超高層 RC 造建物の非線形パラメータのばらつきを考慮した汎用モデルの地震応答性状

SEISMIC RESPONSE PERFORMANCE CONSIDERING VARIATION OF NON-LINEAR PARAMETERS IN AVERAGE MODELS OF SUPER HIGH-RISE RC BUILDINGS

徳永大地 — * 1 永野正行 — * 2
田沼毅彦 — * 3 小田 聡 — * 4

Daichi TOKUNAGA — * 1 Masayuki NAGANO — * 2
Takehiko TANUMA — * 3 Satoshi ODA — * 4

キーワード：

超高層 RC 造建物, 地震応答, 非線形パラメータ, ばらつき, 部分空間法, 等価減衰定数

Keywords:

Super high-rise RC building, Seismic response, Nonlinear parameter, Variation, Subspace method, Equivalent damping factor

We had already proposed general multi-mass shear models for super high-rise RC buildings using averaged properties of nonlinear parameters. This study investigates fluctuation of seismic response characteristics considering variation of nonlinear parameters, i.e., shear capacity and deformation of tri-linear skeleton points, based on statistical analysis of the 78 models used in the past structural design. Variation of natural period and cracking points has more influences on averaged height-wise distribution of maximum inter-story drift angles than that of yielding points.

1. はじめに

現在, 日本国内では多数の超高層集合住宅が建設されている¹⁾。これらの多くは関東・関西地方の平野部に建設されており, 巨大地震発生時には長周期長時間地震動による構造躯体被害や室内被害が懸念される。

大震災直後の修復計画を検討するためには, 多数の建物に対し早急に被害把握を行うことが必要となる。筆者ら²⁾は, 少ない構造情報で構築可能な汎用的な振動解析モデルの構築を目的として, 設計図書に記載された 39 棟各 2 方向 78 パターンの超高層 RC 造集合住宅の実建物データ³⁾に基づく平均的な構造特性を反映した汎用多質点系せん断モデル (以降, 汎用モデル) を提案した。これにより, 建物の階数や高さ情報, 設計用ベースシア係数等の少ないパラメータに基づき振動解析モデルを構築することができ, 建物応答評価を大局的に把握することが可能となる。

汎用モデルは上記建物の平均的な構造特性を反映したものであるが, 実際には降伏耐力等の骨格曲線を構成する非線形パラメータ等のばらつきが存在し, それにより建物応答がどのように変動するかを把握する必要がある。

本研究では前述した 39 棟 78 パターンの設計用振動解析モデルの骨格曲線を構成する非線形パラメータと固有周期のばらつきを整理する。また, それらのばらつきを汎用モデルに反映した振動解析モデルを設定し, 時刻歴応答解析を行う。この時の最大応答値の変化を評価すると同時に, そのばらつきの成因を考察するために, 部分空間法に基づき等価固有周期, 等価減衰定数の違いを調べる。

2. 超高層 RC 造建物の非線形特性等のばらつき

2.1 非線形パラメータのばらつき

本検討で対象とする超高層 RC 造建物の耐震設計に使用される質点系モデルの多くは, 3 次元フレームモデルの Pushover 解析により層せん断力-層間変形角関係を各層で求め, それを Tri-Linear に置換している。Tri-Linear モデルと非線形パラメータの定義を図 1 に示す。

非線形パラメータの変動には, 各階の重量や階高等の影響が含まれる。そこで, これらの影響を排除した非線形パラメータのばらつきを以下の手順で整理する。

①78 パターンの設計用多質点系振動解析モデルのうち 48 パターンのモデルは曲げせん断棒モデルであるが, 既往の研究²⁾と同様に全てせん断棒モデルへ置換する。これにより得られた 78 パターンの多質

図 1 非線形パラメータとひずみエネルギーの定義

¹⁾ 東京工業大学環境・社会理工学院都市・環境学コース建築学系 大学院生 (元東京理科大学理工学部建築学科) (〒226-8503 横浜市緑区長津田町 4259)

²⁾ 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士 (工学)

³⁾ UR 都市機構 博士 (工学)

⁴⁾ UR 都市機構

¹⁾ Grad. Stud., Dept. of Architecture, Tokyo Institute of Technology (Former, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science)

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

³⁾ Urban Renaissance Agency, Dr. Eng.

