

# 大規模な斜面崩壊の相対的安定性の区分手法

長谷川 淳\*      内藤 直人\*\*  
湯浅 友輝\*\*      川越 健\*

## A Method to Classify Relative Stability about Deep-Seated Landslide

Atsushi HASEGAWA      Naoto NAITO  
Tomoki YUASA      Takeshi KAWAGOE

The collapse mechanism of deep-seated landslide is poorly understood, although several mechanisms have been suggested. The purpose of this study is to elucidate the mechanism of deep-seated landslide and to propose a method to classify the stability of slopes, where deep-seated landslide may occur. Here we presented the classification of the risk of deep-seated landslides by numerical analysis based on the result of investigations of the slope adjacent to railway.

キーワード：大規模崩壊，崩壊メカニズム，有限差分法，安定性評価

### 1. はじめに

平成23年の紀伊半島での事例<sup>1)</sup>のように、大規模な斜面崩壊（以下、大規模崩壊と称する）は、崩壊箇所近傍に甚大な被害をおよぼすだけでなく、天然ダムの形成や、多量の崩壊土砂などが河川を流下することにより災害を引き起こすこともある。このため、河川横断を伴うことが多い鉄道などの線形構造物は崩壊から離れた場所にあっても被災あるいは影響を受ける可能性がある。

このような大規模崩壊の特徴としては、斜面の表層ではなく地山内部の岩盤で崩壊していること、崩壊発生前に斜面が変動している形跡が認められることなどが挙げられる<sup>例えは2など</sup>。一方で、崩壊発生前の斜面内部におけるすべり面の状況はわかっていない。このことについて千木良（2015）は、崩壊後の斜面の現地踏査結果から、斜面内部に形成されつつある萌芽的なすべり層に沿って抵抗体が存在し、地下水位の上昇によりこの抵抗体が破壊されることで崩壊に至ると考えられることを示している<sup>2)</sup>。しかし、このような岩盤におけるすべり面の状況やすべり面の強度を崩壊発生前に面的に把握することは困難である。また、大規模崩壊発生前の斜面において詳細な調査や計測を実施して崩壊メカニズムを明らかにし、そのメカニズムをもとに斜面の安定性を評価した事例はない。

今回、鉄道沿線において大規模崩壊の発生が懸念された斜面について詳細な調査が実施され、斜面の動態観測結果や地山の強度分布が得られたことから、それらの結

果を基に斜面の内部構造のモデルを作成し、数値解析により崩壊メカニズムの解明を試みた。そして、対象とした斜面と類似の地形・地質条件にある斜面について、大規模崩壊の危険性がある斜面の抽出手法および安定性の評価手法について検討した。本報告ではこれらの結果について記述する。

### 2. 対象斜面

対象とした斜面の平面図を図1に、断面図を図2に示す。当該斜面の形状は凸形尾根型を呈し、線路は斜面の末端部を切土して敷設されている。付近の地質は、中生代の粘板岩、チャート、砂岩が分布する。対象斜面では、再現確率2年程度の降水量（崩壊発生日直前の時間雨量：0mm/h、崩壊発生日の日降水量：56mm）により切土のり面上方の斜面が幅約32m、斜面長約25m、深さ約1mの範囲で崩壊した<sup>3) 4)</sup>。その後の調査で崩壊箇所の背後の斜面に複数のクラックや段差が確認され、詳細な調査・計測が実施された結果、当該斜面は幅約60m、長さ約50m、深さ約10mにわたり斜面下方へ徐々に変位していることが明らかとなった。当該斜面の状況は、以下のとおりである<sup>3)</sup>。

- ・対象斜面の地質はおもに粘板岩からなり、この粘板岩は風化の程度により表層から、強風化部（風化が著しく細片化が進行）、風化部（割れ目に沿って風化が進行）、新鮮部（新鮮で堅硬）に区分できる
- ・想定されるすべり面は測線①で地表からの深さ9～14m、測線②で深さ4～6mの位置にあり、粘板岩の強風化部または風化部に位置する

