

地すべり斜面の安定性評価に用いる強度定数の考え方

Shear Strength Parameters Required for Evaluation of Stability of Slopes

宜 保 清 一*

1. はじめに

地すべり・崩壊の安定解析において重要なことは、すべり面の位置とすべり面土・岩のせん断強さを把握することであるにもかかわらず、せん断試験が十分に活用されていないのが現状である。この原因として、強度を低下させる進行性破壊のメカニズムの不明確さや土質の不均一性に由来する問題点があること、すべり面土・岩のせん断強度特性が解明されていないこと、実験パラメーターを導入したより合理的な設計強度パラメーターの算定法が確立されていないことなどが挙げられる¹⁾。

一般に、不攪乱の土・岩塊を所定の荷重のもとで排水せん断すると、変位（ひずみ）の増加とともに応力は上昇して比較的高いピークを示す。通常、そのピーク値はせん断強さとしてパラメーターを得ているが、これは、せん断面が十分に形成されていない状態の圧縮またはせん断の破壊強さであって、地すべりで動員される平均すべり面強さとは大きな隔たりがある。そこで、せん断面形成後のせん断挙動を調べるために、大変位の可能なリングせん断試験機を用いてせん断を継続すると、応力は漸減し、最終的には残留状態に至る。また土・岩のスラリー試料を正規圧密してからせん断を与えた場合は、まず小さなピークが出現し、最終的には塊状と同様な残留状態に到達する。このように、同一の土・岩塊であっても、塊状の示すピーク強さ、スラリー状の場合の完全軟化強さ、せん断面形成後における残留強さといったように種々異なる。他方、地すべり防止工では、経験的に設計強度パラメーター（平均すべり面強度パラメーター）を大方 $\bar{c}'=1\sim 2 \text{ tf/m}^2$, $\bar{\phi}'=5\sim 20^\circ$ のような低い範囲に納めている²⁾。

これらの事実を基にすれば、すべり発生には、すべり面強さを低減させるもの、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ると言える。したがって、すべり面の各部においては土・岩の状態によって残留強さ、ピーク強さ、完全軟化強さのいずれかが動員されることになるので、それらの強度特性を明らかにし、適切なパラメーターを選定することが重要となる。

2. 設計強度パラメーターの算定法^{1),3)}

地すべり設計強度パラメーターの決定に際しては、通常、逆算法から計算される強度パラメーター c' , ϕ' のうちいずれか一方を仮定して他方を求めていて、実験結果は解析のための単なる参考資料となっている。そこで、より正確な安定解析とするためにはサンプリング技術の向上やせん断試験法の改善および地すべり解析の経験等の成果を取り入れる必要がある。すなわち、すべりゾーンが単に破碎されているだけか、完全軟化の状態か、スリッケンサイド（鏡肌）を呈した線状の状態か、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に地質・構造特性を加味してパラメーターを決定すれば、一層信頼性の高い評価が可能になる。

筆者は、先にすべり動態やすべり面の状態に着目して設計強度パラメーターの算定方法を提案した¹⁾。これは、実際の地すべり移動層についての $c'-\phi'$ 関係と実験パラメーターの組合せを基本に、モール・クーロンの式や残留係数を導入して、平均すべり面強度パラメーターを決定しようとするもので、すべりの形態を4つのタイプに分け、それぞれに適合する算定式を与えている。

I型地すべり：スリッケンサイドの形成されている線的な不連続面を主すべり面とし、一部が破碎岩層を切る移動量の小さい初生すべり。

例えば、沖縄、島尻層泥岩地帯の地すべりや崩壊では、すべり面形成に対してその地質構造的要因がかなりの部分支配的になっている⁴⁾。特に岩盤性の初生すべりは節理などの不連続面が潜在すべり面となって発生するものであるため、移動量が小さい場合、 $c'-\phi'$ 関係やボーリング・コア等から判断して、すべり面の一部に破碎ゾーンが残存し、滑動力に抵抗していることが多いようである。このような地すべりでは、滑動力に抗して不連続面の残留強さ τ_r (パラメーター c_r' , ϕ_r') と破碎ゾーンのピーク強さ τ_f (c_f' , ϕ_f') が同時動員されるので、平均すべり面強さ \bar{c}' , $\bar{\phi}'$ は両者の間に位置することになる。すなわち、Skempton⁵⁾ の残留係数 R の次式に

$$R = (\tau_f - \bar{c}') / (\tau_f - \tau_r) \dots\dots\dots(1)$$

モール・クーロンの式

$$\tau_r = c_r' + \sigma' \cdot \tan \phi_r' \dots\dots\dots(2)$$

*琉球大学助教授 農学部農業工学科

$$\tau_f = c_f' + \sigma' \cdot \tan \phi_f' \dots\dots\dots(3)$$

を代入し、平均すべり面強さの式

$$\bar{\tau} = \bar{c}' + \bar{\sigma}' \cdot \tan \bar{\phi}' \dots\dots\dots(4)$$

