

## Ⅲ-B 308 補強盛土の動的変形と抑制効果

鹿島技術研究所 正会員 北本幸義  
 鹿島土木技術本部 正会員 鬼木剛一  
 鹿島横浜支店 正会員 吉田 輝  
 鹿島東京支店 正会員 藤崎勝利

## 1. はじめに

土地造成や道路、鉄道建設において、ジオグリッドをはじめとする補強材を用いた盛土の築造が多くなっている。補強盛土については、施工が良好に行われれば地震時の被害は小さく耐震性にすぐれた構造物として一般に認知されているものの、盛土規模が大きくなると、破壊に至らずとも残留変形が生じ機能に支障をきたすことが懸念される。そこで、遠心場において実施した盛土の加振実験結果<sup>1)</sup>に対し、以前に報告した補強効果の評価法<sup>2)</sup>を適用して動的変形の抑制効果を検討したので、その概要について述べる。

2. 補強効果の算定<sup>2)</sup>

層状に補強された盛土内ですべり線に沿ってせん断変位が生じると、すべり線を横切る補強材には定着部分に対して引抜きが作用し、最終的には引抜けや破断が起こる。すべり線付近に着目すれば、せん断変位に伴って補強材に引張り力が発生し、引抜けや破断が生じるまでせん断抵抗力が増大すると考えられる。ここでは、せん断抵抗力の増加として補強材力の効果のみを考慮し、次式のように増加せん断抵抗力 $R(u)$ を表す。

$$R(u) = \Sigma P_r(u) \sin \{\theta + \alpha(u)\} \quad \cdots (1)$$

ここに、 $P_r(u)$ 、 $\alpha(u)$ はそれぞれせん断変位 $u$ によって定式化される補強材の引張り力、初期敷設角度（すべり線の法線方向とのなす角） $\theta$ から増加する曲がり角である。

3. 実験概要<sup>1)</sup>

乾燥豊浦砂を用いて、法面勾配や補強パターンの異なる高さ 17cm の模型盛土（表-1 参照；相対密度 $D_r \approx 55\%$ ）を作製した。補強材には砂粒子を貼付けた引張り強さ 1.2kgf/cm のアルミニウム箔（破断ひずみ 2.5%）を使用し、法面部で巻返して次層の補強材と両面テープで接着した。

表-1 実験ケース

| ケース  | 法面勾配  | 補強材の長さ(1G場換算)    |
|------|-------|------------------|
| NRE  | 1:1.5 | 無                |
| RE01 | 1:1.5 | 3m               |
| RE02 | 1:1.0 | 7m               |
| RE03 | 1:1.0 | 渐变(最下:1m, 最上:7m) |

全ケースとも 50G の遠心場にて、200Hz（1G 場換算で 4Hz に相当）の正弦波により加振装置最大出力の 25, 50, 75, 100% を段階的にそれぞれ 0.1 秒間（1G 場換算で 5 秒）だけ加振した。なお、出力 100% における入力 1G 場換算で 200cm/s<sup>2</sup> 程度である。

## 4. 結果と考察

盛土中の加速度応答や変位については既に報告<sup>1)</sup>したとおりであるが、今回、すべり線を直線と仮定した場合の変位や設計震度の観点から考察を行う。

設計水平震度 $k_h$ が大きくなれば、安全率 $F$ が計算上 1 を下回るすべり線は奥部に進行し（すべり線の水平方向とのなす角度 $\phi$ が小さくなり） $F=1$ に必要なせん断抵抗力は大きくなるが、あるすべり線よりもさらに $\phi$ が小さくなると必要抵抗力も小さくなる。図-1 に示すように、補強材の長さが比較的十分な RE02 では必要抵抗力（1G 場換算）を発揮することができるものの、RE01, 03 では補強材長が短いために、 $k_h$ の大きさによっては $\phi$ が図中×印よりも大きい領域でしか必要抵抗力を満足しえない。

図-2 は、震度法によってすべり土塊がつりあう（(1)式において、 $R(u)$ が必要抵抗力に至るまで $u$ を増加）場合、補強盛土の動的変形、残留変形、補強効果、天端沈下

連絡先：〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1 TEL 0424-89-7067 FAX 0424-89-7034

加させる）ときの天端沈下（1 G場換算）を残留変形として求めたものである。ここに、盛土天端における  $u$  の鉛直成分を天端沈下としているが、基面への入力振幅は盛土上部に向かって線形的に増幅（天端付近で3倍程度）する<sup>1)</sup>ことから、 $u$  を盛土上下方向に一樣とせず天端から線形的に減じて  $P_r(u)$  を算出している。

