

形式の異なる両面アンカー式補強土壁の地震時挙動について

補強土工 振動台実験 遠心模型実験

豊田工業高等専門学校 学生会員 ○鈴木恒太
豊田工業高等専門学校 国際会員 小林 陸
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, 林豪人

1. はじめに

道路交通網を充実させるにあたって、事業費を削減できる補強土壁の採用事例は多い。特に、構造物取付け部に採用される際には、しばしば補強土壁が両面壁で構成される場合がある。一般にアンカー式補強土壁の支圧版埋設位置は、補強領域の内的安定照査によって決定されるものであり、両面壁での道路幅員によっては、補強領域が独立する場合と異なるケースが生じてくる。すなわち、それぞれの壁面からのタイバーが他方の補強領域内まで達する場合があります。このときは、タイバー同士を緊結して対応している。さらに、道路線形が直線でない場合は、タイバーを緊結できないため両壁面からの支圧版が交差して埋設しなければならない。このような、補強材設置状況が異なる場合の地震時挙動は、これまで明らかにされていないのが現状である。したがって、マシブな構造物との取付け部において、柔軟な構造を有する補強土壁が地震時に被災すると、道路平面の連続性が保たれなくなり、ときに緊急輸送路として機能しなくなる。そこで本研究では、このように補強材設置状況が異なる場合のアンカー式補強土壁の地震時性能を明らかにするために、一連の遠心模型実験を実施したので、以下に報告する。

2. 実験システム

実験条件を表1に示し、図1に模型地盤概要を示す。模型縮尺は1/50であり、壁高は実規模換算で6mになるように壁面パネルを6段積みとした。下端から2, 4段目の補強材設置層の挙動を観察するために、壁面パネルおよびアンカープレートに小型圧力計(EP, PR)を設置した。ケースC425では、アンカープレートの交差長さが15mmになるように補強材を設置している。アンカープレートには実規模換算0.3m×0.3m

表1 実験条件

実験コード	補強領域	タイバー長 (mm)
L375	独立	75
C425	交差	85
J775	結合	155

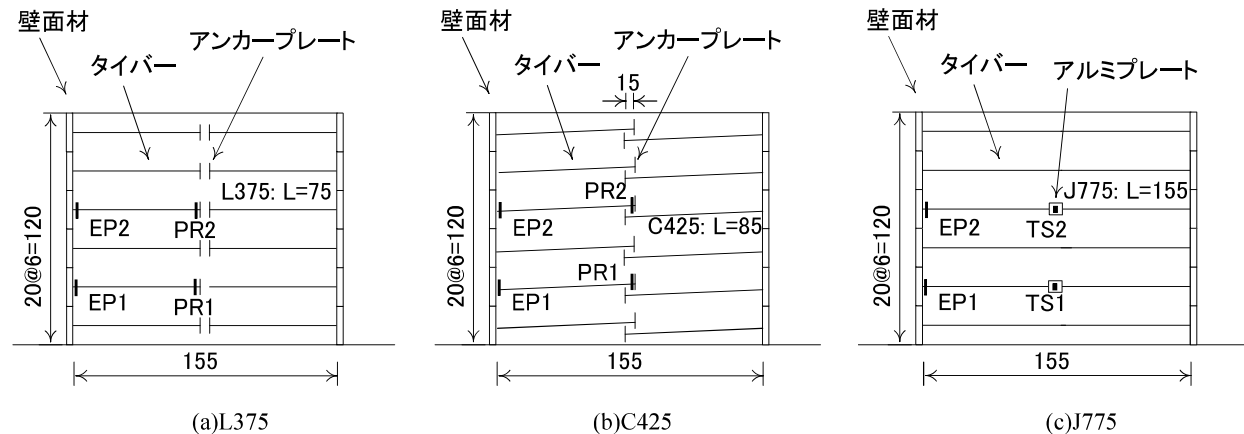


図1 模型地盤概要

となるように6mm×6mmのアルミプレートを用いた。ケースJ775では、アルミ板にひずみゲージを貼付し、このアルミ板に両壁面パネルからのタイバーをモデリングしたφ0.45mmの針金を固定して地震時にタイバーに作用する張力を測定する。裏込め地盤は、タイバー設置層毎に乾燥させた豊浦砂を相対密度 $Dr=97.5(\pm 2.5)\%$ になるように振動締め固め法によって作製した。図2のような模型地盤



図2 完成した模型地盤(L375)

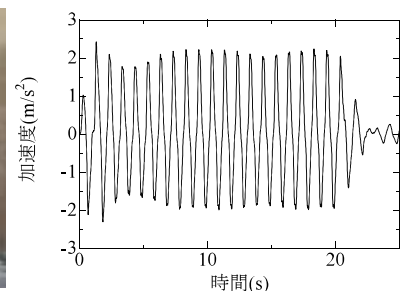


図3 振動台応答加速度

Influence of shape on seismic performance of double-faced reinforced soil retaining wall

Kouta SUZUKI, Makoto KOBAYASHI (Toyota National College of Technology), Kinya MIURA (Toyohashi University of Technology), Takeharu KONAMI, Taketo HAYASHI (Okasan Iivic Co. Ltd.)