と対応させれば、パラメーター \bar{c}' および $\bar{\phi}'$ の式が得られる。

$$\bar{c}' = R \cdot c_r' + (1-R) \cdot c_f' \dots\dots\dots(5)$$

$$\tan \bar{\phi}' = R \cdot \tan \phi_r' + (1-R) \cdot \tan \phi_f' \dots\dots\dots(6)$$

さらに、逆算法によって求められる $c'-\phi'$ 関係式 $c' = -a \cdot \tan \phi' + b$ において $a = \bar{\sigma}'$ 、 $b = \bar{c}'$ であることを考えれば、すべり面付近採取試料の残留およびピーク強度パラメーターとモール・クーロンの式から平均有効垂直応力 $\bar{\sigma}'$ に対応する τ_r および τ_f が求められるので、 R が決まり、 \bar{c}' および $\bar{\phi}'$ が算定できる。

II型地すべり：移動量の大きい地すべりの再すべり。

このような地すべりでは、すべり面にスリッケンサイドが大方形成されているが、一部に完全軟化粘土部分も残存する。後者では静止の間に強度が回復されるので、結局、残留強さのほかに完全軟化強さ τ_{sf} （パラメーター c_{sf}' 、 ϕ_{sf}' ）も関与することになる。

例えば、大阪、亀の瀬地すべりでは、旧来、逆算法によって求められた強度パラメーターを安定計算に使用してきた。その後、それが裏付けのない不確実なものであるということで、繰返し一面せん断試験によって得られた残留強度パラメーター $c_r' = 0$ 、 $\phi_r' = 10 \sim 13^\circ$ （これは、大変位せん断後に土粒子の最終的な配向面で発揮される真の残留強さよりも大きい）を近似的なすべり面強度パラメーターとし、比較的よい整合性を得たとしている⁶⁾。実際、亀の瀬のすべりゾーンには、すべり方向に明りょうな条線を有したスリッケンサイド面が形成されているばかりでなく、構造的な破碎や滑動によって生成された完全軟化粘土の存在も確認されている⁷⁾。これらのことは、すべりの際に残留強さと完全軟化強さが同時動員されていることを示唆するものである。

この場合、残留係数の概念を多少拡張し、 τ_f の代わりに τ_{sf} を入れると、(7)式が成り立つ。

$$R_s = (\tau_{sf} - \bar{\tau}) / (\tau_{sf} - \tau_r) \dots\dots\dots(7)$$

ここで τ_{sf} は

$$\tau_{sf} = c_{sf}' + \sigma' \cdot \tan \phi_{sf}' \dots\dots\dots(8)$$

結局、(7)式に(2)および(8)式を代入し、(4)式と対応させれば、次式が得られる。

$$\bar{c}' = R_s \cdot c_r' + (1-R_s) c_{sf}' \dots\dots\dots(9)$$

$$\tan \bar{\phi}' = R_s \cdot \tan \phi_r' + (1-R_s) \tan \phi_{sf}' \dots\dots\dots(10)$$

以下、I型の場合と同様な手順に従えば、 \bar{c}' 、 $\bar{\phi}'$ が算定できる。

III型地すべり：すべり面全域が高含水の地すべり粘土からなる初生および再すべり。

この場合、完全軟化強さ τ_{sf} と $c'-\phi'$ 図を用いてパラメーターを算定する。すなわち、 $\bar{\phi}' = \phi_{sf}'$ とおけば $c'-\phi'$ 関係式から \bar{c}' が求まる。

IV型地すべり：移動量が大きくて活動中の地すべり。

この場合、すべり面は大変位せん断状態にあるので、 $\bar{\phi}' = \phi_r'$ とすれば $c'-\phi'$ 関係式から \bar{c}' が求められる。

なお、この算定方法には次のような特徴がある。

- (i) 設計強度パラメーターに土質力学的裏付けを与えるために、実験結果をパラメーター算定に組み入れた。
- (ii) 逆算法で得られる $c'-\phi'$ 関係をパラメーター算定に組み入れた。
- (iii) いかなるタイプの地すべりにおいても、基本的に粘着力が存在するものとした。
- (iv) すべり状況やすべり面の状態をパラメーター算定に反映させた。

