

第3セッション
(15:55～16:50)

司会 松田 達也
(豊橋技術科学大学)

両面アンカー式補強土壁の補強メカニズム Reinforcement Mechanism of Multi-Anchor Wall with Double Wall Facing

鈴木恒太¹，小林睦¹，三浦均也²，小浪岳治³，林豪人³

1 豊田工業高等専門学校 環境都市工学科 makotok@toyota-ct.ac.jp

2 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系

3 岡三リビック株式会社・ジオテクノ本部

概 要

近年の地震時被害調査では、橋台とその取り付け部の両面補強土壁との間に段差が生じ、緊急輸送路として機能していないことが指摘されている。このような両面補強土壁の地震時挙動は明確になっていないのが現状である。そこで本研究では、水平方向に変形を拘束されるような地盤において、アーチ作用によって鉛直土圧が小さくなる事に着目し、両面補強土壁だけでなく水平方向に移動しない壁面での土圧特性を調べるための一連の遠心模型実験を行った。その結果、水平方向の移動量が少ない両面壁では、地盤内にアーチ作用が生じており、補強材がある場合は、補強領域内にさらに強いアーチ作用が生じている事が確認できた。

キーワード：補強土壁，遠心模型実験，振動台実験

1. はじめに

一般に、補強土構造物は耐震性が高いことが知られている¹⁾²⁾。そこで、この種の構造物の地震時性能を明らかにするために、補強土構造物の地震時挙動に関する研究事例は少なくない³⁾。一方で、東日本大震災では、補強土壁と隣接する構造物との間に段差が生じたと報告されている⁴⁾。柔軟な構造である補強土壁が、マッシブな構造物と隣接する部分において地震時に変形すると、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可能性がある。そこで主要な道路では、橋台アプローチ部およびボックスカルバート隣接部においては、道路の安全性や供用性に影響する重要な部分であるために連続性を確保する構造でなければならないと定められた⁵⁾。

アンカー式補強土工法は、壁面のコンクリートパネルに緊結されたタイバーにアンカープレートを設置し、そのアンカープレートによる引抜抵抗力によって壁面に作用する土圧に抵抗する補強土工法である。支圧版埋設位置は、補強領域の内的安定照査⁶⁾によって決定される。ところが、図1に示す両面補強土壁の補強材設置状況のように、道路幅員によっては、(c)嵌合式のようにアンカープレートが他方の補強領域内に設置することになり、補強領域がラップするケースがある。補強土壁の内的安定については、従来の設計手法で検証できるものの、地震時挙動においては、補強領域相互が及ぼす影響は未知

である。そこで、筆者らは、補強材設置位置が地震時挙動に及ぼす影響を調べるために、一連の遠心模型実験を実施してきた。その結果、独立式に比べて嵌合式のケースにおける地震時変形量が小さいことが分かった⁷⁾。また、地下水の影響を受けるアンカー式補強土壁の地震時挙動に関する研究においては、補強領域が一体となって滑動することが明らかにされている⁸⁾。これらのことから、アンカー式補強土壁の補強メカニズムを改めて検証する必要があると考えられる。

本研究では、両面アンカー式補強土壁の補強メカニズムを明確にするために、補強領域に生じる拘束効果を検証する。そこで、補強材設置位置の影響や固定壁により挟まれた地盤の常時および地震時の鉛直土圧特性に着目した一連の遠心模型実験を行った。

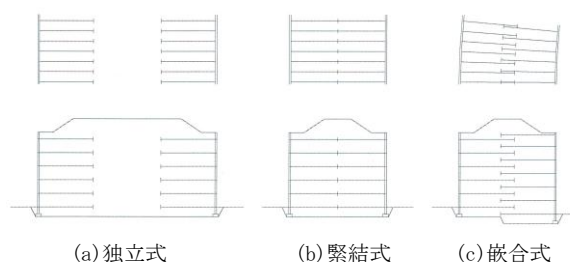


図1 両面補強土壁の補強材設置状況
(上：平面，下：断面)

2. 実験システム

2.1 模型地盤作成

実験条件を表 1 に示し、図 2 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。鉛直土圧を測定するために、模型地盤底面の壁面側と中央に小型圧力計（EPv1, EPv2）を設置した。F775 のケースでは、図 2(a) のように模型地盤の高さを 12cm、幅を 15.5cm で壁を固定した。F1250 は高さを 12cm、壁の幅を 25cm で固定した。水平土圧を測定するため固定壁の下から 3cm、7cm に小型圧力計を張り付けた。F775 と C425 では、アーチ作用を確認するため、基盤から高さ 3cm に圧力計を設置し鉛直土圧を測定するケースも作製し、実験コードを FU775 と CU425 とした。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。LO425 は補強領域単独での一体化を検証するために、図 2(c) のように片面のみ補強材を用いて作製した。また、補強材有りのケースでは、下端から 2、4 段目の補強材設置層の水平方向の土圧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。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 D_r が 95~100% に

なるように振動締め固め法によって作製した。

2.2 遠心力場加振実験

作成した模型地盤を遠心力载荷装置に搭載し、50G の遠心加速度を付与させたのちに実規模換算で加速度振幅 2.0m/s^2 、周波数 1Hz の地震波を 20 波与えた。

3. 実験結果

3.1 遠心载荷中の鉛直土圧

表 2 に 50G 到達時の鉛直土圧を示し、遠心载荷中の鉛直土圧の時刻歴を図 2 に示す。基盤で土圧を測定したケースはすべて鉛直土圧の値が計算値 96.7kPa より小さい値となり、すべてのケースにおいて、壁面近傍で測定した土圧が中央よりも大きいことが確認できる。これは盛土内に働くアーチ作用によって中央部の土被り圧が見かけ上小さくなり壁面側に土圧が伝わったと考えられる。

まず、アーチ作用の影響を検証する。表 2 より、固定した壁面の間隔を広くした F1250 においては F775 に比べて、壁面側中央ともに鉛直土圧が大きくなった。F1250 においては、壁面近傍の圧力計を壁から 6.8cm 離れたところに設置したことによってアーチ作用による壁面側

表 1 実験条件

実験コード	補強材長 (mm)	鉛直土圧 測定位置
F775	固定壁	基盤
F1250	固定壁	
L0425	85(片面)	
C425	85	
L375	75	
CU425	85	高さ 3cm
FU775	固定壁	

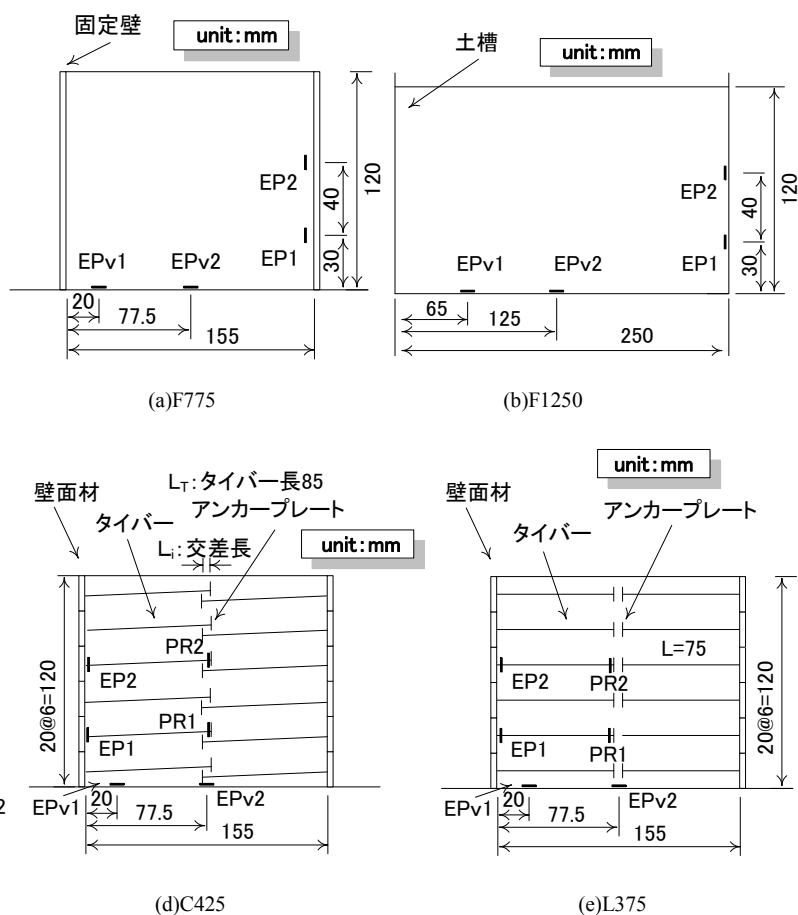


図 2 模型地盤概要図

への鉛直土圧の増分が小さくなり、中央の土圧との差が小さくなったと考えられる。F775 より鉛直土圧が大きくなったのは、壁の間隔が広がったことによってアーチ作用の影響が小さくなったためだと考えられる。補強領域とアーチ作用の相互の影響を検証してみると、片面の LO425 においては中央の土圧が F775 と同程度であることから、補強領域が疑似壁体となっていると推察される。パネル近傍の土圧が F775 と大きく違わないため、補強領域内でアーチ作用が生じるほどの強い拘束効果はないと推察できる。しかし、補強領域が交差した C425

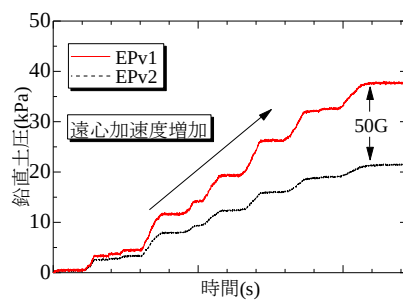
を見てみると、パネル近傍、中央の土圧が F775 とおおよそ同じ値であることが確認できる。このことから、補強領域内にも拘束効果によるアーチ作用が生じていると推察できる。また、L375 においては C425 より中央の土圧が小さい値を示していることが確認できる。これは、補強領域が疑似壁体をなしていることで、その壁体間にアーチ作用が生じ、土圧が軽減されたと考えられる。

これらのことから、補強領域内にも、拘束効果によるアーチ作用が生じていることで補強領域が疑似壁体となって挙動していると考えられる。

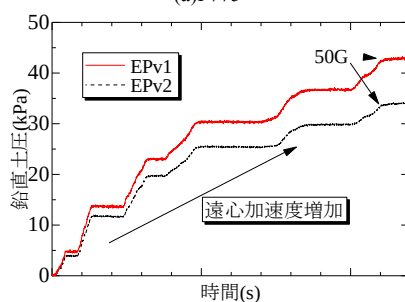
一方、基盤から高さ 3cm で土圧を測定した二つのケースでは、壁面近傍の土圧が、計算値 72.5kPa より大きく

表 2 50G 到達時の鉛直土圧(kPa)

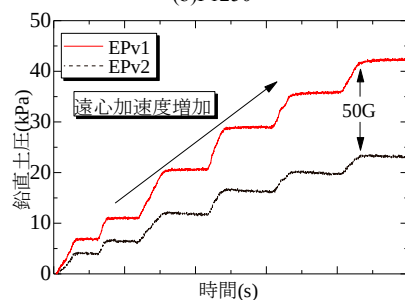
実験コード	EPv1(壁面側)	EPv2(中央)
F775	37.7	21.4
F1250	42.8	33.8
LO425	42.2	22.7
C425	41.3	24.2
L375	34.3	12.5
CU425	80.5	36.8
FU775	85.0	54.8



