

動的非線形解析による複合地盤中の杭基礎 の耐震性能に関する検討

冨澤 幸一1・三浦 清一2・渡辺 忠朋3・李 黎明4

¹正会員 寒地土木研究所 寒地地盤チーム(〒062-8602 札幌市豊平区平岸一条三丁目1-34)
E-mail: ko-tomsw@ceri.go.jp
²フェロー会員 工博 北海道大学大学院 工学研究科(〒060-8628 札幌市北区北十三条西八丁目)
E-mail: s-miura@eng.hokudai.ac.jp
³正会員 工博 北武コンサルタント(〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通七丁目)
E-mail: chuho@hokubu-c.co.jp
⁴正会員 工博 日本工営 中央研究所(〒300-1259 茨城県つくば市稲荷原2304)
E-mail: a5109@n-koei.co.jp

軟弱地盤や液状化地盤に施工する杭周辺に主として深層混合処理工法による複合地盤を形成し,杭の水 平抵抗の増加を図る複合地盤杭工法を研究し実用化した.本工法では杭頭部に原地盤と強度差をもつ人工 地盤を造成することから,杭の耐震性能について2次元動的非線形有限要素解析により検討した.その結果, 杭周辺の複合地盤により,地震時に杭変位や杭体のひずみが抑制され杭の耐震性が向上することが明らか になった.また,複合地盤杭の改良範囲を特性長1/βを指標として設定することで,レベル1,レベル2地震動 において実用上耐震性に問題ないことが確認された.

Key Words : piles, ground improvement, seismic design, dynamic finite elemennt method

1. はじめに

杭基礎の耐震補強工法として杭周辺に地盤改良を施す 手法^{1,2}が用いられているが,設計法は体系化されてい ない.特に,改良地盤中の杭基礎の耐震性能には不明瞭 な点が多いと考えられる.

そのため、建設コスト低減を目的として、軟弱地盤や 液状化が想定される地盤中に施工する杭の周辺に地盤改 良を施す複合地盤杭工法を研究し、改良により増加した 地盤強度を主に杭の水平抵抗に反映する設計法を実用化 した^{3,4}.本工法は、深層混合処理工法・載荷重工法・ サンドコンパクションパイル工法などの一般的な地盤改 良と杭基礎を組み合わせた工法である.

本工法では、工学的な検討に基づき、杭の水平地盤反 力を改良地盤のせん断強度から設定し必要な地盤改良領 域を杭水平抵抗の及ぶ範囲としている.この手法の妥当 性は、既に現場における実杭の静的水平載荷試験、静的 有限要素法解析により検証した³.また、複合地盤杭の 改良部と未改良部の境界などの耐震性は、震度法や動的 線形有限要素法(等価線形法)によって確認している⁴. ただし、地震動レベルや地盤条件に応じた改良地盤中 の杭基礎の耐震性能については不明確な点が残されてい る.これまでに各機関で、杭と改良体を併用した複合基 礎に関する研究^{5,6}が行われてきているが、適用法や解 析手法を確立させる必要がある.

そのため本研究では、改良地盤中の杭基礎の耐震設計 法を確立するための基礎資料を得る目的として、地盤改 良工法で最も剛性が大きくなる深層混合処理工法による 複合地盤を対象に、2次元動的非線形有限要素法解析を 実施し、レベル1およびレベル2地震動における複合地盤 中の杭基礎の耐震性を検証した.

2. 複合地盤杭工法の基本的設計手法

複合地盤杭工法の基本的設計法3,4を要約し以下に示す.

(1) 改良範囲の設定法

杭周辺の地盤改良範囲は、土の極限状態の釣り合いを 考慮して受働土圧の領域を設定する.つまり、地盤改良範



図-1 複合地盤の改良範囲となる杭水平抵抗の影響領域

囲を複合地盤杭の水平抵抗の影響領域とし、杭の特性長 $1/\beta$ の深さから受働破壊すべり面勾配 $\theta=(45^\circ + \phi/2)(\phi: \pm 0$ せん断抵抗角)で立ち上げた逆円錐形を含み図-1 に 示すような四角体とする.これは、モール・クーロンの破 壊基準や Broms と Reese が提案する杭周辺地盤の地盤破 壊の考え方^{7,8}に基づくものである.

