

III-84

砂質盛土の地震時すべり変形について

愛知工業大学工学部

○ 成 田 国 朝

正会員

奥 村 哲 夫・大 根 義 男

1. はじめに 盛土斜面の地震時安定性については Newmark¹⁾ の指摘以来、累積すべり量の立場からの議論が幾多進められている。Newmarkはすべり土塊を剛体ブロックとみなし、その運動方程式を解いてすべり量を求める簡便的な手法を提示したが、その妥当性は後に Goodman²⁾ の傾斜砂層の振動実験で確かめられている。本研究は、ブロックすべりの実験および盛土斜面の振動実験を通じて、摩擦角が計算変位に与える影響や実斜面としてのすべり変形量の予測について若干の考察を加えるものである。なお、本研究は文部省科学研究費（一般B、代表：大根義男、No.62460157）の援助を受けたことを付記する。

2. 実験概要 ブロックすべり実験では、図-1に示す振り子型衝撃振動台上に設置した鋼製箱の中に斜面に相当する可傾鋼板④を取付け、この上に標準砂を一定高より落下させて厚さ15mm程度に敷き（ $e \approx 0.63$ ）、鋼製ブロック③（幅150mm、重量4.8kgf）を静置する。そして斜面とブロックに加速度計①を、また斜面を固定端としてブロックに変位計②を設置し、振り子衝撃を加えてすべり量を計測する。なお斜面とブロックの表面にはサンドペーパーを貼付けて標準砂との接触に粗さを設けた。盛土斜面の実験では、側面にアクリル板を取付けた土槽の中に均一粒径の碎石を一定高より落下させて均質盛土を作製する。アクリル面側の盛土内には着色砂を用いて格子模様を作製し、衝撃に伴う斜面の変形状態を観測する。

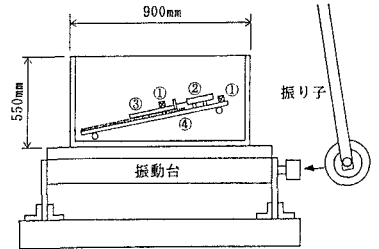
接触摩擦角 ϕ 、傾角 β の斜面上の剛体ブロックがすべり始めるときの水平震度（降伏震度） k_y は、震度法により

$$k_y = \tan(\phi - \beta) \quad (1)$$

で与えられ、 $k > k_y$ の震度が加わったときのブロックのすべり量は降伏加速度 $k_y \cdot g$ の超過分を2回積分して求められる。ブロックすべり実験における測定変位と上記計算変位を比較するに際し、本研究では2つの静的摩擦試験（図-1のブロックを水平に設置して引張る水平載荷試験と斜面を傾斜させてブロックをすべらす傾斜試験）および図-4（b）に示した動的安定角試験を行って摩擦角 ϕ を定めた。後者は小型振動台上に角錐状の盛土を形成し、定常波の台加速度（ α_B ）を与えて盛土の表層破壊が落ち着いたときの勾配角を動的安定角（ ϕ_d ）として計測するものである。

3. 実験結果と考察 図-2はブロックすべり実験の結果の一例である。ここで測定値は（a）図の加速度（斜面： α_B 、ブロック： α_T ）と（b）図のブロックすべり変位（ s ）である。（a）図から相対加速度 $\alpha_B - \alpha_T$ を求め、これを時間軸に沿って2回積分した結果を（b）図に変位 s_1 として描いたが、この値は測定変位 s と極めて良く一致しており、各記録の測定精度は十分確保されていると考えられる。静的摩擦試験では平均的な値として、水平載荷試

（a）ブロックすべり実験



（b）盛土斜面の実験

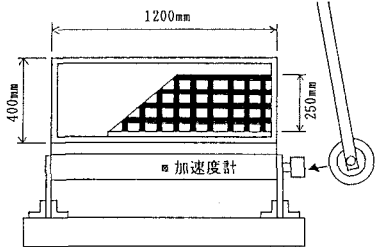


図-1 実験概要

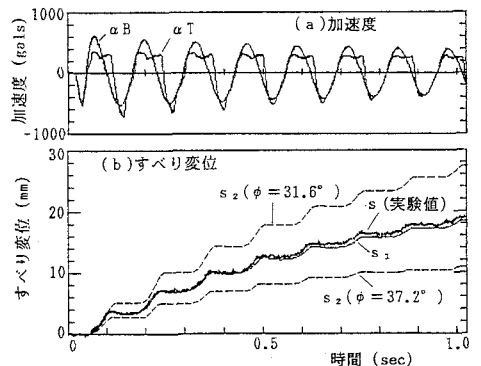


図-2 ブロックすべり実験（勾配1：3）

験で $\phi = 37.2^\circ$ 、傾斜試験で $\phi = 31.6^\circ$ が得られた。両者が一致しないのは、すべりの限界点の確定方法の違いによるものと思われる。これらの ϕ 値から式(1)の k_y を定め、図-2(a)の加速度記録 αB を用いて計算した変位量を s_z として(b)図に破線で示してある。

