

降雨による山腹地下水の形成と斜面崩壊 Formation of Hill-side Ground Water and Slope Failure by Rainfall

岐阜大学工学部 田中 祐一 朗 Yuichiro TANAKA

This paper deals with three problems on the slope failure by rainfall. The variation of the profile of hill-side ground water with time is discussed by considering the mass conservation with the ground water and rainfall infiltrated into soil. The occurrence condition of slope failure is able to introduce by considering the slip safety factor obtained to use the simple divided calculation method on the arc slip surface. Then, a method to calculate the amount of sediment yields by slope failure is proposed.

Keyword: Slope failure, Ground water, Rainfall, Sediment yields,

1. 緒 言

近年、降雨による斜面崩壊が各地で頻発し、その対策が急務とされている。こうした災害の発生する山地は、一般に経済性の乏しいことから、災害対策はどうしても手薄にならざるを得ない。そこで的確な警報等の避難対策により、人命だけは護ろうとの気運が高まって来た。しかし斜面崩壊の発生機構は、まだ十分明らかになっていないことから、安価で確実な予報システムは実用化されていない。

本研究は、まず降雨の浸透水と地下水との間に質量保存則を適用して、降雨の時間的变化による山腹地下水の水面形について考察する。地下水深の増加に伴ない、土中の間隙水圧も又増大する。このことを考慮したすべり安全率を、円弧すべりに対する計算法である、簡易分割法を適用して求めることにより、斜面崩壊発生限界条件としての降雨量を算定する。最後に、流域内の斜面長は対数正規分布をなすという事実を用い、崩壊土量を算定する方法を提案するものである。

2. 降雨による山腹地下水の形成

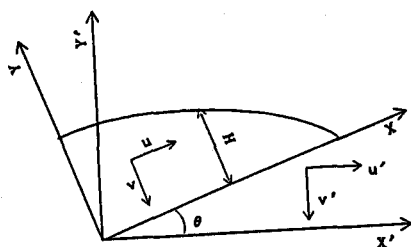
考察を単純化するため、次の3つの仮定を用いることにする。

- ④斜面上の土は不透水層をなす基面上に、一定のDなる厚さで、均質な状態にある。
- ⑤降雨強度rが土の透水係数kより小の場合、降雨は全て地中に浸透する。
- ⑥山腹地下水の流動はダルシー則に従う。

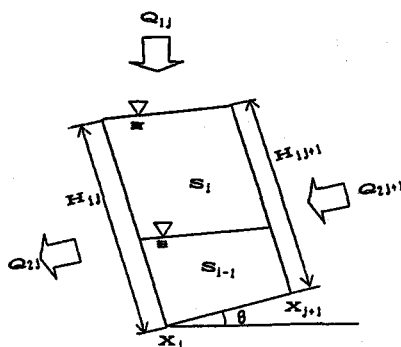
図・1に示すように、水平面に対し θ だけ傾いた基面上にX軸を、それに垂直にY軸をとり、X、Y方向の流速成分をそれぞれu、vとする。仮定⑥を用いて若干の計算を行なうと、uは次式のようになる。

$$u = -k \frac{2\sin\theta + \frac{\cos\theta^2 - \sin^2\theta}{\cos\theta} \frac{dH}{dX}}{1 - \tan\theta \frac{dH}{dX}} \quad (1)$$

図・2に示すように、斜面を分割した素片における、地下水流と⑥の仮定を用いた降雨の浸透水との間に、



図・1 斜面の座標系



図・2 分割片と地下水のモデル

質量保存則を適用すると、

$$nS_{i,j} = nS_{i-1,j} + Q_{1,j} + Q_{2,j+1} - Q_{2,j} \quad (2)$$

となる。ここに、

$$Q_{1,j} = r_{1,j} t (X_{j+1} - X_j) \cos \theta \quad (3)$$

$$Q_{2,j} = u_{1,j} t H_{i,j} \quad (4)$$

である。 n は土の有効空隙率である。以上の諸式を初期条件 $S_{i-1,j} = 0$ 、境界条件 $j = n + 1$ (上流端) で $X_{n+1} = L$ 、 $H_{n+1} = 0$ を与えて、各分割片毎に以下順に $j = n - 1, n - 2, \dots$ と下流方向へ斜面長 L 全体にわたって計算を進めると、 $t = i$ 時の水面形が求められる。以上の手順を $t = i + 1, \dots$ と繰り返すことにより、各時間毎の地下水面形は計算できることになる。

