

2 質点系建物モデルを用いたMaxwell要素で表現する粘性ダンパによる 連結制振の解の多質点系モデルへの展開

An Extension of the Solution for a Two-lumped-mass Building Model Incorporating a Joint Viscous Damper Represented by the Maxwell Element to a Multi-lumped-mass Model

池田芳樹・松本祐輝⁽¹⁾

Yoshiki IKEDA and Yuki MATSUMOTO⁽¹⁾

(1) 清水建設株式会社

(1) Shimizu Corporation

Synopsis

For two adjacent buildings connected by a joint viscous damper, two inverse problems have already been formulated based on the pole allocation method in control theory. These formulations simplify a structural system as a two-lumped-mass undamped model. One solution represents the damper as a dashpot only, and has been extended to a multi-lumped-mass model. The other represents the damper as the Maxwell element in which a dashpot and a joint spring are arranged in series. The present study extends the solution for the two-lumped-mass model with the Maxwell-type damper to the multi-lumped-mass model by considering the damper's contribution to each mode. Numerical examples verify the proposed extension, using a 20-degree-of-freedom building model in which two 10-DOF models are connected by the Maxwell-type joint viscous damper between the top lumped masses.

キーワード: 連結粘性ダンパ, 接合部バネ, Maxwellモデル, 多質点系モデル, 極配置法

Keywords: joint viscous damper, joint spring, Maxwell model, multi-lumped-mass model, pole allocation

1. はじめに

制御工学で広く利用されている極配置法は、建物の振動制御の目標としてモード減衰比を指定できるため、現在志向されている性能規定型設計に整合する制御系の設計理論の一つである。著者らは、隣り合う建物を粘性ダンパによって繋ぐ連結制振でも極配置法を展開し、連結制振の基本性状を明らかにした(池田・松本, 2023; 松本・池田, 2023; Ikeda and Matsumoto, 2024; 松本・池田, 2025)。その解は、各建物を1質点系せん断振動型非減衰モデルで表現し、2質点間に粘性ダンパを水平方向に設置した2質点系モデルを用いている。制御目標として、2棟で同

じ付加減衰比を達成することを掲げている。2質点の高さを同じにしているため、同じ高さの隣接2棟を最上階付近でダンパによって繋ぐことが想定されている。解の一つは、粘性ダンパをダッシュポットのみで表現して導かれており、各棟が多質点系モデルで表現される場合への適用方法がすでに報告されている(池田・松本, 2023; Ikeda and Matsumoto, 2024)。もう一つの解は、粘性ダンパをダッシュポットで、その接合部をバネで表現して導かれている。ダッシュポットと接合部が直列配置されたMaxwellモデルを用いて、接合部バネを考慮することにより、より現実的にダンパ容量と制御効果の関係を調べている(松本・池田, 2025)。ダッシュポットのみでダンパ

を表現した場合と比較して、接合部の考慮が制御にどのように影響を及ぼすのかを明らかにしている。

本論文は、このMaxwellモデルで表現した粘性ダンパで繋がれた2質点系モデルの解(松本・池田, 2025)を、各棟を多質点系モデルで表現した場合に利用する方法を提案している。数値解析では、各棟を10質点10自由度系せん断振動型でモデル化し、同一高さにある最上質点間にMaxwellモデルで表現した粘性ダンパを取り付けている。1次固有振動数比と総質量比が異なる4つの建物モデルの固有値解析と地震応答解析により、提案手法の適用性を調べている。

はじめに第2章で、すでに2質点系モデルで得られている解(松本・池田, 2025)を紹介する。第3章では4つの建物モデルを設定し、それらを用いて第4章では、2質点系モデルの解を多質点系モデルに展開する際に必要となるモード寄与率の考え方を述べる。第5章では、モード寄与率を考慮しない場合に生じる適用上の問題点を固有値解析で明らかにし、第6章ではモード寄与率により2質点系モデルの解が多質点系モデルに展開できることを固有値解析により示す。第7章では、多質点系モデルに連結制振を適用した場合の特性を、地震応答解析によって調べる。最後の第8章で本論文の成果を整理する。

2. 2質点系建物モデルを用いた Maxwell 要素で表現する粘性ダンパによる連結制振の解

1 質点 1 自由度系非減衰建物を連結制振した 2 質点系モデルを考える (Fig.1)。連結部は、粘性ダンパを表現するダッシュポットとその接合部を表現するバネが直列に配置された Maxwell モデルで表現されている。

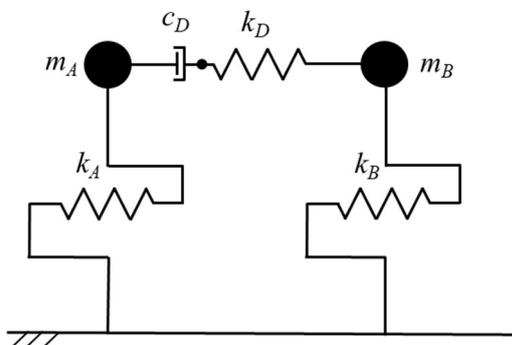


Fig.1 Two-lumped-mass building model with the Maxwell-type joint damper

上図で、 m_A と m_B はそれぞれ建物 A と B の質点質量、 k_A と k_B はそれぞれ建物 A と B のせん断剛性、 c_D は粘性ダンパを表現するダッシュポットの減衰係数、 k_D は c_D と直列の関係にある連結部のバネである。

ω_A と ω_B を建物 A と B を独立させた場合の固有円振動数、 μ を建物 B の建物 A に対する質量比とすると、式(1)の関係がある。 ω_D と h_D をそれぞれ Maxwell モデルの固有振動数と減衰比として、便宜的に式(2)で定義する。

$$\omega_A^2 = \frac{k_A}{m_A}, \quad \omega_B^2 = \frac{k_B}{m_B}, \quad \mu = \frac{m_B}{m_A} \quad (1)$$

$$\omega_D^2 = \frac{k_D}{m_B}, \quad 2h_D\omega_B = \frac{c_D}{m_B} \quad (2)$$

ダンパの緩和時間 τ は、

$$\tau = \frac{c_D}{k_D} \quad (3)$$

となる。

このモデルは、建物に関する 2 つの振動モードと連結部に関する 1 つのモードをもつため、建物の 1 次と 2 次の固有円振動数をそれぞれ ω_1 と ω_2 とおく。建物の 2 つの振動モードで、目標とする付加減衰比を同じ h に設定すると、極配置法に基づいて以下の手順で解が得られる(松本・池田, 2025)。

はじめに、 $\tilde{\omega}_1, \tilde{\omega}_2$ に関する 5 次代数方程式

$$\begin{aligned} & \frac{1+\mu\gamma^2}{\gamma^2}(\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)^5 + \left[(1+\mu)(1-4h^2) - \frac{(1+\gamma^2)(1+\mu\gamma^2)}{\gamma^2} \right] (\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)^4 \\ & + \left[4h^2(1+\mu)(1+\gamma^2) - 2(1-2h^2)(1+\mu\gamma^2) \right] (\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)^3 \\ & + \left[\frac{1+\mu\gamma^4 - (16h^4 - 12h^2 + 1)(1+\mu)\gamma^2}{(1-4h^2)(1+\gamma^2)(1+\mu\gamma^2)} \right] (\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)^2 \\ & + (4h^2 + 2h - 1)(4h^2 - 2h - 1)(1+\mu\gamma^2)\gamma^2\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2 - (1+\mu\gamma^4)\gamma^2 = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

を解く。式(4)で、 γ は 2 棟の建物の固有振動数比、 $\tilde{\omega}_1$ と $\tilde{\omega}_2$ は ω_A で無次元化した固有円振動数比である。

$$\gamma = \frac{\omega_B}{\omega_A}, \quad \tilde{\omega}_1 = \frac{\omega_1}{\omega_A}, \quad \tilde{\omega}_2 = \frac{\omega_2}{\omega_A} \quad (5)$$

次に、得られた $\tilde{\omega}_1, \tilde{\omega}_2$ を用いて、式(6)から $\tilde{\omega}_1$ を求める。

$$\begin{aligned} & -\sqrt{\frac{1+\gamma^2}{\gamma^2}(\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)^2 - \frac{1}{\gamma^2}(\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)^3 - (4h^2+1)\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2} \\ & + \sqrt{\frac{1+\gamma^2}{\gamma^2}(\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)^2 - \frac{1}{\gamma^2}(\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)^3 + (3-4h^2)\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2} \\ \tilde{\omega}_1 = & \frac{\hspace{10em}}{2} \end{aligned} \quad (6)$$

この $\tilde{\omega}_1$ と先に求めた $\tilde{\omega}_1, \tilde{\omega}_2$ を用いて、 $\tilde{\omega}_2$ を式(7)から求める。

$$\tilde{\omega}_2 = \tilde{\omega}_1 + \sqrt{\frac{1+\gamma^2}{\gamma^2}(\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)^2 - \frac{1}{\gamma^2}(\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)^3 - (4h^2+1)\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2} \quad (7)$$

ω_D に関しても ω_A で無次元化すると、

$$\tilde{\omega}_D = \frac{\omega_D}{\omega_A} \quad (8)$$

となり、この $\tilde{\omega}_D$ を式(9)から得る。

$$\tilde{\omega}_D^2 = \frac{\gamma^2(\tilde{\omega}_1^2 + 4h^2\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2 + \tilde{\omega}_2^2) - (\gamma^4 + \tilde{\omega}_1^2\tilde{\omega}_2^2)}{(1+\gamma)(\gamma-1)} + \frac{4h^2(\tilde{\omega}_1 + \tilde{\omega}_2)^2(\gamma^2 - \tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)\gamma^2}{(1+\gamma)(1-\gamma)(\gamma + \tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)(\gamma - \tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)} \quad (9)$$

緩和時間 τ は

$$\tau = \frac{\gamma^2}{h_3\tilde{\omega}_3\omega_A(\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)^2} \quad (10)$$

であり、 $h_3\tilde{\omega}_3$ は式(11)で示されている。

$$h_3\tilde{\omega}_3 = \frac{2h(\tilde{\omega}_1 + \tilde{\omega}_2)\gamma^2}{(\tilde{\omega}_1\tilde{\omega}_2)^2 - \gamma^2} \quad (11)$$

なお、無次元量 $h_3\tilde{\omega}_3$ は

$$h_3\tilde{\omega}_3 = \frac{h_3\omega_3}{\omega_A} \quad (12)$$

と定義され、 $h_3\omega_3$ は1次遅れ系となる Maxwell モデルの時定数の逆数を意味する。

3. 数値解析に用いる建物モデル

1棟を建物Aとして、10質点10自由度系 (10-DOF) 1本棒せん断振動型モデルとする。Table 1に、各質点の質量および各層のせん断剛性と減衰係数を示す。減衰係数は、内部粘性型 (剛性比例型) 減衰で1次モードに対して1%を与えた場合に対応する値である。建物モデルの総質量は $5000 \times 10^3 \text{ kg}$ (5000 ton) である。

Table 2に固有振動数とモード減衰比を、Fig.2に1次から5次までのモード形を刺激関数で示す。このモデルは、粘性ダンパをダッシュポットのみで表現した2質点2自由度系 (2-DOF) モデルの極配置法の解を、多質点系モデルに展開した文献 (池田・松本, 2023; Ikeda and Matsumoto, 2024) に示されている。

隣接する建物Bとしては、建物Aに対する総質量比 μ と1次モードの振動数比 γ を変えた Table 3に示す4モデルを考える。Fig.3に建物Aと建物Bを最上質点で連結した20質点21自由度系 (21-DOF) モデルを示す。Maxwell要素でダンパを表現したため、ダッシュポット

Table 1 Structural parameters for Model A

Lumped mass No.	Mass (10^3kg)	Story	Stiffness (MN/m)	Damping coefficient (MNs/m)
10	600	10	318.7	1.090
9	450	9	367.7	1.257
8	450	8	441.3	1.509
7	450	7	514.8	1.760
6	470	6	588.4	2.012
5	470	5	656.5	2.347
4	490	4	784.5	2.682
3	510	3	882.6	3.018
2	560	2	980.7	3.353
1	550	1	1078.7	3.688

Table 2 Natural frequencies and modal damping ratios of Model A

Mode No.	Natural frequency (Hz)	Damping ratio (%)
1	0.931	1.00
2	2.389	2.57
3	3.887	4.18
4	5.344	5.74
5	6.686	7.18
6	7.856	8.44
7	8.966	9.63
8	10.01	10.76
9	11.19	12.02
10	12.45	13.38

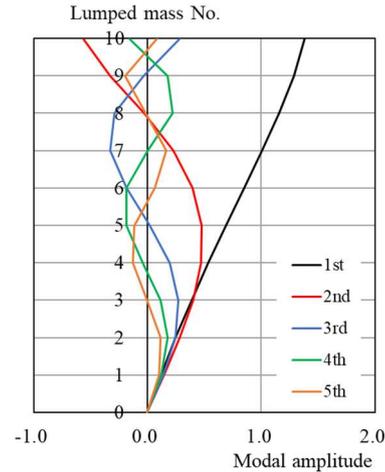


Fig.2 1st to 5th mode shapes (Model A)

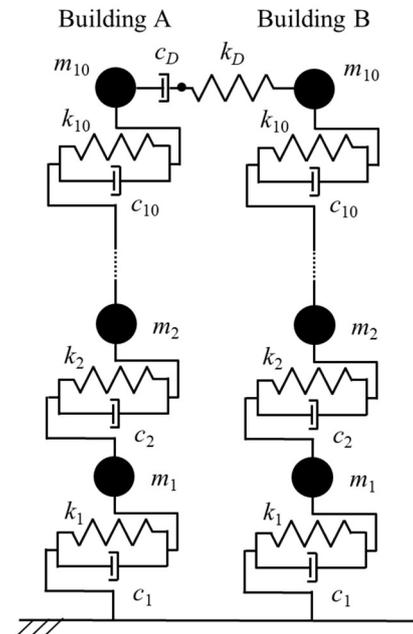


Fig.3 21-DOF model

Table 3 Total mass ratios and 1st frequency ratios for Models B1, B2, B3 and B4

Model	B1	B2	B3	B4
Mass ratio μ	0.9	1.1	0.9	1.1
Frequency ratio γ	1.25	1.25	0.80	0.80

