島尻層群泥岩地すべりの発生・再滑動に関与する強度 —沖縄、安里地すべりを事例として—

Shear strength in first-time activation and reactivation of Shimajiri-mudstone landslide

— An example of Asato landslide, Okinawa, Japan —

木村 匠^{a)}, 宜保清一^{b)}, 中村真也^{b)*}, 佐々木慶三^{c)}, 周 亜明^{d)}

Sho KIMURA, Seiichi GIBO, Shinya NAKAMURA, Keizou SASAKI and Yaming ZHOU

Abstract

This paper discussed the shear strengths along the slip surface in the first-time activation and reactivation of Asato landslide, which is a quasi-first activated slide in the area of Shimajiri-mudstone, Okinawa, Japan and its stability analysis utilizing the shear strength characteristics. It is considered that in the reactivation, residual strength is applicable in most of the slip surface area, while the remaining part of it is at the fully softened strength. In the stability analysis during sliding subsequent to the first-time activation, using the residual strength as the average shear strength that acts along the slip surface for the entire slip surface enables estimation of the position of groundwater level. For the first-time activation, the average shear strength acting along the slip surface ($\bar{c}'$, $\bar{\phi}'$) was calculated through the application of the estimated groundwater level. The parameters of $\bar{c}' = 26.8 \text{ kN/m}^2$, $\bar{\phi}' = 22.9^\circ$ and the residual factor $R = 0.49$ indicate that both the peak (fractured-mudstone) and the residual (structural weak planes) strength prevail in the slip surface area. The $c' - \tan \phi'$ diagrams of stability analysis, which are constructed for the first-time activation and reactivation of the landslide, are beneficial for the control works for landslide. These results can be valuable in the risk evaluation of the quasi-first activated slides.

Key words : residual strength, peak strength, quasi-first activated slides, old landslides, stability analysis

和文要旨

島尻層群泥岩準初生地すべりの安里地すべりを事例として、せん断強度特性を活用した安定解析により、発生および再滑動時のすべり面の強度について検討した。

地すべり再滑動では、すべり面の大部分に残留強度が、一部域に完全軟化強度が関与する。地すべり発生直後（移動時）の安定解析において、すべり面平均強度として残留強度を充てることにより地下水位の推定が可能になる。すべり発生（初生）では、推定地下水位を適用することにより、すべり面平均強度（ c' , ϕ' ）を算出できた。 $c' = 26.8 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 22.9^\circ$ と残留係数 $R = 0.49$ は、すべり面域にピーク強度（破碎泥岩）と残留強度（構造的弱面）の関与を示す。地すべりの発生・再滑動に対して得られた $c' - \tan \phi'$ 図は、防止対策を講じる上で有益である。これらの成果は準初生地すべりの合理的な危険度評価に繋がるものである。

キーワード：残留強度、ピーク強度、準初生地すべり、既往地すべり、安定解析

1. はじめに

沖縄本島中南部の島尻層群泥岩分布地域では豪雨による地すべりが多発している（例えば、宜保ら、1981）。著者らは、本地域の地すべり類型について、地形とすべり形態を基に「初生地すべり」、「準初生地すべり」、「再活動型崩積土地すべり」および「その他の地すべり」の4つに区分できることを示し（陳ら、2007）、準初生地すべりについては、その発生場の特徴について検討を行っている（宜保ら、2008、2009）。準初生地すべりの発生場は、「下方部に既往地すべりを擁する斜面」、「中腹部に既往地すべりを擁する斜面」および「切土されている斜面」に大別される。準初生地すべりは、本地域の特徴的な地すべり類型で、甚大な被害をもたらす可能性が高いとされ、発生場の特定および発生危険度の判定手

法の確立が求められている。

一方、現在の「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」に基づく地すべり危険度評価は、地すべり地形が明瞭な再活動型地すべりを対象としたものであり（沖縄県土木建設部河川課、2005；森脇・佐々木、2007）、準初生地すべりの発生場を特定することができない。準初生地すべりの特徴、すべり形態および発生メカニズムを明確にできれば、発生場の特定や危険度の適切な判定に繋がる。また、合理的な危険度評価を行うためには、すべり面土のせん断強度特性とすべり面域に関与する強度の把握が重要となる。その際、調査によって決定した縦断面図から $c' - \tan \phi'$ 図が作成され、すべり面平均強度定数が導出される。著者らは縦断面形状と $c' - \tan \phi'$ 図の相互関係について検討し、 $c' - \tan \phi'$ 図の合理性確認の重要性を指摘している（木村ら、2008；中村ら、2008；陳ら、2009；宜保ら、2009；）。

2006年6月10日に沖縄県中城村で発生した準初生地すべりの安里地すべりは、頭部の村道を約100m、中腹の県道を約140mにわたって寸断した。6月12日夜に頭部

* 連絡著者／corresponding author

a) 鹿児島大学大学院連合農学研究科

The United Graduate school of Agricultural Sciences, Kagoshima University

b) 琉球大学農学部

Faculty of Agriculture, University of the Ryukyus

〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町字千原1

University of Ryukyus, 1 Senbaru, Nishihara, Okinawa

c) 佐々木技術事務所

Sasaki Consulting Engineer Office

d) ㈱南城技術開発

Nanjyou Gijyutukaihatu Co., Ltd.

