2003年十勝沖地震における杭の実被害調査とその解析的検討

FIELD INVESTIGATION AND ANALYSES STUDY
ON PILE DAMAGE OF THE TOKACHI-OKI EARTHQUAKE IN 2003

古山田 耕司*1, 宮本 裕司*2, 福田 孝晴*3

Kohji KOYAMADA, Yuji MIYAMOTO and Takaharu FUKUDA

Super structure and pile foundation of Konan junior high school were severely damaged by the Tokachi-oki Earthquake, September 26, in 2003. The objective of this study is to investigate the damage by earthquake response analyses. The analyses of the structure on pile foundation are conducted using a numerical model taking into account an effect of soil nonlinearity. The observed strong motions in the borehole array at Atsuma Site by KiK-net are employed as an input motion to the soil-pile foundation-structure system. It is found that the super-structure had a lot of shear cracks by differential settlements induced by the compression failure at the pile head, and that the pile foundation damage at the pile head was caused not only by inertial forces of the super-structure but also by large soil displacements in very soft silt layer.

Keywords: *The Tokachi-oki Earthquake, Pile Damage, Response Analyses, Cross Interaction, Pile Stresses, KiK-net*

十勝沖地震, 杭被害, 応答解析, 相互作用, 杭応力, KiK-net

1. はじめに

2003年9月26日に発生した十勝沖地震は、震源に近い日高地方と十勝地方を始め、北海道全域に多大な被害を及ぼした。本地震は、プレート境界で発生したマグニチュード8.0の地震であり、広範囲で大きな揺れが観測された点が特徴といえる。

地震後、学会や各種団体が被害調査が行われた^{1),2),3)}など。地震被害の特徴は、マグニチュードの割に建築物の被害が比較的軽微であったが、札幌や北見といった震源から遠く離れた位置でも被害が発生したことが挙げられる。また苫小牧港に建つ原油及びナフサタンクでは、大規模な火災が発生した。この原因として長周期地震動によるスロッシングの影響が考えられており、現在も被害要因について検討されている⁴⁾。

北海道勇払郡厚真町に建つ厚南中学校では、上部構造に多数のせん断ひび割れが発生し不同沈下が確認された。地震後、杭頭部の掘出し調査を行った結果、多数の杭の杭頭が圧壊したことが判明した⁵⁾。また本地震は、K-NETやKiK-netといった全国規模の強震観

測網が設置されて以来、初めて発生したマグニチュード8級の地震であり、多くの強震記録が得られている。厚南中学校の敷地内でもKiK-netによって地震観測が行われており、鉛直アレー記録が観測された⁶⁾。

本論文では、まずRC造3階建て校舎の上部構造と杭基礎の被害調査結果を報告する。被害調査は地震直後に、上部構造の傾き、床レベルの傾斜、外壁及び柱梁のひび割れの計測を行った。杭基礎については、杭頭部の掘出し調査、IT試験、ポアホールカメラによる観察を行った。また杭被害の実状をさらに検討するため、被害杭の引抜きを実施し被害状況を詳細に調査した。

続いて、被害要因を解析的に検討するため地盤-杭基礎-上部構造一体モデルによる応答計算を行った。応答計算では、まずKiK-netによる鉛直アレー強震記録のシミュレーション解析を行い、地盤応答の評価を行った。次に、中学校校舎の上部構造と杭体の非線形性を考慮した地震応答解析を行い、計算結果と被害状況との対応関係について検討した。

本論文は、文献14)の内容に加筆してまとめたものである。

*1 鹿島建設㈱小堀研究室 主任研究員

*2 鹿島建設㈱小堀研究室 部長・工博

*3 鹿島建設㈱建築設計本部 グループリーダー

Senior Research Eng., Kobori Research Complex, Kajima Corp.
General Manager, Kobori Research Complex, Kajima Corp., Dr. Eng.
Group Leader, Architectural Design Division, Kajima Corp.