⁴⁾ Urban Renaissance Agency

点せん断モデル（以降、実建物モデル）の各階重量、階高、固有値解析による固有周期（以降、解析固有周期）を汎用モデルに反映した 78 パターンの多質点モデル（以降、準汎用モデル）を構築する。その他のパラメータの設定は汎用モデルの構築手法を援用する。準汎用モデルの構築手法を図 2 に示す。

②降伏耐力 Q_2 、ひび割れ耐力 Q_1 、降伏時層間変形角 γ_2 、ひび割れ時層間変形角 γ_1 、初期剛性 K_1 について実建物モデルの値を準汎用モデルの値で除した数値（以降、非線形パラメータ比）を各層で求め、そのばらつきを整理する。

各非線形パラメータ比、平均値、平均値±標準偏差 σ 値の高さ方向分布を図 3 に示す。平均値は 1 階床部を 0、ペントハウスを除く最上階床部を 1 として高さ方向を基準化して算出した高さを 20 分割し、線形補間により各階床間中心位置で算出した値を採用する。同図の縦軸は基準化高さ（図中、norm.H）を示す。20 分割した位置で求めた平均値、 $\pm\sigma$ 値を高さ方向で平均した結果を表 1 に示す。ただし、初期剛性 K_1 の高さ平均は上下層部のばらつきを考慮して基準化高さ 0.2~0.8 の範囲での平均値とした。平均値はほぼ 1 となっている。初期剛性 K_1 比はばらつきの範囲が小さく、降伏耐力 Q_2 比は約 0.14、ひび割れ耐力 Q_1 比とひび割れ時層間変形角 γ_1 比は約 0.26、降伏時層間変形角 γ_2 比は 0.19 程のばらつきが存在する。これより以降の検討

では、非線形パラメータのうち、ひび割れ時層間変形角 γ_1 、ひび割れ耐力 Q_1 、降伏時層間変形角 γ_2 、降伏耐力 Q_2 に対し表 1 に示す係数を考慮し、非線形パラメータのばらつきを考慮した振動解析モデルを設定する。

2.2 ひずみエネルギーのばらつき

骨格曲線の各非線形パラメータの値は独立ではなく、相互に影響する。そこで、各実建物モデルの骨格曲線について図 1 に示す層間変形角 1/100rad 時のひずみエネルギー E_0 のばらつきを検討した。なお、骨格曲線の横軸は層間変形角 γ とした。

実建物モデルのひずみエネルギー E_0 を準汎用モデルのひずみエネルギー E_0 で除した値（以降、エネルギー比）を各層で算出し、基準化高さを 20 分割した各位置でエネルギー比の平均値、 $\pm\sigma$ 値を求め、図 4 に示す。ただし、第三剛性 K_3 については、実建物モデルの値を適用した。全分割位置でのエネルギー比の変動係数の平均値は約 0.10 となった。

2.3 非線形パラメータ比のばらつき範囲の検討

表 1 に示した $\pm\sigma$ は各非線形パラメータが独立である場合のばらつき範囲である。ここで、ひび割れ時層間変形角 γ_1 、ひび割れ耐力 Q_1 は固定し、降伏時層間変形角 γ_2 、降伏耐力 Q_2 のばらつき範囲をひずみエネルギー E_0 のばらつき範囲を考慮して設定する。

図 2 準汎用モデルの構築手法

(a) Tri-Linear 型折点の移動範囲

図 3 各非線形パラメータ比の高さ分布

(b) 第二折点位置概要

図 5 各折点位置の定義

図 4 エネルギー比の高さ分布

表 1 ばらつき範囲の高さ平均

パラメータ	Q_2	Q_1	γ_2	γ_1	K_1
AVERAGE	1.032	0.998	0.987	0.992	1.002
AVR- σ	0.890	0.739	0.797	0.723	0.950
AVR+ σ	1.173	1.258	1.177	1.262	1.054

表 2 倍率とエネルギー比

記号	Q_2 倍率	γ_2 倍率	エネルギー比
①	1.000	1.000	1.000
②	1.000	1.177	0.919
③	1.000	0.797	1.103
④	1.173	1.000	1.146
⑤	0.890	1.000	0.907
⑥	1.118	1.000	1.100

図 6 概算固有周期と解析固有周期の関係

図 7 固有周期比のばらつき

(a) 準汎用モデルに解析固有周期を導入した場合
(b) 準汎用モデルに概算固有周期を導入した場合

図 8 エネルギー比と固有周期比の相関

表 3 モデルパターン名と与倍率

モデル名	変動パラメータ	与倍率
A	汎用モデル (基本ケース)	-
B	第二折点: Q_2	1.110倍
C	第二折点: γ_2	1.200倍
D	第二折点: Q_2	0.890倍
E	第二折点: γ_2	0.800倍
F	初期固有周期	0.845倍
G	初期固有周期	1.086倍
H	第一折点: $\gamma_1(Q_1)$	0.750倍
I	第一折点: $\gamma_1(Q_1)$	1.250倍

