

2016 年熊本地震における益城町役場庁舎の被害に見る非線形動的相互作用効果

名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻
環境・安全マネジメント講座 博士課程前期課程 護研究室 丹裕也

1. 研究の背景と目的

過去の震災では建物基礎に被害が生じた事例が報告されている。特に 1995 年兵庫県南部地震では杭を含む基礎被害を受けた棟数が非常に多く、また 2011 年東北地方太平洋沖地震では杭の破損による上部建物の傾斜が原因で継続使用が困難になった事例もある。このように基礎被害が建物全体に影響することを考えるためには、非線形動的相互作用効果の理解が必要である。

本研究では、2016 年 4 月に熊本県を中心とした一連の地震活動である 2016 年熊本地震において被災した益城町役場庁舎（以下、庁舎）を対象に、非線形動的相互作用効果が地震被害に及ぼす影響について考察する。庁舎は 4 月 14 日 21 時 26 分と 4 月 16 日 1 時 25 分に発生した地震（以下、4/14 地震と 4/16 地震）において建物内の震度計（以下、宮園震度計）で震度 7 を観測したが、上部建物の被害は軽微であった。しかし基礎杭の被害は著しく、これが一因で庁舎の継続使用は困難とされるなど、本建物はその地震被害に非線形動的相互作用効果の影響があった事例の 1 つであると考えられる。



写真 1 建物外観 (視点：南東)

表 1 庁舎の概要

延床面積	3748.75m ²	構造種別	RC 造
建築面積	1566.10m ²	構造形式	ラーメン構造
竣工	1980 年	基礎種別	杭基礎
耐震改修	2012 年		PC 杭または AC 杭
階数	地上 3 階建て 塔屋 1 階建て		φ400 L=26.0m L=28.0m L=30.0m L=32.0m
階高	4.455m (1 階) 3.815m (2 階) 3.830m (3 階)		武智三角杭 L=8.5m
軒高	12.40m		鋼管杭 (アウトフレーム)
塔屋高さ	16.55m		φ318.5 L=27.0m

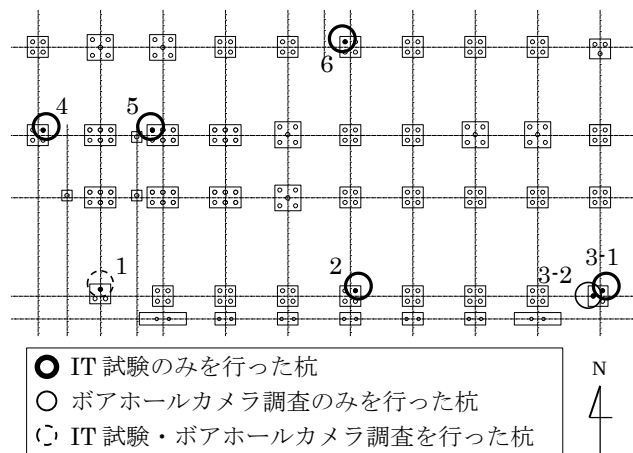


図 1 杭伏図と被害調査を行った杭の位置

2. 2016 年熊本地震による益城町役場庁舎の被害

2.1. 庁舎の概要と上部構造の被害

建物外観を写真 1 に、庁舎概要を表 1 に示す。庁舎は軟弱な火山性地盤上に立地する杭基礎低層 RC 造建物であり、動的相互作用の影響は大きいものと考えられる。また耐震改修により庁舎の南側構面にはアウトフレーム架構が新設された。地震被害について、上部構造の外観上では、柱や梁に目立った損傷は確認されなかった。

2.2. 庁舎基礎杭の被害

本研究では、2018 年 2 月より実施された庁舎上部建物の解体作業に合わせて、IT 試験とボアホールカメラによる基礎杭の被害調査を行った。被害調査結果は地震応答解析結果の妥当性を検証できる資料となる。図 1 に被害調査を行った杭の位置を、図 2 にそれらの杭頭被害の状況を示す。各番号は図 1 に対応する。調査した 6 本の杭のうち 5 本の杭頭で明瞭な損傷が確認された。

