

熊本地震における水道施設の被害分析 ～杭・井戸の被害検証と現耐震設計法の課題～

宮本 勝利¹・小西 康彦²・飛田 哲男³・楢田 泰子⁴・中澤 博志⁵

¹正会員 株式会社日水コン 大阪水道部 (〒564-0063 大阪府吹田市江坂町1-23-101)
E-mail: miyamoto_k@nissuicon.co.jp

²正会員 株式会社日水コン 事業統括本部建設マネジメント室 (〒163-1122 東京都新宿区西新宿6-22-1)
E-mail: konisi_y@nissuicon.co.jp

³正会員 関西大学准教授 環境都市工学部都市システム工学科
(〒564-8680 大阪府吹田市山手町3-3-35 第4学舎第6実験棟4階)
E-mail: tobita@kansai-u.ac.jp

⁴正会員 神戸大学准教授 大学院工学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1)
E-mail: kuwata@kobe-u.ac.jp

⁵正会員 防災科学技術研究所 地震減災実験研究部門 (〒305-0006 茨城県つくば市天王台3-1)
E-mail: a.nakazawa@bosai.go.jp

熊本地震では、水道施設にも多数の被害が生じたが、河川に囲まれた軟弱な粘土層と飽和砂層で構成された低地にある水道用井戸の水源地周辺においては、想定していなかった顕著な地盤変状に伴う水道施設の被害や、新耐震基準以降に建設された水道施設の建築物に基礎被害が多数確認された。筆者らは、浄水場や下水処理場および上下水道管路網の地震被害軽減対策を研究しており、これらの水道施設の被害と液状化を含む地盤の地震時挙動との関連性や対策に関する知見を得るために各種調査や検証解析を実施した。本報告では、これらの調査結果を報告するとともに、熊本市の水道事業において特に重要な井戸水源地施設の基礎杭及び井戸ケーシングを対象として、地震被害のメカニズムや要因を分析し、今後の耐震設計における留意点などを考察した。

Key Words : pipe, water pipe bridge, countermeasures against liquefaction, earthquake damage, water supply system

1. はじめに

上水道施設は、生活に不可欠なライフラインであり、水道法では地震時にも損傷しないこと、あるいは損傷しても機能を維持し早期に復旧できることが求められる。しかしながら、過去の大地震における被害では、上水道施設がひとたび被害を受けると、住民への飲料水の供給が断たれるなど、非常に大きな影響を与える事例が多い^(例えば)。

このような状況のもと、水道事業を運営する全国の自治体などでは、浄水場における処理施設や建築物、また、浄水場から送水された水道水を貯留する配水池や需要者に供給する埋設管路などから構成される水道システム全体を対象として、耐震化率向上のための事業(耐震診断、耐震補強設計、耐震補強工事など)を

実施しているところである。しかし、水道事業は地方公営企業法に基づき独立採算制であることもあり、投資可能額の制約、配置技術者数の制約などにより、平成27年度末の耐震化率²⁾は、浄水施設が25.8%、配水池が51.5%、配水管などの基幹管路が37.2%と未だ低いレベルにある。そこで、早期にかつ効果的に耐震化を達成するためには、確実に耐震上の弱点への対策を集中的に実施するなど、できるだけ無駄な投資を抑えることが重要である。そのためには、設計実務において様々な水道施設の地震時の被害実態と合致した耐震設計(診断)手法を適用することに関して、より多くの知見を蓄積し検討する余地がある。

一方、熊本地震では、熊本市上下水道局の水道用井戸水源地周辺において、水管橋の橋台取り合い部の管路が周辺地盤の著しい変状の影響により甚大な被害を

受けた³⁾。東北地方太平洋沖地震においても液状化に伴う著しい地盤変状により、構造物取り合い部の管路に想定を大きく超える1m程度の相対変位が生じ甚大な被害⁴⁾となったが、設計指針⁵⁾ではこれらの構造物取り合い部の被害パターンを十分に網羅できていないと言えない。

また、同じく井戸水源地において、昭和55年改正の建築基準法（いわゆる新耐震基準）が適用され設計・施工された水道施設の建築物に多数の地震被害が確認された。さらに、その要因としてこれまでの設計実務においては考慮することのない連続する地震（前震＋本震）の影響が考えられるなど、現行の各種基準や設計指針⁵⁾（⁶⁾（例えは⁸⁾）では網羅していない地震の影響が要因となった可能性がある。

筆者らは、これらの井戸水源地及びその周辺における水道施設の被害に着目し、熊本市上下水道局の御協力のもと、上下水道局担当者や地域住民へのヒアリング、水源地施設の被害状況の測定、地震後の地盤調査や地形測量調査の実施、さらにそれらの結果を踏まえ地盤や構造物（杭）の動的解析などによる検証解析を実施した。そして、被害実態を整理するとともに、構造物の杭や井戸ケーシングなどの地中構造物を対象を絞り、被害のメカニズムや要因について分析した。さらに、これらの結果を踏まえ主に水道施設に関する現耐震設計法の課題などを抽出した。

2. 熊本市における水道用井戸水源地の概要

熊本市の水道事業では、50箇所（現在休止中の施設含む）の水源地を有し、水道水の全量をこれらの水源地にある深井戸からの地下水で賄っている。本調査において地震被害の調査・分析を行う水源地は、図-1に示すような河川に囲まれた低地にあるA水源地とB水源地である。この2箇所の水源地の取水量の合計は約80,000（m³/日）であり、熊本市全体の取水能力の約3割を占める重要な水源地である。A水源地、B水源地ともに深さ

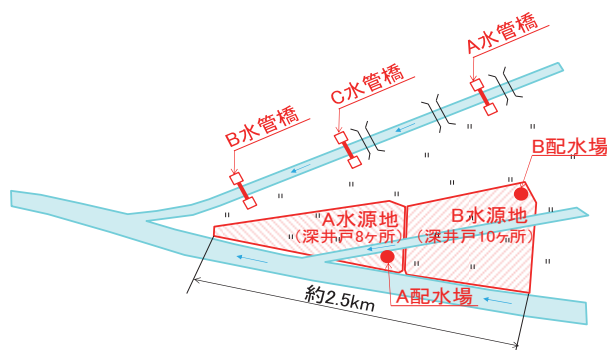


図-1 水源地概要図

約150m～200mの深井戸により地下水をポンプにより汲み上げており、A水源地には8箇所、B水源地には10箇所の深井戸がある。また、A水源地、B水源地それぞれ1箇所の配水場があり、複数の井戸から汲み上げた水を集めて塩素剤注入による滅菌処理を行った後に大容量の配水池に一旦貯留し、配水ポンプにより各家庭や事業所などに水道水を供給している。

3. 地震被害状況の調査結果

(1) 地盤変状とそれに伴う水管橋の被害

図-1に示す水管橋の被害として、A水管橋（写真-1）では図-2や写真-2に示すように橋台の周辺地盤変状に伴う水管橋の橋台取り合い部の埋設管路の損傷・漏水や、図-2や写真-3に示すような橋台の移動に伴う水管橋本体の支承部と伸縮管の損傷・漏水などが確認された。また、橋台取り合い部の埋設管路の損傷はC水管橋でも確認され、橋台の移動に伴う水管橋本体の被害はB水管橋でも確認された。なお、水管橋本体には地震の強い揺れに伴う慣性力の作用による変形や損傷被害は確認されず、主に地盤や橋台の変位による被害であったと考えられる。

ここでの大きな地盤変状の要因として、液状化による側方流動、盛土などの緩い地盤のゆすり込沈下、軟弱粘土の地震の揺れに伴う剛性低下、及び護岸崩壊による地盤の側方移動などが考えられたが、明確にはできなかった。

なお、これらの水管橋の設計実務においては、耐震設計指針⁹⁾に従い、基本的には震度法を適用することが多いこともあり、橋台や基礎杭の設計も含めてこのような周辺地盤の変状を考慮することは少ない。よって、設計実務においても、橋台周辺地盤の変位による地震作用が大きいと判断できる場合は、地盤-構造連成系モデルの適用などにより、それらの影響を見落とさず適切に評価する必要がある。

ただし、今回のような複雑な地盤変状を設計実務に

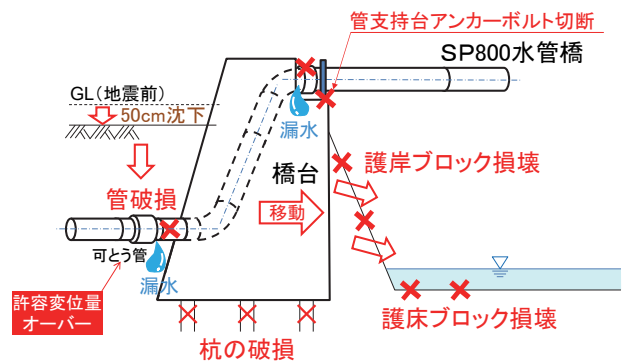


図-2 水管橋被害イメージ



写真-1 水管橋全景



写真-2 道路橋周辺地盤の変状



写真-3 護岸沈下・橋台移動に伴う水管橋被害

においてモデル化することが困難な場合もある。そこで、こういった想定困難な大きな地盤変状が危惧される場合は、橋台の移動やそれにより水管橋の管路部が変形し水道水の通水機能が低下することは許容するも、落橋や脱管・漏水は回避し、断水と二次災害の防止を行うことを目標に対策を検討すべきと考える。例えば、延性に富んだ大きな相対変位にも対応できる管材料の採用など、水道施設としての必要機能を十分に踏まえ柔軟な対応が必要と考える。

なお、A水管橋の漏水被害は、4月16日の本震後に確認したものであり、前震時には管からの漏水などの顕著な変状は確認していないとのことである。そのため、地盤の変状と同様に地震が連続したことにより、水管橋の被害が大きく拡大したことも考えられる。