図・3は、1969年の黒部湖上流域での崩壊発生時に測定された30分降雨強度である¹⁾。この降雨データを用いて、上の計算手順により、地下水の時間的変化を示したものが図・4である。この場合、 $D = 1.0\text{m}$ 、 $L = 85\text{m}$ なる値を用いた。図に示すように、斜面上端近傍を除くと、地下水面形は基面と平行となる。このことを仮定した先の筆者の研究²⁾と一致する。したがって、斜面の大部分では $dH/dX = 0$ となるため(1)式は極めて簡単なものとなり、地下水深 H_i は次のように求められる。

$$H_i = \frac{nS_{i-1} + r_{1,i} t L \cos \theta - nS_i}{2nk t \sin \theta} \quad (5)$$

$$S_i = H_i L \quad (6)$$

上式を地下水深と降雨量の関係で示すと、

$$H_i = aR_i + bH_{i-1} \quad (7)$$

となる。ここに、

$$a = \frac{L \cos \theta}{n(2k t \sin \theta + L)} \quad (8)$$

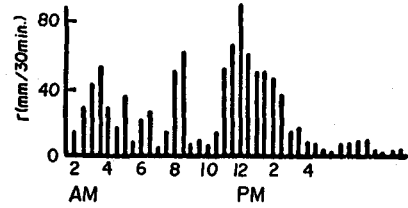
$$b = \frac{L}{2k t \sin \theta + L} \quad (9)$$

である。(7)式は漸化式の形をなしており、一般項の形で表すと、

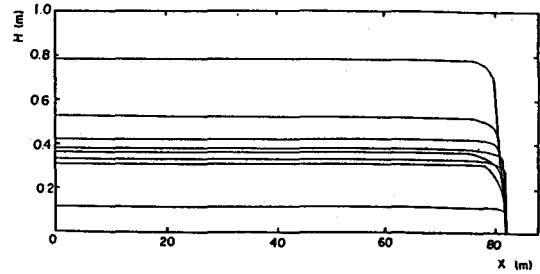
$$H_i = a \sum_{k=1}^i (b^{i-k} R_k) \quad (10)$$

