

計測変位を用いた斜面の安定性評価法

An Evaluation Technique of Slope Stability by Using Surface Measurement

櫻井 春輔 (さくらい しゅんすけ)
 広島工業大学 学長

安達 健司 (あだち けんじ)
 ㈱地盤ソフト工房 代表

武石 朗 (たけいし あきら)
 国際航業㈱事業推進本部

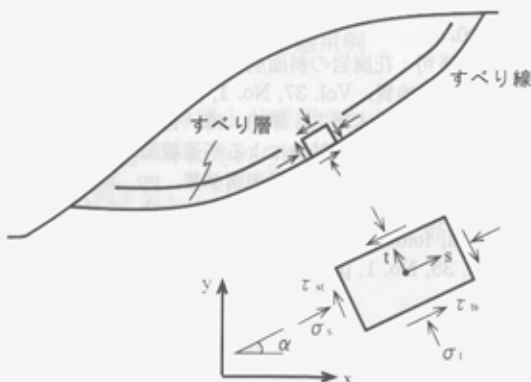
1. はじめに

自然の土砂地盤や岩盤を構造系として扱う斜面の問題では、例えば切土工事で生じる変状挙動を予測することは容易でない。そこで、多くの斜面造成工事では施工中に動態観測を行い、その計測結果を施工にフィードバックさせる計測管理が採用される。その場合の計測としては、伸縮計、傾斜計などの変位計測が主である。しかし、設計段階における斜面の安定性の評価は地盤材料の粘着力やせん断抵抗角などの強度に基づく安全率によって一般的であるため、掘削中に変位を測定しても、その結果から直ちに斜面の安定性を評価することは困難である。そこには、変位の測定値から強度常数を逆解析によって求めることが要求される。本論文では計測変位から斜面の安定性を評価する逆解析手法を提案し、その現場への適用性を検討する。

2. すべり岩塊の構成則

2.1 応力～ひずみ関係

櫻井は、斜面を構成する地山材料の緩みや劣化に起因する変状挙動が、異方弾性体のせん断剛性低下によってうまく表現できることを見出し、その変状形態をトップリンク型とすべり型に区分した¹⁾。本論で対象とするすべり型では、地山材料の損傷に起因して斜面内部に連続したすべり層（せん断帯）が形成されると考え、その応力～ひずみ関係がすべり方向の成分を用いて次式で与えられると仮定した。（平面ひずみ条件）



図一1 すべり層の局所座標系と全体座標系

$$\{\sigma_{\alpha}\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [D] \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = [D]\{\epsilon_{\alpha}\} \dots\dots(1)$$

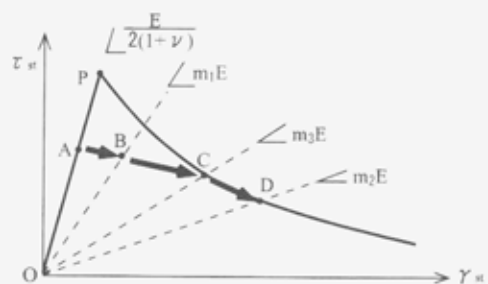
$$[D] = \frac{E}{1-\nu-2\nu^2} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & m(1-\nu-2\nu^2) \end{bmatrix} \dots\dots(2)$$

ここに E, ν : 地山材料の弾性係数およびポアソン比
 m : 損傷度パラメータ⁻¹⁾
 $(m = G/E, G$: せん断弾性係数)

式(1)は、損傷に伴って発生するすべり層岩塊のひずみをすべり方向のせん断ひずみに限定するもので、その大きさを決定するパラメータ m は、物理的に岩塊の損傷度合を表している。したがって、全く損傷の生じていない地山では $m = 1/2(1 + \nu)$ であり、このとき式(1)は等方弾性体の応力～ひずみ関係となる。

