

固化処理地盤の地震時土圧 の低減に関する振動台実験

SHAKING TABLE TEST ON THE REDUCTION OF DYNAMIC EARTH PRESSURE OF CEMENT-TREATED GROUND

笠間清伸¹・善功企²・陳光齊³・林健太郎⁴

Kiyonobu KASAMA, Kouki ZEN, Guangqi CHEN and Kentaro HAYASHI

¹正会員 博(工) 九州大学助教 大学院工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

²フェロー 博(工) 九州大学教授 大学院工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

³正会員 理博 九州大学准教授 大学院工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

⁴正会員 博(工) 技術研究所副所長 五洋建設(株) (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)

In order to investigate the effect of cement-mixing for reducing the static and dynamic earth pressures against retaining structure, a series of shaking table tests in 1g gravitational field was performed in terms of the improvement width of cement-mixing. The horizontal and vertical earth pressures and total horizontal force to a retaining structure were observed to evaluate characteristics of earth pressure during seismic loading. The main conclusions obtained from this study are as follows: 1) Cement-mixing into the ground behind a retaining structure is effective for reducing the static earth pressures against a retaining structure. The static horizontal earth pressure before applying seismic loading decreases with increasing improvement range, especially for $B/H > 0.75$ (B : the improvement width of cement-mixing, H : the height of a retaining structure). 2) The amplitude of dynamic horizontal earth pressure shows a peak magnitude around the middle height of a retaining structure and increases with increasing input acceleration. 3) Total horizontal force to a retaining structure during seismic loading increases with increasing input acceleration and increasing improvement width. 4) Earth pressure reduction by cement-mixing depends on the improvement width showing a maximum reduction for $B/H = 0.75$ irrespective of input acceleration.

Key Words : Earth pressure, cement mixing, retaining structure, shaking table test

1. はじめに

近年頻発する大地震により、岸壁や擁壁などの抗土圧構造物への被害が多数報告されており、地震時における抗土圧構造物の安定性向上は重要な課題となっている。これら被害の原因の一つに地盤の液状化現象がある。現在、様々な液状化対策工法が考案、実用化されており、その中の一つに固化材や薬液を用いて地盤を固化する固化処理工法がある。例えば、事前混合処理工法¹⁾のように砂質土に固化材を混合して造成された固化処理地盤は、新規埋立地盤の液状化対策として活用されている。また、耐久性の高い溶液型薬液を用いて既設構造物の直下地盤を固化する浸透固化処理工法²⁾などが開発されている。

事前混合処理工法や浸透固化処理工法のような固化処理工法の特徴は、砂地盤の強度成分に粘着力が付加されることであり、この粘着力の付加により、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が期待される^{3),4)}。これまでに粘着成分を有する砂地盤の地震時土圧に関して、大原と

山本³⁾は、重力場の振動台装置を用いて、若干の粘着力が地震時主動土圧に与える影響を実験的に明らかにしている。善ら⁴⁾は、砂質土と少量のセメントを混合した処理土を用いて模型土圧実験を行い、固化処理地盤の静的土圧特性を調べている。北詰と山本⁵⁾は、遠心模型実験装置を用いて、固化材混合直後のスラリー状態から固化に至る過程での土圧の変化、固化した改良地盤の破壊挙動ならびに主動破壊について検討している。さらに、松田ら⁶⁾は、橋台の背後を固化処理したさいの地震時土圧の低減に関して、模型実験および動的弾塑性有限要素解析により、その効果を検討している。

しかしながら、抗土圧構造物への土圧低減に有効な固化処理の改良強度および改良範囲などについては、不明な点も多い。そこで、本論文では、土圧低減効果に影響をおよぼす固化処理地盤の改良範囲を評価するための基礎的研究として、背後を固化処理した抗土圧構造物の模型土槽を作製し、地震時を想定した振動台模型実験を行った。

