

琉球大学学術リポジトリ

地すべり対策と二次災害の危険防止に必要な残留強度に関する研究

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 宜保清一 公開日: 2009-12-25 キーワード (Ja): 地すべり, 残留強度パラメータ, リングせん断試験, 粘土分, 塑性指数, スメクタイト, 残留係数, 安全率 キーワード (En): Landslide, Residual strength parameter, Ring shear test, Clay fraction, Plasticity index, Smectite, Residual factor, Safety factor 作成者: 宜保, 清一, Gibo, Seiichi メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/14307

地すべり対策と二次災害の危険防止 に必要な残留強度に関する研究

(研究課題番号 01460237)

平成元年度・平成2年度
科学研究費補助金(一般研究(B))
研究成果報告書

平成3年3月

研究代表者 宜保清一
(琉球大学農学部)

目次

- I. 研究目的
- II. 沖縄、島尻層群泥岩試料の残留強度と粘土粒子配向の関係
 - 1. はじめに
 - 2. 試料と試験方法
 - (1) 泥岩試料
 - (2) 物理的、化学的および鉱物学的分析
 - (3) 残留強度測定
 - (4) X線回折によるせん断面および対照面での板状粘土鉱物の配向の測定
 - 3. 実験結果
 - (1) 物理的、化学的および鉱物学的性質
 - (2) 残留強度
 - (3) せん断面および対照面での雲母の配向
 - 4. 考察
 - 5. おわりに
 - 引用文献
- III. 地すべり土の残留強度パラメーター
 - ー大変位せん断試験法と物理的・鉱物学的性質による類推ー
 - 1. はじめに
 - 2. 試料と試験方法
 - (1) 残留強度測定
 - (2) 物理的および鉱物学的分析
 - 3. 試験結果
 - 4. 地すべり土の大変位せん断挙動
 - (1) 大変位せん断と残留強度
 - (2) 大変位せん断とダイレイタンス
 - (3) 垂直応力と残留強度パラメーター
 - (4) 残留強度測定における大変位せん断の重要性
 - 5. 残留強度パラメーターと粘土分、塑性指数およびスメクタイトの関係
 - (1) ϕ_r - CF関係
 - (2) ϕ_r - I_p 関係
 - (3) ϕ_r とスメクタイトの関係

6. おわりに

引用文献

IV. 斜面危険度評価

1. はじめに

2. 評価法

(1) すべり面の平均強度パラメーターと安全率

(2) 評価手順

3. 実地すべりへの適用

(1) $R \sim \tau$ 関係

(2) $\bar{c}/F_s \sim \tan \bar{\phi}/F_s$ 関係

(3) $R \sim \bar{\tau}$ 関係に基づく F_s 算定

4. おわりに

引用文献

V. 結論

1. 研究のまとめ

2. 今後の研究の展望

は し が き

本報告書は、平成元年度と2年度文部省科学研究費補助金一般研究(B)の交付を受けて行った調査・実験研究の結果をまとめたものである。

道路建設、農地開発、リゾート開発等が活発に行われている中で、地すべり地形を呈する地区において切土・盛土工事の実施、あるいは構造物を建設する機会がふえている。地すべり・斜面崩壊の多くは、再活動型すべりか地質構造的な弱線を潜在すべり面とした初生型すべりである。それらのすべり面には光沢のある鏡肌が形成され、強度は残留強度かその近くまで低下している。したがって、再活動型すべり対策や初生型すべりの危険性評価を的確なものにするためには、評価法にすべり面状況を反映させ、残留強度の概念を加味する必要がある。

本研究は地すべり斜面の安定度評価法に必要な残留強度に関するものである。なお、本報告書は、投稿中の原稿と、すでに掲載されている論文の一部を取りまとめたものであることを付記する。

研究組織

研究代表者 宜保清一（琉球大学農学部・教授）

研究経費

平成元年	2 5 0 0 千円
平成2年	2 0 0 千円
計	2 7 0 0 千円

研究発表

学会論文集

- 1) Seiichi Gibo・Keizo Sasaki: Simple method for evaluating the stability of slopes, Proc. 6th Int. Conf. and Field Workshop on Landslides, University of Milan, pp. 157～165 (1990)
- 2) 宜保清一・江頭和彦・佐々木慶三・吉沢光三: 地すべり土塊のせん強度と斜面安定度評価ー牧野地すべりを例としてー, 土と基礎（土質工学会誌）**38**(12), pp. 35～40 (1990)
- 3) 宜保清一・江頭和彦・林義隆: 地すべり土の残留強度パラメーターー大変位せん断試験法と物理的・鉱物学的性質による類推ー, 農業土木学会論文集（投稿中）
- 4) 宜保清一・江頭和彦: 沖縄, 島尻層群泥岩試料の残留強度と粘土粒子配向の関係, 農業土木学会論文集（投稿中）

口頭発表

- 1) 宜保清一・江頭和彦・森英勇・赤嶺光宏: 地すべりの大変位せん断挙動と残留強度パラメーター, 第25回土質工学研究発表会講演集（岡山市 1990. 6）
- 2) 宜保清一・江頭和彦・森英勇・福嶋博: 残留強度と物理・化学および鉱物学的性質, 第71回農業土木学会九州支部講演集（諫早市 1990. 10）
- 3) 宜保清一・江頭和彦: 残留強度パラメーターと粘土鉱物粒子の関係, 第26回土質工学研究発表会講演集（長野市 1991. 7）
- 4) 宜保清一・江頭和彦: 沖縄, 島尻層群泥岩試料の残留強度と粘土粒子配向の関係, 第30回地すべり研究発表会講演集（甲府市 1991. 9）

I . 研究目的

すべり発生には、すべり面強度を低減させるもの、すなわち、地質・構造的な弱面や過去のすべり擦痕等がせん断ゾーンに存在していることが不可欠であり、その状態によって残留強度、ピーク強度、完全軟化強度のいずれかが動員される。地質構造的な弱面を潜在すべり面とする初生地すべりでは、残留およびピーク強度が動員される。鏡肌面（スリッケンサイド面）と完全軟化粘土をすべり面とする再活動地すべりでは、残留および完全軟化強度が動員される。移動量が大きくて活動中の地すべりで、すべり面全域に鏡肌面が認められる場合は残留強度が動員される。

残留強度は鏡肌を呈する最終的な粒子配向面で発揮される最小の排水せん断強度であり、一定垂直応力の下では唯一固有の値である。残留強度への低下は、薄板状粘土鉱物粒子のせん断面に沿っての配向によるとされるので、地すべり地から採取したすべり面土と非すべり面土を用いて、残留強度と薄板状粘土鉱物粒子の配向の関係について検討した。残留強度はリングせん断試験で測定し、粘土粒子の配向はX線回折法により評価した。

残留強度測定に使用されている等圧型リングせん断試験機は、残留強度が大変位せん断後の排水強度であることから、測定に長期間を要し、災害現場からの緊急な要請に即応できないのが現状である。このような問題を解決するためには、残留強度に到達するまでに必要なせん断変位量を明らかにする必要がある。地すべり土の大変位せん断挙動について検討する。他方、残留強度は物理的、化学的および鉱物学的性質と関係していることが知られているので、比較的短時間に行える分析試験によって残留強度の推定ができそうである。本研究では、残留強度と $2\mu\text{m}$ 以下粘土分、塑性指数、スメクタイト量との関係についても検討する。

地すべり対策やすべり発生の予知・予測のための安全率算定では、インプットされる強度パラメーターが確実なものであるかどうかが重要である。安定度評価をより正確なものにするためには、すべり面調査やサンプリング技術の向上、せん断試験法の改善および地すべりに関する経験等の成果を解析に組み入れる必要がある。せん断ゾーンが単に破碎されているだけか、完全軟化の状態か、鏡肌を呈した線の状態か、あるいはこれらの複合状態かを明確に把握し、適切な試料と適正なせん断試験から得られる実験結果と地質構造特性を解析に導入できれば、信頼性の高いものとなる。筆者は、先にすべりの移動形態やすべり面の状態に着目したすべり面の平均強度パラメーターの算定法を提案した。これは、逆算法、実験で得られる残留およびピーク強度パラメーター、残留係数およびモール・クーロンの式の組合せからなる。本研究では、またこの算定法を拡大発展させてより合理的な安定度評価法とし、実際事例に適用して有効性について検討する。

II. 沖縄，島尻層群泥岩試料の残留強度と粘土粒子配向の関係¹⁾

1. はじめに

過圧密粘土を排水状態でせん断すると，ピーク強度に達した後，その強度は完全軟化強度（限界状態強度）を経て，最終的には残留強度まで低下する。完全軟化強度への低下がダイレイタシーによる含水比の増加に起因するに對し，残留強度への低下は，薄板状粘土鉱物粒子のせん断面に沿っての配向によるとされ，粘土分（ $<2\mu\text{m}$ ）が20～25%以上で，かつ薄板状の粘土鉱物が卓越する粘土においてのみ明瞭に認められる²⁾。せん断面あるいはすべり面での薄板状粘土鉱物の配向については，既に顕微鏡下で観察されてきている^{2,3)}。本章では，X線回折法を用いて薄板状粘土鉱物の配向を半定量的に評価し^{4,5)}，残留強度特性と粘土粒子配向の関係を明確にしようとした。残留強度は，過去の応力履歴には無関係であり，同一の粘土であれば，過圧密試料と正規圧密試料の双方で一致する^{2,6)}。残留強度測定は泥岩のスラリー試料についてリングせん断試験を行い，試験後の残留せん断面について薄板状粘土鉱物粒子の配向を測定した。

2. 試料と実験方法

(1) 泥岩試料

沖縄県南風原町北丘で発生した地すべり性崩壊は島尻層群泥岩地帯における典型的なすべりである⁷⁾。すべり面付近（深度7.85～8.15m）の泥岩層には鏡肌を呈した亀裂面が多数存在した。

鏡肌面から成るすべり面土試料(1)と移動層中の破碎岩塊から成る非すべり面土試料(2)について，420 μm ふるい通過部分をスラリー状にし，実験に供した。

(2) 物理的，化学的および鉱物学的分析

粒度試験は二つの方法で行った。一つはJIS A 1204法であり，もう一つは音波処理反復法と略称される方法⁹⁾で，土壌学の分野でしばしば用いられる方法である。音波処理反復法では，まず方解石と有機物を除き，20分間音波処理（水槽式，38kHz，250W）し，1M水酸化ナトリウムを加えてpH10に調整した。1dm³容沈定シリンダーに移し，定容にした後，所定の時間放置して粘土分（ $<2\mu\text{m}$ ）を分離した。音波処理—静置—粘土分分離の操作を試料中に粘土分がほとんどなくなるまで繰り返した。次にその残留分からシルト分（2～20 μm ）を沈定法によって分離し，続いて細砂分（20～200 μm ）と粗砂分（200～2000 μm ）をふるい分けした。最後に，各分を定量し，粒度組成を計算した。

陽イオン交換容量はWada and Haradaの方法⁹⁾で，pH7.6で測定した。飽和には Mg^{2+} を用い， Na^{+} で交換浸出した。酢酸アンモニウム抽出性陽イオンは1M酢酸アンモニウム（pH7.0）で抽出し，

CaとMgは原子吸光分光光度法で、KとNaは炎光光度法で定量した。pHは1:2.5の水けんだく液について測定した。粘土鉱物組成は、音波処理反復法で分離した粘土分（ $<2\mu\text{m}$ ）についてX線回折法により同定した¹⁰⁾。

(3) 残留強度測定

残留強度は、大変位せん断に伴う吸水膨張終了後の最小の排水強度であるので、測定には、リングせん断試験機（せん断容器：外径100mm, 内径60mm）を使用し、スラリー試料について正規圧密終了後に水浸下のせん断を行った。残留時においては排水条件とするためにせん断速度を0.0013cm/minとし、強度低減領域ではより大きいせん断変位を与えるために0.065cm/minとした¹¹⁾。垂直応力 σ_n は排水条件下では有効垂直応力 σ'_n となる。

