再滑動型地すべりの移動機構 Movement Mechanism of Reslide-type Landslide

丸山 清輝* 吉田 克美*
Kiyoteru MARUYAMA Katsumi YOSHIDA

Abstract

In this report, the writers examined shear characteristic of sliding surface clay and movement mechanism of re-slide type landslides through ring shear test results. Consequently, if sliding force is smaller than residual strength, transformation will not take place and strain will keep null. Because relationship between the ring shear test result (ϕ_r' , W_L , W_P , I_P) and clay fraction is examined by multivariate analysis, ϕ_r' can be assumed from W_L and W_P .

キーワード: 地すべり, 移動機構, 残留強さ

1. まえがき

わが国では、毎年のように融雪期、梅雨期、台風期に多くの地すべり災害が発生し、昭和61年度調査によれば建設省所管の地すべり危険箇所は、10,288箇所に達する¹⁾。地すべりの発生は、その発生時期から分かるように、多くの場合は地すべり地塊に融雪水や降雨が浸透した結果、すべり面における間隙水圧が上昇し、すべり面のせん断強さが低下することによって考えられている。そして、このような地すべり斜面の安全率の変化は、すべり面粘土のひずみ制御によるせん断試験から求められた c' 、 ϕ' を用いて求められている。ひずみ制御のせん断試験は、ひずみを等速度で加えた時の土のせん断強さを測定する試験である。しかし、地すべり斜面では、滑動力が常に作用しており、この状態で多くの場合、間隙水圧の上昇によるすべり面のせん断強さの低下が生じ、地すべりが発生している。これは、ひずみ制御のせん断試験とは異なった応力履歴であり、応力制御のせん断試験の応力履歴に一致すると考えられる。本来、安定解析に用いるせん断強さは、斜面の応力履歴にできるだけ近い状態で求めることが望ましい。しかし、応力制御によるせん断試験結果を用いた地すべり移動機構に関する研究は非常に少ない。

そこで、本報告では、再滑動型地すべり（1～5年に1回程度断続的に移動する地すべり）の移動機構について、リングせん断試験機を用いたひずみ制御と応力制御の各せん断試験を行い検討した。

2. 再滑動型地すべりにおけるすべり面粘土のせん断特性

降雨及び融雪に起因する再滑動型の地すべりでは、地すべり地塊に降雨及び融雪水が浸透することにより、すべり面の間隙水圧上昇→有効垂直応力の低下→すべり面のせん断強さの低下→地すべり発生と言う地すべり移動機構が考えられる。このような移動機構は単純に考えると、移動層の滑動力とすべり面のせん断強さの応力不均衡によると考えることができ、地すべりの挙動は応力制御のせん断試験により説明できると思われる。

応力制御のせん断試験では、せん断応力と変位速度の間に図-1に示す関係がある²⁾。すなわち、せん断応力の増加により土の挙動は、変位無し→変位→破壊の各段階を示す。ここで、変位無し→変位の境界せん断応力は下

図-1 せん断応力 τ - 変位速度 dD/dt の関係

* 建設省土木研究所

限降伏値、変位→破壊の境界せん断応力は上限降伏値に対応する。また、図-2に示すように、①のせん断応力が下限降伏値以下では、変位はせん断応力载荷時のみ発生し、②のせん断応力が下限降伏値と上限降伏値の間では、変位は生じるが時間の経過とともに収束し破壊には至らない。③のせん断応力が上限降伏値以上では、急激に変位を生じ破壊する³⁾。一方、地すべりでは、移動層の滑動力とすべり面のせん断強さの応力不均衡により、地すべりが発生するわけであるから、有効垂直応力と変位速度の間に図-3の関係が考えられる。ここで、 a は上限降伏値に対応する有効垂直応力であり、 b は下限降伏値に対応する有効垂直応力となり、有効垂直応力の低下により土の挙動は、上・下限降伏値に対応する有効垂直応力を境に図-1の説明と同様になるとと思われる。