\* 防災技術研究部 地質研究室

\*\* 防災技術研究部 地盤防災研究室

特集：防災技術

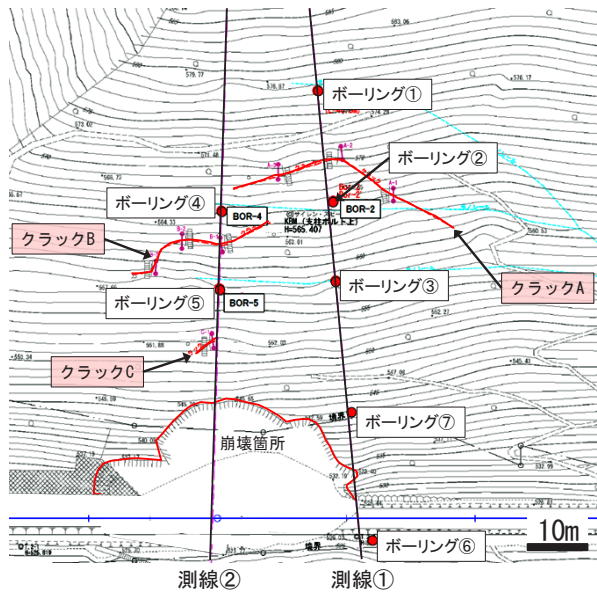


図1 対象斜面の概略平面図  
(文献3をもとに作成)

- ・ 孔内傾斜計における累積変位量は、ボーリング②と⑤（斜面の上部～中部）で大きく、斜面下部のボーリング⑦ではやや小さい
  - ・ 孔内傾斜計による地中変位計測では降雨によらず継続的な変位が観測され、まとまった降雨や融雪により変位速度が上昇する傾向がある
  - ・ ボーリング孔で観測される地下水水位は、降雨時や融雪時であってもすべり面より深い深度にある  
現地調査および各種計測結果から、対象斜面は以下のような過程で不安定化したと推定された<sup>3)</sup>。
- ①経年劣化によって、切土のり面の急勾配箇所において粘板岩の風化が進行し、のり面が不安定化、岩盤の一部が抜け落ち（崩壊発生前）
  - ②岩盤の一部の抜け落ちにともない、切土のり面の急勾配箇所の不安定化が進行
  - ③降雨や融雪水によるわずかな自重の増加や割れ目の強度低下がきっかけとなって、上述の②の急勾配箇所およびその上方の斜面が崩壊
  - ④上述の③の崩壊にともない、その上方の斜面において粘板岩の強風化層の安定性が低下して斜面が滑動、地表面に亀裂が発生

### 3. 対象斜面のモデル化と再現解析

#### 3.1 解析モデルの概要

対象斜面のように斜面が大規模に変動する場合の数値解析を行うためには、弾性変形レベルから斜面の不安定化後の大変形レベルまで幅広い変形レベルの現象を扱える解析手法を用いる必要がある。本研究では、大変形、すべり、再接触等の挙動を扱うことができる陽解

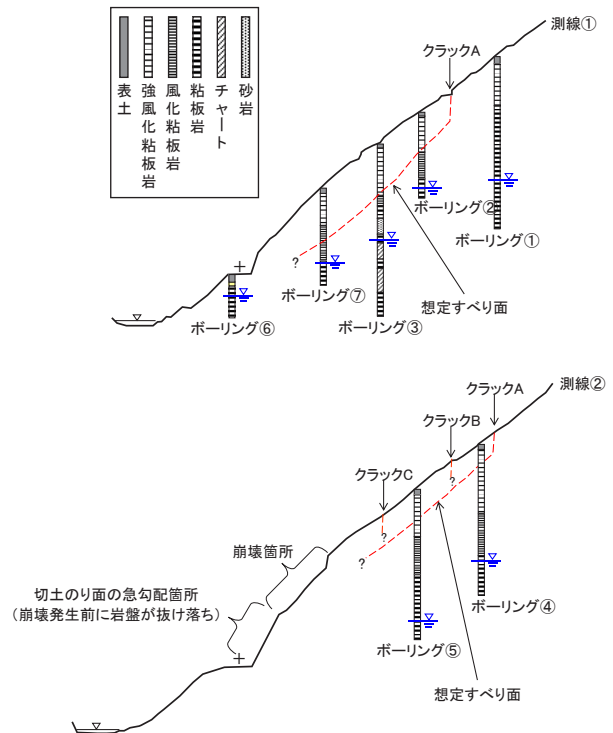


図2 対象斜面の概略断面図  
(文献3, 4をもとに作成)

