

剛塑性有限要素法による 再すべり型地すべり斜面の安定解析と対策工に関する検討

防災設計工学研究室 難波 雅史
指導教官 大塚 悟

1. はじめに

比較的勾配の緩い斜面にてすべりを繰り返す再すべり型地すべりは、斜面内に既存のすべり面が明瞭に形成されている。既存すべり面のせん断強度は斜面地山に対して著しく低下しているが、予測が困難であることから逆解析により算出される。しかし、斜面の崩壊形態によっては既存すべり面でのせん断とともにすべり土塊のせん断を生じることから、地山とすべり面のせん断強度を区別する必要がある。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を行うことを目的としている。解析手法の妥当性ならびに適用性について検討する。対策工の3次元解析も試みる。

2. 剛塑性構成式の誘導

斜面安定解析のための剛塑性構成式を田村¹⁾による定式化に基づいて誘導する。降伏関数にはDrucker-Prager型を用いた。斜面安定解析では安全率をせん断強度の低減率を用いて定義する。地盤の降伏関数は安全率を用いて次式のように表される。

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

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、 $\dot{\epsilon}$ は等価ひずみ速度ノルムである。田村¹⁾の所論に従い式(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。剛塑性構成式の特徴は応力～ひずみ速度間の構成関係にある。

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

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任意の制約条件を指定する。この条件をペナルティ法により導入すると、

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

のように、安全率を定められる。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らに決めても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、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 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、せん断強度は安全率 F_s の関数で表される。

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

ここで、 $\hat{c}_s (= c_s/F_s)$ 、 $\hat{\phi}_s (= \phi_s/F_s)$ である。 t_s 、 t_t は不連続面上に沿う応力成分であり、 t_t は t_s に直交する応力成分である。 t_n は、不連続面に対して垂直方向の応力成分である。本式より、構成関係は応力ベクトル t と相対変位ベクトル $\Delta \dot{\mathbf{u}}$ 間の関係式として式(7)のように表される。

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

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

上式において 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 t の各成分に一致する向

きの相対変位速度である．また， $|\Delta\dot{u}|$ は相対変位速度ベクトル $\Delta\dot{u}$ のノルムである．

式(7)は安全率の関数となっているため式(4)と同様に繰り返し計算を必要とする．

3. 既存すべり面を有する斜面の安定解析

既存すべり面を有する地すべり斜面（図1）を崩壊事例からモデル化して解析を行い，すべり面の強度変化に対する安全率と破壊形態の違いを調べた．地山の強度定数は， $c = 17.5kPa$ ， $\phi = 30^\circ$ ， $\gamma_t = 16kN/m^3$ である．すべり面の強度定数 (c_s, ϕ_s) はケースごとに設定した．

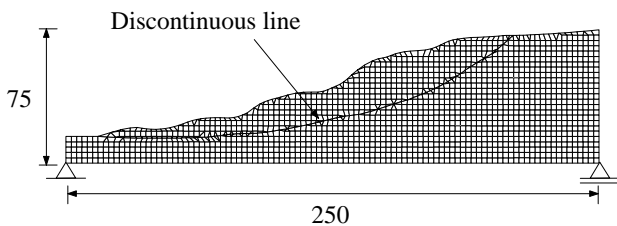


図1 解析モデル（単位：m）

斜面強度が一様の場合，図2のように斜面の一部のみ崩壊する．既存すべり面を図1の位置に入れることによって，破壊形状は大きく変化する．図3-1では，すべり面のせん断抵抗角を与えていないため，地すべり土塊はすべり面上を剛体的に滑動していることがわかる．図3-2は，せん断抵抗角を与えていることから，若干のダイレイションを生じ，斜面下部において上方に変形している．場所によって土被りが異なるためにせん断抵抗角によってこのような破壊形態が得られたと考えられる．ここには示していないが，すべり面の強度が斜面地山の強度定数に近づくと破壊形態と安全率は図2に一致することから，本解析手法の妥当性が確認できる．

