

高硬度ゴムを用いた3段ユニット間柱型粘弾性ダンパーシステムの開発と 制振特性の簡易評価法

THREE-UNIT VISCOELASTIC DAMPER SYSTEM USING HIGH-HARDNESS RUBBER AND SIMPLIFIED EARTHQUAKE RESPONSE EVALUATION METHOD FOR HOUSES INCLUDING PROPOSED DAMPER SYSTEM

辻 聖晃*, 藤原悠祐**, 吉富信太***, 金 亨 國****, 竹脇 出*****

Masaaki TSUJI, Yusuke FUJIWARA, Shinta YOSHITOMI,

Hyeong Gook KIM and Izuru TAKEWAKI

A new vibration control system is proposed for residential houses. This system is a three-unit viscoelastic damper system which consists of two (upper and lower) rigid units and a damper unit including various rubber dampers supported by braces. The control system can absorb sufficient energy through the rubber damper. The ratio of the actual damper deformation to the interstory drift of the frame is introduced as a criterion to measure the damping performance and effectiveness of this system and it is shown that the proposed vibration control system has a high level of damping performance and effectiveness. A simplified earthquake response evaluation method is also proposed for the frame including the proposed control system. To verify the validity of the proposed vibration control system, a free-vibration experiment is conducted and some examples using the proposed simplified response evaluation method are presented.

Keywords : *vibration control damper, high-hardness rubber, vibration experiment, pillar-type unit, simplified response evaluation method*

制振ダンパー, 高硬度ゴム, 振動実験, 間柱型ユニット, 簡易応答評価法

1. 序

1.1 研究の背景

戸建住宅や集合住宅では, 交通振動や常時風等の外乱により発生する, 絶対加速度振幅で 20mm/s^2 程度, 層間変位振幅で 0.1mm 程度の水平微振動が, 居住性の観点からしばしば問題とされる. 例えば, 木造 2 階建て戸建住宅の水平方向の 1 次固有振動数は $2.5\text{Hz}\sim 5\text{Hz}$ 程度, 鉄骨造 3 階建て戸建住宅の水平方向の 1 次固有振動数は 3Hz 程度であるのに対し, 交通振動によって引き起こされる地盤振動の卓越振動数も 3Hz 付近にあるため, これらの戸建住宅や, 1 次固有振動数が 3Hz 付近にある鉄筋コンクリート造低層集合住宅では, しばしば交通振動による不快な振動が問題とされる¹⁻⁴⁾.

このような水平微振動に対する対策として, 同調質量ダンパー (TMD) がしばしば用いられている^{3,4)}. しかしながら, TMD は高精度の tuning が必要であり, 建物の経年変化や積載重量変化に対応するための定期的な調整や, tuning の異なる複数の TMD を設置するなどの工夫が必要となる. また, 一般に TMD は, 主としてストロークの問題から, 地震や台風などの大振幅振動には対応できない.

他方, 高層ビルや大規模集合住宅など, 大規模な建物の耐震安全性を向上させることができる制振機構として, 粘弾性体を用いた制振システムが多くの建物に適用されている⁵⁻⁷⁾. また, 粘弾性体を

用いた戸建住宅用の制振システムも数多く提案・実用化されており⁸⁻¹¹⁾, ハウスメーカー系の戸建住宅では標準装備とされている例もある. 一般的な粘弾性体は, 粘弾性体のせん断ひずみで 1% 以下の微小な変形領域からでもエネルギー吸収効果を発揮するため, 大地震時の制振効果を期待して設置された粘弾性体を用いた制振システムでも, 交通振動や常時風等の微小な外乱に対する制振効果が期待できる.

建築用ダンパーに使用される粘弾性体は, 設計上の使用限界せん断ひずみは 200~300% 程度, 破壊時のせん断ひずみは 400%~800% 程度であるため^{12,13)}, 大地震時に破壊させないためには, 粘弾性体の厚さを十分に大きくとる必要がある (最大層間変位を 40mm とすれば, 厚さは最低でも $15\sim 20\text{mm}$ は必要). エポキシ系やアクリル系などのひずみ依存性の小さな線形粘弾性体を用いたダンパーでは, 等価剛性や等価減衰係数は形状比 (=ダンパー断面積/ダンパー厚さ) にほぼ比例するため¹⁴⁾, 必要なダンパー厚さが大きくなれば, 所定の等価剛性や等価減衰係数を得るためのダンパー断面積もダンパー厚さに比例して大きくなる. 粘弾性体を複層化することにより, 見かけ上のダンパー断面積を小さくすることが可能であるが, 制振システムの厚さが増加するため, 複層化には限界がある. また, 線形粘弾性体を用いたダンパーでは, 大振幅時と極小振幅時の減衰性

* 京都大学工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)

** (株)関西電力 修士(工学)

*** 京都大学工学研究科建築学専攻 助教・博士(工学)

**** 京都大学工学研究科建築学専攻 大学院生

***** 京都大学工学研究科建築学専攻 教授・工博

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University, Dr. Eng. The Kansai Electric Power Co., Inc., M. Eng.

Assist. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University, Dr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University, Dr. Eng.

能はほぼ同等であるため、大地震時のダンパー変形制約とダンパー設置面積の制約からダンパー性能の上限が決まり、極小振幅時の減衰性能を格段に高いものとするのは困難である。

一般に粘弾性体などのエネルギー吸収要素（ダンパー）を用いた制振システムは、建物の主骨組に取付部材を介して設置される。このため、ダンパー単体の性能を過度に大きくすると、取付部材の変形によって制振システムとしての性能が低下したり¹⁵⁾、想定外の過大入力に対して取付部材や取付部材接合部が破壊し、制振システムとしての機能を発揮しなくなる可能性がある。したがって、ダンパーを用いた制振システムの設計に際しては、ダンパーの剛性と取付部材の剛性のバランス、および、主たるターゲットとする入力に対してダンパーが示す抵抗力と取付部材および取付部材接合部の強度のバランスを十分に考慮する必要がある。過大な入力に対しては、ダンパーそのものや、ダンパーの取付部に応力制限機構を組み込み、ダンパーや取付部材の破壊を防ぐ提案があり、実用化もされているが、ダンパーや取付部材が複雑な構成となる傾向がある。

1.2 研究の目的と特徴

本論文の目的は、交通振動等による振幅 0.1mm 程度の微小振動から地震時の大変形まで安定した減衰効果を発揮する戸建住宅用制振システムを提案し、想定する戸建住宅に本制振システムを設置した際の応答を簡易的に評価することができる簡易応答評価法を構築することである。本論文で提案する制振システムの特徴は以下の点にある。

(1)ダンパーに用いる粘弾性体として、高硬度ゴム^{16),17)}を用いる。高硬度ゴムは、せん断ひずみが 5%程度までの微小変形時には傾斜した楕円状の履歴ループを描き、せん断ひずみが 5%程度以上のときにはバイリニア型の履歴ループを描く、強いひずみ依存型の非線形性を有する粘弾性体である。この強いひずみ依存性から、厚さを変化させたときのせん断変形に対する等価剛性や等価減衰係数への影響が、ひずみ依存性を有しない線形粘弾性体と比べて格段に少ないという特徴を有している。したがって、要求される最大変形が大きくなって、ダンパー断面積を変えずに厚さを厚くするのみでほぼ対応でき、ダンパー断面積をコンパクトに収めることが可能となる。また、ひずみの増加につれて等価剛性・等価減衰係数がともに低下する復元力特性を示すため、想定外の過大入力に対しても抵抗力が穏やかに上昇し、ダンパー取付部材の破壊を引き起こしにくい。

(2)高い剛性を有する間柱型フレームと、ダンパーユニット、およびダンパーユニットと間柱型フレームを接続するプレースからなる、3 段ユニット間柱型システムを採用する。このシステムの採用により、制振システムの幅を 1,000mm 以内に収めることができ、設置スペースに制限のある戸建住宅への適用も可能となる。また、間柱型フレームの剛性を十分に大きくして、変形をダンパーユニットに集約しているため、少ないダンパー量でも制振システム 1 台の性能を大きくとることが可能となる。このことにより、設置台数を最小限とすることができる。

本論文ではまず、2 節で提案する制振システムの概要と制振システムで使用する粘弾性ダンパー（高硬度ゴムおよび速度依存型ゴム）の復元力特性を述べ、3 節では制振システムの簡易性能評価に用いる簡易モデルを示す。続いて、4 節および 5 節では、提案する制振システムの実大自由振動実験結果を示す。自由振動実験を行う理由

を以下に示す。

- 自由振動実験では、高硬度ゴム減衰性能のひずみ依存性の把握が容易である。
- ダンパー量や供試体のサイズを適切に選択することにより、ダンパー周辺部材の剛性等の基本性能の評価が可能である。
- 強制加振実験に比べて簡便なシステムでの実験が可能である。

