

動的解析における群杭のモデル化に関する検討

白戸真大¹・野々村佳哲²・福井次郎³

¹正会員 博(工)(独) 土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 主任研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

²正会員 (独) 土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム

³正会員 工修 (独) 土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 上席研究員

大加振を受ける乾燥砂地盤中の群杭基礎の大型振動台実験結果に関して2種類のシミュレーションを行った。一つは、地盤抵抗を非線形履歴則を有する Winkler パネで、杭をはり要素でモデル化する手法、もう一つは基礎を非線形履歴則を有する Sway-Rocking パネでモデル化する手法である。後者の場合にはさらに応答変位法により杭に生じる断面力を求めた。実験において部材は弾性挙動をしたため、モデル化の精度は地盤抵抗の履歴則の観点から検証された。解析対象実験のシミュレーション結果は、特に Winkler パネのモデル化を用いた場合で良好であった。

Key Words : pile foundation, dynamic analysis, shaking table experiment

1. はじめに

構造物の動的解析における基礎のモデル化については様々な提案がなされている。それらは設計上考慮する地盤や基礎部材の非線形の程度や予測される構造物の振動特性の単純さ・複雑さに応じて選択されることになる。

しかし、これらのモデル化の妥当性、精度を検証できる実験データは非常に限られている。詳細な数値解析や遠心力模型実験は重要な知見を与えることはもちろんであるが、モデル化の検証には大型実験結果や現場計測結果が欠かせない。土木研究所基礎チームでは、単杭の水平、鉛直静的繰返し載荷実験^{1),2),3)}や三次元大型振動台を用いた振動台実験を行ってきた。

本論文では、著者らが行った大加振を受ける乾燥砂地盤中の群杭基礎の大型振動台実験について数値シミュレーションを行った結果を報告する。群杭のモデル化は三次元有限要素モデル、基礎と地盤の相互作用を地盤反力度 p 、基礎・地盤間相対変位 y の非線形関係が規定された Winkler パネでモデル化したフレームモデル (Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation model, 以下 BNWF モデルと呼ぶ)、そして Sway-Rocking モデル (以下 SR モデルと呼ぶ) に大まかに分類できるが、このうち本論文は実務的な観点から BNWF モデルと SR モデルを用いたシミュレーション結果を報告する。対象とする振動台実験結果は部材については弾性域で挙動していたことから、基礎のモデル化の精度は地盤抵抗の履歴則の観点から検証された。また、SR モデルによる動的解析結果は杭に生じる変形・断面力を与えない。そこで、仮定した自由地盤の振動変位分布と SR モデルを用いた

動的解析の結果得られる慣性力を考慮して応答変位法^{4),5)}を適用することにより、杭に生じる変形・断面力を評価した。なお、振動台実験の計測データについては、平成 17 年度末を目途に公開するように報告書を作成しているところである。

2. 群杭基礎の振動台実験

(1) 実験概要

実験は土木研究所が所有している三次元大型振動台およびせん断土槽を用いて行った。実験模型および計測センサの配置図を図-1 に示す。

実験は模型の種類を変えて2ケース行なった。本論文で取扱う実験ケースにおいては、最大加速度が 200 gal を超える正弦波、地震波が入力された加振は合計で5回であった。そのうち本論文で取り上げるのは1995年兵庫県南部地震・神戸気象台観測波 N-S 成分 (最大加速度 818 gal) を振動台に入力した2回の加振ケースである。それぞれ Test A, Test B と呼ぶ。模型を設置後、何回かの加振を行った後 Test A の加振を行った。引き続き、図-1 の上載荷重分 (Weight) の質量を変え、何回かの加振を行った後に Test B の加振を行った。

杭基礎模型は鋼製であり、図-1 に示すように、上載荷重部分 (Weight)、柱 (Support)、フーチング (Pile cap)、杭 (Piles) からなる。上載荷重は、Test A では厚さ 32 mm、寸法 1,200 mm × 1,000 mm の鋼板が5枚積み重ねられ、全体で高さが 160 mm、質量が 1,509 kg である。Test B では、Test A の上載荷重に加えて厚さ 40 mm、寸法 1,200 mm × 900 mm の鋼板が4枚積み重ねられ、全体で高さが 320 mm、質量が 2,867 kg である。柱は高さ

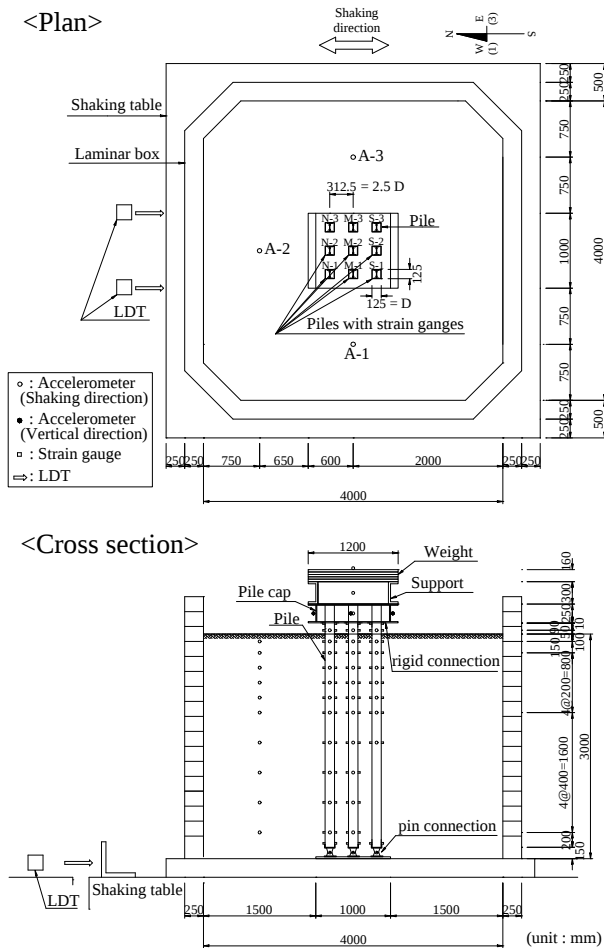


図-1 振動台実験概要図

300 mm, 矩形断面で寸法は 1,000 mm × 1,000 mm, 板厚は 24 mm, 質量は 321 kg である。フーチングは高さ 250 mm, 断面寸法は 1,200 mm × 1,000 mm であり, 質量は 764 kg である。

杭基礎は, 正方配置された 3 × 3 本の計 9 本からなる。杭中心間隔は杭径の 2.5 倍である。杭はフーチング内部に埋め込まれている。杭は鋼製の角パイプである。材質 STK400, 杭径 125 mm, 板厚 4.5 mm, 角パイプ長 3,250 mm で, フーチング下面から杭先端までは 3,000 mm である。図-2 に詳細図を示すように, 杭内部に加速度計を設置するため, 厚さ 4.5 mm, 幅 116 mm の鋼板を杭先端から 3,100 mm の長さで杭の内部中心線上に L 型アングルで固定した。詳細図から分かるように, 内部に設定した鋼板は杭の加振方向の曲げ抵抗にほとんど寄与しない。杭と計測用鋼板も含めた杭一本の単位長さあたりの質量は 22.5 kg/m である。杭の断面積, 断面一次モーメント, 断面二次モーメントは杭内部の鋼板およびアングルを含めそれぞれ 3085 mm², 8.172 × 10⁴ mm³, 5.107 × 10⁶ mm⁴ である。角パイプより試験片を切り出して行った引張試験の結果, ヤング率は 202 kN/mm², 降伏応力は 425.6 kN/mm² である。杭の曲げ載荷試験結果から逆算された曲げ剛性 EI は 997 kN・m² であり, 上