Table 4 Lumped-mass distributions for Models B1, B2, B3 and B4

Lumped mass No.	B1 & B3	B2 & B4
10	540	660
9	405	495
8	405	495
7	405	495
6	423	517
5	423	517
4	441	539
3	459	561
2	504	616
1	495	605
Total mass	4500	5500
Mass ratio μ	0.9	1.1

(Unit for mass: 10^3kg)

Table 5 Stiffness distributions for Models B1, B2, B3 and B4

Story	B1	B2	B3	B4
10	448.2	547.8	183.6	224.4
9	517.1	632.1	211.8	258.9
8	620.6	758.5	254.2	310.7
7	724.0	884.9	296.6	362.5
6	827.4	1011.3	338.9	414.2
5	965.3	1179.9	395.4	483.3
4	1103.2	1348.4	451.9	552.3
3	1241.2	1517.0	508.4	621.3
2	1379.1	1685.5	564.9	690.4
1	1517.0	1854.1	621.3	759.4

(Unit: MN/m)

Table 6 Damping distributions for Models B1, B2, B3 and B4

Story	B1	B2	B3	B4
10	1.226	1.498	0.785	0.959
9	1.414	1.728	0.905	1.106
8	1.697	2.074	1.086	1.328
7	1.980	2.420	1.267	1.549
6	2.263	2.766	1.448	1.770
5	2.640	3.226	1.690	2.065
4	3.017	3.687	1.931	2.360
3	3.394	4.148	2.173	2.655
2	3.771	4.609	2.414	2.951
1	4.148	5.070	2.655	3.246

(Unit: MNs/m)

Table 7 Natural frequencies of Models B1, B2, B3 and B4

Mode No.	B1 & B2	B3 & B4
1	1.164	0.745
2	2.986	1.911
3	4.859	3.110
4	6.680	4.275
5	8.357	5.348
6	9.820	6.285
7	11.21	7.173
8	12.52	8.011
9	13.99	8.951
10	15.57	9.963
Frequency ratio γ	1.25	0.80

(Unit for frequency: Hz)

トの減衰係数 c_D と接合部のバネ k_D の間に、無質量で1自由度をもつ点があることに留意する必要がある。

建物モデルBの高さ方向の剛性分布は、建物Aの分布の比例倍とする。したがって、建物Bのモード形は建物Aに完全に一致する。減衰は、建物Bでも1次モードに対して1%の内部粘性減衰を仮定する。Table 4からTable 6に、建物Bの4モデルに関する質量、剛性および減衰を示す。Table 7には、4モデルに対応する固有振動数を示す。

4. 2質点系モデルの解を多質点系モデルに展開する際のモード寄与率の考え方

第2章で紹介した解は、各建物の1次モードを対象にしている。そこで、制御目標に見合うダンパの減衰係数と接合部バネを計算する際に、質量 m_A と m_B として建物の1次有効質量を用いる。式(13)で得られる有効質量はモードの規準化に依存せず、その全モード次数にわたる総和は建物の全質量に等しいことが知られている(大崎, 1980; Clough and Penzien, 1982)。

$$M_j = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i u_{ij})^2}{\sum_{i=1}^n m_i u_{ij}^2} \quad (13)$$

ここに、 M_j は j 次モードの有効質量、 m_i は質点 i の質量、 u_{ij} は質点 i の j 次モードの振幅、 n は質点数である。例題の21-DOFモデルでは、 n は10になる。Table 8に各建物の1次有効質量を示す。

Table 8 1st effective modal masses and 1st natural frequencies

Model	A	B1	B2	B3	B4
Effective modal mass M_1 (10^3kg)	3771	3394	4148	3394	4148
Mass ratio μ	-	0.9	1.1	0.9	1.1
Freq. ratio γ	-	1.25	0.80	-	-
Natural freq. f_1 (Hz)	0.931	1.164	1.164	0.745	0.745

第2章で紹介した2質点系モデルの解を用いて、ダンパを表現するダッシュボットの減衰係数とダンパ接合部のバネを計算する際、各10-DOFモデルの1次モードの値を用いることとする。しかしながら、2質点系モデルで得たダンパを20-DOFモデルに取り付けると、ダンパは実際には1次モード以外にも効いてしまう。言い換えると、ダンパが高次モードにも効くために、1次モードに対応する値になるように、ダンパのダッシュボットの減衰係数と接合部のバネを調整する必要がある。そこで、その調整をモードの刺激性を考慮して行うことを考える。

ダンパは建物間の相対速度に対して効き、この相対速度は固有値問題では相対モード変位に対応する。非減衰固有値問題としてダンパがない 20-DOF モデルを扱う場合には、2 棟は完全に独立した 10 組のモード形を示す。これは Fig.4 に示すように、20-DOF 全体系モデルの 1 次と 2 次のモードが一組で各建物の 1 次モードであり、全体系の 3 次と 4 次のモードが一組で各建物の 2 次モードになることを意味する。

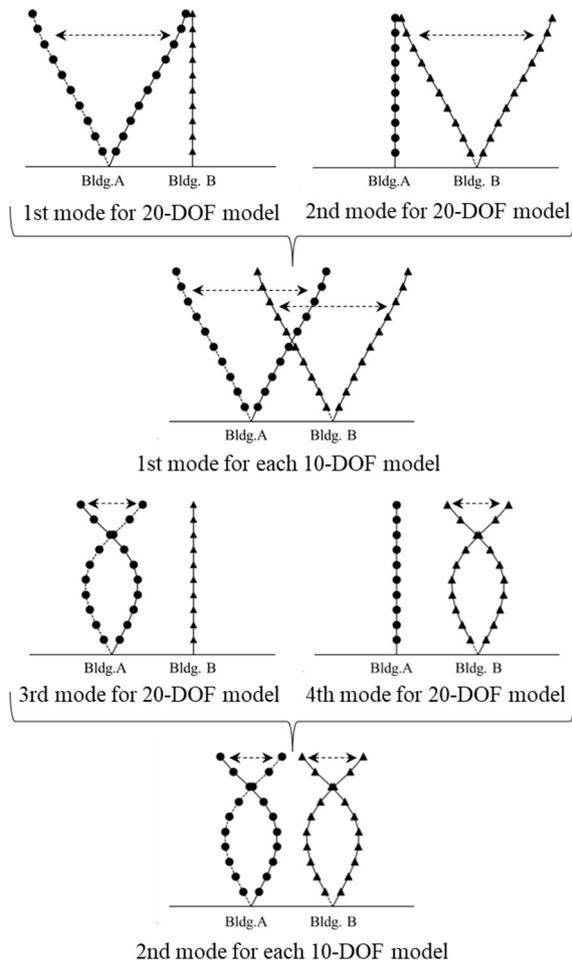


Fig.4 1st to 4th modes for 20-DOF model

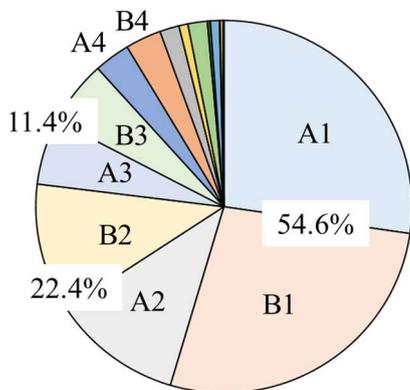


Fig.5 Joint damper contribution to each mode

今、ある一組のモードで、最上質点の刺激関数の絶対値の和が 2 棟の最大相対変位であると考えられる。非減衰固有値問題では 2 棟は完全に独立しているため、各棟の刺激関数は固定点を基準にした振幅である。したがって、2 棟間の相対応答を問題にした場合には、それらの和や差を考える必要がある。差は相対応答を過小評価するので採用せず、和を採用すると、 j 次モードの最大相対変位は

$$|u_{10j}^A \beta_j^A| + |u_{10j}^B \beta_j^B| \quad (14)$$

となる。ここで、 $u_{10j}^A \beta_j^A$ と $u_{10j}^B \beta_j^B$ は建物 A と B の最上質点（ともに質点 10）の j 次モードの刺激関数である。Fig.5 は、式(14)に示す j 次モードの最大相対変位の総和に対する比を表現している。

$$\frac{|u_{10j}^A \beta_j^A| + |u_{10j}^B \beta_j^B|}{\sum_{j=1}^{10} (|u_{10j}^A \beta_j^A| + |u_{10j}^B \beta_j^B|)} \quad (15)$$

図中の記号は、例えば A1 は建物 A 単独の 1 次モード、B2 は建物 B 単独の 2 次モードを意味する。したがって、A1 と B1 の合計は式(15)で j を 1 にした場合に対応し、A2 と B2 の合計は j を 2 にした場合に対応する。設定した建物モデルでは 2 棟の建物のモード形が完全に一致するため、建物 B の 4 ケースとも j 次モードで建物 A と B の比率は等しく、しかも 4 ケースの同一モードの比率も等しい。

A1 と B1 の合計は、1 次モードで 54.6%、2 次モードで 22.4%、3 次モードで 11.4% になっている。高次モードほど、刺激関数の絶対値がその総和に占める割合は小さい。1 次モードの値を使って接合部を含めたダンパの規模を計算しても、2 次以上のモードに 45.4% (=100.0-54.6) が使われていることになる。そこで第 2 章の解から得たダンパの減衰係数と接合部バネを 1.83 (=1.0/0.546) で除して、1 次モード相当にすることを考える。この考え方は、粘性ダンパをダッシュポットのみで表現して、2 質点系モデルで得られた解を各棟が多質点系モデルで表現される場合に適用した方法と同じである(池田・松本, 2023; Ikeda and Matsumoto, 2024)。

5. モード寄与率を考慮しない場合に生じる適用上の問題点

5.1 2 質点系モデルの複素モード形

はじめに、Table 8 に示すモデル諸元を第 2 章の解に適用して、建物の 2 つのモード減衰比を厳密に目標値にすることが可能であることを Table 9 に示す。制御目標の付加減衰比 h は 10% とする。

Fig.1 に示したモデルは、5 次元の状態方程式で表

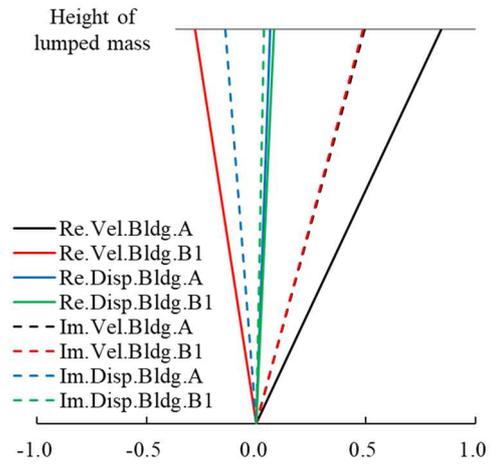
現できる. そのシステム行列による固有値解析では, 建物モードの卓越モードは 4 つあり, それらは互いに共役な 2 組のモードとなる. 各モデルでシステム行列の固有値問題を解くと, 建物の 1 次と 2 次モードの減衰比として正確に 10% が達成されている. 式 (3) で表現されるダンパの緩和時間は 0.010 s から 0.034 s と小さい. ダンパ卓越モードの減衰比は 100% で過減衰になっており, 実際は振動モードではない.

Table 9 Solutions for two-lumped-mass model with parameters shown in Table 8

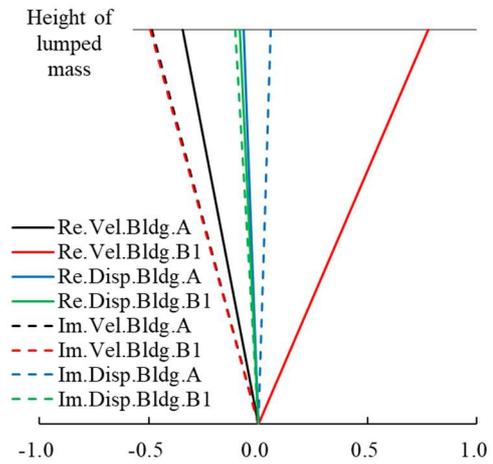
Model	A-B1	A-B2	A-B3	A-B4
Mass ratio μ	0.9	1.1	0.9	1.1
Freq. ratio γ	1.25		0.80	
Target damping ratio h	10%			
$\tilde{\omega}_1, \tilde{\omega}_2$ in Eq.(4)	1.2667	1.2968	0.8309	0.8116
$\tilde{\omega}_1$ in Eq.(6)	1.0693	1.0820	0.8662	0.8559
$\tilde{\omega}_2$ in Eq.(7)	1.1846	1.1985	0.9593	0.9483
$\tilde{\omega}_D$ in Eq.(8)	1.9970	1.1599	0.9612	1.4583
$h_3 \tilde{\omega}_3$ in Eq.(11)	16.731	5.983	4.633	12.309
$\tau \omega_A$ by Eq.(10)	0.0582	0.1553	0.2001	0.0789
Shear stiffness of Bldg. A k_A (MN/m)	129.02			
Shear stiffness of Bldg. B k_B (MN/m)	181.52	221.85	74.32	90.83
Damping coefficient of damper c_D (NMs/m)	4.606	5.070	3.669	4.072
Joint spring of damper k_D (NM/m)	463.1	190.9	107.3	301.8
Relaxation time τ (s)	0.010	0.027	0.034	0.014
1st natural frequency f_1 (Hz)	0.996	1.007	0.806	0.797
2nd natural frequency f_2 (Hz)	1.103	1.116	0.893	0.883
Damping ratio in 1st mode h_1	10.0%	10.0%	10.0%	10.0%
Damping ratio in 2nd mode h_2	10.0%	10.0%	10.0%	10.0%
Damping ratio of damper h_D	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%

Fig.6 から Fig.9 には, Table 9 に対応する建物のモード振幅を複素刺激関数として示す. 建物の 4 つの卓越モードは, 互いに共役な 2 組のモードとなるため, 図では各組でモード形を 1 つ選択している. 選択していないモード形は, 虚部の符号を反転させたものである. 複素刺激関数には, 入力のある状態量では実数の刺激関数と同様に総和が 1.0 になり, 入力がない状態量では総和が 0.0 になる性質がある(大

崎, 1980). そのため, 実数の刺激関数と同様に, 刺激関数によるモード振幅の表示には規準化の影響を受けない利点がある. 入力のある状態量は速度振幅に対応し, 入力のない状態量は変位振幅に対応する. また, 速度に関するモード振幅の絶対値に対応する固有円振動数で除した値が, 変位に関するモード振幅の絶対値になる性質がある. モード次数は, 固有円振動数が小さい順に 1 から振っており, 図の副題の括弧内に 5 次のシステム行列の固有値の次数を記載している.



