

# 旧基準で建てられた木造住宅の耐力と損傷状況†

高梨成次\*1 大幢勝利\*1 高橋弘樹\*1

近年、集中豪雨や大地震により、建築物等が甚大な被害を受けている。これらによって被害を受けた建物の補修工事、被災者の救助作業や二次災害防止のための工事には、迅速性が要求される。そのため、これらの災害復旧工事は、安全のための十分な調査を待たずして開始されることが多く、これに携わる作業員は不安全な状況下での作業を強いられることがある。さらには平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、強震とされる震度階5を超える大きさの余震が何度となく観測されている。本震によって被害を受けた建築物がこのような余震によって、倒壊する等の被害が拡大することが危惧されている。このため、損傷を受けた建築物の崩壊・倒壊が危惧される災害復旧工事について、その危険性を明らかにし、現場への安全情報の提供および安全作業の提案が急務である。そこで、本論文では損傷を受けた木造建物の解体工事や改修工事を行う際の労働者や建設機械等の立入制限等の指標を示すために、建物外壁の損傷状況と残余水平耐力の関係の一例を示した。

**キーワード:** 木造住宅、静的加力実験、振動台実験、損傷状況、危険度判定

## 1 はじめに

近年、集中豪雨や大地震により、建築物等が甚大な被害を受けている。これらによって被害を受けた建物の補修工事や被災者の救助作業や二次災害防止のための工事には、迅速性が要求される。そのため、これらの災害復旧工事は、安全のための十分な調査が行われずに開始されることが多く、これに携わる作業員は不安全な状況下での作業を強いられることがある。写真1は損傷を受けた建築物に対する補強例<sup>1)</sup>である。このような補強によって、建築物の倒壊危険性を低下させられることは推測できるが、この補強をどのタイミングで誰が、どのように行うのかの議論がなされていないのが現状である。さらには、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、強震とされる震度階5を超える大きさの余震が何度となく観測されている。このような状況下において、本震によって被害を受けた建築物が、余震によって倒壊する等の被害が、拡大することが危惧されている。このため、損傷を受けた建築物の崩壊・倒壊が危惧される災害復旧工事について、その危険性を明らかにし、現場への安全情報の提供および安全作業の提案が急務である。そこで本研究では、建築物の解体工事や改修工事を安全に行うために、建物の損傷状況と残余水平耐力の関係を明確にし、労働者や建設機械等の立入制限の指標を示すことを目的とする。

## 2 試験体概要

建築物の構造形式は、鉄筋コンクリート造、鉄骨造、鉄骨鉄筋コンクリート造、木造等と多岐にわたるが、これら全ての構造形式について検討することは、現実的には不可能であったので。これらの構造形式の中で、建築物の階数、スパン長、スパン数が限定的であり、新耐震設計法(昭和56年施行)が施行される以前に建設された比較的強度が低いと考えられる建築物で、今なお多く残存<sup>2)3)</sup>している構造形式の建築物は木造住宅である。そこ



写真1 建築物の補強例<sup>1)</sup>

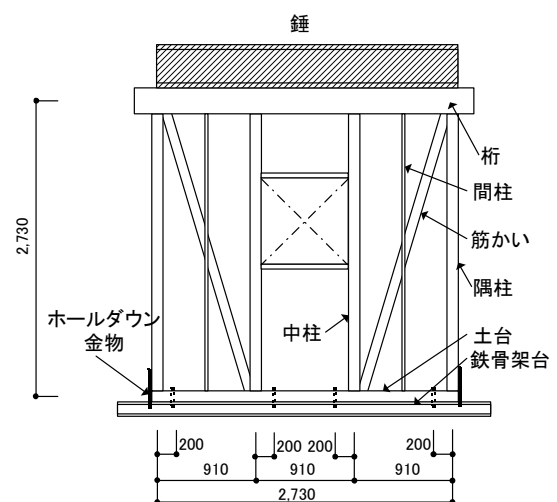


図1 試験体軸組図

\*1 建設安全研究グループ

で、昭和56年以前に建設された木造2階建住宅を研究対象とした。実験で使用した試験体は、その一部を取り出したものとした。そのため、試験体の接合部は、昭和55年に発行された住宅金融公庫住宅「木造住宅工事共通仕様書」<sup>4)</sup>を参考にして決めた。試験体の軸組み図を図1に示す。柱、梁、土台の材料は、ホワイトウッド集成材で、柱の寸法は105mm×105mm、梁および土台の寸法は105mm×240mmとした。間柱および筋かいの材料はスギとし、間柱の寸法は27mm×105mm、筋かいの寸法は30mm×90mmとした。

