

緩衝材入り筋かい金物を用いた筋かい耐力壁の地震応答の評価

EVALUATION OF EARTHQUAKE RESPONSE OF BRACED WOODEN FRAME USING BRACE FASTENER WITH RUBBER

古田智基 — * 1 中尾方人 — * 2
完山利行 — * 3

Tomoki FURUTA — * 1 Masato NAKAO — * 2
Toshiyuki KANYAMA — * 3

キーワード：
筋かい金物, 高減衰ゴム, 壁倍率, 振動台実験, 地震応答解析

Keywords:
Brace fastener, High damping rubber, Allowable shear strength, Shake table test, Earthquake response analysis

A new type brace fastener which fastens the end of a diagonal wood brace to the end of column is developed for Post and Beam construction wooden houses. Since the brace fastener contains high damping rubber, it absorbs a displacement between the end of a wood brace and a column, damage of wood around wood screws is able to be minimized. On static shear loading test, allowable shear strength of a braced wood frame with the new brace fasteners was 4.4kN. From shake table test of a braced wood frame, it was found that a response displacement in the case of the one with the new brace fasteners was conservative in comparison with the case of the one using normal brace fasteners especially under large earthquake motion. Moreover, by means of earthquake response analysis, it was confirmed that the new brace fastener reduces a response displacement under several earthquake motions.

1. はじめに

在来軸組工法の木造建築物においては筋かい耐力壁が多用されているが、筋かい材に圧縮力が作用すると面外に座屈し、引張力が作用すると筋かい端部を軸組に留める金物の変形、ビス等の引抜け、筋かい材自体の破断などが生じるため、釘打ちの面材耐力壁などと比較すると概して変形能力が低い。そこで、在来軸組工法の戸建て住宅に用いるため、緩衝材として高減衰ゴムを付加し、変形性能を向上させた柱取り付けタイプの筋かい金物を考案し、性能の検証や改良を行ってきた^{1),2)}。本報では、この金物を用いた筋かい耐力壁の静的せん断加力実験および振動台実験を行った結果と、壁量充足率や入力地震波をパラメータとした地震応答解析による地震応答の検証結果を報告する。

2. 緩衝材入り筋かい金物の概要

図1に緩衝材としての高減衰ゴムを付加した筋かい金物の概要を、図2に各部の寸法を示す。L型の筋かい金物と2.6mm厚の鋼板とを高さ5mmの高減衰ゴムで接着して一体化したものであり、L型の金物は、長さが75mmで径が5.3mmのビス9本で柱に留め、鋼板と筋かい端部とは長さが45mmで径が5.4mmのビス6本（以下メインビスと称する）で留める。水平力の作用により、軸組にせん断変形が生じると、筋かい端部と軸組との接合部に変位が生じるが、その際、高減衰ゴムにせん断変形が生じて、ビスやその周辺の木材の損傷を低減する。なお、高減衰ゴムがL型の金物や鋼板から剥離してしまった場合に備え、フェールセーフのビス（長さ45mm、径5.4mm）4本によって、L型の金物と筋かい端部とを直接留める。

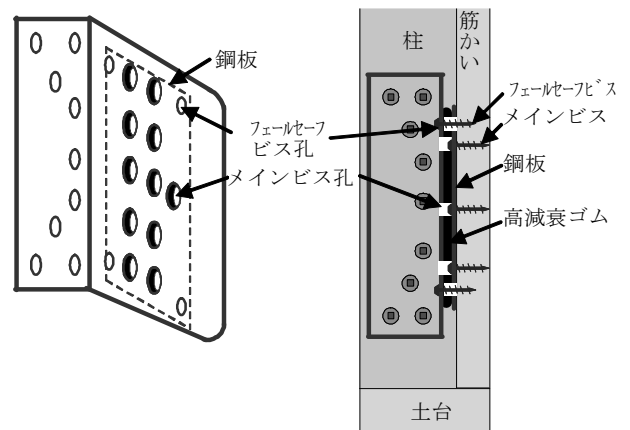


図1 本筋かい金物の概要

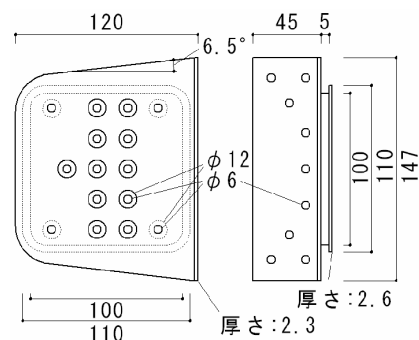


図2 本筋かい金物の各部の寸法 (単位:mm)

本稿の一部は文献2)に発表している。

¹⁾ 第一工業大学建築デザイン学科 教授
(〒899-4395 鹿児島県霧島市国分中央1丁目10-2)

²⁾ 横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院 特別研究教員

³⁾ 日本総合試験所試験研究センター構造部構造試験室 首席専門員

¹⁾ Prof., Daiichi Institute of Technology

²⁾ Research Assoc., Dept. of Architecture and Building Science, Yokohama National Univ.

