

地盤固化体を用いた杭基礎の耐震補強工法に関する 3次元FEM解析

浦野和彦^{*1}・足立有史^{*2}・河邑 真^{*3}

既設杭の耐震補強工法として杭基礎の地中の一部を地盤固化体により拘束することで杭基礎の水平抵抗を増加させる方法が実用化されている。本補強工法は、敷地制限の関係で増し杭工法等による従来の補強工法の適用が困難な箇所でも適用可能で、杭基礎の耐震補強工法の適用範囲拡大が期待されている。本研究では、杭、補強体および地盤の相互作用に着目し、本工法における杭基礎の3次元的な応力、変形挙動を詳細に検討するため、実大載荷試験を対象とした3次元静的非線形FEM解析を実施した。解析結果より、実大載荷試験を再現することができ、補強効果を明確に評価することができた。

キーワード：杭、耐震補強、地盤固化、3次元FEM

1. はじめに

敷地制限等の施工条件の影響から従来の増し杭工法による耐震補強工法の適用が困難な杭基礎に対して、既設杭基礎の地中の一部を地盤固化体により拘束することで、杭基礎の水平抵抗を増加させる方法が実用化されている¹⁾。この補強形式に対して、実大規模の水平載荷試験を対象にはりバネ系モデルを適用した数値解析により、比較的簡便に本工法の水平載荷挙動を再現する方法を筆者らは提案している²⁾。新設杭基礎を対象に実構造物への適用が報告されている地盤改良複合杭基礎の水平支持力性能評価においても、同様な設計手法が提案されている³⁾。また、2次元動的FEM解析を用いた模型振動実験のシミュレーション解析では、本補強工法の動的応答の再現性が確認され、実務における詳細設計に2次元動的FEMが適用されている^{4),5)}。本研究では、杭、補強体および地盤の相互作用に着目し、実規模の3次元的な応力、変形挙動を詳細に検討するため、実大水平載荷試験を対象とした3次元静的非線形FEM解析を実施した。

2. 3次元静的FEM解析

2.1 水平載荷試験

解析対象とした実規模杭基礎模型の概要図を図-1に示す。杭は直径406.4mmの鋼管杭で、N値が40程度の砂質土地盤を支持層としている。地表面から深さ約8m程度までは比較的緩く堆積したローム、粘性土層が存在する。補強体の設置位置としては、これまでの検討事例において軟弱層の中間付近が効果的であったことを考慮し、比較的軟弱な地表面から深さ8mの中間的な位置に相当

するGL-3.2m～-5.2mに設置することとした。補強体の平面形状は、基礎周辺地盤に用地を確保できないという条件を想定し、フーチングと同等の4.0m×4.0mとした。補強体の厚さは補強体に過度の曲げ応力が作用しないよう平面寸法(B×B)に対してある程度の厚さ(0.5B以上)を考慮し2mと設定した。図-2に水平載荷試験の概要を示す。載荷はフーチング部に2台の油圧ジャッキを用いて行い、無補強時および補強時における杭の挙動を計測した。水平荷重600kN載荷時の杭の曲げモーメント、水平変位分布を図-3に示す。地盤固化体からなる補強体の拘束効果により、杭基礎の水平抵抗が増加したことで水平変位が約1/3に、また、杭頭曲げモーメントが約8割に低減した。図-3(a)には図-3(c)に示すはりバネ系モデルによる簡易的な解析結果を合わせて示している。このはりバネ系モデルでは、補強体をソリッド要素を使用して厚さを表現している。なお、水平載荷試験およびはりバネ系モデルによる解析の詳細は文献2)を参照されたい。

本研究では、この水平載荷試験を対象として3次元FEM解析を実施した。

2.2 解析モデル

水平載荷試験についての3次元FEMモデルを図-4に示す。載荷方向に対して対称性を考慮し、片側半分のみをモデル化している。なお、実験後に実施した掘削調査における実測値から、補強体の深度方向の位置はGL-2.6m～-5.2mで厚さ2.6mとした。また、平面的な形状は補強体造成時の斜め施工の影響で深度が浅い部分で最大15cm程度大きめに作製されていたが、部分的なものであったことから計画値をそのままモデル化した。解

*1 技術研究所 *2 技術第二部 *3 豊橋技術科学大学

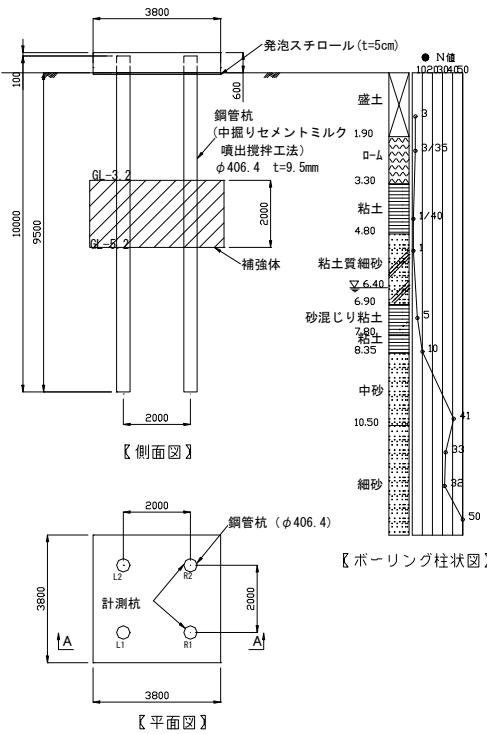
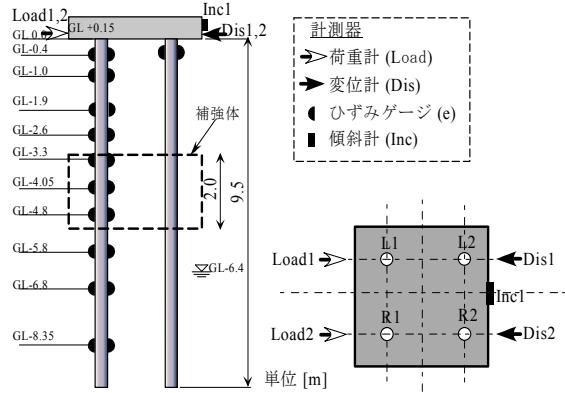


