

地すべり地粘土の剪断特性

鳥 山 眺 司*

Shearing Properties of Clays in Landslides Koushi TORIYAMA

The sample soils were obtained from two landslides. The one is Uose where the slide occurred in a cut slope of decomposed shale and the other is Sannohji landslide area where the drainage wells were excavated for the drop of underground water level.

The triaxial compression and the statically repeated simple shear tests were performed for the specimen which were prepared with the reconsolidation of slurry samples.

In Uose, the cohesion c' is 0.05 kgf/cm² and the internal angle of friction ϕ' is 16.9° from triaxial tests, but the stability analyses of the slide show that the cohesion of clay layer in shale is less than 0.015 kgf/cm², because this value is obtained from the analysis of $\phi'=0$.

In Sannohji landslide, the peak strength parameter c' and ϕ' are too great for the movement of the landslide. The residual strength parameter c_r' and ϕ_r' from repeated simple shear tests are applicable for this case.

1. ま え が き

島根県出雲地方は地すべり地が散在しており、この地すべり防止対策が農業土木の重要な仕事の一つとなっている。また道路の整備、新設のため、山腹斜面の切土が行われるが、この結果、地すべりを誘発する場合もある。これらの地すべり対策は主として経験的に行われているが、近年、工法の合理的設計のため、安定解析に基づく対策工の検討が行われるようになった。このためには地すべり粘土の剪断特性を求める必要がある。

玉田は地すべり面を観察し、すべり層は 10~100mm 程度、地すべり粘土の厚さ h_s は 2~5mm であり、この厚さによって c, ϕ が変動し、 $\sigma \sim \tau$ 関係を h_s によって分類している。さらにモンモリロナイトの含有率増加とともに ϕ' が減少することを示している。玉田等はさらにすべり面の状態によって地すべりの分類を行っている。宜保等は島尻泥岩の地すべりを大変位での残留強度との関係でとらえるため、リング剪断試験機によりスラリー試料を圧密した供試体と分離面を入れた泥岩に大変位を与えた場合の変位 $\sim \tau$ 関係と、これよりの $\sigma \sim \tau$ 関係を求め、粘土含有率、塑性指数 I_p と残留強度での内部摩擦角 ϕ_{dr} の関係を与えている。さらに宜保・江

5) 頭は亀の瀬地すべり粘土でリング剪断試験を行い、各変位での X線回析を行い粒子の orientation index を求め、剪断の進行とともに粒子の配向性が増すことを示している。小川等はすべり面附近からの粘土に人工的切断面を入れてリング剪断試験を行い、過圧密比 OCR の大きさによってピーク強度の c', ϕ' は変化するが、残留強度 c_r', ϕ_r' は一定となっている。西尾等は一面剪断試験機により、不攪乱の地すべり地の粘土に ± 6 mm の変位を繰返して与えて、 $c_r'=0.13$ kgf/cm², $\phi_r'=13.5^\circ$ を得、この値は泥岩斜面で発生した地すべりから逆算した $c' \sim \tan \phi'$ 線上にあることを示している。阿部等は地附山地すべり地の集水井からのブロックサンプルの三軸試験を行い、先行圧力 $p_c=4.0$ kgf/cm² に対して $c'=0.5$ kgf/cm², $\phi'=15.3^\circ$ 、正規圧密に対して $c'=0$, $\phi'=24.6^\circ$ を得、地すべりの安定解析からは $c'=6.0$ ton/m², $\phi'=15^\circ$ とするとほぼ妥当であることを示している。YOSHIDA and KRAHN は水河堆積粘土の乱さない試料の一面剪断試験より $c_r'=0$, $\phi_r'=10.6^\circ \sim 6.6^\circ$ を得、 ϕ_r' は塑性指数とともに変化し、KANJI の

$$\phi_r' = \frac{46.6}{I_p^{0.446}} \quad (1)$$

から求めた $I_p=37\%$ に対しての $\phi_r'=9.3^\circ$ とほぼ同じ

* 農業施設工学研究室

値となっている。

THOMSON and KJARTANSON¹¹⁾は氷河堆積粘土層の切土斜面のすべりについて乱さない試料で三軸試験を行い、ピーク強度 σ'_p , ϕ' は過大な安全率を与え、残留強度 σ'_r , ϕ'_r では過小な安全率を与えることを示している。

これらの剪断試験ではすべり土塊が粘土層の場合はサンプリングによって得た不攪乱試料土で実験をし、すべり粘土層が薄い場合、礫を含む場合は細粒分をふるい分けて再圧密試料土で実験を行っている。

今回実験に用いた試料土は松江市魚瀬地区での県道拡張工事での山腹斜面切土のすべり面粘土と鳥根県大東町の山王寺地すべり地の粘土である。魚瀬の場合、頁岩の各節理に 1~10mm 程度の薄い粘土層があり、流れ盤側斜面がこの粘土層によってすべったものである。山王寺地すべりでは安定化対策工としての集水井の掘削中に深さ 5.5m と 7.0m 付近から採取したものであるが、礫をかなり含んでいるため、剪断試験には 2mm ふるい通過分のみを用いた。このため、魚瀬、山王寺とも練り返し、再圧密した試料土の剪断試験を行った。

