**T2R2**東京工業大学リサーチリポジトリ Tokyo Tech Research Repository

# 論文 / 著書情報 Article / Book Information

論題(和文)	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		
Title(English)	Proposal of simple wind response prediction method for a high-rise seismically isolated building with a steel damper		
著者(和文)	┃ 掛水健司, 佐藤大樹		
Authors(English)	Kenji Kakemizu, Daiki Sato		
出典 / Citation	│ 日本建築学会関東支部研究報告集, , pp. 237-240		
Citation(English)	, , , pp. 237-240		
 発行日 / Pub. date	2020, 3		

# 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

構造-振動

準会員 ○掛水健司 正会員 佐藤大樹

超高層免震建物 時刻歷風応答解析

# 1 はじめに

現行の日本の耐風設計は、原則として構造物の弾性範囲に対する設 計となっており、構造物の風応答時の最大荷重効果(各部の変形や応 力)を平均化時間10分とした統計データを基に評価が行われている。 これに対し近年では、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ってきた。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というトレー ドオフの関係がある。そのため、現行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、塑性範囲に及んでしまうことが懸念される。 構造物の弾塑性応答を評価するためには、一般的には時刻歴応答解析 が必要であるが、計算量が膨大になることから、実用的には、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。そこで本報 では、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 提案をする。また、その精度を風応答時刻歴解析の結果と比較するこ とで検証する。

#### 2 風応答予測手法の手順

図1 に鋼材ダンパーを有する超高層免震建物の風応答予測のフ ローチャートを示す。



図1 風応答予測のフローチャート

以下にそれぞれの手順の詳細を記す。

<手順0> 初期条件

上部構造の高さH,幅と奥行きB=D,固有周期T,密度ρ,減衰定 数hを決定する。免震層の固有周期To, 面密度po, ダンパーの降伏せ ん断力係数αω, ダンパーの降伏変形δωを決める。また, 基本風速 Uo, 設計用再現期間、地表面粗度区分を決定する。

本報では、上部構造 i 層の剛性 ukiを1 次固有モードが直線となる ように式(1)により決定した1。

$${}_{u}k_{i} = \frac{{}_{u1}\omega^{2} {}_{u}m_{i} {}_{u1}\phi_{i} + {}_{u}k_{i+1}({}_{u1}\phi_{i+1} - {}_{u1}\phi_{i})}{{}_{u1}\phi_{i} - {}_{u1}\phi_{i-1}}$$
(1)

ここで、wlw:上部構造のみの1次固有円振動数、wmi:上部構造i層 の質量 (i=0~N),  $ul\phi_i$ : 上部構造 i 層の1次モードベクトルを表す。 ただし、uku=0、ul = 0 とする。免震層の諸元(図2)を式(2)~(4) 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。

$$Q_{dy} = (W_u + W_b)\alpha_{dy} \tag{2}$$

$$k_{d1} = Q_{dy} / \delta_{dy} \tag{3}$$

$$k_f = \frac{4\pi^2 (W_u + W_b)}{{}_1 T_0^2 g} \tag{4}$$

ここで、Q<sub>dy</sub>:免震層ダンパーの降伏耐力、kal:ダンパーの初期剛 性、 $\delta_{b}$ : ダンパーの降伏変形、 $\alpha_{dy}$ : ダンパー降伏せん断力係数、 $k_{f}$ : 免震層アイソレータの1次剛性,g:重力加速度を表す。 <手順1> 免震層変位&を決定

任意の免震層変位あを決定する。

<手順2> 免震層の等価剛性 kneg の算出

免震層の1次剛性kol,2次剛性ko2,降伏耐力Qov,およびるにおけ る等価剛性knegを式(5)~(8)で算出する。

$$k_{01} = k_{d1} + k_f \tag{5}$$

(6) $k_{02} = k_f$ 

$$Q_{0y} = k_{01} \delta_{dy} \tag{7}$$

Proposal of simple wind response prediction method for a high-rise seismically isolated building with a steel damper

Kenji KAKEMIZU, Daiki SATO

$$k_{0eq} = \begin{cases} k_{01} & \left(\delta_0 \le \delta_{dy}\right) \\ \underline{\mathcal{Q}_{0y} + k_{02}}\left(\delta_0 - \delta_{dy}\right) & \left(\delta_0 > \delta_{dy}\right) \\ \underline{\delta_0} & \left(\delta_0 > \delta_{dy}\right) \end{cases}$$
(8)