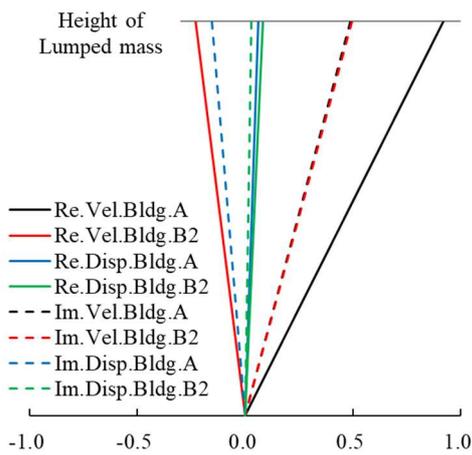
(a) 1st mode (1st and 2nd modes of the system)



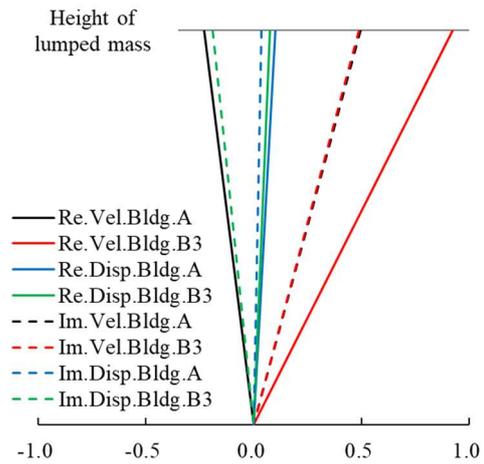
(b) 2nd mode (3rd and 4th modes of the system)

Fig.6 Modal amplitudes for Model A-B1

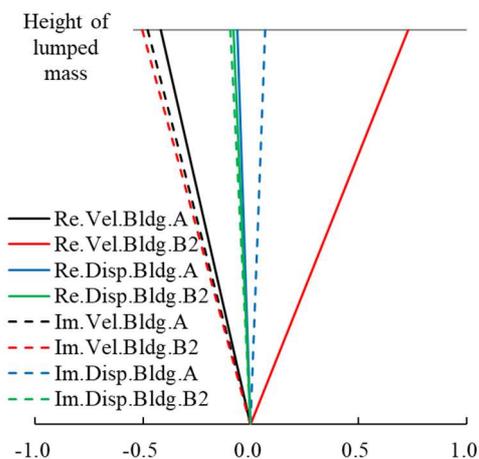
Fig.6 では, 固有振動数比が 1.0 より大きいため, 建物 1 次モードが建物 A の卓越振動モードに, 建物 2 次モードが建物 B の卓越振動モードになっている. 建物 1・2 次モードで, 速度振幅の実部 (黒色と赤色の実線) は符号が互いに反対で, 速度振幅の虚部 (黒色と赤色の破線) は符号が同じになっている. 変位



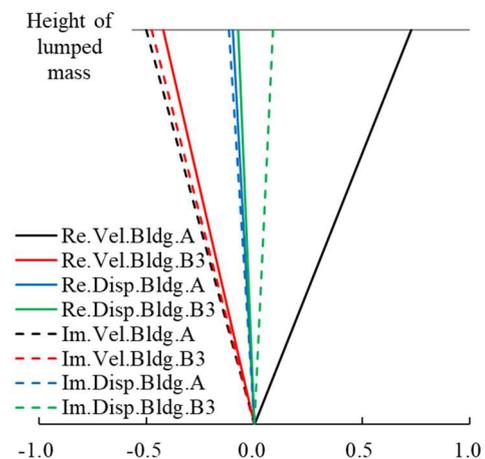
(a) 1st mode (1st and 2nd modes of the system)



(a) 1st mode (1st and 2nd modes of the system)



(b) 2nd mode (3rd and 4th modes of the system)



(b) 2nd mode (3rd and 4th modes of the system)

Fig.7 Modal amplitudes for Model A-B2

Fig.8 Modal amplitudes for Model A-B3

に関する振幅（青色と緑色の実線と破線）は相対的に小さい。これは、速度に関するモード振幅の絶対値を対応する固有円振動数で除した値が、変位に関するモード振幅の絶対値になる性質から生じている。Fig.7は、固有振動数比がFig.6と同じ1.25であるため、Fig.6とほぼ同じモード形になっている。

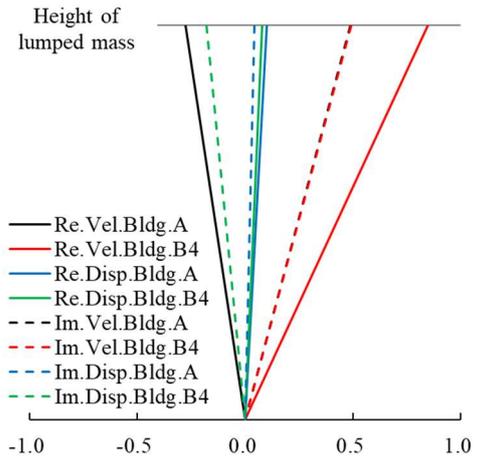
Fig.8とFig.9では固有振動数比が1.0より小さいため、建物1次モードが建物Bの卓越振動モードで、建物2次モードが建物Aの卓越振動モードになっている。速度振幅の実部は建物Aと建物Bでやはり符号が変わり、速度振幅の虚部は符号が同じになっており、この点はFig.6やFig.7と同じである。ここでも、変位に関する振幅は相対的に小さい。Fig.8とFig.9は、固有振動数比が同じ0.80であるため、ほぼ同じモード形になっている。

Table 10には、Fig.6からFig.9に対応させて、建物AとBの棟間振幅を各振動モードにおける複素刺激関数の絶対値として示す。4つのモデルとも、2つの

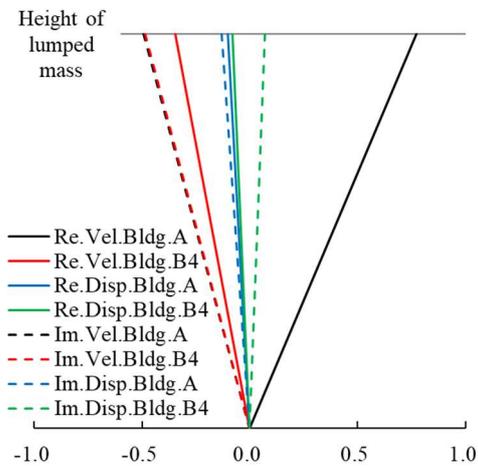
建物モードの棟間振幅が速度では同じ、変位でもほぼ同じになっている。2つの建物モードで目標減衰を同じに設定しているため、2つのモードで2棟間の相対速度や相対変位の振幅がほぼ同じになっている。なお、各振動モードで速度の棟間振幅を変位の棟間振幅で除すと、Table 9に示した固有振動数に近い固有円振動数になる。速度に関するモード振幅の絶対値を対応する固有円振動数で除した値が、変位に関するモード振幅の絶対値になる性質は、棟間振幅でも引き継がれている。

Table 10 Differences of modal amplitudes between two buildings, responding to Figs.6 to 9

mode	Amplitude	A-B1	A-B2	A-B3	A-B4
1st (1st & 2nd for system)	Velocity	1.121	1.150	1.152	1.122
	Disp.	0.179	0.182	0.227	0.224
2nd (3rd & 4th for system)	Velocity	1.121	1.149	1.152	1.122
	Disp.	0.162	0.164	0.205	0.202



(a) 1st mode (1st and 2nd modes of the system)



(b) 2nd mode (3rd and 4th modes of the system)

Fig.9 Modal amplitudes for Model A-B4

本節で述べたモード形の基本特性を引き継ぐことは、各棟を多質点系モデルとした場合に第2章の解の適用する際に重要と考えられる。

5.2 2質点系モデルの解をそのまま適用した場合の課題

Table 9は、第2章で紹介した2質点系モデルによるダンパの解を、Table 8に示す建物の1次有効質量に基づいて計算した。それを20質点系モデルにそのまま取り付けて、固有値解析をした結果をTable 11に示す。

Table 9およびFig.6からFig.9と同様に、固有振動数比が同じために、モデルA-B1とA-B2では同じモード次数では固有振動数は近い値を示し、モデルA-B3とA-B4でも同じモード次数では固有振動数は近い値を示す。4つのモデルとも、建物の1次モードの減衰比は4.6%で同じであり、建物の2次モードの減衰比は35~37%でほぼ同じある。3次モード以降でも、同じモード次数では減衰比はほぼ近い値である。建物の1

Table 11 Natural frequencies and damping ratios of 20-lumped-mass models after installing the corresponding damper shown in Table 9

Model	A-B1		A-B2		A-B3		A-B4	
	Freq. (Hz)	Damp. ratio (%)						
Bldg. 1	1.038	4.61	1.047	4.61	0.838	4.61	0.831	4.61
Bldg. 2	1.169	37.48	1.247	35.21	1.000	35.02	0.938	37.42
Bldg. 3	2.429	11.10	2.496	9.97	1.998	9.89	1.946	11.10
Bldg. 4	2.927	9.83	3.025	9.46	2.423	9.36	2.345	9.89
Bldg. 5	3.866	7.61	3.938	7.70	3.153	7.65	3.095	7.66
Bldg. 6	4.861	7.23	4.920	6.12	3.937	6.06	3.893	7.21
Bldg. 7	5.317	7.32	5.382	7.38	4.308	7.35	4.256	7.36
Bldg. 8	6.682	6.45	6.694	6.35	5.356	6.34	5.346	6.45
Bldg. 9	6.686	8.55	6.741	7.82	5.393	7.78	5.352	8.56
Bldg.10	7.859	8.66	7.867	8.56	6.293	8.55	6.288	8.66
Bldg.11	8.363	7.77	8.381	7.43	6.704	7.42	6.692	7.76
Bldg.12	8.967	9.66	8.968	9.64	7.174	9.64	7.174	9.66
Bldg.13	9.825	8.62	9.829	8.50	7.863	8.49	7.861	8.61
Bldg.14	10.01	10.76	10.01	10.76	8.011	10.76	8.011	10.76
Bldg.15	11.19	12.02	11.19	12.02	8.951	12.02	8.951	12.02
Bldg.16	11.21	9.65	11.21	9.64	8.967	9.64	8.967	9.65
Bldg.17	12.45	13.38	12.45	13.38	9.963	13.38	9.963	13.38
Bldg.18	12.52	10.75	12.52	10.75	10.01	10.76	10.01	10.76
Bldg.19	13.99	12.01	13.99	12.01	11.19	12.02	11.19	12.02
Bldg.20	15.57	13.37	15.57	13.37	12.45	13.38	12.45	13.38
Damper	13.05	100.0	3.347	100.0	2.563	100.0	9.422	100.0

次モードの減衰比は目標減衰比10%に比較して小さく、反対に建物2次モードの減衰比は目標減衰比10%に比較して著しく大きくなっている。

Fig.10からFig.13に、4つのモデルの複素モード形を4次モードまで示す。Fig.6からFig.9と同様に、複素刺激関数としてモード形を描いており、共役モードの1つを示しているため、虚部は符号を反転させた場合も想定する必要がある。図の縦軸は、下から振ったの質点番号を示し、2棟で質点高さは共通である。速度振幅（黒と赤の実線）は、複素刺激関数で表現した場合に全モードの総和が1.0になる性質を有することから、最も基本的なモード形状を表す。

4つのモデルとも、1次モードの速度振幅の実部は建物Aと建物Bで同符号、虚部で逆符号になっている。実部の振幅は虚部の振幅よりも大きいため、1次モードは両棟が一体となって同じ方向に振動する傾向を示していると言える。2次モードでは、速度振幅の実部は最上質点（縦軸で10の位置）で両棟を繋ぐように近い値となっているが、中間質点ではモード形が膨らむようになり互いに逆符号になっている。速度振幅の虚部は、1・2次モードとも4つのモデルで両棟

