

ジオテキスタイル補強土の補強機構に関する一考察

関西大学工学部 正 員 山岡一三
関西大学工学部 正 員 西形達明
前田建設工業(株) 正 員 ○中家祥介

1. まえがき

本報告はジオテキスタイルを敷設した補強土供試体で三軸圧縮試験を実施し、砂の状態量、ジオテキスタイルの性質が補強効果に与える影響について検討するものである。また、Juran¹⁾の理論を使用して、三軸圧縮試験の応力経路について、敷設したジオテキスタイルに発生する引張り力に砂のダイレイタンスーの効果を評価できるような荷重伝達モデルを考察し、実験結果と比較した。

2. 試験方法

試験装置は、供試体の寸法が直径6.5cm×高さ13.0cmの通常の三軸圧縮試験装置を使用した。試料土には気乾状態の豊浦標準砂を用い、試料の状態を平均間隙比 $\bar{e}_a=0.68, 0.98$ の2種類とした。試験は表-1に示す不織布を供試体中央に一層敷設し、拘束圧 $0.5, 1.0, 1.5, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ で行った。また、試験条件は圧密排水条件で行い、軸方向圧縮速度は $0.2\%/min$ とした。

表-1 ジオテキスタイルの諸性質

	種類	厚さ (mm)	引張り強度 (kgf/cm)	変形係数 (kgf/cm)
不織布A	ヒトキ*ソト	0.37	6.18	41.2
不織布B	ニト*ルパ*ソ	0.88	6.61	12.0

3. 試験結果

図-1は不織布Aを敷設した供試体の軸差応力-軸ひずみ関係を砂のみの場合と各拘束圧について比較したものである。この図より補強したものは強度が若干高くなっているがせん断初期における軸差応力の増加率が小さくなっている。これは、不織布自身に圧縮性があることと、伸張性が大きいために砂の変形を拘束するまでに大きな変形を必要とするためである。また、無補強ではピーク後急激に強度が低下しているが、補強土では緩やかな低下を示している。これは、砂がせん断破壊した後もジオテキスタイルがせん断層を横切っており、その引張り力によってある程度の強度を保ち、容易には破壊しないことを示している。次に、補強効果Rを(補強土の軸差応力)/(砂のみの軸差応力)とし、拘束圧との関係を図-2に示す。拘束圧が高くなるとともに補強効果が小さくなっている。これは本来、引張り補強材による補強効果は、供試体が体積膨張し、補強材方向に変形したときに発揮されるために、ダイレイタンスー傾向が大きい低拘束圧部で大きな補強効果が得られるためである。

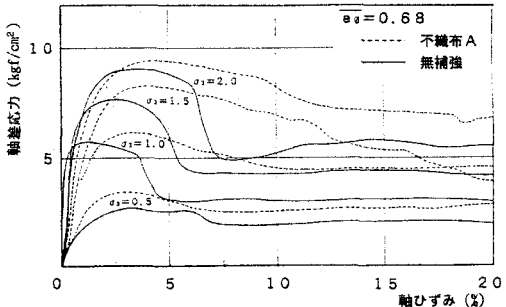


図-1 軸差応力-軸ひずみ関係

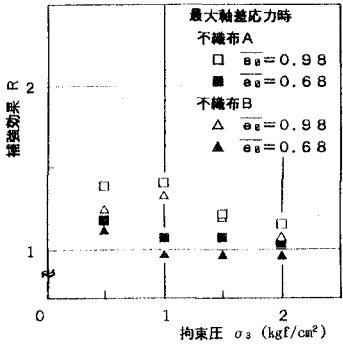


図-2 補強効果

4. 補強機構の考察

三軸圧縮試験において、敷設したジオテキスタイルに生じる引張り力に対して砂のダイレイタンスーの効果を評価できるような荷重伝達モデルを考える。まず最初に、砂の応力比-せん断ひずみ関係を図-3に示すように放物線で近似し、次のように表す。

Ichizou YAMAOKA, Tatsuaki NISHIGATA and Yoshiyuki NAKAYA

$$\sin \phi_{mob} = a \gamma (\gamma - b) / (\gamma + c)^2 \quad \dots (1)$$

ここで、 $a = \sin \phi_{cr}$ 、 $b = -4(\sigma_0/G) \cdot (\sin^2 \phi \cdot m^2) / \sin \phi_{cr}$ 、 $c = 2(\sigma_0/G) \cdot (\sin \phi \cdot m)$ 、 $m = 1 + (1 - \sin \phi_{cr} / \sin \phi)^{1/2}$ 、
ただし、 σ_0 ：初期等方圧密応力、 G ：初期せん断係数、 ϕ_{cr} ：限界状態の土の内部摩擦角である。次に単純せん断試験中に材料内部で消散する塑性エネルギーは、その垂直応力にほぼ比例することが明らかにされていることから、この関係を三軸圧縮試験の応力経路に適用すると、修正係数 μ_T を使って次式に示す応力比-ダイレイタンシー率 η の関係が得られる。

