

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<sup>\*1</sup> 正会員 佐藤大樹<sup>\*2</sup>

超高層免震建物 時刻歴風応答解析

## 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。

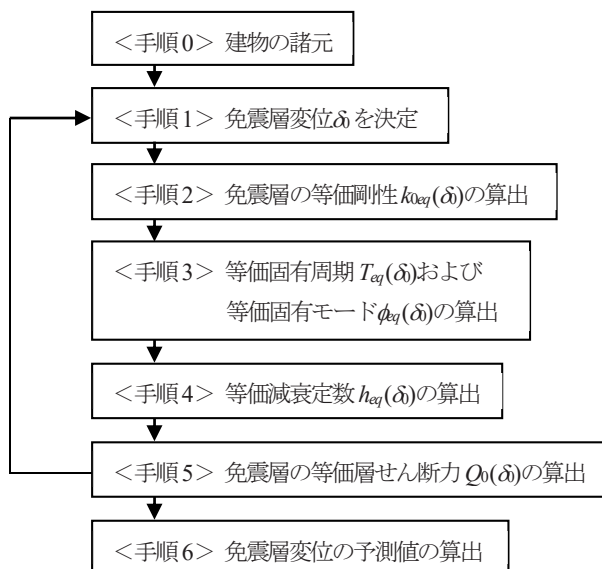


図1 風応答予測のフローチャート

以下にそれぞれの手順の詳細を記す。

## &lt;手順0&gt; 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  $\rho$ 、減衰定数  $h$  を決定する。免震層の固有周期  $T_0$ 、面密度  $\rho_0$ 、ダンパーの降伏せん断力係数  $\alpha_{dy}$ 、ダンパーの降伏変形  $\delta_{dy}$  を決める。また、基本風速  $U_0$ 、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  $k_i$  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<sup>1)</sup>。

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

ここで、 ${}_u \omega$ : 上部構造のみの 1 次固有円振動数、 ${}_u m_i$ : 上部構造  $i$  層の質量 ( $i=0 \sim N$ )、 ${}_u \phi_i$ : 上部構造  $i$  層の 1 次モードベクトルを表す。ただし、 ${}_u k_1 = 0$ 、 ${}_u \phi_0 = 0$  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。

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

$$k_{d1} = Q_{dy} / \delta_{dy} \quad (3)$$

$$k_f = \frac{4\pi^2 (W_u + W_b)}{1 T_0^2 g} \quad (4)$$

ここで、 $Q_{dy}$ : 免震層ダンパーの降伏耐力、 $k_{d1}$ : ダンパーの初期剛性、 $\delta_{dy}$ : 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  $\delta$  を決定

任意の免震層変位  $\delta$  を決定する。

<手順2> 免震層の等価剛性  $k_{eq}$  の算出

免震層の 1 次剛性  $k_{01}$ 、2 次剛性  $k_{02}$ 、降伏耐力  $Q_{0y}$ 、および  $\delta$  における等価剛性  $k_{eq}$  を式(5)~(8)で算出する。

$$k_{01} = k_{d1} + k_f \quad (5)$$

$$k_{02} = k_f \quad (6)$$

$$Q_{0y} = k_{01} \delta_{dy} \quad (7)$$

$$k_{0eq} = \begin{cases} k_{01} & (\delta_0 \leq \delta_{dy}) \\ \frac{Q_{0y} + k_{02}(\delta_0 - \delta_{dy})}{\delta_0} & (\delta_0 > \delta_{dy}) \end{cases} \quad (8)$$

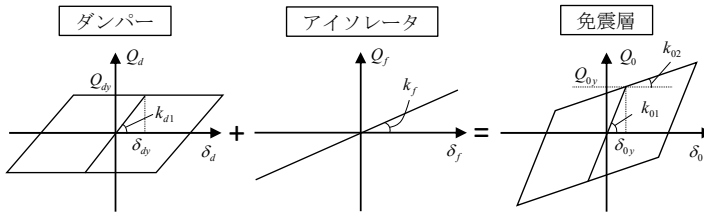


図2 免震層の復元力特性

<手順3> 等価固有周期  $T_{eq}$  および固有モード  $\phi_{eq}$  の算出

式(1)と式(8)より求まる値を用いて式(9)より  $\delta_0$  における 1 次の等価固有円振動数  $\omega_{eq}$ , 等価固有モード  $\{\phi_{eq}\}$  を算出する。

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

ここで,

$$[K_{eq}] = \begin{bmatrix} k_{0eq} + {}_u k_1 & -{}_u k_1 & 0 & 0 & 0 \\ -{}_u k_1 & {}_u k_1 + {}_u k_2 & & & \\ 0 & & \ddots & & \\ 0 & & & {}_u k_{N-1} + {}_u k_N & -{}_u k_N \\ 0 & 0 & 0 & -{}_u k_N & {}_u k_N \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_0 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & {}_u m_N \end{bmatrix} \quad (11)$$