図-1 実大実験模型概要図



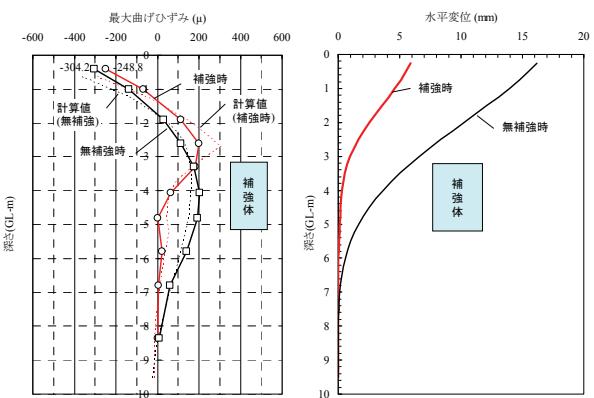
【側面図】

【平面図】

図-2 水平載荷試験概要

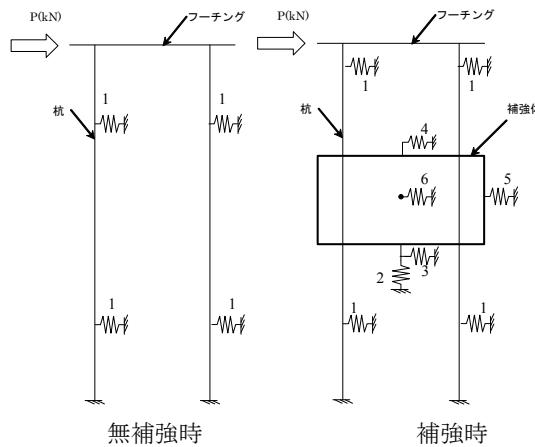
解析モデルでは、3.8m四方のフーチングを中心に載荷方向に対して50m、載荷方向と直角方向に対し20mの領域をモデル化した。モデルの境界条件として底面は固定、側方は水平方向拘束、鉛直方向自由とした。使用した要素タイプおよび構成則を表-1に示す。地盤の構成則としては、一般に弾塑性モデルや非線形モデルが用いられている。事前検討の結果、微小ひずみレベルから応力ひずみ関係において非線形性を考慮した非線形弾性モデル(Duncan-Chang)の方が弾完全塑性モデル(Drucker-Prager, No-Tension)に比べ実験結果の再現性が高かつたため、ここでは、非線形弾性モデルを使用したケースを中心に検討した結果を示す。

表-2に地盤パラメータを示す。N値は杭基礎設置に先立ち実施した標準貫入試験により、単位体積重量は



(a) 曲げひずみ分布

(b) 水平変位分布



1: 杭の水平方向ばね 2: 補強体底面の鉛直方向ばね
3: 補強体底面のせん断ばね 4: 補強体上面のせん断ばね
5: 補強体前面の水平方向ばね 6: 補強体側面のせん断ばね

(c) 解析モデル図

図-3 水平載荷試験結果(載荷重600kN時)

表-1 要素モデル

材料区分	要素タイプ	構成則
地盤	3次元ソリッド	非線形弾性(Duncan-Chang)
フーチング	3次元ソリッド	線形弾性
補強体	3次元ソリッド	線形弾性
杭	ビーム要素	線形弾性

その際に得られた試料を用いて算定した。

粘着力 c については、ローム及び粘土質細砂は不搅乱試料を用いた一軸圧縮試験結果より $c = q_u/2$ として求め、粘土層はローム層と粘土質細砂層の間に位置し、ボーリング時のサンプリング試料からも比較的ロームに近い性状であると判断したため、ローム層と同様な値を採用した。その他の土層については、表-3に示す推定法のうち平均的な推定結果を得る Terzaghi Peck 式により求めた。また、内部摩擦角 ϕ については拘束圧の影響を考慮した

