超高層集合住宅を対象とした非線形多質点系モデルの構築と 2016年熊本地震時の地震応答推定

CONSTRUCTION OF NONLINEAR MULTI-DEGREE-OF-FREEDOM SYSTEM MODELS FOR SUPER HIGH-RISE RESIDENTIAL BUILDINGS AND ESTIMATION OF SEISMIC RESPONSES DURING THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE

日野浦 雄高^{*1}, 永野 正行^{*2}, 鈴木 賢人^{*3}, 肥田 剛典^{*4},
北堀 隆司^{*5}, 田沼 毅彦^{*6}, 小田 聡^{*7}

*Yutaka HINOURA, Masayuki NAGANO, Kento SUZUKI, Takenori HIDA,
Takashi KITAHORI, Takehiko TANUMA and Satoshi ODA*

In order to evaluate the general overview of nonlinear earthquake responses of super high-rise RC residential buildings, average models of nonlinear multi-degree-of-freedom system are constructed based on the average characteristics of nonlinear response models used in the structural design of the existing 39 buildings. By using the proposed average models, nonlinear responses of the eight super high-rise residential buildings in Kyushu Island during the 2016 Kumamoto earthquake are evaluated. The maximum levels of floor responses and inter-story drift angles based on the proposed models are consistent with those estimated from results of the questionnaire survey for residents of the those buildings.

Keywords : *Super high-rise residential buildings, Multi-degree-of-freedom system model, Non-linear earthquake response analysis,
The 2016 Kumamoto earthquake, Questionnaire survey, Indoor damage*

超高層集合住宅, 多質点系モデル, 非線形応答解析, 2016年熊本地震, アンケート調査, 室内被害

1. はじめに

現在国内では多数の超高層集合住宅が建設されており, そのうち8割近くの建物が関東圏や関西圏に位置している¹⁾。そのため, 都市部直下で発生する内陸地殻内地震や南海トラフ等の海溝型巨大地震で発生する大振幅地震動の影響により, 多数の超高層集合住宅で構造被害や室内被害の発生が予想される。このような被害地震発生後の建物耐震性能や居住者の生活継続性に対する評価を行う上で, 各建物の地震時応答の把握が不可欠である。

2011年東北地方太平洋沖地震時には, 関東圏や関西圏に建つ多数の超高層集合住宅内で室内被害が発生した。この際, 一部の建物では強震観測が行われていたこと, これらの建物を含め居住者を対象とした体感や室内被害等に関するアンケート調査が行われたことから, 建物応答と室内被害の関係性についての検討が進められた^{例えば}

²⁾。長周期地震動に対する長周期建物応答への関心の高まりを受け, 長周期建物の室内状況の被害程度指標として, 2013年に長周期地震動階級が気象庁により作成, 公開された³⁾。

地震発生後の建物応答については, 強震観測記録を用いた分析に基づく地震応答の把握が有用であるが, 強震観測を行っている建物は極僅かに限られる。また, シミュレーション解析を用いた地震応答推定も有効であるが, 各建物の詳細な構造情報が必要なため, 関東圏や関西圏などの大都市圏で大地震が発生するケースでは, 多数の建物を対象とした検討は困難である。建物内の強震観測記録及び詳細な構造情報を用いなくとも, 広域的な地震応答の推定が可能な手法が求められる。

本研究では, 最初に既存の超高層集合住宅の設計用振動解析モデルで用いられたデータを統計処理する。各層の質量や復元力特性等

^{*1} 東京理科大学大学院理工学研究科建築学専攻 大学院生

^{*2} 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)

^{*3} (国研)森林研究・整備機構森林総合研究所
研究員・博士(工学)

^{*4} 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 助教・博士(工学)

^{*5} UR リンケージ

^{*6} UR 都市機構 博士(工学)

^{*7} UR 都市機構

Grad. Student, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science

Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr.Eng.

Researcher, Forestry and Forest Products Research Institute, Dr.Eng.

Assist. Prof., Dept. of Architecture, Graduate School of Engineering, The Univ. of Tokyo, Dr.Eng.

Urban Renaissance Linkage

Urban Renaissance Agency, Dr.Eng.

Urban Renaissance Agency

の構造特性を、階高で整理し、基準階床面積、設計用ベースシア等で基準化したうえで、それらの平均的な特性やばらつきを調べた。これらの構造特性は、個別に設計された建物の構造特性の指標とすることができると同時に、設計用ベースシア等に基づき、平均的な特性を有する非線形多質点系モデル(以降、平均モデル)を構築する際に活用することができる。次に、設計用入力地震動に対する平均モデルの応答、実建物モデルの平均応答を比較し、平均モデルの応答特性について検証する。関東地域に建つ超高層集合住宅で得られた 2011 年東北地方太平洋沖地震時の強震観測記録と、平均モデルを用いて推定した地震応答を比較し、モデル応答の妥当性を検証する。そして、熊本市内の 3 棟を含む九州に建つ超高層集合住宅 8 棟を対象とし、平均モデルを用いて 2016 年熊本地震時の地震応答を推定する。これらの建物の居住者を対象に実施した体感や室内被害に関するアンケート調査結果^{4), 5)}と既往の床応答の推定式^{6), 7)}に基づく結果を比較することにより、得られた応答解析結果の妥当性を検証する。

2. 既存建物データに基づく非線形多質点系モデルの構造特性

2.1 検討対象とする超高層集合住宅

1971 年～2008 年に設計された 20 階もしくは軒高 60m 以上の超高層集合住宅 77 棟の構造設計資料⁸⁾のうち、以下の条件を満たす 39 棟を対象に、振動応答解析に用いられた建物モデルの構造特性をとりまとめる⁹⁾。①上部建物が RC 造の耐震構造である。SRC 造、CFT 造、制震、免震構造は除外する。②主な構造形式がラーメン構造であり、壁式等の構造は除外する。平面形状は整形である場合が多い。③時刻歴応答解析に用いられる振動解析モデルが 1 本の多質点系モデルである。複数の多質点系モデルによる擬似立体 3 次元モデルは除外する。④各層の質量、剛性、復元力特性等のデジタルデータが表形式で記載されている。

