

長野市地附山地すべりの土質特性と運動

福岡 浩・佐々 恭二・島 通保

SOIL CHARACTERISTICS OF THE JIZUKIYAMA LANDSLIDE AND ITS MOVEMENT

By Hiroshi FUKUOKA, Kyoji SASSA and Michiyasu SHIMA

Synopsis

A big landslide occurred at Jizukiyama, Nagano Pref., 1985. This landslide was remarked that the sliding mass overcame a gentle slope of 8° and went 100–200m during only some ten minutes. The long distance of motion is seemed to be supported by the pore-pressure occurrence and while the sliding mass loaded on fully or nearly saturated ground, and it resulted in the decrease of the frictional resistance of soil. So, soil tests were carried out on the Jizukiyama soil, and the pore-pressure coefficients and other constants were measured. Further, these coefficients were applied to Sassa's "The Improved Sled Model", and the apparent friction angle of Jizukiyama Landslide was calculated. The obtained apparent friction angle is reasonable to explain its long travel distance of the Jizukiyama landslide.

1. はじめに

昭和60年7月26日午後5時、長野市地附山の南東斜面で発生した、長さ250m、幅350m、深さ30–50mの地すべりは、そのまま200–300m移動して、山麓の住宅地及び老人ホームを直撃し、多くの被害が生じた。

この地すべりの大きな特徴は、昭和56年以来、年間数cm～数cmの小さい動きを繰り返していたものが、数10分の間に勾配 10° 以下の緩斜面を越えて200～300mもの長距離を移動したことである。

佐々は、先に9km以上にわたって流動した御岳大崩壊について、それが、飽和した土塊への非排水載荷によるみかけのマサツ角の低下で説明できることを推定し¹⁾、ついで、御岳の伝上川溪床堆積物の実験結果を用いて、その推定を定量的に検証した^{2), 3)}。また、地附山の地すべりについて運動速度は大きく異なるが、基本的には御岳大崩壊と同じメカニズムで説明できると推定した^{4), 5)}。

その後、長野建設事務所、明治コンサルタントの協力により、地附山地すべりのサンプルを採集し、その土質試験を実施した。ここでは、その土質試験の結果とそれを用いた地附山地すべりの運動の検討結果を報告する。

Fig. 1 に地附山地すべりの地形図¹⁶⁾を示す。図中点線で示す部分がすべり土塊の移動範囲である。また、A点は今回 A_n 、 B_n 値を測定した土を採集した地点である。B地点で掘削中の深礎杭の工事中、現地表面から6mの地点で採集されたものを用いた。これは旧地表を地すべり土塊がえぐりながら進み、えぐられた土が移動した後、この地点で停止、堆積したものだと考えられる。

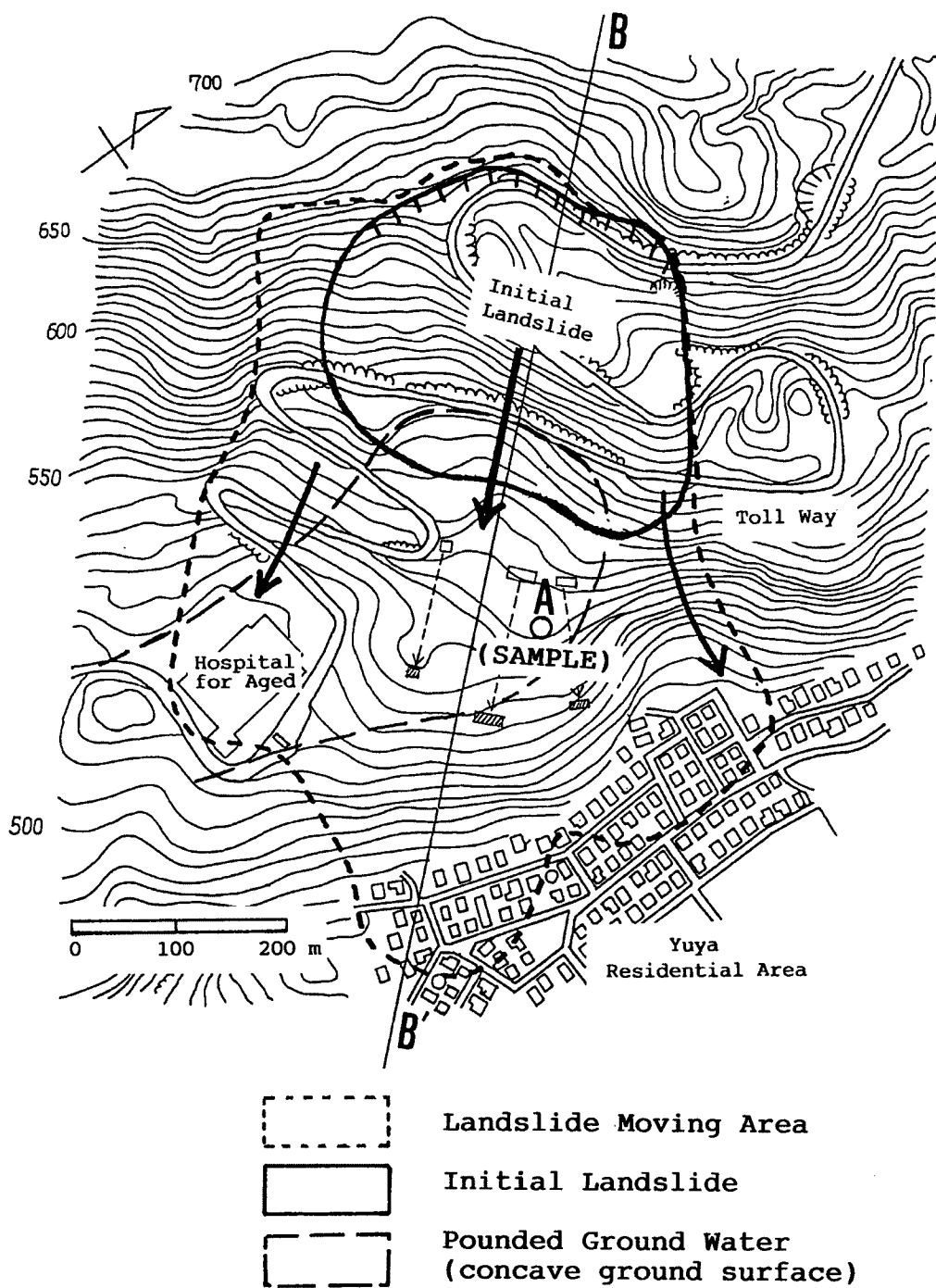


Fig. 1. Plan of the Jitsukiyama Landslide (from Sassa¹⁶⁾, added to Nakamura and Mochizuki¹⁷⁾)