2.2 せん断に関する降伏規準とひずみ軟化則

すべり層岩塊に生じる損傷は、材質の劣化とひずみの増大（せん断降伏）によって進行する。図一2はすべり層に作用しているせん断応力とせん断ひずみの関係を示したもので、OAPCDが無損傷すべり層のひずみ軟化型応力～ひずみ曲線を表している。A点は損傷を生じる前の状態で、計測開始時点で既にB点に移動しており、計測終了時にD点まで達したとすると、すべり層の損傷度パラメータは計測期間中に m_1 から m_2 まで低下したことになる。このうち、 m_1 から m_3 への低下はすべり層の劣化によるものであるが m_3 から m_2 への低下はせん断降伏によるものと考え、C→Dへの移行時には



図一2 すべり層要素のせん断応力とせん断ひずみ

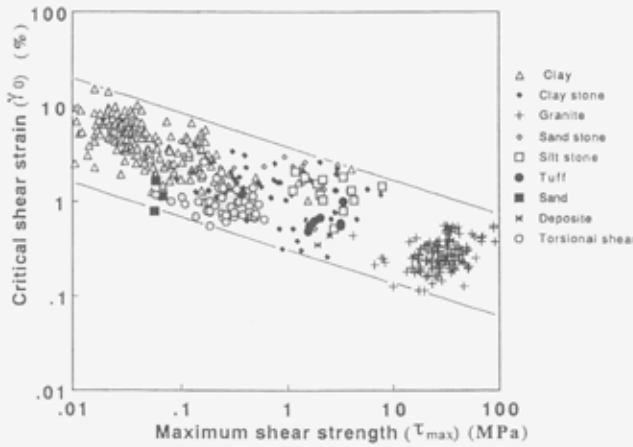


図-3 一軸供試体の限界せん断ひずみとせん断強度²⁾

$$f = \tau_{st} - c(m) - \sigma_t \tan \phi = 0 \dots \dots \dots (3)$$

ここに σ_t, τ_{st} : すべり方向の直応力とせん断応力
 $c(m)$: 粘着強度 (m の関数)
 ϕ : せん断抵抗角

なる応力条件が満足されなければならない。(降伏規準)

式(3)の粘着強度 c は m の関数として損傷の進行とともに低下するが、この c と m の関係を与えるのがひずみ軟化則である。櫻井は、土砂を含む数多くの岩石供試体に対する一軸圧縮試験結果を整理して、そのせん断強度 τ_{max} と限界せん断ひずみ γ_0 には岩質や損傷度に依存しないユニークな関係が存在するとし²⁾、図-3のような相関図を示した。この相関関係を直線で近似すれば、

$$Y_0 = a \tau_{max}^b \quad (\tau_{max} \text{ 単位 MPa}) \dots \dots \dots (4)$$

a, b : ひずみ軟化パラメーター

と表せる。図-3 からせん断剛性 G は、

$$G = mE = \frac{\tau_{max}}{Y_0} = \frac{1}{a} \tau_{max}^{1-b} \dots \dots \dots (5)$$

と定義されるから、粘着強度 c は次式で与えられる。

$$c = \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi} \tau_{max} = \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi} (amE)^{1/1-b} \dots \dots \dots (6)$$

3. 逆解析の手順

3.1 すべり面の設定

計測変位を用いたすべり面の推定法には既にいくつかの手法が提案³⁾されているが、ここでは以下の手順で行うものとする。ただし、斜面上にはいくつかの計測点が配置されていて、ある期間の計測結果から各計測点の相対変位ベクトルが図-4のように得られているものとする。まず、すべり面頂部の形跡が認められる O 点から直近の計測点 A の変位ベクトルに平行な線を描き、隣接する計測点 B と A を結ぶ線分の 2 等分線との交点 P を求める。ついで、交点 P から計測点 B の変位ベクトルに平行な線を描き、線分 BC の 2 等分線との交点 Q を求める。この操作を順次繰り返して脚部 D に到達する。もし、脚部 D に明瞭なすべり面の形跡が認められる場合には、脚部 D から出発して同様の操作をすれば良い。

