

## 改良地盤における杭の耐震性能の検討

Seismic Stability of Foundation Piles in improved ground

富澤幸一\*, 三浦清一\*\*

Kouichi Tomisawa and Seiichi Miura

\*寒地土木研究所主任研究員, 寒地地盤チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号)

\*\* 工博 北海道大学大学院教授, 工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

A design method, in which ground improvement is made around the heads of pile foundations constructed in soft ground and ground subject to liquefaction and the increased shear strength is reflected in the horizontal resistance of piles, was put to practical use. In this design method, the range of influence of the horizontal resistance of piles, or the necessary range of ground improvement, is supposed to be a three-dimensional domain formed with the gradient of passive earth pressure  $\theta = (45^\circ + \phi/2)$  from the depth of the characteristic length of piles,  $1/\beta$ . Horizontal subgrade reaction of piles is determined by converting the shear strength  $S$  of improved ground to the modulus of deformation  $E$ . In this study, earthquake resistance, such as reductions in the displacement and bending moment of piles caused by earthquake motions, achieved from ground improvements around the pile heads was confirmed through a series of centrifuge shaking tests. The influence of the difference in strength between the original and improved grounds on piles during an earthquake was studied through numerical analysis using the dynamic elastic finite element method, and the potential practical applicability of the design method was essentially verified.

*Key Words: pile, composite ground, horizontal subgrade reaction, centrifuge shaking tests*

## 1. はじめに

改良地盤中に施工される杭基礎の設計法は、地盤改良後の地盤反力特性が明瞭ではないという理由から、地盤改良前の原地盤の強度を用いて行われることが多い。これは、実際とは異なる地盤性状で設計を行うため合理的でなく地盤強度を過小評価することになる。

そこで、軟弱地盤や液状化が想定される地盤に施工する杭の頭部周辺を、深層混合処理工法・サンドコンパクションパイル工法・プレロード工法などで地盤改良し、改良後の地盤強度を主に水平抵抗として反映する合理的な設計法を研究し実用化した<sup>1), 2)</sup>。本工法は一般的な地盤改良工法<sup>3), 4)</sup>と杭基礎を組み合わせたもので、複合地盤杭工法と呼ぶ。本工法を杭諸元が水平抵抗より決定される現場で採用することで杭本数・躯体を縮小できる。軟弱地盤での多くの設計シミュレーションでは20～50%にも及ぶ大きなコスト縮減効果が確認されている。

本工法では、改良地盤中の杭の水平抵抗の影響範囲、

すなわち必要な地盤改良領域を工学的な評価に基づいて設定しており、本設計法の静的荷重レベルの妥当性は、実橋を対象とした現場の杭の水平載荷試験から検証されている<sup>1)</sup>。なお、本工法は杭頭部において原地盤に対してアンバランスな人工地盤を形成することから、構造物の短周期化などが懸念される。そこで、微動レベルの遠心力加振実験により、改良地盤中の杭の応答特性を評価した。さらに、実現場を想定した2次元動的有限要素法(等価線形法)解析により、改良体と原地盤の境界条件の違いによる杭の地震時挙動への影響を検証した。

## 2. 改良地盤中の杭の水平抵抗の評価手法

## 2.1 地盤改良範囲の設定

杭に水平力が作用した場合の水平抵抗の地盤内の影響範囲は、荷重の増加と共に広がり、水平地盤反力の最大値は受働土圧と平衡状態を保つと考えられる<sup>5)</sup>。そのため、複合地盤杭工法の設計法では、地盤改良の必要な

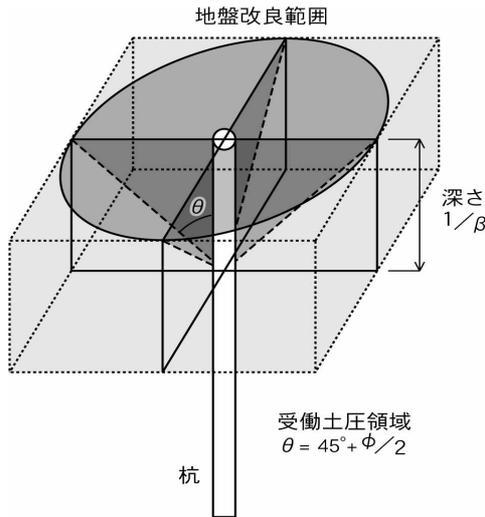


図-1 杭の水平抵抗の3次元影響範囲

領域を杭の水平抵抗の関与深さである特性長  $1/\beta$  ( $\beta$  : 杭基礎の特性値  $\sqrt{(kD)/4E_y I}$ ) から受働破壊すべり面勾配  $\theta = (45^\circ + \phi/2)$  ( $\phi$  : 土の内部摩擦角) で立ち上げた領域とする。その結果、杭を中心に3次元的な逆円錐の改良領域となる。ただし、円錐状に地盤改良を施すことは施工上困難であるため、地盤改良範囲は図-1に示す四角体とする手法を提案する。その際、地盤改良範囲の設定法は単杭と群杭と同様である。また、杭とフーチングの結合部は原則として杭頭剛結合とすることから、結合の固定度合による改良範囲に変化はない。

## 2.2 水平地盤反力の設定

杭の水平抵抗は、作用荷重に対する水平地盤反力として扱うことで杭の諸元や地盤性状に応じて(1)式<sup>9)</sup>で算定される水平地盤反力係数  $k$  により決定する。その結果、(1)式より、改良地盤に施工される杭の水平抵抗は、改良地盤の変形係数  $E$  で算定される。

$$k = \frac{1}{0.3} \alpha E \cdot \left( \frac{\sqrt{D/\beta}}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (1)$$