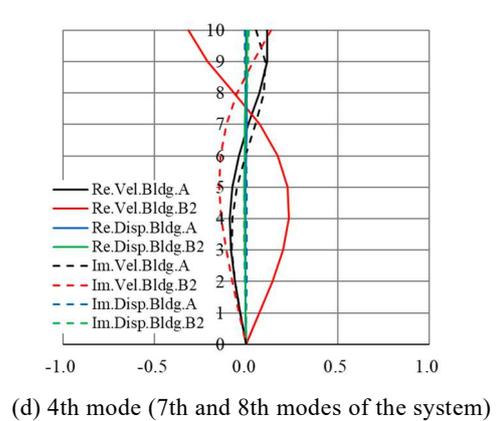
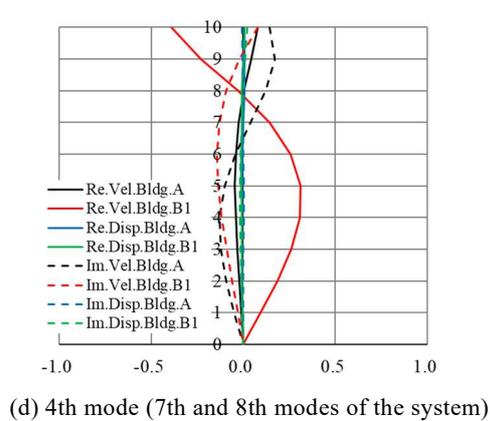
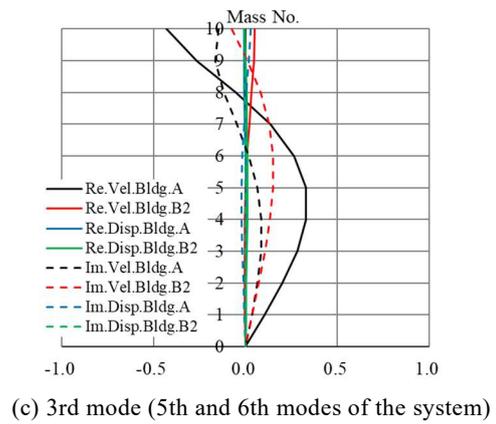
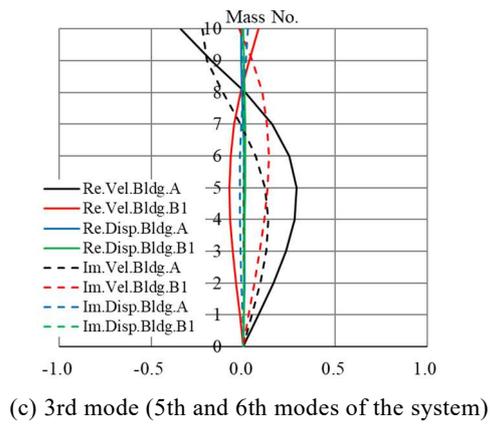
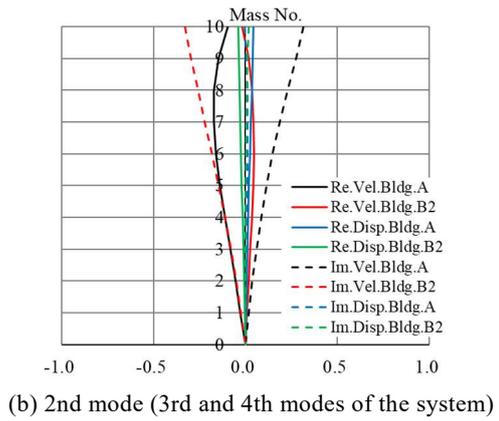
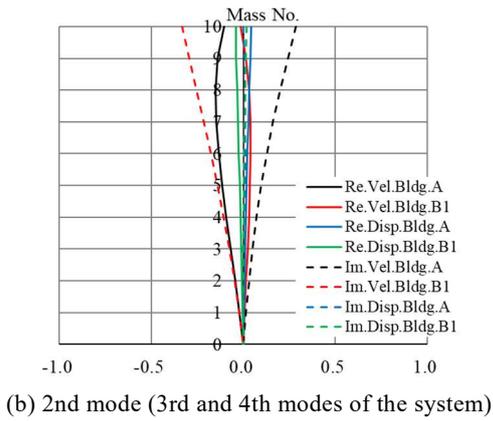
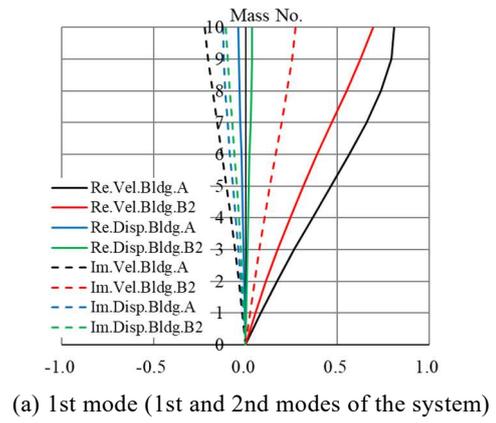
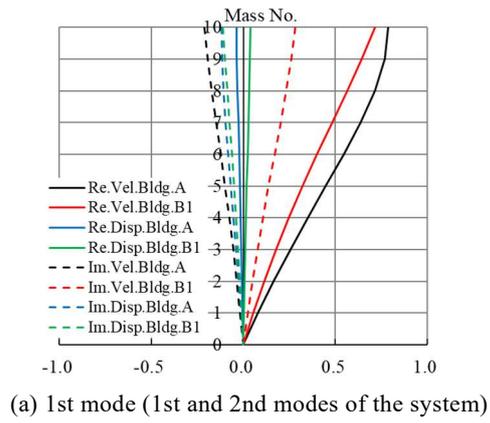


Fig.10 Modal amplitudes for 20-lumped-mass Model A-B1 with the damper shown in Table 9

Fig.11 Modal amplitudes for 20-lumped-mass Model A-B2 with the damper shown in Table 9

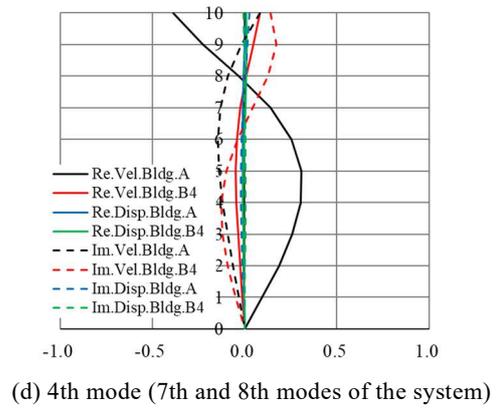
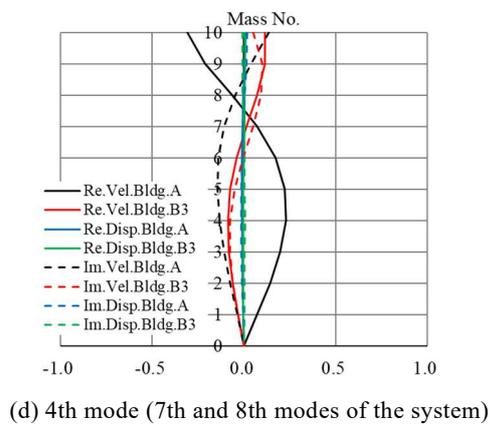
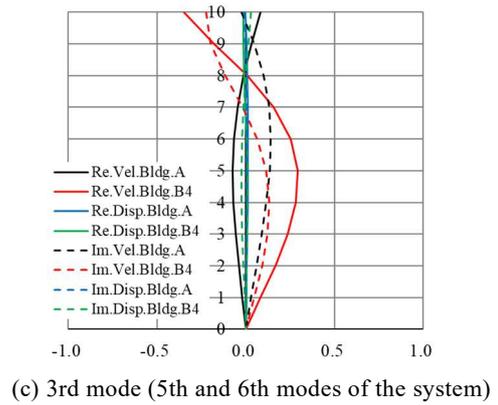
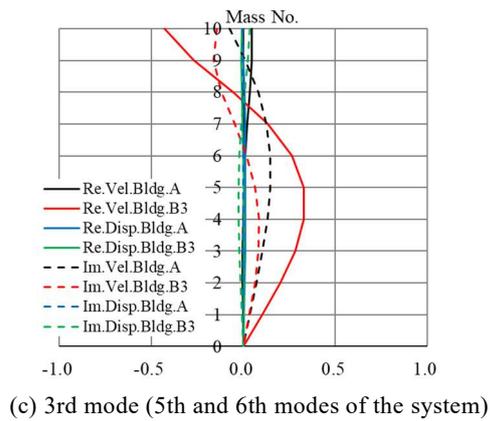
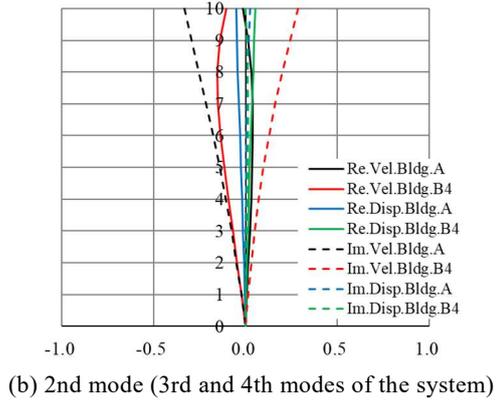
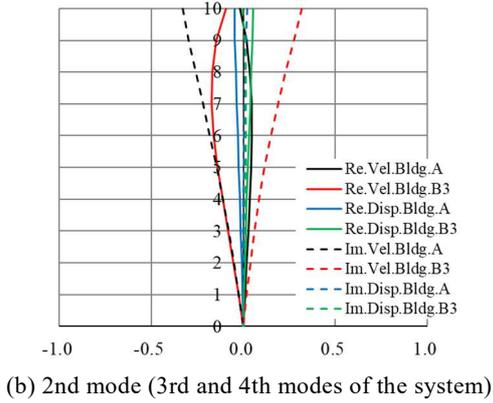
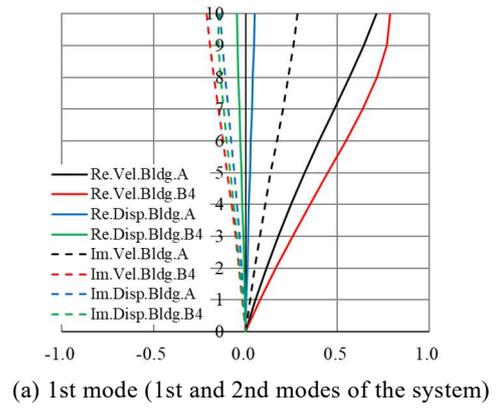
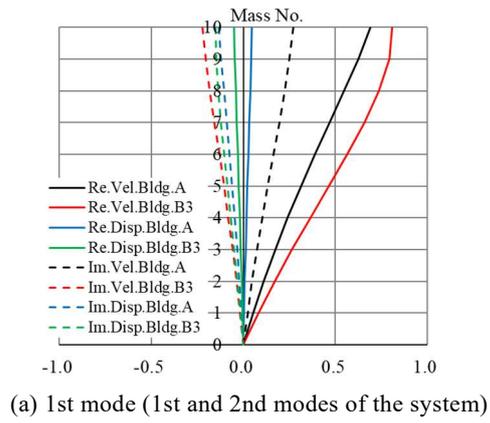


Fig.12 Modal amplitudes for 20-lumped-mass Model A-B3 with the damper shown in Table 9

Fig.13 Modal amplitudes for 20-lumped-mass Model A-B4 with the damper shown in Table 9

Table 12 Differences of modal amplitudes between two Buildings, responding to Figs.10 to 13

mode	Amplitude	A-B1	A-B2	A-B3	A-B4
1st (1st & 2nd for system)	Velocity	0.4997	0.5061	0.5063	0.5001
	Disp.	0.0776	0.0769	0.0961	0.0958
2nd (3rd & 4th for system)	Velocity	0.6236	0.6508	0.6507	0.6256
	Disp.	0.0849	0.0831	0.1035	0.1061
3rd (5th & 6th for system)	Velocity	0.4683	0.4862	0.4834	0.4734
	Disp.	0.0307	0.0310	0.0385	0.0387
4th (7th & 8th for system)	Velocity	0.4736	0.4382	0.4324	0.4772
	Disp.	0.0258	0.0231	0.0284	0.0324

の振幅の符号は反対で、上階ほど振幅が大きくなっている。他のモードと比較すると、2次モードでは実部の振幅に比較して虚部の振幅が大きい。

3・4次のモードの速度振幅の実部は、各棟の2次モード形である。モデルA-B1とA-B2では、3次モードが建物Aの卓越モード、4次モードが建物Bの卓越モードである。モデルA-B3とA-B4では、3次モードが建物Bの卓越モード、4次モードが建物Aの卓越モードである。3・4次のモードの速度振幅の虚部でも、建物2次モードの速度振幅の実部と同様に、最上質点で両棟の振幅が寄り添う傾向が見られる。

状態方程式のシステム行列の固有値問題では、速度に関するモード振幅の絶対値を対応する固有円振動数で除した値が、変位に関するモード振幅の絶対値になる性質があるため、設定したモデルでは変位振幅（破線）は実部・虚部とも小さい。

これらのモード形を5.1節のFig.6からFig.9に示した2質点系のモード形と比較すると、1次モードの速度の実部で見られる両棟が一体となって同じ方向に振動する傾向や、2次モードの速度の実部で見られる最上質点で両棟が寄り添うような傾向が、2質点系モデルでは現れていないことがわかる。20質点系モデルの3・4次のモードは各棟の2次モードで、そもそも2質点系モデルでは表現できないため、2質点系モデルとの比較の対象外である。

Table 11で認められた1次モードの減衰比が低い現象は、速度の実部で見られる両棟が一体となって同じ方向に振動する傾向を反映している。そこで、連結部である最上質点位置で棟間速度と棟間変位を複素刺激関数の絶対値として調べる。その結果がTable 12である。棟間速度と棟間変位は2次モードで大きく、これがTable 11で2次モードの減衰比が大きいことに対応している。

以上から、Table 9に示した2質点系モデルによるダンパの諸元をそのまま適用したのでは、多質点系モデルの連結制振で制御目標を達成できないことは明らかであり、多質点系モデルへの適用の際に、池田・

松本（2023）とIkeda and Matsumoto（2024）で提案したような理論解の補正が必要となる。

6. 2質点系モデルの解をそのまま適用した場合の課題の解決

Table 9の値のダンパを20質点系モデルにそのまま取り付けると、第4章で述べたように、ダンパは実際には1次モード以外にも効いてしまう。ダンパが高次モードにも効くために、1次モードの減衰比は小さくなっている。そこで、Table 9のダンパの減衰係数と接合部のバネを1.83 (=1.0/0.546)で除して、Table 13に示す値に調整する。緩和時間は、その定義から調整後も同じになる。調整したダンパを取り付けた際の固有値解析結果をTable 14に示す。Table 14をTable 11と比較すると、建物の1次モード減衰比4.6%が9.2~9.3%に増加し、建物2次モードの減衰比35~37%が13%に減少している。

Fig.14からFig.17には、Table 13に対応するモード形を示す。これらのモード形を5.2節のFig.10からFig.13に示すモード形と比較すると、特に建物1・2次モードで明確な違いが見られる。建物1・2次モードでは、2棟間の同一高さにおける棟間振幅が著しく増している。