図2 免震層の復元力特性

# <手順3> 等価固有周期 Teg および固有モード deg の算出

式(1)と式(8)より求まる値を用いて式(9)より&における1次の等価 固有円振動数aca,等価固有モード{aca}を算出する。

$$\left(\left[K_{eq}\right] - \omega_{eq}^2[M]\right) \left\{\phi_{eq}\right\} = 0 \tag{9}$$

$$\begin{array}{c} \Xi \subset \mathfrak{S}, \\ \begin{bmatrix} K_{eq} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{0eq} + _{u}k_{1} & - _{u}k_{1} & 0 & 0 & 0 \\ - _{u}k_{1} & _{u}k_{1} + _{u}k_{2} & & 0 \\ 0 & & \ddots & & 0 \\ 0 & & & _{u}k_{N-1} + _{u}k_{N} & - _{u}k_{N} \\ 0 & 0 & 0 & - _{u}k_{N} & _{u}k_{N} \end{bmatrix}$$
(10)  
$$\begin{bmatrix} M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{0} & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & _{u}m_{N} \end{bmatrix}$$
(11)

ここに, [*K*<sub>*q*</sub>]: 全体等価剛性マトリクス, [*M*]: 全体質量マトリクス, *m*<sub>0</sub>: 免震層の質量を表す。

次に、等価固有周期 
$$T_{eq}$$
を式(12)より求める。  
 $T_{eq} = \frac{2\pi}{\omega_{eq}}$ 
(12)

<手順4> 等価減衰定数 heg の算出

あにおける免震建物全体の等価減衰定数 heg を式(13)で算出する。

$$h_{eq} = \frac{\sum_{i=0}^{N} h_i W_i}{\sum_{i=0}^{N} W_i}$$
(13)

ここで、
$$h_i$$
は $i$ 層目の減衰定数を表し、次式より得られる。  
 $h_i = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W_i}{W_i}$ 
(14)

ここに、 Wiはi層目の弾性ひずみエネルギー、 ΔWiはi層目のサ イクルエネルギーを表し、次式より得られる。

$$W_{i} = \begin{cases} \frac{1}{2} k_{i} \delta_{i}^{2} & (1 \le i \le N) \\ \frac{1}{2} k_{0eq} \delta_{0}^{2} & (i = 0) \end{cases}$$
(15)

$$\Delta W_{i} = \begin{cases} 2\pi h k_{i} \delta_{i}^{2} & (1 \le i \le N) \\ 4 Q_{dy} \left( \delta_{0} - \delta_{dy} \right) & (i = 0) \end{cases}$$
(16)

ここで、 $k_i$ はi層目の剛性、hは上部構造の減衰定数を表す。 $\delta_i$ は i層目の層間変位を表し、 $\delta_i$ およびi層目の固有モード $\phi_{spi}$ を用いて次 式より算出される。

$$\boldsymbol{\delta}_{i} = \left(\frac{\boldsymbol{\phi}_{eqi} - \boldsymbol{\phi}_{eqi-1}}{\boldsymbol{\phi}_{eq0}}\right) \boldsymbol{\delta}_{0} \qquad (1 \le i \le N)$$
(17)

# <手順5> 免震層の等価層せん断力 Qoの算出

手順2~4 で求めた値を用いて、次式<sup>2)</sup>より免震層の風方向等価層 せん断力 $Q_{D0}(\delta)$ を算出する。

$$Q_{\text{D}i} = \sum_{j=i}^{N} W_{\text{D}j}$$
(18)  $W_{\text{D}i} = q_H C_{\text{D}i} G_{\text{D}} A_i$ (19)

ここで、*W*<sub>Di</sub>:*i* 層目の地表面からの高さ Z<sub>(</sub>m)における風方向荷重, *q*<sub>H</sub>:速度圧, C<sub>Di</sub>:*i* 層目の風力係数, G<sub>D</sub>:構造骨組用風方向荷重のガ スト影響係数, *A<sub>i</sub>*:*i* 層目の地表面からの高さ Z<sub>i</sub>(m)における,風向に 垂直な面に投影した建築物の面積を表す。