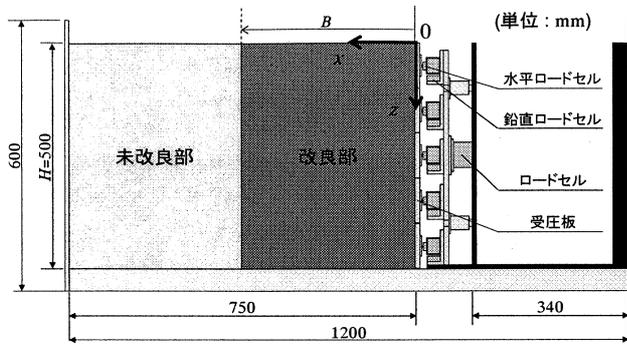


図-1 模型土槽

表-1 実験条件

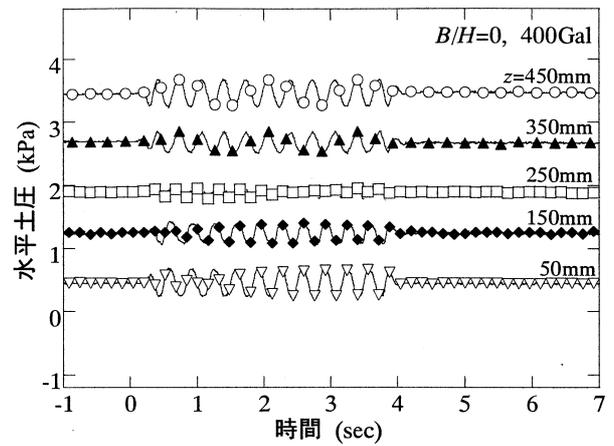
改良部	c_d	12kPa
	ϕ_d	34°
	γ_d	14.9kN/m ²
未改良部	c_d	0kPa
	ϕ_d	34°
	γ_d	13.5kN/m ²
改良幅比 B/H	0, 0.2, 0.4, 0.75, 1.0, 1.5	
相対密度 D_r	60%	
最大入力加速度	50, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400Gal	
入力波	3Hzの正弦波を10波	

2. 実験概要

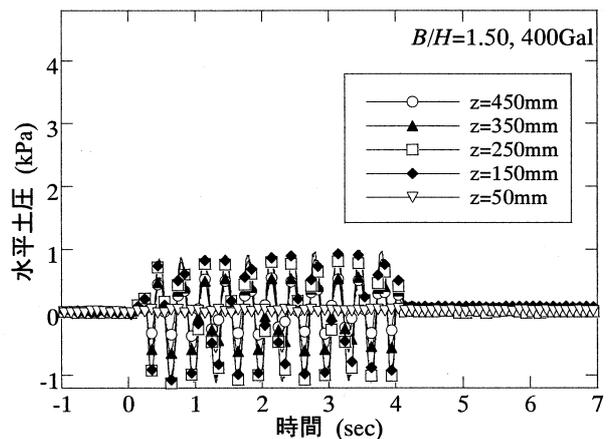
図-1 に、本実験で用いた模型土槽を示す。高さ 5m 程度を想定した抗土圧構造物を 1/10 縮尺で模擬した。抗土圧構造物を模擬した壁面は、地盤からの土圧の増加により水平移動が可能であるが、今回は固定壁として実験を行った。壁面を鉛直方向に 5 分割し、水平ロードセルと鉛直ロードセルを地表面から z 軸方向に 50, 150, 250, 350 および 450mm の位置にそれぞれ設置し、水平荷重と鉛直荷重を計測した。計測した荷重を受圧板の面積で割ることで、水平土圧と鉛直土圧を計測した。また、壁中央位置にロードセルを設置することで、壁面全体に作用する水平土圧合力を計測した。

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、改良部には所定の粘着力を添加させるため、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³⁾。5 号珪砂とグリセリンを質量比 10:1 で混合することで、グリセリン砂は不飽和状態(飽和度=28%)となり、グリセリン砂の粘着力は一面せん断試験より 12kPa となった。このときのグリセリン砂の強度を、相似則を考慮して実際のスケールに換算すると 120kPa 程度となり、これは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。なお、今回は、せん断剛性などの変形に関する相似則などは、考慮していない。

地盤作製は、改良部を鉛直方向に 4 層に分割し、



a) $B/H=0.0$ (未改良)



b) $B/H=1.5$ (全改良)

図-2 水平土圧の時系列(400Gal)

