

III-376

ジオグリッド補強盛土の実物大模型実験

建設省土木研究所 三木博史 三井石化産資(株) 岩崎高明  
 同上 工藤浩一郎 復建調査設計(株) 滝昌和  
 三井石油化学工業(株) ○西村 淳 東急建設(株) 南 哲久

1.はじめに

今回、建設省土木研究所の構内に乾燥砂を用いた実物大の補強盛土を築造し、あらかじめジオグリッドに巻きつけておいたニクロム線に電流を流し、順次ジオグリッドを切断していったときの挙動を観測し、各種設計計算式の適用性について検討を加えたので、実験の概要と結果の途中経過を報告する。

2.実験方法

築造した補強盛土は図-1に示すように、高さが6.25m、のり勾配が1:0.2、奥行きが盛土底面で5mである。ジオグリッドの敷設間隔は25cm、敷設長は盛土の奥までとした。また、のり面工として、土のう(奥行方向の長さ約45cm)を25cmの間で2段重ねて使用した。

盛土材料には、含水比を2.9%まで落とした乾燥砂を使用した。転圧は仕上がり厚さを25cmとし、60kgfのタンバで1回締固めを行った。締固め後の盛土の平均乾燥密度は1.58g/cm<sup>3</sup>(締固め度は約94%)であった。この密度にあわせて乾燥状態で実施した三軸CD試験の結果、盛土の強度定数は、 $c'=0.2tf/m^2$ 、 $\phi=41^\circ$ であった。

ジオグリッドとして使用したテナーSR55は、引張強度1%/minの低速度試験による最大引張強さが4.5tf/m、破断ひずみが約17%である。後述する安定計算では、クリープ低減係数を約0.5とし、ジオグリッドの設計引張強さを2.2tf/m<sup>2</sup>とした。

観測項目は、ジオグリッドのひずみ、盛土のり面の水平変位及び天端の沈下である。ジオグリッドのひずみの測定箇所は図-1中に示すとおりである。この位置でジオグリッドの両面に東京測器製の塑性ゲージYFLA-2-15LJR(許容ひずみ量10%)をはりつけて計測を行った。

実験は、ジオグリッドの敷設方向に30cm間隔であらかじめ巻きつけておいたニクロム線に電流を流し、図-2に示すような手順で、順次ジオグリッドを切断していったときの挙動を観測した。

3.実験結果とその考察

図-3は、カット③の段階で残っているジオグリッドのひずみと盛土のり面の水平変位の発生状況を示したものである。図中には、盛立て完了後、カット②直前、カット③直前及びカット③以降約90日間に生じたひずみを区分して示している。また図中の円弧は、無補強の盛土における最小安全率を示す円弧で、安全率の値は0.69である。図から、無補強の盛土の最小安全率を示す円弧がジオグリッドを切る点付近にひずみのピークが発生していることがよみとれる。また、盛立て中からカット②までのひずみの発生量はそれほど大きくないが、カット③以降、とくに測点No.29付近でクリープ的なひずみの進行が顕著に認められる。同様の傾向は、盛土のり面の水平変位においても共通して認められ、カット③以降、盛土のり面の水平変位は天端で約2cmに達している。この水平変位は、約0.3%のせん断ひずみに相当し、カット③以

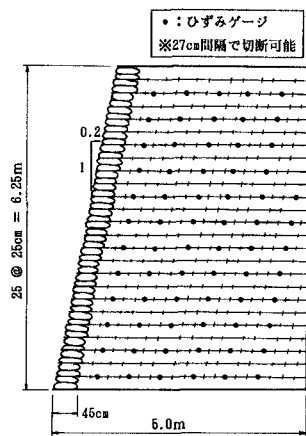


図-1 補強盛土の概要

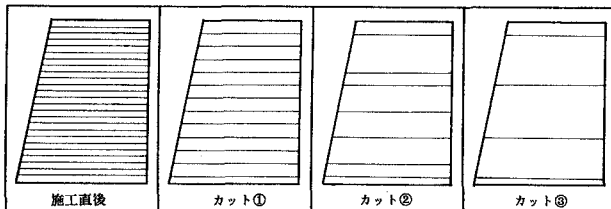


図-2 ジョグリッドのカットの手順

降、盛土内部には主働破壊に近い領域が広がりつつあることがうかがえる。

次に、図-4は、図-3中に示した各点におけるひずみの発生の時間的な推移を示したものである。これを見ると、測点No.29付近ではひずみが引き続き増加する傾向にあるが、その他の点ではひずみの発生がおさまってきており、盛土は全体としてはまだ崩壊にまでは至らない状態にあると考えられる。

