

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

論題(和文)	建築物荷重指針を用いた鋼材ダンパーを有する超高層免震建物の簡易風応答予測
Title(English)	SIMPLIFIED PREDICTION METHOD OF THE ELASTIC-PLASTIC WIND-INDUCED RESPONSE FOR A HIGH-RISE ISOLATED BUILDING WITH STEEL DAMPERS BY USING "RECOMMENDATIONS FOR LOADS ON BUILDINGS"
著者(和文)	二村夏樹, 佐藤大樹, 掛水健司
Authors(English)	Natsuki Futamura, Daiki Sato, Kenji Kakemizu
出典(和文)	風工学シンポジウム講演梗概集, , No. 26, pp. 84-89
Citation(English)	National Symposium on Wind Engineering Proceeding, , No. 26, pp. 84-89
発行日 / Pub. date	2020, 11

## 建築物荷重指針を用いた鋼材ダンパーを有する超高層免震建物の 簡易風応答予測

SIMPLIFIED PREDICTION METHOD OF THE ELASTIC-PLASTIC WIND-INDUCED RESPONSE  
FOR A HIGH-RISE ISOLATED BUILDING WITH STEEL DAMPERS  
BY USING "RECOMMENDATIONS FOR LOADS ON BUILDINGS"

二村 夏樹<sup>1)</sup>      佐藤 大樹<sup>2)</sup>      掛水 健司<sup>3)</sup>  
Natsuki FUTAMURA<sup>1)</sup>, Daiki SATO<sup>2)</sup> and Kenji KAKEMIZU<sup>3)</sup>

### ABSTRACT

In recent years, seismic isolation structures have been adopted for high-rise buildings. In accordance with its highness, the wind load becomes larger than seismic load relatively. So, wind force increases the amount of isolation-layer deformation. Therefore, there is concern that the response of isolation-layer may extend to the plastic range. However, the current wind load design in Japan is based on only elastic response of structure. In addition, it is difficult and impractical to estimate the response by time history response analysis for elastic-plastic response. That's why it is necessary to develop a stochastic method to predict elastic-plastic wind induced response.

This paper proposes a simplified prediction method of the elastic-plastic wind-induced response for a high-rise isolated building with steel dampers by using "Recommendations for Loads on Buildings", and its accuracy is verified by comparison with results of time history response analysis.

Key Words: High-rise isolated building, Wind response analysis, Time history analysis

### 1. はじめに

近年、技術的な発展とともに超高層建物にも免震構造が積極的に採用されるようになりつつある。建物が高層化すると地震外力に対して相対的に風外力が大きくなるのに加え、風外力は地震外力に比べ継続時間が長いといった特徴がある。また、免震構造は免震層の剛性を低くし、多部材に比べ免震装置の早期降伏を許容することにより、エネルギー吸収が行なわれ地震外力に対して有効な手段とされているが、風外力に対しては変形量を増大させてしまう。そのため、現行の日本の耐風設計で考慮されている弾性範囲に応答が収まらず、塑性範囲に及ぶことが懸念される。しかし、弾塑性風応答を評価するための時刻歴応答解析は膨大な計算量が必要<sup>1)</sup>であり、実用的ではないことから、弾塑性風応答の確率統計的な応答予測手法の開発が必要となる。そのことを踏まえて掛水らは、建築物荷重指針・同解説(以下、荷重指針)<sup>3)</sup>の定める設計風力および転倒モーメントのパワースペクトル密度の近似式を用いて、免震建物の簡易風応答予測手法の提案を行っている<sup>2)</sup>。免震層変位の予測精度は、風方向では弾塑性時刻歴解析の結果と近い値が得られているが、風直交方向では大きく差があることもあり、精度が十分であるとは言えない。

そこで本報では、精度に課題がある風直交方向について、風洞実験より得られた風力データおよびスペクトルモー

<sup>1)</sup> 東京工業大学環境・社会理工学院 大学院生 (〒226-8503 神奈川県横浜市緑区長津田町 4259)

