犬寄地すべりの挙動に対する土質力学的検討

Consideration on Behavior of Inuyose Landslide based on Soil Mechanics

八 木 則 男* 榎 明 潔*
Norio YAGI Meiketsu ENOKI
矢 田 部 龍 一* 永 江 正 憲**
Ryuichi YATABE Masanori NAGAE

Abstract

The behavior of Inuyose landslide was investigated based on the soil mechanics from a standpoint of effective stress. The strength parameters in terms of effective stress on the disturbed samples were not different from ones on the undisturbed samples, that is, $c'=0$ and $\phi'=30^\circ$. The safety factor of the landslide from the stability analysis using the above strength parameters was 1.42. Therefore, creep phenomenon was considered. The relative rate of creep diformation at each stress level corresponding to each height of ground water table was calculated using the results of creep tests. The results of calculation explain qualitatively the behavior of Inuyose landslide.

1. まえがき

四国は東西に中央構造線が走り、その南側に位置する結晶片岩地帯にいわゆる破砕帯地すべりが多く発生している。地すべりの安定対策工を行なう場合、一般的には現状の安全率を1として全応力解析、あるいは、有効応力解析（厳密には、排水強度を用いた解析）により c, ϕ を逆算し、対策工の効果を検討している。破砕帯地すべりであっても、すべり面には地すべり粘土が存在していることが多い。粘土が存在している場合、地すべり変形はクリープにより生じていると思われる。また、時間に対する変形量も一様ではなく、地下水位の変動に伴う有効応力の変化の影響を受けていることが多い。したがって、現状安全率を1と仮定して、全応力解析により対策工の効果を検討する方法には限界があると思われる。しかし、地すべり地帯の地形、地質は複雑であるので、このような方法も現状ではしかたないとも思われるが、もし可能であれば、有効応力の観点から土の強度、変形特性を考慮して解析するとよりの確に地すべり現象を解明することができるであろう。

本報告は、そのような考えに基づいて、地すべり粘土を有する破砕帯地すべりの機構を解明する目的で一地すべりの挙動を調べ、若干の考察を加えたものである。

2. 地形、地質、地すべり挙動の概要

調査地は結晶片岩類が分布する三波川帯の北縁部に位置しており、北方100mに中央構造線が走っている。Fig. 1に平面図を、Fig. 2に縦断面図（A—A'断面）を示す。

Fig. 1 Plane figure

Fig. 2 Vertical section of slope

* 愛媛大学工学部海洋工学科
**四国地建

平面図にはボーリング孔の位置を併記してある。調査地の基盤である三波川結晶片岩類は、斜面の平均傾斜(25°~30°)よりゆるい10°~20°の層理面をなし流れ盤となっている。

変状がいつから発生していたか詳しいことは不明であるが、昭和44年の国道改修後には明らかな変状が認められ、以後、変状は継続している。Fig. 3に孔内傾斜計の観測結果(No. 2, 昭和57.4~58.12)の1例を示す。すべり面は厚さ約1mで粘土化している。地すべり粘土は他のボーリング孔でも確認されており、すべり面上に連続して存在しているものと思われる。

地下水位の変動の影響をみるため孔内水位観測を行なった。深さ30mの観測孔 No. 1, 2, 3, 59-1, 59-2では、すべり面上に水位は存在しなかった。しかし、すべり面よりわずかに深い観測孔 No. 59-3では Fig. 4に示すように、すべり面より上に地下水位が存在し、10~20mmの降雨で40~60cmの水位上昇を示している。すべり面より上の地下水位は地すべり粘土を不透水層として存在しているのであろう。地すべり機構の解明や安定解析を行なう際、地下水位の把握は重要であるので注意が必要である。また、Fig. 5は3カ月単位で取った平均変位速度

Fig. 5 Relationship between monthly average displacement and monthly average amount of rainfall