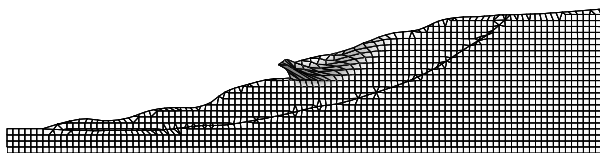


図2 一様強度斜面の破壊機構
($F_s = 1.59$)

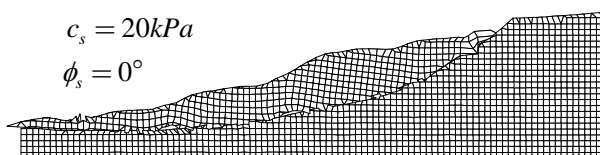


図3-1 $F_s = 0.535$

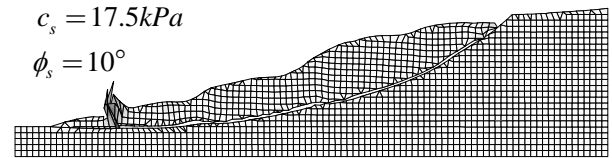


図3-2 $F_s = 1.11$

実斜面においては，過去の履歴によって斜面内には複数の既存すべり面が形成されていることも多い．次に複雑な既存すべり面を有する斜面の安定解析を行い，既存すべり面が斜面の安定性に与える影響を調べる．図4は2本のすべり面が斜面内で接触している解析モデルである．地山の地盤定数は， $c = 30kPa$ ， $\phi = 30^\circ$ ， $\gamma_t = 16kN/m^3$ である．すべり面の強度定数はケースごとに設定し，D1，D2は同じ値を用いた．

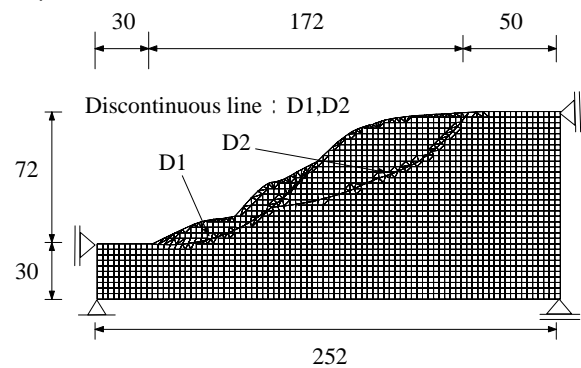


図4 解析モデル（単位：m）

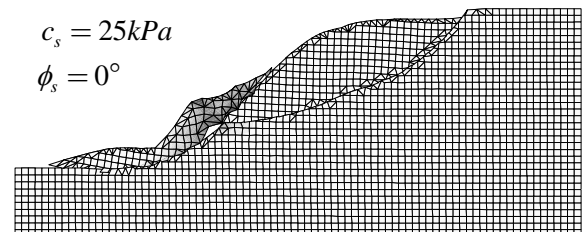


図5-1 $F_s = 0.495$

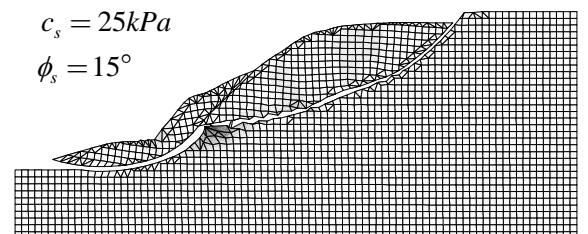


図5-2 $F_s = 1.09$

図5-1，5-2はすべり面強度の違いによる解析結果である．図5-1では，不連続面D2にて囲まれた地すべり土塊がすべり面に沿って滑動することによって，不連続面D1にて囲まれた地すべり土

塊を押し出す形で崩壊している．特に，不連続面の交差部付近においてひずみ速度が観測されるのは交差部においてD2に沿う土塊がD1に沿う土塊を押し上げるためである．図 5-2 では，不連続面D1,D2の沿った深いすべりが発生し，せん断抵抗角の影響でダイレイションが生じている．不連続面の交差部においてひずみ速度が卓越しており，この部分の土塊を削るように全体破壊を起こす．

