

III-28

補強土擁壁の実物大施工実験

鉄建建設技術開発本部 正 中根 淳 正 丸尾茂樹
建設省土木研究所 正 嶋田 功
建設省東北地方建設局 正 見波 潔
住友建設技術研究所 正 三上 博 正 上原精治

1. はじめに

筆者らは、ジオテキスタイルを用いた補強土擁壁の合理的な設計・施工を目指して、一連の実験的研究を行ってきた。今回は、補強土擁壁の施工性ならびに補強メカニズムを知るために、4種類の壁面工を持つ、高さ4.5mの補強土擁壁を築造し、その調査を行ったので以下に報告する。

2. 実験概要

築造した補強土擁壁の形状および各Typeの補強材の配置を図-1に示す。補強材は、Type-1,2,3 に一軸延伸のポリマーグリッド(破断強度:8tf/m), Type-4 には樹脂ネットを用いている。今回の補強材の敷設長は、実物大の崩壊実験の結果から各段とも主働崩壊線より1.5m奥部まで敷設している。敷設間隔は、Type-1,2,3 を1m、剛性の低いType-4 を50cmとしている。盛土材は山砂で、一層の仕上り厚さを25cmとし振動ローにより締固めを行った。この結果、 $W_n=25\%$, $\gamma_t=1.73\text{tf/m}^3$ となった。

図-2は各壁面工の断面構造を示したものである。Type-1には、ソイルメイト+吹付コンクリート、Type-2に砕石、Type-3は植生土のう、Type-4はソイルメイト+植生のり棒とした。なお、ソイルメイトは盛土材に重量比で6%の早強セメントを添加して作製し、その一軸強度は7日材令で $q_u=4.59\text{kgf/cm}^2$ 程度であった。また、吹付けコンクリート面は完成後に盛土の変形が収まった時点で施工することとした。

計測は、補強材のひずみ、壁面の水平と鉛直の変位、盛土天端の沈下量および降雨量について実施している。今回は、補強材の引張力を明確に把握するため、あらかじめ各ひずみ測点毎に特製の較正装置にて引張力〜ひずみの関係を検定した。

3. 実験結果

(1) 壁面の変形状況

図-3は、盛土の施工期間中及び、完成後22日経過後の壁面の変形状況を示したものである。盛土の補強形式が同一であるType-1,2,3に着目すると、天端の沈下量はType-2,3ではType-1に比べ5.6~8.8倍となっている。またType-1の水平変位は全体に均一な分布となっているが、Type-2,3では補強材が敷設されている中間部が腹みだした形状となっている。このことは、Type-2,3の壁面部では圧縮による変形が生じていることを示すもので、この変形は盛土の完成後も継続している。さらに、補強材の敷設位置での水平変位が各段ともType-2,3ではTy

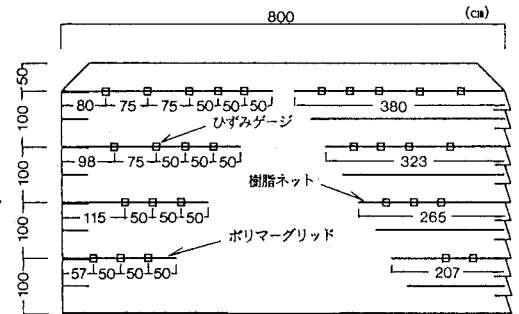


図-1 供試体形状

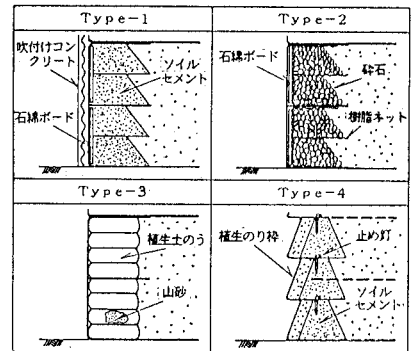


図-2 壁面の断面構造

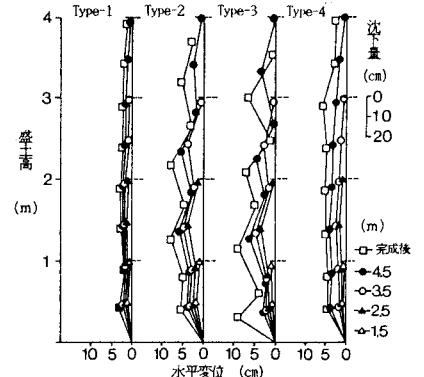


図-3 壁面の変位分布

pe-1に比べ1.4-2.7 倍となり、補強材が引き抜かれるような変形を示している。これは、前述した壁面の圧縮が進行するに伴い、壁面を含んだ盛土全体の変形が生じたことによるものと考えらる。以上により、壁面工としては圧縮による変形が小さく、今回のリベラメントのようにブロック状を呈するものが壁面の安定には有効であることがうかがえる。このことは、Type-4においても、壁面工が同一なType-1とは沈下量がほぼ等しく、また壁面の変形も補強材の剛性による差はあるものの滑らかな分布形状となっている。

