改良土とジオグリッドを組み合わせた 補強土壁の遠心振動台実験

斉藤知哉¹・伊藤秀行²・桑野二郎³・井沢 淳⁴

筆者らは、補強土壁の壁面部分（パネル背面から設計により決まる範囲）に改良土を配置し、ジオグリッドと組み合わせる新しいタイプの補強土工法の開発を進めてきたが、耐震性能に関しては未解明な部分が多く課題となっていた。そこで、本工法の地震時挙動（変形特性）を把握することを目的として、遠心模型振動実験を行った。その結果、改良土のみ配置したケースでは改良土にクラックが発生し、ジオグリッドのみでは変形が大きい結果となった。これに対し改良土とジオグリッドを組み合わせた場合は変形が小さく抑えられ高い安定性を示した。また大きな地震動を加えた場合、改良土にクラックが発生する恐れがあるが、短繊維を混合することにより抑制され、短繊維混合は耐震性能を向上させるのに有効な手段となることが明らかとなった。

キーワード：改良土、ジオグリッド、短繊維、遠心実験、振動台実験

1. はじめに

補強土工法は、ジオグリッドを用いた工法をはじめとして、さまざまな工法が開発されている。特にジオグリッドを用いた補強土工法は、地震時の挙動が良好で、大規模地震に対しても崩壊に至らず、若干の変形のみを抑えられるという報告¹⁾がなされている。筆者らも、補強土壁の壁面部分に改良土を配置して、ジオグリッドと組み合わせて、変形の少ない安定した盛土を構築できる新しいタイプの補強土工法を開発を進めてきた^{2) 3)}。本工法の概念図を図-1に示す。本工法の特長としては、以下の点が挙げられる。

- ・ 改良土の強度を補強土の設計に取り入れる
- ・ 改良土の効果によりジオグリッドの使用量が減る
- ・ 盛土材は砂質土に限定されず、現地発生土を有効利用できる
- ・ パネルとジオグリッドは連結されず、ジオグリッドは改良土中に定着させる。
- ・ 改良土には短繊維を混合し、じん性や対浸食性、耐震性の向上を図る

開発に当たっては、短繊維を混合した改良土の強度特性や改良土中のジオグリッドの引抜き実験²⁾などの要素に関する実験、また模型載荷試験や現場施工実験³⁾などを進めるとともに、設計法の構築も行い、工法の確立を行ってきたが、耐震性能に関しては未だ未解明

図-1 概念図

な部分が多く課題となっていた。そこで本稿では、改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁の地震時挙動（変形特性）を把握し、本工法の耐震性能の確認と耐震設計法の検証を行うことを目的として、改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁の遠心模型振動台実験を行った。その結果、改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁は、地震時においても変形が少なく安定した補強土壁であることが確認できたので、本実験結果について報告することとした。

¹正会員，大日本土木技術研究所 開発技術部，主任研究員（〒350-1331 埼玉県狭山市新狭山1-1-1）

²正会員，大日本土木技術研究所 開発技術部，主任研究員（同 上）

³正会員，東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻，助教授（〒152-8552 目黒区大岡山2-12-1 緑が丘1号館）

⁴正会員，東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻，助手（" 5号館）

2. 実験概要

(1) 模型地盤

振動台実験は 50G の遠心加速場にて行った。模型地盤は、内寸幅 430mm、深さ 250mm、奥行き 150mm の剛性容器内に盛土高さ 200mm（実物換算で 10m）となるよう作製した。盛土の形状および設置した計測機器の位置を図-2に示す。

