臨界すべり面解析と信頼性解析を応用した

地すべり・崩壊危険度の判定法

Landslide Susceptibility Estimation by Critical Slip Surface Analysis combined with Reliable Analysis

久保田 哲也* 中村 浩之**
Tetsuya KUBOTA Hiroyuki NAKAMURA

Abstract

The detective method for landslide which occurs suddenly without any sign seems to be important these days.

To this purpose, a estimation method using the critical slip surface analysis by dynamic programming combined with reliable analysis is established.

It might eliminate a error of unknown under ground condition, and can treat impact factor triggers landslide as well as slope nature, whereas it's not perfect. This method is useful to estimate the landslide susceptibility.

キーワード：危険度判定，マッピング，地すべり調査，安定解析

1. はじめに

日本列島は、激しい地殻運動の続く急峻な山地が国土の大半を占め、土砂災害に弱い体質を持つ上、可住面積も少ない。このような立地条件の国土に世界第二位のGNPを誇る活発な経済活動が営まれており、山地・丘陵の宅地開発やリゾート開発等国土の有効利用が強く求められていることから、地すべり・崩壊の危険性は増す一方である。ところが、1984年9月の長野県西部地震で発生した御岳崩れのような大規模崩壊や歴史に残っている地すべり性大崩壊は、ほとんどすべてが、それまで発生履歴のない斜面に生じる初生すべりである。また、地すべりについても、既往発生地すべりのうちかなりのものが、履歴のないものである¹⁾。

従って、初生すべりを判定し得る手法が確立されない限り、地すべりや地すべり性崩壊の危険箇所判定精度は低いものに留ることになる。

そのため、土地利用規制など総合的な土砂災害対策を進める上で、初生すべりも含めた地すべり・崩壊の危険箇所・危険度判定手法の確立が急がれており、ここでは、そのような観点より、発生危険箇所の判定が困難とされる初生すべりの判定手法として、動的計画法による臨界すべり面解析と信頼性解析の応用を検討したので、報告

する。

2. 既往手法について

地すべりや崩壊発生危険箇所を抽出する手法は、次の二つに大別できる。

1) 直接法 (Direct Mapping)

地すべりや崩壊の分布状態を知って、それより危険範囲を抽出する。航空写真判読や現地調査より分布状態を知り、それに基づき検討する方法²⁾。

2) 間接法 (Indirect Mapping)

地すべりや崩壊の分布と関係なく、勾配、地質等の素因あるいは誘因のみにより危険箇所を抽出する方法^{3), 4)}。

初生すべりを対象とする場合は、直接法よりも間接法に依った方が、地すべり履歴に左右されなくて良いと思われる。

このうち、安定解析を用いるものは、田中の手法⁵⁾ Wardらの手法⁶⁾のような無限長斜面モデルを用いて安全率 F_s の分布を得る手法が見られるのみである。これらは、単純な直線状の斜面モデルであるから、地すべりのような大きな規模で深いすべり面を有するものには適用できない。また、崩壊深（風化土層厚）や地下水位を把握せねばならず、これらはすべり面深さ・形状や重要な誘因である地下水圧を未知としており、それらを与える必要があり、これらの値を前もって正確に把握するのは不可能に近い。さらに重要な点は、この二つの手法で求められた安全率 F_s は、その斜面における最小の安全率であるとは限らない点である。

* 建設省日光砂防工事事務所専門官（現 環境庁企画調整局環境管理課計画官）

** 建設省土木研究所地すべり研究室長（現 日本道路公団技術部調査役）

上記の点を考慮し、最小安全率とその時のすべり面を任意の斜面に対して求められる臨界すべり面解析を用い、さらに未知要因の不確実性を評価に入れることのできる信頼性の概念を応用した危険度判定手法を検討した。

3. 臨界すべり面解析

3.1 臨界すべり面解析の流れ

臨界すべり面解析とは、与えられた地形・地質・土質条件等に対して最小の安全率とその時のすべり面を任意の安全率計算法（例えば Janbu 法や簡便分割法 など）を用いて探索する手法のことである。Leshinsky⁷⁾ や鵜飼⁸⁾ の手法のように変分法を用い、求積的に最小安全率を持つすべり面つまり「臨界すべり面」を求める手法もあるが、この手法では、臨界すべり面は対数螺旋解としてのみ与えられ、任意形状の臨界すべり面すなわち、真の意味での最小安全率を持つすべり面は得られない。

ここでは、最近発展の著しい動的計画法（Dynamic Programming）理論を用いて探索範囲内で任意形状の臨界すべり面が得られ、種々の地層構造に適用し得る手法を用いた。