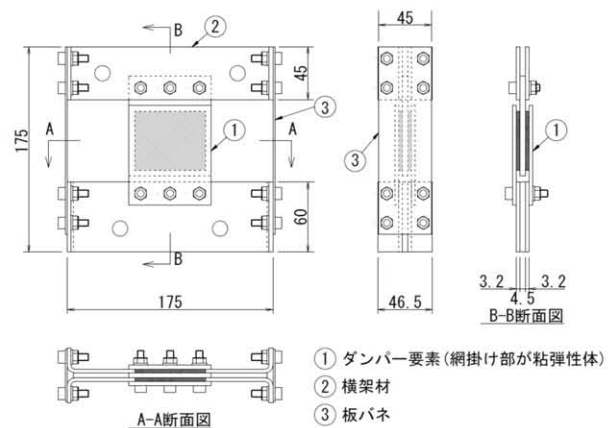
次に、6 節でダンパー要素として高硬度ゴムの復元力特性¹⁶⁾を内蔵した汎用構造解析ソフト¹⁸⁾を用いた非線形時刻歴応答解析によるシミュレーションと実験結果の比較を示し、シミュレーションに用いた解析モデルの妥当性を検証する。

最後に、7 節で鉄骨造戸建住宅に本制振システムを設置した際の応答低減効果を非線形時刻歴応答解析によるシミュレーションにより検証する。さらに、制振システムの設置数を簡便に検討するための方法として、非線形時刻歴応答解析によらずに制振システムを設置した建物の応答を評価し、制振システムの設置効果を概算することができる簡易応答評価法を構築し、設計用地震動に対する簡易応答評価法による結果とシミュレーションの比較を行うことにより簡易応答評価法の妥当性と有効性を示す。

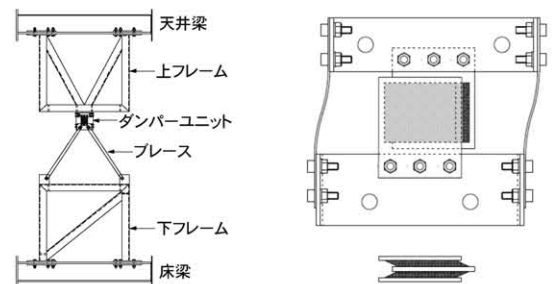
2. 制振システムの概要及び粘弾性ダンパーの復元力特性

2.1 制振システムの概要

本論文で提案する制振システム（3 段ユニット間柱型粘弾性ダンパーシステム）は、図 1(a)に示すようなダンパーユニットと呼ぶ機構に、エネルギー吸収要素である高硬度ゴムダンパーや速度依存型ゴムダンパーなどの粘弾性ダンパーを組み込み、このダンパーユニットを、図 1(b)に示すようにプレース材及び上下フレームを介して建築骨組に設置することで構成される。



(a)ダンパーユニット詳細（寸法は実験供試体のもの）



(b)ダンパーユニットの組み込み方法 (c)ダンパーユニットの変形

図 1 3 段ユニット間柱型粘弾性ダンパーシステム

ダンパーユニットにおいては、上下の横架材を板バネで接続してあるため、横架材の間に設置したダンパー要素にはせん断変形のみが生じる。ダンパーユニット変形時の概要を図1(c)に示す。

本論文で扱う高硬度ゴムは、前述の通り強いひずみ依存性を有する粘弾性体であり¹⁶⁾、その性能保証せん断ひずみは200%程度、破断時のせん断ひずみは400%程度である。したがって、例えば設計上想定する最大層間変位が40mmであれば、高硬度ゴムの厚さは20mmとすればよい。

2.2 高硬度ゴムの復元力特性と力学モデル

高硬度ゴムの定常振幅載荷実験に基づく高硬度ゴムの力学モデルが谷らにより提案されている¹⁶⁾。谷らのモデルでは、高硬度ゴムを弾塑性要素、動的弾性要素、粘性要素の3要素並列モデルに置き換えている。以下では、 τ はせん断応力度(単位はN/mm²)、 γ は現時刻のせん断ひずみ、 γ_{max} は載荷開始後から現時刻までに経験したせん断ひずみの絶対値の最大値、 γ_u は現在のループの反転時のひずみ(除荷時のひずみ)を表す。また、以下に示す式に含まれる係数は、環境温度が摂氏23度のもとで行った実験結果から同定したものであるが、高硬度ゴムは一般的な粘弾性体と比べると温度依存性が格段に小さく、常用温度の範囲内では以下の式を適用しても十分な精度で性能評価が可能である。

(a)弾塑性要素 骨格曲線、再降伏曲線、除荷勾配 k_u (単位はN/mm²)を下記のように設定する。除荷後に再びゴムが降伏を開始する点を定める曲線を再降伏曲線と呼ぶ。図2に履歴ルールの概要を示す。

$$\text{骨格曲線: } \tau = 0.32 \operatorname{sgn}(\gamma) |\gamma|^{0.38} \quad (1)$$

$$\text{除荷勾配: } k_u = \frac{0.32 - 0.11 \varepsilon^{0.38}}{(1 - \varepsilon) |\gamma_u|^{0.62}}, \quad \varepsilon = \frac{0.94 |\gamma_u|^{0.73}}{|\gamma_u|^{0.73} + 0.01} \quad (2a, b)$$

$$\text{再降伏曲線: } \tau = 0.11 \operatorname{sgn}(\gamma) |\gamma|^{0.38} \quad (3)$$

(b)動的弾性要素 動的弾性要素の τ - γ 関係を以下のように表現する。

$$\tau = \begin{cases} 0.10 \gamma_{max}^{-0.66} \gamma & (\gamma_{max} \geq 0.005) \\ 3.30 \gamma & (\gamma_{max} < 0.005) \end{cases} \quad (4)$$

(c)粘性要素 粘性要素の τ - $\dot{\gamma}$ 関係を以下のように表現する。

$$\tau = 9.36 \times 10^2 \operatorname{sgn}(\dot{\gamma}) |\dot{\gamma}|^{0.25} \quad (5)$$

高硬度ゴムの基本せん断応力度は、上記各要素の基本せん断応力度の合計で表される。

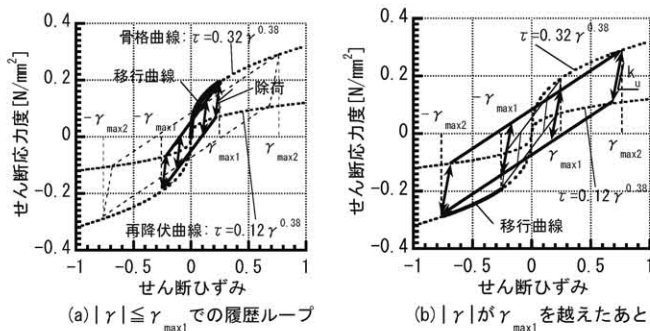


図2 弾塑性要素の履歴ルール

(d)非定常振幅載荷実験結果に基づく一般化された復元力モデル 前述の各要素の基本せん断応力度に、基本特性からの変動量によって定義される係数を乗じることで、非定常載荷時の高硬度ゴムの全せん断応力度を以下のように表現する。

$$\tau = \beta_2 (\beta_1 \alpha_1 \tau_1 + \alpha_2 \tau_2 + \alpha_3 \tau_3) \quad (6)$$

$$\text{ただし } \alpha = |\gamma_u| / \gamma_{max}, \quad \alpha_i = A_i \alpha^{B_i} + C_i \quad (7a, b)$$

ここで、 α_i :大変形経験後の特性の変化を表現する係数($i=1,2,3$)、 β_1 :初期変形時に見られる反力の増大を表現する係数、 β_2 :材料特性の変動を考慮するための係数、 τ_1 :弾塑性要素の基本せん断応力度、 τ_2 :動的弾性要素の基本せん断応力度、 τ_3 :粘性要素の基本せん断応力度、 A_i, B_i, C_i :実験により決定される係数である。文献16)では、係数 A_i, B_i, C_i の値として、最大せん断ひずみが100%程度までの範囲で実験と解析モデルが最も適合するような数値が示されているが、本論文では最大せん断ひずみが200%程度までを解析の範囲としているため、文献16)に示された値ではなく、最大せん断ひずみが200%程度までの範囲で実験と解析モデルが最も適合するように決定した各係数の値を用いる(Appendix)。

