

数値地形モデルを用いた表層崩壊危険度の予測法

A DELINEATION METHOD FOR PROBABLE MOUNTAIN SLOPE FAILURES BY A DIGITAL LAND FORM MODEL

沖村 孝*・市川龍平**

By Takashi OKIMURA and Ryuhei ICHIKAWA

A method for predicting surface failures which occur during heavy rainfall on granite mountain slopes is proposed by using the digital land form model that is obtained by reading altitude on a topographical map at 10 m grid point space. A depth of a potential failure layer is assumed at each grid point. In the layer, an infiltrated water movement from cell to cell is modeled in the study (cell is a square of the grid). Infiltrated ground water levels which show the three dimensional effects of a topographical factor in an area can be hourly calculated at every cell by the model. The safety factor of every cell is also calculated every hour by the infinite slope stability analysis method with the obtained infiltrated ground water level.

Failure potential delineation is defined here as the time when the safety factor becomes less than unity under the assumptions that the depth of the layer is 1.2 m and effective rainfall, 20 mm/hr, continues 50 hours. More hazardous cells are found to appear at the sites where mountain slope failures occurred in the past time.

1. はじめに

花崗岩地域で豪雨中に発生する崩壊は崩壊深さが浅い(1~2 m)いわゆる表層崩壊の形態をとることが多い。これは花崗岩の風化生成物であるマサ土が基岩を薄く覆い、このマサ土が崩壊するためである。したがって表層崩壊の発生は、特に地形条件の影響を強く受けるものと考えられる。著者らは地形条件のうち傾斜と集水面積およびマサ土層の分布条件の三要因が表層崩壊の発生に特に重要な要因であると考えた。これら三要因に関しては沖村が次に述べるような結果をすでに明らかにしている。マサ土層の分布については、彼は現地調査により崩壊が多発する土層を明らかにするとともに、簡易貫入試験により崩壊が将来発生するであろう土層が定義できることを示し、これを「潜在崩土層」と名付けた¹⁾。さらに、斜面縦断面上にこの崩土層の分布を示し、これをいくつかのブロックよりなるものと仮定し、多平面安定解析法により得られる最小安全率を示す危険すべり面の位置は過去の崩壊発生位置と一致することを示し、傾斜と土層

分布の二要因では崩壊発生位置およびその規模が予知できることを示した²⁾。しかし、この手法では縦断面上で約2 mごとに潜在崩土層を求める必要があり、多くの斜面を対象とする場合にはこの調査は不可能に近い。土層調査をすべき危険斜面をあらかじめ抽出する必要があると沖村は考えた。このため彼は残る一要因である集水面積と傾斜の二要因を使った地形的滑動力示数³⁾を採用し、この示数を数値地形モデルから求める手法を提案した⁴⁾。さらに、これらの手法を組み合わせることにより表層崩壊の発生位置を予知するシステムをも提案している⁴⁾。

しかし、これらの手法には以下に述べる問題点も内在している。

1) 集水面積を要因として採用しているため、一点に集水する集水面積が設定できない平行型、尾根型斜面では予知が行えず、谷型斜面のみを対象としている。ところが、1967年に六甲山系で発生した崩壊では約26%が谷型以外の斜面で発生している。このため、これらの斜面で発生する崩壊をも対象とする必要がある。

2) 地形的滑動力示数は、その係数、判別示数が経験的に得られる値であるため、他地域にも適用するためには多くの地域で調査、解析を積み重ねる必要がある。現在まで二、三の地域で試みた結果では、対象地域の平均

* 正会員 理博 神戸大学助教授 工学部付属土地造成工学研究施設

(〒657 神戸市灘区六甲台町)

** 正会員 工修 (株)パスコ大阪支社 (元院生)

(〒550 大阪市西区西本町)

傾斜によりその係数、示数が異なるようである⁵⁾。

3) ここで用いている要因はいずれも素因であり、崩壊の直接の原因となる誘因(降雨)が評価されていない。

4) 集水面積という要因は集水する量の大きさを表わすが、集水面積の形状および斜面の局所傾斜条件により、どのような流量増加の変化を経るかが不明である。このため、降雨開始初期における安定性を考慮するためには、集水面積以外の集水性を地形特性からさらに評価する必要がある。

