論 文

風化花崗岩斜面で発生する表層崩壊の位置と形状を規制する要因*

小山 敢^{**1}・落合博貴²・三森利昭²・多田泰之²・奥村武信³

小山 敢・落合博貴・三森利昭・多田泰之・奥村武信：風化花崗岩斜面で発生する表層崩壊の位置と形状を規制する要因
 日林誌 90: 213~222, 2008 飽和するとコラプス沈下によって強度を失う脆弱層が多く存在する斜面で、崩壊現象を議論するためには必要な降雨・土壌水分・斜面移動量の観測を行った。観測期間中に崩壊は生じなかったが、豪雨時にわずかな斜面移動が観測され、小さな亀裂も生じた。斜面移動は上部、中部、下部の順で開始し、上部は引張ひずみ、中部はほぼ平行移動、下部は圧縮ひずみとなるすべり変位が生じた。この移動時に斜面内で飽和帯が不均一に生じた。試験地には、複数の露岩帯が同一走向で分布し、既発生の15個の崩壊位置を区分している。この露岩帯が中間流の流下を遮り飽和帯の不均一な分布を生じさせていた。調査・観測結果を組み込んだ臨界すべり面解析結果は観測結果とよく一致し、すべり面は脆弱層の底面深度になり、すべり面頭部は露岩帯下方の実際に亀裂が生じた位置に計算された。以上より、本試験地では脆弱層の存在がすべり面深度を決定しており、露岩帯の存在が斜面上下方向の崩壊発生位置を規制していることがわかった。

キーワード：脆弱層、ひずみ、表層崩壊、臨界すべり面解析、露岩帯

K. Koyama, H. Ochiai, T. Sammori, Y. Tada, and T. Okumura : **The Factors Determining the Position and the Form of Surface Failure in Weathered Granite Slope.** J. Jpn. For. Soc. 90: 213~222, 2008 To discuss failure phenomena, rainfall and saturation conditions within the soil and soil-surface movement were observed on a steep weathered granite slope containing fragile layers with characteristics of collapse settlement. Although a failure did not initiate during the observation period, slight slope displacements were measured and a small crack was generated. The movement occurred from the top to central part of the slope, and then the bottom part. The tensile strain occurred at the top; the central part was almost translational, and compressive strain occurred at the bottom part of the slope. A saturated zone occurred non-uniformly during the slope movement. Many exposed rocks with the same strike were distributed on this slope, and these rocks differentiated the locations of fifteen old landslide scars. These rocks interrupted subsurface flow contributing to the heterogeneous saturated zone. The results of the investigation and observation were used to analyze the stability of the critical slip surface and estimate the shape of the failure. The calculations showed that a slip surface formed at the bottom boundary of the fragile layer and the initiation point of the slip surface was where a crack actually appeared under the exposed rock. The existence of the fragile layer was believed to dictate the depth of the slip surface; the existence of the exposed rocks determined the longitudinal position of failure.

Key words: exposed rock, fragile layer, stability analysis of critical slip surface, strain, surface failure

I. はじめに

山地斜面で生じる崩壊現象による被害を防止するためには、発生予測技術を向上させることが重要である。そのためには、崩壊に先行する現象や崩壊発生時に生じる現象を正しく理解することが求められる。しかし、現状では自然斜面で生じる崩壊現象について十分解明されたとはいえない。なぜなら、広大な山地斜面から崩壊現象の理解を目的とした研究の適地を決定することがきわめて困難であり、実測データに基づく崩壊現象の解明が進んでいないからである。現地での研究の進展が困難なため、任意の実験条件を設定して実行し比較検討できる利点をもつ室内崩壊実験がこれまで精力的に数多く行われた(田中, 1956; 遠

藤ら, 1961, 1963; 武居ら, 1963; 小橋・今井, 1967; 佐々, 1974; 八木ら, 1983; 森脇・井口, 1984; 土屋, 1991; 三森ら, 1995; 笹原ら, 1996; 多田ら, 2002 など)。これら多くの室内崩壊実験によってさまざまな角度から崩壊現象を理解するための詳細な検討が行われ、有益な知見が蓄積されてきた。たとえば、三森ら(1995)は、土層厚が小さな箇所に飽和帯が初めに発生し斜面崩壊発生の原因となる飽和域の発生位置に大きな影響を与えていることを明らかにした。また多田ら(2002)は、実際の崩壊現場でしばしば発見される土層パイプ(田中, 1989; 阿部, 2000 など)に注目した崩壊実験を行い、パイプ流の生起時に土層パイプを閉鎖した場合に最も短時間で崩壊が生じることを明らかにした。このように室内崩壊実験は、単純化した条件下

* 本研究の一部を平成18年度砂防学会研究発表会において口頭発表した。

** 連絡・別刷請求先 (Corresponding author) E-mail: koyama-k@pref.tottori.jp

¹ 鳥取県農林総合研究所林業試験場 (680-1203 鳥取市河原町稲常113)

Forestry Research Center, Tottori Prefectural Agriculture and Forest Research Institute, 113 Inatsune, Kwaracho, Tottori 680-1203, Japan.

² (独)森林総合研究所 (305-8687 つくば市松の里1)

Forestry and Forest Products Research Institute, 1 Matsunosato, Tsukuba 305-8687, Japan.

³ 元鳥取大学農学部 (680-8553 鳥取市湖山町南4-101)

Ex-Faculty of Agriculture, Tottori University, 4-101 Koyamacho-minami, Tottori 680-8553, Japan.