続いて図 3 に IT 試験の結果を示す。コンクリート中の縦波伝播速度は 4200m/s とした。図中には杭頭から損傷が推定された位置までの距離を表示している。杭長は 26.0~32.0m だが、いずれもそれ以浅の 2.4m~4.6m の位置から繰り返し反射の様子がみられるため、これらの位置での著しい損傷が推定される。また No.1 と No.3-2 の杭ではボアホールカメラによる調査を実施した。IT 試験結果と比較するには杭 No.3-1 での調査が望ましかったが、杭の内部に土砂が固結して調査が困難であったため、隣接する杭 No.3-2 で調査を行った。IT 試験の結果をボアホールカメラによ

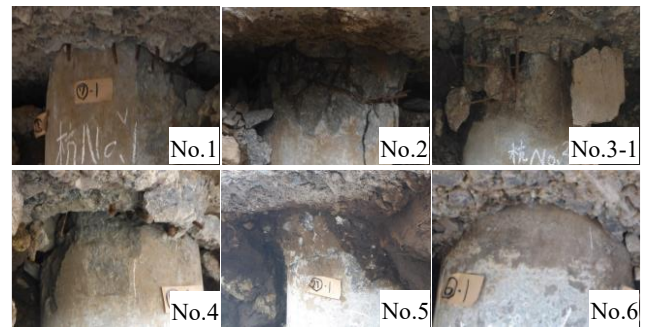


図 2 杭頭被害の状況

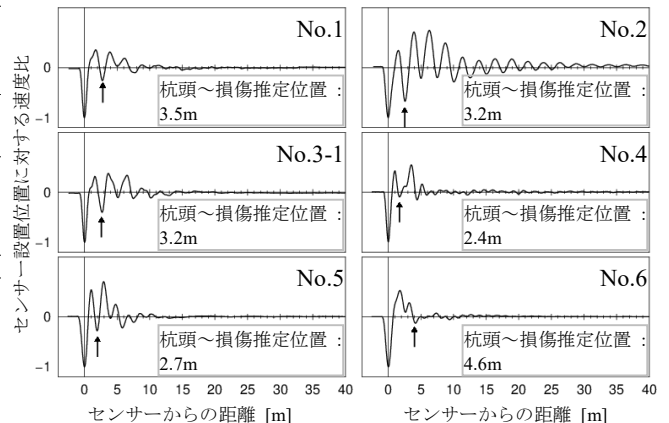


図 3 IT 試験の結果 ($V_p = 4200\text{m/s}$)

る調査結果と比較したところ、図 4 に示すように損傷位置の対応は良く、他の杭を含め、IT 試験の結果には信頼性があると考えられる。

3. 常時微動計測に基づく地盤・建物振動特性の分析

3.1. 計測体制

本研究では地盤と建物の振動特性を把握するために、被災後の庁舎に対して計 3 回の常時微動計測を行った (2016 年 9 月、2017 年 12 月、2018 年 5 月)。振動特性の分析は地震応答解析の結果を検証する上で重要な資料となる。ここでは建物の振動特性を詳細に分析した 2 回目の計測のうち 2 つのケースについて述べる。図 5 に計測体制を示す。

3.2. 庁舎の振動特性分析結果

図 6 に動的相互作用を考慮した伝達関数を示す。建物の等価高さは図 5a) の配置から求まる 1 モードを用いた結果、EW 方向で 9.28m、NS 方向で 9.33m となった。1 次モード形状を図 7 に示す。図 6 より両方向ともロッキングの影響は小さく、スウェイの影響が大きいことが分かる。これを数値的に示すために、振幅比スペクトルに対して固有振動数と減衰定数をパラメータとした、等価な 1 自由度系の伝達関数を推定したシステム同定を試みた。フィッティング区間は 1~6Hz である。同定した結果を表 2 に示す。庁舎が全体的に壁の少ないラーメン構造であるためか、伝達関数ごとで方向による固有振動数の差は小さい。また固有振動数を固有周期 $T=0.02h$ (h : 建物高さ) より概算すると 4.03Hz であり、基礎固定系とスウェイ固定系のピーク振動数の間となる。短辺方向の減衰定数は同種の健全な杭基礎建物に比べやや大きな結果となっているが、被災が要因かどうか判定が難しい。