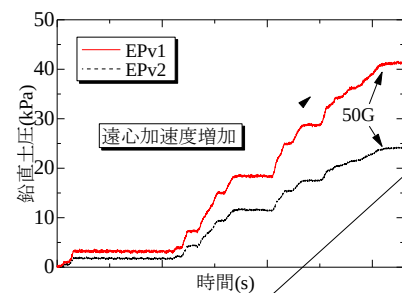
(a)F775



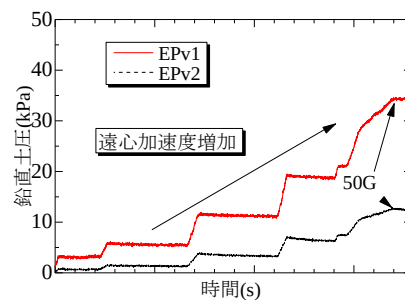
(b)F1250



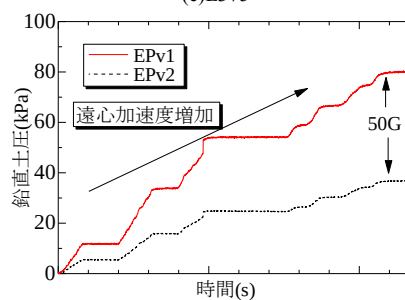
(c)LO425



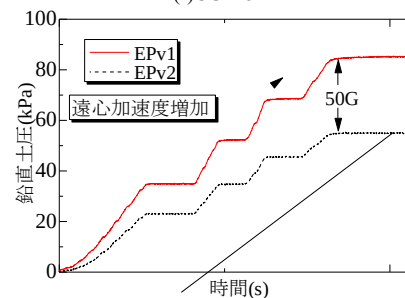
(d)C425



(e)L375



(f)CU425



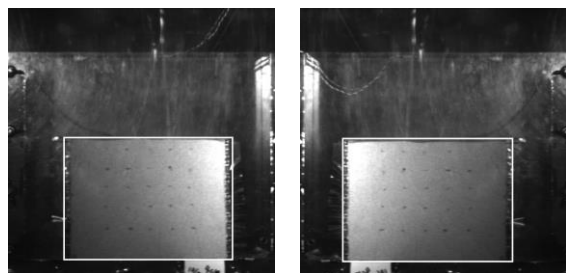
(g)FU775

図 3 遠心力载荷中の鉛直土圧

なった。これは、アーチ作用の影響による土圧の増分であると考えられる。CU425 と FU775 は壁面近傍の土圧は同程度であるが中央の土圧は CU425 のほうが小さいことが確認できた。これは、補強材の拘束効果によるアーチ効果によって土圧が軽減されたと考えられる。

3.2 遠心力場加振実験

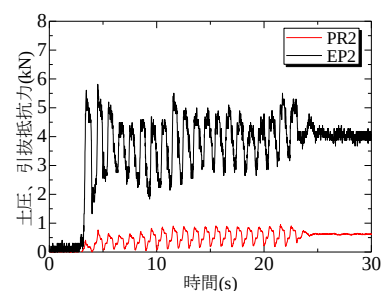
図3はL375における加振前後の様子を示したものである。L375とLO375の両壁面の倒れが2.25%だったのに対して、C425では0.9%と変形が小さいことが確認さ



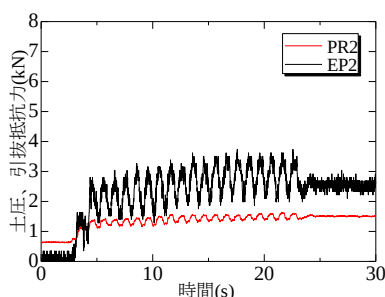
(a)加振前

(b)加振後

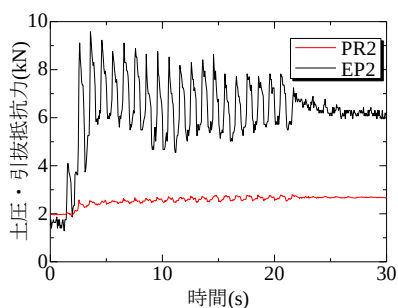
図3 L375における加振前後の様子



(a)L375



(b)C425



(c)LO425

図4 加振中の土圧、引抜き抵抗力

れた。

加振時の水平土圧の時刻歴を図4に示す。加振中の水平土圧をみると、すべてのケースにおいて、引抜抵抗力が許容値に達していないことから、引抜きには至っていないことが確認できる。このことから多数アンカー式補強土壁の耐震性能の高さがうかがえる。一方、C425では、L375に比べ壁面にかかる水平土圧が小さくなった。これは、構造物全体が一体となって振動したことで、地盤の縦横比が小さくなったことによるものと考えられる。図4(b)より、C425の引抜き抵抗力が、L375より大きいことから、滑動しようとする一方の補強領域を他方のアンカープレートが抵抗している様子がうかがえる。

これらのことから、C425ではL375に比べて補強材による拘束効果が大きいと考えられる。このことからL375において鉛直土圧の増加が抑えられたのは、補強材の拘束効果によるものではなく、補強領域が疑似壁体をなして挙動している事によって、その壁体間に生じたアーチ作用によって鉛直土圧が抑制されたと考えられる。LO375において土圧が大きくなったのは、補強領域背後の地盤の影響であると考えられる。

4. まとめ

補強領域が独立したL375、LO375においては、補強領域が一体となって挙動することが確認できた。しかし、引抜きには至っていないが2つの補強領域が別々で挙動してしまうため、加振時に滑動し、変形が生じてしまったと考えられる。一方、補強領域が交差するC425においては、水平土圧が小さくなることが確認でき、変形が抑制されることがわかった。このことから、両面アンカー式補強土壁において補強材を交差させることで安定性が向上することがわかった。

参考文献

1. F. Tatsuoka, M. Tateyama and J. Koseki : Performance of soil retaining walls for railway embankments, Soils and Foundations, Special Issue of Soils and Foundations, pp.311-324, 1996.
2. J. Koseki, R.J. Bathurst, E. Güler, J. Kuwano and M. Maugeri : Seismic stability of reinforced soil walls, Proceedings of the 8th international conference on geosynthetics, pp.51-77, 2006.
3. 辻慎一郎, 竜田尚希, 王宗健, 久保哲也, 荒井克彦 : 二重壁構造を有するジオテキスタイル補強土壁の耐震性能 : 動的遠心模型実験, ジオシンセティックス論文集, 第26巻, pp.47-54, 2011
4. 多数アンカー式補強土壁協会 : 多数アンカー式補強土壁工法 東日本大震災被災度調査報告書, 2011
5. 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, I 共通編IV下部構造編, pp.261-264, 2012

6. 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル，2002
7. M. Kobayashi, K. Miura, T. Konami, T. Hayashi and K. Suzuki : Seismic performance of multi-anchor wall with doouble-wall facing, Japanese Geotechnical Society Special Publication, Vol.4, No.2, pp.9-12, 2016.
8. M. Kobayashi, K. Miura, T. Konami and T. Hayashi : Seismic performance of multi-anchor wall with high ground water level, Geotechnics for sustainable infrastructure development, pp.871-876, 2016

地盤改良による既設のボックスカルバート構造物の耐震性能評価に関する

1G 振動台模型実験及びその解析

Experimental study and analysis on seismic resistance of box culvert by ground improvement.

長野兄裕¹, 西遥輝², Kheradi Hamayoon³, 岩井裕正⁴, 張鋒⁵

1 名古屋工業大学・大学院工学研究科社会工学専攻・29415074@stn.nitech.ac.jp

2 横河住金ブリッジ(元名古屋工業大学大学院/工学研究科創成シミュレーション専攻)

3 元名古屋工業大学大学院/工学研究科創成シミュレーション専攻

4 名古屋工業大学・工学部社会工学科

5 名古屋工業大学・工学部社会工学科

概 要

1995年に発生した兵庫県南部地震により、ボックスカルバート構造物である神戸高速鉄道・大開駅は大きく損壊し、周囲の交通機能を麻痺させた。旧設計指針に基づく構造物の耐震性能が不足している可能性があることを鑑み、本稿では既存ボックスカルバート構造物の耐震性能の向上を目的とし、ボックスカルバート構造物周辺の地盤改良を施した場合の耐震性能について 1G 振動台装置を用いた模型実験を実施した。ボックスカルバート構造物模型の側面地盤を改良した場合と無補強の場合を比較した結果、改良体の有無および形状がボックスカルバート構造物の耐震性能に大きく影響を及ぼすことが分かった。また、実験と同様なパターンで数値解析を行い、解析の信頼性を確認すると同時に、耐震性能の数値実験による比較検討の可能性を検証した。

キーワード：地盤改良，振動台実験，ボックスカルバート

1. はじめに

日本は国土の 73%を山地が占めており、狭い平野の中に日本の全人口の半分の人が暮らしている。そのうえ、平野内には交通機関やライフライン、居住施設、商業施設など様々な構造物が存在しており、新たに広いスペースを確保するのはとても困難である。そのため、土木構造物はよりスペースを確保しやすい地下空間へ進出するようになり、それらの構造物は地中構造物と呼ばれるようになった。

地中構造物は地上構造物に比べて安全だと言われている。その理由としては、地中構造物は周辺地盤に拘束されているため、構造物が振動した際の逸散減衰が非常に大きいことや、内空断面を含めた見かけの単位体積重量が周辺地盤の単位体積重量よりも小さいことから地上構造物とは異なった振動メカニズム、つまり共振しにくい上に一度起こった振動がすぐに収まるようになっていると考えられているためである。また、地震が発生すると地下から伝播する地震動は地表面に向かって増幅していくため、地中では地表に比べて地震動が小さくなるというのも地中構造物が地上構造物に比べて安全だと考えられている理由

の一つである。

しかし、近年の大地震によって地中構造物が損壊する事例が度々見られるようになった。

代表的な例として兵庫県南部地震により大きな被害をもたらされた神戸高速鉄道・大開駅がある。大開駅は多層地盤中に開削工法により埋設されたボックスカルバート構造物であり、1995年1月17日5時46分に発生した兵庫県南部地震により35本あった中柱のうち31本が圧壊し、120mにわたって天井がM字型に折れ曲がるという被害がでた。その様子を図1及び図2に示す。また、大開駅直上の国道28号の道路は最大で2.5mにも及ぶ陥没が起り、地下鉄道の運行不能による機能損失や経済損失のみならず、上部道路の交通機能の損失という多大な被害を与えた。このような事故が起こった主原因としては、水平地震動による地盤のせん断変形とそれに伴う上載土のせん断荷重が構造物に強く作用しており、巨大地震動を想定していない旧設計指針のもとで設計された大開駅では耐えられなかったためであると考えられている。また、特に破損の大きかった中柱部分に注目すると、設計基準の問題の他に

RC 製中柱と上床版との連結部分が解析時に設定されていたヒンジ構造ではなく剛結構造に近かったことが原因で、この部分に想定していた以上の大きなせん断力、曲げモーメントが生じたとされている。そのため、既設のボックスカルバート構造物に対しては、周辺地盤の地盤改良によって対策をする必要がある。

本研究では、以上のような背景から、既設のボックスカルバート構造物の耐震性能の向上を目的に、1G 場振動台実験装置を用いた 1/30 スケールの模型実験及び同条件による数値解析を行うことによって、地震発生時に改良土の有無及び形状がボックスカルバート構造物に及ぼす影響を比較検討した。

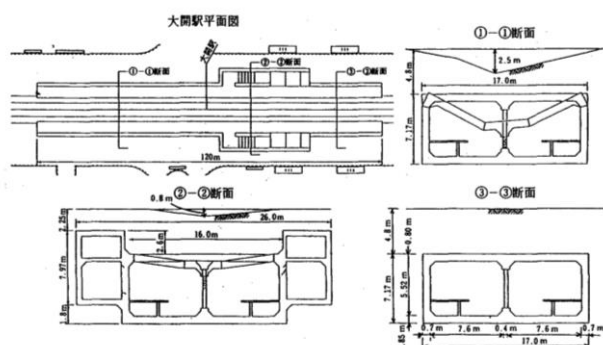


図 1 大開駅被害図¹⁾



図 2 大開駅被害状況²⁾

2. 実験装置及び模型、改良土の概説

2.1 実験装置の説明

本試験ではメンテナンス性の優れた空圧式加振装置により水平方向に振動させることができる 1G 場振動台実験装置(図 3)使用した。土層寸法は横幅 1.2m、奥行き 1.0m で連結部分にベアリングを設置し、ゴム板により格子の枠を固定することで、せん断を再現した。



