

## 山腹表層崩壊発生位置の予知に関する一研究

A STUDY ON THE PREDICTION OF THE SITES OF PROBABLE  
SURFACE MOUNTAINSLOPE FAILURES

沖 村 孝\*

By Takashi OKIMURA

### 1. はじめに

斜面安定を論じる限界平衡法ではすべり面より上方の土塊は変形することなしにすべり面上を移動するものと仮定され、この土塊の安全はすべり面上でのみ解析される。このため限界平衡法により斜面安定を論じようとする場合、崩壊すべり面をまず仮定しなければならない。崩壊がすでに発生した斜面においては、崩壊すべり面の位置・形状は現地調査により知ることができるため、調査結果より判明したすべり面上で限界平衡法によりその崩壊発生原因の究明を解析することができる。しかし、与えられた斜面で将来発生する崩壊を予知しようとする場合には、あらかじめすべり面を仮定しなければならない。このため、与えられた斜面内の危険すべり面（最小安全率を示すすべり面）を見出すためには、想定され得るすべてのすべり面を仮定し、それらの安全率を計算しなければならない。しかし、現実には考え得るすべてのすべり面を想定することは不可能であるため、与えられた斜面の危険すべり面を求めるることは容易ではない。しかし、与えられた斜面の何らかの条件、たとえば地質または土質的な条件が得られ、この結果が仮定すべり面を設定するときに活用されるなら仮定すべきすべり面の数は非常に減少することになる。このため、斜面崩壊の予知には斜面の有する条件の把握、特に現位置測定を伴った調査が非常に大切なとなる。

花崗岩地域の山腹は風化花崗岩の生成物であるマサ土よりなる表土層で覆われている<sup>1)</sup>。この表土層が豪雨により崩壊するため、その形状は通常薄層（または表層）崩壊の形をとることが多い<sup>2)</sup>。このため花崗岩山腹斜面の崩壊を予知するためには、この表土層の有する特性を把握しなければならない。この目的のため、六甲山系の一試験地において花崗岩山腹斜面の土層構造を調査する

とともに、過去の崩壊すべり面がよく現われる土層をすでに指摘した<sup>3)</sup>。またその結果より、今後崩壊が発生すれば移動するであろう土層は花崗岩山腹斜面表土層のA, B, B～C層で構成される土層であることを指摘し、これを潜在崩土層と名づけた<sup>3)</sup>。さらに、この潜在崩土層の厚さは簡易貫入試験の貫入抵抗値  $N_{10}$  で求められること等も示した<sup>3)</sup>。

この結果を崩壊予知のための仮定すべり面の設定に活用すれば、与えられた斜面の仮定すべり面はある深さ（潜在崩土層と基岩との境界）に限定されることになり、したがって斜面安定解析における仮定すべり面の数は非常に減少するとともに、山腹斜面崩壊予知の精度も向上すると考えられる。このため本研究では花崗岩で構成されている2つの試験地（青谷、竹平 NW）内で、簡易貫入試験により潜在崩土層の分布を求めるとともに、限界平衡法の一種である三平面安定解析法を多平面に拡張した手法を提案し、この手法を用いた斜面崩壊発生位置の予知の有用性を検討する。

### 2. 試験地

#### (1) 青谷試験地

この試験地は六甲山系の南向斜面に位置している（図-1）。この試験地の南側には諏訪山断層が、また北側には布引断層が走っている。したがって、この試験地は2つの大きな断層の間に位置する小谷ともいえる。この試験地の下流側は諏訪山断層を開析している。この試験地の集水面積は約2haであり、起伏量は約150mである。

六甲山系においては豪雨により1938年、1961年、1967年に多くの崩壊が発生している。この試験地において、1961年と1967年に発生した崩壊位置は空中写真を用いてこの試験地を図化する際に正確に確認した。

\* 正会員 工修 神戸大学講師 工学部土地造成工学研究施設

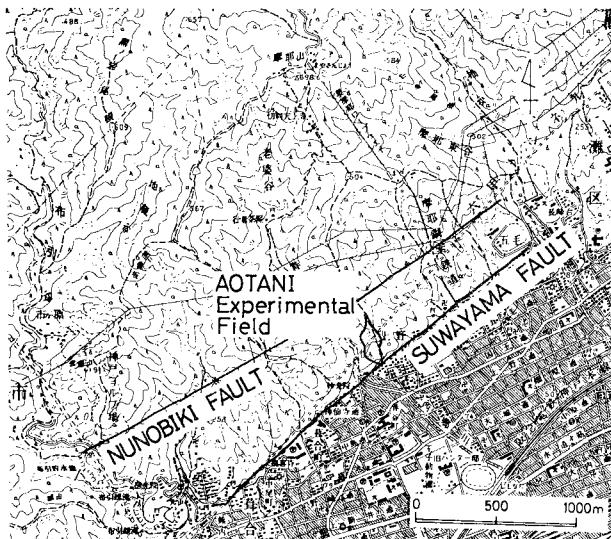
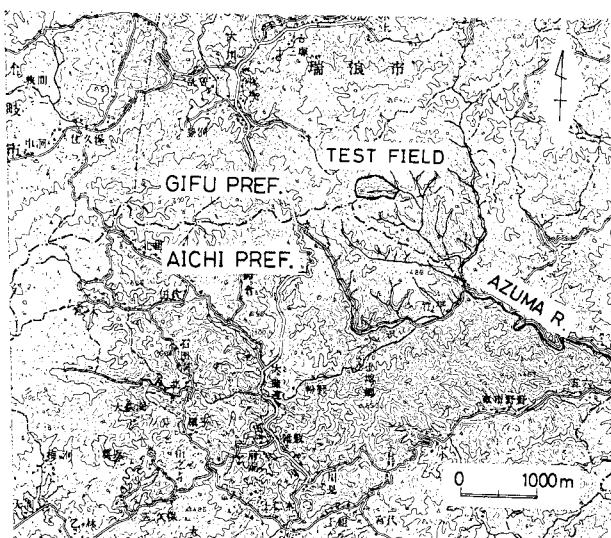


