

技術報文

ジオテキスタイルを用いた補強土工法への数値解析の適用

岐阜大学工学部 辻 慎一郎
前田工織（株） 横田 善弘

1. はじめに

ジオテキスタイルを用いた補強土の設計は、ジオテキスタイルの引張力による補強効果を考慮した円弧すべり計算に基づいて行われる¹⁾。しかし、補強土工法では、地盤と剛性が大きく異なる材料が補強材として用いられるので、安定性を検討する際にジオテキスタイルの引張強度だけでなく、剛性の評価も重要になる。本論文では、地盤の変形や補強材の剛性を考慮した補強土工法の設計手法の確立を目的として、有限要素法による数値解析の適用を試みる。はじめに、すべり面のような明確な破壊形式を求める数値解析手法を提案し、従来の円弧すべり計算結果と比較する。次に、実際の補強土では生じにくい補強土の破壊状態を再現するために行われた、逆勾配形状の補強土を構築する現場実験に適用し、数値解析の妥当性を検証する。最後に、数値解析の実際の補強土の設計への適用例を示す²⁾。

2. 解析概要

地盤を平面ひずみ要素、地盤と構造物のずれをインターフェイス要素で表す。また、ジオテキスタイルは線形弾性のトラス要素で表す。地盤は引張応力を、ジオテキスタイルは圧縮応力を負担しないとする。次式に示すように、地盤には Mohr-Coulomb 降伏基準、インターフェイス要素には Coulomb 降伏基準を適用する。

$$\text{Mohr-Coulomb} : F_M = \left\{ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 \right\}^{1/2} - \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) \sin \phi + 2c \cos \phi \right\} = 0 \quad (1)$$

$$\text{Coulomb} : F_C = |\tau| - c - \sigma_n \tan \phi = 0 \quad (2)$$

ここで、 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$: 応力成分、 σ_n, τ : インターフェイスにおける垂直応力とせん断応力、 c, ϕ : Mohr-Coulomb 強度定数である。図-1に Coulomb 材の応力経路を概念的に示す。土の応力-ひずみ関係は、拘束圧（最小主応力） σ_3 または、せん断面の垂直応力 σ_n が一定の場合は、弾完全塑性体とする。一方、せん断中に σ_3 または σ_n が増加する場合は、応力状態は降伏線上を移動するとしてモデル化する。また、図-1中の $\{\delta \varepsilon^p\}$ は塑性ひずみを表しており、降伏線上を移動する場合、図-1に示すような非関連流れ則に従うと仮定する。

応力-ひずみ関係の非線形解析には初期応力法を適用する。ここで、極限平衡法のように、盛土構造物の最終状態に注目した安定解析を試みるため、全盛土荷重を一つの荷重段階で載荷させた状態を考える。初期応力法で計算される降伏要素の分布が、地盤構造物の最終破壊状況に比較的良好に対応することが確認されている。

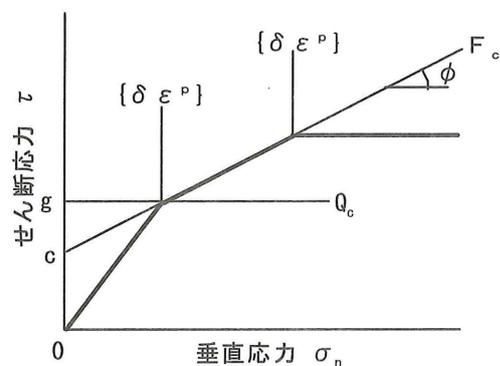


図-1 降伏線上の移動と流れ則

3. 従来の設計法との比較

図-2に示す高さ20m、勾配1:0.5の仮想的な補強土を対象として、ジオテキスタイルの剛性、敷設長 L 、敷設間隔を変化させて円弧すべり計算との比較を行う。地盤とジオテキスタイル物性を表-1に示す。ここで、数値解析では補強土の安全率を次のように定義する。数値解析では、降伏した有限要素が連続して、全体的な斜面崩壊を生じさせる破壊領域が初めて形成される荷重段階をその補強土の破壊とみなす。この時、補強土の仮想的な強度定数 c, ϕ を、実際の強度定数 c, ϕ と安全率 F_s を用いて次式のように与える。

