

しせん断が全自動で行える。

2) 垂直力は電空変換機を介して空気圧をペロフラムシリンダーに載荷して発生 (最大 800kPa) させ、下せん断箱の底部に取り付けられた高剛性ロードセル (容量 3kN) によって測定する。これによって、せん断箱内の周面摩擦の影響を受けることなく、高精度での垂直力の測定・制御が可能。

3) ギャップスペーサーを用いることにより上下せん断箱の間隔を任意に調節可能。

4) せん断力はリニアローラーウェイを介してデジタルサーボモータに連結されている圧縮・引張り両用のロードセルによって計測される。

5) せん断箱は正方形(60mm×60mm)

と円形(直径 60mm)の 2 種類の供試体断面で、厚さ 40mm までの供試体の試験が可能。

6) せん断箱のせん断面部分および浸水箱の側面がアクリル製であるために、せん断中にせん断面の状態を外部から確認できる。

5.2 繰り返し一面せん断 (RDBS) 試験概要

本試験では、水平変位 6mm でせん断応力の載荷方向を逆転させて最初の位置に戻った後、反対方向に 6 mm せん断したのち再び反転するといった動作を自動的に繰り返す。図 18 は、このように実施された RDBS 試験から得られる水平変位～せん断応力関係の一例を示したものである。

また、図 19 は、同じ実験についての累積水平変位とせん断応力との関係である。繰り返し予圧密試料について、正規圧密定圧状態でせん断を開始するとせん断応力が徐々に増加し、ある値で最大値をとる。これが完全軟化強度(τ_s)に対応する。その後繰り返しせん断を続けるとせん断応力がほぼ一定値に収束し、その後ほとんど同じ経路をたどるが、繰り返し最終回で水平変位が原点にもどったときのせん断応力を残留強度(τ_r)と定義する。図 20 は、垂直応力を変えて実施した繰り返し一面せん断試験結果より得られる、完全軟化強度、残留強度のプロットの例である。それぞれのプロット点を

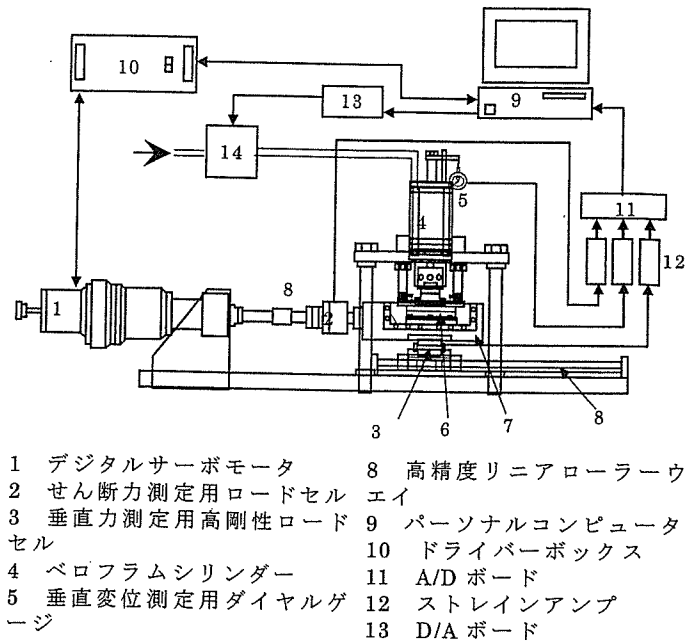


図 17 全自動繰返し一面せん断試験装置

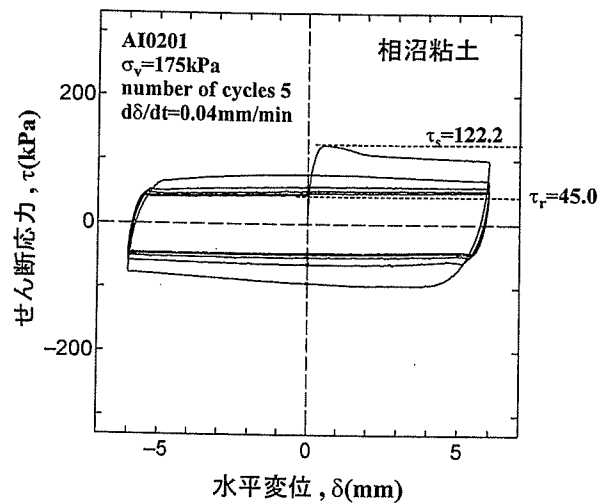


図 18 せん断応力(τ)～水平変位(δ)関係の例

結ぶ直線の縦軸切片と傾きとから、完全軟化状態、残留状態に対応する強度パラメータ (c'_s, ϕ'_s) および (c'_r, ϕ'_r) が得られる。

5.3 多段载荷せん断試験
前節で示した試験方法の実用化のためには、試験に要する時間を短縮しかつ少量の試料で強度パラメータを精度よく求められる方法の確立が必要である。

筆者らは従来、各垂直応力での試験毎に、それぞれ異なる供試体を使用して残留状態強度パラメータ c'_r, ϕ'_r の評価を行ってきた。

しかし、粘土の残留強度が圧密履歴に依存しない¹⁴⁾ ことから、一つの供試体で段階的に

垂直応力を変えてせん断試験を行うことにより、少ない試料で c'_r, ϕ'_r を決定できると考えられる。そこで一つの供試体について、まず所定の垂直応力のもとで繰り返しせん断を行い、せん断終了後垂直応力を変化させて新たな垂直応力の下で再び繰り返しせん断を行う、といった多段载荷せん断試験を行い、適切な残留強度が得られるかどうかの確認実験を行なった。

図 21 は NSF-clay について除荷方向の多段载荷せん断試験の結果を示したもので、400kPa の垂直応力の下で圧密ののちせん断速度 0.02mm/min で繰り返しせん断（繰り返し回数 5 回）を行い、所定の応力まで除荷して再び繰り返しせん断（繰り返し回数 3 回）を行ったものである。図 21 より、除荷後のせん断試験のせん断抵抗はせん断開始時からほぼ一定値を保っていることがわかる。

表 3 はこの結果を、供試体を変えて行った従来の試験結果（せん断速度 0.02mm/min, 繰り返し回数 5 回）と比較したものである。垂直応力 300kPa ~ 50kPa での試験において、多段载荷せん断試験の τ_r が若干低めの値を示していることが分る。

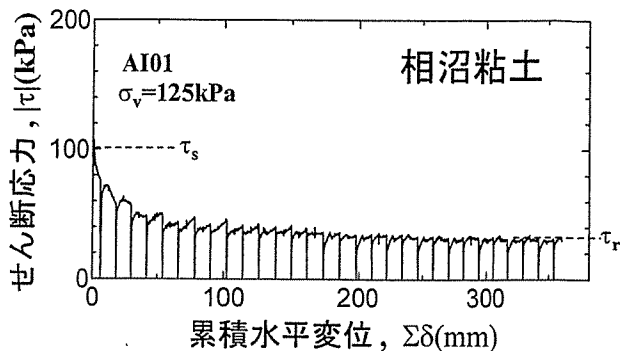


図 19 せん断応力～累積水平変位関係の例

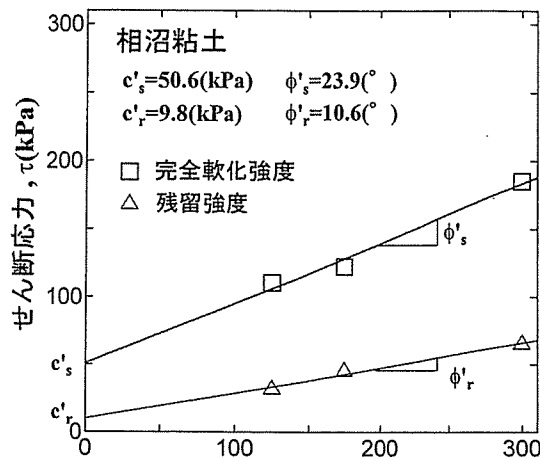


図 20 せん断垂直応力～垂直応力関係の例

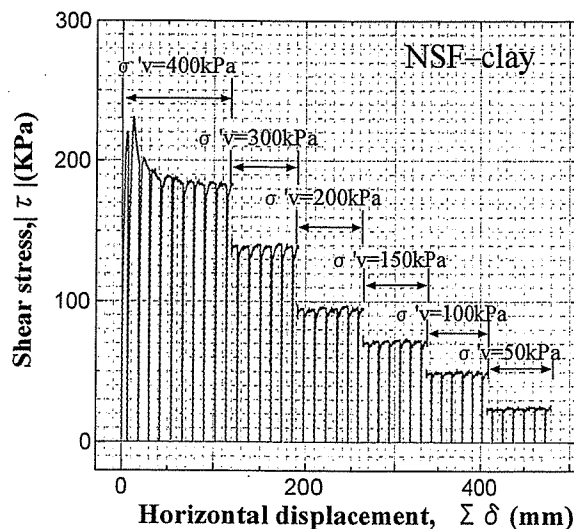


図 21 せん断抵抗～累積変位関係

表 3 試験方法による残留強度比較

σ'_v (kPa)	従来の試験 τ_r (kPa)	多段载荷試験 除荷方向: τ_r (kPa)
400	181.7	183.2
300	140.4	138.5
200	99	94.4
150	74.6	71.3
100	50.3	49.3
50	27	24.5

井川泥岩（秋田）について、NSF-clayと同様の条件で行なった多段載荷せん断試験のせん断抵抗～累積変位関係を示したのが図22である。図21と同様の傾向が見られる。

6. SPLICE 法の適用例

新しく開発した繰り返し一面せん断（RDBS）試験装置を用いて求めた、ピーク・完全軟化・残留状態における強度パラメータを 4.2 で提案した SPLICE 法に適用し、3 箇所（の地すべり現場の対策工設計用強度パラメータを算定した例を以下に示す。

なお、前述の図16中のPQ線はいわゆる簡便法によるものであるが、この方法に基づく対策工は極めて不経済な施工につながるから早急に改めるべきとする提言もある。しかし、PQ線の内容は異なっても（Bishop法、Janbu法など解析方法に対応してPQ線は異なる緩曲線となる）、

SPLICE法の手順は共通であるので、以下では簡便法の場合を例に説明する。

(1) A-地すべり

地すべり現場の計測等によって得られた諸数値を円弧すべりの安全率の式（図13の式）に代入することによって現状安全率 $F_s=1.0$ に対する (c', ϕ') の取り得る組み合わせは図23の直線PQの式として、 $c' = -130 \tan \phi' + 39$ (kPa) で表される。不攪乱状態で採取された粘土-A についての RDBS 試験による実験値をプロットし直線で結んだものと、上述のPQ線の交点により $c' = 13.0$ kPa, $\phi' = 11.3^\circ$ が得られる（図23）。この結果はA-粘土の残留状態における強度パラメータ ($c'_r = 14.9$ kPa, $\phi'_r = 11.2^\circ$) とほぼ等しく、A-地すべりにおけるすべり面上の粘土は残留状態に近い状態にあったといえる。また、この地すべりの場合、すべり土塊の最大層厚(d)から $c'_0 = d$ として得られる $c'_0 = 15.0$ kPa, $\phi' = 9.8^\circ$ が SPLICE 法による設計用強度パラメータと近似する結果となった。

(2) B-地すべり

現状安全率 $F_s = 1.0$ として簡便法を適用して (c', ϕ') の取り得る組み合わせを求めると、図24の直線PQの式として、 $c' = -62.0 \tan \phi' + 32.6$ (kPa) で表される。図中の (c'_s, ϕ'_s) , (c'_r, ϕ'_r) はB-粘土の繰り返し予圧密試験についての RDBS 試験から得られた完全軟化および残留状態の強度パラメータに対応する。ピーク強度パラメータ (c'_p, ϕ'_p) はすべり面近傍から採取した不攪乱試料についての試験結果によるものである。提案