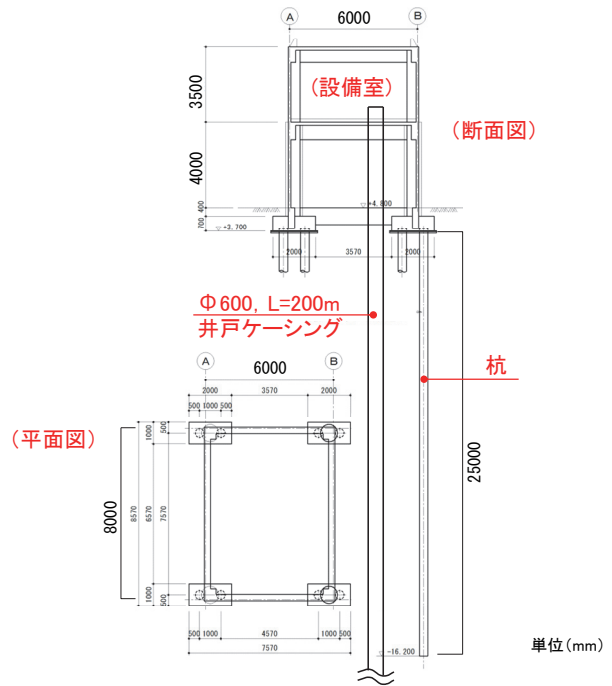


図-3 井戸ポンプ室建屋概要図

(2) 井戸施設の被害

A 水源地、B 水源地の多くの井戸施設では写真-4、写真-5 に示すように、井戸ポンプ室建屋(図-3 参照)の傾斜・沈下が生じた。それにより写真-6 や図-4 に示すように、建屋内にある井戸ケーシング(変状していない)頂部が見かけ上突上がった状態となり、段差が生じたことに伴い管路などの設備被害が生じた。これらの被害はいずれも前震時でなく本震時に確認された。そして、長期間の運転停止を余儀なくされた。その結果、熊本市では A 水源地における 8 か所の井戸のうち、1 か所のポンプ室建屋、B 水源地における 10 か所のうち 7 ヶ所のポンプ室建屋の全面更新を余儀なくされる甚大な被害となった。また、他の水源地の井戸においては、3 箇所で地表付近の地盤中の井戸ケーシングの損傷が確認された。

この井戸ポンプ室建屋の傾斜や沈下による原因として、建屋の壁には軽微なひび割れが散見される程度であり、ポンプ室を支持する柱や壁部材及び基礎フーチングには全く変状は見られなかった。また、検証計算の結果、杭の先端支持力は十分に確保されていることが確認できたことから、図-4 のイメージ図に示すように杭本体の甚大な損傷によるものと考えられる。

杭の詳しい損傷状況については、今後建屋の更新工事を実施する際の現状の構造物取り壊し時に、調査することを予定しているが、ここでは、現状で得られる情報から杭の損傷状況を推察する。今回のような大きな沈下や傾斜の要因としては、まず、上部構造物の慣性力の影響により杭頭部に破壊が生じた後に杭の軸心

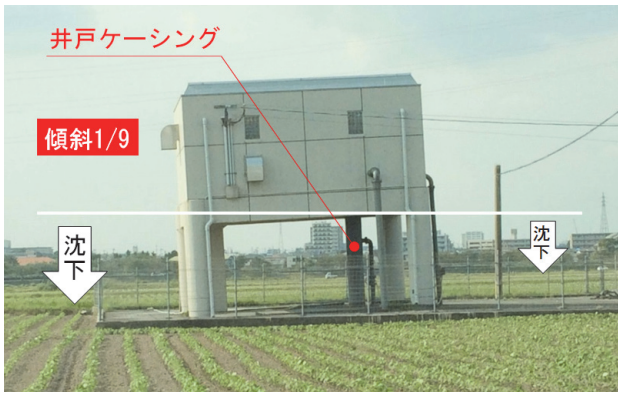


写真4 井戸ポンプ室建屋Aの傾斜・沈下



写真5 井戸ポンプ室建屋Bの傾斜・沈下

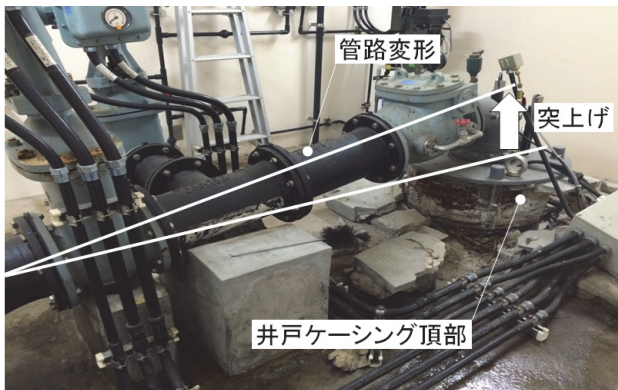


写真6 井戸ポンプ室建屋内の管路設備被害

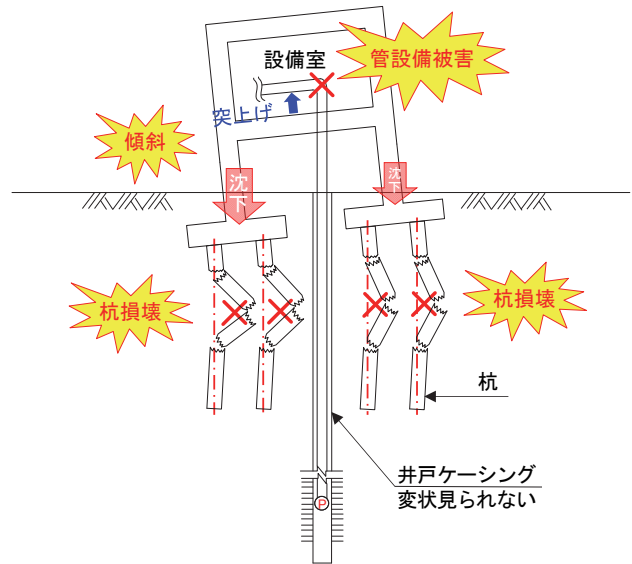


図4 井戸ポンプ室建屋の被害イメージ図

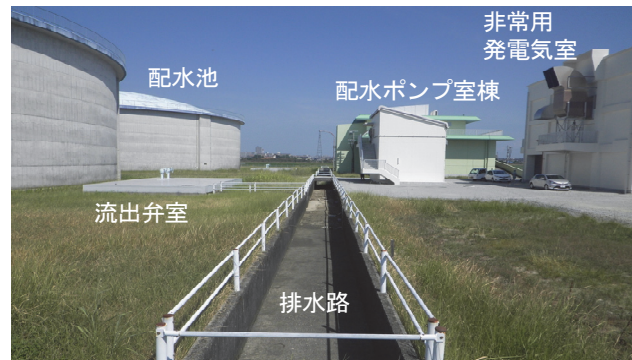


写真7 A配水場の主要施設

要因は、図4に示すように地中部の地盤の変位に伴い杭が強制変位を受け複数ヵ所において破壊し、杭の傾斜や軸心のずれが生じ、さらに上部構造物のロッキングの影響も受け鉛直支持力を維持できなかったことが考えられる。破壊の形態としては、破壊の程度が大きいと推定されることから、せん断先行破壊の可能性が考えられる。

また、図4に示すように、全ての井戸ポンプ室建屋において建屋の沈下は一樣でなく傾斜が見られた。これは、井戸ケーシングは建屋の床版と固定されており、地震の影響により固定部に損傷が見られたものの建屋の沈下を抑制する効果があったためと考える。

さらに、本震後において建屋の傾斜や沈下が確認され、前震後には確認されていないことから、連続する地震の影響によって、段階的に杭の破壊、杭軸心のずれや傾斜、及び沈下が生じた可能性もあると考える。

(3) 配水場の被害

A配水場には、写真7に示すように、比較的規模の大きい建築物や水槽構造物(配水池・PCタンク)が設置されている。

A配水場では、これらの建築物や配水池等の構造物に

にずれが生じ、上部構造部のロッキングの影響も受け鉛直支持力を維持できなかったことが考えられる。ただし、図4のイメージ図に示すように建屋と一体となっていた地下200mの深さの井戸ケーシングの内部をカメラ調査した結果などから、井戸ケーシングには地上部と地下部ともに建屋の水平移動に伴うような損傷や変形は見られなかったことと、地表面にも建屋が水平移動した形跡は全く見られなかったことなどから、慣性力の影響による杭頭の破壊だけでは、今回のような上部構造物の大きな沈下や傾斜には至らないと考える。

また、地盤の側方流動に伴う杭の破壊についても地表面地盤の水平変位は全く見られなかったことから考えにくい。

このようなことから、今回の構造物の沈下や傾斜の



写真8 構造物周辺の沈下状況

は機能上問題となるようなひび割れなどの損傷被害や、傾斜・沈下などの被害も確認されなかった。ただし、配水池と流出弁室を連絡する埋設管路が大きく損傷し多量の漏水が生じた。この被害の要因は、被害状況から配水池と流出弁室の地震時挙動の違いや、流出弁室の基礎杭の損傷による移動によるものと考えている。両施設の間に伸縮可とう管が設置されておらず、管路がこれらの相対変位に追従できなかったことが考えられる。この被害事例からも、構造物取り合い管路部における対策が重要なことがわかる。なお、この管路部の被害も本震時に生じたものである。

また、写真8に示すように主に構造物周辺の地盤沈下が顕著であった。これにより、地表面付近に埋設された塩素注入管路の損傷被害を招き配水場全体の機能に大きな影響を与えたことから、耐震設計の実務において、注目すべき被害である。このような構造物周辺付近の地盤沈下のメカニズムとして、構造物構築時の埋戻し土や盛土などの比較的緩い地盤のゆすり込沈下の影響が大きいと考える。これらの地盤の液状化も考えられたが、液状化による噴砂は極めて局部的であり、その影響は小さいと考える。

また、この配水場は護岸に近接することから、護岸側への地盤の側方移動(1m程度)とそれに伴う地盤沈下も確認された。この地盤の側方移動の影響により、場内の排水路(写真7)の側方移動や構造目地の開きが生じた。

この配水場のように浄水場などでは地表面付近に機能上非常に重要な設備(電機ケーブル、電柱、薬品移送管路等)や水道管路が設置されているケースも多い。そこで、現行の耐震指針⁹⁾には具体的な記述がないが、従来の設計では考慮することのないこれらの埋戻し土や盛土、及び周辺に護岸がある場合は、水道施設としての総合的な機能維持に着目し、地盤に由来するリスク調査や対策検討を十分実施することが重要と考える。

なお、場内の排水路や流出弁室には水平移動や上下移動が確認されたことから、これらの基礎杭の損傷被害

害が想定される。

4. 地盤状況の調査結果

(1) 地盤条件の考察

A 水源地にある A 配水場内の地質調査結果と主要構造物の杭の概要を図5に示す。

既往の地質調査結果より、A 配水場並びにそれに近接する傾斜や沈下が見られた井戸ポンプ室建屋 A 周辺は、ほぼ図5に示す地層条件の水平成層地盤であり、さらに、A 水源地全体もおおむね同様な地層条件の水平成層地盤である。

図5に示すように、地表から15m程度の深度までは、N値が5以下の緩い地盤であり、それ以深は比較的密な阿蘇火砕流堆積物(Aso)を主体とする洪積層となる。排水路を除き各構造物の杭の先端支持層は、N値が30程度以上の阿蘇火砕流堆積層としている。

