

再すべり型地すべり斜面の逆算強度に関する検討

JR 西日本 正会員 ○難波雅史
 長岡技術科学大学 正会員 大塚 悟 山下 良
 中部電力 正会員 橋詰正広 上田 稔

1. はじめに

緩斜面にてすべりを繰り返す再すべり型地すべりでは、斜面内にすべり面が明瞭に形成されている。すべり面のせん断強度は大変位履歴により斜面地山に対して著しく低下しているが、測定の難しいことから逆解析にて算出されることが多い。しかし、地すべりの崩壊形態によっては既存すべり面でのせん断以外にも、すべり土塊のせん断を生じることから、地山とすべり面の強度を区別してすべり面強度を逆算する必要がある。本研究では、剛塑性有限要素法(RPFEM)を用いた崩壊事例の逆解析による地盤定数の同定と、逆算強度を用いた順解析について報告する。すべり面は不連続面であることから連続体理論に基づく有限要素解析では特殊な構成関係を用いる。

2. 剛塑性構成式の誘導

強度低減型の剛塑性構成式を連続体(地すべり土塊)および不連続面(既存すべり面)に対して誘導する。斜面安定問題では一般に安全率がせん断強度の低減率を用いて定義される。地すべり土塊の降伏関数にDrucker-Prager型を用いる。

$$f(\sigma, F_s) = \hat{\alpha} I_1 + \sqrt{J_2} - \hat{k} = 0 \quad (1)$$

ここに、 $\hat{\alpha} (= \alpha/F_s)$ 、 $\hat{k} (= k/F_s)$ は地盤の材料定数、 F_s は安全率である。 I_1 および J_2 は応力の第1不変量、偏差応力の第2不変量を表す。塑性ポテンシャルは式(1)と同形式の関数を用いるが、簡単のために、ここでは関連流れ則の定式化を示す。式(1)の降伏関数を用いると流れ則から地盤のダイレイタンシー特性は以下のように表される。

$$h(\dot{\epsilon}, F_s) = \dot{\epsilon}_v - \frac{3\hat{\alpha}}{\sqrt{3\hat{\alpha}^2 + 1/2}} \dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_v - \beta \dot{\epsilon} \quad (2)$$

$$\beta = \frac{3\hat{\alpha}}{\sqrt{3\hat{\alpha}^2 + 1/2}} \quad (3)$$

ここに、 $\dot{\epsilon}$ は塑性ひずみ速度、 $\dot{\epsilon}_v$ は体積ひずみ速度、 $\dot{\epsilon}$ はひずみ速度のノルムである。式(2)の制約条件をペナルティ法により導入すると、次の剛塑性構成式が誘導できる。剛塑性構成式では応力～ひずみ速度間の構成関係が得られる。

$$\sigma = \frac{\hat{k}}{\sqrt{3(\alpha/F_s)^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}} + \kappa (\dot{\epsilon}_v - \beta \dot{\epsilon}) \left\{ \mathbf{I} - \frac{3\hat{\alpha}}{\sqrt{3\hat{\alpha}^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}} \right\} \quad (4)$$

ここに、 κ はペナルティ定数である。

剛塑性有限要素法では変位速度が不定となることから、変位速度の大きさを定めるために制約条件を導入する。この条件をペナルティ法により導入して釣り合い式を解くと、次式のように安全率が定められる。

$$F_s = \mu \left(\int_V \mathbf{b} \cdot \dot{\mathbf{u}} \, dV - 1 \right) \quad (5)$$

ここに、 $\mathbf{b}$ は物体力、 $\dot{\mathbf{u}}$ は変位速度、 μ はペナルティ定数である。変位速度の大きさをいくかに決めても基本的には安全率には影響しない。式(4)の剛塑性構成式は安全率の関数で表現されることから、安定解析は繰り返し計算を必要とする。

他方、速度の不連続面においても同様に剛塑性構成式を誘導できる。速度の不連続面では、不連続面での応力ベクトル $\mathbf{t}$ が Mohr-Coulomb の破壊基準に従うと仮定する。不連続面での地盤定数を c_s 、 ϕ_s と定義すると、降伏関数は次のように表される。

$$g(\mathbf{t}, F_s) = \sqrt{t_s^2 + t_t^2} - \hat{c}_s + t_n \tan \hat{\phi}_s = 0 \quad (6)$$

