

南海トラフ地震に対する杭基礎中層庁舎建物の応答評価と防災啓発への活用

DYNAMIC RESPONSE ANALYSIS OF THE PILE SUPPORTED MIDDLE-RISE GOVERNMENT OFFICE BUILDING UNDER NANKAI TROUGH EARTHQUAKE AND ITS APPLICATIONS FOR DISASTER MITIGATION ACTIVITIES

護 雅史*, 飛田 潤**, 福和伸夫***
Masafumi MORI, Jun TOBITA and Nobuo FUKUWA

In this study, a non-linear time-history seismic response analysis of the city hall, which is the pile supported middle-rise RC building, under the Nankai Trough Earthquake was done by using a three-dimensional frame model considering a ground-pile-building interaction system. At first, to verify the validity of the analysis model, natural periods and vibration modes of the model were compared with results of multipoint microtremor measurement for the building, and simulation analyses using seismic observation records were carried out. Next, we performed seismic response analyses using the Nankai Trough earthquake estimated at this site, and the degree of damage to the building was estimated. As a result, it was shown that there is a possibility that the 1st floor response is a seismic intensity of about 5 or higher and the 7th floor is a seismic intensity of about 7. As for the maximum response interlayer deformation angle, the value exceeded 1/200 on the 3rd to 5th floors, but since it did not reach 1/100, which is the criterion of Level 2, it was estimated that the possibility of collapse was low. In addition, we have developed an indoor environment visualization tool using a VR environment for the purpose of utilizing the earthquake response waveform of each floor obtained by analysis for disaster prevention activities.

Keywords : Nonlinear Dynamic Interaction, 3-D Analysis Model, Time-domain Response Analysis, Floor Response, Virtual Reality
非線形動的相互作用, 3次元解析モデル, 時刻歴応答解析, 床応答, 仮想現実

1. はじめに

発災直後に迅速な対応を行う^①には、庁舎建築等、発災時重要建物の応答・被災の想定に向けた事前検討は非常に重要である。2016年4月14日及び16日に発生した熊本地震では、宇土市役所など、熊本県内の複数の自治体で庁舎の損壊等による機能移転を余儀なくされた。これにより、災害直後の対応に支障を生じる結果となり、復旧・復興への影響も大きく、庁舎建物の耐震対策の重要性を改めて知こととなった。

この地震において、震度7を2度観測した益城町役場は、1981年以前に竣工された低層RC造建物であるが、耐震改修を行っていたこともあり、基礎被害により傾斜が生じたものの、上部構造は大破を免れた。また、当役場に隣接した低層壁式RC構造の集合住宅では、上部構造に顕著な被害が認められなかった。

このように、耐震改修を行った旧耐震の建物や、ルート1や2で設計され壁量が十分にある建物では、想定以上の地震動に対しても、動的相互作用効果や余力により大きな被害を免れる場合がある。そ

の一方で、新耐震設計法を採用した建物でも、ルート3で設計された建物では、変形性能を考慮することにより、地震荷重がルート1や2に比べて低減されることや損傷を許容するため、倒壊は免れても、地震後の継続使用が難しくなる場合もある。加えて、これらの建物は、許容応力度等計算など、指定の静的な地震荷重に対する耐震設計がなされるだけであり、動的解析による評価や近い将来の発生が懸念されている首都直下地震や南海トラフ地震等、設計時の地震荷重を超える可能性のある地震に対する応答評価はなされていない場合がほとんどである。また、最近建設される庁舎・病院等の重要な建物には免震が採用されるケースが増えているが、新耐震設計法に基づく耐震構造で建設された庁舎建物は、日本にまだ多く存在している。

そこで、本研究では、実在する愛知県内の杭基礎中層RC造庁舎を対象として、地盤-杭-建物連成系の3次元フレームモデルによる詳細な解析モデルを作成し、これまでに実施してきた多点同時の常時微動計測^②、及び地震観測結果^③を用いて、同解析モデルの妥

*名古屋大学減災連携研究センター 特任教授・博士（工学）

Designated Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya Univ., Dr. Eng.

**名古屋大学災害対策室 教授・工博

Prof., Disaster Management Office, Nagoya Univ., Dr. Eng.

***名古屋大学減災連携研究センター 教授・工博

Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya Univ., Dr. Eng.

当性検証を行うとともに、設計荷重を超える南海トラフ地震に対する建設地における推定地震波を用いた地震時応答予測を行った。本論では、それらの検討結果について報告する。このような杭基礎を有する中低層一般建物の大地震に対する応答評価については、1995年兵庫県南部地震を契機として、2003年十勝沖地震、2004年新潟県中越地震、2007年新潟県中越沖地震、あるいは2016年熊本地震など、実際に被災した建物に対する被災シミュレーション解析がこれまで精力的に行われてきている（例えば、^{4)~10)}が、実在建物の被害想定を目的とした応答評価の事例は少ない（例えば ¹¹⁾）。また、同様の既往研究として、建物の常時地震観測と骨組みモデルにより、大地震時の建物損傷度合いを素早く把握して継続使用の可否判断を支援するシステムの構築を行った事例 ¹²⁾がある。

なお、大加速度入力に対する建物応答評価に関連しては、倒壊に至るような大加速度入力に対応できる解析法、解析モデル等の検討が近年勢力的に実施されているが、後述のとおり当該建物は、重要度係数1.5を確保していることもあって、建物応答が倒壊に至るようなレベルにまでは達することはなかったため、本研究で用いる解析モデル等は既往の手法の適用範囲内であると判断した。

最後に、防災対策への利活用法としてVR環境 ¹³⁾を用いた室内環境可視化ツールに解析結果を適用し、その有効性を検証した。

2. 対象建物、及び検討に用いた地震観測記録の概要

Photo1に建物外観を、Table1に建物概要、Fig.1に断面図を示す。当該建物は2000年1月竣工、地上10階（塔屋8~10階）、地下1階、最高高さ59.9m、建物高さ32.9mで、新耐震設計法のルート3により設計されている。構造種別は柱がSRC造、大梁はSRC造とS造を併用した混合構造である。平面形状は地下階~3階が64.8m×54.5m（東西方向×南北方向）、3~7階は64.8m×18.5mであり、南北方向でセットバックしている。8~10階にあたる塔屋は東端にあり、それ以外の7階屋上にはS造の屋根型工作物が載っている。1階以上は両方向ともラーメン構造で、2階、3階、及び8階に吹抜を有している。階高は地下1階が6m、1、2階は5m、3~6階は4.25m、7階は4.5mである。基礎は、杭径1300~2000φの場所打ちコンクリート打設である。



Photo 1 The government building to be studied

Table 1 Overview of the building to be measured

面積：	建築面積 4,524.29 m ² 、延床面積 18,008.59 m ²
階数：	地上10階（塔屋8~10階）、地下1階
高さ：	最高高さ 59.9m、建物高さ 32.9m
基礎：	杭基礎、基礎深さ（基礎版）GL-10.9m
重要度係数：	1.5（目標値2.0）
地盤種別：	第2種地盤
竣工：	2000年1月

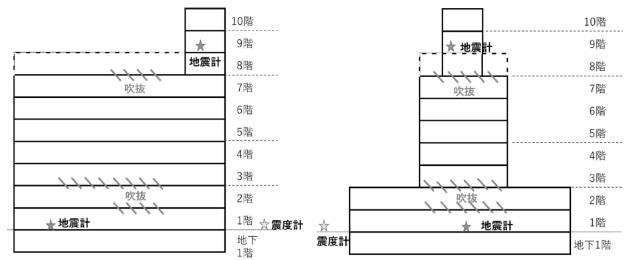


Fig.1 Section of the building and position of seismometers

Table 2 Parameters of earthquakes used for verification

	発生日	発生時間	震源		震源深さ [km]	マグニチュード	最大震度	サイトまでの震源距離 [km]	当該自治体の震度
			北緯[度]	東経[度]					
(a) 大阪府北部	2018.6.18	7:58	34.843	135.622	13	6.1	6弱	128.6	2
(b) 静岡県西部	2018.8.14	20:51	34.752	137.497	37	3.9	3	59.0	1
(c) 愛知県東部	2018.10.7	10:14	35.037	137.573	42	5.0	4	67.6	2