また、再滑動型地すべりは移動と停止を繰り返している地すべりであり、すべり面粘土は長い年月をかけて、せん断と圧密及び間隙水圧の上昇による過圧密化という履歴を繰り返し受けている。したがって、すべり面粘土のせん断強さが、全ての応力履歴でせん断試験から求め

図-2 応力制御せん断試験の時間 t - 変位 D の関係

図-3 有効垂直応力 σ_v' - 変位速度 dD/dt の関係

られた有効応力基準による強度定数で求められるか確認する必要がある。

2.1 試験方法

降雨及び融雪に起因する再滑動型の地すべりの移動機構を、リングせん断試験機で再現する方法としては、以下のことが考えられる。再滑動型の地すべりにおけるすべり面のせん断強さは、ピーク強さ、完全軟化強さ、残留強さの各レベルの中で、過去に繰り返された移動により、すべり面の粘土粒子がせん断される方向に沿って配列されていることから、完全軟化強さから残留強さのレベルにあると考えられる。また、地すべり斜面では、滑動力が常に作用しており、この状態で多くの場合、間隙水圧の上昇によるすべり面のせん断強さの低下が生じ、地すべりが発生している。このようなことから試験では、せん断強さを残留強さまで低下させた後、滑動力に相当するせん断応力を作用させたまま有効垂直応力を減少させる操作を行うことにした。

有効垂直応力を減少させるには、①間隙水圧を増大させる方法と②垂直応力を減少させる方法とが考えられる。①の方法は、供試体の中まで均一に間隙水圧を増大させる必要がある。また、②の方法は、正確に供試体中の間隙水圧を測定するか、応力除荷による負の間隙水圧が発生しないように試験する必要がある。両者では、②の方法が容易であると思われ、小川等は、この方法により応力制御のせん断試験を実施している⁴⁾。

試験に用いた試料は、口坂本地すべり(静岡県)、西蒲生田地すべり(新潟県)、の各すべり面付近の粘土である。各地すべりの地質については、口坂本地すべりは、中生代～古第三紀層の砂岩と頁岩層の地すべりであり、西蒲生田地すべりは、新第三紀層黒色泥岩層の地すべりである。

応力制御のせん断試験は、以下に示す方法で行った。

- (1) 420 μm フルイを通過させ予備圧密して(圧密試験と同様に段階的に载荷し、最終的にはせん断試験の圧密荷重まで载荷する)プレカット試料を作成した後、試験機にセットし圧密排水条件(せん断速度 0.001 mm/min)でせん断強さ τ を残留強さ τ_r まで低下させる。
- (2) 残留強さ τ_r に相当するせん断応力 τ を载荷したまま残留強さに相当する垂直応力の 130%, 200%でそれぞれ圧密する。なお、圧密打ち切り時間は、せん断面を十分に圧密するために $3t_r$ 以上とする。
- (3) 垂直応力 σ_v を減少させ、垂直応力と水平変位との関係を求める。

2.2 試験結果

図-4(a), (b)には、プレカット試料を用いたリングせん断試験機による圧密排水条件におけるひずみ制御試験結

図-4 (a) ひずみ制御リングせん断試験結果

図-4 (b) ひずみ制御リングせん断試験結果

果（せん断速度 0.001 mm/min）を示した。強度定数として、口坂本地すべりについては $\phi_r' = 11.3^\circ$ 、 $c_r' = 0$ kgf/cm²、西蒲生田地すべりについては $\phi_r' = 9.3^\circ$ 、 $c_r' = 0.058$ kgf/cm²、がそれぞれ得られた。

図-5 は、試験方法の項で示した応力制御の方法により試験を実施した結果を、口坂本地すべりについて示したものである。垂直応力の減少により試料の挙動は、変位無し→変位→破壊の各段階を示している。また、垂直応力減少速度が早くなると、変位無し→変位の境界に当たる垂直応力が小さくなっていることが分かる。この境界値に当たる垂直応力載荷時のせん断強さが、下限降伏値に該当する。

