

## 地震後の斜面劣化に関する実験的考察

東京都市大学 学生会員○三國智温 正会員 末政直晃 正会員 片田敏行  
(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

地震により斜面が崩壊すると次にその復旧工事が必要となる。特に緊急的な復旧工事では、十分な事前調査が困難な場合もあり、作業には二次災害の危険が伴う。本報告では、遠心場振動台実験により斜面崩壊(一次崩壊)を再現し、その崩壊様相と未崩壊部分の劣化状態の関係を調査したので、その結果を述べる。

## 2. 模型斜面の作製

斜面表層で発生する中小規模の斜面崩壊を遠心模型実験で再現した。土試料には予め最適含水比に調節した関東ロームを用いた。土試料を実験容器(縦450mm×横150mm)に投入し、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。締め固め圧力は50kPaであり、12時間締め固め養生した後に、図1に示す形状に成形した。斜面の高さは200mmであり、上部に30度、下部に45度の勾配を与えた。実験容器の壁面には柔らかなグリースを塗布し、その上に切れ込みを入れた透明なフィルム(サランラップ)を設置し、実験容器と斜面の間に発生する摩擦を軽減した。

## 3. 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。この加振は振動台で行い、異なる加速度振幅と周波数の正弦波を20波与え、規模の異なる崩壊を再現した。なお20波中の前半と後半の6波は振幅を漸増、漸減させている。また、崩壊前後の斜面形状をレーザー変位計を用い計測し、その結果から後述する崩壊率<sup>1)</sup>を算出した。

## 4. 崩壊斜面の観察

3つの模型斜面に遠心場において加振し、崩壊させた。実験の番号と崩壊形状を表1に、崩壊の様子を図2に示す。3ケースの実験に共通して上部斜面に顕著な損傷は見られないが、下部斜面には程度の異なる崩壊が再現されている。Cs1の小崩壊では斜面に亀裂が入っているが落下せず崩壊土は現斜面に留まっている。Cs2の中崩壊では中腹部が崩壊し崩壊土が法先に堆積している。Cs3の大崩壊では法肩が崩壊し、法先に崩壊土が堆積している。

## 5. セン断ひずみ増分について

図3は実験に使用した小型表層ひずみ計<sup>2)</sup>(以下、SPSと言う)を示す。SPSは長さ15mm、幅5mm、厚さ0.1mmの小型の薄鉄板の両面にひずみゲージを貼り付けたものである。

SPSは図1の位置に貫入設置し、表層部でのせん断変形をそ

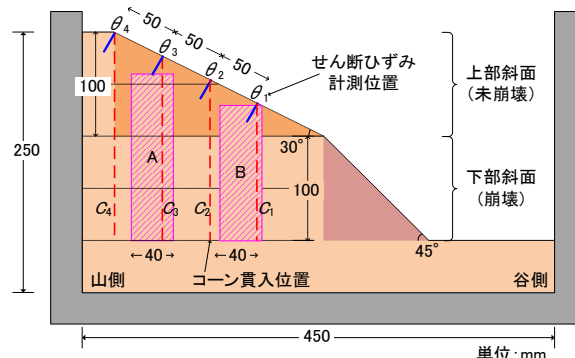


図1 模型斜面の概要

表1 実験ケース

| 番号  | 崩壊形状 |
|-----|------|
| Cs1 | 小崩壊  |
| Cs2 | 中崩壊  |
| Cs3 | 大崩壊  |

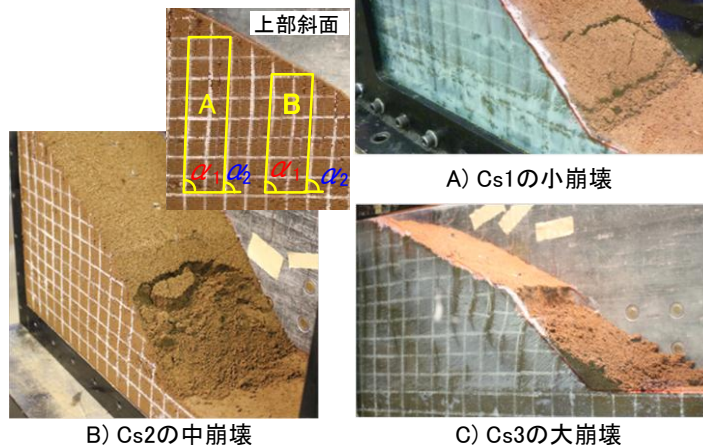


図2 崩壊の様子

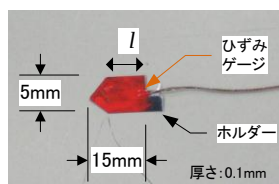
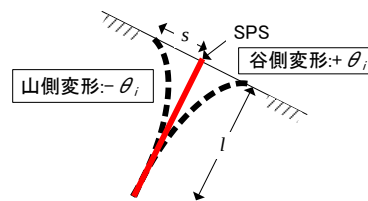