2. 十勝沖地震の諸元及び上部構造と杭基礎の概要

図 1 に、2003 年十勝沖地震の震央と厚南中学校(KiK-net による観測点:厚真)の位置を示す。地震は、2003 年 9 月 26 日午前 4 時 50 分、釧路沖深さ約 42km で発生した。気象庁マグニチュードは 8.0、最大震度は 6 弱を記録した。KiK-net 観測点(厚真)との震央距離は約 206km である。地震観測は地表と GL-153m で行われており、最大加速度(EW)は GL-153m で 53cm/s^2 、地表で 376cm/s^2 であった。

図 2 に、厚南中学校の配置図を示す。本中学校の校舎棟は RC 造の 3 階建て(建築面積 925m^2 、延床面積 2400m^2)であり、竣工は 1980 年であった。KiK-net 観測点は校舎棟から約 50m 離れた地点にあり、北西部に位置する。図 3 に、敷地内の 2 箇所で行われた標準貫入試験結果と杭の位置関係を示す。杭は、AHS 杭の A 種(PC 鋼材の直径は 7.1mm、プレストレス量は 4MPa)である。現在の PHC 杭に比べて PC 鋼材の直径が 0.3mm 細いが、両者の耐震性能は殆ど同じである。杭径は 40cm、杭頭と杭先端は各々 GL-1.5m と GL-30m である。杭頭の接合条件は、フーチングへの埋込みが 5cm で、基礎下端から 50cm 中詰め補強されている。また杭は長さ 15m のものを 2 本あるいは、長さ 10m のものを 3 本継いで施工されていた。敷地地盤は、地表から GL-30m まで軟弱層が堆積しており、土質は泥炭層及びシルト層から構成される。2 箇所での地盤調査結果はほぼ同じであり、校舎位置は概ね成層地盤と考えられる。

3. 上部構造の被害調査

上部構造の被害調査は、地震直後に、①建物の傾き、②床レベルの沈下、③外壁と柱梁のせん断ひび割れについて計測を行った。

図 4 に、建物の傾きと床レベルの計測結果を示す。建物の最大倒れは北東隅の 56mm であり、最大傾倒角は 1/220 であった。床レベルの最大沈下量は 110mm であり、床の傾きは最大 1/160 (X6-X7 通り間)であった。

図 5 に外壁(北面)のひび割れ位置を、写真 1 に最大ひび割れが生じた部分の被害状況を示す。外壁のせん断ひび割れは、X6-X7 通り間に集中している。これは、図 4 に示した不同沈下による。また最大ひび割れは同箇所が生じている。ひび割れは、最大幅が 6mm、ひび割れ長さは 1m であった。以上の被害調査の結果、上部構造は全壊と判定された。

4. 杭基礎の被害調査

杭基礎の被害調査は、①杭頭部の掘出し調査、②IT 試験および、③ボアホールカメラによる観察を行った。また杭被害の実状を詳細に把握するため、地震後約 9 ヶ月経った段階で杭の引抜き調査を実施した。

4.1 杭頭部の掘出し調査

杭頭部の掘出し調査は、講堂棟を含む計 7 本の杭(図 2 参照)について実施した。写真 2 に、校舎棟の北東隅杭(No.1)の杭頭部の掘出し状況と杭頭の被害状況を示す。校舎棟の掘出し調査を行った杭はいずれも、杭頭部で圧壊および曲げひび割れが確認された。一方、講堂棟の杭は部分クラックのみで圧壊に至ったものがなく、いずれの杭頭も被害が小さかった。

4.2 IT 試験およびボアホールカメラによる観察

地中部での被害状況を確認するため、杭側面にセンサと打撃用ブロックを取付け、ハンマで叩くことにより IT 試験を実施した。表 1 に、IT 試験による測定結果を示す。曲げひび割れは、杭頭部(GL-6m 以浅)に集中している。さらに深い位置の杭被害を確認するため、ボアホールカメラによる杭体内部の観察を実施した。観察は、カメラが挿入可能な講堂棟の No.5 杭について行った。図 6 に、ボアホールカメラによる調査結果を示す。部分的な曲げひび割れが杭頭と GL-5.7m で確認され、IT 試験結果と概ね対応した。ボアホールカメラでは GL-20m まで調査可能であったが、それ以上は杭体内に浸水した地下水の影響で透明度が悪くなり観察できなかった。

