

CIM 時代の 3 次元安定解析手法

美馬 健二, 川浪 聖志, 太田 英将 (有限会社太田ジオリサーチ)

Kenji MIMA, Seishi KAWANAMI, Hidemasa OHTA (Ohta Geo Research Co., Ltd.)

1. はじめに

「CIM (Construction Information Modeling, Management) ¹⁾」とは、調査・計画・設計段階から施工, ”維持管理”の各段階において”3次元モデル”を連携・発展させ, あわせて事業全体に携わる関係者間で情報を共有することで, 生産性向上とともに品質確保・向上を目的とするものである。CIM は, 2012 年に国土交通省によって建設業務の効率化を目的に提言されたものであり, 以下 2 つは特徴的な点である。

- ・ 3次元モデルを活用すること (図-1 は地すべりの 3次元モデルの例)
- ・ インフラ (地すべり対策等) を作るだけでなく, 維持管理にまで拡張させていること

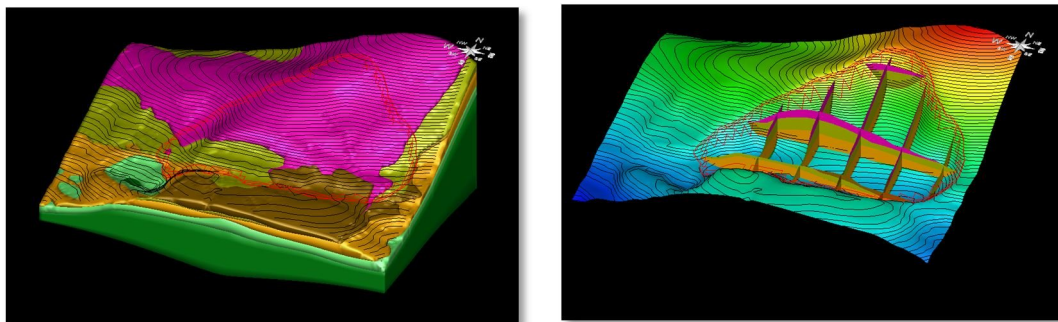


図-1 地すべりの 3次元モデル例

地すべりは, 3次元的现象のため, 本来 3次元モデルでの安定解析 (以下, 3次元安定解析) が行われるべきであるが, 我が国の地すべり対策は, 調査の不確実性等を理由に 2次元モデルでの安定解析 (以下, 2次元安定解析) が行われてきた。「足らずを造る」時代は, 後述するように工学的な論理性に欠ける 2次元安定解析を用いても, 対策工事によって少なくとも現況よりも安全になるので, 問題になることは少なかった。しかし, 維持管理まで含める CIM の考え方 (本論では CIM 時代と呼ぶ) に立つと, この論理性不足が問題になる。CIM 時代には, 効率的・効果的な維持管理が求められるため, 地すべりの安定度や活動度を合理的に評価し, 定量的なリスク分析が必要になる。例えば, アンカー工等の構造物が老朽化により破損した場合, その破損の重要性が定量的に分らなければ, 補修が後回しになるといった事態に陥る危険性があり, 維持管理には定量的なリスク分析が欠かせない。

本稿では, CIM 時代に向けて, 現行の 2次元安定解析手法の問題点を抽出し, より合理的に地すべりの安定度を評価できる 3次元安定解析手法及び限界安全率の設定事例を紹介する。

2. 従来の安定解析の問題点

従来の安定解析手法は、1970年頃からはほぼ変わっておらず、現在も2次元安定解析が主流となっている。1977年にH.John.Hovlandにより、3次元安定解析手法²⁾が考案され、1985年頃から3次元安定解析が事例³⁾として報告されるようになった。しかし、実際に3次元安定解析が用いられている事例は、現在においても極めて少ない。理由は、2次元安定解析が、3次元安定解析に比べて著しく簡易なためと考えられる。方法は簡易ではあるが、表-1に示すように問題点が3つあり、計算結果の解釈に対しては簡易ではない。以下に詳述する。