(2007年5月7日受付; 2008年2月15日受理)

において比較検討が可能な利点を活かして多くの有益な成果を生んでおり、今後も崩壊現象の理解を深める上で不可欠な研究手法であるといえる。しかしながら、利点ばかりではなく問題点もいくつか有する。室内崩壊実験は現象を縮小した模型斜面で実施するため、模型斜面のサイズによっては相似則の問題が生じる。相似則の問題を避けるための大型模型斜面での崩壊実験（森脇・井口，1984）も行われているが、それについても、自然斜面の形状や自然土層の不均一性を再現できないという別の問題が残る。よって、室内崩壊実験の成果の活用においては、単純化された条件下でのみ適用可能な場合が多いということを認識し、その成果を自然斜面の崩壊現象へ適用する場合には十分な検討が必要となる。

室内崩壊実験がもつ相似則や不均一性の問題を解決するために、自然斜面へ多量に給水し人工的に崩壊させて崩壊現象を解明しようとする現地崩壊実験が、これまでに世界で5例行われている（岡，1972；矢田部ら，1986；山口ら，1989；Harp *et al.*, 1990；Ochiai *et al.*, 2004）。矢田部ら（1986）によると、マサ土のような砂質土斜面で発生する表層崩壊の予知を現地観測に基づいて行う場合、地表変位ではなく間隙水圧の観測が有効であると述べている。Ochiai *et al.*（2004）によると、斜面中下部が表層まで飽和すると地表変位が開始し、変位速度が1 mm/s、累積変位が約50 cmになった時点で崩壊が発生しており、矢田部ら（1986）の結果とは異なり地表変位も表層崩壊発生の予知に役立つ可能性が示された。このように、現地崩壊実験によって実大スケールの不均一な自然斜面における貴重なデータが蓄積され、崩壊現象の実態が解明されつつある。しかしながら、これらの現地崩壊実験においてもなお、未だ一つの問題が残される。それは、現地崩壊実験箇所はいずれの場合も、崩壊発生場としての素因を有する潜在的危険斜面を事前調査により選定して実施されたものではないという点である。そのため、現地崩壊実験によって得られた結果が潜在的危険斜面においても適用可能か今後検証が必要である。

これまで述べたように、室内や現地のさまざまな崩壊実験によって崩壊現象の理解が試みられ有益な知見が数多く蓄積されてきたが、崩壊現象の真の理解のためには、潜在的危険斜面における崩壊現象の現地観測が不可欠であり、また、既往の室内あるいは現地での崩壊実験によって蓄積された研究成果と、自然斜面での崩壊現象を結びつけるための検証材料として、この現地観測が大いに役立つ。

著者らは、風化花崗岩斜面における表層崩壊の潜在的危険斜面を広大な山地斜面から選出するための現地調査をこれまで精力的に行い（小山ら，2005a, b），微地形測量と簡易貫入試験を実施した斜面で新たな崩壊が発生し、すべり面深度に $N_c < 1$ なる弱層（以下、脆弱層）が存在することを明らかにした（小山ら，2005a）。さらに、この脆弱層は水に対する耐性が弱く飽和すると骨格破壊が劇的に生じ、強度を失うことを明らかにした（小山ら，2005b）。

本研究では、自然斜面で発生する崩壊現象の理解を目的とし、崩壊発生の鍵層の一つと考える脆弱層が多く分布する箇所に観測装置を集中的に設置し、崩壊現象を議論するために必要な降雨・土壌水分・斜面移動量の現地観測を行った。豪雨時に不均一な飽和帯の分布と崩壊の先駆現象といえるわずかな斜面移動が観測され、斜面上部には小さな亀裂が生じた。これらの観測成果に、露岩分布等の現地調査結果と斜面安定解析結果を加えて、自然斜面で発生する表層崩壊現象を考察した。

II. 研究対象斜面の概要

研究対象の斜面は、図-1に示した鳥取県東伯郡三朝町大字曹源寺地内の標高550～600 mに位置し、面積は0.46 haである。年降水量は約1,900 mmで、冬季には最大約1 mの積雪がある。アカマツ、コナラが優占していた林分を皆伐し、1995年にヒノキ造林が行われた。小鴨花崗岩体に分類される黒雲母花崗岩（本間・先山，1987）を下刻する一次谷の側壁平衡斜面であり、火山灰土壌が表層を覆う（小山ら，2005a）。斜面勾配は遷急線上部で32～40°、遷急線下部では45°前後で局所的に50°を越える急峻さである。図-1に示すように研究対象斜面では、1998年に表層崩壊（以下、SF-1998）が発生している（小山ら，2005a）。

同斜面において、表層崩壊発生場所の地盤特性の解明を目的として著者らが行った現地調査および土質試験の成果は以下のとおりである（小山ら，2005a, b）。①微地形測量と簡易貫入試験の実施後の2001年に新たな表層崩壊（以

図-1. 脆弱層、土層厚、崩壊痕、試坑、遷急線、露岩の分布と観測エリアの位置（小山ら，2005aを一部加筆修正）

下, SF-2001) が発生した (図-1)。そのすべり面は $N_c < 1$ の弱層底面と一致し, それより下層では $N_c = 2 \sim 3$ であった。② 50 cm 以深に存在する $N_c < 1$ の弱層を表層崩壊の発生と関与する可能性が高い層として注目し, “脆弱層” と定義した。③ 脆弱層存在箇所は, 約 30 cm 深までまさ土がわずかに混入する火山灰土に覆われ, それ以深 1 m まではまさ土に拳程度の礫が混在する 2 次移動堆積物であった。④ 植物の根茎は表層の火山灰土層に最も多く, 深度を増す毎にその数は減少するが, 中には 100 cm 以深に達する根茎も存在した。⑤ 脆弱層は遷急線の下方向側にのみ分布し (図-1), その底面は 70~80 cm 深のものが最も多かった。⑥ 調査地では遷急線の下方向側にのみ滑落崖の比高が 77 ± 6 cm である古い表層崩壊痕が多数確認され, それら崩壊部位では脆弱層が存在しなかった (図-1)。⑦ 土粒子密度は, 脆弱層より浅層が 2.58 g/cm^3 , 脆弱層が 2.56 g/cm^3 , 脆弱層より深層 1 m までが 2.62 g/cm^3 であった。⑧ 間隙比は, 脆弱層より浅層が 1.3, 脆弱層が 2.1, 脆弱層より深層 1 m までが 1.0 であった。⑨ 脆弱層は, 径が 2 mm 以上の大間隙が多く, 0.85~2.0 mm の粗砂が卓越して多かった。⑩ 脆弱層は飽和時のサクシオン低下に伴い不安定化した粗砂が大間隙へ容易に移動できるため, 飽和すると劇的な骨格破壊を伴うコラプス沈下が生じる。⑪ コラプス沈下後の脆弱層はほぼ液体に近いせん断強度となり, 内部摩擦角も $11 \sim 14^\circ$ まで低下した。