次に、次式2より風直交方向等価層せん断力 Quo(あ)を算出する。

$$Q_{Li} = \sum_{j=i}^{N} W_{Lj} \qquad (20) \quad W_{Li} = 3q_H C'_L A_i \frac{Z_i}{H} g_L \sqrt{1 + \phi_L^2 R_L} \quad (21)$$

手順5 で求めた層せん断力 Q<sub>0</sub>(δ)と免震層変位δ との関係をプロットし、免震層にかかる層せん断力と免震層変位δの関係 (スケルトン) が交わる点を予測値として算出する。

#### 3 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の11 質点せん断型モデルとする。基本風速 は 36 m/s とし、設計用再現期間は 500 年、地表面粗度区分はIII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 $\alpha_{0}=0.02$ ,0.03、ダンパー の降伏変形 $\delta_b=2.8$  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 s,密度 $\rho=250$  kg/m<sup>3</sup>,減衰定数h=2%とし、免 震層の固有周期  $T_0=5$  s,面密度 $\rho=3644$  kg/m<sup>2</sup>,ダンパーの降伏せん 断力係数 $\alpha_{dh}=0.02$ ,0.03、ダンパーの降伏変形 $\delta_b=2.8$  cm とする。

表1 建物の諸元

		Model-1	Model-2
上部構造	建物高さ <i>H</i> [m]	100	100
	幅, 奥行B=D[m]	25	25
	密度 $ ho$ [kg/m³]	180	250
	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>3</sup> ]	3644	3644
	免震周期 T <sub>o</sub> [s]	6	5
	ダンパーの降伏せん断力係数a <sub>w</sub>	0.02 0.03	0.02 0.03
	ダンパーの降伏変形 <i>も</i> <sub>ゆ</sub> [cm]	2.8	2.8

# 4 応答予測諸元の導出

# 4.1 免震層の等価剛性の変化

Model-1 および Model-2 の式(8)より得られる免震層の等価剛性  $h_{0eq}$ の変化を図 3(a), (b)に示す。それぞれの図において、 $\alpha_{dp}=0.02$  および 0.03 の結果を示している。 (a)を確認すると、 $\alpha_{dp}=0.02$  および 0.03 の いずれでも弾性範囲 ( $\delta < \delta_{dp}$ ) では一定値を示し、塑性範囲 ( $\delta \ge \delta_{dp}$ ) では始めは大きく値が小さくなっているが徐々に減少は緩やかに なっている。 $\alpha_{dp}=0.03$  ほうが $\alpha_{dp}=0.02$  より等価剛性の値は大きいがる の値が大きくなるにつれてその差は小さくなっている。(b)も(a)と同様 の傾向が見られる。次に(a)と(b)で比較すると初期の等価剛性の値は(b) のほうが大きいが、これは式(1)-(7)より上部構造の重量の違いによる からである。





#### 4.2 等価固有周期

式(12)より求めた Model-1 および Model-2 の等価固有周期  $T_{eq}$  を図 4(a), (b)に示す。それぞれの図において、 $\alpha_{dp}$ =0.02 および 0.03 の結果 を示している。(a)より $\alpha_{dp}$ =0.02 および 0.03 のいずれでも弾性範囲で は一定値を示し、塑性範囲では徐々に増加していき、免震層の固有周 期 $T_0$  (=6s) に近づくことが確認できる。(b)も(a)と同様の傾向が確認 できる。





#### 4.3 等価固有モード

式(9)より得られた, Model-1 の $\alpha_{dp}$ =0.02 および0.03 における等価固 有モード $\phi_{dq}$ を図 5(a), (b)に示す。(a)を確認すると,免震層変位が大き くなると免震層の等価固有モードは大きくなるが,上部構造の値は 6 層以上で小さくなる。(b)も(a)と同様の傾向が得られた。また, Moodel2においても Model-1 と同様の傾向のためここでは割愛する。



