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

3D-FEM analysis for earthquake resistance reinforcement method of pile foundation using ground solidification body

浦野和彦*，足立有史**，河邑眞***
Kazuhiko Urano, Yuji Adachi, Makoto Kawamura

*ハザマ　技術研究所（〒305-0822 つくば市苅間 515-1）
**工博，ハザマ　技術研究所（〒305-0822 つくば市苅間 515-1）
*** 工博，豊橋技術科学大学教授　建設工学系（〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘 1-1）

An earthquake resistance reinforcement method for existing pile foundation, which is based on ground solidification techniques a portion of ground surrounding the pile foundation to confine the deformation of pile foundation and thus enhance their lateral resistance, has been put into practical application on the site. In detailed investigation of stress and deformation behaviors of this method, 3-D statically non-linear FEM analyses were carried for the full-scale loading test paying attention to the interaction between piles, reinforcement body and ground, from that reinforcement mechanism was evaluated. Moreover, 3-D dynamic non-linear FEM analyses were also carried out in order to clarify influences such as different input motion and reinforcement body arrangement on the foundation behaviors under dynamic loading conditions and reinforcing effectiveness.

Key Words: pile, earthquake resistance reinforcement, ground solidification, 3D-FEM
キーワード：杭，耐震補強，地盤固化，３次元 FEM

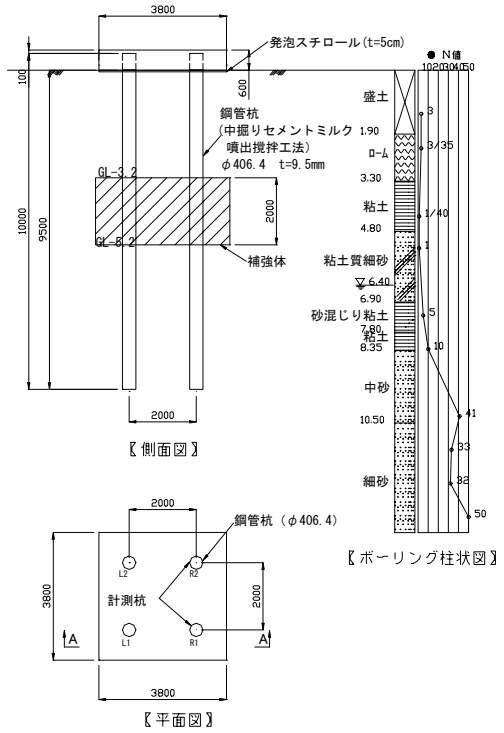
1. はじめに

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．さらに，動的荷重条件下での挙動および地震動，補強体配置の影響を把握する目的で，載荷試験で使用した杭基礎を橋脚基礎と仮定し，地震動波形を用いた 3 次元動的非線形 FEM 解析を実施した．

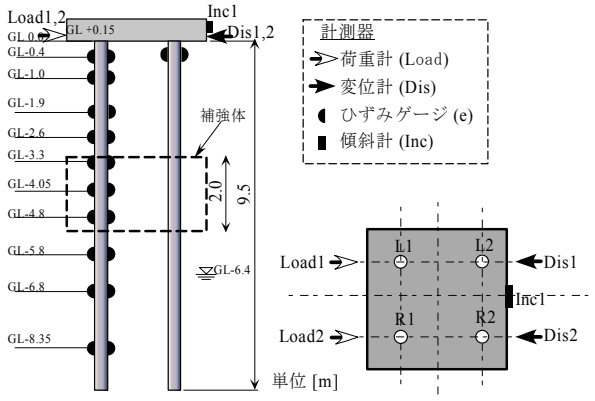
2. 3 次元静的 FEM 解析

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～5.2 m 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

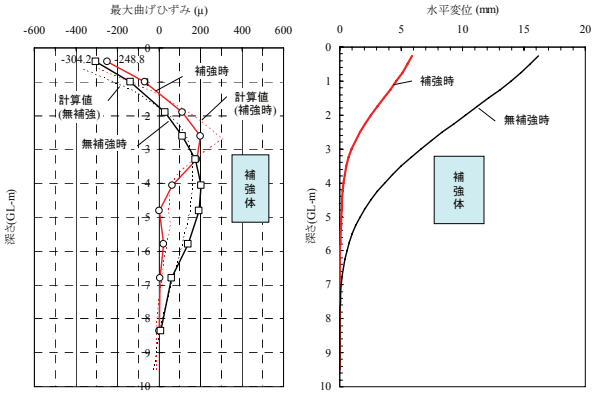


図－1　実大実験模型概要図

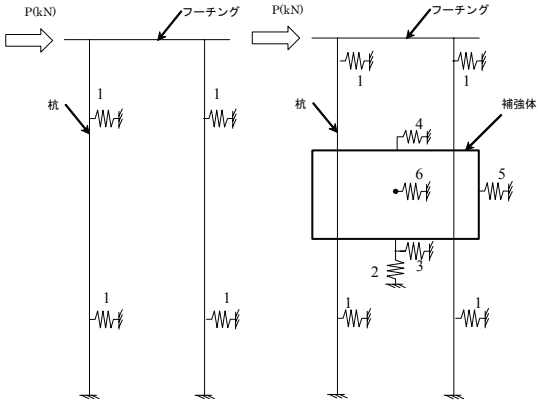


図－2　水平載荷試験概要

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 2 割低減した．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



(a)曲げひずみ分布　　(b)水平変位分布



(c)解析モデル図

図－3　水平載荷試験結果(載荷重 600kN 時)