2. 試料土と実験方法

実験に用いた試料土は魚瀬から 1 種、山王寺から 2 種採取した。

魚瀬の切土斜面のすべりでは、頁岩の各節理面に数 mm 程度の粘土がはさまっている。この粘土を一端から巻き取るように採取した。これを U とする。

山王寺地すべりでは集水井を施工中、約 5.5m 地点で頁岩層中に厚さ数 cm 程度の粘土層が存在した。この粘土層を SA とする。また集水井の底部の 7m 地点から採取した試料土を SB とする。SB 試料土は現在の推定すべり面近くのものである。

粘性土の剪断試験は乱さない試料土で行うことが望ましいが、魚瀬では厚さが数 mm しかないこと、山王寺では 5cm 程度の礫を多く含んでいるため、供試体直径 5cm の三軸圧縮試験や厚さ 2cm の単純剪断試験ができない。そこで地すべり粘土の基本的な剪断特性を調べるため、練り返した試料土で剪断試験を行うこととした。なお試料土の物理的性質は表-1に、粒度曲線は図

表-1 試料土の物理的性質

試料土	$w_L(\%)$	$w_p(\%)$	$I_p(\%)$	G_s
魚瀬 U	77.6	26.6	51.0	2.760
山王寺 SA	77.2	36.2	41.0	2.724
山王寺 SB	63.5	27.8	35.7	2.774

-1に示す。

山王寺の SA, SB は礫を含むため、2mm ふるい通過分のみを実験に用いた。この際、乾燥による土性の変化を避けるため、湿潤状態でふるいを通した。また、魚瀬の試料土は粗粒分を含まないため、そのまま用いた。

試料土に蒸留水を加え、ペースト状によく練り返した後、直径 20cm の予圧密装置に入れて、圧密圧力 $p_c = 0.8 \text{ kgf/cm}^2$ で 2週間以上圧密した後、装置から試料土を抜き出した。三軸試験用は試料土をワイヤソーで 6等分した後、直径 5.0cm、高さ 12.5cm の供試体を切り出した。単純剪断試験用供試体は直径 10cm、高さ 2.0cm であり、これは予圧密試料土の中央部にリングを置き、この周囲をワイヤソーで切りながら、リングを押し込み、供試体を切り出した。

地すべり粘土の剪断特性は剪断速度の影響も考えられるため、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ を 0.2 と $8 \times 10^{-4} \text{ \%}/\text{min}$ を用いた。20% 軸ひずみに要する時間は $\dot{\epsilon} = 0.2$ で約 2 時間、 $\dot{\epsilon} = 8 \times 10^{-4}$ で約 20 日間である。

地すべりを生じた地山は大きな先行荷重を受けていると考えられる。そこで、 $\sigma'_{vc} = 1.0 \sim 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ での正規圧密状態の他に、魚瀬では圧密圧力 $p_c = 6.0 \text{ kgf/cm}^2$ で、山王寺 SA, SB では $p_c = 7.0 \text{ kgf/cm}^2$ で先行圧密後、 $\sigma'_{vc} = 0.5 \sim 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ での過圧密状態の三軸圧縮試験を行った。

地すべり粘土はすべりによって大変形を生じる。しかるに三軸装置では軸ひずみが 20% 以上になると一様な変形とならず、大変形の剪断ができない。そこで山王寺 SA, SB 試料土の正規圧密試料に対して単純剪断試験機により、 $\pm 8 \text{ mm}$ の水平変位を 0.1mm/min の剪断速度で繰返し載荷し、剪断強度の低下を求めた。初期の供試体厚さは 2.0cm であり、圧密によって供試体厚さは減少しているため、8mm の変位は剪断ひずみでは約 50% となる。単純剪断において、垂直応力 $\sigma_v = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合、供試体はほぼ一様に変形したが、 $\sigma_v = 2.0, 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には、第 1 回の剪断方向 (+ 側) にこり落ちる形の剪断面が形成され、剪断面でのこりが水平変位の大部分となった。

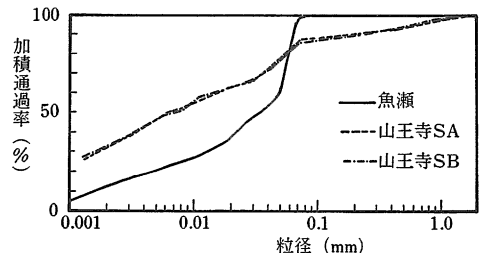


図-1 試料土の粒度曲線

3. 魚瀬粘土の三軸圧縮試験結果

正規圧密状態で $\dot{\epsilon}=0.2$ と $8 \times 10^{-4} \%$ /min とした場合の応力-軸ひずみおよび間隙水圧-軸ひずみ曲線を図-2, 3に示す。 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係は $\dot{\epsilon}$ の影響をほとんど受けていないが、間隙水圧 Δu は $\dot{\epsilon}=8 \times 10^{-4}$ の方がかなり大きく、表-2に示すように間隙圧係数 A_f は $\dot{\epsilon}=0.2$ の方が小さい。この原因としては、 $\dot{\epsilon}=0.2$ では剪断速度が大きすぎ、剪断面の間隙水圧と底部ポーラス・ストーンの間で間隙水圧に差が生じたことが考えられる。

先行圧密圧力 $p_c=6.0 \text{ kgf/cm}^2$ で圧密後、 $\sigma_{3c}^1=0.5 \sim 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ にした場合の過圧密供試体の CU 試験結果を図-4, 5に示す。この場合、 $\dot{\epsilon}=0.1 \%$ /min とした。正規圧密状態に比べて Δu が非常に小さい。 σ_{3c}^1

