

高精度空間情報を用いた表層崩壊発生危険度評価手法 に関する研究

田村圭司¹⁾・内田太郎²⁾・秋山浩一³⁾・盛 伸行⁴⁾

Research on the prediction method of shallow landslide location using high resolution spatial data

Keiji TAMURA, Taro UCHIDA, Koichi AKIYAMA, Nobuyuki MORI

要旨

砂防事業の更なる重点化、効率化を図るために、土砂災害が発生する危険度の高い箇所からハード対策を推進していくことが有効であると考えられる。そこで、土木研究所では、土層のみが崩れ落ちる表層崩壊を対象として、浸透流解析と斜面安定解析を組み合わせた簡易モデルを作成した。その上で、表層崩壊発生危険度に大きく影響を及ぼす土層厚の空間分布について詳細な計測を行った。その結果、土層厚は地形量との相関は乏しく、斜面スケールで土層厚を予測するためには、土層厚の計測は必要不可欠であることを示した。また、同一山系内では、地区によらず、ほぼ同じ確率である土層厚が存在することを示した。さらに、土層厚の確率分布を用いた広域に適用可能な「溪流単位の危険度評価手法」を作成し、妥当性を確認した。

キーワード：表層崩壊、地形情報、土層厚、発生予測

Synopsis

The Public Works Research Institute conducted the research on the method prediction of landslide location. To predict shallow landslide location, we linked a simple hydrological model and the infinite slope stability model to predict spatial pattern of critical steady-state rainfall required to cause slope instability. Then, we conducted detailed field investigations about spatial pattern of soil depth at three hillslopes. We found that soil depth was not related to topography, indicating that to evaluate soil depth at each point, we have to measure. While, there are almost the same soil depth-frequency relationship at three hillslopes. Based on these results, we proposed a new stochastic method for evaluation of shallow landslide susceptibility combined simple hydrological model, the infinite slope stability model and soil depth-frequency relationship model for large area.

Keywords, shallow landslide, topographic data, soil depth, prediction of landslide location

- 1) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 上席研究員
- 2) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 主任研究員
- 3) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 交流研究員
- 4) 前 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 交流研究員

高精度空間情報を用いた表層崩壊発生危険度評価手法に関する研究

目 次

1. 序論	3
2. 斜面における土層厚の計測	3
2.1 背景と目的	3
2.2 現地調査	3
2.3 結果と考察	4
2.4 まとめ	6
3. 斜面スケールの表層崩壊発生危険度評価	6
3.1 背景と目的	6
3.2 崩壊発生プロセスに関するモデル	7
3.3 検討対象流域とモデルの適用	8
3.4 計算結果	9
3.5 考察	10
3.6 手法の汎用性の確認	11
3.7 まとめ	11
4. 流域スケールの表層崩壊発生危険度評価	12
4.1 背景と目的	12
4.2 検討方法	12
4.3 手法の適用	12
4.4 計算結果	13
4.5 まとめ	13
5. まとめ	14
参考文献	14

1. 序論

砂防事業の更なる重点化、効率化を図るために、土砂災害が発生する危険度の高い箇所からハード対策を推進していくことが有効であると考えられる。そのためには、膨大かつ広大な危険箇所の危険度を評価できる手法の構築が必要となる。しかし、これまで、土砂災害の発生の要因となる表層崩壊・深層崩壊といった斜面崩壊の危険度評価手法は確立されていない。

一般に斜面崩壊の発生場所の予測は、斜面崩壊をコントロールする場の条件である地形・地質条件（内部摩擦角、粘着力、透水係数、水分特性曲線など）や斜面崩壊の前兆現象と考えられる斜面の「変状（緩み）」を把握することによって行われる。このうち、表層崩壊の発生予測においては、斜面の「変状」は小規模であるため、広域に精度よく調査するのは困難である。一方、近年、地形条件は、レーザープロファイラなどによる詳細な測量が可能で、コンピュータを用いた解析技術が高度化されつつある。また、土層厚や風化層厚は簡易貫入試験等により、面的な分布の測定が可能になりつつある。そこで、本研究では、詳細な地形・土層厚などの空間情報を用いた表層崩壊発生予測手法の検討を行い、表層崩壊危険度評価手法の提案を行った。

2. 斜面における土層厚の計測

2.1 背景と目的

表層崩壊の発生予測技術として、様々な素過程を考慮した物理モデルが構築されている。物理モデルを用いて、表層崩壊の発生予測を行う場合、入力条件となる地形量、土層厚、土層の物理特性などの計測精度が崩壊の予測精度に極めて大きな影響を及ぼす。このうち、土層厚は空間的ばらつきが大きく、表層崩壊の発生場所の予測に及ぼす影響が大きい。これまで、緩勾配な斜面では、土層厚の測定事例は多く、同一斜面では地表面の平均曲率と土層厚の相関が高いことが明らかにされてきた（Heimsath ら、19991）など。しかし、急勾配斜面では、測定事例が少ない上、地形（勾配、集水面積、曲率）との関連性は見出されておらず（Iida、20042）など、地形から土層厚を予

測する手法は構築されたとはいいがたい。

そこで、本研究では、広島西部山系の3つの地区を対象にそれぞれ100点以上の簡易貫入試験を実施し、急斜面における土層厚の空間分布の実態の把握を試みた。

2.2 現地調査

現地調査は広島西部山系内に位置する花崗岩を基岩とする3地区で実施した（図-2.1）。流域の詳細は瀧口ら（2008）³⁾を参照されたい。3地区（荒谷、宮内、四季が丘）で概ね10m毎に簡易貫入試験を実施した。測定点は荒谷、宮内、四季が丘の3地区でそれぞれ、181、186、125点である（図-2.2）。崩壊土砂が堆積していない崩壊地内では、崩壊地外の測点では見られた N_d 値が5～20の層はほぼ見られず、 N_d 値が地表面以下で急激に大きくなり、50に達した（内田ら、2009⁴⁾）。この結果から、 N_d 値が50以上の部位は崩壊していないことが分かる。さらに、崩壊地外の測点では見られた N_d 値が5～20の層が崩壊地内では見られなかったことから、この層が崩れてしまった可能性が考えられる。そこで、本研究では、 N_d 値が20の面より上部を土層とし、地表面より N_d 値が20となる深さまでの厚さ（鉛直方向）を「土層厚」とした（内田ら、2009⁴⁾）。

地形量は、レーザープロファイラにより計測された1mメッシュのDEMから作成した5mメッシュのDEMを用いて算出した。地形量は、地表面勾配・集水面積に加え、基岩面の地形を地表面地形及び土層厚から推定し、基岩面の勾配及び集水面積を算出した。



図-2.1 調査斜面の位置

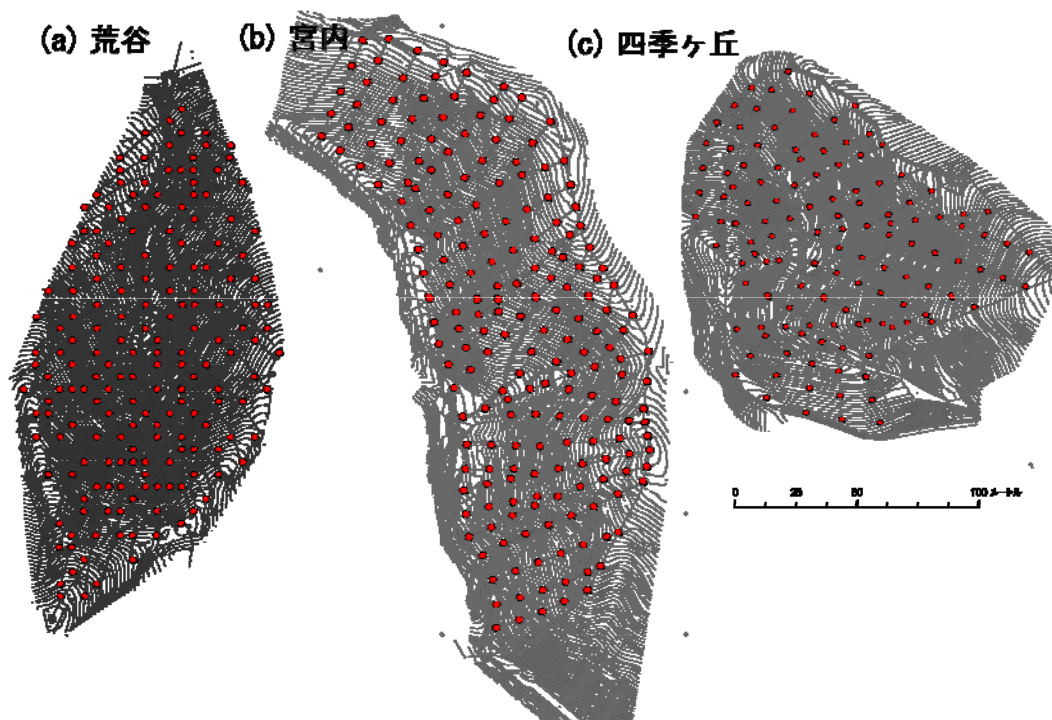


図-2.2 貫入試験の位置図(等高線の間隔は1m)

