

耐力壁が偏在した木造戸建住宅の制振ダンパーによる揺れ振動制御

笠井 和彦¹⁾, 坂田 弘安²⁾, 大木 洋司³⁾

- 1) 東京工業大学 建築物理研究センター 教授, kasai@serc.titech.ac.jp
- 2) 東京工業大学 建築物理研究センター 准教授, hsakata@serc.titech.ac.jp
- 3) 東京工業大学 建築物理研究センター 助教, ooki@serc.titech.ac.jp

1. 序論

近年、木造戸建住宅を対象として、地震時のエネルギー吸収能力を高めた制振壁の開発や、性能検証などの研究^{1,2)}が活発に行われている。しかし、これらの研究の多くは、部材を平面的に均等に配置した建物を想定することが多い。元来、日本の家屋は南面に開口が多く、剛性偏心が生じていることを考慮すれば、損傷が集中する開口部に制振部材を設置することで、より効果的な制振補強が可能であると考えられる。

本研究は、剛性偏心した木造戸建住宅を制振部材によって効果的に揺れ応答制御を行う手法を提案することを目的とする。図1に提案する手法の概念を示すが、揺れが大きい非制振の構造に対して、方杖型ダンパーによる開口部の補強で、剛性と粘性を付加し、建物の揺れを抑制する。提案手法の有効性を検証するため、1層の木造戸建住宅を模擬した実大架構に、著者らが開発した制振壁を開口部等の様々な配置で組み込んだ計6体の試験体の振動台実験を行った。また、紙面の都合上により割愛するが、制振部材を用いて揺れ応答制御を行なった構造を対象としたスペクトル応答予測法の提案³⁾も行なった。

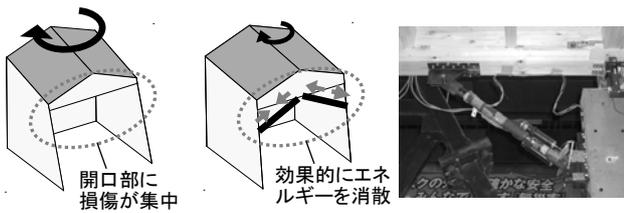


図1 本研究で提案する揺れ応答制御手法の概念
(a) 非制振 (b) 方杖型ダンパーによる開口部の補強
(a), (b) はそれぞれ図4の試験体 No.1, No.2 で再現

2. 木質制振架構揺れ応答実験 -概要-

2.1 試験体概要

図2に示すように、試験体は短辺(x方向)が1820mm、長辺(y方向)が2730mm、階高が2730mmの1層で、y方向正側に剛性中心が偏心した一軸偏心建物であり、x方向にのみ地震入力を与えた。質量には偏りがなく、過去の実験^{1,2)}と同様の概念に基づき、12kNの錘を積載した。

実験に用いる耐力壁および制振壁は建物の四周に配置し、加振方向の1構面は全試験体とも開口を

設けた「柔側」、反対の構面を「剛側」とし、それぞれの壁を「柔側壁」、「剛側壁」のように呼ぶ。また、加振と直交する2構面の壁を「直交壁」と呼ぶ。

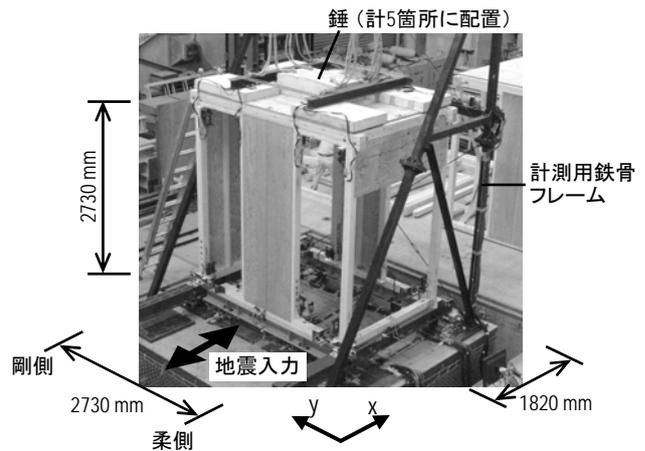


図2 試験体のセットアップ

2.2 耐力壁および制振壁の仕様

図3に実験に用いた耐力壁と制振壁の仕様を示す。耐力壁は構造用合板を釘で接合したもので、柔側壁には垂れ壁(以下、H)を、剛側壁と直交壁には全面壁(以下、W)を用いた。制振壁はアクリル系粘弾性ダンパーを付加したもので、柔側壁には、開口を設けた方杖型制振壁(以下、VB)を、剛側壁と直交壁にはK型制振壁(以下、VK)を用いた。

