

# 単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価 DYNAMIC AND STATIC TESTS OF WOODEN FRAMES FOR EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE

山田真澄\* , 鈴木祥之\*\* , 後藤正美\*\*\* , 清水秀丸\*\*\*\*

Masumi YAMADA, Yoshiyuki SUZUKI, Masami GOTOU, and Hidemaru SHIMIZU

The objective of this paper is to evaluate the seismic performance of wooden structures. First, shaking table tests and static tests of wooden unit frames installing various seismic elements have been carried out. Mud-plastered walls and penetrating tie beams were included in the specimens by considering Japanese traditional structure. From the results of these tests, the dynamic characteristics of wooden frames in terms of damage processes, hysteretic characteristics and hysteretic energy dissipation are clarified. From the comparison of dynamic tests and static tests, it is found that the skeleton curves of two tests are almost similar. It is emphasized that wooden frames with mud-plastered wall have the large deformability.

**Keywords:** *Wooden frame, Seismic performance, Mud-plastered wall, Dynamic experiment, Static experiment, Deformability*  
木造軸組、耐震性能、土壁、動的実験、静的実験、変形性能

## 1. 研究の背景と目的

1995年兵庫県南部地震による阪神・淡路大震災で木造建築物は甚大な被害を受け、木造住宅の耐震性能の確保・向上は重要かつ緊急課題となった。震災後、建築基準法が改正され、仕様規定から性能規定への移行がなされた。さらに、住宅の品質確保の促進等に関する法律の制定により住宅等の性能表示制度が設けられた。このような背景のもとに、木造建物の構造設計においては耐震性能の評価・検証が重要となっている。木造建物の主要な構法である軸組構法は、木組みの複雑さや多種多様な地域特有の構法があり、構造解析が難しく適切に耐震性能を評価するには課題が多く、実大軸組を用いた実験に依らざるを得ない面がある(例えば文献1)。

木造軸組の耐震性能を評価するために、従来、木造軸組構面の実大試験体を用いた静的加力実験が多くなされているが(例えば文献2)地震時のような動的状態での評価がなされていないため、静的と動的での復元力特性や破壊性状の比較など地震時に想定された性能が発揮されるのか検証されていない。また、静的評価においても、筋かいの斜材や構造合板等の面材など耐力的な評価が主であり、木造建物の特質である大きな変形性能に対する評価がなされていない。

本研究では、軸組構法の木造建物の耐震性能評価法を確立するために、柱と土台、桁から構成される単位木造軸組に各種の耐震要素を組み込んだ試験体を用いて、振動台加振実験(以下動的実験)と静的加力実験(以下静的実験)を行った(文献3、4)。これらの実験から木造軸組の動力学的特性とともに大変形領域にいたるまでの静的小よび動的耐震性能の違いを明らかにする。



写真1. 動的実験の様子

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体の概要

試験体は、柱、桁と土台から構成される単純な単位軸組を製作し、面内に様々な耐震要素を組み込んだ。試験体の軸組や柱頭、柱脚部の接合部はすべての試験体で同じ仕様とし、柱の断面は105角で、接合部は短ほぞ接合で山形プレート留めとした。

試験体の種類を表1に、試験体立面図を図1に示す。試験体の材種は込み栓が檜材、桁が米松材、他はすべて杉材である。

軸組試験体は、すべての試験体の基本となる軸組だけの試験体である。

土壁を用いた試験体は、幅が1間の土壁試験体、幅が半間の土壁半間試験体、扉が入ることを想定した土塗垂壁試験体、窓を想定し

\* カリフォルニア工科大学 大学院生・工修

California Institute of Technology, M.Eng.

\*\* 京都大学防災研究所 教授・工博

Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Dr.Eng.

\*\*\* 金沢工業大学建築学科 助教授・博(工)

Associate Prof., Department of Engineering Kanazawa Institute of Technology, Dr. Eng.

\*\*\*\* 京都大学防災研究所 研究員・博(工)

Researcher, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Dr.Eng.