図 3 1G 振動台装置

2.2 駅校舎模型の説明

本研究では実験模型を決定するために Buckingham の π 定理を用いた $s=1/30$ スケールの相似比を適用している。駅校舎模型を図 4 及び図 5 に示すような高さ 250mm、幅 500mm、奥行き 600mm の鋼製モデルで模擬した。

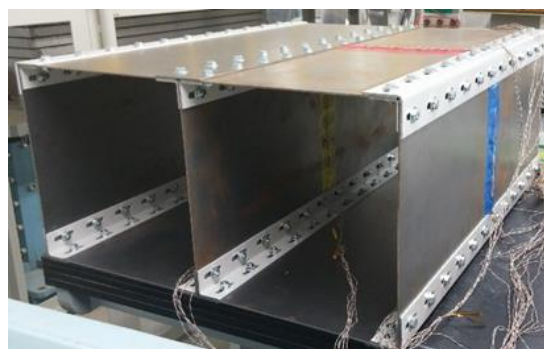


図 4 模型写真

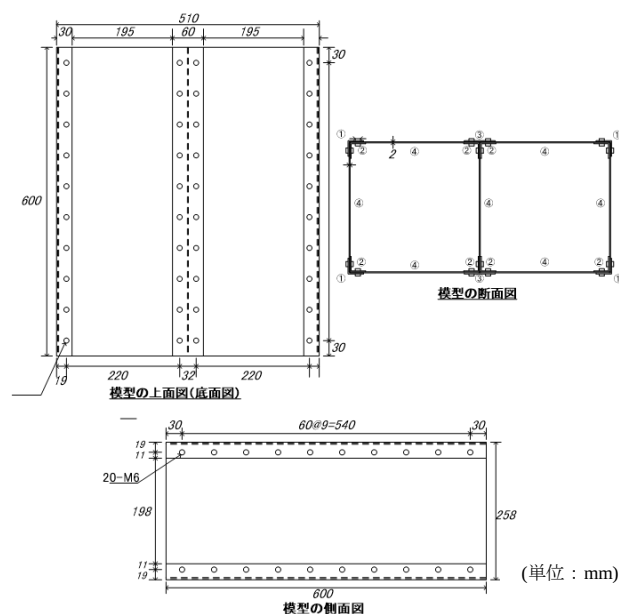


図 5 模型寸法

2.3 改良体の作成と選定

実際のセメント改良土を想定し、高炉セメント B 種、水、珪砂、藤ノ森粘土を配合して改良体を作成した。珪砂と藤ノ森粘土を配合した理由は、珪砂だけでは材料分離が起るためである。本試験では珪砂：藤ノ森粘土=7:3、8:2、9:1 の 3 ケースにおいて、ブリーディング試験と配合試験を行い、既往の研究³⁾より目標一軸圧縮強度 $q_u=625\text{kPa}$ に近い配合割合を選定した。

改良体は非常に重く設置が困難なため 3 つのブロックに分けて作成し、養生後にセメントミルクで接合し土層に設置した。なお、セメントミルクは藤ノ森粘土、水、高炉セメント B 種を混合して作成し、その配合割合は改良体の一軸圧縮強度、変形係数に近いものを配合試験にて選定した。

試験結果より、目標とする一軸圧縮強度 $q_u=625\text{kPa}$ に最も近く、ピーク強度や変形係数 E_{50} にばらつきが少ないの

は珪砂：藤ノ森粘土＝8:2 の固化添加率 4% の配合であったため、この配合を本実験の改良体の配合とした。

また改良体の一軸圧縮強度 E_{50} をふまえ、セメントミルクの選定をおこなうと最適なのは、水：セメント：藤ノ森粘土＝1.2：1：1.2 の配合であるため、この配合を本実験のセメントミルクの配合とする。

選定した配合割合で練り混ぜたものを木枠に流し込み、改良体ブロック(図 6)を作成する。セメントミルクを使用し 6 日養生後の改良体ブロックを組み立てる。改良体の設置状況を図 7 に示す。接着後 24 時間養生し実験を行う。

また、改良体が模型と一体となって振動しているかを確認するために改良体に加速度計を設置した。



図 6 改良体写真

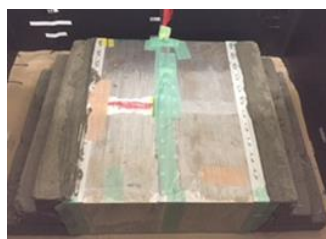


図 7 改良体設置状況

3. 模型実験

3.1 実験条件

本実験では、1G 振動台実験装置によって模型地盤に 4.0Hz の正弦波を 10 秒間与え、無補強のパターンと改良体で補強した 3 パターンの合計 4 パターンにおいて実験を行った。改良体は同体積という条件下で形状を変化させた。以下の図 8 及び表 1 に各実験ケースおよび計測機器設置箇所の詳細を示す。

土層は豊浦標準砂を使用し空中落下法にて作成した。また、地表から 37.5cm までを緩土層(相対密度 70%～80%)、以深の 22.5cm を密土層(相対密度 10%～20%)とし多層地盤を再現した。使用した豊浦標準砂の物性値を以下の表 1 に示す。

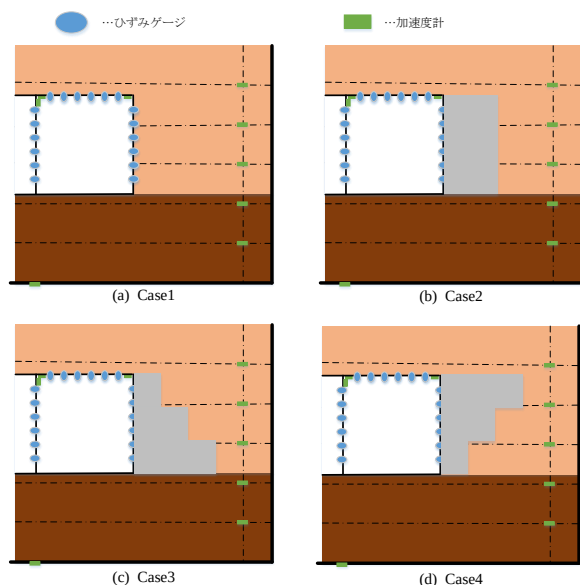


図 8 実験ケース

表 1 豊浦標準砂の物理特性

最小密度	ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.353
最大密度	ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.642
最大間隙比	e_{max}	0.959
最小間隙比	e_{min}	0.614
土粒子の密度	ρ_s (g/cm ³)	2.65
最大粒径	(mm)	0.250
60%	D_{60} (%)	21.7
50%	D_{50} (%)	19.3
30%	D_{30} (%)	15.1
10%	D_{10} (%)	11.9
均等係数	U_c	1.85
曲率係数	U_c'	0.90
透水係数	k (cm/s)	5.77×10^{-2}

3.2 実験結果

本実験で求められるデータの正負の方向についての定義を図 9 に示す。

Case1～Case4 の入力加速度を図 10～図 13 に示す。実験結果から全てのケースで同等の入力加速度が得られていることが確認できる。

改良体の有無や形状による耐震性能に及ぼす影響をみるために、図 14 に各部材での最大モーメント発生時における、曲げモーメント分布を示した。どのケースにおいても中柱が最も大きな曲げモーメントを発揮しているのが分かる。また、どの部材においても未補強の Case1 に比べて改良体を設置し補強した Case2、Case3 がより曲げモーメントが小さいことから、改良体の設置によって構造物にかかる曲げモーメントは抑制されることが分かった。また、改良体の形状としては Case2 で使用した直方体の改良体よりも、Case3 で使用した階段状の改良体がより補強効果が大きいことが分かった。

また、Case4 において加振直後の地表面に図 15 に示すような砂の沈降が見られた。これより改良体が模型から剥離したと考えられる。

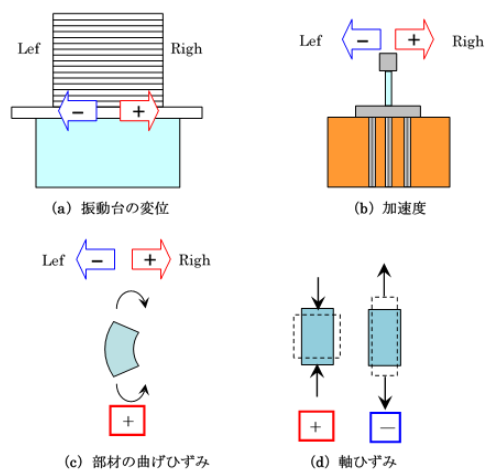


図 9 実験データの正負の定義

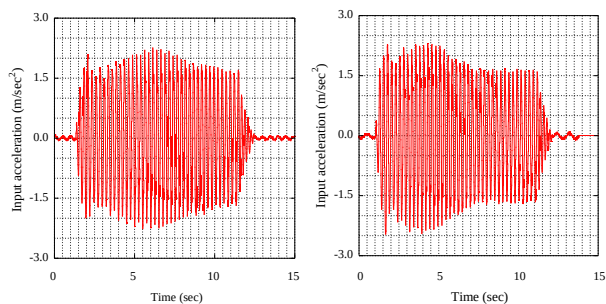


図 10 Case1 入力加速度

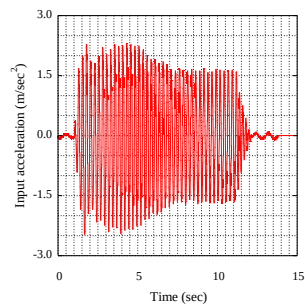


図 11 Case2 入力加速度

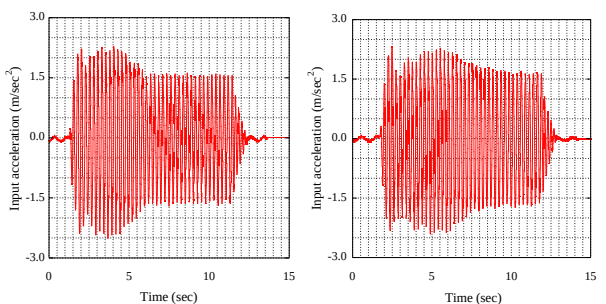


図 12 Case3 入力加速度

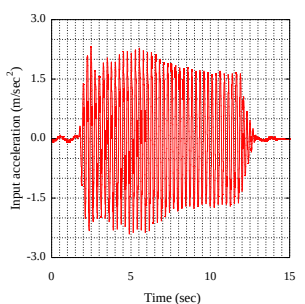


図 13 Case4 入力加速度

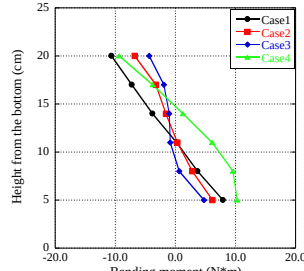
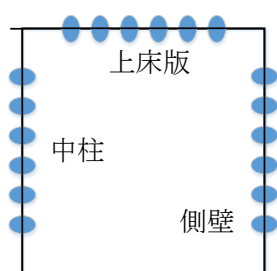
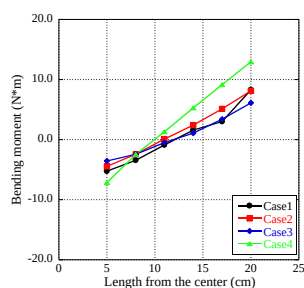
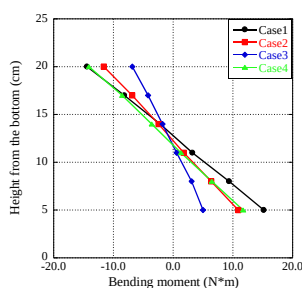


図 14 最大曲げモーメント比較
(左上：中柱、右上：上床版、右下：側壁)



図 15 Case4 加振後の地表面の様子

4. 数値解析

4.1 解析条件

振動台実験の数値解析について述べる。解析プログラムは土・水連成を考慮した解析プログラム「DBLEAVES」⁴⁾を用いた。その際、土の構成モデルとしては回転硬化型弾塑性構成式 Cyclic Mobility model (Zhang et al.,2007)を用いて、構造物及び改良体は弾性材料とした。数値解析は実験と同様、乾燥地盤において実施し、改良体の配置や寸法は実験と同条件で実施した。

