

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

鉄道・運輸機構 正 ○高野裕輔, 陶山雄介, 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, 渡辺健治, 野中隆博

1. はじめに

著者らは、切土補強土擁壁の設計の合理化を目的として、これまでに地山特性および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⁾。実験により、切土補強土擁壁は降伏震度を超える慣性力が作用した場合でも変形に対する粘り強さ（靱性能）を示し、靱性能は地山補強材の仕様により異なることが確認された。また、検討の成果目標として、背面地山の自立性により、切土のり面勾配を中間勾配（1:0.5～0.7程度）とすることで「地山補強式土留め壁」から「引留め式土留め壁」に地山補強材を変更³⁾することによるコストメリットに着目した。しかしながら、中間勾配の適用により、これまでの経験則（L1地震動の設計のみでL2地震動に対する安定性を担保）が損なわれる懸念があった。そこで、本研究では、中間勾配を適用した切土補強土擁壁が持つ靱性能の把握を目的とした模型振動実験を行った。さらに、安定解析で得られる変形モードとは異なった過去の実験における現象を踏まえ、実務上では考慮しない場合が多い壁体根入れ部の前面受働抵抗の影響について検討した内容を報告する。

2. 実験概要

本研究では、L1地震動で設計した中間勾配（7分勾配）および急勾配（3分勾配）の切土補強土擁壁にL2地震動が作用した場合の靱性能、変形モードを評価するため、中型振動台に10分の1スケール程度の模型を構築し、L2地震動相当の地震力により加振を行った。

実験に用いた模型概要を図-1に、実験条件および安定解析の結果を表-1に示す。7分勾配の壁体には引留め式土留め壁（フリーフレーム）、3分勾配の壁体には地山補強式土留め壁（剛壁）を適用し、それぞれ壁体前面の埋戻し土の有無で前面受働抵抗を表現した。

3. 実験結果および考察

①壁体の変位量と土圧：図-2に7分勾配（Case9）、3分勾配（Case10）の壁体水平変位量と加速度の関係を示し、図-3に慣性力が主働方向（前面方向）に作用した時の壁体に作用した地震時土圧分布を示す。図-2より、Case9とCase10の前面埋戻し土撤去後の水平変位量を比較すると、Case9の方が大きかった。これは、自立性地山に適用される切土補強土擁壁（7分勾配）と非自立性地山に適用される切土補強土擁壁（3分勾配）の補強材長さの違いによる壁体と地山の定着強さなどの補強形式の差によって生じたと考えられる。また、図-3より、Case9は加速度の増加に伴う地震時土圧の上昇が少ない

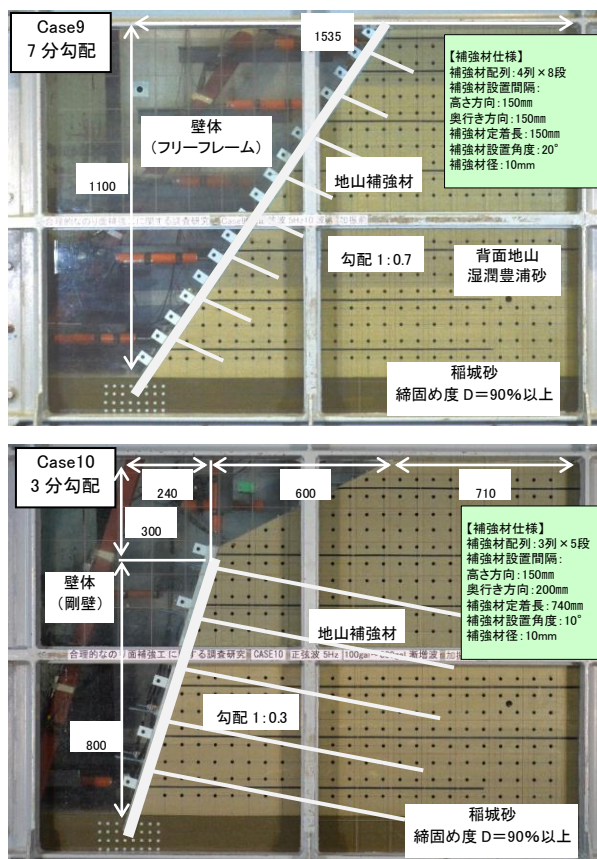


図-1 実験模型の概要（単位 mm）

表-1 実験条件および安定解析結果

実験ケース	切土勾配	前面受働抵抗	安定解析結果	
			破壊モード	降伏震度
Case 9	7分勾配	有り	滑動	0.652
			転倒	0.731
		無し	滑動	0.328
			転倒	0.879
Case10	3分勾配	有り	滑動	0.644
			転倒	0.818
		無し	滑動	0.477
			転倒	0.783

キーワード：切土、地山補強土、中間勾配、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

傾向を示したのに対して、Case10 は加速度の増加に伴って地震時土圧が増加する傾向を示した。

全体としては、Case10 と比較して Case9 の方が壁体に作用する地震時土圧は小さく、加速度の増加による土圧の増分も少ないことから、緩勾配とすることで壁体に作用する地震時土圧が軽減され、壁体への負担が減ることが確認された。