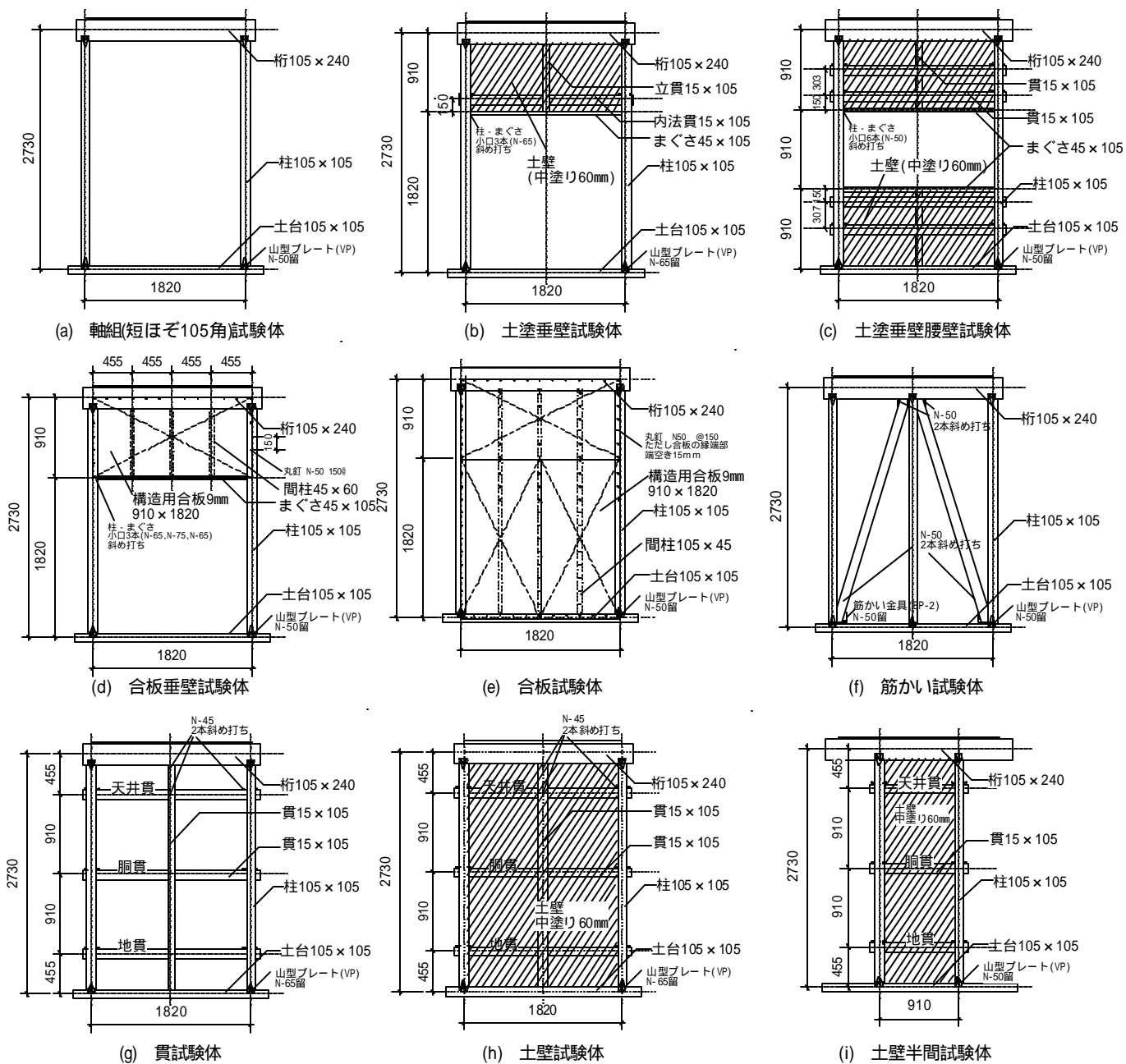


図1 試験体立面図

表1 試験体一覧

試験体名	壁面耐力要素	静的実験方法 (積載重量)	動の実験積載重量	
			重り重量	試験体重量
基本軸組	軸組	タイロッド式	4.9kN	1.6kN
小壁	土塗垂壁	タイロッド式	9.8kN	3.7kN
	土塗垂壁腰壁	載荷式 (11.0kN)	14.7kN	3.8kN
	合板垂壁	タイロッド式	9.8kN	1.8kN
全面壁	合板	載荷式 (11.0kN)	39.2kN	1.6kN
	筋かい	タイロッド式	29.4kN	1.8kN
	貫	タイロッド式	6.86kN	1.6kN
	土壁	タイロッド式	39.2kN	4.7kN
	土壁半間	載荷式 (21.6kN)	19.6kN	3.3kN

土塗垂壁腰壁試験体の4体を実験した。

土壁を用いた試験体以外にも、在来構法に多用される筋かいや合板などを実験し、現代的な構法に対する土壁の耐震性を検討した。

土壁は、すべての試験体で同一方法で製作した。木舞下地には割竹を用い、間渡り竹を入れて、間に下地竹を縄で固定した。塗り厚は、荒壁裏返し36mm、中塗り11mm×2(両面)、漆喰2mm(片面)で合計60mmである。本論では、荒壁、中塗り、漆喰を合わせて壁土と呼ぶことにする。壁土を塗り始めてから実験開始までの期間は、約2ヶ月であった。

合板を用いた試験体は、455mm間隔で細間柱を3本配置し、9mmの構造用合板を試験体外側のみに貼った。接合ファスナーにはN-50釘を用い、打ち付け間隔は150mmである。

## 2.2 計測方法

動的実験では、試験体の桁中央に加速度計を設置し、試験体頂部の加速度を計測している。この加速度の値に試験体上部の質量(表1に試験体重量として併記)を乗じ、1構面当りに換算した値を復元力として用いている。静的実験では、アクチュエータと試験体の桁端部の間にロードセルをはさんで、試験体の復元力を計測した。

層間変形角は、桁の端部中央と土台端部中央に設置した変位計より層間変位を算出し、それを試験体の高さ2730mmで除して層間変形角とした。柱・横架材接合部には、柱左端と右端に変位計を設置し、横架材までの相対変位を計測した。計測された柱左端と右端の変位を変位計計測幅で除することによって、柱・横架材回転角を求めている。

柱脚及び柱頭には、柱端部から200mmの位置に歪ゲージを貼り付け歪を計測した。さらに、小壁のある試験体ではまぐさの両端にも歪ゲージを貼り、貫試験体と土壁試験体では3段貫のすべての材端に歪ゲージを貼った。貼付位置は柱表面より200mmである。

## 2.3 動的実験方法

動的実験では、各種の耐震要素を組み込んだ同一の軸組2対を加振方向に併置し、構造用合板24mmの床を桁上部に固定して、一体の立体型試験体とした。床上には重りを設置して、各試験体の固有周期が1.0秒程度になるように調整した。各試験体の積載重量を表1に併記する。直交方向には倒壊及びねじれを防止するために、ステンレスプレースを配置した。

加振波には日本建築センター模擬波(BCJ-L2)を使用した。試験体の振動特性、最大耐力や破壊性状を見るために、加速度レベルを50cm/s<sup>2</sup>(以下、Galとする)刻みで上げて、一体の試験体を繰り返し加振した。試験体の破壊の進行に合わせて、スイープサイン波を10~20Gal程度のレベルで入力し、試験体の振動特性を把握した。

