

制震機能付き筋かい金物の耐震性能評価

古田 智基

第一工業大学 教授 建築デザイン学科
(〒899-4395 鹿児島県霧島市国分中央1-10-2)
E-mail : t-furuta@daiichi-koudai.ac.jp

Evaluation of Seismic Performance of Braced Wooden Frame using New Brace Fastener with Damping Mechanism

Tomoki FURUTA

筆者は、筋かい金物に塑性変形が集中する部分をつくり、さらに、高減衰ゴムも付加することで、剛性と靱性をバランス良く持ち合わせ、従来の金物に比べて制震効果が高い、制震機能付き筋かい金物（以下、制震金物）を開発した。本報では、この金物を用いた筋かい耐力壁の動的性能を把握するために実施した振動台実験による動的性能を報告する。そして、既存金物との性能の違いについても、静的実験によって検証した。さらに、振動台実験の結果を用いて耐力壁の復元力特性モデルに、筋かい耐力壁（制震金物、既存金物）、合板耐力壁における骨格曲線が4折線で、最大耐力以降の負勾配、ピンチング効果が考慮できる Wayne-Stewart モデルを用い、制震金物を実際に設置した木造住宅の制震効果（最大応答変位低減率）、ならびに設置時間・施工精度を報告する。

Key Words : 在来軸組構法, 筋かい, 制震, 高減衰ゴム, 振動台実験, 壁倍率, 耐震補強

1. 振動台実験の概要

本振動台実験は、2016年8月に実施した。試験体の軸組は、図1に示すように、3P（2730mm）であり、柱はスギ(105mm×105mm)、桁はベイマツ(180mm×105mm)、土台はヒノキ(105mm × 105mm)とした。筋かいはベイマツ(90mm × 45mm)とし、構造用合板は、9mm厚の2級、特類を用いた。桁の上に載せた錘は、125mm × 32mm × 3000mmの鋼材13枚であり、合計15.8kNである。この錘は、桁に金物用ビスで固定し、振動台上に設置

した面外振れ止めによって、面外への変位を拘束した。桁の鉛直方向の浮上りは、タイロッドにより拘束した。

振動台は1軸であり、電磁式で最大の加振力は140kNである。テーブルの寸法は3m×2mで

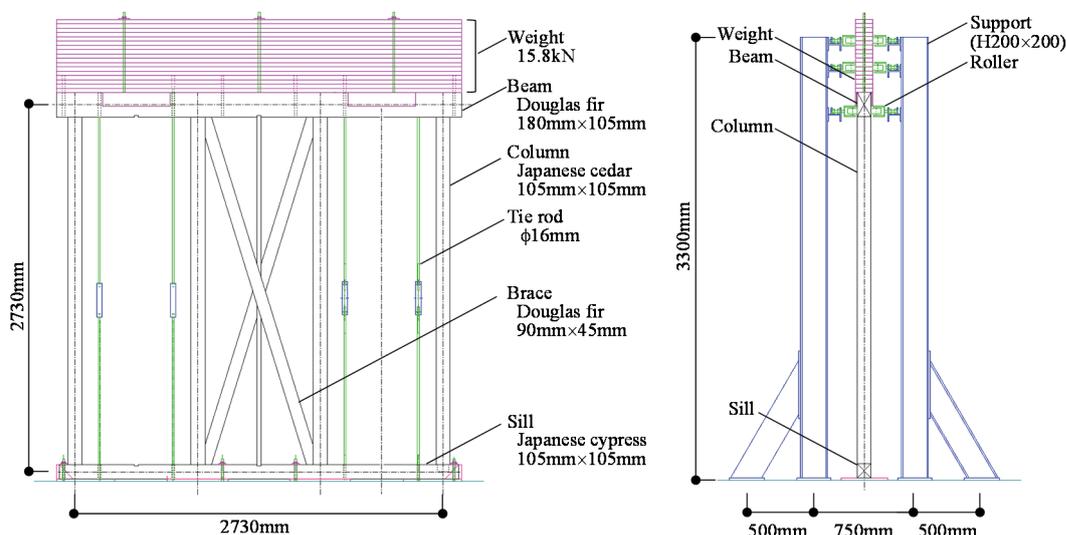


図1 振動台実験の試験体
(筋かいの配置が「X」形の場合)

ある。加振の一覧を表 1 に示す。筋かいについては、本筋かい金物を用いた場合、既存の筋かい金物 (L 形) を用いた場合、N150 釘 1 本で留めた場合の 3 仕様とした。筋かいの配置は、「X」形、「ハ」形、または「V」形とした。構造用合板耐力壁 (N50@150、壁倍率 2.5 仕様) およびパーティクルボード耐力壁 (N50@100、壁倍率 2.9 仕様)、また、構造用合板と筋かいを併用した場合についても加振を実施した。

入力波は、試験体の基本的な振動性状を把握するためのパルス波と、JMA Kobe NS 波および KiK Net 益城で 2016 年 4 月 14 日と 16 日に観測された EW 方向の波を用いた。図 2 に加速度応答スペクトルを示す。