X 震央 7 震度7 6+ 震度6強 6 震度6弱 5+ 震度5強 5 震度5弱

4 震度4 3 震度3 2 震度2 1 震度1

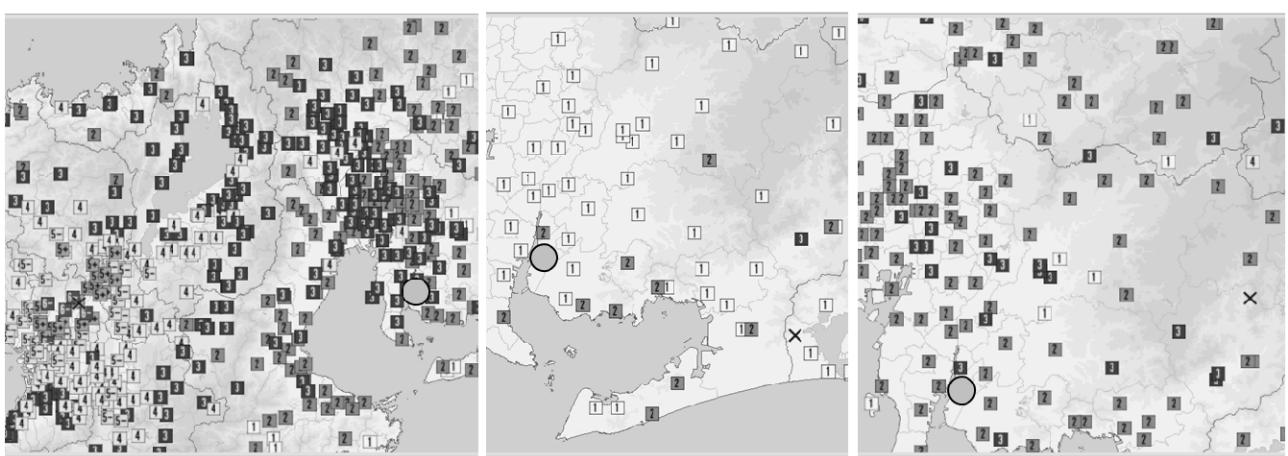


Fig.2 Epicenters and seismic intensity distribution maps of earthquakes observed in this building ¹⁴⁾

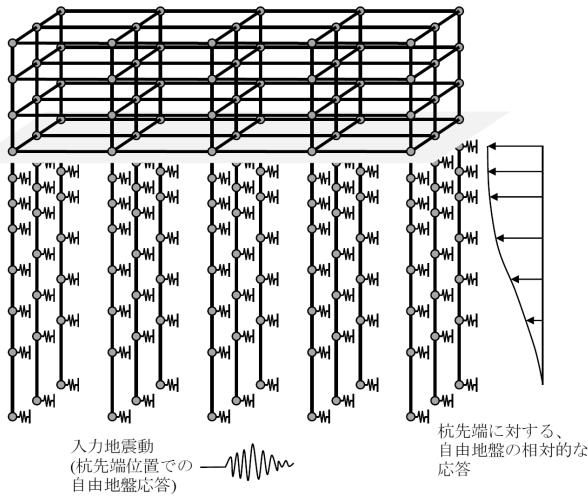


Fig.3 Schematic of 3D frame model considering the soil-structure interaction

リート杭による杭基礎構造である。なお、Table 1 中にあるように、対象建物は重要度係数を 1.5(目標値 2.0)として設計されており、設計上、一般建物よりも高い耐震性能を有している。なお、文献 15)によれば、建物の耐震等級としては I 類(重要度係数: 1.5)とするが、目標値として、必要保有水平耐力に対する層間変形角 1/200 時の保有水平耐力の比が 2.0 以上として設計している。

解析モデルの検証に用いた地震観測記録³⁾は、Fig.1 に示す当該建物の 1 階と 9 階の 2 か所の地震計(臨時観測)、及び地表位置(GL)に設置された震度計によって得られている。 庁舎を対象とする場合、震度計が近くにある可能性が高いことから、建物内に臨時観測点を設置することで動的相互作用の評価が可能となる。2017 年 12 月の観測開始時点より 2019 年 3 月 25 日までに 9 地震が観測されたが、地震によっては最大加速度がトリガレベルに達しなかったため、記録が得られていない場合もあった。そこで本検討では、これらのうち、地盤、1 階、9 階の 3 点全てで記録が得られている 3 地震 ((a) 大阪府北部の地震(2018.6.18)、(b) 静岡県西部の地震(2018.8.14)、(c) 愛知県東部の地震(2018.10.7)) を検証に用いることとした。Table 2 にこれらの地震の諸元等を、Fig.2 に、気象庁による各地震の震央と対象敷地周辺の震度分布図¹⁴⁾を示す。図中の×は震央、○は対象建物位置である。なお、これらの地震に対する対象建物が立地する当該自治体の震度は 1~2 であった。

3. 解析モデルの概要とその観測記録の再現解析による検証

3.1 当該建物・地盤の特徴とモデル化

解析モデルの概念図を Fig.3 に示す。モデルの作成に当たっては、構造計算書¹⁵⁾等を参考とした。本検討では、上下方向の自由度を固定としている。質量は集中質量とし、構造計算書¹⁵⁾に記載された各階質量を各節点の支配面積に応じて分配した。柱・梁は、材端ばね要素に置換し、曲げモーメント一回転角関係に非線形性を考慮した。復元力特性は、ノーマルトリリニア型とし、骨格曲線は、文献 16)等を参考に設定した。杭は、大よそ 1 m~数 m に分割して、それぞれを材端ばね要素に置換し、曲げモーメント一回転角関係に非線形性を考慮した。復元力特性は、ノーマルトリリニア型とし、骨格曲

線は、一般社団法人コンクリートパイプ建設技術協会: 杭の N - M 図・ M - ϕ 図・せん断力図作成システム Ver3.4.1 を用いて算定した。杭の各節点には、杭周地盤ばね¹⁷⁾を設置し、杭とその周辺地盤との相対変位に対する非線形性を考慮した。杭周地盤ばねの初期剛性の評価に必要となるせん断波速度については N 値¹⁸⁾から推定した。

上部構造の減衰については、建物地震応答評価に一般的に採用されている剛性比例型減衰とし、常時微動計測²⁾や地震観測記録³⁾の分析結果(1 次固有振動数における減衰定数が 1~2%程度)に基づいて、1 次固有振動数における減衰定数を 2%とした。対象建物の 3 次元フレーム解析モデルの鳥瞰図(杭周地盤ばねを除く)を Fig.4 に示す。

対象敷地の表層地盤¹⁸⁾は、ほぼ成層地盤であり、表層に N 値が 2~10 の盛土が数 m 堆積し、その下は洪積の砂・礫と粘土の互層構造を構成している。特に表層から 10m 程度は N 値が 10 以下の軟弱地盤である。また、粘土層の N 値は 7~10 程度である。杭は GL-46 m 付近の第 3 級層に支持されている。なお、表層地盤モデルは、文献 18)、19)を参考に作成した。復元力特性には、骨格曲線として修正 RO モデルを、履歴則として Masing 則を採用した。骨格曲線の例(GL0m~-1m, GL-35m~-36m)を Fig.5 に示す。また、解析諸元を Fig.6 に示す。