表-1 従来の安定解析の問題点

手法・概念名	出典	発行年	問題点
(1) 2次元安定解析	例えば、WOLMAR FELLENIUS: CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS	1927年	地すべりの側部強度が反映されておらず。単一すべり面強度が用いられている。このため、部位ごとの正しい応力状態が得られない。
(2) 逆算法	山田剛二・渡正亮・小橋澄治: 地すべり・斜面崩壊の実態と対策, pp. 29	1971年	土質にかかわらず、地すべり層厚を粘着力 c に設定している。活動中で残留強度 ($c=0\text{kN/m}^2$) となっているはずのすべり面強度と異なる。
(3) 計画安全率	高野秀夫: 地すべり防止工法 (訂正版), pp. 288	1960年	例えば、計画安全率 $PF_s=1.20$ とした地すべりが、どれほどの雨量まで安定しているのかを説明できない (許容限界が分からない)。

(1) 2次元安定解析の問題

2次元安定解析は、図-2に示すように、一般に底部すべり面強度よりかなり大きな強度を持つ側部強度が考慮できない。3次元現象である地すべりの安定性を正確に評価できないことが2次元安定解析の大きな問題であり、側部強度を考慮した3次元安定解析が必要であると考えられる。

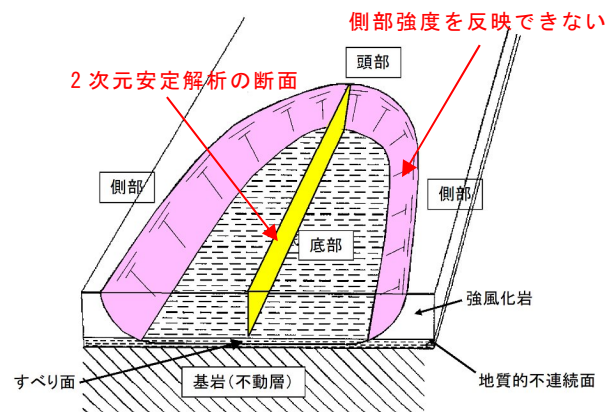


図-2 側部強度及び2次元安定解析の断面位置の説明

(2) 逆算法の問題

2次元安定解析の逆算法は、1971年の山田らの著書「地すべり・斜面崩壊の実態と対策」⁴⁾で述べられている。その方法は、図-2のよ

うに、すべり面の谷部を通る測線を安定解析断面に設定し、地すべり運動が停止しているときを安全率 $F_s=1.00$ と仮定し、さらに表-2によって粘着力 c を仮定して、せん断抵抗角 ϕ を逆算するものである。せん断強度定数の c, ϕ は、本来土質によって異なるものであるが、この逆算法は、土質にかかわらず、地すべりの層厚だけで一律に粘着力 c を決定していることに問題がある。実際のすべり面強度は、粘着力 c を持たない残留強度 ϕ_r であることもあり、土塊バランスの評価を誤ることもある。適正に評価するには、すべり面のせん断特性に応じたせん断強度定数 c, ϕ を適用し、順算法により

安定解析をすることが重要である。

表-2 粘着力 c の仮定⁴⁾

すべり垂直軸最大層厚	5m	$c=0.5\text{t/m}^2$
〃	10m	〃 1.0t/m^2
〃	15m	〃 1.5t/m^2
〃	20m	〃 2.0t/m^2
〃	25m	〃 2.5t/m^2

(3) 計画安全率の問題

一般に地すべり対策の計画安全率(必要安全率, 目標安全率ともいう)は, 1.05~1.20 が用いられることが多い。安全率の意味が明記されたのは, 筆者の知る限り 1960 年の高野の著書「地すべり防止工法(訂正版)」⁵⁾が最初であり, 表-3 のように記されており, 計画安全率 $PFs=1.2$ で対策された地すべり対策は「不確実なれど安定」に該当する。