ここに、 $k$  : 杭の水平地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )、 $E$  : 改良地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $\alpha$  : 水平地盤反力推定に用いる係数、 $D$  : 杭径 (m)、 $\beta$  : 杭基礎の特性値 ( $\text{m}^{-1}$ ) である。

一方、複合地盤杭工法を深層混合処理工法で地盤改良を行う場合、所要強度の改良柱を杭周辺に打設し複合地盤を形成する。その際、複合地盤のせん断強度  $S$  は改良柱体の強度  $S_p$  と原地盤強度  $S_0$  を改良率  $a_p$  に従い合成した(2)式<sup>3)</sup>で算定される。

$$S = S_p \cdot a_p + S_0 (1 - a_p) \quad (2)$$

$$S_p = q_{up} / 2, \quad S_0 = q_{u0} / 2, \quad a_p = A_p / A$$

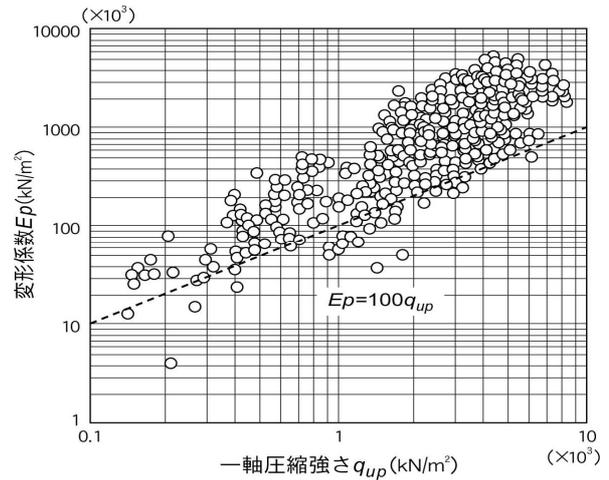


図-2 改良体の一軸圧縮強度  $q_{up}$  と変形係数  $E$  (粘性土系地盤) の関係<sup>4)</sup> (加藤)

ここに、 $S$  : 複合地盤のせん断強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $S_p$  : 改良柱体のせん断強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $S_0$  : 原地盤のせん断強度、 $a_p$  : 地盤改良率、 $q_{up}$  : 改良柱体一軸圧縮強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $q_{u0}$  : 原地盤一軸圧縮強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $A_p$  : 改良柱体断面積 ( $\text{m}^2$ )、 $A$  : 改良柱体一本当りの分布面積 ( $\text{m}^2$ ) である。地盤改良工法では、この深層混合処理工法が最も大きな改良強度が期待されるが、複合地盤杭工法では改良柱体のせん断強度  $S_p$  は一般的な設計基準強度  $S_p = 200 \sim 500 \text{kN/m}^2$  程度とする。この際に、杭の平均的な水平地盤反力を確保するため改良率  $a_p = 78.5\%$  以上の接円を適用範囲とする。

同様に、杭周辺の地盤改良にプレロードや真空圧密工法などの载荷重工法を実施した場合には、圧密後の地盤せん断強度  $S$  は(3)式<sup>4)</sup>により算定される。

$$S = S_u + \Delta S = S_u + m \cdot \Delta P \cdot U \quad (3)$$

ここに、 $S$  : 圧密地盤のせん断強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $S_u$  : 原地盤の非排水強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $\Delta S$  : 圧密による増加地盤せん断強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $m$  : 強度増加率、 $\Delta P$  : 地盤内増加応力 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $U$  : 圧密度 (%) である。この際に、強度増加率  $m$  は地盤種別に力学試験により詳細に設定する。

その結果、複合地盤杭工法の設計では、改良地盤中の杭の水平地盤反力を設定するために、地盤改良により増加した地盤のせん断強度  $S$  の効果を変形係数  $E$  の増加の度合として評価する必要がある。深層混合処理工法では、改良柱体のせん断強度  $S_p$  は(2)式に示すように改良柱体の一軸圧縮強度  $q_{up}$  と  $S_p = q_{up} / 2$  の関係にある。また、改良柱体の一軸圧縮強度  $q_{up}$  と変形係数  $E_p$  は比例的な関係にあることが広く知られており、粘性土系地盤を改良した場合に  $E_p = 100 q_{up}$ <sup>4)</sup> (図-2) の関係式が提案されている。つまり、改良地盤の変形係数  $E$  はせん断強度  $S$  の増加と同等と考えることができる。また、载荷重工法でも同様に、圧密による  $\Delta S$  を地盤改良により増加した変形係数

$\Delta E$  と同等比と評価すれば、改良地盤全体の地盤変形係数  $E$  の算定が可能となる。

また、複合地盤杭工法として、杭周辺の地盤改良を主に液状化対策で用いられるサンドコンパクションパイル工法で実施した場合、複合地盤中の杭の水平地盤反力係数  $k$  は(4)式<sup>3),4)</sup>で砂杭の改良率  $a_s$  に従い算定される。

$$k = k_s \cdot a_p + k_c \cdot (1 - a_p) \quad (4)$$

ここに、 $k$  : 改良地盤の杭の水平地盤反力係数( $\text{kN/m}^3$ )、 $k_s$  : 砂杭の  $k$  値( $\text{kN/m}^3$ )、 $k_c$  : 砂杭間の原地盤  $k$  値( $\text{kN/m}^3$ )である。つまり、 $k_s, k_c$  は、標準貫入試験の  $N$  値または孔内水平載荷試験から直接的に算定される。サンドコンパクションパイル工法による砂杭の  $N$  値は概ね 10~15 程度で、改良率  $a_p$  もさほど大きく設定されない。ただし、砂杭を打設することで砂杭間の地盤の相対密度が増加するため、液状化対策と同時に杭の水平抵抗の増加が期待される。

