

既設群杭基礎における地盤の部分固化工法の数値実験

Numerical experiment on seismic behavior of group-pile foundation with partial ground solidification under dynamic loading

近藤祥光¹, 陳英芝², 包小華¹, 中村圭佑¹, 張鋒³

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 韓国建設技術研究院・基礎施設研究本部・地盤研究室

3 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

既設群杭基礎の耐震補強手法として、杭基礎周辺地盤の部分固化工法があるが、その補強効果を定量的に評価する方法はまだ確立されていない。そこで本研究では 9 本からなる群杭基礎を用いて、地盤の部分固化工法を対象とした静的解析による数値実験を行い、最も効果的かつ経済的な改良パターンを選定し、その改良パターンについて動的数値実験を行った。静的解析では、改良体厚さ $H=6\text{m}$ 、改良体深度 $D=4.5\text{m}$ 、改良体幅 $L=9\text{m}$ の改良パターンが最適であった。動的解析では、改良地盤付近では沈下の抑制効果が見られたが離れた地点ではその効果はほとんど見られなかった。また、杭の曲げモーメントにおいては顕著な抑制効果が見られた。本研究より、数値実験によって変位を抑制する最適な改良パターンを選定することが可能であること、動的载荷においても沈下と曲げモーメントに対する抑制効果が大きいことがわかった。

キーワード：群杭基礎、部分固化工法、有限要素解析

1. はじめに

地震による杭基礎の被害は構造物全体の被害に繋がるため、基礎の耐震性を向上させることが重要である。杭基礎周辺地盤に固化材を部分的に注入する工法は、工期短縮、低コスト化、工事の小規模化が可能で、都市部での施工に適している。しかし、その補強効果を定量的に評価する方法はまだ確立されていない。そこで本研究では、9 本からなる群杭基礎を用いた静的単調载荷条件下での数値実験を行い、最も効果的かつ経済的な改良パターンを選定した。その後、選定された改良パターンを対象に動的数値実験を行い、その補強効果を検証した。解析には、土の密度効果、構造及び応力誘導異方性を統一的に説明できる移動硬化型弾塑性構成モデル *Cyclic mobility model*¹⁾ と杭の軸力変動による影響を考慮できる *AFD モデル*²⁾ に基づく土・水連成解析プログラム *DBLEABES*³⁾ により、東海・東南海地震の想定地震波を用いて動的数値解析を行い、乾燥地盤を対象とした全応力解析と飽和地盤を対象とした有効応力解析により補強効果を検証した。

2. 実物大 9 本群杭基礎水平载荷試験の再現解析

本研究で用いた解析手法の有用性を検証するため、群杭基礎における実物大水平载荷試験を対象に再現解析を行った。

2.1 試験の概要

本試験は、実構造物に大きな水平変位が生じた際に各杭における終局挙動を把握するために実施された実物大基礎による繰返し水平载荷試験である。試験を行った場所は若齢埋立地であり、表層を構成する埋立層は約 13m の層厚を有し、最大礫径が 30cm 程度の巨礫を含む砂礫層である。試験杭は杭径 1.2m、杭長 30.4m である。図 1 に载荷試験の概要を示す。3 基の群杭フーチングのうち試験杭以外の 2 基を反力杭として、最大 20.5MN まで 9 サイクルの繰返し载荷を実施した。

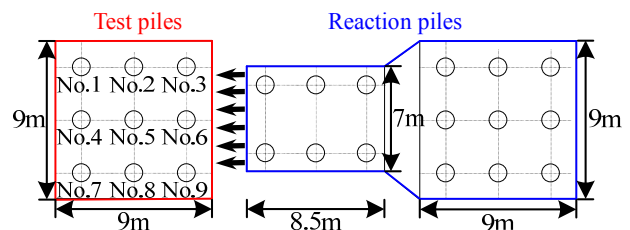


図 1 载荷試験の概要

2.2 再現解析

解析メッシュは地盤の調査結果を基に6層に分け、図2のような要素数4688、節点数5652の半断面の3Dメッシュを用いた。有効応力解析では、地下水位をGL-1.5mと仮定して排水境界を設けた。載荷については、実験と同様にフーチングの右側面における地表面から高さ0.9mに位置する全節点をx, y, z方向に等変位境界を設け剛体とし、真ん中の一点に実験と同様の荷重を載荷した。