3. 残留強さおよび完全軟化強さの測定

一定垂直荷重の下で大変位せん断を与えると、土・岩の強さは減少し、ついには一定なる強さ、すなわち残留強さに到達する。その測定は、現在各種の室内せん断試験により実施され³⁾、それぞれが与える最小値をもって残留強さとしているので、一つの土に対していくつもの残留強さが提出される。各値における差異はせん断機構や測定方法の違いに基づくものであるが、問題とすべきことは、本来、土は一定垂直荷重の下では唯一の残留強さを示すということである。残留強さが $2\mu\text{m}$ 以下、粘土含量や粘土鉱物組成によって影響されることは既論文から明らかである^{5), 8), 14)}。残留強さは、粘土粒子の物理・化学性、鉱物組成、せん断変位および垂直荷重の大きさによって決まる粒子の最終的な配向面（スリッケンサイドが形成されているものから未発達のものまで）に沿って発揮されるせん断強さである^{8), 9)}。

残留時せん断面においてスリッケンサイドが認められない場合は、主に粘土粒子が非配向性であるためか、有効土被り圧が小さいか($< 5 \text{ tf/m}^2$)、もしくは変位量が十分でないためのどちらかが原因している。残留せん断時にスリッケンサイドが形成されている（粒子の完全配向状態）かどうかは室内試験では重要である。例えば、配向性の粘土粒子でありながら完全配向に至らない場合は、せん断変位が十分でないことを意味し、本来の残留強さよりも幾分大きめのせん断強さが測定されていると解釈すべきであろう。したがって、残留強さを求めるには、スラリー試料については残留状態に到達するまでに変位せん断が必要とされるので（実際には粘土粒子の性質と垂直荷重の大きさによって支配され、通常数十～数百 cm に及ぶ^{9), 13)}）リングせん断試験が適当であり、他方、スリッケンサイドを呈した自然分離面（一定垂直荷重の下で人工的に一方向に磨かれたプレカット面を含め）については変位が少量でよいので、繰返し一面せん断試験によっても可能である¹⁵⁾。そして、単にプレカットしただけの供試体においては、粒子の完全配向までになおある程度の変位量と一方向の粒子配列が必

表-1 試料の物理的性質と残留・完全軟化強度パラメーター

試料名	$w_p(\%)$	I_p	粘土含量(%, <2 μm)		残留強度パラメーター			完全軟化強度パラメーター	
			JIS A1204	音波処理反復法	$c_r'(\text{kgf/cm}^2)$	$\phi_r'(^{\circ})$	$\phi_{r'}'(c_r'=0)$	$c_{sf}'(\text{kgf/cm}^2)$	$\phi_{sf}'(^{\circ})$
沖縄, 島尻層泥岩 地すべり:									
北丘(1)	69	44	34	56	0.016	11.4	12.4	0.008	27.4
北丘(2)	63	33	39	52	0.074	15.0	18.8	0	28.6
古波蔵	62	42	43	—	0.061	9.5	12.5	0.031	27.0
識名	69	43	37	—	0.041	9.0	10.6		
真地(1)	72	48	51	—	0	10.7	10.7	0	26.7
真地(2)	60	37	43	—	0.041	14.8	15.1	0	26.4
具志頭	50	25	20	—	0.031	29.5	30.4	0	33.5
大阪, 亀の瀬 地すべり:									
清水谷	93	69	26	54	0.020	7.9	8.5	0.065	19.2
峠	114	64	34	57	0.102	5.1	8.5	0.040	21.7
長崎, 泥岩崩積土 地すべり:									
佐々町(1)	53	23	42	66	0.007	13.3	13.7	0.027	26.2
佐々町(2)	64	34	54	66	0	13.1	13.1	0.017	24.6
新潟, 椎谷層泥岩 地すべり:									
牧野	81	57	47	—	0	12.4	12.4	0	17.9
ベントナイト	239	206	70	100	0.057	5.1	7.5	0.070	7.4
カオリン	76	44	98	100	0.106	17.5	23.1	0.008	32.5

要とされているので、やはりリングせん断試験の使用が望ましい¹⁶⁾。

次に代表的な地すべり試料について残留強さと完全軟化強さを測定し、結果について検討する。

使用された試料および物理的性質は表-1に示すとおりである。420 μm ふるい通過部分をスラリー状にし、正規圧密させた後にせん断を与えた。測定には、リングせん断試験機を使用し、一段階載荷方式による水浸下での排水試験とした。せん断に関しては最小の残留値に到達するまで大変位を与えた。せん断開始から完全軟化強さに至るまでと残留域においてせん断速度を0.0013 cm/minとし、その間の強度低下領域において0.0390 cm/minとした。測定値は、直接的には垂直荷重、回転モーメントおよび変位角 θ (以後、せん断変位と称す)によって与えられる。垂直応力 σ およびせん断応力 τ は相対的な回転運動面場で均一に分布していると仮定する。残留強さは排水条件下でのせん断強さであるので、 σ は有効垂直応力 σ' となる^{16), 17)}。