図2に筋かいと間柱の接合部を示す。間柱と筋かいはN75の釘2本による固定とした。図3に筋かい端部の仕様を示す。筋かいは、柱と梁または土台を切り欠き、N75の釘3本による固定とした。図4に柱と梁または土台の接合部を示す。柱と横架材の仕口は短柄差しとし、鉄丸くぎN90を2本平行打ちのうえ、かど金物(CP・T)を取り付けた。

想定建築物の重量は品確法性能表示が想定する荷重に従い、重い屋根1274N/m<sup>2</sup>、壁735N/m<sup>2</sup>、床588N/m<sup>2</sup>、積載598N/m<sup>2</sup>と仮定したため、質量約1.9tの錘を試験体の上部に設置した。

試験体の外壁仕上げの種類は3種類とし、軸組は図1に示した他に、筋かいを省略した強度が低い試験体の2種類とした。これらを組み合わせた6種類の試験体を各2体ずつ作成し、それぞれで静的実験と動的实验を実施した。試験体概要と試験体名を表1に示す。

### 3 実験概要

実験における載荷方法は、動的实验と静的実験の2種類とした。動的实验は振動台を用いて行った。振動台のストロークが±50mmと小さいことから、加振は一方の正弦波によるものとした。加振方法は、初めに小さい

振幅で試験体の固有周期を検索し、試験体の固有周期に合わせた周期で、徐々に振幅を大きくして、応答変形角を予め定めておいた目標変形角に到達させる方法とした。ここで、目標変形角は木造軸組工法住宅の許容応力度設計<sup>5)</sup>に従い1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30とした。加振は、試験体の変形角がそれらの変形角に達したことを確認した後に終了した。

試験体は、左右対称であり、加振は正弦波加振であったにもかかわらず、損傷状況は左右対称とはならなかったため、左右の振幅に差が発生した。そのため、左右どちらかの振幅が目標変位に達した段階で振動台を停止した。振動台の停止は緩停止とした。その後、振動台の油圧を落とし、誤作動が発生しない状態で、試験体の損傷観察を行った。

静的実験の目標変位は、振動台実験の振幅を基に決定したため、左右非対称の変位履歴となるような加力を行った。また、振動台実験の試験体は、小振幅時から目標変形角に到達するまでに、複数回の振動履歴を経験するが、静的実験においては、それらを省略し、目標変形角までの加力のみを行った。

### 4 外壁がサイディングの場合の実験結果

外壁がサイディングの試験体における変形角と荷重の関係を図5に示す。図の縦軸の「荷重」は、静的実験においてロードセルで計測した値であり、「慣性力」は、動的实验において試験体上に設置した錘の水平方向の加速度に試験体の質量の半分と錘の質量の和を乗じた値とした。横軸の変形角は、試験体の土台と桁の相対変位をそれぞれの中心高さの距離で除した値とした。実験は筋かいが無い試験体と有る試験体について実施したが、通常の建築物の場合には、それらの構面がある割合で組み合わせられて構築される。