<sup>2)</sup> 東京工業大学未来産業技術研究所 准教授 (〒226-8503 神奈川県横浜市緑区長津田町 4259)

<sup>3)</sup> 元 東京工業大学環境・社会理工学院 (〒226-8503 神奈川県横浜市緑区長津田町 4259)

ダル法による風応答評価法を用いて、鋼材ダンパーを有する超高層免震建物の簡易風応答予測手法の提案を行う。また、その精度を弾塑性時刻歴解析の結果と比較することで検証する。

## 2. 鋼材ダンパーを有する超高層免震建物の風直交方向簡易風応答予測手法

### 2.1 免震層変位の仮定および免震層の等価剛性の算出

本手法では、まず初めに免震層変位  $\delta_0^{(j)}$  を仮定する。ここで、 $j$  は繰り返し回数を表す。次に、仮定した免震層変位  $\delta_0^{(j)}$  を用いて、免震層の等価剛性  $k_{0eq}^{(j)}$  を式(1)~(4)より算出する。

$$k_{01} = k_{d1} + k_f \quad (1) \quad , \quad k_{02} = k_f \quad (2) \quad , \quad Q_{0y} = k_{01} \delta_{\phi y} \quad (3)$$

$$k_{0eq}^{(j)} = \begin{cases} k_{01} & (\delta_0^{(j)} \leq \delta_{\phi y}) \\ \frac{Q_{0y} + k_{02}(\delta_0^{(j)} - \delta_{\phi y})}{\delta_0^{(j)}} & (\delta_0^{(j)} \geq \delta_{\phi y}) \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 $k_{d1}$ 、 $k_f$ 、 $\delta_{\phi y}$  はダンパーの初期剛性、免震層アイソレータの 1 次剛性およびダンパーの降伏変形であり、 $k_{01}$ 、 $k_{02}$ 、 $Q_{0y}$  は免震層の 1 次剛性、2 次剛性、降伏耐力である。

### 2.2 1 次等価固有モードおよび円振動数の算出

式(4)より求まる値を用いて、式(5)より免震層変位  $\delta_0^{(j)}$  における 1 次等価固有モード  ${}_1\phi_{eq}^{(j)}$ 、1 次等価固有円振動数  ${}_1\omega_{eq}^{(j)}$  を算出する。

$$([K_{eq}] - \omega_{eq}^2 [M]) \{\phi_{eq}\} = 0 \quad (5.a)$$

$$[K_{eq}] = \begin{bmatrix} k_{0eq}^{(j)} + {}_u k_1 & -{}_u k_1 & 0 & 0 & 0 \\ -{}_u k_1 & {}_u k_1 + {}_u k_2 & & & 0 \\ 0 & & \ddots & & 0 \\ 0 & & & {}_u k_{N-1} + {}_u k_N & -{}_u k_N \\ 0 & 0 & 0 & -{}_u k_N & {}_u k_N \end{bmatrix} \quad (5.b) \quad , \quad [M] = \begin{bmatrix} m_0 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & {}_u m_N \end{bmatrix} \quad (5.c)$$

ここで、 $[K_{eq}]$ 、 $[M]$  は全体等価剛性マトリクス、全体質量マトリクスであり、 ${}_u k_i$ 、 ${}_u m_i$  は上部構造  $i$  層の剛性および質量、 $m_0$  は免震層の質量である。

また、式(6)~(8)より 1 次等価固有振動数  ${}_1f_{eq}^{(j)}$ 、1 次等価周期  ${}_1T_{eq}^{(j)}$  および 1 次モーダル剛性  ${}_1K_{eq}^{(j)}$  を算出する。

$${}_1f_{eq}^{(j)} = {}_1\omega_{eq}^{(j)} / 2\pi \quad (6) \quad , \quad {}_1T_{eq}^{(j)} = 1 / {}_1f_{eq}^{(j)} \quad (7) \quad , \quad {}_1K_{eq}^{(j)} = \{ {}_1\phi_{eq}^{(j)} \}^T [K_{eq}] \{ {}_1\phi_{eq}^{(j)} \} \quad (8)$$

