博　士　論　文

高速道路切土のり面に発生した再活動地すべりに対するリングせん断試験および順解析に基づく実証的研究

An Empirical Study on Reactivated Landslides on Cut Slopes of Expressways Based on Ring Shear Tests and Forward Analysis

２０２６年９月

金子　雅博

山口大学大学院　創成科学研究科

目　　次

第１章　　序論---------- 1
1.1　研究背景と必要性 ---------- 1
1.1.1　研究の背景 ---------- 1
1.2　既往の研究 ---------- 3
1.2.1　再活動地すべりの発生状況と特徴 ---------- 4
1.2.2　リングせん断試験と残留強度 ---------- 5
1.2.3　礫混入供試体によるリングせん断試験結果の傾向 ---------- 7
1.2.4　強度定数の決定と地すべり安定解析 ---------- 7
1.3　研究の目的 ---------- 10
1.4　用語の定義 ---------- 11
1.5　本論文の構成 ---------- 12
第１章　参考文献---------- 14

第２章　　高速道路沿線の切土のり面に発生した再活動地すべりの発生状況と特性（3地区の事例） ---------- 18
2.1　地すべり事例3箇所の概要 ---------- 18
2.2　A地区（山口県）の地すべり事例---------- 18
2.2.1　地すべり概要 ---------- 18
2.2.2　現地状況と建設時の地すべり発生状況 --------- 19
2.2.3　地形・地質概要 ---------- 24
2.2.4　動態観測結果 ---------- 27
2.2.5　粘土鉱物試験結果 ---------- 30
2.2.6　再活動地すべりのメカニズムについて --------- 31
2.3　B地区（岡山県）の地すべり事例---------- 33
2.3.1　地すべり概要 ---------- 33
2.3.2　建設時の地すべり状況および供用開始後の経緯 - 33
2.3.3　地形・地質概要 ---------- 37
2.3.4　地質およびボーリング調査結果 ---------- 39
2.3.5　粘土鉱物試験結果 ---------- 41
2.3.6　地下水検層について ---------- 43
2.3.7　降雨量の観測結果 ---------- 44

2.3.8 再活動地すべりのメカニズムについて ---------- 45
2.4 C地区（島根県）の地すべり事例 ---------- 47
2.4.1 地すべり概要 ---------- 47
2.4.2 建設時の状況および供用開始後 ---------- 48
2.4.3 地形・地質概要 ---------- 58
2.4.4 室内岩石試験結果 ---------- 60
2.4.5 地すべりのメカニズムについて ---------- 61
2.5 まとめ ---------- 63
2.5.1 まとめ ---------- 63
2.5.2 考察 ---------- 63

第3章 逆解析に基づく土質定数の妥当性評価（A地区） -- 66
3.1 概要 ---------- 66
3.2 土の物性値およびリングせん断試験による残留強度 ---------- 66
3.2.1 リングせん断試験装置の概要 ---------- 66
3.2.2 土試料および試験方法 ---------- 68
3.2.3 リングせん断試験結果 ---------- 69
3.3 地すべり斜面の安定解析と考察 ---------- 72
3.3.1 安定解析条件について ---------- 72
3.3.2 安定解析方法と結果 ---------- 73
3.3.3 解析結果に対する評価 ---------- 77
3.4 まとめ ---------- 77
第3章の参考文献 ---------- 79

第4章 再活動地すべりの順解析による安定性評価（B地区） ---------- 81
4.1 概要 ---------- 81
4.2 土の物性値およびリングせん断試験による残留強度 ---------- 81
4.2.1 リングせん断試験装置の概要 ---------- 81
4.2.2 土試料および試験方法 ---------- 82
4.2.3 リングせん断試験結果 ---------- 83
4.3 安定解析手法と解析結果 ---------- 88
4.3.1 順解析と逆解析について ---------- 88

4.3.2 各断面の安定解析 ---------- 89
4.3.3 考察 ---------- 95
4.4 まとめ ---------- 96
第4章の参考文献---------- 97

第5章 礫混入供試体によるリングせん断試験と順解析の適用性評価（C地区） ---------- 99
5.1 概要 ---------- 99
5.2 土の物性値およびリングせん断試験による残留強度 ---------- 99
5.2.1 土の物理的性質 ---------- 99
5.2.2 リングせん断試験装置 ---------- 102
5.2.3 供試体の作製方法と試験方法 ---------- 102
5.2.4 リングせん断試験によるせん断特性 ---------- 104
5.2.5 リングせん断試験結果による強度線 ---------- 108
5.3 地すべりの順解析と検証 ---------- 113
5.3.1 概要 ---------- 113
5.3.2 設計条件 ---------- 113
5.3.3 順解析および逆解析結果 ---------- 115
5.4 考察 ---------- 116
5.5 まとめ ---------- 117
第5章の参考文献---------- 119

第6章 結論 ---------- 120
6.1 研究のまとめ ---------- 120
6.2 今後の課題と提案 ---------- 124

本研究の関連論文

謝辞

第1章　序論

1.1　研究背景と必要性

1.1.1　研究の背景

本研究は，中国地域管内の高速道路において供用開始後 20～40 年を経過した切土のり面で発生した再活動地すべりを対象に，その発生メカニズムの解明とリングせん断試験により残留強度に基づく安定解析結果の適用性について検証するものである。特に，本研究では高速道路で実際に再活動が確認された 3 箇所の地すべり事例を対象に，建設時の地すべり発生状況および供用後の点検結果，近年の再活動事象に至るまでの地質調査・室内試験・安定解析の一連の取組みを体系的に整理した。その上で，再活動地すべりのメカニズムから安定解析評価に至る過程を明らかにすることを目的とする。

高速道路において，供用開始時までに斜面対策を実施しているものの，供用開始後から長期間の運用中に地すべりが再発する理由は十分に解明されていない。また，調査手法について一定の整理が試されているものの，具体的な実施方針は確立しておらず，維持管理上の重要な課題となっている。

再活動地すべりに着目する理由として，磯崎 [1), 2)]によるとたびたび滑動している地すべりの大半は再滑動型の地すべりであることを示している。また，高速道路調査会 [3)]の調査でも再活動型地すべりが多くの割合を占めることが報告されている。さらに，図 1-1 に示すように直近 10 年における比較的規模の大きい「高速道路における長期滑動・再滑動地すべり箇所」[4)]として全国で確認されており，このような地すべりを問題視している。

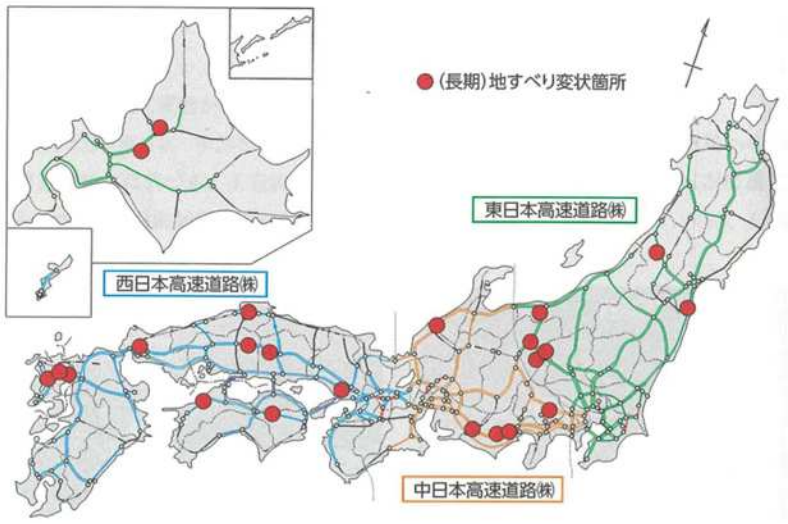


図 1-1 高速道路における長期地すべり・再滑動地すべり箇所 [4)]

そのため，地すべりの大半を占める再活動地すべりの原因究明に取り組むことは高速道路などを維持管理するためには極めて重要である。

地すべりは，地形条件・地質構造・地下水挙動・風化過程・外力など多様な因子が複雑に関与する現象である。本研究で対象とする再活動地すべりは，ごく緩慢な滑動が長時間続くもので，なかには数 10 年に渡るものもある。このような地すべりでは，すべり面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，掘削や盛土など人為的変化もしくは降雨や地震等の自然条件の変化により再び滑動することが多い。したがって，地すべりの安定性を評価するには，すべり面のせん断強度を適切に評価することが重要となる。

特に再活動地すべりの長期安定問題においては，Skempton[5]が提唱した残留強度に伴って，最大せん断応力（ピーク強度）から漸次低下し，せん断変位の進行とともに土粒子が完全に再配向する定常応力状態に達したときの値とされる。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，土質試験によらず粘着力 c と地すべり土塊の最大深さ h との関連付けによる逆算法がほとんどである[6]。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事例に対し，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[7]。また，真弓[8]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。

土の残留強度は再活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研究としては，各種のせん断試験機による試験方法の研究[9)-12)]や残留強度に関係する土質特性についての研究が数多くなされてきた[13)-20)]。

しかし，これら先行研究は，残留強度を求める試験方法の基準化や測定精度の向上を主な目的としており，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の検討が大半を占めている。一方で，室内試験によって得られた残留強度が，実際の地すべり安定解析において算出される現状安全率と整合しているかどうかを検証した事例は極めて限られている[21),22)]。また，土質試験結果に基づいてすべり面の強度定数決定方法の提案[23)]はあるものの，この方法を用いて実際の地すべり事例に適用し，その妥当性を検証した事例報告はほとんど見られない[24),25)]。

さらに，再活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一連の報告事例は極めて限られている[24),25)]。

以上のことから，本研究では高速道路の供用開始 20 年～40 年が経過した再活動地すべりに対し，施工当時の地すべり状況を記した貴重な資料から調査や設計の内容を整理し，その後の点検状況を踏まえ，新たに実施した調査ボーリングや動態観測（水位計，パイプひずみ計等）から地すべり状況をまとめた。加えて，残留強度に着目したリングせん断試験から土質定数の設定および安定解析に必要な現状安全率を用いて順解析を行った。その結果，室内試験によるせん断強度が実際の地すべり安定解析に概ね適用可能であることを示した。これらの検討を通じて，再活動地すべりのメカニズムの解明および安定解析精度の向上，ならびに従来の事例では数少ない礫混入供試体の作製に基づく順解析手法の適用性について報告する。

1.2 既往の研究

地すべりは長い歴史の中で人々の生活に密接に関わってきたことから，世界各国で地すべりの分類やメカニズムの解明などに多くの研究者が取り組んできた。そのうち，再活動地すべりの特徴を踏まえ，残留強度を求めるためのせん断機械，残留強度の粘性土の特質の関係，地すべりに関する既往の研究は数多く実施されている。

本研究では，高速道路で発生した 3 箇所の再活動地すべりにおける実証的検討を行っており，大きく 4 つの観点から整理した。

① 再活動地すべりの発生状況と特徴
② リングせん断試験と残留強度の重要性
③ 安定解析における適用事例
④ 礫混入供試体による室内試験事例

既往の研究によれば，地すべりの大部分は過去に形成された地すべり地形の再活動であり，再活動型の割合は高い。また，再活動地すべりではすべり面の強度が残留強度状態にあることが特徴である。

以上により，室内試験と安定解析の関係を明らかにすることは，実務における地すべり評価をする上で重要な課題であるといえる。

1.2.1 再活動地すべりの発生状況と特徴

（1） 再活動地すべりの割合

地すべりは重力によって地表物質が斜面下方へ移動するマスウェスティング（mass-wasting）の一形態にあり，国内において磯崎[1),2)]は新潟・北陸地方に分布する約 2,500 箇所のマスウェスティングの地形について，空中写真判読により整理し，頭部滑落崖の状況から発生時期の新旧を区分した。その結果，初生的なマスウェスティングはごく少数であり，全体の 96%は過去に形成された地すべり地形が再活動した可能性が高いことを指摘している。

また，高速道路調査会[3)]では，斜面の評価として国道・都道府県道および高速道路における地すべり事例を収集･整理した結果，99 事例中 59 事例（59.6%）が地すべり再活動型で，残りの 40 事例（不明も含む）が初生型地すべりであることを示している。これらの研究結果から，評価手法や対象地域は異なるものの，地すべりの発生形態として再活動型の地すべりは高い割合を示す傾向にあることが示されている。

（2） 再活動地すべりの特徴

再活動地すべりは，過去に滑動した斜面が長期安定状態を維持した後，再び滑動する現象であり，長期安定問題として位置づけられる。この評価には，すべり面に沿った土の残留強度の適切な把握が重要になる。

残留強度とは，せん断応力がせん断変位の増加に伴い，最大せん断応力（ピーク強度）から漸次低下し，土粒子が再配向して定常応力状態に達したときのせん断強度である。Skempton[5)]により残留強度を用いた先駆的な研究により，粘性土における残留強度の概念を提唱し，再活動地すべりの長期安定評価による重要性を示した。

再活動地すべりの長期安定問題において，この残留強度が工学的指標の重要性を指摘している。また，わが国においては主に第三紀層地すべり地におけるすべり層の粘性土を対象として研究されている。リングせん断試験，繰り返し一面せん断試験による残留強度を求める試験法が開発されるとともに，せん断速度，応力履歴などの残留強度に及ぼす影響因子が明らかにされてきている。

このような研究により，再活動地すべりは，経験上ごく緩慢な滑動が長時間続くものであり，一つの事例として数十年の期間をおいて再発生するものもある。このように再活動地すべりにおいて，すべり面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かなり小さく，掘削や盛土など人為

的変化，あるいは降雨，地震などの自然的要因が加わることによって再び再活動するとされる。

再活動地すべりは，非常に遅い速度で滑動と休止を繰返されることが知られている。小川[26]は，休止中の降雨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になることを指摘している。また，矢田部[27]らはすべり面の存在および繰り返し滑動の影響により，すべり面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，土の強度はピーク状態から残留強度に移行すると述べている。また，土質試験結果を用いた地すべり地の安定解析の可能性について検討しており，初生型の地すべりと再活動型の地すべりとでは，すべり層の土の強度定数による安全率の明らかな相違を述べており，調査に際して初生型か再活動型か十分に見極めることの重要性を述べている[27]。

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とされる。このように，地すべりを研究する上で，再活動地すべりの研究は重要であり，過去の履歴を明らかにすることは重要である。

1.2.2　リングせん断試験と残留強度

（1）残留強度に着目したリングせん断試験

残留強度に着目したリングせん断試験および繰返し一面せん断試験に関する研究は数多く実施されており，大変位を連続的に与えることが可能なリングせん断試験装置は，Bishop et al.[10]により考案され，これ以降，粘性土の残留強度に関する基礎的研究および応用的研究が数多く進められてきた。リングせん断試験は，理論上は無限のせん断変位を与えることが可能としており，一面せん断試験では主としてピーク強度および完全軟化強度の計測に限定されたものに対し，残留強度の直接的な測定を可能にする試験方法として位置づけられる。

その後，リングせん断装置の改良により測定精度も向上が進められ，国内においては，宜保[12]が定体積条件下での試験を可能とする装置を開発しており，矢田部[11]らは，せん断面の拘束条件を緩和した単純せん断型リングせん断装置を開発している。

一方,残留強度は大変位を受けた土の最小のせん断強度と定義されるものの，せん断応力－せん断変位角関係の実測値において，長時間のせん断でも定常状態には至ることは厳密には困難であるため，各試験者の判断において残留強度を決定しているという問題が指摘されている。

（2） リングせん断試験と残留強度の決定

鈴木[13),14)]らは，リングせん断試験における垂直応力および残留強度の関係について多くの検討をしている。また，リングせん断試験における最大せん断応力後のせん断応力－せん断変位角関係に着目し，その実測値に対して双曲線近似を適用することで，漸近値を残留強度として客観的に決定する手法を提案し，主観的判断に依存しない合理的な強度決定法として有効であるとされている。

また，地すべりの安定解析における実務においても，変位量が大きく繰り返し活動している地すべりに対しては，残留強度の適切な評価が重要であることが指摘されている。例えば，NEXCO 設計要領[28)]では，道路斜面の安定度評価のための設計定数と土質試験法として，地すべり活動量において移動量が大きく活動中の地すべりの土質試験方法には，繰返し一面せん断試験（定体積又は定圧）やリングせん断試験などから求めることが望ましいと示されている。

以上のような研究および設計基準書による背景から，リングせん断試験は，再活動地すべりにおけるすべり面の残留強度を評価するための有効な試験方法として，研究および実務の双方において重要な位置を占めている。

しかしながら，リングせん断試験によって得られる結果と実務において採用される土質定数との関係について体系的に整理された事例は必ずしも多くない。また，試験結果の適用に関しては採用した事例が少なく，評価結果に隔たりが生じることもあるため，その適用には今後も検討の余地が残されている。

（3） 残留強度と粘土鉱物の関係

残留強度と粘土鉱物の関係において，中村ら[15)]らは，地すべり粘土の鉱物組成と残留強度の関係について検討を行っている。この研究では，スメクタイト含有量が高い試料ほど残留状態におけるせん断抵抗角が小さくなる傾向を示している。これらの研究は，残留強度が単なる粒径特性ではなく，粘土鉱物組成および粒子構造に強く支配されることを示している。

さらに，粘土鉱物の物理化学的性質を示す指標である陽イオン交換容量（CEC）は，膨張性の評価指標として広く用いられている。このような特性は，トンネル標準示方書[29)]における地山の膨張性評価にも反映されており，スメクタイトを多く含む地山は膨張性地山として分類される。

以上より，粘土鉱物組成と CEC に代表される特性値は，膨張性地山としての性質とともに，すべり面における残留強度に影響を及ぼす要因として位置づけられる。特に，モンモリロナイトを主体とし比較的高い CEC 値を示す粘土は，膨潤性を有するとともに低い残留強度を発現する可能性が高いと考えられる。

したがって，粘土鉱物特性と残留強度の関係を定量的に把握することは，地すべりの力学的評価において重要な課題である。

1.2.3 礫混入供試体によるリングせん断試験結果の傾向

リングせん断試験において，矢田部ら[27]は，異なる礫分含有率の粘土供試体を対象とした一面せん断型リングせん断試験および単純せん断型リングせん断試験を実施し，すべり面における礫の存在が残留強度に影響を及ぼすことを示した。また，川上ら[30]は，礫混じり粘土のせん断特性を三軸圧縮試験により検討を行い，正規圧密および過圧密状態においてせん断強度（c', ϕ'）の変化から，礫分含有率 0～35%では粘土領域，礫分含有率 35～75%では中間領域，礫分含有率 75%以上を礫領域に分類し，礫分含有量が粘土の強度特性に影響する範囲を示した。

一方，礫混じり粘土のような複雑な土質を対象とした地すべり発生機構の研究は依然として限られているが，武田ら[31]はカオリン試料を用いて，礫分含有率を 0%，10%，20%と変化させた圧密定圧リングせん断試験を研究している。その結果，礫分含有率の増加に伴いせん断抵抗角が増大し，粘着力が減少する傾向が示されている。さらに，同試験において X 線 CT スキャナを用いて供試体内部を可視化し，せん断前とせん断後における礫の配向変化を観察している。その結果，せん断面付近において礫が配向する変化が確認され，礫がせん断特性に影響していることが示されている。

以上の研究結果から，礫分含有量によりリングせん断試験では，礫分の存在がせん断挙動および強度特性に影響を与えていることが明らかとなっている。一方で，試験データ数は限られており，実際の土試料による礫分含有量や粒度分布が残留強度に及ぼす影響については，十分に研究されていない。

したがって，実際の土試料による礫を混入させた残留強度評価とその安定解析への適用については今後の課題である。

1.2.4 強度定数の決定と地すべり安定解析

（1） 強度決定手法の位置づけ

地すべり安定解析においては，すべり面の設定とともに，強度定数（c，ϕ）の決定が解析結果を大きく左右する重要な要素である。しかしながら，すべり面の強度定数を室内せん断試験によって直接求めることは一般に困難であり，得られた強度定数が実際の安定状態を適切に説明できない場合が多いことが指摘されている。

このため，実務における地すべり安定解析では，現状の安定状態との整合性を重視し，逆解析により強度定数を推定する手法が広く採用されている。高速道路調査会[32]による調査では，図 1-2 に示すように強度定数の決定において 9 割以上が逆解析を用いていることが示されており，本手法が実務上多くに採用されていることが明らかとなっている。

逆解析では，現行基準である NEXCO 設計要領[33]において地すべりの安定している状態を安全率 $Fs=1.0$ と仮定し，c-tan ϕ 関係図上においてこの条件を満たす直線を描き，その上の組み合わせとして強度定数を決定する方法が一般に用いられている。図 1-3 に示す c-tan ϕ 関係図では，すべり面が一つの場合 $Fs=1.0$ ライン上に土質定数が決定される。同様の考えで，図 1-4 に示すようにすべり面が複数ある場合はそれぞれすべり面の交点が強度定数として決定される。

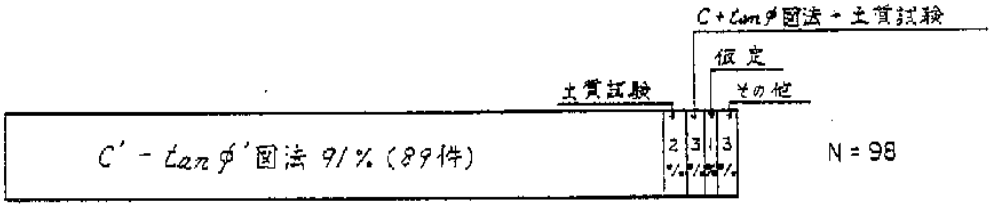


図 1-2　$c-\phi$ 決定法　[32]

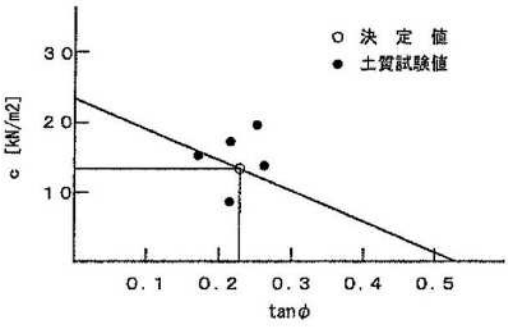


図 1-3　c-tan ϕ の関係図（すべり面が 1 つの場合）[33]

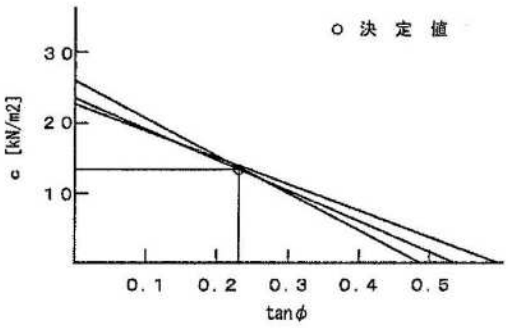


図 1-4 c-tan ϕ の関係図（すべり面が複数の場合）[33]

（2）順解析と逆解析の特徴

地すべり安定解析に用いられる解析手法は，「順解析」と「逆解析」に分類される。藤田ら[34]は，順解析と逆解析のそれぞれについて，適用目的および得られる安全率の意味の違いを整理し，両者の長所・短所を踏まえた上で適切に使い分ける必要性を指摘している。すなわち，順解析は仮定された強度定数のもとで安定性を評価する手法であるのに対し，逆解析は現地の斜面状況を説明

できる強度定数を同定する手法であり，両者は本質的に異なる役割を有している。

順解析とは，土質試験によって得られた強度定数（c，ϕ）に基づき安定解析を実施し，対象斜面の安全率を算出する手法である。土の力学特性を直接反映した評価が可能であり，室内試験結果と安定解析結果を合理的に評価することができる。一方で，地すべり面の強度定数のばらつきが大きく，すべり面全体の平均的な強度定数を設定することは容易ではない。そのため，室内試験結果に基づく順解析では，得られた安全率が実際の地すべり挙動を説明できない場合がある。

これに対し逆解析とは，現状の地すべり斜面に対し，安全率（$Fs=1.0$ 相当）を設定し，強度定数（c，ϕ）を逆算する手法である。逆解析は現地の斜面状況を再現しやすく，実務において非常に多く採用されている。しかしながら，粘着力 c および内部摩擦角ϕの二つの定数を決定する必要があり，複数の組合せが存在する。このため，逆解析によって得られた強度定数は，必ずしも室内試験から得られる土質的特徴を反映しているとは限らず，物理的な意味付けが困難となる場合が多い。

なお，逆解析における強度定数の設定方法については，これまで様々な検討が行われている。渡ら[35]は，c–tan ϕ 関係図に基づき強度定数の取り得る範囲を整理した上で，特に粘着力 c に着目し，一軸圧縮強度 qu やすべり面厚との関係から評価する手法を提案している。すなわち，粘着力 c は一軸圧縮試験により得られる qu とすべり面厚との関係から評価可能であるとし，すべり面の垂直方向の最大層厚と粘着力 c の関係を整理している。これにより，c の評価に基づいて ϕ を逆解析的に求める考え方が示された。

同様に，吉岡ら[36]は，地すべり土塊の最大深さと平均的な粘着力との間に強い関連性があることを指摘し，多数の土質試験結果に依存せずに強度定数を決定するためには，地すべり規模（最大深さ）を考慮する必要があるとしている。

さらに，これら渡および吉岡の考え方は，その後，河川砂防技術基準(案)[37]等において採用されることになり，地すべり安定解析における強度定数の設定方法として広く普及した。これらの考え方は，後に c–h 法として体系化され，設計基準を通じて標準的な強度定数決定法として位置づけられた。

以上のように，順解析と逆解析にはそれぞれ長所と短所が存在する。実務では逆解析の採用が大半であるが，再活動地すべりにおいては，すべり面強度を残留強度として評価することが一般的である。このため，室内試験によって求めた残留強度を用いた順解析の適用性を検討することが極めて重要である。本研究では，リングせん断試験によって得られた残留強度を用いた順解析を実際の再活動地すべりに適用し，その妥当性を検証する。

（3） 室内試験と安定解析の研究

既往研究において，地すべり安定解析に用いられる強度定数については，室内試験結果と実斜面の挙動との不一致が指摘されてきた。真弓[8]は，このような不一致の事例に対して，単に強度定数の違いに着目するのではなく，個々の地すべり機構の特殊性や安定解析手法の適用性に着目して検討を進めることの重要性を指摘している。

また，八木ら[38]は，リングせん断試験により得られた残留強度と実際の地すべりの挙動を比較した結果，第三系泥岩を除く多くの地質条件において，残留強度が実挙動と一致しない事例を報告している。さらに，山崎[39]は，このような不整合の要因を解明するため，すべり面粘土の粒度特性に着目し，強度特性との関連を検討することで，逆解析による強度定数との乖離の一因を明らかにしている。

このように，地すべり安定解析は極限平衡法を基盤として発展し，設計実務においては c–h 法をはじめとする経験的手法が広く用いられてきた。

しかしながら，これらの手法は多くの場合，逆解析に依存して強度定数を設定するものであり，得られる強度定数の物理的意味や妥当性については必ずしも十分に整理されているとはいえない。また，室内試験により得られた強度定数と実際の斜面挙動との対応関係についても，未解明な点が多く残されているのが現状である。

再活動地すべりにおいては，すべり面が繰返しせん断を受けることにより残留強度状態に達していると考えられるため，その適切な評価が安定解析において極めて重要となる。しかしながら，残留強度を用いた場合の適用性や，室内試験結果と実斜面挙動との整合性については，未だ十分な検証がなされていない。

したがって，室内試験に基づいて得られた強度定数を用いた順解析の適用性を検証し，その妥当性を明らかにすることは，今後の地すべり安定解析における重要な研究課題の一つである。

1.3 研究の目的

本研究は，高速道路において供用後に再活動した地すべりを対象として再活動地すべりの発生メカニズムおよびすべり面の力学的特性を明らかにし，合理的な安定評価手法を構築することを目的とするものである。

特に，従来から行われてきた逆解析のせん断強度評価手法に対し，リングせん断試験で得られた残留強度に基づく順解析に着目し，現状安全率との適用性

を検証することにより，地質調査結果から設計および維持管理に適用可能なせん断強度の評価手法の確立を目的とする。

また，再活動地すべりにおける土質特性として，粘土鉱物試験により得られる鉱物の特性が再活動地すべりにおける関係を明らかにする。

さらに，実際のすべり面における粒度分布に適合した土試料を用いて，礫混入供試体を作製し，リングせん断試験を実施することで，礫混入が残留強度特性および安定解析結果に及ぼす影響を明らかにし，その適用可能性について検討する。

本研究の主な内容は以下のとおりである。

第 1 に，高速道路供用後に再活動を示した地すべり事例について，建設時地すべりとの関連性や経過年数，変状履歴を整理し，再活動地すべりの発生状況および特徴を明らかにする。

第 2 に，リングせん断試験により求めた残留強度と，従来の設計で用いられてきた土質定数との関係性を整理し，再活動地すべりに対して適用すべき強度定数の位置づけを明確にする。

第 3 に，従来多用されてきた逆解析に依存することなく，室内試験から得られた残留強度を直接用いた順解析による斜面安定計算を実施し，その適用性および実斜面挙動との整合性について検証する。

第 4 に，従来の礫分を含まない供試体によるリングせん断試験結果に対し，礫分を混入した供試体を用いた試験を実施し，礫混入が残留強度特性および斜面安定解析結果に与える影響を明らかにするとともに，礫混入供試体の有効性と今後の適用可能性について検討する。

1.4 用語の定義

本研究では基本的に「再活動地すべり」という用語を統一して用いる。従来の論文や専門図書，発表において，「再滑動型地すべり [40]」や「再すべり型地すべり [41]」など，表記や用語に若干の差異が認められる。しかし，これらはいずれも同一の現象として用いられており，意味や使用法に違いはない。そのため，本研究では現象の再発性および活動性を明確に表現できる「再活動（reactivation）」という概念を採用する。

さらに，農地地すべり防止計画 基準書 技術書[42]においても「再活動地すべり」が定義されている。

以上の理由により，本研究では「再活動地すべり」の用語に統一し，既往の論文および図書において用いられている類似用語については，本研究における同義語として取り扱うものとする。

1.5 本論文の構成

本論文の全体的な構成は以下に示す。また，全体的な流れを図 1-5 に示す。

第1章　序論
第2章　高速道路沿線の切土のり面に発生した再活動地すべりの発生状況と特性（3 地区の事例）
第3章　逆解析に基づく土質定数の妥当性評価（A 地区）
第4章　再活動地すべりの順解析による安定性評価（B 地区）
第5章　礫混入供試体によるリングせん断試験と順解析の適用性評価（C 地区）
第6章　結論

第 1 章では，本研究の対象である再活動地すべりについて，その発生背景および既往研究の整理を行い，本研究の必要性と研究目的の概要を示した。また，本論文の全体構成について概説した。

第 2 章では，山口県 A 地区，岡山県 B 地区および島根県 C 地区の 3 地区を対象として，地すべりが発生した建設当時の既存資料ならびに調査記録を整理した。これにより，各地域における再活動地すべりの発生状況および地形・地質条件，地すべり土塊の移動量に着目し，再活動地すべりの特徴を整理した。

第 3 章では，山口県 A 地区の再活動地すべりを対象とし，リングせん断試験結果および 2 つの地すべりブロックに設定した主測線における安定解析として逆解析を用いて，設計した土質定数の妥当性について検証した。

第 4 章では，岡山県 B 地区の再活動地すべりを対象とし，3 つの地すべりブロックの主断面において 2 か所から採取した土試料を用いてリングせん断試験を実施した。得られたせん断強度を用いて順解析を行った結果，現状安全率 F_S＝1.05 に相当する解析結果が得られた。

第 5 章では，島根県 C 地区の再活動地すべりを対象とし，リングせん断試験を実施し，得られたせん断強度を用いて順解析を行った。その結果，現状安全率 $F_s = 1.0$ に対して解析結果が大きく乖離していることが明らかとなった。そこで，現地で採取した土試料の粒度分布に着目し，現地状況に近い礫混入率に基づき礫混入供試体を作製してリングせん断試験を実施した。得られたせん断強度を用いて順解析を行った結果，従来手法に比較すると，解析結果は現状安全率に近づく傾向を示した。これらのことから，礫混入供試体によるリングせん断試験を適用することで，再活動地すべりにおける順解析結果の適応性が向上する可能性を示した。

第 6 章では，本研究により得られた結果および新たに得られた知見を整理し，総括した。特に，再活動地すべりの特徴を体系的に整理するとともに，リングせん断試験から得られた残留強度に基づいて設定した強度定数が，順解析において合理的に適用可能であることを示した。また，礫混入供試体を用いたリングせん断試験のせん断強度結果を用いることで，順解析の解析精度が向上することを明らかにし，今後の再活動地すべりの安定解析手法に対する課題や展望について述べた。

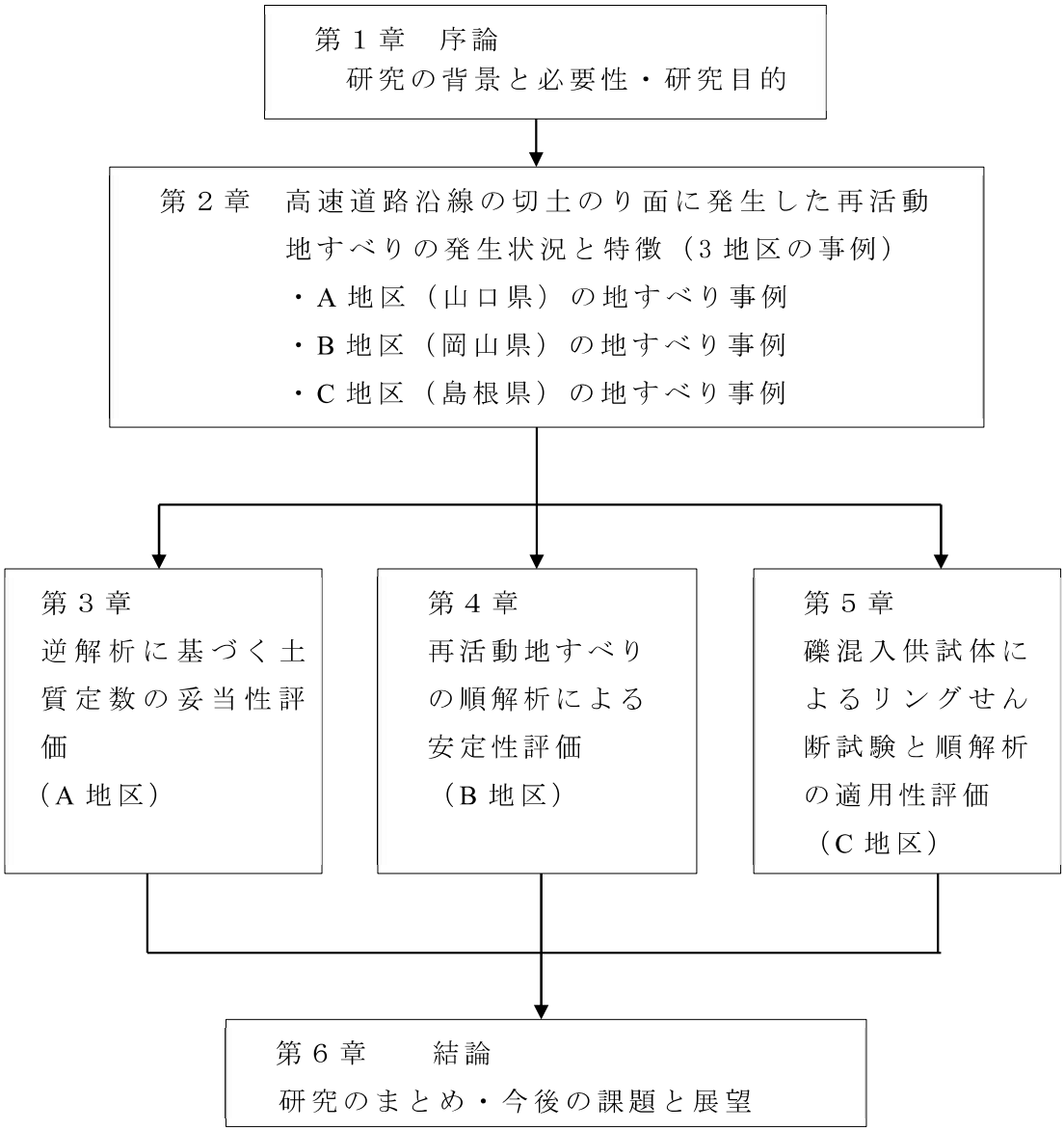


図 1-5　研究の全体的な流れ

第１章　参考文献

1）磯崎義正:新潟･北陸地方における Mass-Wasting の分布図，新潟大学地盤災害研報,Vol.3，pp.79-94，1977.
2）磯崎義正:地すべり発生機構について，平成 2 年度農業土木課題別研究会資料，1991.
3）財団法人高速道路調査会:地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書，p.18，1985.

4) 奥園誠之，下野宗彦：斜面防災・減災 106 のノウハウ，日経 BP，pp.56-59，2022.
5) Skempton,A.W.:Long-term stability of clay slopes, Geotechnique, Vol.14, No.77, pp.77-102, 1964.
6) 佐野彰，三田地利之，大河原正文：地すべり安定解析用パラメータの決定方法，地すべり，第 33 巻，第 3 号，1996.
7) 中村真也，宜保清一，木村匠，Buddhi Shriwantha Vithana：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.
8) 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.
9) 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.
10) 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.
11) 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.
12) 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.
13) 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.
14) 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.
15) 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.
16) 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.
17) 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.
18) Suzuki,M., Tsuzuki, S. and Yamamoto, T.: Residual strength characteristics of naturally and artificially cemented clays in reversal direct box shear test, Soils and Foundations, Vol.47, No.6, pp.1029-1044, 2007.