4.3 杭の引抜き調査

杭被害を詳細に検討するため、南東隅杭(No.2 杭、図 2 参照)の引抜き調査を実施した。杭の引抜きは、杭体への影響をできるだけ少なくするため KJ 工法⁷⁾により行った。KJ 工法は、鋼製ケーシングにより杭周地盤を掘削し、杭と地盤の摩擦を切ることで無振動で杭を引抜く工法である。写真 3 に杭の引抜き状況を、また写真 4 に引抜き杭の全景を示す。引抜き杭は試験杭であったため、杭周には当時記された打設深さ計測用の目盛が残っていた。また長さ 15m の杭を 2 本継いだものであり、継ぎ手部や杭先端閉塞部の鋼製治具に錆は見られず、杭体の状態は良好であった。

引抜き杭の被害調査を行った結果、GL-20m 付近で大きな曲げひび割れが確認できた。写真 5 に GL-20m 付近のひび割れ状況を、また図 7 にひび割れのスケッチを示す。GL-20m 付近には、GL-20.0m、-20.3m、-20.5m の 3 箇所曲げひび割れが生じていた。GL-20.3m のひび割れが最も大きく、ひび割れ幅は最大 1.0mm であり、全周に同程度の損傷がみられた。また写真 6 に示すように GL-20.3m 部分を切出し、内側のひび割れを確認した。その結果、杭内側にも最大幅 0.5mm の曲げひび割れが全周に生じていることがわかった。なお GL-20.0m と -20.5m のひび割れは、幅 0.1mm の微小クラックであった。

以上の調査結果から、本中学校校舎は杭頭部圧壊に伴う不同沈下により上部構造にせん断ひび割れが多数生じたこと、GL-20m の地中部にも杭被害が生じていたことを確認した。

5. 応答解析による杭被害の検討

杭基礎の被害について解析的に検討を行う。杭基礎の応答解析では、地盤の応答を適切に評価する必要がある。本中学校敷地では前述のとおり、KiK-net による鉛直アレー記録が得られている。本検討では、まず観測記録のシミュレーション解析を行い、地盤応答を評価する。次に、杭基礎-上部構造の応答解析を実施し、杭被害について検討する。

5.1 地盤-杭基礎-上部構造の応答解析モデル

地盤応答の解析は、地盤剛性の歪み依存性を考慮した時刻歴非線形解析⁸⁾により行った。表 2 に地盤定数を示す。地盤層序と S 波速度は、KiK-net 観測点での地盤調査結果より設定した。但し、GL-18m 以浅の土質については、中学校校舎位置でのボーリング調査結果をもとに泥炭とシルト層とした。図 8 に、地盤の非線形特性($G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 曲線)を示す。地盤の非線形性は、既往の室内試験

図1 地震の震央と厚南中学校の位置

図2 校舎棟と講堂棟の配置図および地震観測点の位置関係
(図中のNo.は被害調査を行った杭番号)

図3 標準貫入試験結果と杭の関係

図4 上部構造の被害調査結果

(掘出し状況)

(被害状況)

写真2 校舎棟の北東隅杭(No.1 杭)の掘出し調査

図5 外壁(北面)のひび割れ調査結果

写真1 上部構造の被害状況

表1 IT試験による杭被害の調査結果

杭番号	クラック位置 GL (m)	先端反射位置 GL (m)
1	4.6	(不明瞭)
2	3.4	(不明瞭)
3	4.0	(不明瞭)
4	4.7	(不明瞭)
5	6.0	(不明瞭)
6	5.0	30.8
7	5.2, 9.0	32.2

図6 ポアホールカメラによる調査結果
(講堂棟 No.5 杭)

写真3 南東隅杭(No.2 杭の上杭)の引抜き状況

写真4 引抜き杭の全景(手前が杭先端)

写真5 GL-20m 付近のひび割れ状況

図7 GL-20m 付近のひび割れのスケッチ

写真6 GL-20.3m の杭内側のひび割れ状況
(ダイヤモンドカッタで杭を切出し、ひび割れ幅の計測を行った)

結果⁹⁾をもとに土質特性や拘束圧を考慮して設定した。また被害調査結果より液化化の影響は小さいものと考え、本解析では有効応力の変動を考慮しない。なお GL-76m 以深は線形とした。入力、地中(GL-153m)での水平2方向の観測記録を同時入力した。