2.3 結果と考察

図-2.3 に土層厚の測定結果を示す。例えば、荒谷流域では、下流側を除くと、左岸側(図の左側)は土層厚が100cm以下の比較的土層厚が薄い点が多いのに対して、右岸側は左岸側に比べて厚い。次に、荒谷地区の土層厚と地表面及び基岩面勾配の関係を図-2.4 に示した。また、図上の実線および破線は土層がそれぞれ完全に不飽和(土層と基岩の境界面の間隙水圧が0の状態)および飽和(地表面の間隙水圧が0の状態)の状態で安全率が1となる線であり、無限長斜面の安定解析から求めた。無限長斜面の安定解析に用いる飽和時、不飽和時の土の単位体積重量(それぞれ、 17.9 kN/m^3 、 15.2 kN/m^3)、内部摩擦角(36.1°)は現地で採取した不攪乱資料を用いた測定結果を用いた。また、粘着力(7.5 kN/m^2)については荒谷地区で発生した表層崩壊の実績から逆推定した結果を用いた。なお、詳細は次章を参照されたい。

理論上、図の実線より右上の領域の斜面は存在し得ない。実線と破線の間が表層崩壊の発生しうる領域、破線より左下の領域では、理論上、表層崩壊は発生しない領域である。さらに、図中には内部摩擦角の線も併記した。無限長斜面の安定解析に基づくと、内部摩擦角より勾配が大きい範囲では、土層厚が厚くなるほど安全率が低下する傾向にあり、勾配が小さい範囲では、逆である。

図-2.4に示したように、既往の研究結果同様、地表面、基岩面によらず同じ勾配であっても、土層厚は幅広

くばらつき、斜面勾配から土層厚は一義的に決まらない。

次に、地表面勾配及び集水面積、基岩面勾配の小さいデータから順番に並べ、20データごとの勾配、集水面積及び土層厚の移動平均を、図-2.5、2.6、2.7にそれぞれ示した。この結果、地表面勾配、集水面積と土層厚の間には明瞭な関係が見られなかった(図-2.5、2.6)。

一方、基岩面の勾配と土層厚に相関が見られ、特に、勾配が内部摩擦角より大きい領域では基岩面勾配と土層厚の平均値の関係は3地区ではほぼ同じ関係を示し、基岩面勾配が急になるに従い土層厚の平均値は小さくなった(図-2.7)。また、20データの90%値(2番目に大きい値)と勾配の移動平均値の関係を図-2.8に示した。90%値でみても、平均値同様、勾配が内部摩擦角より大きい範囲では、3地区ではほぼ同じ関係を示した。このことは、基岩面勾配が同じ場合、各点の土層厚は決定論的に決まらないものの、地区によらず、ほぼ同じ確率である土層厚が存在することを示している。

次に、安定解析から得られる線と比較すると、基岩面勾配と土層厚の平均値の関係は、概ね飽和状態で安全率が1となる線(破線)上にあった。また、勾配が内部摩擦角より大きい範囲では、土層厚の90%値は飽和状態で安全率が1となる線(破線)上か、または飽和状態で安全率が1以下となる領域にあり、勾配が内部摩擦角より大きい範囲では崩壊する可能性がある斜面が10%以下

