

入力振動数に着目した固化処理地盤の地震時土圧特性

九州大学工学部 学生会員 〇田中 洋介

九州大学大学院

フェロー 善 功企

九州大学大学院 正会員 陳 光斉

九州大学大学院

正会員 笠間 清伸

1. 背景および目的

近年頻発する大地震による、擁壁や岸壁などの抗土圧構造物への被害が報告されており、抗土圧構造物の耐震性向上は重要な課題となっている。現在、岸壁背後の砂地盤を固化材混合や薬液注入することで、地盤の粘着力を増加させる工法¹⁾がある。この粘着力の増加により、隣接する抗土圧構造物に与える静止土圧ならびに地震時土圧の低減²⁾が期待され、その土圧低減効果は、改良強度や改良範囲に影響すると考えられる³⁾。本文では、背後地盤を固化処理した抗土圧構造物の模型土槽を作製し、地盤加速度の振動数に着目した振動台実験を通して、その土圧低減効果を評価した。

2. 実験概要

図-1と表-1に、本実験で用いた模型土槽および実験条件を示す。模型の縮尺は1/10とした。抗土圧構造物を模擬した模型の壁面は、固定壁とした。壁面を5分割し、地表面から z 軸方向に50, 150, 250, 350および450mmの位置に、ロードセルをそれぞれ設置し、計測した荷重を受圧板の面積で除して水平土圧および鉛直土圧を算出した。また、壁面中央にロードセルを設置し、壁面に作用する水平土圧合力を計測した。500mm(高さ)×750mm(幅)×300mm(奥行)の土槽内に、模型地盤を未改良部と改良部の2つに分けて作製した。未改良部には乾燥した5号珪砂を用い、改良部には5号珪砂とグリセリンを混合した砂(以下、グリセリン砂)を用いた。グリセリン砂は、グリセリンを5号珪砂に対して質量比10:1の割合で混合することで、強度は12kPaとなった。相似則より、実地盤での強度は120kPa程度となり、液状化対策として用いられる固化処理土の強度に相当する。地盤作製は、まず、改良部を鉛直方向に4層に分割し、各層をハンマーで締め固めた。その後、未改良部に砂を投入し振動締め固めを行った。なお、改良部と未改良部の相対密度は60%に調整した。改良高 H を500mmとし、改良幅 B を変えることで、改良幅比 B/H を表-1に示すように変化させた。振動台の加振は、3, 4, 6, 8, 10および15Hzの正弦波を10波ずつ100Gal~400Galまでステップ载荷で行った。

3. 実験結果および考察

図-2と図-3に、それぞれ $B/H=0$ (未改良), $B/H=1.5$ (全改良)における4.0Hz, 400Gal加振時の水平土圧の時系列を示す。図-2と図-3より、加振前における静止土圧は、 $B/H=0$ では深度とともに増加