入力地震動については、観測記録の再現解析の場合、杭先端位置の観測記録が得られていないことから、剥ぎ取り解析により推定する。具体的には、重複反射理論に基づき、地表面の地震動に対する解放工学的基盤の伝達関数を算定し、これを用いて地表の地震動から解放工学的基盤における地震動を推定した。このとき、観測された加速度の大きさから、地盤は弾性とした。

一方、南海トラフ地震に対する応答評価に対しては、当該地点における内閣府による最大クラスの地震に対する長周期地震動評価結果²⁰⁾に、別途、統計的グリーン関数法によって評価した地震動の短

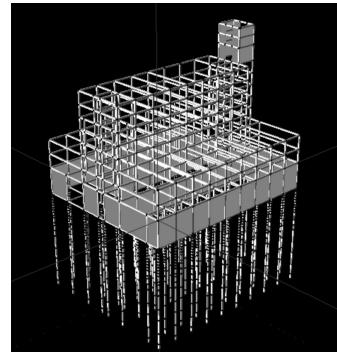


Fig.4 Bird's-eye view of 3D frame analysis model of the building

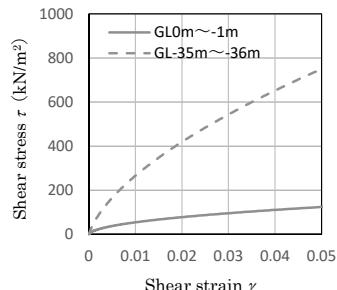
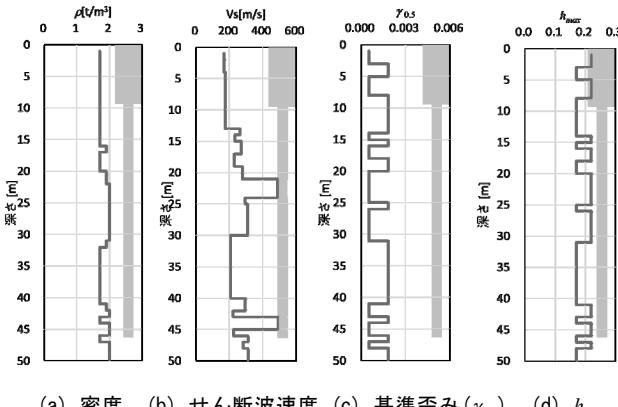


Fig.5 Examples of skeleton curve of subsurface soil

周期成分を接続周期2~3秒として足し合わせて作成された地震動²¹⁾を用いる。Fig.7に当該地点の工学的基盤における入力地震動の(a)加速度波形と(b)擬似速度応答スペクトル($h=5\%$)を示す。(b)擬



(a) 密度 (b) せん断波速度 (c) 基準歪み($\gamma_{0.5}$) (d) h_{max}

Fig.6 Parameters of the surface layers of the site
(The basement and pile are shown in gray.)

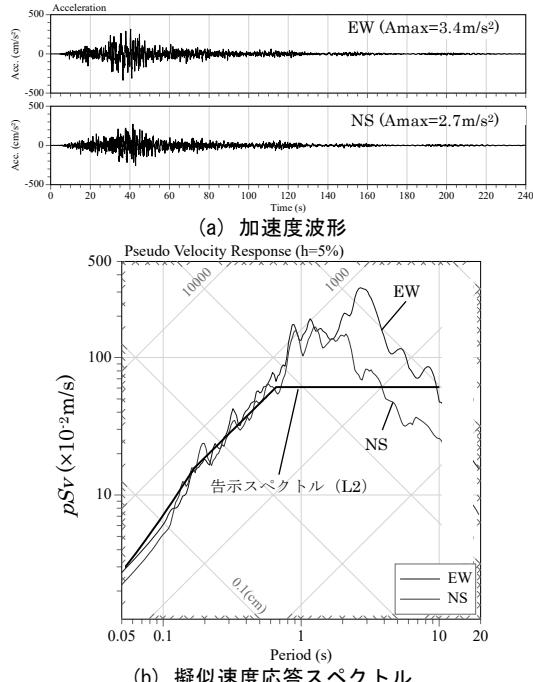


Fig.7 Input seismic motions at the engineering bed rock assuming the Nankai Trough earthquake in this study (Acceleration waveform, pseudo-velocity response ($h = 5\%$))

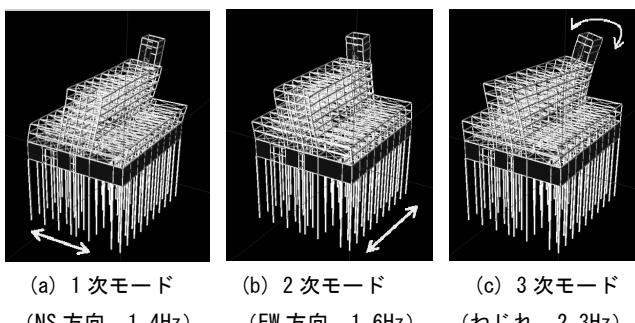


Fig.8 Natural vibration modes obtained from the analysis model
(1st to 3rd order)

似速度応答スペクトルには、レベル2の告示スペクトルを併記している。これより、今回用いた地震動は0.7秒程度より短周期では、レベル2の告示スペクトル相当、これより長周期側では、レベル2の告示スペクトルを上回る特性を有していることがわかる。後述するが、対象建物の1次固有周期が0.7秒程度であることから、弾性応答ではレベル2相当であるが、非線形化により長周期化すればレベル2を超える入力が作用する可能性がある地震動となっている。

解析に用いる表層地盤の応答波(杭先端に対する相対応答、Fig.3参照)については、Fig.6に示した当該地点における表層地盤モデルを用いて、観測記録の再現解析では線形解析により、南海トラフ地震については、Fig.5に例示した復元力特性を用いて時刻歴非線形解析(全応力解析)により算定する。

3. 2 観測された小地震記録の再現解析

ここでは上述した3つの地震観測記録に対する再現解析により、解析モデルの妥当性を検証する。Fig.8は、解析モデルより得られた固有振動数、及び固有振動モード(1次~3次)である。1次がNS方向の1次モード、2次がEW方向の1次モード、3次がねじれ

Table 3 Comparison of natural periods between the analysis model and seismic observation or microtremor measurement results

	常時微動	地震(2018/6/16)	地震(2018/8/14)	地震(2018/10/01)	解析
NS方向	1.4Hz	1.3Hz	1.4Hz	1.4Hz	1.4Hz
EW方向	1.6Hz	1.5Hz	1.6Hz	1.5Hz	1.6Hz
ねじれ	1.8Hz				2.3Hz

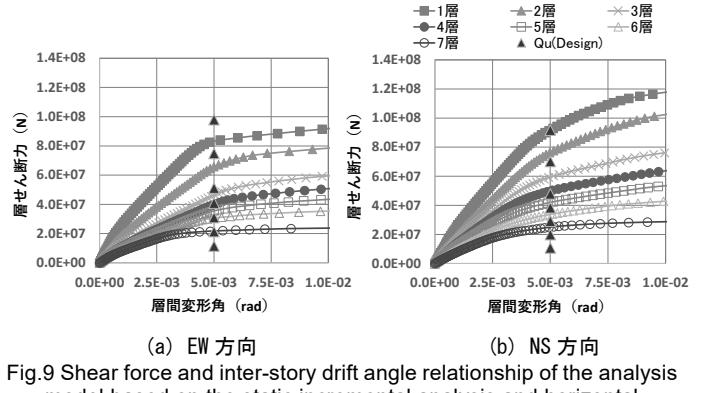


Fig.9 Shear force and inter-story drift angle relationship of the analysis model based on the static incremental analysis and horizontal strength at an inter-story drift angle of 1/200 in design (▲).