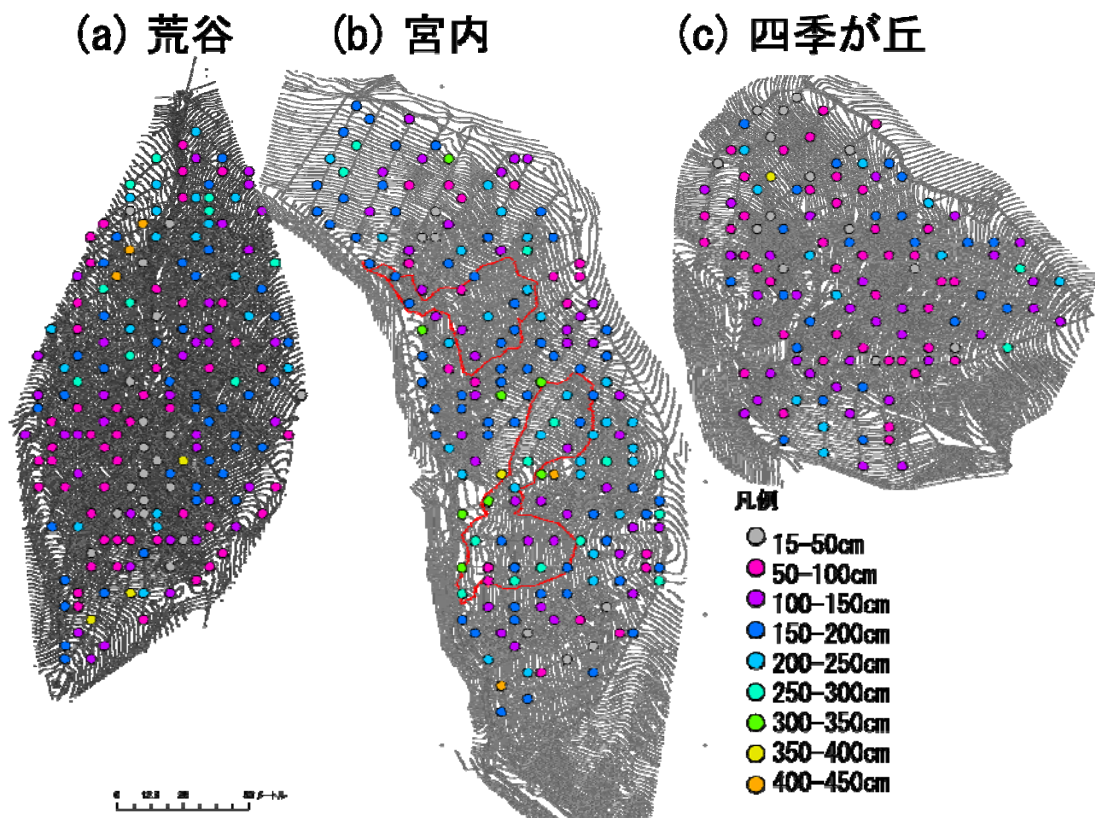


図-2.3 貫入試験の結果（土層厚分布）

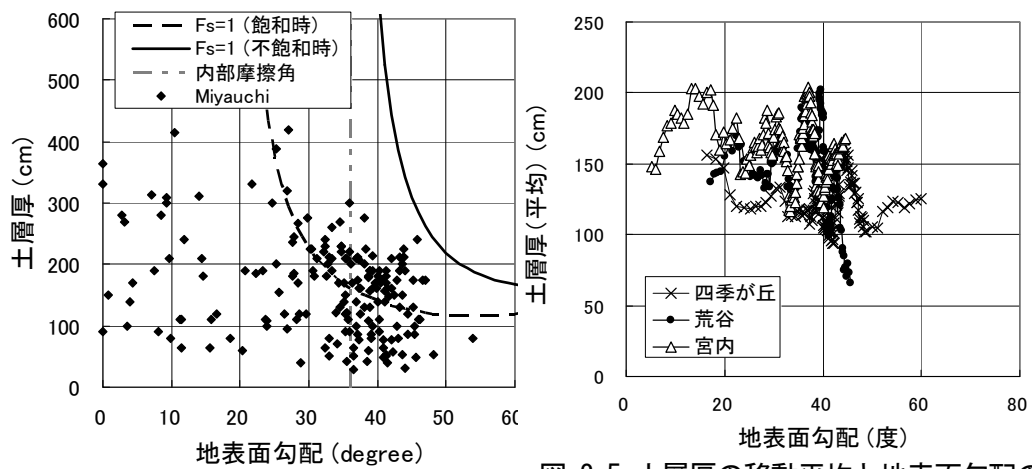


図-2.5 土層厚の移動平均と地表面勾配の移動平均

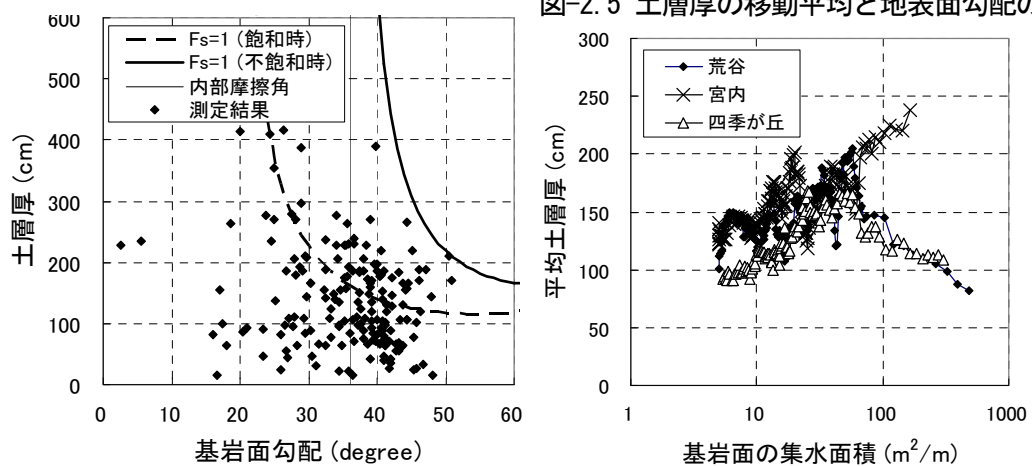


図-2.4 地表面（上）及び基岩面の勾配と土層厚

図-2.6 土層厚の移動平均と基岩面の集水面積の移動平均

であると言える。さらに、破線より左の理論上表層崩壊の発生しない範囲では、平均値、90%値とも同じ勾配であっても 50cm 以上、土層厚が地区による差が見られ、基岩面勾配と土層厚（平均値、90%値）に明瞭な相関がなかった。

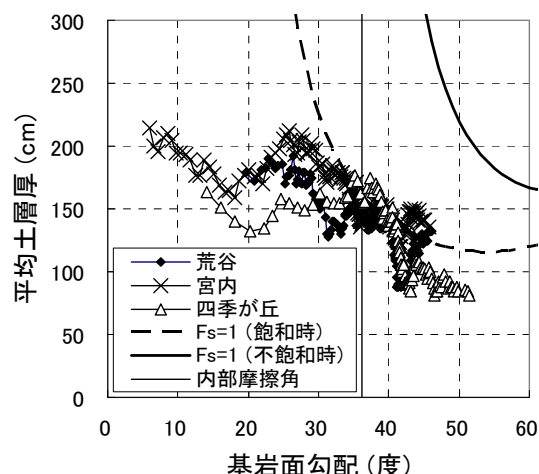


図-2.7 土層厚の移動平均と基岩面勾配の移動平均

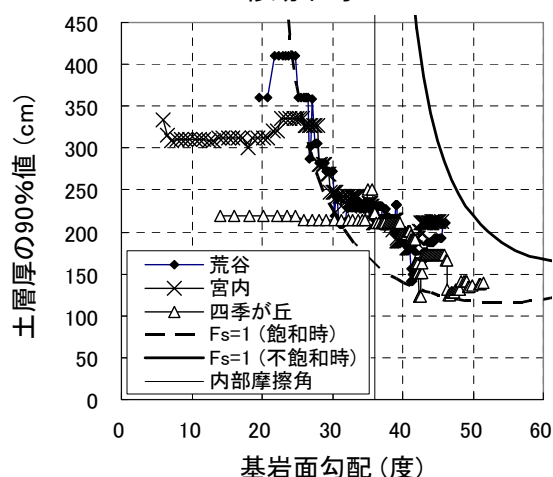


図- 2.8 土層厚の90%値と基岩面勾配の移動平均の関係

2.4 まとめ

本章で得られた土層厚の分布に関する知見から、崩壊発生予測手法について、以下のようなことが言える。

土層厚は基岩面の勾配と相関はあるものの、同じ勾配であっても場所による差が大きく、地形量からの土層厚の予測は困難であると考えられ、土層厚を予測するためには、土層厚の計測は必要不可欠である。

同一山系内においては、基岩面勾配が内部摩擦角より大きい範囲で基岩面勾配が同じ場合、各点の土層厚は決定論的に決まらないものの、地区によらず、ほぼ同じ確率である土層厚が存在することが示された。すなわち、

同一地質に属する地域内で土層厚分布を計測すれば、各地点の土層厚は少なくとも確率的には評価できる可能性が高い。

3. 斜面スケールの表層崩壊発生危険度評価

3.1 背景と目的

既存の表層崩壊発生予測手法は、過去の崩壊事例を統計的に解析し、崩壊に深く関連する要因を見つけ、危険度を推定する統計的手法と崩壊発生プロセスに関する物理モデルにもとづく手法に大別される。表層崩壊予測のための物理モデルとして、1980年代から、浸透流解析等の雨水流出に関するモデルと斜面安定解析を組み合わせた手法が提案されてきた（沖村ら、1985⁵⁾；平松ら、1990⁶⁾；Montgomery and Dietrich, 1994⁷⁾；Wu and Sidle, 1995⁸⁾；Pack et al., 1998⁹⁾；小杉ら、2002¹⁰⁾；三隅ら、2004¹¹⁾など）。更に、近年のコンピュータ能力の向上に伴い、メッシュサイズ、計算時間刻みの細かい計算が可能となり、1990年代以降相次いで解明された地中の各種の水文プロセスが物理モデルに組み込まれつつある（内田、2004¹²⁾；小杉、2004¹³⁾など）。

しかし、物理モデルの入力条件である土層厚や土壌の物理性（透水係数、水分特性曲線、粘着力、内部摩擦角等）は空間的なばらつきが大きく（Heimsath et al., 1997¹⁴⁾；Hendrayanto et al., 1999¹⁵⁾など）、斜面における分布特性が明らかになっているとは言い難い。特に、土層厚は前章で示したように、地形量から決定論的に予測することは困難であり、計測が必要である。一方、モデルで複雑な自然現象を全て表現するようにすればするほど、モデル中のパラメータが増え、計測に多大な労力がかかるという問題も生じる。そのため、1斜面といった小さなスケールを対象とした検討を除くと、物理モデルを用いた崩壊発生予測計算における土層厚、土壌の物理性は、代表値を用い流域内で一様の値とするか、数点の測定結果に基づく近似値を用いるかのいずれかが大半である（平松ら、1990⁶⁾；三隅ら、2004¹¹⁾など）。すなわち、モデルの複雑さに入力条件となるデータ取得がついていけない状態に陥っている可能性、言い換えれば、表層崩壊の予測に関しては、モデルのパラメータの設定に係わるデータ取得が予測精度の1つの律速条件となっている可能性が指摘できる。

一般に物理モデルにおいて斜面の安全率をコントロールする場の条件としては、地形条件、土層厚、土の内部

摩擦角、粘着力、透水係数、水分特性曲線などが挙げられる。このうち、地形条件は詳細な測量が可能な上、コンピュータを用いた解析技術が高度化されつつある (Tarboton, 1997¹⁶⁾ など)。また、土層厚は簡易貫入試験等により、面的な土層厚分布の測定が可能である (内田ら、2004¹⁷⁾ など)。さらに、斜面の透水係数は、水文観測結果に基づき、斜面の等価透水係数を求める手法が確立されてきた (Uchida et al., 2003¹⁸⁾ など)。

そこで、本章では、物理モデルの入力条件のうち、比較的測定が容易な地形、土層厚の詳細な空間情報等基本的に実測できるもののみで構成されている簡易な物理モデルを用いて表層崩壊の発生箇所の予測計算を行い、モデルの入力条件の設定方法の違いが表層崩壊発生予測精度に及ぼす影響を検討した。

