

斜面崩壊の発生過程について (I)

—降雨による表層崩壊実験—

森 脇 寛*

国立防災科学技術センター

On the Process of Slope Failure (I)

—An Experiment of Surficial Slide by Artificial Rainfall—

By

Hiromu Moriwaki

National Research Center for Disaster Prevention, Japan

Abstract

Heavy rainfall is a main cause of slope failure. The representative type of slope failure is the slide in surficial layer filled with rain water lying on an impermeable layer. An experiment of slope failure by artificial rainfall was performed in order to investigate the process of surficial slide. The experimental equipment had a length of 7.8 meters, a width of 4 meters, and a depth of 1 meter. The material filled in the equipment was sandy soil. Ground water level, surface displacement, water content, slope surface inclination, slip surface and shear strength by in situ vane test were measured.

The results are summarized as follows: Surface displacement occurred by the result of the lowering of shear strength, when ground water appeared. Slope was continuously compressed underward with the ascent of ground water level, and slope failure occurred when the stress of parallel slide soil including active state soil, exceeded the yield stress of passive state soil. Unsaturated infiltration which shows the constant value of water content under the constant rainfall intensity was observed.

1. ま え が き

毎年、梅雨、台風期になると各地で長雨、集中豪雨に起因した斜面崩壊が発生し、道路、家屋等多数破壊し、時には尊い人命まで奪っている。そのため公共機関その他社会に与える影響は極めて大きく、その機構の解明および防止対策の手法を確立することが重要な課題となってきた。しかし斜面崩壊現象は突発的、非再現的であるため、あらかじめ現場で観測体制を整え、究明することは困難である。従って現状では崩壊(前)後の調査結果に基づいた研究に頼っているが、この方法ではその発生の過程を正確に把握することは非常に難しく、そ

* 第3研究部降雨実験室

れを補う方法として実験的手法が用いられる。実際に模型斜面に雨水を供給して斜面崩壊を生じさせ、その発生過程について検討することが適切かつ有効な手段と考えられる。ここでは主に花崗岩地域によく見られ、斜面崩壊の代表的なタイプである表層崩壊（大八木, 1976; 羽田野, 1976, によると難透水層（末風化基岩）上に一定の厚さで堆積している土層が雨水の浸透によって崩壊する）に注目し、模型実験を試みた。なおこの種の研究については田中（1956, 1964）、小橋（1967）、小橋他（1971, 1975）などによって崩壊形態の分類、条件、強度変化について実験的に詳しく考察した報告が発表されているが、総合的に斜面崩壊に關与した要因を取り上げて検討した事例は少ない。このため、相似律の問題および埋設センサーの影響を少なくするために実物大の模型実験を行って、崩壊現象を生じさせ、その過程において主たる要因である水分状況、地下水位、強度変化、また形態的にとらえるために地表面の移動量、すべり面の位置、傾斜量について同時にかつ総合的に計測することが必要である。以下に上記の目的で行った実験結果について二、三の知見が得られたので報告する。

2. 実験概要

2.1 実験斜面

実験斜面は国立防災科学技術センター大型降雨実験施設内B実験区画に図1に示すような40°勾配を持つコンクリート張りの斜面を製作し、それに二次元的に取り扱いやすいように側壁として両側に鉄板（三角補強鉄筋付）を斜面に垂直に立てて斜面長778 cm、幅400 cm、深さ100 cmの箱型実験斜面にした。また、底面のコンクリートには粗度をつけるためにセメントをぬりつけ、1~2 cmの凸凹をつけた。地下水流量の測定および斜面末端での排水条

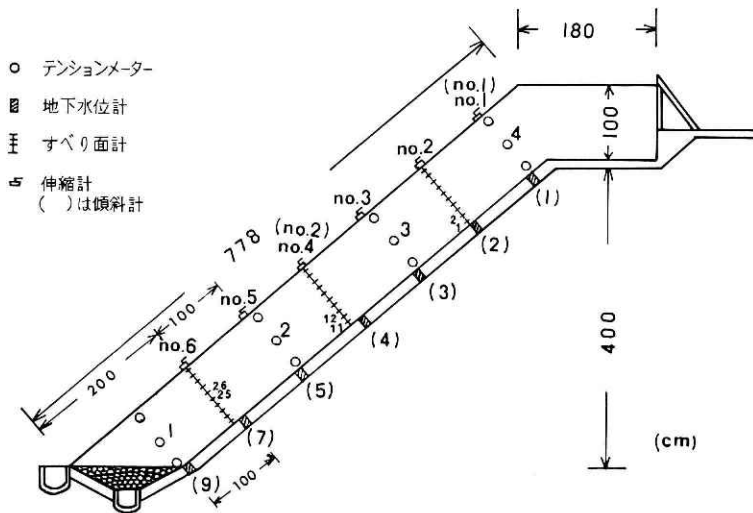


図1 実験斜面概略図
Fig. 1 Outline of slope model.