3.2 動的計画法（以下、DP と略す。）

DP とは、R. Bellman (1957) により開発された非線型数学的計画法である。これは、時間的・空間的多段階最適問題を取り扱うものであり、最適値（極値）を求めるには変分法などが有効だが、その多変数や微分不可能な関数には不適という限界や、線型計画の持つ非線型関数に対する限界を解決する為に開発された。

DP の基本原理は、マルコフ性^{*}を持つ多段階決定過程を次の汎関数 G を最小化することに帰着させ、最小汎関数 f_n を求めることである⁹⁾。

$$f_n = \min \bar{G} = \min [\bar{G}_0 + \min \sum_{i=1}^n \bar{G}_i] \\ = \min [\bar{G}_0 + f_{n-1}] \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$f_{n-1} = f_n - \bar{G}_0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 i は多段階決定過程の各段階、 $\bar{G}_0$ は、 $\bar{G}$ の利得 (return)、 f_n は求める最小汎関数。

DP の概念は、数多くの数学書に譲るが、その長所は、前述したように非線型、微分不可能な関数に適用できる上に、最適値すなわち最小汎関数 f_n を求める過程（この場合は、すべり面探索過程）を共通の始点（すべり面探索範囲の上端）と異なる終点（探索下端）を持つ問題族に変換することにより、すべての組み合わせで総当り計算する必要を取り除いている点にある。

3.3 安全率関数

ここでは、安全率を求めるのに必要な安全率関数に、精度が良く、計算時間の少なくて済む簡便 Janbu 法に

より、非円弧すべりの計算ができる方法を用いた。この方法は極限平衡法の分割法に属し、図-1の分割スライスに働く力の均合から求めた。

$$F_s = [\sum [c_i' l_i' \cos \alpha_i + \{(1+k_v) W_i + \Delta X_i - U_i l_i \cos \alpha_i\} \tan \phi_i'] / n \alpha_i \\ / [\sum \{(1+k_v) W_i + \Delta X_i\} \tan \alpha_i + k_H W_i] \quad \dots\dots\dots (3)$$

(3)式に、スライス間垂直抵抗力を一定としても実用上さしつかえないとする仮定 ($\Delta X_i = 0$) を持ち込んで整理すると、

$$n \alpha_i = \cos^2 \alpha_i \{1 + \tan \alpha_i \tan \phi_i' / F_s\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで、図-1中の記号以外に、 F_s : 安全率、 C_i' : i 番目のスライスの有効応力表示の粘着力、 l_i : i 番目のスライスのすべり面長さ、 α_i : i 番目のスライスの傾斜角、 ϕ_i' : i 番目スライスの有効応力表示内部摩擦角、 u_i : 間隙水圧。

従って、安全率関数は次式となる。

$$F_s = f_0 \cdot \sum A_i / \sum B_i \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに A_i : 抵抗成分、 B_i : 滑動成分。

$$A_i = [c_i' l_i \cos \alpha_i + (W_i + k_v W_i) \cdot \tan \phi_i'] / n \alpha_i \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$B_i = (1+k_v) W_i \tan \alpha_i + k_H W_i \quad \dots\dots\dots (7)$$

ただし、間隙水圧は、地下水面下の土重量を有効重量で計算する。また、修正係数 f_0 は、式で与えられ

(a) 地すべり土塊

(b) スライス i に作用する力

記号の定義	
W_i	自重
E_i	水平力
X_i	せん断力
N_i	すべり面に作用する垂直力
T_i	すべり面に作用する抵抗力
k_H	水平震度
k_v	垂直震度

図-1 地すべり土塊及スライス説明図

Fig. 1 Schematic Diagram of Landslide Mass and Slice

^{*} マルコフ性とは、確率過程等多段階過程の段階の決定もしくは、現象が、その直前の段階にのみ依存する性質を言う。

る¹⁰⁾。

$$f_0 = (50d/L)^{0.03} \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 L は直線距離で測ったすべり面長、 d は線分 L に平行かつ、すべり面に接する線分と L の距離。(4)~(7)式に示す安全率関数は、 F_s について陰に定義されているので、反復計算を行って求める。 f_0 も初期値1.0より反復計算するものである。

3.4 安全率関数の最小化

DP が、加法的関数のみに応用し得ることに着目すれば、安全率の関数形は、変分法における Euler 方程式の線型汎関数と類似の関係となるので、その最小化は $\bar{G}$ の最小化と同義となる^{11),14)}。

このように、 $\bar{G}$ を最小化すれば、必然的に ($\bar{B} > 0$ である限り) F_s を最小化することになる。従って、 $\bar{G}$ を最小化するために DP の基礎式を演算すれば良い。それは、DP 理論より、(1), (2)式を離散化した次式となる。

$$\bar{G}_{i+1}(j) = \min_{K=1 \dots KK_i} \{ \bar{G}_i(K) + DG_i(K, j) \} \dots \dots (9)$$