表-3 1960 年に明記された安全率の意味⁵⁾

1.0 以下	安定ならず
1.0~1.2	不確実なれど安定
1.3~1.4	切取, 盛土では安定, ダムでは不確実
1.5 以上	ダムでも安定

一般に構造物は, 外力を設定し設計される。そして, 構造物の説明書には, 通常, 設定外力の耐荷重等が明記されている。地すべりの誘因は, 豪雨時, 融雪時, 地震時等における間隙水圧(地下水位)の上昇である。つまり, 地すべりの安定度は, どの程度の降水量で, またどの程度の地震動で滑動する間隙水圧に達するのかを定量的に把握することが重要である。

しかしながら, 地すべりの安定解析の場合, 耐降雨強度, 耐震強度等の「外力」の説明が全くない。例えば, 高強度の連続的な降水により地すべりブロック内の地下水位が上昇した場合, どの程度まで水位が上昇すると不安定化する可能性があるかという「許容限界に関する注意書き」がない。適切な維持管理が求められる時代にあって, 対策工の許容限界が不明確であることは, 重大な問題であると考える。

3. 3次元安定解析の事例

2.(1)(2)では, 3次元安定解析と順算法の重要性を述べた。実測の土質試験値を用いた3次元安定解析は, いくつか報告⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾されており, 共通して, せん断される地層に応じた複数のせん断強度定数 c, ϕ 設定の重要性を指摘している。

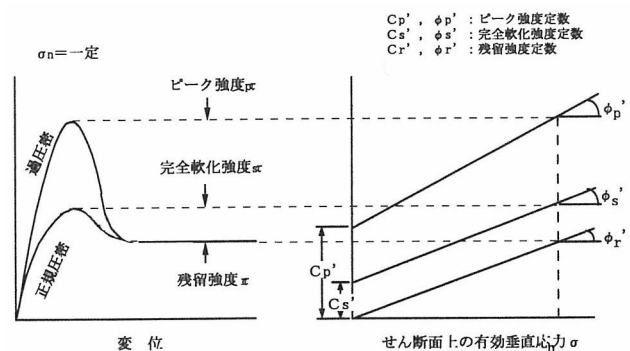


図-3 せん断強度の概念図¹⁰⁾

せん断強度定数は、地層ごとのすべり面強度のほか、せん断特性に応じたピーク強度、完全軟化強度、残留強度（図-3）を使い分けることも必要である。せん断特性におけるせん断強度区分の模式図を図-4に示す。この模式図を用いて、実際にせん断特性に応じてせん断強度定数を設定した事例⁹⁾を図-5に示す。また、せん断強度定数の設定例を表-4にまとめた。この事例は、地すべりの部位ごとにせん断強度定数を設定し、順算により現況安全率を求めた。この方法で安定解析を行えば、図-6のように滑動力の大きい箇所や抵抗力の大きい箇所を可視化することができ、例えば、切土工や排土工等の検討に活用することができる。維持管理においても、例えばアンカー工等老朽化による破損があった場合、部位によって地すべり安定度に影響する重大なトラブルであるかどうかを容易に判断できる。

