2011 年東北地方太平洋沖地震による浦安市運動公園での 杭基礎被害とその要因分析

INVESTIGATION OF PILES DAMAGE AT THE SPORTS PARK IN URAYASU CITY DUE TO THE 2011 TOHOKU PACIFIC EARTHQUAKE

時松孝次*, 坪井友宏**, 鈴木比呂子***, 阿部秋男****

*Kohji TOKIMATSU, Tomohiro TSUBOI, Hiroko SUZUKI
and Akio ABE*

Performance of three pile foundations then under construction thus without superstructures during the 2011 Tohoku Pacific earthquake was examined on the basis of field investigation including inclinometer and camera survey as well as of numerical analysis. It is shown that: (1) a single and a 2x2 group pile foundations were vitally damaged at a depth of about 10 m, the bottom of the liquefied layer, and displaced horizontally by about 10~60cm, whereas the other large group pile foundation did not suffer any damage; (2) the largest bending curvature in the two damaged pile foundations occurred at a depth of about 10 m, suggesting that the pile damage was probably caused by cyclic ground displacement of the liquefied sand; and (3) the difference in pile moment capacity as well as pile head connection might have differentiated the performance of the three pile foundations during the earthquake.

Keywords : *The 2011 Tohoku Pacific Earthquake, Pile, Liquefaction*

2011 年東北地方太平洋沖地震, 杭, 液状化

1. はじめに

2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震では、東京湾沿岸および利根川流域において甚大な液状化被害が発生した¹⁾。市の大半が埋め立て地である千葉県浦安市における液状化被害は甚大であり、杭基礎被害もいくつか確認された。浦安市運動公園陸上競技場では、建設途中のスタンド棟 (Stand Building) に顕著な基礎変位が認められなかったが、写真判定棟 (Camera Tower)、照明塔 (Illumination Tower) の基礎には明らかな残留水平変位が見られた。被災した 2 棟は、いずれも上屋が無い状態で残留水平変位が生じたことから、液状化による地盤変位の影響を強く受けたものと考えられた。さらに、同一サイトに、被害程度の異なる杭基礎が存在することから、これら杭基礎の詳細被害調査と被害原因の究明は、杭基礎の耐震設計法の確立に向けて貴重な資料と考えられる。

本報告では、スタンド棟、写真判定棟、照明塔の杭基礎挙動に関する調査 (地盤調査、杭頭掘削調査、杭頭変位量測定、インテグリティ (IT) 試験、孔内傾斜角測定) と微動観測の結果を示すとともに、その結果に基づいて、被害要因について考察する。

2. 敷地地盤および杭基礎の概要

図 1 に、浦安市運動公園陸上競技場 (UDK) (★)、および、直近で本震記録が観測された K-NET 浦安 (■) の位置を示す。図中の濃淡は地震前後 (地震前は 2006 年 12 月、地震後は 2011 年 4 月) における航空写真測量により求めた標高差から推定した地盤の沈下量を示している²⁾。この値は概ね東北地方太平洋沖地震の本震、余震により生じた地盤の沈下と考えられる。

図 2 に運動公園陸上競技場の敷地図と平面図を示す。調査対象は図中のスタンド棟、写真判定棟、および照明塔 8 基である。地震時に、これらの施設はいずれも建設途中にあり、杭の上部には、スタンド棟では、フーチング、基礎梁、一階の床スラブと一部の柱が、写真判定棟、照明塔ではフーチングのみが施工されていた。

図 3 に被災前に得られた敷地内 3 点 (図 2 に記載の B1 点、B2 点、B3 点) の地盤柱状図を示す。なお、B2 点は B1 と B3 の中間地点であったために深度 35m 以浅での N 値は測定されていない。また地下水位は深さ 1.4m である。いずれにおいても、地表から深さ 10m 程度まで N 値の比較的小さい埋立砂層があり、その下にシルト層、深度 40m 程度から締まった砂礫層が堆積している。設計では、深

* 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
教授・工博

** 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 大学院生

*** 千葉工業大学工学部建築都市環境学科
准教授・博士 (工学)

**** ㈱東京ソイルリサーチつくば総合試験所
所長・博士 (工学)

Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Institute of Technology

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Chiba Institute of Technology, Dr. Eng.

TOKYO SOIL RESEARCH CO., LTD., Dr. Eng.