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

表－1　要素モデル

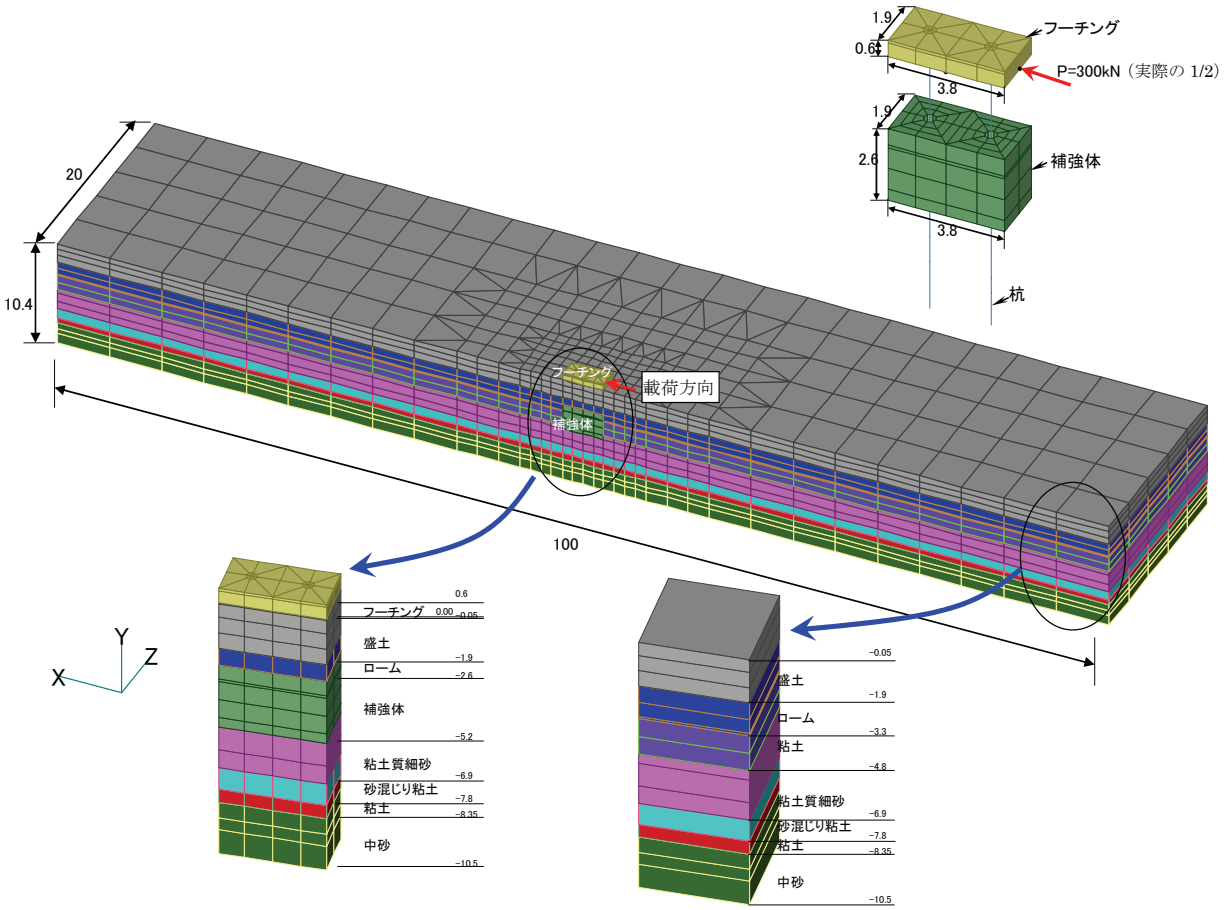
材料区分	要素タイプ	構成則
地盤	3 次元 ソリッド	非線形弾性 (Duncan-Chang)
フーチング	3 次元 ソリッド	線形弾性
補強体	3 次元 ソリッド	線形弾性
杭	ビーム要素	線形弾性

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



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 γ(kN/m^3)	密度 g/cm3	N値	せん断波速度 Vs(m/sec)	ポアソン比 ν	ヤング係数 Eo(kN/m^2)	せん断弾性係数 Go(kN/m^2)	粘着力 c(kN/m2)	内部摩擦角 φ（°）	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，　Eo=2(1+ν) ・Go
Go=γ/g・Vs^2　　：重力加速度
Vs=80・N$^{1/3}$（砂質土），Vs=100・N$^{1/3}$（粘性土）
N：N値

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ったため，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撹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，

表－3　粘着力の推定法

Terzaghi-Peck[6]	大崎[7]	道路土工[8]	旧表示	鉄道構造物
q_u=N/8×98.1 (kN/m^2)	q_u=(0.4+N/20) ×98.1 (kN/m^2)	q_u=(1/8～1/2) ×98.1 (kN/m^2)	c=(0.6～1.0)×9.81 (kN/m^2)	c=N/16×98.1 (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 φ400mm	橋脚
ポアソン比ν		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		鋼管杭
断面積A	m^2	0.011846
断面2次モーメントIy,Iz	m^4	0.000233
せん断断面積Ay,Az	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

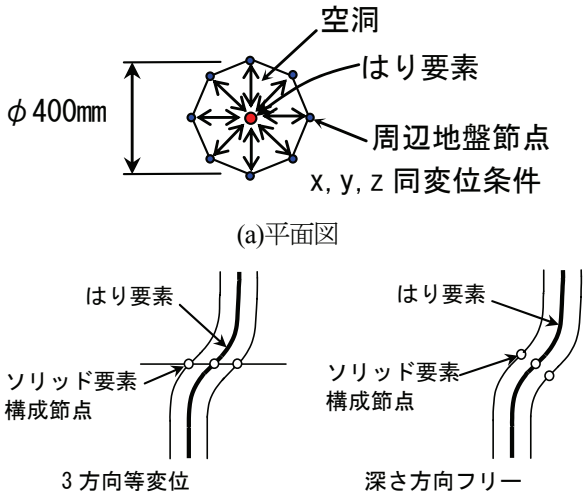
粘土層はローム層と粘土質細砂層の間に位置し，ボーリング時のサンプリング試料からも比較的ロームに近い性状であると判断したため，ローム層と同様な値を採用した．その他の土層については，表－3 に示す推定法のうち平均的な推定結果を得る Terzaghi Peck 式により求めた．また，内部摩擦角 φ については拘束圧の影響を考慮した鉄道標準式[9]を採用した．

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：弾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$\left(0 < R_f \leq 1.0\right)$



図－5　はり要素とソリッド要素の結合法

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．

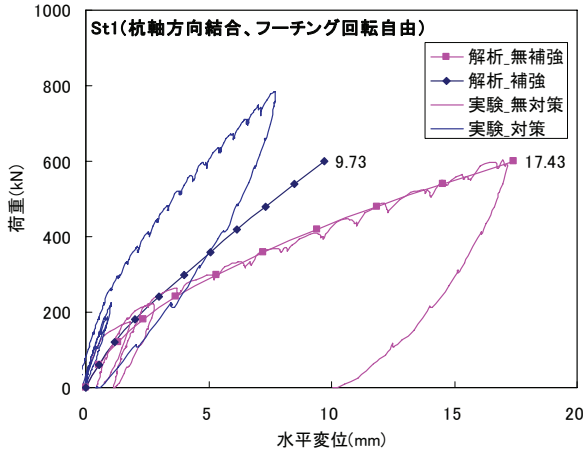
$$E_i = 2(1+\nu)G = 2(1+\nu) \cdot \rho \cdot V_s^{\,2} \quad (3)$$

なお，Pa=100kPa 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．

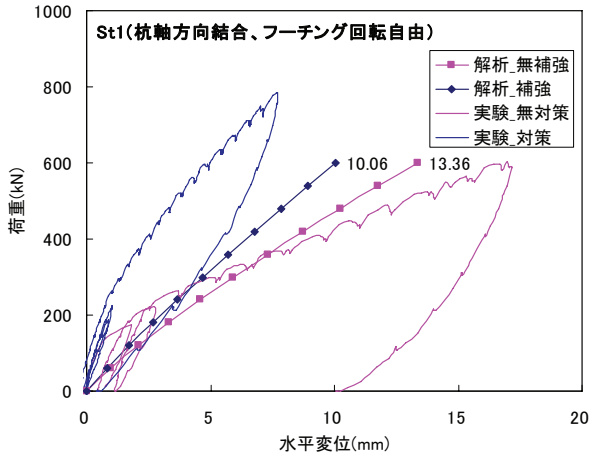
杭のモデルとしては，断面中心位置に線形はり要素を配置し，杭の断面形状を表現するために，図－5 に示すように杭周囲に杭径相当の空洞を設け，杭節点と周辺地盤節点を等変位指定とした[10]．また，杭軸方向の摩擦の有無が補強効果に与える影響を検討するため，杭深度方向（Y 方向）の等変位指定のみを解除することで杭軸方向の摩擦がない状態を模擬したケースについても解析を実施した．構造体の物性値を表－4 に示す．ここで，補強体は載荷試験後に実施したコア採取試料を用いた一軸圧縮試験結果に基づき決定した．なお，ここでは補強体の応力ひずみ関係の非線形性や引張挙動については特に考慮していない．また，鋼管杭の断面定数を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



