

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	履歴型ダンパーを有する超高層制振建物の塑性化および累積損傷分布予測 その1 縮約モデルの検証
Title(English)	Prediction method of damper yield and cumulative damage distribution of high-rise building with hysteretic damper Part.1 Verification of reduced model
著者(和文)	平塚紘基, 佐藤大樹, 田中英之
Authors(English)	Koki Hiratsuka, Daiki Sato, Hideyuki Tanaka
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, 1, , pp. 501-504
Citation(English)	, 1, , pp. 501-504
発行日 / Pub. date	2020, 3

履歴型ダンパーを有する超高層制振建物の塑性化および累積損傷分布予測

その1 縮約モデルの検証

構造—振動

正会員 ○ 平塚紘基^{*1}
正会員 田中英之^{*3}正会員 佐藤大樹^{*2}超高層制振建物 履歴型ダンパー 風応答解析
累積損傷分布

1. はじめに

鋼材ダンパーに代表される履歴型ダンパーは、できるだけ小さな荷重レベルから早期にダンパーを塑性化させることで、エネルギー吸収を積極的に行うことができる。しかし、超高層建物に履歴型ダンパーを採用した場合、長周期地震などによって発生する多数回繰り返しによるダンパーの塑性度および累積疲労損傷度を評価する必要がある¹⁾²⁾。

現状の超高層建物の耐風設計では、風荷重が構造設計において支配的な荷重となる恐れがあるものの³⁾、弾性状態で留めるように設計が行われている。しかし、地震に対する制振効果を得るために、超高層建物に低い荷重レベルで塑性化させる履歴型ダンパーを採用すると、風荷重に対しても塑性化することが考えられる。よって、風荷重に対しても履歴型ダンパーの塑性化予測および累積疲労損傷度の評価が必要となってくる。一般的にダンパーの塑性化および累積疲労損傷度を評価するためには、時刻歴応答解析を用いる必要がある。しかし、風外力を用いて超高層建物を対象とした時刻歴応答解析を行うと、地震動に比べ圧倒的に継続時間が長いこと⁴⁾、対象とする層数が大きくなること、応答値をアンサンブル平均する必要があること⁵⁾から膨大な時間と計算量が必要となる。そのため、風荷重に対する履歴型ダンパーの塑性化予測及び累積疲労損傷度を実用的に評価するために、時刻歴応答解析を用いない手法が求められている。特に、累積疲労損傷度と直接関連付けることができるエネルギーの釣合に基づく評価⁶⁾（以下、エネルギー法）は有用であると考えられる。エネルギー法⁶⁾は、累積塑性変形倍率が全層で等しくなる理想的な降伏せん断力分布である最適降伏せん断力係数からのずれに基づいて算出され、損傷集中の程度は損傷集中指数によって表される。佐藤ら⁷⁾は、エネルギー法⁶⁾に着目し、風応答時における累積損傷分布の予測手法を構築することを目的とし、最適降伏せん断力係数分布や損傷集中指数を新たに提案した。しかし、佐藤らの手法⁷⁾は、全層のダンパーが塑性化することを仮定して定式化されているが、実際には全層のダンパーが塑性化す

るとは限らない。そのため、ダンパーの塑性化予測を行った上で、累積損傷分布を予測することが重要となる。

そこで、本報では時刻歴応答解析を用いない風荷重に対する履歴型ダンパーの塑性化の簡易判定手法を提案するとともに、全層が降伏しない場合における佐藤らの手法⁷⁾の適合性について検討する。検討には時刻歴応答解析が用いられる。その際の効率を高めるために、本報その1では、質点数を低下させた縮約モデルの精度について検討する。対象はダンパーを設置していない非制振モデルおよび非制振モデルにダンパーを設置した制振モデルである。本報その2では、その1で縮約した制振モデルを対象に、ダンパーの塑性化の簡易予測手法の提案および本検討モデルにおける佐藤ら⁷⁾が提案した累積損傷分布予測の適合性について検討する。