## 2.4 静的実験方法

実験方法は、日本建築総合試験所「木造の耐力壁及び倍率性能試験・評価業務方法書」に基づき、1種類の試験体につき3体ずつ試験を行った。実験実施場所の設備に合わせて、土塗垂壁腰壁試験体、土壁半間試験体、合板試験体は載荷式を、それ以外の試験体にはタイロッド式を用いた。

タイロッド式では、土台の両端をアンカーボルトで反力フレームに固定し、試験体上部を振れ止めで固定して鉛直方向・面外方向へのはらみを抑えている。試験体の桁の一端にオイルジャッキを、他端に層間変形

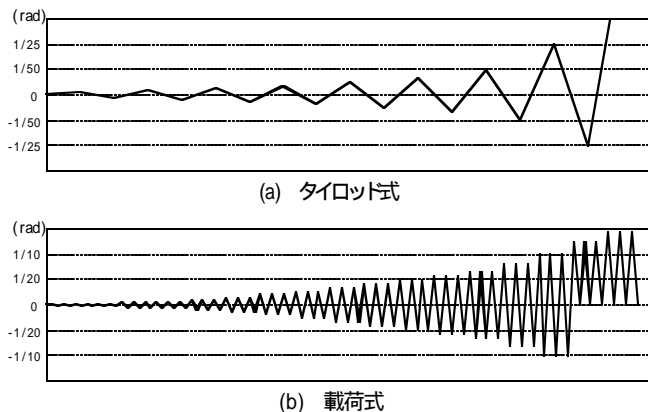


図2 静的実験載荷スケジュール

角を計測するためのワイヤ変位計を取り付けた。

載荷式では、試験体の土台両端部を、ボルトを用いて反力フレームに固定した。加力時の試験体構面のねじれを防止するため、試験体の桁両端に加力治具を取り付け、反力フレームの間に挟み込んで面外方向の変形を抑えた。試験体の柱の真上に載荷治具を固定し、そこから重りを下げた鋼棒を吊り下げ、鉛直方向に荷重がかかるようにした。試験体に載荷する重りは3体の試験体でそれぞれ変更しているが、最も大きい変形角まで載荷できた試験体を採用した。載荷した重りの重さは、土塗垂壁腰壁試験体と合板試験体が11.0kN、土壁半間試験体が21.6kNである。

載荷は変位制御とし、タイロッド式で行った実験では、水平方向正負交番載荷を行った。載荷式で行った場合の加力スケジュールは、繰り返し加力による損傷と復元力低下の影響を調べるために、1/10rad変形時以下は正負交番3回繰り返し載荷とし、1/8rad以降はアクチュエータのストロークの制限があるため正側のみ3回繰り返しで載荷を行った。載荷スケジュールを図2(a)、(b)に示す。

## 3. 動的実験結果

### 3.1 破壊状況

地震時に想定される破壊を確認するために、動的実験における各試験体の大変形に至るまでの破壊状況と層間変形角との対応を図3に示す。また、図4(a)-(i)は各試験体の復元力特性である。履歴曲線は、変形が大きく試験体の履歴特性をよく表していると思われる加振を選んで描いた。太線実線は、各加振での最大応答点を結んだ包絡曲線である。図4(b)-(i)には比較のために、点線で軸組試験体の包絡曲線を描いている。

図4の復元力特性において急激に復元力が低下した原因となる破壊を中心に、試験体の倒壊の危険性を生み出すような破壊、特徴的な破壊を抽出して以下に記す。

土塗垂壁試験体と合板垂壁試験体は、軸組自体に破壊が生じた。両試験体は約1/25rad変形時に柱にまぐさの部分でひび割れが発生した。この変形角を境として、復元力は急激に低下している。試験体解体後に、柱が折損していたことが確認できた。軸組に垂壁を組み込むことは、軸組のみに比して耐力を向上させることができるが、柱の曲げ破壊を生じないように垂壁のせん断耐力との兼ね合いが重要となる。

筋かい試験体は、1/25rad変形時に右側の筋かいが1本折れた(写真2)

