

III-234 慣性力を受ける斜面の安定性に関する模型実験

苫小牧工業高等専門学校 正員 澤田知之
 日本大学 生産工学部 正員 能町純雄
 日本大学 生産工学部 正員 木田哲量

1. まえがき

著者等は、既に斜面が地震等の慣性力を受ける際の安定性評価要因としての限界地震加速度係数¹⁾及び限界地震支持力²⁾等について発表を行ってきたが、本報告では室内模型実験による限界地震支持力、斜面崩壊の際のすべり量とすべり速度の模型実験結果報告を中心に行うものである。また、従来の理論解析の際は斜面崩壊時のすべり線発生が載荷重の一番右端a（図-2、解析モデル参照）から発生するものと仮定し、載荷重全体が崩壊荷重（限界支持力）として寄与するとして解析を進めたが、実験の結果からは必ずしもその通りとはならず載荷重の一番左端-a又は載荷面の途中からすべり線が発生する場合が見受けられた。よって載荷重の任意地点からすべり線が発生する場合の載荷重分担の影響に検討を加えた解析値と実験例の比較の結果も合わせて報告するものである。

2. 実験概要および結果・考察

模型実験装置は図-1に示すようであり、アクリル箱の中に自然土（1.2mm ふるい通過土）とオイルを重量比8：2の混合土によって斜面を形成し、予備実験により、単位体積重量（ γ ）、粘着力（C）および内部摩擦角（ ϕ ）を決定した。モデル斜面を作製するにあたり崩壊の形式又はずれを明瞭にするため、数cm間隔に石灰で数層のラインを引き構成した。使用する石灰は、この供試体の性質を変化させないようにアクリル板付近の最小限に抑えた。次に上部に載荷を設置し、起震機モーターの回転運動により水平方向加速度を与え、この斜面供試体内に埋め込んだ加速度変換器により、ラビコーダーによる加速度記録から限界加速度を知る。また同時に、ビデオカメラを設置し撮影を行なう。これを再生しテレビ画面の中の移動量から実際の斜面高と画面の中の斜面高の比により実際の移動量を知り、また、再生画面のコマ送り時間からすべり速度を求める。写真：（1）～（3）にその一例を示す。2，3の実験結果を以下の表にまとめる。ここで、すべり移動量とすべり速度は斜面が崩れるところで再生画面から時間の異なる3時点の移動量を求めてすべり速度を求めている。いずれの場合も崩れ始める時のすべり速度が速く、崩壊が進むにつれて遅くなって行く傾向を示している。また斜面角（ β ）が大きくなるほど、すべり速度は速くなっており、一方、同じ β においても余裕幅（b）が大きいほど、崩壊に至る加速度は大きく必要であるが、崩れ始めると移動量・すべり速度とも大きな値を示しているが、これは崩れる土塊部分が大きく、すべりエネルギーも大きくなることから妥当な傾向と考えられる。また、この理論解析はニューマークの力積変位理論から求め得るが、その比較は当日発表予定である。

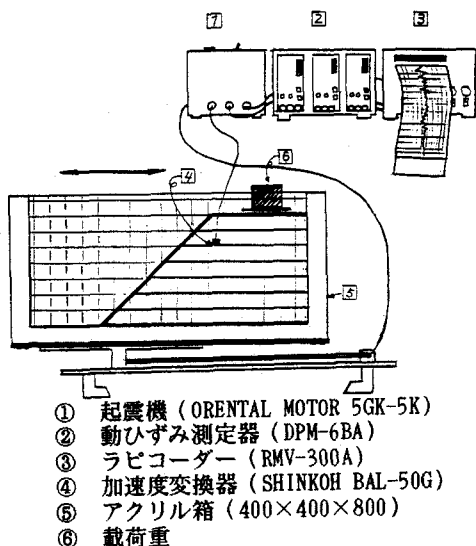


図-1 実験装置

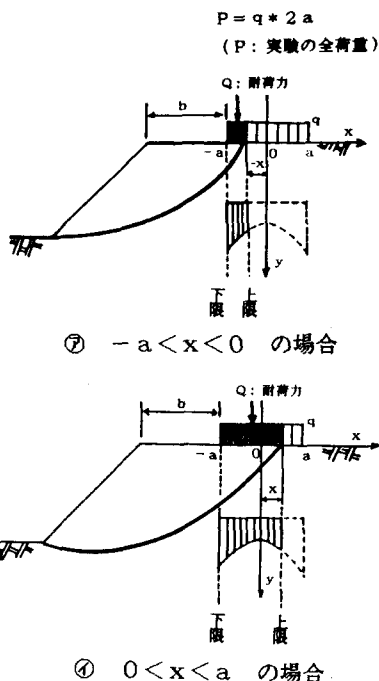


図-2 解析モデル

3. 限界支持力の理論解析と実験結果

解析仮定は斜面を完全剛塑性体とし、崩壊はMohr-Coulombの破壊規準に従うとしていることより図-2(⑦, ⑧)に示すように載荷重と地盤の接触力はSadowskyの式を用いて解析を進める。