図 16 に数値実験に用いた有限要素解析メッシュ(節点数 7749、要素数 6212)を示す。これは振動台実験の数値を基に決定した。

地盤は乾燥地盤とし、2D メッシュを作成した。地盤は x 軸方向に幅 1200mm、y 軸方向に 600mm として作成した。この際使用した構造物モデルの部材配置図及び各パラメータを図 17 および表 2、表 3 に示す。地盤材料パラメータ及び改良土材料パラメータを表 4、表 5 に示す。

また、入力加速度は各ケースの模型実験時に測定した入力波形を使用する。

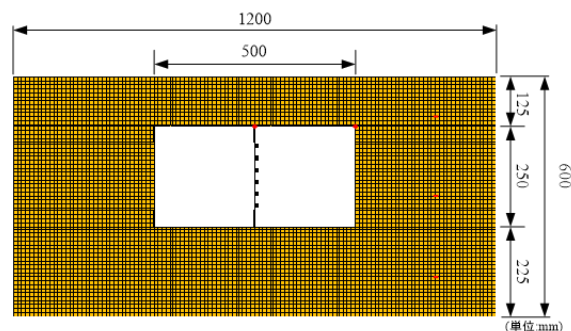


図 16 解析メッシュ

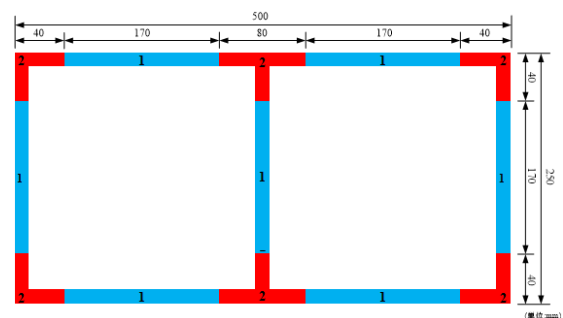


図 17 構造物モデルの部材

表 2 部材 1 パラメータ

Elastic modulus (Gpa)	210
Moment of inertia of area (m ⁴)	6.67E-10
Poisson's ratio	0.3

表 3 部材 2 パラメータ

Elastic modulus (Gpa)	210
Moment of inertia of area (m ⁴)	1.8E-10
Poisson's ratio	0.3

表 4 改良土材料パラメータ

Parameter of Soil material		Value
Young's modulus (kN/m ²)	E	1.26E+05
Poisson's ratio	ν	0.2
Density	ρ	1.98

表5 地盤材料パラメータ

Parameter of Soil material		Value
Compression index	λ	0.05
Swelling index	κ	0.0064
Stress ratio at critical state	R_f	3.3
Void ratio ($p'=98\text{kPa}$ on N.C.L.)	e_0	0.87
Poisson's ratio	ν	0.3
Degradation parameter of over consolidation state	m	0.01
Degradation parameter of structure	a	0.5
Evolution parameter of anisotropy	b_r	1.5
Permeability	k	5.70E-04
Initial degree of structure	R_0	0.268(Loose), 0.680(Dense)
Initial degree of over consolidation ratio (OCR)	I/R_0	32.6(Loose), 1.44E3(Dense)
Initial anisotropy	ζ_0	0.0

4.2 解析結果

Case1～Case4 の最大曲げモーメント発生時の曲げモーメントの位置分布の比較及びせん断力の位置分布の比較を図18～図20に示す。使用した入力加速度の最大値はすべてのケースでほぼ等しい値であった。すべての部材において未補強のCase1に比べ、地盤改良によって補強してあるCase2、Case3では曲げモーメントが抑制されていることが確認できる。対して、Case2、Case3同様地盤改良によって補強を行ったCase4では未補強のCase1よりも大きな曲げモーメントが発生していることが確認できる。

最も地震の影響を受けやすい中柱でのせん断力の比較図を実験結果もあわせて図21に示す。解析結果より、Case2では13%、Case3では43%のせん断力が抑制されていることが分かった。また、Case4では最大で19%もせん断力が増幅していることが分かった。

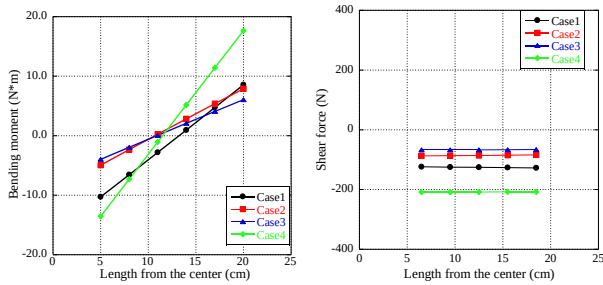


図18 最大曲げモーメント及びせん断力比較(上床版)

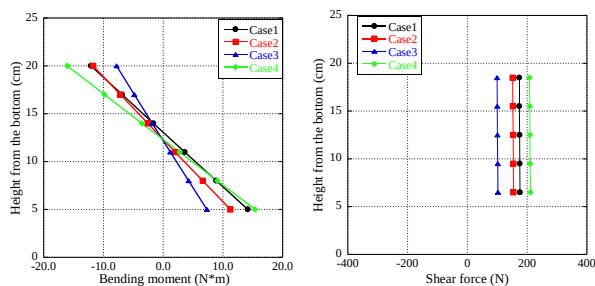


図19 最大曲げモーメント及びせん断力比較(中柱)

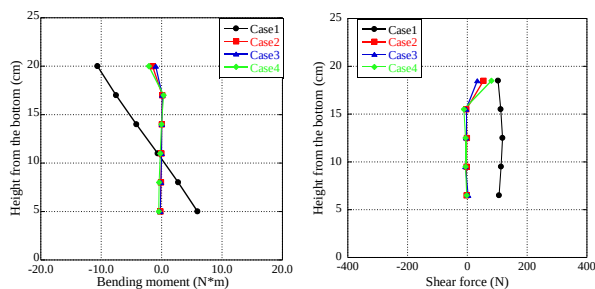
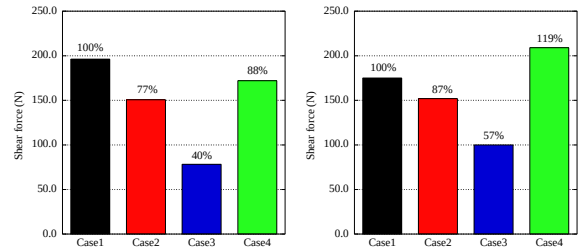


図20 最大曲げモーメント及びせん断力比較(側壁)



(a) 実験

(b) 解析

図21 中柱に発生するせん断力の比較

4.3 実験結果と解析結果の比較及び考察

解析結果において、改良体を設置したケースの側壁における曲げモーメントの数値解析の結果が同条件の模型実験の結果に比べて極端に小さくなっていた。これは補強地盤が完全にボックスカルバートに付着していると仮定しているため、現実より遙かに強い拘束力が働いていることが原因と考えられる。

実験結果より、中柱部材が最も大きな曲げモーメントを受けることが確認されていたが、解析結果からも同様の考察が得られた。実験結果、解析結果ともに無補強のCase1に比べて改良体で補強したCase2、Case3は曲げモーメントが大きく抑制されることが確認できた。同じく改良体で補強したCase4では僅かながら他ケースと同様の傾向が実験結果から確認できたが、解析結果では曲げモーメントが増幅することが確認できた。これらの理由として、改良体の転倒モーメントが大きく関わっていると考えられる。転倒モーメントの比較図を図22に示す。Case3で使用した改良体は転倒モーメントが他の形状に比べてより模型方向に作用しているためCase2及びCase4に比べて補強効果が大きかったと考えられる。また、Case4が未補強のCase1より大きな曲げモーメントの値を示していることについては、土層側に働く転倒モーメントが大きく、バランスの悪い形状であったため、加振時に改良体がおもりとして作用し、その慣性力によって各部材に大きな負荷がかかったことが理由であると考えられる。その際、構造物および改良体が土層によって拘束されているため大きな揺動の変化はないが、エネルギーが大きくなり構造物の曲げモーメントの増幅に繋がったと考えられる。また、Case4の模型実験では、改良体が模型から剥離してしまったため同ケースの解析結果とは異なる傾向が見られたと考えられる。これらより、改良体の有無および形状がボックスカルバート模型に作用する曲げモーメントに大きな影響をあたえることが分かった。

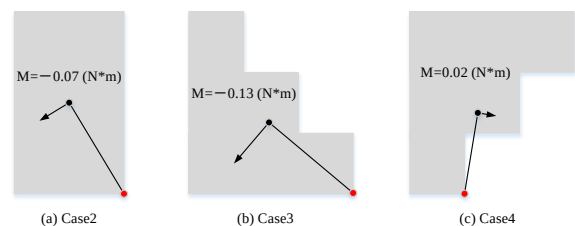


図22 転倒モーメント比較図

5. まとめ

本研究では 1/30 スケールのボックスカルバート模型を使用し、模型側面に改良体を設置しないケース、地盤改良を模擬し改良体を設置した 3 ケース、合わせて 4 ケースにおいて 1G 振動台を用いた模型実験および FEM 解析プログラム「DBLEAVES」を用いた数値解析を実施し同構造の動的挙動に着目し、改良体の有無、形状がボックスカルバート模型に及ぼす影響について比較、検討を行った。本研究によって得られた知見を以下に示す。

- (1) 振動台実験結果より構造物部材の内、中柱部分が最も大きく曲げモーメントが作用することが分かった。この結果は、数値解析の結果からも同じことが確認できたため再現性が定量的に確認できた。
- (2) 振動台実験の結果より、改良体の有無および形状がボックスカルバート構造物模型の耐震性能に大きな影響を与えることが分かった。特に転倒モーメントが模型側に作用する形状の改良体においては他の形状の改良体を使用した場合に比べて大きな効果を得られた。この考察は、数値解析の結果からも同じことが確認できたため再現性が定量的に確認できた。また、数値解析および振動台実験より、改良体の形状によっては、模型に作用する曲げモーメントおよびせん断応力が増幅されることが分かった。これは転倒モーメントが逆の方向、すなわち土層方向に作用する形状の改良体において確認できた。

参 考 文 献

- 1) 岩楯敏広：阪神・淡路大震災の地下鉄構造物の被害と被害原因の検討、総合都市研究第 61 号 pp25-48、1996
- 2) 矢的照夫, 梅原俊夫, 青木一二三, 中村晋, 江寄順一, 末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析, 土木学会論文集 No.537, 1996, 4
- 3) 森河由紀弘：再液状化を含めた地盤液状化メカニズムの解明および種々地盤耐震補強工法の評価への応用、名古屋工業大学大学院学位論文、2012
- 4) Ye, B., Ye, G. L., Zhang, F. and Yashima, A. : Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundations, Vol.47, No.3, pp.547-558, 2007.
- 5) 天木雄太：振動台実験を用いた液状化地盤と杭基礎の動的相互作用に関する研究、岐阜大学工学部卒業論文、2008
- 6) 余川弘至：地盤と構造物の動的相互作用に着目した液状化対策工法に関する研究、岐阜大学大学院学位論文、2009
- 7) 森竜彦：振動台実験装置を用いた液状化地盤と杭基礎構造物の動的相互挙動の把握、岐阜大学工学部卒業論文、2007
- 8) 西遥輝：剛性の異なる軟弱層に位置する浅いボックスカルバートの耐震性能に関する研究、名古屋工業大学工学部卒業論文、2015
- 9) 近藤伴彦：振動台実験装置を用いた液状化現象の実験的研究、岐阜大学工学部卒業論文、2004
- 10) 余川弘至：振動台実験装置を用いた砂地盤・構造物相互作用に関する研究、岐阜大学工学部卒業論文、2005
- 11) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. (1998): Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, Proc. of the Fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering-NUMGE98, 232-242
- 12) Zhang, F. and Kimura, M. : Numerical prediction of the dynamic behavior s of an RC group-pile foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.72-92, 2002.
- 13) Lai, S-S., Will, G. T. and Otani, S : Model for inelastic biaxial bending of concrete member, Journal of Structural Engineering, ASCE, 110(11), pp.2568-2584, 1984.
- 14) Li, K. N. and kubo, T. : Analysis of circular RC member in MS/fiber model, Summaries of Technical papers of Annual Meeting, Hiroshima St., II, AIJ, 1999.
- 15) Zhang, F., Kimura, M., Nakai, T. and Hoshikawa, T. : Mechanical Behavior of Pile Foundations Subjected to Cyclic Lateral Loading Up to the Ultimate State, Soils and Foundations, Vol. 40, No. 5, pp.1-17, 2000.
- 16) Kimura, M. and Zhang, F. : Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol. 40, No.5, pp.113-132, 2000.
- 17) Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai, K. (2007) : Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, 635-648.
- 18) Hashiguchi, K. and Ueno, M. (1977): Elastoplastic constitutive laws of granular material, Constitutive Equations of Soils, Pro. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Spec. Ses. 9, Murayama, S. and Schofield, A. N. (eds.), Tokyo, JSSMFE, 73-82