このように、複合地盤杭工法により、地盤改良工法別の増加した地盤強度を杭の水平地盤反力として反映することで、より実態に近い改良地盤の杭の水平抵抗を設定することが可能となる。その際、複合地盤杭工法では、改良地盤は未改良の原地盤に対し強度が大きくなるが、それらに対し杭の剛性は極めて大きい。また、改良地盤は強度のばらつきを示す場合が多く、基礎としての代用は難しい。そのため、複合地盤杭工法では杭周辺に施工する改良地盤は杭の一体の構造物ではなく、あくまでも地盤（複合地盤）として扱うことを前提とする。

### 3. 改良地盤中の杭の耐震性の検証

#### 3.1 遠心力加振実験の概要

改良地盤中の杭の静的および動的な水平挙動を検証するため遠心力加振実験を実施した。

遠心力加振実験は内寸  $L700\text{mm} \times B200\text{mm} \times H350\text{mm}$  のスチール製模型容器を用い、実大の  $1/50$  縮尺の模型地盤および模型杭を作成し、応力レベルの相似則を満足させるため、 $50G$  ( $G$  : 重力加速度  $9.81\text{m/s}^2$ ) の遠心力を作用させた静的水平載荷試験および動的な水平加振実験とした。図-3 に、模型のセットアップ状況を示す。模型杭（外径  $10\text{mm}$ 、厚さ  $0.2\text{mm}$ 、杭長  $400\text{mm}$ ）は、スチールを延伸して特殊加工し、杭先端は石膏で作成した基礎地盤の所定位置に埋込み、先端固定条件とした。これは、実大で杭径  $\phi 500\text{mm}$ 、 $L=20\text{m}$  の鋼管杭を想定している。模型杭には、杭体が発生する軸・曲げ応力を測定するためのひずみゲージを設置し、さらに、加振時には杭体および地盤中に加速度計を配置し計測した。また、杭頭に下部工躯体を想定した重量  $W=400\text{g}$ （実大換算で  $490\text{kN}$ ）の重りを設置した。杭の静的水平載荷試験は一般的な変位制御法によった。動的加振実験では正弦波および不規則波を使

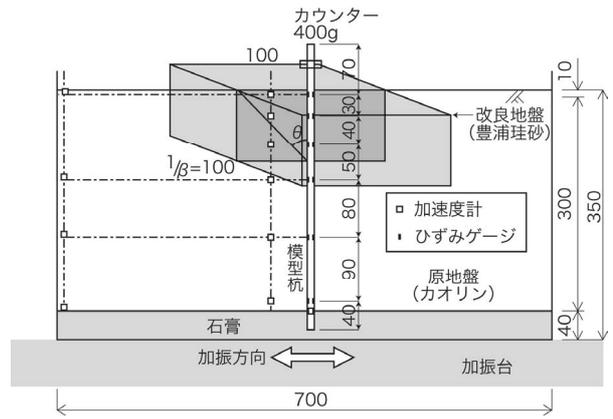


図-3 遠心力実験モデル

表-1 模型地盤の物性

		カオリン	豊浦珪砂
単位体積重量	$\text{kN/m}^3$	10.101	15.574
粒度	砂	%	97.3
	シルト	%	0.8
	粘土	%	1.9
コーン指数 $q_c$	$\text{MN/m}^2$	1.0	3.3

用したが、入力加速度レベルは杭と地盤の微小変形領域の挙動を想定して、模型では  $10\text{m/s}^2$  とした（実物換算で  $20\text{gal}$  相当）。

実験条件の単純化を計り、原地盤と改良地盤の強度ならびに剛性の相違を明確にするため、模型地盤は、全層軟弱地盤を想定した乾燥状態のカオリン粘土単一地盤と、軟弱地盤部をカオリン粘土で作成し杭頭周辺に高改良率のサンドコンパクションパイル工法を想定した豊浦珪砂による改良地盤とした。模型地盤の作成は、一定の密度になるように落下法により行った。表-1 にカオリン粘土と豊浦珪砂模型地盤の基本的材料物性を示す。豊浦珪砂による改良地盤の範囲は、提案した設計法より深さ  $1/\beta$  から受働破壊すべり面勾配  $\theta = (45^\circ + \phi/2)$  の逆円すい形の杭水平抵抗影響領域を想定し杭を中心に長さ  $L 20\text{cm} \times$  幅  $B 20\text{cm} \times$  高さ  $H 10\text{cm}$  の立方体とした。設定した深さ  $1/\beta=100\text{mm}$  は、試算（後述）した静的水平地盤反力係数  $k$  よりほぼ妥当と判断される。

なお、模型地盤の強度を表すカオリン粘土と豊浦珪砂のコーン指数  $q_c$  の強度比は、原地盤と改良地盤における杭の水平地盤反力および動的挙動に関する定性的な傾向を確認するため、予め約 1:3 になるように地盤を作成した。

#### 3.2 静的水平地盤反力

静的水平載荷試験の結果、レーザ変位計およびひずみゲージの測定により、杭頭水平荷重～地表面変位～杭

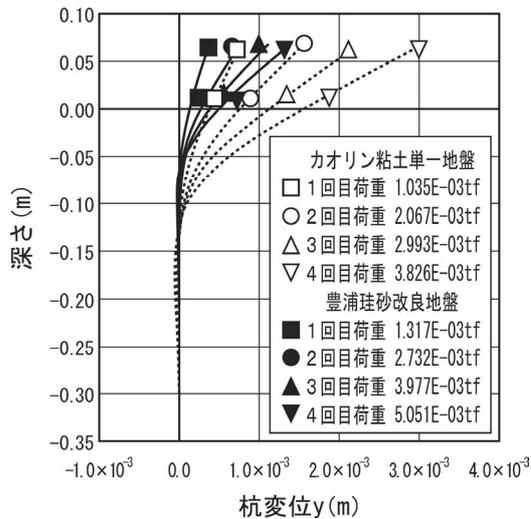


図-4 静的水平載荷試験のカオリン粘土単一地盤と豊浦珪砂改良地盤の杭変位分布

曲げ応力の関係を得た。図-4 に、カオリン粘土単一地盤と豊浦珪砂改良地盤の各荷重レベルにおける杭変位分布を示した。杭の静的水平地盤反力係数 $k$ は、荷重、変位および曲げ応力から弾性地盤反力法<sup>6)</sup>により逆算した。