(a) Duncan-Changモデル



(b)Drucker-Pragerモデル

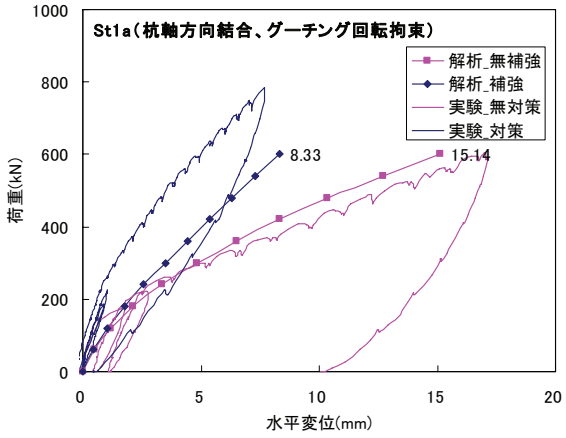
図－6　荷重－水平変位関係
(St1 杭軸方向結合，フーチング回転自由)

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．

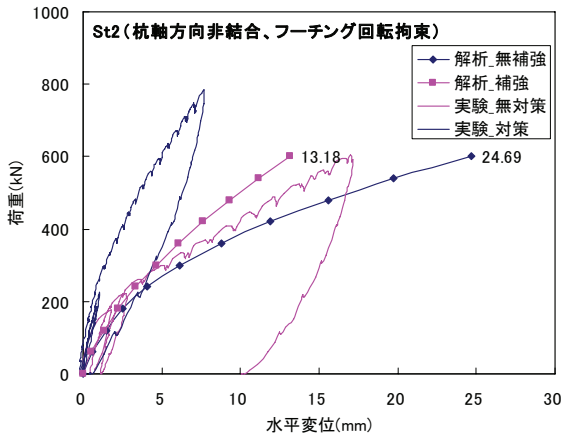
2.3 静的解析結果

(1) 杭挙動

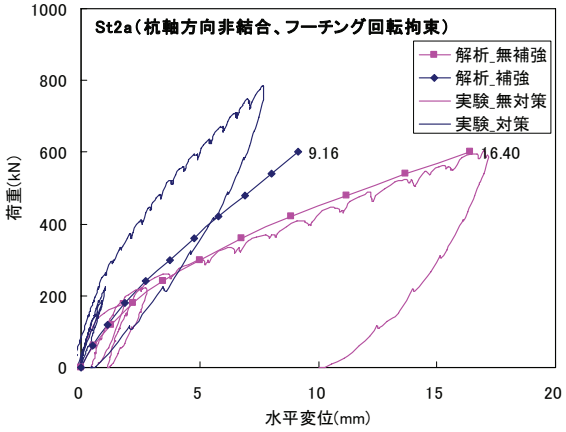
図－6～9 に，Dancan-Chang モデル(DC モデル)による各ケースの荷重－杭頭水平変位関係を実験結果と合わせてプロットした．また，表－7 に実験結果と解析結果の主要な値を示す．なお，図－6(b)には，比較のため事前検討で実施した Drucker-Prager モデル(DP モデル)を適用した解析結果を示す．図－6(a)の DC モデルは無補強時において載荷初期から最終荷重に至る過程で図－6(b)の DP モデルに比べて実験結果の再現性が高いことがわかる．また，図－8 に示すケース st2 では，無補強時における 600kN 載荷時の水平変位が実験時に約 17mm であったのに対し，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．



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)

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

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

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．

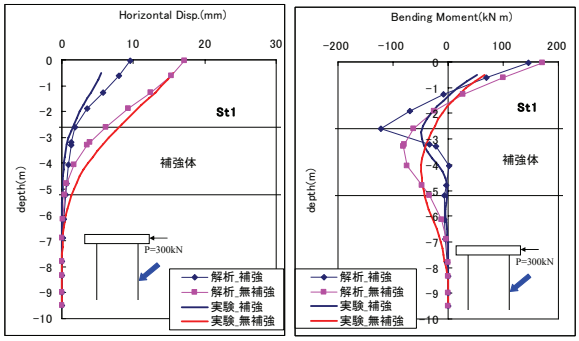
図－10～13 に，杭の水平変位および曲げモーメントの深度分布を示す．水平変位についてはケース st2 を除いて，実験時の分布形状を概ね再現している．一方，曲げモーメントで評価した場合，最大値およびその発生深度について実験値と解析値で差異が生じた。特に補強時の補強体上部においては解析結果が実験結果に比べ大きな値を示している．

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 Ko 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．

(2) 地盤の変形挙動

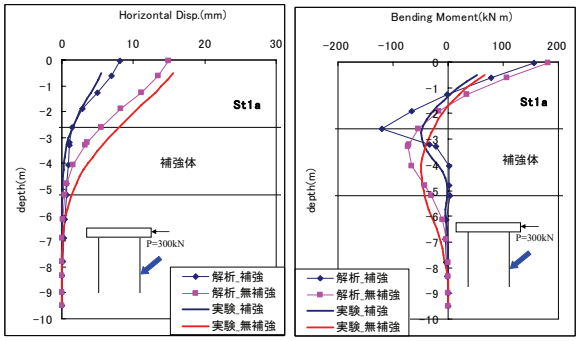
ケース St1（補強時）における周辺地盤の変形挙動を図－14 に示す．ここで，図中の矢印は変位ベクトルを示し，また，色は変位量コンターで赤くなるほど変位量が大きいことを示している．周辺地盤は杭の水平変位に伴



(a)水平変位　　(b)曲げモーメント

図－10　深度分布

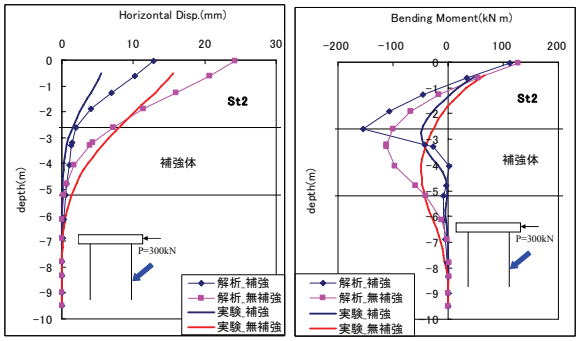
(St1杭軸方向結合，フーチング回転自由（P=600kN))