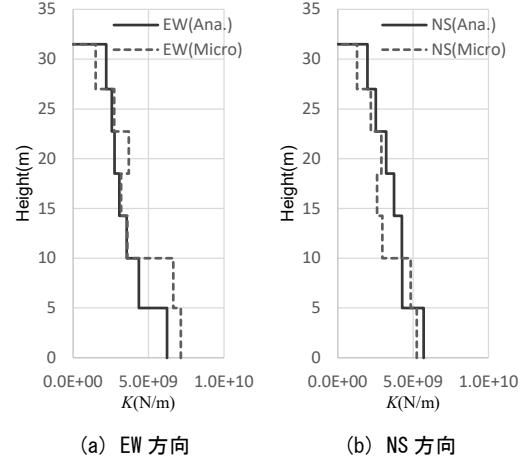


Fig.10 Comparison of the initial shear modulus distribution between the analysis model and the results based on the microtremor measurement

モードとなった。Table 3 に固有振動数を解析モデルと常時微動計測結果²⁾、地震観測結果³⁾と比較して示す。これより、水平 1 次については、両者はよく対応しているが、ねじれについては解析モデルの方がやや高く評価されていることが分かった。また、水平 2 次モードは、EW 方向が 3.5Hz、NS 方向が 3.2Hz であった。常時微動計測結果²⁾、地震観測結果³⁾では、観測点が最上階ではないことからピーク値は大きくはないが、水平 2 方向とも 3.7Hz 前後に認められた。両者の振動数にはやや違いがあり、これは柱梁の剛域評価等、モデルにまだ十分に反映されていない部分があるためと考えられる。ねじれ 1 次モード、水平方向 2 次モードの固有振動数の観測結果と解析結果との違いについては今後の検討課題としたい。

基礎固定時の 1 次固有振動数は、EW 方向が 1.6Hz、NS 方向が 1.5Hz、ねじれが 2.4Hz となった。これより、相互作用効果による固有振動数の変化は小さいことがわかるが、この点は、常時微動計測結果²⁾からも明らかになっている。

次に、解析モデルに対して静的増分解析を実施し、各層の層せん断力一層間変形角関係を算定した。各層への水平力分布は A_i 分布とした。その結果を Fig.9 に示す。図中には文献 15)に記載された層間変形角 1/200 における各層の保有水平耐力を▲（高層部ほど保有水平耐力は小さい）で示している。また、静的増分解析結果より算定した初期せん断剛性について、解析モデルと常時微動計測結果に基づく推定値とを比較した結果を Fig.10 に示す。常時微動計測結果からの推定は、各階で得られた微動記録を用いて層せん断力と相対変形を算定し、それらの比を求める方法によった。Fig.9 から、保有水平耐力については、層間変形角 1/200 で比較すると、解析モデルの方が、EW 方向では、低層部は低め、高層部は高めの評価、

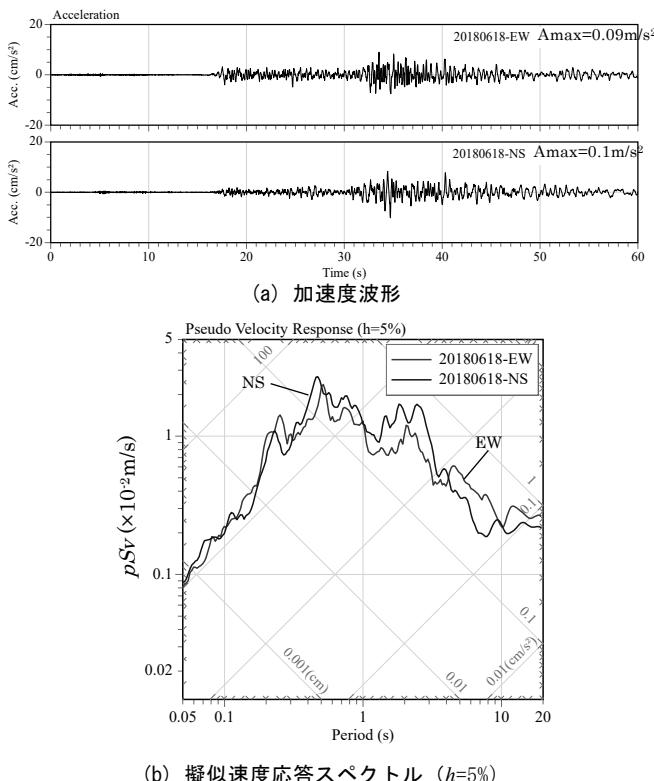


Fig.11 Estimated input seismic motions at the engineering bed rock, GL-46m (acceleration waveforms and pseudo-velocity response spectra ($h = 5\%$)), (a) Earthquake in northern Osaka

NS 方向では、中低層部の対応がよく、高層部は高めの評価となっていることが分かる。一方、初期剛性については、Fig.10 から、EW 方向では低層部で、NS 方向では中層部でやや違いが認められた。加えて Fig.9 からは、EW 方向より NS 方向の剛性が高く見え、これによれば NS 方向の 1 次固有振動数の方が高くなることが考えられるが、水平 2 方向で 1 次固有振動数に大きな差がないことや、Fig.10 に示した初期剛性の比較結果から、低層部において EW 方向の剛性が若干高くなっている、これが水平方向の 1 次固有振動数に影響したものと考えられる。

次に再現解析結果について述べる。Figs.11-13 に 3 つの地震観測記録について、推定した杭先端位置における入力地震動の(a)加速度波形と(b)擬似速度応答スペクトル ($h=5\%$) を示す。また、これらの地震波を用いて実施した表層地盤の地震応答解析結果のうち、最大加速度応答分布を Fig.14 に、最大相対変位応答分布を Fig.15 に、最大せん断歪みを Fig.16 にそれぞれ 3 つの地震で比較して示す。また、上部建物の地震応答解析結果 (Cal.) を観測記録 (Obs.) と比較して Figs.17-19 に示す。図では、1 階と 9 階の加速度応答波形と擬似速度応答スペクトル ($h=5\%$) について比較して示している。Fig.17 より、(a) 大阪府北部の地震では、両階、両水平方向とも比較的良好に対応していることが分かる。これは、遠方の浅い地震であるため、地震動に含まれる短周期成分がそもそも小さく、解析モデルと微動計測で対応が良好であった 1 次固有振動数付近の入力が支配的であったためと考えられる。一方で、Figs.18,19 に示すように、評価地点近傍で発生した地震に対しては、特に NS 方向、9 階における高次モードの応答に違いが認められる。また、1 階については、0.1 秒～0.2 秒のピークが観測記録に比べて大きく、観測記録と解析