ここに,  $[K_{eq}]$ : 全体等価剛性マトリクス,  $[M]$ : 全体質量マトリクス,  $m_0$ : 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。

$$T_{eq} = \frac{2\pi}{\omega_{eq}} \quad (12)$$

<手順4> 等価減衰定数  $h_{eq}$  の算出

$\delta_0$  における免震建物全体の等価減衰定数  $h_{eq}$  を式(13)で算出する。

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

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。

$$h_i = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W_i}{W_i} \quad (14)$$

ここに,  $W_i$  は  $i$  層目の弾性ひずみエネルギー,  $\Delta W_i$  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。

$$W_i = \begin{cases} \frac{1}{2} k_i \delta_i^2 & (1 \leq i \leq N) \\ \frac{1}{2} k_{0eq} \delta_0^2 & (i=0) \end{cases} \quad (15)$$

$$\Delta W_i = \begin{cases} 2\pi h k_i \delta_i^2 & (1 \leq i \leq N) \\ 4Q_{dy} (\delta_0 - \delta_{dy}) & (i=0) \end{cases} \quad (16)$$

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,  $\delta_0$  および  $i$  層目の固有モード  $\phi_{eqi}$  を用いて次式より算出される。

$$\delta_i = \begin{pmatrix} \phi_{eqi} - \phi_{eqi-1} \\ \phi_{eq0} \end{pmatrix} \delta_0 \quad (1 \leq i \leq N) \quad (17)$$

<手順5> 免震層の等価層せん断力  $Q_0$  の算出

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

$$Q_{D0} = \sum_{j=1}^N W_{Dj} \quad (18) \quad W_{Dj} = q_H C_{Dj} G_D A_j \quad (19)$$

ここで,  $W_{Dj}$ :  $j$  層目の地表面からの高さ  $Z_j$ (m)における風方向荷重,  $q_H$ : 速度圧,  $C_{Dj}$ :  $j$  層目の風力係数,  $G_D$ : 構造骨組用風方向荷重のガスト影響係数,  $A_j$ :  $j$  層目の地表面からの高さ  $Z_j$ (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, 次式より風直交方向等価層せん断力  $Q_{L0}(\delta)$  を算出する。

$$Q_{L0} = \sum_{j=1}^N W_{Lj} \quad (20) \quad W_{Lj} = 3q_H C_{Lj} A_j \frac{Z_j}{H} g_L \sqrt{1 + \phi_L^2 R_L} \quad (21)$$

ここで,  $W_{Lj}$ :  $j$  層目の地表面からの高さ  $Z_j$ (m)における風方向直交荷重,  $C_{Lj}$ : 風直交方向変動転倒モーメント係数,  $Z_j$ :  $j$  層目の地表面からの高さ,  $H$ : 基準高さ,  $g_L$ : 風直交方向振動のピークファクター,  $\phi_L$ : 振動モード補正係数,  $R_L$ : 風直交方向振動の共振係数を表す。

<手順6> 免震層変位の予測値の算出

手順5 で求めた層せん断力  $Q_0(\delta)$  と免震層変位  $\delta$  との関係のプロットし, 免震層にかかる層せん断力と免震層変位  $\delta$  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  $\alpha_{dy}=0.02, 0.03$ , ダンパーの降伏変形  $\delta_{dy}=2.8$  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  $\rho_0=3644$  kg/m<sup>2</sup>, ダンパーの降伏せん断力係数  $\alpha_{dy}=0.02, 0.03$ , ダンパーの降伏変形  $\delta_{dy}=2.8$  cm とする。

表1 建物の諸元

	Model-1	Model-2
建物高さ $H$ [m]	100	100
幅, 奥行き $B=D$ [m]	25	25
上部構造		
密度 $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	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>2</sup> ]	3644	3644
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

#### 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  $k_{0eq}$  の変化を図 3(a), (b)に示す。それぞれの図において、 $\alpha_{dy}=0.02$  および 0.03 の結果を示している。(a)を確認すると、 $\alpha_{dy}=0.02$  および 0.03 のいずれでも弾性範囲 ( $\delta < \delta_b$ ) では一定値を示し、塑性範囲 ( $\delta \geq \delta_b$ ) 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。 $\alpha_{dy}=0.03$  ほうが  $\alpha_{dy}=0.02$  より等価剛性の値は大きい  $\delta$  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)と比較すると初期の等価剛性の値は(b)のほうが大きい、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。