以上のことから, 表層崩壊発生の鍵層の一つである脆弱層が多数存在する本研究斜面は潜在的危険斜面に該当し, 崩壊現象の理解を深めるための現地研究の適地であるといえる。

III. 現 地 調 査

1. 調査方法

調査斜面の地表に露出する露岩の分布を把握するために, 上下方向に約 2 m 間隔で 3 人が並び, 等高線方向に 3 人が同時に移動しながら露岩の有無を目視確認した。露岩と土に埋まり頭部が少し地表に出た状態の転石との区別は, バールで叩いた際の反発音とバールによる人力移動の可否, さらにその色調の観察によって行った。この調査を調査斜面全体で実施し, 露岩の分布図を作成した。

また, 後述する土質試験の土試料採取用の試坑 A9 (図-1) をその上部に確認された露岩まで拡張し, 露岩の走向と傾斜を計測した。また地質構造の把握のために, 調査斜面周辺の作業道切取法面の露頭で節理の走向を測定した。

2. 調査結果

研究対象の斜面には青みがかった色調で堅強な岩盤が地表に露出している (図-2)。周辺には一目で転石とわかるものも散見するが, 土に埋もれわずかししか地表に露出しない転石は, 露岩との区別のためいくつかの作業を要した。転石は風化の影響と思われる赤みがかった色調であり, これらは上記の露岩とは異なる岩質と思われた。露岩と転石をバールで叩き比べると, 露岩は堅強さを示す高い

図-2. 地表に露出する露岩の状況

図-3. 2001 年発生の崩壊 (SF-2001) 下端の露岩帯

反発音を発するが, 転石の場合は高い反発音はしなかった。これら色調と反発音の特徴に加えて, バールを用いて人力によって動かせるものを転石と判断した。図-1 に示すように, 露岩は, ほぼ等高線に沿う $N60^\circ W$ の走向で 4 列の帯状に分布している。この露岩帯の幅は, 目視観察による調査から概ね 1~2 m であった。A9 地点の上部に存在する露岩を深さ 1 m まで掘削し露出させた露岩帯の走向は $N60^\circ W$ で, 傾斜は 90° であった。調査斜面近傍の作業道切取法面にみられる節理の走向を測定したところ露岩帯の走向と同一の $N60^\circ W$ であり, 露岩帯の配列の規則性は地質構造に由来すると推察された。調査斜面には同一の標高で最近発生した二つの崩壊 (SF-1998, SF-2001) 以外にも, 発生年が不詳である 15 個の崩壊痕がある。これらの発生位置は概ね 4 列の露岩帯によって区分され, その頭部が露岩帯の直下に位置している (図-1)。また, SF-2001 の崩壊直後の状況を示す図-3 からは, 崩壊の下端に強固な岩盤帯が露出する様子が観察できた。

IV. 現 地 観 測

1. 観測方法

自然発生する表層崩壊現象の理解を目的として下記の

(1) から (3) について現地観測を行った。観測期間は2003年8月7日～10月24日と2004年6月18日～11月2日である。

(1) 降雨：遷急線より比高で約30 m 高い空開地に0.5 mm 転倒す型雨量計を設置し、転倒時刻をデータロガー（コーナシステム(株)製 KADEC-PLS）に記録した。

(2) 斜面移動量：図-4に各観測装置の設置位置を示す。遷急点の下部に位置するT3に150 cm 深の杭を固定し、T5, T6, T7に60 cm 深の移動杭を打設して斜面移動量観測を行った。固定杭と移動杭とを繋ぐインバー線の伸縮量を伸縮計（(株)東京測器研究所製 KLG-B）により10秒間隔で計測しデータロガー（キャンベル社製 CR10 X）に記録した。

図-4. 観測エリアの縦断面と各観測装置の設置位置

図-5. 観測地点の簡易貫入試験結果

(3) 土壌水分：遷急点上部で脆弱層がない部位に2地点（T1とT2），および遷急点下部で脆弱層がある部位に5地点（T3～T7）の計7地点（図-1）で、土壌水分吸引圧の観測を行った。各地点において5～6深度で計40個のテンシオメータ（大起理化工業(株)製 DIK-3071-S および DIK-3031）を設置した（図-4）。T3～T7において、70 cm 深のテンシオメータが脆弱層中に位置する（図-5）。土壌水分吸引圧の変動を10分間隔で記録した。

2. 観測結果

崩壊の先駆現象といえる斜面移動が、2004年9月29～30日の台風21号の降雨イベントで観測された。この期間におけるハイトグラフと斜面移動と土層ひずみの経時変化を図-6に示す。

(1) 降雨：2004年台風21号により、総雨量176 mm, 最大時間雨量26.5 mm/hの豪雨があった。台風来襲前1週間の先行雨量は73.5 mmであり、そのうち44.5 mmは台風接近の3日前の9月26日に降った。

(2) 斜面移動：降雨ピークから38分遅れて9月29日17時38分30秒にT5が最初に移動を開始したが（図-6④），その時点の累加雨量は80.0 mmであった。T6はT5の移動開始から55分40秒遅れて18時34分10秒に移動を開始したが（図-6⑤），そのときの累加雨量は95.0 mmであった。T5とT6は降雨の終盤に移動量が急減し（図-6⑧），約10時間にわたって移動しなかった。しかし，降雨終了から約17時間後の10月1日7時29分0秒にT5が再びわずかな移動を開始すると，それから42分50秒遅れて10月1日8時11分50秒にT6もわずかな移動を開始した。T7は降雨中にまったく移動しなかったが，T5とT6の初めの移動開始から約1日半遅れて，10月1日10時00分