続いて弾性変形率・ロッキング率・スウェイ率の算定を行い、庁舎でのそれぞれの影響をより詳細に確認した。算定は図 8 のような SR モデルの絶対変位関係をもとに、波形同士を時刻歴領域で演算した後、各々のフーリエスペクトル比と位相差を求めることによって、周波数領域で各変形の割合を求める方法である。結果を図 9 に示す。図中には表 2 の地盤建物連成系の固有振動数を破線で示しており、この振動数で

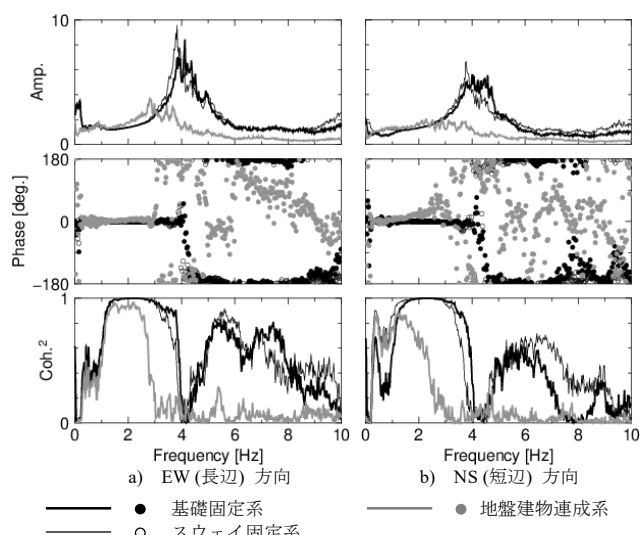
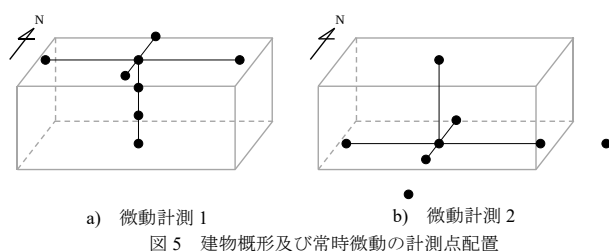
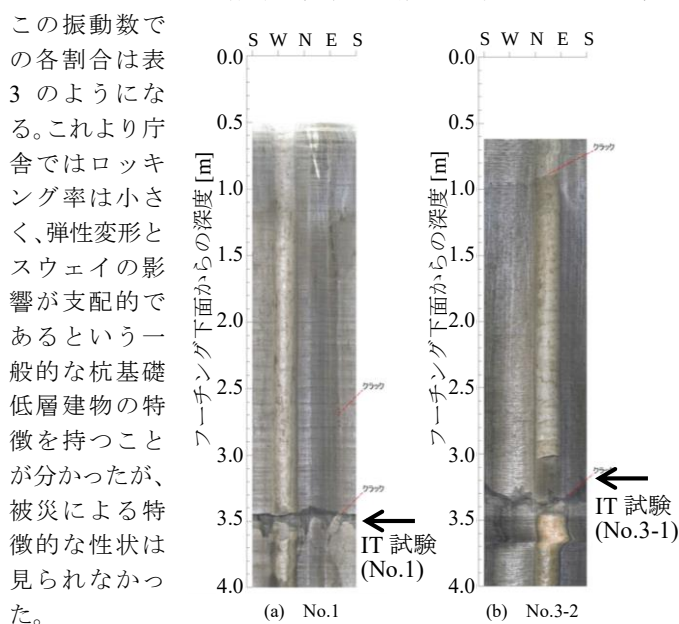


表 2 システム同定したパラメータの結果

パラメータ	基礎固定系	スウェイ固定系	地盤建物連成系
固有振動数 (長辺) [Hz]	4.19	3.91	3.19
減衰定数 (長辺) [%]	7.2	6.4	19.3
固有振動数 (短辺) [Hz]	4.28	3.93	2.95
減衰定数 (短辺) [%]	9.4	9.8	36.8

