斜面のレオロジー挙動と疑似地すべり

Rheological deformation in slopes and quasi landslides

玉田文吾^{a)}・福田順二^{a)*}・山本哲朗^{b)}

Bungo TAMADA, Junji FUKUDA and Tetsuro YAMAMOTO

Abstract

Tension cracks often occur on the ground surface of steep slopes after heavy rain. However, the expansion of these cracks does not continue for a long time. This phenomenon of displacement is called a "quasi landslide" because it does not indicate the occurrence of new landslides.

The phenomenon is caused by the rheological deformation of soft clay layers in debris deposits and the increase of shear stress by saturation of the soil near the ground surface results in the deformation. The amount of rainfall, pattern of rainfall and the formation of the slope are closely related to the phenomenon.

By observing this kind of deformation using a tiltmeter within the hole, special landslide prevention measures in the slope are not needed.

Key words : rheology of clay, quasi landslide, tiltmeter within the hole, amount of rainfall

和文要旨

豪雨後、急斜面の地表面に引張亀裂が発生することがある。しかし、これらの亀裂は長時間にわたって拡大しない。この変位現象を疑似地すべりと呼称する。なぜならば、これは新規地すべり発生の前兆ではない。

この現象は崩積土中の複数の軟質粘土層のレオロジー変形に基づく。これは、地表面付近の地層の飽和によるせん断応力の増加が原因である。この原因は、降雨量と雨の降り方および斜面地形が関係する。

この種の変状が孔内傾斜計を用いて確認されたとき、斜面内での特別な地すべり防止対策の必要はない。

キーワード：粘土のレオロジー、疑似地すべり、孔内傾斜計、降雨量

1. はじめに

斜面内に地すべりの前兆と思われる変状が現われることがある。特に地すべり地域内（主として崩積土が滑動する「堆積層地すべり」タイプを対象とした地域）、あるいは過去近辺で地すべりが発生した地区では、斜面上に家屋等があるとき、家屋基礎の亀裂発生、擁壁の開口亀裂等の変状は住民の不安を増大させる。しかし本文で対象とした福岡、大分、山口各県などでは、下記の変状と形態とを見ることが意外に多い。

- (1) 豪雨を機に地表面に明瞭な引張亀裂などの変状が発生し、小規模の表面崩壊が付随することがある。肉眼観察によると、これらの変状の規模と発生範囲はほとんど拡大しない。
- (2) 地層（崩積土）の動態観測のために孔内傾斜計等を設置したとき、豪雨によって一時期変状が発生するが、この変位傾向に地すべりの前兆とは異なる特異の変状が記録される。

筆者らは以前、地表面の変状は地すべりの前兆となることが多く、これが新規の地すべりに発展する可能性があることを報告した¹⁾。斜面上に現われた前兆を放置することは危険であり、新規地すべりを想定した調査等を実施することは、地すべりの予防および防災上必要である。しかし、上記(1)、(2)については、新規地すべりの前

兆現象とその一部が類似しているが、前兆とは変状形態が異なり、動態観測の結果から見ても変状発生機構が異なることを示唆している。

新規の地すべり前兆現象に対応する調査、対策については既に述べたことがあるが¹⁾、上記(1)、(2)の変状とその傾向に対して、有効かつ最小限の経費で対策をたてることは、最近の社会経済情勢から見てきわめて重要である。

本論文はこれらの変状機構を孔内傾斜計の測定結果に基づいて解析し、これが崩積土内に分布する粘性土の粘弾性挙動等（レオロジー挙動）であり、この挙動が降雨による地下水位の変化、さらに特異の地形に関係することを解明した。この粘性土のレオロジー挙動は多くの場合、新規地すべり発生には至らないことが判ったので、上記(1)、(2)の変状とその傾向を「疑似地すべり」と呼称し、疑似地すべりに対する調査方法と対応などについて言及したものである。

2. 新規地すべり前兆としての変状機構

崩積土に現われる新規地すべりの前兆の発生機構は次のようである。

崩積土の堆積過程において、地盤の沈降作用、地殻の変動作用などにより、崩積土とその下位強風化層の層界面付近に、地すべり面の素因となる弱面帯（潜在すべり面という）が形成されている地層構造がある。この弱面帯に、ある量以上の間隙水圧が一定時間以上作用する毎に、この部分が徐々にクリープせん断破壊する²⁾。せん断破壊面が水平方向に対して拡大進行する状態を図-1

* 連絡著者 / corresponding author

a) 西日本工業大学附属地盤工学研究所

Geotechnical Research Institute, Nishinippon Institute of Technology

〒800-0394 福岡県京都郡刈田町新津1-11

1-11, Aratsu, Kanda, Miyako, Fukuoka, 800-0394, Japan

b) 山口大学工学部社会建設工学科

Faculty of Engineering, Yamaguchi University

の模式図として示した¹⁾。

弱面帯内の水平方向の破壊ひずみを ϵ_{sf} としたとき、弱面帯のクリープせん断破壊領域 l_{sf} から弱面帯の水平方向変位量 Δl_{sf} は、

$$\Delta l_{sf} = \epsilon_{sf} \cdot l_{sf} \dots\dots\dots (1)$$

によって表示できる。室内実験、テストピット内の現地試験等から、水平方向の破壊ひずみの平均的な値は $\epsilon_{sf} = (1.5 \sim 2.0) \times 10^{-3}$ 程度が得られている。

例えば $l_{sf} = 30\text{m}$ では、

図-1 潜在すべり面のクリープ破壊領域の拡大
Fig. 1 Progress of range of creep failure in the latent slideface

図-2 地表面の変状と地形との関係(潜在域)
Fig. 2 Deformation on ground surface and landform (latent slideface region)

