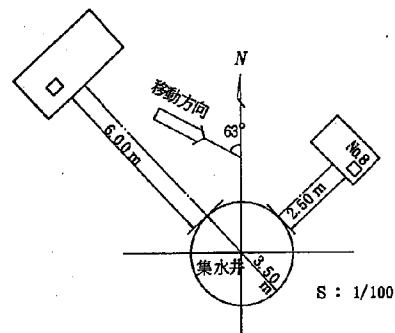


図-1.17 土質試験試料採取図

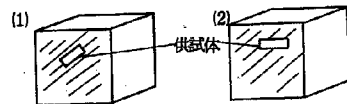


図-1.18 供試体採取状況

表-1.12 土質試験結果一覧表

		土質試験結果一覧表 (基礎地盤用)				報告用紙	
調査名・調査地点		亀の瀬地すべり粘土試料土質試験				整理担当者	
試料番号		7		8			
深さ m		繰返し		繰返し			
粒度特性	レキ分 (2000 $\mu$ 以上)	%	0.5	0.4	4.3	0.2	
	砂分 (75-2000 $\mu$ )	%	69.8	51.8	87.3	71.5	
	シルト分 (5-75 $\mu$ )	%	19.2	29.8	8.4	15.3	
	粘土分 (5 $\mu$ 以下)	%	10.5	18.0		13.0	
	最大粒径	mm	4.76	4.76	9.52	4.76	
	均等係数 $U_c$		44.4	130.0	4.2	86.4	
	曲率係数 $U_u$		7.1	2.8	0.9	15.3	
コンソメンシ性	液性限界 $w_L$	%	75.4		63.5		
	塑性限界 $w_p$	%	29.5		30.1		
	塑性指数 $I_p$		45.9		33.4		
	収集限界 $W_B$	%	27.1		26.9		
分類	日本統一土質分類 (塑性図)						
土粒子の比重 $G_s$			2.715		2.739		
自然状態	含水比 $w$	%	31.7		19.3		
	湿潤単位体積重量 $\gamma_s$	g/cm <sup>3</sup>	1.793	1.762	1.909	1.923	
	間ゲキ比 $e$						
	飽和度 $S_v$	%					
力学特性	一試軸圧縮試験	一軸圧縮強さ $q_s$	kg/cm <sup>2</sup>				
		変形係数 $E_{50}$	kg/cm <sup>2</sup>				
		鋭敏比 $S_r$					
一面せん断試験	三試軸圧縮試験	※試験の条件		UU UU	UU UU		
		粘着力 $c$	kg/cm <sup>2</sup>	0.15	0.74	0.61	0.89
		せん断抵抗角 $\phi$	度	24° 24' 6" 00'	24° 10' 24" 31'		
圧密試験	圧密試験	※試験の条件					
		粘着力 $c$	kg/cm <sup>2</sup>				
		せん断抵抗角 $\phi$	度				
	圧密降伏応力 $P_s$	kg/cm <sup>2</sup>					
	圧縮指数 $C_c$						

備考

\* 非圧密非排水試験:UU, 圧密非排水試験:CU, 圧密排水試験:CD, (間ゲキ水圧を測定した場合は記号の上に-を附す)

不許複製 1-1

社団法人 土質工学会

表-1.13 粘着力 (C) 及びせん断抵抗角 ( $\phi$ )

	No 7 (赤褐色)		No 8 (暗灰色)	
	(1)	(2)	(1)	(2)
C kg/cm <sup>2</sup>	0.15	0.74	0.61	0.89
$\phi$ ° '	24°40'	6°00'	24°10'	24°30'

程度のやや小さいNo 8のものの粘着力が大きい。すなわち風化によっては内部摩擦角の変化がみられないが粘着力の減少が想定される。

### 1-3 逆算法によるすべり面強度の推定

地すべり斜面の安定解析を行なう上で、すべり面強度常数を決定することは非常に大きな問題であり、現在しばしば簡便法を基にした逆算法によってそれらを決定している。

斜面の安定を解析するのにもっとも理論的なものとしてMorgenstern and Priceの方法<sup>2)</sup>がある。

FS : 安全率

E' : スライス壁に作用する有効水平力

X : スライス壁に作用する有効せん断力

YT : E'の作用点

とするとMorgenstern and Priceの方法によるとX, E'の関係は

$$X = \lambda f(x) E'$$

となる。λは常数なのでf(x)を仮定してやる必要があるわけだが、f(x) = 1として解析を行なってみた。

任意の有効強度常數C',  $\phi'$ が仮定され、それに対する安全率が決定される。C'/FS,  $\tan \phi'/FS$ の関係がプロットされるが、亀の瀬地すべりの解析結果を表-1.14, 図-1.19に示した。図-1.19, 図-1.20に示すような間隙水圧(地下水位)に対応した直線が求められる。これらのC',  $\phi'$ に対する関係を示す直線はFS = 1.0を満足する。任意の点でFS = 1.0を満足するC',  $\phi'$ の値

表-1.14 安全率計算結果

		H. W. L			L. W. L		
C' (t/m <sup>2</sup> )	$\tan \phi'$	FS	C'/FS	$\tan \phi'/FS$	FS	C'/FS	$\tan \phi'/FS$
2.0	0.062	1.172	1.700	0.057	1.235	1.620	0.054
1.0	0.577	6.916	0.144	0.083	7.501	0.133	0.077
2.0	0.364	4.670	0.428	0.079	5.039	0.397	0.072
3.0	0.176	2.723	1.100	0.064	2.902	1.034	0.064

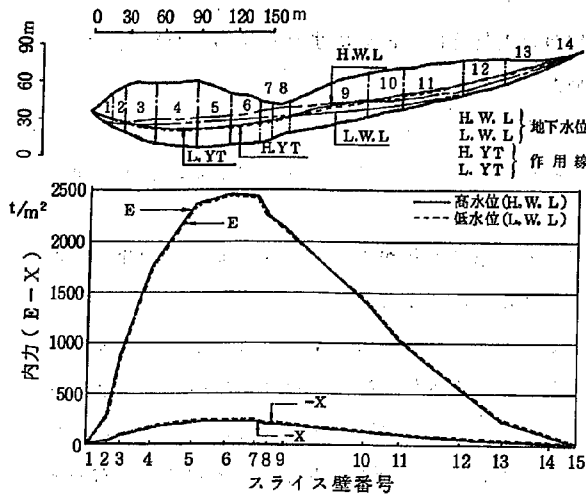


図-1.19 亀の瀬地すべり解析結果

はクーロンの式

$$\tau = C' + \sigma'_n \tan \phi'$$

とおきかえることができる。これによってすべり面に沿った平均せん断力 $\bar{\tau}$ と平均有効垂直応力 $\bar{\sigma}'_n$ を求めることができる。

図-1.19に示した峠ブロックの49-1断面では、H.W.L.のときをFS=1とすると $\bar{\sigma}' = 52.0 \text{ t/m}^2$ 、 $\bar{\tau} = 4.46 \text{ t/m}^2$ となり $C' = 0$ と仮定するとすべり面の内部摩擦角 $\phi'$ は、 $4.9^\circ$ になる。

またL.W.L.でFS=1とすると当然H.W.L.のときよりもさらに小さな $\phi'$ がえられる。すなわち $\bar{\sigma}' = 55.0 \text{ t/m}^2$ 、 $\bar{\tau} = 4.37 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi' = 4.57$  ( $C = 0$ と仮定)となる。

また昭和42にすべりを起した清水谷ブロックの一断面で同様な計算を行なうと $\bar{\sigma}' = 30.78 \text{ t/m}^2$ 、 $\bar{\tau} = 6.94 \text{ t/m}^2$ となり $\phi' = 12.7^\circ$  ( $C = 0$ と仮定)となった。

一方従来用いられている簡便法に基づいた安定解析からは、 $C-\phi$ 図を基にして強度常数が推定されているが、それによると峠ブロックの稲葉山地区の49-1断面ではH.W.L.より $C = 2.0 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 3^\circ 33'$ が得られており南平地区の49-4断面では $C = 2.0 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 7^\circ 41'$ が得られている<sup>3)</sup>。

以上逆算法によって推定されるすべり面強度はいずれの方法によってもかなり小さい値が得られている。

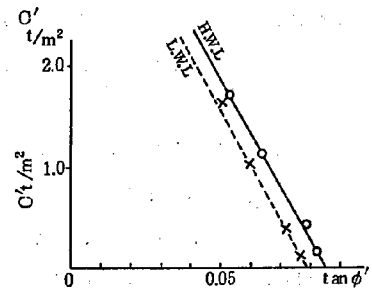


図-1.20  $C' - \phi$ 図

### 1-4 結 論

すべり面を構成する材料の土質特性、とくにすべり面のセン断強度定数を調べるためにいろいろな調査試験を行なって来た。

原位置セン断試験からは亀の瀬地すべりのすべり面の実態が明らかになったが、現場条件に左右されて、実際にすべっているすべり面でセン断試験が出来ず、すべり面より下部で試験を行なうことになってしまった。

したがって、逆算法によって求めた値が現状のすべり面の平均強度に近いものとすれば、これよりもかなり高い値が得られたことになった。

また室内試験においてもいろいろな試験法によってセン断強度を求めた。その中で、昭和51年度の西谷地すべり地より採取したすべり面粘土でねり返し粘土を十分に圧密し、間隙水圧を測定しながら非排水試験を行なった結果  $C' = 0$ 、 $\phi' = 18^\circ 30'$  という値が得られたが、Morgenstern and Price 法を基にして逆算法で推定した内部摩擦角  $\phi' = 12.7^\circ$  とはかなり差が生じてしまっている。西谷地すべりのすべり面と清水谷ブロックのすべり面とは同一凝灰岩層中に形成されているため、同一強度を持っていると思われるので、上述のような差が生じる原因を考え出す必要がある。

一方他の室内試験による結果と逆算法によって推定された値とはかなりの違いがあり、満足した結果が求められなかった。その一つの理由は特に峠ブロックにいえることだが現状を1と仮定すると  $\phi' \approx 5^\circ$  程度と非常に小さな値になり、その値があまりにも小さいためと思われる。

もちろん過去において地すべり運動を繰返してきた地すべりであるため、すべり面強度はすでに残留強度にまで低下していることが十分考えられ、したがってセン断強度定数も小さいものと推定されるが、 $\phi'_r = 5^\circ$  まで低下しているかどうかは疑問がある。

その一つの解決になるかどうか、日本の地すべりで適用された例がないので明言できないが、B. VOIGHT<sup>4)</sup>によると塑性指数より残留強度を推定する方法が提案されている(図-1.21 参照)。

- Sample localities are:
1. Solnes
  2. Manglerud
  3. Asrum
  4. Labrador
  5. Ottawa
  - 6, 7. Sandnes
  8. Little Belt
  9. Bear paw
  10. Pierre
  11. Poppar
  12. Cucharacha
  - 13-18. Valont
  19. Walton Wood
  - 20, 21. Guildford
  - 22-24. Atherfield
  - 25, 26. Weald
  - 27-28. Mangla
  29. Wraybury
  30. London
  - 31, 32. Gault
  33. Chalk
  - 34-36. Keuper marl
  37. Lias
  - 38-40. Appalachian colluvium
  39. Upper Coal Measures

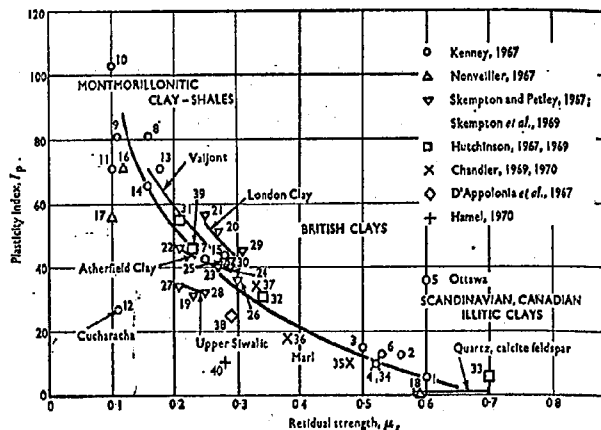


図-1.21  $\mu'_r$  と  $I_p$  の関係 (Voight, B. による)

亀の瀬地すべりの場合清水谷ブロックと、峠ブロックでは異なった凝灰岩層にすべり面が形成されているので、すべり面強度定数も当然異なっておられるが、室内土質試験の物理試験結果によると、昭和47年に行なわれた清水谷ブロックの凝灰岩層ではL.L. = 87.3%, P.L. = 43.1%したがって $I_p = 44.2$ となり、図-1.21によると $\phi'_r$ の値は $\tan \phi'_r = 0.22$ すなわち $\phi'_r = 12.4^\circ$ となり逆算法による内部摩擦角にほぼ等しい。

一方峠ブロックで昭和49、50年度にもとめられた試験結果によるとP.L. = 44.2~51.9%, L.L. = 84~99.7%であり $I_p$ は50前後と考えられる。 $I_p = 50$ に対応する $\phi'_r$ を求めると $\tan \phi'_r = 0.2$ すなわち $\phi'_r = 11.3^\circ$ となり逆算法によって推定される値よりもかなり高に値が得られる。したがってもし峠ブロックの $\phi'_r$ が $11.3^\circ$ ならば逆算法によって得られた $\phi = 5^\circ$ は非常に小さいということになり、 $\phi = 5^\circ$ を使用するならば現状の安全率をかなり安全側に算定することになる。

この検証を行なうためには今後次のようなセン断試験が考えられる。すなわち安定解析に必要なものは有効応力表示された強度が必要であるがこれを得るためには、いろいろなセン断試験法がある。しかし亀の瀬地すべり地における試料採取等の現状を考えるとボーリングによって凝灰岩層から試験材料をサンプリングして、そのSlurryの圧密された材料によって有効ピークあるいは残留セン断強度を測定する方法が適当であると思われる。その方法を以下に述べる。

- a. 特定の地層からの未使用コアの一部を小さな塊りにくだき、蒸留水にひたす。その時間は24時間とする。その後 $50^\circ\text{C}$ で一定重量になるまで乾燥器で乾燥する。
- b. 乾燥器内で乾燥した材料は約300%の含水量になるまで十分蒸留水で混ぜ合わせる。そして48時間しみ込ませる。
- c. スープ状になった混合物、約1.5 $\ell$ を10分間よく混ぜ合せ、420 $\mu$ フルイを通過させる。フルイごしさせられた材料は液性限界の約2倍の含水量になるまで過剰な水を十分蒸発させるため、 $50^\circ\text{C}$ の乾燥器内で乾燥させる。
- d. 所定の含水量になったら、スラリーを均一にするため約3分間ねりませ器でねり混ぜる。
- e. 高さ15 cmの圧密された試料を得るに十分な量のスラリーはゆっくりと高さ45 cm、直径20 cmの圧密容器の中に真空状態で押し込む。スラリーは約2ヶ月間約3 kg/cm<sup>2</sup>の荷重になるまで少しずつ荷重をかけ圧密する。圧密荷重は徐々にとりぞかれる。そしてサンプルは圧密容器から押し出される。

すべてのサンプル（直接セン断や三軸圧縮試験用）は成形され、乾燥をできるだけ少なくするように1日半の間試験器内で圧密され、間隙水圧測定を行なう。

圧密非排水三軸圧縮試験をスラリー圧密試料で行なう。一方排水直接セン断試験を行なうためにはセン断速度を少なくとも0.0001 cm/minで行なうが、これでも十分排水を行なうためには速すぎるかもしれない。しかし有効強度常数の合理的な値が求まるはずである。

今後上述の試験を行なうことによって特にこれから対策の行なわれようとする峠地区におけるセン断強度を求める必要があるが、さらに慎重にその決定を行なっていきたいと思う。



最後にまとめると、

- (i) 清水谷ブロックのすべり面のせん断強度常数は  $C' = 0$ 、 $\phi' \approx 12^\circ$ 程度と思われる。
- (ii) 峠ブロックのすべり面のせん断強度常数は逆算法で求められる内部摩擦角よりはさらに高くなり、 $C' = 0$ としたとき  $\phi' \approx 12$ 前後になるものと思われる。
- (iii) 清水谷、峠ブロックのいずれにもみられた、いわゆる含みそ状粘土破碎安山岩層の強度は見かけより大きく、内部摩擦角は  $30$ 度以上と思われる。
- (iv) すべり面の強度をさらに正確に求めるには、いろいろな試験を実施してみた結果、有効応力表示された残留強度ないしピーク強度の測定が必要である。これを求める方法はいろいろあるが、亀の瀬地すべりの場合スラリー試料による排水直接せん断試験、回転せん断試験、くり返し排水直接せん断試験、間隙水圧測定を伴った圧密非排水せん断試験を行なうことが考えられる。

## 2. 斜面の安定計算

### 2-1. 斜面の安定計算

斜面安定の問題は不静定問題であり、したがって実用式にするためいろいろな仮定を試みることによって静定問題化している。

安定計算式にはいろいろな方法があるが、地すべりのような長大斜面では一般にスライス分割法が用いられている。しかしスライス法においてもすべり形の形状により、円形すべり面だけに適用できる方法と、非円形すべり面にも適用できる方法がある。

円形すべり面に適用できる代表的な方法としては、Bishop法と一般に広く用いられている簡便法がある。

一方、非円形すべり面に適用できるものとして、簡便法の他にJanbu法、Morgenstern and Price法やSpence法がある。

これらのいずれの式を用いて亀の瀬地すべりの安定解析を行なうかは、問題となるところであるが、地すべり斜面長が大きく、すべり面が凝灰岩層と安山岩層の境界部に存在するため直線部分が多いことから非円形すべり面としてとりあつかうことが適当と思われた。

そこで簡便法、Janbu法、Morgenstern法などの電算プログラムを作製し、それらの方法によっていろいろな地すべり断面に対して安全率を求め、それらの特徴を把握してみることにした。

簡便法についての紹介はここで行なう必要がないが、Janbu法については既に報告<sup>5)</sup>したので、ここではMorgestern法について少し紹介してみることにする。

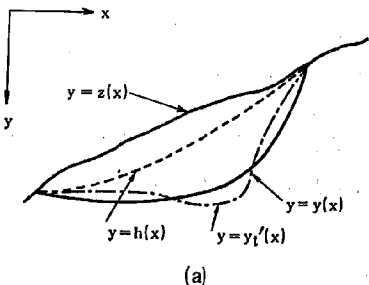
#### 2-1-1. Morgenstern and Price法<sup>2)</sup>

Fig-2.1(a)に示すような潜在すべり土塊をここで考えることにする。この図で仮想すべり面の式は $y = y(x)$ 、既知である地表面形を示す式が $y = z(x)$ 、有効水平作用点すなわち作用線の位置を示す式は $y = y_1'(x)$ で示すが、これは未知函数である。水圧内力の作用線は $y = h(x)$ である。

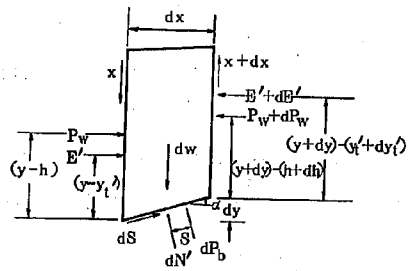
潜在すべり土塊の無限少のスライス幅  $dx$  に作用する力をFig-2.1(b)に示す。この図で、

$E'$  : スライス壁に作用する有効側圧

$x$  : スライス壁に作用する垂直セン断力



(a)



(b)

図-2.1 地すべり斜面解析図

- dW : スライス重量
- P<sub>ω</sub> : スライス壁に作用する水圧分力
- dP<sub>h</sub> : スライス底面に作用する水圧
- dN' : 有効法線圧
- dS : スライス底面に沿う, セン断力
- α : 水平面に対してスライス底面の傾き

スライスの回転がないとすると, スライス底面の中央におけるモーメントの合計は零でなくてはならない。スライス底面の midpoint でのモーメントを零とすると次式がなりたつ。

$$\begin{aligned}
 & E' \left[ (y - y'_1) - \left( -\frac{dy}{2} \right) \right] + P_{\omega} \left[ (y-h) - \left( -\frac{dy}{2} \right) \right] \\
 & - (E' + dE') \left[ y + dy - y'_1 - dy'_1 + \left( -\frac{dy}{2} \right) \right] \\
 & - X \frac{dx}{2} - (X + dx) \frac{dx}{2} - (P_{\omega} + dP_{\omega}) \left[ (y + dy) \right. \\
 & \left. - (h + dh) - \frac{dy}{2} \right] - dP_b \cdot g = 0 \dots\dots\dots (1)
 \end{aligned}$$

これより dx → 0 とすると

$$X = \frac{d}{dx} (E' \cdot y'_1) - y \frac{dE'}{dx} + \frac{d}{dx} (P_{\omega} \cdot h) - y \frac{dP_{\omega}}{dx} \dots\dots\dots (2)$$

また N 方向の均合いより,

$$dN' = dP_b = dW \cos \alpha - dx \cos \alpha - dE' \sin \alpha - dP_{\omega} \sin \alpha \dots\dots\dots (3)$$

S 方向での均合いより

$$dS = dE' \cos \alpha + dP_{\omega} \cos \alpha - dx \sin \alpha + dW \sin \alpha \dots\dots\dots (4)$$

