

帯鋼補強土壁の補強材敷設領域が内的安定に与える影響に関する動的遠心模型実験

京都大学大学院 学生会員 ○柴田 尚紀
 京都大学大学院 正会員 澤村 康生
 京都大学大学院 正会員 木村 亮

1. はじめに

帯鋼補強土壁とは、壁面に十字型の版状コンクリートパネルを用い、鋼製帯状ストリップを所定の間隔で敷設することで、鉛直な勾配を有する盛土を構築する工法である。図1に設計における内的安定計算の概念図を示す。内的安定計算では、補強材張力が最大値となる点から壁面側を主働領域と仮定し、主働領域の土圧と抵抗領域の補強材の引抜き抵抗力とがつり合うように補強材長が決定されている¹⁾。本研究では、内的安定計算において抵抗力が考慮されていない主働領域内に敷設された補強材の力学的役割を検討するために、遠心加速度 20 G において動的遠心模型実験を実施した。

2. 実験概要

本実験では、高さ 8.25 m の帯鋼補強土壁を対象とし、補強材の敷設領域が異なる 2 種類の実験を行った。図2に実験モデルの設計、図3に用いた壁面の寸法、表1に壁面の機能を示す。実構造物の壁面は、1.5m × 1.5m の十字型をした版状のコンクリートパネル(厚さ 0.14 m)が鋼棒を介し上下で連結されている。これより、全体と

しては柔な壁面である考えられる。実構造物を参考に、厚さ 3 mm のアルミ板($E = 7.03 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$)を用いて全体として柔な壁面となるようにモデル化を行った。

図4に実験ケースの概略図を示す。Case-1 では、抵抗力が期待されていない設計上の主働領域内にのみ補強材を敷設し、抵抗領域の補強材長さは 0 である。このため、内的な安全強度は 0 となる。一方 Case-2 では、抵抗領域のみに補強材を敷設し、主働領域内には、摩擦抵抗がなく張力だけを伝達するようにナイロン糸($\phi = 0.37 \text{ mm}$)を用いて壁面と補強材を連結した。補強材には、幅 6 mm 厚さ 0.5 mm のステンレスに両面テープを貼付し豊浦砂を付着させ摩擦を再現させたものを用いた。幅 620 mm、高さ 500 mm、奥行 150 mm の剛土槽に帯鋼補強土壁の模型を設置し、その後、豊浦砂を用いて気中落下法により相対密度 80 % の均質な乾燥砂地盤を作製した。表2に豊浦砂の物性値を示す。入力波は周波数 2 Hz のテーパ付き正弦波 20 波とした。振動台最大加速度 1.0 m/s^2 を第 1 加振とし、振動台の最大加速度が 1.0 m/s^2 ずつ増加するように加振を行った。

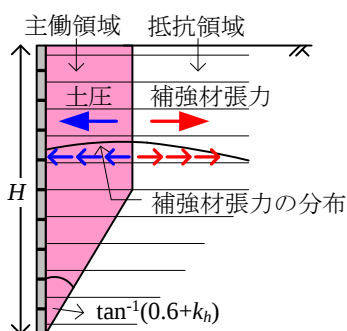


図1 内的安定計算の概念図¹⁾

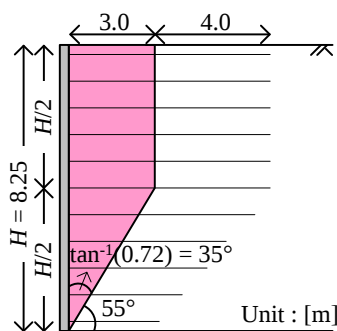


図2 実験モデルの設計

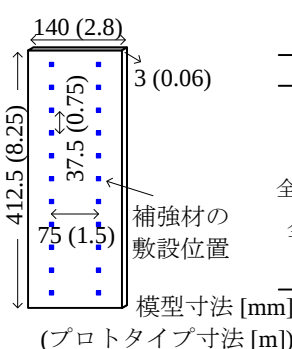
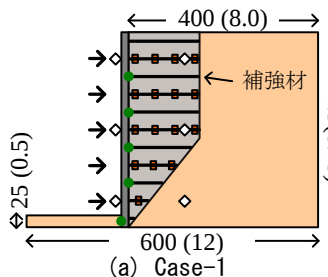


