

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

金子 雅博¹⁾, 秦 二郎²⁾, 武田 龍征³⁾, 軸屋 雄太⁴⁾, 鈴木 素之⁵⁾

- 1) 西日本高速道路エンジニアリング中国(株), m-kaneko@w-e-chugoku.co.jp
- 2) 西日本高速道路エンジニアリング中国(株), j-hada@w-e-chugoku.co.jp
- 3) 博士前期課程, 山口大学大学院創成科学研究科, a031fdu@yucivil.onmicrosoft.com
- 4) 助教, 山口大学大学院創成科学研究科, yuta-j@yamaguchi-u.ac.jp
- 5) 教授, 山口大学大学院創成科学研究科, msuzuki@yamaguchi-u.ac.jp

2018年7月の集中豪雨により西日本各地で甚大な被害が発生し、供用開始から40年が経過した高速道路沿いの切土斜面で再活動地すべりが発生した。地すべりは本線および側道付近で停止し、この周辺が隆起して車道側に押し出された結果、防護柵に大きな変形が生じた。本報告では、建設時から現在までの災害履歴、調査データおよび対策工事に基づいて、本地すべりの原因および発生メカニズムについて考察する。さらに、リングせん断試験から得られた強度定数を用いて順解析を実施した結果を考察し、順解析による安定計算の結果が逆解析時に設定した現状安全率と概ね一致することを述べた。

キーワード：再活動地すべり，リングせん断試験，せん断強度，順解析，現状安全率
(IGC：D-06, E-04, F-05)

1. はじめに

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、当該地すべり箇所では、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、建設時での切土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。なお、高速道路において、直近10年の比較的規模の大きい「長期滑動・再滑動地すべり箇所」¹⁾として全国で23箇所が挙げられ、再活動地すべりが問題視されるようになってきた。

一方、再活動地すべりは、ごく緩慢な滑動が長時間続くもので、なかには数十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变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、すべり面の強度パラメータを適切に評価することが重要である。特に再活動地すべりの長期安定問題においては、Skempton²⁾が提唱した残留強度が重要な強度パラメータになる。残留強度は、せん断応力がせん断変位の増加に伴って、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。

しかしながら、実務における地すべりの安定解析には、土質試験結果を用いた順解析を示している基準などが多い一方で、現状安全率と整合することが非常に困難であるため、土質試験に頼らず、地すべり土塊の最大深さ h と粘着力 c の関連付けによる逆算法がほとんどである³⁾。

土質試験結果を利用した安定解析結果は実務における地すべりの安定解析の現地状況と合致しないケースが多いこともあり、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多くはない⁴⁾。なお、このような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、真弓⁵⁾は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。

そこで、著者らは再活動地すべりに対し、建設時の状況から地質状況および点検によるのり面の経緯を含めて約40年が経過した結果を整理したうえで、リングせん断試験による強度パラメータに基づく順解析とすべり面の位置・形状等から逆算した解析結果の双方の検証を試みたところ、両者が概ね合致する結果を得た。

本報文では、再活動地すべり事例として建設前～建設時～平成30年までの期間において複数回繰り返す地すべり事象から素因となる地質内容や誘因となる降雨の関係などの諸条件をまとめ、リングせん断試験による強度パラメータに基づき順解析を実施し現状安全率に概ね合致する事例をまとめることとした。

2. 繰り返されるのり面変状の経緯

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、既存資料によると図-1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、建設中に発生した地すべり状況から写真-1に示す平成30年7月豪雨の変状までの経緯を取りまとめた。

(1) 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-1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 $W=10\text{m}\sim 20\text{m}$ 、長さ $L=20\text{m}\sim 30\text{m}$ 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。

(2) 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に示すように、1976年の道路計画画面まで6m付近を掘削したときに、図-1に示すような $W=180\text{m}$ 、最大長さ $L=100\text{m}$ の規模で滑落崖が15～20cm変動した。また、図-2に示すように施工中の第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非常にゆっくり変動する状況であった。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、変状は非常にゆっくり動いていたが、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-3に示す排土計画を施した。

(3) 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-3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。

(4) 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は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-1に建設前（1976.1）～建設後（2018.7）までの経緯を取りまとめた。

3. 地形・地質概要および地すべり機構

3.1 地形・地質概要

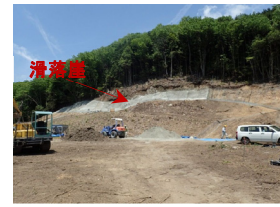
調査地の周辺の地質概要は、表-2に示すような地質構成からなる。また、図-5の凡例に示すように地すべ



