

豪雨中に発生する表層崩壊

沖 村 孝

1. は じ め に

自然斜面で発生する崩壊は、切取りあるいは盛土人工斜面のような半三次元斜面とは異なり、三次元空間内で発生する。従って、その崩壊発生位置は当然のことながら地形条件の影響を大きく受けることが予想される。特に、本報で対象としている表層崩壊においてはその傾向が顕著である。ところが、従来の斜面安定解析は鉛直二次元断面内で行われることが多く、三次元空間に存在する地形条件の影響を評価することは少なく、また評価する手法も提案されていなかった。これに対して羽田野は豪雨中に発生する崩壊にとって重要な要因の一つとして、地形要因をとりあげ、平面二次元から得られる雨水の「集水性」と断面二次元から得られる「傾斜」の重要性をかって指摘した¹⁾。具体的には、崩壊下端部の単位幅あたりの集水面積に相当する「平均集水奥行き」を提案し、この要因と傾斜を使用して「地形的滑動力示数」を定義すると、この示数は崩壊発生位置に重要な影響を及ぼす要因となることを示している。

筆者は、この示数をより多くの斜面で求めるため、地形を方眼に切ることにより数値地形モデルを作成し、羽田野の提案した地形的滑動力示数をこのモデルから求める手法を開発し、これをF値と名付け、このF値を用いて危険水系を予知する手法を提案した²⁾。一方、潜在崩土層の分布を調査することにより、この結果を多平面安定解析に適用し危険すべり面の位置を予知する手法も示した³⁾。また、両者の手法を組み合わせた崩壊危険予知システムも既に提案している⁴⁾。

しかし、これらの手法における地形要因はそれぞれ平面二次元及び断面二次元から個別に得られる情報であり、斜面の三次元空間分布条件を評価し得たものではなかった。このため、このシステムではある斜面が同じ集水面積で同じ傾斜を示せば同じ危険度（危険水系）となる。しかし、現実には同じF値を示した場所でも集水面積の形状、集水域内の傾斜の縦断形状分布等の違いにより崩壊の発生に直接的な影響を及ぼす地表水あるいは地下水の出現パターンが異なってくることは十分に考えられる。しかも、現実には発生する豪雨は、同じ降雨強度で流達時間以上の降雨が継続することは少なく、短時間に降雨強度が激しく変化していると言われている⁵⁾。従って、このような場合にはピーク流量又はピーク水位に達するまでのこれらの値の変化が重要となってくる。このような変化を明らかにするためには、集水面積という要因では不十分で、地形の三次元空間分布により支配される雨水の集水性を評価することが是非必要になってくる。

本報ではこの問題点を解決するため、10 mメッシュよりなる数値地形モデルを用いて各格子点に表土層厚を与え、地形の三次元空間分布により影響を受ける表土層内地下水の集水モデルをまず提案する。換

言すれば、地形の三次元空間分布特性そのものを表わす代わりに、この分布により直接影響を受け、かつ、崩壊にとっては誘因に相当する地下水位の時間変化を表わすことにより、地形の三次元空間分布特性を表現する。本報では、観測降雨の代わりに地下水位の上昇に直接寄与する降雨を考え、この概念の降雨を「有効降雨」と名づけて、これを使用した。

次に10 m四方の格子で囲まれた部分（これをセルと称する）を対象とした無限長斜面安定解析モデルを提案した。上述した手法により得られる地下水位を用いて、このモデルによる斜面安定解析を行い、安全率が1.0以下になる危険セルの出現位置と過去に発生した崩壊位置との関係を論じた。

2. 解析対象試験地

本報ではモデルの解析対象試験地として岐阜県にある竹平NW試験地を選んだ。この試験地は岐阜県瑞浪市に位置し、矢作川支流の吾妻川上流の小谷である（図-1）。この試験地の地形図を図-2に示す。この試験地の集水面積は約11 ha、最大起伏量は約100 mである。1972年の集中豪雨により、この試験地を含む愛知県西三河地方では多くの山腹崩壊が発生した。崩壊発生後、数多くの調査が愛知県西加茂郡小原村およびその付近を中心に行われ、その時の豪雨特性や山腹崩壊分布に関する報告⁶⁾、あるいは崩壊発生地での詳細な現地調査結果についての発表^{7), 8)}などがなされている。

