

### Ⅲ－B 362

#### ジオグリッド補強盛土の地震時永久変形

愛知県  
東京工業大学 正会員 堤 史尚  
正会員 高橋章浩  
正会員 竹村次朗

#### はじめに

ジオグリッド等により補強された土構造物の設計には極限釣り合い法が採用されているが、この種の構造物の壊滅的な被害は、先の兵庫県南部地震ではほとんどみられなかった[1]。従ってこのような補強土構造物の地震時のパフォーマンスを評価する際には、破壊よりも構造物の変形が重要となってくる。本研究では、補強盛土の地震時安定性に対する補強材の敷設長さ・間隔に着目し、これらが盛土の残留変形に与える影響について検討するため、遠心模型振動実験を行った。

#### 実験概要

実験は 50G の遠心加速度場にて行った。模型地盤の概要を Fig. 1 に示す。用いた模型ジオグリッドはグラスファイバー性の網で、地盤材料は稲城砂である。これらの材料特性をそれぞれ Table 1, 2 に示す。模型の重力場での模型地盤完成時で盛土高さは 150mm(実物換算で 7.5m)、斜面角は 60 度、湿潤重量は  $18\text{kN/m}^3$  である(乾燥重量  $14\text{kN/m}^3$ , 含水比 27%)。実験時に 50G まで遠心加速度を上昇させたときの盛土天端の沈下量は、いずれのケースも 6mm 前後であった。

各ケースの盛土の補強条件を Table 3 に示す。それぞれ補強剤の敷設長さ(L)と敷設間隔(s)を変えて実験を行った。Case3 では静的安全率は Case1 と同じで、補強材敷設間隔を小さくした。未補強盛土(Case0)では、ちょうど 50G となったときに斜面表層付近で滑り破壊が生じたことから、今回実験を行った盛土は無補強時でちょうど安全率が 1 の盛土であったといえる。

すべての実験ケースで Table 4 に示すような条件で 100Hz(実物換算で 2Hz)の正弦波を 4 回入力して行った。

#### 実験結果と考察

Fig. 2 に盛土の最大加速度の高さ方向分布の一例を示す。加速度応答の大きさは補強材を短く粗に配した Case1 では未補強の Case0 とほとんど変わらないものの補強材の長さを長く若しくは敷設間隔を小さくすることによって、特に法肩付近で大きくなっている。このように補強材を長く・密に敷設することにより、大きな加速度応答を示すようになった。

Fig. 3 に撮影した写真より得られた各ケースの振動前補強盛土、ジオグリッド、地震、遠心模型実験

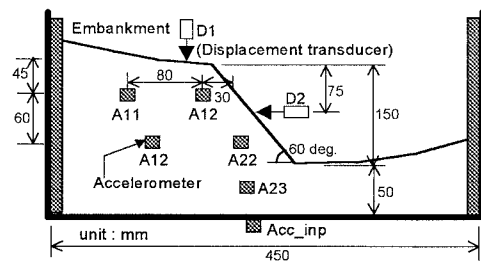


Figure 1: Model setup

Table 1: Material properties of geogrid

|                                  |                                     |
|----------------------------------|-------------------------------------|
| Unit weight                      | $1.1 \times 10^{-2} \text{ kg/m}^2$ |
| Tensile strength $T_f$           | 4.0 kN/m                            |
| Elongation at break $\epsilon_f$ | 8.0 %                               |

Table 2: Material properties of Inagi sand

|                                  |          |
|----------------------------------|----------|
| Specific gravity $\rho_s$        | 2.66     |
| Average grain size $D_{50}$      | 0.2 mm   |
| Uniformity coefficient $U_s$     | 3.2      |
| Cohesion $c^*$                   | 0.42 kPa |
| Internal friction angle $\phi^*$ | 33 deg.  |

\*  $\rho_d = 14\text{kPa/m}^3$ ,  $\omega = 27\%$

Table 3: Test conditions

| Test case | L (mm) | s (mm) | Safety factor |
|-----------|--------|--------|---------------|
| Case 0    | 0      | -      | 0.9           |
| Case 1    | 60     | 30     | 1.2           |
| Case 2    | 120    | 30     | 1.8           |
| Case 3    | 50     | 15     | 1.2           |

Table 4: Applied sinusoidal waves of each step

| Step            | Amplitude (G) | Number of waves |
|-----------------|---------------|-----------------|
| 1 <sup>st</sup> | 5             | 20              |
| 2 <sup>nd</sup> | 10            | 20              |
| 3 <sup>rd</sup> | 15            | 20              |
| 4 <sup>th</sup> | 15            | 40              |