19) Suzuki, M., Nguyen, V. H., Yamamoto, T.: Ring Shear Characteristics of Discontinuous Plane, Soils and Foundations, Vol. 57, No.1, pp. 1-22, 2017.
20) Nguyen, T. D., Suzuki, M., Nguyen, V. H.: Rate and acceleration effects on residual strength of kaolin and kaolin-bentonite mixtures in ring shearing, Soils and Foundations, Vol.58, No.5, pp.1153-1172, 2018.
21) 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法について，地すべり，Vol.20，No.4，pp.1-6，1984.
22) 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.
23) 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.119-175，2001.
24) 金子雅博，神山惇，下野宗彦，秦二朗，鈴木素之：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の結果, 地盤工学会中国支部論文報告集 地盤と建設, Vol.36, No.1, pp.161-168, 2018.
25) 金子雅博，神山惇，下野宗彦，秦二朗，鈴木素之：再滑動地すべりの安定性評価におけるリングせん断試験と逆算法による強度定数の比較−供用開始後 40 年が経過した切土のり面の地すべり事例−，地盤工学ジャーナル，Vol.16，No.1，pp.49-61，2021.
26) 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.
27) 矢田部龍一，八木則男，榎明潔：破砕帯地すべり地の粘性土のリングせん断試験特性，土木学会論文集，No.436，III-16，pp.93-101,1991.
28) 西日本高速道路株式会社：設計要領第一集 建設編，p.参 2-32，2024.
29) 社団法人 土木学会 ：トンネル標準示方書 山岳工法・同解説，p.37，2006.
30) 川上浩，阿部広史：飽和礫混じり粘土のせん断特性，土木学会論文集，No.183，pp.139-146，1970.
31) 武田龍征，鈴木素之，軸屋雄太：礫混じり粘土の礫分含有量が強度特性に与える影響と粘土内での礫の配向，土木学会中国支部，2025.
32) 財団法人高速道路調査会：地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書，p.105，1985.
33) 西日本高速道路株式会社：設計要領第一集 土工 建設編, pp.2-28, 2024.
34) 藤田崇：地すべりと地質学，古今書院，pp.99-100，2002.

35) 山田剛二，渡正亮，小橋澄治：地すべり・斜面崩壊の実体と対策，山海堂，pp.99-100，1971.
36) 吉岡良朗，伊藤和行：地すべり安定計算に用いる土の強度定数の検討，土木技術資料 13-5，pp.26-29，1971.
37) 社団法人日本河川協会編：建設省河川砂防技術基準（案）計画編，p.192，1976.
38) 八木則男，矢田部龍一，石井朋紀，榎明潔：強度定数のばらつきを考慮した地すべり地の安定性の検討，土木学会論文集 No.532/III-32，pp.59-67，1995.
39) 山崎孝成：再滑動型地すべりにおけるせん断帯の構造と土質特性に関する研究，p.10，2000.
40) 玉田文吾：再滑動型地すべりの c，φ とその変化，地すべり学会，Vol.17，No.2，pp.10-19，1980.
41) 宮田喜郁：再すべり型地すべり斜面の崩壊メカニズムと安定性評価に関する基礎的研究，長岡技術大学，2002.
42) 社団法人 農業土木学会：土地改良事業計画設計基準 計画 農地地すべり防止計画 基準書 技術書，p.84，2004.

第2章　高速道路沿線の切土のり面に発生した再活動地すべりの発生状況と特性（3地区の事例）

2.1　地すべり事例3箇所の概要

本章では，中国管内の高速道路において発生した再活動地すべりについて，3箇所の事例を対象に整理する。これらの事例はいずれも建設時に地すべりが発生し，地すべり対策が行われたものの，供用開始後20～40年後に再び地すべりが発生した事例である。本章では，これらの事例を通じて，再活動地すべりの発生状況および地形・地質条件，発生メカニズムについて整理しその特徴を考察する。

2.2　A地区（山口県）の地すべり事例

2.2.1　地すべり概要

山口県の膨潤性粘土鉱物を含む地質帯において，道路建設の開削工事に大きな地すべりが発生した。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発生していたため，再活動地すべりであることがわかった。

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および，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，再活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とした。さらに，その対策工に必要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強度定数を比較評価した結果について報告するものである。

2.2.2　現地状況と建設時の地すべり発生状況

（1） 現地状況の概要

本研究で対象としたのは，図 2-1 に示す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 200～250m の小起伏山地内にある切土法面である。

地すべりブロックは，図 2-2 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 度であり，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。

水路やシー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られる。本研究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活動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。

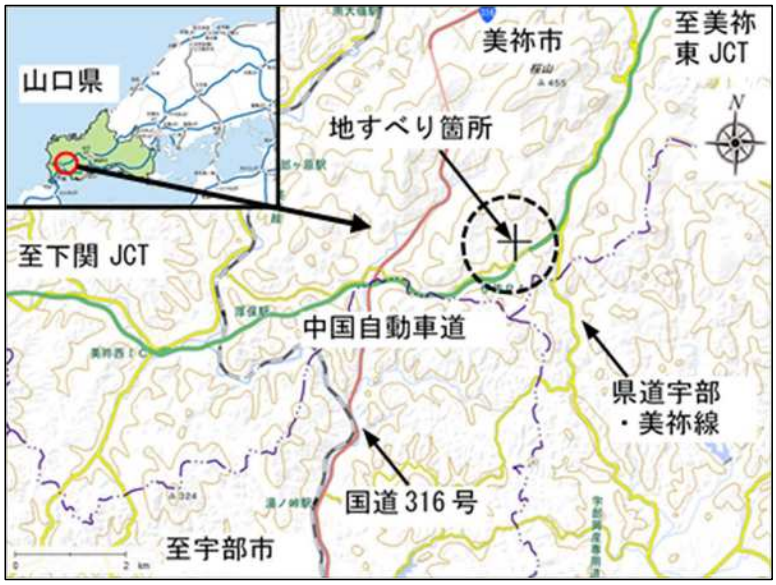


図 2-1　対象地すべり地の全体位置図
（国土地理院電子国土 web による地形図に一部加筆）

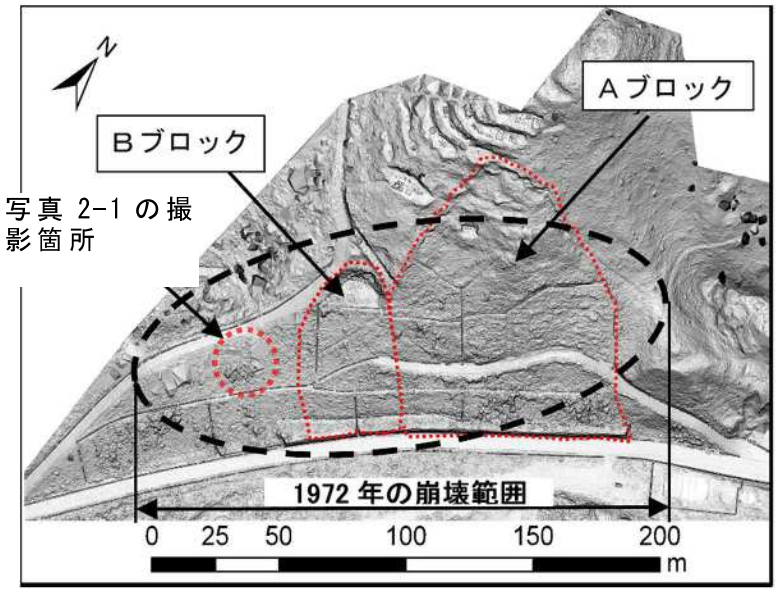


図 2-2　地すべりブロック（2016 年 11 月ドローンレーザ計測による傾斜量図撮影）

（2） 建設初期段階

1968 年に地質第 2 次調査が実施され，図 2-3（a）に示すように建設当初の切土は安定勾配 i=1：1.2 とする切土形状が計画され，その後工事が開始された。

（3） 建設中

1972 年 1 月，図 2-3（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写真 2-1 に示す鋸歯状の崩壊箇所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。建設時の崩壊イメージは図 2-4 に示すような崩壊イメージであった。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鋸歯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。

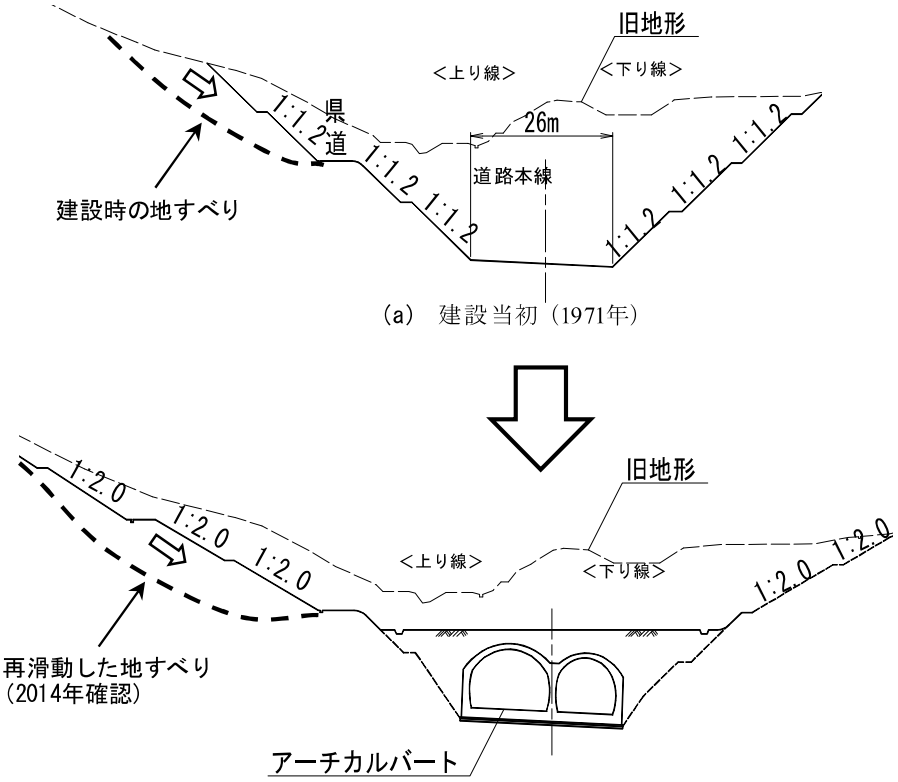


図 2-3　建設当初の横断形状と対策工後の横断形状



写真 2-1 鋸歯状の崩壊（1972 年 5 月撮影）

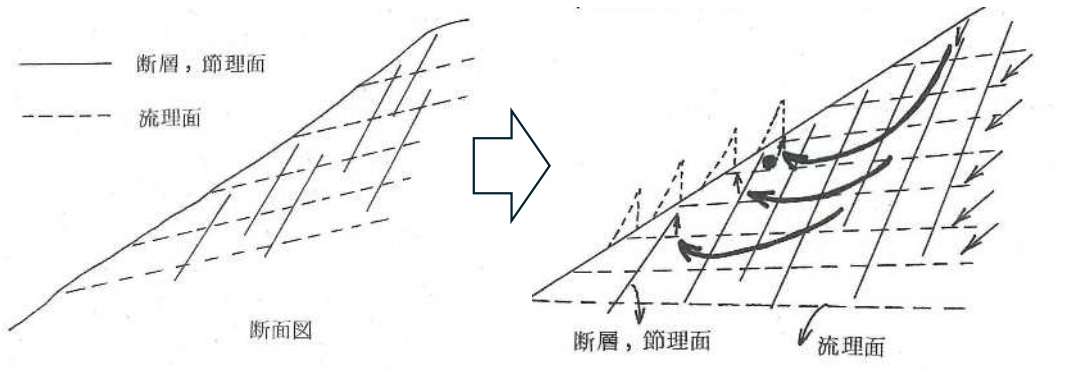


図 2-4　建設時の崩壊イメージ

（4） 建設中の災害

1972 年 7 月 9 日から 12 日にかけ，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，図 2-2 に示す切土法面において水平距離約 L=100m に渡り大規模な地すべりが発生した。

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 2-3（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 月に対策工が終了し供用開始した。

（5） 供用後の点検結果

供用開始後 1991 年から 2013 年の期間で道路点検が 7 回実施されていた。このうち，変状が見られた点検結果として，1991 年 6 月に実施した第 1 回目の点検では，延長 40m にわたり水路の天端幅 30cm が 14cm に縮小していた。1994 年 1 月の第 3 回目の点検では，この水路に面する側道のコンクリート舗装に補修を必要とするひび割れが多数発生していた。その後，2013 年 4 月の第 7 回目の点検では，たて溝水路に大きな変状やその他複数個所の水路変状および小段シールコンクリートのひび割れ等が見つかった。

（6） 供用後の状況

供用開始後，2014 年に現地概査を実施した際，写真 2-2 で示す滑落崖や写真 2-3 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にない高さ 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 2-5 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。



写真2-2　滑落崖付近の状況（2015年2月撮影）



写真2-3　たて溝水路の変状（2014年8月撮影）

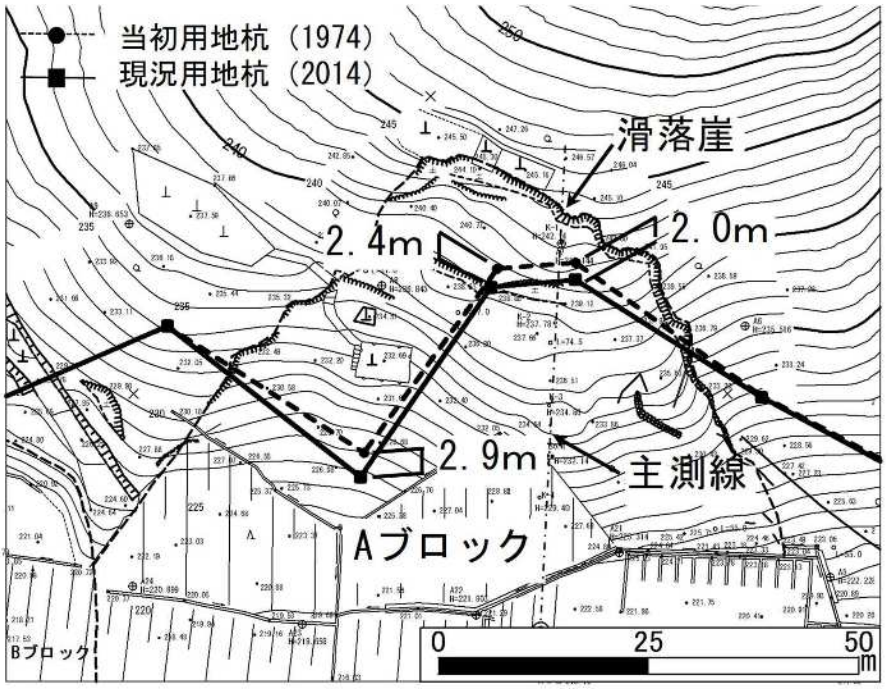


図 2-5　用地図と平面図の重ね合せ図

1972 年 7 月の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撹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強度試験から求めた土質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。

2.2.3　地形・地質概要

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や水位計，近隣箇所に雨量計を設置し，リアルタイム観測を行った。

（1） 地質概要

A 地区の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禅定寺山層が広く分布している [1)]。同層は吉部コールドロン（火山構造性陥没地）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 [1)]。歌田 [2)]は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。

（2） 地質およびボーリング調査結果

調査ボーリングは図 2-6 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 2-6 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。各ボーリング箇所の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図 2-7 と図 2-8 に示すように複数の鏡肌を確認した。

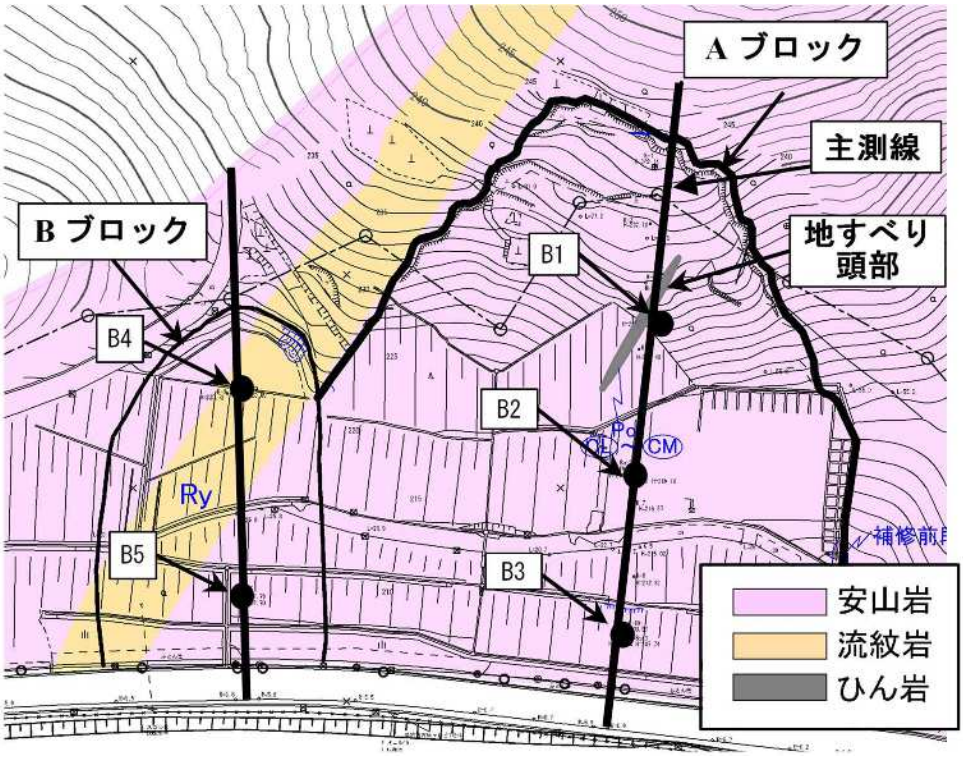


図 2-6　地質平面図

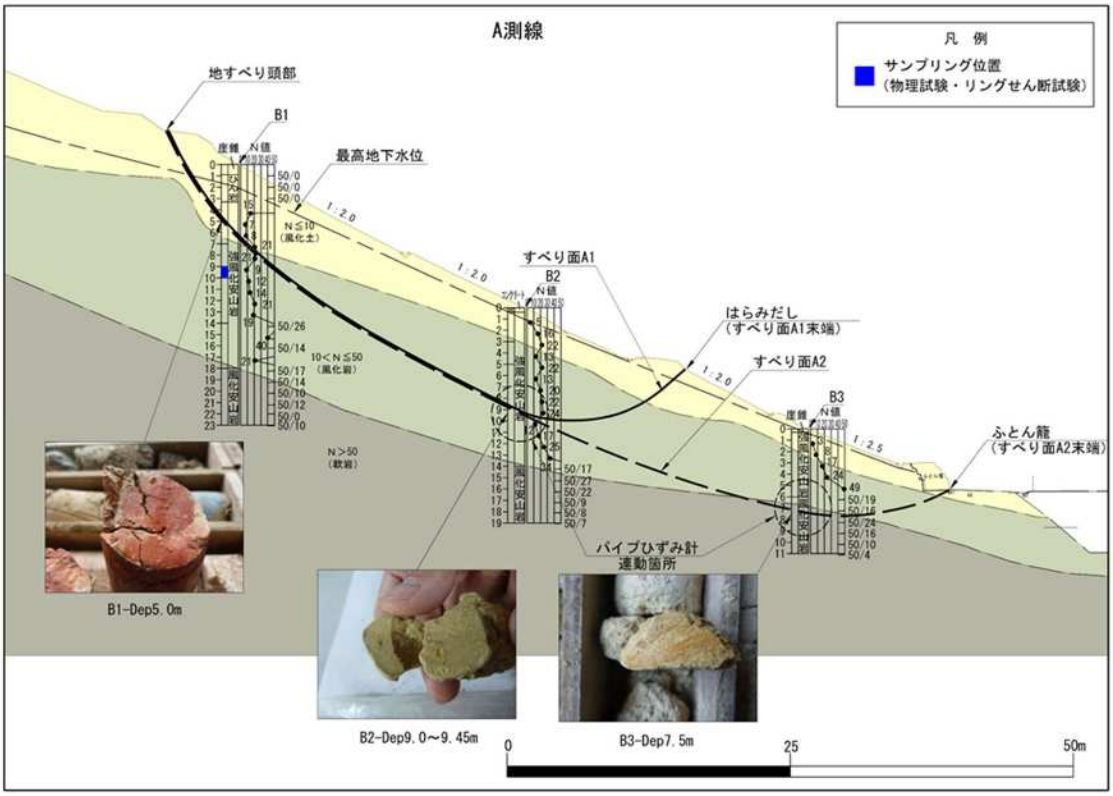


図 2-7　A 測線の地すべり形状とすべり面付近の代表的な鏡肌

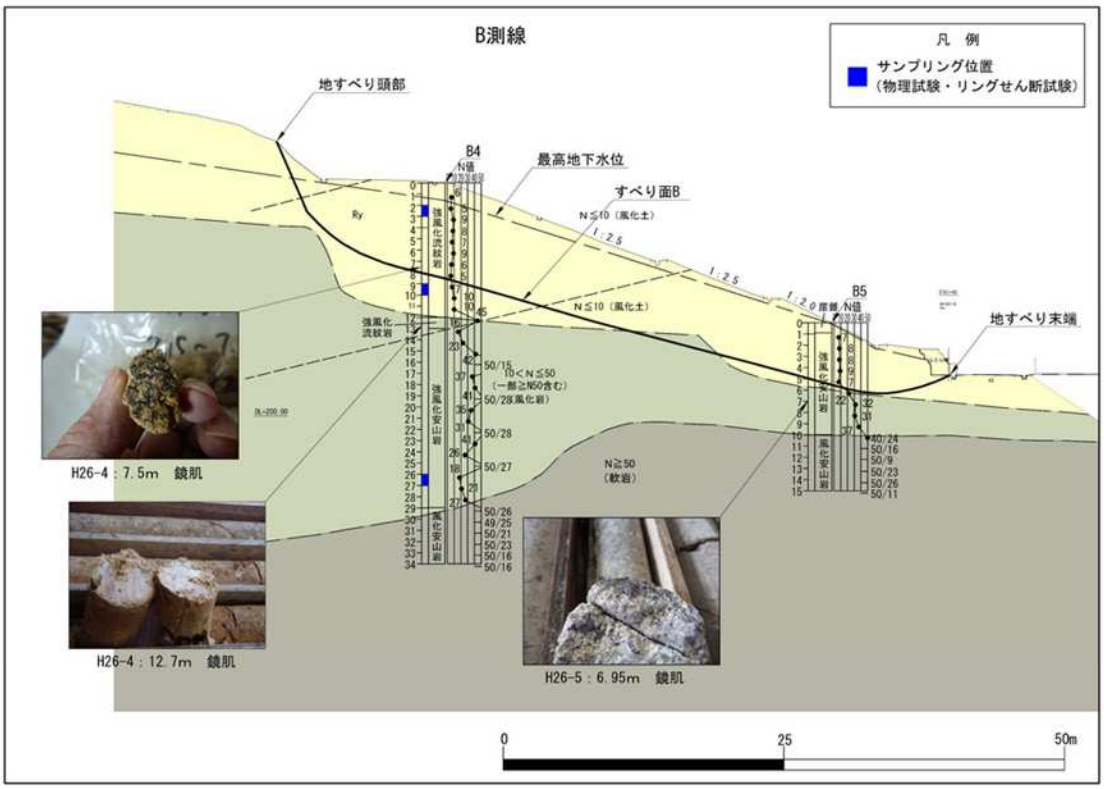


図 2-8　B 測線の地すべり形状とすべり面付近の代表的な鏡肌

2.2.4　動態観測結果

（1）動態観測概要

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～B5 を利用して実施した。

（2）降雨と地下水および動態観測の結果

図 2-9 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確認された。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 2-10 に示す。すべり面の判定には，ひずみ変動種別一覧 [3]に従い，潜在変動 100μ/月以上のひずみ量が発生

した箇所をすべり面とした。図 2-10 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 100μ/月以上のひずみ量が深度 3m および 9m で観測された。特に，深度 9m でのひずみ量は 200μ/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 100μ/月以上のひずみ量が発生した。また，図 2-10 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。

また，図 2-11 に B 測線の B4 および B5 におけるパイプひずみ計のデータを示す。すべり面の判定には，100μ/月以上のひずみ量が発生していることと，後掲の図 2-8 に示す鏡肌の観測深度などに基づいて決定した。B4 では 100μ/月以上のひずみ量が深度 1m，6m，8m，15m，16m で観測されたことに加え，ひずみ計の変動深度もばらついていた。B5 では，深度 1m，2m，9m で 100μ/月以上のひずみ量が観測された。また，8 月 25 日に計測されたひずみ量は梅雨時期と比べ大きな違いはなかった。A 測線ではすべり面付近に潜在変動が認められた一方で，B 測線では地すべり付近での潜在変動が小さく観測期間中に顕著な変異が認められなかったことから，ほぼ停止状態と判断した。

以上より，図 2-7 に示すように，現地で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 A1 と A2 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。さらに，図 2-7 と図 2-8 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。併せて図 2-8 に B 測線のすべり面を示す。B 測線は A 測線と同様に現地で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 B として 1 つのすべり面を決定した。



図 2-9　降雨量と B2 孔内における地下水位測定結果

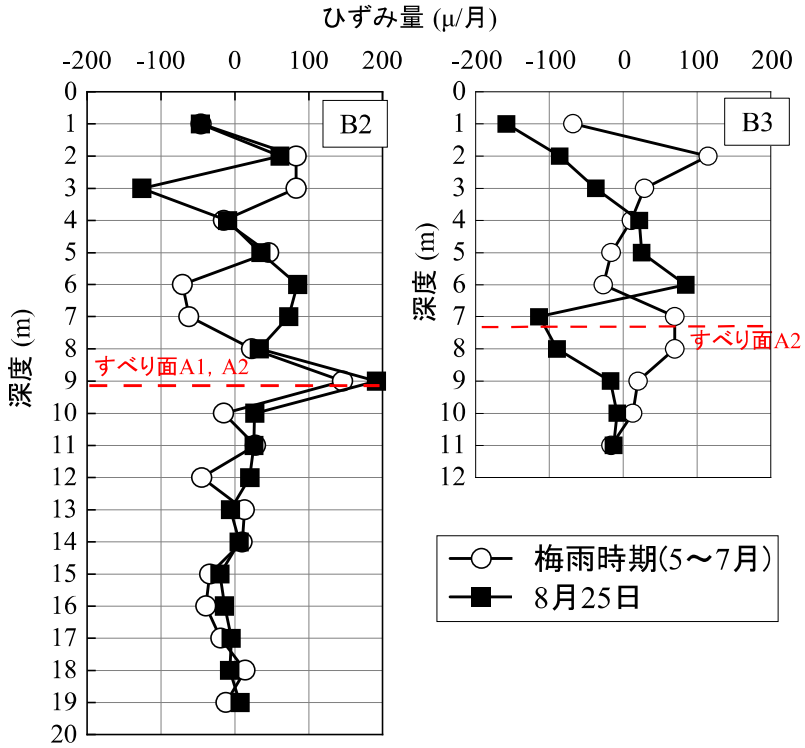


図 2-10　B2 および B3 孔内におけるパイプひずみ計のデータ

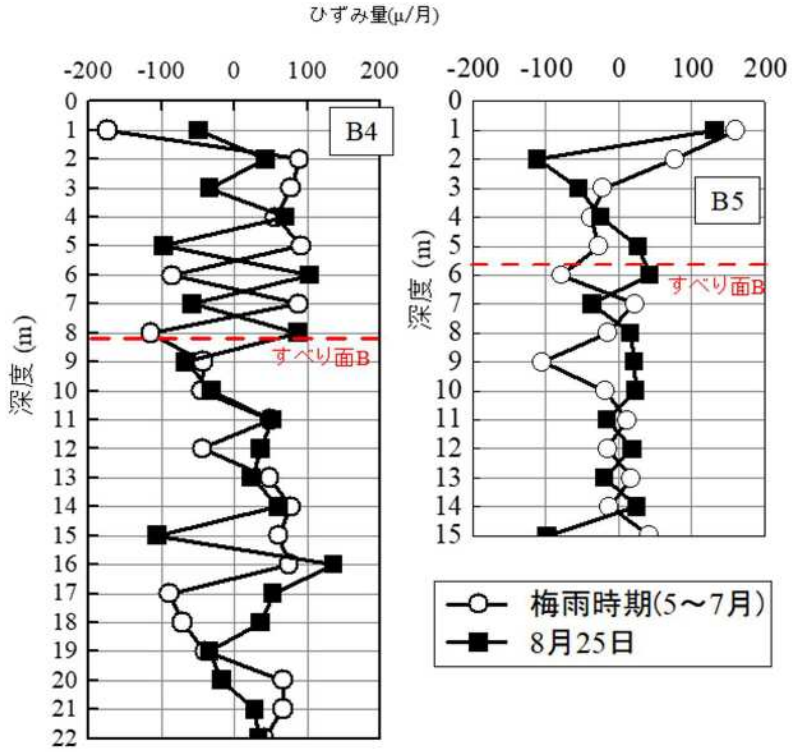


図 2-11　B4 および B5 孔内におけるパイプひずみ計のデータ

2.2.5　粘土鉱物試験結果

既存資料から読み取れる本調査箇所の地すべり要因の一つとして，粘土鉱物モンモリロナイトの存在があった。そのため，現在のすべり面付近における粘土鉱物を確認するため，X 線回析試験と陽イオン交換容量試験（CEC 試験）を実施した。

表 2-1 に B1 および B4 における，X 線回析試験結果を示す。A 測線からモンモリロナイトが確認された。また，B 測線では B4-Dep2m 箇所以外でモンモリロナイトが確認された。B4-深度 2m 箇所は地質区分から流紋岩が薄く堆積していることがわかっており，その成分の違いによりモンモリロナイトが確認されなかったと考えられる。

また，表 2-2 に CEC 試験結果を示す。陽イオン交換容量が示す値として，地山の膨張性を示す使用例 [4]を参考にすると，おおむね 20meq/100 以上が膨張として示されている。このことから B 測線のすべり面は，深度 8m~9m 付近であり，B4-Dep9m の結果から膨張性を示す数値が認められた。

表 2-1　X 線回析結果

ボーリング No.深度 (m)	陽イオン交換容量	交換性ナトリウム	交換性カリウム	交換性カルシウム	交換性マグネシウム
B1-Dep9m（A 測線）	11.2	0.19	0.27	17.1	12.0
B4-Dep2m（B 測線）	8.82	0.07	0.10	1.26	0.63
B4-Dep9m（B 測線）	35.6	0.14	0.44	16.5	23.7
B4-Dep26m（B 測線）	21.2	0.27	0.29	19.3	8.26

表 2-2　陽イオン交換容量試験（CEC 試験）結果　単位：meq/100g

ボーリング番号	最大深度	確認した鉱物	岩種
B1-Dep9m（A 測線）	9.0m	石英 カオリン モンモリロナイト	安山岩
B4-Dep2m（B 測線）	2.0m	石英 カオリン	流紋岩
B4-Dep9m（B 測線）	9.0m	石英 モンモリロナイト カオリン	安山岩質な流紋岩
B4-Dep26m（B 測線）	26.0m	石英 カオリン モンモリロナイト	安山岩

2.2.6　再活動地すべりのメカニズムについて

当該箇所は，素因としてモンモリロナイトを含む脆弱な地質構造を有する地すべり地に位置しており，粘土鉱物の膨潤性およびせん断強度の低下が地すべり発生に影響したと考えられる。誘因としては，図 2-12 に示す切土掘削中に伴う地山の応力開放に加え，集中豪雨による地盤のゆるみなどが考えられる。特に，降雨により地下水位が上昇した結果，間隙水圧の増大および浸透力の発生により斜面の安定性を低下させた可能性が高い。

また，地すべり末端部については，当初計画していた最下段の切土掘削において斜面の安定確保が困難と判断されたことから，図 2-3 に示すように構造形式をアーチカルバートに変更し，図 2-13 に示すように埋戻しにより切土段数を減らす対策がとられている。しかしながら，アーチカルバート設置のために実施された掘削工事により，地すべり面付近の地盤に緩みが生じており，実際，図 2-13 に示すように工事中に押さえ盛土が実施されていることから，これが再

活動の一因となった可能性が考えられる。さらに，供用開始後においても，建設時に発生した崩壊土砂や地すべり土塊の一部が残存している状態であったことが，地すべり挙動に影響していると考えられた。

なお，地すべりの移動量については，用地幅杭の変位観測結果により，水平移動量が約2～3mであった。この移動量は当該地すべりが比較的規模が大きく，顕著な変位を伴う再活動地すべりであったことを示しており，地盤条件に加え施工時における集中豪雨などの誘因が複合的に作用した結果と考えられる。

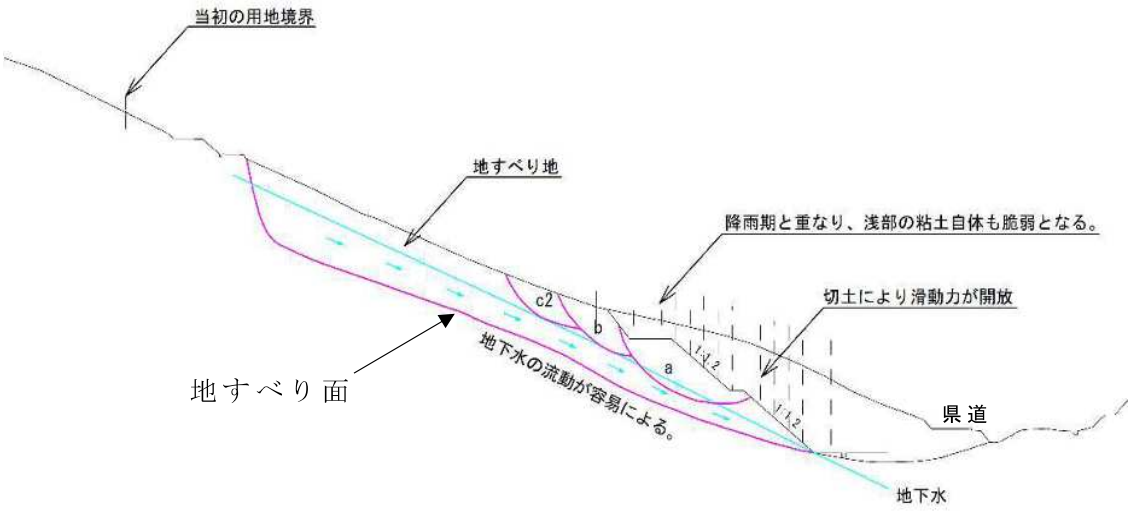


図 2-12　建設時の切土掘削状況のイメージ図

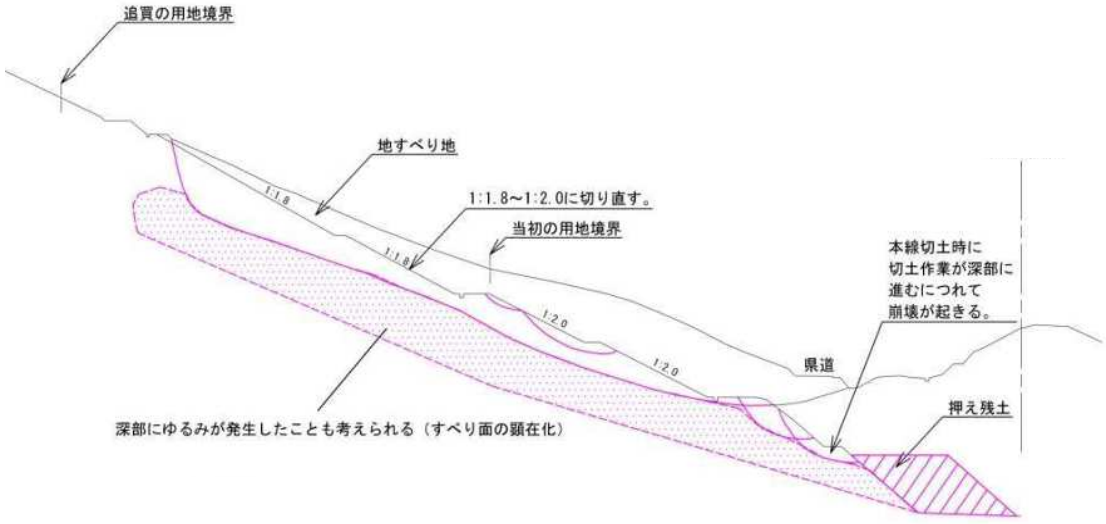


図 2-13　アーチカルバート設置時の掘削イメージ図

2.3　B 地区（岡山県）の地すべり事例

2.3.1　地すべり概要

当該地すべり箇所では，中国管内に大きな被害をもたらした平成 30 年 7 月豪雨により，高速道路の切土で発生した地すべりである。また，建設時の記録には昭和 47 年 7 月豪雨による地すべり被害を受けていたことや，建設時の切土工事の際に地すべりが発生していたことが記されている。

建設時は 2 段切土計画による工事として進められたが，切土 1 段目の中腹を掘削中に地すべりが発生したため，工事を中断し排土による対策工を実施後に供用開始となった。供用開始から約 1 年程度が経過した後にのり面変状が認められたものの，その後は安定期間であった。

しかし，供用開始から約 40 年後の平成 30 年(2018 年)に再び地すべりが発生した事例である。

2.3.2　建設時の地すべり状況および供用開始後の経緯

(1) 建設時から供用後の経緯

地すべり箇所は岡山県新見市北東部の高速道路に隣接するのり面であり，建設中に発生した地すべり状況から写真 2-4 および写真 2-5 に示す。既存資料によると図 2-14 に示すように建設が始まる約 4 年前（昭和 47 年）の集中豪雨により 3 箇所に表層崩壊が発生した．また，平成 30 年 7 月豪雨の変状までの経緯を取りまとめた。



