

切土補強土擁壁の地震時補強効果に関する振動実験

鉄道・運輸機構 正 ○高野裕輔, 山崎貴之, 植木茂夫

レールウェイエンジニアリング 正 青木一二三

鉄道総合技術研究所 正 工藤敦弘, 長尾洋太, 渡辺健治, 中島進

1. はじめに

著者らは、切土補強土擁壁の設計合理化を目的として、地山特性、切土のり面勾配を変化させた模型振動実験を行ってきた¹⁾²⁾。過去の実験では、背面地山の自立性に応じて、一般的なのり面勾配(3分勾配)を緩勾配化(以下、中間勾配1:0.5~0.7程度)することで「地山補強式土留め壁」から「引留め式土留め壁」に変更した場合(Case9)³⁾の靱性能(降伏震度を超える慣性力作用時でも変形に対する粘り強さを発揮し、脆性破壊には至らない性能)およびコストメリットに着目してきた。結果として、中間勾配とした場合でも靱性能は損なわれないことを確認した。しかしながら、平成25年度の実験結果(Case10:図1-a)では、水平変位量の計測値がNewmark法による計算値の1/3程度となったこと⁵⁾、降伏震度が同等レベルであっても長い補強材が疎に配置されて靱性能が発揮されやすい条件であった可能性があるなど、確認が必要な要素が残される状況であった。そこで、本実験では短い補強材を密に配置した場合(Case11:図1-b)でもL2地震動に対する靱性能が同様に発揮されるかを確認した。

2. 実験概要

本実験では、Case10の補強材仕様(3列5段:740mm)を変化させ、Case11では5列5段:460mmの補強材仕様とすることで補強効果の確認を行った。模型振動実験の諸元を図1-bに示す。模型作製に用いた試料は、支持層および背面地山・上載地山は過去に実施した実験と同等とし、補強材についても同様のロックボルト(直径90mm)を想定し、模型のスケール比(1/10)を考慮して直径10mmの全ねじを用いた。振動実験は、5Hz10波の正弦波による段階加振とした。なお、補強材張力は壁面に取り付けたロードセルにより計測し、壁体背面土圧については壁体に内蔵した2方向ロードセルにより計測した。

3. 実験結果

3.1 壁体の変位量と土圧

図-2に壁体の上部および下部の残留水平変位量を示し、切土補強土擁壁の変形挙動について着目する。なお、同図中には比較のためCase10による結果も併せて示している。これを見ると、小さな加速度による加振においては壁体下部に比べて、壁体上部の変位量が多く、転倒モードのような変形挙動を示しているが、500gal加振以降は上下部ともに同等程度の顕著な変位を生じており、滑動モードが卓越した変形挙動を示す事を確認した。また、加速度の増加に伴い、地震時土圧(直応力)の増加傾向(図-3)が確認され、図-4に示すCase10の地震時土圧の鉛直方向分布と比較すると、最大値には大きな差がないが、最大値を発揮する高さ位置が異なっている。これは、Csse10

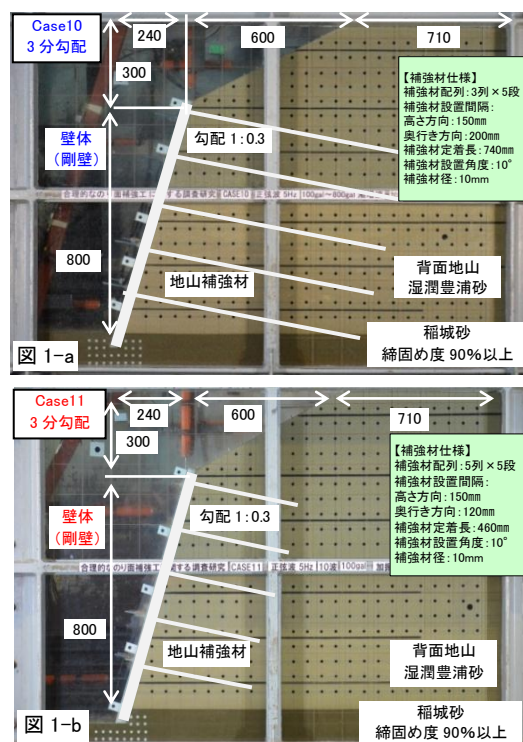


図-1 実験模型の概要(単位mm)

