

地下水を有するアンカー式補強土壁の地震時挙動に関する遠心模型実験

補強土工法 浸透流 地震時土圧

豊田高専 学生会員 ○佐藤寛樹, 赤川珠美  
 豊田高専 国際会員 小林睦  
 豊橋技術科学大学 国際会員 三浦均也  
 岡三リビック 国際会員 小浪岳治

1. はじめに

これまでの補強土壁に関する地震時被害調査の結果より、柔軟な構造である補強土壁の耐震性は高いと評価されてきている。一方で、施工時の軟弱地盤対策や地下水処理の不備が長期的に顕在化してきて、その影響、特に水の作用により地震時に被災する事例も報告されている。従来、土構造物の設計・施工においては、雨水および地下水は排水することを基本とし、その影響を考慮してこなかったが、長期的な構造物の性能を明示するためには、水の影響を調べておく必要がある。これにより、道路土工の改訂により導入された性能設計の考え方に移行していくことができると考えられる。特に、各地震レベルに応じて土構造物が発揮できる性能を明らかにしておくことも重要である。これは、維持管理上での効果的な排水対策工に資する知見となり得る。

そこで本研究では、補強土構造物内に地下水が存在することを想定し、この種の土構造物の地震時挙動を調べるために、裏込め地盤の締め密度を変化させた遠心力場浸透加振実験を実施した。

2. 実験システム

図 1 に模型地盤の概要を示す。図 2 に圧力計を貼付したアンカープレートおよび壁面材を示す。補強土壁模型の

表 1 実験条件

実験コード	裏込め材の 相対密度(%)	アンカー寸法 (mm)
D75A3	75	300×300
D40A3	40	300×300

裏込め材料には、豊浦砂を用いた。本研究で実施した 2 つの実験ケースの各条件について、表 1 に示す。D75A3 では、裏込め地盤は空中落下法で作製し、D40A3 は、湿潤締め法で作製した。実規模大壁高 8m の補強土壁を縮尺 1/50 でモデリングした。模型地盤の詳細は文献<sup>1)</sup>を参照されたい。圧力計を設置したアンカープレートの背後に間隙水圧計を設置し、浸透流の発達過程を記録する。

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流体を用いる。模型地盤背後の給水タンク内に水を供給し、地盤内に浸透流を発生させる。ケース D75A3 においては、地盤に越流が生じない水位を給水タンク側の上限水位とし、このとき壁面パネル側水位は、下部から 3 段目パネル上部までとした。一方、D40A3 は下部から 3 段目の補強土層におけるアンカープレートに地下水が達した時点で、加振実験を実施する。遠心力载荷中は、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、遠心力载荷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。図 3 に模型土槽振動台の応答加速度を示す。図中の時間は、加振開始をゼロ点としている。約 2m/sec<sup>2</sup> 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. 地下水上昇が補強効果に与える影響

図 4 に、ケース D75A3 における地下水上昇に伴う壁面土圧およびアンカー

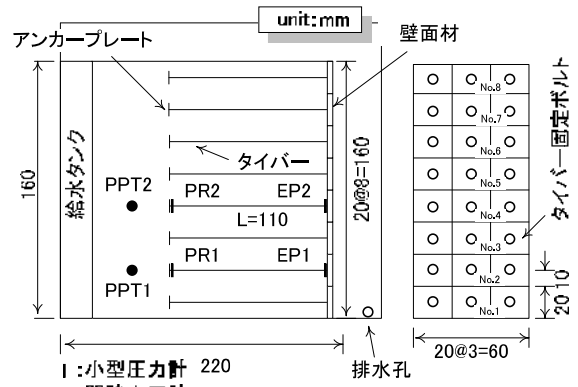


図 1 模型地盤概要



図 2 壁面パネル, 補強材

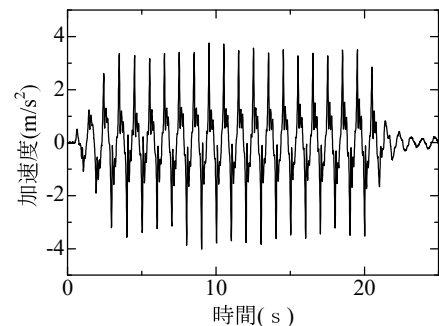


図 3 振動台応答加速度

Centrifugal modeling on seismic behavior of multi-anchored reinforced retaining wall which has ground water permeation

Hiroki SATO, Makoto KOBAYASHI, Tamami AKAGAWA (Toyota National College of Technology), Kinya MIURA (Toyohashi University of Technology), Takeharu KONAMI (Okasan Iivic Co. Ltd.)

プレートの引抜き抵抗応力の時刻歴を示す。なお、図中の時間は 50G の遠心加速度を付与した時点を一時的にゼロ点としている。ここで、壁面土圧は間隙水圧の影響をそのまま残し、引抜き抵抗応力は間隙水圧を差し引いて有効応力として表示している。これより、

地下水上昇に伴い壁面土圧 EP1 が増加していることと、間隙水圧の上昇に伴い引抜き抵抗応力 PR1, PR2 が低下していることが指摘できる。これは、筆者らが指摘したこの種の補強土壁の不安定化メカニズム<sup>2)</sup>の検証にあたる。すなわち、地下水上昇に伴う土圧（引抜き力）の増加と、有効応力の低下に伴う引抜き抵抗力の低下によるものである。しかしながら、加振開始直前の抵抗応力 PR1 を引抜き抵抗力に換算すると、1.12kN となり、計算で求められる許容引抜き抵抗力 92.96kN を大きく下回っていることから、タイバーの週面摩擦抵抗力が安定性に寄与していることが推察される。また、補強領域の引抜きに対する内的安定性は保たれていると考えられる。