地盤材料パラメータはB層, A_{s1}層, A_{c1}層については弾塑性体(Cyclic mobility model)とし、支持層であるD_c層については弾性体としてモデル化した。表1, 2に各種物理試験結果を基に決定した地盤材料パラメータと初期値を示す。杭にはAFDモデルを用いた。また、ハイブリッド要素としてモデル化し、杭全体の剛性をコラム要素に1割、ビーム要素に9割を適用した(Kimura and Zhang⁴⁾)。表3に杭の諸元を示す。

図3に実物大実験結果及び全応力と有効応力解析から得られたフーチングにおける水平荷重-水平変位関係を示す。全応力解析は実験の傾向は捉えているものの、繰返し回数が増えるに連れ実験結果を大きく下回る結果となった。一方、有効応力解析では除荷から再載荷の際に実験値に比べ変位の減少が大きいため残留変位が過少評価されているが、全体としては実験の結果をよく再現している。また、全応力解析では見られない、載荷荷重が一定の際にも水平変位が生じる擬似的クリープ変位も再現できた。

図4に杭の配置を示し、図5に杭の曲げモーメントの実験値と有効応力解析のみの結果を比較したものを示す。グラフには埋立層の境界(深さ13m)を示している。地中部に発生する曲げモーメントの最大値はどちらの結果においても前方杭>中杭>後方杭の順になっている。これは前方杭では圧縮軸力の増加により曲げ応力が増大し、逆に後方杭では引っ張り軸力の増加により曲げ応力が相対的に低下するものと考えられ、AFDモデルを用いることにより、部材に発生する断面力を精度良く再現できることを示している。

以上の結果より、本研究で用いる解析手法は実験の結果を精度よく再現していることが検証された。

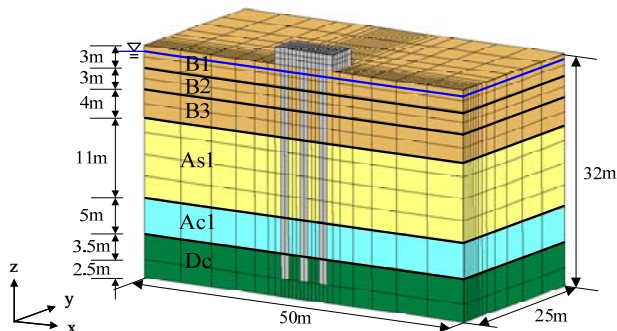


図2 解析メッシュ

表1 地盤材料パラメータ

	B1~B3	A _{s1}	A _{c1}
Compression index λ	0.055	0.23	0.23
Swelling index κ	0.001	0.046	0.046
Stress ratio at critical state R_f	3.9	3.69	4.0
Void ratio N	0.9	0.8	0.7
Poisson's ratio ν	0.3	0.3	0.38
Parameter of overconsolidation m	0.25	0.65	1.5
Parameter of structure a	0.6	1.3	0.5
Parameter of anisotropy b_r	0.5	0.5	0.5

表2 地盤材料の初期値

	B1	B2	B3	A _{s1}	A _{c1}
Initial structure R_0^*	0.2	0.2	0.2	0.55	0.5
Initial overconsolidation $1/R_0$	5.0	5.0	5.0	10.0	2.0
Initial anisotropy ζ_0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Density $\lambda(t/m)$	1.97	1.97	1.97	1.80	1.70
Permeability $k(cm/s)$	0.66	0.036	0.11	0.02	10 ⁶