$$c = c/F_s, \quad \tan \phi = \tan \phi/F_s \quad (3)$$

この仮想的な強度定数 c, ϕ を用いて本手法を適用し、上述のように定義した補強土の破壊が生じる最小の安全率を、その補強土の安全率とする。

図-2の補強土に本手法を適用した結果を図-3、4に、円弧すべり計算で求めた最小安全率を与えるすべり面と安全率を図-5に示す。補強材の剛性が大きいほど(補強材B)、補強領域全体が拘束されて補強領域内で地盤の降伏が生じにくくなり、補強土の安全率が向上する。また、補強材の敷設間隔を細かくすると降伏領域が後方に移動して、補強土の安全率は向上している。これは、敷設間隔を細かくすると地盤の単位面積当りの補強材剛性が上がり、補強材の負担するせん断応力や引張応力の割合が増えるためである。従来の円弧すべり計算による設計法では補強材の強度を評価するのに対し、本手法は補強材の剛性を評価しているため、従来の設計法と数値解析による安全率の数値を直接比較することはできないが、両者の安全率に大差はない。以上の結果、数値解析によって、補強材の剛性が補強土の安定性に与える影響を評価できることを示した。

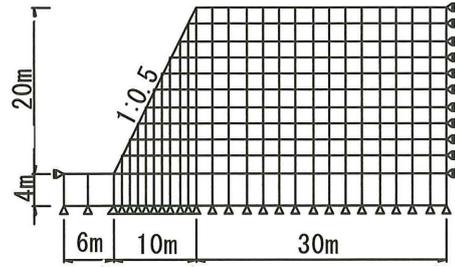


図-2 有限要素分割図

表-1 物性定数

(a) 地盤材料

| | 盛土 | 基礎地盤 |
|-----------------------------|------|-------|
| 弾性係数 (kN/m ²) | 2940 | 19600 |
| ポアソン比 | 0.33 | 0.33 |
| 粘着力 (kN/m ²) | 14.7 | 294 |
| 内部摩擦角 (°) | 20 | 30 |
| 単位体積重量 (kN/m ³) | 16.7 | 16.7 |

(b) ジオテキスタイル

| | 補強材A | 補強材B |
|---------------------------|----------------------|----------------------|
| 弾性係数 (kN/m ²) | 9.8×10^5 | 3.9×10^6 |
| 断面積 (m ²) | 1.0×10^{-3} | 1.0×10^{-3} |
| 引張強度 (kN/m) | 32.0 | 77.0 |

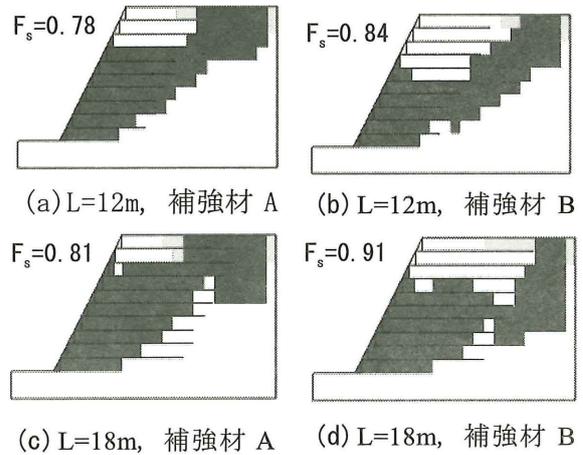


図-3 降伏要素分布 (敷設間隔 2m)

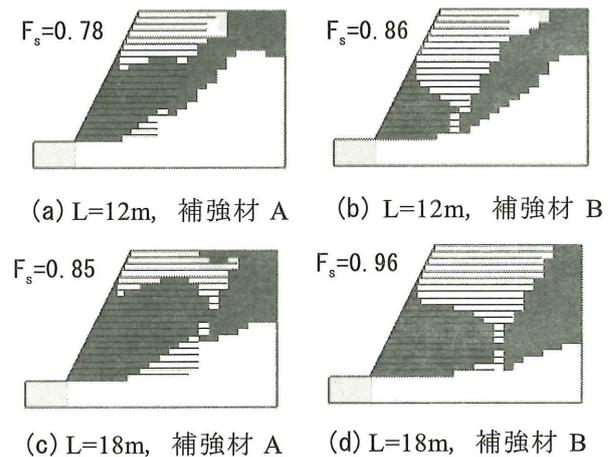


図-4 降伏要素分布 (敷設間隔 1m)

4. 逆勾配盛土の現場実験への適用

数値解析の妥当性を検証するため、不安定な構造物を作成して補強土の極限状態を把握することを試みた実験結果に本手法を適用した。盛土は高さ 5m、奥行き 7m、角度 60° の逆勾配形状であり、図-6 に示すような補強材の剛性が高い場合と低い場合の 2 ケースの実験が行われた。有限要素分割図を図-7 に、物性定数を表-2 に、解析結果を図-8 に示す。剛性の高い補強材 B を敷設した場合には反復計算が収束した。一方、剛性が低い補強材 A では盛土の変位や応力が極端に大きくなり、反復計算が発散したため、反復計算 50 回の結果を参考として示した。数値解析の結果、剛性の低い補強材 A を用いた場合、盛土前面から上部にかけて降伏領域が連続して全体的な破壊が生じ、逆勾配部分から不連続な変形が生じている。またこの場合、補強材に作用する最大の引張力は、補強材の引張強度を超えていた。実験では、図-6 に示すように、剛性の高い補強材 B を用いた場合は安定した状態の逆勾配盛土を完成できたが、剛性の低い補強材 A を敷設した場合は補強材が逆勾配部分で破断し、逆勾配部分が落下した。これらの実験結果は解析結果とよく一致しており、本手法の妥当性を示した。

