浮き型格子状固化処理工法の 液状化地盤への適用性に関する実験的検討

高橋 英紀¹・森川 嘉之²・津國 正一³・福武 毅芳⁴
鈴木 亘⁵・竹花 和浩⁶

¹正会員 港湾空港技術研究所 地盤研究領域 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)
E-mail:takahashi-h@pari.go.jp

²正会員 港湾空港技術研究所 地盤研究領域 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)
E-mail:morikawa@pari.go.jp

³正会員 竹中土木 環境・エンジニアリング本部 (〒136-8570 東京都江東区新砂一丁目1-1)
E-mail:tsukuni-s@takenaka-doboku.co.jp

⁴正会員 清水建設 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島三丁目4-17)
E-mail:kiyoshi.fukutake@shimz.co.jp

⁵東洋建設 土木事業本部 (〒135-0064 東京都江東区青海二丁目4-24)
E-mail:suzuki-wataru@toyo-const.co.jp

⁶正会員 ジオデザイン 技術部 (〒108-0023 東京都港区芝浦三丁目14-6)
E-mail:takehana@geodesign.co.jp

液状化対策として、深層混合固化処理工法などの固化処理技術を利用して、液状化層を格子状に改良する工法がある。この工法の液状化対策としての有効性は過去に多くの実験や解析で実証されている。本研究では、この工法の経済性をより高めるために、固化体を部分的に液状化層内に留める工法について検討を行った。液状化層内に留めた固化体およびその側方に非液状化層まで着底させた固化体を構築し、液状化層内に留めた固化体の水平変位量を低減し、格子内部のみならず固化体下部の地盤での液状化を抑制することを試みた。動的な遠心模型実験の結果、部分的に固化体を液状化層内に留めたとしても、液状化を抑制する効果が発揮されることが確認された。

Key Words : *liquefaction, lattice-shaped improvement, floating-type, centrifuge, shaking table test*

1. はじめに

地震時に緩い砂地盤で生じる液状化現象は噴砂や地盤沈下などの地表面に対する被害を生むだけでなく、基礎杭に対する地盤反力や支持力を低減したり、岸壁や擁壁へ多大な土圧を作用させて被害をもたらしたりする。このため、砂地盤での液状化を抑制する多くの工法が提案され、液状化対策として施工が進められている。液状化対策工法の中で、細粒分を多く含む地盤にも適用でき、比較的低コストな工法として、セメントを用いた深層混合固化処理工法¹⁾がある。深層混合固化処理工法とは、石灰やセメント、セメント系固化材などを地中に供給し地盤内で攪拌翼によって機械的に混合することによって地盤を固化する工法である。近年では、既設構造物などを対象に、高圧噴射を利用して地盤を崩し硬化材を流し込む高圧噴射式攪拌工法²⁾も利用されている。これらの工法では、固化処理された固化杭を多く形成することによって任意の形状の固化体を造成することが可能である。

改良率を低減させた経済的な形式として、図-1に示すような格子状の形式がある。液状化地盤を固化処理工法で格子状に固化することによって、固化壁に囲まれた液状化地盤において地震時に発生するせん断応力は低減し、液状化を抑制できる^{3),4),5)}。この工法を適用した実際の埋立地盤において、地震時に液状化が抑制されたという報告例^{6),7),8)}もある。

高橋ら⁹⁾は上記工法をさらに発展させて工法の経済性をより高めるために、格子状固化体を部分的に非液状化層に着底させない形式（以降、浮き型形式と称す）について検討を行い、その液状化対策効果を調べている。具体的な検討方法としては、浮き型の固化体の非液状化層に対する相対的な水平変位を低減するため、固化体の側方に壁面を設け、遠心力場で模型振動実験を行っている。その結果、固化体の水平変位を低減することによって、非液状化層と固化体の振動を同期させ、両者に挟まれた液状化層で発生するせん断応力を低減することができ、液状化対策効果が確認されている。