②L2 地震動に対する靱性能：図-2 から、Case9 の根入れ有りの状態では、500gal 加振から変位が生じ始め、900gal まで変位が累積する傾向が見受けられたが、脆性的な変形は生じなかった。それに対して、前面埋戻し土除去後は 300~400gal 程度から変位が生じ始め、700gal まで変位が累積し、根入れ有りの状態と比べると粘り強さは示さなかった。Case10 の前面埋戻し土除去後では 500gal 加振から変位が生じ始め、900gal 加振まで変形が累積した。

各実験ケースともに、前面受働抵抗が無い場合、根入れ有りの状態に比べて靱性能が低下するものの、L2 地震相当の加振を行っても脆性的な破壊には至らず、靱性能を発揮することを確認した。

③前面受働抵抗が及ぼす変形モードへの影響：図-2 より、根入れ有りの場合は壁体下部に比べて上部の変位量が多く、転倒変形が卓越した変形モードを示した。しかしながら、前面埋戻し土を除去した場合は、壁体の水平変位量の増分値が壁体下部と上部で同等の値を示し、滑動変形が卓越した変形モードを示した(図-4)。前面受働抵抗が無い場合の各実験結果と安定解析の結果を比較すると、Case9 では 300~400gal から変位が生じ、Case10 では 500gal から変位が生じ始めたことから、解析による降伏震度 (Case9 : 0.328, Case10 : 0.477) と概ね一致した。

以上より、安定解析で得られる変形モードは、実際に起こる現象を概ね再現していると考えられる。こうした結果から、前面埋戻し土による前面受働抵抗が切土補強土擁壁の変形モードに影響を与えることが確認された。

4. まとめ

現状の切土補強土擁壁は、設計標準に準拠して壁体、補強材仕様(径、長さ、打設間隔)が決定されているため、一般的には L2 地震動に対する設計を行っていない。実験で着目した 7 分勾配の切土補強土擁壁が持つ L2 地震動に対する靱性能は、従来の 3 分勾配の切土補強土擁壁の有する靱性能と比較して同等の靱性能を発揮すると考えられるため、切土勾配を緩くすることで掘削土量は増加するが、補強材仕様の簡素化によるコスト縮減に繋がる有用性が明らかとなった。

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)国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物，2012.1

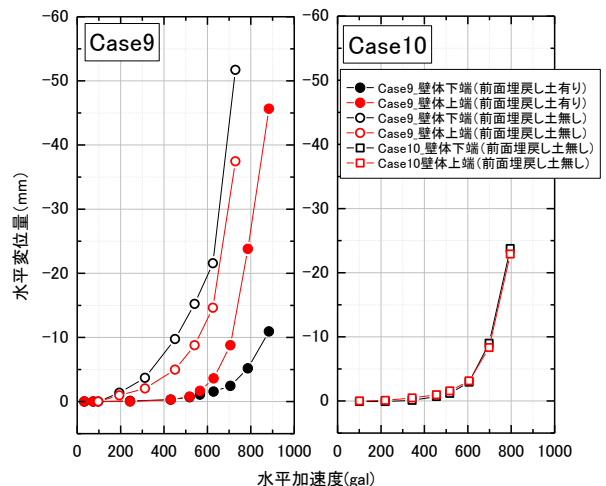


図-2 壁体水平変位量と水平加速度

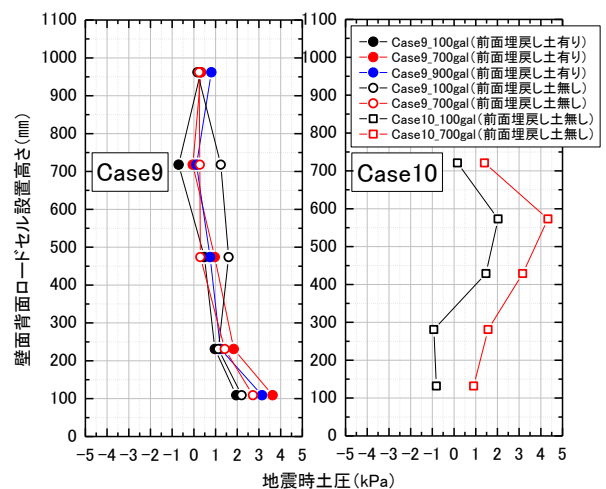


図-3 壁体に作用する土圧の分布

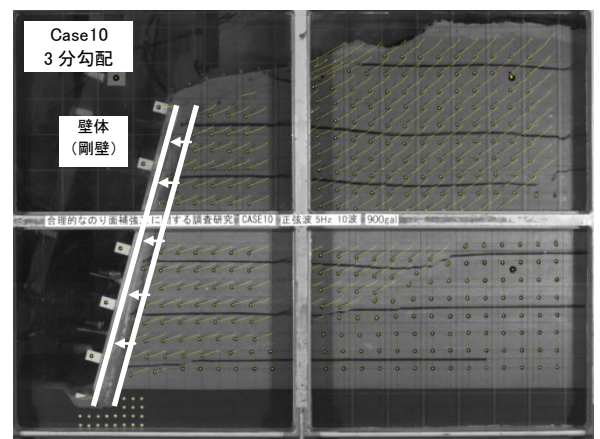


図-4 壁体変位および標点変位軌跡状況 (前面埋戻し土除去後_900gal)