強震記録と微動に基づく超高層集合住宅の動特性と中間階記録を利用した層剛性変化の分析

STUDY ON DYNAMIC CHARACTERISTICS OF SUPER HIGH-RISE RESIDENTIAL BUILDINGS BASED ON STRONG MOTION RECORDS AND AMBIENT VIBRATION AND VARIATION OF INTER-STORY STIFFNESS USING INTERMEDIATE FLOOR RECORDS

成島 慶 — * 1 永野正行 — * 2
田沼毅彦 — * 3 肥田剛典 — * 4
上林宏敏 — * 5 金子知宣 — * 6
鹿嶋俊英 — * 7 森清宣貴 — * 8
保井美敏 — * 9 小田 聡 — * 10

Kei NARUSHIMA — * 1 Masayuki NAGANO — * 2
Takehiko TANUMA — * 3 Takenori HIDA — * 4
Hirotohi UEBAYASHI — * 5 Tomonobu KANEKO — * 6
Toshihide KASHIMA — * 7 Nobuki MORIKIYO — * 8
Mitoshi YASUI — * 9 Satoshi ODA — * 10

キーワード：

超高層集合住宅, 2011 年東北地方太平洋沖地震, 強震記録, 中間階記録, 常時微動, システム同定

Keywords:

Super high-rise residential buildings, The 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake, Strong motion records, Intermediate floor records, Ambient vibration, System identification

Variation of 1st natural frequency of super high-rise residential buildings were investigated by using strong motion records during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake and ambient vibration records. Non-linear characteristics of two SRC buildings were similar to other super high-rise residential buildings. Based on analysis using intermediate floor records, inter-story stiffness at the lower layer has decreased from the increase of modal amplitude ratio of the middle floor to the top floor. Possibility for height-wise damage estimation is presented by performing microtremor measurements at plural floors.

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震(以下, 3.11 本震)は, 震源から遠く離れた首都圏に建つ RC 系超高層集合住宅の応答へも影響を与えた。強震記録の分析から建物の固有振動数が低下したこと, アンケート調査結果から内装材の亀裂等が発生したことが報告されている¹⁾²⁾。これは 3.11 本震時に大なり小なり建物が損傷し, 剛性が低下したことを意味している。損傷後の建物の振動特性を把握することは, 今後発生する地震が建物に与える影響を考える上で極めて重要である。大地震時の建物応答と損傷度合いの関係性について明瞭な対応が見られれば, 3.11 本震を経験した多くの超高層集合住宅の構造的被害の現状を把握することが可能となり, 今後想定される大地震への防災計画を策定する上で非常に有用となる。

既往の検討³⁾⁴⁾では, 超高層集合住宅の 3.11 本震時における応答変形角の大小に対する固有振動数の低下の割合や建物層せん断力—変形関係について分析した。また, 個々の建物を対象としたシミュレーション解析や観測記録に基づく振動特性の分析も多く行われている³⁾⁴⁾。一方, 中間階を含む多点観測記録を用い, モード特性の変化や等

価な層剛性の変化を調べた検討はあまり行われていない。

本検討では, 全体もしくは一部が SRC 造の超高層集合住宅 2 棟を既往の検討に追加し, 強震時および微動時の動特性を分析する。次に, 中間階を含む複数階で強震観測記録が得られている超高層集合住宅について, 3.11 本震時における建物のモード形状および層剛性の変化を分析する。これを計算モデルのモード形状および 2014 年に行った常時微動計測により得られたモード形状と比較検討し, 建物の損傷度合いや損傷位置の推定の可能性を調べる。

2. 検討対象建物と地震・常時微動計測の概要

本研究で対象とする建物の概要を表 1 に, 建物の建設位置を図 1 に示す。今回, 新たに関東地域に建つ建物 BA, BB を検討対象に追加した。全て 28 階建て以上の耐震構造である。建物 BA は一部が SRC 造であり, 建物 BB は全体が SRC 造となっている。建物 BB を除く 6 棟は, 建物の中間部での強震観測記録が得られている。

また, 建物 A, 建物 N, 建物 BA, 建物 BB の 4 棟は, 2014 年に常時微動計測を行っている。常時微動計測の概要を表 2 に示す。建物 A

本稿は文献 10) に加筆・修正したものである。

¹⁾ 東京理科大学大学院 修士課程

(〒278-8510 千葉県野田市山崎 2641)

²⁾ 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士 (工学)

³⁾ 建築研究所

⁴⁾ 東京大学 助教・博士 (工学)

⁵⁾ 京都大学原子炉実験所 准教授・博士 (工学)

⁶⁾ UR リンケージ

⁷⁾ 建築研究所 博士 (工学)

⁸⁾ 鴻池組技術研究所

⁹⁾ 戸田建設技術開発センター

¹⁰⁾ UR 都市機構

¹⁾ Graduate Student, Dept. of Architecture, Graduate School of Science and Technology, Tokyo Univ. of Science

²⁾ Prof., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

³⁾ Building Research Institute

⁴⁾ The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

⁵⁾ Research Reactor Institute, Kyoto Univ., Dr. Eng.