である。ここに R_i は t 時間内の総降雨量で、 $R_i = r_{1,i} t$ である。

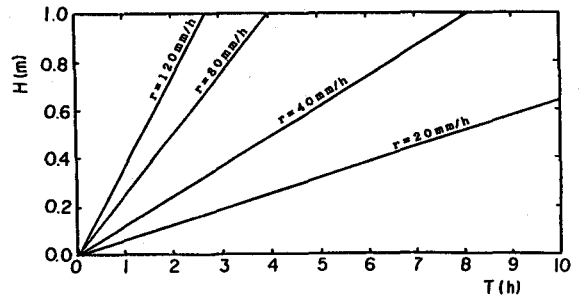
(10)式からも明らかのように、地下水の時



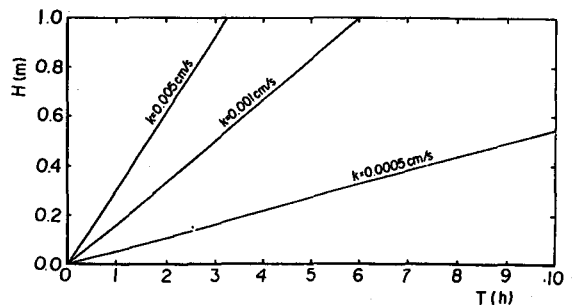
図・3 1969年黒部川での雨量



図・4 地下水深の時間的変化

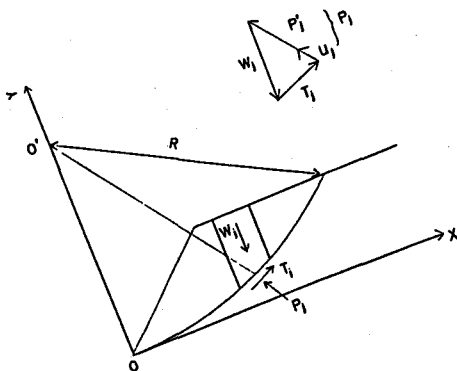


図・5 降雨強度と地下水の時間的変化



図・6 透水係数と地下水の時間的変化

間の変化は降雨強度 r に比例している様子が、図・4で認められる。図・5は r の値を変化させた場合、地下水深と時間の関係を調べたものである。先の⑥の仮定を満たす限り、すなわち $r \geq k$ となって地表面流が発生しない限り、 H は r により直線的に増加する。図・6は透水係数をパラメータに、 H と t の関係を示した計算結果である。 k の値が小さくなる程、地下水深の増加速度は遅くなる。実際の崩壊は、透水係数の小さい粘性層よりも、風化花こう岩のような k の大きい砂質土の方が発生し易いことが知られている。この事実を2つの図は土中に浸透する水分量が砂質土層の方が多く、間隙水圧の上昇によるすべり抵抗力の減少効果がこの場合の方が大きいとして、よく説明づけているものと思われる。



図・7 簡易分割法説明図

3. 簡易分割法による崩壊発生条件

斜面の安定解析法には種々のものがあるが、比較的簡単な円弧すべりに対する簡易分割法を用いることにする。図・7に示すように、円弧すべり面上の土塊を k 個に分割し、そのうち j 番目のものについて考えることにする。すべり面に作用する力は、クーロンの表示式により、

$$T_j = C + P_j \tan \phi \quad (11)$$

であり、円弧の中心 O' の周りの、滑動を起こそうとする力のモーメント M_r とそれに抵抗する力のモーメント M_t は、それぞれ

$$M_r = R T_j \quad (12)$$

$$M_t = R (P'_j \tan \phi + C l_j) \quad (13)$$

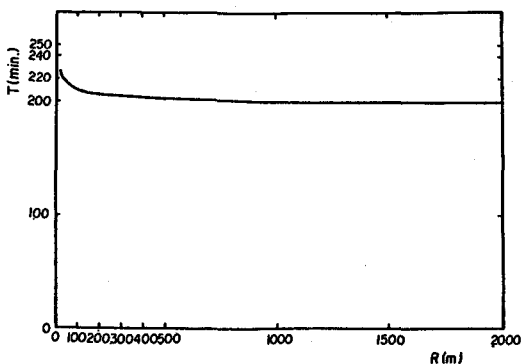
$$P_j = P'_j - U_j \quad (14)$$

となる。ここに R : すべり円弧の半径、 T_j : 分割片の自重 W_j の円弧方向の応力、 P'_j : W_j の円弧に対する垂直応力、 ϕ : 土の内部摩擦角、 C : 土の粘着応力、 l_j : 分割片の円弧の長さ、 U_j : 間隙水圧による P_j の減少分である。すべり面より上の土塊全体の破壊に関する安全率は、

$$F_m = \frac{\sum M_r}{\sum M_t} = \frac{\tan \phi a \sum_{j=1}^k (P_j - U_j) + C \sum_{j=1}^k l_j}{\sum_{j=1}^k T_j} \quad (15)$$

で与えられる。 U_j は先の地下水面形から求められる。分割片の面積を A_j とし、地下水面との交点の座標等を計算することにより³⁾、(15)式は最終的に

$$F_m = \frac{\tan \phi \left\{ \gamma \sum_{j=1}^k A_j \cos (\theta - \alpha_j) - \gamma \cdot I \right\} + C \sum_{j=1}^k l_j}{\gamma \sum_{j=1}^k A_j \sin (\theta - \alpha_j)} \quad (16)$$