本報では、これらの問題点を解決するために新たな崩壊予知手法を提案しようとするものである。この崩壊予知手法も地形計測、解析を電算機処理によって迅速、正確に行えるよう地形図を10m格子間隔で数値地形モデル化した。この予知手法は、1) 調査地域内のすべての斜面を予知の対象とし、2) 雨水の浸透により基岩面から形成される地下水位のみならず、これらが表土層内を流下するプロセスを表わすモデルを作成することにより、集水性を新たに評価し、3) この地下水位およびその他の地形要因、土質要因を用いて各单位斜面(10m格子で囲まれた部分、以後これを「セル」と称する)で有効応力法による無限長斜面安定解析を行い、すべてのセルを対象にその危険度を評価する手法である。

本報では、この手法を竹平NW試験地^{2),4)}に適用して危険度を求め、過去に発生した崩壊と比較、検討を行った。

2. 集水モデルの作成

(1) 地下水の集水モデル

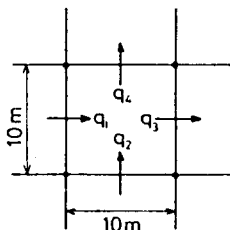
本報で提案する集水モデルは、川谷が提案した山地斜面の地表流の流出解析モデルの考え方⁶⁾を地下水の流れに応用した手法である。このモデルは連続の式(1)とダルシー則の式(2)、(3)よりなる。

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = r \dots\dots\dots (1)$$

$$q_x = hkI_x \dots\dots\dots (2)$$

$$q_y = hkI_y \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 h :見掛けの地下水位(m)、 q :単位時間当たりの単位幅流量(m^2/h)、 I :動水勾配、 r :有効降雨(地



図一1 セルにおける地下水の流れ

下水位上昇に直接寄与する降雨)強度(m/h)、 k :透水係数(m^2/h)、 λ :有効間隙率であり、添字 x, y はそれぞれの方向の成分を表わす。式(1)、(2)、(3)より h を求めるため図一1に示すように、一辺が10mの正方形に分割されたセルを使用する。時刻 t におけるセル中心の地下水位を h^0 、時刻 $t + \Delta t$ における地下水位を h^1 で表わすと式(1)より式(4)を得る。さらに、 Δt を単位時間とすると式(5)、(6)が得られる。

$$h^{(1)} = h^{(0)} + \frac{(q_1 + q_2 - q_3 - q_4)\Delta t}{a \cdot \lambda} + \frac{r \cdot \Delta t}{\lambda} \dots\dots\dots (4)$$

$$h^{(1)} = h^{(0)} + \frac{(q_1 + q_2 - q_3 - q_4)}{a \cdot \lambda} + \frac{r}{\lambda} \dots\dots\dots (5)$$

$$q_i = h^{(0)} k I_i \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 $q_i (i=1\sim 4)$ は図一1に示すように各断面の単位時間当たりの単位幅流量である。また $I_i (i=1\sim 4)$ は各方向の動水勾配、 a はメッシュ間隔である。式(5)、(6)より各時間ごとの地下水位が求められる。

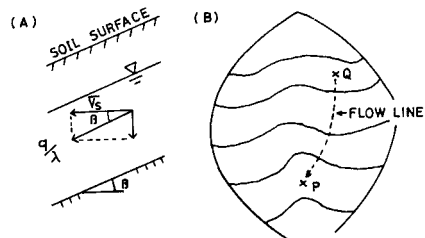
このモデルを用いて地下水位を求めるにあたって設定した仮定は以下のとおりである。

- 1) 有効降雨はすべて、ただちに基岩面に達し、地下水を形成する。
- 2) 式(6)の地下水位 h^0 は、時刻 t でのセル中心における水位とする。
- 3) 本研究で対象とする表層崩壊はいずれも崩壊深が1~2mであり、格子の一辺の長さ10mに比してその値が小さいため動水勾配 I_i は隣接する各セルの中心における基岩標高より得られる基岩勾配とする。
- 4) 透水係数 k 、有効間隙率 λ 、有効降雨 r はすべてのセルで一様とする。

5) 一方向以上の流出を考えているため、透水係数の大きさにより、単位時間にセルから流出する流量が時刻 t のときにセル内に貯留されている量を仮に越える場合は、各方向の流出量のあん分比例で流出させる。