右翼側で発生した二次すべりにより地すべり移動体の末端部が流動化し、流動土砂が民家に迫り、一時はかなり緊迫した状態となった。早期の避難と対策委員会（社）日本地すべり学会九州支部）の指導に基づく現地踏査および緊急対策により人的被害は免れたものの、家屋の損壊、道路寸断による交通網の麻痺、住民（49世帯、174人）の避難生活等、地域住民に与えた影響は計り知れない。発生直後からの状況観察（滑動状況、降雨、流入水、流出水および湛水の把握など）、発生から約2日後（6月12日）の現地踏査を始め、ボーリング調査、動態観測、強度測定試験等の詳細な調査が行われ、すべり形態を把握するための貴重な情報が得られている。調査、観測、強度測定試験等の結果を整理・分析し、特に強度特性に着目することにより、初生すべりと再滑動すべりが複合的に存在する準初生地すべりの発生機構を明らかにすることができる。

本研究では、準初生地すべりの安里地すべりについて、すべり形態、地すべり調査を基に、既往地すべりの存在とそれが安里地すべり発生に与えた影響を明らかにした。次に、すべり形態およびすべり面状況を基に、地すべりの発生・再滑動時に関与する強度について、ピーク強度、完全軟化強度および残留強度のいずれであるか、または、それらの複数が動員されているかを明らかにし、強度特性を勘案した安定解析を行って発生・再滑動時のすべり面の強度を算出した。最後に、地すべり縦断面形状（地すべり斜長、すべり面最大鉛直深度、すべり面平均勾配）が $c' - \tan \phi'$ 図の c' 軸切片および $\tan \phi'$ 軸切片に及ぼす影響についても検討した。

2. 安里地すべり

2.1 地すべり本体

本地すべりは、沖縄本島中東部中城村の安里区と北上原区に跨る地すべり危険箇所（沖縄県土木建設部、2003）で発生した。地質は島尻層群泥岩である。地すべり発生の誘因は40日間の長雨（5月1日～6月9日の総降雨量519mm、北中城村安谷屋）とそれに続く豪雨（6月10日の日降雨量95mm、北中城村安谷屋）による間隙水圧の上昇とみられている。地すべりの移動の様相は、時間の経過に伴って大きく変化した。6月10日の9時30分頃、斜面上方部の村道の路面において亀裂が認められ、斜面中腹の県道35号線の隆起が確認された。17時に地すべり滑動が本格化し、斜面中腹の県道が寸断された。このすべり本体の規模は、滑落崖の高さが約30m、長さが約240m、幅が最大約120mであった。地すべりの水平方向の移動量は、滑落崖部、中腹部および末端部でそれぞれ68m、77m、77mと大きかった（写真-1）。

2.2 二次すべりの発生とすべり土塊の一部流動化

地すべり頭部右翼側滑落崖において、12日夜と13日夜の2回、二次すべりが発生した。12日夜の二次すべりにより、一旦静止していたすべり土塊が再滑動し、末端部

写真-1 安里地すべりの全景（沖縄県土木建築部提供写真に加筆、2006年6月12日正午頃撮影）

Photo 1 Panorama of Asaro landslide (12 June 2006)

が流動化した。流動土砂が約200m流下して民家に迫ったため、緊急対策として、大型土嚢による防護堤の造築、バックホウによる流下土砂の排除を行い、民家の被災を回避した。流動は14日夜に沈静化した。最終的な地すべり規模は長さ約500m、幅約260mとなった（写真-2、図-1）。

10日17時から12日17時までの降雨量76mmと、すべりにより破壊された水道管と道路側溝からの流入水が、地すべり土塊内に大量に供給された。

12日夜に発生した二次すべりは、長さが約60m、幅が約20mであった。二次すべり直下付近の地すべりの移動本体上にあった墓が埋没せずに移動していることから、二次すべりは地すべり本体に上載したのではなく、本体頭部を右翼側から押し出すように移動したと推測される（写真-1, 2）。以上より、すべり土塊の流動化は、大量の水の流入と二次すべりが合わさって発生したものである。そのため、12日から行われた流入水の遮断（頭部、中腹部県道）、集水場の造設とポンプ排水による地下水排除（中腹部、下方部）は流動沈静化（14日夜）にかなり効果的に作用した。13日夜に発生した新たな二次すべりは12日夜の二次すべりの3分の1程度の規模で、流動の激化には繋がらなかった。