西三河地方の花こう岩はNakaiにより、4種（INAGAWA I-IV）に分類されている⁹⁾。INAGAWA IとIVではその性質が全く異なり、前者は中粒の角閃石黒雲母花こう閃緑岩であり、後者は粗粒の含角閃石黒雲母アダメロ岩である。本地方ではこれらの岩種の境界は直線状に現れている。1972年には両方の岩種に等量の雨が降ったにもかかわらず、崩壊密度はINAGAWA IVのほうがINAGAWA Iよりも大きなものであった。この試験地はINAGAWA IVに属している。この試験地内における崩壊発生位置は、空中写真により正確に把握されている⁷⁾。

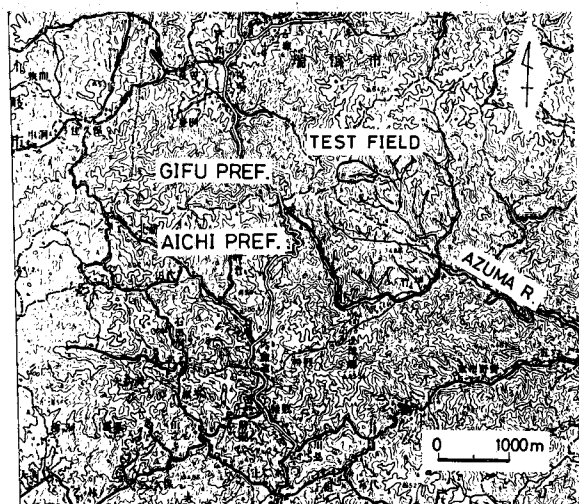


図-1 竹平NW試験地位置図

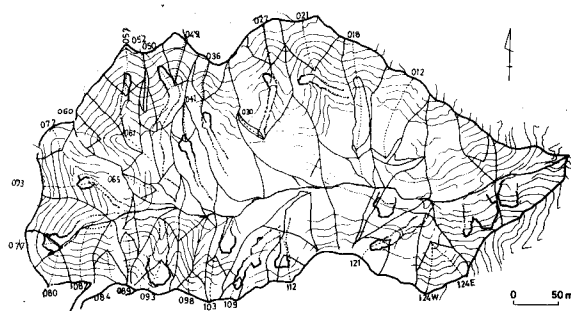


図-2 竹平NW試験地地形図

3. 集水モデルの作成

3.1 地下水の集水モデル

本報で提案する表土層内の地下水の集水モデルは、かつて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¹⁰⁾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。

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

$$q_x = h \cdot k \cdot I_x \quad (2)$$

$$q_y = h \cdot k \cdot I_y \quad (3)$$

ここで、 h ：見かけの地下水位(m)， q ：単位時間当りの単位幅流量(m/h)， I ：動水勾配， r ：有効降雨(地下水位上昇に直接寄与する降雨)強度(m/h)， k ：透水係数(m/h)， λ ：有効間隙率であり、添字 x ， y はそれぞれ方向の成分を表す。式(1), (2), (3)より h を求めるため図-3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。更に、 Δt を単位時間とすると式(5), (6)が得られる。

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

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

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

ここで、 q_i ($i = 1 \sim 4$)は図-3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通りである。

- 1) 有効降雨は全て、ただちに基岩面に達し、地下水面を形成する。
- 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

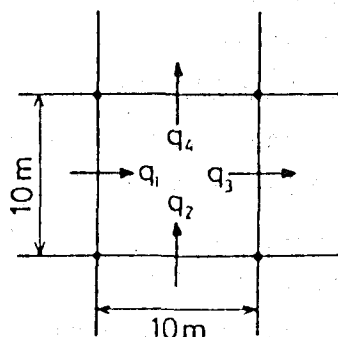


図-3 セル内の地下水の流れ

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 は全てのセルで一樣とする。
- 5) 単位時間にセルから流出する流量は，時刻 t のときにセル内に貯留されている量を越えないものと仮定する。仮に貯留量を越える場合は，各方向の流出量のあん分比例でその貯留量を流出させるものとする。