	開口有り	開口無し
耐力壁	<p>垂れ壁 (Hanging Wall)</p> <p>構造用合板 9mm厚 N50@150mm</p>	<p>全面壁 (Wood Panel)</p> <p>構造用合板 9mm厚 N50@100mm</p>
制振壁	<p>方杖型制振壁 (Viscoelastic Brace)</p> <p>アクリル系粘弾性ダンパー</p> <p>添え柱 + 補強鋼板</p>	<p>K型制振壁 (Viscoelastic K-brace)</p> <p>アクリル系粘弾性ダンパー</p> <p>K型ブレース</p>

図3 実験に用いた耐力壁・制振壁

2.3 試験体パラメータ

図4に実験に用いた試験体の一覧を示し、以下に設計意図を述べる。

No.1 は全ての構面が耐力壁で構成された非制振試験体である。事前に行った各耐力壁の静的載荷実

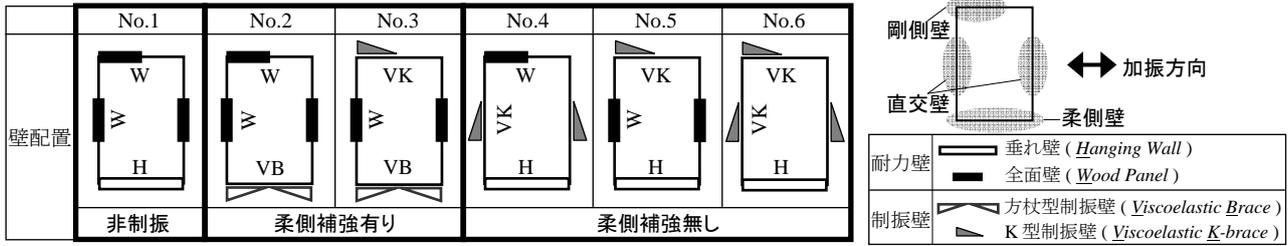


図4 試験体一覧

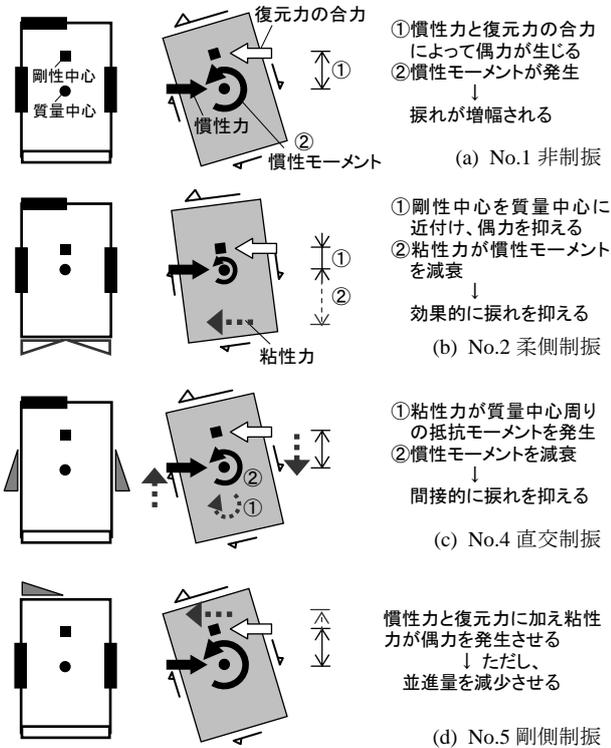


図5 代表的な試験体の設計意図

験結果より、剛性偏心の指標である偏心率 R_{ex} を求めた結果、0.56であった。木造戸建住宅の設計では $R_{ex} \leq 0.3$ が要求されていることから、非常に大きな剛性偏心を有していると言える。質量中心(以下、重心)と剛性中心(以下、剛心)が一致しないため、慣性力と復元力の合力によって偶力が生じ、重心回りの慣性モーメントを発生させる。ゆえに、静的解析よりも大きな振れが生じる(図5(a))。