件をコントロールするため、図 1 に示すように碎石 (最大粒径 4 cm 以下) を敷き、その下に U 字型排水管を設置し外部に導くようにした。同様に表面流の流量を計測できるように G. L. と水平に U 字型排水管を設置した。底面中央部沿いに一定間隔で穴をあけ、側面にピエゾメーター方式で取り出し、鉛直に立てた透明パイプ管に導通させてその水位を読めるようにした。(写真 1)

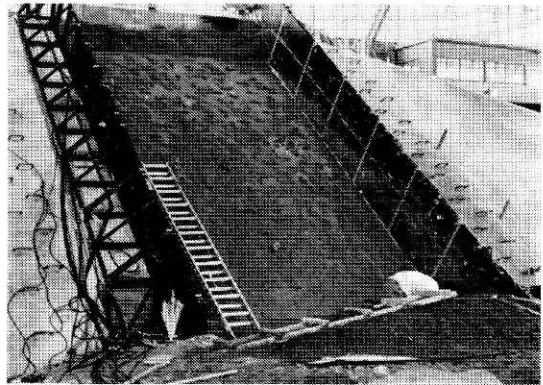


写真 1 実験斜面 (準備中)
Photo. 1 Slope model for preparing

2.2 降雨装置

降雨装置は大型降雨実験施設を用いた。本装置の諸元を簡単に述べると、最大散水面積 72 m × 44 m, 降雨強度 15~200 mm/hour, 雨滴粒径 0.1~2.2 mm ϕ , 最大散水総量 800 t である。

2.3 供試体製作

実験用供試土として千葉県佐原産山砂を使用した。その物理的性質、初期条件と粒度分布を表 1、図 2 に示す。供試体製作方法は実験斜面内に山砂を運搬し、人力で 50 cm の高さごとに土羽板で一定回数だけ打ち、均一になるように締め固め、最終的には 1 m の厚さに仕上がるように成形した。(写真 2)

2.4 計測項目と方法

崩壊の過程としては、雨水の浸透を受けると土層の含水量は増加する。それに伴ってせん断強度が低下し、土層は安定を失い崩壊に至ると考えられるが、その際の移動形態およびすべり面の形成など把握することも、崩壊機構を解明する上で極めて重要である。本実験において直接測定したものは、(1) 土中の含水量変化、(2) 地下水位、(3) 地表面移動量、(4) すべり面、(5) せん断強度変化、(6) 傾斜変化、である。

(1) 土中の含水量変化

含水量の挙動は崩壊機構を把握する上で重要な因子のひとつである。そこで含水量変化をとらえるピックアップは、ナイロンユニッ

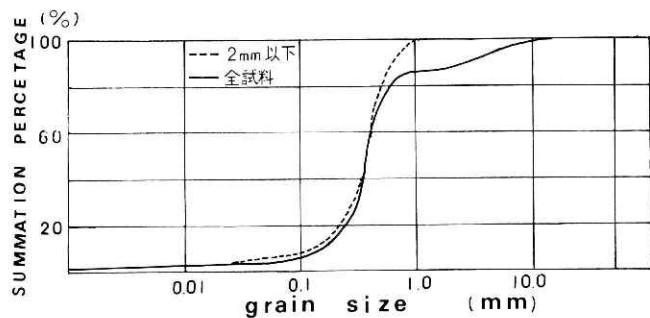


図 2 粒度分布
Fig. 2 Grainsize distribution

表 1 供試土の物理的性質、初期条件
Table 1 Properties of soil and initial condition

Classification of soil	sandy soil
Specific gravity	2.72
Liquid limit	19.0
Plastic limit	—
Dry density	about 1.42
Void ratio	about 0.48
Initial water content	about 10.0%
Coefficient of permeability	about $2.32 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$
Intensity of rainfall	50 mm/hour (0—300 minutes)
	100 mm/hour (300—352 minutes)

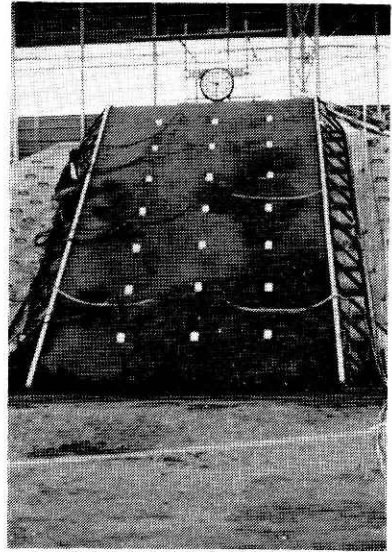


写真 2 実験斜面(実験前)
Photo. 2 Slope model before experiment

トによる電気抵抗計, 中性子水分計, テンションメーターなどがあるが, どれも一長一短で完全なものではなく, 測定値と実際の土中の含水量との関係を較正して換算しなければならない. ここでは取扱いが容易なテンションメーターを選択した. テンションメーターは農学の分野でよく用いられており, 原理は先端に極微細な

穴を持ったポラスカップを水銀マノメータに接続して土中の吸引圧を測定するもので, 本実験の場合この吸引圧と含水量(以下含水比で表示する)との較正曲線をあらかじめ作成し, 測定値から含水比に換算した. 深さ方向に 5 cm, 50 cm, 95 cm の 3 点を斜面方向に 4 か所, 計 12 個埋設し, 実験開始後 10 分間隔で読み取りを行った.

(2) 地下水位

飽和部分については, 2.1 実験斜面の項で述べた透明パイプ (3 cmφ) に布製メジャーを張りつけ, その水位を 10 分間で読み取り, 底面における地下水位とした.

(3) 地表面移動量

地表面に下端から一定間隔でマーカーを埋設し, 温度膨張係数の小さい ($0 \sim 40^\circ$ で $1 \sim 2 \times 10^{-6}$) インパール線で各マーカーから斜面上部に固定端として設置してある伸縮計 (坂田 K. K. 製 LR-19 型) に接続し自記記録させた.