(2) 粘土・シルト層(Ac1, Ac2)の考察

地表付近にある粘土・シルト層(Ac1, Ac2)は、いずれも柔らかい沖積粘土である。N値がほぼ0であり、A配水場の構造物周辺で見られた地盤沈下の要因として考えられた。そのため、これらの層を対象に圧密試験を実施したが、過圧密状態であり、この結果からは沈下の要因として考えにくい。なお、これらの地層は、耐震指針⁹⁾に従い、細粒分含有率FCや塑性指数IPから、液状化の判定を行う必要のない地層であると判断した。

(3) 液状化層についての考察(As1, Ac3)

沖積As1層とAc3層は、耐震指針⁹⁾に従い液状化の判定(FL法)を実施した結果、液状化すると見なす地層であると判断できた。

特にAs1層の粒度分布については粒径がかなり揃っており、東北地方太平洋沖地震の際に茨城県企業局鰐川浄水場を1か月以上にわたる運転停止といった甚大な被害をもたらす要因となった非常に顕著な液状化層(埋土層)¹⁰⁾の粒度分布とかなり近似することから、同様の顕著な液状化が生じる可能性があると考えた。

なお、図5に示すように、これらの液状化地盤中に、上部構造物の傾斜・沈下が見られたポンプ室建屋Aの基礎杭や、水平移動が確認されたA配水場の排水路の基礎杭がある。そのため、これらの基礎杭の大きな破壊は、既往の被害調査事例¹⁰⁾なども参考に液状化地盤の地震変位による可能性が考えられる。同様の液状化地盤にある水道池状構造物の杭の被害事例として、過去の地震において上部構造物の傾斜が見られた杭を引き抜いたところ、写真9に示すように液状化層全体に渡って杭

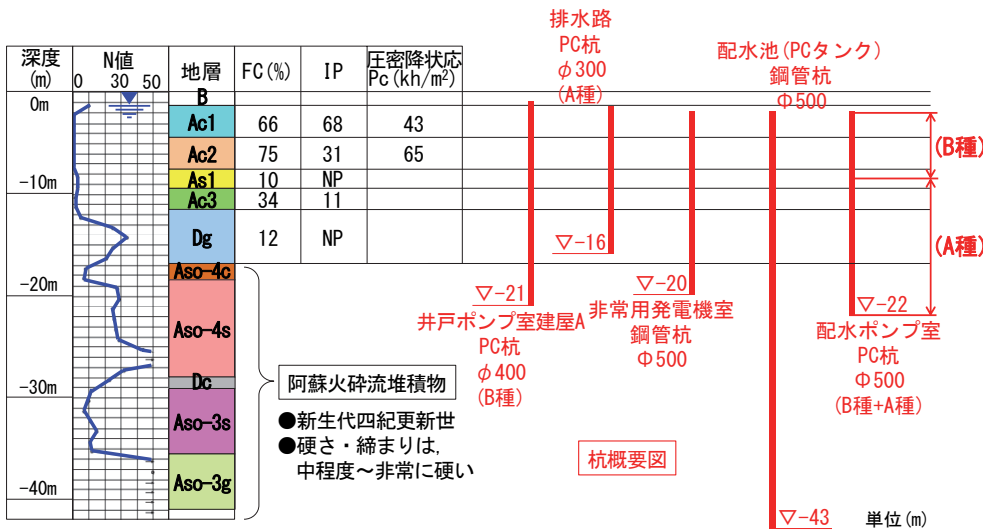


図-5 土質調査結果図及び杭概要図

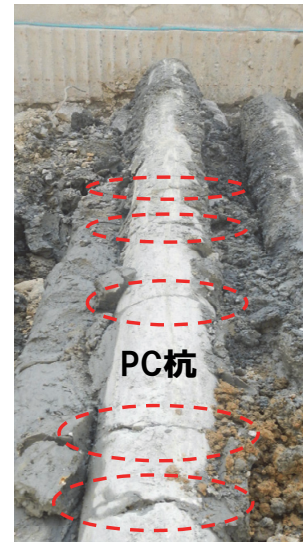


写真-9 池状構造物の杭被害例

(阪神水道企業団より提供)

のせん断破壊とみられる著しい損傷が確認されている。このようなことから、液状化の影響を考慮し基礎杭の被害分析を行うことが必要と考えた。

また、図-5に示すようにA水源地の液状化層の上部には層厚が大きく透水係数の小さい粘土・シルト層 (As1, Ac2) があり、水源地一帯に液状化層が露頭するような地形は見られず、液状化による噴砂も局部的にわずかに見られる程度である。そのため、液状化が生じた場合、過剰間隙水圧が地表に消散しにくい状況にあり、長時間にわたり水圧が高い状態 (液状化層の剛性が低い状態) を維持しやすい。これより、今回の地震のように水圧が消散しない期間内に大きな地震が連続して生じる場合は、液状化による影響がさらに大きくなることが懸念され、検証解析などで分析する必要があると考えた。

5. 杭・井戸の検証解析などによる地震時挙動の分析

(1) 分析の目的

今回調査を実施した様々な水道施設の地震被害において、設計実務の視点で最も注目すべき被害は、甚大な基礎の被害が確認された井戸ポンプ室建屋の被害である。その理由としては、被害のあった井戸ポンプ室建屋は現行と変わらない建築基準^{例えは8)}に基づいて設計・施工された構造 (杭) も含まれることである。

また、今回の建屋の顕著な傾斜や沈下の要因と考えられる杭の破壊について、その被害状況から主に液状化地盤中の地盤変位の影響が支配的と推測したが、水道施設 (池状構造物, 水管橋, 建屋など) に用いられ

る杭に適用される現行の耐震指針⁵⁾では、同様の液状化地盤であっても主に構造物の慣性力が支配的と考え基本的な震度法を適用することとしている。そして、杭を対象とした設計実務においても、ほとんどが震度法を適用しており、地盤変位を考慮することは稀であることにも注目すべきである。さらに、現行の耐震指針⁵⁾ (例えは8))には考慮されていない連続する地震の影響により、液状化などに伴う被害が拡大した可能性がある点も併せて注目すべきである。

このようなことから、今回の井戸ポンプ室建屋の被害については、現行の耐震基準類が網羅できていないことが考えられる。

そこで、現行と変わらない建築基準に基づいて設計されたと考える井戸ポンプ室建屋Aを中心に地盤や杭の地震時挙動の分析を行い、被害のメカニズムや要因、並びに耐震基準類の適応性などについて考察するものとした。そして、今後の熊本市における井戸施設の本復旧における適切な耐震設計法などを提案することとした。さらに、現行の水道施設の耐震指針⁹⁾における課題についても抽出することとした。

なお、既往の研究^{11),12),13)}でも液状化地盤中の杭基礎に対する地盤変位の影響に着目しており、そこでも慣性力の影響との比較を行った上で地盤変位の影響が支配的であるとの結論としている。ただし、これらの研究は主に解析的な検討のみ行っているものが多く、実地盤の詳しい地盤調査結果や実地震動を用いて大きな被害のあった基礎杭の被害状況と比較分析した研究事例は少ない。特に埋立地等での液状化に伴う側方流動の影響による基礎杭の実被害を分析する研究^{14), 例えは15)}は比較的多いものの、今回のように埋立地でなく明瞭な側方流動が地表で確認されていない状況において、液状

化地盤中の杭の実被害を分析している研究事例は貴重と考える。このようなことから、今回の被害分析を行うことは価値があると判断した。

さらに、本検討では、この被害分析結果を設計実務に活用することを目的として、現行の耐震指針⁵⁾⁷⁾ (例えば⁸⁾) を適用した場合の解析を実施し実被害と比較することにより、現行の耐震指針の課題を具体的に示すことも、今後の耐震設計の方向性を示す上で価値があると判断した。

(2) 検証解析の対象

本検討では、上部構造物に傾斜や沈下などの基礎杭の被害傾向が見られた施設として、井戸ポンプ室建屋AとA配水場内(写真-7参照)の排水路の杭だけでなく、被害傾向の見られないA配水場内の配水池(PCタンク)、配水ポンプ室、非常用発電機室の杭も対象とした。さらに同様に、地中部に損傷被害が確認されていない井戸ケーシング(図-3)も対象として地震時の検証解析を行い、被害の状況や要因を解析的に検証した。

ここで井戸ケーシングについても解析対象としたのは、既往の文献^(例えば16)によると、過去の地震において、今回の対象地盤と同様に地盤ひずみの影響が大きくなる液状化層と粘土層の境界付近を中心に表層地盤中の井戸ケーシングの被害事例が報告されているためである。また、熊本市においても他の水源井戸の表層地盤中の一重管ケーシングが損傷していることから、A水源、B水源の全ての井戸施設に共通する図-6のような地表地盤における剛性の高い二重管ケーシング方式との比較分析を行うためである。

なお、これら構造物の基礎杭の特徴としては、図-5に示すように、構造物が完全に地中にあり自重の軽微な排水路(昭和58年建設)については、地震作用などの水平荷重を設計時に見込まないPC杭のA種を使用している。建築基準の新耐震基準が適用されたと考える配水ポンプ室(昭和58年)や井戸ポンプ室建屋A(平成9年)の

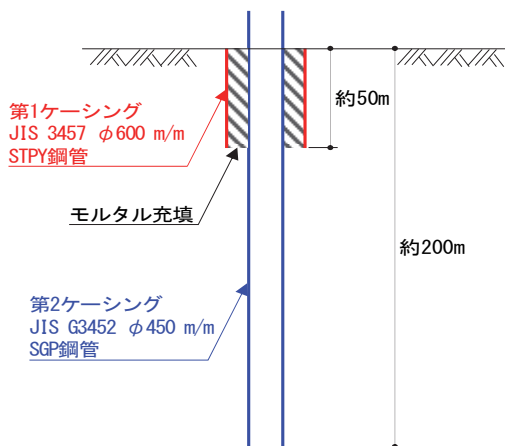


図-6 井戸二重管ケーシング概要図

杭は水平荷重を見込んだPC杭B種を使用している。また、荷重の非常に大きい配水池や最近に設計された非常用発電機室(平成28年)は靱性に富んだ鋼管杭を使用している。

なお、配水池、非常用発電機室、及び配水ポンプ室などは、経済設計を目的に杭の上部と下部で杭仕様を変えている。このうち配水ポンプ室においては、地表から深度8m付近の上部には水平抵抗力の高いPC杭B種を選定し、下部には水平抵抗力の低いPC杭A種を選定している(写真-5参照)。そのため、震度法の設計では、地盤の変位が大きいと考える液状化層に、水平抵抗力の小さい杭種を選定していることに注目する。