### 2.3 1 次等価減衰定数の算出

免震層変位  $\delta_0^{(j)}$  における免震建物全体の 1 次等価減衰定数  ${}_1h_{eq}^{(j)}$  を式(9)より算出する。

$${}_1h_{eq}^{(j)} = \frac{\sum_{i=0}^N h_i^{(j)} W_i^{(j)}}{\sum_{i=0}^N W_i^{(j)}} \quad (9)$$

ここで、 $h_i^{(j)}$ 、 $W_i^{(j)}$  は  $i$  層目の減衰定数および弾性ひずみエネルギーであり、 $i$  層目の 1 サイクルでの吸収エネルギー  $\Delta W_i^{(j)}$  を用いて式(10)~(12)より得られる。なお、 $N$  は対象とするモデルの上部構造の層数を表す。

$$h_i^{(j)} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W_i^{(j)}}{W_i^{(j)}} \quad (10) \quad , \quad W_i^{(j)} = \begin{cases} \frac{1}{2} {}_u k_i \delta_i^{(j)2} & (1 \leq i \leq N) \\ \frac{1}{2} {}_u k_{0eq} \delta_0^{(j)2} & (i = 0) \end{cases} \quad (11) \quad , \quad \Delta W_i^{(j)} = \begin{cases} 2\pi h {}_u k_i \delta_i^{(j)2} & (1 \leq i \leq N) \\ 4Q_{\phi y} (\delta_0^{(j)} - \delta_{\phi y}) & (i = 0) \end{cases} \quad (12)$$

ここで、 $h$  は上部構造の減衰定数、 $Q_{\phi y}$  は免震層ダンパーの降伏耐力である。 $\delta_i^{(j)}$  は  $i$  層目の層間変位であり、免震層変位  $\delta_0^{(j)}$  および  $i$  層目の 1 次等価固有モード  ${}_1\phi_{eqi}^{(j)}$  を用いて、式(13)で表される。

$$\delta_i^{(j)} = \left( \frac{{}_1\phi_{eqi}^{(j)} - {}_1\phi_{eqi-1}^{(j)}}{{}_1\phi_{eq0}^{(j)}} \right) \delta_0^{(j)} \quad (13)$$

## 2.4 スペクトルモーダル法による1次モーダル変位の標準偏差の算出

1次モーダル風力 ${}_1F(t)^{(j)}$ は、 $i$ 層の風直交方向の風外力時刻歴成分 $F_i(t)$ と1次等価固有モード ${}_1\phi_{eq}^{(j)}$ を用いて式(14)より算出される。なお、 $N$ は対象とするモデルの上部構造の層数を表す。

$${}_1F(t)^{(j)} = \sum_{i=0}^N {}_1\phi_{eqi}^{(j)} \cdot F_i(t) \quad (14)$$

1次モーダル変位 ${}_1q^{(j)}$ のパワースペクトル密度 ${}_1S_q(f)^{(j)}$ は、1次モーダル風力 ${}_1F(t)^{(j)}$ のパワースペクトル密度 ${}_1S_F(f)^{(j)}$ に力学的アドミッタンス ${}_1H(f)^{(j)}$ (式(16))を乗じることにより、式(15)のように求められる。

$${}_1S_q(f)^{(j)} = |{}_1H(f)^{(j)}|^2 \cdot {}_1S_F(f)^{(j)} \quad (15) \quad , \quad {}_1H(f)^{(j)} = \frac{1}{1 - \left(\frac{f}{{}_1f_{eq}^{(j)}}\right)^2 + 2i {}_1h_{eq}^{(j)} \frac{f}{{}_1f_{eq}^{(j)}}} \cdot \frac{1}{{}_1K_{eq}^{(j)}} \quad (16)$$