表3 杭の諸元

Physical properties of RC	
Compressive strength of concrete σ_c	3.8×10 ⁴ kPa
Young's modulus of concrete E_c	2.5×10 ⁷ kPa
Young's modulus of steel E_s	2.1×10 ⁸ kPa
Yield stress of steel σ_y	3.8×10 ⁵ kPa
Arrangement of the reinforcement	
D29-24 (upper part : 14.5 m from the surface of the ground)	
D22-12 (lower part:15.9 m)	
Overburden of the reinforcement : 15 cm	

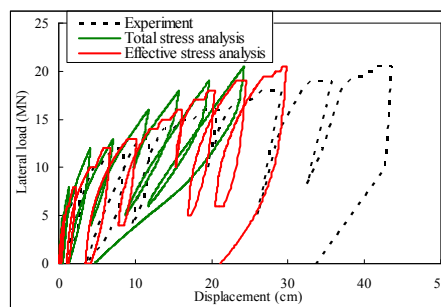


図3 載荷荷重-水平変位関係

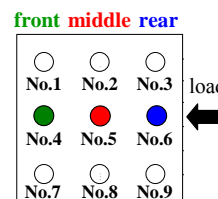
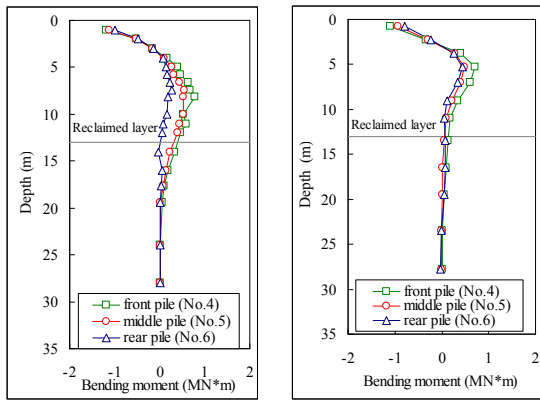


図4 杭配置



(a) 実験結果 (b) 有効応力解析結果
図5 杭の曲げモーメントの比較

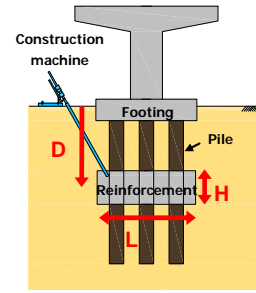


図6 部分固化工法の概要

3. 地盤の部分固化工法による杭基礎耐震補強方法の数値実験（静的単調載荷）

3.1 解析条件

杭基礎周辺地盤の部分固化工法による最適な改良パターンを選定するため、静的単調載荷の下で数値実験を行った。図6に部分固化工法の概要を示す。数値実験は、図のように杭周辺地盤を補強する改良体の厚さ H 、幅 L 、改良体中心位置(深度) D を変化させて様々な数値解析を行い、それらの結果を比較することにより補強効果を検証した。

解析メッシュは地盤を均一な豊浦砂とし、図7に示すような要素数5890、節点数7560の半断面の3Dメッシュを作成した。杭頭は回転のみ固定とし、フーチングおよび支持層は弾性体(弾性係数:100MPa)としてモデル化した。杭は杭径1.0m、杭長33.0mの鋼管杭(SKK490)とし、その先端部は支持層である D_c 層に2m根入れしている。また、地下水位はGL-1.5mと仮定した。載荷についてはフーチングの右側面における地表面から高さ1.0mに位置する全節点を x, y, z 方向に等変位境界を設け剛体として、真ん中の一点に水平方向に最大荷重50MNまで1時間かけて単調載荷した。地盤の初期応力については、杭の影響を考慮しない成層地盤の初期応力分布より求めた。

地盤材料パラメータはCyclic mobility modelを用い、過去に実施された豊浦砂の排水三軸圧縮試験に基づいて行った要素シミュレーションより決定した。試験は初期間隙比 $e_0=0.67$ の中密な砂を用いて平均主応力一定条件($p'=196\text{kPa}$)の下で行われた。図8(a)より、豊浦砂の要素シミュレーションの結果が試験結果をよく再現していることがわかる。これにより決定した豊浦砂の材料パラメータを表4, 5に示す。図8(b)は、改良体の要素シミュレーションの結果を示し、改良体はCyclic mobility modelを用いてピーク強度1.0MPaの人工軟岩を想定し物性を決定した。決定した改良体の材料パラメータを表6, 7に示す。杭についてはAFDモデルを用いてハイブリッド要素としてモデル化した。用いた杭のパラメータを表8に示す。