3.2 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，果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る¹¹⁾。

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-4より次のように表わされる。

$$q = k \cdot \sin \beta \quad (7)$$

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

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。従って，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。

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

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，等高線に平行なある一定長さ $\Delta \ell$ 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)であら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，それを更に $\Delta \ell$ で除して，せきの単位長さ当たりの到達時間－面積積線 $a(t)$ を彼は定義した。

この $a(t)$ と単位幅当たりの流量 $Q(t)$ 及び水位 $H(t)$ との関係は，特に， $t=0$ から一樣降雨 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。

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

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

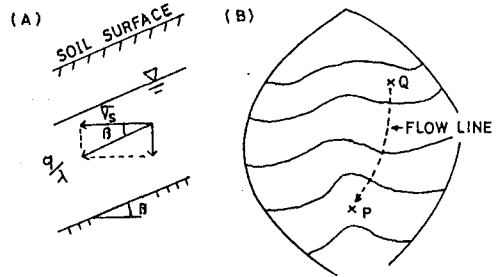


図-4 飽和中間流の模式図¹¹⁾

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。

$$a(t) = \bar{V}_s \cdot \{t + (\varepsilon/2) \cdot \bar{V}_s \cdot t^2\} \quad (12)$$

$$Q(t) = r \bar{V}_s \cdot \{t + (\varepsilon/2) \cdot \bar{V}_s \cdot t^2\} \quad (13)$$

$$H(t) = (r/\lambda) \cdot \{t + (\varepsilon/2) \cdot \bar{V}_s \cdot t^2\} \quad (14)$$

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取り $\varepsilon = 0$ 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

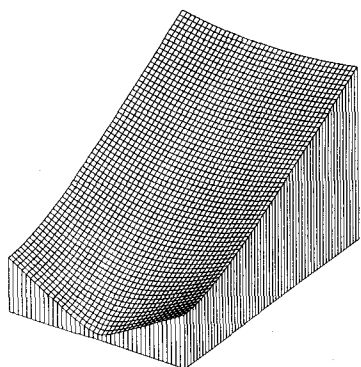


図-5 谷型斜面のブロックダイヤグラム

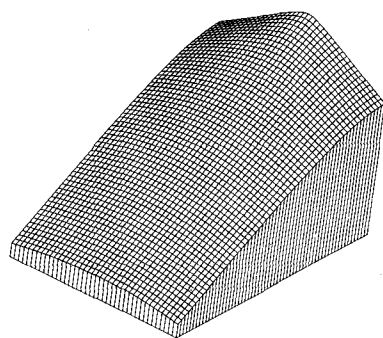
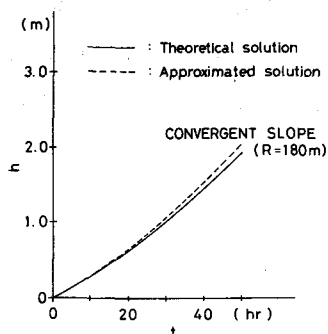
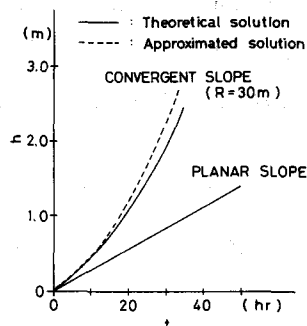


図-6 尾根型斜面ブロックダイヤグラム

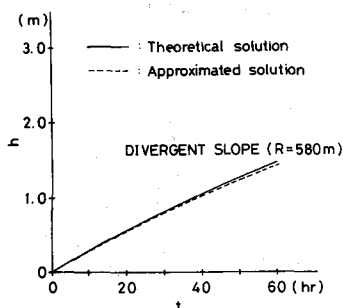
理想斜面を数値地形モデル化し、前節で示した集水モデルにより近似解を求め、上述した理論解と比較することによりこのモデルの妥当性について検討を行う。図-5、図-6はこの目的のために設定した谷型、尾根型斜面のブロックダイヤグラムである。これらのブロックは10 m格子間隔とした。この理想斜面に $r = 0.01 \text{ m/h}$ 、 $k = 2.0 \text{ m/h}$ 、 $\lambda = 0.35$ 、 $\beta = 30$ 度を与えた。図-7は理論解と近似解の結果を示したものである。これらの結果から、集水モデルによる地下水位の近似解は理論解と比較して、平行型斜面では等しいが、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はば等しく表わすことができるとみなせる。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様々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。



