

振動台実験を用いた杭基礎の耐震補強効果の検証および数値解析  
Verification of seismic strengthening effect on group-pile foundation with shaking table test and  
numerical experiment

中村圭佑<sup>1</sup>, 森河由紀弘<sup>1</sup>, 三井翔平<sup>1</sup>, 近藤祥光<sup>1</sup>, 張鋒<sup>2</sup>

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・創成シミュレーション工学専攻

2 名古屋工業大学大学院・工学研究科・創成シミュレーション工学専攻 E-mail : cho.ho@nitech.ac.jp

## 概 要

供用中である既設構造物基礎の損傷は、構造物として要求される性能を著しく低下させ、また、補修には莫大な施工コストや工期等を要する。本研究では、施工制限や経済性、工期に対して有用な耐震対策であると考えられる「杭基礎周辺地盤の部分固化」について、1G 場での振動台実験と土水連成弾塑性有限要素動的解析によりその補強効果を検証した。はじめに、有用性を確認した振動台実験装置を用いて、杭基礎構造物を対象とした模型実験を実施し、加振時における力学挙動を把握した。次に、改良体（砂、粘土、セメント、水から成る改良土）により補強した杭基礎構造物を対象とした模型実験を実施し、杭周辺地盤の部分固化による補強効果を検証した。さらに、模型実験を再現した有限要素解析を実施することで、数値解析においても部分固化の補強効果を検証した。振動台実験、及び数値解析による検証の結果、耐震補強が無い場合に発生していた杭頭部での大きな曲げモーメントが、耐震補強を行うことにより大幅に抑制できることが明らかになり、部分固化による効率的な補強効果を確認した。

キーワード：群杭基礎，振動台実験，地盤改良

## 1. 概要

軟弱地盤上の土木構造物は、その多くが杭基礎によって支持されているが、杭基礎が一度被害を受けると復旧には多大な労力・時間・費用を要してしまう。そこで本研究では供用中の既設杭基礎構造物を対象に、施工制限・経済性・工期等において有利であると考えられる杭基礎周辺地盤を部分的に改良する耐震補強方法に着目した。

筆者らは過去に、杭基礎構造物を対象とした部分固化による補強において、最も効果的かつ経済的な改良範囲を選定するための「数値実験（数値解析）」を実施した<sup>参考文献<sup>3</sup></sup>。その結果、杭頭部周辺の地盤を固化することで効果的な補強効果が得られるという結論を導いた。また同じ改良土量でも浅い深度での施工のほうが深い深度での施工よりも経済的に有利であり、確実性においても有利である。

今回の模型実験は上述した過年度における「数値実験結果」を参考に、無補強である既設杭基礎構造物、およびセメント改良土により補強された既設杭基礎構造物を対象に行い、また模型実験をモデル化した数値解析も行うことにより、実験・解析という2つのアプローチにより耐震補強効果について検証・考察を行った。

## 2. 実験装置

### 2.1. 1G 場振動台実験装置

振動台実験装置を Fig.2.1 に示す。本装置はメンテナンス性の優れた空圧式加振装置を有し、その主な性能は最大空気圧：1.0MPa、最大振幅：0.05m、最大加振重量：18kN、最大加振加速度：9.80m/s<sup>2</sup>である。振動台上には後述するせん断土層を装備し、また作業足場に固定された油圧リフト装置付振動降砂装置を用いて土層を作成する。



Fig.2.1 1G 場振動台実験装置

## 2.2. せん断土層

本研究では土層境界付近での波の反射等を極力防ぎ、実地盤での挙動に近づけるため、Fig.2.2に示す奥行方向1.0m×加振方向1.2m×高さ0.8mで1層0.03m×25層から構成されるせん断土層を用いる。また地盤作製には誤差を減らし、各試験の整合性を高めるため、Fig.2.3に示す落下高さが調整可能な油圧リフト装置付振動降砂装置を用いる。



Fig.2.2 せん断土層



Fig.2.3 油圧リフト装置付振動降砂装置

## 2.3. 構造物モデル

実験に用いる構造物モデルは、完全に相似比を合わせることは不可能であるが、Fig.2.4、および Table.2.1 に示すように縮尺が S=1/50 程度の模型を用いる。