熊本地震によるジオテキスタイル補強土壁の健全度調査結果と補修事例について

Stability evaluation and Repairworks of the Geotextile reinforced soil wall after the 2016 Kumamoto earthquake

伊藤修二¹，久保哲也¹，辻慎一郎¹，廣田慎司²，熊谷 理²

1 前田工織株式会社・補強土排水推進部

2 前田工織株式会社・福岡支店

概 要

熊本地震では、2016年4月14日21時26分に熊本地方を震央とする地震（前震）が発生し、熊本県益城町で震度7を観測した。その28時間後の4月16日1時25分には、同じく熊本県熊本地方を震央とする地震（本震）が発生し熊本県西原村と益城町で震度7を観測した。この地震の特徴としては震度5以上の地震が19回以上発生した。この地震により、ジオテキスタイル補強土壁にも繰返し大きな地震動を受けた。著者らは、震度5以上に地震動を受けたジオテキスタイル補強土壁を対象に調査を行い被災状況と補強土カルテを用いて健全性の調査を行った。その結果、271箇所のジオテキスタイル補強土壁内、補修が必要な補強土壁は1箇所のみであった。本論文では、その調査結果と補修事例について報告する。

キーワード：熊本地震，補強土壁，調査，復旧

1. はじめに

熊本地震では、2016年4月14日21時26分にマグニチュード6.5の地震（前震）が発生し、その28時間後の4月16日1時25分にマグニチュード7.3の地震（本震）が発生した。震源地は両地震とも熊本県熊本市益城町で震度7以上の地震が発生した。熊本県で発生した地震は震度5以上の規模が19回発生した。その結果、ジオテキスタイル補強土壁（以下、補強土壁と称す）には、繰返し大きな地震動が作用した。本地震が発生後、震度5以上の地震動を受けた271箇所の補強土壁を対象に被災状況と太田らが提案し補強土カルテを用いて健全性の調査を行った。その結果、補修が必要な補強土壁は1箇所のみであった。本論文では繰返し地震動を受けた補強土壁の調査結果と健全性の評価結果と被災した1箇所の補強土壁の補修事例について報告する。

2. 被災調査

2.1 熊本地震の概要

前震、本震とも断層が横にずれる事により発生した地震である。各地震とも最大震度7を記録しており、多くの建築物、土構造物が被災した。熊本地震の特徴は、前震から本震までの余震回数は少なかったが、本震発生後は、震度1以上の地震が1262回発生している。震源地も熊本地方から阿蘇、大分地方まで拡大しており余震ではなく誘発地

震となり、地震動の影響が広範囲に広がった。気象庁の発表による震度5以上が観測された熊本地震の情報を表1に示す。

表1 地震情報

発生日時 日	時刻	震央の区域	規模	最大観測震度
4/14	21:26	熊本県熊本	M6.5	震度7
	22:07	熊本県熊本	M5.8	震度6弱
	22:38	熊本県熊本	M5.0	震度5弱
4/15	00:03	熊本県熊本	M6.4	震度6強
	01:53	熊本県熊本	M4.8	震度5弱
4/16	01:25	熊本県熊本	M7.3	震度7
	01:25	大分県中部	M5.7	
	01:44	熊本県熊本	M5.4	震度5弱
	01:45	熊本県熊本	M5.9	震度6弱
	03:03	熊本県阿蘇	M5.9	震度5強
	03:55	熊本県阿蘇	M5.8	震度6強
	07:11	大分県中部	M5.4	震度5弱
	07:23	熊本県熊本	M4.8	震度5弱
	09:48	熊本県熊本	M5.4	震度6弱
	16:02	熊本県熊本	M5.4	震度5弱
4/18	20:41	熊本県阿蘇	M5.8	震度5強
4/19	17:52	熊本県熊本	M5.5	震度5強
	20:47	熊本県熊本	M5.0	震度5弱
4/29	15:09	大分県中部	M4.5	震度5強

2.1 調査対象の補強土壁

今回、調査した補強土壁は271箇所を実施した。補強土壁は写真1に示す壁面勾配が垂直でコンクリートパネル

製の壁面材を用いた補強土壁（直壁タイプ）と、写真 2 に示す壁面勾配が急勾配で壁面材に鋼製枠を用いた補強土壁（斜壁タイプ）がある。表 2 には市町村別に調査した補強土壁の箇所数と最大震度の一覧と図 1 に調査した箇所の補強土壁の位置図を示す。大分県を除き垂直壁と斜壁の比率は約 6:4 であった。



写真 1 直壁タイプ（コンクリートパネル）



写真 2 斜壁タイプ（鋼製枠）

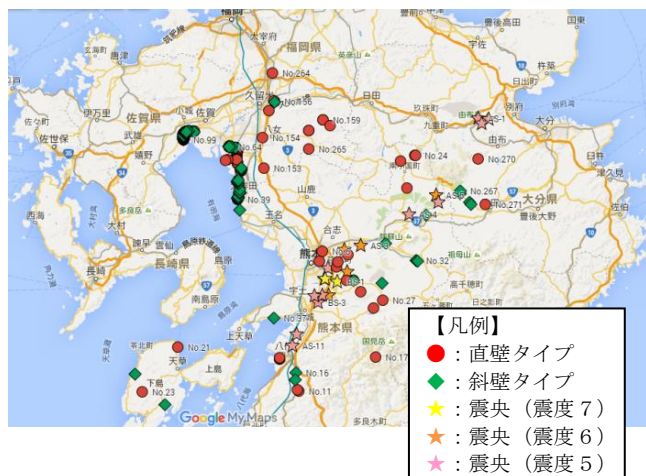


図 1 調査箇所

表 2 調査箇所の一覧表

県	市町村	箇所数	最大震度
熊本県 38 箇所	益城町	3	7
	熊本市	3	6 強
	御船町	3	6 弱
	苓北町	1	5 強
	八代市	9	6 弱
	南小国町	1	5 弱
	南阿蘇村	1	6 強
	点草市	3	6 弱
	小国町	3	5 強
	山都町	4	6 弱
	高森町	4	5 強
	阿蘇市	1	6 弱
	荒尾市	1	5 弱
	宇土市	1	6 強
福岡県 101 箇所	大牟田市	35	4
	みやま市	9	5 強
	大川市	11	5 強
	柳川市	34	5 強
	筑後市	1	5 弱
	久留米市	4	5 強
	八女市	6	5 弱
	小郡市	1	5 弱
佐賀県 126 箇所	小城市	69	5 弱
	佐賀市	56	5 強
大分県 6 箇所	竹田市	5	5 強
	大分市	1	5 弱

2.2 補強土壁の立地条件

図 2 に前震、図 3 に本震の震央と補強土壁の位置を示す。表-1 から前震、本震間でも震度 6 弱の地震が 2 回発生しており、震度 5 以上の地震動を数回受けている補強土壁が確認できる。

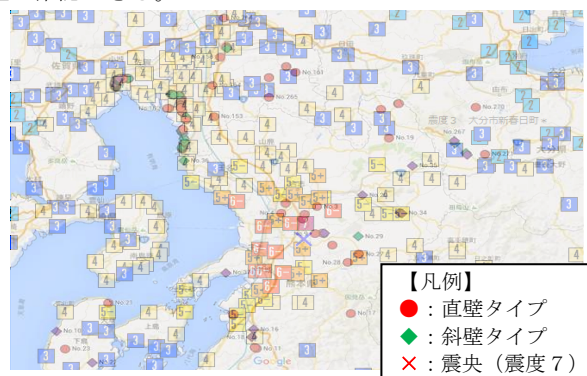


図 2 震央（前震）と調査箇所

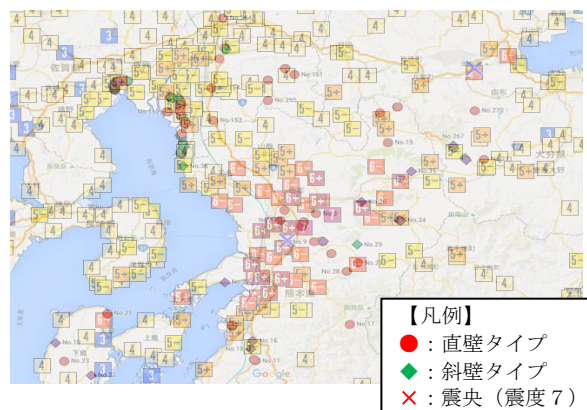


図 3 震央（本震）と調査箇所

2.3 被災箇所

熊本地震により被災した4箇所の補強土壁の詳細を表3に、震央（本震）と被災した補強土壁の位置図を図4に示す。No.25の補強土壁を除き、本震の震央から10km程度離れた箇所に構築されている。それぞれ補強土壁は震度5以上の地震動を繰返し作用している。No.3, No.5は壁高が8m未満であり耐震設計は行っていなかった。No.8, No.25は耐震設計を行っていたが、設計時に考慮した水平震度 k_h は0.13であり、想定範囲を大幅に上回る地震動が作用したものと考えられる。

表3 被災した補強土壁の情報

補強土壁 No			No.3	No.5	No.8	No.25
壁面構造			直壁	斜壁	直壁	直壁
最大壁高			7.5m	7.0m	9.8m	9.8m
耐震設計			無	無	有	無
観測震度	4/14	21:26	5 強	7	7	3
		22:07	5 弱	6 弱	6 弱	3
	4/15	00:03	4	5 強	5 強	3
		4/16	01:25	6 強	7	7
	01:45		5 強	4	4	4
	03:55		3	2	2	4
	09:48		5 弱	4	4	3
	震央からの距離			121m	11km	11km

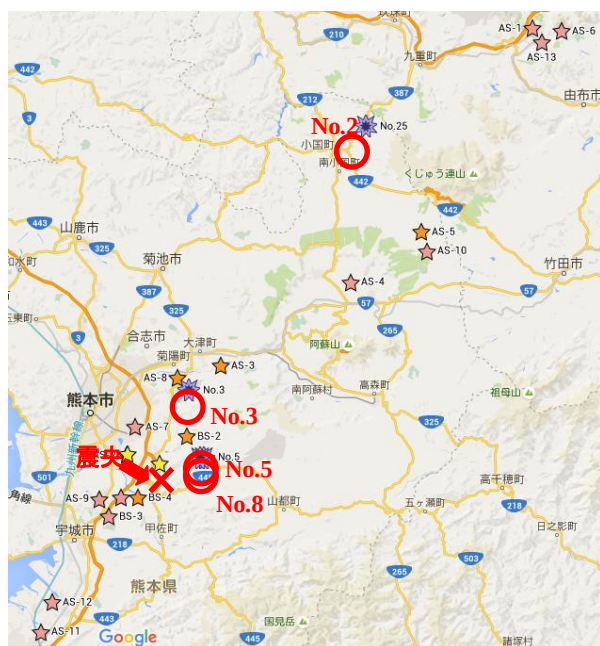


図4 震央（本震）と被災箇所の位置図

3. 被災状況

3.1 No.3 直壁タイプ補強土壁

写真3は被災を受けた補強土壁の航空写真を、写真4に全景を、写真5に被災した箇所の拡大写真を示す。補強土壁は盛土高7.5m、延長約200mの形状である。天端付近のコンクリートパネルが一部前に飛び出しており角欠けが発生していた。笠コンクリートにはクラックが生じていた。