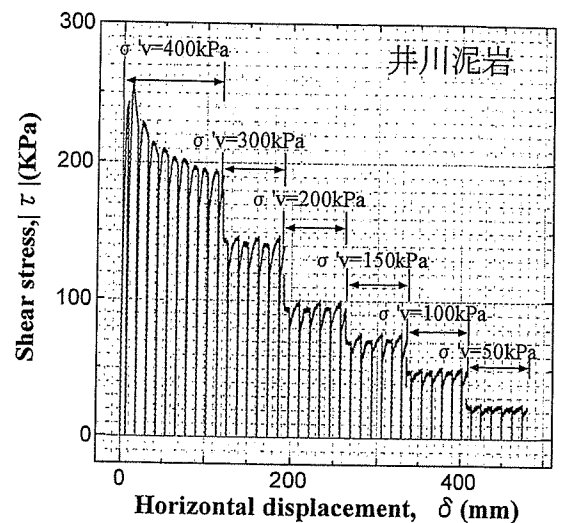


図 22. せん断抵抗～累積変位関係

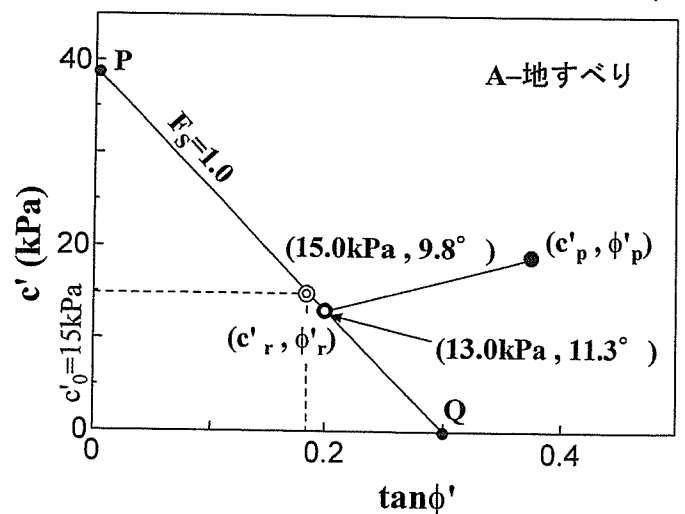


図 23 SPLICE 法による対策工設計用強度パラメータの決定 (A-地すべり)

法によって得られた $c'=11.2\text{kPa}$, $\phi'=18.7^\circ$ はピーク強度パラメータの実験値とほとんど一致していた。

(3) C-地すべり

地すべり現場から得られる情報を基に、主断面に関する現状安全率 $F_s=0.95$ として簡便法を適用して (c', ϕ') の取り得る組み合わせを求めると、直線式として、 $c' = -87 \tan \phi' + 36 (\text{kPa})$ で表される。地すべり面から最も近い位置で採取した粘土 C の実験結果を用い、SPLICE 法で得られた設計用強度パラメータは図 25(a) に示すように $c'=25.1\text{kPa}$, $\phi'=7.0^\circ$ である。この結果は $c'_0=d$ 法によって得られる $c'_0=18.1\text{kPa}$, $\phi'=11.5^\circ$ と大幅に異なっている (図 25(a))。この現場では $c'_0=d$ 法によって得られた $c'_0=18.1\text{kPa}$, $\phi'=11.5^\circ$ を用いて目標安全率 1.2 として対策工を実施した結果、新たな地すべりが生じた。したがって、 $c'_0=d$ 法で決定された強度パラメータは適切な値でなかったことになる。この結果を受けて、新たな滑動土塊について SPLICE 法によって強度パラメータを求めると、図 25(b) に示すように $c'=19.8\text{kPa}$, $\phi'=6.9^\circ$ が得られる。これらの強度パラメータは、新しいすべり面に対する対策工設計にあたって改めて $c'_0=d$ 法を適用して決められた $c'=20.60\text{kPa}$, $\phi'=6.37^\circ$ と結果的に極めて近い値であった。

7. 結論

- 1) 粘土の残留状態強度についてアモントン・クーロン則が成立することから、残留状態におけるせん断現象が本質的に摩擦現象であることを確認した。
- 2) 残留状態に至った粘土供試体につ

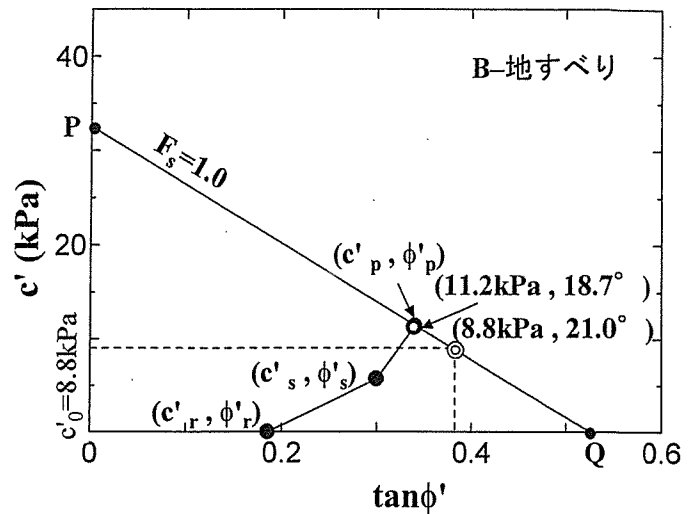


図 24 SPLICE 法による対策工設計用強度パラメータの決定(B-地すべり)

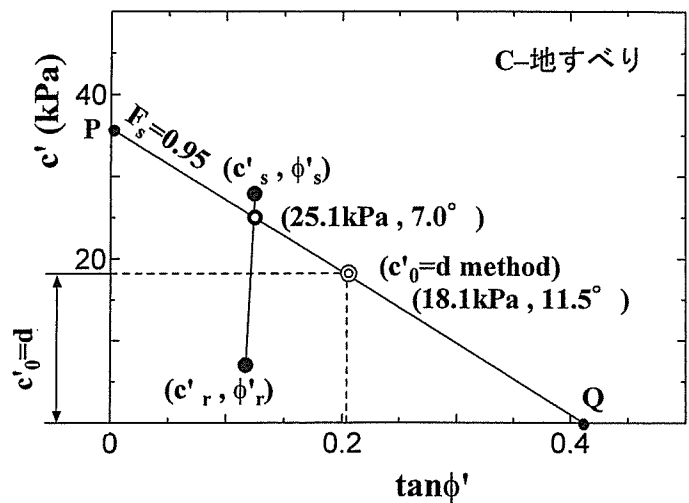


図 25(a) SPLICE 法による対策工設計用強度パラメータの決定(C-地すべり)

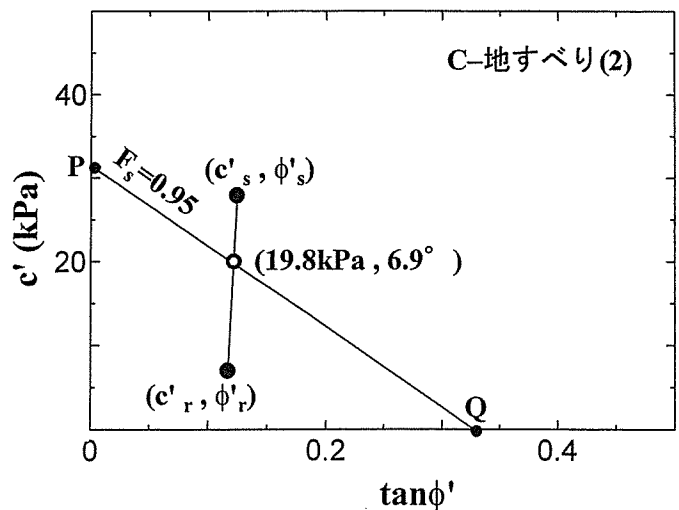


図 25(b) SPLICE 法による対策工設計用強度パラメータの決定(C-地すべり)

いての共焦点レーザー顕微鏡による観察から、真実接触面の存在と、垂直応力の増加に伴う真実接触面の増大を確認した。

- 3) 残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r は Hvorslev の破壊基準における「真の強度定数」に相当する有効せん断抵抗角 ϕ'_v に等しい。
- 4) Hvorslev の破壊基準に基づいて、ピーク・完全軟化・残留状態に対応する強度パラメータ相互の関係を導いた。
- 5) 上記 4) の関係を基礎として、逆算法による $c' - \tan \phi'_v$ 図とせん断試験結果を結びつける (splice) ことによる地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法 (SPLICE 法) を提案した。
- 6) ピーク・完全軟化・残留状態の強度を精度よく求めるための試験装置として、繰り返し一面せん断 (RDBS) 試験装置を開発し、実務上の便を考慮した試験方法を提案した。
- 7) RDBS 試験装置によって得られた試験結果を SPLICE 法に適用し、3箇所 の地すべり現場の対策工設計用強度パラメータを算定した例を示した。

<参考文献>

- 1) トライボロジー学会編：トライボロジー辞典，養賢堂，338p.，1995.
- 2) 大河原正文，三田地 利之：粘土の残留状態におけるせん断抵抗係数 $\tan \phi'_r$ と真実接触面積との関係，地盤工学会北海道支部技術報告集第 46 号，pp.107-114，2006.
- 3) 辻広成，大河原正文：粘土の残留状態再現用大変位一面せん断試験装置の試作，土木学会東北支部技術研究発表会講演概要，pp. 308-309，2001.
- 4) Hvorslev, M. J. : Physical components of the shear strength of saturated clays, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 169-273, 1960.
- 5) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，第1回改訂版，2000.
- 6) 八木則男・矢田部龍一・石井朋紀・榎明潔：強度定数のばらつきを考慮した地すべり地の安定性の検討，土木学会論文集，No. 523/III-32，59-67，1995.
- 7) 斉藤迪孝：円形すべり面での c, ϕ 逆算の一方法，第9回土質工学研究発表会講演集，pp. 601-604，1974.
- 8) 山上拓男，植田康宏：地すべり地強度定数の新しい逆算法 (I)，地すべり，Vol. 21, No. 2, pp. 16-21, 1984.
- 9) 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，Vol. 20, No. 4, pp. 1-6, 1984.
- 10) Skempton, A.W.: Long-Term Stability of Slopes, Geotechnique, Vol.14, No. 2, pp. 75-102, 1964.
- 11) 小川正二：地すべり斜面の安定解析における土のせん断強さの考え方，基礎工，pp. 18-23, 1985.
- 12) T. Mitachi et al. : Determination of Strength Parameters for Landslide Slope Stability Analysis by Laboratory Test and Inverse Calculation Engagement, 地すべり学会誌, Vol40, No. 2, pp. 150-116, 2003
- 13) 三田地 利之・九田敬行・大河原正文：全自動繰り返し一面せん断試験装置の開発と安定解析用強度パラメータの決定，第39回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp. 265-268，2000.
- 14) 石橋正弘・三田地 利之・九田敬行：粘性土の残留状態せん断抵抗角に及ぼす諸要因の影響，第37回地盤工学研究発表会講演集，pp. 229-230，2002.