試算の結果、基準変位量（杭径の1%相当）における静的水平地盤反力係数 $k$ はカオリン粘土単一地盤で $k_1 = 775 \text{ kN/m}^3$ 、豊浦珪砂改良地盤ではカオリン粘土とのコーン指数 $q_c$ による地盤強度比に概ね一致する3~4倍の $k_2 = 3090 \text{ kN/m}^3$ が得られた。

この結果、静的荷重レベルにおいて、地盤改良によりせん断強度の改善を図ることで、それに伴い杭の水平地盤反力が増加するとして本設計法の妥当性が概ね検証されたものとする。

### 3.3 改良地盤中の杭の動的挙動

入力周波数を変化させた正弦波による加振の結果から得られたカオリン粘土単一地盤と豊浦珪砂改良地盤における杭の周波数特性曲線を対比して、図-5 に示した。図-5 は、50G の遠心加速度場において、40Hz~80Hz の周波数範囲内を、1Hz ピッチで微小加速度振幅レベルの正弦波で加振し算定した。図の縦軸はある加振周波数における杭の応答加速度のフーリエ振幅を基盤入力加速度のフーリエ振幅で除した伝達率の振幅比とし、周波数特性曲線はそれぞれの加振周波数から得られた伝達率を3次元関数によりカーブフィッティングさせた。すなわち、杭の応答伝達関数を示した。

その結果、50G の遠心力場における杭の固有振動数はカオリン粘土単一地盤で 47.5Hz、豊浦珪砂改良地盤で 70Hz と判定された。改良地盤では地盤強度が大きくなるため地震時に杭の応答が短周期化する。

杭の短周期化により、橋梁全体の減衰効果に変化す

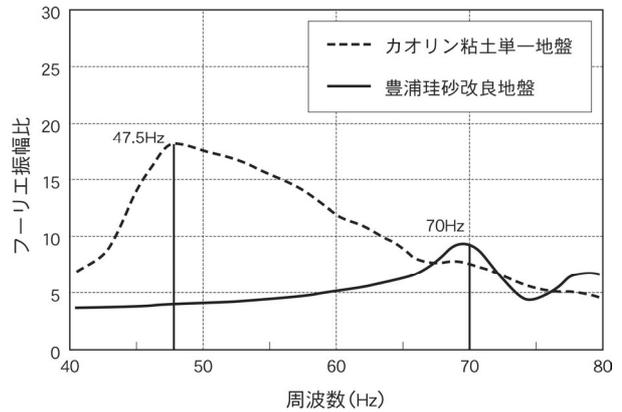
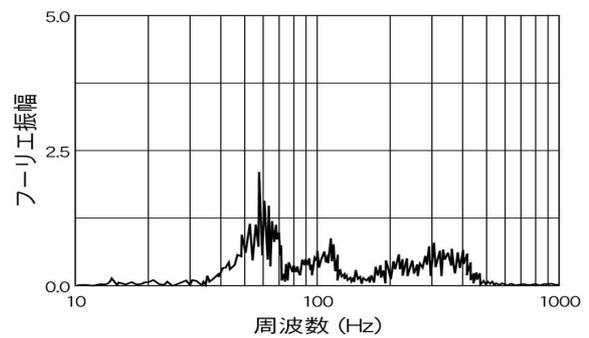
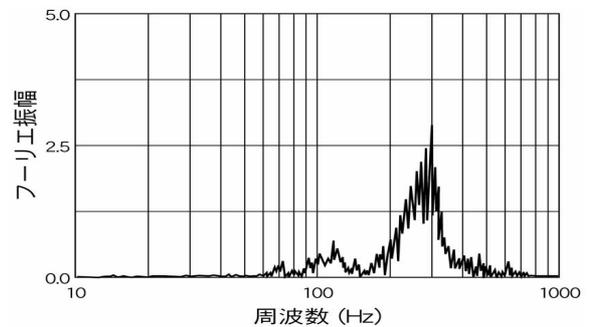