図-6 には、口坂本地すべりの下限降伏値垂直応力とせん断応力との関係を、垂直応力減少速度毎に示した。両者の関係は、直線で示すことができる。また、垂直応力減少速度の増大にともない勾配 ϕ が急になっていることが分かる。

図-5 垂直応力と水平変位との関係

図-6 下限降伏値垂直応力とせん断応力との関係

図-7は、口坂本地すべりの垂直応力減少速度と勾配 ϕ との関係を示したものである。 ϕ は減少速度が $0.01 \text{ kgf/cm}^2/\text{min}$ を境に、以下では一定値、以上では大きくなっていることが分かる。このような変化は、垂直応力減少速度の増大にともないせん断面に負の間隙水圧が発生し、有効垂直応力が試験機に示された垂直応力より大きくなるためと考えられる。これは試験方法の問題であり、せん断面の間隙水圧を測定し有効応力で表示すれば、 ϕ は減少速度に関係なく一定値になると考えられる。したがって、試験では垂直応力の変化にともなう有効垂直応力を正確に知る必要があり、せん断面の間隙水圧を測定するか、負の間隙水圧が発生しないように試験をする必要がある。図-7において減少速度が $0.01 \text{ kgf/cm}^2/\text{min}$ 以下で ϕ が一定値を示すのは、せん断面に間隙水圧が発生せず試験機に示された垂直応力と有効垂直応力が一致しているためと思われる。このことから、以下の考察では、間隙水圧が発生しないように垂直応力減少速度を遅くして（垂直応力減少速度 $0.002 \text{ kgf/cm}^2/\text{min}$ ）試験を行った結果を用いる。

図-8(a),(b)には、口坂本地すべり、西蒲生田地すべりのひずみ制御と応力制御のせん断試験結果をそれぞれ示した。図中の直線は、ひずみ制御試験により求められた残留強さの破壊強度線であり、矢印は今回の試験における垂直応力の減少経路と下限降伏値を示したものである。すべり面粘土の下限降伏値は、ひずみ制御のせん断試験から得られた残留強さと一致することが分かる。また、試験方法の②では、圧密時間を約5日程度としたが、この圧密によるせん断強さの変化は認められない。この他、今回の試験における初期垂直応力は、試験方法の②より130%とした場合、下限降伏値に相当する垂直応力に対してOCRは1.3となる。また、初期垂直応力を200%とした場合では、OCRは2.0となる。各OCRの下限降伏値は、図-8(a),(b)に示したようにひずみ制御試験から得られた残留強さの破壊強度線上に位置しており、OCRの増大による ϕ の増大は認められない。

矢田部等は、再滑動型地すべりのすべり面粘土のせん断特性を三軸圧縮試験により求めた結果、有効応力基準による強度定数は、せん断と圧密及び間隙水圧の上昇による過圧密化の影響を受けないと報告している⁴⁾。また、小川等は、有効垂直応力の低下によるすべり面粘土の過圧密化にともなう強度特性について試験を行い、すべり面粘

土は過圧密比(OCR)の増大にともない ϕ も増大すると報告している⁴⁾。今回の結果は、矢田部等の結果と一致し、小川等の結果とは異なるものである。

小川等の結果と異なった原因は、垂直応力を減少させた場合、矢田部等が述べているように⁶⁾、十分に供試体を膨張させずに試験を行うと負の間隙水圧が発生し、試験機に示された垂直応力より大きな有効垂直応力が作用するため、大きなせん断強さを示すことが考えられる。