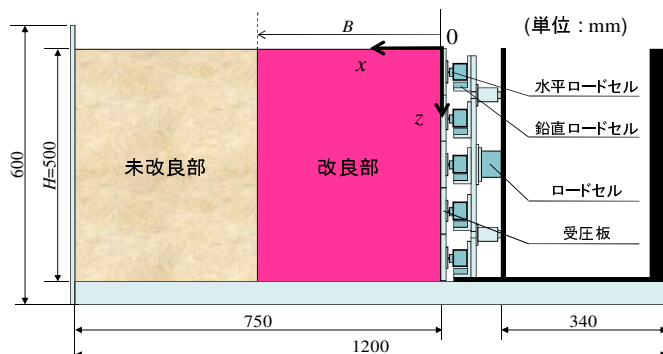
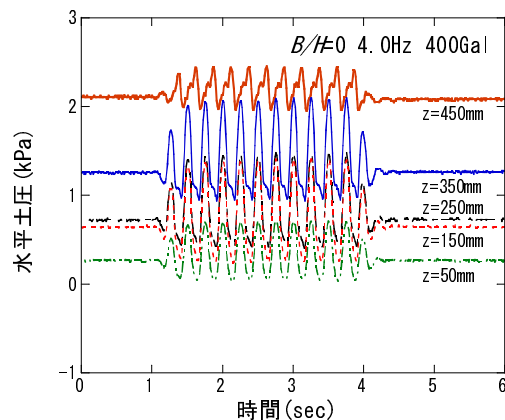
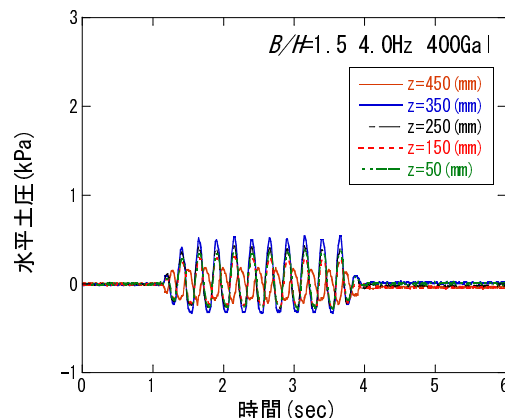


図-1 模型土槽

表-1 実験条件

未改良地盤	ϕ_d	34°
改良地盤	c_d	12 kPa
	ϕ_d	34°
改良幅比	B/H	0, 0.4, 0.75, 1.0, 1.5
相対密度	D_r	60%
入力振動数		3.0, 4.0, 6.0, 8.0, 10.0, 15.0 Hz
入力加速度		100, 200, 300, 400 Gal

図-2 水平土圧の時系列
($B/H=0$, 4.0Hz, 400Gal)図-3 水平土圧の時系列
($B/H=1.5$, 4.0Hz, 400Gal)

したが、 $B/H=1.5$ では深度によらずほぼ 0kPa を示した。これは、粘着力の効果により改良部が自立することで、静止土圧が減少したためである。

図-4 に、 $B/H=0$ における 400Gal 加振時の、動土圧振幅の深度分布図を振動数別に示す。動土圧振幅とは、加振時における最大および最小水平土圧の差である。 15.0Hz を除くすべての振動数において、 $z=350\text{mm}$ での動土圧振幅が最大となった。また、動土圧振幅の分布形状は振動数によらず、壁面中央付近で増大し、表層部および底層部では大幅に減少した。これは、底層部は基礎地盤との摩擦力によって水平変位が拘束されたため、表層部は基礎地盤から地震動が伝わりにくいためであると考えられる。

図-5 に、各改良幅比における 4.0Hz 、 400Gal 加振時の、動土圧振幅の深度分布図を示す。改良幅比の増加とともに、動土圧振幅は相対的に減少した。また、改良幅比が比較的小さいケースでは、壁面中央付近において動土圧が卓越したが、改良幅比の増加とともに、深度によらず一様になった。これは、改良幅比の増加とともにグリセリン砂の占める範囲が増加し、グリセリン砂のみの剛体的挙動に近づいたためと考えられる。

図-6 に、入力振動数と動土圧振幅の関係を示す。動土圧振幅は、 6Hz 付近で一度減少したあと、入力振動数の増加とともに徐々に増加した。

図-7 に、改良幅比と土圧低減率の関係を示す。土圧低減率は、式(1)で計算される指標である。

$$\text{土圧低減率} = \frac{P_{\max 0} - P_{\max}}{P_{\max 0}} \times 100 \quad (\%) \quad (1)$$

ここで、 $P_{\max 0}$ は $B/H=0$ における最大水平動土圧合力を、 $P_{\max}$ は各改良幅比における最大水平動土圧合力を示す。土圧低減率は入力振動数によらず、 $B/H=0.75$ までは改良幅比とともに増加し、そのさいの土圧低減率は約 90% であった。