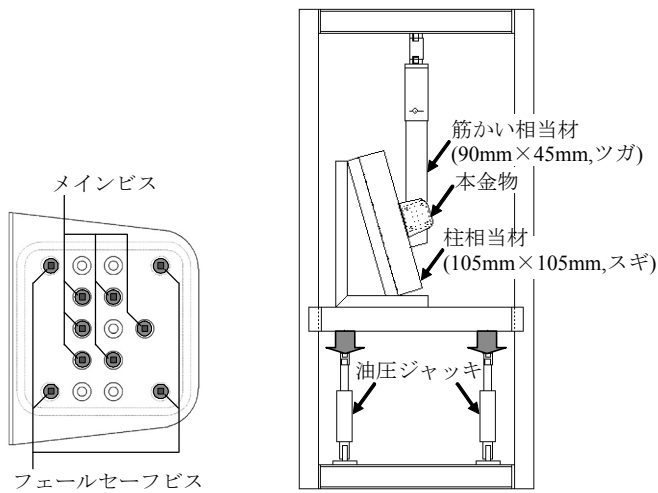
³⁾ Vice-Head, Structure Lab., Structural Engineering Dept., Research & Testing Center, General Building Research Corporation of Japan

フェールセーフビスの効果を検証するため、図3(a)のような標準のビス配置で、図3(b)に示す加力装置による引張実験を本金物単体で行い、図4のような結果を得た。フェールセーフビスのみであっても、メインビスも留めた場合に比べて、20mm程度までは概ね50%程度の剛性であった。表1に高減衰ゴムの基本物性を示す。RC造などの中高層建築物用の免震ゴム支承として用いられてきたものと比べ、筋かい金物としての剛性を確保するために、せん断剛性を高めたものとなっている。

3. 静的せん断加力実験

3.1 実験の概要

静的せん断加力実験用の試験体は、図5に示すものを3体製作した。桁は105mm×180mmのベイマツ、柱と土台は105mm角のスギ、筋かいは二つ割(45mm×90mm)のベイツガであり、柱-桁仕口および柱-土台仕口は短ほぞ差しである。柱頭柱脚は、ホルダ



(a) メインビスおよびフェールセーフビスの配置

(b) 加力装置

図3 単体加力実験

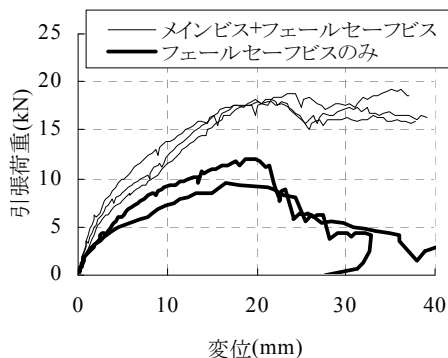


図4 単体加力実験の結果

表1 高減衰ゴムの基本物性

せん断弾性係数 G(N/mm ²)	等価減衰定数 H _{eq} (%)	ゴム硬度
1.5	27.2	87

ウン金物 S-HD10 で補強したので、軸組のみでもある程度の水平耐力を有する。1/50rad までは、各変形角(1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50rad)で3回ずつ、桁の端部に正負繰り返し加力を行い、1/50rad 以降は、筋かいに引張力が作用する方向に単調一方方向加力を行った。なお、1/50rad までの正負繰り返し加力において、筋かいに圧縮力が作用する方向には、最大 1/120rad までの加力とした³⁾。

3.2 実験結果

筋かいに引張力が作用する方向の包絡線を図6に示す。筋かいない軸組のみの結果も併記した。1/50rad まででは、金物には目立った損傷はなく、筋かい端部に軽微な割れが生じた場合もあったが、1/75rad までの繰り返し加力においては、顕著な剛性低下はみられなかった。1/50rad 以降に柱側ビスの引抜け、筋かい側ビスの頭の破断などが生じ、概ね 1/15rad 以降に、柱や筋かいの損傷、ゴムの剥離などが生じて耐力が低下した。3体の最大耐力は、10.1kN, 9.9kN, 9.1kN であり、その時の変形角は、1/12.8rad, 1/11.9rad, 1/16.0rad であった。