二次すべりの主な発生要因は、地すべり本体の移動による土圧の喪失で、応力解放により潜在していたクサビ

写真-2 地すべり右翼部二次すべりと末端流動化部の拡大
(沖縄総合事務局Websiteより得た写真に加筆,
2006年6月16日撮影)

Photo 2 Expansion of flow at the toe secondary slide in
the right-wing of the landslide (16 June 2006)

図-1 安里地すべりの平面図
Fig.1 Plan of Asato landslide

状の地質弱面がすべり面に転化した(写真-3)。約2日の短時間ですべりに至ったことから、弱面が面的連続性を有し、流れ盤であったこと、すべり面付近の非弱面領域では進行的破壊が急速に進んだものと推測できる。島尻層群泥岩分布地域では、末端切土に伴う同様な発生メカニズムの地すべりが多発していることが知られているが(例えば、宜保ら, 1986), 一般的には弱面領域が応力解放により拡大し、すべり発生に至るまでに数ヶ月～数十年を要すると考えられる。

地すべり本体は、大きく滑動した後、一時的に小康状態にあった。すべり土塊の流動化は、降雨、二次すべりおよびその時系列関係といった複合的条件が合わさったもので、本地域の地すべりとしては極めてまれな現象であったと考えられる。

2.3 地すべり地の地質構造とすべり面

地質構造は走向がNE-SWで、傾斜は5~10°SEであり、地すべり本体に対して流れ盤となっている。基盤岩および移動土塊中には流れ盤性の層理面(傾斜15~30°)および急勾配をなす小断層面(傾斜40~70°)が多数存在していた。小断層面は滑落崖にも多数認められ(写真-4)、地すべり発生の素因になったと考えられる。地すべり本体のすべり面は、深度13.60m(Bv-9)、13.35

写真-3 クサビ状弱面が転化した右翼部二次すべりのすべり面

Photo 3 Slip surface of secondary landslide in the right-wing which began from wedge weak surface

m (Bv-10), 13.25m (Bv-11), 13.95m (Bv-12) における鏡肌を呈する残留状態面と, 移動による激しい攪乱を受けて軟化・粘土化が進んだ完全軟化状態粘土 (Bv-13) からなることが確認された。

3. 地すべり発生前斜面の地形的特徴

3.1 既往地すべりの存在

図-2は, 地すべり発生以前の地形に地すべり本体を示したものである。図より2つの既往地すべりが読みとれる。既往地すべり滑落崖の上方斜面の傾斜は約23°で, 既往地すべりを含む下方斜面の傾斜は約12°と緩い。県道の山手側斜面の既往地すべりの両サイドでは, 30年前にアンカー工が施工されたが, 既往地すべりに対しては何の対策もなされていなかった。既往地すべりにより斜面勾配が緩くなっていたため, 安全とみなされた可能性がある。

安里地すべりのすべりブロックとはならなかった既往地すべり斜面 (図-2斜め線網掛け部) において, ポー

写真-4 滑落崖に見られる地すべり発生の素因となった構造的弱面

Photo 4 Structural weak principle planes causing the landslide, as seen on the main scarp

図-2 地すべり発生前の地形図

Fig.2 Geographical map before occurrence of the landslide

リング調査 (図-2, H19・Bv-8) を行い, 既往地すべりのすべり面やすべり土塊の泥岩の状況を調べた。この既往地すべりブロックは, 末端部に施工されたアンカーの抑止効果もあって地すべり本体の滑動に同調しなかったと考えられる。泥岩は, 深度12.20mまで礫状～粘土状の強破碎状態であり, 過去のすべり移動の影響が明確に認められた。深度11.00～11.20mは強攪乱粘土状態で, 11.20mに擦痕があり, 鏡肌を呈していた。地すべり本体の一部となった既往すべり面も同じ状態にあり, 強度は残留状態にあったと考えられる。

3.2 既往地すべりと地すべり発生の関係

既往地すべり発生後の本地すべり斜面の応力状態の変化や既往地すべりの存在が地すべり発生に与えた影響は, 既往地すべりを含む斜面下方側と既往滑落崖の上方側で異なると考えられる。

斜面下方側では, 既往地すべりのすべり面が卓越した弱面として存在することになる。鳥尻層群泥岩は一旦残留状態に至った後の強度回復がほとんどないので, 既往すべり面の大部分はほぼ残留状態にあるとみなされるが, 一部の小さい土被り圧 (100kN/m²) のすべり面域では, 粒子配向が十分でないことに起因して完全軟化強度に近い状態にあると考えられる (宜保・中村, 2000; 中村ら, 2000)。

一方, 上方側では, 既往地すべりの移動に伴う応力解放により, 内部応力の変化が生じる。応力解放の影響は, 特に内在する地質弱面に強く作用すると考えられ, 弱面の拡大, ひずみの発生等により, 長時間をかけて泥岩の強度低下が進行すると考えられる。また, 内在地質弱面の緩みにより, 浸入水の作用も増大する。このような進行性破壊や風化による脆弱化が加速し, 弱面が拡大する。弱面の拡大域において, 同様の現象が繰り返され, 徐々にすべり面が形成されていったと考えられる。既往地すべりの主断面から推定した除荷量は約6600kN/mであった。応力解放の影響範囲は, 除荷量に依存する。