$=0.5, 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ (OCR=12, 6) の場合には Δu_f は負圧となっている。また $\sigma_{3c}^1=1.5, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ (OCR=4, 3) の場合の Δu_f は 0.1 kgf/cm^2 以下であり、一般的な粘性土での $\text{OCR} \div 4$ で $A_f=0$ 、即ち $\Delta u_f=0$ とほぼ等しい傾向にある。

表-2 魚瀬供試体含水比と間隙圧係数 A_f

No.	初期含水比 (%)	A_f	$\dot{\epsilon}(\%/min)$	
U-1~U-4	41.8~42.2	0.64~1.25	0.2	NC
U-5~U-7	39.9~40.5	0.92~1.21	8×10^{-4}	NC
U-8~U-13	37.2~38.1	-0.33~0.26	0.1	OC

[注] NC: 正規圧密, OC: 過圧密

表-3 魚瀬粘土の強度定数

No.	c' (kgf/cm ²)	ϕ'	$\dot{\epsilon}$ (%/min)	
U-1~U-4	0.16	11.2°	0.2	NC
U-5~U-7	0.05	16.9°	8×10^{-4}	NC
U-8~U-13	0.24	11.8°	0.1	OC(ピーク)
U-8~U-13	0.19	10.0°	0.1	OC(大ひずみ)

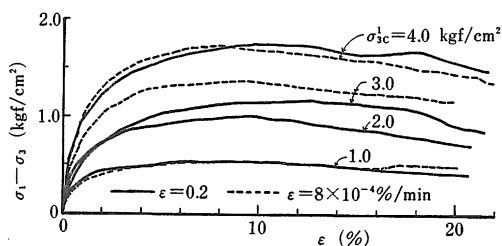


図-2 魚瀬正規圧密粘土の応力-ひずみ関係

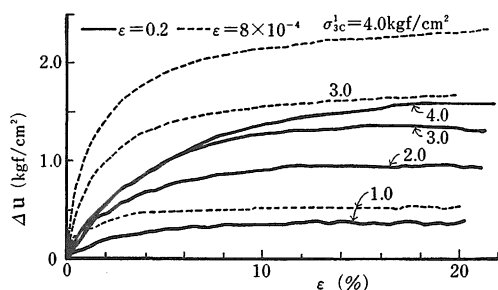


図-3 魚瀬正規圧密粘土の間隙水圧-ひずみ関係

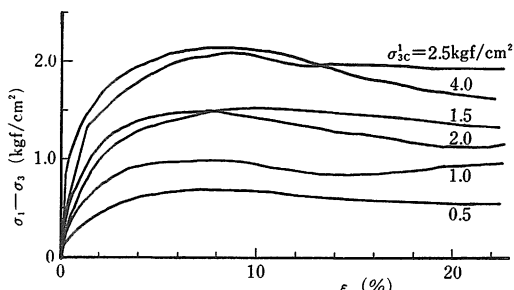


図-4 魚瀬過圧密粘土の応力-ひずみ関係 ($p_c=6.0 \text{ kgf/cm}^2$)

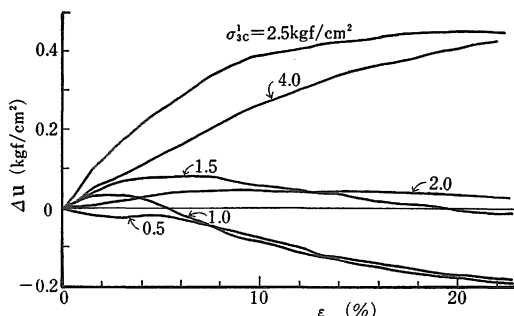


図-5 魚瀬過圧密粘土の間隙水圧-ひずみ関係 ($p_c=6.0 \text{ kgf/cm}^2$)

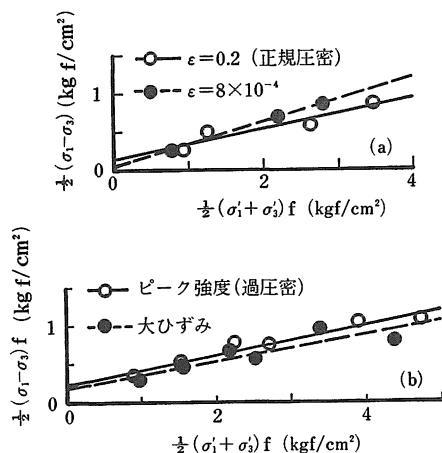


図-6 魚瀬粘土の強度特性

正規圧密粘土の $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係では、軸ひずみの増加とともに $(\sigma_1 - \sigma_3)$ が増加し、ほぼ一定値になっているが、過圧密試料では ϵ が10%前後でピーク強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を生じた後、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は減少している。 ϵ が20%以上に達しても $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は減少傾向にあるが、ピーク強度後の最小偏差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rm}$ は残留強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ より大きいはずである。そこで過圧密試料についてはピーク強度と大ひずみでの $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rm}$ から、正規圧密試料ではピーク強度から強度定数 c' 、 ϕ' を求めた。この結果を表-3に示す。また、 $\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')_f \sim \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ のプロットを図-6に示す。正規圧密粘土では $\dot{\epsilon} = 0.2$ の方が ϕ' が小さい。これは前述のように A_f が小さく、従って、 $\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')_f$ が $\dot{\epsilon} = 8 \times 10^{-4}$ の場合より大きくなり、図-6の直線のこう配が小さくなったためである。