沖縄, 北丘ハイツ地内泥岩すべり⁴⁾試料の τ と θ との関係では、せん断開始とともに τ が上昇し、 $\theta=15\sim 20^{\circ}$ (長さに換算して $D=1.0\sim 1.4\text{ cm}$)の間でピーク(完全軟化強さ)が現れる。その後、変位の増加に対して周期的な減少曲線を示し、残留強さに到達するまでに $D=150\sim 300\text{ cm}$ のような大変位が必要とされる⁹⁾。

残留強さ τ_r ・完全軟化強さ τ_{sf} と有効垂直応力 σ' との関係、および τ_r/σ' - σ' 関係は図-1に示すとおりである。 τ_r/σ' が σ' の増加に対してほぼ一定となる応力レベルではせん断面にスリッケンサイドがきれいに形成されていて、 τ_r と σ' の間も直線関係にあり、残留せん断抵抗が摩擦

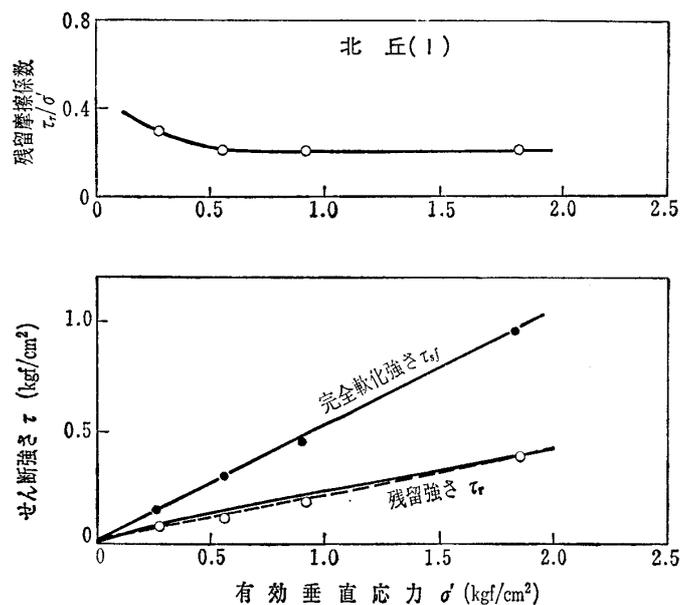


図-1 島尻層泥岩の残留および完全軟化強さ

成分のみからなるだろうことは容易に推察できる。しかし、低応力レベルになるほど τ_r/σ' の変化が急な立ち上がりを示し、しかも残留状態に至ってもせん断面からの乖離が不能なものもある。そして $\tau_r\sim\sigma'$ 関係も全体として湾曲した形状を示すことになるため、パラメーターが一義的に決まらない。このような残留強度特性を示す場合の強度パラメーターの評価方法に関しては、先に提案したとおりであるが¹³⁾、ここでは通常モール・クーロンの基準に従って残留強度パラメーター c_r' 、 ϕ_r' を求めた(表-1)。

完全軟化強さ τ_{sf} は、スラリー試料を正規圧密した後、

表一 亀裂の含有程度によって変化するピーク強度パラメーター

試料名	c_r' (kgf/cm ²) ϕ_r' (°)							
	A		B		C		C'	
北丘(2)	1.07	53.1	0.97	42.0	0.77	36.0	—	—
古波蔵	3.06	52.5	—	—	0.56	32.3	0.20	23.1
識名	—	—	—	—	0.51	38.8	—	—
真地(1)	—	—	2.78	43.6	—	—	—	—
具志頭	3.02	46.7	—	—	2.65	30.2	—	—
牧野	2.45	55.2	1.53	39.1	—	—	0.61	23.3

排水せん断した時のピーク強さに相当し、 $\tau_{sf} \sim \sigma'$ 関係からパラメーター c_{sf}' , ϕ_{sf}' が得られる。

大阪、亀の瀬地すべり土についてもリングせん断試験が行われ、せん断挙動と残留強さ¹³⁾、残留強さに及ぼす粒子配向の影響⁹⁾ が明らかにされている。その大変位せん断挙動は、試料の種類や σ' の大きさによって異なり、大方、ピークがせん断初期に現れた後におよそ 100~500cm のような大変位を経て残留状態に至る¹³⁾。特に峠試料の主すべり面土では大変位せん断によって、スリッケンサイドと条線が形成される。0.3 kgf/cm² 程度の低垂直応力の下では太くて粗な条線と未発達のスリッケンサイドが現れ、2.0 kgf/cm² の大きさになると条線が弱くなり、スリッケンサイドが著しく光沢を呈する。