すべり面観察結果とせん断試験結果に基づく地すべり強度定数の評価

地すべり 強度定数 一面せん断試験

株式会社ドーコン 正会員 ○高橋 秀彰
木崎 健治
北海道大学大学院 国際会員 三田地利之
北海道大学大学院 学生会員 梅谷 晋平
株式会社ドーコン 正会員 鈴木 俊司
株式会社ドーコン 雨宮 浩樹

1. はじめに

近年、試験基準の整備などにより、地すべり安定解析に用いる設計強度定数の決定にせん断試験結果を用いた事例¹⁾が数多く報告されている。すべり面のせん断試験結果から設計強度定数を決定するにあたっては、試験により得られるピーク、完全軟化、残留強度の評価を明確にすることが重要である。すべり面のせん断試験結果の評価するにあたり、試料採取時のすべり面観察結果や各種物理試験結果などからすべり面の特性を評価することが有効であると考えた。本論では、古第三紀泥岩分布域において、粘土化した泥岩をすべり面とする風化岩地すべりと、粘土化した凝灰岩の薄層をすべり面とする崩積土地すべりの2つの地すべりについて、集水井施工時に一連のすべり面観察とすべり面の試料採取を実施し、採取した不攪乱および再構成試料を用いた繰返し一面せん断試験結果とすべり面観察結果等によるすべり面の評価から地すべりの設計強度定数の検討を行った事例を報告する。

2. 地すべり概要とすべり面の特徴

調査地は北海道夕張市富野地区で、地質は古第三紀の幌内層である。幌内層は暗灰色を呈す泥岩で、ほとんど塊状であるが、ところどころに凝灰岩層を挟む。今回検討に用いた2つの地すべりブロックの概要とすべり面の特徴を以下に記す。

1) Aブロック

Aブロックは長さ約170m、幅約180m、深さ約15mの崩積土すべりである。すべり面には約20cmの凝灰岩層を伴い、すべり面上には鏡肌やスリッケンが認められる。地すべり土塊は分化が進み、複数の小ブロックに分割され、内部を構成する泥岩は凝灰質で粘土化しやすい性質をもつ。

すべり面付近の岩相は上部から礫混じり粘土(泥岩)→粘土化凝灰岩→すべり面粘土→破碎岩(凝灰岩)→破碎岩(泥岩)の様に変化する(図-1)。すべり面粘土の粒度分布については80%前後が粘土・シルトで構成されており、その上下部の粘土化凝灰岩についてもほぼ同様の粒度構成となっている。このような粘土～シルトを主体とする部分(以下地すべり粘土層)は厚さ約20cmに及ぶ。地すべり粘土層内部ではスメクタイト含有率も高く、全体に40%前後の値を示す(図-1)。Aブロックでは、すべり面を挟む部分での深度方向の粒度分布、構成粘土鉱物はほぼ均一である。

2) Cブロック

Cブロックは長さ約230m、幅約120m、深さ約30mの風化岩すべりである。すべり面付近には凝灰岩は認められず、すべり面は泥岩内部に薄い粘土層を伴って出現する。地すべり土塊内部は破碎されているものの、強風化部を除くと、本来の岩盤の構造がほぼ保存されている。

すべり面粘土の上位には厚さ数cm～50cmの砂・細礫混じり粘土層が認められるが、その粒度分布については40%前後の砂分・礫分で構成されている(図-2)。粘土～シルトを主体とする地すべり粘土層の厚さはわずかに数mm程度で、粘土分を構成する粘土鉱物の種類も上下部とは異なっている。Cブロックでは、すべり面を挟む部分での深度方向の粒度分布、構成粘土鉱物は非常に不均一である。

3. 強度定数の評価

繰返し一面せん断試験結果を表-1に示す。不攪乱試料については、多段載荷繰返し一面せん断試験により残留強度パラメータを求め、ピーク強度パラメータはバラツキのある中から現地の鏡肌を呈す面の強度を現すと考えられるものを採用した²⁾。

2ブロックの残留強度パラメータを比較すると、Aブロックでは不攪乱試料と再構成試料の値が一致したのに対し、Cブロックでは再構成試料は高い値を示し、不攪乱試料とは一致しない結果となった。すべり面観察結果において、Aブロックではすべり面上下部にすべり面粘土と非常に類似した物性(粒度・スメクタイト含有率)を持つ粘土が深度方向

Strength parameters inferred from observation of slip surface and result of box shear test
Hideaki TAKAHASHI, Shunji SUZUKI, Hiroki AMAMIYA (Docon Co., Ltd.), Kenji KIZAKI
Shinpei UMETANI, Toshiyuki MITACHI (Hokkaido Univ.)

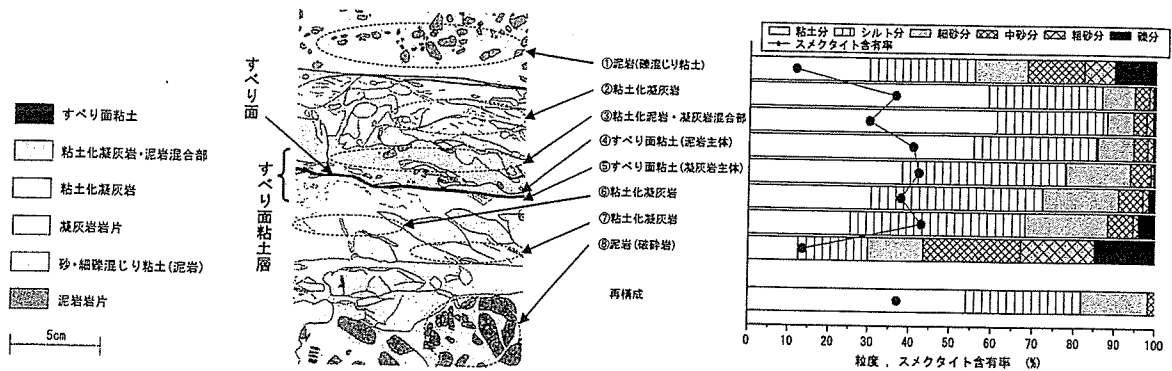


図-1 すべり面付近の模式図と粒度分布およびスメクタイト含有率(Aブロック)

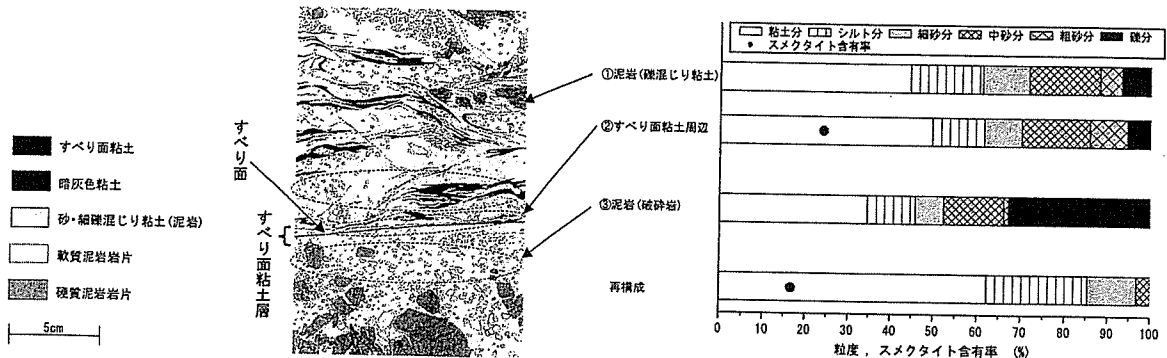


図-2 すべり面付近の模式図と粒度分布およびスメクタイト含有率(Cブロック)

に均一に分布するのに対し、Cブロックではほぼ粘土分からなる数mmのすべり面粘土の上下部は砂・細礫混じり粘土となっており深度方向に非常に不均一であることから、すべり面のごく周辺に限定し採取した再構成試料においても、Cブロックではすべり面粘土の物性を反映しなかったものと考えられる。

以上の結果をもとに、三田地らによる SPLICE 法³⁾を用いすべり面の強度定数を図-3のように決定した。Aブロックでは不攪乱試料と再構成試料の試験結果の両面から評価し強度定数を決定し、Cブロックでは再構成試料の結果を検査から除外し不攪乱試料の結果から強度定数を決定した。

4. おわりに

古第三紀泥岩分布域の2つの地すべりにおける設計強度定数の検討を行った結果、厚さ20cm程度の均質な地すべり粘土層(粘土化凝灰岩)を有するAブロックのような地すべりでは、再構成試料はすべり面粘土の強度特性を反映しており、不攪乱試料と再構成試料の試験結果の両面から設計強度定数を求める手法が有効であった。一方、泥岩内部にすべり面が存在し、地すべり粘土層が非常に薄く、その上下部の物性が大きく異なるCブロックのような地すべりでは、再構成試料がすべり面粘土の強度特性を反映しない可能性が高く、不攪乱試料の試験結果から設計強度定数を求める手法が有効であった。なお、再構成試料がすべり面粘土の強度特性を反映しているかを評価する際には、不攪乱試料の残留強度との比較を行うことが有効な手法である。

【参考文献】

- 1)例えば,(社)日本地すべり学会(2005),日本地すべり学会誌「目で見えるすべり面シリーズ」Vol.42,No.1~4
- 2)梅谷ら(2006),不攪乱・再構成試料による地すべり粘土の強度パラメータ算定例,第41回地盤工学研究発表,投稿中
- 3)T.Mitachi et al.(2003),Determination of strength parameters for landslide slope stability analysis by laboratory test and inverse calculation engagement,Journal of the Japan Landslide Society,Vol.40, No.2, pp.105-116

表-1 強度パラメータ

	Aブロック		Cブロック	
	c'(kPa)	ϕ' (°)	c'(kPa)	ϕ' (°)
ピーク強度	0.0	9.9	13.9	11.4
残留強度(不攪乱)	9.0	6.4	9.2	7.4
完全軟化強度	7.1	14.2	8.0	24.7
残留強度(再構成)	5.2	8.1	6.4	22.4

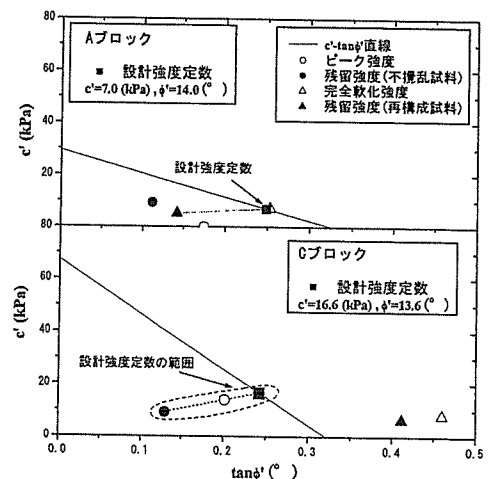


図-3 SPLICE法による強度定数の決定

不攪乱・再構成試料による地すべり粘土の強度パラメータ算定例

地すべり 一面せん断試験 残留強さ

北海道大学大学院 学生会員○梅谷 晋平
株式会社ドーコン 正会員 高橋 秀彰
北海道大学大学院 国際会員 三田地利之
北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
北海道大学 齋藤 和彦

1. はじめに

筆者らはこれまで、地すべり面付近からの採取試料を用いたせん断試験結果を逆算法と結びつけることによる地すべり対策工設計用の強度パラメータ決定法を提案¹⁾するとともに、操作が簡単で精度の高いせん断試験結果を得る目的でコンピュータ制御による全自動繰り返し一面せん断試験装置を開発した²⁾。さらにこの装置を用いて不攪乱、再構成の試料について各種の試験例を積み重ねるとともに、せん断時間短縮のために繰り返しせん断途中でせん断速度を速めることや、少量の試料で強度パラメータを求めることを目的とした多段載荷繰り返しせん断試験などを試みて来た³⁾。

一連の研究の中で、昨年度は地すべり対策工の施工現場における集水井から採取した不攪乱および再構成試料について繰り返し一面せん断試験を実施した。その結果、現地すべり面に極力一致させて行った不攪乱試料の残留せん断抵抗角 $\phi_r(=7.7^\circ)$ に対して再構成試料の $\phi_r(=22.4^\circ)$ ときわめて大きな違いが見られた。この原因を詳細に検討した結果、不攪乱試料のせん断面近傍の最大粒径0.05mmに対し、再構成試料のせん断面の最大粒径が0.1~0.2mmと異なっていたことが判明した⁴⁾。

そこで、これを教訓に本研究では前報⁴⁾と同一地区の異なる地すべり地点の集水井から採取した不攪乱および再構成試料について、再構成試料の作製方法に特に留意して実験を行い、両試験から得られる強度パラメータの比較を行った。

2. 試料および試験方法

(1) 試料

北海道夕張市富野地区の地すべり現場で施工された集水井内から不攪乱試料を採取した。周辺の地質は古第三紀の幌内層である。幌内層は暗灰色を呈す泥岩で、ほとんど塊状であるがところどころに凝灰岩層を挟む。現場は地すべりが多発する地域であり、対象とする地すべり(以下Aブロック地すべり)は長さ約170m、幅約180m、深さ約15mの規模で生じており、その土塊には凝灰岩薄層が狭在している。泥岩と凝灰岩との境界部分、および凝灰岩薄層内ですべり面が存在しており、すべり面には鏡肌が見られる。不攪乱試料は、集水井施工時にすべり面以下まで掘り下げてすべり面を確認した後、すべり面を含むようブロックサンプリングにより採取した一辺約30cmの立方体ブロックである。再構成試料はすべり面付近の粘土層から採取した不攪乱試料に蒸留水を加えスラリー状にした後、425 μ mフルイを通過したスラリー試料を予圧密して作製した。試料の指数的性質および粒度組成はTable 1の通りである。

(2) 繰り返し一面せん断試験

試験には本研究室で開発したH-III型繰り返し一面せん断試験機を用いた。両面排水条件で圧密後、定圧繰り返し一面せん断試験を行った。試験条件は、片振幅6mm、せん断繰り返し回数10回、上下せん断箱間隔は0.2mm、せん断速度は繰り返し初回および最終回は0.02mm/min、繰り返し途中は1.0mm/minとした。なお供試体は直径60mm、高さ20mmである。不攪乱試料を用いる場合には、すべり面が供試体中央高さに位置するように成型し、繰り返し一面せん断試験におけるせん断面に一致させるように留意した。また、上記の定圧繰り返し一面せん断試験終了後に、多段載荷せん断試験を行っている。すなわち、一つの供試体からより多くのデータを得るために、定圧条件で繰り返しせん断した後、垂直応力を400kPa、300kPa、200kPaと各段階で繰り返しせん断を行い、垂直応力を除荷する方向で多段階の繰り返しせん断を行うものである。

3. 繰り返し一面せん断試験結果

Fig.1は不攪乱試料についての繰り返し一面せん断試験結果のせん断応力(τ)~垂直応力(δ)関係の典型的な例を示したものである。(a)図では繰り返しせん断一回目の τ ~ δ 関係とそれ以降の繰り返しせん断における

Table 1 Index properties

	不攪乱試料	再構成試料
細 礫 分 (%)	0.6	0.0
粗 砂 分 (%)	1.4	0.0
中 砂 分 (%)	3.5	1.8
細 砂 分 (%)	8.8	16.4
シルト分 (%)	30.1	27.9
粘 土 分 (%)	55.6	54.0
土粒子密度 2.71g/cm ³		
液性限界 88.3% 塑性指数 61.6		

Determination of strength parameters of landslide clay Shinpei UMETANI, Toshiyuki MITACHI, Hiroyuki TANAKA, by using undisturbed and reconstituted samples Kazuhiko SAITO (Hokkaido Univ.) Hideaki TAKAHASHI (Docon Co., Ltd.)