3.2 崩壊発生プロセスに関するモデル

これまで、沖村らのモデル (沖村ら、1985⁵⁾)、SHALSTAB (Montgomery and Dietrich, 1994⁷⁾)、SINMAP (Pack et al., 1998⁹⁾) などは、地下水位を定常状態 (ある地点の流下する地下水流量はその上流域の集水域内に降った降雨量と等しい) と仮定した上でモデル化を行っているが、斜面崩壊の危険箇所をある程度抽出できることが報告されている。また、斜面崩壊が発生するような場合、土層が十分に湿っており土層内の含水率の時間変化は比較的小さいと考えられることから、表層崩壊の発生箇所の予測に絞った場合、定常状態を仮定したモデル化はある程度妥当であると考えられる。さらに、地中内の水文過程について非定常の状態のモデル化を行ったとしても、非定常状態を記述するために必要な数多くのパラメータの把握が困難であるという現状もあり、基本的に実測できるもののみで構成されている簡易な物理モデルを用いるという本研究の目的と合致しない。そこで、本研究でも、水文過程は定常状態を仮定したモデルを用いて検討した。

斜面の安全率 (F_s) は無限長斜面を仮定し、以下の式で算出する。

$$F_s(t) = \frac{c + (\gamma h \cos^2 I - u(t)) \tan \phi}{\gamma h \cos I \cdot \sin I} \quad \text{式3.1}$$

ここで、 c は粘着力 [kN/m^2]、 γ は土層の単位体積重量 [kN/m^3]、 h は土層厚 [m]、 $u(t)$ は時刻 t の間隙水圧 [kN/m^2]、 I は基岩面勾配 [$^\circ$]、 u は間隙水圧 [kN/m^2]、 ϕ は土の内部摩擦角 [$^\circ$]、 t は時刻とする。

土層内の水流はダルシー則に従うとすると、土層内の水深が地表面に達しない範囲で以下のように表すことができる。

$$Q(t) = K_s \frac{u(t)}{\gamma_w} \tan I \quad \text{式3.2}$$

ここで、 $Q(t)$ は単位幅あたりの時刻 t にある地点を流下する水量 [m^2/s]、 K_s は飽和透水係数 [m/s]、 γ_w は水の単位体積重量 [kN/m^3]、である。また、水に関する質量保存則から、 $Q(t)$ は、

$$Q(t) = r(t)A + \frac{dv}{dt} \quad \text{式3.3}$$

ここで、 $r(t)$ は時刻 t の降雨強度 [m/s]、 A はある地点より上流側の単位等高線長さあたりの集水面積 (斜面上のある地点における等高線の長さ 1m あたりの集水面積 (m^2/m :以下では単に「 m 」とする))、 v はある地点より単位等高線長さあたりの集水面積内の貯留水量 [m^3/m] となる。ここで、定常状態 ($dv/dt=0$) を仮定すると、式3.2、式3.3より $u(t)$ は、

$$u(t) = \frac{r(t)A\gamma_w}{K_s \tan I} \quad \text{式3.4}$$

と表すことができ、これを式3.1に代入すると、

$$F_s(t) = \frac{c + \left(\gamma h \cos^2 I - \frac{r(t)A\gamma_w}{K_s \tan I} \right) \tan \phi}{\gamma h \cos I \cdot \sin I} \quad \text{式3.5}$$

となる。ここで、安全率が1となったとき ($F_s(t)=1$) に斜面崩壊が発生しはじめると仮定する。また、飽和状態、不飽和状態の土層の単位体積重量は一樣と仮定し、 γ は

$$\gamma = \frac{\gamma_s h_s + (h - h_s) \gamma_t}{h} \quad \text{式3.6}$$

ここで、 γ_s 、 γ_t はそれぞれ、飽和状態、不飽和状態の土層の単位体積重量 [kN/m^3] とする。また、土層内の水深 h_s [m] と間隙水圧 u の関係は図-3.1より、式3.7の通りとなる。

$$h_s = \frac{u}{\gamma_w \cos^2 I} \quad \text{式3.7}$$

式3.5~3.7より、斜面崩壊 ($F_s=1$) に必要な定常降雨強度 (r_c) について、式3.8が得られる。

$$r_c = \frac{K_s \tan I \cos I \{c - \gamma_t h \cos I (\sin I - \cos I \tan \phi)\}}{A \{ \gamma_w \cos I \tan \phi + (\gamma_s - \gamma_t) (\sin I - \cos I \tan \phi) \}} \quad \text{式3.8}$$

式3.8から、 r_c [m/s] は、任意の地点で、土層の単位体積重量、土層厚、斜面勾配、土の粘着力、土の内部摩擦角、飽和透水係数、集水面積から求まることが分かる。そこで、本研究では、 r_c を最小定常崩壊発生降雨強度とよび、 r_c を指標 (r_c が小さいほど崩れやすい) として、斜面の崩壊危険度を評価することとする。以下では、実用上多く用いられている mm/h 単位に換算し、 r_c の値を表記する。

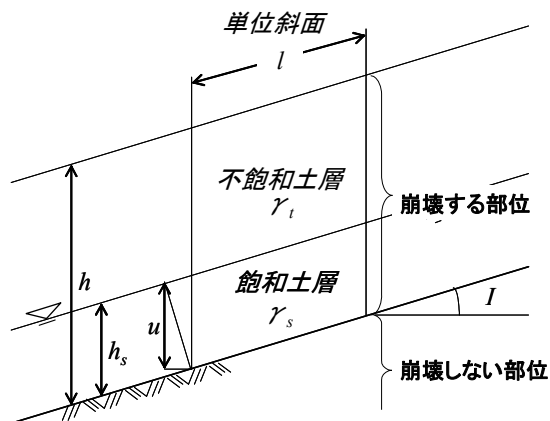


図- 3.1 用いたモデルの断面の模式図

3.3 検討対象流域とモデルの適用

(1) 流域の概要

本研究は、前章で用いた荒谷地区を検討対象とした。1999年6月には、総雨量417mm、最大時間雨量63mmの豪雨（魚切ダム：対象地区より北北西へ約1.4km）により、荒谷川で土石流が発生し、多くの被害が発生している。本研究の対象地域内においても、斜面崩壊が4つ発生した。なお、1999年6月の豪雨時に広島で発生した土石流・斜面崩壊の発生時刻は1時間降雨量の最大値出現時刻と概ね一致していたことが報告されている（岡本ら、2002¹⁹⁾）。

また、同流域では、2003年より、流域末端における流量観測および斜面における土壌含水率、土壌間隙水圧の観測が継続されている。なお、観測の詳細は瀧口ら（2008）²⁾を参照されたい。

(2) 地形量の算出

集水面積ならびに斜面勾配は、基岩面の5mメッシュの標高データを用いて算出した。基岩面の標高データの作成は、はじめに流域を5mメッシュで分割し、各メッシュの地表面標高を地形測量結果より求めた。次に、メッシュ内に貫入試験の実施点がある場合は、貫入試験結果より土層厚を求め、基岩面の標高を推定した。メッシュ内に貫入試験の実施点がない場合はクリッキング法により、周囲の基岩面標高データより補完した。

集水面積、斜面勾配の算出は、D-Infinity Flow Direction 法（Tarboton、1997）¹⁶⁾を用いた。なお、D-Infinity Flow Direction 法は、全方位を0.01°刻みで各方位の勾配を算出し、最急勾配の方位を求めることで、上流側のメッシュから下流側2メッシュに対して流下する流量の重み付けを行い、流下させる手法である。

(3) 土質定数の設定

粘着力、内部摩擦角、土の単位体積重量は、流域内で試料を採取し、室内試験により測定した。試料は非攪乱で採取した。試料は崩壊地①の近傍（土層厚175cm）で深さ30、60cmの2深度、崩壊地②の近傍（土層厚110cm）で深さ60、90cmの2深度、崩壊地④の近傍（土層厚167cm）で深さ60cmの1深度の計5試料を採取した。

