

1G 場振動台実験および数値解析を用いた地盤改良による杭基礎耐震補強効果に関する検証

Verification of seismic strengthening effect on group-pile foundation by partial-ground improve method with 1G shaking table test and numerical experiment

岡良亮¹, Kheradi Hamayoon², 小島崇裕³, 張鋒⁴

1 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻・r.oka.389@nitech.jp

2 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻

3 国土交通省

4 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻・cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

本研究では、既設杭基礎構造物を対象とした耐震補強方法として、杭基礎周辺の地盤を部分的に改良する工法に着目し、種々の改良仕様について、実験的、解析的検証を行った。1/50 スケールを想定した 1G 場振動台実験では乾燥および飽和条件の地盤を対象として種々の改良仕様における杭基礎構造物の耐震補強効果を検証し、さらに、同条件下での 3 次元動的弾塑性 FEM 解析 (DBLEAVES) も実施し各々の結果を比較した。実験と解析により、種々の改良仕様における曲げモーメント分布の違いを確認した。乾燥条件においては、実験と解析で同様の傾向が確認され、杭の曲げモーメント抑制による改良効果が確認された。一方で飽和条件では、過剰間隙水圧の上昇過程において実験と解析で相違点を確認されたが、定性的な傾向を確認した。

キーワード：群杭基礎、耐震補強、振動台実験

1. はじめに

杭基礎の損傷は構造物の性能を著しく低下させるだけでなく、復旧や調査にも多大なコストや労力を要するため、我が国においても 1995 年に起きた兵庫県南部地震以降、杭基礎構造物の効果的な耐震補強方法の確立が望まれている。特に既設杭基礎構造物の耐震補強は用地や構造体そのものの制約条件が厳しいため、施工が比較的容易であり効果的な耐震補強方法の確立は困難を極めている。

このような背景の中、本研究では既設杭基礎構造物を対象とした耐震補強対策について、杭基礎周辺の部分的な地盤改良に着目した。この耐震補強対策は、杭基礎周辺地盤をセメント等で部分的に改良し、改良体により杭基礎を拘束・補強する工法である¹⁾。特徴として、従来の補強工法に比べ、増し杭やフーチングの拡幅を必要としないため、施工条件や経済性の面で有利であるという点などが挙げられる。本稿では、種々の地盤改良の仕様について、杭基礎の耐震補強効果を実構造物の 1/50 スケールを想定した 1G 場における振動台実験を行うことにより検証した。さらに実験と同様の条件下で 3 次元動的 FEM 解析も実施し、上部構造・杭基礎・地盤一体系の耐震評価を行った。既往の研究では、改良深度の検討²⁾³⁾や実験における再現性の確認⁴⁾についての研究が行われている。

2. 振動台実験による耐震補強の検証

2.1 模型概要

加振実験に用いた振動台実験装置は空圧式加振装置と Laminate セン断土槽によって構成されている。空圧式加振装置の主な性能は、最大空圧 1.0MPa、最大振幅 0.05m、最大加振重量 18kN、最大加振加速度 9.8m/sec^2 である。セン断土槽は幅 1.2m、奥行 1.0m、高さ 0.8m で、25 層の格子枠から構成されており、格子枠がベアリングによって連結されているため、実地盤に近いセン断変形を再現し易くなっている。振動台実験装置を Fig.1 に示す。

構造物模型は上部構造物、橋脚、フーチング、9 本群杭基礎から構成されており、上部構造物の重量および構造物の各寸法は Buckingham の π 定理⁵⁾を用いた $s=1/50$ の相似則を適用して決定した。構造物模型の諸元を Table1、および Fig.2 に示す。杭基礎模型にはアルミニウムパイプを用いた。また、杭下端の影響を小さくするため、杭下端部をウレタンブッシュ構造とすることにより杭を完全には拘束しない構造とした。

模型地盤には豊浦標準砂を用い、乾燥条件および飽和条件の異なる条件でそれぞれ実験を行った。相対密度 D_r は乾燥条件では $D_r=80\%$ 程度、飽和地盤では $D_r=24\%$ 程度となった。

固化改良体には豊浦標準砂と藤ノ森粘土の混合土に固化材（高炉セメント B 種）、および水を混ぜて作製した。その際、混合土の比率、及び固化材添加率を変えた一軸圧縮試験を行い、一軸圧縮強度や変形係数のばらつきが少ない配合条件を選定した。一軸圧縮強度 q_u は $q_u=600\text{kPa}$ 程度となった。

計測機器はひずみゲージを奥行方向中央 3 本の杭にそれぞれ 9 深度で配置した。加速度計、間隙水圧計はそれぞれ地盤中に 2 地点 4 深度、計 8 箇所を設置した。計測機器の配置箇所を Fig.3 に示す。



Fig.1 振動台実験装置

Table1 構造物模型諸元

項目	実物寸法	模型寸法	相似比
杭径	(m)	1.00	0.02
杭の厚み	(m)	0.014	0.001
杭長	(m)	25.00	0.50
杭間隔	(m)	3.00	0.06
杭の曲げ剛性	($\text{N}\cdot\text{m}^2$)	1.11E+09	1.89E+02
上部工の質量	(t)	750	0.006
橋脚長	(m)	7.50	0.15
フーチング幅	(m)	9.00	0.18
フーチング厚さ	(m)	2.50	0.05