有効応力表示のモールクーロンの破壊基準により

$$dS = \frac{1}{F} [ c' dx \sec \alpha + (dN') \tan \phi' ] \dots\dots\dots (5)$$

ここで、  
 $c'$  : 粘着力  
 $\phi'$  : 内部摩擦角  
 $F$  : 安全率  
 } (有効応力)

また, (5)式は安全率の定義でもある。ここでもセン断力の安全率が適用される潜在すべり土塊を限界平衡状態にするためにセン断強度定数は F によって減少されることになる。

(4)・(5)式より dS は,

$$\begin{aligned}
 & \frac{1}{F} [ c' \sec \alpha + (dN') \tan \phi' ] \\
 & = dE' \cos \alpha + dP_{\omega} \cos \alpha - dx \sin \alpha + dW \sin \alpha \dots\dots\dots (6)
 \end{aligned}$$

(3)・(6)式より  $dN'$  を導き  $dx \cos \alpha$  で割ると、

$$\begin{aligned} & \frac{c'}{F} \sec^2 \alpha + \frac{\tan \phi'}{F} \left[ \frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \frac{dE'}{dx} \tan \alpha \right. \\ & \left. - \frac{dP_\omega}{dx} \tan \alpha - \frac{dP_b}{dx} \sec \alpha \right] \\ & = \frac{dE'}{dx} + \frac{dP_\omega}{dx} - \frac{dX}{dx} \tan \alpha + \frac{dW}{dx} \tan \alpha \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

座標を定めると、 $\tan \alpha = -\frac{dy}{dx}$  となり(7)式は

$$\begin{aligned} & \frac{c'}{F} \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{\tan \phi'}{F} \left\{ \frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \frac{dE'}{dx} \cdot \frac{dy}{dx} \right. \\ & \left. + \frac{dP_\omega}{dx} \cdot \frac{dy}{dx} - r_u \frac{dW}{dx} \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \right\} \\ & = \frac{dE'}{dx} + \frac{dP_\omega}{dx} + \frac{dX}{dx} \cdot \frac{dy}{dx} - \frac{dW}{dx} \cdot \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (8) \end{aligned}$$

$$\text{ここで } dP_\omega = r_u dW \cdot \sec \alpha \dots\dots\dots (9)$$

$r_u$  は Bishop, Morgenstern (1960) で定義された間隙水圧比である。

だから以上により二つの異った式が得られる。

$$X = \frac{d}{dx} (E' \cdot y_t) - y \frac{dE'}{dx} + \frac{d}{dx} (P_\omega \cdot h) - y \frac{dP_\omega}{dx} \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{aligned} & \frac{dE'}{dx} \left[ 1 - \frac{\tan \phi'}{F} \cdot \frac{dy}{dx} \right] + \frac{dX}{dx} \left[ -\frac{\tan \phi'}{F} + \frac{dy}{dx} \right] \\ & = \frac{c'}{F} \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{dP_\omega}{dx} \left[ \frac{\tan \phi'}{F} \cdot \frac{dy}{dx} - 1 \right] \\ & + \frac{dW}{dx} \left[ \frac{\tan \phi'}{F} + \frac{dy}{dx} - r_u \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \frac{\tan \phi'}{F} \right] \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

次に不静定量の取り扱いについて述べることにする。x の関数として y を決定すると、普通、未知関数として  $E', X, y_t$  と(2), (10)式を含んだ不静定問題が生じてくる。不静定問題は土塊内の内部応力に関する知識が欠けていることからおこる。もし応力を決定出来れば、変位はストレーヌ・ストレイン関係を用いることにより予測できる。そうすれば限界平衡解析法を用いる必要がなくなる。限界平衡法をうまく適用できるような応力解析法は見い出されていない。同時に応力がわからなで問題を静定問題とするためにはどうしてもある仮定をする必要がある。ここで三段階の仮定がなされる。

(1) すべり面にそった法線応力分布が仮定される。摩擦円法ではこの種の仮定を適用している一つの解析例である。限界式から法線力を切りはなし、不静定問題を内力だけのものとするにすることにする。

(2) 作用線の位置に関しても一つの仮定をもうける。たとえばもし、

$$y - y_1 = a(y - z) \dots\dots\dots (11)$$

とするとモーメント平衡式は、間隙水圧の項が無視され、

$$X = E \frac{dy}{dx} - a \frac{d}{dx} [E(y - z)] \dots\dots\dots (12)$$

となる。

(12), (10) 式より a と F は適当な境界条件を満足するような大きさのものが見出されれば静定となる。(12) 式の a の大きさは解の一部として決定しなくてはならない。

(3) また E' と X の関係にもある仮定が必要である。もし、Fig-2.2(a) で示すように二つのスライス間の壁である要素を分離すると、要素に作用する有効応力は Fig-2.2(b) のようになる。特定の地形やすべり面に対し、内力は次式で決定できる。

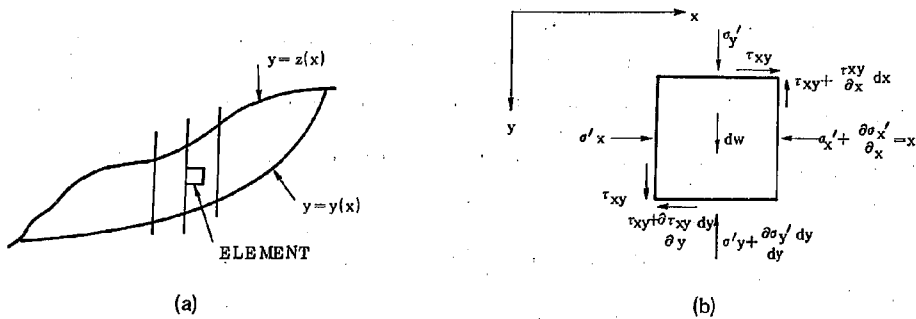


図-2.2 土塊内の微小体内での力のつり合

$$E' = \int_z^y \sigma'_x(y) dy \dots\dots\dots (13)$$

$$X = \int_z^y Z xy(y) dy \dots\dots\dots (14)$$

だから、 $X = \lambda f(x) E' \dots\dots\dots (15)$

となる。もし f(x) を決めてやれば問題は静定化するし、λ, F はある境界条件を満足する微分方程式の解から決定できる。関数 f(x) は原則的にはある特定の形をとることになる。

式を簡便にするために、有効応力 E' の代りに全水平応力 E を用いて λ f(x) を定義すると便利である。したがって、

$$E = E' + P_w \dots\dots\dots (16)$$

全応力の作用点  $y_1$  とすると、

$$E y_1 = E' y'_1 + P_w h \dots\dots\dots (17)$$

したがって(15)式の代りに

$$X = \lambda f(x) E \dots\dots\dots (18)$$

となる。

次に以上述べた式の解法について記す。

ある斜面である材料よりなる土塊の安定度を検討するためには、潜在すべり土塊を座標  $x_0, x_1, x_2, \dots, x_n$  における垂直線である有限数のスライスに分割するものとする。分割を行なうには各スライス内で、すべり面の部分は直線であり、構成土質材料や間隙水圧帯も直線的に変化し、(18)式で定義した関数  $f$  は直線的に  $x$  によって変化する。したがって各スライス内では、

$$y = Ax + B \dots\dots\dots (19)$$

$$\frac{dW}{dx} = px + q \dots\dots\dots (20)$$

$$f = kx + m \dots\dots\dots (21)$$

となる。

(19), (20) 式は解析するときに近似化されたある形の断面において計算される。(21) 式は内力の比がすべり土塊のスライス内で直線的に変化するものとする。この仮定には、不当な拘束性を生じることはない。というのは  $k$  と  $m$  はスライスからスライスで変えて選んでもいいし、したがって連続した内力のいかなる分布もこの方法で近似できるからである。

(16)から(21)式を用いると(2)式は

$$X = \frac{d}{dx} (E y_t) - y \frac{dE}{dx} \dots\dots\dots (22)$$

となり、(10)式は

$$(kx + L) \frac{dE}{dx} + KE = Nx + P \dots\dots\dots (23)$$

となる。ここで、

$$K = \lambda k \left( \frac{\tan \phi'}{F} + A \right) \dots\dots\dots (23 a)$$

$$L = \lambda m \left( \frac{\tan \phi'}{F} + A \right) + 1 - A \frac{\tan \phi'}{F} \dots\dots\dots (23 b)$$

$$N = p \left[ \frac{\tan \phi'}{F} + A - r_u (1 + A^2) \frac{\tan \phi'}{F} \right] \dots\dots\dots (23 c)$$

また、

$$P = \frac{c'}{F} (1 + A^2) + q \left[ \frac{\tan \phi'}{F} + A - r_u (1 + A^2) \frac{\tan \phi'}{F} \right] \dots\dots\dots (23 d)$$

(23)式はすべり面の出発点で  $E = 0$  として出発し順々に、各スライスごとに積分してゆくことができる。もし各スライスにおいて、 $x$  をスライスのお発点から測ると、

$$E = E_i (x = 0 \text{ において}) \dots\dots\dots (24)$$

を満足する解は、

$$E = \frac{1}{L + Kx} \left[ E_1 L + \frac{Nx^2}{2} + Px \right] \dots\dots\dots (25)$$

スライス末端部での値 E が決定されこれによって次のスライスにかかる E の値が与えられる。このようなやりかたで、すべり面の末端部まで行なう。すべり面の末端部で満足されるべき境界条件は、

$$E = E_n \text{ (} x = x_n \text{ において)} \dots\dots\dots (26)$$

ここで  $E_n$  は普通ゼロである。

(22)式も満足しなければならないので、(25)式とその境界条件を満足しただけでは完全に平衡を達成したとはいえない。そのために、E 値や(25)、(18)式が次の必要条件を満足するならばそれらの式より見い出される値より  $y_t$  を決定する必要がある。

(22)式を積分して、

$$M = E (y_t - y) = \int_{x_0}^x \left( X - E \frac{dy}{dx} \right) dx \dots\dots\dots (27)$$

一般に  $x = x_n$  において  $M = 0$  なので、

$$M_n = \int_{x_0}^{x_n} \left( X - E \frac{dy}{dx} \right) dx = 0 \dots\dots\dots (28)$$

もし、(28)式が満足されるならば、 $y_t$  値は(27)式より見い出すことができる。それによって各スライスはモーメント平衡がなりたつことが保証される。したがってすべての平衡式を満足させるような  $\lambda$  や F を見出すためには、先ず最初に推定した入や F から始めて、 $E_n$  と  $M_n$  を得るためにすべてのスライスにわたって積分する。しかし、一般に  $E_n$ 、 $M_n$  とも零にはならない。そこで修正した  $\lambda$ 、F を用いて系統的にくり返し計算を行ない、最終的には、 $E_n \cdot M_n$  が零になるようにする。この作業は電算によってなされる。したがって電算プログラムを作成して計算を実施した。

表-2.1 に電算によった計算結果の一例を示す。 $\lambda$  (LAMDA)、F を変化されることによって  $E_n$  (EN) や  $M_n$  (MN) が零に収レンしてゆくことがわかる。また表-2.2 は X、E、 $y_t$  (YT) のアウトプットの一例を示したものである。

表-2.1 計算結果の一例(2)

STEP	COUNT	LAMDA	F	EN	MN
1		- .21422	1.62603	7.88865	-4081.83749
2		- .12314	1.36719	21.82119	51.91992
3		- .11655	1.39363	.89111	-2.88199
4		- .11612	1.39452	.00159	-.01867
5		- .11612	1.39452	.00000	-.00000
6		- .11612	1.39452	-.00000	-.00000

表-2.2 計算結果の一例(2)

SLICE NO.	GAMMA U	T	X	E	YT
1	.324573 E+00	.191100 E+02	0.	0.	.240000 E+02
2	.475207 E+00	.258300 E+02	-.236174 E+02	.203386 E+03	.272552 E+02
3	.476190 E+00	.262500 E+02	-.251550 E+02	.216627 E+03	.251887 E+02
4	.476190 E+00	.262500 E+02	-.292615 E+02	.251991 E+03	.243307 E+02
5	.475887 E+00	.247800 E+02	-.329929 E+02	.284126 E+03	.235696 E+02
6	.475953 E+00	.344400 E+02	-.378446 E+02	.325907 E+03	.212869 E+02
7	.475369 E+00	.357000 E+02	-.419439 E+02	.361209 E+03	.199129 E+02
8	.474930 E+00	.409500 E+02	-.424258 E+02	.365358 E+03	.196156 E+02
9	.390110 E+00	.336000 E+02	-.445059 E+02	.383272 E+03	.189118 E+02
10	.315731 E+00	.210000 E+01	-.232545 E+02	.200261 E+03	.125701 E+02
11	.264143 E+00	0.	-.201183 E+00	.173253 E+01	.161612 E+01
			.368359 E-12	-.317220 E-11	0.

2-1-2 種々の安定解析による計算結果

地すべり地の32断面について簡便法、簡便Janbu法、簡便Bishop法、Morgenstern法によって安定計算を行って同一地盤条件のもとで安全率がどのように異なるか検討してみた。ここで非円弧すべり面を持つ断面については、簡便Bishop法以外のすべての方法で検討した。

安全率の検討を行なう場合、理論的に一番正確な値を与えるといわれているMorgenstern法を安全率1,000として他の方法ではどのような値を与えるかを計算した。その結果次のようなことがわかった。

(1) 円弧すべり面の場合

㊸ 簡便Bishop法とMorgenstern法とはほとんど同一の安全率を与えるが、わずかにBishop法の方が低めである。

㊹ 簡便法はMorgenstern法、簡便Bishop法と比較すると安全率は5~20%程度過少の値を与える。

これは円弧の中心角や間隙水圧が増大すると簡便法との差が大きくなる。

(2) 非円弧すべり面の場合

㊸ Morgenstern法を基準にした場合、簡便法による場合が最少の安全率を与え、簡便Janbu法は大部分その中間の値を与える。

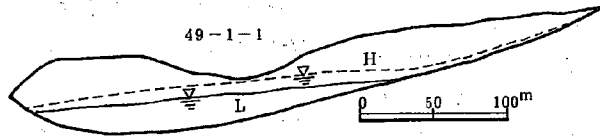
㊹ すべり面が直線すべりなどのようになめらかなすべり面を持つ場合には、三つの方法で計算してもほぼ同一の安全率が得られる。

㊺ すべり面が複合すべり面になると、Morgenstern法と比較した場合簡便Janbu法はかなり近似した値を与え、安全率は10%以下の過少の値を与える。しかし簡便法の場合、断面



によっては50%の過少な値を与える場合がある。

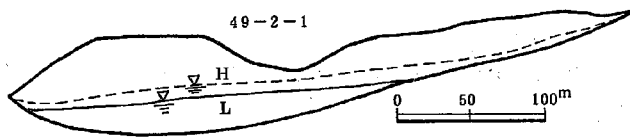
図-2.3~2.7に亀の瀬地すべり峠地区の5断面について安全率の計算結果を示したものである。同一の図の中に高水位と低水位についてMorgenstern法で安全率を1としてJanbu法、簡便法で計算したものを示したが、先にいろいろな断面で安全率を検討したように、簡便法が最小な値を示し、また地下水位が高いとき、すなわち間隙水圧が高いときほど過少な値を与えることがわかる。



峠 49-1-1 断面			
H: 高水位			
$r_t = 2.14 \text{ t/m}^3$			
c		0	$2.0 \text{ t/m}^2$
tan $\phi$		0.0863	0.0620
安全率	簡便法	0.8319	1.0073
	Janbu	0.9215	1.0885
	Morgen.	1.0000	1.1725

峠 49-1-1 断面			
L: 低水位			
$r_t = 2.14 \text{ t/m}^3$			
c		0	$2.0 \text{ t/m}^2$
tan $\phi$		0.0794	0.0620
安全率	簡便法	0.8384	1.0644
	Janbu	0.9222	1.1468
	Morgen.	1.0000	1.2350

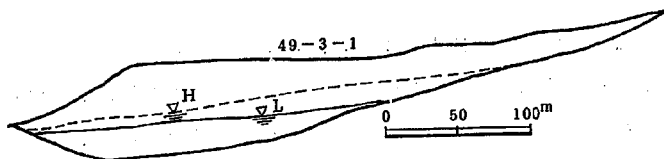
図-2.3 49-1-1 断面安定解析図



峠 49-2-1 断面			
H: 高水位			
$r_t = 2.14 \text{ t/m}^3$			
c		0	$2.0 \text{ t/m}^2$
tan $\phi$		0.0820	0.0620
安全率	簡便法	0.8807	1.0390
	Janbu	0.9354	1.0863
	Morgen.	1.0000	1.1541

峠 49-2-1 断面			
L: 低水位			
$r_t = 2.14 \text{ t/m}^3$			
c		0	$2.0 \text{ t/m}^2$
tan $\phi$		0.0748	0.0620
安全率	簡便法	0.8867	1.1080
	Janbu	0.9367	1.1556
	Morgen.	1.0000	1.2276

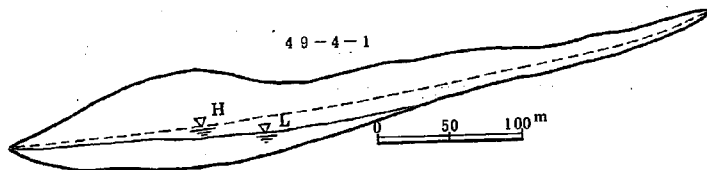
図-2.4 49-2-1 断面安定解析図



岸 49-3-1 断面 H: 高水位 $r_t = 2.14 \text{ t/m}^3$			
c		0	2.0 t/m <sup>2</sup>
tan $\phi$		0.1380	0.1349
安 全 率	簡便法	0.9319	1.1663
	Janbu	0.9634	1.1981
	Morgen.	1.0000	1.2379

岸 49-3-1 断面 L: 低水位 $r_t = 2.14 \text{ t/m}^3$			
c		0	2.0 t/m <sup>2</sup>
tan $\phi$		0.1246	0.1349
安 全 率	簡便法	0.9362	1.2688
	Janbu	0.9638	1.2998
	Morgen.	1.0000	1.3432

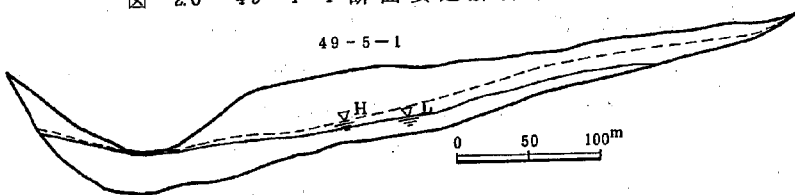
图-25 49-3-1 断面安定解析結果図



岸 49-4-1 断面 H: 高水位 $r_t = 2.14 \text{ t/m}^3$			
c		0	2.0 t/m <sup>2</sup>
tan $\phi$		0.1631	0.1349
安 全 率	簡便法	0.9428	1.0002
	Janbu	0.9660	1.0193
	Morgen.	1.0000	1.0503

岸 49-4-1 断面 L: 低水位 $r_t = 2.14 \text{ t/m}^3$			
c		0	2.0 t/m <sup>2</sup>
tan $\phi$		0.1473	0.1349
安 全 率	簡便法	0.9483	1.0889
	Janbu	0.9681	1.1135
	Morgen.	1.0000	1.1391

图-26 49-4-1 断面安定解析結果図



岸 49-5-1 断面 H: 高水位 $r_t = 2.14 \text{ t/m}^3$			
c		0	2.0 t/m <sup>2</sup>
tan $\phi$		0.0855	0.1349
安 全 率	簡便法	0.5037	1.0900
	Janbu	0.9177	1.9206
	Morgen.	1.0000	2.0604

岸 49-5-1 断面 L: 低水位 $r_t = 2.14 \text{ t/m}^3$			
c		0	2.0 t/m <sup>2</sup>
tan $\phi$		0.0785	0.1349
安 全 率	簡便法	0.5243	1.1963
	Janbu	0.9265	2.0659
	Morgen.	1.0000	2.2015

图-27 49-5-1 断面安定解析結果図

また断面形によっては、49-5-1断面のように、地すべりが川を越えるような特殊な断面では簡便法では Morgenstern 法の安全率の半分程度の値となり、さらに簡便 Janbu 法でも 10% 弱の過少の値を与えることになる。また 49-1-1 や 49-2-1 断面においても、すべり面の曲りが大きくなると簡便法で求めた安全率は Morgenstern 法でもとめたものよりも、12% 程度も低い値となっていることがうかがえる。

したがって、亀の瀬地すべりで今後安定解析を行なう時安定解析式によって安全率がかなり異なった値となるので計算式の撰択は慎重に行なう必要がある。というのは、安全率が数パーセント違っても亀の瀬地すべりのように大規模な地すべりでは、工事費に非常な影響を与えることになるからである。

特にすべり面の曲りが大きい時は、簡便法で行なうと Morgenstern 法による場合と著しい差異が生ずることになる。したがって、現在一般的に地すべり解析に用いられている簡便法は亀の瀬地すべりの場合には地すべりの安全度を過少に標価することになるので、少なくとも解析には簡便 Janbu 法、あるいは Morgenstern 法を用いるのが適当と思われる。

## 2-2. 有限要素法による検討

### 2-2-1. 単純斜面による検討

亀の瀬地すべりの複雑化した断面で斜面内部の応力状態や変位量等を検討する前に、単純化したモデル斜面を仮定してそれらを検討し、安定解析を行なうための基礎資料を得ることにした。