(2)補強材のひずみの経時変化

図-4は、Type-1について主働崩壊線と補強材との交点付近に発生するひずみを盛土の築造時から示したものである。各点のひずみは、盛土の進行にともない段階的に増加している。この傾向はすべての測定点で認められ、盛土材の変形を拘束しながら、一体となって補強されていることがうかがえる。また、今回は想定される最大引張力より高い引張強度を持つ補強材を用いたため、崩壊実験で生じた粘弾性的な変形は認められなかった。

(3)補強材の引張力分布

図-5(a)(b)は、Type-1,3の盛土築造時からの補強材に発生する引張力を示したものである。Type-1,3とも完成後の引張力分布の最大値を結んだ線（破線）は、主働崩壊線（点線）とはほぼ一致している。Type-3の補強材張力はType-1に比べ全体に大きく、築造中の各段階でType-1を上回ったものとなっている。また完成後においてもType-1では完成後22日までの間に引張力の増加はほとんど生じていないが、Type-3では全域にわたって引張力の増加が認められ、特に下段の補強材の最大値は完成後に奥部に転移している。これより、前述した壁面部の圧縮変形が盛土内の土塊にも変形を生じさせていることがわかる。

ここで、前報で用いた安全率 Fs' （ $=\Sigma$ 最大引張力/ Σ 実測引張力）を完成後の引張力で計算すると

$$\text{Type-1: } Fs' = \frac{22.8}{6.6} = 3.4 \quad \text{Type-3: } Fs' = \frac{22.2}{10.5} = 2.4$$

となる。以上のことより壁面部が柔なもの（ここでは土のう）

ほど、補強材にはより大きな引張力が発生し、安定計算の結果からも安全率の減少をもたらす。

4. まとめ

今回、壁面工が異なる4種類の実物大補強土擁壁の築造を行なった。これにより、以下の事がわかった。

- ① 壁面の安定には、圧縮による変形が小さく、ブロック状を呈するもの（ここではリベラメント）が有効である。
- ② 壁面工が柔なものほど補強形式が同じであっても補強材にはより大きな引張力が発生し安全率も減少する。

【参考文献】

- 1) 見波ら：ジオテキスタイルを用いた補強土擁壁の実物大崩壊実験：第22回土質工学研究発表会：1987.6
- 4) 見波ら：ポリマーグリッドによる補強土擁壁の実物大崩壊実験：土木学会第42回年次学術講演会講演概要集第3部：1987.9

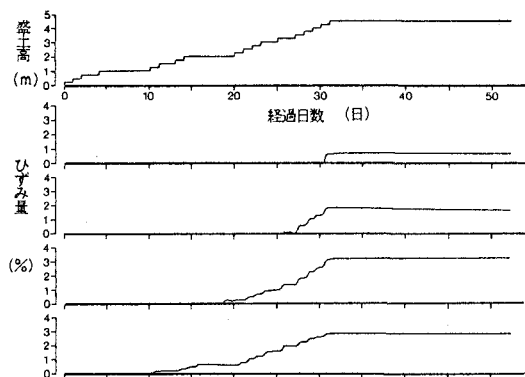
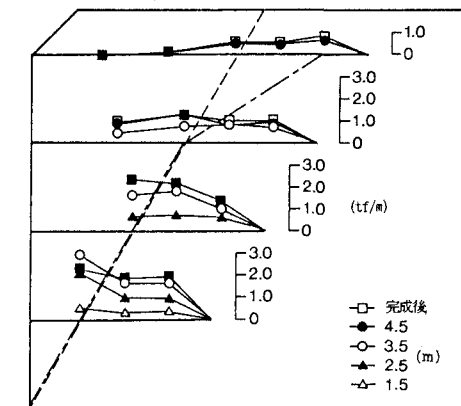
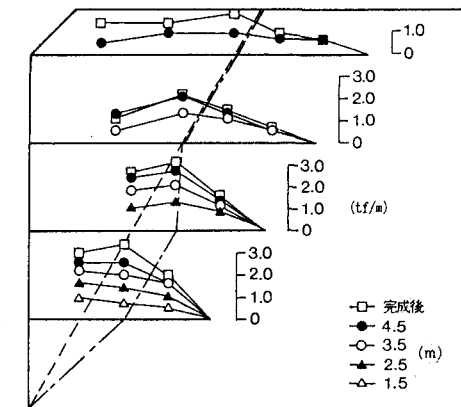


図-4 ひずみの経時変化



(a) Type-1



(b) Type-3

図-5 補強材の軸力分布