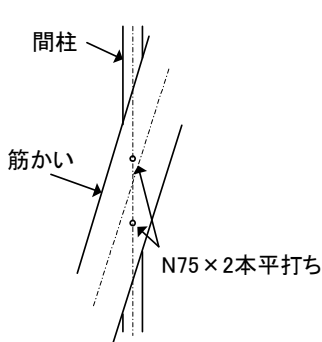


図2 筋かいと間柱の接合部

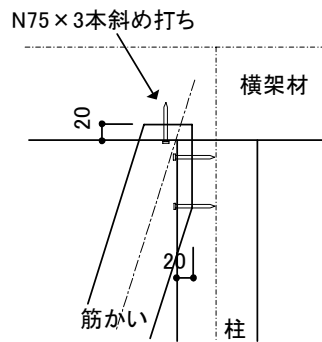


図3 筋かい端部の仕様

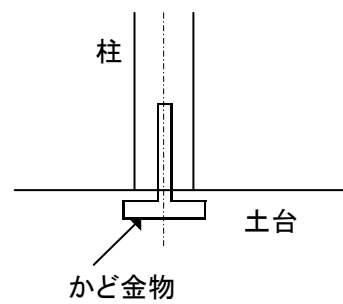


図4 土台と柱の接合部

表1 試験体概要および試験体名

外壁仕上げ	サイディング		現場調合モルタル		既調合モルタル		
	筋かいの有無	有り	無し	有り	無し	有り	無し
試験体名称	動的实验	サ・有・振	サ・無・振	現モ・有・振	現モ・無・振	既モ・有・振	既モ・無・振
	静的実験	サ・有・静	サ・無・静	現モ・有・静	現モ・無・静	既モ・有・静	既モ・無・静

全ての試験体で、最大耐力を発生した時の変形角は、振動台実験、静的実験ともに概ね  $20 \times 10^{-3} \text{rad}$  であった。また、筋かいの有無にかかわらず、加力方法の違いが最大耐力に及ぼす影響は小さかった。各試験体とも、最大耐力発生時の変形角の2倍の変形角に達した時の耐力低下率は10%~20%程度であるため、じん性が高い破壊性状であったと判断することができる。そのため、倒壊に対する危険性は比較的小さいと考えられるが、本震後の余震を受けて、最大耐力を発生した後に、震度階5を超える大きさの余震が何度となく入力された場合には、倒壊する危険性が高くなると考えられる。そこで、各目標変形角時の損傷状況の観測を詳細に行い、損傷状況と残余水平耐力の関係を見出す試みを行った。

図6に外壁の損傷状況の一例を示す。特徴的な損傷は、サイディングボードのひび割れや剥がれ等とサイディングボードを固定している釘の抜け出しであった。サイディングボードのひび割れは、変形角  $10 \times 10^{-3} \text{rad}$  程度から、開口部の隅角部に発生し、変形角の増加に伴いそのひび割れが進展したが、それらを客観的な尺度で評価することは困難であった。図6中の●は、サイディングを固定している釘が2mm以上抜け出したか、完全に抜け落ちてしまった釘の位置を表す。それに対して、○は初期状態と変化が無い釘あるいは、抜け出しはいるものの抜け出し量が2mmに満たない釘の位置を表す。図7に各試験体の変形角に応じた全釘本数に対する抜け出し量が2mm以上となった釘の本数に対する割合を示す。最大耐力を発生する変形角  $20 \times 10^{-3} \text{rad}$  において、概ね全数の10%の釘が、2mm以上の抜け出ししていることが分かる。例外的に同変形角で釘の抜け出し本数の割合が少なかった試験体「サ-無-静」は、他の試験体に比べ、じん性が高く  $60 \times 10^{-3} \text{rad}$  程度までは耐力低下を起こさなかったことが図5から分かる。これらの試験体は、建築物の構成要素の一部であり、建築物にはこれらが混在している。そのため、建築物全体としては、全釘本数の10%程度の釘が2mm以上抜け出ししていたら、最大耐力を発生する変形を経験しており、建築物としての強度および剛性が低下している可能性が高いと判断することができ、余震による倒壊危険性が高いと考えられるため、そのような損傷を受けた建築物に近接する場合には、十分な注意を要するとともに、建築物内への侵入は避けるべきであると考えられる。

### 5 外壁がモルタルの場合の実験結果

外壁が現場調査モルタルの試験体の振動台実験で得られた荷重と変形角の関係を図8に、静的実験で得られた荷重と変形角の関係を図9に示す。同様に外壁が既調査モルタルの試験体の振動台実験で得られた荷重と変形角の関係を図10に、静的実験で得られた荷重と変形角の関係を図11に示す。