#### (i) 解析方法

地すべりが発生するといった場合には地表面にクラックが生じるとか、地表の陥没や、隆起があるなどいろいろな変状が生じる。このような地表面の移動が生じるときには当然地すべり土塊内部でも応力変化を生じていることになる。このような地すべり土塊内の応力変化が歪となり、それが総合されて地表面の移動が生じるわけである。この地すべり移動という言葉には2つの事象が含まれる。1つは地すべり斜面の限界平衡状態が破られて一体となって活動するときの移動量であり、あと1つは、昭和42年の亀の瀬地すべり地区の移動量観測（航測による）で明らかであるように、地すべり土塊全体からみるとその斜面は安定しているが、地すべり土塊の大半あるいは一部で変状が生じ、地すべり土層全体が限界平衡状態になる前に、土層が変形するときの移動量である。

そこで有限要素法を用いて地すべり土塊内部の応力、歪の状態を検討することにした。

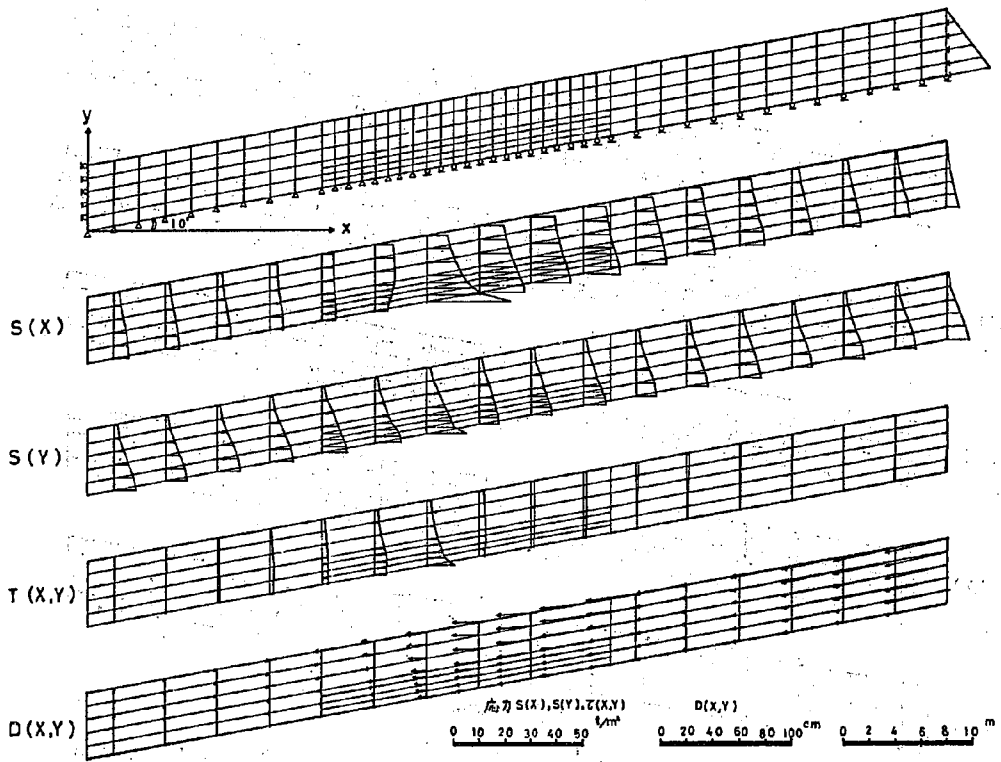
F. E. M の解説は他の成書を参考にしていただくことにして、ここでは解析に用いた斜面の形態、計算条件のみを記すことにする。

長さ66m、すべり土層で厚5mの土塊が勾配10°のすべり面勾配をすべり落ちるというモデル斜面において、すべり面強度、外力条件などを変化させ、そのときの内部応力、変形状態などを調べた。

モデル斜面は図-2.8に示すように3つの部分からなりたち、すべり面強度、弾性係数、固定条件、斜面上端の外力の大きさ、斜面末端部の固定条件などをかえて計算し、以下計算結果を示すことにする。

(II) 解析結果

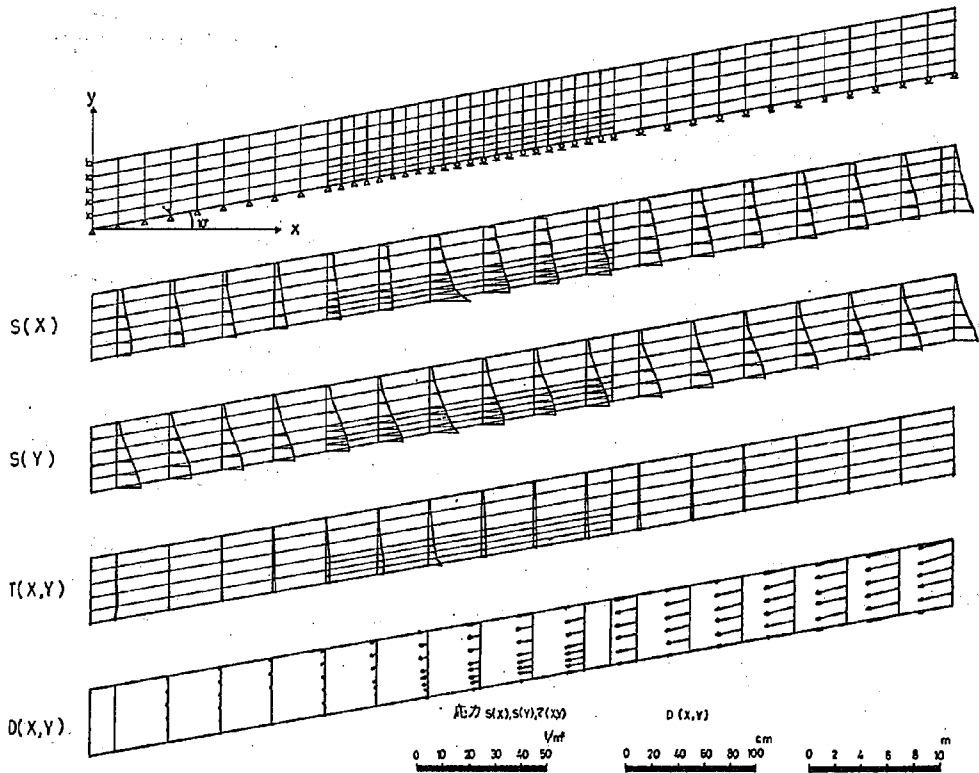
いろいろなケースを計算したがここではその一部を図示する。図-2.8は斜面長66mのうち下端部25mがローラーとヒンジで固定されており、上端部41mが摩擦抵抗なしのローラーの上を下端部の土塊に突入むような斜面を仮定した。上端部41mの斜面のすべり面に抵抗



斜面長	66 m	
	25 m	41 m
移動土塊	E	500 t/m <sup>2</sup>
	ν	0.4
	c, φ	c = 20 t/m <sup>2</sup> φ = 15°
すべり面強度		c = 0°      φ = 0°
すべり面勾配	10°	
固定条件(すべり面)	ヒンジ	ローラー
斜面固定条件	上端	φ = ν, c, 0
	下端	ローラー

図-2.8 モデル斜面での解析(1)

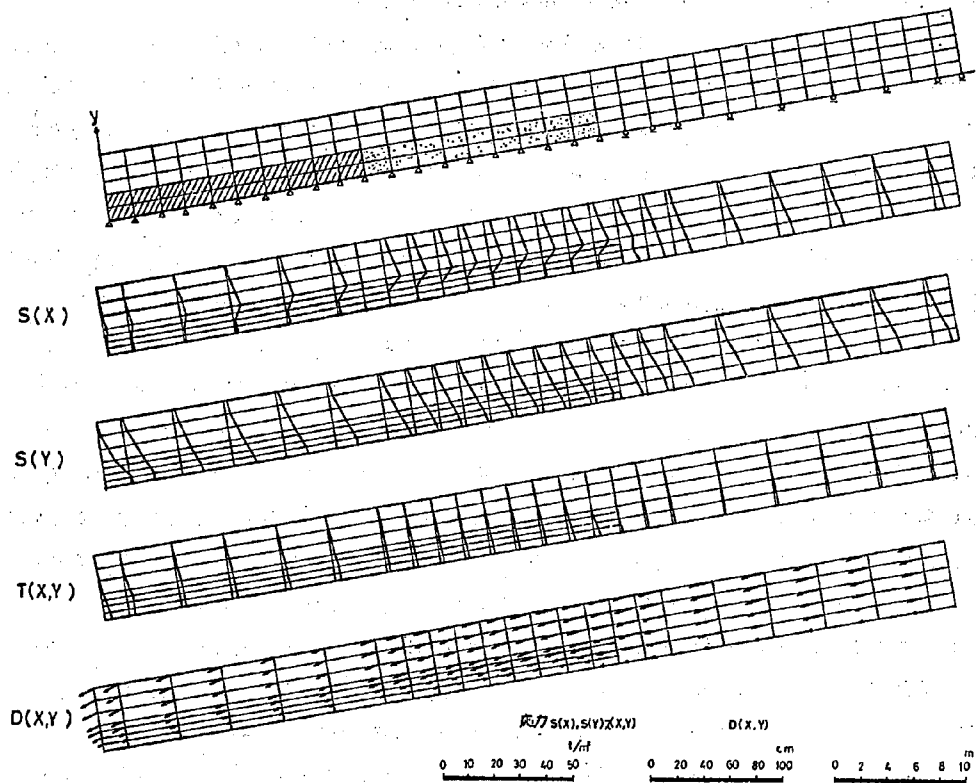
がない斜面は実際にはありえないが、長い斜面が抵抗土塊に突込むようなことを想定して、このようなモデル斜面で計算した。これによると、 $S(X)$ が斜面上端部より徐々に大きくなりその分布も変化していることがうかがわれる。特に分布形は上端部では三角分布に近いものが、だんだんと斜面の下方にゆくにつれて、台形分布になり、すべり面と仮定した面が完全固定になる付近での $x$ 方向の土圧は急速に増大し、放物線分布に近い状態になっている。それ以下の斜面内では長方形分布から徐々に台形分布に変化していることがうかがわれる。 $S(Y)$ は斜面のどの断面をとってもほぼ土塊の垂直的な自重による土圧を示しているが、 $S(X, Y)$ は受動破壊を



斜面長		66m	
		25m	41m
移動土塊	E	500t m <sup>2</sup>	
	γ	0.5	
c, φ		c = 20t m <sup>2</sup>	φ = 15°00'
すべり面強度			c = 0.5t/m φ = 4°00'
すべり面勾配		1:0'	
固定条件(すべり面)		ヒンジ	ローラー
斜面拘束条件	上端	c = v. n. h	
	下端	ローラー	

図-2.9 モデル斜面での解析(2)

起そうとしている部分、すなわち固定条件のローラーからヒンジに変化する斜面で大きくなっていることがわかる。変位量をみると斜面上部では 50 cm 程度であるものが、下部にゆくにたれて徐々に減少し、また変位量の垂直的な分布も長方形すなわち地表面からすべり面まで等しい変位を示しているが、すべり面がローラーからヒンジに変化する付近から地表面付近がすべり土塊の深いところに比して変位量が大きくなりまた隆起も生じる。このような現象は地すべりの末端の変状と酷似している。移動斜面（ローラーをすべり面にもつ部分）が長くなると斜面の各部の x 方向の応力にしたがって x 方向の歪や変位が大きくなり、短いとその逆になる。



斜面長	6.5m			
	2.0m	2.0m	2.5m	
移動土塊	E	$\frac{500 \text{ t/m}^2}{E_x = 100 \text{ t/m}^2, E_y = 500 \text{ t/m}^2}$	$\frac{500 \text{ t/m}^2}{E_x = 50 \text{ t/m}^2, E_y = 500 \text{ t/m}^2}$	500 t/m <sup>2</sup>
	$\nu$	0.4	0.4	0.4
	$C = 2.0 \text{ t/m}^2$		$\phi = 15^\circ 00'$	
すべり面強度			$C = 0.5 \text{ t/m}^2$	$\phi = 4^\circ 00'$
すべり面勾配	10'			
固定条件(かっ面)	ヒンジ			
斜面 上端	$\sigma = \nu \cdot \bar{\sigma}_x$			
拘束条件 下端	ローラー			

図-2.10 モデル斜面での解析(3)

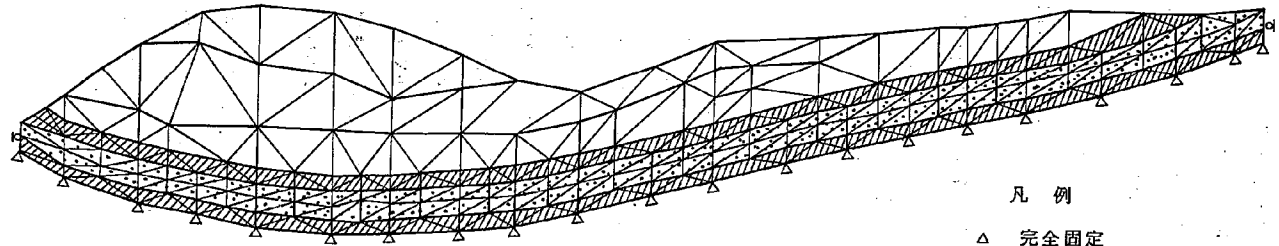
しかし、それらの分布状態は図-2.8に示したものと類似している。

図-2.9は図-2.8に示した斜面上部のすべり面にあたるローラーに、 $C=0.5 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=4$ 度の摩擦抵抗が作用するとして考えた斜面であるが、このような斜面は実際の地すべり斜面でもよくみられる状態である。図-2.9と図-2.8と比較してみると、 $S(X)$ の斜面上部から下部にむかう応力の増化の割合は図-2.9の方が図-2.8よりも小さいが、増加の傾向は類似している。このようなことは $\tau(X, Y)$ 、 $D(X, Y)$ にもいえる。すなわち移動土塊にあるすべり面に摩擦抵抗がある場合でも、ない場合でも、あるいは大きな場合でも小さな場合でも、応力の変化の状態、歪あるいは変位の変化状態は類似していることがわかった。

図-2.8、図-2.9あるいはこれと類似した条件の斜面でいろいろ計算してみた。しかし、いずれもすべり面での拘束条件として斜面上部のローラーから中間部～末端部にかけてヒンジになるように考えていたが、ヒンジで完全に固定してしまうと十分に地すべり現象にあわないような場合が生じてくる。すなわち、移動土塊の延長上に、すべり面となりうるような弱層が存在する場合には、当然地すべり面はその弱層にそって生じることになる。したがって、図-2.8、2.9の場合のように、この弱層がない場合にはすべり面はローラーとヒンジの境界付近から上向に形成されて、地表部の隆起を生じることになったわけだが、図-2.10の場合にはすべり面は弱層をとって斜面末端にまで生長していくことになる。すなわち図-2.10からうかがえるように、斜面の最下部では地表より3mから5mの間に異方性の物質( $E_x=100 \text{ t/m}^2$ 、 $E_y=500 \text{ t/m}^2$ )、斜面中間部の地表より3m～5mの間にも異方性の物質( $E_x=50 \text{ t/m}^2$ 、 $E_y=500 \text{ t/m}^2$ )があるような斜面の場合には、斜面上部のすべり面(ローラー)は、x方向に小さい弾性係数をもっているため、すべり面もこの弱層にそってx方向に成長してゆくことになる。応力分布をみるとすべり面にローラーを持つ部分では図-2.8、2.9と同じような変化を示す。しかし斜面中間部から下端部にゆくと、急に応力状態が変化する。特に $S(X)$ においては著しい。すなわち、異方性材料よりなる土塊内では $S(X)$ は $E_x$ の大きい上部のすべり土塊を伝わって下部にながれてしまい、異方性材料を持つ領域ではx方向にすべりを起してしまっていることになる。したがって図-2.10の下部に示した変位図でも異方性材料の上部にあるすべり土塊内での変位量は同じとなり、その深部にある異方性材料内で流動を起し、斜面全体が変形し末端地表面で10cm、斜面上端で16cmの変位をみることになった。これと類似した計算を数ケース行なってみたがいずれもすべり面は異方性材料よりなる弱層に沿って成長してゆくことがわかった。

#### 2-2-2 49-1-1断面の検討

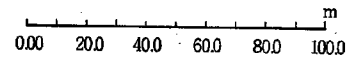
前項で単純斜面において有限要素を用いて地すべり土塊内部の応力について検討したが、ここでは亀の瀬地すべりの峠ブロックの49-1-1断面について検討を行い、今後有限要素法が亀の瀬地すべりの解析に用いることができるかどうか調べることにした。49-1-1断面をモデル化して図-2.11のようにした。これは亀の瀬地すべりの場合いわゆる安山岩の破碎した含ミソ状粘



凡例

△ 完全固定

○ ロール



NODE スケール

区分	E	$\nu$	$r_t$	c	$\phi$
	1,000 $t/m^2$	0.35	2.14 $t/m^2$	0.0 $t/m^2$	0°
	3,500	0.3	2.14	5.0	30°
	3,500	0.3	2.14	30.0	60°

図-2.11 49-1-1 断面計算解析図

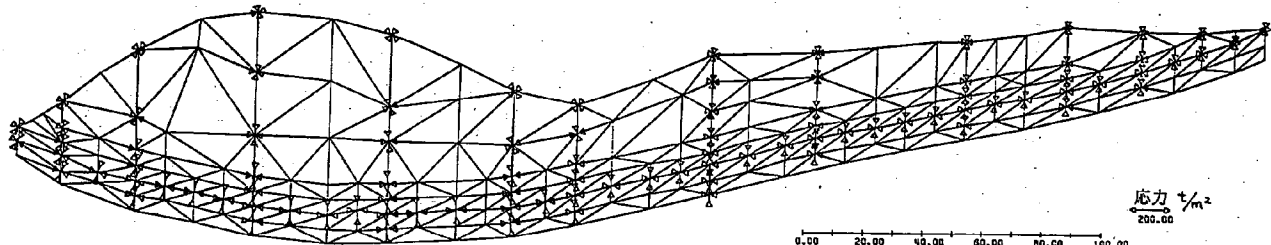


図-2.12 49-1-1 断面主応力分布図



土破碎安山岩層の下に凝灰質の粘土層が存在し、すべり層を形状しているの、この層を実際のものよりも厚く表現しているが、それを点々で示した。またそのすべり層の上下は破碎されているので、その斜面を斜線で示し、また破碎をほとんど受けずに滑動したと思われる領域がすべり面上部の破碎岩の上に分布している。また固定条件としてすべり面上部の破碎を受けた下部には未破碎の固い安山岩層が分布し、弾性係数も極端に異なっていると思われるので、完全固定とした。

また各領囲における弾性係数  $E$ 、ポアソン比  $\nu$ 、単位体積重量  $\gamma$ 、土塊の粘着力  $c$ 、土塊の内部摩擦角  $\phi$  を、図-2.11 に同時に示してある。

以上の条件のもとに計算を行なった結果の主応力図を図-2.12 に、また点安全率と最小安全率の方向を図にしたものを図-2.13 に示した。

図-2.12 の主応力図をみると地すべり斜面の頭部と末端部では自重の方向が最大主応力の方向となり、それに直角な方向が最小主応力となっているが、すべり面の勾配が変化する地すべり中央部では主応力の方向がやや回転していることがうかがえる。すなわち、すべり面の勾配の変化とともに主応力の方向もそれに伴って変化することになる。

また点安全率の分布の場合、図-2.13 のすべり面と推定される面の方向の安全率をみると、地すべり頭部において最小安全率を与え、地すべり中心部に向かって徐々に安全率は増加しているが、いずれも 1.0 以下である。しかし、すべり面の角度がゆるくなるにつれて安全率が増加し、すべり面勾配が逆になると安全率は高くなっている。これらの点安全率を平均すれば 1.7.4 となり、Morgenstern 法で安全率を 1 とするような  $c$ 、 $\phi$  を与えた場合より非常に大きな値が得られた。しかし今回の場合間隙水圧を無視して考えたのでかなり大きな安全率になったものと思われる。有限要素法で間隙水圧をどのようにしてとり入れてゆくか問題があるが、今後検討してゆきたい。

また図-2.14 ~ 図-2.16 は地すべり土塊のある断面における断面に垂直な方向の応力  $X$  と断面に沿ってのせん断力  $T(X, Y)$ 、およびその断面における変位を示す図をそれぞれ示した。まず  $X$  の分布図を見ると、地すべり頭部では引ばりが発生するが、斜面中央部に行くと土圧分布は三角分布をし、さらに中央部から末端部では台形分布になることがうかがえる。

一方、せん断力分布  $T(X, Y)$  をみると斜面上部のすべり面の一定の勾配のところでは、ほとんどせん断力はみられないが、すべり面の変曲点より地すべり末端部にかけてはプス、マイナスの差はあるがかなりのせん断力が生じることがわかる。このことから安定解析式でせん断力を無視した簡便法や簡便 Janbu 法がせん断力を考慮した Morgenstern 法とかなりの差の出来ることが考えられる。