(4) X線回折によるせん断面および対照面での薄板状粘土鉱物の配向の測定

試験後の供試体をせん断容器から取り出し、せん断面で分離した。その一方をX線回折が行える程度の大きさの薄片に切り分け、せん断面とそれに平行な面（対照面）についてX線回折を行った。

後に示すように（Fig.1, Table 2），泥岩試料は雲母，スメクタイト，緑泥石，カオリナイトを粘土鉱物として含んでいた。これらの粘土鉱物はいずれも板状ないし薄板状の形態をなし、せん断によってせん断方向に配向する。配向によって薄板状の粘土鉱物の底面反射強度が強くなる反面，hkl面の反射強度が弱まるので，底面反射とhkl面反射の強度比は薄板状粘土鉱物の配向度を表す尺度となりうる⁴⁾。本論では，試料に雲母が最も多く含まれていたため，底面反射として雲母の001面の反射（1.00nmのピーク）を用い，hkl面の反射として0.45nmのピークを用いて（Fig.1），その強度比（1.00nmピーク面積／0.45nmピーク面積）を配向指数として計算した。雲母の配向が進むほど配向指数は大きくなる。

3. 実験結果

(1) 物理的，化学的および鉱物学的性質

Table 1に，試料の物理的および化学的性質を示す。液性限界，塑性指数は，従来島尻層群泥岩に関して報告されている値¹²⁾と同じ範囲にあり，すべり面土試料(1)の値が非すべり面土試料(2)の値より幾分高かった。粘土分（ $<2\mu\text{m}$ ）含量はJIS法では34～39%，音波処理反復法では52～56%であり，分析法間で大きな差がみられた。陽イオン交換容量（CEC）は18～20meq/100g，pHは7.9であり，試料間で本質的な差はみられなかった。

酢酸アンモニウム抽出性陽イオンの合計がCECを大幅に越えたことは，泥岩中に含まれる方解石（ CaCO_3 ）が1M酢酸アンモニウム（pH7.0）に溶解したことによる。CECを越える分を方解石の溶解によるとみなすと，それは79.1～79.9meq/100gの Ca^{2+} ， CaCO_3 としては4.0g/100gとなり，泥岩中の方解石の含量は4.0%と計算される。酢酸アンモニウム抽出Caから方解石の溶解にみあうCaを引いた残りを交換性Caとみなすと，交換性陽イオンは両試料とも大部分CaとMgであり，Naは1%程度

であった。Fig.1に、試料(1)、試料(2)の粘土分 (<2 μ m) のMg-飽和、グリセロール処理試料（定方位試料）のX線回折図を示す。両試料は互いに類似の回折図を与え、スメクタイト（Sm）、緑泥石（Ch）、雲母（Mi）、カオリナイト（Kt）を粘土鉱物として含み、そのほか少量の石英と長石を含んでいた。シルト分(2-20 μ m)のX線回折から、泥岩試料が一次鉱物として石英を主に、長石を従に含んでいることを認めた。

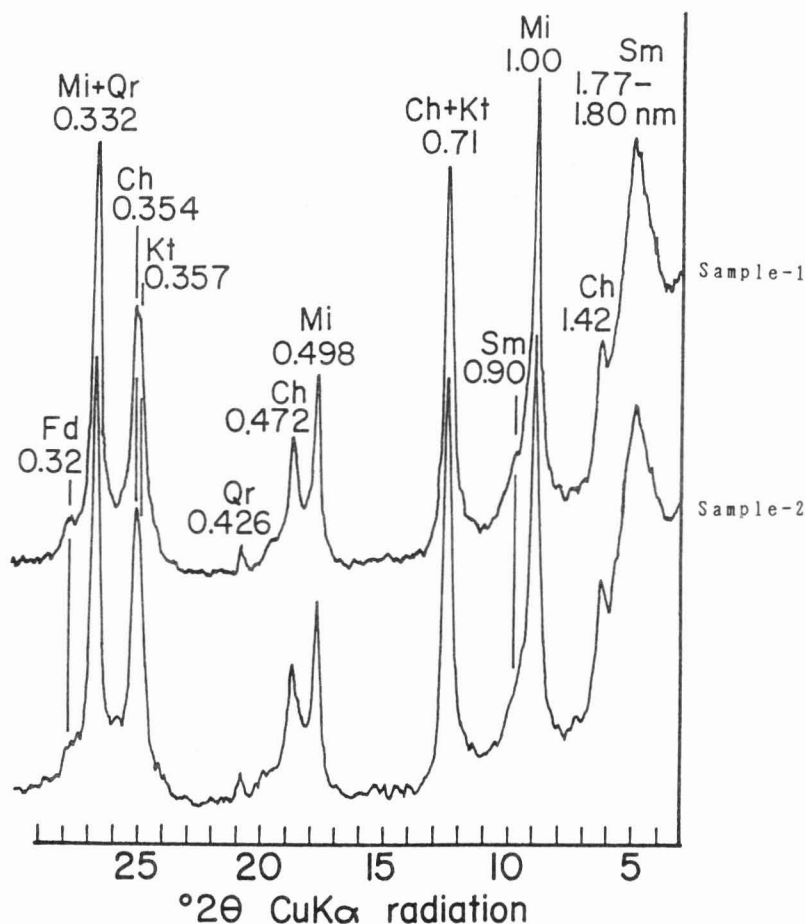


Fig.1 X-ray powder diffraction patterns of the clay fraction (<2 μ m) of the Shimajiri mudstone (oriented samples of the Mg-saturated and glycerol-solvated specimen)

Sm = smectite; Mi = mica; Ch = chlorite; .
Kt = kaolinite; Qr = quartz; Fd = feldspars

Table 2に、Fig.1のX線回折図から計算した粘土画分の各粘土鉱物の相対含量を示した。計算は次の通りである：①Fig.1の回折図において、Sm (1.77-1.80nm)，Mi (1.00nm)，Ch+Kt (0.71nm) のピーク面積を測る；②Sm, Mi, Ch+Ktのピーク面積にそれぞれ係数 1, 4, 2をかけ、補正する¹³⁾；③補正したピーク面積の相対値から各粘土鉱物の割合を計算する。Table 2に示すように、Miの含量が最も高く55～56%であり、ついでCh+Kt (Ch>Kt) で、Smは20%前後の含量であった。

以上示してきたように、試料(1)と試料(2)では物理性にやや差がみられた。これは、すべり面の方がもともと粘土分 (<2μm) を多く含むために、高い塑性を示したと言える。化学的および鉱物学的には互いに類似しており、交換性陽イオンはCaとMgを主とし、主要粘土鉱物は雲母であった。

(2) 残留強度

Table 3に試験結果を示す。すべり面土試料(1)の残留強度 τ_r は、いずれの有効垂直応力 σ_n' でも、非すべり面土試料(2)の τ_r よりも小さい (Fig. 2)。試料(1)は、 $\sigma_n' = 75.1\text{kPa}$ のような低い有効垂直応力の下でも、残留せん断面に鏡肌が形成された。 $\sigma_n' = 32.5\text{kPa}$ を除けば、 τ_r / σ_n' はほぼ一定であり、 $\tau_r \sim \sigma_n'$ 関係から残留粘着力 $c_r = 5\text{kPa}$ ，残留せん断抵抗角 $\phi_r = 8.6^\circ$ を得た。一方、試料(2)では、 $\sigma_n' = 126.8, 182.8, 251.4\text{kPa}$ における残留せん断面の鏡肌は、

Table 1 Physical and chemical properties of the Shimajiri mudstone

Sample (slip-surface or not)	W _L (%)	I _P (%)	Clay fraction ^a (% , <2 μ m)		CEC (meq/100g)	Extractable cations (meq/100g)					
			Method A	Method B		Ca	Mg	K	Na	Sum	pH
Sample-1 (slip-surface)	69	44	34	56	20.0	89.1	9.4	1.2	0.2	99.9	7.9
Sample-2 (non-slip-surface)	63	33	39	52	17.9	89.0	6.8	0.9	0.3	97.0	7.9

^aMethod A: hydrometer method; Method B: whole clay fraction was separated by repeated sonification-sedimentation-siphoning in an alkaline medium.

Table 2 Clay mineralogical composition^a of the clay fraction (<2μm) of the Shimajiri mudstone

Sample	Sm	Mi (%)	Ch+Kt
Sample-1	21	56	23
Sample-2	19	55	26

^aSm = smectite; Mi = mica; Ch = chlorite; Kt = kaolinite.

Table 3 Residual friction coefficients and residual strength parameters for the Shimajiri mudstone

Sample	Effective normal stress σ_n' (kPa)	Residual friction coefficient τ_r / σ_n'	Residual strength parameters		
			ϕ_r (deg, $c_r=0$)	c_r (kPa)	ϕ_r (deg)
Sample-1	32.5	0.310	17.2		
	75.1	0.180	10.2		
	123.1	0.180	10.2		
	247.3	0.172	9.7	5.0	8.6
Sample-2	31.9	0.386	21.1		
	76.9	0.334	18.5		
	126.8	0.285	15.9		
	182.8	0.264	14.8		
	251.4	0.248	13.9	6.0	12.5

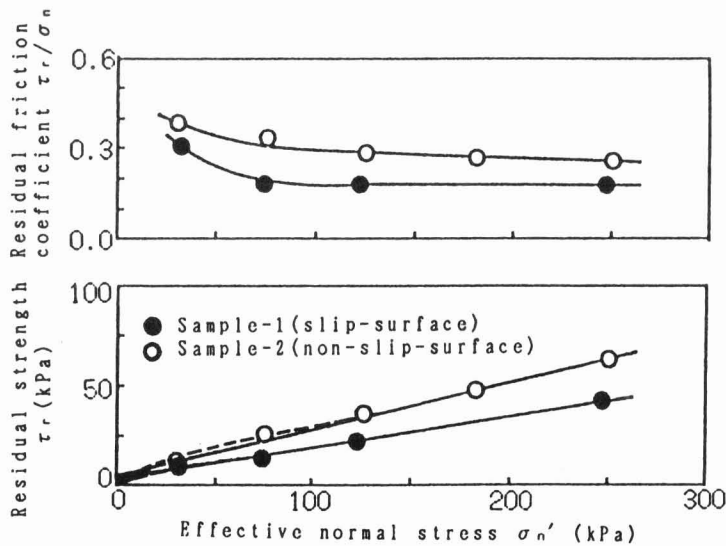


Fig. 2 Residual friction coefficient and residual strength plotted against effective normal stress for the Shimajiri mudstone

試料(1)の $\sigma_n' = 75.1 \text{ kPa}$ よりも光沢度合が劣っていた。 τ_r/σ_n' 値が大きく、 $\sigma_n' \leq 251.4 \text{ kPa}$ の実験範囲では、 $\tau_r/\sigma_n' \sim \sigma_n'$ 関係は右下がり傾向を示し定常状態に至らない。試料(2)は、試料(1)よりも強度線の傾きが幾分大きくなり、 $c_r = 6 \text{ kPa}$ 、 $\phi_r = 12.5^\circ$ を示した。両試料共に c_r が小さいことから τ_r がほぼ摩擦成分から成ることが推察される。地すべり土の残留強度パラメータに関して、Skempton¹⁴⁾は $c_r = 0$ として ϕ_r を与えているが、筆者らも残留強度が一種の正規圧密的な強度であることから $c_r = 0$ とみなしてよいと考える。試料(1)および(2)において、 $c_r = 0$ とすれば、 ϕ_r はそれぞれ 10.0° 、 14.0° となった。

Table 4 Physical properties and mineralogical composition of the Kamenose argillized tuffaceous conglomerates

Sample	W _L (%)	I _P (%)	Clay fraction ^a (% < 2 μ m)		Mineralogical composition ^b in the clay fraction (%)			
			Method A	Method B	Sm	Mi	Kl	Others
T ^c	114	64	34	57	96	2	1	1
SD-3	93	69	26	54	93	2	4	1
SD-1	80	41	19	43	93	0	4	3

^a See Table 1 for the methods.

^b Sm = smectite; Mi = mica; Kl = kaolin mineral; Other minerals are zeolite, cristobalite and/or feldspars.