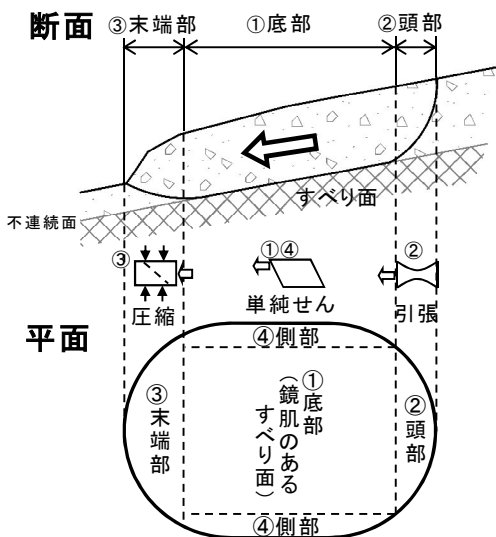


図-4 せん断特性の模式図

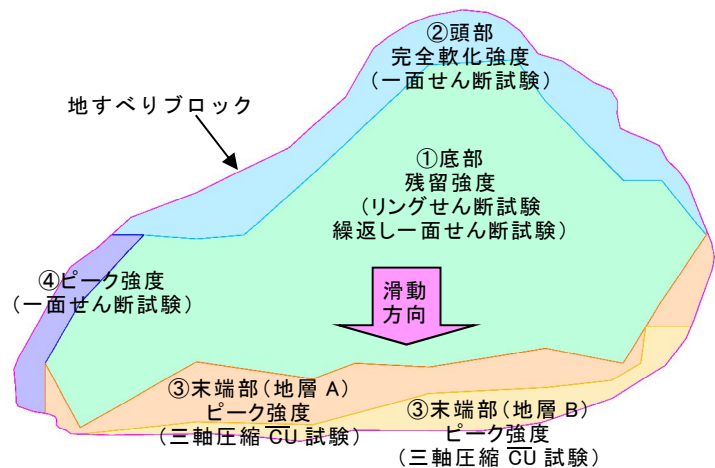


図-5 せん断強度の設定とせん断試験の選定例（すべり面の平面図）

表-4 せん断特性とせん断強度の設定例

区分	せん断特性	せん断試験	せん断強度
①底部	・単純せん断破壊 ・鏡肌のあるすべり面（大变位の履歴あり）	リングせん断試験 一面せん断試験	残留強度
②頭部	・引張破壊 ・土塊が攪乱されるような破壊を推定（正規圧密状態）	一面せん断試験	完全軟化強度
③先端部	圧縮破壊	三軸圧縮 CU 試験	ピーク強度
④側部	単純せん断破壊	一面せん断試験	ピーク強度

個々の要素の滑動力から抵抗力を差し引いた残りを円の大きさと表したもの。すべり力が抵抗力より大きくなっている部分を淡色の円、逆に抵抗力がすべり力より大きくなっている部分を濃色の円で表現している。

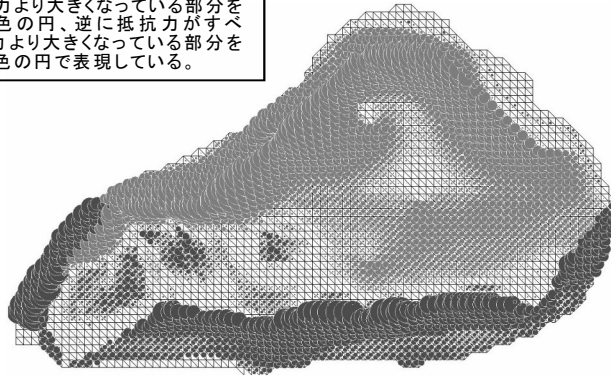


図-6 滑動力-抵抗力バランス図

4. 限界安全率を用いた地すべり対策

地すべりの対策規模は、これまで主に計画安全率 $PFs=1.20$ によって定められていた。これは、地すべりが活動した状態（地下水位）を安全率 $Fs=1.00$ に設定し、20%安全性を向上させる方法である。しかし、この方法は、安全率 $Fs=1.00$ とした地下水位条件よりさらに水位が上昇する可能性は考慮されていない。つまり、将来的に発生する可能性がある「より高強度の降雨等による地下水位条件」は想定されておらず、計画安全率 $PFs=1.20$ とした地すべりがどの程度の降水量で不安定化するかわからないという問題がある。

極限平衡法の安定解析では、安全率は基本的に 1.00 しか意味を持たない。そこで、以下に、最大降水量発生時に限界安全率 $PFs=1.00$ を下回らないことに留意した対策規模の設定例を紹介する。