図-1 格子状固化処理工法の概念図

図-2 格子壁の一部を非液状化層に着底させない工法

本研究では、実物スケールでの地盤構造物の応力状態を再現できる遠心力場で模型振動実験を行い、より現実的な地盤条件を想定し、浮き型の固化体の側方に水平変位を抑制する構造体を設置して振動実験を実施することによって、浮き型の格子状固化処理地盤での液状化特性を調べた。なお、図-2に示すように水平変位を抑制する構造体として着底型の格子状固化体を用いている。

2. 実験条件

(1) 実験ケースと模型地盤の作製方法

本研究で用いた実験模型は、図-3に示すように浮き型の固化体側方に着底型の格子状固化体を設置したものである。実験ケースの一覧を表-1に示す。試料容器内に着底型と浮き型の固化体をモデル化し、浮き型の固化体の深さを变化させた実験を実施し、より現実的な地盤条件における固化体の深さと液状化対策効果の関係を調べた。

模型寸法は実物寸法換算で、地盤高さ11.5 m×幅36.8 m×奥行き10.0 mである。非液状化層としての支持層は、相馬珪砂5号の物性を表-2(a)に示す。なお、支持層は所定の高さからサンド・ホッパーによって砂を空中で落下させて堆積させる砂降らし法で作製した。

支持層を作製し、その上に着底型の格子状固化体を設置した後、液状化層の作製に先だって加速度計および間隙水圧計を所定の位置に釣り下げた。図-4にセンサーの設置方法の概略図を示している。釣り糸とアクリル板を使ってセンサーの位置と方向を固定し、乾燥砂地盤の作製後に釣り糸を上部で吊り上げている輪ゴムを地盤表面付近で切断し、センサーが地盤内で自由に振動できるようにした。センサーの設置後、再び空中落下による砂降らし法によって液状化層となる緩い砂地盤を作製した。

図-3 実験模型の概略図 (CASE 3)

図-4 計測センサーの設置方法

砂材料には支持層と同じ相馬珪砂5号を用いた。

浮き型の固化体の下端となる深さで砂降らしを一度中断し、バキュームで整形して平坦な地表面を作製し、その上に格子状の固化体を設置した。実験に用いた固化体は、含水比30%の相馬珪砂5号に早強セメント（乾燥重量比20%）を混合・攪拌して、モールド内で固化したもの（図-5参照）を用いた。なお、固化体の一軸圧縮強さは3219 ~ 5300 kN/m²であり、湿潤単位体積重量は18.0 ~ 19.8 kN/m³であった。固化体の設置後に再び砂降らしを行い、液状化層となる緩い乾燥砂地盤を作製した。緩い砂地盤の平均的な相対密度は $D_r=48 \sim 57\%$ であった。

緩い砂地盤を作製した後、路床を想定した表層地盤を相馬珪砂特4号で作製した。その物性を表-2(b)に示している。特4号は5号よりも粗く、相対密度も $D_r=81 \sim 98\%$ と大きくしたため、この表層では液状化は生じない。

間隙水の通水は、遠心力場で粘性流体を地盤に流し込んだ。この方法は岡村・来山¹⁰⁾によって提案されたものであり、通水時におけるサクシオンによる不飽和領域を減らすことで、飽和度の高い地盤を作製できる。粘性流体は水の50倍の粘性を持つメトロゾ水溶液であり、粘性の高い間隙水を用いるのは、動的遠心模型実験における動的変形現象と間隙水圧消散現象の相似則を合わせるためである。

(2) 振動実験方法

港湾空港技術研究所が所有する遠心模型実験装置 Mark II¹¹⁾を用いて、模型地盤内に実物スケールでの地中応力を再現した。実験装置の有効回転半径は3.8 mであ

