

土の変形に基づく補強材引張り力の発達と強度発現メカニズム

農村工学研究所 正 ○松島健一 国 毛利栄征，堀俊和，有吉充
東京理科大学 国 龍岡文夫

1 . はじめに

ジオシンセティックスにより引張り補強された土構造物は、土の変形により補強材に引張り力が動員されると同時に、土の変形が補強材によって拘束される。一方、現行設計法では、土のダイレタンシーとせん断変形に伴う幾何学的な形状変化による補強材引張り力が考慮されていない。そのため、補強材と土の相互作用が適切に表現できず、補強土構造物の限界状態に至る破壊プロセスを正確に評価することができない。そこで、本研究では、補強土の強度変形特性の基本となる土の変形と補強材引張り力の発生との関係を明らかにするため、供試体密度が異なる補強土の直接せん断（DS）試験を実施し、供試体内でのダイレタンシーの発生量の違いが補強材引張り力の発達と強度発現に及ぼす影響について検討を行った。

2. 実験方法

実験に使用した大型直接せん断試験機の様子を写真-1 に示す。せん断箱の寸法は、高さ 60 cm、長さ 80 cm、奥行き 50 cm であり、せん断上箱の上蓋と側壁が一体化している。せん断上下箱の隙間には粒子のこぼれだしを防ぐためにスポンジを貼り付けた。隙間の初期間隔は 1.0 cm である。引張強度 100kN/m のジオグリッド補強材（図-1）を、せん断方向に直交する鉛直面に 1 層（高さ 60 cm×奥行き 50 cm）を中央に設置した。密詰め砂の供試体は気乾状態の豊浦砂（ $D_{50}=0.206$ mm, $U_c=1.580$ ）を多重ふるい法によって作成し、ゆる詰め砂の供試体は落下高さが無い状態でハンドスコップによって砂を埋戻して作成した。せん断上下箱を常に平行に保つように制御して 147kPa の定拘束圧条件下で変位速度 0.23mm/min でせん断を行った。



写真-1 大型直接せん断試験機

3. 実験結果および考察

(a)補強材引張り力の発生メカニズム

補強材と土の間にすべりが発生せず、補強供試体の変形モードが図-2 のようになると仮定すると、補強材の平均的な引張ひずみ ε_r は供試体の体積膨脹 Δy とせん断変位 Δx によって次式のように表される。

$$e_r = \frac{\Delta L}{L} = \sqrt{\Delta x^2 + (\Delta y + L)^2} / L - 1 \quad (1)$$

体積膨脹 Δy に起因する引張ひずみ ε_d とせん断変位 Δx に起因する引張ひずみ ε_{ge0} を別々に分けて表すと，次式のようになる．

$$e_d = \Delta y / L \quad (2) \quad e_{geo} = \sqrt{\Delta x^2 + L^2} / L - 1 \quad (3)$$

なお、せん断変位量が小さい内は e_r 、 $e_d + e_{geo}$ が成立する。

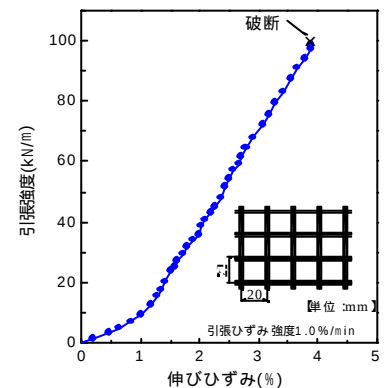


図-1 補強材の引張特性

(b) 供試体膨張量が異なる条件での補強供試体の強度変形特性

図-3(a)～(d)に供試体密度が異なる無補強・補強供試体の試験結果を示す。この結果に対して、式(1),(2),(3)を適用した結果を図-3(e)&(f)に示す。これらの算定値はせん断ゾーン内での平均的な補強材引張りずみの値を表している。ただし、算出した値は補強材と土の間のすべりを無視しているため、実際よりも大きな値であることに注意しておく必要がある。なお、簡単のため、せん断ゾーン幅 L が地盤の初期密度の影響を受けず、一定であると仮定した。