(4) すべり面

破壊時に土層の中でどういすべり面が形成されるのかを見る目的ですべり面計を試作した. ただし, この値をもって地中のヒズミそのものを計測しようとするものではない. これは厚さ 0.3 mm の弾性に富むリン青銅板 (幅 3 cm, 長さ 110 cm) に 10 cm 間隔でストレインゲージ (2 ゲージ方式, 温度補償付) をはりつ

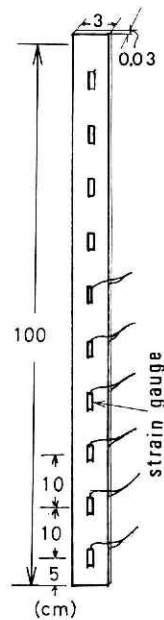


図 3 a すべり面計
Fig. 3 a Slip surface gauge.

けたもので、動ヒズミ増幅器を通して電磁オシログラフに記録した。このすべり面計は現場の地すべり地などによく使われているパイプヒズミ計の原理を応用して試作したもので、一般に大きな地すべり地で使われている計器を小規模な室内実験に用いると供試体に影響を及ぼす（たとえば支持杭の役割を果す）恐れもあるので、土層になるべく抵抗にならないように薄いリン青銅板を利用し、斜面垂直に埋設した。（図 3 a）

(5) セン断強度変化

崩壊を起こすか否かについての判定に最も重要な因子は、土の強度変化を正確に把握することである。その方法については、室内セン断試験と原位置セン断試験の二通りがあるが、室内セン断試験では試料を同一に再現することは難しく、また表層崩壊のような垂直応力の少い条件で行うのは装置の性格から見ても困難である。このことは小橋（1975）も指摘している通りである。そこで原位置セン断試験で行った方が良いとの考えから、ポータブルタイプの原位置ベーン試験器（先端に 4 枚の羽根、直径 4 cm × 長さ 8 cm を持ったシャフトを回転させることによって円筒型にセン断させ、その最大モーメントからセン断強度を計算するもの）を 30 分間隔で行った。貫入試験値が相対的な傾向を示すものに対して、ベーン値は直接強度が計算できる試験法である。このベーン強度は次式で与えられる。（図 3 b）

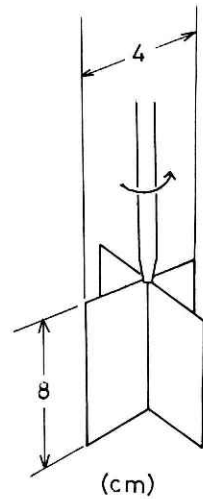


図 3 b ベーン羽根
Fig. 3 b Vane.

$$\tau = \frac{M_{\max}}{\pi \left(\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right)}$$

M_{\max} : トルクの最大値 (kg-cm)

π : 円周率

d : ベーン羽根の直径 (cm)

h : ベーン羽根の高さ (cm)

この試験においては、実施する人間の個人差も影響するため、できるだけ同一人が定速度で行うことに留意した。

(6) 傾斜変化

地表面移動計 No. 1 と No. 4 の位置のすぐ傍に坂田 K. K. 製 FD-1300 差動トランス型の傾斜計 (No. 1) と (No. 2) を地表面に埋設し、自記記録した。計測可能範囲は ±300 分である。

計器埋設位置を図 1 に示す。

2.5 実験方法

2.3 で述べた手順に従って製作した供試体に大型降雨実験装置により、降雨強度 50 mm/hour の降雨強度で連続的に散水した。同時に各計測項目について観測を行った。実験斜面の末端は排水状態にして、地下水の地表面への浸み出しによる洗掘崩壊を生じさせないよう

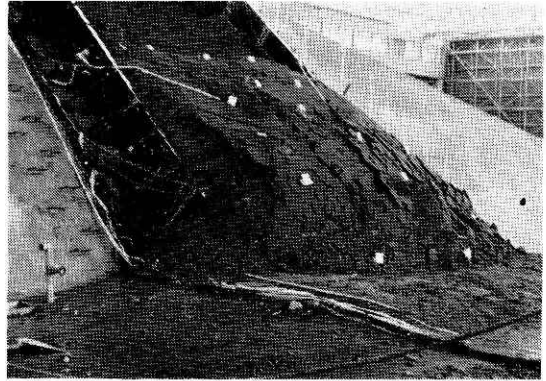
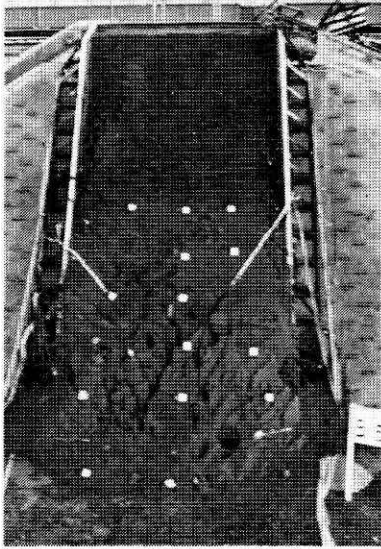