2. 非制振モデルおよび風外力の縮約

2.1. 縮約方法

本節では、簡易的な検討をするために N 質点を N' 質点に縮約する手法について述べる。Fig. 1(a)に1次モードの縮約の概要を、(b)に質量および風外力の縮約の概要を示す。

ここで、 n は縮約前後の質点数の比率を示す（式(1)）。

$$n = N / N' \quad (1)$$

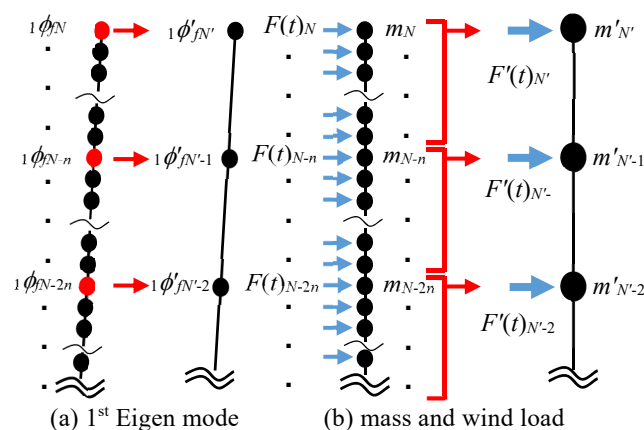


Fig. 1 Outline of Contraction

非制振モデルの縮約後における1次モードベクトル ${}_1\phi'_{fi}$ は、対応する層の1次モードベクトルと等しいと仮定し (Fig. 1(a)), n および非制振モデル縮約前の1次モードベクトル ${}_1\phi_{fi}$ を用いて、式(2)より算出される。

$${}_1\phi'_{fi} = {}_1\phi_{fni} \quad (2)$$

縮約後の質量 m'_i は、縮約する層の総和 (Fig. 1(b)) として表され、 n および縮約前の質量 m_j を用いて式(3)より得られる。

$$m'_i = \sum_{j=n(i-1)+1}^{ni} m_j \quad (3)$$

縮約後の1次モードベクトル ${}_1\phi'_{fi}$ 、質量 m'_i および縮約前の1次円振動数 ${}_1\omega_f$ を用いて、縮約後の非制振モデルの剛性 k'_{fi} は、次式で表される⁸⁾。

$$k'_{fi} = \frac{{}_1\omega_f^2 \cdot m'_i \cdot {}_1\phi'_{fi} + k'_{fi+1} ({}_1\phi'_{fi+1} - {}_1\phi'_{fi})}{{}_1\phi'_{fi} - {}_1\phi'_{fi-1}} \quad (4)$$

ただし、 $k'_{fN+1} = 0$, ${}_1\phi'_{f0} = 0$ である。

縮約後の風外力 $F'(t)_i$ は、上述した質量の縮約と同様に縮約される層の総和として表現され (Fig. 1(b)), 縮約前の風外力 $F(t)_j$ および n を用いて式(5)より得られる。

$$F'(t)_i = \sum_{j=n(i-1)+1}^{ni} F(t)_j \quad (5)$$

2.2. 対象モデルおよび風外力概要

本報では、高さ300mの超高層建物⁹⁾を対象とし、1次固有周期 ${}_1T_f = 7.49$ s、質点間距離 $h = 5$ mとする60質点せん断型モデルを用いる (Fig. 2)。辺長比はFig.3に

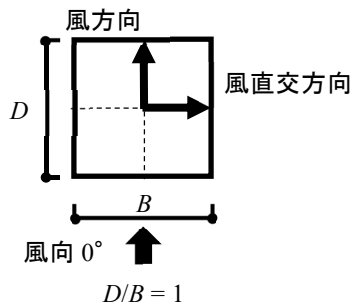
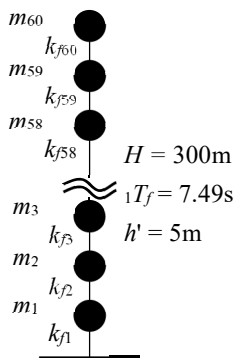