加速度計は、桁、土台および振動台に設置し、桁および土台の水平変位は、振動台外の不動点から計測し、その差から層間変位を求めた。また、柱脚の浮上り、筋かい端部-横架材間の変位も計測した。

表 1 加振一覧

実験 No.	耐力壁	入力波	入力倍率(%)
1	筋かい(既存金物)「X」	Kobe	20~100
2	筋かい(釘打ち)「X」	Kobe	20~60
3	構造用合板	Kobe	20~60
4	パーティクルボード	Kobe	20~80
5	筋かい(本金物)「X」	Kobe	20~100
6	筋かい(本金物)「X」	Kobe	20~100
7	筋かい(本金物)「ハ」	Kobe	20~100%, 80%, 100%3 回
8	筋かい(既存金物)「X」 + 構造用合板	Kobe	20~80%, 100%5 回
9	筋かい(本金物)「X」 + 構造用合板	Kobe	20~60%, 100%5 回
10	筋かい(本金物)「V」 (端部クリアランスあり)	Kobe	20~60%, 80%4 回
11	筋かい(既存金物)「X」	Mashiki	前震 50%, 70%, 本震 50%, 70%
12	筋かい(本金物)「X」	Mashiki	前震 50%, 70%, 本震 50%, 70%3 回
13	筋かい(本金物)「V」	Mashiki	前震 50%, 70%, 本震 50%, 70%3 回, 100%

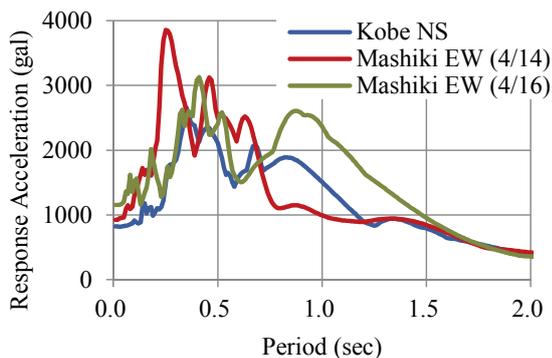


図 2 入力波の加速度応答スペクトル(h=5%)

2. 静的せん断加力実験の結果

振動台実験の試験体と同じ仕様で製作した、片筋かいの 1P 試験体の静的せん断加力実験の結果を図 3 に示す。ここでは、1/300rad(9.1mm)~1/30rad(91mm) で正負 3 回繰り返して、1/15rad(182mm)で正負 1 回ずつの载荷を行った。なお、载荷の正側が筋かいの引張側とした。

既存金物の場合は、正側の 1/30rad 以降耐力が低下し、1/15rad で筋かい上端の金物が大きく回転し、ほとんどの柱側のビスが引抜けた。負側は、1/30rad 時に筋かいが間柱から外れて面外に大きくたわみ、繊維に沿って割れが生じた。

本金物の正側では、1/50rad 付近で剛性が低下したが、1/15rad まで大きな耐力の低下はみられなかった。負側では、1/30rad 付近で筋かいが間柱から外れ、面外に座屈が生じた。

既存金物と本金物の正側と負側について、表 2 のように壁倍率を算出した。既存金物の場合の正側と負側の平均は 1.46、本金物の場合は、2.34 であった。

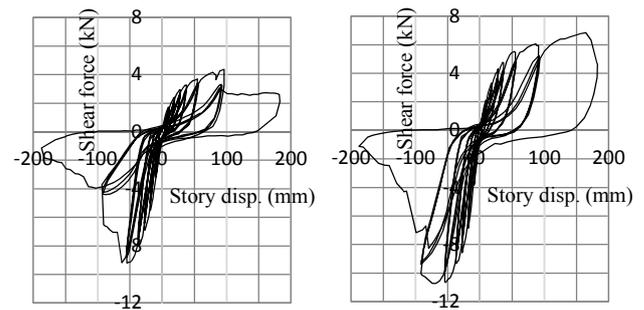


図 3 片筋かい耐力壁の静的せん断加力実験結果 (左側:既存金物、右側:本金物)

表 2 壁倍率の評価

	既存金物		本金物	
	正側	負側	正側	負側
Py(kN)	2.45	5.17	4.31	6.69
P _(1/150rad) (kN)	2.38	5.53	3.32	6.88
0.2·Pu/Ds(kN)	1.80	3.40	3.47	5.02
2/3Pmax(kN)	2.90	6.13	4.57	7.15
Min.(kN)	1.80	3.40	3.32	5.02
壁倍率	1.01	1.91	1.86	2.82

3. パルス波による固有振動数

図 4 にパルス波による加振の結果から求めた固有振動数を示す。

本筋かい金物を用いた場合は 3.1Hz であり、既存金物の場合は、2.8Hz であった。本筋かい金物を用いた場合の剛性は、既存金物の場合より 20%程度高いことが分かる。また、筋かいの端部が釘打ちであっても、初期剛性は既存金物を用いた場合と同等である。