(2) モデルの妥当性についての検討

上述したモデルより得られる結果が、はたして妥当なものであるか否かをまず検討する必要がある。このような表土層中を流下する地下水の挙動に関する理論的アプローチとしては、飯田が次のような考え方を提案してい



図一2 飽和中間流の模式図⁷⁾

る⁷⁾。

斜面に平行な基岩上に発生した飽和中間流（本報の地下水の流れと同意）がダルシー則を満たしながら流線（原著では「落水線」と称している）に沿って斜面に平行に流れると仮定すると、水平方向の平均値の真の流速 \bar{v}_s は図-2より次のように表わされる。

$$q = k \sin \beta \dots\dots\dots (7)$$

$$\bar{v}_s = (k/\lambda) \sin \beta \cdot \cos \beta \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 q ：ダルシー流速 (m/h)、 k ：透水係数 (m/h)、 λ ：有効間隙率、 \bar{v}_s ：水平方向の平均的な真の流速 (m/h) である。したがって、同じ流線上にあるQ点からP点までの飽和中間流の到達時間 t_{PQ} は次のように表わされる。

$$t_{PQ} = \int_P^Q \frac{ds}{\bar{v}_s} = \frac{\lambda}{k} \int_P^Q \frac{ds}{\sin \beta \cdot \cos \beta} \dots\dots\dots (9)$$

ここで積分は流線を水平面に投影した曲線に沿って行うものとする。次に任意の地点において、等高線に平行な一定長さ Δl のせきを考えると、このせきを横切る流線上にあって、しかもせきの上部に位置する各地点を出発した水は、式(9)で表わされるような時間でせき地点に到達する。この到達時間 t が一定となるようなコンターを引けば、それより内部にある面積 S が t の関数として決定されるが、それをさらに Δl で除して、せきの単位長さ当たりの到達時間-面積曲線 $a(t)$ を彼は定義した。

この $a(t)$ と単位幅当たりの流量 $Q(t)$ および水位 $H(t)$ との関係は、特に、 $t=0$ から有効降雨 r が降り続いた場合には次のようになる。ただし、降雨は瞬時に表土層内を鉛直降下し、基岩面から飽和中間流を形成するものとしている。

$$Q(t) = r \cdot a(t) \dots\dots\dots (10)$$

$$H(t) = \frac{r \cdot a(t)}{k \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \dots\dots\dots (11)$$

ここで理想斜面を設定して、斜面型の違いによる集水性を評価すると次のようになる。一般に理想斜面は等高線の曲率 ϵ によって、その違いを特徴づけられる。流線方向に傾斜 β が一定で等高線が同心円状の斜面について考え、せきの曲率を ϵ とすると、 $a(t)$ 、 $Q(t)$ 、 $H(t)$ はそれぞれ次式で示される。

$$a(t) = \bar{v}_s \cdot t + (\epsilon/2) \bar{v}_s^2 t^2 \dots\dots\dots (12)$$

$$Q(t) = r \cdot \bar{v}_s \{ t + (\epsilon/2) \bar{v}_s t^2 \} \dots\dots\dots (13)$$

$$H(t) = (r/\lambda) \{ t + (\epsilon/2) \bar{v}_s t^2 \} \dots\dots\dots (14)$$

ここで \bar{v}_s はいずれも式(8)で表わされるものとする。 ϵ は谷型斜面で正、尾根型斜面で負の値をとり、 $\epsilon=0$ の場合は当然のことながら平行型斜面となる。

以上示した理論的アプローチによって、理想斜面では地下水位の計算が可能となる。このため、この理想斜面を数値地形モデル化し、前節で示したモデルにより近似解を求め、理論解と比較することによりモデルの妥当性について検討を行う。図-3、4はこの目的のために設