図9に、杭基礎-上部構造の応答解析モデルを示す。応答計算は、上部構造と杭基礎を一本の多質点曲げせん断棒にモデル化し、杭の各質点に群杭効果を考慮した相互作用ばねを取り付けたモデルにより行った¹⁰⁾。群杭効果は引抜き調査を行った杭に合わせて、同じフーチングで繋がれた2本杭をモデル化し計算を行った。応答解析では、相互作用ばねを介して観測記録のシミュレーション解析から得られた自由地盤の各深さでの応答を入力し、時刻歴計算を行う。相互作用ばねの初期定数は、自由地盤の応答解析から得られた等価地盤定数を用いて算定する¹⁰⁾。相互作用ばねには、杭と地盤との相対変位により生じる非線形性を考慮する。基礎底面の回転ばねは、杭先端地盤と杭の軸剛性から単杭の上下ばねを求め、群杭の回転ばね定数を算定し線形とした。解析は、観測記録の計算刻み $\Delta t=0.005$ 秒を4分割し、150秒間(120,000ステップ)の応答計算を行った。

表3に、上部構造の解析定数を示す。解析では、上部構造の長辺(EW)方向と短辺(NS)方向の応答計算を別々に行った。上部構造

の各層の剛性は、文献11)をもとに基礎固定時の固有周期が0.3秒となるように設定した。上部構造の終局耐力 Q_u は、当該建物の耐震診断結果(2次診断)をもとに設定した。上部構造の非線形モデルは、層毎に3折れ線モデルのDegrading Tri-linear¹²⁾に近似した。骨格曲線の第1折れ点は各層のせん断耐力が終局耐力 Q_u の1/2となる点、第2折れ点は層間変形が1/250となる点とする。また第3剛性は、初期剛性の1/100とする。NS(短辺)方向は、耐震壁を考慮して弾性とした。減衰は瞬間剛性比例型とし、1次周期に対して3%を与えた。

杭体は曲げのみに非線形性を考慮した。曲げモーメント M -曲率 ϕ の関係は、長期軸力(440kN)を考慮し、コンクリートとPC鋼材の応力-ひずみ関係に非線形特性を与え、断面の平面保持の仮定に基づいたファイバモデルの静的漸増解析から求めた¹³⁾。コンクリートの設計基準強度は80MPaとし、PC鋼材は降伏点強度を1,300MPa、引張強度を1,450MPaとした。復元力特性は、上部構造と同様に3折れ線モデルのDegrading Tri-linearに近似した。骨格曲線の各折れ点は、第1折れ点が曲げひび割れ発生点、第2折れ点はPC鋼材の降伏点、第3折れ点は縁コンクリートが圧壊に達するか、またはPC鋼材の引張歪みが5%に達する点とした。図10に、ファイバモデルによる杭体の M - ϕ 関係と応答解析に用いた

表 2 KiK-net 観測点と校舎位置の地盤定数

観測点	KiK-net観測点		中学校校舎位置		土質	Vs (m/s)	Vp (m/s)
	深度 GL(m)	層厚 (m)	深度 GL(m)	層厚 (m)			
地表	2	2	6	6	泥炭	60	160
	18	16	20	14	シルト	90	400
	28	10	30	10	砂	190	950
	40	12	40	10	礫岩	320	1590
	52	12	52	12	泥岩	210	1590
GL-153m	76	24	76	24	礫岩	310	1590
	132	56	132	56	礫岩	430	1730
	153	21	153	21	砂岩	520	1730
	—	—	—	—	砂岩	520	1730

図 8 地盤の $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 曲線

3 折れ線モデルを示す。また同図には、後述する応答解析の結果から得られた最大軸力時(800kN)と最小軸力時(-10kN)での非線形モデルについても比較して示す。

5.2 観測記録のシミュレーション結果

図 11 に、地表の加速度波形と応答スペクトル(EW 方向と NS 方向、減衰 5%)を示す。また同図には、各 1 方向入力時の応答スペクトルも比較して示す。観測記録の応答スペクトルは、EW と NS 両方向ともに周期約 2 秒に大きな振幅が見られる。水平 2 方向同時入力した解析結果は、1 方向入力時に比べて観測記録の周期特性を良く捉えている。また水平 2 方向入力による影響は、EW より NS 方向の応答で顕著にみられる。これは強軸(EW)方向の応答による地盤の非線形化が、弱軸(NS)方向の振動性状に影響を与えたことによる。

