

豪雨時の補強盛土の崩壊機構に関する遠心模型実験

九州工業大学大学院 学正会員 ○小林 瞳
 九州工業大学工学部 正会員 廣岡 明彦 永瀬 英生
 九州工業大学工学部 学生会員 片山 亮 織掛 晴弘

1.はじめに

近年、急速に普及している補強土工法においては、補強材と土との複合体として発揮される補強効果と補強材自体の力学的特性による補強機能の相乗効果は複雑なものとなっているため、設計段階における補強材力の評価方法は依然として十分に確立されていないのが現状である。

筆者らは、ジオテキスタイルにより補強された盛土の崩壊メカニズムを調べるために、遠心模型実験装置を用いて浸透流を受ける盛土の崩壊実験を実施してきた。今回、補強材と土との摩擦特性を調べ、盛土天端の変状を考慮した極限平衡法による安定解析を実施したので以下に報告する。

2. 実験システム

実験に用いた試料は、九州工業大学構内で採取した土に豊浦砂を重量比で1:1に混合した人工調整試料であり、統一分類法によるとSMに分類される。実験条件をTable1に示し、Fig.1に模型地盤の概要を示す。模型斜面は縮尺1/50を想定し、含水比 $w=10.0\%$ で調整した試料を乾燥密度 $\rho_d=1.40(g/cm^3)$ で締め固めて作製してある。実験方法の詳細は参考文献1)を参照されたい。

補強材と土との摩擦特性を調べるために行った一面せん断試験の実験システムをFig.2に示す。直径6(cm)、高さ1(cm)の下部せん断箱にポーラスストーンを設置し、その上面に濾紙、ジオテキスタイルF(不織布)の順にこれらを貼り付ける。これにより、せん断面と土とジオテキスタイルの接触面とを一致させた。上部せん断箱には、模型地盤の初期状態と同一の含水比に調整した試料を投入し、所定の乾燥密度に締め固める。上載圧 σ_v を種々変化させ、せん断速度0.25(mm/min)でせん断を行った。

3. 結果および考察

Fig.3に、一面せん断試験結果を示す。図中には、土のみにおける一面せん断試験結果も併記している。これより、補強材を敷設した場合では、粘着成分は無くなり、また見掛けの内部摩擦角が増大しているのが分る。これらは、ジオテキスタイルの厚さ、ならびに表面の粗さに起因するものと考えられる。すなわち、この不織布が、土との接觸面で土中のサクションを消失させたことと、土塊との噛み合わせを強固にしたものと考えられる。

盛土の崩壊実験の結果、上流側の水位が同程度($h \approx 12cm$)

Table1 実験条件

Test code	Type of geotextiles	Tensile strength (kN/m)	Spacing (cm)
S0	Non-reinforcement		
S3F	Geotextile F	0.93	5.87
S6F			2.93
S3G	Geotextile G	0.27	5.87
S6G			2.93

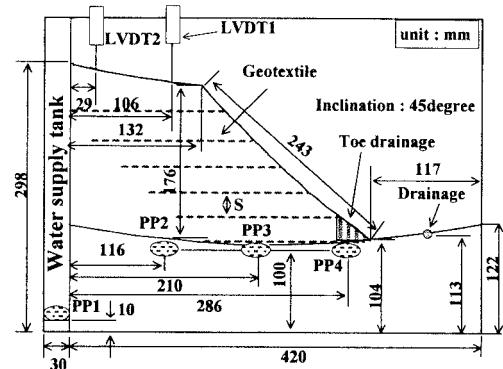


Fig. 1 実験システム

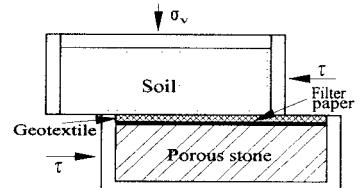


Fig. 2 一面せん断試験モデル図

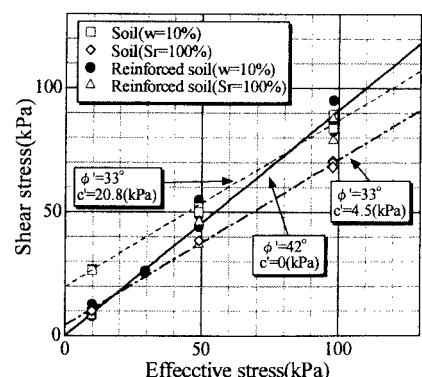


Fig. 3 一面せん断試験結果

の時点において、Fig.4に示すような変形メッシュ図を得た。これより、ジオテキスタイルの強度の増大ならびに敷設間隔の減少による盛土の変形抑制効果が十分に確認できる。考察の詳細は別報¹⁾に譲る。