図8および図10より、振動台実験の場合には、最大耐力発生時の変形角は、筋かいの有無による影響は小さく、いずれも  $15 \times 10^{-3} \text{rad}$  程度であった。これに対し、

図9、図11より、静的実験の場合には、筋かいの有無が最大耐力発生時の変形角に及ぼす影響は大きく、筋かいが有る試験体では、  $20 \times 10^{-3} \text{rad}$  程度であり、筋かいが無い試験体では、  $10 \times 10^{-3} \text{rad}$  程度であった。また、各試験体とも、最大耐力発生後の耐力低下が著しく、最大耐力発生時の変形角の2倍の変形角に達した時の耐力は、最大耐力の50%程度となっている。このような脆性破壊的な破壊性状を示す建築物が、最大耐力を超える損傷を受けた場合には、倒壊する危険性が非常に高くなる。仮に、本震による倒壊を免れたとしても、大きな余震を複数回入力されると倒壊する危険性が高くなると考えられる。

外壁がモルタル仕上げの試験体に対する損傷状況の観測は、ひび割れの発生部位、発生角度、長さ、幅について重点的に行った。本実験においては、全ての試験体が、

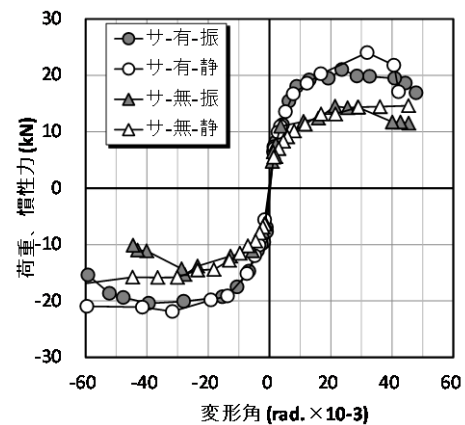


図5 サイディング試験体の荷重-変形角関係

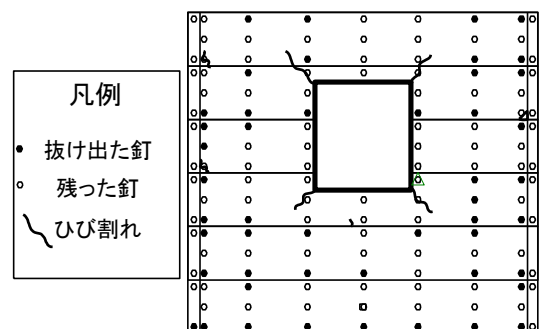


図6 「サ-有-振」の損傷状況  
変形角：  $50 \times 10^{-3} \text{rad}$ 。

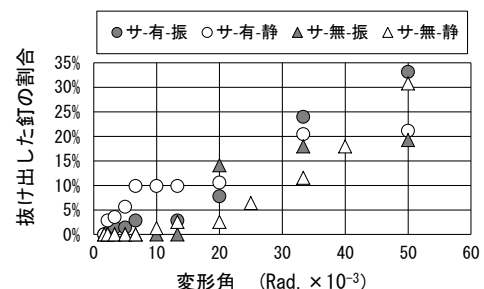


図7 試験体の変形角と釘の抜け出し状況の関係

変形角  $10 \times 10^{-3} \sim 20 \times 10^{-3} \text{rad}$  の範囲で最大耐力を発生したが、この変形角における損傷状況を、試験体「既モ-有-振」を代表として図 12 に示す。「既モ-有-振」は、変形角  $20 \times 10^{-3} \text{rad}$  程度で最大耐力を発生したが、その時の損傷状況とその変形角の半分の変形角である  $10 \times 10^{-3} \text{rad}$  時の損傷状況の差は、ひび割れの本数やひび割れの長さ程度である。これらの差を客観的に示すことは困難である。そのため、壁面全体としてのひび割れの状況から、当該建築物が最大耐力を発生する変形を経験しているか否かの判断をすることは困難であることが分かった。