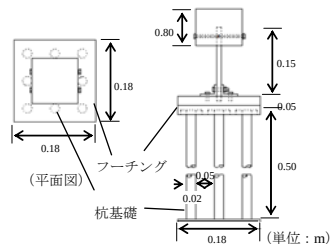


Fig.2 構造物模型

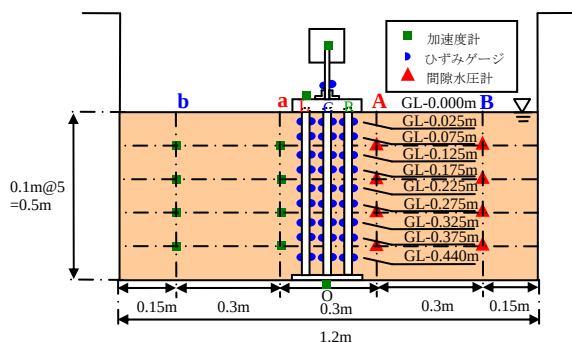


Fig.3 計測機器設置位置

2.2 実験条件

改良仕様は過去の研究²⁾などを元に決定した。実施した実験の改良仕様を Fig.4 に示す。改良ケースは以下示す 4 ケースである。

- Case0: 未改良のケース。
- Case1: 杭周辺をブロック状に改良したケース。
- Case2: Case1 と同程度の改良土量で、改良位置を分散させたケース。
- Case3: Case2 と同じ改良体厚さで、改良体を 4 段に配置したケース。

入力加速度の時刻歴波形を Fig.5 に示す。地盤条件によって入力加速度に差異はあるが、入力加速度は概ね再現性のある結果となった。

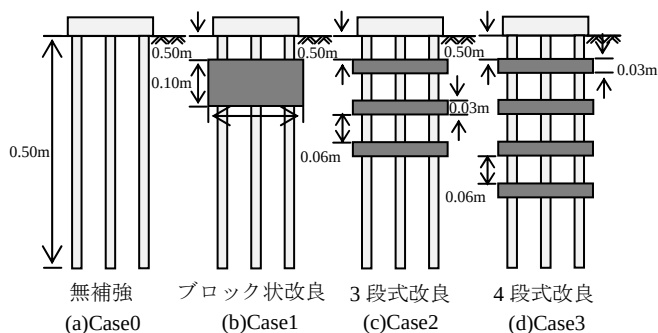


Fig.4 実験ケース

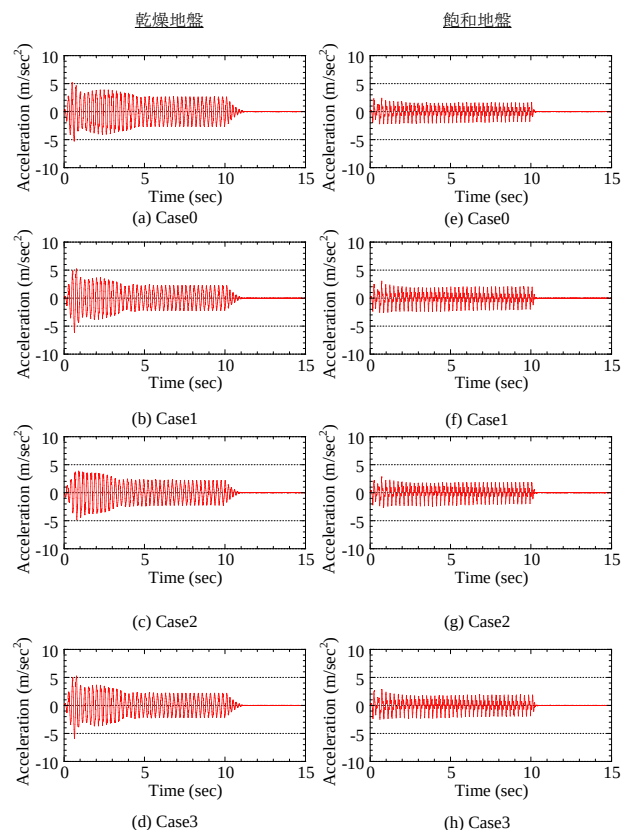


Fig.5 入力加速度

2.3 実験結果

実験結果は主に杭基礎模型に貼付けたひずみゲージによって測定されたひずみより算定した曲げモーメントに着目して考察した。

2.3.1 乾燥条件

Fig.6に Case0 の入力加速度、および a 地点 GL-0.10m における応答加速度の時刻歴を示す。これより、加振開始5秒以前は地盤内の加速度が増幅されているが、それ以降は地盤内の応答加速度が増幅されていないことが確認できる。振動台実験装置の特性上、加振開始直後に入力加速度が大きくなるが、そのため地盤の非線形性により地盤の固有振動数が見かけ上小さくなり、加振振動数が共振振動数に近づいた。これにより、加振開始直後は地盤の加速度が増幅されたと考えられる。

Fig.7に Case0 および Case1 の曲げモーメント時刻歴を示す。Fig.7 より曲げモーメントは加振開始直後に大きくなり、以降は減少していく傾向を確認できる。これは、加振開始直後には地盤のせん断変形が大きい、締固めにより地盤の剛性が増加したためだと考えられる。Case0（未改良）に着目すると、杭頭部で大きな曲げモーメントを生じている。一方で、ブロック状に改良した Case1 では、改良体下端部(GL-0.175m)で比較的大きな曲げモーメントを生じているものの、杭頭部では改良体の変位抑制効果により曲げモーメントが大幅に抑えられている。また、Fig.7 より押込側に当たる杭で曲げモーメントが大きくなっており、軸力変動による影響が確認された。