Table 13 Adjusted dampers' parameters for the 20-lumped-mass models

Model	A-B1	A-B2	A-B3	A-B4
Mass ratio μ	0.9	1.1	0.9	1.1
Freq. ratio γ	1.25		0.80	
Target damping ratio h	10%			
Adjusted damping coefficient of damper c_D (NMs/m)	2.515	2.768	2.003	2.223
Adjusted joint spring of damper k_D (NM/m)	252.8	104.3	58.6	164.8
Relaxation time τ (s)	0.010	0.027	0.034	0.014

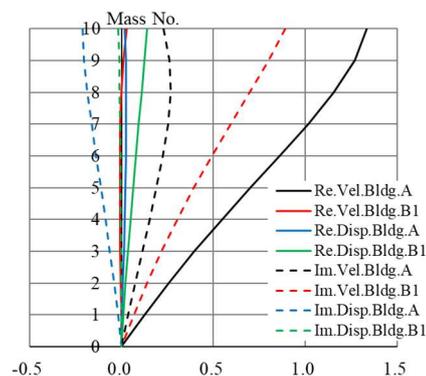
モデルA-B1とA-B2は、建物Aに対する建物Bの1次固有振動数が1.25であるから、建物Aが建物Bよりも柔らかい。これら2つのモデルでは、建物1次モードが建物Aの卓越1次モードであることがはっきり現れ、建物2次モードでは建物AとBの振幅実部の符号が互いに反対になっている。建物2次モードでは、建物Bの振幅虚部の絶対値が建物Aに比較して大きいことから、建物Aも1次モード形を保ちながらも、建物Bの卓越1次モードであると理解できる。1.83で除すという補正の結果、建物AとBの繋がりが緩くなり、2棟の

Table 14 Natural frequencies and damping ratios of 20-lumped-mass models after installing the corresponding damper shown in Table 13

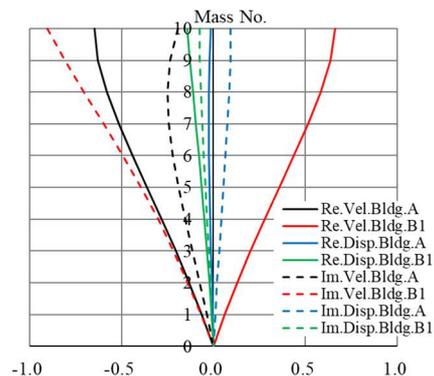
Model	A-B1		A-B2		A-B3		A-B4	
	Freq. (Hz)	Damp. ratio (%)	Freq. (Hz)	Damp. ratio (%)	Freq. (Hz)	Damp. ratio (%)	Freq. (H)	Damp. ratio (%)
Bldg. 1	1.006	9.32	1.014	9.21	0.812	9.20	0.805	9.32
Bldg. 2	1.116	13.50	1.135	13.08	0.909	13.06	0.893	13.49
Bldg. 3	2.405	6.55	2.430	6.38	1.945	6.36	1.925	6.55
Bldg. 4	2.984	6.20	3.015	5.57	2.413	5.52	2.388	6.18
Bldg. 5	3.890	5.95	3.918	5.78	3.135	5.76	3.113	5.96
Bldg. 6	4.871	5.69	4.892	5.12	3.914	5.10	3.898	5.67
Bldg. 7	5.345	6.60	5.368	6.42	4.295	6.41	4.277	6.61
Bldg. 8	6.685	6.26	6.696	6.09	5.357	6.08	5.349	6.25
Bldg. 9	6.695	7.72	6.707	7.40	5.366	7.38	5.357	7.71
Bldg.10	7.859	8.55	7.861	8.49	6.289	8.49	6.287	8.55
Bldg.11	8.364	7.47	8.369	7.29	6.695	7.29	6.692	7.46
Bldg.12	8.967	9.65	8.967	9.64	7.174	9.64	7.174	9.65
Bldg.13	9.824	8.53	9.824	8.47	7.860	8.46	7.859	8.52
Bldg.14	10.01	10.76	10.01	10.76	8.011	10.76	8.011	10.76
Bldg.15	11.19	12.02	11.19	12.02	8.951	12.02	8.951	12.02
Bldg.16	11.21	9.64	11.21	9.63	8.967	9.63	8.967	9.64
Bldg.17	12.45	13.38	12.45	13.38	9.963	13.38	9.963	13.38
Bldg.18	12.52	10.75	12.52	10.75	10.01	10.76	10.01	10.76
Bldg.19	13.99	12.01	13.99	12.01	11.19	12.02	11.19	12.02
Bldg.20	15.57	13.37	15.57	13.37	12.40	13.38	12.45	13.38
Damper	14.53	100.0	4.764	100.0	3.681	100.0	10.63	100.0

最上質点間の相対応答が確保されるようになっている。2棟間の相対応答はダンパの働きに大きな影響を及ぼすから、補正前に比較して建物1・2次モードで相対応答を得易くなっている。なお、建物3・4次モードは、それぞれ建物AとBの2次卓越モードである。

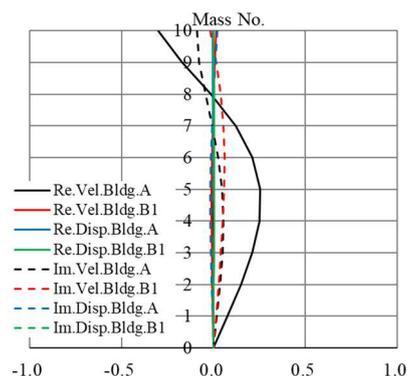
モデルA-B3とA-B4は、建物Aに対する建物Bの1次固有振動数が0.80であるから、建物Bが建物Aよりも柔らかい。これら2つのモデルでは、建物1次モードが建物Bの卓越1次モードであることがはっきり現れ、建物2次モードでは、モデルA-B1とA-B2と同様に、建物AとBの振幅実部の符号が互いに反対になっている。建物2次モードでは、建物Aの振幅虚部の絶対値が建物Bに比較して大きいことから、建物Bも1次モード形を保ちながらも、建物Aの卓越1次モードであると理解できる。1.83で除すという補正の結果、やはり建物AとBの繋がりが緩くなり、2棟の最上質点間の相対応答が確保されるようになっている。ここでも、補正前に比較して建物1・2次モードで相対応答を得易くなっている。建物3・4次モードは、やはり各建物の2次卓越モードである。



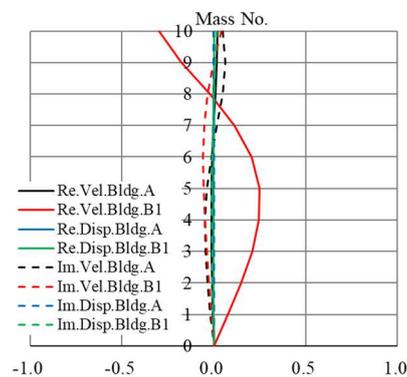
(a) 1st mode (1st and 2nd modes of the system)



(b) 2nd mode (3rd and 4th modes of the system)

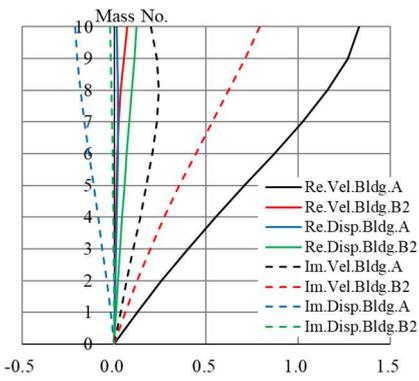


(c) 3rd mode (5th and 6th modes of the system)

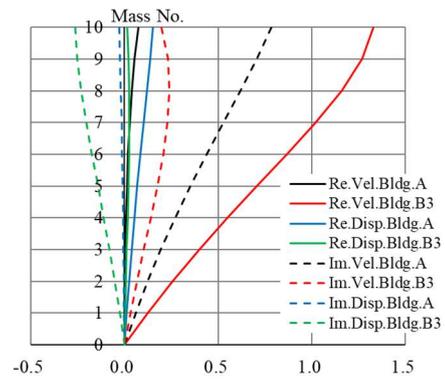


(d) 4th mode (7th and 8th modes of the system)

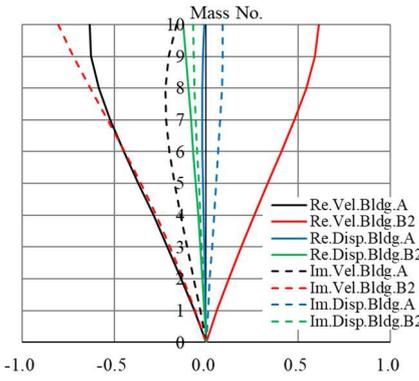
Fig.14 Modal amplitudes for 20-lumped-mass Model A-B1 with the damper shown in Table 13



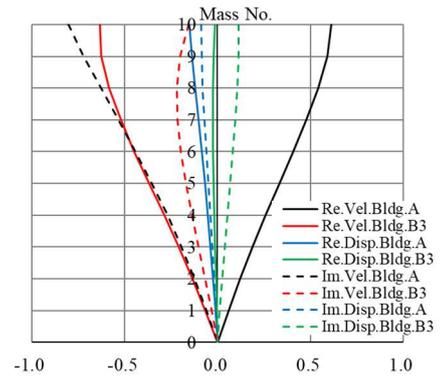
(a) 1st mode (1st and 2nd modes of the system)



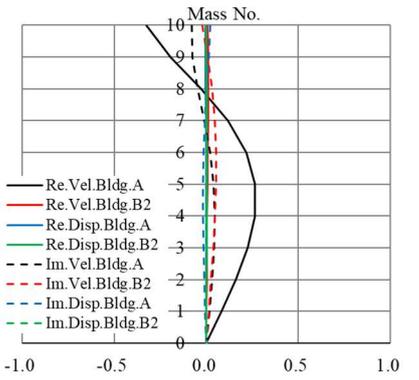
(a) 1st mode (1st and 2nd modes of the system)



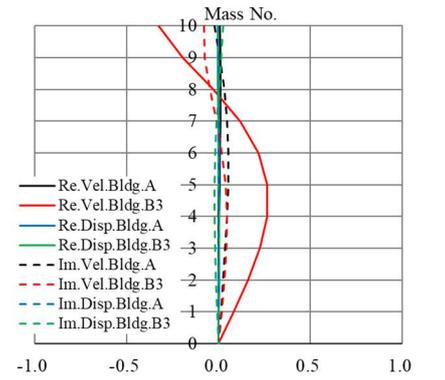
(b) 2nd mode (3rd and 4th modes of the system)



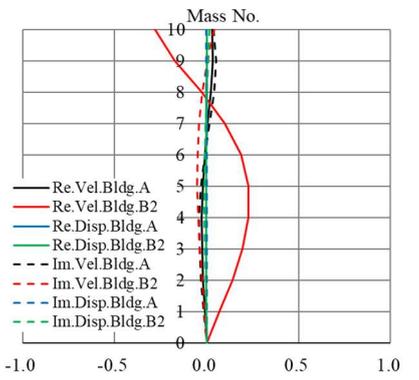
(b) 2nd mode (3rd and 4th modes of the system)



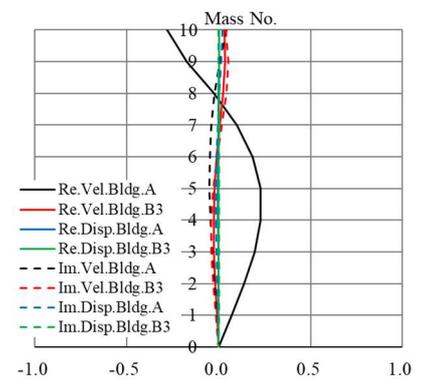
(c) 3rd mode (5th and 6th modes of the system)



(c) 3rd mode (5th and 6th modes of the system)



(d) 4th mode (7th and 8th modes of the system)



(d) 4th mode (7th and 8th modes of the system)

Fig.15 Modal amplitudes for 20-lumped-mass Model A-B2 with the damper shown in Table 13

Fig.16 Modal amplitudes for 20-lumped-mass Model A-B3 with the damper shown in Table 13

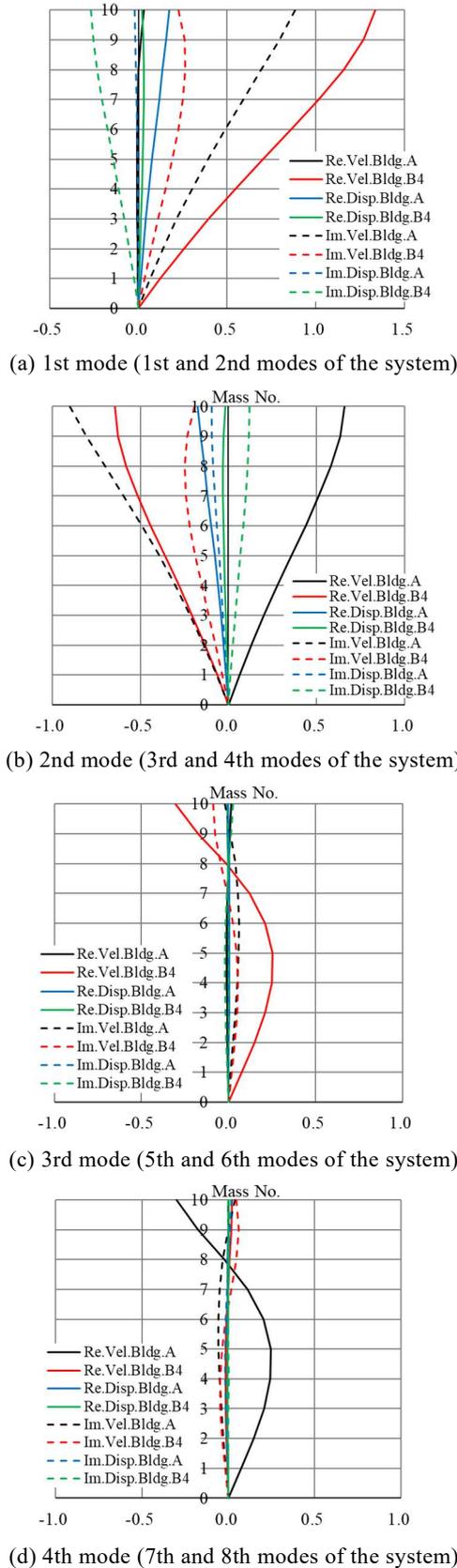


Fig.17 Modal amplitudes for 20-lumped-mass Model A-B4 with the damper shown in Table 13