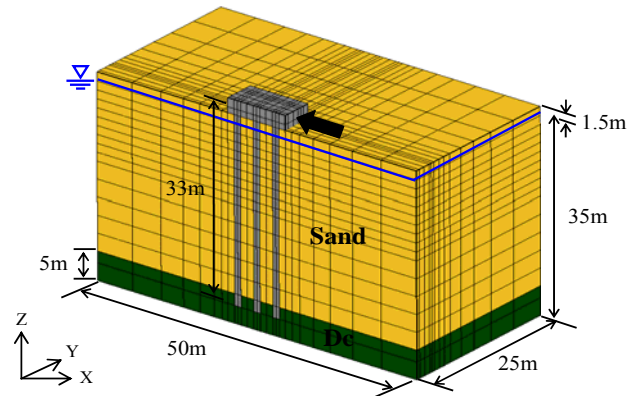
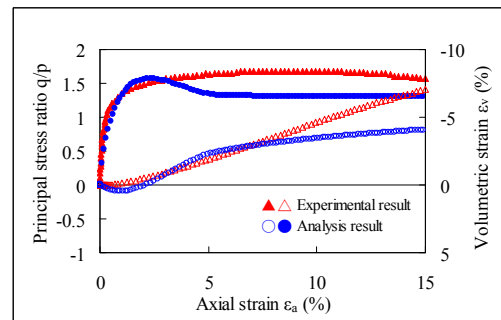
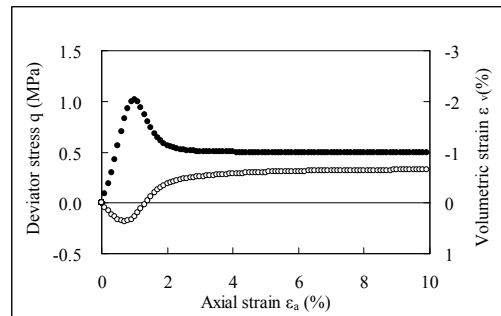


図7 静的解析メッシュ



(a) 豊浦砂



(b) セメント補強体

図8 要素シミュレーション結果

表4 豊浦砂の材料パラメータ

Compression index λ	0.07
Swelling index κ	0.0045
Critical state parameter M	3.2
Void ratio N ($p'=98\text{kPa}$ on N.C.L)	1.1
Poisson's ratio ν	0.2
Degradation parameter of overconsolidation state m	30
Degradation parameter of structure a	2
Evolution parameter of anisotropy br	500

表 5 豊浦砂の状態変数の初期値

Initial void ratio e_0	0.69
Initial mean effective stress p' (kPa)	196
Initial degree of structure R_0^*	0.99
Initial degree of overconsolidation I/R_0	30
Initial anisotropy ξ_0	0

表 6 改良体の材料パラメータ

Compression index λ	0.013
Swelling index κ	0.005
Critical state parameter M	5.9
Void ratio N ($p'=98\text{kPa}$ on N.C.L)	1.05
Poisson's ratio ν	0.15
Degradation parameter of overconsolidation state m	0.1
Degradation parameter of structure a	0.1
Evolution parameter of anisotropy br	0.1

表 7 改良体の状態変数の初期値

Initial void ratio e_0	0.91
Initial mean effective stress p' (kPa)	100
Initial degree of structure R_0^*	0.9
Initial degree of overconsolidation I/R_0	30
Initial anisotropy ξ_0	0

表 8 杭のパラメータ

Material (Steel pipe)	SKK 490
Thickness (mm)	14
Outer diameter (mm)	1000
Pile length (mm)	32000