Fig.8 に最大曲げモーメントを計測した時刻における各ケースの曲げモーメント深度分布を示す。最大曲げモーメントは入力加速度の大きくなる加振開始直後に計測された。Case0 に着目すると、フーチングによる杭の拘束により杭頭部で最大の曲げモーメントを生じている。また、押込側の杭（Left 杭）では杭下端部付近でも比較的大きな曲げモーメントが生じているが、これは支持板からの反力により杭の回転が拘束されたためだと考えられる。一方、引抜き側の杭（Right 杭）では、杭下端部で引張抵抗がないため、比較的回転が自由となっており、曲げモーメントは小さくなった。Case0（未改良）と他の改良ケースを比較すると、改良したケースでは杭頭部の曲げモーメントが抑えられており、なおかつ、最大曲げモーメントの値が抑えられている。また、改良深度が大きくなるに伴い、曲げモーメントも深い位置まで抑制されている。一方、改良したケースでは、改良体と地盤の剛性差により、改良体下端付近で最大の曲げモーメントを生じている。

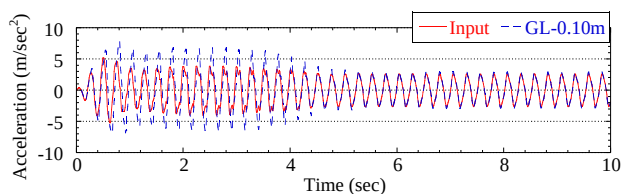


Fig.6 地盤内応答加速度

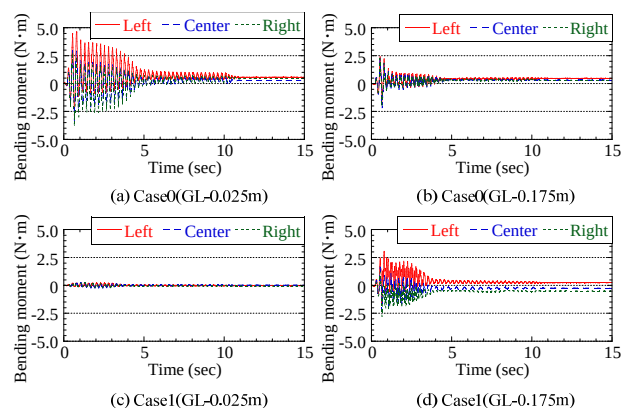


Fig.7 曲げモーメント時刻歴

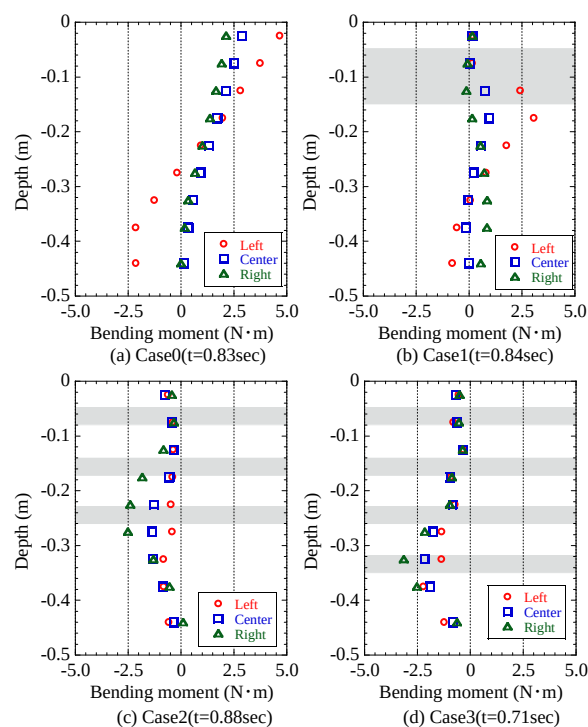


Fig.8 曲げモーメント深度分布

2.3.2 飽和条件

Fig.10, 11に Case3 の過剰間隙水圧および有効応力減少比の時刻歴を示す。なお、過剰間隙水圧の時刻歴はどのケースともほぼ同様の挙動を示した。実験では、加振開始直後に過剰間隙水圧が急上昇して地盤全体が液状化に至っていることが確認できる。

Fig.12に Case0 および Case1 の曲げモーメント時刻歴を示す。Fig.12 より曲げモーメントは加振開始直後に大きな値を示しており、それ以降は一定の振幅で振動していることが確認される。これは、加振開始直後には地盤の急激な剛性低下が伴うものの、それ以降は地盤の剛性がほぼ0に保たれているためであると考えられる。杭頭部の曲げモーメントに着目すると、Case0 では比較的大きな曲げモーメントを生じているが、Case1 では改良体による杭変位の拘束により曲げモーメントが抑えられている。一方で Case1 の改良体下端部では加振開始直後に大きな曲げモーメント

トを生じている。

Fig.13 に最大曲げモーメントを計測した時刻における各ケースの曲げモーメント深度分布を示す。なお、最大曲げモーメントは、加振開始直後の過剰間隙水圧が急上昇する時刻付近で計測された。Fig.13(a)より、Case0 では杭頭部で曲げモーメントが最大となる分布となっているが、杭周辺地盤を改良したケースでは、杭頭部の曲げモーメントが抑えられ、改良体下端部で曲げモーメントが最大となっている。また、改良深度が大きくなるに従い、曲げモーメントも深い位置まで抑制されている。しかしながら、曲げモーメントの最大値に着目すると、Case0 と比較して杭周辺地盤を改良したケースで、より曲げモーメントが増大する結果となった。このことより、液状化地盤に本補強方法を適用する際には、液状化地盤の分布や地盤改良深度には留意する必要があると考えられる。