^c T, SD-3: slip-surface; SD-1: non-slip-surface.

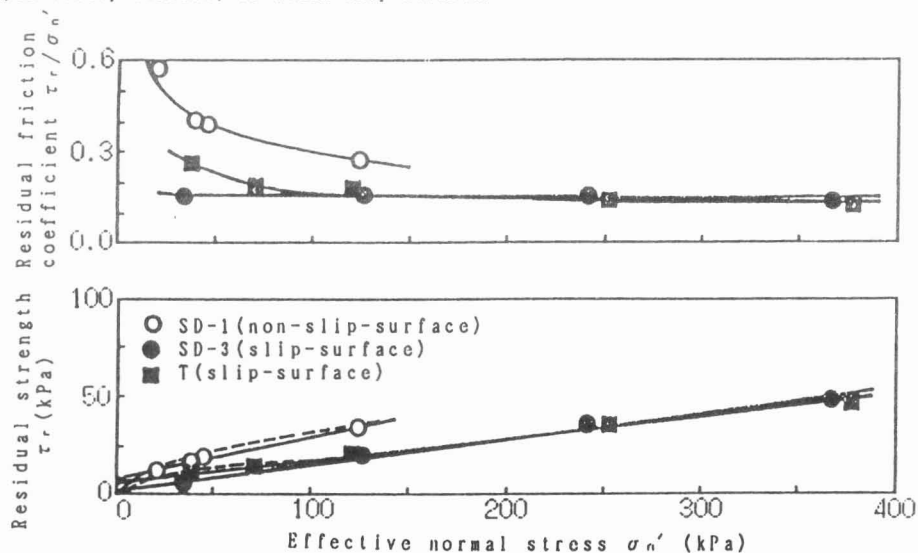


Fig. 3 Residual friction coefficient and residual strength plotted against effective normal stress for the Kamenose argillized tuffaceous conglomerates

すべり面土と非すべり面土の間の強度差は、Table 4とFig. 3, Table 5とFig. 4に示すように、亀の瀬地すべり土¹⁵⁾や牧野地すべり土¹⁶⁾でも顕著であり、配向性スメクタイト粒子の影響によるとされた。今回の結果も考え合わせると以下のことが言える。すなわち、残留せん断面が発達し光沢の良い鏡肌と成る場合に傾きの小さい強度線が得られる。せん断面の発達が十分でない場合には強度線は曲線形状(図中の破線)を示し、傾きも増大して残留強度パラメーターが大きくなる。強度線の湾曲化は、 τ_r/σ_n' の増大によるもので、特に100kPa以下の低い有効垂直応力の下では、すべり面土と非すべり面土のいずれにおいても、程度の差はあれ、発現する。

Table 5 Physical properties and mineralogical composition of the Shiya mudstone

Sample	W _L (%)	I _P (%)	Clay fraction ^b (% < 2 μm)		Mineralogical composition ^b in the clay fraction (%)				
			Method A	Method B	Sm	Mi	Ch	Kl	Others
M-1 ^c	81	57	47	54	64	12	5	4	15
M-2	63	33	40	47	47	17	10	9	17

^a See Table 1 for the methods.

^b Sm = smectite; Mi = mica; Ch = chlorite; Kt = kaolinite; Other minerals are quartz and feldspars.

^c M-1: slip-surface; M-2: non-slip-surface.

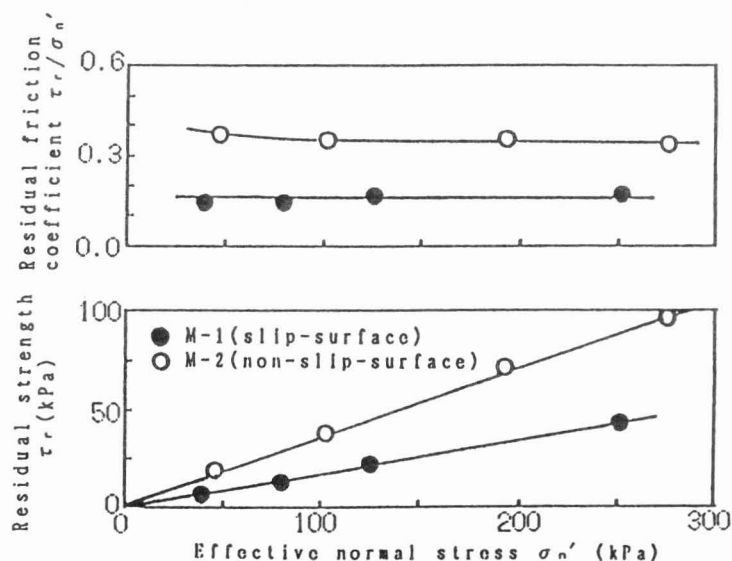


Fig. 4 Residual friction coefficient and residual strength plotted against effective normal stress for the Shiya mudstone

(3) せん断面および対照面での雲母粒子の配向

Fig. 5にせん断面のX線回折図を、 $\sigma_n' \approx 250\text{kPa}$ でせん断された試料に対して、例示する。Miの1.00nmピークに対する0.45nmピークの相対的な大きさは、すべり面土試料(1)で非すべり面土試料(2)よりも小さい。つまりこの図は、Miのせん断面に沿っての配向が試料(1)でより良いことを示す。粘土粒子の配向はSm, Ch, Ktでも認められた。Table 2に示すように、Miの含量が最も高く、かつ粘土鉱物組成は両試料間で類似するので、本論では1.00nmと、0.45nmのピーク強度比をMiの配向度の指標として用いた。

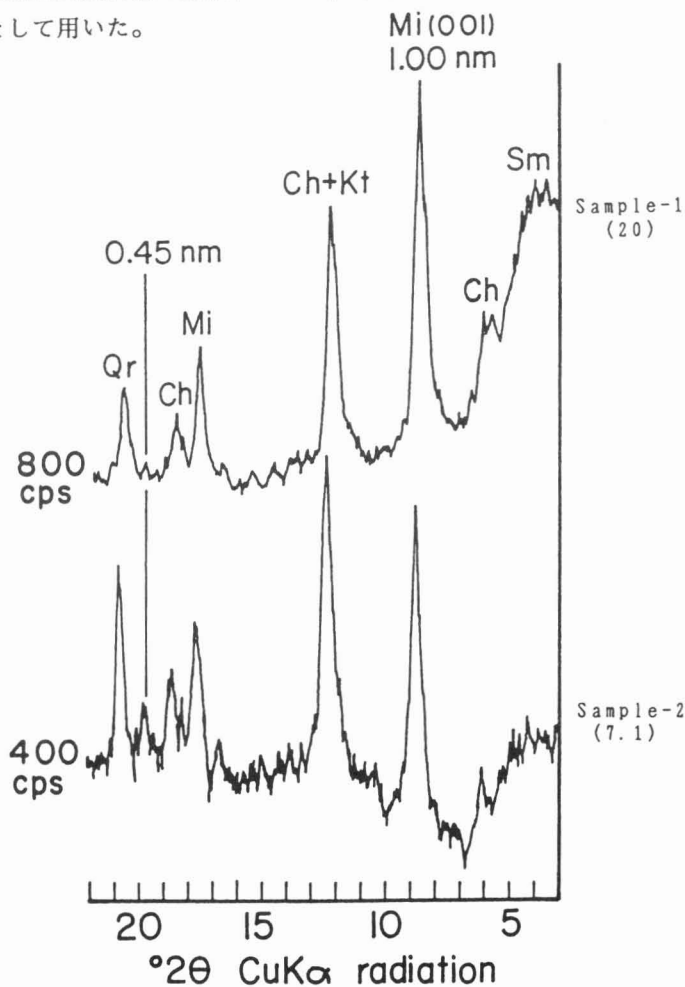


Fig. 5 X-ray diffraction patterns of the surface sheared under the effective normal stress of 250kPa
(Values in the parenthesis are orientation indices)

*Mineral abbreviations : See Fig.1.

Table 6にせん断面および対照面に対して測定したMiの配向指数を示す。対照面はせん断面の反対側の面であり、その配向指数は圧密によるMiの配向に対応する。対照面の配向指数が σ_n' の増大とともに大きくなる傾向にあることは、圧密によりMiの配向度が増すことを意味する。

試料(1)のMiのせん断面の配向指数は、 $\sigma_n' = 75.1 \text{ kPa}$ で既に 10 ± 1 と対照面の値 2.3 ± 0.2 より明かに高かった。このことは、Miの配向がせん断によって促進されたことを示す。せん断面のMiの配向指数は $\sigma_n' = 247.3 \text{ kPa}$ ではさらに大きくなった。一方、試料(2)の $\sigma_n' = 31.9$ と 76.9 kPa では、Miのせん断面の配向指数は対照面のそれより幾分高いかあるいはほぼ同じであり、せん断によるMiの配向はほとんど起こっていないと推測される。 $\sigma_n' \geq 120 \text{ kPa}$ では、せん断面の配向指数が対照面の値より高く、せん断によるMiの配向が示唆されたが、対応する σ_n' の試料(1)の配向指数よりは低かった。これらのことは、せん断面のせん断方向へ薄板状粘土鉱物粒子の配向が、Miで代表して、試料(1)で相対的に起こり易く、試料(2)では起こりにくいことを示唆する。

Table 6 Orientation indices^a for mica particles of the shear and reference surfaces

Sample-1	Effectiv normal stress (kPa)		75.1	123.1		247.3
	Shear surface	nd ^b	10 ± 1^a	10 ± 2	nc ^c	18 ± 3
	Reference surface	nd	2.3 ± 0.2	2.4 ± 0.3	nc	5 ± 1
Sample-2	Effectiv normal stress (kPa)	31.9	76.9	126.8	182.8	251.4
	Shear surface	2.7	2.0	6.9 ± 0.7	6.7 ± 0.4	6.9 ± 0.2
	Reference surface	1.6	1.8	3.0 ± 0.3	3.0 ± 0.7	3.0 ± 0.1

^a Average \pm standard deviation of triplicate(sample-1) or duplicate(sample-2) measurements.

^b Not determined.

^c No corresponding sample.

4. 考察

配向指数の測定に基づいて推測された雲母の配向性 (Table 6) は、島尻層群泥岩試料の残留強度 (Fig. 2) をよく説明すると思われる。すべり面土試料(1)では、雲母は低い有効垂直応力からせん断面に沿って比較的によく配向した。このことは、試料(1)が傾きの小さい残留強度線を示し、パラメーターが小さくなったこととうまく対応する。一方、非すべり面土試料(2)の雲母は、低い有効垂直応力ではせん断による配向をほとんど示さず、ある一定以上の有効垂直応力で認められる程度の配向を示した。このような場合には、残留強度が相対的に高くなり、強度線の傾きも増大した。低い垂直応力レベルにおける雲母の配向性の悪さは残留摩擦係数 τ_r / σ_n' の増大の原因となる。その結果として、残留強度線が曲線となり、せん断抵抗角および粘着力が比較的大きくなる。雲母の配向性の違いが何に起因するかということであるが、Table 1, 2に示したように、交換性陽イオン組成、粘土鉱物組成には、試料(1)と試料(2)の間ではほとんど差はみられなかった。音波処理による粘土分 ($< 2 \mu\text{m}$) 含量および塑性指数は試料(1)で大であるが、塑性指数は残留強度の違いには対応するものの配向性の違いについての情報は与えない。結局のところ、試料

0(1)と試料(2)では雲母粒子の形、大きさに本質的な差がないので、試料(1)で泥岩の粘土化、破碎が進んでいて、それが雲母をはじめ薄板状粘土粒子の配向を促進したと推察される。

ところで、試料(1)が鏡肌の発達したすべり面から採取されたのに対し、試料(2)は移動に伴って破碎された泥岩であり亀裂面に鏡肌が認められなかった。鏡肌の形成は薄板状粘土鉱物がその面に沿って配向していることを示し、試料(1)に含まれる雲母の配向性が良いことと符合する。