また、本工法では改良地盤中の杭は群杭としての水平 地盤反力を確保するため、改良率 *a* pは接円の 78.5%以上 を適用範囲とする.

(2) 複合地盤中の杭水平地盤反力

地盤改良工法が深層混合処理工法であれば,複合地盤の変形係数 *E*_cは,改良体の変形係数 *E*_pと原地盤の変形係数 *E*_pの改良率 *a*_pで合成し算定される⁹.

$$E_c = E_p \cdot a_p + \alpha_s \cdot E_0 \quad (1 - a_p) \tag{1}$$

ここに、 E_c : 複合地盤の変形係数 (kN/m^2)、 E_p : 改良体の変 形係数(kN/m^2)、 E_0 : 原地盤の変形係数(kN/m^2)、 a_s : 破壊ひ ずみ低減率、 a_p : 地盤改良率である. 改良体の変形係数 E_p は、改良体の一軸圧縮強度を q_{up} とすると粘性土系地盤で は $E_p=100 q_{up}$ の関係から求められる. 改良体の設計基準 強度は一般的に $q_{up}=200\sim500 kN/m^2$ 程度である.

複合地盤中の杭水平地盤反力係数 k_c は複合地盤の変形係数 E_cから(2)式⁹で算定される.

$$k_{c} = \frac{1}{0.3} \alpha E_{c} \cdot \left(\frac{\sqrt{D / \beta}}{0.3}\right)^{-3/4}$$
(2)

ここに、 k_c : 複合地盤杭の水平地盤反力係数 (kN/m^3), a: 水平地盤反力推定係数, D: 杭径(m), β : 特性値〔($k_c \cdot D$) / $4E_y$ I〕¹⁴, E_y : 杭のヤング係数(kN/m^2), I: 杭の断面二 次モーメント(m^4)である. 上記の手法で水平地盤反力係数 k_c を設定することで, 静的荷重に対する複合地盤中の杭 基礎の設計が可能となる.

3. 複合地盤杭の耐震性能の検証

複合地盤杭工法における地盤改良範囲の妥当性および 改良の有無による耐震性能を検証するために,2次元非線 形有限要素法を用いた動的解析を実施した.

(1) 解析対象現場

解析に用いたモデルは、検討成果の汎用性および共通 性を考慮し、実際に複合地盤杭工法を採用した橋台基礎 とした.本橋台は、上部に液状化が想定される砂層、下部 に軟弱なシルトが介在する地盤に施工した.橋台基礎構 造を図-2 に示す.本現場では杭施工後に静的杭水平載荷 試験を実施し、設計時に設定した複合地盤の水平地盤反 力係数 k_cが得られることを確認している^{3,4}.杭は頁岩基 盤に支持された場所打ち杭(杭径 ø=1200mm,杭長 L=13m,杭配列 n=3×5=15本)である.

地盤改良範囲は図-2 に示す. この改良範囲は提案した 基本設計法に従い, 原地盤各層の変形係数 E_0 から水平地 盤反力係数 k_0 を算定し, 改良深さは $1/\beta = 7.0m$ としている. 受働破壊領域に相当する改良幅は, 原地盤のせん断抵抗 角 $\phi = 0$ とし両端の杭から 7.0m とした. 地盤改良仕様は, 改良率 $a_p = 78.5\%$, 改良体の一軸圧縮強度 $q_{up} = 400$ kN/m² で ある.

なお本橋台では、道路橋示方書^{10,11)}に基づき、レベル1 地震動を震度法、レベル2地震動を保有水平耐力照査法 により杭の耐震性を検証している.

(2) 解析モデルと入力地震動

2次元解析モデルとし平板要素を用いた(図-3).なお, 解析モデルの奥行き幅については、参考文献^(2,13)の成果よ り、杭基礎の3次元解析と2次元解析結果の相関を考慮し、 フーチング幅とした.杭体および地盤は非線形材料構成 則を適用し、フーチング、橋台は線形弾性要素とした¹⁴⁾.円 形断面の杭部材は、断面2次モーメント*I*が等しくなる矩 形断面に置換した.構造物と地盤の境界には全てジョイ ント要素を配置した.なお、解析領域は図-3に示したよう に地盤全層厚さの約10倍(横幅157,300mm)とし、境界には 粘性境界要素を設けた.