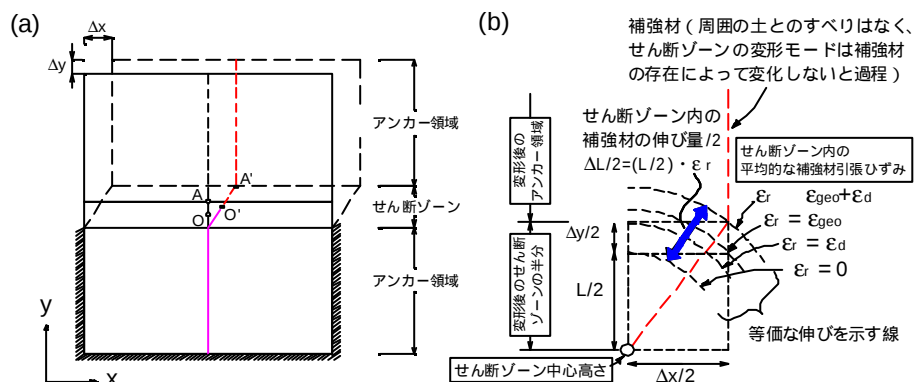


図-2 (a)直接せん断における補強材の単純化された変形モード
(b)せん断ゾーンの変形に伴い補強材に発生する引張ひずみの構造

キーワード 直接せん断試験，補強土，相互作用

連絡先 〒305-8609 茨城県つくば市観音台 2-1-6 独立行政法人農村工学研究所 TEL 029-838-7575

・せん断変位量が小さい段階

(0 mm < D_x < 20 mm)

密詰め砂の補強供試体では、正のダイレタンシーによる供試体の膨張が発生し、無補強供試体よりも大きなせん断強度が発揮されていることがわかる(図-3(a)&(c))。これに対して、ゆる詰め砂の補強供試体では、負のダイレタンシーにより供試体が収縮し、密詰め砂の無補強供試体の残留時のせん断応力比 0.6 とほぼ同じ強度しか発揮されていないことがわかる(図-3(b)&(d))。

次に、上記の強度発現と図-3(e)&(f)の式(1),(2),(3)により算出した補強材引張りひずみの関係に着目すると、密詰め砂の補強供試体では、供試体膨張による補強材引張りひずみ ε_d が発達するため、引張り力が補強材に作用して強度発現する(同図(e)中の拡大図)。一方、ゆる詰め砂の補強供試体では供試体が収縮した分だけ、補強材に弛みが生じ、補強材引張り力が発揮されていないことがわかる。

・せん断変位量が多い段階(D_x > 20 mm)

密詰め砂の補強供試体では、高いせん断強度が維持されている。その一方、供試体膨張量はせん断変位量が多い段階と比べると、増加割合が小さくなっていることがわかる。これに対して、ゆる詰め砂の補強供試体では、供試体が収縮し続けているものの、せん断変位量の増加に伴い強度が増加していることがわかる。

次に、上記の強度発現と図-3(e)&(f)の補強材引張りひずみの関係に着目すると、密詰め砂の補強供試体では、せん断変位量が大きくなると無補強供試体と同様に土のひずみ軟化が生じ、土の強度低下と同時に供試体の膨張率が低下する(図-3(a)&(c))。そのため、供試体膨張による補強材引張りひずみ ε_d だけを考えると、 ε_d の増加が頭打ちとなり、土を引張り補強する効果がほとんど期待できなくなる。しかしながら、水平せん断変位量の増加に伴い、幾何学的な形状変化による補強材引張りひずみ ε_{geo} が増加するため、トータルの補強材引張りひずみ ε_r は連続的に増加し続けることになる。結果的に、土の強度低下分を補うだけの引張り補強効果が発揮されることになるため、トータルで見ると強度低下が現れなくなる。これに対して、ゆる詰め砂の補強供試体では、供試体収縮によって補強材に弛みが発生するが、水平せん断に伴う補強材引張りひずみ ε_{geo} が増加し続けるため、せん断変位量の増加に伴って補強材の弛みが解消されていく。さらに、せん断変位量が大きくなると、トータルの補強材引張りひずみ ε_r はプラスに転じるようになる。その結果、それ以降のせん断変位量においては、無補強供試体の残留強度よりも高い強度が発揮される。