39 棟の建物情報を Table 1 に示す。39 棟のうち関東地域や関西地

Table 1 Super high-rise residential buildings used in this study

No.	Location	Year of design	Number of stories	Eaves height[m]	Fundamental natural period in design[s]		Model (Shear spring or Shear-bending spring)
					X-direction	Y-direction	
1	Nerima Ward, Tokyo	1986	30	88.35	1.98	2.02	Shear spring
2	Edogawa Ward, Tokyo	1988	33	97.2	2.10	2.30	Shear spring
3	Nerima Ward, Tokyo	1989	30	90.3	1.78	1.79	Shear spring
4	Osaka City, Osaka	1989	31	91.3	2.40	2.35	Shear spring
5	Meguro Ward, Tokyo	1991	32	95.9	1.92	1.91	Shear spring
6	Shinagawa Ward, Tokyo	1992	33	100	1.93	2.13	Shear spring
7	Urayasu City, Tokyo	1992	26	72.25	1.44	1.45	Shear-bending spring
8	Fukuoka City, Fukuoka	1993	20	59.11	1.09	1.16	Shear spring
9	Nagoya City, Aichi	1995	25	75.25	1.35	1.30	Shear-bending spring
10	Bunkyo Ward, Tokyo	1994	22	67.1	1.20	1.20	Shear-bending spring
11	Soka City, Saitama	1996	30	95.9	1.58	1.70	Shear-bending spring
12	Sakai City, Osaka	1996	43	135.68	2.78	2.73	Shear spring
13	Kobe City, Hyogo	1997	33	102.3	1.90	1.90	Shear-bending spring
14	Kobe City, Hyogo	1997	31	96.25	1.91	1.90	Shear-bending spring
15	Chuo Ward, Tokyo	1997	43	134.55	3.10	3.06	Shear spring
16	Kobe City, Hyogo	1997	22	65.45	1.07	1.07	Shear-bending spring
17	Kobe City, Hyogo	1997	33	108.45	1.59	1.59	Shear spring
18	Minato Ward, Tokyo	1998	32	103.8	2.12	2.15	Shear spring
19	Itabashi Ward, Tokyo	1998	32	101.4	1.48	1.65	Shear-bending spring
20	Chuo Ward, Tokyo	1998	28	87.1	1.53	1.46	Shear-bending spring
21	Chuo Ward, Tokyo	1998	38	121.25	2.37	2.36	Shear spring
22	Nerima Ward, Tokyo	2000	27	90.05	1.86	1.97	Shear spring
23	Shinjuku Ward, Tokyo	1999	41	130.9	2.57	3.41	Shear-bending spring
24	Minato Ward, Tokyo	2000	56	182.6	4.58	4.02	Shear spring
25	Shinagawa Ward, Tokyo	2000	28	84.391	1.63	1.61	Shear-bending spring
26	Shinagawa Ward, Tokyo	2001	30	96.25	1.79	1.77	Shear-bending spring
27	Kawasaki City, Kanagawa	2001	35	109.98	2.13	2.15	Shear spring
28	Osaka City, Osaka	2001	28	95.35	1.55	1.53	Shear-bending spring
29	Chuo Ward, Tokyo	2001	22	74.8	1.21	1.28	Shear-bending spring
30	Ichikawa City, Chiba	2008	37	126.39	2.45	2.59	Shear-bending spring
31	Nagoya City, Aichi	2002	31	99.18	1.95	1.93	Shear-bending spring
32	Kokubunji City, Tokyo	2003	24	79.7	1.64	1.51	Shear-bending spring
33	Toyoshima Ward, Tokyo	2004	38	127	3.10	3.09	Shear-bending spring
34	Meguro Ward, Tokyo	2006	45	155.4	3.75	3.53	Shear-bending spring
35	Kamihukuoka City, Saitama	2004	25	83.31	1.83	1.85	Shear-bending spring
36	Nagoya City, Aichi	2004	33	107.55	2.11	2.04	Shear-bending spring
37	Koto Ward, Tokyo	2001	33	105.3	1.96	2.04	Shear-bending spring
38	Sumida Ward, Tokyo	2005	41	134.32	3.14	3.26	Shear-bending spring
39	Chuo Ward, Tokyo	2006	49	162.3	3.52	3.53	Shear-bending spring

域における建物が大多数を占めている。これらは 1986 年～2008 年に設計された物件である。3 次元立体フレームモデルを用いた検討では、Ai 分布もしくは風荷重・予備応答解析に基づき設定した設計用層せん断力 Q_i から求めた水平外力を用いたプッシュオーバー解析により、多質点系モデルの各層の初期剛性や骨格特性を構築している。全 39 棟のうちせん断棒モデルが 15 棟、曲げせん断棒モデルが 24 棟となっている。

2.2 構造特性の整理

建物モデルの各層について、質量、剛性、復元力特性等の構造特性を取りまとめる。Fig. 1 に多質点系モデルの概要と、せん断棒モデルの各層で仮定する骨格曲線を示す。各層の質量のほか、Tri-linear 型の骨格曲線として、初期せん断剛性 K_1 、第 2、第 3 せん断剛性 K_2 、 K_3 、ひび割れ耐力 Q_1 、降伏耐力 Q_2 、各耐力時の層間変位 δ_1 、 δ_2 を整理する。

全 39 棟のうち 24 棟ある曲げせん断棒モデルでは、各層で曲げ剛性 EI とせん断剛性 GA が与えられており、 EI については弾性が、 GA については Tri-linear 型が仮定されている。本研究では、曲げせん断棒モデルを等価なせん断棒モデルに置換し、せん断棒モデルの構造特性を整理する。曲げ剛性とせん断剛性を、等価なせん断剛性に置換する際のモデル図と骨格曲線を Fig. 2 に示し、以下に手順を述べる。

① 曲げせん断棒モデルで固有値解析を行い、1 次の固有周期、刺激関数を得る。このときの各層の層せん断力 Q －層間変位 δ の関係より、等価な初期せん断剛性 $K_1(=H/GA_1)$ が得られる。

② 各層の初期せん断剛性 GA_1 から、層間変位のうちせん断成分 δ_s を評価し、残りを曲げ成分 δ_m として評価する。これより、等価な曲げ剛性 K_B が得られる。

③ 等価な第 2、第 3 せん断剛性 K_2 、 K_3 を、 GA_i の第 2、第 3 剛性と曲げ剛性 K_B を利用し、下式より評価する。ただし、 $i=2, 3$ であり、 H は各階の階高である。

$$\frac{1}{K_i} = \frac{H}{GA_i} + \frac{1}{K_B} \quad (1)$$

④ K_1 、 K_2 、 Q_1 、 Q_2 から、 δ_1 、 δ_2 を求める。通常、設計時の曲げせん断変形分離は、設計用水平外力時の変位を用いるが、ここでは 1

Fig. 1 Nomenclature of tri-linear skeleton curve

Fig. 2 Conversion of shear-bending stiffness into equivalent shear stiffness

次の固有周期，モードを整合させるように設定した。

せん断棒モデル 15 棟，曲げせん断棒モデルより置換したせん断棒モデル 24 棟を合わせた 39 棟について，構造特性を整理した。質量については，39 ケース，その他の構造特性は 2 方向 78 ケースとなる。検討対象としたパラメータは，Fig. 1 に示す質量，剛性，耐力，層間変位等とする。質量，剛性，耐力については，各建物の基準階床面積を用いて基準化し，層間変位は階高 H で除した層間変形角 (inter-story drift angle, 図中，IDA) で整理した。また，1 階床部を 0，最上階床部 (ペントハウスを除く) を 1 とし，高さ方向を基準化した。基準化した高さ方向を 20 分割し，線形補間により各位置 (質量は床位置，それ以外は床間中心位置) で求めた値について平均した。

