

緊結式両面アンカー補強土壁を対象とした動的遠心模型実験 -加振時変形挙動-

補強土工法 遠心力模型実験 振動台実験

岡三リビング 国際会員 ○林 豪人 小浪 岳治
豊橋技術科学大学 国際会員 三浦 均也 非会員 大黒 華林

1. 背景及び目的

近年、特に橋台アプローチ部において、左右の補強材が独立している独立式の両面アンカー補強土壁もしくは緊結されている緊結式の両面アンカー補強土壁のいずれかの両面アンカー補強土壁が適用される場合がある。独立式の両面アンカー補強土壁に関しては地震動による破壊形態を検証した事例¹⁾はあるが、緊結式のアンカー補強材の破壊形態を検証した事例はない。そこで緊結式の両面アンカー補強土壁を対象とした動的遠心模型実験を実施しその破壊形態を確認するとともに、その加速度応答を独立式の両面アンカー補強土壁と比較することで破壊形態の違いについて検証した。

2. 実験方法

本実験では、遠心力载荷実験装置を用いて 20G の遠心場で動的遠心模型実験を行った。内寸が高さ 500mm、幅 1500mm、奥行き 300mm の鋼製大型土槽の中に、図 1 に示すケース A (独立式) 及びケース B (緊結式) のそれぞれの両面アンカー補強土壁の模型を作製した。高さ 50mm、厚さ 6mm、奥行き 73mm のアルミ製の板に L 型の金具を取り付け、そこにアンカー補強材をボルトにより上下方向に回転可能となるように取り付け、壁面模型を多層に積み上げることでアンカー補強土壁の模型を作製した。左右の壁面材の目地からの盛土材の流出を防止するため、目地の裏には不織布を設置した。なお、独立式の両面アンカー補強土壁の補強材の敷設長さは「多数アンカー式補強土壁設計・施工マニュアル」²⁾に記載されている設計方法に従って設定した。基礎地盤及び盛土材は珪砂 7 号を使用し、それぞれの相対密度を 90% および 70% で作製した。図 1 に模型の概要及び水平加速度計の設置箇所を示す。補強土壁の左側・中央・右側に加速度計を設置しているが、加速度の変化はほぼ同様であることから今回は代表として中央の加速度計で計測した値を用いて評価を行った。20G の遠心場において段階的に加振を行った。以後、物理量については重力場換算で示す。

波形は図 2 に示すように、周波数 2Hz の正弦波を主要動として 20 波、及びその前後に同じ周波数のエンベロープを付加した。各ケースでのステップごとの主要動の最大平均加速度の絶対値を図 3 に示す。ステップ 7 までは両ケースの加速度はほぼ同程度である。なおケース A (独立式) では図 4 に示す通り、ステップ 10 で右側の補強土壁にすべり線が発生し大変形した。¹⁾