3.3 壁倍率の評価

表2に各試験体の包絡線を完全断塑性モデル(付録参照)に置換したときの特性値を示す。壁倍率を算定するための4つの指標(P_y, P_(1/120rad), 0.2P_u/D_s, 2/3P_{max})のうち、3体のいずれにおいても0.2P_u/D_sが最小となった。終局変形角γ_uを1/15radとしているた

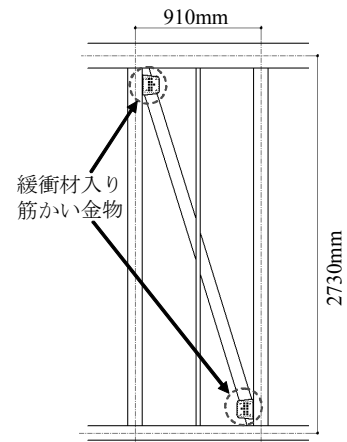


図5 静的せん断加力実験の試験体

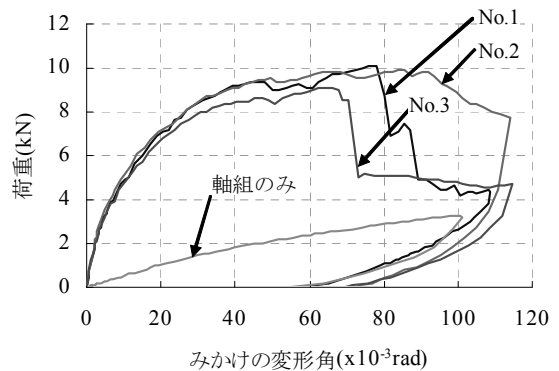


図6 筋かいに引張力が作用する方向の包絡線

めに、塑性率 μ は 3.38~3.89 であり、Ds は 0.38~0.42 である。表 3 に示すように、ばらつき係数を考慮すると、4 つの指標の 50% 下限値のうち、最小のものは 0.2Pu/Ds で、4.27kN であった。ここで、軸組のみの試験体の 0.2Pu/Ds は 0.62kN であるので、これを 4.27kN から差し引き、壁長 (0.91m) と基準耐力 (1.96kN) で除すと、壁倍率として 2.0 が得られた。筋かいの圧縮側の壁倍率を N 値計算⁴⁾において想定されている 2.5 と仮定すると、この筋かい金物を用いた筋かい耐力壁の壁倍率は、筋かいの圧縮側と引張側の平均で 2.25 と評価できる。

4. 振動台実験

図 7 に示す 3 構面からなる軸組の中央の構面に二つ割筋かいを設置し、振動台実験を実施した。軸組の柱および土台は 105mm 角のツガ、桁は 180mm×105mm のベイマツであり、仕口は短はぞ差しである。本金物を用いた場合は、図 8 のように「ハ」型に取り付け、振幅 1mm のパルス波、振幅 3mm のパルス波、最大加速度 100gal の sin 波、1995 年 JMA Kobe NS 波の加速度を 10%、30% および 50% に低減した波を順次入力した。また、既存の柱取り付けタイプの L 型の筋かい金物を用いた場合についても、二つ割筋かいを「X」型 (たすき掛け) に取り付けて、本金物を用いた場合と同じ連の加振を行った。同じ軸組で筋かいのみを交換して加振を行うにあたり、金物が柱の同じ位置に取り付かないようにするため、本金物使用時と既存金物使用時とで筋かいの配置は同じではないが、錘による鉛直荷重が柱に作用していることやタイロッドを用いて桁の浮き上がりを拘束していることなどから、筋かいの配置の違いの影響は小さいと考えられる。試験体頂部に設置した錘を含む試験体の上側 1/2 の重量の合計は 24.5kN である。加振は 1 方向のみであり、試

験体頂部での加速度や層間変位等を計測した。

振幅が 3mm のパルス波を入力した場合の応答変位から求めた固有周期および減衰定数の一覧を表 4 に示す。応答変位の最大値は、本金物使用時、既存金物使用時とも 5~6mm (約 1/500rad) であった。固有周期については両者ほぼ同じで 0.34 秒程度であるが、減衰定数については、既存金物を用いた場合が 6% に対し、本金物を用いた場合は 10% であった。表 1 に示した高減衰ゴム自体の等価減衰定数 (27.2%) よりもこの減衰定数は小さいが、層間変位が小さいために、高減衰ゴムのせん断変形があまり生じていなかった可能性がある。