と平均月降雨量の関係であるが、かなりな正の相関があるようである。

以上のことから、この地すべりは粘土層をすべり面として、降雨に伴う地下水位の変動の影響を大きく受けていることがわかる。

3. 地すべり粘土の強度、変形特性

地すべりの対策工の効果の検討に際しては、現状の安全率を1と仮定して、逆算して求めた c , ϕ を用いている。しかし、前述したような理由で、その方法は必ずしも妥当であるとは思えない。

設計にあたっては多くの手間をかけて得たボーリング試料は柱状図を描くために使用されている場合が多く、地すべり粘土等の物性はほとんど調べられていない。

乱して再圧密した試料の圧密、せん断特性は不かく乱状態でのそれと当然異なる。したがって、現地では不かく乱試料をサンプリングして、その試料により物性を調べることが望ましい。しかし、サンプリング時の乱れの問題やサンプリングの困難さから不かく乱試料での試験は非常に困難である。

地すべり粘土は長い年月にわたって、せん断、再圧密の繰り返しで大変形を受けており、いわゆる通常の正規圧密状態、過圧密状態の試料の圧密、せん断特性とは異なるであろう¹⁾。しかし、安定解析などに用いる土の有効応力基準による c' , ϕ' のうち、 ϕ' は不変と言われている。一方、 c' は応力履歴の影響を受けて変化するのが一般的である。そこで、まず、せん断、再圧密の繰り返しで大変形を受けた粘性土の有効応力基準による c' , ϕ' の変化を調べた。次に、地すべり粘土を試料として用いて、正規圧密状態、過圧密状態での圧密、せん断特性を圧密非排水三軸圧縮試験により調べた。

3-1 大変形を受けた再圧密粘性土の強度定数^{2), 3)}

(1) 試料、実験方法

試料には砥部焼きに使う粘性土とシルト質の赤土を用いた。試料として地すべり粘土を使用すればよいが、一般的な力学特性を見出すには多量の試料を必要とするの

Fig. 3 Observations of bore hall inclinometer

Fig. 4 Observations of ground water level

Fig. 6 Grain size distribution curve

でこのような試料を用いた。粘性土の物性は、 $LL=49\%$ 、 $PL=27\%$ 、 $G_s=2.68$ であり、シルト質の赤土は $LL=56\%$ 、 $PL=33\%$ 、 $G_s=2.69$ である。Fig. 6に粒径加積曲線を示す。

せん断、再圧密の繰り返しで大変形を受けた地すべり粘土の状態は非常に複雑である。ねじりせん断試験機によってそのような種々の状態を再現して試験を行なってもよいが、今回は完全に乱した試料と乱していない試料のせん断特性の比較を行なった。

大変形を受けた再圧密粘性土の供試体の作成手順は次のようである。スラリー状から種々の圧密圧力で圧密した試料を空気を混入させないように注意して、薄手のゴムスリーブに密封し、手で完全に繰り返した。繰り返し時間は試料が充分均一になるよう20～30分とした。このようにして作成した試料は、その含水比ではこれ以上に乱れた状態は有り得ない乱れの限界の状態にある。繰り返し前後の含水比の変化はみられなかった。この試料を三軸圧縮試験用供試体に成形した。供試体の寸法は高さ80 mm、直径35 mmである。

実験方法は圧密非排水三軸圧縮試験で、圧縮速度は 4.4×10^{-2} mm/minである。圧密は等方圧で正規圧密試料では圧密圧力を1.0, 2.0, 3.0, 4.0 kgf/cm²とし、過圧密試料では先行圧密圧力を4.0, 5.0, 6.0 kgf/cm²で過圧密比を2, 5, 10と変えて実験を行なった。再圧密時間はすべて24時間とした。実験時にはバックプレッシャー2.0 kgf/cm²を作用させ、間隙水圧係数の B 値が0.95以上の供試体についてのみ試験を行なった。