以上のことから、すべり面粘土の応力制御のせん断試験から求められた下限降伏値は、過圧密比に関係なくひ

図-7 垂直応力減少速度と ϕ との関係

図-8(a) ひずみ制御と応力制御のせん断試験結果

図-8(b) ひずみ制御と応力制御のせん断試験結果

ずみ制御のせん断試験から得られた残留強さと一致することが分かった。また、すべり面粘土は、せん断応力が残留強さより小さい場合、変位を生じることなく残留強さまでせん断応力に抵抗できることが分かった。この他、すべり面粘土の残留強さは、せん断と圧密及び間隙水圧の上昇による過圧密化の影響を受けず、せん断試験から求められた有効応力基準による強度定数で求められることが再確認された。

3. 残留せん断強さの推定

すべり面粘土の下限降伏値は、ひずみ制御のせん断試験から得られた残留強さと一致することから、残留強さは、再滑動型地すべりが移動するか否かを示す重要な土質強度定数となる。そこで、残留強さを示す際の内部摩擦角 ϕ_r' の推定法について検討した。

Voight⁷⁾ や Hopkins⁸⁾ 等は、 ϕ_r' が塑性指数 I_p 及び粘土分 ($<2\mu\text{m}$) 含有量と相関があることを示した。そして、これらの相関関係から ϕ_r' を求める式が提案されている。そこで、筆者らが実施した試験結果について、同様な方法で整理を行ってみた。

表-1 リングせん断試験結果

No.	地すべり	採取位置	残留強さ ϕ_r' (度)	W_L (%)	W_P (%)	I_p	粘土含有量(%) ($<2\mu\text{m}$)
1	木古庭 (神奈川)	移動層	19.9	80	27	53	50
2	〃	〃 (風化岩)	23.8	36	16	20	34
3	猿供養寺 (新潟)	基岩	19.9	69	22	47	39
4	亀の瀬 (大阪)	〃	26.0	61	24	37	3
5	〃	深度 2.7 m	30.0	66	30	36	30
6	野比 (神奈川)	深度 2.7 m	30.2	66	30	36	—
7	〃	深度 5.3 m	34.2	67	30	37	30
8	〃	深度 11.3 m	30.5	52	28	24	2
9	滑水山 (長野)	すべり面粘土	3.6	216	24	192	49
10	下地藏寺 (高知)	移動層	26.7	42	20	22	27
11	赤崎 (新潟)	すべり面粘土	4.8	200	21	180	52
12	〃	〃	7.8	274	45	229	33
13	口坂本 (静岡)	すべり面粘土	11.3	78	11	67	33
14	西蒲生田 (新潟)	〃	9.3	86	12	74	42

表-1 には、試験結果を示した⁹⁾。 ϕ_r' は、試験機にリングせん断試験機を用い、地すべり現場で採取した試料から主にスラリー試料を作成して求めた値である。

図-9 は、粘土含有量 ($<2\mu\text{m}$) と ϕ_r' との関係を示したものである。これは、 ϕ_r' が土粒子の粒径に関係すると思われることを根拠に整理されたものである。粘土含有量は2~52%の範囲で、また、 ϕ_r' は3.6~34.2度の範囲で各々分布している。両者の関係には幅があり、明瞭な関係は認められない。

図-10 には、 I_p と ϕ_r' との関係を示した。これは、 ϕ_r' が粘土粒子の物理化学及び鉱物特性に影響されることが考えられることから、その特性を直接的に反映していると思われる I_p との関係で整理したものである。 ϕ_r' が20度以上では I_p は50以下であり、 ϕ_r' が10度以下では I_p は60以上に急激な増大を示している。両者の関係には幅があり、粘土含有量 ($<2\mu\text{m}$) と ϕ_r' との関係と同様に明瞭な関係は認められない。

このような検討は、日本においても矢田部等¹⁰⁾ や直保¹¹⁾、小川等¹²⁾ により行われている。しかし、どの場合も明瞭な関係は認められていない。そこで、多変量解析を行い再度検討した。すなわち、目的変数として ϕ_r' を、説明変数として液性限界 W_L 、塑性限界 W_P 、塑性指数 I_p 、粘土含有量をそれぞれ用いて重回帰分析を行うものである。用いたデータは、表-1に示す通りである。