図-6. 2004年台風21号のハイトグラフと斜面移動量およびひずみの変化

①～⑩は図-8と対応する。

50秒にわずかな移動が生じた(図-6 ⑩)。このT7の移動を最後に、すべての移動杭の移動は完全に停止した。この降雨イベントにおける各移動杭の移動量は、T5: 8.6 mm, T6: 10.6 mm, T7: 1.1 mmであり、斜面の中部が最も大きく移動し、下部ではわずかな移動であった。

次に、各移動杭で分割する区間ごとのひずみを計算した(図-6)。斜面上部のT3~T5は、引張ひずみを示す正のひずみであった。中部T5~T6は、はじめは圧縮変形を示す負のひずみを示したが、やがて引張変形を示す正のひずみに転じた。T5とT6の移動量の増加が最も顕著であった期間(図-6 ④~⑧)をみると、両移動杭の移動量はほぼ同じでありながら、中部T5~T6のひずみは上部T3~T5のひずみより小さく、ほぼ0に近い値であった。このことは、斜面中部のT5~T6はほぼ平行移動であったことを示している。また、下部T6~T7については、圧縮変形を示す負のひずみが観測された。

後日、現地観察したところ図-7に示すように、T5から約1 m上方に横幅約3 mにわたって1 cm 弱の小さな亀裂の発生が確認された。発見された亀裂のすぐ下方では、人が歩くと足下から半径2 mほどの範囲にその振動が伝わり地面が揺れた。亀裂より下方の土層内部はかなり破壊が進んでいると推察された。亀裂の上方では人が歩いても地面が揺れることはなかった。

以上のように、降雨にตอบสนองして斜面の上部、中部、下部の順に移動が始まり、その移動によって上部は引張ひずみ、中部はほぼ平行移動、下部は圧縮ひずみのすべり変位が生じたことを観測できた。

(3) 斜面移動時の土壌水分変動

図-8は、土壌水分吸引圧の正圧部分を飽和帯とみなし、その分布状況を観測斜面の縦断面図に描いたものである。降雨開始当初、斜面に飽和帯は存在しなかった(図-8 ①)。この観測斜面では無降雨時や少雨時に飽和帯は存在しない。表層で宙水状態の飽和帯が広範囲に生じたときの累加雨量は52.0 mmであった(図-8 ②)。降雨ピーク時に、T3~T4とT6の下方側において $N_c > 50$ の基岩上面から地

図-7. 観測斜面のT5直上に生じた小さな亀裂

表面付近まで飽和帯が発生した(図-8 ③)。地表付近まで飽和した部分が中部T5から下部T7まで連続して生じたとき、T5が移動を開始した(図-8 ④)。T5は降雨とよく対応した移動(図-6)を示したが、このT5の脆弱層の深度で観測された土壌水分吸引圧は特別高い正圧ではなく、移動開始時刻でも+0.78 kPaが最大であった。T5より上部に位置し移動が生じなかったT3~T4には土壌水分吸引圧が比較的高い正圧になった部分があり、T3の160 cm深では最大で+1.78 kPaであった。またT5の移動開始時に、T5よりすぐ上部のT4~T5には大きな不飽和帯が存在した(図-8 ④)。「III. 現地調査」で述べた露岩帯がT4に走る。この露岩帯が中間流の流下を遮り下方に不飽和帯を残す遮水帯の役割をした可能性が高い。この不飽和帯とその下方の飽和帯との境界は、T5直上に生じた亀裂の位置

図-8. 2004年台風21号通過時における飽和帯分布の変化

①~⑩は図-6と対応する。

と一致した(図-8④)。T6にも露岩帯が走るが(図-1)、T5~T7には連続した飽和帯が存在した(図-8④)。T6の露岩帯は遮水帯の役割を果たしていなかった。T5の移動開始後、T5からT7付近の飽和帯に大きな変化はなかったが、T5から50分遅れてT6が移動を開始した(図-8⑤)。斜面上部に比べて斜面下部の飽和帯は、降雨の強弱(図-6⑥, ⑦)とよく応答しながら拡大や縮小が生じた(図-8⑥, ⑦)。降雨が弱まりT5より下部の飽和帯の大部分が消えたとき(図-8⑧), T5とT6の移動量は急減した(図-6⑧)。降雨終了から17時間後、雨水の浸透水は速やかに排水され斜面内の飽和帯が全て消失したが、その後T7の移動が初めて生じた(図-8⑩)。

V. 斜面安定解析

本研究の目的である“表層崩壊の位置と形状を規制する要因”を検討する上で、将来、本観測斜面で発生する可能性が最も高いすべり面、すなわち安全率最小のすべり面の位置と形状を明らかにすることが重要であると考えられる。そこで、これまでに述べた露岩分布の現地調査や斜面移動および飽和帯発生の現地観測の結果と、著者らの先行研究(小山ら, 2005a, b)により得た各土層の物性値をもとに臨界すべり面解析を行い、脆弱層が関与する崩壊の発生位置と形状を検討する。

1. 解析方法

斜面の安定解析は久保田・中村(1991)が開発した「動的計画法を用いた臨界すべり面解析法」を用いた。この方法の特徴は、すべり面形状が未知の崩壊斜面において、地形、土質、地下水位分布等の条件に対して、安全率(以下、 F_s)が最小となる任意の臨界すべり面を探索できる点である。本法の長所は、最適解を求める過程、すなわち今回の場合では F_s が最小となる形状のすべり面探索の過程を、動的計画法(鍋島, 1968)により省力化する点にある。斜面安定解析には、簡便ヤンプ法(Janbu, 1957)を用いている。動的計画法を用いた臨界すべり面解析法では、すべり面探索範囲の上端を始点とし、探索末端を終点とする。始点と終点の間を分割したスライス間に探索列を置き、探索列上に複数の探索点を配置する。