図3 小型表層ひずみ計の計測原理



の曲げから換算して求めた。

SPSを片持ち梁条件でたわみ(s)を与え、SPSの有効長(l)に対するsの割合を換算せん断ひずみ(θ<sub>i</sub>)と定義すると、その関係は式(1)で表される。そして、ひずみゲージの電氣的な応答ひずみ(r<sub>s</sub>)とθ<sub>i</sub>の関係を実験的に調査し、式(2)の関係を得た。

$$\theta_i = s/L \times 100 \quad (1) \quad \theta_i = 0.002 \times \gamma_s \quad (2)$$

## 6. 斜面劣化の計測

図4は設定加速度(A<sub>i</sub>)を振動台で計測した加振加速度(A<sub>H</sub>)の

キーワード 斜面崩壊 動的遠心模型実験 セン断ひずみ コーン貫入試験

連絡先 〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1 東京都市大学 地盤環境工学研究室 Tel 03-5707-2202

経時変化と図1に示す位置で計測したCs2の換算せん断ひずみ増分( $\theta_i$ )の経時変化を示す。ハッチング部分は $A_H$ の漸増、漸減部分である。 $A_H$ は $T=17\sim 25$ (s)で一定した加振となっている。 $\theta_1$ は漸増時から徐々に増加し、漸減に入る直前の $T=24$ (s)で最大となった。 $\theta_3$ は加振の繰返しに伴い振幅は徐々に増加し、 $A_H$ が漸減してからも増加を続け $T=28$ (s)で最大となった。このとき $\theta_3$ の最大振幅は $\theta_1$ の約4倍となっており、崩壊から遠い部分が劣化していたことが確認された。

## 7. 地盤健全度の解析

下部斜面に異なる損傷が再現された模型について、その上部斜面の劣化をコーン貫入試験により調査した。本試験には直径5mmの小型コーンを用い貫入抵抗はコーン先端で計測した。コーン貫入試験は1G場において、図1に示す4カ所で計測した。位置C<sub>3</sub>における先端抵抗( $q_u$ )の計測結果を図5に比較して示す。破線は崩壊前の先端抵抗( $q_{u1}$ )、実線は崩壊後の先端抵抗( $q_{u2}$ )を示す。 $q_{u1}$ は表層から深さ( $d$ )が2cmまでの間に大きく増加し、その値は約600kN/m<sup>2</sup>であった。 $d>2$ cmでは $q_{u1}$ の増加は小さくなり、 $d=15$ cmで $q_{u1}=700$ kN/m<sup>2</sup>である。小崩壊したCs1では、 $q_{u2}$ は $d\leq 2$ cmにおいて $q_{u1}$ よりわずかに小さくなっている。 $d>2$ cmでは小さな増加が見られ、 $d=15$ cmでは800kN/m<sup>2</sup>となった。中崩壊したCs2では $q_{u2}$ が $d=2.0$ で200kN/m<sup>2</sup>、 $d=15$ cmでは約500kN/m<sup>2</sup>となった。大崩壊したCs3でもCs2と同様に $q_{u2}$ は $q_{u1}$ を下回り、劣化は斜面の深部まで及んでいたことが確認された。

$q_{u1}$ と $q_{u2}$ の関係から斜面の健全度( $S$ )を式(3)のように定義した。 $S\geq 1.0$ は健全であり、 $S<1.0$ は斜面が劣化したことを意味する。なお、 $q_u$ は地震による斜面の表層崩壊を想定し、実大換算で斜面表面から1.0mの位置( $d=2$ cm)の値を用いた。