5. 補強土の設計への適用

実際の道路工事の補強土の設計において、土質および地形条件が複雑で、詳細な盛土材の土質試験が行われていないことや、短期的ではあるが大型重機が走行することから、道路盛土の重要性を考慮して、数値解析により補強土の安定度照査を行った。補強土の設計・施工マニュアルによる設計定数を表-3 に、常時（設計安全率 1.2）と大型重機走行時（設計安全率 1.0）の全体安定検討における円弧すべり計算結果を図-9 に示す。次に、数値解析に用いる盛土材料の土質定数を決定するため、内部摩擦角を $\phi=30^\circ$ に固定し、補強

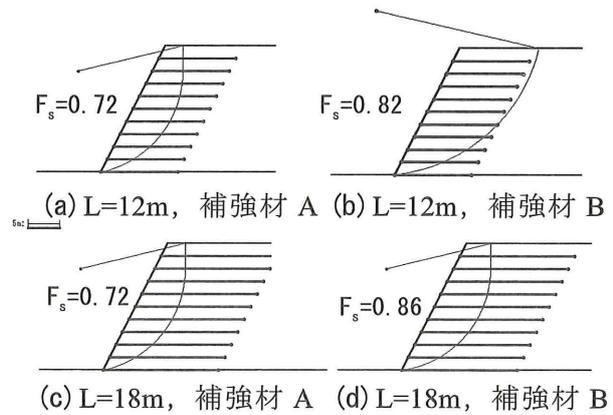
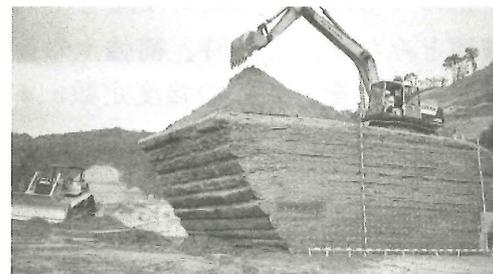


図-5 円弧すべり計算結果



(a) 剛性の高い補強材



(b) 剛性の低い補強材

図-6 逆勾配盛土の現場実験

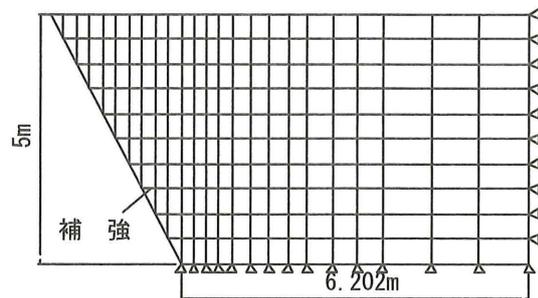


図-7 有限要素分割図

表-2 物性定数

(a) 地盤材料

| | |
|-----------------------------|------------------------|
| 弾性係数 (kN/m ²) | 1.18 × 10 ⁴ |
| ポアソン比 | 0.3 |
| 粘着力 (kN/m ²) | 29.4 |
| 内部摩擦角 (°) | 41.0 |
| 単位体積重量 (kN/m ³) | 17.2 |

(b) ジオテキスタイル

| | | |
|---------------------------|-------------------------|------------------------|
| | 補強材A | 補強材B |
| 弾性係数 (kN/m ²) | 8.33 × 10 ⁵ | 3.72 × 10 ⁶ |
| 断面積 (m ²) | 6.36 × 10 ⁻⁴ | 5.0 × 10 ⁻⁴ |
| 引張強度 (kN/m) | 35.5 | 98.0 |

土壁の破壊状態（降伏要素が連続する状態）を表す粘着力 c を探索する。その結果、 $c=17\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ が安全率 $F_s=1.0$ に相当する状態と推定された。また、マニュアルによる設計では、安全率 $F_s=1.2$ を満足するように設計されている。このため数値解析では、上述の方法で探索した c, ϕ に次式のように安全率 $F_s=1.2$ を考慮した c_a, ϕ_a で数値解析を行った。

$$\begin{cases} c_a = F_s \cdot c = 1.2 \times 17.0 = 20.4 \text{ kN/m}^2 \\ \phi_a = \tan^{-1}(F_s \cdot \tan \phi) = \tan^{-1}(1.2 \times \tan 30^\circ) = 34.7^\circ \end{cases} \quad (4)$$