過圧密試料ではピーク強度より大ひずみの ϕ' の方が小さいのは当然であるが、ピーク強度との差は小さく、20%程度のひずみでは残留強度にいたっていない。

魚瀬粘土の特徴は内部摩擦角 ϕ' の小さなことである。海成粘土やカオリン粘土では ϕ' は30°程度あるが、魚瀬粘土では ϕ' は16°であり、地すべり地の粘土の特徴がよくあらわれている。

4. 山王寺粘土の三軸圧縮試験

山王寺地すべり地では深さ 5.5m の試料 SA と 7.0

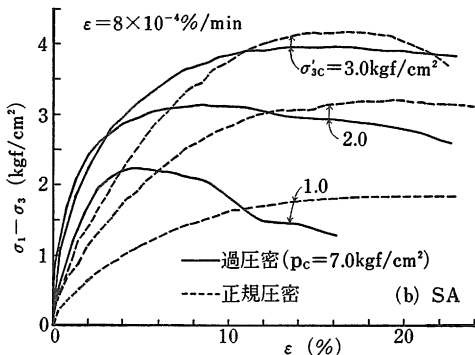
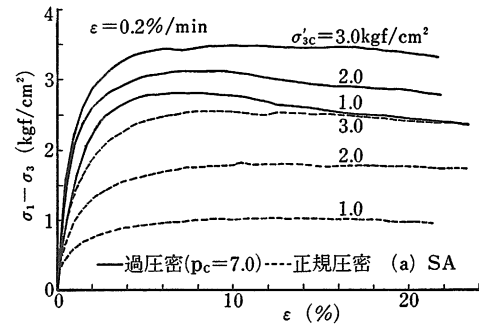


図-7 山王寺 SA の応力-ひずみ関係

m の試料 SB について三軸圧縮試験を行った。ここでは排水条件の影響をみるため、ひずみ速度 $\dot{\epsilon} = 0.2$ %/min は圧密非排水 (CU) 試験とし、 $\dot{\epsilon} = 8 \times 10^{-4}$ は圧密排水 (CD) 試験とした。また、正規圧密と過圧密での剪断特性の比較のため、先行圧密圧力 $p_c = 7.0$ kgf/cm² で圧密後、 $\sigma'_{vc} = 1.0, 2.0, 3.0$ kgf/cm² で剪断した。実験条件を表-4に示す。

応力-軸ひずみ、間隙水圧-軸ひずみ曲線は SA, SB で類似している。図-7に $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 、図-8に $\Delta u \sim \epsilon$ 関係の代表例を示す。図中の点線は正規圧密を、実線は過圧密を示す。CU 試験では正規圧密供試体に大きな間隙水圧が生じるが、過圧密供試体では負圧ないし小さな正の間隙水圧しか生じない。このため、 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係が正規圧密と過圧密で大きな差を生じている。これに対して、CD 試験では間隙水圧は消散し、正規圧密と過圧密で有効応力は等しいため、ピーク値はほぼ等しくなっている。しかし、過圧密により間隙比が小さくなっ

表-4 山王寺供試体の実験条件

No.	初期含水比 (%)	A_f	$\dot{\epsilon}$ (%/min)	
SA-1~SA-6	53.8~55.0	0.32~0.63	0.2	NC
SA-7~SA-12	54.6~56.0	-0.11~0.15	//	OC
SB-1~SB-5	44.1~44.6	0.57~0.74	//	NC
SB-6~SB-11	44.0~46.0	-0.15~0.21	//	OC

No.	初期含水比 (%)	$\Delta V/V$ (%)	$\dot{\epsilon}$ (%/min)	
SA-13~SA-15	59.0~60.0	6.88~8.66	8×10^{-4}	NC
SA-16~SA-18	58.8~59.8	-0.14~2.66	//	OC
SB-12~SB-14	45.4~47.9	5.56~6.08	//	NC
SB-15~SB-17	45.2~45.8	0.93~2.40	//	OC

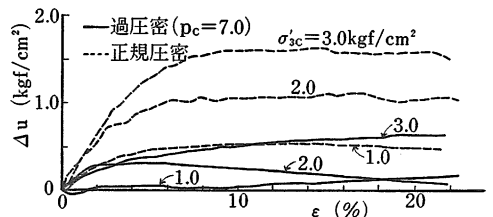


図-8(a) CU 試験での間隙水圧-ひずみ関係

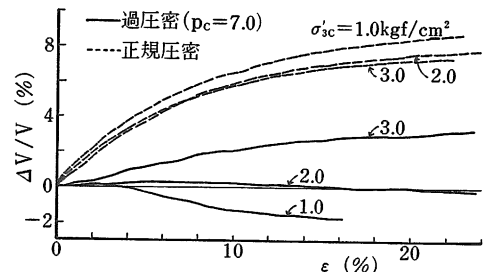


図-8(b) CD 試験での $\Delta V/V$ とひずみ関係

ているため、初期接線変形係数 E_{it} 、50%点の割線変形係数 E_{50} とも過圧密供試体の方が正規圧密供試体の2～4倍の大きさとなっている。

CD試験およびCU試験での $\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')_f \sim \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係を図-9に示す。CU試験での $(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}$ は $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の近くで生じ、両者の $(\sigma_1 - \sigma_3)$ はほとんど差がないため、図-9では $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 点が示してある。強度定数 c' 、 ϕ' および c_d 、 ϕ_d を表-5に示す。過圧密試料で大ひずみとなり $(\sigma_1 - \sigma_3)$ が低下した場合の強度特性を図-10に、強度定数 c'_{rm} 、 ϕ'_{rm} を表-6に示す。山王寺粘土は魚瀬粘土に比べると ϕ' が大きく、

