強震記録と微動計測記録および 3 次元フレームモデルの地震応答解析に基づく 超高層 RC 造建物の全体曲げ変形評価

EVALUATION OF FLEXURAL DEFORMATION OF A SUPER HIGH-RISE RC BUILDING BASED ON STRONG MOTION AND MICROTREMOR RECORDS AND SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF A THREE-DIMENSIONAL FRAME MODEL

朝比奈 諒^{*1}, 飛田 喜則^{*2}, 王 欣^{*3}, 永野 正行^{*4}

Ryo ASAHINA, Yoshinori TOBITA, Xin WANG,
and Masayuki NAGANO

The dynamic behavior of a super high-rise RC building was examined focusing on flexural deformation based on strong motion and microtremor records and seismic response analysis of a three-dimensional model. Using strong motion data, the flexural and shear deformation variations with nonlinear behavior of the building were investigated before and after the 2011 Tohoku Earthquake. The normalized top rotational angle tends to decrease as top drift becomes larger because shear deformation caused by crack and yielding of RC members increase. Microtremor measurements including plural points at the rooftop reveal the detailed distribution of vertical displacement regarding the flexural deformation.

Keywords : Super high-rise RC building, Flexural deformation, Strong motion record, Seismic response analysis, Microtremor measurement

超高層 RC 造建物, 全体曲げ変形, 強震記録, 地震応答解析, 微動計測

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震（以降、3.11 本震と記す）は、東日本を中心に国内の広い範囲に長周期地震動をもたらした。これにより、固有周期の長い超高層建物や免震建物は、これまで経験したことのない大きな揺れに見舞われた。強震観測が行われていた建物では記録の分析により、建物の動的特性に関して多くの知見が得られた¹⁻⁶⁾。首都圏に建つ超高層建物や免震建物では、非線形応答、免震応答に伴う等価固有周期、減衰定数の変動などが確認され、強震記録の非線形シミュレーション解析による検証が行われている。超高層集合住宅を対象とした地震後のアンケート調査などにより、人の行動難度、家具の移動や転倒、小物の散乱、壁紙亀裂等の室内被害が明らかにされた¹⁾⁴⁾。建物の耐震性能だけでなく、生活継続性に着目した居住性や室内安全性などへの関心が高まっており、将来発生が危惧されている南海トラフ等を震源とした巨大地震に対する応答予測、被害推定が重要となる。そのためには、集合住宅などの超高層建物の振動解析モデルの高度化も重要な課題となる。

純ラーメン構造形式の中低層集合住宅の場合は、フレーム全体で層間に発生するせん断変形が支配的となる。一方、超高層集合住宅の場合は、柱部材の軸方向の伸縮に伴い発生するフレーム全体の曲げ変形（以降、全体曲げ変形と記す）の影響も大きくなる。全体曲げ変形の評価は、パルス性地震動入力時に励起される高次振動モー

ドの応答評価⁷⁾や、層間に配置する制震部材等の減衰性能を把握する場合などに重要となる。これらの応答評価では、全体曲げ変形に直接関わる上下方向の強震記録等が必要となるが、先に示した既往研究¹⁻⁶⁾では行われていない。

建物の全体曲げ変形を考慮できる振動解析モデルとして、柱、梁、接合部をモデル化して構築した 3 次元フレームモデル、それを Ai 分布による水平荷重作用時のモード等で縮約した多質点曲げせん断モデルがある。耐震設計では、短時間で応答解析が可能な後者のモデルが利用される場合が多い⁸⁾。多質点曲げせん断モデルを構築する際には、3 次元フレームモデルの Pushover 解析結果に基づき、フレーム全体の層間変位 δ を曲げ変形成分 δ_m とせん断変形成分 δ_s に分離する⁹⁾。一般的には δ_m は平面保持の仮定に基づき、Pushover 解析結果による柱軸力とひずみエネルギーが等価となる回転角 θ_{eq} から評価されるが、その評価精度や検証に関する研究⁷⁾⁹⁾¹⁰⁾は必ずしも多くない。笠井ら¹¹⁾は、建築物のさらなる超高層化を見据えて、高さ 400m 級の超高層建物にも適用可能な曲げせん断モデルの構築法を提案し、その際に δ_m の新たな評価方法を示している。杉本ら¹²⁾は、既存の超高層 RC 造建物の耐震性能やモデル化手法を評価するために E-Defense で縮小 20 層 RC 造建物試験体の震動実験を行った。実験結果から架構の変形成分を δ_m と δ_s に分離し、層せん断力と層間変位の関係を求めた結果、 δ_m はほぼ弾性挙動を示し、 δ_s に非線

^{*1} 戸田建設株式会社
(元東京理科大学大学院理工学研究科建築学専攻 修士課程)

^{*2} 株式会社浅沼組 名古屋支店設計部 博士 (工学)

^{*3} 足利大学工学部建築コース 准教授・博士 (工学)
(元東京理科大学理工学部建築学科 助教)

^{*4} 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士 (工学)

Toda Corporation
(Former Grad. Student, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science)
Structural Design Group, Asanuma Corporation, Dr.Eng.
Assoc. Prof., Architecture Course, Ashikaga Univ., Dr. Eng.
(Former Assist. Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science)
Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr.Eng.

形が現れることを示した。実建物を対象とした振動計測に基づく δ_m の評価方法¹³⁾¹⁴⁾もあるが、これは水平方向の記録のみを用いたものである。全体曲げ変形に直接関わる上下方向の強震記録等を用いて、実建物における地震時の δ_m を評価した事例は、筆者らの知る限りではほとんど見られない。

本研究では、超高層 RC 造建物の全体曲げ変形の把握を目的に、実建物で得られた強震記録と微動計測記録および 3 次元フレームモデルを用いた地震応答解析により、 δ_m を伴う振動特性を総合的に評価する。最初に検討対象とする超高層 RC 造集合住宅の概要と、建物頂部の隅角部 3 点および建物 1 階の 1 点で実施している強震観測を説明する。次に、当該建物で得られている 3.11 本震やその前後の地震で得られた強震記録を用い、非線形挙動を伴う δ_m と δ_s の変化を検討する。3 次元フレームモデルを用いて小地震および 3.11 本震の地震応答解析を行い、Pushover 解析に基づく層せん断力と層間変位の関係から、上記に示した δ_m と δ_s の変化を検証する。最後に、3.11 本震後に実施した建物頂部を含む多点位置での微動計測記録から、 δ_m に直接関わる詳細な柱の上下変位分布を調べ、先の 3 次元フレームモデルや強震記録より評価した結果との整合性を確認する。