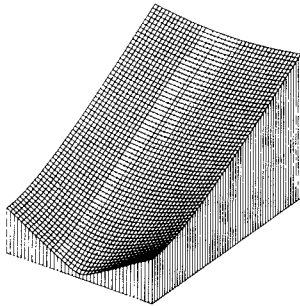
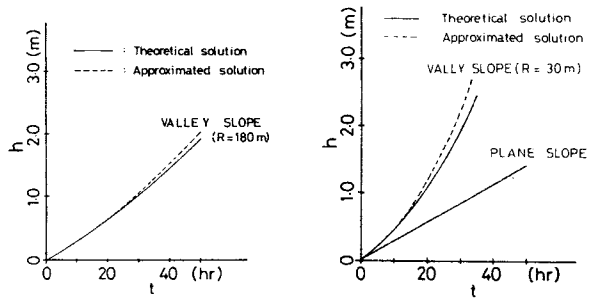


図-3 谷型斜面のブロックダイヤグラム



(a) 谷型斜面 (R=180 m) (b) 谷型斜面 (R=30 m) および平行型斜面

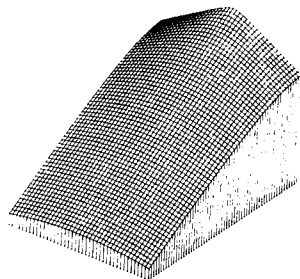
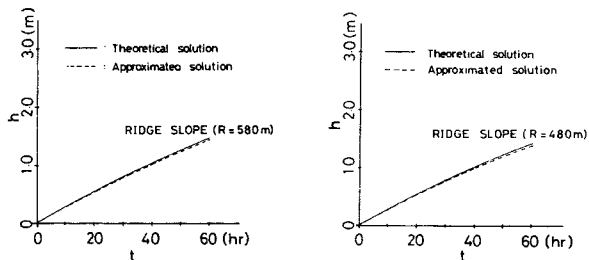


図-4 尾根型斜面のブロックダイヤグラム



(c) 尾根型斜面 (R=580 m) (d) 尾根型斜面 (R=480 m)

図-5 理論解と近似解の比較

定した谷型、尾根型斜面のブロックダイヤグラムである。これらのブロックは10 m 格子間隔とした。この理想斜面に $r=0.01$ m/h, $k=2.0$ m/h, $\lambda=0.35$, $\beta=30^\circ$ を与えた。図-5は理論解と近似解の結果を示したものである。これらの結果から、集水モデルによる地下水位の近似解は理論解と比較して、平行型斜面では等しいが、谷型斜面ではやや大きな値となり、尾根型斜面ではわずかに小さな値となることがわかる。これはメッシュ化することにより流下方向が限定されてくるために生じるものと思われる。しかし、現実には山腹斜面上に分布する潜在崩土層厚は1.5 m 前後であることを考慮すると、この程度までは近似解でも理論解をほぼ等しく表わすことができる。よって本報ではこの集水モデルを使用するものとする。このモデルの特徴としては、理論的アプローチを自然斜面に適用する場合には自然斜面はさまざまな曲率を示すため容易にその解を求めることは困難であるのに対して、この集水モデルは地形を数値モデル化しているためどのような曲率を示す斜面にも適用が可能である利点を有していることである。

3. 無限長斜面安定解析モデル

本報で対象としている表層崩壊は、六甲山系で1967年に発生した崩壊を例にとれば平均的規模は、長さ14 m, 幅9 m, 深さ1 m 程度のものであり⁸⁾、長さに対して深さが非常に浅いもので、すべり面も直線的なものが多いことがその特徴である。このため、花崗岩地域の表層崩壊の安定解析にはしばしば無限長斜面の安定解析がよく用いられている⁹⁾。

しかし、自然斜面は決して無限長ではなく、表土層の厚さも一様でないため崩壊発生位置およびその規模(長さ)を予知する場合にはこの手法は不適であり、これに代わるものとして沖村はかつて多平面安定解析法を提案した²⁾。しかし、本報のように10 m×10 m のセルを対象として、この限られた空間内のセルの安定およびセル間の安定度を比較する場合には、このセル内では表土層厚や傾斜を一様と仮定できるものとみなして、本報では各セルに無限長斜面安定解析式を適用することにより各セルの安全率を求めた。したがってこの解析から得られる結果の精度は必ずしも良好なものではないかもしれないが、危険度をセル間で相対的にみるには十分な手法と考えられる。

Simonsらは、自然斜面における崩壊(landslide)の危険度を評価する無限長斜面安定解析モデルとして次式を提案している¹⁰⁾(図-6参照)。

$$SF = \frac{c_s + c_r + A \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{B \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \dots\dots\dots (15)$$

$$A = q_0 + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(h - z) + \gamma(H - h) \dots\dots\dots (16)$$