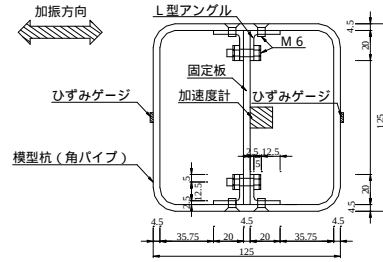


図-2 杭断面詳細図

記の断面二次モーメントと杭のヤング率を用いた計算値 (=1032 kN・m²) とほぼ一致する。なお, 実験中, 杭に生じたひずみは降伏ひずみ以下であった。

杭基礎模型は, 杭先端のピン結合部分を介して, 厚さ 20 mm, 寸法 1000 mm × 1100 mm の鋼板に結合されている。鋼板とせん断土層底面は特に結合されていない。実験準備段階では, 鋼板に作用する地盤の上載圧による拘束により底面鋼板は完全に固定されるものと想定していた。しかし, 想定通りの挙動とはならず, 大きな加速度の加振では浮き上がりが生じた。一方, 実験終了後に地盤を撤去して観察した結果, 杭先端部の水平移動は見られなかった。

地盤は, 気乾状態の東北珪砂 6 号 ($\rho_s = 2.703 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{d\max} = 1.712 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{d\min} = 1.397 \text{ g/cm}^3$, $D_{50} = 0.365 \text{ mm}$) を用いて, 相対密度 D_r が 65% になるように作成されたが, 地盤作成直後の相対密度 D_r は 67 % であった。地盤作成直後の杭の根入れ長は地盤作成直後は 2,850 mm で, フーチング直下で地盤作成を行なうための空間を確保するため, 杭はフーチング下面から 150 mm まで気中に突出している。CD 試験により得られた $D_r = 65\%$ ($\rho_d = 1.587 \text{ g/cm}^3$) における内部摩擦角 ϕ は 40.9°, 同じ相対密度について繰返し三軸圧縮試験の結果得られた変形係数は,

$$E_0 = 16.91(\sigma'_c)^{0.5364} \quad (\text{MN/m}^2) \quad (1)$$

であった。ここに σ'_c は拘束圧であり, 単位は kN/m² である。なお, 内部摩擦角の評価では粘着力 c を 0 と仮定した。しかし, 何回かの加振を経るため解析対象ケースについては初期よりも地盤が密であった。結局, 加振直前の地盤の高さ H , 平均密度 ρ_d , 平均相対密度 D_r は, Test A ではそれぞれ $H = 2,995 \text{ mm}$, $\rho_d = 1.592 \text{ g/cm}^3$, $D_r = 67\%$, Test B ではそれぞれ $H = 2,881 \text{ mm}$, $\rho_d = 1.665 \text{ g/cm}^3$, $D_r = 85\%$ であった。また Test A, Test B それぞれの加振直前に地表面に衝撃を与え, 土中の加速度計にてせん断波伝搬の深度方向の時間差を計測し, 地盤の平均せん断波速度を推定した結果は, それぞれ 210 m/sec, 223 m/sec であった。

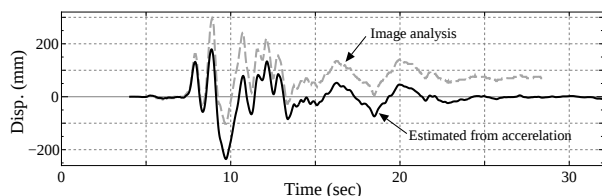


図-3 地盤変位の時刻歴波形図 (Test B)

(2) 基礎・地盤の変位の評価

まず、図-1 に示す各加速度計の記録より 2 階積分して加速度計位置における変位波形とした。この波形は、振動台上の変位も含んだ全変位である。

地盤に設置した加速度計のうち、A-1、A-3 における加速度計は、基礎及びせん断土層フレームの運動の影響を受けにくいと判断し、両地点の加速度計記録の平均値から算出した変位波形を地盤の振動とみなした。

なお、一般に、計測加速度波形にはノイズが含まれるため、加速度計記録には以下の手順でフィルタ処理を行った。振動台上の水平加速度計測波形をフィルタ処理した後に 2 階積分して得られた変位波形とレーザー変位計で計測した変位波形が近づき、かつ、地震波の主要動が失われないようなハイパスフィルタを作成した。最終的には、5.0 sec ~ 6.7 sec までを遷移領域とし、かつ 6.7 sec 以上の周期成分は完全にカットするようなハイパスフィルタを作成し、このフィルタを他の位置の加速度計記録にも適用した。なおフィルタ処理の詳細など計測データ処理法に関しても 1. にて述べた実験報告書にて記載される。一方で、このようなハイパスフィルタに通した場合、本来の残留変位に関する情報も失われてしまうが、本論文では原則としてこの手順で算出した変位波形を実験結果として扱うことにする。フィルタ処理後に加速度を積分することにより得た地表面変位とビデオ記録画像から解析した地表面変位の比較を図-3 に示す。加速度記録から算出された変位波形であっても、位相特性は十分に再現されるとともに時刻歴波形に含まれる各波の最大値と最小値の差についても再現されている。

3. BNWF モデルにおける解析モデル

(1) 概要

解析モデルの概要を図-4 に示す。上載重量、柱、フーチングはそれぞれの重心位置で集中質量と回転慣性を与えてモデル化する。それぞれの質量は 2.(1) に示したとおり、回転慣性 J は図-4 に示されている通りである。また、これらは剛であると仮定する。杭は梁要素 ($E = 200 \text{ kN/mm}^2$, $I = 5.0 \times 10^6 \text{ mm}^4$, $A = 3,085 \text{ mm}^2$) でモデル化された。杭とフーチングは剛結であると仮定した。

基礎地盤間の水平方向の荷重伝達をはり要素節点位

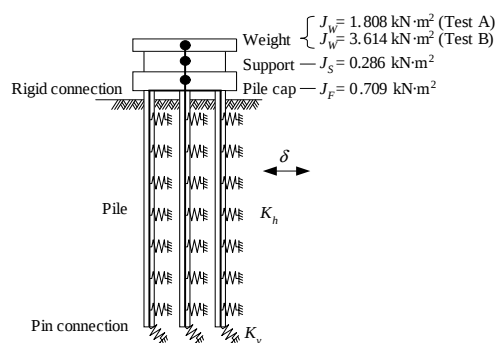


図-4 BNWF モデル

置ごとに配置した分布地盤バネを用いてモデル化する。各節点位置のバネの荷重・変位関係は、当該節点の下側のはり要素重心位置の地盤反力度 p と基礎地盤間相対変位 y 関係から評価され、はり要素の投影面積を地盤反力度 p に乗じることで求められる。 p - y 関係を求めるときに必要な地盤パラメータの値については、地盤の密度は 1.6 g/cm^3 とし、地盤強度や変形係数は $D_r = 65\%$ のときの室内試験結果から与えた。各杭・各深度の p - y 関係の設定は後述する。杭軸方向の地盤抵抗および加振中に観察された基礎の浮き上がり挙動に対する抵抗特性は杭先端に非線形弾性バネを設置してモデル化する。杭先端バネの設定は後述する。