$\tau \sim \delta$ 関係にほとんど差が見られず、 τ_p と τ_r の差が小さい。実際の地すべりでは、過去に大きなせん断変位を経験しているため粒子構造が破壊され、粒子の再配向がほぼ完了していると考えられるため、(a)図のような $\tau \sim \delta$ 関係を示す場合は、鏡肌面でせん断が行われたケースと考えられる。一方、(b)図では初回のせん断で大きなせん断応力を示したのち、2回目以降はせん断応力が徐々に減少しており、 τ_p と τ_r の差が大きい。(b)図のような $\tau \sim \delta$ 関係を示す場合は、すべり面粘土内でせん断は行われているが鏡肌面と試験位置が完全には一致していないと考えられる。Fig.2(a)における“ピーク状態”のプロット点は多段階載荷せん断試験の初回のせん断におけるピーク値を示したもので、 $\sigma'_v=200\text{kPa}$ に対応する点(○)の供試体は現地の鏡肌面の強度を現していないと判断できるため、現地の鏡肌面の強度として $\sigma'_v=300,400\text{kPa}$ に対応する点(□,△)からピーク強度パラメータを算出した。また同図に示すように、多段階載荷せん断試験における各応力段階での残留強度はよい再現性を示している。

同図中の Fig.2(b)は再構成試料に対する試験結果であり、図中に示した残留状態の強度パラメータは不攪乱試料のそれ(Fig.2(a))と近似した値を示している。これはすべり面のごく近傍の試料を用いることが出来たことによるものと考えられる。

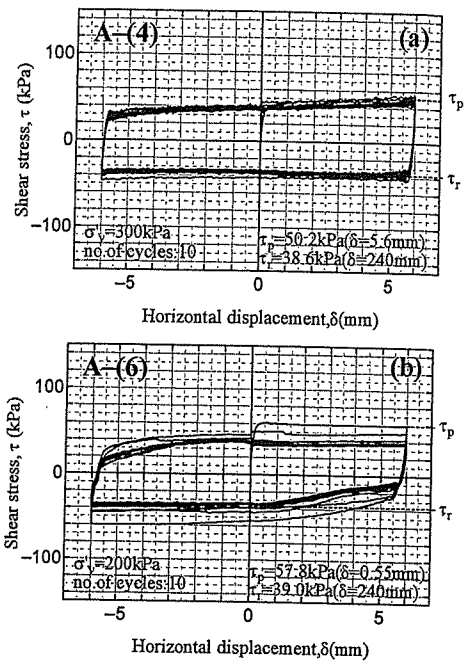


Fig.1 (a),(b) $\tau \sim \delta$ relationship

4. おわりに

古第三紀泥岩分布域の地すべり現場の集水井内で採取された試料に対する繰返し一面せん断試験の結果から以下の知見を得た。

- (1) 不攪乱試料による繰返し一面せん断試験結果では、多段階載荷一面せん断試験により精度よくすべり面粘土の残留強度パラメータを把握することが可能であった。
- (2) 不攪乱試料による試験は、ピーク強度はバラツキが大きく、その意味合いは曖昧であるが、現地のすべり面強度もしくはすべり面粘土のピーク強度を大まかに把握することができ、かつすべり面粘土の残留強度を直接求めることが可能であることから、設計用強度パラメータの決定に際しては貴重な情報となりうる。
- (3) 再構成試料による試験ではバラツキの少ない結果が得られるが、強度パラメータの決定に際しては、試料がすべり面粘土の強度を反映していることを確認することが重要であり、そのためにはすべり面観察に基づき試料採取をすべり面の極近傍に限定すること、すべり面粘土および採取試料の物性を把握し評価すること、不攪乱試料の残留強度との比較を行うことが重要である。

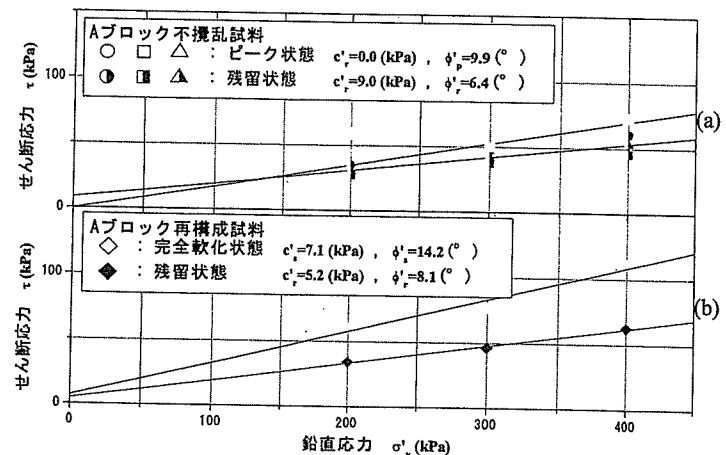


Fig.2 (a), (b) Strength parameters

【参考文献】

- 1) Mitachi, T. et al.: Determination of strength parameter for landslide slope stability analysis by laboratory test and inverse calculation engagement, 地すべり学会誌, Vol.40, No.2, pp.150-116, 2003.
- 2) 三田地, 九田, 大河原: 全自動繰返し一面せん断試験装置の開発と安定解析用強度パラメータの決定, 第39回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.265-268, 2000.
- 3) 三田地, 鷲: 多段階載荷繰返し一面せん断試験による粘土の残留強度評価, 第43回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.263-266, 2004.
- 4) 梅谷, 鷲, 高橋, 三田地: 繰返し一面せん断試験に基づく残留強度パラメータ評価方法の検討, 第44回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.139-142, 2005.

泥岩および凝灰岩地すべりのせん断強度と

すべり面粘土の特性

Shear strength and characteristics of landslide clay from mudstone and tuff

高橋秀彰(株式会社ドーコン)*, 木崎健治, 三田地利之(北海道大学大学院)

Hideaki TAKAHASHI (Docon Co., Ltd), Kenji KIZAKI,

Toshiyuki MITACHI (Hokkaido Univ.)

キーワード: 地すべり, 泥岩, 凝灰岩, 一面せん断試験

Keywords: Landslide, Mudstone, Tuff, Box shear test

1 はじめに

近年、試験基準の整備などにより、地すべり安定解析に用いる設計強度定数の決定にせん断試験結果を用いた事例¹⁾が数多く報告されている。すべり面のせん断試験結果から設計強度定数を決定するにあたっては、試験により得られるピーク、完全軟化、残留強度の妥当性を評価することが重要である。本論では、古第三紀泥岩分布域において、粘土化した凝灰岩の薄層をすべり面とする崩積土地すべりと、粘土化した泥岩をすべり面とする風化岩地すべりの2つの地すべりについて、集水井施工時に一連のすべり面観察とすべり面の試料採取を実施し、採取した不攪乱および再構成試料を用いた繰返し一面せん断試験結果により得られた強度パラメータと、すべり面の特性の関連について検討した。

2 繰返し一面せん断試験概要

試験試料は不攪乱試料としてすべり面のブロックサンプル試料、再構成試料としてすべり面周辺の粘土層から採取した試料の425 μ mフルイ通過分に蒸留水を加えスラリー状にした後、鉛直応力150kPaで予圧密したものをを用いた。

試験はH-III型繰返し一面せん断試験機²⁾を用いた。供試体は直径60mm、高さ20mmで、両面排水条件で圧密後、定圧繰返し一面せん断試験を行った。試験条件は、片振幅6mm、せん断繰返し回数10回、上

下せん断箱間隔0.2mm、せん断速度は繰返し初回および最終回は0.02mm/min、繰返し途中は1.0mm/minとした。また、不攪乱試料については一つの供試体からより多くのデータを得るために、上記の定圧繰返し一面せん断試験終了後に、400kPa、300kPa、200kPaの各段階で多段載荷せん断試験³⁾を行っている。

3 地すべり概要とすべり面の特徴

調査地は北海道夕張市富野地区で、地質は古第三紀の幌内層である。幌内層は暗灰色を呈す泥岩で、ほとんど塊状であるが、ところどころに凝灰岩層を挟む。今回検討に用いた2つの地すべりブロックの概要と各種試験結果などを含めたすべり面の特徴を以下に記す。

(1) Aブロック

Aブロックは長さ約170m、幅約180m、深さ約15mの崩積土すべりである。すべり面には約20cmの凝灰岩層を伴い、すべり面上には鏡肌やスリッケンが認められる。地すべり土塊は分化が進み、複数の小ブロックに分割され、内部を構成する泥岩は凝灰質で粘土化しやすい性質をもつ。

すべり面付近の岩相は上部から礫混じり粘土(泥岩)→粘土化凝灰岩→すべり面粘土→破碎岩(凝灰岩)→破碎岩(泥岩)の様に変化する(図-1)。すべり面粘土の80%前後が粘土・シルトで構成されており、その上下部の粘土化凝灰岩についてもほぼ同様の粒

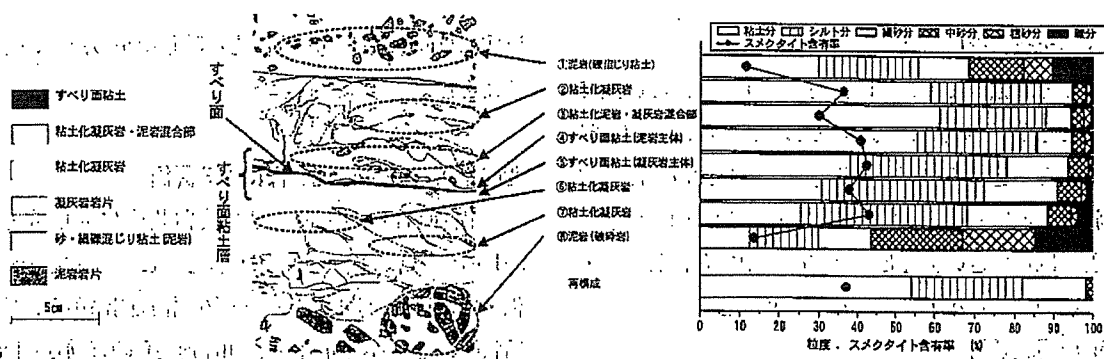


図-1 すべり面付近の模式図と粒度分布およびスメクタイト含有率 (Aブロック)