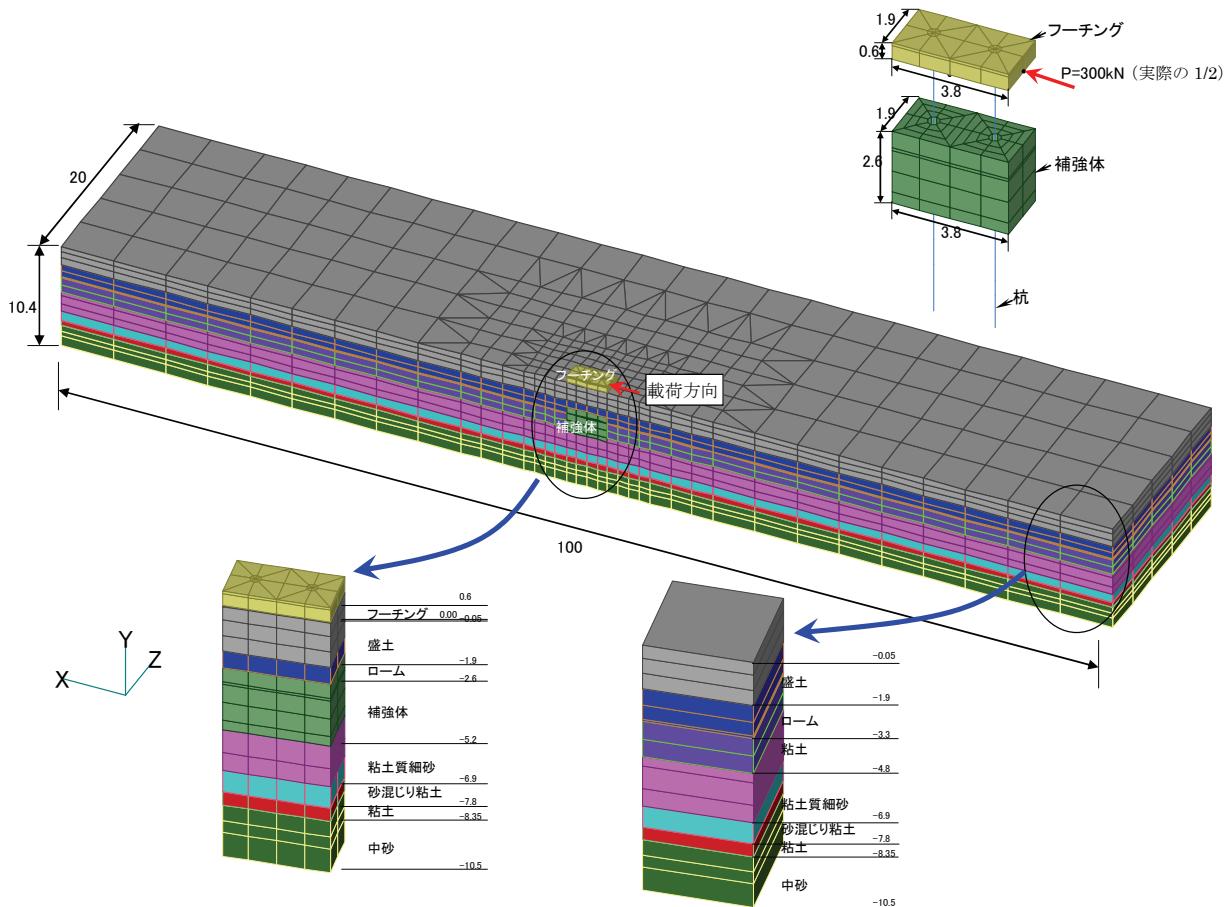


図-4 3次元FEMモデル（要素：5170, 節点：5601）

表-2 地盤パラメータ

No.	土層名	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	密度 g/cm^3	N値	せん断波速度 $V_s(\text{m/sec})$	ボアソン比 ν	ヤング係数 $E_0(\text{kN/m}^2)$	せん断弾性係数 $G_0(\text{kN/m}^2)$	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	Duncan-Changパラメータ			
											K	Pa	n	Rf
1	盛土	17.6	1.8	3	120	0.33	69000	26000		30	8235	100	1	1
2	ローム	12.5	1.28	3	140	0.33	67000	25000	19		1685	100	1	1
3	粘土	15.1	1.54	1	100	0.33	40000	15000	20		936	100	1	1
4	粘土質細砂	17.6	1.8	1	80	0.33	32000	12000	40		656	100	1	1
5	砂混じり粘土	15.7	1.6	6.9	190	0.33	154000	58000	43		2839	100	1	1
6	粘土	15.7	1.6	6.9	190	0.33	154000	58000	43		2731	100	1	1
7	中砂	17.6	1.8	24.3	230	0.33	253000	95000		34	4120	100	1	1

ここで、
 $E_0=2(1+\nu) \cdot G_0$
 $G_0=\gamma/g \cdot V_s^2$: 重力加速度
 $V_s=80 \cdot N^{1/3}$ (砂質土), $V_s=100 \cdot N^{1/3}$ (粘性土)
 N : N値

鉄道標準式⁶⁾を採用した。

微小ひずみレベルから弾性係数の非線形性を考慮できる構成則として Duncan-Chang モデル (非線形弾性モデル) では、軸差応力と接線弾性係数の関係が式(1)および(2)で定義されており、応力-ひずみ関係の非線形性と拘束圧による剛性変化の影響が考慮されている。

$$E_i = K \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (1)$$

$$E_t = K \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \left\{ 1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \phi)}{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right\} \quad (2)$$

ここに、

E_i : 初期弾性係数

E_t : 接線弾性係数

K : 接線弾性係数を定義するための定数、

P_a : 大気圧、

n : 弹性係数の拘束圧依存性を表す定数、

c : 粘着力, ϕ : 内部摩擦角、

σ_1 : 最大主応力, σ_3 : 最小主応力、

R_f : 破壊比 ($0 < R_f \leq 1.0$)

表-3 粘着力の推定法

Terzaghi-Peck ⁷⁾	大崎 ⁸⁾	道路土工 ⁹⁾	旧表示	鉄道構造物
$q_u = N/8 \times 98.1$ (kN/m ²)	$q_u = (0.4 + N/20) \times 98.1$ (kN/m ²)	$q_u = (1/8 \sim 1/2) \times 98.1$ (kN/m ²)	$c = 0.6 \sim 1.0 \times 9.81$ (kN/m ²)	$c = N/16 \times 98.1$ (kN/m ²)

N : N 値

表-4 構造体物性

項目		補強体	フーチング	鋼管杭	橋脚
ボアソン比v		0.35	0.2	0.3	0.2
ヤング率E	kN/m ²	1500000	25000000	210000000	25000000
せん断弾性係数G	kN/m ²	550000	15000000	80000000	10000000
単位体積重量γ	kN/m ³	15	23.5	78	24.5
粘着力c	kN/m ²	2200	10000	200000	12000

表-5 鋼管杭断面定数

項目	単位	鋼管杭
断面積 A	m ²	0.011846
断面 2 次モーメント I _y , I _z	m ⁴	0.000233
せん断断面積 A _y , A _z	m ²	0.011846

表-6 静的解析ケース

ケース名	杭軸方向結合条件	フーチング回転拘束条件
St1	結合	自由
St1a	結合	拘束
St2	非結合	自由
St2a	非結合	拘束

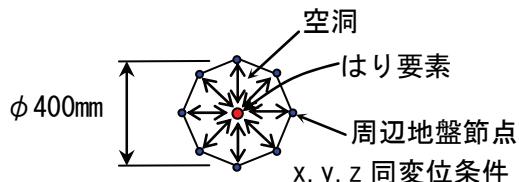
表-2 に Duncan-Chang モデルにおける地盤パラメータを示しているが、ここで、各土層の K , n , R_f は次のように決定した。

E_i は式(3)により算定し、式(1)に代入することで K を求めた。

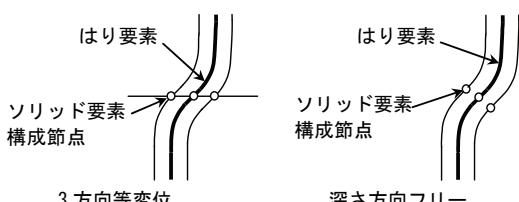
$$E_i = 2(1+\nu)G = 2(1+\nu) \cdot \rho \cdot V_s^2 \quad (3)$$

なお、 $P_a=100\text{kPa}$ とした。 n および R_f は、三軸圧縮試験 (CD 試験) が実施されている中砂層の値を他の土層にも適用することで設定した。