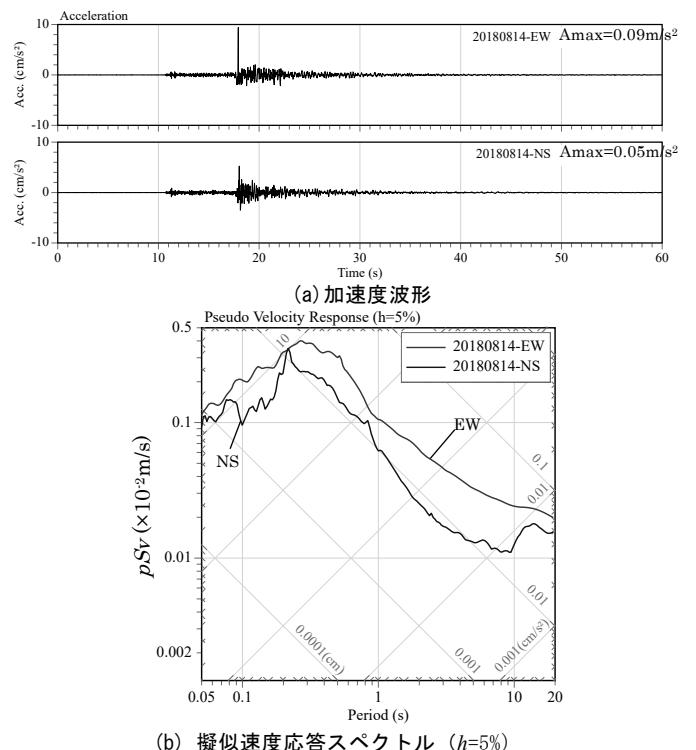
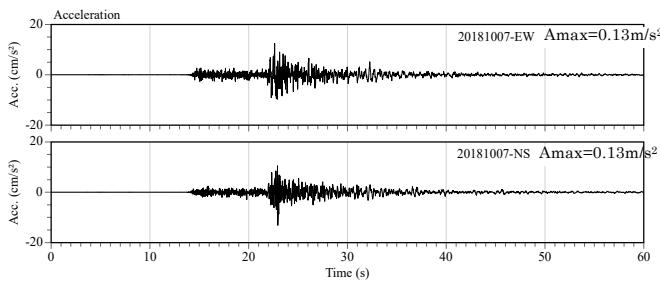
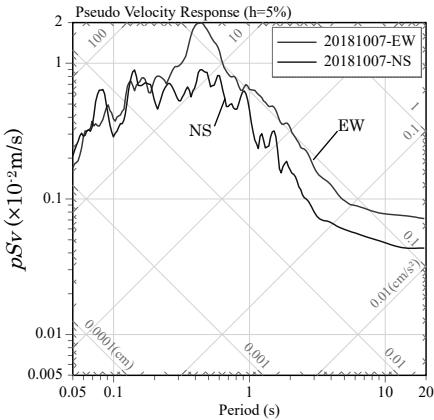


Fig.12 Estimated input seismic motions at the engineering bed rock, GL-46m (acceleration waveforms and pseudo-velocity response spectra ($h = 5\%$)), (b) Earthquake in western Shizuoka

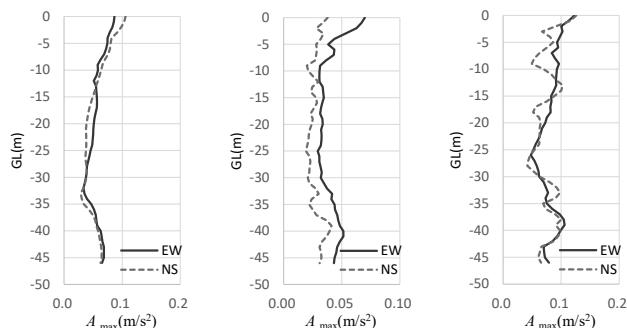


(a) 加速度波形

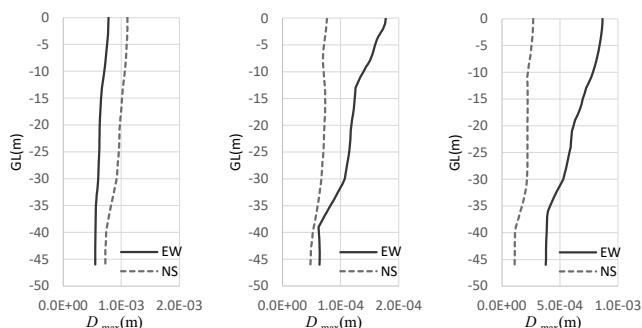


(b) 擬似速度応答スペクトル ($h=5\%$)

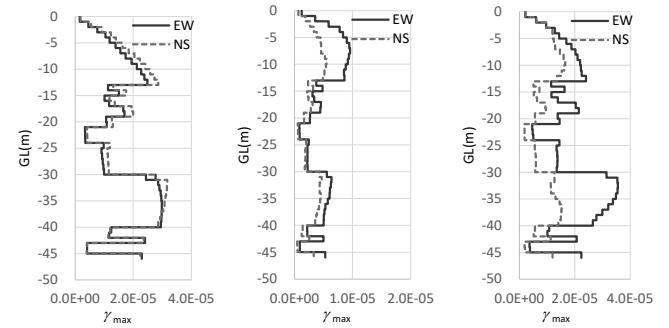
Fig.13 Estimated input seismic motions at the engineering bed rock, GL-46m (acceleration waveforms and pseudo-velocity response spectra ($h = 5\%$)), (c) Earthquake in eastern Aichi



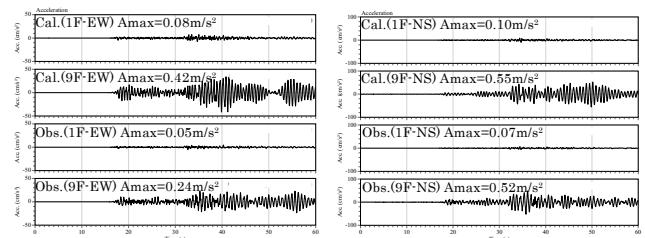
(a) 大阪府北部の地震 (b) 静岡県西部の地震 (c) 愛知県東部の地震
Fig.14 Seismic response analysis results of surface ground in each observed earthquake (Maximum acceleration)



(a) 大阪府北部の地震 (b) 静岡県西部の地震 (c) 愛知県東部の地震
Fig.15 Seismic response analysis results of surface ground in each observed earthquake (Maximum relative displacement)



(a) 大阪府北部の地震 (b) 静岡県西部の地震 (c) 愛知県東部の地震
Fig.16 Seismic response analysis results of surface ground in each observed earthquake (Maximum shear strain)



(1) 絶対加速度応答波形 (上2列：解析結果、下2列：観測記録)

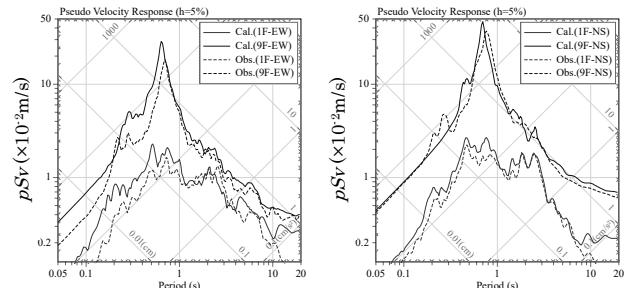


Fig.17 Comparison of seismic response analysis results of the building with observation records at 1st and 9th floors (Acceleration waveform and pseudo-velocity response spectrum ($h = 5\%$)),
(a) Earthquake in northern Osaka)

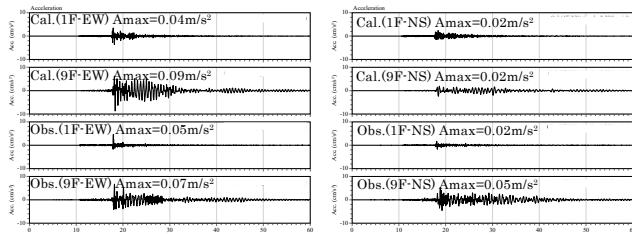
結果間で入力損失効果に違いが認められた。この一つの要因として、杭周地盤ばねの剛性が実状よりも大きく評価されたことにより、より短周期側で効果がある入力損失が実際ほど現れなかつたことが考えられる。以上から、作成した解析モデルで観測事実を概ね説明可能であるが、ねじれ1次モード、水平方向2次モードの固有振動数、あるいは入力損失効果の観測結果と解析結果との違い等、検討の余地が残されていることが分かった。これらについては、今後の検討課題としたい。以降では、この解析モデルを用いて想定南海トラフ地震に対する対象建物の応答評価を実施する。