$\Delta l_{sf} = 30\text{m} \times (1.5 \sim 2.0) \times 10^{-3} = 0.045 \sim 0.060\text{m}$ の変位量になる。このような水平方向の破壊変位量は図-2のように潜在すべり面の受働抵抗の小さい地形または場所、例えば、急傾斜部が存在する段差地形、石積み擁壁がある棚田地形、斜面先端部の開放地形等、に見られる。

このとき地表面に現われる変状形態としては、①引張・圧縮の開口亀裂、②小規模の段差亀裂、③引張開口亀裂を伴う部分陥没、④石積み擁壁の部分的な押し出し、⑤コンクリート擁壁の引張開口亀裂、⑥小規模の地面隆起等、があり、これらの現象が図-2のような地形を中心に豪雨(震度の大きい地震も誘因になるが)ごとに進行して、変状の範囲と規模とが斜面の上方と下方とに拡大すると、過去の例から見て新規地すべり発生の「前兆現象」になる。

3. 疑似地すべりの特性と定義

3.1 地内の崩積土の地層構造

変状の内、2. ①, ④の各変状が長期間にわたり、ほとんど拡大進行しない状態を「変状の中断現象」という。中断現象が見られる地内の崩積土の地層構造を図-3の模式図²⁾で示したが、次のような特徴がある。

- (1) 崩積土が形成される過程において、堆積・分級淘汰両作用によって粘性土層が形成されることがあり、これを「運積性粘土層」と呼称する。また上位に次の土砂が堆積する間の不整合面に沿って風化作用等を伴って生成する粘土層を「残積性粘土層」といっている。これらの多くは含水比が30%を超え、傾斜が20°以上の軟弱層である。両粘性土共に層厚は不定で、これらが複数の累層構造を呈し、累計または単層の厚さは1m以上はある。これらの運積性残積性両粘土層は広範囲に連続して形成されることはない。
- (2) 厚い崩積土は不規則な層状構造になり、部分的に転石、礫層が存在し、これらには地下水が貯留され易い。平常時でも地下水位が高く、豪雨の際には一時的に地下水位の上昇が記録される。変状発生地内には豪雨後しばらくの間は付近に湧水が見られる。

3.2 粘性土の調査とせん断強度定数

崩積土内に分布する粘性土は、変状地内において試験

図-3 崩積土内における粘性土層の模式図
Fig. 3 A type figure of clayey layer in the debris deposit

(オールコア方式)を実施すれば、複数の軟弱な粘性土層として存在が確認できる。しかし、どの部分が滑動または変形して地表面の変状原因になっているか、せん断面を検出することができず、地すべり面の位置を特定することが難しい。

このために地すべり面が含まれると思われる粘性土について、地すべり発生条件を知るために圧密非排水条件で一面せん断方式の土質試験を行なった結果では、軟弱粘性土とはいえ、せん断強度定数は表-1のように大きく²⁾、この位置でせん断応力(地すべり推力)と間隙水圧を仮定して計算しても、粘性土自体が簡単にせん断破壊する状態にはならない。

3.3 孔内傾斜計による動態観測に見られる特性

変状はある集中豪雨を機に発生する。地すべり面の位置を探索する目的で孔内傾斜計を設置し動態観測を行なった場合、測定された変位量に関して下記の特徴が見られる。

- (1) 豪雨毎に変位量が記録され、一期間に限って変状が継続するが、最大変位量はほぼ一定になる。変位量は地下水位の上昇量と上昇時間に比例し、降雨量と雨の降り方に密接な関係がある。このような降雨量と雨の降り方を「斜面崩壊降雨パターン」というが、このメカニズムについては詳しい報告をしているので³⁾、ここでは省略する。長期間降雨がなく地下水位が低下した状態では、変位は発生しない。
- (2) 変状発生時には変位量は時間の関数となって変化する。また長期間においては、変位量曲線が正負の変動を示すが、負の変位は変位量が回復したことを示す。(例えば図-22④のように)。

表-1 崩積土中に分布する粘性土の粘着力, 内部摩擦角
Table 1 Cohesion and angle of internal friction of clayey layer in the debris deposit

地域	地 区	c_2 (kN/m ²)	ϕ_2 (deg)
口之津	富士山	16.0	27.7
	富士山	20.0	23.7
	大 抜	21.0	20.2
	万 詰	24.0	12.5
油 谷	角 山	14.0	26.3
	平 野	17.0	25.5
	白 木	21.0	15.3
	油谷島	18.0	10.3
北 松	元 触	23.0	20.2
	皿 山	26.0	24.3
	船唐津	19.0	28.2
	中 尾	29.0	19.4
	大 塔	17.0	25.8
	田 原	16.0	30.7
	筒 井	21.0	18.5
	赤 木	15.0	31.5

※ c_2 , ϕ_2 は圧密非排水試験による

- (3) このような孔内傾斜計の変状は、図-4のような段差地形(先端解放地形)において、崩積土部分の受働抵抗が小さく、運積性粘土または残積性粘土が存在する地内に設置された孔内傾斜計に見られるので、同一地内でも設置場所によって異なった変位量曲線になり地形と地層構造との影響が大きい。

3.4 疑似地すべりの特性と定義

運積性・残積性両粘土層以外の崩積土は、せん断強度定数が表-1の数値よりもはるかに大きいので、両種粘土層と崩積土とを含む連続したせん断破壊面(地すべり面)は発生しない。このため変状が主として粘土層自体の粘弾性変形などに留まるとき、これが先に述べた変状中断の原因になる。

この場合、地表面で見られる変状は新規地すべりの前兆にはならないので、これを「疑似地すべり」と呼称する。特に粘性土の粘弾性挙動を許容する地形(例えば図-4)と地下水位の変化をもたらし降雨量および雨の降り方が重要な条件になる³⁾。ここで疑似地すべりを「崩積土中または下位の風化層層界面上位付近に部分的に分布する軟弱粘性土において、これ自体またはこれら上部崩積土のレオロジー挙動が地表面に現われる変状であ

図-4 疑似地すべり地区の粘性土の地層構造と地形(模式図)
Fig. 4 Structure of clayey layer in quasi landslide area and landform (a type fig.)