地震動の入力は、自由地盤の振動変位履歴を水平方向の地盤バネに入力することで行われる。本論文では、Winkler バネによる相互作用のモデル化の精度を確認することを目的に、実験で得られた変位履歴を入力する。加速度計が設置されていない深度で、加速度計同士の内側では 2 つの深度による線形補間から得られた地盤変位を、加速度計よりも外側の深度では最も近い深度に配置されていた加速度計記録から得られた地盤変位を入力した。また、杭先端には GL -2.65 m の地盤水平変位を入力した。なお、ここでいう加速度計の深度は地盤作成直後の値である。

前述のように何回かの加振中に地盤は沈下するとともに、地盤は徐々に密になり、 p - y を設定するために必要な地盤パラメータの値や加速度計の深度も時々刻々変化していたものと考えられる。その効果が数値シミュレーション結果に与える影響の検討は今後の課題である。

また、数値計算を安定して進めることを主目的に、1 次の固有周期に対して 2% となる初期剛性比例型の減衰を与えた。積分時間間隔は計算結果が十分安定なものとなるように $\Delta t = 0.001 \text{ sec}$ とした。

(2) p - y 関係

p - y 関係の履歴則は、白戸ら^{6),7)}が提案するモデルを用いる。これは、繰返し圧縮・伸張載荷を受ける地盤の抵抗強度が載荷パターンに応じて変化するという現象

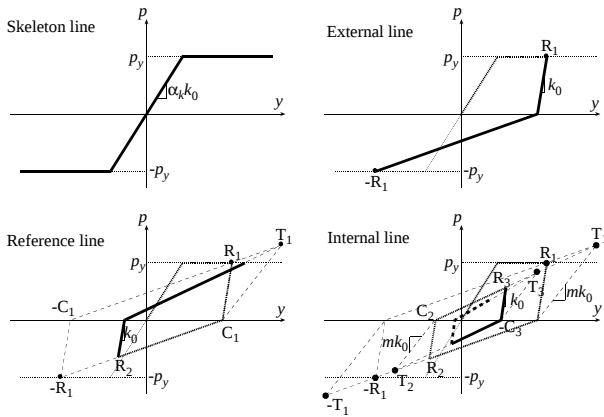


図-5 Winkler ばねの復元力モデル模式図

が考慮された履歴則である。たとえば、地震動のようなランダムな載荷の両極と考えられる正負交番および一方向繰返し載荷を与えた過去の砂地盤中の単杭の水平載荷実験では一方向繰返し載荷を受ける場合の方が杭の抵抗は小さくなるという現象が観察されるが、そのような結果を再現できる^{6),7),8)}。また、粘性土中単杭の地震時挙動についても、同じ p - y 履歴則を用いたシミュレーションが過去に行われた遠心力振動台実験に対して行われ、その解析対象の範囲内では良好な結果が得られている⁹⁾。図-5に履歴則の概要を示す。

a) 骨格曲線

骨格曲線の選択は任意であるが、ここでは文献^{6),7)}と同様に Bi-linear モデルを用いる。骨格曲線の初期剛性 k_H 、いわゆる地盤反力係数は除荷剛性 k_0 を α_k 倍する ($k_H = \alpha_k k_0$)。除荷剛性 k_0 は地盤材料の除荷剛性に近いオーダーであると考えられるのに対して、骨格曲線は実際の非線形挙動を Bi-linear カーブにフィッティングするために導入される。 α_k の値については実験結果のシミュレーションを通じて検討する。

除荷剛性 k_0 は、文献^{6),7)}を参考に次式で与えた。

$$k_0 = \frac{E_0}{B_0} \times \left(\frac{B}{B_0} \right)^n \quad (2)$$

ここに、 E_0 は微小ひずみ域における土の変形係数、 B は杭径、 B_0 は基準載荷幅であり、 B/B_0 は無次元量である。 n は地盤反力係数の載荷幅依存性を考慮するための係数である。 B_0 や n の値は、Yoshida and Yoshinaka¹⁰⁾に従い、 $B_0 = 0.3 \text{ m}$, $n = -3/4$ とした。

極限地盤反力 p_y は、杭からの載荷を受け、地盤が水平面内で運動する際の地盤の塑性流動メカニズム (図-6) を仮定して、岸田・中井¹¹⁾の解析解を用いて与えた。ここに、図-6において K_0 は静止土圧係数、 γ_t は土の単位体積重量である。

b) 外部曲線

基本となる履歴則は最大点指向型である。骨格曲線 (Skeleton line) からの除荷は、弾性除荷点 R_1 から荷重

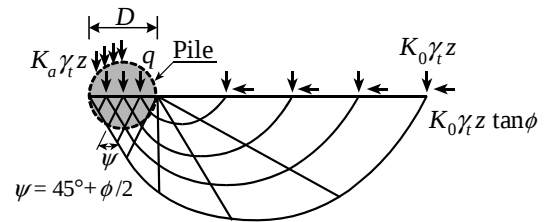


図-6 杭の平行移動に伴う塑性流動メカニズム

0 に達するまでは除荷剛性を有する直線で (以後、弾性除荷と呼ぶ)、続く単調載荷に対しては点 R_1 の原点に対して点対称な点 ($-R_1$) へ向かう直線である。これらをまとめて外部曲線 (External line) と呼ぶ。ここに、荷重増分の絶対値が減少することを除荷、増加することを載荷と呼ぶ。

c) 参照曲線

外部曲線からの弾性除荷・およびその後骨格曲線に達するまでの単調載荷経路を参照曲線 (Reference line) と呼ぶ。参照曲線は弾性除荷後に点 T_1 へ向かう。ここで、点 T_1 は次の二つの直線の交点である。一つは、点 R_1 から弾性除荷し、荷重が 0 に達するときの点 C_1 を通る、除荷剛性 k_0 の m 倍の勾配を有する直線である。もう一つは、直線 $(-C_1)-R_1$ である。点 $(-C_1)$ は、骨格曲線からの除荷点 R_1 の点対称な点 ($-R_1$) から弾性除荷が生じた場合に荷重 0 に達する点である。このように m を考慮し、再載荷時に除荷点と異なる点を目指すため、外部曲線 $R_1-C_1(-R_1)$ 上からの荷重反転後の経路および地盤抵抗は荷重反転が生じた点に応じて異なる。例えば、点 $(-R_1)$ で荷重が反転するときには元の除荷点 R_1 へと戻るが、点 C_1 で荷重が反転するときには除荷点 R_1 と同じ変位レベルに達しても元の除荷点 R_1 よりも小さな地盤抵抗しか発揮されない。