度約 45m に現れる N 値 50 以上の層を杭の支持層としている。

図 3 は写真判定棟、スタンド棟、照明塔の杭の深度方向における種別も示している。杭はいずれも既製の継杭であり、スタンド棟は、杭長 49m、杭径 600mm の杭 44 本で支持され、上杭が SC 杭 5m、中杭が PHC 杭 B 種 14m、下杭が PHC 杭 A 種 30m(15m の杭 2 本)、写真判定棟は杭長 46m、杭径 600mm の 4 本で支持され、上杭が PHC 杭 C 種 7m、下杭が PHC 杭 A 種 39m(13m の杭 3 本)、照明塔は杭長 48m、杭径 600mm の一本で支持され、上杭が SC 杭 9m、中杭が PHC 杭 C 種 9m、下杭が PHC 杭 A 種 30m(15m の杭 2 本)となっていた。

スタンド棟のフーチングは横幅 1500mm、奥行き 1500mm、高さ 2000mm で基礎梁は幅 400mm、高さ 1500mm、写真判定棟のフーチングは横幅 1500mm、奥行き 1500mm、高さ 1300mm で基礎梁は幅 450mm、高さ 1200mm、照明塔のフーチングは横幅 1500mm、奥行き 1500mm、高さ 2000mm である。

図 4 に軸力ゼロのときの杭の M- Φ 関係図を示す。図中に示す印

図 1 浦安の配置図と地盤沈下量

図 2 運動公園陸上競技場の配置図、平面図と杭頭移動量

図 3 運動公園の柱状図と杭種

図4 杭種ごとのM- Φ 曲線

は、PHC 杭では鉄筋の降伏 (My)、コンクリートの圧縮破壊 (Mu) を示し、SC 杭では鋼管の降伏 (My)、コンクリートの圧縮破壊 (Mu) に対応している。

図3に示すN値、細粒分含有率Fcから建築基礎構造設計指針³⁾に基づき、マグニチュード9.0、加速度はK-NET 浦安の本震記録の最大値である 1.57m/s^2 として、液状化判定を行ったところ、B1、B3においてどちらも埋立砂層においてFL値が1を下回る部分が見られた。ただしB3地点のFcの値にはB1での値を使用している。また、補正N値と地震時のせん断応力比から得られた推定地盤沈下量(Dcy)はB1で12.3cm、B3で16.5cmとなった。この結果は図1のように、航空写真測量により推定された敷地内の地盤沈下量の平均である20cmと調和的である。

3. 杭基礎の被害調査

3.1 杭頭変位量の測量と掘削調査

写真1に地震後の照明塔フーチングの状況を示す。目視調査により、複数の照明塔と写真判定棟ではフーチングが傾斜し、杭頭が移動した可能性が考えられた。そこで基礎に傾斜が見られないスタンド棟を基準とし、設計図書における位置を原点として、地震後の実測の差分により照明塔と写真判定棟の杭頭変位量を求め、その結果を図2に矢印で示す。照明塔は最大で52cm、写真判定棟は30cm程度水平移動していることが分かる。照明塔の杭頭変位の絶対値は、スタンド棟に近いほど大きくなる傾向があり、またスタンド棟近辺の変位方向はスタンド棟側に発生する傾向が見られる。

No.54,56,60についてはIT試験を行っており、スタンド棟No.60の杭では損傷は確認できなかったが、照明塔No.54,56の杭では部分的な損傷が確認された。

3.2 孔内カメラおよび傾斜計調査の概要

孔内カメラ調査・傾斜計調査が浦安市により照明塔杭No.49に対して行われている。同様の調査を写真判定棟No.48と照明塔No.54の杭に対して行った。ただし写真判定棟のNo.48については傾斜測定のみで孔内カメラ調査は行っていない。いずれも調査に先立ち、杭頭上部のフーチング及び杭頭部の中詰めコンクリートをコアリングにより切除し杭本体への調査孔を設け、さらに、ウォータージェットを用いて、杭体内部の中詰めモルタルをはつり、これをバキュームで吸い上げて杭内壁の洗浄を行った。杭孔内カメラ調査は、孔内360°の展開写真が深さ方向に連続して撮影可能な高感