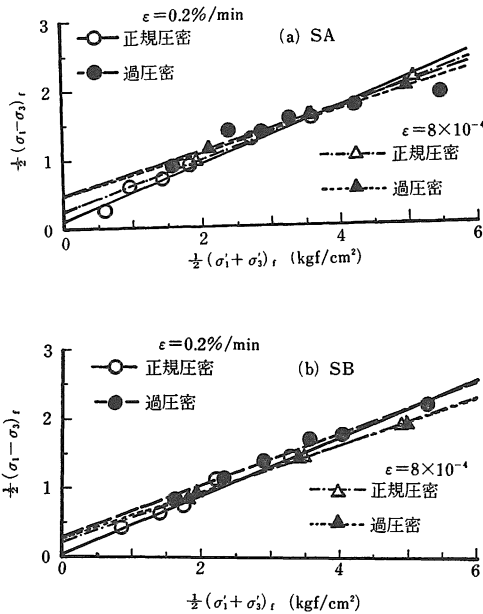


図-9 山王寺粘土のピーク強度

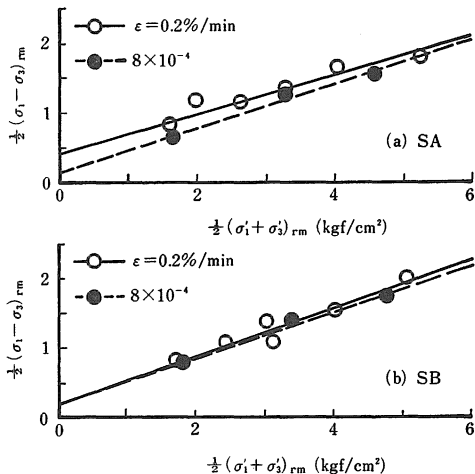


図-10 山王寺粘土の大ひずみでの強度特性

表-5 山王寺粘土の強度定数

	CU($\dot{\epsilon}=0.2\%/min$)		CD($\dot{\epsilon}=8 \times 10^{-4}\%/min$)			
	NC	OC	NC	OC		
SA	c' (kgf/cm ²) ϕ'	0.16 23.7°	0.54 17.9°	c_D (kgf/cm ²) ϕ_D	0.25 21.6°	0.50 17.6°
SB	c' (kgf/cm ²) ϕ'	0.05 25.2°	0.32 22.1°	c_D (kgf/cm ²) ϕ_D	0.24 20.6°	0.29 19.9°

表-6 山王寺粘土の大ひずみ強度定数

	UC		CD	
	SA	c'_{rm} (kgf/cm ²) ϕ'_{rm}	0.54 14.9°	0.16 18.5°
SB	c'_{rm} (kgf/cm ²) ϕ'_{rm}	0.27 20.0°	0.24 19.1°	

[注] 過圧密試料のみ

一般の粘性土に近い内部摩擦角となっている。また大ひずみ時の強度定数はピーク強度定数 c' 、 ϕ' より小さくなっているが、かなり大きな c'_{rm} があり、残留強度状態にはなっていない。

5. 山王寺粘土の単純剪断試験

三軸圧縮試験では軸ひずみが20%程度までで剪断面にそうすべりとなるか、樽型となり、変形が様でなくなる。また、20%ひずみでは残留強度が求まらない。そこで単純剪断試験機により、排水条件で ± 8 mm の水平変位を繰返し与えて、残留強度を求めた。図-11に水平変位 Δl と剪断応力 $\tau = T/A$ (T : 加えた剪断力, A : 供試体断面積) の関係を、図-12に Δl と鉛直ひずみ $\Delta h/h$ (h : 剪断開始前の供試体高さ) の代表例を示す。 $\Delta l \sim \tau$ と $\Delta l \sim \Delta h/h$ の関係は2つに分けられる。第1のケースは供試体が繰返し载荷によって、ほぼ一樣に変形し、図-11(a)のように+側と-側(+側は初めに剪断力を加えた方向)での τ がほぼ等しい場合である。この場合の $\Delta l \sim \Delta h/h$ 関係は図-12(a)に示すように第1回剪断では大きな圧縮が生じるが、以後の剪断中の Δh は小さく、+側と-側ではほぼ対称的な $\Delta l \sim \Delta h/h$ 関係となる。第2のケースは垂直応力 $\sigma_v = V/A$ (V : 鉛直荷重) が 2.0, 3.0 kgf/cm² の場合で、第1回の剪断時に供試体に斜めの剪断面が形成され、それ以後の変形は主としてこの剪断面上をすべるように生じるものである。この場合、 $\Delta l \sim \Delta h/h$ は図-12(b)のように+側に傾斜した形をしている。また $\Delta l \sim \tau$ 関係は図-11(b)に示すように+側に比べて-側が大きくなっている。これは+側ではすべり面を供試体上部がすべり落ちる形となるのに

対して、一側はすべり面上を押し上げる形の変形となるからである。この $\Delta l \sim \tau$ 曲線から Δl が大きく、 τ がほぼ一定となった剪断応力を各回ごとにプロットしたものを図-13の○印と実線で示す。剪断変形が一樣に生じた場合には、 τ は剪断の繰返しとともに減少し、ほぼ一定値となっている。これに対して、剪断面の生じた供試体では、+側と比べて-側の τ が非常に大きく凹凸を繰返ししている。そこで剪断面ができた場合の剪断応力を次のように補正した。