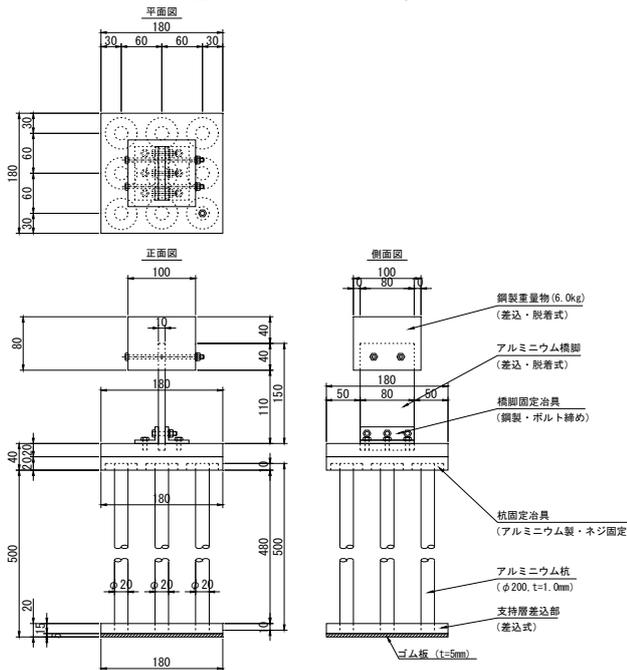


Fig.2.4 構造物モデル姿図

Table.2.1 構造物モデル

項目	実物寸法	模型寸法	相似比
杭径 (m)	1.00	0.02	50
杭の厚み (m)	0.014	0.001	14
杭長 (m)	25.00	0.50	50
杭間隔 (m)	3.00	0.06	50
杭の曲げ剛性 (N・m <sup>2</sup> )	1.11E+09	1.89E+02	5.87E+06
上部工の重量 (kN)	7.35E+06	0.006	1.25E+05
橋脚長 (m)	7.50	0.15	50
フーチング幅 (m)	9.00	0.18	50
フーチング厚さ (m)	2.50	0.05	50

## 2.4. 補強体 (改良体)

本研究の耐震補強方法は機械式攪拌工法、あるいは高圧噴射工法といった一般的な地盤改良工法によるものを想定しているため、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強度試験を行い、各配合における応力-ひずみ関係での一軸圧縮強度や変形係数のばらつきが少ないものを選び、最適な配合条件を決定した。Table.2.2 に改良体の特性を示す。

Table.2.2 改良体の物理特性

項目	値
一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	600
変形係数 $E_{50}$ (kN/m <sup>2</sup> )	108
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.9
含水比 $w$ (%)	21.58

## 3. 実験方法

### 3.1. 計測機器設置箇所

実験で使用した加速度計及び、ひずみゲージの計測箇所を Fig.3.1 に示す。ひずみゲージは奥行方向における中央杭 3 本において、10 深度に対し設置した。また加速度計は振動台上面 (土層への入力加速度)、土層中央部 (A 点) と端部 (B 点) における 4 深度、フーチング上部、構造物部に設置した。

ここで、左側の杭を L 杭、中心の杭を C 杭、右側の杭を R 杭とし、左側へ曲がる時の曲げモーメントを正、右側へ曲がる時の曲げモーメントを負と定義する。

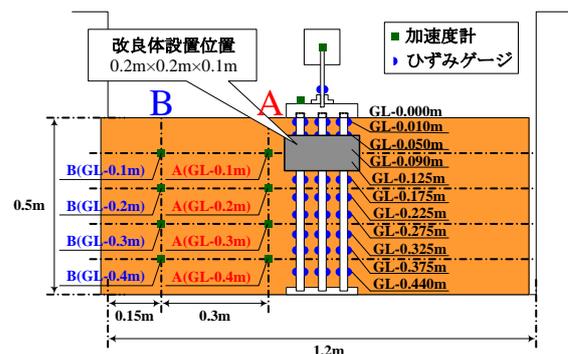


Fig.3.1 計測箇所位置図

### 3.2. 実験ケース

実験は豊浦標準砂を用いて土層を作成し、Fig.3.2 に示すように、無補強である Case 1、および部分的に補強を行った Case 2 について行った。ここで Case 2 における改良範囲は、過年度成果（静的弾塑性 FEM）より補強効果・効率が最適と判断された範囲とした。なお、実験に用いた地震動は 4Hz 程度の正弦波とし、入力加速度（振動台上での応答加速度）は  $3.00\text{m/s}^2$  程度となるように入力振幅を調整した。また、空中落下法により作製した実験土層の平均相対密度は  $Dr=79.8\%$ （標準偏差  $\sigma=3.95\%$ ）、平均地盤高は  $0.496\text{m}$ （標準偏差  $\sigma=0.0038\text{m}$ ）であった。