2. 解析条件

図-9に解析対象斜面の地形と探索列・探索点の配置を示す。解析対象は観測斜面のT1~T7区間の縦断面である。地形は実測形状とし、基盤岩の形状はT1~T7における簡易貫入試験の結果から $N_c \geq 50$ となる深度を結んだ形状とした。探索始点のT1と探索終点のT7の間を23のスライスに分割した。スライス間に22の探索列を1.25 m間隔で配置し、各探索列を7~12 cm間隔で深さ方向に分割し20の探索点を配置した。総探索点数は440点である。

解析対象斜面の土層区分を図-10に示す。土層区分は、図-5に示したT1~T7における簡易貫入試験の結果、およびA3とA9の試坑の土層区分(小山ら, 2005a)を参考にして、(Ⅰ)火山灰+マサ土層、(Ⅱ)脆弱層、(Ⅲ)マ

図-9. 臨界すべり面解析における斜面形状と探索点の配置

表-1. 各土層の飽和条件の土質パラメータ

深度 (cm)	飽和密度 W_s (g/cm ³)			粘着力 c (kN/m ²)			内部摩擦角 ϕ (°)		
	A3	A9	各土層 平均値	A3	A9	各土層 平均値	A3	A9	各土層 平均値
10	1.40	1.63		0.00	0.00		46.1	44.9	
20	1.49	1.68		2.21	0.00		42.7	31.0	
30	1.52	1.72	→(Ⅰ)	2.20	0.00	→(Ⅰ)	43.1	41.1	→(Ⅰ)
40	1.55	1.69	1.58	0.00	0.00	0.47	37.6	46.4	40.5
50	1.55	1.51		0.00	0.00		43.2	20.5	
60	1.59	1.49	→(Ⅱ)	0.00	0.00	→(Ⅱ)	42.2	11.6	→(Ⅱ)
70	1.63	1.52	1.51	1.20	0.00	0.00	47.3	14.3	12.9
80	1.75	1.73		0.00	0.00		40.3	46.9	
90	1.83	1.83	→(Ⅲ)	0.00	0.00	→(Ⅲ)	49.0	51.2	→(Ⅲ)
100	1.83	1.83	1.80	0.00	0.00	0.00	41.2	51.0	46.6

(Ⅰ), (Ⅱ), (Ⅲ)は図-10と対応する。

サ土層、の3層に区分し、 $N_c \geq 50$ を基盤岩とみなした。各土層の物性値は著者らの先行研究(小山ら 2005b)による土質試験結果を用いた。小山ら(2005b)は、遷急線より上方の脆弱層が存在しない地点A3と遷急線より下方の脆弱層が存在する地点A9で、100 cm深まで深度10 cmごとに採取した土試料によって飽和条件でいくつかの土質試験を行った。各試坑の深度別の土質試験結果を、先に述べた(Ⅰ)~(Ⅲ)の土層区分に当てはまるように区分し、土層区分ごとにデータを算術平均して表-1のようにまとめ、解析に用いた。図-10の露岩および基岩とした部分の岩質は現地調査によるとCHからCMクラスに相当するため、鳥取県に隣接する岡山県児島地域の風化花崗岩のCHからCMクラスの $c=1,962$ kN/m², $\phi=50^\circ$ と、花崗岩の一般的な密度である $W_s=2.6$ g/cm³を計算に用いた(地盤工学会, 1979)。

また、「III. 現地調査」で述べたように、研究対象斜面には露岩帯が地表に露出し15個の古い崩壊箇所の上下を規定していた。そこで、露岩帯の有無が崩壊発生場所に与える影響を比較検討するため、図-10のように露岩分布を設定した。設定内容は、①露岩なし、②T4に露岩有り、

図-10. 臨界すべり面解析における土層区分と露岩分布の設定

図-11. 臨界すべり面解析における飽和帯分布の設定

③ T4とT6に露岩有りの3種である。露岩の傾斜は、「Ⅲ. 現地調査」で述べた試坑A9を拡張して確認した露岩の傾斜と同じ鉛直とした。露岩の幅は現地観察によると1～2m程度であったため、探索列間隔と同じ1.25mと仮定し、探索列を露岩の左右端と一致させた。

この3種の露岩分布に対して、図-11のように2種類の飽和帯分布を設定した。一つは斜面移動が開始した2004年9月29日17時40分の飽和帯の分布で、もう一つは仮想した飽和帯の分布である。飽和帯の分布を仮想した理由は、露岩帯の遮水帯としての効果をなくした状態を設定し、露岩帯の強度の不連続箇所としての効果のみを検討するためである。仮想した飽和帯分布は、実測した斜面中部の不飽和帯部分が上下の飽和帯と連続して飽和する場合を設定した。

3. 解析結果

安定解析の結果は、実測した飽和帯分布の場合を図-12

図-12. 実測した飽和帯分布での各露岩分布パターンにおける臨界すべり面解析結果

図-13. 仮想した飽和帯分布での各露岩分布パターンにおける臨界すべり面解析結果

に、仮想した飽和帯分布の場合を図-13に示した。図中の着色部分は飽和帯を、破線は算出した臨界すべり面を表す。飽和帯の分布パターンごとに、3種の露岩分布における解析結果を順に述べる。

(1) 実測した飽和帯分布の場合

斜面移動が生じた時刻の飽和帯分布で臨界すべり面解析を行い、以下の結果を得た。

① 露岩なし

T5をすべり面頭部とし、解析対象範囲の末端であるT7をすべり面の末端とする臨界すべり面が計算された。すべり面は脆弱層底面深度と一致した。 $F_s=0.03$ であった。

② T4に露岩あり

臨界すべり面と F_s は(1)露岩なしの場合と同じであった。

③ T4とT6に露岩あり

T5をすべり面頭部とし、T6をすべり面の末端とする臨界すべり面が計算された。すべり面の底面は脆弱層底面深度と一致した。 $F_s=0.05$ であった。

これら①～③の解析結果は全て、すべり面頭部が実際に亀裂の生じた位置と一致し、脆弱層底面がすべり面になった。

(2) 飽和帯分布を仮想した場合

露岩帯に遮水帯の効果がなく、実測した斜面中下部の飽和帯が連続した場合を仮に想定して臨界すべり面解析を行い、以下の結果を得た。

① 露岩なし

T3をすべり面頭部とし、解析対象範囲の末端であるT7をすべり面末端とする臨界すべり面が計算された。すべり面は脆弱層底面深度と一致した。 $F_s=0.03$ であった。