4つのモデルとも、1.83で除すという補正を施すことで、2質点系モデルで見られたモード形が保持されるようになっている。

Table 15は、Table 1の建物1・2次モードの減衰比から、各建物の構造減衰比1%を差し引いて、付加減衰比を示している。各建物で目標付加減衰比10%を厳密に達成してはいないが、平均付加減衰比としては10%を達成している。第2章で紹介した2質点系Maxwellモデルの解も、モード寄与率による補正を施せば、ダッシュポットだけで連結粘性ダンパを表現した場合と同様に、多質点系モデルにも適用可能である。

Table 12と同様に、Table 16は、連結部の2棟の最上質点位置における棟間速度と棟間変位を複素刺激関数の絶対値で調べている。建物1・2次モードで値が大きくなり、補正により各建物の1次卓越モードが制御され易くなるように改善されていることがわかる。

Table 15 Additional damping ratios to the 20-lumped-mass models with the adjusted dampers

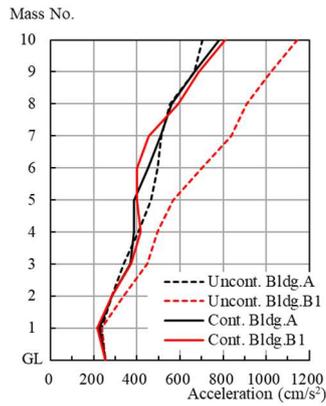
Model	A-B1		A-B2		A-B3		A-B4	
Mode	Damp. ratio (Hz)	Aver. ratio (%)						
Bldg.1	8.32	10.41	8.21	10.15	8.20	10.13	8.21	11.41
Bldg.2	12.50	12.08	12.06	12.49				

Table 16 Differences of modal amplitudes between two Buildings, responding to Figs.14 to 17

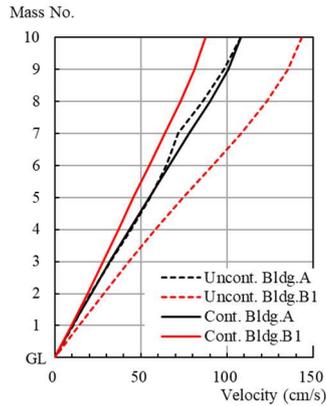
mode	Amplitude	A-B1	A-B2	A-B3	A-B4
1st (1st & 2nd for system)	Velocity	1.4641	1.3898	1.3869	1.4601
	Disp.	0.2316	0.2180	0.2718	0.2886
2nd (3rd & 4th for system)	Velocity	1.4892	1.4063	1.4031	1.4843
	Disp.	0.2125	0.1972	0.2458	0.2644
3rd (5th & 6th for system)	Velocity	0.3240	0.3370	0.3372	0.3250
	Disp.	0.0214	0.0221	0.0276	0.0269
4th (7th & 8th for system)	Velocity	0.3206	0.3133	0.3127	0.3206
	Disp.	0.0171	0.0165	0.0206	0.0214

7. 地震応答解析による制御効果の確認

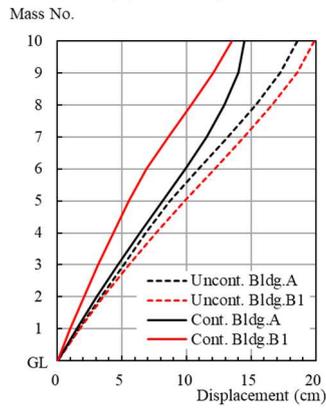
第6章に示した4つの20質点系モデルを用いて地震応答解析を行い、制御効果を調べる。極配置法が線形系を対象にしており、2棟の1次固有振動数が0.745Hzから1.164Hzの範囲にあることから、短周期成分が多い1940年Imperial Valley地震で記録されたEl Centro波 (NS成分) および1952年Arvin-Tahachapi地震で記録されたTaft波 (EW成分) を、最大速度を25cm/sに規準化して入力する。この規準化に対応する最大加速度は、El Centro波で255.0 cm/s²、Taft波で248.4 cm/s²である。Fig.18からFig.23にEl Centro波入



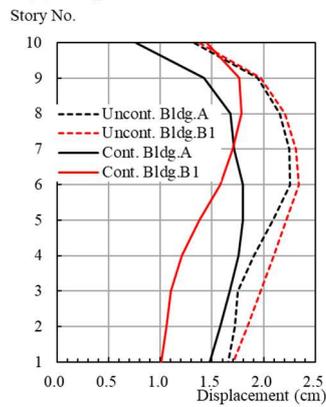
(a) Acceleration



(b) Velocity

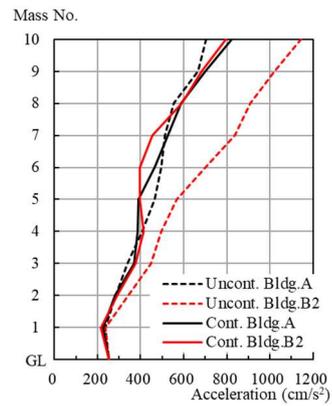


(c) Displacement to the base

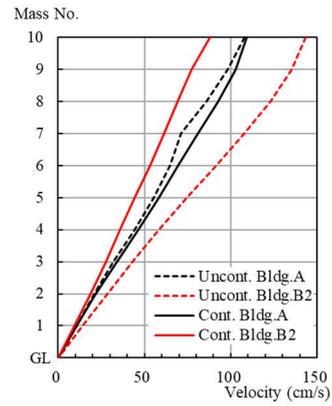


(d) Interstory displacement

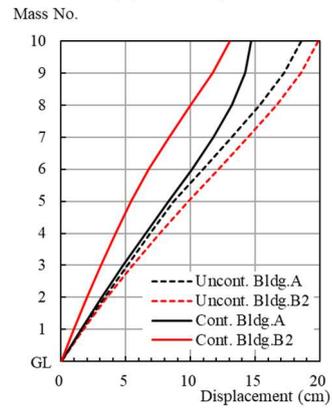
Fig.18 Peak response distributions of Model A-B1 under El Centro excitation



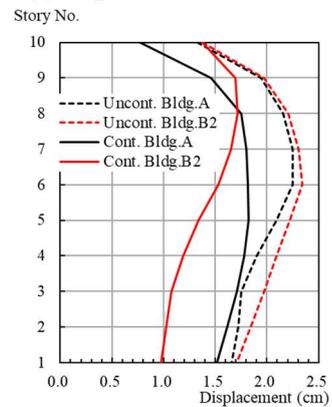
(a) Acceleration



(b) Velocity



(c) Displacement to the base



(d) Interstory displacement

Fig.19 Peak response distributions of Model A-B2 under El Centro excitation

力時の結果を示し、Fig.24からFig.29にTaft波入力時の結果を示す。破線は2棟が独立している非制御時の応答であり、2本の実線が連結した20質点系モデルの制御時の応答である。

モデルA-B1とA-B2は、1次固有振動数比が1.25と同じであることから、最大応答値分布が似ている。同様のことは、モデルA-B3とA-B4でも見られる。

El Centro波入力時のモデルA-B1とA-B2では、加速度と速度の低減効果は建物Bに見られ、建物Aでは制御時と非制御時の最大応答に大きな違いが見られない。一方、基礎固定端からの相対変位と層間変位は

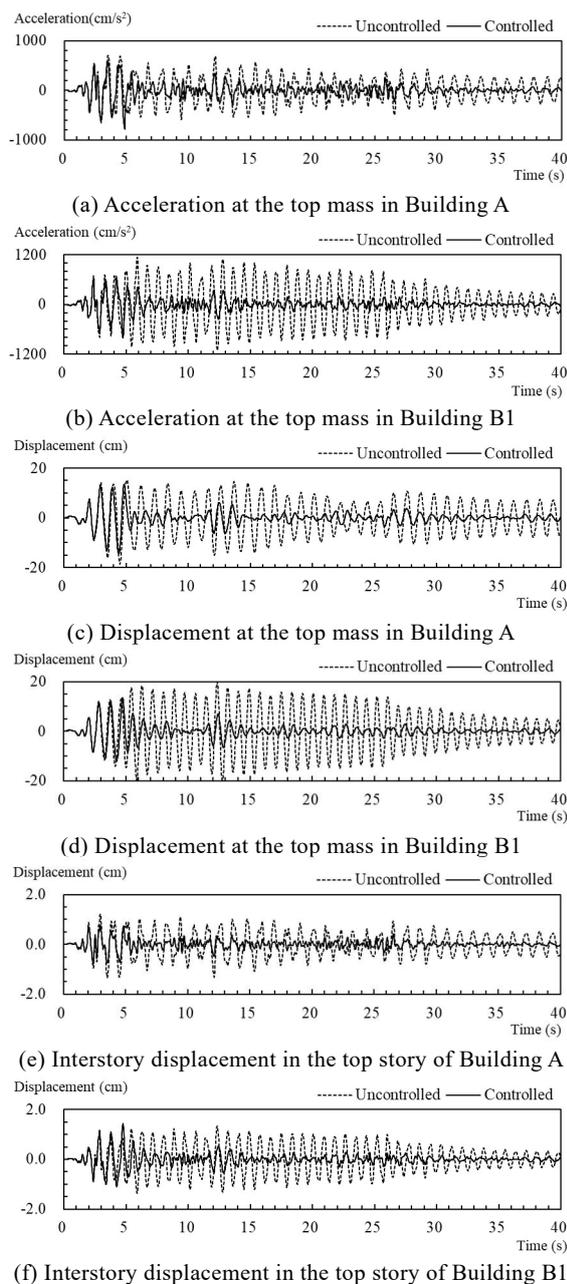


Fig.20 Seismic responses of Model A-B1 under El Centro excitation

建物Aでも低減されている。建物Bでは最上層の制御時の層間変位が非制御時とほぼ同じである現象が認められる。

モデルA-B1とA-B2で似た応答を示すことから、Fig.20はFig.18に対応する時刻歴応答波形を6つ選んで描いている。最上質点の加速度を見ると、最大応答値では建物Aの効果はほとんど確認できないが、応答波形では効果が確認できる。建物Bの最上層の層間変位についても、応答波形では効果が認められる。制御時に最大値で効果が見られない場合は、最大値の生起時刻や符号が制御時と非制御時で異なっている場合が多い。実際、建物Aの最上質点の加速度では、非制御時には3.52秒で+705 cm/s²の最大値であるが、制御時には4.86秒で-784 cm/s²の最大値になっている。また、建物Bの最上層の層間変位では、非制御時には5.90秒で-1.38 cmの最大値であるが、制御時には4.76秒で+1.45 cmの最大値になっている。

El Centro波入力時のモデルA-B3とA-B4では、最大値による応答低減効果は建物Aに見られる。基礎固定端からの相対速度と相対変位は建物Bで制御時に増加しており、層間変位も下層で増加している。モデルA-B3とA-B4で似た応答を示すことから、モデルA-B3で応答波形を調べた結果がFig.23である。

全般に、建物Bで制御効果が低い傾向が見られるが、制御時の応答は非制御時よりも概して小さい。建物Bの最上質点の加速度では、非制御時に2.46秒で+584 cm/s²の最大値であり、制御時にも2.46秒で+606 cm/s²の最大値になっている。最大値の生起時刻と符号が同じため、明らかに制御時の応答が非制御時の応答より大きいと言えるが、時刻歴波形の上では制御時の応答は非制御時と同じ振幅レベルである。一方、建物Bの最上質点の基礎固定端からの相対変位では、非制御時には22.52秒で-12.3 cmの最大値であるが、制御時には6.02秒で-13.9 cmの最大値になっている。この変位波形は、制御時に最大値で効果が見られない場合で、最大値の生起時刻や符号が非制御時と異なる場合に相当している。建物B下層の層間変位で制御時の応答が大きい現象も、変位波形と同じ理由である。連結制振を採用した建物の固有振動数は、連結前の単独建物とは異なっており、最大応答値が入力地震動の影響を受け易い。実際、建物AとBの最上質点の変位波形(c)と(d)を見ると、固有振動数の違いは明らかである。

Fig.24とFig.25に示すTaft波入力時のモデルA-B1とA-B2の最大値分布では、加速度、速度および変位の応答低減効果は建物Bのみで確認でき、2棟で効果が確認できるのは層間変位だけである。Fig.26にFig.24に対応する時刻歴応答波形を示す。建物Aの最上質点の加速度と変位の波形から、最大値では制