2. 間ゲキ水圧係数 A_D , B_D について

Skempton は、非排水三軸圧縮試験において発生する間ゲキ水圧の発生を

$$\Delta u = B(\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)) \dots\dots\dots(1)$$

と表した⁷⁾。一方、佐々は運動する地すべりのせん断面の状態は直接せん断状態に近いと考え、(1)式と同じ考え方をういて、直接せん断状態で発生する間ゲキ水圧を次のように表した⁸⁾。

$$\Delta u = B_D(\Delta\sigma + A_D\Delta\tau) \quad \cdots \cdots \cdots (2)$$

ここで、 $\Delta\sigma$ 、 $\Delta\tau$ は、それぞれ土の要素にかかる垂直応力とせん断応力、 A_D 、 B_D は、間ゲキ水圧係数である。

B 値については Lambe & Whitmann⁹⁾ にあるように

$$B = \frac{1}{1 + \frac{nC_w}{C_{e3}}} \quad \cdots \cdots \cdots (3)$$

ここで、 n ：空ゲキ率、 C_w ：水の体積圧縮係数、 C_{e3} ：土の3次元体積圧縮係数である。

また B_D 値は、佐々によると⁸⁾

$$B_D = \frac{1}{1 + \frac{nC_w}{C_{e1}}} \quad \cdots \cdots \cdots (4)$$

となる。ここで C_{e1} ：土の1次元体積圧縮係数である。これら2式より、

$$B_D = \frac{1}{(1-\beta)B + \beta} \quad \cdots \cdots \cdots (5)$$

ここで、 $\beta = C_{e3}/C_{e1}$

従って B_D 値は通常の B 値試験と、 C_{e1} 、 C_{e3} 値の測定試験とによって決まる。Lambe & Whitman によれば、通常の土について、 $C_{e1} \sim C_{e3}$ である。 C_{e1} と C_{e3} の測定のための試験方法等については福岡¹⁰⁾に詳しいが、その中で、御岳大崩壊の伝上川の溪床堆積物の C_{e1} 、 C_{e3} を測定しているが、両者は、ほぼ等しいことが報告されている。そこで、地附山の土についても $\beta \sim 1$ として、つまり $B_D \doteq B$ として以後の議論を進める。

B 値は等方圧縮の状態では

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad \cdots \cdots \cdots (6)$$

で表されるので三軸試験機を用いた等方圧縮試験 ($\Delta\sigma_3$ のみの载荷) によって間ゲキ水圧を測定することにより実験できる。**Fig. 4** において、成形された試料をゴムスリーブで覆い、セルをかぶせる。セル内は水で満たし、水には、コンプレッサーによって側圧 σ_3 をかけることができる。

3. 地附山地すべりの土質特性

3.1 粒度分布

このサンプルの粒度分布を **Fig. 2** に示す。レキまじりの土で、非常に脆く、乾燥させると手で握るだけでぼろぼろと崩れる。粘土を多く含み、水を含むと全体が急激に柔らかくなり、粘土状になり、透水係数も $10^{-7} \sim 10^{-8}$ cm/sec 程度と非常に小さくなる。比重は2.49であった。

3.2 間ゲキ水圧係数 A_D の測定

定体積一面せん断試験によって、破壊時における $\Delta u/\Delta\tau_f$ を測定すれば、破壊時の A_D 値を定めることができ、同時に ϕ も測定できる。**Photo. 1** のような一面せん断試験機で試験を行った。サンプルボックスは金属製の、10 cm×10 cm×10 cm の大きさで、底面から5 cmの所で、水平にせん断面ができるようになっている。

試験方法は、まず、サンプルボックスにかく乱試料を現場密度 (1.35 g/cm³) になるように詰め、試料の上に、鉄製の板を乗せ、その板に圧密加重をかける。サンプルボックスの周りに水を注入し、そのまま1日～3日放置すると圧密は完了し、飽和度も95～100%になる。圧密終了後、定体積せん断用のユニット (垂直応力測定用のプルービングリングと垂直方向の変位を測定するダイヤルゲージを取り付けている) をサン

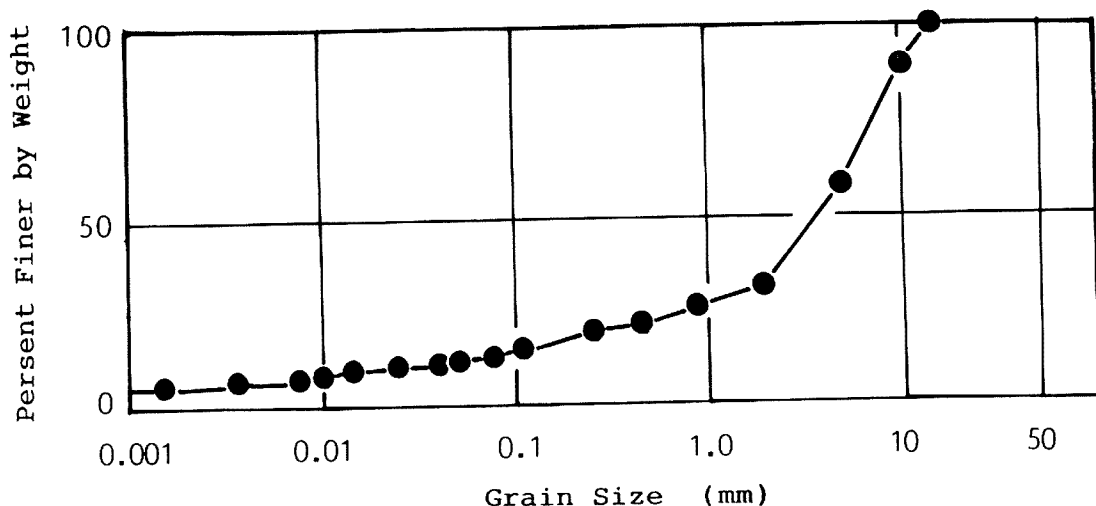


Fig. 2. Grading curve of Jizukiyama soil (Specific Density $G_s=2.49$, Uniformity Coefficients $C_u=279$)