表-1 実験ケースの一覧

ケース	固化体の深さ			液状化層の相対密度	形式
	左	中央	右		
CASE 1	0.0m	0.0m	0.0m	48%	無改良
CASE 2	8.0m	8.0m	8.0m	43%	着底型
CASE 3	8.0m	4.0m	8.0m	48%	浮き型
CASE 4	8.0m	6.0m	8.0m	46%	浮き型
CASE 5	0.0m	4.0m	8.0m	54%	浮き型
CASE 6	8.0m	2.0m	8.0m	57%	浮き型

表-2 砂材料の物性

(a) 相馬珪砂5号		
土粒子密度, G_s		2.65
最大間隙比, e_{max}		1.13
最小間隙比, e_{min}		0.68
粒度分布	D_{60} (mm)	0.35
	D_{30} (mm)	0.29
	D_{10} (mm)	0.23
	D_{60}/D_{10}	1.54
(b) 相馬珪砂特4号		
土粒子密度, G_s		2.65
最大間隙比, e_{max}		0.76
最小間隙比, e_{min}		0.55
粒度分布	D_{60} (mm)	1.40
	D_{30} (mm)	1.06
	D_{10} (mm)	0.82
	D_{60}/D_{10}	1.70

図-5 実験に用いた固化体

図-6 試料容器底面で計測した加速度 (CASE 1, Step 3)

る。なお、格子壁に囲まれた緩い飽和砂地盤が液状化する過程を遠心力場での振動実験で再現できることは、高橋ら⁸⁾が Modeling of models 手法を用いて調べている。そこでは、10G、25G、50Gの3種類の遠心加速度下で、格子壁で囲まれた飽和砂地盤に対して振動実験を実施し、各遠心加速度における地盤での入力加速度に対する過剰間隙水圧の発生特性はほぼ一致することが確かめられている。

作製した模型地盤に対して遠心力場で振動を加え、その動的挙動を観察した。振動の入力信号はある港湾で想定されているL2地震動のシナリオ波である。波形の形状を保って徐々に大きな加速度振幅の波形を入力するステップ加振方式によって振動実験を実施し、振動中の地盤内の応答加速度や間隙水圧の上昇、振動前後の側面写真や地盤変形量を計測した。振動の応答加速度波形の一例として、CASE 1におけるStep 3での試料容器底面の加速度時系列を図-6に示す。なお、試料容器天端での加速度振幅は底面での振幅よりも10%程度大きくなる傾向があった。各実験ケースにおいて試料容器底面で計測した加速度振幅の最大値をまとめると表-3のようになる。表に示すように、各実験ケースの模型重量が異なるなどの理由で、同じ波形信号を入力したにもかかわらず実験ケース間で入力加速度の振幅は多少異なっていた。

3. 遠心模型実験結果

(1) 応答加速度特性

本実験では、浮き型の固化体の側方に水平変位を抑制する着底型の格子状固化体を設置し、液状化対策効果が発揮されるかを調べた。本節では、地盤の応答加速度特性について述べる。図-7および図-8には、CASE 1（無改良）、CASE 2（着底型）、CASE 4（浮き型）における応答加速度の時系列（主要動の初期を拡大したもの）を示している。図-7は入力加速度が約 0.45 m/s^2 (Step 1)の場合、図-8は約 1.97 m/s^2 (Step 2)の場合の計測値である。なお、加速度と時間は実物寸法換算しており、液状化層内の浅層と深層である深度3.5 m、7.0 m (図-3のAcc1, Acc2) および支持層の表面である深度9.0 m (図-3のAcc3) での応答加速度を示している。

図-7に示したCASE 1, CASE 2, CASE 4でのStep 1における時系列を見ると、いずれの深度においてもほぼ同程度の応答加速度となっており、地盤が浅層まで一体的に振動していることが分かる。この振動レベルにおいては、地盤の非線形化や液状化が進んでいなかった。一方、図-8(a)に示したCASE 1でのStep 2では、液状化層の浅層の加速度が支持層や深層の加速度とずれており、特に42