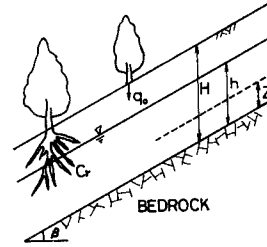


図-6 無限長斜面のモデル¹⁰⁾

$$B = q_0 + \gamma_{sat}(h - z) + \gamma(H - h) \dots\dots\dots (17)$$

ここで、 SF :安全率, c_s :土の粘着力 (tf/m^2), c_r :根系による粘着力 (tf/m^2), ϕ :土の内部摩擦角(度), γ_{sat} :土の飽和単位体積重量 (tf/m^3), γ :土の湿潤単位体積重量 (tf/m^3), γ_w :水の単位体積重量 (tf/m^3), H :基岩面からの表土層厚(m), h :基岩面からの地下水位(m), z :基岩面からすべり面までの高さ(m, ただし $0 \leq z \leq h$), β :斜面(基岩)勾配(度), q_0 :植生による上載荷重 (tf/m^2) である。

本研究においてはすべり面は基岩に沿った潜在すべり面で発生すると仮定しているため $z=0$ である。植生による上載荷重 q_0 は現在では不明であるため、これもゼロと仮定する。 h は集水モデルによって時間ごとに地下水位が求められるため、これを $h(t)$ と仮定すると、式(15)の安全率 SF も時間の関数となり、次式で表わされる。

$$SF(t) = \frac{c_s + c_r + A(t) \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{B(t) \sin \beta \cdot \cos \beta} \dots\dots\dots (18)$$

$$A(t) = (\gamma_{sat} - \gamma_w)h(t) + \gamma(H - h(t)) \dots\dots\dots (19)$$

$$B(t) = \gamma_{sat}h(t) + \gamma(H - h(t)) \dots\dots\dots (20)$$

本報では式(18)を用いて各セルの安全率を求めることにする。次に式(18)に代入するそれぞれの値の決定方法について述べる。

1) 各セルにおける表土層厚(H)

表土層厚は10 m 間隔で設定した格子点の表土層厚(H_c)として入力する。各セルの表土層厚(H)は、それぞれのセルを構成する4点の H_c の平均値とした。各 H_c はそれを詳細な現地調査で計測することは困難であるため、本報では空中写真および現地調査で明らかに表土層が存在しないと判定された格子点ではゼロとし、その他の格子点では一様の厚さで分布しているものと仮定し、本報では1.2 m とした。なお、比較対象として1.6 m での計算も行った。

2) 各セルにおける傾斜(β)

各セルの傾斜(β)は、各セルを構成する4格子点の斜面標高から格子点の表土層厚(H_c)を引いた格子点の基岩標高 z_i ($i=1\sim 4$)を用いて、一次の回帰式によ

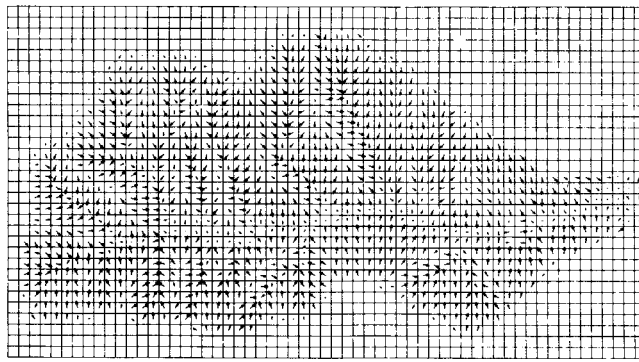


図-7 各セルの基岩勾配とその方向の分布図

る平面近似¹¹⁾を行い、その最大方向の傾斜を使用した。式(21)は平面の方程式で、 z は各セルの x, y 点における基岩標高で、 b_1, b_2, b_3 は係数である。

$$z = b_1 + b_2x + b_3y \dots\dots\dots(21)$$

ここで

$$\begin{pmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} n & \sum x & \sum y \\ \sum x & \sum x^2 & \sum xy \\ \sum y & \sum xy & \sum y^2 \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} \sum z \\ \sum xz \\ \sum yz \end{pmatrix} \dots\dots\dots(22)$$