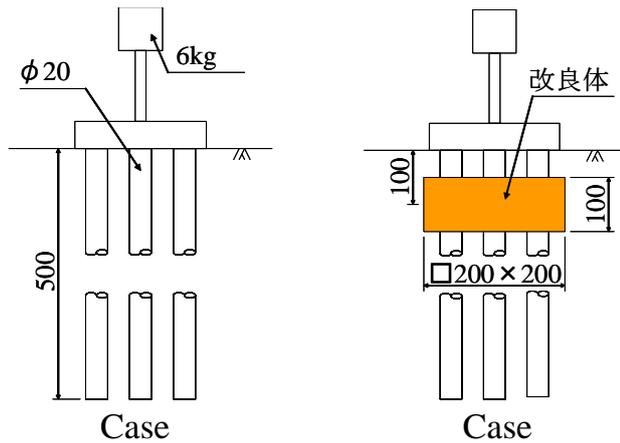
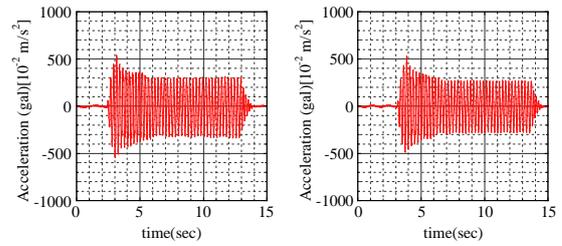


Fig.3.2 実験ケース

## 4. 実験結果

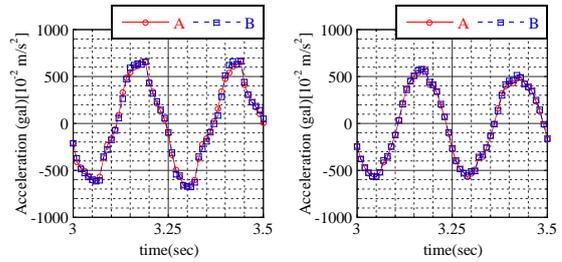
### 4.1. 応答加速度

Fig.4.1 に Case 1（無補強）、および Case 2（補強）における振動台上で計測された応答加速度を示す。ここで、振動台上で計測された加速度は模型地盤への入力加速度を意味する。Fig.4.1 より両ケースとも試験装置の特性により加振初期においてやや大きめの加速度が計測されるものの、両ケースは全体的に概ね等しい結果であり、入力加速度における実験の再現性が確認できたと言える。Fig.4.2 に Case 1 における土槽中央部（A）、および土槽端部（B）の 2 地点における GL-0.1m、および GL-0.3m での計測結果を示す。計測結果より、各深度において土槽中央部、および土槽端部の応答加速度に差がほとんど無く、同深度では計測地点によらずほぼ等しい応答加速度であることが確認できる。次に Fig.4.3 に Case 1 における地表面以深、および地表面以浅での応答加速度を示す。計測結果より、計測深度が浅くなるほど、また、地表面より高くなるほど加速度が増幅する結果が得られた。以上の結果より、1G 場振動台実験装置・せん断土槽は実地盤に近い挙動を再現可能であり、その有用性が検証できたと言える。



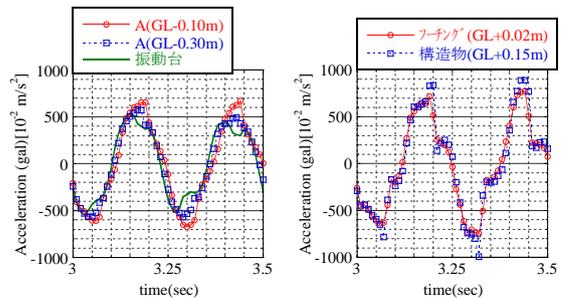
(a) Case 1（無補強） (b) Case 2（補強）

Fig.4.1 振動台上での加速度



(a) GL-0.100m (b) GL-0.300m

Fig.4.2 地点別応答加速度 (Case 1)