〈地すべり全景〉



〈本線道路（右）および側道〉



〈地すべりの滑落崖〉

写真-1 現地発生状況の写真

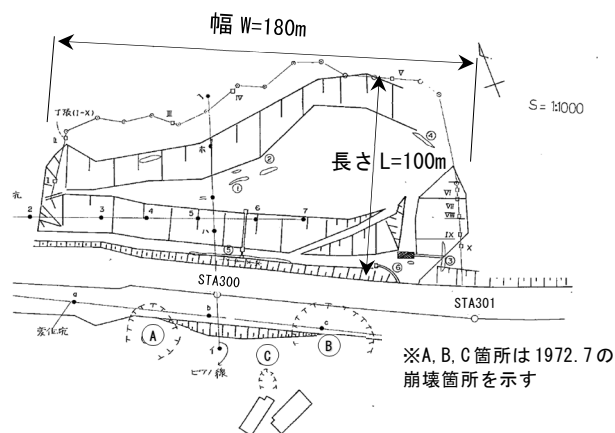


図-1 建設中（1976年7月～1979年6月）の地すべり平面図

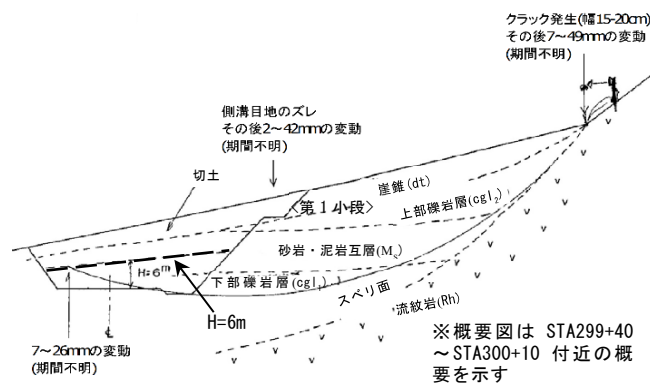


図-2 建設中（1976年5月）の地すべり概要図

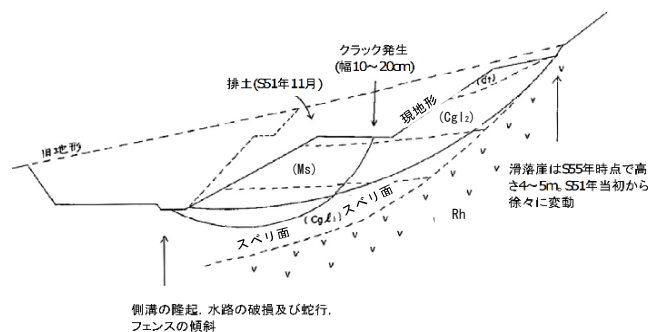


図-3 供用開始後（1979年8月）の地すべり概要図

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）の含有が考えられた。昭和50年に実施した報告書において図-4のボーリング調査箇所を示す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も多く、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-4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。

3.2 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-4に示す昭和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、令和2年に実施したBor.6と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-5～図-7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、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が多い。また、すべり面は岩が破碎され軟質となり、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-5～図-7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アバット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挟在する礫岩及び砂岩泥岩互層から構成されており、緩やかに本線測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

表-1 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

表-2 調査地の地質構成

時代			地質名
新生代	第四紀	完新世	沖積層
		～	崖錐堆積物
		更新世	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

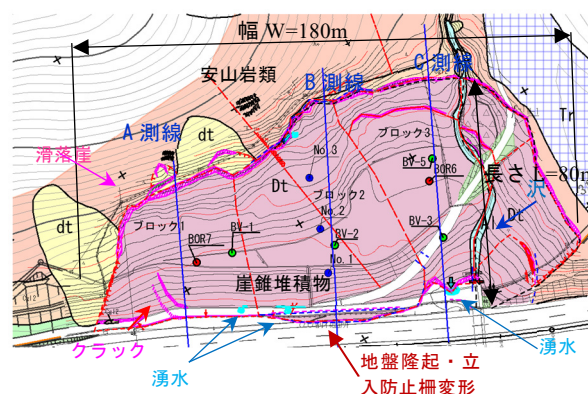


図-4 地質平面図（ボーリング位置の確認）

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において破碎された凝灰岩（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。

3.3 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-6および写真-2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-6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-8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-9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

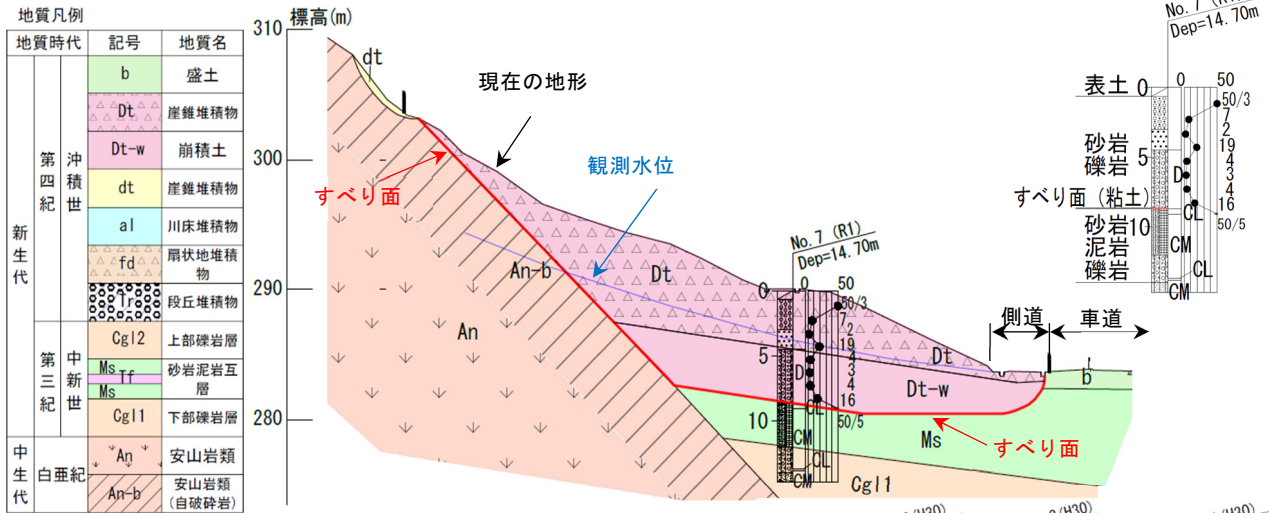


図-5 地質横断図(A 測線)