3.2 解析結果

解析結果は、載荷試験終了後のフーチングにおける水平変位の結果より検討した。その際、無補強時の変位を基準とした補強率 $R_d(\%)$ 、補強効率 $R_e(\text{m}^3/\text{m}^3)$ という指標を作り、その値について考察する。以下にこれらの指標を示す。

$$R_d = (H_0 - H_R) / H_0 \quad (1)$$

$$R_e = (H_0 - H_R) / V$$

ここで、 H_0 は無補強時の水平変位、 H_R は補強時の水平変位、 V は補強に用いられた改良体の体積を示す。

3.2.1 改良体厚さ H の影響

改良条件は、改良体中心位置(深度) $D=4.5\text{m}$ と改良体幅 $L=9\text{m}$ を固定とし、改良体厚さ H を $3\text{m}\sim 15\text{m}$ に変化させて検討した。図 9 に、それぞれの高さ H に対する補強率 $R_d(\%)$ 及び補強効率 $R_e(\text{m}^3/\text{m}^3)$ の結果を示す。改良厚が厚くなる程、補強率は高くなることが確認できた。しかし、補強効率は改良厚が 9m までは増加するが、それ以降は改良体厚さ(改良体体積)が大きくなる程、減少する結果となり、適切な改良体厚さを決めることが重要であると考えられる。

3.2.2 改良体中心位置(深度) D の影響

改良条件は、改良体体積(厚さ $H=6\text{m}$ 、幅 $L=9\text{m}$)を固定とし、改良体の中心位置(深度) D を $3\text{m}\sim 12\text{m}$ に変化させて検討した。図 10 に解析結果を示す。補強率、補強効率共に

深さ 4.5m までは増加するものの、それ以降は減少し、 $D=12\text{m}$ ではほぼ 0 となり改良の効果がないことがわかる。ここで、図 11 のように、無補強時の解析結果から得られた杭の曲げモーメント分布を見ると、最大曲げモーメントが深度 8.25m 付近で生じている。これは最も効果が高い $D=4.5\text{m}$ の場合、改良体の底面の深さが 7.5m であり、最大曲げモーメントが生じる深さより浅い杭の上部を固化した方がより高い補強効果が得られると考えられる。

3.2.3 改良体幅 L の影響

改良条件は、改良体厚さ $H=6\text{m}$ と改良体位置(深度) $D=4.5\text{m}$ を固定とし、改良体幅 L を $7\text{m}\sim 18\text{m}$ に変化させて検討した。改良体は正方形断面とし、横幅と同様に奥行方向にも改良領域を広げた。図 12 に解析結果を示す。改良幅が広くなる程、補強率は顕著に増加し、フーチングに生じる水平変位は大幅に減少する。しかし、改良体厚さ H を変化させた際と同様に、改良体幅(改良体体積)が大きくなる程、補強効率は減少する結果となった。

以上により、杭基礎周辺地盤を部分固化する際には数値実験により多様なパターンの解析を行うことで補強率と補強効率の高い改良パターンを決めることが重要であると考えられる。本研究では、補強率と補強効率共に高い改良条件として、厚さ $H=6\text{m}$ 、中心位置 $D=4.5\text{m}$ 、幅 $L=9\text{m}$ を最適な改良パターンであると考えられる。この改良条件での杭基礎周辺での載荷終了時のせん断ひずみ分布を図 13 に示す。(a)には無補強時、(b)には改良時の結果を示す。改良時は、フーチング周辺地盤に生じるせん断ひずみが無補強時に比べ大幅に減少していることがわかる。

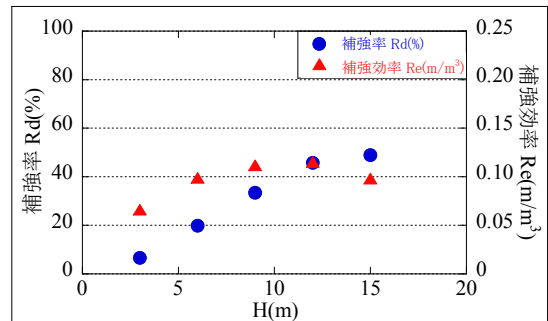


図 9 補強率及び補強効率(H の影響)