4. 南海トラフに対する想定地震波を用いた建物応答予測

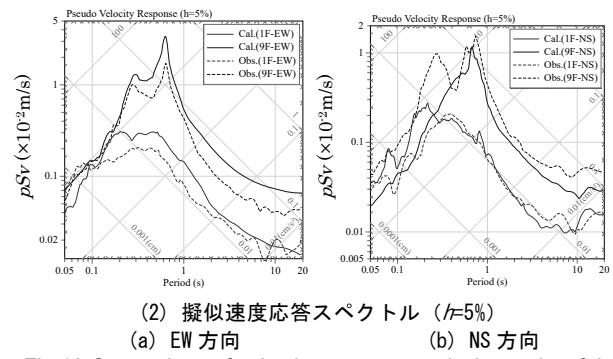
3節で示した解析モデルを用いて実施した想定南海トラフ地震に対する対象建物の応答評価結果について示す。まず、Fig.20に想定解析結果を示す。これより、地表面位置における最大加速度は 4m/s^2

～5m/s²であることが分かる。また、地盤のせん断歪みは、最大となる GL-30m～GL-40m でも 1%程度と推定された。

次に、想定南海トラフ地震に対する対象建物の応答評価結果について述べる。Fig.21 は、塔屋がある建物東側での(a)最大応答加速度分布、(b)最大応答相対速度分布、及び 各層で平均した(c)平均最大応答層間変形角について示している。また、Fig.22 に、水平 2 方向について、自由地表、1 階、4 階、9 階の(1)加速度応答波形、(2)減衰 5% の擬似速度応答スペクトルを示す。これらより、水平 2 方向

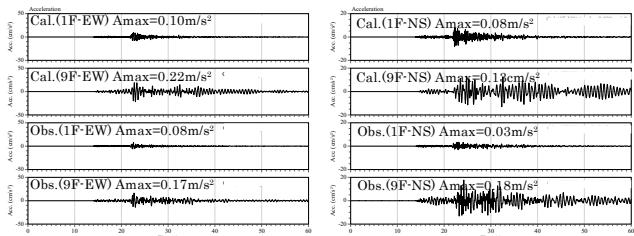


(1) 絶対加速度応答波形 (上 2 列 : 解析結果、下 2 列 : 観測記録)

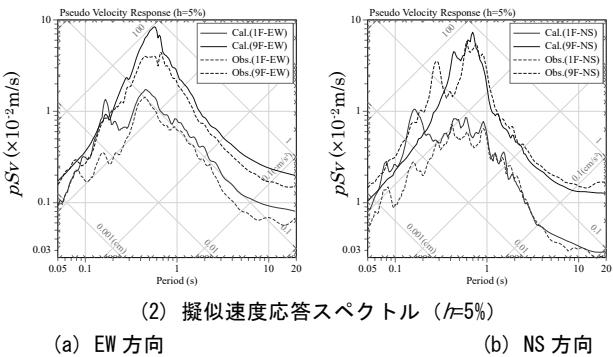


(2) 擬似速度応答スペクトル ($h=5\%$)
(a) EW 方向 (b) NS 方向

Fig.18 Comparison of seismic response analysis results of the building with observation records at 1st and 9th floors (Acceleration waveform and pseudo-velocity response spectrum ($h = 5\%$), (b) Earthquake in western Shizuoka)



(1) 絶対加速度応答波形 (上 2 列 : 解析結果、下 2 列 : 観測記録)



(2) 擬似速度応答スペクトル ($h=5\%$)
(a) EW 方向 (b) NS 方向

Fig.19 Comparison of seismic response analysis results of the building with observation records at 1st and 9th floors (Acceleration waveform and pseudo-velocity response spectrum ($h = 5\%$), (c) Earthquake in eastern Aichi)

ではほぼ同程度の加速度応答となり、7 階（居室を有する最上階、た

高さ 27m）では、7m/s²程度（震度 7 相当）の揺れが生じる可能性があることがわかる。また、塔屋部分では、NS 方向でねじれ応答の影響と考えられる応答の増幅が認められた。一方、自由地盤の地表面と 1 階の応答を Fig.20(a) や Fig.22 に示した最大加速度波形や応答スペクトルを比較すると、1 階における応答加速度が 1 割程度ではあるが低減しており、動的相互作用による入力低減効果が認められた。また、その効果は建物の水平方向の弾性 1 次固有周期 (EW: 約 0.6 秒、NS: 約 0.7 秒) 辺りから短周期側で認められる。この影響も含め、1 階では 2m/s²～3m/s² 程度（震度 5 強程度）で、7 階の半分以下の応答となっている。さらに、(c) 平均最大応答層間変形角についてみると、特に 3 階～5 階で 1/200 を超える応答を示した。この結果を Fig.9 と合わせて考えると、ある程度の部材が降伏して各層の剛性低下が進んだことがわかる。このことは、Fig.22 に示した応答スペクトルにおいて、建物応答のピーク振動数が EW 方向、NS 方向ともに約 0.9 秒となっており、弹性時、あるいは中小地震時に比べて長周期化していることからも分かる。ただし、レベル 2 のクライテリアである 1/100 には達していないこと、まだ耐力が残存していること、特に EW 方向の入力地震動で大きなパワーがある 3 秒付近に至るまでの剛性低下が進んでいないことなどから、損傷は免れないが、倒壊するような被害は生じない可能性が高いと考えられる。これは、先述したように、当該建物が重要度係数 1.5 を採用し、一般建物よりも耐震性能を高めていたことが大きな要因の一つと考えられる。ただし、上層部では、大きな加速度応答示すため、家具固定など、室内に安全性に配慮する必要がある。なお、概算

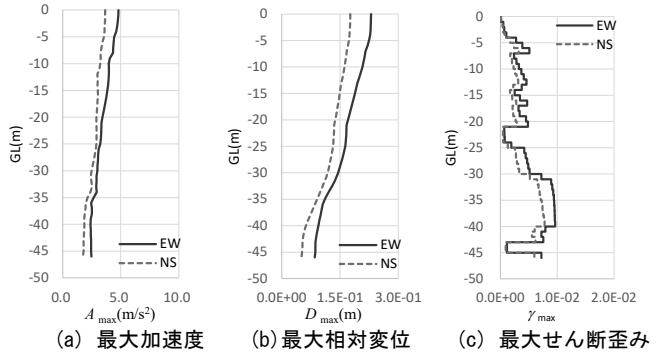


Fig.20 Seismic response results of the surface ground under the assumed Nankai Trough earthquake

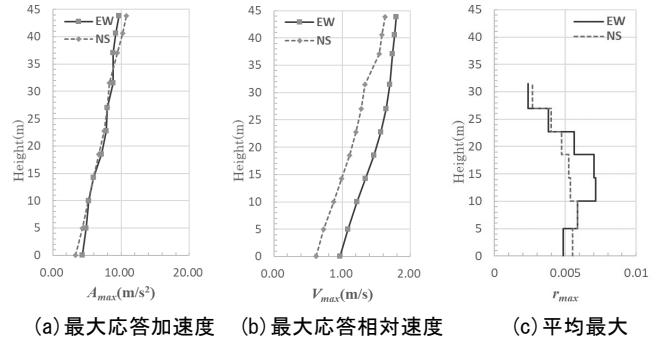


Fig.21 Seismic response results of the building under the assumed Nankai Trough earthquake (at east side)