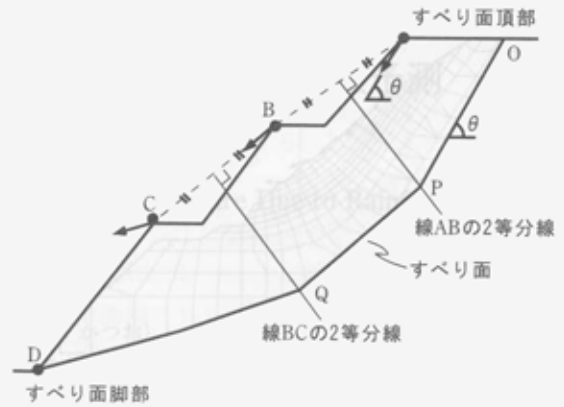


図-4 計測変位を用いたすべり面の推定法

3.2 初期応力解析

計測点とすべり面を含む斜面の横断面モデルを作成し、すべり層の厚さを設定して FEM の要素分割を行う。このとき、すべり面の形状は前記で設定した折れ線群の折れ点を緩和した直線群に変換することが好ましい。このような FEM モデルに対し、地山の E と ν を用いた単体重量 γ_t を外力とする自重解析を実施し、初期応力を求める。

3.3 計測変位の同定解析

すべり層のみを異方非線形弾性体とし、ひずみ軟化パラメーター a, b とせん断抵抗角 ϕ を設定して、計測変位を最も良く再現する $m_1 \rightarrow m_2$ の組み合わせを同定する。すなわち、 $m_0 = 1/2 (1 + \nu)$ から m_1, m_2 へと低下させて $m_1 \rightarrow m_2$ 間で生じる計測点の変位を求める。せん断剛性の低下に伴ってすべり層内には不平衡応力が生じるから、超過応力に等価な節点力を解放させれば良い。 m の低下率を要素安全率に対応して設定すると m_1, m_2 は要素毎に異なってくるから、すべり方向要素長で加重平均した平均値 M_1, M_2 ($M = \sum m_i / \sum l_i$, l_i : 要素長) で表す。 M_2 を次第に低下させてゆくと、すべり層要素にはせん断降伏が生じるから、式(3)の降伏規準と式(6)のひずみ軟化則に従って超過応力を解放させる反復計算が必要となる。また、計測値の同定には次式の評価関数

$$\epsilon = \frac{\sum (U^m - U^c)^2}{\sum (U^m)^2} \rightarrow \text{Min} \dots \dots \dots (7)$$

U^m : 計測変位 U^c : 計算変位

を用い、 ϵ の最小化を計れば良い。ひずみ軟化パラメーター a, b やせん断抵抗角 ϕ が室内試験等で得られていない場合には、これらも同定すべきパラメーターとして扱うことができる。

3.4 すべり安全率の評価

計測変位の同定解析では、 $M_0 = 1/2 (1 + \nu)$ から M_2 までの剛性低下解析を 10~20 ステップで M 値を段階的に低下させて行うから、各段階のすべり層応力分布と強度分布を用いて次式のすべり面安全率を評価することができる。

$$F_s = \frac{\sum (c + \sigma_t \tan \phi) l}{\sum \tau_{st} \cdot l} \dots \dots \dots (8)$$