(e)ひずみ依存性を考慮した等価剛性と等価減衰係数 上記の高硬度ゴムが、円振動数 ω で定常載荷を受けるとき、幾何学的等価線形化法で評価した、せん断変形に対する等価剛性 k_{eq} (単位はN/mm)および等価減衰係数 c_{eq} (単位はNs/mm)はそれぞれ以下のように表される¹⁷⁾。

$$k_{eq} = \frac{S}{d} \left(\frac{0.32 + 0.11 \varepsilon^{0.38}}{1 + \varepsilon} \bar{\gamma}_{max}^{-0.62} + \frac{0.32 \varepsilon - 0.11 \varepsilon^{0.38}}{1 + \varepsilon} \frac{\bar{\gamma}_{max}^{0.38}}{\gamma_{max}} + 0.10 \gamma_{max}^{-0.66} \right) \quad (8)$$

$$c_{eq} = \frac{S}{d} \left(\frac{0.64 \varepsilon - 0.22 \varepsilon^{0.38}}{\pi \omega} \frac{\bar{\gamma}_{max}^{0.38}}{\gamma_{max}} + \frac{0.306}{2\pi^2} \left(\frac{\omega}{2\pi} \right)^{-0.75} \gamma_{max}^{-0.75} \right) \quad (9)$$

$$\text{ただし, } \varepsilon = 0.94 |\gamma_{max}|^{0.73} (|\gamma_{max}|^{0.73} + 0.01)^{-1} \quad (10)$$

ここで $\bar{\gamma}_{max}$:過去に経験した最大せん断ひずみ、 γ_{max} :現在のループの最大せん断ひずみ、 S :ダンパーの断面積(単位はmm²)、 d :ダンパー厚さ(単位はmm)である。比 S/d は形状比と呼ばれ、粘弾性体の材料特性(せん断ひずみ-せん断応力関係)と、ダンパーとしての復元力特性(せん断変形-せん断力関係)を結びつける重要なパラメタである。

図3に、ダンパー厚さ d が3.2mm, 10mm, 20mmの3ケースについて、高硬度ゴムのせん断変形 $d\gamma_{max}$ と単位断面積当たりの等価剛性 k_{eq}/S および等価減衰係数 c_{eq}/S の関係をそれぞれ示す。ただし $\bar{\gamma}_{max} = \gamma_{max}$ 、 $\omega = 6\pi$ ($f=3$ [Hz])とした。図より、高硬度ゴムでは、ダンパー厚さに対する k_{eq}/S と c_{eq}/S の依存性が後述する速度依存型ゴム(線形粘弾性体)に比べて小さいことがわかる。

2.3 速度依存型ゴムの復元力特性と力学モデル

高硬度ゴムの減衰特性の特徴をより明確に示すため、ひずみ依存性がほとんどない速度依存型ゴム(線形粘弾性体)に対する実験も実施する。速度依存型ゴムは、定常振幅載荷時において振動数に依存する傾斜した楕円型の復元力ループを描く。本論文では、同じひずみレベル、同じ振動数レベルにおいて等価剛性が異なる2種類の速度依存型ゴムを扱う。この2種類の速度依存型ゴムをそれぞれ速

度依存型ゴム 1, 速度依存型ゴム 2 と呼ぶ。この 2 種類の速度依存型ゴムは、ともに「せん断ひずみが 100%のときに、高硬度ゴムと同程度の等価剛性と等価減衰係数を示すこと」を目標に調整したものである。

速度依存型ゴムのせん断変形に対する等価剛性 k_d を形状比で除したものと等価減衰係数 c_d を形状比で除したものを表 1 に示す。本論文で対象とする重量鉄骨造 3 層住宅の 1 次固有振動数が 3Hz 程度であるので、性能の評価には別途行った速度依存型ゴムの定常振幅載荷実験の 3.0Hz 載荷、環境温度摂氏 30 度のデータを用いることとする。また、速度依存型ゴムのひずみ依存性は小さいため無視することとし、せん断ひずみで 100%時の性能を示す。

図 3 に、ダンパー厚さ d が 3.2mm, 10mm, 20mm の 3 ケースについて、速度依存型ゴム 1 の単位断面積当たりの等価剛性 k_{eq}/S および等価減衰係数 c_{eq}/S をそれぞれ示す。各ケースとも、せん断ひずみが 100%に相当するせん断変形で、高硬度ゴムと速度依存型ゴム 1 の k_{eq}/S および c_{eq}/S がほぼ一致しており、ほぼ目標通りの調整ができていくことがわかる。

3. 3 段ユニット間柱型粘弾性ダンパーシステムの簡易モデル化

Kelvin-Voigt 要素とばね要素が直列配置されたモデルを 3 要素モデルと呼ぶこととし、図 1(a) (図 4(a)) の制振システムを、図 4(b) に示すような 3 要素モデルに置き換える。さらに、定常振幅載荷したときの復元力ループが 3 要素モデルと等価になるような Kelvin-Voigt モデルを等価線形 Kelvin-Voigt モデルと呼ぶこととし、図 1(a)の制振システムを 3 要素モデルから図 4(c)に示すような等価線形 Kelvin-Voigt モデルに置き換えた簡易モデルを構築する。図 4 において、 k_d : 粘弾性ダンパーの等価剛性、 c_d : 粘弾性ダンパーの等価減衰係数、 k_p : 板ばねの水平剛性、 k_b : ダンパー周辺部材 (上下フレーム、プレース材及び取付接合部)の水平剛性、 K_{eq} : 制振システムの等価剛性、 C_{eq} : 制振システムの等価減衰係数である。

復元力とエネルギーの等価性に基づき、等価線形 Kelvin-Voigt モ

デルの等価剛性 K_{eq} 及び等価減衰係数 C_{eq} を以下のように表現する。

$$K_{eq} = \frac{k_b \{ (k_d + k_p)(k_b + k_d + k_p) + (\omega c_d)^2 \}}{(k_b + k_d + k_p)^2 + (\omega c_d)^2} \quad (11)$$

$$C_{eq} = \frac{k_b^2 c_d}{(k_b + k_d + k_p)^2 + (\omega c_d)^2} \quad (12)$$

式(11), (12)においては、本論文で扱う高硬度ゴムダンパーのような材料特性に強いひずみ依存性を有する粘弾性ダンパーに対しても、等価線形化法を用いた繰り返し計算を行うことにより、その等価剛性及び等価減衰係数の変動を考慮する。

4. 実大制振システムを用いた自由振動実験

4.1 自由振動実験の目的

自由振動実験により、以下の項目を明らかにする。

1. 本論文で提案する制振システムが有効に機能するかどうか。
2. ダンパー周辺部材の剛性等の基本性能は適切であるかどうか。
3. シミュレーションに用いる高硬度ゴムの復元力モデルは、高硬度ゴムが有する減衰性能のひずみ依存性を精度よく表現できているかどうか。

表 1 速度依存型ゴムの等価剛性 k_d および等価減衰係数 c_d

	$k_d/(S/d)$ (N/mm ²)	$c_d/(S/d)$ (Ns/mm ²)
速度依存型ゴム 1	0.429	0.0125
速度依存型ゴム 2	0.249	0.0154

表 2 載荷フレーム諸元

名称	鋼種	断面寸法
周辺フレーム(柱)	SS400	H-400×400×13×21, 長さ 3300mm
周辺フレーム(梁・本体)	SS400	H-400×400×13×21, 長さ 4000mm
周辺フレーム(梁・基部)	SS400	H-400×400×13×21, 長さ 740mm
天井梁	SS400	H-200×200×8×12, 長さ 1400mm
床梁	SS400	H-300×300×10×15, 長さ 2400mm
錘	SS400	PL-600×100, 長さ 798mm×3 枚
吊り柱	SS400	H-200×100×5.5×8, 長さ 2600mm
添板	SS400	PL-300×12, 長さ 170mm

表 3 制振システム諸元

名称	鋼種	断面寸法
上フレーム	SS400	C-150×75×6
下フレーム	SS400	C-150×75×6
プレース材	SS400	PL-32×6, 長さ 671.3mm×2 枚
ガセットプレート	SS400	PL-100×6, 長さ 100mm
スチフナ	SS400	PL-80×16, 長さ 300mm

