

残留強度を用いた地すべり再活動時における地すべり機構の解析

株式会社ウエスコ 正会員 ○中谷 房雄
株式会社ウエスコ 非会員 岸本 浩基
愛媛大学名誉教授 フェロー 八木 則男

1. はじめに

平成16年10月20日の台風23号に伴う253mmの豪雨により、兵庫県豊岡市内の神鍋高原に位置する県道切土のり面にて地すべりが発生した。その後一旦沈静化したが、約1ヶ月後の降雨により再活動した。

本稿は、残留強度と地すべり観測結果を用いて、再活動時の地すべり機構の解析を試みたものである。

2. 地すべりの概要および再活動時の観測結果

地すべりの規模は、長さ約50m、幅約70mである。頭部に高さ4.5mの滑落崖、幅8mの陥没ゾーンを形成し、末端部フトンカゴにて水平方向に3.5mの押し出しが確認された。被災後の地質調査により、図-1に示すように最大すべり層厚7m程度、傾斜約12度のすべり面勾配を有することが確認された。

一旦沈静化した地すべりは、平成16年12月4日～12月5日の累計88mmの降雨により再活動した。再活動時の動態観測結果を図-2に示す。累積連続降雨量が50mmに達した12月4日23:00より変位が活発化し、水位観測孔にて最高水位(すべり面+1.2m)を観測した。

3. すべり層粘性土の試験と評価

(1) 物理および化学特性

すべり層粘性土の特性を把握するために、すべり面付近のボーリングコアを用いて室内土質試験およびX線分析を行った。試験結果を表-1にまとめる。

すべり層粘性土は砂質シルトである。また、X線分析により膨張性鉱物であるパーミキュライトが同定鉱物として確認された。

(2) 強度特性

Skemptonによれば、既存すべり面沿いの滑動では、すべり面せん断強度は残留強度まで低下する(残留係数 $R=1.0$)とされている¹⁾²⁾。本地すべり再活動は、既存のすべり面滑動であるため、すべり面せん断強度は残留強度付近まで低下していると推察される。

また、台風23号時の3分の1程度の降雨量にて再

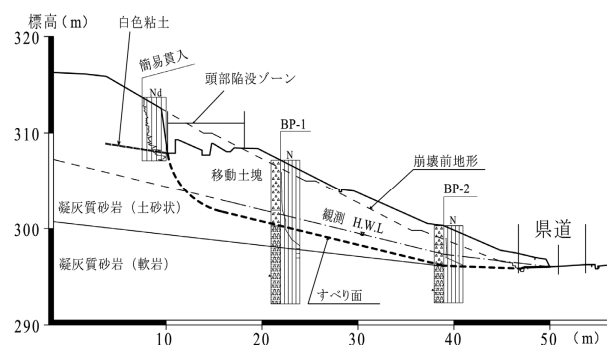


図-1 地すべり断面図

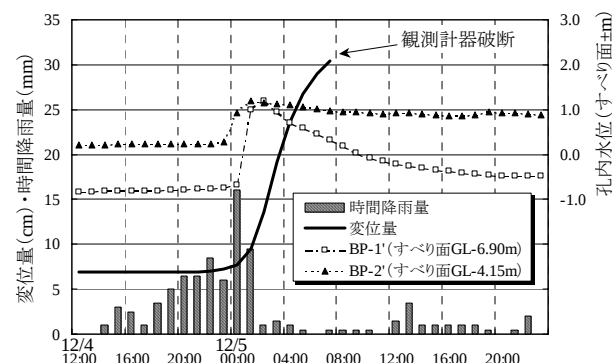


図-2 再活動時の地すべり観測結果

表-1 すべり層粘性土の特性

土粒子密度	2.675 g/cm ³	自然含水比	40.1 %
礫分	0.7 %	シルト分	46.3 %
砂分	28.6 %	粘土分	24.4 %
液性限界	56.0 %	塑性限界	31.5 %
X線分析	パーミキュライト, イライト, カオリン鉱物		

表-2 リングせん断試験条件

試料	425 μ m フレイ通過試料
供試体サイズ	外径 12 cm, 内径 8 cm, 圧密後高さ 2 cm
初期含水比	112 % (=W _L ×2)
上載荷重	150.0 kN/m ²
せん断速度	0.2 mm/min

活動したことから、すべり面せん断強度の低下していることが示唆される。そこで、残留強度の測定を目的としてリングせん断試験を実施した。なお、供試体はBP-2のボーリング試料を用い、表-2に示す試験条件にて実施した。