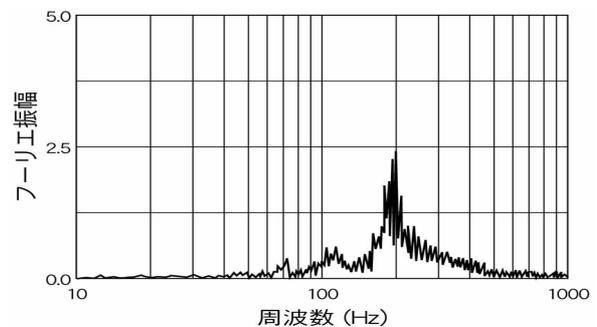
図-5 カオリン粘土単一地盤と豊浦珪砂改良地盤の杭の応答周波数



(1) 杭の周波数特性



(2) 改良地盤（豊浦珪砂）の周波数特性



(3) カオリン粘土の周波数特性

図-6 杭～豊浦珪砂～カオリン粘土の加振時応答特性

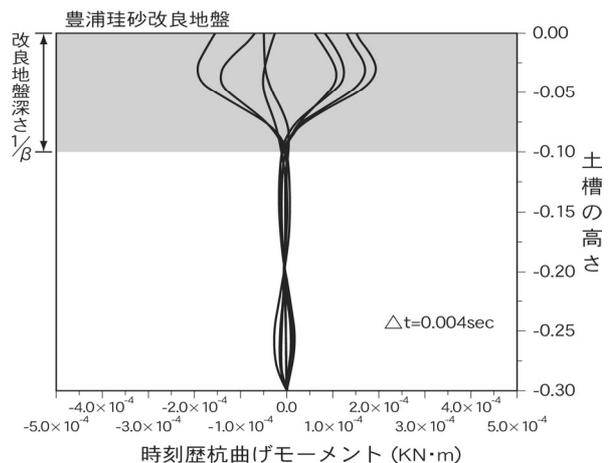
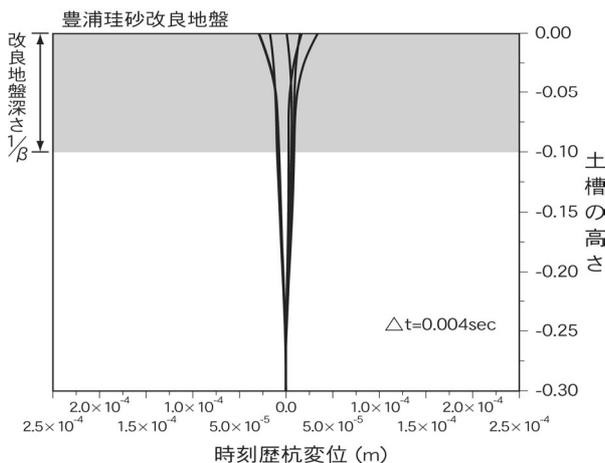
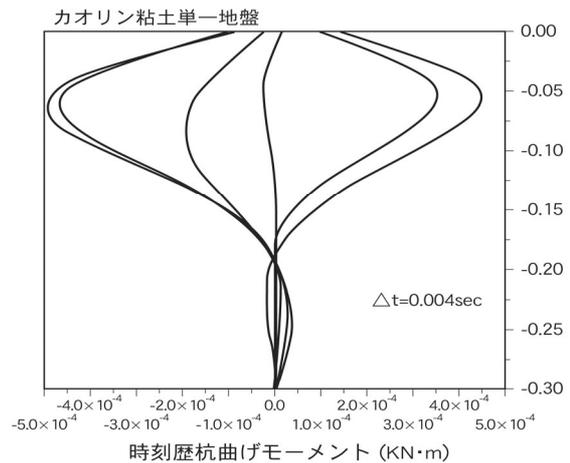
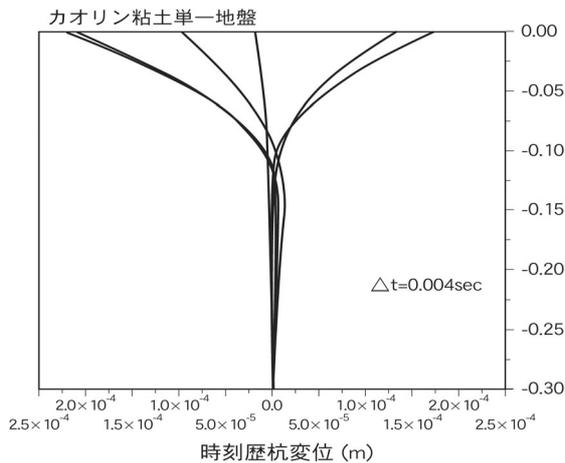


図-7 遠心力加振時の杭変位分布

図-8 遠心力加振時の杭曲げモーメント分布

るため、改良地盤中の杭では基礎～地盤の逸散減衰<sup>7)</sup>が耐震上の留意点と考えられる。

豊浦珪砂改良地盤の不規則波による加振時に、杭と豊浦珪砂とカオリン粘土原地盤に設置した加速度計から得られた周波数をそれぞれ図-6に示す。その結果、固有振動数は杭の70Hz(実大換算では1.4Hz、固有周期 $T=0.71\text{sec}$ )前後に対し、豊浦珪砂は300Hz(実大換算では6Hz、固有周期 $T=0.17\text{sec}$ )、カオリン粘土原地盤は200Hz(実大換算では4Hz、固有周期 $T=0.25\text{sec}$ )程度が確認された。地盤特性値 $T_G$ <sup>8)</sup>の換算では、概ね豊浦珪砂改良地盤はI種地盤( $T_G < 0.2$ )、カオリン粘土原地盤はII種地盤( $0.2 \leq T_G < 0.6$ )に相当する。この結果を見る限り、改良地盤は杭と一体構造として共振するのではなく、杭と豊浦珪砂改良地盤とカオリン粘土原地盤はそれぞれの変形性能や応答特性に応じた動的挙動を示すと考えられる。

正弦波加振の杭応答時に得られた50G場でのカオリン粘土単一地盤と豊浦珪砂改良地盤の杭変位と杭曲げモーメントを図-7、図-8に示す。図は $\Delta t=0.004\text{sec}$ 毎の時刻歴の分布である。これらも、周波数曲線と同様に高次元の関数でフィッティングさせた。その結果、改良地盤の杭頭最大変位は、単一地盤に対し1/6(改良地盤最