剛塑性有限要素法を用いた安定解析では，事前に崩壊形態を仮定することなくあらゆる破壊形状の中から最小安全率となる状態を探索する．ここで示した結果から，本解析手法では地盤の定数や不連続面の強度の組み合わせによって自動的に破壊形態が選択され，合理的に解析されている．事前に破壊形態を仮定する必要のある極限平衡法では解析が困難な事例であり，剛塑性有限要素法の有為性が確認できる．

4. 低強度層を有する斜面の安定解析

地すべりの中でも断層やシーム層などの低強度層を有する斜面の崩壊予測は一般に困難である．その理由は，低強度層の把握の困難さにあるが，安定解析上の問題も無視できない．ここでは斜面内に流れ盤や受け盤を形成するようにシーム層が形成される事例を想定して，その存在の有無や位置，角度や強度が斜面全体の安定性に与える影響を調べる．解析モデルを図 6 に示す．地山の強度定数は， $c = 16.5kPa$ ， $\phi = 23.9^\circ$ ， $\gamma_t = 18kN/m^3$ とした．シーム層の強度はケースごとに設定した．

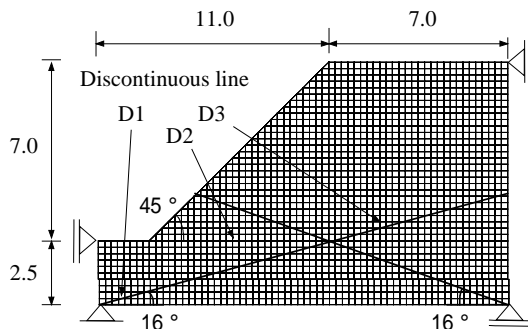


図 6 解析モデル (単位: m)

図 7 はシーム層が存在しない場合の結果である．安全率は $F_s = 1.53$ と算出された．破壊形態は典型的な斜面先破壊である．シーム層が存在しないと大きな破壊にはならない．図 8-1-図 8-3 は不連続面の位置が図 6 中の D1-D3 のときの結果(破壊後のひずみ速度分布)である．図 8-1 は，流れ盤の事例である．シーム層以深は十分堅いとして解析領域から除外した．図より，斜面には明瞭なすべり線が形成され，斜面上部は主働楔が形成され下

方に移動し，下部のり尻にて受働楔が形成されて上方へ乗り上げている．このときの安全率は $F_s = 1.14$ である．図 8-2 は，シーム層が水平に入る事例である．斜面にすべり線が形成されて，シーム層に沿って滑動する結果となった．得られた安全率は， $F_s = 1.23$ である．この事例ではシーム層にせん断抵抗角を与えているため，シーム層のせん断変形にて若干のダイレイションを生じている．図 8-3 は，受け盤の事例である．シーム層が存在するにもかかわらず，その影響をほとんど受けることなく斜面全体として図 7 と同様の破壊を起こす結果となった．得られた安全率は $F_s = 1.52$ であり，地山一様強度の結果にほぼ等しい．

このように低強度層の存在が斜面の安定性に与える影響は大きく，本手法によって斜面の安定性が合理的に解析されることが示された．

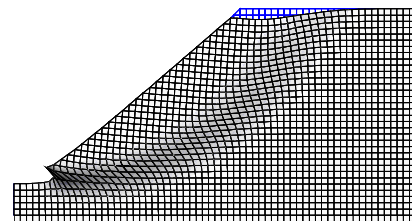


図 7 一様強度斜面の破壊機構 ($F_s = 1.53$)

$$c_s = 10kPa$$

$$\phi_s = 0^\circ$$

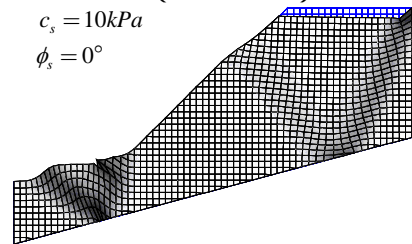


図 8-1 不連続面 D1 の破壊機構 ($F_s = 1.14$)