残留強度線は、北丘試料と同様、低垂直応力に対して著しくカーブするため、応力レベルを大きくとるほど、 ϕ_r' が減少する反面、 c_r' が増大する。例えば、

$$\textcircled{1} \quad 0.295 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma' \leq 0.920 \text{ kgf/cm}^2 :$$

$$c_r' = 0.04 \text{ kgf/cm}^2 \quad \phi_r' = 11.0^\circ$$

$$\textcircled{2} \quad 0.295 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma' \leq 1.914 \text{ kgf/cm}^2 :$$

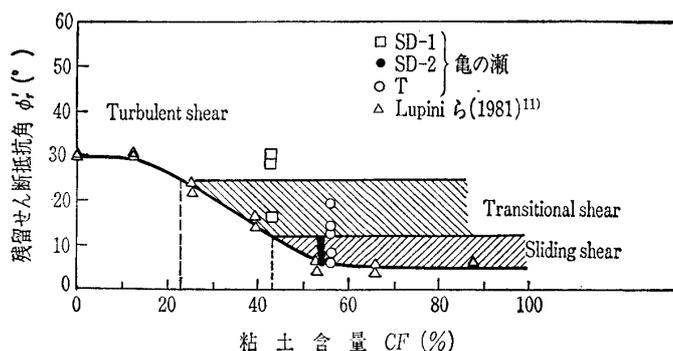
$$c_r' = 0.056 \text{ kgf/cm}^2 \quad \phi_r' = 8.7^\circ$$

$$\textcircled{3} \quad 0.920 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma' \leq 3.809 \text{ kgf/cm}^2 :$$

$$c_r' = 0.14 \text{ kgf/cm}^2 \quad \phi_r' = 5.6^\circ$$

表一には、ほかに著者が関与した代表的な地すべり試料の測定結果も記してある^{4), 9), 13), 16)}。亀の瀬の主すべり面土が低いパラメーターを示すのに対して、すべり性泥岩では ϕ_r' が大方 9~15°, c_r' が 0~0.7 kgf/cm² の範囲にあるが、具志頭のようなシルト質泥岩では粘土質に比べて一段と高い値となる。

残留強さは 2 μ m 以下、粘土含量 CF, 塑性指数 PI および粘土鉱物組成によって支配されることが明らかになっている。Lupini ら¹¹⁾ は、砂-ベントナイト混合土の結果に基づく $\phi_r' - CF$ 関係から残留時の Shear mode を分類し、小さな ϕ_r' が分布する $CF > 43\%$ の領域を "Sliding shear mode", $CF < 23\%$ の領域を "Turbulent shear mode", その間の領域を "Transitional shear mode" とした。Skempton¹⁴⁾ は、"Sliding shear mode" が板状粘土粒子の卓越している土材においておこり、配向性粘土粒子の影響によって ϕ_r' が小さくなることを示唆した。さらに、Gibo ら⁸⁾ は、 ϕ_r' と粒子配向度との間により関係があるこ

図一 残留せん断抵抗角と粘土含量の関係⁹⁾

とを明らかにし、 $\phi_r' - CF$ 関係に有効垂直応力の影響を加味した Shear mode の分類を与えている (図一)。

4. すべりゾーン破碎泥岩のピーク強さ

地すべり・崩壊性の泥岩斜面では、地質構造特性が土質力学的特性と相まって、すべり発生の素因となっていることは周知の事実である。また滑動停止後のボーリング調査結果から、すべり面には著しい破碎ゾーンが形成されていて、線的な不連続面とともに滑動力に抵抗していることが明らかにされている⁴⁾。ここではすべり面付近破碎泥岩のピーク強さを三軸 CU 試験で求め、圧縮挙動やパラメーターについて検討する。

北丘試料⁴⁾ の試験結果を図一 3 に示す。主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) ~ 軸ひずみ (ϵ) 関係は、側圧の大きさにあまり関係なく、初期の段階では上昇曲線を描きその後破壊する。それらは、 $\epsilon = 2\%$ 前後の小さな破壊ひずみで $\sigma_1 - \sigma_3 = 10 \sim 15 \text{ kgf/cm}^2$ のような高い応力を発揮し急激に低下するもの(A), ひずみが増大してもなお $\sigma_1 - \sigma_3 = 1 \sim 4 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の低い範囲にとどまっているもの(C), および両者の中間的な性質を示すもの(B)に分けられる。Aは、すべり面から離れた移動層内や基盤の堅固な泥岩塊が示す典型的な応力特性である。その最大値はインタクトな岩が本来有している、いわゆる真のピーク強さと言われるものだが、おそらくすべり面強さとは無縁であろう。Cは地すべりやテクトニックな変動によって破碎された岩塊が示す応力特性である。破碎岩中の開口亀裂面にはスリッケンサイド擦痕が認められるものもあり、ひずみの増大に対して応力が上昇しない。ぜい弱化が著しいものについては供試体作成が困難であるため破壊強さを知ることはできないが、すべり後のすべり面強さと大いに関係がある。Bは、AとCとの中間的なもので、亀裂を内在する泥岩塊が示す破壊曲線であり、特に潜在すべり面となる構造的弱面の延長上に存在する場合、初生すべりや変状の小さい地すべりにおいて、ピーク強さとして関与することになる。