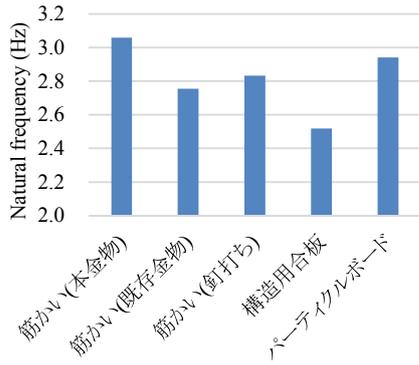


図 4 固有振動数の比較

4. 振動台実験による破壊性状

JMA Kobe NS 波 60%入力における構造用合板と釘打ち筋かいの加振後状況を写真 1, 2 に示す。釘が抜け出し軸組の原形を保てない状況となり加振を終了した。パーティクルボードは同波 80%入力で釘が抜けだし、加振を終了した。同波 100%入力における既存金物と制震金物の加振後状況を写真 3, 4 に示す。既存金物は、筋かいが座屈し、柱固定ビスが引き抜け倒壊に至った。制震金物は、残留変形はなく、金物自体の損傷も確認されなかった。



写真 1 構造用合板



写真 2 釘打ち筋かい

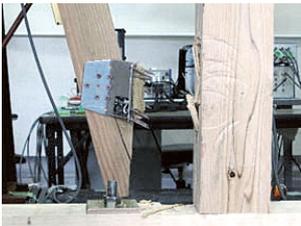


写真 3 既存金物



写真 4 制震金物

5. 荷重－層間変位関係

Kobe NS 波 60%入力時の荷重－層間変位の比較を図 5 に示す。構造用合板及び釘打ち筋かいは、荷重が急激に低下しており、せん断力を負担できていないことが確認できる。既存金物は層間変位で約 50mm 変形したのに対し、制震金物は約 10mm 程度の変形である。また、両者の応答せん断力が約 10 kN とほぼ同じであることから、両者の剛性の違いがみられないことが確認できる。すなわち、制震効果により応答変位が低減している。

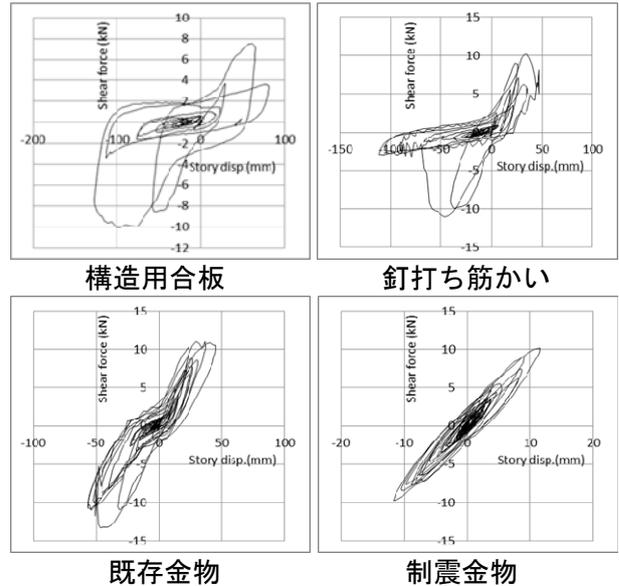


図 5 Kobe NS 60%入力荷重－層間変位関係

Kobe NS 波 100%入力時の荷重－層間変位の比較を図 6 に示す。既存金物は大幅な荷重低下がみられ、倒壊に至っているのに対し、制震金物は荷重低下が全く見られず、健全であることが確認できた。

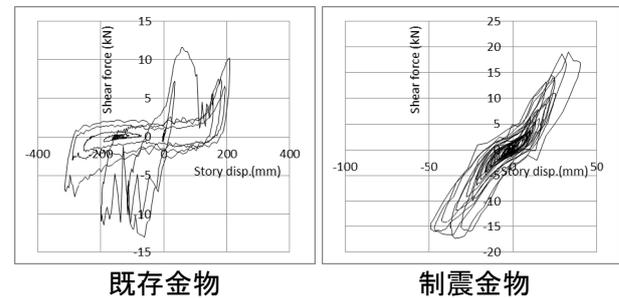


図 6 Kobe NS 100%入力荷重－層間変位関係

Mashiki EW 波本震 70%入力時の荷重－層間変位の比較を図 7 に示す。既存金物と比較して、制震金物の応答変位は約 40%低減した。

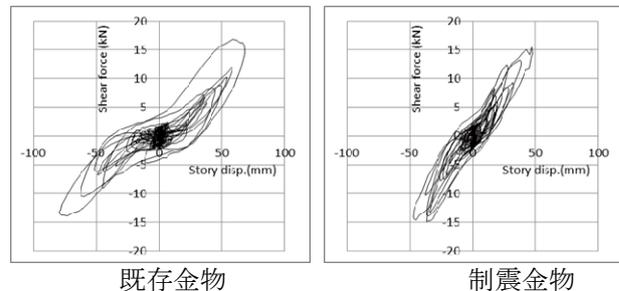


図 7 Mashiki EW 70%入力荷重－層間変位関係

6. 最大応答変位の比較

Kobe-NS 波における最大応答層間変位の比較を図 8 に示す。40%入力における既存金物の最大応答変位が約 20mm に対し、制震金物とパーテ

ィクルボードは約 5mm 程度であった。60%入力では、構造用合板、釘打ち筋かいともに 100mm を超えているのに対し、既存筋かいは約 50mm、パーティクルボード及び制震金物は約 10mm 程度となった。100%入力では既存金物は 300mm を超え完全な倒壊に至っているが、制震金物は 50mm 程度の変形におさまっており、4 回目の加振で圧縮側の筋かいが座屈し 150mm まで変位が増加した。制震金物自体の損傷は確認されなかった。