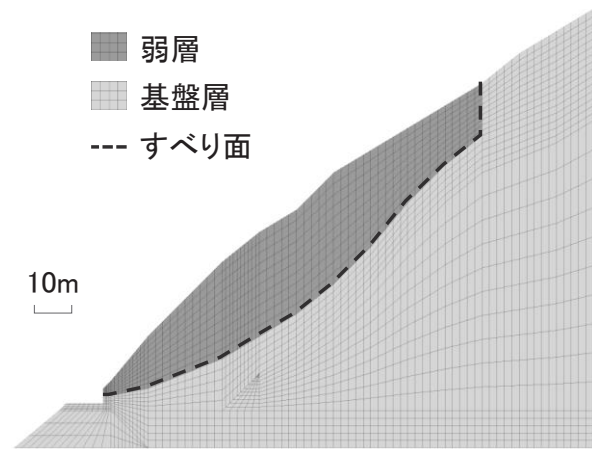


図3 対象斜面の再現解析に用いた解析モデル

法の三次元有限差分法解析プログラム（ITASCA社製FLAC3D）を用いた。

再現解析に用いた解析モデルを図3に示す。本解析では、第2章で示した測線①における斜面の表面形状、すべり面深さ、クラックAの位置をもとに斜面の断面を作成した。また、地山の強度分布から、すべり面以浅の強風化～風化層に相当する層を「弱層」、すべり面以深の新鮮部に相当する層を「基盤層」とした。解析モデルの作成にあたり、地盤材料の構成則にはMohr-coulomb則を用いた。すべり面モデルには法線・接線方向のVoigt-modelにMohr-coulombの破壊基準を用いた接線方向の摩擦スライダを有する不連続接触面要素を用いた。解

析モデルの奥行き長さは10mとした。奥行き方向の境界条件は、モデル手前と奥の両境界の法線方向速度を0 m/sとし、接線方向速度の制約は設けない。また、斜面方向のモデル右端の鉛直面の境界条件および底面の境界条件は、全方向に対して変位固定条件とした。

解析パラメータを表1に示す。弱層のパラメータは、対象斜面から採取した岩塊を用いて別途実施した一面せん断試験結果等を用い、基盤層は剛体とみなせる値とした。また、すべり面の初期強度は弱層と同じ値に設定した。

### 3.2 解析結果

本解析では、すべり面の粘着力の初期値を弱層と同じ値とし、これを徐々に低減させることで斜面の崩壊までの状況を追った。崩壊の判定は、平均不均衡力比<sup>5)</sup>によって行った。ここで不均衡力とはモデルの各要素に作用する力の合計（以下、合力と称する）であり、釣合状態ではほぼ0となる。平均不均衡力比とは、この不均衡力の平均値とモデル全要素に作用する合力の平均値の比であり、平均不均衡力比 $\leq 1.0 \times 10^{-5}$ を安定状態とみなし、それ以外を崩壊と判定した。

斜面における変位分布と最大せん断ひずみ分布を図4に示す。すべり面強度を弱層の強度から徐々に低減させた結果、弱層の強度に不飽和時の一面せん断試験結果を用いた場合には粘着力を0まで低減しても崩壊せず、飽和時の一面せん断試験結果を用いた場合には粘着力を $10^4$  オーダー  $N/m^2$  まで低減したときに崩壊した。