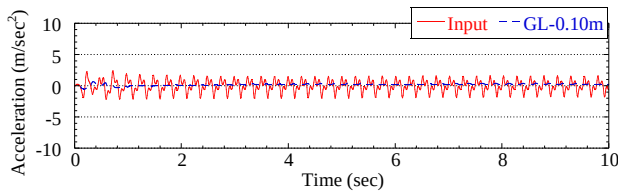


Fig.9 地盤応答内加速度

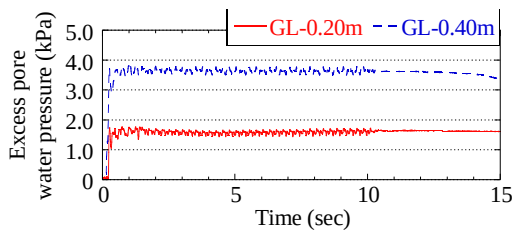


Fig.10 過剰間隙水圧

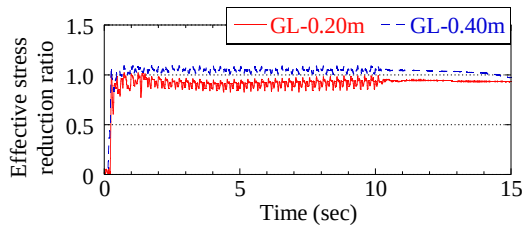


Fig.11 有効応力減少比

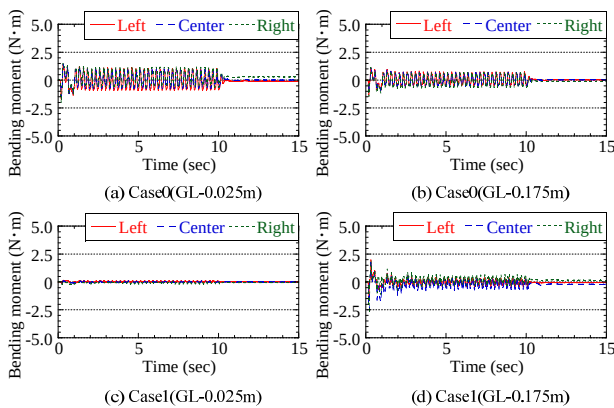


Fig.12 曲げモーメント時刻歴

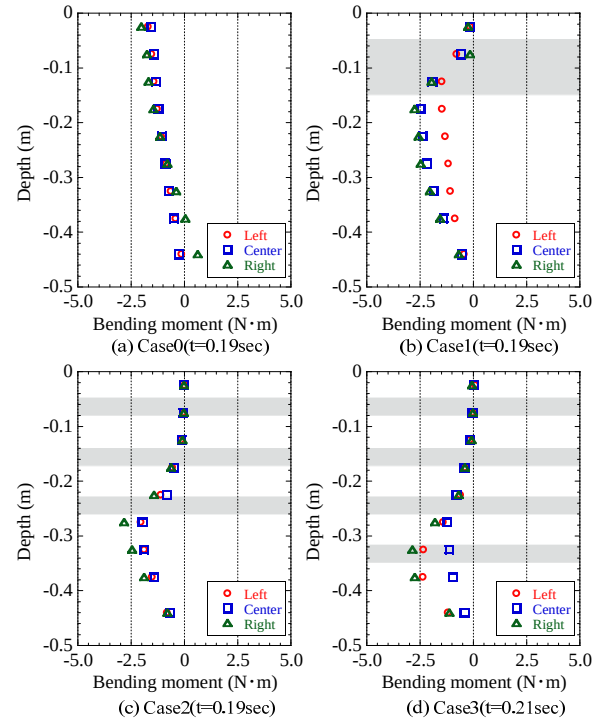


Fig.13 曲げモーメント深度分布

3. 3次元動的弾塑性 FEM 解析による実験の検証

3次元動的弾塑性 FEM による実験の解析を実施し、FEM プログラムの杭基礎の加振実験への適用性を再確認し、解析面から杭基礎周辺の地盤改良による耐震効果を検証した。

3.1 解析条件

本研究では、砂地盤の要素特性に基づく境界値問題の数値解析として、土・水連成解析プログラム DBLEAVES⁶⁾を用いた 3次元動的弾塑性 FEM 解析を行った。地盤のモデルには応力誘導異方性・密度・構造を統一的に考慮できる回転硬化型弾塑性モデル Cyclic mobility model⁷⁾を適用し、杭のモデルには杭の軸力変動による影響を考慮できる AFD モデル⁸⁾を適用した。また、杭はビーム要素と周辺のソリッド要素から構成されるハイブリッド要素⁹⁾としてモデル化し、コラム要素（周辺のソリッド要素）に 1 割、ビーム要素に 9 割の曲げ剛性を割り振った。

解析メッシュは対称性を考慮して半断面の 3D メッシュ（幅 1.2m×奥行 0.5m×地盤高 0.5m）とした。解析メッシュを Fig.14 に示す。地盤材料は実験と同様に豊浦標準砂とし、材料パラメータは要素シミュレーションを行い決定した (Table2)。

入力加振加速度は実験において測定された Fig.5 の加速度を解析メッシュの底面から与えた。解析ケースは実験同様に、改良仕様の異なる計 4 ケースを各々乾燥および飽和条件に分けた計 8 ケースで行った。

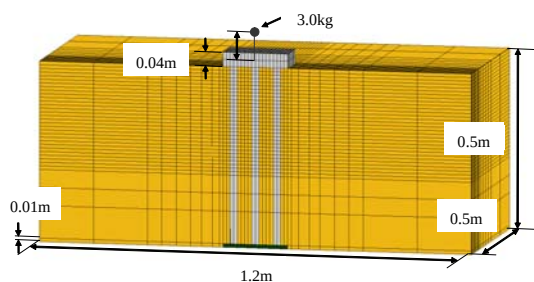


Fig.14 FEM 解析メッシュ

Table2 地盤材料パラメータ (豊浦標準砂)