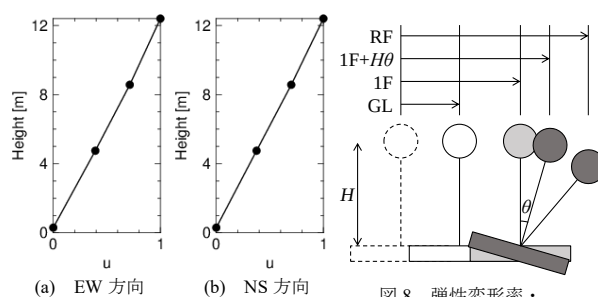


図 8 弾性変形率・ロッキング率・スウェイ率の概念

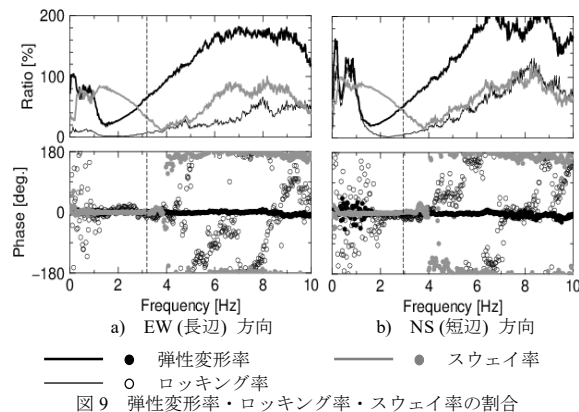


表 3 地盤建物連成系の固有振動数における各割合

方向	弾性変形率 [%]	ロッキング率 [%]	スウェイ率 [%]
長辺方向	65.2	7.9	32.1
短辺方向	52.5	6.0	44.8

4. 益城町役場庁舎の被災状況に関する解析的検討

4.1. 解析手法と解析条件

建物は図 10 のような 3 次元モデルとして考える。モデルは柱梁接合部を節点とし、柱と大梁を材端ばねをもつ非線形梁要素として各節点と結合させている。壁は壁谷澤モデル²⁾とし、スラブは線形とした。基礎杭については、各フーチングで 1 本の杭に集約し、深さ方向に複数の節点に分割して同様の梁要素によってモデル化している。杭の節点には杭周地盤ばねを取り付け、地盤震動に伴う水平力を杭に作用させている。杭の全長は簡易のため 30m で統一しているが、GL-1.7m までのフーチングによる根入れを考慮し、この深さまでは剛体とした。質量について、上部構造は各階ごとの質量を計算し、それに階の床面積に対する各節点の支配面積の割合を乗じた値をその節点に与える質量とした。杭の節点に与える質量については、杭の単位体積質量に集約した杭の断面積をかけ、各節点の支配長さをかけて求めた。各構造部材の履歴則について、柱、梁、壁は第 1 折れ点をひび割れ耐力、第 2 折れ点を終局耐力とするノーマルトリリニア型の骨格曲線を与えた。耐力算定式は文献 3 を参考にした。終局時の剛性低下率は菅野⁴⁾の式を用いた。杭はファイバーモデルの静的増分解析⁵⁾により骨格曲線を決定した。杭周地盤ばねの履歴則の骨格曲線は極限地盤反力を用いた双曲線モデル⁶⁾とした。

4.2. 入力地震動の推定

庁舎の地盤モデルは中野ら⁷⁾による PS 検層結果を用い、それ以深の深部地盤は KiK-net 益城⁸⁾ (以下、KMMH16) の地中観測点 (GL-252m) に対する地表観測点のフーリエスペクトル比について、一次元重複反射理論から計算される比が KMMH16 で観測される中小地震による比と最も対応するような物性値を推定した。表 4 に地盤物性値を示す。 γ_r は割線剛性が初期剛性の 1/2 となるせん断ひずみ (基準ひずみ)、 h_{max} は最大減衰定数である。地盤の履歴特性に

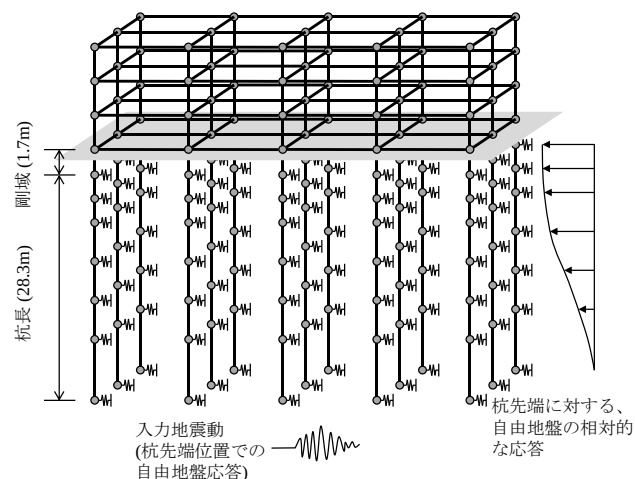


図 10 庁舎の 3 次元立体地震応答解析モデルの概略図

表 4 地震応答解析に用いる庁舎地点の地盤物性値 (文献 7 を参考)