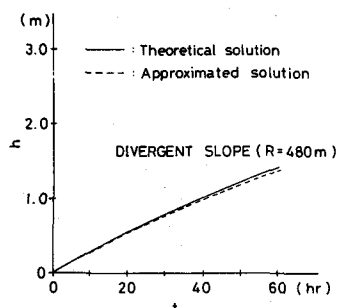
(a) 谷型斜面 ($R = 180 \text{ m}$)



(b) 谷型斜面 ($R = 30 \text{ m}$) および平行型斜面



(c) 尾根型斜面 ($R = 580 \text{ m}$)



(d) 尾根型斜面 ($R = 480 \text{ m}$)

図-7 理想斜面での理論解と近似解の比較

4. 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¹²⁾、長さに比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、花こう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¹³⁾。

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及びその規模(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筆者は既に多平面安定解析法を提案している³⁾。しかし、本報のように10 m × 10 mのセルを対象として、この限られた区間内のセルの安定及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、本報では各セルに無限長斜面安定解析式を適用し、各セルの安全率を求めた。従って、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知れないが、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¹⁴⁾(図-8参照)。

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

$$A = q_o + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot (h - z) + \gamma_t (H - h) \quad (16)$$

$$B = q_o + \gamma_{sat} (h - z) + \gamma_t (H - h) \quad (17)$$

ここで、 SF ：安全率、 c_s ：土の粘着力 ($t \cdot f/m^2$)、 c_r ：根系による粘着力 ($t \cdot f/m^2$)、 ϕ ：土の内部マサツ角 (度)、 γ_{sat} ：土の飽和単位体積重量 ($t \cdot f/m^3$)、 γ_t ：土の湿潤単位体積重量 ($t \cdot f/m^3$)、 γ_w ：水の単位体積重量 ($t \cdot f/m^3$)、 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 ：基岩面からの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_o ：植生による上載荷重 ($t \cdot f/m^2$) である。

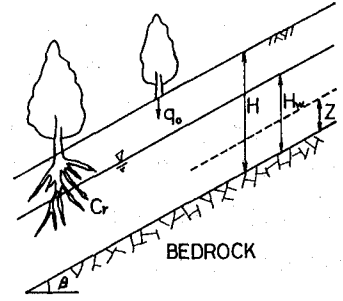


図-8 無限長斜面安定解析モデル

本報においては、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、 $z = 0$ とする。植生による上載荷重 q_o 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毎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。

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

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

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

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)

表土層は 10 m 間隔で設定した格子点の表土層厚 (H_G) 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_G の平均値とした。各 H_G 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、本報では空中写真及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 と仮定した。なお、比較対象として 1.6 m で計算も行った。

(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_G) を引いた格子点の基岩標高 Z_i ($i = 1 \sim 4$) を用いて 1 次の回帰式による平面近似¹⁵⁾ を行い、その最大方向の傾斜を使用した。式(20)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。

$$z = b_1 + b_2 \cdot x + b_3 \cdot y \quad (21)$$

ここで

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

式22の n はデータ数で、本報の場合は $n=4$ である。図-9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)への投影長及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。