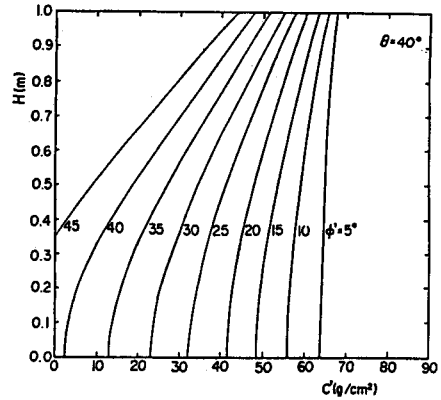


図・8 すべり円弧半径と崩壊発生時刻

$$\alpha = \sin^{-1} \{ (R_{j+1x} - R_{jx}) / R \} \quad (17)$$

となる。ここに γ : 飽和土の単位体積重量、 I : 地下水面以下の面積である。崩壊発生条件式は(16)の $F_m = 1$ として与えられる。ここで問題となるのは、 R が未知なことで、この値によって崩壊発生条件式は種々変化することになる。そこで先の黒部のデータにより、 R の値と崩壊発生時刻の関係を調べた結果を図・8に示す。図に見られるように、 R が大きくなる程崩壊は発生し易く、実用上は R を無限大にとれば良いと思われる。このことはすべり面は基面と一致し、基面上の土塊は全て崩落することになり、先の解析結果²⁾と一致する。

また崩壊発生条件は土質常数によっても変化する。地下水深変化として表示した、崩壊発生条件と、土の内部摩擦角 ϕ や粘性応力 C との関係の一例を示したものが図・9である。図中の曲線は ϕ をパラメータとした、 $F_m = 1$ の線であり、曲線の左は崩壊してしまつたものを、右側は未崩壊の部分を示す。このように粘着応力が大きく、内部摩擦角も大きい土ほど崩壊は発生し難いことを示している。また ϕ が小さい粘性土ほど曲線は垂直に立ち上がるようになるが、これは崩壊に対する間隙水圧の影響が小さくなることを意味している。



図・9 C 、 ϕ の値による崩壊発生条件の変化

すべり円弧の半径 R を無限大にし、基面上の土は全体が崩落するとして扱えることになった。したがって各分割素片に対する(16)式で $F_m = 1$ を崩壊発生条件式とするよりも、斜面全体の土に対する条件式²⁾の方が取り扱いが容易である。

$$r \cdot R \geq \frac{2 k \tan \theta A^2}{L \cos \theta} \quad (18)$$

$$\text{ここに、} A = n \frac{C \sec \theta - D \gamma (\tan \theta - \tan \phi)}{(\gamma_s - \gamma) \tan \theta + (\gamma - \gamma') \tan \phi} \quad (19)$$

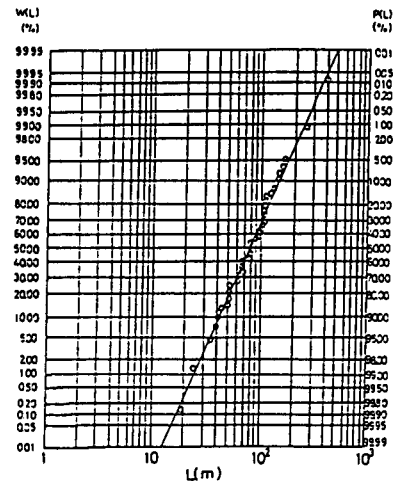
D : 斜面上の土層厚さ、 γ : 乾燥土の単位重量、 γ' : 土の水中重量 である。降雨量が斜面上の土の性質によって決定される限界値を越えたとき、崩壊は発生するということを(18)式は示している。

4. 崩壊土砂量

(18)式を書き直すと、次のようになる。

$$L \geq \frac{2 k \tan \theta \sec \theta}{r \cdot R} A^2 \quad (20)$$

(20)式は、斜面の土とその降雨条件で決まる値以上の長大斜面に於いて、崩壊が発生することを意味している。一つの流域内における斜面長分布 $W(L)$ は、対数正規分布をなすことが平野ら⁴⁾によって指摘されており、筆者も図・10に示すように、その事実を確認した¹⁾。この図の右側に記入した座標軸 $P(L)$ は、 $W(L)$



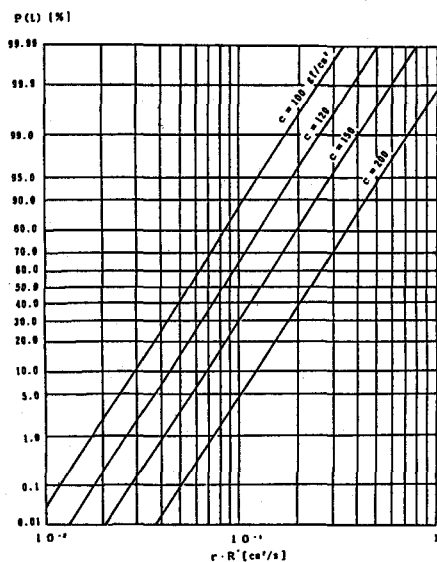
図・10 斜面長の分布

の超過確率を示し、 $P(L)$ はその降雨における崩壊発生確率を表わすことを意味している。河川の流域面積を $S(\text{km}^2)$ とすると、この $P(L)$ を用いて、一連の降雨期間 T 内での崩壊土砂量 $V(\text{m}^3)$ は、

