

## 地下水浸透がアンカー式補強土壁の地震時挙動に与える影響について

地下水位 振動台実験 補強土工法

豊田工業高等専門学校 学生会員  
豊田工業高等専門学校 国際会員  
豊橋技術科学大学 国際会員  
岡三リビック 国際会員○佐藤 寛樹  
小林 陸  
三浦 均也  
小浪 岳治, 林 豪人

## 1. はじめに

補強土構造物の耐震性能が高いことは広く知られており、東日本大震災においても、東北地方における調査対象の90%の補強土構造物で損傷なし、とされている。しかしその一方で、地震時に地下水位が盛土内部で高い位置にある状態で地震動を受け、被災した事例も報告されている。一般に、補強土壁は排水されるものとして設計施工がされているため、排水パイプの目詰まりや、想定外の事態により地下水が滞留するケースについては考えられてはいない。そのため、この種の構造物の性能を明示するためには、地下水位の高低が補強土構造物の地震時挙動に与える影響について知る必要がある。

本研究では、裏込め地盤内の地下水形状を変化させることで、地下水浸透が補強土構造物の地震時挙動に与える影響について調べるための、遠心力場浸透加振実験を行った。

## 2. 実験システム

図1に模型地盤の概要を示す。模型縮尺は1/50であり、実規模換算の壁高は8mである。実験条件を表1に示す。裏込め地盤は、含水比10%に調整した豊浦砂を、各タイバー設置層で所定の乾燥密度になるように締め固めて作製した。このとき、給水タンクから各層20mm毎にターゲットとしてビーズを設置した。浸透加振実験中の壁面パネルに作用する土圧は、下端から2, 4段目に設置した小型圧力計(EP1, EP2)により記録する。また、下端から4段目のアンカープレートの前後方3cmの位置に間隙水圧計(PPT1, PPT2)を設置し、補強領域の内部と背後の加振実験中の過剰間隙水圧を記録する。一連の浸透加振実験では、遠心力場における浸透現象に関する時間の相似則を考慮して、粘性を調節したハイメトロース溶液を用いる。浸透実験では、遠心力装置外部から図1に示す模型地盤背後の給水タンクに流体を供給し、盛土内部へ地下水を浸透させる。浸透実験では、盛土を越流しない水位を上限として設定した。この時D40L, D65Lについては、図2のように粘性流体の供給量を制御し地下水位を低くすることで、地下水形状が地震時挙動に与える影響を調べた。遠心力装置中は、模型土槽に取り付けたCCDカメラによりリアルタイムに模型地盤の状況を確認するとともに、遠心力装置の天板に設けた観察窓上部に取り付けた高速度カメラにより、回転と同期させて模型地盤を撮影する。この画像から、模型地盤の形状、ターゲットの座標、壁面パネルの変位を読み取り、浸透加振実験中の模型地盤の挙動を図化する。加振実験では、加速度振幅約 $2\text{m/sec}^2$ の地震波を20波与えており、実規模換算の加振周期は1sである。

## 3. 実験結果と考察

図3に各実験ケースの加振実験前後での模型地盤の変位状況およびターゲットの変位を示す。まず、D40, D40Lを比較すると、D40Lでは、D40に比べ、ターゲットの変位が少ないことが確認できる。壁面の前方への倒れはD40で4.5%、D40Lで3.5%であるため、このことから壁面の変位量が抑制されていることが分かる。これらは、被災度応急判定表において変形・損傷なしの限界をわずかに超えている。また、図4に両実験ケースの加振実験時の壁面に作用する土圧の時刻歴を示す。この図から、D40に比べ、D40LのEP1, EP2が小さい値を示していることが分かる。これより地下水位を低下させたことにより、補強土全体に作用する地震時慣性力の増加を抑制し、地震時安定性の低下を防

表1 実験条件

実験コード	乾燥密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	中腹水位 (cm)
D40	1.445	10.2
D40L		8.7
D65	1.554	10.36
D65L		8.83