また、変位図 ( $x$  方向のみ) をみても不自然なものとは思えない。

以上亀の瀬地すべりのように、すでにすべり面の存在するような地すべりにおいては、今回のような境界条件等を与えて地すべり土塊の内力、安全率等を推定することは可能と思われる。今後さらに間隙水圧を考慮して解析をつづけてゆきたい。

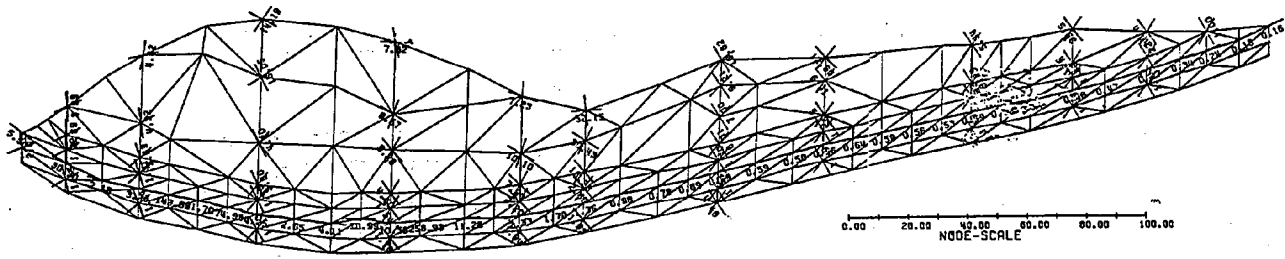


図-2.13 49-1-1 断面点安全率分布図

—47—

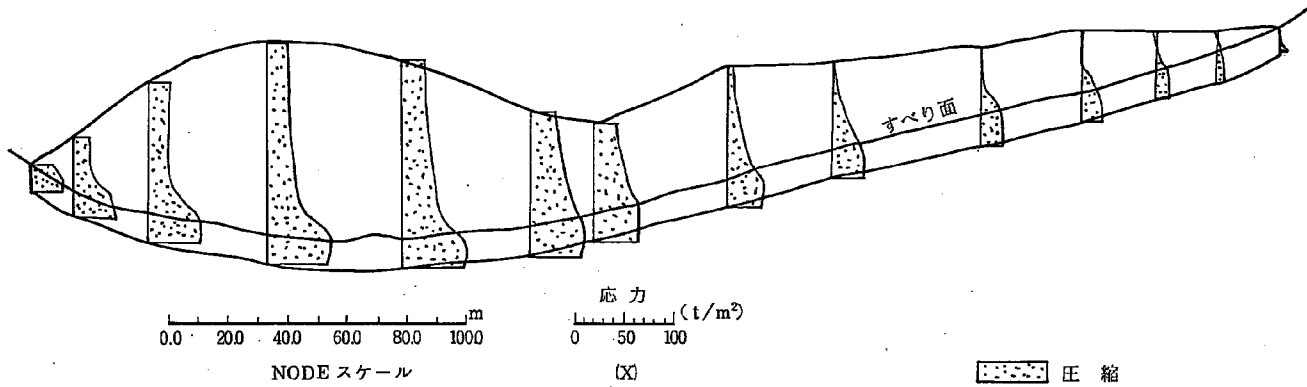


図-2.14 49-1-1 断面応力 (X) 分布図

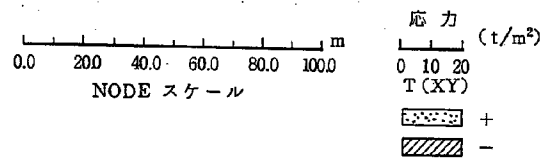
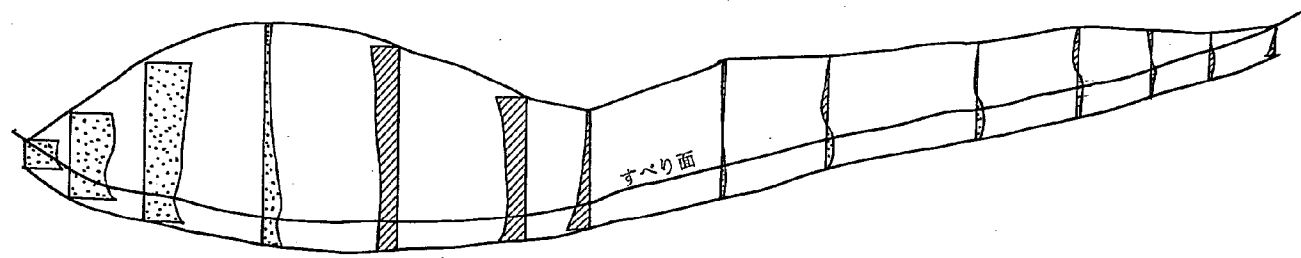


図-2.15 49-1-1 断面せん断力 T(X, Y) 分布図

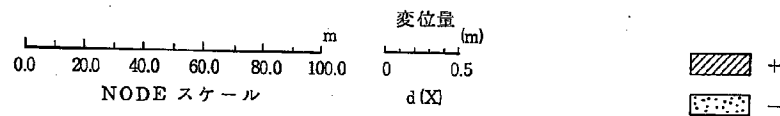
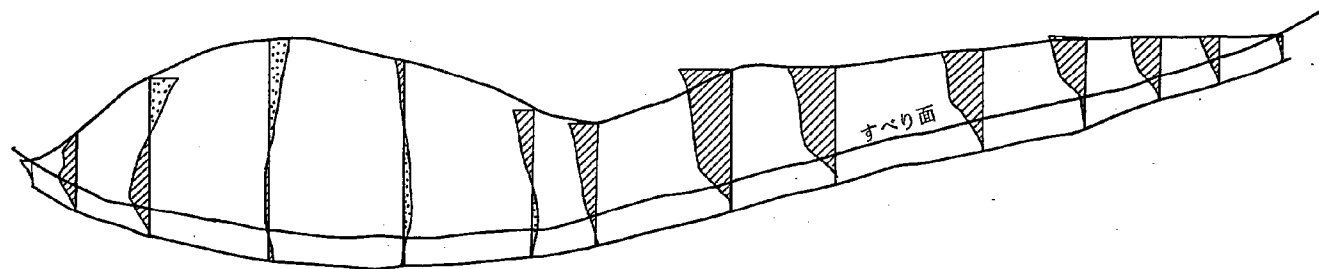


図-2.16 49-1-1 断面変位図

### 3. 地すべり対策工

#### 3-1. 排土工の検討

峠地区地すべりにおいて大和川河川流量改訂に伴う河積の増加のため地すべり末端の切取りが予想され、これによる地すべり安定度の減少が非常に大きいため地すべり上部の排土等が検討されている。また清水谷ブロックでは地すべり排土工の実施が決定しているが、これを新潟試験所の大型地すべり発生装置を用いて、実験的にまた一方では解析的に排土の影響を検討し、実際の工事に参考になる資料を得ることとした。

##### 3-1-1. 解析的検討

一般に安全率の検討は、地すべり斜面が剛体としての均合を考えたことであり、斜面長の短い場合には斜面の変形を無視して剛体としての均合だけ考えれば良いが、亀の瀬地すべりのように斜面長が1kmを越えるような長大地すべり斜面では、斜面の均合だけでなく、斜面の変形を考えなくては不十分であることが考えられる。そこで斜面の変形を圧縮あるいは圧密変形による場合と、変形係数をもとにして考える方法と二つ考えてみた。

##### (i) 圧縮、圧密変形をする場合

斜面の安定解析により一定の安全率においては長さ $\ell$ の範囲の斜面が変化をうけるものとする。斜面の一末端の不動点を0とし、図-3.1のような座標をとるとする。0より $\zeta$ にあるところでの内力 $P(\zeta)$ は

$$P(\zeta) = (\ell - \zeta) \cdot h_c \cdot r_1 \cdot \sin \theta - (\ell - \zeta) \times \{ (\ell - \zeta) \cdot h_c \cdot r_1 \cos \theta \tan \phi + c \}$$

であらわされる。

ただし、 $\ell$  : 斜面長

$\zeta$  : 原点(不動点)からの距離

$h_c$  :  $\zeta$ 点のすべり土層厚

$r_1$  : 斜面の単位体積重量

$\theta$  : すべり面勾配

$\phi$  : すべり面における土の内部摩擦角

$c$  : すべり面における土の粘着力

したがって、 $\zeta$ 点のx方向の平均応力 $\sigma_x(\zeta)$ は

$$\sigma_x(\zeta) = \sigma(\zeta) = \frac{P(\zeta)}{h_c}$$

y, z方向応力の近似式として

$$\sigma_y(\zeta) = K \sigma(\zeta) \quad (\text{但し } K \text{ は側圧係数})$$

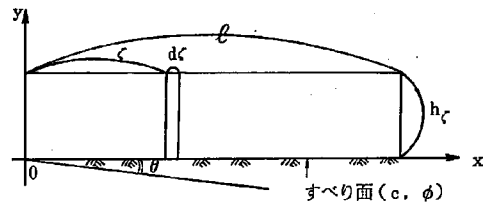


図-3.1 地すべり解析図

$$\sigma_z(\zeta) = 0$$

斜面の変形前から存在している外部荷重をPとすると

$$\sigma_x = \sigma_y = \left(P + \frac{r_t h_\zeta}{2}\right) K \quad \sigma_z = P + \frac{r_t h_\zeta}{2}$$

これらの値から平均応力の式は次のように

$$\text{斜面の変形前では } \sigma'_x = \sigma'_y = \left(P + \frac{r_t h_\zeta}{2}\right) K$$

$$\sigma'_z = P + \frac{r_t h_\zeta}{2}$$

$$\text{斜面の変形後では } \sigma_x = \left(P + \frac{r_t h_\zeta}{2}\right) K + \sigma(\zeta)$$

$$\sigma_y = \left(P + \frac{r_t h_\zeta}{2}\right) K + K\sigma(\zeta)$$

$$\sigma_z = P + \frac{r_t h_\zeta}{2}$$

ここで水平方向のみの変位量を考えると  $\epsilon_i$  (個) は

$$\epsilon_i = \frac{e_i' - e_i}{1 + e_i'}$$

ここで  $e_i'$ ,  $e_i$  は 2 次元の条件で各  $x_i$  の値に対する拘束圧縮試験により求められる次の圧力に対応する間隙比である。

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{com}}' &= \frac{\sigma_x' + \sigma_y' + \sigma_z'}{1 + 2K} = \frac{2\left(P + \frac{1}{2} r_t h_\zeta\right) K + P + \frac{1}{2} r_t h_\zeta}{1 + 2K} \\ &= P + \frac{r_t h_\zeta}{2} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{com}} = \frac{1 + K}{1 + 2K} \sigma(\zeta) + \frac{r_t h_\zeta}{2}$$

したがって斜面の圧縮変位量 S は、

$$S = \sum \epsilon_i \Delta \zeta$$

で求めることができる。

## (II) 変形係数を考えた場合

不動点よりくにおけるすずみ  $\epsilon_\zeta$  は

$$\epsilon_\zeta = \frac{P_\zeta}{E_\zeta \cdot h_\zeta} \quad (E_\zeta : \zeta \text{ 点の変形係数})$$

したがって  $S = \sum \epsilon_\zeta \cdot \Delta \zeta$

ただし、 $P_\zeta = r_t h_\zeta \sin \theta - \{(r_t h_\zeta \cdot \cos(\theta - u) \tan \phi + c) + (\ell - \zeta) P_{\zeta-1}$

(iii) 解析結果

亀の瀬地すべり清水谷地区においては、一応剛体としての斜面の安定解析が図-3.2に示す47-1-c断面を用いて清水谷地区では完了している。すなわちヤンプー式を用いて原地形による斜面の安全率をほぼ1と仮定し、実線で示すような排土を行なって安全率が1.2になるような排土計画がなされた(図-3.2 a参照)。このとき排土面より上部にあった原地形内の地下水水位は排土により排土面より以下の図に示したところまで低下することを予想して計画を行っている。

そして図-3.2 bには原地形に対するものと排土計画によるものに対する、各スライスにおける内力、すなわちPを図示した。これによると内力はスライス19までは徐々に増加することが原地形においても排土後においてもうかがえる。しかし19のスライスより下部のスライ

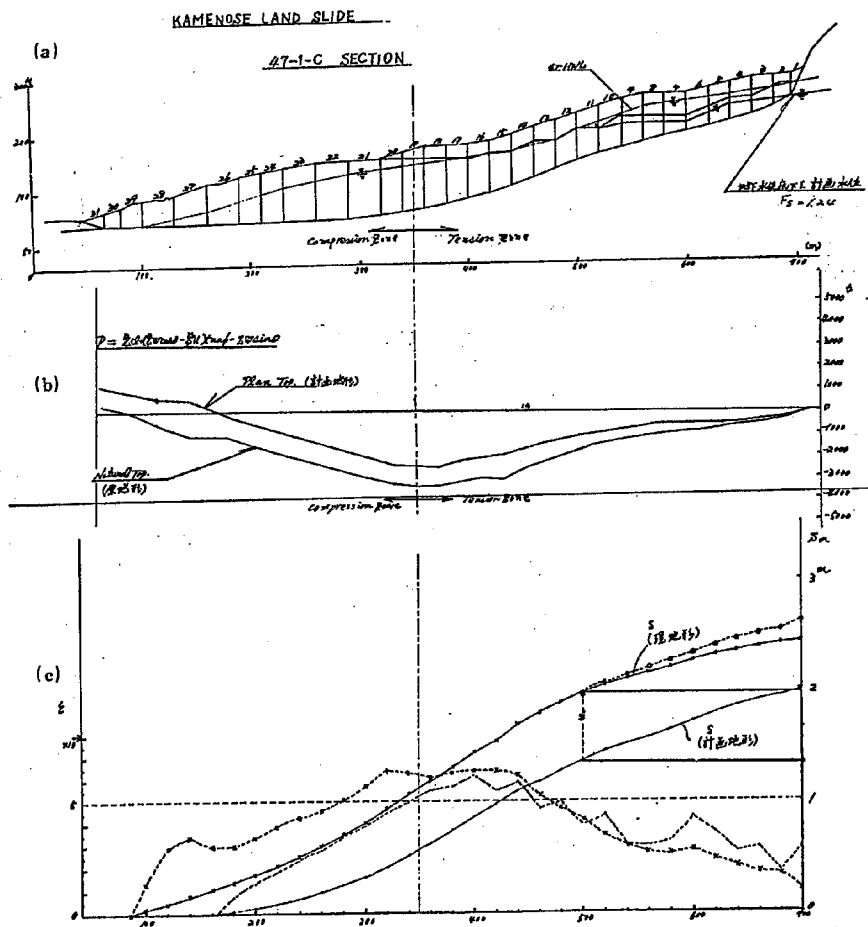


図-3.2 亀の瀬地すべり解析図

スにゆくにしたがって内力は減少し、すなわち抵抗が徐々に増加していることがわかる。そして原地形では、安全率を1.009と1より大と仮定しているため、スライス30で内力が0となっているが、排土後においては、スライス26のところでは内力が0となっていることがわかり、排土による結果が大きいことが期待される。すなわち、均合としては所定の安全率が得られたことになる。しかし、斜面が均合うときにどのくらいの変形があり、また対策工事によりどの程度までの変形が許されるかが大きな問題となってくると思われる。図-3.2bでもわかるように、スライス19より上部の斜面では推力の方が抵抗力よりも大であるため、地すべりの活動源となっているが、排土により断面が減少するため内力としては減少するが、応力としては増加し、したがって歪の増大により斜面が変形をおこすことになる。亀の瀬の場合、頭部でどの程度の範囲での変位が許容されるかは行政的にも決定されるべき問題と思われるが、排土による斜面上部の変形は予想されうることである。

そこで前項で述べた(ii)の解析を行なうことにした。

図-3.2cに示すように、 $B = 5,000 \text{ t/m}^2$ と仮定して、各点におけるひずみ  $\epsilon_z = \frac{P_z}{E h_c}$  を計算すると、原地形に対しては点線に×印を示した曲線になり、排土後においては点線で示した。そしてこれらのひずみによる各点の絶対変位量を原地形に対しては実線に×印、排土後に対しては実線で示した。これらの曲線よりうかがえることは排土により、スライス11より上部の斜面では原地形における歪よりも排土後の歪が増大していることがうかがえる。すなわち原地形の斜面が安定度をうしなって活動をおこし、斜面内に原地形での歪として蓄積され安定しているが、排土を行なって原地形のひずみをオーバーする部分に対して、斜面は再び変形することになる。したがって、絶対変位量(S)のグラフに示すと、原地形がスライス12と11の境界点より点線に○印の曲線として加算されることになる。すなわち斜面が最初安定の状態からバランスを失わない安定し、排土を実施したとすると絶対変位量は実線に×印から点線に○印のような曲線をたどることになる。したがって現在、排土を行なう前にはすでに原地形での変形状態は実線に×印のものとなっているので、この実線に×印と、点線と○印に示される曲線の差が、排土を行なうことにより予想される変位量である。これによると変形係数を  $5,000 \text{ t/m}^2$  とすると地すべり頭部で約  $20 \text{ cm}$  の変位がみられることになる。

### 3-1-2 大型地すべり発生装置による実験

#### (1) 実験装置および実験方法

実験装置は図-3.3に示すような幅  $2 \text{ m}$ 、深さ  $10 \text{ m}$  の両面ガラス張りの鋼製箱で傾斜角  $30^\circ$  まで傾けることができる。土層の底部にはすべり面として約  $10 \text{ cm}$  の厚さでベントナイト層を作り、その上に  $50 \text{ cm}$  の土層を作り移動土塊と考えた。今回はすべり面を平面と単純化して排土の影響を調べることにし、移動土塊の一部を排土するため、それに相当する部分にモッコを敷きその上に土を敷均した。計測は7台のダイヤルゲージを斜面方向に設置し変位を測定し、また斜面内部応力変化を見るために  $0.2 \text{ kg/cm}^2$  の土圧計を斜面中央沿いに表面より  $25 \text{ cm}$  の位

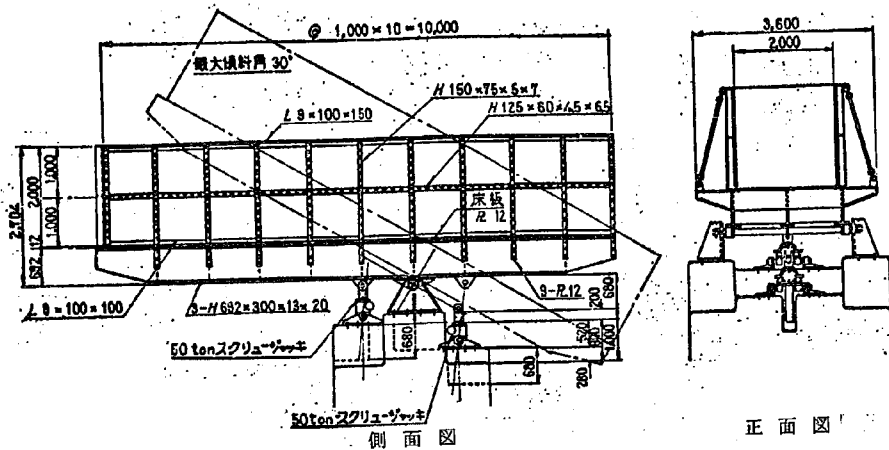


図-3.3 可傾土槽

置に5個増設した。その他土塊の絶対変位量を見るために2台の移動計を設置した。斜面傾斜は約 $1^\circ/\text{min}$ の速度で $12^\circ$ まで上昇し、その後 $F_s = 1.00$ になるまで $1$ 度ずつ傾斜を増加し、土塊の変形量を測定し、変形を示さなくなった時に排土（モッコをつり上げて所定の部分の移動土塊を取り除く）を行ない、さらに排土による斜面の安定度を見るために斜面が滑動崩落するまで装置を傾けた。

(II) 実験結果

排土前、排土後における1ケースの時間と変位の関係を図-3.4、時間-土中土圧の関係を図-3.5に示す。図-3.4よりうかがえることは斜面を $12^\circ$ 程度に傾ける( $F_s = 1.488$ )頃より斜面全体が変形しはじめる。これはすべり面にあるベントナイト層がすでに変形していることを意味しているように思われる。さらに斜面の角度を上昇させ $18^\circ$ になったとき、一応計算によると安全率はほぼ1となっている。この間地すべり土塊は全体的に変形し、斜面最上部の移動量と末端部での移動量では $3\text{mm}$ 程度の差が生じていることがわかる。これは移動土塊内での圧縮形が生じていることを意味する。 $18^\circ$ に傾けたまま斜面をクリープ変形させ、図-3.6aに示した部分で全移動土塊に対して5.4%の排土を行なった。この排土によって安定度は1から1.058に高まった。しかし排土箇所より下部斜面の変形は排土によって変形量の減少がみられたのに対し、排土箇所より上部の斜面での変形速度が増加したことがうかがわれる。この傾向は図-3.5に示した移動土塊中の土圧変形に明瞭にあらわれている。すなわち、排土により土圧計No.2よりNo.5までの土圧計での圧力の減少がみられるのに対し、排土箇所上部にある土圧計No.1ではほとんどの土圧の変化がみられない。特に排土箇所に近いNo.3, No.2, 土圧計での土圧変化著しい、排土後土圧、変位量の変化がほとんどなくなったのを確認してから斜面を徐々に傾け、 $19^\circ$ までにした。このときの $F_s$ は1.004とほぼ1になったものと考えられるが、



