

崩壊発生時における土層の地下水深解析法

アジア航測株式会社 ○秋山 怜子
筑波大学大学院 宮本 邦明 西本 晴男

1. はじめに

力学条件に基づく崩壊発生予測手法は、発生・非発生の空間分布や発生時刻の再現性から評価されることが一般的である。しかし、各手法の基本とするモデルの再現性について、崩壊時の降雨と場の相互関係から評価された例は少ない。本研究では、崩壊発生予測の基礎となる簡素なモデルをもとに、地下水流出の到達時間と土層の粘着力から崩壊発生条件を示し、実際の崩壊事例へ適用して、崩壊時の地下水深を推定する方法を示した。

2. 解析方法

本研究で考える無限長斜面は図-1 のとおりである。

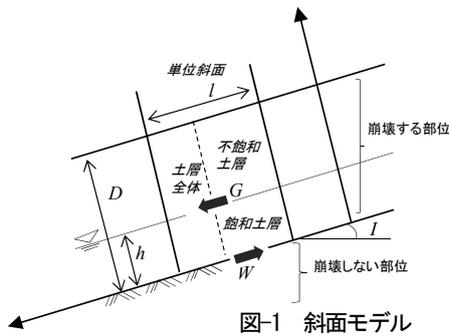


図-1 斜面モデル

W を基岩面上の表層土層の摩擦抵抗力、 G を重力による表層土層の応力とすると、斜面上の崩壊発生条件は式(1)であり、今泉ら(2009)を参考に無次元量で示すと式(3)~式(5)のとおりとなる。 $F_s=1.0$ のとき、場の条件の無次元パラメータ F_α と地下水深パラメータ F_w の関係は式(6)のとおりとなる。式(4)より F_w は $0 \leq h/D \leq 1.0$ より得られる範囲に限定され、崩壊地における無次元量 F_α の存在範囲も、 F_w と崩壊地の無次元斜面勾配 $\tan l / \tan \phi$ から決定する(図-2)。

$$F_s = \frac{W}{G} = \frac{c + (\bar{\rho}gD - \rho gh)\cos l \tan \phi}{D\bar{\rho}g\sin l} < 1.0 \quad \dots \text{式 (1)}$$

$$\bar{\rho} = \left\{ G_s(1 - \lambda) + \lambda S_r + (1 - S_r)\lambda \frac{h}{D} \right\} \rho \quad \dots \text{式 (2)}$$

$$F_s \frac{\tan l}{\tan \phi} = 1 - F_w + F_c \quad \dots \text{式 (3)}$$

$$F_w = \frac{\rho h}{\bar{\rho} D} \quad \dots \text{式 (4)}$$

$$F_c = F_{cc} \frac{\tan l}{\tan \phi} = \frac{1}{\bar{\rho}} \frac{c}{Dg\sin l} \frac{\tan l}{\tan \phi} \quad \dots \text{式 (5)}$$

$$F_{cc} = 1 - \frac{1 - F_w}{\frac{\tan l}{\tan \phi}} \quad \dots \text{式 (6)}$$

ここに、 c は土の粘着力、 $\bar{\rho}$ は土層全体の平均密度、 ρ は水密度、 g は重力加速度、 D は土層厚、 l は斜面勾配、 ϕ は土の内部摩擦角、 h は地下水深、 G_s は土粒子の比重、

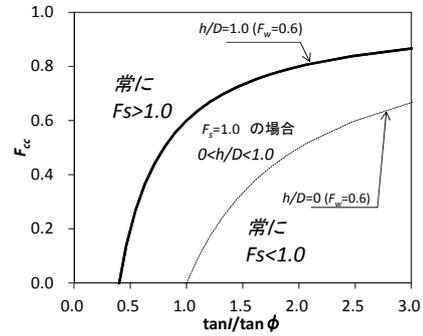


図-2 $\tan l / \tan \phi$ による F_α の崩壊発生領域

λ は間隙率、 S_r は飽和度である。

すなわち、場の条件を一定としたとき、崩壊地における F_α は $h/D=0$ 及び $h/D=1.0$ が境界条件となる。そこで、 $h/D=1.0$ における F_α を $F_{\alpha 0}$ と定義する。式(6)より求める $F_{\alpha 0}$ に対して、場の条件に $h/D=1.0$ を仮定して式(5)により求める F_α を比較することにより、崩壊発生時の h/D を推定する。図-2 に示す $h/D=1.0$ における $F_\alpha (=F_{\alpha 0})$ に対して、場の条件による F_α が右下にある場合、その崩壊発生時の地下水深 h/D は 1.0 未満であると推定できる。