Fig. 2 Outline of Non-damping model

Fig. 3 Definition of wind direction and side length ratio

示すように $D/B = 1$ とする。

Fig. 4に60質点モデル (60DOF) における風外力の一例を示す。構造物に作用する風外力は風洞実験結果を用いた。風洞実験データは、今回対象とするモデル高さおよび再現期間500年風外力へ変換を行った。なお風向角 0° の風外力を用い、1組につき60質点分の風力波形を0.01 s刻み70000ステップとし、700 s $\times$ 12組取り出した。ま

た、各波形前後に50 sのエンベロープを設け、600 s (10分間) での応答を評価に用いる。

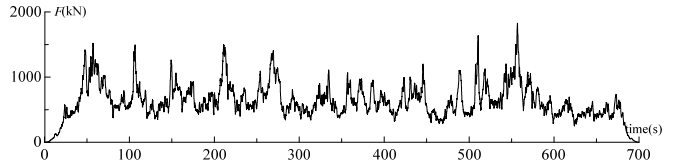


Fig. 4 wind load of 60DOF

2.3. 非制振モデル固有値および応答値比較

固有値解析および時刻歴応答解析より得られた結果をもとに、縮約後のモデルの妥当性について検討を行う。なお、応答値は12波のアンサンブル平均をプロットしている。

Table 1に固有値解析より得られた60質点非制振モデル (60DOF) の1次~3次固有周期 (${}_1T_{f60} \sim {}_3T_{f60}$) と10質点非制振モデル (10DOF) の1次~3次固有周期 (${}_1T_{f10} \sim {}_3T_{f10}$) を比較したものを、Fig. 5に固有値解析より得られた60質点非制振モデルの1次~3次固有モード (${}_1\phi_f \sim {}_3\phi_f$) と10質点非制振モデルの1次~3次固有モード (${}_1\phi'_f \sim {}_3\phi'_f$) を比較したものを示す。

Table 1より、1次固有周期は一致しており、高次固有周期においても精度よく一致していることがわかる。またFig. 5より、1次モードは一致しており、高次モードにおいてもわずかに誤差があるものの概ね対応していることが確認できる。

Table 1 Natural period

	10DOF	60DOF	T_{f10} / T_{f60}
${}_1T_f$	7.49 s	7.49 s	1.00
${}_2T_f$	3.05 s	3.08 s	0.990
${}_3T_f$	1.93 s	1.94 s	0.995

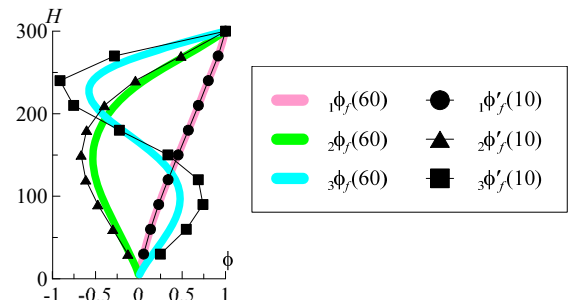


Fig. 5 Eigen mode

Fig. 6(a)~(c)に時刻歴応答解析より得られた層間変形角 R 、応答速度 V および応答加速度 A を示す。Fig. 6(a)より、建物下部に近づくにつれて10質点非制振モデルの応答値がわずかに小さくなっていることが確認できる。またFig. 6(b), (c)より、建物頂部に近づくにつれて、10質点非制振モデルの応答値がわずかに小さくなっている。これは、縮約した風外力、縮約後の高次モードのずれにより誤差が生じていると考えられる。しかし、各応答値とも