⁶⁾ Urban Renaissance Linkage Co., LTD.

⁷⁾ Building Research Institute, Dr. Eng.

⁸⁾ Research Institute of Technology, Konoike Construction Co., LTD.

⁹⁾ R&D Center, Toda Corporation

¹⁰⁾ Urban Renaissance Agency

表 1 検討対象建物概要

建物名	地域	階数	軒高(m)	竣工年	構造	地震観測階
A	関東	30,B1	95.9	1999.8	地上階:RC純ラーメン, 地下階:RC耐震壁	B1,15,R(31)
E	関東	32,B1	103.8	2000.12	地上階:RC純ラーメン,一部SRC造 (立体駐車場),粘弾性ダンパー, 地下階:RC耐震壁	1,14,24,32
F	関東	33,B2	99.95	1996.2	地上階:RC純ラーメン, 地下階:RC耐震壁	B1,17,R(34)
G	関東	28	81.5	1996.2	RC純ラーメン	1,10,28
BA	関東	37,B1	109	1990.1	地上階:RC純ラーメン (B1~12F:SRC), 地下階:RC耐震壁	1,18,37
BB	関東	32,B1	97.45	1995.1	地上階:SRC純ラーメン, 地下階:RC耐震壁含むSRC	B1,32
N	関西	31,B1	89.3	1989.11	地上階:RC純ラーメン, 地下階:RC耐震壁併用ラーメン	1,16,31

■ : 本研究の検討対象建物
□ : 既往の検討建物

図 1 建物建設位置

表 2 常時微動計測概要と固有振動数

建物名	地域	微動計測年月日	微動計測階	固有振動数(Hz)					
				設計時		3.11本震初期		微動時	
				NS	EW	NS	EW	NS	EW
A	関東	2014/11/29 10:14~13:33	1F, 5F, 15F, 22F, 30F	0.633	0.588	0.665	0.578	0.560	0.540
N	関西	2014/12/20 10:02~12:49	1F, 8F, 16F, 23F, 31F	0.621	0.599	0.521	0.526	0.540	0.530
BA	関東	2014/7/12 10:07~10:57	B1F,37F	0.505	0.505	0.506	0.511	0.480	0.480
BB	関東	2014/7/12 13:38~14:28	1F,32F	0.487	0.460	0.464	0.467	0.420	0.430

および建物 N は頂部、基部、中間部を含む 5 箇所の計測階で、建物 BA、建物 BB は頂部、基部の 2 箇所の計測階で観測を行った。一例として、多点計測を実施した建物 A の常時微動計測点位置を図 2 に、微動計の設置状況を図 3 に示す。基本的には全観測階で平面上同位置の柱近傍で計測したが、同じ位置への微動計の設置が困難な基部については、それに近い柱の近傍で計測した。

各建物の頂部と基部で得られた加速度記録のフーリエ振幅スペクトルから最上階の最下階に対する伝達関数を求め、そのピークから建物の微動時 1 次固有振動数を読み取った。表 2 に、各建物の設計時、3.11 本震初期時、微動時の 1 次固有振動数を併せて示す。3.11 本震初期時の値は、次章で示す部分空間法によるシステム同定⁵⁾によるものである。関西に建つ 1995 年兵庫県南部地震を経験した建物 N を除き、微動時固有振動数は 3.11 本震初期時の固有振動数よりも小さい⁶⁾。

3. 強震記録と微動に基づく建物 BA と建物 BB の振動特性の分析

建物 BA と建物 BB の 2 棟について、3.11 本震時とその前後の強震観測記録を用いて、部分空間法によるシステム同定⁵⁾に基づき、各建物の地震時の 1 次固有振動数と減衰定数を評価した。

以降の検討では、部分空間法は強震記録に適用する上で最も適しているとされる MOESP 法を用いる⁵⁾。また、同定する時間幅 $T(s)$ の

図 2 建物 A の微動計と強震計の設置位置

図 3 微動計設置状況(建物 A)