斜面の変位分布を見ると、斜面の上部～中部にかけて変位が大きくなっており、これは対象斜面で見られた地中変位の傾向と類似する（図4左）。また最大せん断ひずみの分布を見ると、すべり面および崩壊頭部においてせん断ひずみが大きくなる（図4右のA, B）ほか、崩壊頭部のやや下方および斜面中部において、鉛直方向に

せん断ひずみが大きくなる箇所が認められる（図4右のC, D）。これは、仮定したすべり面以外にも弱層内に複数のすべり面が形成されることを示唆していると考えられる。

### 3.3 解析結果に基づく崩壊メカニズムの推定

第2章で示した崩壊過程の推定と数値解析の結果から、対象斜面では、

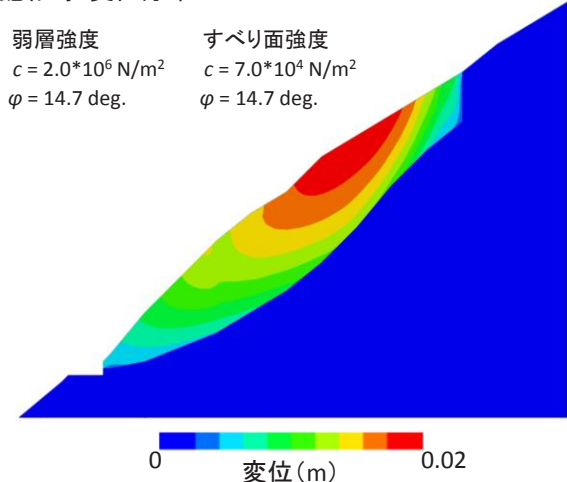
- ①斜面表層の粘板岩の風化が進行し、風化程度の境界部付近に弱層が形成される
- ②切土のり面上部の斜面の崩壊によって地山の安定性が低下し、すでに強度がかなり低下していた粘板岩内に連続的なすべり面が形成され、斜面上に亀裂が発生というメカニズムで斜面が変動したと推定される。

なお対象斜面では、すべり面以浅（解析上の弱層相当）は不飽和状態でも滑動しているが、前節の再現解析において強度定数に不飽和時の岩石の一面せん断試験結果を利用した場合は崩壊しなかった。これは、弱層相当層である風化した粘板岩は亀裂質で風化が著しく、地山の強度が岩石の一面せん断試験結果よりも低くなっていたためであると考えられる。一方、解析上で飽和時の強度定数を設定した際に斜面が崩壊したことについては、対象斜面で見られた、

表1 対象斜面の再現解析に用いた解析パラメータ

	弱層		基盤層	すべり面
	一面せん断試験結果			
	不飽和時	飽和時		
垂直剛性 (N/m)	-	-	-	$1.0 \times 10^8$
せん断剛性 (N/m)	-	-	-	$0.25 \times 10^8$
密度 (kg/m <sup>3</sup> )	$2.3 \times 10^3$	$2.3 \times 10^3$	$2.3 \times 10^3$	-
粘着力 (N/m <sup>2</sup> )	$3.0 \times 10^6$	$2.0 \times 10^6$	$2.3 \times 10^6$	c
内部摩擦角 (deg)	34	14.7	89	$\phi$
ヤング率 (N/m)	$2.6 \times 10^9$	$2.6 \times 10^9$	$2.6 \times 10^{10}$	-
ポアソン比	0.3	0.3	0.3	-