図 9 に JMA Kobe 10%、30% および 50% 波入力時の層せん断力と層間変位との関係を示す。層せん断力は試験体頂部の加速度 (gal) に重量 (24.5kN / 980gal) を乗じて求めた。JMA Kobe 波 10% および 30% 入力時は、本金物使用時と既存金物使用時はほぼ同じ結果であったが、50% 入力時においては、応答性状に大きな違いが生じた。既存の L 型筋かい金物には、折り曲げ部からの裂け、柱側ビスの引き抜け、筋かい材の座屈が発生したのに対し、本金物には、折り曲げ部に若干の曲げ変形が生じたが、顕著な破壊はみられなかった。図 10 は、一連の JMA Kobe 波入力時の最大層間変位を示す。本金物使用時には、JMA Kobe 波の入力倍率に比例して最大応答変位が

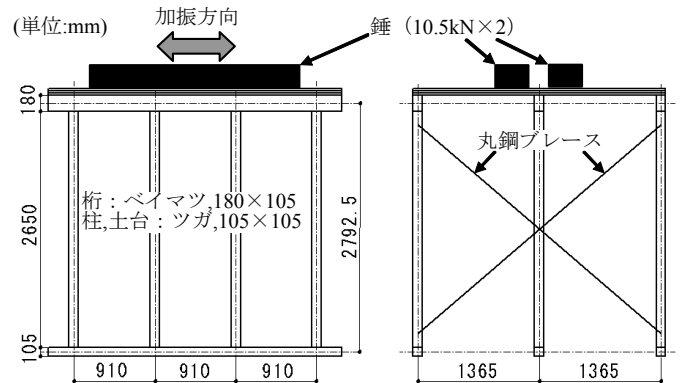


図 7 振動台実験の試験体

表 2 完全弾塑性モデルの特性値一覧

	No.1	No.2	No.3	軸組
Py (kN)	5.14	5.24	4.91	1.27
Pmax (kN)	9.71	9.84	9.12	2.55
P _(1/120rad) (kN)	4.45	4.73	4.31	0.43
Pu (kN)	8.86	8.86	8.24	2.20
μ	3.38	3.89	3.81	1.50
Ds (=1/√(2 μ -1))	0.42	0.38	0.39	0.71
0.2·Pu/Ds (kN)	4.25	4.61	4.24	0.62
2/3Pmax (kN)	6.47	6.56	6.08	1.70
K (x10 ³ kN/rad)	0.45	0.52	0.47	0.05
γ_v (x10 ⁻³ rad)	11.4	10.2	10.4	25.6
γ_v (x10 ⁻³ rad)	19.7	17.1	17.5	44.3
γ_u (x10 ⁻³ rad)	66.7	66.7	66.7	66.7
γ_{po} (x10 ⁻³ rad)	7.80	6.91	8.21	8.33

Py:降伏耐力, Pmax:最大耐力, P_(1/120rad):1/120rad 時の耐力, Pu:終局耐力, μ :塑性率(γ_u/γ_v), Ds:構造特性係数, K:初期剛性, γ_v :降伏耐力時の変形角, γ_v :仮想降伏点における変形角, γ_u :終局変形角, γ_{po} :短期基準せん断耐力時の変形角 (付録参照)

表 3 壁倍率の評価

	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき係数	50%下限値 (kN)	壁倍率
Py	5.10	0.034	0.984	5.02	2.8
P _(1/120rad)	4.50	0.048	0.977	4.40	2.5
0.2Pu/Ds	4.37	0.048	0.977	4.27	2.4
2/3Pmax	6.37	0.040	0.981	6.25	3.5

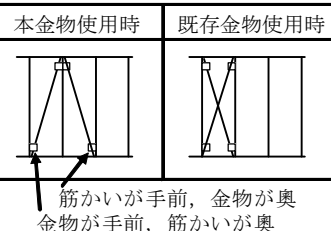


図 8 振動台実験における筋かいの配置

表 4 固有周期および減衰定数

	固有周期(T) (秒)	減衰定数(h)
本緩衝材入り筋かい金物使用時	0.341	0.095
既存筋かい金物使用時	0.343	0.062

増加する傾向であるのに対し、既存金物使用時においては、JMA Kobe 波 30%までは本金物とほぼ同じ最大応答変位であるが、50%入力時には本金物使用時の約2倍に増加していることが分かる。