4. すべり面土の強度

スリーブ内蔵式3重管コアチューブによりすべり面土およびすべり面付近の泥岩を採取し, 各試験に供した。

表-1は試料の物理試験結果である。粒度試験は音波処理反復法 (吉永ら, 1984) により行い, 土粒子の密度試験 (JIS A1202) および液性限界・塑性限界試験 (JIS A1205) を行った。試料の物性は, 液性限界 w_L が72.3%, 塑性指数 I_p が48.4, $<2\mu\text{m}$ 粘土含有量CFが64.5%, 砂含有量SFが5.8%である。

表-1 $<425\mu\text{m}$ 試料の物理的性質

Table 1 Physical properties of $<425\mu\text{m}$ soil samples

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p	粒度組成 (%)			
				粘土分 ($<2\mu\text{m}$)	シルト分 ($2\sim200\mu\text{m}$)	細砂分 ($20\sim200\mu\text{m}$)	粗砂分 ($200\sim420\mu\text{m}$)
2.763	72.3	23.5	48.4	64.5	29.7	5.6	0.2

図-3 破碎泥岩試料のピーク強度

Fig. 3 Peak strength for fractured-mudstone samples

図-4 再調整試料の残留強度および完全軟化強度

Fig. 4 Residual and fully softened strength for the re-molded sample

せん断強度の測定には、三軸圧縮試験機および定応力・定体積リングせん断試験機を用いた。三軸圧縮試験(CU)(地盤工学会, 2000)ではすべり面付近の破碎泥岩の不攪乱試料のピーク状態における強度定数(以後、ピーク強度定数)を求め、リングせん断試験(宜保, 1994)ではすべり面土の425 μ mふるい再調整試料について所定の垂直応力の下で正規圧密し、せん断(定応力, 変位速度0.01mm/min)を行って、完全軟化強度および残留強度を求めた(Vithana et al., 2009)。

図-3は破碎泥岩試料の三軸圧縮試験結果をモールの応力円で整理したものである。ピーク強度定数は、有効垂直応力 $\sigma'_n = 50 \sim 300 \text{ kN/m}^2$ に対して $c'_f = 12.1 \sim 52.8 \text{ kN/m}^2$, $\phi'_f = 29.9 \sim 33.0^\circ$ となった。 $c'_f = 52.8 \text{ kN/m}^2$, $\phi'_f = 33.0^\circ$ は破碎の影響が小さい風化破碎泥岩の強度で、

図-6 地すべり発生前の既往地すべりと上方斜面の縦断地形図

Fig. 6 The cross section of the old landslide and upper slope before the landslide occurred

図-5 地すべり再滑動時の縦断面図および $c' - \tan \phi'$ 図

Fig. 5 The cross section and $c' - \tan \phi'$ for stability analysis at the time of reactivation of the landslide

$c'_i = 12.1 \text{ kN/m}^2$, $\phi'_i = 29.9^\circ$ は強風化破碎泥岩の強度である (Kimura et al., 2009)。

図-4 は, リングせん断試験により得た完全軟化強 τ_{sf} および残留強度 τ_r を有効垂直応力 σ'_n に対して整理したものである。Skempton (1964, 1970, 1985) にないり粘着力 $c = 0$ として得た完全軟化強度定数 ϕ_{sf} および残留

強度定数 ϕ_r はそれぞれ $\phi_{sf} = 27.8^\circ$, $\phi_r = 10.8^\circ$ であった。

5. 地すべり発生についての検討

5.1 地すべり再滑動時に關するすべり面の強度

地すべり再発防止対策のため, 8月4日から12月28日まで地すべり動態観測が行われた。9月の降雨の際に歪計 (Bv-9, 10, 11) で変動が確認され, 11月および12月の降雨に伴って変動量 (Bv-9, 11) が増加した。図-5に地すべり再滑動時の縦断面図と安定解析 $c' - \tan \phi'$ 図を示す。解析は二次元修正簡便法によった。すべり面は斜面の変状およびボーリングコアを基に確定し, 地下水位は動態観測結果 (Bv-9, 10, 11, 12) を基に決定した。安全率 F_s を0.98として, 式 $c' = -155.4 \tan \phi' + 33.2$ を得た。すべり面の状況に注目すると, すべりブロックの中・上方部の鏡肌面領域と, 末端部の完全軟化粘土領域からなる。前者に残留強度 ($\phi_r = 10.8^\circ$) が, 後者に完全軟化強度 ($c_{sf} = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi_{sf} = 27.8^\circ$) が関与すると想定し, 「残留係数を導入した安定解析法」(宜保ら, 1984; 宜保, 1996) を適用して, 残留係数 $R = (\tau_{sf} - \bar{\tau}) / (\tau_{sf} - \tau_r)$ (Skempton, 1964) およびすべり面平均強度定数 ($\bar{c}', \bar{\phi}'$) を求めた。 $R = 0.93$ および $\bar{c}' = 0 \text{ kN/m}^2$, $\bar{\phi}' = 12.1^\circ$ が得られた。 R は過去の沖繩の泥岩地すべりの $R = 0.7 \sim 0.9$ (宜保ら, 1986; 中村ら, 2004) の範囲の大きめの値となった。この場合の大きめの R は, すべり面の大部分で残留強度が, 一部域に完全軟化強度が関与することを意味する。 $\bar{\phi}' = 12.1^\circ$ は, 残留強度 (ϕ_r