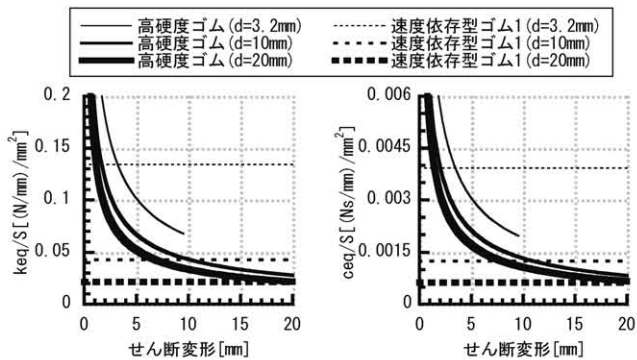


図 3 高硬度ゴムおよび速度依存型ゴム 1 のせん断変形と単位断面積当たりの等価剛性および等価減衰係数の関係

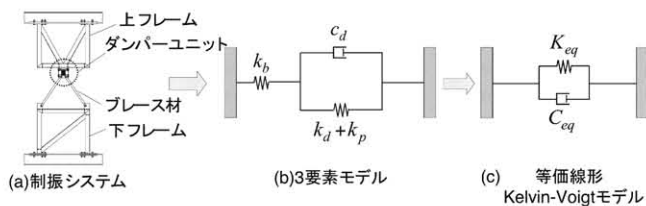


図 4 制振システムの簡易モデル化

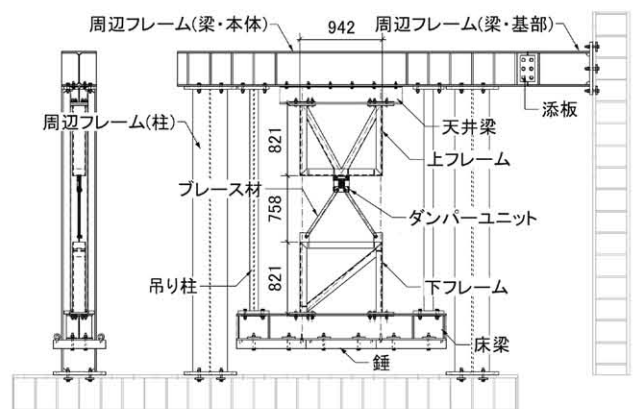


図 5 実験供試体と周辺フレーム

4.2 供試体の概要

供試体の概要を図5に示す。載荷フレームは、PC鋼棒を用いて反力壁に片持ちで固定した周辺フレーム(梁・基部)と周辺フレーム(梁・本体)を高力ボルトによる継ぎ手とし、周辺フレーム(梁・本体)と2本のH型鋼柱で構成される平面フレームから吊り柱を介して、床梁及び錘を吊り下げる形で設置される。周辺フレーム(柱)及び吊り柱の接合部は高力ボルトによる剛接合とする。載荷フレームの諸元を表2に示す。吊り柱の断面は、載荷フレームの固有周期が0.33[s]となり、かつ、想定する載荷振幅(約6mm)では弾性範囲以内に留まることを目標として選定した。また、周辺フレーム部材の断面は、供試体の振動の影響を受けないように十分に大きなものとした。

制振システムは、天井梁と床梁の間に高力ボルトによるボルト接合で設置される。上下フレームを構成する溝型鋼は、溶接による剛接合としてある。ブレース材は、平板2枚を一組として構成されており、これを下フレームに溶接されたガセットプレートとダンパーユニットに高力ボルト(M16)でボルト接合している。制振システムの諸元を表3に示す。このような3段ユニット式としたため、階高やダンパーユニット高さが変化しても、上下フレームはそのままブレース長を変えるのみで対応できる。

尚、上下フレームに用いた鋼材の断面については、本制振システムを組み込むことを想定している重量鉄骨造戸建住宅の梁の幅(200mm)以内に収まることを第一目標とし、その範囲内でできるだけ大きな水平剛性が確保できるような断面として、表3に示した断面を選定した。また、ブレース材の断面については、本実験で想定した最大のダンパー反力発生時に、断面の降伏および圧縮による

座屈が生じない断面を選定した。本制振システムを実際の建物に組み込む場合のブレースの断面は、上記に加えて、制振システムの面外方向に建物が変形したときに生じるブレース材の曲げ応力も考慮して選定する必要がある。

ダンパーには、2.2節で示した高硬度ゴムと、2.3節で示した2種類の速度依存型ゴムを用いる。厚さはいずれも3.2mmとし、断面積を実験パラメタとする。ダンパーの厚みを、大地震時にも破断しない厚さである10~20mm程度としなかった理由は、(1)計測の都合上、できるだけダンパー断面積を小さくする必要があり、所定の減衰性能を確保するためにダンパー厚さも薄くする必要があった、(2)使用した載荷フレームで人力加振が可能な振幅は6mm程度であり、この振幅時に高硬度ゴムの設計上の使用限界である200%のせん断ひずみとなるように厚さを選択した、(3)厚さが3.2mmの場合について、実験との比較によりシミュレーションの妥当性が検証できれば、厚さが任意の場合についても、シミュレーションにより制振システムの性能を評価することが可能である、ことによる。

ダンパーユニットにおける板バネは、(1)横架材の幅以内に収まること、(2)実験で予定している振幅(6mm)においても塑性化しないこと、(3)ダンパーユニットの変形によって生じる圧縮軸力によって座屈しないこと、を目標として、規格材としてのバネ鋼から断面を選定した(厚さ1.6mm、幅45mm)。

4.3 計測計画

計測は、表4及び図6に示す18箇所とする。データ収集のサンプリング周波数は100Hzとした。

- d6は、上フレーム下部に対するダンパーユニットの相対水平変位であり、これをダンパーに生じる正味の變形量 δ_d とした。
- a1は、床梁の絶対加速度である。この自由振動実験において供

表4 計測計画

CH番号	CH名	箇所	CH番号	CH名	箇所
1	d1	水平変位-床梁	10	d10	鉛直変位-柱頭-南東
2	d2	鉛直変位-天井梁-北	11	d11	鉛直変位-柱脚-北西
3	d3	鉛直変位-天井梁-南	12	d12	鉛直変位-柱脚-北東
4	d4	水平変位-下フレーム	13	d13	鉛直変位-柱脚-南西
5	d5	水平変位-上フレーム	14	d14	鉛直変位-柱脚-南東
6	d6	水平変位-ダンパー	15	a1	加速度-床梁
7	d7	鉛直変位-柱頭-北西	16	a2	加速度-天井梁
8	d8	鉛直変位-柱頭-北東	17	d15	水平変位(面外)-床梁
9	d9	鉛直変位-柱頭-南西	18	L1*	荷重-床梁

※L1はオイルジャッキによる準静的載荷実験時のみ計測を行った。

表5 載荷ケース

モデル ※1	ケース番号-使用ダンパー量(mm ²) (ゴム厚3.2mm)						
	①-36	②-72	③-100	④-196	⑤-400	⑥-1000	⑦-6000※2
A	○	○	○	○	○	○	○
B	—	—	○	○	○	—	○
C	—	—	○	○	○	—	○

※1 各モデルの詳細は以下の通りである。

- モデルA...載荷フレーム+制振システム(高硬度ゴム)
- モデルB...載荷フレーム+制振システム(速度依存型ゴム1)
- モデルC...載荷フレーム+制振システム(速度依存型ゴム2)

また、上記3つのモデルの他に、粘弾性ダンパーを組み込まない場合の供試体(モデルD, E)についても実験を実施した。モデルD, Eの詳細は以下の通りである。

- モデルD...載荷フレーム+制振システム(ダンパーなし)
- モデルE...載荷フレーム

モデルD, Eについては、自由振動実験に加えてオイルジャッキによる準静的載荷実験も実施した。

※2 粘弾性ダンパーを6000mm²組み込んだケースについては、この実験に用いる錘の質量では自由振動の様子を観察することが困難であるため、オイルジャッキによる準静的載荷実験のみを実施した。

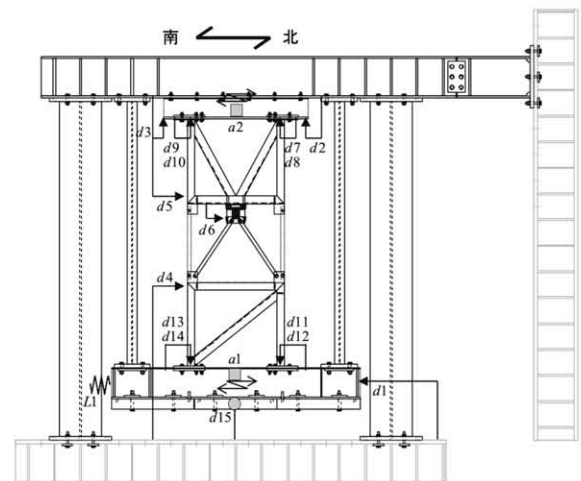


図6 計測機器設置位置の概要

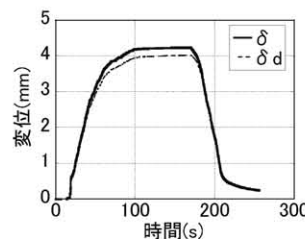


図7 δ 及び δ_d

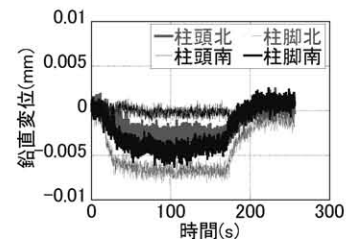


図8 制振システムの柱頭及び柱脚部の浮き上がり

試体に作用する層せん断力 Q は、この絶対加速度 a_1 に供試体を 1 質点系に置き換えたときの質量 $m=1629.4\text{kg}$ を乗じた慣性力により評価する。