ここに、 $\bar{G}$: 補助汎関数、 i : stage 番号、 j : state 番号 (図-2参照)、 K : ある stage i から次の stage 上の点へ到達し得るすべての交点を表わす。 KK_i : stage i における交点数。 DG_i は利得である。

ただし、ここでは、すべり面の始点と終点は最初から分からないので、Baker¹¹⁾ の考え方を採用し、変分問題の端点条件をゆるくし、すべり面始点と終点を探索できるようにした。

3.5 計算手法

ここまで述べてきた臨界すべり面解析と類似の方法で、Baker などは^{11),12),13)}、計算を行っているが、すべり面の始点と終点が既知でなければならない、あるいは、上に凸な異常なすべり面発生制限条件がない等の制約があるので、これらに配慮した計算法を開発した。具体的には、次の手順で行う。

まず、(9)式の初期条件を次式で与える。

$$\bar{G}_i(k) = 0 \dots \dots \dots (10)$$

これは、臨界すべり面探索初期は、滑動力も抵抗力もゼロであることを意味する。これに漸化式(9)式と、安全率補助関数 $\bar{G}$ を用い、以下の計算を実行する。

(1) 想定される臨界すべり面を含むように探索点 (stage, state) を設ける (図-2)。これは、分割スライスの鉛直線と対応させる。

(2) 利得増分を次式より計算する。

$$dG_{ij} = X_i - F_{s0} \cdot B_i / f_0 \dots \dots \dots (11)$$

F_{s0} : 安全率の初期値 (通常 $F_{s0} = 1.0$) である。

(3) (23)式より利得を初期化する。

図-2 動的計画法 DP に対する斜面の離散化模式図
Fig. 2 Schematic Diagram of Discrete Slope for DP

(4) (22)式より最小利得を計算し、その経路を記憶させておく。

(5) 最終 stage すなわち臨界すべり面末端で最小利得となっている state (図-2) を探す。

(6) 一つ前の stage における最小利得経路をメモリーより呼び出し、臨界すべり面を求め、安全率を与える。ただし、異常なすべり面形状を制約するために次の条件を選択できるようにする。

$$(d^2y/dx^2)_i \geq 0 \quad (i=1 \dots n, n: \text{スライス数}) \dots \dots \dots (12)$$

また、 $n_{\alpha i}$ が負になると現実には存在し得ないすべり面 (つまり、すべり面抵抗力 T_i (図-1) が負となるもの) が生じるので、これを排除するため、

$$n_{\alpha i} > 0 \quad \text{つまり} \quad \cos^2 \alpha_i > 0 \quad \text{より、}$$

$$F_i > -\tan \alpha_i \tan \phi_i' \quad \text{なる条件を付す。}$$

$$(\because T_i = [c' l_i \cos \alpha_i + \{(1+k_v) W_i + \Delta X_i - U_i l_i \cos \alpha_i\} \tan \phi_i'] / (F_i \sec \alpha_i n_{\alpha i}))$$

図-3 DP による臨界すべり面計算の検証
Fig. 3 Comparison Diagram of Critical Slip Surface Analysis by DP

以上のような考え方に基づく、電算プログラムを作成した¹⁴⁾。

これを用いて、様々な事例計算を行ったが¹⁴⁾ (図-3)、この手法 (以後 CSSDP 1 と呼ぶ) で求めた安全率が、他の手法で求めたものよりも小さい。しかも、数値的には異常なものではなく、円弧すべり解析などと比較しても妥当なものとなっている。ただし、垂直のがけや、無限長斜面に近いものなどでは、計算結果が信頼できるとは限らず、臨界すべり面が地表面と一致してしまうこともある。

4. 信頼性解析の導入

地すべりや崩壊の安全率を推定するには、当然、地下水位や地下構造、想定地震力などを知らねばならないが、初生すべりに対してこれらの要素を調べることは不可能に近い。そこで、信頼性解析の概念¹⁵⁾による統計的な考え方をここに持ち込んで、未知な要素を未知としたまま危険度の評価を行なう。

4.1 信頼性の概念

斜面の安定に関する信頼性は、確率事象が正規分布であると考えると、

$$P[F] = 1 - \phi(\beta) \quad \dots\dots\dots(13)$$

$$\phi(\beta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\beta} e^{-t^2/2} dt \quad \dots\dots\dots(14)$$

$$\beta = (\bar{R} - \bar{D}) / \sqrt{Var(R-D)} \quad \dots\dots\dots(15)$$

ここで、 β : 信頼性指数 (崩壊発生限界値)、 $P[F]$: 崩壊の発生率、 $\phi(\beta)$: 標準正規分布の累積分布関数 (CDF) で、崩壊の発生しない確率、 t : 標準正規分布の確率変数、 R : 抵抗力 ($\bar{R}$ は、その集散的または空間的平均値)、 D : 滑動力 ($\bar{D}$ は $\bar{R}$ と同義、 R と D は (5) 式の $\sum A_i$ と $\sum B_i$ に当る。)、 Var : 分散である。