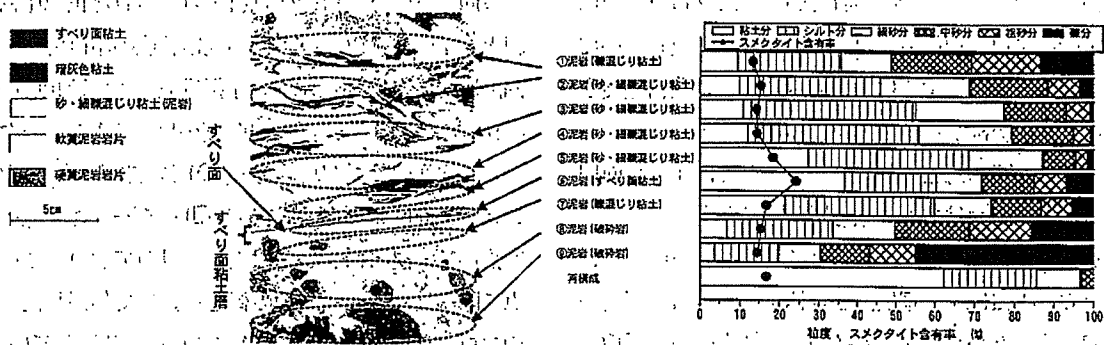


図-2 すべり面付近の模式図と粒度分布およびスメクタイト含有率 (Cブロック)

度構成となっている。このような粘土～シルトを主体とする部分 (以下地すべり粘土層) は厚さ約 20cm に及ぶ。地すべり粘土層内部ではスメクタイト含有率も高く、全体に 40%前後の値を示す。X線回折試験による、主な構成鉱物は凝灰岩ではスメクタイト、泥岩では不規則型混合層である。すべり面は泥岩と凝灰岩の境界に形成されていることが多く、その部分ではスメクタイトに加えて、規則型混合層が検出される。すべり面およびその周辺では、幅 10cm 以上にわたりスメクタイト含有量の高いゾーンが形成されている。

(2) Cブロック

Cブロックは長さ約 230m、幅約 120m、深さ約 30m の風化岩すべりである。すべり面付近には凝灰岩は認められず、すべり面は泥岩内部に薄い粘土層を伴って出現する。地すべり土塊内部は破碎されているものの、深度 5m 付近までの強風化部を除くと、本来の岩盤の構造がほぼ保存されている。

すべり面粘土の上位には厚さ数 cm～50cm の砂・細礫混じり粘土層が認められるが、その 40%前後は砂

分・礫分で構成されている (図-2)。粘土～シルトを主体とする地すべり粘土層の厚さはわずか数 mm 程度であり、スメクタイト含有率も周辺と比較して高い傾向を示す。X線回折試験による、主な構成鉱物は緑泥石、イライトおよび不規則型混合層であるが、地すべり粘土層では特異的に規則型混合層が形成されており、粘土鉱物の総量も大きくなる。鏡下観察では、この規則型混合層は比較的結晶度の良い粘土層として観察されるが、その幅は数 mm 程度と非常に狭い。

4 強度定数の評価

(1) 繰返し一面せん断試験によるせん断強度の評価

繰返し一面せん断試験により得られた、ピーク・完全軟化・残留の各強度を図-3 に示し、不攪乱および再構成試料の試験結果の評価を以下に述べる

a) 不攪乱試料

同一の試料では試料の初期状態によらず残留強度パラメータは一致することから、不攪乱試料については多段載荷せん断試験による残留強度が概ね一致

するデータを用いた。

ピーク強度については、現地のすべり面は過去に大きなせん断変形を経験しており、鏡肌が確認されていることから、不攪乱状態のすべり面はほぼ残留状態に近いものと想定できる。そこで、両ブロックともばらつきのあるピーク強度の中でも、ピーク・残留の強度差が小さいものを採用した。

b) 再構成試料

完全軟化・残留強度ともに相関が高く、精度よく強度パラメータが求められている。Aブロックでは不攪乱試料と再構成試料の残留強度が一致したのに対し、Cブロックでは再構成試料は高い残留強度を示し、不攪乱試料とは一致しない結果となった。

前章で述べたとおり、Aブロックではすべり面周辺には均一な地すべり粘土層が厚く分布するのに対し、Cブロックでは地すべり粘土層の層厚は薄く、その上下には砂・細礫混じり粘土層が分布し不均一であることから、すべり面周辺の粘土層から採取した試料を用いた再構成試料において、Cブロックで

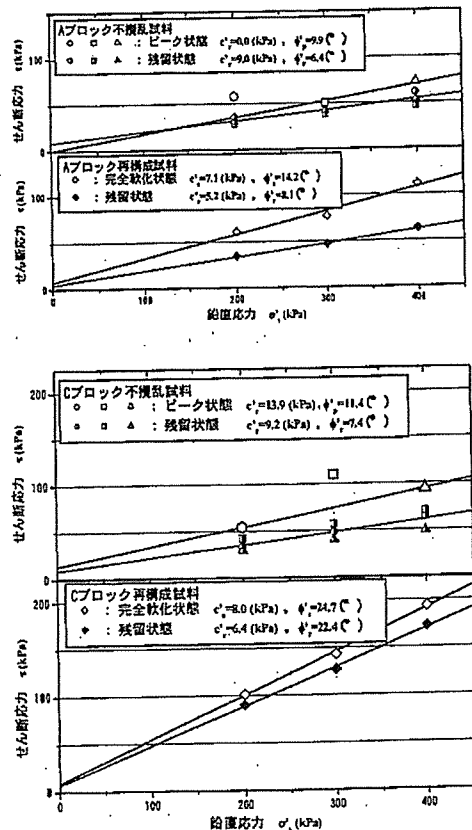


図-3 繰返し一面せん断試験結果

はすべり面粘土の強度特性を反映しなかったものと考えられる。

(2) 鉛直応力-間隙比関係による評価

三田地らは正規圧密線と残留状態に対応する $e-\log \sigma'$ 線が平行と仮定すると、ピーク・完全軟化・残留状態の強度パラメータの相互関係から、残留状態のせん断抵抗角 ϕ_r は Hvorslev の有効せん断抵抗角 ϕ_e と等しいことを誘導している²⁾。

今回の試験での再構成試料より得られた正規圧密線と、不攪乱・再構成試料の残留状態の鉛直応力-間隙比関係を図-4 に示す。不攪乱試料の残留状態の $e-\log \sigma'$ 関係では、ピーク強度の異なるAブロックの $\sigma'_{v0} = 200$ kPa に対応する点 (○) およびCブロックの $\sigma'_{v0} = 300$ kPa に対応する点 (□) のデータは残りの2点のデータの傾きからは大きく外れており、この点を除いた $e-\log \sigma'$ 線の傾きを用いて検討した。両ブロックを比較すると、Aブロックでは不攪乱・再構成ともに残留状態の $e-\log \sigma'$ 線の傾き (λ_{r-Re} , λ_{r-Re}) が正規圧密線の傾き (λ) と等しいが、Cブロックでは再構成の残留状態の $e-\log \sigma'$ 線の傾き (λ_{r-Re}) は λ とほぼ等しいのに対し、不攪乱の残留状態の $e-\log \sigma'$ 線の傾き (λ_{r-Re}) は λ とは大きく異なっている。

今回の試験結果においては、不攪乱・再構成試料の残留強度が一致した場合 (Aブロック) では、正規圧密線と残留状態の $e-\log \sigma'$ 線が平行であったが、不攪乱・再構成試料の残留強度が一致しない場合 (Cブロック) では、不攪乱の残留状態の $e-\log \sigma'$ 線が正規圧密線と平行にならなかった。また、残留強度が一致する不攪乱試料においても、ピーク強度が異なる試料では残留状態の $e-\log \sigma'$ 関係が異なる結果となった。以上から、残留状態の $e-\log \sigma'$ 関係がせん断試験による強度パラメータの妥当性を評価する有効な指標となる可能性がある。

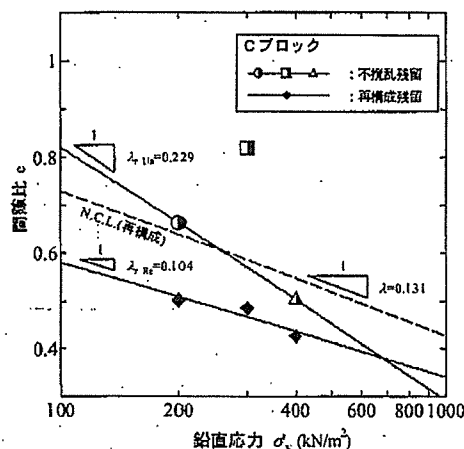
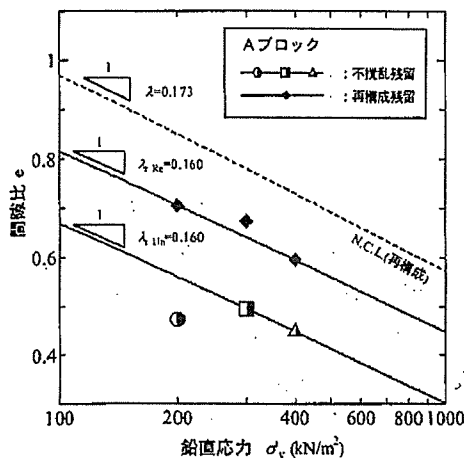


図-4 鉛直応力～間隙比関係

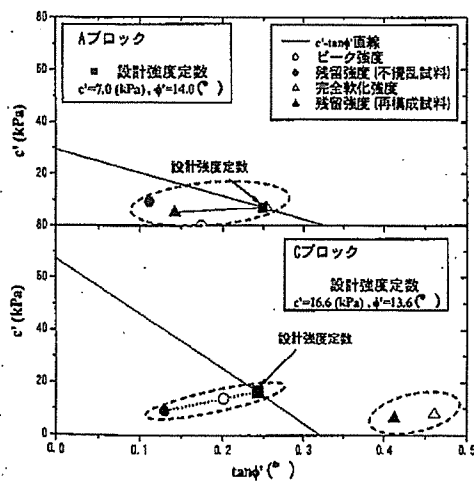


図-5 SPLICE法によるすべり面の強度定数

5 設計用強度定数の決定

三田地らによる SPLICE 法³⁾を用いすべり面の強度定数を図-5 のように決定した。すべり面粘土層が厚

く、すべり面付近の粒度・構成鉱物・スメクタイト含有率が均一な A ブロックでは、不攪乱・再構成試料の残留強度がほぼ一致し、正規圧密線と残留状態の $e-\log \sigma'$ 線が平行となった。そこで、不攪乱・再構成の両面から強度定数を評価し決定した。

一方、すべり面粘土層が薄く、すべり面付近の粒度・構成鉱物・スメクタイト含有率が不均一な C ブロックでは、不攪乱・再構成試料の残留強度が異なり、正規圧密線と残留状態の $e-\log \sigma'$ 線の傾きも異なっていた。そのため、再構成試料の残留強度が $Fs=1.0$ となる $c-\tan \phi'$ 線から大きく外れすべり面の強度を代表していないことから、不攪乱試料の結果を用いて強度定数を決定した。

6 おわりに

古第三紀泥岩分布域の 2 つの地すべりにおける強度定数の検討を行った結果、もともと粘土化しやすい特徴を持つ凝灰岩層をすべり面とする地すべり (A ブロック) では、すべり面周辺は均一な粘土層を形成しており、不攪乱・再構成試料の両方により強度定数を評価することが可能であった。

一方、地すべり運動によりすべり面のみが粘土化する地すべり (C ブロック) では、薄層の地すべり粘土層の周辺は不均一であり、再構成試料はすべり面粘土の強度特性を反映せず、不攪乱試料による強度の評価が必要であった。

謝辞

本報告をまとめるにあたり、北海道札幌土木現業所長沼出張所には貴重な資料を使用させていただいた。ここに記して感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 例えば、(社)日本地すべり学会 (2005) , 日本地すべり学会誌「目で見えるすべり面シリーズ」 Vol. 42, No. 1-4
- 2) T.Mitachi et al. (2003) , Determination of strength parameters for landslide slope stability analysis by laboratory test and inverse calculation engagement , Journal of the Japan Landslide Society , Vol. 40 , No. 2 , pp. 105-116
- 3) 三田地ら (2004) 多段載荷繰り返し一面せん断試験による粘土の残留強度評価, 第 43 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 263-266