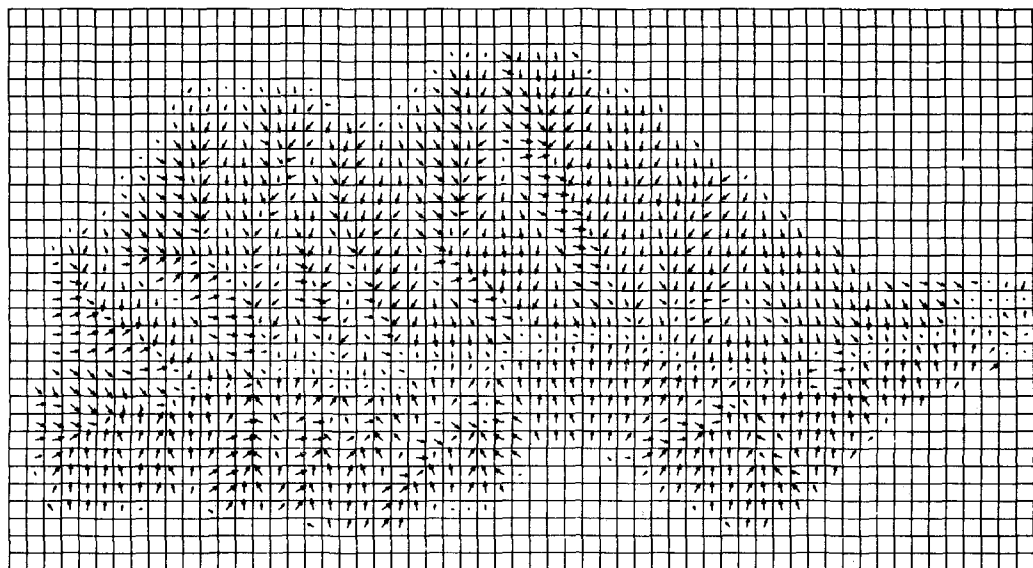


図-9 各セルの基岩勾配の大きさとその方向の分布

(3) 土質工学的諸量 (c_s , ϕ , r_t , r_{sat} , r_w , λ , k)

これらの量は土質試験により得られる値である。これらの値は各地の花こう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 $c_s = 0.5 (t \cdot f/m^2)$, $\tan \phi = 0.6$, $r_t = 1.7 (t \cdot f/m^2)$, $r_{sat} = 1.9 (t \cdot f/m^2)$, $r_w = 1.0 (t \cdot f/m^2)$, $\lambda = 0.35$, $k = 2.0 m/h$ とした(これらの値は本試験地におけるデータ¹⁶⁾及び花こう岩地域においてすでに得られているデータ¹⁷⁾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¹⁸⁾。しかし、これを求める手法は未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の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、自然状態では崩壊が発生しないにもかかわらず安全率(SF_0)が1を下まわるセルが現われる場合があった(本報では $H_G = 1.6$ 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、各格子の表土層の設定時に、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得ないようにするため、 $H_G = 1.6$ 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、 $H_G = 1.2$ 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_G 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3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。

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

5. 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 $r = 20$ mm/hを50時間一樣に与えた。このように一樣降雨をあたえた理由は、(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かが現在では不明である、(4)過去の降雨はその時に発生した崩壊の理由を説明し得ても、将来の予知にはあまり役に立たない、等のためである。

図-10、図-11は $H_G = 1.2$ m、 $H_G = 1.6$ mの場合の50時間経過後、地下水位が地表面まで達したセルの位置を「S」で示したものである。当然のことながら、 $H_G = 1.2$ mの場合の方が $H_G = 1.6$ mの場合より多くのセルに「S」の記号が現れている。また、尾根及び平行斜面ではこの条件下では地下水位が地表面まで達していないこともわかる。

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を下まわるに必要な有効降雨継続時間(t_{cr})を指標として評価した。この理由は、危険度の低い斜面は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。