図-3は種々の斜面勾配、衝撃力の実験において、実験値と計算値を1波当りの平均変位量で比較したものである。

前記2つの ϕ 値に基づく計算値が実線と破線で示されているが、各勾配とも実験値は両計算値の間に分布することが知れる。

図-4(b)は標準砂に対する動的安定角試験の結果であり、実験点を延長して求めた $k_m=0$ の(初期)安定角は $\phi_i = 34.5^\circ$ となる。この値を用いて計算した変位量を図-3に一点鎖線で示したが、前記計算値の中間値を与え、実験値と最も良く整合していることが分かる。

ところで、図-4(a)はブロックすべりについてSarma³⁾が示した動的安全率(F_d)、すべり変位量(s_m)および震度(k_m)の関係図である。 $k_m=0$ の F_d は静的安全率を意味し、これに振動外力 k_m が加わると F_d が低下し、 $F_d < 1$ ですべり変位 s_m が生じ、これが k_m に応じて増加することを表している。図中の実線は1:2勾配、 $\phi = 34.5^\circ$ の計算値、●印は図-3の実験値であり、両者は良く一致している。一方、(b)図の実線は $\phi = 34.5^\circ$ に対する震度法の $\phi_d \sim k_m$ 関係であり、これは(a)図の実線に対応すると考えてよい。(a)図で $F_d = 1$ の条件は(b)図では震度 k_y で動的安定角が β になることに相当する。ここで k_y より大きい震度 k_m で加振すると動的安定角は ϕ_d になるが、このときの変位量 s_m はSarmaの式で $K = k_y/k_m = \tan(\phi_i - \beta)/\tan(\phi_i - \phi_d)$ として与えられる。この考え方に基づいて(b)図の実験線に対応する変位量を求めると、(a)図の破線が得られる。このように動的安定角試験の結果を用いることによって、動的效果を含む摩擦角に基づいた地震時すべり量が推定できることになる。ただし、 ϕ_d は供試体の振動時の密実化の効果を含んでいるので、これによる計算変位はすべり量の下限値を与えることになろう。

図-5は斜面勾配1:2、5mm碎石の盛土に対して最大加速度 $\alpha_m = 812$ galsの衝撃実験を行ったときの、衝撃1,3,5回目の斜面内の変形状態を示したものである。破線はブロックすべりの考え方を流用し、斜面先を通る仮想すべり面に対して、その面上の土塊がブロック状にすべるとして計算した変位である。図に見られるように、この種の簡便計算でも斜面内のすべり変形量が比較的良く予測できること分かる。

参考文献：1)Newmark(1965):Geotechnique,15-2. 2)Goodmanら(1966):ASCE,92-SM2. 3)Sarma(1975):Geotechnique,25-4.

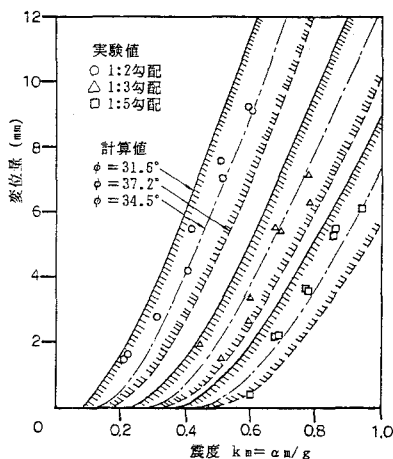


図-3 変位量と震度

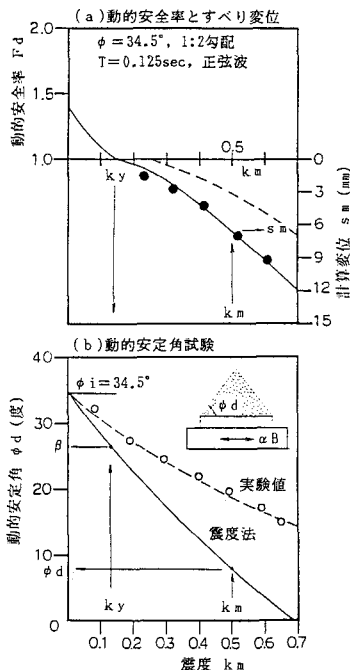


図-4 すべり変位と動的安定角

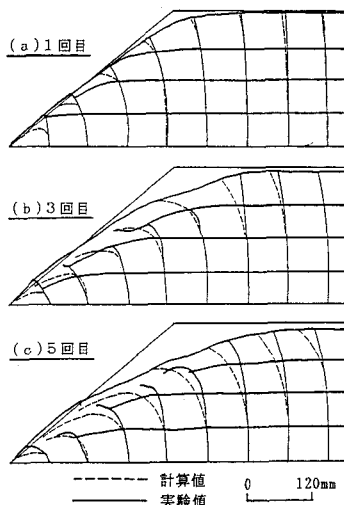


図-5 盛土斜面のすべり変形