2.3 構造特性の高さ方向分布の統計評価

整理した構造特性を Fig. 3 に示す。同図には 78 ケースのデータとその平均値，また後述する平均モデル (図中，Average model) の値を示す。なお，縦軸は基準化高さを示す (図中，norm.H)。基準階床面積 $A_0[\text{m}^2]$ で基準化した質量 $m_n[\text{t}]$ の平均は，最下層を除き $1.25 \sim 1.6 \text{ t/m}^2$ となっており，平面的に広がりをもつ最下層では，基準階の倍近くとなっている (Fig. 3(a))。 K_1, K_2 は低層階ほど大きくなり (Fig. 3(b), (c))， K_2/K_1 は平均約 0.32 となっている (Fig. 3(e))。設計用層せん断力 Q_1 に対する降伏耐力 Q_2 の比は平均 1.60 となっており，高さ方向で大きく変化しない (Fig. 3(i))。ひび割れ耐力 Q_1 は降伏耐力 Q_2 の 0.28 倍程度となっている (Fig. 3(j))。ひび割れ耐力時の層間変形角 γ_1 は， $0.57 \sim 1.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ である (Fig. 3(k))。降伏耐力時の層間変形角 γ_2 は， $5.10 \sim$

$8.11 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ となっており，平均的に約 0.74/100 程度 (Fig. 3(l)) となっている。基準化した特性では，建設時期や地域により若干の変動は見られるものの，本検討で対象とした建物については大きな偏りは見られなかった。

2011 年東北地方太平洋沖地震時等に超高層集合住宅で得られた観測記録を用いて推定したひび割れ耐力時の平均層間変形角は $6 \times 10^{-4} \text{ rad.}$ ，剛性比 K_2/K_1 は 0.35 であり¹⁰⁾，上記の数値と概ね対応する。

2.4 刺激関数の高さ方向分布の統計評価

これらのせん断棒モデルを用いて固有値解析を実施した。これにより得られる 78 ケースの 1 次～3 次の刺激関数と，1 次モードの層間変形角を Fig. 4 に示す。高さ方向を Fig. 3 と同様に基準化し，それを 20 分割した床位置 (層間変形角は床間中心位置) で求めた平均値を併せて示す。1 次～3 次の刺激関数については，建物によるばらつきはほとんど見られない。また，1 次モードの層間変形角もばらつきは小さく，これを用いて平均的な弾性モデルを構築できる可能性が示唆される。

2.5 構造特性と刺激関数の変動係数

Fig. 3，Fig. 4 で示した構造特性および刺激関数の変動係数を Fig. 5 に示す。なお，第 3 せん断剛性 K_3 ，2 次，3 次刺激関数の変動係数は省いている。基準階床面積に基準化した各階質量は下層部で 0.8 近くの変動係数を示している。これを除く構造特性の変動係数は，上層部を除きおよそ 0.3 を下回る。特に設計用層せん断力 Q_1 に対

Fig. 3 Height-wise distribution of structural characteristics

する降伏耐力 Q_2 の比は、上層部を除き 0.2 を下回る。また、1 次刺激関数、1 次刺激関数の層間変形角の変動係数は、それぞれ約 0.13、0.10 を示し、他の構造特性の変動係数は、0.15～0.59 程度である。高さ、基準階床面積等で基準化した後も、やや大きなばらつきが見られるものの、その平均値によりおおよその高さ方向の傾向を把握することができる。

3. 非線形多質点系モデルの構築

先に構築した弾性モデルと、上記で整理した非線形パラメータに関する平均分布を利用し、以降で平均モデルを構築する。以下に手順を示す。この際、上記の平均値を基準化高さ z で近似化した式を用いる。

- ① 建物の階数 N を設定し、対象建物を含む 77 棟の平均的な基準階高⁸⁾を参照して、各階高を一律 3m とし、建物高さ $3N[\text{m}]$ から 1 次固有周期 $T_1[\text{s}]$ を下式で与える。

$$T_1 = 0.02 \times 3N \quad (2)$$

- ② ある階の基準化高さ z_n を用い、 $A_0[\text{m}^2]$ に対する $m_n[\text{t}]$ を下式で求める。

$$\frac{m_n}{A_0} = -0.31z_n + 1.55 \quad (z_n \geq 0.25) \quad (3-1)$$

$$\frac{m_n}{A_0} = 25.4z_n^2 - 13.3z_n + 3.21 \quad (z_n < 0.25) \quad (3-2)$$

- ③ 1 次モードの刺激関数の層間変形角 γ_{bu1} について、下式のよう基準化高さ z_n に関する近似式を設定して求める。

$$\gamma_{bu1} = -3.91z_n^2 + 3.74z_n + 0.86 \quad (4)$$

γ_{bu1} を積分し、1 次モードの刺激関数 βu_1 を求める。 T_1 、 m_n から層せん断力を算定し、層間変形角との関係から各層の初期せん断剛性 K_1 が得られる。

- ④ ひび割れ耐力時、降伏耐力時の層間変形角 $\gamma_1[\text{rad.}]$ 、 $\gamma_2[\text{rad.}]$ を以下に示す近似式より求める。

Fig. 4 Modal participation function

$$\gamma_1 = (4.54z_n + 5.48) \times 10^{-4} \quad (5)$$

$$\gamma_2 = (-6.02z_n^3 - 2.61z_n^2 + 7.36z_n + 6.01) \times 10^{-3} \quad (6)$$

γ_1 、 γ_2 より各耐力時の層間変位 δ_1 、 δ_2 を求める。

- ⑤ ベースシア係数 C_B を $T_1[\text{s}]$ から以下の式で求める。

$$C_B = \frac{\alpha}{T_1} \quad (7)$$

Ai 分布から求めた層せん断力 Q_1 を 1.60 倍し降伏耐力 Q_2 を求める。係数 α は Fig. 3(g)に示す降伏耐力との整合性から、和泉ら¹¹⁾により示される 0.166 を用いる。

- ⑥ δ_1 、 δ_2 、 Q_2 、 K_1 から K_2 を求める。

- ⑦ 第 3 剛性 K_3 は βK_1 とする。本検討では特定層への過度な変形集中を抑えるため、 $\beta=0.1$ とした。

上記のプロセスにより、階数 $N=20, 30, 40$ として作成した平均モデルの構造特性を Fig. 3 に、刺激関数を Fig. 4 に併記して示す。本論文における平均モデルの基準階床面積 A_0 は 900 m^2 として構築している。基準化高さ $z_n=1.0$ 近くでややずれが生じている箇所も見られるが、これを除けば平均モデルは、構造特性の平均値を概ね捉えている。なお、基準階床面積により耐力や剛性自体の値は変化するので、質量も同様に変化するため、最大層間変形角等の結果については A_0 に依存しない。