実験材料として用いた材料の主な物性値を表-1に示す。盛土材料には豊浦砂 ($D_r=80\%$) を用いた。改良土は、一軸圧縮強度が $q_u=420\text{kN/m}^2$ となるよう、含水比を 10%に調整した豊浦砂に高炉セメント (60kg/m^3) を混合し、湿潤密度を $\gamma_t=1.6\text{g/cm}^3$ で作製し、7日間養生した。短繊維は、実際に現場で使用している材料であるビニロン短繊維(太さ $\phi=43\mu\text{m}$) を約 10mm にカット（現場使用時の長さは 30mm）して改良土に混合した。模型ジオグリッドは、実際に使用するグリッドと引張剛性をあわせており、厚さ 1mm のポリカーボネイト板を用い、図-3に示すように、円中心間隔 15mm ピッチで $\phi=10\text{mm}$ の穴を開けたものを使用した。また模型ジオグリッドの引き抜き試験を行い、豊浦砂との引き抜き強度の確認を行った。その結果（引き抜き量と引き抜きせん断応力の関係、上載圧と引き抜き強度の関係）を図-4に示す。また模型壁面パネルには、実際に使用するコンクリートパネルの重量を考慮して厚み 5mm のアルミ板を用いた。

模型地盤の作製方法を以下に示す。

① 改良土部分の作製

改良土は所定強度 ($=420\text{kN/m}^2$) を得るためにあらかじめ作製し、7日間養生する。改良土の混合は、ビニール袋に標準砂とセメントを入れ振とうし、さらに水を加えて十分混合するまで振とうする。そして、短繊維を所定量計量し、束にならないよう注意しながら混合する。土槽内への改良土の作製は、前面側にパネルを設置して盛土側には所定の幅になるよう型枠を設置する。そして、改良土は高さ 1cm ごとに所定の密度となるよう突き固め、所定の位置にジオグリッドを敷設しながら、模型高さ 20cm まで繰り返して作製する。写真-1に改良土作製後の状況を示す。

図-3 模型ジオグリッド

図-2 模型盛土地盤および計測機器配置

表-1 材料物性

盛土	豊浦砂 $D_r=80\%$ ($\phi=42^\circ$)
改良土	豊浦砂 $\omega=10\%$ $\gamma_t=1.600\text{g/m}^3$ 高炉セメント 60kg/m^3 $q_u=420\text{kPa}$ (7days)
短繊維	ビニロン (実物と同様) 長さ $L=10\text{mm}$ 太さ $\phi=43\mu\text{m}$
ジオグリッド	ポリカーボネイト (polycarbonate) 引張強度: 391.3kN/m 豊浦砂との摩擦角: 42.4°
パネル	アルミ (厚み 5mm)

図-4 模型ジオグリッドの引き抜き実験結果

② 盛土部分の作製

写真－2に盛土作製状況を示す。模型地盤は実験前日に作製する。まずガラス面上に変形観測用のターゲットを並べ、その後、土槽の側面を上にして側面板を取り外し、養生6日目の改良土を設置して盛土形状の型枠を入れる。盛土は標準砂を空中落下法により相対密度80%となるよう側面から作製する。このとき計測機器を所定の位置に設置する。盛土を均した後、側面板を取り付け、土槽を元の状態に戻し、型枠を取り除いた後、盛土上部を整形して盛土地盤を完成させる。

写真－1 改良土作製後

写真－2 盛土作製状況

(2) 実験ケース

表－2、図－5に実験ケースを示す。Case1 (GG) はジオグリッドのみで安定するケース、Case2 (NW) は改良土のみで盛土が安定に構築できる最小改良土幅としたケース、Case3 (WW) は改良土のみで設計水平震度0.2を考慮した改良土幅としたケース、Case4 (HF) 、Case5 (HSH) 、Case6 (HS) は改良土とジオグリッドを組み合わせたケースで、Case4 は改良土に短繊維混合なし、Case5 は短繊維混合0.05% (重量百分率) 、Case6 は短繊維混合0.1%で、計6ケースについて行った。

表－2 実験ケース

Case		改良土		ジオグリッド	
		改良土幅	短繊維	敷設長	敷設数
1	GG	—	—	120mm	10
2	NW	42mm	0.00%	—	—
3	WW	80mm	0.00%	—	—
4	HF	42mm	0.00%	100mm	10
5	HSH	42mm	0.05%	100mm	10
6	HS	42mm	0.10%	100mm	10