写真 2-4　現地全景



写真 2-5　地すべり末端部（左）と滑落部（右）

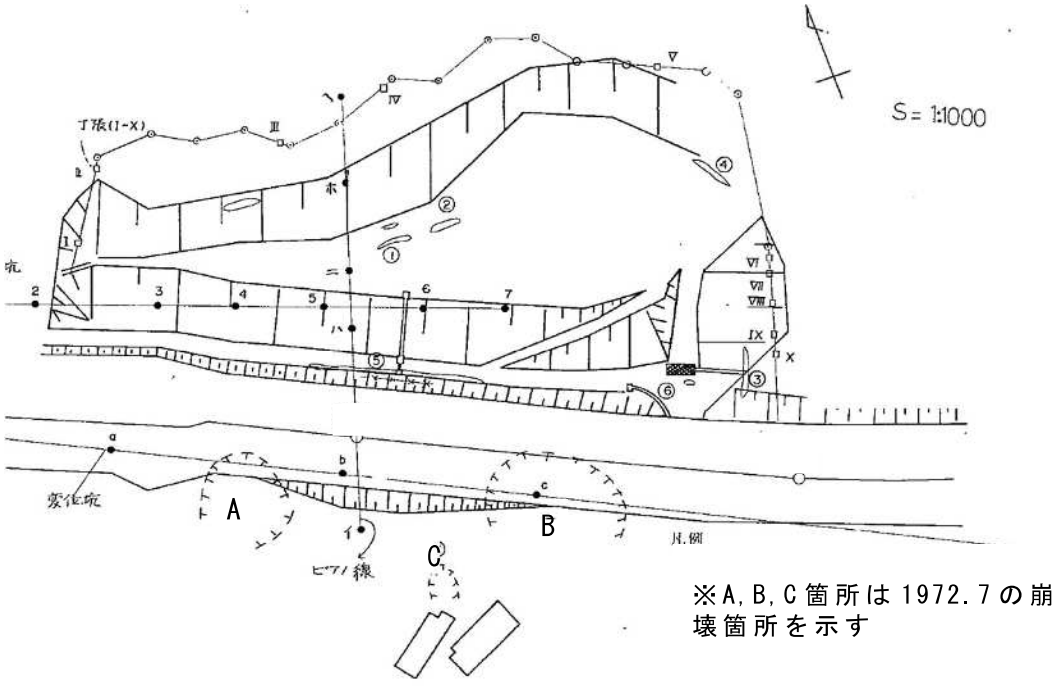


図 2-14　建設中（1976 年 7 月～1979 年 6 月）の地すべり平面図

（2） 建設前（1972.7～）の地すべり発生状況

建設が始まる約 4 年前の 1972 年 7 月では，4 日間の総降雨量が 449mm を記録した集中豪雨により，図 2-14 に示すように建設現場周辺の自然斜面 3 箇所（A,B,C で表記）で表層崩壊が発生した。この表層崩壊は幅 W＝10～20m，長さ

L=20m～30m の規模で発生しており，斜面崩壊箇所には湧水が多く確認されていた。

（3） 建設中（1976.1～）の地すべり発生状況

建設中の地すべりは，図 2-15 に示すように，1976 年の道路計画面まで 6m 付近を掘削したときに，図 2-17 のように W=180m，最大長さ L =80m の規模で滑落崖が 15～20cm 変動した。また，図 2-15 の施工中の第 1 小段の水路に 3cm 程度のクラックが発生した。その後の 1 か月間に 5cm 程度の変動量を記録していることや地すべりは緩慢に変動していた。地すべり発生前はほとんど降雨もなく，5 月の降雨量は 173mm であった。その後も地すべりは緩慢な変状であったが，すぐには破壊しないと判断して道路計画まで 6m の掘削を実施し，1976 年 11 月までに図 2-16 に示す排土計画を実施された。

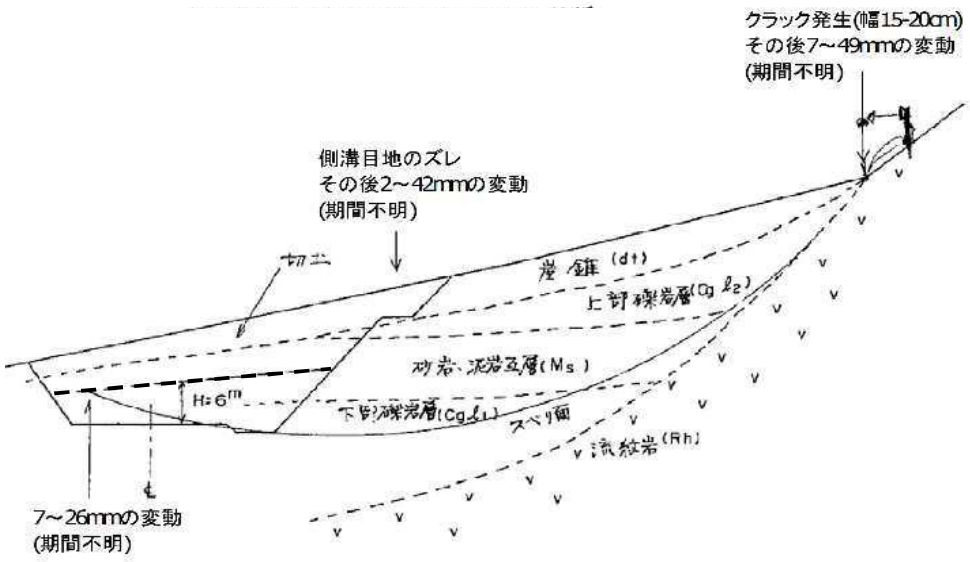


図 2-15　建設中（1976.6）の地すべり概要図

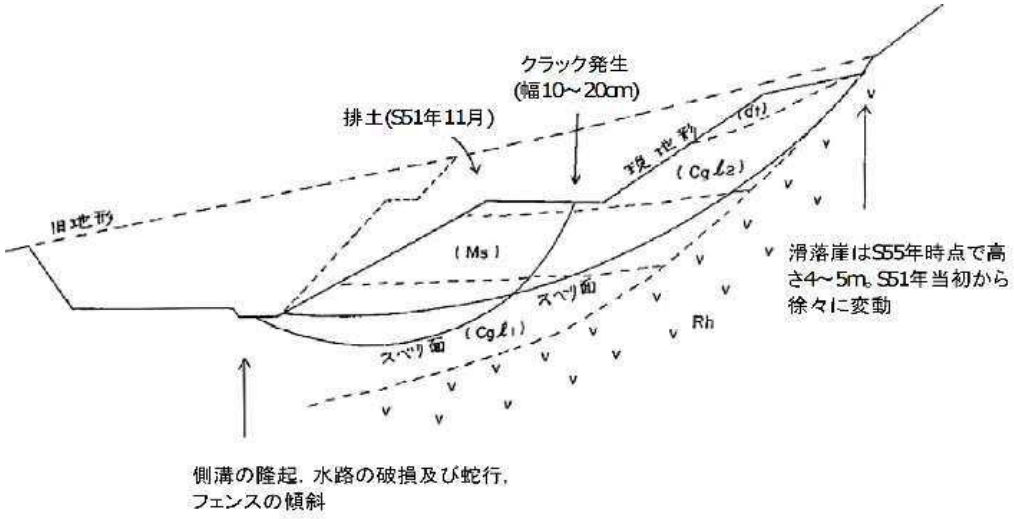


図 2-16　供用開始後（1979.9）の地すべり概要図

（5）供用開始後 9 か月（1979.8～）の地すべり発生状況

供用開始後から約 9 か月後の 1979 年 8 月に図 2-16 に示す排土が行われた切土において，滑落崖の高低差 4～5m の変動と本線近傍の側道に隆起やフェンスの傾斜が認められた。この変状は約 1 か月前の 7 月に経験した総降雨量 208mm（7 日間）が原因と考えられた。

（6）供用中（2018.7～）の地すべり発生状況

2018 年 7 月に約 42 年前の 1976 年 5 月と同様の地すべりが発生し，本線側の路肩付近のせり上がり（地すべり末端部）およびのり面のはらみが緩やかに生じた。特に高速道路近傍の側道箇所でせり上がりが顕著に表れた。滑落崖の変状と高速道路に隣接する側道から本線路肩部に 10cm 程度のせり上がりがあった。現地状況は平成 30 年 7 月豪雨により 6 日間で総雨量 408.5mm を経験した。さらに表 2-3 に建設前（1976.1）～建設後（2018.7）までの経緯を取りまとめた。

表 2-3　建設前（1972.7）から建設後（2018.7）までの経緯

日　時	最大日雨量	現地状況	備考
S47(1972).7	241.5mm	斜面の地すべり	豪雨
S51(1976).5	50.5mm	切土中に地すべり	切土
S51(1976).11	—	頭部排土	
S53(1978).10	供用開始		
S54(1979).6	61.5mm	地盤の変状	豪雨
S54(1979).10	76.5mm	地すべり	豪雨
H30(2018).7	171.5mm	地すべり	豪雨

2.3.3　地形・地質概要

（1）地形・地質概要

調査地の周辺の地質概要は，表 2-4 に示すような地質構成からなる。また，図 2-18 の凡例に示すように地すべり地の地質構成は，中生代白亜紀の安山岩類を基盤とし，安山岩の上位には新生代第三紀中新世の「備北層群」に相当する堆積岩として下位から下部礫岩層，砂岩泥岩互層，上部礫岩層に区分される。

これらの堆積岩は第四紀の段丘堆積物，扇状地堆積物，河床堆積物，崖錐堆積物，崩積土，盛土に覆われている。地質構成の特徴として，山麓の沢沿いから流下する水は地すべり内の礫岩層が分布するところから地下に浸透が想定されることや，安山岩類上に堆積している礫岩や砂岩・泥岩互層と凝灰岩が分布しており，このうち凝灰岩には粘土鉱物（スメクタイト）の含有が想定された。

（2）地質調査結果

昭和 50 年に実施した報告書において図 2-17 のボーリング調査個所を示す BV-1 と BV-2 にモンモリロナイトを含むことが明らかになっている。このような地すべりには極緩慢な活動が長期間続くものが多く，場合によっては断続的な活動が数十年にわたるものがある。

さらに地すべりブロック区分として，現在認められる地形変状および施工前の空中写真判読結果，地すべり発生の経緯および旧地形を勘案して行い，図 2-17 に示すように対象としている地すべり範囲において 3 つのブロックに区分した。また，それぞれに A 測線，B 測線，C 測線を主測線とし安定解析を行うこととした。

表 2-4　調査地の地質構成

時代			地質名
新生代	第四紀	完新世～更新世	沖積層
			崖錐堆積物
			段丘堆積物
	新第三紀	中新世	備北層群
中生代	白亜紀		新見火山岩類

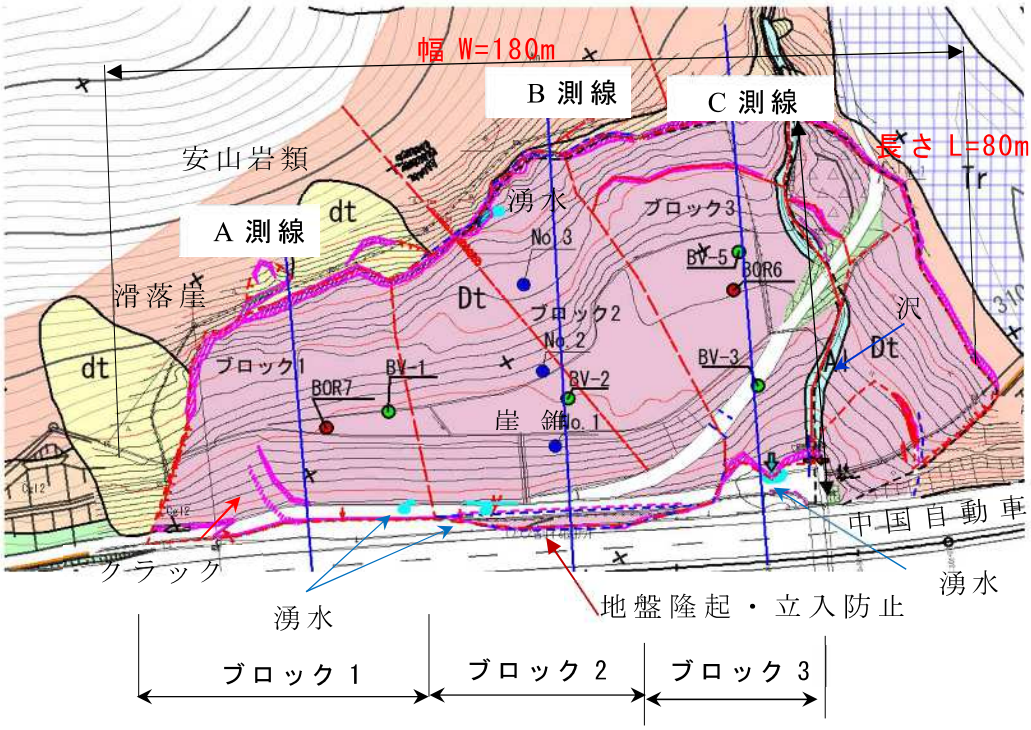


図 2-17　地質平面図（ボーリング箇所記載）

2.3.4 地質およびボーリング調査結果

地すべり調査地内のボーリング調査箇所は，図 2-17 に示すように昭和 55 年に実施した BV-1，BV-2，BV-3，BV-5 と平成 30 年に実施した No.1，No.2，No.3 さらに，令和 2 年に実施した Bor.6，Bor.7 の合計 9 箇所である。各ボーリングコアで観察したすべり面は図 2-18～図 2-20 に示すように明瞭なすべり面であった。ボーリング調査結果は昭和 55 年および令和元年と令和 2 年に実施したボーリング結果から特徴を以下にまとめた。

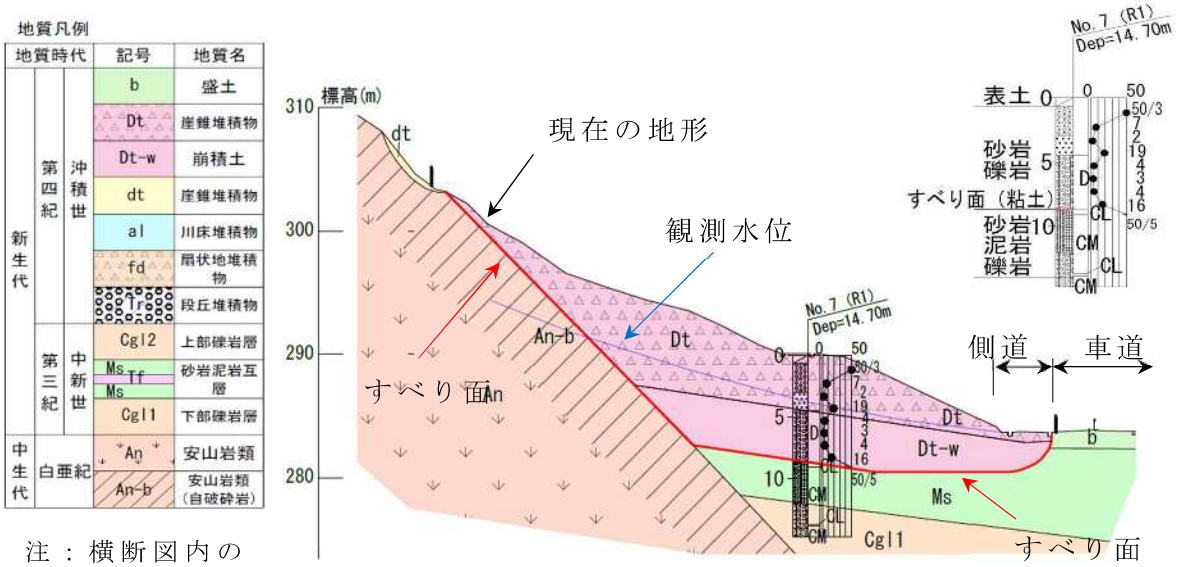
1) 地すべり移動体は，土砂（粘性土，砂質土，礫混じり土）のほか，D 級の強風化風化岩から構成される
2) すべり面は，土砂や強風化岩（D 級）と軟岩（CL～CM 級）の境界に対応していることや凝灰岩を認める箇所に多い．また，すべり面は岩が破砕され軟質となり，岩の粘土化が認められた
3) 堆積岩分布区分のすべり面は，礫岩と砂岩泥岩互層の境界など岩相境界に対応する場合が多い

以上の結果から図 2-18～図 2-20 までの地質断面図を作成した。

A 測線は Bor.No.7 において 8～10° 傾斜する粘土をすべり面とした。また，山側の地すべり上部は安山岩類および堆積岩の境界である流れ盤不整合がすべり面を形成しているとした。

B 測線において地質構成は A 測線と同様であるが，すべり面において凝灰岩を狭在する礫岩及び砂岩泥岩互層から構成されており，緩やかに本線側に傾斜する地質構成をなしている。凝灰岩は軟質化しており，すべり面となっている。なお，B 測線のように Bor.No.1 と Bor.No.2 のすべり面付近 2 箇所において，リングせん断試験と陽イオン交換容量試験（CEC)に用いる試料を採取した。

C 測線は Bor.No.6 において破砕された凝灰岩（傾斜 8°程度）があることからすべり面とした。地すべり上部は A，B 測線と同様であった。



注：横断図内の柱状図（H30 と R1）は図の右上に土質区分とともに標記した。

図 2-18　地質横断図（A 測線）

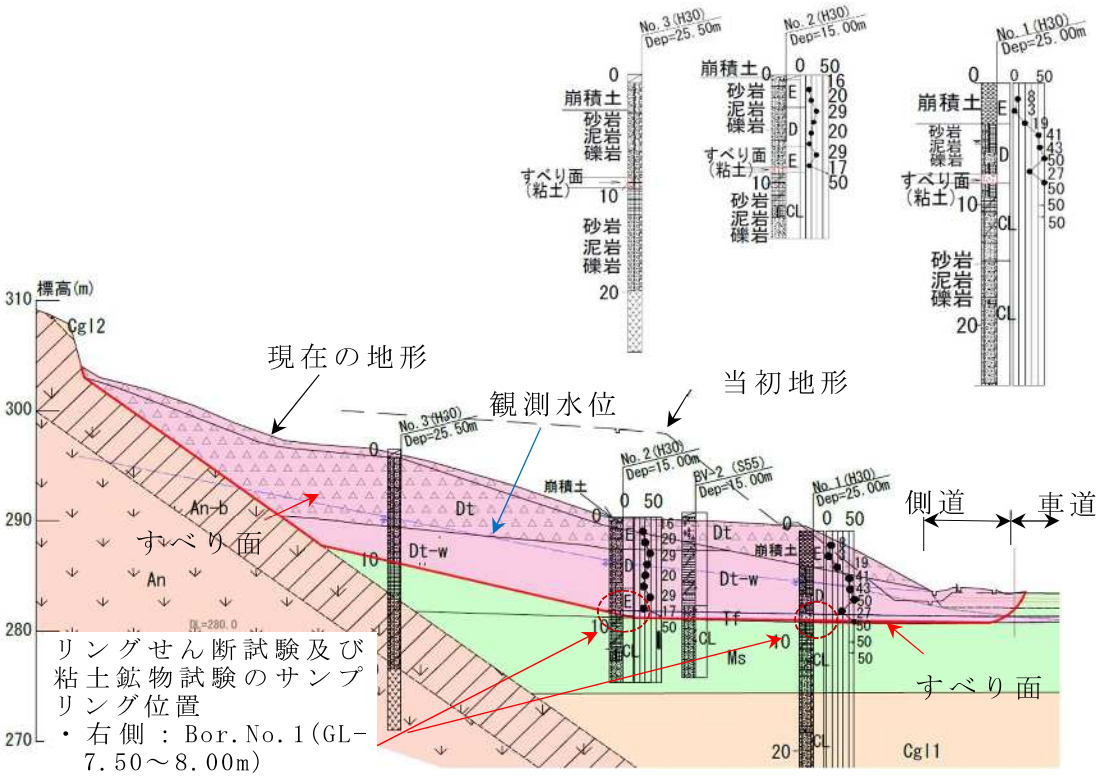


図 2-19　地質横断図（B 測線）

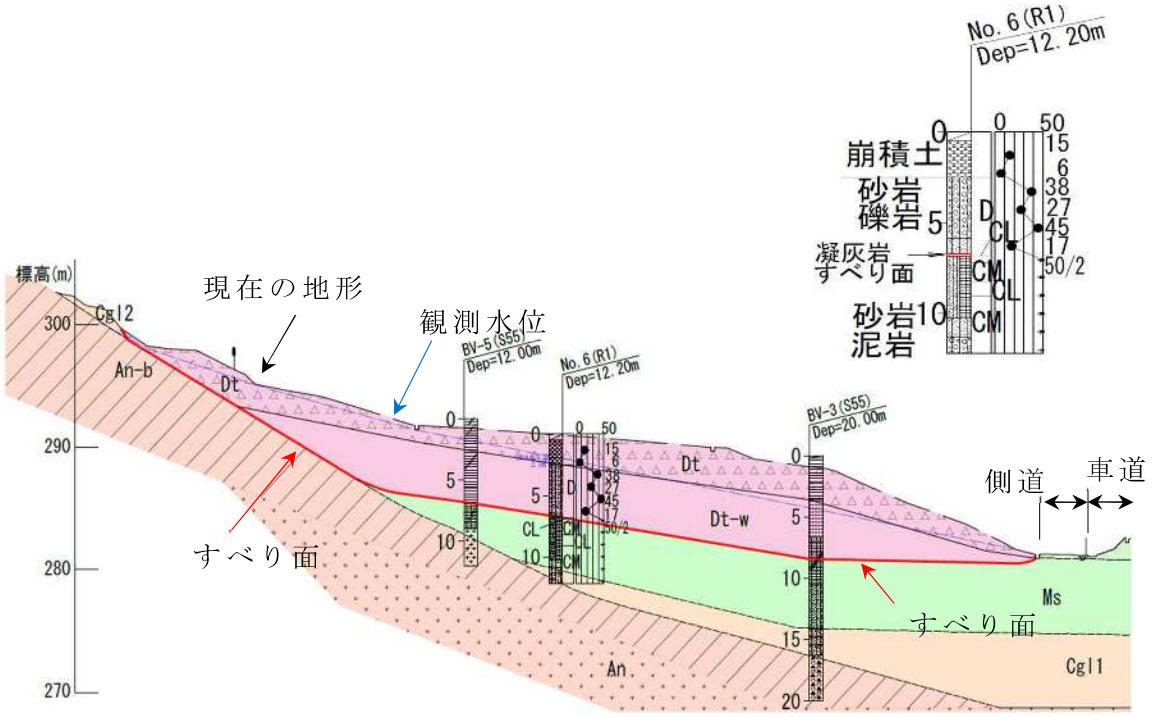


図 2-20　地質横断図（C 測線）

2.3.5　粘土鉱物試験結果

地すべり面に位置する薄く水平に存在している凝灰岩 Tf 層には粘土鉱物（スメクタイト）の含有が懸念されたため，すべり面の膨潤性粘土鉱物の指標を得るために図 2-19 および写真 2-6 に示す 2 箇所のボーリング結果から X 線回析試験と陽イオン交換容量試験（CEC）を実施した。採取位置は地すべり粘土箇所として図 2-19 に示すように Bor.No.1_深度 GL-7.5m～8.0m 付近および Bor.No.2_深度 GL-8.5m～8.8m とした。その結果，Bor.No.1 孔の試料は図 2-21 に示すように膨潤性粘土鉱物の一つであるモンモリロナイトや石英を含有していた。Bor.No.2 孔の試料は図 2-22 に示すようにモンモリロナイトは確認できなく，石英の他に雲母系鉱物であるイライトなどの含有が確認できた。この成分の違いとして Bor.No.1 は砂岩泥岩互層に狭在する凝灰岩に対し，Bor.No.2 は礫岩と砂岩泥岩の互層との境界部に位置する凝灰岩であることが挙げられる．

CEC 試験結果は試験方法として総量のみと交換性陽イオン分析の 2 つを実施した。表 2-5 に示すように Bor.No.1 は CEC が 61.0meq/100g を示し，膨潤性が大きいため，地すべりとして注意を要する値であり，Bor.No.2 は CEC が 15.3meq/100g を示し，No.1 に比べ数値的には膨潤性が低い値と評価される。なお，陽イオン交換容量は NEXCO 試験方法 724-1997 岩石の陽イオン置換容量の測定方法から，交換性陽イオンの分析は陽イオン置換容量の試験によって得られた溶液を用いて行った。

さらに Bor.No.1 においてスメクタイトの交換性陽イオン組成は Ca イオンを主体とする Ca 型とされた。一般的にスメクタイトから構成される場合，Ca 型と Na 型で比較されることが多く，Ca 型は Na 型に比べ膨張性が小さいものの，地盤変状を引き起こす可能性が指摘されている。

したがって，2 箇所から採取した粘土試験結果から No.1 孔試料は膨潤性粘土鉱物のスメクタイトや石英を多く含有していると判断される。一方で，No.2 孔試料は鉱物組成が十分に特定されていない。したがって，これら 2 試料についてリングせん断試験を実施し，強度パラメータの差異に着目して評価を行うこととした。

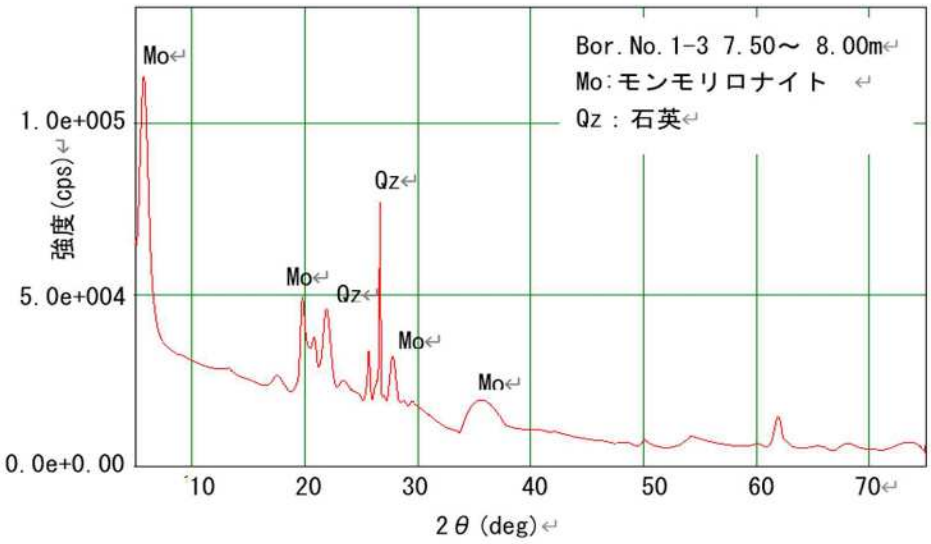


図 2-21　Bor.No.1 GL-7.50～8.00m の X 線回析分析結果

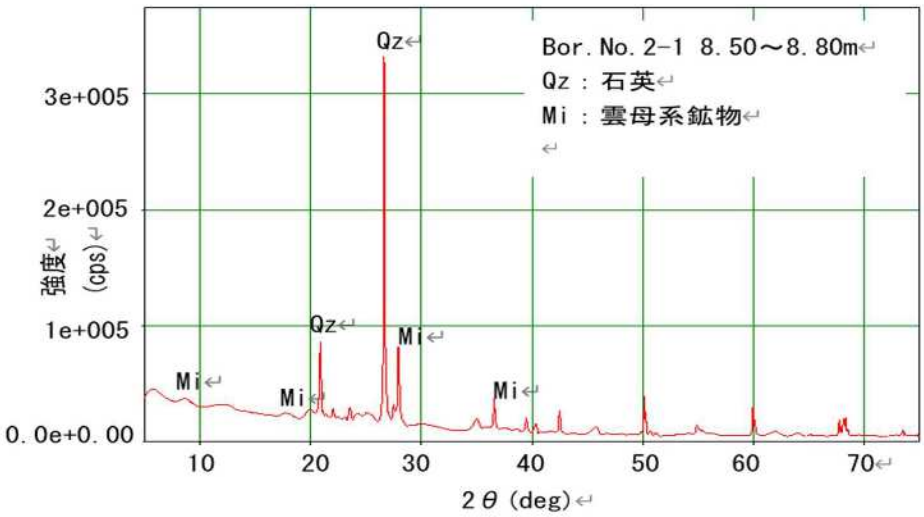


図 2-22　Bor.No.2 GL-8.50～8.80m の X 線回析分析結果

表 2-5　CEC 試験結果

項目	単位	No.1 (7.5～8.0m)	No.2 (8.5～8.8m)
陽イオン交換容量	meq/100g	61.0	15.3
交換性ナトリウム	meq/100g	2.00	0.15
交換性カリウム	meq/100g	0.55	0.20
交換性カルシウム	meq/100g	44.7	10.1
交換性マグネシウム	meq/100g	24.3	5.72

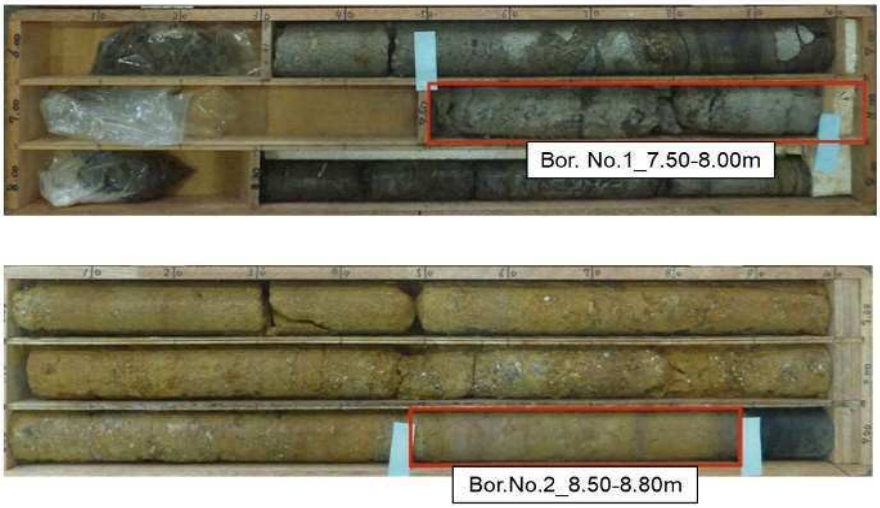


写真 2-6　リングせん断試験及び粘土鉱物試験実施箇所のコア写真

2.3.6　地下水検層について

昭和 55 年に実施した地すべり調査報告書から，地下水検層により地下水の流動状況を把握するために実施され，その観測結果を参考にした。地下水検層の位置は，図 2-19 に示すようにボーリング箇所の BV-1,2,3,5 の 4 箇所で実施されており，表 2-6 に示すように地下水位とその平均値をまとめた。特に，BV-1 と BV-5 の 2 箇所において地表面から 1m 下付近に地下水の存在が認められた。なお，報告書では，52 日間で 10 回の測定を実施しており地下水の変動は降雨との関係が大きいと報告があり，豪雨時の変動は今回の変動よりも上昇するとの見解であった。

表 2-6　地下水検層による地下水位測定結果（昭和 55 年）

Bor.No	GL-(m)	平均値(m)
BV-1	0.95～1.55	1.36
BV-2	5.03～6.05	6.08
BV-3	5.33～5.85	5.60
BV-5	0.65～1.05	0.86

2.3.7　降雨量の観測結果

本地すべり地近傍の気象庁降雨量データは図 2-25 に示すように 1976 年（新見観測所）から始まっているため，1976 年以前の降雨状況については表 2-7 に示すように昭和 55 年の地すべり報告書にある「中国電力（株）小坂部川堰堤事務所の記録結果」を含めて整理を行った。

（1）建設前（1972.7）

建設前（1972.7）に発生した地すべりでは，表 2-7 に示すように最大日雨量は 241.7mm であり，総雨量は 449mm（4 日間）であった。

（2）建設中（1976.11）

切土施工中（1976.11）に発生した地すべりでは，最大日雨量は 26mm であり，総雨量は 32mm（2 日間）であった。

（3）供用開始後（1980.2~）

供用開始の約 1 年 4 か月後（1980.2）に発生した地盤変状時は降雨量が最大日雨量は 94mm であり，総雨量は 263mm（7 日間）であった。また，約 2 年後（1980.10）発生した地すべりの降雨量として最大日雨量は 82mm であり，総雨量は 144mm（2 日間）であった。

さらに，供用開始後の約 40 年（2018.7）経過して発生した地すべりの降雨量として最大日雨量は 189mm であり，総雨量は 408.5mm（6 日間）であった。

これらの結果から建設前と供用開始後 40 年が経過した 2018 年の集中豪雨のように，日雨量が 200mm 前後であり総雨量 400mm 以上を経験する場合に地すべりが発生していることがわかる。また，排土対策後の供用開始後 1 年程度の状況は，最大日雨量 100mm 程度であり，総雨量 260mm 以上で地すべり変状を

示した。よって，1976 年の切土施工中の地すべりは降雨量が少ないことから降雨の影響は考えにくく，地すべり末端部を掘削した影響の可能性が高い。

なお，降雨量観測のほか，各ボーリング孔に水位計やパイプひずみ計，孔内傾斜計による動態観測を行っているが，著しい動きは観測されていない。

表 2-7 中国電力(株)小坂部川堰堤事務所観測所の雨量データ表

年　月	最大日雨量 (mm)	総雨量 (mm)
1972 年 7 月	241.7	449mm (4 日間)
1976 年 5 月	50.5	
1980 年 6 月	61.5	208mm (6 日間)

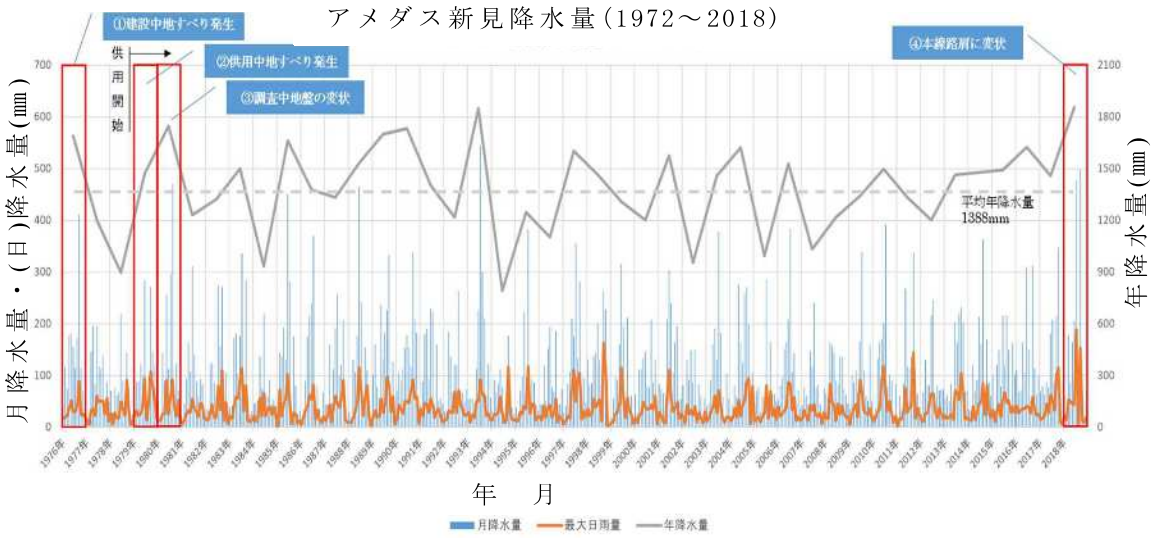


図 2-23　アメダス降雨量グラフ(新見観測所 1976 年～2018 年)

2.3.8　再活動地すべりのメカニズムについて

調査地の地形判読の結果および地すべり発生経緯に基づき，安定解析に対象となる地すべりブロックとして西側の 3 つのブロックを対象とした。地すべりの素因は緩やかに傾斜する堆積岩の地質構造と狭在する軟質な凝灰岩の存在が挙げられる。さらに，本線道路側に傾斜する堆積岩の流れ盤構造であることも地すべり発生要因と判断した。一方，地すべりの誘因は短期間に集中した豪雨の影響を受けたことが大きいと考えられる。さらに，現地は後背山麓からの沢水の浸透により地下水が上昇している可能性があり，これによりすべり面に作用する間隙水圧の増加が生じていると推定される。

以上の素因および誘因を踏まえ，安定解析では地下水条件および地質構造の影響を考慮した検討を行うこととした。

2.4　C 地区（島根県）の地すべり事例

2.4.1　地すべり概要

山陰地方の高速道路の切土のり面において，　図 2-24 に示すように平成 13 年 1 月の切土掘削中に，幅 w＝45m 程度，長さ L=68m 程度の規模を有する地すべりが発生した。この地すべりに対して，対策工として図 2-25 に示す頭部排土工が実施され，その後，当該区間は供用開始された。

しかしながら，供用開始後の点検等では複数回の変状が確認されている。特に，令和 3 年 8 月 12 日～14 日にかけて累積雨量 228mm の降雨を記録し，地すべり末端部において顕著な隆起が発生した。さらに，この 3 日間において GNSS による観測結果から管理基準値である 10mm/日を大きく上回る累積 200mm 以上の変位が観測された。

これらの発生履歴および観測結果から，本区間は過去から地すべりが繰り返し発生している再活動地すべりと判断された。このため，将来的な道路への影響を避けるため，地すべり対策工の実施が必要とされた。

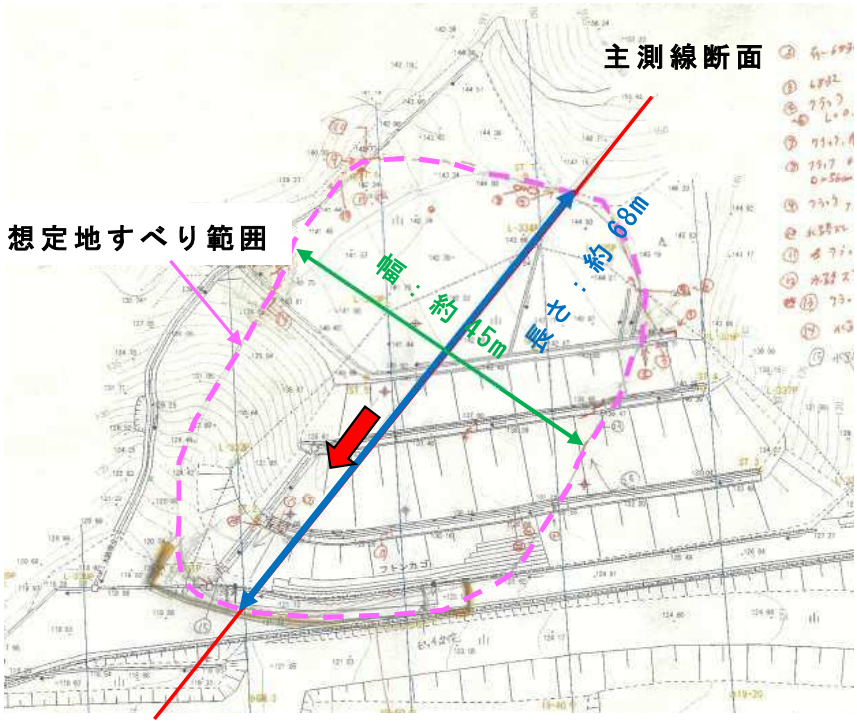


図 2-24　平面図

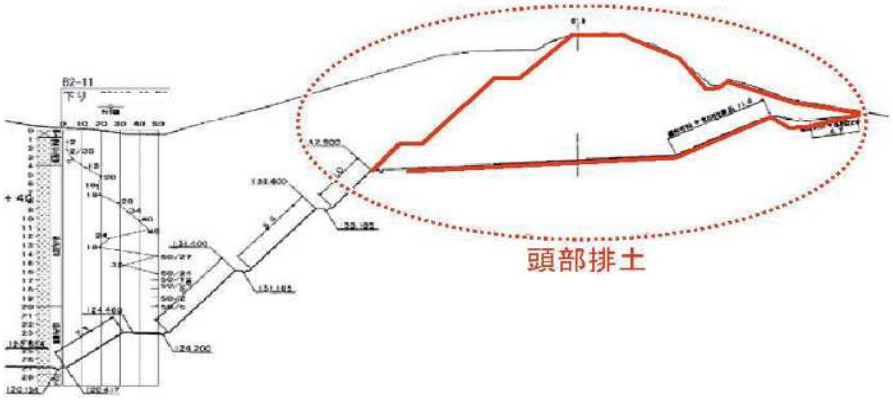


図 2-25　建設時の頭部排土計画

2.4.2　建設時の状況および供用開始後

（1）建設時から供用後の経緯の概要

2000 年（平成 12 年）2 月から開始した工事に対し，切土掘削中に地すべりが発生した（詳細な日時は不明）。2001 年 8 月には地すべりの原因究明のための調査ボーリングが発注された。