4. 結論

本研究で得られた結論を以下に示す。

- (1) 動土圧振幅は、振動数によらず、改良幅比が増加するとともに増加した。
- (2) 動土圧振幅は、 6Hz 付近で一度減少したあと、入力振動数の増加とともに徐々に増加した。
- (3) 水平土圧合力に影響をおよぼす改良範囲は、 $B/H=0.75$ 程度であり、そのさいの土圧低減率は約 90% である。

<参考文献> 1) 財団法人 沿岸開発技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル, 2003. 2) 大原資生ら：岸壁に作用する地震時土圧の計算, 土木学会論文集, 第358号/III-3, 1995. 3) 佐々木渉：固化処理地盤の地震時特性に関する振動台実験, 九州大学卒業論文, 2009.

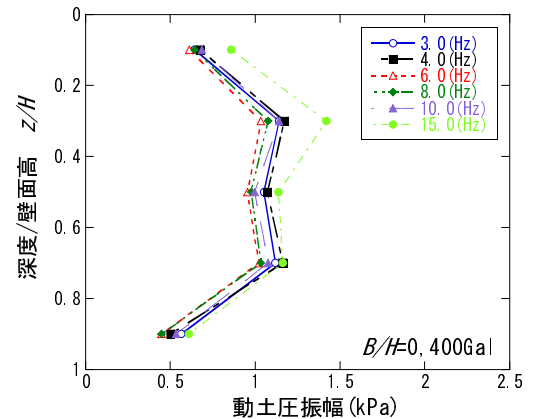


図-4 動土圧振幅の深度分布図(振動数別)

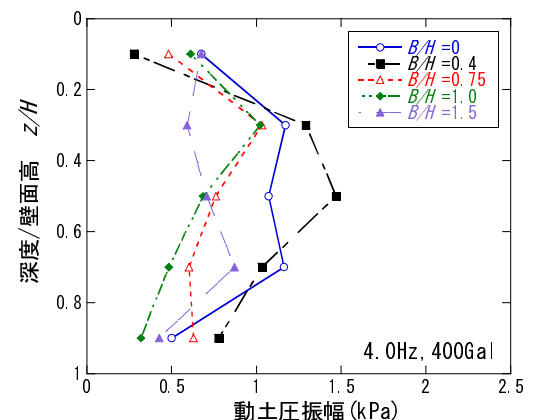


図-5 動土圧振幅の深度分布図(改良幅比別)

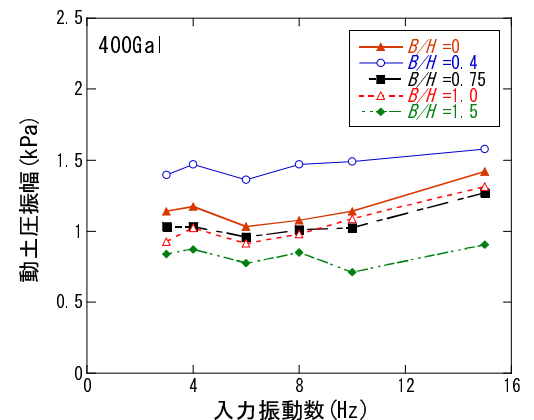


図-6 振動数と動土圧振幅の関係

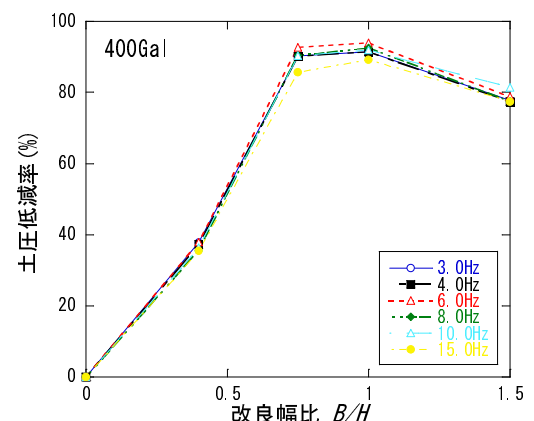


図-7 改良幅比と土圧低減率の関係