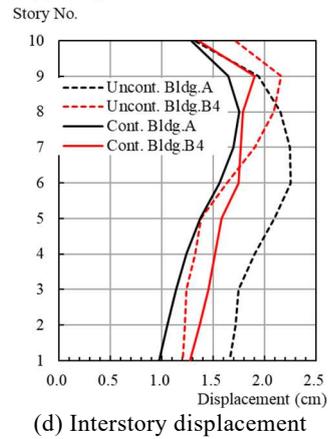
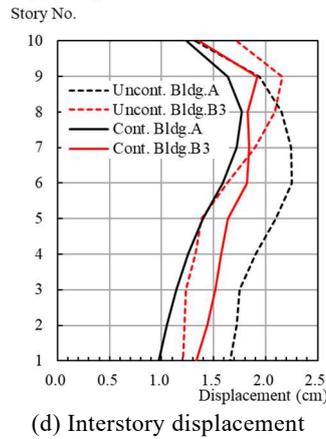
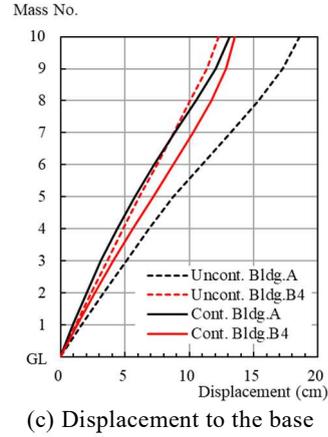
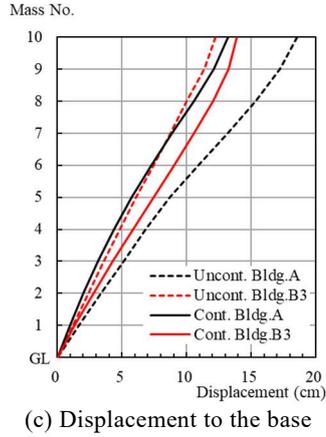
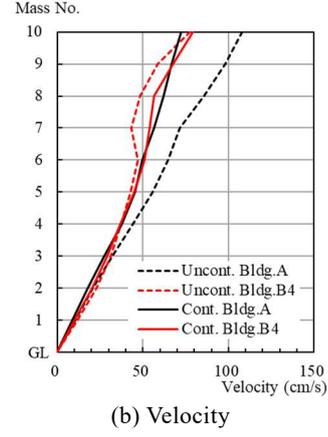
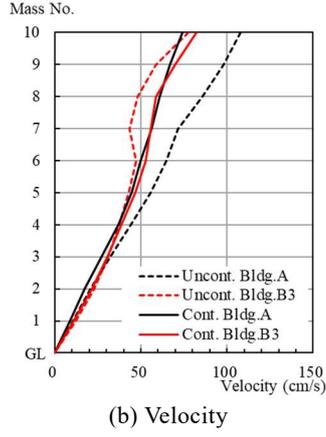
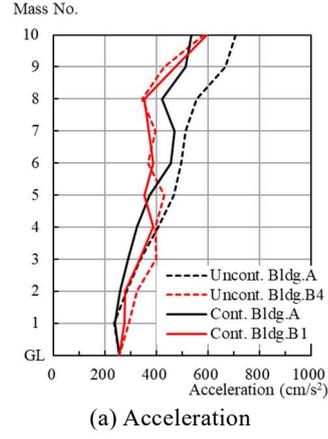
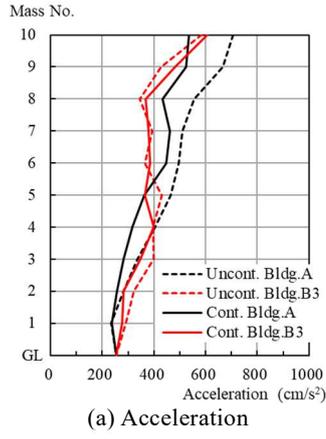


Fig.21 Peak response distributions of Model A-B3 under El Centro excitation

Fig.22 Peak response distributions of Model A-B4 under El Centro excitation

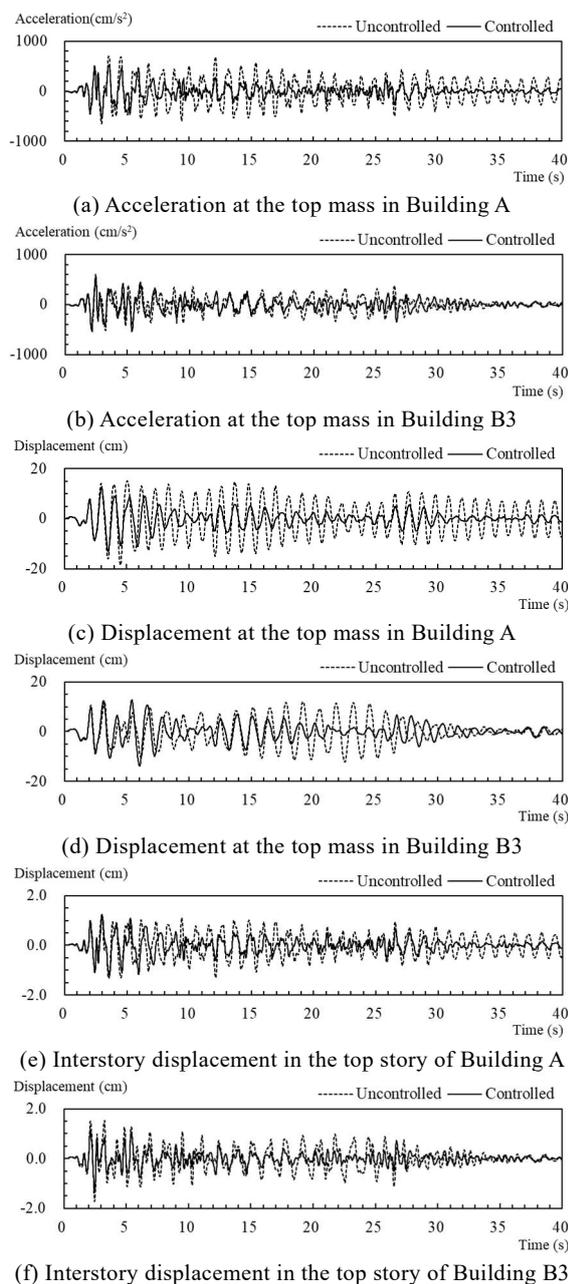


Fig.23 Seismic responses of Model A-B3 under El Centro excitation

御効果が確認できないが、波形の上では特に17秒以降に効果が確認できる。

建物Aの最上質点の加速度では、非制御時には7.72秒で -657 cm/s^2 の最大値であり、制御時には4.00秒で $+615 \text{ cm/s}^2$ の最大値になっている。また、建物Aの最上質点の基礎固定端からの相対変位では、非制御時には27.62秒で $+9.76 \text{ cm}$ の最大値であるが、制御時には3.98秒で -9.37 cm の最大値になっている。最大値の生起時刻と符号が制御時と非制御時で異なる現象はTaft波入力時にも見られ、これが最大値で制御効果を確認できない要因になっている。

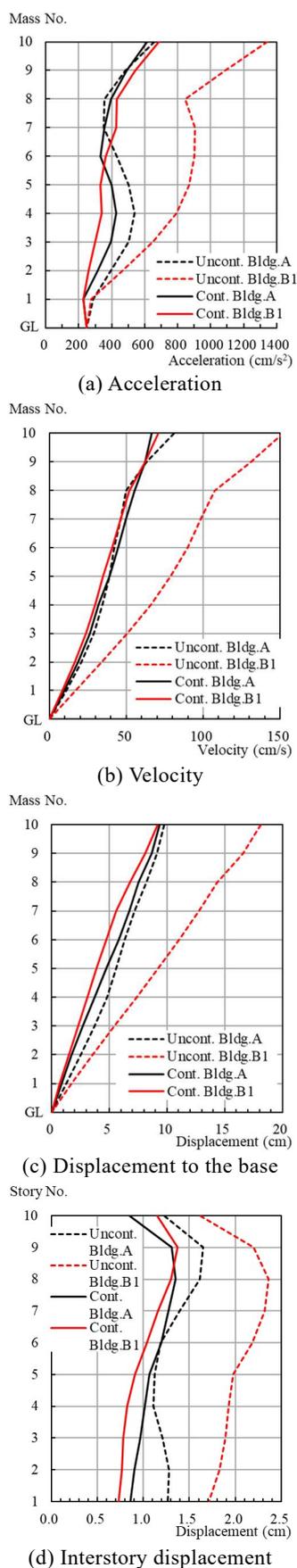
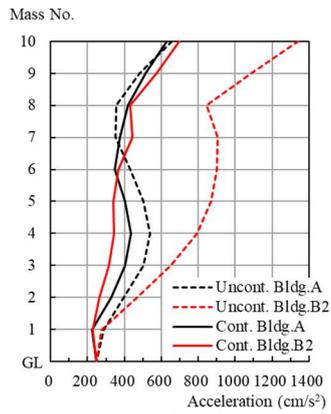
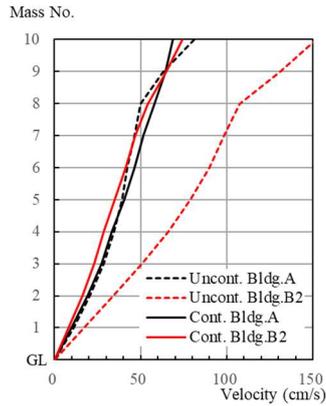


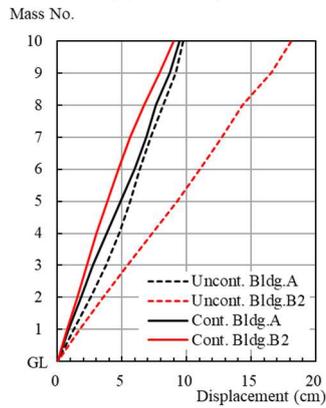
Fig.24 Peak response distributions of Model A-B1 under Taft excitation



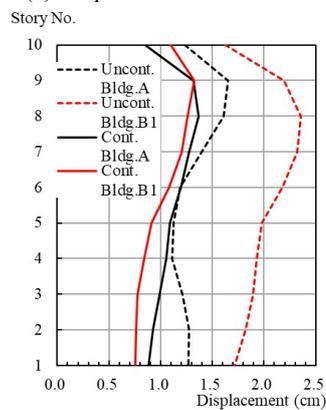
(a) Acceleration



(b) Velocity

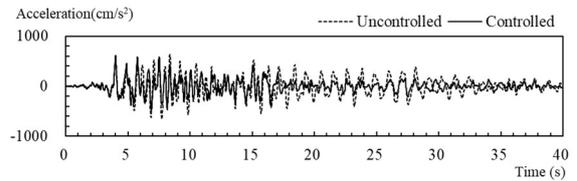


(c) Displacement to the base

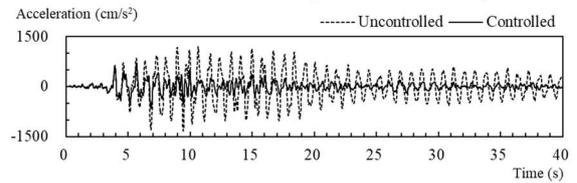


(d) Interstory displacement

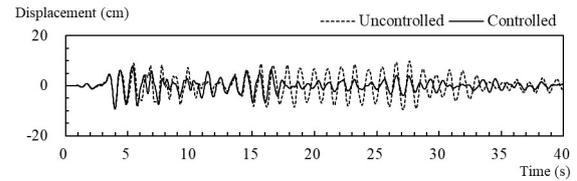
Fig.25 Peak response distributions of Model A-B2 under Taft excitation



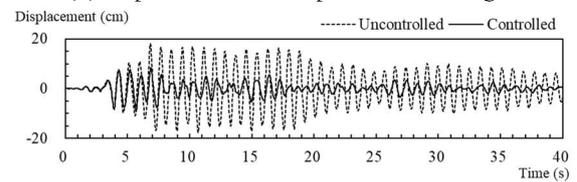
(a) Acceleration at the top mass in Building A



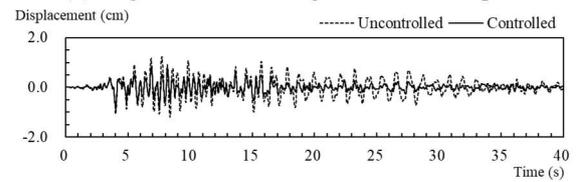
(b) Acceleration at the top mass in Building B1



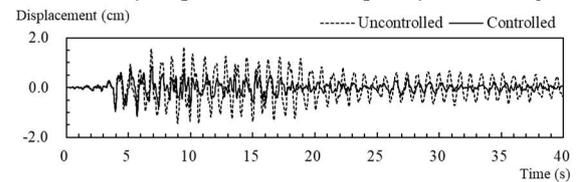
(c) Displacement at the top mass in Building A



(d) Displacement at the top mass in Building B1



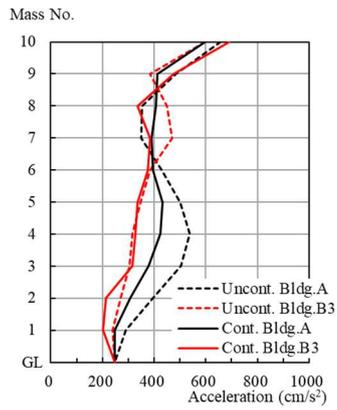
(e) Interstory displacement in the top story of Building A



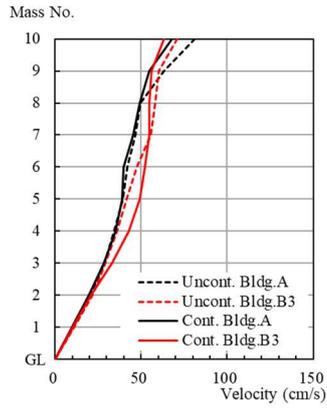
(f) Interstory displacement in the top story of Building B1

Fig.26 Seismic responses of Model A-B1 under Taft excitation

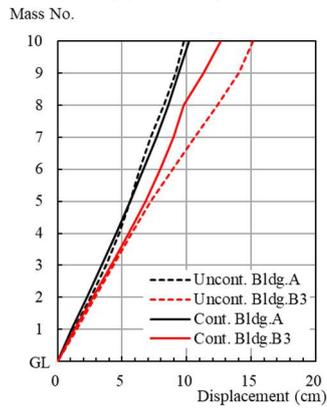
Fig.27 と Fig.28 に示すモデル A-B3 と A-B4 の最大値分布は似た傾向を示し、建物 A 下層の加速度、および建物 B の基礎固定端に対する相対変位と中間層の層間変位を除くと、制御効果の確認は難しい。そこで、これまでと同様に Fig.27 に対応する時刻歴応答波形を Fig.29 で調べてみる。建物 A の最上質点の加速度と変位および最上層の層間変位では、17 秒後には応答低減が認められる。建物 B の最上質点の制御時の加速度は非制御時と同じ振幅レベルであり、制御によって応答が概して大きくなっているとは、波形の上では認められない。