大値/単一地盤最大値 $\approx 3.0 \times 10^{-5} / 2.0 \times 10^{-4} \text{m}$ )に小さくなった。また、改良地盤の杭の最大曲げモーメントも $1/\beta$ 内に最大値が発生し、単一地盤に対して $1/2.5$ (改良地盤最大値/単一最大値 $\approx 2.0 \times 10^4 / 4.5 \times 10^4 \text{kN} \cdot \text{m}$ )に小さくなり、改良地盤深さ $1/\beta$ 範囲(豊浦珪砂範囲)内に収束した。

これは、改良地盤内で杭は杭頭部が拘束され加振時の杭振幅が小さくなるためと考える。その結果、複合地盤杭工法では、地震動に対し杭変位および杭曲げモーメントを抑制する一定の耐震性が認められた。

#### 4 動的2次元弾性有限要素法による境界条件別の杭挙動

改良地盤において杭の動的な水平挙動で最も懸念されるのは、強度ならびに剛性の差をもつ改良地盤と原地盤の境界部における杭挙動と考えられる。サンドコンパクションパイル工法を想定した遠心力加振実験では概ね問題ない結果であったが、複合地盤杭の設計にあたって強度ならびに剛性の高い深層混合処理工法を対象にこの問題について検討を試みた。

そこで、改良地盤と原地盤の境界条件に応じた複合地

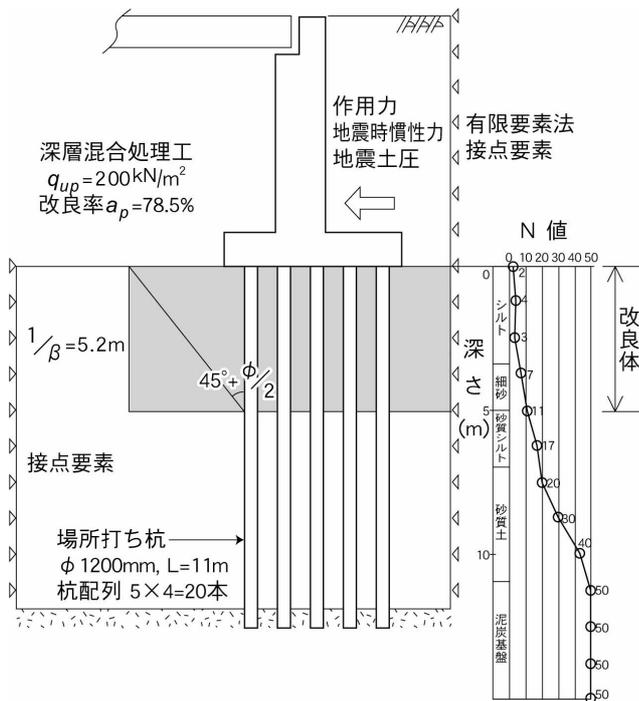


図-9 動的2次元弾性有限要素法の対象モデル

表-2 動的2次元有限要素法解析の地盤入力物性値

	変形係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	粘着力 $C$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断抵抗角 $\phi$ (°)
改良柱体 $q_{up} = 200 \text{ kN/m}^2$	63000	0.17	78.5	35.0
砂質シルト	8004	0.35	—	25.0
砂質土	39002	〃	—	〃
泥岩基盤	140000	〃	500.0	35.0

表-3 動的入力物性値

	動的せん断弾性係数 $G_D$ (MN/m <sup>2</sup> )	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	初期衰退定数
改良柱体	1250	17	0.05
砂質シルト	950	18	〃
砂質土	2670	17	〃
泥岩基盤	10000	20	〃

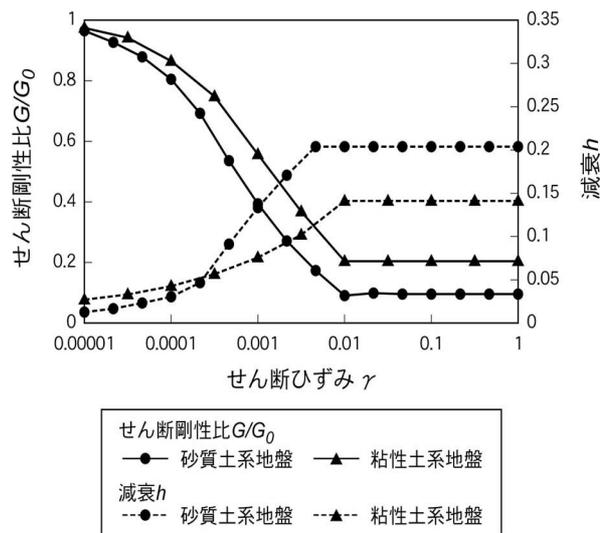
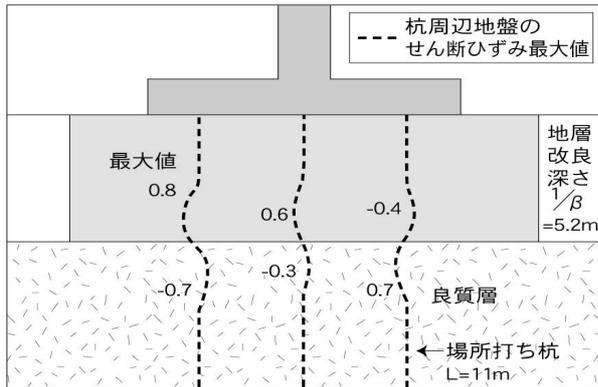