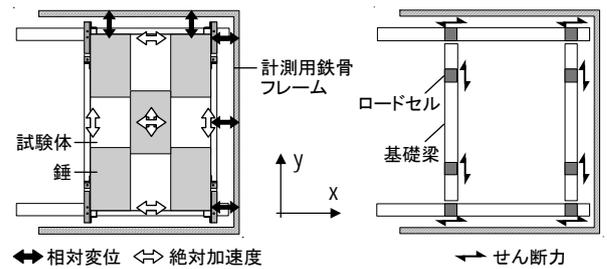
No.2 は VB を用い、建物の構造的弱点である開口部に剛性と粘性を付加するものである。重心と剛心を近付けることで偶力の発生を抑え、さらに柔側壁の粘性力によって慣性モーメントを減衰させることで、振れを効果的に制御するものである(図5(b))。No.3 は No.2 の剛側壁に VK を付加したものである。

以下の No.4, No.5, No.6 は VB を用いた柔側壁の補強を行わず、他の壁のみを補強する試験体である。No.4 は直交壁のみに粘性を付加し、前述の慣性モーメントを直交壁の粘性力で減衰させるものである(図5(c))。No.5 は剛側壁に粘性を付加することで、慣性力と復元力、さらに粘性力による大きな偶力を発生させ(図5(d))、振れを抑えるというよりは、

建物の並進量を低減させる目的である。No.6 は剛側壁と直交壁に VK を付加したもので、No.4 と No.5 を組み合わせた試験体である。

2.4 測定計画と加振スケジュール

図6に示すように、各壁のせん断力と変形を計測した。本実験では基礎梁下部に設置したせん断型ロードセルより求まるせん断力と、土台上に設置した加速度計より求まる試験体下部の慣性力の差から、それぞれの壁が負担するせん断力を求めた。この測定方法により、各方向において全ての壁のせん断力と一致していることを確認した。また、基礎的な研究として水平構面は剛床仮定が成立するものとした。



(a) 相対変位および絶対加速度 (b) 各構面が負担するせん断力
図6 各壁のせん断力および変形の計測

次に、加振スケジュールを表1に示す。地震波は主要動の継続時間や卓越周期が異なる JMA Kobe NS 波と Taft EW 波を採用した。各地震入力の間にはホワイトノイズ加振を行い、試験体の動的特性の変化を追跡した。図7に、最大加速度を0.2gに基準化した JMA Kobe NS 波(表1中の加振 No.5)の目標波と、実験時に土台上で観測された入力波の変位応答スペクトル S_d 、擬似加速度応答スペクトル S_{pa} の比較

を示す。本実験で用いた試験体が該当する短周期領域において、非常に再現性が高かったことが分かる。

表1 加振スケジュール

No.	加振波	方向	最大加速度
1	White Noise	x	0.05g
2	White Noise	y	0.05g **
3	JMA Kobe_NS	x	0.1g
4	White Noise	x	0.05g
5	JMA Kobe_NS	x	0.2g
6	White Noise	x	0.05g
7	Taft_EW	x	0.2g
8	White Noise	x	0.05g
9	JMA Kobe_NS	x	0.6g
10	White Noise	x	0.05g
11	JMA Kobe_NS	x	0.2g
12	White Noise	x	0.05g
HD金物の締め直し			
13	White Noise	x	0.05g
14	JMA Kobe_NS	x	0.82g(原波)
15	White Noise	x	0.05g *
16	White Noise	y	0.05g **
HD金物の締め直し *			
18	White Noise	x	0.05g *
19	JMA Kobe_NS	x	1g(目標*)
20	White Noise	x	0.05g *