図 9 告示波の擬似速度
応答スペクトル pSv

図 10 告示波の時刻歴加速度波形の一例

(a) 第二折点変動時

(b) 初期固有周期変動時

(c) 第一折点変動時

図 11 20 階建物モデルの 10 層目の骨格曲線

20~50 質点の計 31 パターンの汎用モデルの各非線形パラメータに対して、表 2 に示す倍率をそれぞれ乗じたモデルを設定した。それらのモデルと汎用モデルとのエネルギー比を算出し、全建物各層での平均値が ± 0.10 以内に収まる降伏耐力 Q_2 、降伏時層間変形角 γ_2 の倍率の範囲を設定し、非線形パラメータ間の相互影響を反映した各非線形パラメータの倍率の範囲を定めた。各非線形パラメータに与えた倍率とモデルの名称、算出したエネルギー比を表 2、モデルの記号と各折点位置との対応を図 5 に示す。図 5(a),(b)の緑枠は降伏耐力 Q_2 と降伏時層間変形角 γ_2 のばらつきを独立とした場合のばらつき範囲を表し、白印○はエネルギー比の平均値がおおよそ 0.10 もしくは 0.10 以内となった折点位置を指し、黒印×は 0.10 を上回った位置を示す。ここで、降伏耐力 Q_2 の高倍率側 (図 5(b)のパターン④) ではエネルギー比の平均値が 0.10 を上回ったため、グリッドサーチによりエネルギー比の平均値が 0.10 を超えない最大の倍率を算出しパターン⑥とした。

2.4 固有周期のばらつき

汎用モデルでは階数 N の建物について概算固有周期 $T[s]=0.02 \times 3N$

を採用している。78 パターンの実建物モデルの概算固有周期と解析固有周期の関係を図 6 に示す。解析固有周期を概算固有周期で除した値 (以降、固有周期比) のばらつき範囲を調べるため、固有周期比の平均値、標準偏差と $\pm \sigma$ を図 7 に示す。高さが約 120m を上回る建物の解析固有周期は概算式よりも若干大きくなる傾向が見られるが、概算固有周期に対する解析固有周期の比の σ は 0.12 程度であった。

3. 各種ばらつきを考慮したモデル

前章で設定したばらつきを考慮した汎用モデルの構築には、日野浦らによる手法²⁾を援用する。建物階数 N の汎用モデルでは、各階高を一律 3m、建物高さを $3N[m]$ 、基準階床面積 A を $30m \times 30m=900m^2$ とし、設計用ベースシア係数 C_B を $C_B=0.166/T[s]$ で与えている⁴⁾。

図 3、表 1 の非線形パラメータ比と図 7 の固有周期比のばらつき範囲を倍率としてモデル構築に反映する場合、これらの比率のばらつきが独立的である必要がある。そこで、全実建物モデル 78 パターンのエネルギー比の全質点における平均値と固有周期比の相関を調べ図 8(a)に示す。エネルギー比の平均値と固有周期比の相関は小さい。

汎用モデルの構築過程では固有周期に倍率を与えた場合、それに伴い降伏耐力 Q_2 の値も変動するが、実建物モデルについても同様の関係が成立することを確認する必要がある。解析固有周期ではなく概算固有周期を採用した準汎用モデルと実建物モデルのエネルギー比を算出し、固有周期比との相関性を図 8(b) に示す。この結果から実建物モデルにおいても固有周期に応じて骨格曲線のエネルギー量が増加することが分かる。実建物モデルでは他のパラメータの変動の影響も含まれるものの、エネルギー量は骨格曲線における第二折点の位置に大きく依存すると仮定すると、固有周期の変化に伴う降伏耐力 Q_2 の変動は妥当であるものと考えられる以上の検討を踏まえ、ばらつき範囲を丸めた倍率を汎用モデルの固有周期、第二折点に相当する降伏耐力 Q_2 、降伏時層間変形角 γ_2 、第一折点に相当するひび割れ時層間変形角 γ_1 に対してそれぞれ乗じた表 3 に示す計 9 パターンのモデルを構築する。初期固有周期 T_1 を変動させた場合には初期剛性 K_1 を定め、汎用モデルの構築ルール²⁾に従いひび割れ時層間変形角 γ_1 を規定し、 Q_1 を変動させた。質量についてはばらつきが小さいこと、汎用モデルの構築ルールでは質量は基準化され、応答解析結