4. 設計用入力地震動に対する地震応答

耐震設計に用いられる入力波に対する時刻歴応答計算を実施し、上記で作成した平均モデルにより得られる最大応答分布の妥当性を検証する。階数 $N=20, 30, 40$ の平均モデルの最大応答分布と、Table 2 に示す階数 $N=20, 30, 40$ に近い実建物モデルの最大応答分布の平均値を比較する。入力波として、超高層建物を耐震計算に用いられる告示波、既往観測波を使用する。減衰モデルは瞬間剛性比例型とし、1 次固有周期に対して減衰定数 0.03 とした。

解放工学的基盤における極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペクトルに合わせ、乱数位相 10 波を作成し、告示波として用いた。目標値、乱数位相 10 波の加速度応答スペクトル($h=5\%$)を Fig. 6 に示す。階数 $N=20, 30, 40$ の平均モデルの最大応答加速度分布、最大層間変形角分布の乱数位相 10 波に対する平均値を Fig. 7(a), (b)にそれぞれ示す。平均モデルについては 10 波の最大応答を平均

Fig. 5 Coefficient of variation for structural characteristics and modal participation function

し、実建物モデルについては高さ方向を 20 分割した位置で 10 波の平均値を算定した。いずれのモデルも高層部分で最大応答加速度が増加する傾向を呈し、階数が少なくなるにつれて最大応答加速度が大きくなる。この傾向は、平均モデル、実建物モデルで共通に見られる。平均モデルと実建物モデルの最大層間変形角は、階数によらず最大約 7.0×10^{-3} rad. の分布を示す。

次に、ELCENTRO-NS, TAFT-EW, HACHINOHE-NS の最大速度をそれぞれ 50cm/s に基準化した既往観測波、日本建築センター模擬波の BCJ-L2 の合計 4 波を用いた。階数 $N=20, 30, 40$ の平均モデルの最大応答加速度分布、最大層間変形角分布の平均値を Fig. 8(a), (b) にそれぞれ示す。実建物モデルについては高さ方向を 20 分割した位置で平均値を算定した。平均モデルと実建物モデルの差異が大きいケースが一部見られるものの、概ね両者の対応は良好であり、特に実建物モデルのサンプル数が多い階数 $N=30$ については、平均モデルにより最大値分布が良好に再現されている。

Table 2 Models compared with average models

Number of stories of average models	Number of stories of models to compare	Number of models (No. in Table 1)	Total
20	20	(No.8)	4
	22	(No.10, 16, 29)	
	28	(No.20, 25, 28)	
30	30	(No.1, 3, 11, 26)	12
	31	(No.4, 14, 31)	
	32	(No.5, 19)	
	38	(No.21, 33)	
40	41	(No.23, 38)	4

Fig. 6 Acceleration response spectra of input motions

縮小 20 層 RC 造建物を対象とした E-ディフェンス実験では、降伏耐力を超えるデータが得られており、標準的な質点系モデルでも概ね 1/100 程度の最大層間変形角までは対応可能であることが示されている¹²⁾。このことより、平均モデルの利用により概ね 1/100 程度までの応答評価は可能と考えられる。

5. 2011 年東北地方太平洋沖地震時の強震観測記録との比較

関東地域に建つ超高層集合住宅 8 棟では、2011 年 3 月 11 日に発生した $M_w 9.0$ の東北地方太平洋沖地震時の強震観測記録が得られている。これらの建物は、金子らの文献に示された 77 棟⁸⁾に含まれており、いずれも 24 階建以上の RC ラーメン構造である。建物情報を Table 3 に示す。それぞれ建物 A~建物 H とする。建物 F のみ水平 1 成分、建物 F を除く 7 棟は水平 2 成分の強震観測記録が得られて

Fig. 7 Maximum responses for seismic input motions in notification

Fig. 8 Maximum responses for various input motions

Table 3 Target buildings in Kanto Region

Building name	Location	Year of design	Number of stories	Eaves height[m]	Fundamental natural period in design[s]	
					X-direction	Y-direction
A	Soka City, Saitama	1996	30	95.9	1.58	1.70
B	Okegawa City, Saitama	1992	25	74.9	1.19	1.33
C	Nerima Ward, Tokyo	1986	30	88.35	1.98	2.02
D	Minato Ward, Tokyo	1986	24	72.55	1.27	1.40
E	Minato Ward, Tokyo	1998	32	103.8	2.12	2.15
F	Minato Ward, Tokyo	1993	33	99.95	1.19	1.81
G	Urayasu City, Tokyo	1993	28	81.5	1.61	1.60
H	Yachiyo City, Tokyo	1990	24	69.95	1.18	1.31

Fig. 9 Ratio of maximum IDA of buildings in Kanto Region

いる¹⁰⁾。1 階または基礎部、頂部の加速度波形を積分し、求めた変位波形より最大相対変位を算出し、観測地点間の高さ差で除して、頂部変形角(peak inter-story drift angle, PIDA)を求めた。

各建物階数のみの情報から作成した平均モデルを用い、頂部変形角を算定する。減衰モデルは瞬間剛性比例型とし、減衰定数は既往のシミュレーション解析¹³⁾を考慮し、1 次固有周期に対して 0.01 とし解析を行った。入力波は、各建物の 1 階または基部で得られた強震観測記録を使用した。平均モデルより推定した頂部変形角(A_{PIDA})と、実建物の観測記録より求めた頂部変形角(o_{PIDA})の比を Fig. 9 に示す。 o_{PIDA}/A_{PIDA} はばらつきがやや見られるものの、概ね $\pm 20\%$ の範囲内であり、平均モデルにより実記録の傾向が再現されている。

6. 2016 年熊本地震時の室内被害と地震応答

6.1 アンケート調査の概要

Fig. 10 Location of target buildings and strong motion sites in Kyushu Island

2016 年 4 月 14 日以降、熊本地方を中心とした一連の地震(2016 年熊本地震)が発生し、益城町で震度 7 が 2 度計測された。また、熊本市内で長周期地震動階級の内、最大となる階級 4 が 2 度観測された。同市内には 20 階建て以上の超高層集合住宅が 3 棟建設されており、2016 年熊本地震時には、室内被害を含め大きな影響を受けたことが推定される。室内被害を把握するためには、強震観測記録が重要であるものの、超高層建物を含め強震観測が行われていた建物は現時点では皆無であり、何らかの方法で最大床応答や層間変位等を把握する必要がある。