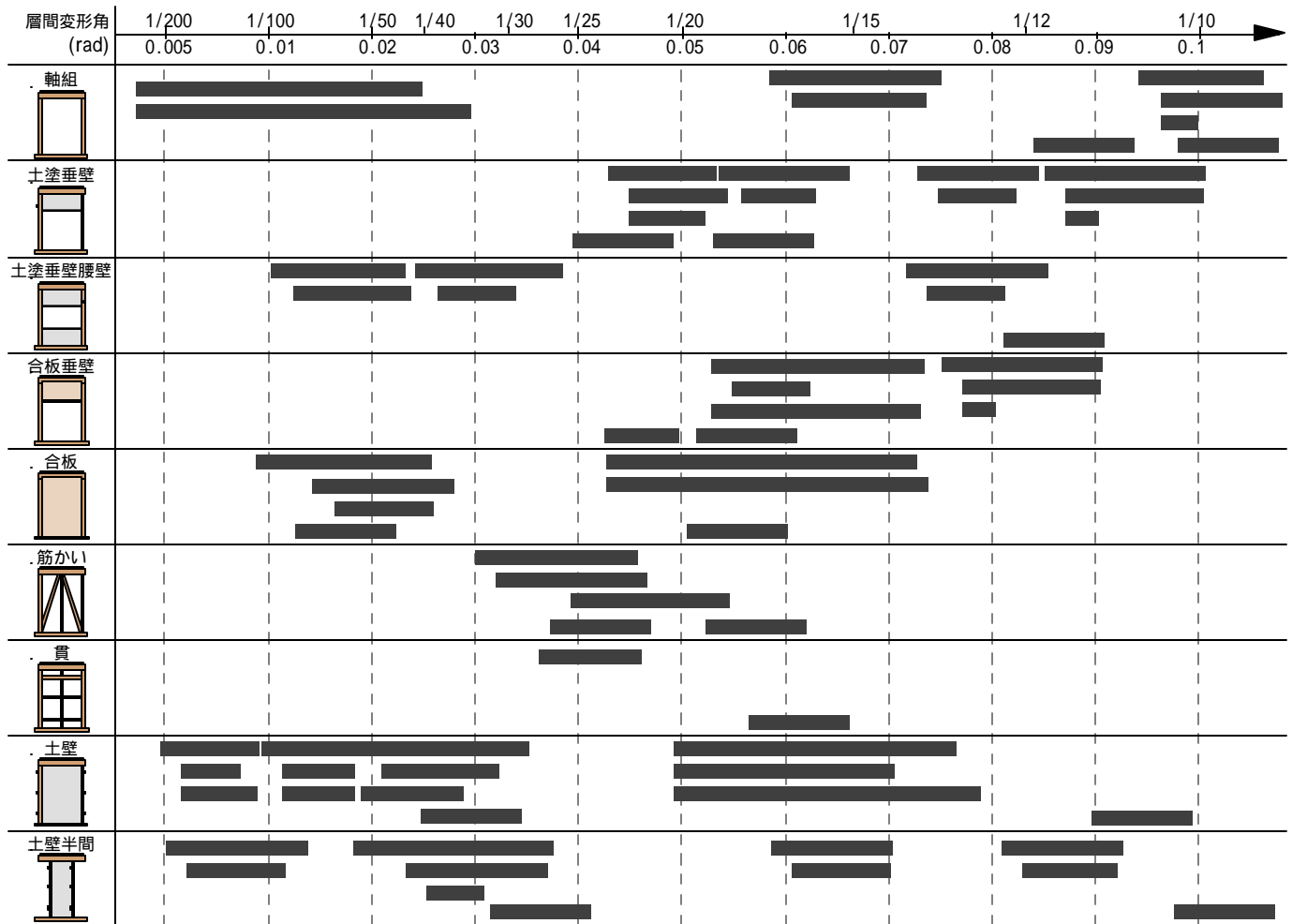


図3 各試験体の動的実験の破壊状況

ため、その後の加振を中止した。

合板試験体は約1/70rad変形時に合板の隅角部において合板留め付け釘が浮き始めた。1/50rad変形時には合板留め付け釘がほとんど抜け出し(写真3)合板同士の接触部では圧縮破壊が発生した(写真4)合板は軸組に固定されずわずかに接触するだけの状態となり、復元力は急激に低下した。

土壁を用いた試験体の破壊状況には共通点が見られ、1/200rad程度の微小変形時に漆喰隅角部にひびが入る(写真5)ただし復元力特性に大きな影響はなく、変形が進むと共に復元力は上昇し続ける。土壁隅角部が崩れ始めると(写真6)剛性は低下し始める。最大耐力を経験するのは、土壁が面内すべてに塗られている全壁の試験体で、1/50rad前後である。壁土隅角部と軸組の接触が激しくなると、壁土は剥がれ面外へ剥離し始める(写真7)。静的実験において、1/10rad以上変形した試験体では、壁土が竹小舞を残して一気に脱落するという破壊が見られたが、動的実験ではほとんどの試験体で変形角が1/10radまでの加振を行っていないので、そのような破壊を確認できなかった。

### 3.2 変形性能

構造物は、地震時にできるだけ変形しないことが望ましいが、たとえ大きく変形しても倒壊を招くような破壊を起こさないことが重要である。土壁などを有する木造軸組は、最大耐力を経験した後、復

元力特性が負勾配になってからも十分な耐力を保持し、耐震性を発揮する場合があります、最大耐力のみで評価することができない。そこで、変形が進んでも耐力が低下しない、あるいは低下の割合が緩やかで十分な耐力を有するという性質を変形性能としてとらえ、この観点から評価を行った。

最大耐力更新後の挙動を調べるために、復元力が半減した時の変形角を動的実験の結果より算出した。復元力特性の包絡曲線から、復元力の最大点(Pmax)と最大耐力を更新して復元力が半減した点(0.5Pmax)を抽出し、図5に示す。包絡曲線には、正側と負側で異なる傾向を示している試験体もあるが、できるだけ大変形時まで評価できるよう、最大変形角が大きい側の包絡曲線を用いた。復元力が半減するまで実験が行われなかった場合は、最大耐力を示した点と、最大変形角を示した点を直線で結び、この直線上で復元力が0.5Pmax時の点を推定値として灰色の丸印で記した。筋かい試験体では、動的実験では最大耐力を経験後に筋かいが破損したため復元力低下時のデータが得られていないので、静的実験の包絡曲線を用いてPmax、0.5Pmaxを算出した。土塗垂壁腰壁試験体と貫試験体は、静的実験、動的実験のどちらも大変形時に至るまで耐力が上昇し続け、耐力低下時のデータが得られなかったため、Pmaxのみ記している。

0.5Pmax時の変形角の分布は0.06(1/17)radを境として大きく2つに



写真2 筋かいの折損



写真3 合板留め付け釘の抜け



写真4 合板の破壊



写真5 漆喰隅角部のひび割れ



写真6 土壁隅角部の崩れ



写真7 土壁の面外への剥離

分類できる。垂壁のある試験体、筋かい試験体、合板試験体など、脆性的な破壊が生じた試験体では、0.06(1/17)rad以下の小変形時に耐力が半減した。土壁系、軸組系などの試験体は比較の変形が大きくなるまで耐力が低下しなかった。