2. 対象建物と強震観測の概要

対象建物は埼玉県に建つ、地下 1 階、塔屋 1 階を有する地上 22 階建て、軒高 65.35m の超高層 RC 造集合住宅である。上部建物の構造形式は純ラーメン構造である。建物の概要を Table 1 に示す。本論文では建物の長辺、短辺方向をそれぞれ NS, EW 方向と呼ぶ。建物屋上と 1 階の平面図、EW 方向の断面図と杭伏図をそれぞれ Fig. 1 (a)-(d) に示す。基準階の平面形は NS 方向 26.8m、EW 方向 23.6m であり、2 階より上層では建物中央に吹抜けを有する。また建物北端には屋外階段が設置され、一部を切欠いた平面形状である。地下階は、基礎底板位置が GL-10.85m であり、地上階に比べ広がり

有している。基礎（杭）形式は GL-36.0m の粘土質砂礫層を支持層とする場所打ちコンクリート杭底杭である。

強震観測は水平 2 成分（NS, EW 方向）および上下成分（UD 方向）を有する加速度検出器 4 台で実施している。観測位置は屋上の隅角部 3 点と 1 階の 1 点である。検出器の位置を Fig. 1 (a)-(c) に示す。検出器には、それぞれに Obs.1-4 の記号を設けた。なお、検出器は屋上ではパラペット上面に、1 階ではスラブ下面に設置している。それぞれの設置の様子を Photo1, Photo2 に示す。強震観測のサンプリング周波数は 100Hz である。

3. 強震時における建物頂部の全体曲げ変形と動特性の変化

3.1 強震記録の概要

本建物では 1995 年の竣工当初から強震観測を実施し、3.11 本震を含めて複数の記録が得られている。観測した地震動の震央分布、規模を Fig. 2 に示す。観測した地震動の中で最も大きな加速度を記録したのは 3.11 本震である。3.3 節で述べるように、この地震によって建物の動特性に変化が生じたことから、Fig. 2 では 3.11 本震よりも前に発生した地震を黒丸で、3.11 本震を赤丸で、3.11 本震よりも後に発生した地震を青丸で示した。

本論文で対象とする 2 地震の概要を Table 2 に示す。対象とする地震は 3.11 本震の他に、比較的振幅が小さく、建物が弾性的な挙動を示した、2009 年 8 月 9 日に東海道南方沖で発生した地震 (Mj6.8) である。以降、これを 2009 年地震と記す。2009 年地震、3.11 本震で得られた強震記録をそれぞれ Fig. 3, Fig. 4 に示す。ここでは、建物 1 階の水平 2 方向の加速度波形と擬似速度応答スペクトル（減衰定数 5%, 以降同様）、屋上の 3 点で観測した加速度記録から算出した擬似速度応答スペクトルを示す。

2009 年地震時における建物 1 階での最大加速度は NS 方向では 11.78cm/s²、EW 方向では 9.44cm/s² であり、建物の近傍観測点にお

Table 1 Information of the building

Location	Saitama Prefecture, Japan
Year of construction	1995
Building use	Residential building
Story number	1-story basement, 22-story upper structure
Eaves height	65.35 m
Structural type	Reinforced concrete moment-resisting frame
Pile type	Cast-in-place RC piles

Fig. 1 (a)-(b) Horizontal plan, (c) cross-section with seismic observation points (Obs.1-4), (d) plan of RC piles and (e) locations of microtremor measurement

Fig. 2 Epicenters of the earthquakes which were recorded at the building

Table 2 Outline of the recorded earthquakes

Date	Epicenter · Name	M	Depth (km)	JMA Intensity
2009/08/09	South Off Tokaido (2009 Eq.)	6.8(Mj)	333	3
2011/03/11	Tohoku Earthquake (3.11 Eq.)	9.0(Mw)	24	5-lower

ける気象庁震度階級は3であった。Fig. 3 (c)よりNS方向では1.08sと0.37sに、EW方向では1.19sと、0.39sに振幅ピークが存在し、それぞれ水平の1次、2次固有周期に相当する。UD方向のスペクトルでは、水平方向と同じ周期帯に振幅ピークが確認できる。これは水平方向の各固有振動モードに伴い発生する、建物の全体曲げ変形による柱の軸方向変形の影響であると推定される。

3.11 本震時の建物1階の最大加速度はNS方向では69.66cm/s²、EW方向では75.34cm/s²である。建物周辺における気象庁震度階級は5弱である。本地震により、建物低層部の内装材の一部に微小な損傷が確認されている。Fig. 4 (b)の擬似速度応答スペクトルにおいて、2009年地震の強震記録より評価した、水平の1次固有周期における応答値は、NS方向では1.08sで14.3cm/s、EW方向では1.19sで14.2cm/sである。これらは、告示で定める損傷限界(稀に発生する地震動)のスペクトルの応答値である16.3cm/sをやや下回るレベルである。Fig. 4 (c)のNS方向では1.27sと0.40sに、EW方向

(a) Acceleration waveforms(1F)

(b) Pseudo velocity response spectra(1F)

(c) Pseudo velocity response spectra(RF)

Fig. 3 Acceleration waveform recorded during 2009 Eq. and pseudo velocity response spectra

(a) Acceleration waveforms(1F)

(b) Pseudo velocity response spectra(1F)

(c) Pseudo velocity response spectra(RF)

Fig. 4 Acceleration waveform recorded during 3.11 Eq. and pseudo velocity response spectra

では 1.41s と、0.45s にそれぞれ水平の 1 次、2 次固有周期に相当する振幅ピークが存在しており、このピークは 2009 年地震よりも 2 割程度長周期化している。UD 方向のスペクトルには、水平方向と同じ周期帯に建物の全体曲げ変形により生じたと推定される振幅ピークが確認できる。

3.2 3.11 本震前の小地震による建物頂部の全体曲げ変形

2009 年地震を対象として、建物頂部における固有モードおよび固有モードにおける回転角（以降、頂部回転角と記す） θ を部分空間法¹⁵⁾を用いて調べる。本検討では MOESP 法を用いた。同定では、1 階の記録（3 成分）を入力、屋上の 3 点の記録（それぞれ 3 成分ずつ）を出力として、20 秒の時刻歴区間を用いて 10 秒毎に結果を