図 12 に、各深度での地盤の応答スペクトル(EW 方向、減衰 5%)を比較して示す。周期 2 秒の成分は、GL-153m から地表に向かい増幅し、地表のスペクトル振幅は GL-20m での振幅の約 3 倍になっている。これより、本地点では GL-20m のシルト層以浅の軟弱層が周期 2 秒で大きく増幅したことがわかる。

図 13 に、地盤応答の深度分布を EW 方向と NS 方向について比較して示す。ここでは、校舎位置での地盤層序に解析モデルを修正し応答計算を行っている。地盤変位は、全深度で EW 方向の方が NS 方向より大きく、GL-20m 以浅のシルト層で大きく増幅する。地盤のせん断歪みは GL-6m と 20m 付近で大きく、EW 方向では各々 2% と 3% になる。地盤剛性は歪みに応じて低下し、EW 方向では GL-20m 付近で初期剛性の約 1/5 になる。

図 9 上部構造と杭基礎の解析モデル

表 3 上部構造の解析定数

階	階高 (cm)	重量 (kN)	初期剛性 K1(kN/cm)	第1折れ点 でのせん断力 Q1(kN)	第2剛性 K2(kN/cm)	終局耐力 Qu(kN)
3	365	7110	15300	5150	4580	10300
2	370	9140	14030	4720	4130	9440
1	375	11090	24200	8130	6990	16270

図 10 杭体の非線形特性

5.3 上部構造の応答

図 14 に、EW 方向と NS 方向の屋上階での応答スペクトル(減衰 5%)と加速度波形を示す。また応答スペクトルには、杭体線形時の結果も比較して示す。屋上階の最大加速度は、NS 方向に比べて EW 方向が大きく、EW では時刻 55 秒、NS では時刻 53 秒に生じている。応答スペクトルは、ほぼ全周期領域で EW 方向が NS 方向より大きい。杭体線形時と杭体非線形を考慮した結果は殆ど差がなく、杭体の非線形性が上部構造に与える影響は小さい。

図 15 に、EW 方向の屋上階と 1 階及び地表面の応答スペクトル(減衰 5%)を示す。応答スペクトルは、周期 1 秒以下の短周期領域では屋上階>1 階>地表面の順に振幅が大きくなり、地盤-杭基礎-上部構造連成系の固有周期(0.35 秒)付近で増幅する。一方、周期 1 秒以上の長周期領域では、1 階及び屋上階ともに地表面応答とほぼ同じ振幅レベルとなる。

図 16 に、EW 方向の最大応答値を 3 折れ線モデルに示す。応答結果は 1 階と 2 階で第 1 折れ点を越えるが、最大層間変形は 1 階

図 11 地表面での応答加速度と応答スペクトル(減衰 5%)

図 12 各深さでの応答スペクトル(EW 方向、減衰 5%)

図 13 地盤応答の深度分布図

で 0.55cm(1/682)、2 階で 0.60cm(1/617)と小さく、最大せん断力は終局耐力に比べて十分に小さい。これより上部構造のせん断ひび割れは、地震時に生じたものではないことがわかる。

5.4 杭基礎の応答

図 17 に、杭体線形時と杭体非線形時における EW 方向と NS 方向の最大杭応力分布を示す。また杭体非線形時の杭応力には、全体系モデルによる杭応力(Total)に地盤震動のみによる杭応力(Kinematic)を比較して示す。杭体線形時の杭応力は、両方向とも杭頭とシルト層の下部境界付近(GL-20m)で大きくなる。杭体非線形を考慮した場合は同箇所、杭体線形時に比べて大きく応力が低減する。また杭頭での応力は、上部構造の応答に対応して EW

が NS より大きい。杭頭から約 GL-10m までの杭応力は、Kinematic 成分だけでなく上部構造からの慣性力(Inertial 成分)による影響がみられるが、それ以深は主に Kinematic 成分だけで生じている。