写真-5 地すべり斜面頭部の村道路面に生じた開口亀裂 (2006年6月10日午前9時30分, 中城村提供)

Photo 5 Cracks in the village road on slope crown of the landslide (9:30 12 June 2006)

図-7 地すべり移動時の縦断面図および $c' - \tan \phi'$ 図

Fig. 7 The cross section and $c' - \tan \phi'$ for stability analysis during the time of activation of the landslide

=10.8°) にかなり近く, 明確なすべり面が認められたことと合致する。また, 図-5の縦断面図において, すべりブロックの中・上方部に残留強度が, 末端部に完全軟化強度が関与するとして繰り返し計算を行って両強度の関与領域を分けし, 境界a-aで示した。

5.2 地すべりの発生とすべり面の強度との関係

5.2.1 地すべり発生前斜面の縦断地形とすべり面

図-6に現地形の断面と発生前の平面図等を基に再現した地すべり発生前の縦断地形図を示す。地すべり発生前の斜面の特徴として, 斜面下方側に約30年前に発生した既往地すべりが位置し, 上方側は地すべり地形が不明瞭な初生域(以下, 上方斜面と呼ぶ)となっていた。地すべり地の地盤は流れ盤である上, 小断層等の地質弱面を有しており, 上方斜面では既往地すべり移動に伴う横圧・上載圧の解放により, 地質弱面の長期に亘る進行的拡大が推測され, 斜面下方側では既往すべり面が本体すべり面に転化したことが推測される。すべり面において, 上方斜面領域では風化破碎泥岩のピーク強度と地質弱面の残留強度が, 既往地すべり域では残留強度と一部に完全軟化強度が関与すると考えられる。

5.2.2 地すべり移動時に関与するすべり面の強度と地下水位

地すべりは, まず既往地すべりが再滑動し, 次に既往地すべりの再滑動に伴い末端の抑止領域を失った上方斜面が不安定化したと考えられる。上方斜面の不安定化については10日の午前9時30分に地すべり斜面頭部の村道

路面に生じた開口亀裂が確認されている(写真-5)。地すべり移動した上方斜面は再滑動した既往地すべりまで達し, 既往地すべりを押し出しつつ一体化して地すべり本体を形成したと考える。既往地すべりの中腹の県道35号線が寸断されたという報告は6月10日までなかったことから, 既往地すべり再滑動後, 上方斜面が既往地すべりに達して一体化するまでの時間は数時間程度であったと推測される。

図-7に地すべり移動時の縦断面図および $c'-\tan\phi'$ 図を示す。地すべり発生前の縦断地形図と地すべり再滑動時のすべり面を基に作成した。地すべり移動時のすべり面に関与する強度については, 一般的に島尻層群泥岩の地すべり土は200~300mm程度のせん断変位で残留せん断状態に至ること(宜保ら, 2003), 本地すべりのすべり面試料も300mm程度で残留せん断状態に至っていることから, すべり面全域に残留強度($c_r=0$, $\phi_r=10.8^\circ$)が関与すると想定した。 F_s は斜面の実情を勘案して次のように設定した。地下水位の逆算を行う際, F_s は一般には1.00~0.98と設定すべきだが, 移動中の縦断面形状では非現実的な値となる。地下水位を地表面とした場合に $F_s=0.33$, 地下水なしの場合に $F_s=0.72$ となる

図-8 既往地すべり再滑動時の縦断面図および $c'-\tan\phi'$ 図
Fig. 8 The cross section and $c'-\tan\phi'$ for stability analysis at the time of reactivation of the old landslide

図-9 上方斜面のすべり発生時(初生時)の縦断面図および $c'-\tan\phi'$ 図
Fig. 9 The cross section and $c'-\tan\phi'$ for stability analysis at the time of occurrence of the landslide in the upper slope