$$Var(R-D) = Var(R) - 2Cov(R, D) + Var(D) \quad \dots\dots\dots(16)$$

ここで $Cov(R, D)$: R と D の共分散である。

4.2 初生すべり安全率の信頼性解析

初生すべりの安全率を求める時、最も不確実性の高いのは、どのような間隙水圧 (地下水圧) あるいは地震力が働くのかが断定できないことから、滑動力である。例えば、豪雨時の間隙水圧分布や融雪時のそれを調査対象地域各斜面について知るのは実際上不可能であるし、地震力もその大きさの上限を定めるのが難しい。従って、ここでは、これら不確定要素を未知としたまま、平常時の斜面外力条件 (滑動力が、平常時の地下水条件下での自重のみ) により計算した安全率つまり現状安全率により、地すべり・崩壊発生の危険度を判別することを試みる。

まず、上述の現状安全率を F_{scl} とし、 $F_{scl} = F_{smax}$ と考える。 F_{smax} : 確率分布をなす F_s の事実上の最大

値。

D の変動係数は、

$$V_D = \sigma_D / \bar{D} = |\sqrt{Var(D)}| / \bar{D} = |\sqrt{Var(D)} / \bar{D}| \quad \dots\dots\dots(17)$$

ここに、 σ_D は D の標準偏差である。

この時、崩壊しない信頼係数は、(15)、(16)式から、 R と D が普通相関を持たないことを考えて、($Cov(R, D) = 0$)、

$$\beta = (\bar{R} - \bar{D}) / \sqrt{Var(R) + Var(D)} \quad \dots\dots\dots(18)$$

ここで、対象としている D と R の不確実性は、想定・推定に伴う不確実性であるから、同レベルと考えて、 $Var(R) \div Var(D)$ とする。

$$\beta \div (\bar{R} - \bar{D}) / \sqrt{2Var(D)} \quad \dots\dots\dots(19)$$

これを変形して、

$$\begin{aligned} \sqrt{Var(D)} / \bar{D} &= (\bar{R} - \bar{D}) / (\sqrt{2} \cdot \beta \cdot \bar{D}) \\ &= (\bar{R} / \bar{D} - 1) / \sqrt{2} \beta = (\bar{F}_s - 1) / \sqrt{2} \beta \quad \dots\dots\dots(20) \end{aligned}$$

ここに、 $\bar{F}_s$ は平均安全率である。

(17)式に(20)式を代入して、

$$V_D = |(\bar{F}_s - 1) / \sqrt{2} \beta| \quad \dots\dots\dots(21)$$

(20)式より、

$$\bar{F}_s = \sqrt{2} \beta \cdot V_D + 1 \quad \dots\dots\dots(22)$$

故に、 β と V_D が与えられれば、安全率 F_s が求まる。

$\bar{F}_s$ を斜面周辺地域の平均的な安全率であると見なすと、CSSDP 1 で求めた F_{scl} が、 $\bar{F}_s$ よりも小ならば、崩壊する危険度は周囲の斜面より高い結果となるので、 $\bar{F}_s$ は一種の基準安全率と呼べる。

次に、 β と V_D について検討を行なう。

4.3 β の推定

地すべり・崩壊発生率 $P[F]$ と、(13)式、(14)式を使って、自然界で一般的に見られるようにエルゴート性**) が保証されているものとして、 β を求める方法を検討する。これは、あるひとつの斜面の地形発達過程で生じる各斜面状態に対応する安全率の時系列的集団の平均値は、地質条件の類似した周辺斜面を集積的に見た時の各斜面の安全率集団の平均値にほぼ等しいと仮定することを意味する。言い換えれば、ある時点にある斜面周辺には、様々な素因条件や外力条件下にある斜面が存在し、それらは集積的に見れば、ある特定斜面の過去・未来のそれら条件にほぼ等しいものが存在し、それら各斜面の安全率の集合平均は、考えている特定斜面の時系列的な素因条件・外力条件の変化に対応した各安全率の平均に等価であると考えを意味する。この時系列的な安全率の頻度分布が正規分布ならば、その平均値は、最大値と最小値の平均すなわち $(F_{smax} + F_{smin}) / 2$ と見なせる。