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。

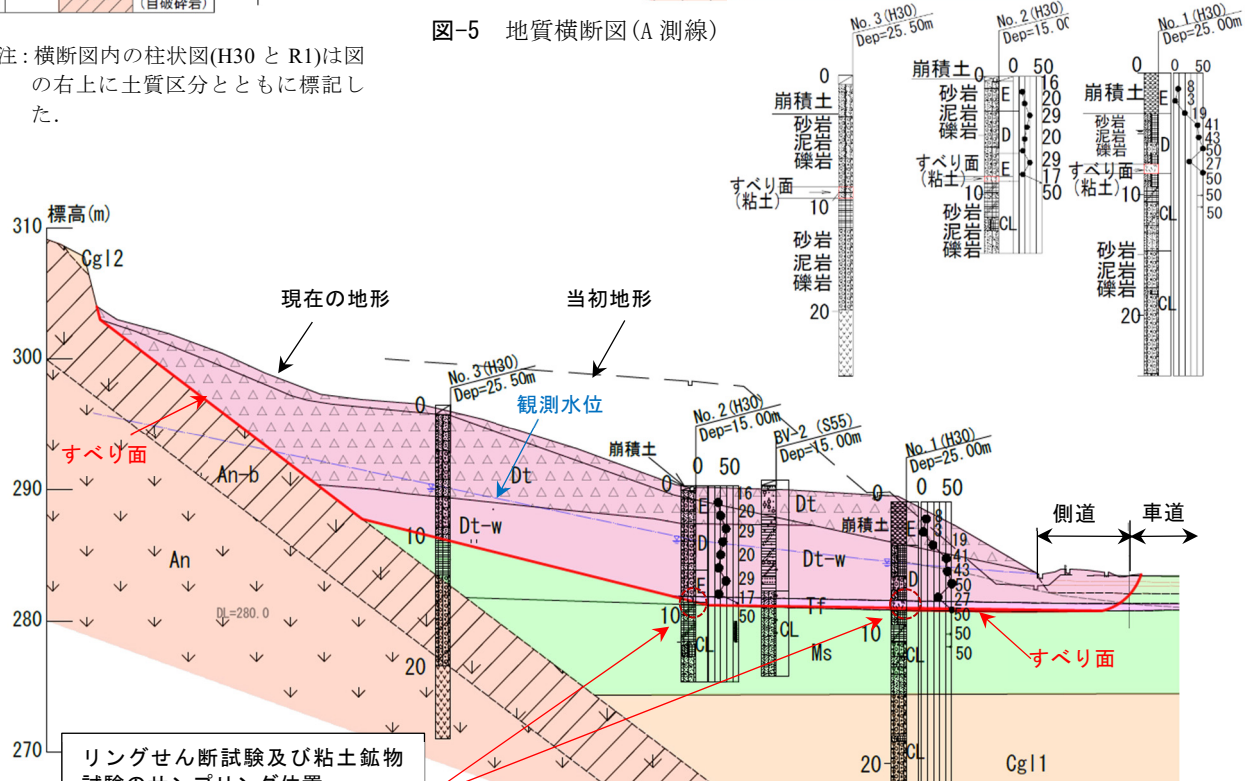


図-6 地質横断図(B 測線)

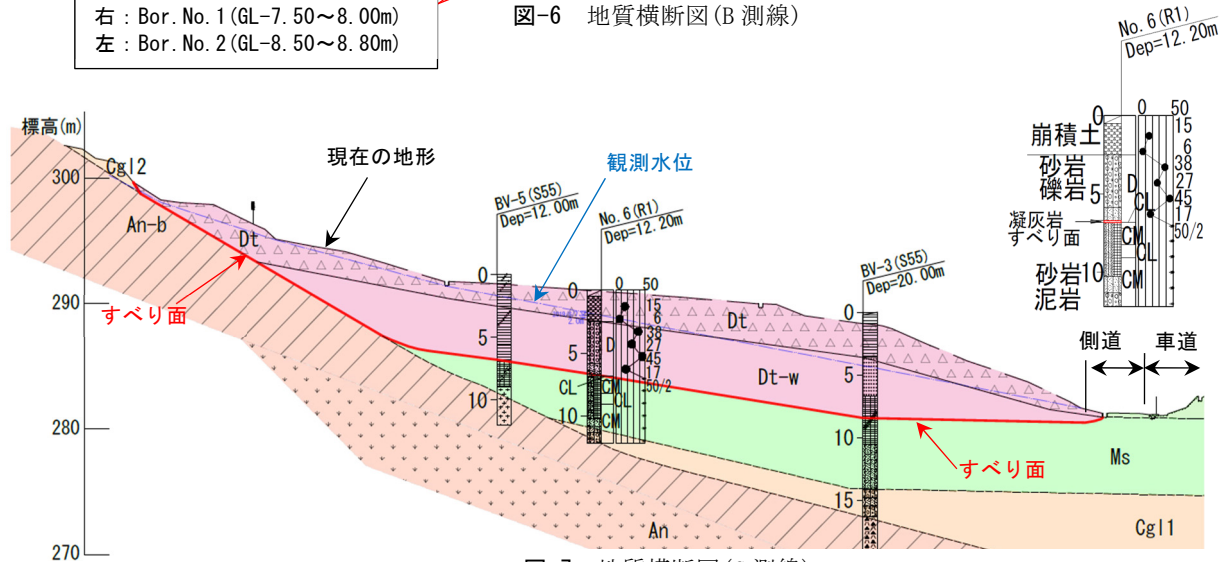


図-7 地質横断図(C 測線)

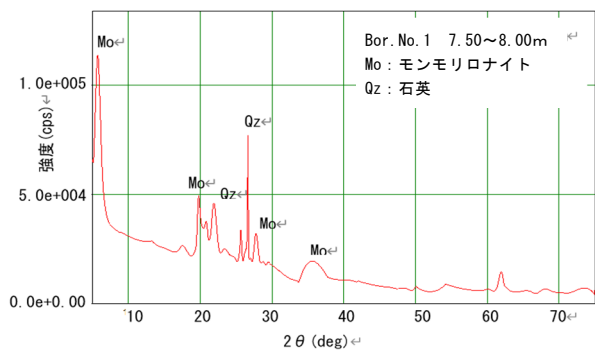


図-8 Bor. No. 1 GL-7.50~8.00m の X 線回析分析結果

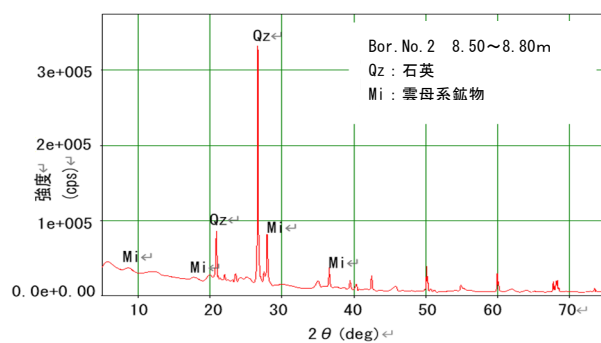


図-9 Bor. No. 2 GL-8.50~8.80m の X 線回析分析結果

に狹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-3 に示すように Bor.No.1 は CEC が 61.0meq/100g を示し、膨潤性が大きいので、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。さらに表-3 に示すように Bor.No.1 と Bor.No.2 の双方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 型である。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が地盤変状をもたらすとされる。

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が、No.2 孔試料は明確になっていないため、この 2 つの試料についてリングせん断試験による強度パラメータの違いを注視することとした。

3.4 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-4 に示すようにボーリング箇所の BV-1,2,3,5 の 4 箇所で行われており、表-4 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。

3.5 地すべりの素因・誘因および地すべり機構

調査地の地形判読の結果および地すべり発生経緯などから、安定解析に係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