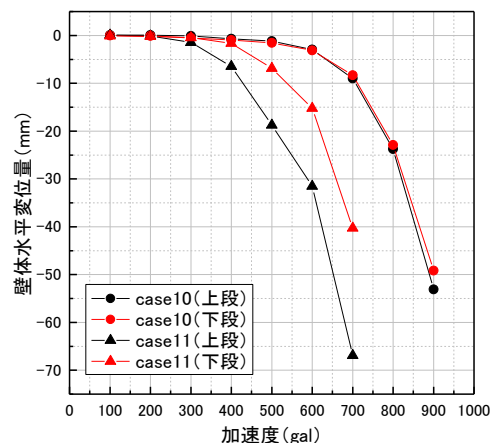


図-2 剛壁の残留変位量(水平変位)

キーワード: 切土, 地山補強土, 模型振動実験

連絡先: 〒231-8315 横浜市中区本町 6-50-1 鉄道・運輸機構 設計技術部 TEL: 045-222-9082

では滑動モードのみ現れたのに対し、Case11では転倒モードと滑動モードが複合的に現れたことに起因するものと考えられる。

3.2 地山補強材の張力

図-5 に Case11 で測定した補強材張力 2 測線の平均値を示し、図-6 に Case10 の補強材張力を示す。両者を比較すると、いずれのケースも現行の設計体系⁴⁾による安定解析から得られる降伏震度以降においても加速度の増加に伴って発揮される張力が增大している。

同一加速度で比較した場合は、Case10 よりも Case11 の張力が小さいが、いずれも加速度の増加に伴って滑動モードが卓越していたため、全段の補強材が一様に増加していることも確認できた。

4. L2 地震動に対する変形・靱性能

本実験 (Case11) に対して予め実施した安定解析では、降伏震度 0.378 で滑動変形モードが卓越する結果となっている。実験では、100~300gal 加振においては顕著な変位は観測されず、400gal 加振時から顕著な変位を生じ始めたことから、安定解析結果と概ね一致することを確認した。壁体の残留変位は、700gal まで徐々に累積したが、脆性的な破壊には至らなかった (図-7)。

5. おわりに

3 分勾配の切土補強土擁壁において、補強材仕様 (配列・長さ) の異なる 2 ケースの実験結果を比較し、L2 地震動に対する靱性能に対して検討を行った。補強材が相対的に密で短い配置 (Case11) と補強材が疎で長い配置 (Case10) と比較すると、密で短い配置の場合、耐震性能は若干低下するものの、降伏震度を超える加振においても脆性的な破壊には至らなかった。これにより、補強材が密で短い配置 (Case11) であっても疎で長い配置 (Case10) と同様に靱性能を有していることを確認した。なお、Case11 では、実験結果と Newmark 法による滑動変位量を比較すると、Case10 と同様に実験値が小さい値となることを別途確認している⁶⁾。これは、加速度増加に伴う土圧、補強材張力の増加に起因して、補強土体の変形を伴いながら靱性能をさらに発揮させていると思われる、この効果を設計へ反映することが設計の合理化に繋がると考えられる。

参考文献: 1)渡辺ら: 切土勾配の異なる切土補強土擁壁の地震時挙動に関する研究, 土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集, 2011.9. 2)陶山ら: 背面地山の用地境界を考慮した切土補強土擁壁の地震時挙動に関する研究, 土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集, 2013.9. 3)高野ら: 勾配の異なる切土補強土擁壁の地震時安定性に関する振動実験, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, 2014.9. 4)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物, 2012.1. 5)工藤ら: 切土補強土擁壁の地震時残留変位に関する Newmark 法の適用性に関する検討, 土木学会第 69 回年次学術講演会概要集, 2014.9. 6)長尾ら: 逆解析による切土補強土擁壁の補強効果に関する検討, 土木学会第 70 回年次学術講演会概要集, 2015.9. (投稿中)