(a)水平変位　　(b)曲げモーメント

図－11　深度分布

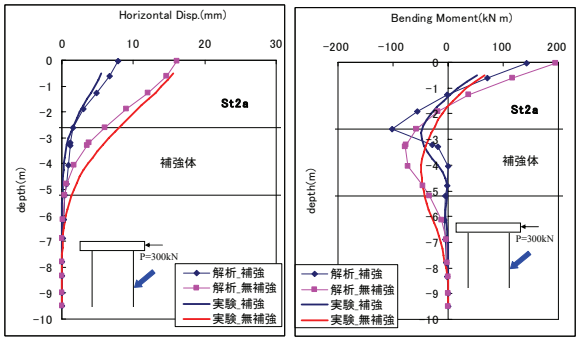
(St1a杭軸方向結合，フーチング回転拘束（P=600kN))



(a)水平変位　　(b)曲げモーメント

図－12　深度分布

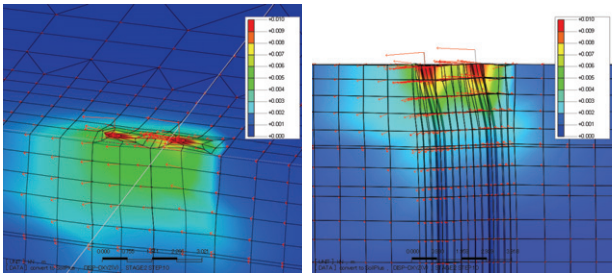
(St2杭軸方向非結合，フーチング回転自由（P=600kN))



(a)水平変位　　(b)曲げモーメント

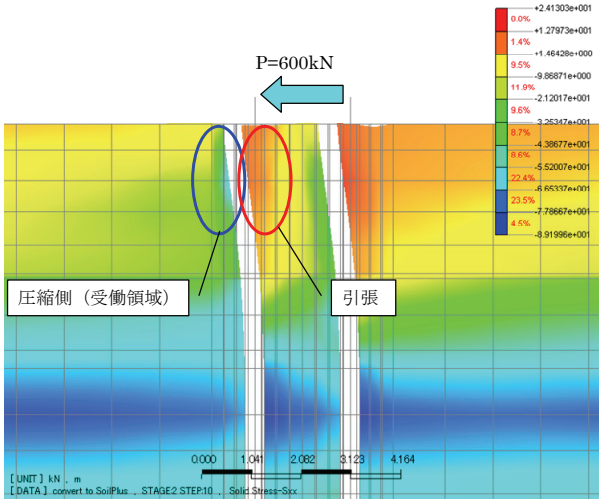
図－13　深度分布

(St2a杭軸方向非結合，フーチング回転拘束（P=600kN))

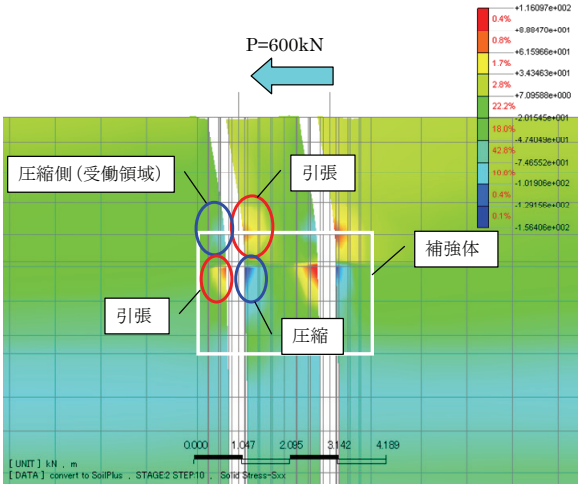


(a)全体図　　(b)切断面図(Z=1.0m)

図－14　変位ベクトル図(st1，補強時)



図－15　水平方向応力σx（st1，無補強時）

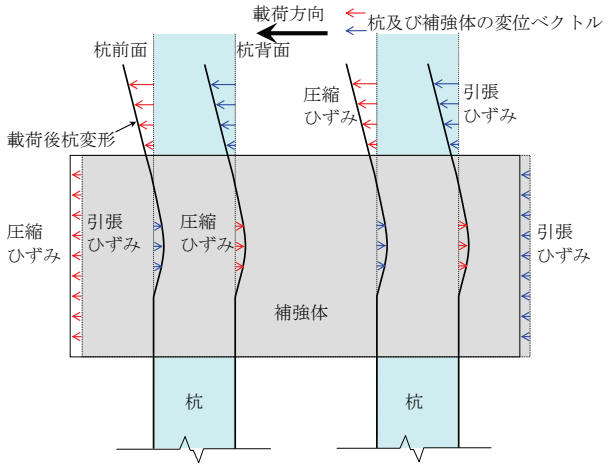


図－16　水平方向応力σx（st1，補強時）

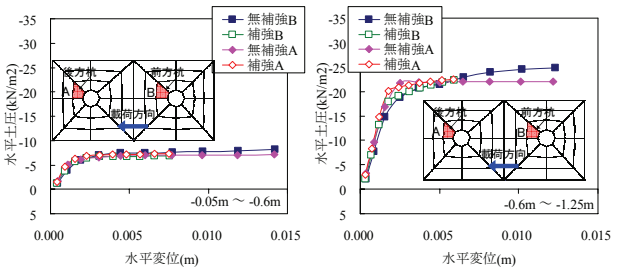
い，杭前面地盤は受働状態となり，圧縮されるとともに隆起を生じている．一方，杭背面では地盤は主働状態となり沈下を生じていることが確認できる．この挙動は，無補強時，補強時とも共通して見られた．

(3) 水平土圧（水平方向応力）

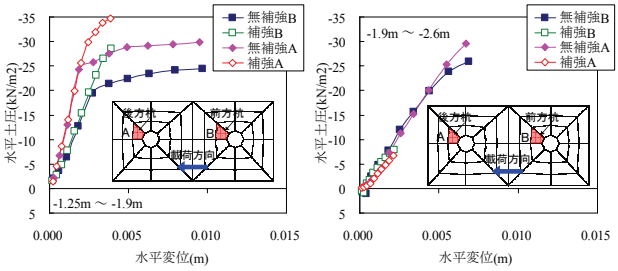
補強効果を詳細に検討する上で杭と地盤の相互作用を把握することが重要となる．そこで，杭近傍の地盤及び補強体の応力について載荷方向成分の分布に関して考察を加える．図－15，16 に，ケース st1（杭軸方向：結合，フーチング回転：拘束）における水平方向応力 σ



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）

$_x$のコンターを示す．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 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－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 Et 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，

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

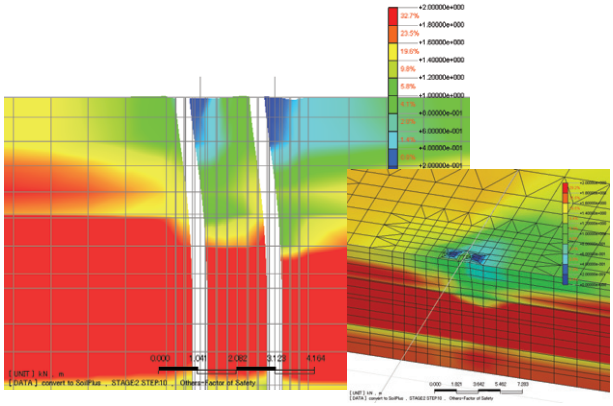
$$L = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (6)$$