室内実験で評価した雲母の配向性の良し悪しと現地での亀裂面における鏡肌発達の有無との間に対応がみられたと言える。

5. おわりに

残留強度のせん断抵抗角の大小や粘着力の有無は薄板状粘土鉱物の配向性の良し悪しに支配される。粘土粒子の配向性の良いすべり面土では、残留強度線の傾きが小さくなった。一方、配向性の悪い非すべり面土では、特に低い有効垂直応力において配向性が悪いために残留強度線が湾曲し、せん断抵抗角や粘着力が比較的大きくなった。室内実験で評価した薄板状粘土鉱物の配向性の良否は、現地での鏡肌形成の有無と対応した。

最後に、研究に御協力頂いた江頭和彦・佐々木慶三・吉沢光三・仲村哲・森英勇・福嶋博の各氏および琉球大学農学部附属農場に謝意を表する。また本研究の一部について文部省科学研究費(一般研究(B), 課題番号(01460237))の補助を受けたことを付記する。

引用文献

- 1) 宜保清一・江頭和彦: 沖縄, 島尻層群泥岩試料の残留強度と粘土粒子配向の関係, 農業土木学会論文集(投稿中)
- 2) Skempton, A. W.: Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, *Geotechnique* **35**(1), pp. 3~18(1985)
- 3) Lupini, J. F., Skinner, A. E. and Vaughan. P. R.: The drained residual strength of cohesive soils, *Geotechnique* **31**, pp. 181~213(1981)
- 4) Yong, R. N. and Warkentin, B. P.: *Soil Properties and Behaviour*, Elsevier, pp. 92~96(1975)
- 5) Quigley, R. M. and Thompson, C. D.: The fabric of anisotropically consolidated sensitive marine clay, *Canadian Geotechnical Journal* **3**(2), pp. 61~73(1966)
- 6) 古谷保: 残留強度の性質とその測定法について, 地すべり **20**(1), pp. 21~27(1983)
- 7) 宜保清一・佐々木慶三・吉沢光三・伊田茂: 沖縄, 北丘ハイツ地内泥岩すべりにおける地質構造規制とすべり面強度パラメーターの算定, 地すべり **23**(3), pp. 15~20(1986)
- 8) 吉永長則・江頭和彦・中井信: 黒ボク土の粒径分析法, 日本土壤肥科学雑誌 **55**(3), pp. 248~256(1984)
- 9) Wada, K. and Harada, Y.: Effects of salt concentration and cation species on the

measured cation-exchange capacity of soils and clays, Proc. Int. Clay Conf., Tokyo
pp. 561~571(1969)

- 10) 和田光史:粘土鉱物の同定および定量法, 日本土壤肥科学雑誌 **37**(1), pp. 9~17(1966)
- 11) 宜保清一:地すべり斜面の安定性評価に用いる強度定数の考え方, 土と基礎 **35**(11), pp. 27~32(1987)
- 12) 宜保清一:島尻層泥岩の残留強度測定と結果の解釈 -地すべり・崩壊土の残留強度特性(Ⅰ)-, 農土論集 **104**, pp. 61~68(1983)
- 13) Karlsson, W., Vollset, J., Bjorlykke, K. and Jorgensen, P.:Changes in mineralogical composition of Tertiary sediments from North Sea wells, Proc. Int. Clay Conf. pp. 281~289(1979)
- 14) Skempton, A. W.:Long-term stability of clay slopes, Geotechnique **14**(2), pp. 77~102(1964)
- 15) Gibo, S., Egashira, K. and Ohtsubo, M.:Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan, Canadian Geotechnical Journal **24**(3), pp. 456~462(1987)
- 16) 宜保清一・江頭和彦・佐々木慶三・吉沢光三:地すべり土塊のせん断強度と斜面安定度評価 -新潟県安塚町牧野地すべりを例として-, 土と基礎 **38**(12), pp. 35~40(1990)

III. 地すべり土の残留強度パラメーター —大変位せん断試験法と物理的・鉱物 学的性質による類推—¹⁾

1. はじめに

残留強度は、粘土粒子の完全配向面（通常、鏡肌を呈する）において発揮される最小の排水強度であり、再活動地すべりだけでなく地質構造的な弱面を潜在すべり面とする初生地すべりについて危険度評価を行う際に重要であることが宜保ら^{2,3)}によって確かめられている。その測定には、大変位せん断が可能なリングせん断試験機が有効であることがBishopらによって実証され^{5~7)}、現在使用されている。しかし、大変位と排水条件を満たすせん断試験は長時間を要するため、災害現場からの緊急な要請に即応できないのが現状であり、力学的性質の試験によらず残留強度パラメーター ϕ_r を推定する方法も検討され始めている⁸⁾。このような問題を解決するために、地すべり土の大変位せん断挙動について検討し、残留強度に到達するまでの最小せん断変位量を明らかにする。また大変位せん断に伴う粒子配向面の形成は、地すべり土の物理的・鉱物学的性質によって支配され、残留強度パラメーター ϕ_r に影響することがLupiniらを始め指摘されてきているので^{6~11)}、 ϕ_r と $2\mu\text{m}$ 以下粘土分、塑性指数およびスメクタイトとの関係を明確にし、力学試験によらない ϕ_r 推定の検討に役立てる。

2. 試料と実験方法

試料として、大阪・亀の瀬凝灰質礫質土、新潟・椎谷層泥岩、長崎・佐世保層泥岩の崩積土、沖縄・島尻層泥岩、ベントナイトおよびカオリンを使用し、リングせん断試験による残留強度の測定並びに物理的および鉱物学的分析を行った。残留強度パラメーターと影響因子との関係を知るためには多くのデータが必要とされるので、過去の研究成果も使用した。

(1) 残留強度測定

残留強度は、せん断に伴う吸水膨張終了後の強度であるので、過圧密試料と正規圧密試料の双方で一致する⁹⁾。残留強度測定には、リングせん断試験機（せん断容器：外径100mm、内径60mm）を使用し、 $420\mu\text{m}$ フルイ通過スラリー試料について水浸下のせん断を行った。残留およびピーク時においては排水条件とするためにせん断速度を 0.0013cm/min とし、その間の強度低減領域ではより大きいせん断変位を与えるために 0.065cm/min とした¹²⁾。

(2) 物理的および鉱物学的分析

粒度試験はふたつの方法で行われた。一つはJIS A1204法（Method Aと称す）であり、もう一つは音波処理反復法（Method B）と略称される方法¹³⁾である。音波処理反復法では、リングせん断

Table 1 Strength parameters, and physical and mineralogical properties
of the slip-surface soils

Sample	W _L (%)	I _P (%)	Sm* (%)	CF** (%,<2μm)		Residual strength			Fully softened strength	
				A	B	c _r (kPa)	φ _r (°)	φ _r (c _r =0)	φ _{sf} (°)	(c _{sf} =0)
Kamenose Inaba (I)	89	53	76	34	62	5	4.5	5.5	24.5	
Simizudani (SD-3)	93	69	59	26	54	1	8.0	8.2	18.4	
Toge (T)	114	64	77	34	57	5	6.5	7.7	19.0	
Shiia mudstone Makino	81	57	37	47	54	0	9.5	9.5	14.0	
Shimajiri mudstone Kitaoka-1	69	44	12	34	56	5	8.6	10.0	21.1	
Kitaoka-2	63	33	10	39	52	6	12.5	14.0	22.0	
Kohagura	62	42	nd [§]	43	nd	5	9.3	10.3	21.0	
Shikina	69	43	nd	37	nd	3	9.2	10.1	nd ^{§§}	
Maaji-1	72	48	nd	51	nd	0	9.8	9.8	20.7	
Maaji-2	60	37	nd	43	nd	4	11.6	12.5	21.5	
Sasebo Nagatashiro	50	31	20	18	44	11	7.1	7.9	18.9	
Saz-1	53	23	- ^{§§}	42	66	4	10.1	11.4	20.0	
Saz-2	64	34	-	54	66	3	10.0	11.0	19.0	
Bentonite	239	206	nd	70	nd	5	4.3	5.3	7.5	
Kaolin	86	44	nd	0	nd	2	18.2	19.0	26.0	

* Sm:smectite content(<420μm-materials basis).

** CF:clay content.A:hydrometer method;B:whole clay fraction was separated by repeated sonification-siphoning in an alkaline medium.

§ nd:not determined.

§§ Smectite was not detected in a discrete phase but in a component of interstratified mica-vermiculite-smectite.

試験後の試料について過酸化水素水で処理して有機物を除き、水洗後、水酸化ナトリウムを添加してpH10に調整し、超音波処理による分散-沈定-サイフォンによる採取を繰り返して、粘土(<2μm)を分離した。続いてシルト(2-20μm)と砂(20-420μm)を分離し、定量した。鉱物組成はX線回折法により同定した¹⁴⁾。粘土については、Mg飽和、グリセロール処理試料(定方位試料)のピーク強度を基に、シルトと砂については、乱方位試料のピーク強度を基にして各鉱物の相対含量を計算し、試料全体(<420μm)のス멕タイト含量を求めた。

3. 試験結果

残留強度パラメーター ϕ_r 、 $2\mu\text{m}$ 以下粘土分CF、塑性指数 I_p およびスメクタイト量 S_m はTable 1に示されている通りである。残留強度の粘着力成分 c_r は小さく、ほぼゼロとみなされるので、 $c_r \neq 0$ と $c_r = 0$ の両方の場合の ϕ_r を提示した。

大阪・亀の瀬試料については、いずれも数十メートルの深さのすべり面土であり、稲葉山の(I)、清水谷の(SD-3)および峠の(T)の各ブロックで $\phi_r = 4.5 \sim 8^\circ$ のような低い値となった。これら試料の I_p および S_m は他の地すべり土に比べて高い。新潟・椎谷層泥岩由来のすべり面土は $\phi_r = 9.5^\circ$ 、CF=54%、 $I_p=57\%$ および $S_m=37\%$ を示した。沖縄・島尻層泥岩由来の地すべり面土は、亀の瀬や椎谷に比べ、 ϕ_r が高めで、 I_p と S_m がかなり小さい。ベントナイトは $\phi_r = 4.3^\circ$ を示した。ベントナイトはほぼ100%スメクタイトから成っているとみなすことができ、土材中で最小の ϕ_r を示す。カオリンは、 $\phi_r = 18.2^\circ$ と高く、力学的に安定している。このように、 ϕ_r は試料の種類によって大きく異なっており、大変位せん断挙動や土粒子の性質が反映されている。

4. 地すべり土の大変位せん断挙動

(1) 大変位せん断と残留強度

Fig. 1に等圧のリングせん断試験で測定された典型的なせん断応力 τ ・垂直変位 $\Delta h \sim$ せん断変位 D 関係を示す。a～c図は、それぞれ載荷垂直応力 $\sigma_n=39, 196$ および 392kPa に対するものである。せん断中ダイレイタンスー変化に伴って上部拘束リングと供試体間に周面摩擦が生じる。さらに、上・下拘束リングのエッジ間に接触摩擦が発生しないよう十数 μm のギャップを開けておくための保持力が与えられている。周面摩擦と保持力は σ_n が大きい程大きく、せん断中変動し、 σ_n に影響を及ぼす。供試体上面に作用する実際垂直応力は載荷垂直応力から保持力らを差し引いたものとして表される。

せん断応力 τ は、ピーク後せん断変位 D の増大と共に減少し、大変位を経て定常値に落ち着く。

図のように、 $\tau \sim D$ の周期的な変動曲線の極小値に低減が認められなくなった時点の τ を残留強度 τ_r とした。ピーク強度（完全軟化強度 τ_{sf} ）から残留強度への低減の様相は垂直応力の大小によってかなり異なり、残留状態に到達するまでに、 $\sigma_n=196\text{kPa}$ において300cm程度、 39kPa および 392kPa では100cm程度の大変位が必要とされた。 392kPa では、粘土粒子の配向状態がよく鏡肌が形成された。 39kPa のような低垂直応力の下では、強度低減がわずかで早い時点で定常状態となったが、せん断面の粒子配向は十分でなく鏡肌も認められなかった。残留時における粘土の粒子配向に関してはGiboら⁷⁾による検討例がある。