表-3 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

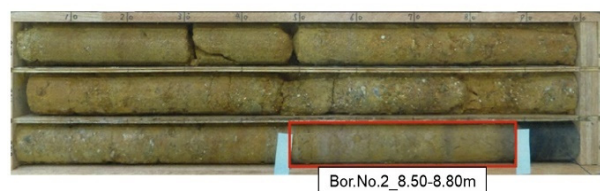
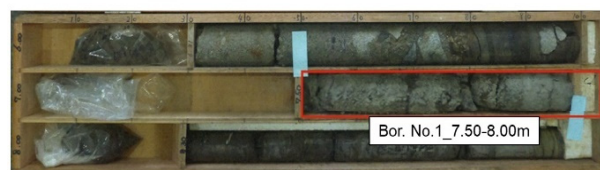


写真-2 リングせん断試験及び粘土鉱物試験実施箇所のコア写真

表-4 地下水検層による地下水位測定結果 (S55 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

傾斜する堆積岩の地質構造と狹在する軟質な凝灰岩の層であることや、本線道路側に傾斜する堆積岩のアバット構造であると判断した。また、地すべりの誘因は短期間にまとまった豪雨の影響を受けたことが大きいと判断した。さらに、現地は後背山麓からの沢水の浸透の影響も加わり地下水の上昇を引き起こしていると考えられ、地下水が上昇することですべり面に作用する間隙水圧の上昇もあると判断した。

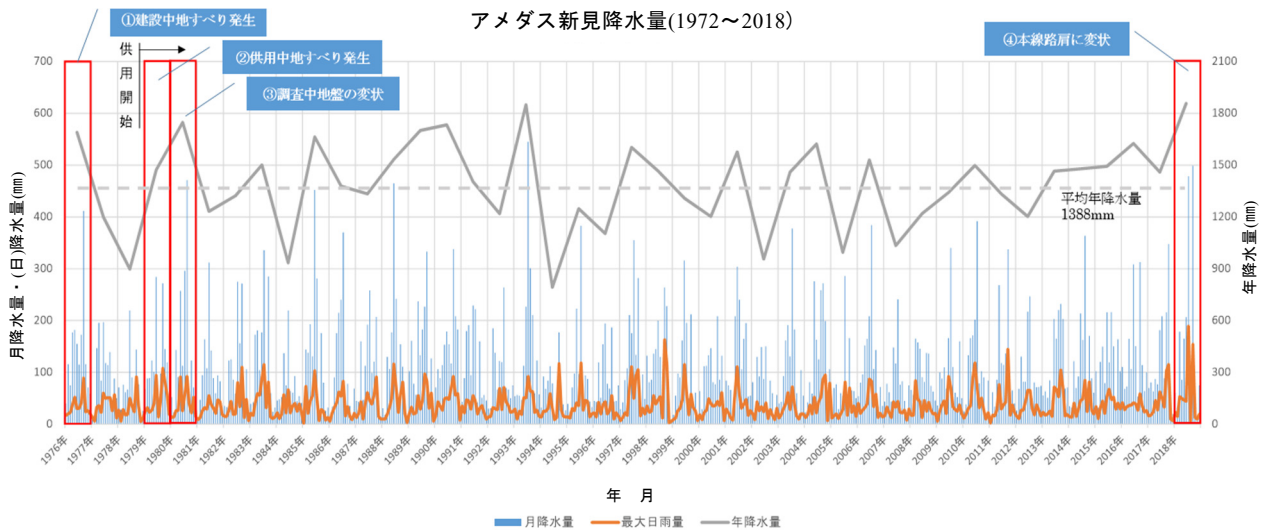


図-10 アメダス降雨量グラフ(新見観測所 1976 年～2018 年)

4. 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-10 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-5 に示すように昭和 55 年の地すべり報告書のある「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)に発生した地すべりでは、表-5 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) 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。
- (4) 供用開始後の約 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。
- (5) 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ことによる影響と判断した。

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-5 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)
1	1972 年 7 月	241.7	449mm (4 日間)
2	1976 年 5 月	50.5	
3	1980 年 6 月	61.5	208mm (6 日間)

5. リングせん断試験結果

本地すべり地は、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とから、設計要領第一集⁹⁾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-4 で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明らかに認められており、H 30 年の地質調査において近傍に実施したボーリング結果でも粘土鉱物の含有が認められ、この付近に地すべり面の存在が認められた。そのため、既存調査と大きな違いはないことも検証して、図-6 に示すように 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試験などを実施することとした。

5.1 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装置は Bishop et al.⁷⁾が開発した型とほぼ同じ構造であり、写真-3 に全体写真、図-11 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、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⁸⁾。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。

5.2 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-6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-12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 100~150 kPa とした。また、ボーリングコアから採取した土試料には礫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 0.425 mm 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^{9), 10), 11)}。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、供試体変位角 $\theta=450$ deg（せん断変位 341 mm）まで定圧（排水）せん断した。表-6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

