



1995年兵庫県南部地震で液状化した埋立て地盤に建つ 鋼管杭基礎構造物の被害原因と被害過程の検討

三輪 滋¹⁾、池田隆明²⁾、大岡 弘³⁾

- 1) 正会員 飛鳥建設技術研究所
e-mail : shigeru_miwa@tobishima.co.jp
2) 飛鳥建設技術研究所
e-mail : takaaki_ikeda@tobishima.co.jp
3) 元新潟工科大学、教授、工博
e-mail : oh-oka38@dream.ocn.ne.jp

要 約

1995年兵庫県南部地震で被災した鋼管杭基礎構造物に対し、多質点系の地盤構造物相互作用解析法と液状化後の流動の影響を簡易に評価する応答変位法を組み合わせた方法を提案し、被害原因と被害過程を明らかにするために、地震動の作用の時刻歴と対応して検討を行なった。地盤の有効応力解析と多質点系の地盤構造物相互作用解析により、まず液状化に至る前の主要動の最初で上部構造物の損傷が生じ、次に、液状化に至る過程の地盤震動変位によって鋼管杭基礎が損傷したことを明らかにした。さらに、液状化に伴う地盤の流動量を評価しそれを杭に応答変位法で与えることで、液状化に伴う地盤の流動によって残留変形を生じたことを明らかにした。

キーワード：液状化、側方流動、鋼管杭、多質点系モデル、動的相互作用解析、応答変位法

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、広い範囲の埋め立て地で激しい液状化が生じた。さらに、液状化に伴う地盤の流動により水平方向に大きな変位が生じ、これらが構造物の基礎に大きな被害をもたらした。時松は被害調査から、杭基礎構造物の被害をいくつかのタイプに分類し¹⁾、液状化地盤における地盤変形と杭・建物の相互作用の観点で整理している²⁾。大きく分けて地盤変位が小さく上部構造からの外力が杭頭に作用する場合、地盤変位と上部構造からの外力が働く場合、液状化に伴う地盤の流動の影響で大きな変位や土圧を受ける場合である。この中で、杭基礎が特に大きな損傷を受けるのが、液状化に伴う地盤変位や地盤流動の影響を受けた場合と考えられる。

実際に生じた杭基礎被害のうち、PC杭基礎に関しては、兵庫県南部地震で多数生じ、それらについて調査、解析されている事例が数多く見られる(例えば文献3)から11))。また、これらより先に、Moriら¹²⁾は1994年北海道南西沖地震で被災したPC杭支持の貯蔵構造物に対して、多質点型モデルを用いて被害の分析を行なっている。兵庫県南部地震においては、大岡ら³⁾は、岸壁のすぐそばに建つPC杭で支持されたRC3階建て建物

について被害調査を行ない杭の傾斜、損傷を検討している。時松ら⁴⁾はそれを受けて、応答変位法を用いて杭の損傷モードを説明し、地盤の変形が損傷の大きな要因であるとしている。藤井ら⁶⁾は、RC3階建て建物の杭の被害調査を基に、2次元有効応力解析により被害の検討を行ない、液状化による地盤の変形がPC杭の損傷に大きな影響を及ぼしたことを示している。伊勢本ら⁷⁾は、山田ら⁸⁾が実施した液状化により傾斜したRC5階建て建物の復旧のための調査結果を基に、地盤の有効応力解析と応答変位法を組み合わせ被害の検討を行なっている。堀越ら^{10), 11)}は、上部構造がなくPC杭のみが損傷した事例を調査し、解析的な検討を行なっている。このようにPC杭に関しては、多くの調査事例やその被害原因に関する検討事例が存在する。

一方、鋼管杭の場合は簡単な被害調査に関しては鋼管杭協会¹³⁾、日本建築学会近畿支部¹⁴⁾により実施、収録されているが、詳細な調査事例は数例のみである。大岡ら¹⁵⁾は、神戸ポートアイランドに位置する岸壁近傍の建物の被害調査を行なっている。加藤ら¹⁶⁾は岸壁から100m以上離れた地点に位置する鋼管杭基礎建物の杭の被害について傾斜計などで詳細に調査している。また、鋼管杭協会によってもいくつかの構造物を対象に調査が行なわれている¹⁷⁾。しかし、その被害調査結果をもとに被害過程を詳細に検討した事例は栈橋などの港湾構造物の事例¹⁸⁾を除けば、ほとんどないのが現状である。加藤ら¹⁶⁾の調査物件について、三輪ら^{19), 20)}が検討を行なっているが、時刻歴に対応した詳細な過程の分析までは示されていない。

ここでは加藤らが実施した被害調査物件¹⁶⁾に対し、地盤調査および採取した試料による室内試験を実施し²¹⁾、それをもとに、文献19)、20)で実施した検討に加えて、さらに詳細な検討を加え、鋼管杭基礎の被害の過程と原因について、地震動の作用の時刻歴と対応して定量的に明らかにした。

検討において、多質点系の地盤構造物連成系の相互作用解析法と液状化後の流動の影響を簡易に評価する応答変位法を組み合わせる方法を提案した。まず、地盤の有効応力解析と多質点系の地盤構造物連成系の相互作用解析により、上部構造物の損傷が主要動の初期に生じ、基礎構造物の損傷が液状化に至る過程の地盤変位によって生じるというように、時間的な差をもって生じていることを明らかにした。さらに、液状化に伴う地盤の流動量を評価しそれを杭に応答変位法で与えることで、杭の残留変形量を評価できることを示した。これらの結果を総合し、上部構造物が主要動の初期に損傷し、つぎに、鋼管杭基礎が液状化に至る過程の地盤中の地盤変位によって損傷し、さらに液状化に伴う地盤の流動によって残留変形を生じたという被害原因と被害過程を明らかにした。

2 構造物の被害調査の概要

2.1 被害を受けた構造物

1995年兵庫県南部地震において鋼管杭基礎が損傷し、上部構造物の1階RC柱にもせん断破壊などの被害が生じた構造物基礎の被害状況、被害原因、被害過程を検討するために、杭基礎の被害調査、地盤調査、室内試験が実施された¹⁶⁾。

図1に兵庫県南部地震の震央と検討対象の杭基礎構造物に近い地震観測点“東神戸大橋”の位置を示す。図2に調査対象構造物および調査した杭の位置、地盤調査位置を示す。付近一帯で、埋立て層のまさ土が液状化し、多くの構造物に沈下傾斜などの被害が生じた。対象構造物の北側と西側には岸壁・護岸があり、構造物までの距離は双方とも約100mである。これらの岸壁・護岸では液状化に伴う地盤の流動が発生し、岸壁・護岸が2m~4m海側に変形し、水没した箇所も見られた。構造物は昭和43年頃に建設された1階が鉄筋コンクリート造、2階が鉄骨造の2階建の杭基礎構造物である。基礎は独立フーチング基礎(杭が6本の場合には長さL:3400mm、幅B:2200mm、高さH:1050mm)であり、各フーチングは6本または4本の鋼管杭($\phi=406.4\text{mm}$ 、 $t=9.5\text{mm}$ 、 $L=27.5\text{m}$)で支持されている。

2.2 杭の被害調査

杭の被害調査は、傾斜計、ボアホールカメラなどで詳細に実施された¹⁶⁾。図3に得られた深さ方向の変形図を示す。いずれの杭も、海のある北西の方向に変形している。北側、西側ともに最も護岸に近いNo.1地点では杭頭部で1m以上の変形が見られ、海から離れた側でも40cm~60cmの変形が見られた。また、大きな変

形は深さ 6m~7m 付近と深さ 12m~15m 付近で生じている。杭頭部の接合は、杭頭金物(丸蓋十字)が全周溶接され、定着筋は 8-D13 と通常の杭頭結合方法の中では比較的剛性が高い接合となっていた。調査時には定着筋の破断、変形、フーチングコンクリートの亀裂・剥落が観察された。また、建物は、1 階の RC 柱が 3 箇所でせん断破壊していた。