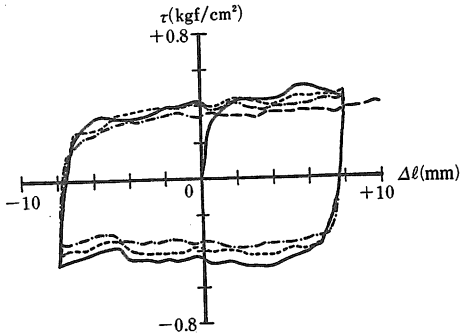
剪断力 T を加えて水平変位 Δl が生じた間に、鉛直力 V で鉛直変位 Δh が生じたものとする、外力のなした仕事量 ΔW_0 は

$$\Delta W_0 = T\Delta l + V\Delta h$$

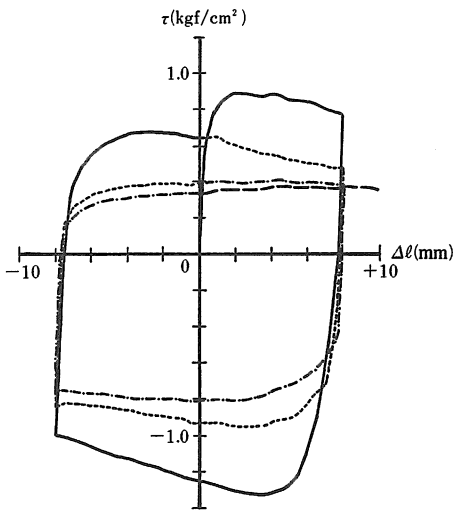
これが剪断面での剪断応力 τ' による内部仕事量 ΔW_i とつり合うから

$$\Delta W_i = \tau' A' \Delta l'$$

ここに A' 、 $\Delta l'$ は剪断面の面積と変位であるが、剪断面



(a) SA ($\sigma=1.0\text{kgf/cm}^2$)



(b) SB ($\sigma=3.0\text{kgf/cm}^2$)

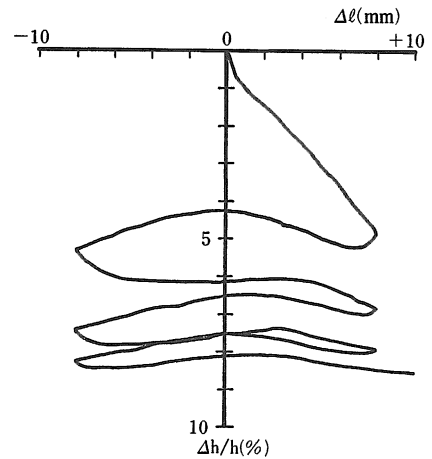
図-11 山王寺粘土の繰返し剪断での剪断応力-平変位の関係

の傾きは1/10以下であるので、 $A' = A$ 、 $\Delta l' = \Delta l$ とおくと、

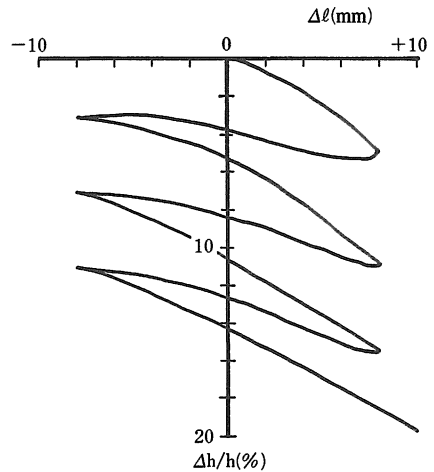
$$T\Delta l + V\Delta h = \tau' A \Delta l$$

$$\therefore \tau' = \frac{T}{A} + \frac{V}{A} \frac{\Delta h}{\Delta l} = \tau + \sigma_v \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (2)$$

ここに τ 、 σ_v は補正前の剪断応力と垂直応力である。また $\Delta h/\Delta l$ は図-12(b)の $\Delta l \sim \Delta h/h$ の傾きから求められる。剪断面が形成された供試体の τ' を図-13の●印と点線で示す。補正前には凹凸の激しかった実験結果が補正によって滑らかになり、均一な剪断変形をした供試体の $\tau \sim N$ 関係と同じ形状となった。このことより、(2)式の補正は妥当と考えられる。



(a) SA ($\sigma=1.0\text{kgf/cm}^2$)



(b) SB ($\sigma=3.0\text{kgf/cm}^2$)

図-12 山王寺粘土の繰返し剪断での圧縮ひずみ-水平変位関係

強度補正したデータを用いて求めた強度定数 c, ϕ を図-14に示す。図-14の左端に第1回+側でのピーク強度に対する c_a, ϕ_a を示す。 ϕ は剪断の繰返しとともに減少し、 c はやや変動しているが、 $0 \sim 0.05 \text{ kgf/cm}^2$ 程度である。繰返し単純剪断試験から、繰返し回数が3.5回では完全な残留強度状態となっていないが、一定値に近づいており、これより $\phi_r' = 10^\circ \sim 12^\circ, c_r' = 0.02 \sim 0.05 \text{ kgf/cm}^2$ 程度と考えられる。ピーク強度の $\phi_a = 20^\circ$ で