表-2 地すべりと疑似地すべりとの変状機構の比較
Table 2 Comparison of landslide and quasi landslide for the mechanism of deformation

変状・機構	地すべり	疑似地すべり
変状機構	一面せん断形式のクリープ破壊	粘性土のせん断歪み
変形面	潜在すべり面内の単層面	崩積土内粘性土での複数面のあることがある
変形形態	水平方向歪みの累積変位量	一部の回復を伴う粘弾性変形
地表面の変状範囲	範囲および亀裂の拡大進行	地形に関係し、限定された範囲
変状の原因	単層面内の有効応力の低下	降雨による地表面付近の地層の飽和
影響地下水	自由地下水・被圧地下水	自由地下水(浸透水)
平常時の地下水位	低い	高い
変状部分の厚さ・傾斜	超薄層(1~2mm)・15~20°	厚層(1m以上)・25~30°

る。」と定義する。表-2に新規地すべりの変状機構と疑似地すべりの変状機構との差異を示した。

4. 粘性土の粘性係数の室内測定

4.1 一軸スライスせん断方式

崩積土のレオロジー挙動を解析するには、粘土層の粘性係数が必要になる。測定は図-5の一軸圧縮スライスせん断方式を用いた。①は直径50mm、平均高さ100mmのモルタル柱で一端が水平面と $\theta=30^\circ$ をなす楕円断面積Aの面になる。②は粘性土である。一軸圧縮試験装置の加圧板④と上部モルタル柱との間には③のスラストベアリングがあり、上部モルタル柱が水平方向にスムーズに移動する機能を持つ。

粘性土の粘性係数 η は、これが粘性流動するとき、図-6の準ニュートン流体挙動をするとするれば、せん断応力 τ との間に、 γ をせん断歪み、 t を時間として、

$$\tau = \eta \cdot d\gamma/dt \quad \dots\dots\dots(2)$$

の関係がある。さらに図-7の関係から、試料の厚さを h ($=6 \sim 8 \text{ mm}$)とし、 x をせん断方向の変位置、 y を鉛

図-5 一軸圧縮スライス方式粘性係数測定装置
Fig. 5 Measured apparatus of coefficient of viscosity (Unconfined compressive slice method)

図-6 粘性土のせん断変形
Fig. 6 Shearing deformation of cohesive soil

直方向の変位置とすれば、 $\gamma = (y / \sin \theta) / (h / \cos \theta)$ の関係から、

$$\gamma = y / (h \cdot \tan \theta) \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここで、式(3)の両辺を t について微分すると、

$$d\gamma/dt = \{1/(h \cdot \tan \theta)\} \cdot dy/dt \quad \dots\dots\dots(4)$$

式(4)から上部モルタル柱の沈下速度 dy/dt が判明すれば、粘性係数 η が測定できる。この方法では、上下部モルタル柱と粘性土との間に摩擦板（摩擦板としてはサンドペーパー等を使用）を挿入するが、多くの試料では含水比が50%以上でないと上部モルタル柱だけがスリッして図-6の流動形態にならず粘性係数 η が求まらない。

図-7 一軸スライス試験における試料のせん断変形
Fig. 7 Shearing deformation of cohesive soil sample on the apparatus

図-8 一軸スライス試験におけるせん断応力と沈下量との関係
Fig. 8 Relation between shearing stress and settlement

試料のせん断応力 τ は,

$$\tau = (P/A) \sin \theta \quad \dots\dots\dots(5)$$

とし, 楕円断面積 A は下記の補正を行なう。

$$A = \pi a (b - y / \sin \theta) \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここで, a は短軸半径, b は長軸半径の各長さである。図-8 は, 試験過程でのせん断応力 τ と沈下量 y との関係を測定した一例であるが, この曲線は準弾性領域と粘性流動領域とに分けられ, 粘性係数の計算は粘性流動領域の数値から求める。この測定法は採取試料の含水比の調整 (加水攪乱して, これを正規圧密したものが試験試料になる) と摩擦板の種類の決定が重要であり, 試験方法は簡単ではなく試行が要る。

4.2 粘性係数・落下回数と含水比との関係

図-9 は粘性土の液性限界を求めるための流動曲線と, 粘性係数 η と試料含水比 w との関係を対比した一例 (5.1 で述べる福岡県下の粘性土) である。同一試料では粘性係数と含水比との間には,

$$\eta = \eta_0 \cdot \exp(-\beta w) \quad \dots\dots\dots(7)$$

の実験式が得られ⁴⁾, 一方, 流動曲線における落下回数 N と含水比 w との間には,

$$N = N_0 \cdot \exp(-\beta w) \quad \dots\dots\dots(8)$$

表-3 室内実験による粘性係数の測定

Table 3 Coefficient of viscosity of cohesive soil by the unconfined compressive slice method

地区名	含水比 (%)	粘性係数 (kN・s/m ²)
美 祢(山口)	54.05	1.10×10^6
湯 平(大分)	59.14	0.92×10^6
星 野(福岡)	55.24	1.98×10^6

図-9 粘性係数・落下回数と含水比との関係

Fig. 9 Relation between coefficient of viscosity, number of drop and moisture content

の関係がある。 η_0 及び N_0 は $w = 0$ における η , N のそれぞれの値であるが, 指数 β はほぼ同じであるため, 式(7)と式(8)とは平行の直線で示される特性がある⁴⁾。