写真 3 a(左), 3 b(右) 実験斜面(崩壊後)
Photo. 3 a, 3 b Slope model after failure

にした。

3. 実験結果および考察

実験経過概略: 実験開始後約 140 分頃から地表面の移動が始り, 300 分頃には移動量が停滞したため, 斜面土層は平衡状態になったものと判断して, 降雨強度を 50 mm/hour から 100 mm/hour に上げて散水した. その結果, 地表面の移動量は急速に増加し, 実験開始後

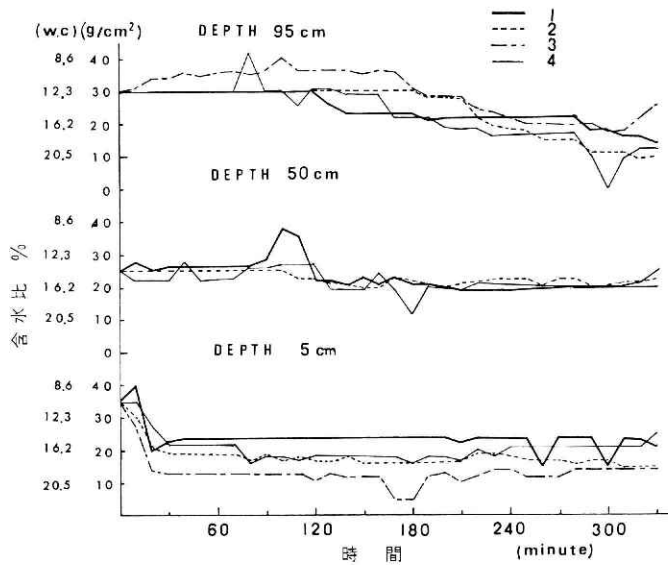


図 4 含水比の経時変化
Fig. 4 Variation of wation of water content.

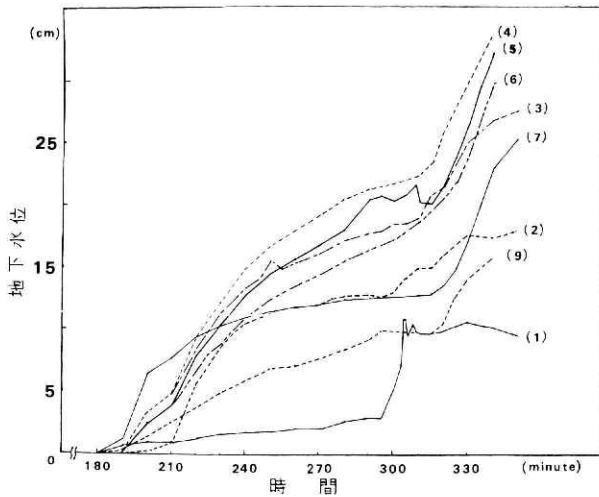


図 5 地下水位の経時変化

Fig. 5 Variation of ground water level.

352 分に崩壊した。(写真 3a, 3b) なお本実験においては、地表面の移動が始ってからは、危険を考慮して観測者は実験斜面から離れ、自記記録を除く観測はすべて中止した。以下に測定結果および考察について述べる。また表流水は降雨強度が最終浸透能以下のため発生しなかった。

(1) 土中の含水量変化

図 4 に示すように表層から深さ 5 cm の付近では初期含水比が 10% であるが、実験開始後 20 分以降はどの位置の含水量も定常になり、約 16% の含水比を保持する。深さ 50 cm の付近では 60~90 分後には定常状態になり、深さ 95 cm 付近では 160 分前後から変化し始め、同じように定常状態になる。深さ 95 cm 付近の含水比がさらに増加するのは、湿潤面が通過して境界面に達した後には飽和帯層が生じ、それが上昇して埋設したポーラスカップに近づいて来たため、含水比が高くなるものと考えられる。このように一定降雨強度の散水状態では湿潤面通過以降、土層はある容量の保持水を保ち、深さ方向に均一な含水比の状態をつくりだす。また各曲線に凸凹が生じているのはマンメーターに比重 13.6 の水銀を使用しているため、1 mm 読み違いによる誤差もかなり大きいのが、浸透による土層の乱れによる原因も考えられる。

(2) 地下水位と地表面移動量について

各位置における地下水位の経時変化を図 5 に示す。地下水の発生は実験開始後約 180 分から全体的に見られるが、テンションメーターによる含水比の変化(深さ 95cm)は 160 分前後から見られるので時間遅れがあると考えて良いであろう。この原因は地下水位用パイプの直径が 3 cm と太いことなどが考えられる。図中、(1)は斜面の法肩のすぐ下に位置してい

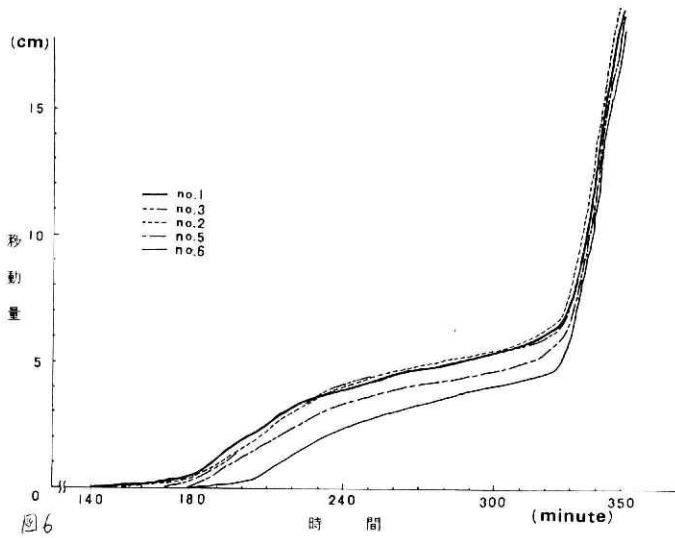


図6 地表面移動量
Fig. 6 Surface displacement.