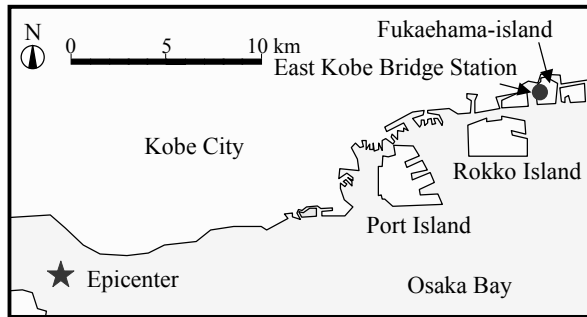


図1 検討地点のある深江浜と東神戸大橋強震観測点の位置

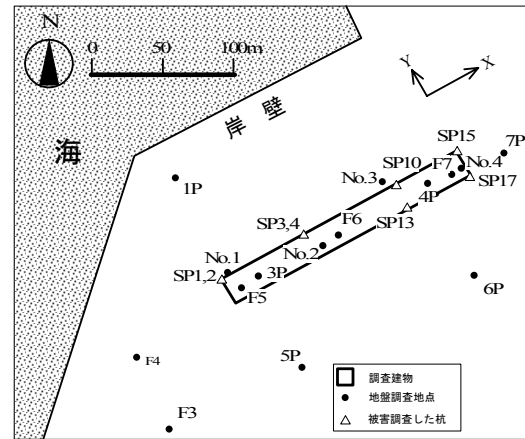


図2 調査建物と地盤調査・杭調査位置

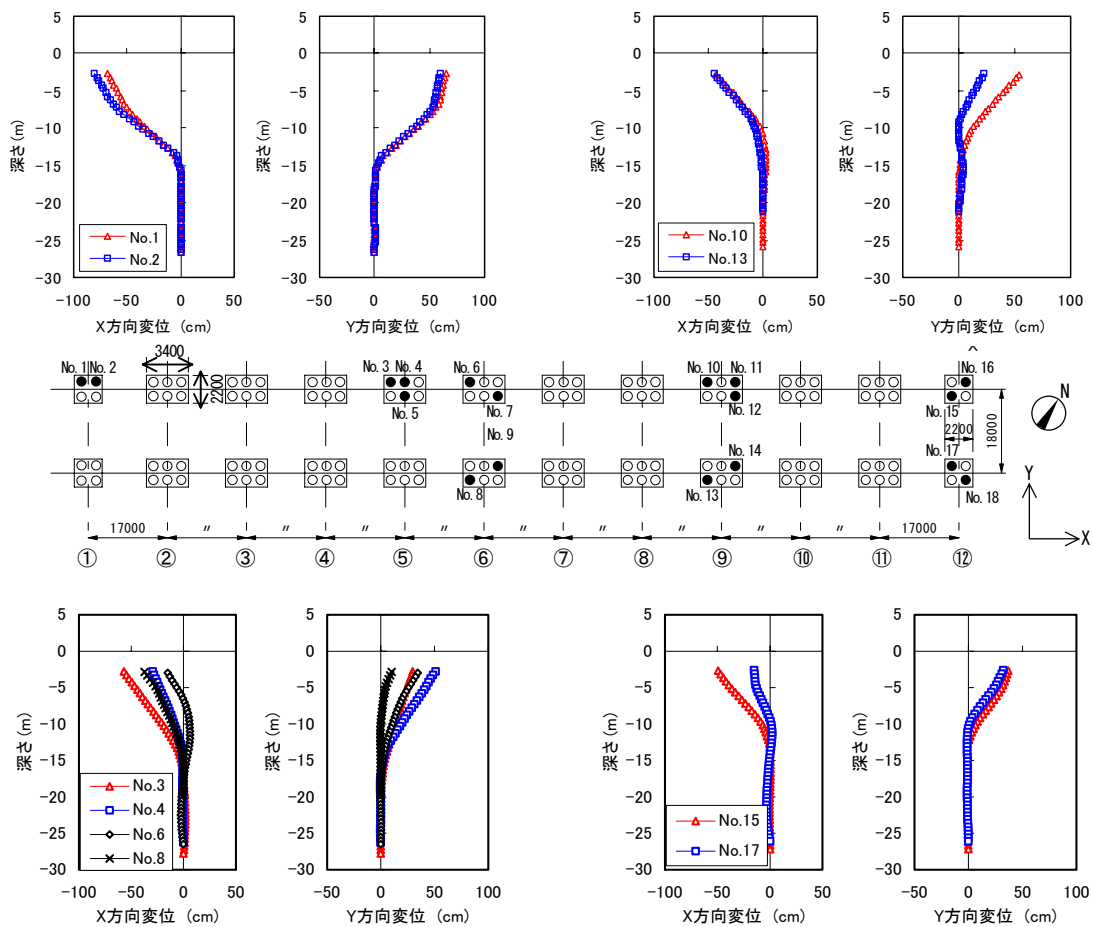


図3 杭の変形の深さ方向分布

2.3 地盤調査

地盤調査は 1968 年に建設時点での調査として、地震後の 1997 年に被害調査²¹⁾と復旧工事のための調査として 2 回に分けて、計 3 回行われており、全部で 15 地点の調査結果が得られている。図 4 には、構造物の桁行方向(ほぼ東西方向)にあたる 11 地点で得られた土質柱状図と標準貫入試験結果(N 値)を並べて示す。地表(K.P.+3.6m)から GL.-15m(約 K.P.-11m)程度までの約 15m が埋立まさ土層である。GL.-6m~GL.-7m 以下の厚さ 8m 程度のまさ土層の N 値は 0~15 程度と小さく液状化の可能性が高い層である。また、いずれの柱状図からも埋立てまさ土、沖積粘性土、洪積粘性土と砂層の互層という層序であり、GL.-19m~GL.-21m 付近に沖積粘性土層の底面が、GL.-14m~GL.-15m にまさ土層の底面がある。これらのことから、構造物周辺の地盤構造は概ね水平成層と考えられる²¹⁾。

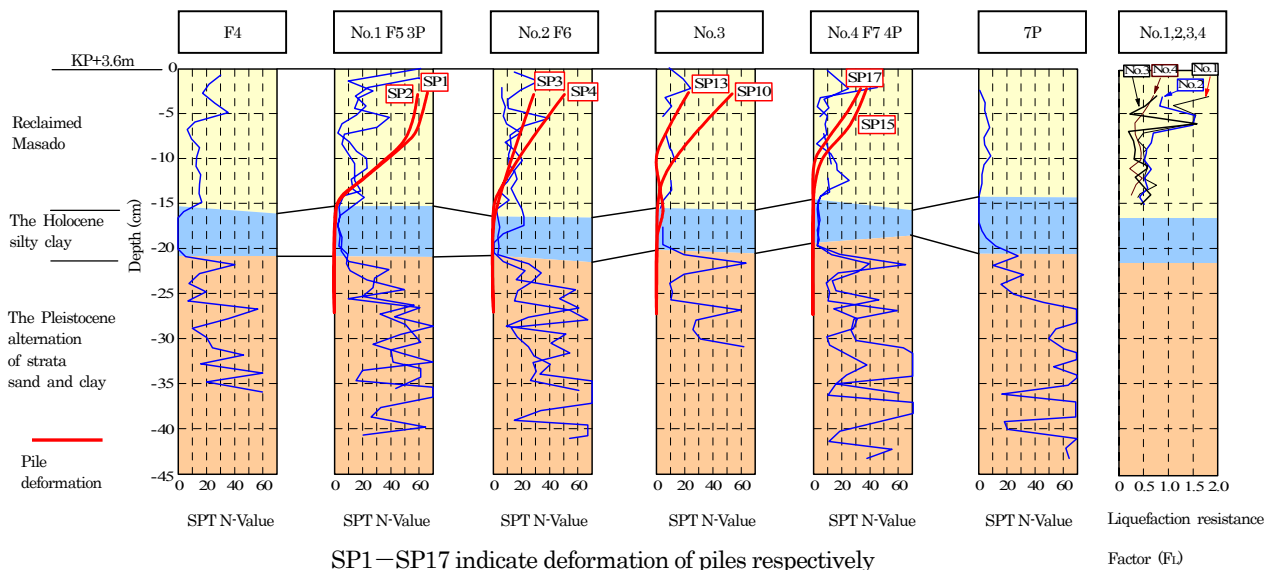


図 4 地盤柱状図（桁行き方向：ほぼ東西断面）、杭変形図および液状化抵抗 F_L

図 4 には杭の被害調査で得られた杭の変形、液状化抵抗 F_L をあわせて示す。建築基礎構造設計指針の方法で地震動強さを兵庫県南部地震における周辺地盤での地表面最大加速度を参考に 400cm/s^2 とした場合の N 値に基づいた液状化抵抗 F_L は GL.-7m~GL.-15m では 0.5 程度であり、兵庫県南部地震で液状化した可能性が高い層である。杭が大きく変形している深さは、概ね液状化したと考えられるまさ土層の下部境界付近と、GL.-7m 付近の N 値が小さくなる深度に対応している。GL.-6m 以浅は拘束圧は小さいが、相対的にせん断剛性が大きい層である。

杭の局所的な変形モードや損傷程度が大きな位置を見るには、曲率についての検討がわかりやすい。傾斜角 θ 、曲率 $1/\rho$ は高次の項を無視すれば、杭の変位との関係から

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

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

で表される。ここで y は杭の変位、 z は深さである。実際には、杭の調査から得られた一定間隔の傾斜角の差分から曲率を求めている。

図 5 に調査した杭の曲率の深度分布を示す。この図から、まさ土層の下部境界付近と、GL.-7m 付近の N 値

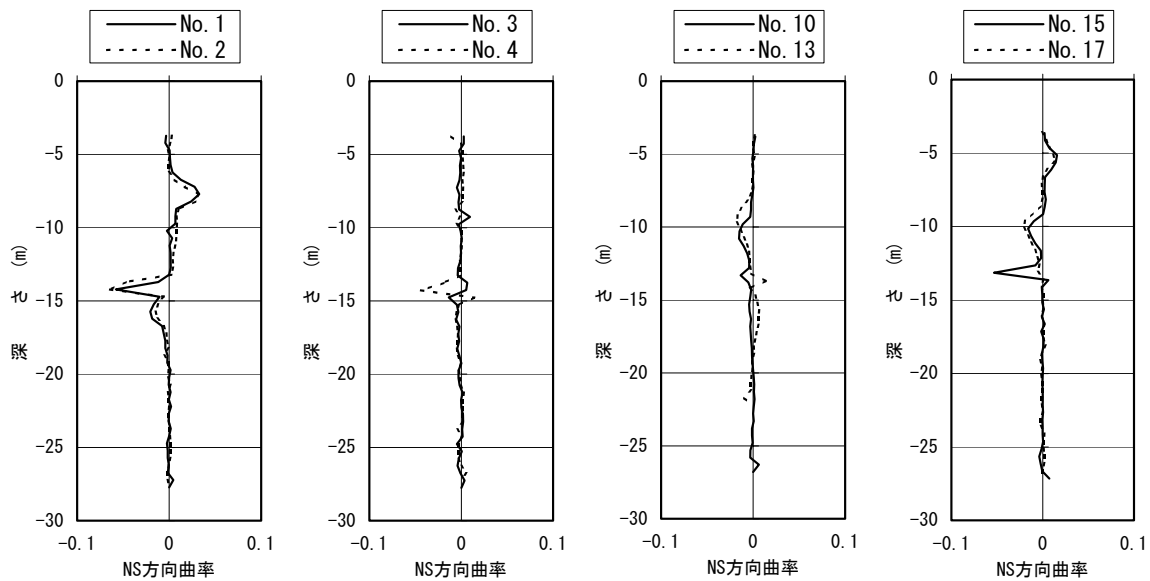


図5 調査結果に基づいた杭の曲率分布

が小さくなる深度に対応して曲率が大きいことが明瞭にわかる。

被害調査時にまさ土層のGL.-8.0m～GL.-8.9m(試料A)とGL.-10.5m～GL.-12.2m(試料B)からトリプルチューブサンプリングで採取した不攪乱試料に対して繰返し三軸試験を実施して液状化強度を求めた。図6に液状化強度(液状化強度比)を示す。繰返し回数 $N=20$ 、両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ での液状化強度比は0.20程度である。図7に周辺埋立地で採取されたまさ土の不攪乱試料による既往の試験結果^{22), 23), 24), 25), 26), 27)}を示すが、これらも繰返し回数20回での液状化強度比はほぼ0.2前後であり、調査地点の液状化強度は、これらとほぼ同程度の強度である。また、 N 値から求めた液状化強度は幾分大きめである。