さきにこの方式の土質試験は, 粘性土の含水比が50%以上が条件になると述べた。しかし現地の粘性土の含水比はこれよりも小さいので, 粘性土の流動曲線を求め, さらに4.1の方法で η を測定しておく, 図-9の方法によって現地粘性土の含水比 w_1 に対応する粘性係数 η の近似値が間接的に求まるので, 当面この方式を提案したい。

表-3 は, 室内試験可能な含水比のもとで測定した粘性係数である。

4.3 クリープせん断方式

以上の試験方法では, せん断弾性係数が求まらない。このために図-10の一面せん断方式のクリープ試験を行った⁵⁾。これは一定のせん断応力 τ_0 を加えて, 図-11のせん断歪みの時間的変化を測定すると, 5.1で述べる粘性土の粘弾性挙動からせん断弾性係数と粘性係数とが測定できる。しかし, この方法も上限降伏値以内で τ_0 をどの程度にするかなどの試行を要する煩雑性がある。室内試験からレオロジー定数を測定するには4.1, 4.2および4.3で述べた上記二種類の方式を併用した。

5. 孔内傾斜計による粘性土層の粘性係数測定

5.1 粘性土の粘弾性挙動

図-12は福岡県下の地すべり指定地区一部の地内における孔内傾斜計の挙動の時間変化を示したものである。この地内の地形概略断面図は図-13のようになっており, 地層は基盤岩の風化凝灰角礫岩上に堆積した崩積土であ

図-10 一面せん断方式の粘性係数測定方法

Fig. 10 Measured apparatus of coefficient of viscosity (direct shear method)

図-11 粘性土せん断ひずみの時間的変化(模式図)

Fig. 11 Relationships shearing strain of clayey soil versus lapse time(a type fig.)

る。崩積土内には平均含水比32.60%の運積性粘土層(飽和粘土)が30°の角度で分布し、地表面には宅地付近などに引張亀裂が見られる。先端開放地形であり、不安定斜面の一つとして動態観測が実施された。

孔内傾斜計の挙動は6月の雨期に入ってから顕著になったが、粘性土(変形区間)は約1m、変位量は約1ヶ月間で0.02m、せん断歪みは0.02(=0.02/1)である。この変位量はその後も0.02mをこえていない。表-4はせん断歪み速度 $d\gamma/dt$ (測定期間の平均値として)の時間変化を求めたものである。これからせん断歪み速度を縦軸(対数目盛)、時間 t を横軸(算術目盛)にプロットしたものが図-14で、図中、横方向の太線は表-4の t を示す。

室内実験によると粘性土に一定量のせん断応力 τ_0 を加えると、せん断歪み γ の時間 t に対する変化は図-11のようになる。ここで、 G をせん断弾性係数として挙動をスプリングの模型で表し、粘性係数 η をダッシュポットの模型で示すと、図-11の曲線は図-15のレオロジー模型で挙動を表示することができる。このスプリングとダッシュポットの並列模型(Voigt modelと言われている)のせん断応力 τ_0 は、両模型をせん断させる応力の

和になるので、

$$\tau_0 = G\gamma + \eta(d\gamma/dt) \quad \cdots \cdots (9)$$

これから

$$d\gamma/dt + G\gamma/\eta = \tau_0/\eta \quad \cdots \cdots (10)$$

の線形微分方程式になるから、 η , G , τ_0 が一定として、

$$\gamma = \tau_0/G \{1 - \exp(-G \cdot t/\eta)\} \quad \cdots \cdots (11)$$

が得られる。

式(11)を時間 t に関して微分すると、

$$d\gamma/dt = (\tau_0/\eta) \exp(-G \cdot t/\eta) \quad \cdots \cdots (12)$$

表-4 せん断歪み速度と経過時間との関係(福岡県)

Table 4 Relationships of velocity of shearing strain versus lapse time (Fukuoka Pref.)

$d\gamma/dt$ $\times 10^{-3}(\text{day}^{-1})$	t (day)
1.778	0 ~ 6
0.965	6 ~ 10
0.514	10 ~ 18
0.214	18 ~ 26

図-12 孔内傾斜計変位量の時間変化(福岡県)

Fig. 12 Measurement of displacement of clayey layer used tiltmeter within the hole (Fukuoka Pref.)

図-13 変位量測定地内の地層断面図(福岡県)

Fig. 13 Geological section near the tiltmeter within the hole (Fukuoka Pref.)

図-14 せん断歪み速度 $d\gamma/dt$ の時間変化(福岡県)

Fig. 14 Relation between velocity of shearing strain and time proceeds (Fukuoka Pref.)

図-15 粘弾性変形のレオロジーモデル

Fig. 15 Rheological model of viscoelastic deformation

になるが, この $d\gamma/dt - t$ 曲線は片対数方眼紙では直線で表される。図-14は測定された粘性土の挙動が近似的にVoigt modelになることを示している。

図-14から $d\gamma/dt$ の時間変化の測定式は次のようになる。

$$\begin{aligned} d\gamma/dt &= 2.3 \times 10^{-3} \exp(-0.11t) \quad [\text{day}^{-1}] \\ &= 2.66 \times 10^{-8} \exp(-1.27 \times 10^{-6}t) \quad [\text{s}^{-1}] \quad \dots\dots(13) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_0/G &= (\tau_0/\eta)/(G/n) = 2.66 \times 10^{-8}/1.27 \times 10^{-6} = 0.021 \\ \gamma &= 0.021\{1 - \exp(-1.27 \times 10^{-6}t)\} \quad \dots\dots\dots(14) \end{aligned}$$