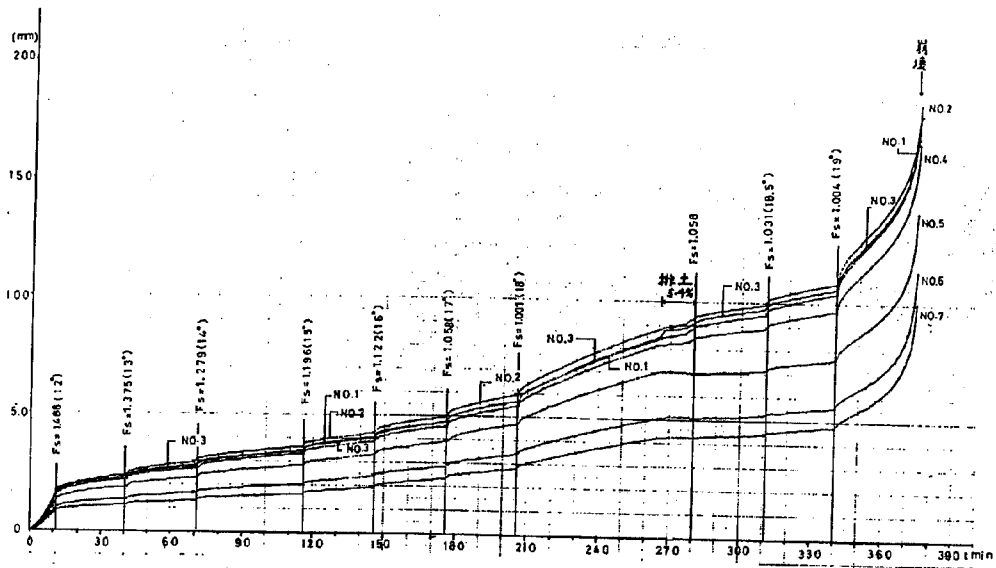


図-3.4 Case2 時間と変位量の関係

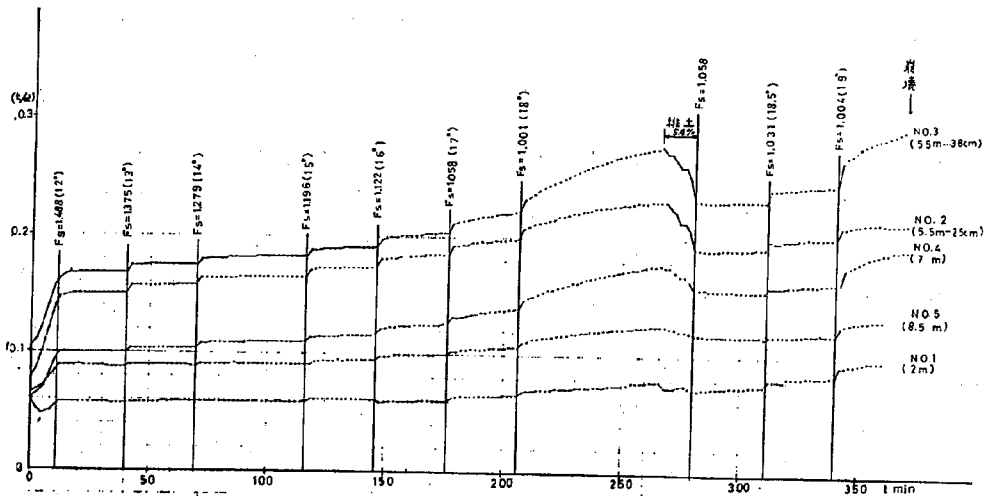


図-3.5 Case2 時間と土中土圧の関係

時間の経路とともに、各変位測定点での移動量が同じになり、つまり移動土塊全体が一体となり移動しはじめ、ついに崩落するに至った。

実験斜面を弾性体と仮定し、排土の効果についての解析、検討を行ない、その結果を図-3.6に示した。(a)図は実験斜面条件、計器の配置、排土箇所および土塊の土質特性を示し、(b)図に

は排土前と排土後における各スライス毎の圧力と、実験斜面排土直前における土中土圧計より得られた値を図示した。この土中土圧計の示す値が計算値に対して $1/2 \sim 1/3$ という値を示しているが、内力の分布形態は計算値と一致している。(c)図には排土前後のひずみ量を計算からまとめたものと、ダイヤルゲージの変位量からひずみ量を求めたものを実験値として図示したものであるが、内力分布図とよく一致していることがわかる。(d)図は計算値から求めた絶対変位量と、ダイヤルゲージより求めた変位量と実験斜面の傾斜角度毎、すなわち内力の増加に伴う変位量と排土直前、直後、排土後における変位量を示し、さらに排土によって生じたひずみ増分量に対する計算値と実験値をそれぞれ、細い点線、太い点線で示した。

ここで示した計算法については前項を参照していただきたいが、(d)図よりうかがえるように実験値の変位量は計算値の変位量より小さいことがわかる。これは計算値の前提が、斜面末端部での変位量を零としているのであるが、実際の実験斜面においてはすでに勾配 $12^\circ$ のときより末端部ではすでに変形が生じている。これはすべり面のベントナイト層がピーク値に達する以前に変形が始まり斜面勾配が急になるに従ってさらに変位量が增大する。斜面全体の変形量をみると実験の条件と計算の仮定が違うためにその定量的な比較は困難であるが、排土の効果を見るために斜面の相対的変形量を比較するとその傾向は類似していることがうかがわれる。すなわち、排土により排土箇所上部の斜面変形がみられることが実験的にも実証できたことになる。今回の実験ではすべり面勾配が一定であり、移動土層の厚さも一様であったため排土個

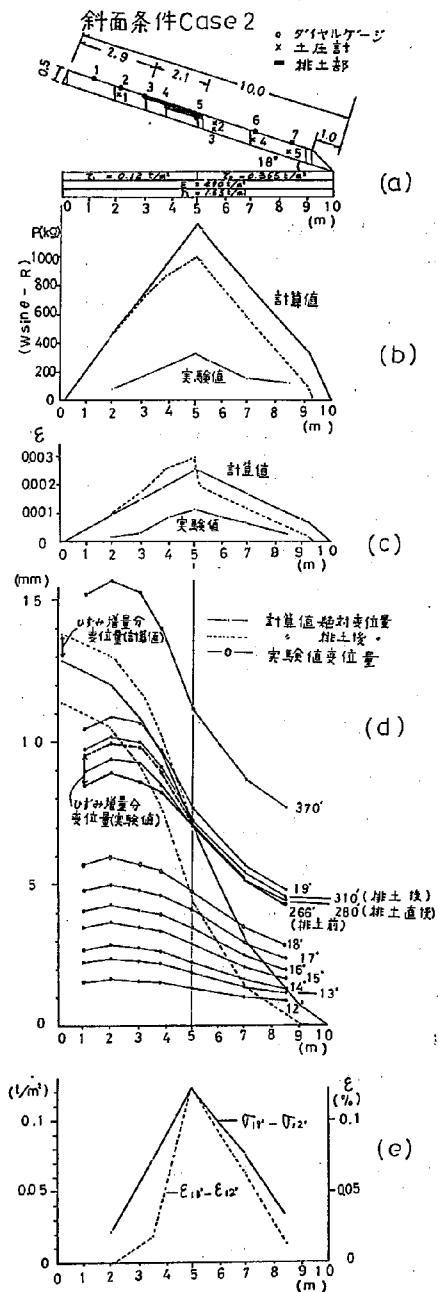


図-3.6 解析結果図

所を斜面中央部に選び、そこでの内部応力を減少させることによって排土による斜面の変形をみることにした。しかし亀の瀬地すべりにおける実際のすべり斜面は、すべり面勾配、移動土層圧、すべり面でのせん断強度が場所によって異なるため本実験と直接比較することができないが、長大な斜面において移動土塊の一部を排除することによって、斜面上部での変形を起すことを予測して工事を行なう必要のあることがわかった。

### 3-2. クイの設計法

亀の瀬地すべりは大きくブロックわけすると清水谷ブロックと峠ブロックになるが、さらにこれらに付随した小ブロックの地すべりが存在し、それらの対策工としてクイ工が用いられようとした。また一方では大規模な地すべり土塊をコントロールするためには排土工のような単独の工事ではあまりにも規模が大きくなるため、抑止工、抑制工の検討が必要となった。

抑止工の第一に考えられるのはクイ工であるが、その設計法が確立していないため、実験的、解析的にその検討を行なうことにした。

従来地すべり防止対策工の一つとしてクイ打ち工が用いられているが、地すべり運動の実態などが明らかでない点もあり、クイ打ち工に対する考え方は統一されたものがない。しかし、ここで地すべり防止グイの機能を検討してみると三つのものがあることがわかった。

- (1) 地すべり移動層を直接抑える抑え機能
- (2) 移動層と不動層の間にクサビを打込み、すべりを抑止するクサビ機能
- (3) 地盤の強度を増加させる補強機能

そこでこれらのクイを機能別にその解析を理論的に、また実験的に行なうことにした。また現在地すべり地に打設されているクイには直径1.5～3.5m程度の大口径グイでシャフト工と呼ばれるものと、大口径ボーリング孔に直径318.5～457.2mmの鋼管グイ等を挿入するものがあるが、シャフト工のように剛なクイに対する解析は既になされているので、特に軟弱な、鋼グイを対象にして解析・検討を行なうことにした。

#### 3-2-1. 室内におけるクイの実験

##### (i) 実験方法

実験は新潟試験所の大型地すべり発生装置を用い、表-3.1に示す実験斜面を作製し、実験を行なった。

Case 1の実験斜面は対策工法を施す以前の斜面構成を、Case 2は斜面末端部に抑え盛土を行なった場合の斜面を想定した。Case 3は地すべり斜面に挿入された地すべり対策グイの効果を実験的に求めた。クイは挿入位置によりその挙動と抑止効果が異なるものと考え、挿入位置とクイの種類をかえて実験を行なった。斜面頭部より2m地点はクイの前背面にすべり面が連続している位置、つまり地すべり中間部を考え、5m地点はクイの背面にすべり面が存在しない状態、つまり地すべり末端部に盛土工作を行ない、その前面に挿入されたクイを考えた。

表-3.1 実験条件一覧表

	Case. 1	Case. 2	Case. 3
	$\tau_2 = 0.3 \text{ t/m}^2$ $\tau_1 = 0.12 \text{ t/m}^2$	$C = 0.9 \text{ t/m}^2, \phi = 38^\circ$ $\tau_1 = 0.175 \text{ t/m}^2$	$C = 0.9 \text{ t/m}^2, \phi = 38^\circ$ $\tau_1 = 0.14 \text{ t/m}^2$
	$r_t = 1.36 \text{ t/m}^3$	$r_t = 1.564 \text{ t/m}^3$	$r_t = 1.559 \text{ t/m}^3$
	$E_s = 91 \text{ kg/cm}^2$	$E_s = 19.5 \text{ kg/cm}^2$	$E_s = 14.2 \text{ kg/cm}^2$
	$L = 10 \text{ m}$ $H = 1.0 \text{ m}$ $B = 1.94 \text{ m}$	$L = 10 \text{ m}$ $H = 1.32 \text{ m}$ $B = 1.94 \text{ m}$	$L = 10 \text{ m}$ $H = 1.32 \text{ m}$ $B = 1.94 \text{ m}$
応力増加方法 (斜面傾斜)	1°毎に60分間放置しながら崩壊に至るまで実験斜面を上昇させた。	5°まで連続的に上昇させ17°まで2°毎に23°まで1°毎に60分間放置しながら斜面を上昇させた。	基岩 $E_s = 67 \text{ kg/cm}^2$ 5°まで連続, 17°まで2°毎, 24°まで1°毎に60分間放置しながら斜面を上昇させた。
斜面変形測定	斜面方向に16合のダイヤルゲージを設置し, 変位量を測定した。	8合のダイヤルゲージにより測定した。	Case 2と同様。ただし杭頭でもダイヤルゲージにより測定した。
模型対策杭の諸元 (Case 3についてのみ)	2 m地点 モグリ杭 $E1 = 70622 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ $B = 5.0 \text{ cm}$ $t = 0.45 \text{ cm}$ $E1 = 167400 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ $B = 5.0 \text{ cm}$ $t = 0.60 \text{ cm}$ 杭 $E1 = 70622 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ $B = 5.0 \text{ cm}$ $t = 0.45 \text{ cm}$		5 m地点 補強杭 3本 $E1 = 70622 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ $E1 = 5.0 \text{ cm}$ $E1 = 0.45 \text{ cm}$

また, クイの諸元はChangの式が適用されるものと考え, クイの剛性, 地盤の弾性係数, 根入長, クイにかかる力, 斜面の変形量を考慮し, 表-1の下覧に示す諸元を決定した。

(II) 実験結果

(a) 抑え盛土による抑止効果

表-3.1に示されるCase 1の実験斜面において,  $\tau_2$ のすべり層のせん断強度の約8.3倍を有する材料で置換えた場合(Case 2), 不安定土塊(斜面頭部から5 m地点までの土塊)の变形がどのような挙動を示すものか実験的に求めた。

図-3.7はCase 1, 2における不安定土塊の安全率  $F_s$  を横軸に,  $F_s$  に対する5 m地点の移動量を縦軸に示した。図-3.8は両Caseにおいて応力状態がほぼ同等なときの斜面縦断方向の変形挙動を示したものである。図-3.7によれば  $F_s = 1.0$  の縦軸上での移動量の減少は約1/6に

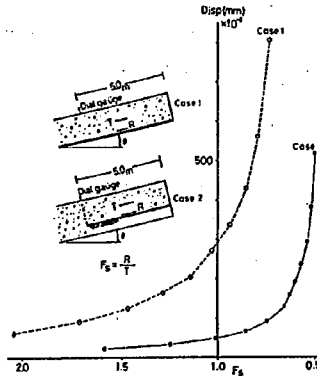


図-3.7 安全率—変位図

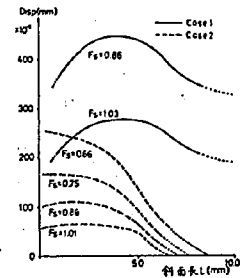


図-3.8 変位曲線図

なっている。また Case 1 で  $F_s = 1.0$  のとき移動量  $3.0\text{mm}$  と同等の移動量を示すときの Case 2 の安全率は  $F_s = 0.54$  を示す。これは逆に斜面の安全率 50% 程度引き上げたことになる。また、図-3.8 によれば Case 1 の場合、 $\tau_1 < \tau_2$  という関係があつて  $\tau_2$  の移動土塊は圧縮変形を示すが、 $\tau_2$  の強度も極めて弱いすべり層であるので斜面全体の  $F_s$  が 1.0 より大であっても末端部では変形を示し、頭部では 3m 付近までテンションゾーンが形成される。これに対し Case 2 では、不安定土塊と安定土塊との境界から末端まで明瞭な圧縮変形を示す。本実験の応力増加方法は斜面傾斜角で調節し、実験条件も多少異なっているので絶対量として両 Case を比較することは困難であるが、地すべり抑え盛土によって抑止する工法は有効的な工法の 1 つと考えられる。

(b) クイの挙動とその抑止効果

図-3.9 に地すべり地に打設されたクイの位置におけるクイの変形の仕方についての概念図を示した。これによるとクイ D のように地すべり地の頭部に打設されたクイは、地すべり移動層が移動してくるのを直接抑えようとする機能を持つ一種の擁壁効果を持つ抑えグイと、クイ B、C のように、移動層と不動層の間にたわみやすいクイを設置した場合、クイが 2 層をつなぎ止めるクサビのようにダウエル力を発揮させるクサビグイや、クイ A のように地すべりの末端部のように既存のすべり面がなく、上部移動土塊によって最小安全率のセン断面が新たに形成されるような場合にクイによってすべり面の形成を阻止し、地盤の強度を補強する作用をもつような補強グイがある。しかし、ここでは主として補強グイとクサビグイについて実験的に検討を行なうことにする。

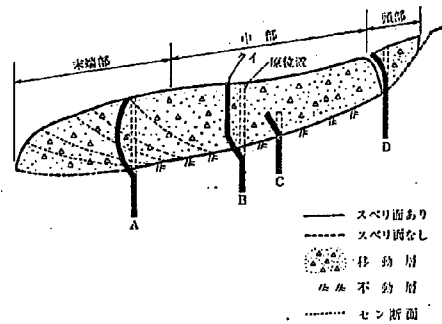


図-3.9 地すべりとクイの概念図

Case 3 の実験斜面に於いて、斜面頭部より 2m 地点には剛性の異なる 2 本のモグリグイ (すべり面上部の長さ 60cm, すべり面下部長 60cm) と地表面まで突出するクサビグイ 1 本を土層横断方向に等間隔に配置した。また、5m 地点には剛性の同一な補強グイ 3 本を等間隔に配置した。クイの諸元は表-3.1 による。クイのヒズミ分布を測定し、次式から曲げモーメント、セン断力分布を測定した。

$$M = EI \frac{d^2 y}{d x^2} = E \cdot \epsilon \cdot Z$$

$$S = EI \frac{d^3 y}{d x^3}$$

図-3.10 は実験斜面を 23° に傾斜させた時の 2m 地点に於ける曲げモーメント、セン断力

分布図を示したものである。これによればクサビグイの場合、モグリグイに発生するモーメント等はすべり面上下共に大きくなっている。また、せん断力はすべり面に集中し、その大きさについてはモーメントと同様なことがいえる。

以上のことにより実験結果をとりまとめると、

- ① クサビグイの場合、地すべり土塊の同じ変位置に対し、モグリグイの方がグイ長の長いクイよりもモーメント、せん断力は大きい。すなわち、同じ剛度のクイの場合、モグリグイの方が変位置が小さい時に長いクイよりも大きな抵抗力を発揮する。
- ② 同じ変位置に対し、当然のことだが、剛度の大きいクイほど大きな抵抗力を発揮する。
- ③ クサビグイの場合せん断力はすべり面で最大になる。せん断力の大きさは地すべり土塊の変位置が大きくなるにつれて増大する。

次に実験斜面上部下り下の5m地点に挿入された3本の補強グイについての曲げモーメント、せん断力分布図を図-3.11に示した。このクイは背面からの地盤反力を期待できるように、明瞭なすべり面のある部分とない部分の境界に設置したクイである。今回の大型実験の結果は傾斜角23°における図-3.10に示したクサビグイと比較すると、モーメント、せん断力の分布型態はほとんど類似しており、また発生モーメント等の大きさはクサビグイよりも大きいことがわかる。これは当初考えていたクイ背面の土塊の抵抗力が小さく、十分その効果を発揮しないためと思われる。すなわち、実験斜面は構造上、全体が一定に傾斜するため当然クイ背面の土塊でのせん断抵抗力が一定のまま、せん断力が増加するため、抵抗土塊としての力が十分に発揮できずクサビグイと同じ機能を発揮してしまっただけと思われる。

そこでこの様な点を考慮し、クイ背面の安定度が変化しないようにした実験装置を作製して

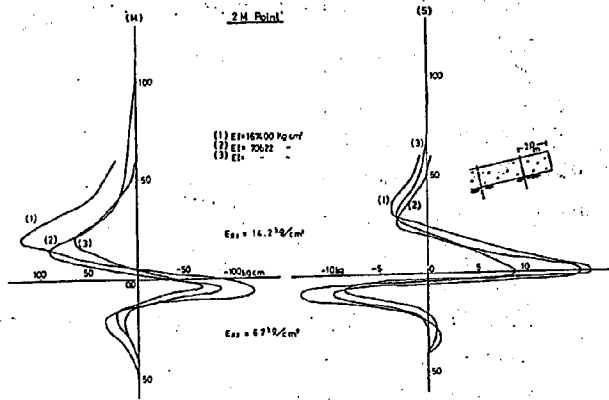


図-3.10 2M Point モーメント、せん断力図

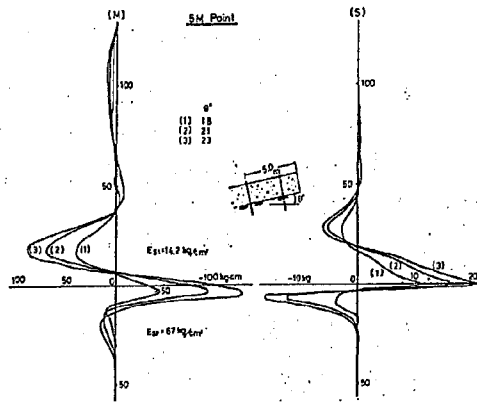


図-3.11 5M Point モーメント、せん断力図

実験を行なったところ、クサビグイとは異なり、同じ推力に対して、大きな抵抗力を発揮することがわかった。

### 3-2-2 理論的解析

クサビグイの解析方法は図-3.12 に示す。すべり面を縫い合わせるようにクイが挿入されたとき、すべり面においてせん断力Pが作用したとする。すなわち、すべり面上部で移動層がクイにせん断力Pを発揮させるだけ移動したとする。ここでの地盤の反力がクイのたわみに比例すると仮定すると、一般に良く知られたChangの式がなりたつ。

$$EI = \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s \cdot y = 0$$

一般解は次式になる。

$$y = e^{\beta x} (A_0 \cos \beta x + B_0 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_0 \cos \beta x + D_0 \sin \beta x)$$