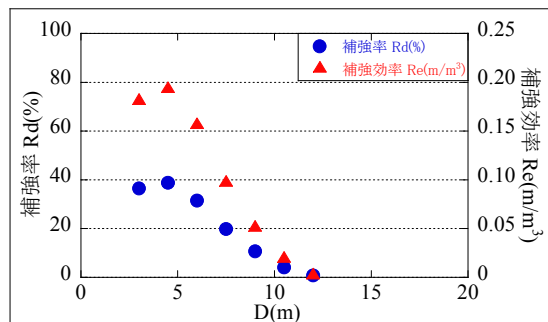


図 10 補強率及び補強効率(D の影響)

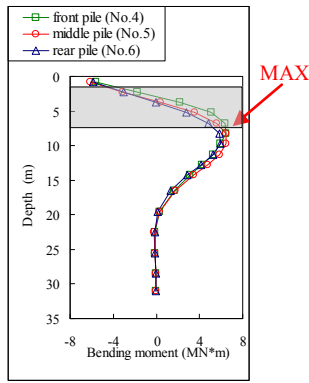


図 11 無補強時の杭の曲げモーメント分布

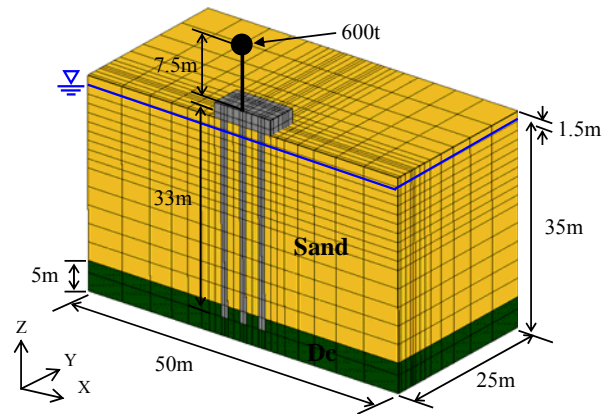


図 14 動的解析メッシュ

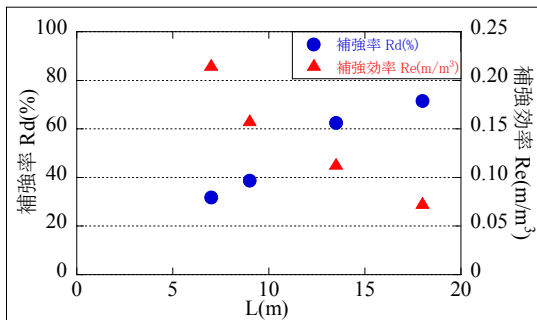


図 12 補強率及び補強効率(Lの影響)

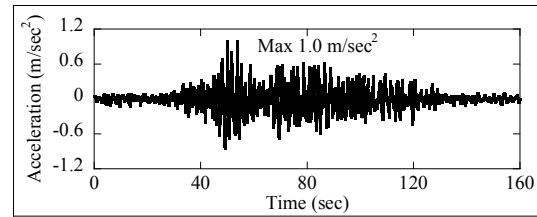


図 15 入力地震動

改良体の材料パラメータは、第3章の数値実験の際と同様のパラメータを用いた。

4.2 解析結果

図 16 には履歴を表す節点及び要素の位置を示す(赤丸 1~2: 計測節点, 青い四角 1~2: 計測要素)。図 17 には有効応力解析から得られた節点の鉛直変位の時刻歴を示す。なお、地震発生から地震終了約 5 時間後まで、地盤内部で上昇した過剰間隙水圧が時間の経過と共に消散する圧密解析も行ったため、時間軸は対数軸とした。無補強時と改良時を比較すると、杭基礎の近辺 node1 において鉛直変位が 10cm 程抑制されており、改良体の効果が見られる。また、杭基礎から離れた node2 においては、地震加震中では鉛直変位が少ないが、圧密過程においては地盤が大きく沈下することがわかり、改良体の変位抑制効果は見られなかった。