深さ [m]	層厚 [m]	V_s [m/s]	ρ [t/m ³]	γ_r [%]	h_{max} [%]
7	7	120	1.4	0.086	10
15	8	190	1.4	0.076	10
23	8	320	1.8	0.100	21
38	15	410	1.8	0.100	21

GL-38m 以深は、KMMH16 で計算による地中に対する地表のスペクトル比が観測波のものと対応が良くなるよう設定

は修正 RO モデルの骨格曲線を与えた。ここでは深部の岩石材料も非線形性を考慮するため、 $\gamma_r = 1\%$ 、 $h_{max} = 10\%$ ⁹⁾ とした。また入力地震動は KMMH16 の地中波とした。4/14 地震と 4/16 地震での、庁舎地点の地表と杭先端位置での自由地盤応答解析結果をそれぞれ図 11 と図 12 に示す。杭先端位置から地表にかけて短周期成分の増幅が見られる。

4.3. 観測記録及び実被害と解析結果の比較

解析では自由地盤の剛性低下率と、先述した杭周地盤ばねと建物構造部材の非線形性を考慮した。まず 2 つの地震で、宮園震度計で得られた加速度波形と応答スペクトルに対して、解析結果を観測記録と比較して図 13 に示す。なおここでは観測波形と比較的対応が良かった EW 方向についてのみ示している。解析結果は観測記録と概ね対応しているが、解析では両地震とも約 0.5 秒以下の短周期成分が大きく、また 4/16 地震では約 1 秒のピーク周期を短周期側に

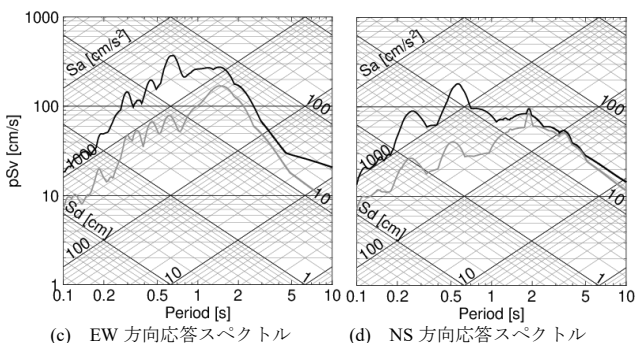
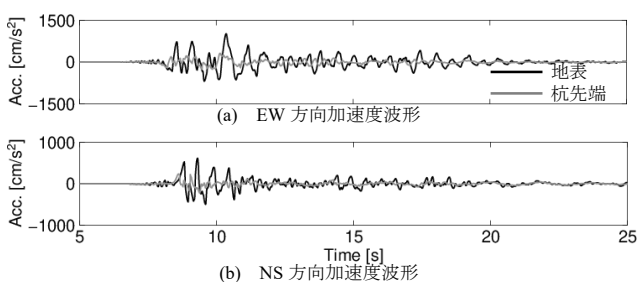