粘着力、内部摩擦角は、CD試験（三軸圧縮試験）により求めた。しかし、斜面の見かけの粘着力・内部摩擦角は根系の影響や礫等の影響を受け、小さい土壌サンプルで用いた値と乖離している可能性がある。また、実際の斜面崩壊発生時において、土壌が完全な排水状態になるかどうか不明である。さらに、土のせん断強度は含水率の影響を受け（笹原・南、2006²⁰⁾など）、斜面崩壊は土層内の最も弱い部位において発生すると考えられる。ここでは、少なくとも、不飽和時には、安全率が1以下になることはないと考え、流域内で例外的に斜面勾配が急（ $I=54^\circ$ ）でかつ、土層厚が大きい（390cm）1点を除いた地点で、CD試験で求めた内部摩擦角と各地点の実測土層厚を用いて地下水位が0cmの状態での安全率が1を切らない範囲の最小の粘着力（7.5kN/m²）を算出し、「実測土層厚および地形から求めた値」とした。さらに、本研究では、土層厚分布測定の必要性を検討することを目的とし、実測の土層厚を平均した場合に、不飽和時には、いずれの点も安全率が1以下にならない範囲の最小の粘着力（4.6kN/m²）を算出し、「平均土層厚および地形から求めた値」とした。本研究では、CD試験で求めた値と実測土層厚および地形から求めた値、平均土層厚および地形から求めた値の3つを用いて、最小定常崩壊発生降雨強度 r_c の算出を行った。なお、用いた値を表-3.1にまとめた。

湿潤単位体積重量、飽和単位体積重量は土の湿潤密度試験、土粒子の密度試験、土の含水比試験を行い、それぞれ値を算出し、5試料の算術平均を後の計算に用いた。

表-3.1 崩壊発生予測計算に用いた値

粘着力	
CD試験	11.5 kN/m ²
実測土層厚および地形から求めた値	7.5 kN/m ²
平均土層厚および地形から求めた値	4.6 kN/m ²
内部摩擦角	
土層の単位体積重量	36.1°
飽和状態	17.9 kN/m ³
不飽和状態	15.2 kN/m ³
等価透水係数	0.0005 m/s
水の単位体積重量	
	9.8 kN/m ³

豪雨時の斜面の等価飽和透水係数は、パイプ流など選

表-3.2 計算ケース

	地形	土層厚	粘着力
ケース1	基岩面	実測(崩壊地内は推定)	基岩地形・実測土層厚より算出
ケース1.0	基岩面	実測(崩壊地内は推定)	CD試験
ケース2	基岩面	平均	基岩地形・平均土層厚より推定
ケース2.0	基岩面	平均	CD試験

択的な流れの影響を受け、小さい土壌サンプルで求めた透水係数より大きい可能性が高い (Uchida et al., 2003 など¹⁸⁾)。そこで、本研究では、豪雨時の現象の再現のため、対象流域内で継続して行っている水文観測から得られた斜面土層内の間隙水圧と流域末端の流量データをもとに、Bazemore et al. (1994)²¹⁾、Uchida et al. (2003)¹⁸⁾の手法を参考に斜面内の浸透流はダルシー則に従うと仮定し、斜面の等価飽和透水係数を算出した。

単位幅の斜面からの流量は式 3.9 で求まる。そこで、流路に直接もたらされた降雨が流出水量に寄与する割合は小さいと考え、斜面からの流出水量 ($q(t)$) [m^3/s]の合計が流域からの流出水量 ($Q(t)$) [m^3/s]と等しいと仮定すると式 3.9 が得られる。

$$Q(t) = \frac{LK_s u_m(t) \tan I_m}{\gamma_w} \quad \text{式3.9}$$

ここで、 L は流れの幅[m]、 u_m は斜面下端の間隙水圧の平均値[kN/m²]、 I_m は平均の斜面勾配[°]である。これより、式 3.10 が得られる。

$$K_s = \frac{Q(t) \gamma_w}{L u_m(t) \tan I_m} \quad \text{式3.10}$$

そこで、本研究では、左右兩岸の斜面から流出があると仮定し、 L は流路長の2倍とし(332m)、平均斜面勾配は地形データより、36°とした。また、流域からの流出水量と平均の間隙水圧 (u_m) は、2003 年以降の観測結果のうち、最大の降雨イベントであり、災害時の降雨状況(連続雨量 417mm、最大時間雨量 63mm/h)に最も近い 2005 年 9 月 6 日(連続雨量 236mm、最大時間雨量 58mm/h)のデータを用いた。その結果、透水係数は、 $5.2 \times 10^{-4} \text{m/s}$ となり、対象流域周辺の土壌サンプルで変水位試験法により求めた透水係数 ($3.0 \times 10^{-5} \text{m/s}$) と比較すると 1 オーダー程度大きな値であった。

(4) 計算の実施

最小定常崩壊発生降雨強度 (r_c) を算出したのは、簡易貫入試験を行った全 173 地点のうち、谷部を除いた斜面上に位置する 160 点(崩壊地内に 5 点)と崩壊地内に新たに設けた 9 点の合計 169 点である。また、崩壊地内の点は、崩壊発生前の土層厚を推定し、計算を行った。崩壊発生前の土層厚の推定には、まず、崩壊地外の地表

面から崩壊地内の地表面をクリグging法により内挿し、崩壊発生前の地表面地形を推定した。その上で、地表面と基岩面標高差を崩壊発生前の「土層厚」とし、計算を行った。本研究では、CD 試験によりまとめた粘着力(ケース 1.0)及び実測土層厚及び地形から推定した粘着力(ケース 1)を併用した。

さらに、本研究では土層厚の空間分布が表層崩壊発生箇所の予測結果に及ぼす影響を明らかにするために、表層土層厚を流域平均値(141cm)で一様とした場合について、最小定常崩壊発生降雨強度の算出を行った。粘着力として CD 試験により求めた値(ケース 2.0)と平均土層厚及び地形から推定した粘着力(ケース 2)を併用した。以上、本研究では表-3.2 に示す 4 ケースの計算を行った。

3.4 計算結果

CD 試験により求めた粘着力を用い計算した結果(ケース 1.0)、流域内の 21 地点(うち、6 地点は崩壊地①内)を除いて土層が完全に飽和しても崩壊にいたらなかった。

一方、土層厚および地形から求めた粘着力を用いた場合(ケース 1)、崩壊地 4 箇所全てで最小定常崩壊発生降雨強度 r_c は、実際の崩壊発生降雨の最大時間降雨量より小さい 30mm/h 以下であった(図-3.2a)。しかし、崩壊地②内には、土層厚が薄く、土層内水深が地表面に達するほどの降雨強度を与えても斜面が崩壊にはいたらない地点も存在した。また、図-3.3a に示したように、ケース 1 では、 r_c が 20mm/h 以下の地点の 5 割、30mm/h 以下の地点の 4 割強が崩壊地内であったのに対し、30~100mm/h の地点では、崩壊地内の点の 3% (1 地点)のみであった。このことから、 r_c が小さいほど、斜面崩壊する可能性が高く、 r_c が斜面崩壊発生相対的な危険度を良く表しているといえる。

また、ケース 2.0 では、全計算地点で土層が完全に飽和しても、崩壊は生じなかった。一方、ケース 2 では、全ての崩壊地で最小定常崩壊発生降雨強度 r_c は、実際の崩壊発生降雨の最大時間降雨量よりやや小さい 20mm/h 以下であった。しかし、実際には崩壊が発生していない

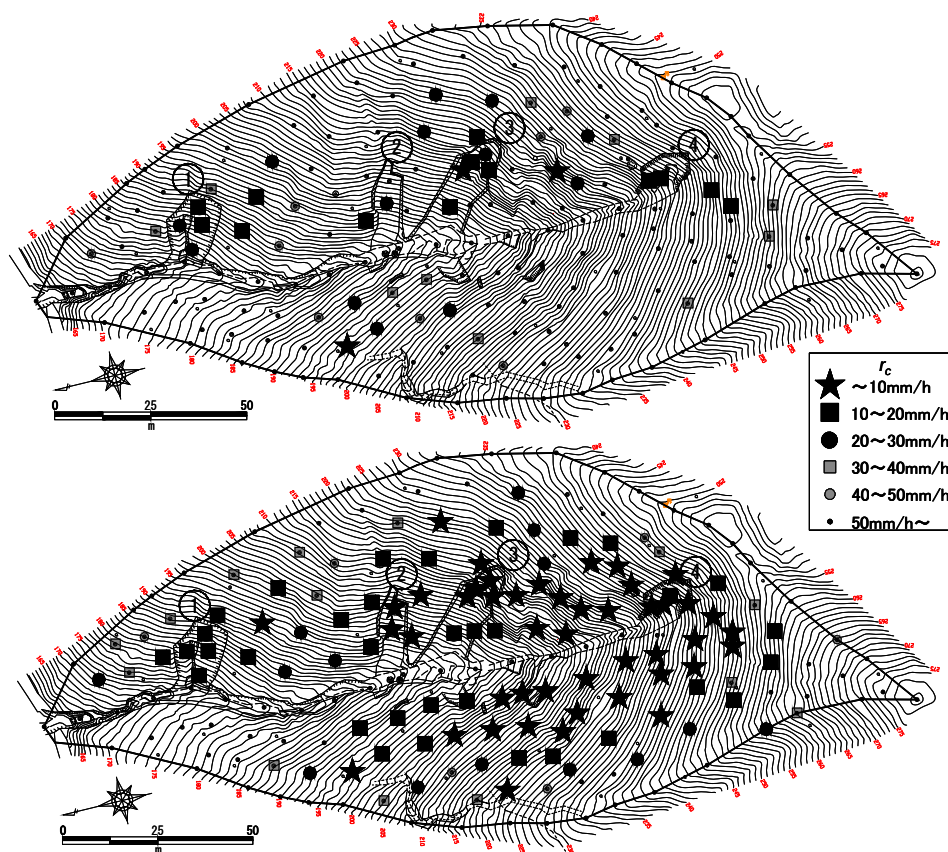


図-3.2 算出した最小定常崩壊発生降雨強度 (r_c) の空間分布 ((a) ケース1及び(b) ケース2)