5. 地震応答解析

振動台実験においては、限定された条件での地震応答の評価であったため、地震応答解析によって、壁量充足率や入力地震波が異なる場合における本金物および既存の金物を用いた筋かい耐力壁の地震応答を評価する。

5.1 解析モデルの検討

本金物および既存の金物を用いた筋かい耐力壁のモデル化のため、まず、振動台実験試験体を対象とした解析モデルを作成し、振動台実験の結果を再現できるように各パラメータの調整を行う。

図 11 は、振動台実験の試験体を対象とした解析モデルである。柱頭一桁および柱脚-土台接合部はピン接合とし、対角線上にたすき掛けの二つ割り筋かいを想定した非線形バネを配している。非線形バネの両端は軸組の節点にピン接合されており、この解析モデルに設定した重量は、振動台実験試験体と同じ 24.5kN である。減衰定数については、本金物使用時、既存金物使用時ともに 5%とした。

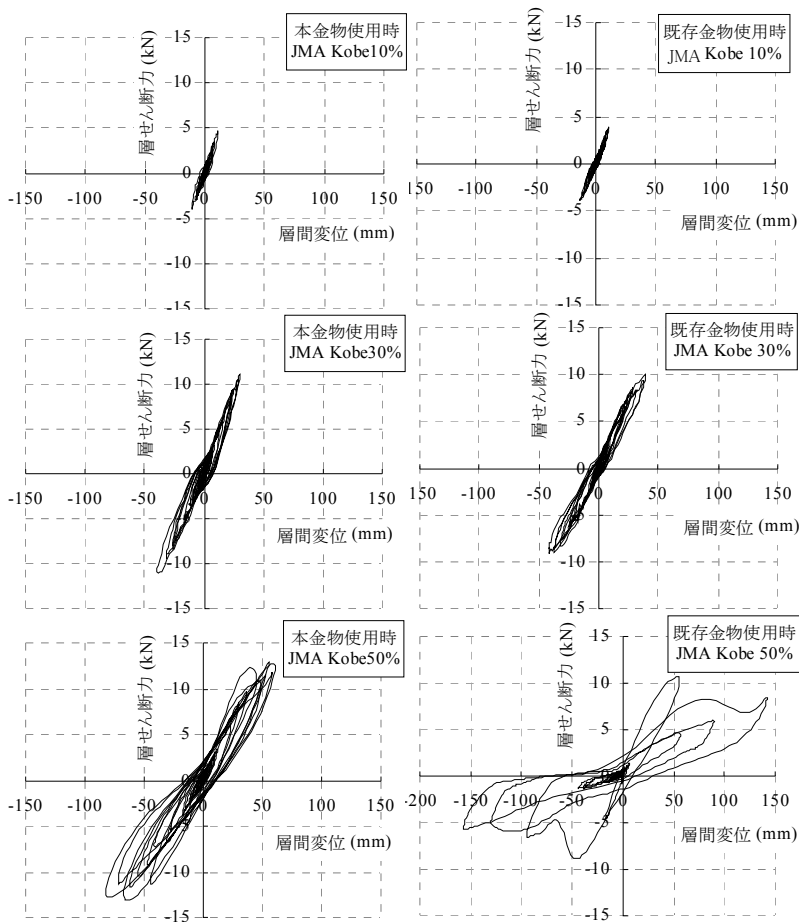


図 9 振動台実験における層せん断力-層間変位関係

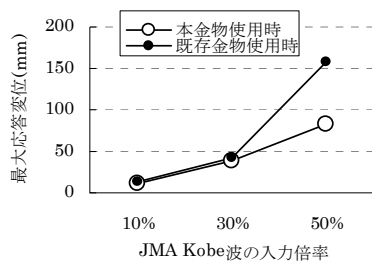


図 10 振動台実験における最大応答変位

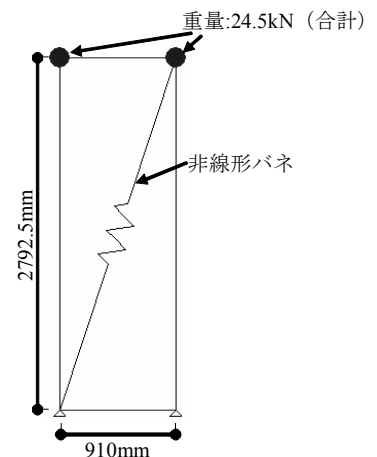
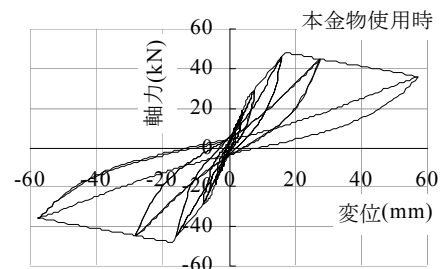
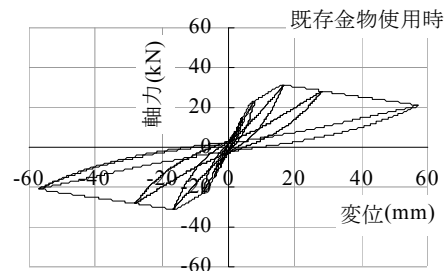


図 11 解析モデル



(a) 本金物使用時

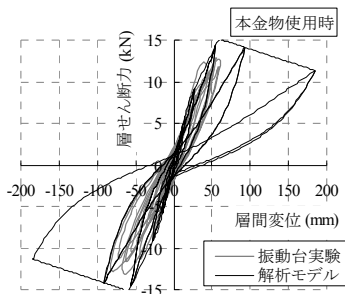