るので水位は低く、上昇量もわずかであるが、(2), (3), (4), の順序で水位も高くなり、逆に(5), (6), (7), (9), の順序で水位も低くなっている。(1)を除いて、各々同じような上昇の傾向を示している。全般的に見ると地下水位面は不透水層面を下弦とする上に凸状の円弧形態を示しながら上昇している。このような形態を示すのは斜面末端が排水状態であるための影響で斜面下方の地下水位が低くなっているものと考えられる(図8)。また 50 mm/hour の降雨強度では実験開始後 300 分頃から定常状態になり、その後各地下水位が急上昇してい

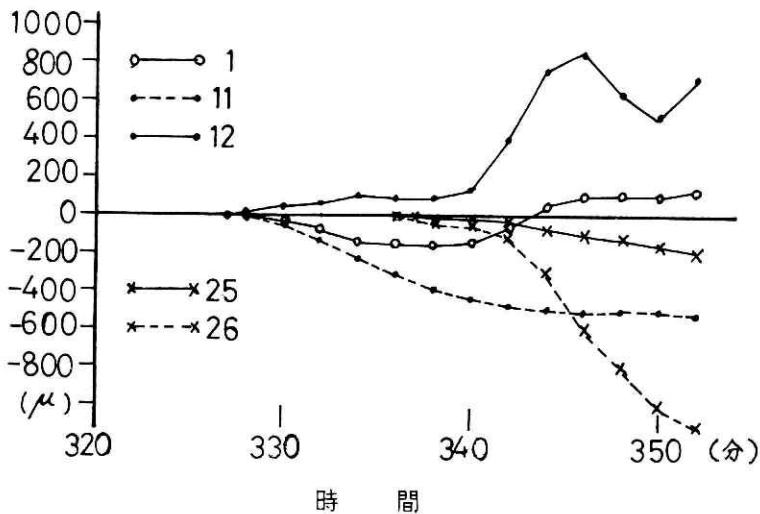


図7 すべり面計のヒズミの経時変化
Fig. 7 Variation of strain by slip surface gauge.

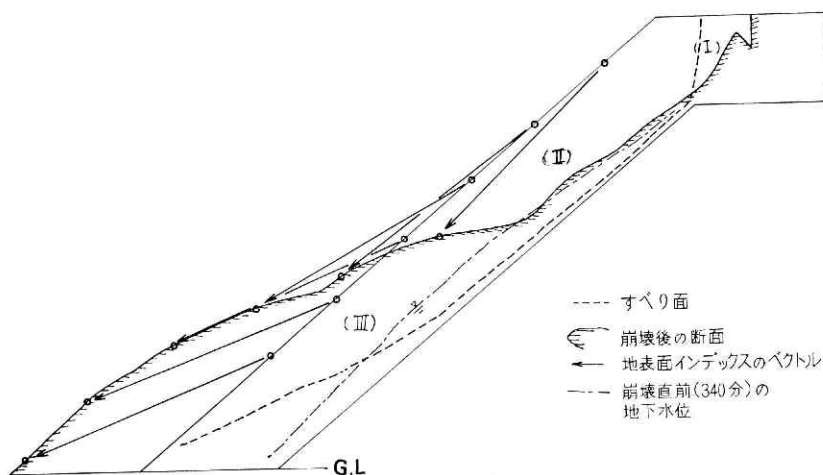


図 8 崩壊後の断面図
Fig. 8 Section of slope after failure.

るのは降雨強度を 50 mm/hour から 100 mm/hour に変えたためである。

移動量の経時変化を図 6 に示す。最初に斜面最上部 No. 1 付近の土層が移動を開始しており、その他はほとんど 180 分前後から移動し始めている。その後の動きについては中央付近より上方の土層の移動量にあまり差はなく、一体となって動くが、それより下方の土塊は圧縮されて移動量は少なくなっている。地下水が生じれば移動が始り、地下水位が停滞すれば移動量も停滞し、上昇すれば移動量も増加する。地下水と地表面移動量の間には相関がある。また実験開始後 325 分（この時点をも以後遷急点と呼ぶ）あたりから斜面土層全体が一体となって運動し急速に崩壊状態に入り、352 分完全に崩壊する。なお崩壊過程が目視出来るようになったのは最終段階であり、移動速度がかなり速いため、伸縮計では読取り不能になった。この間はわずか数秒間ぐらいであった。

(3) すべり面について

すべり面の判定に使用したすべり面計の材料が 0.3 mm 厚さの弾性に富む金属薄片なため、微妙な変形には敏感に反応するはずであるが、今回の実験では底面のコンクリートに下端を固定せず、少し浮かした状態で埋設したので、境界面付近ですべる場合か、下端を中心として回転する動きを示す場合は変形すなわちヒズミがあらわれないことも考えられる。しかし、崩壊を生じる際には斜面のいずれかの位置ですべり面計を横切るすべり面が生じるという想定をした。結果を図 7 に示す。図中の縦軸の正ヒズミは斜面上方への曲がり、負ヒズミは斜面下方への曲がりを示す。明瞭なヒズミ変化は地表面移動量、傾斜量の急激な増加を示す時点すなわち遷急点から始っており、このことからこの時点から明瞭なすべり面を持つせん断破壊を生じたと考えられる。図 1 に示すすべり面計の 1, 11 が同時に、25, 26 が少し遅