(3) 検証解析の対象、条件など

a) 解析モデルの概要

検証解析の解析モデルの概要を図-7、図-8に示す。まず、傾斜や沈下などの甚大な被害が確認された井戸ポンプ室建屋Aの杭については、図-7に示すように、地盤-杭-構造連成系FEMモデルを適用し、杭への慣性力影響と地盤変位の影響を同時に考慮することとした。

次に、杭への慣性力の影響と地盤変位の影響を比較することを目的として、地盤変位の影響のみを考慮するために図-8に示すような上部構造をモデル化しない仮想の地盤杭連成系FEMモデルでの解析を実施した。

また、井戸ポンプ室建屋A以外の杭や井戸ケーシングについては、図-8に示す仮想の地盤-杭連成系FEMモデルを用いた解析を実施した。

なお、今回の解析の目的は、地表部分の地盤のせん断ひずみの影響が大きい深度の検証であることから、工学的基礎面として考えられる深度35mまでの地盤をモデル化の対象とした。

b) 解析方法

動的解析を適用し、時刻歴応答解析法(直接積分法)を採用した。数値積分の計算法にはニューマークのβ法($\beta=1/4$)を適用し、解析時間間隔は0.001秒とした。

c) 地盤のモデル化

地盤モデルは、平面ひずみ要素とし、液状化判定(FL法)により液状化すると見なせる層(As1層、Ac3層)については弾塑性モデル(有効応力モデル)として、非液状化層についてはR-Oモデル(全応力モデル)を適用した。解析モデル側面には等変位境界を配置し、底面に配置した粘性境界を介して地震動の加速度波形を水平入力した。なお、柔らかいシルト層であるAc1層とAc2層については、既往の研究¹⁷⁾¹⁸⁾などから、地震の揺れ回数増加に伴う有効応力の上昇・蓄積により剛性低下が生じることを考慮すると、全応力モデルにて表現することは発生する変位量を過少評価する傾

向があることに留意する必要がある。ただし、今回の地震の継続時間は比較的短いことも考慮し、基礎杭への影響が考えられる液状化地盤の変位と比べて地震時の変位量は相対的にかなり小さいものと判断し、全応力モデルを適用することとした。

主な地盤モデル条件の設定値を表-1に示す。表-1において、N値については地震前の地質調査結果より設定し、杭への地震作用に与える影響が大きい地層[1]~[6]のせん断弾性波速度と動的ポアソン比については、今回実施したPS検層試験結果を適用した。地層[7]~[10]のせん断弾性波速度はN値より耐震指針⁵⁾の手法に従い設定し、動的ポアソン比は一律0.49と設定した。

液状化層の弾塑性モデルについては、岡モデル¹⁹⁾を適用し、今回実施した液状化試験(繰り返し非排水三軸試験)結果や動的変形試験結果を用いて要素シミュレ

ーション解析を実施し、各種パラメータを設定した。弾塑性モデル(岡モデル)のパラメータを表-2に示し、液状化試験結果と要素シミュレーション解析による液状化強度曲線のフィッティング状況を図-9に示す。なお、試験結果から得られた液状化強度は、図-9に示すように設計指針¹⁰⁾に従ってN値や粒度分布などから算定した強度に比べてかなり大きい値となり、比較的液状化しにくい条件である。

非液状化層のR-Oモデル(全応力モデル)のパラメータについて、杭への影響が大きいと考えられる地層[2](Ac1層)と地層[3](Ac2層)のパラメータは今回実施した動的変形試験結果のせん断弾性波係数と減衰乗数のひずみ依存曲線に基づいて設定し、これ以外の地層については、旧建設省土木研究所の提案式に基づき設定した。表-3にR-Oモデルのパラメータを示す。

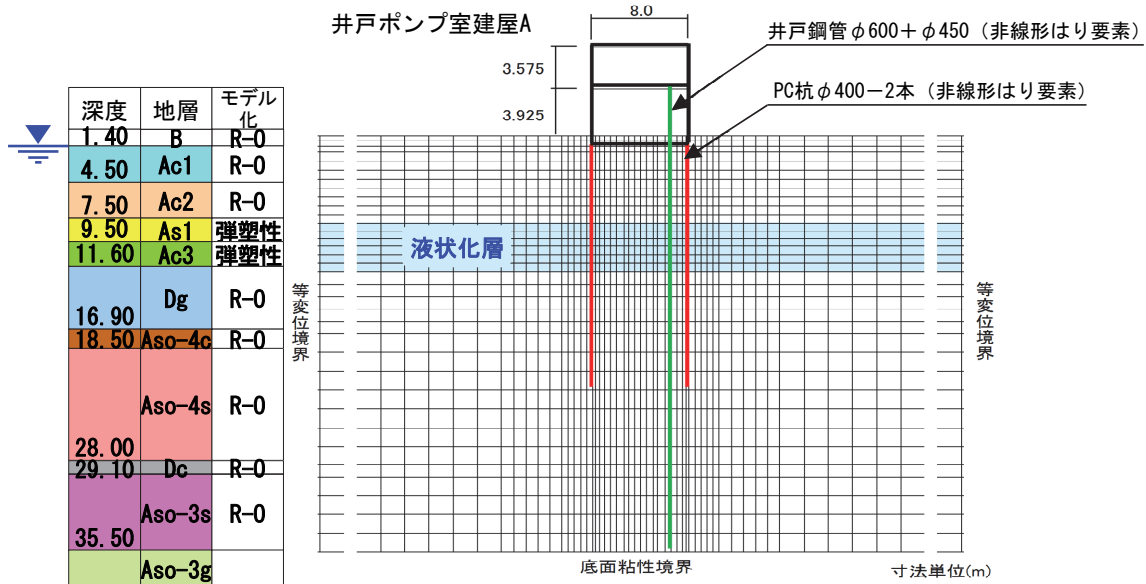


図-7 解析モデル図(地盤・杭・上部構造連成系モデル)

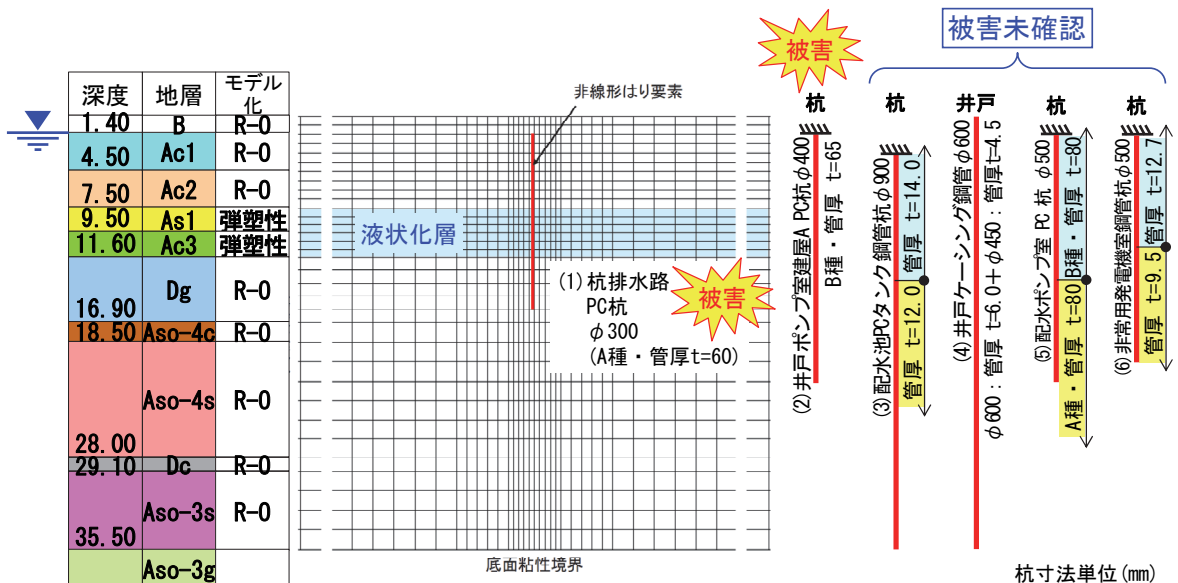


図-8 解析モデル図(地盤・杭連成系モデル)

表-1 地盤モデル条件

地層	層厚 H(m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	N値	せん断弾性波速度 V_s (m/s)	動的ポアソン比 ν	モデル化
[1] B	1.40	20.0	9	110	0.452	R-O
[2] Ac1	3.10	11.3	1	80	0.498	R-O
[3] Ac2	3.00	14.3	0	80	0.498	R-O
[4] As1	2.00	16.7	6	100	0.498	弾塑性
[5] Ac3	2.10	16.5	3	100	0.498	弾塑性
[6] Dg	5.30	19.0	23	170	0.493	R-O
[7] Aso-4c	1.60	16.0	8	252	0.490	R-O
[8] Aso-4s	9.50	19.0	30	314	0.490	R-O
[9] Dc	1.10	18.0	27	314	0.490	R-O
[10] Aso-3s	6.40	18.0	12	280	0.490	R-O
[11] Aso-3g 基礎盤		20.0	50	334	0.490	

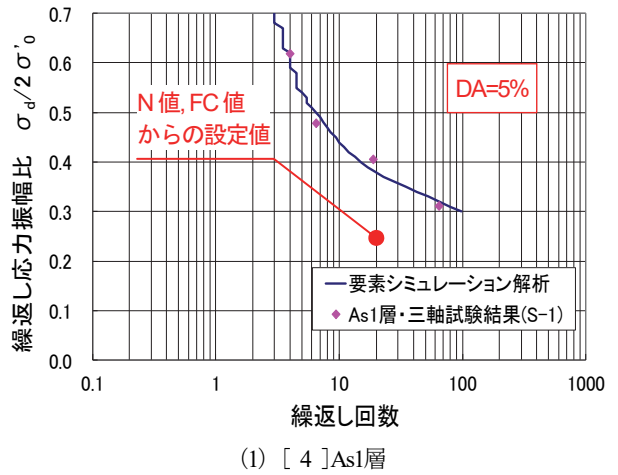
表-2 繰返し弾塑性モデルの入力物性値

	[4] As1層	[5] Ac3層
単位体積重量 γ (kN/m ³)	16.7	16.5
せん断波速度 V_s (m/s)	100	100
せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	17041	16837
静止土圧係数 K_0	0.50	0.50
透水係数 k (cm/s)	9.0E-04	1.05E-05
初期間隙比 e_0	1.225	1.295
圧縮指数 λ	0.030	0.025
膨潤指数 κ	0.015	0.015
疑似過圧密比 OCR	1.2	1.2
変相応力比 M_h	0.90	0.80
破壊応力比 M_f	1.10	1.10
硬化パラメータ B_0	8000	8000
硬化パラメータ B_1	80	80
硬化パラメータ C_f	800	800
塑性基準ひずみ γ_p^p	0.005	0.005
弾性基準ひずみ γ_p^e	0.050	0.050
ダイレイタンス係数 D_0	1.5	1.5
ダイレイタンス係数 n	4.0	4.0
異方性消失のパラメータ C_d	2000	2000