を遠心力荷重装置に搭載し、50Gの遠心加速度を付与した後に、図3に示すような実規模換算で加速度振幅2.0m/s²、周波数1Hzの正弦波を20波与えた。

3. 実験結果および考察

図4に遠心荷重中の加振前後の模型地盤の様子を示す。この図には、変形の視認性を高めるために、模型地盤の周囲にそれぞれの実験ケースごとに同サイズの白い枠線を記入した。ケースL375の場合のみ盛土天端中央部の沈下と壁面パネルの倒れが確認できる。ところが、この倒れは両壁面とも2.25%であり、被災度判定では「変形・損傷なし」の最も危険度の低いレベル¹⁾に位置づけられる。このことから、補強土壁の耐震性能が高いことが改めて確認できる。また図4(a)の加振後の画像に内部摩擦角44度を基にした主働崩壊線を示す。これより、盛土天端の沈下領域は、主働崩壊線の外側であることから、このケースにおける変形がアンカープレート²⁾の引抜きではなく補強領域全体が前方に滑動したことによるものと推察される。このことが示唆しているのは、地震時においても引抜きに対する安定性が確保できているならば、補強領域が重なり合うことでさらに高い耐震性能を示すということである。実際に、ケースC425の加振前後の変形を比較すると、それはわずかであり、画像から読み取った変位量から算出される壁面の倒れは0.4%と1.2%であった。このことは、補強材が他方の補強領域に干渉する場合、双方の柔軟な補強領域が一体となって振動するために、変形が抑制されることを示すユニークな結果であるといえる。他方、ケースJ775では、C425のように疑似的に補強領域が一体となっているのではなく、タイバーが緊結された

ことで、ほかの2ケースと比較して縦横比が小さくなった1つの補強土壁が振動したことになるため、加振後にわずかな変形さえも確認することが出来なかった。

図5に加振中の圧力計によって算出した壁面パネルに作用する土圧とアンカープレートに作用する引抜き抵抗力の時刻歴を示す。L375においては、土圧と引抜き抵抗力が同程度であるものの、許容引抜き抵抗力を下回っていることから引抜き破壊に至っていないことが指摘できる。一方、C425では、L375に対して壁面土圧も引抜き抵抗力も小さいことが指摘できる。これは補強材による拘束効果によって見掛けのせん断強度が増加した補強領域がラップしているために、それらが自立した壁体を構成したかのような挙動をすることで、壁面土圧が小さくなったものと推察される。このような一体化のため引抜き抵抗力が小さくなったと考えられる。図6に土圧、タイバー張力の時刻歴を示す。タイバーを緊結したJ775では、壁面土圧がL375と同様であることが指摘できる。つまり、双方の補強領域が干渉しているのではないと考えられる。しかしながら、変形が生じなかったのは、双方の壁面パネルが支圧版の役割も果たしているためであると推察される。

《参考文献》

1)多数アンカー式補強土工法 設計・施工マニュアル 第4版 pp.236-237, 2014

謝辞

本研究は、JSPS 科研費 26420490 の助成を受けたものです。ここに謝意を表します。

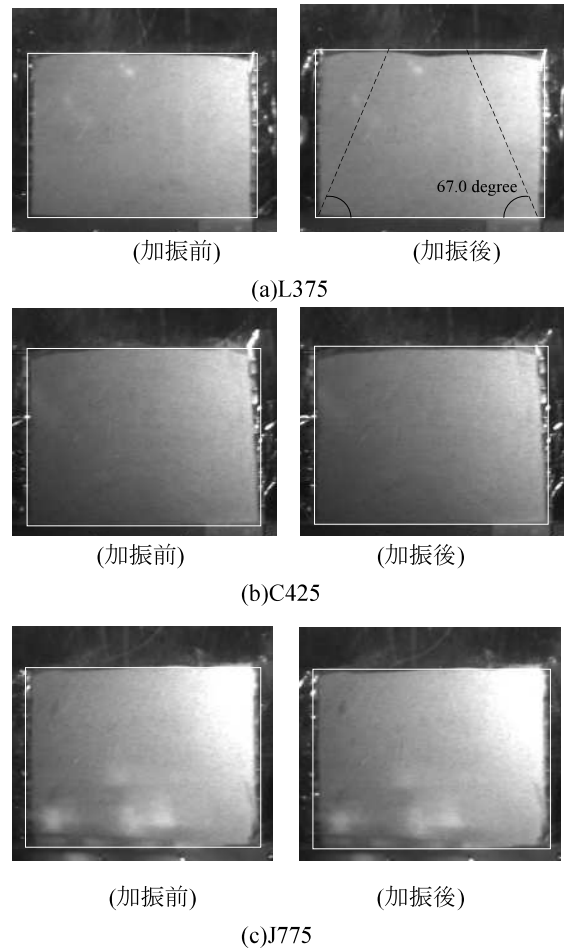


図4 加振前後の模型地盤の状況

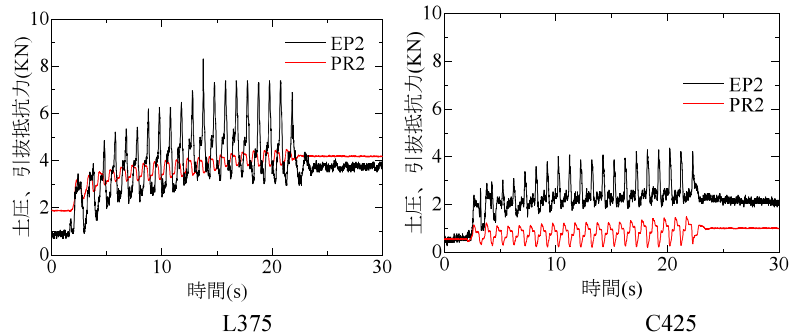


図5 壁面土圧土圧、引抜き抵抗力の時刻歴

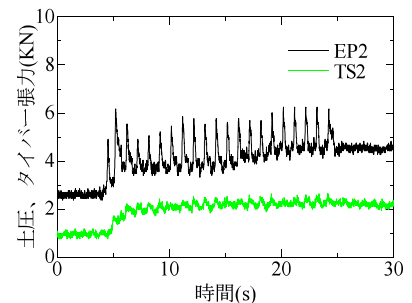


図6 壁面土圧、タイバー張力の時刻歴