左岸斜面など崩壊地内とほぼ同程度の最小定常崩壊発生降雨強度の地点が多数見られた (図-3.2b)。

ケース2では計算地点のうち、130地点が100mm/h未満、114地点が50mm/h未満の降雨で崩壊しうる結果となった (図-3.3b)。崩壊地内の地点が占める割合に着目すると、 r_c が20mm/h以下の地点の2割、30mm/h以下の地点でも約2割弱が崩壊地内の点であり、ケース1に比べて小さい結果となった。

3.5 考察

前節の計算の結果、簡易なモデルであっても、土層厚分布及び基岩面地形の計測、土壌の物理性に関する定数の設定を適切に行えば、概ね斜面崩壊の危険度を表すことができることが分かった。そこで、以下では、土層厚分布、土質定数の設定手法が、崩壊場所の予測精度に及ぼす影響を検討する。

本研究の結果から、土層厚の空間分布をモデルに入力せず、平均値を入力した場合、崩壊箇所を正しく再現できず (ケース2.0)、崩壊箇所を正しく再現するためには

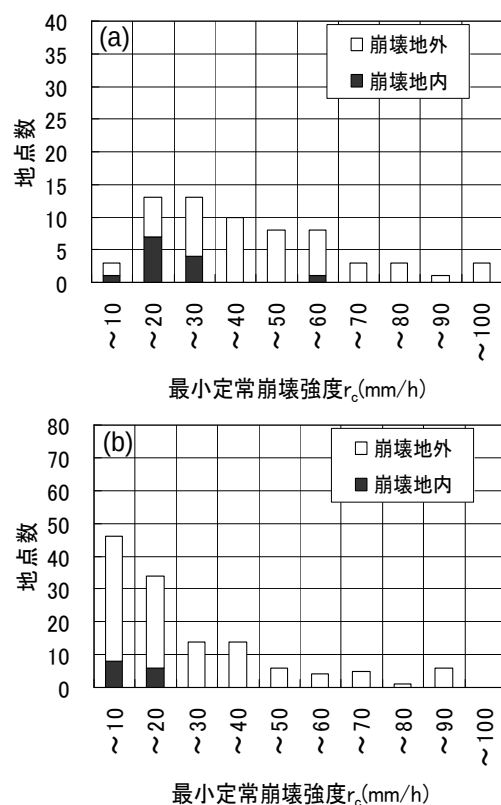


図-3.3 100mm/h以下の崩壊地内及び崩壊地外の r_c の分布 (a) ケース1、(b) ケース2

粘着力を小さく設定する必要があった。しかし、小さい粘着力を用いて崩壊箇所を再現しようとした場合、実際には崩壊が発生していない多くの箇所も崩壊が発生するという計算結果となり、いわゆる空振りの多い結果となった（ケース 2）。具体的には、対象流域の左岸上流部は土層厚が 100cm 未満の箇所が多数あるが、これらの地点の土層厚を 141cm と厚く設定したことで、本来であれば崩壊危険度が低いと考えられる地点の崩壊危険度を高く評価した結果となっている。これまでの土層厚を一樣とした研究においては、水の浸透過程の非定常状態を考慮した物理モデルを用いた場合においても、実際に崩壊が発生した箇所のみならず、崩壊していない多くの箇所も崩壊が発生するという計算結果となっている場合が多い（例えば、平松ら、1990⁶⁾）。以上より、ケース 2 では、実際の崩壊発生をコントロールする土層厚の条件を一樣としたため、本来あるはずの土層厚の違いによる崩壊発生危険度の差が表現できなくなったと言える。

さらに、本研究では土層の透水係数を斜面水文観測結果から逆算により求めた値を用いたが、100cm³ の土壌サンプルで用いて測定した値より約 10 倍大きかった。仮に、100cm³ の土壌サンプルを用いて測定した値を用いて r_c を算出した場合、式 3.8 から分かるように、 r_c はおよそ 1/10 になる。1999 年 6 月に生じた豪雨のピーク降雨強度発生時刻付近で仮に定常に達していた場合、実績より多くの斜面で崩壊が発生する計算結果となる。このことから、斜面の透水係数は、今回用いたモデルでは相対的な危険度には影響を及ぼさないものの、降雨規模と崩壊発生の関係を検討する上では、重要であることが分かる。

また、本研究では、土質強度に関しても、小さいサンプルを用いて測定した値を用いた場合、崩壊発生箇所を正しく再現することができなかった。今回は簡易に地形と土層厚より土質強度を逆推定する手法を用いたが、今後、斜面スケールの土質強度の評価・設定手法を検討していく必要があると考えられる。

3.6 手法の汎用性の確認

ここでは、広島西部山系内の宮内地区を対象とし、荒谷地区で適用性を確認した表層崩壊発生危険度評価手法の適用性の検討を行った。同流域内には、1999 年 6 月に発生した表層崩壊が 3 箇所存在する。表層崩壊跡地内は、荒谷流域同様、周辺の地表面地形から崩壊前の地表面地形を推定し、実測の基岩面地形を用いて、崩壊前の土層厚を算出した。土質定数は荒谷地区の値を用いた。

なお、粘着力は荒谷地区で崩壊実績をよく再現できた実測土層厚及び地形から推定した値 (7.5kN/m²) を用いた。

r_c の算出結果は図-3.4 に示したとおりであり、崩壊地内の r_c の値は崩壊地外に比べて概ね小さく、宮内地区においても崩壊の危険度を評価できた。

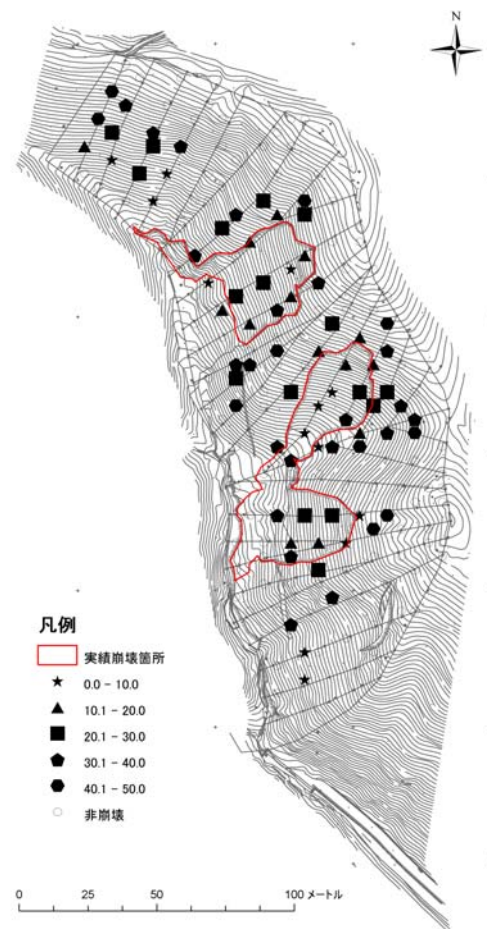


図-3.4 宮内流域における危険度評価 (r_c の算出) 結果

3.7 まとめ

本研究では、地下水位を定常状態と仮定し、入力条件は基本的に実測できるもののみで構成した比較的簡易な表層崩壊危険度評価手法を作成し、1999 年広島で生じた豪雨による斜面崩壊に適用した。その結果、比較的単純な危険度評価手法であっても、土層厚の空間分布を用いるとともに、地形量の算出に基岩面を用いた場合、表層崩壊の相対的な危険性を比較的精度良く表現することが可能であることが分かった。ただし、土壌の透水係数や粘着力は、小さな土壌サンプルにより測定した結果の代わりに水文観測結果や土層厚と地形などを用いて求める必要があった。さらに、土層厚の空間分布に実測値を用いず、流域内で一樣とした場合、表層崩壊の危険度評価結果の実績に対する適合度は低下した。