1次モーダル変位 ${}_1q^{(j)}$ のパワースペクトル密度 ${}_1S_q(f)^{(j)}$ を全振動数領域にわたって積分したものの平方根を求めることにより、1次モーダル変位 ${}_1q^{(j)}$ の標準偏差 ${}_1\sigma_q^{(j)}$ を式(17)より求める。

$${}_1\sigma_q^{(j)} = \sqrt{\int_0^\infty {}_1S_q(f)^{(j)} df} \quad (17)$$

## 2.5 免震層変位の算出

免震層変位の予測値 $\delta_0^{(j+1)}$ の標準偏差 ${}_1\sigma_{\delta_0}^{(j+1)}$ は、免震層の1次等価固有モード ${}_1\phi_{eq0}^{(j)}$ を用いて式(18)で表される。

$${}_1\sigma_{\delta_0}^{(j+1)} = {}_1\sigma_q^{(j)} \cdot {}_1\phi_{eq0}^{(j)} \quad (18)$$

免震層変位の予測値 $\delta_0^{(j+1)}$ は、荷重指針<sup>3)</sup>の定めるピークファクター ${}_1g^{(j)}$ (式(20))を用いて、式(19)より算出される。

$$\delta_0^{(j+1)} = {}_1\sigma_{\delta_0}^{(j+1)} \cdot {}_1g^{(j)} \quad (19) \quad , \quad {}_1g^{(j)} = \sqrt{2 \ln(600 {}_1f_{eq}^{(j)})} + 1.2 \quad (20)$$

$\delta_0^{(j+1)} \neq \delta_0^{(j)}$ となった場合、式(19)より算出した免震層変位の予測値 $\delta_0^{(j+1)}$ を $\delta_0^{(j)}$ として仮定し、再度計算を行う。 $\delta_0^{(j+1)} \approx \delta_0^{(j)}$ となるまで繰り返し、そのときの $\delta_0^{(j)}$ を最終的な予測値とする。図1に免震層変位予測手法のフローチャートを示す。

