

## 再滑動型地すべりを対象としたすべり面と残留強度の把握および 斜面安定解析結果

### Comprehending the Landslide Plane and Residual Strength of the Re-slide Type Landslide, and the Result of the Slope Stability Analysis

金子雅博 Masahiro KANEKO (西日本高速道路エンジニアリング中国(株))  
 神山 惇 Atsushi KOYAMA (宮崎大学工学教育研究部)  
 下野宗彦 Munehiko SHITANO (西日本高速道路エンジニアリング中国(株))  
 秦 二朗 Jiro HADA (西日本高速道路エンジニアリング中国(株))  
 鈴木素之 Motoyuki SUZUKI (山口大学大学院創成科学研究科)

本研究の対象地は、建設時の段階から地すべり型崩壊が複数回発生したため、有識者委員会による検討結果から排土による2割勾配で施工された。その後安定していたが、供用後40年以上経過した時点で再滑動型地すべり崩壊が発生した。滑動と休止を繰り返す再滑動地すべり地では、すべり面の強度は残留状態にあり、降雨等誘因の僅かな変化によって再滑動する。そのため、安定性検討では、残留強度を適切に把握することが重要である。本報告では、建設時調査設計資料、点検記録、現地調査、土質試験、動態観測等から推察した崩壊メカニズムを示し、リングせん断試験の残留強度定数と逆解析法による強度定数が合致したことについて報告する。

キーワード：地すべり，残留強度，リングせん断試験，安定解析 (IGC : D06, E06)

#### 1. はじめに

山口県の特殊な地質帯において、道路建設の開削工事では地すべりが発生するケースがある。本研究の対象地は1971年に建設工事が始まり、1973年に道路供用開始された現場であるが、供用開始後40年以上が経過し維持管理で実施している道路点検によって水路の変状が報告された。周辺の切土法面の変状が懸念されたため、その後に実施した詳細な現地踏査により発見された崩壊痕跡から、地すべりが発生していることがわかった。また、当時の建設資料が多数残っており当該現場は過去に地すべりが繰り返して発生していたため、再滑動地すべりであることがわかった。再滑動地すべりは、非常に遅い速度で滑動と休止を繰り返す。休止中の降雨等により間隙水圧が上昇すると、有効応力の低下によりすべり面の土は過圧密状態となる<sup>1)</sup>。また、すべり面の存在と繰り返す滑動の影響により、そのせん断強度はすべり面から離れた部分のせん断強度よりも小さく、土の強度はピーク強度から残留強度に移行する<sup>2)</sup>。このような地すべり地では降雨等の外的条件の小さな変化によって地すべりが再発する。したがって、地すべり斜面の安定性を評価するには、すべり面の残留強度を適切に評価することが極めて重要である。

実務において、地すべり斜面の安定解析には逆算法により算出した土質強度定数を用いるケースがある。一方で、土質試験結果を利用した安定解析結果が実際の地すべり

の運動状況と合致しないケースもあり、ひいては原位置から採取した土試料の残留強度を利用した安定解析結果の公表事例は必ずしも多くはない<sup>3)</sup>。また、真弓<sup>4)</sup>は室内試験から得たすべり面のせん断強度と逆解析結果が一致しない事例について、個々の地すべり機構の特殊性や安定解析手法の優劣性に着目して検討していくことが重要であると指摘している。

土の残留強度は再滑動地すべり斜面の安定性を評価する上で重要な指標の一つである。これまでに、残留強度に着目したリングせん断試験や繰返し一面せん断試験に関する研究が数多くなされてきた<sup>例えば5)-14)</sup>。しかし、これら先行研究は残留強度を求める試験の基準化、精度向上を目的とした試験手法や結果解釈の確立、荷重条件が試験結果に与える影響、土の物性値との関連性に関するものが大半を占めており、試験によって得られた残留強度が検討を行う現場の実際のすべり面の状態と合致しているかどうかを検証した事例は少ない<sup>15), 16)</sup>。特に、山口県内における再滑動地すべりによる崩壊現場について、過去の崩壊履歴、対策工施工までの経緯、供用後の点検結果、その後の詳細調査から土質試験までの分析と評価がなされた報告例は極めて少ない<sup>17)</sup>。

以上のことから、本研究では、山口県内では実績の少ない残留強度に着目したリングせん断試験の実施や、当時の建設資料に記された過去の調査・検討結果を踏まえ、新たに実施した調査ボーリング、各ボーリング孔に設置した水

位計，パイプひずみ計による動態観測を実施することで，再滑動地すべり地のすべり面の位置とその残留強度を明らかにすることを検討した。さらに，その対策工に必要なとする地すべり斜面の安定解析を行う上で，リングせん断試験と経験的逆算法から得られた土質強度定数を比較評価した結果について報告する。

## 2. 建設当時の地すべり発生状況と42年間経過した地すべり地の現状

本研究で対象としたのは，山口県美祢市南西部の中国自動車道に面する北西斜面に位置し，標高200m～250mの小起伏山地内にある切土法面である(図-1)。地すべりブロックは，図-2に示すようにAブロックとBブロックの2つから構成される。Aブロックは，供用開始42年で2m～3m移動したブロックである。その規模は延長約100m，幅約80m，深さ約10mである。地形の勾配は自然斜面で約20度，切土法面で約25度である。BブロックはAブロックのような変状は確認されていない。水路やシルコン等が変状している箇所もあるが，規模は数cmのものが主体であり，累積変状は小さいと考える。本報告では主として変状の大きなAブロックに対して実施した調査結果について述べる。