表-3 振動の最大入力加速度

	CASE 1 (m/s ²)	CASE 2 (m/s ²)	CASE 3 (m/s ²)	CASE 4 (m/s ²)	CASE 5 (m/s ²)	CASE 6 (m/s ²)
Step 1	0.46	0.44	0.44	0.46	0.51	0.51
Step 2	2.00	1.94	1.94	1.96	1.90	1.90
Step 3	2.44	2.32	2.51	2.59	2.78	2.84
Step 4	2.70	2.68	2.76	2.76	2.82	2.78
Step 5	2.68	2.61	2.68	2.76	2.91	2.84
Step 6	2.74	2.53	2.74	2.80	2.87	2.84

(a) CASE 1 (無改良)

(b) CASE 2 (着底型)

(c) CASE 4 (浮き型)

図-7 地盤の応答加速度の時系列(Step 1)

(a) CASE 1 (無改良)

(b) CASE 2 (着底型)

(c) CASE 4 (浮き型)

図-8 地盤の応答加速度の時系列(Step 2)

sec以降においてはほぼ支持層と深層の振動が連動して
いなかった。これは、この振動レベルにおいては浅層の
地盤が完全に液状化状態に至ったためと考えられる。図
-8(b)と(c)に示したCASE 2, CASE 4でのStep 2では、液状化
層の浅層と深層の加速度が支持層の加速度よりも遅れて
おり、位相遅れが発生していた。しかしながら、CASE
1とは異なり、浅層と深層の加速度は支持層の加速度と
連動して振動しており、地盤の剛性は失われていない。
すなわち、地盤は液状化状態には至っていない。これ
は、他の浮き型のケースでも同様の傾向であった。こ
れらのことから、加速度の観点においては、CASE 2の
着底型だけでなくCASE 4の浮き型改良によっても液状
化を抑制できることが確認された。

(2) 過剰間隙水圧の発生特性

本節では、過剰間隙水圧の発生特性について述べる。
図-9には、CASE 1 (無改良)、CASE 2 (着底型)、
CASE 4 (浮き型)におけるPwp1, Pwp2 (図-3参照)での

過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'$ の時系列を示している。横軸の時
間は実物寸法換算している。また、入力加速度が約1.97
m/s² (Step 2)、深度は3.5 m, 7.0 mでの実験値を示している。

図-9(a)に示したCASE 1での時系列を見ると、深度3.5
mの浅層において、振動レベルが大きい主要動を作用さ
せた直後に $\Delta u/\sigma'$ が急激に増加して、液状化を示す1.0に
達している。また、主要動の作用後においても $\Delta u/\sigma'$
が緩やかに減少しており、地盤が完全な液状化状態に至
たことを表わしている。なお、地盤が液状化した場合、
振動中に間隙水圧計が沈降するために、沈降量に相当す
る水圧の増分が発生する。振動中の沈降量を計測するこ
とが難しいために、図中に示した $\Delta u/\sigma'$ から水圧増分
による値を引いておらず、 $\Delta u/\sigma'$ が1.0を超えて過剰間隙水
圧の消散後も0となっていない。しかしながら、本稿で
は液状化の状況を把握することを目的としており、 $\Delta u/\sigma'$
が1.0を超えていても解釈に大きな問題は無いため、振
動中に生じる水圧増分に対する補正を行わないこととし
た。深度7.0 mの深層においては、 $\Delta u/\sigma'$ が1.0に達してい