**) エルゴート性: 集積的あるいは空間的平均量が、時間的平均量と等価である性質。

既往の地すべり・崩壊発生頻度に関する調査より、調査対象と類似の素因条件を持つ地域の $P[F]$ を求め、(13)式(14)式より β を得ることができる。

$\beta : \phi(\beta) = 1 - P[F] \dots \dots \dots (23)$
 β は、正規分布関数表より求まる。

当然、 β は誘因別にも求めるべきと考えられるが、各地すべり・崩壊のすべてに記録が残っているわけでもなく、通常航空写真判読など事後の調査で発生率を調査することより、 $P[F]$ を誘因別に求めるのは困難である。そこで、 β は素因のバラつきを代表するものとし、誘因のバラつきは次に述べる V_D により代表させる。

4.4 V_D の推定

V_D は、滑動力中の地震力や間隙水圧の見積りに関する分散度を表わすので、比較的正確に計算された最大・最小安全率つまり真の最大・最小安全率 F_{smax} 、 F_{smin} に近いものが計算されている事例より、 F_s が正規分布するとして、時系列的平均 $\bar{F}_s \doteq (F_{smax} + F_{smin})/2$ とエルゴート性を考慮し、(21)式ならびに前節で求めた β を

使用して求める。

5. 事件解析

V_D に対する評価を、地震力が卓越するケースとそれ以外(豪雨・融雪)を対象とする場合とに分けて、それぞれの事例解析を行なう。

5.1 地震力に関する事例

真の F_{smin} に近いものが得られているものとして、1984年9月の長野県西部地震 ($M=6.8$) で発生し、調査のよくなされている^{16),17)} 御岳崩れと松越地区の崩壊等について検討する。

1) 御岳崩れ¹⁶⁾: すべり面はバミス層, $M=6.8$, $C=8.7t/m^2$, $\phi=29^\circ$ 。

ほぼ、同様な地質構造を持ち、大規模崩壊も有する¹⁸⁾ 日光火山群の女峰・赤難山の崩壊発生率 0.018 (面積率)¹⁹⁾ と、(23)式より、 $\beta=2.10$ 。地震力無しの時の CS SDP 1 計算値 F_{scl} を F_{smax} と見なし、 $F_{smax} \doteq 1.21$ 、次に地震力を印加した時の F_{scl} を F_{smin} とし、 $F_{smin} \doteq 0.674$ (図-4(a))、 $\bar{F}_s = (F_{smax} + F_{smin})/2 \doteq 0.942$ 。これを、(21)式に代入して、 $V_D \doteq 0.020$ を得る。

2) 松越の崩壊¹⁷⁾: すべり面はバミス層, $M=6.8$, $C=4.53t/m^2$, $\phi=18.3^\circ$ 。

図-4(b)の臨界すべり面に対して、CSSDP 1 の地震力印加 $F_{scl} = F_{smin} \doteq 0.538$ 、地震力無し $F_{scl} = F_{smax} \doteq 1.28$ で¹⁶⁾、御岳崩れと同様 $\beta=2.10$ より、 $\bar{F}_s = (1.28 + 0.538)/2 \doteq 0.909$ 。これより、 $V_D \doteq 0.031$ 。

さらに、異なった地盤と震度に対して検討するために、資料の整っており、発生前復元斜面や震度、すべり面が正確に推定できる次の例も示す。

図-4 事例解析

(a) 御岳崩れ, (b) 松越, (c) 虚空蔵山, (d) 名立, (e) 福島いわき, (f) 八畝, (g) 怒田, (h) 葛老山

Fig. 4 Example to determine VD Value

 (a) Ontake, (b) Matsukoshi, (c) Kokuzouyama, (d) Nadachi, (e) Fukushima-Iwaki, (f) Yone
 (g) Nuta, (h) Katsurouyama

3) 長野市虚空蔵山¹⁶⁾ (図-4(c)) : すべり面は砂岩層, $M=7.4$, $C=2.6\text{t/m}^2$, $\phi=21.5^\circ$.

この崩壊地は, 砂岩の上に凝灰角礫岩が乗る互層構造になっており, 第三紀層に属しているから, 同様な地質を持つ新潟県長岡地区の地すべり発生率²⁰⁾より, 平均値 $P[F] \div 0.216$, これより, $\beta \div 0.790$ で, CSSDP 1 より, $F_{s\min} \div 0.503$, $F_{s\max} \div 1.22$ から, $\bar{F}_s \div 0.862$. だから, $V_D \div 0.124$.

4) 名立崩れ¹⁶⁾ : 1751年の地震 ($M=6.6$) で発生したもので (図-4(d)), 崩壊土塊が日本海に突入して浸食される等, 資料的にも不明な点が多く, 復元斜面すなわち, すべり面深さや, 稼働地震力が不確定ではあるが, CSSDP 1の結果は $C=11.9\text{t/m}^2$, $\phi=29.7^\circ$ より $F_{s\min} \div 0.903$, $F_{s\max} \div 1.74$, $\bar{F}_s \div 1.32$ である.