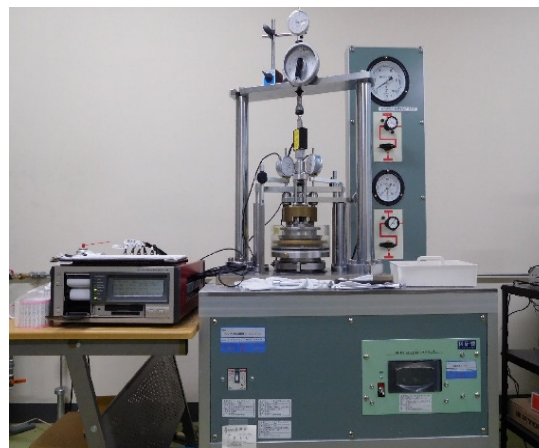


写真-3 圧密・定圧リングせん断試験装置（全体写真）

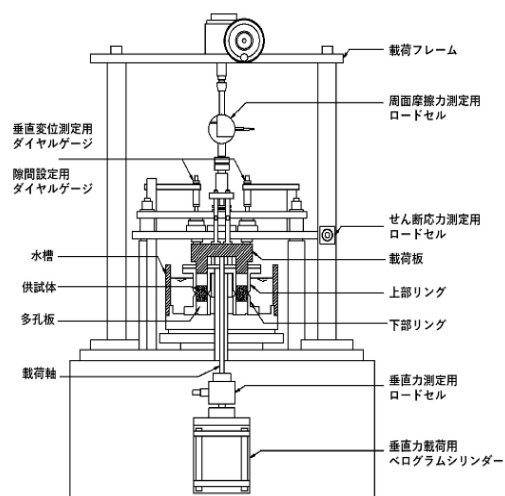


図-11 圧密・定圧・定速リングせん断試験装置（模式図）

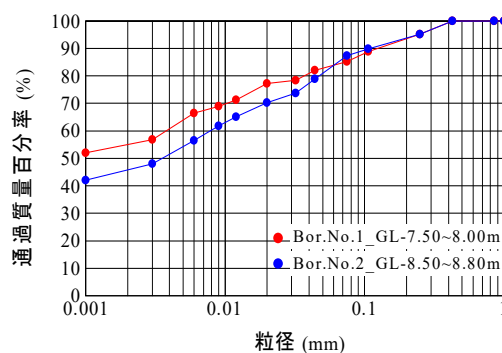


図-12 土試料の粒径加積曲線

表-6 リングせん断試験に用いた土試料の物理特性および試験条件

試料名	自然含水比 w_n (%)	土粒子密度 (Mg/m^3)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p	細粒分含有率 F_c (%)	圧密応力 σ_c (kPa)
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

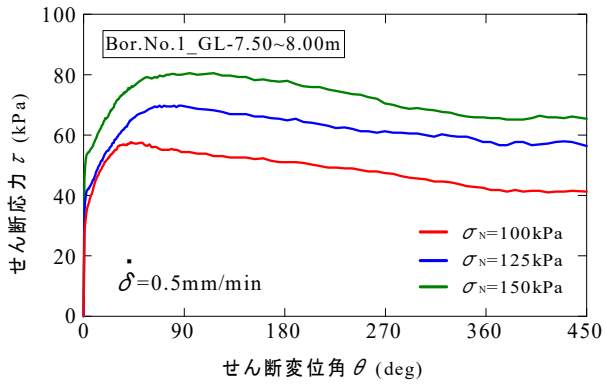


図-13 Bor. No. 1 のせん断挙動

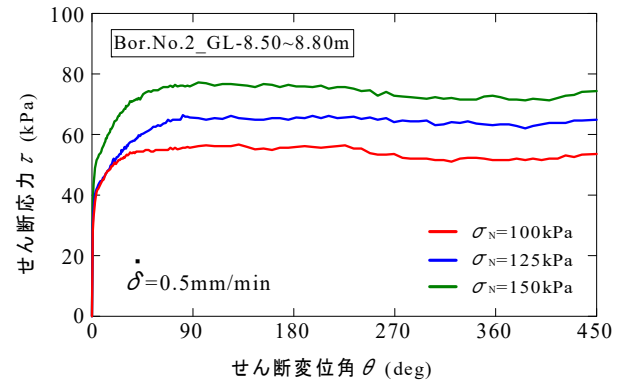


図-14 Bor. No. 2 のせん断挙動

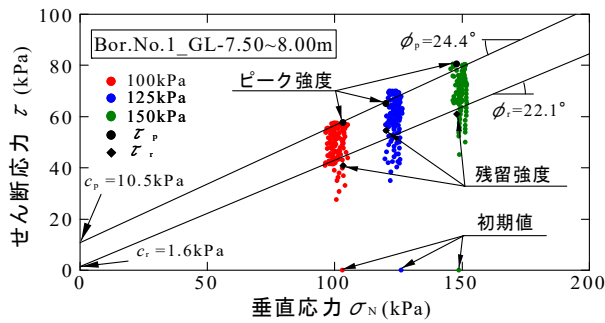


図-15 Bor. No. 1 のピークおよび残留状態強度

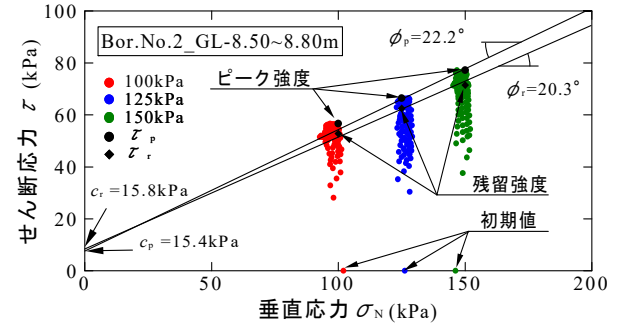


図-16 Bor. No. 2 ピークおよび残留状態強度線

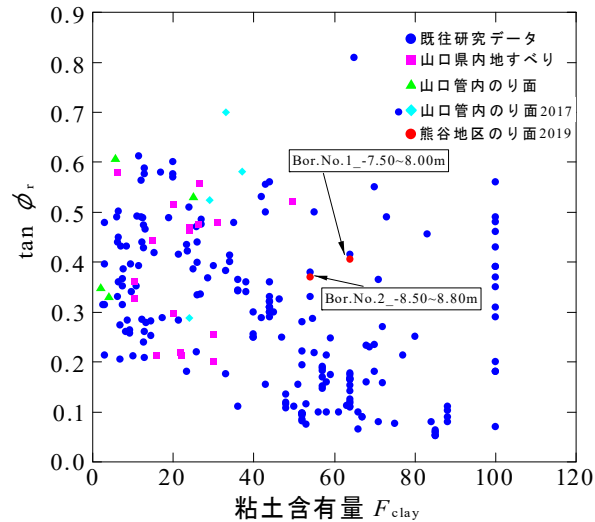
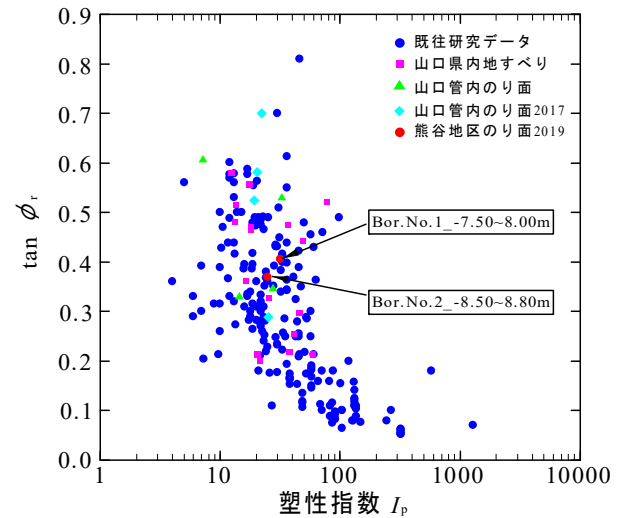
図-17 $\tan \phi_r$ と粘土含有量 F_{clay} の相関図-18 $\tan \phi_r$ と塑性指数 I_p の相関