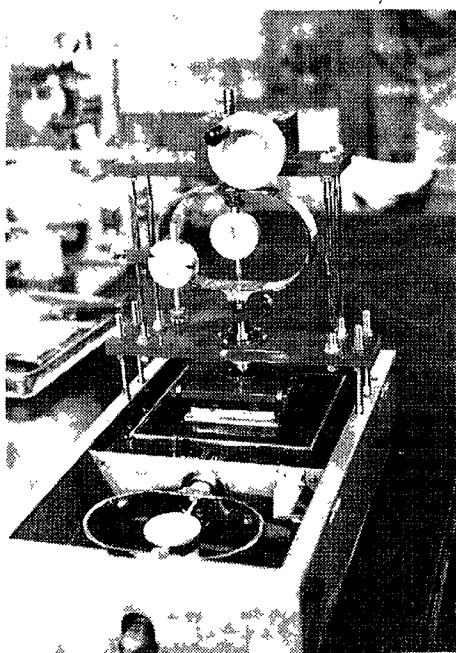


Photo. 1. The constant volume box shear apparatus



Photo. 2. Jizukiyama sample after sheared

ブルボックス上に乗せ、垂直応力を圧密応力と同じ大きさになるようかける。垂直方向の変位が停止したのを確認した後、せん断を開始する。せん断は、垂直方向の変位がないよう垂直応力を調節しながら行う。水平変位（せん断変位）は、0.5 mm ずつ 30 mm までせん断する。せん断後のサンプルを **Photo. 2.** に示す。

今回行った実験では、試料はかく乱サンプルを用いて行った。地附山の土はれき混じりの上で、かなり大きなレキも含んでいる。その土を限られた大きさのサンプルボックスに詰めるには、大きなレキは除去せざるを得ない。試料は、乾燥機で乾燥させ、その後、粘土分が固まっているのを木づちでほぐした後、ふるいでふるって、粒径 9.52 mm 以上のれきを除去した。B 値の測定を行った土も同様である。

地附山は過去、何度も地すべりを経験しており、したがって地附山の土は何度もかく乱を土であるため、かく乱サンプルを現場密度に詰めても、非かく乱サンプルとそれほど本質的違いはないと思われる。

試験結果を応力経路で **Fig. 3** に $\sigma-\tau$ 図で示す。圧密応力は 1.0, 1.2, 1.5, 1.7 kgf/cm² である。これは、地附山の場合と同じ状況にするため、**Fig. 7.** に示すように厚さ 10~15 m の土塊が乗った状況で、元の地表から深さ 3 m のあたりでせん断がおこると考え、上記の値を圧密応力とした。地附山の土は、粘土分が多いため、間ゲキ水圧が発生しやすく、0.5 mm ずつせん断してゆくと、間ゲキ水圧が発散するまで、5~10分待たねばならなかった。

Fig. 3 には間ゲキ水圧が発散した後の値をプロットしている。4回の試験により、 $\phi=34.6^\circ$ 、 A_n 値は平均 1.75 とな

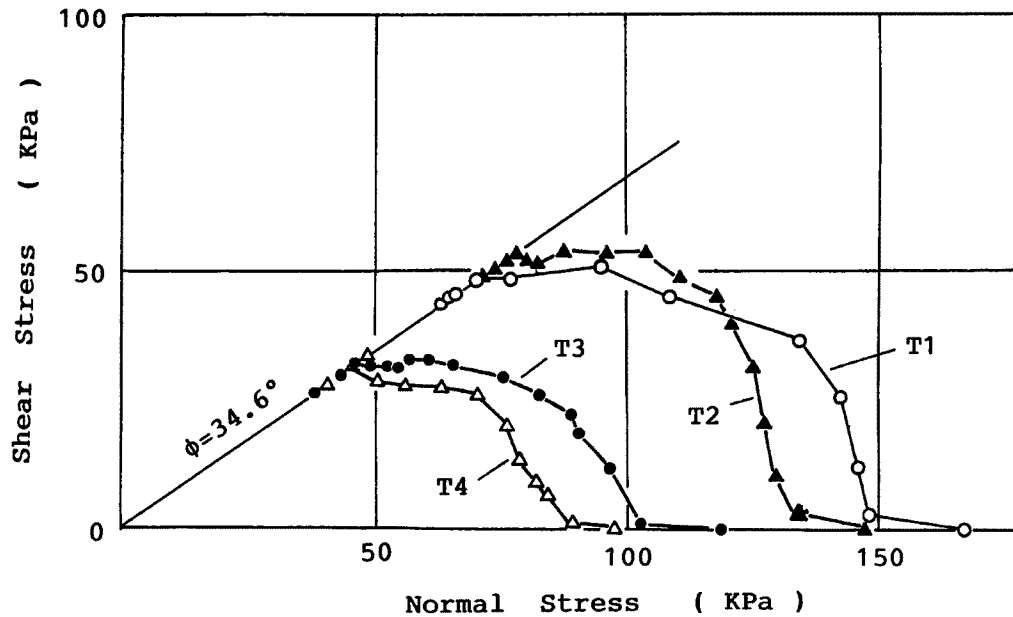


Fig. 3. Result of the constant volume box shear test
 T1: $e=0.85$ $A_D=2.04$, T2: $e=0.85$, $A_D=1.29$
 T3: $e=0.86$, $A_D=2.05$, T4: $e=1.02$, $A_D=1.61$