(a) 地表面以深 (b) 地表面以浅

Fig.4.3 深度別応答加速度 (Case 1)

### 4.2. 曲げモーメント

Fig.4.4 に GL-0.01m～GL-0.325m で計測された曲げモーメント時刻歴結果をそれぞれ示す。ここで、凡例の L、C、R は L 杭、C 杭、R 杭を表し、Case2 における補強体は GL-0.05m～GL-0.15m である。全てのケースにおいて加振時間とともに曲げモーメントが収束していく様子が見られる。これは加振により杭周辺地盤がわずかではあるが密になり、杭周辺地盤の受動抵抗が増大したためだと考えられる。改良体上部である GL-0.01m に注目すると、Case1 に比べ Case2 ではほとんど曲げモーメントが発生しておらず、杭頭部での曲げモーメントが大きく抑制されたことがわかる。一方で、改良体下端部付近である GL-0.125m では、Case 1 よりも Case 2 で曲げモーメント値が大きくなった。これは、改良体により杭が拘束された部分が固定条件となったため、曲げモーメントが大きくなったと考えられる。GL-0.325m では Case2 のほうが若干大きな曲げモーメントが発生したが、大きな差異は無かった。次に橋脚部の曲げモーメントが最大となる時刻での曲げモーメント分布を Fig. 4.5 に示す。やはり Case2 において杭頭部での曲げモーメントは大幅に抑制されており、補強効果が確認できた。

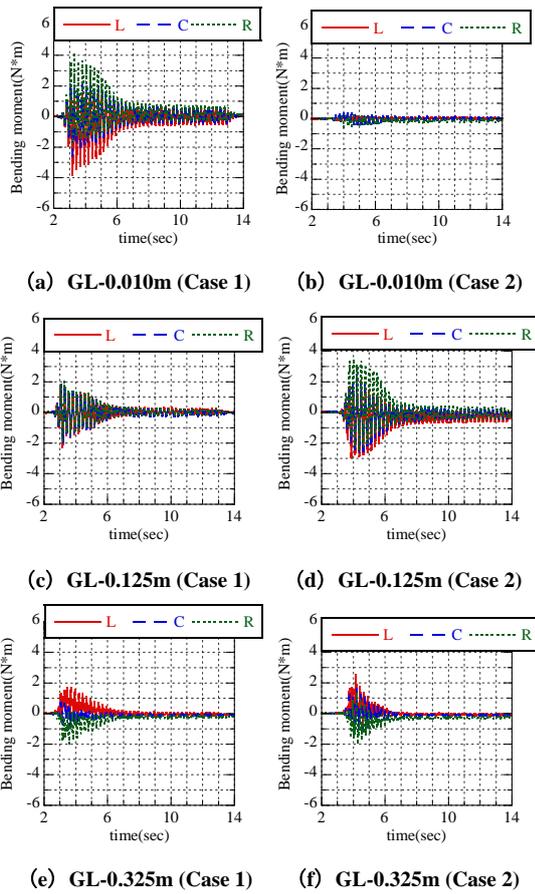
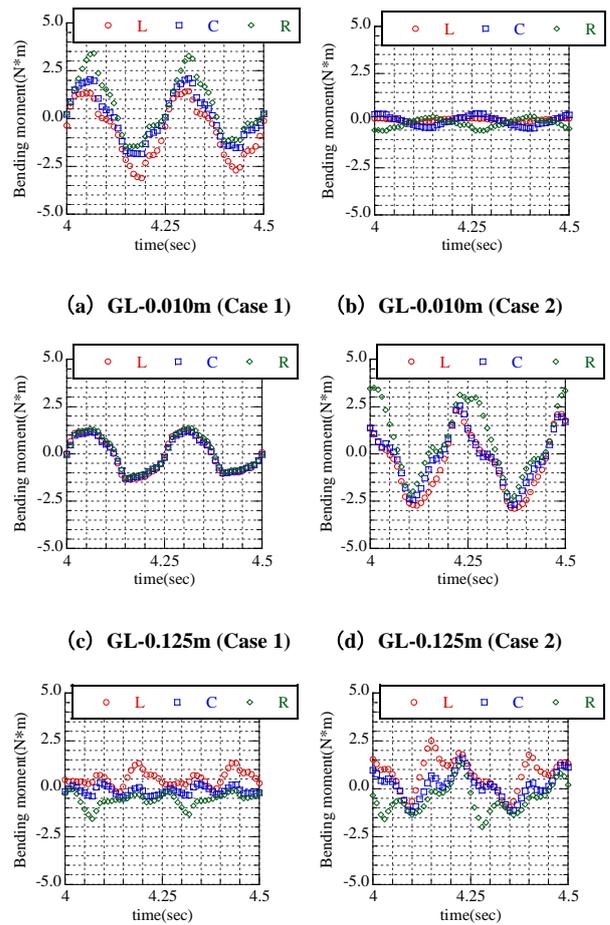