(2) 実験結果および考察

有効応力基準による見かけの粘着力 c' および見かけのせん断抵抗角 ϕ' を求めるために $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f/2$ と $(\sigma'_1 + \sigma'_3)_f/2$ の関係をFig. 7, 8に示す。Fig. 7は粘土の、Fig. 8は赤土の結果である。図中、NC、OCはそれぞれ乱れを受けていない試料の正規圧密状態、過圧密状態を、RNC、ROCは完全に繰り返した試料の正規圧密状態、過圧密状態を意味している。

NC、RNC、ROCとも原点を通る直線上にはば乗っており、乱れを受けても極端な ϕ' の変化はみられないと

Fig. 7 Failure line terms of effective stress on clay

Fig. 8 Failure line terms of effective stress on silty soil

考えてよい。また、今回用いたカオリンが主成分の粘性土やシルト質土では、OCでの c' は小さい。

これから、乱したものとそうでないものとで有効応力基準による c' 、 ϕ' にほとんど変化がないことがわかる。当然のことながら圧密特性や応力へひずみ～間隙水圧特性に違いはある。しかしながら、地すべりの安定解析に用いるのは材料定数である c' 、 ϕ' だけであり、これらは乱れを受けていても変化しない。したがって、強度定数を求める場合、不かく乱試料の入手が困難であれば再圧密した試料を用いても意味はあるであろう。また、地すべり機構の解明や対策工の設計に際して、わずかの時間で多くの情報が得られるので再圧密した試料に対しても試験を行なうべきであろう。

3-2 地すべり粘土の力学特性

前節の実験結果より、安定解析に用いる c' 、 ϕ' を求める場合には再圧密した試料を用いても問題はないであろうことが明らかになった。そこで、地すべり粘土の c' 、 ϕ' を求めるため再圧密供試体に対して三軸圧縮試験を行なった。以下に、その結果を述べる。

(1) 試料、実験方法

試料にはボーリングNo. 3のすべり面の地すべり粘土を用いた。試料作成はあたっては0.44 mmの篩を通して礫分および砂分をかなり除いた。粒径加積曲線をFig. 9に示す。また、物理的性質をTable 1に示す。

Table 1 Physical properties of specimen

G_s	$L. L.$	$P. L.$
2.73	35.9%	24.2%

Fig. 9 Grain size distribution curve

試料は液性限界以上の高含水比で完全に練り返し、真空脱気した後、圧密圧力 1.0 kgf/cm^2 で予圧密した。このようにして得た圧密試料を成形して、直径 35 mm 、高さ 80 mm の供試体を作成し、実験に用いた。

実験は圧密非排水条件の三軸試験で行なった。圧密時間は、全て 24 時間である。圧密時の排水は供試体周囲のペーパードレーンにより行なった。

非排水三軸圧縮試験は正規圧密状態、過圧密状態の供試体に対して行なった。正規圧密の場合の圧密圧力は $2.0, 3.0, 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ である。過圧密の場合は先行圧密圧力を 3.0 kgf/cm^2 として、過圧密比を $10, 5, 2$ 、すなわち、せん断時の圧密圧力を $0.3, 0.6, 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ で試験した。載荷速度は $4.4 \times 10^{-2} \text{ mm/min}$ である。

三軸圧縮試験時にはバックプレッシャー 2.0 kgf/cm^2 を作用させ、間隙水圧係数の B 値が 0.95 以上の供試体についてのみ試験を行なった。

(2) 実験結果と考察

① 圧密特性

圧密時間曲線を Fig. 10 に示す。これから、圧密係数 C_v は $2.54 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ と求まる。

圧密沈下曲線を Fig. 11 に示す。これから、圧縮指数 C_c は 0.237 である。また、膨潤指数 C_e は 0.047 である。

前述したように、地すべり粘土のような大変形を受けて乱れた試料の圧密特性は、乱れを受けていない試料のそれとは異なる。したがって、実際の地すべり粘土の圧密に関する各種の係数は、今回求めたものより小さくなるであろう^{2),3)}。