繰り返し一面せん断試験に基づく強度パラメータに及ぼす諸要因の検討

北海道大学大学院 ○学生会員 梅谷 晋平
(株)ドーコン 正会員 高橋 秀彰
北海道大学大学院 国際会員 三田地利之

1. はじめに

地すべり対策工の設計に際し、従来せん断試験結果に基づく強度パラメータが用いられる機会はきわめて限られていた。この原因には、強度定数が試料の採取位置によってばらつくものと認識されてきたことやせん断試験結果の信頼性が低いとする誤解、設計指針類に室内せん断試験結果を用いるように規定されていないことなどから $c'_0 \cong d$ (c'_0 : 地すべり面上で発揮されると想定される粘着力(kN/m^2), d : 地すべり土塊の最大層厚(m))とする仮定を併用した逆算法(以下 $c = d$ 法)が地すべり対策工設計に用いられている。しかし、近年の技術進歩と試験基準の整備によって事情は変わってきており、室内試験結果を取り入れた地すべり対策工設計用の強度パラメータ決定法も提案されており、筆者の一人は室内試験結果を逆算法と結びつけた強度パラメータの決定法(以下 SPLICE 法と略記)¹⁾を提案している。このような背景から筆者らは、各種状態強度パラメータに影響を及ぼす諸要因の検討、地すべり面付近からの採取試料を用いたせん断試験結果を逆算法と結びつけることによる地すべり対策工設計用の強度パラメータ決定法について研究を進めてきた。

本論文では、これまで積み重ねてきた強度パラメータに及ぼす諸要因の検討結果やそこから得られた問題点を挙げるとともに、新たに得られた地すべり試料の結果を加え、現状でせん断試験結果から得られる情報を基に決定される設計強度定数と従来の方法とを比較考察し報告する。

2. 強度パラメータに影響を及ぼす要因

2.1 残留状態せん断抵抗角に及ぼすせん断速度の影響

残留強度に及ぼすせん断速度の影響についてこれまで種々の研究が行われ、粘土によってせん断速度の変化に伴い残留強度が増加・減少・不変なものがあると報告されている。これまでの研究成果^{2), 3)}によれば、残留強度が速度の影響を受けるメカニズムは不明だが、その増減の割合は非常に小さなものであり実際の現場で生じている地すべり速度の範囲(0.001mm/min~0.35mm/min)⁴⁾においては無視できる程度で、極端に早い速度でなければ残留強度に及ぼす影響は少ないとしている。この考えを基に、後述のようにピーク強度を測定する初回と残留強度を測定する最終回を除き、せん断速度を早めることによって試験期間の大幅な短縮を可能にしている。

2.2 応力履歴の影響

正規圧密および過圧密状態の粘土試料のピーク時のせん断抵抗力を比較すると、過圧密状態にある試料が大きな値を示すことは知られていたが、残留状態での強度への影響については確認されていなかった。残留状態でのせん断面付近の粘土は長期間のせん断により粒子構造が破壊、再配向されるため応力履歴による影響が解消されているという考えから、伊藤ら³⁾は3種類の試料を用いて正規圧密状態、過圧密状態のせん断抵抗と累積変移関係について調べた結果、残留強度は応力履歴の影響を受けないことが分かった。このことより、後述する多段載荷せん断試験を提案している。

2.3 残留状態せん断抵抗角に及ぼす粒度組成、スメクタイト含有量の影響

1) 粒度組成について

残留状態におけるせん断は粘土粒子表面間あるいは粒子表面-水との摩擦現象と考えられることから、伊藤ら³⁾は粘土分含有量、シルト分含有量、砂分含有量と残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r との関係調べた。その結果、粘土分含有量が増加すると若干のばらつきはあるものの ϕ'_r は減少傾向にあるとしている。粘土分含有量と ϕ'_r との関係については第5章にて後述する。一方、シルト分含有量、砂分含有量についても同様に傾向を調べたがともに相関性は乏しかった。

2) スメクタイト含有量について

スメクタイトは膨潤性粘土鉱物であり地すべり粘土によく含まれていることが知られている。山崎らの研究⁴⁾によれば、リングせん断試験機を用いたモンモリロナイト・イライト混合試料より、モンモリロナイトの残留強度に支配されたすべり面の構造特性として、すべり面構成粒子による定向配列挙動のみならず、すべり面へモンモリロナイトが滲出・

Factors affecting strength parameters based on the reversal direct box shear tests

S.Umetani (Graduate student, Hokkaido University), H.Takahashi (Docon Co.,Ltd) and T.Mitachi (Graduate school of Engineering, Hokkaido University)

凝集するメカニズムによって残留強度への強度低下が生じる可能性がある」と指摘し、モンモリロナイト含有量が約30%を超えると、モンモリロナイトに支配された値を示すと報告している。スメクタイト含有量と残留状態せん断抵抗角 ϕ' との関係を調べた結果については第6章で述べる。

2.4 残留状態強度線の湾曲化に及ぼす応力レベルの影響

粘土のせん断抵抗力はせん断面に作用する垂直応力と比例関係にあることが知られている。しかし、残留状態強度線については、その湾曲性についてしばしば指摘がされている。この原因として、大変位せん断を受けてせん断抵抗力が収束した状態において、高い応力域でのせん断におけるせん断面では、粒子配向度が低い応力域でのせん断におけるせん断面に比べて進んでおり、せん断面で発揮されるせん断抵抗力が低くなるのが原因だと考えられている。このような背景から伊藤ら^{2),3)}は、数種の地すべり試料を用いて各応力レベル(30~50kPa、200~400kPa、30~400kPa)での強度パラメータを決定した。一般に残留状態での粘着力は存在しないとされているが、伊藤らの実験結果によれば高応力域の結果に基づいて強度パラメータを決定すると粘着力が存在し、逆に低応力域の結果からは粘着力はほぼ無いという結果を得ることが分かった。これらをまとめると、応力レベルの違いによるせん断面の粒子配向度の違いにより残留状態強度線が湾曲化する可能性があるため、現場の地すべりの土被りが薄い場合においては残留状態強度パラメータの扱いに注意が必要である。

3. 繰り返し一面せん断試験概要

2.1 および2.2の結果を受けて、本研究ではまず、両面排水の下、圧密速度2.0kPa/min(除荷時は1.0kPa/min)で所定の圧密応力まで圧密し、3t法により圧密を打ち切っている。圧密後、せん断過程に入り、片振幅6mm(繰り返し回数1回で累積変位24mm)で計10回(累積変位で240mm)せん断している。1回目と10回目のせん断速度を0.02mm/min、2~9回目のせん断速度を1.0mm/minとしている。なお上下せん断箱の間隔を0.2mm、供試体は高さ20mm、直径60mmの円盤状に成型したものを使用している。また、全ての試験において少量の試料で強度パラメータを求めることを目的とした多段載荷せん断試験を行う⁶⁾。多段載荷せん断試験とは、まず上記の繰り返し一面せん断試験で10回のせん断を行った後、垂直応力を400kPaまで載荷して繰り返しせん断し、さらに300kPaまで除荷して繰り返しせん断、同様に200kPaまで除荷して繰り返しせん断というように1つの供試体について、垂直応力を除荷する方向で(このようにすれば応力履歴の影響を受けない)多段階の繰り返しせん断を行う試験である。

4. 試料説明

今回用いた試料は以下の3地すべり試料である。Table 1に粒度分布、スメクタイト含有量を、Table 2に繰り返し一面せん断試験、多段載荷せん断試験から決定した試料毎の強度パラメータを示す。C地すべり試料のピーク状態強度パラメータは供試体ごとで得られた値が過度にばらついたため決定に至っていない。

① A・B地すべり

夕張市富野地区の異なる二つの地すべりから試料採取した。現場周辺の地質は古第三紀の泥岩(幌内層)が分布し、多数の地すべりが存在する。A地すべりは長さ約170m、幅約180m、深さ15mの崩積土すべりで、すべり面には約20cmの凝灰岩層を伴い、すべり面上には鏡肌が認められる。地すべり土塊は分化が進み、複数の小ブロックに分割され内部を構成する泥岩は凝灰岩質で粘土化しやすい性質をもつ。B地すべりは長さ約230m、幅約120m、深さ約30mの風化岩

Table 1 Index properties

	A地すべり		B地すべり		C地すべり	
	不攪乱試料	再構成試料	不攪乱試料	再構成試料	不攪乱試料	再構成試料
礫分 (%)	0.6	0.0	0.8	0.0	8.0	0.0
粗砂分 (%)	1.4	0.0	2.3	0.0	6.1	0.0
中砂、細砂分 (%)	12.3	18.1	9.5	14.6	21.9	4.2
シルト分 (%)	30.1	27.9	0.1	23.1	26.7	10.3
粘土分 (%)	55.6	54.0	87.3	62.3	37.2	75.5
スメクタイト含有量 (%)	42.5	37.1	24.2	16.8	10.0	14.3

Table 2 Strength parameters

		A地すべり		B地すべり		C地すべり	
		c'(kPa)	ϕ' (°)	c'(kPa)	ϕ' (°)	c'(kPa)	ϕ' (°)
不攪乱試料	ピーク強度	0.0	9.9	13.9	11.4		
	残留強度	9.0	6.4	9.2	7.4	0.0	12.1
再構成試料	完全軟化強度	7.1	14.2	8.0	24.7	0.0	15.7
	残留強度	5.2	8.1	6.4	22.4	8.3	9.1

すべりで、すべり面上位は主に風化泥岩からなり、土砂化した部分と亀裂質な岩片が混在している。また凝灰岩層は認められない。粒度分布、構成粘土鉱物はA地すべりではほぼ均質であり、B地すべりは不均質である。両地すべりとも集水井施工時に、不攪乱試料は一辺約30cmの土塊をブロックサンプリングにて採取し、再構成試料はすべり面付近から採取した試料より425 μ mフルイ通過分を予圧密して用いた。

② C地すべり

現場周辺の地質は第三紀層やハッタオマナイ層が広がっており、すべり面は第三紀層とハッタオマナイ層との境界付近であるとみられる。すべり面上位は緑泥石やイライトからなり、すべり面下位は破碎した泥岩で構成されており、すべり面下位の方が上位に比べ新しい時代の地層で出来ており逆転した地層になっている。不攪乱状態の試料は、切り土の面に現われたすべり面付近で、30cm程度に切断したシンウォールチューブを人力で押し込んで採取したもので、再構成状態の試料は下部すべり面付近から採取した試料より425 μ mフルイ通過分を予圧密して用いた。

5. 粒度組成が残留状態せん断抵抗角に及ぼす影響

Fig.1に今回扱った3地すべり試料と過去の研究^{2),3)}の地すべり試料から得られた粘土含有量と残留状態せん断抵抗角を示す。若干のばらつきはあるものの粘土含有量が増加するとともに残留状態せん断抵抗角は減少傾向にあると言える。この結果は、地すべりの滑動による粒子破碎、地下水の影響による風化や変質、スレーキング等によりすべり面に粘土粒子が生成、集積することによりすべり面強度の低下を招く可能性を示唆する。この考えを基に、A、BおよびC地すべりの不攪乱・再構成試料から求めた残留状態せん断抵抗角について以下のように考察した。

A地すべり、C地すべりでは不攪乱試料と再構成試料から

得られた残留状態強度パラメータは近い値を示したが、B地すべりの不攪乱試料と再構成試料により得られた残留状態強度パラメータにはかなりの差異が見られた。この原因として、不攪乱試料のすべり面と再構成試料の粘土含有量の違いが考えられる。B地すべりは不攪乱試料の粘土分が再構成試料の粘土分より卓越していることが原因のひとつと思われる。

B地すべり不攪乱試料について試験後の供試体断面を顕微鏡観察により最大粒径を調べたものをFig.2に示す。Fig.2よりB地すべりの不攪乱試料のせん断面付近の最大粒径は約50 μ mであり、再構成供試体の場合は全体的に約200 μ mであった。一方C地すべりの場合、不攪乱試料の粘土分と再構成試料の粘土分はかなり異なるにもかかわらず、残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r にはB地すべりほどの違いは見られない。これは不攪乱試料の繰り返し一面せん断試験ではすべり面をせん断するように供試体作製をするため、粒度試験で得られる粘土含有量より、せん断強度に影響を及ぼす範囲内では粘土分が多く存在していると考えられ、再構成試料よりも粘土含有量が低いからといって一概に残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r の差異が生まれるとは限らないと考えられる。したがってA地すべりのような均質な地すべり粘土層を有する地すべりでは、不攪乱試料と再構成試料の試験結果が一致しやすく、B地すべりのような泥岩内部にすべり面が存在し、地すべり粘土層が非常に薄く、その上下部の物性が大きく異なる地すべりでは、不攪乱試料と再構成試料の試験結果が一致しづらいと考えられる。