当該地は移動と停止を繰り返している再滑動型地すべりであることがわかっている。そこで，既存図書から建設時の主な災害状況の経緯を整理するとともに，2014年に実施した現地踏査結果を以下にまとめた。

- (1) 1968年に地質第2次調査が行われ，図-3(a)に示すように建設当初の切土安定勾配 $i=1:1.2$ の切土形状が計画された。
- (2) 1972年1月，図-3(a)で示すように切土掘削を開始した後，同年5月に切土掘削箇所にもコギリ状の崩壊箇所(写真-1)や斜面の法肩付近から山側に向かって後退する崩壊がそれぞれ発生した。円弧すべりの末端では上向きのせん断応力が作用し，斜面表層付近が下から押し上げられたためコギリ状に突出したと考えられる。また，これらの崩壊は，今まで抑えられていた滑動力が切土によって解放されたこと，降雨期であったこと，また，既往の地質調査報告書によると対象地域はモンモリロナイトを含む地質であることが報告されており，粘土鉱物の膨潤作用などの要因が考えられた。

1972年7月9日から12日にかけて，時間最大雨量64mm，日最大雨量289mm，連続雨量662mmに達する中国地方豪雨の影響を受け，切土法面において水平距離約 $L=100\text{m}$ に渡り大規模な地すべりが発生した(図-2)。この災害により，同年7月中旬に有識者による対策検討委員会が発足し，図-3(b)のように切土安定勾配見直しによる排土( $i=1:2.0$ )および最下段にアーチカルバート工を施工した。1973年7月に対策工が終了

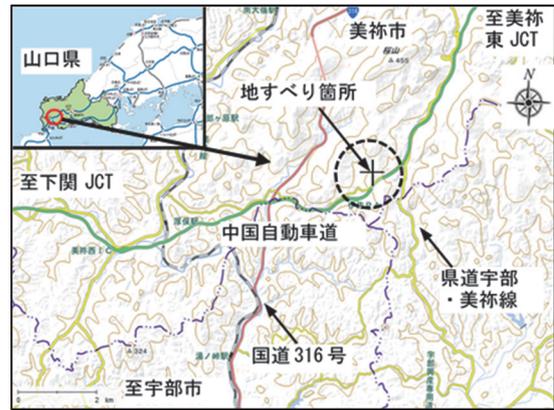


図-1 対象地すべり地の全体位置図(国土地理院電子国土webによる地形図に一部加筆)

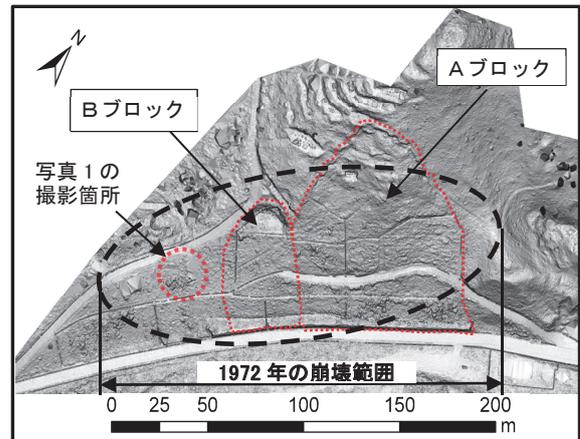


図-2 地すべりブロック(2016年11月撮影)

- し供用開始した。
- (3) 供用開始後，1993年から2013年の期間で道路点検が7回実施され，水路のひび割れが進行していることや，水路の損傷箇所数が増えていることなどが報告された。2014年に現地概査を実施した際，写真-2で示す滑落崖や写真-3のようにたて溝水路の変状が確認された。また，地すべり面中腹には側道箇所においてコンクリート舗装が高さ30cm程度盛り上がる変状や地すべりの末端には設計図面のない高さ2.5mのふとん籠が設置されていた。さらに，Aブロック頭部において，供用直後に作成された用地図(1974年)と地すべり発生後(2014年)に作成した平面図を重ね合わせた結果，図-4に示すようにAブロック外の用地杭はほとんど移動していないのに対し，Aブロック内の3つの用地杭だけが斜面下方に移動していた。その用地杭の移動量は約2.0mから2.9mであり，Aブロック頭部が地すべりにより移動したことがわかった。

上記(2)に記した最初の崩壊が発生した際，切土形状を再検討するために地山から採取した不攪乱試料に対する三軸圧縮試験が適用された。しかし，採取試料によって試験結果のバラつきが大きかったことに加え，三軸試験の土質定数を使用した安定解析を行うと，安全率は1.0を上回り現場状況との矛盾が生じた。そこで，逆算法に