写真1 照明塔の状況

度カメラを用いた。孔内傾斜計調査は、装置全体が杭の中空部に内接でき、直交2方向の傾斜角の深度分布が測定可能な装置を新たに作成して用いた。測定された1方向の傾斜角を θ とし、2次の微小項を無視すれば、次式が成立する⁴⁾。

$$\theta = \frac{dy}{dz} \quad (1)$$

$$\frac{1}{\rho} = -\frac{d\theta}{dz} \quad (2)$$

ここに、yは杭の水平変位、zは深度、 ρ は杭の曲率半径である。したがって、(1)式から傾斜角を積分すれば水平変位の深度分布が、(2)式から傾斜角を微分すれば曲率($\Phi=1/\rho$)の深度分布が推定できる。調査可能深度は杭孔内残土のため照明塔では20m、写真判定棟では15mであった。

3.3 孔内カメラおよび孔内傾斜計測定の調査結果

図5-図7に、孔内カメラ調査により得られたクラック、コンクリートの剥落が確認された位置、並びに孔内傾斜計調査から求めた、写真判定棟および照明塔2塔の杭の傾斜角(θ)、変位、曲率(Φ)、それぞれの深度分布の関係を示す。X、Y軸は図2に示した敷地における局所座標に対応しており、測定位置の原点は基礎天端としている。

図8に、図5-図7の水平変位の深度分布より求められる杭の水平方向の変位ベクトルを示す。杭頭変位は、80mm-528mmで、その変位方向は、杭毎に異なっている。図8には、図2で求めたスタンド棟を基準として測定した杭頭の変位ベクトルを破線で示している。

孔内傾斜計測定から得られた変位について、図5-図7から杭傾斜・杭変位は概ね深度10m以浅で生じており、この深度は孔内カメラ調査により得られた杭孔内におけるクラック、コンクリートの剥落が確認された位置と一致している。また、図8から傾斜計より求めた杭頭変位ベクトルは、スタンド棟を基準とした杭頭の変位量の測量結果とよい対応をしている。異なる調査結果の変位ベクトルが概ね一致することは図2、図8で求められた結果の妥当性を示唆している。なお、詳細調査を行った2棟の照明塔の間にある写真判定棟の杭変位は、照明塔の杭変位の1/2程度以下となっている。これは、2×2杭で支持された写真判定棟の杭の傾斜角が杭頭に向かって小さくなっていることから、フーチングによる杭頭の回転拘束の影響によるものと考えられる。

孔内傾斜計測定からえられた曲率について、図5-図7からいず

図5 照明塔 No.54 傾斜角、変位量、曲率の深度分布と破損状況

図6 写真判定棟 No.48 の傾斜角、変位量、曲率の深度分布と被害後の写真

図7 照明塔 No.49 の傾斜角、変位量、曲率の深度分布と破損状況

図8 杭変位量の深度分布

図9 K-NET と UDK における分散曲線と H/V

れも 10m 深度において曲率の値は最も大きくなっている。この位置は孔内カメラ調査で確認された杭の破損位置と一致しており、0.5m 間隔の離散的な計測値を 2 階微分しているために曲率の値の変動が大きくなっているものの、ある程度の精度で曲率最大となる深度を推定できたと考えられる。また、この深度は、照明塔 2 塔については、いずれも SC 杭と PHC 杭の継手直下となっている。

4. 応答変位法による杭応力の評価

被害要因を解析的に検討するために K-NET 浦安で観測された本震加速度記録をもとに、運動公園での地震動を推定し、これによって得られた地盤応答値を用いて、応答変位法により杭応力を評価し、被害状況と比較検討する。

4.1 微動観測に基づく各サイトの地盤特性

地盤の S 波速度構造を推定⁵⁾するために、微動の円形アレイ観測を K-NET 浦安（市立東小学校グラウンド）と運動公園陸上競技場（UDK）において行った。用いた最大アレイ半径は、それぞれ 35m、40m である。

図 9 に得られた分散曲線と H/V スペクトルを点線にて示す。図 9 の実線は逆解析結果より求めた理論値である。図から両者はよい対応をしていることがわかる。

図 10 に推定された S 波速度構造を地盤調査結果と比較して示す。推定された Vs が 400m/s 以下の軟弱層は、K-NET 浦安では 30~40m、UDK では 40~50m であり、これらは既往の地盤構造⁶⁾とよい対応をしている。