Mashiki EW 波入力時の最大応答変位の比較を 図 9 に示す。各々の入力時で約 40%の変位の低減が確認された。

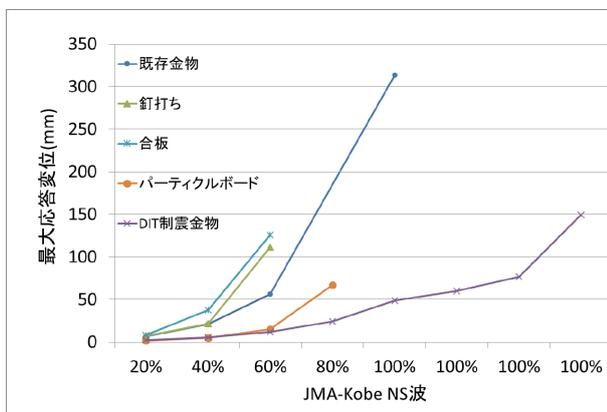


図 8 Kobe NS 入力時の最大応答変位比較

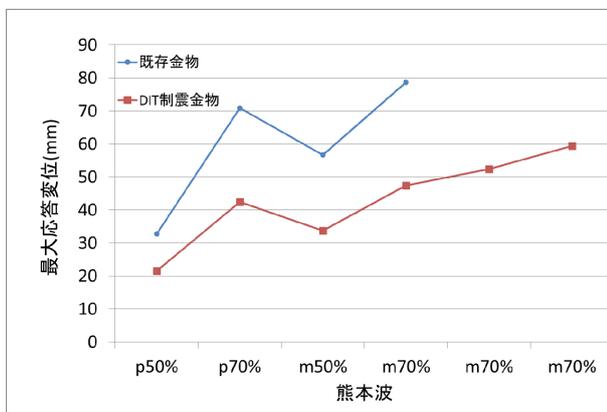


図 9 Mashiki EW 入力時の最大応答変位比較

7. 最大応答加速度の比較

Kobe-NS 波における最大応答加速度の比較を 図 10 に示す。60%入力で既存金物の応答加速度が最も大きく 816gal であったが、制震金物は 622gal であり、これは既存金物の 76%である。その他については、制震金物と同等 (±10%以内) であった。80%入力では、制震金物の応答加速度はパーティクルボードより 20%程度大きくなっているが、層間変位はパーティクルボードの半分以下になっている。100%入力では、既存金物は 800gal 程度で頭打ちになっており、これは、大きく損傷して周期が大幅に増加したため、

試験体に地震波が入力されなかったためである。制震金物は、100%波を繰返し入力しても応答加速度は増減することなく安定しており、負担せん断力は増加しないことが確認できた。

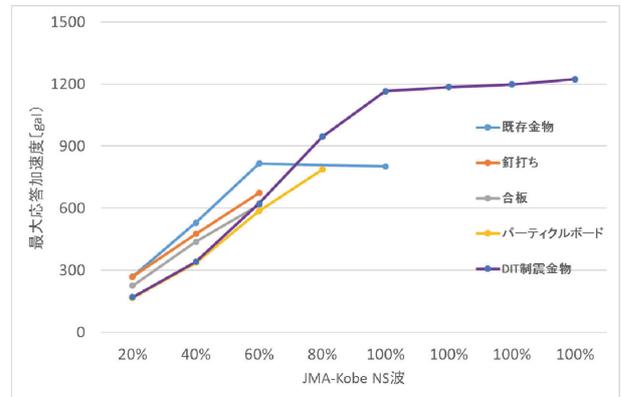


図 10 Kobe NS 入力時の最大応答加速度比較

Mashiki EW 波における最大応答加速度の比較を 図 11 に示す。制震金物の場合の最大応答層間変位は既存金物の場合より大幅に低減されているが、最大応答加速度は既存金物と同程度以下と下回っており、本震の 70%波を繰返し入力しても、1,000gal 程度に収まっている。

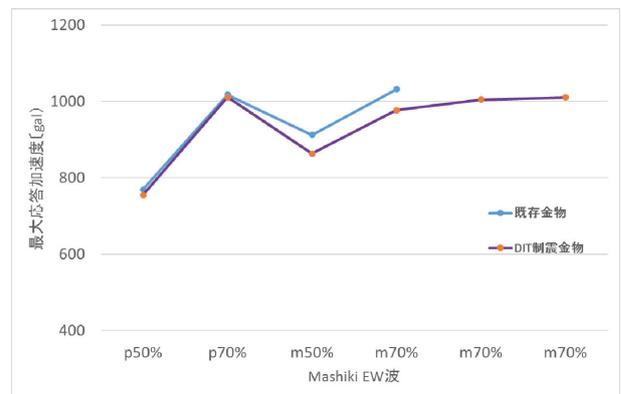


図 11 Mashiki EW 入力時の最大応答加速度比較

8. 耐力壁のモデル化

振動台実験の結果を用いて耐力壁の復元力特性モデルを作成し、本金物および既存金物を筋かいの留め付けに用いた 2 階建の在来軸組構法木造住宅の地震応答解析を実施して、最大層間変位の評価を行った。