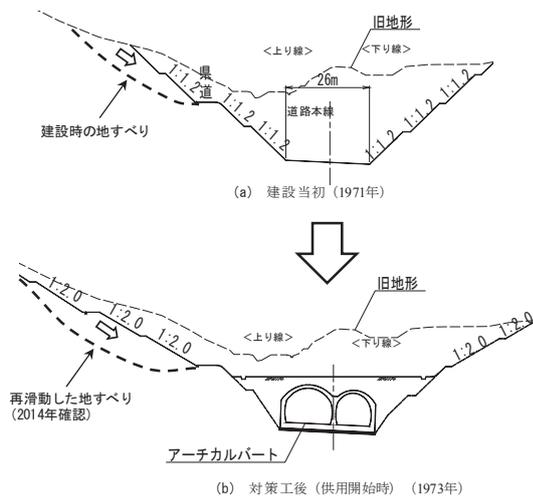


図-3 建設当初の横断形状と対策後の横断形状



写真-2 滑落崖付近の状況 (2015年2月撮影)



写真-1 ノコギリ状の崩壊 (1972年5月撮影)



写真-3 たて溝水路の変状 (2014年8月撮影)

よって土質定数を決定し、現在の切土勾配1:2.0を採用した。しかしながら、40年以上経過後に再び斜面の変状が観測された。そのため、著者らは繰返し発生している地すべり斜面の安定性を適切に評価するためには、すべり面を明確にした上で現状安全率の設定と土質試験から求められる土の強度定数を用いて安定解析を行う必要があると考えた。そこで、ボーリング調査と動態観測およびリングせん断試験を実施した。

### 3. 地質概要および地すべり機構

すべり面の形状を決定するために、現地踏査とボーリング調査および動態観測を行い、総合的に地すべり形状を判断した。また、観測機器は各ボーリング孔を利用した精度の高いパイプひずみ計と水位計、近隣箇所雨量計を設置し、リアルタイム観測を行った。

#### 3.1 地質およびボーリング調査結果

本地すべり地を含む領域には、白亜紀後期の火山岩層の周南層群禪定寺山層が広く分布している<sup>15)</sup>。同層は吉部コ

ールドロン(火山構造的陥没地)を構成する地層で、安山岩溶岩やデイサイト-流紋岩質火砕岩からなり、石英閃緑岩や花崗閃緑岩、少量の斑れい岩を密接に伴う<sup>18)</sup>。歌田<sup>19)</sup>は古第三紀コールドロンにおける火山岩類および火山碎屑岩類の変質鉱物を調べ、変質鉱物に膨張粘土鉱物の一つであるスメクタイトが含まれることを報告している。

調査ボーリングは図-5に示したAブロック内において、地すべり主測線ラインに沿ってボーリング孔B1~B3の3箇所実施した。その結果、層厚H=8~22mの強風化安山岩から風化安山岩を主体とし、B1付近には硬質なひん岩の小脈があることがわかった。また、B4付近には安山岩を覆うように層厚H=13m程度の強風化流紋岩が分布していた。以上の調査結果より、当該地すべり地の地質分布を図-5に示した地質平面図のように判断した。また、ボーリングコアの風化状況は、GL-15m付近まで変質して土砂状を呈していた。一般的に粘土層のすべり面には、土塊のすべりによって形成された鏡肌や条線が発達するとされている。本調査においても、ボーリング試料に明らかな条線・擦痕のある鏡肌の存在を確認した。各ボーリング箇所様々な深度において明瞭なものから不明瞭なものを含めて12個の鏡肌を確認した(後掲の図-8中の写真参照)。