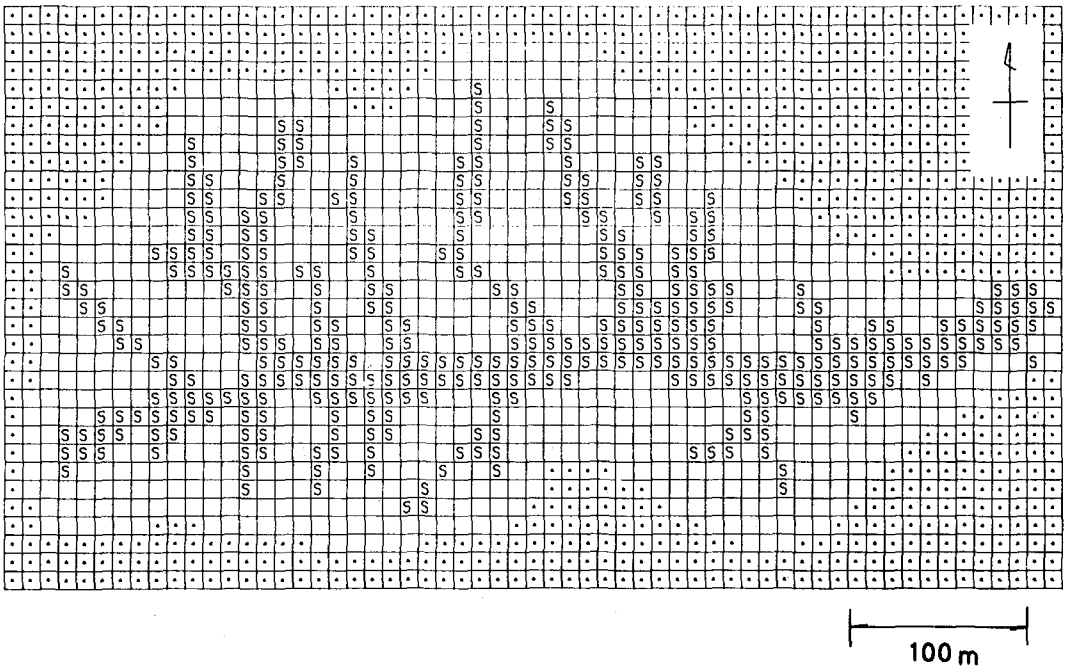


図-10 50 時間後の飽和セルの分布図 ($H_G = 1.2 \text{ m}$)

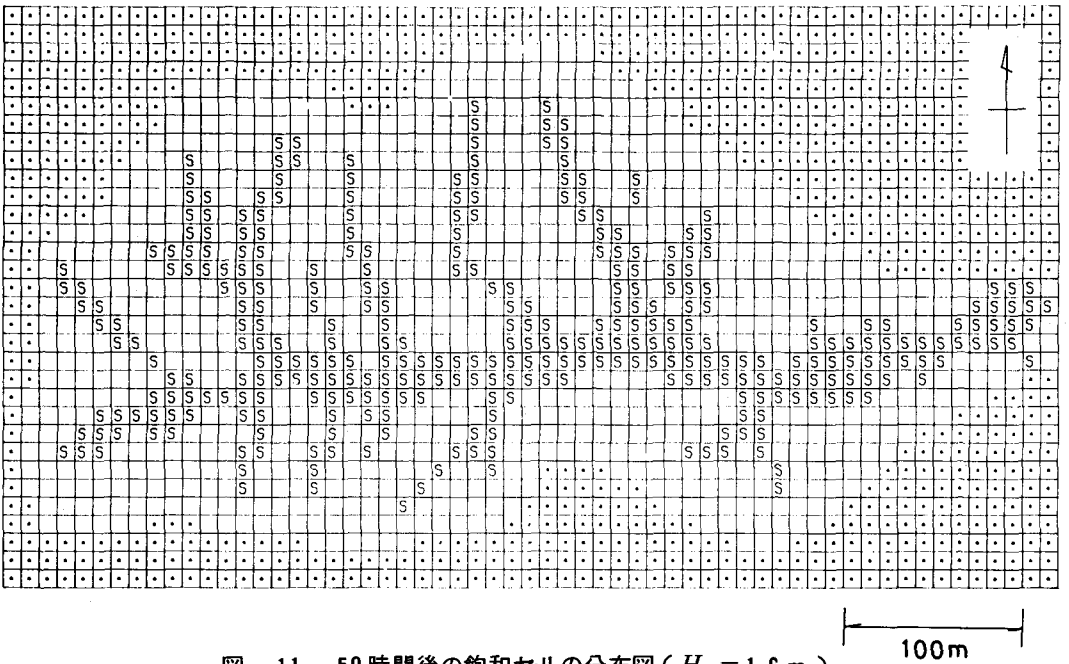


図-11 50 時間後の飽和セルの分布図 ($H_G = 1.6 \text{ m}$)