図 18 には有効応力解析から得られた地盤要素の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。(a)は無補強時、(b)は改良時の結果を示す。なお、過剰間隙水圧比 (u/σ'_{v0}) は過剰間隙水圧 (u) を初期鉛直有効応力 (σ'_{v0}) で除した値で、1.0 に達した際を液状化と判断する。図中の白丸は地震終了時を示す。

図 17, 18 の node1 と element2 より、過剰間隙水圧が消散し、地盤が圧密すると同時に地盤沈下が生じた事がわかる。また、改良体内部の element1 では改良したことにより間隙水圧の発生を抑制し、液状化に至っていないことがわかる。これに対して、改良体より外側に位置した element2 では改良により node1 の鉛直変位は抑制されているが、間隙水圧にはほぼ変化は見られなかった。また、どの節点においても 1000 秒後(約 17 分後)には圧密がほぼ終了していることがわかる。

図 19 に有効応力解析から得られた杭の曲げモーメントの深度分布を示す。ただし、最も大きな曲げモーメントが

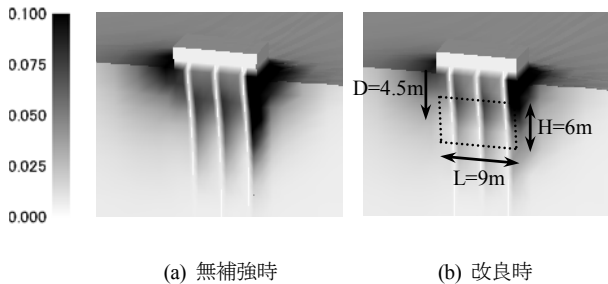


図 13 せん断ひずみ分布図

4. 地盤の部分固化工法による杭基礎耐震補強方法の数値実験(動的載荷)

4.1 解析条件

解析メッシュは図 14 に示すように、第 3 章の静的載荷条件下での数値実験の際と同様のメッシュを用いた。ただし、上部荷重を考慮するため、橋脚は 7.5m のビーム要素としてモデル化し、上部工は橋脚上端に節点質量(600t)を与えた。動的載荷は、名古屋港における想定東海・東南海地震の地震波を地盤底面から与えた。解析で用いた入力地震動を図 15 に示す。

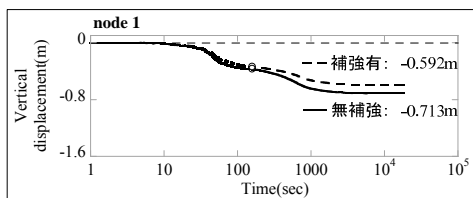
解析は、乾燥地盤を対象とした全応力解析と飽和地盤を対象とした有効応力解析を行い、それぞれについて無補強時と改良体により杭上部の地盤を補強したケースの解析を行った。改良体の範囲は第 3 章で決定した最適な改良パターンである改良体厚さ $H=6m$ 、改良体位置(深度) $D=4.5m$ 、改良体幅 $L=9m$ について検討した。また、地盤材料、杭、

発生する橋脚の下端において、最大曲げモーメントが計測された時刻での中央の杭の曲げモーメントを示す。(a)は杭の位置及び凡例、(b)は無補強時、(c)は改良時の解析結果を示す。図中に示す値は中央中列杭における曲げモーメントの最大・最小値を示す。これより、最大・最小曲げモーメントの値が顕著に抑制されており、曲げモーメントの結果からも改良体の効果を確認することができた。

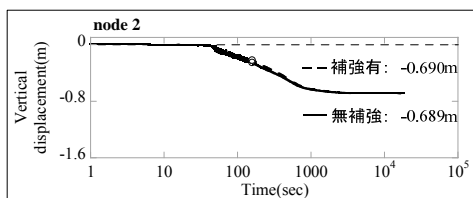
最後に、全応力と有効応力解析の結果を比較する。図20に無補強時における解析終了時の30cm沈下した等鉛直変位分布を示す。全応力解析結果では地盤全体が一樣に沈下しているのに対して、有効応力解析結果では地盤と構造物の相互作用により杭基礎周辺の地盤が大きく沈下しており、杭から離れるほど地盤沈下が少ないことがわかる。



