

動的遠心模型実験による斜面崩壊の再現と観察

東京都市大学 学生会員○三國智温 正会員 末政直晃
(独)労働安全衛生総合研究所 正会員 玉手 聡 正会員 堀 智仁

1. はじめに

本研究では、写真 1 に示すような地震により崩壊した斜面における復旧工事の安全性に着目し、1 次崩壊後の安定性を実験的に解析した。勾配が異なる 3 つの斜面模型について動的遠心模型実験を行った。その崩壊形状の実測と安定図表による解析から危険度を考察したのでその結果を述べる。

2. 模型地盤の作製

写真 1 に示すような土砂崩壊を実験的に再現するために動的遠心模型実験を行った。斜面表層の中小規模の崩壊を再現するために、表 1 に示す物理的特性の関東ロームを試料に用いた。試料を静かに実験容器(縦 450mm×横 150mm)に入れ、密度が均一になるように 5 層に分けて静的に締め固めた。締め固め圧力を 50kPa とし、そのまま 12 時間締め固め養生した。各層は 50mm を目標に作製し基盤層と合わせて高さは 250mm である。締め固め終了後に図 1 に示す形状に斜面を成形した。上側には 30 度の共通勾配を与え、下側には 45 度、60 度、75 度の勾配を与えた。

斜面の初期形状は写真 2 に示す装置により縦断方向の形状を記録した。この記録は崩壊後、及び崩土の撤去後にも行い、後述する危険度の解析に用いた。

実験容器の壁面には軟らかなグリースを塗布し、さらにその上に透明なフィルム(サランラップ)を設置し、斜面と容器の間に発生する摩擦を軽減した。

3. 動的遠心模型実験

模型斜面に 50g の遠心加速度を与えた状態で加振を行った。この加振では加速度振幅が 15g で周波数が 50Hz の正弦波を 20 波与えた。従って、実大換算では 300gal の加速度振幅で 1Hz に相当する。3 つの模型斜面に共通の加振を行って崩壊の違いを観察した。なお 20 波中の前半と後半の各 6 波は振幅を漸増、漸減させている。実験ケースを表 2 に示す。

4. 実験結果

実験後の崩壊した斜面の様子を写真 3 に示す。同一加振に対する崩壊には勾配による差がみられる。勾配が 45 度の Case1 では斜面に大きな亀裂が見られるものの崩壊土の落下は見られず現斜面に留まっている。勾配 60 度の Case2 では法肩部が崩壊して法先部に堆積し



写真 1 斜面崩壊の事例 (新潟県中越沖地震)

表 1 関東ロームの物理的特性

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.739
砂分 (0.075~2mm) (%)	6.2
細粒分 (0.075mm 未満)	93.8
シルト分 (0.005~0.075mm) (%)	45.3
粘土分 (0.005mm 未満) (%)	48.5
最大粒径 (mm)	2
液性限界 (%)	158.3
塑性限界 (%)	97.7
塑性指数	60.6
最適含水比 (%)	102