したがって、 M_2 値が同定されれば対応するすべり面安

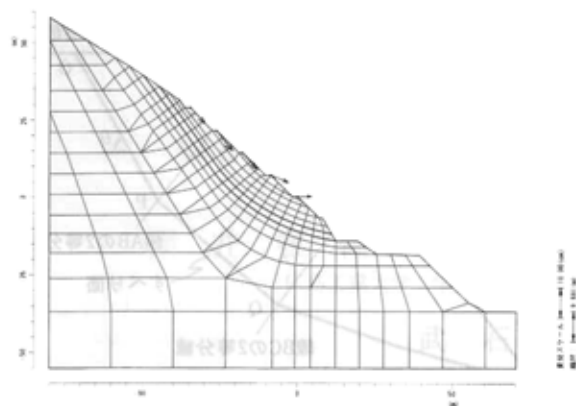


図-5 FEMメッシュ図

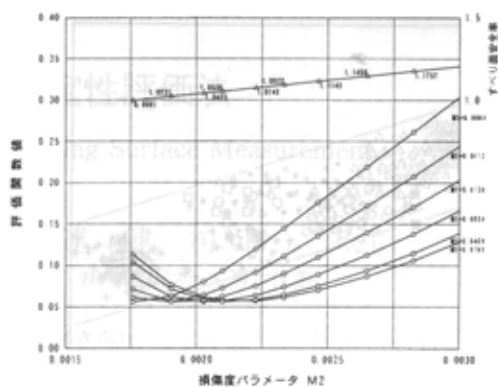


図-6 評価関数, 安全率と損傷度パラメータ

全率も評価できることになる。

4. 現場への適用例

ここでは、道路建設に伴う切土斜面の造成中に発生した変状に適用した例を示す。6~7 cm に及ぶ斜面地表の変位は、最下段の切土工事中に被った集中豪雨を誘因として急激に生じたものであるが、変状計測は最下段の掘削直前から実施されていて、それ以前の切土工事に伴う変位については不明である。そこで、計測開始時点のすべり層岩塊に生じていた損傷状態を M_1 、豪雨後の損傷状態を M_2 と考えて、その同定解析を実施した。

表-1 解析上の設定値

パラメータ	設定値	備考
弾性係数 E	1200 MPa	調査結果による地山の平均値
ポアソン比 ν	0.3	推定値
単体重量 γt	22.5 kN/m ³	調査結果
せん断抵抗角 ϕ	20 deg.	残留強度時の推定値
ひずみ軟化パラメータ a	—	逆解析により同定
ひずみ軟化パラメータ b	-0.35	図-3 の平均勾配
すべり層の厚さ	2 m	推定値

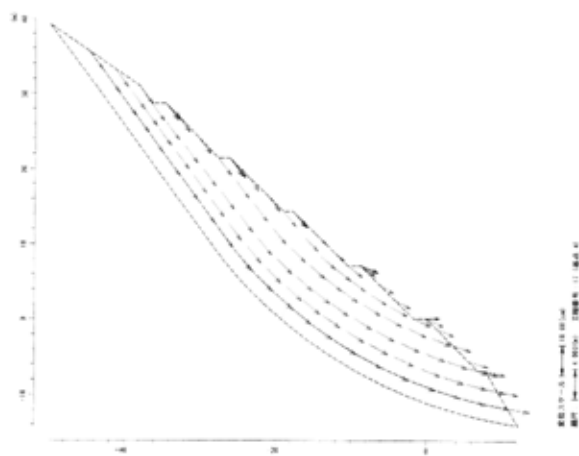


図-7 計測変位と計算変位

表-2 逆解析の結果

パラメータ	解析値	備考
粘着強度 c	2.49 MPa	a,b から求まる地山の解析値
ひずみ軟化パラメータ a	1.2 %	1.0 ~ 1.6 から同定
損傷度パラメータ M_1	0.0234	評価関数の最適値
M_2	0.00203	$\epsilon=0.0562$ に対応
すべり面安全率 F_s	1.04	総合評価値

解析には、図-5 に示す FEM モデルを用い、表-1 の地山物性値を設定して、ひずみ軟化パラメータ a を 1.0, 1.2, 1.4, 1.6% に変化させて行った。解析結果の一例として a=1.2% のときの損傷度パラメータ M_1, M_2 と評価関数およびすべり面安全率 F_s の関係を図-6 に、 $M_1=0.0234$ ($F_s=3.72$) から $M_2=0.00203$ ($F_s=1.04$) の低下に伴う FEM 節点の変位ベクトルを図-7 に示した。また、総合的に評価した逆解析の結果は表-2 に示している。

5. 結 び

提案した手法の特長は、任意期間内の計測値から斜面内の応力状態とすべり層の強度分布を推定できる点にある。その結果、斜面の安全率を時系列的に推定可能とな

る。過去の事例には、変状の開始時点特定できないケースや、変状が認められてから計測されている場合も多く、そのような場合でも本手法は有効である。

参 考 文 献

- 1) 櫻井春輔：情報化施工における逆解析，土木学会論文集，No. 652 III-51, pp. 1~10, 2000.
- 2) 櫻井春輔：トンネルの安定性評価のための限界せん断ひずみ，土木学会論文集，No. 493 III-27, pp. 185~188, 1994.
- 3) Carter, M. and S. P. Bentley: The geometry of slip surface beneath landslides: predictions from surface measurements, Can. Geotech. J., 22, pp. 234~238, 1985.
(原稿受領日 2001.4.6)