

多層構造を有する斜面の地震時永久変形の簡易評価手法

日本大学 正会員 ○中村 晋
 京都大学 正会員 澤田 純男
 東北学院大学 正会員 吉田 望

1. はじめに : 土構造物の斜面崩壊または法面崩壊時の変形量の評価手法には、安定解析法などより求めた臨界すべり面上の土塊の変形量を求める方法や、有限要素法により直接求める方法等がある。前者の手法は、解析に必要な情報量が有限要素法に比べ少なく、解析が容易であり、現行の設計基準類でも用いられている。ここでは、その疑似静的解析法の簡易性を損なわず、実地震応答への対応性の高い手法の開発を目的とし、地盤内での材料や強度の空間分布、さらに地震動の増幅を考慮した簡易な斜面や盛土の地震時永久変形解析法の提案¹⁾を行う。

2. 提案手法 : 提案手法は、Ling らが変分原理に基づいて示した単一地盤材料からなる斜面に対する対数らせん形状の臨界すべり面の評価方法と Newmark に基づく変形量の評価法を組み合わせた手法を、多層地盤における複合すべり面を考慮し、斜面内での地震動の増幅を考慮できるように拡張したものである。一般に、すべり発生時における斜面内におけるすべり土塊へ作用する力によるモーメントの釣り合いは、すべり面の極に対するすべり面上の土の抵抗モーメント M_R とすべり土塊の滑動モーメント M_D の釣り合いとして得られ、式(1)で表される。ここで、滑動モーメント M_D は、滑り土塊の自重による滑動モーメントを M_{DV} 、慣性力による滑動モーメント M_{DH} の和として表される。提案する多層構造地盤に対する臨界すべり面は、Baker が強度の不連続性を有する地盤における変分問題の解に基づいて、多層地盤について示した「各層の滑り面形状は対数らせんとなり、形状を表す定数は異なるものの各層の対数らせん極は共通であること」を用いることにより解決することができる。ここでは、式(2)により示される各層に共通の対数らせん極 (X_c, Y_c) と層毎に異なる対数らせん定数 A_j で構成されるすべり面を複合すべり面と呼ぶことにする。 β は対数らせん極を中心とし鉛直方向より、すべり面上の点(X,Y)までの反時計まわりになす角を表す。

$$M = M_R - M_D = M_R - (M_{DV} + M_{DH}) = 0 \quad (1) \quad \begin{cases} X_j = X_c + A_j \exp(-\beta \psi_{m,j}) \sin \beta \\ Y_j = Y_c + A_j \exp(-\beta \psi_{m,j}) \cos \beta \end{cases} \quad (2)$$

次に、モーメントの釣り合い式を求めるために必要な、土の抵抗モーメント M_R は、式(3)に示す様に深度 Y_i に応じた地層毎の土の強度定数 $N_m(Y_i)$ を用いて表す。ここで X_i 、 Y_i および $\bar{Y}_i$ は盛土また斜面高さ H で基準化された滑り面位置の x , y 座標を表す。また、 $N_m(Y_i)$ は深度 Y_i 位置の基準化された粘着力、 Y'_i は臨界すべり面の座標 X_i における傾きを表す。次に、モーメント M_{DH} は、地震動の増幅を考慮して求める。まず、盛土や斜面内の地震動増幅によりすべり面各位置に生じた応答せん断応力 $\tau(Y_i)$ をある時刻の水平加速度の深度分布が水平方向に同じ値であると仮定して求める。すべり面の微小区間 dX 上の土柱内での加速度分布は図-1 に示すように地表に相当する法面また頂部位置から、すべり面の深度 Y_i までの分布 $A_p(Y_i)$ となる。その土柱を水平成層地盤と仮定すると、せん断応力 $\tau(Y_i)$ は、式(4)のよう土柱内の加速度分布を斜面上また頂部の地表 $\bar{Y}_i$ からすべり面の深度 Y_i までの積分により求められる。次に、せん断応力にその区間長を乗じて応答せん断力 $T_s(Y_i)$ を求め、従来法と同様にその土塊柱を独立した剛体と見なすことにより、土塊柱に作用する等価震度 $E_{qsc}(Y_i)$ が式(5)のように逆算される。式中の $\bar{\rho}$ と $h(X_i)$ はそれぞれ土柱内の平均質量密度と土柱高さを表す。滑動モーメント M_{DH} は、従来法と同様に、その等価震度 $E_{qsc}(Y_i)$ を土柱に作用して算出した慣性力を用い、式(6)に示すように得られる。