図 16 計測節点及び要素



(a) node 1

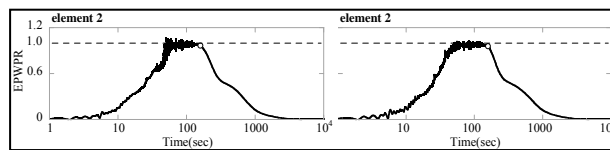
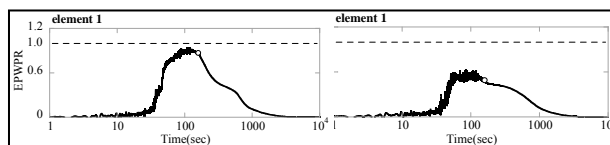


(b) node 2

図 17 鉛直変位時刻歴

5. まとめ

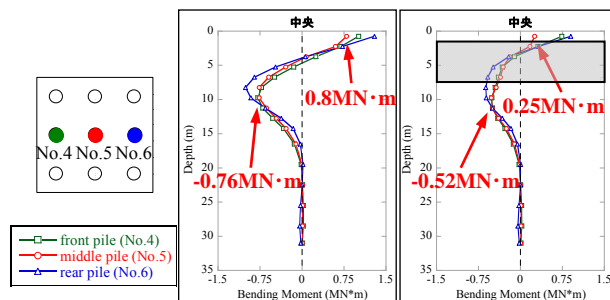
土・水連成解析プログラム「DBLEABES」を用いて鋼管杭の9本群杭基礎を対象とし、地盤の部分固化工法による群杭基礎耐震補強効果を検証する数値実験を行った。静的解析では、最も効果的で経済的な改良パターンを選定するため、改良体厚さ H 、改良体中心位置(深度) D 、改良体幅 L を変化させて数値解析を行った。その結果、改良体厚さについては6m、改良体中心位置(深度)については4.5m、改良体幅については9mの場合で最適であった。また、動的解析では静的解析で選定した改良パターンについて、想定東海・東南海地震動を用いて解析を行った。その結果、改良体付近では沈下が抑制されるが、離れた地盤では沈下の抑制効果はほとんど見られなかった。杭の曲げモーメントに着目すると、地盤が改良されたことにより顕著な抑制



(a) 無補強

(b) 改良時

図 18 過剰間隙水圧比時刻歴

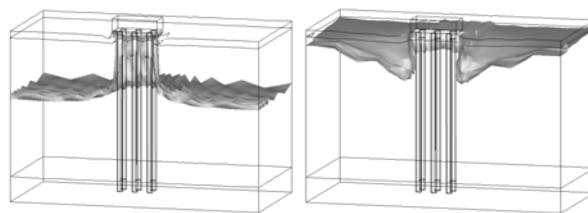


(a) 杭位置及び凡例

(b) 無補強時

(c) 改良時

図 19 杭の曲げモーメント分布



(a) 全応力解析

(b) 有効応力解析

図 20 圧密終了時の鉛直等変位分布(無補強)

効果が見られた。これにより、本研究で行った数値実験によって変位を抑制する最適な改良パターンを選定することが可能であること、動的載荷においても沈下と曲げモーメントに対する抑制効果が大きいことがわかった。

参考文献

- 1) Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai, K. (2007): Explanation of Cyclic Mobility of Soils: Approach by Stress-Induced Anisotropy, S&F, Vol.47, No.4, 635-648.
- 2) Zhang, F. and Kimura, M. (2002): Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC group-pile foundation, S&F, Vol.42, No.3, 77-92.
- 3) Ye, B. (2007): Experiment and Numerical Simulation of Repeated Liquefaction -Consolidation of Sand, Doctoral Dissertation, Gifu University.
- 4) Kimura, M. and Zhang, F., 2000. Seismic evaluation of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol. 40, No.5, 113-132.