れてヒズミ始めている。これらのヒズミを生じた位置と法肩付近の亀裂，斜面裾部の破壊部を結んだすべり面を図8に示す。土質力学的な表現を用いると，このすべり面の形態はいわゆる複合すべりで，図8中(I)のブロックは主働状態，(II)は平行すべり状態，(III)は受働状態と考えられる。各々のすべり面はほぼ直線で近似出来る。

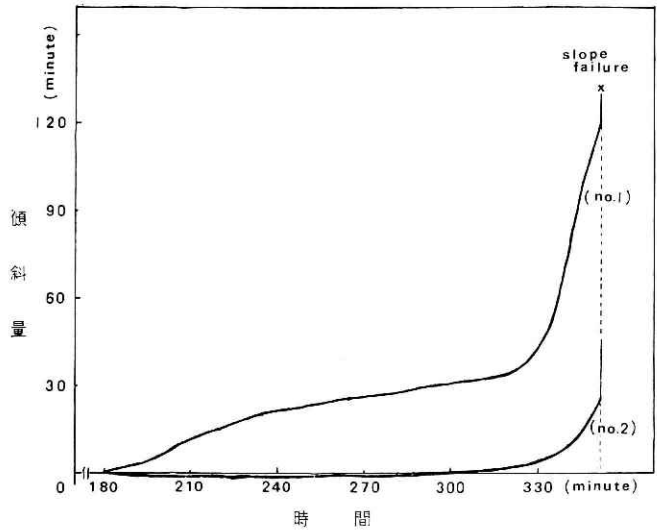


図9 傾斜の経時変化

Fig. 9 Variation of slope surface inclination.

(4) 傾斜変化

図9に傾斜量の経時変化を示す。縦軸は傾斜角度(分)を表わし，正方向は斜面上方に向かって傾斜し，負方向は逆傾斜である。傾斜角に変化があらわれるのは散水開始後約180分で，前述の地下水発生，地表面移動開始時期とほぼ一致している。法肩のすぐ下に埋設した傾斜計(No. 1)では徐々に斜面上方に傾斜して地表面移動量の遷急点付近から急速になる。この挙動は地表面移動量のそれと一致しているが，斜面中央付近に埋設した傾斜計(No. 2)ではわずかであるが逆方向に傾斜し，遷急点付近から傾斜計(No. 1)と同じ方向に同じような挙動を示している。これは斜面中央付近より上方の土層が安定を失って下方の土層を圧縮することによって，ダイラタンシーを生じ逆の動きを示し，その後はすべり面の形成に伴って土層が一体となった運動様式を呈するものと考えられる。

(5) 斜面安定とせん断強度

斜面崩壊は雨水の浸透による土の単位体積重量の増加とせん断強度の低下によってひき起こされると考えられる。今，図10に示すように斜面上にある単位幅を持つ矩形断面の土層を考えると，その過程における安定度は次の(a)，(b)，(c)，で表わされる。ただし土層は深さ方向に均一な間ゲキ比を有し，Coulombの有効応力の概念に従うものとする。また斜面の安定度はすべりを起こそうとする力に対するすべりに抵抗する力の比，すなわち安全率F.S.で表わす。

(a) 含水比状態が均一で地下水を生じていない場合(図10,a)

$$F.S. = \frac{c + rH \cos^2 \theta \tan \phi}{rH \sin \theta \cos \theta} \quad (1)$$

$$= \frac{c}{rH \sin \theta \cos \theta} + \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (1)'$$

$\phi > \theta$ ならば $F.S. > 1$ で常に安定であるが、 $\phi < \theta$ ならば $F.S. \leq 1.0$ の時、不安定になる。また (1)' 式の右辺の第一項は土層厚さが大きい程、不安定になり、不透水層との境界面がすべり面になり易いことを示している。

(b) 雨水の浸透によって湿潤面がある高さにある場合

但し、湿潤面より上の土層の含水比は一定とする。(図 10, b)

不透水層面上の安全率

$$F.S. = \frac{c' + \{r_0 H_0 + r(H - H_0)\} \cos^2 \theta \tan \phi}{\{r_0 H_0 + r(H - H_0)\} \sin \theta \cos \theta} \quad (2)$$

湿潤面上の安全率

$$F.S. = \frac{c_0 + r_0 H_0 \cos^2 \theta \tan \phi_0}{r_0 H_0 \sin \theta \cos \theta} \quad (3)$$

(3)式 - (2)式 > 0 ならば不透水層面上がすべり面となり、逆にならば湿潤面上がすべり面となりやすい。(3)式は(1)式と同じで、湿潤面が下方に移動する程、不安定に近づく。(c) 地下水面がある高さにある場合(図 10, c)

$$F.S. = \frac{c_t + \{r_0(H - H_t) + (r_t - r_w)H_t\} \cos^2 \theta \tan \phi}{\{r_0(H - H_t) + r_t H_t\} \sin \theta \cos \theta} \quad (4)$$

で表わされるが、今 (3) 式を H_t で微分すると

$$\frac{d F.S.}{d H_t} = \frac{-c_t(r_t - r_0) - r_0 r_w H \cos^2 \theta \tan \phi}{\{r_0(H - H_t) + r_t H_t\}^2 \sin \theta \cos \theta} < 0 \quad (4)'$$