名立崩れは, 第三紀層の泥岩・砂岩・頁岩互層から成る地質に発生しており, 新潟県の寺泊層に属するから, その発生率を使えば良いが, 地質構造的に貫入岩など特別なものではないことを考え, 長岡地区寺泊層のもの²⁰⁾

を用い, $P[F] \div 0.380$ とする.

これより, (23)式を使い, $\beta \div 0.310$, そして $V_D \div 0.730$ を得る.

これらの値は, 幅はあるものの, CSSDP 1の地震力印加時の臨界すべり面が推定すべり面と良く一致することを考え合わせれば, 地震力の見積りに関する変動係数としては, $V_D < 0.7$ 程度で良いと思われる.

5.2 地震以外に関する事例

1) 福島県いわき市の地すべり (図-4(e))

地下水位の不確定さによる β を定めるには, 地下水位または, 水圧を測定しているケースがほとんど無いので, ここでは, 次の一例を示す. この事例は, 福島県いわき市で発生し, すべり形状が平面的に左右対称に近い上, 土質調査や地下水調査の資料があり, すべり面がほぼ確定されているので, 厳密な Morgenstern & Price 法による安全率が求められている²¹⁾. CSSDP 1とは異なるが, V_D の推定には利用できる. この時, 地下水有・無の F_{scl} は, $F_{s\min} \div 0.950$, $F_{s\max} \div 1.10$ である. 故に,

$\bar{F}_s \div 1.03$ 。地質は、強風化花崗岩で、棚倉破砕帯周辺に分布する阿武隈花崗岩の一種である。糸魚川・静岡構造線周辺の強風化花崗岩地域²²⁾と類似すると思われるので、その $P[F] = 0.023 \sim 0.046$ を使って、 $\beta = 2.0 \sim 1.68$ 、上述の $\bar{F}_s$ を用いると $V_D = 0.0106 \sim 0.0126$ となる。

2) 八畝地区¹⁴⁾：四国の結晶片岩地帯の地すべり(図-4(f))で、移動時の地下水位が不確定であるもので、CS SDP 1 より $F_{smax} = 1.307$ 、臨界すべり面も実際の推定すべり面より深くなる。 β は、四国結晶片岩地帯の発生率³⁾ $P[F] \div 0.277$ より、(23)式から、 $\beta \div 0.590$ 。 F_{smin} は求められていないが、移動中であるが変位が大でないことから、 $F_{smin} \div 1.0$ を使うと、 $\bar{F}_s \div 1.15$ 。(21)式より、 $V_D \div 0.180$ となる。

3) 怒田地区¹⁴⁾：八畝地区と同じ特徴を持ち、 $\beta \div 0.590$ と考えて良い。CSSDP 1 より $F_{smax} \div 1.294$ (図-4(g))。八畝地区と同じく $F_{smin} \div 1.0$ と考えられるから、 $\bar{F}_s \div 1.15$ 、(21)式より、 $V_D \div 0.180$ が得られる。

2)と3)の事例における臨界すべり面は、観測されているすべり面と一致しない。これは、この地区が塑性流動的な運動をする²³⁾薄いすべり面に乗って移動するにもかかわらず、弱層が計算上与えられていないためである。

いずれにしても、これらの事例より、地震に対する地すべり崩壊に対して、 $V_D \leq 0.7$ 程度を見込む他、地下水位やすべり面のみの不確定なものについても $V_D \leq 0.2$ 程度を見込むことが必要と思われる。

5.3 検証計算(栃木県栗山村葛老山^{かつらうやま})

上述の危険度判定手法の検証として、栃木県葛老山の崩壊について、現地調査と史料より復元を行い、その復元斜面を用いて、検証計算を行って見た。

この崩壊地は、第三紀のグリーンタフより成り、1683年の地震($M=6.8$)により生じた。現地の露頭観察によると、走向は $N70^\circ W$ 傾斜 $18^\circ W$ の受盤となっているが、岩盤は節理に富み破壊され易いものとなっている。この岩盤は CH~CM クラスの硬さを持ち、一般的に岩盤分類表より²⁴⁾、 $\gamma = 2.6t/m^3$ 、 $C = 100t/m^2$ 、 $\phi = 40^\circ$ 程度と見なされる。崩壊は、現地の状況より岩盤すべりに近いものと思われるので、この値を安定計算に用いる。

一方、この附近の崩壊発生率は、既往調査²⁵⁾より、 $P[F] \div 0.001$ である。これより(23)式を用いて、 $\beta \div 3.10$ 、CSSDP 1 により $F_{scl} \div 2.277$ (図-4(h))。ここでは、前節で述べたように、地震力を入力せず、