筋かい耐力壁 (本筋かい金物、既存金物)、合板耐力壁は、骨格曲線が 4 折線で、最大耐力以降の負勾配、ピンチング効果を考慮できる、Wayne-Stewart モデルを用いた。モデルの各パラメータは、振動台実験で得られた層せん断力-層間変位関係を考慮し、応答変位の時刻歴が振動台実験の結果に近くなるように調整した。調整して得られた層せん断力-層間変位関係を 図 12 に示す。

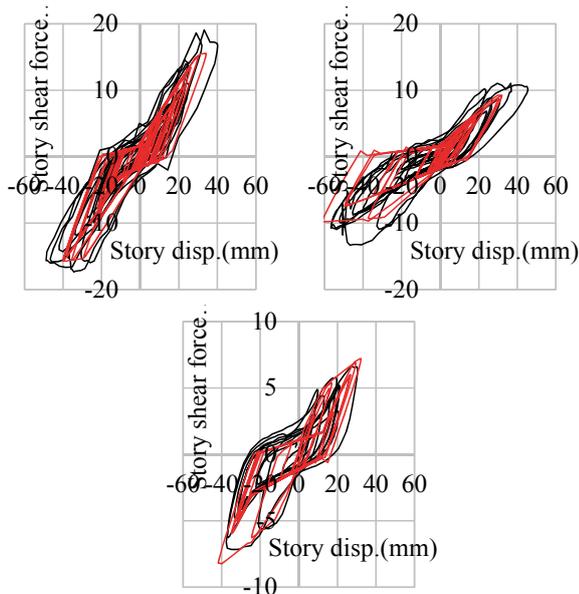


図 12 振動台実験結果と解析結果との対応
(黒線:振動台実験、赤線:解析)

9. 2階建木造住宅の地震応答解析モデル

在来軸組構法の2階建木造住宅の2質点系地震応答解析モデルを作成するにあたり、「壁量充足率」、「壁量充足率比」、「合板負担率」および「床面積比」をパラメータとした。各パラメータの定義と値の範囲を以下に示す。ここで、たすき掛け二つ割り筋かい耐力壁の許容せん断耐力は、筋かい金物の種類によらず7.84kN/m、合板耐力壁は4.90kN/mとした。

- 壁量充足率：1階重量と2階重量の和の0.2倍に対する1階の耐力壁の許容せん断耐力の割合で、1.0～2.0、0.1刻みとした。なお、2階の壁量充足率は、2階の重量の(1.4×0.2)倍に対する2階の許容せん断耐力の割合とした。
- 壁量充足率比：2階の壁量充足率の1階の壁量充足率に対する割合で、1.0～2.0、0.2刻みとした。
- 合板負担率：各階の許容せん断耐力のうち、構造用合板が占める割合で、0～0.8、0.2刻みとした。
- 床面積比：1階の床面積に対する2階の床面積の割合で、0.7～1.0、0.1刻みとした。なお、2階の単位床面積あたりの重量は、1階の0.7倍とした。

解析モデルの1階には、壁長が1P(910mm)のたすき掛け二つ割り筋かい耐力壁を1箇所配置し、質点の重量と2階の耐力壁の量を調整することで、所定のパラメータとした。入力地震波はBCJ L2波とし、粘性減衰は瞬間剛性比例で5%とした。解析モデルの数は、本金物の場合、既存金物の場合とも $11 \times 6 \times 5 \times 4 = 1,320$ である。

10. 解析結果

図13は、本金物を使用した場合の壁量充足率と各階の最大層間変位との関係である。壁量充足率が高くなるにつれて、層間変位が小さく、また、最小値に対する最大値の比も小さくなる傾向である。最大値が1/30radを超えないようにするには、壁量充足率は1.5程度必要であるといえる。

各パラメータが最大層間変位に及ぼす影響を把握するため、当該のパラメータ以外の3つのパラメータの値を固定し、当該のパラメータが変化するときの最大層間変位の変動係数(標準偏差/平均値)を求め、その平均値を表3にまとめた。

これによると、合板負担率と床面積比の変動係数の平均値はかなり小さいことが分かる。すなわち、これらのパラメータの値が変化しても、最大層間変位への影響は小さく、壁量充足率と壁量充足率比が大きく影響するといえる。

そこで、同一の壁量充足率と壁量充足率比のケースについて、最大層間変位の平均値を求め、図14のように、等高線図に表した。

本金物を用いた場合の1階については、壁量充足率比が1.2以上では、壁量充足率1.0で層間変位は110mm～145mm、壁量充足率1.5で64mm～69mm、壁量充足率2.0で33mm～34mmである。しかし、壁量充足率比が1.0の場合は、1階より2階の層間変位が大きくなる傾向であり、2階が1階に先行して最大耐力に達して復元力特性の下り勾配に達するため、2階に変形が集中し、1階の変形は小さくなる。そのため、壁量充足率比が1.0の場合、壁量充足率が1.0と2.0の場合の最大層間変位は、40mmと28mmであり、変動幅は小さい。