図-9 粘土含有量 ($<2\mu\text{m}$) と ϕ_r' との関係

図-10 I_p と ϕ_r' との関係

重回帰分析では、説明変数の選択を行っている。これは、目的変数の推定に役立つ主要な説明変数を求めるためである。その結果、 W_L と W_P が選ばれ、 I_p と粘土含有量は選ばれなかった。以下に求められた式を示す。

$$y = 15.29420 - 0.15313x_1 + 0.81527x_2 \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 $y : \phi_r'$

$x_1 : W_L$

$x_2 : W_P$ である。

また、分散分析の結果では、 $F_0 = 87.6595 > F_{11}^2(0.05) = 3.982$ となり、回帰が有意であることが示された。この他、 W_L 、 W_P の回帰係数の検定では、

$$W_L: F_0 = 168.254 > F_{11}^2(0.05) = 4.844$$

$$W_P: F_0 = 66.4784 > F_{11}^2(0.05) = 4.844$$

となり、どの回帰係数もゼロではないと言えることから、 ϕ_r' の推定に W_L と W_P が使用できることが示された。

従来から ϕ_r' の推定に用いられていた I_p と粘土含有量が選ばれなかったことについては、以下のことが考えられる。 I_p は、 W_L と W_P の差で表される値である。したがって、同じ I_p でも W_L と W_P は大きなものから小さなものまで存在するので相対的な指標と考えられ、 I_p が粘土粒子の物理化学及び鉱物特性を一義的に表せないことを意味していると解釈できる。このために、 I_p が説明変数として選ばれなかったと考えられる。また、粘土含有量については、その量が増すと ϕ_r' が低下すると考えられている。しかし、すべり面粘土は、石英、長石、輝石等の鉱物やクロライト、カオリナイト、イライト、マイカ、スメクタイト等の粘土鉱物から構成されている。表-2は、矢田部等が行った各種粘土鉱物の粘土含有量と残留強さとの関係を示したものである¹⁰⁾。粘土含有量は、多い方からクロライト、イライト、マイカ、カオリナイトの順になっている。しかし、 ϕ_r' は、小さい方からマイカ、イライト、クロライト、カオリナイトの順になっており、必ずしも ϕ_r' の大小は粘土含有量の多少と関係しないことを示している。特に、カオリナイトとクロライトでは、カオリナイトの粘土含有量がクロライトの4.7倍もあることから、 ϕ_r' はクロライトの方が大きくなるはずであるのに対して、逆にカオリナイトの方が1.5倍大きくなっている。これらのことから、すべり面粘土の ϕ_r' は、粘土粒子の物理化学及び鉱物特性や粘土含有量等が複雑に絡み合って出てきた値であり、単純に粘土含

図-11 実測値と計算値との関係

有量だけでは定まらなると考えられる。このため、粘土含有量が説明変数として選ばれなかったものと思われる。

図-11には、実測値と(1)式を用いて W_L と W_P から ϕ_r' を求めた計算値との関係を示した。両者はほぼ一致しており、重相関係数は0.97であった。なお、液性限界・塑性限界試験は、JISの試験法¹³⁾にもとづいて実施するのであるが、すべり面粘土は粘土分が多いため、試験法の一部を以下に示すものに変えている。すなわち、試料は、JISでは空気乾燥させたものを用いるのに対して、本試験では現場で採取した含水状態のまま420 μm フルイを通過させたものを用いている。また、液性限界試験では、含水比の低い試料から順に試験し、試料をなじませるためには半日以上寝かせ、繰り返し時間も15分以上取っている。

以上、今回実施したリングせん断試験結果を用いて ϕ_r' と W_L 、 W_P 、 I_p 、粘土含有量との関係を多変量解析により検討した。その結果、データが少ないので断定することはできないが、筆者らの試験結果では、 W_L と W_P から ϕ_r' が推定できることが分かった。しかし、 $c_r' = 0$ でない場合もあることから、正確な残留強さはリングせん断試験を実施し求める必要がある。