地下水もなしとして計算している。一方、 $\bar{F}_s$ は、前節より、 $0 \sim 0.7$ の平均値を取り $V_D = 0.35$ を用いて、(22)式より、

$$\bar{F}_s = \sqrt{2} \times 3.10 \times 0.35 + 1 \div 2.53$$

$$\therefore \bar{F}_s > F_{scl} \dots\dots\dots (24)$$

となる。

従って、この斜面の崩壊に対する安全率は、周囲の(あるいは時系列的な)平均よりも小さく、危険であると判別し得る。

6. 初生すべりの危険度判定

次に、いままで述べて来た CSSDP 1 と信頼性解析を用いた初生すべりの危険度判定手順を示す。手順は次の二つに大別できる。

1) 地形・地質要因による危険区域の抽出(スクリーニング)²⁰⁾

地質や斜面勾配毎の発生率 $P[F]$ を用い、安全な斜面を除外する。

2) 重要な斜面もしくは特に崩壊発生率 $P[F]$ が高い

図-5 危険度判定フロー
Fig. 5 Flow chart of Investigation

と1)より判断される斜面の CSSDP 1 による解析 (5.1, 5.2で求められたように, $V_D \div 0.2$ などを使う)。

具体的なフローを図-5に示す。許容発生率 P_c の合理的な推定方法はないが、過去の調査^{20), 22), 26)}から、地すべり・崩壊の発生率が、周辺地域より高いと思われる値である $P_c = 0.4 \sim 0.5$ 程度で良いと思われる。この P_c や CSSDP 1 の解析から得られる F_{scl} により、図-5のように危険度ランク分けもできると思われる。つまり、 $P[F]$ を用いて、スクリーニングをする際、特に発生率が高くないと判断されたものは、危険度低 (ランク C) とし、CSSDP 1 の計算結果より、平均的な安全率より安全率が高い ($F_{scl} > F_s$) と判断されるものを危険度中 (ランク B)、それ以外を危険度高 (ランク A) とする。

ただし、特定斜面の抽出に当っては、 P_c のみならず、現地の実状を勘案して、安定解析に供する斜面の範囲を決めなければならない。

7. 結 語

ここで述べた手法は、初生すべりの危険度を地形・地質など素因で判定するのみでなく、地震動や間隙水圧の上昇など誘因も、その概念の中に配慮し得る手法であり、初生すべりの危険度判定に非常に有用であると考えられる。今後は、使用する V_D の精度を上げるための事例解析を行って行く必要があろう。

末尾ながら、本稿に対し貴重な御意見をいただいた京都大学農学部林学科砂防学研究室の小橋澄治教授に感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 中村浩之, 吉松弘行, 久保田哲也, 中嶋 茂: 既往地すべり災害実態調査, 土木研究所資料第2241号, 1985
- 2) Kawakami, H.: Landslide Risk Mapping by Quantification Method, Proc. IV ISL, Toront, Vol.2, 1984
- 3) Fujita, T.: Slope Analysis of Landslides in SHIKOKU, Japan, proc. I.S.L., New Delhi, 1980
- 4) Styles, K.A. et.al.: (Hong Kong Geotechnical Control Office.) Terrain Classification Methods for Development planning & Geotechnical Appraisal: A Hong Kong Case. IV International symposium on Landslides, Toront 1984. Vol.1. pp.561~568
- 5) 田中耕平: 地震によるランドスライド発生予測図—その現状と問題点—, 地すべり, Vol.19, No.2, 1982
- 6) Ward, T.J. et al: Landslide potential and probability considering randomness of controlling factors. In: Proc. Int. Symp. on Risk and Reliability in Water Resources, 26-28 June 1978, 2 (E.A.McBean, Ed.), University of Waterloo, Wataerloo, Canada, 592-608
- 7) Leshchinsky, D., Baker., Silver, M.L.; Three Dimensional Analysis of Slope Stability, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.9, pp.199~223, 1985
- 8) 鵜飼恵三, 細堀健司: 不均質粘土斜面の三次元安定解析, 第20回土質工学研究発表会講演論文集, pp.1443~1446, 1985
- 9) 鍋島一郎: 動的計画法, 数学ライブラリー7, 森北出版, 1968
- 10) 申潤 植, 板垣 治: 地すべり(その4), 土と基礎, Vol.31, No.7, 1983
- 11) Baker, R.: Determination of the critical slip surface in slope stability computations; International Journal for Numerical and Analytical Methods in geomechanics, Vol.4, pp.333~359, 1980
- 12) 山上拓男, 植田康宏: Noncircular Slip Surface Analysis of Stability of Slopes —An Application of Dynamic Programming to the Janbu Method—; 地すべり第22巻, 第4号, 1986
- 13) Arai, K.: Determination of noncircular slip surface giving the minimum factor of safety in slope stability analysis, Soil and Foundation, Vol.25, No.1, pp.43~51, 1985
- 14) 中村浩之, 久保田哲也: 動的計画法を用いた臨界すべり面解析法, 土木研究所資料第2425号, 1987
- 15) Whitman, R.V.: Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering, Proc. ASCE, GT 110, No.2, 1984
- 16) 建設省土木研究所: 地震に伴う大規模斜面崩壊に関する研究, 土木研究所資料第2544号, 1988
- 17) 谷口, 久保田, 桑原: 長野県西部地震による松越地区の斜面崩壊, 土と基礎, 33-11, 1985
- 18) 久保田ら: 成層火山における大規模崩壊機構について, 平成2年砂防学会研究発表会講演集, 1990
- 19) 建設省日光砂防工事事務所: 稲荷川流域崩壊調査, 1982
- 20) 中村浩之, 久保田哲也: 地すべり危険箇所について, 地すべり, Vol.23-4, 1987
- 21) 中村浩之, 久保田哲也: Chen & Chameau 法による地すべり斜面の三次元安定解析法, 土木研究所資料第2281号, 1986. pp.19~23
- 22) 久保田哲也: 糸魚川・静岡構造線周辺の崩壊特性について, 第28回地すべり学会研究発表会講演集, 1989
- 23) 中村浩之, 久保田哲也, 吉田克美: 怒田・八畝地域地すべり調査, 昭和61年度土木研究所年次報告, 1986
- 24) 三木幸蔵: わかりやすい岩石と岩盤の知識, 鹿島出版会, p.209, 1982
- 25) 建設省日光砂防工事事務所: 男鹿川流域崩壊調査報告書, 1982
- 26) 久保田哲也: 糸魚川・静岡構造線周辺の崩壊特性について, 第27回地すべり学会研究発表会講演集, 1988