表 2 実験ケース

Case	下部勾配	加速度
1	45°	300gal
2	60°	
3	75°	

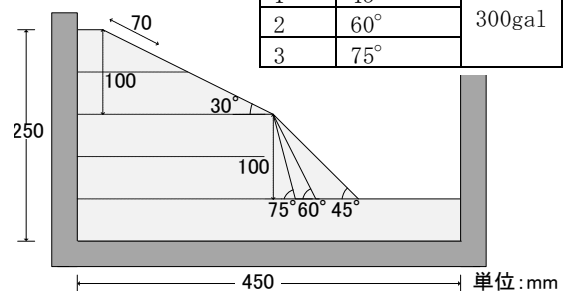


図 1 模型斜面の概要図

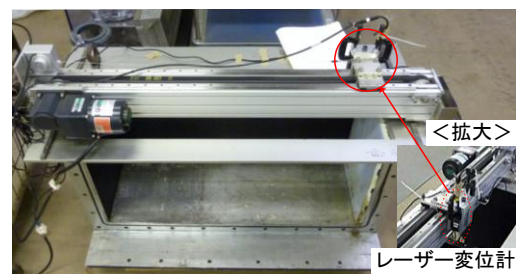


写真 2 地表面形状の記録装置

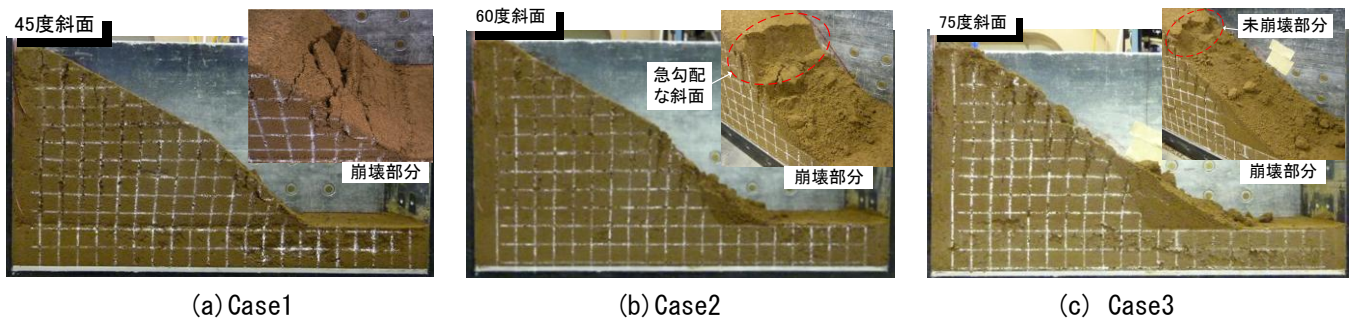


写真3 崩壊した斜面の様子

ている。崩壊した法肩部には急な勾配が現れている。勾配 75 度の Case3 は上部斜面がスライドするように崩壊して法肩部に堆積している。崩壊は大規模に発生しており、下部は埋没し全体が一定の勾配になっている。

図 2 は斜面の下部勾配 (θ) と崩壊比 (R_v) の関係を示す。 R_v は斜面の全土量 (V_0) に対する崩壊土 (V_f) の比である。 R_v の値は θ の増加に伴って大きくなっており、初期勾配が急な斜面ほど 1 次崩壊の規模は大きくなることが分かった。

5. 崩壊斜面の危険度解析

地震により 1 次崩壊した斜面の復旧工事中を想定して 2 次崩壊の危険性を検討した。この解析では、図 3 に示す 2 箇所の崩壊危険度を定義し解析した。1 つは残存斜面の崩壊危険度 (D_1) であり、斜面に残存する不安定な未崩壊部分を対象とするものである。もう一つは堆積崩土の崩壊危険度 (D_2) であり、堆積した崩壊土を対象とするものである。

D_1 は崩壊部分の限界高さ (h_{c1}) と崩壊高さ (h_1) の関係から式(1)の通りに仮定した。また、 D_2 は崩壊土の限界高さ (h_{c2}) と崩壊土の堆積高さ (h_2) の関係から式(2)の通りに仮定した。

$$D_1 = \frac{h_1}{h_{c1}} \quad (1), \quad D_2 = \frac{h_2}{h_{c2}} \quad (2)$$

h_{c1} と h_{c2} はテイラーの安定図表¹⁾から求めた。 h_{c1} は残存斜面の最大勾配 (θ_1) と深度係数 (n_d) は ∞ として安定係数 (N_s) を求めた。 h_{c2} についても同様に求めたが n_d は現地盤と崩土の境界を考慮して 1 とした。

図 4 は斜面の初期勾配 (θ) と崩壊危険度の関係を示す。 θ が 75 度の Case3 では上部の崩土が下部に厚く堆積しており D_1 と D_2 はともに約 0.6 となっている。 θ が 60 度の Case2 では上部に未崩壊な部分が鋭い角度で残存したため D_1 は 0.8 と大きい。しかし、崩土が少ないため D_2 は 0.4 となっている。 θ が 45 度の Case1 では、大規模な崩落はなかったが広く変形が生じた。亀裂の上方には未崩壊な部分が残存したため D_1 は 0.8 と大きくなった。また、崩土の勾配も比較的大きいため D_2 は 0.75 であった。

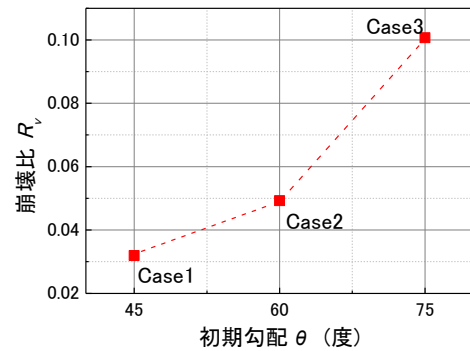


図 2 初期勾配 (θ) と崩壊比 (R_v) の関係

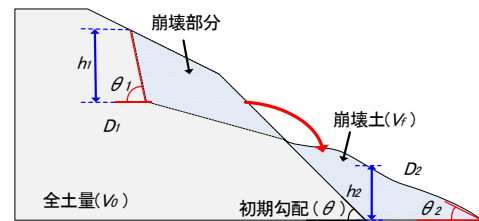


図 3 崩壊危険性の概念図

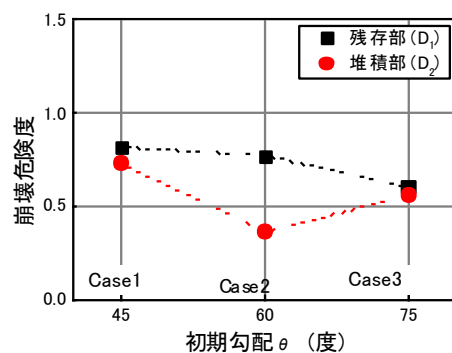


図 4 崩壊危険度と初期勾配 (θ) の関係

6. まとめ

初期勾配に比例し崩壊土量は増加し、斜面崩壊の規模は大きくなった。残存部の崩壊危険度には初期勾配の増加に対して減少が見られたが、堆積部については各ケースで差が見られた。

7. 参考文献

1)河上房義：土質力学，森北出版，pp167-185，1996。