求めた。システム次数は 10、ブロックハンケル行列のブロック行数は 100 とした¹⁶⁾。

例として、20～40 秒の区間から求めた固有モードを振動数の小さい順に Fig. 5 (a)~(d)に示す。Fig. 5 (a), (c)は、それぞれ EW 方向の 1 次、2 次モードに、Fig. 5 (b), (d)は、それぞれ NS 方向の 1 次、2 次モードに対応する。図では、屋上の各検出器を丸印で表しており、黒色が変形前、灰色が変形後の建物位置を表す。図中の頂部回転角 θ の数字は、検出器 Obs.2 の各モード方向の水平変位を 1 として基準化した後、図中の計算式から算出した。以降、頂部回転角 θ は基準化した値で議論する。水平 2 方向の並進挙動に伴い、建物頂部で全体曲げ変形による頂部回転角 θ が発生する。水平変位に対する頂

部回転角 θ の比は、NS、EW 両方向ともに 1 次モードよりも 2 次モードの方が大きい。これは 3 次元フレームモデルのモード形状からも確認される。また、片持ちの曲げ材の 1 次、2 次固有モードについて、自由端振幅を 1 に規準化した時の理論的な回転角は 2 次モードの方が大きくなり、強震記録の傾向と整合する。

3.3 全強震記録を用いた水平振幅と固有振動数、減衰定数の変化

Fig. 2 に示す全強震記録を利用して、建物の 1 次固有振動数、1 次減衰定数の時間変化と振幅依存性を調べる。分析には部分空間法¹⁹⁾を用い、解析条件は前節と同様とする。1 階と屋上の最大相対変位を建物高さで除して平均層間変形角を算出し、20 秒の時刻歴区間における平均層間変形角の最大値である最大平均層間変形角 γ と 1 次固有振動数、1 次減衰定数の時間変化を 10 秒毎に調べた。これらの関係を Fig. 6 (a), (b) に示す。グラフの色は Fig. 2 と対応させ、3.11 本震とその前後の地震で色分けした。図より、3.11 本震前の建物の 1 次固有振動数は、NS 方向では約 0.91~0.95Hz、EW 方向では約 0.83~0.87Hz となっている。その時の減衰定数の平均値は 1.4% 程度である。3.11 本震時には最大平均層間変形角 γ が大きくなるに従い、1 次固有振動数が NS、EW 両方向ともに大きく低下する。3.11 本震前の最も高い振動数に対して、3.11 本震時には NS 方向では最大で約 18%、EW 方向では約 20% 低下している。地震終了時においても、低下した固有振動数は 3.11 本震前の値には回復しない。この傾向は他の超高層 RC 造建物でも報告⁹⁾されている。また、減衰定数は振幅の増大に伴い最大で 3% 程度まで増加する。これは、履歴減衰によるものと考えられる。

3.4 当該建物と他の超高層建物における 3.11 本震時の周期変化

本建物における 3.11 本震時の非線形挙動に伴う周期変化を、他の超高層建物と比較する。永野ら⁴⁾は、3.11 本震時の強震記録が得られた関東、関西地域に建つ 14 棟の超高層集合住宅を対象に、当該建物の非線形挙動を含む動的特性を分析した。その結果、3.11 本震時の周期変化および非線形挙動は、耐震設計等で慣用されている枠組みで概ね説明できること、また、等価 1 自由度系の荷重と変形の関係で見た場合にほぼ 2 折れ線の特性で表現できることを示した。文献⁴⁾に記された方法により算出した、最大平均層間変形角 γ と、 γ に 3.11 本震の継続時間内における最小固有振動数比の二乗を掛け た値 q との関係を Fig. 7 に示す。本建物の結果は赤色で示している。本建物における 3.11 本震時の周期変化も、等価 1 自由度系の荷重と変形の関係における 2 折れ線の特性で表現でき、他の超高層建物で報告されている現象と整合する。

3.5 全強震記録を用いた水平振幅と頂部回転角 θ の変化

3.11 本震前の水平振幅と、3.2 節で示した頂部回転角 θ との関係を調べる。頂部回転角 θ は、部分空間法によるシステム同定により得られる 1 次固有モードから、Fig. 5 と同様に算出した。全強震記録を利用して求めた最大平均層間変形角 γ と水平 2 方向それぞれの 1 次固有モードにおける頂部回転角 θ との関係を Fig. 6 (c) に示す。ややばらつきがあるものの 3.11 本震前の頂部回転角 θ は概ね一定の値をとり、その平均値は NS 方向では約 $6.67 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、EW 方向では約 $7.88 \times 10^{-3} \text{rad}$ となる。

村田ら⁷⁾は、超高層集合住宅 24 棟を対象に、2 方向 48 ケースの設計用振動解析モデルである曲げせん断モデルの曲げ変形特性を整理した。Fig. 8 に基礎固定時の 1 次固有モードにおける 48 ケース

の回転角 θ_{eq} の高さ分布を示す。図には、本研究の対象建物の曲げせん断モデルから評価した回転角 θ_{eq} も示した。グラフの縦軸は各建物の軒高を 1 とした基準化高さとした。先に述べた、3.11 本震前の強震記録から評価した、頂部回転角 θ の平均値を同図にプロットした。ここでは後に示す回転地盤ばねを含む 3 次元フレームモデルの固有値解析より評価した、1 次固有モード時の基礎回転角を差し引いている。3.11 本震前の強震記録から求めた頂部回転角 θ は、曲げせん断モデルにおける頂部の回転角 θ_{eq} と概ね対応する。やや大きい値をとるが、これは曲げせん断モデルの回転角 θ_{eq} が平面保持の仮定に基づき評価した値であるのに対し、強震記録による頂部回転角 θ は、建物端部の柱位置より評価した値であるためと推定される。

Fig. 6 (c)において、全強震記録より求めた回帰直線の傾きは、NS、EW 両方向ともに負となり、頂部回転角 θ は、最大平均層間変形角 γ が大きくなるに従い低下する傾向がある。3.11 本震の全継続時間内における頂部回転角 θ の時系列変化を Fig. 9 に示す。同図には最大平均層間変形角 γ と、固有振動数の変化も併せて示した。最大平均層間変形角 γ が増大するに従い、頂部回転角 θ が低下している。同時に固有振動数も低下することから、頂部回転角 θ は、建物の非線形応答に伴い低下する傾向があると言える。頂部回転角 θ の低下は、全体曲げ変形により生じる δ_m の低下と関係する。すなわち建物の非線形応答に伴い、 δ に占める δ_m の割合が低下したと言える。この低下は、 δ に占める δ_s の割合の増加により生じたと考えられ、3.3 節で述べた建物の固有振動数や減衰定数の変化は δ_s に関わる非線形性に起因するものと推定される。