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．

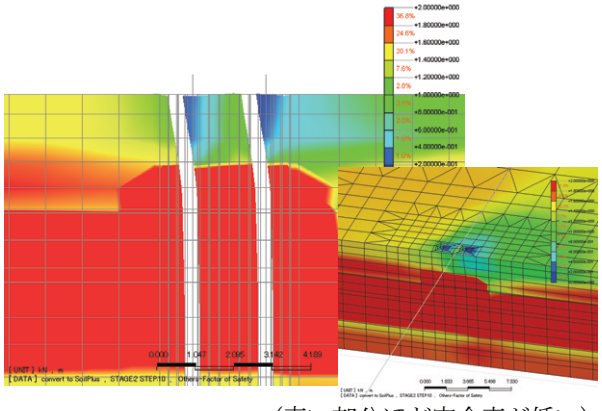
(5) 補強効果についての考察

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．



（青い部分ほど安全率が低い）

(a)無補強時



（青い部分ほど安全率が低い）

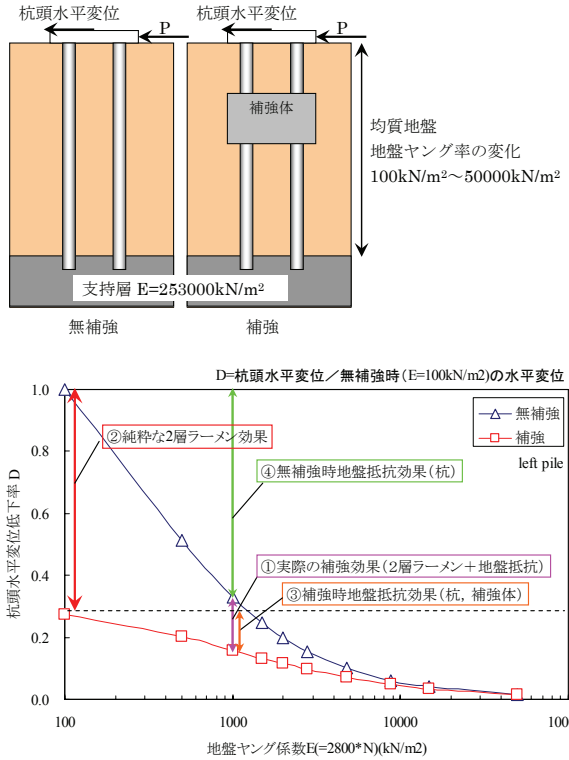
(b)補強時

図－19　変形図及び安全率コンター（ケース st1）

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．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=50,000kN/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



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

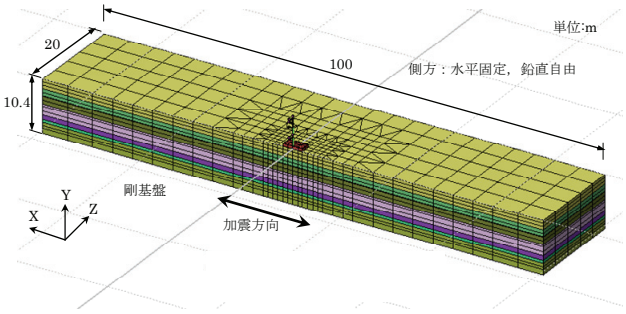
性の増加を表すものであり地盤剛性の変化に影響を受けず一定値と考えることができるのに対し，地盤ヤング係数の増加に伴う「④無補強時地盤抵抗効果」の増加量が「③補強時地盤抵抗効果」の増加量に比べ大きいためであり，補強効果は地盤ヤング率に大きく影響されることがわかる．以上のことから，補強体設置に伴う杭基礎の補強効果は地盤反力の増加と 2 層ラーメン構造による杭基礎剛性の増加が複合的に発揮されるものであり，軟弱な地盤ほどその効果が顕著に現れるものと判断できる．

3. 3 次元動的非線形解析

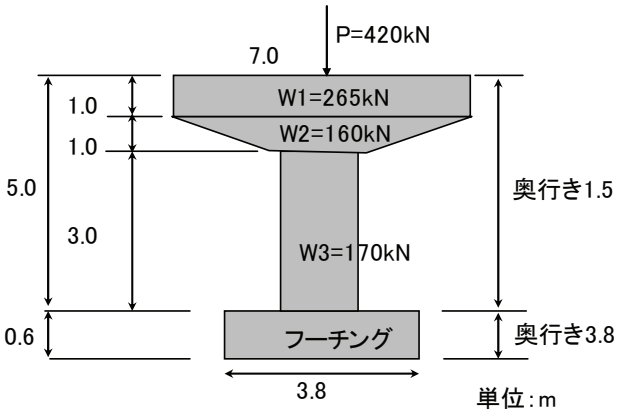
実大実験の杭基礎および地盤条件を用いて，橋脚基礎を想定した動的応答解析を実施することで，本工法の地震時挙動の把握および補強体位置の違いによる補強効果の影響について検討を行う．

3.1 解析モデルおよび解析条件

FEM モデルを図－21 に示す．動的解析モデルは，静的解析モデルに橋脚をモデル化したはり要素を追加している．FEM モデルで想定した上部構造物は図－22 に示す橋脚基礎である．この杭基礎モデルは、設計水平震度 Kh=0.25 を想定した道路橋示方書のレベル 1 地震動の設計において安定性が確認されている．解析に用いた要素モデルを表－8 に示す．橋脚は線形はり要素を用い，



図－21　3 次元 FEM モデル（要素：5176，節点：5607）



図－22　橋脚概要図

表－8　要素モデル（動的解析）

材料区分	要素タイプ	構成則
地盤	3 次元ソリッド	非線形 （修正 R-O モデル）
フーチング	3 次元ソリッド	線形弾性
改良体	3 次元ソリッド	線形弾性
杭	ビーム要素	線形弾性

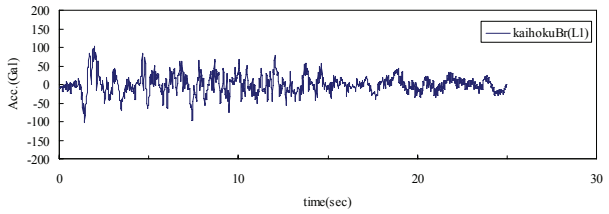
表－9　地盤物性

No.	土層名	ポアソン比 ν	ヤング係数 Eo(kN/m2)	せん断弾性係数 Go(kN/m2)	単位体積重量 γ(kN/m3)	N値	せん断波速度 Vs(m/sec)	修正R-Oモデル $\gamma_{0.5}$	修正R-Oモデル h_{max}
1	盛土	0.45	75000	26000	17.6	3	120	0.000158	0.24
2	ローム	0.45	73000	25000	12.5	3	140	0.000632	0.2
3	粘土	0.45	44000	15000	15.1	1	100	0.000632	0.2
4	粘土質細砂	0.45	35000	12000	17.6	1	80	0.0005	0.24
5	砂混じり粘土	0.45	168000	58000	15.7	6.9	190	0.002	0.2
6	粘土	0.45	168000	58000	15.7	6.9	190	0.002	0.2
7	中砂	0.45	276000	95000	17.6	24.3	230	0.0005	0.24