d) 内部曲線

参照曲線から除荷が生じた後の内部曲線 (Internal line) は、経路の向きに応じて点 T_2 または T_3 へ向かう。ここで、 T_2 は次の二つの直線の交点である。一つは、外部曲線 $R_1-C_1(-R_1)$ の延長である。もう一つは、参照曲線上の点 R_2 からの除荷後、荷重が 0 となる点 C_2 を通り、勾配 (mk_0) を有する直線である。一方、点 T_3 は点 T_1 や T_2 と同様に、内部曲線からの除荷点 R_3 に対して定義される。状態点が除荷点 R_1, R_2, R_3 に対応する弾性除荷直線を超えたとき、点 T_1, T_2, T_3 はそれぞれ更新される。

e) 載荷パターン依存性パラメータ m について

$m=1.0$ の時、点 T_1 は除荷点 R_1 と、点 T_2 は点 R_2 と、点 T_3 は点 R_3 と一致するので、履歴則は最大点指向型になり、一方向繰返し載荷を受ける場合であっても地盤抵抗は低下しない。これまでの数値解析結果^{6),7),9)}では m について以下の傾向が見られた。

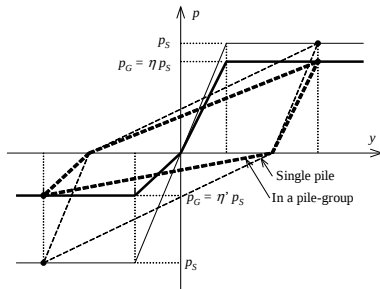


図-7 p - y 履歴における群杭効果のモデル化

- m には骨格曲線の α_k と同じオーダーの値を与えることで、一方向の繰返し載荷を厳しく受ける杭の挙動を数値評価できる．この場合、このモデルは載荷パターンに応じてあたかも骨格曲線が y 軸に平行に移動するというモデルに等しい．
- 杭のようにフレキシブルな基礎が比較的正負交番載荷状態に近い応答をしている場合には、数値解析結果は m の値の違いに対してほとんど変化しない． m の値については今後も数値解析事例を増やして検討を行う必要がある．

(3) 群杭効果

前節で示した履歴則は単杭に関する p - y 関係であり、群杭効果が考慮されていない．そこで、単杭に関する p - y 関係を補正し、群杭に関する p - y 関係を求める．補正のため、Brown et al.¹²⁾ の p -multiplier 法を履歴ループへ適用できるように以下のように拡張する．

$$\begin{aligned} p_G(y)_{z=z} &= \eta \times p_S(y)_{z=z}, & \text{if } p > 0 \\ p_G(y)_{z=z} &= \eta' \times p_S(y)_{z=z}, & \text{if } p < 0 \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 $p_S(y)_{z=z}$ は深さ z における単杭の p - y 関係、 $p_G(y)_{z=z}$ はそれに対応する深さ z に群杭の p - y 関係である． η, η' は p に関する補正係数 (p -multiplier) で、群杭中の杭位置、杭中心間隔などから決定され则认为される値である．図-7に概念図を示す．動的解析は正負両方向への載荷が生じ得る．たとえば群杭中の端部の杭を想定すると、杭と地盤の相対変位に応じて前列杭にも後列杭にもなり得る．そこで、 p の正負に応じて2つの補正係数値 η, η' を用いることにした．

η の値は幸左¹³⁾の方法を用いて求めた．水平面内における単杭に対する地盤抵抗領域 A_0 を図-8のように仮定し、群杭中の杭の抵抗領域 A を抵抗領域の重なり合いを考慮して求める．そして、 $\eta = A/A_0$ として求めた． η' についても同様に求めた．図-9に結果を示す．このとき、端部の杭と中央の杭とでは面積が異なるため、 η の値は同じ杭列であっても対象とする杭位置によって異なる．しかし、本論文では有限要素モデル構築の簡単のため、各杭列ごと平均化し、同一杭列の杭では同一の η, η' を用いた．

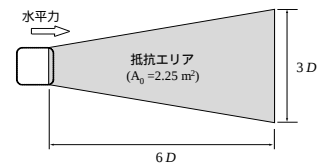


図-8 単杭に対する抵抗エリア

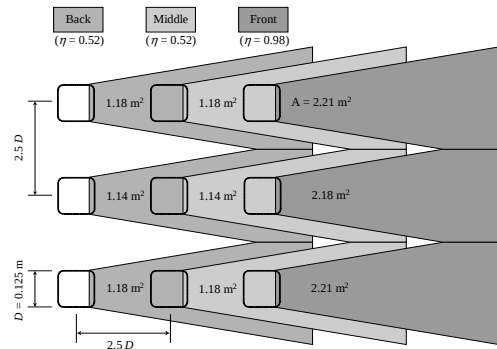


図-9 群杭効果に関する補正係数

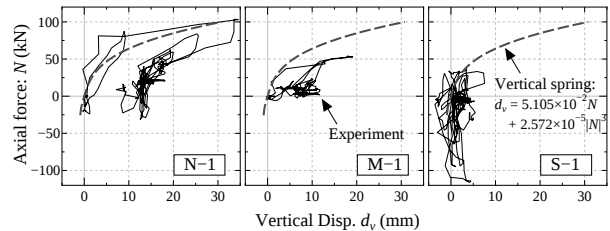


図-10 杭の鉛直抵抗特性

(4) 杭先端の非線形弾性鉛直バネ

杭 N-1, M-1, S-1 の杭先端部の鉛直変位と杭頭部に作用した軸力の関係を図-10に示す．ここで、杭先端の鉛直変位は実験のビデオ記録画像から画像解析によって求めた杭頭変位から杭本体の変形を引いたものである．杭本体の変形は杭頭部に作用した軸力を用いて算出したが、各杭とも杭長 3 m に対し 1 mm 未満であった．また杭頭部に作用した軸力は杭頭部付近のひずみゲージデータから求めた．これらの結果に基づき、鉛直バネは試行錯誤により、鉛直変位が大きい pile N-1 に着目して、鉛直変位が最大の時の鉛直バネ反力が pile N-1 ~ N-3 の平均軸力になるように、鉛直変位 d_z に関する三次関数として杭の鉛直抵抗特性を設定した．結果として、鉛直バネは軸力の最大値を包絡するような曲線となっている．結果を図-10に併せて示す．

4. SR モデル

Sway バネ、Rocking バネの骨格曲線のモデル化の一つに、杭基礎・上部構造系の荷重漸増解析を行い、得られた荷重変位曲線をそれぞれ Sway バネ、Rocking バネの骨格曲線として与える方法がある．また、履歴則には Masing 則などの一般的な履歴則が与えられることが多い．たとえば、鉄道構造物の耐震設計標準では、基礎の