結果をモールの円で整理し、有効応力表示したピーク強度パラメーター c_r' , ϕ_r' を表一 2 に示す。

図一 4 に示すように、古波蔵試料ではすべり面および直

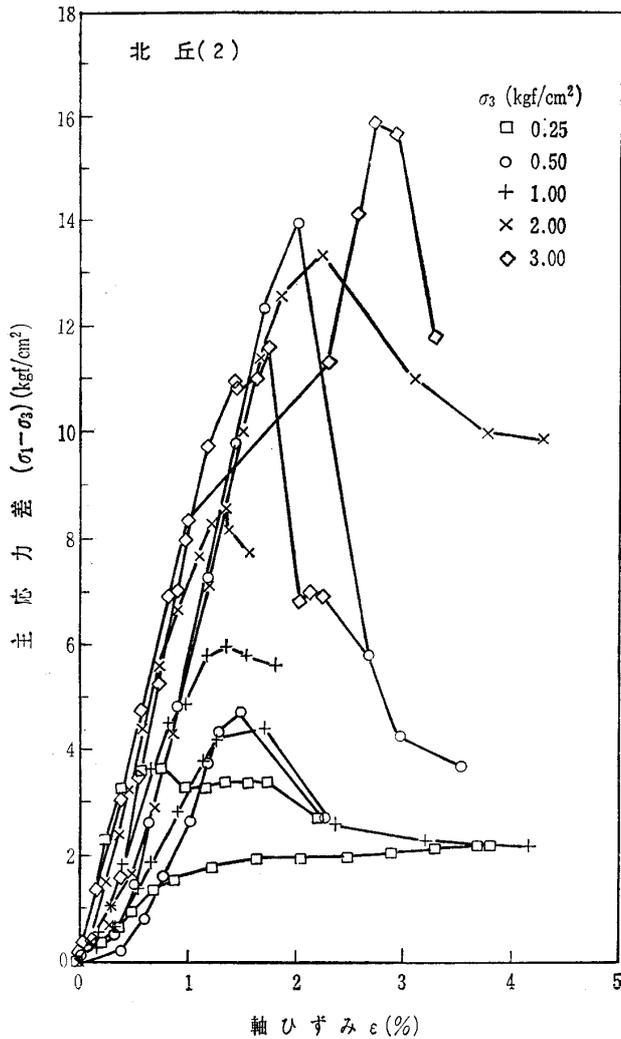


図-3 すべり面付近破碎泥岩の主応力差-軸ひずみ曲線に及ぼす亀裂の影響

上の破碎泥岩と不動部分泥岩の示すモールの円群に亀裂の影響が顕著に現れている。この試料ではBがなく、Cよりも小さいC'が得られた(表-2)。しかし Marsland¹⁸⁾が指摘しているように、三軸CU試験結果は、サンプリング時や供試体成形時の応力解放や放置時間等の影響によって、地中の拘束状況下におけるよりも幾分小さめの値となっていることも考えられる。