図-3 2次元動的非線形有限要素モデル図

| 記号 | 土質 | <i>N</i> 値 | 単位体積 重量 <i>Ŷ 0</i> (kN/m ²) | 変形係数 <i>E₀</i> (kN/m ²) | ポアソン 比 <i>ν</i> | せん断 弾性係数 G_{θ} (kN/m^2) | せん断 強度 <i>S</i> _u (kN/m ²) | せん断 弾性波 速度 V_s (m/s) |
|-----|--------|------------|--|--|-----------------------|---|--|--|
| Βd | 砂質土 | 3 | 19.0 | 74,000 | 0.3 | 28,000 | 33 | 118 |
| As | 砂 | 1 | 17.0 | 31,000 | 0.3 | 12,000 | 11 | 76 |
| Ac1 | 粘土質シルト | 2 | 16.5 | 53,000 | 0.3 | 20,000 | 24 | 100 |
| Ag | 砂礫 | 36 | 20.0 | 536,000 | 0.3 | 206,000 | 242 | 317 |
| Nsl | 頁岩 | 50 | 20.0 | 699,000 | 0.3 | 269,000 | 244 | 363 |

表-1 非線形有限要素法解析時における地盤の入力物性値

表-2 非線形有限要素法解析時における改良地盤の入力物性値

| 改良体強度 <i>q _{up}</i> (kN/m ²) | 単位体積 重量 <i>γ_c</i> (kN/m ²) | 変形係数 <i>E _c</i> (kN/m ²) | ポアソン 比 ν | せん断 弾性係数 <i>G</i> _c (kN/m ²) | せん断 強度 <i>C</i> (kN/m ²) | せん断 弾性度 V_s (m/s) |
|---|--|---|----------------|--|---|------------------------------|
| 400 | 17.0 | 124,000 | 0.17 | 53,000 | 157 | 175 |

モデルでは橋台および杭は 8 節点平面応力要素,地盤 は 8 節点平面ひずみ要素を用いた.粘性境界要素は,8 節 点平面要素の自由度を縮退した 6 節点接合(ジョイント) 要素¹³を準用した.また,同様のジョイント要素を用い構 造物要素モデルと地盤の間の接触・剥離も考慮した (図-3(c)).なお,解析モデルにおいてジョイント要 素を用いる際,構造物の背面に位置する地盤要素を重ね る接続方法に留意した.すなわち,本モデルでは図-3(d) に示すように,構造物背面の地盤の連続性を保つよう杭 や橋台と地盤の節点の間にジョイント要素は,引張および せん断剛性をゼロ(すなわち周面摩擦を無視したことと 等価)とし,閉合方向に対しては高い圧縮剛性を与え地

杭体のRC要素には、岡村・前川ら^{15,10}の鉄筋コンクリートの履歴依存型非線形構成則を適用した.本構成則は 非直交多方向ひび割れモデルや鉄筋の座屈モデルなど、 鉄筋コンクリートの強非線形領域における適用性が考慮 されている.

盤要素とRC要素が重ならないように考慮にした.

また,本構成則では周辺地盤からの拘束圧力が自動的 に考慮される.地盤要素は,その偏差応カーひずみ関係 においてOsakiモデル^{ID}を適用し,静水圧成分を線形弾性 とした.

地盤物性値として, 原地盤および改良地盤のそれぞれ の単位体積重量 γ_o, γ_c , 変形係数 $E_o, E_c, ポアソン比 \nu$, せ ん断弾性係数 G_o, G_c , せん断強度 S_u, C , せん断弾性波 速度 V_s を設定した(**表**-1, **表**-2). 原地盤の*G*_o, *E*_o, *S*_uについて式(3), (4), (5), (6)により算出 した¹⁴.

 $G_0 = 11760 N^{0.8}$ (3)

$$E_0 = 2(1 + \nu) G_0 \tag{4}$$

$$S_u = (1000 G_0) / 600 (*** tet ±)$$
 (5)

$$S_u = (1000 G_0) / 1100$$
 (砂質土) (6)

ここに、 G_0 :原地盤のせん断弾性係数(kN/m^2)、N:原地盤 のN値、 E_0 :原地盤の変形係数(kN/m^2)、 ν :原地盤のポア ソン比、 S_u :原地盤のせん断強度(kN/m^2)である.また、原 地盤および複合地盤のせん断弾性波速度 V_s は式 (7)によ り算出した^{11,18}.

$$V_s = (g G/\gamma)^{1/2}$$
 (7)

ここに、 V_s : 原地盤または複合地盤のせん断弾性波速度 (m/s),g: 重力加速度(=9.8 m/s²)、 γ : 原地盤または複合地 盤の単位体積重量(kN/m³)である.

