

エイトコンサルタント(元・名工大学部生)

○正員 河本 達郎

名古屋工業大学

正員 中井 照夫

近年、地盤中に引張りに抵抗する補強材(鉄筋やジオテキスタイル等)を挿入することにより地盤のマスとしての強度を大きくする補強土工法がよく使われる。そして、補強土の補強機構を調べるため、供試体の中に種々の補強材を配置した補強土の三軸試験や平面ひずみ試験が龍岡他、徳江他により行なわれている。ここでは、このような補強土の三軸試験や平面ひずみ試験を有限要素法を用いて解析するとともに、補強土の補強機構について考察する。

1. 解析の方針

Fig. 1 に示すように供試体に補強材が平行に配置された場合を想定し、Fig. 2 のように上部に補強材を配した巾 $D/2$ 、高さ $H/2$ の要素について解析を行なう。

Fig. 2 において、上部には補強材の剛性を評価するたため5ヶの弾性膜要素を、土と補強材の間にはすべりを評価するたため5ヶの摩擦特性を考慮した弾塑性ジョイント要素を導入している。また、土試料としてはやや密な豊浦砂を想定し、土の構成モデルとしては力学量 t_{ij} を導入した砂の弾塑性モデルを用いている。

2. 補強土の三軸試験とその解析

Fig. 1 (a) に示すような豊浦砂の円筒供試体(直径5cm、高さ12.5cm)にしんちゅう板(厚さ0.5mm)の補強材を配した場合の実験と解析を行なうことにより、補強材の配置間隔、補強材表面摩擦特性と補強効果の関係について考察する。Figs. 3 (a), (b) は $D/H = 2.0$ および 1.25 の三軸圧縮試験結果($\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)を示している。同図において、●印は普通のしんちゅう板を入れた結果であり、○印は表面に砂粒子を接合させたしんちゅう板を入れた結果である。次に、Figs. 4 (a), (b) は $D/H = 2.0, 1.0$ の場合のFEM解析結果を示している。ここに、補強材の引張り剛性は ∞ とし、補強材の表面摩擦 δ は $\delta = 20^\circ, 10^\circ, 0^\circ$ (補強材がない場合に相当)の3ケースについて解析を行なっている。龍岡他¹⁾の報告やFig. 3 の実験結果にみられるように、補強材の表面が粗いほど、補強材の配置間隔が密なほど補強効果が大きくなる特性をFEM解析結果も表わしている。またFigs. 3, 4 より、補強土では $\bar{\sigma}_1 / \sigma_3 \sim \epsilon_1$ 関係は補強材の影響を受けて変化するが、 $\epsilon_v \sim \epsilon_1$ 関係は補強材の有無にあまり関係しないこともわかる。Fig. 5 はこのことを明確にするためFigs. 3 (a), 4 (a) の結果を $\bar{\sigma}_1 / \sigma_3 \sim d\epsilon_3 / d\epsilon_1$ 関係で整理したものである。プロットがFig. 3 (a) の試験結果を、実線がFig. 4 (a) の解析結果を表わしている。応力比 $\sim$ ひずみ増分比関係は補強材の表面の粗さにより変化しているが、これは地盤そのものを締め固め強くする場合(この

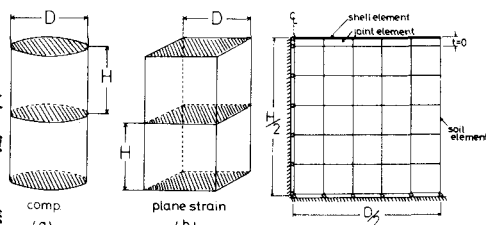


Fig. 1

Fig. 2

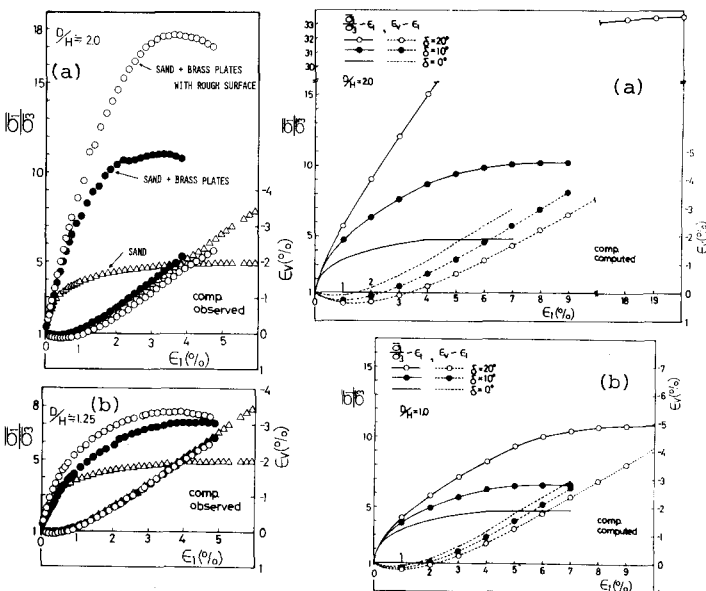


Fig. 3

Fig. 4

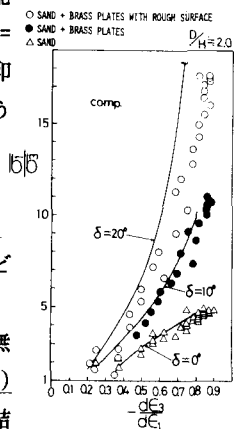


Fig. 5

時は応力比〜ひずみ増分比関係は密度等によらずほぼユニークになる)と補強材を用いて地盤の強度を増す場合でその機構が異なることを意味している。また、Fig. 6は三軸伸張試験($\sigma_1=0.5\text{kgf/cm}^2$)の解析結果を示しているが、最大主応力方向と平行に補強材を配した場合、補強効果がほとんどないことが同図からもわかる。