図-1 青谷試験地位置図



圖一-2 竹平 NW 試驗地位置圖

1938年にもこの試験地内で崩壊が発生していることを現地調査により確認したが、その正確な位置については不明であった。

(2) 竹平 NW 試験地

この試験地は矢作川上流に位置する小谷で、その集水面積は約 11 ha である(図-2)。1972 年の豪雨により、この地方では多くの山腹崩壊が発生した。その後、多くの調査が愛知県小原村およびその付近を中心にして行われ、豪雨特性や崩壊分布に関する報告<sup>3)</sup>、あるいは崩壊地での現地調査結果についての発表<sup>4), 5)</sup>などがなされている。

この地方の花崗岩は Nakai (1974) により 4 種 (INAGAWA I ~ IV) に分類されている<sup>6)</sup>。これらのうち岩型 I は中粒で角閃石黒雲母花崗閃緑岩である。岩型 IV は岩型 I よりはるかに粗粒の含角閃石黒雲母アダメロ岩である。このように INAGAWA I と IV は性質がまったく異なるものであるが、これらの岩種の境界は直線状に現われている。1972 年には両方の岩種に等量の降雨があったにもかかわらず、崩壊密度は INAGAWA IV の方が INAGAWA I よりも大きく現われた。この試験地は INAGAWA IV に属している。この試験地内の崩壊発生位置はやはり空中写真を用いて正確に把握されている<sup>7)</sup>。

### 3. 従来得られた知見

花崗岩山腹斜面の土層構造を明らかにするため、また潜在崩土層を定義するため、さらには未崩壊斜面でこれを求める方法を確立するため、青谷試験地でトレングット、簡易貫入試験、土の密度測定、土の室内試験などを、竹平 NW 試験地ではトレングット、簡易貫入試験、検土杖による貫入試験、土の密度測定等を実施した。その

表-1 土層調査結果<sup>7)</sup>(青谷試験地)

| 土層名 | 肉眼觀察 | 弾性波速度<br>$V_p$<br>(m/s) | 比抵抗<br>$\rho$<br>(Ω·m) | 透水性指數<br>$P$<br>(1/cm·min) | 簡易貫入試験              |                     | 検土杖<br>$D_t$<br>(cm) | 乾燥密度<br>$\gamma_d$<br>(g/cm³) | 間隙比<br>$e$ | 三軸圧縮試験   |                 | 平均厚<br>(cm) |  |  |  |  |  |  |
|-----|------|-------------------------|------------------------|----------------------------|---------------------|---------------------|----------------------|-------------------------------|------------|----------|-----------------|-------------|--|--|--|--|--|--|
|     |      |                         |                        |                            | 神大式<br>( $N_{10}$ ) | 土研式<br>( $N_{10}$ ) |                      |                               |            | φ<br>(度) | $c$<br>(kg/cm²) |             |  |  |  |  |  |  |
| I   | A    | 350                     | 102                    | 0.33                       | 0~2                 | 0~3                 |                      | 1.20以下                        | 1.10以上     | 15       | 0.13            | 10          |  |  |  |  |  |  |
| II  | B    |                         | 46                     | 0.011                      | 2~7                 | 3~7                 |                      | 1.20<br>1.40                  | 1.10       | 23       | 0.14            | 60          |  |  |  |  |  |  |
| III | B~C  |                         | 20                     | 0.0004                     | 7~13                | 7~25                |                      | 1.40<br>1.50                  | 0.70       | 26<br>29 | 0.09<br>0.12    | 25          |  |  |  |  |  |  |
| IV  | C    | D                       | 25~50                  | 貫入不能                       | 13以上                |                     |                      | 1.50<br>以上                    | 0.70<br>以下 | 30以上     | 0.05<br>以下      |             |  |  |  |  |  |  |
| V   | D    |                         |                        |                            |                     |                     |                      |                               |            |          |                 |             |  |  |  |  |  |  |
| VI  |      |                         |                        |                            |                     |                     |                      |                               |            |          |                 |             |  |  |  |  |  |  |