# 4.4 等価減衰定数

式(13)より得られた, Model-1 および Model-2 の等価減衰定数  $h_{eq} e$ 図 6(a), (b)に示す。それぞれの図において、 $\alpha_{b}=0.02$  および 0.03 の結 果を示している。(a)を確認すると、 $\alpha_{b}=0.02$  および 0.03 のいずれでも 弾性範囲では等価減衰定数は 0.02 より少し小さい値を示し、塑性範囲 では $\alpha_{b}=0.03$  の場合、一気に上昇しるの値が 20 cm 程度でピークを迎 え、その後緩やかに減少する。 $\alpha_{b}=0.02$  の場合、一気に上昇しるの値 が 15 cm 程度でピークを迎え、その後緩やかに減少する。 $\alpha_{b}=0.03$  の ほうが、 $\alpha_{b}=0.02$  よりるの値が 15 cm 近くまでほんの少し小さいが、 15 cm を越えた後は大きくなる。(b)も(a)と同様の傾向が見られるが ピークを迎えるるの値がいずれも(a)より 5 cm 小さくなっている。(a) と(b)を比較すると、(a)のほうが等価減衰定数の値は大きくなっている。



図6 免震層変位と等価減衰定数の関係

#### 4.5 免震層の等価層せん断力

4.1~4.4 節で求めた各諸元を用いて算出した Model-1 および Model-2 の等価層せん断力  $Q_0$ を図 7(a), (b)に示す。(a)の(i)を見ると,層せん 断力は弾性範囲内が一番大きく,塑性範囲に入ると弾性範囲のときと 比べ小さくなる。しかし、 $\delta$ の値が 7 cm を越えたあたりから徐々に 大きくなっている。(a)の(ii)は,層せん断力は弾性範囲内が一番大き く,塑性範囲に入ると弾性範囲のときと比べかなり小さくなる。これ は、(a)の(i)の風方向より等価減衰定数が与える影響が大きいことが 考えられる。また、(a)の(i)と同様に $\delta$ の値が 7 cm を越えたあたりか ら大きくなるが、こちらのほうが大きくなる値が大きい。(a)の(iii)と (b)の(i)、(iii)は(a)の(i)と、(a)の(iv)と(b)の(ii)は(a)の(ii)と同様の傾 向が見られた。(b)の(iv)は、層せん断力は弾性範囲内が一番大きく、 塑性範囲に入ると弾性範囲のときと比べかなり小さくなる。また、 $\delta$ の値が7cmを越えたあたりから大きくなる。



図7 免震層変位と免震層の等価層せん断力の関係

#### 5 応答予測

図7(a), (b)にスケルトンおよび風応答時刻歴解析の結果を示す。(a) の(i)よりスケルトンとはるの値が35 cm 程度で交わるが,解析より 得られたアンサンブル平均値より小さく,危険側の評価となることが 確認できる。(a)の(ii)と(b)の(i), (iii)は(a)の(i)と同様の傾向が見ら れた。(a)の(ii)より解析より得られたアンサンブル平均値より大きく, 安全側の評価となることが確認できる。これは、ピークファクター(附 録 A)や固有モード(附録 B)の違いによる部分もあると考えられる。 (a)の(iv)と(b)の(ii)は(a)の(ii)と同様の傾向が見られた。(b)の(iv)より スケルトンとはるの値が5 cm 程度で交わるが、解析より得られたア ンサンブル平均より小さく危険側の評価となり,風直交方向で唯一の 危険側の評価であることが確認できる。

# 6 まとめ

本報では、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 手法の提案をした。また、その精度を風応答時刻歴解析の結果と比較 することで検証した。その結果、以下のような知見を得られた。

免震層変位の予測精度は、風方向では近い値が得られているが全て 危険側の評価となった。風直交方向では大きく値はずれるが、安全側 の評価となることが多かった。

#### 参考文献

 1)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
 2)日本建築学会:建築物荷重指針・同解説、pp.12-60, 2015.2

#### 附録A 建物变位

上部構造の変位を確認する。図A(a),(b)に風応答時刻歴解析による 建物の各層の変位と免震層変位が同じときの等価固有モードを式(17) を用いて変位にしたものを示す。

この上部構造の変位の違いから等価減衰定数として用いている値 が違うことが確認できる。また、風直交方向は高次モードの影響を受 けていることが確認できるため、一次モードのみを考慮するだけでは 精度良く予測することは厳しいことがわかる。