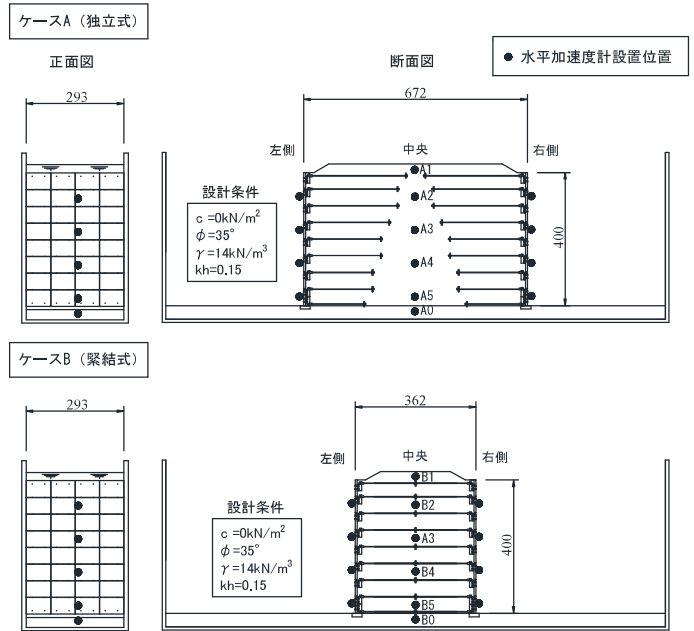


図 1 両面アンカー補強土壁の模型の概要及び加速度計設置箇所

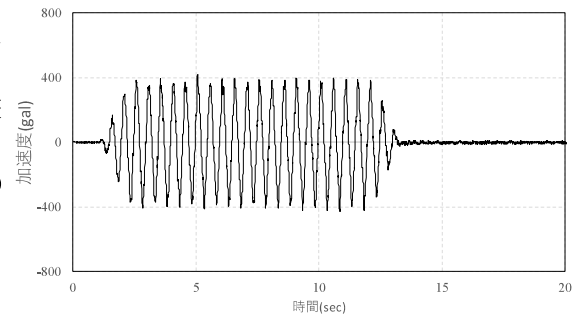


図 2 入力波形 (重力場換算, ケース A, ステップ 2 の例)

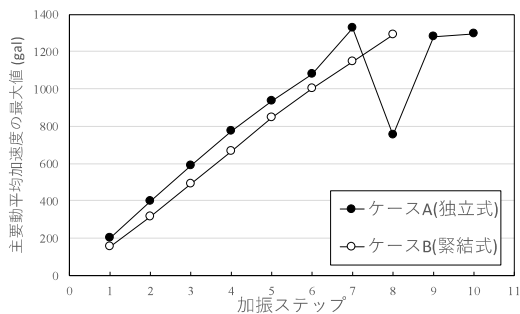


図 3 各ステップにおける主要動平均加速度の絶対値

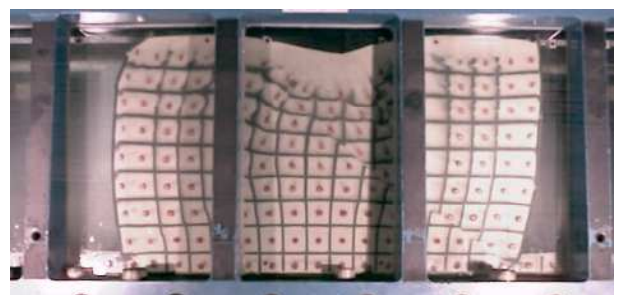


図 4 独立式の両面アンカー補強土壁の破壊形態¹⁾

The behaviour of back-to-back tied Multi-Anchored Reinforcement Soil Walls due to dynamic centrifuge test

Konami Takeharu & Hayashi Taketo, Okasanlivic Co., Ltd.
Miura Kinya & Daikoku Karin, Toyohashi University of Technology

3. 実験結果

図5にケースB（緊結式）のステップ8における両面アンカー補強土壁の変形状況を示す。上部の壁面が若干内側に引き込まれているが全体として変形量はごく小さいことが分かる。これは左右の壁面材が補強材によって緊結されており、ステップ8に至っても補強材の破断が生じていないためと考えられる。図6にステップ8の加振終了後に上方から補強土壁を撮影した状況を示す。最上段の壁面材の一部が前後方向に大きくずれたために盛土材が漏出してしまい、もはや補強土壁としての構造を保持しないと判断し、この段階で実験を終了した。なお撮影した動画で確認したところ、盛土材の漏出はステップ7の時点で既に発生していたことが分かっている。ケースA（独立式）の両面アンカー補強土壁のように徐々に変形して最終的にすべりが発生する破壊形態とは異なり、ケースB（緊結式）では、ある加振ステップで壁面材間からの盛土材の漏出が発生し補強土壁としての機能を失うことが分かった。

図7にケースA（独立式）とケースB（緊結式）の基礎地盤の水平加速度（A0, B0）に対する補強土壁中央の水平加速度の応答（A1~4, B1~4）を示す。補強土壁の上部における水平加速度（A1,2 及び B1,2）の基礎地盤に対する応答は両ケースで大きな違いは認められないが、補強土壁の下部における水平加速度（A3,4 及び B3,4）に着目すると、ケースA（独立式）と比較してケースB（緊結式）は基礎地盤の水平加速度とほぼ同じ挙動を示しており、中間の高さであるB3では加速度の増幅が認められた。