ただし

$$(r_0 - r) > 0$$

となり、 H_t が高くなる程、安全率は低下することを示しており、不透水層上がすべり面となる。

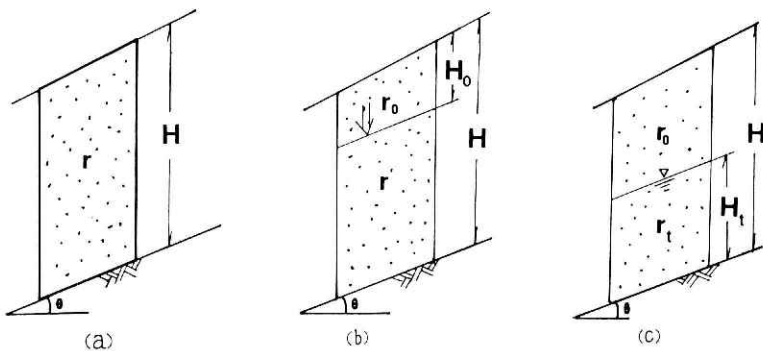


図 10 モデル土層の断面図
Fig. 10 Outline of model soil.

H : 土層厚さ

θ : 斜面の傾斜角

r_w : 水の単位体積重量

H_0 : 雨水の浸透による湿潤面

r : 初期の土の単位体積重量 H_i : 不透水層面から地下水面までの高さ
 r_0 : 湿潤土の単位体積重量 c, c_0, c_i : 初期, 湿潤, 飽和時の粘着力
 r_i : 飽和土の単位体積重量 ϕ, ϕ_0, ϕ_i : 初期, 湿潤, 飽和時の内部摩擦角
 セン断強度

図 11 に示すように測定値にはかなりのバラツキが見られたが土層の乱れに原因すると考えられる。最終測定は実験開始後 120 分である。図中、点線と実線は各々、実験前と 120 分の時の測定値の平均値を示している。前述のテンションメーターの結果から深さ方向に含水比がほぼ一定になったと考えられる実験開始後 120 分のセン断強度を計算すると

実験開始後 120 分

見掛けの粘着力 $c \approx 56 \text{ g/cm}^2$ 含水比 = 16% (飽和度 = 46%)
 内部摩擦角 $\phi \approx 37^\circ$

同様に実験前のセン断強度を逆算すると

実験前

見掛けの粘着力 $c \approx 128 \text{ g/cm}^2$ 含水比 = 10% (飽和度 = 21%)
 内部摩擦角 $\phi \approx 37^\circ$

但し、内部摩擦角は含水量の影響を受けないと仮定した。

この結果によると、含水比がわずか 10% から 16% に増加するだけで見掛けの粘着力は半分以下に低下する傾向が見られた。今、この実測値により、前述の (a), (b), (c) の方法により、計算した安全率を図 12 に示す (図中○印は相対水位と安全率の関係を示している)。

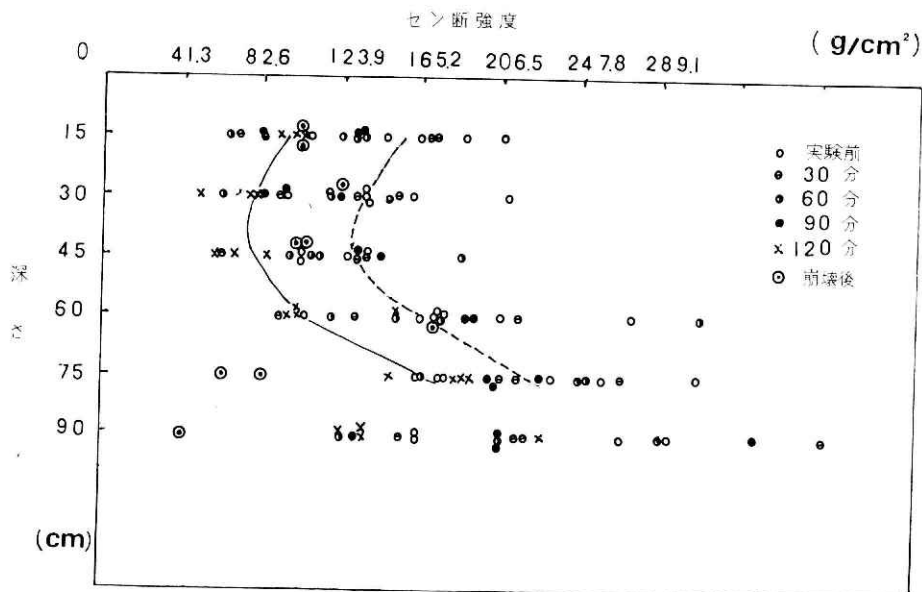


図 11 原位置ベーン試験によるセン断強度
 Fig. 11 Shear strength by in situ vane test.