Parameter of Soil material		Value
Compression index	λ	0.05
Swelling index	κ	0.0064
Stress ratio at critical state	M	1.3
Void ratio ($p^*=98\text{kPa}$ on N.C.L.)	N	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
wet unit weight	γ_s	15.47
(under water)	γ_{sat}	18.50
Permeability	k	$5.7\text{E-}4$
Initial degree of structure	R_0^*	0.99
Initial degree of over consolidation ratio (OCR)	$1/R_0$	7.5, 3.0
Initial anisotropy	ζ_0	0

3.2 解析結果

3.2.1 乾燥条件

Fig.15 に Case0 の入力加速度, および a 地点 GL-0.10m における応答加速度の時刻歴を示す。入力加速度と地盤内の加速度にはわずかな位相差が存在している。

Fig.16 に Case0 および Case1 の曲げモーメント時刻歴を示す。Fig.16 より, 曲げモーメントは入力加速度の大きさに比例して大きくなっている。Case0 (未改良) に着目すると, 杭頭部で最大の曲げモーメントを生じている。一方で, ブロック状に改良した Case1 では, 改良体下端部 (GL-0.175m) で比較的大きな曲げモーメントを生じているものの, 杭頭部では改良体の変位抑制効果により曲げモーメントが大幅に抑えられている。また, 図より押込側に当たる杭で曲げモーメントが大きくなっており, 軸力変動による影響が確認された。

Fig.17 に解析において最大曲げモーメントが発生した時刻における各ケースの曲げモーメント深度分布を示す。Case0 に着目すると, フーチングによる杭の拘束により杭頭部で最大の曲げモーメントを生じている。Case0 (未改良) と他の改良ケースを比較すると, 改良したケースでは杭頭部の曲げモーメントが抑えられており, なおかつ, 最大曲げモーメントの値が抑えられている。また, 改良深度が大きくなるに従い, 曲げモーメントも深い位置まで抑制されている。一方, 改良したケースでは, 改良体と地盤の剛性差により, 改良体下端付近で最大の曲げモーメントを生じている。

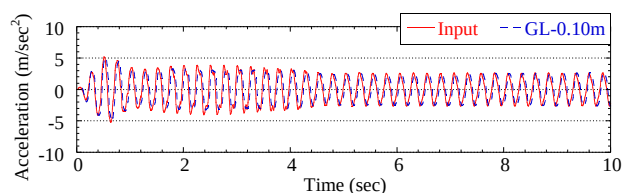


Fig.15 地盤内応答加速度

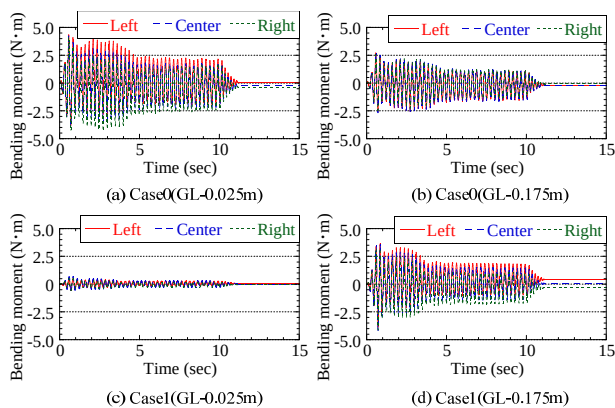


Fig.16 曲げモーメント時刻歴

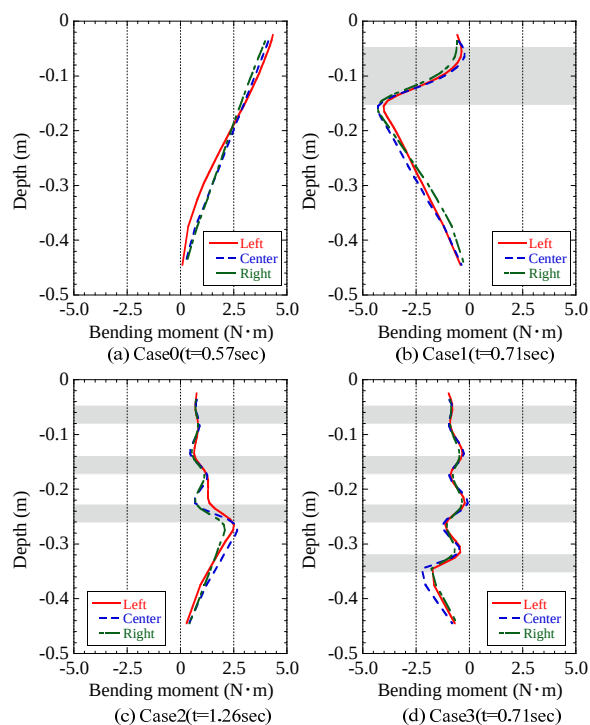


Fig.17 曲げモーメント深度分布

3.2.2 飽和条件

Fig.19, 20 に Case0 の過剰間隙水圧および有効応力減少比の時刻歴を示す。なお, 過剰間隙水圧の時刻歴はどのケースもほぼ同様の履歴を示した。有効応力減少比は加振開始から約 2 秒後に 1.0 に達しており, 液化化に至っている。

Fig.21 に Case0 および Case1 の曲げモーメント時刻歴を示す。Fig.21 より, 加振開始直後の曲げモーメントの値が小さくなる傾向が確認された。これは, 過剰間隙水圧が加