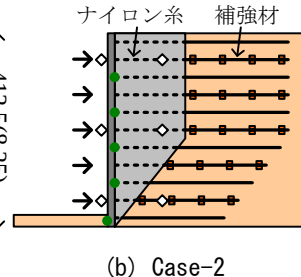
図3 壁面の模型

表1 壁面の機能²⁾を基に作成

	実構造物	モデル
局所的剛性	○	○
全体縦剛性	○	○
全体せん断剛性	△	△
全体曲げ剛性	—	△
自重抵抗	—	—



(a) Case-1



(b) Case-2

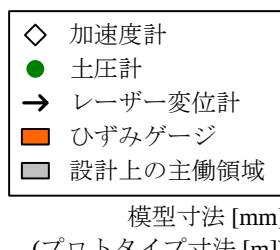


図4 実験ケースの概略図

表2 豊浦砂の物性値

比重 G_s	2.64
平均粒径 D_{50} [mm]	0.20
内部摩擦角 ϕ [deg]	38.9
粘着力 c [kPa]	0.0
最大間隙比 e_{max}	0.975
最小間隙比 e_{min}	0.585

キーワード 帯鋼補強土壁、遠心模型実験、主働領域、すべり面

連絡先 〒615-8540 京都市西京区京都大学桂 京都大学工学研究科 TEL: 075-383-3193 FAX: 075-383-3193

3. 実験結果と考察

図5に各加振前後の様子を示す。設計上の主働領域のみに補強材を敷設したCase-1では、 2.2 m/s^2 加振後まではすべり面が確認されなかった。 3.5 m/s^2 加振後には補強領域背後の一部にすべり面が見られた。 5.4 m/s^2 加振後は補強領域内は一体となって挙動し、補強領域背後に明瞭なすべり面が発生した。すべり面の角度は約 60° であった。一方、抵抗領域のみに補強材を敷設したCase-2では、加振前に壁面近傍ですべり面が確認された。すべり面は補強領域よりも壁面側で直線的に発生し、その角度は約 72° であった。その後、第1加振、第2加振における変形はわずかであったが、第3加振を入力する前にナイロン糸の破断が確認されたため、安全を考慮して第2加振で実験を終了した。以上、Case-1とCase-2の結果より、内的安定計算で抵抗力が考慮されていない補強材部分も盛土の安定に大きく寄与していることが明らかとなった。

図6に各ケースの加振前後の壁面の変形量、補強材張力および壁面に作用する土圧を示す。まず、Case-1について整理する。 3.5 m/s^2 加振後までは壁面中央がはらみだすような変形であったが、 5.4 m/s^2 加振後には、補強領域が一体となって挙動し、壁面上部の変形量が最大となった。また、全体として補強材に作用する張力は

小さかった。加えて、補強領域が一体となって挙動したことから、設計上の主働領域内に敷設された補強材は、補強材張力の発現状態によらず、盛土材を拘束し一体性を高める役割を果たしていると考えられる。また、壁面の変形が大きかった中央(下から6段目)において補強材張力が大きく作用していることより、壁面の変形に伴う補強材張力の発現についても今後検討する必要があると考える。Case-2では、遠心加速度 20 G に到達した時点で補強材を敷設していない主働領域内ですべり面が発生し、大きな変形が生じた。加振後も変形モードは同様であった。補強領域の盛土は拘束され一体的となっていたものの、壁面近傍の盛土は拘束されておらず破壊する結果となったと考えられる。

4. まとめと今後の課題

補強材張力の大きさによらず、設計上の主働領域内に敷設された補強材が盛土の一体性および帯鋼補強土壁全体の安定性に大きく寄与していることを確認した。今後は、壁面の変形量と補強材張力の関係について明らかにする必要がある。

<参考文献>

- 1) 一般財団法人 土木研究センター：補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル 第4回改訂版, 2014.
- 2) 龍岡文夫：新しい補強土擁壁のすべて 一盛土から地山まで、総合土木研究所, 2005.