図6は代表的な5つの試験体について復元力をそれぞれの試験体の最大耐力で割り、最大耐力を1として基準化したものである。軸組や貫試験体では、最大耐力に達した変形角が0.06rad以上であり、大変形に至るまで復元力が上昇し続けるのに対し、土壁、筋かい、合板などの試験体では比較的小変形時に最大耐力を経験し、復元力が低下する。ただし、合板試験体と土壁試験体を比較すると、合板試験体では最大耐力に達した後、急激に耐力が低下しており、脆性的な破壊が発生し、変形が進んでいる。一方、土壁試験体は最大耐力に達した後も徐々に低下しており、土壁は漸次破壊しながらも抵抗力を保っていることが分かる。筋かい試験体については筋かい破断後のデータが得られていないが、既往の研究で筋かい破断後は耐力が急激に低下することが確認されており(文献)図7(b)に示した静的実験の包絡曲線も同じ特徴を示していることから、筋かいの変形性能は低いと思われる。

土壁などを有する伝統的な木造建物については、地震時に1/10radを超える大変形を起こしても、倒壊を免れた例が報告されている(文献)。これは、貫や土壁試験体において、変形が進んでも耐力が急激に低下しないという実験結果に一致する。一方、筋かいや合板など、在来構法で多用される耐震要素は、高い剛性あるいは耐力で地震力に抵抗するため、変形性能という点では評価は低くなることが分かった。

### 3.3 壁倍率

建築基準法施行令第46条第4項表1の(八)に基づき、日本住宅・木造技術センターが開発された性能評価法を適用して、壁倍率を計算した。壁倍率の算出には、降伏耐力( $P_y$ )、真のせん断変形角

1/150rad時の耐力( $P_{150}$ )、最大荷重に2/3を乗じたもの(2/3 $P_{max}$ )、終局耐力に(0.2/構造特性係数)を乗じたもの(0.2 $P_u/D_s$ )のうち、最小値をせん断耐力として用いている。表2に動の実験の結果から算出した耐力を示す。表中において太字は壁倍率を算出する基準となった耐力を表す。壁倍率は、3体の試験体の平均値にばらつき係数を乗じて評価することになっているが、動の実験の試験体数は1体のみなので、ばらつき係数は乗じていない。

表2において、静的実験の結果から算出した壁倍率を併せて示す。動の実験結果から算出した壁倍率と比較すると、両者は比較的良好一致している。一部の試験体で静的実験の壁倍率が動の実験よりも小さいのは、ばらつき係数の影響だと考えられる。

現行の壁倍率と実験結果との比較では、合板試験体の実験結果から算出した壁倍率が静的・動的ともに小さい値となっている。合板試験体では、壁倍率が終局耐力で決定されているように、最大耐力更新後の急激な耐力低下がこのような低い評価につながったと考えられる。また、土壁試験体では、実験結果から算出した壁倍率が現行の壁倍率よりも大きな値となっている。土壁の壁倍率については、過去の実験からも評価が低いという結果が出ており(例えば文献2、8、9)壁倍率の見直しがなされている。今後、土壁の材料や施工方法の多様性、耐久劣化も考慮して、土壁の耐震性能を検証する必要がある。

大変形時の耐震性能を評価するためには、耐力低下時の復元力まで考慮しなければならないが、表中において合板試験体を除くすべての壁倍率は1/150rad変形時の耐力あるいは降伏耐力で決まっている。これは、現行の壁倍率計算法では、最大耐力に至るまでの耐力で壁倍率が決定されていることを表す。合板試験体のみは、終局耐力で決まっているが、終局耐力の算出には0.8 $P_{max}$ 荷重低減域の包