表-7 リングせん断試験結果表と単位体積重量

	粘着力 c (kPa)		せん断抵抗角 ϕ (°)		単位体積重量 γ_t (kN/m ³)
	c_p	c_r	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

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^{2), 12), 13)}により残留強度 τ_r は過去の応力履歴や攪乱の影響を受けないことが明らかとなっている。また、鈴木ら⁸⁾の研究から、 τ_r を決定するにはせん断変位 240 mm 以上あれば十分であることが示されている。

5.3 リングせん断試験結果

図-13 および図-14 にそれぞれのせん断挙動を示す。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-13 および図-14 より、いずれの試料も τ は $\theta=90^\circ$ 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、 $\theta=100 \text{ deg}$ 以降、残留状態でせん断応力が若干変動しているが、これは供試体とリングの間に発生する周面摩擦力が変化した結果、せん断面に作用する垂直応力が増減しているためである。リング周面摩擦力の発生は直接せん断試験では不可避であり、粗粒分があるほど影響が大きくなり、本実験結果も多少なり影響を受けていると考えられる。 τ_r の決定には最大せん断応力後の τ - 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⁸⁾。

図-15 および図-16 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 は各試料それぞれの供試体 3 本から得られた τ_p - σ_N 関係から決定した。また、図-17 および図-18 に鈴木ら^{14), 15), 16)}により物理特性と残留強度特性を把握するため、 $\tan \phi$ 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 $\tan \phi$ 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 $\tan \phi$ が減少する関連性を示してのものであり、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-7 にリングせん断試験結果をまとめた。

6. 安定解析結果

6.1 安定解析

(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高精度に導くことが重要である。

設計要領等の基準書において、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」とあるが、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/m²) の経験式から求める方法などが記されており、土質試験から得られた土質定数 c と ϕ を採用し順解析で安定計算を行うことは経験的に少ない。そのため、一般的には安定解析を行う場合、 $c=h$ の手法を採用し粘着力 c を固定し逆解析により ϕ を求めることが多い。

したがって、本報文では先に行ったリングせん断試験から取得した強度パラメータを土質定数として安定解析を行った。

(2) 土質定数および間隙水圧について

設計に使用する土質強度は表-7 に示す強度パラメータから残留強度 (c_r , ϕ_r) を採用した。2 つある土質定数はそれぞれわかりやすいように Bor.No.1_GL-7.50 ~ 8.00m ($c_r=1.6 \text{ kN/m}^2$, $\phi_r=22.1^\circ$) を土質定数 A とし、Bor.No.2_GL-8.50 ~ 8.80m ($c_r=15.8 \text{ kN/m}^2$, $\phi_r=20.3^\circ$) を土質定数 B として取りまとめた。土の湿潤単位体積重量 γ_t は表-7 に示すように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 $\gamma_t=18 \text{ kN/m}^3$ とした。

また、間隙水圧については、過去 3 回 (S47, S54, H30) の集中豪雨時に地すべり発生していることが明らかになっており、地すべり発生時は少なくとも地表面近くまで地下水位が達していると考えた。また、3.4 で記載したとおり、S55 年の地質調査報告書では地下水検層結果の記載があり、この結果を参考にすることとした。

(3) 現状安全率と安定解析手法について

一般的に行う安定解析は表-8 に示すように設計要領⁶⁾による「地すべり区分に応じた安全率」を参考に「風化岩すべり」の現地状況から運動停止中の $F_{s0}=1.05$ を採用した。また、安定計算は設計要領⁶⁾に従い、スライス分割法による簡便法である修正フェレニウス法を用いた。当然であるが、順解析を行うために特別な手法は用いていない。

表-8 地すべり区分に応じた安全率⁶⁾

分類	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				
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

6.2 各断面の安定解析

(1) A 測線

A 測線は図-4 の地質平面図に示すように地すべりブロックの左端部に位置しており、現地状況では地表面に亀裂等が認められていたが大きな変状は認められていない。A 測線の地すべり形状は図-5 に示した地質断面をモデル化しており、図-19 に示すように解析モデル形状で安定解析を実施した。地すべり形状の規模は他に比べ小さく、滑落部直下のすべり面傾斜は急勾配となっている。また、図-4 の地質断面図で示すように、滑落頭部を含む地すべ

り移動土塊は、安山岩に面している位置と地すべりブロック末端部を含むほぼ水平上の砂岩泥岩互層が面している形状になっている。地すべりの移動土塊と基盤となる土質は明確であり、隣接する B 測線は末端部を含む水平部に地すべり粘土及び粘土鉱物を含む風化凝灰岩が薄く存在している。よって、A 測線は地すべり形状の勾配や地質構成の違いに着目し、安山岩上と砂礫泥岩互層上の異なるすべり面が顕著であるため、一般的なすべり面全体の平均的な土質定数を設定することは困難と考え、図-19 に示す土質定数 A と土質定数 B の 2 つに区分して安定計算を行った。また、2 か所で行った粘土鉱物試験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粘着力の関連に着目し、現状に適した土質定数としてそれぞれを採用することとした。

主な設計条件を以下に整理した。

- 1) 地すべり形状は図-5 の地質調査結果に従う。
- 2) 土質定数は、リングせん断試験結果により土質定数 A と土質定数 B の 2 つを採用する。
- 3) 間隙水圧は、地下水位相当とする。地下水位は過去の雨量と地下水位を考慮して、最も災害時の状況を考えほぼ満水状態を採用した。
- 4) 安定計算式は修正フェレニウス法とし、図-19 に示す位置で、異なる 2 つの土質定数を用いた計算を実施した。

安定解析結果は、図-19 にある c - $\tan\phi$ 図のように示され、2 つの強度パラメータは安全率 $F_s=1.05$ ラインに上下の離れた位置に存在するが、すべり面長さはそれぞれ $L_1=31.9\text{m}$ と $L_2=29.3\text{m}$ となり、ほぼ同じ長さで計算されている。2 つの強度パラメータを採用した安定解析結果は $F_s=1.055$ となり表-9 にまとめた。