筆者らは、20 階建てもしくは軒高 60m 以上の九州に建つ超高層集合住宅 10 棟の居住者に対し、2016 年熊本地震時の建物内における室内被害や揺れに関するアンケート調査を行った^{4), 5)}。建物建設位置、後述する強震記録の観測点位置を Fig. 10 に示す。対象建物 10 棟をそれぞれ建物 EA~建物 EJ とし、これらの建物情報を Table 4 に示す。このうち、熊本市内の建物は震源に近い位置から EA, EB, EC となっており、それぞれ 20, 25, 36 階建てである。

6.2 アンケート調査に基づく室内被害

質問項目の内、層間変形と関係する内装材の亀裂、建物床応答と相関がある小物の散乱、行動難度、家具の転倒・移動に対する回答の集計結果に着目した。以下に各質問項目と回答選択肢を示す。

(a)室内の壁紙等の内装材に亀裂は見られましたか。

【回答】(A)多くの亀裂が見られた。(B)A と C の中間。(C)多少亀裂が見られた。(D)C と E の中間。(E)亀裂は全くない。

(b)食器、本、テーブル上の小物等はどうなりましたか。

【回答】(A)たくさんの物が散乱し、落ちたり壊れたりした。(B)A と C の中間。(C)ある程度動き散乱し、落ちたり壊れたりした。(D)C と E の中間。(E)全く動いてない。

(c)あなたの感じた地震の揺れの大きさは、どのくらいでしたか。

【回答】(A)揺れに翻弄され、自分の意志で何も行動できない。(B)立っていることができない。(C)歩いたり動いたりすることにやや支障がある。(D)はっきりとした揺れを感じたが行動には支障がな

Table 4 Target buildings in Kyushu Island

Building name	Location	Structure	Number of stories	Year of completion	Corresponding floors	Number of respondents
EA	Kumamoto City, Kumamoto	SRC	20	2003	Upper 15~20 Middle 8~14 Lower 1~7	12 17 27
EB	Kumamoto City, Kumamoto	RC	25	2006	Upper 18~25 Middle 10~17 Lower 2~9	11 25 24
EC	Kumamoto City, Kumamoto	RC Passive controlled	36	2011	Upper 25~36 Middle 14~24 Lower 3~13	34 42 33
ED	Kurume City, Fukuoka	RC	19	2012	Upper 14~19 Middle 8~13 Lower 2~7	21 22 20
EE	Kurume City, Fukuoka	RC Seismically isolated	35	2010	Upper 25~35 Middle 13~24 Lower 3~12	13 4 10
EF	Fukuoka City, Fukuoka	RC	20	1995	Upper 15~19 Middle 8~14 Lower 2~7	12 15 16
EG	Fukuoka City, Fukuoka	RC	27	2004	Upper 19~27 Middle 10~18 Lower 2~9	17 36 33
EH	Fukuoka City, Fukuoka	RC Passive controlled	29	2010	Upper 21~27 Middle 11~20 Lower 5~10	9 14 10
EI	Fukuoka City, Fukuoka	RC Seismically isolated	30	2006	Upper 21~30 Middle 11~20 Lower 2~10	8 11 16
EJ	Fukuoka City, Fukuoka	RC Passive controlled	29	2010	Upper 21~27 Middle 11~20 Lower 5~10	5 12 7

Fig. 11 Questionnaire results on each question for three buildings in Kumamoto City

い。(E)わずかに揺れを感じたが行動には支障がない。

(d)ダンス、冷蔵庫、食器棚はどうなりましたか。

【回答】(A)多くのものが転倒、または大きく移動した。(B)AとCの中間。(C)一部転倒または移動した。(D)CとEの中間。(E)全く動いてない。(動く家具がない。)

熊本市内に建つ3棟を対象に、各建物の高さ方向をTable 4に示した高層・中層・低層の3レベルに分け、集計したアンケート調査結果をFig. 11に示す。なお、Table 4及びFig. 11に記載されている各層における集計数は既往の文献^{4),5)}に加筆・修正したものである。熊本市内の3棟では、小物の散乱、行動難度、家具の転倒・移動が高層部になるにつれて多い傾向を示した。これらの結果は、2011年東北地方太平洋沖地震時の関東圏に建つ超高層集合住宅を対象としたアンケート調査結果²⁾よりも大きく、入力地震動レベルが大きかったことと対応する。また、2011年東北地方太平洋沖地震時には、内装材亀裂は低層部になるにつれて多い傾向が見られたが、2016年熊本地震時の熊本市内の3棟では、低層部だけでなく中層部・高層部でも多い結果を示している。

6.3 非線形多質点系モデルによる地震応答の推定

九州に建つ超高層集合住宅10棟の内、免震構造2棟(建物EE、建物EI)を除く8棟の地震応答を推定する。一部、SRC造を含むが、建物の非線形特性がRC造と大きく変わらないケース¹⁴⁾もあることから、4章で設定した平均モデルを用いた。また、1995年竣工の建物EFを除き、全て2000年以降の竣工物件であることから、ベースシア係数は簡単に先に示した平均的な値を用いた。個々の建物についての構造情報が入手できていないため絶対値での評価は難しいものの、建物間の応答比較には利用可能と判断した。減衰モデルは瞬間剛性比例型とし、振幅レベルが2011年東北地方太平洋沖地震時の首都圏よりも大きいことから、減衰定数は1次固有周期に対して0.02とした。また、制震構造を採用している建物については、等価的に付加減衰を与え0.03とした。

2016年4月14日21時26分に発生した $M_j6.5$ の地震(以降、前震)、4月16日1時25分に発生した $M_j7.3$ の地震(以降、本震)の強震データを用いた。各建物の入力波として、K-NET¹⁵⁾、JMA¹⁶⁾で公開され、各建物位置から最も近くに位置する強震観測点の記録を用いた。例として、建物EA、EB、ECへ入力した地震波の観測点siteA(KMM006)、siteB(93012)、siteC(47819)の位置をFig. 10に併記する。前震、本震時に計測されたsiteA~siteCのNS、EW方向の時刻歴加速度波形をFig. 12に示し、擬似速度応答スペクトル $pSv(h=5\%)$ をFig. 13に示す。本震の pSv は、前震の pSv の1.3~1.9倍となっており、周期1~3秒では工学的基盤における告示スペクトルを上回っ

ている。

前震時に震度6弱、本震時に震度6強が熊本市で記録され、連続入力による建物の非線形応答への影響が考えられる。そのため、本震単独波のほかに、前震と本震の間に300秒の振幅0の区間を設けた連続波に対する地震応答を評価する。九州に建つ8棟の本震単独波、連続波に対する最大応答加速度、最大応答速度、最大層間変形角の分布をFig. 14(a), (b), (c)にそれぞれ示す。なお、連続波に対する最大応答は、前震波入力時ではなく、本震波入力開始以降の最大応答である。福岡市内の4棟と久留米市内の1棟は震源から比較的遠く、本震単独波と連続波に対する最大応答が変化していない。熊本市内の3棟については、本震単独波に比べ連続波では、特にNS方向の高層部で最大層間変形角が増加している。これより、熊本市内の超高層集合住宅3棟は、前震時に非線形挙動を呈し、それが本震時の最大応答の増加に影響したものと推定される。