(a) 建物 BA

(b) 建物 BB

図 4 建物頂部で得られた EW 方向の加速度波形(上)とシステム同定より得られた 1 次固有振動数の時系列変化

半幅ごとに時間をシフトさせることで固有振動数を $T/2(\text{s})$ 毎に同定する。各建物の 3 次程度までの固有振動数について安定した同定結果を得るため、システム同定には強震観測、微動計測により各観測階で得られた記録の前処理フィルタとしてのデシメーション処理を行ない、サンプリング振動数を 100Hz から 20Hz にダウンサンプリングしたものを用いる。

一例として、両建物の頂部で観測された 3.11 本震時における EW 方向の加速度波形、および観測記録を用いて同定した固有振動数の時系列変化を図 4 に示す。ここでは時間幅を $T=10(\text{s})$ とし、同定結果が大きくばらついていた時間帯のプロット(建物 BB の 320 秒付近など)を取り除いている。初期固有振動数に対する最小固有振動数の比は建物 BA で約 0.72, 建物 BB で約 0.61 であった。

次に、建物頂部および基部で得られた強震観測記録を積分した変

位波形を時刻歴上で差をとり、それを両計測点間の高さで除した頂部-基部間変形角の最大値 γ と固有振動数、減衰定数の関係を図 5、図 6 に示す。ここでは固有振動数の変動が小さい強震記録を多く用いている為、 $T=60(\text{s})$ として各時間幅における入力データを多くして同定精度の向上を図った。同定された半幅 30(s) 毎の 1 次固有振動数、減衰定数と、その同時帯における γ を対応させて示している。同図では、3.11 本震と同日に発生した余震のほか、強震記録が得られた期間を 4~5 に分け表示した。また 2014 年 7 月に行った常時微動計測時に得られた 1 次固有振動数を併せて示した。

3.11 本震時には、頂部-基部間変形角の増加に伴い、1 次固有振動数が低下し、減衰定数が増加する。建物 BB では γ が $1/250(\text{rad})$ 程度と建物 BA に比べて大きく、また 3.11 本震時の固有振動数の低下が顕著に見られる。減衰定数は 1~2% 程度だったものが 3~5% 程度まで

図 5 建物 BA の固有振動数および減衰定数の推移

図 6 建物 BB の固有振動数および減衰定数の推移

増大している。

固有振動数，減衰定数には明瞭な振幅依存性がみられ，常時微動計測から得た固有振動数は，3.11 本震後の振幅依存特性の延長線上に位置する⁷⁾。3.11 本震前後において固有振動数の振幅依存に関する傾向が変化している点は，S 造の超高層建築物における振幅依存を示している既往の検討⁸⁾とも類似する。

ここで，建物 BA，建物 BB について，頂部-基部間変形角の最大値 γ と，部分空間法によるシステム同定により評価した 3.11 本震時初期固有振動数 f_0 に対する最小固有振動数 f_{eq} の比 (f_{eq}/f_0) の関係を調べた。また，基準化層せん断力 $q=(f_{eq}/f_0)^2\gamma$ と変形の関係から，両建物の剛

図 7 頂部-基部間変形角の最大値 γ と最小固有振動数比の関係¹⁾

図 8 q - γ 関係と 2 折線近似¹⁾

図 9 3.11 本震時の各建物の層剛性と中間階における中間階のモード振幅比の時系列変化

性低下率を検討した。

永野・他(2012)¹⁾が作成した図に、建物 BA と建物 BB の結果を加筆したものを図 7、図 8 に示す。両建物ともに、過去に検討された超高層 RC 造建物の頂部-基部間変形角の最大値に対する最小固有振動数比の傾向と整合し、基準化層せん断力と頂部-基部間変形角の関係についても既往の検討から得られた 2 折れ線の特性と整合した。対象とした 2 建物については、一部もしくは全体が SRC 造となっているが、その非線形特性については他の RC 造建物と大きな差は見られなかった。

4. 多点観測記録に基づく層剛性とモード形状の分析

4.1 対象建物と検討方法

中間階を含めた多点観測記録を用いることにより、モード形状の変化や各階層の等価剛性の変化を調べることができる。ここでは、中間階の強震記録が得られている建物 A、E、F、G、N、BA の 6 棟を対象に検討するとともに、中間階での微動計測を実施した建物 A、N については両者の比較を行った。