各層毎にハンマーで締固めて作製した。ランキンの土圧式とグリセリン砂の強度定数から計算したグリセリン砂の自立高さは、約 3m であり、地盤作製後において、改良部は粘着力により完全に自立した。改良部を作製した後、未改良部に乾燥状態の砂を投入し振動締固めにより作製した。なお、改良部と未改良部の地盤相対密度は 60%に調整した。改良高 H を 500mm とし、改良幅 B を変化させ、改良幅比 $B/H=0, 0.2, 0.4, 0.75, 1.0, 1.5$ の全 6 ケースで実験を行った。振動台の加振は、3Hzの正弦波を 10 波ずつ 50, 100, 150, 200, 250, 300, 350 および 400Gal のステップ载荷で行った。表-1 に実験条件を示す。

3. 静止土圧特性と動土圧特性

図-2 に、 $B/H=0$ (未改良)と $B/H=1.5$ (全改良)における 400Gal 加振時の水平土圧の時系列を示す。 $B/H=0$ (未改良)では、計測深度が大きくなるほど、加振前の静止土圧が大きくなり、加振時はその静止土圧を中心に入力した正弦波にほぼ近い形状で増減した。一方、 $B/H=1.5$ (全改良)では、加振前の静止土圧は全ての深度において 0kPa を示し、加振時で

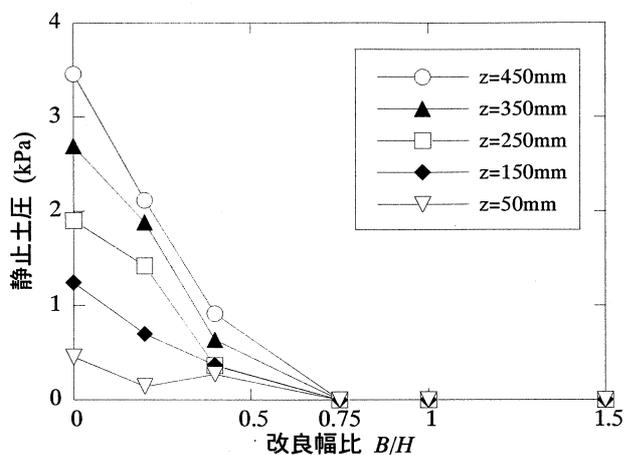


図-3 静止土圧と改良幅比

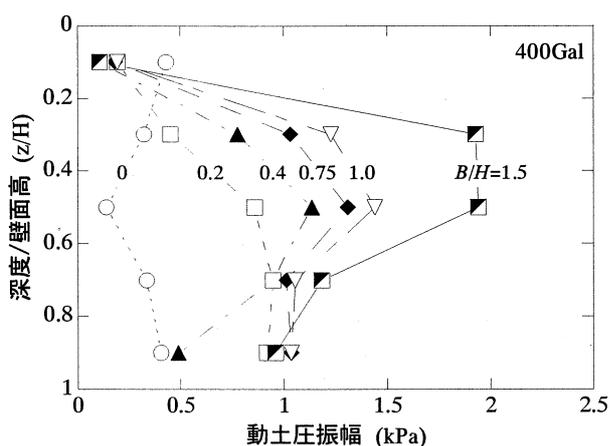
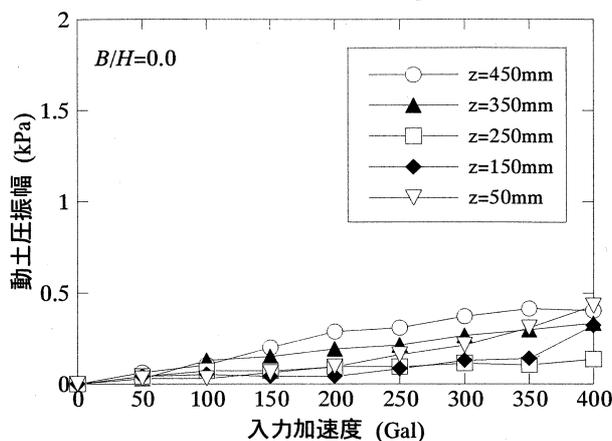
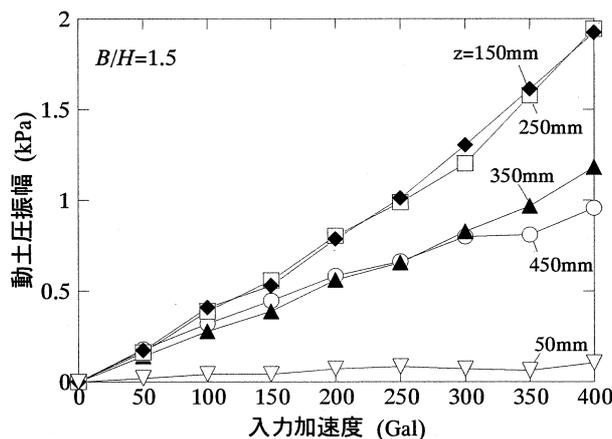


