

Ⅲ - B273

平面ひずみ状態におけるジオグリッド補強砂のクリープ変形・強度特性(その2)

東京理科大学
東京理科大学
東京理科大学
基礎地盤コンサルタンツ(株)
(株) 間組
太陽工業(株)

正会員 樋口貴也
正会員 石原研而
正会員 塚本良道
志田芳樹
柳澤秀樹
梶尾孝之

1. はじめに

ジオグリッドを引張り補強材として用いて、盛土を築造する場合、段階施工により一定盛立高で所定の期間放置されることがある。また、施工完了後においても盛土の自重および上載荷重が長期にわたりジオグリッドに作用することになる。

したがって、本研究においては、大型の平面ひずみ圧縮試験機を用いて2次元異方性を持つジオグリッドにより補強された砂をせん断時に一定荷重で所定の時間保持し、その時のクリープ変形および強度特性を調べた。

2. 試験概要

試料土は、乾燥状態の豊浦標準砂、ジオグリッドは、材質がビニロン系繊維、目合が20mm×20mm、引張強度特性は、破断引張強度68.6kN/m、破断時伸びひずみ8.0%、製品基準強度 $T_s=60.8\text{kN/m}$ (引張試験条件:幅20cm,引張ひずみ速度1%/min)でかつ、図-2に示すように所定の载荷水準において、6~10%程度のクリープ変形を示すものを使用した。なお、図中の百分率は、製品基準強度に対する割合を示している。供試体は図-1に示すように、幅(D)21.4cm×奥行き(L)24.4cm×高さ(H)57.0cmの立方体であり、その中にジオグリッドを水平に敷設した。豊浦標準砂は、自由落下させて相対密度 D_r が90%になるようにコントロールした。

試験は、無補強砂とジオグリッドの敷設間隔 $\Delta H=9.5\text{cm}$ (6枚)および $\Delta H=5.2\text{cm}$ (11枚)の場合について拘束圧 $\sigma_3=19.6\text{kPa}$ 、側圧係数 $K(\sigma_3/\sigma_1)=0.4$ で異方圧密を行った後、クリープ载荷を含む、载荷・除荷・再载荷試験を行った。

载荷パターンを図-3に示す。応力制御速度19.6kPa/minで载荷し、一定の主応力比となる荷重3~4水準で1時間づつ保持後、除荷した。その後、軸ひずみ制御速度0.125%/minで単調载荷し、破壊まで試験を行った。ここで、初期载荷における最大主応力比を $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ と定義しておく。

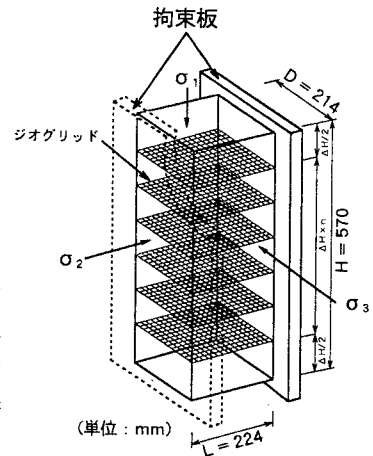


図-1 供試体

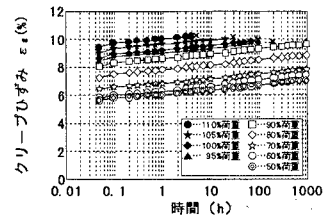


図-2 ジオグリッドの時間～クリープひずみ

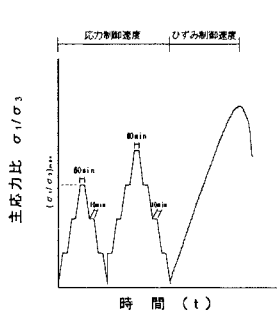


図-3 载荷パターン

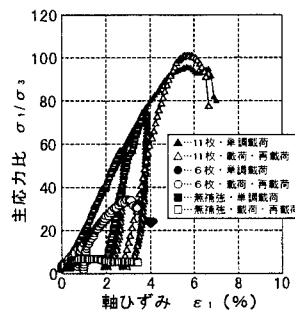


図-4 主応力比～軸ひずみ

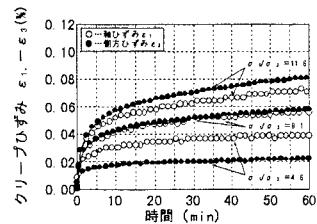


図-5 時間～クリープひずみ(6枚)

キーワード: 補強土, ジオグリッド, クリープ, 平面ひずみ, 変形

3. 試験結果

(1) 強度特性について

図-4に主応力比 σ_1/σ_3 と軸ひずみ ε_1 の関係を示す。無補強、補強土ともに、1時間のクリープ载荷を含む载荷・除荷・再载荷を含む試験では、繰返し载荷による残留ひずみは発生するが、単調载荷の場合と比較して、破壊荷重および破壊時軸ひずみは、ほぼ同程度であることがわかった。