RC要素に入力する材料特性値は、コンクリートの設計 圧縮強度 f_c =24N/mm²,引張強度 $f_{=}$ 1.914N/mm²,鉄筋の設計 降伏強度 f_c =345N/mm²とした¹⁹.

入力地震動として図-4 に示すとおり土木学会コンク リート標準示方書耐震性能照査編¹⁹における地震動波形



図-4 非線形動的有限要素法解析における入力地震動の時刻歴加速度波形(×は加速度の最大値を示す)



図-5 水平変位の時刻歴応答(レベル1地震動)

を適用した. レベル 2 地震動は内陸型①地震動とした. 地震波は既往の観測記録の加速度応答スペクトルに基づ き,距離減衰式を用いて断層直上のスペクトルに変換し, かつ断層の破壊過程を考慮して設定した位相特性の加速 度時刻歴波形である.動的解析に際しては波形の主要動 部分(12 秒間)を取り出し, Newmark の β 法 (β =0. 36)による直接積分を行った.時間刻みは 0.01 秒である.

(3) 解析結果と考察

(a) 杭変位

図-5,6に、地盤改良無し・有りのレベル1・レベル2 の地震動における、フーチングの水平変位の時刻歴解析 値を示した.

変位は杭下端に対するフーチング下面中心の相対変位 であり,正が前面側への変位,負が背面側への変位を表す. その結果,レベル1地震動で地盤改良無しの前面側最大 変位21.7mmが改良後は5割の11.1mmまで減少した.

また、レベル2地震動で地盤改良無しの橋台前面側最大 変位 172.9mm に対し、改良後は7割程度の127.6mm に減 少している.つまり、地盤改良を施すことで地震時に杭変 位が抑制され耐震性能が向上した.ただし、背面側では橋 台背面土砂の影響のため水平変位に大きな差異は認めら れない.



図-6 水平変位の時刻歴応答(レベル2地震動)

(b) 杭体断面力

図-7,8にレベル2地震動における地盤改良無しと有 りの解析で得られた杭に発生する最大曲げモーメント Mと最大せん断力Sの深さ方向分布を示した.対象とし たのは前面側の杭である.杭曲げモーメントMは,地盤 改良無しで杭頭値M=0.18kN・mであるのに対し,地盤 改良有りではM=0.05kN・mとなり3割以下に減少した. 同様に,せん断力Sも地盤改良無しで杭頭値S=450kNで あるのに対し,地盤改良有りでS=120kNと1/3程度とな った.また,地盤改良有りでは改良境界面でせん断力Sが 増加しているが,これは地盤改良無しの杭頭値と同じ 450kNであり問題ない.従って,地盤改良効果により杭体 断面力も変位と同様に減少傾向を示し,耐震性能が向上 する結果となった.

(c) 杭体ひずみ

地盤改良の有無による最大ひずみの発現の違いを図-9, 10に示す.図-9,10では、杭体のひび割れ時のひび割れ直 交方向のコンクリートの平均引張ひずみに着目し、0.1% を限界値とした.なお、0.1%はRC部材が通常の使用状態

としての限界値の目安として鉄筋応力度で 140N/mm² に設定した¹⁸⁾.これによると,改良無しの場合は杭頭部 と杭地中部の広い範囲に限界値を上回るひずみ履歴を受 けているのに対し,改良有りの場合には限界値の領域が 縮小する傾向を示す.また,その最大値も改良なしの場合



図-9 杭体のひずみの発生状況(地盤改良無し)

で最大 $\epsilon_{max} = 0.5\%$ であるのに対して改良有りの場合は同 位置で最大 $\epsilon_{max} = 0.3\%$ である.これは、地盤改良を行なう ことで杭の動的変形が抑制され、杭体のひび割れ発生領 域が縮小するためと考えられる.