* は試験体 No.2, No.3, No.5, No.6 で、** は試験体 No.2, No.3, No.6 で行った

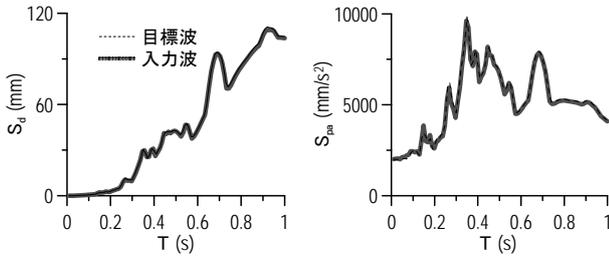


図7 目標波と入力波の応答スペクトルの比較

3. 木質制振架構振れ応答実験 —実験結果と考察—

3.1 最大変位の比較

図8に、最大加速度を0.2gと0.82gに基準化したJMA Kobe NS波(以下、神戸波0.2g, 神戸波原波(0.82g)と呼ぶ)入力時の各試験体の柔側および剛側の最大変位を示す。また、図9にNo.1, No.2, No.5の柔側壁および剛側壁の、せん断力 F -変形 u の関係を示す。

神戸波0.2gでは、No.1の柔側と剛側の最大変位が2倍以上開き、大きな振れが生じている。No.2, No.3はともに柔側の変位が大きく低下し、No.1の0.3倍程度となった。No.4, No.6は、No.1に比べて柔側の最大変位が大きくなったが、これは微小変形時において直交方向のVKがWより剛性が低く、架構の振れ剛性が低下したためである。No.5は柔側の変位は低下したが、剛側は逆に増加した。

神戸波原波では、No.1の耐力壁は木質構造特有のスリップ型の復元力特性になり(図9(a))、柔側の変形角は1/20 rad.に達した。No.2, No.3は入力が大きくなって概ね線形挙動であることから、それぞれ柔側の変位はNo.1と比較して0.24倍、0.19倍となり、神戸波0.2g入力時よりも変位が大きく低減された。柔側壁の $F-u$ 関係を比較すると、No.1のH(図9(a))に対して、No.2のVB(図9(b))は剛性が高く、かつエネルギー吸収に優れた楕円型の履歴形状となり、本研究で用いたVBが開口を保持したまま剛性と粘性を付加することが可能であることが分かる。No.5は剛側壁のVKが概ね線形挙動でエネルギー吸収に優れているため(図9(c))、剛側だけでなく柔側の変位もNo.1に比べて0.6倍程度に低下したが、VBを用いた試験体と比較すると、その効果は劣っている。ゆえに、振れ応答の制御には柔側壁の補強が不可欠であると言える。

3.2 振れが建物最外端部の変位に与える影響

本節では図10に示すように、重心位置での並進変位(u_x)と、振れ変位(Δu_x)の比を、振れが建物最外端部の変位に与える影響の指標とする。ここで、振れ変位とは建物の振れ角 θ によって生じる最外端部での変位増分と定義する。図11に代表的な4種試験体(No.1, No.2, No.4, No.5)に神戸波0.2gおよび神戸波原波を入力した時の最大変形時における $\Delta u_x / u_x$ を示し、弾性域から塑性域にかけての振れ挙動