結果、青谷試験地においては表-1に示すような土層層位およびそれら各土層の物理特性を定義した<sup>7)</sup>(この表には物理探査結果も含まれているが、この調査は他の研究者により青谷試験地内で行われたものである<sup>8)</sup>)。この表中肉眼観察とはトレチカット面の目視判読結果であり、A層とは暗褐色、B層とは黄褐色または淡褐色灰色の色調を示すものである。一方C層とは風化基岩で岩状組織を残すもの、B～C層とはB層からC層への漸移層と定義した。この分類法は土壤学分野でよく用いられている方法で、土木工学分野でよく用いられている岩質区分(A～D<sub>L</sub>)ではD<sub>L</sub>もしくは土質区分に該当するもので地表付近のみの土層に着目していることが特徴である。さらに、この表中簡易貫入試験とは5kgの重りを落下高50cmで落させることにより貫入コーンを貫入させるもので、土研式とはコーン径30mm、貫入棒の径23mm、神大式とはコーン径23mm、貫入棒の径16mmと土研式をひとまわり小さくして山地での測定に便利なように軽量化した。測定値は10cm貫入に要する重りの落下回数(土研式N<sub>10</sub>、神大式 $\tilde{N}_{10}$ )で表わした。この測定値と一般に用いられているN値との関係をみると青谷試験地では $\tilde{N}_{10}=12$ はN<5程度と思われる。過去のすべり面はこの表中の第Ⅲ層(B～C層)に多発していることを確認したため、第Ⅰ層～第Ⅲ層を今後崩壊が発生すれば、崩壊により流下する可能性のある土層として潜在崩土層と定義した<sup>7)</sup>。さらに、この土層は簡易貫入試験によれば $\tilde{N}_{10}<12$ であることが明らかになった<sup>7)</sup>。一方、竹平NW試験地においても過去の崩壊は青谷試験地と同様B～C層に多発していることを観察したが、簡易貫入試験によるこの土層の貫入抵抗値は $\tilde{N}_{10}<5$ となることが明らかになった<sup>9)</sup>。

#### 4. 潜在崩土層の分布の調査結果

上述したように従来の調査・研究より簡易貫入試験により潜在崩土層厚が求められることが判明したため、本研究では青谷試験地の判別値が六甲山系に適用できるものと仮定し、六甲山系および竹平NW試験地内のいくつかの斜面で簡易貫入試験を実施し、潜在崩土層の分布を求めた。ただし、竹平NW試験地ではすでに検土杖による貫入試験が多数の斜面で実施されていたため<sup>4)</sup>、これを活用することとした。測定は原則として2mごとに測点を設けこの測点を測量するとともに、ここで貫入試験を行った。これらの測点間の斜面地表面、潜在すべり面(潜在崩土層と基岩との境界)は直線で補間した。図-3はこのようにして得られた潜在崩土層の分布

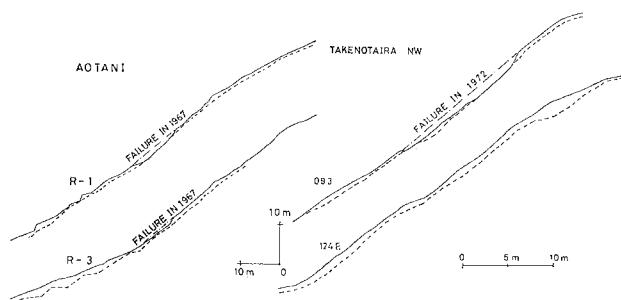


図-3 潜在崩土層の分布の一例

の一例を示す。

#### 5. 多平面安定解析

本研究ではすべり面は現地調査により得られる潜在すべり面で発生するものと仮定する。その潜在すべり面は前節で述べたように水平距離2mごとに直線で補間している。このため、換言すれば山腹斜面は水平距離2mの長さの数多くの四角形ブロックにより覆われているとも仮定できる。本研究ではこのようなブロックの組合せによりすべり土塊が形成されると仮定する。すべり土塊のすべり面の形状を仮定する際、図-4に示すように仮定すべり土塊(図-4の場合はl個のブロックより構成)の上端部ではブロック間の境界に沿って鉛直方向にすべり面が現われるものと仮定し、ここではすでに引張クラックが発生しているものと仮定した。一方、すべり面下端部はすべり土塊下端部のブロック内で潜在すべり面より地表面へ対角線に沿ってすべり面が現われるものと仮定した。それ以外のすべり面は潜在すべり面に沿って現われるものとした。

以上の仮定のもとにn個のブロックにより覆われている斜面の危険すべり面を求める。仮定すべり面の設定はこの斜面で考え得るすべてのすべり面を設定しなければならないため、仮定すべり面上端部ブロック(l<sub>b</sub>)、仮定

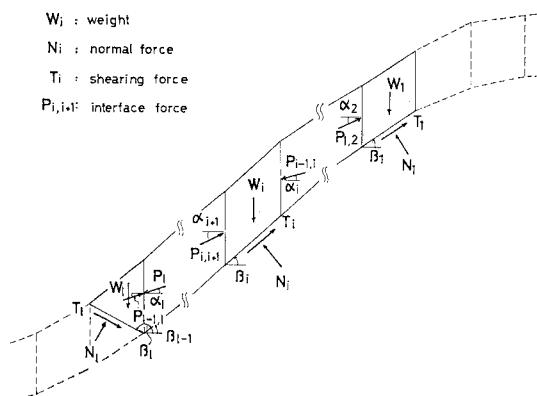


図-4 多平面安定解析法

すべり面下端部ブロック ( $l_e$ ) をそれぞれ  $l_b=1, 2, \dots, (n-1), l_e=2, 3, \dots, n$  と変化させることにより、全部で  $N=(n-1) \cdot n/2$  個のすべり面を設定した。各仮定すべり面の安全率は以下に述べる方法で求めた。