図－5 実験ケース

(3) 計測項目

計測は、図－2に示したように、パネル下および改良土下の鉛直土圧を2点、改良土 (Case1 はパネル) の水平土圧を3点計測した。また、応答加速度はジオグリッド敷設範囲内に3点、盛土内に3点、改良土上 (地表面) に1点の計7点計測し、入力加速度は1点 (土槽に設置) 計測した。変位は、パネルの水平変位を2点、盛土の沈下量を2点計測した。また、地盤の変形を観察するのに、CCDカメラを用いた画像処理システム^{4) 5)}を用い、地盤内に埋設したターゲット位置を計測した。

(4) 実験方法

実験は東京工業大学にある遠心振動台実験装置⁶⁾を用いて行った。振動台実験は、遠心加速度を50Gまで上げ、盛土の状態が安定した後、表－3に示すように、周波数100Hz (実物換算2Hz) の正弦波を入力した。step1～3までは、振幅をそれぞれ、0.3、0.6、1.0mmと増幅させ、20波づつ入力した。Step4以降は、40波、振幅1.0mmとして破壊が生じるまでこの条件で加振し続けた。図－6にCase3の入力加速度時刻歴を示す。

表-3 入力 Step と入力波の条件

	振幅	入力波数	周波数
1 st	0.3mm	20	100Hz
2 nd	0.6mm	20	100Hz
3 rd	1.0mm	20	100Hz
4 th	1.0mm	40	100Hz
5 th ～	4 th の条件と同様		

入力波形 : sin 波 遠心加速度 : 50g

3. 実験結果

(1) 静的状態 (遠心加速度 50G 増加完了時)

遠心加速度を50Gまで上げたときの、各ケースの応力(土圧)状態および変形(壁面水平変位、盛土沈下量)状態を図-7に示す。ただし、改良土とジオグリッドを組み合わせたCase4～6は、同様な傾向を示したのでCase6のみの表示とした。また計測結果は遠心場での値をそのまま用いることとした。

a) 土圧

図-7(c)の点線は試行くさび法より求めた土圧を理論値として、(d)はジオグリッド敷設範囲までを仮想擁壁としたときの地盤反力分布を理論値として示す。水平土圧に関しては、ジオグリッドのみのCase1が若干大きいものの、理論値より小さい値が計測された。また鉛直土圧も、理論値より小さく、特につま先部分(パネル下)のほうはかなり小さい値が計測された。

b) 変位

盛土の沈下量を見ると、改良土部分ではほとんど沈下していない。一方、盛土では全体的に約1mmの沈下が見られる。壁面変位は、どのケースもほとんど変位がなく最大で1mm程度、盛土高さ(H=200mm)に対して0.5%程度である。遠心加速度50G上げ後は、どのケースにおいても、転倒などの崩壊もなく、また応力集中や大きな変形も認められないことから、振動台実験前の静的状態は安定した状態であったことが確認された。

(2) 振動台実験

a) 変形

図-8に各ケースの振動台実験最終形状とその時の写真を示す。ジオグリッドのみのCase1では、加振はStep4までであったため、明確な破壊は認められなかったが、壁面の中腹がはらみ出すような変形形態となり、補強領域以降(ジオグリッド敷設範囲以降)の沈下が大い結果となった。幅狭改良土のみのCase2では、盛土を安定に構築できる最小改良土幅であるため、最初の加振により改良土のつま先を中心に転倒する変形形態となり、Step2において写真のように下部からクラックが発

図-6 入力加速度時刻歴(Case3)