本金物を用いた場合の2階については、壁量充足率比が1.2以上のとき、壁量充足率1.0で層間変位は14mm～38mm、壁量充足率が1.5で13mm～24mm、壁量充足率2.0で9mm～18mmである。壁量充足率比が1.0のときは、上記の理由により、1階とは逆に、壁量充足率に対する変動幅は大きくなり、壁量充足率が1.0の場合は127mm、2.0の場合は25mmである。

既存金物の場合についても同様に、等高線図を作成した。傾向は、本金物の場合と同様であるが、層間変位は本金物の場合より大きく、1階については、壁量充足率比が1.2以上のとき、壁量充足率1.0で161mm～171mm、壁量充足率が1.5の場合で84mm～87mm、壁量充足率2.0で62mm～65mmであり、本金物の場合の1.2～1.9倍である。2階は、壁量充足率比1.2以上、壁量充足率1.0で14mm～37mm、壁量充足率1.5で15mm～28mm、壁量充足率2.0で13mm～22mm

であり、本金物を用いた場合より、最大で 1.4 倍程度である。

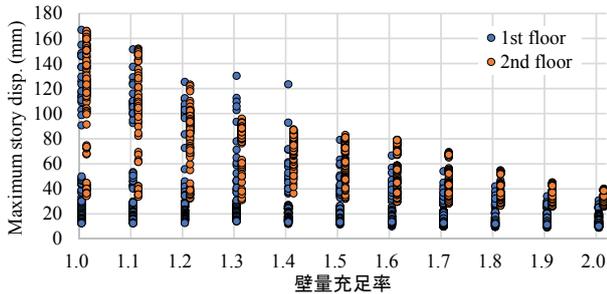


図 13 最大層間変位の一覧

表 3 各パラメータが変化した場合の最大層間変位の変動係数(標準偏差/平均値)の平均値

	1階		2階	
	本金物	既存金物	本金物	既存金物
壁量充足率	0.42	0.34	0.27	0.17
壁量充足率比	0.15	0.21	0.56	0.75
合板負担率	0.15	0.08	0.09	0.07
床面積比	0.02	0.03	0.03	0.04

11. 制震効果及び設置時間・施工精度

筋かい耐力壁（制震機能付き筋かい金物（以下、制震金物）、既存金物）、合板耐力壁における骨格曲線が 4 折線で、最大耐力以降の負勾配、ピンチング効果が考慮できる Wayne-Stewart モデルを用い、制震金物を実際に設置した木造住宅の制震効果（最大応答変位低減率）、ならびに設置時間・施工精度を報告する。

1) 新築住宅 A

対象建物は、鹿児島県霧島市内にある、1F 床面積 66.50m²、2F 床面積 60.40 m²、建物高さ 8.26m の新築 2 階建て木造住宅である。1F、2F すべての 1P 筋かいに制震金物を 94 個設置した。表 4 に BCJ L2-50kine 及び JMA Kobe NS-50kine の制震効果（最大応答変位の低減率）を示す。最大 51% の応答変位の低減が期待できる。

写真 5 に設置状況の写真を示す。本物件で、制震金物 10 ヶ所、既存金物 4 ヶ所における設置時間及び施工精度の計測を行った。設置時間に関しては、金物 1 個と筋かい 1 ヶ所（1 本）の取付け時間を、施工精度に関しては、柱固定位置の高さ方向と横方向の誤差を計測した。概ね目標とした既存金物 50 秒/個に対して、+20% を目標値（ビス本数増分）とした制震金物 60 秒/個を満足した。施工精度に関しては、すべての設置箇所目標誤差の±5mm 以下を満足した。