図-10 せん断剛性比  $G/G_0$  および減衰  $h$  ~ せん断ひずみ  $\gamma$  曲線

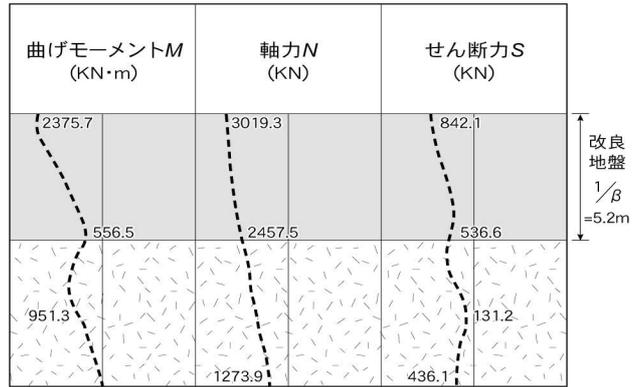
盤杭の地震時の応答特性を確認するため、動的な2次元弾性有限要素法解析(等価線形法)を実施した。対象モデルは、上層部に液化化が想定されるシルト・細砂が介在する地盤に複合地盤杭工法を採用した図-9に示す1スパンの橋台基礎とした。杭モデルは泥岩基盤に支持された橋台基礎の場所打ち杭(杭径  $\phi 1200 \text{ mm}$ , 杭長  $L=11 \text{ m}$ , 杭配列  $n=5 \times 4=20$  本)であり、解析上奥行き4本分の杭の剛性を考慮した。地盤改良範囲は、設定した手法に従い原地盤の上層部の変形係数  $E_0=2100 \text{ kN/m}^2$  から水平地盤反力係数  $k_0$  を算定し、深さ  $1/\beta$  および前面範囲について  $5.2 \text{ m}$  とした。改良率は  $a_p=78.5\%$  の接円の深層混合処理工法を想定した。杭に作用させる水平荷重は震度法レベルの躯体慣性力・地震時土圧による水平荷重  $H=27,500 \text{ kN}$  とし、フーチング底面中央に作用させた。

改良柱体、地盤の変形係数  $E$ 、ポアソン比  $\nu$ 、粘着力  $C$ 、内部摩擦角  $\phi$ 、ならびに動的入力物性値を表-2、表-3に示す。解析では、場所打ち杭ははり要素とした。複合地盤の改良柱体は一定の強度をもつため線形要素とした。ただし、砂質シルトと砂質土は非線形性を考慮した。

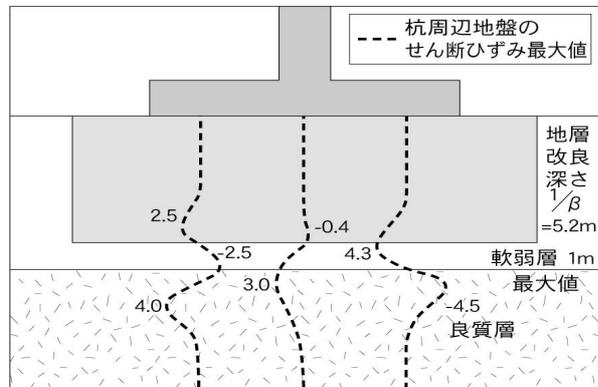
解析モデルは、地震時の改良部と原地盤の境界部の杭応力を見極めるため、a) ケース1として改良範囲を深度  $1/\beta$  とし改良部が良質な層に達している場合、b) ケース2として改良部が良質な層に達しておらず良質層との境界に  $1 \text{ m}$  の薄い軟弱層がある場合、c) ケース3として改良部が良質な層に達せずその下に厚い軟弱層 ( $5 \text{ m}$ ) がある場合の3ケースとした。つまり、ケース1は図-9のモデルを再現し、ケース2・3は  $N$  値  $>10$  の良質層である砂質シルト・砂質土・泥岩基盤を下に降ろした状態で軟弱層 ( $N$  値  $<10$  シルト・細砂) を設定した。動的解析は、等