4.2 有効応力解析による本震時の地震動の推定

本震の加速度記録が得られた K-NET 浦安は非埋立地に位置し、液状化被害が確認されていないことから、その地表加速度記録を用いて、減衰定数の周波数依存性を考慮した等価線形解析⁷⁾により K-NET 浦安における Vs=400m/s 程度の工学基盤での露頭波を求めた。これを運動公園の Vs=400m/s である層の露頭基盤波として

図10 推定した S 波速度構造

UDK での本震の地表地震動を有効応力解析⁸⁾により推定する。

有効応力解析において土のせん断応力 - ひずみ関係は Ramberg-Osgood モデル、せん断に伴う過剰間隙水圧の変化を規定する関係式は Seed らの提案式⁹⁾を不規則波形に対して改良した社本らのモデル⁸⁾を用いた。この際、それぞれの層で初期せん断剛性 G_0 は、 $G_0 = \rho V_s^2$ (ρ は密度) の関係から求めた。土のせん断剛性および減衰定数のひずみ依存性および拘束圧依存性については、参考文献¹⁰⁾を参考に決定し、地盤モデルの各層の物性値はボーリングデータと逆解析により推定した S 波速度構造を使用した。

各層の非線形特性を考慮するため深度 7m にある砂層の液状化強度は図 11 のように与え、仮定した土のせん断応力 - ひずみ関係から求めた深度 7m の砂層と深度 25m のシルト層の G/G_0 - γ 、 h - γ 関係を図 12 のように設定した⁸⁾。この関係は敷地直近で採取された同深度の砂層とシルト層の土試料に対して行った振動 3 軸圧縮試験結果によく対応していることを確認している。

表 1 に K-NET、UDK、共通基盤の観測及び推定した最大地表面加速度と最大地表面変位を示す。また図 13 に、加速度、変位ともに強軸である X 軸における K-NET 浦安の観測加速度、変位の時刻歴と有効応力解析で推定した運動公園陸上競技場での加速度、相対変位の時刻歴を示す。UDK の地表加速度、速度の最大値は 0.97m/s²、0.21m/s であった。本サイト近傍において本震の記録は観測されていないが、液状化被害が発生した浦安市の他のサイトにおいて、同様の露頭基盤波、地盤定数による解析結果は観測結果と概ね一致している⁶⁾。

図 14 に基盤に対する地盤の相対水平変位の深度分布を示す。図から相対変位は液状化層下端から増加し始め、逆三角形分布となり、そして表層の非液状化層から地表までは変位が一定となるような分布となることがわかる。

ここで、推定された地盤の最大応答変位 0.12m に対して杭の実測残留変位が 0.08~0.53m となった理由は、1 次元応答解析では地盤の

図 11 運動公園の土質の液化化強度曲線

図 12 設定した $G-\gamma$ 、 $h-\gamma$ 曲線

多次元などに起因して発生した地盤の残留変位を捉えることができないためと考えられる。また、場所により杭の残留変位が大きく異なっていることから、敷地内での地盤の不均一性や不整形性などによって残留変位とその方向に差異が生じたと考えられる。

4.3 応答変位法の概要

応答変位法は弾性支承梁と仮定した杭に杭頭水平力とともにバネを介して地盤変位を与える解法で基本式³⁾⁽¹¹⁾⁽¹²⁾は次式となる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + k_h B_p (y - y_g) = 0 \quad (3)$$

ここで EI は杭の曲げ剛性、 x は深度、 y は杭の水平変位、 k_h は地盤反力係数、 B_p は杭径、 y_g は地盤変位を表す。なお、地盤反力係数およびその非線形性を次式で定義する³⁾⁽¹³⁾⁽¹⁴⁾。

$$k_h = k_{hl} \frac{2\alpha}{1 + y_r/y_l} \quad (4)$$

$$k_{hl} = 56 N B_{pt}^{-0.75} \quad (5)$$

ここで y_r は杭と地盤の相対変位 ($= y - y_g$)、 k_{hl} は基準地盤反力係数 (MN/m^3)、 α は液化化後の基準地盤反力係数の低減率、 y_l は $k_h = \alpha k_{hl}$ となる基準相対変位、 N は N 値、 B_{pt} は 1cm で無次元化した杭径を表す。このモデルでは初期地盤反力係数が $2\alpha k_{hl}$ 、変位 y_l の時の地盤反力係数が αk_{hl} 、極限地盤反力が $2\alpha k_{hl} B_p y_l$ となる。