斜面形状の計測の結果より全土量( $V_0$ )に対する崩壊土量( $V_f$ )を崩壊率( $R_v$ )として式(4)のように定義した。

$$S = q_{u1} / q_{u2} \quad (3) \quad R_v = V_f / V_0 \quad (4)$$

$R_v$ と $S$ の関係を図6に示す。 $R_v$ の増加に対して $S$ は減少する大まかな傾向が見られる。Cs1において $S$ は0.8から1.0付近に分布し、上部斜面は健全が保たれている。 $R_v$ が最も大きなCs3では $S$ が0.2程度に分布しており、斜面は大きく劣化していたことが分かる。中崩壊したCs2では、 $S$ の値が2つに分かれて分布し、大きく劣化した部分と健全な部分が現れている。劣化は上部斜面の山側見られ、その谷側では逆に強度が増加している。この2つの場所に対応するAとBの2つのブロックについて側面の格子から、縦線の角度を調べた。その結果、Aブロックでは $\alpha_1 > \alpha_2$ であり体積増加(ゆるむ)、Bブロックでは $\alpha_2 > \alpha_1$ の圧縮傾向が確認され、劣化と体積変化の関係が確認された。

## 8. まとめ

遠心模型実験により、斜面の一次崩壊を再現し、 $\theta_i$ と $q_u$ の計測から地盤の劣化を考察した。その結果、以下のことが

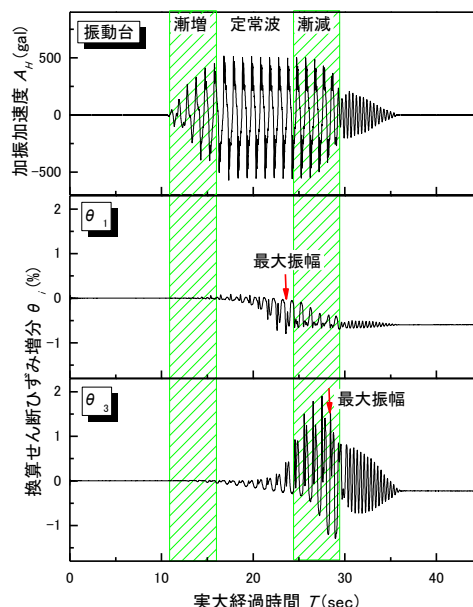


図4 換算せん断ひずみ増分の経時変化(Cs2)

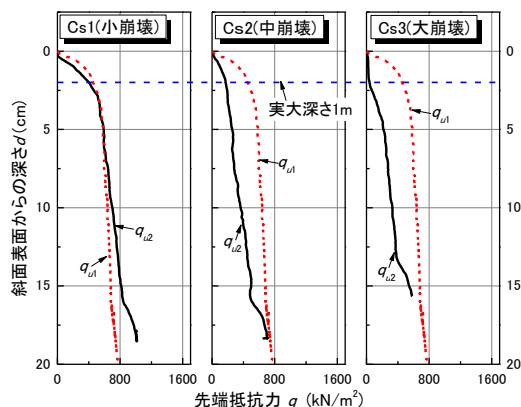


図5 C<sub>3</sub>における先端抵抗( $q_u$ )の深度分布の比較

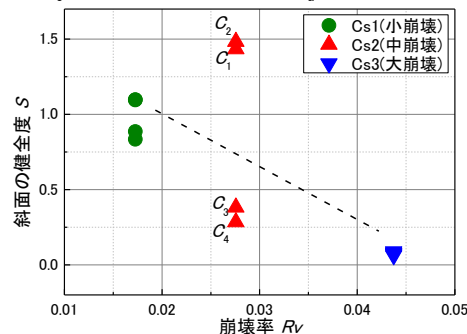


図6 崩壊率と斜面の健全度の関係

分かった。

1)上部斜面における $\theta_i$ の計測から、最大振幅の発生時刻は谷側で早く現れ、その後、山側では遅れて発生した。2) $R_v$ の増加に対して $S$ は減少する大まかな傾向が確認された。しかし、損傷が限定的な場合については、その上部の劣化は位置により差を生じる可能性があり、復旧工事においては注意が必要であると思われる。なお、この結果は限られた実験条件の下であり、今後も検討が必要である。

参考文献 1) 三國智温, 末政直晃, 片田敏行, 玉手聡, 堀智仁, 伊藤和也, 吉川直孝:崩壊後斜面の不安定性に関する実験的考察, 第46回地盤工学会研究発表会論文集, CD-ROM, 2011. 2) 玉手聡, 遠藤明: 斜面工事における簡易な安全監視のためのスクリー貫入型表層ひずみ計の開発とその適用性に関する実験的研究, 労働安全衛生総合研究所特別研究報告 別冊.