表-2には、他の2, 3の島尻層泥岩と、日本有数の地すべり地帯である新潟県の椎谷層泥岩のピーク強度パラメータも示してある。

5. 地すべり性土・岩のモール・クーロン破壊基準

以上の結果から、残留およびピークの破壊強度線を図-5のように模式的に描くことによって、せん断強さの最大と最小、およびその間の変化の様相が明りようとなる。

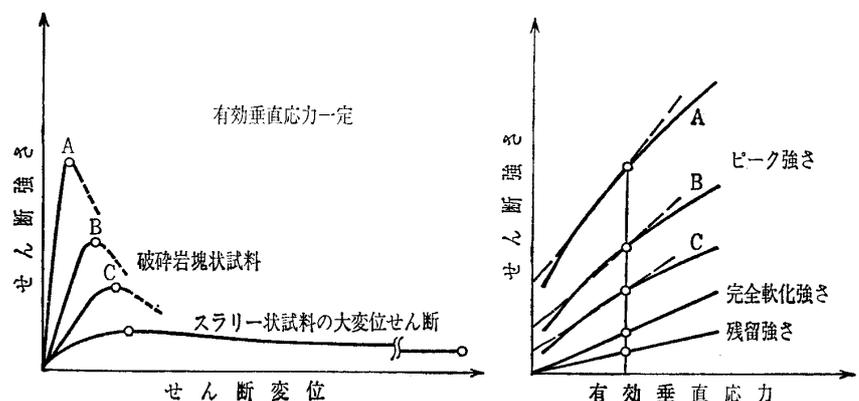


図-5 破碎泥岩の示す応力-変位曲線とモール・クーロン破壊基準

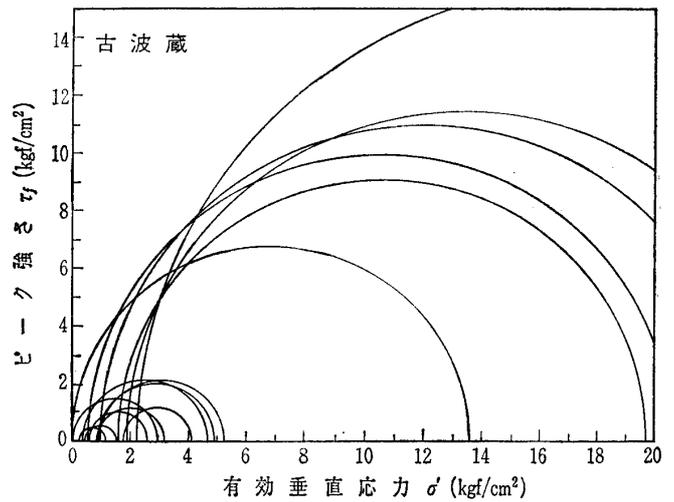


図-4 すべり面および直上の破碎泥岩と不動部分泥岩の示すモールの円群

残留強さでは、土粒子が完全配向されスリッケンサイド面となる場合に最小の強度線となり、配向状態が悪くなるに従い、強度線勾配が徐々に増加する。この現象は残留時における Shear mode に反映され、前者で“Sliding shear”、後者で“Turbulent shear”となる。Shear mode を支配するものとしては、配向性の粘土鉱物粒子と有効垂直応力が特に重要である⁸⁾。残留強さのモール・クーロン式に関して、Skempton⁵⁾は、 $c_r' = 0$ になるとして、 $\tau_r = \sigma' \cdot \tan \phi_r'$ を与えているが、これは $\sigma' \leq 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の低応力レベルの下でも、スリッケンサイドが形成される程の配向性の良い地すべり土に対して有効である。残留強度線が曲線形状となる場合は c_r' が無視できない程度の大きさになるので、一般的には、やはり $\tau_r = c_r' + \sigma' \cdot \tan \phi_r'$ 式の方がより合理的である。

ピーク強度線は、新鮮岩において最大となり、過圧密土特有のべき関数型の非線形形状を示す。風化(軟化)や亀裂の程度によって強度線の立ち上がりは大いに変化し、完全軟化粘土において最小(完全軟化強さ)となる。べき関数型のピーク強度線においては、土被り圧相当応力レベルに対応する曲線部分を直線近似してパラメーターを求める。

6. 安定解析例⁴⁾

北丘ハイツ地すべりは岩すべりで、すべり面形成に対してその地質構造特性が支配的に寄与している、節理や小断層等の不連続面が潜在すべり面となっている。また滑動停止後におけるボーリング調査結果から、著しく破碎されたせん断ゾーンが線的な不連続面と共に滑動力に抵抗していることは明らかである。

このような地すべりには、I型地すべりの算定式が適用できる。すべり面の決定は地形の変状、ボーリング結果、ひずみ計による変状を基にした。また、地下水は可能な限り上昇したとした。移動層の単位体積重量を $\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3$ とした。 \bar{c}' 、 $\bar{\phi}'$ の算定に必要な強度パラメーターは、発生時とすべり後では異なる。すなわち、発生時には、スリッケンサイドを呈した不連続面に残留強さを、そして破碎ゾーンにB程度のピーク強さを適用し、すべり後では、破碎ゾーンが著しくぜい弱化し強度が低下しているため、ピーク強さとしては地形変状も考慮しC程度を想定する。 $c'-\phi'$ 関係の計算には、通常の簡便分割法の次式を用いる。

$$F_s = \frac{c' \cdot \sum l + \tan \phi' \cdot \sum (W \cos \theta - ul)}{\sum W \sin \theta} \dots \dots \dots (1)$$

すべり発生時： $F_s = 0.90$ としてすべり要素を代入し、整理すれば(1)式は

$$c' = -6.769 \cdot \tan \phi' + 3.197 \dots \dots \dots (2)$$

となるので、 $\bar{\sigma}' = 6.77 \text{ tf/m}^2$ 、 $\bar{\tau} = 3.20 \text{ tf/m}^2$ となる。この場合、残留およびピークの強度パラメーターとして、それぞれ $c_r' = 0.74 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi_r' = 15.0^\circ$ 、 $c_f' = 9.70 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi_f' = 42.0^\circ$ を与える。