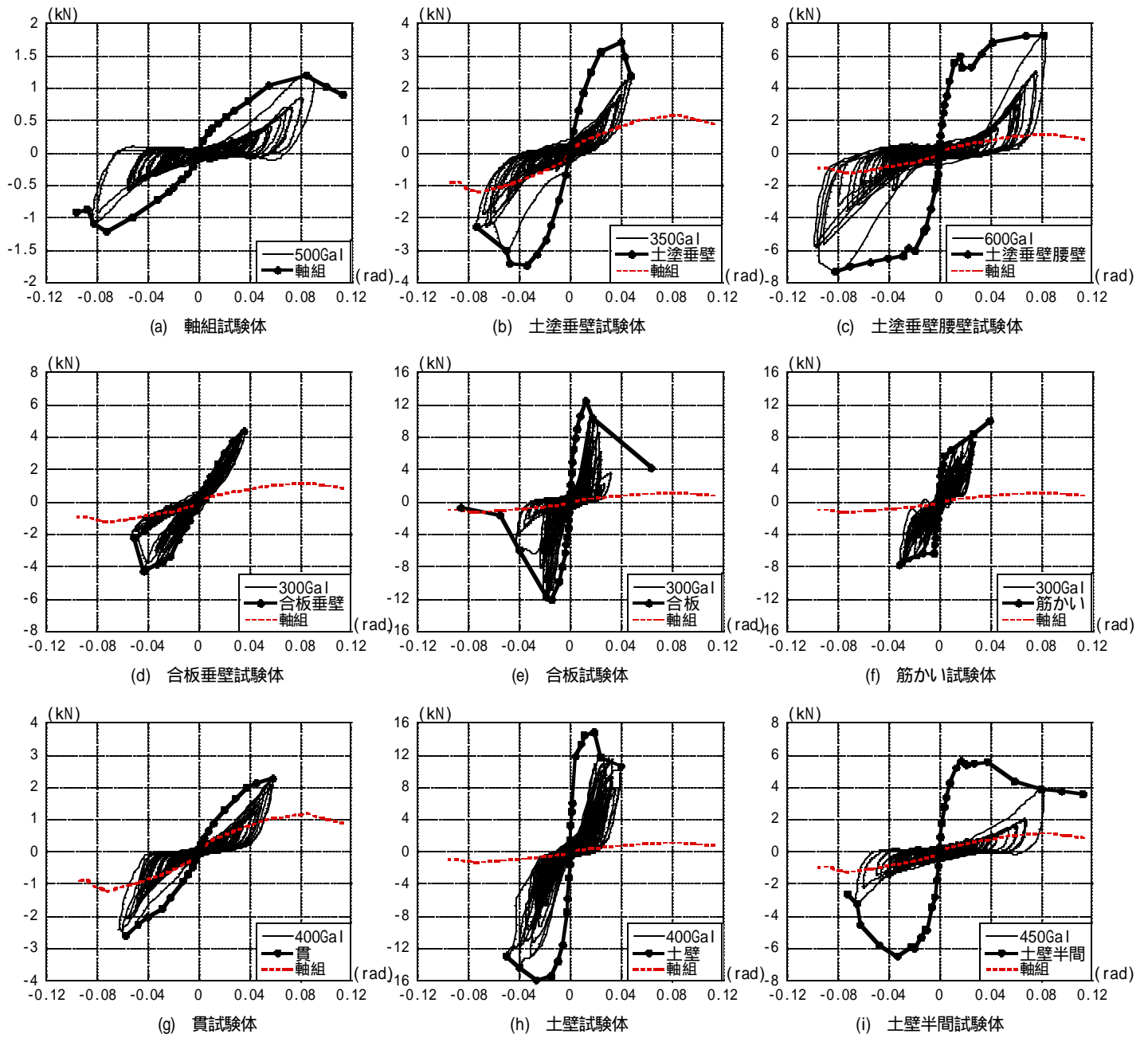


図4 各試験体の復元力特性

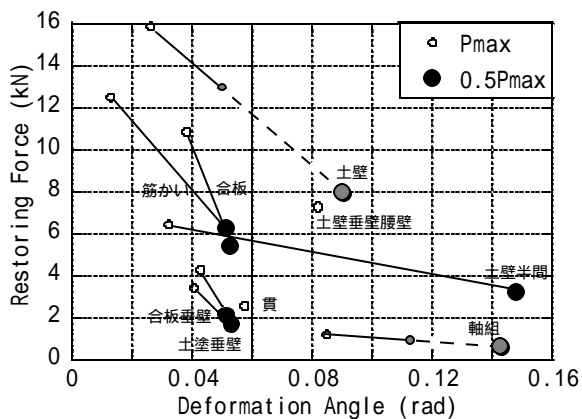


図5 最大耐力と耐力半減時の変形性能

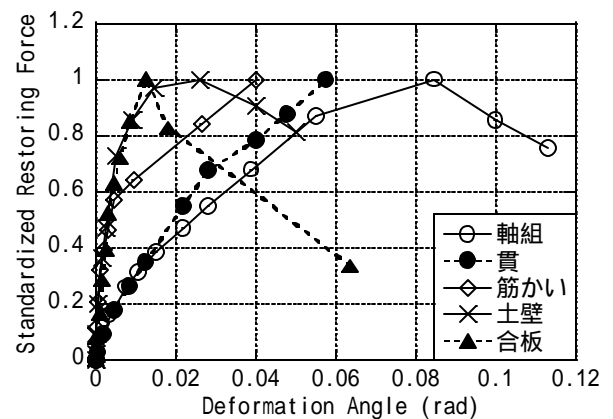


図6 復元力特性 (最大耐力で基準化)

絡線上の変形角までしか考慮されておらず、大変形時に至るまで耐力が低下しないという性質はこの計算法では評価されない。壁倍率は、軸組の耐震性能の簡便な指標であるが、木造建物には様々な構法があり、すべての構法を一様に評価することは難しい。それぞれの構法の特徴に応じて、最大耐力後の耐力低下を考慮し得るような耐力とともに変形性能を加味した適切な耐震性能評価を行う必要がある。

#### 4. 動的実験結果と静的実験結果の比較

動的実験では、試験体の破壊状況や実験施設の限界により、大変形時まで実験できない場合も多い。そこで、現在多く行われている静的実験と動的実験の結果を、復元力特性と減衰性能の観点から比較し、静的実験で把握できる試験体の耐震性能の妥当性を検証する。

##### 4.1 復元力特性の比較

図7は代表的な4つの試験体の復元力特性である。太実線は動的実験における復元力特性の包絡曲線を示し、細実線は静的実験における復元力特性を示す。

動的実験と静的実験を比較すると、両者の包絡曲線は比較的良好一致している。特に初期剛性は図上においてほとんど差がない。しかし、層間変形角が0.02radを超えると、軸組試験体では、動的実験の復元力が静的実験の復元力よりも大きくなる。また、土壁試験体では、正側と負側で異なるが平均的には、動的実験の復元力が静的実験の復元力よりも大きくなる。載荷速度の違いが復元力特性に影響していると思われる。一方、脆性的な破壊の生じた筋かい試験体と合板試験体では、静的実験よりも動的実験の方が先に破壊が生じる場合があり、復元力特性も静的実験の結果が動的実験を上回っている。これらの試験体では、静的実験よりも動的実験の方が繰り返し載荷の効果を強く受けて、筋かい端部の釘や合板の留め付け釘が抜けたり、破損することや、材のバラツキが脆性的な破壊に大きく影響することなどが関係していると考えられる。