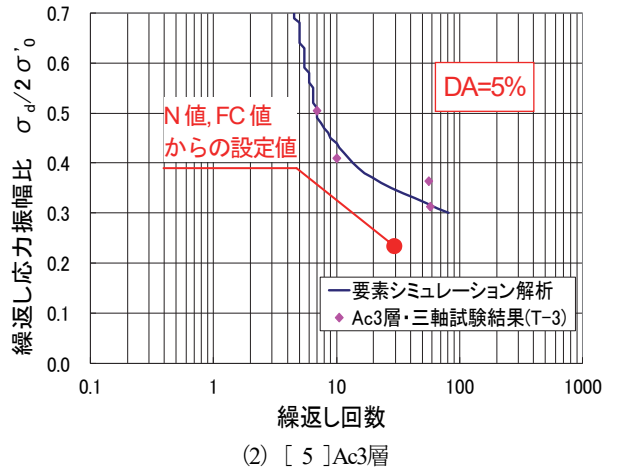
なお、液状化層の過剰間隙水圧は液状化層周辺の R-O モデルで表現した非液状化層にも消散することを適切に考慮するために、今回実施した圧密試験結果から得られた透水係数より R-O モデルの透水係数を設定した。

d) 基礎杭・上部構造物のモデル化

構造部材は2次元はり要素にモデル化し、はり要素の自重以外の建屋重量等は建屋床版の積載荷重にモデル化した。建屋床より下方の部材(床版, 床梁, 1階柱, 基礎梁, PC 杭)は曲げモーメントと曲率の関係をトリリニアモデルで表現し、井戸ケーシングや鋼管杭は曲げモーメントと曲率の関係をバイリニアモデルで表現した。これら以外の部材(2階柱, 上梁)は線形弾性体で表現した。トリリニアモデルの第1折れ点は曲げひび割れ点, 第2折れ点は鉄筋初降伏点, 第3折れ点は耐力点とした。一方、バイリニアモデルの第1折れ点は鋼管初降伏点, 第2折れ点は全塑性点とした。



(1) [4]As1層



(2) [5]Ac3層

図-9 液状化強度曲線

表-3 R-Oモデルの入力物性値

(1) 地層 [1] ~ [3], [6]

	[1] B層	[2] Ac1層	[3] Ac2層	[6] Dg層
単位体積重量 γ (kN/m ³)	20.0	11.3	14.3	19.0
せん断波速度 V_s (m/s)	110	80	80	170
せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	24694	7380	9339	56031
静止土圧係数 K_0	0.50	0.80	0.80	0.50
透水係数 k (cm/s)	-	3.0E-06	3.0E-06	8.9E-03
粘着力 C (kN/m ²)	0.0	6.3	0.6	1.0
内部摩擦角 ϕ (°)	39.1	0.0	0.0	40.9
せん断弾性係数パラメータ a	24694	7380	9339	56031
せん断弾性係数パラメータ b	0.0	0.0	0.0	0.0
R-Oパラメータ α	6.28	0.39	0.14	12.54
R-Oパラメータ γ	2.78	1.70	1.67	2.78

(2) 地層 [7] ~ [10]

	[7] Aso-4c層	[8] Aso-4s層	[9] Dc層	[10] Aso-3s層
単位体積重量 γ (kN/m ³)	16.0	19.0	18.0	18.0
せん断波速度 V_s (m/s)	252	314	314	280
せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	103680	191156	181095	144000
静止土圧係数 K_0	0.50	0.50	0.50	0.50
透水係数 k (cm/s)	3.0E-06	1.5E-02	3.0E-06	1.5E-02
粘着力 C (kN/m ²)	50.0	0.0	168.8	0.0
内部摩擦角 ϕ (°)	0.0	39.7	0.0	30.8
せん断弾性係数パラメータ a	103680	191156	181095	144000
せん断弾性係数パラメータ b	0.0	0.0	0.0	0.0
R-Oパラメータ α	1.03	1.91	3.32	2.64
R-Oパラメータ γ	2.78	2.78	2.78	2.78

e) 入力地震動

入力地震動については、水源地からおおよそ 4.5km 離れた位置にある益城町における前震と本震の観測記録(地下-240m) [kik-net 益城 (KMMM16)] を深部地盤の地震応答解析を行い算定した。なお、図-10 に示すように、前震の応答解析の後に過剰間隙水圧の消散解析を実施したが、液状化層上部の粘土層による影響で本震が生じるまでの時間内に液状化層の水圧消散傾向はほとんど確認されなかったことから、解析では図-11 に示すように前震と本震を連続して入力するものとした。

f) 耐震性能の照査項目

各施設の杭、井戸ケーシングの検証解析として、PC 杭については、最大曲げモーメントと最大せん断力の照査を行った。鋼管杭や鋼管を用いた井戸ケーシングについては、地震時の最大曲げモーメントの照査を行った。

耐震性能を評価する上での照査用限界値については、

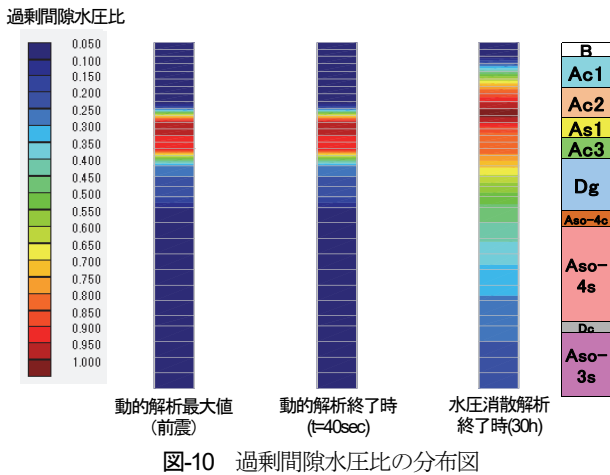


図-10 過剰間隙水圧比の分布図

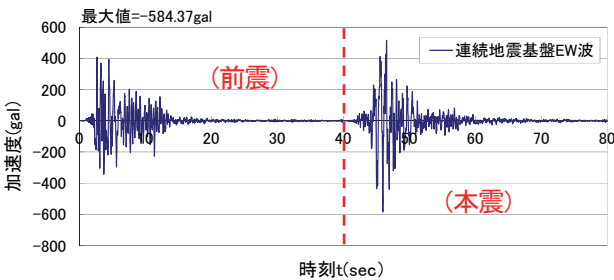


図-11 設計入力地震動・加速度波形(前震+本震:EW)

レベル2地震動及び大規模地震動の照査用限界値であり、かつ上部構造物の変位が顕著に現れると考える損傷レベルに達する曲げ耐力点とせん断耐力点とした。

(4) 解析結果と考察

井戸ポンプ室建屋 A の基礎杭の解析結果として、地盤-杭-構造物連成系モデルの検証解析結果(応答変位や発生断面力の最大値深度分布)を図-12 に示し、地盤変位のみ考慮した地盤-杭連成系モデルの結果(応答変位や発生断面力の最大値深度分布)を図-13 の(2)に示す。

次に井戸ポンプ室建屋A以外の複数施設の基礎杭を対象とした地盤-杭連成系モデルの検証解析結果と実被害の有無について図-13の(1)(3)(4)(5)(6)に示す。

そして、実施施設において杭の損傷被害の可能性があると考えた井戸ポンプ室建屋Aと排水路の杭については、前震~本震の地震継続期間中の水平方向応答値の時刻歴の結果を図-14に示す。

また、地盤の液状化の状況を評価するために、液状化層である Ac3 層における過剰間隙水圧比とせん断ひずみの時刻歴図、地表面の加速度応答の時刻歴図を図-15に示す。

これらの検証解析結果の考察を以下に示す。

a) 井戸ポンプ室建屋 A の解析結果について

地盤-杭-構造物連成系モデルの結果(図-12)、地盤-杭連成系モデルの結果(図-13)ともに、本震時において、液状化層周辺部の広い範囲で基礎杭がせん断破壊する結果となった。曲げ破壊には至らなかった。せん断破壊の要因は液状化層周辺箇所での大きな地盤変位によることは明確であり、上部構造物の慣性力考慮の有無で解析結果は大きく変わらないことから、慣性力の影響よりも液状化地盤中の地盤変位の影響が支配的と考える。

また、解析結果では、杭径を上回る程度の大きな地盤変位を要因とする広い範囲でのせん断先行破壊であり、杭の複数カ所で破壊に至ったことから、杭に軸心のずれや傾斜が生じ鉛直支持力が著しく不足し、上部の構造物が大きく沈下・傾斜したものと考えられる。

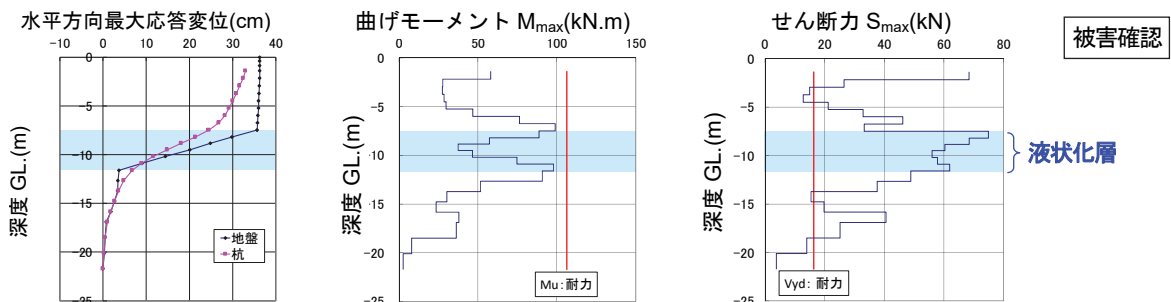
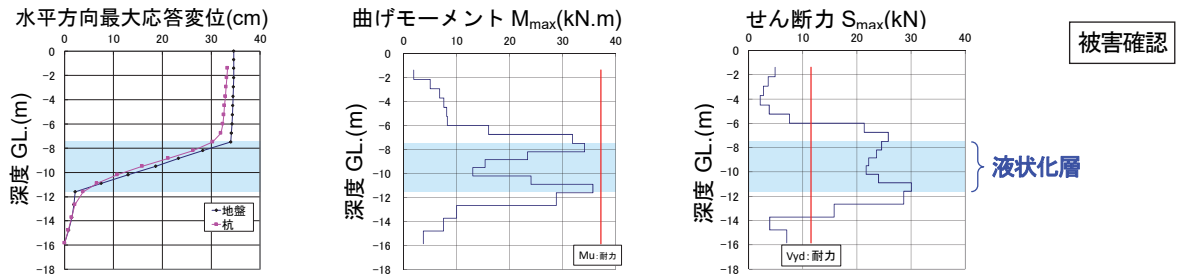
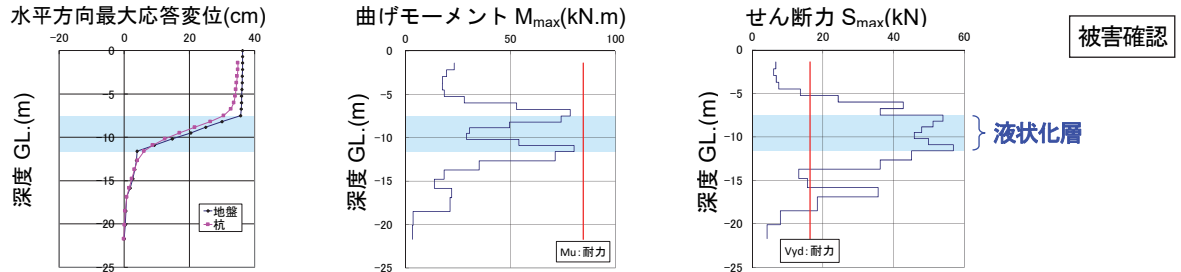