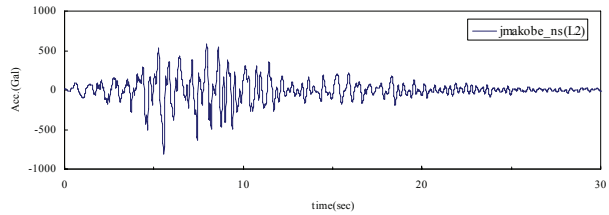
ここで，Eo=2(1+ν)・Go
Go=γ/g・Vs2　g：重力加速度
Vs=80・N1/3（砂質土），Vs=100・N1/3（粘性土）
N：N値

橋脚及び上部工の質量を各節点に配分した．地盤は修正 R-O モデル[11]による非線形性を考慮した．変形特性（G/G_0～γ，h～γ）は文献[12]を参考とし，土質種別や有効拘束圧に配慮して表－9 に示すパラメータを採用した．地盤のせん断ひずみは水平面内のせん断ひずみ γ_{xy} で代表し，その値に応じて G の値を算定した．ヤング率 E は，次式により求めた．

$$E = 2(1+\nu)G \qquad (7)$$

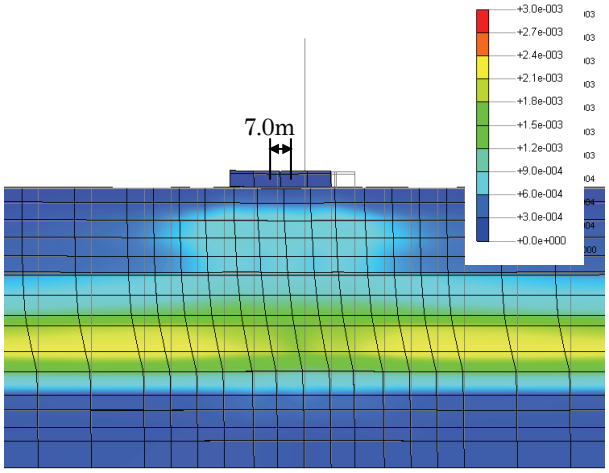


(a) 地震動 1（開北橋）（振幅 0.5 倍入力）

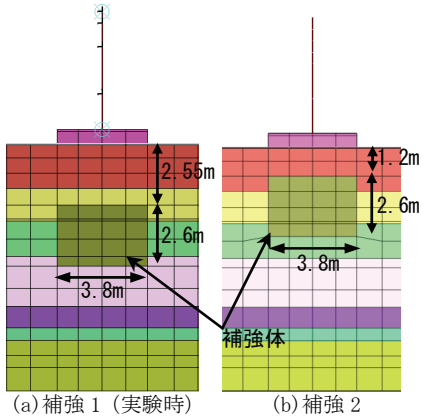


(b) 地震動 2（JMA 神戸）（振幅 0.5 倍入力）

図－23　入力地震動（原波形）



図－24　最大せん断ひずみ（地震動1，無補強時）



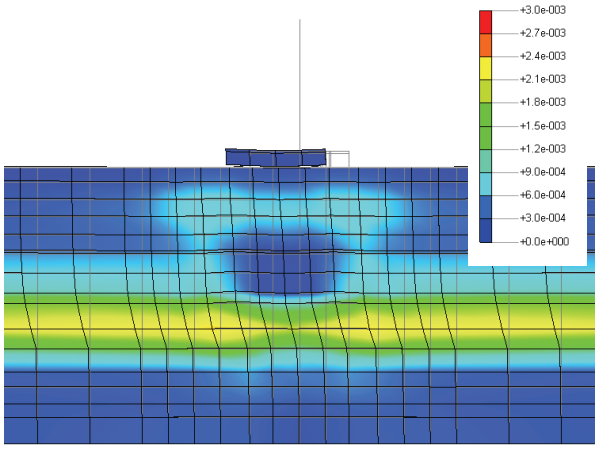
(a) 補強 1（実験時）　(b) 補強 2

図－25　補強体設置位置

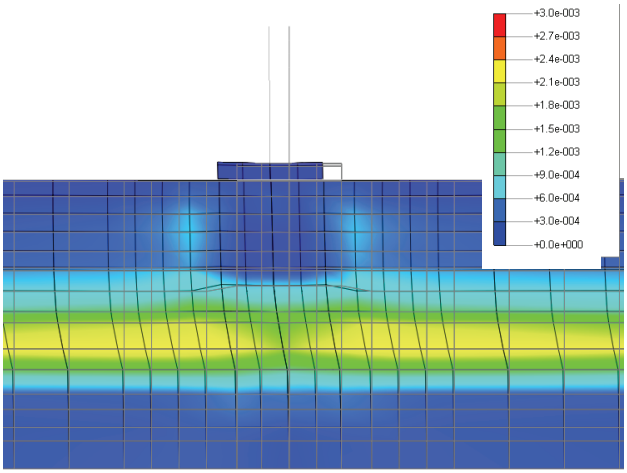
ここで，νは地盤のポアソン比として一般的な沖積地盤を想定したもので，地下水位の上下に関係なく一律とした．また，構造体および鋼管杭の諸定数は静的解析時と同様，表－5 および表－6 の値を採用した．

境界条件としては，底面は固定（剛基盤），側方は水平固定，鉛直自由である．杭の断面形状を表現するために，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．なお，杭軸方向の摩擦の有無，フーチングの回転条件ついては，水平載荷試験の静的解析結果において実験結果の再現性が良好であり，かつ設計上安全側となるケースst1の条件（杭軸方向結合条件，フーチング回転フリー）を採用した．

入力地震動は，地震動レベルや位相特性の影響を確認するため，図－23のような道路橋示方書の設計用地震動波形を振幅調整使用した．地震動1は震度法による設計水平震度（K_h=0.25）と同等になるよう地表部の応答加速度が250Gal程度，地震動2は地表面最大加速度が1000Gal程度をそれぞれ目標とし，原波形の振幅を0.5倍して用いた．動的解析における時間ステップは0.002秒とした．粘性減衰として初期剛性比例型のRayleigh減衰を採用し，その係数はモデル地盤の一次固有周期0.31秒に減衰定数1.0%を考慮し0.001とした．初期応力は，静的解析と同じ条件としている．



図－26　最大せん断ひずみ（地震動1，補強1）



図－27　最大せん断ひずみ（地震動1，補強2）

3.2 動的解析結果

(1) 地震動 1（開北橋）

図－24 に地震動 1 を入力した無補強時における地盤変形およびせん断ひずみの最大値分布を示す．地盤変位は地表面で最大となり約 7.0mm 生じている．また，せん断ひずみは，深度方向で最も軟弱な粘土質細砂層（GL-4.8～6.9m）で卓越しており最大で 0.25%程度生じ，地盤変位もその上部において卓越する結果となった．また，図－25 に示すような配置で補強体を設置した際の地盤変形およびせん断ひずみを図－26，27 に示す．ここで，補強 1 は実大実験時と同様な補強体配置としている．全体的な変形モードおよび最大せん断ひずみの値は無補強時と差異はないが，補強体設置部のせん断ひずみが抑制されていることが確認できる．