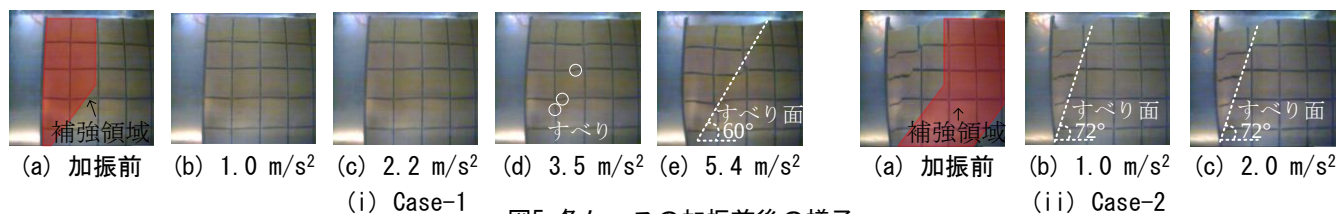


図5 各ケースの加振前後の様子

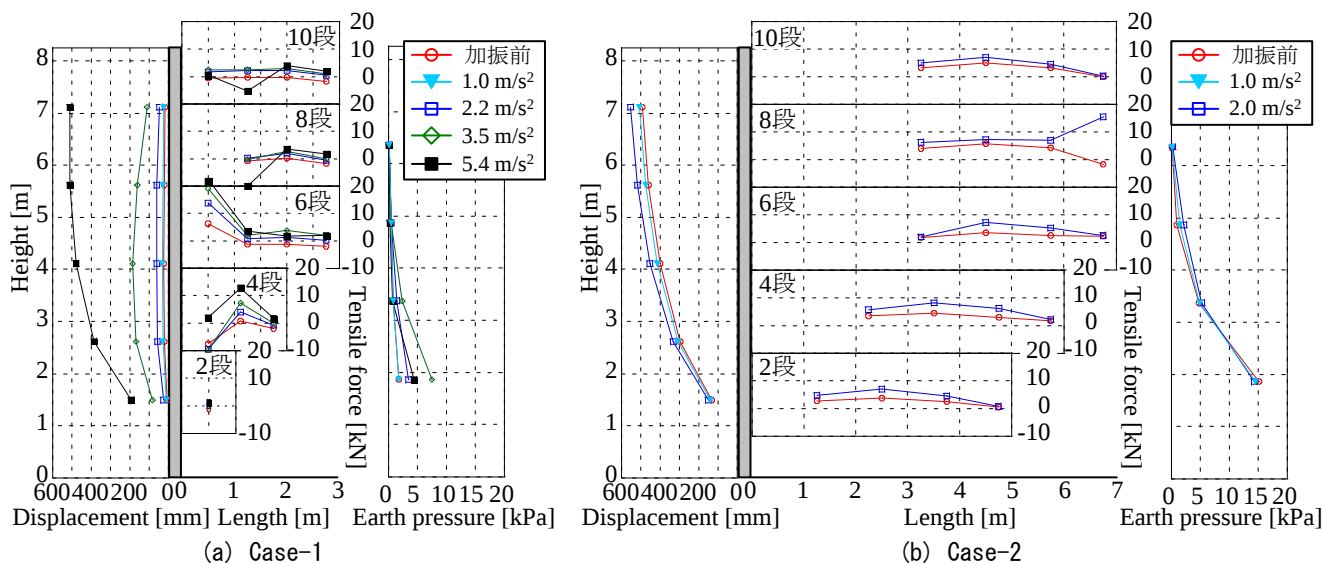


図6 各ケースの変形量、補強材張力および土圧