これらの観測と同時に、ひび割れ幅の計測を行った。計測部位は、ひび割れが発生しやすい部位として、一般に認識されている開口隅角部とした。開口隅角部のひび割れは、45度方向に進展することが多いので、図 13 に示すように、開口部の直近の四隅に 45度方向に変位計を設置した。

実験中は常にひび割れ幅を計測したが、ひび割れ幅の評価は、図 14 に示したように、目標とした最大変形角時、荷重がゼロになった時点および振動台実験では加振を終了し、自由振動が収束した時点とした。

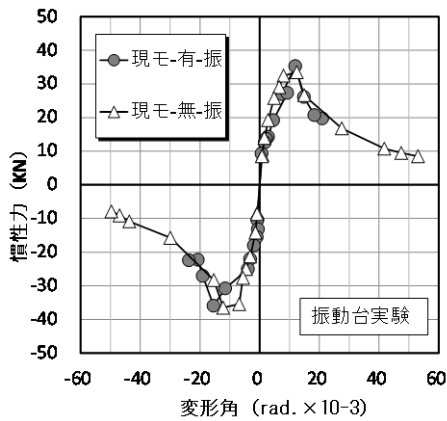


図 8 現場調合モルタル試験体の荷重-変形角関係 (振動台実験)

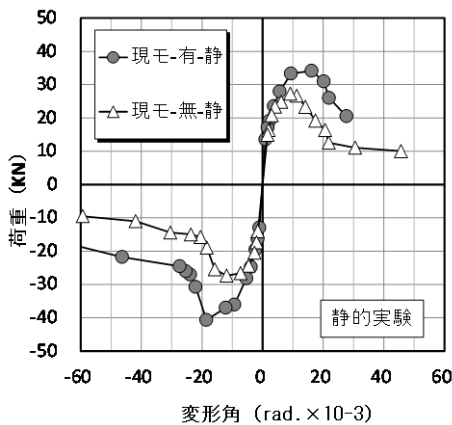


図 9 現場調合モルタル試験体の荷重-変形角関係 (静的実験)

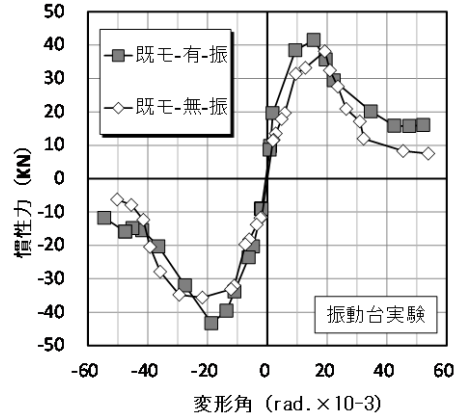


図 10 既調合モルタル試験体の荷重-変形角関係 (振動台実験)

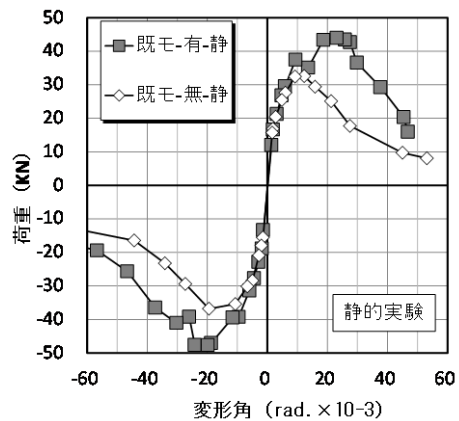
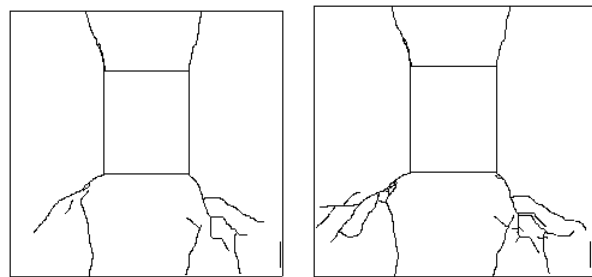


図 11 既調合モルタル試験体の荷重-変形角関係 (静的実験)