一方、流速にダルシー則による平均流速を当てはめた Kinematic Wave により斜面の地下水流出を考える場合、地下水深は式(7)~(9)となる。その際、 $h/D=1.0$ については、式(10)より間隙率を推定することができる。すなわち、崩壊発生時の降雨から推定された λ_T が実際の間隙率 λ と同等である場合、崩壊発生時の地下水深は $h/D=1.0$ と推定され、 $\lambda_T < \lambda$ であれば $h/D < 1.0$ と推定できる。

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial v h}{\partial x} = \int_0^t r_i dt = r_s \quad \dots \text{式 (7)}$$

$$h = \frac{r_s t}{\lambda} \quad \dots \text{式 (8)}$$

ただし、 $t \geq \frac{x}{v} = \frac{x}{K_s \sin l} = T$ のとき、

$$h = \frac{r_s T}{\lambda} \quad \dots \text{式 (9)}$$

$$\lambda_T = \frac{1}{D} \int_0^T r_s dt \quad \dots \text{式 (10)}$$

ここに、 x は斜面上の尾根からの距離、 r_i は単位時間内降雨量、 t は降雨の継続時間、 K_s は飽和透水係数である。 $F_s=1.0$ 、 $h/D=1.0$ のとき、式(8)と式(1)を連立させて整理すると、式(11)となり、崩壊発生条件を左辺に示す降雨の条件と右辺に示す場の条件の一致で示すことができ、この両辺は崩壊可能性のある最小の土層厚 D_c に一致する。

$$\frac{r_s t}{\lambda} = \frac{1}{\left(\frac{\tan l}{\tan \phi} - 1 \right) \bar{\rho} + \rho} \frac{c}{g\sin l} \frac{\tan l}{\tan \phi} \quad \dots \text{式 (11)}$$

3. 事例への適用

表-1 に示す 3 事例について、災害報告等の既往文献から得た崩壊発生時の場の条件と、降雨データを用いて崩壊発生時の h/D を推定した。

最初に、式(7)~(9)をもとに土石流発生条件を求めた平野ら(1986)に従って、到達時間 T を推定した。最寄りの地上 AMeDAS の過去 37 年間の雨量データから連続雨量 100mm 以上の降雨イベントを抽出し、最大 N 時間雨量を整理した(図-3)。崩壊発生時刻までの継続時間、過去の発生降雨の下限値、非発生降雨の上限値等を比較して到達時間を推定した。得られた到達時間内雨量から式(10)により、崩壊発生時の h/D を推定した(表-1)。その結果、防府については $h/D < 1.0$ 、伊豆大島については $h/D \cong 1.0$ 、山口北部については、 $0 < h/D \leq 1.0$ と推定された。

次に、式(5)、式(6)より求めた F_{cc0} から崩壊発生時の h/D を推定した。防府及び山口北部については、既往検討により得られている崩壊発生時の土層厚(=崩壊深) D 、斜面勾配 I の関係を使用した。伊豆大島については、土層厚は複数の文献より $0.7 \sim 1.0$ m とし、斜面勾配は石川ら(2014)による崩壊地判読と火山基本図の DEM データから求めた斜面勾配分布を重ね、崩壊地の分布範囲より崩壊地の勾配分布を推定した。

防府、山口北部については、図-4 に示す土層厚 D と斜面勾配 I の関係について、 I に対して $F_s = 1.0$ 、 $h/D = 1.0$ となる D_c と、 $F_s = 1.0$ 、 $h/D = 0$ となる D_{max} から、崩壊地と適合が良い c を逆推定した。ただし、 c と ϕ は連動して変化するため、 ϕ は固定して c を変化させて検討した。この時、崩壊発生領域外となる $D < D_c$ となる崩壊地については、空間分布を確認の上、判読時のエラーを確認して除外した。一方、伊豆大島については、崩壊地の勾配分布と、 D_c と式(11)から得られる崩壊地勾配の範囲が一致する c を推定した。推定した c 、 ϕ から得た F_{cc0} を、式(6)による F_{cc0} と比較した(図-5)。その結果、防府については $h/D < 1.0$ 、山口北部、伊豆大島については $h/D \leq 1.0$ と推定した。この結果は、降雨量から推定した h/D とほぼ一致しており、両者の一致から崩壊発生時の h/D とし妥当であると考え(表-1)。