(2) クリープ特性について

図-5に補強土（6枚）の時間とクリープひずみ ε_1 、 $-\varepsilon_3$ の関係を示す。クリープ载荷時の荷重が低い場合は、軸ひずみ ε_1 より側方ひずみ ε_3 の方が小さく、 $\sigma_1/\sigma_3=8.1$ において軸ひずみ ε_1 と側方ひずみ ε_3 がほぼ等しくなり、それを超えると側方ひずみの方が大きくなっている。

図-6に主応力比 σ_1/σ_3 とクリープ軸ひずみ ε_1 の関係を示す。初期载荷においては、主応力比が大きくなると、クリープひずみが増加しているが、再载荷において、初期载荷における $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ までの主応力比では、クリープひずみ ε_1 が小さく、それを超えた荷重においては、初期载荷のクリープひずみ特性に依存していることがわかる。これより、補強土を土構造物として適用する場合、実際に作用する荷重までプレストレスを加えておけばその後、クリープ変形を極めて小さくコントロールすることができることがわかる。

図-7に各ケースにおける、主応力比 σ_1/σ_3 とクリープ軸ひずみ ε_1 の関係を示す。無補強と補強土を等しい主応力比で比較すると補強土の方がクリープひずみが小さく、敷設枚数が多いほどその変形量は小さいことがわかる。また、無補強は、荷重が増加するにつれて、クリープひずみの増分は、ほぼ比例的に増加していくのに対して、補強土は荷重が増加すればクリープひずみは増加するが、その増分は減少傾向にある。

(3) ポアソン比について

図-8にクリープ载荷時に観察された主応力比 σ_1/σ_3 とポアソン比 ν の関係を示す。この図より、無補強は主応力比 $\sigma_1/\sigma_3=4.6$ でポアソン比 ν が1.0程度となり、それ以上の荷重では ν が1.0を超えている。補強土は、6枚が $\sigma_1/\sigma_3=8.1$ 、11枚が $\sigma_1/\sigma_3=20.6$ で ν が1.0を超えている。つまり、土構造物の設計においては、ポアソン比 ν の値が1.0を超えないような荷重条件で設計することが望ましく、あらかじめ、今回のような要素試験を実施し、ポアソン比 ν を求めておくことは有効であると考ええる。

4. まとめ

- (1) 1時間程度のクリープ载荷を含む载荷・除荷・再载荷を行っても、単調载荷の場合と比較して無補強、補強土ともに破壊荷重と破壊時のひずみは、ほぼ同等である。
- (2) クリープひずみは、先行応力への依存性が高く、クリープひずみの値を低く制御するためには、プレストレスを加えることが有効であるといえる。
- (3) 補強土の許容クリープ変形量は、構造物の用途および重要度などによりその値を定め、クリープひずみ ε_1 やポアソン ν を考慮した荷重条件で補強土を適用することが望ましく、クリープ変形を考慮した設計の重要性が指摘された。

謝辞

本実験は東京大学生産技術研究所の試験機をお借りし、数々の貴重な助言を頂いた東京大学の龍岡文夫教授、佐藤剛司助手、内村太郎氏に深く感謝いたします。

参考文献

- (1) 波多野正邦・石原研而ら：ジオグリッドで補強した砂の平面ひずみ圧縮試験，第31回地盤工学研究発表会講演集，pp. 2463～2464，1996
- (2) 樋口貴也・石原研而ら：平面ひずみ状態におけるジオグリッド補強砂のクリープ変形・強度特性，第32回地盤工学研究発表会講演集，1997（投稿中）

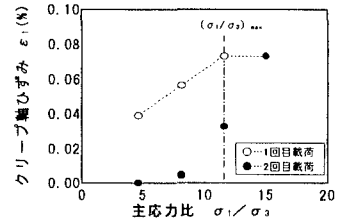


図-6 主応力比～クリープひずみ（6枚）

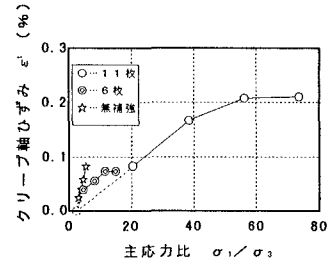


図-7 主応力比～クリープひずみ

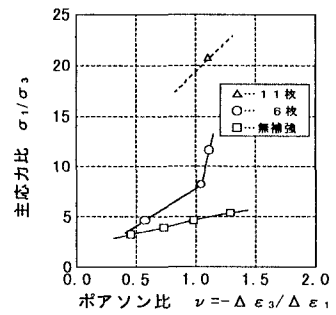


図-8 主応力比～ポアソン比