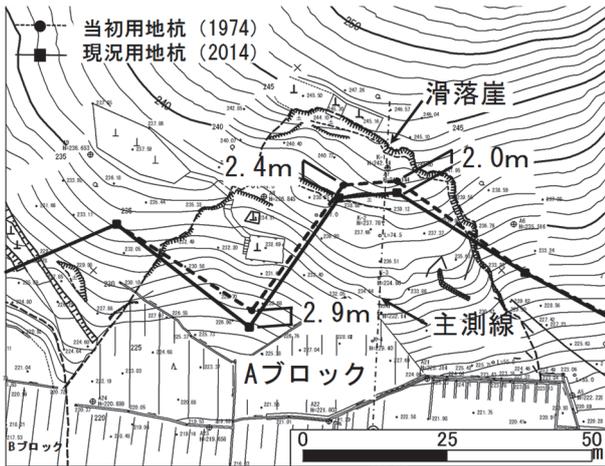


図-4 用地図と平面図の重ね合せ図



図-6 降雨量と B2 孔内における地下水位測定結果

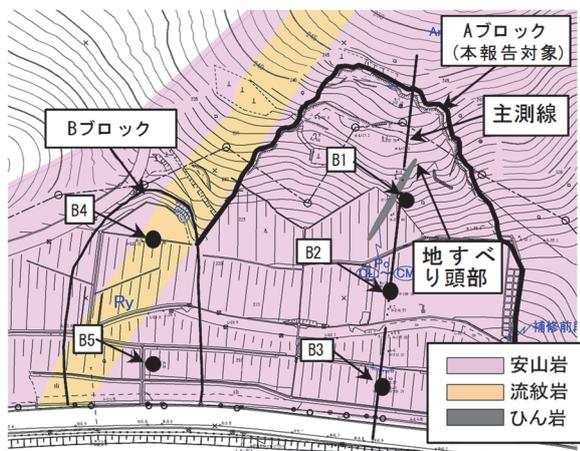


図-5 地質平面図

### 3.2 動態観測結果

降雨量と地下水位の関係や地下水位とパイプひずみ計の変位量およびその時間的経緯などの関係を調べ、地すべり面の検討を行った。動態観測は 2014～2016 年の間、ボーリング孔 B1～B3 を利用して実施した。図-6 に降雨量と B2 で観測した地下水位の観測結果を示す。降雨の多い日には地下水位が上昇していることがわかる。観測期間中の日雨量は通常 100mm 以下であったが、2015 年 8 月 25 日に台風が接近したことにより最大日雨量 166mm を観測した。同日に地下水位も最高水位を観測し、地表面から深度 1m 付近まで地下水の上昇が観測された。その前日までの地下水位は地表面から -10m であったことから、強い降雨量を経験することにより、B2 では地下水位が 10m 程度急上昇することが判明した。

次に、地下水位が最高位に達した 8 月 25 日の B2, B3 におけるパイプひずみ計の計測結果を図-7 に示す。すべり面の判定には、ひずみ変動種別一覧<sup>20)</sup>に従い、潜在変動 100 $\mu$ /月以上のひずみ量が発生した箇所をすべり面とした。図-7 より、地下水位の上昇によって 2 箇所のひずみ量が同日に最大値を示していることがわかる。B2 では 100 $\mu$ /月以上のひずみ量が深度 3m および 9m で観測され

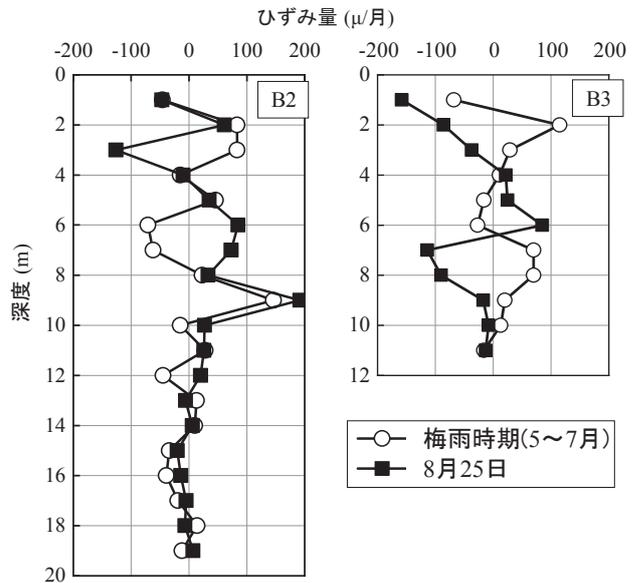


図-7 B2 および B3 孔内における梅雨時期と 8 月 25 日に観測されたパイプひずみ計のデータ

た。特に、深度 9m でのひずみ量は 200 $\mu$ /月と観測したひずみ量の中で最も大きい。B3 では深度 1, 7m 付近で 100 $\mu$ /月以上のひずみ量が発生した。また、図-7 の凡例「梅雨時期」は、5～7 月の間に B2 および B3 の各深度で計測されたひずみ量の最大値をプロットしたものである。8 月 25 日に計測された上記の深度におけるひずみ量は、梅雨時期に観測されたそれよりも大きいことがわかる。本調査では、B1 孔内のひずみ量も計測したが、変動が僅かであり、B2, B3 との関連がみられなかった。

以上より、図-8 に示すように、現地を確認した地すべり頭部やボーリング調査結果で判明した鏡肌の深度および動態観測結果に基づいた位置を結んだ線からすべり面 1 と 2 の 2 つのすべり面を決定した。また、斜面中腹のはらみだし箇所と法尻部のふとん籠設置箇所を 2 つのすべり面それぞれの末端箇所と判断した。同図には、N 値の分布と各ボーリング調査で採取した試料の代表的な鏡肌の写真およびその深度も示している。