式(22)の n はデータ数で、本報の場合は $n=4$ である。図-7はこの方法によって得られた竹平NW試験地の傾斜分布図を示す。これらは各セルにおける平面の単位法線ベクトルの $x-y$ 平面(水平面)への投影長およびその方向を示している。これは本試験地の水系分布をよく示しており、この方法でセルの傾斜を表示できるものとした。

3) 土質工学的諸量 ($c_s, \phi, \gamma_i, \gamma_{sat}, \gamma_w, \lambda, k$)

これらの量は土質試験により得られる値である。これらの値は各花崗岩地域ですでにいくつかの調査が行われているが、本報では $c_s=0.5 \text{ tf/m}^2, \tan \phi=0.6, \gamma_i=1.7 \text{ tf/m}^3, \gamma_{sat}=1.9 \text{ tf/m}^3, \gamma_w=1.0 \text{ tf/m}^3, \lambda=0.35, k=2.0 \text{ m/h}$ とした(これらの値は本試験地におけるデータ¹²⁾および花崗岩地域においてすでに得られたデータ¹³⁾より仮定した)。

4) 根系による粘着力 (c_r)

根系による粘着力は土壌緊縛による土壌せん断抵抗力補強という斜面安定化にとってはプラスの効果を与えるものと考えられている¹⁴⁾。しかし、これを求める手法はまだまだ開発されておらず、この値を求めることは現状では不可能である。このため本手法では、この未知の値を以下に述べるような補正量としてこの要因を使用した。

降雨のない初期状態(地下水位のない状態)で上述した数値を用いて各セルで無限長斜面安定解析を行えば、この状態では崩壊が発生しないであろうにもかかわらず、安全率(SF_0)が1.0を下回るセルが現われる場合

があった(本報では $H_0=1.6 \text{ m}$ と仮定した場合に少し現われた)。これは現実とは一致しない。このような結果が現われた理由としては、各格子点の表土層厚の設定時に、基岩が露頭している場所はゼロで他は一樣と与えたためであると考えられる。本報では SF_0 を1.05以上の値にして、地下水位のない状態では崩壊が発生しないようにするため、 $H_0=1.6 \text{ m}$ と仮定した場合のみこの c_r を補正量として流域内に一樣に与え、 $H_0=1.2 \text{ m}$ の場合はゼロとした。このため、本報においては根系による粘着力を評価したというよりむしろ仮定に起因する解の予矛盾点を補正するための量とした。この根系による粘着力は各格子点の H_0 がすべて計測された後に新たに議論する必要がある。

5) 表土層内の地下水位 ($h(t)$)

表土層内の地下水位($h(t)$)は前節で述べた集水モデルで得られる値を用いた。ただし、この集水モデルで得られる地下水位が表土層厚を越えた場合は、その水位はただちに地表流として流下し、地表水深は出現しないものと仮定する。

以上述べた各数値を用い、対象試験地に有効降雨を与えて時間ごとの安全率 $SF(t)$ を計算する。

4. 崩壊危険予測図の作成

研究対象地域である竹平NW試験地において、前節で定義した無限長斜面安定解析モデルを用いて得られる安全率($SF(t)$)によって崩壊危険予測図を作成する。

解析に用いた降雨条件は有効降雨 $r=20 \text{ mm/h}$ を50時間一樣に与えた。このように一樣降雨を与えた理由は、(1)将来の降雨パターンを予知できない、(2)本報は雨水の鉛直浸透過程を考慮していないため、仮に過去の降雨を入力しても得られる結果(特に崩壊発生時刻)の信頼性に乏しい、(3)過去の降雨のうちどれだけが有効降雨となるのか現在では不明である、(4)過去の降雨はそのときに発生した崩壊の理由を説明し得ても、将

来の予知には役に立たない、等のためである。

以上のような条件で得られる $SF(t)$ を用いた危険度の表示は、各セルの $SF(t)$ が1.0を下回るに必要な降雨継続時間 (t_{cr}) を指標として評価した。この理由は、危険度の高い斜面ほどより短い降雨継続時間で崩壊が出現するであろうと考えられるからである。具体的な危険度の設定は以下のように行った。