ここで、 $x=0$ において、 $y_1' = y_2'$ 、 $y_1''_{x=0} + y_2''_{x=0} = 0$ 、 $y_1''' = y_2''' = \frac{P}{EI}$ 、 $x_1 = \ell_1$  のとき  $y_1' = 0$ 、 $y_1'' = 0$ 、 $x_2 = \ell_2$  のとき  $y_2''' = 0$  より係数 A, B, C, D を決定することができる。

またすべり面上下におけるクイ長が無限長のときは、図-3.13に示す福岡正己の提案式<sup>6)</sup>が非常に簡明な形で求められ、実験現場測定値と比較すると非常に適合度が良いことが確認された。

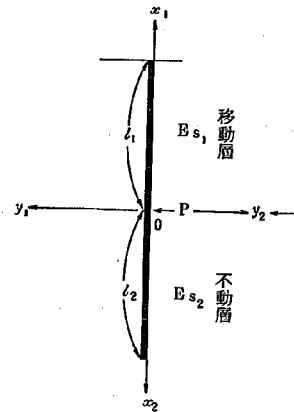


図-3.12 クサビグイのモデル化

すべり面上部では

$$y_1 = -\frac{P}{4EI} \cdot e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 + \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\}$$

$$\theta_1 = \frac{P}{2EI\beta_1} \cdot e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \frac{1}{\beta_2} \cos \beta_1 x_1 + \frac{1}{\beta_1} \sin \beta_1 x_1 \right\}$$

$$M_1 = -\frac{P}{2} \cdot e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 - \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\}$$

$$S_1 = P \cdot \beta_1 \cdot e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \frac{1}{\beta_1} \cos \beta_1 x_1 - \frac{1}{\beta_2} \sin \beta_1 x_1 \right\}$$

$$Q_1 = P \cdot \beta_1^2 \cdot e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 + \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\}$$

またすべり面下部では

$$y_2 = -\frac{P}{4EI\beta_2^2} \cdot e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cdot \cos \beta_2 x_2 - \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\}$$

$$\theta_2 = \frac{P}{2EI\beta_2^2} \cdot e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \frac{1}{\beta_1} \cos \beta_2 x_2 + \frac{1}{\beta_2} \sin \beta_2 x_2 \right\}$$

$$M_2 = \frac{P}{2} \cdot e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x_2 + \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\}$$

$$S_2 = P \cdot \beta_2 \cdot e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \frac{1}{\beta_2} \cos \beta_2 x_2 - \frac{1}{\beta_1} \sin \beta_2 x_2 \right\}$$

$$Q_2 = P \cdot \beta_2^2 \cdot e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x_2 - \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\}$$

ここで

$$\beta_1 = \sqrt[3]{\frac{E_{s1}}{4EI}} \quad \beta_2 = \sqrt[3]{\frac{E_{s2}}{4EI}} \quad (\text{ただし } E_s = KD \text{ とする})$$

図-3.13 福岡式

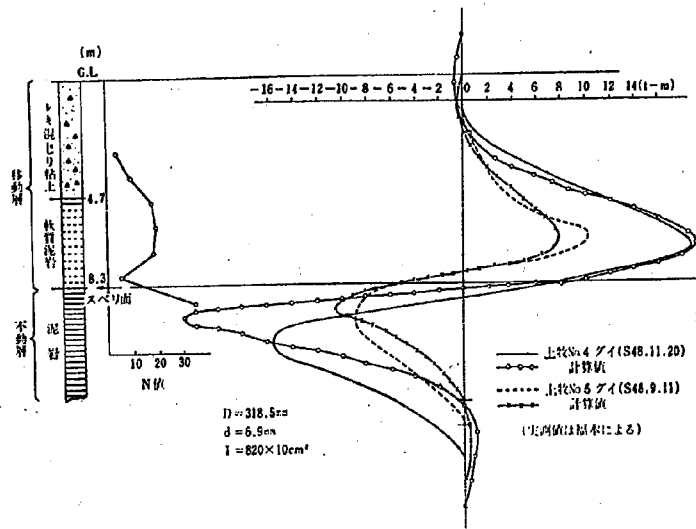


図-3.14 クサビグイの計算値と現場観測結果との比較

その一例を示すと、図-3.14は福本安正氏が現場においてタワミグイの測定を行なった実測値と計算値を比較したものである。測定は新潟県中頸城郡牧村の上牧地すべり地で行なわれたもので、図に示すように、移動層はレキ混り粘土層と軟質泥岩層よりなり、不動層は泥岩である。計算は測定されたN値より地盤の横方向弾性係数をすべり面上部で $E_{s1} = 500 \text{ t/m}^2$ 、すべり面下部で $E_{s2} = 1000 \text{ t/m}^2$ と推定し、クサビグイとして上牧NO.4グイで $P = 15.3 \text{ t}$ とし、また上牧NO.5グイでは $P = 36.4 \text{ t}$ として計算を行なったものだが、計算値と実測値はほぼ一致することがわかる。

補強グイとしてクイが働く場合をモデル化して考えると図-3.15に示すような条件を持つ必要がある。すなわち、クイ前面の土塊にはすべり面がなく、クイ背面より移動してきた移動層により、  
 (イ) タワミグイの場合はクイが不動層に圧入される。  
 (ロ) 剛体グイの場合にはクイ間の地盤とともに移動層に抵抗することになる。

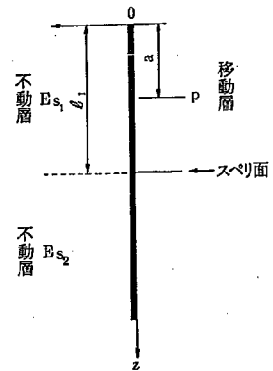


図-3.15 補強グイのモデル化

たわみやすい補強グイの解析法としては図-3.15に従ってChangの式を用いて解くことができる。すべり面より上部のクイ長を $l_1$ 、地盤の横方向弾性係数を $E_{s1}$ 、すべり面下部ではクイ長は $l_2$ 、地盤の横方向弾性係数を $E_{s2}$ とし、地表よりのaの地点で集中荷重Pが作用したとき、

$$0 \leq z_1 \leq a, \quad a \leq z_2 \leq l_1, \quad z_3 \geq l_1 \quad \text{を I, II, III 領域とすると,}$$



$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s z = 0$$

$$y = e^{\beta z} (A_0 \cos \beta z + B_0 \sin \beta z) + e^{-\beta z} (C_0 \cos \beta z + D_0 \sin \beta z)$$

であるので、

$$z = 0 \quad y_1'' = y_1''' = 0$$

$$z = a \quad y_1 = y_2, y_1' = y_2', y_1'' = y_2'', y_1''' - y_2''' = \frac{P}{EI}$$

$$z = \ell_1 \quad y_2 = y_3, y_2' = y_3', y_2'' = y_3'', y_2''' = y_3''', z = \infty \quad y_3 = 0$$

となり、この境界条件で(37)式を解き係数  $A_0, B_0, C_0, D_0$  を求められ、各領域における  $y, \theta, M, S$  などを決めることができる(ただし、II領域の場合には  $A_0 = B_0 = 0$ )。分布荷重の場合には  $P$  と  $a$  を変化させてそれぞれの深度における  $y, \theta, M, S$  などを足し合わせれば分布荷重の  $y, \theta, M, S$  などを求めることができる。図-3.16はその一計算例を示したものである。これは  $\ell_1 = 5 \text{ m}$ ,

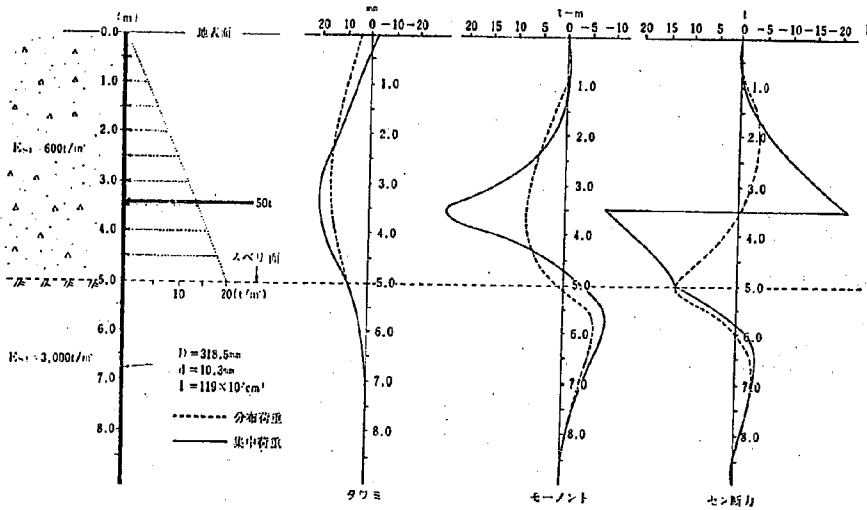


図-3.16 補強グイの解析例

$I = 119 \times 10^2 \text{ cm}^4$  の単グイで  $E_{s1} = 600 \text{ t/m}^2$ ,  $E_{s2} = 3,000 \text{ t/m}^2$  であるとき、地すべり移動層から  $50 \text{ t}$  の土圧を集中荷重、分布荷重(地すべり斜面内での水平内部応力分布を三角形分布と仮定する)としてグイに作用したときのグイのタワミ、モーメント、せん断力を計算したものである。これによると集中荷重で計算した場合と分布荷重で計算した場合は、 $y, M, S$  とも大きな違いがあることは明らかである。すなわち、分布荷重で計算したほうが曲げモーメントに対してもせん断力に対しても安全であることがわかる。実際の地すべり地においては分布荷重として土圧が作用すると考えられ、上の計算でもわかるように末端部でのグイはグイ前面の上塊とともに非常に大きな抵抗力を発揮することがわかる。計算結果からうかがえるように、 $50 \text{ t}$  の分布荷重がグイに作用しても最大で  $20 \text{ mm}$  程度の変位が生じ、最大曲げモーメントもわずかに  $7.5 \text{ t-m}$ 、セン

断力 12t である。クイの許容モーメントは  $10.2t\text{-m}$  であり、土圧分布形状が同じならば土圧の大きさに  $y, M, S$  などは比例するので、移動層より受ける土圧が三角分布とするとクイは 68t の土圧を負担することが可能であり、そのときの最大タワミは  $27.2\text{mm}$ 、最大セン断力は 16.3t (許容セン断力は 69.8t なので十分安全) となる。このように末端部のクイは、モーメントによって破壊する可能性があることがわかる。

以上を簡単にとりまとめると、地すべり対策防止グイとして現在タワミグイと大口径グイ(剛性大)が用いられており、またクイには三つの基本的な機能、すなわち抑え、クサビ、補強の機能があるが、これらはクイの施工位置によってそれぞれの機能を発揮する。これをまとめると表-3.2 のようになる。すなわち大口径グイのように剛性の強大なクイは抑えの機能を地すべり地のいずれの部分でも発揮するが、クサビ効果はない。また末端部ではクイの強度が十分あるので補強効果は非常に高まるが斜面の安定度が過大に安全になる場合もある。タワ

表-3.2 クイの施工位置とクイの機能

種類 位置	剛体グイ			タワミグイ		
	頭部	○	×	×	△	×
中部	○	×	×	×	○	×
末端部	○	×	○	×	○ <sup>*1</sup>	○ <sup>*2</sup>
効果	抑え	クサビ	補強	抑え	クサビ	補強

- \*1 スベリ面あり ○ 有効
- \*2 スベリ面なし △ やや有効
- × 効果なし

ミグイの場合は地すべり頭部での抑え効果を場合によっては期待できるが、一般に抑えの機能はほとんどないといってよい。クサビ機能はすべり面の明瞭に存在する場合、あるいはその可能性のある場合には地すべり中部あるいは末端部で発揮される。また末端部ですべり面が明瞭に存在しない場合、すなわちクイ前面の地すべり土塊の地盤反力を十分に期待できる場合にはクイは補強効果を発揮する。

以上のようにクイの特にやわらかいクイの機能を明らかにすることができたが、これを安定解析に適用する問題が残されている。すなわち、剛性の小さい鋼グイ等の場合斜面の安定度が減少して、移動量が増大することによって、はじめてクイの抵抗力を発揮するから、これを斜面の安全率に算入する場合、どの程度の地すべり斜面の変位を許容できるか、また斜面が変位してクイが変形した場合、長期間にどのような変化が起るかなど問題点が残されている。

なお、巻末にクサビグイ、補強グイの電算プログラムを作製し、それに関連した資料を載せてあるので参照されたい。

## 記 号 説 明

- $a$  = 地表から  $p$  までの距離
- $c$  = 土の粘着力
- $c_u$  = 土の粘着力 (非排水)
- $D$  = クイの直径
- $d$  = クイの肉厚
- $E$  = 鋼の弾性係数
- $E_3$  = 地盤の横方向弾性係数
- $E_{31}$  = スベリ面上部の地盤の横方向弾性係数
- $E_{32}$  = スベリ面下部の地盤の横方向弾性係数
- $F$  = 安全率
- $I$  = 断面 2 次モーメント
- $K$  = 水平地盤係数
- $L$  = スライスのスベリ面の長さ
- $l$  = クイ長
- $l_1$  = クイ長 (スベリ面上部)
- $l_2$  = クイ長 (スベリ面下部)
- $M$  = クイに生じる曲げモーメント
- $M_{yield}$  = クイの破壊曲げモーメント
- $N$  = スライスのノルマルフォース
- $P$  = クイにかかる水平土圧 (集中荷重)
- $p$  = クイにかかる水平土圧 (分布荷重)
- $p(x)$  = クイにかかる水平土圧強度 (スベリ面より  $x$  における)
- $Q$  = 地盤反力
- $S$  = クイにかかるせん断力
- $T$  = スライスの推力
- $U$  = スライスにかかる間ゲキ水圧
- $x$  = スベリ面からの距離
- $x_1$  = スベリ面からの距離 (スベリ面上部)
- $x_2$  = スベリ面からの距離 (スベリ面下部)
- $y$  = クイのタワミ
- $y_1$  = クイのタワミ (スベリ面上部)
- $y_2$  = クイのタワミ (スベリ面下部)
- $z$  = 地表面からの深度
- $\gamma$  = 土の単位体積重量
- $\theta$  = タワミ角
- $\phi$  = 土の内部摩擦角
- $\sigma_a$  = 鋼の許容曲げ強度
- $\tau_a$  = 鋼の許容せん断強度

### 3-3. スチールバー打込み工法

亀の瀬のような大規模な地すべりを一つの工法で安定化させるのは大変なので、種々の工法を組合せて地すべり対策を行なうことが考えられる。その一つの工法としてスチールバー打込み工法が考えられるわけだが、この工法が亀の瀬地すべりに適用可能かどうかを検討するために、綿密に調査され、その運動機構の解明されている猿供養寺地すべりにおいて試験調査を行なった。

この工法は、オーストリア、グラーツ工科大学のフェーダー教授によって開発された地すべり抑止工法である「自然電位解消による地すべり抑止工法」、すなわちある種の地すべりは自然電位による地下水の移動により土塊が軟弱するのが発生原因と考え、その防止工法として地すべり面近傍の自然電位を短絡させることにより、地下水の移動を阻止し、すべり面付近の土塊の軟化を防ぎ、地すべりを安定させようとするものである。電位差をなくすために地すべり面を電気伝導体（例えばスチールバー）で短絡させれば良いわけだが、この方法は多くの利点を持つため亀の瀬地すべりでの適用法を検討することにした。調査は図-3.17に示すように3m×3m断面のテストピットを掘削し、自然電位、PH、酸化還元電位、自然含水比分布等をスチールバー打込み前のバックグラウンドの値を得るために測定した。その調査結果を図-3.18に示す。これによると、

- ① 地すべり面はG.L.-4.4mとG.L.-5.7mの2箇所認められたが、現場活動している面は上部すべり面である。
- ② すべり面を挟んで12mVの電位差が認められた。
- ③ PH値は深さとともに増加し、地すべり面上下が大きく変化している。表層部で6~7、地すべり面上5cmで8.37、地すべり面で8.8、すべり面下5cmで8.98である。
- ④ 酸化還元電位Ehは表層部および泥岩部では高くEh=100~200mVを記録しているが、その他の部分ではEh=-50~-150mVとなり、F<sup>++</sup>を含有する青色還元粘土層の分布をよく示している。またEhはすべり面で極小値を示しているが、特に還元度の強い層が存在していることは注目に値する。
- ⑤ 自然含水比は移動層内で35~40%、すべり面で44.57%、泥岩部で15~20%示した。以上のような基礎調査終了後フェーダー教授の助言のもとにスチールバーが打込まれた。

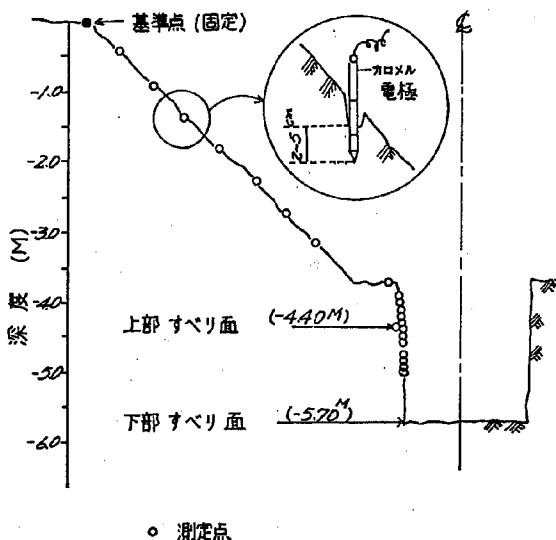


図-3.17 テストピット内での測定法

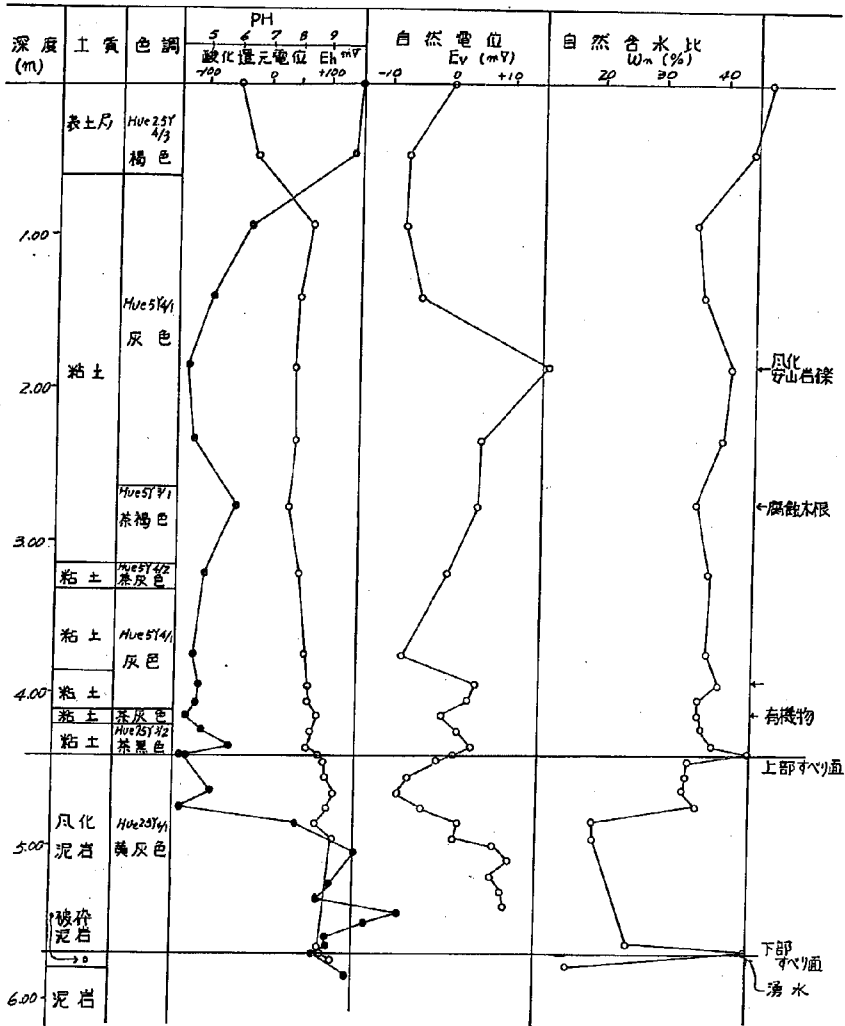


図-3.18 Eh, Ev, ωn の測定結果図

打込み後2週間目に新たなテストピットが掘削され、事前調査と同様の調査がなされた。その結果次のようなことが判明した。

- ① 電位差分布曲線については全体的に電位差が若干小さくなったが、特にすべり面付近での変化が多かった。
- ② PH分布曲線については表層近くで値が低下し、灰色粘土層内では増加した。
- ③ 酸化還元電位については地すべり土塊全体にわたって増加したが、基盤泥岩部では変化しない。
- ④ 含水比は表層近くの含水比が増加し、灰色粘土層の含水比が3~5%低下した。またすべり面