② T4に露岩あり

(1) 実測した飽和帯分布の②の結果と同じであった。

③ T4とT6に露岩あり

(1) 実測した飽和帯分布の③の結果と同じであった。

斜面中部も地表面付近まで飽和帯が拡大した状態を仮想した解析を行ったところ、T4に露岩がない①ではすべり面頭部がT3の遷急点までその位置を上げた。しかし、たとえ斜面中部に飽和帯が連続して存在しても、T4に露岩がある②③の場合では実際に亀裂が生じたT5がすべり面頭部になる計算結果となった。

VI. 考 察

これまでに述べた現地調査、現地観測、臨界すべり面解析の結果をもとに、脆弱層が存在する斜面における表層崩壊について総合的に考察する。

1. 露岩帯の存在が崩壊発生に与える影響

現地調査によって、複数の崩壊痕頭部が露岩帯直下に並ぶことや、最近発生した崩壊下端にも露岩帯が存在することがわかった。また、臨界すべり面解析では露岩帯下方の実際に亀裂が生じた位置にすべり面頭部が計算された。これらのことから、本試験地における表層崩壊の頭部や末端の位置は、地質構造に由来し帯状に分布する露岩帯によって規制されているといえる。

図-8に示したように、豪雨時に飽和帯の不均一な分布が生じ、T5直上に生じた亀裂の位置は飽和帯と不飽和帯の境界と一致した。このT5直上の不飽和帯のさらに上部のT4には図-1に示したように露岩帯が走る。T4の露岩帯は雨水の中間流が流下するのを遮り、その結果、不均一な飽和帯の分布を生じさせた可能性が高い。T6の標高に

も露岩帯が確認されたが(図-1)、この露岩帯を挟んで飽和帯は連続して存在した(図-8)。よって、露岩帯の遮水効果は場所により差があるものと考えられる。また、T4の土層厚は1.97 mであったがT6～T7では1.09～1.12 mであり、土層厚は約2倍異なった(図-5)。恩田(1989)は、厚い土層が形成されると土層中に貯留できる水の容量が大きくなるため豪雨時でも土層は飽和しにくいと指摘した。よって、T4の下方に大きな不飽和帯が存在したのは、露岩帯の遮水効果に加えて、土層厚が大きいため比較的飽和しにくいことも関与したと考えられる。一方、T6の露岩帯を挟んで飽和帯が連続して生じたのは、露岩帯の遮水効果が十分ではなかった可能性に加えて、土層厚が比較的小さく飽和しやすかったことも関与していると考えられる。

また、T6の直下に露岩帯が存在するにもかかわらず、T6の移動杭は10.6 mm移動し、T7の移動杭はT5とT6の移動開始から約1日半遅れて1.1 mmのわずかな移動が生じた(図-6)。これらのことから、T6の露岩帯は斜面移動を完全に抑えるほど強固ではないものの、T5からT7の範囲が連動して移動することを抑制する働きがあると考えられる。以上より、露岩帯は場所によって遮水性や強度に違いがあり、その違いは風化程度の差に由来するものと推察される。

2. 崩壊発生に關与する斜面移動と飽和帯発生

観測期間中に崩壊は発生しなかったが、豪雨時にわずかな移動が観測された。移動は上部の移動杭T5から始まり、中部T6、下部T7の順に移動した。亀裂がT5の1 m上部に生じたことから、この移動の頭部はT5直上の亀裂の位置だと考えられる。図-6に示したように、T7の移動杭は降雨中に移動が生じず、T6～T7は常に圧縮ひずみであったことから、移動の末端位置をT6とT7の間に存在する露岩帯が規制していた可能性が高いと考えられる。斜面移動の頭部がT5で、末端がT6下方の露岩帯だとすると、移動土塊の長さは斜距離で約9 mだと推定できる。

図-6に示したように、斜面の上部T3～T5は引張ひずみ、中部T5～T6はひずみが小さくほぼ平行移動、下部T6～T7は圧縮ひずみであった。崩壊に先行して生じるひずみの観測例は、崩壊の兆候が現れてから観測装置の設置が可能な動きの遅い地すべりを対象としたものが多い。崩壊発生時刻の予測材料として、斉藤・上沢(1966)や土屋・大村(1989)などが、多くの地すべりのひずみデータを紹介している。逆に、突発的に発生し崩壊の兆候が少なく動きの早い斜面崩壊のひずみの現地観測は困難とされ、観測例は人工的な崩壊実験によるものが多い(斉藤・上沢, 1966; Ochiai *et al.*, 2004 など)。本観測結果のように、斜面上部で引張、下部で圧縮となるすべり変位が斜面崩壊に先行して生じることは、実大スケールの盛土斜面の崩壊実験(斉藤・上沢, 1966)や、自然斜面における現地崩壊実験(Ochiai *et al.*, 2004)でも確かめられている。よって、本研究により観測された斜面移動は崩壊の先駆現象であると考えられる。現地観測が困難なため実態解明が遅れてい

た表層崩壊について、自然降雨下ですべり変位を初めて実測できたといえる。

ところで、斜面移動の頭部である T5 の脆弱層の深度の土壤水分吸引圧は移動開始時刻でも + 0.78 kPa であり、特に高い値ではなかった。本観測現場には飽和するとコラプス沈下により骨格破壊が生じ劇的に強度を失う脆弱層 (小山ら, 2005b) が存在し、過剰間隙水圧が発生しなくても飽和するだけで崩壊の危険性が高まると考えられる。この斜面移動発生時に観測された飽和帯の分布は大変不均一であった。図-8⑤に示すように、斜面移動の頭部に位置し実際に亀裂が生じた T5 は飽和帯と不飽和帯の境界と一致し、移動域である T5~T7 は連続して地表付近まで飽和していた。また、図-8⑧に示したように、T5~T7 の飽和帯が消失すると移動量が急減した。すなわち脆弱層が関与する崩壊発生過程では、脆弱層が飽和してコラプス沈下による低強度化が起こる部分が、どれだけ連続して広範囲に生じるのかが重要であると考えられる。