飽和時：変位分布



飽和時：最大せん断ひずみ分布

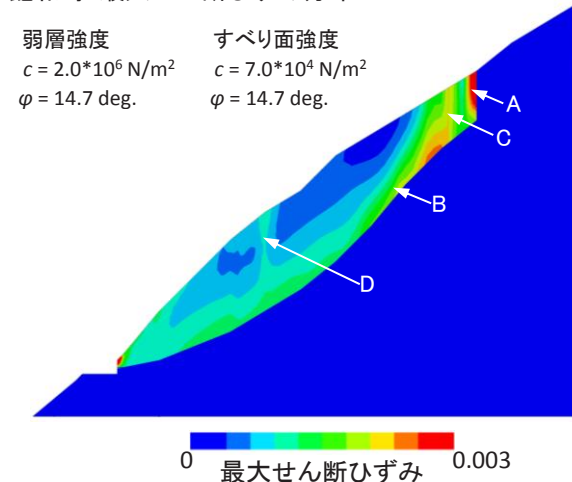


図4 対象斜面の再現解析の変位分布（左）および最大せん断ひずみ分布（右）  
（崩壊直前のすべり面の粘着力  $7 \times 10^4 N/m^2$ ）

特集：防災技術

- ・降雨時や融雪期→変位速度上昇
- ・降雨がない状態→変位速度小さい

という傾向が、すべり面付近以浅の地山の強度が飽和度により変化することにより生じていた可能性を示している。つまり、飽和度の変化による岩盤の強度低下が大規模崩壊の原因のひとつである可能性があると言える。

4. 類型化斜面の数値実験

対象斜面のように岩盤斜面が大規模に変動する場合、崩壊前の斜面に現れる特徴的な地形の組合せによって斜面の相対的な安定性を判断できる可能性が指摘されている(例えば2など)。また、対象斜面においては、3.3節で記述したように、斜面下部～末端部の崩壊によって斜面が不安定化し、斜面に亀裂が発生した可能性が考えられる。この、対象斜面に見られた「斜面下部～末端部の崩壊」と「斜面の亀裂」は、斜面の変動とともに地表面に不規則な凹凸が発生している斜面において斜面の不安定さを示す変状であり、これらの有無によって崩壊危険度が変わると考えられている<sup>2)</sup>。そこで、これらの変状を初期条件とし、その組合せによって斜面の安定性にどの程度の差が生じるか、解析的に検討した。

4.1 解析モデルの概要

解析モデルを図5に示す。崩壊長さ、弱層と基盤層の物性、すべり面形状は対象斜面を基に設定し、斜面の初期条件として「頭部亀裂(対象斜面の亀裂に相当)」と「脚部浸食(対象斜面の斜面下部～末端部の崩壊に相当)」の有無を与え、類型化した斜面モデルを作成した。ここですべり面は、折れ点を1つ有した2つの直線でモデル化した。その他の解析条件は3.1節と同様である。

解析パラメータを表2に示す。弱層のパラメータは、前述の表1で示した飽和時の一面せん断試験結果等を用い、基盤層には剛体とみなせる値を設定した。また、すべり面の初期強度は弱層と同じ値に設定した。

4.2 解析結果

本解析でも、すべり面の粘着力の初期値を弱層と同じ値とし、これを徐々に低減させることで斜面を崩壊させた。崩壊の定義は3.2節と同様である。表3に各ケースにおける崩壊時のすべり面の粘着力(以下、崩壊時粘着力と称する)を示す。解析上ではすべり面の粘着力を徐々に低下させているため、早い段階(粘着力が高い段階)で崩壊する方が、より安定性が低いこととなる。つまり表3においては、崩壊時粘着力が高い方(図中の上方)が相対的に安定性が低いことを示している。この結果は、脚部浸食が斜面の不安定化に大きく影響すること、頭部に亀裂が生じている場合は、亀裂がない場合に比べ斜面

