衝撃荷重を受けた補強土構造物の変状特性と破壊形態に関する検討

九州大学工学部	学	○庄村	和剛
九州大学大学院	F	落合	英俊
九州大学大学院	Æ	安福	規之

1.はじめに

2005年3月20日に発生した福岡県西方沖地震により、震度6弱を記録した福岡市の玄界島では家屋の倒壊、自 然斜面や土構造物の崩壊などの大きな被害を受けた。玄界島には土のう巻込み形式のジオグリッド補強土壁が2箇 所施工されており、巻込みのり面の部分的なはらみ出し、天端部分のクラック、ジオグリッドの破断などの被害を 受けたが、崩壊には至らなかった。過去の大規模地震動においてもジオグリッド補強土壁の地震時における補強効 果は十分に証明されたが、地震の被害を受けた補強土構造物は、変形やジオグリッドの破断などが生じているため、 設計段階で有していた強度を保有していないことが予想される。被害を受けた構造物をそのまま再使用、または補 修を行って再使用する際、変形やジオグリッドの破断が補強土構造物の耐久性や耐震性にどれほど影響するかは、 再使用可能かどうかの判断、および修復作業を行う上で非常に重要である。現在、補強土構造物の修復を行う際に はそれぞれの現場での協議により最適な修復方法の検討を行っており、確立した修復方法というものはない。最適 な補修方法の判断をするための基本となる考え方があれば、より迅速で的確な対応ができることが期待される。

そこで、本研究では地震力を受けた補強土構造物の破壊メカニズムを明らかにすることを目的にして、衝撃荷重 を加えたときの補強土構造物模型の挙動をハイスピードカメラで撮影し、得られた画像をもとに補強土構造物の変 状特性、破壊形態の検討を行う。

2. ハイスピードカメラを利用した衝撃荷重作用実験

<u>2-1.実験装置</u>

模型地盤は幅 415mm×高さ 200mm×奥行き 100mm とし、土槽の側面 はアクリル板で出来ている。補強土模型地盤の補強材については市販の方 眼紙を用い、クーロンの主働破壊状態より想定されるすべり線より 100mm 定着長をとったものと、想定したすべり線より内側に 10mm 短く なるようにしたものの 2 通りを検討した。加速度計を図-1 のように土槽 内に一箇所、壁面から 50mm の模型地盤内に 1 箇所設置した。

<u>2-2.実験方法</u>

実験ケースは表-1 のように 3 通り行い、それぞれについて衝撃荷重を 3 段階加える。本実験では底面にキャスターをつけた土槽を、手動で壁にぶつ ける方法で衝撃荷重を与え、土槽内の模型地盤に働く慣性力により地盤を破 壊する。衝撃荷重の大きさは土槽に取り付けた加速度計により判断し、各ケ ースでの衝撃荷重がほぼ同じ大きさになるようにした。表-2 は各段階での 加速度のピーク値を示す。撮影用のハイスピードカメラは 2 秒間に 2023 コ マの撮影が可能なものを使用した。

2-3.実験条件

模型地盤材料には 2mm ふるいにかけた $\rho_s=2.69g/cm^3$ 、 $\omega_{opt}=11.5\%$ のまさ土を用いる。無補強盛土の場合においても自立 出来るように、またすべり線の状況を視覚的に捉えるために、含 水比 10.5%、単位堆積重量 $\gamma_t=1.44gf/cm^3$ になるように4 層に分け て均一に締め固めた。



図-1 補強土模型地盤概略図

表-1 実験ケース

Case 1	L1=178mm、L2=178mm、	
	L3=178mm	
Case 2	L1=68mm、L2=42mm、	
	L3=16mm	
Case 3	無補強	

表-2 各衝撃荷重での加速度ピーク値 α(m/s²)

	fl	f2	f3
Case 1	12.69	14.66	16.35
Case 2	11.79	14.65	15.94
Case 3	12.27	14.53	16.64

3. ハイスピードカメラを用いた破壊形態の観察

<u>3-1.補強土の変状特性</u>

III-045

図-2、図-3、図-4は定着長が十分にある Case 1 での各衝撃荷重が作用してから 0.15(300/2023)秒後の画像である。 また、図-5 は Case 1 での壁面上端部の水平変位量を壁面高さで割ったものの各衝撃荷重作用後の経時変化図である。 衝撃荷重作用後すぐに変位が始まり、その収束は加速度に依存していることがわかる。fl(a=12.66m/s²)ではほとん ど変状がみられないが、f2(a=14.66 m/s²)になると補強範囲内にすべり線が確認できるようになり、盛土の前面部が 変位している様子がわかる。さらに f3(a=14.53m/s²)では f2(a=14.66 m/s²)と比較して水平変位がより大きくなってい るが、これは最下段の補強材から天端に向けて大きくすべり線が入っており、補強範囲の土塊全体が衝撃荷重によ る慣性力で前方に変位しているためと考えられる。図-6 は各衝撃荷重における壁面水平変位と所定の壁面高さとの 関係図である。いずれの高さにおいても加速度が増加すると、水平変位量は増加している。また底面からの高さが 増加するにつれ、水平変位量が増加していることがわかる。



 $\boxtimes -2$ Case 1(f1: α =12.66m/s²)

Z=3 Case 1(f2: α =14.66 m/s²)





<u>3-2.破壊形態の考察</u>

定着長がない Case 2、無補強の Case 3 の場合、盛土は最初に大き くすべり線が入ったあとに、そのすべり線内にある土塊全体に亀裂が 入り、亀裂によって分割された土塊の一つ一つが最初に生じた亀裂部 分から土塊自身の慣性力によって切り離されるようにして盛土全体が 破壊した。図-7 は f2(概略加速度 14.5m/s²)での壁面上端部の水平変位 量を壁面高さで割ったものの衝撃荷重作用後の経時変化図である。 Case 2 は Case 3 のときとほぼ同じような変状を示しており、定着長が ない場合の補強材の効果はないと考えられる。図-4中に示した数字は、 定着長を十分にとった Case 1 でのすべり線の入る順番を示している。 Case 3 と同様に後背部からすべり線が現れるが、最初に大きくすべり 線が入っても補強材の定着長が十分にとられており、各層で土塊が前 方に変位することはあっても、補強材の引張りにより土の動きが拘束 され盛土全体が崩壊することはなかった。また、最初に生じたすべり 線はクーロン主働土圧で想定されるものより、後背部に発生した。

<u>4.まとめ</u>

本研究では以下のような結果が得られた。

・衝撃荷重作用後すぐに変位し、変位の収束は加速度に依存する。
・補強材の定着長はその変状特性に大きな影響を及ぼす。

・最初に生じたすべり線はクーロン主働土圧で想定されるものより、後 背部に発生した。

・今後粒子画像流速測定法によって変状特性を詳細に検討し、その成果 をふまえて破壊メカニズムの把握を行う予定である。



-466-