残留状態に到達するまでの最小せん断変位量 D_r は残留係数 $R = (\tau_{sf} - \tau_r) / (\tau_{sf} - \tau_r)$ と D との関係図を描くことによって明瞭となる(Fig. 2)。亀の瀬試料では $98\text{kPa} < \sigma_n < 294\text{kPa}$ において $D_r = 300\text{cm}$ 程度、 $\sigma_n < 98\text{kPa}$ および $\sigma_n > 294\text{kPa}$ において $D_r = 100\text{cm}$ 程度であった。最終的にはせん

断面が鏡肌となり、 τ_r もかなり低下したが、粘土の粒子配向に大変位が必要とされた。これは主として試料中のシルトや砂粒子（地すべり土としてはかなり多い方）の影響に因るものである。強度低減過程の初期・中期においてはシルトや砂粒子がせん断挙動を支配しせん断面の形成・発達を遅らすことが考えられる。島尻では $D_r=40\text{cm}$ 程度で達成され、亀の瀬に比べてかなり小さい。佐世保はせん断挙動が島尻に似ており、 $D_r=20\text{cm}$ 程度になった。椎谷は他の泥岩由来の土と幾分せん断挙動を異にしており、 $\sigma_n=147\text{kPa}$ 以下の低応力レベルにおいては $D_r=10\sim20\text{cm}$ 、それより大きい垂直応力レベルではせん断変位量が増大した。ペントナイトは $\sigma_n=39\text{kPa}$ において $D_r=10\text{cm}$ 、 147kPa において $D_r=100\text{cm}$ 程度を必要とした。 $\tau \sim D$ および $R \sim D$ 曲線は周期的に変動し、 σ_n

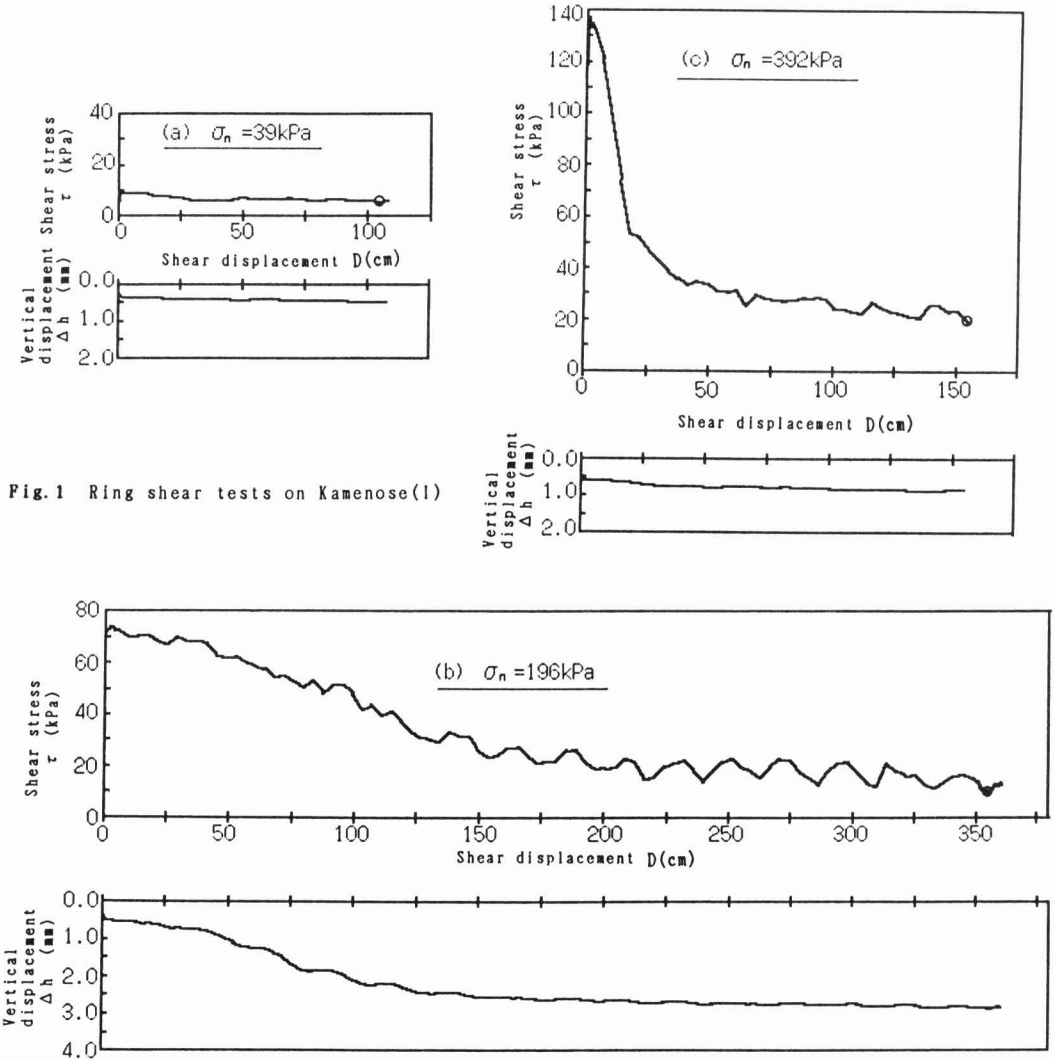


Fig. 1 Ring shear tests on Kamenose(I)

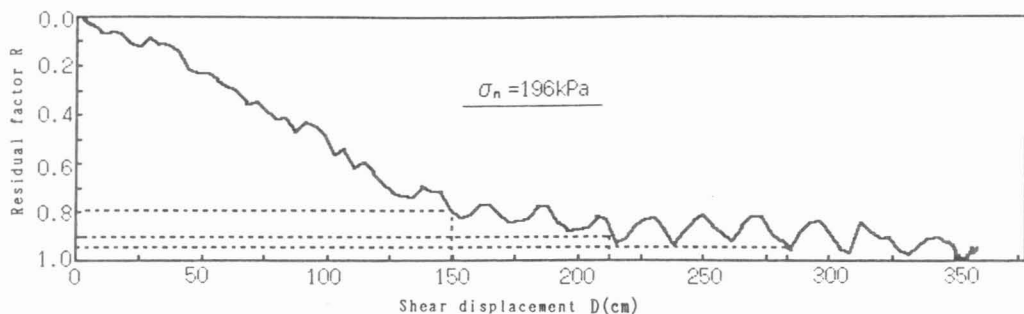


Fig. 2 Reduction to the residual strength from the peak with shear displacement for Kamenose(I)

が大きい程その振幅も増大した。この変動現象は、大方25cm（環状供試体の平均周長と一致）周期で現れており、試験機自体のメカニカルな問題とせん断面の発達過程におけるダイレイタンスーに起因しているようである。

(2) 大変位せん断とダイレイタンスー

Figs. 3, 4に残留時に発揮される $\tau/\sigma_n \sim D$ および $dh/dD \sim D$ 関係を示す。通常の $\Delta h \sim D$ 関係では把握しにくいせん断面上の粘土粒子挙動が dh/dD によるダイレイタンスー表示によって明瞭となる。せん断開始からピークに至るまでのせん断応力増加領域においては正規圧密土の一般的なダイレイタンスー特性を示す (Fig. 3)。ピークから残留に至る強度低減領域ではダイレイタンスーがゆるやかである。Fig. 4から明らかなように、残留時にはダイレイタンスーはないかあってもわずかなのである。これはせん断面の粒子が完全配向し鏡肌を呈する程に安定化したためである。

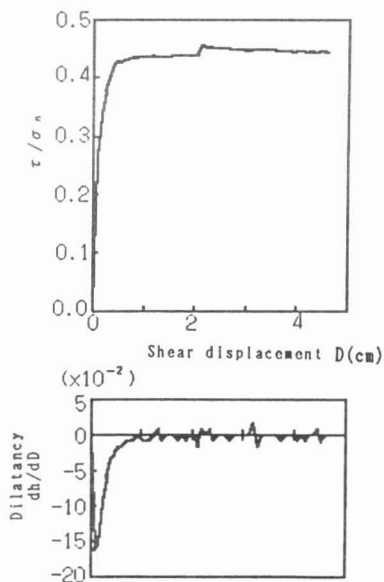


Fig. 3 Dilatancy dh/dD and τ/σ_n at the peak state for Kamenose(I) ($\sigma_n=196\text{kPa}$)

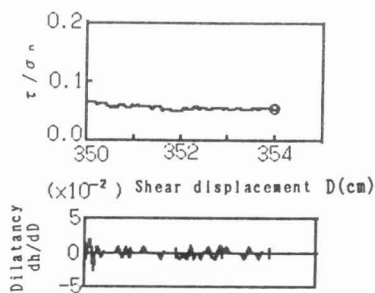


Fig. 4 Dilatancy dh/dD and τ/σ_n at the residual state for Kamenose(I) ($\sigma_n=196\text{kPa}$)

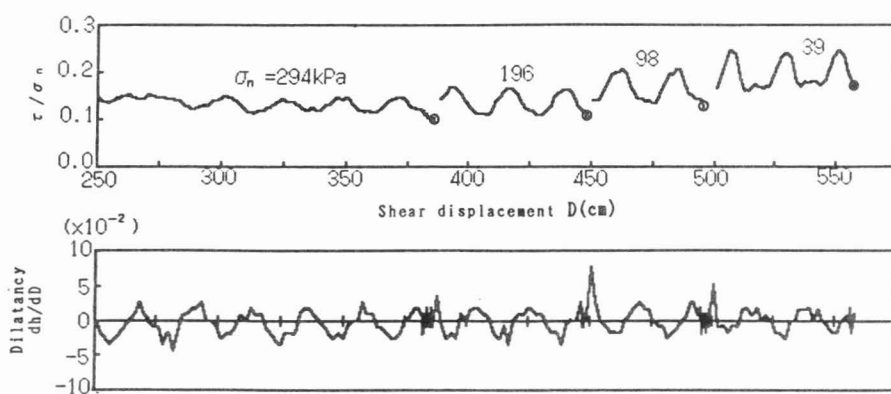


Fig. 5 The changes of dilatancy dh/dD and τ/σ_n with normal stress for Kamenose(I)

(3) 垂直応力と残留強度パラメーター

Fig. 5に多段載荷方式（同一供試体を用いて σ_n を段階的に下げてせん断する）による大変位せん断試験の結果を示す。 σ_n が294→196→98→39kPaと順次低下するにつれて τ/σ_n は増大した。これは、 $\sigma_n=294$ kPaの下で一旦配向し粘土粒子が σ_n の低下に伴い吸水膨張して不安定となり、せん断によって配向面の乱れが生じ、わずかながら強度が回復するためである。この現象は、特に $\sigma_n=39$ kPaのような過圧密比の大きい低垂直応力レベルにおいて顕著であり、湾曲した $\tau_r \sim \sigma_n$ 関係を与える。試料の種類によっては、一段階載荷方式（各 σ_n ごとに試料を詰め替えてせん断するもので、せん断面は過圧密状態とならない）においても、この現象が認められる場合があり、大変位せん断を与えても低垂直応力の下では粒子が十分に配向せず鏡肌が形成されないために ϕ_r が高めとなることがGibora^{3,7)}によって報告されている。これらは残留強度パラメーターの垂直応力依存性を示すものである。

(4) 残留強度測定における大変位せん断の重要性

残留強度が最終的な粒子配向面で発揮される強度であり、粒子配向を決定づける第一の影響因子がせん断変位量であるという理由で、大変位せん断による残留強度測定を行っている。大変位せん断の重要性は上記の実験結果からも明白である。すなわち、最小せん断変位量は、泥岩由来の土において40～60cm、凝灰質礫質土では200～300cmとなり、リングせん断を除く他のせん断手法では達成できないほどの大変位である。残留強度試験において、残留せん断面に鏡肌が形成されているかどうかは重要である。配向性の土粒子でありながら、完全配向に至らない（鏡肌が形成されない）場合は、せん断変位が十分でないことを意味しており、真の残留強度よりも大きめの値が測定されたと解釈すべきである。