$$V = 10^3 S D \int_0^T P(L) dt \quad (21)$$

で求められる。

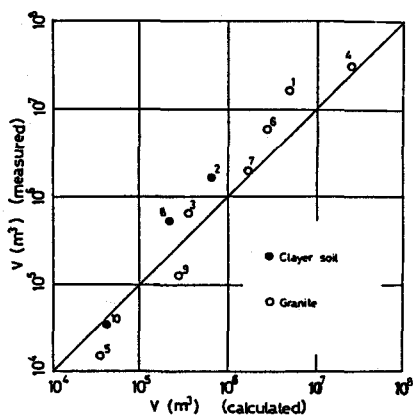
図・11は以上のように求めた、 $P(L)$ と降雨量の関係を示すもので、 C 、 ϕ 等の土質常数値によってかなり変化することが判る。過去に発生した崩壊事例のうち、計算に必要なデータが全て調査されているものは少ない。比較的データの整っているものを表・1に選び出した。若干の推定値を交え、(21)式の適合性を調べたものが図・12である。図中の数字は表・1の番号に対応している。図に見られるよう、(21)式の適合性はほぼ満足すべきものと思われる。



図・11 崩壊発生確率

表・1 使用した崩壊事例

番号	発生年	場 所	流域面積(km^2)
1)	S28.7	有田川	1.97×10^2
2)	S33.8	狩野川	1.00×10^2
3)	S42.7	呉	1.44×10^2
4)	S44	黒 部	1.78×10^2
5)	S46.9	三 重	2.70×10^0
6)	S47.7	明 智	2.10×10^2
7)	S47.7	小原村	6.10×10
8)	S49.7	横須賀	2.10×10^0
9)	S49.7	内 海	1.70×10
10)	S57.7	長 崎	1.90×10



図・12 崩壊土量の計算値と実測値

5. 結 言

以上、降雨による山腹地下水の形成と斜面崩壊について、若干の検討を行ってきた。得られた結果の主なものをまとめると次のようである。

- (1) 山腹地下水の水面形は上流近傍を除いて、不透水基面とほぼ平行となる。
- (2) $r < k$ で降雨は全て地中に浸透する場合、地下水の上昇速度は降雨強度に比例する。
- (3) すべり円弧の半径 R の値が大きい程、崩壊は発生し易い。したがって、基面上の土は全体が一体となって崩落する。
- (4) 透水性が小さく、安息角も小さい粘性土より、透水性の大きい砂質土の方が崩壊は発生し易い。
- (5) 崩壊発生確率 $P(L)$ を用いることにより、崩壊土量は(21)式で算定できる。

本研究では、透水係数 k や粘着応力 C 等の土質常数値は一定として取り扱った。しかしこれらの値は降雨

の浸透、すなわち土の水分飽和度によって変化するものであり、この点を考慮する必要がある。また④で仮定したような、均質な土層という条件を満たす斜面は殆ど存在しない。したがって不均質土層の場合について検討することが重要であり、今後に残された問題は多い。

本研究は本学部生 小沢昭二（現 森組）、林喜久男（現 新菱冷熱工業）両君の労に負う所が多い。記して深謝の意を表する。

〈参考文献〉

- 1) 田中祐一郎:1969年黒部湖上流域での土砂流出について、舞鶴工業高等専門学校紀要、第18号、1983、PP. 60-66、
- 2) TANAKA Yuichiro:On the Slope Failure and Amount of Sediment Yields by Rainfall. Proceedings 4th Congress Asian and Pacific Division, I·A·H·R, Vol.1, 1984, PP.219-230、
- 3) 小沢昭二:斜面崩壊の発生機構に関する研究、昭和62年度 岐阜大学卒業論文、1988、PP.1-30、
- 4) 平野宗夫:山地小河川における流出過程について、土木学会論文報告集、No.308、1981、PP.69-76、