既存資料によると対策工は図 2-28 に示すように設計安全率（$Fs \geqq 1.2$）を確保する切土高さを計算した位置による頭部排土が実施された。一方で，災害発生時は，図 2-26 に示すように掘削ライン付近に地すべりが発生し，斜面崩壊に至ったものと推定される。また，写真 2-7 に示す状況から，地すべりの発生位置は上段から 5 段目の掘削開始付近であったと考えられる。

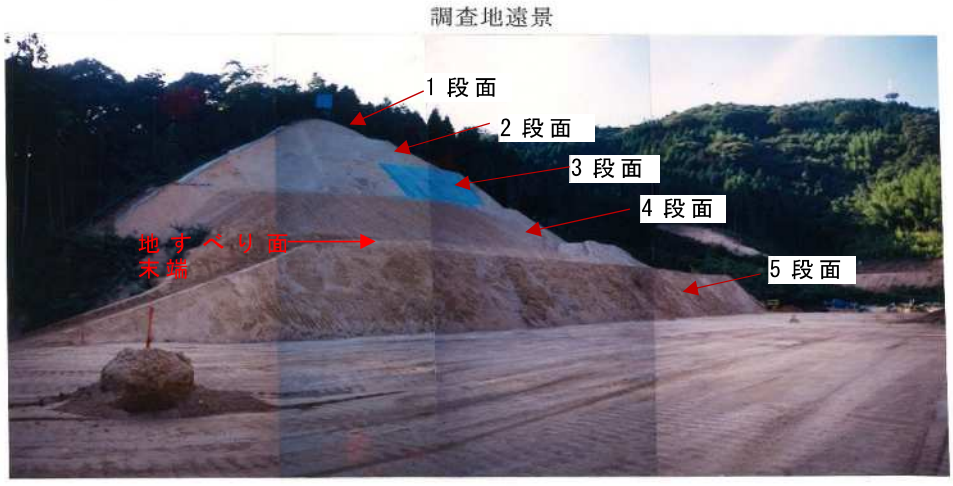


写真 2-7　崩壊のり面の全景

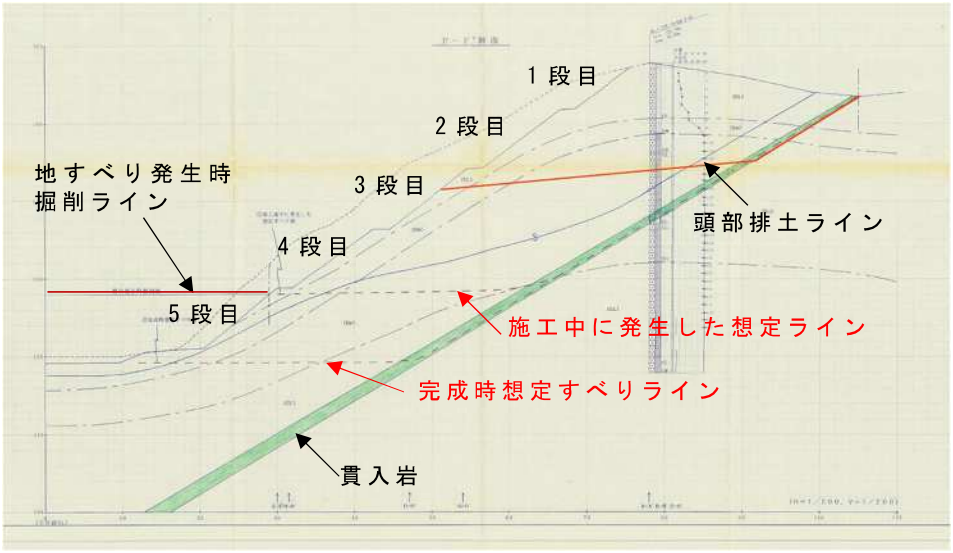


図 2-26　横断図（F-F’断面）

（2） 建設時の頭部排土工について

現地調査および地質調査等の結果に基づき，図 2-27 に示すように施工中の地すべりや完成時の地すべり範囲を想定するとともに，地すべり発生要因と考えられる貫入岩の分布範囲をトレンチ調査により確定させた。その後に，図 2-28 の平面図および図 2-29 の横断図に示すような範囲で地すべり抑制工である排土工が実施された。また，頭部排土の実施に加え写真 2-8 には切土掘削時の斜面を前方から観察した状況を示しており，貫入岩の分布範囲を確認することできる。さらに，図 2-27 に示す平面図より，貫入岩の分布範囲とすべり面の位置がほぼ一致していることがわかる。

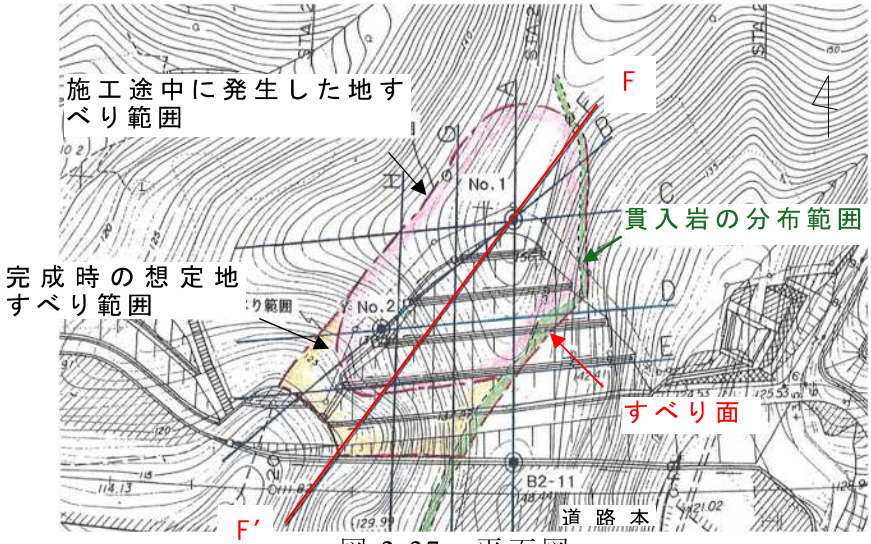


図 2-27　平面図

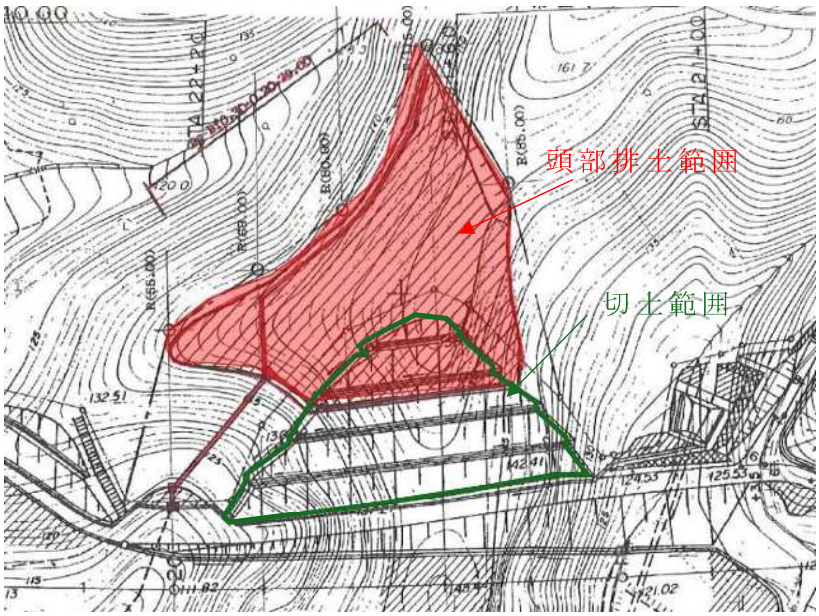


図 2-28　平面図（頭部排土範囲を示す）

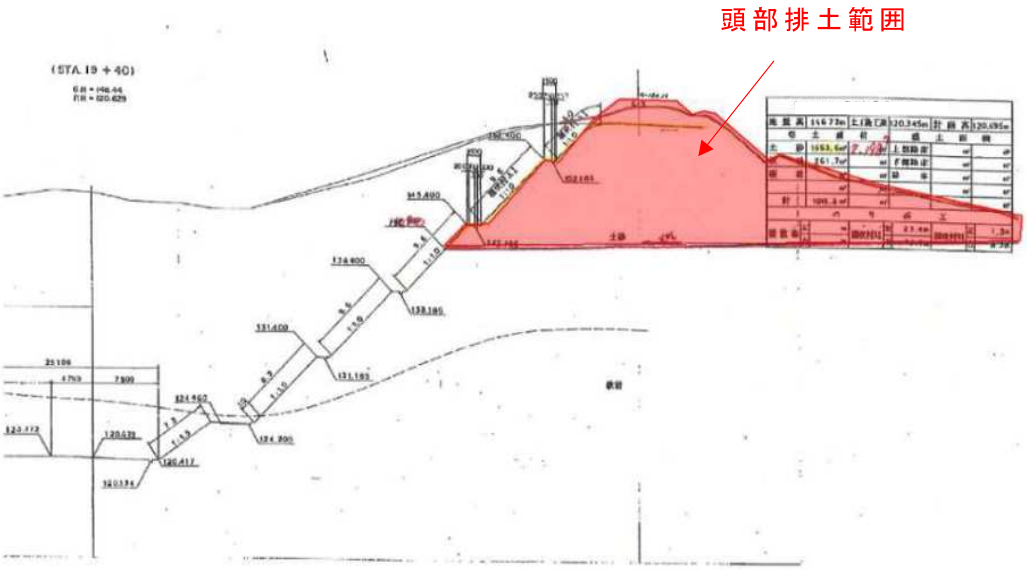


図 2-29　横断図（当初横断図と頭部排土範囲を示す）



写真 2-8　のり面を望む　（濃い茶色範囲が貫入岩）

（3） 地すべりの移動量について

建設時の地すべり移動量の記録は残されていないものの，図 2-30 に示すように建設後の幅杭位置と令和 3 年 8 月以降に実施した測量結果に基づく幅杭位置を比較した結果，最大 0.94ｍの移動量が認められた。また，地すべり末端部の隆起は写真 2-9 に示すように 20～30cm 程度の隆起が確認されている。これらの変位量および地形変状の特徴から，当該地すべりは過去から繰り返し活動してきた再活動地すべりに分類される。

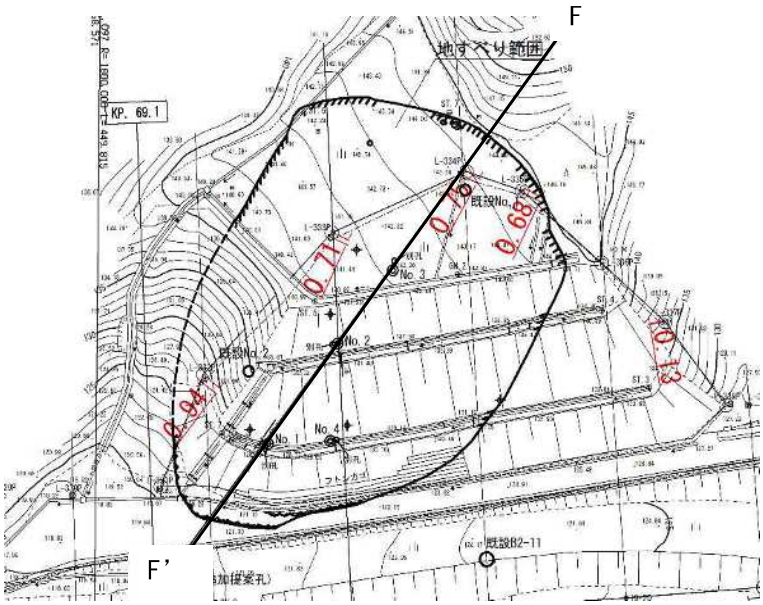


図 2-30　幅杭による移動量を記した平面図

（4） 建設時の安定解析内容

建設時の安定解析は図 2-31 に示すような地質横断図に基づき実施された。図 2-30 の平面図に示すように，地すべりの移動方向に沿う F-F´断面を主断面とし，設計が行われた。

すべり面の横断状況は図 2-31 の横断図に示すように災害発生時と完成形が示されており，それぞれの掘削形状で安定解析が行われていた。また，建設時の安定計算は図 2-31 に示す地すべりの要因として考えられた貫入岩部（図中緑着色）について，逆解析により土質定数を設定されている。

さらに，図 2-32 および図 2-33 に示すようにボーリング結果から岩級分類を行い，各層の地盤定数を仮定して解析が実施された。解析の方針は，以下の条件に基づいて行われた。

① すべり面形状の設定

すべり面形状の決定は，現地踏査で確認されたのり面背後のクラックや貫入岩の走行傾斜，地すべり末端部に従い作成された。また，すべり面深度は傾斜計のデータおよび地質状況，さらに施工時に発生したすべり面状況から判断している。なお，主原因と推定している貫入岩（安山岩）部分を採用している。

② 逆解析による土質定数の設定

施工時に発生したときの形状を現状安全率 Fs=1.00 として，貫入岩（安山岩）の土質定数は「逆算法」として，c と ϕ を算出している。

③ 解析断面の選定

複数の地すべり面を想定しているが,採用値はもっとも安全率が低い F-F′ 断面を採用された。

④ 安定解析結果

安定解析結果として，図 2-32 から図 2-33 に示すように以下の土質定数が設定された。

ⅰ.貫入岩部分のすべり面（5 番）の土質定数は逆算により c=2.0tf/m2, ϕ =6.59° が採用された。

ⅱ. 地すべり末端部は，番号 6,7,8 が示している箇所を土質定数として整理し，表 2-8 に示す一覧としてまとめた。

以上の解析条件に従い，NEXCO 設計要領[5)]の修正フェレニウス法により安全率 Fs=1.2 以上を確保できる範囲において排土工が実施された。

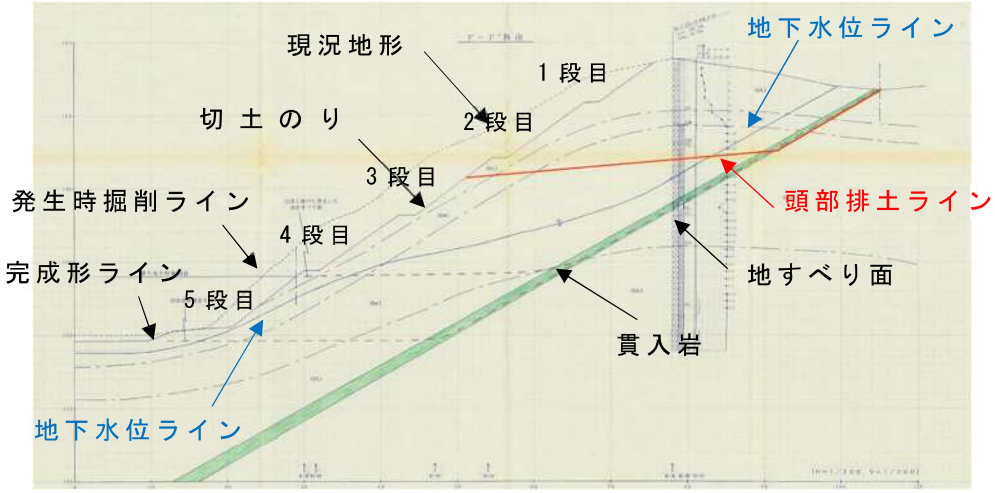


図 2-31　地質横断図

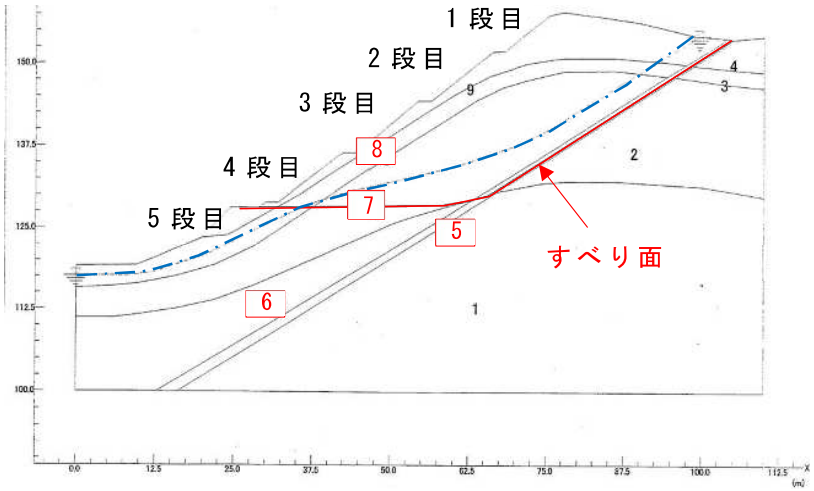


図 2-32　解析断面図（発生時）

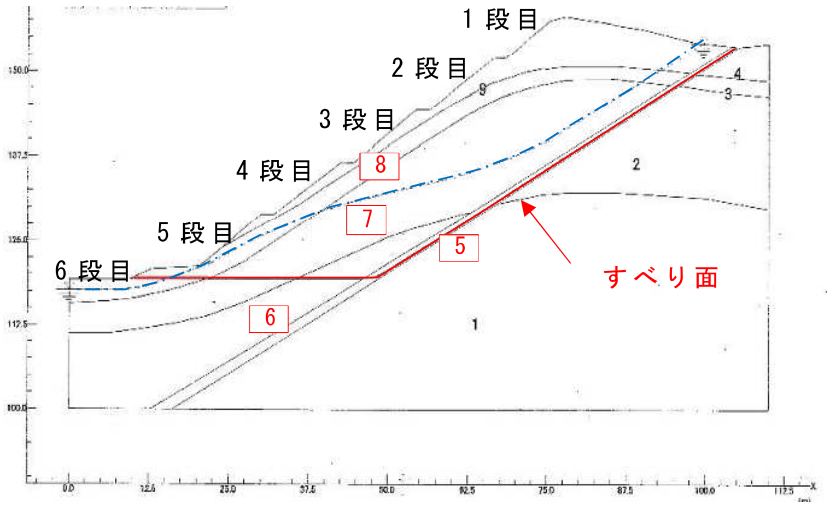


図 2-33　解析断面図（完成図）

表 2-8　地質定数一覧表

番号	湿潤重量 (tf/m³) ((kN/m³))	飽和重量 (tf/m³) ((kN/m³))	粘着力 (tf/m²) ((kN/m²))	内部摩擦角 (度)	粘着力係数
1	2.100 (20.594)	2.100 (20.594)	10.00 (98.07)	37.00	0.00
2	1.900 (18.633)	1.900 (18.633)	0.00 (0.00)	35.00	0.00
3	1.800 (17.652)	1.800 (17.652)	0.00 (0.00)	30.00	0.00
4	1.700 (16.671)	1.700 (16.671)	0.00 (0.00)	27.00	0.00
5	1.700 (16.671)	1.700 (16.671)	0.00 (0.00)	0.00	0.00
6	2.100 (20.594)	2.100 (20.594)	10.00 (98.07)	37.00	0.00
7	1.900 (18.633)	1.900 (18.633)	0.00 (0.00)	35.00	0.00
8	1.800 (17.652)	1.800 (17.652)	0.00 (0.00)	30.00	0.00
9	1.700 (16.671)	1.700 (16.671)	0.00 (0.00)	27.00	0.00

注：5 番（貫入岩）は逆算による数値を採用している

（5）供用後に発生した切土斜面崩壊（2007 年）

当該道路は平成 15 年（2003 年）3 月に供用を開始したが，供用開始から約 5 年 9 か月後の平成 19 年（2007 年）12 月には，写真 2-9 に示す切土のり面に崩壊が発生した。この崩壊に伴い，のり面の切直しが実施されるとともに，地すべり末端部にはふとん籠が設置された。

その後，2015 年 4 月および 2020 年 5 月には，のり面中央部の小段付近において幅 5 cm 以上のひび割れが確認された。さらに，令和 3 年（2021 年）4 月には，地すべり性の変状が新たに認められた。

再度切り直しが行われた切土のり面の位置を図 2-34 に示す。切直しは，上段から 1 段目および 2 段目の範囲において実施されている。また，切土勾配は，図 2-35 に示すように，従来の i =1：0.8 から i =1：1.5 へと緩勾配に変更された。さらに，最下段ののり面における法尻末端部のほぼ中央に位置する箇所には，図 2-35 に示すようにふとん籠が設置されている。

工事後の状況は写真 2-10 に示すように切土末端部にふとん籠があり，舗装の打ち替えにより隆起部は平坦になっている。

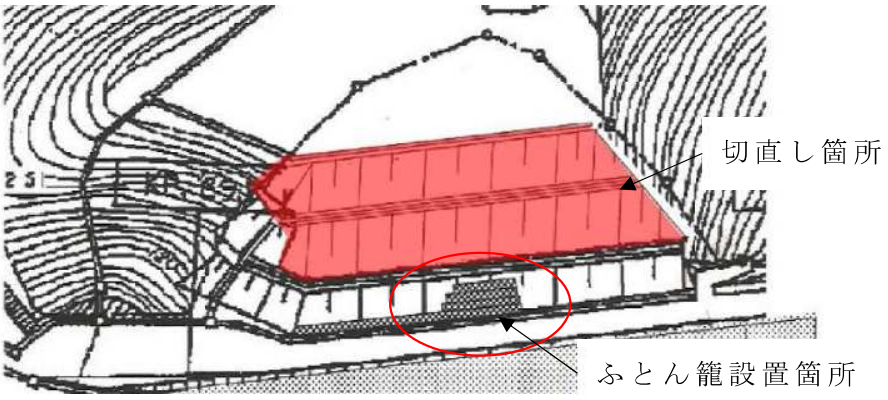


図 2-34　切直し箇所を示した平面図

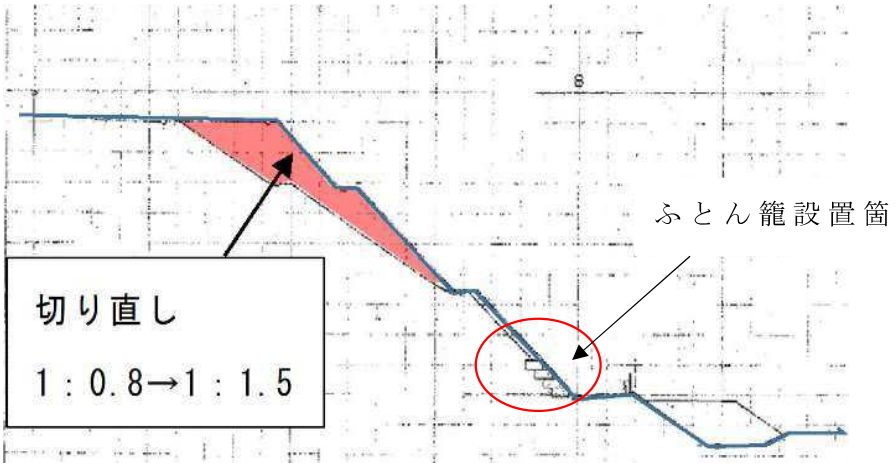


図 2-35　切直しを示した横断図

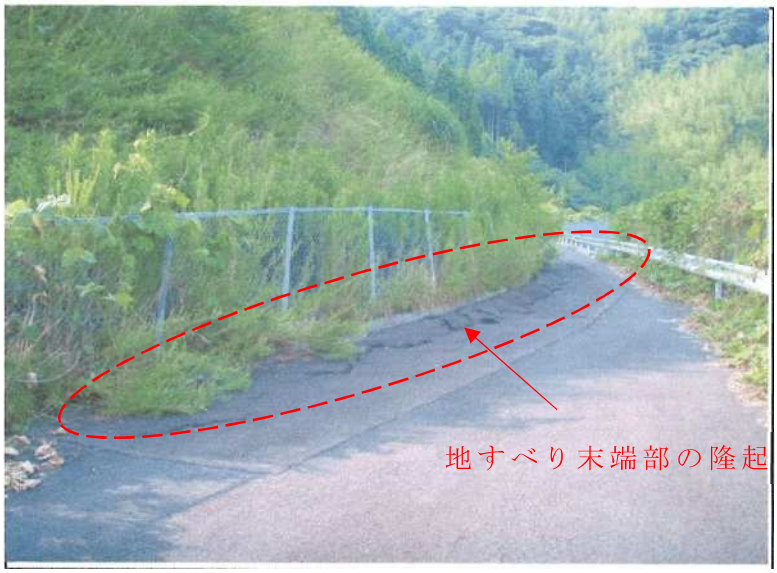


写真 2-9　災害時の対策前を地すべり末端部を望む

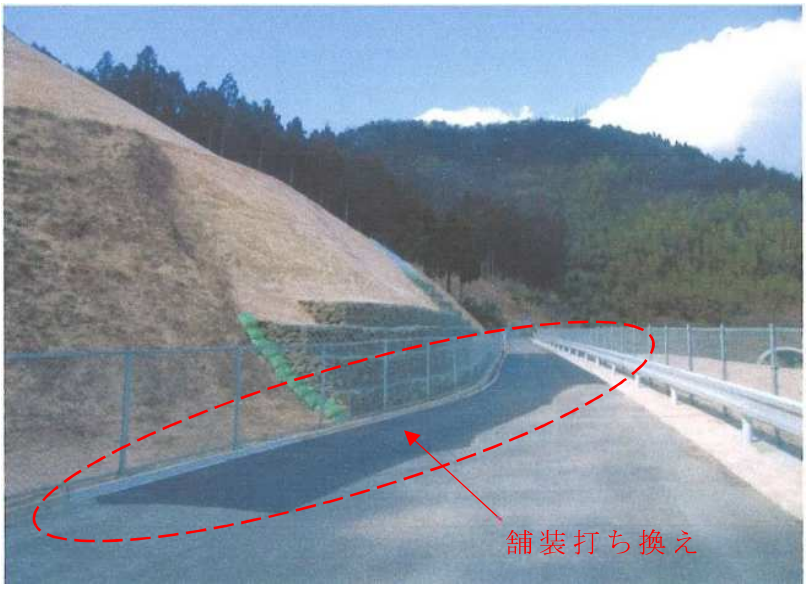


写真 2-10　災害復旧時の地すべり末端部を望む

（6）供用中（平成 19 年以降）の地すべり発生状況

令和 3 年（2021 年）8 月 12 日～14 日にかけて，当該地区では累積雨量 228mm を記録した。この降雨後の 8 月中旬に現地確認において，面に隆起する変状が認められた。また，現地に設置している GPS の計測データにおいても，地すべり変動を示す移動が確認された。

令和 3 年（2021 年）6 月には，写真 2-11 に示すように，側道の隆起としては比較的小さい状況である。その 2 か月後の令和 3 年（2021 年）8 月中旬には，写真 2-12 に示すように地すべり発生直後として側道に地すべり末端部の隆起が確認できる。さらに，令和 3 年（2021 年）8 月下旬には，写真 2-13 に示すように地すべりの応急復旧対策として大型土嚢が 3 段地すべり末端部に積まれ，その後地すべり変動は収束した。

なお，建設時からの地すべり発生履歴を表 2-9 に整理した。



写真 2-11 地すべり発生前の状況（側道隆起小）
撮影日 R3.6 月



写真 2-12　地すべり発生後の状況（側道隆起大）
撮影日 R3.8 月中旬



写真 2-13　地すべり発生後の応急対策（大型土嚢 3 段積）
撮影日 R3.8 月下旬

表 2-9　建設時（平成 12 年）から供用後（令和 3 年）の経緯

時系列	経過年数	事象	備考
H13(2001).1	2.2 年前	頭部排土実施	切土掘削
H15(2003).3	**－**	**供用開始**	**－**
H19(2007).12	5.9 年	のり面切直し	豪雨
R3(2021).4	18.1 年	変状が急増	豪雨
R3(2021).8	18.5 年	豪雨時に地すべり発生	豪雨

2.4.3　地形・地質概要

当該地区の地質は，図 2-36 に示す位置において，下位から新生代の花崗閃緑岩を基盤とし，これに花崗岩質岩類が貫入して分布が確認される。さらに，中期中新世の安山岩が広く分布する地質構成を示している。花崗閃緑岩および花崗岩中には細粒閃緑岩を主体とする岩脈が複数認められる。これらを覆うように，上位には礫混じり砂質土主体とする崖錐堆積物や礫混じり粘土からなる沖積層が分布していた。

花崗岩と貫入岩の境界付近は，地層境界に沿って変質しており，亀裂の発達とともに粘土層が複数層狭在する劣化ゾーンが形成されている。この劣化ゾーンでは粘土化が著しく，N 値も低い値を示している。これらの地質特性を踏ま

え，切土頭部付近に認められる亀裂および末端部の隆起部位置を踏まえ，図 2-37 に示すように当該劣化ゾーンを主体とするすべり面を想定した。

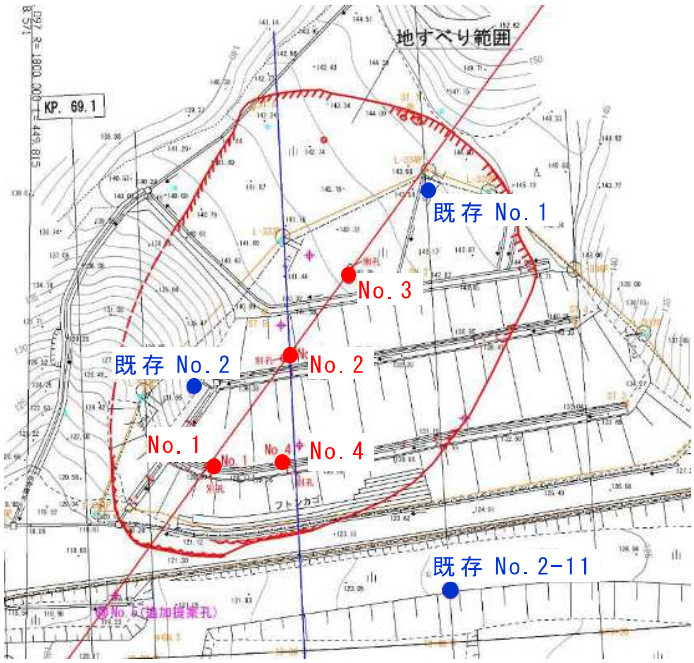


図 2-36　ボーリング調査位置平面図

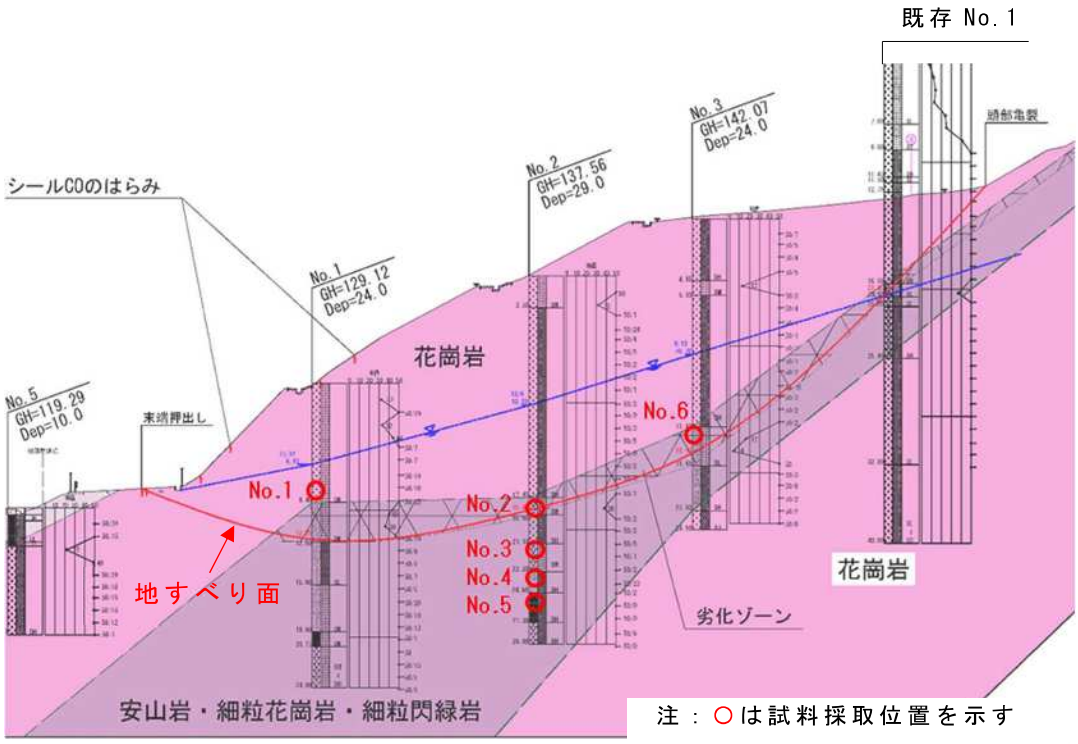


図 2-37　地質横断図

2.4.4 室内岩石試験結果

（1） 試料採取位置

室内岩石試験は，図 2-36 に示す平面図上のボーリング No.1，No.2，No.3 の 3 か所で行い，No.2 においては図 2-37 に示すように深度別に 4 か所実施し，合計 6 か所で実施された。

（2） 鉱物の X 線回析結果

鉱物の X 線回析結果は，表 2-10 に示すように長石および石英，イライト，スメクタイト（膨潤性粘土鉱物）の存在が認められた。特に，安山岩および細粒閃緑岩に比較的多くのスメクタイトが多く含まれており，花崗岩および細粒花崗岩には少量もしくは未検出であった。よって，貫入岩の部分を構成する安山岩および細粒閃緑岩の層全体にスメクタイトが広く分布している可能性が示された。

特に，No.3 は GL-21.15~21.4m の深度において 53meq/100g を示しており，トンネル標準示方書 [4] の膨圧の発生の可能性が大きい場合の 35meq/100g 以上を超える値を示している。このことは，安山岩中において膨圧が発生する可能性が大きい粘土鉱物が含まれていることを示している。さらに，交換性陽イオン濃度分析では，表 2-11 に示すように Ca が優勢となっているが，Na の存在もわずかに含まれていた。

表 2-10　鉱物の X 線回析試験結果一覧表

試料採取 Bor.孔	試料名	採取深度（GL-m）	粘土鉱物				その他の鉱物	
			岩石名	Sm スメクタイト	Ill イライト（雲母粘土鉱物）	Kln カオリン鉱物	Qtz 石英	Fsp 長石類
No.1	No.1	GL-8.50~8.60m	花崗岩	小　量	未検出	未検出	多　量	小　量
No.2	No.2	GL-18.40~18.50m	安山岩	中　量	中　量	未検出	多　量	未検出
	No.3	GL-21.15~21.40m	安山岩	中　量	小　量	未検出	中　量	未検出
	No.4	GL-24.38~24.60m	細粒閃緑岩	小　量	中　量	未検出	未検出	未検出
	No.5	GL-25.00~25.70m	細粒花崗岩	未検出	未検出	未検出	多　量	中　量
No.3	No.6	GL-16.40~16.45m	細粒閃緑岩	中　量	小　量	未検出	多　量	小　量

表 2-11　岩石の陽イオン濃度分析

試料採取(Bor.孔)		No.1	No.2				No.3
試料名		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
採取深度（GL-m）		GL-8.50～8.60m	GL-18.40～18.50m	GL-21.15～21.40m	GL-24.38～24.60m	GL-25.00～25.70m	GL-16.40～16.45m
交換性陽イオン(meq/100g)		12	18.4	53	22.5	0.5	8.9
交換性陽イオン（meq/100g）	Na	0.2	0.3	0.9	0.1	0.1未満	0.1
	K	0.1	0.3	0.4	0.1	0.1未満	0.3
	Ca	7.9	12.2	36.2	18.8	0.4	5.4
	Mg	3.8	5.6	15.5	3.5	0.1	3.1
	Ca/Na比	39.5	40.7	40.2	188.0	4.0	54.0

2.4.5　地すべりのメカニズムについて

当該地点における地すべりの発生機構について整理した結果を図 2-38 に示した。当該地すべりの発生には以下に示す複数の素因が関与していると考えられる。

第 1 に，風化花崗岩中に，粘土鉱物を多量に含む貫入岩脈が分布しており，これに伴って地層境界が形成されている点が挙げられる。

第 2 に，道路建設時の切土施工により斜面が不安定化し，滑動の発生を契機として脆弱層が形成され，その後の経年劣化により地山強度が低下したと考えられる。

第 3 に，排土工の実施によってすべり面上の上載荷重が低下し，応力開放が生じたことが考えられる。

第 4 に，膨潤性を有するスメクタイトの存在が確認されており，膨潤によりすべり面のせん断抵抗が低下した可能性がある。

第 5 に，貫入岩における遅れ破壊の影響が，長期的な斜面安定性の低下に寄与したと考えられる。

一方，誘因としては，8 月に短期間で発生した集中降雨により，地盤内の間隙水圧が上昇し，有効応力が低下したことが挙げられる。これにより，既存の脆弱層およびすべり面におけるせん断抵抗が低下し，斜面全体が不安定化したと考えられる。