写真3 前震直後の衛星写真



写真4 全景写真

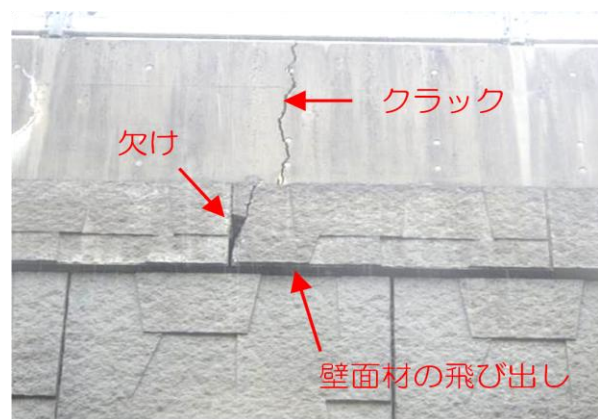


写真5 壁面材と笠コンクリートクリートの破砕状況

3.2 No.5 斜壁タイプ補強土壁

写真6は被災を受けた補強土壁の航空写真を、写真7全景写真を、全景と写真8には天端のクラックの状況を示す。盛土高7.5m、延長約20mの5分勾配である。鋼製枠には大きな変状、盛土材の漏出などは確認されなかったが、正面から見て、右側の盛土の天端に壁面から約4m離れた箇所に延長約4mのクラックを確認した。



写真6 前震直後の衛星写真



写真 7 全景写真



写真 8 天端のクラック状況

3.3 No.8 直壁タイプ補強土壁

写真 9 は被災を受けた補強土壁の航空写真を、写真 10 に全景を、写真 11 には補強土壁上部ののり面及び天端のクラックの状況写真を示す。補強土壁は盛土高 9.8m、延長 30m の形状である。補強土壁の壁面には大きな変形、クラック等の確認はされなかったが、嵩上げ盛土ののり面に小さなクラックと、天端には壁面から 4m～9m 離れた箇所にて延長 30m のクラックを確認できた。



写真 9 前震直後の衛星写真



写真 10 全景写真



写真 11 クラックの状況

3.4 No.25 直壁タイプ補強土壁

写真 12 は被災を受けた補強土壁の航空写真を、写真 13 に全景を、写真 14 には笠コンクリートのずれと写真 15 にはコンクリートパネルの目地開きの状況を示す。補強土壁は盛土高 10.8m、延長 14m の形状である。笠コンクリートの目地の部分では 5cm のずれが発生し、コンクリートパネルの目地からは、排水層の碎石がこぼれ出していた。



写真 12 前震直後の衛星写真



写真 13 全景写真



写真 14 笠コンのずれ

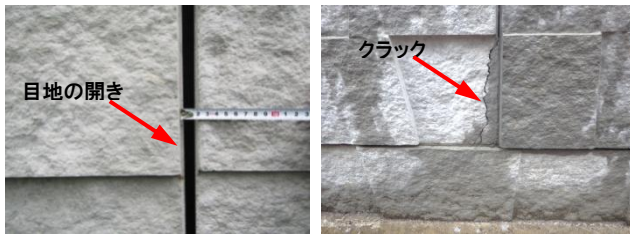
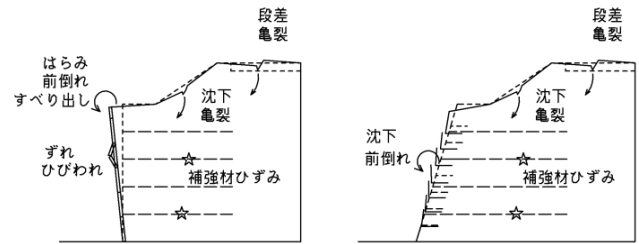
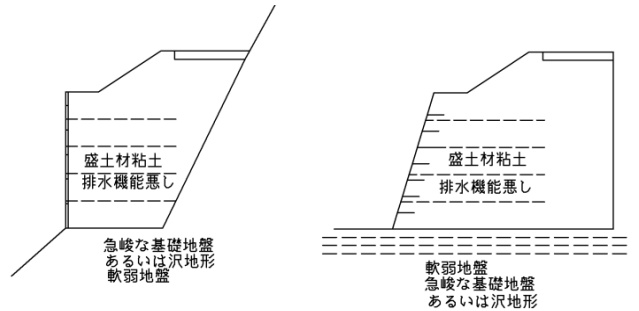


写真 15 コンクリパネル間の目地の開きとクラック状況



(a) 盛土補強土の何れか1つが注意領域である場合



(b) 安全領域の変状であっても、地形的な素因があり、施工品質が悪いまたは不明の場合

図 5 「注意」と分類すべき変状

4. 健全度評価

4.1 評価方法

補強土の健全性は、太田らが提案した補強土カルテを用いて評価した。補強土カルテは、近接目視点検でチェックした補強土壁点検台帳を基に作成した。補強土カルテは補強土及び周辺の変状、地形・基礎地盤、盛土材料及び排水機能の点検項目ごとに評価区分が設けられており(表 4)、各点検項目に対して表 5 及び図 5 に示す各評価基準に従い健全性を判定する。補強土全体の健全性は、各評価区分の判定結果を総合的に考慮して「安全・注意・危険」の3段階で評価される。

表 4 点検項目

要因	区分	内容
1	補強土壁及び周辺の変状	a. 垂直のり面のはらみ、前倒れ、すべり出し(コンクリートパネル形式)
		b. 壁面パネル・目地の開口亀裂およびずれ(コンクリートパネル形式)
		c. 上部のり面の沈下及びひび割れ
		d. 路面の段差
		e. 鋼製壁面材の変状(鋼製枠形式)
		f. ジオテキスタイルのひずみの計測値
2	地形・基礎地盤	g. 地形(沢地形、急峻) h. 基礎地盤(軟弱地盤)
3	盛土材料・排水機能	i. 盛土材料の土質(良質土、不良土、不明)
		j. 盛土内水平排水材の有無
		k. 地下排水工の有無
		l. 表面排水の機能の良否

表 5 要因1に対する管理基準値

点検項目	危険領域	注意領域	安全領域
a	$\gamma > 0.04$	$0.03 < \gamma \leq 0.04$	$\gamma < 0.03$
	$\gamma = \Delta u / H$ (Δu : 盛土補強土のり肩の水平変位, H : 壁高)		
b	開口亀裂・ずれが著しく、盛土材が流出	開口亀裂・ずれはあるが、盛土材の流出はない	開口亀裂・ずれはない
c	$S > 30.0\text{cm}$ でひび割れがある	$10.0 < S \leq 30.0\text{cm}$ または、ひびわれがある	$S < 10.0\text{cm}$ または、ひびわれがない
d	$d > 10.0\text{cm}$	$3.0 < d \leq 10.0\text{cm}$	$d < 3.0\text{cm}$
e	壁面材の前倒れが150mm以上で、沈下が著しく、盛土材が流出	壁面材の前倒れが150mm以下で、沈下はあるが、盛土材の流出はない	壁面材の前倒れが75mm以下
	$\varepsilon > 4.0\%$	$3.0 < \varepsilon \leq 4.0\%$	$\varepsilon < 3.0\%$
f	ε : ジオテキスタイルのひずみ		

4.2 健全度評価

表 6 に補強土の変状における調査結果をまとめたものを示す。被災した No.3 と No.25 は点検項目の要因 1 の b に示される、「壁面パネル・目地の開口亀裂及びずれ」に相当する。コンクリートパネルの目地の開きにより排水層の碎石のこぼれ出しを確認したが、盛土材の漏出については確認されなため、補強土壁が崩壊に至るレベルではないものと考えられる。しかし、漏出が継続した場合、変形が進行し補強土壁自体に安定性に問題を起こす恐れもあることから、早期の対策が必要となる。No.5 と No.8 の被災は点検項目の要因 1 の C に示される、「補強土壁上部のり面の沈下及びひび割れ」に相当する。補強土壁上部のり面、天端でのひび割れは軽微なものであり、補強土壁の崩壊に及ぼすのではなかった。当被災調査では 271 箇所の補強土壁を対象とし、267 箇所(98.5%)の補強土壁が「安全」な状態であることを確認した。「注意」判定された補強土壁は、耐震設計がなされていない、又は、中規模程度の地震動を想定した検討しかされておらず、想定範囲を大幅に上回る地震動が作用した。当被災調査では、大規模地震による影響で「危険」と判定されるような事象は発生しておらず、補強土壁は耐震性に優れた土工構造物であることを再確認した。

表 6 補強土及び周辺の変状における調査結果(件数)

事象	安全	注意	危険
垂直のり面のはらみ、前倒れ、すべり出し	162	0	0
壁面パネル・目地の開口亀裂及びずれ	160	2	0
補強土壁上部のり面の沈下及びひび割れ	269	2	0
路面の沈下	271	0	0
鋼製壁面材の変状	109	0	0

5. No.3 補強土壁の補修事例

5.1 No.3 直壁タイプ補強土壁の特徴

No.3 の補強土壁の構造を図 6 に示す。本補強土壁は、壁面近傍の転圧を容易に行えるように、内壁（ジオテキスタイルによる補強領域で形成される壁面）と外壁（壁面材で形成される壁面）の間に空間を設け、盛土転圧時の土圧が壁面材に作用しない二重壁構造となっている。内壁と外壁はベルト状の補強材を用いて連結されている。また、内壁の構築後は、内壁と外壁の間の空間には碎石を投入し排水層としての役目をはたす構造である。

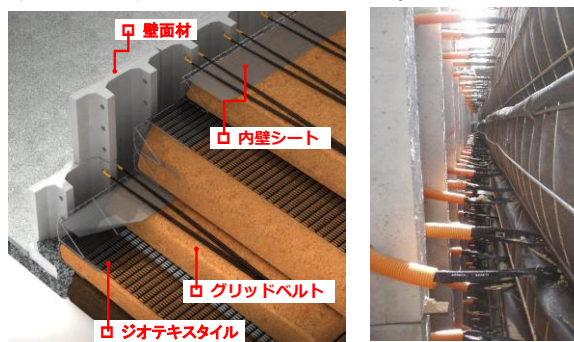


図 6 補強土壁の壁構造

5.2 直壁タイプ補強土壁の補修方法

本補強土壁は、最上段の壁面材の前方への飛び出しと角欠けが顕著であった。補強土壁の天端はクラックや沈下等は確認されず補強領域は健全であると判断し、一部の壁面材を撤去、再設置し補修する方法とした。

本補強土壁の補修手順を以下に示す。1) 笠コンクリートを取り壊す（写真 16）、2) 外壁と内壁を接続しているベルト状補強材を切断する（写真 17）、3) 破損した壁面材を撤去する（写真 18）、4) 新たな壁面材を設置し内壁に残るベルト状補強材と壁面材を接続する（写真 19）、5) 外壁と内壁の間に碎石を投入する、6) 笠コンクリートを再構築する手順で復旧した。（写真 20）



写真 16 笠コンクリートの取壊し



写真 17 ベルト状補強材の切断



写真 18 破損したコンクリートパネルの撤去



写真 19 グリッドベルトの接続



写真 20 復旧工事完了後

6. まとめ

当被災調査は、271 箇所の補強土壁を対象に実施した。調査の結果、大規模な変状や崩壊を確認することがなかった。過去に設計を行った補強土壁のため、耐震設計が行われていなかったものや設計上で想定された水平震度を上回る地震度を複数回受けたが問題はなかったことから補強土壁が耐震性能に優れた土構造物であることを確認した。また、二重壁構造を持つ補強土壁の外壁が損傷した場合は、補強領域に影響を与えることなく補修をすることができ、修復性に優れた構造であることを確認した。

参考文献

- 1) 西本俊晴, 辻慎一郎, 吉田浩一, 太田秀樹: ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法の災害時における安全評価手法の提案と適用, 地盤工学会誌. Vol56, No11, pp28-31, 2008.11
- 2) 財団法人 土木研究センター: ジオテキスタイルを用いた補強土壁の設計・施工マニュアル 第二改訂版, 2013.
- 3) 財団法人 土木研究センター: アダムウォール (補強土壁) 工法補強土の設計・施工マニュアル 2014.