Fig.4.4 曲げモーメント時刻歴



(e) GL-0.325m (Case 1) (f) GL-0.325m (Case 2)

Fig.4.6 曲げモーメント時刻歴

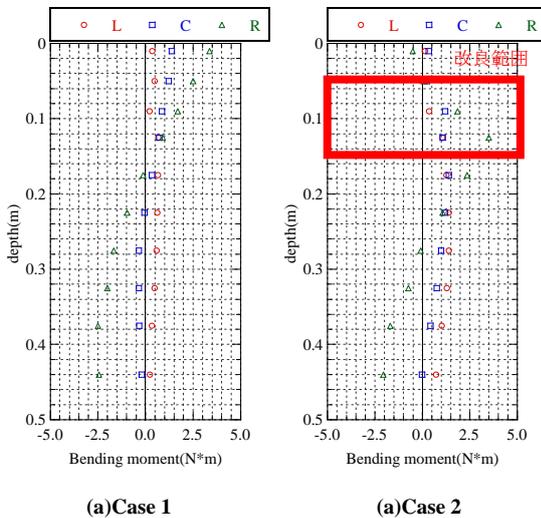


Fig.4.5 曲げモーメント分布図

Fig.4.6 に Fig.4.4 の拡大図を示す。GL-0.01m では Case 1 において、R 杭が正に大きな値を示し、L 杭が負に大きな値を示す結果が得られた。一方、GL-0.325m では R 杭が負に大きな値を示し、L 杭が正に大きな値を示す結果が得られた。これは L、C、R、杭の挙動の違い、つまり、杭の荷重分担率の違いを表している。浅い深度 (GL-0.01m) と深い深度 (GL-0.325m) では、大きな曲げモーメントを発生する杭の場所が異なっていることがわかる。

## 5. 土水連成弾塑性有限要素動的解析

### 5.1. 解析の概要

解析プログラムは土水連成有限要素解析プログラム「DBLEAVES」を用いた。また、土の構成式は移動硬化型弾塑性構成式 Cyclic mobility model<sup>1)</sup>、杭の構成式としては軸力変動による曲げ剛性への影響や鉄筋および、コンクリートの非線形性を考慮できる AFD モデル<sup>2)</sup>を用いて解析を行った。Fig.5.1 に解析メッシュ (3D-FEM) を示す。地盤は実験と同様、乾燥状態の均一な豊浦砂とし、対称性を考慮して半断面の 3D メッシュを作成した。実験では、杭下端をアルミの板に差し込んで設置しているため、解析では、杭下端を支持層としてモデル化した。地盤材料、およびアルミニウム杭のパラメータを Table.5.1~Table.5.2 に示す。ここで、地盤の初期間隙比、杭の固定条件等、改良体 (E=100kPa の弾性体) は実験と等価とした。また、橋脚はトリリニアモデルを用いたビーム要素、上部工構造物は 6kg の質点としてモデル化した。解析における入力波形は、実験において振動台上で計測された加速度を地盤底面より与えた。なお入力加速度は模型実験における振動台上での計測加速度とし、地盤及び、杭基礎、フーチング、上部工構造物の寸法については実験と同様である。