図8に両ケースにおける各高さの水平加速度とその直下の加速度計で計測した水平加速度との相関係数を示す。ケースA（独立式）では加速度計の各高さの相関係数が正であるのに対して、ケースB（緊結式）では補強土壁の上部で急激に負の相関になることが分かる。このことから、補強土壁の上部での上下の加速度応答の差が、ケースB（緊結式）の最上段の壁面材を大きく変位させた要因であると考えられる。

なお図9にケースB（緊結式）と近年発生した3つの大地震の加速度の累積パワーを示す。ケースB（緊結式）の加速度の累積パワーは、ステップ3で全ての大地震における地震時の累積パワーを上回り、ステップ7においては、東北地方太平洋沖地震の地震時の累積パワーの10倍以上あることが分かる。このことから、本実験で補強土壁に作用させた地震動は、現実には生じうる地震動と比較してはるかに大きく、地震動の周波数特性の違いにより一概には言えないものの、補強土壁にとって相当厳しい作用であったことを付言しておく。

4. 結論

本実験で得られた結論は以下の通りである。

- ・ 緊結式のアンカー補強土壁は、ステップ7（約1200gal）において最上段の壁面材が大きく変位し、盛土材が漏出した。
- ・ 独立式のアンカー補強土壁と比較して、緊結式のアンカー補強土壁の中間部から上部の加速度応答は高さ方向に逆位相に近づいており、このことが最上段の壁面材のずれを生じさせ、結果として盛土材の漏出に至ったと考えられる。

<参考文献>

- 1) 林豪人, 小浪岳治, 三浦均也, 小林睦: 両面アンカー補強土壁を対象とした動的遠心模型実験—安定性と残留変形—, 第53回地盤工学研究発表会, pp.1675-1676, 2018.
- 2) 多数アンカー式補強土壁 設計・施工マニュアル第4版, 土木研究センター, 2014.8.

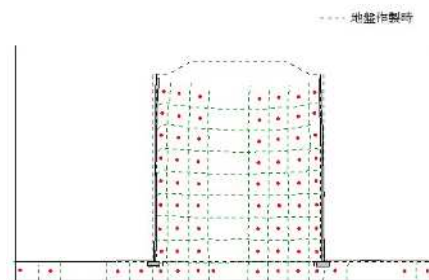


図5 ケースB-ステップ8の変形状況



図6 ケースBの加振後の天端の変状

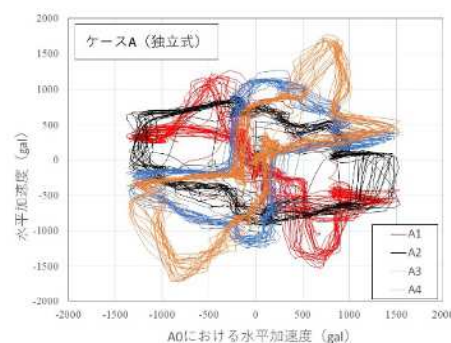


図7 ステップ7での加速度応答

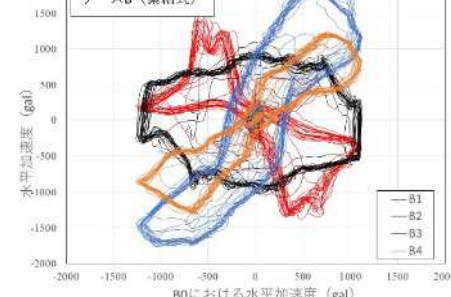


図8 水平加速度の相関係数

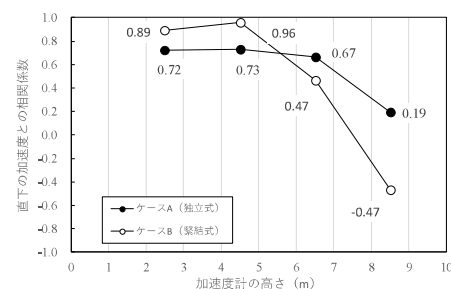


図9 地震動の累積パワー