

1. はじめに

花こう岩地域において豪雨中に発生する山腹崩壊は、一般に薄層（表土層）崩壊の形式をとることが多い。筆者はこれらの崩壊のすべり面は、花こう岩自然斜面の土層構造に大きな影響を受けるものと考え、六甲山系の一試験地の現地調査により花こう岩自然斜面の土層構造を明らかにするとともに、崩壊すべり面と土層との関係を明らかにした。この結果については昨年の第35回年次学術講演会でその一部とすでに報告した。前報ではこの崩壊多発土層は簡易貫入試験により求められることを示し、この試験により得られる土層を今後崩壊が発生する可能性のある土層として「潜在崩土層」と名付けた。本報では、別の調査地において潜在崩土層の分布と現実が発生した崩壊位置との関係について考察したので、その結果について報告する。

2. 調査地の概要

調査地は岐阜県瑞浪市の南東部、矢作川支流阿妻川の最上流部に位置する小谷（流域面積11ha）で、花こう岩で構成されている。本調査地周辺では、1972年7月12日から13日にかけての集中豪雨により多数の山くずれが発生したが、本調査地においても25個ある源頭域（1次谷）中、9個の源頭域で崩壊が発生した。本調査地においても六甲山系青谷地区で実施した調査と同様の調査を実施し、すべり面は青谷地区と同様第Ⅲ層（B～C層）で発生していることを確認したが、この土層の示す簡易貫入試験結果 $\tilde{N}_{10}$ （コーン10cm貫入に要する打撃回数）は青谷地区が12～13を示しているのに対し、本調査地では5前後となった。従って、本調査地においては $\tilde{N}_{10} < 5$ の土層を潜在崩土層と定義した。この定義に従って25個の源頭域で、水平距離2mごとに潜在崩土層を測定した。なお、この測定には簡易貫入試験の代りに一部検土杖による調査結果を使用した。

3. 斜面安定解析

上述した調査により得られた潜在崩土層の分布を使用して、1972年に発生した崩壊の突明および非崩壊の原因を明らかにするため、斜面安定解析を実施した。薄層崩壊の場合は、一般に無限長平行斜面の安定解析法が用いられるが、潜在崩土層は必ずしも一様厚さでないこと、この手法では崩壊発生位置が説明できないこと等により次に述べる手法で解析した。この手法は三平面すべり面安定解析法³⁾を多ブロックに拡張したものである。上述したように潜在崩土層を求めるための調査は、水平距離2mごとに行っているため、すべり土塊は水平距離2mのブロックで構成されるものと仮定した（1972年の崩壊発生場所では上下流の潜在崩土層厚より旧地表を推定した）。図-1に示すようにすべり土塊は l 個（ $l = 2 \sim n$ まで、ただし n は斜面を構成する総ブロック数）で構成されると仮定し、すべり土塊の上・下端条件は図に示すような条件とした。 l 番目のブロックの水平および鉛直方向の力のつり合いより次式が求められる。

$$N_i = \frac{W_i \cos \alpha_{i+1} + B \cdot T_i / F - A \cdot P_i - C \cdot U_i}{C} \quad (1)$$

$$P_{i+1} = \frac{1}{C} (\phi \cdot P_i + W \sin \beta_i - T_i / F) \quad (2)$$

ここに、 $A = \sin(\alpha_{i+1} - \alpha_i)$ 、 $B = \sin(\alpha_{i+1} - \beta_i)$ 、 $C = \cos(\beta_i - \alpha_{i+1})$ 、 $\phi = \cos(\beta_i - \alpha_i)$ である。一方、下端のくさびブロックにおいては次式が成立する。

$$N_e = \frac{W_e \cdot \cos \alpha_e + G \cdot T_e / F - E \cdot U_e}{E} \quad (3)$$

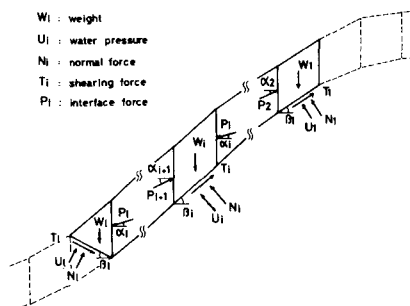


図-1. 多ブロック平面すべり安定解析法

$$P_e = \frac{1}{E} (T_e / F + W_e \sin \beta_e) \quad (4)$$

ここに、 $E = \cos(\alpha_e + \beta_e)$ 、 $G = \sin(\alpha_e + \beta_e)$ 。

計算は $P_e = 0$ 、 $\alpha_i = \beta_i / 3$ と仮定し、任意の F を与えて、上流ブロックより下流ブロックへ順次式(2)より P_i を求め、一方、下流端ブロックでは式(4)より P_e を求め、