あるから、残留強度の ϕ_r' は ϕ_a の60%程度となる。KANJIの(1)式からはSAでは $\phi_r' = 8.9^\circ$, SBでは $\phi_r' = 9.5^\circ$ である。

6. 考 察

魚瀬地区は軟岩の標準切土こう配の1:0.8で切土が施工されたが、すべりが発生したため、1:1.5に切り直しが行われた。しかし、地層の傾斜が切土こう配より緩いため、再度すべりが生じた。魚瀬地区の頁岩は各節理に薄い粘土層をはさんでいたため、各節理ごとにすべりが生じており、各すべりは節理の傾斜方向に生じているが、すべり全体をみると切土面と直交方向にすべり面が発達する形となっていた。各節理の傾斜は $20^\circ \sim 25^\circ$ であり、これは1:2.7~1:2.1のこう配となる。したがって、地層の傾斜より緩やかな切土こう配とすれば斜面は安定すると考えられた。しかし、粘土の $\phi' = 16^\circ$ であるから、これより求まるこう配は1:3.5である。そこでこう配は1:3.5とされ、切土の施工が行われ、斜面全体の安定は確保された。しかし法尻の1mほどの高さは土工量の節減のため、1:1.5のこう配で切土が行われたため、この部分で小さなすべりが生じた。この部分に対して、節理にそって平面すべりと仮定し、節理の傾斜角 $\theta = 25^\circ$ と 20° と仮定すると図-15のすべり面となる。このすべり面に対して安全率 $F_s = 1.0$ となるためには間隙水圧を無視した場合において、 c' と ϕ' の関係は

すべり面 OB		すべり面 OD	
$\phi' = 16^\circ$	$c' = 0.044 \text{ ton/m}^2$	$\phi' = 16^\circ$	$c' = 0.031 \text{ ton/m}^2$
$\phi' = 8^\circ$	$c' = 0.080$	$\phi' = 8^\circ$	$c' = 0.090$
$\phi' = 0^\circ$	$c' = 0.115$	$\phi' = 0^\circ$	$c' = 0.146$

ここに、 $\phi' = 8^\circ$ は(1)式より求めた魚瀬粘土の ϕ_r' である。魚瀬粘土のピーク強度は正規圧密試験で $c' = 0.05 \text{ kgf/cm}^2, \phi' = 16.9^\circ$ が得られた。実際にすべりが生じているから、 $\phi' = 0^\circ$ としても $c' = 0.12 \sim 0.15 \text{ ton/m}^2 = 0.012 \sim 0.015 \text{ kgf/cm}^2$ でよい。このような小さな c' は三軸試験ではほぼ誤差の範囲と考えられる。この魚瀬の例ではすべり面粘土の c' は存在しても非常に小さいことを示している。

山王寺地すべりは島根県内第1の地すべり地である。

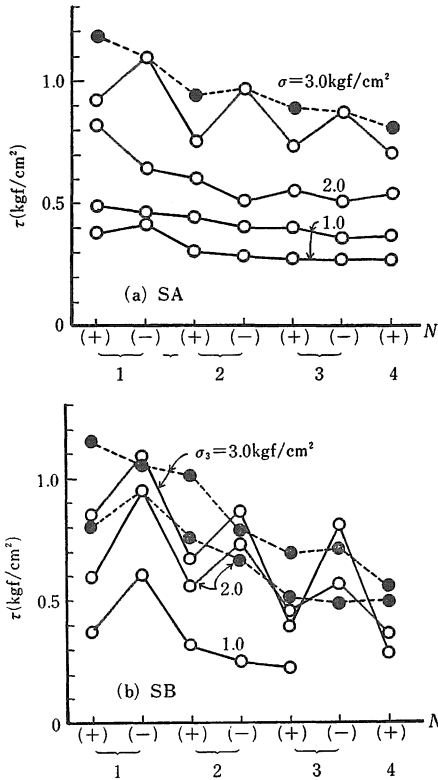


図-13 山王寺粘土の繰返し剪断による大変位での強度の変化

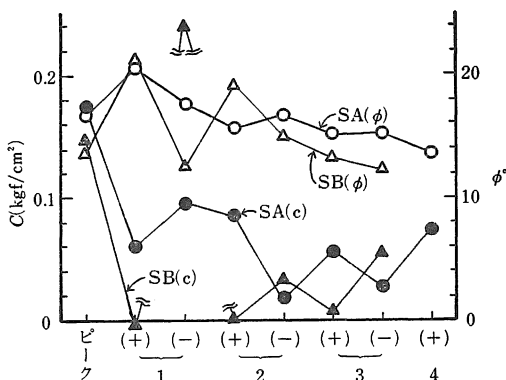


図-14 山王寺粘土の繰返し剪断による c, ϕ の変化

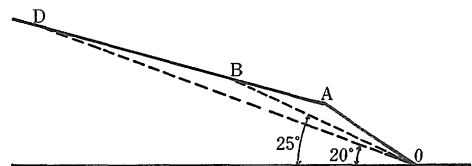


図-15 魚瀬切土の平面すべり

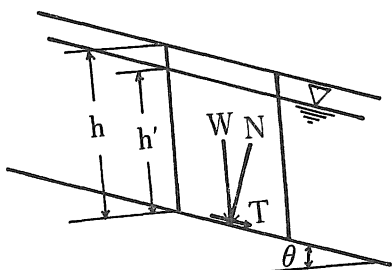


図-16 無限長斜面のすべり

地すべりの土層の厚さは 10m 前後であり、延長は土層厚さに比べて非常に長い。この地区は水田であり、一様な傾斜をしている。従来の安定解析は円弧すべり面法によって地すべり地区内に多数のすべり円を描き、これより安全率を求めている。これは安定解析を電算機で処理するためである。地すべり地全体が一様に移動することは考えられないが、土層厚さに比べて、面積が広く、かつ地表および地すべり推定面がほぼ一様な傾斜で傾斜角は 5°~6° であるから、ここでは無限長斜面の安定問題と考える。いま図-16において、すべり土層厚さを h 、すべり面よりの地下水の高さを h' 、すべり面と地表の傾斜角を θ とすると、すべり面に働く有効垂直応力 σ' と剪断応力 τ は