安定解析法としては、三平面以上の多平面よりなるすべり面に適用できるよう三平面すべり面法<sup>(1)</sup>を多平面すべり面法に展開した。本研究で対象としている崩壊は豪雨中に発生するため間隙水圧の影響は大きいと考えられるが、自然斜面では表土層付近の間隙水圧の計測は困難であり、またこれを予測する手法も確立されていないため、本研究では全応力法で解析を進める。図-4 に示すように  $l$  個のブロックよりなる仮定すべり土塊の安定を考える。このすべり土塊の  $i$  番目のブロックの力のつり合いは、このブロックおよびすべり面上に働く力を水平、鉛直方向に分けて考えると次式が得られる。

$$-P_{i-1,i} \sin \alpha_i - W_i + T_i \sin \beta_i + N_i \cos \beta_i + P_{i,i+1} \sin \alpha_{i+1} = 0 \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$P_{i+1,i} \cos \alpha_i - T_i \cos \beta_i + N_i \sin \beta_i - P_{i,i+1} \cos \alpha_{i+1} = 0 \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここで、  $P_{i,i+1}$ ：ブロック  $i$  と  $(i+1)$  の間の境界で法線に  $\alpha_{i+1}$  の角度で作用する力

$W_i$ ： $i$  番目のブロックの重量

$T_i$ ：すべり面上で働いているせん断力

$N_i$ ：すべり面上の抗力

$\beta_i$ ：すべり面の傾き

式(1)と式(2)より  $N_i$  を消去することにより  $P_{i,i+1}$  が次のように求められる。

$$P_{i,i+1} = \{P_{i-1,i} \cos(\beta_i - \alpha_i) + W_i \sin \beta_i - T_i\} / \cos(\beta_i - \alpha_{i+1}) \quad \dots \dots \dots (3)$$

すでに上述したように仮定すべり面の上端ブロック ( $i=1$ ) では鉛直すべり面を仮定し、ここではすでに引張クラックが入っているものとみなしているため、 $P_{0,1}=0$  となる。式(3)において  $\beta_i$ ,  $W_i$  ( $i=1, 2, \dots, l$ ) は調査結果と計算により得られるため、 $\alpha_i$ ,  $T_i$  ( $i=1, 2, \dots, l$ ) を仮定すれば ( $l-1$ ) ブロックの  $P_{l-1,l}$  まで順次求められる。

一方、すべり土塊下端の第  $l$  ブロックでは式(3)では  $i=l$ ,  $P_{i,i+1}=0$  であるため、図-4 のように  $\beta_l$  をとれば式(3)より次式が得られる。

$$P_l = (-W_l \sin \beta_l + T_l) / \cos(\beta_l - \alpha_l) \quad \dots \dots \dots (4)$$

未知量の  $T_l$  に関しては、本研究では仮定すべり面は等貫入抵抗値を示す潜在すべり面に一致すると仮定しているため、仮定すべり面上ではどこでも同じせん断抵抗強度を有しているものと仮定し、この強度を一面せん断試験により求めた。したがって  $T_l$  は次式で表わされる。

$$T_l = \frac{SS}{F} \Delta l_l \quad \dots \dots \dots (5)$$

ここに、  $SS$ ：一面せん断強度

$\Delta l_l$ ： $i$  番目のブロックの潜在すべり面長

$F$ ：安全率

また  $\alpha_i$  に関しては後述するように  $\alpha_{i+1}=\beta_i/3$  ( $i=1, 2, \dots, l-1$ ) と仮定した。したがって式(3), (4)において安全率  $F$  を仮定することにより  $P_{l-1,l}$  と  $P_l$  を求めることが可能、これらを次式の不等式に代入する。

$$|P_{l-1,l} - P_l| < \epsilon \quad \dots \dots \dots (6)$$

もしこの不等式が満足されないなら、新たな安全率  $F$  を用いて式(3), (4)の一連の計算を再び行う。この結果、式(6)が満足されれば、そのすべり土塊の安全率はそのときに仮定した  $F$  であるとする。本研究では収束限界  $\epsilon$  は  $0.05t$  とした。

## 6. 多平面安定解析法に関する議論

### (1) 解の安定性

図-5 は竹平 NW 試験地内の 093 斜面上で、任意の  $SS (=1.36 \text{ t/m}^2)$  のもとで多平面安定解析法によって得られたすべての仮定すべり面の安全率を示している。縦軸は安全率  $F$  を示し、横軸は仮定すべり土塊の下端ブロック番号を示す。図中の数字は仮定すべり土塊の上端ブロック番号を示す。この図中で最小安全率を示す仮定すべり面はその斜面の危険すべり面とみなされる。図-5 中の各曲線の  $F$  の最小値は同じ下端ブロック番号 (No. 10) で現われることがわかる。これは、仮定すべり土塊の上端ブロックが異なってもこの手法により得られる危険すべり面の下端はこのブロック付近に限定されることを示している。崩壊防止工事の施工場所を決定する立場からみれば、本解析法により得られる結果は有用なものとなるであろう。