本章の成果から、十分な現地調査を行えば、モデルは簡易であっても、かなり高い精度で崩壊危険箇所を抽出できることが分かった。以上より、表層崩壊の予測精度の向上には、モデルの入力条件となる各種の計測・観測が極めて重要であると考えられた。

4. 流域スケールの表層崩壊発生危険度評価

4.1 背景と目的

前章で検討した物理モデルは、降雨条件、地形情報、土層厚、土質強度（内部摩擦角、粘着力）、土の水理特性（水分特性曲線、透水係数）を入力条件として、斜面の安全率を出力するものである。入力条件のうち、降雨条件、地形情報は比較的容易に手に入るものの、土層厚、土質強度、土の水理特性は広域で面的に情報を得ることは現時点では多大な労力を必要とし、困難である場合が多い。一方、実測結果に基づき、当該地域・溪流の土層厚、土質強度、土の水理特性を確率的にでも評価できれば、ある程度地下の情報を取り入れた崩壊発生確率を推定することができる。実際、2章で示したように近接する3地区の土層厚の確率分布は類似した傾向を示した。また、前章で示したように、同一の地質条件の場合は、ある流域で決定した土質定数を用いて、他の流域の表層崩壊の発生状況を説明することができた。

そこで、本章では、確率評価した土層厚、土質強度、土の水理特性から、斜面崩壊確率を算出し、斜面崩壊確率に基づき、流域単位の表層崩壊発生危険度を評価する手法についてその有効性を検討する。

4.2 検討方法

安全率の算出にあたっては、前節同様、土層内の間隙水圧は定常状態に達した状態を仮定し、式3.5で算出した。これにより、地下の情報に関するパラメータは、土層の単位堆積重量を除くと、①土層厚、②粘着力、③土の内部摩擦角、④飽和透水係数の4つとなる。また、定常状態を仮定したことにより、飽和—不飽和の浸透流解析が不要となるため、多ケースのシミュレーションが比較的短時間で可能となる。そこで、本研究では、メッシュごとに、ある降雨条件下において、土層厚、土質強度、土の水理特性を確率的に与え、当該降雨条件下において、安全率が1以下となる確率を、「崩壊確率」として算出した。

地下の情報を確率的に与えるにあたっては、以下の式を用いた。

$$C = C_m + C_d \times rd \quad \text{式 4.1}$$

ここで、 C はあるパラメータとし、 C_m はパラメータ C の平均値、 C_d はパラメータ C の標準偏差、 rd はモンテカルロシミュレーションで発生する正規乱数である。正規乱数の発生には、Box-Mullerの方法を用いた。シミュレーション回数は10000回とした。すなわち、Box-Mullerの方法と式4.1で求めた地下の情報を、式3.5に代入し安全率を算出する計算を10000回繰り返した。

4.3 手法の適用

(1) 検討対象地域と用いたデータ

検討対象は、前章で検討した荒谷地区を含む広島西部山系の面積34.5km²の地域である(図-4.1)。同地域は、花崗岩からなる。同地域は1999年6月の豪雨により、表層崩壊や土石流が多発し、検討対象地域内では7735個の表層崩壊が発生した。

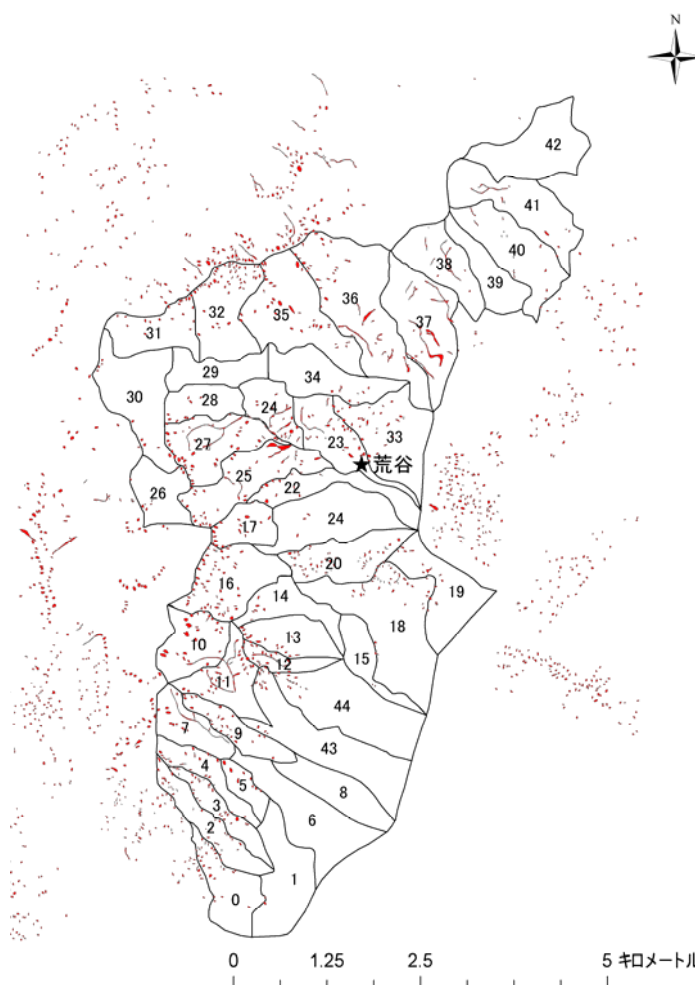


図-4.1 検討対象地域（赤で着色した範囲は崩壊地）

(2) パラメータの設定

土層厚は2章で示した測定結果から、平均値、標準偏差を求めた。また、粘着力、土の内部摩擦角は、貫入抵抗値と粒度分布より、粘着力および土の内部摩擦角が推定できる若月ら（2007）22が提案した式により、貫入試験結果と粒度分布の測定結果より平均値及び標準偏差を算出した。さらに、飽和透水係数は、ここでは、同じ花崗岩山地の六甲山地において大型サンプルを用いて測定した Hendorayanto（1999）15のデータを参考に平均値及び標準偏差を設定した。なお、算出の結果、いずれのパラメータとも正規分布よりも、対数正規分布に近い分布形を示したため、正規乱数の発生にあたっては、対数値を用いた。

地形量の算出はレーザープロファイラによる地形データを用いて、10m メッシュで勾配、集水面積を算出した。算出には、D-Infinity Flow Direction 法を用いた。

(3) 結果の整理

対象地域を図-4.1 に示すように0.24~1.76km²の45の溪流に分割した。その上で、溪流ごとの危険度を表す指標として、「崩壊危険面積（ α ）」および「崩壊危険面積率（ α/A ）」を式4.2、式4.3 でそれぞれ算出した。

$$\alpha = \sum_{i=1}^n ap_i \quad \text{式 4.2}$$

$$\alpha / A = \sum_{i=1}^n ap_i / A \quad \text{式 4.3}$$

ここで、 a は各メッシュの面積（=100m²）、 p はメッシュ i の崩壊確率（10000 回の計算で安全率 1 以下になる確率）、 n は溪流内のメッシュ数、 A は各溪流の面積である。

4.4 計算結果

降雨強度を 50mm/h にした場合の溪流ごとの崩壊危険面積の算出結果と実際の崩壊地数の関係を図-4.2 に示した。図-4.2 に示したように、溪流単位で見た場合、算出された崩壊危険面積と実際の崩壊地数とは正の相関があり（ $r^2=0.42$ ）、崩壊危険面積は溪流単位の表層崩壊発生危険度を比較的良好に表していると言える。また、崩壊危険面積が大きいにもかかわらず、崩壊地数が少なかった溪流はあるものの、崩壊地数が多かった溪流は、崩壊危険面積も大きく、斜面崩壊が多発する溪流は概ね抽出できていた。