7

粘土の含水比は3%程度の低下がみられた。しかし、基盤岩泥岩層においては変化がみられなかった。

以上のことにより、スチールバー打込みにより含水比の低下することが認められ、本工法の目的とするところが一応達成されたものと思われ、また本工法の可能性が示されたものと考えられるが、含水比変化のメカニズムがまだ明瞭でない点もあり、亀の瀬地すべりにこの工法を用いるためにはさらに調査が必要であると考えられる。

## 参 考 文 献

- 1) 建設省近畿地方建設局大和工事事務所；昭和50年度亀の瀬原位置剪断試験等業務報告書，  
昭和51年1月
- 2) Morgenstern, N.R, Price, V.E; The Analysis of the Stability of General  
Slip Surface, Géotechnique Vol. 15, 1965, pp. 79~93.
- 3) 建設省大和工事事務所；亀の瀬地すべり安定解析要約，昭和51年8月。
- 4) Voight, B ; Correlation between Atterberg plasticity limits and residual  
shear strength of natural soils, Géotechnique Vol. 23, 1973, pp. 265~267.
- 5) 中村浩之；地すべり斜面安定計算 — Jandu法による — ，土木研究所資料第1199号，  
昭和52年2月。
- 6) 福岡正己；地すべりと土質力学，地すべりと対策に関する研究討論会概要，地すべり学会，  
1972, pp. 54~55.
- 7) 中村浩之；地すべり防止対策グイの三つの機能，土質工学会論文報告集，Vol. 17, No 1，  
1977, pp. 99~109

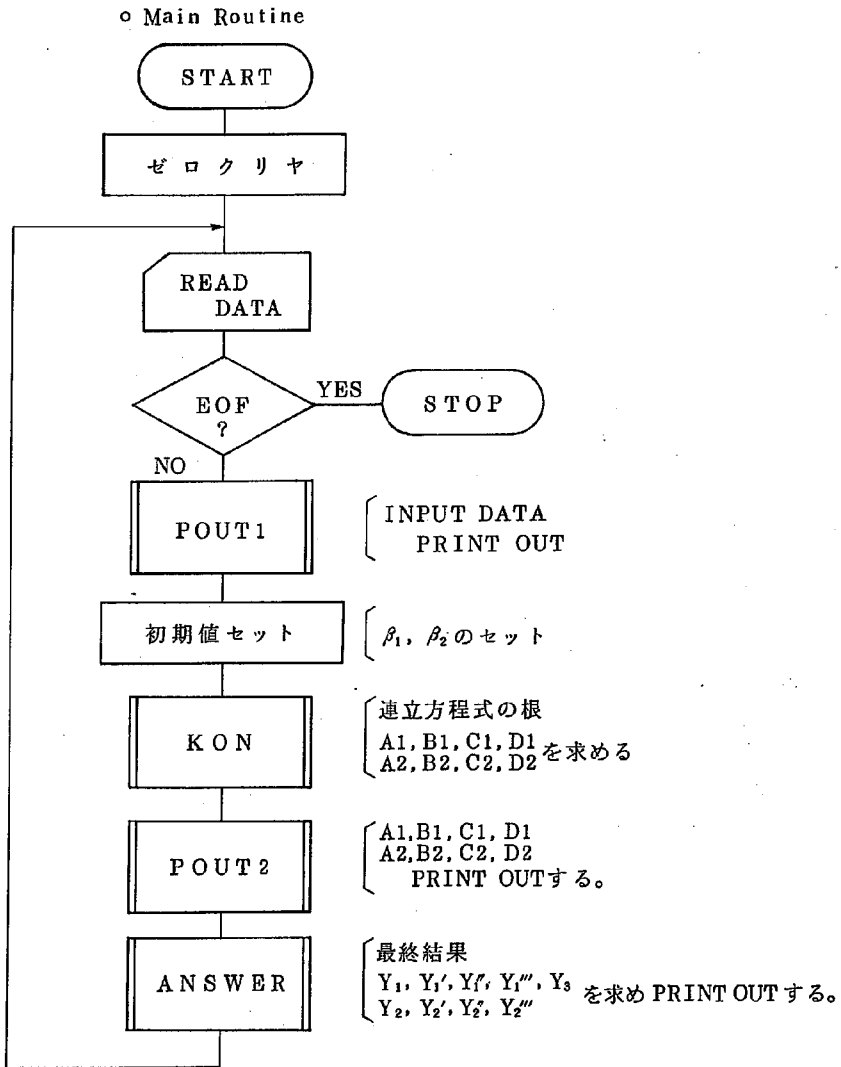
## 付録 1. クサビグイ解析電算プログラム

### § 1. 概 要

本プログラムは、地滑り斜面に楔効果を期待して打ち込まれる杭の挙動解析を行なうものである。

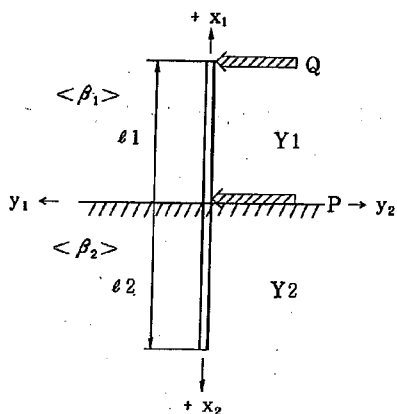
1 CASE において最大 50 個まで L1 の値を入力でき、その計算処理を行ないます。

### § 2. 概略フローチャート





§ 3. 計算処理及び仮定



$$\beta_1 = 4 \sqrt{\frac{ES1}{4EI}}$$

$$\beta_2 = 4 \sqrt{\frac{ES2}{4EI}}$$

( E : ヤング係数  
 I : 断面 2 次モーメント  
 ES1 : 反力係数 1  
 ES2 : 反力係数 2 )

\* 境界条件より

a)  $x = 0$  の時

$$y_1' = y_2' \quad (1)$$

$$y_1''' = y_2''' = \frac{P}{EI} \quad (2)$$

$$y_1''|_{x=0} + y_2''|_{x=0} = 0 \quad (3)$$

b)  $x_1 = l_1$  の時

$$y_1'' = 0 \quad (4)$$

$$y_1''' = \frac{Q}{EI} \quad (5)$$

c)  $x_2 = l_2$  の時

$$y_2'' = 0 \quad (6)$$

$$y_2''' = 0 \quad (7)$$

※ 左記 (1) ~ (7) 式より

8 元 1 次連立方程式を得て、  
 $x$  を 0 より  $l_1$  及び  $l_2$  まで

Hピッチごとに解析計算を行う。

§ 4. 入出力形式

○ 入力形式

```

TITLE
P   荷重1           Q   荷重2
E   ヤング係数     AI  断面2次モーメント
ES1 反力係数1     ES2 反力係数2
H   ̑1, ̑2 に対するピッチ
NL1 ̑1 の個数
AL1 杭の上部長さ (NL1個続きます)
AL2 杭の下部長さ
END
    
```

※ 1CASEはTITLE～ENDで構成され、L1のみ異なるデータは1CASEで入力します。(L1の個数は最大50とします)

○ 出力形式

```

TITLE _____ DATE PAGE
X1   Y1   Y1*  Y1**  Y1***  Y3
xxxx xxxxx xxxxxx xxxxxx xxxxxx xxxxxx
.
.
.
.
.
.
.
.
.
    
```

※ Y3 は,  $Y3 = Y_{1x=0} + Y_{2x=0} - Y_1$  で求めるので、Y1の長さだけ出力されます。

※ Y1, Y2 の値は1 PAGE 50 LINE で改頁し、印刷されます。

```

TITLE _____ DATE PAGE
X2   Y2   Y2*  Y2**  Y2***
xxxxx xxxxxx xxxxxx xxxxxx xxxxxx
.
.
.
.
.
.
.
.
.
    
```

出力されるものには、他に  
 { 入力データ  
 連立方程式の解があります。



```

1      PROGRAM MAIN(INPUT,OUTPUT,TAPE5=INPUT,TAPE6=OUTPUT,TAPE61=TAPE6)
      C
      C
      COMMON / FILES / LUS,LUG
      COMMON / TITLE / ITITLE(7)
      COMMON / DATA1 / P,Q,E,AI,ES1,ES2,H
      COMMON / DATA2 / NL1,AL1(50),AL2
      COMMON / PAGE / IPAGE,IDATE
      COMMON / SET / BETA1,BETA2
10     C
      DATA
      N=0
      IDATE = INJY(DUMM)
      ***** DATA READ
15     C
      2 CONTINUE
      LCONT=0
      IPAGE=0
      READ(LUS,501) ITITLE
      IF (EOF(LUS) .NE. 0.0) GO TO 1
      READ(LUS,502) P,Q
      READ(LUS,502) E,AI
      READ(LUS,502) ES1,ES2
      READ(LUS,503) H
      READ(LUS,504) NL1
      READ(LUS,505) (AL1(N),N=1,NL1)
      READ(LUS,506) AL2
      READ(LUS,507) IEND
      C
      IF (IEND .NE. 3) LEND GO TO 101
      ***** DATA PRINT
      C
      CALL POUT1
      C
      BETA1 = (LS1/(4*E*AI))**0.25
      BETA2 = (ES2/(4*E*AI))**0.25
      C
      3 CONTINUE
      LCONT=LCONT+1
      IF (NL1 .LT. LCONT) GO TO 2
      ***** EQUATION
      ALX=ALL(LCONT)
      CALL KON(ALX,A1,D1,C1,D1,A2,B2,C2,D2)
      ***** CHECK PRINT
      CALL POUT2(ALX,A1,B1,C1,D1,A2,B2,C2,D2)
      *****
      CALL ANSWER(ALX,A1,B1,C1,D1,A2,B2,C2,D2)
      GO TO 3
101 CONTINUE
      ***** ERROR MESSAGE
      WRITE(LUG,600)
      501 FORMAT(7A10)
      502 FORMAT(2F10.2)
      503 FORMAT(F10.2)
      504 FORMAT(I5)
      505 FORMAT(8F10.2)
      506 FORMAT(F10.2)
      507 FORMAT(A3)

```

```

500 FORMAT(/,13X,**** ERROR DATA ****/,10X,= END-CARD GA HAI #)
1 CONTINUE
STOP
END
SUBROUTINE HEADER
C
COMMON / FILES / LUS,LUG
COMMON / TITLE / ITITLE(7)
COMMON / PAGE / IPAGE,IDATE
IPAGE = IPAGE + 1
WRITE(LUG,600) ITITLE,IDATE,IPAGE
600 FORMAT(1H1,9X,7A10,10X,=DATE #,A10,7X,=PAGE #,I4/)
RETURN
END
SUBROUTINE POUT1
C
C
C
      INPUT DATA PRINTOUT
COMMON / FILES / LUS,LUG
COMMON / TITLE / ITITLE(7)
COMMON / DATA1 / P,Q,E,AI,ES1,ES2,H
COMMON / DATA2 / NL1,AL1(50),AL2
COMMON / PAGE / IPAGE,IDATE
CALL HEADER
WRITE(LUG,601)
WRITE(LUG,602)
WRITE(LUG,603) P,Q
WRITE(LUG,604)
WRITE(LUG,605) E,AI
WRITE(LUG,606)
WRITE(LUG,607) ES1,ES2
WRITE(LUG,608)
WRITE(LUG,609) H
WRITE(LUG,610)
WRITE(LUG,611) NL1, (AL1(N),N=1,NL1)
WRITE(LUG,612)
WRITE(LUG,613) AL2
3
601 FORMAT(1H0,4X,= * * * * *,6X,INPUT DATA LIST,6X,
1= * * * * *,//)
602 FORMAT(1H ,24X,=P,=44X,=Q )
603 FORMAT(1H0,19X,F10.2,5X,=(T)=27X,F10.2,5X,=(T) =/)
604 FORMAT(1H0,24X,=E,=44X,=I,=)
605 FORMAT(1H0,19X,E10.3,5X,=(T/H**2)=,22X,E10.3,5X,=(H**4)=/)
606 FORMAT(1H0,23X,=ES1,=42X,=ES2,=)
607 FORMAT(1H0,19X,F10.2,5X,=(T/H**2)=,22X,F10.2,5X,=(T/H**2)=/)
608 FORMAT(1H0,24X,=H,=)
609 FORMAT(1H0,19X,F10.2,5X,=(H)=/)

```



```

CALL SIMEX( A,8,8,8,1,T1,IT2 )
A1= B( 1, 1)
A2= B( 2, 1)
A3= B( 3, 1)
A4= B( 4, 1)
A5= B( 5, 1)
A6= B( 6, 1)
A7= B( 7, 1)
A8= B( 8, 1)
RETURN
END

SUBROUTINE ANSWER(ALX,A1,J1,J2,U1,AL,U2,C2,U2)
COMMON / FILES / LUS,LUG
COMMON / TITL / ITITLE(?)
COMMON / DATA1 / P,Q,E,AI,ES1,ES2,H
COMMON / DATA2 / NL,AL1(50),AL2
COMMON / PAGE / IPAGE,IDATE
COMMON / SET / BETA1,BETA2
DIMENSION Y1(4),Y2(10,4)
CALL HEMSET(0.,Y1,404)
X1=I=J=0
LINE=LINE2=LONG=0
X1 HOUKOU NO KEISAN

904 CONTINUE
AA=A1
BB=A2
CC=C1
DD=D1
AB1=(A1+D1)
AB2=(A1-B1)
CD1=(C1+D1)
CD2=(C1-D1)

913 CONTINUE
Z=BETA1*X1
BETA2=JETA1

901 CONTINUE
COZ=COS(Z)
SIZ=SIN(Z)

Y1 = EXP(Z)*(AA*COZ+BB*SIZ) + EXP(-Z)*(CC*COZ+DD*SIZ)
Y3 = BETA2*EXP( Z)*(AB1*COZ-AB2*SIZ)
    - BETA2*EXP(-Z)*(CD2*COZ+CD1*SIZ)
Y2 = E*AI*(2*(BETA2**2)*EXP( Z)*(BB*COZ-AA*SIZ)
    - 2*(BETA2**2)*EXP(-Z)*(DD*COZ-CC*SIZ))
Y0 = E*AI*(-2*(BETA2**3)*EXP( Z)*( AB2*COZ+AB1*SIZ)
    + 2*(BETA2**3)*EXP(-Z)*( -CU1*COZ+CD2*SIZ))

IF(LONG .EQ. 1) GO TO 911
IF(CONT2 .EQ. 1) GO TO 902
Y1(1) = YA
Y1(2) = YB
Y1(3) = YC
Y1(4) = YD

IF(X1 .EQ. 0.) YY1=YA
X2 HOUKOU NO KEISAN

908 CONTINUE
CONT2=1.
AA=A2

```

```

99=R2
CC=C2
UU=U2
A1=(A2+32)
A07=(A2-R2)
C01=(C2+U2)
C02=(C2-U2)
CONTINUE
/=W102*X1
BETA2=BETA2
GO TO 901

902 CONTINUE
IF(LONG .EQ. 2) GO TO 909
IF(X1 .EQ. 0.) YY2=YA
Y2=YY1+YY2-Y1(1)
J=J+1
Y2(J,1)=YA
Y2(J,2)=YB
Y2(J,3)=YC
Y2(J,4)=YD
CONT2=0.

IF(X1 .EQ. 0.) CALL POUT3(1)
WRITE(LUS,531) X1,(Y1(I),I=1,4),Y3
LINE=LINE+1
LINEX=MOD(LINE,50)
IF(LINEX .EQ. 0) CALL POUT3(1)
IF(X1 .GE. ALX .OR. X1 .GE. AL2) GO TO 903
X1=X1+H
GO TO 904

903 CONTINUE
AL1=X1 OR AL2=X2
IF(ALX .GT. AL2) GO TO 907
AL1 .LE. AL2 --- NO TOKI
LONG=2
X1=0

914 CONTINUE
CALL POUT3(2)
DO 10 N=1,J
WRITE(LUG,632) X1,(Y2(N,M),M=1,4)
LINE2=LINE2+1
LINLY=MOD(LINE2,50)
IF(LINLY .EQ. 0) CALL POUT3(2)
X1=X1+H

10 CONTINUE
IF(ALX .EQ. AL2) GO TO 906
IF(LONG .EQ. 1) GO TO 905
CONT2=1.
GO TO 908

919 CONTINUE
WRITE(LUG,632) X1,YA,YB,YC,YD
LINE2=LINE2+1
LINEY=MOD(LINE2,50)
IF(LINLY .EQ. 0) CALL POUT3(2)
X1=X1+H
IF(X1 .GT. AL2) GO TO 906
GO TO 910

```

```

110 907 CONTINUE
      AL1 .GT. AL2 --- NO TOKI
      LONG=1
      XI=XI+H
      CONTZ=...
      GO TO 984
115 911 CONTINUE
      YJ=YY1+YY2-YA
      *RII(L,UG,631) YA,YJ,YC,YD,Y3
      LINE=LINE+1
      LINEX=MOD(LINE,50)
      IF(LINEX.EQ. 0) CALL POUTJ(1)
      XI=XI+H
120      IF(XI .GT. ALX) GO TO 912
      GO TO 913
      912 CONTINUE
      LINEZ=0
      GO TO 914
125 986 CONTINUE
      631 FORMAT(1H ,9X,F10.2,5(5X,E15.9))
      632 FORMAT(1H ,9X,F10.2,4(5X,E15.9))
      RETURN
      END

```

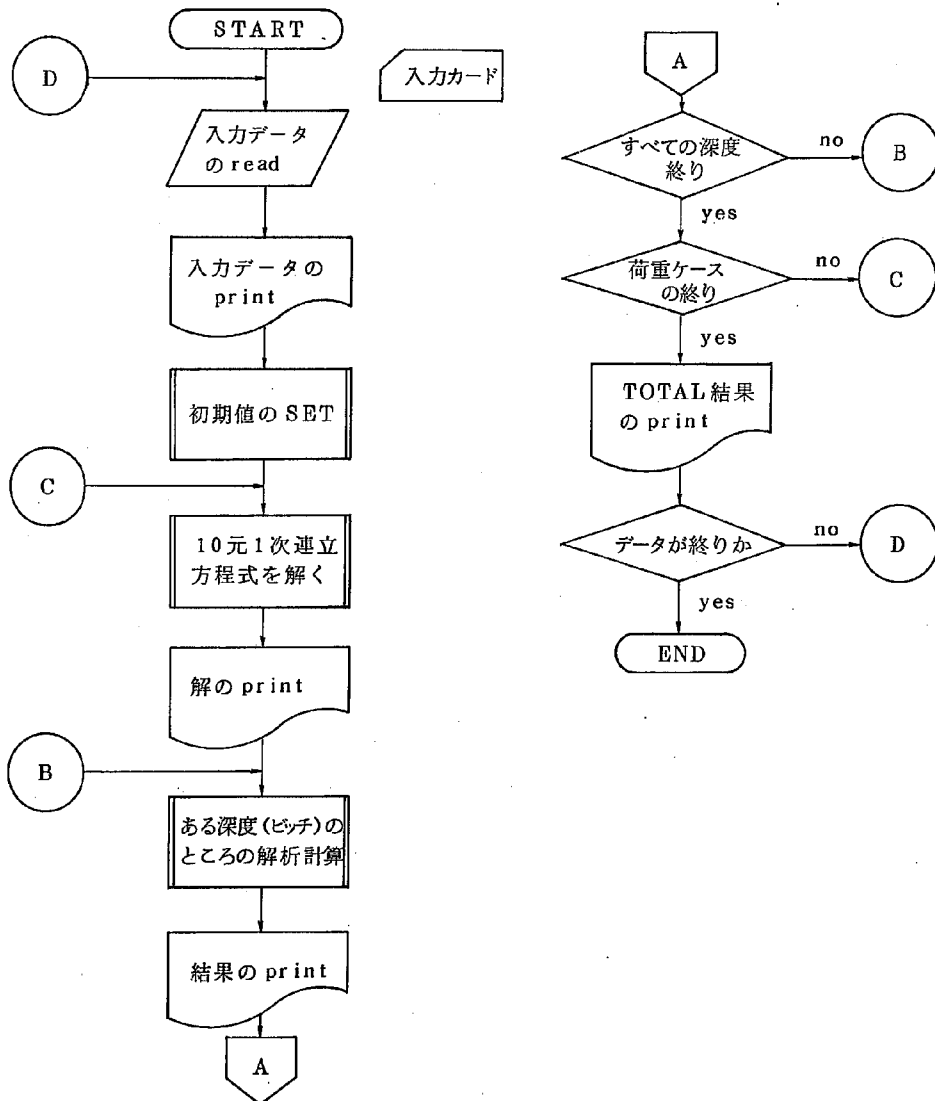
## 付録 2. 補強グイ解析電算プログラム

### 1° 概 要

本プログラムは、二層構造地盤におけるコンプレッションゾーンに打ち込まれた地すべり杭の解析を行なうものである。

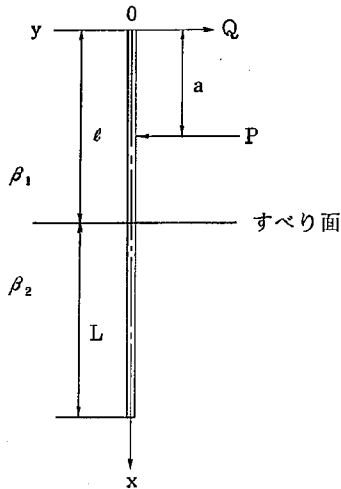
1 CASEにおいて最大50 ケースの荷重を入力でき、又杭においての解析すべき点は最大50点まで可能である。