杭のモデルとしては、断面中心位置に線形はり要素を配置し、杭の断面形状を表現するために、図-5 に示すように杭周囲に杭径相当の空洞を設け、杭節点と周辺地盤節点を等変位指定とした¹⁰⁾。また、杭軸方向の摩擦の有無が補強効果に与える影響を検討するため、杭深度方向 (Y 方向) の等変位指定のみを解除することで杭軸方向の摩擦がない状態を模擬したケースについても解析を実施した。構造体の物性値を表-4 に示す。ここで、補強体は載荷試験後に実施したコア採取試料を用いた一軸圧縮試験結果に基づき決定した。なお、ここでは補強体の応力ひずみ関係の非線形性や引張挙動については特に考慮していない。また、鋼管杭の断面定数を表-5 に



(a) 平面図



(b) 側面図

図-5 はり要素とソリッド要素の結合法

示す。

解析ケースとしては、表-6 に示すように杭要素と周辺地盤の鉛直方向の結合条件の有無およびフーチングの回転の有無を変化させた 4 ケースに対し、補強の有無を考慮した全 8 ケースを実施した。なお、フーチングの回転が無いケース (St1a, St2a) は、フーチング底面を構成する節点の Y 方向 (鉛直方向) 変位を拘束することでフーチングが回転しない状態を模擬している。

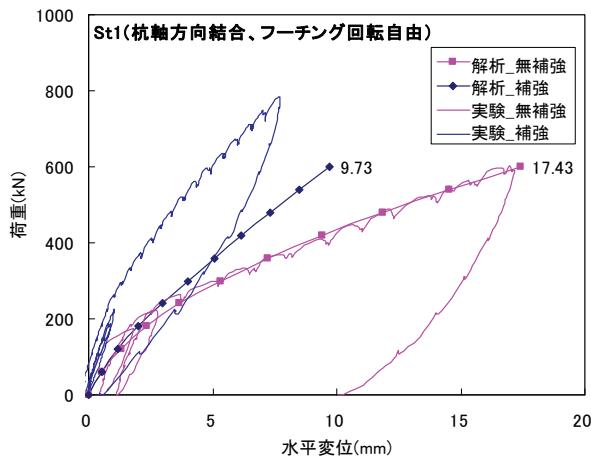
解析における載荷ステップは 10 ステップとし、非線形解析法として増分法を採用した。なお、初期応力は水平載荷に先立ち、自重解析を実施し算定した。

2.3 静的解析結果

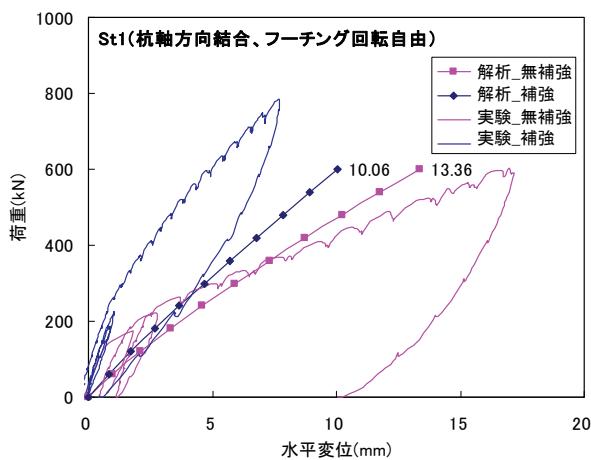
(1) 杭挙動

図-6～9 に、Duncan-Chang モデル (DC モデル) による各ケースの荷重-杭頭水平変位関係を実験結果と合わせてプロットした。また、表-7 に実験結果と解析結果の主要な値を示す。なお、図-6 (b) には、比較のため事前検討で実施した Drucker-Prager モデル (DP モデル) を適用した解析結果を示す。図-6 (a) の DC モデルは無補強時において載荷初期から最終荷重に至る過程で図-6 (b) の DP モデルに比べて実験結果の再現性が高いことがわかる。また、図-8 に示すケース st2 では、無補強時における 600kN 載荷時の水平変位が実験時に約 17mm であったのに対し、解析結果は約 24mm と 7mm 程度大きな値となったが、その他のケースについては大きな差異はなく荷重-変位関係を載荷初期から概ね定量的に再現できている。

一方、補強時の杭頭部水平変位について比較してみると、無補強時に実験結果を最も良く再現できているケース St1 において解析結果が実験結果に対して約 1.9 倍の



(a) Duncan-Chang モデル



(b) Drucker-Prager モデル

図-6 荷重-水平変位関係
(St1 杭軸方向結合, フーチング回転自由)

値となっている。これは、補強時のケースの荷重-変位関係から特に載荷初期の傾きの再現性が十分でないことが影響していると推察される。

また、無補強時、補強時ともフーチング回転を拘束することや杭鉛直方向を剛結条件とすることにより、変形が抑制される傾向を示した。実大実験ではフーチング底部に摩擦低減のための発泡スチロール（厚さ 5cm）を設置しているため、フーチングの回転は比較的自由であることを考慮するとケース st1 または st2 が実験条件により近い条件にあると考えられる。実験において計測されたフーチング回転角は無補強時 0.0956° に対し、フーチング回転をフリーとした st1 および st2 においてそれぞれ 0.055 および 0.275 となり、杭軸方向を結合状態としたケース st1 が実験値により近い値を示した。

図-10～13 に、杭の水平変位および曲げモーメントの深度分布を示す。水平変位についてはケース st2 を除いて、実験時の分布形状を概ね再現している。一方、曲

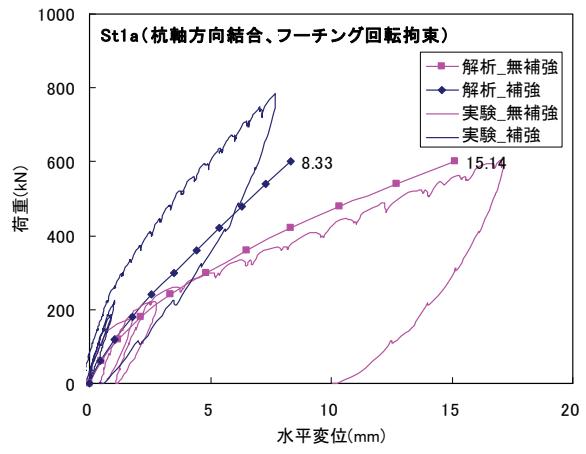


図-7 荷重-水平変位関係

(St1a 杭軸方向結合, フーチング回転拘束)