② せん断特性

正規圧密状態での軸差応力～軸ひずみ～間隙水圧の関係を Fig. 12 に、過圧密状態での軸差応力～軸ひずみ～間隙水圧の関係を Fig. 13 に示す。破壊時の間隙水圧係数 A_f と圧密圧力の関係を Fig. 14 に示す。

Fig. 10 Settlement~time curve

Fig. 11 $e \sim \log \sigma'_c$ curve

軸差応力～軸ひずみ～間隙水圧の関係をみると、一般の粘土と同様な挙動を示しており、今回の地すべり粘土が特殊なものではないことがわかる。破壊時の間隙水圧係数も、従来一般の粘土に対して言われている値の間にあるようである。

有効応力基準による見かけの粘着力 c' 、見かけの内部摩擦角 ϕ' を求めるため $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f/2$ と $(\sigma'_1 + \sigma'_3)_f/2$ の関係を Fig. 15 に示す。同図には有効応力経路を併記してある。これから $c' = 0$ 、 $\phi' = 30^\circ$ と求まる。過圧密で

Fig. 12 Relationship between deviator stress, axial strain and volumetric strain on normally consolidated clay

Fig. 13 Relationship between deviator stress, axial strain and volumetric strain on over consolidated clay

Fig. 14 Relationship between OCR and A_f

Fig. 15 Effective stress paths for consolidated-undrained tests on clay

はわずかの見かけの粘着力を持つようである。

不かく乱状態での有効応力経路は、Fig. 15に示したものと異なるであろう。しかし、前述したように乱したものとは乱さないものとは、有効応力基準による見かけの粘着力 c' 、見かけの内部摩擦角 ϕ' にあまり違いはないと考えられるので、安定解析をこの強度定数を用いて行なってよいであろう。

4. 安定解析

(1) 解析方法と入力データ

安定解析は非円形のすべり面を仮定する Janbu 法により行なった⁴⁾。基礎式は次に示すようである。

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \cdot \tan a_i} \times \sum \frac{(c'_i - u_i + W_i/b_i) \cdot \tan \phi'_i \cdot F_s \cdot (1 + \tan^2 a_i)}{F_s + \tan \phi'_i \cdot \tan a_i} \quad (1)$$

解析手法の詳細は参考文献に示す⁵⁾。

Fig. 16 に安定解析にあたっての斜面の断面図を示す。入力データは次のようである。

粘着力 $c' = 0 \text{ kgf/cm}^2$
 内部摩擦角 $\phi' = 30^\circ$
 初期間隙比 $e_0 = 0.56$
 乾燥重量 $\gamma_d = 1.7 \text{ gf/cm}^3$

上記の諸定数は斜面内で一様であるとしたが、単位体積重量は地下水位以下の部分は完全飽和とし、地下水位より上は50%飽和として求めた。解析は Fig. 16に示すように、地下水位が存在しない場合、すべり面より上方1, 2, 3, 4, 5 m に地下水位が存在する場合に対して行なった。なお、別に行なった飽和・不飽和浸透解析により、総降雨量400mm程度で地下水位が5 m程度上昇することが求められている。

(2) 解析結果と考察

Fig. 17に地下水位の位置と安全率の関係を示す。これから地下水位が存在しない場合に安全率は1.42であり、地下水位の上昇に伴って安全率は低下していることがわかる。しかし、地下水位が5 mになった時点でも安全率

Fig. 16 Vertical section for slope failure analysis

Fig. 17 Relationship between safety factor and ground water level

は1.12であり、1をきっていない。したがって、現状のすべり面に沿って、斜面全体が一気に崩壊する可能性は少ないと考えられる。

地すべり粘土の有効応力基準による c' 、 ϕ' を用いて安定解析を行なった結果、現状のすべり面での安全率は1よりかなり大きいことがわかった。これから、本地すべりの変形挙動は地すべり粘土のクリープにより起こっていることが明らかである。