ことから、地下水位として設定できる F_s は0.3~0.7の範囲と考えられ、ここでは地すべり移動中の F_s を0.5と仮定して地下水位を逆算した。極限平衡法は単一の F_s を指標としているため、実際の地すべり移動の挙動を表現することは困難であるが、縦断面形状およびすべり面の強度が決定している場合は、地すべり推力と抵抗力(強度)のバランスの度合いを表現し得ると考える。ただし、この F_s の設定については事例研究の蓄積や三次元解析等によってその妥当性を検討する必要がある。地下水位の推定は、移動時斜面を既往地すべり領域と上方斜面領域に分けて考える。まず、既往地すべり領域に対し、地すべり再滑動時(本論文の5.1)の地下水位の平均値4.2mを参考に、5.2m(平均値+1.0m)の地下水位を充てた。地下水位はすべり面と平行と仮定した。ここで、既往地すべり領域の地下水位を平均値+1.0mとした理由は次の通りである。既往地すべりが30年程安定を保っていた事実を考えると、既往地すべり再滑動時の地下水位を+0.5mとするのは低すぎる。また、+1.5mとすると R は0.64となり、過去の泥岩地すべりの R の範囲(0.7~0.9)よりも小さくなる。これらを勘案して平均値+1.0mとした。次に、上方斜面領域に対しても、地下水位をすべり面と平行に上昇させ、繰り返し計算により $F_s=0.50$ となるすべり面から+8.0mの地下水位を推定した。以上より $c' = -138.4 \tan \phi' + 26.4$ が決まり、 $\bar{c}' = 0 \text{ kN/m}^2$ 、 $\bar{\phi}' = 10.8^\circ$ ($R=1.00$)となる。

5.2.3 既往地すべり再滑動時に関するすべり面の強度

図-8に既往地すべり再滑動時の縦断面図と $c' - \tan \phi'$ 図を示す。 $F_s=0.98$ とし、地下水は5.2.2で算出した既往地すべり領域における推定地下水位を充て $c' = -78.6 \tan \phi' + 23.2$ を得た。すべり面の状況は5.1 地すべり再滑動時のすべり面の強度と同様であり、鏡肌面領域に $\phi_r=10.8^\circ$ が、完全軟化粘土領域に $\phi_{st}=27.8^\circ$ が関与するとして、 $R=0.69$ 、 $\bar{c}' = 0 \text{ kN/m}^2$ 、 $\bar{\phi}' = 16.5^\circ$ が得られた。 $R=0.69$ は、過去の本地域の泥岩地すべりの R (0.7~0.9)に近い値である。また、図-8の縦断面図において、繰り返し計算を行って残留強度および完全軟化強度の関与領域を分けし、境界b-bを示した。

5.2.4 上方斜面のすべり発生(初生)に関与するすべり面の強度

図-9に地すべり発生前上方斜面の縦断面図を示す。 $F_s=0.98$ とし、地下水は5.2.2で算出した上方斜面領域における推定地下水を充てて $c' = -148.1 \tan \phi' + 89.5$ を得た。発生前の斜面内部では、末端に位置する既往地すべりの再滑動に伴う横圧解放(応力解放)による進行性破壊や変形破壊が加速し、弱面(潜在すべり面)の強度は残留強度あるいはその付近まで低下していたと考えられる。そこで、すべり面の強度として風化破碎泥岩のピーク強度($c'_i=52.8 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi'_i=33.0^\circ$)および残留強度($\phi_r=10.8^\circ$)が関与するとして、残留係数を導入

した安定解析の考え方に基づいて $R=0.49$ 、 $\bar{c}' = 26.8 \text{ kN/m}^2$ 、 $\bar{\phi}' = 22.9^\circ$ を算出した。想定すべり領域に破碎ピーク強度を単独で適用した場合 $F_s=1.63$ となることから、上方斜面の滑動は残留強度関与の弱面の存在が不可欠であるとの証になる。

6. 地すべりの縦断面形状と $c' - \tan \phi'$ 図

地すべりの縦断面形状は $c' - \tan \phi'$ 図を決定づけ、 $c' - \tan \phi'$ 図は地すべり対策に必要なすべり面平均強度定数の算定に利用される。著者らは、モデル地すべりに基づく解析により、縦断面形状(地すべり斜長 L :主縦断面におけるすべり面(線)の上端と下端が地表面と交わる2点の長さ、すべり面最大鉛直深度 D 、すべり面平均勾配 α :2点を結んだ直線の勾配)の $c' - \tan \phi'$ 図に及ぼす影響について検討し(陳ら, 2009)、島尻層群泥岩分布地域の地すべりの縦断面形状と $c' - \tan \phi'$ 図の特徴について明らかにしている(宜保ら, 2009)。つまり、「 D の大小は c' 軸切片(以下、 c')の大小として現れること、 α の大小は c' と $\tan \phi'$ 軸切片(以下、 $\tan \phi'$)の大小として現れること」(陳ら, 2009)と「 $\tan \phi'$ は、 α が大きくなれば大きくなり、逆に α が小さくなれば小さくなる傾向がある」(宜保ら, 2009)ことが示されている。