図 11 4/14 地震における庁舎の入力地震動の解析結果

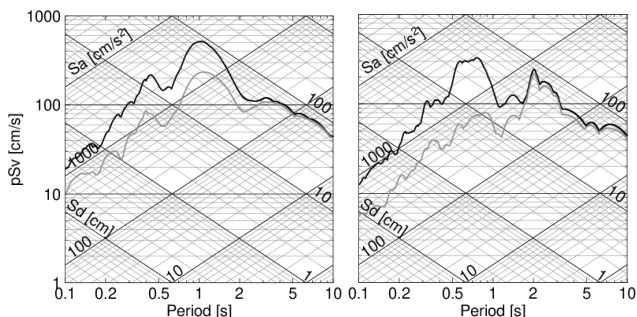
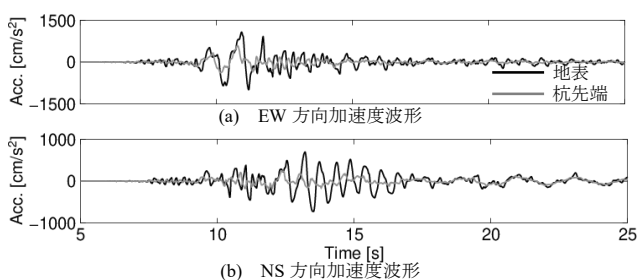


図 12 4/16 地震における庁舎の入力地震動の解析結果

評価している。次に図 2 に示した各杭の応答結果を、曲げモーメントとせん断力についてそれぞれ図 14 と図 15 に示す。結果は 4/14 地震に対する応答で、図中には IT 試験結果と耐力も併記している。図 14 より GL-5~10m 付近において解析における曲げモーメントが極大になっているが、これは図 3 の IT 試験結果よりも深い位置であることが分かる。また図 15 より全ての杭頭でせん断終局耐力に達しており、図 2 の調査結果と調和的である。ただし上部構造の柱について、紙面の都合上ここに応答結果を載せていないが、多くの柱はその応答が曲げ終局耐力まで達しており、先述

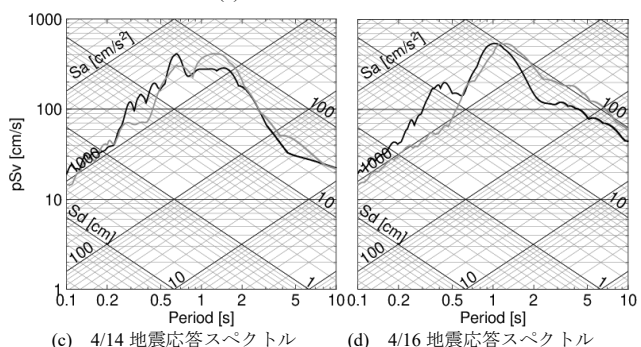
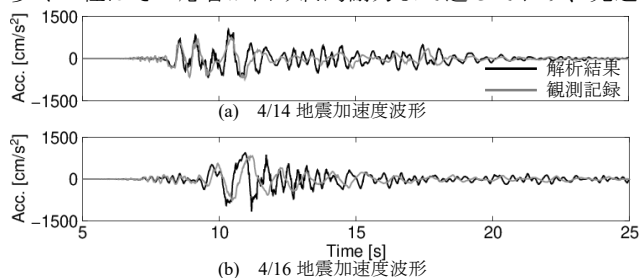


図 13 宮園震度計位置の解析結果と観測記録の比較 (EW 方向)