このように、残留強度測定には一方向の大変位せん断を与えるリングせん断試験が有効である。しかし、等圧の排水せん断とするためには長時間の試験を必要とすることも確認され、このことは、力学試験によらない、物理的・鉱物学的の性質による残留強度パラメーター推定の検討を示唆する。

5. 残留強度パラメーターと粘土分、塑性指数およびスメクタイトの関係

(1) ϕ_r -CF関係

Fig. 6には、残留強度パラメーター ϕ_r とJIS A1204で求めた $2\mu\text{m}$ 以下粘土分CFの関係が示されている。Table 1のデータの他に、ロンドンクレイ等の過去のデータがプロットされている⁵⁾。多くの地すべり試料は砂とベントナイトの間を帯状に分布するが、良好な ϕ_r -CF関係とは言い難い。本来CF=100%であるべきベントナイトがCF=70%と位置づけられている点や、 $\phi_r=4.5\sim 8^\circ$ を示す亀の瀬試料が帯領域から大きく逸脱している。これは、亀の瀬試料やベントナイトが高塑性であるために、JIS A1204試験では粘土が十分に分散されないことに起因している。

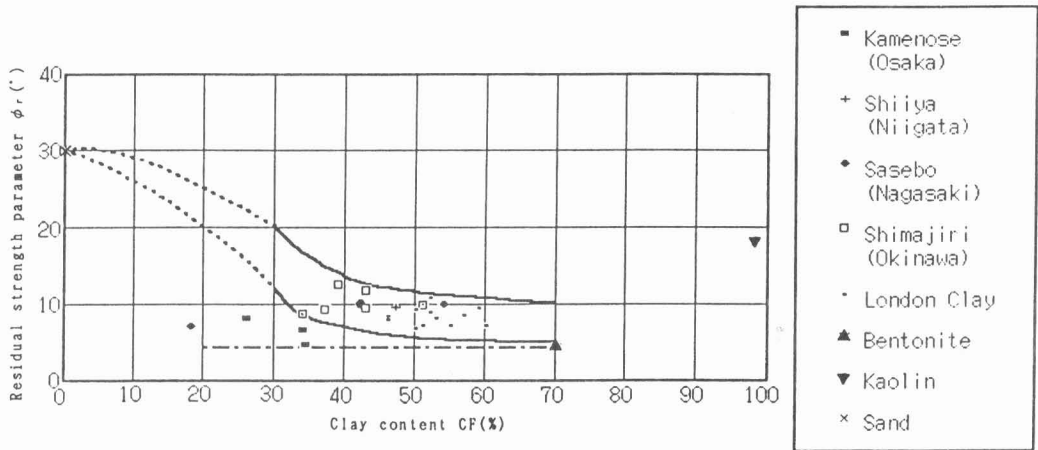


Fig. 6 The residual strength parameter ϕ_r ($c_r \neq 0$) as a function of the clay content ($< 2\mu\text{m}$) CF determined with method A

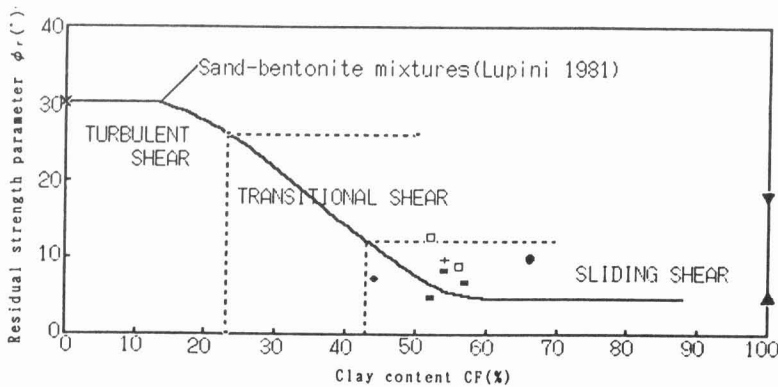


Fig. 7 ϕ_r ($c_r \neq 0$) as a function of the clay content ($< 2\mu\text{m}$) CF determined with method B

Fig. 7音波処理反復法によって求めたCFと ϕ_r の関係を示す。ベントナイトとカオリンは完全に分散されるとみなし、亀の瀬のCFも大幅に右方に移行して、ほぼ全ての地すべり土が一つの領域内に納まった。この領域では ϕ_r が $5 \sim 10^\circ$ の範囲にあり、残留せん断面は鏡肌を呈する。図中に示されているSLIDING SHEAR等のshear mode区分はLupiniら⁶⁾の分類をGiboら⁷⁾が加筆修正したものである。

(2) ϕ_r -Ip関係

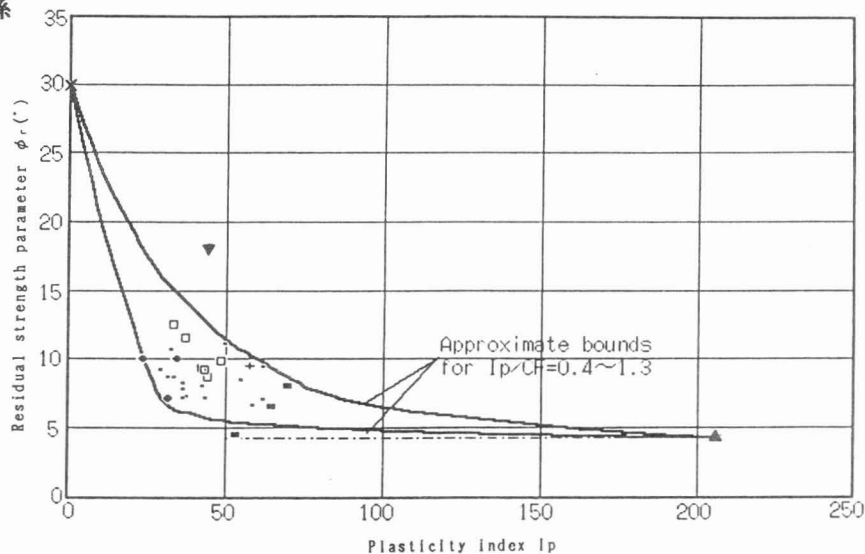


Fig. 8 ϕ_r ($c_r \neq 0$) as a function of plasticity index Ip

Fig. 9 ϕ_r ($c_r \neq 0$) as a function of plasticity index Ip for the mudstone-derived soils

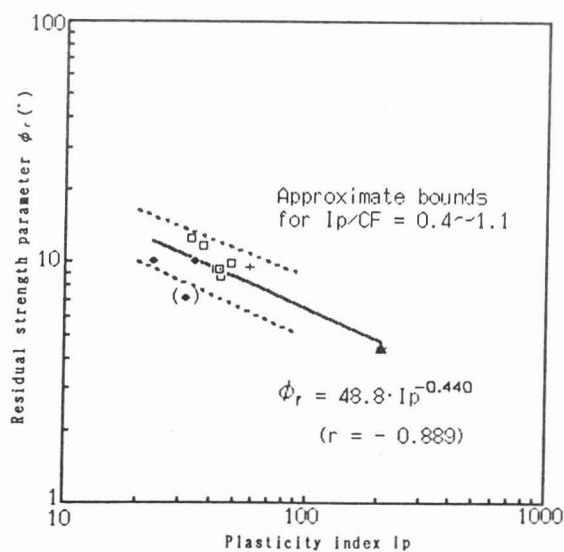


Fig. 8にみられるように、地すべり土の ϕ_r - I_p 関係は、 ϕ_r -CF関係と同様、右下がり傾向を示す。すべり面土の多くが $I_p=30\sim70$ の範囲にあり、 $I_p/CF=0.4\sim1.1$ の領域内に納まっている。これは、 I_p に、粘土分に加えて粘土粒子の鉱物学的性質が反映されるためであり、CFの場合に比べ、 ϕ_r との相関が高い。Fig. 9に示すように、泥岩由来の地すべり土およびベントナイトだけの場合はさらに相関が高くなり、Kanji¹⁵⁾の結果と同様、関係式 $\phi_r=48.8\cdot I_p^{-0.448}$ が得られた。

(3) ϕ_r とスメクタイトの関係

Fig. 10に ϕ_r とスメクタイト量 S_m ($<420\mu m$ 基準)の関係を示す。両者の間には高い負の相関が認められ($\phi_r=10.2-0.045\cdot S_m$)、 ϕ_r の低下に対してスメクタイトの寄与が大きいことが示された。 ϕ_r の大きさにはスメクタイト量だけでなくスメクタイトの鉱物種が関係することがEgashira⁹⁾によって報告されている。すなわち、亀の瀬地すべりの清水谷ブロックで、非すべり面からの試料はすべり面試料に比べて高いスメクタイト含量を与えたにもかかわらず、大きい ϕ_r を示し、すべり面土のスメクタイトがほぼモンモリロナイトであるに対して、非すべり面土のスメクタイトはモンモリロナイトとバイデライト-ノントロナイトから構成されることに関係づけられた。すべり面土のスメクタイトは非すべり面土のスメクタイトよりも高いコロイド化学的活性を有し、これがせん断の際のスメクタイトの再配列に結びついて ϕ_r の低下を促したと考えられ、スメクタイト量とともにスメクタイト粒子の配向性の重要さ¹¹⁾が指摘された。

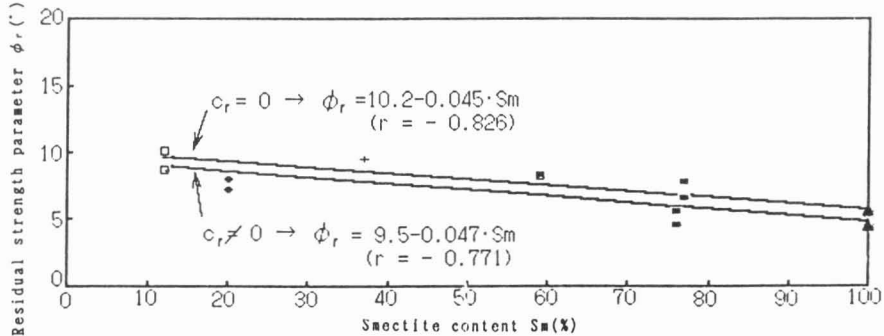


Fig. 10 ϕ_r as a function of smectite content S_m for the slip-surface soils containing smectite

6. おわりに

地すべり土の大変位せん断挙動について検討した結果によると、①残留状態に到達するまでの最小せん断変位量は土粒子の性質や垂直応力に依存する。②最小せん断変位量は泥岩由来の地すべり土において40~60cm、凝灰質礫質土では200~300cmとなり大変位である。したがって、残留強度の測定には、リングせん断試験が望ましいが、排水条件を満たす必要があるので、長時間を要する。残留強度パラメータ ϕ_r と $2\mu m$ 以下粘土分CF、塑性指数 I_p およびスメクタイト量 S_m の関係についての検討結果によると、①音波処理反復法によって求められたCFと ϕ_r の間には比較的

よい関係がある。② ϕ_r と I_p との間には相関があり、泥岩由来の地すべり土において $\phi_r = 48.8 \cdot I_p^{-0.448}$ が成り立つ。③ ϕ_r と S_m の間にも相関がみられ、スメクタイトを有する土において $\phi_r = 10.2 - 0.045 \cdot S_m$ が成り立つ。したがって、地すべり土の ϕ_r は、これらの関係を精巧なものにすることによって、物理的および鉱物学的分析を行って、間接的であつ迅速に類推できそうである。

最後に、地すべり試料を提供して頂いた建設省大和川工事事務所および利根コンサルタント（株）、研究に御協力頂いた江頭和彦・佐々木慶三・林義隆・吉沢光三・仲村哲・森英勇・福嶋博の各氏および琉球大学農学部附属農場に謝意を表する。また本研究の一部について文部省科学研究費（一般研究(B)、課題番号(01460237)）の補助を受けたことを付記する。