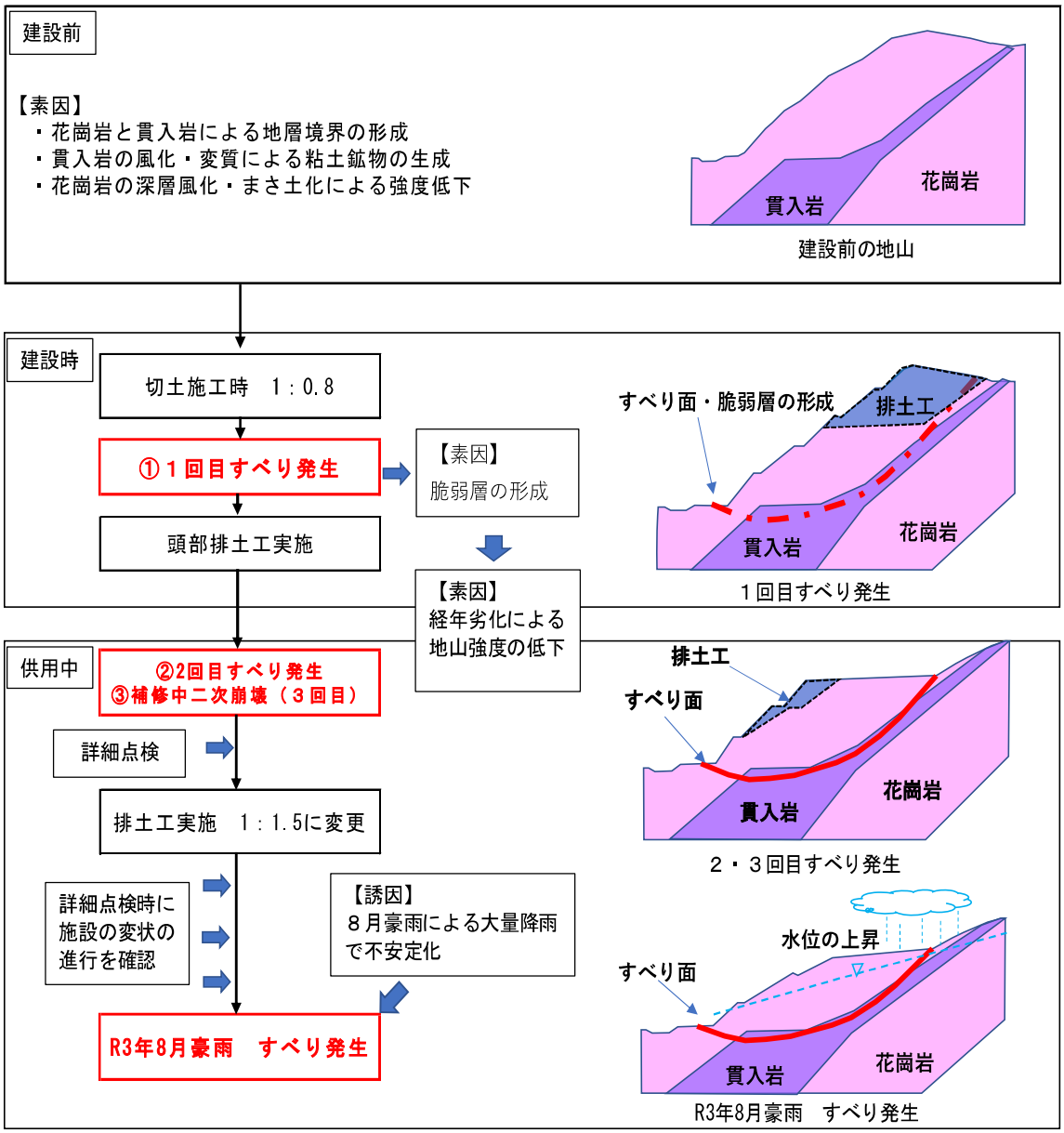


図 2-38　地すべり発生機構

2.5 まとめ

2.5.1 まとめ

A，B および C の 3 地区はいずれも，高速道路建設時の切土掘削中に地すべりが発生し，建設期間中に経験した集中豪雨が地すべりの発生に大きく影響した点で共通している。その後，それぞれの地すべり対策工が実施され供用に至ったものの，供用開始後 A 地区および B 地区では約 40 年，C 地区では約 20 年を経過した後に再び活動が確認された。以下にそれぞれの特徴をとりまとめる。

(1) 地質的特徴

A 地区は安山岩溶岩およびデイサイト～流紋岩質火砕岩から構成されている。B 地区は，中生代白亜紀の安山岩類を基盤とし，その上位に備北層群に相当する堆積岩が分布している。C 地区では，花崗岩を主体とする地層中に粘土鉱物を多く含む貫入岩が確認されている。いずれの地区に共通する特徴として，膨潤性を有するスメクタイトを主体とした粘土鉱物の存在が挙げられる。

(2) 地すべりの移動量

供用開始後に確認された地すべりの移動量は，A 地区において最大 2～3m の移動を示すブロックが存在し，B 地区では滑落崖部において 4～5m 程度の変動が段階的に進行したとされる。また，C 地区においては最大で約 0.94m の変位が確認された。

(3) 地すべり対策工（建設時および供用中）

建設時および供用中に実施された地すべり対策工として，A 地区では切土勾配 i＝1:1.0 の法面を i＝1:2.0 の緩勾配に切り直すことで設計安全率を確保した。B 地区においても同様に，切土勾配 i＝1:1.0 を i＝1:1.5 の緩勾配とし，第 2 小段において幅 10m を超える排土を行うことで安定化が図られた。C 地区では，切土 6 段からなる当初計画に対し，切土 4 段目の中腹部から頭部排土を実施することで設計安全率を確保した。

2.5.2 考察

本研究事例の 3 地区において供用開始前に地すべり対策工が講じられたにもかかわらず，供用後も小規模な変状が複数回発生し，その後の集中豪雨を契機として再び顕著な再活動が確認された。

以上の結果から，切土掘削後に発生した再活動地すべりは，供用後一定期間は安定が維持されるものの，短期間で再発生する現象ではなく，20～40 年程度の長期間を経て再活動に至る特徴を有することが明らかになった。このことから，再活動地すべりには，地下水環境の経年的変化やすべり面強度の低下が再

活動の要因として考えられる。また，図 2-39 は鈴木[6]が示した掘削粘土地盤の長期安定問題の概念であり，図 2-40 はこれに再活動地すべり発生過程を追記した本研究の概念図である。これらの概念図に示される長期安定問題の力学的過程において，集中豪雨は地下水位の上昇および間隙水圧 u の増加により，有効応力 σ'が低下することで，地すべりの安定性が低下する。その結果，せん断強さ τ_f がせん断応力 τ を下回る状態では安全率 Fs は 1.0 未満となり，再活動地すべりの発生につながると考えられる。

したがって，集中豪雨は潜在的に不安定化したすべり面に対して地下水の上昇すなわち間隙水圧の増加をもたらし，再活動を誘発する誘因（トリガー）として作用したものと考えられる。

以上の 3 事例の整理・分析結果から，建設時に形成されたすべり面が長期間にわたり潜在化し，地質条件および地下水挙動と集中豪雨が重なることで，再活動地すべりが発生した可能性が高いと考えられる。

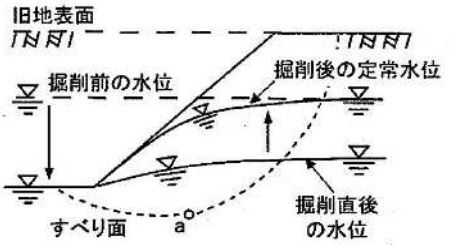


図 2-39　掘削した粘土地盤の安定性の変化(文献 6（原図：山口柏樹[7]，土質力学（講義と演習），技報堂出版，1984.）の図－9 を基に作成）

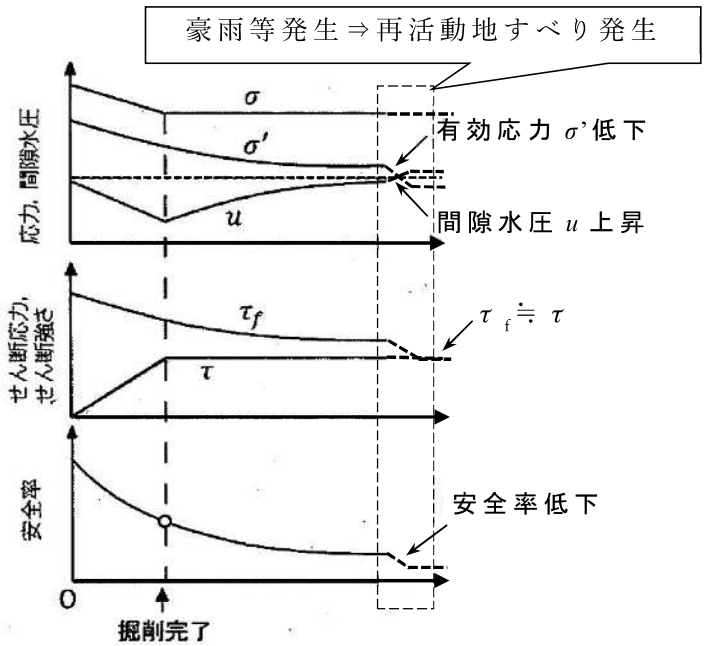


図 2-40　掘削した粘土および再活動地すべりを考慮した長期安定問題の概念図（文献 6 の図－10（原図：山口柏樹[7]，土質力学（講義と演習），技報堂出版，1984.）を基に作成し，図 2-39 の点 a に対応する再活地すべり発生過程を追記）

第 2 章の参考文献

1) 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.
2) 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.
3) 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.337，2012.
4) 社団法人 土木学会：トンネル標準示方書 山岳工法・同解説, p.37, 2006.
5) 西日本高速道路：設計要領第一集 建設編，2026.
6) 鈴木素之：シリーズ『はかる』《実験・室内試験(11)》岩盤・土質強度試験(その１) 三軸圧縮試験・一軸圧縮試験・一面せん断試験, 砂防学会誌, Vol.73，No.5，pp.53-57，2021.
7) 山口柏樹：土質力学（講義と演習），技報堂出版，1984.

第3章　逆解析に基づく土質定数の妥当性評価（A 地区）

3.1　概要

再活動地すべりの定量的な安定性検証を目的として，本地区において対象とした 4 箇所のリングせん断試験及び土の物性値について整理した。

過去 40 年間における地すべりの変位量は図 2-5 に示したとおり約 2～3m と推定される。このことから，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推定される。そこで，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，得られたせん断強度を用いて安定解析を行うとともに逆解析によりその妥当性を評価した。

3.2　土の物性値およびリングせん断試験による残留強度

3.2.1　リングせん断試験装置の概要

本研究で使用したリングせん断試験装置を写真 3-1 に示し，その装置の概要を図 3-1 に示す。測定項目はせん断力，垂直荷重，垂直変位（2 箇所）およびリング周面摩擦力である。本装置は，円環状の供試体を円周方向にねじりせん断して供試体に無限に大きなせん断変形を与えることができる特徴を有する。供試体は内径 6 cm，外径 10 cm，高さ 2cm である。供試体下面から高さ 1cm のところでせん断される。本装置は，供試体とリング周面の間の摩擦力を上部リングに接続された引き上げ金具を介して，載荷枠に取り付けられたロードセルによって測定できる。垂直荷重は加圧版側のロードセルで計測される。試験の精度を高めるために，測定したリング周面摩擦力を考慮して，せん断面上に作用する正味の垂直応力を算定した [1)]。また，隙間の設定時において垂直応力が変化しないように，リング周面摩擦力を考慮して垂直荷重を調整した。



写真 3-1　リングせん断試験装置

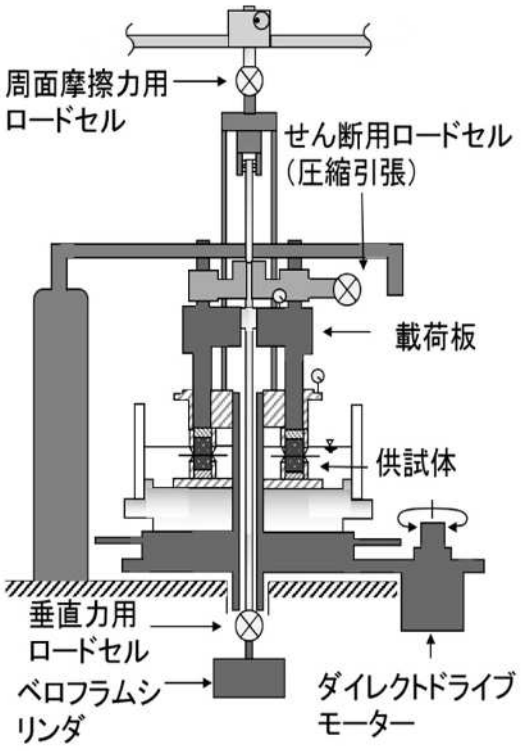


図 3-1　リングせん断試験装置の概要図

表 3-1　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	土粒子密度	液性限界	塑性指数	細粒分含有率	圧密応力
	w_n(%)	ρ_s(Mg/m^3)	w_L(%)	I_P	F_c (%)	σ_c (kN/m^2)
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

3.2.2　土試料および試験方法

リングせん断試験に用いた土試料は,A 測線のすべり面付近から採取した B1-Dep9m と B 測線から採取した B4-Dep2m，9m，26m の 4 試料である。表 3-1 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。図 3-2 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，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 σ_c の 85%の圧力とした。85%とした理由は，σ_c に近い圧力を与えて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成形して供試体を作製した。この供試体の作製方法は，地すべり地の残留強度を検討した既往研究でも用いられている標準的な方法である [2), 3), 4)]。

リングせん断試験では，供試体を所定の σ_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 0.2mm/min でせん断変位角 θ=450deg（せん断変位 341mm）まで定圧（排水）せん断した。σ_c の値は試料の採取深度を考慮して 80～400kN/m^2 の範囲で設定した。表 3-1 に，リングせん断試験における各試料の σ_c を示す。なお，再活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 [5)-8)] により残留強度 τ_r は過去の応力履歴や撹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 [1), 9)] の研究から，τ_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。

なお，一般的に 0.02～2.0mm/min の範囲において，残留強度の変化は 2～6%程度と小さいことが報告されており，この範囲における速度の違いが残留強度に与える影響は限定的と考えられる。そのため，本研究では当該範囲のほぼ中間に位置するせん断速度を設定した。

3.2.3 リングせん断試験結果

図 3-3 に 4 試料それぞれの代表的なせん断挙動を示したものだが，初期垂直応力 σ_{N0} の値が近い供試体から選んだ。同図は縦軸にせん断応力 τ と σ_N の比 τ/σ_N，横軸に θ をとっている。また，図中の σ_{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 3-3 より，いずれの試料も τ/σ_N は θ=15°程度でピーク強度 τ_p を示し，その後徐々に減少し，τ 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 [7]。なお，θ=100deg 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。τ_r の決定には最大せん断応力後の τ/σ_N-θ 関係の計測値に双曲線近似を適用し，その漸近値を τ_r とする方法を用いた [1]。

図 3-4 および図 3-5 に各試料のピークおよび残留状態の強度線と，各状態の内部摩擦角 ϕ_p，ϕ_r を示す。見掛けの粘着力 c_p，c_r 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^2 とした。ϕ_p は各試料それぞれの供試体 2～4 本から得られた τ_p~σ_N 関係から決定した。図 3-3 に示したように，τ_p と τ_r は同一の供試体から得ることが可能である。なお，一部のデータにばらつきがみられるが，その理由として，用いた試料は物理特性のわずかな変化によって残留時のせん断挙動が大きく変化する領域（過渡的挙動）の土に分類されることがあげられる。Lupini et al.によれば，Fc がおおよそ 23～43%の土は，粘土のすべりせん断と砂の乱れせん断の 2 つのモードが混在する過渡的挙動を示すとされる。この実験ではせん断面の試料の物性にばらつきが生じ，残留強度が多少なり変化したと考える [10]。さらに，B4-Dep26m については，最小二乗法を用いて強度線を引くと c_r が生じる。後述する安定解析には B4-Dep26m の試験結果は反映されないが，別途実施した B4-Dep26m 付近に位置するすべり面の安定解析に試験値の c_r を適用すると，現地の地すべりの状況と合わないため，c_r=0kN/m^2 として強度線を決定した。また，供試体はスラリー試料を正規圧密し

ているので，ピークおよび残留時の見かけの粘着力をゼロとおくことは不自然ではない。

なお，本研究におけるリングせん断試験は排水条件下で実施しており，試験から得られた残留強度定数は有効応力に基づくものである。

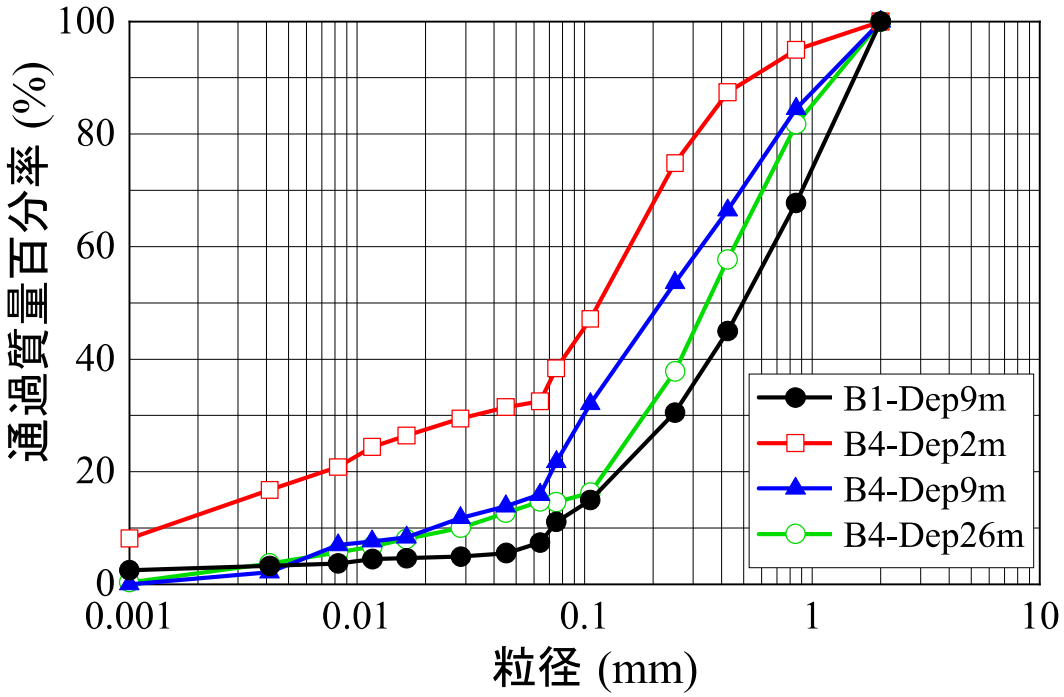


図 3-2　各試料の粒径加積曲線（原粒度）

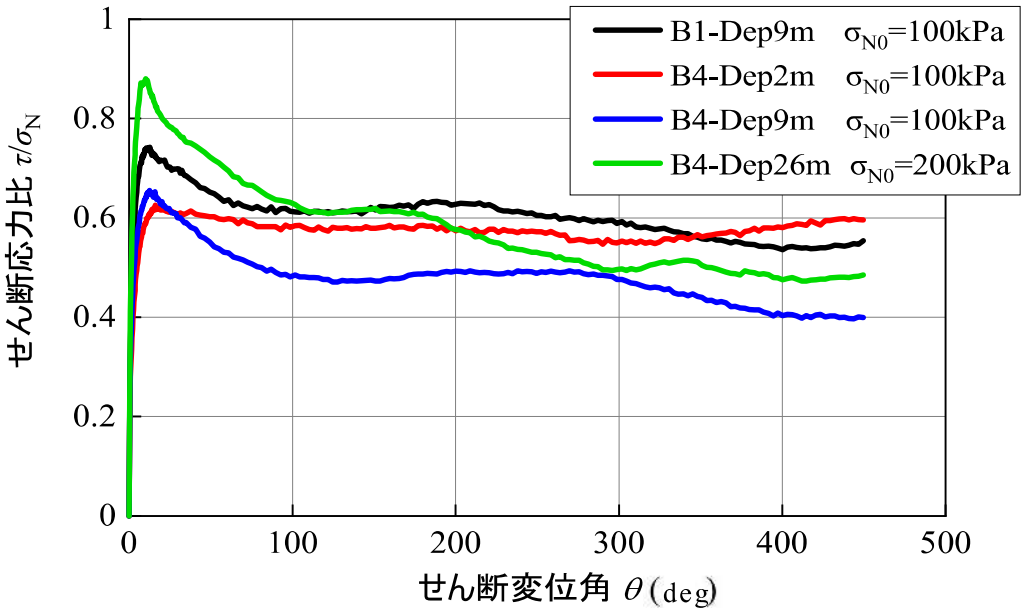


図 3-3　各試料の代表的なせん断挙動

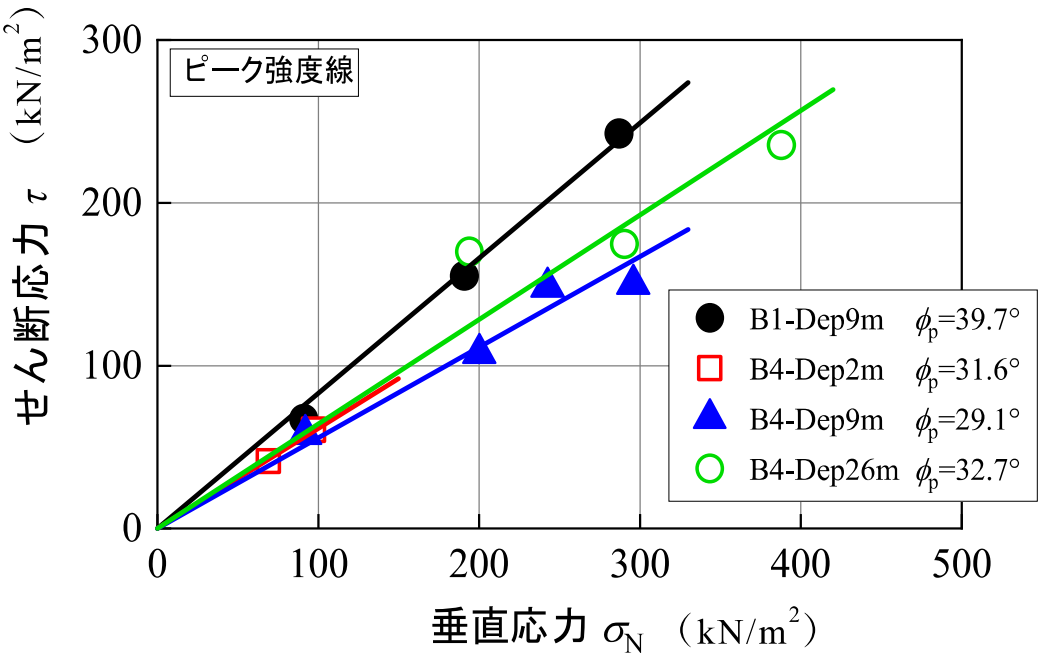


図 3-4　ピーク強度グラフ

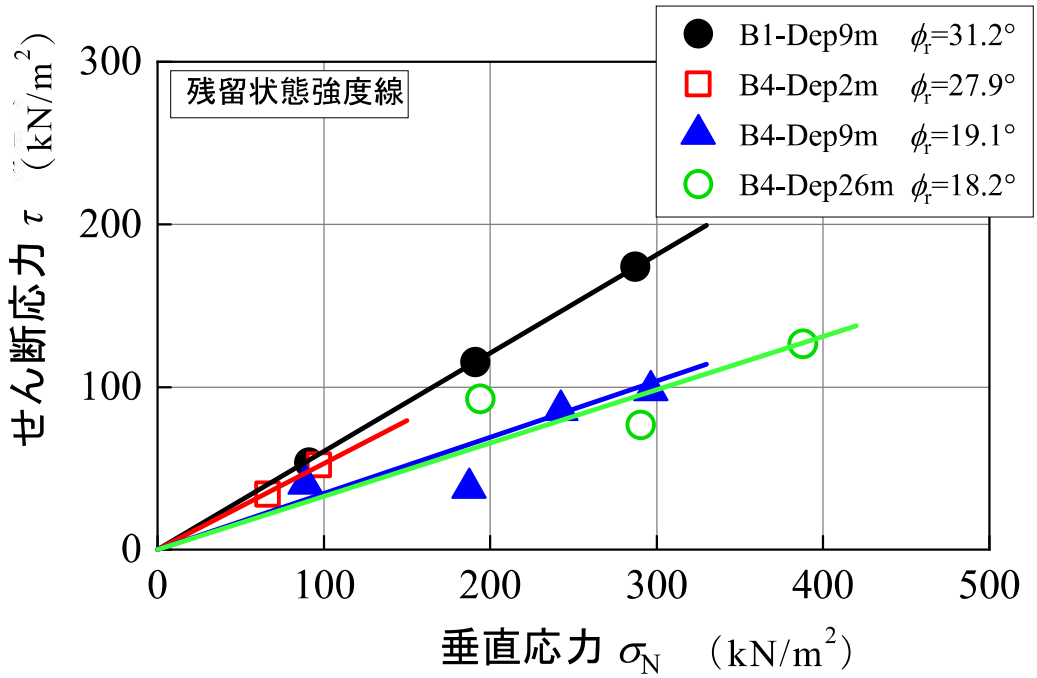


図 3-5　残留強度グラフ

3.3　地すべり斜面の安定解析と考察

3.3.1　安定解析条件について

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[11]。当該現場の地すべりの安定解析は，NEXCO 設計要領[12]を参考にし，強度定数はリングせん断試験結果の ϕ_r を重視することとした。リングせん断試験結果は再構成試料を用いた試験であり，実際の斜面の応力履歴を反映した粘着力の評価が困難なため，残留状態の内部摩擦角 ϕ_r を評価した。この ϕ_r を用いて，現状安全率に対応する粘着力 c を逆算した。さらに，垂直最大層厚 h(m)＝c(kN/m²) の経験式[12]から c を決定し，逆算により求められた c と比較した。修正フェレニウス法に基づいた逆算法[12]により c-tanϕ 関係を求めて強度定数を算出した。A 測線の解析断面は，図 3-6 で示した連動する 2 つのすべり面とし，B 測線は，図 3-7 で示した 1 つのすべり面とした。

（1）A 測線の解析条件の設定

A 測線に対する強度定数は，B1-Dep9m のリングせん断試験結果を採用した。これは，図 2-7 で示すように B1-Dep9m がボーリング調査で確認したすべ

り面付近から採取された試料であり，鏡肌の確認深度やパイプひずみ計により確認された変動深度とも整合しているためである。

リングせん断試験結果からは，B1-Dep9m の ϕ_r=31.2°（tan31.2°=0.6）を用いた。すべり面 A1 および A2 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 γ_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 3-2 に示したそれぞれの地層における γ_t の値を用いた。すべり面 A1 に対しては，風化土と風化岩の γ_t，すべり面 A2 では風化土，風化岩および軟岩の γ_t を用いて逆解析を行った。地下水位は先述の 2015 年 8 月 25 日に最高水位を観測した。この日に 2 つのパイプひずみ計の変動が連動性を示したため，解析条件の設定においては，この最高水位値を採用した。

（2） B 測線の解析条件の設定

B 測線に対する強度定数は，B4-Dep9m のリングせん断試験結果を採用した。これは，図 2-8 で示すように B4-Dep9m がボーリング調査で確認したすべり面付近から採取された試料であり，すべり面深度の近傍に位置しているためである。また，B 測線は A 測線に用いた方法と同様に，B4-Dep9m の ϕ_r=19.1°（tan19.1°=0.35）を用いた。さらに，B 測線は A 測線に比べ地すべりによる損傷および移動量が少なく，ほぼ停止状況として考えられることやパイプひずみ計の変位が小さく，降雨との関連がわずかであることから地すべり運動停止中と判断し F_{s0}=1.05 とした。

土の単位体積重量 γ_t は A 測線と同様とし，地下水位も 2015 年 8 月 25 日に最高水位を観測したため，解析条件の設定においては，この最高水位を採用した。表 3-2 に各すべり面の解析条件を示す。

なお，表 3-2 に示した「採用値」の ϕ は，安定解析を便宜的に実施するために，リングせん断試験結果 ϕ_r の小数点以下の数値を丸めたものである。

3.3.2 安定解析方法と結果

（1） A 測線の安定解析

A 測線の c-tanϕ 関係を図 3-6 に示す。F_{s0}＝0.99 であるため，各すべり面の c-tanϕ 関係が ϕ_r=31.2°と ϕ_p=39.7°の範囲内に適合すると考え，この範囲を図 3-6 に示した。A 測線の安定解析方法は，A1 と A2 の各すべり面に対して c-tanϕ 関係線を引き，それらおよび残留強度ラインである tan31.2°=0.6 との交点を両すべ

り面の強度定数として設定した。現状安全率 F_{s0}=0.99 に対し，ϕ =31.0°を適用すると，逆算で求められる粘着力は c=9.9kN/m^2 となった。また，A 測線の地すべり土塊の垂直最大層厚は，すべり面 A1 は h=9.50m，A2 では h=10.25m なので経験的[12]に c を推定しても c=10.0kN/m^2 となる。この場合，必然的に ϕ＝31.0°が逆算により求められる。当然，経験式から得た強度定数を用いて安定計算すると F_s=0.99 となり，予め設定した F_{s0}=0.99 と一致する。なお，本研究のように，すべり面の位置が確定している場合は，地層ごとの強度設定よりも地すべり面の強度設定が重要と考えた。そのため，すべり面 A1 および A2 は，すべり面全長に均一な強度定数を設定している。また，すべり面の大部分が風化岩層に位置するため，風化岩層内にあるすべり面付近の土試料を用いたリングせん断試験結果をすべり面全長の強度定数に設定した。表 3-2 に逆解析結果を示す。表中の「逆解析結果」の c は，「採用値」の ϕ を用いて c-tanϕ 関係から逆算されたものである。一般的に土質試験結果と逆解析結果は一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概ね一致する結果を示した。

表 3-2　安定解析条件および逆解析結果

すべり面	すべり面垂直最大層厚 h (m)	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)			逆解析値	**採用値**	リングせん断結果	現状安全率
		風化土	風化岩	軟岩	c (kN/m^2)	ϕ (°)	ϕ_r (°)	F_{s0}
A1	9.5	18	19	23	9.9	**31.0**	31.2	0.99
A2	10.25							
B1	8.6	18	19	23	10.7	**19.0**	19.1	1.05

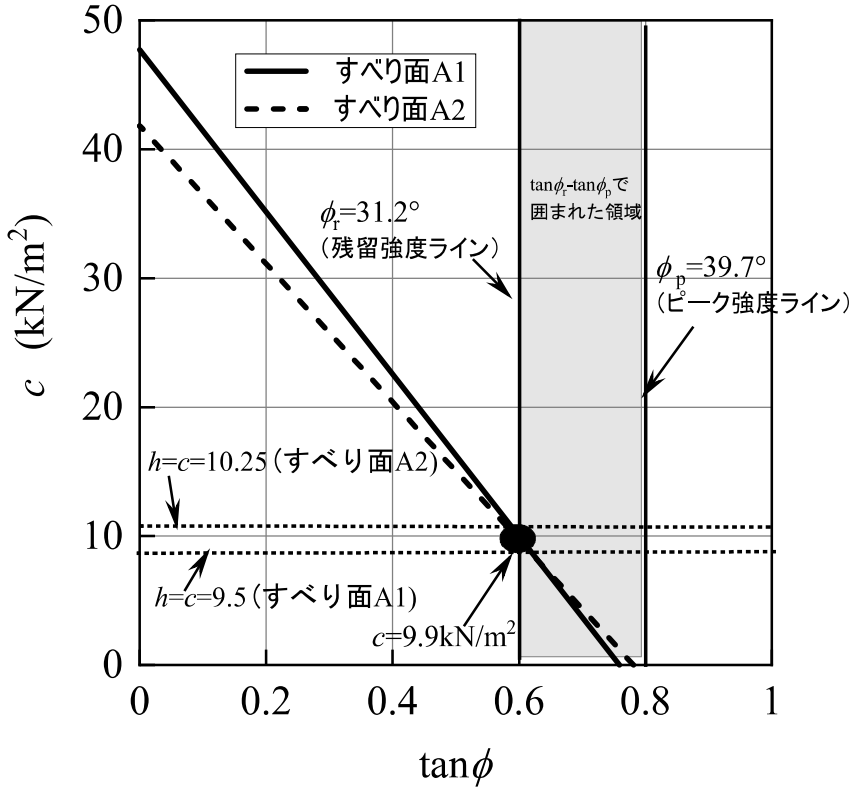


図 3-6　A 測線のすべり面 A1 および A2 の c-tanϕ 関係

（2） B 測線の安定解析結果

図 3-7 にすべり面 B の c-tanϕ 関係を示す。A 測線と同様の考え方で，tan19.1°=0.35 から求めた残留強度ラインと c-tanϕ 関係線との交点の縦軸を c=10.7kN/m^2 とした。逆解析結果として図 3-7 に示したように，F_{s0}=1.05 に対し ϕ=19.0°を適用すると c=10.7kN/m^2 となった。また，B 測線の地すべり土塊は最大 h=8.62m であり，経験的[12]に c を推定すると c=8.6kN/m^2 となる。ϕ から逆算した c との間に 2.1kN/m^2 の差が生じた。

なお，NEXCO 設計要領[12]に基づくと，A 測線の場合は，「活動中」の「風化岩すべり」に分類されるため F_{s0}=0.95～0.99 の範囲の中から現状安全率を設定する。B 測線は「停止中」の「風化岩すべり」に分類されるため，F_{s0}=1.05～1.10 の範囲にある。本研究では，これらの範囲内から，現地状況を重視した F_{s0} を設定した。表 3-3 および表 3-4 に，両測線における F_{s0} と逆算法で求めた c の対応表を示す。上記の範囲にある F_{s0} の上限値と下限値から，リングせん断試験結果に基づいた ϕ を用いて c を逆算した。その結果，両測線おいて F_{s0} の違いが 0.05 ある場合は，ϕ の値を固定すると逆解析で得られる c には 1 割から 2 割程度の差が生じる。

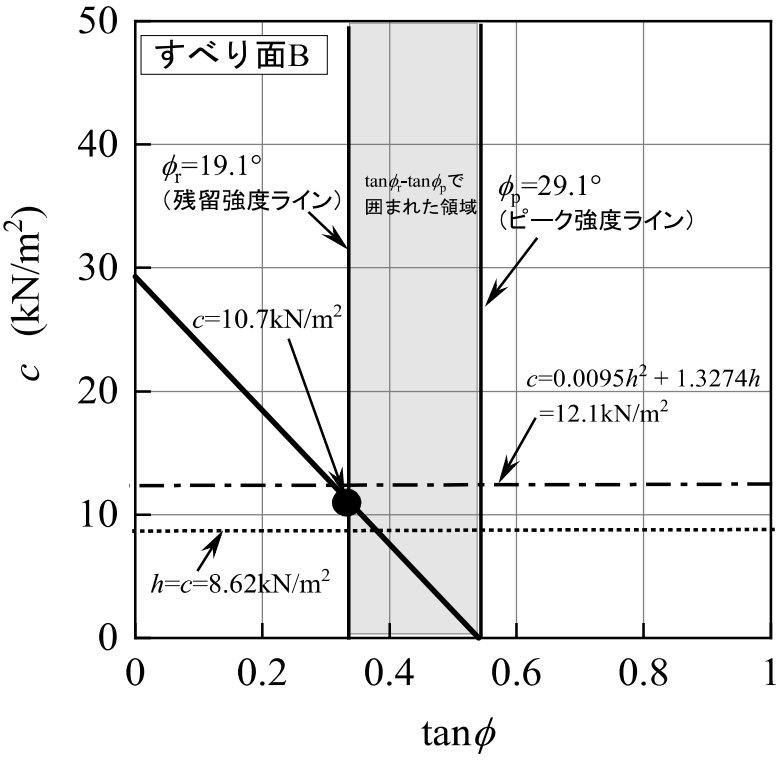


図 3-7　B 測線のすべり面 B1 の c-tanϕ 関係

表 3-3　A 測線における F_{s0} と c の対応表

ϕ (°)	F_{s0}	c (kN/m^2)
31.0°	0.95	8.0
	0.99	9.9

表 3-4　B 測線における F_{s0} と c の対応表

ϕ (°)	F_{s0}	c (kN/m^2)
19.0°	1.05	10.7
	1.10	12.1

3.3.3 解析結果に対する評価

一般的に，土質試験結果と逆解析結果は一致しないことが多かったが，本研究においてはA測線のように両者の数値は概ね一致する結果であった。この一致した原因として，サンプリング位置がすべり面付近であったことや，精度の高い応力制御下のリングせん断試験により残留強度を得られたこと，動態観測等による解析断面の精度，現状安全率の設定などにより適正な全体モデルの構築になったことが挙げられる。また，当該地は過去から繰返し発生する再活動地すべりとして，本研究の地すべり地におけるすべり面の強度は残留強度状態であったと考えられる。一般的な三軸試験や一面せん断試験では，土の残留強度を計測することが難しい。せん断変位を無限にとることで残留強度が測定できるリングせん断試験の結果が，本研究の安定解析において最も有効であったといえる。

一方で，B測線は土質試験結果と逆解析結果において，c には 2.1kN/m^2 程度の相違があり，この相違には現状安全率 1.05 としたときの評価や，経験値である $h \fallingdotseq c$ に含まれている数値誤差などがあると考えられる。Fathani and Nakamura[13]は，すべり面の最大層厚と粘着力の関係を地すべり 48 事例の結果に基き，c=0.0095h2 + 1.3274h の式で近似している。この式によると，本研究のB測線においては c=12.1kN/m^2 が算出される。図 3-5 に示したように，リングせん断試験結果に基づくB測線の c=10.7kN/m^2 は，経験式[12]および上記の近似式[13]による c の値で挟まれた範囲内に存在しており，許容できる数値差であると考える。よって，B測線においても土質試験結果と逆解析結果が概ね一致したといえる。

本結果は，第2章のA地区で示した再活動地すべりにおけるすべり面強度が残留強度状態にある可能性と整合したものであり，リングせん断試験により得られた残留強度が，実際の地すべり挙動を説明しうる土質強度であることを示していると考えられる。

3.4 まとめ

本研究において明らかになった知見は以下に示す。

(1) 当該地すべりは道路法面で発生したものであり，供用開始後約 40 年間を経てから，すべりが再発した稀なケースである。この地すべりは 2 つのブロックからなり，地すべり地内に最大 2.9m の変位が発生している箇所を確認した。

(2) 建設当時の調査・設計図書や点検記録を整理しながら，新規に実施したボーリング調査，コアサンプル観察，パイプひずみ計の動態観測の結果を総合的に検討し，2つのブロックに対してそれぞれすべり面の深度・位置を決定した。また，すべり面近傍の土はモンモリロナイトを含有し，鏡肌・すべり条痕を呈すすべり面粘土の存在を発見した。

(3) すべり面粘土から再構成供試体を作製し，リングせん断試験を実施した。その結果，残留状態の内部摩擦角は逆算法によって算出したそれと概ね一致した。一方，逆算法において同試験から決定した残留状態の内部摩擦角を用いて算定した粘着力は，逆算法ですべり層厚から経験的に決定される粘着力と概ね一致した。

(4) 今回のケースに限れば，土質試験結果は実際の地すべり挙動を説明しうるものであった。その理由として，詳細な調査・計測によって決定したすべり面の位置と形状の精度が高かったこと，土質試験で決定したすべり面のせん断強度がすべり面のせん断強度を概ね代表していたことが考えられる。

(5) すべり面の位置と形状が確かで，現状安全率や地下水位の設定が正しければ，逆算法による解析結果は，解析式による違いが生じる可能性はあるものの，実現象を合理的に説明するものであることを確認した。

以上より，再活動地すべりにおいては，リングせん断試験により得られた残留強度定数を用いることで，実際の地すべり挙動を合理的に説明できる可能性が示された。

なお，粘着力の評価はリングせん断試験結果と逆解析結果で異なる。これまでに滑動と休止は粘着力の効果により繰り返すこと[4),14)]，また，休止期間中の再圧密によりすべり面強度が残留状態から回復すること[15),16)]が知られている。このような地すべり現場状況に見合った粘着力を室内試験から推定することは実務的に難しいといえる。そのため，逆解析では経験的に粘着力を決定することが必要である。粘着力の取り扱いについては今後さらなる事例の積み重ねによる検証が必要である。

第 3 章の参考文献

1) 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.
2) 矢田部龍一，八木則男，榎明潔：破砕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) 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.
4) 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.
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) Suzuki, M., Tsuzuki, S. and Yamamoto, T.: Residual strength characteristics of naturally and artificially cemented clays in reversal direct box shear test, Soils and Foundations, Vol.47, No.6, pp.1029-1044, 2007.
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) Lupini, J. F., Skinner, A. E., Vaughan, P. R.: The dained residual strength of cohesive soils, Géotechnique, Vol. 31, No2, pp.181-213, 1981.
11) 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.119-175，2001.
12) 西日本高速道路：設計要領第一集 建設編，2026.
13) Fathani,T. F., Nakamura, H.:A new method for estimating the shear strength parameters at the critical slip surface, Journal of the Japan Landslide Society, Vol.42, No.2, pp.57-66, 2005.
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)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.
16)Gibo, S., Egashira, K., Ohtsubo, M. and Nakamura, S.: Strength recovery from residual state in reactivated landslides, Geotechnique, Vol.52, No.9, pp. 683-686, 2002.