(b) 既存金物使用時

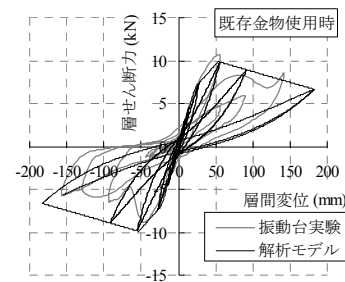
図 12 非線形バネの軸力-変位モデル

振動台実験のパルス波入力時の応答から計算した減衰定数(表4)は、最大の層間変位が5~6mmと非常に小さい変形域での値であることから、この解析モデルには採用しなかった。

非線形バネの軸方向の復元力特性は、静的実験結果を参考に、振動台実験の結果に合わせるように、4折れ線のNCLモデルを用いて図12のように設定した。図11の解析モデルによる増分解析結果を図13に、また、JMA Kobe50%波入力時の層間変位と層せん断力の時刻歴を図14と図15に示す。本金物使用時の解析結果は振動台実験の結果と概ね一致しているが、既存金物使用時には、負側で解析結果と振動台実験結果とに差が生じている。これは、振動台実験では、正側で損傷が生じた影響で負側の剛性も低下したが、そのことが応答解析には反映されていないためと考えられる。JMA



(a) 本金物使用時



(b) 既存金物使用時

図13 解析モデルと振動台実験時の層せん断力-層間変位関係

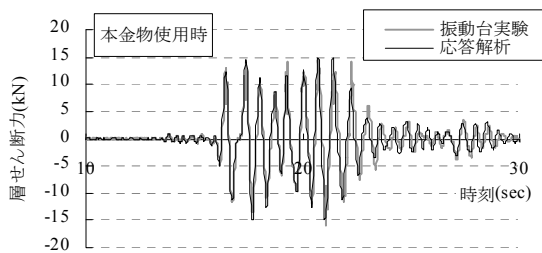
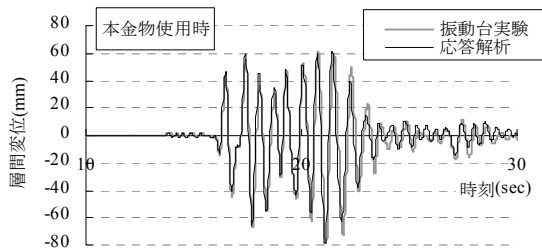


図14 本金物使用時の層間変位と層せん断力の時刻歴

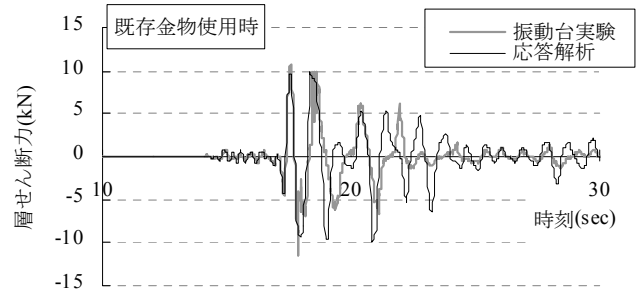
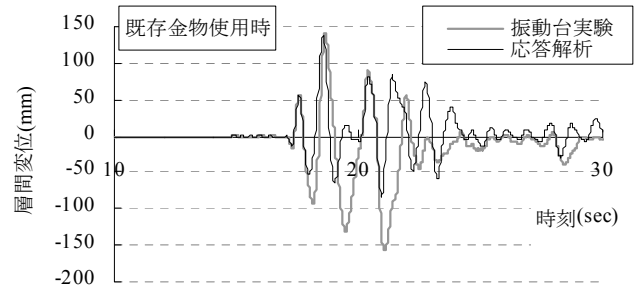