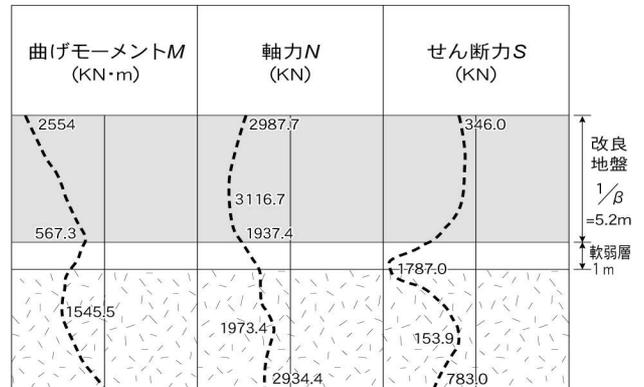
(1) ケース 1 改良部が良質層に達している場合



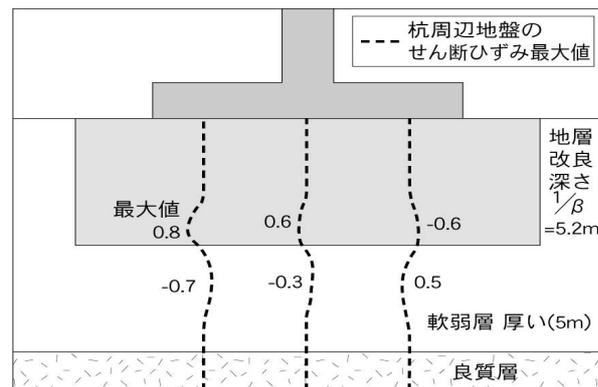
(1) ケース 1 改良部が良質層に達している場合



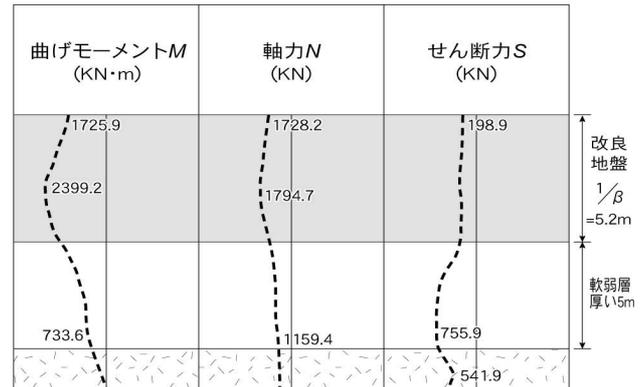
(2) ケース 2 境界に 1m の軟弱層がある場合



(2) ケース 2 境界に 1m の軟弱層がある場合



(3) ケース 3 改良部下に 5m の軟弱層がある場合



(3) ケース 3 改良部下に 5m の軟弱層がある場合

図-11 動的 2 次元弾性有限要素解析における杭周辺地盤のせん断ひずみ最大値

図-12 動的 2 次元弾性有限要素解析における杭曲げモーメント・軸力・せん断力断面図

係線形法による複素応答解析を用いた2次元動的弾性有限要素法とした。その際、解析上の奥行きは杭1本当たりの受持幅3.25mとし、左右の境界条件はエネルギー伝達境界、基盤下面は粘性境界とした。入力地震波は、震度法レベルの地震動(最大加速度 105gal)を泥岩基盤の底面より入射した。初期動的せん断弾性係数  $G_0$  はせん断弾性波速度  $V_s$ <sup>8)</sup> から式(5)で算定した。

$$G_0 = \gamma_t \cdot V_s^2 / g \quad (5)$$

ここに、 $G_0$  : 動的せん断弾性係数(kN/m<sup>2</sup>)、 $\gamma_t$  : 単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)、 $V_s$  : せん断弾性波速度(m/s)、 $g$  : 重力加速度(=9.8m/s<sup>2</sup>)である。地盤の非線形性は、図-10で示した砂質土系および粘性土系の地盤種別にせん断弾性剛性比  $G/G_0$  と減衰定数  $h$  をひずみレベルに合わせて変化させ考慮した。

解析により得られた、ケース1・ケース2・ケース3の杭周辺に発生する地盤の水平方向の最大せん断ひずみ分布を図-11に示す。杭の上下端の位置の地盤ではひずみは発生しないが、改良部と原地盤の境界部にひずみが発生する。特に、ケース2で改良部底面の軟弱層の境界で  $\gamma_{max} = 4.5\%$ の大きな地盤のせん断ひずみが生じた。このひずみ値は地盤の塑性化領域に入ると考えられ、地盤変形に伴い杭に大きな応力が発現する懸念がある。ただし、ケース1・3の境界部の地盤最大せん断ひずみは  $\gamma_{max} = 0.8\%$ 以下で小さな値である。

図-12に、動的2次元弾性有限要素法解析によって得られたケース1・ケース2・ケース3の中央杭の曲げモーメント  $M$ ・軸力  $N$ ・せん断力  $S$  の断面力図を示す。杭曲げモーメント  $M$  は、各ケースで分布が異なり、特にケース2で杭頭および改良部底面で許容値以下ではあるが比較的大きく発現している。杭の軸力  $N$  は、総じて深さ方向に減衰傾向を示す。ただし、せん断力  $S$  はケース1・ケース3では比較的に小さいが、ケース2では地盤の最大せん断ひずみと同様な傾向を示し、改良部と原地盤の境界部において杭のせん断耐力  $S = 1800\text{kN}$  とほぼ同等の大きなせん断力( $S_{max} = 1787.0\text{kN}$ )が発現している。この要因は、改良部と良質層の地震応答の相違が軟弱層に集中し、杭に大きなせん断力をもたらすためと考えられる。

このため、耐震上地盤改良範囲は境界に弱層を残すことなく軟弱層全体を対象とすることが望しく、一般的な地盤改良深さの設定では地震時に杭に与える影響は顕著ではなく、現場橋台基礎への実用化は可能と判断された。ただし、橋脚など杭基礎の動的挙動が特殊な条件では動的応答解析<sup>7,8)</sup>により境界部の杭の耐震性を照査する必要があると考えられる。

## 5 まとめ

一連の検証から、改良地盤中の杭の動的挙動に関して、概ね以下の知見が得られた。

- 1) 遠心力加振実験により、改良地盤では地盤の密度が大きくなるため、地震時に杭が短周期化する傾向を示すものの、豊浦珪砂改良地盤は杭と一体構造として共振するものではなく、それぞれの変形性能や応答特性に応じた動的挙動を示すと考えられる。
- 2) 遠心力加振実験により、杭頭部周辺地盤を改良することで、改良強度に応じて、地震動による杭変位および杭曲げモーメントを小さく抑えることができ、無改良の場合に比べて、耐震性の向上が認められる。
- 3) 2次元動的有限要素法より、改良地盤と原地盤の強度の違いが地震時に杭に及ぼす影響を検討し、複合地盤杭が実用化に供しうることが確認された。

本検討により、改良地盤における杭の合理的設計法の確立に向けた基礎資料が得られた。今後は、さらにデータを補完し、各種条件における杭基礎の動的挙動解析を実施していく考えである。

## 参考文献

- 1) 富澤幸一、西川純一：深層混合処理工法により形成した複合地盤における杭設計手法、土木学会論文集 No.799/III-72, pp.183-193, 2005.
- 2) K.Tomisawa and J. Nishikawa : A design method concerning horizontal resistance of piles constructed in improved ground, *16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp.2187-2192, 2005.
- 3) 北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp.71-129, 2002.
- 4) (財)土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法 設計・施工マニュアル, pp.48-148, 1999.
- 5) 例えば、松尾稔・富永眞生：土圧, pp. 20-126, 鹿島出版会, 1980.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編, pp.348-465, 2002.
- 7) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, pp.43-48, 1999.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.48-118, 2002.