- A : $0 < t_{cr} \leq 10$ (h)
- B : $10 < t_{cr} \leq 20$ (h)
- C : $20 < t_{cr} \leq 30$ (h)
- D : $30 < t_{cr} \leq 40$ (h)
- E : $40 < t_{cr} \leq 50$ (h)

以上の定義により得られる崩壊危険度予測図を図-8、図-9に示す。図-8は $H_c=1.2$ mと仮定した場合、図-9は $H_c=1.6$ mと仮定した場合の結果である。この図中の太線で囲まれている部分は、1972年の豪雨によって発生した崩壊源(副次崩壊を除く)が現われたセルを示したものである。これより図-8、図-9ともすべての崩壊源内でAあるいはBの危険度の高いセルが出現していることがわかり、このような手法によっても崩壊発生危険度の高い場所を予知できることがわかる。しかし、図-8、図-9ともランキングされた各セルの大部分がAあるいはBであるため、今後もう少し細かく分類する必要があるかもしれない。

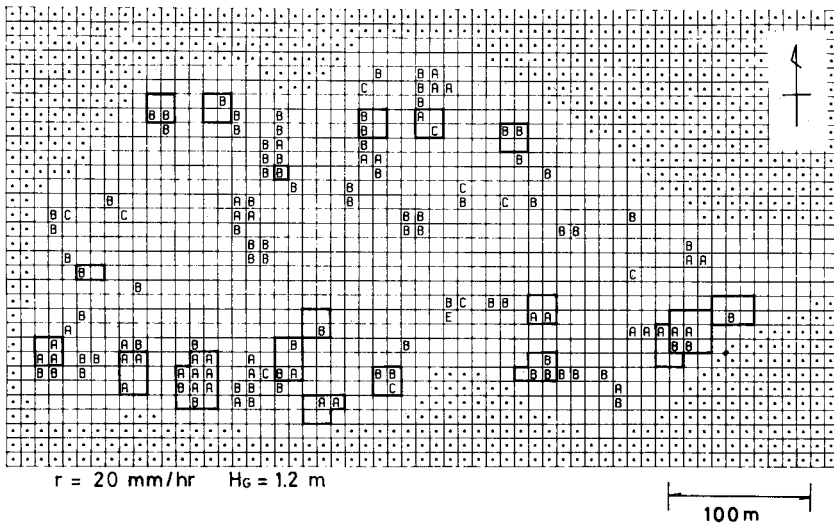


図-8 表層崩壊危険予測図 (竹平 NW 地区, $H_c=1.2$ m)

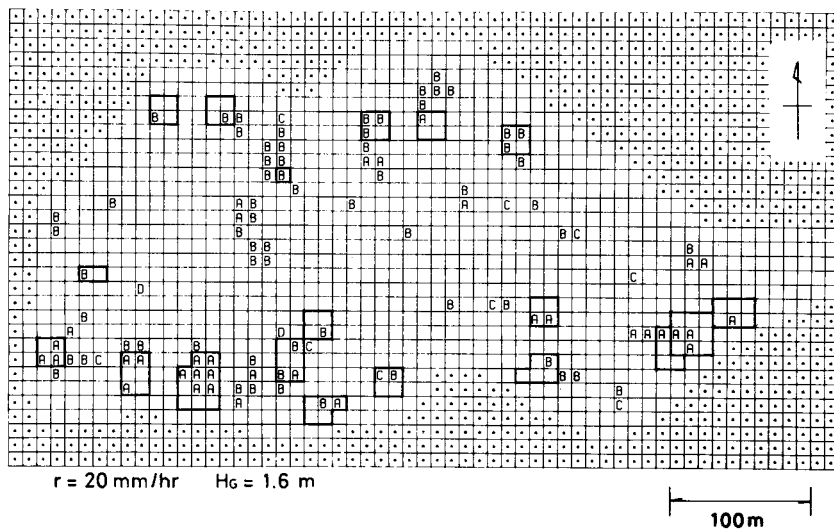


図-9 表層崩壊危険予測図 (竹平 NW 地区, $H_c=1.6$ m)

図—8、図—9を比較すると危険度の高い斜面はほぼ同じ位置に現われていることがわかる。しかし、 $H_c=1.2\text{ m}$ の方が $H_c=1.6\text{ m}$ と仮定した場合に比して危険セルが幾分多めに現われている。これは前節で述べたように、後者の場合、補正值 c_r を与えた影響によるものと思われる。