図-6, 8, 9および10に示した縦断面形状と $c' - \tan \phi'$ 図の関係について論述する。地すべり再滑動時の縦断面形状は、 $L=237\text{m}$ 、 $D=15.8\text{m}$ 、 $\alpha=8.5^\circ$ で、 $c' - \tan \phi'$ 関係式は $c' = -155.4 \tan \phi' + 33.2$ 、 c' および $\tan \phi'$ はそれぞれ 33.2 kN/m^2 、 0.21 (12.1°)となった(図-5)。 $\tan \phi'$ 値は小さい α を反映して小さい。地すべり移動時の縦断面形状は、 $L=222\text{m}$ 、 $D=22.2\text{m}$ 、 $\alpha=14.6^\circ$ で、 $c' - \tan \phi'$ 関係式は $c' = -138.4 \tan \phi' + 26.4$ 、 c' および $\tan \phi'$ はそれぞれ 26.4 kN/m^2 、 0.19 (10.8°)となった(図-7)。再滑動時に比べて α が大きいことから大きい c' 値および大きい $\tan \phi'$ 値が予想されるが、小さい F_s を反映して両値とも小さい。上方斜面のすべり発生時(初生時)の縦断面形状は、 $L=131\text{m}$ 、 $D=23.7\text{m}$ 、 $\alpha=23.8^\circ$ で、 $c' - \tan \phi'$ 関係式は $c' = -148.1 \tan \phi' + 89.5$ 、 c' および $\tan \phi'$ はそれぞれ 89.5 kN/m^2 、 0.60 (31.1°)となった(図-9)。 c' 値は大きい α と D を、 $\tan \phi'$ 値は大きい α を反映して、再滑動時および移動時の c' および $\tan \phi'$ 値より大きい。既往地すべり再滑動時の縦断面形状は、 $L=118\text{m}$ 、 $D=8.6\text{m}$ 、 $\alpha=10.7^\circ$ で、 $c' - \tan \phi'$ 関係式は $c' = -78.6 \tan \phi' + 23.2$ 、 c' および $\tan \phi'$ はそれぞれ 23.2 kN/m^2 、 0.30 (16.5°)となった(図-8)。 c' 値は小さい D を反映して小さい。

7. 結論

島尻層群泥岩準初生地すべりの安里地すべりについて、せん断強度特性を活用した安定解析により、以下のことが明らかにされた。

①地すべり再滑動時のすべり面平均強度は、 $\bar{c}' = 0 \text{ kN/m}^2$ 、

$\phi' = 12.1^\circ$ と低い。残留係数 $R = 0.93$ は、すべり面の大部分で残留強度が、一部域に完全軟化強度の関与があったことを意味する。

- ②地すべり発生直後（移動時）の安定解析において、すべり面平均強度として残留強度を充てることにより地下水位の推定が可能になる。
- ③上方斜面のすべり発生（初生）に対しては、推定地下水位を適用することにより、すべり面平均強度を算出できた。 $c' = 26.8 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 22.9^\circ$ と $R = 0.69$ は、すべり面域にピーク強度（破碎泥岩）と残留強度（構造的弱面）が関与していることを示している。
- ④地すべりの発生・再滑動に対して得られた $c' - \tan \phi'$ 図は、防止対策を講じる上で有益である。
- ⑤これらの成果は準初生地すべりの合理的な危険度評価に繋がるものである。

本論文では、客観的手法に基づいて発生・再滑動時に関与するすべり面強度について検討し、限られた調査データから地すべり発生時の地下水位を定量的に捉える解析手法を提案した。「5.2.2」のすべり移動時の安全率設定については、事例研究の蓄積や三次元解析等によって、その妥当性を検討する必要がある。なお、本論文をまとめるに当たり、沖縄県土木建築部海岸防災課および同中部土木事務所に資料提供等ご協力頂いた。また、本論文の改善に当たり査読者から適切なご意見を頂戴した。記して謝意を表します。

参考文献

- 陳伝勝, 宜保清一, 佐々木慶三, 中村真也 (2007): 沖縄本島中南部の地すべり分類の試み-地すべりの危険度評価に関連して-, 日本地すべり学会誌, Vol. 43, No. 6, pp. 1-12.
- 陳伝勝, 宜保清一, 中村真也, 木村匠 (2009): 地すべりの断面形状と安定解析 $c' - \tan \phi'$ 図の関係, 日本地すべり学会誌, Vol. 46, No. 1, pp. 27-34.
- 宜保清一 (1994): 残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその精度, 地すべり, Vol. 31, No. 3, pp. 24-30.
- 宜保清一 (1996): 残留係数を導入した安定解析法-沖縄島尻層群泥岩地すべりへの適用-, 地すべり, Vol. 33, No. 2, pp. 46-50.
- 宜保清一, 小波蔵政良, 吉沢光三 (1981): 那覇市真地団地内地すべり性崩壊の発生要因と平均せん断強度定数の決定, 地すべり, Vol. 18, No. 2, pp. 11-18.
- 宜保清一, 中村真也, 比嘉優, 吉沢光三 (2003): 安定解析に必要な強風化・破碎泥岩の強度, 農業土木学会論文集, No. 227, pp. 113-118.
- 宜保清一, 中村真也, 木村匠, 陳伝勝 (2009): 沖縄, 島尻層群泥岩分布地域における初生型地すべりの縦断面形状と発生場の特徴-地すべりの危険度評価に関連して-, 日本地すべり学会誌, Vol. 46, No. 3, pp. 22-27.
- 宜保清一, 中村真也, 周亜明 (2000): 移動量の大きい泥岩地すべりにおけるすべり面の強度-沖縄, 仲順地すべりを事例として-, 土と基礎, Vol. 48, No. 8, pp. 9-12.