4. 斜面の安定解析

無補強盛土S0における崩壊直前水位に対して、それぞれ補強盛土の安全率を算出するため、一面せん断試験により求めた強度定数c'、 ϕ' を用いた修正Fellenius法による斜面の安定計算を行った。補強材力の評価方法としては、すべり土塊内に作用する摩擦抵抗の和と外側に作用する摩擦抵抗の和をそれぞれ土被り圧より算出し、両者の最小値を求める。次に、破断あるいは引き抜けの判断を行うために、この摩擦抵抗力の最小値を補強材の引張り強度と比較し、その最小値をすべりに対する抵抗力に付加する。ここで、崩壊実験により盛土天端にクラックが発生したことを考慮し、このクラックが最上段の補強材に達したものと仮定して計算を行った。なお、無補強盛土に関しても、S3シリーズと同一深さのクラックが発生したものと仮定している。土とジオテキスタイルとの摩擦特性に関して、Fig.3より得られた土とジオテキスタイルとの摩擦角42°を安定解析に適用すると、ある程度の上載圧を超えた時点よりジオテキスタイルと土との間で発揮されるせん断応力が土の破壊強度を超越することになり不合理が生じることになる。また、現段階において、ジオテキスタイルGの摩擦特性を明らかにしていないことから、今回の安定解析においては、ジオテキスタイル表面での摩擦角を土の内部摩擦角 $\phi'=33^\circ$ と一致させ、すなわち考えられる最大の引き抜き抵抗力が発揮されると仮定して計算を行った。安定解析により得られた臨界円、ならびに最小安全率をFig.5、6に示す。これより、補強材の引張り強度が弱く、敷設間隔が大きなS3Gにおいては、無補強盛土における臨界円と一致しているのが分る。S3Gは無補強盛土のような壊滅的な崩壊には至らなかつたが、両者の最小安全率を比較すると少なくともジオテキスタイルが安定性に貢献していることが分る。また、同様の変形挙動を示したS3F、S6Gに関しては、計算で仮定されるクラックの深さが異なるため、両者の臨界円は必ずしも一致したものとはならないが、最小安全率を比較すると、これらの盛土の安定性が同程度であることが推察される。S6Fにおいては、盛土天端にクラックが発生しなかつたことを考慮し、計算を行った結果、最小安全率は他の実験ケースより比較的大きなものとなった。このように、剛塑性理論に基づく安定解析においても、盛土天端の変状を計算過程に反映させることで、算出された安全率が補強盛土の変形量をある程度適切に評価できるものと考えられる。しかしながら、安全率の絶対値で盛土の安定性を評価するためには、計算過程におけるクラックの深さ、ならびに土中での補強材の引張り強度、補強材の敷設面で発揮されるせん断応力を的確に考慮する必要があるといえよう。

<参考文献>1)小林ら：浸透流を受ける補強盛土の崩壊機構について、応用力学論文集Vol.3, 2000, pp405-414

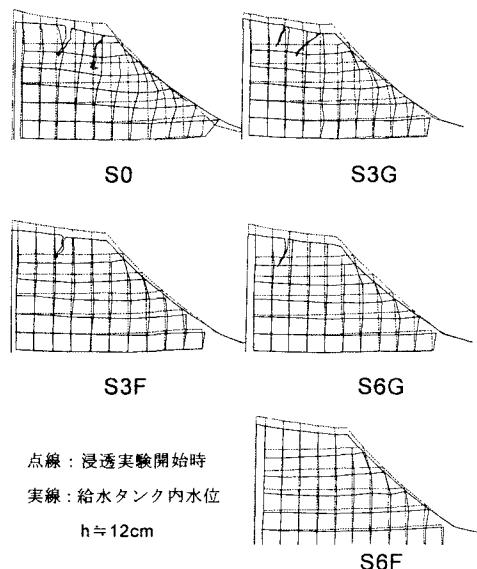


Fig. 4 各盛土の変形メッシュ図

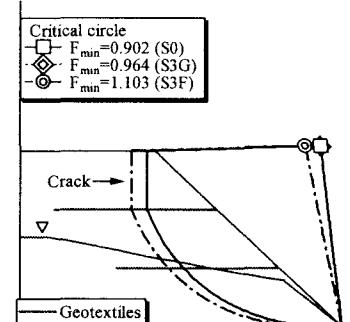


Fig. 5 最小安全率と臨界円 (S3G, S3F)

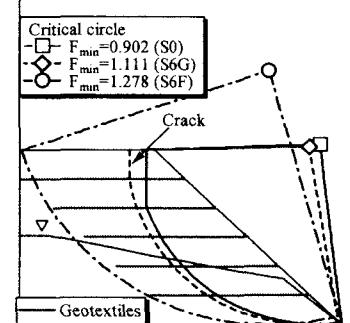


Fig. 6 最小安全率と臨界円 (S6G, S6F)
に基づく安定解析においても、盛土天端の変状を計算過程に反映させることで、算出された安全率が補強盛土の変形量をある程度適切に評価できるものと考えられる。しかしながら、安全率の絶対値で盛土の安定性を評価するためには、計算過程におけるクラックの深さ、ならびに土中での補強材の引張り強度、補強材の敷設面で発揮されるせん断応力を的確に考慮する必要があるといえよう。