また、図-4.3 には、崩壊危険面積率と 1km²あたりの1999年に発生した崩壊地数（以下、崩壊地密度）の関係を示した。ここでも崩壊危険面積率が大きいにもかかわらず、崩壊地密度が小さい溪流はあるものの、崩壊地密度が高かった溪流は、崩壊危険面積率も大きく、斜面崩壊が多発する溪流は概ね抽出できていた。さらに、崩壊地密度の低い溪流は図-4.1 に示す溪流番号 1、5、6、8、15 など計算対象地域の南東部に多く、降雨パターンなどが影響している可能性がある。崩壊危険面積率が大きいにもかかわらず、崩壊地密度が小さい溪流がある理由としては、比較的最近に崩壊が発生したなどで、設定した土層厚より実際の土層厚が薄かった可能性が考えられる。

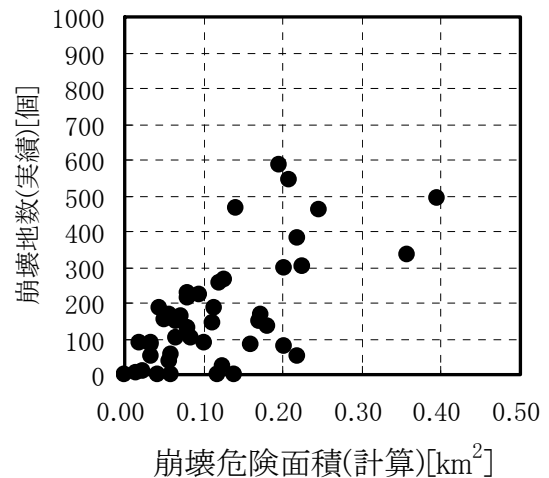


図-4.2 溪流単位の崩壊危険面積と崩壊地数の関係

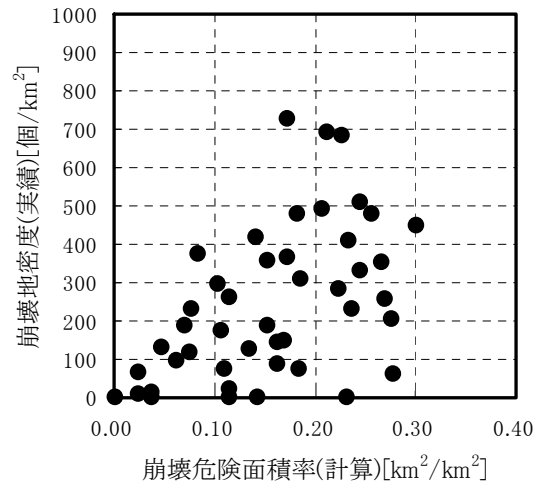


図-4.3 5溪流単位の崩壊危険面積率と崩壊地密度

4.5 まとめ

本章では、土層厚などが広域に面的な測定が困難であることを鑑み、広域に適用可能な溪流単位の危険度評価

手法として簡易な物理モデルに、実測に基づき推定した土層厚・土質強度の確率分布を考慮した情報を入力する方法を提案した。その上で、同手法を広島西部山系に適用し、少なくとも崩壊が数多くおこるおそれの高い溪流は抽出できることを確認した。

5. まとめ

本研究では、土層のみが崩れ落ちる表層崩壊について発生危険度評価手法を検討した。まず、第2章において、表層崩壊の発生を大きくコントロールする土層厚は空間的に大きくばらつき、地形等から決定論的に推定することは困難であることが分かった。一方、同一山系内では、ある土層厚の出現確率は地形によって、表現できることを示した。そこで、第3章は、浸透流解析と斜面安定解析を組み合わせた簡易モデルを作成し、土層厚の空間分布データを用いた「斜面単位の危険度評価手法」を提案した。その上で、実際の崩壊事例に適用し、有効性を確認した。第4章では土層厚等を確率的に与えることにより、広域に適用可能な「溪流単位の危険度評価手法」を作成し、妥当性を確認した。

参考文献

- 1) Heimsath, AM., Dietrich, WE., Nishiizumi, K. and Finkel, RC. : Cosmogenic nuclides, topography, and the spatial variation of soil depth. *Geomorphology*, Vol.27, 151-172 1999.
- 2) Iida, T. : Theoretical research on the relationship between return period of rainfall and shallow landslides, *Hydrol. Processes*, 18, Vol.739-756, 2004.
- 3) 瀧口茂隆・内田太郎・盛 伸行・田村 圭司 : 広島西部山系における水文観測、*砂防学会誌*, Vol.61, No.2, 52-56, 2008.
- 4) 内田太郎・盛 伸行・田村 圭司・寺田秀樹・瀧口茂隆・亀江幸二 : 場の条件の設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響、*砂防学会誌*, Vol.61, No.1, 23-31, 2009.
- 5) 沖村 孝・市川龍平・藤井郁也 : 表土層内浸透水の集水 モデルを用いた花崗岩表層崩壊発生位置の予測のための手法、*砂防学会誌*, Vol.37, No.5, 4-13, 1985.
- 6) 平松晋也・水山高久・石川芳治 : 雨水の浸透流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究、*砂防学会誌*, Vol.43, No.1, 5-15, 1990.
- 7) Montgomery, DR. and WE. Dietrich : A physically-based model for the topographic control on shallow landsliding, *Water Resources Research*, Vol. 30, 1153-1171, 1994.
- 8) Wu W. and RC. Sidle : A distributed slope stability model for steep forested watersheds. *Water*
- 9) Pack, RT., DG. Tarboton and CN. Goodwin : The SINMAP Approach to Terrain Stability Mapping, Paper Submitted to 8th Congress of the International Association of Engineering Geology, Vancouver, British Columbia, Canada 1998.
- 10) 小杉賢一朗・水山高久・藤田正治 : 表層崩壊発生予測モデルによる地下水位の再現精度の検討、*砂防学会誌* Vol.55, No.3, 21-32, 2002.
- 11) 三隅良平・小口高・真木雅之・岩波越 : 分布型流出モデルを用いた表層崩壊危険域のリアルタイム予測、*自然災害科学*, Vol.23, 415-432, 2004.
- 12) 内田太郎 : 近年における山地の土砂移動現象にかかわる斜面水文プロセス研究の進歩、*砂防学会誌*, Vol.57, No.2, 58-64, 2004.
- 13) 小杉賢一朗 : 斜面における雨水の浸透・流出過程のモデル化、*砂防学会誌*, Vol.57, No.3, 71-80, 2004.
- 14) Heimsath, AM., WE. Dietrich, K. Nishiizumi and RC. Finkel : The soil production function and landscape equilibrium, *Nature*, Vol. 388, 358-361, 1997
- 15) Hendrayanto, K. Kosugi, T. Uchida, S. Matsuda, and T. Mizuyama : Spatial variability of soil hydraulic properties in a forested hillslope, *Journal of Forest Research*, 4, 107-114, 1999.
- 16) Tarboton, DG. : A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models, *Water Resources Research*, Vol. 33, 309-319, 1997.
- 17) 内田太郎・小山内信智・曾我部匡敏・漆崎隆之・長谷川秀三・中野裕司 : 簡易貫入試験を用いた急傾斜面における崩壊深推定の試み、*地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム論文集*, 19-24, 2004.
- 18) Uchida, T., Y. Asano, N. Ohte and T. Mizuyama : Analysis of flowpath dynamics at a steep unchanneled hollow in the Tanakami Mountains of Japan, *Hydrological Processes*,

Vol. 17、 417-430、 2003.

- 19) 岡本正男・仲野公章・秦 耕二・荒木義則・古川浩平・水山高久：局地的な集中豪雨に対する土石流警戒避難基準雨量の設定に関する研究～1999.6.29 広島災害における事例～、砂防学会誌、Vol.55、No.1、15-25、 2002.
- 20) 笹原克夫・南哲行：粒土分布及び間隙比が異なる砂質土の不飽和せん断強度特性、土木学会論文集 C Vol.62、 227-239、 2006.
- 21) Bazemore DE.、 KH. Eshleman and LJ. Hollenbeck : The role of soil water in stormflow generation in a forested headwater catchment: synthesis of natural tracer and hydrometric evidence、 Journal of Hydrology、 Vol. 162、 47-75、 1994.
- 22) 若月 強・佐々木良宜・田中幸哉・松倉公憲：簡易貫入試験値と粒度組成を用いたマサ土の単位体積重量とせん断強度定数及び透水係数の推定、砂防学会誌、Vol.59、No.6、 38-47、 2007.