$$M_R = \sum_{i=1}^n N_m(Y_i) [(Y_i - Y_c) - (X_i - X_c) Y'_i] dX_i \quad (3) \quad \begin{aligned} \tau(Y_i) &= \int_{Y_i}^{\bar{Y}_i} \bar{\rho} \cdot A_p(Y_i) dY = \int_{Y_i}^{\bar{Y}_i} \bar{\rho} \cdot C_{sd} \cdot C_F(Y_i) dY \\ &= \bar{\rho} \cdot C_{sd} \int_{Y_i}^{\bar{Y}_i} C_F(Y_i) dY \end{aligned} \quad (4)$$

$$E_{qsc}(Y_i) = \frac{T_s(Y_i)}{\bar{\rho} \cdot h(X_i) dX_i \cdot g} \quad (5) \quad M_{DH} = \sum_{i=1}^n E_{qsc}(Y_i) (\bar{Y}_i - Y_i) \frac{(\bar{Y}_i + Y_i)}{2} dX_i \quad (6)$$

最後に、得られたモーメントの釣り合い式に基づき、従来法と同様に臨界すべり面と降伏震度係数を求める。

キーワード 地震時斜面安定、対数らせん、多層地盤、永久変形

連絡先 〒963-8642 福島県郡山市田村町徳定字中河原1 日本大学工学部土木工学科 TEL 024-956-6095

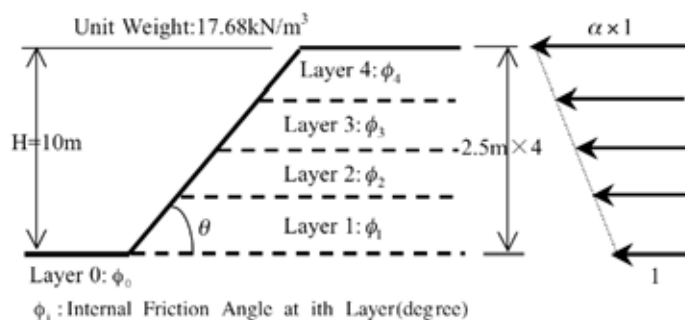
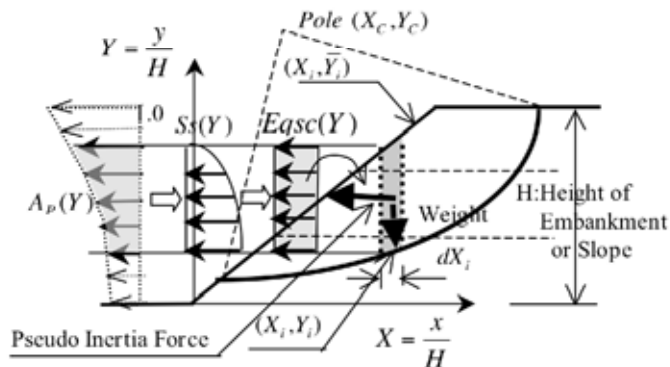