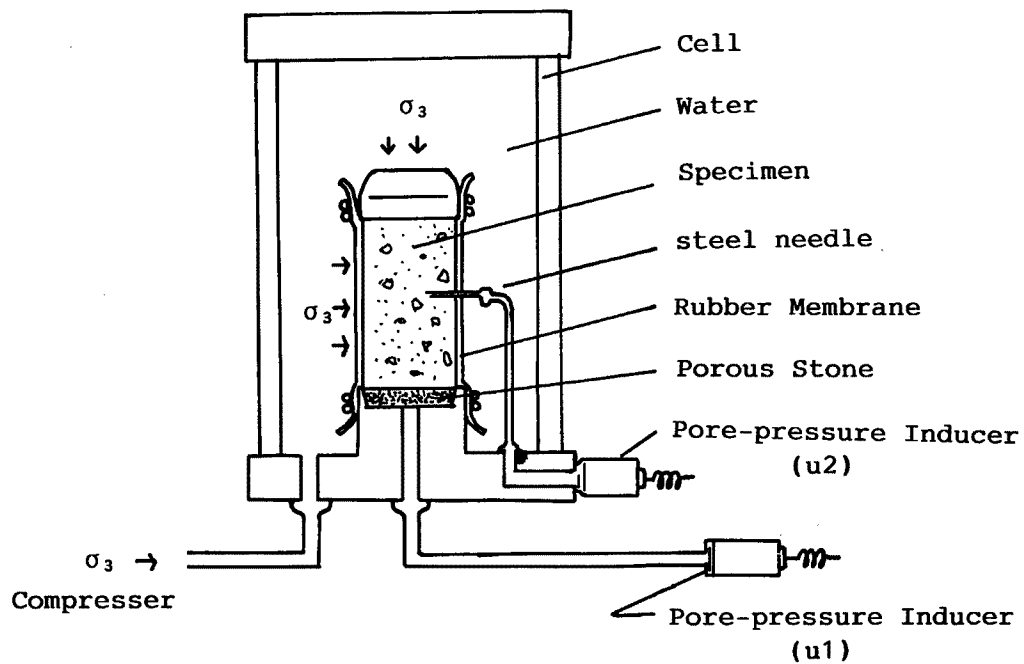


Fig. 4. Schematic diagram of the method to measure the B value of soils

った。

3.3 間ゲキ水圧係数 B_D 値の測定

3.3.1 測定方法

B 値の測定試験では Fig. 4 と Photo. 3. に示す通り、かく乱サンプルを直径 10 cm, 高さ 20 cm の円

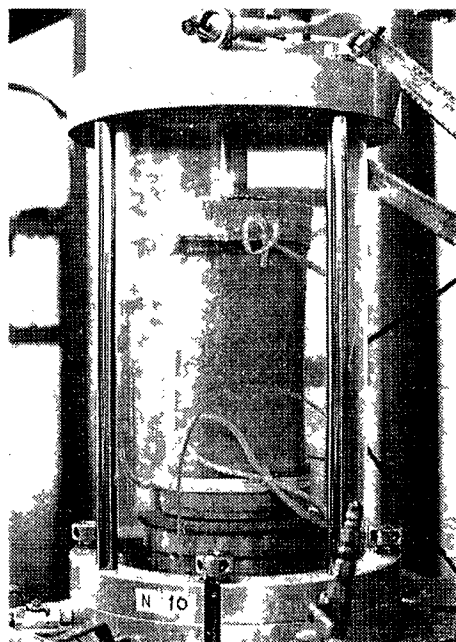


Photo. 3. Apparatus to measure the B value of soils

筒形に成形して用いた。成形は、通常行われるとおり、下部エンドプレート上に立てた金属製フォーマーの内側にゴムスリーブをはり、その中へかく乱サンプルを少しずつ入れ、現場密度と同じ密度になるように棒などで適度に突きながら詰めて作成した。

飽和度については、通常は、サンプル成形後、セル内に水を入れ、 σ_3 をかけたあと、バックプレッシャー u_B をサンプルの上下どちらかのポーラスストーンからかけ、反対側のポーラスストーンを開放して、水を通して、任意の飽和度を実現する。しかし、地附山の土は湿ると粘土分が空隙をふさぐためか、透水係数が、 $10^{-7} \sim 10^{-8} \text{ cm/sec}$ と粘土と変わらない値になり、極端に低くなる。そのため、一旦試料を成形したのちには、どれだけ長く水を通して、飽和度はほとんど変化しない。そのため、試料を詰める前に、あらかじめ、目標とする飽和度になるように、乾燥試料に水を加え、よくかき混ぜた。この方法には、同時に試験開始前に飽和度が分かるという利点もある。

また、試料は拘束圧 0.5 kg/cm^2 程度で圧密した。圧密完了後、非排水条件で、セル圧 σ_3 を 0.5 kgf/cm^2 から 3.5 kgf/cm^2 まで上げる。今回 σ_3 を上げるのに要した時間は、約 10 sec であった。 σ_3 を 0.5 kgf/cm^2 から 3.5 kgf/cm^2 に上げることによって試料内に発生する間ゲキ水圧 Δu を測定すれば、 $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$ であるから、 B 値を測定できる。

間ゲキ水圧は2ヶ所で測定した。1つは、従来通りの試料の下部からで、試料を乗せているエンドプレートに取り付けているポーラスストーンを介してセルの外にある間ゲキ水圧計 No. 1 に細いスチレンチューブでつないだもの (u_1) である。もう1つは、試料の中位の位置に、注射針 (内径 0.9 mm , 長さ 4 cm) をゴムスリーブの上から差し込んで、スチレンチューブでセルの外にある間ゲキ水圧計 No. 2 につないだもの (u_2) で、 u_1 , u_2 の2つを同時にペンレコーダーで記録した。

間ゲキ水圧を2ヶ所で測定したのは、側圧 σ_3 を上げたとき試料の中で発生する間ゲキ水圧が試料中の位置により違う可能性があるためである。円筒形の試料の上下端はプラスチック製及び、金属製のエンドプレートを密着させている。しかし、試料の透水係数は極めて小さい。そのため、試料内の間ゲキ水圧は、発生直後には、定常状態には達しない。従って、試料下部のポーラスストーンを介して間ゲキ水圧計を取り付けてただけでは、サンプル中央部の間ゲキ水圧を正確に測定できていないという可能性があった。それは、試料の上下端は、エンドプレートに密着しており、そのため、等方圧密を行ったとき、上下端付近では土粒子骨格の変形が中央部に比べ起こりにくく、そのため上下端付近では、間ゲキ水圧は発生しにくい、つまり、実際より小さい B 値が測定されるのではないかと予想された。逆に試料の中央部、高さ 10 cm 付近の表面から深さ 5 cm 付近では、もっとも土粒子骨格の変形が大きいと考えられたので、この位置に針を差し込み、間ゲキ水圧を測定し、サンプル下部の間ゲキ水圧と比較すれば、より正しく B 値を測定することが出来ると考えられた。

3.3.2 B値の測定結果

以上のような実験装置を用いて、地附山で採取してきたかく乱試料について、 B 値の時間による変化と飽和度による変化を調べた。時間による B 値の変化を Fig. 5 に示す。横軸はセル圧に $\Delta \sigma_3$ を加えてからの時間 (秒) を LOG スケールで表示した。セル圧が増加するとき、試料の底部と中部では、中部の方が、変形

(収縮)し易く、したがって、 u_2 は、 u_1 よりも早く B 値が上昇し、ピークを過ぎた後、減少に転じ、漸近線を描きながら、最終的には、 u_1 とともに同じ値に収束すると考えられた。しかし、実際には、常に $u_1 < u_2$ という関係は見られなかった。かえって $u_1 > u_2$ の場合の方が多かった。これはおそらく、 u_1 におけるポーラストンの方は直径が 8.5 cm あり試料と接触している面積が大きいのに対し、 u_2 における針は、土と接触している面積が針の穴の面積に等しい、即ち、 u_2 は非常に土の局所的な条件に左右され易いからであろう。 u_1 は u_2 に比べ接触面積が広いので、ポーラストンに空気が入ってさえいなければ、接触している試料の部分の間ゲキ水圧の平均値が、 u_1 として計測される。そのため、 u_2 の上昇速度は、実際より、小さめに観測されると予想される。実際、今回の実験では、 $t-B$ グラフで、 $u_1 > u_2$ の場合が多く観察された。 u_2 の測定方法にはまだ改良の余地及び、必要があると思われる。