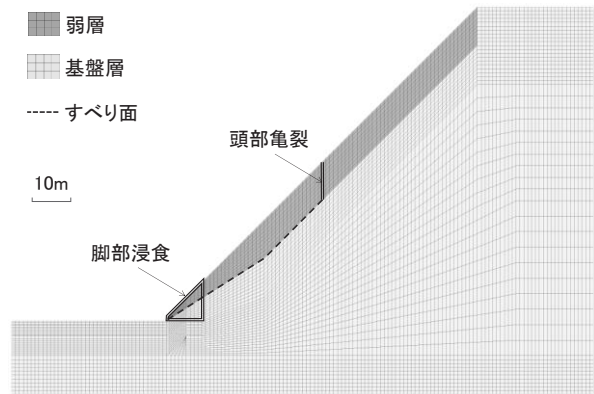


図5 対象斜面をもとに類型化した斜面モデル

表2 解析パラメータ

	弱層	基盤層	すべり面
垂直剛性 (N/m)	-	-	$1.0 \times 10^8$
せん断剛性 (N/m)	-	-	$0.25 \times 10^8$
密度 (kg/m <sup>3</sup> )	$2.3 \times 10^3$	$2.3 \times 10^3$	-
粘着力 (N/m <sup>2</sup> )	$2.0 \times 10^6$	$2.3 \times 10^8$	c
内部摩擦角 (deg)	14.7	89	$\phi$
ヤング率 (N/m)	$2.6 \times 10^8$	$2.6 \times 10^{10}$	-
ポアソン比	0.3	0.3	-

表3 斜面モデルごとの崩壊時の粘着力

	頭部亀裂	脚部浸食	崩壊時粘着力 (N/m <sup>2</sup> )
	あり	あり	$5.8 \times 10^4$
	なし	あり	$5.6 \times 10^4$
	あり	なし	$4.9 \times 10^4$
	なし	なし	$4.6 \times 10^4$

の安定性が低下した状態であることを示している。また、いずれのケースにおいても弱層は変形し、斜面にはらみ出し状の変状が発生した。

5. 斜面の相対的な安定性の区分

前章までの結果から、斜面の崩壊過程では斜面表面にはらみ出し状の変状が生じること、「脚部浸食」は斜面

の不安定化に大きく影響すること、「頭部亀裂」は斜面の滑動の結果生じる地形だが斜面の不安定化にも影響することがわかった。一方、詳細な地形図を用いて大規模崩壊が発生した斜面の特徴を検討した研究<sup>6)</sup>では、大規模崩壊が発生する前の斜面に見られる特有の地形として、i) 崩壊頭部の輪郭沿いの小崖地形（亀裂や滑落崖を含む）、ii) 崩壊範囲の上部～中部の馬蹄形遷急線・小崖地形・円弧状遷緩線（斜面の不規則な凹凸やはらみ出し）、iii) 崩壊範囲下部～末端部の馬蹄形遷急線（浸食や崩壊）が認められることを明らかにしている（図6）。このi～iiiの地形的な特徴と、前述の脚部浸食、頭部亀裂、はらみ出し状の変状とは、以下のとおり対応している。

- ・頭部亀裂・・・崩壊頭部の輪郭沿いの小崖地形（亀裂や滑落崖を含む）
- ・脚部浸食・・・崩壊範囲下部～末端部の馬蹄形遷急線（浸食や崩壊）
- ・はらみ出し状の変状・・・崩壊範囲の上部～中部の馬蹄形遷急線・小崖地形・円弧状遷緩線（斜面の不規則な凹凸やはらみ出し）

そこで、これらは大規模崩壊の発生が懸念される斜面において重要な地形や変状であると考え、次の①～③に示す、着目すべき「変状地形」として定義した。

- ①斜面の不規則な凹凸やはらみ出し（斜面の変動を示唆する地形）
- ②斜面下部～末端部の浸食や崩壊（斜面の安定性に影響する地形）
- ③斜面上部の亀裂（斜面の変動によって生じ、斜面の安定性にも影響する地形）