$k_h=0.2$  の場合 RE01, 03 では引抜けによって天端沈下は急増し、その後図-1 に対応して  $k_h=0.3$  の RE03 を含め天端沈下を算出しえなくなる（内部摩擦角は残留状態の  $33.7^\circ$  を採用）。実際の地震では、1回の地震動パルスで盛土が完全な破壊を起こすのではなく、Newmark の考えに代表されるよう  $F < 1$  となるパルスごとに生じる変位が累積されるものとみなせば、引抜け状態において補強材の抵抗力のみから算出される変位は傾向として過大に評価されよう。

次に、出力 100% で加振した際の天端沈下増分の計測結果（現実的に  $u$  の発生が小さいと考えられる最奥部の沈下との差分）を図-3 に示す。測定精度的なばらつきはあるが、概略 RE03, 02, 01 の順に天端沈下は小さくなっており、無補強の NRE に比べれば補強によって特に法面付近の変位抑制効果が顕著である。

天端の沈下分布は、無補強時に  $F=1$  である位置から法面部へ向かうにつれて累積していくような形状に近いと考えられ、図中に付記した算出結果（図-2 の  $k_h=0.2$  に同一）とは異なるものであるが、便宜上図-1 において最大必要抵抗力を与える  $\phi$  をすべり線とみなす（補強領域内でのすべり線位置を評価するのは困難）と、算出結果（各曲線から引いた水平線）とほぼ同程度の天端沈下が発生しているといえる。

## 5. おわりに

震度法では、用いる震度が長時間の作用でも1パルスという短時間の作用であっても同じ結果を与えることになる。設計に用いる震度は盛土に作用する最大加速度の65%相当が妥当とする報告もあるが、実務面からいえば、設計法はできるだけ簡便であるのが望ましい。課題は多いが、補強効果を合理的に組み入れ補強盛土の残留変形に関する予測精度の向上を図りたい。

**参考文献** 1) 北本, 吉田, 鬼木, 藤崎: 補強盛土の動的変形抑制効果, 第13回ジオシンセティックスシミュレーション発表論文集, pp.252~259, 1998. 2) 阿部, 北本: ジオグリッド補強盛土の挙動と安定解析, 土質工学会論文報告集, Vol.30, No.3, pp.185~196, 1990.

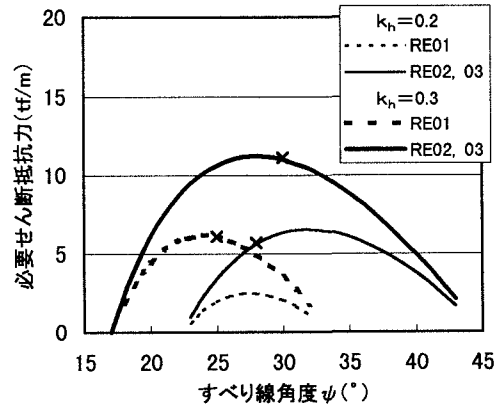


図-1 すべり線角度～必要せん断抵抗力関係

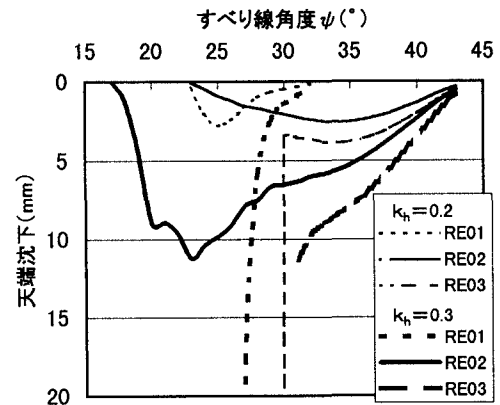


図-2 すべり線角度～天端沈下関係

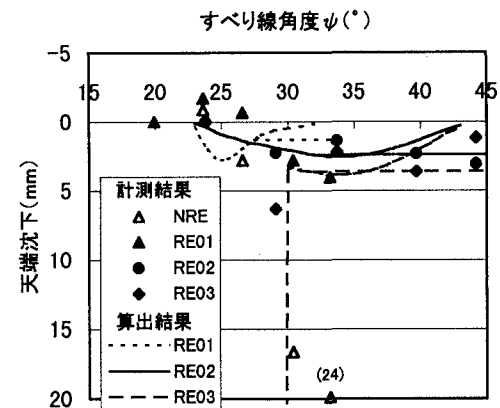


図-3 天端沈下の計測結果