4.2 層剛性とモード形状の時系列変化

建物基部で観測された加速度を入力、中間部および頂部で観測された加速度を出力とし、部分空間法によるシステム同定⁹⁾により、3.11 本震時における各建物の 1 次固有振動数および 1 次固有モードの時系列変化を求めた。また、設計時の振動解析モデルに用いられている建物質量とシステム同定から得られた 1 次固有振動数、固有モードを用いて層剛性の時系列変化を算出した。ここで、層剛性とは上層、下層の 2 階層に分けた各階層の等価剛性を意味するものとする。ただし、建物 E のみ中間階で 2 つの強震記録が得られているため、上層、中層、下層の 3 階層に分けた等価剛性を算出した。建物質量は、各観測点の中間で層を分割し、負担する層数分の値を各観測点に集約して割り振った。システム同定における時間幅 T は 10(s) とする。

上記の手順により得られた各建物の 3.11 本震時における層剛性の時系列変化および、最上階に対する中間階の 1 次固有中間階のモード振幅比(以下、中間階のモード振幅比)の時系列変化を図 9 に示す。層剛性はいずれの建物でも上層部より下層部で大きい。初期時に対する時系列変化では、上層部よりも下層部で剛性低下が大きい傾向が見られる。

中間階のモード振幅比は、上層と下層の剛性低下が同程度であった建物 A の EW 方向および関西に建つ建物 N を除き、3.11 本震終了時において初期時よりも大きい値で推移している。特に下層での剛性低下が大きい建物においてその時系列変化が建物応答の大きい 50～200 秒付近で右上がりの傾向を示していることから、中間階のモード振幅比が増大傾向にある建物では低層部で大きな変形が生じていると考えられる。この結果は、首都圏に建つ超高層集合住宅を対象に調べた内装材の亀裂被害が低層側が多かったという報告²⁾と調和的である。

建物 A と建物 N については、常時微動の多点観測に基づき推定した層剛性を併せて示した。微動時の中間階のモード振幅比は時系列変化が小さい為、同定されたすべての時系列における中間階のモード振幅比を平均した値を用いる。建物 A の微動時層剛性は、3.11 本震初期時に比べ、NS 方向では上層で約 0.79 倍、下層で 0.68 倍、EW

方向では上層で 0.93 倍、下層で 0.87 倍となり、特に NS 方向の下層部で剛性低下が大きい。図 7 に示す固有振動数比からも全体的な建物剛性の低下は把握できるが、階層別の剛性低下は把握できない。強震観測、微動計測ともに多点観測を行うことにより建物の高さ方向の剛性低下の違いを把握できる可能性がある。

常時微動の多点観測を行った建物 A と建物 N について、曲げせん断型 Rocking モデル³⁾⁹⁾の固有値解析に基づき得た計算モデルのモード形状、および強震観測、微動計測から得たモード形状を比較する。計算モデルのロックング率は両建物ともに 12～14%程度であり、高さ方向に基準化したモード形状に与える影響は小さいと考えられる。また、固有モードから算出した全体変形に対する曲げ変形の割合は中層部で約 13%～23%、上層部で約 20%～30%となっている。

3.11 初期時および終了時のモード形状はばらつきが大きかったため、頂部-基部間変形角が 0.6/1000(rad)を超えない時間帯でのモード形状を平均した値を用いて比較した。

計算モデル、強震観測、微動計測から得たモード形状を図 10 に示す。建物 A の 3.11 本震時には、NS 方向の 15F において初期時に対して終了時の中間階のモード振幅比が若干増加し、低層部での損傷の傾向と対応する。建物 N では計算モデルに比べて EW 方向の 23F における微動時の中間階のモード振幅比が増大している。建物 N は 1995 年兵庫県南部地震を経験し、中層部よりやや上で ALC 壁や仕上げのひび割れが見られたという報告と対応しており⁹⁾、特に中層から上層にかけて損傷しモード形状が変化した可能性が示唆される。

図 10 建物 A と建物 N の固有モード形状の比較

このように多点観測を行い、地震前後のモード形状の変化を詳細に分析することで、大地震発生後の剛性分布を簡便に推定できる可能性がある。ただし、強震記録および微動計測に基づいて得られたモードには、基礎のロッキング動や水平 2 方向連成、ねじれ等の影響も含まれる。微動計測時の誤差や計測位置の平面的なずれがモード形状に影響を与えている可能性も大きいと思われる為、より多くの建物を対象に詳細な検討をする必要がある。