A : $0 < t_{cr} \leq 10$ (h)

B : $10 < t_{cr} \leq 20$

C : $20 < t_{cr} \leq 30$

D : $30 < t_{cr} \leq 40$

E : $40 < t_{cr} \leq 50$

以上の定義により得られる崩壊危険度予測図を図-12、図-13に示す。図-12は $H_G = 1.2$ mと仮定した場合、図-13は $H_G = 1.6$ 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-12、図-13とも全ての崩壊源内で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、この手法によれば過去の崩壊発生位置を説明出来るように思われる。しかし、図-12、図-13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知れない。

図-12、図-13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、 $H_G = 1.2$ mの方が $H_G = 1.6$ mと仮定した場合に比して危険セルが幾分多い目に現われている。これは、前節で述べた補正値 c_r の影響によるものと思われる。

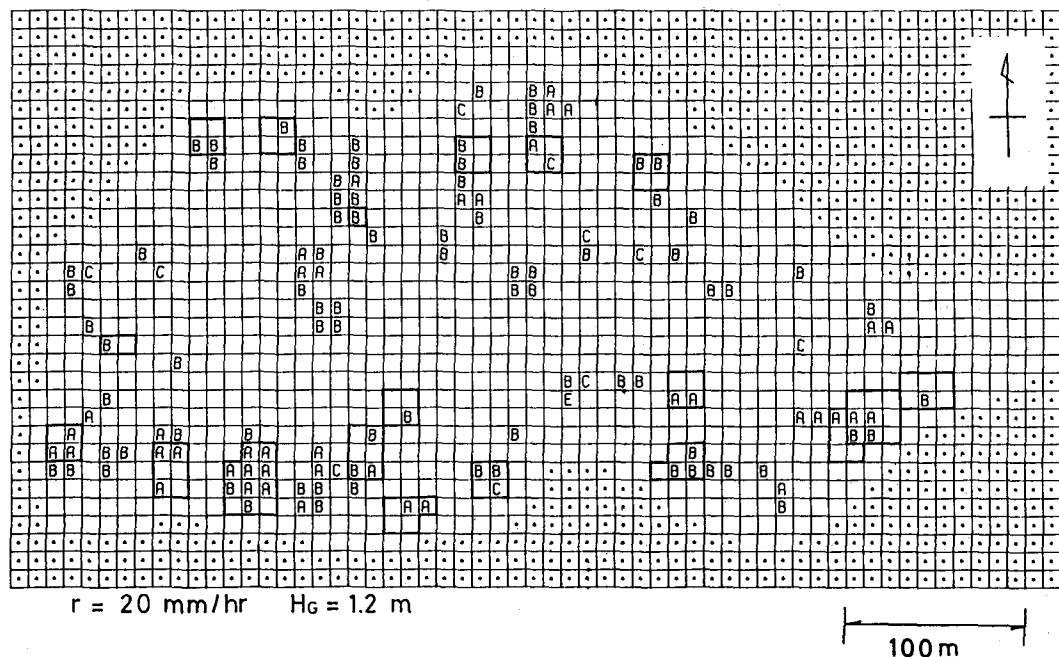
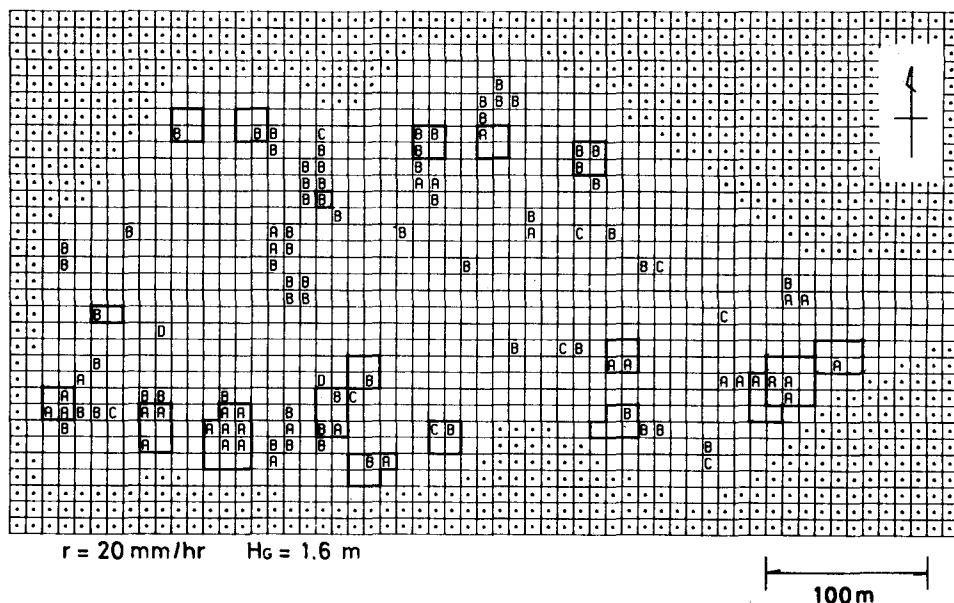