(1) 最大降水量の設定

まず、将来想定される最大降水量を設定する必要がある。つまり、想定される最悪の条件設定である。地すべりは、すべり面が深部にあるため、短時間の高強度降雨よりも長期間連続する降雨（総降水量の多い雨）の方がすべり面に作用する間隙水圧の上昇を引き起こしやすい。このため、最大降水量は、最大連続雨量を用いることに留意する。例えば、対象地周辺の観測史上第1位～第10位の日降水量を比較し、最大連続雨量を観測した降雨パターンを採用すると分かりやすいであろう。

最大降水量発生時の間隙水圧を求めることができれば、その間隙水圧を3次元安定解析に与えることで、最大降水量発生時における地すべりの安全率を算出することができる。本論では、最大となる間隙水圧を実効雨量と地下水位の相関関数により求めた。

(2) 実効雨量と間隙水圧の相関

実効雨量を求める簡易な方法として、土木研究所の地すべり地下水排除工効果判定マニュアル（案）による統計解析法¹¹⁾を挙げる。同解析法によって求めた122日間の

実効雨量と孔内地下水位（間隙水圧）との相関関係の例を図-7に示す。図-7左上の相関関数を用いて、解析地下水位を求め、観測期間中の観測地下水位と解析地下水位を比較検証したところ、観測期間最大日降水量118mmの時点で実測地下水位GL-2.80m、解析地下水位GL-2.70mであり、その誤差は0.10mであった。