これが孔内傾斜計で測定された粘性土の粘弾性挙動を示す式である。粘性土のレオロジー挙動は, せん断応力がある値 f を超えた時点で発生するもので, 塑性流動を示すスラダー模型も重要である。この f を現地測定データから解析するには, 孔内傾斜計と地下水位計とを自動観測方式にすると説明される可能性があるが, 現段階ではスライダをレオロジーモデル中に組込むまでに至っていない。

5.2 粘弾性挙動の機構と粘性係数

降雨によって粘性土の粘弾性挙動が発生する理由は, 地下水位上昇による粘性土上部地層の飽和に伴う斜方分力の増加である。

この地内の粘性土以外の崩積土の物理的性質の平均値は, 間隙比 $e = 1.00$, 飽和度 $S_r = 65.0\%$, 土粒子密度 $\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$, 含水比 $w = 25\%$, 湿潤単位体積重量 $\gamma_t = 16.56 \text{ kN/m}^3$, 乾燥単位体積重量 $\gamma_d = 13.25 \text{ kN/m}^3$, 飽和単位体積重量 $\gamma_{sat} = 18.25 \text{ kN/m}^3$ が得られている。このため降雨によって地表面まで飽和した場合に斜方分力の増加は, 平常時の地下水位から判断して, 崩積土の飽和部分の範囲は図-13に示したように深度 4 m 程度の間になり, 同図で示すように粘性土の分布長 10 m, 傾斜 30° であるから,

$$\begin{aligned} \text{不飽和: } & (16.56 \times 4 + 18.25 \times 2) \times 10 \cdot \cos 30^\circ \cdot \sin 30^\circ \\ & = 444.9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

飽和: $(18.25 \times 6) \times 10 \cdot \cos 30^\circ \cdot \sin 30^\circ = 474.1 \text{ kN/m}$ になり, 斜方分力で 30 kN/m 程度, せん断応力では 3 kN/m^2 の僅かな応力増加になる。これで粘性土の粘弾性変形が起こったとすれば, 粘性土の粘性係数 η とせん断弾性係数 G は,

$$\begin{aligned} \tau_0/\eta &= 3/\eta = 2.66 \times 10^{-8}, \quad \eta = 1.13 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{s/m}^2 \\ G/\eta &= 1.27 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}, \\ G &= 1.27 \times 10^{-6} \times 1.13 \times 10^8 = 144 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

の値である。これらの数値のうち η は図-9の室内試験結果と近似的に一致する。得られたレオロジー定数と粘弾性挙動については次のように考察できる。

- (1) 粘性係数 η は粘性土としては中程度以上の値であるが, せん断弾性係数はかなり小さい値になっている。粘弾性挙動をする場合, せん断弾性係数が低下することが流動の条件になるのではないか。しかし $\eta = 10^8 \text{ kN} \cdot \text{s/m}^2$ のオーダーでは粘弾性挙動は間もなく終息する。

また粘性係数の数値から見て, 変形層は 1 m のものが均等なせん断歪みを持つのではなく, 層全体として平均的な粘性係数である (例えば図-24)。なお, 孔内傾斜計付近の引張亀裂は1996年以降ほとんど変化していない。

- (2) 粘性土は, 図-4あるいは図-13に示したような急傾斜, 先端開放地形等の条件が揃うと意外にも小さいせん断応力で粘弾性挙動を開始すると考えられる。このため降雨による地下水位の上昇と地表面付近の崩積土の飽和は, この状態がある時間持続すると, 粘性土の粘弾性挙動の原因になる。すなわち地表面付近が飽和するための降雨量と雨の降り方は重要な要因になるが³⁾, この地内の測定期間の降雨量は6月中旬399mm (最大日降雨量133mm), 6月下旬104.5mm (最大日降雨量45mm) の降り方であった。

6. 粘性土のせん断歪み回復挙動の観測

6.1 せん断歪みの回復挙動の測定

山口県美祢市において, 図-16の地形概略図に示すように斜面肩側にある市道の一部に引張亀裂と小陥没現象が発生したので動態観測のために孔内傾斜計を設置し測定を開始した。測定斜面は風化花崗閃緑岩を基盤岩とし, この上位には層厚不定の崩積土がある。孔内傾斜計付近では傾斜 20° 程度の, 層厚 1 m 程度, 平均含水比 36.54% の運積性・残積性両粘性土 (飽和粘土) が部分的に発達している。図-17は変位量の測定結果である。連続累計降雨量が $350 \sim 400 \text{ mm}$ になると地下水位の上昇と変位とが観測されるので, 横孔排水ボーリングを施工したが工事が完了し, 暫らくしてから図-18のような変位回復の時間変化が測定された。ここでは特異な現象として変位量の回復はかなり詳しく測定されている⁶⁾。表-5は観測結果であり, これから回復せん断歪み γ' の時間変化 $d\gamma'/dt$ と経過時間 t との関係, すなわち $d\gamma'/dt - t$ を求めたものが図-19である。粘性土層の厚さ 1 m, 回復変位量 0.0125 m , 回復せん断歪み $\gamma' = 0.0125 (= 0.0125/1)$ が測定された。孔内傾斜計設置以降のせん断歪みを γ_0 とすれば,

$$\gamma = \gamma_0 - \gamma' \quad \dots\dots\dots(15)$$

図-16 孔内傾斜計付近の地層断面図(山口県美祢市)
Fig. 16 Geological section near the tiltmeter within the hole (Yamaguchi Pref.)