上述したように図-5 で得られた安全率は任意の  $SS$

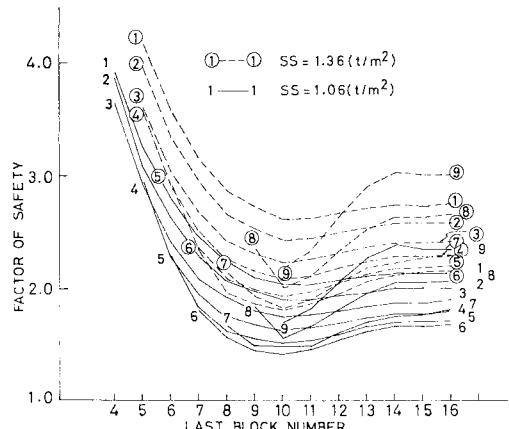


図-5 一斜面内の仮定すべり面の安全率

を仮定して得られたものである。しかし、本来は豪雨中に発生する崩壊が考察されねばならず、したがってこのような豪雨時の  $SS$  の値が必要となる。**図-5** に用いた斜面に異なった  $SS$  の値を使用したとき、危険すべり面の位置が**図-5** に得られた結果と異なるなら**図-5** で得られた結果は豪雨中の崩壊発生位置の予知には無意味となる。したがって異なる  $SS$  値 ( $=1.06 \text{ tf/m}^2$ ) を用いた場合、危険すべり面の出現位置が異なるか否かを検討した。**図-5** にはその結果をも示している。曲線の

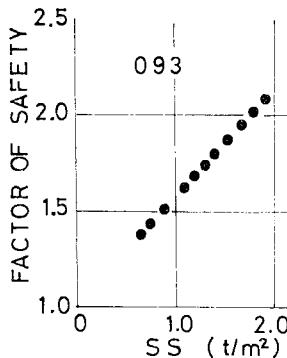


図-6 セン断強度の変化に伴う安全率の変化

形は非常に類似しており、危険すべり面は  $SS$  値の違いにかかわらず同じ場所に現われることが明らかになった。これより、土中の水分の増大によりたとえせん断強度が減少しても、豪雨時における危険すべり面の位置は任意のせん断強度を用いて得られる結果は変わらないといえる。

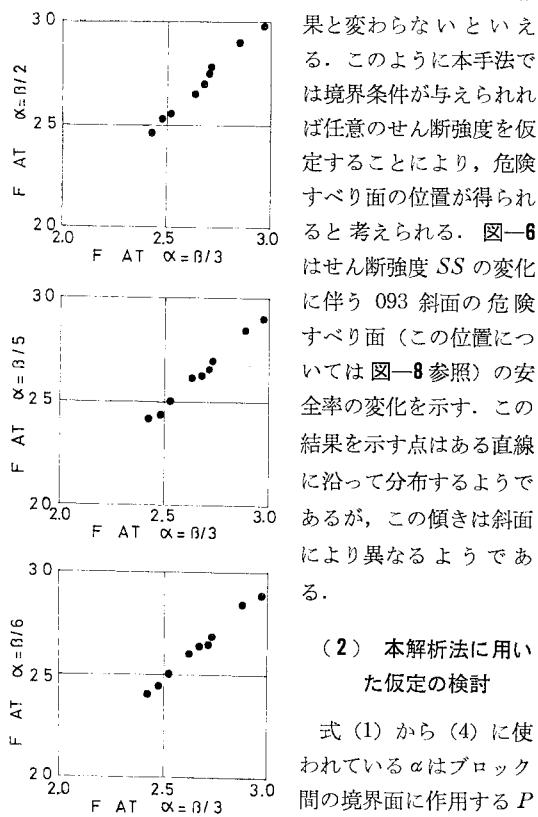


図-7  $\alpha$  の変化に伴う安全率の変化

このように本手法では境界条件が与えられれば任意のせん断強度を仮定することにより、危険すべり面の位置が得られると考えられる。**図-6** はせん断強度  $SS$  の変化に伴う 093 斜面の危険すべり面（この位置については**図-8** 参照）の安全率の変化を示す。この結果を示す点はある直線上に沿って分布するようであるが、この傾きは斜面により異なるようである。

## (2) 本解析法に用いた仮定の検討

式(1)から(4)に使われている  $\alpha$  はブロック間の境界面に作用する  $P$  の力の傾きである。この値は重要であるといわれ

ている<sup>10)</sup>にもかかわらずこの値を決定する方法は存在しない。Chowdhury は「もし  $\alpha$  がゼロと仮定されれば、ブロック間の境界面に沿って働いているせん断力はゼロと仮定されるため安全率  $F$  は低くなりがちである。他方、もし  $\alpha$  が摩擦角に等しいなら境界面でせん断応力はせん断抵抗強度に等しくなり、 $F$  は大きく見積もられ過ぎである」と述べている<sup>10)</sup>。本研究では前述したように、 $\alpha_{i+1} = \beta_i/3$  と仮定したが、 $\alpha$  の値の変化に伴ってどの程度安全率が変化するかを検討した。**図-7** は 093 斜面のいくつかの仮定すべり面を用いて得られた結果を示している。各図の横軸は  $\alpha_{i+1} = \beta_i/3$  と仮定した場合に得られた安全率を示している。また縦軸は、 $\alpha_{i+1} = \beta_i/2$ ,  $\alpha_{i+1} = \beta_i/5$ ,  $\alpha_{i+1} = \beta_i/6$  とそれぞれ仮定した場合に得られた安全率を示す。**図-7** 中の点はほとんど一直線上に分布し、その傾きもほとんど 1 に近いことがわかる。したがって、仮に  $\alpha_{i+1}$  を  $\beta_i/3$  と仮定しても、得られた結果は他の  $\alpha_i$  の仮定のもとで得られた結果と大差ないものとみなし、本研究では  $\alpha_{i+1}$  は  $\beta_i/3$  と仮定した。ただし以上はあくまでも  $\alpha$  の値を  $\beta$  の関数として考えた場合の結論であり、 $\alpha$  がどんな値をとってもよいとして  $\alpha$  を一定値に仮定して計算すると、式(6)の条件を満足せず解が求まらなくなる。したがって上述した  $\alpha$  に関する仮定は解を得るために妥当であったともいえる。