2) 新築住宅 B

対象建物は、鹿児島県霧島市内にある、1F 床面積 69.30m²、2F 床面積 36.19 m²、建物高さ

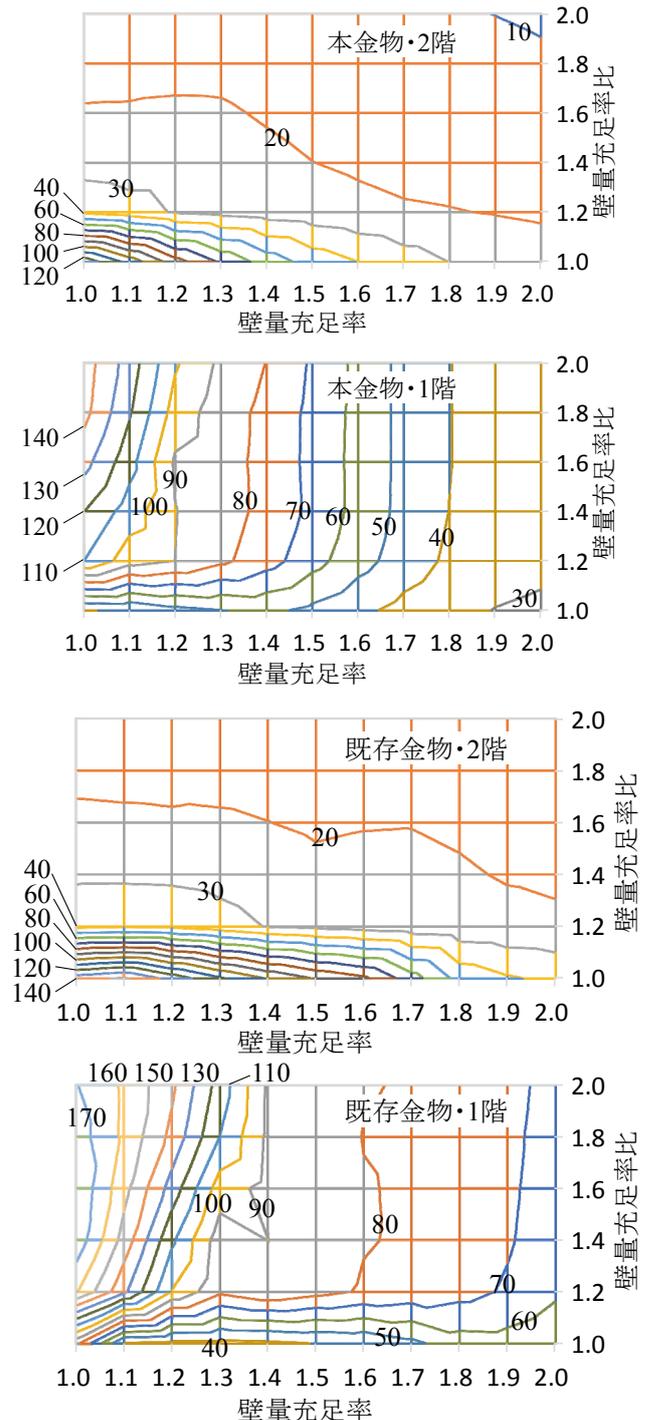


図 14 地震応答解析による 2 階建木造住宅の最大層間変位 (図中の数値は最大層間変位(単位:mm))

7.85m の新築 2 階建て木造住宅である。1F のみすべての 1P 筋かいに制震金物を 50 個設置した。表 5 に BCJ L2-50kine 及び JMA Kobe NS-50kine の制震効果（最大応答変位の低減率）を示す。最大 48% の応答変位の低減が期待できる。

写真 6 に設置状況の写真を示す。本物件で、制震金物 10 ヶ所、既存金物 10 ヶ所における設置時間及び施工精度の計測を行った。事前調整を

十分に行い、目標とした既存金物 50 秒/個、制震金物 60 秒/個を十分に満足した。施工精度に関しては、すべての設置箇所が目標誤差の±5mm 以下を満足した。

表 4 制震効果 (新築住宅 A)

BCJ L2-50kine		新築A				
非制震	階方向	内部筋交	外周筋交	変形量 (cm)	非制震比	
						2階
		Y	7	3	12.68	
	1階	X	3	13	10.79	
		Y	10	9	6.58	
1F・2F ALL DIT (94個)	階方向	DIT	筋交	変形量 (cm)	非制震比	
						2階
		Y	7	3	8.05	0.63
	1階	X	16	0	5.30	0.49
		Y	14	5	3.47	0.53

Kobe NS-50kine		新築A				
非制震	階方向	内部筋交	外周筋交	変形量 (cm)	非制震比	
						2階
		Y	7	3	16.93	
	1階	X	3	13	10.16	
		Y	10	9	8.13	
1F・2F ALL DIT (94個)	階方向	DIT	筋交	変形量 (cm)	非制震比	
						2階
		Y	7	3	8.36	0.49
	1階	X	16	0	5.86	0.58
		Y	14	5	4.09	0.50



写真 5 設置状況(新築住宅 A)

表 5 制震効果(新築住宅 B)

BCJ L2-50kine		新築B				
非制震	階方向	DIT	筋交	変形量 (cm)	非制震比	
						2階
		Y	0	8	12.68	
	1階	X	0	18	10.79	
		Y	0	21	6.58	
1F DIT (50個)	階方向	DIT	筋交	変形量 (cm)	非制震比	
						2階
		Y	0	8	8.85	0.70
	1階	X	13	5	5.60	0.52
		Y	12	9	4.50	0.68

Kobe NS-50kine		新築B				
非制震	階方向	DIT	筋交	変形量 (cm)	非制震比	
						2階
		Y	0	8	14.53	
	1階	X	0	18	12.53	
		Y	0	21	12.86	
1F DIT (50個)	階方向	DIT	筋交	変形量 (cm)	非制震比	
						2階
		Y	0	8	9.35	0.64
	1階	X	13	5	6.76	0.54
		Y	12	9	7.98	0.62



写真 6 設置状況

12. 耐震補強への適用

耐震診断を行い、倒壊の可能性が高い 1988 年築の 2 階建て木造住宅 (1F 床面積 85.29m², 2F 床面積 33.95 m², 建物高さ 7.70m) に、耐震補強として制震金物を設置した。