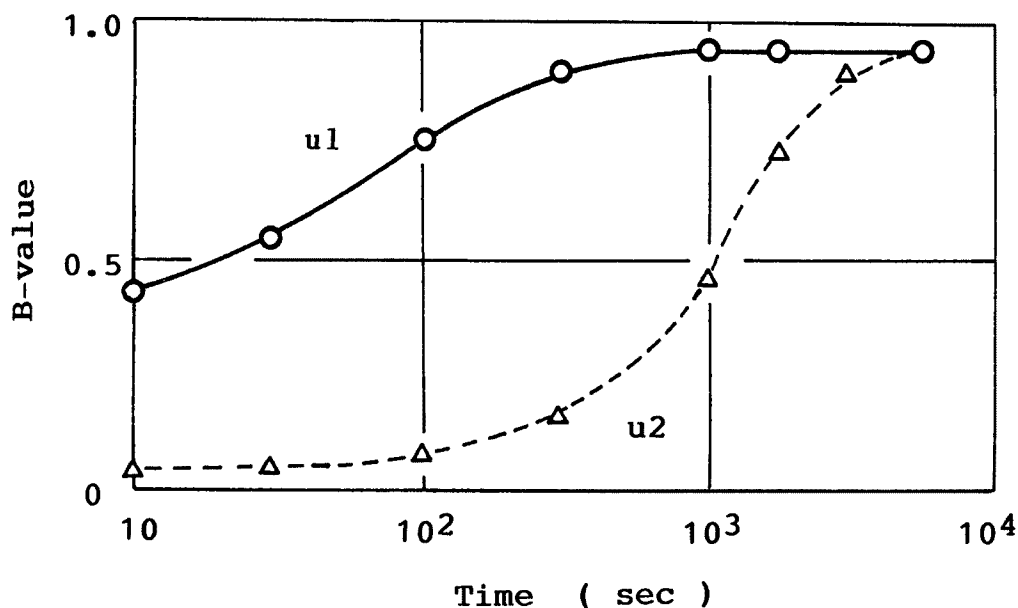


Fig. 5. Relation between B value and time after $\Delta\sigma_3$ loading

全ての実験について、 u_1 と u_2 は最終的には、同じ値に収束したが、収束に要した時間は 1000~3000 sec の間で、極めてゆっくりしていることが分かった。これは、透水係数の式

$$\Delta t = \frac{Q \cdot l}{A \cdot k \cdot H} \dots \dots \dots (7)$$

において、 $l=10$ cm (試料の中央部からエンドプレートまでの長さ) とおき、他のパラメーターは、試料の値 ($A=78.5$ cm², $k=10^{-7} \sim 10^{-8}$ cm/sec, $H=3$ kgf/cm², $Q=1$ cc) を用いると、 Δt は 1000 sec のオーダーになることからみても妥当な値と思われる。

u_1 , u_2 とともに非排水載荷によって間ゲキ水圧が定常状態に至るまで 1000 sec のオーダーの時間がかかっており、地附山の土は、間ゲキ水圧が発生するのに長い時間を要することが分かった。

Fig. 6 に飽和度 S_r (%) と B 値の関係を示す。横軸に、飽和度を % にとった。 B 値は 1000 sec の値をとっている。 B 値は完全飽和 ($S_r=100\%$) では、 $B \sim 1.0$ となり、 S_r が小さくなるにつれ、 B 値も小さくなる。

Fig. 6 の中で、 L_1 , L_2 と実線で示しているラインは、(3) 式に、ヘンリーの法則 (試料内の空ゲキに存在する空気が、圧力及び間ゲキ水の量に比例して間ゲキ水に溶ける) とボイルーシャルルの法則 (気体の $PV=$ 一定) を考慮して、サンプルの S_r-B 関係を計算して出したラインである。計算に用いた定数は、

$C_w = 4.5 \cdot 10^{-5} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}^{-1}$, $C_{es} = 8.0 \cdot 10^{-3} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}^{-1}$, ヘンリーの法則に関して吸収係数 $\alpha = 0.02048$, $\sigma_3: 0.5 \rightarrow 3.5 \text{ kgf/cm}^2$ である。また L1 は $n = 0.458$ (乾爆密度 $\gamma_d = 1.35 \text{ g/cm}^3$), L2 は $n = 0.558$ ($\gamma_d = 1.10 \text{ g/cm}^3$) である。 C_{es} 以外の定数は、試験時の値を用いた。地附山の土の C_{es} 値はまだ測定していないが、上記の値は御岳大崩壊での値¹⁰⁾及び本稿 3.2 の定体積一面せん断試験での圧密過程の結果等から推定した値である。Fig. 6 において、試験から得られた9点がほぼ L1, L2 両曲線の間に入ることは、理論値と実験値が一致することを意味し、また、ここで得られた S_r-B 関係が妥当であることを示す。