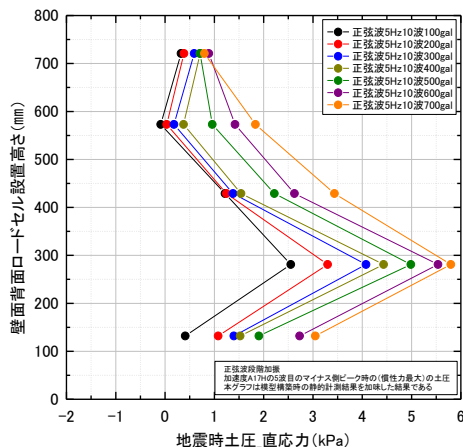


図-3 地震時土圧 (直応力) 鉛直方向分布 (Case11)

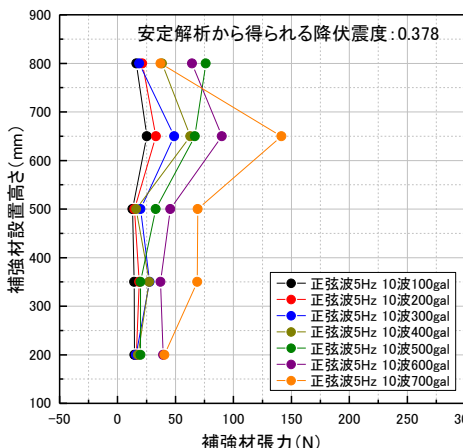


図-5 補強材張力の鉛直方向分布 (Case11)

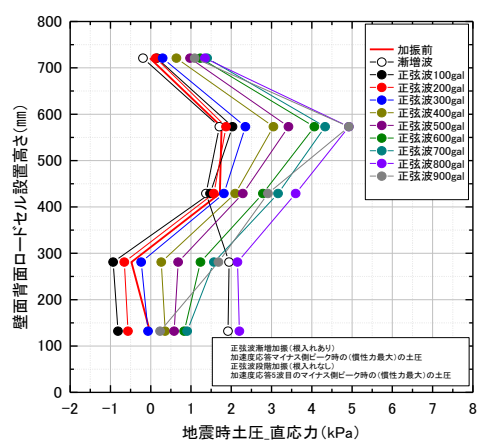


図-4 地震時土圧 (直応力) 鉛直方向分布 (Case10)

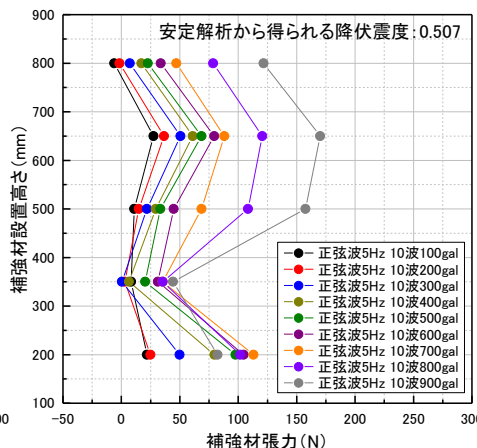


図-6 補強材張力の鉛直方向分布 (Case10)

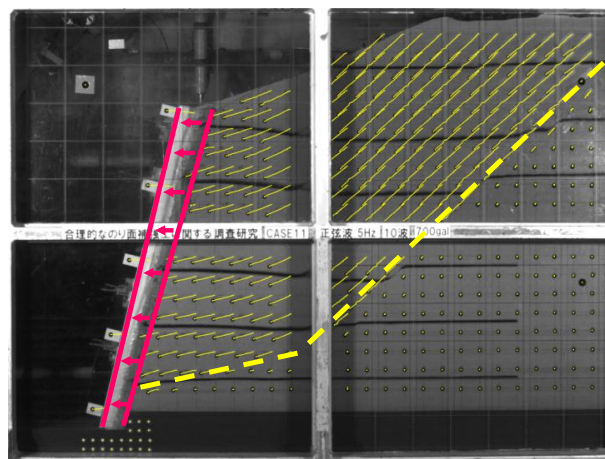


図-7 加振時標点変位の軌跡 (100~700gal 累積)