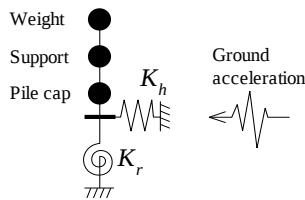


図-11 SR モデル

モデル化の一つとして位置づけられている^{5),14),15)}。貴志ら¹⁶⁾は類似の手法を用いて正弦波を入力した柱状体基礎の大型振動台実験結果のシミュレーションを行い、良い精度で実験結果を再現したことを報告している。土岐ら¹⁷⁾も、群杭基礎について、荷重漸増解析の結果を Sway パネ, Rocking パネに置き換える方法を提案している。一方、室野・小長井¹⁸⁾は群杭を Sway-Rocking パネに変換する方法を理論的側面から検討し、群杭の大型振動台実験結果により検証している。本論文は、杭基礎・上部構造系の荷重漸増解析結果に基づき Sway パネ, Rocking パネを設定した場合の解析結果を示す。

(1) Phase 1: SR モデルを用いた動的解析

SR モデルを用いた動的解析を行う。解析モデルの概要を図-11 に示す。上部構造、柱、フーチングは、BNWF モデルの時と同様、それぞれ質量と回転慣性を考慮した質点でモデル化し、剛なはりで結合している。Sway パネ, Rocking パネは、フーチング底面位置に設置され、フーチングをモデル化した質点とパネの間は剛なほりを配置する。そして、地表面の加速度記録を入力する。しかし、地表面位置には加速度を設置していなかったため、最も地表面に近い深度 (GL-0.10 m) の加速度記録で代用した。

Sway パネ, Rocking パネの履歴則は Masing 則で与える。また、骨格曲線は以下の手順で求める。まず、杭基礎・上部構造系の荷重漸増解析を行う。解析モデルは前節で設定した BNWF モデルである。荷重載荷方法はいくつかあるが^{5),16),17)}、ここでは道路橋の設計実務にて一般に行われているように、初期地盤面より上に位置する部分に等分布水平震度を漸増させることにする。解析対象の実験では、基礎と地表面の相対水平変位は 50 mm 程度まで、また回転角は 0.05 rad 程度まで生じていた。したがって、それぞれこれらの変位レベルに達するように荷重漸増解析を行う。そして、フーチング底面中心位置に作用する水平荷重とその点の水平変位の関係、および同じ位置に作用する転倒モーメント荷重とその点の回転変位の関係を得る。なお、SR モデルを用いた動的解析では、フーチング底面中心位置に Sway パネを設定し、そこに地表面動を入力する。しかし、解析対象の実験では 2.(1) で述べたように地表面とフーチング底面中心位置の高さが一致していない。そ

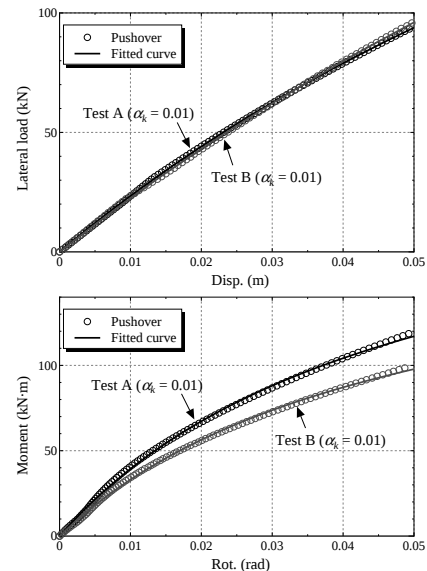


図-12 荷重漸増解析結果

こで、荷重漸増解析の結果得られる変位を初期における地表面の基礎中心位置に対する相対変位に変換する。図-12 に荷重漸増解析の結果を示す。

次に、荷重漸増解析結果を水平荷重・水平変位関係、転倒モーメント荷重・回転変位関係を数値計算プログラムに組み込みやすくするために、それぞれ双曲線関数で近似する。フィッティングすることにより決定した Sway パネ, Rocking パネの骨格曲線を図-12 に併せて示す。相関係数 r は、いずれも 0.9995 を越えている。

減衰定数は、BNWF モデルにおける減衰定数の設定と同じ理由により、数値計算を安定して進めることを主目的に各パネにその初期剛性に対して 2 % の値を与える。

(2) Phase 2: 応答変位法を用いた深度方向の杭のたわみ分布の評価

SR モデルでは基礎の照査のためには別途基礎の変形・断面力を照査する手法が必要である。そこで、応答変位法^{4),5)}を用いて杭のたわみの深度方向分布の評価を行う。評価を行う時刻 t は以下の 2 時刻である。

- 地表面の絶対地盤加速度が最大となる時刻
- 上載重量位置の絶対加速度が最大となる時刻

なお、地表面の地盤加速度の絶対値が最大となった時刻と地表面位置の振幅の絶対値が最大となった時刻の差は Test A, B とともに 0.01 sec のオーダーであり、ほぼ同時刻に発生していると考えてよい。

時刻 t における構造物に生じる慣性力と地盤変位を BNWF モデルに静的に作用させる。図-13 に示すように、慣性力と地盤変位は、同時に時刻 t での値に達するように最大値に対する比率 α で制御され、漸増載荷される。地盤変位は各杭の分布水平地盤パネを介して与

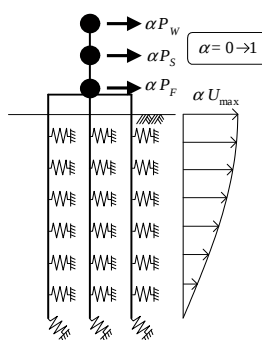


図-13 応答変位法における荷重の荷重方法

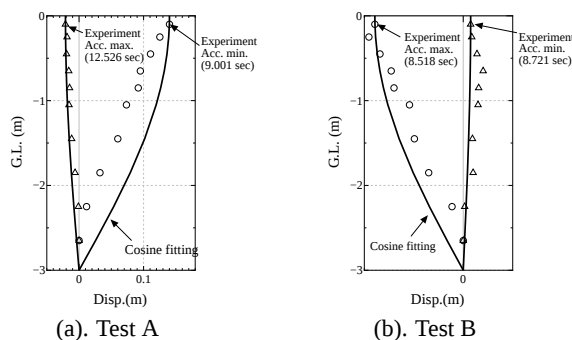


図-14 地表面の地盤加速度が最大・最小となった時刻における地盤変位の深度方向分布

えられる。

時刻 t における上部構造，柱，フーチングの慣性力は，Phase 1 の動的解析の結果得られた加速度にそれぞれの質量を乗じた値である。また，応答変位法にて入力する地盤変位分布は，下端の加速度計位置である GL -2.65 m での変位に対する相対変位分布とした。なお，各加速度計間の地盤変位は線形補間にて与えた。

図-14 に地表面の地盤加速度が最大・最小となった時刻の地盤変位分布の実験値を示す。また，実務にてよく行われているような¹⁹⁾ 地表面位置で最大振幅，基盤面（せん断土層底面）位置で振幅が 0 となる初期地盤高さ（3 m）の 4 倍を波長として有する余弦関数で分布を近似した結果も併せて示す。図-14 を見ると，実験値は余弦分布よりも直線分布に近い形状となっているようである。今後，実務に用いる変位分布も見直して行く必要があるかもしれない。