図-4 動土圧振幅の深度分布(400Gal)



a) B/H=0.0(未改良)



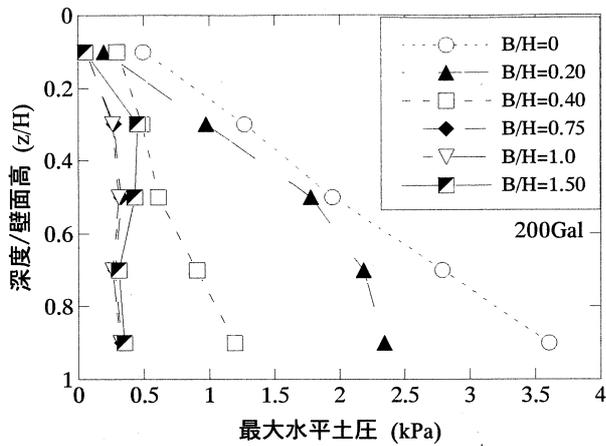
b) B/H=1.5(全改良)

図-5 動土圧振幅と入力加速度

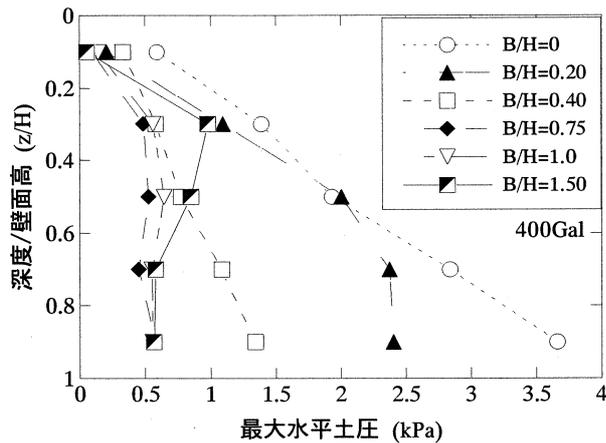
は、負の土圧が生じる結果となった。これは、グリセリンを加えたことにより生じた土粒子間の粘着力によって、壁面に引張応力が生じるためであると考えられる³⁾。なお、実験中は鉛直土圧も計測したが、鉛直土圧は水平土圧に比べ値が小さく、全体の挙動も水平土圧と類似したため、本論文では、水平土圧の結果を主に用いる。以降、本論文では、加振前に計測される水平土圧を静止土圧、加振中に計測される水平土圧と静止土圧の差を動土圧とよび、その動土圧の変動幅を動土圧振幅とよぶ。

静止土圧と改良幅の関係を明らかにするために、図-3に各深度における静止土圧と改良幅比の関係を示す。静止土圧は、改良幅比の増加とともにほぼ直線的に減少し、その減少率は深度が増加するほど顕著であった。さらに、改良幅比 $B/H=0.75$ になると全ての深度において 0kPa を示した。これは、グリセリン混合で生じた粘着力の効果により改良部が自立するため、未改良部からの水平土圧の一部または全部を受け持ったためと考えられる。また、 $B/H=0.0$ (未改良)の静止土圧から、未改良地盤の静止土圧係数 K_0 を求めると 0.54 となり、ヤーキーの式($K_0=1-\sin\phi$)で得られる値 $K_0=0.44$ よりも大きくなった。