4. 3 次元フレームモデルを用いた全体曲げ変形の検討

前章において、水平振幅の増加に伴い固有振動数が低下すること、1 次固有モードにおける頂部回転角 θ が建物の非線形応答に伴い低下することを確認した。本章では、3 次元フレームモデルを用いた地震応答解析および Pushover 解析に基づく層せん断力と層間変位の関係から、強震記録より評価した、頂部回転角 θ および δ_m の割合の低下の原因を考察する。

4.1 3 次元フレームモデルの概要

地震応答解析では、3 次元フレームモデルおよび基礎のロッキング変形を表す回転地盤ばねによって構成されるロッキングモデルを用いる。Fig. 10 に 3 次元フレームモデルのモデル図を示す。3 次元フレームモデルは、強震観測を行っている 1 階床位置を最下部として上部構造をモデル化し、上部構造の骨組は、設計図書部材断面を基に設定した。非線形モデルとして、柱を MS モデル、梁を材端弾塑性モデルとした。MS モデルでは、部材端部において、鉄筋および細分化したコンクリート断面をそれぞれ非線形ばねでモデル化し、曲げモーメントと軸力が同時に作用した場合の非線形挙動を表現した¹⁷⁾。復元力特性は武田モデルとし、各層は剛床を仮定した。

4.2 回転地盤ばねの評価

基礎のロッキング変形の影響を考慮するために、1 階床下に付与する回転地盤ばねを評価した。Table 3 に当該サイトで実施された PS 検層結果を示す。埋め込み杭基礎の動的地盤ばねは、側面地盤ばねと底面地盤ばねを足し合わせて評価する。側面地盤ばねは杭がない基礎を対象に、埋め込み地盤ばねから埋め込みのない地盤ばねを差し引くことで算定し、水平 2 方向で共通とする。このときの評価

には軸対称ハイパーエレメント¹⁸⁾を利用し、基礎の等価半径を底面積から求めた。底面地盤ばねは、埋め込みのない杭基礎の動的地盤ばねとし、NS、EW 各方向について、3 次元薄層法¹⁹⁾²⁰⁾を用いて、Fig. 1 (d)に示す杭配置、杭径等をモデル化して算定した。得られた動的地盤ばねを Fig. 11 に示す。Fig. 6 (a)を参考に、振動数 0.8Hz の実部の値から剛性を、原点を通り虚部のグラフに接する傾きから減衰を評価し、Table 4 に示す回転地盤ばねを求めた。

4.3 2009 年地震の地震応答解析と頂部回転角 θ

最初に、3.11 本震前に得られた、固有振動数の変化が小さい 2009 年地震時の地震応答解析を実施した。Fig. 3 (a)の水平 2 方向の加速度記録を入力地震波として用いた。このとき、3 次元フレームモデルの固有周期を 2009 年地震時に得られた強震記録と整合させるため、コンクリートのヤング係数を設計時の値に対して建物全体で一律 1.25 倍とした。減衰は瞬間剛性比例型とし、3.3 節で評価した値

Fig. 10 Model image

Fig. 11 Dynamic rocking ground spring

Table 3 PS logging result of the ground

Soil type	Layer thickness (m)	S-wave vel. (cm/s)	P-wave vel. (cm/s)	Density (t/m ³)	
Buried soil	1.4	70	130	1.4	
Loam	4.2	150	310	1.4	
Clay gravel	3.4	400	610	1.9	
Sandy clay	1.5	290	1210	1.75	
Sandy clay	1.55	290	1210	1.75	
Clay gravel	5.75	570	1210	2	
Clay gravel	1.9	570	2070	2	
Clay	6.9	360	1750	1.8	
Clay gravel	9.4	570	2020	2	
Clay gravel	8.5	570	2020	2	
Fine sand	5.1	550	1820	1.9	
Medium sand	4.2	550	1820	1.9	
Fine sand	100	550	1820	1.9	

Bottom of foundation (-10.85m)

Pile tip (-36.0m)

Table 4 Stiffness and damping of the rocking ground springs

Direction	NS	EW
Stiffness(kN·m/rad)	1.50×10^{10}	1.13×10^{10}
Damping(kN·m·s/rad)	4.79×10^8	3.63×10^8

Table 5 Comparison of initial natural period(s)

Mode number	1st mode		2nd mode		3rd mode	
Direction	NS	EW	NS	EW	NS	EW
Observation (2009 Eq.)	1.07	1.17	0.36	0.38	0.21	0.22
Analysis model (Rocking model)	1.07	1.18	0.36	0.38	0.20	0.22

を参考にして、3.11 本震前の強震記録から得られた値である $h=0.014$ を EW 方向の 1 次固有周期に対して設定した。

解析モデルの 1~3 次の初期固有周期を、2009 年地震時に得られた強震記録の頂部/基部の伝達関数から評価した値と比較して Table 5 に示す。3 次元フレームモデルの固有周期は強震記録と概ね整合する。地震応答解析から得られた建物頂部の水平加速度応答波形および回転加速度応答波形を強震記録と比較して Fig. 12 (a), (b) に、床応答加速度から算出したそれぞれの擬似速度応答スペクトルを Fig. 12 (c), (d) に示す。波形は振幅の大きい区間を抜粋した。強震記録による水平加速度応答は、屋上で観測している 3 か所の加速度記録から求めた平均値とした。回転加速度応答は、上下加速度記録の差を検出器 Obs.2 と検出器 Obs.1 (NS 方向)、検出器 Obs.3 と検出器 Obs.2 (EW 方向) で算出した後、それぞれのスパンで除したものとした。解析結果による水平加速度応答および回転加速度応

(a) Lateral acceleration response

(b) Rotational acceleration response

(c) Response spectra of lateral acceleration response

(d) Response spectra of rotational acceleration response

Fig. 12 Analysis results of 2009 Eq.