5. 解析結果

(1) BNWF モデル

a) 荷重パターン依存性に関するパラメータ m の影響

$m = 1$ の場合も含めて m の値をいくつか変動させた解析を行った。しかし，単杭の繰返し載荷試験のシミュレーション^{6),7)}とは異なり， m の値の違いが今回対象とした実験のシミュレーション結果の違いに与える結果はわずかであった。

シミュレーション結果が m の違いに敏感でなかったという結果は同じ地震動を対象にした粘性土中の杭の動的挙動を解析した結果についても同様であった⁹⁾。 m の値に敏感で無かった理由も文献⁹⁾の事例と同様であり，入力地震動の振幅特性や繰返し特性，また構造物の振動特性にあり，基礎および地盤が一方向繰返し漸増載荷に近い状態を何度も受けなかったためと考えられる。

そこで，以後， p - y 履歴則における荷重パターン依存性に関するパラメータ $m = \alpha_k$ とした場合の結果のみを示す。

b) 上部構造の応答

p - y 曲線の初期勾配を設定するための α_k の値は，式 (2) における E_0 を評価したひずみレベルや基礎・地盤間の相対変位レベルに依存すると考えられる。単杭の繰返し載荷実験を解析した際には $\alpha_k = 0.1$ とすることでよい結果が得られた^{6),7),8)}。そこで，まずパラメータ α_k を 0.1 として解析を行った。Test A についてシミュレーション結果より得られた上部構造重心位置の水平加速度を用いて計算した加速度応答スペクトル（減衰定数 $h = 5\%$ ）を図-15 に示す。 $\alpha_k = 0.1$ とした場合には実験結果よりも短周期側で大きなピークが表れており，ピークが表れた周期帯は BNWF モデルの固有周期が 0.152 sec に対応する。以上より， $\alpha_k = 0.1$ を用いて設定した p - y 曲線の初期勾配は剛めであったと考えられた。

一方，もともと単杭の繰返し載荷実験を解析した際には，数値解析結果は α_k の違いにさほど敏感ではなかった⁸⁾。すなわち， α_k を変更しても基礎の変位が大きい領域における挙動の予測に与える影響は少ないと考えられる。

以上の考察より， $\alpha_k = 0.01$ として解析を試みた。結果を図-15 に併せて示すが， $\alpha_k = 0.01$ の場合には，短周期側の大きなピークが現れず卓越周期帯が実験値と良く一致した。Test A, Test B の加振直前に計測した地盤の平均せん断弾性波速度 V_s から推測される加振直前の k_0 を比較すると，Test B においては k_0 は Test A に対し 18% 増加していた可能性がある。しかし，Test B についても $\alpha_k = 0.01$ とすることで卓越周期帯が実験値と良く一致した。そこで以後では，比較的よい一致が見られた $\alpha_k = 0.01$ の結果のみ記載する。また，以上の結果および杭の繰返し載荷試験のシミュレーションの結果から現時点での α_k の最良推定値は 0.01 程度のオーダーであると考えられる。

図-16 に Test A, B の両者における上部構造の水平加速度 - 水平変位関係を示す。BNWF モデルでは比較的良く実験結果を再現できていることがわかる。

Test A の上部構造の応答の時刻歴を図-17 に示す。それぞれ，上から順に上部構造の加速度時刻歴，上部構造の地表面に対する相対変位時刻歴，フーチングの回

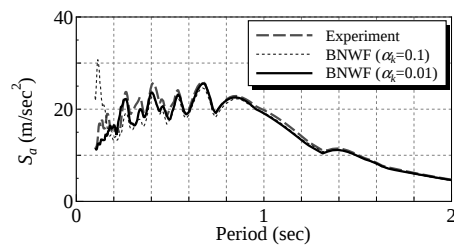


図-15 上部構造の水平加速度時刻歴から計算された加速度応答スペクトル (BNWF, Test A, $h = 5\%$)

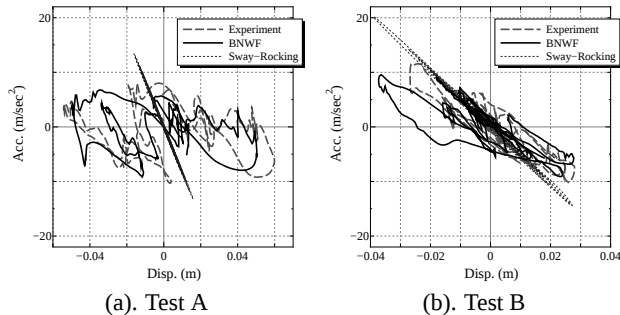


図-16 上部構造の水平加速度 - 水平変位関係

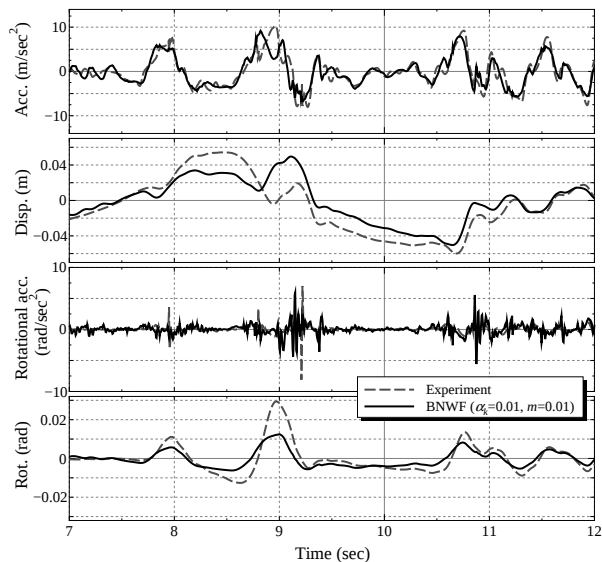


図-17 上部構造の応答時刻歴 (BNWF, Test A)

回転加速度時刻歴および回転角時刻歴で、加振波の主要動となる $t = 7 \sim 12$ sec の拡大図である。時刻歴に含まれる各波が横軸を横切る時刻やピークに達する時刻は実験と解析で概ね一致している。これは p - y の履歴特性が妥当であることを示している。

回転角は、位相についてはよく一致しているものの、最大値を比較すると、解析値は実験値の半分程度になっている。これは、図-10において、杭の鉛直抵抗特性を実験結果の最大値を包絡するように評価したため、バネがやや堅めになったためと考えられる。杭先端の鉛直バネのモデル化を改良することで一致させることができるかもしれないが、ここでは主として水平方向の相互作用に着目しているのでこれ以上の検討は行わない。