変形角  $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ . 変形角  $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ .  
図 12 「既モ-有-振」のモルタルのひび割れ状況

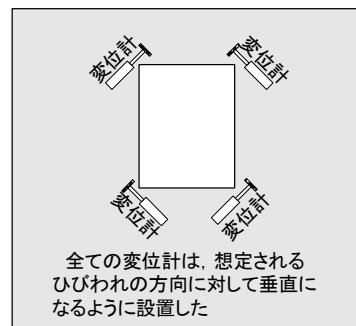


図 13 開口隅角部ひび割れ幅測定用変位計の設置状況

図 15 に「既モ-有-静」、図 16 に「既モ-無-静」における試験体の変形角とひび割れ幅の関係を示す。図の縦軸は、ひび割れ幅である。横軸は各ひび割れ幅評価時まで経験した最大変形角とした。図 15 と図 16 の違いは、筋かいの有無である。筋かいの有無およびひび割れ幅の評価時に関係なく、ひび割れ幅の大きさは、試験体の変形角と比例関係にあった。図 15 と図 16 を比較すると、目標変形角時のひび割れ幅は、筋かいの有無に関係なく顕著な差は確認できなかったが、荷重ゼロ時のひび割れ幅は、「既モ-有-静」においては、直前に経験した目標変形角時のひび割れ幅の概ね 50%に減少したのに対し、「既モ-無-静」においては、荷重をゼロにした場合のひび割れ幅は、直前に経験した目標変形角時のひび割れ幅の 60%~70%の減少に留まった。この差は、「既モ-有-

静」には筋かいがあるため、筋かいが無い「既モ-無-静」に比べ剛性が高く、復元力も高いため荷重をゼロにした時の変形角が小さくなったことに起因したものと考えられる。しかしながら、その差は顕著なものではなかった。

図 17 に「既モ-有-静」と「既モ-有-振」における変形角とひび割れ幅の関係を比較して示す。両者の違いは、実験方法であるが、目標変形角時においても荷重ゼロ時においても荷重速度が高い振動台実験でのひび割れ幅は、荷重速度が低い静的実験でのひび割れ幅よりも小さくなった。ひび割れ幅の差は、いずれのひび割れ幅評価時においても変形角の大きさに依存せず、目標変形角時には 3 mm 程度、荷重ゼロ時には 1 mm 程度、静的実験時のひび割れ幅の方が大きくなった。

図 18 には「既モ-無-静」と「既モ-無-振」における変形角とひび割れ幅の関係をそれぞれ比較して示す。両者の違いは、実験方法であるが、目標変形角時においても荷重ゼロ時においても振動台実験でのひび割れ幅は、静的実験でのひび割れ幅よりもわずかに小さくなる傾向にあった。荷重速度の違いがひび割れ幅に及ぼす影響は、同様の比較をした図 17 に示した筋かい有試験体の方が顕著であった。

図 20 および図 21 に振動終了時における「既モ-無-振」と「既モ-有-振」および「現モ-無-振」と「現モ-有-振」における変形角とひび割れ幅の関係を示す。図中の横軸は、ひび割れ幅評価時以前に経験した最大の変形角である。図 15~図 18 で示した目標変形角時および荷重ゼロ

