

26 再活動型地すべり及び初生地すべりの地震時安全率の変化

東京農工大学 ○郎 煜華 中村 浩之
建設省土木研究所 綱木 亮介

1 序言

再活動型地すべりは地震による影響は少ないと報告されているが、その原因はまだ明確ではない。そこで、本研究は三次元安定計算方法を導入し、地震による地すべりの安全率の変化を議論し、再活動型地すべりの地震による影響を評価する。また、崩壊や崖崩れなどを含めたいわゆる初生地すべりを発生させる自然斜面の安全率の特性及びその地震による影響についても評価、比較する。

2 計算条件及び方法

地すべりの特徴を考へて、6種類の要素(縦横断形状、平面形状、斜面長さ、斜面勾配、土質定数、震度)を変化させ、モデル斜面の三次元安全率の比較計算を行って、再活動型地すべり及び初生地すべりの地震による影響を評価した。

三次元安全率の計算方法は一断面でなく、すべり方向にいくつかの断面で安全率を計算し、斜面全体の安全率を簡便に計算する方法である(Fig. 1)。地震の地形効果を評価するために、地すべり斜面の縦横断形状を凸型、平面型、凹型の三ケースについて三次元安全率の比較計算を行った。従来の二次元計算では、地すべり斜面の形状、とくに地すべりの平面形状を無視している。本研究は地すべり斜面の平面形状を評価できる三次元安全率計算方法を導入し、地すべりの平面形状を細いものから幅の広いものまで5種類の断面型を設定し、地すべりの三次元安全率を計算した(Fig. 2)。

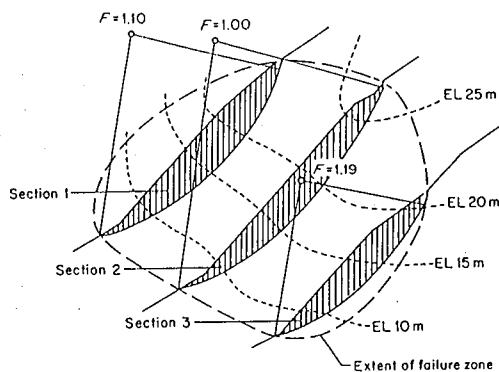


Fig.1 三次元安全率の概念図

土質定数は簡便法による二次元安全率が1.0となるC、 ϕ 値の組み合わせを逆算によって求め、各計算では同じの値を用いて三次元安全率を比較した。この計算の目的は、再活動型地すべりは地震によってその安全率がどの程度低下するのを比較するためである。

非粘性土によって構成される自然斜面の土質定数($C=0.1\text{tf/m}^2$, $\phi=30$ 度)及び粘性土によって構成される自然斜面の土質定数($C=1.0\text{tf/m}^2$, $\phi=25$ 度)を選定し、すべてのモデル斜面にこれらの値を適用し、自然斜面の構成材料による安全率の特性及びその地震による影響についても議論した。

また、Cが0のとき及び ϕ が0のときの土質強度定数を組み合わせでいくつかのモデル斜面に用いて三次元安全率を比較した。この計算の目的は地すべり及び自然斜面の強度が変化するときの地震による安全率の変化を検討することである。つまり、残留状態における土の強度は近似的な排水強度の $C=0$, $\phi=\phi$ 及び非排水強度の $C=C_u$, $\phi=0$ 状態を想定した計算である。

3 モデル解析結果

3.1 再活動型地すべり

今回行った三次元安定解析結果を見ると、地震力の影響は縦横断形状及び長さによる差異がなく、安全率やその低下度は同じである。平面形状から見ると、D/L比の大きいもの

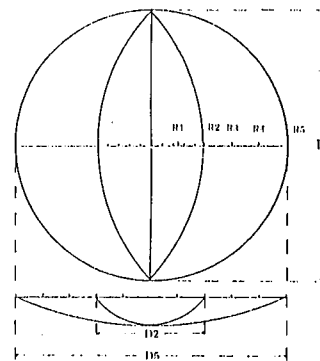


Fig.2 モデル斜面の平面形状

$$\tau = (\sigma - u) \tan \phi_0$$

$$= \{ [C \gamma_s + (1 - C) m \gamma_w] H \alpha \cos \theta - u \} \tan \phi_0 \quad \dots(3)$$

ここで、 ϕ_0 : 見かけの摩擦角。 ϕ : 土砂粒子の土砂の静摩擦角。この値はほぼ一定で、土砂の静摩擦角 ϕ_0 の 0.7 ~ 0.8 倍の値である。崩壊土砂の運動が質点力学として取り扱うことができるとすると、その運動方程式は次式で表される。

$$H a B = g [B H \sin \theta - (B H \alpha \cos \theta - u) \tan \phi_0] \quad \dots(4)$$

ここで、 $B = C \gamma_s + (1 - C) m \gamma_w$, a : 運動土砂の加速度, g : 重力の加速度。また、 a は次式で与えられる。

$$a = g \sin \theta - g [\alpha \cos \theta - u / (H B)] \tan \phi_0 \quad \dots(5)$$