4. 再滑動型地すべりの移動機構

図-12は、今回の試験結果をもとに、再滑動型地すべりの移動機構を示したものである。ここで、現状の地すべり斜面の安全率が(2)式により $F_s = 1.0$ で、滑動力による移動層の圧密が十分進み、地すべり斜面のどの部分でも移動が認められない状態にあるとする。

$$F_s = \frac{\sum c_r' l_i + \sum [(W_i \cos \alpha_i - l_i (u_i - \Delta u_i)) \tan \phi_{r1}']}{\sum W_i \sin \alpha_i - \sum P_R} \dots\dots(2)$$

c_r' 、 ϕ_r' : すべり面の残留強度定数

l_i : すべり面長

W_i : スライス重量

α_i : すべり面と水平面との成す角度

u_i : 間隙水圧

表-2 粘土含有量と ϕ_r' (矢田部他 1991年による)

粘土鉱物	粘土含有量 ($< 2 \mu\text{m}$) (%)	ϕ_r' (度)
マイカ	13.0	11.8
イライト	12.3	15.9
クロライト	7.5	17.5
カオリナイト	35.0	25.6

Δu_i : 防止工事で低下させる間隙水圧

P_R : 防止工事で低下させる滑動力

移動は、単純に考えるとすべり面のせん断強さである上限降伏値 τ_u と下限降伏値 τ_l (ひずみ制御試験残留強さ) に対して滑動力を比較することにより、a, b, c の各領域に分けられる。a 領域では、滑動力が上限降伏値より大きいことから移動は連続的に生じる。b 領域では、滑動力が下限降伏値より大きく上限降伏値より小さいことから移動は断続的に生じる。c 領域では、滑動力が下限降伏値より小さいことから移動は生じない。図-12 は、地す

べりが間隙水圧の上昇によって生じた場合の移動機構である。間隙水圧が上昇し、 $\sigma'_{v0} \rightarrow \sigma'_{v1}$ になり b 領域に入った場合は断続的に移動し、更に $\sigma'_{v1} \rightarrow \sigma'_{v2}$ になり a 領域に入った場合は連続的に移動する。逆に間隙水圧が低下し、 $\sigma'_{v0} \rightarrow \sigma'_{v1}$ になり c 領域に入った場合、移動は生じない。

また、防止工事では、現状の安全率が $F_s = 1.0$ の場合に、将来の豪雨時でも地すべり斜面全体で移動を生じないように、(2)式を用いて現状安全率を計画安全率まで高める。ここで、防止工事に地下水排除工を用いた場合は、図-13(a)に示すように(2)式の Δu により間隙水圧を

低下させ、有効応力を $\sigma'_{v0} \rightarrow \sigma'_{v1}$ 、すべり面のせん断強さを $\tau_a \rightarrow \tau_b$ にそれぞれ増大させる。また、抑止工等を用いた場合は、図-13(b)に示すように(2)式の P_R により滑動力を $T_a \rightarrow T_b$ に減少させ c 領域の中に入れる。

なお、計画安全率の設定では、安定計算に下限降伏値(残留強さ)を用い、安全率を最悪の応力状態でも地すべり斜面全体で移動が生じないことを前提としていることから、一般全応力法¹⁴⁾のようにせん断時に発生する間隙水圧を考慮する必要はない。

5. まとめ

本報告では、再滑動型地すべりの移動機構についてリングせん断試験を行い検討した。その結果は、以下に示す通りである。

- (1) 再滑動型地すべりにおけるすべり面粘土のせん断特性を調べるために、応力制御のリングせん断試験を行っ

図-12 再滑動型地すべりの移動機構

図-13(a) 地下水排除工による応力の変化

図-13(b) 抑止工等による応力の変化

た結果、すべり面粘土の下限降伏値は、過圧密比に関係なくひずみ制御のせん断試験から得られた残留強さと一致することが分かった。また、すべり面粘土は、せん断応力が残留強さより小さい場合、変位を生じることなく残留強さまで抵抗できることが分かった。この他、すべり面粘土の残留強さは、せん断と圧密及び間隙水圧の上昇による過圧密化の影響を受けず、せん断試験から求められた有効応力基準による強度定数で求められることが再確認された。