$$c_s = 1.56kPa$$

$$\phi_s = 12.1^\circ$$

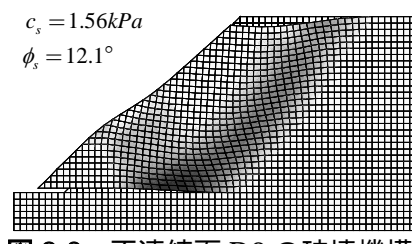


図 8-2 不連続面 D2 の破壊機構 ($F_s = 1.23$)

$$c_s = 1.56kPa$$

$$\phi_s = 12.1^\circ$$

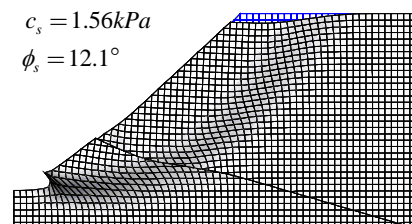


図 8-3 不連続面 D3 の破壊機構 ($F_s = 1.52$)

5. 既存すべり面の逆算強度の同定

図9のモデルを用いて逆算強度を算出し、慣用法²⁾と比較する。すべり面位置を固定するため解析領域は図中のメッシュを切った部分のみとした。地山の強度定数は、 $c = 16.5kPa$ 、 $\phi = 24^\circ$ 、 $\gamma_t = 18kN/m^3$ とした。

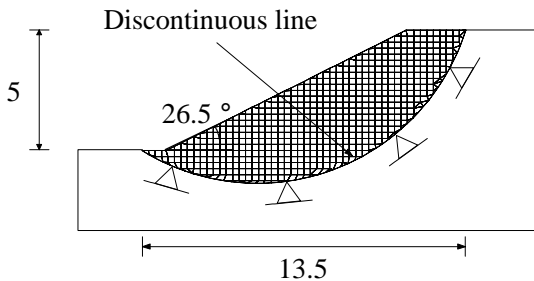


図9 解析モデル (単位: m)

すべり面の強度定数を変化させ、安全率が $F_s = 1.27$ となるときのすべり面強度 (c_s, ϕ_s) を算出する。本来逆解析を行う際には安全率が $F_s = 1.0$ となる強度を逆算するが、ここでは慣用法と比較するため目標安全率を $F_s = 1.27$ とした。本解析手法による逆算結果を図10に実線で示し、慣用法で得られた結果を破線で示す。図中の正解値とは、慣用法で順解析に用いた地盤定数、つまり図9のようなすべり面、安全率が $F_s = 1.27$ となるときに用いた地盤定数である。逆算値とは、すべり面の位置と安全率 $F_s = 1.27$ のみを与えて逆算された値である。本解析における正解値とは、地山とすべり面に同じ強度を用い、解析にて得られるすべり面位置が図9に一致し、かつ安全率が $F_s = 1.27$ となるときの定数である。ここでは逆算強度関係を求めることが目的であるため本解析手法による正解値は求めない。

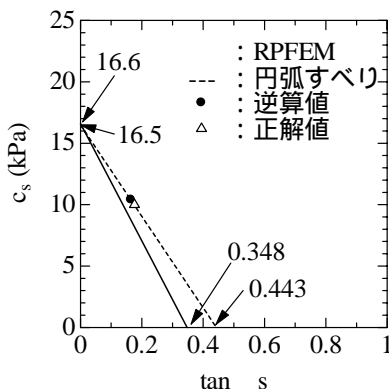


図10 逆算強度関係

図10より、逆算強度関係は両解析手法とも、ほ

ぼ線形関係にあるといえる。しかし解析手法の違いによって逆算関係には若干の差異が見られる。すべり面のせん断抵抗角の増加とともに差異が見られることから、本来逆算強度関係は線形関係ではなく非線形関係にあることが考えられる。

次に、複雑な既存すべり面を内包する斜面(図11)をモデルに逆算強度を算出する。解析領域は図9と同様にすべり面とその上部の土塊部のみとし、地山の強度定数(地盤定数A)は $c = 20kPa$ 、 $\phi = 30^\circ$ 、 $\gamma_t = 16kN/m^3$ とした。