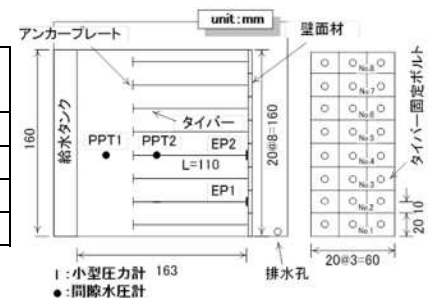
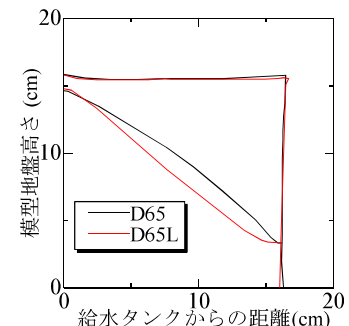
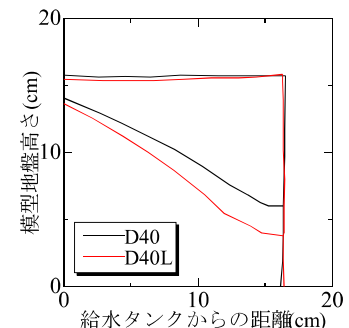


図1 模型地盤概要図

図2 加振実験時の地下水形状  
(上: D40, D40L、下: D65, D65L)

ることができた<sup>2)</sup>。

ところで、下記の点から、補強土構造物の地震時挙動について知ることができる。まず、図5にアンカプレート前後および壁面の水平変位量を示す。なお、アンカプレート背後の変位量はグラフの上軸にとっており、下軸と目盛間隔は同一にしているものの最大・最小値を分けることでスライドの様子が分かるようにしている。これより、両ケースにおいて、補強領域内部（壁面、アンカプレート前）に設置したターゲットが同程度前方に変位していることに対して、補強領域外部に設置したターゲットの変位がそれに追従していないことが指摘できる。次に、図6にD40、D40Lにおける過剰間隙水圧の時刻歴について示す。なお、過剰間隙水圧は加振開始直前の間隙水圧をゼロ点として調整している。図より、過剰間隙水圧は両ケースにおいて、PPT2（補強領域内部）に比べ、PPT1（補強領域外部）で減少量が大きいことが指摘できる。締め固めの緩い地盤において負の過剰間隙水圧が生じるということは、地震動による負のダイレイタンス挙動ではなく、領域として他方の補強領域の変位に追従しようとしたため、体制膨張が生じたものと推察される。以上の点から、補強土領域が一体となり壁面前方へ滑動しようとすることに対し、補強領域背後地盤が引っ張られるという挙動が確認できた。

図3のc)とd)に加振実験前後のD65、D65Lの模型地盤の変位状況およびターゲットの変位を示す。ターゲットの変位量はD40、D40Lに比べD65、D65Lで小さくなっている。D65における壁面の前方への倒れは1.9%、D65Lでは0.6%であり、変形・損傷なしと分類されることから、補強材設置層の適切な締め固めが補強土構造物の地震時安定性の確保のために重要であることが指摘できる。また、これらのケースにおいても補強領域内部の地下水を排除することにより変位が抑制されたことが分かる。図7に過剰間隙水圧の時刻歴を示す。図より、過剰間隙水圧が負を示していることから、これらのケースにおいても補強領域が一体となり滑動するという変形挙動を確認することができた。また、両ケース共にPPT2はゼロに近い値を示し、PPT1で大きな負を示している。これは、裏込め材を密に締め固めたことにより、D40、D40Lに比べ補強領域の地震時安定性がより向上したことを裏付ける結果であるといえる。

#### 4. まとめ

実施工に比べ、緩い地盤において地下水の影響を受ける場合でも、補強材の拘束効果が作用すれば、大規模な変形に至ることなく補強領域は一体となり滑動するという耐震性の高さを確認できた。また、盛土内部の地下水位を制御することは地震時慣性力の増大を防ぐことができるため、地震時安定性を維持するうえで重要であることがわかった。

#### 《参考文献》

- 1) Miyata, Y. : Reinforced soil walls during recent earthquakes in Japan and geo-risk-based design, Earthquake Geotechnical Engineering Design, Michele Maugeri and Claudio Soccodato(eds), Springer, pp.343-353, 2014.
- 2) 佐藤寛樹, 小林睦, 三浦均也, 小浪岳治, 林豪人 : 地下水位が高い状態にあるアンカー式補強土壁の地震時挙動について, 第71回土木学会年次学術講演会講演概要集, pp.257-258, 2016.