図-1 強度特性の異なる2層とその境界でのすべり面形状

図-2 解析地盤モデル

表-1 提案手法と円形すべり面法により得られた降伏震度係数と斜面頂部における永久沈下量の比較

	No Reduction		Reduction 1		Reduction 2		Reduction 3	
	降伏震度係数	永久変位/H	降伏震度係数	永久変位/H	降伏震度係数	永久変位/H	降伏震度係数	永久変位/H
提案手法	0.2736	0.6815	0.2157	0.8022	0.2422	0.7859	0.2638	0.7088
			(0.79)	(1.18)	(0.89)	(1.15)	(0.96)	(1.04)
円形すべり面法	0.2921	0.3240	0.2373	0.5263	0.2614	0.5054	0.2826	0.4041
			(0.81)	(1.62)	(0.89)	(1.55)	(0.97)	(1.25)

注) 括弧内は非低減に対する比率を表す。

3. 円形すべり面法との比較

提案手法の特性を把握するため、図-2に示す高さ10mの単純な斜面モデルを対象とし、円形すべり面法と比較する。解析モデルの地盤定数のうち単位体積重量は図に示す値とし、粘着力を17.68kPaとした。また、地盤強度の不均質性が臨界すべり面の形状や降伏震度係数に及ぼす影響を把握するため、内部摩擦角は、30度を基本（図表中、No Reduction）とし、斜面

下層1と2、2と3、および3と4層の内部摩擦角を25度とした（図表中、Reduction 1, 2, 3）の4種類のモデルを作成した。地震動の増幅を表す関数は、増幅の影響を単純に比較できるように、図に示す底面より線形増幅する単純な関数とし、増幅率を1.5とした。また、永久変形を計算するための入力波は底面位置の震度の時刻歴で与え、その振幅は1.0、周期は1.0秒とした。

表-1に提案手法と円形すべり面法により得られた降伏震度係数およびすべり土塊の変形による斜面頂部における永久沈下量(高さで基準化した値)の比較、図-3に各地盤モデルにより得られた臨界すべり面の比較を示す。内部摩擦角の低減は5度程度であるものの、その分布が臨界すべり面形状や降伏震度係数に及ぼす影響は大きい。さらに、従来の円形すべり面法は、強度分布によらず単一の円弧を用いているためすべり面の形状が提案法と異なり、提案手法に比べ降伏震度は大きく、永久変位は小さく評価されることが明らかとなった。

4. まとめ：深度方向に地盤強度が異なる地盤について、上界定理を満足する提案手法と従来の円形すべり面法を比較した結果、従来法は提案法に比べ、降伏震度を大きく、永久変位を小さく評価し、安全側の評価となっていないことが分かった。

参考文献：1) 中村晋他，多層構造を有する斜面の地震時永久変形の簡易評価手法とその適用性，土木学会論文集投稿中

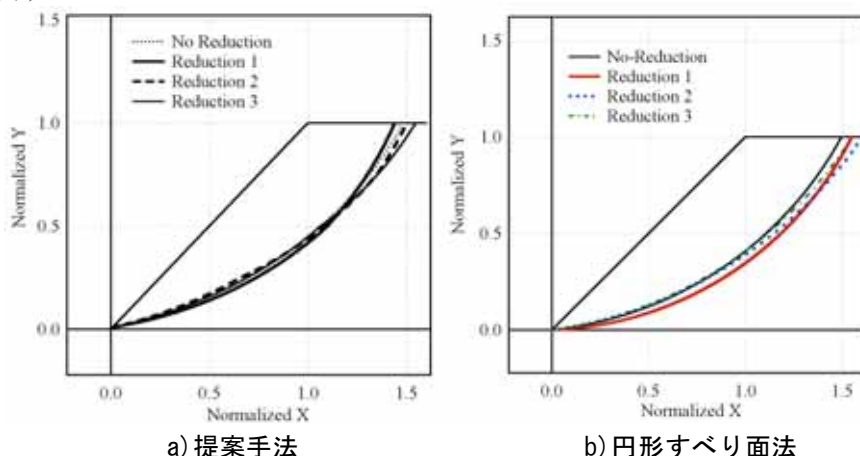


図-3 手法に応じた臨界すべり面の比較