に概ね一致していることから、10 質点非制振モデルが妥当であることがわかった。

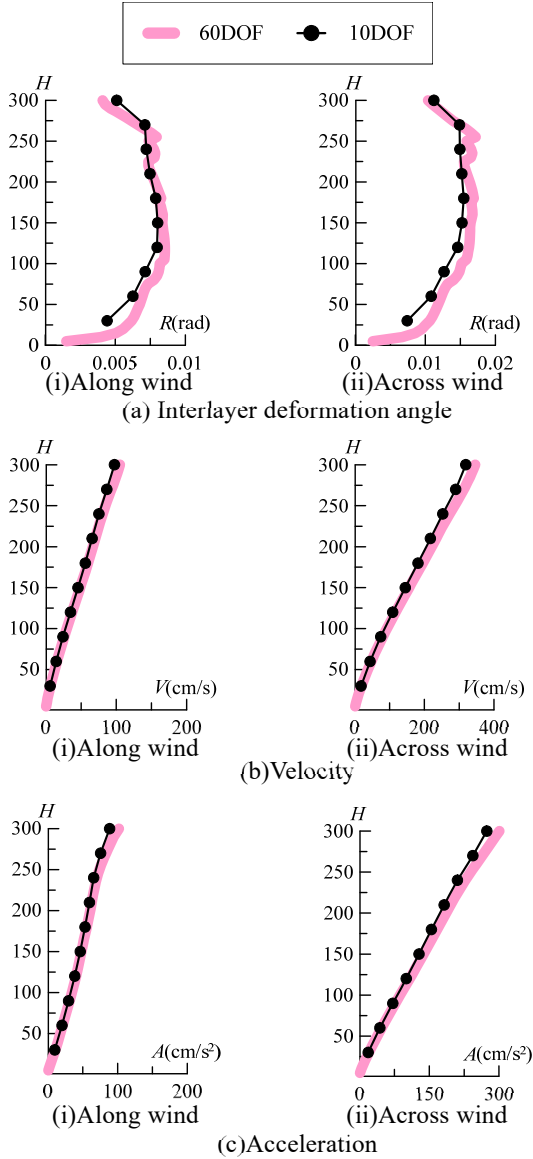


Fig. 6 Results of analysis

3. 制振モデルの縮約

3.1. N 質点モデルにおけるダンパー概要

本報では、せん断剛性および実効変形比を考慮して、ダンパーを N 質点非制振モデルに設置する。なお、ダンパー量 α_{dy1} (ダンパー1 層目の降伏せん断力係数) は、1%, 2%, 4% の 3 パターンとし、層間変形角 R_{dy} は 1/600 とする。Fig. 7 に各層の実効変形比 α_{ei} を示す。実効変形比は、第 1 層目を 1, 第 N 層目を 0.1 とし、第 1 層目から第 N 層目まで直線となるように仮定した。付加系の降伏変位 δ_{ayi} は、式(6)より算出される。

$$\delta_{ayi} = R_{dy} \cdot h / \alpha_{ei} \quad (6)$$

Fig. 8 にダンパーの降伏耐力比 Q_{dyi}/Q_{dy1} を示す。各層のダンパー量は A_i 分布に基づく地震層せん断力分布をもとに 5 段階に分け、各グループのダンパー量はグループ最

下層のダンパー量をそのグループの各層に投入する。ダンパーの降伏耐力 Q_{dy1} (第 1 層), 第 2 層以上のダンパーの降伏耐力 Q_{dyi} は式(7), (8)より算出される。

$$Q_{dy1} = \alpha_{dy1} \cdot W \quad (7)$$

$$Q_{dyi} = \frac{Q_i}{Q_1} \cdot Q_{dy1} \quad (8)$$

ここで、 W : 対象モデル全重量, Q_i : i 層の地震層せん断力, Q_1 : 第 1 層の地震層せん断力である。よって、式(6)~(8)より、付加系の剛性 k_{ai} は次式で表される。