### 2° 概略フローチャート





3° 計算処理及び仮定



$$\beta_1 = 4 \sqrt{\frac{E_{S1}}{4EI}}$$

$$\beta_2 = 4 \sqrt{\frac{E_{S2}}{4EI}}$$

$$q = \frac{Q}{n}$$

E : 弾性係数

I : 断面3次モーメント

$E_{S1}, E_{S2}$ : 横方向地盤反力係数

○ 境界条件より

$$x=0 \quad y_1' = \frac{q}{EI} \quad (1)$$

$$y_1''' = 0 \quad (2)$$

$$x=a \quad y_1 = y_2 \quad (3)$$

$$y_1' = y_2' \quad (4)$$

$$y_1'' = y_2'' \quad (5)$$

$$y_1''' - y_2''' = \frac{P}{EI} \quad (6)$$

$$x=L \quad y_2 = y_3 \quad (7)$$

$$y_2' = y_3' \quad (8)$$

$$y_2'' = y_3'' \quad (9)$$

$$y_2''' = y_3''' \quad (10)$$

左の(1)~(10)式から10元1次連立方程式を得て、各深度ごととa点の解析計算を行う。

5° ラインプリンターへの出力

- (1) 入力データのTITLE~ENDまでのプリント。
- (2) 連立方程式の解のプリント。
- (3) 荷重ケースごとの結果の表のプリント。
- (4) 全荷重ケースに対する結果の表のプリント。

X	Y	Y'	Y''	Y_1'''	Y_2'''
0.0	.....	.....	.....	.....	
⋮					
hi	⋮	⋮	⋮	⋮	
a	⋮	⋮	⋮	⋮	.....
⋮					
hn	⋮	⋮	⋮	⋮	
⋮					
(ℓ+L)	⋮	⋮	⋮	⋮	



# DATA SHEET

PROBLEM \_\_\_\_\_

WRITTEN BY \_\_\_\_\_

PAGE \_\_\_\_\_

OF \_\_\_\_\_

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
1																										
2		荷重 1	荷重の作用する点 1																							
3		P 1	a 1	P 2	a 2	P 3	a 3	P 4	a 4																	
4																										
5			(i) P 1, a 1 …… は全て実数タイプで入力する。																							
6			(ii) 1枚のカードには4ケースまでしか入力できないので、それ以上は次のカードに入力する。																							
7			(iii) 荷重ケースは最大5:0ケースまでである。																							
8			(iv) 荷重の作用する点 a <sub>i</sub> は2を越えてはいけない。																							
9																										
10																										
11		END																								
12																										
13			・ エンドカード																							
14																										
15			(i) 1ケースのデータの終りを示すカードで必ず入力する。																							
16			(ii) タイトルカードと対である。																							
17																										
18																										
19																										
20																										
21																										
22																										
23																										
24																										
25																										

PROGRAM MAIN 7474 OPT=1

Line	Code	Statement	Line	Code	Statement
	C			C	JCHECK = 0
60	C			C	ISW = 0
1	C	PROGRAM MAIN		C	Y00,Y01,Y02,Y03 SETTING
	C	(INPUT,OUTPUT,TAPE5=INPUT,TAPE6=OUTPUT,TAPE1=TAPE6)		C	DO 200 J=1,NH
	C			C	NH = NP*(J-1)
5	C	THIS PROGRAM ANALYZES COMPRESSION OF POLE.	65	C	IF (NH.GE.0) .AND. NH.LT. AN(1) GO TO 210
	C			C	IF (ABS(NH-A(I)).LE.ZERO) GO TO 220
	C			C	IF (NH.GT. AA(1)) .AND. NH.LT. AL(1) GO TO 230
	C			C	GO TO 240
10	C	COMMON / TITLE / ITITLE(?)	70	C	210 CONTINUE
	C	COMMON / FILES / LUS,LUG		C	CALL SHINX1( HH,AL,B1,C1,Y00,Y01,Y02,Y03)
	C	COMMON / DATA1 / AL(2),AL2,AMP,NMAX,EZ,ES1,ES2		C	GO TO 250
	C	COMMON / DATA2 / PP(50),AA(50)		C	220 CONTINUE
	C	COMMON / DATA3 / Y1(100),Y11(100),Y12(100),Y13(100)		C	ISW = 1
	C	COMMON / DATA4 / NMAX,PIX(100)	75	C	JCHECK = 1
	C	COMMON / CONST / BETA1,BETA2,PK		C	CALL SHINX1( HH,A1,B1,C1,Y00,Y01,Y02,Y03)
15	C	COMMON / PAGE / IPAGE,IDATE		C	CALL SHINX1( HH,A2,B2,C2,DUM1,DUM2,DUM3,Y033)
	C	DATA LUS,LUG / 5, 6, 7, 8 / 2.71026, 7, ZERO / 1.0E-6 /		C	CALL YTSET( HH,Y00,Y01,Y02,Y03,Y033,JCHECK)
	C			C	CALL PRINT1( HH,JCHECK,Y00,Y01,Y02,Y03,Y033,J)
	C	IDATE = INDY(DUMX)	80	C	JCHECK = 0
20	C	***** INPUT DATA READING		C	GO TO 200
	C			C	230 CONTINUE
	C	1000 CONTINUE		C	IF (ISW.EQ.0) GO TO 231
	C	READ(LUS,900) ITITLE	85	C	CALL SHINX1( HH,A2,B2,C2,D2,Y00,Y01,Y02,Y03)
	C	IF( EOP(LUS).NE.0.0 ) GO TO 9999		C	GO TO 250
25	C	READ(LUS,901) AL1,AL2,PP,NH		C	231 CONTINUE
	C	READ(LUS,902) E,Z,ES1,ES2		C	JCHECK = 1
	C	READ(LUS,903) (PP(I),AA(I)),I=1,NH		C	ISW = 1
	C	READ(LUS,904) IEND	90	C	CALL SHINX1( A1,A1,B1,C1,Y00,Y01,Y02,Y03)
	C	IF( IEND.EQ. 3)END ) GO TO 10		C	CALL SHINX1( A1,A2,B2,C2,D2,DUM1,DUM2,DUM3,Y033)
30	C	WRITE(LUG,950)		C	CALL PRINT1( A1,JCHECK,Y00,Y01,Y02,Y03,Y033,J)
	C	STOP		C	CALL YTSET( A1,Y00,Y01,Y02,Y03,Y033,JCHECK)
	C	***** INPUT DATA PRINTING	95	C	JCHECK = 0
35	C	10 CONTINUE		C	GO TO 230
	C	CALL INPUTP		C	240 CONTINUE
	C	***** INITIAL SET		C	CALL SHINX2( HH,C1,D3,Y00,Y01,Y02,Y03)
40	C	CALL HEMSET(0.,YT0,500)	100	C	250 CONTINUE
	C			C	CALL PRINT1( HH,JCHECK,Y00,Y01,Y02,Y03,Y033,J)
	C	BETA1 = (ES1/(4*E+21))*0.25		C	CALL YTSET( HH,Y00,Y01,Y02,Y03,Y033,JCHECK)
	C	BETA2 = (ES2/(4*E+21))*0.25	105	C	200 CONTINUE
45	C	NH = IFIX( (AL1+AL2)/NP*1)		C	100 CONTINUE
	C	CALL PITCH(NH,PP,NH,AA,NMAX,PIX)		C	***** TOTAL PRINT
	C	***** PROCESS OF ANALYSIS	110	C	CALL PRINT2
50	C	DO 100 I=1, NH		C	GO TO 1000
	C	PI = PP(I)		C	***** RETURN
	C	AI = AA(I)	115	C	9999 CONTINUE
	C			C	STOP
55	C	10-ELEMENT 1ST-DIMENSION SIMULTANEOUS EQUATIONS		C	***** FORMAT
	C	CALL KAI(PI,A1,A1,B1,C1,Y1,A2,B2,C2,D2,C3,D3)		C	900 FORMAT(10X,7A10)
	C		120	C	901 FORMAT(4F10.07'15')
	C	CALL PRINT0(I,PI,A1,A1,B1,C1,A1,A2,B2,C2,D2,C3,D3)		C	902 FORMAT(4F10.0)



```

1 SUBROUTINE KAT(P1,A1,A1*91,C1,D1,A2*92,C2*92,C3*93)
C
C INPUT P1,A1
C
5 OUTPUT A1*91,C1,D1
C
C A2*92,C2*92
C
C C3*93
C
10 COMMON / DATA1 / A11,A12,Q,HP,NN,E,ZI,ES1,ES2
COMMON / CONST / BETA1,BETA2,RM
C
C DIMENSION AA(10,10),BB(10,1),T1(10),T2(10)
C
15 CALL MENSCLD,AA,120
C
C C01 = BETA1*A1
C02 = BETA1*A1
C03 = BETA2*A1
C
20 RK1 = EXP(C01)*COS(C01)
RK2 = EXP(C01)*SIN(C01)
RK3 = EXP(-C01)*COS(C01)
RK4 = EXP(-C01)*SIN(C01)
C
25 ZN1 = EXP(C02)*COS(C02)
ZN2 = EXP(C02)*SIN(C02)
ZN3 = EXP(-C02)*COS(C02)
ZN4 = EXP(-C02)*SIN(C02)
C
30 RN1 = EXP(C03)*COS(C03)
RN2 = EXP(C03)*SIN(C03)
RN3 = EXP(-C03)*COS(C03)
RN4 = EXP(-C03)*SIN(C03)
C
35 JD = 0/NN
C
C
C BB(2,1) = -D0/(2*((BETA1)**3)*E*ZI)
BB(9,1) = -PI/(2*((BETA1)**3)*E*ZI)
C
40 AA( 1, 2 ) = 1.0
AA( 1, 4 ) = -1.0
C
45 AA( 2, 1 ) = 1.0
AA( 2, 2 ) = -1.0
AA( 2, 3 ) = -1.0
AA( 2, 4 ) = -1.0
C
50 AA( 3, 1 ) = RK1
AA( 3, 2 ) = RK2
AA( 3, 3 ) = RK3
AA( 3, 4 ) = RK4
AA( 3, 5 ) = -RK1
AA( 3, 6 ) = -RK2
AA( 3, 7 ) = -RK3
AA( 3, 8 ) = -RK4
C
55 AA( 4, 1 ) = (RK1+RK2)
AA( 4, 2 ) = -(RK1-RK2)
AA( 4, 3 ) = -(RK3+RK4)
AA( 4, 4 ) = (RK3-RK4)
AA( 4, 5 ) = -(RK1-RK2)
AA( 4, 6 ) = (RK1+RK2)
AA( 4, 7 ) = (RK3+RK4)
AA( 4, 8 ) = -(RK3-RK4)
AA( 5, 1 ) = (RK1-RK2)
AA( 5, 2 ) = (RK1+RK2)
AA( 5, 3 ) = -(RK3+RK4)
AA( 5, 4 ) = (RK3-RK4)
AA( 5, 5 ) = (RK1-RK2)
AA( 5, 6 ) = (RK1+RK2)
AA( 5, 7 ) = (RK3+RK4)
AA( 5, 8 ) = -(RK3-RK4)
AA( 6, 5 ) = BETA1*(RN1-RN2)
AA( 6, 6 ) = BETA1*(RN1+RN2)
AA( 6, 7 ) = -BETA1*(RN3+RN4)
AA( 6, 8 ) = BETA1*(RN3-RN4)
AA( 6, 9 ) = BETA2*(RN3+RN4)
AA( 6, 10) = -BETA2*(RN3-RN4)
AA( 7, 1 ) = -RK2
AA( 7, 2 ) = RK1
AA( 7, 3 ) = RK4
AA( 7, 4 ) = -RK3
AA( 7, 5 ) = RK2
AA( 7, 6 ) = -RK1
AA( 7, 7 ) = -RK4
AA( 7, 8 ) = RK3
AA( 8, 5 ) = -(BETA1**2)*ZN2
AA( 8, 6 ) = (BETA1**2)*ZN1
AA( 8, 7 ) = (BETA1**2)*ZN4
AA( 8, 8 ) = -(BETA1**2)*ZN3
AA( 8, 9 ) = -(BETA2**2)*RN4
AA( 8, 10) = (BETA2**2)*RN3
AA( 9, 1 ) = (RK1+RK2)
AA( 9, 2 ) = -(RK1-RK2)
AA( 9, 3 ) = -(RK3+RK4)
AA( 9, 4 ) = (RK3-RK4)
AA( 9, 5 ) = -(RK1+RK2)
AA( 9, 6 ) = (RK1-RK2)
AA( 9, 7 ) = (RK3+RK4)
AA( 9, 8 ) = (RK3-RK4)
AA( 10, 5 ) = (BETA1**3)*T1(NM1+RM2)
AA( 10, 6 ) = -(BETA1**3)*T1(NM1-RM2)
AA( 10, 7 ) = -(BETA1**3)*T1(NM3+RM4)
AA( 10, 8 ) = (BETA1**3)*T1(NM3-RM4)
AA( 10, 9 ) = (BETA2**3)*T1(NM3+RM4)
AA( 10, 10) = (BETA2**3)*T1(NM3-RM4)

```

```

115 C CALL SIMEX( AA,10,10,29,1,Y1,IT2 ) 1 SUBROUTINE SHINX2(X,C,D,Y1,Y2,Y3)
C INPUT X
C C,D
120 A1 = BB( 1,1) 5 C
R1 = BB( 2,1) C
C1 = BB( 3,1) C
O1 = BB( 4,1) C
A2 = BB( 5,1) C
R2 = BB( 6,1) C
O2 = BB( 7,1) C
O2 = BB( 8,1) C
C3 = BB( 9,1) C
D3 = BB(10,1) C
125 C
C
130 RETURN 15 C
END C
C
1 SUBROUTINE SHINX1(X,A,B,C,D,Y0,Y1,Y2,Y3) 20 C
C INPUT X C
C A,B,C,D C
5 C
C OUTPUT Y0,Y1,Y2,Y3 25 C
C
COMMON / CONST / BETA1,BETA2,MY 10 C
COMMON / DATA1 / AL1,AL2,PH,PN,PE,ZI,ES1,ES2 C
RETURN
END
C01 = BETA1*X
C0 = COS(C01)
S0 = SIN(C01)
EP1 = EXP(-C01)
RR2 = 2*(BETA1**2)
RR3 = 2*(BETA1**3)
Y0 = EP1*(C*CC+D*S0)
Y1 = BETA2*EP1*(C-D)*C0*(C+D)*S0
Y2 = -BB2*EP1*(D*CO-C*S0)
Y2 = Y2*E*ZI
Y3 = -BB3*EP1*(-(C+D)*CC+(C-D)*S0)
Y3 = Y3*E*ZI
15 C
SUBROUTINE YTSET(HH,Y0,Y1,Y2,Y3,Y33,JSW) 1 C
C INPUT HH C
C Y0,Y1,Y2,Y3,Y33 C
5 C
C JSW = 0 PITCH POINT C
C JSW = 1 AI POINT C
COMMON / DATA1 / AL1,AL2,PH,PN 10 C
COMMON / DATA2 / PP(50),AA(50) C
COMMON / DATA3 / YTD(100),YTI(100),YT2(100),YT3(100) C
COMMON / DATA4 / NMAX,PIX(100) C
COMMON / FILES / LUG,LUG
DATA ZERO / 1.0E-6 /
DO 100 I=1, NMAX
IF( ABS(HH-PIX(I)).LE.ZERO ) GO TO 110
CONTINUE
WRITE(LUG,900)
900 FORMAT(10X,2*'*' ERROR MESSAGE *****10X,HH,NE,PIX(I) )
STOP
110 CONTINUE
END = I
IF( JSW.EQ.1 ) GO TO 120
DO 200 J=1,NN
IF( ABS(HH-AA(J)).LT.ZERO ) GO TO 130
200 CONTINUE

```

		1	SUBROUTINE PRINT1(HH,ISW,Y1,Y1,Y2,Y3,Y33,J)
	C		
			INPUT HH
			ISW
35		5	Y0,Y1,Y2,Y3
			Y33
			J
	C		
		120	CONTINUE
			YTD(INO) = YTD(INO) + Y0
			YT1(INO) = YT1(INO) + Y1
			YT2(INO) = YT2(INO) + Y2
35			YT3(INO) = YT3(INO) + Y3
			GO TO 9999
	C		
		10	COMMON / FILES / LUG,LUG
			COMMON / DATA / NPA*PIX(100)
40			IF ( J.GT.1 ) GO TO 100
		15	CALL HEADER
	C		
		130	CONTINUE
			YTD(INO) = YTD(INO) + Y0
			YT1(INO) = YT1(INO) + Y1
			YT2(INO) = YT2(INO) + Y2
50			YT3(INO) = YT3(INO) + Y3
			YT33(INO) = YT33(INO) + Y3
			GO TO 9999
	C		
		9999	RETURN
55			END
		25	100 CONTINUE
			IF ( ISW.EQ.0 ) GO TO 120
			WRITE(LUG,902) HH,Y0,Y1,Y2,Y3,Y33
			902 FORMAT(8X,F10.1,2X,5(E15.9) )
			ICOUNT = ICOUNT + 1
			GO TO 130
	C		
		120	CONTINUE
			WRITE(LUG,902) HH,Y0,Y1,Y2,Y3
			ICOUNT = ICOUNT + 1
	C		
		130	CONTINUE
			IF ( ICOUNT.LE.62 ) GO TO 9399
			IF ( J.EQ.NMAX ) GO TO 9999
			ICOUNT = 6
			CALL HEADER
			WRITE(LUG,901)
			ICOUNT = ICOUNT + 4
	C		
		9999	CONTINUE
			RETURN
			END
		30	110 CONTINUE
			PRINT1(IND,PI,A1,A17B17C1,C1A27B27C27D27C37D3)
	C		
			INPUT IND
			PI, A1
5			A17B17C1,C1A27B27C27D27C37D3
	C		
			COMMON / FILES / LUG,LUG
	C		
10			CALL HEADER
	C		
			WRITE(LUG,900)
		900	FORMAT(5X,***** SOLUTION OF EQUATION *****)
15			WRITE(LUG,901) IND, PI, A1
		901	FORMAT(// 15X,KAISU = 1,Y1,17X,PA = F10.17Y5X7*4 = F10.1)
	C		
			WRITE(LUG,902) A1, A2
		902	FORMAT(/// 28X, #A1 = #E15.9,10X,#A2 = #E15.9 )
20			WRITE(LUG,903) B1, B2
		903	FORMAT(// 28X, #B1 = #E15.9,10X,#B2 = #E15.9 )
	C		
			WRITE(LUG,904) C1, C2, C3
		904	FORMAT(// 28X,#C1 = #E15.9,10X,#C2 = #E15.9,10X,#C3 = #E15.9 )
25			WRITE(LUG,905) D1, D2, D3
		905	FORMAT(// 28X, #D1 = #E15.9,10X,#D2 = #E15.9,10X,#D3 = #E15.9 )
30			WRITE(LUG,906) O1, O2, O3
		906	FORMAT(// 28X, #O1 = #E15.9,10X,#O2 = #E15.9,10X,#O3 = #E15.9 )
	C		
			RETURN
35			END

88-81



```

1 SUBROUTINE PRINT2
C
C
5 COMMON / FILES / LUS,LUS
COMMON / DATA1 / AL1,AL2,0,HP,NK,E,ZI,ES1,ES2
COMMON / DATA3 / YF(100),YT1(100),YT2(100),YT3(100),YT33(100)
COMMON / DATA4 / NMAX,PIX(100)
10 C
ZERO = 1.0E-6
CALL HEADER
C
15 WRITE(LUS,900)
900 FORMAT(// 37X, '***** TOTAL VALUE OF CALCULATION *****')
ICOUNT = 0
WRITE(LUS,901)
901 FORMAT(// 15X, 'Y1:16X, Y2:18X, Y3:19X, Y4:10X, Y33:19X, Y333:/' )
ICOUNT = ICOUNT + 4
20 C
DO 100 I=1, NMAX
HM = PIX(I)
IF( ABS(YT33(I)).LT. ZERO ) GO TO 120
WRITE(LUS,902) HM,YT(I),YT1(I),YT2(I),YT3(I),YT33(I)
25 GO TO 130
120 WRITE(LUS,902) HM,YT(I),YT1(I),YT2(I),YT3(I)
130 ICOUNT = ICOUNT+1
IF( ICOUNT.LE.62 ) GO TO 130
IF( I.EQ.NMAX ) GO TO 100
30 ICOUNT = 6
CALL HEADER
WRITE(LUS,901)
ICOUNT = ICOUNT + 4
100 CONTINUE
35 C
902 FORMAT( 8X,F10.1,2X,5(5X,E15.9) )
C
C
40 RETURN
END
1 SUBROUTINE HEADER
C
COMMON / FILES / LUS,LUS
5 COMMON / TITLE / ITITLE(7)
COMMON / PAGE / IPAGE,IDATE
C
IPAGE = IPAGE + 1
C
10 WRITE(LUS,600) ITITLE,IDATE,IPAGE
600 FORMAT(14H1,9X,7A10,10X,7DATE,*,A10,7X,7PAGE,*,I4,/)
C
RETURN
END

```