なお、現状安全率 $F_{s0}=1.05$ とした逆算による $c = h$ の考え方では、 $c=10.7\text{kN/m}^2$ から $\phi=18.7^\circ$ になる。逆解析による強度パラメータと今回採用した 2 つの強度パラメータを比較することは難しいが、 ϕ の値は小さい結果となった。著者らの経験上、土質試験結果と逆解析結果は合致しないことが多かったが、本研究においてはそれらの数値は概ね合致した。

(2) B 測線

B 測線は図-4 に示すように地すべりブロックのほぼ中心に位置し、平成 30 年 7 月豪雨時の地すべり発生時に側道及び地形変状が認められた測線である。図-6 に示す地質断面をモデル化し、図-20 に示す解析モデル形状で安定解析を行った。特に B 測線の地質調査結果では、すべり面の風化凝灰岩(Tf)の存在が認められ、粘土鉱物の存在も試験結果から膨潤性が大きく地すべりとして注意を要する箇所である。地すべり形状は A 測線に比べ大きく、すべり面は A 測線に比べ緩やかであるが、すべり面長 $L=61.2\text{m}$ に対し、B 測線は $L=90.8\text{m}$ と 1.5 倍程度長い形状となっている。よって、土質定数は粘土鉱物が大きく認められる土質定数 A を採用した。

主な設計条件は以下に整理した。

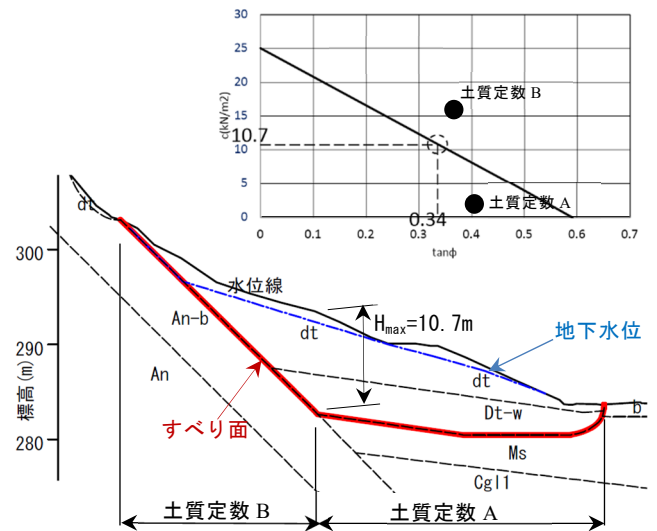


図-19 A 測線解析断面図

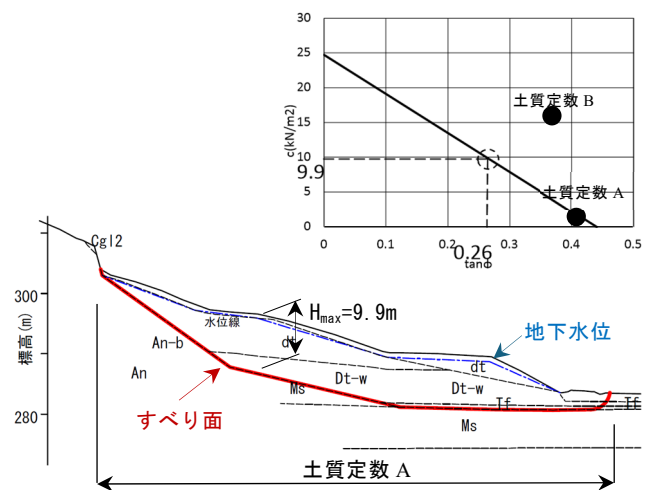


図-20 B 測線解析断面図

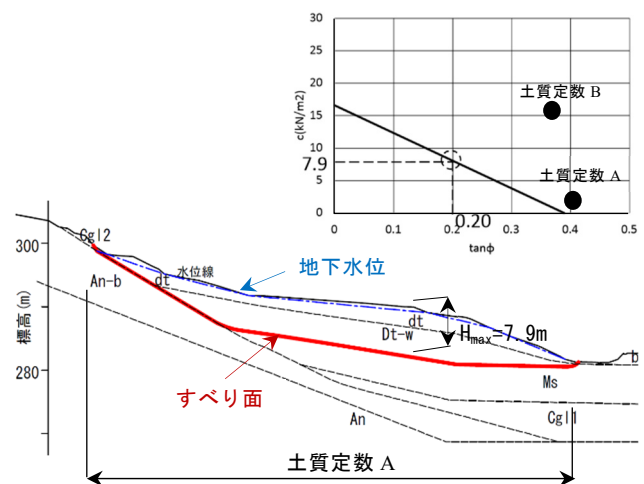


図-21 C 測線解析断面図

- 1) 地すべり形状は図-6 の地質調査結果に従う。
- 2) 土質定数は、リングせん断試験結果による土質定数 A を使用した。
- 3) 間隙水圧は、地下水位相当とし近傍の地下水検層結果から GL-1m に設定した。

表-9 順解析結果

	単位体積重量 γ_t	粘着力 c_t	せん断抵抗角 ϕ	現状安全率 F_{s0}	解析安全率 F_s
	kN/m ³	kN/m ²	°	風化岩	
A 測線解析結果	18	24.4	22.1	1.05	1.055
		22.2	20.3		
B 測線解析結果	18	22.2	20.3		1.047
C 測線解析結果	18	22.2	20.3		1.197

- 4) 安定計算は A 測線同様の修正フェレニウス法とし、
図-20 に示す位置で土質定数 A を採用し計算を実施した。

安定解析結果は、図-20 にある c - $\tan\phi$ 図のように示され、土質試験 A は安全率 $F_s=1.05$ ライン上にほぼ合致する。また、表-9 に示すようにリングせん断試験の残留強度を採用した安定解析結果は安全率 $F_s=1.047$ となり、現状安全率と概ね一致する結果を得た。また、地すべり安定解析として、すべり面の最大垂直層厚の関係から粘着力 c を決定し、 $F_s=1.05$ として逆算から求める方法では、最大土被り厚 $H=9.9\text{m}$ から粘着力 $c=9.9\text{kN/m}^2$ とし、せん断抵抗角 $\phi=14.6^\circ$ となり、リングせん断試験結果と比較して c が大きく、 ϕ が小さい結果となった。