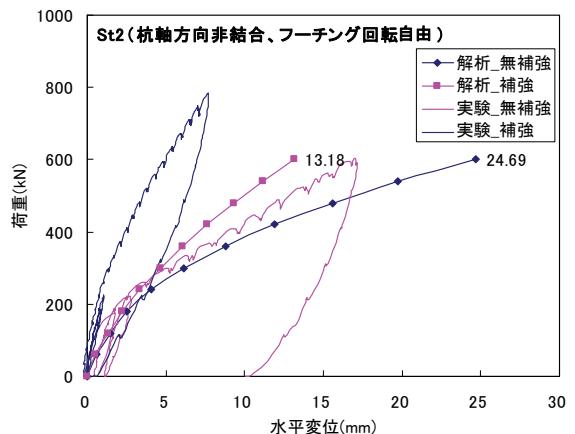


図-8 荷重-水平変位関係

(St2 杭軸方向非結合, フーチング回転自由)

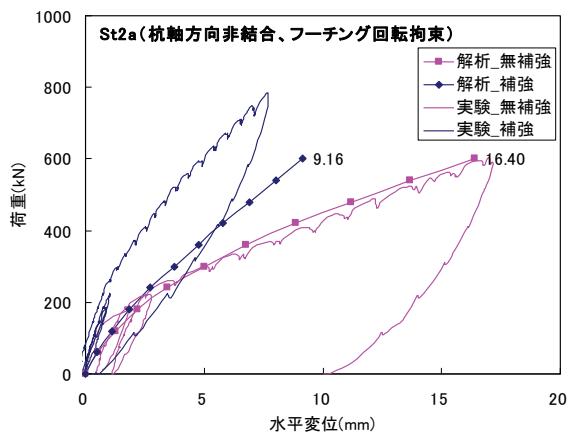


図-9 荷重-水平変位関係

(St2a 杭軸方向非結合, フーチング回転拘束)

げモーメントで評価した場合、最大値およびその発生深度について実験値と解析値で差異が生じた。特に補強時の補強体上部においては解析結果が実験結果に比べ大きな値を示している。

表-7 600kN 載荷時の結果一覧

ケース名	補強の有無	杭頭水平変位 (mm)	フーチング回転角 (°)	曲げモーメント杭頭部(kN・m)
実験値	無	17.2	0.096	66
	有	4.8	0.061	53
st1	無	17.4	0.055	99
	有	9.7	0.038	70
st1a	無	15.1	—	107
	有	8.3	—	78
st2	無	24.7	0.276	54
	有	13.2	0.178	34
st2a	無	16.4	—	117
	有	9.2	—	71

以上、水平載荷時の杭の変形挙動を、補強の有無について解析結果と実験結果の比較を行った。固化体の補強効果については明確であったが、補強時の変形、曲げモーメントを正確に再現するには至らず、解析では補強効果を過小評価する傾向が認められた。この原因の一つとして、補強前後で同等と仮定している初期応力の影響が考えられる。これは、高圧噴射工法による補強体造成時に、流体的な状態で一定期間地盤中に存在する改良土による静止土圧係数 K_0 の増加に伴い、周辺地盤の初期応力が増加する可能性があると考えられるためである。

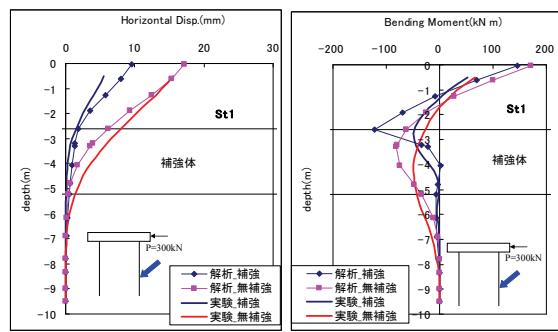
次に、杭と地盤の相互作用に着目し、挙動をより詳細に分析することで本工法の補強効果のメカニズムを明らかにすることとする。

(2) 地盤の変形挙動

ケース St1 (補強時) における周辺地盤の変形挙動を図-14 に示す。ここで、図中の矢印は変位ベクトルを示し、また、色は変位量センターで赤くなるほど変位量が大きいことを示している。周辺地盤は杭の水平変位に伴い、杭前面地盤は受働状態となり、圧縮されるとともに隆起を生じている。一方、杭背面では地盤は主働状態となり沈下を生じていることが確認できる。この挙動は、無補強時、補強時とも共通して見られた。

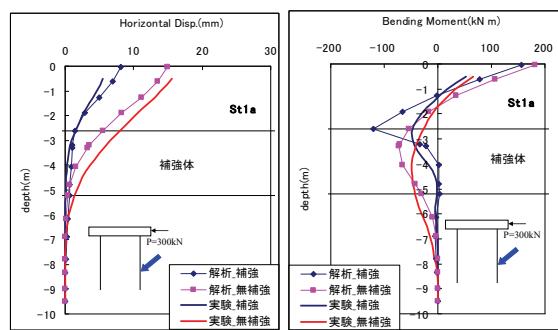
(3) 水平土圧 (水平方向応力)

補強効果を詳細に検討する上で杭と地盤の相互作用を把握することが重要となる。そこで、杭近傍の地盤及び補強体の応力について載荷方向成分の分布に関して考察を加える。図-15, 16 に、ケース st1 (杭軸方向: 結合、フーチング回転: 拘束) における水平方向応力 σ_x のセンターを示す。無補強時は、杭上部ほど杭前面地盤の圧縮、杭背面地盤の引張りが増加し、杭の変形に抵抗する挙動が確認できる。一方、表層地盤部では補強時、無補強時とも同様な応力状態を示しているが、補強体天端付近で圧縮領域と引張領域が入れ替わる状態が確認できる。これは、地盤と補強体の境界部の剛性変化部で生じており、この部分に曲げひずみが卓越することで補強体に圧縮と引張りが交互に生じたものと判断できる。図-17