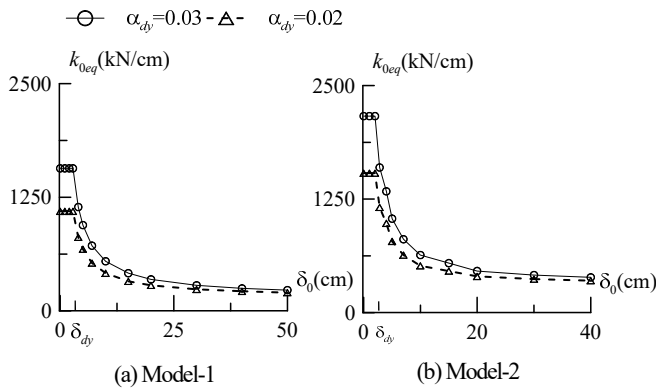


図3 免震層変位と免震層の等価剛性の関係

##### 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、 $\alpha_{dy}=0.02$  および 0.03 の結果を示している。(a)より  $\alpha_{dy}=0.02$  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。

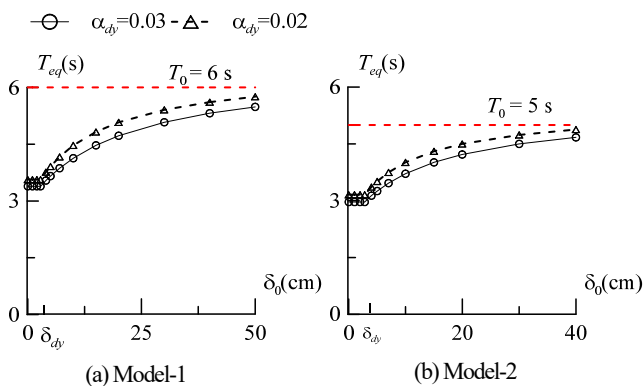


図4 免震層変位と等価固有周期の関係

##### 4.3 等価固有モード

式(9)より得られた、Model-1 の  $\alpha_{dy}=0.02$  および 0.03 における等価固有モード  $\phi_{eq}$  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、Model-

2 においても Model-1 と同様の傾向のためここでは割愛する。

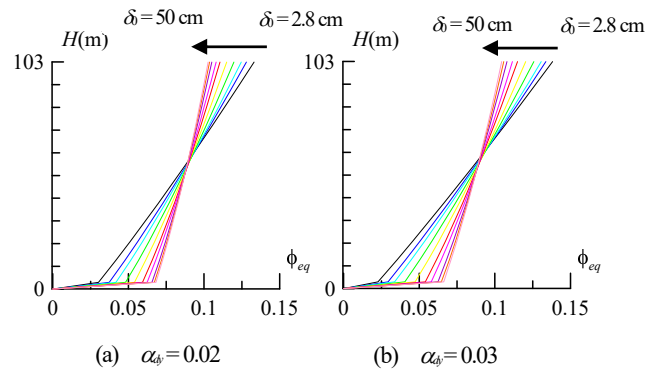


図5 等価固有モードと層の関係(Model-1)

(右から  $\delta=2.8, 5, 7, 10, 15, 20, 30, 40, 50$ cm)

##### 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  $h_{eq}$  を図 6(a), (b)に示す。それぞれの図において、 $\alpha_{dy}=0.02$  および 0.03 の結果を示している。(a)を確認すると、 $\alpha_{dy}=0.02$  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  $\alpha_{dy}=0.03$  の場合、一気に上昇し  $\delta$  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。 $\alpha_{dy}=0.02$  の場合、一気に上昇し  $\delta$  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。 $\alpha_{dy}=0.03$  のほうが、 $\alpha_{dy}=0.02$  より  $\delta$  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  $\delta$  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。

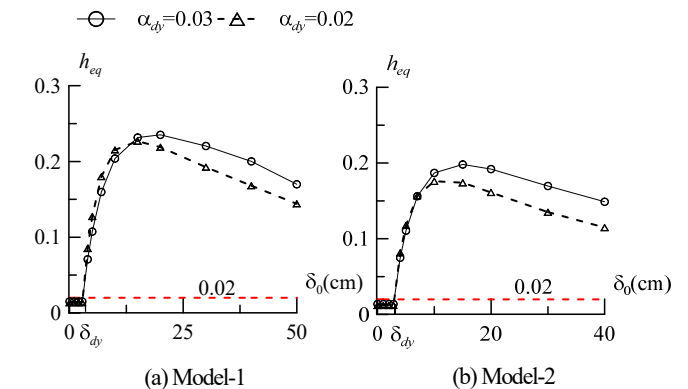


図6 免震層変位と等価減衰定数の関係

##### 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 7cm 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、 $\delta_0$ の値が7 cmを越えたあたりから大きくなる。