以上、調査結果から、詳細な解析的な検討のためのデータを抽出した。調査結果から、調査地点の埋立てまさ土が液状化した可能性が高いこと、液状化層内での杭の変形が大きいことから、杭の損傷は液状化の影響が大きい可能性が高いことが指摘できる。

3 動的相互作用解析モデル

杭や構造物の地震時挙動、および被害原因を検討するため、多質点系モデル²⁸⁾による地盤-杭-構造物連成系の地震応答解析を実施した。解析モデルを図8に示す。このモデルは、杭-構造物系、周辺地盤系、自由地盤系からなる。杭と周辺地盤は一体となって挙動をすると仮定した。ここでいう周辺地盤とは、杭の近傍の地盤で自由地盤からの影響を杭と一緒に受ける部分と考える。周辺地盤と自由地盤はそれぞれの質点で相互作用ばねによって結ばれている。自由地盤および周辺地盤は質点とせん断ばねでモデル化している。地盤ばね、相互作用ばねに関してはひずみに依存した非線形性だけでなく、液状化に起因した間隙水圧の上昇による有効拘束圧の変化に依存した非線形性も考慮している。地盤の非線形性は式(3)、式(4)の双曲線型の非線形モデルで表し、また拘束圧の変化に対しては、式(5)、式(6)のように、ばね剛性が拘束圧の1/2乗に比例して変化し、ばね強度が拘束圧に比例して変化するものとした。

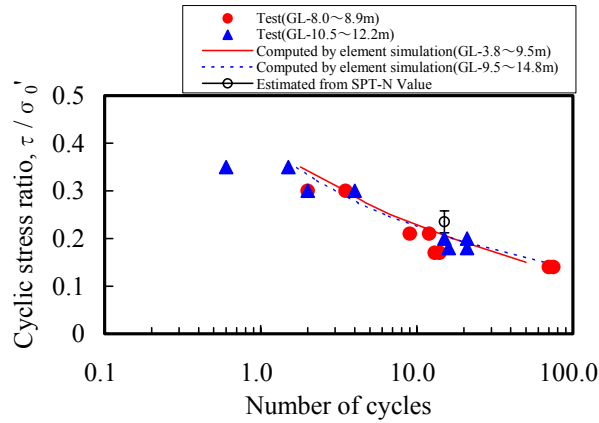


図6 液状化強度曲線

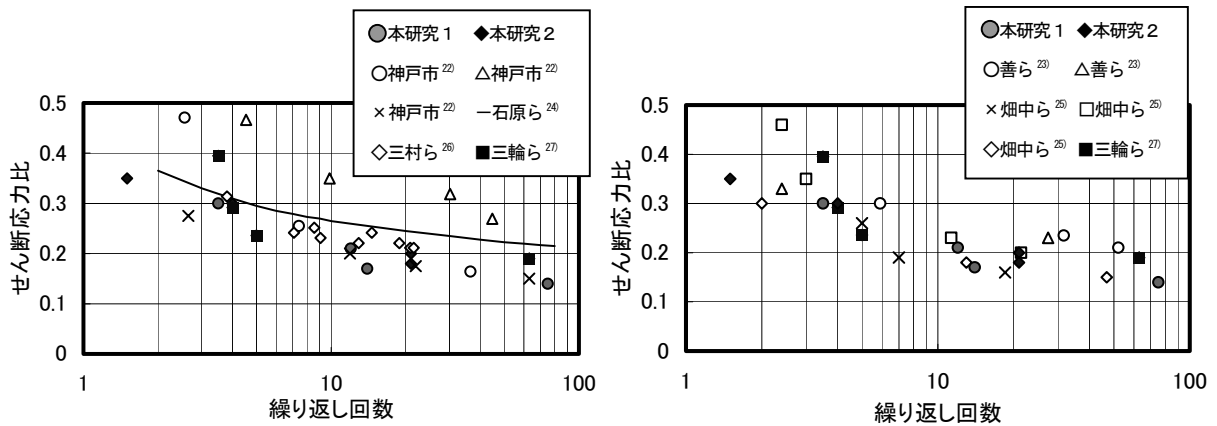


図7 周辺埋立地で得られたまさ土の液状化強度

$$P = \frac{K_{\max} \delta}{1 + \frac{K_{\max}}{F_{\max}} |\delta|} \quad (3)$$

$$\frac{P - P_0}{2} = \frac{K_{\max} \frac{\delta - \delta_0}{2}}{1 + \frac{K_{\max}}{F_{\max}} \cdot \frac{|\delta - \delta_0|}{2}} \quad (4)$$

$$K_{\max} = K_0 \left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (5)$$

$$F_{\max} = F_0 \left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (6)$$

ここに、

K_{\max} : 最大ばね剛性

P : ばねの反力

P_0 : 折り返し点でのばね反力

K_0 : 初期の最大ばね剛性

Δu : 過剰間隙水圧

F_{\max} : ばね反力の上限值

δ : 変位

δ_0 : 折り返し点での変位

F_0 : 初期のばね反力の上限值

σ'_{v0} : 初期鉛直有効拘束圧

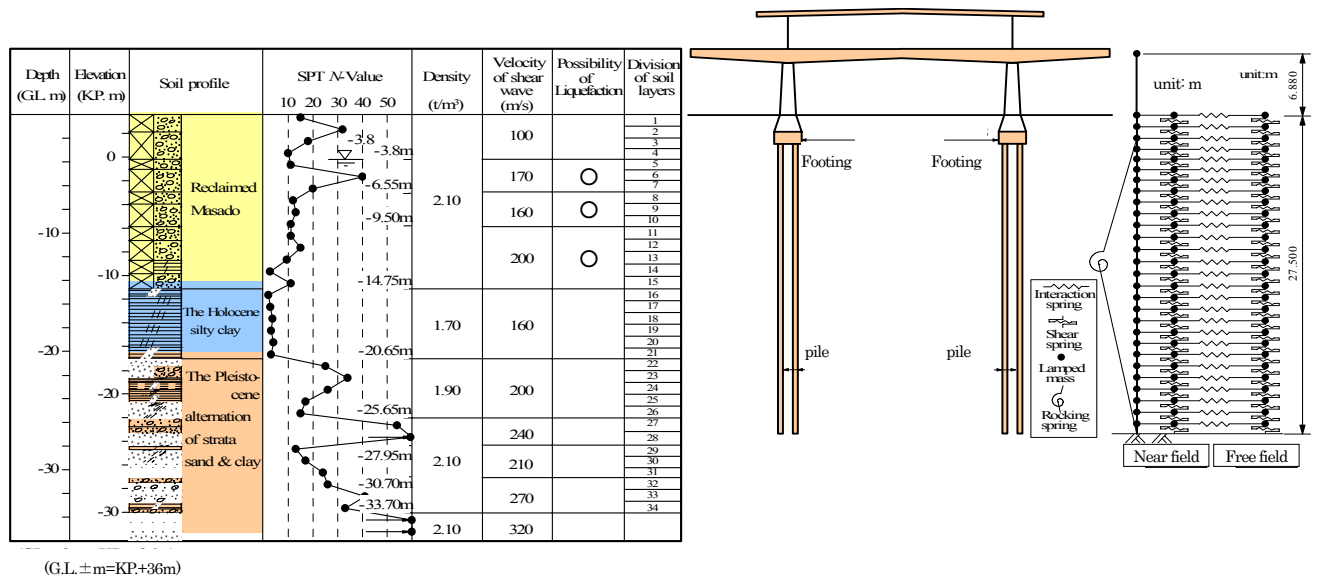


図8 地盤柱状図と地盤-杭-構造物系の相互作用解析モデル

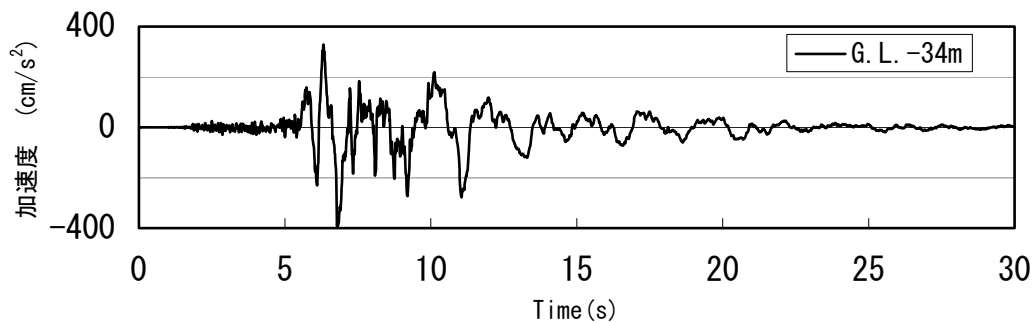


図9 入力地震動 (東神戸大橋 G.L. -34m N334E)