##### 4.2 履歴消費エネルギーの比較

各試験体のエネルギー消費能力を調べるために、復元力特性の履歴面積を算出した。図8は動的実験と静的実験の履歴面積を比較したものである。動的実験では、繰り返して加振を行っているために、最大変形角を更新しないループではスリップ特性が顕著に現れ、剛性ととも履歴面積が小さくなってしまいうため、各加振において履歴面積が最大となる半ループを取り出して面積を求めた。静的実験では、正負交番載荷を行っているため、履歴曲線がy軸を横切るたびにループを区切り、半ループの面積を算出した。図8の横軸には各ループの最大変形角を取り、縦軸には履歴面積をとった。なお、合板試験体では、同じ最大変形角で3回の繰り返し載荷を行っているため、全てのループに対して履歴面積を算出した。

各試験体とも、小変形時には履歴面積は非常に小さく、変形が大きくなると共に履歴面積が線形的に大きくなる。損傷が発生すると履歴面積の増加率が小さくなり、大変形時には変形角に関わらずほぼ一定の履歴面積となっている。

動的実験と静的実験の履歴面積を比較すると、合板試験体を除く試験体で、変形角が1/50rad以下では両者の結果は比較的良好一致し、変形角が大きくなると、動的実験の履歴面積の方が静的実験の

表2 試験体の壁倍率

試験体名	動的実験より算出した耐力(kN)				壁倍率		
	$P_y$	$P_{150}$	$\frac{2}{3}P_{max}$	$0.2\frac{P_u}{D_s}$	動的結果	静的結果	現行
短ほぞ105角	0.6	0.3	0.8	0.4	0.1	0	0
土塗垂壁	2.0	1.2	2.3	1.4	0.3	0.3	0
土塗垂壁腰壁	5.2	3.5	4.9	3.8	1.0	0.9	0
合板垂壁	3.2	1.1	2.9	1.3	0.3	0.3	0
合板	6.4	8.7	8.0	5.7	1.6	1.0	2.5
筋かい	5.5	6.1	6.7	5.7	1.5	1.1	2.0
貫	1.1	0.6	1.5	0.7	0.2	0.2	0
土壁	9.8	12.3	10.6	11.6	2.7	2.1	0.5
土壁半間	2.9	3.7	3.8	3.8	1.6	0.6	0.5

表中において太字は壁倍率を算出する基準となった耐力を示す。

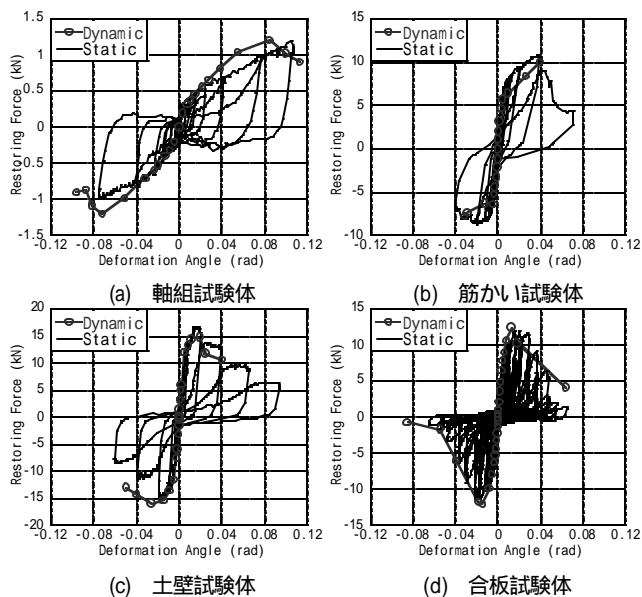


図7 復元力特性の包絡曲線の比較

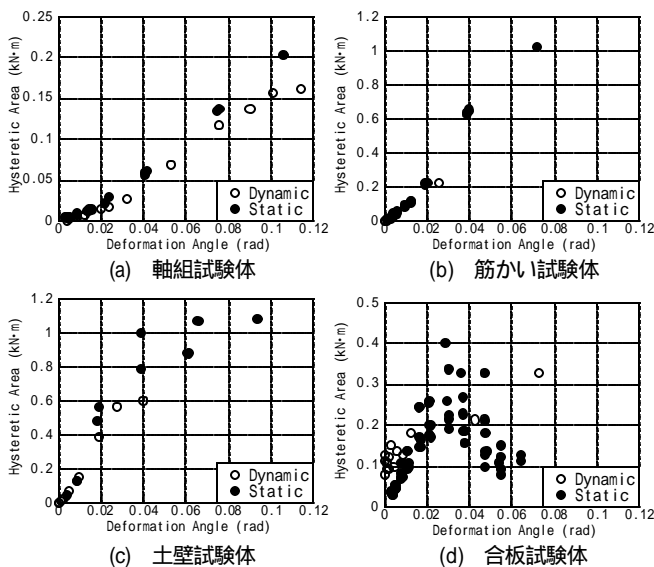


図8 履歴面積の比較

結果よりも小さくなっている。この傾向は特に軸組試験体に顕著に現れ、その差は2割程度である。この理由は、以下のように考えられる。軸組試験体の復元力特性は、柱頭、柱脚部のほぞによる仕口に大きく依存しており、繰り返して行った動的実験では、ほぞ部分のめり込みによるスリップ特性が顕著となり、動的実験から得られた履歴面積は、繰り返し回数が少なく、最大変形を更新しながら行う静的実験から得られる履歴面積より小さくなったためである。

筋かい試験体と土壁試験体では、動的実験において1/25rad以上の変形時でのデータが得られていないが、小変形時の履歴面積は概ね一致している。

土壁試験体の静的実験では、正負交番载荷で先に载荷される正側は負側よりも損傷が少ないために履歴面積が大きく、後に载荷される負側の履歴面積は小さくなるので、履歴面積は正側、負側の変形角に対して変動しているが、1/10rad近くで壁土が剥落するまでの大きな変形まで大きな履歴面積を保持し続けている。