果は変わらない²⁾ことから、そのばらつきは無視した。

4. 地震応答解析と最大応答値のばらつき

4.1 検討条件

設定した 9 パターンのモデルに対して告示波を入力地震動として非線形時刻歴応答解析を行い、最大応答値の変化を検討する。なお、解析対象とするモデルの階数は 20、30、40、50 としたが、階数の変化による最大応答値の大きさや、ばらつきの度合いに顕著な違いが確認されなかったため、本稿では 20 階のモデルにおける解析結果のみを示す。

入力波は、解放工学的基盤上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を目標とした、乱数位相 10 波を告示波として用いる。入力する告示波の擬似速度応答スペクトル $pSv(h=5\%)$ を図 9、時刻歴加速度波形の一例を図 10 に示す。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を 0.03 とした。復元力特性は武田モデルとした。第二折点、固有周期、第一折点を変動させた場合の 20 階建物モデルの 10 層目の骨格曲線を図 11 に示す。

図 12 第二折点変動時の最大層間変形角分布と等価固有振動数、等価減衰定数の時間変化

図 13 固有周期変動時の最大層間変形角分布と等価固有振動数、等価減衰定数の時間変化

図 14 第一折点変動時の最大層間変形角分布と等価固有振動数、等価減衰定数の時間変化

4.2 最大層間変形角のばらつきと動特性の分析

第二折点, 固有周期, 第一折点がそれぞれ変動した場合の乱数位相 10 波入力時の 20 階モデルの最大層間変形角 $R_{\max}$ を図 12, 13, 14 の (a), 最大層間変形角 $R_{\max}$ の 10 波の平均値を図 12, 13, 14 の (b) に示す。

告示波 10 波でのばらつきは大きい, 10 波の平均により, 非線形パラメータのばらつきの影響を捉えることができる。図 12 の第二折点変動時については, 最大応答値平均のばらつきは小さい。一方, 骨格曲線の変動が最も大きい図 13 の固有周期変動時には, 最大応答値平均のばらつきが最も大きくなる。図 14 の第一折点変動時の応答値には, 固有周期変動時ほどの変化は見られないが, 若干のばらつきが見られる。

以上の結果を考察するため, 乱数位相 10 波入力時の等価固有振動数と等価減衰定数の各時間ステップにおける平均値の変動を部分空間法 (ordinary MOESP 法)^{5),6)}により同定した。継続時間内における固有振動数, 等価減衰定数の変化をそれぞれ図 12, 13, 14(c), (d) に示す。時間幅は $T=10s$ とし, 半幅毎に時間幅をずらして, 5s 毎の値を求めた。また, ブロック行数は 250 とし, その他のパラメータは既往の研究⁹⁾に従った。

図 12 の第二折点変動時には骨格曲線のひずみエネルギーが大きなモデルほど, 等価減衰定数は小さくなるが等価固有振動数, すなわち等価剛性が大きくなる傾向があり, これらがトレードオフの関係となるため, 最大応答値のばらつきが小さくなったものと推察される。

図 13 の固有周期変動時には, 等価固有振動数が短くなるモデルでは, 等価減衰定数も同様に低下し, 各モデルの最大応答分布の大小関係の傾向と整合する。

図 14 の第一折点変動時には, 等価固有振動数のばらつきは小さい。一方, ひび割れ時層間変形角 γ_1 が小さいほど等価減衰定数が小さくなり, これが最大応答値の違いとして現れたと言える。

参考までに, 入力波の振幅を 0.5 倍した場合の最大層間変形角 $R_{\max}$ の 10 波の平均値を図 15 に示す。図 12~14 の最大応答より小さいものの, 10 波の平均での変動の動向は同様にみられる。

図 16 履歴ループの一例

図 15 入力波半振幅時の最大層間変形角

図 17 最大変位と等価減衰定数の関係

5. 最大変位と等価減衰定数の関係

表 3 に示す 9 パターンのモデルの, 20 階建物の 10 層目の武田モデル⁷⁾に基づく復元力特性を用いて, 最大変位と等価減衰定数の関係を調べる。手順を以下に示す。

①最大変位 $\delta_{\max}$ を 0.1mm から 80mm まで 0.1mm 刻みで全 800 パターン設定し, 各最大変位のパターンについて以下の式(1)により変位データ列を作成する。変位データ列は n を 1 以上の整数として作成し, 履歴ループを複数回周回する仕様とする。

$$\delta(n) = \delta_{\max} \sin(2\pi n / 100) \quad (1)$$

②作成した変位データ列を入力した際のサイクルの内, 2 サイクル目以降のループを用いて式(2)に基づき等価減衰定数を算出する。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W_e} \right) \quad (2)$$