(a) 盛土沈下量

(b) 壁面変位量

(c) 水平土圧

(d) 底面土圧

図-7 遠心加速度 50G 増加後の静的状態

生して完全に転倒崩壊した。幅広改良土のみの Case3 では、Case2 と同様に加振により改良土のつま先を中心に転倒する変形形態となり、加振 Step3 において改良土つま先で応力が集中し、そこから改良土内右上方に向かってクラックが発生した。短繊維混合なしの改良土とジオグリッドを組み合わせた Case4 では、Step1,2 では変形がほとんど見られなかったが、Step3 において改良土に縦にクラックが発生した。これは改良土にかかる地震時の自重慣性力に対して、ジオグリッドの引き留め効果が発揮される。ここで改良土内に引張り力が発生し、改良土が引張り破壊を生じたと考えられる。一方、短繊維混合 0.05%の改良土とジオグリッドを組み合わせた Case5 では、Step1,2,3 では変形がほとんど見られない結果となったが、Step4 において Case4 と同様に改良土に縦にクラックが発生した。また短繊維混合 0.1%の改良土とジオグリッドを組み合わせた Case6 では、当初予定していた Step4 までは変形もほとんど見られない結果となった。そのため破壊するまで加振したところ、Step6 において Case4,5 と同様に改良土中央に縦クラックが発生した。このことから改良土に発生するクラックを抑制するのに短繊維の混合が大きく寄与していることが確認された。

b) 加速度パワー～変位

図-9 に各ケースの各ステップにおける最大入力加速度の計測値を示す。加振装置は変位制御であるため、各 Step において入力加速度がバラついた。特に Case1,2 の入力加速度が小さかったことがわかる。そのため、各ステップの最大入力加速度で各ケースの比較をすることは難しいことから、式(1)で求められる加速度パワー I_E を指標として、これと壁面水平変位の関係をまとめ、各ケースを比較することとした。

$$I_E = \int_0^T a^2 dt \quad \text{式(1)}$$

a: 入力加速度

T: 地震動の記録長

図-10 に加速度パワーと壁面変位の関係を示す。兵庫県南部地震相当の $I_E (=0.521 \times 10^6 [\text{cm}^2/\text{s}^3])$ において比較すると、ジオグリッドのみの Case1 または改良土のみの Case2,3 に比べ、改良土とジオグリッドを組み合わせた Case4,5,6 では、変位量は半分以下と小さい。また釧路沖地震相当の $I_E (=2.26 \times 10^6 [\text{cm}^2/\text{s}^3])$

図-8 振動台実験最終時の写真と変位ベクトル図

図-9 最大加速度

図-10 壁面変位と加速度パワー

図-11 計測結果(土圧計、加速度計)

付近においては、短繊維混合した改良土とジオグリッドを組み合わせたCase5, 6以外では、そこまで破壊もしくは大きな変形を起こす結果となっており、短繊維混合した改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁は、レベルⅡ地震動に対しても変形を小さく抑えられ、安定した補強土壁であることが確認できた。

c) 土圧

図-11に土圧と入力および応答加速度の計測結果を示す。なお、計測結果は振動実験前をイニシャル値とし、水平土圧は改良土もしくはパネルの最下段（高さ2cm）にかかる水平土圧、鉛直土圧はパネル直下にかかる鉛直土圧の計測結果を示す。Case1では、加振Stepによって鉛直土圧は変化しないものの、パネルにかかる水平土圧は加振とともに累積して大きくなっていくことがわかる。Case2ではStep2で転倒崩壊したため、鉛直土圧は急増し、改良土つま先で応力集中していることがわかる。Case3においてもCase2と同様で加振により改良土つま先で応力集中し、鉛直土圧は、Step3で改良土にクラックが発生するまでは上昇するが、Step4で崩壊するとともに減少している。Case4, 5, 6の改良土とジオグリッドを組み合わせたケースでは、Step2までは鉛直土圧の上昇はほとんど見られず、改良土は転倒せず変形もほとんどしていなかったが、さらに加振を続けることにより徐々に鉛直土圧は増していることがわかる。

図-12にCase6の改良土つま先部分の土圧と中央部分の土圧を示す。また、図-13に改良土の回転角と改良土下にかかる鉛直土圧の関係を示す。なお、改良土つま先下の土圧を実線で、改良土中央下の土圧を破線で示す。つま先部分の土圧は、加振によってCase6ではStep2まではほとんど増加せず、その後徐々に増加していった。一方、中央部の土圧は加振とともに増加しStep3でピークを迎え、その後は徐々に減少している。土圧の計測結果からも、改良土が転倒回転しつつあることが確認できる。また改良土幅が同じであるCase2（◇）とCase6（●）のつま先部分にかかる土圧を比べると、回転角に対し、ほぼ同値の土圧がかかっており、ジオグリッドは改良土の転倒を引き留め、回転角を抑えるものの、同回転角であればつま先にかかる土圧は変わらないことがわかった。