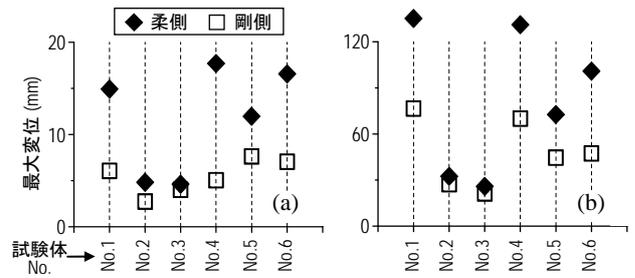


図8 各試験体の柔側および剛側の最大変位 (a) 神戸波0.2g, (b) 神戸波原波(0.82g)入力時

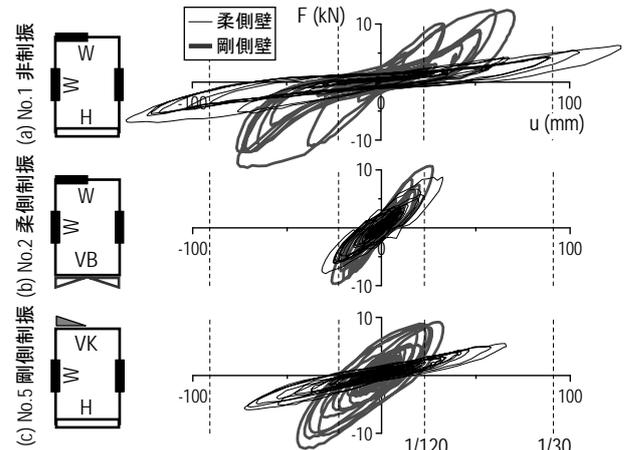


図9 神戸波原波入力時におけるせん断力 F -変形 u 関係

の変化を分析する。

No.1は入力が大きくなると、柔側壁・剛側壁ともに塑性化したことで並進が卓越し、相対的に振れが収まることで $\Delta u_x / u_x$ が0.42から0.3に小さくなった。No.4に関しても同様のことが言えるが、No.1は神戸波原波入力時に直交壁が塑性化したのに対し、No.4は直交壁のVKが線形性を保ち、振れ剛性の低下を防ぐことができていたため、No.1よりもNo.4の方が $\Delta u_x / u_x$ が著しく低下した。No.2は神戸波原波入力時に柔側壁のVBは線形性を保ち、剛側壁のWが塑性化したことで、剛性偏心が解消され、 $\Delta u_x / u_x$ が大きく低下し、並進に近い挙動となった。No.5は他の試験体と傾向が異なり、剛側壁のVKは線形性を保ち、柔側壁のHが塑性化したことで、剛性偏心がさらに大きくなることで、 $\Delta u_x / u_x$ が0.25から0.3となり、やや上昇した。このように、神戸波原波のような激震時には耐力壁が塑性化し、柔側壁や直交壁の制振化は振れが収まり、剛側壁の制振化は振れが大きくなる傾向にあった。

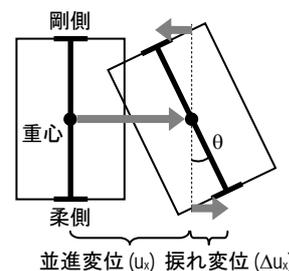


図10 検討手法

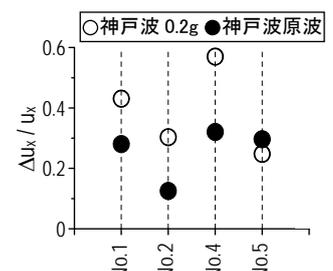


図11 振れ挙動の比較

3.3 最大加速度の比較

次に、試験体各部の加速度分布の比較を行う。加速度の分布は外力の分布と考えることができ、図12に示すような、振れが生じる建物の加速度分布を考えれば、外力の成分は重心に作用する慣性力と、重心回りの慣性モーメントからなることが分かる。また、図12より、振れによる慣性モーメントが大きい建物ほど、柔側壁や直交壁に大きな外力が作用することも分かる。図13に代表的な4種試験体の神戸波原波入力時において、柔側壁あるいは剛側壁で最大加速度(絶対加速度)を記録した時刻における加速度分布の比較を示す。

No.1は柔側壁で 2000 cm/s^2 を超えたが、剛側壁は逆方向の加速度が生じ、さらに直交壁は 800 cm/s^2 以上であったことから、非常に大きな慣性モーメントが発生していたことが分かる。また、このように直交壁にも大きな加速度が発生することで、損傷が起こり得ることに注意する必要がある。No.2は剛側壁よりも柔側壁の最大加速度が小さくなった。これは、柔側壁にのみ減衰を付加したことで、慣性モーメントを抑制し、柔側壁の加速度を大きく低減させることができたものと考えられる。また、慣性モーメントが抑えられたことで、直交壁の加速度も大きく低減された。No.4はNo.1に比べて柔側壁と剛側壁の加速度の差や、直交壁の加速度がやや低減されていることから、振れが収まり慣性モーメントが小さくなっていることが分かる。No.5も加速度分布の形状より、振れは収まっていないが、柔側壁の最大加速度はNo.1の0.75倍となった。