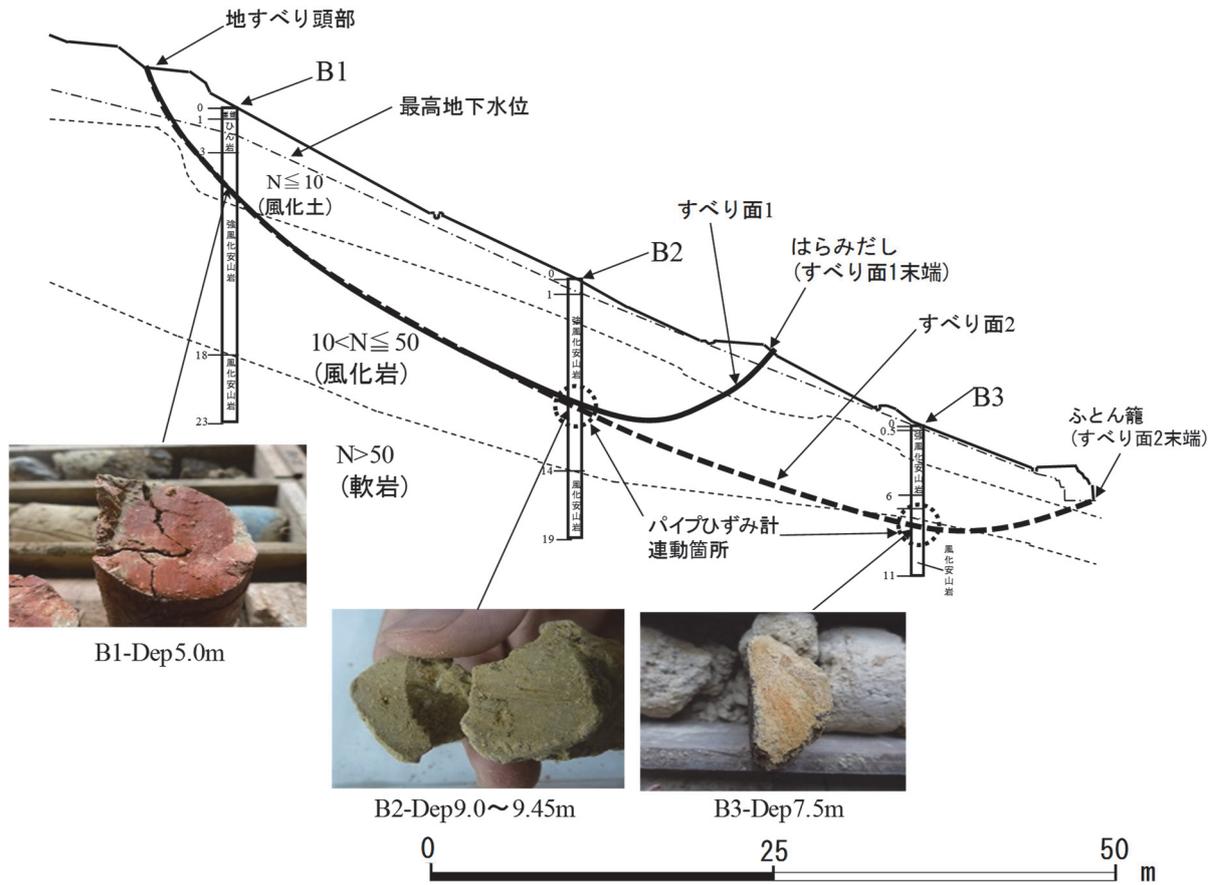


図-8 地すべり形状とすべり面付近の代表的な鏡肌

表-1 リングせん断試験に用いた土試料の物理特性および試験条件

試料名	自然含水比 $w_n$ (%)	土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	液性限界 $w_L$ (%)	塑性指数 $I_p$	細粒分含有率 $F_c$ (%)	せん断試験の 圧密応力 $\sigma_c$ (kPa)
B1-Dep9m	19.6	2.621	42.3	7.2	11.0	100, 200, 300
B4-Dep2m	34.2	2.622	60.7	32.5	38.3	80, 100
B4-Dep9m	36.2	2.634	57.6	27.6	21.8	100, 200, 250, 300
B4-Dep26m	34.2	2.636	43.4	14.4	14.6	200, 300, 400

#### 4. 残留強度を求めるためのリングせん断試験

過去の40年間における地すべりの変位量は図-4に示したとおり約2~3mと考えられる。そのため、すべり面のせん断強度は残留強度にまで低下していることが予想される。本研究では安定解析に用いる残留強度定数を検討するためにリングせん断試験を実施した。

##### 4.1 土試料とリングせん断試験方法

リングせん断試験に用いた土試料は、図-5に示したボーリングコアB1のすべり面付近から採取した試料である。なお、Aブロックのすべり面付近から採取したのはB1-Dep9mのみであるが、比較試料としてBブロックから採取したB4-Dep2, 9, 26mの3試料の試験結果についても

述べる。表-1に採取した土試料の原粒度の物理特性を示す。B1-Dep9mは、他の試料よりも $I_p$ および $F_c$ が低い。試料に含まれる粘土鉱物を同定するために粉末X線回折試験を実施した。その結果、いずれの試料も石英、カオリナイトを含有しており、特に、B4-Dep2mの試料を除く3試料にはモンモリロナイトが確認され、当すべり面にも膨張性粘土鉱物が含まれていることがわかった。図-9に各試料の粒径加積曲線を示す。4試料とも礫分を含まない砂質土である。

リングせん断試験の供試体作製方法は、初めに土試料を0.425mmふるいにかけて、その後液性限界の2倍の含水比で練返し、予圧密法により再構成試料を作製した。予圧密時の圧密応力は、せん断試験における圧密応力 $\sigma_c$ の85%の圧力とした。85%とした理由は、 $\sigma_c$ に近い圧力を与えて

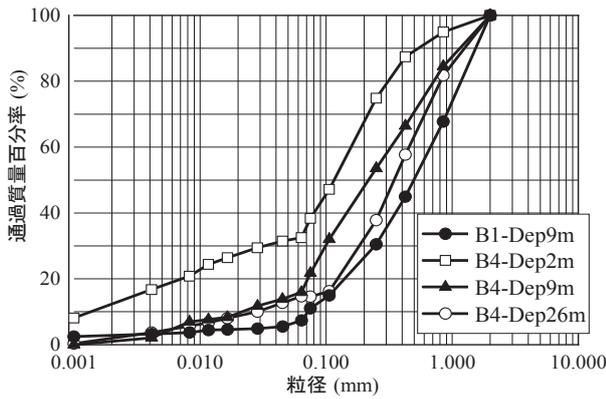


図-9 各試料の粒径加積曲線(原粒度)