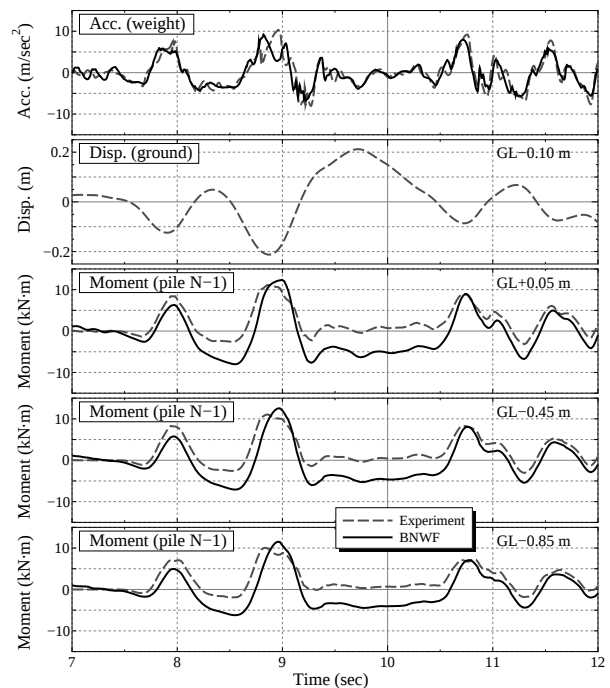


図-18 曲げモーメントの深度別時刻歴 (BNWF, Test A)

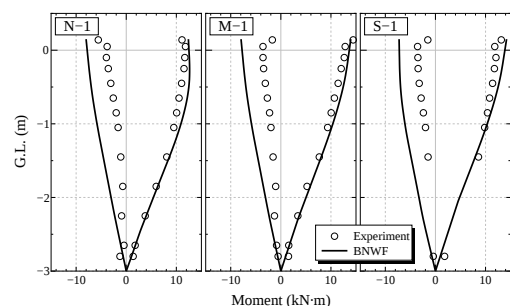


図-19 曲げモーメントの最大・最小値分布 (BNWF, Test A)

c) 杭の応答と p - y 曲線

Test A における曲げモーメントの時刻歴を、慣性力（上部構造の加速度）の時刻歴および地盤変位の時刻歴とともに図-18に示す。杭体曲げモーメントの実験値と計算値は深度にかかわらずよく一致している。特に杭頭部では慣性力の変動とモーメントの変動が一致している。しかし、 $t = 9.2$ sec から 10.5 sec 付近のモーメントの時刻歴から判断すると、深くなるほどモーメントの値の変動は慣性力の変動の影響を受けにくくなっている。また、慣性力と地盤変位が杭にほぼ同位相で作用していたことがわかる。

図-19に Test A の杭体曲げモーメントの最大・最小値分布を示す。実験結果と計算結果はよく一致している。図-20に Test B の GL-0.45 m の p - y 曲線を示す。解析値は実験値と同様に群杭効果が反映されていることがわかる。

以上のように、地盤抵抗の履歴則に関する各種パラメーターが適切に設定された BNWF モデルは、実験値を精度良く予測する。

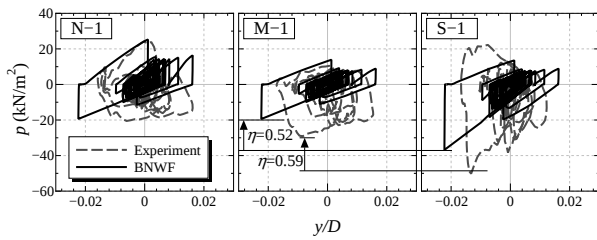


図-20 地盤反力度 - 変位関係 (BNWF, Test B, GL-0.45 m)

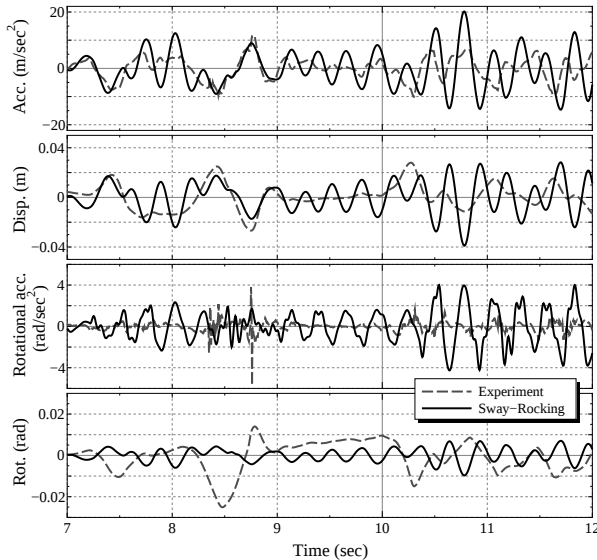


図-21 上部構造の応答時刻歴 (SR, Test B)

(2) SR モデル

a) 上部構造の応答

図-21, 22 に SR モデルを用いたシミュレーション結果を示す。また、前掲図-16 に上部構造重心位置での水平加速度・水平変位関係を併せて示した。Sway-Rocking パネを求めるための荷重漸増解析に用いる p - y の設定においては、 $\alpha_k = 0.01$ とした。実験において大きな振動が発生している時刻 7 ~ 10 sec 付近に着目すれば、水平加速度・変位の最大値およびその時刻は実験値に比較的近い。しかし、解析値は短周期成分が卓越しており、また上部構造の水平加速度・水平変位関係も線形に近い。BNWF モデルによる動的解析結果で見たように、今回設定した BNWF モデルでは杭の鉛直パネがやや堅めだったと考えられ、それが Sway パネ、Rocking パネの両者に反映された結果であると考えられる。また、入力した地盤変位が厳密には地表面変位でないことも関係している可能性もある。

b) 杭に生じる変形

図-23 は、シミュレーション結果において地表面加速度最大時と上部構造加速度最大時に着目したときの杭に生じる曲げモーメントの深度方向分布である。両者とも、実験値と計算値が比較的近い結果となっている。杭に生じる変形や曲げモーメントにおける実験値と計算値の違いは、応答スペクトルや変位時刻歴において

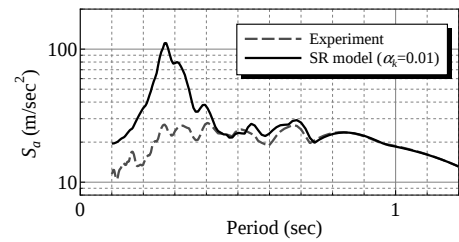
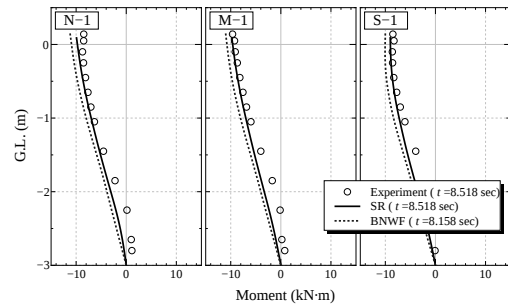
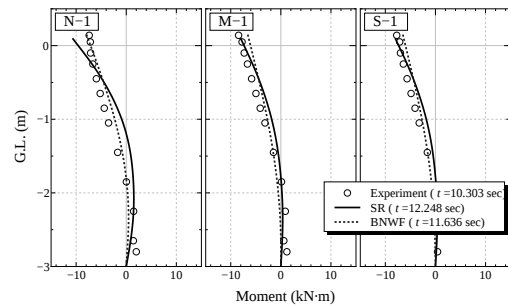