合板試験体で、復元力特性の低下とともに履歴面積も急激に低下する。大変形時に動的実験の履歴面積が静的実験よりも大きくなったのは、動的実験において衝撃的な破壊が発生し、変形角が急激に増加して履歴曲線が大きく膨らんだためである。静的実験においてバラツキが大きいのは、同じ最大変形角で3回繰り返し载荷を行っているため、1回目の载荷より2回目と3回目の载荷ではスリップ特性が現れ、履歴面積が小さくなるためと考えられる。

## 5. まとめ

本研究では、軸組構法の木造建物の耐震性能評価法を確立するために、単位木造軸組に各種の耐震要素を組み込んだ試験体を用いて、動的実験と静的実験を行い、破壊状況とともに復元力特性など動的および静的耐震性能の違いを調べた。本研究で得られた成果を以下に列挙する。

静的実験に加えて動的実験を行うことにより、地震時に想定される大変形時の破壊状況を確認することができた。脆性的な破壊の生じた合板、筋かいなどの試験体は、合板の剥離や筋かいの折損により最大耐力後、急激に耐力が低下した。また、土壁や合板の垂壁付きの試験体では、柱の曲げ破壊が生じて同様に急激な耐力低下を起こした。垂壁部分のせん断耐力との兼ね合いから柱の曲げ破壊を生じないようにするならば、垂壁付き軸組は耐震要素となり得る。軸組のみや貫試験体は、耐力は低いが、変形性能は高い。一間幅および半間幅の土壁試験体など破壊が徐々に進行する試験体は、最大耐力後も変形が進んでも耐力が急激に低下せず、変形性能が高いことが分かった。特に、土壁の垂壁・腰壁付き試験体は、1/10radの大きな変形角まで耐力低下を起こさないことが分かった。

動的実験結果と静的実験結果から、復元力特性の包絡曲線について比較した。初期剛性にはほとんど差が見られなかった。また、変形が大きくなっても概して大きな違いは見られなかったが、層間変形角が0.02radを超えると、軸組試験体や土壁試験体では、動的実験の復元力が静的実験の復元力よりも大きくなる傾向が見られた。一方、脆性的な破壊の生じた筋かい試験体と合板試験体では、静的実験よりも動的実験の方が繰り返し効果の影響を強く受けるため、先に破壊が生じて復元力特性も静的実験の結果よりも動的実験の結

果が低くなっている。

履歴面積の比較では、脆性的な破壊の生じた合板試験体を除くすべての試験体で動的実験の履歴面積の方が静的実験の結果よりも小さくなっている。動的実験の履歴特性が繰り返し加振によりスリップ特性が強くとれたためと考えられる。本研究で実験を行った耐震要素を含めて木造住宅で用いられる耐震要素の多くが顕著なスリップ特性を有しているため、地震時のような繰り返しによって履歴を経験した後の履歴面積は大きく減少するので、エネルギー消費能力については復元力特性と併せて詳細な検討が必要となる。

本研究では、種々の耐震要素を組み込んだ木造軸組の動的・静的実験から耐震性能の違いなどに注目してまとめたが、今後、土壁全面壁や土壁小壁などの水平力に対する抵抗メカニズムを検討し、より詳細に耐震性能について検証する。

## 謝辞

本研究の一部は、科学研究費補助金(基盤研究(A))(1)、課題番号:13305036、研究代表者:鈴木祥之)の助成を受け、平成13年度から14年度にわたって実施した。試験体の製作にはアラキ工務店・荒木正臣氏、丸浩工業・村上博氏、大西工務店・大西隆氏、坂田工務店・坂田徳一氏にご協力を頂いた。また、実験の実施において、京都大学防災研究所市川信夫技官、京都大学防災研究所鈴木研究室および金沢工業大学後藤研究室の学生諸君にご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) 坂本功、大橋好光、田中裕樹、宮澤健二ら: 軸組構法住宅の実大振動実験(A棟)-(F棟)、日本建築学会大会学術講演梗概集、Vol. C-1、pp.129-156、1996.9.
- 2) 鈴木祥之、中治弘行: 木造住宅土塗り壁の実大実験による耐震性能の再検討、日本建築学会構造系論文集、No. 515、pp.115-122、1999.1.
- 3) 鈴木祥之、後藤正美、山田真澄: 単位木造フレームを用いた振動台実験による木造軸組の耐震性能評価、第11回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1511-1516、2002.11.
- 4) 後藤正美、山田真澄、鈴木祥之: 木造軸組の動的・静的実験による耐震性能評価、第11回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1517-1522、2002.11.
- 5) 中治弘行: 木造建物の耐震性能評価に関する研究、京都大学学位論文、pp.49-57、1999.4.
- 6) 北原昭男、林康裕、奥田辰雄、鈴木祥之、後藤正美: 2000年鳥取県西部地震における木造建物の構造特性と被害、日本建築学会構造系論文集、No.561、pp.161-167、2002.11.
- 7) 日本建築学会木構造と木造文化の再構築特別研究委員会、日本建築学会近畿支部:「木構造と木造文化の再構築」、pp.126-151、2001.3.
- 8) 藤田香織、坂本功、大橋好光、木村正彦: 伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験(その2)土壁の地震波加震、日本建築学会大会学術講演梗概集、Vol. C-1、pp.149-150、1997.9.
- 9) 木村正彦、藤田香織、大橋好光、坂本功: 伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験(その3)板壁・通し貫の地震波加震のまとめ、日本建築学会大会学術講演梗概集、Vol. C-1、pp.151-152、1997.9.