図 18 に、引抜き調査した杭(No.2 杭、南東隅杭)の杭頭での軸力波形を示す。変動軸力は、同図に示す EW, NS 入力時の上部構造の転倒モーメントから換算した軸力を時刻歴で足し合せている。調査杭の変動軸力は、主に NS (短辺)方向の回転振動により生じていることがわかる。また、杭体の非線形特性が変動軸力に依存することは良く知られている。その影響を確認するため、長期軸力(440kN)から差引いて求めた最大軸力時(800kN)と最小軸力時(-10kN)での杭体非線形モデル(図 10 参照)による応答計算を行った。

図 14 EW 方向と NS 方向の屋上階の
応答加速度波形と応答スペクトル(減衰 5%)

図 15 屋上階と 1 階と地表面での
応答スペクトル(EW 方向、減衰 5%)

図 16 上部構造の最大応答値と 3 折れ線モデル(EW 方向)

図 19 に、各軸力時の非線形モデルによる EW 方向の最大杭応力と最大塑性率(第 2 折れ点に対する最大曲率の比)の深度分布を比較して示す。軸力が小さいほど、杭の終局耐力が小さくなるため最大塑性率は大きくなる。最小軸力時の最大塑性率は、杭頭で約 6.0、GL-20m で約 3.0 となり、被害程度の差に概ね対応する。

図 20 に、最小軸力時の杭頭と GL-20m での曲率の応答波形(EW 方向)を示す。なお、変化の大きい時刻 30~130 秒までを示す。杭頭の曲率は時刻 40 秒付近から大きくなり、時刻 55 秒で最大とな

図 17 EW 方向と NS 方向の最大曲げモーメント分布

図 18 引抜き調査した杭(No.2 杭、南東隅杭)の変動軸力と
上部構造の転倒モーメント

図 19 各軸力時の杭の最大曲げモーメントと
最大塑性率の深度分布(EW 方向)

る。これは、図 14 に示した上部構造の応答加速度が最大となる時刻に対応する。一方、GL-20m での曲率は、時刻 50 秒付近から大きくなり始めて時刻 58 秒で最大となり、杭頭部と塑性化状況が異なる。これは図 17 に示したように、杭頭と GL-20m では、Inertial 成分と Kinematic 成分の影響が異なることによる。

図 21 に、最大軸力時(圧縮軸力時)と最小軸力時(引張軸力時)の杭頭と GL-20m での M- ϕ 関係(EW 方向)を示す。最大軸力時の杭頭の最大曲率は 0.014 であるのに対して GL-20m では 0.011 であり、

両者に殆ど差が見られない。一方、最小軸力時の杭頭での最大曲率は約 0.06 となり、終局点(0.068)近くにまで達する。また GL-20m の最大曲率も 0.03 程度になり、杭頭ほどではないが大きく塑性化する。以上の検討より、杭頭は引張軸力時に大きく損傷(ひび割れ)が進み、最終的に圧壊に至ったことがわかる。また、引張軸力時に生じた損傷度合いの違いが、杭頭と GL-20m に被害程度の差を生じさせた一因であると考えられる。

図 20 最小軸力時(-10kN)の杭頭と GL-20m での曲率波形(EW 方向)

図 21 最大軸力時(800kN)と最小軸力時(-10kN)の曲げモーメント M と曲率 ϕ 関係(EW 方向)

6. まとめ

2003 年十勝沖地震では、北海道厚真町の厚南中学校に大きな被害が生じた。本研究では、詳細な被害調査と地盤・杭基礎・上部構造の応答解析を実施し、被害要因について検討した。

- (1) 上部構造の被害は、最大倒れが北東隅で 56mm、最大傾倒角は 1/220 であった。床レベルの最大沈下量は 110mm であり、床の傾きは最大 1/160 であった。外壁のせん断ひび割れは最大 6mm で北東部に集中しており、不同沈下により被害が発生した。
- (2) 杭基礎の被害は、掘出し調査を行ったいずれの杭も杭頭部で圧壊と曲げひび割れが確認された。また IT 試験とボアホールカメラによる調査の結果、被害は杭頭部(GL-6m 以浅)に集中していた。