第4章　再活動地すべりの順解析による安定性評価（B 地区）

4.1　概要

当該地すべり地は，変位領域が大きく繰返し活動している地すべりである。このため，地すべり面の残留強度を適切に評価する必要があることから，NEXCO 設計要領第一集 [1]による道路斜面の安定度評価のための設計定数と土質試験法を参考に，連続的にせん断が可能なリングせん断試験を採用した。

また，昭和 55 年に実施した地質報告書により，図 2-17 に示すように地すべり中央部付近のボーリング(Bv-2)において粘土鉱物の存在が確認されており，2018 年の地質調査において近傍に実施したボーリング結果においても，粘土鉱物の含有が確認され，この付近に地すべり面の存在が確認された。

これらの調査結果から，すべり面位置と地質特性は既往調査と大きく相違しないことが確認された。そこで，図 2-19 に示す B 測線位置の Bor.No.1 の深度 GL-7.50~8.00ｍと Bor.No.2 の深度 GL-8.50~8.80ｍ位置の土試料を用いて，室内試験としてリングせん断試験や粘土鉱物分析を実施することとした。

さらに，本研究では，リングせん断試験により得られた残留強度を用いて順解析を実施し，実際の地すべり挙動との整合性を検証した。

4.2　土の物性値およびリングせん断試験による残留強度

4.2.1　リングせん断試験装置の概要

本研究では，第 3 章同様にリングせん断装置は Bishop et al.[2]が開発した型とほぼ同じ構造を使用しており，写真 3-1 に全体写真，図 3-1 に装置の概要を示している。供試体は外径 10cm，内径 6cm および高さ 2cm の中型環状であり変わりはない。

本装置は 3.2.1 節と同様に，円環状の供試体を円周方向にねじりせん断して供試体に無限に大きなせん断変形を与えることができ，供試体は下部リングから高さ 1cm のところでせん断される。本装置は，供試体とリング周面の間の摩擦力を上部リングに接続された引き上げ金具を介して，載荷枠荷重は加圧版側のロードセルにより計測される。試験の精度を高めるために，測定したリング周面摩擦力を考慮して，せん断面上に作用する正味の垂直応力を算定した [3]。また，隙間の設定時において垂直応力が変化しないように，リング周面摩擦力を考慮して垂直荷重を調整した。これらにより測定項目としてせん断力，垂直荷重，垂直変位（2 箇所）およびリング周面摩擦力を測定した。

4.2.2 土試料および試験方法

リングせん断試験に用いた土試料は，地すべりブロックほぼ中央のB測線によるすべり面付近のボーリングコアから採取したBor.No.1_GL-7.50～8.00m（高液性限界シルト）とBor.No.2_GL-8.5～8.80m（低液性限界粘土）との2試料である。表4-1に採取した土試料の物理特性を示す。Bor.No.1_GL-7.50～8.00mとBor.No.2_GL-8.50～8.80mは図4-1の粒径加積曲線で示すように両箇所ともに粘土に分類される。

すべり面はNo.1がGL-7.50～8.00mとNo.2がGL-8.0m～8.80mに位置しているため，この深度に対応して試料が受ける試験時の圧密応力を決定することとし，いずれの土試料に対してもせん断試験の垂直応力の範囲は100～150kN/m^{2}とした。また，ボーリングコアから採取した土試料には礫分が含まれていることから，0.425 mmふるいで裏ごしし，それらを除去したうえで試験を行った。最大せん断変位角は1周以上2周未満（せん断変位314mmに相当）とした。

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，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σ_cの85%の圧力とした。85%とした理由は，σ_cに近い圧力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成形して供試体を作製した。この方法は，地すべり地の残留強度を検討した既往研究でも用いられている標準的な方法である[4), 5), 6)]。リングせん断試験では，供試体を所定のσ_cで3t法により正規圧密した後，上下部リングの隙間を0.1 mmに設定し，ただちにせん断速度0.5 mm/minで，供試断変位角θ = 450 deg（せん断変位341 mm）まで定圧（排水）せん断した。表4-1に，リングせん断試験における各試料のσ_cを示す。なお，再活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[7), 8), 9)]により残留強度t_rは過去の応力履歴や撹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[3)]の研究から，τ_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。

なお，一般的に0.02～2.0mm/minの範囲において，残留強度の変化は2～6%程度と小さいことが報告されており，この範囲における速度の違いが残留強度に与える影響は限定的と考えられる。そのため，本研究では当該範囲のほぼ中間に位置するせん断速度を設定した。

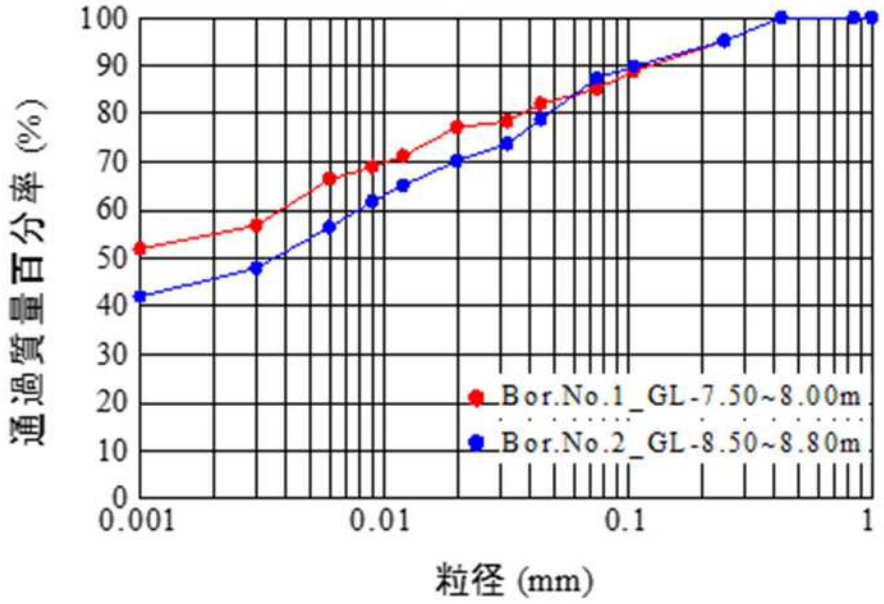


図 4-1　土試料の粒径加積曲線

表 4-1　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	土粒子密度	液性限界	塑性限界	塑性指数	細粒分含有率	圧密応力
	w_n (%)	ρ_s (Mg/m^3)	w_L (%)	w_p (%)	I_p	F_c (%)	σ_c (kN/m^2)
Bor.No.1(GL-7.50～8.00m)	44.79	2.665	80.3	48.6	31.69	64.0	100, 125, 150
Bor.No.2(GL-8.50～8.80m)	12.90	2.741	47.5	22.6	24.91	54.0	100,125, 150

4.2.3　リングせん断試験結果

図 4-2（Bor.No.1）および図 4-4（Bor.No.2）にせん断挙動を示す。同図は縦軸にせん断応力 τ，横軸に θ をとっている。また，図中の σ_{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ため $\sigma_{N0} = \sigma_c$ である。図 4-2 および図 4-4 より，いずれの試料も τ は θ=90°程度でピーク強度 τ_p を示し，その後徐々に減少し，τ の定常値となる残留状態に達している。なお，θ = 100 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。τ_r の決定には最大せん断応力後の $\tau-\theta$ 関係の計測値に双曲線近似を適用し，その漸近値を τ_r とする方法を用いた[3]。

図 4-3 および図 4-5 にピークおよび残留状態の強度線と，各状態の内部摩擦角 ϕ_p，ϕ_r と粘着力 c_p，c_r を示す。ϕ_p は各試料それぞれの供試体 3 本から得られた $\tau_p-\sigma_N$ 関係から決定した。また，図 4-6 および図 4-7 に鈴木ら[10),11),12)]により物理特性と残留強度特性を把握するため，tan ϕ_r と粘土含有量 F_{clay} および塑性指数 I_p の関係に対し，Bor.No.1 および Bor.No.2 をプロットした。Bor.No.1 および Bor.No.2 は，グラフのほぼ中央付近に位置しているため，強度特性として分布域に含まれる。なお，残留強度 tan ϕ_r と粘土含有量 F_{clay}・塑性指数 I_p の関係グラフは，すべての土を対象にしているため，ばらつきは多いが F_{clay} 増加に対して tan ϕ_r が減少する関連性を示すものであり，粘土含有率 100%については純粋粘土鉱物を用いた実験結果を示している。

以上の結果より表 4-2 にリングせん断試験結果をまとめた。

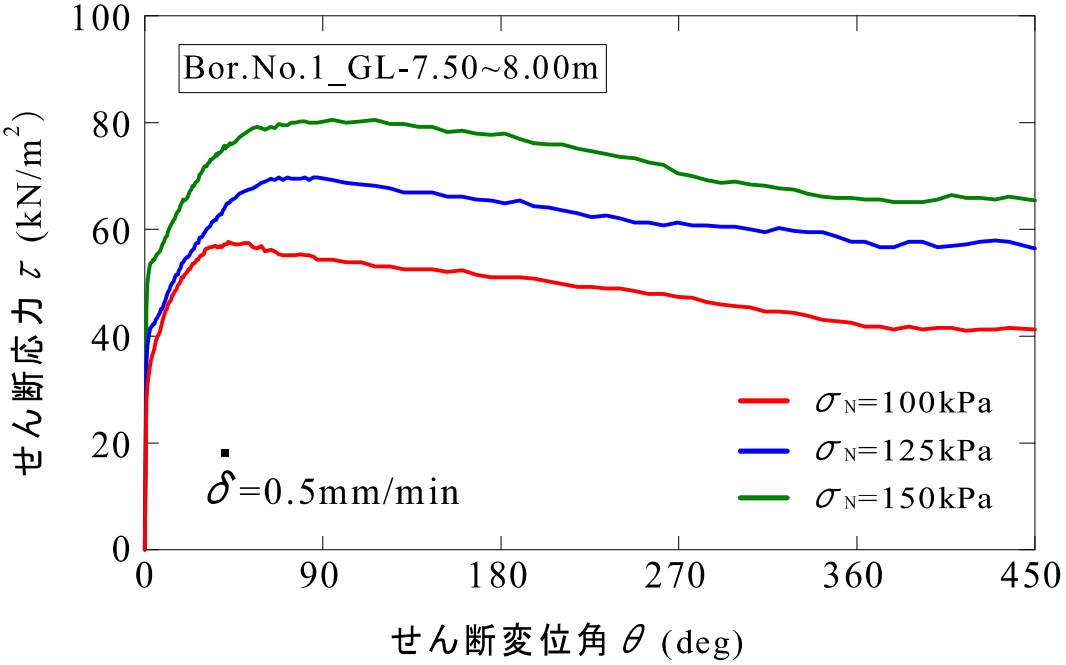


図 4-2　Bor.No.1 のせん断挙動

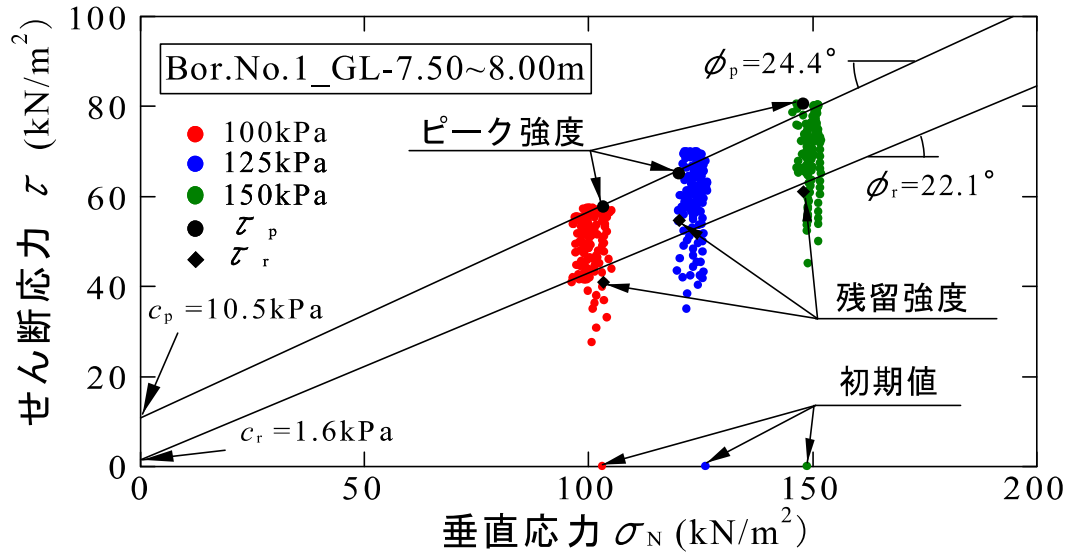


図 4-3　Bor.No.1 のピークおよび残留状態強度線

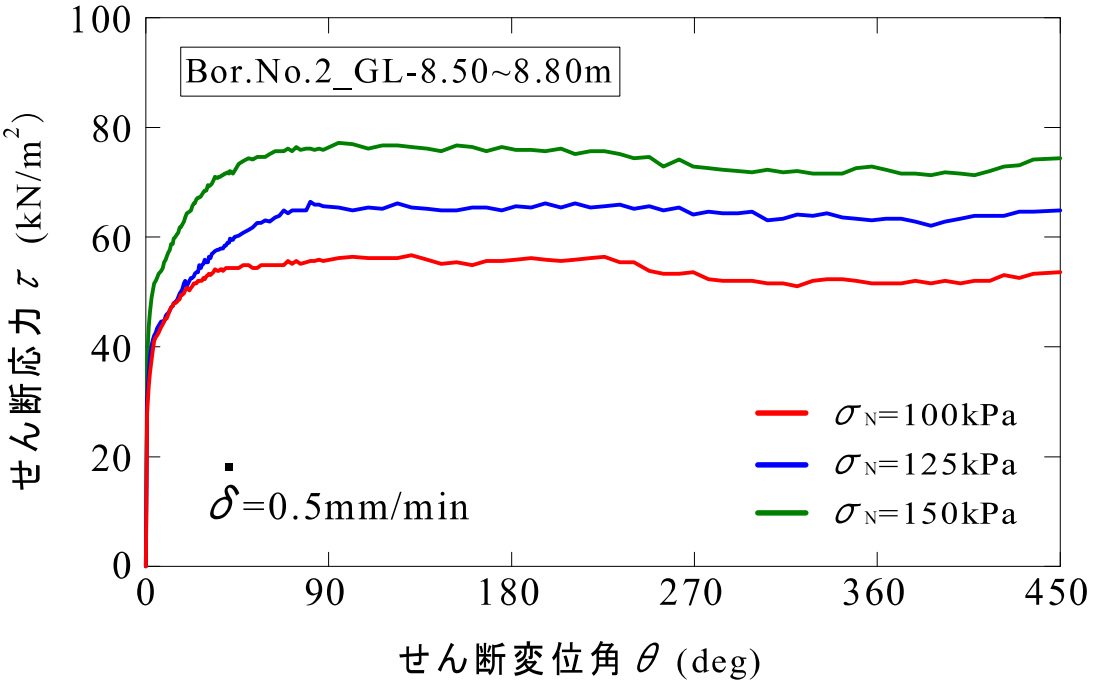


図 4-4　Bor.No.2 のせん断挙動

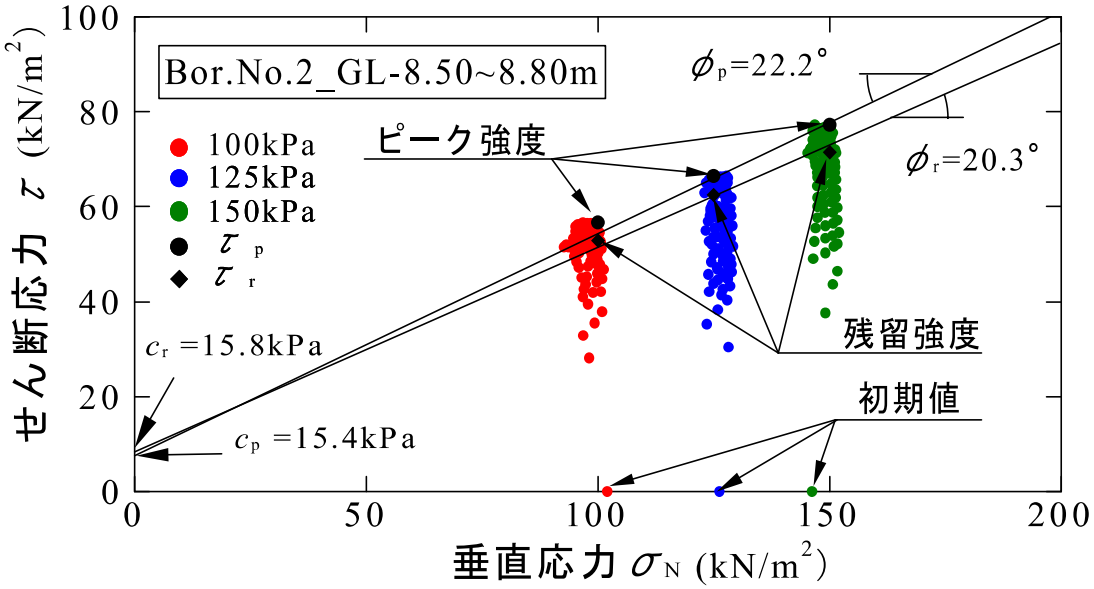


図 4-5　Bor.No.2 ピークおよび残留状態強度線

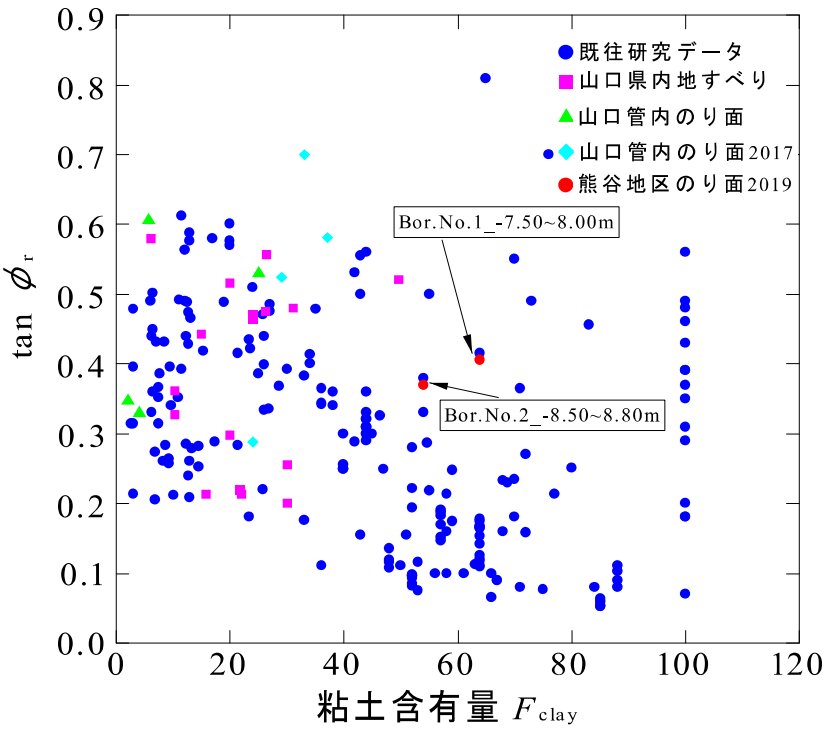


図 4-6　tanϕ_r と粘土含有量 F_{clay} の相関

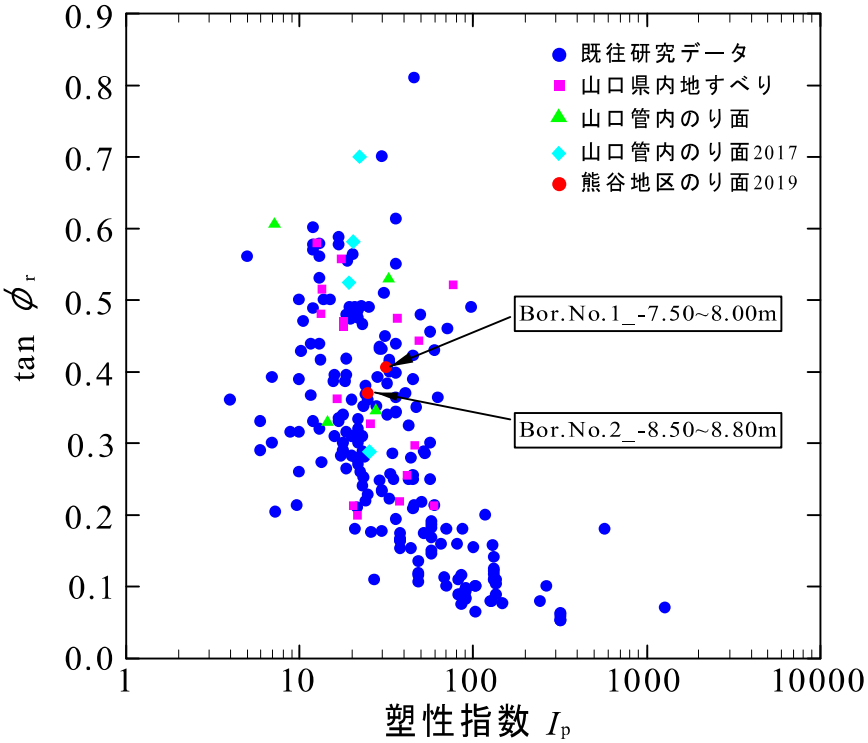


図 4-7　tanϕ_r と塑性指数 Ip の相関

表 4-2　リングせん断試験結果表と単位体積重量

	粘着力 c (kN/m^2)		せん断抵抗角 ϕ (°)		単位体積重量 γ_t (kN/m^3)
	c_p	c_{ru}	ϕ_p	ϕ_r	
Bor.No.1 (GL-7.50～8.00 m)	10.5	1.6	24.4	22.1	18.0
Bor.No.2 (GL-8.50～8.80 m)	15.4	15.8	22.2	20.3	18.0

4.3　安定解析手法と解析結果

4.3.1　順解析と逆解析について

（1）概要

地すべりの安定解析において，必要となる主要な要素は「地すべり形状」，「間隙水圧」，「土質定数」，「単位体積重量」であり，これらの要素を現地調査や室内試験などにより可能な限り高精度に導くことが重要である。NEXCO 設計要領[1]において，安定計算の土質定数は「土質試験結果等を参考にして決定するもの」とある。一方で，地すべりの地質構造の複雑さや平均的な土質定数を直接求めることは複雑であり，すべり面に対する平均的な土質定数を直接求めることは非常に困難であることが多い。

このため，垂直最大層厚 h（m）=粘着力 c（kN/m^2）の経験式に基づく手法などが示されている。その結果，土質試験から得られた粘着力 c および内部摩擦角 ϕ をそのまま用いて順解析で安定計算を行う事例は必ずしも多くない。そのため，実務において，安定解析を行う場合，$c=h$ の関係式を用いて粘着力 c を固定し，逆解析により内部摩擦角 ϕ を求める手法が一般的に採用されている。

以上の背景を踏まえ，当該地のリングせん断試験結果から得られた強度パラメータを土質定数として用い，順解析による安定解析を行うとともに従来手法である逆解析も併せて実施し，その適用性について検討した。

（2）土質定数および間隙水圧の設定

本研究において安定計算に用いる土質定数は，表 4-2 に示す強度パラメータのうち，リングせん断試験から得られた残留強度（c_r，ϕ_r）を採用した。土質定数は採取深度および試料位置の違いを考慮し，Bor.No.1_GL-7.50～8.00m

（c_r=1.6kN/m^2，ϕ_r=22.1°）を土質定数 A とし，Bor.No.2_GL-8.50～8.80m（c_r=15.8kN/m^2，ϕ_r=20.3°）を土質定数 B として整理した。

土の湿潤単位体積重量 γ については表 4-2 に示す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 γ_t=18kN/m^3 を採用した。

間隙水圧については，過去 3 回（昭和 47 年,昭和 54 年,平成 30 年）の集中豪雨時に地すべりの発生が確認されており，地すべり発生時は地下水位が少なくとも地表面近くまで上昇していると考えられる。また，2.3.5 節に示した地下水検層結果によれば，昭和 55 年の地質調査報告書において地下水位の調査結果が示されており,この結果を参考に地すべり発生時の地下水位条件を設定した。

（3） 現状安全率と安定解析手法について

本研究における安定解析では，表 4-3 に示す設計要領 [1]に基づく「地すべり区分に応じた安全率」を参考に，対象地すべりを「風化岩すべり」と判断した上で，運動停止状態に対応する現状安全率として Fs_0＝1.05 を採用した。

安定解析手法は設計要領 [1]に従い，修正フェレニウス法を用いた。本研究では，土質定数の設定方法および解析結果の妥当性に着目していることから，順解析においては標準的な安定解析を適用した。

表 4-3　地すべり区分に応じた安全率 [1]

分類 / 運動	岩盤すべり	風化岩すべり	崩積土すべり	粘質土すべり
運動停止中	1.10	1.05～1.10	1.03～1.05	1.00～1.03
滑動中	0.99	0.95～0.99	0.93～0.95	0.90～0.93

4.3.2　各断面の安定解析

（1） A 測線の安定解析

当該地すべりは 3 ブロックに分けられており，A 測線は，図 2-17 に示す地質平面図おいて，地すべりブロックの南側端部に位置する測線である。現地踏査の結果，地表面に亀裂等が認められたものの，顕著な地形変状は認められていない。

A 測線における地すべりは，図 2-18 に示す地質断面を基にモデル化しており，図 4-9 に示す解析モデルを用いて安定解析を実施した。A 測線の地すべり

規模は，他測線と比較して小さいものの，滑落部直下のすべり面は急勾配を呈している特徴がある。

また，図 2-18 に示す地質断面図の地質条件から，滑落頭部を含む地すべり移動土塊は安山岩に接しているのに対し，地すべりブロック末端部では，ほぼ水平な砂岩泥岩互層上にすべり面が形成されている。このように，A 測線では地すべりの移動土塊と基盤となる土質は明確に異なっており，すべり面の力学特性が一様でないことが推定された。

一方，図 2-19 に示すように隣接する B 測線は末端部を含む水平部において，地すべり粘土および粘土鉱物を含む風化凝灰岩が薄く存在しており，A 測線とは異なる地質構成を有している。これらの状況を踏まえると，A 測線においてすべり面全体に対して平均的な土質定数を設定することは，地質条件およびすべり面形状から適正に反映できないと判断された。

よって，本研究では地すべり形状の勾配や地質構成の違いに着目し，安山岩上と砂岩泥岩互層上に形成されたすべり面とで力学特性が異なると判断し，図 4-9 に示すように，すべり面を 2 区間に区分し，それぞれに対応する土質定数 A および土質定数 B の 2 つに区分して安定解析を行った。

また，土質定数の設定にあたり，Bor.No.1 と Bor.No.2 のすべり面付近の 2 箇所で実施した粘土鉱物とリングせん断試験により，得られた粘土鉱物の含有量とリングせん断試験結果に差異が認められたことから，その関連にも着目し，現状に適した土質定数を採用することとした。

A 測線における主な設計条件を以下に整理した。

1) 地すべり形状は，図 2-18 に示す地質調査結果に基づき設定した。
2) 土質定数は，リングせん断試験結果を基に，砂岩泥岩互層付近を土質定数 A および安山岩付近を土質定数 B とした 2 種類を採用した順解析とする。
3) 間隙水圧は，地下水位相当とする．地下水位は過去の降雨履歴および地下水位観測結果を踏まえ，災害発生時を想定して地すべり土塊がほぼ満水状態となる状況を設定した。
4) 安定計算式は修正フェレニウス法を用いて，図 4-9 に示す位置において，異なる 2 つの土質定数を適用した安定解析を実施した。

安定解析結果は，図 4-9 にある c-tanϕ 関係のように整理した。2 つの定数として土質定数 A および土質定数 B に対応する強度パラメータは，現状安全率 Fs_0=1.05 ラインに対して上下に離れた位置に分布しているものの，これら 2 種

類の土質定数をすべり面に適用した安定解析の結果，安全率 F_S=1.055 となり，その結果を表 4-4 に示した。

なお，現状安全率 Fs_0＝1.05 に設定し，$c = h$ による逆解析により求めた結果として，図 4-9 の破線で示すように粘着力 c =10.7 kN/m^2 に対し，tanϕ =0.34 が得られた。

一般的に，土質試験結果と逆解析結果は合致しないことが多いとされているが，本研究においては，リングせん断試験から 2 種類の残留強度に基づく土質定数を用いることで，現状安全率が概ね合致する結果が得られた。

注 1：破線は逆解析結果を示す
注 2：順解析において、土質定数 A，B を使用

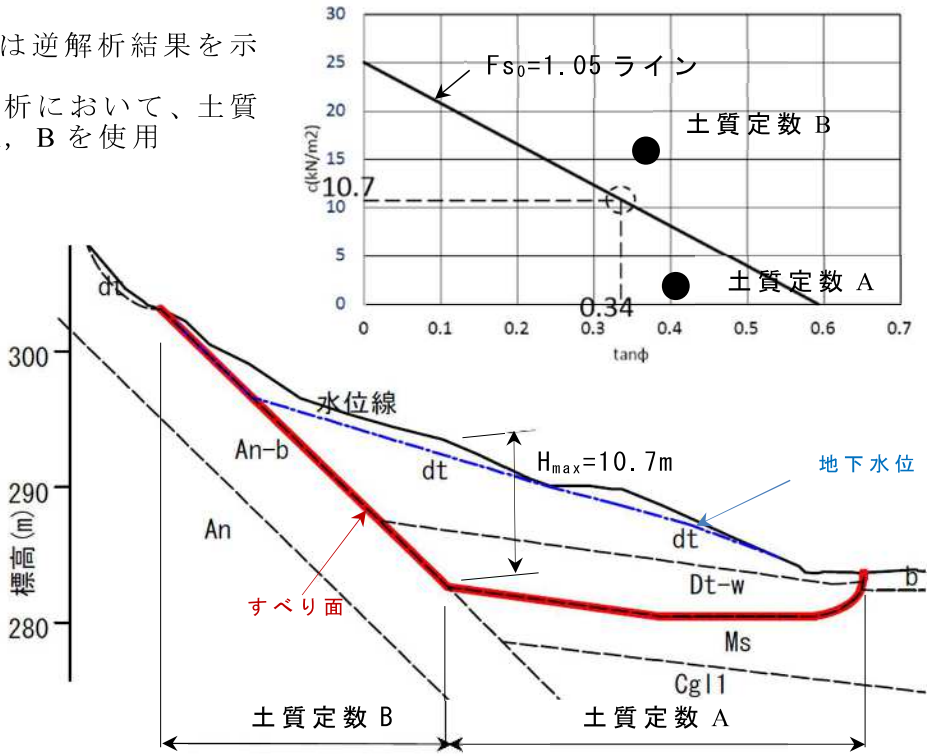


図 4-9　A 測線解析断面図

（2） B 測線の安定解析

B 測線は図 2-17 に示すように地すべりブロックのほぼ中心に位置する測線であり，平成 30 年 7 月豪雨時の地すべり発生時に伴い，側道及び地形変状が認められた箇所である。B 測線における地すべり形状は図 2-19 に示す地質断面を基にモデル化を行い，図 4-10 に示す解析モデルを用いて安定解析を実施した。

B 測線の地質調査結果では，すべり面には風化凝灰岩(Tf)が広く分布しており，粘土鉱物試験結果から，膨潤性の大きい粘土鉱物の存在が確認されている。このことから，B 測線は地すべり活動に対して脆弱な特性を有する区間であると考えられる。

地すべり形状は A 測線に比べ規模が大きく，すべり面は A 測線に比べ緩やかであるものの，すべり面長は A 測線の L=61.2ｍに対し，B 測線は L=90.8m と 1.5 倍程度の長さを有している。そのため，B 測線における安定解析では，粘土鉱物の含有量が多く認められた地質条件を踏まえ，B 測線のすべり面付近から採取した Bor.No.1 試料のリングせん断試験結果に基づく土質定数 A を土質定数として採用した。

B 測線における主な設計条件は以下に整理した。

1) 地すべり形状は図 2-19 の地質調査結果に基づき設計した。
2) 土質定数は，B 測線のすべり面付近から採取した Bor.No.1 試料のリングせん断試験結果に基づく土質定数 A を B 測線の設計強度定数として採用した。
3) 間隙水圧は，地下水位相当とし，近傍の地下水検層結果（昭和 55 年 3 月報告書）を参考に最大地下水位を GL-1m に設定した。
4) 安定計算は A 測線同様の修正フェレニウス法を用い，図 4-10 に示す位置において解析を実施した。

安定解析結果は，図 4-10 にある c-tanϕ 関係のように整理した。土質試験 A に対応する強度パラメータは安全率 Fs_0=1.05 ライン上にほぼ合致している。また，表 4-4 に示すように，リングせん断試験による残留強度を用いた安定解析結果，現状安全率は F_S=1.047 となり，現状安全率と概ね一致する結果を得られた。一方，地すべり安定解析において，一般的に用いられる方法として，すべり面の最大垂直層厚 H と粘着力 c との関係から，Fs_0=1.05 として逆算による土質定数を求めた。その結果，最大土被り厚 H=9.9m に対し粘着力 c=9.9kN/m^2，内部摩擦角 ϕ=14.6°が得られた。この逆解析の結果は，リングせん断試験結果と比較して粘着力 c が大きく内部摩擦角 ϕ が小さい値を示す結果となり，土質定数の評価の違いによる特性の違いが確認された。