ここで、定数は $\hat{c}_s (= c_s/F_s)$ 、 $\tan \hat{\phi}_s (= \tan \phi_s/F_s)$ である。 t_s 、 t_t は不連続面上に沿う応力成分であり、互いに直交する応力成分である。また t_n は不連続面に対する垂直応力である。構成関係は応力ベクトル $\mathbf{t}$ と相対変位ベクトル $\Delta \dot{\mathbf{u}}$ 間の関係式として次式のように表される。

$$\mathbf{t} = \frac{\hat{c}_s}{1 + \tan^2 \hat{\phi}_s} \frac{\Delta \dot{\mathbf{u}}}{|\Delta \dot{\mathbf{u}}|} + \lambda \omega_s \mathbf{a} \quad (7)$$

$$\mathbf{a} = \begin{Bmatrix} \Delta \dot{u}_s \cdot \tan \hat{\phi}_s / \sqrt{\Delta \dot{u}_s^2 + \Delta \dot{u}_t^2} \\ \Delta \dot{u}_t \cdot \tan \hat{\phi}_s / \sqrt{\Delta \dot{u}_s^2 + \Delta \dot{u}_t^2} \\ -1 \end{Bmatrix}$$

上式にて λ はペナルティ定数である。 $\Delta \dot{u}_s$ 、 $\Delta \dot{u}_t$ 、 $\Delta \dot{u}_n$ は応力ベクトル $\mathbf{t}$ の各成分に一致する向きの相対変位速度である。また、 $|\Delta \dot{\mathbf{u}}|$ は相対変位速度ベクトル $\Delta \dot{\mathbf{u}}$ のノルムである。式(7)は式(4)と同様に安全率の関数であることから繰り返し計算を必要とする。

3. 逆算強度の同定

単純斜面(図1)の崩壊事例に対して逆算強度を算出する。崩壊形態が既知であることから解析領域はすべり面とその上部のすべり土塊のみとする。図に示すように崩壊形態は円弧すべりである。地山強度の及ぼすすべり面の逆算強度への影響を調べるため

キーワード 安定解析, 逆解析, 地すべり, 剛塑性有限要素法

連絡先 〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1 長岡技術科学大学 0258-46-6000

に、地山の強度定数を2種類設定する。地山の強度定数を $c = 16.5 \text{ kPa}$, $\phi = 20^\circ$ (地盤定数 A-1) , $c = 16.5 \text{ kPa}$, $\phi = 30^\circ$ (地盤定数 B-1) とし、単位体積重量はともに $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ とした。得られたすべり面の逆算強度を図2に示す。逆算強度関係は地山の強度に依らずほぼ一致した。

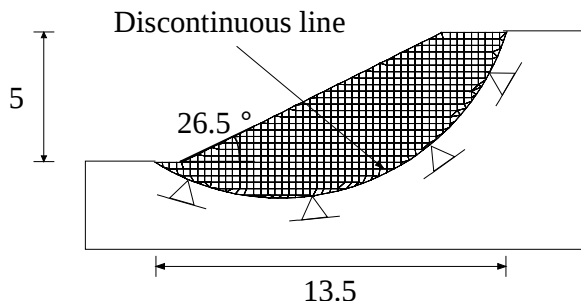


図1 円弧すべり型崩壊事例（単位：m）

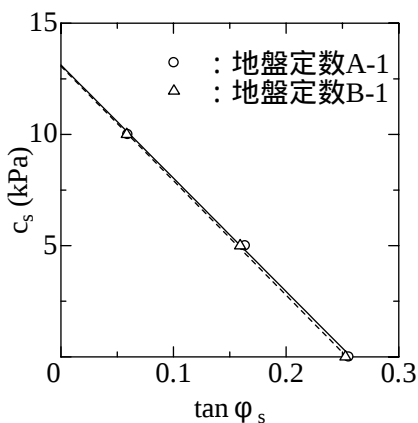


図2 円弧すべり型崩壊事例の逆算強度

次に非円弧型すべりの崩壊事例（図3）の逆算強度を算出する。地山の強度定数は $c = 20 \text{ kPa}$, $\phi = 30^\circ$ (地盤定数 A-2) , $c = 20 \text{ kPa}$, $\phi = 15^\circ$ (地盤定数 B-2) とし、単位体積重量はともに $\gamma_t = 16 \text{ kN/m}^3$ とした。図4に異なる地山強度に対する逆算強度を示すが、地山の強度によって逆算強度が異なる結果が得られた。