降雨浸透を受ける補強土壁の地震時挙動について Seismic performance of multi-anchor wall due to seepage flow

小林睦¹，三浦均也²，小浪岳治³，林豪人³，佐藤寛樹⁴

1 豊田工業高等専門学校・環境都市工学科・makotok@toyota-ct.ac.jp

2 豊橋技術科学大学・建築・都市システム学系

3 岡三リビック株式会社・ジオテクノ本部

4 九州工業大学大学院・建設社会工学専攻

概 要

補強土壁の安定性に与える降雨の影響に関する研究では、地下水上昇による性能低下について議論されている。一方、耐震性が高いといわれてきたこの種の構造物においても、東日本大震災の被害調査では、終局限界に至るような大変形を起こした事例が報告されている。これらの被災例では、地下水位が高い状態にあったことが指摘されている。そこで、本研究では、降雨浸透を受けるアンカー式補強土壁の地震時安定性能を調べるために一連の遠心模型実験を実施した。その結果、裏込め地盤が十分に締め固められていなくても、補強土壁の地震時性能は高いことが証明された。この結果より、補強土壁の地震時変形メカニズムが明らかになった。すなわち、補強領域が疑似擁壁として挙動することが分かった。また、補強領域内に挿入した排水補強パイプは、補強材として機能するというよりも、地下水低下により性能を維持することが分かった。

キーワード：アンカー式補強土壁，地震，浸透流，遠心模型実験

1. はじめに

従来、補強土構造物は、十分な排水処理が前提となって設計・施工されており、浸透水の影響は考慮されていない。しかしながら、補強土壁の長期挙動に関わる諸要因として、供用期間中だけでなく、それ以前の段階で潜在している問題が顕在化してくると指摘されている¹⁾。小林らは、降雨浸透を受けるアンカー式補強土壁の安定性を検証しており、排水機能の維持管理の重要性を指摘してきた²⁾。

ところで、補強土構造物の耐震性が高いことは、既に広く知られている³⁾。2011年の東日本大震災における補強土壁の被災調査においても、調査対象の実に90%以上が被災なしと判定され、終局限界に至ったケースはわずか1%以下であったと報告されている⁴⁾。ところが、被災した事例の中には、地下水が高い状態にあったことが指摘されている。同様の事例は過去にもあり、2004年の新潟県中越地震においても補強土壁の変状が報告されている⁵⁾。このことを受けて、水没した補強土壁の地震時挙動に関する研究がなされ、裏込め地盤が飽和することによって滑動に対する安全率が半分程度に低下することが指摘されている⁶⁾。性能照査型の設計法への移行にあたって、要求性能を満足させるような照査方法についての議論は途上にある⁷⁾が、構造物の長期性能を視野に入れて、降雨と地震の作用を複

合的に考えることは重要であるといえよう。

そこで本研究では、浸透流を受けるアンカー式補強土壁の地震時挙動を調べるために、遠心力場加振実験を実施した。また、構造物のメンテナンスにおいて、排水機能回復のために排水補強パイプを地盤中に挿入することをモデリングし、これが地震時挙動に与える影響を調べた。

2. 遠心力場加振実験

2.1 実験条件

表1に本研究における実験条件を示す。裏込め材には、豊浦砂を用いており、相対密度を変化させて模型地盤を作製した。裏込め地盤の乾燥密度は、いずれのケースも過剰間隙水圧が地震時変形挙動メカニズムに与える影響を調べるために、道路土工で規定されている締固め度(Dc=95%以上)よりも小さな値とした。また、一連の浸透加振実験では、遠心力場における浸透現象に関する相似則⁸⁾を考慮して、地盤材料の透水係数が50倍になるようにハイメトローズ水溶液を用いた。

2.2 補強部材

図1に、補強部材のモデルを示す。壁面材は、コンクリート製のパネル H1000mm×W1000mm×t100mm を想定し、

表 1 実験条件

実験コード	相対密度 (%)	乾燥密度 (g/cm ³)	排水工	中腹水位 (cm)
D40	40.0	1.445	無	10.2
D40D	40.0	1.445	有	
D40L	40.0	1.445	無	8.7
D65	65.0	1.554	無	10.4
D65L	65.0	1.554	無	8.8

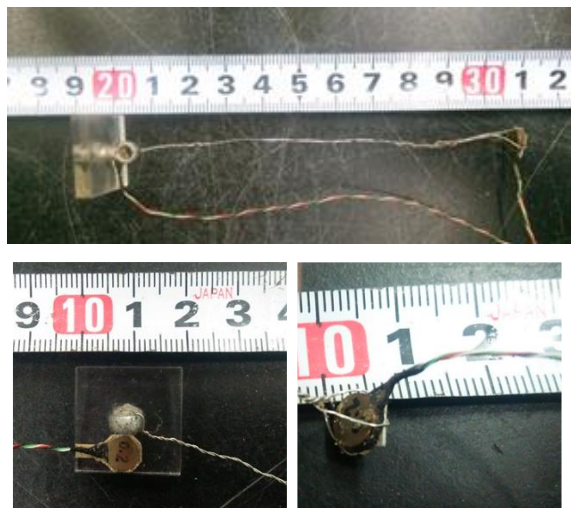


図1 補強部材模型 (左: 壁面パネル, 右: アンカープレート)

曲げ剛性に関する相似則を考慮して H20mm×W20mm×t4mm のアクリル板とした。裏込め地盤側には、圧力計の表面がパネル表面と一致するようにアクリル板を切削し、圧力計を貼付している。6mm×6mm のアンカープレートには、中央部に孔を空けφ0.45mm の鉄製ワイヤでモデリングしたタイバーを通して接着している。それぞれの実規模換算寸法は、アンカープレートが標準寸法である 300mm×300mm であり、タイバーが丸鋼 22mm である。アンカープレートの裏込め地盤側にはφ6mm の圧力計を設置しており、図に示すように風と同様の仕組みで針金を加工している。

2.3 模型地盤作製

本研究で用いた補強土壁模型は、縮尺が 1/50 であり、実規模換算の壁高は 8m である。図 2 に模型地盤概要を示す。模型土槽の寸法は H210mm×W250mm×D60mm であり、前背面は実験中の模型地盤の挙動を詳細に観察できるようにアクリル板としている。模型地盤の背後には給水タンクを設置している。含水比 10% に調整した豊浦砂を、タイバー設置層毎に敷均し、所定の乾燥密度になるように締固めた。浸透実験中および加振実験中の模型地盤の変形を観察するために、各タイバー設置層に給水タンクから 20mm 毎にビーズを設置した。圧力計を貼付した壁面材およびアンカープレートは、下から 2 段目と 4 段目の補強土

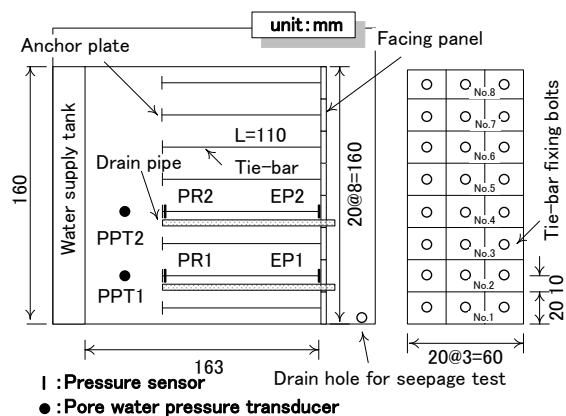


図 2 模型地盤概要 (temp)

層に敷設した。このアンカープレートから給水タンク側に 30mm 離れた位置に間隙水圧計をそれぞれ設置している。壁面パネル同士を結合するためと裏込め材の流出防止のために、背後地盤側にセロファンフィルムを短冊状に貼付している。前背面のアクリル板との境界には、各壁面パネルのサイズに合わせてカットしたセロファンフィルムを貼付し、さらにシリコンオイルを塗布することで潤滑性を



図3 排水補強モデル設置状況

確保した。なお、本研究では地下水上昇による模型地盤の挙動を観察しやすくするために、あえて壁面パネルの排水処理は行っていない。

排水工を施す場合は、図 3 に示すように、W6mm×H4mm×H115mm の短冊状の不織布を下部 2, 4 段目のタイバー設置層に 2 個ずつ設置した。

2.4 浸透加振実験

完成した模型地盤を遠心載荷装置に搭載し、50G の遠心加速度を付与する。浸透実験は、模型地盤背後の給水タンクに、装置外部から回転しながら流体を供給できるスィベルジョイントを介して粘性流体を供給することで行う。浸透速度が遅いため、給水タンク内の水位上昇速度は厳密にコントロールすることは困難であるが、平均の水位上昇速度は 0.1mm/min を超えないものとした。加振実験における代表的な振動台の応答加速度を図 4 に示す。なお、図中の加速度および時間は実規模換算値である (以降の図中の時間は全て実規模換算値とする)。加振周波数 1.0Hz, 加速度

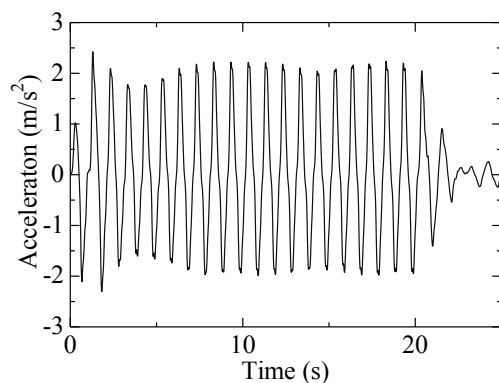


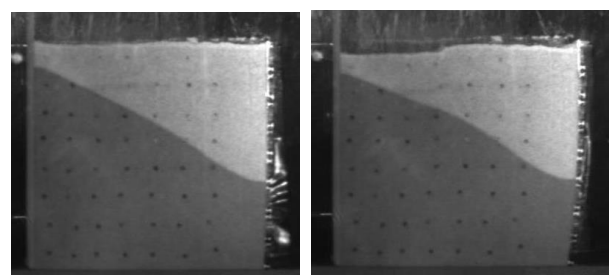
図4 振動台応答加速度

振幅 2m/s^2 を 20 波与えている。加振のタイミングは、給水タンク内水位が上限に達する直前とした。

浸透実験中および加振実験中の模型地盤の挙動を観察、記録するために、模型土槽を搭載するプラットフォームに CCD カメラを設置し、ワイヤレス送信により、実験フロアで観察できるようにしている。また、遠心载荷装置ルーフの観察窓上部に高速度カメラを設置し、模型土槽の回転と同期させて撮影した。

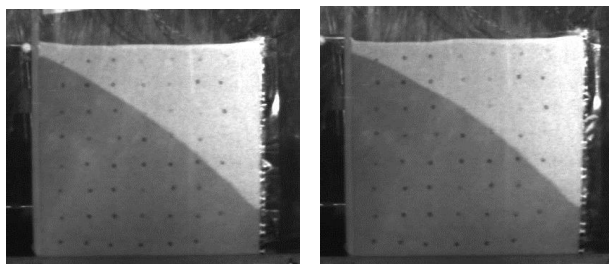
3. 裏込め地盤の相対密度の影響

裏込め地盤の密度が地震時変形挙動に及ぼす影響を検証するために、ケース D40、D65 における加振前後の模型地盤の写真を図 5 に示す。これらより、地下水位形状が同様であるにもかかわらず (a), (c)、加振後の模型地盤の変形量は大きく異なっていることが分かる。両実験ケースにおける補強土壁模型の変形状況とターゲットビーズの