## 7. 結 果

### (1) 危険すべり面の位置

**図-8** は竹平 NW 試験地内の 1972 年に崩壊の発生した斜面に多平面安定解析法を適用して得られた危険すべり面の位置を示している。このときに用いた  $SS$  は原位置測定により得られた自然含水状態のせん断強度である。この図中、崩壊発生地の旧地表面は崩壊地付近の山腹斜面の潜在崩土層厚を考慮に入れて推定した。この図より、一つの斜面(084)を除いて危険すべり面は崩壊発生場所と一致、またはその内部に現われていることがわかる。**図-9** は六甲山系の潜在すべり面より採取した試料を 24 時間水浸後に一面せん断試験を実施して得られた  $SS$  を用いて、今回調査した六甲山系の各斜面のうち崩壊発生位置が明確に判明している斜面の危険すべり面の位置を示している。六甲山系においても**図-8** と同様に危険すべり面の位置は過去の崩壊発生場所と一致もしくはその内部に現われている。これらの結果は本解析手法に導入された諸仮定が矛盾のないことを示しているとともに、本手法が山腹崩壊の発生位置を予知するには適した手法であり、かつその精度が良好であることを示しているものといえよう。一般に過去の崩壊発生地では、

崩壊あるいは崩壊発生後引き続いて起こると考えられる後退性崩壊により表土層が欠落、削はくされ、調査時点の崩壊地の大きさは一次（初期）崩壊面積に等しいかあるいはそれよりも大きくなっている。本解析法により得られる危険すべり面の位置が、崩壊発生位置に一致もしくは崩壊発生場所内に現われるということは、この危険すべり面はその斜面の真に危険な位置を示しているものと考えられる。

## （2）危険すべり面の示す安全率

以上の結果は一斜面の危険すべり面の位置が過去の崩壊発生場所と一致するという結果であり、危険すべり面の安全率の値については議論していない。図-8の竹平NW試験地では安全率は崩壊発生地であるにもかかわらず1より大きな値を示している。これは自然含水状態のSSを用いたためと考えられ、図-9の六甲山系の斜面では24時間水浸後のSSを用いたため1を切っていると考えられる。ここでは、この解析手法を非崩壊斜面に適用して、得られる危険すべり面の安全率が崩壊斜面のそれに比して大きな値となるか否かについて検討する。斜面間の安全率を論じる場合、

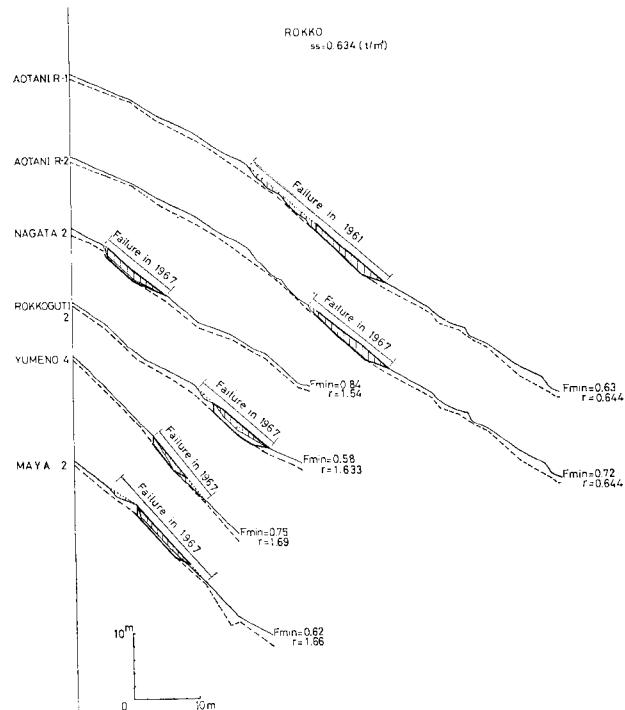


図-9 危険すべり面の位置（六甲山系）

通常斜面ごとに固有のせん断強度SSをもつと考えられるため、まず六甲山系の多くの斜面の試料を用いて室内一面せん断試験を実施した。この試料は潜在すべり面、すなわち  $\tilde{N}_{10}=12$  を示す土層から採取した。図-10に試験結果の一例を示す。この図より自然含水状態では斜面ごとのSSの違いが大きいこと、また同じ試料でも飽和度が異なればせん断強度SSも異なるが、24時間水