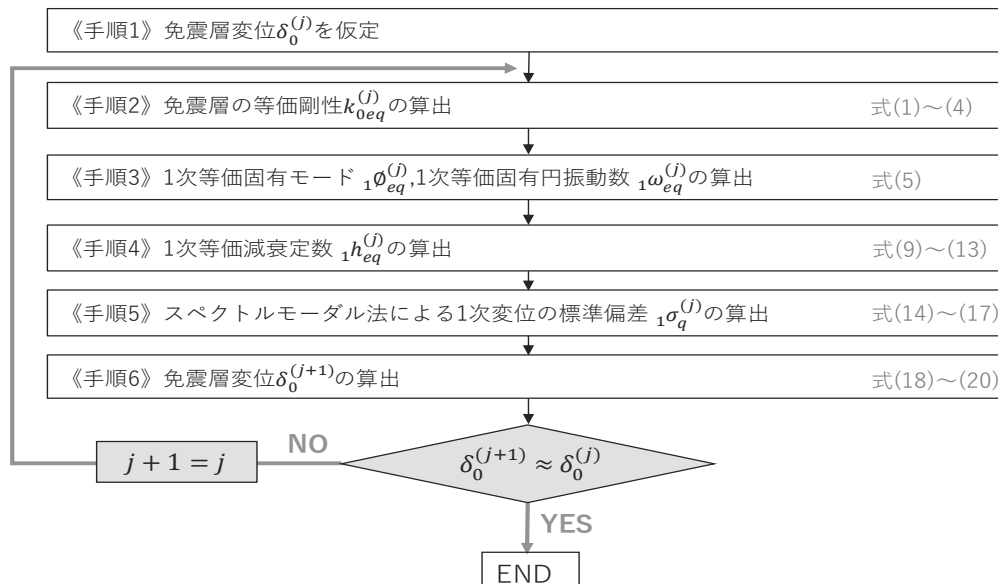


図1 免震層変位予測手法のフローチャート

## 3. 予測手法の精度検証

### 3.1 検討モデル概要

表1に検討モデルの諸元を示す。検討モデルは、高さ $H = 100$  m、幅と奥行き $B = D = 25$  m、アスペクト比4の11質点せん断型モデルとする。Model-1はS造を想定して、上部構造の固有周期 $T = 3$  s、密度 $\rho = 180$  kg/m<sup>3</sup>、減衰定数 $h = 2\%$ とし、免震層の固有周期 $T_0 = 6$  s、面密度 $\rho_0 = 3644$  kg/m<sup>2</sup>、ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_{dy} = 0.02$ お

よび 0.03, ダンパーの降伏変形  $\delta_{dy} = 2.8 \text{ cm}$  とする。Model-2 は RC 造を想定して, 上部構造の固有周期  $T = 2.5 \text{ s}$ , 密度  $\rho = 250 \text{ kg/m}^3$ , 減衰定数  $h = 2\%$  とし, 免震層の固有周期  $T_0 = 5 \text{ s}$ , 面密度  $\rho_0 = 3644 \text{ kg/m}^2$ , ダンパーの降伏せん断力係数  $\alpha_{dy} = 0.02$  および 0.03, ダンパーの降伏変形  $\delta_{dy} = 2.8 \text{ cm}$  とする。

表 1 建物の諸元

	Model-1	Model-2	
上部構造	建物高さ $H$ [m]	100	100
	平面積 $A$ [m <sup>2</sup> ]	625	625
	辺長比 $B/D$	1	1
	密度 $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	180	250
	総重量 $W_u$ [kN]	110250	153125
	減衰定数 $h$	2	2
	1 次周期 $T$ [s]	3	2.5
免震層	面密度 $\rho_0$ [kg/m <sup>2</sup> ]	3644	3644
	$W_b$ [kN]	22320	22320
	免震周期 $T_0$ [s]	6	5
	ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_{dy}$	0.02, 0.03	0.02, 0.03
	ダンパーの降伏変形 $\delta_{dy}$ [cm]	2.8	2.8

また, いずれのモデルの上部構造  $i$  層の剛性  ${}_u k_i$  は, 1 次固有モードが直線となるように式(21)により決定した<sup>4)</sup>。

$${}_u k_i = \frac{{}_u \omega^2 \cdot {}_u m_i \cdot \phi_i + {}_u k_{i+1} ({}_u \phi_{i+1} - {}_u \phi_i)}{{}_u \phi_i - {}_u \phi_{i-1}} \quad (21)$$

ここで,  ${}_u \omega$  は上部構造のみの 1 次固有円振動数,  ${}_u m_i$  は上部構造  $i$  層の質量 ( $i=0 \sim N$ ),  ${}_u \phi_i$  は上部構造  $i$  層の 1 次モードベクトルを表す。ただし,  ${}_u k_{11} = 0, {}_u \phi_0 = 0$  とする。表 2 に上部構造の各層の質量と剛性を示す。

表 2 上部構造の各層の質量と剛性

Story	Stiffness [kN/cm]		Mass [kN·s <sup>2</sup> /cm]	
	Model-1	Model-2	Model-1	Model-2
10	493.5	987.0	11.25	15.63
9	937.6	1875	11.25	15.63
8	1332	2665	11.25	15.63
7	1678	3356	11.25	15.63
6	1974	3948	11.25	15.63
5	2221	4441	11.25	15.63
4	2418	4836	11.25	15.63
3	2566	5132	11.25	15.63
2	2665	5330	11.25	15.63
1	2714	5428	11.25	15.63