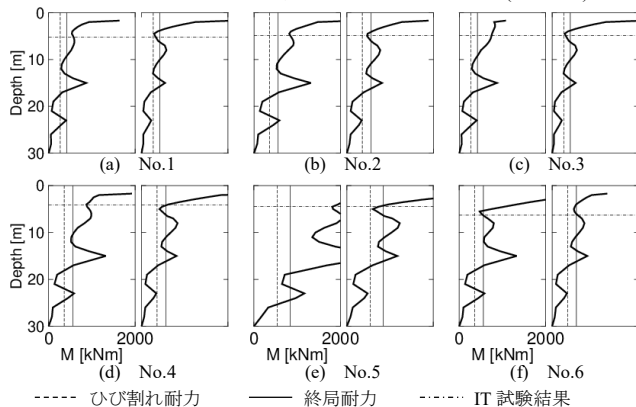


図 14 杭の EW 方向 (左) と NS 方向 (右) の曲げモーメント分布

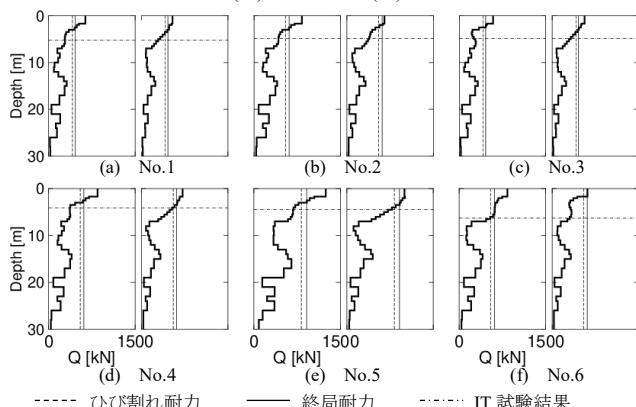


図 15 杭の EW 方向 (左) と NS 方向 (右) のせん断力分布

した上部構造の被害が軽微であったとする調査結果との対応は良くなかったことを記しておく。

4.4. 建物強度が地震時挙動に及ぼす影響

非線形動的相互作用効果を考慮した条件下で、ここではアウトフレームが庁舎の地震時挙動に及ぼす影響について分析する。柱と杭のうち、アウトフレームを除外したときの解析結果で特徴的であったものについて述べる。4/16 地震に対する、図 1 の No.2 の位置における柱と杭の曲げモーメント、せん断力の応答をそれぞれ図 16 と図 17 に示す。図よりアウトフレームによって 1 階の柱は応答が低減されるが、杭頭では応答が増加していることが分かる。これは耐震補強によって上部建物の損傷が抑制されたことで、杭頭にかかる水平力が大きくなったことが一つの要因として考えられる。このことから、上部建物を補強した代わりに、杭に被害が生じやすくなる可能性があると言える。ただし今回の解析検討内ではあるが、杭頭ではアウトフレームがない場合でも終局耐力を超過していることを鑑みれば、杭の被害抑制には、現状よりも高耐力の杭の採用、鋼管巻き等による補強等の対策を施す必要があると考えられる。

結論

本研究では 2016 年熊本地震で被災した庁舎に対して被災シミュレーションを実施し、実被害の再現を試みた。その結果、シミュレーションと実現象の間には乖離があり、解析には課題があることを確認した。また、非線形動的相互作用効果を考慮して、アウトフレームによる柱と杭の応答結果の違いについて分析したが、今後は建物強度や非線形性が実際の地震時応答に与える影響の程度について検討し、適切な耐震性能を把握することが望まれる。

謝辞

解析にあたっては清水建設株式会社所有の、3 次元非線形地震応答解析システム idac を使用させて頂きました。

参考文献

- 山下善也：名古屋大学修士論文、2015
- 国土交通省住宅局建築指導課 ほか：2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合、2008.5
- 十代田昭二、桐林英夫、坂本吉隆、宮澤健二：建築保有耐力計算法、オーム社、1985.2
- 菅野俊介：コンクリート・ジャーナル、Vol.11、No.2、pp.1-9、1973

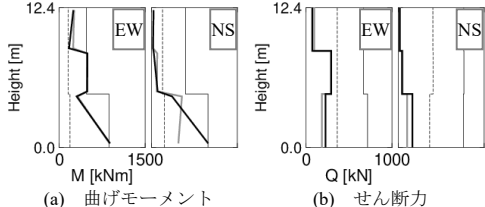


図 16 アウトフレームによる柱の応答結果の違い

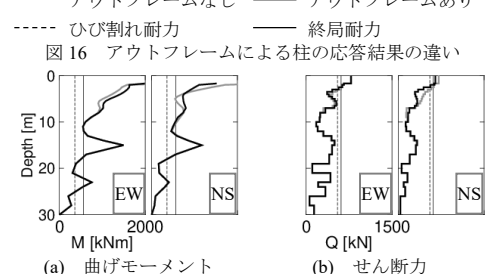


図 17 アウトフレームによる杭の応答結果の違い

- 一般社団法人コンクリートパイル建設技術協会：杭の N-M 図・M-φ 図・せん断力図作成システム Ver3.4.1 (COPITA 版) 操作説明書
- 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計、日本建築学会、2006
- 中野尊治、宮本裕司、永野正行、護雅史：第 15 回日本地震工学シンポジウム (2018)、pp.1834-1843、2018.12
- 防災科学技術研究所：強震観測網 (K-NET、KiK-net) <<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>>、2018.12 参照
- 藤田勝、秀島好昭、今井敬典：寒地土木研究所昭和 63 年度技術研究発表会、pp.243-246、1989.2