$$k_{ai} = \frac{Q_{dyi}}{\delta_{ayi}} \quad (9)$$

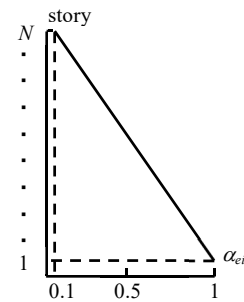


Fig. 7 Effective damper deformation ratio

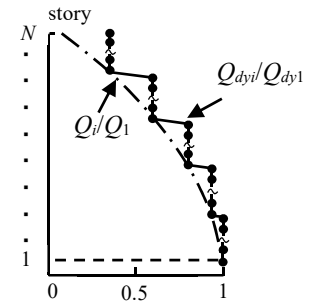


Fig. 8 Yield strength ratio of damper

3.2. 制振モデルの縮約および縮約後のダンパー概要

簡易的に検討を行うために、制振モデルも縮約を行う。縮約方法は、非制振モデルと同様の手法を用いる。制振モデル縮約後における 1 次モードベクトル ${}_1\phi'_i$ は、 n および制振モデル縮約前の 1 次モードベクトル ${}_1\phi$ を用いて、式(10)より算出される。

$${}_1\phi'_i = {}_1\phi_{ni} \quad (10)$$

縮約後の 1 次モードベクトル ${}_1\phi'_i$, 質量 m'_i および縮約前の制振モデルの 1 次円振動数 ${}_1\omega$ を用いて、縮約後の制振モデルの剛性 k'_i は次式で表される⁸⁾。

$$k'_i = \frac{{}_1\omega^2 \cdot m'_i \cdot {}_1\phi'_i + k'_{i+1} ({}_1\phi'_{i+1} - {}_1\phi'_i)}{{}_1\phi'_i - {}_1\phi'_{i-1}} \quad (11)$$

縮約後の付加系の剛性 k'_{ai} は、縮約後の制振モデルの剛性 k'_i と非制振モデルの剛性 k'_{fi} を用いて次式で表される。

$$k'_{ai} = k'_i - k'_{fi} \quad (12)$$

縮約後の付加系の降伏変形 δ'_{ayi} は、次式で求められる。

$$\delta'_{ayi} = R'_{ayi} \cdot h' \quad (13)$$

ここで、 R'_{ayi} : 縮約後の付加系降伏層間変形角, h' : 縮約後のモデルにおける質点間距離を表す。 R'_{ayi} は対応する層の降伏層間変形角と等しいと仮定し、 n および縮約前の付加系降伏層間変形角 R_{ayi} を用いて、式(14)より算出される。

$$R'_{ayi} = R_{ayni} \quad (14)$$

また、縮約後の質点間距離 h' は、 n を用いて次式で求められる。

$$h' = nh \quad (15)$$

よって、式(12)、(13)より、付加系の降伏せん断力 Q'_{ayi} は次式で求められる。

$$Q'_{ayi} = k'_{ayi} \cdot \delta'_{ayi} \quad (16)$$

3.3. 制振モデルの固有値および応答値比較

固有値解析および時刻歴応答解析より得られた結果をもとに、縮約後のモデルの妥当性について検討を行う。なお、応答値は12波のアンサンブル平均をプロットしており、代表例としてダンパー量2%の結果を示している。

Table 2 に固有値解析より得られた60質点制振モデル(60DOF)の1次~3次固有周期(${}_1T_{60} \sim {}_3T_{60}$)と10質点制振モデル(10DOF)の1次~3次固有周期(${}_1T_{10} \sim {}_3T_{10}$)を比較したものを、Fig. 9 に固有値解析より得られた60質点制振モデルの1次~3次固有モード(${}_1\phi \sim {}_3\phi$)と10質点制振モデルの1次~3次固有モード(${}_1\phi' \sim {}_3\phi'$)を比較したものを示す。Table 2 および Fig. 10 より、非制振モデル(2.3節)と同様に、高次になると誤差が生じているが、概ね一致していることが確認できる。

Table 2 Natural period

	10DOF	60DOF	T_{10} / T_{60}
${}_1T$	5.58s	5.58s	1.00
${}_2T$	2.35s	2.38s	0.987
${}_3T$	1.46s	1.48s	0.986