回復せん断歪みはVoigt modelにおいて除荷したときに見られるので, 除荷による回復せん断歪み γ' (減少量) は減少応力を τ' としたとき次のようになる。

$$\gamma' = \tau' / G \{ 1 - \exp(-G \cdot t / \eta) \} \dots\dots\dots(16)$$

式(16)を式(15)に代入して, これを時間 t について微分すると,

$$\begin{aligned} \gamma &= \gamma_0 - (\tau' / G) \{ 1 - \exp(-G \cdot t / \eta) \} \\ d\gamma / dt &= - \{ (\tau' / \eta) \exp(-G \cdot t / \eta) \} \dots\dots\dots(17) \end{aligned}$$

$d\gamma / dt - t$ の関係は, 負の記号を除けば式(12)と同形式になる。表-5の現場測定値から図-19の測定式が得られるが, これによると $t \leq 35$ day において

$$\begin{aligned} d\gamma / dt &= - \{ 1.20 \times 10^{-3} \exp(-1.20 \times 10^{-6} t) \} [\text{day}^{-1}] \\ &= - \{ 1.39 \times 10^{-8} \exp(-1.20 \times 10^{-6} t) \} [\text{s}^{-1}] \\ &\dots\dots\dots(18) \\ \gamma' &= 0.016 \{ 1 - \exp(-1.20 \times 10^{-6} t) \} \dots\dots\dots(19) \end{aligned}$$

図-17 孔内傾斜計による変位量測定結果(山口県美祢市)
Fig. 17 Measurement of displacement of clayey layer used tiltmeter within the hole (Yamaguchi Pref.)

図-18 孔内傾斜計による変位量回復の時間的变化(山口県美祢市)
Fig. 18 Measurement of displacement (recovery) of clayey layer used tiltmeter within the hole (Yamaguchi Pref.)

これを式(14)の数値および指数を比較すると, 測定箇所が異なるうえ, 式(19)の場合はこれが回復歪みにもかかわらず両者の傾向と数値はよく似ている。

6.2 回復過程における機構とレオロジー定数

図-19の場合, 地下水排除工事によって地下水位が低下したことがせん断歪み回復の要因である。本地内では, 乾期と相俟って地下水排除工事によって地下水位が3 m程度低下したため(図-16参照)せん断応力の減少は,

$$\text{飽和時: } 18.25 \cdot 3 \cdot \cos 20^\circ \cdot \sin 20^\circ = 17.6 \text{ kN/m}^2$$

水位低下時: $16.65 \cdot 3 \cdot \cos 20^\circ \cdot \sin 20^\circ = 16.1 \text{ kN/m}^2$ から 1.5 kN/m^2 である。なお崩積土の物理性質は5.2と同じと仮定した。Voigt modelにおける除荷(応力減少)による回復せん断歪み γ' からせん断弾性係数と粘性係数とを計算すると,

$$\begin{aligned} \tau' / \eta &= 1.50 / \eta = 1.39 \times 10^{-8}, \quad \eta = 1.08 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{s/m}^2 \\ G / \eta &= 1.20 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}, \\ G &= 1.20 \times 10^{-6} \times 1.08 \times 10^8 = 130 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

と計算される。 η, G の値は5.2で記述した地内の η に近いものになっている点が注目される。

図-13および図-16に示したように, レオロジー挙動は飽和粘性土の直上位にある砂質土(崩積土)中の地下

表-5 回復せん断歪み速度と経過時間との関係(山口県)
Table 5 Relationships of velocity of recoverable shearing strain versus lapse time (Yamaguchi Pref.)

$d\gamma / dt$ $\times 10^{-3} (\text{day}^{-1})$	t (day)
0.875	0 ~ 4
0.700	4 ~ 6
0.550	6 ~ 9
0.350	9 ~ 13
0.135	13 ~ 16
0.120	16 ~ 25
0.050	25 ~ 35
---	35 ~ 39
0.028	39 ~ 75

図-19 回復せん断歪み速度 $d\gamma' / dt$ の時間的变化(山口県美祢市)
Fig. 19 Relation between velocity of shearing strain (recovery) and time proceeds (Yamaguchi Pref.)

水位が降雨によって上昇, または排水によって低下することによって起こる。これによって砂質土は不飽和状態から飽和状態に, 逆に飽和状態から不飽和状態になるため含水比が変化する。

一方, 式(7)と図-9は η - w の関係であり, 同一の粘性土においても粘性係数は含水比によって変化することを示している。地下水位の変化に伴ってレオロジー挙動する飽和粘性土の含水比がどのように変化するのかが重要な問題である。

室内実験などの結果によると, 粘性土が吸水膨張して含水比が増加する条件は次の場合がある²⁾。

- ① 土かぶり応力(上載応力)がほとんどないとき⁷⁾。
- ② 粘性土中にスメクタイトのような吸水膨張性の粘土鉱物が含有されるとき。
- ③ 乾燥など直接大気的作用を受けるとき。
- ④ 機械的な攪乱作用をうけるとき。

今回対象とした粘性土は①~④の何れの条件にも該当せず, 吸水膨張による含水比の増加(または圧密による含水比の減少)は発生しないので η の値に変化はない。

これを実証するため現地粘性土の圧密試験を行ったが, 過圧密比(OCR)は $1.01 \leq OCR \leq 1.14$ であり, 吸水膨張はおこっていないことを示唆している。

6.3 粘性土の粘性流動挙動

図-19によると, セン断歪みの回復が測定されておよそ35日後から, 1ヶ月以上にわたってセン断歪みの回復速度が $0.028(\text{day}^{-1})$ の微小なものが持続している。この現象はVoigt modelでは説明できない。

室内実験ではある時間内のセン断歪み γ の時間変化が図-20のように流動状態になる例が測定されている⁸⁾。

図-20 粘性土のセン断ひずみの時間的変化(模式図)

Fig. 20 Relation between shear strain of clayey soil and lapse time(a type fig.)