ここで, ΔW は履歴ループ 1 サイクルの面積, W_e は等価ポテンシャルエネルギーとする。例として最大変位が 80mm, 60mm, 30mm, 20mm, 10mm 時の履歴ループを図 16 に示す。図 17 に各モデルの骨格曲線における最大変位と等価減衰定数の関係を示す。図 17 の横軸は階高を 3m とした場合の層間変形角としている。等価減衰定数は, 最大変位がひび割れ時変位と降伏時変位の間で極大となり, 降伏時変位に達するまで減少する。降伏時変位到達後は単調増加する⁸⁾。また, ばらつきを与えるパラメータとの関係に着目すると, 降伏時変位以前では, 初期剛性 K_1 に対する第二剛性 K_2 の割合が小さい程, 等価減衰定数が大きくなる関係が確認された。図 11 より, 第二折点, 固有周期, 第一折点変動時の剛性比 K_2/K_1 は E-B-A-D-C, G-A-F, H-A-I の順で小さくなるが, 降伏変位以前における等価減衰定数は同様の順で大きくなるのが分かる。これらの傾向は 4 章で行った時刻歴応答解析から得られたシステム同定の結果と整合する。

6. まとめ

本検討では、39 棟各 2 方向 78 パターンの超高層 RC 造建物の設計用振動解析モデルを対象に、各非線形パラメータと固有周期のばらつきを整理した。次にそれらのばらつきを汎用モデルに反映した合計 9 パターンの振動解析モデルを設定した。それらのモデルに対し告示波を入力し、各モデルの最大層間変形角 $R_{\max}$ の高さ分布のばらつきを比較し、各非線形パラメータの変動による最大応答値の変化の程度と成因を評価した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 非線形パラメータのばらつきを整理した結果、ひび割れ時変形角では約 0.26、降伏時層間変形角では約 0.19、降伏耐力では約 0.14 の比率のばらつきが存在した。層間変形角 1/100rad 形成時のひずみエネルギーの比のばらつきは 0.10 程度であった。
- 2) エネルギー比と固有周期比が独立してばらついていること、実建物モデルにおいても汎用モデルと同様に、固有周期の変動に伴いひずみエネルギーが変化する傾向があることを確認した。これを踏まえ、非線形パラメータにばらつきを与えた合計 9 パターンの質点系モデルを設定した。
- 3) 本検討で設定したモデルに対して乱数位相の告示波 10 波を入力し、最大応答値の 10 波平均のばらつきを調べた。固有周期のばらつきによる変動が最も大きく、降伏耐力を含む第二折点のばらつきの影響は小さかった。
- 4) 部分空間法によるシステム同定により、各モデルにおける地震応答中の等価固有振動数と等価減衰定数の大小関係を推定し、その結果が最大応答の大小関係と対応することが分かった。
- 5) 武田モデルの最大変位と等価減衰定数の関係を調べ、降伏変位以前においては、初期剛性 K_1 に対する第二剛性 K_2 の割合が小さい程、等価減衰定数が大きくなり、時刻歴応答解析から得られたシステム同定結果と整合することを確認した。

謝辞

本研究を進めるに当たり、部分空間法によるシステム同定手法については東京大学の肥田剛典博士に、汎用モデルの構築手法については東京理科大学、元大学院生の日野浦雄高氏に、また、東京理科大学の王欣博士に数多くの助言を頂きました。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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.99-108，2017.11
- 2) 日野浦雄高，永野正行，鈴木賢人，肥田剛典，北堀隆司，田沼毅彦，小田聡：超高層集合住宅を対象とした非線形多質点汎用モデルの構築と 2016 年熊本地震時の建物応答推定，日本建築学会構造系論文集，Vol.83，No.749，pp.963-973，2018.7
- 3) 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：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，Vol.24，No.57，pp.661-666，2018.6
- 4) 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
- 5) M. Verhaegen and P. Dewilde: 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.

- 6) 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，Vol.79，No.701，pp.923-932，2014.7
- 7) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N., Reinforced concrete response to simulated earthquake, ASCE J. Struct. Div. 96(ST12), 1970, pp.2557-2573.
- 8) 稲井栄一，北村梢，丸橋奈々子，平石久廣：鉄筋コンクリート造建物の地震応答と等価線形化法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.75，No.650，pp.859-867，2010.4

[2019 年 6 月 4 日原稿受理 2019 年 8 月 26 日採用決定]