答は、建物屋上の3つの地震計位置に対応する解析モデルの各節点の加速度応答記録から、強震記録と同様の方法で算出した。ただし、強震記録による回転加速度応答は、局所的な上下振動による高振動数成分を多く含むため、5.0Hzローパスフィルター処理とした。

図より、水平加速度応答波形は振幅がやや過小評価であるものの、強震記録と良好に対応する。スペクトルの卓越周期も強震記録と整合し、その振幅値も強震記録と概ね対応する。回転加速度応答波形やそのスペクトルも強震記録と良好に対応しており、構築した3次元フレームモデルにより、小振幅時の強震記録を概ね良好に再現することができる。

4.4 3.11 本震の地震応答解析と頂部回転角 θ

3.11 本震時の地震応答解析を行う。前節ではヤング係数を調整することにより、比較的振幅が小さく、建物が弾的な挙動を示したと考えられる強震記録が再現できることを示した。本節では3.11 本

Fig. 13 Analysis results of 3.11 Eq.

震時の非線形挙動を確認することを目的とするため、ヤング係数を含め建物の諸元は、設計図書の値を用いることとした。Fig. 4 (a)に示す建物1階で観測した水平2方向の加速度記録を入力地震波とした。解析結果における水平加速度応答波形および回転加速度応答波形をFig. 13 (a), (b)に、それぞれのスペクトルをFig. 13 (c), (d)に示す。水平および回転加速度応答波形は、前節と同様の方法で算出した。波形は振幅が最大値を記録した範囲を抜粋した。

解析結果による水平加速度応答波形および回転加速度応答波形は、強震記録の位相や振幅と良く対応している。スペクトルでは、卓越周期は概ね対応するが、解析結果において振幅がやや過小評価となった。また、スペクトルのピーク周期は、2009年地震時のピーク周期に比べ長周期化しており、部材への損傷等による非線形化に伴う固有周期の変化が確認できる。解析結果から求めた最大応答値（最大絶対加速度、最大層間変形角）の高さ方向分布をFig. 14に示す。解析結果による屋上での最大加速度や最大平均層間変形角はやや過小評価ではあるが、強震記録の傾向は概ね捉えられている。以上より、本解析モデルは3.11 本震時の非線形特性を再現するモデルとして妥当であると判断される。

4.5 3.11 本震時の頂部回転角 θ および曲げ変形成分の考察

4.3 節、4.4 節の解析結果に基づき、3.5 節で見られた頂部回転角 θ の低下の原因を考察する。基礎固定条件とした3次元フレームモデルに対してAi分布に基づく外力を加え、Pushover解析を行った。各ステップで得られた層間変位から δ_m と δ_s を分離した。 δ_m に関わる曲げ剛性 EI は弾性とし、平面保持の仮定に基づき1ステップ目の載荷時における柱のひずみエネルギーが等価となる回転角 θ_{eq} から評価した。Pushover解析により得られた各層の層せん断力と層

Fig. 14 Maximum responses of 3.11 Eq.

Fig. 15 (a) Pushover analysis results and maximum response values of 2009 Eq. and 3.11 Eq. (EW); (b) the result of 11th story as an example

間変位の関係を Fig. 15 (a)に示す。図には、曲げ変形成分も示した。また、層間変位の曲線上に 2009 年地震時および 3.11 本震時の最大応答値をプロットした。3.11 本震時に最大層間変位が大きくなる 11 層目を取り出した結果を Fig. 15 (b)に示す。2009 年地震時には、層せん断力と層間変位の関係が弾性と見なせる領域に収まっている。弾性域における 11 層目の曲げ変形比 ϕ_{11} はほぼ一定値であり、その値は約 0.28 である。一方、3.11 本震時には最大応答値が非線形領域に達しており、このときの ϕ_{11} は 2009 年地震時よりも低下し約 0.20 となる。この低下は、せん断変形成分の非線形化により、層間変位に占める δ_s の割合が増加したことで、相対的に δ_m の割合が低下したためである。これは、3.11 本震時の強震記録より得られた Fig. 6 (c), Fig. 9 の δ_m の割合の低下と整合するものである。

5. 微動計測記録に基づく頂部回転角の検討

5.1 微動計測の概要

3.11 本震後の対象建物の振動特性を把握するために、2019 年 5 月に微動計測を実施した。計測では、ポータブル加速度計データ収録装置 GPL-6A3P を用いた。それぞれの計測器は 3 成分を有し、サンプリング周波数は 200Hz である。計測は 3 回行った。これらを Case 1, 2, 3 とし、Fig. 1 (e)にそれぞれの計測での微動計設置位置を示す。Case 1 は基礎のロッキング変形および建物の全体曲げ変形を含む固有モード形状を把握するために地盤、1 階、5 階、10 階、15 階、屋上で計測を行った。Case 2 は地盤、1 階、屋上にて計測を行い、特に、屋上の各柱位置における詳細な上下動を把握するための配置とした。Case 3 は屋上のフレーム毎に、全体曲げ変形に関わる柱の上下変位分布に着目するための配置とした。計測は日中に行っているためノイズを含むが、計測した加速度記録のうち、振幅が安定して小さい区間を分析の対象とした。

5.2 微動時の振動特性と建物頂部の上下変位

Fig. 16 に Case 1 における各階の水平 2 方向のフーリエ振幅スペクトルを示す。スペクトルは 20 波のアンサンブル平均とした。20 波の継続時間は、全て 40.96 秒間とした。1 階および屋上の 20 波は、複数地点で得られた加速度記録のアンサンブル平均とした。図より、NS 方向の卓越振動数が 0.88Hz, 2.59Hz, 4.42Hz に、EW 方向の卓越振動数が 0.78Hz, 2.44Hz, 4.22Hz に確認できる。1 次モード時の卓越振動数は、Fig. 6 (a)に示す 3.11 本震後の強震記録から評価した固有振動数と概ね対応する。また、3.11 本震前の強震記録や本建物の竣工時に実施した微動計測による固有振動数²¹⁾よりも小さくなっており、3.11 本震時に建物で生じた非線形挙動が、3.11 本震後の小振幅レベルでの振動特性に影響を与えたと推定される。