5. まとめ

2011 年東北地方太平洋沖地震時に強震記録が得られている関東地域に建つ超高層集合住宅 2 棟を既往の検討に追加し、強震時および微動時の動特性を分析した。また、中間階を含む複数階で観測記録が得られている超高層集合住宅について、3.11 本震時における建物のモード形状の変化を分析し、計算モデルのモード形状および 2014 年に行った常時微動計測により得られたモード形状と比較検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 追加した 2 棟は一部もしくは全体が SRC 造となっているが、3.11 本震前後の強震記録に基づく固有振動数、減衰定数の傾向は、他の RC 造建物から得られた傾向と概ね整合した。また常時微動計測から得た固有振動数は、3.11 本震後の振幅依存特性の延長線上に位置していた。
- 2) 建物基部、中間部および頂部で観測された加速度を用い層剛性の時系列変化を評価した結果、3.11 本震終了時において初期時よりも大きい値で推移しており、特に下層での剛性低下が大きい建物においてその時系列変化が建物応答の大きい 50~200 秒付近で右上がりの傾向を示している。中間階のモード振幅比が増大傾向にある建物では低層部で大きな変形が生じていると考えられ、この結果は、首都圏に建つ超高層集合住宅を対象に調べた内装材の亀裂被害が低層側で多かったという報告²⁾と調和的であった。
- 3) 2 建物を対象に、常時微動の多点観測に基づきモード形状を推定した結果、関東地域に建つ建物では低層部、1995 年兵庫県南部地震を経験した関西地域に建つ建物では中層~上層にかけての建物損傷が示唆された。多点観測を行い、地震前後のモード形状の変化を詳細に分析することで、大地震発生後の剛性分布を簡便に推定できる可能性を示した。

謝辞

本研究を行うにあたり、超高層集合住宅地震観測合同研究会の方々より、多くのご助言をいただきました。ここで利用した超高層集合住宅の強震記録データは、UR 都市機構、大林組、鹿島、鴻池組、戸田建設、安藤ハザマ、前田建設工業、建築研究所より提供していただきました。また本研究は、微動計測に協力して頂いた戸田建設の山本健史氏、元東京理科大学大学院の山根義康氏、坂本あいの氏、酒井美月氏、および各建物の住民のご理解の下で実施することができました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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 年東北地方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, 2012.7
- 2) 山根 義康, 永野 正行, 肥田 剛典, 保井 美敏, 山本 健史, 井川 望, 田沼 毅彦: 2011 年東北地方太平洋沖地震時における超高層集合住宅の室内被害の分析と建物応答との対応, 日本建築学会技術報告集, 第 20 巻, 第 44 号, pp.67-72, 2014.2
- 3) 山本 健史, 永野 正行, 保井 美敏, 肥田 剛典, 田沼 毅彦, 渡辺 一弘: 軟弱地盤に建つ超高層 RC 造集合住宅の地震応答評価と被害との対応-2011 年東北地方太平洋沖地震時の強震記録に基づく検討-, 日本建築学会技術報告集, 第 19 巻, 第 42 号, pp.447-452, 2013.6
- 4) 中野 健一, 境 茂樹, 加藤 貴司, 伊藤 隆之, 田沼 毅彦: 超高層 RC 造建物の振動特性の経時的変動について: 安藤ハザマ研究年報, Vol.2, 2014
- 5) 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
- 6) Uebayashi, H., M. Nagano, T. Hida, T. Tanuma, M. Yasui and S. Sakai: Evaluation of the structural damage of high-rise reinforced concrete buildings using ambient vibrations recorded before and after damage, Earthquake Engineering and Structural Dynamics., Vol 45, Issue 2, pp.213-228, 2016.2
- 7) 保井 美敏, 山本 健史, 永野 正行, 肥田 剛典, 田沼 毅彦, 渡辺 一弘: 超高層 RC 建物の地震観測記録による固有振動数の経時変化について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.893-894, 2015.9
- 8) 篠原達巳, 風間宏樹: 2011 年東北地方太平洋沖地震を受けた日建設計東京ビルの地震記録 (その 2) 2003 年 4 月以降 2012 年 2 月までの記録に対する総合的評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海) 構造 II (B-2), pp.1151-1152, 2012.9
- 9) 住宅・都市整備公団, 鴻池組: 1995 年兵庫県南部地震 高見フローラルタウン 15 号棟超高層 RC 造集合住宅の地震応答記録からの耐震性に関する調査報告, 1996.3, p.255
- 10) 成島 慶, 永野 正行, 肥田 剛典, 田沼 毅彦, 鹿嶋 俊英, 小豆畑 達哉, 井川望, 保井美敏: 2011 年東北地方太平洋沖地震を経験した超高層集合住宅の動特性と層剛性の変化に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.357-358, 2015.9

[2016 年 10 月 4 日原稿受理 2017 年 1 月 6 日採用決定]