#### 謝辞

本研究はJSPS 科研費 26420490 の助成を受けたものです。ここに謝意を表します。

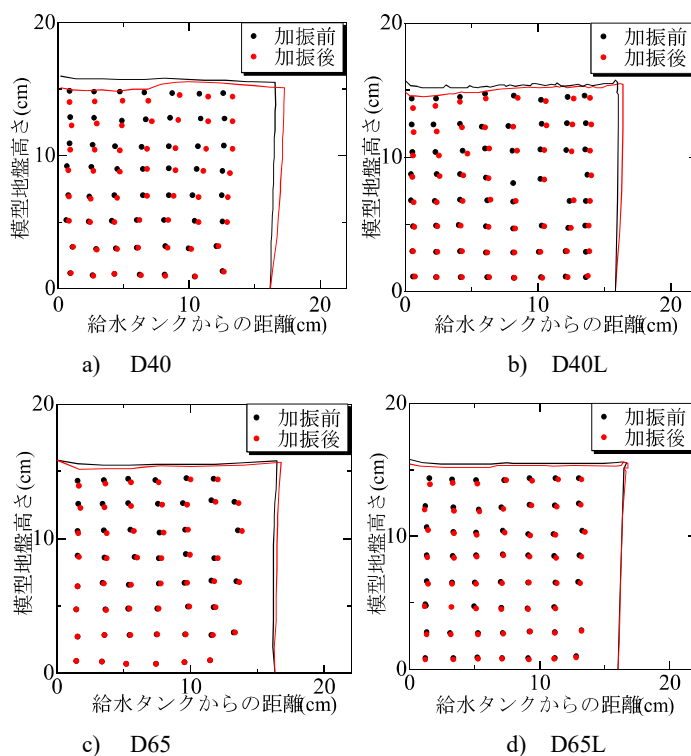


図3 模型地盤変位

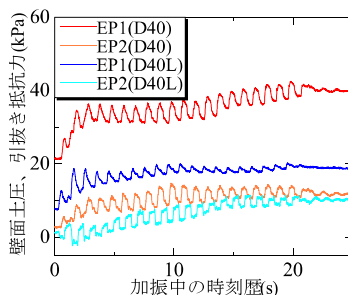


図4 壁面土圧の時刻歴 (D40, D40L)

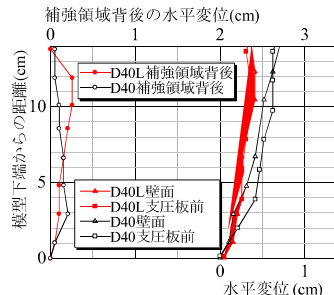


図5 各ターゲットの変位量 (D40, D40L)

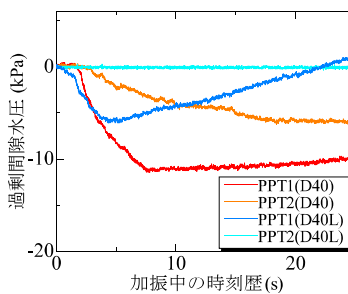


図6 過剰間隙水圧の時刻歴 (D40, D40L)

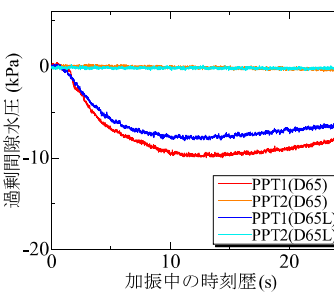


図7 過剰間隙水圧の時刻歴 (D65, D65L)