図-21 粘弾性変形と粘性流動とのレオロジーモデル

Fig. 21 Rheological model of viscoelastic and flow deformation

このレオロジー挙動のモデルは図-21で示される。すなわちVoigt modelにダッシュポットを直列に加えた模型である。これに一定のせん断応力 τ_0 を加えたとき(または除荷したとき), セン断歪み γ は,

$$\gamma = \tau_0 / G \left\{ 1 - \exp(-G \cdot t / \eta) \right\} + \tau_0(t - t_1) / \eta_1 \quad \dots\dots\dots(20)$$

で表される。これがセン断歪みの時間的変化の理論式になる。式(20)は右辺第2項のダッシュポットの流動変形が, 経過時間 t_1 から開始されるとした式である。この地内で観測されたセン断歪みの回復速度は,

$$d\gamma'/dt = 0.028/1000 = 2.8 \times 10^{-5} \quad [\text{day}^{-1}]$$

$$= (3.24 \times 10^{-10}) \quad [\text{s}^{-1}]$$

である。この時(経過時間 t_1 において)式(20)の右辺第1項のセン断歪み速度は無視できるので, 右辺第2項を時間 t について微分すると,

$$d\gamma'/dt = \tau_0 / \eta_1 \quad \dots\dots\dots(21)$$

これからダッシュポットの粘性流動が, 応力減少 $\tau_0 = 1.5 \text{ kN/m}^2$ の条件で継続すると考えると, 粘性係数 η_1 は次のように計算される。

$$\eta_1 = 1.50 / 3.24 \times 10^{-10} = 4.63 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{s/m}^2$$

これはさきに計算した η に比較すると1桁大きい値になっており, セン断歪み回復過程における流動変形は微小なものになる。なお, この傾向は図-17のセン断歪み増加過程でも見られるが, これについては測定時間の間隔が9ヶ月と長いため(測定値⑤以降について) η_1 を測定値から計算することができない。

また, 回復セン断歪み γ には最初から微小な粘性流動の要因が入っているとして, 室内実験のように,

$$\gamma = \tau_0 / G \left\{ 1 - \exp(-G \cdot t / \eta) \right\} + \tau_0 \cdot t / \eta_1 \quad \dots\dots\dots(22)$$

の形式になれば, 式(20)の t_1 (機構説明が難しい)は不要である。多くの測定例を調べたが, 測定中断または測定間隔が長く, 現場測定結果からは式(22)は確認されていない。しかし式(21)のレオロジー挙動が見られることは, 粘性土の挙動がVoigt modelだけの単純なものでないことを示唆する。

7. 粘性土斜面のレオロジー挙動

図-22は, 大分県下で頁岩風化層を基盤とする図-23の斜面(地層平均傾斜 30°)に設置された孔内傾斜計の測定例であり, このタイプの変状形態を示す観測例は多い。平常時地下水位は1.2mと高く, 斜面内からは湧水が見られ, 家屋基礎には平均幅6mmの引張亀裂があって動態観測の必要がある地内である。ここは軟弱な残積性粘土層が累層構造をしているために, 地層全体が図-24の模式図のようなセン断変形をしていると考えられる。このような変形が地層内で発生する機構と条件を粘性土

のレオロジー挙動の観点から検討する。

この地内では6月17～27日の間、累計降雨量161mm（日最大降雨量44mm）が記録されているが変位量は無い。6月28日、日降雨量81mmによって、7月20日に、厚さ10m間の範囲で、地表面に0.015m程度の変位量が測定されているので、せん断歪み γ は、 $\gamma = 1.5 \times 10^{-3}$ である。このせん断歪み γ の時間変化が式(11)のVoigt modelで表されると仮定する。6月28日を起点にして7月20日の時間を $t \rightarrow \infty$ とすれば、

$$\gamma = \tau_0 / G \quad \cdots \cdots (23)$$

5.2および6.3において粘性土のせん断弾性係数 $G = 131 \sim 144 \text{ kN/m}^2$ が得られたが、図-24のように風化部分を含む全層に対してはこの数値は小さい。上限降伏値以下のせん断応力のもとでのクリープせん断試験の結果から得られる数値を参考にすると⁵⁾、 $G = 500 \text{ kN/m}^2$ が妥当である。

式(23)から、地表面に作用するせん断応力 τ_0 は、

$$\tau_0 = G\gamma = 500 \cdot 1.5 \times 10^{-3} = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

であるから必要な増加斜方分力 W は、

$$W = \tau_0 / \sin \theta = 0.75 / \sin 30^\circ = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

になる。これは地表面1m間の粘性土の単位体積重量が、降雨によって不飽和から飽和になった重量増加に相当し、これはさきの例で使用した $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_t = 18.25 - 16.56 = 1.69 \text{ kN/m}^3$ にほぼ該当する。このことから図-22タイプの粘弾性挙動の原動力は、地表部飽和によるせん断応力（斜方分力）の増加である。これには降雨浸透すなわち湿潤面の下降と飽和状態の持続時間が条件で、降雨量と雨の降り方が関係する³⁾。地下水位が低下して、地表面付近が不飽和状態になると、せん断応力 τ_0 の減少に伴いVoigt modelのスプリング要因によってせん断歪みの回復現象が現われている（図-22④）。過去、このような変状の繰り返すと、地層の受働抵抗が小さい傾斜地形が家屋基礎の亀裂を発生させたものとする。その後、家屋基礎の亀裂は拡大していない。

8. 疑似地すべりに対する対応

8.1 疑似地すべりの調査

表-2に示したように、地すべりと疑似地すべりとの構造的な差異は、前者には潜在すべり面が存在し、ここに連続したクリープせん断破壊面が形成されることである。

変状に対する探査は現状では試錐が主流であるが、これは以前から行なわれているため、疑似地すべりも念頭に置いた探査の問題点についてのみ述べる。

- (1) 変状が見られる地内でオールコア方式の試錐を実施した際に、粘性土の深度と層厚および含水比を測定、粘性土の流動曲線（液性限界試験）を求める。これによって粘性土の含水比から、図-9などを用いて粘性係数の近似値を推定することができる。
- (2) 試錐孔には孔内傾斜計を設置する。この測定は雨期を挟んで長期間にわたるため、またリアルタイムの測定値が解析結果になるので、地下水位観測を含めて自動観測等にすることが望まれる。なお測定の結果、変状が新規地すべりの兆候を示す場合の対策としては、弱面探査等を実施することになるが、これらについては以前に発表したことがあるので⁹⁾省略する。

図-22 孔内傾斜計による変位量曲線(大分県)

Fig. 22 Measurement of displacement of clayey layer used tiltmeter within the hole (Oita Pref.)