過剰間隙水圧 u は全層飽和 ($m = 1$) した土塊が流動時に非排水荷状態で有効応力 $\sigma' = 0$ となるときの最大値から、停止点の最小値に変化するものと考えられる。この場合の最大値は次式で表される。

$$u_{e, \max} = [C \gamma_s + (1 - C) \gamma_w] m H \cos \theta \quad \dots(6)$$

過剰間隙水圧を時間に伴う変化を考慮せずに、最大間隙水圧の 1/2 ($u_e = 1/2 u_{e, \max}$) であると仮定すると、運動距離 L が以下の式で計算できる。

$$L = u_0 t + 1/2 g t^2 \{ \sin \theta - [\cos \theta - 1/2 u_{e, \max} / (H B)] \tan \phi_0 \} \quad \dots(7)$$

Fig.3 は、崩壊土砂の運動速度と到達距離の関係について、その数値解と実験値の比較を Run14-2 を例として示したものである。式(7)は実験値をかなりよく説明しているものと思われる。

4. 到達距離に関する予測式

本研究では、実験で得られた計測結果を多変量解析の手法を用いて解析し、崩壊土砂の到達距離に関する指数型実験式を求めたことにした。

到達距離に関する関係式は、次式で表される。

$$L = f(\theta_*, V, Q_0) \quad \dots(8)$$

ここで、 L : 到達距離、 θ_* : 斜面傾斜角、 V : 崩壊土砂体積、 Q_0 : 供給水量である。

この関数関係を Rayleigh の方法に従って、指数形に書き直すと、次式が得られる。

$$L = N \theta_*^a V^b Q_0^c \quad \dots(9)$$

ここで、52 個の実験値を用いて最小自乗法によって式(9)の指数 a, b, c 及び係数 N を決定し、到達距離に関する実験式は次式となる。

$$L = 57.605 \theta_*^{(0.912)} V^{(0.307)} Q_0^{(0.022)} \quad \dots(10)$$

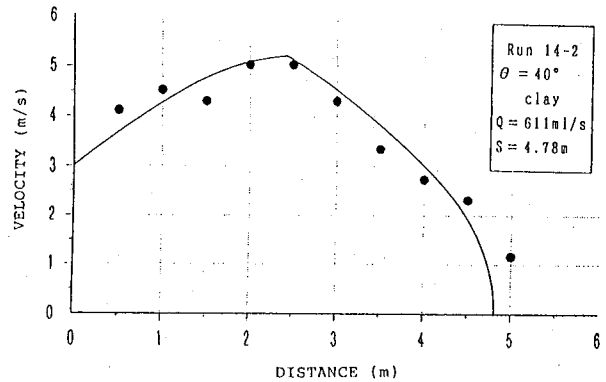


Fig.3 Calculated runout vs. experimental data

5. 流動シミュレーション

滋賀大津市促谷山の斜面に 1992 年 8 月 20 日大崩壊が発生した。崩壊土砂は対岸の斜面に登り、方向転換を行い、沢に沿って滑動している。流動シミュレーションは土塊を流体と仮定し、流体の連続方程式と運動方程式を定式化した上で、差分法により離散化して数値的に解いている。Fig.4 は 80 秒後の運動状況を示している。崩壊土砂が滑動してから直ぐに対岸の斜面に衝突していることが判断できる。この衝突により滑動エネルギーが著しく減少し、更に移動方向が変わったため、直進するエネルギーも一部消失したものと考えられる。崩壊土砂が流動化するのに必要な運動距離が十分に得られなかったといえる。

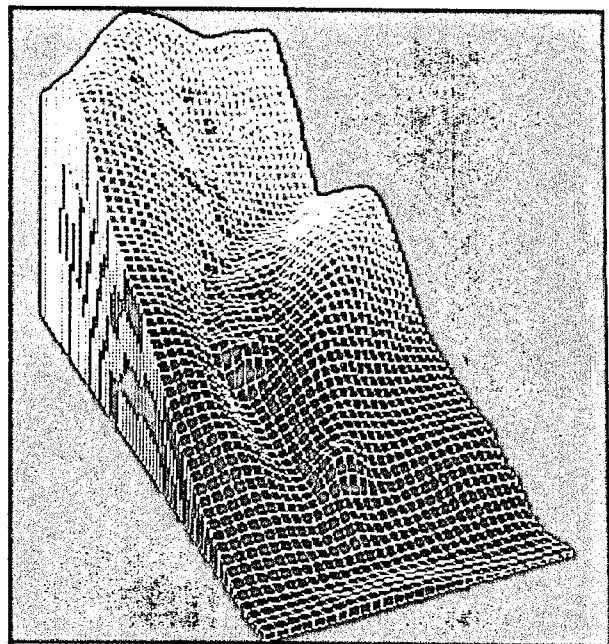


Fig.4 Simulation of the Sokutani Landslide