解析モデルは、建物の梁間方向の1架構を取り出してモデル化した。図2でいうY方向(N334E)である。杭、構造物については線形の梁要素でモデル化した。建物は、1質点系でモデル化した。2階床は剛性が小さいことから、1階のRC柱のみを集約して部材としてモデル化し、2階部分は質量のみを考慮した。相互作用ばねはMindlin-II解を深さ方向に等分布荷重が作用した場合に拡張して求めた。杭頭は固定およびピンとして検討した。これは、杭頭部の定着筋の破断などで固定度が小さくなった場合の挙動も検討するためである。

この解析ではまず自由地盤のみの応答解析を実施する。自由地盤系の応答は、多重せん断ばねモデル²⁹⁾と井合の過剰間隙水圧上昇モデル³⁰⁾を組み込んだ有効応力解析手法“FLIP”³⁰⁾で求めた。この自由地盤系で求めた過剰間隙水圧比の時刻歴を、多質点系モデルの自由地盤系のせん断ばね、相互作用ばね、周辺地盤系に入力する²⁸⁾ことで有効応力の変化に伴う地盤ばねの変化を考慮した。

地盤モデルは、土質試料のサンプリングを行なった、No.2地点のボーリング結果を基本にして設定した。GL.-3.8m~GL.-14.5mのまき土層が液状化の可能性のある層とした(以後、簡単のため液状化発生前でも液状化層と呼ぶ)。試料A(採取深度GL.-8.0m~GL.-8.9m)の結果をGL.-3.8m~GL.-9.5mに、試料B(採取深度GL.-10.5m~GL.-12.2m)の結果をGL.-9.5m~GL.-14.8mのまき土層に適用した。その液状化強度を目標に有効

表1 自由地盤の地盤物性値

土層名	層下端 深さ (m)	層厚 (m)	密度 (t)	せん断波 速度 (m/s)	圧縮波 速度 (m/s)	ポアソン 比	内部 摩擦角 (°)	最大減 衰定数 (%)	液状化パラメータ					
									変相角 (°)	s1	w1	p1	p2	c1
埋立て まさ土	-3.8	3.8	2.1	100	330	0.449	30	24						
埋立て まさ土	-6.55	2.75	2.1	170	590	0.455	30	24	28	0.005	33.1	0.5	1.27	1
埋立て まさ土	-9.5	2.95	2.1	160	590	0.460	30	24	28	0.005	33.1	0.5	1.27	1
埋立て まさ土	-14.8	5.25	2.1	200	1470	0.491	30	24	28	0.005	26	0.5	1.22	1.5
沖積 粘性土	-20.7	5.9	1.7	160	1580	0.495	30	24						
洪積互層	-26.7	6	1.9	200	1660	0.493	30	24						
洪積互層	-28	1.3	2.1	240	1810	0.491	30	24						
洪積互層	-30.7	2.75	2.1	210	1660	0.492	30	24						
洪積互層	-33.7	3	2.1	270	1830	0.489	30	24						
洪積砂 (工学的 基盤)	0	0	2.1	320	1830	0.484								

表2 構造物の諸元とモデル

	弾性係数 (kN/m ²)	断面積 (m ²)	断面2次モー メント (m ⁴)
建物RC柱	20600	2.37	0.0254
基礎	20600	3.38	0.0476
基礎	20600	14.96	0.6034
杭(12本)	206000	0.13	0.0025
杭	先端閉塞鋼管, 杭外形φ=406.4mm, 厚さt=9.5mm, 腐食しろ1mm, 杭長L=27.55m, 単位重量 93(kg/m)		
建物	建物重量652.2tを12本の杭で支持		

応力解析に用いるパラメータを設定した。このパラメータによる液状化強度を図6にあわせて示す。自由地盤の地盤物性値を表1に示す。構造物の諸元とモデルを表2に示す。

検討に用いる地震動は、東神戸大橋観測地点のS波速度が300m/sに近いGL.-34mの観測記録³⁾を入力地震動とし、当該地点の検討断面方向(N334E)に変換した。この地震動を、S波速度が300m/s以上の工学的基盤と見なせるGL.-33.7mに入射波として入力した。入力地震動を図9に示す。

4 地盤と杭の地震時挙動

4.1 地盤の応答

図10に有効応力解析から得られた地表面での加速度時刻歴と液状化層(GL.-7m)の過剰間隙水圧比時刻歴を示す。この図には、東神戸大橋のGL.-1.5mでの地震動観測記録を入力地震動と同様に方向変換(N334E)したものをあわせて示す。検討地点とは約350m離れているものの同じ埋立地にありほぼ同様な地盤構造であることから、表層地盤での地震動増幅を比較できると考えられる。解析結果は、観測記録に見られる水圧上昇過程や11秒付近でほぼ液状化すること、水圧上昇が顕著となる3波目から液状化以降にかけて波形が長周期化し振幅が減少する現象などをよく再現している。

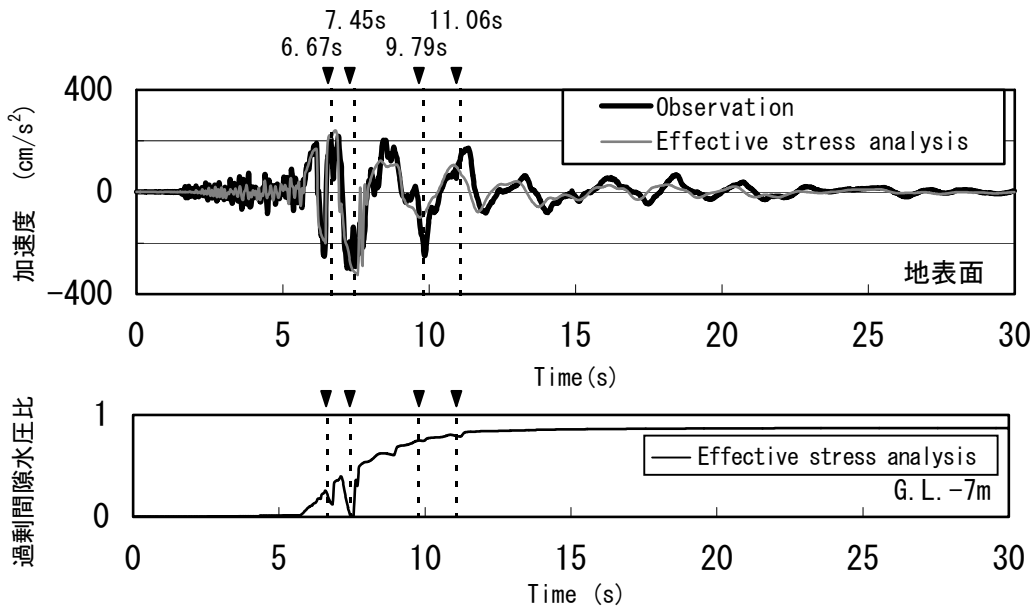


図 10 地表の加速度時刻歴の比較と解析で得られた過剰間隙水圧時刻歴

4.2 構造物の応答値分布とその特徴

図 11 に地盤の加速度、せん断ひずみ、過剰間隙水圧、相対変位、および構造物系の加速度、相対変位、杭の曲げモーメントの最大応答値分布を示す。また、被害調査で得られた杭の変形を変位図に重ねて示す。地盤においては、GL.-6m～GL.-15m のまさ土層で過剰間隙水圧が初期有効応力の 90%程度以上に上昇している。また地下水位から GL.-6m までの比較的 N 値の高い範囲を除いてはせん断ひずみが 2%以上、GL.-8m～GL.-15m にかけては 4%以上となっている。これらのことから、まさ土層は GL.-6m～GL.-15m にかけて液状化したものと考えられる。杭・構造物の変位応答は、概ね地盤の挙動と一致しており、杭頭部で 40cm を超える変位が生じる。加速度応答に関しては、構造物系が地表面近くで地盤よりも応答がやや大きく、構造物の慣性力による影響と考えられる。曲げモーメントについては杭頭部、GL.-8m、GL.-15m 付近で、全塑性モーメントを超える大きな曲げモーメントが発生する。これらは、杭の残留変形部と一致する。また杭頭部でも杭の定着筋の破断やフーチングの亀裂が生じたこととも調和的である。

次に特徴的な時刻に関して同時刻での応答値分布を図 12 に示す。建物の加速度やせん断力が最大になる時刻 (6.67 秒)、二番目に大きくなる時刻 (7.45 秒)、杭の曲げモーメントが最も大きくなる時刻 (9.79 秒)、二番目に大きくなる時刻 (11.06 秒) における応答値分布である。建物の応答が大きいのは 6.67 秒および 7.45 秒という早い時間帯である。この時間帯には、杭には杭頭部以外には、大きな曲げモーメントは発生せず、地盤の応答変位も小さい。杭には主に慣性力の影響による曲げモーメントが生じていると考えられる。建物の応答が大きい時間帯から 2.4 秒から 3.7 秒程度遅れて、9.79 秒、11.06 秒に、杭には全塑性曲げモーメントを超える大きな曲げモーメントが GL.-8m、GL.-15m 前後で同時に生じている。杭に生じる最大応答は杭頭部以外はほぼこの時間帯に生じる。全塑性モーメントを超える深さは液状化層の上端と下端であり、杭の残留変形の位置と一致する。曲げモーメントの大きな時刻では地盤変位や液状化層内の相対変位も最大となっている。一方この時間帯では、杭頭部の応答は小さく、杭には、地盤変位により大きな曲げモーメントが生じたと考えられる。図 10 の地表面加速度、液状化層の過剰間隙水圧時刻歴にそれぞれの時刻を示すが、建物や杭頭部の応答が大きい 6.67～7.45 秒は、地震動の主要動の 2 波目にあたる。この時点では、過剰間隙水圧の上