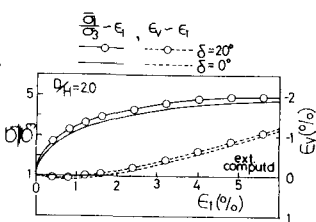


Fig. 6

3. 補強土の平面ひずみ試験の解析

ここでは、補強材の表面摩擦、配置間隔の他に引張り剛性も考慮した平面ひずみ試験($\sigma_3=0.5\text{kgf/cm}^2$)の解析を行なうことにより、補強機構の考察をする。Fig. 7は $\delta=10^\circ$ でD/H, EA(補強材の引張り剛性)を変化させた時の解析結果を示している。ここに、EA=0.0の曲線は補強材がない場合の結果である。また、図中凸印は補強材と土の間の全ての境界面ですべりが生じたことを表わし、▼印は全ての土要素が破壊応力状態にあることを表わす。同図より、 δ が大きいくほど、D/Hが大きいくほど、EAが大きいくほど補強効果が大きくなっているが、補強材の剛性が非常に大きい場合(EA= ∞)ではまず補強材と土の間ですべりが生じた後にすべての土要素が破壊応力状態に達しそれ以上は $\bar{\sigma}_1/\sigma_3$ が増加しないことがわかる。一方、ある程度補強材に弾性がある場合(EA=10.0 kgf)には、土要素がすべて破壊した後も補強材と土の間ですべりが生じないため $\bar{\sigma}_1/\sigma_3$ が増加するようである。Fig. 8(a), (b)はこの両者の補強機構を調べるため、地盤内の安全率分布、水平応力(σ_x)分布および垂直応力(σ_y)分布の結果を示している。EA= ∞ の場合、補強材との境界面ではすべりが生じこの境界面での摩擦力により、地盤内にくさびが形成され地盤内の安全率、 σ_x , σ_y が中心軸に近いほど大きくなっていることがわかる。それに対してEA=10.0kgfの解析結果では、境界面でもほとんどすべりが生じず地盤中にくさびも形成されずに安全率、 σ_x , σ_y の分布も地盤中でほぼ一様となっている。

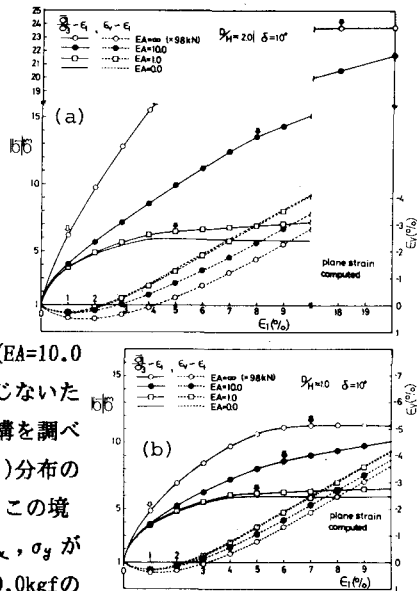


Fig. 7

この場合は、 σ_x の分布図からわかるように側圧一定($\sigma_3=0.5\text{kgf/cm}^2$)にもかかわらず補強材の弾性により拘束応力が増大したと同じ効果により補強効果が発揮されているものと考えられる。以上、補強材の剛性の大小により補強土の補強機構が異なるが、前者は鉄筋などの剛性の高い補強材の補強機構で、後者がジオテキスタイル等の剛性の低い補強材の補強機構となるように考えられる。

謝辞 日頃御助言いただいている本学松岡元助教授に感謝致します。

文献 1)龍岡他(1983):土と基礎、Vol.31, No.9, 11~19. 2)徳江他(1981):第16回土質工学研究発表会、509~512. 3)中井(1985):Proc. 5th ICONMIG, Vol.2, 765~772. 4)中井他(1984):第39回土木学会年講、Ⅲ, 7~8. 5)高柳他(1984):第39回土木学会年講、Ⅲ, 9~10.

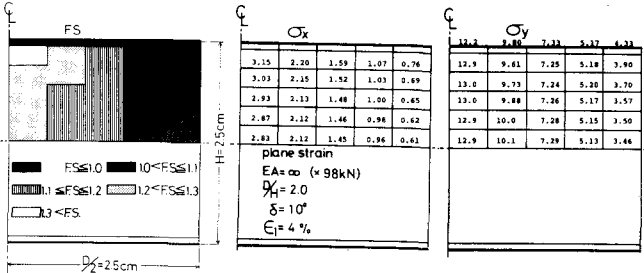


Fig. 8(a) (EA= ∞ kgf)

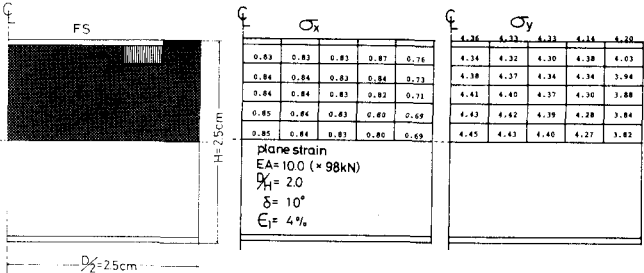


Fig. 8(b) (EA=10.0 kgf)