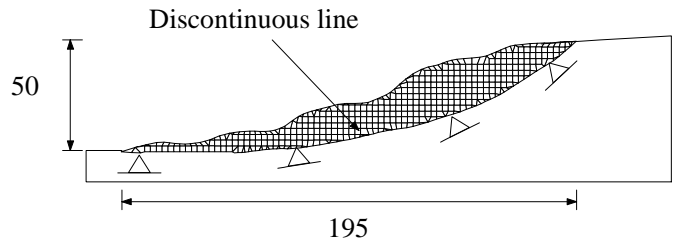


図11 解析モデル (単位: m)

すべり面の強度を変化させ、安全率が $F_s = 1.0$ となる逆算強度関係を得た。結果を図12(地盤定数A)に示す。図より、逆算強度関係はほぼ線形関係となった。次に、地山の強度定数を $c = 20kPa$ 、 $\phi = 15^\circ$ 、 $\gamma_t = 16kN/m^3$ (地盤定数B)として再度逆算を行うと、図12(地盤定数B)を得た。逆算強度は同様にほぼ線形関係となった。

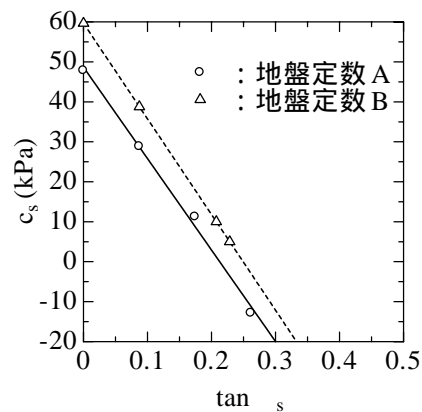


図12 逆算強度結果

図12より、地山の強度によって得られるすべり面の逆算強度関係は異なる。慣用法では、地すべり土塊のせん断変形を考慮できないため、地山の強度に依らず得られる逆算強度関係は一つとなる。しかし、図12が示すようにすべり面の強度は地山の強度に依存して変化することが本解析により明らかにされた。

6. 逆算強度を用いた順解析

5にて得られた逆算強度関係から任意の定数を設定し、順解析によって解析精度の検証を行う。図10の逆算強度関係(A)より設定した定数ならびに得られた安全率を表1に、(B)の結果から設定した定数と得られた安全率を表2に示す。

表1 設定した定数と得られた安全率

	せん断抵抗角 δ_s (°)	粘着力 (kPa)	安全率 F_s
Case 1	0	16.6	1.298
Case 2	7.9	10	1.267
Case 3	12.0	6.59	1.267
Case 4	18.1	1.5	1.315

表1より、せん断抵抗角の増加とともに安全率は変化し、所定の安全率 $F_s=1.27$ とは若干の差異が生じる結果となった。この原因としては次のことが考えられる。つまり、逆算強度関係を導く過程においては安全率 $F_s=1.27$ となる強度を線形近似により算出し、さらに図10においても線形近似したことによる累積誤差である。または、逆算強度関係は本来非線形関係にあるということも考えられる。代表的な破壊形態を図13-1,13-2に示す。

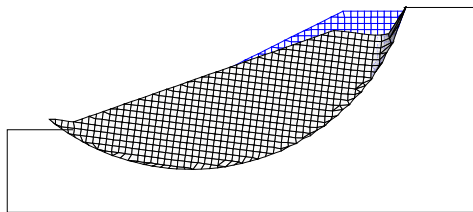


図13-1 Case1の破壊機構

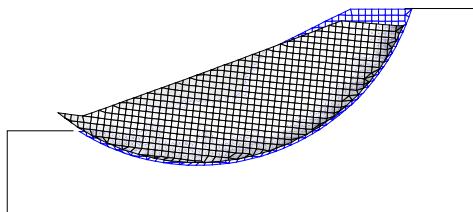


図13-2 Case3の破壊機構

図より、Case1では土塊がすべり面に沿って滑动していることがわかる。すべり面にせん断抵抗角を与えていないため、ひずみ速度はほとんど観測されない。Case3では、若干のダイレイションを生じ、土塊内部にはすべり面付近に複雑なひずみ速度が分布している。