振開始直後から比較的緩やかに上昇していくため、加振開始直後には地盤の剛性が高く、杭の変位も小さくなった。一方、地盤が液状化に至った後は曲げモーメントはほぼ一定となっている。杭頭部の曲げモーメントに着目すると Case0 では比較的大きな曲げモーメントを生じているが、Case1 では改良体による杭変位の拘束により曲げモーメントが抑えられている。一方で Case1 の改良体下端部では加振開始直後に大きな曲げモーメントを生じている。

Fig.22 に最大曲げモーメントを計測した時刻における各ケースの曲げモーメント深度分布を示す。Fig.20 より、Case0 では杭頭部で曲げモーメントが最大となる分布となっているが、杭周辺地盤を改良したケースでは、杭頭部の曲げモーメントが抑えられ、改良体下端部で曲げモーメントが最大となっていることが見て取れる。また、改良深度が大きくなるに従い、曲げモーメントも深い位置まで抑制されている。しかしながら、曲げモーメントの最大値に着目すると、Case3 では Case0 と比較して曲げモーメントが抑制されているが、それ以外の改良ケースでは大きな改良効果が確認されなかった。

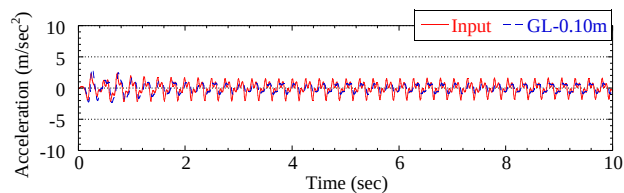


Fig.18 地盤内応答加速度

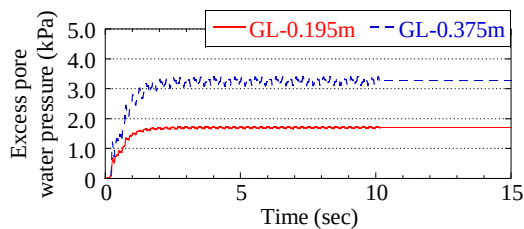


Fig.19 過剰間隙水圧

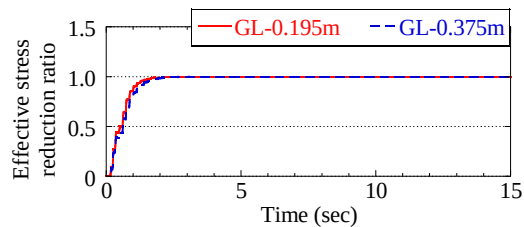


Fig.20 有効応力減少比

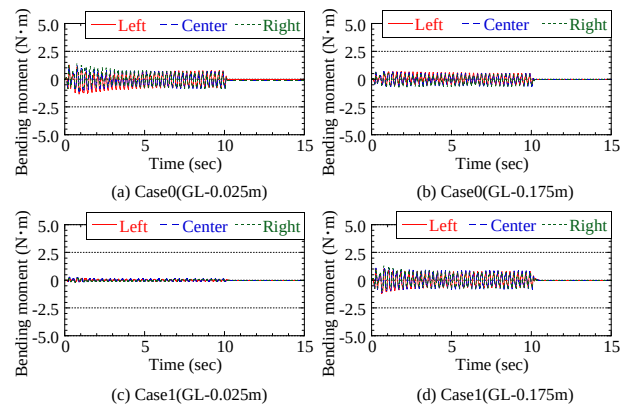


Fig.21 曲げモーメント時刻歴

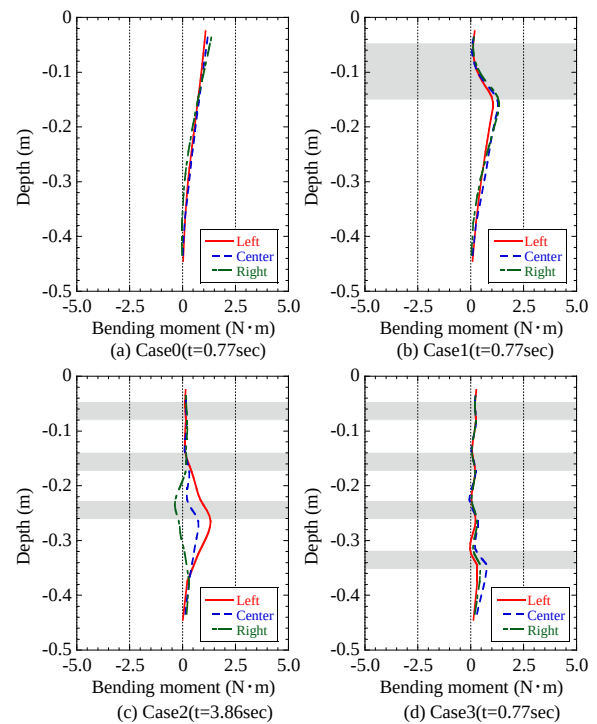


Fig.22 曲げモーメント深度分布

3.3 実験と解析の比較

加振実験と同条件での FEM 解析を実施した結果得られたデータを比較、考察する。

3.3.1 乾燥条件

Fig.23 に Case0 および Case1 における Center 杭の曲げモーメント時刻歴を示す。Case0 に着目すると、GL-0.025m および GL-0.175m いずれの箇所においても、解析は加振開始直後の曲げモーメントの挙動をよく表現できているといえる。また、Case1 では杭頭部(GL-0.025m)で曲げモーメントが抑えられ、改良体と地盤の境界に当たる GL-0.175m では最大の曲げモーメントを生じるという実験と解析両方で同様の傾向が確認された。一方で、いずれのケースにおいても実験では曲げモーメントが減少していく傾向が見られたが、解析ではその挙動が確認されておらず、その原因は今後の研究で解明していく必要がある。