(原稿受理日 平成2年7月12日)

squeeze 型地すべりの発生機構—1923年根府川駅地すべり—

「地すべり」Vol. 27, No. 4 (通巻第104号) 1991年(平成3年)3月

釜井 俊孝

squeeze 型地すべりとは、破壊した弱層が前方や側方に上位層よりも大きく絞り出されるように変形し、上位層を含む斜面全体がそれに引き続いて崩壊するタイプの地すべりである。これらは、上下を硬い地層で挟まれた10度以下の緩傾斜の弱層が、地震や豪雨により急速に破壊した場合に発生すると考えられる。1923年関東地震により発生した根府川駅地すべりはその実例であり、弾塑性有限要素解析の結果、破壊時には軽石層(弱層)の前面で squeeze タイプの変形が発生したと推定される。また、単純な斜面の3層モデルを用いた検討においても、squeeze タイプの変形が地層の傾斜のかなり広い範囲で認められた。このような地すべりは、弱層が緩傾斜で急斜面に露出する古い成層火山の山麓で発生する可能性が高く、末端部はしばしば泥流化し、流動性に富む土砂が比較的遠方まで達する。このことは、火山地域において土砂災害の及ぶ範囲を予測する場合、防災上重要な点になると考えられる。

空中写真測量による地すべり情報の提供とすべり面の解析

—長野市広瀬地区に発生した地すべり地への応用—

「地すべり」Vol. 27, No. 4 (通巻第104号) 1991年(平成3年)3月

吉澤孝和, 丸山昌義, 長尾 勲, 村瀬孝三, 西澤茂高, 三澤敏雄, 根岸六郎

臨界すべり面解析と信頼性解析を応用した地すべり・崩壊危険度の判定法

「地すべり」Vol. 27, No. 4 (通巻第104号) 1991年(平成3年)3月

久保田哲也, 中村 浩之

従来から地すべり・崩壊危険度判定に用いられている地形・地質要素を用いた方法と、動的計画法に基づく臨界すべり面解析ならびに信頼性解析を応用した方法を組み合わせた危険度判定法を検討した。

液状化による崩壊の発生について—中場大崩壊をケーススタディとして—

「地すべり」Vol. 27, No. 4 (通巻第104号) 1991年(平成3年)3月

日浦 啓全, 佐々 恭二, 大手 桂二, 海堀 正博

昭和58年7月に鳥根県下を襲った豪雨では幾多の崩壊や土石流が発生した。中場地区で発生した崩壊は不透水性の岩脈と透水性の岩脈との間で発生した大規模なものであった。崩壊土砂の堆積状況、形状から多量の水が関与していた流動性の高い崩壊であることが解った。また、崩壊の機構として土層の一部で非排水載荷による液状化が生じていた可能性があったため、これを三軸圧縮試験により確かめ、土の粒度特性が液状化に対して最も影響の強い因子であることを明らかにした。

地すべり地盤の変形に及ぼす間隙水圧の影響についての一考察

「地すべり」Vol. 27, No. 4 (通巻第104号) 1991年(平成3年)3月

川邊 洋, 芝野 博文, 西尾 邦彦, 山口伊佐夫