- (3) 杭の引抜き調査の結果、GL-20m 位置に幅 1mm 程度の曲げひび割れが全周に生じていることを確認した。またひび割れ部分を切り出した結果、損傷は杭体内部まで進行していることがわかった。
- (4) KiK-net による強震記録のシミュレーション解析の結果、地盤応答は GL-20m 以浅のシルト層で変位が増幅し、地盤剛性は大きく低下した。地表での観測記録は周期 2 秒付近の振幅が大きく、シミュレーション結果は良い対応を示した。水平 2 方向同時入力による影響は、振幅の小さい NS 方向の応答に対して顕著にみられた。
- (5) 上部構造の応答は、地盤応答に対応して NS 方向より EW 方向の応答が大きかった。1 階と 2 階が弾性域を若干越えるものの、終局耐力に比べて応答せん断力は十分小さかった。また杭体の非線形性は、上部構造の応答に与える影響が小さいことを確認した。
- (6) 杭の非線形解析より、杭頭と GL-20m で塑性化が進むこと、またその塑性化状況や損傷の程度が異なることがわかった。また杭頭は引張軸力時に損傷が進み最終的に圧壊に至ったこと、上部構造の被害はこの杭頭圧壊に伴う不同沈下で生じたことがわかった。

以上、本研究により、護岸近くなど地盤の残留変形が大きな地点だけでなく、成層地盤でも本敷地のように軟弱層を有する場合は、杭基礎の地中部において地震中に被害が生じることを実証するとともに、被害状況を解析的に確認することができた。

【謝辞】

本研究を実施するに当たり、厚真町役場・西尾 茂氏と森本雅彦氏を始め、同役場の皆様には多大な便宜を図って頂きました。引抜き調査では、(株)西村建築設計事務所・横井浩明氏と、旭化成建材(株)渡辺 宏氏にご協力頂きました。また被害調査の実施に当たり、鹿島建設(株)富澤弘幸氏と有江暢亮氏には、全面的に御協力頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

また本論文の作成に当たり、東京工業大学・時松孝次教授に御指導頂きました。ここに記して深く謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 鹿島建設(株):平成 15 年十勝沖地震(2003.9.26)被害調査報告書, 2003.10
- 2) (社)土木学会:2003 年十勝沖地震被害調査報告会資料, 2003.11.25
- 3) (社)日本建築学会北海道支部:2003 年十勝沖地震災害調査報告, 2004.5.31
- 4) (財)震災予防協議会:2003 年十勝沖地震被害報告, 震災予防, No.194, pp.16-52, 2004.1
- 5) 鹿島建設(株):厚真町厚南中学校 2003 年十勝沖地震による被害調査報告書, 2003.11.20
- 6) (独)防災科学技術研究所:KiK-net HP, <http://www.kik.bosai.go.jp>
- 7) (株)狩野重機:実用新案登録 第 3101153 号
- 8) 藤村和也、沖見芳秀:液状化解析に用いる 3 次元マルチスプリングモデルの基礎的検討, 土木学会第 55 回年次学術講演会, 2000.9
- 9) 古山田耕司、宮本裕司、三浦賢治:多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性, 地盤工学会研究発表会, pp.2077-2078, 2003
- 10) 宮本裕司、酒向裕司、古山田耕司、三浦賢治:1995 年兵庫県南部地震の観測記録を用いた液状化地盤における杭基礎構造物の応答に関する解析的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 493 号, pp.23-30, 1997.3
- 11) (社)建築研究振興協会:常時微動測定による既存建築物の耐震改修効果確認法指針(案)・同解説, pp.51-52, 1997
- 12) Muto K., T. Hisada et al.:Earthquake Resistant Design of a 20 Story Reinforced Concrete Building, 5th World Conference on Earthq. Eng., pp.1960~1969, 1973
- 13) (社)コンクリートパイル建設技術協会:杭計算プログラム COPITA
- 14) 福田孝晴、宮本裕司、古山田耕司:2003 年十勝沖地震での杭被害に関する解析的検討(その 1)および(その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道) B-2 構造 II, pp.735-738, 2004.8

(2004年10月10日原稿受理, 2004年11月26日採用決定)