Fig.24 に実験において最大曲げモーメントを計測した時刻における曲げモーメントの深度分布を示す。最大曲げモーメントが生じた時刻においては、実験、解析ともに同様の傾向を示す曲げモーメント分布となっていることが確認でされた。

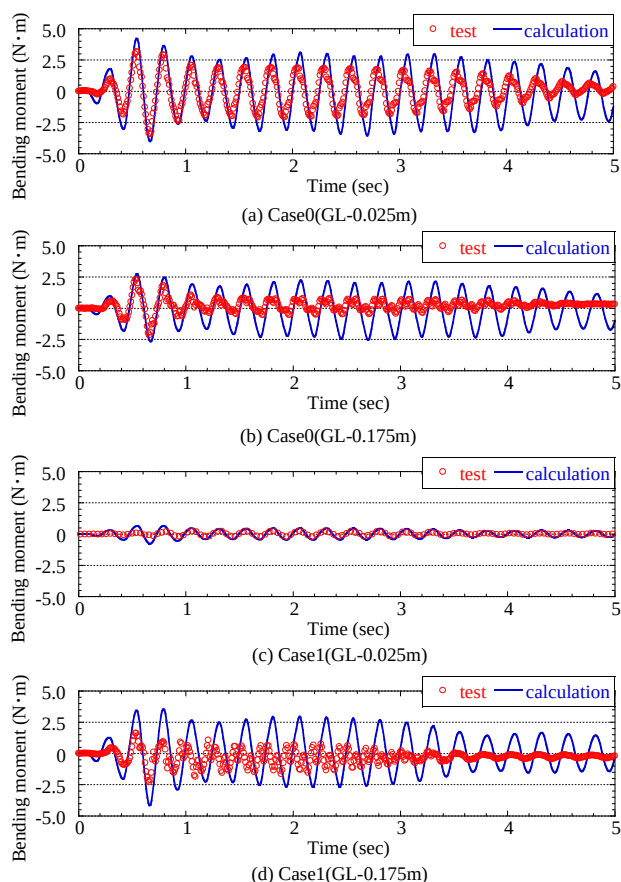


Fig.23 曲げモーメント時刻歴

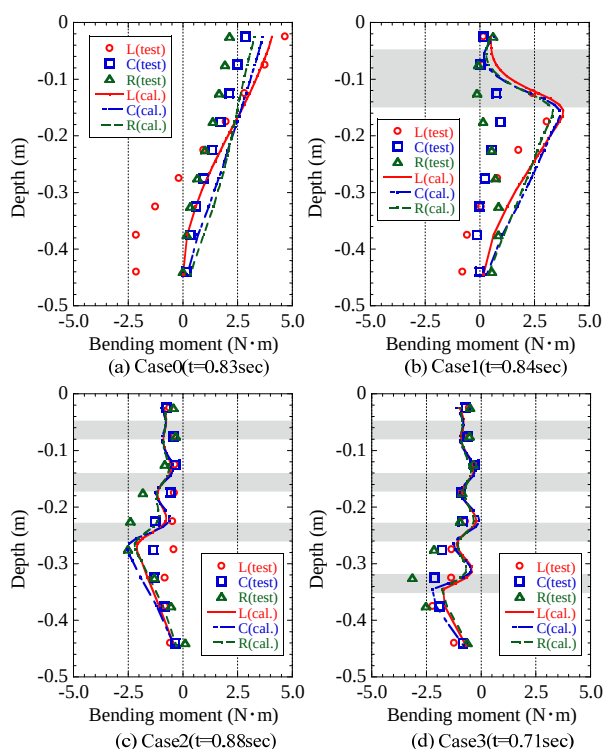


Fig.24 曲げモーメント深度分布

3.3.2 飽和条件

Fig.25, 26 に実験と解析における過剰間隙水圧および有効応力減少比の時刻歴を示す。実験では過剰間隙水圧が加振開始直後に急激に上昇し、約 0.1 秒後には有効応力減少比が 1.0 に達して液状化している。一方で、解析においては実験と比較して緩やかに過剰間隙水圧が上昇しており、約 2 秒後に有効応力減少比が 1.0 に達している。

Fig.27 に実験と解析における Case0 および Case1 の Center 杭の曲げモーメント時刻歴を示す。Fig.27 より、加振開始から約 2 秒後までは実験と解析で曲げモーメントの履歴が一致しないが、それ以降は一致しているケースも確認できた。これは、加振開始直後には実験と解析で過剰間隙水圧の挙動が一致しておらず、それぞれで地盤の剛性が異なったためであると考えられる。Case1 に着目すると杭頭部 (GL-0.025m) で曲げモーメントが抑えられ、改良体と地盤の境界 (GL-0.175m) では最大の曲げモーメントを生じるという傾向が実験と解析の両方で確認された。

Fig.28 に実験において最大曲げモーメントを計測した時刻における曲げモーメントの深度分布を示す。実験と解析の結果を比較すると、曲げモーメントの大きさにはかなりの差が生じているが、最大曲げモーメントの発生位置においてはほぼ一致していることが確認された。

4. まとめ

本研究では、杭基礎周辺地盤を部分固化する工法において、改良体が及ぼす影響を上部構造・杭基礎・地盤一体系で耐震評価を行った。重力場における振動台実験と同条件による解析で明らかになった点を以下にまとめる。

- ・改良体により杭頭部で曲げモーメントが抑えられ、杭下端部において曲げモーメントが増大する傾向が実験と解析の両方で確認された。
- ・乾燥条件では実験結果と解析結果ともに同様の傾向を示し、杭の曲げモーメント抑制による改良体の耐震補強効果を確認した。
- ・飽和条件では液状化地盤における改良体の杭への影響を定性的に把握することができた。