ないものの1.0近くまで増加し、振動後の減少も緩やかである。このことから、地盤が完全な液状化に近い状態まで達していたと推測される。

図-9(b)に示したCASE2での時系列を見ると、いずれの深度においても、振動レベルが大きい主要動を作用させた際に $\Delta u/\sigma'$ が1.0に近い0.9程度まで増加している。しかしながら、振動後において $\Delta u/\sigma'$ は速やかに減少しており、地盤は完全な液状化状態に至っていないと考えられる。図-9(c)に示したCASE4の $\Delta u/\sigma'$ においても、CASE2よりも多少ピーク値が大きいものの、ほぼ同様の傾向となっており、地盤は完全な液状化状態には至っていなかった。他の浮き型のケースでも同様の傾向であった。なお、図-9(c)のCASE4のケースでの深部における $\Delta u/\sigma'$ が浅部のそれよりも若干大きくなっていた。これは、浮き型の場合、浅部は格子状固化体の内部(改良域)に間隙水圧計があるのに対し、深部は固化体の外部(無改良域)に間隙水圧計があり、格子内部の方でより水圧が抑制されたためと考えられる。また、図-9(b)と9(c)での振動時間終了後である100秒付近の $\Delta u/\sigma'$ を比較すると、CASE4の方がCASE2よりも $\Delta u/\sigma'$ が多少小さい。これは、浮き型に比べて着底型は砂地盤が固化体に相対的に囲まれているため、過剰間隙水圧の消散が遅くなったのではないかと推測される。これらのことから、過剰間隙水圧の観点においても、CASE2の着底型だけでなくCASE4の浮き型改良によっても液状化を抑制できることが確認された。

(3) 地表面の沈下特性

本節では、地表面の沈下量について述べる。図-10には、浮き型の固化体上部(図-3のDp1, Dp2)での各実験ケースにおける加振ステップ毎の地表面の累積の沈下量を示している。なお、沈下量は実物寸法換算している。

図-10(a)と10(b)に示すように、CASE1(無改良)ではStep2において0.23 m程度の沈下が生じ、その後の加振ステップ毎に沈下量は増加し、最終的にはStep6において沈下量が0.72 mまで達していた。これは地盤が加振ステップ毎に液状化したためである。一方、CASE2(着底型)のStep2では、固化体天端で0.02 m、固化体内部地盤の天端で0.06 m程度の沈下であり、その後の各加振ステップにおいても大きな沈下は生じていなかった。これは地盤が液状化していないためである。CASE3~CASE6の浮き型のケースでは、いずれの加振ステップにおいてもCASE2より沈下量が大きくなる傾向にある。Step6における最終的な沈下量を比較すると、CASE3~CASE6はCASE1に比べて固化体天端で7~8割程度、固化体内部で5~7割程度低減されており、浮き型であっても沈下量の低減効果が大きいことが分かった。また、CASE1では繰り返して振動を加えることによって加振ステップ毎に地盤は大きく沈下したが、CASE3~CASE6のように浮き型の改良を施すことで、繰り返し加振による沈下量を大幅に低減できた。さらに、CASE3~CASE6における固化体天端と固化体内部での不同沈下量は、CASE2のものと同程度であった。なお、CASE3~CASE6にお

いて、改良深さの違いによる影響については、CASE 1とCASE 2での沈下量の差と比較して、ごくわずかであった。これは、今回の実験では液状化層が薄いために、浮き型の改良体の深さの違いによる影響はばらつきの範囲内であったことが推測される。

4. おわりに

本研究では、格子状固化体の全体を非液状化層に着底させない形式（浮き型格子状固化処理工法）について検討を行い、その液状化対策効果を遠心模型実験によって調べた。得られた結果を以下にまとめる。

- ・応答加速度の観点において、無改良のケースでは緩い砂地盤での応答加速度が支持層のそれとずれており、地盤が液状化状態に至っていたと考えられた。これに対し、浮き型および着底型のケースにおいては、緩い砂地盤での応答加速度は支持層のそれと同期して振動しており、地盤全体の剛性が失われず、緩い砂地盤は液状化状態に至っていなかったと考えられる。
- ・過剰間隙水圧の観点において、浮き型の固化体と非液状化層の振動を同期させることで、浮き型の格子状固化体内部のみならず、固化体下部の未改良層においても間隙水圧の上昇を抑えることができた。すなわち、浮き型であっても液状化対策効果が発揮されることが確認できた。ただし、間隙水圧の上昇抑制効果は着底型よりも多少劣る結果となった。
- ・地表面沈下量の観点において、浮き型の改良であっても無改良に比べて沈下量を大幅に低減できることが確認された。ただし、着底型の沈下抑制効果に比べて多少劣る結果となった。