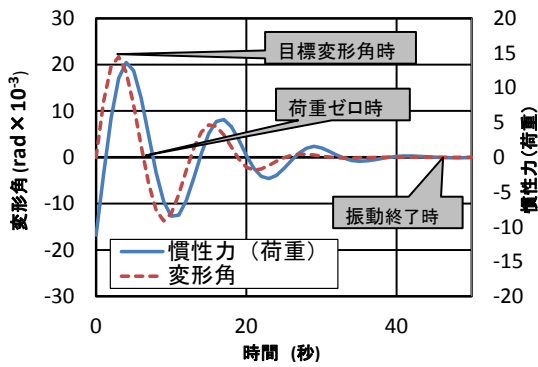


図 14 ひび割れ幅評価時の概念図

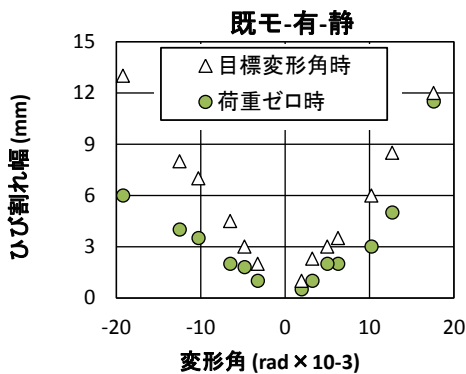


図 15 「既モ-有-静」の変形角とひび割れ幅の関係

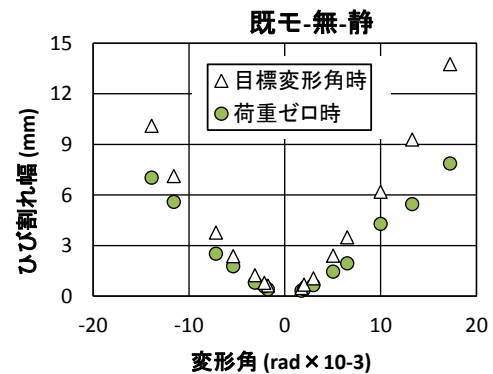


図 16 「既モ-無-静」の変形角とひび割れ幅の関係

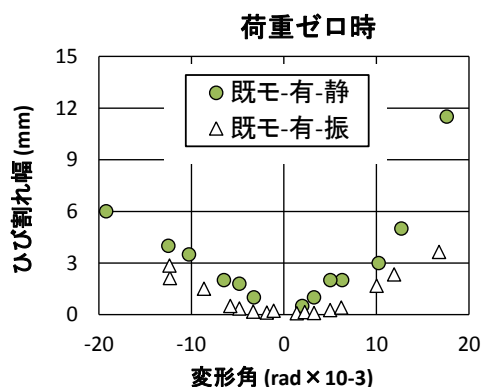
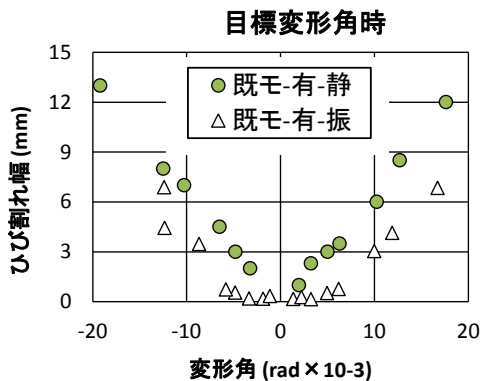


図 17 「既モ-有-静」と「既モ-有-振」の変形角とひび割れ幅の関係の比較

時のひび割れ幅を、実地震時に観測することは現実的には不可能であるが、図19、図20に示したひび割れ幅を地震終了後に観測することは容易である。図8、図10で示した振動台実験で得られた荷重-変形角関係から、各試験体が最大耐力を発生した時の変形角は $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ ～ $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ であったことが分かっている。このことから、同変形角時のひび割れ幅を図19、図20で調べると、1mm～2mm程度であることが分かる。安全側の評価として、地震終了後に損傷を受けた建築物の開口部のひび割れ幅を観測し、その幅が1mmを超えていたら、当該建築物は、最大耐力を発生する変形を経験しており、建築物としての強度および剛性が低下している可能性が高いと判断することができ、余震による倒壊危険性が高いと考えられる。そのため、そのような損傷を受けた建築物に近接する場合には、十分な注意を要するとともに、建築物内への侵入は避けるべきであると考えられる。

### 6 まとめ

地震によって被害を受けた木造建築物の復旧工事を行う際に、余震等により当該建築物が倒壊する危険性を推定するためには、当該建築物が保有している残余水平耐力を推定する必要があると考えられる。そこで、最も簡単な判定方法として、当該建築物が既に、最大耐力を発生する程の被害を受けているのか否かの判断を外観上の被害状況から推定することを試みた。その結果、外壁が

