

多数アンカー式補強土壁の地震時作用力に関する考察

豊橋技術科学大学 学生会員 ○佐藤 琢彦
 岡三リビング (株) 正会員 小林 悟史
 岡三リビング (株) 国際会員 小浪 岳治
 豊橋技術科学大学 国際会員 三浦 均也

1. はじめに

近年、2004年中越沖地震、2007年能登半島地震、2007年中越地震等の大型地震の発生が相次いでおり、道路構造物においても大きな被害が報告されている。一般に、補強土壁は柔な土構造物のため、コンクリート構造物に比べ、耐震性能が優れていることが知られている。しかし、その動的変形特性についてはあまり明らかになっておらず、設計時に耐震性を適切に評価する手法の確立が必要である。

本報では多数アンカー式補強土壁の実物大振動台実験結果より、地震時の慣性力、補強材に働く応力および壁面の変形挙動を検証したので報告する。

2. 実験装置および補強盛土

振動台実験装置はせん断土槽、油圧アクチュエータ、および計測器から構成される。せん断土槽の寸法は長さ(加振方向)10.0m、幅3.6m、深さ5.0mであり、この土槽内に実物大の多数アンカー式補強壁を構築し加振した。補強盛土の補強領域は現行設計法の内的・外的安定を満足させる長さとして、全段補強材長を3.5mとした。図1に補強土壁の断面図を示す。

盛土材料は日光珪砂6号を使用した。表-1に盛土材料の物理・力学特性を示す。

3. 計測データ

図-1には各計測器の位置を示している。計測されたデータの中から加速度計、タイバー(補強材)のひずみ、壁面の変位計のデータを整理した。加速度計は壁面材、補強盛土内、背面盛土内に設置され応答加速度を計測する。タイバー(補強材)のひずみゲージは各段に3箇所設置されており、タイバーの張力を測定する。壁面の変位計は各壁面材に1箇所設置され、加振時における壁面の変形量を計測する。なお、実験手順については文献¹⁾に詳しく記述されている。

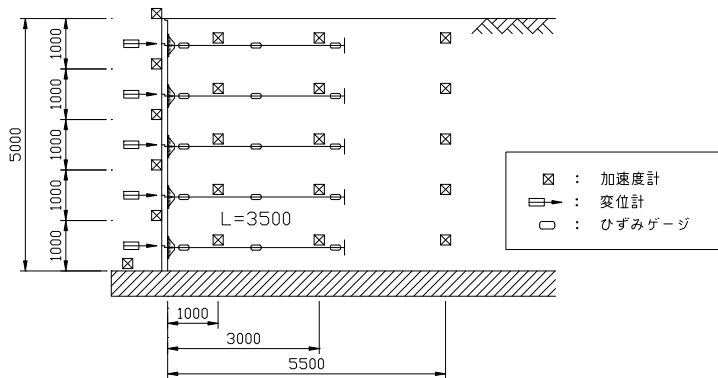


図-1 補強土壁断面図

4. 実験結果

(1) 入力加速度とフーリエスペクトル

図-2、図-3は正弦波1.5Hz、地表面加速度200galを入力した時の加振台加速度とそのフーリエスペクトルを示したものである。実験では、20波の正弦波を加振台に入力している。図-2、図-3を見ると、ほぼ目標どおりの加速度を入力できていることが確認できる。

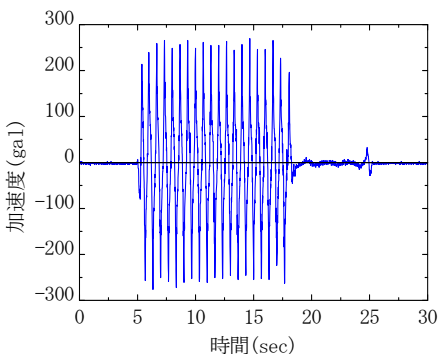


図-2 加振台加速度

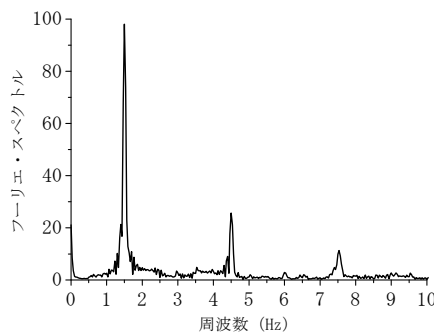


図-3 フーリエスペクトル

表-1 盛土材料の物理・力学特性

項目		
土粒子の密度 ρ_s	g/cm ³	2.643
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	g/cm ³	1.698
最小乾燥密度 ρ_{dmin}	g/cm ³	1.326
礫分 2~75mm	%	0
砂分 75 μ m~2mm	%	97
シルト分 5~75 μ m	%	3
粘土分 5 μ m未満	%	
均等係数 U_c		2.09
曲率係数 U_c'		1.00
最大粒径	mm	0.85
粘着力 c kN/m ²		0
内部摩擦角 ϕ 度		35

(2) 応答加速度特性

図4は壁面材、補強盛土内、背面盛土内の応答加速度を示している。壁面材の加速度は頂部の値を、盛土部の加速度はH=4.5mの値である。図4には入力加速度である加振台加速度も併せて図示している。補強土天端付近の応答加速度は、位相、振幅とも大きな差異が見られず、壁面材、補強盛土、背面盛土がほぼ一体化して挙動しているようである。