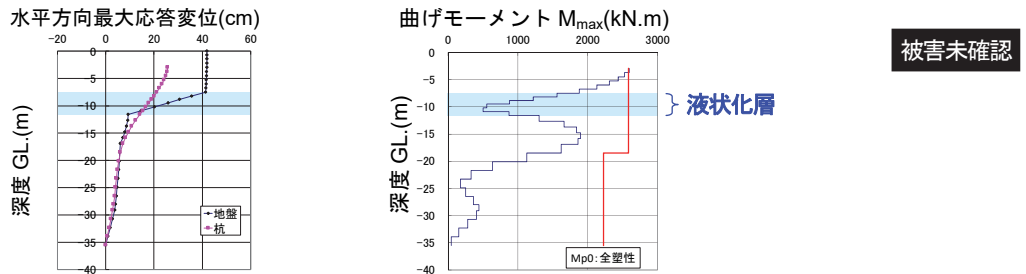
図-12 井戸ポンプ室建屋 A PC 杭φ400の検証解析結果(地盤-杭-上部構造連成モデル)



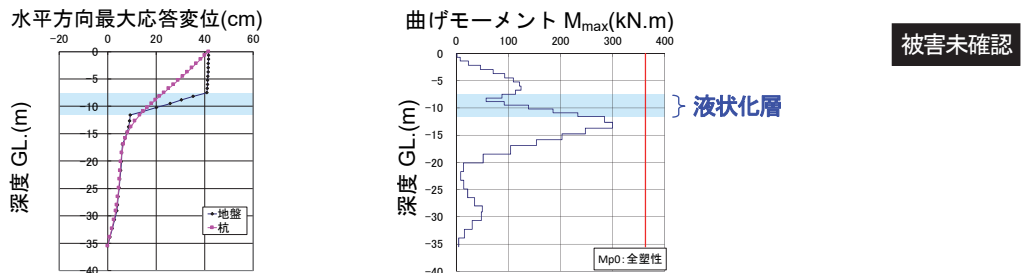
(1) 排水路 PC 杭 φ300 (前震+本震: EW)



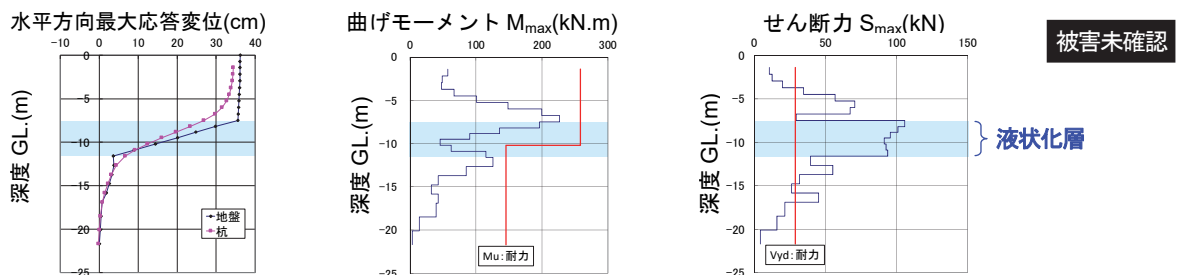
(2) 井戸ポンプ室建屋 A PC 杭 φ400 (前震+本震: EW)



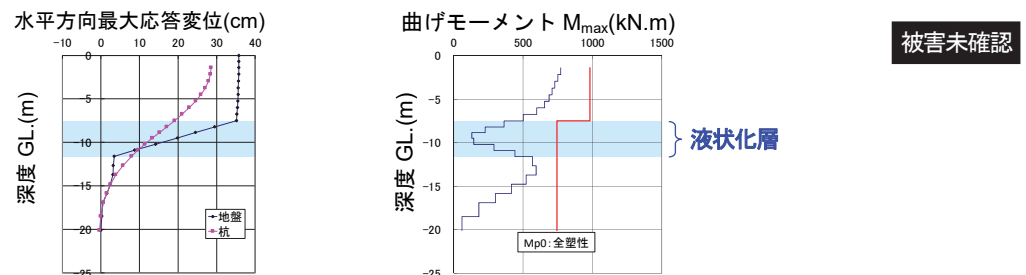
(3) 配水池 PC タンク 鋼管杭 φ900(前震+本震: EW)



(4) 井戸ケーシング 鋼管 φ600+φ450 (前震+本震: EW)



(5) 配水ポンプ室 PC 杭 φ500 (前震+本震: EW)



(6) 非常発電機室 鋼管杭 φ500 (前震+本震: EW)

図-13 杭, 井戸ケーシングの検証解析結果 (地盤-杭連成モデル)

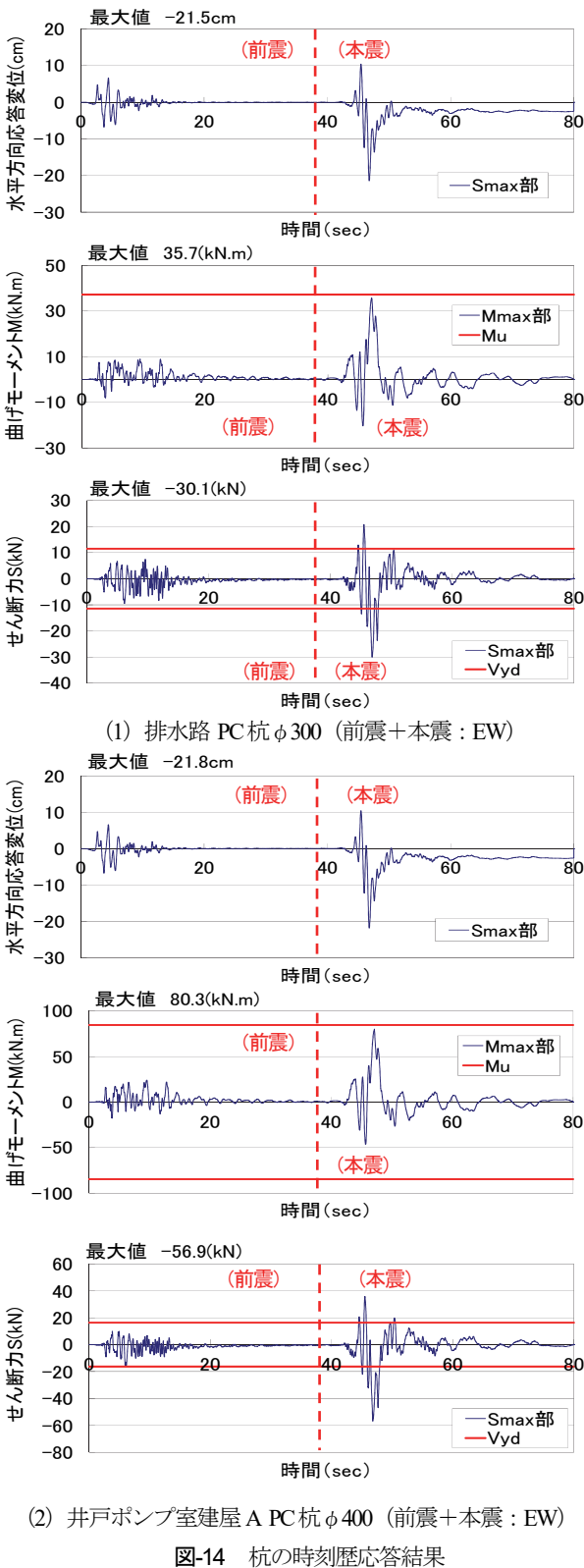


図-14 杭の時刻歴応答結果

これらの解析結果から評価できる被害の状況や程度は、これまでの実被害の調査結果から推測した基礎杭の被害とおおむね整合したと考える。

b) 井戸ポンプ室建屋以外の解析結果について

地盤の応答変位の影響のみ考慮した仮想の地盤-杭連成系モデルの解析結果(図-13)では、配水ポンプ室を除いて、上部構造物の実変位などから推測できた基礎杭や井戸ケーシングの損傷状況と解析結果がおおむね整合した。

配水ポンプ室については、構造物の平面規模が大きく、杭本数も非常に多いことから、杭損傷の影響が上部構造に現れにくく、実際には解析結果と同様に杭に損傷被害が生じていることが考えられる。

このようなことから、支配的と考える液状化地盤中の大きな地盤変位の影響のみを考慮することでも概ね実被害と整合する解析結果は得られたと考える。

c) 連続する地震による液状化の状況について

井戸ポンプ室建屋 A の杭のせん断破壊は、図-14 に示すように本震時に生じており、実被害と整合する。この要因として図-15 に示すように、液状化層の過剰間隙水圧比は、液状化強度が比較的高い値であったことから、前震時には1に到達しておらず本震時に段階的に水圧上昇が継続し1に到達している。そして、それに伴い、液状化地盤中のひずみの発生量も前震時には僅かであったが、本震時には10%を上回り著しく大きくなっている。このことから、連続する地震の影響と液状化層上部のシルト層による過剰間隙水圧消散の抑制効果により、継続して水圧上昇が生じたことにより液状化現象がより顕著になり、液状化地盤の変位の増大に伴い杭基礎がせん断先行破壊した可能性が考えられる。

d) 総合的な考察

実被害の調査結果と検証解析結果から、熊本地震において破壊したと考えられる基礎杭は、液状化地盤の変位の影響により大きな被害に至ったものとする。さらに、連続する地震による影響も被害を拡大させた可能性があるものとする。