6.4 推定した地震応答とアンケート調査結果の比較

九州に建つ8棟のうち、内装材亀裂が顕著に見られる熊本市内の3棟で内装材亀裂の平均評価値をFig. 15(a)に示す。平均評価値は回答A~Eを数値4~0の5段階に置き換え、高層・中層・低層で平均したものである。内装材亀裂の平均評価値と比較するため、連続波に対する平均モデルの最大層間変形角については、水平2方向の大きい値を取り、内装材亀裂と同様に高層・中層・低層で平均した値をFig. 15(b)に示す。内装材亀裂が、2011年東北地方太平洋沖地震時には低層部で見られていた²⁾ものの、2016熊本地震時には高層・中層部でも多く見られた⁴⁾。建物EBでは低層部が最も大きいものの、中層部もそれに匹敵するレベルとなっている。平均モデルによる応答解析結果では、建物EBについては層間変形角が高層部>中層部>低層部とアンケート結果と逆の大小関係となっているが、建物EAで中層が建物ECで高層が最も大きくなっている点は共通に見られる。また、中層部で内装材亀裂、層間変形角が、建物EC<EB<EAの順となっている点も同じである。以上より、応答解析により得られた最大層間変形角の分布は、2016熊本地震時に見られた内装材亀裂の傾向と概ね対応することを確認した。

肥田・永野らの研究²⁾により、アンケート調査に基づく室内被害と強震観測記録の床応答最大加速度及び速度の関係性についてまとめられている。小物の散乱、行動難度は内装材亀裂と同様に平均評価値を算出するが、家具の転倒・移動の平均評価値は回答A~Eを0.2刻みの数値0.8~0の5段階に置き換え、各層で平均したものを用いる。小物の散乱の平均評価値を用いた最大応答加速度と最大応答速度⁶⁾、行動難度及び家具の転倒・移動の平均評価値を用いた最大応

答加速度と最大応答速度 V_{MAX} は、下式より計算する。

$$sA_{MAX} = \frac{R_s}{0.0063} \quad (8)$$

$$sA_{MAX} = 4.39R_A^{2.42} + 6343R_0^{0.785} \quad (9)$$

$$sV_{MAX} = \frac{R_s}{0.0271} \quad (10)$$

$$sV_{MAX} = 2.74R_A^{2.43} + 111.9R_0 \quad (11)$$

ここで、

sA_{MAX} :小物の散乱の平均評価値を用いた最大応答加速度[cm/s²]

R_s :小物の散乱の平均評価値

sA_{MAX} :行動難度及び家具の転倒・移動の平均評価値を用いた最大応答加速度[cm/s²]

R_A :行動難度の平均評価値

R_0 :家具の転倒・移動の平均評価値

sV_{MAX} :小物の散乱の平均評価値を用いた最大応答速度[cm/s]

sV_{MAX} :行動難度及び家具の転倒・移動の平均評価値を用いた最大応答速度[cm/s]

各建物・各層の平均評価値を用い、評価式(8)、(9)より計算した最大応答加速度と平均モデルを用いて推定した連続波に対する最大応答加速度 A_{MAX} の比較を Fig. 16(a), (b)に示す。評価式(10)、(11)より

Fig. 14 Maximum responses

計算した最大応答速度と平均モデルを用いて推定した連続波に対する最大応答速度 A_{MAX} の比較を Fig. 16(c), (d)に示す。低層・中層・高層の区分については、アンケート結果と同一階の解析結果を直接対比しており、それらを3層に区分して表示している。行動難度、家具の転倒・移動、小物の散乱から評価した床応答と概ね整合し、特に速度については良好に一致する。小振幅領域ではややばらつきが大きい、評価式作成時の小振幅領域でのばらつきも大きく sV_{MAX} になっており、ある振幅レベル以上の応答推定をするうえではその影響は小さいものとする。なお、評価式(8)~(11)の提案時に用いられた2011年東北地方太平洋沖地震時の強震記録について、対象建物の階数は24~33階であり、観測記録の最大応答加速度は500 cm/s²、最大応答速度は130 cm/sとなっている。アンケート調査から得られた床応答レベルは、最大応答加速度の推定値で一部適用範囲をやや超えるものの、概ねこの範囲にある。高層部の最大応答加速度、最大応答速度は、建物EA>EB>ECの順になっており、連続波に対する応答解析結果と対応する。また、解析結果による最大応答速度についても、アンケート調査による最大応答速度の傾向と対応する。一方、最大応答加速度については、建物EA、建物EBの低層部、中層部で平均モデルによる解析結果が過大評価となっている。本稿では、建物に最も近い観測点の地表面で得られた記録をそのまま入力波として用いており、その距離は0.5~1.5kmとなっている。このため、強震観測点と建物位置の地盤条件の違いや、基礎根入れや杭等によ

Fig. 15 Maximum IDA of three buildings in Kumamoto City

Fig. 16 Maximum responses of target buildings in Kyushu Island

る入力損失の影響を考慮していないことが過大評価の原因と推察される。現時点では正確な地盤、建物、基礎の情報が無いことから今後の検討課題としたい。

7. まとめ

超高層集合住宅を対象に、耐震設計に用いられた既存の振動解析モデルの質量、剛性、非線形特性、固有モード等を整理分析し、基準化した構造特性から平均的な振動解析モデルを構築した。検討対象は20～56階建ての全39棟であり、全て上部建物がRC造の耐震構造である。SRC造、CFT造、制震、免震構造は含まれていない。主な構造形式はラーメン構造である。既存の設計用入力地震波に対する地震応答、2011年東北地方太平洋沖地震時に得られた強震観測記録との比較により、提案した平均モデルの検証を行った。2016年熊本地震時に得られた強震記録を用いて、熊本市内の3棟を含む九州地方に建つ超高層集合住宅の応答特性を推定し、アンケート調査に基づく室内被害と比較した。以下に、得られた知見を示す。