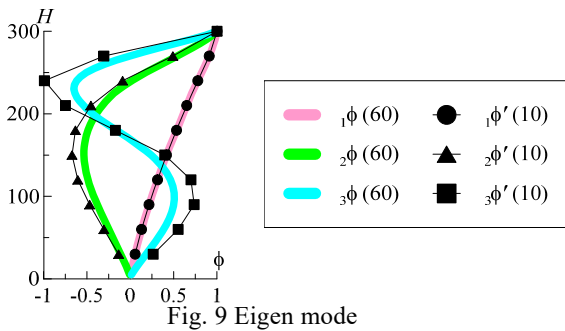


Fig. 9 Eigen mode

Fig. 10(a) ~ (c) に時刻歴応答解析より得られた層間変形角 R 、応答速度 V および応答加速度 A を示す。Fig. 10(a) より、建物下部に近づくにつれて、応答値が一致していないことが確認できる。Fig. 10(b), (c) より、建物頂部に近づくにつれてわずかに誤差が発生していることがわかる。これは、10質点非制振モデルと同様の原因が考えられる。しかし、各応答値ともに概ね60質点制振モデルと一致し

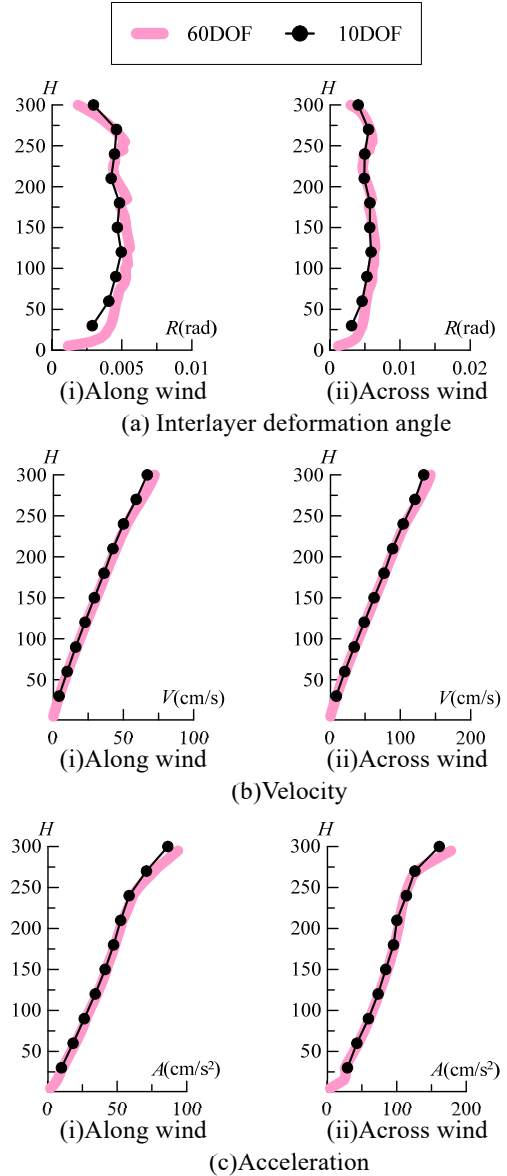


Fig. 10 Results of analysis ($\alpha_{dy1} = 0.02$)

ており、10質点制振モデルが妥当であることがわかった。なお、ダンパー量1%、4%ともに制振モデル縮約前後での固有値および応答値が概ね一致していることを確認している。

4. まとめ

本報その1では、ダンパーを設置していない非制振モデルおよびダンパーを設置した制振モデルを対象とし、時刻歴応答解析の効率を高めることを目的に、質点数を低下させた縮約モデルの精度について検討した。その結果、わずかな誤差があるものの応答値が概ね一致しており、それぞれの縮約モデルの妥当性を示すことができた。

謝辞及び参考文献は、その2にまとめて示す。

*1 東京工業大学環境・社会理工学院 大学院生

*2 東京工業大学未来産業技術研究所 准教授・博士(工学)

*3 株式会社 竹中工務店

Graduate Student, School of Environment and Society, Tokyo Institute of Technology
Associate Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Takenaka Corporation