図5は壁面材頂部において最大加速度が観測された瞬間の補強盛土全体の加速度分布を示している。分布図の範囲は、加速度計が設置されている壁面高さ5m、加振方向長さ5.5mまでの範囲としている。補強盛土全体で見ても、壁面材、補強盛土内、背面盛土内に大きな違いなく、一体化して同期した挙動を示していることがわかる。

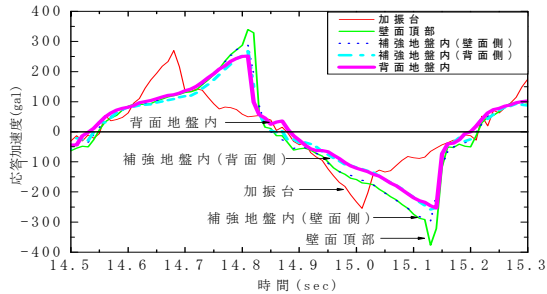


図4 補強土壁天端の応答加速度

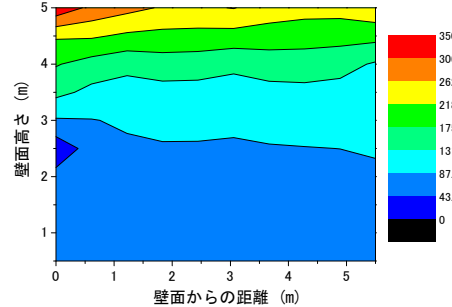


図5 応答加速度コンター図

(3) 壁面の変形時挙動

図6は壁面材の最大変位分布を示したものである。ここでいう最大変位とは、各変位計の高さ方向への積分値(図6の折れ線とx=0で囲まれる面積)が最大となった瞬間の値である。最大変位量は、前面側にH=1.5mの位置で約30mm、背面側に壁面材頂部で約50mm発生しているが、各段における変位の振幅に大きな違いは見られない。

図7は前面側への変位量が最大となったときの加速度分布を示している。このとき、補強土は最も大きな負荷を受けていると考えることができる。すなわち、図7は、補強土壁に作用する地震時慣性力分布と等価である。図7を見ると地表面付近で加速度に差異がみられるが壁面材、補強盛土内、背面盛土内の慣性力分布に明確な違いは見られない。このことから、地震時慣性力が作用した際、その背面側からの地震時土圧は作用していないと推察できる。

(4) タイバーに働く張力

図8は壁面が最も前面側に変形している時の計測されたタイバーの張力増分を補強土領域内に補間し、描いたコンター図である。タイバーの張力は、補強盛土の下部で壁面に近いほど大きい。また、アンカープレートが設置されている壁面からの3.5m離れの地点ではほとんど張力が作用していない。これは、振動台に作用する地震動は、まず壁面材に伝わり、壁面材に剛結されたタイバーと地盤との摩擦によって消散するためであると考えられる。設計時に想定するような主働崩壊線の存在は今回の実験結果からは確認されなかった。

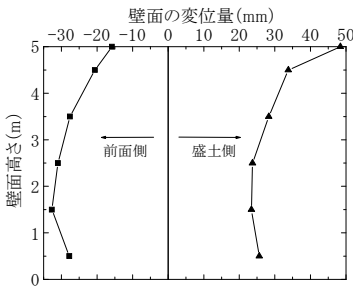


図6 壁面材の最大変位

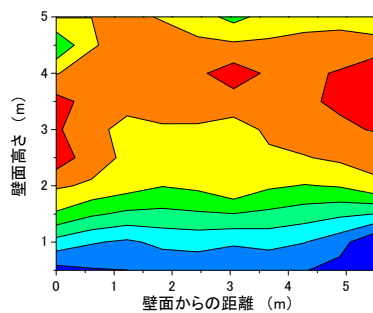


図7 地震時慣性力分布

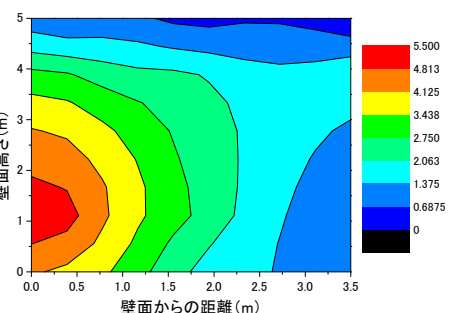


図8 タイバー張力分布

5. まとめ

多数アンカー式補強土壁の実物大振動実験の結果をもとに整理し、以下のことを確認した。

- ① 壁面材、補強盛土内、背面盛土内の挙動がほぼ同じ特性を示しており、地震時より一体化した挙動を示す。
- ② 壁面が最大変形した瞬間の加速度応答から、地震時の外部安定の検討に用いられる補強盛土内の自重に起因する地震時慣性力と背面盛土内の地震時背面土圧は同時に作用していないことを確認した。
- ③ 地震時における壁面材と補強盛土の一体化と安定化を図る上で、タイバー(補強材)と地盤の摩擦抵抗が大きな役割を果たしていることがわかった。また、張力分布から補強土盛土内に地震時のすべり線が発生しないことが確認できた。

参考文献

- 1) 青山憲明、菊池信夫、小浪岳治、三上和久：大型せん断土槽を用いた多数アンカー式補強土壁の実大振動台実験(その1 実験概要) 第35回地盤工学会研究発表会、2000