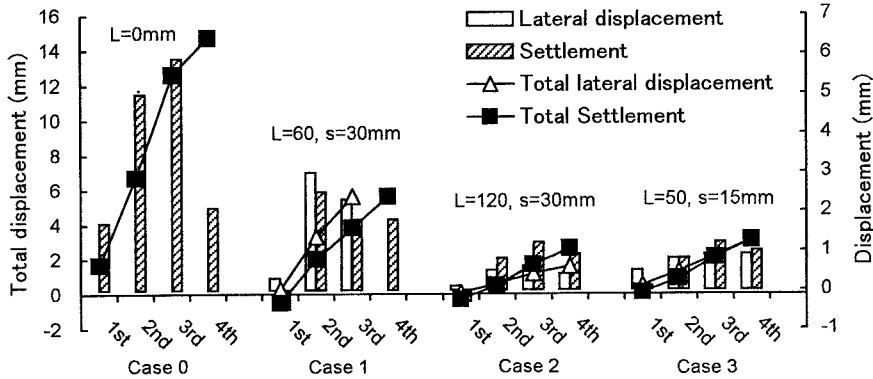


Figure 4: Residual displacement of embankment

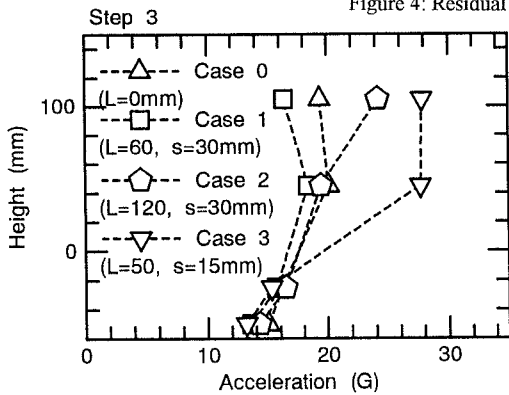


Figure 2: Profiles of maximum acceleration

及び 4 回の振動後の盛土変形を示す。尚各ケース盛土天端付近に敷設したジオグリッドの長さを示してある。Case2, 3 では、圧縮沈下は生じたものの大きな変形は生じなかったのに対し、Case0 及び 1 では大きな変形が生じた。後者では圧縮沈下に加え、天端に大きなクラックが発生し、法先に向かって変形する潜在的なすべ裏面がみられた。しかしながら明確な滑り面は観測されなかった。このように補強材を敷設することにより、天端のクラックの発生が抑制され、変形が小さく押さえられることがわかる。

Fig. 4 に変異計より得られた各ステップごとの盛土の残留水平変位及び沈下量とそれらの累積値を示す。図より、敷設長さを大きく (Case2)、敷設間隔を小さく (Case3) するほど変形が抑制されていることがわかる。どちらも盛土自体の加速度応答は無補強や補強の程度の低い Case1, 2 に比べて大きかったものの、前者は広範囲にわたり盛土剛性が大きくなっているため、後者は法面付近の剛性が高められた結果、補強部が擁壁のような働きをしたため変形が小さく押さえられたものと考えられる。

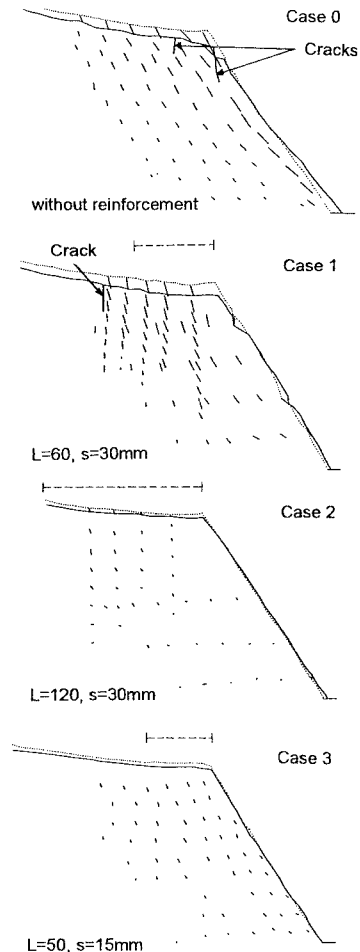


Figure 3: Deformation of embankment

#### 参考文献

- [1] Tatsuoaka et al., 1997. Performance of reinforced soil structure during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake. IS-Kyushu 95, 973-1008