5. 変形挙動に対する考察

地すべり粘土が存在する地すべりの変形はクリープ的に起こっていることが多いと考えられる。それは、もし地すべり粘土の強度が破壊強度まで発揮されているとして、現状の安全率が1であれば一気に大変位が発生するはずであるが、現実にはわずかつづ変位が進行しているからである。このような状態では、地すべり粘土の強度を破壊強度まで発揮されているとして安定解析を行なった場合、安全率は1より大きいはずである。すなわち、地すべり粘土の強度は破壊強度まで発揮されておらず、破壊強度より小さい応力レベルでクリープ変形が起こっている。

上述したように、地すべり粘土が破壊強度の応力レベルまで強度が発揮されずに、それより低い応力レベルでクリープ変形が起こっているとすれば、地すべりの挙動を解明するために地すべり粘土のクリープ特性を明らかにする必要がある。

そこで、地すべり粘土のクリープ特性を明らかにし、さらに、前節の安定解析結果よりすべり面での応力レベルを検討して地すべりの変形挙動に対する検討を行なった。

5-1 地すべり粘土のクリープ特性

(1) 試料、実験方法

試料は前節で用いた地すべり粘土で、その物理的性質などは前節を参照されたい。供試体の作成方法、圧密方法なども同様である。

クリープ試験は三軸非排水状態で行なった。試験の手順は次のようである。まず、直径35mm、高さ80mmの供試体を段階的に圧密し、最終的に圧密圧力3.0kgf/cm²で圧密を行なう。圧密が終了した時点で非排水状態にして、一定のクリープ荷重を供試体を与え、軸ひずみ～間隙水圧～経過時間の関係を測定する。クリープ荷重としては前節の静的三軸圧縮試験より求めた非排水せん断強度の0.5、0.7、0.9、0.95倍になるよう与えた。

間隙水圧の測定は圧力変換器を介して、静ひずみ計により行なった。軸荷重はレギュレーターを介して空圧シリンダーにより与えた。各試験は1週間程度行なった。

(2) 試験結果および考察

次に、実験結果ならびに考察について述べる。Fig. 18

にクリープひずみ速度と経過時間の関係を示す。ここで、 τ_c はクリープせん断荷重であり、 τ_{sf} は静的非排水三軸圧縮試験により求めた非排水強度である。

Fig. 18から $\tau_c/\tau_{sf}=0.95$ の場合はクリープ破壊に至り、 $\tau_c/\tau_{sf}=0.9$ 以下の場合には試験期間内にはクリープ破壊を起こしていない。クリープ破壊に至らない場合は従来指摘されているように⁹⁾、クリープひずみ速さと時間の関係は両対数紙上で直線関係にあり、各応力レベルで、その傾きはほぼ同じであることがわかる。

地すべり粘土の非排水クリープ試験より、すべり面を構成している地すべり粘土は明瞭なクリープ現象を示すことが明らかになった。したがって、今まで検討してきた安定解析結果などと併せて、本地すべりの変形はクリープ変形であると断定してよいであろう。

5-2 すべり面の応力レベル

クリープ速度は応力レベルによって変わるので、本地すべり地におけるクリープひずみ速度を求める場合、すべり面における応力レベルを知る必要がある。しかし、応力レベルは一様ではなく、すべり面に沿って変化している。すべり面の応力レベルを知ることにはかなり困難である。そこで、すべり面での平均的な応力レベルを求めてみる。

Fig. 19に安全率 F と内部摩擦角 ϕ_d の関係を示す。それぞれの地下水位の位置に応じて、ある内部摩擦角 ϕ_d の時に安全率は1となっている。ここに、 ϕ_d は排水状態での内部摩擦角である。