今回の耐震補強は、間取りを変更することなく、できる限り安価で耐震性能を向上させる目的で、重い屋根を軽い屋根に葺き替え (写真 7)、最も耐力の低かった 1F-X 方向の筋かい壁を増設し、制震金物計 16 個を設置した (図 15)。耐震補強前後の耐震診断結果を表 6、表 7 に、地震応答解析による JMA Kobe NS-50kine 入力時の最大応答変位の比較を表 8 に各々示す。耐震補強+制震効果として、最大 57%の応答変位の低減が期待できる。

写真 8 に制震金物の設置状況を示す。学生でも問題なく取り付けることが可能で、施工精度も目標誤差の±5mm 以下を満足していることを確認した。



写真 7 化粧スレート屋根への葺き替え

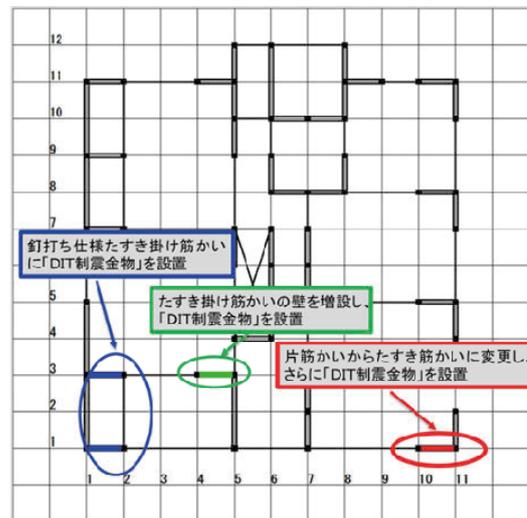


図 15 耐震補強図

表 6 耐震診断結果(耐震補強前)

		必要耐力	保有する耐力	耐力の評点	判定
2階	X方向	23.49	8.32	0.35	倒壊する可能性が高い
1階		65.72	10.94	0.17	倒壊する可能性が高い
2階	Y方向	23.49	10.21	0.43	倒壊する可能性が高い
1階		65.72	45.96	0.70	倒壊する可能性が高い

表 7 耐震診断結果(耐震補強後)

		必要耐力	保有する耐力	耐力の評点	判定
2階	X方向	12.01	29.29	2.44	倒壊しない
1階		56.63	87.47	1.54	倒壊しない
2階	Y方向	12.01	32.76	2.73	倒壊しない
1階		56.63	64.41	1.14	一応倒壊しない

表 8 耐震補強前後の最大応答変位の比較

Kobe NS-50kine		耐震補強物件				
補強前	階方向	DIT	筋交	変形量 (cm)	層間変型角 (rad)	補強前比
	1階	X	0	16	13.38	1/22
Y		0	14	15.74	1/19	
1F DIT(16個) +既存金物 (38)	階方向	DIT	筋交	変形量 (cm)	層間変型角 (rad)	補強前比
	1階	X	8	11	5.78	1/52
Y		0	14	7.53	1/40	0.48



写真 8 設置状況

8. まとめ

本報における制震金物の一連の研究により、以下の知見を得た。

- ・ 既存金物と比較して、制震金物の応答変位は最大 1/5 程度まで応答変位が低減する (Kobe-NS 波 60%)。
- ・ 制震金物は Kobe-NS 波 100%の繰り返し加振においても健全であることが確認できた。
- ・ 熊本地震においても既存金物と比較して制震金物は約 40%応答変位が低減した。
- ・ 既存金物と比較して制震金物の応答加速度は低減した。
- ・ 振動台実験の結果を用いて耐力壁の復元力特性モデルを作成し、2 階建木造住宅の地震応答解析を行って、壁量充足率等のパラメータと最大層間変位との関係を把握した。
- ・ この層間変位をデータベース化することで、簡単に、木造住宅の地震時の最大層間変位や損傷を把握できるシステムを構築する。
- ・ 新築木造住宅の 1, 2 階すべての 1P 筋かいに制震金物を設置した結果、最大 51%の応答変位の低減が期待でき、施工上問題のないことを確認した。
- ・ 新築木造住宅の 1 階のみすべての 1P 筋かいに制震金物を設置した場合でも、最大 48%の応答変位の低減が期待でき、施工上問題のないことを確認した。

- ・ 制震金物を適用した耐震補強により、間取りを変更することなく、最大 57%の応答変位の低減が期待でき倒壊を免れる結果となり、施工上問題のないことを確認した。

謝辞

本研究は科学技術振興機構 (JST) の研究成果最適展開支援プログラム (A-STEP) の支援を受けて行われました。

振動台実験の実施に際し、神戸大学・藤谷秀雄教授、向井洋一准教授、伊藤麻衣助教には多大なご協力をいただきました。厚く御礼申し上げます。

入力地震波は、防災科学技術研究所の強震観測網 KiK-net のデータを使用させていただきました。

参考文献

- 1) 古田智基、中尾方人、榎田剛：制震機能付き筋かい金物の耐震性能評価 その 1, その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III、pp. 565-568、2015.9