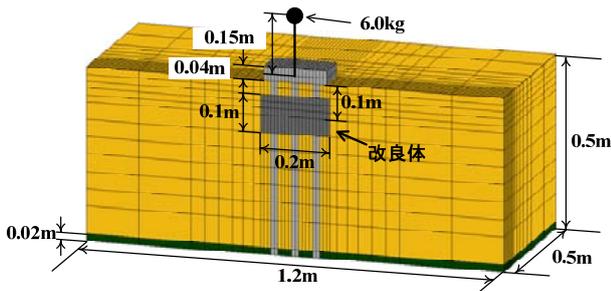


Fig.5.1 解析メッシュ (3D-FEM)

Table.5.1 解析パラメータ (地盤材料)

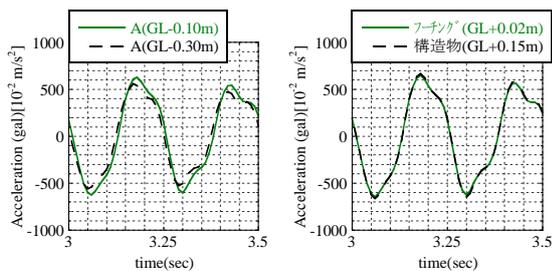
Parameter of Soil material		Value
Compression index	$\lambda$	0.05
Swelling index	$\kappa$	0.0064
Stress ratio at critical state	$R_f$	3.3
Void ratio ( $P^*=98\text{kPa}$ on N.C.L)	$N$	0.87
Poisson's ratio	$\nu$	0.3
Degradation parameter of overconsolidation state	$m$	0.01
Degradation parameter of structure	$a$	0.5
Evolution parameter of anisotropy	$b_r$	1.5
Density	$\rho$	1.579
Initial void ratio	$e_0$	0.6786
Initial mean effective stress	$P'$	100
Initial degree of structure	$R$	0.99
Initial degree of overconsolidation	$1/R_0$	30
Initial anisotropy	$\zeta_0$	0

Table.5.2 解析パラメータ (アルミニウム杭)

Parameter of Aluminum Piles		Value
Elastic modulus	$E$	7.0E+07
Thickness	$t$	1
Outer diameter	$D$	20
Pile length	$L$	500
Density	$\rho$	2.7

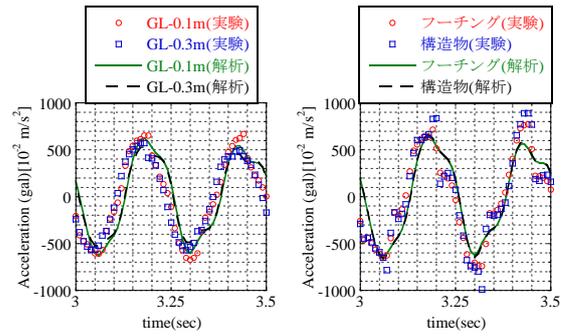
## 5.2. 応答加速度時刻歴

Fig. 5.2 に Case 1 における模型地盤中央部 (地点 A) で計測された各深度での応答加速度結果を示す。わずかではあるが、実験結果と同様に深度別での応答加速度の増幅が見られた。Fig.5.3 に実験結果と解析結果との比較図を示す。図中には、実験結果をまるで四角いプロットで、解析結果を実線と破線で表した。地表面以深(a)では解析結果が実験結果とほぼ同様の挙動を再現できた。一方、地表面以浅(b)では解析結果が実験結果に比べ応答加速度の増幅を過小評価しているものの、概ね同様の挙動を再現できた。



(a) 地表面以深 (b) 地表面以浅

Fig.5.2 深度別応答加速度の解析値 (Case 1)