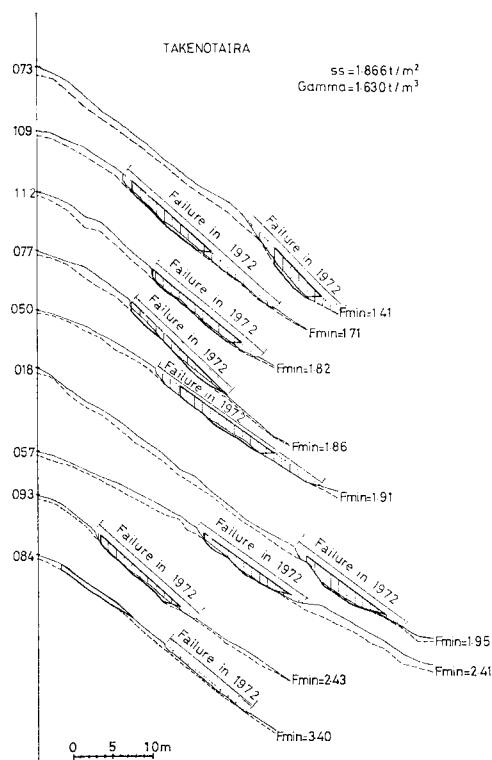


図-8 危険すべり面の位置（竹平 NW 試験地）

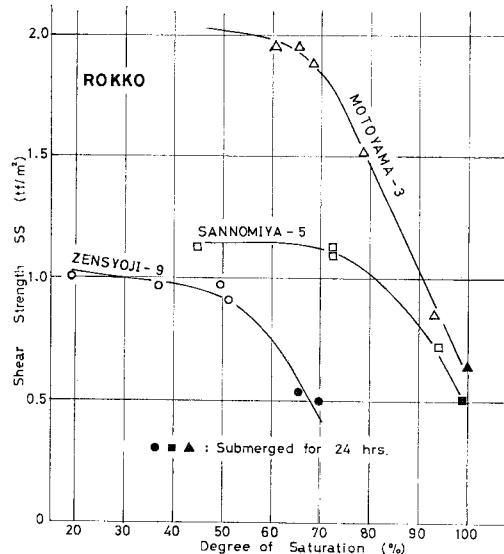


図-10 一面せん断試験結果

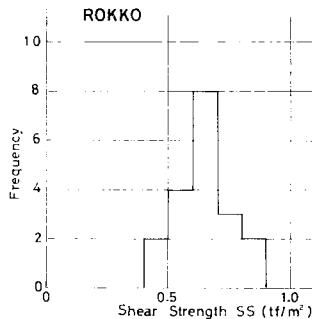
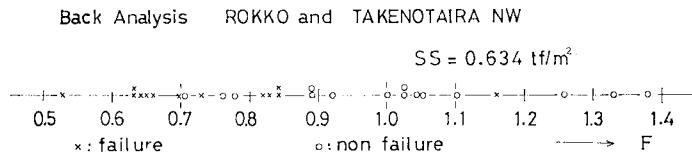


図-11 24時間水浸後のせん断強度の分布

浸後ではほとんど同じような  $SS$  の値を示すことがわかる。

このため、24時間水浸後のせん断強度の値を求め、その結果を図-11に示す。この図には飯田ほか<sup>11)</sup>の示すC型（ルーズな表土層直下に硬い基岩が存在する場合）を除いたものであるが、24時間水浸後の試料は斜面が異なってもほとんど同じせん断強度を示すことが推定される。したがって、豪雨中に発生する崩壊の斜面間の危険度を比較する場合、同じせん断強度の値を使用しても、斜面間の危険度を比較できると考えた。

図-12は図-11の平均せん断強度 ( $0.634 \text{ tf/m}^2$ ) を用いることによって得られた崩壊および非崩壊斜面の危険すべり面の安全率の分布を示す。なお、六甲山系における1961年と1967年の崩壊斜面・非崩壊斜面の区別および崩壊発生場所の判別は崩壊発生後長期間を経ていて不明であるので、このせん断強度は六甲山系で得られたものであるにもかかわらず、これらの情報がはっきりしている竹平NW試験地のデータをも用いこの図に示した。図より、同じせん断強度を用いても崩壊斜面、非崩壊斜面の安全率はよく分離していることがわかる。このことは平均的なせん断強度値を用いても本手法では斜面間の危険度が評価できることを示しており、本手法の有用性を示すものと考えられる。なお、この図より崩壊・非崩壊の境界となる安全率は約 0.86 であることがわかる。豪雨時の状況を示していると考えられる 24 時間水浸後の  $SS$  を用いたにもかかわらずこの安全率の値は 1 に比して幾分小さい。この理由としては 1) 一面せん断試験に用いた試料の乱れの影響、2) 水浸時間の効果等が考えられるが、これらに関しては今後究明しなけ

図-12 崩壊・非崩壊斜面の安全率の分布  
(六甲山系、竹平 NW 試験地)