- 宜保清一, 中村真也, 佐々木慶三, 儀間朝範 (2008): 島尻層群泥岩地すべりの危険度評価の課題と解決法, 日本地すべり学会誌, Vol. 45, No. 1, pp. 27-34.
- 宜保清一, 佐々木慶三, 吉沢光三, 伊田茂 (1986): 沖縄, 北丘ハイッ内泥岩すべりにおける地質構造規制とすべり面強度パラメータの算定, 地すべり, Vol. 23, No. 3, pp. 15-20.
- 宜保清一, 佐々木慶三, 周亜明, 中村真也 (2006): 2006 (平成18) 年6月10日沖縄県中城村で発生した北上原地すべりの調査報告, 日本地すべり学会誌, Vol. 43, No. 2, pp. 44-47.
- 宜保清一, 武居有恒, 小波蔵政良 (1984): 平均すべり面強度定数の算定方法について, 地すべり, Vol. 20, No. 4, pp. 1-6.
- 地盤工学会 (2000): 土質試験の方法と解説-第一回改訂版-, 地盤工学会, pp. 441-545.
- 木村匠, 宜保清一, 中村真也, 陳伝勝 (2008): 地すべり断面形状と $c' - \tan \phi'$ 図の関係, 第47回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 213-216.
- Kimura, S., Gibo, S., Nakamura, S., Vithana, S. B. (2009): Shear strength characteristics of landslide soils, Asato landslide, Okinawa, Japan, *Proceedings of 19th (2009) International Offshore and Polar Engineering Conference, Osaka, Japan*, 6, 2009, pp. 156-161.
- 森脇寛, 佐々木良宜 (2007): 斜面安定解析による地すべり地形斜面の危険度評価, 日本地すべり学会誌, Vol. 44, No. 1, pp. 25-32.
- 中村真也, 宜保清一 (2000): 地すべり土の回復強度と垂直応力の影響, 地すべり, Vol. 37, No. 3, pp. 18-24.
- 中村真也, 宜保清一, 江頭和彦, 吉永安俊 (2000): 地すべり土の回復強度と鉱物組成の関係, 地すべり, Vol. 37, No. 3, pp. 10-17.
- 中村真也, 宜保清一, 林義隆 (2004): 残留係数を導入した地すべりの三次元安定解析-沖縄, 仲順地すべりについて-, 農業土木学会論文集, No. 229, pp. 47-52.
- 中村真也, 宜保清一, 木村匠, 陳伝勝 (2008): 地すべり断面形状とすべり面平均強度定数および地すべり推力の関係, 第89回農業農村工学会九州支部講演会講演集, pp. 138-139.
- 中村真也, 宜保清一, 吉沢光三, 比嘉優 (2005): 島尻層群泥岩の切土斜面の安定度評価に有効な強度図, 土と基礎, Vol. 53, No. 4, pp. 11-13.
- 沖縄県土木建築部河川課 (2005): 土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律基礎調査マニュアル (案), 沖縄県.
- 佐々木慶三, 吉沢光三, 宜保清一, 江頭和彦 (1990): 沖縄島尻層群地帯地すべり-地質構造的背景-, 地すべり, Vol. 27, No. 2, pp. 31-37.
- Skempton, A. W. (1964): Long-term stability of clay slopes, *Géotechnique*, Vol. 14, No. 2, pp. 77-101.
- Skempton, A. W. (1970): First-time slides in overconsolidated clays, *Géotechnique*, Vol. 20, No. 3, pp. 320-324.
- Skempton, A. W. (1985): Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, *Géotechnique*, Vol. 35, No. 1, pp. 3-18.
- Vithana, S. B., Gibo, S., Nakamura, S., Kimura, S. (2009): Influence of overconsolidation ratio on residual strength of Miawowan & Kamenose landslide soils under laboratory conditions, *Proceedings of 19th (2009) International Offshore and Polar Engineering Conference, Osaka, Japan*, 6, 2009, pp. 246-250.
- 吉永長則, 江頭和彦, 中井信 (1984): 黒ボク土の粒径分析法, 日本土壤肥料学雑誌, Vol. 55, No. 3, pp. 248-256.

(原稿受付2009年3月31日, 原稿受理2010年1月12日)