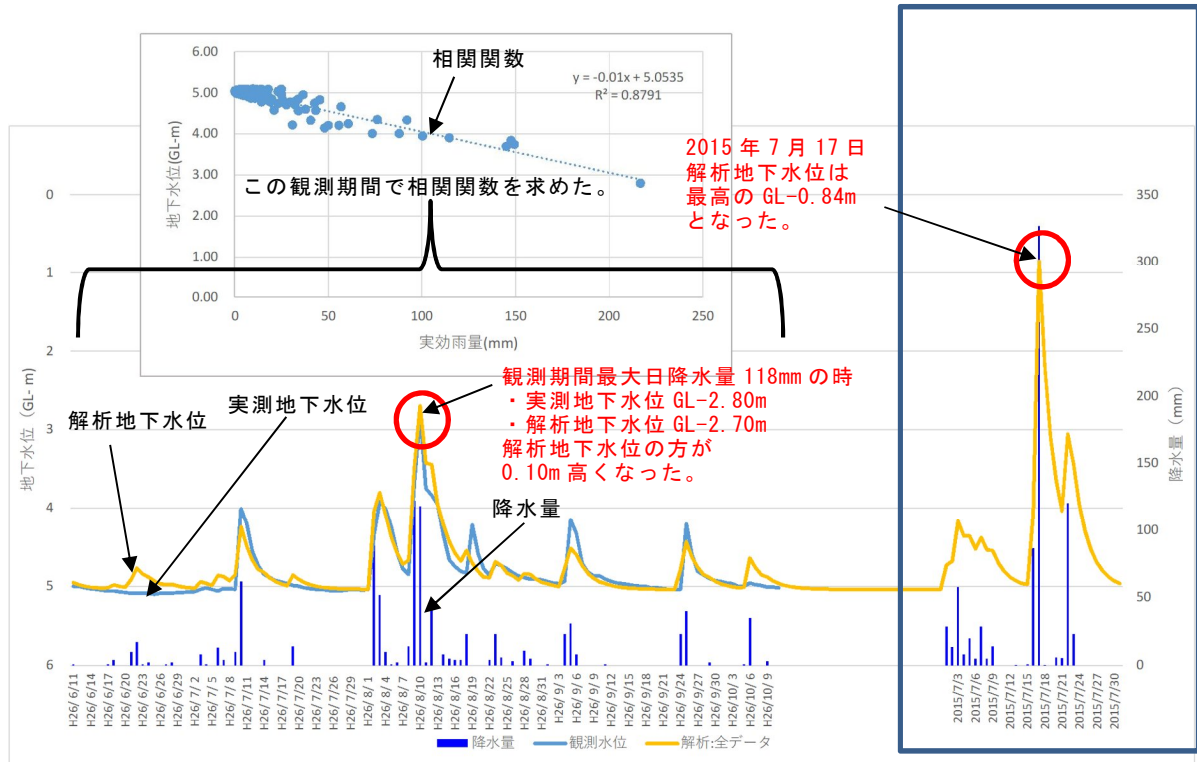


図-7 実効雨量と地下水位（間隙水圧）の相関関数を求めた結果及び観測史上第1位の日の実効雨量より地下水位をシミュレーションした結果

(3) 最大降水量発生時の間隙水圧の予測

次に、図-7の相関関数を基に、気象庁による日降水量データを用いて想定される最高地下水位を求めた。日降水量の観測データは、最寄りの観測所における1999～2020年の約20年間分である。検討結果を図-8に示す。約20年分の降水データを基に実効雨量を求め、解析地下水位のピークを算出したところ、GL-0.84mまで地下水位が上昇する可能性があることが分かった。当該解析最高地下水位は、2015年7月17日であり、これは、観測史上第1位の日降水量の観測日であった（図-7の右側にも示す）。

(4) 考察

地すべり対策で限界安全率を用いる場合、地下水位（間隙水圧）のピーク値を求めることが極めて重要である。今回算出した相関関数では、実測地下水位と解析地下水位で0.10mの誤差が生じている。誤差発生の原因は、この関数が観測地下水位と実効雨量における散布データの大小の間を取る最小二乗法を用いたことにある。当該方法に