図-11, 12 に、レベル 1 地震動における地盤改良無しと地盤改良有りの場合の杭頭軸方向圧縮・引張ひずみの刻歴を整理した.最大値は、地盤改良無しの杭頭引張ひずみ $\epsilon_{c\,max}=0.42\times10^3$ と圧縮ひずみ $\epsilon_{c\,max}=-0.37\times10^3$ が、地盤改良有りで $\epsilon_{t\,max}=0.36\times10^3$ と $\epsilon_{c\,max}=-0.28\times10^3$ とわずかに減少している.同様に、図-13, 14 にレベル 2 地震動における地盤改良無しと地盤改良有りの杭頭軸方向圧縮・引張ひずみの時刻歴を示した.地盤改良無しの杭頭引張ひずみ $\epsilon_{c\,max}=4.80\times10^3$ と圧縮ひずみ $\epsilon_{c\,max}=-2.15\times10^3$



図-10 杭体のひずみの発生状況(地盤改良有り)

が、地盤改良有りで $\epsilon_{r,max} = 2.53 \times 10^3$ および $\epsilon_{c,max} = -0.89 \times 10^3$ に半減している、つまり、レベル1地震動に比ベレベル2 地震動では、地盤改良による耐震性が向上した、

図-15, 16 に、レベル 2 地震動における地盤改良無しと 有りの場合の改良境界面の杭軸方向圧縮・引張ひずみの 時刻歴を整理した.解析の結果,地盤改良有りで,引張ひ ずみ $\epsilon_{r,max} = 0.11 \times 10^3$, 圧縮ひずみ $\epsilon_{c,max} = -0.24 \times 10^3$ とそれ ぞれ杭頭ひずみ(図-13, 14)の 4%, 27%の値となった. つ まり,地盤改良有りの境界面の杭ひずみは,地盤改良無し と同様に杭頭ひずみの約 1/4 以下であり耐震上問題は無 いと判断された.

(d) 耐震性能の照査

道路橋示方書 11)における耐震性能 1(地震によって橋



図-11 レベル1地震動における杭頭の杭軸方向ひずみの時刻歴(地盤改良無し)

















としての健全性を損なわない性能)の限界値とし、鉄筋の 降伏応力時の引張ひずみ & を限界値とした.鉄筋の発生 ひずみが降伏ひずみ以下であれば RC 部材は弾性範囲に あり健全性は確保される¹⁸.また,耐震性能 2(地震によ る損傷が限定的なものに留まり,橋としての機能回復が 速やかに行い得る性能)の限界値として,コンクリート の最大強度時の圧縮ひずみ & を限界値とした.コンクリ ートの圧縮ひずみが最大強度時のひずみ以下であれば, コンクリートの損傷は軽微かつ限定的で速やかな機能回 復が可能となり耐震性能は確保される¹⁹.なお,道路橋 ではレベル1地震動では耐震性能 1,レベル2地震動では 耐震性能 2を確保することが求められている.

鉄筋の降伏応力時の平均ひずみ ϵ_r , コンクリートの最 大強度時のひずみ ϵ_c を算定した¹⁴⁾. その結果, 設定した限 界値は図-11~16 に示すようにレベル 1 地震動で ϵ_r = 1.43×10³, レベル 2 地震動で ϵ_c = -2.19×10³である. 杭体に発 生している引張ひずみは, レベル 1 地震動で地盤改良の 有無に関係なく限界値 ϵ_r = 1.43×10³以下となっており, 所 要の耐震性能 1 が確保されている. 一方, 圧縮ひずみは, レベル 2 地震動において地盤改良無しが限界値 ϵ_c = -2.19 ×10³と同程度の値を示し, 所要の耐震性能 2 の限界値付 近にある. これに対し, 改良有りでは限界値を大きく下回 っており耐震性能 2 が確保される結果となった.

以上の検討より,橋台基礎杭の1/β範囲に複合地盤を 形成することで,レベル1およびレベル2地震動において 杭変位や杭体ひずみを減少させ,杭の耐震性能を向上さ せることが可能と考えられた.

4. 結論

本研究では、2次元動的非線形有限要素解析法により 複合地盤中の杭の耐震性に関しての検証を行った.その 結果を要約して以下に示す.

- 1) 2 次元動的非線形有限要素解析によると杭周辺に複合 地盤を形成することにより、レベル1およびレベル2 のいずれの地震動に対しても、フーチングの水平変位 および杭頭部の発生断面力、杭体コンクリートの圧縮 および引張ひずみは減少することから、耐震性は向上 する結果となった。
- 2) 複合地盤と現地盤の境界部付近は、地盤剛性の差異に よって杭体のせん断力が増加する結果となったが、未 改良の場合の杭頭部でのせん断力を上回るものではな く、耐震性に大きな影響を及ぼすものではなかった。
- 3) 改良深さを特性長1/βに設定した震度法で設計した複 合地盤を有する杭基礎は、道路橋示方書における耐震 性能に準じた限界値を設定して照査した結果、レベル

1およびレベル2地震動において耐震性能を満足する結果となった.