d) 応答加速度

図-14に入力加速度に対する改良土上の加速度応答倍率を示す。ジオグリッドのみは、ジオグリッド敷設内での応答加速度ではあるが、ほぼ2倍の増幅が見られた。改良土のみでは、Case2では約3倍増幅し、壁面の変形量も大きかった。一方Case3では剛な塊（改良土）が幅広くあるため、増幅せず入力と同程度の値が計測された。やや剛な改良土と柔なジオグリッドの組み合わせでは、1.5～2倍の増幅が見られた。

図-12 土圧計測結果 (Case6)

図-13 改良土壁回転角と土圧計測結果

図-14 改良土地表面上の加速度応答倍率

e) 振動台実験終了後の状態

図-15に各ケースの振動台実験終了後の応力（土圧）状態および変形（壁面水平変位、盛土沈下量）状態を示す。各ケースで入力した地震波エネルギーは異なるものの、最も大きなエネルギーを入力したCase6の“短繊維を混合した改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁”の壁面変位は小さく、土圧も卓越して大きな値となっていないことから、地震時安定性に優れていることが確認できた。

4. まとめ

改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁は、仮に改良土に短繊維を混合しなくても、変形が小さく、地震時安定性は高いことが明らかとなった。しかし、地震時慣性力とジオグリッドによる抵抗力の2つの相反する力により、改良土に引張りクラックが発生することが明らかとなった。このクラックを抑制する方法として、今回は、改良土に短繊維を混合し、改良土の引張り抵抗力を増加させることで、レベルⅡ地震動に対してもより高い耐震性能をもつ構造となることが明らかとなった。

今後の課題として、計測した結果をさらに分析して、ジオグリッドのひずみの計測を行い、地震時のメカニズムを把握するとともに、改良土のクラック抑制法を検証してさらに本工法の耐震性の向上に努めていきたい。

参考文献

- 1) Tatsuoka, F., M. Tateyama and J. Koseki, Performance of soil retaining walls for railway embankments, in Special issue on Geotechnical Aspects of the January 17, 1995, Hyogoken-Nanbu Earthquake, Soil and Foundations, pp. 311-324, 1996.
- 2) 斉藤知哉、伊藤秀行：改良土とジオグリッドの摩擦特性、第35回地盤工学研究発表会講演集, pp.1063-64, 2000.6
- 3) 斉藤知哉、伊藤秀行：改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁、土木技術 vol.57, No.2, pp.82-89, 2002.2
- 4) R. N. Taylor, S. Robson, R. J. Grant & J. Kuwano, Image acquisition using an on-board film camera, Centrifuge 98, pp. 67-72, 1998.
- 5) 本多剛、日比野常治、高橋章浩、桑野二郎：砂質土中の浅いトンネルの遠心模型実験-地盤内の変形メカニズム-、第35回地盤工学研究発表会講演集, pp. 2061-2062, 2000.

図-15 振動台実験終了後の状態

- 6) J. Takemura, A. Takahashi & Y. Aoki, Development of horizontal-vertical 2D shaker in a centrifuge, Physical modeling in geotechnics-ICPMG '02, pp. 163-168, 2002.

CENTRIFUGE SHAKING TABLE TEST ON THE GEOGRID-REINFORCED SOIL WALL COMBINED WITH SOIL CEMENT

Tomoya SAITO, Hideyuki ITO, Jiro KUWANO and Jun IZAWA

A new type geogrid-reinforced soil wall combined with soil cement was developed recently. Centrifuge shaking table tests were carried out to verify the seismic stability of this wall. Deformation was much smaller than those of the conventional geogrid-reinforced soil walls or the soil cement walls. Tension crack was induced at the top of the soil cement wall by the effect of inertia force induced in the soil cement wall. But the generation of tension crack was protected by mixing the short fibers in the soil cement and the reinforced soil wall showed very high seismic stability.