$$\sigma' = (\gamma h - \gamma_w h') \cos^2 \theta$$

$$\tau = \gamma h \cos \theta \sin \theta$$

剪断強度 τ_f は

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\gamma h - \gamma_w h') \cos^2 \theta \tan \phi'$$

$\tau = \tau_f$ の場合に $F_s = 1.0$ となり、すべりが生じる。故に

$$\gamma h \cos \theta \sin \theta = c' + (\gamma h - \gamma_w h') \cos^2 \theta \tan \phi'$$

ここで地下水面は地表と一致する場合と地表面下 1m とした場合を考える。また、 $h = 10, 8m$ 、 $\gamma = 2.0 \text{ ton/m}^3$ 、 $\theta = 5^\circ, 6^\circ$ と仮定し、 $c' = 0, 0.2, 0.5 \text{ ton/m}^2$ とした場合の c' と ϕ' の関係は表-7 となる。この表より、 $c' = 0$ の場合、 $\phi' = 9^\circ \sim 12^\circ$ となる。この値は単純剪断試験および KANJI の式で求めた ϕ'_r に等しい。単純剪断試験よりの $c'_r = 0.2 \sim 0.5 \text{ ton/m}^2$ である。 $c' = 0.2 \text{ ton/m}^2$ で表-7 より $\phi' = 8^\circ \sim 10^\circ$ となり、やや小さな値と

表-7 山王寺地すべりでの c' 、 ϕ' の関係

θ	$h(m)$	$h'(m)$	$c'(\text{ton/m}^2)$		
			0	0.2	0.5
5°	10	10	9.92°	8.80°	7.10°
6°	10	10	11.88°	10.76°	9.07°
5°	10	9	9.04°	8.01°	6.46°
6°	10	9	10.82°	9.80°	8.26°
5°	8	8	9.92°	8.52°	6.39°
6°	8	8	11.88°	10.47°	8.36°
5°	8	7	8.84°	7.58°	5.68°
6°	8	7	10.58°	9.33°	7.44°

なっている。山王寺地区全体が移動しているのではないから、現在の安全率は 1.0 よりやや大きいはずである。したがって、単純剪断試験から求めた $c'_r = 0.2 \sim 0.5 \text{ ton/m}^2$ 、 $\phi'_r = 10^\circ \sim 12^\circ$ の値が山王寺地区の地すべり地の強度定数として妥当な値と推定される。この ϕ'_r は三軸試験でのピーク強度よりの ϕ' の約 1/2 であり、当地区ではピーク強度を安定解析に用いるのは不適當である。

7. あとがき

2地区での地すべり地の粘土の三軸圧縮試験と単純剪断試験結果を示した。そして、これら地区の安定性の概略の検討より、すべり面に作用している粘着力は小さいこと、内部摩擦角はピーク強度よりも残留強度に近い値となることを推定した。

本実験は練返し再圧密試料土での実験でありその安定解析への利用には慎重を要するが、有効応力による強度定数については利用可能であろう。ただし、粘着力 c' については、そのままの値は過大な安全率を与える場合があるので注意が必要である。

なお、本実験のために試料土の提供を賜りました島根県木次農林事務所の三島勝雄氏、実験に協力いただきました農業施設工学研究室の昭和54年度専攻生の岡市久生君、出口正幸君、森典君、横井伸明君、昭和59年度専攻生の今岡幸男君、多久和泰正君、福島真二君に深謝の意を表します。

参考文献

1. 玉田文吾：第16回土質工学研究発表会講演集，1077-1080，1981。
2. 玉田文吾・福田順二・南英明・沖永浩：第20回土工研講演集，1437-1438，1985。
3. 宜保清一・小波蔵政良・中村一幸・吉沢光三：第16回土工研講演集，553-556，1981。
4. 宜保清一・小波蔵政良・吉沢光三：第17回土工研講演集，501-504，1982。
5. 宜保清一・江頭和彦：第21回土工研講演集，393-396，1986。
6. 小川正二・池田俊雄・趙 茂吉・海津信廣・野地敦夫：第16回土工研講演集，365-368，1986。
7. 西尾喬夫・山崎養春・中森克巳・周藤彦二：第20回土工研講演集，1435-1436，1985。
8. 阿部廣史・川上 浩・矢島慶二：第21回土工研講演集，1519-1522，1986。
9. YOSHIDA, R. T. and J. KRAHN : Canadian Geotech. Jour., **22**, 277-285, 1985.
10. KANJI, M. A. : Geotechnique, **24**, 671-674, 1974
11. THOMSON, S. and B. H. KJRTANSON : Canadian Geotech. Jour., **22**, 286-297, 1985.