基礎根入れ部に作用する全土圧 P_E は主働側 P_{Ea} と受働側土圧 P_{Ep} の差で表され、次式で与えられる¹⁵⁾。

表 1 観測及び推定した地盤と基盤の PGA、PGD

Site	Axis	Ground Motion		Bedrock Ground Motion	
		PGA(m/s ²)	PGD(m)	PGA(m/s ²)	PGD(m)
K-NET	X	1.57	0.111	0.85	0.097
	Y	1.45	0.081	0.78	0.072
UDK	X	0.97	0.121	0.85	0.097
	Y	0.86	0.094	0.78	0.072

図 13 観測及び推定した地盤の加速度、変位

$$P_E = P_{Ep} - P_{Ea} = \frac{1}{2} \gamma H^2 B (K_{Ep} - K_{Ea}) \quad (6)$$

ここで γ は砂の単位体積重量、 H は基礎根入れ深さ、 B は基礎幅、 K_{Ea} は主働土圧係数、 K_{Ep} は受働土圧係数である。この時の全土圧の作用する向きは、地盤変位が基礎変位より小さい時は構造物慣性力に対して抵抗側になり、地盤変位が基礎変位より大きい時は構造物慣性力に対して加力側となる。張らによる土圧理論¹⁶⁾⁽¹⁷⁾では、地盤と基礎の相対変位 Δ 、主働状態、受働状態の基準相対変位 Δ_a 、 Δ_p を用いて側方ひずみ拘束係数 R を定義することで、地盤と基礎の相対変位に応じて変化する土圧係数が次式で与えられる。

$$K_{Ea} = \frac{2 \cos^2(\phi - i)}{\cos^2(\phi - i)(i + R) + \cos i \cos(\delta_{mod} + i) I_{E1}} \quad (-1 \leq R \leq 1) \quad (7)$$

$$K_{Ep} = 1 + \frac{1}{2} (R - 1) \left[\frac{\cos^2(\phi - i)}{\cos i \cos(\delta_{mod} + i) I_{E2}} - 1 \right] \quad (1 \leq R \leq 3) \quad (8)$$

$$I_{E1} = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_{mob}) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\delta_{mob} + i)}} \right]^2 \quad (9)$$

$$I_{E2} = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_{mob}) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\delta_{mob} + i)}} \right]^2 \quad (10)$$

$$\tan i = k \quad (11)$$

$$k = \frac{a_{max}}{g} \quad (12)$$

$$R = \begin{cases} \max \left[-1, -\left(\frac{|A_r|}{A_v} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \\ \min \left[3, 3 \left(\frac{|A_r|}{A_v} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \end{cases} \quad \begin{matrix} (-1 \leq R \leq 1) \\ (1 \leq R \leq 3) \end{matrix} \quad (13)$$

$$\delta_{mob} = \begin{cases} \frac{1}{2}(1-R)\delta_a \\ \frac{1}{2}(R-1)\delta_p \end{cases} \quad \begin{matrix} (-1 \leq R \leq 1) \\ (1 \leq R \leq 3) \end{matrix} \quad (15)$$

$$\Delta_a = a \times H \quad (17)$$

$$\Delta_p = b \times H \quad (18)$$

ここで ϕ は砂の内部摩擦角、 a_{max} は地表最大加速度、 g は重力加速度、 i は地震合成角、 k は水平震度、 δ_{mob} は基礎壁面の摩擦角、 δ_a 、 δ_p は主働状態、受働状態における基礎壁面の摩擦角である。

本研究では参考文献をもとに $\phi=35^\circ$ 、 $\delta_a=\delta_p=25^\circ$ 、 $a=0.5\%$ 、 $b=5\%$ ¹⁶⁾と仮定し、それぞれの施設のフーチング高さを考慮し、根入れ深さをスタンド棟と照明塔では $H=1.8\text{m}$ 、写真判定棟では $H=1.1\text{m}$ としている。

4.4 応答変位法による杭応力の算定

図 15(a) に本研究における解析モデルを示す。杭頭は写真判定棟、スタンド棟では基礎梁に剛接合、照明塔では杭頭回転拘束を自由とし、

杭先端はいずれもピン接合としている。杭は 50cm ごとの要素で、各接点において水平バネを介し地盤変位が与えられる。ただし、鉛直バネは考慮せず、上部構造物がなかったことから、杭の軸力変動は考慮しない。