3. 露岩帯と脆弱層が関与する崩壊発生の位置と形状の検討

図-5 に示したように臨界すべり面解析の対象斜面において、脆弱層が分布する T3~T7 の脆弱層の厚さは 13 ~ 45 cm で、脆弱層はかなりの厚みを有した。この厚い脆弱層のどの部分にすべり面が発生するのかを解析によって検討した。図-12 と図-13 に示した全パターンの解析結果において、すべり面の発生深度は脆弱層の底面である 70 ~ 80 cm 深であった。著者らは、本試験地の古い崩壊痕の崩壊深度が周辺に残存する脆弱層の底面深度と一致したことから、脆弱層が古い崩壊発生にも関与した可能性が高いことを指摘した (小山ら, 2005a) が、今回の解析結果は、著者らの現地調査に基づく指摘を裏付ける。また、著者らは、脆弱層が飽和するとコラプス沈下によって骨格を維持できず著しく強度を失うことを明らかにしている (小山ら, 2005b) が、この脆弱層が斜面安定上の弱点部として作用する結果、すべり面の深さを決定することとなっている。計算された安全率 $F_s = 0.03 \sim 0.05$ という値であったが、 F_s がきわめて小さな値になった理由は、脆弱層が著しく強度低下する飽和条件の土質試験結果を解析に用いたためである。 F_s がこれほど小さな値にも関わらず崩壊が発生しなかった理由は三つ考えられる。第 1 は、今回の観測イベントにおいてすべての脆弱層部位の内部摩擦角 ϕ が解析に用いた表-1 の値のように小さな値ではなかった可能性が高いことが挙げられる。図-14 は、著者らの先行研究による試坑 A3 と A9 における飽和・不飽和での ϕ の深度分布を示しており、脆弱層だけが飽和と不飽和で ϕ の値に大きな差があることがわかる (小山ら, 2005b)。一般にマサ土などの砂質土では含水による内部摩擦角の変化はほとんど変化しない (西尾, 1992) が、脆弱層は粗砂が主成分の砂質土でありながら、飽和するとコラプス沈下に伴う内部摩擦角の劇的な減少が生じる (小山ら, 2005b)。実験室の飽和条件下で生じたコラプス沈下が観測斜面の全ての脆弱

図-14. 両試坑点における飽和・不飽和での内部摩擦角 ϕ のプロファイル

小山ら, 2005b より引用。

層においても同様に生じたかは不明であり、わずかでも不飽和な部分があればコラプス沈下は生じず大きな内部摩擦角を維持し続けるため、すべり面の連続形成を阻んだ可能性がある。第 2 は、解析で設定した図-10 の土層区分のように脆弱層が実際には連続して存在しない可能性が挙げられる。この場合も、仮に飽和が連続して生じても非脆弱層部分ではコラプス沈下による低強度化が生じないため、すべり面の連続形成を阻んだ可能性がある。最後に第 3 は、本研究においてまったく考慮されていない植物根茎の土壤緊縛力の影響もあると考えられる。上記のいずれか、あるいはすべての理由により、本降雨イベントにおいてはすべり面が連続して形成されなかったため崩壊には至らず、わずかな移動のみが観測されたのだと理解される。

次に、すべり面頭部の位置は、飽和帯を仮想した露岩なしの場合のみ T3 になり、その他の全解析パターンでは T5 であった。露岩のもつ強度の不連続箇所としての特性と遮水帯としての特性が両方とも機能しない場合、すなわち露岩の影響がまったくない場合のみ、解析結果のすべり面頭部の位置は実際の亀裂の位置と一致しなかった。このことは逆に、露岩帯が強固である場合、または露岩帯が遮水帯として機能する場合、あるいはその両方が同時に機能する場合は、解析結果のすべり面頭部の位置と亀裂の位置が一致したことになる。これらの結果は露岩帯の存在が崩壊発生の頭部位置を規制する働きがあることを示しており、実際に古い崩壊痕の頭部が露岩帯の直下に並んで分布していることから導かれる。すべり面の末端については、飽和帯の存在パターンによらず T6 直下に露岩が存在する場合のみ、T6 が末端となる短いすべり面になった。この解析結果は、最近発生した崩壊 SF-2001 の下端に存在した露岩が、崩壊の末端位置を規制したことを裏付ける。

したがって本観測斜面では、引張りずみ観測され亀裂が生じた T5 を頭部とし、圧縮ひずみが観測された T6~T7 の間に存在する露岩帯を末端とし、斜距離で約 9 m の崩壊が脆弱層底面の 70~80 cm 深をすべり面として発生する可能性がきわめて高い。

VII. お わ り に

崩壊発生の鍵層の一つである脆弱層が存在する斜面において、崩壊現象の実態を把握することを目的とし、露岩帯の分布調査と土壌水分変動および斜面移動の現地観測を行い、以下のことを明らかにした。

- 1) 本試験地の表層崩壊発生の頭部および末端の位置は、地質構造に由来する帯状に分布する露岩帯によって規制される。
- 2) 降雨にตอบสนองして斜面の上部、中部、下部の順に移動が始まり、その移動によって上部は引張りずみ、中部はほぼ平行移動、下部は圧縮ひずみのすべり変位が生じたことを実測できた。
- 3) 露岩帯は単なる強度の不連続箇所ではなく、中間流の遮水帯となってその下方に不飽和帯を生じさせた。

さらに、これらの調査・観測結果に加え、各土層の物性値を勘案した臨界すべり面安定解析により、観測斜面で発生し得るすべり面を探索し、以下の点を明らかにした。

- 1) 探索されたすべり面は脆弱層の底面深度と一致した。
- 2) 探索されたすべり面頭部は実際の亀裂発生位置と一致した。
- 3) 露岩帯は、その強度が十分大きい場合、もしくは、その存在が遮水帯として機能し飽和帯の不均一な発生に影響を与えた場合に、崩壊発生位置を規制していた。