試料がある程度の硬さを有することで、供試体成形時の乱れの影響を小さくするためである。この再構成試料をトリミング法により内径 6 cm、外径 10 cm、高さ 2cm を有する環状の供試体に成形した。リングせん断試験では、供試体を所定の  $\sigma_c$  で 3t 法により正規圧密した後、上下部リングに隙間を 0.1mm に設定し、ただちにせん断速度 0.2 mm/min でせん断変位角  $\theta=450\text{deg}$  (せん断変位 341mm) まで定圧 (排水) せん断した。 $\sigma_c$  の値は試料の採取深度を考慮して 80~400kN/m<sup>2</sup> の範囲で設定した。表-1 に、リングせん断試験における各試料の  $\sigma_c$  を示す。なお、再滑動地すべりではすべり面の土は過圧密状態にあると考えられているが、既往研究<sup>5)~7)</sup>により残留強度  $\tau_r$  は過去の応力履歴や攪乱の影響を受けないことが明らかとなっている。また、鈴木ら<sup>8),9)</sup>の研究から、 $\tau_r$  を決定するにはせん断変位 240mm 以上あれば十分であることが示されている。本試験装置では、垂直荷重は加圧版側のロードセルで計測される。せん断中の供試体周面に発生する摩擦力を垂直荷重から差し引く、あるいは加えることで、せん断面に作用する平均的な垂直応力  $\sigma_N$  になるべく一定になるように制御した。試験機の詳細と垂直応力の制御方法については、文献 8) を参照されたい。

## 4.2 試験結果

図-10 に 4 試料それぞれの代表的なせん断挙動を示す。図のデータは、 $\sigma_{N0}$  の値に近い供試体から選んだ。同図は縦軸にせん断応力  $\tau$  と  $\sigma_N$  の比  $\tau/\sigma_N$ 、横軸に  $\theta$  をとっている。また、図中の  $\sigma_{N0}$  はせん断開始時の垂直応力であり、上下部リングの隙間設定の際に生じた周面摩擦力を考慮した値のため  $\sigma_{N0}=\sigma_c$  である。図-10 より、いずれの試料も  $\tau/\sigma_N$  は  $\theta=15^\circ$  程度でピーク強度  $\tau_p$  を示し、その後徐々に減少し、 $\tau$  の定常値となる残留状態に達している。これは典型的な粘土のリングせん断挙動である<sup>7)</sup>。なお  $\theta=100\text{deg}$  以降、残留状態でせん断応力が若干変動しているが、これは供試体とリングの間に発生する周面摩擦力が変化した結果、せん断面に作用する垂直応力が増減しているためである。リング周面摩擦力の発生は直接せん断試験では不可避であり、粗粒分があるほど影響が大きくなり、本実験結果も多少なり影響を受けていると考えられる。 $\tau_r$  の決定に

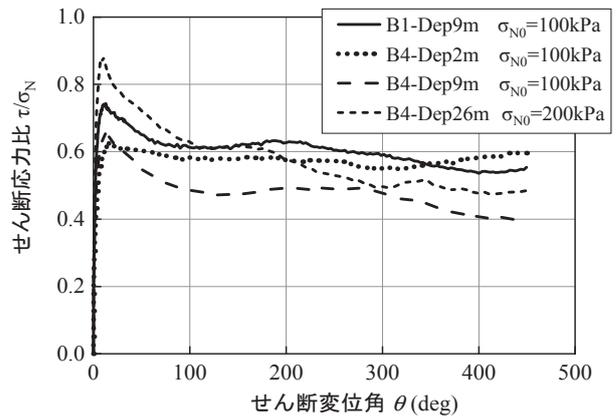


図-10 各試料の代表的なせん断挙動

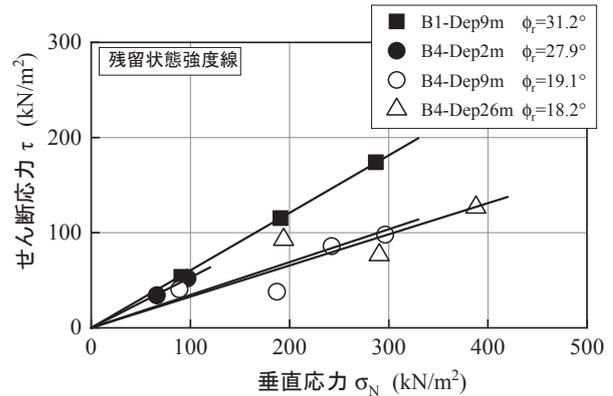


図-11 各試料の残留状態強度線

は最大せん断応力後の  $\tau/\sigma_N-\theta$  関係の計測値に双曲線近似的を適用し、その漸近値を  $\tau_r$  とする方法を用いた<sup>8)</sup>。図-11 に各試料の残留状態強度線および残留状態内部摩擦角  $\phi_r$  を示す。見掛けの粘着力については、練返し再構成試料であり、かつ正規圧密状態であるので、0kN/m<sup>2</sup> とした。