そして、これらの変状地形の組合せによって大規模崩壊に対する斜面の安定性評価表を作成した（表4）。ここで、解析上では②斜面下部～末端部の浸食や崩壊（脚

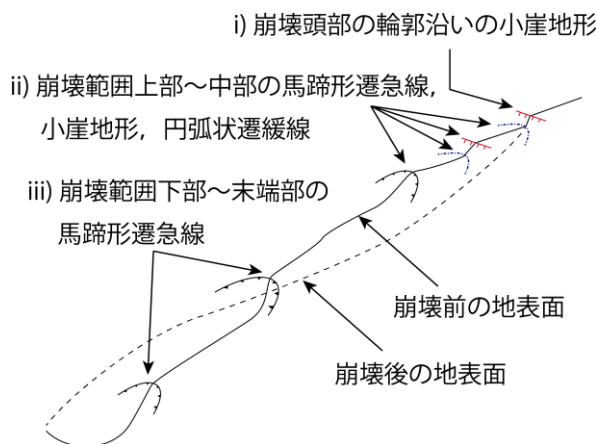


図6 大規模崩壊発生前の斜面の模式断面図<sup>6)</sup>

部浸食)よりも③斜面上部の亀裂（頭部亀裂）の方が斜面の不安定化への影響が小さくなったが、崩壊時粘着力の差が小さいこと、実際の斜面において、斜面の滑動の規模によっては地形判読で認識できる程度に大きい亀裂が発生しない可能性があること、実際に大規模崩壊が発生した斜面において、崩壊前の斜面上部に亀裂が認められない場合があること<sup>6)</sup>などから、②斜面下部～末端部の浸食や崩壊と③斜面上部の亀裂との間には寄与度の大小をつけず、いずれかが認められる場合は斜面の安定性が低下していると判断することとした。

また、斜面の滑動の規模によっては、①斜面の不規則な凹凸やはらみ出しが明瞭に認められない可能性もあることから、①が認められず、②・③の両方が認められる場合は斜面の安定性が低下している可能性が高いこと、①が認められず、②・③のいずれかが認められる場合は、地山の強度低下状況や、亀裂や浸食・崩壊の規模等によっては斜面の安定性が変わるため地形判読のみでは評価が

表4 大規模崩壊に対する斜面の安定性評価（暫定案）

（岩盤中にすべり面が形成され、斜面末端部まで大規模に崩壊する懸念がある斜面を対象）

着目すべき「変状地形」 ①斜面の不規則な凹凸やはらみ出し ②斜面下部～末端部の浸食・崩壊 ③斜面上部の亀裂		「変状地形」②・③の有無（斜面の安定性に影響）		
		②と③あり	②または③あり	なし
「変状地形」①の有無 （斜面の大規模な変形を示唆）	あり	I	II	III
	なし	I～II	要現地確認 <sup>*</sup>	III～安定

<sup>\*</sup>地山の強度低下状況等によって安定性が変わるため地形判読のみでは評価が困難

相対的な安定性の区分

- I：安定性が非常に低い（詳細な調査の実施が望ましい、適宜計測・監視）
- II：安定性が低い（概略の現地踏査を行い、詳細な調査の可否を判断）
- III：安定性が比較的高い（斜面の状態変化を適宜確認）