4.4 荷重方法

荷重は、人力加振により吊り柱に荷重をかけて振幅を増大させる方法を取り、振幅が 5.5mm まで到達すると同時に加振を停止し自由振動させる。実験パラメータには、粘弾性ダンパーの種類とダンパー量を採用した。表 5 にこの自由振動実験における荷重ケースを示す。尚、荷重振幅の 5.5mm は人力加振による制御の目標値であって、実際に実現された荷重振幅とは必ずしも一致していない。実際の自由振動実験においては 5.5mm~6.0mm の範囲内で 0.5mm 程度の誤差が生じている。

5. 実験結果

5.1 準静的荷重実験(高硬度ゴムダンパー量 6000mm²)

本実験において供試体に最も大きな荷重が作用する高硬度ゴムダンパーを 6000mm² 組み込んだケース A-⑦において、制振システム各部にどのような変形が生じるかを確認する。尚、6000mm² というダンパー量は、本制振システムを実際の建物(3階建て鉄骨造戸建住宅)に設置することを想定した量である。このケースにおいて制振システムが有効に機能することが確認できれば、本制振システムを実際の建物に設置した場合においても高い減衰性能を発揮することが期待できる。

供試体の層間変位 δ 及びダンパーに生じる変形量 δ_d を図 7 に、制振システムの柱頭及び柱脚部の浮き上がりを図 8 に示す。図 7 より、供試体の層間変位の 94% 以上がダンパーの変形として有効に寄与していることがわかる。また、図 8 より、制振システムの柱頭及び柱脚部の浮き上がりについては、いずれも 0.01mm 未満であることがわかる。これらの結果より、実際の建物に設置することを想定したダンパー量を組み込んだ場合においても本制振システムが高効率で機能することを確認した。

5.2 自由振動波形(高硬度ゴムダンパー量による比較)

ダンパーユニットに組み込む高硬度ゴムダンパーのダンパー量をパラメータとして供試体を自由振動させた場合の応答波形を図 9 に示す。図 9 より、ダンパー量が大きくなるにしたがい減衰が増大していることがわかる。このことにより、本制振システムが粘弾性ダンパー要素でエネルギー吸収効果を発揮していることを確認した。

5.3 自由振動波形(粘弾性ダンパーの種類による比較)

粘弾性ダンパーの種類による減衰性能の違いを明らかにするために、制振システムに 3 種類の粘弾性ダンパー(高硬度ゴム、速度依存型ゴム 1、速度依存型ゴム 2)をそれぞれ 400mm² ずつ組み込んだ場合の供試体の自由振動波形の比較を図 10 に示す。また図 11 には、図 10 の一部を拡大し、極小振幅時の振動減衰の様子を比較したものを示す。

図 10 より、今回の自由振動実験における変形レベル(粘弾性ダンパーのせん断ひずみで 200% 以下)と振動数レベル(3Hz 程度)では、同じダンパー量を組み込んだ場合において高硬度ゴムの減衰性能が最も高いことがわかる。また、図 11 より速度依存型ゴム 1、速度依存型ゴム 2 を組み込んだ場合には応答が小さくなってからもしばらく供試体が振動しているのに対して、高硬度ゴムを組み込んだ場合

には、速やかに振動が停止していることがわかる。これは、微小変形領域において極めて高い減衰性能を発揮する高硬度ゴムのひずみ依存性によるものである。

次に、図 10 の各供試体が有する減衰定数を変形レベル毎にみてみる。制振システムに各粘弾性ダンパーを組み込んで自由振動させた場合において、4mm→2mm、2mm→1mm、1mm→0.5mm、0.5mm→0.25mm、0.25mm→0.125mm と供試体の応答が低減していくときの平均の減衰定数を自由振動波形から対数減衰率により算出し、横軸には各変形レベルの平均振幅を取ったものを図 12 に示す。尚、図 12 には、粘弾性ダンパーを組みこまない場合の供試体(モデル D)の減衰定数も併せて示してある。図 12 から、微小変形領域において、高硬度ゴムを組み込んだ供試体が他の供試体に比べて極めて大きな減衰定数を有することが確認された。これにより、高硬度ゴムの減衰性能のひずみ依存性を自由振動実験により実証した。

図 3 に示した、高硬度ゴムと速度依存型ゴムの定常荷重時の等価減衰定数の比較では、2.3 節でも示したように、せん断ひずみが 100% のときに、高硬度ゴムと速度依存型ゴム 1 の等価剛性および等価減衰定数はほぼ一致しており、せん断ひずみが 100% のときには高硬度ゴムと速度依存型ゴム 1 の等価減衰定数もほぼ一致することにな

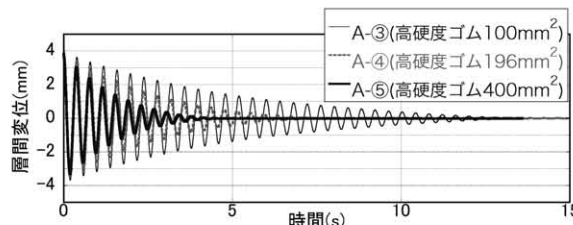


図 9 自由振動波形(高硬度ゴムダンパー量による比較)

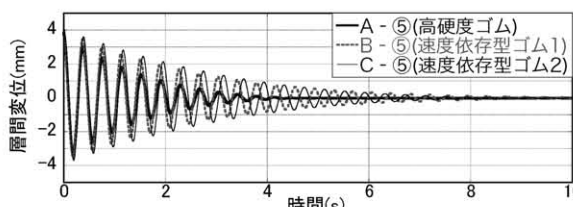


図 10 自由振動波形(粘弾性ダンパーの種類による比較)

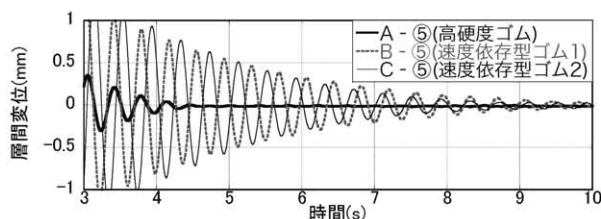


図 11 自由振動波形(図 10 の一部を拡大)

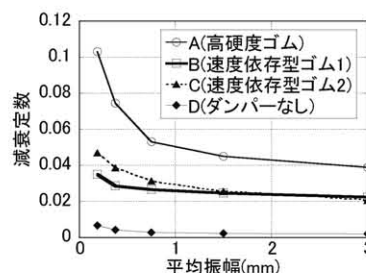


図 12 各変形レベルにおける減衰定数(ダンパー量 400mm²)

る。ところが、図 12 に示したように、自由振動波形から算出した減衰定数は、せん断ひずみが 100% のときには高硬度ゴムの方が速度依存型ゴム 1 よりも 2 倍程度大きい。この理由としては、材料特性を決定する際に用いた粘弾性体と実験に用いた粘弾性体のロットの違い（製造上の性能変動の許容範囲は $\pm 10\%$ ）、自由振動前の人力加振による粘弾性体の発熱など複数の要因が考えられる。

5.4 シミュレーションと実験結果の比較

3 節の簡易モデルを用いて、自由振動実験の供試体に付加される減衰定数の評価（予備解析と称する）を行い、実験結果との比較を行う。吊り柱の水平剛性 k は、制振システムを設置しない載荷フレームの自由振動結果とシミュレーションがよく整合するように同定したところ、 $k=363\text{N/mm}$ となり、設計値 ($k=477\text{N/mm}$) に対して小さい値となった。これは、吊り柱と上下の梁との間の接合部の剛性不足によるものと思われる。板ばねの水平剛性 k_p は、ダンパーユニットを設置しない供試体の静的載荷実験より同定したところ、 $k_p=33\text{N/mm}$ となり、設計値 ($k_p=220\text{N/mm}$) に対して大幅に小さい値となった。これは、板バネと上下の横架材との間の接合部の剛性不足によるものと思われる。また、ダンパー周辺部材（上下フレーム、ブレース材及び取付接合部）の水平剛性 k_b は、ダンパーユニットの変形を拘束した静的載荷実験結果から供試体フレーム全体の剛性を評価し、そこから k と k_p を減じた値 $k_b=6.600\text{N/mm}$ とした。減衰定数の評価は、実験結果から減衰定数を評価したのと同様に、シミュレーション時の自由振動波形から対数減衰率により算出する。

比較を行ったのは、高硬度ゴムダンパーを 100mm^2 組み込んだケース A-③ と 400mm^2 組み込んだケース A-⑤ についてである。図 13 に予備解析と実験結果の比較を示す。尚、減衰定数は $4\text{mm} \rightarrow 2\text{mm}$, $2\text{mm} \rightarrow 1\text{mm}$, $1\text{mm} \rightarrow 0.5\text{mm}$, $0.5\text{mm} \rightarrow 0.25\text{mm}$, $0.25\text{mm} \rightarrow 0.125\text{mm}$ と供試体の応答が低減していくときの平均の減衰定数を対数減衰率により算出し、横軸には各変形レベルの平均振幅をとる。図 13 より、予備解析と実験結果は、微小変形領域においては大きな差が見られるが、平均振幅が 0.75mm 以上の領域では概ね良好な精度で一致していることを確認した。