引用文献

- 1) 宜保清一・江頭和彦・林義隆：地すべり土の残留強度パラメーター—大変位せん断試験法と物理的・鉱物学的性質による類推—，農業土木学会論文集（投稿中）
- 2) 宜保清一・佐々木慶三・吉沢光三・伊田茂：沖縄，北丘ハイツ地内泥岩すべりにおける地質構造規制とすべり面強度パラメーターの算定，地すべり 23(3)，pp. 15～20(1986)
- 3) 宜保清一・江頭和彦・佐々木慶三・吉沢光三：地すべり土塊のせん断強度と斜面安定度評価—新潟県安塚町牧野地すべりを例として—，土と基礎 38(12)，pp. 35～40(1990)
- 4) Gibo, S. and Sasaki, K. : Simple method for evaluating the stability of slopes, Proc. 6th Int. Conf. and Field Workshop on Landslides, Milan, pp. 157～165(1990)
- 5) Bishop, A. W., Green, G. E., Garge, V. K., Andersen, A. and Brown, J. D. : A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, Geotechnique 21(4), pp. 273～328(1981)
- 6) Lupini, J. F., Skinner, A. E. and Vaughan, P. R. : The drained residual strength of cohesive soils, Geotechnique 31, pp. 181～213(1981)
- 7) Gibo, S., Egashira, K. and Ohtsubo, M. : Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan, Canadian Geotechnical Journal 24(3), pp. 456～462(1987)
- 8) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準，農地地すべり防止対策，p. 50(1989)
- 9) Skempton, A. W. : Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, Geotechnique 35(1), pp. 3～18(1985)
- 10) Egashira, K. and Gibo, S. : Colloid-chemical and mineralogical differences of smectites taken from argillized layers, both from within and outside the slip surfaces in the Kamenose landslide, Applied Clay Science 3, pp. 253～262(1988)
- 11) Muller-Vonmoos, M. and Loken, T. : The shearing behaviour of clays, Applied Clay Science 4, pp. 125～141(1989)
- 12) 宜保清一：島尻層泥岩の残留強度測定と結果の解釈—地すべり・崩壊土の残留強度特性(I)—，

農業土木学会論文集 **104**, pp. 61～68(1983)

- 13) 吉永長則・江頭和彦・中井信:黒ボク土の粒径分析法, 日本土壤肥科学雑誌 **55**(3), pp. 248～256(1984)
- 14) 和田光史:粘土鉱物の同定および定量法, 日本土壤肥科学雑誌 **37**(1), pp. 9～17(1966)
- 15) Kanji, M. A. :The relationship between drained friction angles and Atterberg limits of natural soils, Geotechnique **24**(4), pp. 671～674(1974)

IV. 斜面危険度評価¹⁾

1. はじめに

地すべり対策やすべり発生の予知・予測のための安全率算定では、インプットされる強度パラメーターが確実なものであるかどうか重要である。せん断ゾーンが単に破碎されているだけか、完全軟化の状態か、鏡肌を呈した線の状態か、あるいはこれらの複合状態かを明確に把握し、適切な試料と適正なせん断試験から得られる実験結果と地質構造特性を解析に導入できれば、信頼性の高いものとなる。筆者は、先にすべりの移動形態やすべり面の状態に着目したすべり面の平均強度パラメーターの算定法を提案した²⁾。これは、逆算法、実験で得られる残留およびピーク強度パラメーター、残留係数およびモール・クーロンの式の組合せからなる。本章では、またこの算定法を拡大発展させてより合理的な危険度評価法とし、実際事例に適用する。

2. 評価法

(1) すべり面の平均強度パラメーターと安全率

鏡肌を呈した線的な弱面がすべり面の大部分を占め、一部に破碎岩（または完全軟化土層）が存在する地すべりにおいては、残留強度 τ_r とピーク強度 τ_f （または完全軟化強度 τ_{sf} ）が動員されるので、すべり面の平均強度 $\bar{\tau}$ は両者の合成強度で与えられる。すなわち

$$\bar{\tau} = R\tau_r + (1-R)\tau_f \quad \text{-----} (1)$$

ここで、 R はSkempton³⁾の残留係数である。

通常、安定計算には次の簡便式がよく用いられる。

$$F_s = \frac{\bar{c}' \sum l + (\sum N - \sum U_n) \tan \bar{\phi}'}{\sum T_n} \quad \text{-----} (2)$$

上式を次のように書き換えれば、

$$\frac{\bar{c}'}{F_s} = - \frac{\sum N - \sum U_n}{\sum l} \cdot \frac{\tan \bar{\phi}'}{F_s} + \frac{\sum T_n}{\sum l} \quad \text{-----} (3)$$

となり、有効垂直応力 $\bar{\sigma}'$ および $\bar{\tau}$ との関係が明瞭となる。

$$\frac{\sum N - \sum U_n}{\sum l} = \bar{\sigma}' \quad \text{-----} (4)$$

$$\frac{\sum T_n}{\sum l} = \bar{\tau} \quad \text{-----} (5)$$

それゆえ、(3)式は(6)式のように書き改められる。

$$\bar{\tau} = \frac{\bar{c}'}{F_s} + \bar{\sigma}' \left(\frac{\tan \bar{\phi}'}{F_s} \right) \quad (6)$$

これはモール・クーロンの破壊基準で示したすべり面の平均強度の式である。一方、残留およびピーク強度は次のように表されるので、

$$\tau_r = c_r + \bar{\sigma}' \cdot \tan \phi_r \quad (7)$$

$$\tau_t = c_t + \bar{\sigma}' \cdot \tan \phi_t \quad (8)$$

(7)および(8)式を(1)式に代入して(6)式と対応させれば、 \bar{c}'/F_s 、 $\bar{\phi}'/F_s$ の式が得られる。

$$\frac{\bar{c}'}{F_s} = R \cdot c_r + (1-R) c_t \quad (9)$$

$$\frac{\tan \bar{\phi}'}{F_s} = R \cdot \tan \phi_r + (1-R) \tan \phi_t \quad (10)$$

(9)および(10)式は、 $F_s = 1$ とした場合、先に提案した設計強度パラメーターの算定式²⁾となる。

(2)評価手順

手順は以下の通りである。

- 1) 調査および実験によってすべり面、間隙水圧（地下水位）分布および土質強度を得る。
- 2) 逆算式から $\bar{\sigma}'$ および $\bar{\tau}$ を得る。
- 3) $\bar{\sigma}'$ に対応する τ_t および τ_r を計算し、これらを基にしてRを求める。
- 4) $R \sim \tau$ および $\bar{c}'/F_s \sim \tan \bar{\phi}'/F_s$ 関係図を作成する。
- 5) \bar{c}' と $\bar{\phi}'$ 、および F_s を決定する。

3. 実際地すべりへの適用

新潟県安塚町牧野地区の地すべり群は椎谷層の風化泥岩斜面で発生した初生すべりであり、すべりゾーンは鏡肌を呈した線の部分と破碎部分からなる。したがって、残留強度とピーク強度が同時動員される地すべりであると判断し、提案した評価法を適用した。安定計算結果はTable 1に示す通りである。

(1) $R \sim \tau$ 関係

Fig. 1はE2ブロック内E2-4斜面に関するものである。間ゲキ水圧（ ΣU_n ）については、地下水位がHWL（ $F_s = 1.0$ ）とLWLおよびWL=GLの場合を基本としたが、 ΣU_n が極端に小さい場合（0および300tf/m）と背後地からの浸透水圧によって ΣU_n が増大している場合（1300および1600tf/m）も仮定して、 $R \sim \tau$ 関係を調べた。同一地すべり斜面においてRと τ の間には次のような関係がある。

- 1) Rと τ の間には一次関係がある。すなわち

$$R=0 \longrightarrow \tau = \tau_t, \quad R=1 \longrightarrow \tau = \tau_r, \quad 0 < R < 1 \longrightarrow \tau = \bar{\tau}$$

- 2) $R \sim \tau$ 関係は間ゲキ水圧 (すなわち $\bar{\sigma}$) の変化に対して下方に末広りの直線群となるが、これは $\tau_r < \tau_t$ であることに起因するものである。
- 3) $\bar{\sigma}$ が大きくなるほど $R \sim \tau$ 直線は右寄りに推移する。
- 4) $\bar{\sigma}$ が変化しても τ は一定のままであるので、 F_s は R に依存する。

Table 1 Results of stability calculation for landslides in the Makino area in Niigata
(Strength parameters: residual $c_r=0 \cdot \phi_r=9.5^\circ$, peak $c_p=6.0 \text{ tf/m}^2 \cdot \phi_p=23.0^\circ$)

	① ΣT_n (tf/m)	② ΣN (tf/m)	③ ΣU_n (tf/m)	④=②-③ $\Sigma N - \Sigma U_n$ (tf/m)	⑤ Σg (m)	⑥=④/⑤ $\bar{\sigma}$ (tf/m ²)	⑦=①/⑤ τ (tf/m ²)	⑧ τ_r (tf/m ²)	⑨ τ_t (tf/m ²)	⑩ R	⑪ $\bar{\sigma}/F_s$ (tf/m ²)	⑫ $\tan \phi/F_s$	⑬ ϕ ($^\circ$)	⑭ F_s
D2-Block														
D2-1	477.7	1550.2	825.2	725.0	132.5	5.47	3.61	0.92	8.32	0.636	2.184	0.261	14.6	1.00
D2-2	196.1	564.5	334.8	229.7	65.9	3.49	2.98	0.58	7.48	0.652	2.088	0.257	14.4	1.00
E2-Block														
E2-4 HWL	520.2	1885.0	1001.4	883.6	197.9	4.46	2.63	0.75	7.89	0.737	1.578	0.235	13.2	1.00
" LWL			642.8	1242.2		6.28		1.05	8.67	0.793	1.242	0.221		1.06
" WL=GL			1090.6	794.4		4.01		0.67	7.70	0.721	1.674	0.239		0.98
"			0.0	1885.0		9.53		1.59	10.05	0.877	0.738	0.199		1.18
"			300.0	1585.0		8.01		1.34	9.40	0.840	0.960	0.208		1.13
"			1300.0	585.0		2.96		0.50	7.26	0.685	1.890	0.248		0.95
"			1600.0	285.0		1.44		0.24	6.61	0.625	2.250	0.264		0.89
E2-4' HWL	267.9	1094.2	584.2	510.0	137.0	3.72	1.96	0.62	7.58	0.807	1.158	0.217	12.2	1.00
E2-5 HWL	438.5	2105.3	1228.2	877.1	152.5	5.75	2.88	0.96	8.44	0.743	1.542	0.233	13.1	1.00
E2-3	216.1	640.7	291.6	349.1	68.6	5.09	3.15	0.85	8.16	0.685	1.890	0.248	13.9	1.00
E2-1	295.8	1094.9	691.3	403.6	96.5	4.18	3.07	0.70	7.77	0.665	2.010	0.253	14.2	1.00
E2-2	177.1	651.7	356.1	295.6	76.3	3.87	2.32	0.65	7.64	0.761	1.434	0.229	12.9	1.00
E2-6	172.1	584.9	233.1	351.8	62.6	5.62	2.75	0.94	8.39	0.757	1.458	0.230	13.0	1.00
H-Block														
H-1	455.9	2291.4	1372.6	918.8	141.4	6.50	3.22	1.09	8.76	0.722	1.668	0.239	13.4	1.00
H-2	456.1	2419.3	1455.3	964.0	144.1	6.69	3.17	1.12	8.84	0.734	1.596	0.236	13.3	1.00
H-3	181.0	1092.9	646.0	446.9	103.5	4.32	1.75	0.72	7.83	0.855	0.870	0.205	11.6	1.00