(a) 加振直前

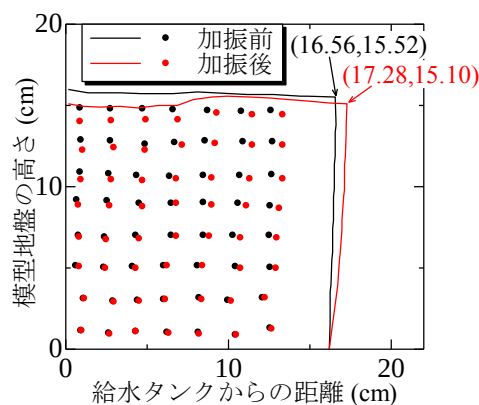
(b) 加振直後 (D40)



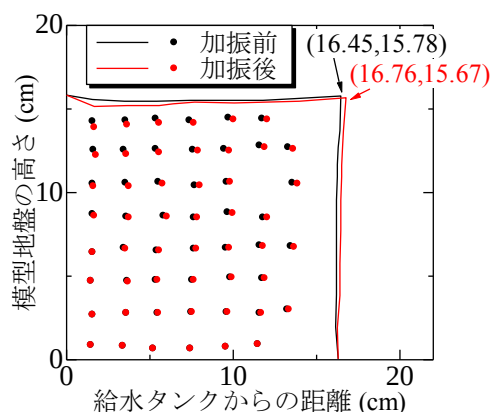
(c) 加振直前

(d) 加振直後 (D65)

図5 加振前後の模型地盤の比較



(a) D40



(b) D65

図6 模型地盤の変位量

変位量を図 6 に示す。これより、裏込め地盤の相対密度が大きいと、すなわち締固め管理が良くなると、地震時変形量は抑えられることが分かる。ここで、D40 における壁面の倒れを算出すると、4.5%程度であり、広範囲に孕み出しが見られるが、壁前面への土砂流出がないので、被災度判定表⁹⁾によると、構造物の安定性に大きく影響しないと判定される。さらに、締固め管理基準を大きく下回る D65 においても、壁面の倒れは、1.9%と施工管理基準内であり、被災度判定表では変形・損傷なしと分類される⁹⁾。これらのことから、裏込め地盤内に地下水が存在していても、この種の補強土壁の地震時安定性は高いことが指摘できる。

4. 地震時変形メカニズム

図 6 におけるターゲットの変位を精査すると、ターゲットが補強領域内にあるか否で、変位の方向に特徴があることが分かる。すなわち、補強領域背後地盤の変位は鉛直下方が卓越していることが分かる。図 7 に両実験ケースにおいて、補強領域背後、ならびに支圧板前、壁面裏のターゲットの水平変位量を示す。これより、いずれの実験ケースにおいても、補強領域内のターゲット変位量が同程度であることと、補強領域背後の水平変位量が小さいことが指摘できる。これらのことから、補強領域が一体となって前方

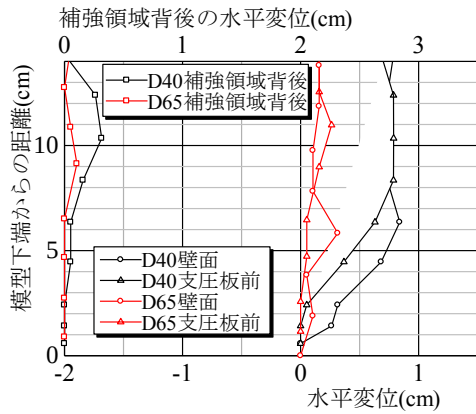


図6 ターゲットの水平変位量の比較

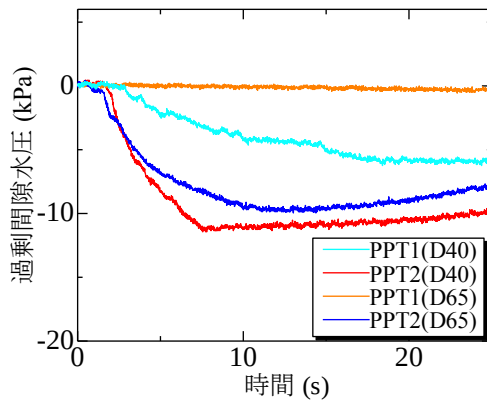


図7 加振中の過剰間隙水圧の時刻歴

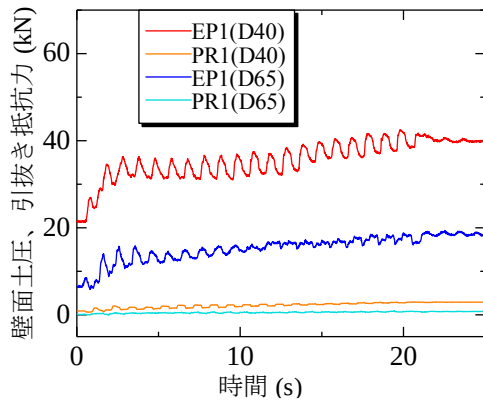


図8 壁面土圧、引抜き抵抗力の時刻歴

に滑動している様子がうかがえる。一方で、図7に加振中の間隙水圧計の時刻歴を示す。図では、加振直前の水圧を基準として、過剰間隙水圧を示している。これより、裏込め地盤の相対密度が40、65%であるにもかかわらず、補強領域背後(PPT2)の過剰間隙水圧が負の値を示していることが分かる。これよりひとつのユニークな考察ができる。すなわち、地震動により負のダイレイタンシー特性を示したのではなく、一体となった補強領域が前方に滑動しようとするに対して、補強領域背後地盤が引っ張られるという現象を表していると考えられる。さらに、図8に、加振中の壁面土圧および引抜き抵抗力の時刻歴を示す。これより、いずれのケースでも、引抜き抵抗力が引抜き力出

る土圧を下回っていることが分かる。相対密度が小さなケースD40では、引抜き抵抗力の最大値が2.95kNであり、計算される許容引抜き抵抗力が32.46kNであることから、アンカープレートの引抜きが生じていないことがうかがえる。

以上のことより、地下水浸透を受けるアンカー式補強土壁は、適切に支圧抵抗が発揮されていれば、補強領域が一体となって挙動することが分かった。

5. 排水工の効果

排水補強パイプをモデリングしたケースD40Dおよび地下水形状をS40Dと同様になるように再現したケースD40Lについて、ケースD40と加振直前の地下水形状を比

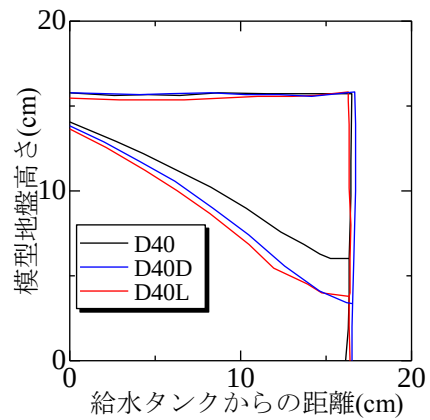
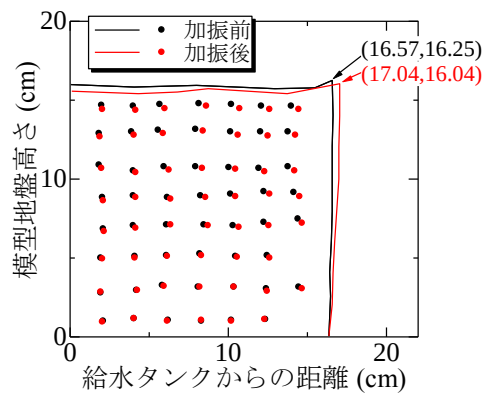


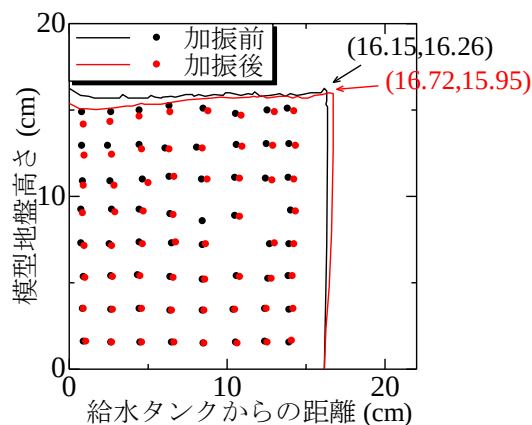
図9 地下水形状の比較

較し、図9に示す。図より、アンカープレート敷設位置の地下水位が同程度であり、壁面裏の地下水位が排水工により壁面裏の地下水上昇を抑制していることが分かる。これにより、引抜き力である壁面土圧の上昇を防ぎ、降雨浸透による安定性低下を抑制していると考えられる。

この状態で、加振実験を実施したところ、図10に示すようなターゲットの変位が観察された。両実験ケースともに、図6(a)と比較して変形が抑えられているが、地下水形状が同程度であることから、加振による変形も同程度であることが指摘できる。すなわち、排水補強パイプの周面摩擦が、補強土壁の地震時変形を抑制するには至っていないことが推察される。このことから、アンカー式補強土壁が地震動を受けると、補強領域が一体となって挙動することを裏付けたといえよう。さらに、排水機能を回復させて、地下水位の上昇を抑えることは、この種の土構造物の耐震性能低下を防ぐことが分かった。特に、東日本大震災後の補強土構造物の被害調査⁴⁾では、被災していると判定されたケースの多くは、地下水位が高い状態であったと指摘されているため、長期的な維持管理において地下水の有無を把握し、排水機能を維持していくことが重要である。



(a) D40D



(b) D40L

図 10 模型地盤の変位量

6. まとめ

本研究では、浸透流を受けるアンカー式補強土壁の地震時性能を調べるために、裏込め地盤の相対密度、排水工の施工、地下水形状の影響に関する遠心力場加振実験を実施した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 裏込め地盤密度が、実施工より極端に小さい場合においても、浸透流を受けるアンカー式補強土壁の地震時変形量は、被災判定基準をわずかに上回る程度であった。このことから、この種の補強土壁の耐震性能が高いことが確認できた。
- 2) アンカー式補強土壁の地震時変形挙動を検証したと

ころ、補強土壁背後の過剰間隙水圧が負であったことと、補強領域内のターゲット水平変位が同程度で背後地盤より大きかったことから、補強領域が一体となって挙動するメカニズムが明らかになった。

- 3) 排水工を施して壁面裏の地下水位を低位に保つことで、補強材の引抜き力の増加を防ぐだけでなく、補強領域全体の自重増加を抑制するために、地震時変形を小さくとどめることが分かった。このことより、長期的に性能を維持するためには、裏込め地盤内の地下水の有無を把握し、適切に対処する必要があるといえよう。

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。

参考文献

- 1) 桑野二郎：補強土壁の長期性能と維持管理 1.講座を始めるにあたって、地盤工学会誌, Vol.62, No.4, pp.62-63, 2014.
- 2) 小林睦, 三浦均也, 小浪岳治：降雨時におけるアンカー式補強土壁の安定性に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.8, No.3, pp.477-488, 2013.
- 3) Koseki, J., Bathurst, R.J., Güler, E., Kuwano, J. and Maugeri, M.: Seismic stability of reinforced soil walls, Proceedings of the 8th international conference on geosynthetics, pp.51-77, 2006.
- 4) Miyata, Y.: Reinforced soil walls during recent earthquakes in Japan and geo-risk-based design, Earthquake Geotechnical Engineering Design, Michele Maugeri and Claudio Soccodoto(eds), Springer, pp.343-353, 2014.
- 5) 土木学会・平成16年新潟中越地震第二次調査団：社会基盤システムの被害等に関する総合調査, 調査結果と緊急提言, I 報告と提言, pp.9-13, 2004.
- 6) 井澤淳, 桑野二郎：水没した補強土壁の遠心振動台実験, ジオシンセティックス論文集, 第20巻, pp.53-60, 2005.
- 7) 榎本忠夫, 中島進, 佐々木哲也：分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験(その1 実験条件および遠心力載荷時の安定性), ジオシンセティックス論文集, 第25巻, pp.161-168, 2010.
- 8) Butterfield, R.: Scale-modeling of fluid flow in geotechnical centrifuge, Soils and Foundations, Vol. 40, No.6, pp.39-45, 2000.
- 9) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル, 第4版, pp.236-237, 2014