地すべり粘土の排水状態での内部摩擦角 ϕ_d は、一般に $\phi' \doteq \phi_d$ であるので約30°であろうが、安全率が1となる時の内部摩擦角が現に発揮されている内部摩擦角であり、この内部摩擦角を ϕ_m で示す。

Fig. 19を参照して安全率が1となる時の、この内部摩擦角 ϕ_m から次のようにして、すべり面での応力レベル

Fig. 18 Log strain rate versus log time for undrained creep tests on clay

Fig. 19 Changes of safety factor with angle of shearing resistance

を求めることができる。

すべり面で現に発揮されている土のせん断強度は次式で示される。

$$\tau_m = c_m + \sigma_c \tan \phi_m \quad (2)$$

$c_m \div 0$ であるので、式(2)から次式のようになる。

$$\tau_m / \sigma_c = \tan \phi_m \quad (3)$$

これから、応力比 (τ_m / τ_{sf}) は次式で示される。

$$\frac{\tau_m}{\tau_{sf}} = \frac{\tau_m / \sigma_c}{\tau_{sf} / \sigma_c} = \frac{\tan \phi_m}{\tan \phi_d} \quad (4)$$

ここで、サフィクス m は現に発揮されているせん断強度、粘着力、内部摩擦角を意味し、 σ_c' は有効土被り圧を意味している。

これから、各地下水位の位置での応力比 (τ_m / τ_{sf}) は Table 2 のようになる。Table 2 に示す τ_{sf} は地すべり粘土の静的せん断強度である。

5-3 クリープ的な観点からの変形挙動の考察

前節で地下水位が変化する場合の斜面の応力レベルが明らかになった。Fig. 18に示すように応力レベルによりクリープひずみ速度は異なる。

Fig. 18を参照して、 $\tau_c / \tau_{sf} = 0.5$ を基準にとると $\tau_c / \tau_{sf} = 0.7$ では約2倍近いクリープひずみ速度を示し、 $\tau_c / \tau_{sf} = 0.9$ では約10倍近いクリープひずみ速度を示している。また、 $\tau_c / \tau_{sf} = 0.94$ ではクリープ破壊を起こしている。

非排水クリープ試験結果とすべり面の応力比の検討結果をもとに、地すべりの変形挙動の検討を試みる。ところで、地下水位の変動の影響を大きく受けているような地すべりの変形挙動を考えると、降雨浸透に伴う地下水位変動時には非排水クリープの挙動を示し、降雨がなく長期間にわたって一定の地下水位を保っている場合には排水クリープ的な挙動を示すであろう。したがって、厳密には地すべり粘土の非排水クリープ特性からだけでなく排水クリープ特性からも検討を試みなければならないが、排水クリープ試験を行なうのは非常に困難であるので、今回は非排水クリープ試験結果のみから考察

Table 2 Stress ratio correspond to ground water level

水面の位置	応力比 ($\tau_m / \sigma_c' / (\tau_c / \sigma_c')$)
地下水位なし	0.658
" 1m	0.707
" 2m	0.763
" 3m	0.810
" 4m	0.852
" 5m	0.890

を行なう。

前節で検討した応力レベルから判断すると、地下水位が存在しない場合 ($\tau_m / \tau_{sf} = 0.558$) を基準に取れば地下水位が5m ($\tau_m / \tau_{sf} = 0.890$) になると約5倍のクリープひずみ速度となる。Fig. 5で検討したように多雨期、少雨期で変位速度が2～4倍変化していたことと今回のクリープひずみ速度に対する考察から考えると斜面内でかなり地下水位(間隙水圧)が変化していることが予想される。

以上のことから、多雨期、少雨期における変位速度の違いは地すべり粘土の再圧密試料の非排水クリープ特性とすべり面の応力レベルの検討からある程度説明が可能であることがわかった。しかし、さらに厳密に論じるためには排水クリープ特性や地下水位の変動に伴う応力レベルの変化を考慮した繰り返しクリープ特性などを明らかにする必要がある。