実験前(飽和度 21%)は $F.S=2.02$, 地下水が生じる直前(飽和度 46%)は $F.S=1.42$ で安定であるが, 地下水が生じた直後(飽和度 100%)になると砂質土の場合は見掛けの粘着力は 0 になると考えてよいから, $F.S=0.89$ と低下し不安定になる. また, 地下水面が土層厚さの半分まで上昇した場合(相対水位 $H_i/H=0.5$)は $F.S=0.64$ となる. 地下水面が地表面まで到達した場合(相対水位 $H_i/H=1.0$)は $F.S=0.42$ となる. これらのことから, 斜面をこの単位幅の矩形の土層の集合体と考えるとせん断強度の平均値のとり方の問題などがあるが, 地下水面が生じてから, 斜面は安定を失い, 斜面下方への応力は増加し, 斜面土層は圧縮され, 土層の移動が始り, 地下水面の上昇が移動量を増加することに説明が出来る. しかし, これらは単位幅の土層についての考え方であり, 崩壊を考える場合, 斜面全体の安全率を考慮に入れる必要がある. 次に図 8 で示されているすべり面上の土層についての限界平衡状態を考え, このすべり面上に沿ってすべりを起こそうとする力に対するすべりに抵抗する力の比, つまり安全率を前述のせん断強度より計算すると, 実験前では $F.S=2.95$, 実験開始後 180 分(地下水発生)では $F.S=1.49$, 実験開始後 300 分では $F.S=1.36$ となり, 安全率はかなり低下するが, 実験開始後 300 分の時点では安全側にあり, 崩壊に至っていないと考えられる.

実験開始後 300 分以降では降雨強度を変化させたこととせん断強度を測定していないため, 正確な計算は出来ないが実験開始後 300 分の時の含水比状態で図 8 の(Ⅱ)のブロック部分の平均地下水位が 50 cm であったと仮定すると $F.S=1.03$ となって限界状態に近づき, 地下水位がさらに上昇するとこのすべり面上の土層は崩壊すると考えられる.

4. ま と め

今回の実験から次のような結論を引き出すことができる.

(1) 一定降雨強度の散水を連続的に行くと, 最終的には土層は一定の含水比状態を保持する.

(2) 地表面の移動は地下水が生じた時より開始する. その移動量は地下水位の上昇量と比例関係にある. また斜面下方の土層ほど移動量は少い. この初期の段階では斜面は一体となってすべりを起こしているのではなく圧縮過程である. さらにこの過程が進み, 下方の土層の受働破壊限界を越えた時点から土層は一体と

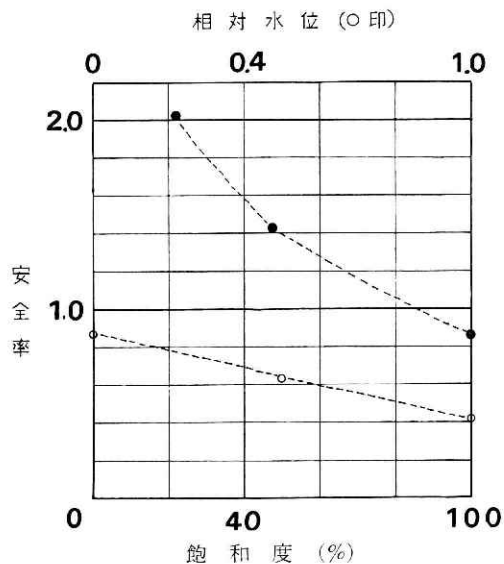


図 12 飽和度, 相対水位と安全率
Fig. 12 Safety factor between degree of saturation.

なって急速に移動し、崩壊に至る。この現象は含水比の増加および地下水位の上昇による土層のすべりに抵抗する力の低下のためで原位置ベーン試験結果および地表面移動が急速になった時点より明瞭なすべり面を生じていることから説明出来る。

(3) すべり面の形態は、斜面上部は主働、中央部付近は平行すべり、下方では受働状態を示す複合すべり面である。

今回の報告では一実験例についての考察に終わったが、斜面崩壊現象に対するひとつの見識を得たと思われる。今後は応力-圧縮ヒズミの関係、降伏値などを正確に把握し、詳しい解析を行いたい。

謝 辞

この実験に当り、貴重な含水量のデータを御教示され、数々の御助力を賜った降雨実験室の寺島治男室長および終始御助力御助言を賜った同実験室の福囿輝旗氏には特に感謝致します。また計測に当り佐藤照子氏を初め各研究員氏に御助力いただき感謝します。

参 考 文 献

- 1) 羽田野誠一 (1976): 豪雨に起因する表層崩壊危険度調査の一手法. 第13回自然災害科学総合シンポジウム, 3-4.
- 2) 小橋澄治 (1967): 表層崩壊の実験 (I). 新砂防, 62.
- 3) 小橋澄治他 (1971): 表層崩壊の実験 (II, III). 新砂防, 79, 6-12.
- 4) 小橋澄治他 (1975): 表層崩壊の実験 (IV). 新砂防, 96, 6-10.
- 5) 森脇 寛・大八木規夫・寺島治男 (1977): 1976年台風第17号による兵庫県一宮町福知抜山地すべり, および香川県小豆島の災害調査報告. 国立防災科学技術センター主要災害調査, 13.
- 6) 大八木規夫 (1976): 花崗岩地帯における戦後の顕著な崩壊地域の分布. 第13回自然災害科学総合シンポジウム, 231-232.
- 7) 田中 茂 (1956): 豪雨による砂質斜面の崩壊機構について. 新砂防, 22.
- 8) 田中 茂 (1964): 雨水の浸透に基づく斜面崩壊の実験的研究. 建設工学研究所報告.
- 9) 谷口敏雄他 (1972): 地すべり調査と解析. 理工図書.

(1977年12月26日原稿受理)