図-12 表層崩壊危険予測図 ($H_G = 1.2$ m)



図－13 表層崩壊危険予測図 ($H_G = 1.6 \text{ m}$)

6. おわりに

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、表層崩壊発生にとって重要と考えられる要因（傾斜、集水性、表土層厚）を同時に評価した崩壊危険度予測手法を提案した。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説明することができ、本手法が豪雨による表層崩壊発生位置の予知に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通りである。

- (1) 調査地域内の全ての斜面を対象として、空間に分布する地形特性を三次元的に評価できる。
- (2) 崩壊危険度は統計的あるいは経験的な結果としてではなく、力学的な解析から評価できる。
- (3) 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。
- (4) コンピュータによって危険度を求めているため、解析は迅速、正確に行える。
- (5) 入力情報はセル毎に入力できるため、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。

一方、この手法は次の未解決の問題点を有している。

- (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一個あたりの崩壊規模を求めることができない。
- (2) 危険度設定の際の有効降雨 r と危険度判別のための有効降雨継続時間 t_{cr} は今後更に検討を要する。
- (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考える必要がある。

- (4) 格子点の表土層厚を今後測定する必要があるとともに、その他の入力要因も現地で調査し、それらの仮定値を更に検討する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 羽田野誠一：崩壊性地形(その2)，土と基礎，22-11，pp.85～93，1974
- 2) 沖村孝：地形要因からみた山腹崩壊発生危険度評価の一手法，新砂防，35-3，pp.1～8，1983
- 3) 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
- 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) 奥田穰：集中豪雨とはどんなものか——土砂崩壊との関連性において——，施工技術，5-11，pp.22～29，1972
- 6) 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年度文部省科学研究費自然災害科学の総合的研究，240p.，1973
- 7) 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——，第13回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，pp.3～4，1977
- 8) 奥西一夫ほか：愛知県小原村周辺の山崩れについて(1)——斜面形，土層構造と山崩れについて——，京都大学防災研究所年報，21，B-1，pp.395～403，1978
- 9) 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
- 10) 川谷健：地形変化と降雨流出，地形，2-1，pp.67～72，1981
- 11) 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
- 12) Okimura, T.: Rapid Mass Movement and Groundwater Level Movement, Zeitschrift für Geomorphologie, Supple.-Bd., 46, pp.35～54，1983
- 13) 例えば
渡正亮・中村浩之：花こう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
- 14) Simons, D.B., Li, M.M. and Ward, T.J.: Mapping of Potential Landslide Areas in terms of Slope Stability, USDA Forest Service Rocky Mountain Forest and Range Experiment Station, 75p., 1978
- 15) Davis, J.C.: Statistics and Data Analysis in Geology, John Wiley, 550p., 1973
- 16) 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 存神戸大学大学院工学研究科修士論文

文, 67p., 1984

- 17) 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
- 18) 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），土質工学会，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