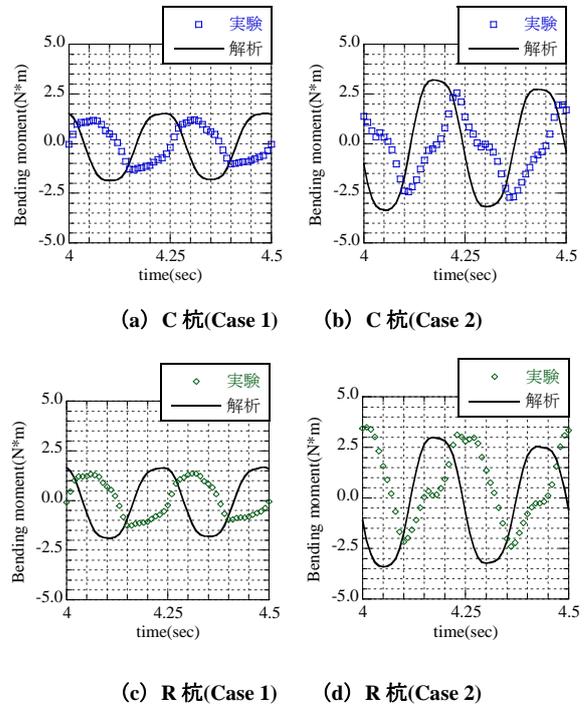


(a) 地表面以深 (b) 地表面以浅

Fig.5.3 深度別応答加速度の実験と解析の比較図 (Case 1)

## 5.3. 曲げモーメント

Fig. 5.4 に改良体下端部付近である GL-0.125m で計測された実験結果と解析結果との比較を示す。Case1、Case2 ともに位相差が生じているものの、曲げモーメントの大きさにおいて解析結果は実験結果をよく再現できている。



(a) C 杭(Case 1) (b) C 杭(Case 2)

(c) R 杭(Case 1) (d) R 杭(Case 2)

Fig.5.4 曲げモーメント時刻歴の実験と解析の比較図

Fig. 5.5 に GL-0.01m、GL-0.125m、GL-0.325m で得られた曲げモーメント時刻歴解析結果をそれぞれ示す。実験結果同様、杭頭部において Case 1 に比べ Case 2 で曲げモーメントが大きく抑制されているが、模型実験のような曲げモーメントの収束傾向は得られなかった。

Fig. 5.6 に橋脚部における曲げモーメントが最大となる時刻での深度方向の曲げモーメント分布を示す。解析結果は実験結果と同様に杭頭部における曲げモーメントが大幅に抑制されており、改良体による補強効果が確認できた。また解析結果は、実験結果と比べ Case 2 での杭下端部の曲げモーメントを少し過大評価しているものの、全体の挙動については実験結果の傾向を再現できた。

Fig.5.7 に曲げモーメントの拡大図を示す。実験結果と同様に改良効果が確認できるとともに、実験と比べわずかではあるが、押し込み杭と引き抜き杭による荷重分担率の違いを見ることができた。