(a) 水平変位 (b) 曲げモーメント

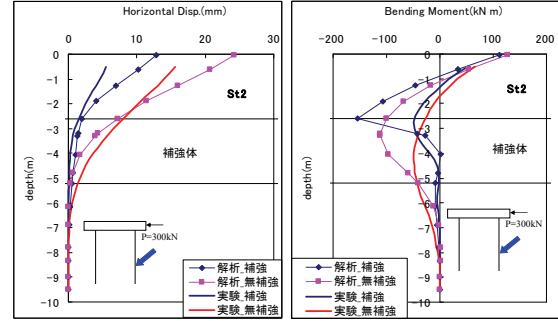
図-10 深度分布
(St1 杭軸方向結合, フーチング回転自由 (P=600kN))



(a) 水平変位 (b) 曲げモーメント

図-11 深度分布

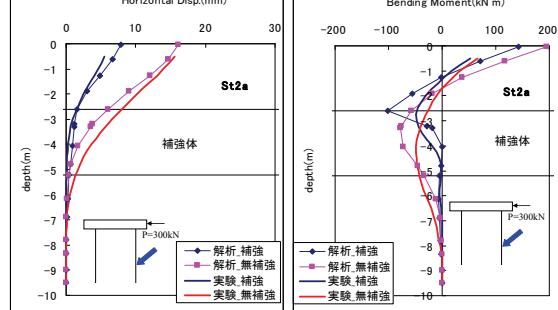
(St1a 杭軸方向結合, フーチング回転拘束 (P=600kN))



(a) 水平変位 (b) 曲げモーメント

図-12 深度分布

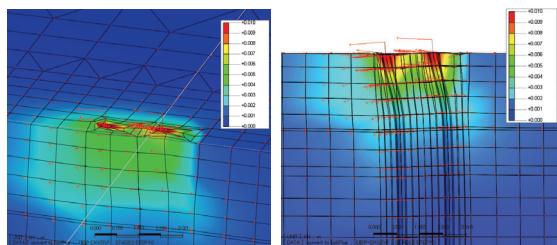
(St2 杭軸方向非結合, フーチング回転自由 (P=600kN))



(a) 水平変位 (b) 曲げモーメント

図-13 深度分布

(St2a 杭軸方向非結合, フーチング回転拘束 (P=600kN))



(a) 全体図 (b) 切断面図 (Z=1.0m)
図-14 変位ベクトル図 (st1, 補強時)

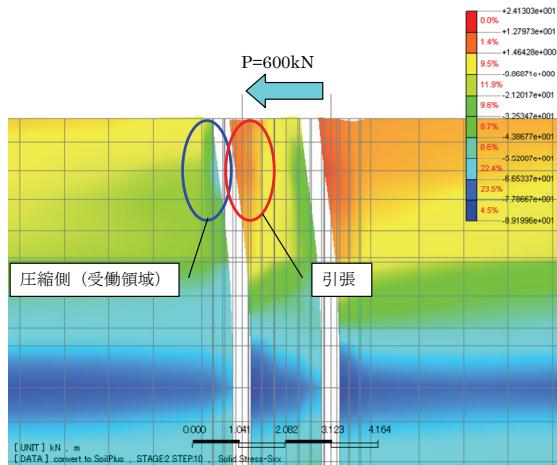


図-15 水平方向応力 σ_x (無補強時 st1)

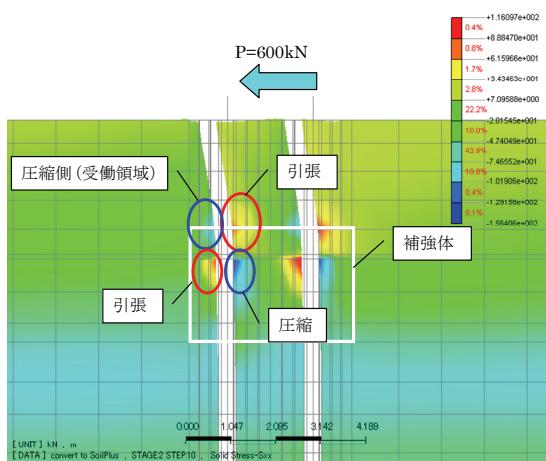


図-16 水平方向応力 σ_x (補強時 st1)

は解析結果から得られる杭の変形と補強体周辺のひずみ分布の模式図である。図に示すように杭の水平変位により、杭前面および補強体前面に圧縮ひずみが生じ、杭背面および補強体背面には引張ひずみは生じる。さらに、補強体上部には載荷に伴い発生する杭の曲げに抵抗するためのひずみが生じている。これらの挙動については、他のケースも同様な傾向を示した。

図-18 に、杭前面に作用する水平土圧と水平変位の関係を深度別に示す。ここでは、水平土圧として各杭の載荷方向前面要素の水平方向応力 σ_x をプロットした。

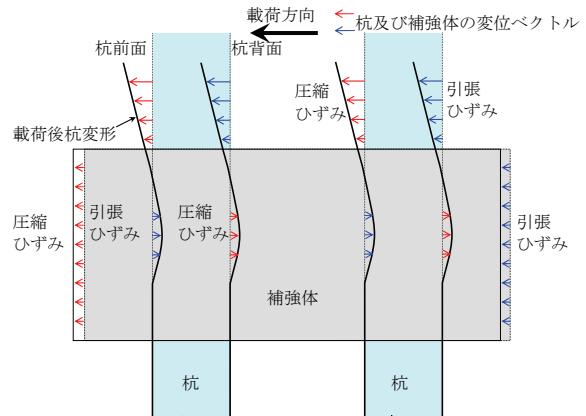
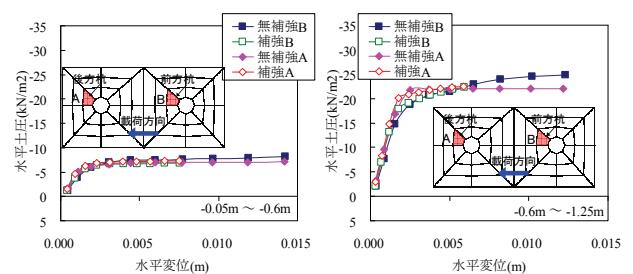
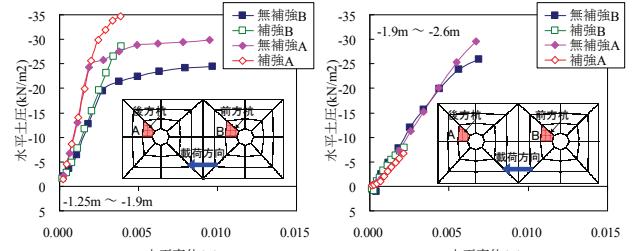