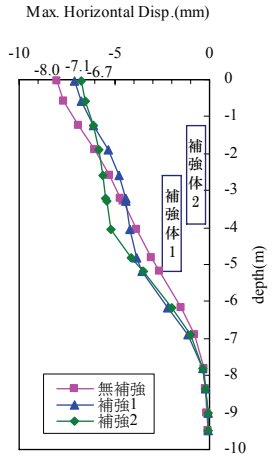
図－28 に地震動 1 の最大杭頭水平変位発生時刻における変位分布を，図－29 に同時刻における曲げモーメント分布を示す．無補強時の杭頭変位 8.0mm に対し，実大実験と同じ補強体配置（補強 1）では，7.1mm と 1 割程度低減した．一方，曲げモーメント分布から無補強，補強 1 とも最大値は杭頭部で生じており，せん断ひずみが卓越した粘土質細砂層（GL-5.2～6.9m）に位置する補強体の下端部でも増加傾向が見られる．最大曲げモーメントは，無補強時 101kN･m に対し補強 1 では 86kN･m と約 15%低減した．

補強 1 では粘土質細砂層の上部 0.4m に位置する補強体下端部で曲げモーメントが増加する傾向が見られた．静的載荷時は補強体上部で曲げモーメントが増加する傾向があったのに対し，動的荷重条件では上部工慣性力に加え，軟弱層の上部に生じる地盤変位が影響していると考えられる．

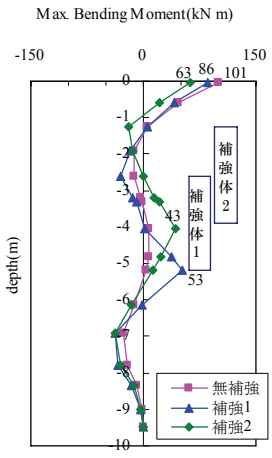
同規模の補強体をより効果的に配置するため，補強 2 では，図－25(b)に示すように補強体の位置を約 1.1m 上部へ移動した．これは，上部工慣性力および地盤変位による影響が比較的上層部に卓越しており，杭の変形および断面力の発生状況からも上層部に補強体を設置することで杭の変形抑制に効果的であると判断したためである．なお，補強 2 の補強体設置位置は施工条件から設置可能範囲のほぼ上限に相当する．その結果，補強 2 では，補強1に比べ杭頭水平変位が6.7mm と約6%減少し，杭頭最大曲げモーメントも 63kN･m と約 27%低減した．補強体下端部では補強 1 と同様曲げモーメントが増加する傾向を示し，その値は杭頭部とほぼ同様となり，杭全体としての最大曲げモーメントは無補強時に比べ約 38%低減された．

図－30 にフーチング天端における水平変位時刻歴を示す．位相特性は補強の有無の違いによる大きな変化はなく，変位振幅が概ね相似的に低減していることが確認できる．また，図－31 に上部工天端部の加速度フーリエスペクトルを示す．この図より，補強体設置による上部工の振動特性に大きな変化はなく，振幅のみ低減していることが確認できる．

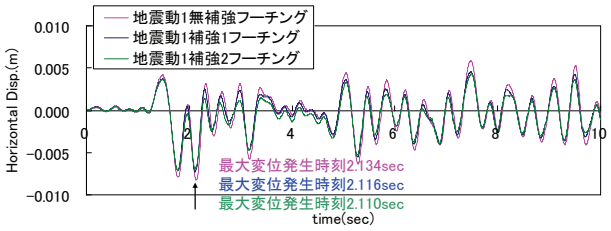
(2) 地震動 2（JMA 神戸）



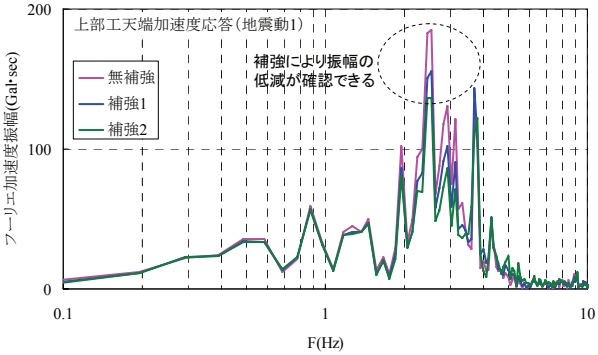
図－28 水平変位
(地震動1)
（杭頭応答最大時刻）



図－29 曲げモーメント
(地震動1)
（杭頭応答最大時刻）



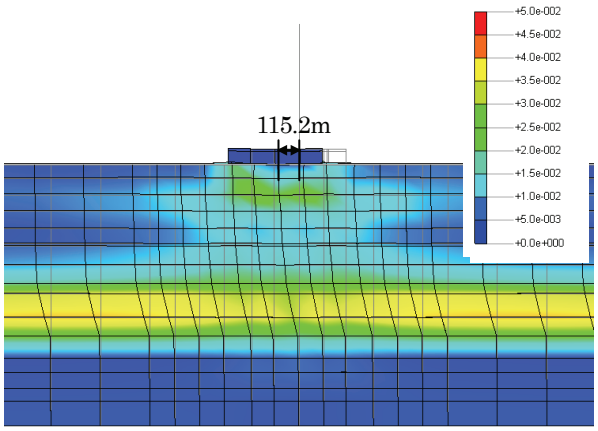
図－30 フーチング天端の水平変位時刻歴（地震動 1）



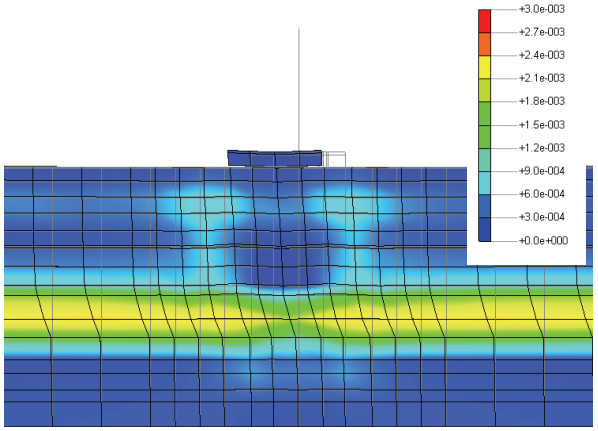
図－31 上部工天端の加速度フーリエスペクトル
（地震動 1）

地震動 2 を入力した無補強時，補強 1，補強 2 の地盤変形およびせん断ひずみの最大値分布を図－32，33，34 に，それぞれ示す．いずれのケースも地盤変位は地表面で最大となり 115mm 程度生じている．せん断ひずみは，地震動 1 と同様，深度方向で最も軟弱な粘土質細砂層（GL-4.8～6.9m）に集中し，最大せん断ひずみは 4%程度となり，その上部において地盤変位が卓越する結果となった．