(2)および(3)式から $\tau_r = 2.54 \text{ tf/m}^2$ 、 $\tau_f = 15.80 \text{ tf/m}^2$ が得られ、(1)式によって $R = 0.950$ が求められる。これらを(5)および(6)式に代入すれば $\bar{c}' = 1.18 \text{ tf/m}^2 \approx 1.2 \text{ tf/m}^2$ 、 $\bar{\phi}' = 16.7^\circ$ が計算できる。

すべり後： $F_s = 1.00$ とすれば、(1)式は

$$c' = -6.008 \cdot \tan \phi' + 3.016 \dots \dots \dots (3)$$

となる。この場合、パラメーターとしては、それぞれ、 $c_r' = 0.74 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi_r' = 15.0^\circ$ 、 $c_f' = 7.70 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi_f' = 36.0^\circ$ を与える。(2)および(3)式から $\tau_r = 2.34 \text{ tf/m}^2$ 、 $\tau_f = 12.07 \text{ tf/m}^2$ が得られ、(1)式によって $R = 0.930$ が求められる。したがって、(5)および(6)式によって $\bar{c}' = 1.22 \text{ tf/m}^2 \approx 1.2 \text{ tf/m}^2$ 、 $\bar{\phi}' = 16.7^\circ$ が計算できる。

7. おわりに

本報では、先に提案したパラメーター算定方法を引用しつつ、算定に必要な残留強さ、完全軟化強さおよびピーク強さの測定と結果について論述した。そして代表的な地すべり土の強度パラメーターと安定解析例を提示し、地すべり斜面の安定性評価の一助にした。なお、この強度パラメ

ーターについての考え方は、本論で取り上げた地すべり土のほかに、結晶片岩土も含めた地すべり斜面全般に適用できるものである。

最後に、本報告をまとめるにあたり、ご協力いただいた利根コンサルタント㈱の佐々木慶三氏、㈱沖縄技術コンサルタントの吉沢光三氏に心から感謝致します。

参考文献

- 1) 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、第20巻、第4号、pp.1~6, 1983.
- 2) たとえば、谷口敏雄・藤原明敏：地すべり調査と解析、理工図書、pp.121~125, 1970.
- 3) 渡 正亮(研究委員長)：地すべり地形の安定度評価に関する研究報告(日本道路公団委託)、財高速道路調査会、pp.169~172, 1985.
- 4) 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、第23巻、第3号、pp.15~20, 1986.
- 5) Skempton, A.W.: Long-term stability of clay slopes, Geotechnique, Vol.14, No.2, pp.77~102, 1964.
- 6) 建設省大和工事事務所：亀の瀬地すべり対策事業の計画と調査、pp.125~127, 1981.
- 7) 友松靖夫・門脇 淳・南澤正幸・真砂祥之助：亀の瀬地すべり(その1)―亀の瀬地すべりの地形的背景―、地すべり、第18巻、第2号、pp.1~10, 1981.
- 8) Gibo, S., Egashira, K., and Ohtsubo, M.: Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 24, No.3, Aug. 1987.
- 9) 宜保清一・仲村 哲・江頭和彦・大坪政美：北松型地すべりにおけるすべり面土の残留強さ、自然災害科学研究西部地区部会報、第3号、pp.11~19, 1986.
- 10) 宗 永焜・岡田富士夫：乱された粘土の残留強度に及ぼす影響要因、土質工学会論文報告集、第18巻、第4号、pp.107~118, 1978.
- 11) Lupini, J.F., Skinner, A.E., and Vaughan, P.R.: The drained residual strength of cohesive soils, Geotechnique, Vol.31, No.2, pp.181~213, 1981.
- 12) Chandler, R.J.: Recent European experience of landslides in over-consolidated clays and soft rocks, Proceedings, 4th International Symposium on Landslides, pp.61~81, 1984.
- 13) Gibo, S.: The ring shear behavior and residual strength, Proceedings, 4th International Conference and Field Workshop on Landslides, Tokyo, pp.283~288, 1985.
- 14) Skempton, A.W.: Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, Geotechnique, Vol.35, No.1, pp.3~18, 1985.
- 15) 宜保清一：粘土の残留強度決定に関する研究、琉球大学農学部学術報告、第26巻、pp.183~272, 1979.
- 16) 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、第104号、pp.61~68, 1983.
- 17) Bishop, A.W., Green, G.E., Garga, V.K., Andersen, A. and Brown, J.D.: A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, Geotechnique, Vol.21, No.4, pp.273~328, 1971.
- 18) Marsland, A.: The shear strength of stiff fissured clays, Stress-Strain Behaviour of Soils, G.T. Foulis & Co. Ltd., pp.59~68, 1972.

(原稿受理 1987.5.29)