図15 既存金物使用時の層間変位と層せん断力の時刻歴

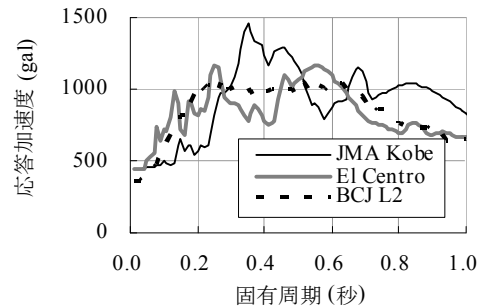


図16 入力地震波の応答スペクトル(h=5%)

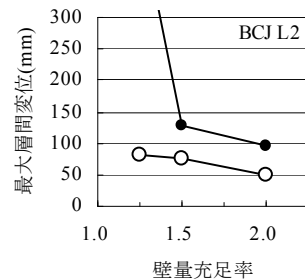
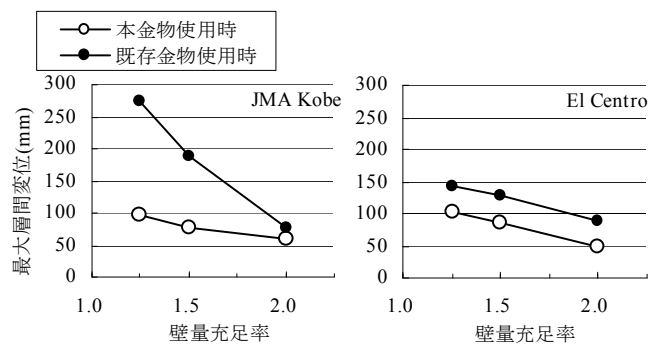


図17 壁量充足率と入力地震波の違いによる地震応答

Kobe30%波の入力時は、既存金物使用時において、最大応答変位は40mm程度であったが、応答変位および層せん断力の時刻歴は概ね振動台実験の結果に近い結果が得られている。

5.2 解析による応答の評価

在来軸組工法の木造建築物において、壁量充足率の違いおよび入力地震波の違いが、本金物や既存の金物を使用した建物の地震応答に及ぼす影響を評価する。解析モデルは基本的に図11と同じであるが、土台と桁の芯々間距離を標準的な2730mmとしている。ここでは、二つ割り筋かいに本金物を用いた筋かい耐力壁も、既存の金物を用いた筋かい耐力壁も、壁倍率は2.0とみなし、次のように同じ重量を解析モデルに適用する。壁長が1P(910mm)の二つ割り筋かいをたすき掛けにした耐力壁(壁倍率4.0)に対する重量は、存在壁量と必要壁量が等しい壁量充足率が1.0の場合は式(1)で計算した。

$$\begin{aligned} \text{重量} &= \text{壁倍率} \times \text{壁長} \times \text{基準耐力} / C_d / \text{壁量充足率} \\ &= 4.0 \times 0.91(\text{m}) \times 1.96(\text{kN/m}) / 0.2 / 1.0 = 35.7(\text{kN}) \quad (1) \end{aligned}$$

壁量充足率が1.0の場合には応答変位が過大になり、解析が不安定になるため、本解析では壁量充足率が1.25、1.5および2.0の場合について実施したが、これらの場合の重量は、壁量充足率が1.0の場合の4/5、2/3、1/2である28.5kN、23.8kNと17.8kNとした。

入力地震波の種類は、JMA Kobe NS波、El Centro NS波およびBCJ L2波とした。入力倍率は、それぞれ、55%、130%、100%とし、固有周期が0.16秒～0.64秒における減衰定数5%時の応答加速度の平均を、図16のように、概ね980gal(1G)とした。