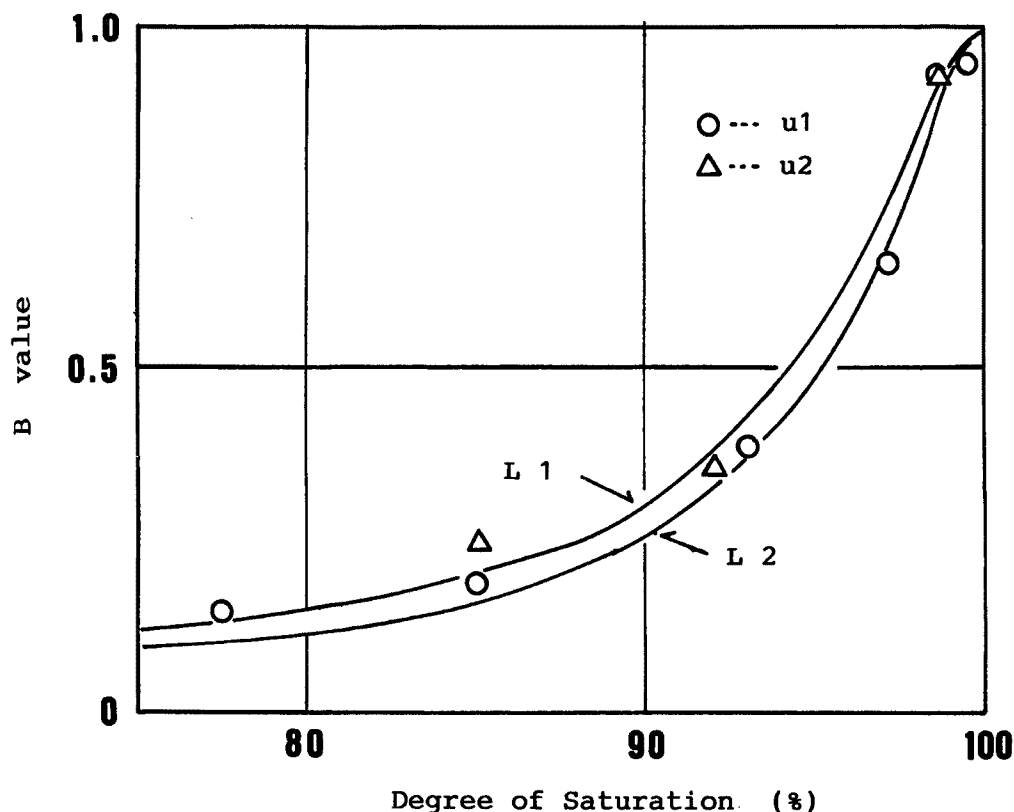


Fig. 6. Relation between B value and the degree of saturation of Jizukiyama soil at 1000sec after $\Delta\sigma_3$ loading
 $\gamma_d = 1.08 \sim 1.31 \text{ g/cm}^3$
 L1, L2: Theoretical Prediction from eq. (3) with use of Henry's law and Boyle's law
 L1: $n = 0.458 (\gamma_d = 1.35 \text{ g/cm}^3)$, L2: $n = 0.558 (\gamma_d = 1.10 \text{ g/cm}^3)$

3.4 運動時のマサツ角

佐々は、地すべり・崩壊の運動時のマサツ角と運動時の間ゲキ水圧の研究をもとに、土砂の運動時のみかけのマサツ角を求める式を導入した¹³⁾¹⁴⁾。地すべり・崩壊の運動を表すモデルとして、そりモデル (Heim) があるが、運動時のマサツ角の物理的意味が不明であり、等価マサツ係数 (Hsü¹⁷⁾), 平均マサツ係数 (Scheidegger¹⁸⁾) と呼んでいた。それに対し、佐々は、地すべりの運動経路の土の土質試験により、求めた運動時のマサツ角をそりモデルに導入し、これを“改良そりモデル”と呼んだ¹¹⁾。ここでは、引用文献(4)をもとに、そりモデル及び運動時のマサツ角の決定法について紹介する。

土砂の内部マサツ角は、一般に、三軸圧縮試験機や、一面せん断試験機等の土質試験によって求められて

いる。土質試験は、その主目的が、土質構造物の安定性を調べるためであり、動きが生じるまでの微小な変形範囲における内部マサツ角の測定を対象としている。大変形を起こした後の内部マサツ角の測定を目的としたものに Bishop のリングせん断試験があるが、これも変形が生じた後の安定性の研究を目的としており、運動中のマサツ角の測定を目的としたものではない。そこで、佐々は、土石流を対象として、運動中の土の内部マサツ角を調べる試験機を試作した。試験機は、大形高速のリングせん断試験機であり、土石流の運動を対象とするため、せん断箱の外壁を透明アクリルにしてあり、外からの観察ができる。回転水路の上に垂直加重の荷重装置を設け、水路の下半分を回転させ、上半分を静止させる。流動速度だけでなく、垂直応力、せん断応力、体積変化等の測定が可能である。佐々¹¹⁾¹²⁾によれば、御岳土石流の場合、高速リングせん断試験機で測定した運動時の内部マサツ角は定体積一面せん断試験で得られた内部マサツ角より $2 \sim 3^\circ$ 小さい値になっていることが報告されている¹²⁾。高速リングせん断試験機を用いて、地附山のかく乱サンプルを試験してみたが、運動時のマサツ角は、定体積一面せん断試験で得られた内部マサツ角よりも若干小さめの値がでていようであるが、試験中、水平になるべきサンプル内のせん断面が波うち、 σ 、 τ 共に一定値に落ち着かず、現在、まだきれいなデータが得られていない。したがって、運動時の内部マサツ角は、一応、定体積一面せん断試験でえられた値 ($\phi=34.6^\circ$) として以後の議論を進める。

4. 佐々の改良そりモデル

地附山地すべりの場合、発生した地すべりが、平均勾配 $8 \sim 9^\circ$ の平坦な場所を通常のクリープタイプの地すべりに比較して速い速度で $100 \sim 200 \text{ m}$ も移動し、下部の 20° 程度の急斜面に達していることから、なんらかの間ゲキ水圧が作用していなければならない。

佐々は、地すべり土塊が移動するとき、土塊が、移動する地盤が飽和、または、それに近い状態にあれば間ゲキ水圧が発生し、マサツ抵抗が減少し得ることを示した⁴⁾¹¹⁾。すなわち Fig. 7. において、すべり土塊が移動し、元の地表が載荷された時、移動土塊下方の地中で、間ゲキ水圧が発生しなければ、せん断応力と垂直応力の増分の比 $\Delta\tau/\Delta\sigma$ は $\tan\theta$ (θ は元地表の傾斜) で、安全率の考え方では、安全側のままである。しかし、地中のある深さに間ゲキ水圧が発生するような領域、たとえば、地下水面や、飽和土層があるとそこで発生する間ゲキ水圧は、土のせん断抵抗力を低下させ、ある深さ h のところで、せん断面を生じうる。

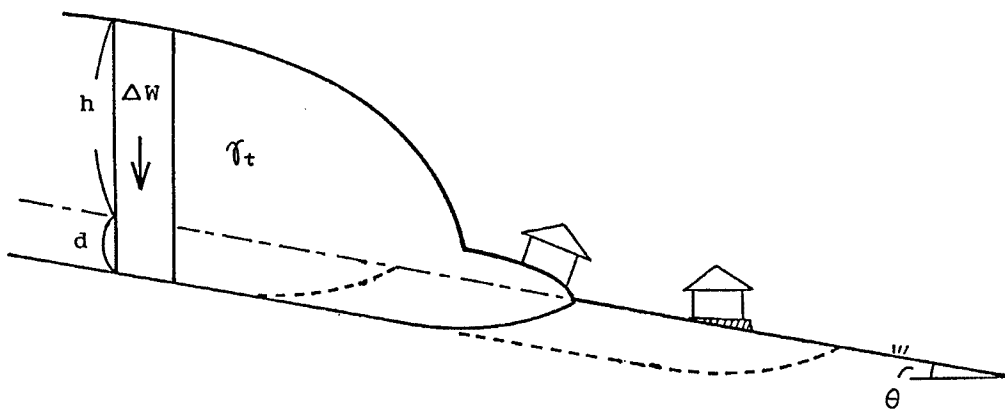


Fig. 7. Undrained loading by landslide (from Sassa¹⁰⁾)