脆弱層、露岩帯、飽和帯の分布といった自然斜面に存在する不均一性を把握することは、崩壊現象の理解にとって重要であり、また、崩壊発生の位置と深さを正確に予測する有効な手段であるといえる。今後の課題として、本研究によって得られた知見が当該研究地以外に対しても適用可能かを明らかにするため、異なる地形や地質構造を有する地域でも研究を進める必要があると考えられる。

最後に、九州大学農学研究院の久保田哲也助教授には、臨界すべり面解析プログラムを快く使用させていただいた。鳥取県林業試験場森林管理研究室の前田雄一室長には、研究を進める上でさまざまなご配慮をいただいた。同試験場の職員の方々には、急斜面での観測装置の設置において、献身的な協力をいただいた。鳥取大学農学部緑地防災学研究室の専攻生諸氏には、観測装置の点検、データ回収において多くの協力をいただいた。以上の方々に心より謝意を表します。

引用文献

阿部和時 (2000) 愛知県小牧市における山腹崩壊調査. 治山 45(7): 145-147.
地盤工学会 (1979) 風化花崗岩とまき土の工学的性質とその応用. 土

質基礎ライブラリー 16. 316 pp. 地盤工学会, 東京.
遠藤隆一・武居有恒・大手桂二・中島 力・橋本 明 (1961) 山くずれの実験的研究 (第1報). 京大演報 33: 241-254.
遠藤隆一・武居有恒・大手桂二・大井英臣・松下忠洋 (1963) 山くずれの実験的研究 (第2報). 新砂防 15(4): 4-10.
Harp, E.L., Wells II, W.G., and Sarmiento, J.G. (1990) Pore pressure response during failure in soils. Geol. Soc. Am. Bull. 102: 428-438.
本間弘次・先山 徹 (1987) 人形峠花こう岩・小鴨花こう岩体. (日本の地質 7 中国地方. 共立出版, 東京). 89-90.
Janbu, N. (1957) Earth pressure and bearing capacity calculation by generalized procedure of slices. 4th ICSMFE 2: 207-212.
小橋澄治・今井篤雄 (1967) 表層崩壊の実験 (I). 新砂防 20(2): 5-10.
小山 敢・三森利昭・落合博貴・奥村武信・本田尚正 (2005a) 風化花崗岩斜面の表層崩壊発生に関与する脆弱層. 日林誌 87: 304-312.
小山 敢・西郡彩菜・三森利昭・落合博貴・奥村武信・本田尚正 (2005b) 風化花崗岩斜面の表層崩壊発生に関与するコラプス沈下. 日林誌 87: 457-464.
久保田哲也・中村浩之 (1991) 臨界すべり面解析と信頼性解析を応用した地すべり・崩壊危険度の判定法. 地すべり 27(4): 18-25.
森脇 寛・井口 隆 (1984) 大型斜面崩壊実験における微小音の測定について. 昭和 59 年度砂防学会研究発表会講演集: 94-95.
鍋島一郎 (1968) 動的計画法. 数学ライブラリー 7. 145 pp. 森北出版, 東京.
西尾邦彦 (1992) 表土層内での水の動態と崩壊. (砂防学講座 第3巻 斜面の土砂移動現象. 山海堂, 東京). 101-107.
Ochiai, H., Okada, Y., Fukuya, G., Okura, Y., Matsui, T., Sammori, T., Terajima, T., and Sassa, K. (2004) A fluidized landslide on a natural slope by artificial rainfall. Landslides 1: 211-219.
岡 寿磨 (1972) 「人工地すべり」が起こした波紋—大自然の力を見なおそう—. 科学朝日 1972 年 1 月号: 152-153.
恩田裕一 (1989) 土層の水貯留機能の水文特性および崩壊発生に及ぼす影響. 地形 10(1): 13-26.
斉藤迪孝・上沢 弘 (1966) 斜面崩壊時期の予知. 地すべり 2(2): 7-12.
三森利昭・大倉陽一・落合博貴・北原 曜 (1995) 降雨を原因とする斜面崩壊に土層厚が及ぼす影響. 新砂防 48(1): 12-23.
佐々恭二 (1974) 斜面安定解析—II—主として標準砂使用室内実験に基づいて—. 新砂防 26(3): 8-19.
笹原克夫・海老原和重・綱木亮介 (1996) 急勾配斜面の崩壊発生機構に関する実験的研究. 地すべり 124: 1-8.
多田泰之・奥村武信・久保田哲也 (2002) パイプの存在が斜面崩壊に与える影響の実験的検討. 新砂防 55(3): 12-20.
武居有恒・大手桂二・渡辺正幸 (1963) 山崩れの実験的研究 (第3報). 新砂防 16(3): 4-10.
田中 茂 (1956) 豪雨による砂質斜面の崩壊機構. 新砂防 2: 3-9.
田中隆文 (1989) 表層崩壊痕地における湧水現象に関する研究. 新砂防 41(5): 14-22.
土屋 智 (1991) 地すべり性崩壊の発生時刻の予測法とその摘要に関する研究. 静岡大学農学部演報 15: 1-50.
土屋 智・大村 寛 (1989) 斜面崩壊時刻の予測法と適用結果について. 地すべり 26(1): 1-8.
八木則男・矢田部龍一・山本浩司 (1983) 雨水浸透による斜面崩壊. 土木学会論文報告集 第33号: 107-114.
山口伊佐夫・西尾邦彦・川邊 洋・芝野博文・飯田千徳 (1989) 人工地すべりの発生と流動について—静岡県由比における野外実験から—. 森林航測 158: 3-9.
矢田部龍一・八木則男・榎 明潔 (1986) 降雨による砂質斜面の崩壊発生時期の予知法に対する検討. 土木学会論文集 第376号/III-6: 297-305.