

斜面のせん断強度に与える樹木揺動の影響について

熊本大学工学部 学生員 ○柿原 孝一郎 熊本大学工学部 正会員 北園 芳人
 熊本大学工学部 正会員 鈴木 敦巳

1. まえがき

台風通過後、期間を経て雨量がさほど多くなくても斜面崩壊が発生することがある。その原因として、風を受けた樹木の揺動が地盤の強度低下をもたらしていることが考えられる。そこで、樹木の揺動地盤への影響を考察するため、揺動を想定した繰り返しせん断試験により、せん断強度に対する繰り返し応力の影響を調べ、その強度定数を用いて安定計算を行った。

2. 研究方法

まず始めに、単純せん断試験により、50kPa・75kPa・100kPaの3パターンの各垂直載荷圧におけるせん断破壊応力を決定する。次に、繰り返しせん断試験では、それぞれの垂直載荷圧について、せん断応力比(R_r)0.2, 0.4, 0.6を各々200回ずつ載荷する。ここで、せん断応力比は $R_r = \tau_c / \tau_{ss}$ (τ_c : 繰り返し応力, τ_{ss} : 単純せん断強度)で表せる。載荷周期については風による樹木の揺動周期及び実験装置の反応限界を基に、0.25Hzとした。繰り返しせん断試験条件を表-1に示す。また、繰り返し載荷後に通常の単純せん断試験を行い、せん断強度の低下を確認する。最後に求めた強度定数を用いて、安定計算をする。

表-1 繰り返しせん断試験条件

載荷方法	波形	載荷周期	載荷回数	垂直載荷圧	応力比
両振り載荷	正弦波	4.0秒	200回	50kPa	0.2, 0.4, 0.6
				75kPa	0.2, 0.4, 0.6
				100kPa	0.2, 0.4, 0.6

3. 研究結果

3.1 対象試料について

今回の実験で用いた試料は熊本県益城町の斜面で採取した河岸段丘堆積土である。この試料に対し、密度試験、粒度試験、単純せん断試験、繰り返しせん断試験を行った。物理試験の結果を表-2に示す。結果から日本統一土質分類基準によると細粒分質砂質礫(GFS)に分類される。単純せん断に用いた試料はJGS0560-2000に従い、0.85mmフルイ通過試料を用いた。また、供試体は所定の0.85mmフルイ通過試料を圧密圧力40kPaで予備圧密を行い、ノギス法²⁾を用いて高さ2cm、直径6cmに作成した。

表-2 物理試験結果

	自然状態	供試体用
粒度構成		
礫分(%)	31.2	0
砂分(%)	32.6	38.8
細粒分(%)	36.2	61.2
均等係数	327.6	130
曲率係数	0.192	1.3
W_L (%)	-	52.1
W_p (%)	-	27.6
I_p	-	24.5
ρ_s (g/cm ³)	2.77	2.75
初期含水比(%)	10.2	19.4

3.2 単純せん断試験

単純せん断試験は定体積せん断で実施した。その結果を図-1に示す。(b)の破壊包絡線(破線)は、せん断応力が最大の点をとって直線で近似したものである。実験結果では c が6.8kPa, $\phi=27$ 度となった。

せん断変位は、せん断応力がピークを越えた後、一定値に落ち着いたことを確認できたところでせん断終了とした。せん断応力ピーク時のせん断ひずみが20%を超えているのは、今回実験を正規圧密領域

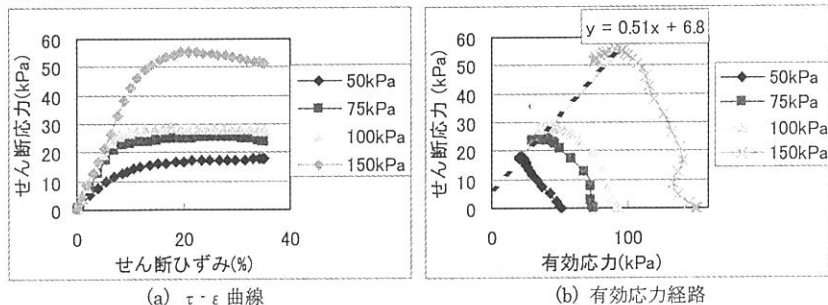


図-1 単純せん断試験結果

で行い、また試料も細粒分が多かった為、進行性破壊の性状を示したものと考えられる。また、有効応力経路が乱れているのは、定体積でせん断を行ったが、その際、垂直載荷圧の調節を手動で行った為と考えられる。