図 15(b)-(d) にそれぞれの施設において応力解析により杭応力が大きかった軸方向である写真判定棟の X 軸 (図中 (b))、スタンド棟の Y 軸 (図中 (c))、照明塔の X 軸 (図中 (d)) の解析モデルを示す。

(b)-(d) モデルに有効応力解析⁸⁾から得られた X、Y 方向の地表相対変位が最大となる時の相対変位の深度分布を地盤バネ (6)-(16) 式を介して杭とフーチングを含む根入れ部に与え、さらにフーチングの慣性力を同時に同方向に与えている。

ただし、有効応力解析により過剰間隙水圧比が 1 に達していたことを考慮し、液状化層の地盤反力係数 k_h と極限地盤反力 P_{max} を $\alpha=0.1$ として低減させた³⁾。また、粘性土についても砂質土同様の (5) 式を用い、(12) 式では応答変位法でモデル化した X、Y 軸のそれぞれにおいて推定された最大加速度を用い、地盤と杭の非線形化を考慮している。

これにより得られた土圧、土圧係数はスタンド棟で $P_E=658\text{kN}$ 、 $K_{Ea}=0.36$ 、 $K_{Ep}=3.08$ 、写真判定棟で $P_E=37\text{kN}$ 、 $K_{Ea}=0.36$ 、 $K_{Ep}=1.29$ 、照明塔で $P_E=12\text{kN}$ 、 $K_{Ea}=0.43$ 、 $K_{Ep}=0.62$ である。

図 16 に応答変位法により推定された危険側の曲げモーメントの深度分布を示す。図 16 中において PHC 杭の降伏点は引張り側コンクリートひび割れ時、破壊点は圧縮側コンクリートの圧壊時、SC

図 14 相対水平変位の深度分布

図 15 応答変位法における杭のモデル化

図 16 推定した危険側の軸方向の杭応力深度分布

杭の降伏点は鋼管降伏時、破壊点は圧縮側コンクリート圧壊時としている¹⁸⁾。基礎梁がある写真判定棟、スタンド棟の曲げモーメントが大きくなる箇所はいずれにおいても、杭頭と深さ 10m の位置の 2 カ所であり、杭頭回転自由と考えられる照明塔の曲げモーメントは深さ 10m で最大となる。また、写真判定棟と照明塔の曲げモーメントは深度 10m 程度において PHC 杭の破壊モーメント M_u まで達し、杭の損傷を示唆している。この結果は孔内傾斜計・カメラ調査結果の被災状況と良く対応している。一方、スタンド棟の杭応力は全長において降伏モーメント M_y 以下となり無被害を示唆する調査結果と矛盾がない。なお、いずれの基礎においても弱軸における杭応力の解析結果は危険側のそれと比べ小さいことを確認している。

以上より、多くの杭で被害が出た要因として、地中部（液状化層下端付近）の曲げモーメントが最大となる深度よりも浅い位置で、曲げ耐力を落とした杭に継杭されていたことがあげられる。また、建物ごとに杭被害に差が生じた要因として、(1) 杭頭の回転拘束条件が固定とみなせる写真判定棟とスタンド棟との比較から、被害を受けた写真判定棟の方が継杭として曲げ耐力のより低い PHC-A 種の杭を使っていたこと、(2) 同等の曲げ耐力を持つ中杭を使用したスタンド棟と照明塔との比較から、被害を受けた照明塔の杭は杭頭回転拘束が自由のため、杭頭回転拘束条件に比べて、液状化層下端付近の曲げモーメントがより大きくなる傾向があったことがあげられる。