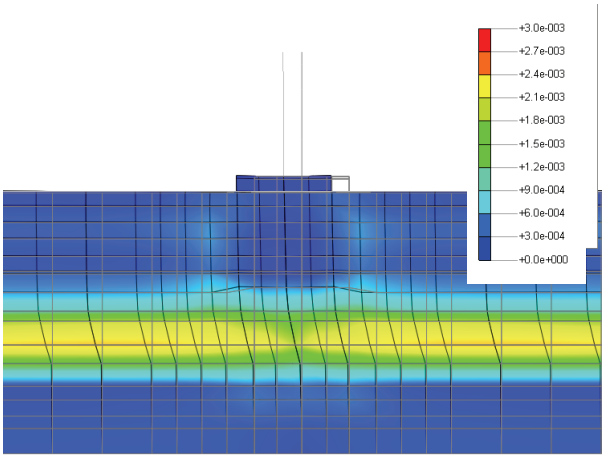
地震動 2 を入力した場合について，最大杭頭水平変位発生時刻における杭の変位分布を図－35 に，同時刻における曲げモーメント分布を図－36 に示す．ここでは，補強体設置位置の違いによる影響を確認するため，地震動 1 と同様な 2 ケースの補強体仕様による結果を示している．



図－32　最大せん断ひずみ（地震動 2，無補強）



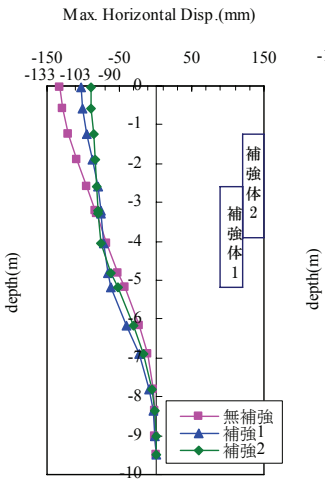
図－33　最大せん断ひずみ（地震動 2，補強 1）



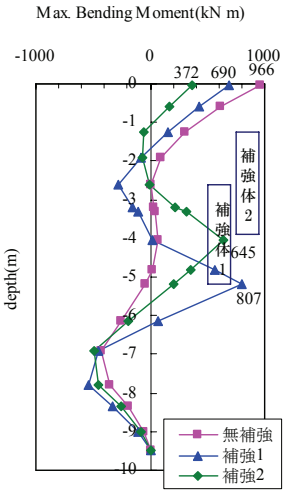
図－34　最大せん断ひずみ（地震動 2，補強 2）

図－35 に示すように，地震動 2 を入力した場合，無補強時の杭頭水平変位が約 133mm であるのに対して，実大実験と同じ補強体配置（補強 1）では，103mm と 22%程度低減している．さらに，補強 2 では 90mm と 32%程度低減したことがわかる．

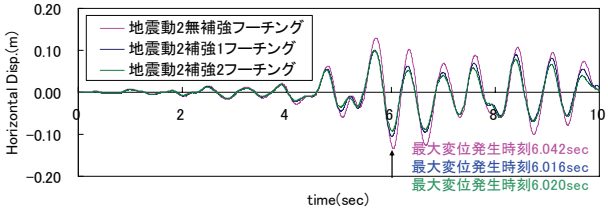
また，無補強時の最大杭頭変位発生時刻における曲げモーメントは杭頭部で最も大きく，その値は 966kNm であった．これに対し，補強 1 では 690kNm，補強 2 では 372kNm とそれぞれ約 28%および約 61%低減する結果となった．ただし，補強体下端部において無補強時を上回る曲げモーメントの発生が確認できる．この傾向は地震動 1 入力時にも確認されているが，地震動 2 の方がより顕著に現れている．これは，入力加速度振幅の増加に伴い，杭に作用する外力として杭頭に作用する上部工慣性力よりも地盤変位の影響が優勢となったことが影響していると考えられる．



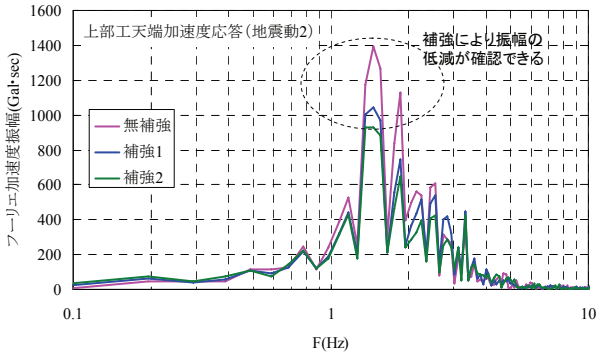
図－35　水平変位
(地震動2)
（杭頭応答最大時刻）



図－36　曲げモーメント
(地震動2)
（杭頭応答最大時刻）



図－37　フーチング天端の水平変位時刻歴（地震動 2）



図－38　上部工天端の加速度フーリエスペクトル
（地震動2）

また，図－37 に示すフーチング天端における水平変位時刻歴から，補強の有無の違いによる位相特性に大きな変化はなく，地震動 1 と同様，変位振幅がほぼ相似的に低減していることが確認できる．また，図－38 に上部工天端部の加速度フーリエスペクトルを示す．地震動 1 と

同様，補強体設置による上部工の振動特性（高次モードへの移行等）に大きな変化はなく，振幅のみが低減していることが確認できる．

今回実施した 2 種類の入力地震動を対象とした動的応答解析では，加速度振幅や位相特性の違いにより，杭に作用する上部工慣性力や地盤外力の影響度合いが異なる条件であったが，同じ位置に同じ形状の補強体を設置しても杭の応答や補強効果に差異を生じる結果となった．このことからも，荷重条件を適切に評価した上で，最適な補強体設置位置を決定することが重要であると考えられる．本検討の結果，杭頭の水平荷重が卓越する場合には軟弱層の中央部に，また地盤変位による外力が卓越する場合には，地盤変位の大きい層の中央付近に補強体を設置することで補強効果を効率的に発揮できることを確認した．

4. 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静的および動的荷重条件において，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) 補強前後の静的荷重条件下における荷重-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．

(3) 動的挙動について修正 R-O モデルを用いた FEM 動的応答解析を実施した結果，異なる 2 種類の入力条件に対して本補強工法の有効性を確認した．

(4) 上部工慣性力が卓越する場合に軟弱層の中央部に，また地盤外力が卓越する場合には地盤外力の作用中心付近に補強体を設置することで補強効果を効率的に発揮できることがわかった．

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．また，種々の要因を考慮して補強効果を明確にできることから，実設計においても動的 FEM 解析を適用することの有効性が確認された．

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) Terzaghi, K. and Peck, R. B. : Soil mechanics in engineering practice, John Wiley & Sons, 1948.
7) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説, 2004.
8) 日本道路協会：道路土工　軟弱地盤対策工指針, pp. 45, 1986.
9) 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.
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.
11) 足立紀尚，龍岡文夫：新体系土木工学 18 土の力学 (III) , pp. 244-250, 1981.
12) 建設省土木研究所：地盤の地震時応答特性の数値解析法-SHAKE:DESRE-, pp. 16-23, 1982.

（2009 年 9 月 24 日受付）