キーワード 地すべり機構解析 残留強度 すべり面間隙水圧 孔内水位観測

連絡先 〒668-0011 兵庫県豊岡市上陰 165-1 株式会社ウエスコ豊岡支店 TEL 0796-23-0894

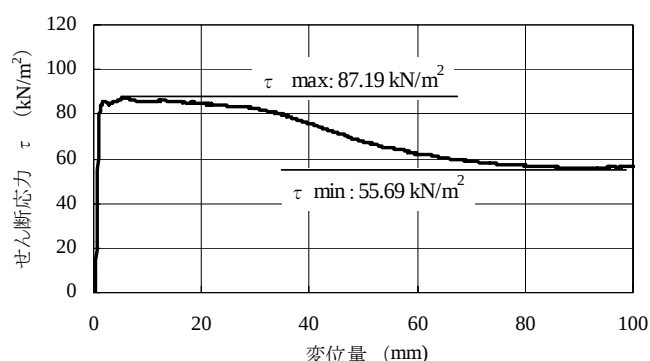


図-3 リングせん断試験結果

表-3 再活動時の安全率

起動力 N (kN/m)	抵抗力 T (kN/m)	安全率 F_s
848.0	1032.2	1.22

図-3に示すリングせん断試験結果から、変位量90mmでせん断応力は最小となり、残留強度 $\tau_r=55.69\text{kN/m}^2$ となった。このような粘性土の大部分は、残留強度の粘着力はゼロとなることが知られている³⁾。そこで、残留強度に対する有効応力基準での強度定数を $c_r'=0\text{kN/m}^2$ と設定し、 $\phi_r'=20.4^\circ$ とした。

4. 再活動時の機構解析

(1) 再活動時の安定解析

再活動時の安全率を修正簡便法により検証し、解析結果を表-3に示す。なお、すべり面せん断強度は、既往すべり面の滑動であることを考慮して残留強度とした。また、すべり面間隙水圧は、再活動時に観測されたすべり面+1.2mの観測最高水位を採用した。

表-3に示すように安全率は1.0を大きく上まわり、再活動時の地すべり挙動と矛盾する結果となった。

(2) 解析条件について

すべり面せん断強度に設定した残留強度は、変位が増加しても低下しないせん断強度の下限値である。この残留強度を用いても、再活動時の安全率は1.0以上となったことより、再活動時に観測最高水位以上の間隙水圧がすべり面に作用したものと判断される。

この要因は、地すべり変位に伴う不確定水頭の混入であると推察される。本件では、再活動時の変位により水位観測管の破断が確認された。その破断にいたる過程で、すべり面間隙水圧の一部が観測孔外へ消失した可能性が高い。また、水位観測間隔（1時間）の合間に孔内水位の急上昇した可能性も考えられる。

(3) 逆計算によるすべり面間隙水圧の推定

再活動時にすべり面に作用した間隙水圧を逆計算に

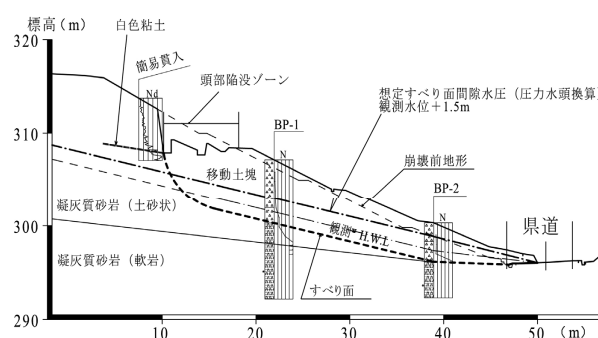


図-4 推定すべり面間隙水圧（圧力水頭換算）

より推定する。なお、再活動時の安全率は平衡状態 ($F_s=1.0$) とした。また、すべり面せん断強度は残留強度まで低下したものと仮定し、間隙水圧の水頭線は観測水位に平行と仮定した。

図-4に示すように再活動時にすべり面に作用した間隙水圧は、観測水位よりも1.5m圧力水頭の高かったことが推定される。

5 おわりに

本稿では、再活動した地すべりにおいて、リングせん断試験により残留強度を測定し、その機構の解析を試みた。残留強度を用いた解析結果より、水位観測による最高水位が真に再活動時の間隙水圧を示すものであるかの疑問点を指摘し、逆計算による間隙水圧の推定例を示すことができた。

一般に、地すべり解析においては観測最高水位を代用した $c' \sim \tan \phi'$ 図による逆算法が多く行われている。このような中で、残留強度の測定により間隙水圧見直しの必要性を示したことは1つの成果と考える。

一方、再活動時の安定解析結果が、実際と矛盾する原因の究明は今後の課題である。今後も解析式の検証や三次元解析なども含めた検討を行っていく所存である。

謝辞：本研究にあたり、兵庫県豊岡土木事務所 出見恭行氏より貴重なデータを頂いた。また、愛媛大学 矢田部教授ならび研究室の皆様にリングせん断試験のご指導を頂いた。ここに記して謝意を表明する。

参考文献

- 1) Skempton, A.W: Friction-Time Slides in Overconsolidated Clays, Technical Notes, Geotechnique, vol.20, No.3, pp320~234, 1970.
- 2) Skempton, A.W: Long-Term Stability of Clay Slopes, Geotechnique, Vol14, No2, pp77~102.
- 3) 申 潤植: 地すべり工学—最新のトピックス—, 1995, p22.