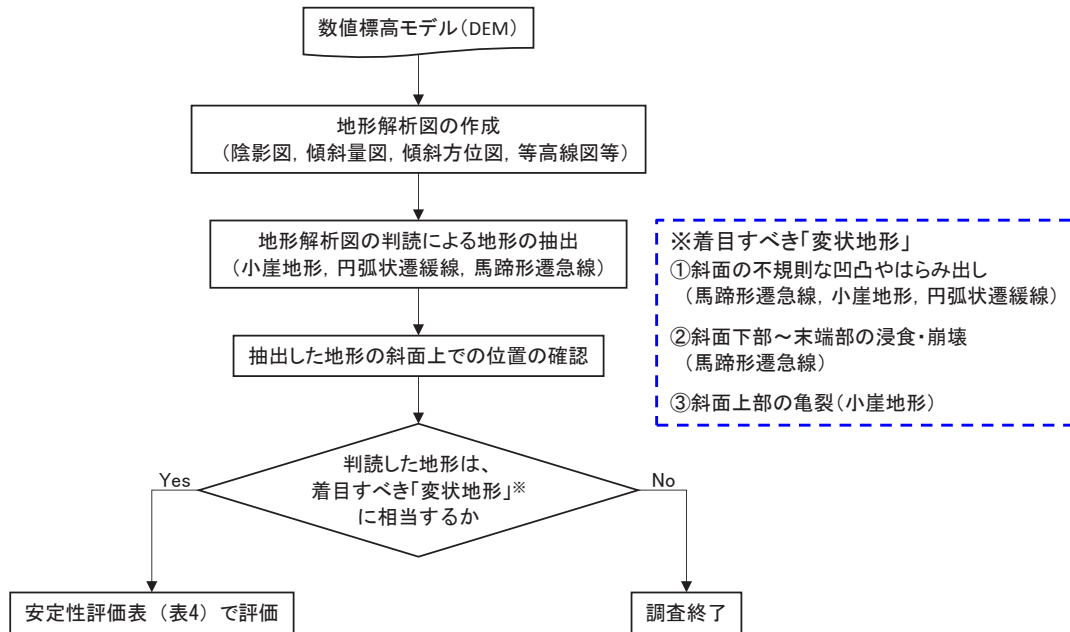


図7 大規模崩壊が懸念される斜面の調査フロー（暫定案）

困難であると考え、現地踏査が必要とした。図6に示した地形の特徴を抽出するための調査法と、本研究で明らかにした崩壊メカニズムをふまえた斜面の安定性評価表(表4)とを組み合わせることで、岩盤中に流れ盤状のすべり面が形成され、斜面が大規模に崩壊する可能性がある箇所の抽出～評価が可能になる(図7)。なお、表4の安定性評価表については、対象斜面での観察、計測結果にのみに基づいており、評価方法の汎用性を確認する必要があることから「暫定案」とした。

## 6. まとめ

本報告では、対象斜面における詳細な調査・計測データをもとに斜面をモデル化して解析的に検討し、その崩壊メカニズムを明らかにした。また解析的な検討により、対象斜面と同種の特徴を有する斜面における、崩壊危険箇所調査～評価を行うフローの暫定案を提案した。

得られた斜面の調査法および安定性評価表(表4, 図7)は、対象斜面と類似する地形・地質条件、つまり、岩盤中に流れ盤構造のすべり面が形成され、斜面末端部まで大規模に崩壊する可能性がある斜面に対して適用するものであり、トップリング性の崩壊(例えば7など)や、崩壊が斜面末端部に達しない場合(椅子型の崩壊<sup>8)</sup>など、そして地すべりについては、本成果では評価が困難であると考え。また数値解析のケース数が限定的であり、とくに変状地形②と③の斜面の安定性への影響度の差についてはさらなるパラメータスタディが必要であるなど、検討の余地が残る。このような斜面崩壊の大きな要因であると考えられる岩盤の強度劣化問題も含め、今後も引き続き検討する必要があると考える。

## 謝辞

東日本旅客鉄道株式会社には、斜面の調査や計測データの提供にご協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

## 文献

- 1) 奈良県：平成23年紀伊半島大水害 大規模土砂災害に関する調査・研究報告, 2015
- 2) 千木良雅弘：深層崩壊の場所の予測と今後の研究展開について, 応用地質, Vol.56, No.5, pp.200-209, 2015
- 3) 中村貴志, 五日市賢, 風晴潤司, 友利方彦, 村岡洋, 篠田和典：山田線松草・平津戸間斜面崩壊災害に伴う調査・分析, SED, No.50, pp.156-165, 2017
- 4) 長谷川淳, 富樫陽太, 湯浅友輝, 川越健, 粕谷悠紀, 山田祐樹, 友利方彦, 大澤裕之：大規模な斜面崩壊についての実験的検討, 日本応用地質学会平成30年度研究発表会講演論文集, pp.155-156
- 5) Itasca Consulting Group, Inc. : FLAC3D Ver.6.0 User's Manual, 2017.
- 6) 西金佑一郎, 川越健, 長谷川淳, 浦越拓野, 太田岳洋, 三好壮一郎, 小野尚哉, 古橋恭子：大規模崩壊の発生箇所に認められる地形的特徴 - 崩壊前のDEMデータを用いた地形判読結果 -, 第14回岩の力学国内シンポジウム講演集, 講演番号053, 2017
- 7) 高見智之：細密DEMを活用した地形解析に基づく重力変形斜面の類型化, 応用地質, Vol.56, No.5, pp.210-218, 2015
- 8) 上野将司：地すべりの形状と規模を規制する地形・地質要因の検討, 地すべり, Vol.38, No.2, pp.105-114, 2001