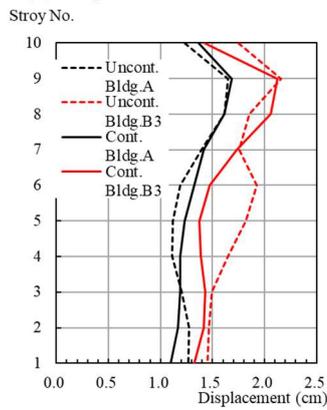
(a) Acceleration



(b) Velocity

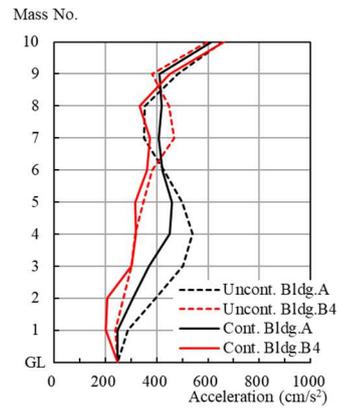


(c) Displacement to the base

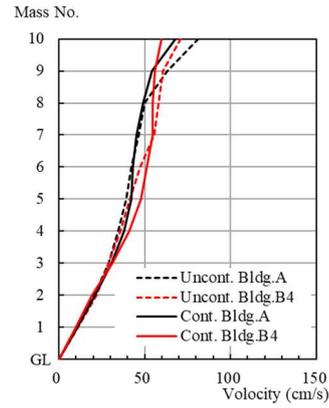


(d) Interstory displacement

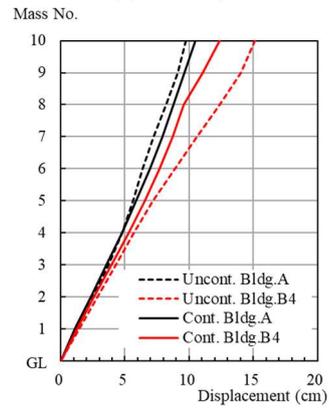
Fig.27 Peak response distributions of Model A-B3 under Taft excitation



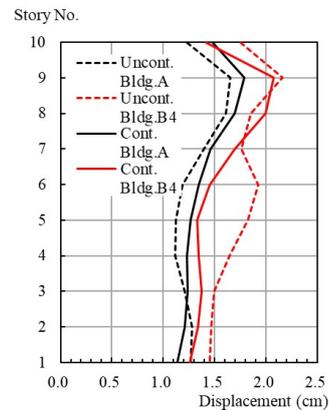
(a) Acceleration



(b) Velocity



(c) Displacement to the base



(d) Interstory displacement

Fig.28 Peak response distributions of Model A-B4 under Taft excitation

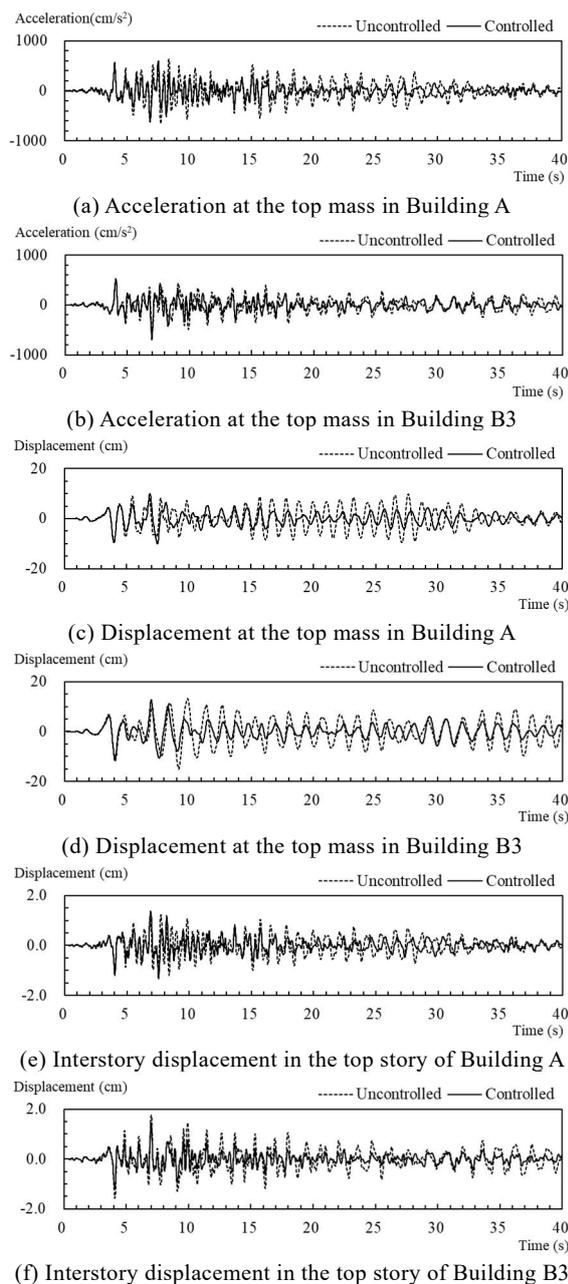


Fig.29 Seismic responses of Model A-B3 under Taft excitation

4つの建物モデルに2種類の地震動を入力した解析からは、制御効果を最大応答値で比較することは極めて厳しい評価であり、最大値で効果が見られない場合でも、応答波形では制御効果が認められた。最大値で制御効果が認められない場合の多くは、最大応答値の生起時刻と応答の符号が制御時と非制御時で異なっている場合が多かった。最大応答値と波形で効果が認められない場合には、非制御時と制御時の応答が同じ振幅レベルであり、制御時に応答が増加する現象は波形で認められなかった。連結制振を採用した建物の固有振動数は、連結前の単独建物と

は異なっているため、最大値が入力地震動の影響を受け易いと考えられる。第6章の固有値解析から、各棟で制御目標とした1次モードの付加減衰比はほぼ達成できているものの、それが最大応答値の低減には必ずしも結び付いていないと言える。これは、これまでの制振装置の検討・適用事例でも見られた現象である。

Table 17 には、Fig.18 から Fig.29 に対応するダンパの最大応答値を示す。ダンパのストロークと負担力は、本論文と同じ4つのモデルを用いて、ダッシュポットのみで連結ダンパを表現した場合 (Ikeda and Matsumoto, 2024 の Table 10) と括弧内の数値で比較している。ダンパのストロークと負担力とも、モデルと入力地震動の違いによる大小関係は同じ傾向である。すなわち、モデル A-B3 と A-B4 のダンパ負担力は、モデル A-B1 と A-B2 よりも小さい。ダンパのストロークは、El Centro 波入力時に4モデルでほぼ等しく、Taft 波入力時にはモデル A-B3 と A-B4 でやや大きい。ダンパの負担力はダッシュポットのみで連結ダンパを表現した場合から 10~40%増加し、反対にストロークは 13~21%減少している。接合部バネの最大変位は、ダンパのストロークに対して 8~24%の大きさである。ダンパの負担力の増加とストロークの減少は、接合部バネが変形を吸収するために生じている。

Table 17 Peak responses of dampers represented by the Maxwell element

Seismic input	Model	A-B1	A-B2	A-B3	A-B4
El Centro	Displacement of joint spring (cm)	0.88	2.39	2.15	0.84
	Damper stroke (cm) (Ratio to dashpot model)	11.79 (0.86)	11.65 (0.86)	10.53 (0.79)	10.32 (0.79)
	Damping force (kN) (Ratio to dashpot model)	2245 (1.14)	2492 (1.14)	1257 (1.25)	1391 (1.29)
Taft	Displacement of joint spring (cm)	0.62	1.67	2.11	0.86
	Damper stroke (cm) (Ratio to dashpot model)	7.00 (0.86)	7.12 (0.87)	9.85 (0.83)	9.88 (0.84)
	Damping force (kN) (Ratio to dashpot model)	1560 (1.12)	1737 (1.10)	1236 (1.35)	1424 (1.40)

第2章で紹介したすでに2質点系モデルで得られた解 (松本・池田, 2025) によれば、目標とする付加減衰比を10%に設定した場合に、ダッシュポットのみで表現した場合のダンパ容量に対する Maxwell モデルで表現した場合のダンパ容量の比は、モデル A-B1 (1次固有振動数比 1.25, 質量比 0.9) で 1.004,

モデル A-B2 (1次固有振動数比 1.25, 質量比 1.1) で 1.033, モデル A-B3 (1次固有振動数比 0.8, 質量比 0.9) で 1.036, モデル A-B4 (1次固有振動数比 0.8, 質量比 1.1) で 1.055 となる. Table 17 に示したダンパ負担力の増加は 1.10~1.40 とそれより大きく, 多自由度系モデルへの適用と地震波の影響が見られる.

最大応答値分布による制御効果は, モデル A-B1 と A-B2 では建物 A よりも建物 B が大きく, モデル A-B3 と A-B4 では El Centro 波入力時には建物 A が大きい. しかしながら, モデル A-B3 と A-B4 の Taft 波入力時には効果の優劣の判断は難しい. モデル A-B1 と A-B2 は建物 A に対する建物 B の 1次固有振動数比が 1.25 であり, 建物 B が建物 A よりも硬い. 一方, モデル A-B3 と A-B4 では固有振動数比は 0.8 であり, 建物 A の方が硬い. 全体的には, 硬い建物で効果が上がり易い傾向にある. 柔らかい建物が自ら揺れて, 硬い建物のダンパになっている可能性がある. これらの地震応答解析では, 連結制振で 2 棟の応答を同時に抑えることが難しいと指摘されている現象が見られる. 連結制振で 2 棟の振動低減率を同じにすることが難しい点は, Magneto-rheological (MR) ダンパを利用した場合ですでに指摘されていた (Bharti, Dumne and Shrimali, 2010).

8. まとめ

各建物を 1 質点系せん断振動型非減衰モデルで表現し, その 2 質点間に Maxwell モデルで表現した粘性ダンパを設置する連結制振では, すでに著者らによって, 各建物への付加減衰比を等しくする解が得られていた. 本論文は, その解を 2 つの多質点系モデルの最上質点を粘性ダンパで繋げる問題に適用する方法を提案した.

その成果は, 次の 4 項目に整理される.

- 1) 2 質点系モデルの解を適用する際に, 各建物の 1 次有効質量を用いても, 実際には 1 次モード以外にもダンパは効いてしまう. そこで, 得られたダンパのダッシュポットの減衰係数と接合部バネを, 1 次モードの寄与率によって低減して調整する方法を提案した. この提案は, 2 つの最上質点の刺激関数を利用する簡便な方法である. 著者らは, 2 質点系モデルをダッシュポットのみ表現したダンパで繋ぐ場合の解を, 各棟が多質点系モデルで表現される場合に適用する方法を, モード寄与率の考え方に基づいて示しており, その考え方を Maxwell モデルによるダンパでも利用した.
- 2) 各棟を 10 質点 10 自由度系モデルとする 20 質点 21 自由度系モデルの固有値解析により, 提案した多質点系モデルへの解の展開の妥当性を調べた. 2

質点系モデルの解は, 各建物への付加減衰比を完全に等しくすることができるが, 各建物を多質点系モデルにした場合には完全に等しくすることはできなかった. ただし, 各棟の 1 次モード減衰には著しい差はなく, その平均値はほぼ目標減衰比を達成していた. また, 1 次モードの寄与率で 2 質点系モデルで得られたダンパ諸元を調整することにより, 2 質点系モデルのモード形を各建物の多質点系モデルの 1 次モード形に反映できることを確認した.

- 3) 地震応答解析では, 2 棟の応答低減率を同じにすることはできないが, 応答を同程度に抑えることを達成していることを確認した. どちらか 1 棟では, 制御時の最大応答が非制御時よりもやや大きくなる現象が認められた. これは, 連結制振で 2 棟を同時に応答低減することが難しいという指摘を裏付けていた. 最大応答値で制御効果が認められない場合でも, 時刻歴応答波形では効果が認められた. その場合, 最大応答値の生起時刻と応答の符号が制御時と非制御時で異なっている場合が多かった. 連結制振を採用した建物の固有振動数は, 連結前の単独建物とは異なっているため, 最大値が入力地震動の影響を受け易いと考えられる.
- 4) Maxwell モデルで表現したダンパを設置した 20 質点 21 自由度系モデルの地震応答解析結果を, ダッシュポットのみで表現したダンパを設置した 20 質点 20 自由度系モデルの結果と比較すると, 2 質点系モデルで比較した時よりも, Maxwell モデルで表現した場合のダンパ容量が大きくなっていた. 一方, ダッシュポット自体のストロークはやや小さくなっていた. ダンパ容量の増加とストロークの減少は, 接合部バネで変形を吸収するために生じていた. ダンパ容量の増加率は, 2 質点系モデルの解から得られる増加率より大きく, 多自由度系モデルへの適用と地震波の影響と考えられる.

謝辞

本研究は, 独立行政法人・日本学術振興会の令和 5 年度科学研究費助成事業 (基盤研究 (C) (一般)), 課題番号: 23K04344, 研究代表者: 池田芳樹) の助成を受けて実施しました. ここに記して謝意を表します.

参考文献

池田芳樹・松本祐輝 (2023): 極配置法に基づく建物

- 振動の統一的理解の連結制振への拡張, 京都大学防災研究所年報, 第66号B, pp.42-58.
- 大崎順彦 (1980) : 振動理論, 建築構造学体系24, 彰国社, 302 pp.
- 松本祐輝・池田芳樹 (2023) : 極配置法に基づく連結制振の基本式の定点理論との統合, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), B-2構造II, pp.327-328.
- 松本祐輝・池田芳樹 (2025) : 極配置法に基づくマックスウェルモデルで表現したダンパによる連結制振の基本特性, 日本建築学会構造系論文集, 第90巻, 第835号, pp.975-986.
- Bharti, S.D., Dumne. S.M., Shrimali, M.K. (2010): Seismic response analysis of adjacent buildings connected with MR dampers, Eng. Structures, Vol.32, pp.2122-2133.
- Clough, R.W., Penzien, J. (1982): Dynamics of Structures, McGraw-Hill Book Company, Singapore, 634 pp.
- Ikeda, Y., Matsumoto, Y. (2024): Pole allocation applied to two buildings connected by joint damper, Shock and Vibration, Vol.2024, Article ID 5363146, 25 pp.

(論文受理日 : 2025年8月4日)