図-17 杭変形と補強体周辺のひずみ分布の模式図



(a) GL-0.05m-0.6m (盛土) (b) GL-0.6m-1.25m (盛土)



(c) GL-1.25m-1.9m (盛土) (d) GL-1.9m-2.6m (ローム)

図-18 杭前面要素の水平土圧 (ケース st1)

図-18 より土圧-変位関係は弾性領域と考えられる載荷前半では、補強の有無に関係なく同様な関係を示している。また、前方杭が後方杭に比べ大きな土圧を受けていることも確認できる。一方載荷後半では、盛土層の表層部 (GL-0.05~0.6m)においては補強の有無に係わらず同様な履歴を示しているが、GL-1.25m~1.9mにおいて補強時の水平土圧曲線が無補強時に比べ大きい値を示していることがわかる。補強時の杭周辺地盤 (要素 A, B) の応力状態および接線弾性係数 E_t の履歴から、載荷が進むにつれ拘束圧 (σ_3) の増加が顕著となり、それに伴い地盤剛性が増加したことが原因と考えられ、補強体の設置により GL-1.25m~1.9m の要素 A, B 付近では杭によって押された地盤を比較的剛な補強体が変形を拘束するように作用したものと推察される。したがって、はり

バネモデルの解析で用いたように補強体の有無に関係なく同一の地盤ばねを適用することは、補強効果を十分に評価できない可能性があることを示唆している。

(4) 安全率分布

安全率 F_s は Mohr-Coulomb の破壊基準に基づき、下記のように判定した。

$$F_s = \frac{L_1}{L} \quad (4)$$

ここに、

$$L_1 = c \cdot \cos \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi \quad (5)$$

$$L = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (6)$$

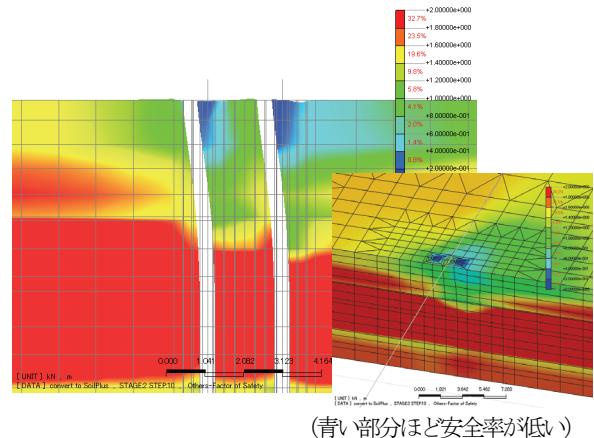
σ_1, σ_3 : 主応力, c : 粘着力, ϕ : 内部摩擦角

図-19 に、ケース st1 の最大荷重載荷時(600kN)における安全率コンターを示す。コンターの水色～青で示される部分が地盤の安全率 F_s が 1 以下となり破壊に至った箇所である。載荷方向に対して杭の前面が圧縮される一方で、杭の背面は引張が生じ安全率が近似的に 1 となる領域が生じた。この挙動はすべてのケースに共通して見られ、表層付近の地盤の変形が顕著であったことがわかる。また、無補強の場合、補強時に比べ杭前面の安全率低下領域が深くなる傾向が見られた。これは、無補強時には補強体による拘束効果がないため、杭の変形がより深部にまで及び、それに伴い杭周辺地盤のせん断変形が補強時と比べ大きく生じたためであると考えられる。

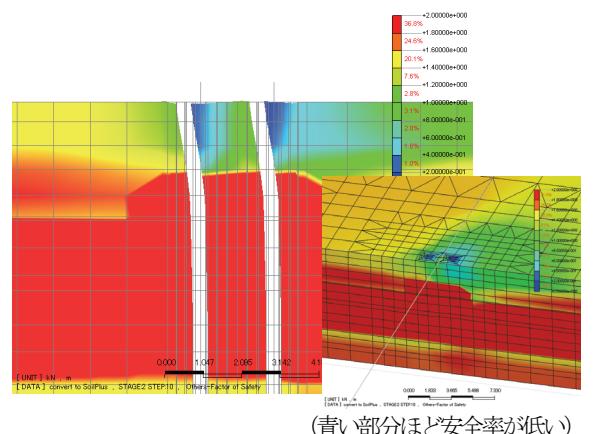
(5) 補強効果についての考察

以上、杭、地盤、補強体の相互作用により、水平荷重に対する杭の変形が抑制されることを確認した。本補強工法のもうひとつの変形抑制メカニズムとして、補強体による杭基礎の 2 層ラーメン構造化がある。これは、杭基礎の深度方向の一部を補強体により拘束することでフーチングと杭群からなる 1 層系のラーメン構造が補強体を中間部材とする 2 層系に変化することを意味している。

図-20 は図-4 の FEM モデルにおいて地盤が均質な材料であると仮定し、地盤のヤング係数を徐々に変化させることによる杭頭変位量の低減率の変化を線形弾性解析により求めた結果である。この解析に用いた地盤ヤング係数は N 値を用いた推定式 ($E=2800N(kN/m^2)$) より算出した。図-20 より、地盤剛性が非常に小さく突出杭と見なすことができるような場合 ($E=100kN/m^2$)、無補強に比べ補強時は 1/4 程度の水平変位量に抑えられている。これは、補強体により杭深さの中間付近を拘束することで 2 層ラーメン構造を形成した効果であると考えられる。



(a) 無補強時



(b) 補強時

図-19 変形図及び安全率コンター (ケース st1)