加振時における土圧の変化量を考察するために、図-4に 400Gal 加振時の動土圧振幅の深度分布図を示す。動土圧振幅は、全体的に改良幅比の増加とともに増加した。動土圧振幅の深度分布は、改良幅比により異なり、改良幅比 $B/H=0$ では、深度によらずほぼ均一な分布であるが、改良幅比が増加するとともに次第に壁面中央付近の動土圧振幅が増加した。壁面中央付近の動土圧振幅が大きい挙動は、大原らが地盤を弾性体と仮定して求めた地震時における壁面に作用する振動土圧と一致する⁷⁾。以上のことから、壁面が固定されている条件で振動を受ける場合においては、改良部は未改良部と比較して弾性体に類似して挙動すると考えられる。改良部が弾性体に類似して挙動するのは、改良部を構成するグリセリン砂が不飽和状態で粘着力を有することや締固め法で作製したことなどが起因していると考えられる。また、今回のように、固化処理地盤の改良幅が変化する場合には、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するため、次第に粘着力を有するグリセリン砂のみの場合(改良幅比 $B/H=1.50$)の挙動に近づいたと考えられる。



a) 200Gal



b) 400Gal

図-6 最大水平土圧の深度分布

図-5に $B/H=0.0$ (未改良)と $B/H=1.5$ (全改良)における動土圧振幅と入力加速度の関係を示す。 $B/H=0.0$ (未改良)の動土圧振幅は、入力加速度が200Gal程度までは、入力加速度と直線的な関係があり、その増加率は地盤深部ほど大きくなった。200Gal以降では、地盤の浅部($z=50\text{mm}$ と 150mm)の増加が顕著であり、地盤浅部の応答加速度が増幅したことが原因として考えられる。 $B/H=1.5$ (全改良)の動土圧振幅は、入力加速度とともに、ほぼ直線的に増加した。しかしながら、その増加率は、深度によって異なる結果となり、壁面上端付近の $z=50\text{mm}$ が最も小さく、壁面中央付近の $z=150\text{mm}$ および 250mm で増加率が大きい結果となった。

4. 土圧低減率と改良幅

前節で示したように、固化処理地盤の改良幅の増加とともに壁面に作用する静止土圧は減少するが、動土圧は増加する挙動を示した。本節では、静止土圧と動土圧を合計した地震時水平土圧の最大値を用いて、固化処理地盤の改良幅の影響を総合的に評価

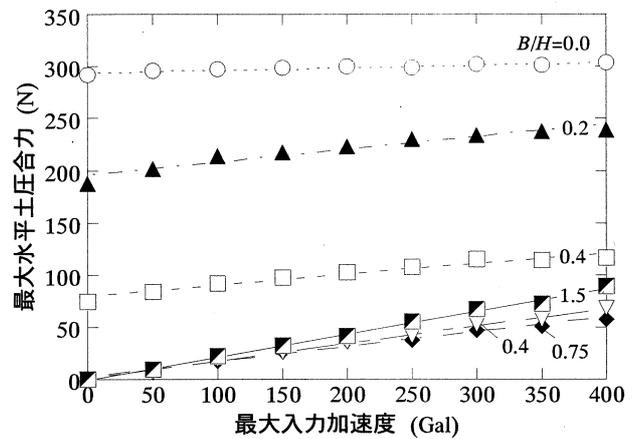


図-7 最大水平土圧合力と入力加速度

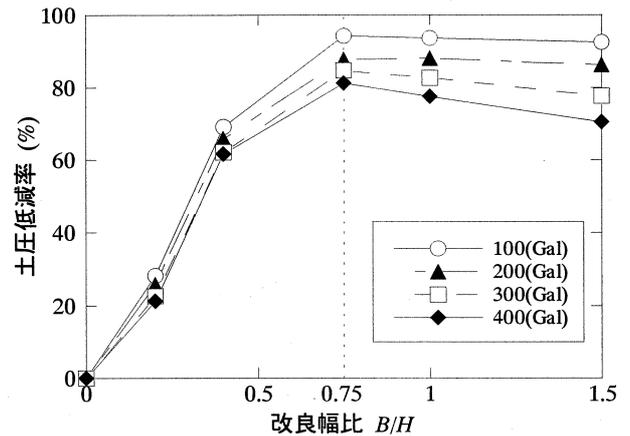


図-8 土圧低減率と改良幅比

する。図-6には、200Gal および 400Gal における地震時最大水平土圧の深度分布を示している。 $B/H=0.0$ (未改良)では、深度が増加するとともに直線的に増加した。改良幅比が増加するとともに、壁面下端の土圧の減少が顕著に生じ、 $B/H=0.75$ と 1.0 においては、壁面上端付近を除いてほぼ深度方向に均一な土圧分布を示した。さらに、 $B/H=1.5$ (全改良)では、壁面中央のやや上側が最大値を示すような土圧分布となった。以上のことから、改良幅比が増加することによって、壁面に作用する土圧合力の絶対値が変化するだけでなく、土圧合力の作用高さも徐々に上側に移動すると考えられる。