特に飽和層、地下水面などの様な完全飽和に近い状態なら、 B 値が 1.0 に近いので、よりせん断面は生じやすい。地附山地すべりでは、地すべりが発生する直前の約 1 カ月間は、記録的な大雨が続いていたので、飽

和度は高かったと考えられる。

移動距離の計算には、まず土塊の運動方程式を決めることが必要である。佐々は、御岳の溪床土砂について、流動中のせん断抵抗は、 0.5 kgf/cm^2 以上の垂直応力の範囲では、垂直応力のみに依存する摩擦抵抗であることが示し、歪み速度や、粘性項には依存しないことを報告している¹⁾。したがって、摩擦による運動方程式を立てることが望ましい。摩擦による運動方程式としては、Heim (1932) のそりモデルがよく知られている。

$$m \frac{dv}{dt} = mg \sin \theta - f_r \cdot mg \cdot \cos \theta \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$f_r = \tan \phi_a \quad \dots\dots\dots(9)$$

m : 質量, g : 重力加速度, v : 速度, t : 時間, f_r : 運動時のマサツ係数, ϕ_a : マサツ角, である。

運動時のマサツ角 ϕ_a は、土砂の内部マサツ角 ϕ と間ゲキ水圧係数とによって実験的に決めることが出来る。直接せん断状態の間ゲキ水圧の増加は、(2)式の佐々の式で与えられる。 $c = 0$ とすると、すべり面での破壊時のせん断応力増分 $\Delta\tau$ は、

$$\Delta\tau = \tau_f - \tau_0 = (\sigma_0 + \Delta\sigma - \Delta u) \tan \phi - \tau_0 \quad \dots\dots\dots(10)$$

$\Delta\sigma$, $\Delta\tau$, Δu : 载荷による応力と間ゲキ水圧の増分

σ_0 , τ_0 : 载荷前の初期応力

τ_f : すべり面での破壊時のせん断応力

$$\Delta u = B_D [\Delta\sigma + A_{Df} \{(\sigma_0 + \Delta\sigma - \Delta u) \tan \phi - \tau_0\}] \quad \dots\dots\dots(11)$$

地附山地すべりについて、厚さ h の土塊が地盤に载荷し、元地表から d の深さの所で、せん断面が生ずるとする。

ここで、

$$\frac{\sigma_0}{\Delta\sigma} = \frac{d \cdot \gamma_t \cdot \cos^2 \theta}{h \cdot \gamma_t \cdot \cos^2 \theta} = \frac{d}{h} = n \quad \dots\dots\dots(12)$$

とおくと、

$\tau_0 = \sigma_0 \cdot \tan \theta$ なので、

$$\frac{\tau_0}{\Delta\gamma} = \frac{\sigma_0}{\Delta\gamma} \tan \theta = n \cdot \tan \theta \quad \dots\dots\dots(13)$$

したがって、

$$u = \frac{1 + A_D + \{(n+1) \tan \phi - n \cdot \tan \theta\}}{1 + B_D \cdot A_{Df} \cdot \tan \phi} \quad \dots\dots\dots(14)$$

このとき、 $\tan \phi_a$ は、($u_0 = 0$ としているので、)

$$\begin{aligned} \tan \phi_a &= \frac{\sigma_f}{\sigma} \tan \phi = \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma - \Delta u}{\sigma_0 + \Delta\sigma} \tan \phi \\ &= \frac{1 - \frac{1}{n+1} B_D + \frac{1}{n+1} A_D B_D \tan \theta}{1 + B_D A_D \tan \phi} \quad \dots\dots\dots(15) \end{aligned}$$

となる。

5. 地附山地すべりの運動

Fig. 1 において、Ponded Ground Water (帯水層) と記したところでは、国土地理院撮影 (1976) の空中写真から読み取ったもので、地表水、浅層地下水が集まり易い凹地形が見える。またこの部分の多くが、畑として利用されており、水分保持能力があり、比較的水に富んだ所であることを示している。

Fig. 8 には、**Fig. 1** の中央断面 B-B' の縦断を少し単純化して描いたものであり、実線が、災害前の

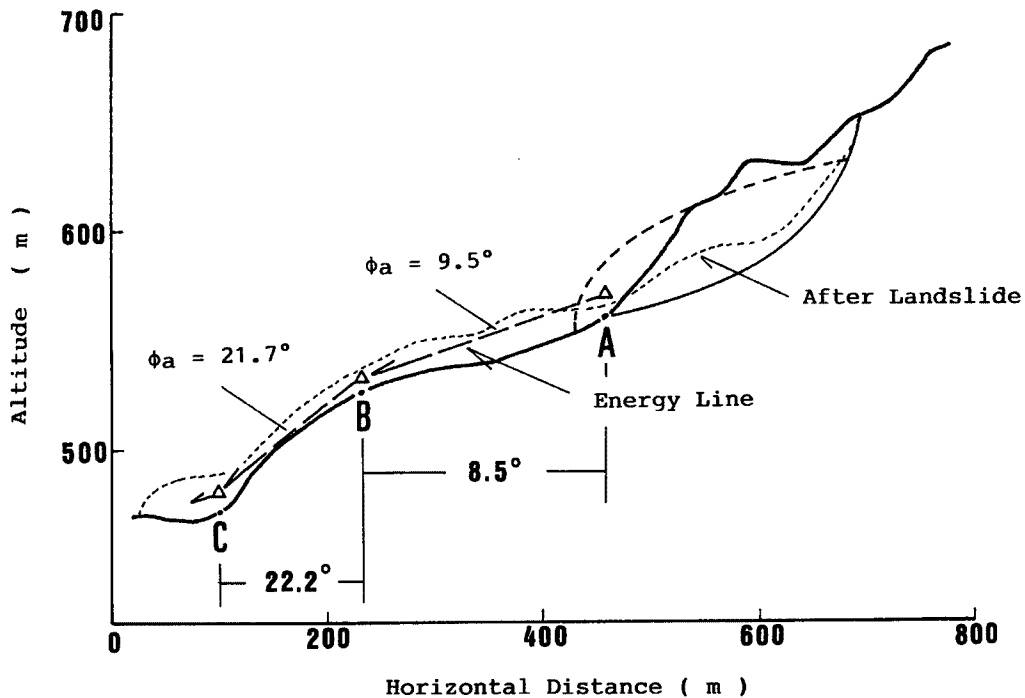


Fig. 8. Motion of the Jizukiyama landslide and its calculation by the improved sled model (from Sassa¹⁶⁾)