次に、非線形時刻歴応答解析によるシミュレーションと実験結果の自由振動波形の比較を行う。尚、シミュレーションに用いた汎用構造解析ソフト¹⁸⁾は、粘弾性ダンパー要素として本論文で扱う高硬度ゴムの内蔵しており、以後、特に断りが無い限りシミュレーションは、この汎用構造解析ソフトを用いて行うこととする。シミュレーションに用いた解析モデルは図 14 に示すような 1 質点系のせん断型モデルである。図 14 中で、 D は高硬度ゴムの非線形要素を表し、 k , k_b , k_p の値については、設計値ではなく、前述の実験から同定した値を用い

た。このモデルは、図 4 に示した簡易モデルとは異なり、高硬度ゴムが有する非線形性を非線形要素を用いて直接的に表現したモデルとなっている。

ケース A-③, A-⑤ について自由振動波形の比較を行った結果を図 15 に示す。図 15 より、高硬度ゴムの制振システムを組み込んだ場合においては、実験における自由振動波形とシミュレーションによる自由振動波形が極めて良好な精度で一致することを確認した。

加速度計による重錘の絶対加速度に重錘の質量を乗じて算出した層せん断力から、吊り柱と板バネに生じるせん断力を減じたものは、ダンパー要素に作用しているせん断力 Q_d と考えることができる。ケース A-③, A-⑤ について、このように算出した Q_d とダンパー要素の変形 δ_d の関係を描いたものと、シミュレーションにより算出した Q_d と δ_d の関係を比較したものを図 16 に示す。ダンパー量の多いケース A-⑤ では、応答加速度から推定した Q_d とシミュレーションによる Q_d は良好に対応しているといえるが、ダンパー量の少ないケース A-③ については、シミュレーションに対して応答加速度から推定した Q_d がかなり大きな値となっている。

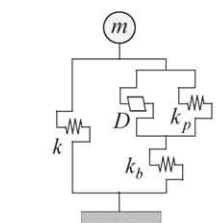
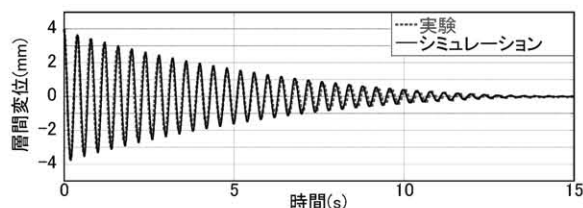


図 14 シミュレーションに用いる解析モデル

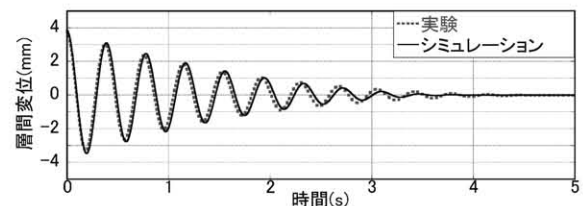
6. 応答低減効果のシミュレーションによる検証

6.1 想定する戸建鉄骨住宅のモデル化

本節では、制振システムを鉄骨造戸建住宅へ設置した場合の応答

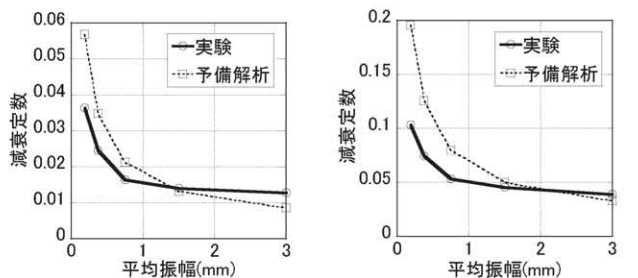


(a) A-③ (高硬度ゴム 100mm^2)



(b) A-⑤ (高硬度ゴム 400mm^2)

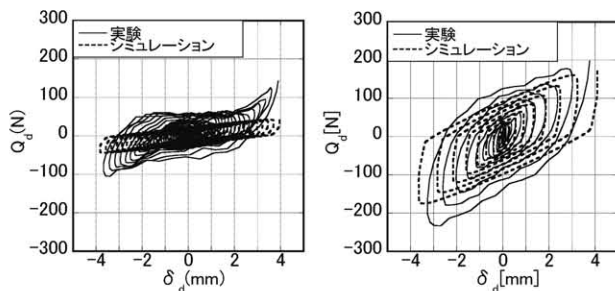
図 15 シミュレーションと実験結果の比較（自由振動波形）



(a) A-③ (高硬度ゴム 100mm^2)

(b) A-⑤ (高硬度ゴム 400mm^2)

図 13 予備解析と実験結果の比較（減衰定数）



(a) A-③ (高硬度ゴム 100mm^2)

(b) A-⑤ (高硬度ゴム 400mm^2)

図 16 シミュレーションと実験結果の比較（ダンパー復元力特性）

低減効果のシミュレーションによる検証を行うために、鉄骨造戸建住宅のモデル化を行う。建物モデルは、重量鉄骨造3層住宅を想定してモデル化を行った。以下にモデル化の手順を、表6に建物モデルの各層質量及び層剛性を示す。

1. 3質点系のせん断型モデルとした。
2. 実際の重量鉄骨造3層住宅の1次固有振動数が約3Hz程度であるので、建物モデルの1次固有振動数もこれに合わせて3Hzとなるように設定した。
3. 各層質量も実際の重量鉄骨造3層住宅を参考にして決定した。
4. 1次固有モードは逆三角形型と仮定し、各層剛性を決定した。
5. 建物モデルが有する構造減衰は、1次モードに対して減衰定数が2%となる剛性比例型とした。

6.2 シミュレーションによる検証

6.1節でモデル化を行った建物モデルに制振システムを設置した場合の応答低減効果を、汎用構造解析ソフト¹⁸⁾を用いた非線形時刻歴応答解析によるシミュレーションにより検証する。シミュレーションにおける制振システムは、図14に示す高硬度ゴムダンパー D と水平剛性 k_p の板ばねの並列モデルに、水平剛性 k_b のダンパー周辺部材を直列配置したモデルである。このシミュレーションにおいて、ダンパー量 6000mm^2 、ゴム厚 5.0mm 、 $k_p=33\text{N/mm}$ 、 $k_b=6,600\text{N/mm}$ とした。制振システムは、建物モデルの各層に同じユニット数を一様に設置するものとした。また、建物モデルに入力する地震動は、Newmark-HallのDesign Spectrum¹⁹⁾(減衰定数2%)に適合するように作成した加速度波形10波からなる模擬地震動群(高層建築物設計用のレベル1と同等)である。図17(a)に採用する応答スペクトルを、図17(b)に加速度波形の一例を示す。

建物モデルの各層に一方向あたり制振システムを0ユニット(制振システムを設置しない場合)、1ユニット、4ユニットずつ設置した場合、建物モデルに生じる各層間変位の時刻歴応答解析を行う。尚、解析において各層にはほぼ同じ変形が生じたので、ここでは第1層の層間変位の地震入力後0秒~15秒の結果のみを示すこととし、図18には入力地震動群の内、一例(図17(b))を入力した結果のみを示す。図18より、制振システムを各層に一方向あたり4ユニットずつ設置した場合には、設置しない場合と比較して最大応答値を約30%低減できることがわかる。

次に、建物モデルに大きさが異なる地震動を入力した場合の応答を比較する。図17の入力地震動をレベル1として、これに係数0.2, 2を乗じたものを、それぞれレベル0.2, 2の入力地震動と呼ぶこととする。各層に一方向あたり4ユニットずつ制振システムを設置した建物モデルにこれらの入力地震動を入力して解析を行った。図19に第1層の層間変位の時刻歴応答解析結果を示す。実線はダンパー有り、破線はダンパー無しの場合を応答を示す。図18, 図19より、入力地震動レベルが小さくなるにしたがい、応答の低減率が大きくなることがわかる。ただし、その違いはわずかであり、5節で示した自由振動実験ほど顕著ではない。これは、本シミュレーションで

表6 建物モデルの各層質量及び層剛性

	第1層	第2層	第3層
層質量($\times 10^3$ kg)	15.48	15.21	9.67
層剛性(kN/m)	26620	21120	10310

は、制振システム1ユニットあたりの高硬度ゴムの量が自由振動実験とは桁違いに大きいものに対して、ダンパー取付部材の剛性は自由振動実験と同じ値を用いているため、取付部材剛性の影響により少振幅時のダンパー効率が自由振動実験ほど大きくなかったことが原因であると思われる。