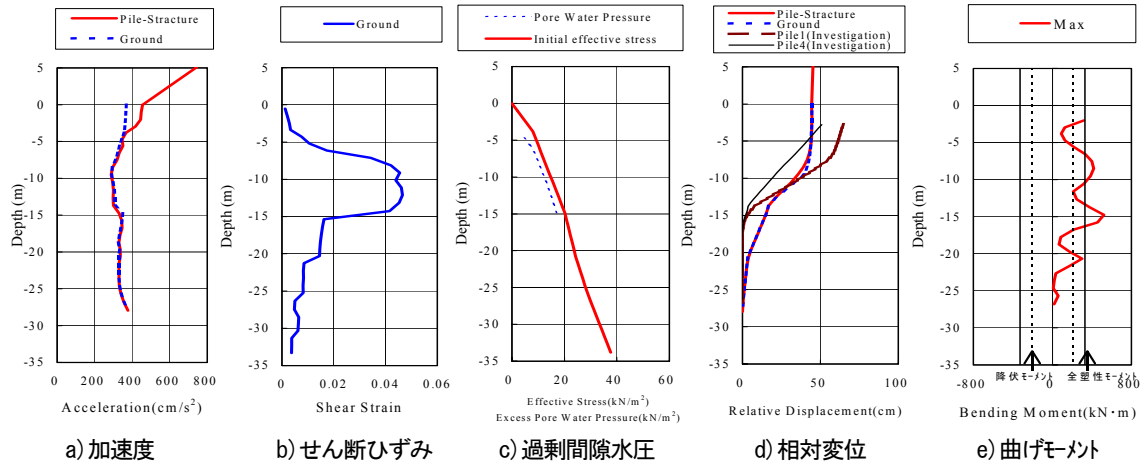


図 11 動的相互作用解析の最大応答値分布

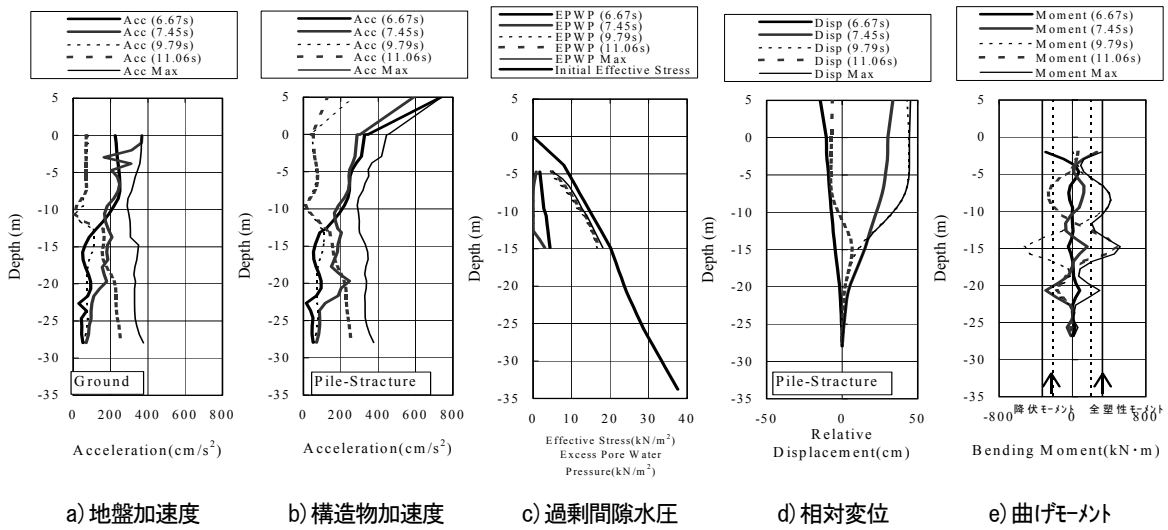


図 12 動的相互作用解析の時刻ごとの応答値分布

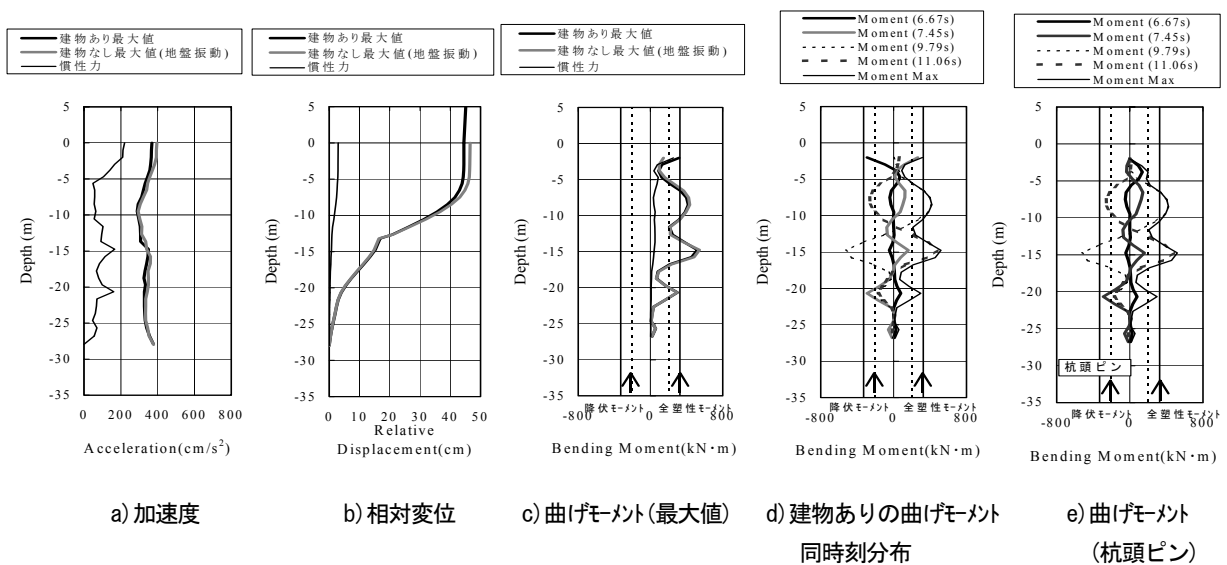


図 13 建物の有無による動的相互作用解析の応答値分布の比較

昇は水圧比で 0.5 以下と小さく、地盤変位も小さいことから、液状化の影響はほとんどなく、建物の慣性力に起因した応答が支配的と考えられる。一方、9.79 秒～11.06 秒は地表面地震動で見て主要動の 3～4 波目にあたり、この時間帯に過剰間隙水圧は 0.6 程度から大きく上昇し、ほぼ液状化に至る。慣性力の影響はほとんどなく、杭の応答は液状化に至る過程の地盤の震動変位に支配されるものと考えられる。

このように、時間的には杭頭部が主要動の 2 波目で大きな曲げモーメントが生じ、液状化層上下面は液状化の進展過程で塑性モーメントに達している。これらの位置は、杭頭部の定着筋破断やフーチングの亀裂および杭の残留変形位置と対応し、位置によって被害が生じた時刻に違いがあることを示している。

杭および建物の柱は線形モデルで検討しているものの、鋼管杭の場合には、降伏点を越え全塑性モーメントに至るまで剛性の変化があまりないと考えられるため、曲げモーメントが最大応答を示すまでの挙動に関しては本検討でほぼ推定できると考えた。また、杭の地中部の曲げモーメントが最大値を示すのが 9.79 秒からの 1 振幅であり、杭はこの時刻で損傷したと考えられること、その後は、入力地震動そのものが小さくなるため、損傷はそれほど大きくは進展しないと考えられることから、本検討で一連の挙動の評価は十分有効であると考えられる。また、建物 1 階柱に関しては脆性的なせん断破壊であること、柱の損傷後の建物の挙動は杭にはあまり影響していないため、柱部の損傷後の非線形性の影響は小さいと考えた。ただし、大きな変形挙動が問題となるこのような被災過程の検討においては、地盤だけでなく構造物や杭の非線形性の影響を十分に考慮しなければならない場合も多く、今後の課題としたい。

また、せん断剛性の低下は、式(5)で示される拘束圧に依存した非線形性による剛性低下だけでなく、動的変形特性曲線で示されるひずみレベルに依存した非線形性（ここでは式(3)、式(4)でモデル化している）による剛性低下も生じるため大きな低下となる。本検討において液状化層のひずみレベルは 3～4%程度にも達しており、ひずみに依存した剛性低下は 1/10～1/20 程度以下となっていたと考えられる。また、拘束圧依存の剛性低下は、仮に過剰間隙水圧比が 0.9 の場合で式(5)から 1/3 であり、これらからせん断剛性は初期剛性の 1/30～1/60 以下となっていたと考えられる。解析では過剰間隙水圧比が 0.9 を越えて頭打ちとなっているため、剛性低下はやや小さめの評価となっており、実際には 1/30～1/100 程度であったと考えられる。

一方、液状化した地盤のせん断剛性については、いくつかの地震やいくつかの液状化地点の観測記録に基づいて検討がなされ^{32), 33)}、兵庫県南部地震におけるまさ土埋立て地盤においては 1/50～1/100 程度となることが示されており、上記の解析結果はこれと整合する結果となっている。これらのことから、本解析での間隙水圧上昇過程での地盤と杭の挙動は妥当なものと判断される。さらに、本検討において、杭の損傷の過程は完全液状化にいたる過程で進行しており、過剰間隙水圧が有効上載圧に達する前の、いくらか地盤のせん断剛性が残った状態の中で、杭が損傷したことを示している。このことから、損傷過程を評価する上では、過剰間隙水圧の 0.9 程度までの上昇過程の再現でほぼ説明できたと判断した。なお、地盤の流動の過程までを検討する場合には、さらに水圧が上昇し、有効上載圧に達した状態の挙動を反映する必要があると考えられる。