地震時土圧の絶対量の変化を考察するために、最大水平土圧合力と入力加速度の関係を図-7に示す。ここで、最大水平土圧合力とは、地震時最大水平土圧を深度方向に積分した土圧の合計値である。 $B/H=0.0$ (未改良)では、入力加速度がゼロにおける土圧合力の値、つまり静止土圧による土圧合力がほとんどであり、入力加速度の増加による土圧合力の増加はわずかであった。一方、入力加速度の増加に伴う土圧合力の増加率に着目すると、改良幅比が増加するとともに増加率は増加し、本実験条件では $B/H=1.5$ が最も大きくなった。

改良幅と土圧の低減効果を評価するために、改良幅比と土圧低減率の関係を図-8 に示す。土圧低減率とは、以下の式で計算される指標である。

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

ただし、 $P_{\max 0}$ は $B/H=0$ (未改良) における最大水平土圧合力を、 P_{\max} は各改良幅比における最大水平土圧合力を示す。図-8 より、改良幅比の増加とともに土圧低減率は増加し、本実験条件においては $B/H=0.75$ で最大値をとり、以降、改良幅比の増加とともに緩やかに減少した。これは、改良幅比の増加とともに静止土圧は減少するが、動土圧振幅は増加するという特性によるものと考えられる。また、入力加速度の増加とともに土圧低減率は減少し、その低減量は改良幅比の増加とともに増加した。以上のことから、土圧低減を目的として抗土圧構造物の背後を固化処理する場合には、その効果が最大となる改良幅が存在する可能性があることを示唆する。

5. まとめ

本論文では、抗土圧構造物の背後を固化処理した模型地盤の振動台実験により、土圧低減効果にあたる固化処理地盤の改良範囲の影響を明らかにした。

- (1) 改良幅比の増加とともに静止土圧は減少し、 $B/H=0.75$ では全深度で 0kPa を示した。
- (2) 動土圧振幅は、改良幅比の増加とともに壁面中

央付近の成分が増加した。

(3) 最大水平土圧合力は入力加速度の増加とともに直線的に増加したが、その増加の傾きは改良幅比が大きいほどに大きい。

(4) 改良幅比の増加とともに土圧低減率はおおよそ直線的に増加し $B/H=0.75$ で最大値(約 80%)をとり、以降、改良幅比の増加とともに緩やかに減少した。

参考文献

- 1) Zen, K., Yamazaki, H., Yoshizawa, H. & Mori, K. 1992. Development of premixing method against liquefaction, Proceedings of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, 461-464.
- 2) Yamazaki, H. Hayashi, K. & Zen, K. 2006. New liquefaction countermeasure based on pore water replacement, Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol.4, 2741-2744.
- 3) 大原資生, 山本哲朗: 粘着力を持つ土の地震時主働土圧に関する実験的研究, 土と基礎, Vol.30, No.4, Ser.No.291, pp.33-37, 1982.
- 4) 善功企, 山崎浩之, 館下徹, 長澤啓介: 事前混合処理工法による処理土の静的土圧特性, 港湾技術研究所報告, 第32巻, 第2号, pp.153-182, 1993.
- 5) 北詰昌樹, 山本浩司: セメントで改良された石炭灰地盤の破壊挙動と土圧に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第36巻, 第1号, pp.1-24, 1997.
- 6) 松田哲夫, 前田良文, 鶴飼恵三, 持田淳一: 橋台に作用する地震時土圧の低減に関する模型実験と解析, 土と基礎, Vol.42, No.4, Ser.No.435, pp.27-32, 1994.
- 7) 大原資生: 地震時に岸壁に作用する振動土圧の計算, 山口大学工学部学報, Vol.9(1), pp.59-65, 1958.