- (2) 筆者らが実施したリングせん断試験結果を用いて ϕ_r' と W_L , W_P , I_p , 粘土含有量との関係を多変量解析により検討した結果、データが少ないので断定することはできないが、 W_L と W_P から ϕ_r' が推定できることが分かった。しかし、正確な残留強さは、 $c_r' = 0$ でない場合もあることからリングせん断試験を実施し求める必要がある。
- (3) 今回の試験結果をもとに再滑動型地すべりの発生機構について検討した結果、移動は、上限降伏値 τ_u と下限降伏値 τ_L (ひずみ制御試験残留強さ) に対して滑動力を比較することにより、a 領域(連続的に移動する)、b 領域(断続的に移動する)、c 領域(移動しない)に分けられる。
- (4) 防止工事を計画する際の安定解析では、すべり面粘土の下限降伏値がひずみ制御のせん断試験から得られた残留強さと一致することから、この残留強さを用いることができる。また、計画安全率の設定では、最悪の応力状態でも地すべり斜面全体で移動が生じないことを前提としているため、安定解析に一般全応力法のようなせん断時に発生する間隙水圧を考慮する必要はない。

最後に、本報告をまとめるにあたり、建設省土木研究

所地すべり研究室吉松弘行室長には、有益な助言を頂いた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 建設月報, pp. 62~63, 1987, 6月
- 2) 村山朔郎, 柴田 徹: 粘土のレオロジー的特性について, 土木学会論文集, No. 40, pp. 1~31, 1956
- 3) 柴田 徹: 基礎工学ハンドブック, pp. 62~65, 朝倉書店, 1969
- 4) 小川正二, 池田俊雄, 和田 正, 目黒和則: 有効垂直応力の減少を考慮した地すべり斜面の安定解析, 第20回土質工学研究発表会概要集, pp. 1439~1440, 昭和60年6月
- 5) 矢田部龍一, 八木則男, 榎 明潔: 乱さない地すべり粘土のせん断特性, 地すべり, Vol. 26, No. 4, pp. 3~9, 1990年
- 6) 矢田部龍一, 八木則男, 榎 明潔: 有効応力よりみた地すべりのすべり層の粘性土の強度定数, 地すべり, Vol. 28, No. 2, pp. 20~26, 1991
- 7) Voight, B.: Correlation between Atterberg Plasticity Limits and Residual Shear Strength of Natural Soils, Geotechnique, Vol. 23, pp. 265~267, 1972
- 8) Hopkins, T.C., Allen, D.L., Deen, R.C.: Effects of Water on Slope Stability; Kentucky Bureau of Highways, Research Report KYHPR 68~48, pp. 1~41, 1975
- 9) 中村浩之, 石黒 互, 吉田克美: 地すべり粘土の力学強度特性, 土研資料第2570号, 昭和63年3月
- 10) 矢田部龍一, 八木則男, 榎 明潔: 破碎帯地すべり地の粘性土のリングせん断特性: 土木学会論文集, No. 436, pp. 93~101, 1991年9月
- 11) 宜保清一: すべり面付近泥岩の残留強さー残留せん断抵抗角 ϕ_r と塑性指数 I_p との関係ー, 第24回土質工学研究発表講演集, pp. 595~596, 1989年
- 12) 小川正二: 地すべり地を考えた土質力学 (その2)ー大変位を受ける土のせん断強さー, 地すべり技術, Vol. 7, No. 1, pp. 21~25, 1990年
- 13) 土質試験法, 土質工学会
- 14) 望月秋利, 三笠正人: フィルダム安定解析法ー一般全応力法と有効応力法の比較ー, 土と基礎, 32-4, pp. 19~26, 1984