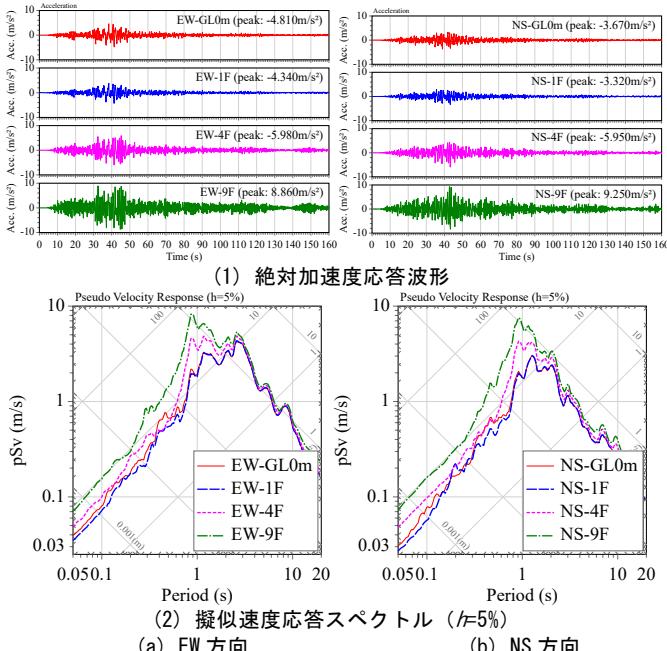


Fig.22 Seismic response analysis results both of Ground surface and the building at 1st, 4th, and 9th floors (Acceleration waveform and pseudo-velocity response spectrum ($h = 5\%$), Nankai Trough Earthquake)

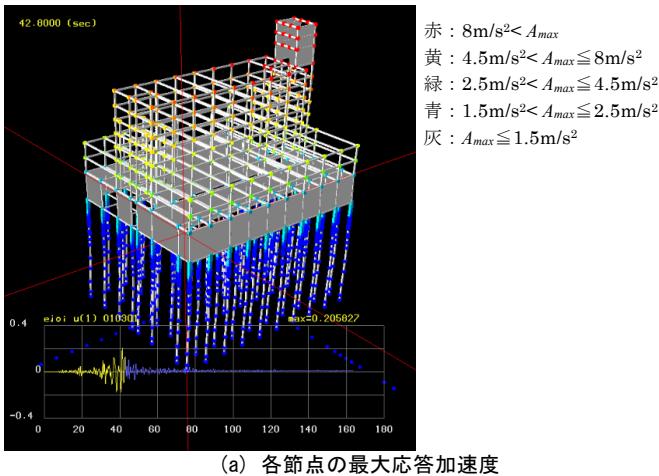


Fig.23 Seismic response analysis results of the building under the assumed Nankai Trough earthquake (3D display)

ではあるが、例えば、Fig.21(c)から、第3層EW方向の層間変形角は約1/150であり、これとFig.9と比較すると、層せん断力として約 5×10^7 (N)と見積もれる。もし、耐力が1/2.0(2.0は前述の目標値)

だとすれば、この層せん断力が作用した場合の層間変形角は1/100をはるかに超える応答になる可能性が指摘される。一方、杭については、杭頭部に塑性化が認められた。ただし、杭頭部は鋼管巻きのRC杭となっていることから、韌性性能は高いものと考えられる。

Fig.23は、上述の結果を3次元モデル上で可視化した結果で、(a)最大応答加速度、(b)柱・梁材の最大応答曲げモーメント分布図である。これより位置による応答の違いが確認できる。例えば、(a)最大加速度分布では、塔屋がある側での加速度が大きく、ねじれ振動等の影響が表れていると考えられる。

5. 応答評価結果の防災対策への活用

4節の応答解析結果から、建物の応答・損傷を評価すると、構造的には危険な状態にはならないものの、応答加速度では上階を中心にかなり危険な状態となることが明らかとなった。したがって、室内安全対策や強い揺れのもとでの行動が重要になる。そこで、本節では、そのような対策行動を誘導するための室内環境可視化ツールについて述べる。

倉田ら¹³⁾は、HMD (Head Mounted Display) を用いた没入型の揺れ映像体感装置を用いた室内環境可視化ツールを開発している。このツールは、Photo 2に示すように、利用者(複数が可能)が写真中央の簡易型HMD(写真中には同型が3台)を装着し、室内の揺れと、これに伴う家具等の挙動を体験することができる。HMDに投影される画像は、写真左の無線LANルーターを介して接続されたノートPCからコントロールされる。ここでは、このシステムを用いて、本論で実施した当該建物の詳細な3次元モデルによる地震応答解析結果を利活用し、選択した任意の室内の地震時挙動を可視化する。



Photo 2 Popular type vibration experience environment system



Fig.24 Point Cloud 3D Scan of an office room



(a) 7階



(b) 1階

Fig.25 Constructed indoor 3D models

化することを試みた。この際、現実感を高めるために、当該建物のある居室空間の3D点群計測、並びに、そのデータを元にしてSfM(Structure from Motion)技術により簡易3Dモデルを作成した(Fig.24参照)。さらに、作成した簡易3Dモデルは、居室全体が1つの3Dモデルになっているため、ここから各家具等を個別の3Dモデルに分離した室内3Dモデルを作成した。さらに現実感を演出するため、Fig.25に○で示したように、当該建物の各フロアの窓から見える風景写真を撮影し、3Dモデルの窓の外の風景画像として使用した。なお、選択位置は煩雑さを避けるため、1階、3階、5階、7階のそれぞれ北側3点(西、中央、東)と南側3点(西、中央、東)の合計24点から選択できるようにした(Fig.26参照)。以上により、階数等、場所の違いによる揺れの違い、室内挙動の違い(Fig.27参照)をその場で体験可能とした。

本ツールを当該建物の使用者(市職員)に体験いただいた(Photo3参照)ところ、それぞれの執務フロアにおける具体的な揺れや被災の状況がリアリティをもって感じられ、職員の意識啓発とともに、地震時の対応や直後の行動に関するシミュレーションにもつながるとの感想が得られた。防災関係の職員以外は被災状況に実感を持てないこともあると考えられ、揺れの後の自らの職務内容を考えることなども含めて、このツールによる体感効果とともに、庁舎内の家具等の安全対策など、建物使用者の意識がいっそう高まると考えられる。今後は、自治体の防災訓練時の活用も検討しているところである。また、このようなツールは市庁舎のみならず、学校や病院、オフィスビルなど他の建物でも活用可能である。

このシステム活用の特徴は、防災・減災の原点とも言える、災害を我が事として捉えてもらうために、普段職員が見慣れている室内、

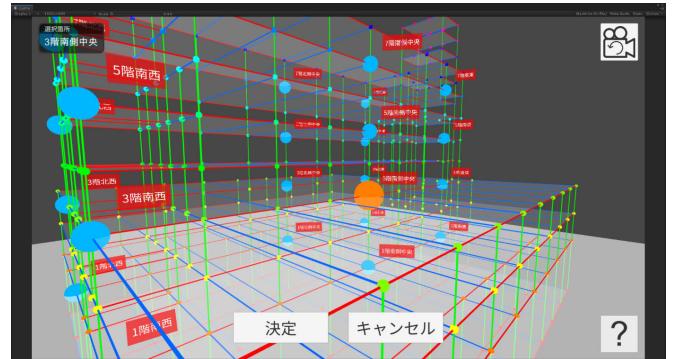
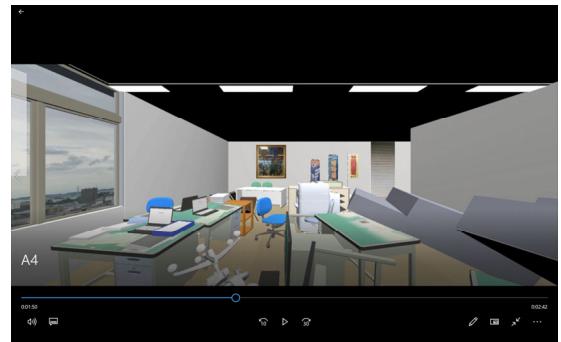
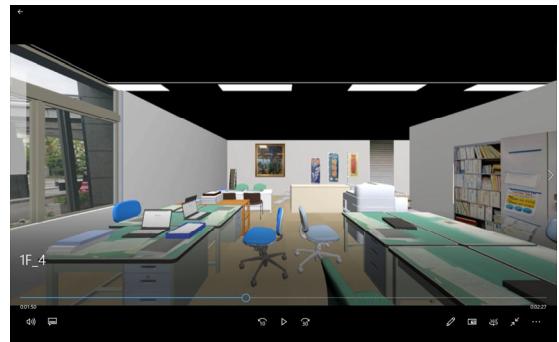