## 5. 地すべり斜面の安定解析

### 5.1 土質強度定数の設定

安定解析における逆算法は、曖昧さを解決する方法として様々な決定法が提案されている<sup>21)</sup>。当該現場の地すべりの安定解析は設計要領第一集<sup>22)</sup>を参考にリングせん断試験結果の強度定数を重視する一方で、図-8 に示した連動した 2 つのすべり面が想定できることから、修正フェレニウス法に基づいた逆算法<sup>22)</sup>により  $c-\tan\phi$  関係を求めて強度定数を算出する方法も併せて検討した。リングせん断試験結果からは、B1-Dep9m の  $\phi_r=31.2^\circ$  ( $\tan 31.2^\circ=0.6$ ) を用いた。すべり面 1 および 2 の現状安全率  $F_{s0}$  は、断続的に地すべり滑動が過去から続いていることやパイプひずみ計の変動が観測されたことから、滑動中の風化岩すべりであることを考慮して  $F_{s0}=0.99$  とした。土の湿潤単位体積重量  $\gamma_t$  はボーリングコアおよび調査坑内の肉眼観察による岩級区分に基づいて、表-2 に示したそれぞれの地層にお

表-2 安定解析条件および結果

すべり面	すべり面垂直最大層厚 h (m)	単位体積重量 $\gamma_i$ (kN/m <sup>3</sup> )			逆解析結果		リングせん断結果	現状安全率
		風化土	風化岩	軟岩	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$\phi_r$ (°)	$F_s$
1	9.5	18	19	23	9.9	31.0	31.2	0.99
2	10.25							

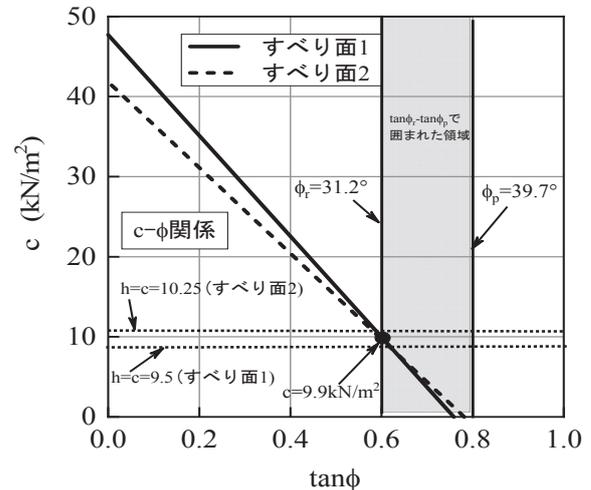
ける  $\gamma_i$  の値を用いた。すべり面 1 に対しては、風化土と風化岩の  $\gamma_i$ 、すべり面 2 では風化土、風化岩および軟岩の  $\gamma_i$  を用いて逆解析を行った。地下水位は先述の 2015 年 8 月 25 日に観測された最高水位とした。2 つのパイプひずみ計の変動が連動性を示したことから、この最高水位値を採用した。  $F_{s0}=0.99$  であるため、各すべり面の  $c$ - $\tan\phi$  関係が  $\phi_r=31.2^\circ$  とピーク時内部摩擦角  $\phi_p=39.7^\circ$  の範囲内に適合すると考え、この範囲を図-12 に示した。なお、 $\phi_p$  は各試料それぞれの供試体 2~4 本から得られた  $\tau_p$ - $\sigma_N$  関係から決定した。図-10 に示したように、 $\tau_p$  と  $\tau_r$  は同一の供試体から得ることが可能である。

## 5.2 安定解析結果

図-12 にすべり面 1 および 2 の  $c$ - $\tan\phi$  関係を示す。 $\phi_r=31.2^\circ$  から求めた残留強度ラインと逆算法から得た  $c$ - $\tan\phi$  関係線との交点 (図-12 中の黒点) の縦軸をすべり面の粘着力  $c=9.9\text{kN/m}^2$  とした。また、地すべりの安定解析で逆算法から強度定数を求める場合、垂直最大層厚  $h$  (m) =  $c$  (kN/m<sup>2</sup>) の経験式から  $c$  を決定し、内部摩擦角  $\phi$  を算出するケースがある。対象地すべり土塊は最大  $h=9.50\text{m}$  あるいは  $10.25\text{m}$  なので経験的<sup>22)</sup>に  $c$  を推定しても  $c=10\text{kN/m}^2$  となる。この場合、必然的に  $\phi=31.0^\circ$  となり、リングせん断試験の  $\phi_r$  と一致する結果となった。当然、逆解析法から得た強度定数を用いて安定計算すると  $F_s=F_{s0}=0.99$  となる。表-2 に解析結果を示す。著者らの経験上、土質試験結果と逆解析結果は合致しないことが多かったが、本研究においてはそれらの数値は一致した。さらに、 $h=c$  の関係に合致したことは、数少ない事例といえる。

## 6. まとめ

以上より、本報告では、再滑動地すべりによる崩壊現場について建設時調査設計資料、点検記録、現地調査、土質試験、動態観測等から推察した崩壊メカニズムを示し、リングせん断試験の残留強度定数と逆解析結果との適合性を評価した。粘着力  $c$  の評価は、リングせん断試験結果と逆解析結果では取り扱いが異なっている。既往研究<sup>13), 14)</sup>でも報告されているように、 $c$  の効果により滑動と休止を繰返すことや、休止期間中の再圧密によりすべり面の強度が残留状態から回復し、 $c$  が発揮されるケースがある。このような地すべり現場状況に見合った  $c$  を室内試験から推定することは、実務で適用するのは難しいといえる。そ