(原稿受理日 平成5年1月13日)

有限要素法による地すべり斜面の浸透流解析とそれに基づいた斜面安定解析

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 1~11, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

稲葉 一茂, 吉田 昭治, 竹内 伸一, 中野 俊郎, 佐藤 修

有限要素法による新簡易解析法によって、浸水性の異なる土層区分とすべり面を難透水層と仮定した 2 次元水理モデルを、地下水圧の 2 次元観測データと同程度の精度でもって同定した。このモデルによって、すべり面に沿った 2 次元の間隙水圧分布を求めて安定解析を行った結果、例えば、東虫亀地すべり地では、すべり面の間隙水圧を自由地下水面から静水圧として求める従来の方法によるものと比較して、安全率で約 10% 大きくなった。

再滑動型地すべりの移動機構

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 12~19, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

丸山 清輝, 吉田 克美

本報告では、再滑動型地すべりの移動機構についてリングせん断試験を行い、すべり面粘土のせん断特性、再滑動型地すべりの移動機構を検討した。その結果、滑動力が残留強さより小さい場合、変位を生じることなく残留強さまで滑動力に抵抗できることが分かった。また、リングせん断試験結果を用いて ϕ_r' と W_L , W_F , I_p , 粘土含有量との関係を多変量解析により検討した結果、 W_L と W_F から ϕ_r' が推定できることが分かった。

マスマーブメントの性質と物質構成・水・応力場

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 20~27, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

中山 康

マスマーブメントは、物質構成とどのような応力場に置かれているかで性質が規定される。とくに土の場合には粒度組成が大きな意味を持つてくる。近年発表された数多くの研究成果を基にして、これを検討した。

DTM 及び衛星データを用いた地すべり危険地域の抽出

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 28~35, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

高木 方隆, 村井 俊治

数値地形モデル (DTM) 及び人工衛星データ (LANDSAT TM) を用いて四国の中央部 13×14 km を対象に地すべり解析を試みた。DTM からシェーディング画像・切峰面図・水系図を作成し、人工衛星データから植生図・土地被覆分類図を作成し、地すべり地の分布状態を考察した。その結果地すべり地は地表水や地中水の集中する地域に分布しており、地形浸食と密接な関係にあることが判った。

さらに、これらのデータと現地調査および室内実験結果を用いて対象地域内全域の地すべり危険度マップを斜面安定解析により作成した。その結果、90% の地すべり防止区域は危険とみられる地域に位置し、良好な結果を得ることが出来た。

ニューラルネットワークの地すべり対策杭の設計手法選定への応用

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 36~40, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

吉松 弘行, 藤田 壽雄

地すべり対策杭は、従来は地すべり地のすべり面形態などの特性要因によりその設計手法が選択されていたが、これまでの既設杭工データをニューラルネットワークを用いて学習させることによって、杭工のたわみ量が予測でき、ニューラルネットワークが地すべり対策杭設計手法の支援システムになることを示した。

日南海岸 (国道 220 号線) の斜面崩壊

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 41~45, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

高谷 精二

国道 220 号線の宮崎市堀切峠と日南市風田 29.9 km 間は、日向灘に面する急な斜面を切りとった道路のため、しばしば崩壊する。ここで発生する崩壊は次の四つに分類することができた。(1) 層厚 5~15 m の砂岩のブロック状崩壊, (2) モルタル剝離崩壊, (3) 泥岩上にある砂岩の岩盤すべり, (4) 表層土の崩壊。

感圧式すべり面検知器

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 46~51, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

丸山 清輝, 山崎 宣悦

既存の計測器によるすべり面判定法の問題点を解消するために、感圧式すべり面検知器の開発を行った。そして、その精度を確認するために室内及び現地において試験を実施した。その結果、室内試験では、設計通りの性能を得ることができた。また、現地試験では、累積移動量約 20 mm ですべり面深度を求めることができた。