表-1 崩壊地及び雨量による崩壊発生時の土層厚に対する地下水深比(h/D)の比較

No	対象事例	雨量による推定					崩壊地による推定							
		D [m]	R^{*1} [mm]	T [hr]	λ_T	λ	h/D	ϕ [°]	c [kN/m ²]	I [°]	e	D [m]	F_{cc0}	h/D
1	防府*2	1.0~4.4	285	31	0.06~0.29	0.47	$h/D < 1.0$	35	6.0 4.6	32~42	0.889	1.0~4.4	0.12~0.74 0.09~0.57	$h/D < 1.0$
2	山口北部*3	0.6~1.5	290	9	0.19~0.48	0.47	$h/D \leq 1.0$	35	7.7 3.2	42~59	0.869	0.6~1.5	0.19~1.03 0.08~0.43	$h/D \leq 1.0$
3	伊豆大島*4	0.7~1.0	578	18	0.57~0.83	0.6	$h/D \cong 1.0$	30	5.2	30~47	1.439	0.7~1.0	0.44~0.91	$h/D \leq 1.0$

*1 Rは到達時間T以内の総降雨量を示す。

*2 秋山ら(2015)、*3 秋山ら(2017)、*4 福山ら(2014)、高原ら(2014)による。伊豆大島の F_{cc0} は崩壊地勾配に対応する範囲とした。

引用文献：秋山ら(2015)：砂防学会誌, Vol.67, No.4, p.3-12, 秋山ら(2017)：砂防学会誌, Vol.69, No.5, p.11-18, 福山ら(2015)：平成26年度砂防学会研究発表会要旨集 B, p.100-101, 平野ら(1986)：第30回水理講演会論文集, p.181-186, 今泉ら(2009)：砂防学会誌, Vol.65, no.5, p.3-10, 高原ら(2015)：平成26年度砂防学会研究発表会要旨集 B, p.98-99, 石川ら(2014)：砂防学会誌, vol.66, No.5, p.61-72

4. おわりに

これまで、崩壊発生時の地下水条件の推定には、飽和透水係数 Ks や土の粘着力 c が必要であったのに対して、本研究では単純な力学モデルに基づき、崩壊後のデータと雨量データから崩壊発生時の h/D の推定可能性のあることを示した。ただし、本解析法では同一崩壊地における崩壊深と崩壊前の斜面勾配の関係が重要であり、今後これらの適切な取得方法の検討が望まれる。

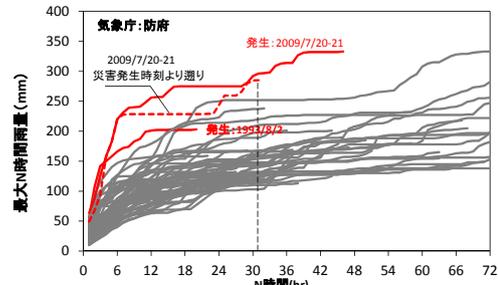


図-3 平野ら(1986)による到達時間の推定(防府の例)

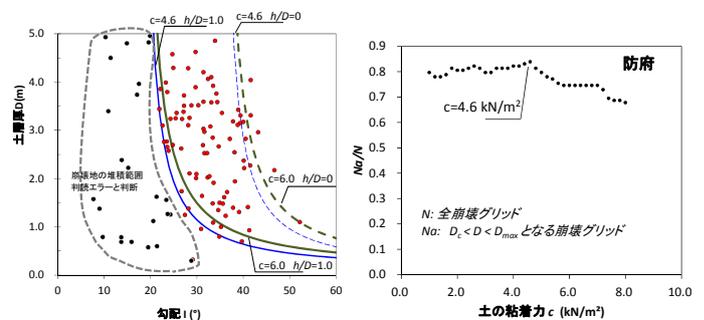


図-4 土層厚 D と斜面勾配 I による土の粘着力 c の推定(防府の例)
(左: D - I の関係, 右: 適合の良い c の推定)

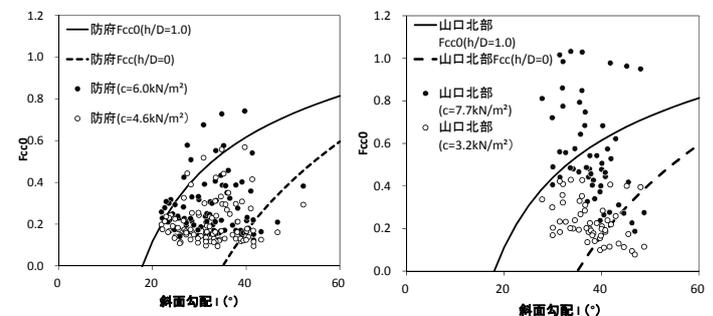


図-5 無次元量 F_{cc0} による h/D の推定
(左: 防府, 右: 山口北部)