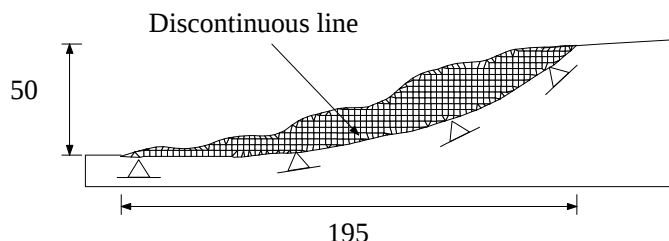


図3 非円弧すべり型崩壊事例（単位：m）

従来、すべり面の逆算強度はすべり土塊のせん断破壊については考慮せずに行われてきた。解析事例に示すように円弧すべり型崩壊の場合にはすべり土塊の強度の逆算強度に及ぼす影響は無視できるが、非円弧すべり型崩壊の場合にはすべり土塊のせん断破

壊の影響を無視できない結果となった。

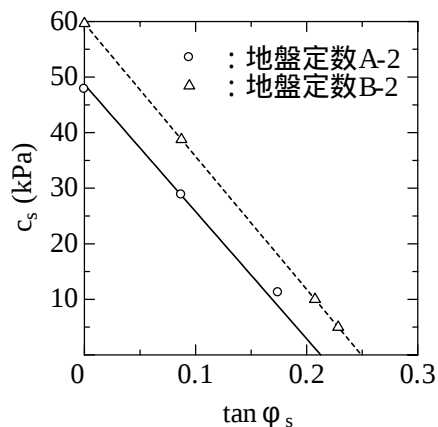


図4 非円弧すべり型崩壊事例の逆算強度

4. 逆算強度を用いた順解析

得られた逆算強度から任意の定数を設定し、順解析を実施する。図5は円弧すべり型崩壊事例の逆算強度関係を用いた順解析結果である。地盤定数は、 $c = 5.0 \text{ kPa}$, $\phi = 9.0^\circ$, $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ と設定した。得られた安全率は $F_s = 0.97$ であり、すべり土塊は剛体挙動を示す。図6は非円弧すべり型崩壊事例の順解析結果である。地盤定数は、 $c = 5.0 \text{ kPa}$, $\phi = 10.9^\circ$, $\gamma_t = 16 \text{ kN/m}^3$ とした。得られた安全率は $F_s = 0.96$ であり、すべり土塊はいくつかのブロックに分かれた剛体挙動を示す。

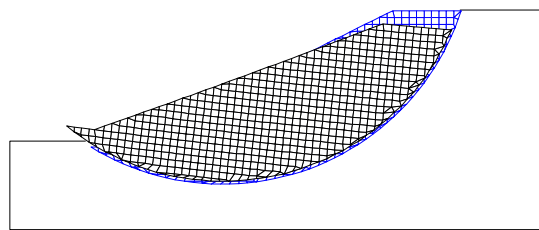


図5 円弧すべり型崩壊事例の順解析（ $F_s = 0.97$ ）

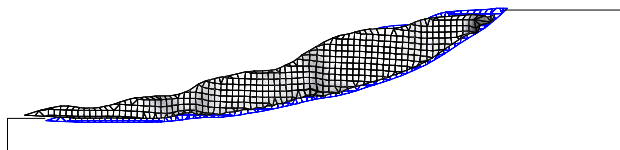


図6 非円弧すべり型崩壊事例の順解析（ $F_s = 0.96$ ）

5. まとめ

本研究では再すべり型地すべり斜面の逆算強度に関する検討を行った。すべり面の逆算強度は地山の強度に影響を受けることから、地山の調査とすべり面の調査、そのせん断強度特性の把握が重要である。

参考文献

1) 大塚悟, 宮田善郁, 池本宏文, 岩部司: 剛塑性有限要素法による斜面安定解析, 地すべり, Vol.38, No.3, pp.75-83, 2001.