$$|P_e - P_{e-1}| < \varepsilon \quad (5)$$

ばる条件を満足する F の値を求める安全率とした。本研究では、積土状および簡易貫入試験により、潜在崩土層を決定したため、潜在崩土層と基岩の境界である設定すべり面では、等せん断抵抗強度を有しているものと仮定し、

$$T_i = \frac{c \cdot \Delta l}{F} + \frac{(N_i - U_i) \tan \phi}{F} = \frac{SS \cdot \Delta l}{F} \quad (6)$$

とした(ただし、 SS : せん断抵抗強度)。式(6)の SS は、原位置の引張一面せん断試験で得られた値を使用した。斜面安定解析結果を図-2および図-3(a)に示す。

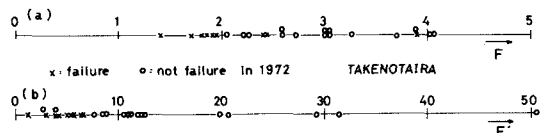


図-3. 安全率の分布 (a)修正前、(b)修正後

図-2より、最小安全率を示した設定すべり面は、現実には発生した崩壊の位置と一致しており、本手法が崩壊発生位置を予測するのに有効な手法となり得ることが推定される。しかし、崩壊・非崩壊斜面の安全率の値を相対的に比較すると図-3(a)より両者は明確には区別できないことがわかる。このため、次に $f = A / L^2$ (A = 最小安全率を示す下端ブロックの集水面積、 L = 斜面距離)で定義される形状係数の逆数と最小安全率に乗じた。これは豪雨中の雨水の影響を評価しようとしたためである。その結果を図-3(b)に示す。2斜面の例外を除いて、崩壊斜面では相対的に低い安全率を示していることがわかる。これより、潜在崩土層の分布を予め調べ、本手法を用い、崩壊発生危険性のある場所及びその長さ、更には相対的な危険度が指摘できると考えられる。

参考文献 1) 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, 第13回自然災害シンポジウム
2) R. N. Chowdhury: Slope Analysis, Elsevier

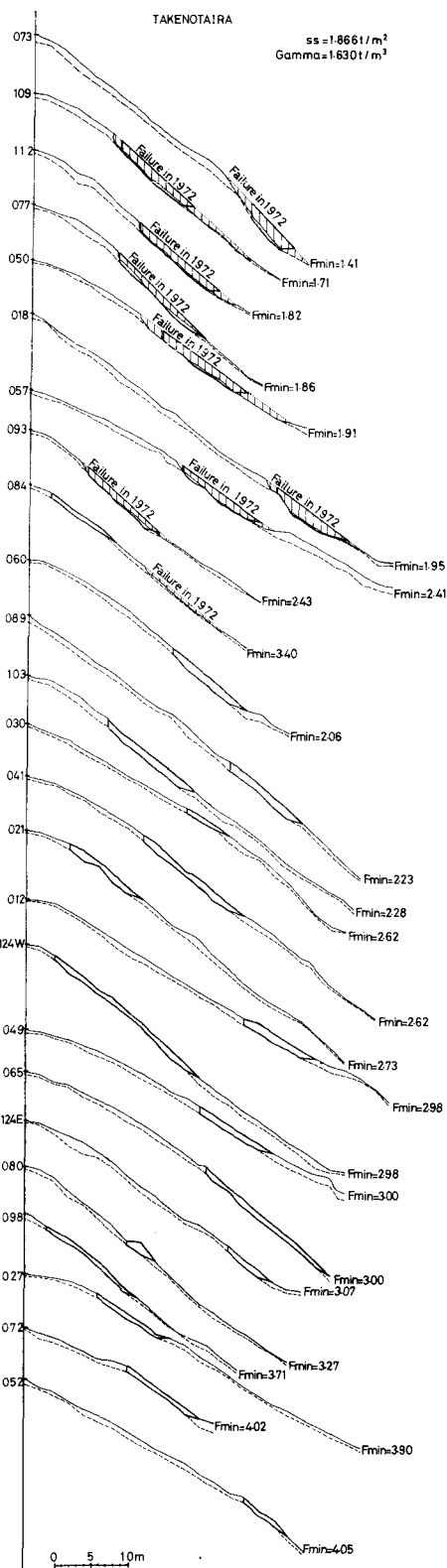


図-2. 斜面安定解析結果