また、液状化地盤中の大きな変位に伴う杭の損傷被害は甚大である。そのため、水道施設の水槽構造物や建築物の杭の設計実務においては、より安全な設計を行うことも考慮し設計指針(56.7例えは8)に沿って従来多く

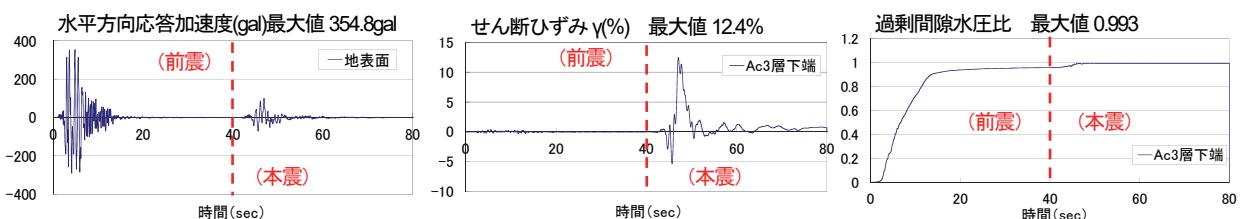


図-15 地震の検証解析結果(前震+本震: EW)

適用される震度法ではなく、地盤のひずみや応答変位を詳しく表現することが重要である。特に液状化層付近の地盤の変位量は地盤の地震応答解析結果などをもとに詳しく評価し、杭などへの地震作用として適切に考慮する必要があると考える。

なお、今後、これらの被害分析精度をさらに向上するために、予定されている井戸ポンプ室建屋の更新工事時には、杭の損傷状況を詳しく調査することを予定していることから、改めて報告する。

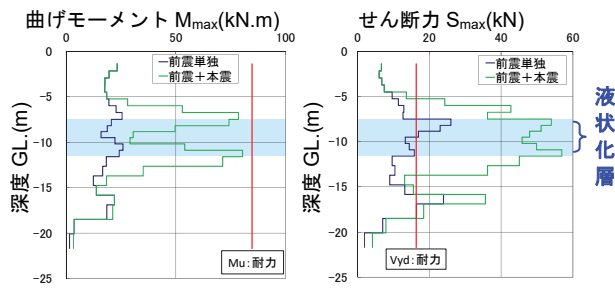
6. 今後の本復旧に向けた最適な耐震設計手法に関する分析と提案

ここでは、熊本市水道局のA水源地やB水源地などの本復旧工事にもなう設計実務や、類似する液状化地盤、地震環境条件などにある杭、井戸などの地中構造物の設計実務を対象として、今回のような地震被害を招かない最適な耐震設計手法を提案することを目的に各種分析を行った結果を整理する。

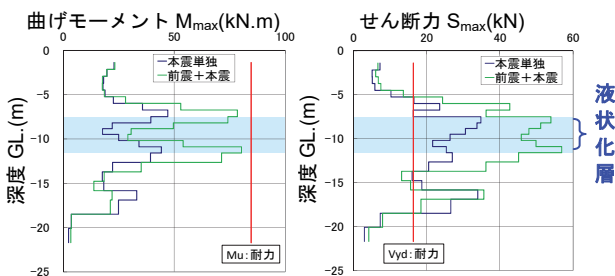
(1) 連続する地震動の影響について

これまでの調査・検討結果などから、今回の地震被害においては連続する地震の影響により、地盤の変位量増大に伴う杭の被害が発生（又は拡大）したと考えた。ここでは、それを解析において確認するために、前震単独、本震単独を想定した場合の杭の耐震計算を実施し、前震+本震の計算結果との比較を行った。

比較解析の対象は、実際に地震被害が生じたと考え



(1) 前震単独と前震+本震



(2) 本震単独と前震+本震

図-16 連続地震と単独地震の比較（井戸ポンプ室建屋APC杭φ400）

る井戸ポンプ室建屋Aの杭とし、解析モデルや条件については検証解析と同じものとした。

計算結果として、杭の発生最大曲げモーメントと最大せん断力を図-16に示す。

図-16に示すように、前震単独の場合と本震単独の場合の発生断面力は、前震+本震の場合と比べて液状化層付近においてかなり小さくなった。そのため、杭においてせん断破壊が生じる結果は変わらないが、破壊の程度には大きな違いがあると考えられ、杭の材料条件によっては、前震単独や本震単独では曲げ破壊やせん断破壊が生じないものの、連続地震を考慮することで曲げ破壊やせん断破壊が生じることがあると考える。

これらの結果から、特に液状化層の過剰間隙水圧が消散しにくいなど、地震の影響により低下した地盤の剛性が回復しにくい地盤条件においては、従来の水道施設における耐震設計時に想定することのない連続地震の影響を想定する必要があると考える。

なお、このような連続地震が過剰間隙水圧を上昇させるメカニズムについては、継続時間の長い地震においても同様であるから、地震動が小さい場合でも継続時間の長い地震による過剰間隙水圧の影響は適切に評価する必要がある。

ただし、設計実務において、このような連続する地震の想定や地震継続時間の想定は、必ずしも容易でない。そこで、想定外の地震の影響により杭が損傷したとしても、今回のようなせん断先行破壊が要因と考えられる杭の大きな破壊に伴う施設機能の停止に至らないように、曲げ破壊先行の破壊モードとなる耐震設計を行うことの重要性を改めて認識する。このような考えも踏まえ、熊本市では更新後の井戸ポンプ室建屋の基礎杭には、鋼管杭を採用することとしている。

(2) 水道施設の杭・井戸の耐震設計手法について

a) 現在の各種耐震基準の概要

水道施設として使用される構造物の耐震設計基準として、今回、地震被害が確認された井戸ポンプ室建屋の杭に関しては、建築構造物であることから建築基準法や、それを基にした具体的な基準書として建築基礎構造設計指針²⁰⁾などが適用される。また、水道施設であることから水道施設耐震工法指針⁹⁾も適用される。今回の地震で被害があったと考える水管橋の橋台や排水路及び水道池状構造物などの土木構造物の杭には道路橋示方書⁷⁾が適用される。井戸については、水道施設耐震工法指針が適用される。設計実務においては、基本的にはこれらの各種基準に従うが、設計者判断の部分も多い。

そこで、実務者の視点から設計実務に適用されることが多い手法を整理すると、杭の耐震設計法に関して

は、今回の井戸ポンプ室建屋の場合、基本的には建築基準法^(例えば8)に準拠し、中地震を対象に構造物の慣性力を地震作用とする震度法を適用し耐震計算を実施するケースが多い。建築基礎構造設計指針²⁾では、地盤変位が大きく変化する箇所などでは地盤の変位を考慮することが望ましいと記述されているが、実務においてはこのような対応を行うことは徹底されておらず稀である。

また、水管橋の橋台や池状構造物の場合は、道路橋示方書を適用し、レベル 1, レベル 2 地震を対象に構造物の慣性力を地震作用とする震度法や保有水平耐力法を適用し耐震計算を実施するケースが殆どである。道路橋示方書²⁾では、上部構造物の慣性力の影響が支配的であるから地盤の変位は考慮しないこととしている。なお、水道用井戸については、水道耐震指針などにおいても耐震設計法に関する記述はない。

さらに、液状化による影響として、水道施設耐震工法指針⁹⁾では、側方流動が生じる場合を除き、液状化に対する抵抗係数 (FL) に応じて液状化地盤における地盤反力係数などの地盤定数の低減については実施するものとしているが、地盤変位を作用することにはなっていない。

このようなことから、設計実務を行う場合を想定し、これらの現行の耐震基準に従い、井戸ポンプ室建屋の杭や井戸ケーシングの耐震計算を実施し、今回の地震被害に対する現行の耐震基準の適応性などについて考察を行った。

表-4 耐震計算条件 (建築構造物の基準適用の場合)

耐震計算法	震度法 (静的線形解析)
解析モデル	杭単独モデル, 地盤バネモデル
杭への地震作用	杭頭部に上部構造物の慣性力を作用
設計地震動	水平震度 (上屋) 0.2 (基礎) 0.1
液状化の影響	FL 値に応じて横地盤反力係数などの地盤定数を低減

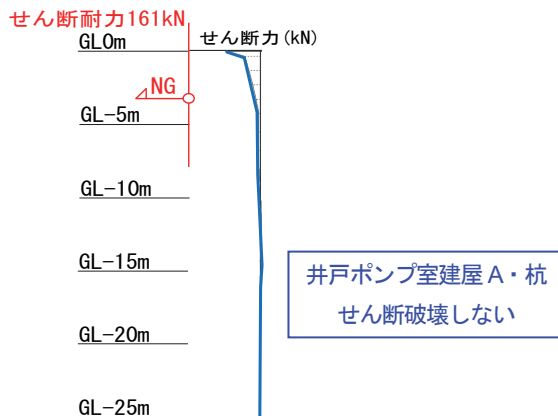


図-17 震度法による杭の耐震計算結果 (建築基準を適用した場合)

b) 現行の建築構造物の耐震基準を適用した場合の耐震計算手法の分析

井戸ポンプ室建屋Aの杭を対象として、現行の建築構造物の耐震基準を適用した場合の耐震計算条件を表-4に示し、耐震計算結果を図-17に示す。

図-17 に示す耐震計算結果より、現行の耐震基準に準拠し設計実務において多く使用されている耐震設計法を適用した場合、杭は所定の耐震性能を十分に満足する結果となった。これは、実際に地震被害と、地盤-杭連成系モデルを用いて地盤ひずみを詳しく評価した検証解析の結果とは異なることとなった。

この要因としては、震度法における杭への地震作用は上部構造物の慣性力のみであり、地盤変位を考慮していないことと考えられるが、今回の実際の地震被害を踏まえると、液状化地盤では、構造条件 (例えば上部構造物の荷重が比較的小さい等) によっては、杭の耐震計算において地盤変位を適切に考慮することが重要と考える。

c) 現行の水道池状構造物の耐震基準を適用した場合の耐震計算手法の分析

井戸ポンプ室建屋 A の杭を対象として水管橋の橋台や池状構造物の杭の耐震設計をイメージし、現行の道路橋示方書の耐震基準を適用した場合の耐震計算条件を表-5に示し、耐震計算結果を図-18に示す。

図-18 に示す耐震計算結果より、現行の耐震基準に準拠し設計実務において多く使用されている耐震設計法

表-5 耐震計算条件 道路橋示方書適用の場合

耐震計算法	震度法 (静的線形解析, レベル 2 地震は構造物特性係数考慮)
解析モデル	杭単独モデル, 地盤バネモデル
杭への地震作用	杭頭部に上部構造物の慣性力を作用
設計地震動	(レベル 2 地震動) 水平震度 0.36 (構造物特性係数考慮)
液状化の影響	FL 値に応じて横地盤反力係数などの地盤定数を低減