3.3 繰り返しせん断試験

繰り返し試験結果を図 2 に示す。実線が繰り返し後の破壊基準線、破線が繰り返し前の破壊基準線である。これより、応力比 0.2 では $\phi=18^\circ$ 、 $c=7.1\text{kPa}$ 、応力比 0.4 では $\phi=13^\circ$ $c=6.4\text{kPa}$ という結果となった。また、0.6 では、繰り返しせん断試験中に破壊した。これらの値から、応力比が大きくなるにつれて、粘着力はほとんど変わらないものの、内部摩擦角が減少していることがわかる。

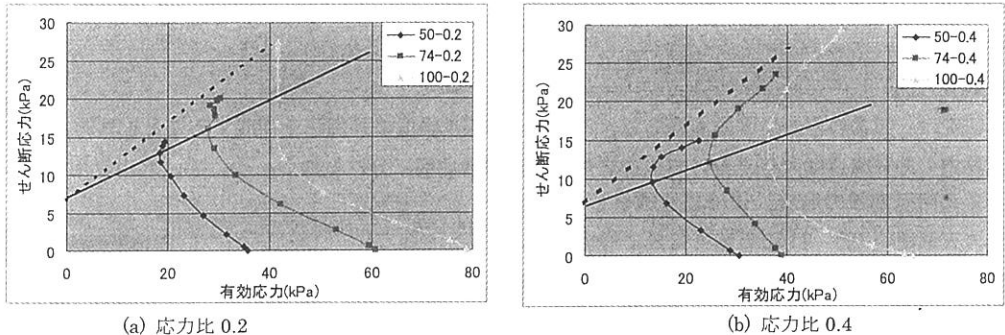


図 2.繰り返しせん断試験後破壊基準線

4. 安定計算

斜面を無限斜面とし安定計算する(図・3 参照)。深さは実際のすべり面の深さで 4m^1 とした。樹木の一本あたりの重量は 700kg 、 1ha あたり 4500 本より 1 $0.45\text{本}/\text{m}^2$ とし樹木の単位面積あたりの重量は $p=3.1\text{kN}/\text{m}^2$ となる。また、土の単位体積重量は $\gamma=17.7\text{kN}/\text{m}^3$ である。安定計算の結果は以下のとおりとなる。

$$\text{安全率 } F = \frac{R(\text{すべり面における全抵抗力})}{T(\text{土体がすべろうとする力})} \quad (1)$$

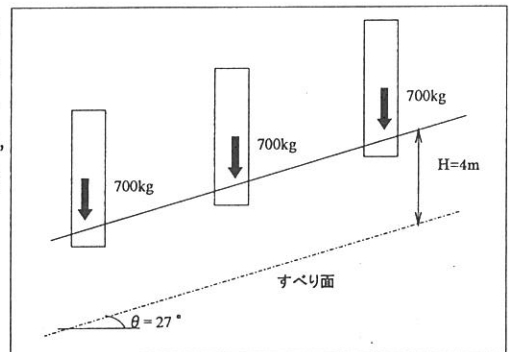
$$R = (\gamma H + p) \cos \theta \cdot \tan \phi + c$$

$$T = (\gamma H + p) \sin \theta$$

これより、繰り返しせん断前・繰り返しせん断応力比 0.2・0.4 における $\phi \cdot c$ を代入しそれぞれの安全率が以下のように求まる。

$$F_0=1.2, F_{0.2}=0.83, F_{0.4}=0.64$$

よって、応力比が増すと危険度が増すことが分かる。



図・3 安定計算に用いる斜面形状モデル

5. まとめ

今回は粒度調整を行った試料による試験ということで、実際の現場の挙動にそのまま結びつくとは言えない。しかし応力比が大きくなるにつれて強度が弱まるのは確かであり、今後これを基にして実地盤の挙動の解析へと進めていきたい。

6. 参考文献

- 1) 川内田がけ崩れ災害調査委員会：熊本県益城町川内田がけ崩れ災害調査報告書，1988
- 2) 社団法人地盤工学会：土質試験の方法と解説(第一回改訂版)，p147，2000