参考文献

- 1) 沿岸技術研究センター：海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル（改訂版），沿岸技術研究センター，289p., 2008.
- 2) 日本ジェットグラウト協会：ジェットグラウト工法技術資料（第18版），日本ジェットグラウト協会，82p., 2010.
- 3) 古賀泰之，松尾修，榎田実，伊藤浩二，鈴木吉夫：深層混合処理工法による砂地盤の液状化対策に関する模型振動実験（その2），第23回土質工学研究発表会講演集，pp. 1019-1020, 1988.
- 4) 馬場崎亮一，鈴木吉夫，鈴木善雄，藤井斉昭：固化工法を用いた耐液状化基礎地盤改良工法（その2），第26回土質工学研究発表会講演集，pp. 1007-1008, 1991.
- 5) T. Namikawa, J. Koseki, and Y. Suzuki: Finite Element Analysis of Lattice-shaped Ground Improvement by Cement-mixing for Liquefaction Mitigation, Soils and Foundations, Vol. 47, No. 3, pp. 559-576, 2007.
- 6) 鈴木吉夫，斉藤聡，鬼丸貞友，木村玄，内田明彦，奥村良介：深層混合処理工法を用いた格子状地盤改良による液状化対策工，土と基礎，Vol. 44, No. 3, pp. 46-48., 1995.
- 7) 東 祥二，原田健二，仁田尾洋，橋本則之，鈴木亮彦，初山幸治，館下和行，菅野高弘，中澤博志：実大実験における格子状固化改良の液状化対策効果に関する研究，材料，Vol. 59, No. 1, pp. 14-19, 2010.
- 8) 高橋英紀，山脇秀仁，北詰昌樹，石橋伸司：深層混合処理工法による液状化抑制効果の検討及び改良深度を縮減した新しい格子配置の提案，港湾空港技術研究所報告，Vol. 45, No. 2, pp. 135-167., 2006.
- 9) 高橋英紀，森川嘉之，吉田誠，川崎廣貴，鈴木亘，丸山憲治：液状化対策における格子状固化処理工法の格子間隔および改良深さの影響，第9回地盤改良シンポジウム論文集，pp. 339-344, 2010.
- 10) 岡村未対，来山博昭：遠心加速度を利用した飽和模型地盤の作製法と飽和度計測法に関する研究，土木学会論文集C, Vol. 64, No. 3, pp. 662-671, 2008.
- 11) 北詰昌樹：新遠心模型実験装置の開発と研究への適用，港湾技術研究所資料，No. 812, 35 p., 1995.

EXPERIMENTAL STUDY ON FLOATING LATTICE-SHAPED CEMENT TREATMENT METHOD APPLIED TO LIQUEFIABLE GROUND

Hidenori TAKAHASHI, Yoshiyuki MORIKAWA, Syoichi TSUKUNI
Kiyoshi FUKUTAKE, Wataru SUZUKI and Kazuhiro TAKEHANA

The lattice-shaped ground improvement by using cement treatment such as the deep mixing method is one of countermeasure methods against liquefaction. Its effectiveness as countermeasure has been examined with a series of model tests and numerical analyses which were conducted by many previous researchers. In this study, a new technique, in which cement treatment is not partially extended down to a non-liquefiable stratum, is proposed for generating more cost benefits. Under this approach, the treated soil that is fixed to the non-liquefiable stratum is considered to be needed with the partial reduction of the improvement depth. The fixed soil decreases the horizontal displacement of the floating-type treated soil, and this can prevent liquefaction in sandy ground under the floating-type treated soil. The dynamic centrifuge model tests executed showed the effect of liquefaction countermeasure by using the technique proposed.