図 2 に示す免震層の諸元は, 式(22)~(24)を用いて決定する。なお, ダンパーの 2 次剛性比は 0 としている。

$$Q_{dy} = (W_u + W_b) \alpha_{dy} \quad (22), \quad k_{d1} = Q_{dy} / \delta_{dy} \quad (23), \quad k_f = \frac{4\pi^2(W_u + W_b)}{T_0^2 g} \quad (24)$$

ここで,  $Q_{dy}, k_{d1}, \delta_{dy}, \alpha_{dy}$  は免震層ダンパーの降伏耐力, 初期剛性, 降伏変形, 降伏せん断力係数,  $k_f$  は免震層アイソレータの 1 次剛性,  $g$  は重力加速度を表す。また, 各モデルの免震層の諸元を表 3 に示す。

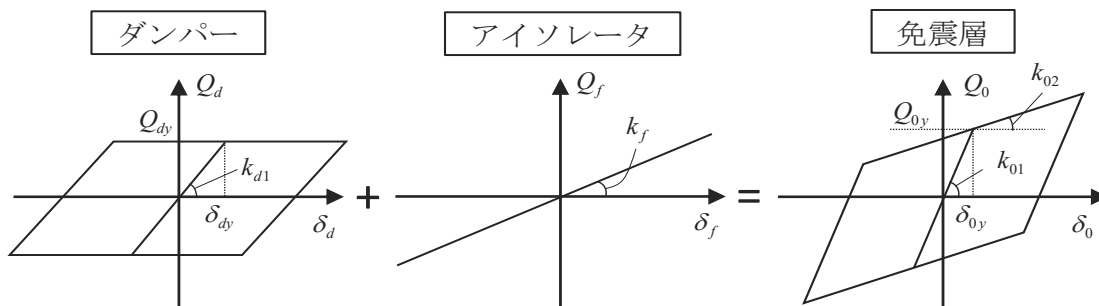


図 2 免震層の復元力特性

表 3 免震層の諸元

	Model-1		Model-2	
	$\alpha_{dy}=0.02$	$\alpha_{dy}=0.03$	$\alpha_{dy}=0.02$	$\alpha_{dy}=0.03$
$Q_{dy}$ (kN)	2651	3977	3509	5263
$k_{d1}$ (kN/cm)	946.9	1420	1253	1880
$k_f$ (kN/cm)	148.3	148.3	282.7	282.7
$Q_{0y}$ (kN)	3067	4392	4300	6055
$k_{01}$ (kN/cm)	1095	1569	1536	2162
$k_{02}$ (kN/cm)	148.3	148.3	282.7	282.7

### 3.2 風外力概要

風洞実験<sup>5)</sup>による風直交方向風外力を使用した。建物頂部最大平均風速は  $U_{H,\max}=50.41\text{m/s}$  である(再現期間 500 年相当し, 地上高さ 100m, 地表面粗度区分 III として換算した<sup>3)</sup>)。10 波の時刻歴風外力を作成している。

### 3.3 風応答時刻歴解析

簡易風応答予測手法の精度を検証するため, 比較対象として風直交方向の弾塑性風応答時刻歴解析を行う。また, 時刻歴解析より算出された  $i$  層目の層間変位の絶対値の最大値  $|\delta_i^*|_{\max}$  ( $i=0\sim 10$ ), 時刻歴解析より算出された  $i$  層目の層間変位の標準偏差  $\sigma_{\delta_i}^*$  を用いて時刻歴解析の結果より,  $i$  層目のピークファクター  $g_i^*$  を式(25)より算出した。

$$g_i^* = |\delta_i^*|_{\max} / \sigma_{\delta_i}^* \quad (25)$$

### 3.4 提案予測結果および時刻歴解析結果との比較

2 章で示した予測手法において,  $j=1$  のときの免震層変位  $\delta_0^{(1)}$  は, ダンパーの降伏変形  $\delta_{dy}=2.8(\text{cm})$  とし, 予測を行った。  $\delta_0^{(j)}$  と  $\delta_0^{(j+1)}$  の差が 1% 未満で解析を終了とした場合, 予測を行った 4 つのモデルのうち, 最大繰り返し回数  $j=12$  で, 予測を終えることができた。なお, 後述する図 3 には,  $j=15$  までの結果を示している。