図-23 孔内傾斜計設置付近の地層断面図(大分県)

Fig. 23 Geological section near the tiltmeter within the hole (Oita Pref.)

図-24 粘性土斜面の粘弾性変形模式図(大分県)

Fig. 24 A type figure of viscoelastic deformation in the clayey layer (Oita Pref.)

8.2 疑似地すべりの対策

疑似地すべりは、崩積土中の粘性土の粘弾性変形が原因である。せん断応力の原動力は降雨による地層の飽和であり、部分変形のため広範囲の地すべり面に発達することはない。このため従来の地すべり対策とは基本的に異なり、主として下記の事項を検討する程度で差し支えないと思われる。

- (1) 粘性土が粘弾性変形を繰り返したとき、深度が浅くスメクタイトのような粘土鉱物が含まれると吸水膨張が進行することがある。これによってせん断弾性係数と粘性係数とが低下すると、流動が継続するクリープ性地すべりと呼称される形態を示したり、表層崩壊(地すべりと区別する定義はないが)が発生することがあるので、主として地表面付近の地下水位の上昇(飽和)を抑制する排水工法を検討する。また排水工事によって粘性土層以下に地下水位が低下し続けると、粘性土の圧密作用でこの含水比が低下する。これによって式(7)に示したように η が大きくなり、粘性土のレオロジー挙動がおこり難くなる。現にこれらしき現象と思える地内がある。
- (2) 崩積土のせん断歪みに起因する変位によって、先端開放地形にある石積み擁壁の押し出し、コンクリート擁壁のジョイントのズレ変位および天端部分の変位が発生することがあるが、粘性土内を通る連続した地すべり面は存在せず、地すべり推力は存在しないので抑止力を主体とした防止対策の計画と施工は不要である。

9. あとがき

本論文は、地表面に現われる引張亀裂などの変状が、地すべりに発展するものと、そうでない疑似地すべりの場合の差異と特性および、変状は必ずしも新規地すべりの前兆にはならないこと、さらに疑似地すべりの原動力が地表面付近の飽和であることを現地観測に基づいて述べた。

変状に対応することは重要であるが、以上の理由から防止工事を計画する以前に動態および地下水位観測を行なって検討し、変状の機構と実態の把握を行なうことが重要である。最近の社会・経済情勢から、変状に対して

は有効かつ最小限の対策費用で対処することが求められている。

本論文は疑似地すべりの発生機構を、崩積土中に含有される粘性土のレオロジー挙動の観点から考察したが、下記の問題点が残されており、同時に今後の課題である。

- (1) 粘性土の室内での二種類の粘性係数の測定法は、一長一短があり崩積土の粘性係数を高精度で簡単に測定するには難点がある。これ以外に一軸圧縮方式の測定法も発表されているが¹⁰⁾、今まで特に必要とされなかった粘性土のせん断弾性係数と粘性係数測定は必要であり、新規の測定法を検討する必要がある。
- (2) 本論文で使用した現地測定結果は、当初から粘性土の粘弾性挙動を意識したものではなく測定時間間隔も一定ではないため、せん断弾性係数と粘性係数とを厳密に計算するには多少の無理がある。今後は現地においても計画的に、精度の高い粘性土のレオロジー挙動を測定する必要がある。

参考文献

- 1) 玉田文吾 (1996) : 講座・地すべりの予知と予防 (その3), 地すべり技術, Vol. 22, No. 3, pp. 19-24.
- 2) 玉田文吾 (1973) : 第三紀地すべりの発生機構について, 土と基礎, Vol. 21, No. 7, pp. 33-39.
- 3) 玉田文吾 (2003) : 有効先行降雨量と崖崩れ表層崩壊との関係, 豪雨時の斜面崩壊のメカニズムおよび危険度予知に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp. 49-58.
- 4) 玉田文吾 (1975) : 一軸圧縮試験方式による地すべり面の粘性係数測定, 第20回土質工学シンポジウム講演集, 土質工学会, pp. 175-178.
- 5) 玉田文吾, 保永雄二 (1976) : 粘性土のクリープ特性とその応用, 西日本工業大学紀要, Vol. 6, pp. 39-46.
- 6) 田中盛正, 鶴田和成 (2000) : コールドロン内の崩壊性地すべりについて, 九州の地すべり-予知予防について-, 日本地すべり学会九州支部, pp. 169-182.
- 7) 玉田文吾 (1969) : 長崎県北松地区における地すべり発生機構の特性, 地すべり, Vol. 6, No. 1, pp. 23-24.
- 8) 玉田文吾 (1980) : 再滑動型地すべり面の c , ϕ とその変化, 地すべり, Vol. 17, No. 2, pp. 10-19.
- 9) 玉田文吾, 福田順二 (1994) : 弱面探索による新規地すべりの予知, 地すべり, Vol. 33, No. 1, pp. 44-52.
- 10) 駒村富士弥 (1966) : 粘弾性理論による地すべり運動の解析, 地すべり, Vol. 2, No. 2, pp. 1-5.

(原稿受付2003年5月19日, 原稿受理2003年11月4日)