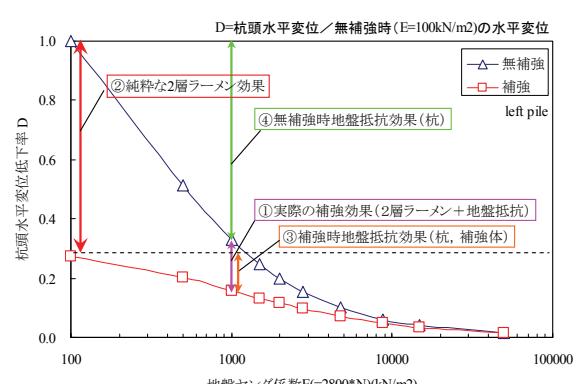
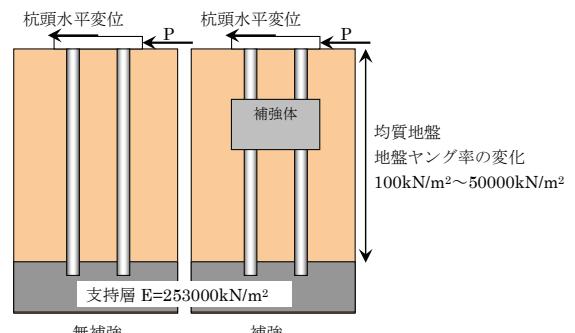


図-20 均質地盤における地盤ヤング率と水平変位低減率の関係

一方、地盤ヤング率が増加すると、地盤反力の増加に伴い地盤抵抗効果（③、④）が現れるため、「①実際の補強効果」は「②2層ラーメン効果」と地盤抵抗効果の両方を有することになり、次の関係で表現できる。

「①実際の補強効果」 = 「②2層ラーメン効果」 +
「③補強時地盤抵抗効果」 - 「④無補強時地盤抵抗効果」
「①実際の補強効果」は地盤ヤング率の増加とともに減少し、今回の条件では、地盤ヤング係数 $E=50,000\text{kN/m}^2$ 付近でほぼゼロとなった。これは、上式において「②2層ラーメン効果」は補強体の設置による構造系自体の剛性の増加を表すものであり地盤剛性の変化に影響を受けて一定値と考えることができるのでに対し、地盤ヤング係数の増加に伴う「④無補強時地盤抵抗効果」の増加量が「③補強時地盤抵抗効果」の増加量に比べ大きいためであり、補強効果は地盤ヤング率に大きく影響されることがわかる。以上のことから、補強体設置に伴う杭基礎の補強効果は地盤反力の増加と2層ラーメン構造による杭基礎剛性の増加が複合的に発揮されるものであり、軟弱な地盤ほどその効果が顕著に現れるものと判断できる。

3. まとめ

地盤固化体を用いた杭基礎の耐震補強工法について、杭、補強体および地盤の相互作用に着目した3次元非線形FEM解析を実施した結果、本補強工法における基本的挙動について以下のことを確認した。

- (1) 補強前後の荷重-変位関係は微小ひずみレベルから地盤の非線形性を表現できるモデルを適用することで、比較的精度良く再現することができ、本工法における補強効果を明確に表すことが可能となった。
- (2) 杭頭水平荷重を静的に加える場合の補強効果としては、2層ラーメン構造の効果と地盤の抵抗効果の組み合わせとして表せることが示された。

以上のことから、本補強工法による杭基礎の挙動や補強効果は地盤変位や慣性力の作用状況および地盤剛性等により異なるため、構造物および地盤の条件を適切に評価した上で補強体設置位置を決定する必要がある。

一方、実大水平載荷試験を対象とした静的FEM解析結果において補強効果を実験時よりも小さく評価した点については、高圧噴射工法による補強体造成時の水平土圧増加による影響の可能性が示唆された。今後は、このような施工過程が補強効果に与える影響についても検討を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 渡辺洋二、竹内清、柴田正行、浦野和彦、足立有史：水管橋の杭基礎耐震補強の施工事例、基礎工 Vol. 34, No. 6, pp. 104-107, 2006.
- 2) 足立有史、浦野和彦、竹之下朋章、丹澤宣彦、河邑眞：地盤固化体を用いた杭基礎の耐震補強工法の実大実験、土木学会論文集C Vol. 63 No. 3, pp. 752-762, 2007.
- 3) 前田良刀、市川晃央、鶴窪誠司、齋藤雄也、広瀬剛、坂手道明：地盤改良複合杭基礎の支持力特性と実務への適用性の検討、地盤工学ジャーナル Vol. 3, No. 1, pp. 37-54, 2007.
- 4) 浦野和彦、足立有史、竹之内朋章、丹澤宣彦、河邑眞：杭基礎の耐震補強-CPR工法の設計例-、基礎工 Vol. 35, No. 2, pp. 50-53, 2007.
- 5) 足立有史、浦野和彦、三原正哉：液状化時の杭基礎構造物の挙動および補強方法に関する一検討、第47回地盤工学シンポジウム論文集, pp. 187-192, 2002.
- 6) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説－基礎構造物・抗土圧構造物、2000.
- 7) Terzaghi, K. and Peck, R.B. :Soil mechanics in engineering practice, John Wiley & Sons, 1948.
- 8) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、2004.
- 9) 日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針, pp. 45, 1986.
- 10) 福武毅芳、太田泰博、中村紀吉、勝沢勝栄、鈴木康夫：建屋-杭-地盤系の有効応力解析のモデル化の研究その5、3次元解析と2次元解析の比較・杭体積考慮の影響、日本建築学会大会学術講演概要集, B-2構造II, pp. 465-466, 1996.

3D-FEM Analysis for Earthquake Resistant Reinforcement Method of Pile Foundation Using Ground Solidification Body

Kazuhiko URANO, Yuji ADACHI and Makoto KAWAMURA

An earthquake resistant reinforcement method for existing pile foundations, which is based on ground solidification techniques for a portion of the ground surrounding the pile foundation to confine the deformation of the pile foundation and thus enhance its lateral resistance, has been put into practical application on the site. In detailed investigation of stress and deformation behaviors of this method, 3-D non-linear static FEM analyses were carried out for full-scale loading tests paying attention to the interaction between piles, the reinforcement body, and the ground. From the analyses reinforcement mechanism was evaluated.