注 1：図 4-10 の破線は
逆解析結果を示す
注 2：順解析において、
土質定数 B は使用
していない

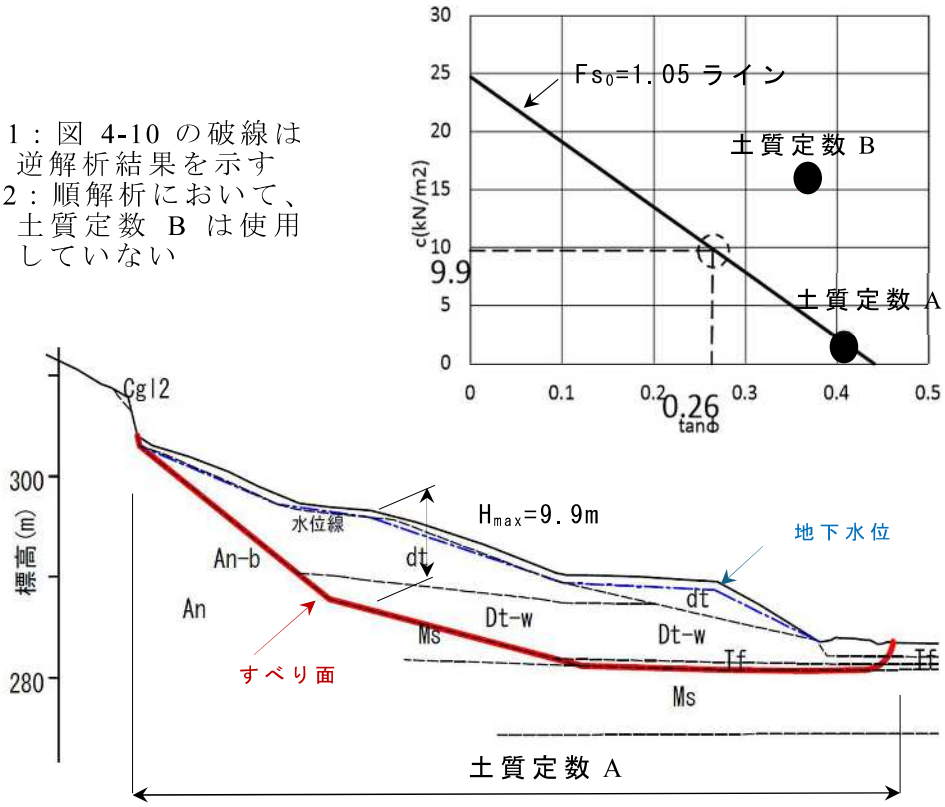


図 4-10　B 測線解析断面図

（3） C 測線の安定解析

C 測線は図 2-17 に示すように地すべりブロックの右端部に位置しており，沢地形や林道が横断する地形である。平成 30 年 7 月豪雨時の地すべり発生時においては，地表面に湧水の存在は認められたものの，大きな地形変状は認められていない。

C 測線における地すべり形状は，図 2-20 に示す地すべり断面図を基にモデル化し，図 4-11 に示す解析モデルを用いて安定解析を実施した。地質調査結果によると，B 測線において確認された風化凝灰岩（Tf）の分布は認められず，粘土鉱物試験においても膨潤性の粘土鉱物の存在は確認されていない。

地すべり形状は B 測線と比較して緩やかな勾配であり，すべり面長は L=84.9m と，B 測線の L=90.8m より若干短い形状となっている。このような地質条件および地すべり地形を踏まえ，本解析では，A 測線および B 測線との比較を目的として，C 測線において粘土鉱物の顕著な存在は確認されていないものの，凝灰岩すべり面として地質条件を採用することとし，リングせん断試験結果のうち比較的小さい残留強度を示した土質定数 A を採用した。

C 測線における主な設計条件は以下に整理した。

1) 地すべり形状は，図 2-20 の地質調査結果に基づき設定した。
2) 土質定数は，B 測線のすべり面付近から採取した Bor.No.1 試料のリングせん断試験結果のうち，比較的小さい値を示した土質定数 A を C 測線の設計強度定数として採用した。
3) 間隙水圧は地下水位相当とし，過去の降雨履歴および地下水位観測結果を踏まえ，災害時の状況を考え地表面相当の位置に設定した。
4) 安定計算式は，A 測線および B 測線と同様に修正フェレニウス法により図 4-11 に示す位置において解析を実施した。

安定解析の結果，図 4-11 にある c-tan ϕ 関係のように整理した。土質定数 A に対する強度パラメータは，現状安全率 Fs_0=1.05 ラインより上側に位置しており，表 4-4 に示すように解析で得られた安全率は Fs＝1.197 であった。この値は，現状安全率として設定した Fs_0＝1.05 を超える数値であった。

この C 測線においては，現状安全率と合致しない結果となった。この場合，間隙水圧は地表面付近まで上昇した条件を想定して解析を行っているので，これ以上の間隙水圧上昇は現実的には考えにくい。そのため，C 測線における現状安全率は Fs_0＝1.05 ではなく，これ以上の安全率があると考えられる。このことは，平成 30 年 7 月豪雨でも C ブロックには変状が認められないことなどから安全率が解析結果程度にあることも推察される。なお，逆算による c=h の考え方では，c =7.9 kN/m^2 から ϕ =11.3° が得られた。

注 1：図 4-11 の破線は逆解析結果を示す
注 2：順解析において、土質定数 B は使用していない

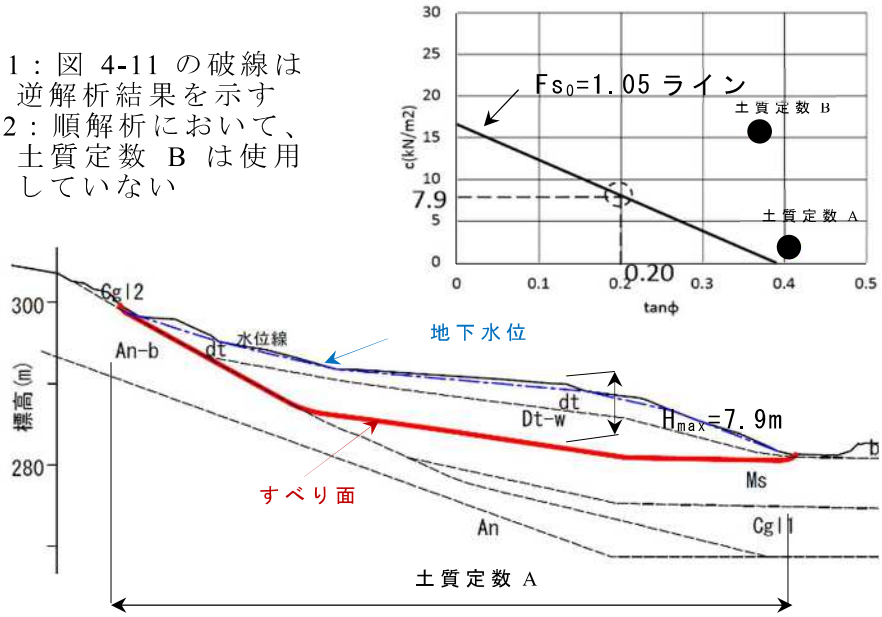


図 4-11　C 測線解析断面図

表 4-4　順解析結果

	単位体積重量 γ_t	粘着力 c_r	せん断抵抗角 ϕ_r	現状安全率 Fs_0	解析安全率 Fs	備考
	kN/m^3	kN/m^2	°	風化岩		（採用土質定数）
A 測線解析結果	18	1.6	22.1	1.05	1.055	土質定数 A
		15.8	20.3			土質定数 B
B 測線解析結果	18	1.6	22.1		1.047	土質定数 A
C 測線解析結果	18	1.6	22.1		1.197	土質定数 A

4.3.3　考察

本研究では，従来の地すべり安定解析において，一般的に用いられる土質試験結果に基づく強度パラメータによる順解析では，NEXCO 設計要領[1]に示す現状安全率（Fs_0=1.05）は合致しないことが多く，土質試験結果は参考値として扱われることが少なくなかった。しかし，本研究では，リングせん断試験結果によって得られた強度パラメータを土質定数として採用し，順解析を実施した結果，現状安全率と概ね合致する結果が得られた。

A 測線では，すべり面と安山岩上と砂岩泥岩互層上に区分される地質構成となることから，土質定数 A および土質定数 B の 2 つの強度パラメータをすべり面に適用した。また，間隙水圧条件として地下水位をほぼ地表面まで上昇させた条件を設定した。その結果，順解析で得られた安全率は，設定した現状安全率 Fs_0＝1.05 にほぼ合致する結果となった。

B 測線では，風化凝灰岩（tf）を主体とするすべり面において，粘土鉱物の含有率が高いことから，リングせん断試験で得られた残留強度に基づく土質定数 A の強度パラメータを採用した。また，地下水位がほぼ地表面（GL-1m）まで上昇する条件（既往の地下水検層結果）を想定して解析を行った。その結果，順解析で得られた安全率は現状安全率 Fs_0＝1.05 にほぼ合致する結果となった。

これらの順解析により現状安全率がほぼ合致した結果が得られた理由として，第一に，サンプリング位置が実際のすべり面付近であったこと，第二に，大変位せん断を可能とする精度の高い応力制御下のリングせん断試験により残留強度を適切に得られたこと，第三に，すべり面形状および間隙水圧条件を含めた解析モデルが，実際の現状安全率の設定により適正なモデル構築になったことが要因として挙げられる。

さらに，C 測線についても B 測線と同様に土質定数 A を設定し，地下水位はほぼ地表面まで設定して安定解析を実施した結果，Fs＝1.197 となったが，現状安全率 Fs_0=1.05 を上回るものの，平成 30 年 7 月の集中豪雨時においても地すべり変状の認められないブロックであることから，本解析結果は現地斜面の実際の安定状態を概ね反映したものと考えられる。

2.3 節で述べたように，本研究対象地の地すべり面におけるせん断強度は長期間において残留強度状態に達していたと考えられる。一般的な三軸試験や一面せん断試験では，土の残留強度を計測することが難しい。しかし，せん断変位を無限にとることで残留強度が測定できるリングせん断試験の結果が，残留強度を適切に計測できるため，本研究の安定解析において最も有効であったといえる。

4.4　まとめ

本研究において明らかになった知見を以下に示す.

(1) 当該地すべりは，建設時に発生した地すべりにより排土工が施された切土のり面で再発した。この切土のり面は，建設後 1 年程度に複数回の変状および地すべりが発生し，その後約 40 年安定していたが，平成 30 年 7 月豪雨の影響により再び地すべりが発生したことから，再活動地すべりと位置づけられる。この地すべりは 3 つのブロックからなり，中央ブロックにおいて地すべり末端付近の側道および本線道路の路肩付近に著しく変状が認められた。

(2) 既存資料の地質調査や設計図書，点検記録の整理と既存資料から得た情報を踏まえて実施したボーリング調査，コアサンプル観察の結果を総合的に検討した結果，3 つのブロックそれぞれに対して，すべり面の深度・位置を決定した。また，すべり面の地すべり粘土には粘土鉱物（スメクタイト，Ca 型）が含有していたことを明らかにした。

(3) 2 箇所のすべり面粘土から採取した土試料から再構成供試体を作製し，リングせん断試験により強度パラメータを算出した．得られた強度パラメータを用いて 3 測線に対して順解析を実施した結果，2 測線において逆算法で仮定した現状安全率に概ね合致した。1 測線については合致しないものの，現地状況などから現状の安全率を示したものとの評価した。

(4) 本検討による土質試験結果は実際の地すべり挙動を概ね一致する結果となった。その理由として，建設時当時の調査と供用開始後 40 年後の調査・計測をそれぞれ検証することですべり面位置と形状との整合や高精度であったことや土質試験で決定したすべり面のせん断強度がすべり面の平均的なせん断強度を表現できたことによる。

(5) すべり面の位置や形状が明確で，現状安全率や間隙水圧が適切に設定されていれば，順解析による解析結果において現状安全率に概ね合致する結果が得られる場合があることを示した。また，リングせん断試験によって得た強度パラメータを採用し，間隙水圧条件を検証することでも現状安全率におおむね合致する解析結果が得られる可能性を示した。

以上より，本研究では，地すべり現場の地質状況に見合った強度パラメータを用いることにより，順解析による安定解析手法が，現状の斜面安定状況を評価するうえで合理的な手法の一つとして考えられることを示した。

また，本結果は，第 3 章で示したように，すべり面のせん断強度が残留強度状態にある場合には，リングせん断試験によって得られた残留強度を用いることで，順解析による現状安全率を概ね一致できることを示していると考えられる。

第 4 章の参考文献

1) 西日本高速道路：設計要領第一集 建設編，2026.
2) 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, Géotechnique, Vol.21, No.2, pp.273-328, 1971.
3) 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.
4) 矢田部龍一，八木則男，榎明潔：破砕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.
5) 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.
6) 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.

7) Skempton, A. W.: Long-term stability of clay slopes, Géotechnique, Vol.14, No.77, pp.77-102, 1964.
8) Townsend, F. C. and Gilbert, P. A.: Tests to measure residual strengths of some clay shales. Géotechnique, Vol. 23, No.2, pp.267-271, 1973.
9) Suzuki, M., Tsuzuki, S. and Yamamoto, T.: Residual strength characteristics of naturally and artificially cemented clays in reversal direct box shear test, Soils and Foundations, Vol.47, No.6, pp.1029-1044, 2007.
10) 鈴木素之，梅崎健夫，川上浩：土の工学的指標と残留強度の関係，Recent Development of Theory & Practice in Geotechnology, Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, China Kyushu Branch of the Japanese Geotechnical Society, pp57-62. 1997.
11) 鈴木素之，小林孝輔，山本哲朗，松原剛，福田順二：リングせん断試験における粘土の残留強度に及ぼすせん断速度の影響，山口大学工学部研究報告，Vol. 55, No. 2, pp.121-134, 2004.
12) Suzuki, M., Yamamoto, T., Umezaki, T. and Kawakami, H.: The correlation between the residual strength and the index properties of soils in landslides, Proc. of International Symposium on Problematic Soils, IS-Tohoku'98, pp.661-664, 1998.

第5章　礫混入供試体によるリングせん断試験と順解析の適用性評価（C 地区）

5.1　概要

C 地区の地すべりは，平成 13 年に切土掘削中に発生し，その後も再び地すべりの発生が確認されていることから，再活動地すべりと判断された。また，本地区では地すべり発生後の応急対策として切土法尻部に大型土のうが約 3 段設置した結果，地すべりの変位はおおむね収束しており，現状安全率はおおむね Fs=1.0 と設定した。さらに，安定解析に用いる土試料については，集水井工事中に集水井最深部から地すべり粘土を採取した。

これにより，本研究では，第 4 章の B 地区同様に,リングせん断試験結果に基づく順解析を基本として検討を行った。しかし，従来の手法によるリングせん断試験の残留強度は極めて低い値を示し，その結果を用いた順解析では，現状安全率は Fs=0.37 の数値を示したことから，現状安全率と大きく乖離する結果となった。

そのため，現状安全率を適切に評価するために，地すべり面におけるせん断強度が重要であると考えられた．そこで本研究では，現地の地すべり粘土の粒度分布と同等の供試体を作製することに着目しつつ，礫分の存在がせん断強度特性に影響を及ぼす可能性を考慮して，現地条件と同等の粒度構成となるような礫混入供試体を作製した。

礫混入供試体を用いたリングせん断試験結果を順解析に適用したところ，現状安全率は設計で想定される範囲に近づく結果が得られた。よって，本章では礫未混入供試体および礫混入供試体によるリングせん断試験における適用性について取りまとめた。

5.2　土の物性値およびリングせん断試験による残留強度

5.2.1　土の物理的性質

（1）採取位置

本研究で用いた土試料は，図 5-1 と図 5-2 に示すように主測線上にあるボーリング No.1 から約 5m 離れた箇所に設置された集水井の最深部付近（集水井天端から約 15m）であり，地すべり面付近を同等の地層である貫入岩（安全岩・細粒化花崗岩・細粒閃緑岩）から採取した。また，採取した状況は，写真 5-1 に示す状況で地すべり粘土を採取した。

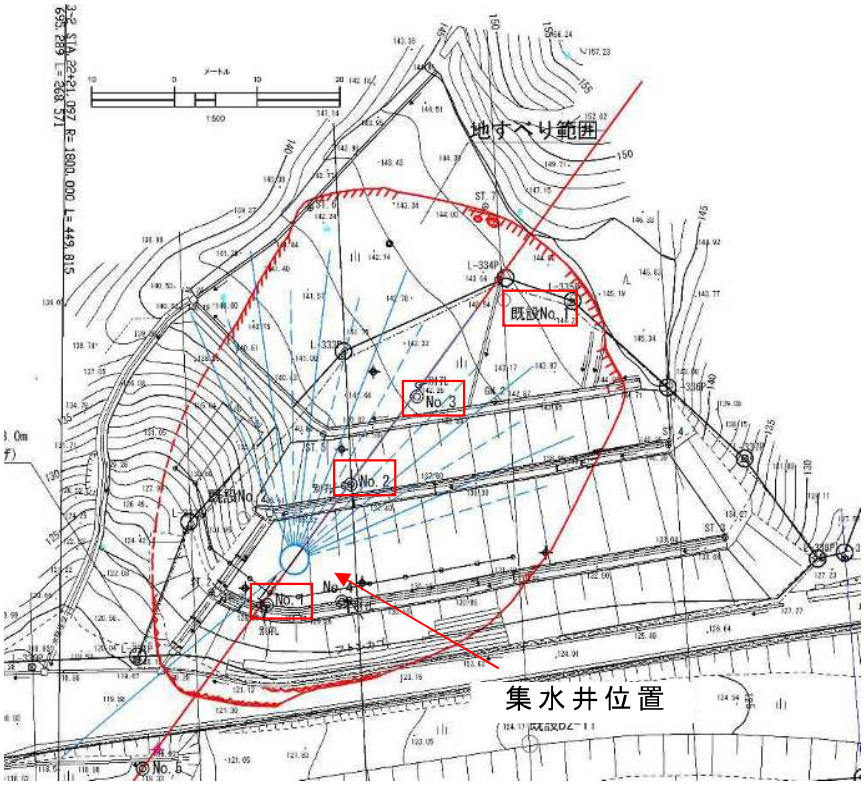


図 5-1　平面図

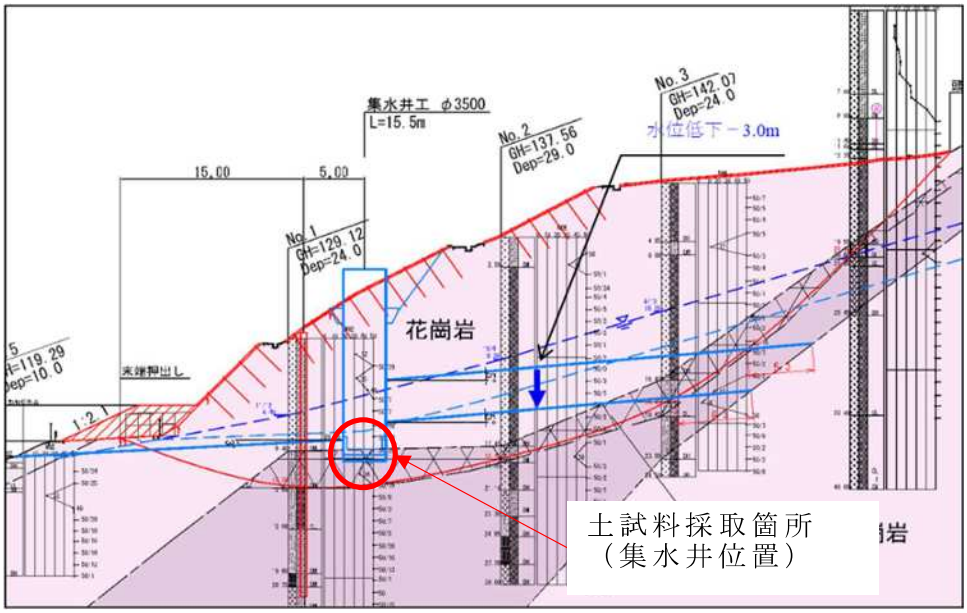


図 5-2　地質横断図



写真 5-1　土試料の採取箇所（灰色の土）

（2） 土試料の物理的性質

採取した土試料の物理的性質は表 5-1 に示すとおりであり，粒径加積曲線を図 5-3 に示す。図 5-3 より，本試料は粘土を主体としており，細粒分から粗粒分まで幅広い粒径を含み，粒径分布は比較的連続した粒度分布を示している。また，粘土分含有率は 38.2%であり，図 5-3 の粒径加積曲線から細粒分が多い土であり，2mm 以上の礫分含有量は 17.5%（粘土の乾燥質量比）であった。

表 5-1　地すべり試料の物理性質

土粒子	液性限界	塑性限界	塑性指数	細粒分含有率
ρ_s	w_L	w_p	I_p	F_{clay}
(Mg/m^3)	(%)	(%)		(%)
2.702	41.7	22.3	19.4	38.2

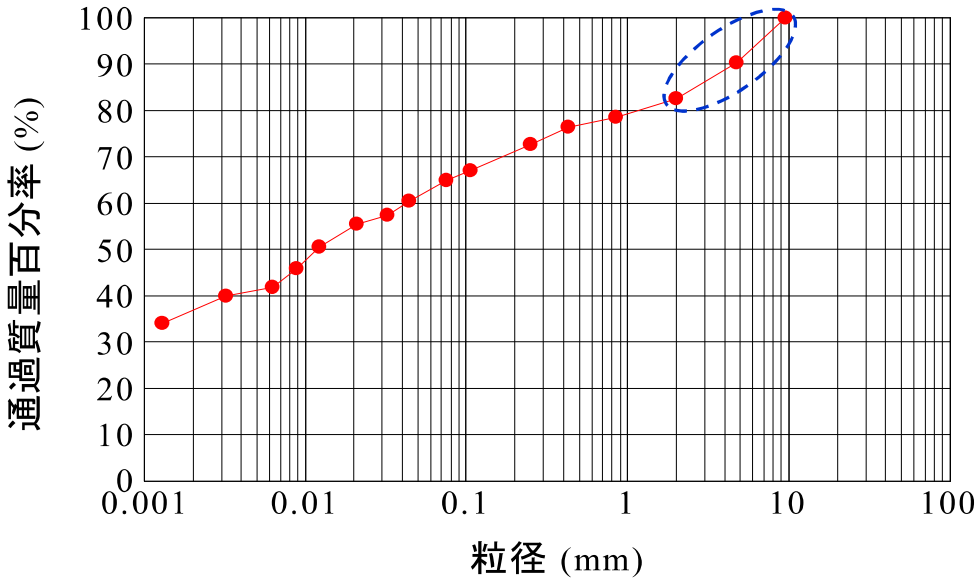


図 5-3　切土のり面の粒径加積曲線

5.2.2　リングせん断試験装置

本研究では，3.2 節および 3.3 節で実施した同様のリングせん断試験装置により実施した。また，供試体の形状やせん断位置，載荷荷重の計測方法も同様のものとした。測定項目においてもせん断力，垂直荷重，垂直変位およびリング周面摩擦力を測定した。

5.2.3　供試体の作製方法と試験方法

（1）供試体の作製方法

供試体の作製において，従来の JIG（地盤工学会基準）に準拠して礫分を除去した（粒径 0.425mm 以下）ケースと現地の土質条件を反映するために礫分を混入させた 2 つのケースについて実施した。

まず，従来のリングせん断試験と同様に，粒径 0.425mm 以下に調整した試料を用いて供試体を作製した（以下，礫未混入供試体とする）。供試体の再構成において，写真 5-2 に示すように液性限界の 1.5 倍の含水比となるように純水を複数回に分けて添加し，写真 5-3 に示すように十分に撹拌した後，予圧密法により再構成した。その後，真空脱気を 2 時間実施し，予圧密時の圧密応力は，成形時の乱れの影響を最小限にするため，せん断試験における圧密応力の 85%の圧力とした。再構成した試料をトリミング法により整形し供試体を作製した。

リングせん断試験では，供試体を所定の圧密応力σ_cで 3t 法により正規圧密した後に上下部リングの隙間を 0.1mm に設定した。

先に礫未混入供試体を作製後，集水井で採取した土試料の礫混入率 17.5%（粘土の乾燥質量比）相当を 0.425mm 以下の粒径の試料に礫分を混入させて礫混じり供試体（以下，礫混入供試体とする）を作製した。混入した礫は現地で採取したものである。

写真 5-4 と写真 5-5 に礫混入時の状況と供試体の作成中と供試体成形完成を示した。



写真 5-2　試料の脱気状況



写真 5-3　試料の予圧密状況

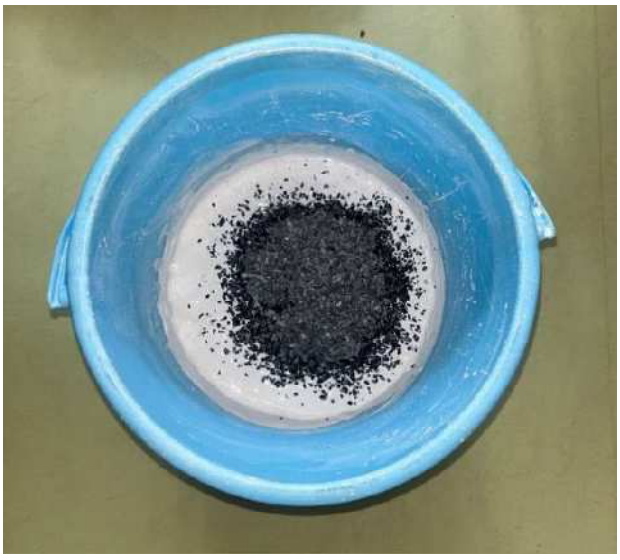


写真 5-4　礫を投入した様子（カオリンの事例）

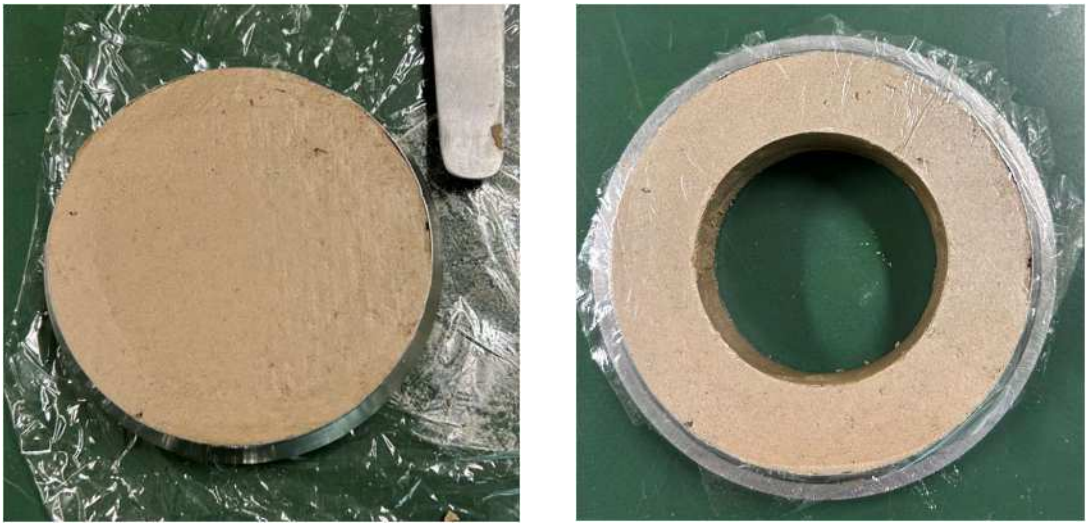


写真 5-5　供試体成形中の状況と供試体の完成形

（2） 供試体の試験ケース

採取した地すべり粘土は地表面位置から約 14m の深度付近に位置しているため，当該深度に相当する応力状態を想定し，試験時に供試体がうける圧密応力を設定した。これに基づき，せん断試験の垂直応力 σ_N は 200，250，300kN/m^2 を 3 条件とした。また，礫未混入供試体と礫混入供試体の 2 つのケースについて試験を実施し，合計 6 通りの試験条件として実施した。

試験条件として，せん断速度 0.10mm/min と一定にして，圧密応力 σ_c とせん断時の垂直応力 σ_N を等しく設定した正規圧密条件下（OCR＝1）でリングせん断試験を実施した。

なお，一般的に 0.02～2.0mm/min の範囲において，残留強度の変化は 2～6%程度と小さいことが報告されており，この範囲における速度の違いが残留強度に与える影響は限定的と考えられる。そのため，本研究では当該範囲のほぼ中間に位置するせん断速度を設定した。

5.2.4　リングせん断試験によるせん断特性

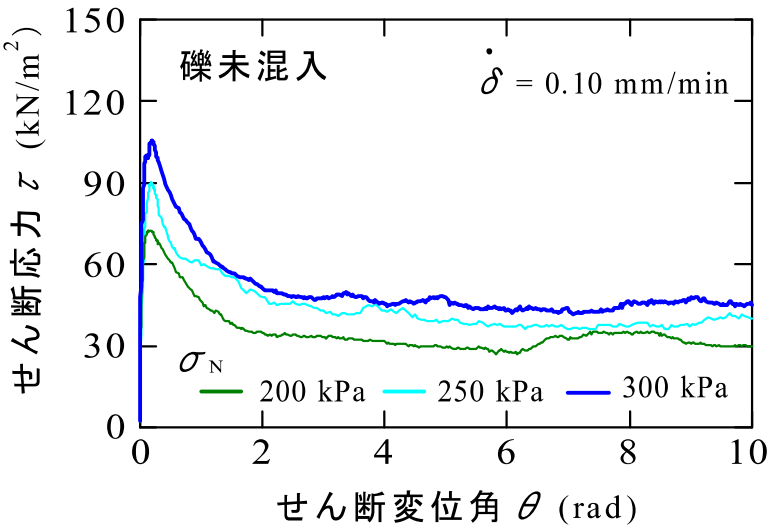
（1） 礫未混入供試体の結果

礫未混入供試体に対する試験結果について，表 5-2 に垂直応力 σ_N を変化させた場合の試験結果を示した。また，図 5-4 に示すようにせん断挙動として，せん断応力 τ とせん断変位角 θ の関係を示した。

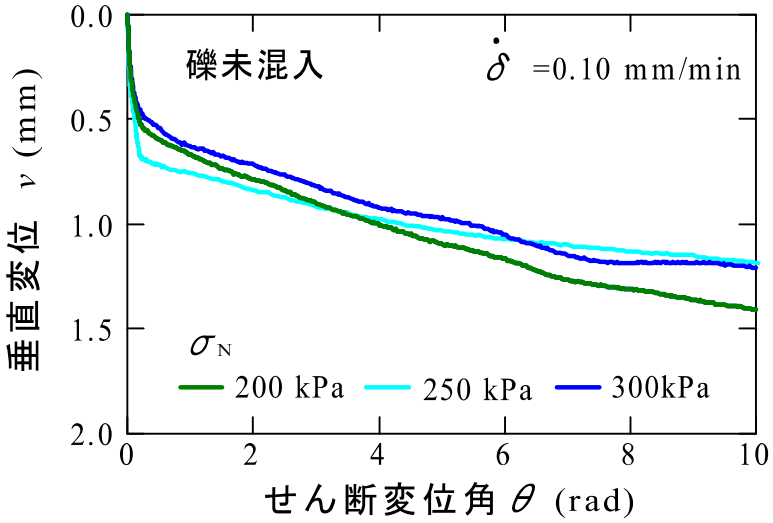
図 5-4(a)に示すように，垂直応力σ_Nを高くするほど$\tau - \theta$関係は上方に位置し，せん断応力の垂直依存性が認められた。また，いずれの条件においても，せん断開始直後にτはピーク値を示し，その後低下して残留状態に移行する挙動を示した。一方で，図 5-4 (b)に示す垂直変位の挙動に着目すると，垂直応力σ_N＝250 kN/m^{2}と 300 kN/m^{2}のケースでは，せん断変位角 6rad 以降の変化において大きな垂直変位量の差は認められなかった。しかし，垂直応力σ_N＝200 と 250 kN/m^{2}のケースを比較すると，せん断変位角 4rad 以降において，σ_N＝200 kN/m^{2}の方がσ_N＝250kN/m^{2}に比べ小さい垂直変位量を示した。この要因として，せん断隙間からのわずかな試料流出の影響や供試体の初期状態が相対的に緩いため，せん断過程において収縮したことなどが考えられる。

表 5-2　礫未混入供試体のσ_Nを変化させた試験結果

No	礫分含有量	せん断速度	圧密応力	垂直応力	OCR	せん断応力（ピーク）	せん断応力（残留）
		δ	σ_c	σ_N		τ_P	τ_r
	(%)	(%)	(%)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
1	0	0.10	200	200	1	72.4	31.6
2	0	0.10	250	250	1	90.1	36.9
3	0	0.10	300	300	1	105.5	46.6



(a) $\tau - \theta$ 関係



(b) v - θ 関係

図 5-4　礫未混入土においてσ_Nが異なる場合のせん断挙動

（2） 礫混入供試体の結果

礫混入供試体に対する試験結果について，表 5-3 に垂直応力σ_Nを変化させた場合の試験結果を示した。また，図 5-5 に示すようにせん断挙動として，せん断応力τとせん断変位角θの関係を示した。

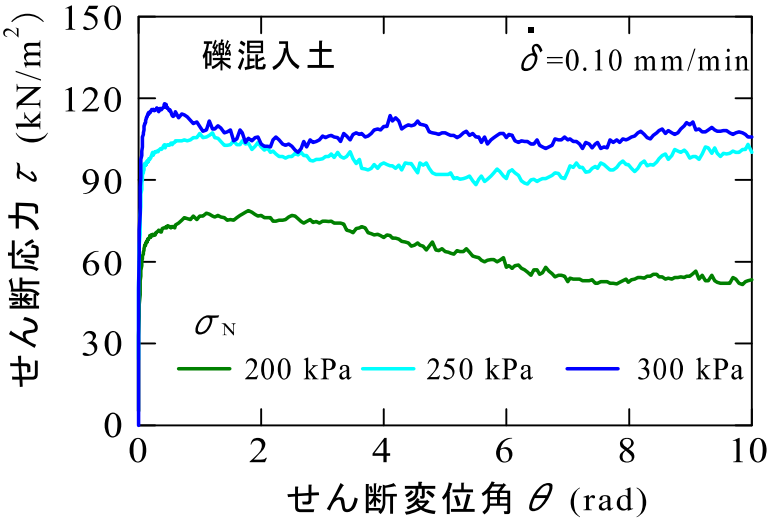
図 5-5(a)に示すように,礫混入供試体においても礫未混入供試体と同様に,垂直応力σ_Nが大きくなるほど$\tau - \theta$関係は上方に位置しせん断応力の依存性が認められた。いずれの試験条件においても,せん断開始直後にピーク時を示したが,σ_N＝200 kN/m^{2}および300 kN/m^{2}のケースでは1～2rad付近でピークに達し,その後ピーク値から残留状態の大きな強度低下は認められなかった。特にσ_N＝200 kN/m^{2}の場合には,拘束圧が比較的小さいことから,礫粒子の移動や回転が比較的容易になり,せん断面における礫粒子同士の接触や噛み合わせによるせん断抵抗への影響が小さかったものと考えられる。

その一方で,σ_N＝250 kN/m^{2}および300 kN/m^{2}のように比較的垂直応力が高い条件では,礫粒子の周辺を充填している粘土の拘束力も増加し,礫の移動による抵抗力が顕著に作用していると考えられる。その結果,せん断終了時までピークに近いせん断抵抗を維持する挙動を示したと考えられる。

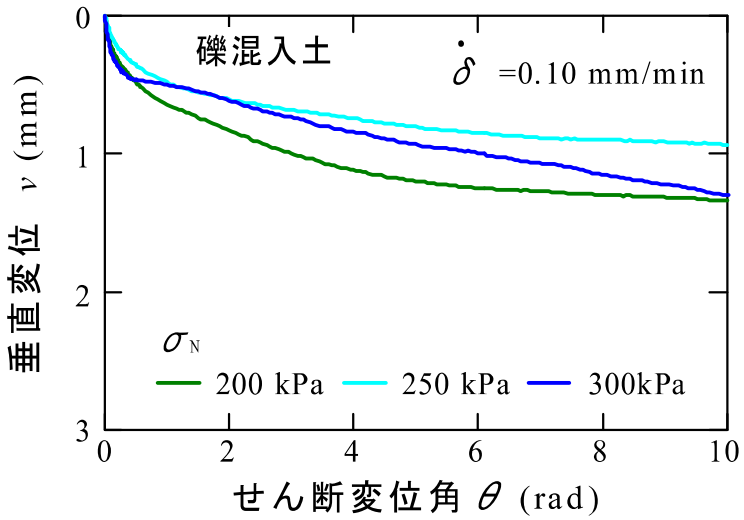
図 5-5（b）に示すように垂直変位挙動に着目すると,垂直応力σ_N＝200～300kN/m^{2}の範囲において,応力条件の違いに関係せず収縮傾向を示しており,垂直応力の依存性は小さいと考えられる。この要因としては,せん断過程においてせん断面付近に礫の骨格構造の解消があり,礫混じり供試体では垂直変位に対する垂直応力の影響が小さいなった可能性が考えられる。なお,これらの傾向は,武田ら[1)]によるカオリン粘土を用いた結果と同様の挙動を示している。

表 5-3　礫混入供試体のσ_Nを変化させた試験結果

No	礫分含有量	せん断速度	圧密応力	垂直応力	OCR	せん断応力（ピーク）	せん断応力（残留）
		δ	σ_c	σ_N		τ_P	τ_r
	(%)	(%)	(%)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
1	17.5	0.10	200	200	1	78.8	51.1
2	17.5	0.10	250	250	1	107.4	99.8
3	17.5	0.10	300	300	1	118.0	108.1



(a) $\tau - \theta$ 関係



(b) v - θ 関係

図 5-5 礫混入土においてσ_Nが異なる場合のせん断挙動

5.2.5 リングせん断試験結果による強度線

リングせん断試験によって得られた強度線について，礫未混入供試体の結果を図 5-6 に示しており，礫混入供試体の結果は図 5-7 に示した。各図中には，ピーク時における粘着力 c_p と内部摩擦角 ϕ_p，ならびに残留状態における粘着力 c_r と内部摩擦角 ϕ_r を示した。図 5-6 と図 5-7 を比較すると礫混入供試体では，ピーク時と残留状態の双方において ϕ が増大し，c_p が減少する傾向が認められ

た。この傾向は，武田ら[1]によるカオリン粘土を用いて実施したリングせん断試験とも整合している。

さらに，礫混入供試体はピーク時と残留状態のϕの差が小さいという特徴が認められた。このことから，礫の混入は，ピーク時および残留状態の双方のせん断強度特性の影響を及ぼしていることが示唆される。

礫未混入供試体では，粒子の完全配向を示す鏡肌が，写真 5-6 に示すように観察された。一方で，礫混入供試体のせん断後のせん断面を写真 5-7 に示した。礫混入供試体のせん断面上では，礫は点在する配置が認められ，未混入供試体とは異なるせん断構造が形成されていることが分かる。

さらに，鈴木ら[2),3),4)]の研究を参考に，物理特性と残留強度特性の関係を検討するため，図 5-8 と図 5-9 に示すように $\tan\phi_r$ と粘土含有量 F_{clay} ならびに塑性指数 I_p の関係に対し，礫未混入供試体および礫混入供試体の数値をプロットした。その結果，礫未混入供試体はいずれもグラフの横軸中央の縦軸下方に位置するのに対し，礫混入供試体はおおむねグラフ中央に位置していることが読み取れ，礫混入による残留強度特性の変化が確認された。