表: 実験結果

実験条件	すべり移動量	すべり速度	崩壊からの経過時間	限界加速度係数(Kc)
$\beta=45^\circ$ $b=13\text{cm}$ の場合	0.20 cm	3.03 cm/sec	4/60 sec	0.42
	0.57 "	2.12 "	16/60 "	
	0.73 "	1.50 "	29/60 "	
$\beta=50^\circ$ $b=13\text{cm}$ の場合	1.22 "	14.67 "	5/60 "	0.39
	1.59 "	8.67 "	11/60 "	
	1.96 "	5.33 "	22/60 "	
$\beta=50^\circ$ $b=6\text{cm}$ の場合	0.49 "	5.83 "	5/60 "	0.26
	0.73 "	3.98 "	11/60 "	
	1.58 "	3.64 "	26/60 "	

すべり土塊は回転中心に関して崩壊すべりを起こすとし、その際、その自重及び慣性力によるすべり仕事率を考える。この時、慣性力は限界加速度を重力加速度で除した限界加速度係数(Kc)を自重に乗じたもので表わし、加えて斜面上に載せられた限界の載荷重(PKg)すなわち載荷面積で除した限界支持力(Q Kg/m²)も同様にPと慣性力($\kappa K_c P$)によるすべり仕事率を考える。この総和と対数螺旋と仮定したすべり面に沿って生ずる粘着抵抗である内部逸散エネルギーと等しいと置く釣り合い式より、すべり線が載荷重中央(y軸: 図-2)の内側と外側の任意点から始まる場合の支持力Qが斜面を幾何学的に決定する回転中心からの2個の回転角度を媒介変数とする関数解として示される。

(式(1))これを極限解析の上界法により非線形最適化問題として取り扱い限界支持力Q₀を求めるものである。

$$Q(\theta_0, \theta_1) = \frac{c \cdot f_c - \gamma(f_1 - f_2 - f_3) - K_c \gamma(f_4 - f_5 - f_6)}{f_p + \kappa K_c f_q} \quad (1)$$

(1)式中 $f_1 \sim f_6$ は2媒介変数で表わされる関数であり、 f_p, f_q は紙面上すべては記述することができないが、すべり開始点(x)が $0 < x < a$ の場合は

$$f_p = \frac{L}{\gamma_0} \left(\cos \theta_0 - \frac{1}{2\gamma_0} \right) \cdot \frac{1}{\pi} \left\{ \sin^{-1} \frac{x}{a} + \frac{\pi}{2} \right\} \quad (2)$$

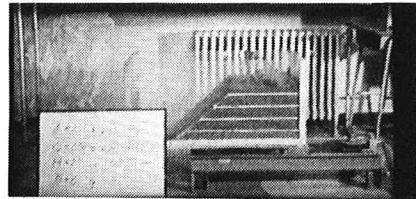
$$f_q = \frac{L}{\gamma_0} \sin \theta_0 \cdot \frac{1}{\pi} \left\{ \sin^{-1} \frac{x}{a} + \frac{\pi}{2} \right\} \quad (3)$$

等と表わされる。以下に実験値と解析結果が妥当な一致を見た一例を示す。尚、解析条件は $\beta=40^\circ$, $h=21\text{cm}$, $p=8\text{Kg}$ で κ は載荷重とすべり土塊の質量比である。

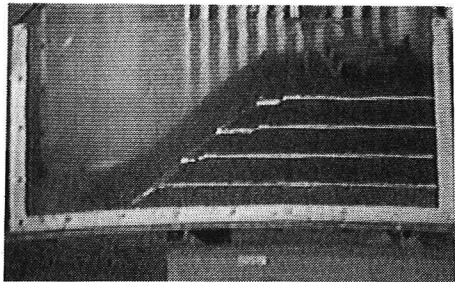
実験値	解析値
$Q_c = 2.0 \times 10^{-2} \text{Kg/cm}^2$	$Q_c = 2.88 \times 10^{-2} \text{Kg/cm}^2$
$K_c = 0.55$	$K_c = 0.49 (\kappa = 0.18)$ ($x = -5\text{cm}$)

参考文献

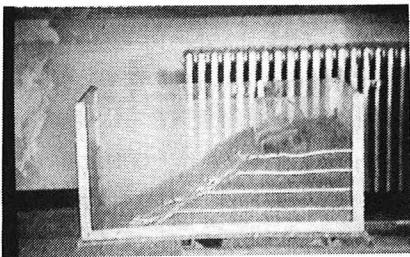
- 1) 澤田・能町・木田: 地震時慣性力を受ける斜面上基礎の支持力について, 第42回年次学術講演会, III-3, 1987.
- 2) 能町・澤田・松岡・岸: 擬静的解析による斜面上基礎の地震時支持力, 構造工学論文集, Vol.31A, May, pp. 503-508, 1985.
- 3) W.F.Chen and T.Sawada: Earthquake-Induced Slope Failure in Nonhomogeneous, Anisotropic Soil Soils and Foundations, Vol. 23, No. 2, June, pp. 125-139, 1983.



写真(1): 起震前



写真(2): 崩壊から4/60sec後



写真(3): 崩壊から2sec後

実験結果の一例 ($C=0.04\text{Kg/m}^2$, $\phi=29.5^\circ$, $H=27\text{cm}$)
 $p=6\text{Kg}$ ($Q:0.015\text{Kg/cm}^2$)