- 1) 階数20, 30, 40の超高層集合住宅に対して構築した平均的な振動解析モデルを用いて、耐震設計で用いられる設計用入力地震動に対し非線形時刻歴応答解析を実施した。得られた結果は、実建物モデルの平均最大応答分布と概ね対応し、平均モデルによりおおよその地震応答特性の傾向を把握できるものと判断される。
- 2) 2011年東北地方太平洋沖地震時に首都圏に建つ超高層集合住宅で得られた強震観測記録より算定した最大頂部変形角は、平均モデルを用いた非線形解析結果と概ね対応した。提案した平均モデルにより、実記録で見られた傾向を再現することができた。
- 3) 平均モデルを用いて、2016年熊本地震時の九州地方に建つ超高層集合住宅の最大応答を推定した。熊本市内の3棟については、前震・本震の連続波入力時の最大応答は、本震のみの単独入力時の応答に比べ増加した。前震時に発生した非線形挙動が、本震時の非線形応答に影響を与えたものと推定される。
- 4) 2016年熊本地震の連続波に対する最大層間変形角とアンケート調査による内装材亀裂結果を比較した。熊本市内の3棟では、低層部だけでなく高層・中層部で層間変形角が大きい傾向が応答解析により再現され、中層部における建物間の大小関係が一致する傾向が見られた。
- 5) アンケート調査による小物の散乱、行動難度、家具の転倒・移動から推定した最大床応答を、平均モデルを用いた時刻歴応答解析結果と比較した。低、中、高層部の最大応答速度の他、高層部の最大応答加速度で両者が良好に対応する結果を得た。

本検討で示した手法は振動解析モデル構築の一例であり、高次モードの影響を正確に把握できる曲げせん断棒モデルでの検討や、最大層間変形角が1/100を大きく超えるより大振幅の地震動入力に適用可能な解析モデルの構築については、今後の課題としたい。

謝辞

本研究を進めるにあたり、超高層集合住宅地震観測合同研究会の方々に多くのご助言をいただきました。2011年東北地方太平洋沖地震時の超高層集合住宅の強震記録データは、UR都市機構と鹿島、

鴻池組、戸田建設、前田建設工業、各社との共同観測により得られたものであります。防災科学技術研究所：強震観測網(K-NET, KiK-net)、気象庁で公開されている2016年熊本地震の強震記録を利用させていただきました。アンケート調査にご協力していただいた超高層集合住宅の居住者の皆様には貴重な意見をいただきました。振動解析モデルの取りまとめにあたっては、東京理科大学、元大学院生・成島慶氏、大学院生・西野剛史氏に、アンケート調査には大学院生・渡辺眞伍氏、元学部生・岡野一樹氏に、ご協力いただきました。図の一部にGMT5¹⁷⁾を利用させていただきました。ここに記して厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) NARUSHIMA, K., NAGANO, M., SUZUKI, K., UEBAYASHI, H., TANUMA, T. and ODA, S.: Estimation and simplified evaluation of peak inter-story drift angle during massive earthquake for RC super high-rise residential buildings in Japan, Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol. 17, No. 5, pp.96-108, 2017.11 (in Japanese)
成島慶, 永野正行, 鈴木賢人, 上林宏敏, 田沼毅彦, 小田聡: 国内に建つ超高層集合住宅の大地震時における最大平均層間変形角の推定と簡易評価, 日本地震工学会論文集, 第17巻, 第5号, pp.96-108, 2017.11
- 2) HIDA, T. and NAGANO, M.: Indoor damages of super high-rise residential buildings based on questionnaire survey after the Great East Japan earthquake and structural response deduced from relationship with strong motion records, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 78, No. 683, pp.51-60, 2013.1 (in Japanese)
肥田剛典, 永野正行: 東日本大震災後の超高層集合住宅のアンケート調査による室内被害と強震記録との関係から推定される建物応答, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, 第683号, pp.51-60, 2013.1
- 3) Japan Meteorological Agency: the long-period ground motion scale and tables explaining the long-period ground motion scale (in Japanese)
気象庁: 長周期地震動階級および長周期地震動階級関連解説表について
(http://www.data.jma.go.jp/svd/eww/data/ltpgm_explain/about_level.html), (accessed 2017-09-09).
- 4) HINOURA, Y., WATANABE, S., OKANO, K., SUZUKI, K. and NAGANO, M.: Indoor damages of super high-rise residential RC buildings during the 2016 Kumamoto earthquake (Part 1 Comparison with indoor damages in Tokyo metropolitan area during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake), Proceedings of the 12th Annual Meeting of Japan Association for Earthquake Engineering, P3-11, 2016.9 (in Japanese)
日野浦雄高, 渡辺眞伍, 岡野一樹, 鈴木賢人, 永野正行: 2016年熊本地震を対象としたアンケート調査に基づく超高層RC造集合住宅の室内被害(その1 3.11本震時の首都圏との比較), 日本地震工学会第12回年次大会梗概集, P3-11, 2016.9
- 5) WATANABE, S., HINOURA, Y., OKANO, K., SUZUKI, K. and NAGANO, M.: Indoor damages of super high-rise residential RC buildings during the 2016 Kumamoto earthquake (Part 2 Comparison between Kumamoto city, Kurume city and Fukuoka city), Proceedings of the 12th Annual Meeting of Japan Association for Earthquake Engineering, P3-12, 2016.9 (in Japanese)
渡辺眞伍, 日野浦雄高, 岡野一樹, 鈴木賢人, 永野正行: 2016年熊本地震を対象としたアンケート調査に基づく超高層RC造集合住宅の室内被害(その2 熊本, 久留米, 福岡の室内被害の比較), 日本地震工学会第12回年次大会梗概集, P3-12, 2016.9
- 6) NAGANO, M., HIDA, T., SAKAMOTO, A. and SUZUKI, K.: Estimation of floor responses of super high-rise residential buildings based on scattering of small items, Proceedings of the 12th Annual Meeting of Japan Association for Earthquake Engineering, P1-39, 2016.9 (in Japanese)
永野正行, 肥田剛典, 坂本あいの, 鈴木賢人: 大地震時における室内の小物の散乱状況に基づく超高層集合住宅の建物床応答推定, 日本地震工学会第12回年次大会梗概集, P1-39, 2016.9
- 7) HIDA, T. and NAGANO, M.: Proposition of estimating equation for human psychological condition and seismic response of super high-rise residential building based on questionnaire survey and strong motion records, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-