微動計測記録に基づき建物頂部における柱の上下方向の応答を検討する。一例として、Case 3 における屋上の各計測位置で得られた上下記録のフーリエ振幅スペクトルを Fig. 17 に示す。水平方向の卓越振動数に相当する①0.78Hz, ②0.88Hz, ③2.44Hz, ④2.59Hz の各ピークが確認され、これらは水平動との連成により生じた頂部回転角による上下変位に対応する。また、⑤6.54Hz のピークは、全体の 1 次上下モードであることを別途確認している。①②について、建物外周部の柱位置 (B, D, F, G, I 点) における振幅は、吹抜けに近い柱位置 (C 点) よりも大きい。

部分空間法¹⁵⁾を利用して、Case 1-3 それぞれにおける建物の固有モードを求めた。同定には、フーリエ振幅スペクトルを求めた 20 波の中の 1 波を用いた。1 階の複数地点で得られた加速度記録のアンサンブル平均を NS, EW 各方向の入力とし、5 階、10 階、15 階、屋上で計測した記録の全成分を出力とした。同定には、40 秒の時刻歴区間を用い、システム次数は 20、ブロックハンケル行列のブロック行数は 200 とした¹⁶⁾。

Fig. 16 Fourier amplitude spectra of microtremor records (Case 1)

Fig. 17 Fourier amplitude spectra of microtremor measurement (Case 3)

Fig. 18 Eigenmodes at the EW direction

Fig. 19 Comparison of vertical displacement distributions of column (a) microtremor records and (b) three-dimensional frame model

EW 方向の 1 次固有モードを Fig. 18 に示す。赤と黒の丸印は、それぞれ変形前後の微動計位置を表す。Case 1 の記録に基づいた Fig. 18 (a)では、EW 方向に振動する建物全体の挙動が確認され、ねじれ成分は小さい。Fig. 18 (b), (c)はそれぞれ Case 2, Case 3 の結果であり、建物全体が EW 方向に変形した時の上下変位のみを示した。Fig. 18 (b)より、上下変位は、建物外周部 (B, D 点) で大きく、曲げ変形の中立軸に近い建物中央部の柱位置 (A, E, H 点) では小さい。Fig. 18 (b), (c)の、吹抜けに近い柱位置 (C 点) での上下変位も小さい。

Fig. 18 (c)における Y1 フレームと Y3 フレームそれぞれの柱の上下変位分布を Fig. 19 (a)に示す。図に示す C', G' 点は欠測のため、それぞれ C, G 点から推定した。Fig. 19 (b)は、4.4 節で用いた 3 次元フレームモデルから求めた、Y1 フレームと Y3 フレームそれぞれの柱の上下変位分布である。吹抜けが無い Y1 フレームと吹抜けを有する Y3 フレームでは、全体曲げ変形に関わる柱の上下変位分布が異なる。この違いは微動計測記録および 3 次元フレームモデルで同様に確認できる。また、Y1 フレームに関して、建物端部の柱位置 (F, I 点) では、上下変位が大きくなる。これは、Fig. 8 の強震記録に基づき、建物端部の柱位置より評価した頂部回転角 θ が、平面保持の仮定に基づき評価した曲げせん断モデルにおける頂部の回転角 θ_{eq} よりも大きくなる結果と対応する。

6. まとめ

本研究では、強震記録と微動計測記録および 3 次元フレームモデルを用いた地震応答解析により、全体曲げ変形を伴う超高層 RC 造建物の振動特性を総合的に評価した。当該建物で得られた 3.11 本震を含む強震記録を用いて、非線形挙動を伴う曲げ変形成分とせん断変形成分の変化を検討した。また、3 次元フレームモデルを用いて強震記録の地震応答解析を実施するとともに、強震記録で見られた上記の現象を検証した。また、3.11 本震後に実施した建物頂部を含む多点位置の微動計測記録から、全体曲げ変形に直接関わる詳細な柱の上下変位分布を調べ、3 次元フレームモデルや強震記録との整合性を確認した。以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) 部分空間法を利用して求めた、建物頂部における水平 2 方向それぞれの 1 次、2 次固有モードから、全体曲げ変形による頂部回転角 θ を確認した。
- 2) 3.11 本震やその前後の地震で得られた強震記録を用いて、対象建物の固有振動数、減衰定数の振幅依存性を確認した。また、対象建物における 3.11 本震時の周期変化は、他の超高層建物で報告されている現象と対応することを確認した。
- 3) 3.11 本震前に得られた強震記録から評価した頂部回転角 θ が 3 次元フレームモデルの頂部回転角 θ と概ね整合することを確認した。3.11 本震時には最大平均層間変形角 γ の増加に伴い、頂部回転角 θ が低下する。この低下とともに固有振動数も低下することから、頂部回転角 θ は建物の非線形応答に伴い低下する傾向がある。
- 4) 3 次元フレームモデルを用いた地震応答解析により、2009 年地震および 3.11 本震時における建物頂部の水平応答と回転応答を概ね良好に再現した。両地震時における各層の最大応答値と 3 次元フレームモデルの Pushover 解析に基づく層せん断力

と層間変位の関係から、せん断変形成分の非線形化により、曲げ変形成分の割合が低下すること、これが強震記録より評価した曲げ変形成分の割合の低下と整合することを確認した。

- 5) 2019 年 5 月に実施した微動計測記録から評価した建物の固有振動数は、3.11 本震前の強震記録や本建物の竣工時に実施した微動計測による固有振動数よりも小さい。吹抜けが無い Y1 フレームと吹抜けを有する Y3 フレームにおける、全体曲げ変形に関わる柱の上下変位分布の違いを、微動計測記録および 3 次元フレームモデルから確認した。建物端部の柱位置で上下変位が大きくなることは、強震記録より評価した頂部回転角 θ が曲げせん断モデルの回転角 θ_{eq} よりも大きくなる結果と対応する。

本研究により、全体曲げ変形を伴う超高層 RC 造建物の振動特性を総合的に評価できた。強震記録に基づき評価した、非線形挙動に伴う曲げ変形成分とせん断変形成分の変化は、耐震設計で慣用される手法で説明可能であることを示した。同一階の複数位置で強震観測を実施することにより、全体曲げ変形を含めた詳細な建物挙動を把握することが可能となる。