以上の結果より，礫混入の有無によってせん断強度に差異が生じていることが確認された。これらのせん断強度を用いて礫混入条件を考慮した安定解析を実施し，現状安全率の評価について検討する。

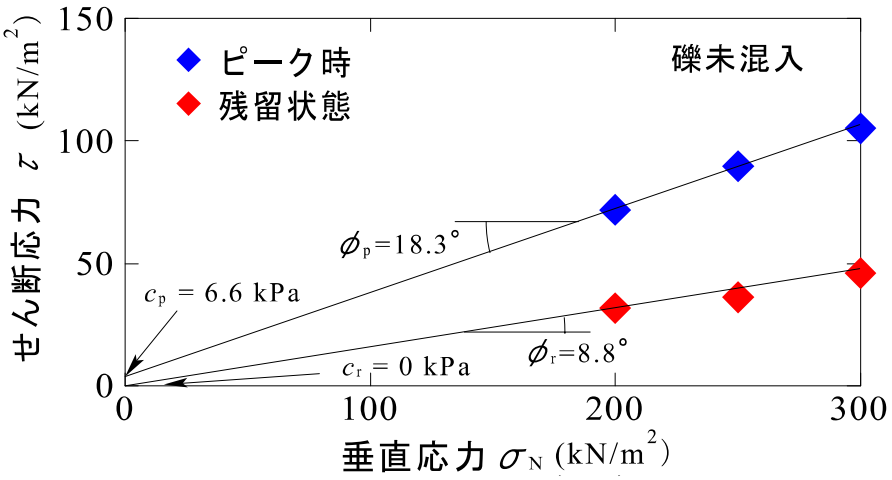


図 5-6　礫未混入土のピークおよび残留状態の強度線

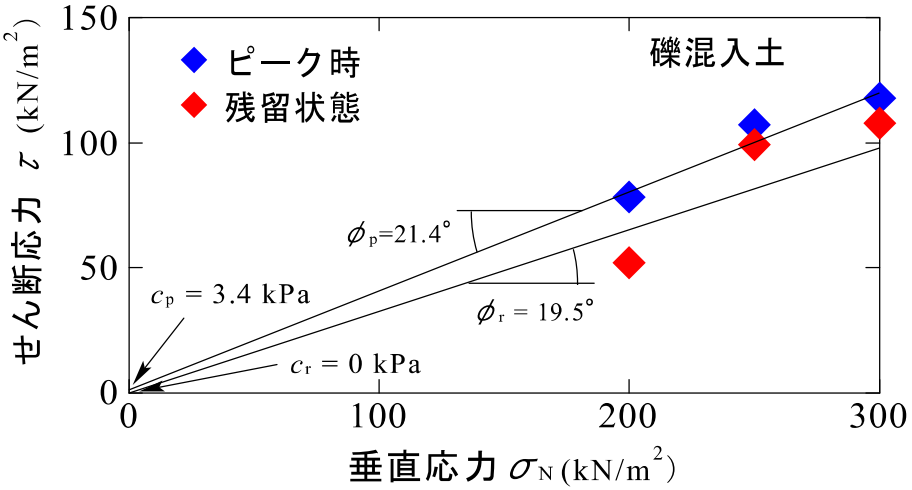


図 5-7　礫混入土のピークおよび残留状態の強度線



写真 5-6 礫未混入土のせん断面に形成された鏡肌（σ_N = 250 kN/m^2）



写真 5-7 礫混入供試体のせん断した箇所
（点在した礫が確認できる）

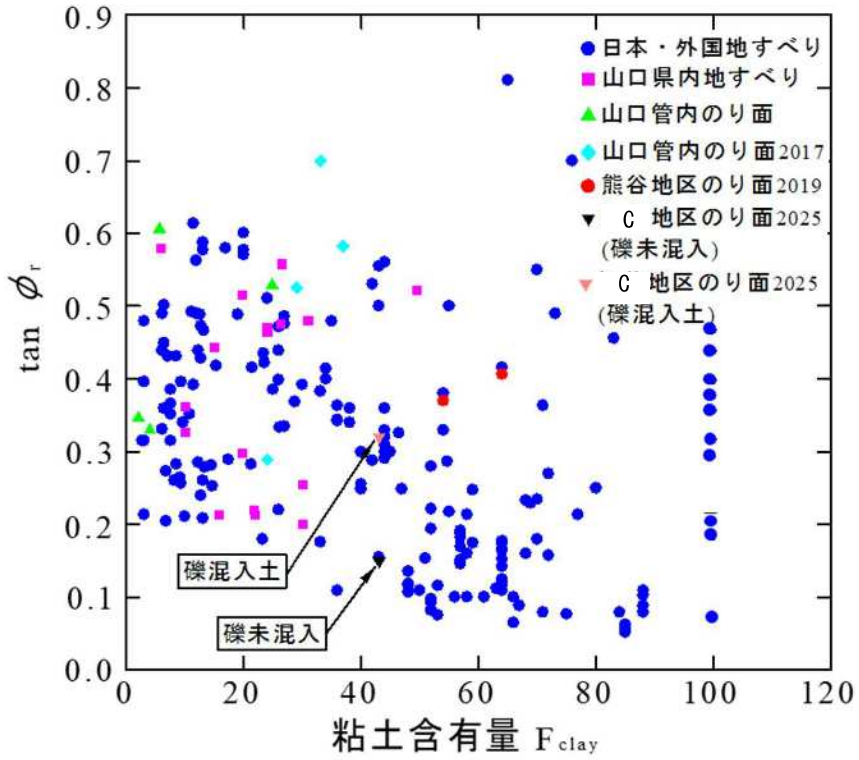


図 5-8　tanϕ_r と粘土含有量 F_{clay} の相関

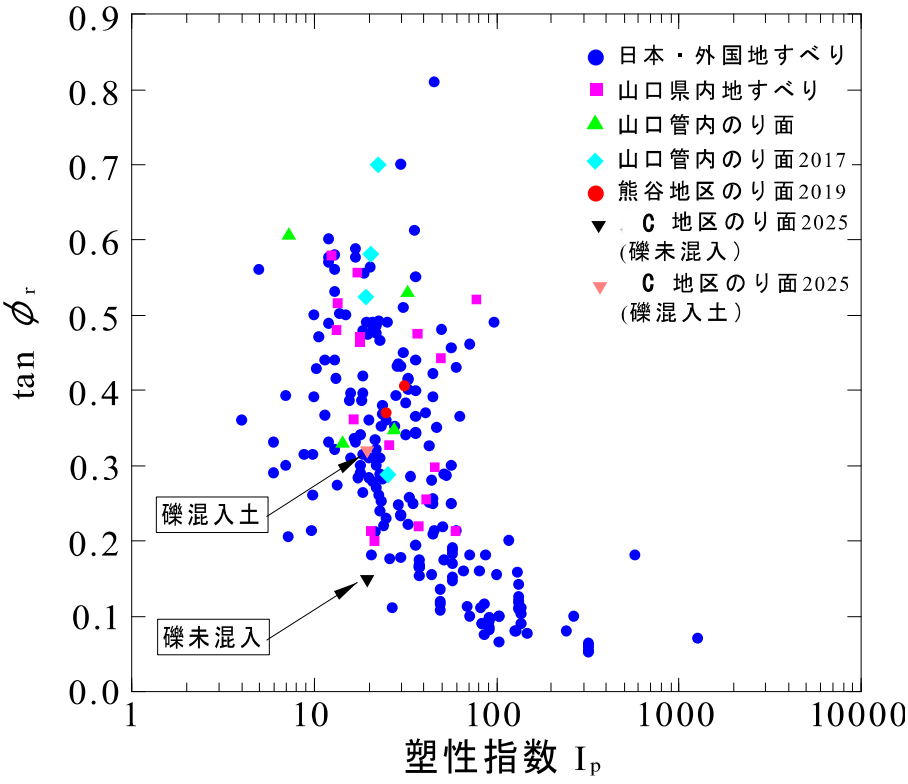


図 5-9　tanϕ_r と塑性指数 I_p の相関

5.3　地すべりの順解析と検証

5.3.1　概要

地すべり安定解析において，地すべり形状，間隙水圧，土質定数および地すべり土塊の単位体積重量が主要な解析条件となる。このうち，特にリングせん断試験結果に基づく土質設定に着目し安定解析結果の妥当性について検討を行った。

地すべり安定解析において，実務上，逆解析により現状安全率が所要値を満足するように土質定数を設定する手法が広く用いられており，これまで多くの現場で適用されてきた．一方で，再活動地すべりにおいては，すべり面が残留状態に達している可能性が指摘[5)]されており，室内試験で得られる残留強度と設計に用いられる土質定数の関係については，技術的に整理されていない面がある．

加茂地区における安定解析では，第 5 章概要で述べたように当初実施したリングせん断試験に基づく順解析により，現状安全率 Fs=0.37 となり，設計上想定される現状安全率と大きく乖離する結果となった．このように試験結果に基づく安全率が合致しない場合,設計要領などでも記載されているように $c=h$ と逆算との手法を採用されることもある。

しかし，本研究では現地の土試料の加積粒度曲線から，当該地すべり粘土が礫混じり粘土であることに着目し，既往のリングせん断試験では礫分を取り除くため十分に反映されていない可能性があると考えた。さらに，武田ら[1)]によるリングせん断試験による礫混じり粘土の研究事例を踏まえ，現地の土質材料同等の礫分を混入させた供試体（以下，礫混入供試体とする）を作製しリングせん断試験を実施した。その結果を安定解析に反映させることで，現状安全率の妥当性について検討した。

5.3.2　設計条件

（1）設計方針

安定解析は，設計要領[6)]を基本とし，同要領では安定計算に用いる土質定数については「土質試験結果等を参考にして決定するもの」とされていることから，本解析ではリングせん断試験結果で得られた残留強度を設計土質定数として採用し順解析を行った。一方，比較検討として，地すべり地質構造の複雑さや平均的な土質定数を直接求めることの難しさから，垂直最大層厚 h（m）= c（kN/m^2）の経験式に基づく逆解析による方法についても併せて計算を行った。

また，地すべり形状は 2.4.3 節「地形・地質概要」に示したように地質調査結果の断面図を基に設定した。図 5-8 に示すように，地すべり長 L=68.0m，地すべり幅 W＝45.0m であり，滑落部は頭部排土と自然斜面との境界部にあるひび割れ付近に位置するものとした。さらに，すべり面末端部は側道に認められた隆起付近とした。安定計算は設計要領 [6]に従い，修正フェレニウス法を用いた。

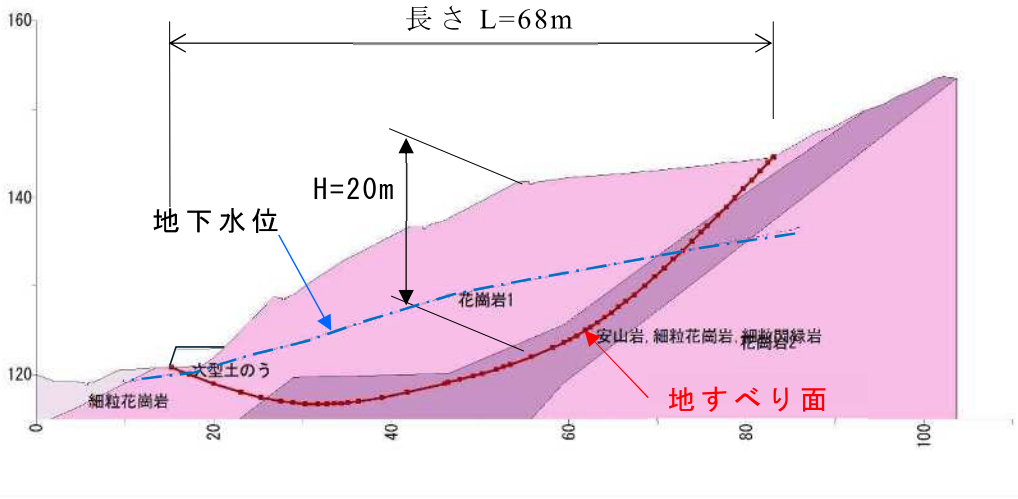


図 5-8　地すべり解析断面図

(2) 現状安全率および単位体積重量

現状安全率については，2.4 節に示したように，加茂地区において地すべり発生時に応急対策として地すべり末端部に大型土のうを約 3 段設置後，地すべり挙動が収束した状況を踏まえて，現状安全率は Fs_0=1.0 を採用した。これらの応急対策は地すべり末端部における押え盛土として機能し，安定性向上に効果があったと考えられる。また，地すべり土塊の単位体積重量は，設計要領に従い一般的な値である単位体積重量を 18kN/m^3 とした。

なお，本解析において現状安全率を Fs_0=1.0 と設定したことは現状斜面が極限平衡状態に近い安定状態にあることを示すものと考えた。

(3) 土質定数および間隙水圧

土質定数は，5.2.5 節に示したリングせん断試験結果に基づき設定した。具体的には礫未混入供試体のピーク値と残留強度および礫混入供試体のピーク値と残留強度の全 4 ケースの土質定数を設置し，順解析を実施した。なお，解析に採用した各土質定数を表 5-4 に示した。

間隙水圧は，4 か所のボーリング調査実施後に設置した水位計よる地下水位観測結果に基づき設定した。解析に用いる地下水位は，観測期間中における最高水位を設計値として採用することとした。なお，間隙水圧の設定方法については，設計要領において地下水位相当として評価してよいとされていることから，本検討において従うことにした。

5.3.3 順解析および逆解析結果

（1） 礫混入供試体の解析結果

礫未混入供試体によるリングせん断試験結果より，順解析を行った結果は表 5-4 に示すようにピーク値の土質定数は c=6.6，ϕ=18.3 であり，現状安全率 Fs=0.91 となる。残留強度では当初設計地と変わらずに土質定数は c=0.0，ϕ=8.8 であり，現状安全率 Fs=0.37 であった。

この安全率の結果は図 5-9 に示す c-tanϕ 関係によると Fs_0=1.0 ラインに対して下方に位置する。なお，当然であるが c=h の考えによる現状安全率は Fs_0=1.0 であり，設計定数は c=20.0，ϕ=15.2（tanϕ=0.27）を示すとともに図 5-9 に示すように Fs_0=1.0 のライン上にプロットされる。

（2） 礫混入供試体の解析結果

礫混入供試体によるリングせん断試験結果より，順解析を行った結果は表 5-4 に示すようにピーク値では c=3.4，ϕ=21.4 であり安全率 Fs=1.00 となった。また，残留強度では c=0.0，ϕ=19.5 であり安全率 Fs=0.85 を示し礫未混入供試体のケースに比べ大きく増加した。この安全率の結果は図 5-9 に示す c-tanϕ 関係によると Fs_0=1.0 ラインに対してピーク値ではライン上にプロットされ，残留値はやや下方に位置する。これにより，礫混入供試体によるリングせん断試験結果の残留状態において現状安全率が増加する傾向が明らかとなった。

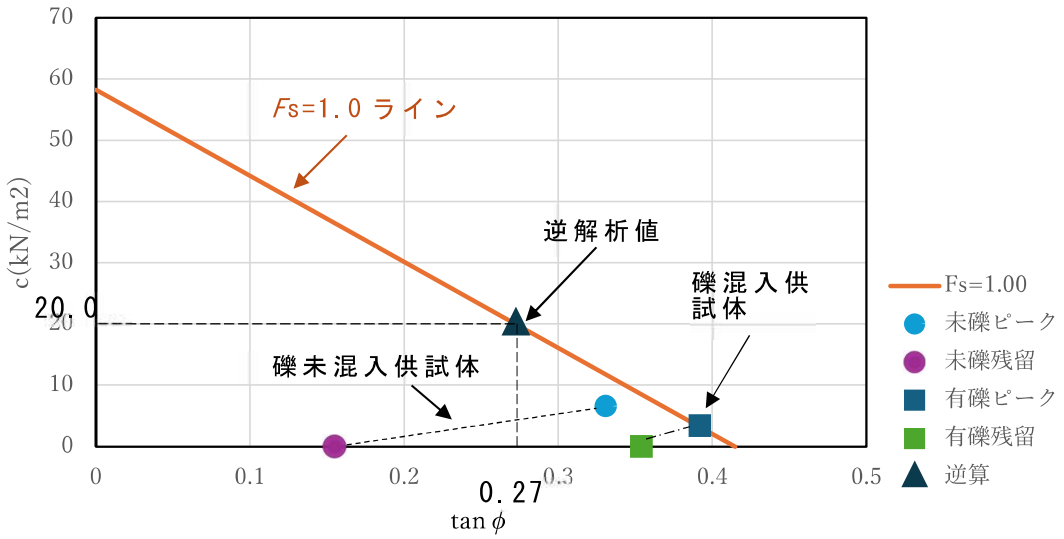


図 5-9　c-tan ϕ 関係図

表 5-4　安定解析結果（順解析と逆解析）

ケース	単位体積重量	粘着力 (kN/m²)		せん断抵抗角 (°)		安全率	
	kN	c_p	c_r	ϕ_p	ϕ_r	F_{sp}	F_{sr}
礫未混入供試体	18.0	6.6	0.0	18.3	8.8	0.91	0.37
礫混入供試体	18.0	3.4	**0.0**	21.4	**19.5**	1.00	**0.85**
逆解析値	18.0	20.0		15.2		1.00	

5.4　考察

一般的にリングせん断試験では，425 μ m 以下に粒度調整した供試体を用いて試験することが多いが，その残留強度を安定解析に導入した場合，現状安全率は設計で想定される安全率に対して大きく乖離する結果となった。これは，従来の試験条件では，現地の地すべり粘土に含まれる礫分の影響が十分に反映されていない可能性が示されており，試験条件の適用範囲や条件設定において再検討する余地があると考えられる。

一方で，現地材料の粒度分布に着目し，礫混入率 17.5%で作製した礫混入供試体によるリングせん断試験結果を順解析に反映した場合の安全率は F_s=0.85 となり，礫未混入供試体（F_s=0.37）と比較して現状安全率 F_{s_0}=1.0 に近づく結果となった。残留強度を用いた安定解析結果は現状安全率に一致しない事例はこれまでにも多数報告されており，室内試験結果は現地の挙動と大きく乖離しない範囲で評価することが指摘されている。これらを踏まえると本研究で得られた結果は，現地の地すべり挙動を設計上合理的に説明できる傾向にあり，土質試験結果が順解析においても定量的に反映できると考えられる。

現状安全率 F_{s_0}=1.0 と仮定した逆解析に基づく手法は，計算式に含まれる不確実性や地質条件のばらつきを考えると実務上合理的な判断に基づくものである。 一方で,本研究で実施した礫混入供試体によるリングせん断試験結果は，現地の地すべり粘土の材料特性をより適切に反映したものであり，順解析において妥当な範囲で安全率を示すことができた。

以上により，本研究で得られた結果は，土質試験に基づく順解析結果が定量的傾向を示したと考えられる。

リングせん断試験は従来一面せん断試験同様に礫混入なし供試体により試験が繰り返されてきた。しかし，リングせん断試験は一面せん断試験の供試体より大きく，そして円状に動くことから礫混入供試体との適正の高さについても今後の課題としたい。

5.5 まとめ

本研究において，明らかになった知見を以下に示す。

(1) 当該地区は建設時の切土掘削時に地すべりが発生し，頭部排土による対策後供用開始となった。その後，約 6 年後に斜面崩壊によるのり面の切直しやさらに約 18 年後には再び地すべりが発生しており本地区が長期的に再活動を繰り返す地すべり地であることを明らかにした。特に，令和 3 年の変状では，用地幅杭において最大約 94cm の移動量が確認されたことや側道では約 30cm 程度の隆起が認められた。

(2) 建設当時の調査・設計図書や点検記録を整理・再評価するとともに，新たに実施したボーリング調査やコアサンプル観察，動態観測などの結果を総合的に検討することで，高い精度ですべり面形状を特定した。

その結果，すべり面近傍には膨潤性粘土鉱物が含有し，鏡肌やすべり条痕を呈するすべり面粘土を確認した。

(3) 従来手法による礫未混入供試体を用いたリングせん断試験の残留強度に基づく土質定数による順解析を行った結果，安全率は F_s=0.37 となり，現状安全率 F_{s0}=1.0 と大きく乖離した。一方で現地の礫混入率と同程度の礫混入供試体を作製し，同様の解析を行った結果，安全率は F_s=0.85 の結果となり，現状安全率に近づく値が得られることを確認した。

(4) 本研究では，既往資料の整理と地質調査および動態観測により地すべり形状を高精度に特定するとともに，残留強度評価における供試体条件の違いが安定解析結果に及ぼす影響を定量的に明らかにした。
特に，従来の礫未混入供試体を用いた評価では安全率が著しく過小評価されるのに対し，現地の礫混入率を反映した供試体を用いることで現状安全率に近い結果が得られることを示した。

(5) 地すべりの安定性評価において，残留強度が支配的であるという従来の知見を前提としつつも，その評価手法として供試体条件が解析結果に大きな影響を及ぼすことが明らかになった。すなわち，従来の礫未混入供試体に基づく評価では，地すべりに対して残留強度を過小評価していることに対し，礫混入供試体に基づく評価は現状安全率に近い結果が得られ，安定解析の精度向上に寄与する可能性を示した。

以上により，実務における地すべり安定解析の精度向上に資する知見を示した。さらに，本研究では再活動地すべりに対し，礫混入率を考慮したリングせん断試験結果を安定解析に反映させることで，従来の安定解析において問題となっていた安全率の大きな乖離を定量的に改善できたと言える。今後の課題として砂・礫粒度分の違いが残留強度に及ぼす影響やピーク値と残留強度間における現状安全率評価手法の検討が挙げられる。

第 5 章の参考文献

1) 武田龍征，鈴木素之，軸屋雄太：礫混じり粘土の礫分含有量が強度特性に与える影響と粘土内での礫の配向，土木学会中国支部，2025.
2) 鈴木素之, 梅崎健夫, 川上浩: 土の工学的指標と残留強度の関係, Recent Development of Theory & Practice in Geotechnology, Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, China Kyushu Branch of the Japanese Geotechnical Society, pp57-62. 1997.
3) 鈴木素之，小林孝輔，山本哲朗，松原剛，福田順二：リングせん断試験における粘土の残留強度に及ぼすせん断速度の影響，山口大学工学部研究報告，Vol. 55, No. 2, pp.121-134, 2004.
4) Suzuki, M., Yamamoto, T., Umezaki, T. and Kawakami, H.: The correlation between the residual strength and the index properties of soils in landslides, Proc. of International Symposium on Problematic Soils, IS-Tohoku'98, pp.661-664, 1998.
5) Skempton, A. W.: Long-term stability of clay slopes, Geotechnique, Vol.14, No.77, pp.77-102, 1964.
6) 西日本高速道路：設計要領第一集 建設編，2026.

第6章　結論

6.1 研究のまとめ

本研究は，中国地域管内の高速道路において供用開始後 20 年～40 年を経過した切土のり面で発生した 3 つの再活動地すべり事例を対象に，建設時の既存図書を整理し地すべり規模やその要因・メカニズムの解明と安定解析結果の評価および検証を行った。

特に，3 つの地すべり事例によって，建設時の地すべり発生状況や供用後の点検結果のほか，近年の再活動事象における地質調査・室内試験・安定解析・対策工に至るまでの一連の取組みを体系化し，メカニズムから安定解析評価に至る過程を明らかにすることとした。

第 1 章では，本研究を行うための背景や必要性を整理するとともに高速道路法面における地すべり対策の現状と課題を整理し，供用開始後長期間を経て発生する再活動地すべりに対する評価手法の必要性を示した。

第 2 章では，中国管内の高速道路において発生した再活動地すべりとして，A 地区，B 地区および C 地区の 3 事例を対象に，その発生状況および特性について整理・分析した。

これらの事例はいずれも，高速道路建設中の切土掘削時に地すべりが発生し，建設期間中に経験した集中豪雨が地すべりの発生に大きく影響した点で共通している。その後，所要の地すべり対策工が実施され供用に至ったものの，供用開始後において，A 地区および熊谷地区では約 40 年，加茂地区では約 20 年を経過した後に，再び滑動が確認された事例である。

各地区の地質条件をみると，A 地区は安山岩溶岩およびデイサイト～流紋岩質火砕岩から構成され，B 地区は中生代白亜紀の安山岩類を基盤とし，その上位に備北層群に相当する堆積岩が分布している。また，C 地区では花崗岩を主体とする地質中に，粘土鉱物を多く含む貫入岩が確認されている。いずれの地区においても，膨潤性を有するスメクタイトを主体とした粘土鉱物の存在が共通の地質的特徴として認められた。

供用開始後に確認された地すべりの移動量は，A 地区において最大 2～3m の移動を示すブロックが存在し，B 地区では滑落崖部において 4～5m 程度の変動が段階的に進行したとされる。また，C 地区においては最大で約 0.94m の変位が確認された。

建設時および供用前に実施された地すべり対策工として，A 地区では切土勾配 i＝1:1.0 の法面を i＝1:2.0 の緩勾配に切り直すことで設計安全率を確保した。B 地区においても，同様に切土勾配 i＝1:1.0 を i＝1:1.5 の緩勾配とし，第 2 小段において幅 10m を超える排土を行うことで安定化が図られた。C 地区では，切土 6 段からなる当初計画に対し，切土 4 段目の中腹部から頭部排土を実施することで設計安全率が確保されていた。

これらの対策工が講じられたにもかかわらず，供用後も小規模な変状が散発的に発生し，その後の集中豪雨を契機として，再び顕著な地すべり活動が確認された。

以上の 3 事例の整理・分析結果から，高速道路建設時に形成された地すべりは，対策工の実施により安定化した後も形成された地すべり面が長期間潜在し，地質条件や地下水挙動に集中豪雨が重なることで，供用後 20~40 年を経過した後も再活動地すべりが発生する可能性が高いことが明らかとなった。

また，再活動地すべりは，切土掘削により形成されたすべり面が長期的に不安定化し，集中豪雨による地下水位上昇に伴う間隙水圧の増加を誘因（トリガー）として発生するものと考えられた。この過程は，掘削斜面における長期安定問題の力学的過程と整合しており，再活動地すべりは長期的な不安定化と集中豪雨の重なりによって発生した可能性が高いと考えられた。

よって，本章で得られた知見は，再活動地すべりの評価において供用後の継続的な監視および維持管理が重要性を示している。

第 3 章では，A 地区の再活動地すべりについて，本研究で得られた知見を以下にまとめる。A 地区の地すべりは，高速道路建設に伴う切土法面において発生したものであり，建設後約 40 年を経過してから再び滑動が確認された事例である。当該地すべりは 2 つのブロックから構成され，地すべり地内では最大約 2.9m に達する変位が発生していることが確認された。

建設当時の調査・設計図書および点検記録を精査するとともに，新たに実施したボーリング調査，コアサンプル観察，パイプひずみ計による動態観測結果を総合的に検討した。その結果，2 つの地すべりブロックそれぞれについて，すべり面の深度および位置を明確に決定することができた。さらに，すべり面近傍にはモンモリロナイトを含有するすべり面粘土が分布し，鏡肌やすべり条痕を呈する典型的なすべり面が形成されていることを確認した。

すべり面粘土から再構成供試体を作製し，リングせん断試験を実施した結果，残留状態における内部摩擦角は逆算法によって算出した値と概ね一致した。一方，内部摩擦角をリングせん断試験結果に基づいて固定し逆算法を行った場合

に算定される粘着力は，すべり層厚から経験的に設定される粘着力と概ね一致整合する結果となった。

本事例において，室内土質試験結果が実際の地すべり挙動を良好に説明し得た要因として，詳細な調査・計測によりすべり面の位置および形状を高精度に把握できたこと，および土質試験で得られたせん断強度定数がすべり面の平均的な強度特性を適切に代表していたことが考えられる。

以上より，すべり面の位置および形状が的確に把握され，現状安全率や地下水位条件が適切に設定されていれば，逆算法による解析結果は解析手法の違いによる差異はあるものの，A 地区における地すべり挙動を合理的に説明し得ることが確認された。また，リングせん断試験等の土質試験結果を用いた一定の適用可能性が示された。

第 4 章では，B 地区において，高速道路建設に伴う切土のり面において発生した再活動地すべりを対象とし，建設時から供用後長期間を経た再滑動に至る地すべり機構の解明を目的とした。その結果，以下の知見を得た。

対象とした地すべりは，建設時に地すべりが発生し排土工等の対策が講じられた切土のり面において，再び滑動が生じたものであり，建設後約 40 年を経て再発した再活動地すべりであることが明らかとなった。本地すべりは 3 つのブロックから構成され，特に中央ブロックにおいては，地すべり末端部に位置する側道および本線道路路肩付近に著しい変状が確認された。

建設当時の地質調査資料，設計図書および点検記録の整理に加え，それらの既存情報を踏まえて新たに実施したボーリング調査およびコアサンプル観察結果を総合的に検討した。その結果，各ブロックにおけるすべり面の深度および位置を明確に決定することができた。また，すべり面に分布する地すべり粘土には，膨潤性を有するスメクタイト（Ca 型）が含有していることを明らかにした。

2 箇所のすべり面粘土から採取した試料を用いて再構成供試体を作製し，リングせん断試験によりせん断強度パラメータを算出した。得られた強度定数を用いて 3 測線において順解析を実施した結果，2 測線では逆算法により仮定した現状安全率と概ね一致する結果を示した。1 測線については完全な一致には至らなかったものの，現地の変状分布や地形条件を考慮すると，実態としての現状安全率を反映した結果であると評価できた。

本研究において，土質試験結果が実際の地すべり挙動を良好に再現できた要因としては，建設時および供用開始後 40 年を経た両時点における調査・計測結果を相互に検証することで，すべり面の位置および形状を精度よく把握できた

こと，ならびに土質試験から得られたせん断強度が，すべり面全体の平均的な強度特性を適切に代表していたことが挙げられる。

以上の結果から，すべり面の位置および形状が的確に把握され，現状安全率や間隙水圧条件が適切に設定されていれば，順解析による安定解析は実現象を合理的に説明し得ることが示された。また，リングせん断試験により得られた強度パラメータを用い，地下水・間隙水圧条件を検証することで，現状安全率に整合する解析結果を得られる場合があることも確認された。

本研究を通して，再活動地すべりの現場条件に見合ったせん断強度パラメータの設定に基づき，順解析手法の有効性を示すとともに，順解析による現状安全率の有効性を示した。これらの知見は，供用後長期間を経た高速道路法面における再活動地すべりの評価および対策検討において，適用可能であることを示した。

第 5 章では，C 地区において，高速道路建設時の切土掘削に伴い地すべりが発生し，頭部排土による対策工を実施した後に供用開始された斜面である。その後，供用開始約 6 年後に斜面崩壊を契機としたのり面の切り直しが行われ，さらに約 18 年後には再び地すべりが発生している。これらの経緯から，当該地区は長期的に滑動と休止を繰り返す再活動地すべり地であることを明らかにした。特に，令和 3 年に発生した変状では，用地幅杭において最大約 94cm の移動量が確認され，側道部においても約 30cm 程度の隆起が認められた。

建設当時の調査・設計図書および点検記録を整理・再評価するとともに，それらの既存情報を踏まえて実施したボーリング調査，コアサンプル観察および動態観測結果を総合的に検討することで，すべり面の位置および形状を高い精度で特定することができた。その結果，すべり面近傍には膨潤性を有する粘土鉱物が含有し，鏡肌やすべり条痕を呈する典型的なすべり面粘土が分布していることを確認した。

従来手法として，礫未混入供試体を用いたリングせん断試験から得られた残留強度を用いて順解析を行った結果，安全率は $Fs = 0.37$ となり，現状安全率 $Fs_0 = 1.0$ とは大きく乖離した。一方で，現地の礫混入率と同程度となる礫混入供試体を作製し，同様にリングせん断試験を実施した結果を用いて順解析を行ったところ，安全率は $Fs = 0.85$ となり，現状安全率に近づく値が得られることを確認した。

以上より，本研究では，既往資料に基づく地すべり履歴の整理と新たな地質調査および動態観測を組み合わせることで，地すべり形状および地下水条件を合理的に設定できることを示した。また，礫混入率を考慮したリングせん断試

験による残留強度評価を順解析に反映することで，地すべりの現状安全率をより適切に再現できることを明らかにした。

これらの結果は，従来の安定解析において問題となっていた試験結果と現地挙動との安全率の大きな乖離を,定量的に改善できる可能性を示すものであり，実務における再活動地すべりの安定解析精度の向上に資する新たな知見を示すことができた。

6.2 今後の課題と提案

本研究では，高速道路建設に伴う切土のり面において発生する再活動地すべりを対象として，地質調査，動態観測および礫混入率を考慮したリングせん断試験結果を安定解析に反映することで，現状安全率を合理的に評価できる可能性を示した。一方で，以下の点については今後の課題として残されている。

第 1 に，リングせん断試験における砂分・礫分の粒度組成や礫形状の違いが残留強度に及ぼす影響の解明である。本研究では現地条件に近い礫混入率を設定した供試体により有効性を示したが，礫径分布や形状，砂分・礫分の混入割合が残留強度に及ぼす影響については，十分に整理されていない。今後は異なる粒度条件を想定した試験を実施し，強度特性との関係を整理する必要がある。

第 2 に，ピーク強度から残留強度の移行過程を考慮した現状安全率の評価手法の確立である。再活動地すべりは滑動と休止を繰り返す特性を有しており，すべり面強度が必ずしも残留状態に達していない場合も考えられる。したがって，ピーク強度から残留強度への移行過程を考慮した強度設定など現状安全率の評価手法について，さらなる検討が必要である。

第 3 に，地下水挙動および間隙水圧変動の長期的評価である。本研究では現地観測結果を踏まえた地下水条件設定を行ったが，集中豪雨時の短期的な水位上昇や，長期的な水文条件の変化が再活動に与える影響については未解明な点が残る。今後は，降雨履歴と地下水変動の関係を分析し，間隙水圧と地下水の関係についてさらなる検討が必要である。

第 4 に，他地区への適用性および一般化の検証である。本研究で得られた知見は，主として根越地区，熊谷地区，加茂地区の 3 地区の事例に基づくものであ

る。今後は，地質条件や地形条件の異なる再活動地すべり事例に同様の手法を適用し，室内試験結果と地すべり安定解析との関係を検証することで，実務への展開性を高めることが求められる。

以上の課題に取り組むことにより，再活動地すべりの発生機構解明および安定解析手法の高度化が一層進み，高速道路法面における長期的な安全性評価および維持管理計画の信頼性向上につながるものと考えられる。

本研究の関連論文

(1) 著者氏名：金子雅博，神山惇，下野宗彦，秦二朗，鈴木素之
論文題目：再滑動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
学術雑誌名：地盤工学会中国支部　論文報告集　地盤と建設
巻，号，頁：第 36 巻，第 1 号，161-168 頁
発行年月：2018 年 12 月発行
＜本文との関連：1 章，2 章，3 章＞

(2) 著者氏名：金子雅博，神山惇，下野宗彦，秦二朗，鈴木素之
論文題目：再滑動地すべりの安定性評価におけるリングせん断試験と逆算法による強度定数の比較－供用開始後 40 年が経過した切土のり面の地すべり事例－
学術雑誌名：地盤工学ジャーナル
巻，号，頁：第 16 巻，第 1 号，49-61 頁
発行年月：2021 年 3 月発行
＜本文との関連：1 章，2 章，3 章＞

(3) 著者氏名：金子雅博，秦二朗，武田龍征，軸屋雄太，鈴木素之
論文題目：リングせん断試験で得られた強度パラメータに基づく再活動地すべりの順解析による安定性評価
学術雑誌名：地盤工学会中国支部　論文報告集　地盤と建設
巻，号，頁：第 43 巻，第 1 号，33-45 頁
発行年月：2025 年 12 月発行
＜本文との関連：1 章，2 章，4 章＞

謝辞

本研究の遂行にあたり，終始ご指導・ご助言を賜った指導教員の鈴木素之教授に深く感謝申し上げます。鈴木素之教授とは，平成 26 年に発生した地すべりにおいて室内試験の実施にご相談したことを契機としてご縁をいただき，本研究に至るまで長きにわたりご指導をいただいたことに，心より御礼申し上げます。また，山口県で発生した地すべりにおける共同研究においてご指導いただいた宮崎大学の神山助教には，リングせん断試験の実施のみならず，その他基礎的研究についても多くのご助言をいただきました。深く感謝申し上げます。島根県で発生した地すべりに関する研究では，鈴木研究室の当時修士課程 2 年生であった武田さんとの共同研究を通じて，礫混入供試体に関する研究テーマが本研究の方向性と深く関連しており，多大なるご協力をいただきました。武田さんとの共同研究を通じて本研究を進展させるうえで重要な知見を得ることができました。深く感謝申し上げます。

博士課程において，副査として審査・履修に携わっていただいた中田幸男教授，中島伸一郎教授，吉本憲正准教授，森啓年准教授には，適切な指摘をいただき，より研究内容を深めることができました。心より御礼申し上げます。

本研究は，高速道路における再活動地すべり対策に携わる実務の中で得た問題意識に基づき着手したものです。研究を進める過程では，多くの研究者や関係者から貴重なご助言とご支援をいただき，リングせん断試験による残留強度定数と地すべり安定計算との関係について，有益な知見を得ることができました。その過程で，礫混入供試体によるリングせん断試験に関する先行研究や助言に触れる機会を得たことが，本研究を発展させる重要な契機となりました。

本研究および博士課程において，学位取得をご推薦いただくとともに共同研究者として多大なるご支援をいただいた下野宗彦技師長，安定解析に関する共同研究においてご指導いただいた秦二朗上席専門役，論文執筆や研究のために業務面でご配慮いただいた中対克孝部長，ならびに学位取得に際し貴重なご助言ならびに最新の情報をご教示いただいた川波敏博課長には，大変お世話になりました。その他，現地調査や資料整理，試験実施において多大なるご協力をいただいた関係各位に心より御礼申し上げます。特に，高速道路の維持管理業務を通じて本研究を支えていただいた西日本高速道路エンジニアリング中国の皆様には，実務的視点から多くの示唆をいただきました。

最後に，本研究を進めるにあたり，研究環境をご提供いただくとともに，丁寧かつ的確なご助言をいただいた軸屋助教，高原さんをはじめとするリングせん断メンバーの皆様，ならびに鈴木研究室の皆様，日常業務との両立を支えてくれた職場の同僚ならびに家族に対し，ここに深く感謝の意を表します。