- 2, pp.1047-1048, 2015.9 (in Japanese)
肥田剛典, 永野正行: アンケート調査と強震記録に基づく超高層集合住宅居住者の揺れの体感と建物応答の推定式の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.1047-1048, 2015.9
- 8) KANEKO, T., NISHINO, T., KITAHORI, T., TANUMA, T., NARUSHIMA, K., SUZUKI, K., HIDA, T., NAGANO, M. and ODA, S.: Study on vibration analysis model and earthquake response characteristics for the design based on high-rise R.C. buildings database (Part 1 Analysis of basic information and structural characteristics of buildings), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-4, pp.335-336, 2016.8 (in Japanese)
金子知宜, 西野剛史, 北堀隆司, 田沼毅彦, 成島慶, 鈴木賢人, 肥田剛典, 永野正行, 小田聡: 超高層 RC 造建物データベースに基づく設計用振動解析モデルと地震応答特性に関する研究(その 1 建物の基本情報と構造特性の分析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.335-336, 2016.8
- 9) NISHINO, T., KITAHORI, T., NARUSHIMA, K., TANUMA, T., ODA, S., HIDA, T., SUZUKI, K. and NAGANO, M.: Study on vibration analysis model and earthquake response characteristics for the design based on high-rise R.C. buildings database (Part 2 Height-wise distribution of hysteresis properties and seismic response characteristics), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-4, pp.337-338, 2016.8 (in Japanese)
西野剛史, 北堀隆司, 成島慶, 田沼毅彦, 小田聡, 肥田剛典, 鈴木賢人, 永野正行: 超高層 RC 造建物データベースに基づく設計用振動解析モデルと地震応答特性に関する研究(その 2 設計用振動解析モデルの高さ方向分布と地震応答特性の分析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.337-338, 2016.8
- 10) 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 (Special Issue), 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, 2012.9
- 11) IZUMI, N., KIMURA, H., ISHIKAWA, Y. and KIMURA, T.: The structural characteristics and case study of super high-rise RC buildings, excerpts from the chapter 6 of documents for AIJ2007PD, 2009.6 (in Japanese)
和泉信之, 木村秀樹, 石川裕次, 木村匡: 超高層 RC 造の構造特性と実例, AIJ2007PD 資料「第 6 章」より抜粋, 2009.6
- 12) KATO, H., KABEYASAWA, T., HUKUYAMA, H., KATSUMATA, H., SUGIMOTO, K. and SHIOHARA, H.: Shaking table test of 1/4 scaled 20 story RC building under long period ground motions, Part 11 Earthquake response analysis with conventional design procedure, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-4, pp.673-674, 2013.8 (in Japanese)
加藤博人, 壁谷澤寿一, 福山洋, 勝俣英雄, 杉本訓祥, 塩原等: 縮小 20 層 RC 造建物試験体の長周期地震動による震動実験, その 11 慣用的手法による地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.673-674, 2013.8
- 13) YAMAMOTO, T., YASUI, M., NAGANO, M., HIDA, T., TANUMA, T. and WATANABE, K.: Relation between evaluation of seismic response and damage of a reinforced concrete super high-rise residential building on poor ground, AIJ Journal of Technology and Design, Vol. 19, No. 42, pp.447-452, 2013.6 (in Japanese)
山本健史, 保井美敏, 永野正行, 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, 日本建築学会技術報告集, 第 19 巻, 第 42 号, pp.447-452, 2013.6
- 14) NARUSHIMA, K., NAGANO, M., TANUMA, T., HIDA, T., UEBAYASHI, H., KANEKO, T., KASHIMA, T., MORIKIYO, N., YASUI, M. and ODA, S.: 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, AIJ Journal of Technology and Design, Vol. 23, No. 54, pp.415-420, 2017.6 (in Japanese)
成島慶, 永野正行, 田沼毅彦, 肥田剛典, 上林宏敏, 金子知宜, 鹿嶋俊英, 森清貴, 保井美敏, 小田聡: 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, 日本建築学会技術報告集, 第 23 巻, 第 54 号, pp.415-420, 2017.6
- 15) National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience: Strong-motion seismograph networks (K-NET, KiK-net) (in Japanese)
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/>), (accessed 2017-09-09).
- 16) Japan Meteorological Agency: strong motion (earthquakes in Kumamoto region, the central part of Kumamoto prefecture) (in Japanese)
気象庁: 強震波形(熊本県熊本地方の地震)
(http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/1604142126_kumamoto/index.html), (accessed 2017-09-09).
(http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/1604160125_kumamoto/index.html), (accessed 2017-09-09).
- 17) Wessel, P., Smith, W. H. F., Scharroo, R., Luis, J. F. and Wobbe, F.: “Generic Mapping Tools: Improved version released”, EOS, Transactions, American Geophysical Union, Vol. 94, No. 45, pp.409-410, 2013.11

CONSTRUCTION OF NONLINEAR MULTI-DEGREE-OF-FREEDOM SYSTEM MODELS FOR SUPER HIGH-RISE RESIDENTIAL BUILDINGS AND ESTIMATION OF SEISMIC RESPONSES DURING THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE

Yutaka HINOURA ^{*1}, *Masayuki NAGANO* ^{*2}, *Kento SUZUKI* ^{*3}, *Takenori HIDA* ^{*4},
Takashi KITAHORI ^{*5}, *Takehiko TANUMA* ^{*6} and *Satoshi ODA* ^{*7}

^{*1} Grad. Student, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science

^{*2} Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr.Eng.

^{*3} Researcher, Forestry and Forest Products Research Institute, Dr.Eng.

^{*4} Assist. Prof., Dept. of Architecture, Graduate School of Engineering, The Univ. of Tokyo, Dr.Eng.

^{*5} Urban Renaissance Linkage

^{*6} Urban Renaissance Agency, Dr.Eng.

^{*7} Urban Renaissance Agency

A large number of super high-rise residential buildings have been constructed in Japan and quick damage evaluation is required after the future massive earthquake predicted in urbanized cities. In order to evaluate the general overview of nonlinear earthquake responses of super high-rise RC residential buildings, average models of nonlinear multi-degree-of-freedom system are constructed based on the structural characteristics of nonlinear earthquake response models used in the past structural design of the existing 39 buildings. By using the proposed average models, nonlinear earthquake responses of the eight super high-rise residential buildings in Kyushu Island during the 2016 Kumamoto earthquake are evaluated.

The conclusions of this study are summarized as follows:

- 1) The masses, linear and nonlinear springs per unit area are statistically compiled in terms of normalized height-wise distribution using the nonlinear earthquake response models. Bending shear springs used in some of the models are converted into equivalent shear springs. Modal participation factors from these models are also compared and their variation is found to be small. From above database, average models of nonlinear multi-degree-of-freedom system are proposed.
- 2) Proposed average models of nonlinear multi-degree-of-freedom system are validated from the nonlinear response analyses using input earthquake motions for the structural design. Structural responses using these models are consistent with recorded motions obtained at plural super high-rise residential buildings in the Tokyo Metropolitan area during the 2011 Tohoku earthquake.
- 3) For the nonlinear earthquake responses of the three super high-rise residential buildings in Kumamoto City, effects of the consecutive seismic input motions of the foreshock and the mainshock are investigated using strong motion records during the 2016 Kumamoto earthquake. The maximum inter-story drift angle is larger than that for only the mainshock, implying that effects of the foreshock were not ignorable.
- 4) Maximum floor responses and inter-story drift angles of the proposed average system models were verified in comparison with those estimated from the results of questionnaire survey for residents in these buildings, e.g., scattering of small items on tables, action difficulty, overturning of furniture and cracks in wallpaper. Height-wise distribution is consistent between nonlinear responses and detected responses from the regression based on the 2011 Tohoku earthquake.

(2017年9月10日原稿受理, 2018年4月12日採用決定)