4.3 建物慣性力、杭頭結合の影響

建物の慣性力の影響を見るために、建物を取り除き、基礎部分の質量がない系で地盤震動の影響のみに着目して応答を検討する。建物の慣性力の影響は、地盤の相互作用ばねに非線形性があるために、2 つに分離するのは難しいが、本文では、建物－杭－地盤系の応答から杭－地盤系の応答(地盤震動による応答)をさし引くことで検討した。図 13 に全体での応答、地盤震動での応答、建物慣性力の応答を杭の曲げモーメント分布について比較して示す。あわせて、図 12 で示した、時刻ごとの曲げモーメント分布も再度示す。

建物慣性力の影響による曲げモーメント最大値の分布は、建物の重量が大きくないこともあり、ほぼ杭頭付近のみである。この値は、建物や杭頭の慣性力が最大となる主要動の 2 波目の時刻(6.67 秒)のものと同様であり、慣性力の影響が大きいのは、地震動の主要動の初期の部分であり、かつ杭頭部付近に限られることがわかる。一方、液状化層以深の杭の曲げモーメントはほとんどすべて地盤震動に起因し、建物の有無の違いはない。この建物では杭の挙動は地盤震動に支配されているのがわかる。

これらの分布は、建物せん断力が最大時の曲げモーメント分布、地盤変位が最大である時刻の曲げモーメント分布にほぼ対応していることもわかる。杭頭部には地震動の主要動の最初の 2 波で大きな応答が生じ、

損傷すると考えられる。杭頭部が損傷し、杭頭の結合状態が固定状態でなくなった場合でも地盤中の杭に同程度の被害が生じるかを見るため、杭頭部の結合状態をピンとした場合についても検討した。曲げモーメントの最大値分布を図 13 にあわせて示す。杭頭がピンであっても、杭の曲げモーメントにほとんど違いはない。杭頭が主要動の最初に被災し固定度が低下し、ピン状態となっても、液状化の過程において、液状化層内では同様の被害が生じたものと考えられる。

4.4 建物および杭の被害過程

地震動中のどの時刻に被害が発生したかをさらに詳しく見るために、図 14 の左に地表面の加速度と液状化層の過剰間隙水圧時刻歴と比較する形で建物の応答加速度、1 階 RC 柱部の曲げモーメント、せん断力の時刻歴を示す。また、図 14 の右に変形の大きい GL-7m、GL-15m 付近の杭の曲げモーメントと、その上下の深さにおける地盤変位の時刻歴を示す。

建物に関しては、建物の固有振動数である 2Hz で振動し、地盤でいう主要動の 2 波目で最大加速度を示す。この時点で曲げモーメント、せん断力とも最大値を示すが、せん断力に関してはせん断強度を超えており、建物の RC 柱が複数せん断破壊したと整合する。杭頭部の曲げモーメントを示すが、同様にせん断力も最初に大きく、杭頭側方のパンチングシエアに対するせん断強度を上回ることから、フーチングの亀裂や杭頭部定着筋の破断などの杭頭部損傷は建物の損傷とほぼ同時に生じた可能性が高い。

杭頭部の加速度が大きい時点は主要動の 2 波目であり、液状化層内はまだ水圧上昇は 30%程度以下で小さい。一方、地盤の変位は、建物での応答が大きい時間帯よりも 2.5 秒以上も遅い、地表面加速度でいう 3~4 波目の 9.8 秒付近と 11 秒付近で最大となり、その時刻に全塑性モーメントを超える最大曲げモーメントが発生している。なお、この時点では液状化層の過剰間隙水圧比は 80%から 90%で、液状化に至る過程の状態と考えられる。このことから、液状化に至る過程で、大きな地震動入力により、大きな地盤震動変位が生じこれが原因で液状化層の上下面に当たる部分の杭に損傷が生じたものと考えられる。このように、過剰間隙水圧はかなり上昇し、地盤は液状化に近い状態であったものの、完全な液状化に至る前に杭に損傷が生じた可能性が指摘できる。

以上、時刻歴を追って、建物および杭の深さごとの被災時刻と被災要因を明らかにした。建物や杭頭部に関しては、主要動の初期に慣性力により RC 柱せん断破壊、杭頭部の損傷といった被害が生じ、さらに時間において、地盤中の杭の残留変形が見られた部分は、地盤が液状化にいたる過程の地盤震動変位により損傷が発生したと考える。また、この間には約 2.5 秒以上の時間差があることがわかった。

5 液状化による地盤の側方流動の影響

水平成層地盤を仮定した地盤の応答解析だけでは、地盤や杭には被害調査にみられるような大きな残留変位は発生せず、実際に発生した杭の残留変位をすべて説明することはできない。護岸など片側が開放された地盤では、液状化に伴う地盤の流動が発生する。兵庫県南部地震の際の神戸市周辺の埋立地、人工島では大きな地盤流動が発生している^{24), 34)}。検討地点から約 100m 離れた護岸において、航空写真測量から求めた護岸法線直角方向の側方流動量は、検討地点付近の護岸では 2.6m~4.6m であり、平均的には 3.7m 程度であった。護岸に大きな変形があったこと、杭の残留変形がいずれも護岸方向であることから、検討地点においても、地盤の流動の影響があったことが推察される。

時松は、震害調査結果から護岸の変位量 D_0 と付近の側方流動の影響範囲 L および液状化層厚 H の関係式、および護岸からの距離 X とその地点での側方流動量 D の関係式を提案している¹⁾。

$$L/H=(25\sim 100)\times D_0/H \quad (7)$$

$$D/D_0=(1/2)^{5X/L} \quad (8)$$

D_0 の係数を 50 と仮定して、本検討地点に当てはめると、影響範囲は 185m におよび、護岸から 106m~124m

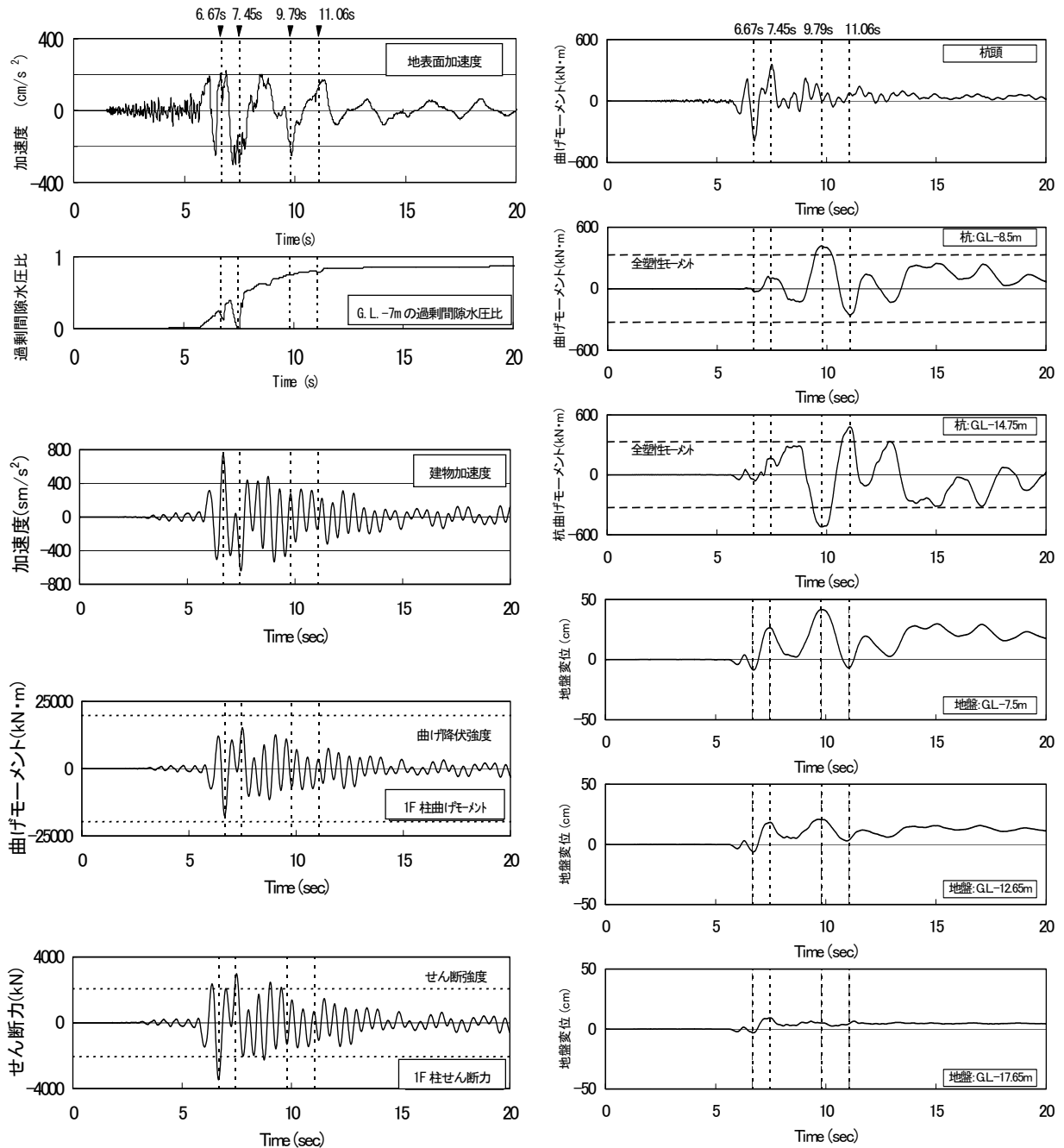


図 14 地盤、過剰間隙水圧、建物、杭の応答時刻歴の比較

離れた検討構造物周辺は影響範囲にはいる。検討地点での側方流動量は 64cm~36cm となる。

また、社本らは、側方流動の影響による液状化後の挙動を、N 値に基づいて推定する簡易法を提案している³⁵⁾。この方法は、それぞれの液状化層の補正 N 値と液状化層に生じる残留せん断ひずみの関係図から側方流動量を求めるものであり、地盤内の変位分布と地表での流動量が求まる。不攪乱試料の室内試験から求めた液状化強度から原位置の液状化強度を推定すると 0.14 程度である。これを基に補正 N 値を求めた。また有効応力解析のせん断応力を基に検討すると、液状化層は GL-6m~GL-15m の範囲となり、この間に残留変位が生じるものとした。まさ土層では地下水位付近を除いてほぼ全層で液状化により残留変形が生じ、成層地盤とすると建物付近では 33cm 程度の残留変位が予想される。この方法によれば、護岸付近での残留変位量が