図20に、第1層の制振システム1ユニットあたりの高硬度ゴムが負担するせん断力 Q_d と高硬度ゴムの変形量 δ_d の関係を示す。縦軸及び横軸の最大値も、図19と同様にレベル2はレベル0.2の10倍の値となっている。図20より、小振幅領域において高硬度ゴムが描く復元カーループの厚さの比率が大きくなることを確認した。図19で見られた、振幅レベルが小さくなるにつれての応答低減率の増大は、ひずみレベルが小さくなるにしたがい減衰性能が大きくなるという高硬度ゴムのひずみ依存性のためであることが示された。

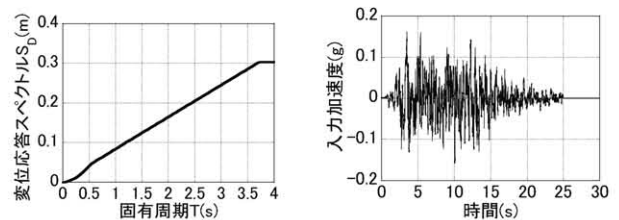


図17 (a)変位応答スペクトル($h=2\%$) (b)入力地震動(一例)

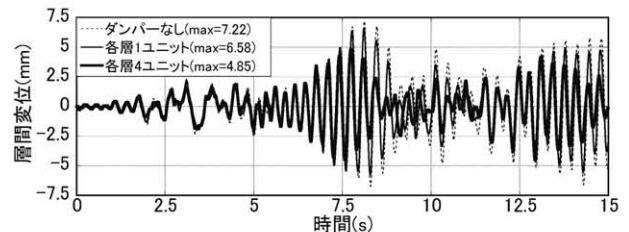
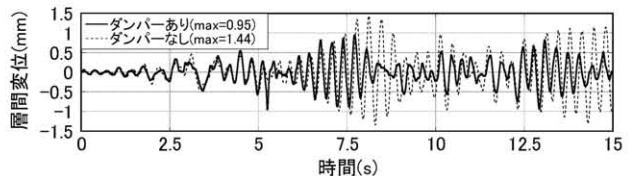
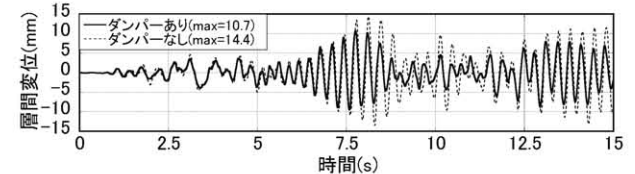


図18 制振システムの設置数による比較(第1層の層間変位)

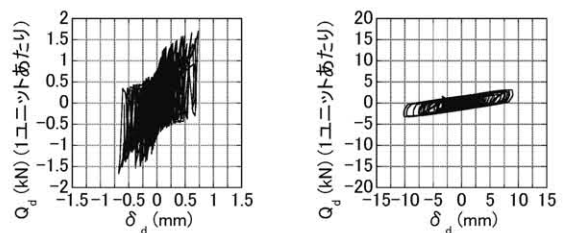


(a)レベル0.2(レベル1の0.2倍)



(b)レベル2(レベル1の2倍)

図19 入力地震動レベルによる比較(第1層の層間変位)



(a)レベル0.2(レベル1の0.2倍) (b)レベル2(レベル1の2倍)

図20 入力地震動レベルによる比較($Q_d - \delta_d$ 関係)

7. 簡易応答評価法

本論文で提案する制振システムの設置数を簡便に検討するための方法として、非線形時刻歴応答解析によらずに制振システムを設置した建物の応答を評価し、制振システムの設置効果を概算することができる簡易応答評価法を構築する。さらに、数値例題を示し、設計用地震動に対する簡易応答評価法による結果とシミュレーションの比較を行うことにより、簡易応答評価法の妥当性と精度を示す。

7.1 簡易応答評価法の構築

簡易応答評価法では、制振システムは図 4 に示した等価線形 Kelvin-Voigt モデルに置き換え、これをせん断質点系でモデル化された建物内に設置した簡易モデルを用いる。簡易モデルの等価剛性 K_{eq} 及び等価減衰係数 C_{eq} は、式(11)、(12)に示す。

簡易モデルを用いた簡易応答評価法の手順を以下に示す。

- (1) 建物モデルの非減衰時の 1 次固有円振動数 ω_0 、1 次固有モード \mathbf{u} 及び 1 次の刺激係数 β を算出する。簡易応答評価法では 1 次モードのみを考慮し、高次モードの影響は無視する。
- (2) 建物モデルの頂部最大変位が y となるときの各層間変位 δ_i を、(1)で算出した 1 次固有モード \mathbf{u} を用いて求める。ここで y は粘弾性ダンパーのせん断ひずみで 100%に相当する変位を与える。
- (3) 建物モデルの各層に設置した制振システムに、(2)で求めた各層間変位 δ_i が生じたときの簡易モデルの等価剛性 K_{eq} 及び等価減衰係数 C_{eq} を算出する。(制振システムに高硬度ゴムを組み込んだ場合には、そのひずみ依存性により変形レベルに応じて等価剛性 K_{eq} 及び等価減衰係数 C_{eq} が変動する。)
- (4) 制振システムを設置した建物モデル全体の減衰定数 h を、(3)で算出した簡易モデルの等価剛性 K_{eq} 及び等価減衰係数 C_{eq} を用いて求める。建物モデル全体の減衰定数 h の評価式を以下に示す。このとき、制振システムを設置した建物モデルの 1 次固有円振動数および 1 次固有モードとしては、(1)で算出した非減衰時の 1 次固有円振動数 ω_0 、1 次固有モード \mathbf{u} を用いる。

$$h = \frac{1}{2\omega_0} \frac{\{\mathbf{u}\}^T [\mathbf{C}] \{\mathbf{u}\}}{\{\mathbf{u}\}^T [\mathbf{M}] \{\mathbf{u}\}}, \quad [\mathbf{C}]^* = [\mathbf{C}_{eq}] + \frac{2h_0}{\omega_0} [\mathbf{K}] \quad (13, 14)$$

ここで、 h_0 : 建物モデルが有する構造減衰 (=2%)、 \mathbf{C}_{eq} : 各層に設置された制振システムの等価減衰行列、 \mathbf{K}_{eq} : 各層に設置された制振システムの等価剛性行列、 \mathbf{K} : 建物モデルの剛性行列である。

- (5) 応答スペクトル法を用いて建物モデルの頂部最大変位 y^* を求める。
- (6) (5)で求めた建物モデルの頂部最大変位 y^* を(2)の y に代入して以下(2)~(6)の手順を y の値が収束するまで行う。(等価線形化

法を用いた繰り返し計算)

- (7) 収束した y の値を建物の真の頂部最大変位として、各層に生じる真の層間変位を求める。

尚、上記で用いた等価線形化法では、最大変形点で等価剛性と等価減衰係数を評価している。このような最大変形点に基づく等価線形化法は、地震時応答のような非正常性の大きな応答に対しては、履歴による減衰効果を大きめに評価することとなる。このため、応答の非正常性を考慮して精度を向上させるための手法も提案されている^{20,21)}。本論文で示した簡易応答評価法は、制振システムの設置効果を概算することが目的であるため、等価線形化法の精度向上手法は導入していない。

7.2 簡易応答評価法を用いた数値例題

設計用地震動に対する簡易応答評価法による結果と汎用構造解析ソフト¹⁸⁾を用いた非線形時刻歴応答解析によるシミュレーションの比較を示す。応答を評価するのは 6.1 節でモデル化を行った重量鉄骨造 3 層住宅を想定したモデルとする。また、制振システムの諸元は 6.2 節と同じである。簡易応答評価法における応答スペクトルとシミュレーションにおける模擬地震動群は、どちらも 6.2 節と同じものを用いる。

図 21 に、建物モデルの各層に一方向あたり制振システムを 0 ユニット、1 ユニット、2 ユニット、4 ユニットずつ設置した場合の、各層間変位の最大応答値を簡易応答評価法とシミュレーションのそれぞれで求めたものを示す。尚、シミュレーションの結果は、入力地震動群をそれぞれ入力して得られた最大応答値の平均値を示してある。

図 21 より、簡易応答評価法とシミュレーションの数値例題の結果は、概ね良好な精度で一致することが確認され、簡易応答評価法の妥当性と有効性が示された。尚、簡易応答評価法とシミュレーションの数値例題の結果には、最大で約 6%の差が見られた。このような差が生じた原因を以下に示す。

- 高硬度ゴムの非線形性を、最大変形点に基づく等価線形化法により線形化した。
- 7.1 節で構築した簡易応答評価法において、制振システムの設定による建物モデルの固有振動数及び固有モードの変化を無視した。
- 簡易応答評価法においては 1 次モードのみを考慮して高次モードの影響を無視した。

本論文で扱う建物モデルは 3 層と低層であるために、後者の影響は比較的小さく、主に前者の影響で簡易応答評価法とシミュレーションの数値例題の結果に差が見られたと考えられる。