図 5 に D75A3 における加振実験中の壁面土圧および引抜き抵抗応力の時刻歴を示す。これより、引抜き抵抗応力 PR1 は加振中に大きく増加していないことから、地下水位以下のこの補強土層においても引抜き安定性が変化していないと考えられる。一方で、引抜き抵抗応力 PR2 は加振に伴い増加していることから、引抜き挙動に対してアンカープレートが抵抗している様子が見えてくるが、こちらも許容引抜き抵抗力に至っていないことから引抜きに対する安定性は保持されていることが確認できている。図 6 に加振前後の模型地盤の形状を比較している。これより、天端の沈下量と同程度の水平移動量が確認できることから、補強土領域は一体のまま背後地盤を含めた地盤全体の剛性が低下して変形に至ったものと推察される。このように、適切な補強効果が確保できていても、地震時に周辺地盤の過剰間隙水圧の上昇に伴う剛性低下が、補強土壁の変形に影響を及ぼすことが分かった。

図 7 には、D40A3 の加振時の壁面土圧と引抜き抵抗応力、および加振開始時を基準とした間隙水圧の変化率の時刻歴を示す。これより、加振直後に壁面土圧と引抜き抵抗応力が急増していることが分かる。また、5 秒あたりから間隙水圧の変化率が上昇していることが分かる。これらのことから、加振に伴う壁面土圧の増加に加えて、過剰間隙水圧の発生に伴う引抜き抵抗力の低下により、裏込め地盤は剛性を失い、図 8 に示すようなすべり破壊を起こしたものと推察される。これらのことから、裏込め材の締め固め度が不十分な場合に降雨浸透により盛土内に地下水が存在すると、地震時に顕著な剛性低下を示し、補強効果が発揮されずに引抜きにより崩壊に至ることが分かった。

《参考文献》

- 1) 小林ら：豪雨浸透を受けるアンカー補強土壁の地震時挙動に関する実験的研究，第 50 回地盤工学研究発表会講演概要集（投稿中），2015
- 2) 小林ら：降雨時におけるアンカー式補強土壁の安定性に関する研究，地盤工学ジャーナル Vol.8, No.3, pp.477-488, 2013

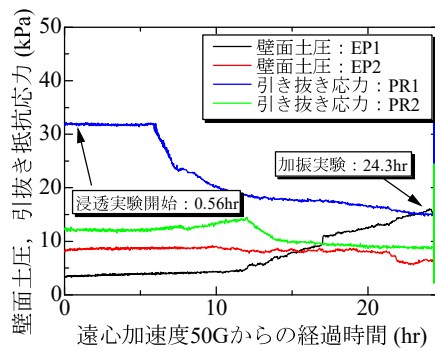


図 4 浸透実験中の壁面土圧、引抜き抵抗応力の時刻歴 (D75A3)

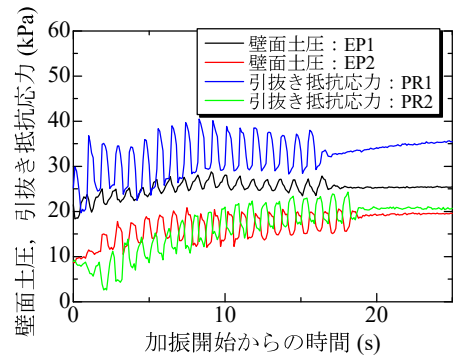


図 5 加振中の壁面土圧、引抜き抵抗応力の時刻歴 (D75A3)

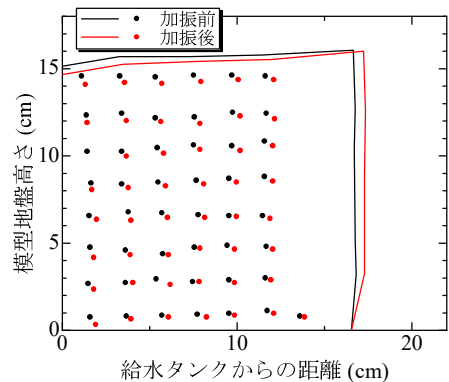


図 6 加振前後の模型地盤の形状比較 (D75A3)

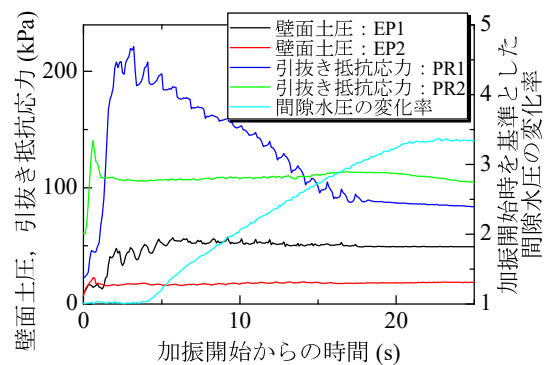


図 7 地震時の壁面土圧、引抜き抵抗応力の時刻歴 (D40A3)

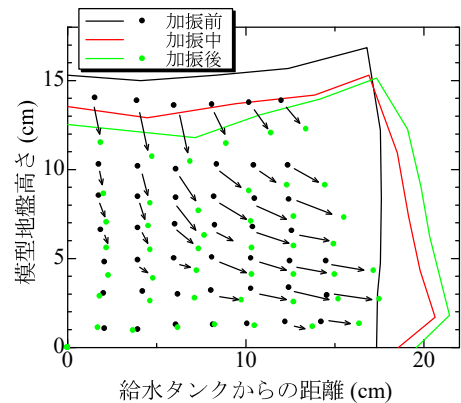


図 8 加振前後の模型地盤の形状比較 (D40A3)