図-12 すべり面 1 および 2 の  $c$ - $\tan\phi$  関係

のため、逆解析では経験的に  $c$  を決定することが必要と考える。また、 $\phi$  が一致した要因については、現地調査から決定したすべり面が適切であったことや原位置のすべり面の強度回復効果が  $\phi$  に対して小さかったことが考えられる<sup>23)</sup>。 $c$  の取り扱いについては今後の事例を積み重ねることで確立していきたい。

## 謝辞

本研究は道路に隣接する対策として行ったものであり、共同研究者の各位に有益な助言をいただいた。資料整理や現地調査にあたっては西日本高速道路エンジニアリング中国株式会社の担当社員の皆様に大変お世話になった。ここに、記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 小川正二：地すべり地における間隙水圧と土のせん断強さ，応用地質，Vol.32，No.5，pp.44-50，1991。
- 2) 矢田部龍一，八木則男，榎明潔：破碎帯地すべり地の粘性土のリングせん断特性，土木学会論文集，No.436，III-16，pp.93-101，1991。
- 3) 中村真也，宜保清一，木村匠，ブッディシワインタヴィタナ：各種地すべり形態におけるすべり面平均強度定数-沖縄，島尻層群泥岩地すべりを事例として-，日本地すべり学会誌，Vol.48，No.5，pp.251-262，2011。
- 4) 真弓孝之：すべり面せん断強度と逆算解析結果，第 35 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.2129-2130，1999。

- 5) Skempton, A. W.: Long-term stability of clay slopes, *Geotechnique*, Vol.14, No.77, pp.77-102, 1964.
- 6) Townsend, F. C. and Gilbert, P. A.: Tests to measure residual strengths of some clay shales. *Geotechnique*, Vol. 23, No.2, pp.267-271, 1973.
- 7) Bishop, A. W., Green, G. E., Garga, V. K., Andresen, A. and Brown, J. D.: A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength *Geotechnique*, Vol.21, No.2, pp.273-328, 1971.
- 8) 鈴木素之, 梅崎健夫, 川上浩: リングせん断試験における粘土の残留強度とせん断変位の関係, 土木学会論文集, No.575/III-40, pp.141-158, 1997.
- 9) 鈴木素之, 梅崎健夫, 川上浩, 山本哲朗: 直接型せん断試験における土の残留強度, 土木学会論文集, No.645/III-50, pp.37-50, 2000.
- 10) 矢田部龍一, 八木則男, 向谷光彦, 榎明潔: 土の残留強度に与える試験法ならびにすべり面の拘束条件の影響, 土木学会論文集, No.554, III-37, pp.139-146, 1996.
- 11) 宜保清一: 残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその測定精度, 地すべり, Vol.31, No.3, pp.24-30, 1994.
- 12) 中村真也, 宜保清一, 江頭和彦, 吉永安俊: 地すべり土の回復強度と鉱物組成との関係, 地すべり, Vol.37, No.3, pp.10-17, 2000.
- 13) 中村真也, 宜保清一: 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, 2000.
- 14) 古谷保: 残留強度とその測定法について, 地すべり, Vol.20, No.1, pp.21-27, 1983.
- 15) 宜保清一, 武居有恒, 小波蔵政良: 平均すべり面強度定数の算定方について, 地すべり, Vol.20, No.4, pp.1-6, 1984.
- 16) 横田公忠, 八木則男, 矢田部龍一, 砂子一: 蛇紋岩の風化粘性土に起因した切土のり面の崩壊に関する一考察, 土木学会論文集, No. 541, III-35, pp.57-65, 1996.
- 17) 瀬原洋一: 山口県における豪雨による斜面崩壊とその防災対策, 学位論文, p.221, 2007.
- 18) 岸司, 今岡照喜, 東風平宏, 西村祐二郎, 板谷徹丸: 山口県における白亜紀吉部コールドロンおよび関連岩類の K-Ar 年代: 西中国地域における白亜紀火山-深成活動の時空変遷, 地質学雑誌, Vol.113, No.9, pp.479-491, 2007.
- 19) 歌田実: 山陰地方西部の古第三紀コールドロンにおける火山岩類および火山砕屑岩類の変質作用, 地質学雑誌, Vol.112, No.6, pp.415-429, 2006.
- 20) 地すべり観測便覧編集委員会: いつでも, どこでもすぐに役立つ地すべり観測便覧, 地すべり対策技術協会, p.301, 1996.
- 21) 地すべり安定解析用強度決定法に関する委員会: 地すべり安定解析用強度決定法-実務における新たな展開をめざして-, 地すべり学会東北支部, pp.131-152, 2001.
- 22) 西日本高速道路: 設計要領第一集 建設編, 2016.
- 23) 中村真也, 宜保清一, 江頭和彦, 吉永安俊: 地すべり土の回復強度と鉱物組成との関係, 地すべり, Vol.37, No.3, pp.10-17, 2003.

(2018年6月18日 受付)