参考文献

- 秋吉卓、淵田邦彦、松本英敏、尻無濱昭三:地盤改良による杭 基礎-構造物系の耐震設計について、杭基礎の耐震設計法に 関するシンポジウム論文集,pp.61-66,2001.
- 2) 南荘淳, 安田扶律, 藤井康男, 田蔵隆, 大槻明, 淵本正樹, 中平明 憲, 黒田兆次:道路橋橋脚基礎杭の地震被災解析とその対策 法に関する研究, 土木学会論文集, No.661/I-53, pp.195-210, 2000.
- 3) 冨澤幸一, 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.
- Tomisawa, K. and Nishikawa, J : A design method concerning horizontal resistance of piles constructed in improved ground, 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Enigineering, , pp.2187-2192, 2005.
- 5)前田良刀,緒方辰男,徐光黎,平井卓:地盤複合基礎の開発と その支持力特性,土木学会論文集,No.686/VI-52,pp.91-107, 2001.
- 6)前中敏伸, 土屋富雄, 川崎浩司, 西崎丈能:セメント系地盤改 良体と杭の併用基礎のモデル土槽実験, 土木学会年次学術講 演会講演概要集第3部, vol.56, No.A, pp.706-707, 2001.
- Broms, B. B.: Lateral resistance of piles in cohesive soils, *Proc., ASCE*, Vol. 90, SM(3), pp.27-63, 1964.
- Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D. : Analysis of laterally loaded pile in sand, *Proc., Offshore Technology Conference*, Houston, TX, OTC2080, 1974.
- 9) 北海道開発土木研究所:泥炭性軟弱地盤対策エマニュアル, pp.95-129,2004.
- 10) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説IV下部構造編, pp.348-433,2002.
- 11) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.4-118, 2002.
- 12) 石原哲哉,三浦房紀:構造物-杭-地盤系の相互作用解析に おける3次元解析と2次元解析との比較,土木学会論文集, No.501/I-29,pp.123-131,1994.
- 13) 黒澤到,福武毅芳,藤川智,大槻明,宇野壽郎:二次元および三次元液状化解析の比較による杭・構造物系のモデル化の検討, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集,pp.1351-1356,1994.
- 14) Ashraf Shawky,前川宏一:経路依存性を考慮したRC/地盤系の非線形相互作用に対する計算力学的アプローチ,土木学会論文集,No.532/V-30,pp.197-207,1996.
- 15) 岡村 甫, 前川宏一:鉄筋コンクリートの非線形解と構成則, 技報堂出版, 1991.
- 16) Maekawa, K, Pimanmas, A. and Okamura, H.: Nonlinear mechanics of reinforced concrete, spon press, London, 2003.

17) Ohsaki, Y. : Some Notes on Masing's law and non-linear response of soil deposits, Journal of the faculty of engineering, The university of Tokyo(B), Vol.XXXV, No.4, pp.513-536, 1980.

 (18) 鉄道総合研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, pp.43-48, 1993. 19) 土木学会:コンクリート標準示方書 耐震性能照査編, pp.107-112,2002.

(2007.4.6 受付)

EARTHQUAKE RESISTANCE OF PILE FOUNDATIONS IN COMPOSITE GROUND THROUGH NONLINEAR NUMERICAL ANALYSIS

Kouichi TOMISAWA, Seiichi MIURA, Tadatomo WATANABE and Liming LI

Earthquake resistance of pile foundations, constructed in composite ground which was formed using deep mixing method for the purposes of improving shear strength in soft ground or sandy ground subject to liquefaction was verified through a two-dimensional nonlinear dynamic finite element analysis. As a result, it was revealed that the displacement of pile foundations and the strain of piles were restrained by composite ground around piles, and that the earthquake resistance of pile foundations was improved. It was also found that the earthquake resistance of pile foundations depends on the improved strength, the range of composite ground. The composite ground pile method is applicable for both Level 1 and Level 2 earthquake loadings.