6. あとがき

地すべり粘土が存在する破碎帯地すべりの一調査結果について報告した。得られた結論は次のようである。

- 1) 本地すべりは粘土層をすべり面として、降雨に伴う地下水位の変動の影響を大きく受けている。
 - 2) 大変形を受けた飽和粘性土と乱れを受けていない飽和粘性土の有効応力基準による強度定数にはほとんど違いはみられない。
 - 3) 地すべり粘土の有効応力基準による強度定数を用いて安定解析を行なった結果、現状安全率は1.4程度であり、変形はクリープにより起こっていることが明らかになった。
 - 4) 地すべり粘土のクリープ試験結果とすべり面の応力レベルの検討から、多雨期、少雨期における変位速度の違いが定性的に明らかになった。
- 以上、土の変形、強度特性を考慮した有効応力的な観点からの取り組みが必要であることを指摘し、また、そのアプローチの妥当性を示した。今回は再圧密した試料の実験結果を用いて安定解析ならびに変形挙動の考察を行なったが、今後、かく乱試料の力学特性を解明するとともに、地すべりの変形挙動をクリープ特性から定量的に評価していきたい。

参 考 文 献

- 1) 小川正二, 池田俊雄, 趙茂吉, 和田正: 過圧密状態を考慮した地すべり斜面の安定解析, 第17回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 1089~1092, 1982.
- 2) 八木則男, 矢田部龍一, 松村真一郎: 練り返し時含水比の異なる再圧密土の力学特性, 土木学会論文報告集, 第330号, pp. 99~106, 1983.
- 3) 八木則男, 矢田部龍一: 乱れを受けた飽和粘性土の力学特性, 土木学会論文集, 第352号, pp. 179~186, 1984.
- 4) Janbu, N.: Application of composite slip surfaces for

stability analysis, Proc. European Conf. on Stability of Earth Slopes, Vol. 3, pp. 43~49, 1954.

- 5) 矢田部龍一, 榎明潔, 八木則男: 降雨浸透を考慮した斜面安定解析法の検討, 地すべり, Vol. 22, No. 3, pp. 1~7, 1985.
- 6) Singh, A. and J.K. Mitchell: General stress-strain-time function for soils, Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM 1, pp. 21~46, 1968.

(原稿受理日 昭和60年12月25日)

「農地地すべり研究会」が発足

—— 昭和61年5月9日に発会式行われる! ——

1. 農林水産省構造改善局では、昨年、新潟県青海町や長野市地附山で発生した地すべり災害が社会問題となったことを契機に、構造改善局所管の地すべり対策について、更に充実強化を図るため、地すべり対策全般にわたる諸問題を研究する農地地すべり研究会（通称LAS研）を発足させた。
2. この研究会は、農林水産本省、地方農政局及び都道府県の地すべり担当で構成されており、下部組織として都道府県部会及び各地方農政局単位で組織する地方部会がある。
3. 主な研究活動は次の通りとなっており、この活動を通じて地すべり対策事業の円滑な推進を図ることとしている。
 - 1) 地すべり技術の向上に関する活動
ア、各地域における地すべりの技術研究
研究発表会、研修会等の開催
地すべり学会等への積極的参加
イ、地すべり防止技術に関する情報収集、啓蒙
 - 2) 事業の円滑な推進に関する活動
ア、事業推進上の問題点の把握
イ、事業制度の研究
制度の拡充・創設

発会式で挨拶する山瀬防災課長

- 3) 設計・積算・施工の基準化に関する活動
ア、実態調査の実施と内容の検討
イ、設計・積算・施工の基準化
4. なお、本会の役員構成は次の通りとなっている。

委員長	1名	構造改善局防災課課長補佐
副委員長	2名	〃 〃 係長
		〃 〃 資源課係長
幹事長	1名	都府県選出幹事の中から互選
幹事	17名	地方農政局及び代表の都道府県
監事	1名	都道府県選出幹事の中から互選