予測手法の結果と時刻歴解析結果の免震層最大変位, 免震層変位の標準偏差, 免震層最大変位時のピークファクターおよびモードの比較を図 3 に示す。免震層最大変位の図中に, 簡易予測 ( $j=15$ ) での 1 次等価固有周期および 1 次等価減衰定数を示している。また, 簡易予測におけるピークファクター  ${}_1g^{(j=15)}$  (式(20))を時刻歴解析結果より求めたピークファクター  $g_0^*$  (式(25))に置き換えた場合の免震層最大変位の予測値を緑色で図中に示している。

### 3.5 考察

Model-1  $\alpha_{dy}=0.02$  は, 免震層最大変位の予測値は時刻歴解析の値と近い値を示しているが, 免震層変位の標準偏差の予測値は時刻歴解析よりも大きく, 過小評価しているピークファクターを乗じていることが原因であると考えられる。Model-1  $\alpha_{dy}=0.03$ , Model-2  $\alpha_{dy}=0.02$  では, 免震層最大変位の予測値は時刻歴解析の値より小さい値を示しているが, 免震層変位の標準偏差の予測値は時刻歴解析と近い値を示している。過小評価しているピークファクターを改善することで予測精度を向上できると考えられ, 図 3 中に緑色で示した, 簡易予測におけるピークファクター  ${}_1g^{(j=15)}$  (式(20))を時刻歴解析結果より求めたピークファクター  $g_0^*$  (式(25))に置き換えた場合の免震層最大変位の予測値は時刻歴解析の値に近い値を示している。Model-2  $\alpha_{dy}=0.03$  では, 免震層最大変位の予測値は時刻歴解析の値より小さい値を示しており, 免震層変位の標準偏差の予測値も時刻歴解析の約 1/2 の値を示している。

## 4. まとめ

本報では, 実用的な弾塑性風応答の確率統計的な応答予測手法の開発を目的とし, 風直交方向の簡易風応答予測手法の提案および精度の検証を行った。以下にまとめを示す。

- (1) 風洞実験より得られた風力データおよびスペクトルモーダル法による風応答評価法を用い超高層免震建物の簡易風応答予測手法の提案を行った。
- (2) 免震層変位の標準偏差の予測は, 提案手法により精度よく予測できることもあるが, モデルによっては弾塑性時刻歴解析の結果と大きく差があることもあり, 改善が必要である。

(3) 時刻歴解析結果より、免震層のピークファクターは上部構造に比べて著しく大きな値を示しており、全層に一定の値を適用する荷重指針<sup>3)</sup>算定式からの改善が必要である。