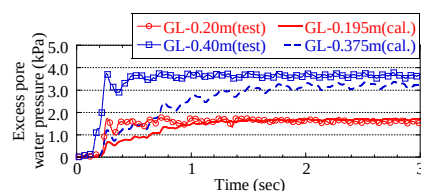


Fig.25 過剰間隙水圧

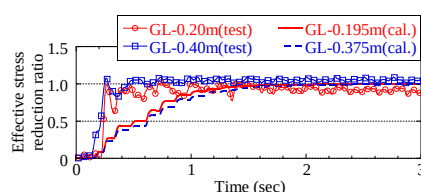


Fig.26 有効応力減少比

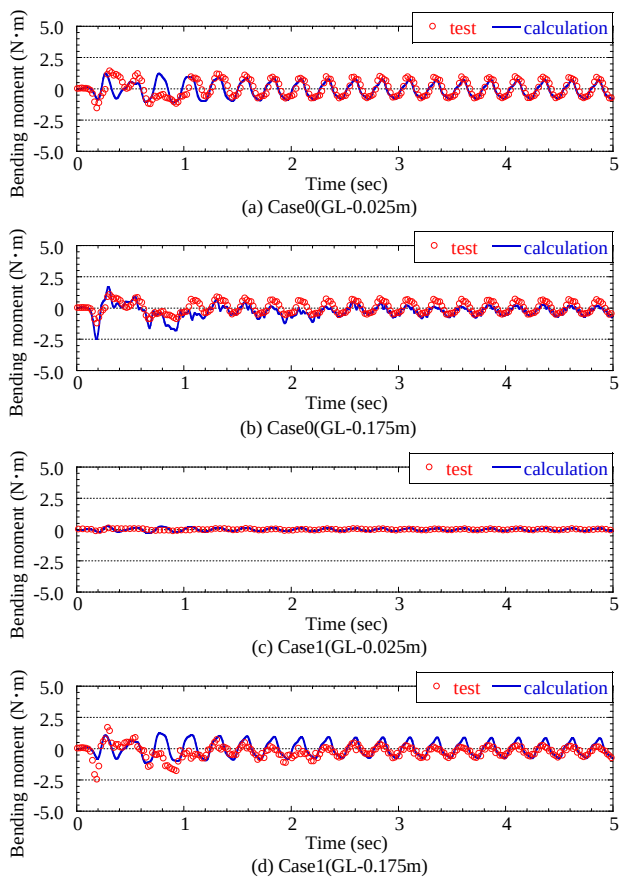


Fig.27 曲げモーメント時刻歴

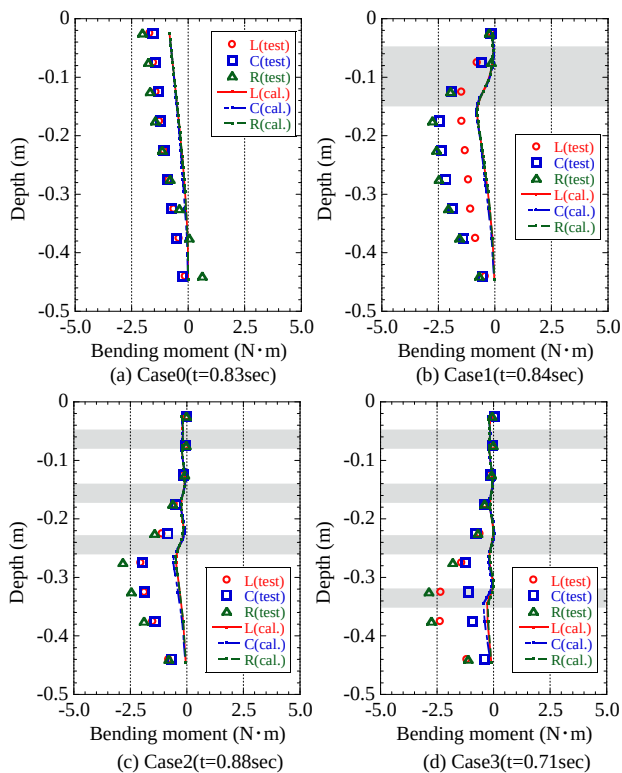


Fig.28 曲げモーメント深度分布

参考文献

- 1) Adachi, Y. (2009): A study on damage mechanism of pile foundations at earthquake and the development of earthquake resistant reinforcement method, Doctoral dissertation, Toyohashi University of Technology.
- 2) 中村圭佑・陳英芝・包小華・近藤祥光・張鋒：既設群杭基礎における地盤の部分固化工法の数値実験－その 1，第 45 回地盤工学研究発表会発表講演集，1167-1168.
- 3) 近藤祥光・陳英芝・包小華・中村圭佑・張鋒：既設群杭基礎における地盤の部分固化工法の数値実験－その 2，第 45 回地盤工学研究発表会発表講演集，1169-1170.
- 4) 岡良亮・小島崇裕・Kheradi H.・張鋒：1G 場振動台実験機を用いた杭基礎耐震補強効果の検証実験の再現性，平成 25 年度土木学会中部支部研究発表会，III-19.
- 5) Buckingham, E. (1914): On physically similar systems, Phys. Rev. No. 4.
- 6) Ye, B. (2007): Experiment and Numerical Simulation of Repeated Liquefaction -Consolidation of Sand, Doctoral Dissertation, Gifu University.
- 7) Zhang et al. (2007): Explanation of cyclic mobility of soils: approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, 47(4), 547-558.
- 8) Zhang F. and Kimura M. (2002): Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC GROUP-PILE foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, 77-92.
- 9) Kimura, M. and Zhang, F. (2000) : Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elastic-plastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.40, No.5, 113-1326.