5.3 解析結果

図17は、JMA Kobe NS波、El Centro波およびBCJ L2波を入力した場合の壁量充足率毎の最大層間変位を示す。全解析ケースで、本金物使用時の最大層間変位は、既存金物使用時よりも小さい。壁量充足率が1.25の場合は、入力地震波によるばらつきが大きい、本金物使用時で約80mm～100mm、既存金物使用時で約140mm～300mm以上である。壁量充足率が2.0の場合は、本金物使用時で約50mm～60mm、既存金物使用時で約80mm～100mmである。1/10radを超える大変形に達している場合もあるが、本解析ではP-δ効果は考慮していない。従って、実際にはさらに層間変位が大きくなり、倒壊に至る可能性があることも考慮しておく必要がある。既

存金物使用時に対する本金物使用時の最大層間変位の比率は、36%(JMA Kobe NS、壁量充足率1.25の場合)～76%(JMA Kobe NS、壁量充足率2.0の場合)である。

一例として、JMA Kobe波入力時における壁量充足率が1.25のときの層間変位と層せん断力との関係を図18に示す。本金物使用時の最大層間変位は100mm程度であるが、既存金物使用時には、層間変位が最大耐力時の層間変位を超えて、270mm(約1/10rad)付近まで達している。

6. まとめ

在来軸組工法の筋かい耐力壁に用いることを目的とし、緩衝材として高減衰ゴムを付加し、変形性能を向上させた柱取り付けタイプの筋かい金物を考案した。この金物を用いた筋かい耐力壁試験体の静的せん断加力実験および振動台実験を行い、また、壁量充足率や入力地震波をパラメータとした地震応答解析を行った。静的せん断加力実験の結果から、本金物を用いた筋かい耐力壁の壁倍率を評価すると2.25であった。今回の振動台実験では、本金物を用いた場合の最大層間変位は、既存の筋かい金物を用いた場合の約1/2であった。この振動台実験の結果に基づいて作成したモデルによる地震応答解析においては、3とおりの壁量充足率(1.25、1.5および2.0)のモデルに対し、それぞれ3種類の地震波(JMA Kobe、El CentroおよびBCJ L2)を入力したが、本金物を用いた場合は既存の金物を用いた場合より、最大層間変位が36%～76%になることを確認した。

参考文献

- 1) 古田智基, 中尾方人: 木造住宅向け筋かい金物型高減衰ゴムダンパーの性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 構造Ⅲ, pp.467-468, 2009.7
- 2) 古田智基, 中尾方人, 完山利行: 緩衝材入り筋かい金物を用いた筋かい耐力壁の耐震性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 構造Ⅲ, pp.59-60, 2012.9
- 3) (財)日本建築総合試験所: 木造建築物接合部の試験方法及び評価方法, 2002.2
- 4) 国土交通省建築研究所, 社団法人 建築研究振興協会: 改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景, 6.1.3 柱頭柱脚, pp.193-199, 2001.3
- 5) 松永裕樹, 曾田五月也, 宮津裕次: 木質構造物の復元力特性のモデル化と動的解析への適用, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp.201-204, 2008.3

付録

壁倍率を求めるための各特徴点を付図1に示す。

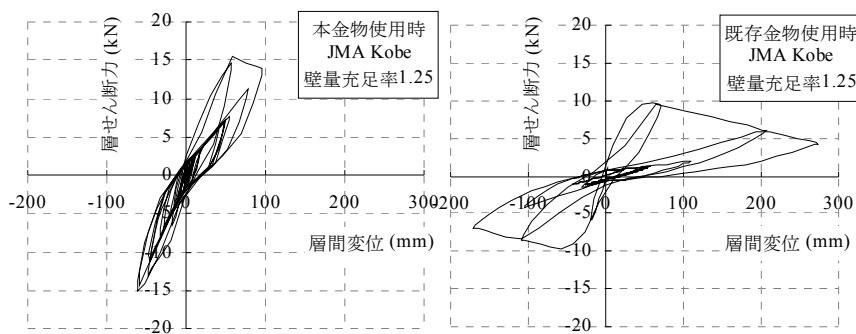
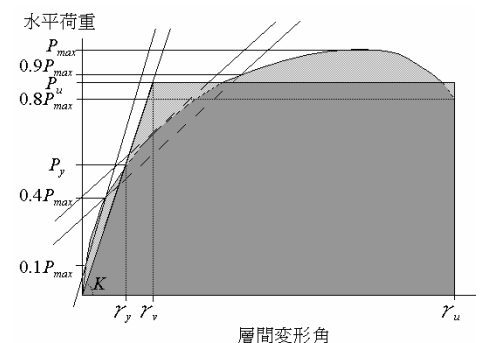


図18 JMA Kobe波入力時における壁量充足率1.25の場合の層せん断力-層間変位関係



付図1 壁倍率を求めるための特徴点