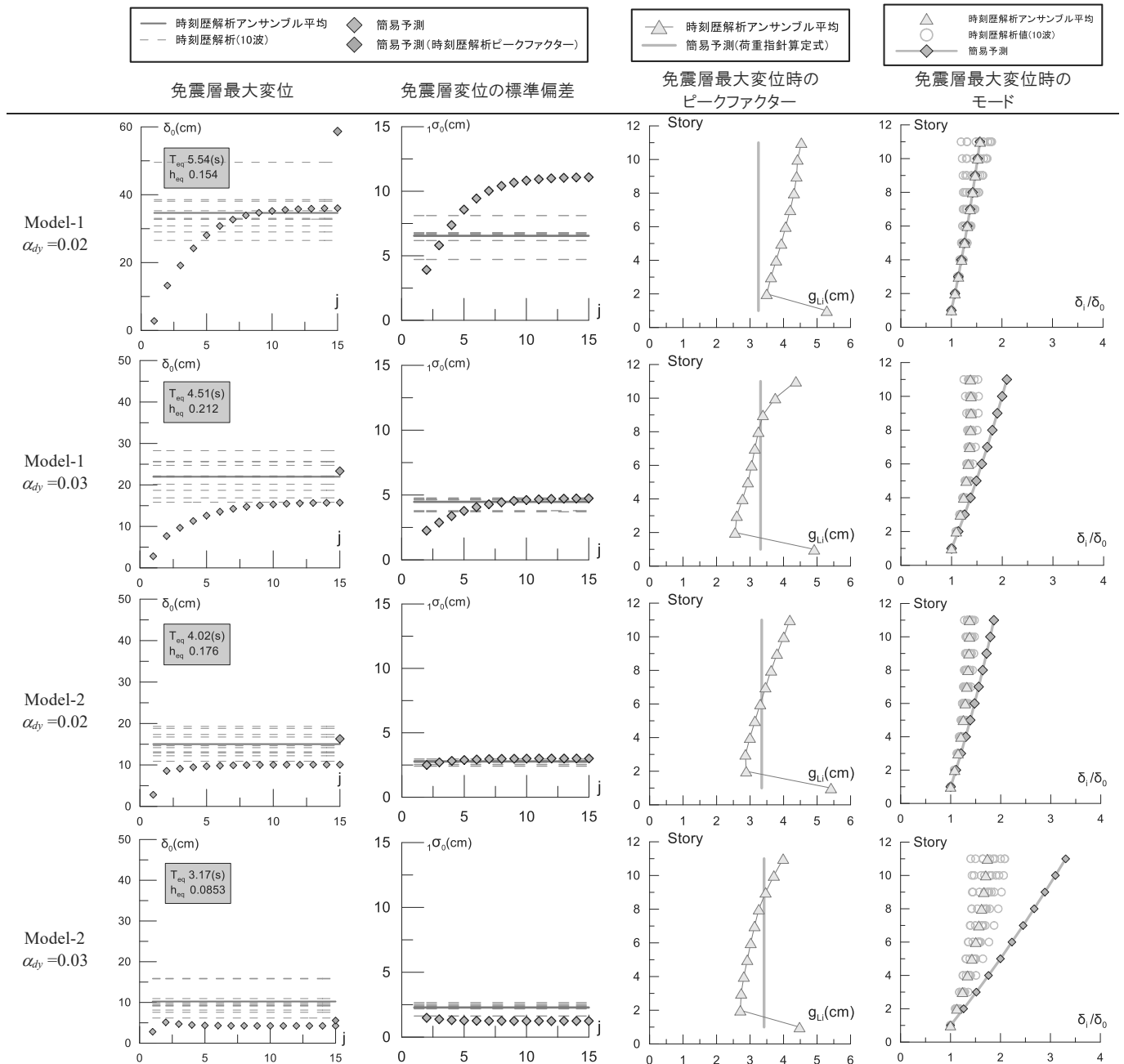


図3 予測手法の結果と時刻歴解析結果の比較

参考文献

- 1) 吉江慶祐, 北村春幸, 大熊武司, 和田章:時刻歴風応答解析におけるアンサンブル平均のばらつき, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)B-1, pp.233-234, 2005.9
- 2) 掛水健司, 佐藤大樹:鋼材ダンパーを有する超高層免震建物の簡易風応答予測手法の提案, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp.237-240, 2020.3
- 3) 日本建築学会:建築物荷重指針・同解説, 2015.2
- 4) 佐藤大樹, 笠井和彦, 田村哲郎:粘弾性ダンパーの振幅依存性が風応答に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 635 号, pp.75-82, 2009.1
- 5) 丸川比佐夫, 大熊武司, 北村春幸, 吉江慶祐, 鶴見俊雄, 佐藤大樹:風洞実験に基づく高層建物の多層層風力によるエネルギー入力性状(その 2) 矩形高層建築物に作用する層風力特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.193-194, 2010.9