### The Present Condition ROKKO

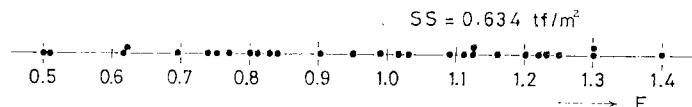


図-13 六甲山系現況斜面の安全率の分布

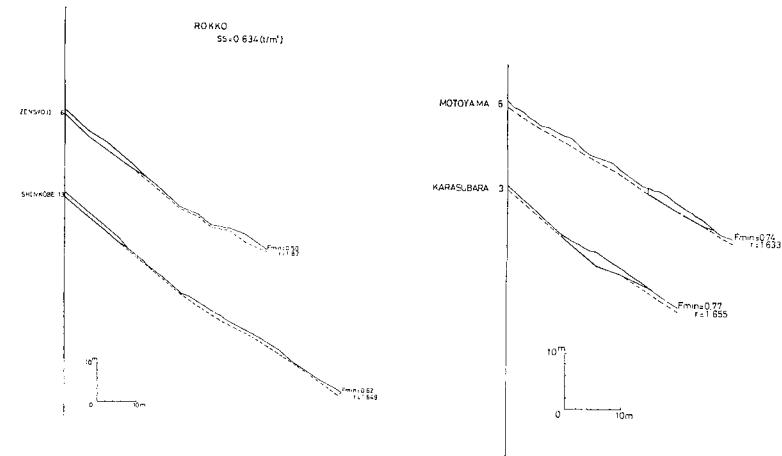


図-14 現況斜面の危険すべり面の位置の一例

ればならない課題である。

### (3) 崩壊発生位置の予知

図-13は本解析法により得られた六甲山系のいくつかの現況斜面の安全率の分布を示す。図-12より経験的に得られた 0.86 という値を崩壊の発生・非発生の判別値として用いると、今回調査した 29 斜面のうち 12 斜面が豪雨時には崩壊が発生する危険性を有していることが推定できる。したがって崩壊防止工事はこのような斜面を優先的に選んで施工する必要があることがわかるとともに、もしこれらの工事が施工できない場合はこのような斜面に対しては警戒避難体制を確立しておく必要があろう。

図-14は六甲山系の現況斜面で予知された危険すべり面の位置の例を示す。この図より危険すべり面がよく現われる位置としては、薄い潜在崩土層の上方と下方であることがわかる。これらの場所で崩壊が発生したか否かは不明であるが、崩壊により潜在崩土層が薄くなつたとすれば過去の崩壊発生場所の上方および下方が危険で

あることが考えられる。前者は後退性崩壊、後者は崩積土の二次崩壊の可能性を示すものであろう。

## 8. 結論

本研究において得られた結論は以下のとおりである。

(1) 山腹は潜在崩土層よりなる四角形の多数のブロックで覆われているとの仮定のもとに多平面安定解析法を提案した。

(2) この潜在崩土層は現地調査により求められるため、この解析手法は安定解析対象斜面の境界条件を正確に導入できる。

(3) 本解析法はブロックの組合せにより有限個の仮定すべり面より最小安全率を示すすべり面、すなわち危険すべり面を容易に指摘できる。

(4) この手法により得られる危険すべり面は過去の崩壊発生場所とよく一致することが過去の崩壊事例より明らかになった。

(5) 一面せん断試験結果より、潜在すべり面の水浸後の試料はほとんど同じせん断強度を有することが明らかになった。

(6) この結果より、ある一定のせん断強度値を用いて過去の崩壊・非崩壊斜面の危険すべり面の安全率を本解析法で求めたところ、両者はよく分離することが明らかになった。

(7) したがって、提案した多平面安定解析法は豪雨中の花崗岩山腹斜面に発生するであろう表土層の崩壊の危険度の予知に、またその位置の予知に有用である。

謝 辞：本研究を進めるにあたり、田中茂神戸大学

名誉教授、川谷健神戸大学教授には多くのご教示を賜わった。ここに厚く御礼申し上げます。また竹平 NW 試験地の多くのデータは建設省国土地理院、羽田野誠一氏より提供を受けたことを申し添え、同氏に深甚の謝意を表します。

### 参考文献

- 1) Aboshi, H.: Failure of Granite Slopes in Chugoku District under Heavy Rain, Shearing Strength at Failure., Natural Disaster Science, 1-1, pp. 77-87, 1979.
- 2) 安藤 武ほか：島根県大原郡地方における崩壊とそれに関連する花崗岩の風化機構について、防災科学技術総合研究报告, 14, pp. 31~75, 1968.
- 3) 矢野勝正ほか：昭和 47 年 7 月豪雨災害の調査と防災研究、昭和 47 年度科研自然災害科学の総合的研究, p. 240, 1973.
- 4) 羽田野誠一：豪雨に起因する表層崩壊危険度調査の一手法—花崗岩地域の事例一、第 13 回自然災害科学総合シンポジウム, pp. 3~4, 1977.
- 5) 奥西一夫ほか：愛知県小原村周辺の山崩れについて（I）一斜面形、土層構造と山崩れについて一、京大防災研年報, 21, B-1, pp. 395~403, 1978.
- 6) Nakai, Y.: Compositional Variations of the Inagawa Granite Rocks in the Asuke Area Aichi Prefecture, Central Japan., 岩石鉱物鉱床学会誌, 69, pp. 215~224, 1974.
- 7) 沖村 孝ほか：一試験地における風化花こう岩斜面の土層構造と崩壊発生深さに関する研究、新砂防, 116, pp. 7~16, 1980.
- 8) 田中 茂ほか：山くずれと地質・地形構造との関連性に関する研究、科研自然災害特別研究成果, No. A-51-4, p. 136, 1977.
- 9) 沖村 孝ほか：表土層崩壊の斜面安定解析法に関する研究、建設工学研究所報告, 23, pp. 231~245, 1981.
- 10) Chowdhury, D.N.: Slope Analysis., Elsevier, Amsterdam, pp. 107~110, 1978.
- 11) 飯田智之ほか：風化表土層の崩壊による斜面発達について、地理学評論, 52-8, pp. 426~438, 1979.

(1982.3.31・受付)