次に図12にて得られた逆算関係から同様に順解析を行った。逆算強度関係(1回目)より設定した定数と得られた安全率を表2に、2回目の結

果から設定した定数と得られた安全率を表3に示す。

表2 設定した定数と得られた安全率(A)

	せん断抵抗角 δ_s (°)	粘着力 (kPa)	安全率 F_s
Case 1	0	48.6	0.993
Case 2	5.0	28.7	0.978
Case 3	9.68	10.0	0.962
Case 4	10.93	5.0	0.955

表3 設定した定数と得られた安全率(B)

	せん断抵抗角 δ_s (°)	粘着力 (kPa)	安全率 F_s
Case 1	0	59.7	0.956
Case 2	5.0	38.8	0.977
Case 3	11.89	10.0	1.016
Case 4	13.09	5.0	1.027

表2ではせん断抵抗角の増加とともに安全率は減少し、表3では逆に増加する結果となっている。表1と同様に所定の安全率とは若干の差異が生じているが、これも線形近似による累積誤差が考えられる。代表的な破壊形態を図14-1-14-4に示す。

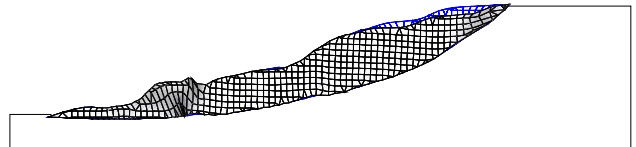


図14-1 Case1の破壊機構(1回目)

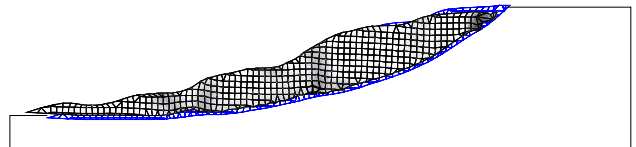


図14-2 Case4の破壊機構(1回目)

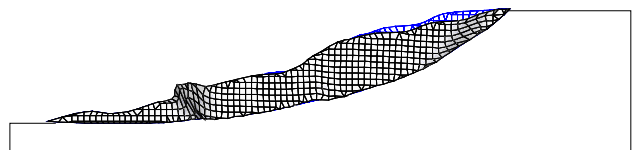


図14-3 Case1の破壊機構(2回目)

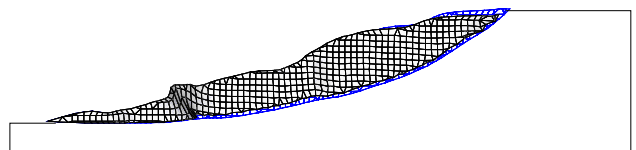


図14-4 Case4の破壊機構(2回目)

図 14-1, 14-2 では, すべり面の強度変化に対して破壊形態も複雑なものへと変化しているのに対して, 図 14-3, 14-4 についてはすべり面の強度による破壊形態の差異は特に見られない. このように地山の強度によっては同じすべり面に沿って破壊するにもかかわらずこのような差異が見られることから, 逆算関係にも差が生じるのではないかと考えられる.

7. 対策工に関する検討

地すべり対策工には, 抑制工, 抑止工など様々なものがあるが, 本研究では最も採用実績の多いアンカー工について検討を行った. 実務では対策工は 2 次元解析にて行われるが, 実斜面の多くは幾何形状が 3 次元的で複雑である. そこで既往の斜面安定解析手法を改良することにより, アンカー力(プレストレス)による抑止効果を 3 次元解析にて調べた.

図 15 に示すモデルを用いて解析を行った. 地山の強度定数は $c = 2.56kPa$, $\phi = 25^\circ$ および $\gamma_t = 19.6kN/m^3$ である. アンカー導入位置および定着部の強度定数は $c = 10000.0kPa$, $\phi = 0^\circ$, $\gamma_t = 23.0kN/m^3$ とした.