## 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 $\delta_0$ 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(iii)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 $\delta_0$ 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。

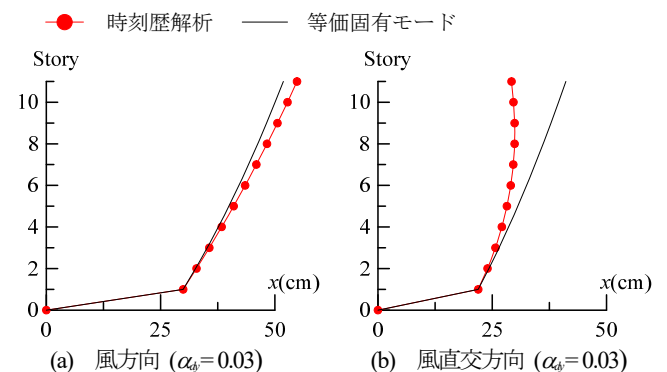
## 参考文献

- 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

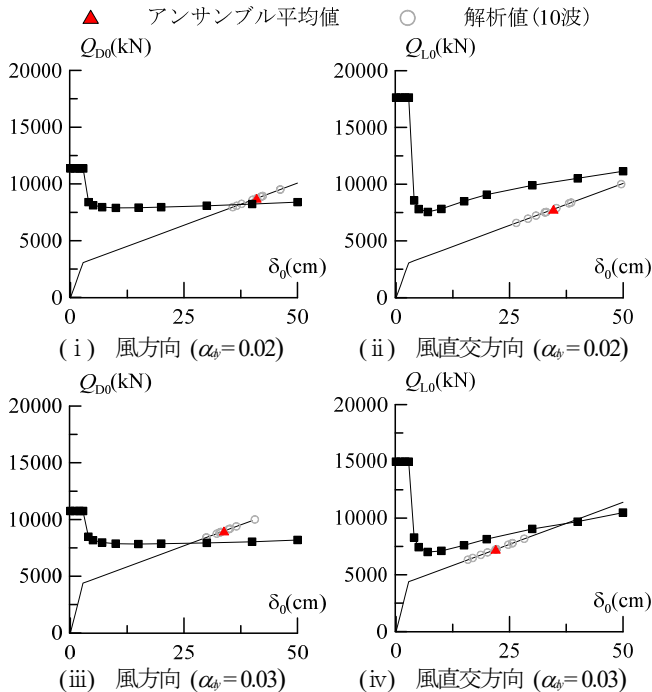
## 附録A 建物変位

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。

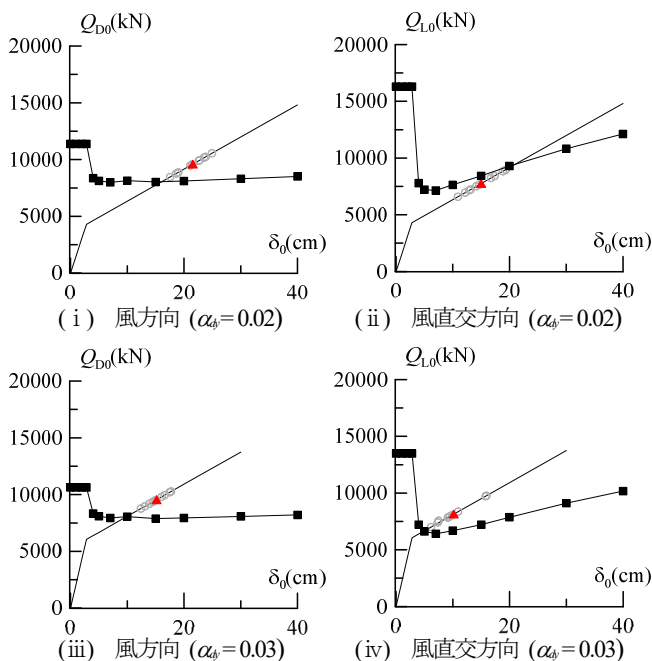
この上部構造の変位の違いから等価減衰定数として用いている値が違うことが確認できる。また、風直交方向は高次モードの影響を受けていることが確認できるため、一次モードのみを考慮するだけでは精度良く予測することは厳しいことがわかる。



図A 建物変位(Model-1)



(a) Model-1



(b) Model-2

図7 免震層変位と免震層の等価層せん断力の関係

\*1 学生会員 東京工業大学 大学生

\*2 東京工業大学未来産業技術研究所 准教授・博士 (工学)

Graduate Student, Tokyo Institute of Technology

Associate Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.