6. スメクタイト含有量が残留状態せん断抵抗角に及ぼす影響

Fig.3に今回の3つの地すべり試料と過去の研究³⁾で得られたスメクタイト含有量と残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r の関係を示す。スメクタイト含有量はメチレンブルー吸着法により求めており、第2章3-2)にあるモンモリロナイトと今回の試験で求めたスメクタイトは同様の膨潤性粘土鉱物としてみなす。当研究室の過去の値³⁾は山崎らの報告と同様にスメクタイト含有量が増加するにつれ残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r が低下し約30%を超えるあたりから低下が見られなくなる。

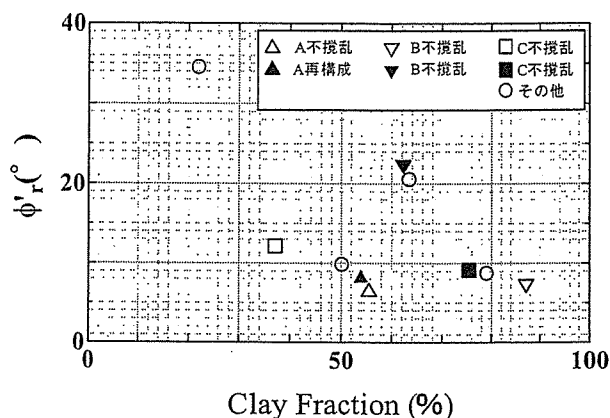


Fig.1 ϕ'_r ~Clay fraction relationship

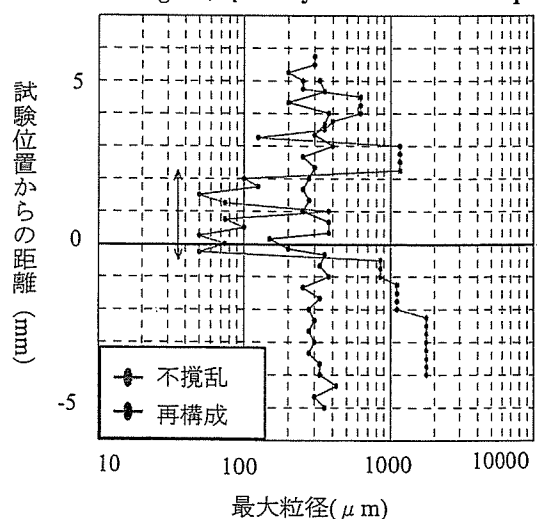


Fig.2 Grain size distribution

今回の A、B、C 地すべり試料については、過去の値に比べ全体的に残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r がスメクタイト含有量に比べて小さいものの同様の傾向を示している。スメクタイト含有量が少ない試料ではそれぞれの試料の構成鉱物の違いや、含まれる砂分の形状や粒径の違いからスメクタイト以外の成分が ϕ'_r に大きく影響し、スメクタイト含有量がある一定量を超えるとスメクタイト固有の ϕ'_r に収束すると考えられる。山崎の試験で用いた試料は純粋なモンモリロナイトとイライトの混合試料によるものであったが、今回の 3 地すべり試料、過去のデータも地すべり粘土であり、自然土においてもスメクタイト含有量と残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r には相関関係が認められ、スメクタイト含有量の測定は残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r を推測する一つの指標になり得ると考えられる。

7. 不攪乱試料の供試体作製におけるすべり面と試験位置

Fig.4~Fig.6 は A・B 地すべり、C 地すべりの不攪乱試料を用いた繰り返し一面せん断試験結果のせん断応力(τ)~水平変位(δ)関係の一例を示したものである。Fig.4(a)、Fig.5(a)は繰り返しせん断一回目の $\tau \sim \delta$ 関係とそれ以降の繰り返しせん断における $\tau \sim \delta$ 関係にほとんど差が見られず、ピーク状態せん断強度 τ_p と残留状態せん断強度 τ_r の差が小さい。実際の地すべりでは、過去に大きなせん断変位を経験しているため粒子構造が破壊され、粒子の再配向がほぼ完了していると考えられるため、Fig.4(a)、Fig.5(a)のような $\tau \sim \delta$ 関係を示す場合は、鏡肌面でせん断が行われたケースと考えられる。一方、Fig.4(b) Fig.5(b)では初回のせん断で大きなせん断応力を示したのち、2 回目以降はせん断応力が徐々に減少しており、ピーク状態せん断強度 τ_p と残留状態せん断強度 τ_r の差が大きい。Fig.4(b) Fig.5(b)のような $\tau \sim \delta$ 関係を示す場合は、すべり面粘土内でせん断は行われているが鏡肌面と試験位置が完全には一致していないと考えられる。

B 地すべりの試験後の供試体を用いて薄片処理後の断面写真を Fig.7 に示す。Fig.7(b)より Fig.5(a)の供試体はすべり面と試験位置が一致しており、Fig.7(c)より Fig.5(b)の供試体は

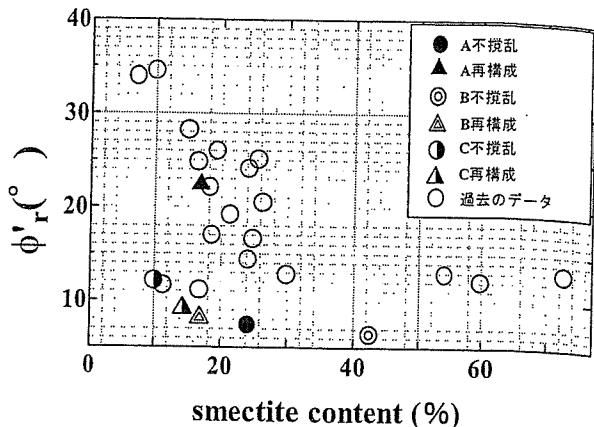


Fig.3 $\phi'_r \sim$ smectite content relationship

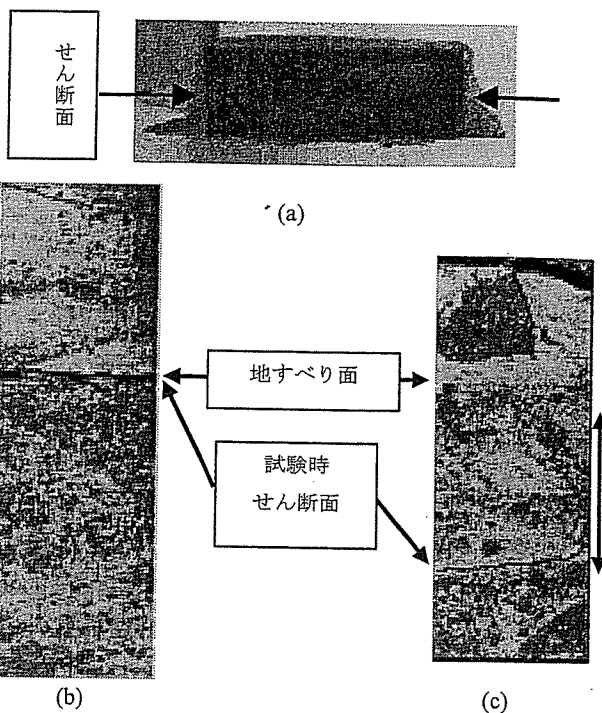


Fig.7 Degree of coincidence of sliding surface with shear plane at the test

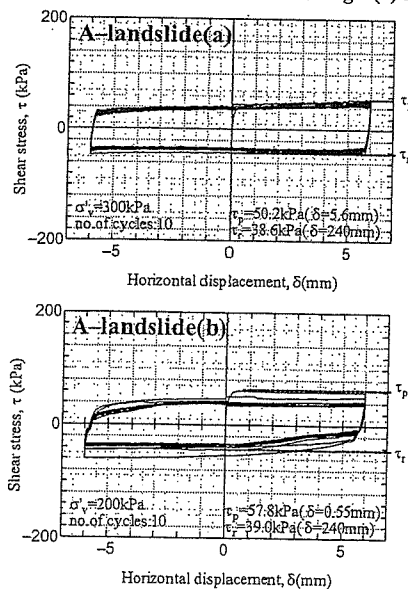


Fig.4(a),(b) $\tau \sim \sigma$ relationship

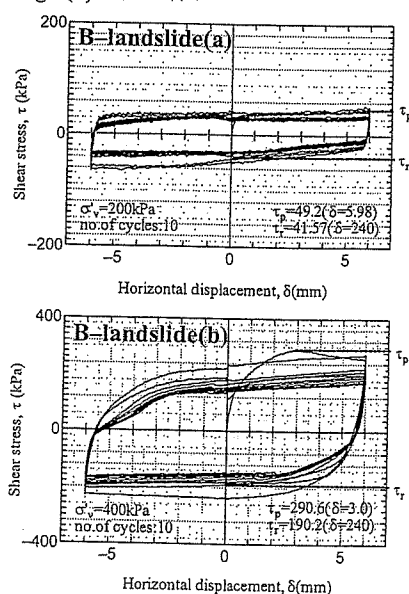


Fig.5(a),(b) $\tau \sim \sigma$ relationship

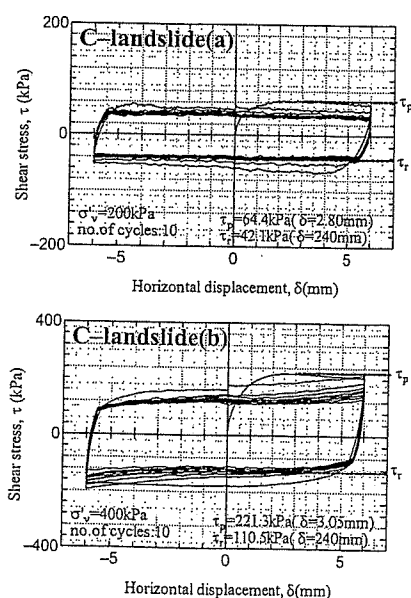


Fig.6(a),(b) $\tau \sim \sigma$ relationship

不一致であったことを確認している。このような理由からC地すべりの Fig.6(a)は Fig.4(a)、Fig.5(a)に比べると若干異なるが、すべり面と試験位置がほぼ一致したと考え、Fig.6(b)は不一致だと判断した。不攪乱試料のすべり面は粘土分が多く含まれるが、少しずれると砂分やレキ分が多くなるため供試体作製の精度によってピーク状態せん断強度パラメータにバラツキが生じやすい。特にすべり面粘土層が薄く、上下の層と大きく物性が異なるような試料の場合は試験後の供試体観察などを用いた確認が重要である。

8. 室内試験を基にした設計強度定数と従来法との比較

Fig.8~Fig.10にA・B地すべり、C地すべり試料の繰り返し一面せん断試験より求めた各種状態強度パラメータを用い、SPLICE法を適用して求めた設計用強度定数を示す。またSPLICE法とc=d法それぞれから求めた設計強度定数をTable 3に示す。

B地すべり、C地すべりにおいて、試験結果から得られた各状態強度パラメータを結んだ線が $c' - \tan \phi'$ 直線と明確に交差しなため設計強度定数は \odot で囲んだ範囲から算定した。B地すべりの再構成試料から得られた完全軟化・残留強度パラメータは上記に述べたように過剰に大きいと判断し、現場の強度を反映していないと思われるため設計強度定数の算定には用いていない。

SPLICE法により得られた設計強度定数とc=d法の設計強度定数と比較すると、A、B、C地すべりのすべてにおいてSPLICE法により求めた設計強度定数は粘着力 c' が小さく、せん断抵抗角 ϕ' は大きいという結果が得られた。この原因として、SPLICE法は試験から得られたピーク強度パラメータ、完全軟化強度パラメータ、残留強度パラメータをそれぞれ結んだ線と $c' - \tan \phi'$ 線との交点で設計用強度定数を決めるが、今回の試料から得られたピーク強度パラメータ (C地すべりは未定) はいずれも比較的小さかった結果、交点の座標値はc=d法に比べて右下方に位置することになる。すなわちピーク強度パラメータが小さい場合、ピーク・完全軟化・残留強度パラメータをそれぞれ結んだ線と $c' - \tan \phi'$ 線との交点は、粘着力 c' は小さく、せん断抵抗角 ϕ' は大きくなる。