謝辞

本研究を進めるにあたり、東京大学の肥田剛典博士には多くの助言を頂きました。また、部分空間法のプログラムを利用させていただきました。微動計測は住民のご理解ご協力のもとで実施することができました。計測では埼玉大学の党紀博士、東京理科大学大学院生にご協力いただきました。微動計は研究室所有のものに加え、京都大学の上林宏敏博士からお借りしたものを利用致しました。ここに記して厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Architectural Institute of Japan: Protecting high-rises against long period motions -Wisdom to share among designers and engineers, 2013.10 (in Japanese) 一般社団法人日本建築学会: 長周期地震動と超高層建物の対応策 ―専門家として知っておきたいこと―, 2013.10
- 2) Iiba, M., Okawa, I., Saito, T., Morita, K. and Hasegawa, T.: Study on the Behavior of Buildings based on the Strong Motion Records observed at the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, Building Research Data, No.138, Published by Building Research Institute Incorporated Administrative Agency, Japan, 2012.9
飯場正紀, 大川出, 斉藤大樹, 森田高市, 長谷川隆: 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震において観測された強震記録に基づく建築物の地震時挙動の分析, 建築研究資料, No.138 号, 独立行政法人 建築研究所, 2012.9
- 3) The Japan Society of Seismic Isolation: Report meeting Survey of response control buildings to The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, 2012.1 (in Japanese)
一般社団法人日本免震構造協会: 報告会 東北地方太平洋沖地震に対する応答制御建築物調査, 2012.1
- 4) Nagano, M., Hida, T., Watanabe, K., Tanuma, T., Nakamura, M., Ikawa, N., Yasui, M., Sakai, S., Morishita, T. and Kawashima, M.: Dynamic characteristics of super high-rise residential buildings in Kanto and Kansai areas based on strong motion records during The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol. 12, No.4, pp.65-79, 2012.9 (in Japanese)
永野正行, 肥田剛典, 渡辺一弘, 田沼毅彦, 中村充, 井川望, 保井美敏, 境茂樹, 森下真行, 川島学: 2011 年東北太平洋沖地震時の強震記録に基づく関東・関西地域に建つ超高層集合住宅の動特性, 日本地震工学会論文集, 第 12 巻, 第 4 号(特集号), pp.65-79, 2012.9

- 5) Uebayashi, H., Nagano, M., Hida, T., Tanuma, T., Yasui, M. and Sakai, S.: Evaluation of the structural damage of high-rise reinforced concrete buildings using ambient vibrations recorded before and after damage, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 2015.
- 6) Nagano, M., Hida, T., Tanuma, T., Nakamura, M., Ikawa, N., Yasui, M., Sakai, S., Morishita, T., Kitahori, T. and Uebayashi, H.: Elucidation of dynamic behavior of super high-rise residential buildings during massive earthquake and activities for mitigation of seismic damages in future, *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, Vol.16, No.5, pp.2-11, 2016.4 (in Japanese)
永野正行, 肥田剛典, 田沼毅彦, 中村充, 井川望, 保井美敏, 境茂樹, 森下真行, 北堀隆司, 上林宏敏: 強震下の超高層集合住宅の挙動解明と今後の被害低減に向けた取り組み, 日本地震工学会論文集, 第 16 巻, 第 5 号 (特集号), pp.2-11, 2016.4
- 7) Murata, M., Nagano, M., Tanuma, T. and Oda, S.: Vibration analysis models of super high-rise RC buildings based on database for structural design and study on nonlinear response characteristics to pulse-like ground motions, *AII Journal of Technology and Design*, Vol.26, No.64, pp.881-886, 2020.10 (in Japanese)
村田将一, 永野正行, 田沼毅彦, 小田聡: 超高層 RC 造建物の設計データベースに基づく振動解析モデルの構築とバルス性地震動入力に対する非線形応答特性の分析, 日本建築学会技術報告集, 第 26 巻, 第 64 号, pp.881-886, 2020.10
- 8) Kitahori, T., Nagano, M., Tanuma, T., Oda, S., Hinoura, Y., Kaneko, T., Hida, T., Suzuki, K.: Statistical evaluation of vibration analysis models of super high-rise residential buildings and evaluation of nonlinear responses and dynamic characteristics for variable earthquake input motions, *AII Journal of Technology and Design*, Vol.24, No.57, pp.661-666, 2018.6 (in Japanese)
北堀隆司, 永野正行, 田沼毅彦, 小田聡, 日野浦雄高, 金子知宜, 肥田剛典, 鈴木賢人: 超高層集合住宅を対象とした振動解析モデルの統計的分析と各種入力地震動に対する非線形応答特性および動特性評価, 日本建築学会技術報告集, 第 24 巻, 第 57 号, pp.661-666, 2018.6
- 9) Muto, K., Nagata, M., Kanayama, H., Ueno, H. and Hanajima, M.: Earthquake response analysis system of high-rise building: "FAPP-FASP" system, *The 1st Electronic Computer Symposium*, pp.205-210, 1979.3
武藤清, 長田正至, 金山弘雄, 上野弘道, 花島実: 高層ビルの耐震解析一貫システム" FAPP-FASP", 第 1 回電子計算機利用シンポジウム, pp. 205-210, 1979.3
- 10) Takahashi, M., Fukuzawa, E., Isozaki, Y.: Earthquake response analysis of highrise R/C building in consideration of varying axial force on columns using equivalent vibration model, *Journal of Structural Engineering*, Vol.39B, pp.147-154, 1993.3
高橋元美, 福澤栄治, 磯崎浩: 高層 RC 造骨組の柱の軸力変動を考慮した等価曲げせん断モデルによる地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.39B, pp.147-154, 1993.3
- 11) Kasai, K., Watai, K., Maeda, S., Sato, D. and Suzuki, Y.: Equivalent mass-spring modeling method for super-tall buildings of increasing height (Part 1): Overview of past and proposed methods for bending-shear model, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, Vol.85, No.772, pp.791-801, 2020.6 (in Japanese)
笠井和彦, 渡井一樹, 前田周作, 佐藤大樹, 鈴木庸介: 建築物のさらなる超高層化に向けた等価質点モデル化手法 (その 1): 曲げせん断モデル作成に関する既往手法の考察と新たな手法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 85 巻, 第 772 号, pp.791-801, 2020.6
- 12) Sugimoto, K., Miwada, G., Masuda, Y., Katsumata, H., Kabeyasawa, T. and Fukuyama, H.: Hysteresis restoring force characteristics of 1/4 scaled 20 story RC building under long period ground motions, *Journal of Structural Engineering*, Vol.61B, pp.95-102, 2015.3
杉本訓祥, 三輪田吾郎, 増田安彦, 勝俣英雄, 壁谷澤寿一, 福山洋: 長周期地震動を受ける縮小 20 層 RC 造建築物試験体の履歴復元力特性, 構造工学論文集, Vol.61B, pp.95-102, 2015.3
- 13) Ikeda, Y., Hanafusa, H.: Direct identification of stiffness for flexural-shear building model based on earthquake observation, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, Vol.79, No.705, pp.1601-1611, 2014.11
池田芳樹, 花房広哉: 地震観測に基づく曲げせん断モデル型建物モデルの剛性の直接同定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 705 号, pp.1601-1611, 2014.11
- 14) Shirono, M., Fujita, K. and Takewaki, I.: Stiffness identification of building with unknown vibration source using bending-shear model and ARX model, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, Vol.80, No.716, pp.1559-1567, 2015.10
城野みなみ, 藤田皓平, 竹脇出: 曲げせん断型モデルと ARX モデルを用いた強制加振による建物システムの同定, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 716 号, pp.1559-1567, 2015.10
- 15) Verhaegen, M. and Dewilde, P.: Subspace model identification, Part 1: The output-error state-space model identification class of algorithms, *International Journal of Control*, Vol. 56, No. 5, pp. 1187-1210, 1992.
- 16) Hida, T., Nagano, M.: Estimation accuracy of natural frequency and damping factor of building by system identification based on three subspace methods, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, Vol.79, No.701, 923-932, 2014.7 (in Japanese)
肥田剛典, 永野正行: 部分空間法に基づくシステム同定による建物の固有振動数と減衰定数の推定精度, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 701 号, pp.923-932, 2014.7
- 17) Kozo System, Inc.: Elastic-plastic analysis program of arbitrary shaped three-dimensional frames SNAP Ver.7 Technical manual, 2018.7 (in Japanese)
株式会社 構造システム: 任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル, 2018.7
- 18) Nagano, M., Motosaka, M.: Dynamic soil-structure-interaction analysis of a structure embedded in an irregularly layered soil using axisymmetric hyperelements, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, No.490, pp.81-90, 1996.12 (in Japanese)
永野正行, 源栄正人: 軸対称 hyperelement を用いた不整形地盤における埋め込み構造物の動的相互作用解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 490 号, pp.81-90, 1996.12
- 19) Kausel, E.: An explicit Solution for the Green's Functions for Dynamic Loads in Layered Media, Technical Report R81-13, Department of Civil Engineering, MIT., 1981.5
- 20) Tajimi, H.: Green's functions for ring loads on embedded circular foundations, *The 9th Japan Earthquake Engineering Symposium*, pp.1141-1146, 1994. (in Japanese)
田治見宏: 埋設円形基礎の動的剛性算定のためのリング加振解の誘導, 第 9 回日本地震工学シンポジウム, pp.1141-1146, 1994.
- 21) Asahina, R., Tobita, Y., Wang, X. and Nagano, M.: Vibration characteristics focusing on flexural deformation of a super high-rise RC building based on ambient vibration and free vibration experiment and strong motion observation, *Annual meeting of Japan Association for Earthquake Engineering*, O2-2, pp.1-7, 2019.9 (in Japanese)
朝比奈諒, 飛田喜則, 王欣, 永野正行: 常時微動・人力加振および強震観測に基づく超高層 RC 造建物の曲げ変形を伴う振動特性, 日本地震工学会・大会-2019 梗概集, O2-2, pp.1-7, 2019.9