約2mとなり、実際の変形に比べかなり小さいことから、建物位置は護岸の影響があまり現れない範囲となり、相対的に小さな残留変位の評価となっていると考えられる。護岸からの距離と水平残留変位の関係を図15に示す。

ここでは、上記に示した調査結果の護岸変位をもとに杭の残留変形を求める。ウィンクラーばねに支持された杭のモデルに地盤の流動変位をばねを介して入力する方法を用い、地盤の流動に伴う杭の残留変形に関して検討を行なう。変位量に対しては、時松の方法にしたがい、地中（深さ方向）の水平変位分布に関しては、社本らの提案した簡易法³⁵⁾で求めた液状化後の水平残留変位分布と相似であるとして、得られた残留変位を入力することにより静的解析を実施した。地盤ばねは、等価線形解析で得られた収束せん断剛性を地震

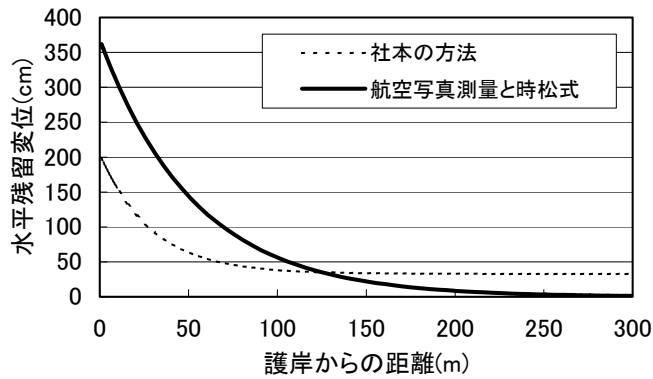


図15 護岸近傍の水平残留変位

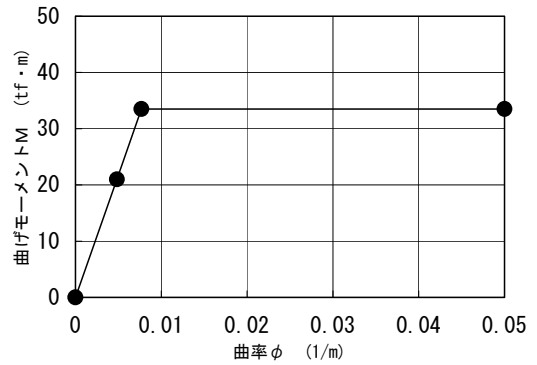


図16 鋼管杭のM~φ曲線

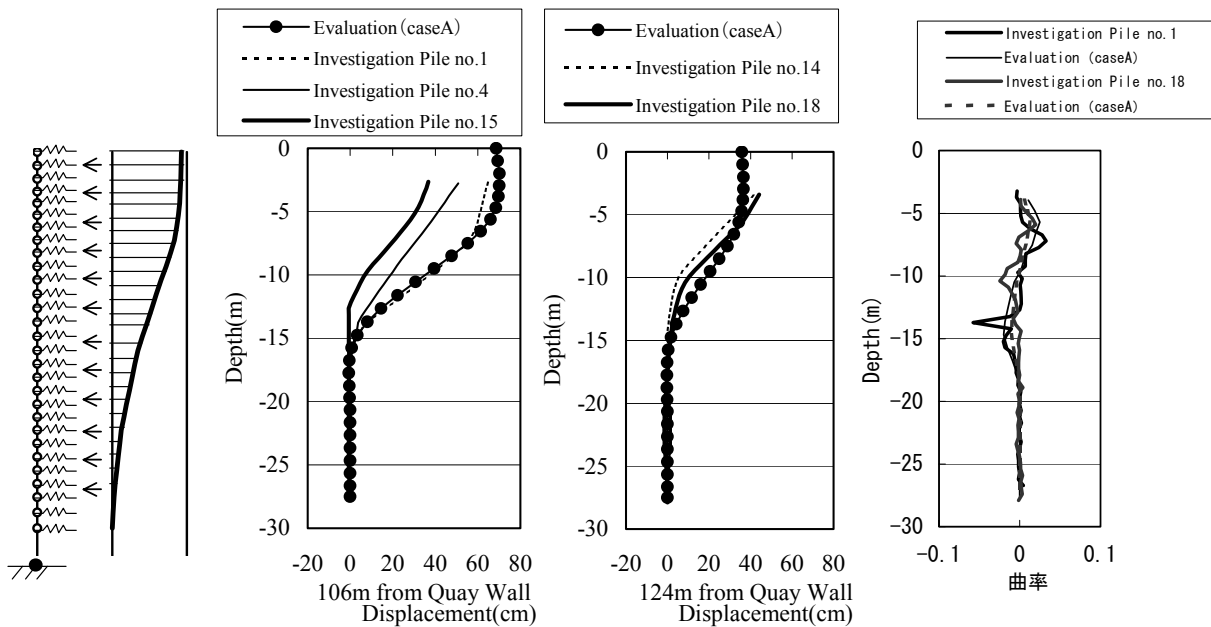


図17 簡易法で求めた側方流動による残留変位を作用させた場合の杭の変形

時のせん断剛性と見なし、また、液状化層に関しては、液状化を考慮したせん断剛性を、液状化地盤での強震記録から初期値の 1/100 と評価した。ばね値はせん断剛性を基に Mindlin-II 解で求めた。液状化層のせん断剛性を初期値の 1/100 としたのは、東神戸大橋の観測記録をもとに、液状化層のひずみレベルの検討³²⁾を行なった際に、液状化層のせん断剛性をパラメータとした解析を行ない、せん断剛性を 1/50~1/100 程度にした場合に地表の応答を良く再現できたことによる。また、いくつかの地震における液状化発生地点でのせん断剛性低下やひずみレベルの検討からも、まさ土の液状化地盤ではせん断剛性が 1/50~1/100 程度に低下することが示されている³³⁾。

杭にはバイリニアの非線形性を与えた。杭の非線形特性を図 16 に示す。また、解析モデルを図 17 に示す。得られた杭の残留変位の深さ方向分布を被害調査結果とともに図 17 に示す。解析で得られる杭の残留変形は、液状化層下端から大きくなり、深さ 6m 付近まで大きくそれ以浅は地表までほぼ同変位である。調査から得た深さ方向の変形分布と比べると変形が生じる深さはほぼ一致するが、変形が大きい深さは同じものもあれば、やや違いがあるものも見られる。また杭の総残留変形量は、ほぼ一致する。液状化の可能性のある層がほぼ成層構造であるとはいえ、液状化強度が位置や深さによって異なることなどから残留変位分布の違いが見られるものと考えられる。護岸からの距離が離れるほど、地盤流動の残留変形量は小さくなる。調査で得られた杭の残留変形量も護岸から離れるほど小さくなる傾向にあり、ここで推定した地盤の残留変形量をもとに求めた杭の残留変形量は、護岸から近い側の杭(護岸から 106m)と護岸から遠い側の杭(護岸から 124m)のそれぞれの位置での実際の残留変形量の最大値によく一致する。

杭の局所的な変形モードがどの程度一致しているかを、曲率について検討する。図 17 に、杭の曲率を解析結果と被害調査結果を比較して示す。調査結果では、GL.-8m と GL.-15m 付近で曲率が大きくなる。解析では曲率の変化はややなめらかではあるが、調査で大きな曲率を与える深度を中心に曲率が大きい深さが分布し、ほぼ同じモードが再現できている。

以上から、杭の残留変形は、液状化に伴う地盤の流動変形の影響が大きく、地盤の残留変位量から杭の残留変位をおおむね評価できることがわかった。

これまでの検討のように、多質点系の連成解析と簡易流動解析を組み合わせて実施することを提案した。そこから得られた、地震動による建物被害、液状化および液状化に伴う地盤の流動による、鋼管杭の被害過程は次のようにまとめられる。まず、主要動の 2 波目で建物および杭頭部が慣性力が原因で損傷し、約 2.5 秒後、地盤の液状化に至る水圧上昇過程での液状化層の地盤震動変位によって液状化層上下端部の杭が損傷し、さらに、液状化後に、護岸方向への地盤の側方流動が生じ、それによって杭の損傷した部分に残留変形が生じたものと推定される。

6 結論

1995 年兵庫県南部地震で被災した鋼管杭基礎構造物に対し、液状化を考慮した地盤—杭—構造物連成系解析、簡易流動変形解析を行ない、得られた結果を被害調査結果と比較し、構造物、杭の損傷原因と損傷過程を時間を追って明らかにした。その結果、以下のことがわかった。

- (1) 鋼管杭基礎構造物を対象に多質点系の地盤—基礎—構造物連成系地震応答解析、および簡易流動解析を組み合わせた方法を提案し、この手法を適用し、いままで十分には明らかにされていなかった鋼管杭基礎構造物の構造物、基礎の大地震における損傷過程を定量的に明らかにした。また提案手法の有効性を検証した。
- (2) 多質点系の地盤—基礎—構造物連成系地震応答解析から、埋立地に建つある建物は、兵庫県南部地震の主要動の 2 波目に建物および杭頭が慣性力により損傷したことを示した。つづく液状化に至る過程で GL.-8m 付近と、液状化したまさ土層の底面境界付近の GL.-15m の大きな地盤震動変位により、限界塑性モーメントを越えるような大きな曲げモーメントが発生し、杭が損傷したことを示した。建物 1 階柱のせん断破壊、杭頭の定着筋の破断やフーチングの亀裂、杭の残留変形など、その位置や損傷形態、損傷状態は、被害調査から得られた被害と一致した。この中で、建物および杭頭の損傷と、杭の損傷では 2.5 秒以上の時間ずれがあること、杭の損傷は、地盤が液状化に至る前の間隙水圧が上昇している過程で生じた可能性を指摘した。