5. 結 論

本報では表層崩壊の発生に影響を及ぼすと考えられる要因のうち、集水面積の代わりに斜面の三次元的な立地条件を評価した集水性の概念を導入することにより、三要因を同時に評価した崩壊危険度を予測する手法を提案した。その結果は、過去の崩壊発生位置を危険度の高いレベルで予知しており、本手法が有用であることが推定された。

本手法が有している特徴は以下のとおりである。

(1) 調査地域内のすべての斜面を対象として、その危険度が統計的または経験的な結果としてではなく、解析的に評価できる。

(2) 空間に分布する地形特性を三次元的に評価している。

(3) コンピュータによって危険度を評価しているため、解析は迅速、正確に行える。

(4) 入力情報はセルごとに入力できるため、将来、詳細な調査により新たな情報が得られれば、この値を容易に採用でき、予知精度を向上させることができる。

(5) 素因のみならず誘因である降雨条件を考慮に入れることができる。

一方、この手法の問題点としては次のことが考えられる。

(1) 各セルでの危険度は評価できても、結果として発生する崩壊の規模を求めることができない。

(2) 危険度を設定する際に仮定した有効降雨強度 r と危険度判別のための降雨継続時間 t_{cr} は今後さらに検討を要する。

(3) 降雨から浸透を経て、地下水面の形成に至るプロセスを今後評価する必要がある。

(4) 格子点の表土層厚を今後測定し、他の要因の評価およびそれらの仮定値をさらに検討する必要がある。

謝 辞：本研究を進めるにあたっては、神戸大学工学部 川谷 健教授より多くのご教示をいただいた。ここに深く謝意を表します。なお、本研究は昭和58年度科学研究費自然災害特別研究(2)(研究代表者：沖村孝, 58025034)の成果の一部であることを申し添え、記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 沖村 孝・田中 茂：一試験地における風化花こう岩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.
- 2) 沖村 孝：山腹表層崩壊発生位置の予知に関する一研究, 土木学会論文報告集, 331, pp. 113~120, 1983.
- 3) 羽田野誠一：崩壊性地形(その2), 土と基礎, 22-11, pp. 85~93, 1974.
- 4) 沖村 孝：地形要因を利用した豪雨による山腹崩壊発生位置の予知システムについて, 土木学会論文報告集, 338, pp. 131~138, 1983.
- 5) 沖村 孝・市川龍平：数値地形モデルより得られる地形的滑動力示数による表層崩壊危険斜面の予知, 神戸大学工学部土地造成工学研究施設報告, 2, pp. 17~32, 1984.
- 6) 川谷 健：地形変化と降雨流出, 地形, 2-1, pp. 67~72, 1981.
- 7) 飯田智之：飽和中間流に対する斜面形状の効果の評価法, 地形, 5-1, pp. 1~12, 1984.
- 8) Okimura, T.: Rapid Mass Movement and Groundwater Level Movement, Zeitschrift für Geomorphologie, Suppl.-Bd. 46, pp. 35~54, 1983.
- 9) たとえば, 渡 正亮・中村浩之：花崗岩風化地帯におけるがけくずれについて, 防災科学技術総合研究報告, 24, pp. 127~139, 1970.
- 10) Simons, D.B. et al.: Mapping of Potential Landslide Areas in terms of Slope Stability, USDA Forest Service Rocky Mountain Forest and Range Experiment Station, 75 p., 1978.
- 11) Davis, J.C.: Statistics and Data Analysis in Geology, John Wiley, 550 p., 1973.
- 12) 藤井郁也：安定解析による豪雨時表層崩壊予測の基礎的研究, 神戸大学大学院工学研究科修士論文, 67 p., 1984.
- 13) 沖村 孝：潜在崩土層分布を利用した表層崩壊発生位置に関する研究, 新砂防, 124, pp. 9~18, 1982.
- 14) 秋谷孝一：豪雨時における自然斜面の安定(崩壊の素因として, 植生特に森林), 豪雨時における自然斜面の安定に関するシンポジウム, pp. 33~38, 1978.

(1984. 7. 4・受付)