8. 結論

1. 交通振動等による振幅 0.1mm 程度の微小振動から地震時の大変形まで安定した減衰効果を発揮する戸建住宅用制振システムを提案した。本論文で提案する制振システムは、(1)せん断歪が 0.5%程度の極微小な歪レベルからエネルギー吸収効果を発揮する高硬度ゴムダンパーをエネルギー吸収要素として用いる、(2)高い剛性を有する間柱型フレームと、ダンパーユニット、およびダンパーユニットと間柱型フレームを接続するブレースからなる、3 段ユニット間柱型システムを採用する、という

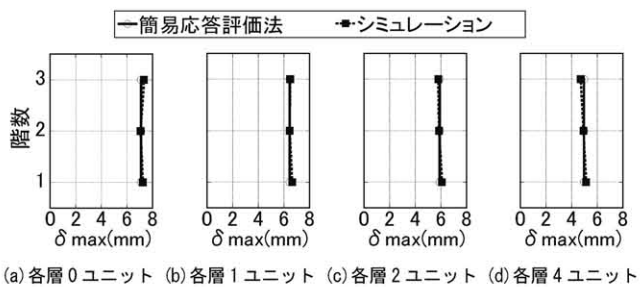


図 21 簡易応答評価法を用いた数値例題

特徴を有している。この特徴により、制振システムそのものを高性能かつコンパクトにすることができ、戸建住宅のような制振システムの設置スペースに厳しい制限があるような建物に対しても適用することが可能となる。

2. 本論文で提案する制振システムの実大自由振動実験を行い、以下の項目を明らかにした。
 - ・高硬度ゴムダンパーの性能保証範囲であるせん断変形 200%までの範囲では、本論文で提案する制振システムが自由振動を効果的に減衰させることを実証した。
 - ・自由振動実験の結果と汎用構造解析ソフト(高硬度ゴム内蔵)を用いた非線形時刻歴応答解析によるシミュレーションの結果を比較することにより、シミュレーションに用いた解析モデルの妥当性を示した。
 - ・本論文で扱う高硬度ゴムダンパーが有する減衰性能のひずみ依存性を自由振動実験により実証した。
3. 本制振システムを設置した一般的規模の重量鉄骨造3層住宅を想定したモデルに、レベル1相当の応答スペクトル適合模擬地震動群を作用させた場合、各層4ユニットずつ本制振システムを設置することで、30%以上の応答低減効果を発揮することを示した。
4. 本論文で提案する3段ユニット間柱型粘弾性ダンパーシステムを等価線形 Kelvin-Voigt モデルに置き換えた簡易モデルを構築し、本制振システムを有する建物の応答を時刻歴応答解析によらず簡易的に評価することができる簡易応答評価法を提案した。設計用地震動に対する簡易応答評価法による結果とシミュレーションの比較を行うことにより、簡易応答評価法の妥当性と有効性を示した。

尚、本論文では、自由振動実験を通じて、本制振システムの減衰性能の実証と、制振システムのシミュレーションの妥当性と精度の検証を示した。地震動のようなランダムな入力に対する本制振システムの減衰性能の実証およびシミュレーションの妥当性と精度の検証は、今後研究を実施する予定である。

謝辞

本研究の一部は、日本学術振興会の科学研究費補助金による(No.21560588)。また、住友ゴム工業㈱より高硬度ゴムならびに速度依存型ゴムの提供を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 島口正三郎, 武田寿一: 微小な振動レベルの振動公害と木造家屋の振動特性の関連について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), D分冊, pp.19-20, 1986.
- 2) 熊井和雄, 中沢真司, 森本仁, 横田稔, 井上勝夫: 交通機関から伝搬する建物の水平振動対策: その1 道路及び地下鉄を振動源とする建物の水平振動実測結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), D分冊, pp.333-334, 1991.9
- 3) 松本喜代隆, 和泉信之, 木下雅彦, 高梨成次: TMDによるRC造建物の交通振動対策, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 環境工学分冊, pp.1879-1880, 1994.
- 4) 中田信治, 福和伸夫: 微小振動領域における鉄骨住宅の振動特性と交通振動対策: 日本建築学会構造系論文集, No.563, pp.75-82, 2003.1.
- 5) 後関章吉, 諏訪仁, 遠藤文明, 関松太郎, 古谷章: 間柱型制振装置(粘

- 弾性カラムダンパー)を設置したRC超高層住宅(その1. 建物および制振装置の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), B-2分冊, pp.989-990, 2000.9.
- 6) 笠井和彦, 寺本道彦, 渡邊祐一: 粘弾性体と弾塑性体の直列結合からなるパッシブ制振装置の挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 No.556, pp.51-58, 2002.6.
 - 7) 倉本洋, 小平渉, 松井智哉, 所健, 植松工, 中村博志, 笠井和彦, 和田章: 粘弾性ダンパー付き間柱を設置したRCフレームの動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, No.618, pp.89-96, 2007.8.
 - 8) 岩佐裕一, 樫原健一: 仕口タイプ粘弾性ダンパーの開発: その1. 概要と性能確認試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), B-2分冊, pp.979-980, 1999.9.
 - 9) 邵立, 佐藤孝典, 寺田岳彦, 堀江竜巳, 半澤徹也, 西村拓也: 粘弾性ダンパーを用いた制震住宅の開発(その1. 方柱型ダンパーの制震効果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-2分冊, pp.995-996, 2000.9.
 - 10) 鬼頭憲司, 曾田五月也, 橋本昭夫, 佐田貴浩: 鉄鋼系工業化住宅における制振システムに関する研究 その1 性能確認のための動加力試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), B-2分冊, pp.377-378, 2001.9.
 - 11) 辻聖晃, 村田翔太郎, 吉富信太, 竹脇出: 戸建て住宅の微小振動制御のためのポストテンション型制振機構, 鋼構造年次論文報告集(第17回鋼構造シンポジウム), pp.127-132, 2009.11.
 - 12) 金子美香, 中村豊: 振幅および振動数依存性を有する粘弾性ダンパーの力学モデルの構築, 構造工学論文集, Vol.44B, pp.263-270, 1998.
 - 13) 所健, 笠井和彦, 大熊潔: 粘弾性体の破壊挙動に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), B-2分冊, pp.315-316, 2001.9.
 - 14) 曾田五月也, 和田純一, 平田裕一, 山中久幸: 繰返加力実験に基づく粘弾性ダンパーの力学モデルの構築, 日本建築学会構造系論文集, No.457, pp.29-36, 1994.3.
 - 15) N. Niwa, T. Kobori, M. Takahashi, T. Hatada, H. Kurino, and J. Tagami: Passive Seismic Response Controlled High-Rise Building with High Damping Device, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, **24**, pp.655-671, 1995.
 - 16) 谷翼, 辻聖晃, 吉富信太, 竹脇出, 松本達治: 高硬度ゴム粘弾性体の極微小変形から大変形までのひずみ・振動数依存性のモデル化 高硬度ゴム粘弾性体の力学モデルの構築 その1, 日本建築学会構造系論文集, No.629, pp.1079-1086, 2008.7.
 - 17) 鈴木ちひろ, 辻聖晃, 吉富信太, 谷翼, 竹脇出, 松本達治: 高硬度ゴム粘弾性ダンパーによる建物の風応答低減効果に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2分冊, pp.611-612, 2007.8.
 - 18) 櫛構造システム: 任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP
 - 19) Newmark, N. M. and Hall, W. J.: *Earthquake Spectrum and Design*, EERI, 1982.
 - 20) V. Tansirikongkol and A. D. Pecknold: Equivalent Linear SDF Response to Earthquakes, *Proc. ASCE*, **ST12**, pp.2529-2545, 1979.
 - 21) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No.571, pp.53-62, 2003.9.

Appendix 非定常荷荷に対する復元力特性を表現するための係数

(1)式から(5)式で表現された、定常荷荷を受ける高硬度ゴムの復元力特性を、非定常荷荷を受けた場合に適用できるように一般化するための(6)式における係数 A_1 , B_1 , C_1 について、文献 16)では最大せん断ひずみが 100%程度の非定常荷荷時に最もよく整合する値として、以下が示されている。

$$A_1 = 0.8, B_1 = 2, C_1 = 0.2, A_2 = -3, B_2 = 0.8, C_2 = 4, A_3 = 0.85, B_3 = 0.35, C_3 = 0.15 \quad (a)$$

本論文では、最大せん断ひずみが 200%程度の解析を実施するため、最大せん断ひずみが 200%程度の非定常荷荷時に最もよく整合する値として、以下の値を用いる。

$$A_1 = 0.8, B_1 = 2, C_1 = 0.2, A_2 = 1, B_2 = 0, C_2 = 0, A_3 = 0.85, B_3 = 0.35, C_3 = 0.15 \quad (b)$$

本論文で使用した汎用構造解析プログラム¹⁸⁾では、この値が使用されている。

(2011年8月3日原稿受理, 2012年4月3日採用決定)