なお、ピーク強度パラメータが小さいのは第7章で述べたように、不攪乱試料の供試体作製にあたって現場のすべり面に可能な限り近づけてせん断するようにしたためで、今回求めたピーク強度パラメータは過去の滑動によって一旦残留状態に近づきその後の回復により増大した強度に相当する。したがって、今回の求めたピーク強度パラメータと残留強度パラメータとを結ぶ線の周辺に現場すべり面の平均的な強度があると考えられることからSPLICE法の趣旨に適合し、決定した設計用強度定数は十分な精度を持つものとみることができる。

Table 3 Design strength

	A地すべり		B地すべり		C地すべり	
	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
SPLICE法	7.0	14.0	16.6	13.6	2.6	11.1
c=d法	15.0	9.1	25.0	11.3	10.0	6.1

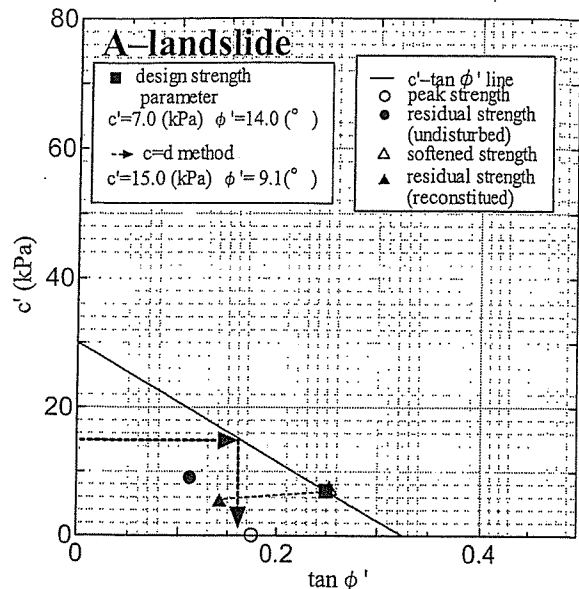


Fig.8 $c' - \tan \phi'$ relationship

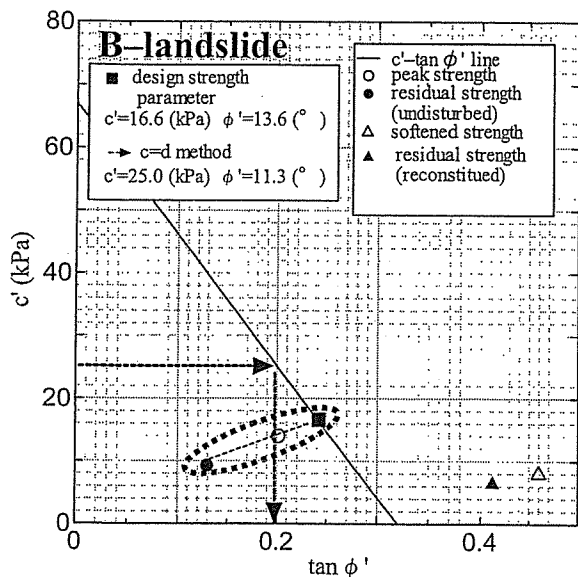


Fig.9 $c' - \tan \phi'$ relationship

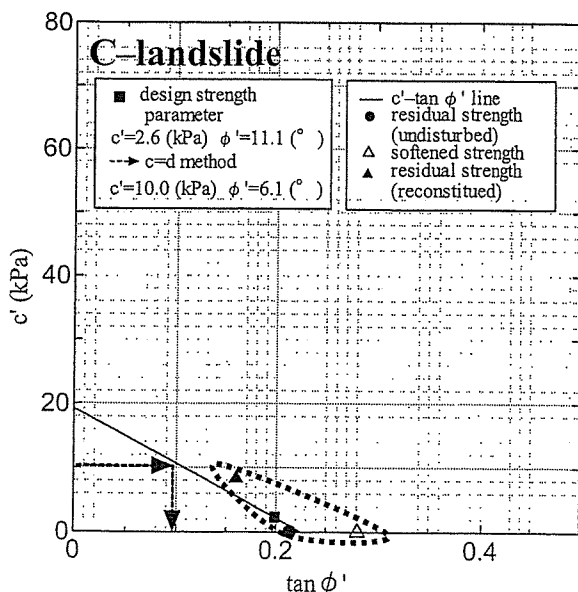


Fig.10 $c' - \tan \phi'$ relationship

9.まとめ

これまで $c = d$ 法が多くの現場で用いられてきた背景として、迅速かつ簡単に設計用強度定数の決定が出来、誰でも同じ結果を得られることが挙げられる。ただし、その前提条件は想定したすべり面の位置が正確であることと、 $c = d$ とする経験則が常に成立することである。

室内試験結果に基づく設計強度定数決定法は $c = d$ 法より簡便さに欠けるが、上述のような強度パラメータに及ぼす要因を考慮することで理論的に現場の地すべりの強度パラメータを正確に求めることが可能であり、地すべり対策工設計用強度定数の決定法として有用である。

<参考文献>

- 1) Mitachi, T., Kuda, T., Okawara, M. and Ishibashi, M.: Determination of strength parameter for landslide slope stability analysis by laboratory test and inverse calculation engagement, 地すべり学会誌, Vol.40, No.2, pp.1-12, 2003.
- 2) 石橋正弘・三田地利之・九田敬行・伊藤裕之: 逆算法と室内試験による地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 43 号, pp.249-254, 2003.
- 3) 伊藤裕之・三田地利之・鷺隼人: 繰り返し一面せん断試験による残留強度に及ぼす諸要因と強度パラメータの評価, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 44 号, pp.241-246, 2004.
- 4) Skempton, A.W. : Residual Strength of Clay in Land-slides, Folded Strata and the Laboratory, Geotechnique, Vol.35, No.1, pp.3-18, 1985
- 5) 山崎考成: 再活動地すべりにおけるせん断帯の構造と土質特性に関する研究, 佐賀大学博士論文, 2000.
- 6) 鷺隼人・三田地利之・高橋秀彰・梅谷晋平: 繰り返し一面せん断試験による地すべり対策工設計用強度パラメータ決定法の適用例, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 45 号, pp.1-6, 2005.

原子間力顕微鏡による異なる温度条件下での高純度粘土の摩擦力・粘性係数測定

岩手大学大学院 ○学生会員 久 常 雄大
 岩 手 大 学 国際会員 大河原 正文
 北海道大学大学院 国際会員 三田地 利之

1. はじめに

粘土の残留強度とは、大きなせん断変形を受けて残留状態に至った時点での最小せん断強度で鏡肌を呈する地すべりのすべり面強度に相当するとされている。残留状態に至ったせん断面はせん断方向への粒子配向がほぼ終了していることから、残留状態でのせん断現象は平滑な粘土粒子表面間の摩擦現象であると理解される¹⁾。従来、粘土の残留強度は主として一面せん断試験や三軸試験などの室内要素試験によりセンチメートルオーダーの供試体を対象として求められている。

ところで、マイクロからナノサイズでの表面の物性を測定することができる装置として原子間力顕微鏡がある。原子間力顕微鏡 (Atomic Force Microscope : AFM) は、試料表面にマイクロサイズの探針を接触させスキャンすることにより、原子サイズの形態情報などを測定する装置である。AFMにおいて注目すべきは、試料表面の摩擦力や様々な物性を測定できることで、これにより例えばマイクロサイズでの土粒子表面の摩擦力や粘弾性を直接測定できる。したがって、室内要素試験による残留強度をマクロな摩擦力、AFMによる摩擦力をマイクロな摩擦力と考えることができよう。本研究では、粘土の残留強度発現機構を解明するためのアプローチとして、AFMにより粘土粒子表面の物性を測定し、粘土のマイクロ領域における摩擦特性を検討した。

AFM²⁾とは、カンチレバーと呼ばれる小さな突起先端 (探針) と試料表面の間に働く原子間力をカンチレバーの変形として測定する顕微鏡である。本研究で使用した AFM は図1に示した通り、カンチレバーの背面に斜めからレーザー光を照射して、カンチレバーの変形に伴う光の反射角変化を測定する光てこ方式と呼ばれる装置である。また、本研究では対象物の物性と測定項目を考慮して、動作方式はコンタクトモード、液中コンタクトモード、タッピングモードとした。コンタクトモードは探針を試料表面に接触させて直接スキャンし、カンチレバーのたわみやねじれから試料表面の凹凸情報および摩擦力を測定する動作方式である。液中コンタクトモードはコンタクトモードと基本的に同じであるが、試料を水または溶液で覆うことで液中での物性を測定できる。タッピングモードはカンチレバーに一定の周期で振幅を与え、試料表面に探針を周期的に接触させることで試料表面への破壊を最小限に抑えるとともに、カンチレバーの振幅の変化から試料表面の凹凸情報および粘弾性情報などを得ることができる。図2に各動作方式の測定原理を示す。なお、本研究で対象とする領域は、使用した AFM の性能から長さはマイクロメートル ($1\mu\text{m}=0.001\text{mm}$) オーダー、力はナニュートン ($1\text{nN}=1\times 10^{-9}\text{N}$) オーダーである。

本研究の目的は、①粘土の高湿度条件下および液中での摩擦力の測定、②異なる温度条件下での粘土の摩擦力の測定、③異なる温度条件下での粘土の粘性測定である。

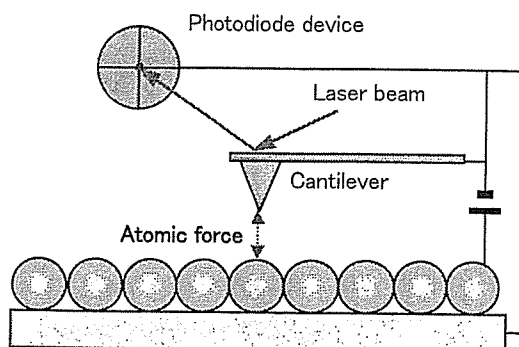


図1 原子間力顕微鏡の動作原理

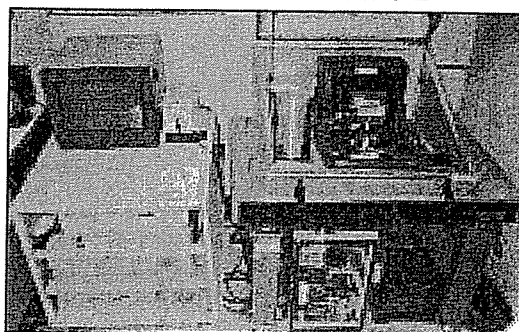


写真1 原子間力顕微鏡

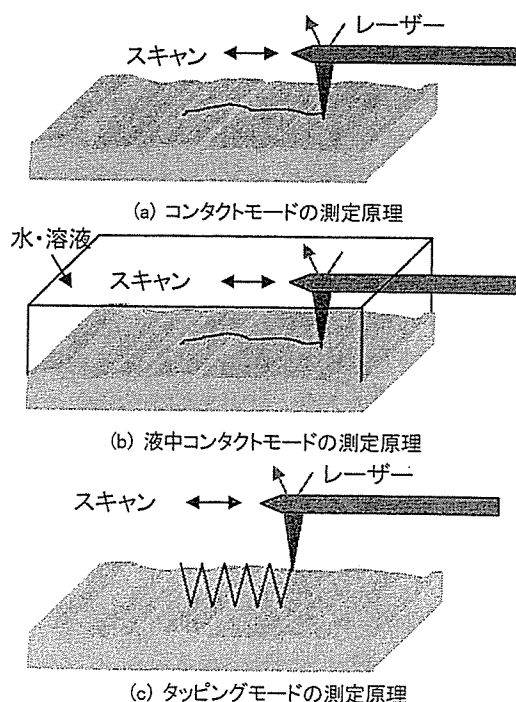


図2 AFMの動作方式の原理

Measurements of Frictional Force and Coefficient of Viscosity of Pure Clay Minerals under the Different Temperature Conditions using AFM
 Takehiro HISATSUNE (Graduate Student, Iwate University), Masafumi OKAWARA (Iwate University), Toshiyuki MITACHI (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)