図-22 上部構造の水平加速度時刻歴から計算された加速度応答スペクトル (SR, Test B)



(a). 地表面加速度が最大であった時刻



(b). 上部構造加速度が最大であった時刻

図-23 杭に生じる曲げモーメント分布 (Test B)

見られたほどの違いではなかった。

このように今回の解析においては、発生時刻等を見捨てることに最大値のみに着目すれば、SR モデルを用いた場合でも BNWF モデルの解析結果や実験値に近い結果を与えた。したがって、さらにモデル化に関して研究を進めることで、実務において十分な精度で杭の変形を予測できる手法となり得る可能性を確認した。しかし、既往の数値解析・実験結果では^{20),21)}、杭頭付近にて杭自体の塑性化が大きい場合には、基礎のシステムとしての履歴特性において地盤抵抗の履歴特性だけでなく部材の曲げに対する履歴特性の影響も顕著になる傾向がある。また、本論文の p - y 履歴則で考慮しているような地盤抵抗履歴の载荷パターン依存性は一般的な履歴則、たとえば Masing 則などでは考慮できない。そのため、現状における SR モデルの適用範囲は、地盤・基礎系の非線形挙動がさほど大きくない範囲であり、かつ構造物の振動性状も複雑ではない場合であると考えられる。

6. 結論

本研究では、まず、橋梁の耐震設計を動的解析を用いて行う場合のモデルの選択について考察した。次に、実務的な観点から BNWF モデル、および SR モデルを選び、群杭基礎の大型振動台実験結果の数値解析を行った。本研究で得られた結論は以下の通りである。

1. 今回解析した群杭の大型振動台実験結果については、BNWF モデルでは良好な結果を示した。
2. SR モデルを用いた動的解析と応答変位法を組み合わせることで、杭に生じ得る変形・断面力の最大値を予測できるという可能性を示した。

今回検証されていない事項、たとえば、地震動の位相特性や繰返し回数が異なる場合、杭に作用する鉛直力が支持力に達することにより基礎に非線形挙動が生じる場合、地盤に液状化、それに伴う流動化が生じる場合におけるモデルの検証は、別途行われていく必要がある。また今後、Sway パネ、Rocking パネの設定法や自由地盤の変位の推定精度に関する研究についてもさらに進めたい。

参考文献

- 1) 福井次郎, 木村嘉富, 大越盛幸, 阪野彰: 砂地盤中の単杭の復元力特性に関する水平載荷試験, 土木研究所資料, 第 3552 号, 土木研究所, 1998.
- 2) Shirato, M., Koseki, J., Fukui, J., and Kimura, Y.: Effects of stress-dilatancy behavior of soil on load transfer hysteresis in soil-pile interaction, *Soils and Foundations* (投稿中)
- 3) 大塚雅裕, 秋田直樹, 福井次郎, 喜多尚之: 杭の地震時鉛直支持力特性に関する模型実験, 地震時保有水平体力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, Vol. 5, pp. 117-122, 2002.
- 4) Murono, Y. and Nishimura, A.: Evaluation of seismic force of pile foundation induced by inertial and kinematic interaction, *12th WCEE*, New Zealand, 2000.
- 5) 鉄道総合技術研究所 編: 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 丸善, 1999.
- 6) Shirato, M., Fukui, J., and Koseki, J.: Experimental and numerical study on a hysteretic mechanism of p - y curve with loading pattern dependency, 11th of Int. Conf. of IACMAG, IACMAG, Turin, Italy, June, 2005.
- 7) Shirato, M., Koseki, J., and Fukui, J.: Pile Response to Horizontal Cyclic Loads, *Proc. of the 20th US-Japan Bridge Engineering Workshop*, (ed. Sanders, D. H.), Washington D.C., 2004.10.
- 8) 福井次郎, 白戸真大, 野々村佳哲: 9.4 橋の動的解析に用いるための基礎のモデル化に関する試験調査, 土木研究所年報, 2005.
- 9) 白戸真大, 吉田望, 福井次郎, 野々村佳哲: 軟弱粘性土上の高架構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測への Winkler 型非線形相互作用パネの適用, 構造工学論文集, Vol. 51A, pp. 739-750, 2005.
- 10) Yoshida, I. and Yoshinaka, R.: A method to estimate modulus of horizontal subgrade reaction for a pile, *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 3, pp. 1-17, 1979.
- 11) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, Vol. 281, 1979.
- 12) Brown, D. A., Morrison, C., and Reese L. C.: Lateral load behavior of pile group in sand, *J. of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, pp. 1261-1271, 1988.
- 13) 幸左賢二, 鈴木直人, 木村亮, 木村嘉富, 森田悠紀雄: 終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験, 土木学会論文集, No. 596/III-43, pp. 249-260, 1998.
- 14) 近藤政弘, 室野剛隆, 西村昭彦, 佐野弘幸: L2 地震時設計に用いる杭基礎-地盤系の復元力特性に関する検討, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 3115-3120, 1998.
- 15) 西山誠治, 斉藤正人, 羽矢洋, 棚村史郎, 西村昭彦: ケーソン基礎・地盤系の地震時復元力特性に関する研究, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 3103-3108, 1998.
- 16) 貴志友基, 福井次郎, 大越盛幸, 白戸真大, 寿上隆司: 柱状体基礎の振動台実験, 土木技術資料, Vol. 41, No. 10, pp. 28-33, 1999.
- 17) 土岐憲三, 清野純史, 小野祐輔, 古川愛子: 杭基礎-地盤系における非弾性挙動を考慮した相互作用パネのモデル化について, 土木学会論文集, No. 710/I-60, pp. 235-245, 2002.
- 18) 室野剛隆, 小長井一男: 土の非線形性を考慮した群杭基礎の動的相互作用の新たな表現法, 土木学会地震工学論文集, Vol. 27, CD-ROM, 2003.
- 19) 日本道路協会: 共同溝設計指針, 1986.
- 20) 白戸真大, 木村嘉富, 福井次郎: 鉄筋のはらみ出しを考慮した場所打ち杭のモデルと地盤振動が杭基礎に与える影響評価への適用, 土木学会論文集, No. 689/I-57, pp. 153-172, 2001.
- 21) 白戸真大, 木村嘉富, 福井次郎: 繰返し載荷を受ける単杭の解析手法の検討, 日本道路会議一般論文集, 日本道路協会, Vol. 22(B), pp. 868-869, 1997.

(2005. 3. 14 受付)

MODELING OF GROUPED-PILE FOUNDATIONS

Masahiro SHIRATO, Yoshinori NONOMURA, and Jiro FUKUI

Two types of numerical simulation are conducted for large scale shaking table experiments of a grouped-pile subjected to a large seismic motion and embedded in dry sand. One adopts a modeling where piles are modeled as beams and horizontal soil-pile interactions are modeled using nonlinear Winkler springs. The other adopts a modeling where soil-pile systems are modeled using nonlinear Sway-Rocking springs. In the latter, pile deformation was further estimated using a seismic deformation method. Since the piles did not yield in the experiments, numerical models were examined from the viewpoint of horizontal load transfer between soil and pile. Simulation results especially using nonlinear Winkler springs were excellent.