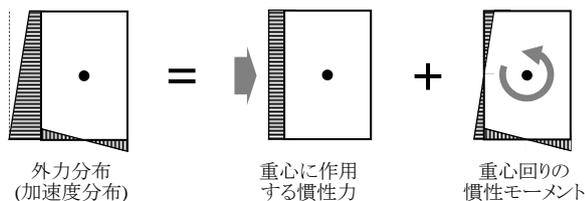


図12 振れが生じる建物の外力分布

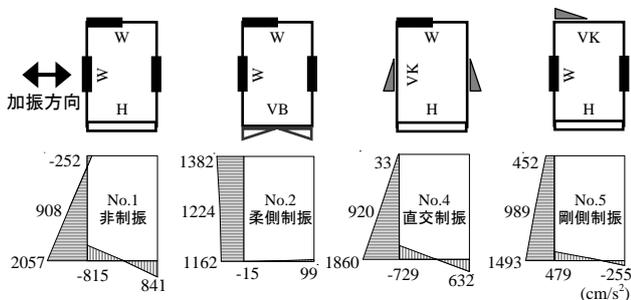


図13 神戸波原波(0.82g)入力時の最大加速度応答

3.4 固有周期と減衰定数の変化

表1中の加振No.1(初期状態)とNo.15(神戸波原波入力後)のホワイトノイズ加振より算出した1次固有周期 T_1 および減衰定数 h_1 の変化を表2に示す。

No.1は初期状態において $T_1 = 0.28$ 秒、 $h_1 = 2.7\%$ であったが、神戸波原波入力後には T_1 が1.5倍程度の0.43秒に、 h_1 は約6倍の16.1%となり、大きく損傷したことが分かる。No.2, No.3は剛性を付加するとともに、剛性偏心を矯正することで並進に近い挙動となり、 T_1 を短くしたものと考えられる。 h_1 はそれぞれ5.8, 137%まで上昇した。また、これらVBを用いた試験体は神戸波原波入力後においても初期状態とほぼ同程度の動的特性を維持しており、No.1に比べて架構の損傷を格段に抑えられていることが分かる。No.4, No.5, No.6はともに初期状態における T_1 が、No.1に比べて長くなっているが、 h_1 はそれぞれ9.5%, 12.2%, 12.6%まで上昇した。直交壁のVKが h_1 に与える影響に着目すると、非制振のNo.1からNo.4では大きく上昇したが、剛側壁にVKのあるNo.5からNo.6ではほとんど変化が無かった。これは図11で示したように、弾性時のNo.5はNo.1に比べて振れが少なかったため、図5(c)で示した直交壁の粘性による慣性モーメントを減衰させる効果があまり表れなかったものと考えられる。

表2 動的特性の変化

	初期状態		神戸波原波入力後	
	T_1 (秒)	h_1 (%)	T_1 (秒)	h_1 (%)
No.1	0.28	2.7	0.43	16.1
No.2	0.23	5.8	0.24	6.3
No.3	0.26	13.7	0.28	13.8
No.4	0.30	9.5	0.45	13.5
No.5	0.29	12.2	0.32	12.5
No.6	0.33	12.6	0.38	14.8

4. 結論

剛性偏心した木質制振架構の振れ応答実験を行い、様々な配置で制振壁を組み込んだ試験体の実験結果の比較から、それぞれの得られる応答低減効果とそのメカニズムを考察した。開口部を方杖型制振壁で補強し、剛性と粘性を付加した試験体が最も効果的に振れ応答を制御することができた。

また、本論では示していないが、簡易な平面フレームモデルによる地震応答解析や、応答スペクトルを用いた最大応答予測法の提案(文献3)を行い、実験で得られた柔側および剛側の最大変位を高精度で予測することが可能であることを明らかにした。

参考文献

- 1) 笠井和彦, 和田章, 坂田弘安他3名: 変位依存ダンパーをもつ木質架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第594号, 101-110, 2005年8月
- 2) 坂田弘安, 笠井和彦, 坂田弘安他4名: 速度依存ダンパーをもつ木質架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第615号, 161-168, 2007年5月
- 3) 笠井和彦, 山下忠道, 山崎義弘, T.IGUSA: 振れ振動を伴う1層高減衰構造のスペクトル応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第636号, 2009年2月