上記の強度定数を用いて、上載荷重として常時の 10kN/m^2 と大型重機走行時の 254kN/m^2 を載荷させた場合の解析結果を図-10に示す。大型重機走行時には補強領域の一部が降伏するが、補強材の引張剛性により、補強盛土全体の破壊には至らない。補強材に作用する最大の引張力は設計引張強度（ 32 kN/m ）以下であった。また、引張強度が同じでも剛性の低い補強材を用いた場合は、大型重機走行時には補強領域の全体が降伏し、補強土の変形量が大きくなった。以上の結果、剛性の高い補強材を用いた本補強土は常時、大型重機走行時ともに安定した状態であることを確認した。

6. おわりに

補強土の変形や補強材の剛性を考慮した補強土工法の設計手法の確立を目的とし、本論文で提案する数値解析手法の妥当性を検討した。本論文では、補強盛土斜面の全体安定の評価が目的であることから、補強土の設計における内的安定の検討を省略した。内的安定における本論文の手法と従来の手法の比較については今後さらに検討する必要がある。

参考文献

- 1) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，財団法人 土木研究センター，2000.
- 2) 横田善弘：変形と剛性を考慮した補強盛土斜面の設計方法に関する研究，福井大学学位論文，2007.

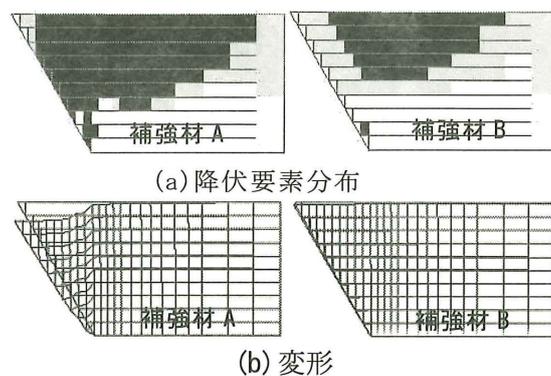


図-8 解析結果

表-3 設計定数

| | 盛土 | 軟岩 | 表土 |
|-----------------------------|------|------|------|
| 粘着力 (kN/m ²) | 10.0 | 50.0 | 0.0 |
| 内部摩擦角 (°) | 30.0 | 35.0 | 30.0 |
| 単位体積重量 (kN/m ³) | 19.0 | 20.0 | 19.0 |

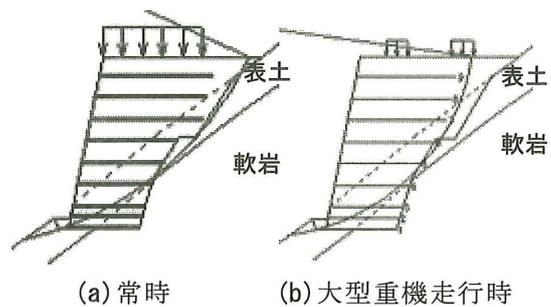


図-9 円弧すべり計算結果

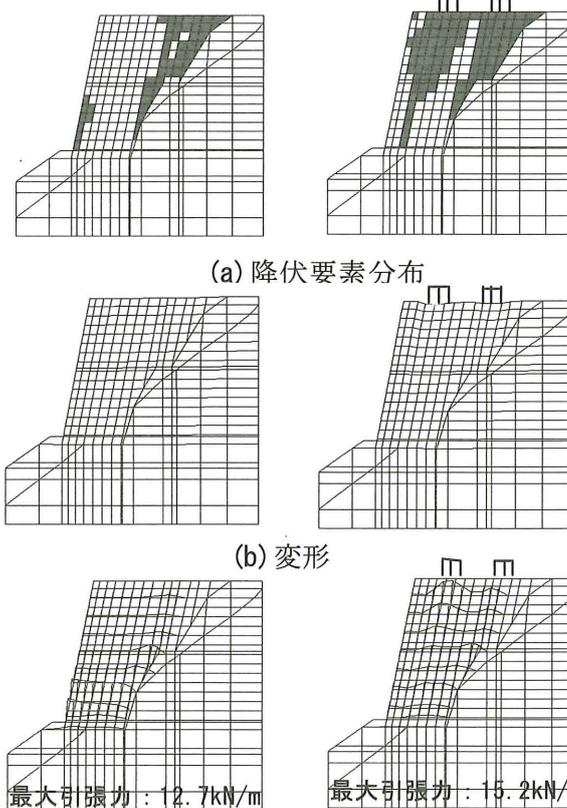


図-10 解析結果