EVALUATION OF FLEXURAL DEFORMATION OF A SUPER HIGH-RISE RC BUILDING BASED ON STRONG MOTION AND MICROTREMOR RECORDS AND SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF A THREE-DIMENSIONAL FRAME MODEL

Ryo ASAHINA^{*1}, *Yoshinori TOBITA*^{*2}, *Xin WANG*^{*3},
and Masayuki NAGANO^{*4}

^{*1} Toda Corporation

(Former Grad. Student, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science)

^{*2} Structural Design Group, Asanuma Corporation, Dr.Eng.

^{*3} Assoc. Prof., Architecture Course, Ashikaga Univ., Dr. Eng.

(Former Assist. Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science)

^{*4} Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr.Eng.

In last few decades, numerous super high-rise RC buildings have been constructed in Japan. During some massive earthquakes, for example, the 2011 Tohoku Earthquake (Mw 9.0), the structural response characteristics of long-period buildings were affected by excessive shaking. In super high-rise buildings, flexural deformation induced by overturning moment significantly affects the lateral displacement, especially in the upper stories. Furthermore, flexural deformation is critical for evaluating the response including higher vibrational modes excited by pulse-like ground motion and grasping the performance of seismic damping devices placed between stories. However, the flexural deformation of super high-rise buildings is insufficiently validated, because there are a few strong motion records related to flexural deformation requiring vertical observation at plural corners in the same floor.

This study examines the dynamic behavior of a super high-rise RC building focusing on flexural deformation based on strong motion and microtremor records and seismic response analysis of a three-dimensional frame model. The building is a 22-story moment-resisting RC frame structure constructed in 1995 in Saitama Prefecture, Japan. Strong motion is observed at four points inside the building; three are at the corners of the building's rooftop and one on the first floor.

First, using strong motion data, the flexural and shear deformation variations with nonlinear behavior of the building before and after the 2011 Tohoku Earthquake were investigated. The amplitude dependence related with decrease of natural frequency and increase of damping factor was made clear. Moreover, the decrease in normalized top rotational angle in the total deformation was also confirmed from the eigenmodes at the top of the building using the system identification based on the subspace method.

Second, simulation analyses of the strong motion records are performed using a three-dimensional frame model consisting of a superstructure and rocking spring at the base. The model is validated by comparing the simulated horizontal and rotational responses with the observed records at the top of the building during a small earthquake and the 2011 Tohoku Earthquake. The relationships between maximum response values, story shear forces, and inter-story displacements obtained from the pushover analysis confirmed the decrease in the inter-story flexural deformation rate because of the nonlinearity of the shear component during the 2011 Tohoku Earthquake. Obtained results are consistent with the decrease in the flexural deformation inferred from the strong motion records.

Finally, the detailed distribution of vertical displacement regarding the flexural deformation is investigated by microtremor measurements including plural points at the rooftop. The distribution of vertical displacement at the top of the frame along the building perimeter is different from those along the center line with a central void, which is also indicated by the simulated results using the three-dimensional frame model.

(2020年11月9日原稿受理, 2021年2月1日採用決定)