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\gamma} = \eta = \frac{1}{\mu_T} (\sin \phi_{cr} - \sin \phi_{mob}) \quad \dots (2)$$

ただし、 $d\varepsilon_v$ ：体積ひずみ増分、 $d\gamma$ ：せん断ひずみ増分である。ここで得られた η を使ってジオテキスタイル方向のひずみ増分 $d\varepsilon_r$ を次式より求める。

$$d\varepsilon_r = d\varepsilon_3 = \frac{\eta - 1}{\eta + 2} \cdot d\varepsilon_1 \quad \dots (3)$$

これより、ジオテキスタイルと砂との間にすべりが生じないとするとジオテキスタイルに発生する引張り力が得られる。この引張り力によって、供試体に見かけの拘束圧 $\Delta\sigma_3$ が作用するものと考えて次式に適用し、補強土供試体の垂直応力 σ_1 を求める。

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \phi_{mob}}{1 - \sin \phi_{mob}} \cdot (\sigma_3^{app} + \Delta\sigma_3) \quad \dots (4)$$

ただし、 σ_3^{app} ：実際の拘束圧である。以上のような手順で補強土供試体の応力-ひずみ関係の再現を試みた結果を、図-4、5に示す。拘束圧が 1 kgf/cm^2 の場合は、ゆる詰めでは実験結果と計算値はよく一致しているが、密詰めでは計算値がやや大きい値を示している。これは計算においてはジオテキスタイルと砂との間にすべりが無いものとしているのに対して、実際にはすべりが生じていたことに起因するものと考えられる。したがって、拘束圧が 2 kgf/cm^2 のときには密詰めにおいても計算値と実験結果の差があまりなく、拘束圧が高くなることによって、ジオテキスタイルと砂の間にすべりが生じにくくなったことを示している。

このように、ジオテキスタイルによる補強効果には砂のダイレイタンシー特性、ジオテキスタイルの変形係数、圧縮性、および表面の摩擦特性が関係していることが明らかとなった。また、ここで考察した荷重伝達モデルは、今後、ジオテキスタイルを用いた補強盛土の設計に適用できるものとする。

参考文献

- 1) Juran, I. et al: Modelling and simulation of load transfer in reinforced soils: part 1, Int. Jour. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 12, pp. 141-155, 1988.

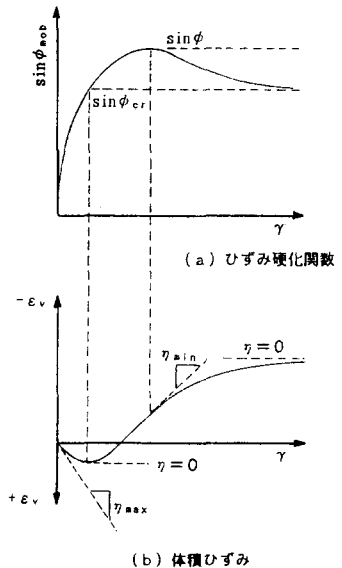


図-3 土のモデル化

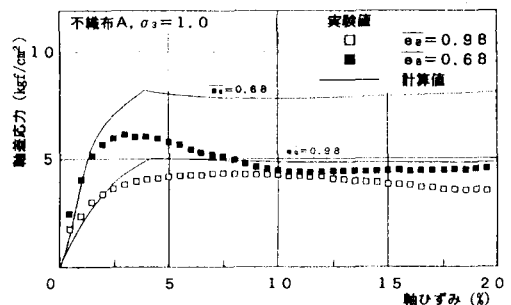


図-4 軸垂直応力-軸ひずみ関係

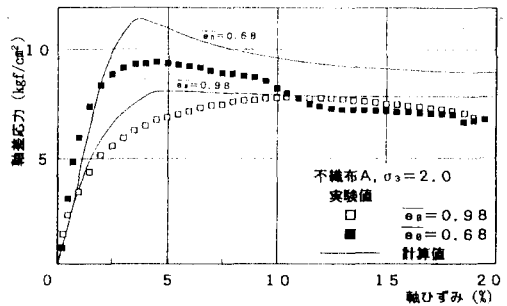


図-5 軸垂直応力-軸ひずみ関係