# 極限平衡法による補強盛士の安定性評価に関する一考察

九州工業大学大学院 学生会員 小林 睦 藤原 浩幸 九州工業大学工学部 正会員 廣岡 明彦 清水 惠助

#### 1.はじめに

近年,盛土の安定性を向上させる補強土工法は急速に普及しているが,その工法の歴史は浅いため,設計に必要な補強材力の評価方法は十分に確立されていないのが現状である。そこで筆者らは,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の解明および盛土の安定性の向上における補強材の役割を調べることを目的として,補強材の引張り強さおよび敷設間隔が,降雨時の盛土の崩壊パターンのひとつである浸透流を受ける補強盛土の安定性に及ぼす影響を調べてきた 1).本論文では,補強盛土の安定性を極限平衡法による安定解析で評価し,実際の挙動と比較検討したので以下に報告する。

## 2. 実験方法

Table1 に実験条件を示し、引張り試験 結果により得られた各補強材の実規模換 算の引張り強さおよび敷設間隔を併記す る、実験に用いた試料は、九州工業大学 構内で採取された土に豊浦砂を重量比

Table1 実験条件

Test code	Type of geotextiles	Tensile strength (kN/m)	Spacing (cm)
S0	Non-reinforcement	0	
S3F	Geotextile F	46.5	5.87
S6F			2.93
S3G	Geotextile G	13.65	5.87
S6G			2.93

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 .模型斜面の盛土高は H=17.6 (cm) であり , 遠心加速度 50g 場において崩壊実験を実施する . 実験システムおよび模型地盤作成方法 , 実験方法の詳細は参考文献  $^{1)}$ を参照されたい .

### 3. 実験結果

崩壊実験の結果,盛土の上流側の水位が同程度(z 12.0cm)の時点において Fig.1 に示すような変位ベクトル図を得た.この時点で無補強盛土は著しい盛土の変形を起こしているのが分る.しかしながら,ジオテキスタイルにより補強された盛土においては,S3G,S6Gの比較より,補強材の敷設間隔を減少させることで,斜面内のせん断変形を抑制し,天端のクラック発生を防止していることが分る.これは,補強材の敷設枚数が増加したことにより,盛土の変形に対する抵抗力が増大したことを表していると考えられる.また,補強

材の引張り強度の違いが盛土の挙動に与える影響について比較すると S6G, S3F において類似した変形挙動が観察されるこのように,敷設枚数が少ないにも関わらず,引張り強度の大きなジオテキスタイルを用いることで,同等の盛土の変形抑制効果が得られたことは,補強土工法の低コスト化ならびに施工の効率化の可能性を示唆している.特に,本研究において,最も引張り強度が大きく,かつ敷設枚数が多い補強盛土においては,盛土内のせん断変形および天端の変状は顕著に抑制された.しかしながら,盛土の上

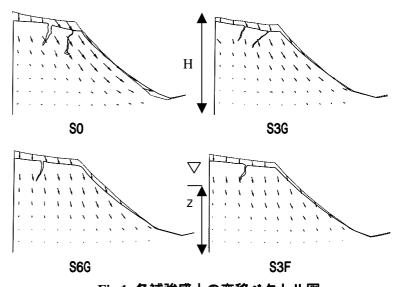


Fig.1 各補強盛土の変移ベクトル図

斜面安定,遠心力模型実験,ジオテキスタイル,安定解析

〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1

093-884-3113 Fax 093-884-3100

流側の水位と法肩の沈下量の関係 1)より,盛土内の水位 が低い時点での天端の沈下量が補強材の引張り強度なら びに敷設枚数に関わらずほぼ等しいことから、これが主 に盛土の体積圧縮に起因することと、ジオテキスタイル が引張り力を補強効果として発揮するためには,ある程 度の盛土の変形が必要なことが確認された.

### 4. 斜面の安定解析

土の強度定数 c', 'を一面せん断試験より求め,修正 Fellenius 法による斜面の安定計算を行った.補強盛土の 安全率は,土と補強材との摩擦係数 f\*を種々変化させ, また摩擦抵抗力はジオテキスタイルの両面に作用するも のと仮定して算出した.補強材力の評価法としては,す

べり土塊内,ならびに外側において各ジオテキスタイルに作用する 摩擦抵抗力をそれぞれ算出し、両者の最小値と補強材の引張り強度 を比較し,その最小値をすべりに対する抵抗力に付加する.その結 果 Fig.2 に示すような最小安全率と摩擦係数の関係を得た.なお,盛 土内水位は全ての実験ケースにおいて SO における崩壊直前水位を 適用している .Fig.2 より ,摩擦係数が極めて小さい時点においては , 補強盛土の安定性が、補強材の引き抜き抵抗力に依存していること が推察されるが, S3G, S6Gにおいては, f\*=0.15, また S3Fでは, f\*=0.4 を超えると安全率が一定値をとっていることから,これらの 盛土の安定性が補強材の引張り強度に依存していく様子を窺うこと ができる.さらに,土と補強材との見掛けの内部摩擦角 (f\* 0.65) を土の内部摩擦角 '=33°に一致させ,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,安定計算を行った結果,Fig.3,4に 示すような臨界円および最小安全率が得られた、これらより、引張 り強度の小さなジオテキスタイルを用いた盛土の補強効果は、補強 材の引張り強度に依存していることが確認できる.

Fig.3 より, S3G の臨界円は無補強盛土の場合と等しく, 安全率が 0.948 であることから ,この盛土の安定性は低下していると推察する ことができる.しかしながら,崩壊実験において,最上部の補強材 に若干のひずみは観察されたものの,無補強盛土のような壊滅的な

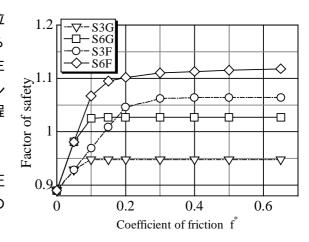


Fig.2 安全率~摩擦係数

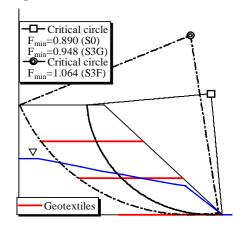


Fig.3 最小安全率と臨界円(S3F,S3G)

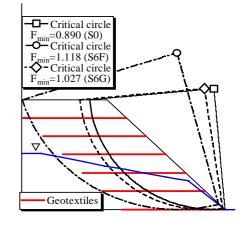


Fig.4 最小安全率と臨界円(S6F,S6G)

崩壊には至らなかった.また,Fig.3,4 より同様の変形挙動を示し た S3F, S6G の最小安全率は, それぞれ 1.064, 1.027 となり, これらの盛土の安定性が同程度であることが 推察されるが , Fig.1 より , S6F の盛土においては , 特に盛土天端のクラックが防止されたことからも , その 安定性は十分保持されていると窺えるにも関わらず,その最小安全率は 1.118 であり,前者との顕著な違い は見られない、以上のように、盛土の安定性の評価が不十分であったことは、極限平衡法による補強盛土の 安定解析において,盛土の変形量に対して発揮されるジオテキスタイルの引張り強度が適切に評価されてい ないことに起因しているものと考えられる.このことより,剛塑性理論に基づいた極限平衡法による補強盛 土の安定性の評価に際しては、補強材の引張り力を合理的に適用する必要があるといえよう、

《参考文献》1)廣岡ら:ジオテキスタイルによる補強効果が浸透流を受ける盛土斜面の安定性に及ぼす影響 について,第35回地盤工学研究発表会(投稿中),2000