- (3)液状化に伴う地盤流動の簡易解析と地盤ばねで支持された杭の静的解析により、杭の残留変形量を定量的に評価し、液状化による側方流動の影響で杭に残留変形が生じたことを推定した。
- (4)以上の一連の検討結果から、兵庫県南部地震の際の、神戸市内の埋立地の構造物における、液状化および液状化に伴う地盤の流動による、鋼管杭の被害過程は次のようにまとめられる。まず、主要動の早い時期で建物および杭頭部が慣性力が原因で損傷した。建物損傷から約2.5秒後、地盤の液状化に至る水圧上昇過程で、液状化層上下端部で大きく変位し、杭が損傷した。さらに、液状化後に、護岸方向への地盤の流動変位が生じ、それによって損傷した部分に残留変形が生じたものと推定される。

謝 辞

この論文は(社)建築研究振興協会に設けられた 建築基礎における液状化・側方流動対策検討委員会の調査物件を対象として同委員会で検討した成果をさらに発展させたものである。委員長の時松孝次先生(東京工業大学)、調査で特にお世話になった鴻池組加藤史彦委員はじめ、委員の方々のご指導ご協力に感謝いたします。

参考文献

- 1) Tokimatsu, K. and Asaka, Y.: Effects of Liquefaction-Induced Ground Displacements on Pile Performance in the 1995 Hyogoke-Nambu Earthquake, Special Issue of Soils and Foundations, Japan Geotechnical Society, 1998, pp.163-177
- 2) 時松孝次：液状化・側方流動に関する杭基礎構造設計の可能性、建築技術、No.564、1987年、pp.126-131.
- 3) 大岡弘、飯場正紀、阿部秋男、時松孝二：孔中内視カメラと弾性波非破壊試験を併用した建物基礎の震害調査、土と基礎、Vol.44、No.3、1996年、pp.28-30.
- 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、1997年、pp.95-100.
- 5) 渦岡良介、仙頭紀明、八嶋厚、張峰：護岸近傍に位置する杭基礎建物の3次元有効応力解析、日本地震工学会論文集、第2巻、第2号、2002年、pp.1-14.
- 6) Fujii, S., Isemoto, N., Satou, Y., Kaneko, O., Funahara, H. and Arai, T.: Investigation and Analysis of Pile Foundation Damaged by Liquefaction during the 1995 Hyogoke-Nambu Earthquake, Special Issue of Soils and Foundations, Japan Geotechnical Society, 1998, pp. 179-192.
- 7) 伊勢本ほか：兵庫県南部地震において液状化で被災した杭の応答変位法による解析(その1～その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集(構造)、1998年、pp.525-530.
- 8) 山田正人、小池浩和、河野富夫、松井雅明、八次精一、布江田保：杭基礎が破損した建物の復旧事例、建築技術、No.562、1997年、pp.220-225.
- 9) 渦岡良介、久保哲夫、八嶋厚、張峰：兵庫県南部地震で被災した杭基礎建物の三次元有効応力解析、第36回地盤工学研究発表会発表講演集、2001年、pp.349-350.
- 10) 堀越研一、立石章、大津宏康：上部工の存在しない状態で被災した杭の損傷調査結果、土木学会、杭基礎の耐震設計に関するワークショップ、1999年、pp.60-66.
- 11) 堀越研一：3.3 上部工なしで被災した杭基礎の事例とその分析、土木学会、杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書、2001年、pp.242-260.
- 12) Mori, S., Numata, A. and Guan, B.: Damage to a Pile Foundation due to Liquefied Ground Motion, Proc. of 12th WCEE, 2000, #0811.
- 13) 鋼材倶楽部、鋼管杭協会杭基礎合同調査団：兵庫県南部地震鋼管杭基礎調査報告書(第1次)、鋼管杭協会、1995年、41p.
- 14) 日本建築学会近畿支部基礎構造部会：兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書、1996年、400p.
- 15) Oh-Oka, H., Fukui, M., Hatanaka, M., Ohara, J., Honda, S.: Permanent Deformation of Steel Pipe Piles Penetrating Compacted Fill at Wharf on Port Island, Special Issue of Soils and Foundations, Japan Geotechnical Society, 1998, pp.147-162.

- 16) 加藤史彦、佐竹啓一、廣瀬智治、大岡弘、時松孝次、:兵庫県南部地震で側方流動を受けた鋼管杭基礎建物の損傷調査、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、1998年、pp.365-370.
- 17) 鋼管杭協会:兵庫県南部地震鋼管杭基礎調査報告書(第2次)、1996年、156p.
- 18) Nishizawa, S., Hashimoto, M., Sakata, Y. and Sono, K.: Investigation and Analysis of a Loading Pier of Steel Pipe Piles Damaged by the 1995 Hyogoken-nambu earthquake, Special Issue of Soils and Foundations, Japan Geotechnical Society, 1998, pp. 133-145.
- 19) 三輪滋、池田隆明、原田尚幸、高津忠、水取和幸、大岡弘、:兵庫県南部地震により被災し埋立地盤に建つ鋼管杭基礎構造物の被害の検討、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、1998年、pp.1757-1762.
- 20) Miwa, S., Ikeda, T., Guan, B. and Oh-Oka, H.: Analysis of Steel Pipe Pile Foundation Damage in Reclaimed Land during 1995 Hyogoken-nambu Earthquake, International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Geo Eng 2000, Melbourne, Australia, November, 2000, No.GEE.1034.
- 21) 水取和幸、三輪滋、大岡弘、畑中宗憲、荻須一致:兵庫県南部地震における埋立地盤の地震時挙動の検討(その1:表層地盤の特性とまさ土の液状化強度)、第33回地盤工学研究発表会発表講演集、1998年、pp.875-876.
- 22) 神戸市開発局:兵庫県南部地震による埋立地盤変状調査(ポートアイランド、六甲アイランド)報告書、1995年、p.119.
- 23) 善功企、山崎浩之:埋立地に用いたまさ土の液状化特性、土と基礎、Vol.44、No.2、1996年、pp.60-63.
- 24) Ishihara, K., Yasuda, S. and Nagase, H: Soil characteristics and ground damage, Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 1996, pp.109-118.
- 25) 畑中宗憲、内田明彦:ある埋立マサ土の液状化特性—神戸ポートアイランド—、第31回地盤工学研究発表会発表講演集、1996年、pp.955-956.
- 26) 三村衛、亀山和弘、末岡徹、谷澤房郎、吉村貢:RIコーンに基づくまさ土埋立地盤の特性評価について、土木学会第51回年次学術講演会講演概要集III-A、1996年、pp.204-205.
- 27) 三輪滋、池田隆明、藤井俊二、伊勢本昇昭:兵庫県南部地震における液状化で被災した杭基礎建物の調査と解析(その2:埋立まさ土の液状化特性)、第32回地盤工学研究発表会発表講演集、1997年、pp.921-922.
- 28) Mori, S., Ikeda, T., Takimoto, Y., Muto, M. and Tohaya, T.: Influence of soil liquefaction on dynamic response of structure on pile foundation, Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, 1992, pp.1777-1780.
- 29) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. of 5th International Conf. on Num. Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, 1985, pp. 523-530.
- 30) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, Japan Geotechnical Society, Vol. 32, No. 2, 1992, pp. 1-15.
- 31) 建設省土木研究所:土木構造物における加速度記録(No.21)土木研究所彙報、第64号、1995年.
- 32) Miwa, S., Ikeda, T. and Oh-Oka, H.: A study on Seismic Behavior of Liquefied Ground Using Strong Motion Records of the 1995 Hyogoke-Nambu Earthquake, the 12th World Conf. on Earthquake Engrg., Auckland, January, 2000, No. 1325.
- 33) 三輪滋、池田隆明:液状化が生じた地盤のせん断剛性・ひずみレベルの評価と基礎構造の応答評価への適用、土木学会地震工学論文集、Vol.27、2003年.
- 34) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: Liquefaction-induced ground displacement and its related damage to lifeline facilities, Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 1996, pp.81-97.
- 35) Shamoto, Y., Zhang, J.-M. and Tokimatsu, K.: Method for Evaluating Residual Post-Liquefaction Ground Settlement and Horizontal Displacement, Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 1998, pp. 69-83.

(受理:2003年4月16日)

(掲載決定:2003年12月16日)

Analysis of Steel Pipe Pile Foundation Damage in Liquefied Reclaimed Land during 1995 Hyogoken-nambu Earthquake

MIWA Shigeru¹⁾, IKEDA Takaaki²⁾ and OH-OKA Hiroshi³⁾

1) Member, Technological Research Institute, Tobishima Corporation

2) Technological Research Institute, Tobishima Corporation

3) One-time Department of Architecture and Building Engineering, Niigata Institute of Technology, Dr. Eng.

ABSTRACT

To evaluate the cause of damage and damage process of steel pipe pile foundation structure in a reclaimed island damaged during 1995 Hyogoken-nambu earthquake, dynamic analysis by using multi-lumped mass and spring model and static analysis by using a model of piles supported by Winkler type springs were conducted. At first superstructure was damaged by strong motion before liquefaction, and large bending moments beyond the ultimate plastic moment appeared at G.L.-6m near the water level and around G.L.-15m, the lower boundary of "Masado" caused by large deformation of ground during accumulating process of excess pore water pressure. At last, piles deformed residually due to liquefaction-induced lateral spreading of the ground towards the quay walls after liquefaction. These methods mentioned above could explain the cause and process of pile damage during the earthquake.

Key word: liquefaction, lateral spreading, steel pipe pile, multi-lumped mass model, dynamic soil-structure interaction, Winkler-type spring model