図-5は、ジオグリッドをカットしていくことによる補強盛土の安全率の推移を示したものである。ここで、補強盛土の安全率は、基本式  $F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D}$  ( $M_R$ :土の抵抗モーメント、 $\Delta M_R$ :ジオグリッドによる抵抗モーメント、 $M_D$ :滑動モーメント)における $\Delta M_R$ を次の3通りの式で計算している。

$$\Delta M_R = R \cdot \sum T_i \cdot \cos \theta_i \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\Delta M_R = R \cdot \sum T_i (\sin \theta_i \cdot \tan \phi + \cos \theta_i) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\Delta M_R = R \cdot \sum T_i \quad \dots\dots\dots (3)$$

また、ジオグリッドの引張強さとして、最大引張強さ(4.5tf/m)をとったケースとこれにクリープ低減係数0.5をかけた設計引張強さ(2.2tf/m)をとったケースの両方の結果を示している。

図-5から、安全率の値は、式(1)による場合が式(2)と式(3)による場合に比べてかなり小さい値を示し、式(2)と式(3)とでは式(2)による場合が若干大きめの値を示すことがわかる。カット③の段階における盛土の挙動から判断すると、この時点では補強盛土はまだ安定を保っており、安全率の値は1.0を上回っていると考えられることから、設計計算式としては、クリープ低減係数を考慮することを前提とすれば、式(1)よりむしろ式(2)、(3)の方が妥当ではないかと推察できる。このことは、ひずみの実測値から求めたジオグリッドの引張抵抗を用いて補強盛土の最小安全率を求めた結果が、式(1)では0.86と1.0をかなり下回るのに対して、式(2)では0.96、式(3)では0.98と1.0にかなり近い値を示し、不足する抵抗モーメントに相当するひずみがジオグリッドに発現するという筆者らの考えと一致する結果を示すことから裏付けられる。

4.まとめ

実物大模型実験の結果をもとに、ジオグリッド補強盛土の設計計算法について検討を加え、ジオグリッドの設計引張強さとしてクリープ低減係数を考慮したものをを用いることを前提とすれば、設計計算式としては上述の式(2)か式(3)が妥当であろうとの目安が得られた。今後、さらに実験を継続してジオグリッド補強盛土の設計法や変形予測手法等について、より詳細な検討を加えていく予定である。

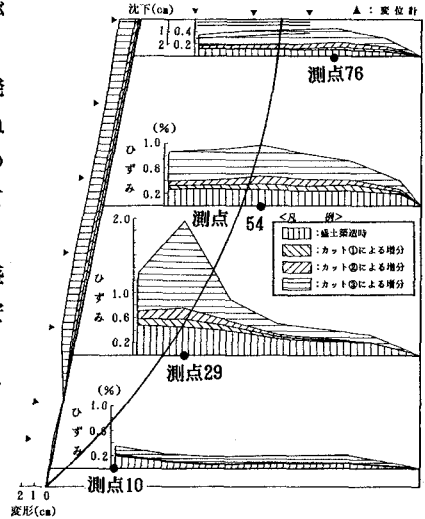


図-3 ジオグリッドのひずみの発生状況

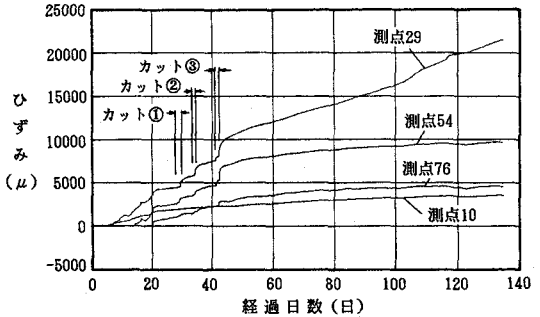


図-4 ジオグリッドのひずみの時間的推移

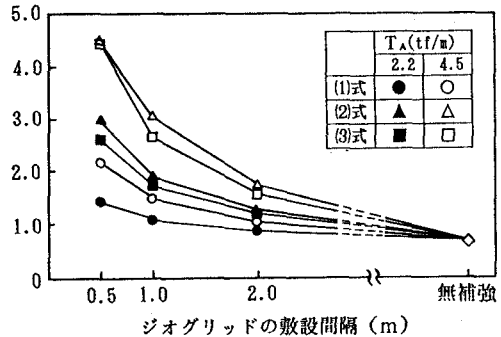


図-5 カットに伴う設計安全率の推移