元地形とすべり面、細い点線が移動後の地表である。地すべりの下には、平均勾配 8.5° のゆるい斜面 (A-B) があり、この部分が帯水層と思われる部分である。その下には、約 22° の急な斜面 (B-C) になっており、水が溜る構造にはないと思われ、土層の飽和度は低いと推定される。さらに下は、ほぼ平らな湯谷団地となっている。移動した地すべり土塊は、A-C 間にはほぼ、切れ目なく連続に堆積している。地すべりの移動量を決定する運動時のみかけのマサツ角 (ϕ_a) の算定にあたり、移動土塊の厚さは、10~15 m とし堆積層内のせん断深さを 3 m として、 ϕ_a を計算する。

式(15)にこれらの値を代入してエネルギー線を求める。 n は、0.2、 A_D 値については、1.75、 B_D 値については、帯水層 (凹地形) の所では、長時間の多雨により、ほぼ飽和していたと考えられるので、Fig. 6 より、 $S_r=97\sim 8\%$ の時の値をとり、 $B_D=0.7$ とする。一方、急傾斜の所は、水が湛水出来る条件ではなく、単に水で十分湿った状態と考え、同様に Fig. 6 において、 $S_r=90\%$ の時の値 $B_D=0.3$ を用いることにする。以上の値と斜面勾配 (θ) の 8.5° 、 22.2° を代入すると、

A-B 区間では、 $\phi_a = 9.5^\circ$

B-C 区間では、 $\phi_a = 21.7^\circ$

を得る。Fig. 8 にそのエネルギー線を書き込んだ。エネルギー線は B 点近傍で斜面に近づき C 点で少し斜面と離れるが、ほぼ斜面と平行であり、C 点を少し越えた辺りで斜面と交わる。エネルギー線と斜面との鉛直距離が、速度 ($v^2/2g$) を表すので、動くか動かないかの限界近くで移動し、C 点を越えたところで、完全に停止することが、推定される。この計算結果は、最初の地すべりから、湯谷団地まで、全区間にわたって崩土が切れ目なく堆積した現象を説明し得るものであると考えられる。

なぜ、エネルギー線と平行になるような地形をしていたかは、この場所の裾花凝灰岩が表面侵食を受けてたまたまエネルギー線と等しくなっていたというよりも、過去の同種の地すべり土塊の流動によって侵食地形が埋められて、裾花凝灰岩の同程度の含水状態に対する非排水せん断状態での安息角で堆積し、災害前の

地形が出来ていたと考える方が自然である。旧崩積土が、凹凸のある地山を埋めて現在の地形を形成していると考えられ、斉藤¹⁴⁾による地質断面図もこの推定を支持している。

6. 結 び

昭和60年に発生した長野市地附山地すべりは、一般的な地すべりと比較して移動距離が、極めて大きかったため、一般の人だけでなく、専門家にとっても突発的な印象を与え、その発生、流動機構が、不明とさされていた。しかし、佐々によって提案された飽和土砂の非排水载荷による見かけのマサツ角の低下の考え方を利用すれば、この現象を無理なく説明できると思われ、地附山で採取したサンプルより得られた土質定数の値は、まだ十分とは言えないがこの推定を裏付けるものである。また、運動時のみかけのマサツ角が、実験的に計測可能な、間ゲキ水圧係数 A_D , B_D 及び土の内部マサツ角などで数式化されたことから、数値的な検討が可能になった。今後、種々のケースに対応する A_D , B_D 値の測定例が多くなれば、地すべり、崩壊による危険域の表示、すなわち、災害危険地図 (Hazard Mapping) の作成が可能になり、土地利用規制、警戒、避難といった間接的 (ソフト) な地すべり・崩壊の災害防止対策を立案する上で、重要な資料を提供しえるものと思われる。

最後に、地附山地すべりのサンプル採取に当たり、大変ご協力頂いた長野県建設事務所の山浦直人氏、ほかの方々、明治コンサルタント (株) の吉本嘉規氏、ほかの方々に感謝の意を表します。

引 用 文 献

- 1) 佐々恭二：御岳土石流など不飽和土石流の流動機構について，京大防災研年報29号B-1, 1987, pp. 315-329.
- 2) 佐々恭二：地すべり・斜面崩壊の運動予測，京大防災研年報第30号B-1, pp. 341-356, 1987.
- 3) Sassa, K.: The Mechanism of High Mobility in the Ontake Debris Avalanche, Proc. 8th Asia Regional Conf. of SMFE, Kyoto, 1987, 487-490.
- 4) 佐々恭二：速い地すべりの運動機構について，地すべり学会関西支部シンポジウム講演集，1986, pp. 15-41.
- 5) 佐々恭二：地附山地すべりの大幅な運動の解釈，第25回地すべり学会研究発表会講演集，1986, pp. 12-15.
- 6) International News Letter "Landslide News", No. 1, The Japan Landslide Society, 1987
- 7) Skempton, A. W. et al: The Pore-pressure Coefficient A and B, Geotechnique, Vol. 4, 1954, pp. 143-147.
- 8) Sassa, K.: Liquefaction and undrained shear of torrent deposits as the cause of debris flows, Proceedings of International Symposium on Erosion, Debris Flow and Disaster Prevention, Tsukuba, Japan, 1985, pp. 231-236.
- 9) Lambe & Whitman: Soil Mechanics, SI version, Ch. 26, John Wiley & Sons, 1979.
- 10) 福岡 浩：間隙水圧を考慮した地震時安定解析，京都大学修士論文，1986.
- 11) 佐々恭二：改良そりモデルによる地すべり・斜面崩壊の運動予測，砂防学会研究発表会講演予稿集，1987, pp. 68-71.
- 12) 佐々恭二：御岳大流動のメカニズムと移動距離の予測，第25回地すべり学会研究発表会講演集，1986, pp. 16-19.
- 13) Sassa, K.: Rapid Landslides and Debris Flows, Theme Lecture for Discussion Session-3A, "Motion of Landslides and Debris Flows", 11th ICSMFE, San Francisco, U. S. A, 1986, (in

print)

- 14) 川上 浩 他：1985年地附山地すべりの災害調査研究（文部省科研究費 No. 60020045 研究報告）1986
- 15) 福岡 活：直接せん断状態での間ゲキ水圧係数 A , B について，第25回地すべり学会研究発表会講演集1986, pp. 154-157.
- 16) Sassa, K.: The Jizukiyama landsiide and the interpretatlon of its long scraping motion, Proc. 5th International Conference and Field Workshop on Landslides, Christ Church New Zealand, 1987, pp. 215-223.
- 17) Hsü, K.: Catastrophic Debris Streams (Stürzstroms) generated by Rockfalls, Bull. of Geological Society of America, Vol. 86, 1975, pp. 129-140.
- 18) Scheidegger, A.: On the Prediction of the Reach and Velocity of Catastrophic Landslides, Rock Mechanics 5, 1973, pp. 231-236.