(3) C 測線

C 測線は図-4 に示すように地すべりブロックの右端に位置し、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は地表面に湧水の存在は認められているが大きな変状は認められていない。図-7 に示す地すべり断面をモデル化し、図-21 に示す解析モデル形状で安定解析を行った。地質調査の結果では、B 測線に存在する風化凝灰岩 (Tf) の存在はなく、粘土鉱物の存在も認められていない。地すべり形状は B 測線より緩やかな勾配であり、すべり面長 $L=84.9\text{m}$ は B 測線の $L=90.8\text{m}$ より若干短くなっている。よって、土質定数は粘土鉱物が大きく認められる土質定数 A を採用した。

主な設計条件は以下に整理した。

- 1) 地すべり形状は図-7 の地質調査結果に従った。
- 2) 土質定数は、リングせん断試験結果による Bor.No1 の土質定数 A を採用した。
- 3) 間隙水圧は、地下水位相当とし地下水位は過去の雨量と地下水位を考慮して、最も災害時の状況を考え地表面相当の位置とした。
- 4) 安定計算式は A 測線同様の修正フェレニウス法により計算を実施した。

安定解析の結果、図-21 にある c - $\tan\phi$ 図のように示され、土質定数 A は安全率 $F_s=1.05$ ラインより上に存在する。解析で得られた結果は $F_s=1.197$ であり、現状安全率 $F_{s0}=1.05$ を超える数値であった。この C 測線は現状安全率を合致する結果にならず、間隙水圧が地下水相当と考えるとこれ以上の間隙水圧は考えにくい。そのため、現状安全率は $F_s=1.05$ ではなく、これ以上の安全率がある

と考えられることから平成 30 年 7 月豪雨でも変状が認められないと推察できる。なお、逆算による $c=h$ の考え方では、 $c=7.9\text{kN/m}^2$ から $\phi=11.3^\circ$ になる。

6.3 考察

著者らの経験上、土質試験結果を採用し順解析による安定解析において現状安全率は合致しないことが多く、土質試験結果はあくまで参考値にすることが多かった。しかし、リングせん断試験結果による強度パラメータを土質定数に採用し、概ね合致するケースが認められた。本研究においてはリングせん断試験結果による強度パラメータに基づき順解析で行う試みをした結果、A 測線においては 2 つの強度パラメータを使用することや間隙水圧として地下水位をほぼ地表面まで見込むことで現状安全率 $F_{s0}=1.05$ にほぼ合致する結果を得た。B 測線においては粘土鉱物が著しい値を示す箇所強度パラメータを使用することや間隙水圧として地下水位をほぼ地表面 (GL-1m) まで見込むことで現状安全率 $F_{s0}=1.05$ にほぼ合致する結果を得た。合致した理由として、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、現状安全率の設定などにより適正なモデルの構築になったことが挙げられる。さらに C 測線は B 測線同様の考えで土質定数を設定し、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、 $F_s=1.197$ となったが、地すべり変状の認められないブロックであることから、現状は安定した計算結果に近いと判断をした。

1. で述べたように、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ため、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。

7. まとめ

本研究において明らかになった知見を以下にまとめた。

- (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

り面では、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、再活動地すべりとみなした。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、3 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。その結果 3 測線において順解析を実施し、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の評価をした。
- (4) 本検討による土質試験結果は実際の地すべり挙動に近い評価をした。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確かで、現状安全率や間隙水圧の設定が正しければ、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ケースを示した。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を検証することでも現状安全率におおむね合致するケースがある。

以上、本報文では地すべり現場状況に見合った強度パラメータに基づき、順解析による手法の有効性と逆算法における現状安全率の妥当性を示すことができた。

謝辞

本研究は道路に隣接する対策として行ったものであり、その資料整理や現地調査にあたっては西日本高速道路エンジニアリング中国株式会社の担当社員の皆様にご多大の世話になった。ここに記して感謝の意を表す次第である。

参考文献

- 1) 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。
- 2) Skempton, A. W.: Long-term stability of clay slopes, *Géotechnique*, Vol.14, No.77, pp.77-102, 1964.
- 3) 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。
- 4) 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。
- 5) 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。
- 6) 西日本高速道路：設計要領第一集 建設編，7-92p., 2016。
- 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, *Géotechnique*, Vol.21, No.2, pp.273-328, 1971。
- 8) 鈴木素之，梅崎健夫，川上浩：リングせん断試験における粘土の残留強度とせん断変位の関係，土木学会論文集，No.575/III-40，pp.141-158，1997。
- 9) 矢田部龍一，八木則男，榎明潔：破碎帯地すべり地の粘性土のリングせん断特性，土木学会論文集，No.436，III-16，pp.93-101，1991。
- 10) 矢田部龍一，八木則男，向谷光彦，榎明潔：土の残留強度に与える試験法ならびにすべり面の拘束条件の影響，土木学会論文集，No.554，III-37，pp.139-146，1996。
- 11) 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。
- 12) 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。
- 13) 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。
- 14) 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。
- 15) 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。
- 16) 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。

(2025 年 6 月 17 日 受付)

Stability Assessment of Reactivated Landslides Using Forward Analysis Based on Strength Parameters Obtained from Ring Shear Tests

Masahiro KANEKO¹, Jiro HADA¹, Ryusei TAKEDA², Yuta JIKUYA², Motoyuki SUZUKI²

1 Research and Design Division, West Nippon Expressway Engineering Chugoku Co., Ltd

2 Graduate School of Sciences and Technology for Innovation, Yamaguchi University

Abstract

During the torrential rains of July 2018, which caused extensive damage across western Japan, a reactivated landslide occurred on a cut slope along an expressway that had been in service for 40 years. The landslide terminated near the main and side roads, uplifting the area and pushing it against the roadway, resulting in significant deformation of the protective fence. This report discusses the causes and mechanisms of the landslide based on disaster history, survey data, and countermeasures implemented at the time of construction. Furthermore, a forward analysis was performed using strength parameters obtained from ring shear tests. The results of the forward analysis were generally consistent with the current safety factor assumed in the back-analysis.

Key words: reactivated landslide, ring shear test, shear strength, forward analysis, current safety factor