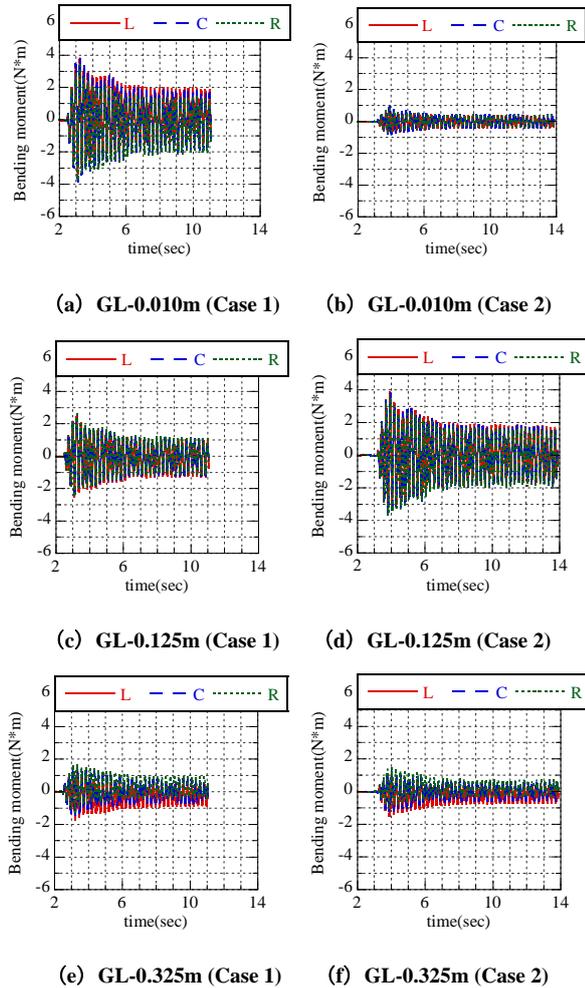


Fig.5.5 曲げモーメント時刻歴の解析値

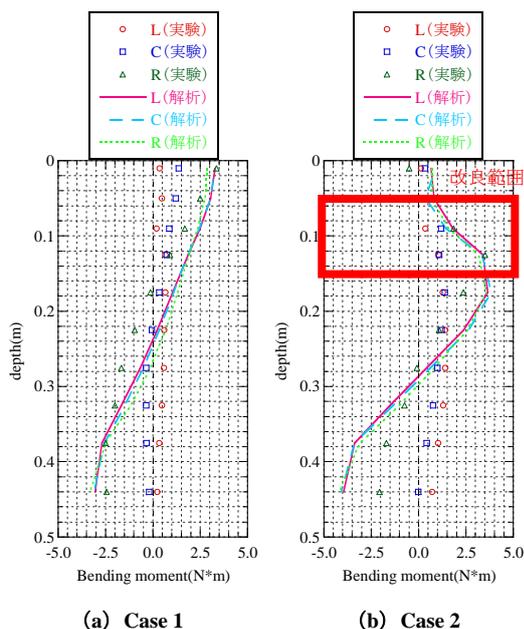


Fig.5.6 曲げモーメント分布図の実験と解析の比較図

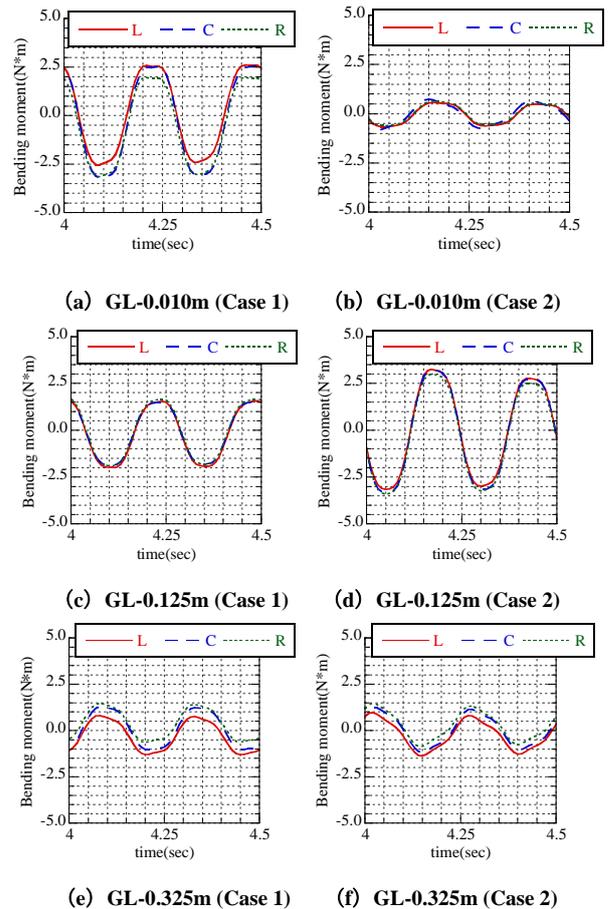


Fig.5.7 曲げモーメント時刻歴の解析値

## 6. まとめ

本研究では、施工スペースや経済性を考慮した杭基礎周辺地盤の部分的な固化による杭基礎の補強効果について、1G 場での振動台実験と土水連成有限要素動的解析よりその補強効果を検証し、以下の結論を得た。

- 模型地盤中央部と端部で計測した応答加速度の挙動がほぼ一致したことや、計測深度が浅くなるほど応答加速度の増幅が見られたことから、本研究で用いた 1G 場振動台実験装置とせん断土槽の有用性を検証できた。
- 固化材により杭周辺地盤を部分的に固化することで、杭頭部での曲げモーメントを大幅に抑制・補強することができ、実験結果、解析結果ともにその補強方法の効果が確認できた。

## 参考文献

- 1) F. Zhang, B. Ye, T. Noda, M. Nakano and K. Nakai : Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, 635-648, 2007
- 2) F. Zhang and M. Kimura: Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC GROUP-PILE foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, 77-92, 2002
- 3) Y. Kondo; Numerical experiment on seismic behavior of group-pile foundation with partial ground solidification under dynamic loading, Chubu Branch Of The Japanese Geotechnical Society, Vol.22, 109-114, 2010