5. 結論

東北地方太平洋沖地震で被害を受けた杭の孔内傾斜計、カメラ調査を含む現地調査を行い、これらの結果をもとに本震時の杭の応力分布を推定することで以下の知見を得た。

- (1) 孔内傾斜計、カメラ調査、IT 試験によりスタンド棟の杭は被害がなく、写真判定棟と照明塔 2 基の杭は深さ 10m あたりで破損していることが確認された。
- (2) 杭頭変位量の測量、孔内傾斜調査により写真判定棟、照明塔の杭頭は約 10~60cm 水平移動していた。
- (3) 応答変位法の結果から動的変位のみで照明塔と写真判定棟の杭応力が破壊モーメント M_u まで達したと推察される。
- (4) 応答変位法より求めた杭の曲げモーメントが最大になる位置は、液状化層下端の深さ 10m 付近で、観察された被害深度と一致する。
- (5) 写真判定棟、照明塔の杭の最大応力が発生した場所は液状化層下端であった。その深度において SC 杭に、より曲げ耐力の低い PHC 杭が継杭されていたため、SC 杭では許容以下だった応力が PHC 杭では破壊モーメントを超え、接合部直下で杭の破損が生じたと考えられる。
- (6) 地中部で継杭された杭の種類、杭頭の回転拘束条件の差異によって杭被害の有無の差が生じた可能性がある。

謝辞

本研究に際しては、浦安市の協力のもと調査を行い、基礎被害に関するデータ及び、地盤調査結果を含む各種のデータを提供して頂いた。ここに改めて謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，2011. 7.
- 2) 日本建築学会，構造委員会，基礎構造運営委員会：基礎構造の地震被害と耐震設計基調講演「東日本大震災における地盤被災と基礎の被害」：2012 年度日本建築学会大会（東海）構造部門（基礎構造）液状化対策委員会資料，2012. 9.
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001. 10.
- 4) 時松孝次，大岡弘，社本康広，浅香美治：兵庫県南部地震の側方流動による杭の破壊・変形モード，日本建築学会構造系論文集，第 495 号，pp. 95-100, 1997. 5.
- 5) 新井洋，時松孝次：微動 H/V スペクトルの逆解析による地盤の S 波速度構造推定，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造 II，原子力プラント，pp. 243-244, 1998. 7.
- 6) Katsumata, K. and Tokimatsu, K.: Relationship between Seismic Characteristics and Soil Liquefaction of Urayasu City Induced by The 2011 Great East Japan Earthquake, Joint Conference Proceedings 9th CUEE / 4th ACEE, pp. 601-604, 2012. 3.
- 7) 杉戸真太，合田尚義，増田民夫，悦名永賢司：周波数特性を考慮した等価線形化手法に関する一考察，第 28 回土質工学研究発表会，pp. 1129-1132, 1993. 6.
- 8) 社本康広，時松孝次，有泉浩蔵：一次元有効応力解析の実地盤に対する適用性，日本建築学会構造系論文集，第 433 号，pp. 113-119, 1992. 3.
- 9) Seed, H. B., Martin, P. P. and Lymer, J.: Pore Water Pressure Changes during Soil Liquefaction, Proc. ASCE, Vol. 1, 102, No. GT4, pp. 323-346, 1976.
- 10) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，pp. 240-245, 1996.
- 11) 西村昭彦：地盤変位を考慮した構造物の設計，基礎工，Vol. 6, No. 7, pp. 48-56, 1978.
- 12) 時松孝次，能村商榮：液状化過程における地盤変形が杭の応力に与える影響，日本建築学会構造系論文集，第 426 号，pp. 107-113, 1991. 8.
- 13) 時松孝次，鈴木比呂子，佐伯英一郎：大型振動台実験に基づく液状化過程における杭の水平地盤反力の評価 日本建築学会構造系論文集，No. 553, pp. 57-64, 2002. 3.
- 14) 時松孝次，鈴木比呂子，佐伯英一郎：大型振動台実験に基づく液状化過程での杭の水平地盤反力変位関係のモデル化，日本建築学会構造系論文集，No. 559, pp. 135-141, 2002. 9.
- 15) 時松孝次，田村修次，宮崎政信，吉澤睦博：大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧の評価，日本建築学会構造系論文集，No. 570, pp. 101-106, 2003. 8.
- 16) 張建民，社本康広，時松孝次：構造物の地下壁に加わる地震時土圧の評価法，第 5 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，pp. 231-236, 1998. 5.
- 17) Zhang, Jian-Min, Shamoto, Y. and Tokimatsu, K.: Seismic Earth Pressure Theory for Retaining Walls under any Lateral Displacement, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol. 38, No. 2, pp. 143-163, 1998. 6.
- 18) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，pp. 136-145, 1990.

（2013 年 5 月 10 日原稿受理，2013 年 8 月 14 日採用決定）