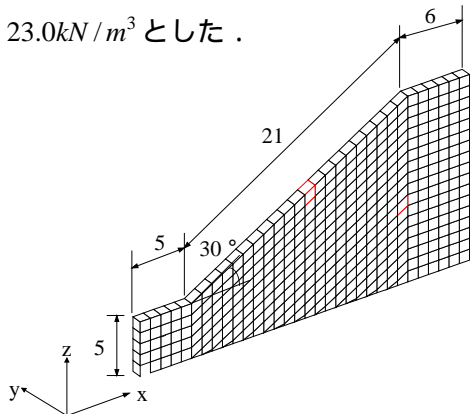
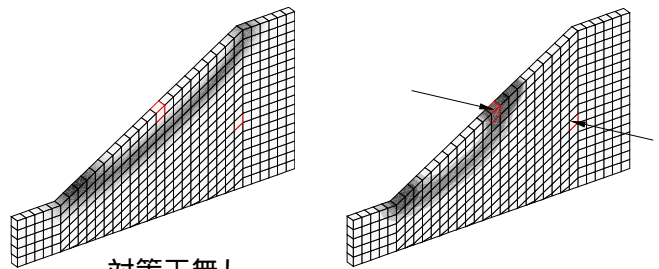


図 15 解析モデル (単位: m)

図 16 は対策工を行わない場合の結果, 図 17-1-図 17-3 はアンカーを導入した場合の結果である. アンカーは水平から -30° の角度で導入し, プレストレスは $100kN$ とした.

図 16 より対策工無しの場合典型的な斜面先破壊を起こす結果となった. このときの安全率は $F_s = 1.06$ であった. 図 17-1 では, プレストレスを与えることによってすべり面の位置が変わるとともに, 安全率も上昇していることから抑止効果が表れている. 図 17-2 以降は, メッシュが奥行き方向へと増加するに従いすべり面の状態が変化しながら安全率は減少し, やがて図 16 の破壊形態へと変化している. 図 17-3 は抑止効果がほとんど期待できない結果が得られた. なお, 図 17 の矢印は

アンカーを表す. 実務では, 対策工の設計は 2 次元解析で行われているが 3 次元効果を見逃した 2 次元解析では安全率を過大評価していることが本解析結果より明らかである.



対策工無し
図 16 $F_s = 1.06$

図 17-1 $F_s = 1.24$

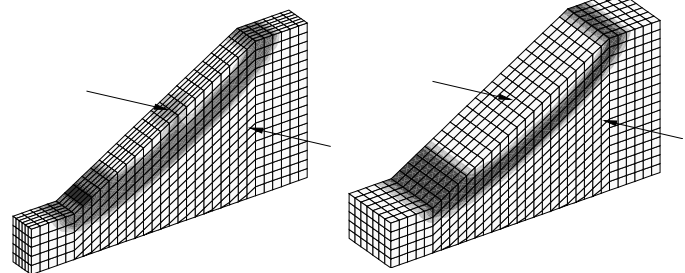


図 17-2 $F_s = 1.11$

図 17-3 $F_s = 1.08$

8. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す.

- 1) 本解析手法にてアンカーを考慮した 3 次元解析が可能であり, 2 次元解析では安全率を過大評価することになる.
- 2) 既存すべり面を有する斜面では, すべり面の強度によって多様な破壊形態を示すが, 本解析手法によって合理的な解が得られる. また, 低強度層を有する斜面では, その存在位置や角度, 強度によっては, 地山一様強度の場合に比べて大きく, 深いすべりが発生するため, 斜面全体の安定性に与える影響は大きい.
- 3) すべり面の逆算強度は, 地山の強度に影響を受ける.
- 4) 地すべり安定解析では, 地山とすべり面の調査とともにそのせん断強度特性の把握が重要である.

参考文献

- 1) Tamura.T.:Computational Plasticity Current JapaneseMaterialResearch Vol.7,Elsevier,pp.13 5-164,1990.
- 2) 植田康宏:破壊斜面の強度定数逆解析法に関する研究,pp.16-26.,1994
- 3) 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.