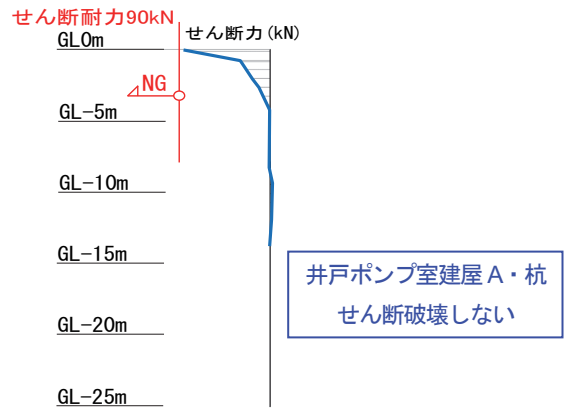


図-18 震度法による杭の耐震計算結果 (液状構造物の耐震基準を適用した場合)

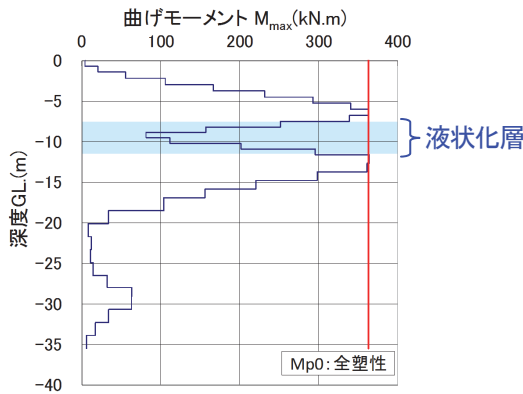


図-19 井戸ケーシング鋼管耐震計算結果（φ450一重管の場合
（前震+本震：EW））

を適用した場合、杭は所定の耐震性能を満足する結果となった。これは、実際に地震被害と、地盤-杭連成系モデルを用いて地盤変位を詳しく評価した検証解析の結果とは異なる結果となった。

この要因としては、震度法における杭への地震作用は上部構造物の慣性力のみであり、地盤変位を考慮していないことと考えられるが、水道施設に多く使用されている水管橋や池状構造物についても、道路橋に比べ上部荷重が小さく、特に池状構造物はアスペクト比が小さいことなどを踏まえると、これらの構造物への慣性力の影響は道路橋に比べて支配的なものにはならない傾向があると考えられる。そこで、水管橋や池状構造物についても、道路橋示方書に準拠するだけではなく、液状化地盤では、構造条件によって、杭の耐震計算において地盤変位を適切に考慮することが重要と考える。

d) 井戸ケーシングが1重管の場合の耐震性能の分析

熊本市のA水源地の井戸ケーシングについては、施工上の理由により図-6に示すように二重管ケーシング構造となっており剛性が大きく、地表部分において結果的に地盤の変位などの地震作用に対して有効な構造となっている。但し、これまでに井戸ケーシングの耐震設計法について詳しく整理されたものがないこともあり、全国的には一重管のケーシングとすることが多い。

そこで、今回、検証解析を実施した二重管の井戸ケーシングを内側φ450の1重管ケーシングとした場合を想定し、検証解析と同様に地盤-杭連成系モデルを用いた動的解析（有効応力解析）を実施し、その耐震性能を評価した。耐震計算結果を図-19に示す。

図-19に示す耐震計算結果より、井戸ケーシングを一重管とした場合、所定の耐震性能を満足せず井戸ケーシングは大きく塑性化する結果となった。二重管の場合は、実際の地震被害が確認されていないことと、検証解析においても所定の耐震性能を満足する結果とは異なる結果となった。

このようなことから、熊本市ではA水源地やB水源地

の井戸の設計においては、今回、地震被害を免れた井戸ケーシングの構造を参考に今後の耐震設計を実施すべきと考える。また、現行では具体的な耐震設計手法が整理されていないものの、今後は井戸施設についても、地盤の応答変位を適切に考慮できるように耐震設計の指針類を整理することが重要であると考えられる。

7. まとめ

本調査では、周辺地盤の変位に伴う水管橋や埋設管路、及び構造物の杭などの被害により、水道システム全体が甚大なダメージを受けることを改めて確認できた。また、連続する地震や継続時間の長い地震は、液状化による地盤変位の著しい増大を招くことなどにより、地震被害をさらに拡大させる可能性もあることも確認できた。

そのため、今後の水道施設の耐震化事業においては、現行の関連する耐震基準や耐震指針類^{5)6)7)例えば8)}が、これらの様々な周辺地盤の変位を要因とする被害の評価や対策について記述していなくても、設計実務では設計者の判断により適切に対応することが重要と考える。

特に今回注目したA水源地やB水源地では、上部構造物の慣性力ではなく液状化地盤の地盤変位の影響が支配的となり、杭の甚大な被害を招くことを確認した。そのため、今後の液状化地盤中にある基礎杭や井戸ケーシングの耐震設計においては、地盤条件や構造条件、及び地震条件（継続時間や連続性等）などを十分に分析し、地盤の変位を積極的に考慮することが重要と考える。その際、設計実務において液状化地盤の正確な変位量の評価が困難な場合は、変位に追従性の高い管材料の適用や、曲げ破壊先行モードの採用などにより、できるだけ被害の影響を緩和する工夫も必要と考える。

そして、現行の水道施設耐震工法指針⁹⁾では水道施設において水管橋や池状構造物の杭の耐震計算法を道路橋示方書⁷⁾に準拠し震度法の採用を推奨している点や、井戸ケーシングの耐震設計法に関する記述や埋土・盛土の著しい変状に伴う被害に関する記述がない点、さらに連続する地震の影響について記述がない点など見直す余地があるものと考えられる。

謝辞：本研究においては、熊本市上下水道局の水道整備課・島村幸一様はじめ、多くのご担当者の皆様より、多くの貴重な情報をご提供いただいたとともに、各種調査においてご協力をいただきました。また、本研究は土木学会地震工学委員会「水循環施設の合理的な災害軽減対策研究小委員会（委員長：金沢大学・宮島昌克教授）」の活動として実施したもので、委員長をは

じめ委員各位には多くの助言を頂きました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 厚生労働省健康局水道課：東日本大震災水道施設被害状況調査最終報告書，2013. 3.
- 2) 平成 27 年度末厚生労働省水道課調べ
- 3) 厚生労働省水道課：熊本地震水道施設被害等現地調査団報告書，2016.
- 4) 宮本勝利：液化化に起因する上水道管路の被害特性に関する調査，土木学会論文集 A1，Vol.71，No.4，2015.
- 5) 公益社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，2009.
- 6) 公益社団法人日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説 2014，2014. 5.
- 7) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2012.3.
- 8) 一般財団法人日本建築防災協会，建築物の構造関係技術基準解説書，2015.
- 9) 公益社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，pp.76，2009.
- 10) 宮本勝利：鱒川浄水場液化化現象による被害の状況分析，土木学会誌，Vol.96，No.9，pp.53-55，2011. 9.
- 11) 桑原文夫，米田清：兵庫県南部地震において液化化した地盤中の建物杭基礎の被害調査，日本建築学会構造系論文集，第 507 号，pp.95-100，1998.5.
- 12) 谷本俊輔，林和幸，高橋章浩，杉田秀樹：液化化地盤中の橋梁基礎に対する応答変位法に関するパラメータスタディ，第 8 回地震時保有耐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，pp.461-464，2005.2.
- 13) 宇佐美敦浩，井澤淳，上田恭平，室野剛隆：液化化を考慮した応答変位法に関する基礎的検討，第 59 回地盤工学シンポジウム発表論文集，pp.379-386，2014.
- 14) 梶田幸秀，柿永恭佑，宇野野彦，北原武嗣：液化化地盤上にある橋台杭基礎の地震時応答に関する基礎的研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71，No.4（地震工学論文集第 34 巻），pp.611-621，2015.
- 15) 佐々木康，古関潤一，塩路勝久，松井清，近藤嘉宏，馬淵敏治：兵庫県南部地震による東灘下水処理場の被害，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.287-396，1996.1.
- 16) 南兼一郎，高橋邦夫，横田弘，園山哲夫，川端規之，関口宏二：神戸港 T 栈橋の地震被害状況と静的及び動的解析，基礎工，pp.112-119，1997.9.
- 17) 上村靖司：中越沖地震における消雪施設の被災状況とその特徴，長岡技術科学大学，<http://coastal.nagaokaut.ac.jp/~jisin/chuetuoki/final/index.shtml>
- 18) 國生剛治，大川武巳，大島俊明，加藤匡一：鋭敏比の高い火山灰粘性土の地震時力学特性（その 1），第 38 回地盤工学研究発表会（秋田），2003.7.
- 19) 國生剛治，大川武巳，大島俊明，加藤匡一：鋭敏比の高い火山灰粘性土の地震時力学特性（その 2），第 38 回地盤工学研究発表会（秋田），2003.7.
- 20) 一般社団法人 LIQCA 液化化地盤研究所：LIQCA2D13・LIQCA3D13（2013 年公開版）資料，2013.11.13.
- 21) 公益社団法人日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.
- 22) 公益社団法人日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.264，2001.
- 23) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，pp.106，2012.3.

(2017. 10. 31 受付，2018. 1. 25 修正，2018. 2. 17 受理)

SEISMIC DAMAGE ANALYSIS OF WATER SUPPLY FACILITIES CAUSED BY THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKES: VERIFICATION OF PILES AND WELLS SEISMIC DAMAGE, AND THE ISSUES OF THE CURRENT SEISMIC DESIGN METHOD

Katsutoshi MIYAMOTO, Yasuhiko KONISHI, Tetsuo TOBITA,
Yasuko KUWATA and Hiroshi NAKAZAWA

The 2016 Kumamoto earthquakes had caused many damages on water supply facilities. Damages of water supply facilities associated with unexpected significant ground deformation, and foundation damages of the structures that meet the new earthquake resistant standard (standard for earthquake resistant design after 1981 in Japan) were reported at water supply well areas that surrounded by rivers and located in lowland with soft clay layer and saturated sand layer. As professional engineers and researchers who design and construct water treatment and sewage plants and pipelines, the authors conducted investigation and analyzation in order to find out the relevance between the damage of water supply facilities and the ground behavior including liquefaction during the earthquake. Based on the results of this study, we analyzed the seismic damage mechanism and factors, and discussed about the earthquake-resistant measures in future for the piles and well casings inside water distribution stations in water supply well areas, which are very important for the water supply system of Kumamoto City.