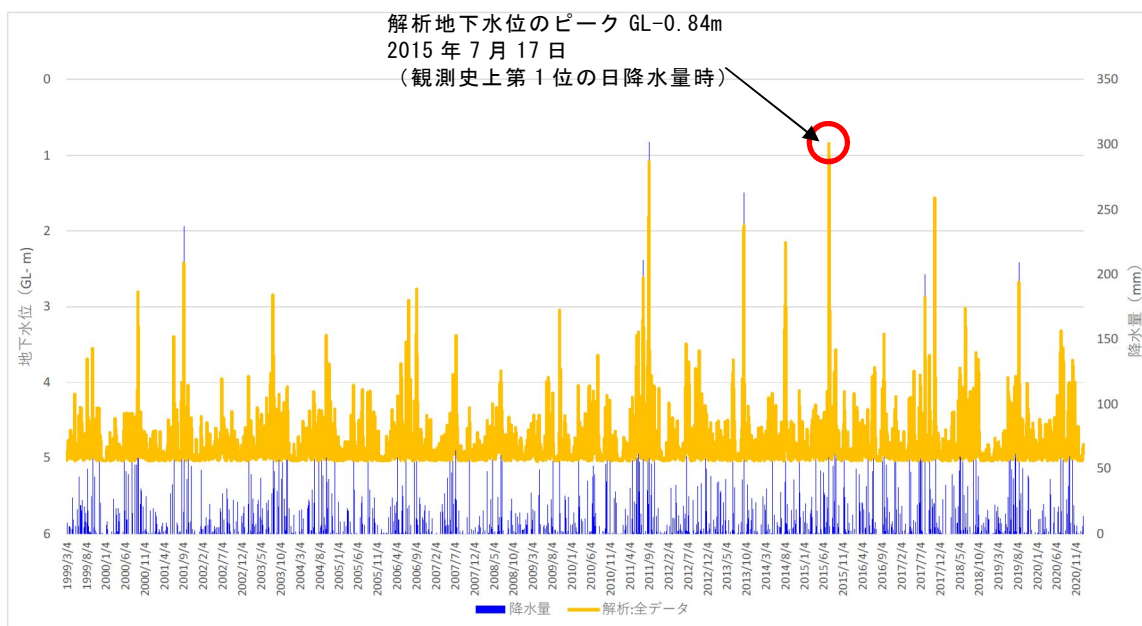


図-8 過去（約20年間）の観測日雨量を用いて最高解析地下水位を求めた結果

より、ある程度の精度で最高水位を予測することは可能であるが、実際の地下水位と予測した解析地下水位との間に誤差が生じる点には留意する必要がある。

（5）限界安全率を用いた地すべり対策

解析によって求めた最高解析地下水位 $GL-0.84m$ を用いて、順算による3次元安定解析を行えば、最大降水量時の安全率を求めることができる。仮に、安全率 $F_s \geq 1.00$ であれば、地すべり対策は不要であるし、 $F_s < 1.00$ となれば限界安全率 $F_s = 1.00$ を達成する規模の地すべり対策を実施すればよい。

このように実施された地すべり対策であれば、観測史上第1位の日降水量までは耐えられる構造物であるため、地すべりの管理者は日々の降水量に注意していればよい。これまでの観測史上第1位を更新する可能性がある降水が予想される場合は、対策工の許容限界を超える可能性があるため、周辺住民に対して避難を勧告する必要があるが、管理者はその判断を容易に下すことができるであろう。

5. まとめ

従来の2次元安定解析手法は、下記3点の問題点があった。

- ①地すべりの側部強度が反映できず、安定度を正確に評価することが原理的に不可能である。
- ②逆算法は、土質に関係なく、地すべりの層厚だけで一律に粘着力 c を決定しているため、正確な安定解析結果にならない恐れがある。

③計画安全率 $PF_s=1.20$ を基本とした対策では、どの程度の実効雨量で地すべりが不安定化するのかを定量的に予測することができない。

本論では、①②の問題点に対する解決法として、すべり面のせん断特性に応じたせん断強度定数を用いた順算法による3次元安定解析を行うことを、また、③の問題に対する解決法として、将来想定される最悪の条件下における実効雨量から解析最高水位を設定し、限界安全率 $F_s=1.00$ を用いて地すべり対策の規模を決定することを提案した。本論がCIM時代における地すべり対策を検討する一助になれば幸いである。

<参考文献>

- 1)国土交通省：2020. 第10章 ICT の利活用及び技術研究開発の推進. 国土交通白書. pp.430
- 2)H.John.Hovland：1977. Three-dimensional slope stability analysis method. JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION,Vol1103,pp.971.
- 3) 中村浩之他：1985. Hovland 法による地すべり三次元安定解析手法. 土木研究所資料,vol2265,pp.49.
- 4) 山田剛二他：1971. 地すべり・斜面崩壊の実態と対策. pp.29.
- 5) 高野秀夫：1960. 地すべり防止工法（訂正版）. pp.288.
- 6)太田英将・林義隆：2001. 周縁部摩擦効果を考慮した地すべりの3次元安定解析. 日本地すべり学会誌, Vol158,No.3,pp.95.
- 7)中川渉・太田英将他：2005. 周縁部強度を未知数とした3次元安定解析手法の研究. 日本地すべり学会誌, Vol141,No.6,pp.56.
- 8)太田英将：2006. 土質試験結果の安定解析への適用. 日本地すべり学会関西支部シンポジウム「実測値のみを用いた斜面安定解析の可能性」講演集, https://japan.landslide-soc.org/branch/kansai/2006kansai_sympto.pdf
- 9) 美馬健二・城井浩介他：2006. せん断特性による周縁部強度の選定、第45回日本地すべり学会研究発表会講演集,pp.281-284.
- 10)地すべり学会東北支部地すべり安定解析用強度決定法に関する委員会：2001. 地すべり安定解析用強度決定法,pp.171.
- 11)土木研究所地すべりチーム：2009. 地すべり地下水排除工効果判定マニュアル（案）,pp.4.