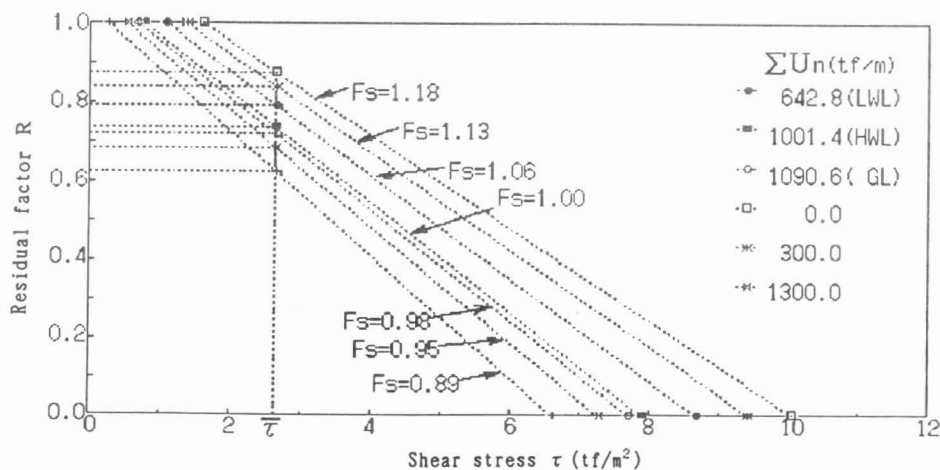


Fig.1 $R \sim \tau$ relationship and changes of safety factor with pore water pressure on the E2-4 block

(2) $\bar{c}/F_s \sim \tan\bar{\phi}/F_s$ 関係

Fig. 2は同じくE2-4斜面について検討されたもので、 $\bar{c}/F_s \sim \tan\bar{\phi}/F_s$ 表示することによって F_s に対する座標点 ($\bar{c}/F_s, \tan\bar{\phi}/F_s$) 変化が明瞭となる。すなわち

- 1) $\bar{c}/F_s \sim \tan\bar{\phi}/F_s$ 関係はすべて \bar{c}/F_s 軸上の同一切片 (τ に相当) を有す直線で与えられる。
- 2) \bar{c} が大きくなるほど座標点 ($\bar{c}/F_s, \tan\bar{\phi}/F_s$) は内側に推移し、 F_s が大きくなる。
- 3) 各 F_s 直線群における座標点は同一曲線上にある。
- 4) $F_s = 1.0$ の場合に座標は ($\bar{c}, \tan\bar{\phi}$) となる。

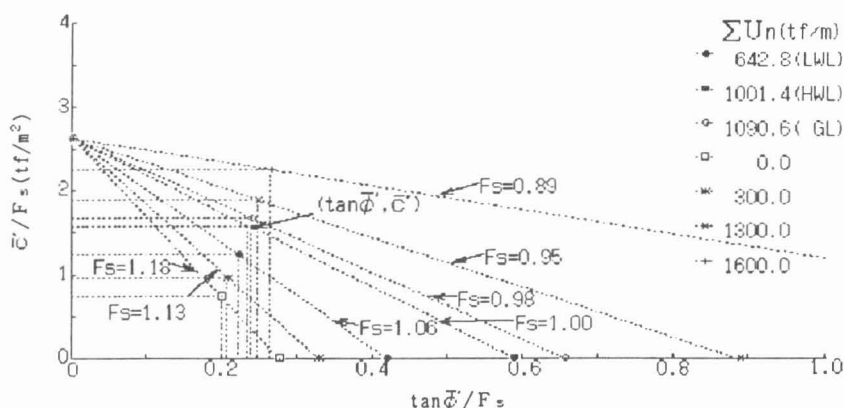


Fig. 2 $\bar{c}/F_s \sim \tan\bar{\phi}/F_s$ relationship and changes of safety factor with pore water pressure on the E2-4 block

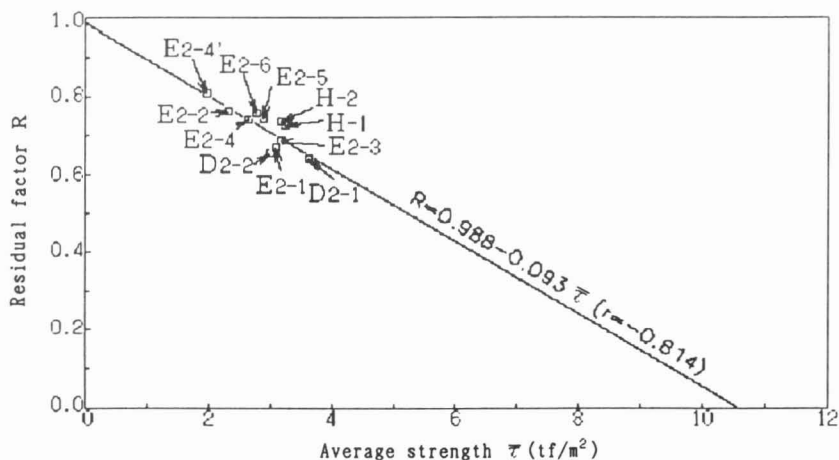


Fig. 3 $R \sim \tau$ relationship for landslides in the Makino area

(3) R～ $\bar{\tau}$ 関係に基づく F_s 算定⁴⁾

F_s が判明しているいくつかの地すべりについてRと $\bar{\tau}$ を計算し、これらを基にしてその地区全体のR～ $\bar{\tau}$ の関係式を求める。これに F_s 不明の地すべりの $\bar{\tau}$ を当てはめRを求めて、すべり面の平均強度パラメーター \bar{c} および $\bar{\phi}$ を計算し、 F_s を決定する。

以下に、Hブロック内のH-3斜面に対する適用事例を示す。安定計算に必要な $\Sigma T_n=181.0\text{tf/m}$ 、 $\Sigma N=1092.9\text{tf/m}$ 、 $\Sigma U_n=646.0\text{tf/m}$ 、 $\Sigma l=103.5\text{tf/m}$ は調査から得られている。牧野地区の新しい地すべり群全体のR～ $\bar{\tau}$ 関係式はFig. 3から次のようになる。

$$R = 0.986 - 0.093 \bar{\tau}$$

想定すべり面の平均強度は $\Sigma T_n / \Sigma l = 1.75\text{tf/m}^2$ であるので、Rが計算できる。

$$R = 0.986 - 0.093 \times 1.75 = 0.823$$

Rおよび実験強度パラメーター（残留： $c_r=0$, $\phi_r=9.5^\circ$ ；ピーク： $c_f=6.0\text{tf/m}^2$, $\phi_f=23.0^\circ$ ）を(9)および(10)式に代入すれば、 \bar{c} と $\tan \bar{\phi}$ が求まり、 F_s が算定できる。

$$\bar{c} = R \cdot c_r + (1-R) \cdot c_f = 1.062$$

$$\tan \bar{\phi} = R \tan \phi_r + (1-R) \tan \phi_f = 0.213$$

$$F_s = \frac{\Sigma (N - U_n) \tan \bar{\phi} + \Sigma l \cdot \bar{c}}{\Sigma T_n} = \frac{446.9 \times 0.213 + 103.5 \times 1.062}{181.0} = 1.13$$

H-3斜面では変状が認められてなく $F_s \geq 1.0$ であるので、上記評価法で計算された $F_s=1.13$ は実状に即している。

4. おわりに

提案された危険度評価法の適用事例によると、①すべり面の状態は様ではなく、鏡肌面や脆弱な破碎岩が混在しているので、斜面の安定解析においては強度パラメーターを明確にする必要がある。②残留係数とすべり面の平均強度の間には一次関係が成立つので、残留係数の推定が可能である。③推定残留係数に基づく危険度評価法は、地すべりブロックが多数分布しその中のいくつかは地すべりを起こしているような地区において、小康を保っている地すべりブロックの危険度を判定する場合に有効である。

最後に、斜面の安定解析にご協力頂いた利根コンサルタント（株）の佐々木慶三氏に謝意を表す。また本研究の一部について文部省科学研究費（一般研究(B)，課題番号(01460237)）の補助を受けたことを付記する。

引用文献

- 1) Gibo, S. and Sasaki, K.: Simple method for evaluating the stability of slopes, Proc. 6th Int. Conf. and Field Workshop on Landslides, Milan, pp. 157~165(1990)

- 2) 宜保清一・武居有恒・小波蔵政良:平均すべり面強度定数の算定方法について,地すべり 20(4), pp. 1~6(1984)
- 3) Skempton, A. W. :Long-term stability of clay slopes, Geotechnique 14(2), pp. 77~102 (1964)
- 4) 宜保清一・江頭和彦・佐々木慶三・吉沢光三:地すべり土塊のせん断強度と斜面安定度評価―新潟県安塚町牧野地すべりを例として―, 土と基礎 38(12), pp. 35~40(1990)

V. 結論

1. 研究のまとめ

各章で述べた主要な結果を総括的にとりまとめて、研究のまとめとする。

すべり面土と非すべり面土を用いて、残留強度と薄板状粘土鉱物粒子の配向の関係について検討した。①粘土粒子の配向性の良いすべり面土では、残留強度線の傾きが小さくなった。②配向性の悪い非すべり面土では、残留強度線は湾曲し、せん断抵抗角および粘着力が比較的大きくなった。③室内実験で評価した薄板状粘土鉱物の配向性の良否は、現地での鏡肌形成の有無と対応した。

すべり面土の大変位せん断挙動についての検討結果によると、①残留状態に到達するまでの最小せん断変位量は土粒子の性質や垂直応力に依存し変化する。②最小せん断変位量は泥岩試料において40～60cm、凝灰質れき質土では200～300cmとなり大変位である。したがって、残留強度の測定は、三軸や直接せん断試験では無理であり、リングせん断試験が望ましいが、排水条件を満たす必要があるので、長時間を要する。残留強度パラメーター ϕ_r と $2\mu\text{m}$ 以下粘土分CF、塑性指数 I_p およびスメクタイト量 S_m の関係についての検討結果によると、① ϕ_r -CF関係およびShear mode区分は、すべり面土と非すべり面土の違いや残留せん断面における鏡肌形成を推し量るのに有効である。② ϕ_r と I_p の間には相関性があり、 $\phi_r=35.9 \cdot I_p^{-0.368}$ 関係式が成り立つ。③ ϕ_r は S_m と一次関係があり、 $\phi_r=13.8-0.092 \cdot S_m$ 関係式が成り立つ。したがって、試料の物理的および鉱物学的性質が明らかになれば、上記関係および関係式によっておおよその ϕ_r 推定が可能である。

提案された安定度評価法は、残留係数、逆算法、実験強度パラメーターおよびモール・クーロン式を組み合わせたすべり面の平均強度パラメーター算定式に、残留係数とすべり面の平均強度との関係を加味し安全率を予測しようとするものである。

新潟県安塚町牧野地区地すべりを事例としたせん断強度と安定度評価についての検討結果によると、①すべり面の状態は一様ではなく、鏡肌面や脆弱な破碎岩が混在しているので、斜面の安定解析においては強度パラメーターを明確にする必要がある。②破碎泥岩のピーク強度は内在亀裂によって大きく支配される。③残留強度はスメクタイト粒子に依存し大幅に低下するので、粘土の物理および鉱物学的性質を明らかにすることが重要である。④残留係数とすべり面の平均強度の間には一次関係が成立つので、残留係数の推定が可能である。⑤推定残留係数に基づく安定度評価法は、地すべりブロックが多数分布しその中のいくつかが地すべりを起こしているような地区において、小康を保っている地すべりブロックの危険度を判定する場合に有効である。

2. 今後の研究の展望

地すべり性・崩壊性の斜面では、地質構造特性が土質力学特性と相まって、すべり発生の素因となっている。これは、構造的弱面においては、移動量の大きいすべり面におけると同様、せん断強度が残留強度かその近くまで低下しているためである。また活動中の場合、せん断ゾーンに破碎箇所や完全軟化部分が存在し、線的な弱面と共に滑動力に抵抗している。したがって、せん断ゾーンの状況によって残留強度、完全軟化強度、ピーク強度のいずれかが発揮されることになるので、適正な強度パラメーターを選定することが重要である。

本研究は、すべり面土の強度特性および地すべり斜面の安定度評価法について検討し、いくつか成果を得た。しかし、地すべり解析に際しては、すべり面の位置およびその状態を把握する必要があるが、斜面の内部が複雑であるため、それらを明確にするだけでも大変である。また残留強度パラメーターは土材固有のものであり、真の強度パラメーターとしての有効利用も期待されるが、残留強度特性については十分解明されていない点が多い。安定度評価法は、地すべり発生の予知予測を可能にすることが終局目標であり、残留強度同様、今後とも追究が望まれる。