Fig.26 Selection screen of the place where you want to experience the indoor behavior under the earthquake



(a) 7階



(b) 1階

Fig.27 Comparison of indoor behavior between the 1st floor and the 7th floor when furniture is not fixed



Photo 3 Verification experiment of the proposed tool

什器、窓からの風景をVR上で再現し、かつ想定ではあるが南海トラフ地震においてその建物で推定される揺れを用いることにある。加えて、これまで数値だけしか認識できなかった揺れの大きさを感じできることも大きな特徴である。なお、当該建物においては、室内什器の転倒対策は既になされており、家具の固定の有無はあくまで気づきを与えるための一つの表現方法であると考えている。

6. 結論

実在する愛知県内の自治体庁舎を対象として、これまでに実施してきた多点同時常時微動計測結果や地震観測結果を用いて、3次元解析モデルの妥当性検証を行うとともに、本解析モデルと推定地震波による南海トラフ地震に対する当該建物の詳細な応答予測を行った。結果をまとめると以下の通りである。

まず、解析モデルに作成にあたって、設計図書だけではなく、常時微動計測結果等を用いて解析モデルのチューニングを行うとともに、別途継続的に実施している地震記録の再現解析を実施し、作成した解析モデルが観測事実を大よそ説明可能であることを確認した。ただし、ねじれ1次モードや水平2次モードの固有振動数に観測記録結果との違いが認められたため、今後の検討課題としたい。

次に、本解析モデルを用いて設計を超える南海トラフ地震に対する応答評価を行い、7階（居室を有する最上階、高さ27m）では、 7m/s^2 程度（震度7相当）の揺れが生じる可能性があること、1階では $2\text{m/s}^2 \sim 3\text{m/s}^2$ 程度（震度5強程度）で、7階の半分以下の応答となることに加え、入力損失効果が認められることを示した。また、最大応答層間変形角としては、3階～5階で1/200を超える応答を示したが、レベル2のクライティアである1/100には達していないことから、損傷は免れないが、倒壊するような被害は生じない可能性が高いと推定された。当該建物はあらかじめ重要度係数1.5を採用し、通常の建物に比べて高い耐震性能を有していたことから、大きな被害を免れる結果となった。このことから、一例ではあるが、発災直後に迅速な対応を行う必要のある施設の耐震性能向上の重要性がこのような応答評価を通じて示唆された。このような応答評価は、地震観測を継続することにより、文献12)にもあるように、損傷モニタリングへの応用も期待できる。

最後に、上層部では、大きな加速度応答を示すため、家具固定など、室内に安全性に配慮する必要があると考えられることから、室内安全対策や強い揺れのもとでの行動を誘導するために開発した室内環境可視化ツールについて示し、当該市役所職員を対象とした実装実験を通じてその効果を確認した。本ツールは、多点同時地震観測を実施している建物に対するモニタリングシステム等への展開が期待される。

本論文の検討は、比較的新しく規模の大きい非免震の重要施設に入力に対して、継続使用が不可能なる程度の構造的被害が生じる場合も想定される。そのような施設に対する発災直後の対応は困難なため、可能な範囲で事前対策を打つ必要がある。また、臨時情報に際しては、現状の建物性能、被害状況を確認し、目前に迫っているかもしれない大地震が発生した後の被災状況を予測するとともに、その後の対応方針を考える必要が生じ得る。そのような際にも本論文で示したような検討は非常に意義がある。

謝辞

本検討を進めるにあたっては、愛知県碧南市役所の皆様に多大なるご尽力を頂いた。また、地震動の作成に当たっては、名古屋大学減災連携研究センター・助教・平井敬氏に、建物の解析・分析では、名古屋大学（当時）・天野靖大氏にご協力頂いた。解析には清水建設（株）開発解析コードidacを、一部の図の作成には、建築研究所鹿嶋氏作成のViewWaveを使用させて頂いた。なお、本研究は、文部科学省委託事業「南海トラフ広域地震防災研究プロジェクト」において実施したものである。関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省：業務継続のための官庁、施設の機能確保に関する指針、2010.3
- 2) 天野靖大、護雅史、飛田潤、福和伸夫：常時微動計測に基づく杭基礎中層庁舎建物の振動特性に関する、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 103-104、2018.7
- 3) 天野靖大、護雅史、飛田潤、福和伸夫：地震観測・常時微動計測に基づく杭基礎中層庁舎建物の振動特性に関する分析、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1025-1026、2019.7
- 4) 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
- 5) 長谷川正幸、護雅史、淵本正樹、浅香美治：1995年兵庫県南部地震におけるRC造杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、第543号、pp. 87-95、2001.5
- 6) 中野尊治、柏尚稔、宮本裕司：兵庫県南部地震の震度7地域で損傷した杭基礎建物のシミュレーション解析、日本建築学会構造系論文集、第692号、pp. 1795-1704、2013.10
- 7) 土方勝一郎、杉山達也、徳光亮一、山添正稔、古山田耕司、岡野創、宮本裕司：2004年新潟県中越地震で被害を免れたRC造校舎の入力地震動と地震時応答に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第631号、pp. 1519-1527、2008.9
- 8) 護雅史、飯場正紀、山本耕司、宮本裕司、古山田耕司、小山信、鹿嶋俊英：2007年新潟県中越沖地震における強震観測記録を用いた被災建物の応答評価、日本建築学会構造系論文集、第651号、pp. 933-942、2010.5
- 9) 古山田耕司、宮本裕司、福田孝晴：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、日本建築学会構造系論文集、第589号、pp. 97-104、2005.3
- 10) 中野尊治、宮本裕司、川辺秀憲：2016年熊本地震で連続した大振幅地震動が入力した益城町庁舎の非線形相互作用、日本建築学会構造系論文集、第748号、pp. 781-791、2018.6
- 11) 西原栄子、羽田浩二、堀家正則：予測地震動を用いた低層RC建物の被害レベル予測、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 123-124、2008.9
- 12) 大槻琢磨、斎藤大樹、林和宏：豊橋市役所の地震応答モニタリングシステムの構築、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1125-1126、2017.8
- 13) 倉田和己、福井優太、平井敬、福和伸夫：強震動データの有効活用へ向けた可視化統合プラットフォームの構築、日本地震工学会、2017.11.
- 14) 気象庁：震度データベース検索、
<http://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/>
- 15) 碧南市新庁舎建設事業_構造計算書、1997.8.
- 16) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説—許容応力度設計と保有水平耐力—（第2刷）、2015.10.
- 17) 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、2006.2.
- 18) 碧南市：碧南市新市庁舎建設事業地質調査業務委託、1996.3.
- 19) 高橋広人他：名古屋市域浅部地盤のN値とS波速度の関係、第39回地盤工学研究発表会、2004.7.
- 20) 内閣府：南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告、2015.12
- 21) 福井優太、倉田和己、平井敬、福和伸夫：仮想現実技術と振動台を組み合わせた超高層建物の地震応答体験環境の構築、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 407-408、2017.8