4. まとめ

土の変形モードに基づいた補強材引張り力の発生メカニズムを基本として、補強土の DS 試験における強度発現メカニズムを明らかにすることができた。将来的には、補強土構造物の変形性能や限界状態を設計で評価するためには、土のひずみの発達と、それに伴う補強材引張り力の関係を設計に取り入れていくことが必要であろう。補足) 本研究の説明に従えば、理論的には補強材が破断しない限り、せん断変位量が増加するほど強度が増加し続けることになる。しかしながら、実際には補強材定着長がせん断箱の寸法に制限を受けるため、せん断ゾーン内に動員される補強材引張り力はアンカー領域で発揮可能な引抜け抵抗に達すると、補強材端部での引抜け。つまり、DS 試験で発揮できる強度は補強材の定着長の影響を受けることに注意しておく必要がある。DS 試験における補強材定着長がせん断強度特性に及ぼす影響については下記文献を参照されたい。

松島健一ら, 2007, 大型直接せん断試験における引張り補強効果の発現メカニズム - 補強材定着条件と粒子径が補強効果に及ぼす影響 -, 第 22 回ジオシンセティックス論文集, pp. 145-152.

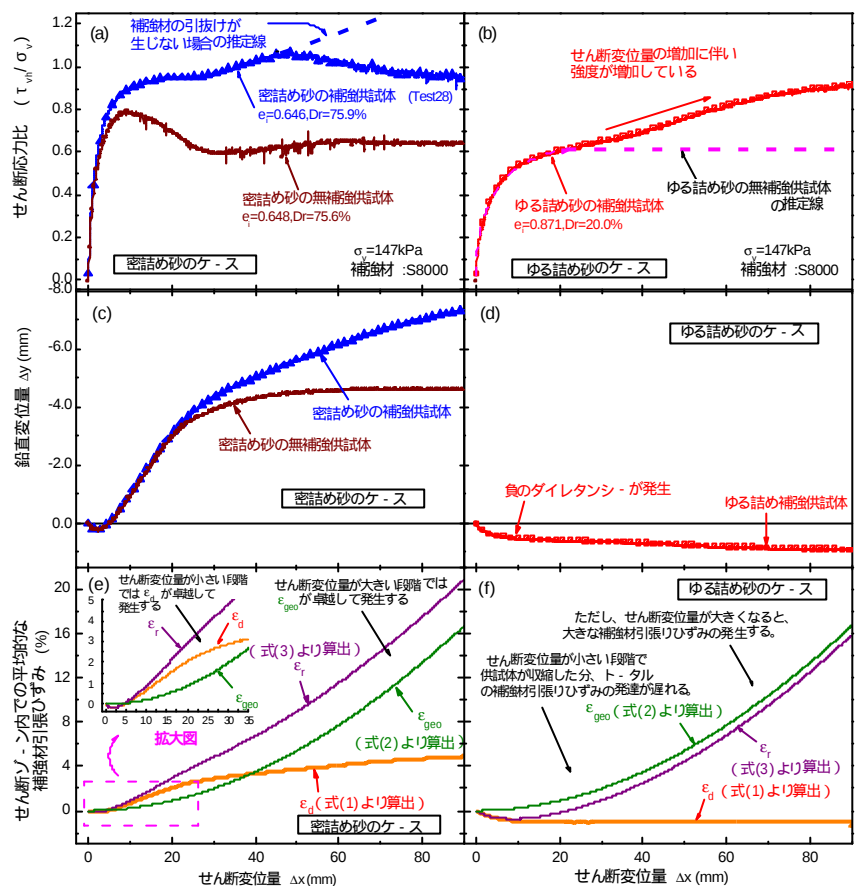


図-3 供試体密度が異なる条件の無補強・補強供試体の試験結果:せん断変位量に対する;(a)&(b)せん断応力比の変化;(c)&(d)鉛直変位量の変化;(e)&(f) 式(1),(2),(3)によって算出されたせん断ゾーン内の平均的な補強材引張りひずみ