サイディングであれば、サイディングを固定している釘の全数に対する10%程度が2mm以上抜け出していたら、最大耐力を発生する変形を既に経験しており、外壁がモルタル仕上げであれば、窓や出入口等の開口部のひび割れ幅が1mmを超えていたら、最大耐力を発生する変形を既に経験していると判断できることが分かった。そのため、それらの損傷を認識したら、そのような損傷を受けた建築物に近接する場合には、十分な注意を要するとともに、建築物内への侵入は避けるべきであるということが分かった。

### 参考文献

- 1) 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，財団法人日本建築防災協会，監修 国土交通省住宅局建築指導課，2001年9月1日
- 2) 日本の住宅の建築時期別残存率，松浦晶子，太田昭夫，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)，2000年9月，pp.1091-1092
- 3) 建築物残存率曲線のモデル化と推定，清水貴雄，大佛俊泰，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，2001年9月，pp.217-2181-2
- 4) 住宅金融公庫住宅「木造住宅工事共通仕様書」昭和55年版，財団法人住宅金融普及協会発行
- 5) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版)，財団法人日本住宅・木材技術センター発行，2008.12

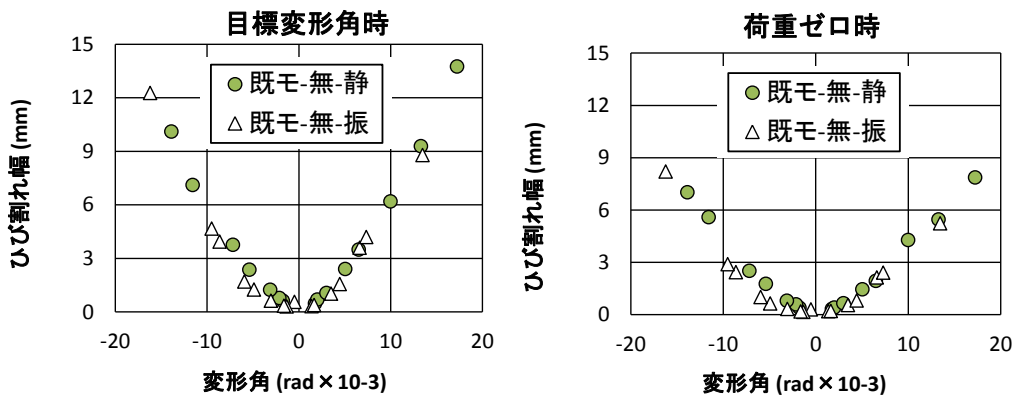


図18 「既モ-無-静」と「既モ-無-振」の変形角とひび割れ幅の関係の比較

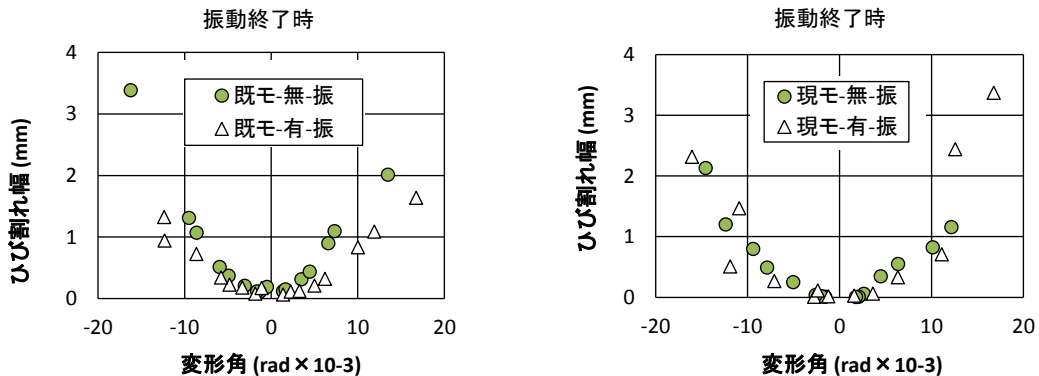


図19 「既モ-無-振」と「既モ-有-振」の変形角とひび割れ幅の関係の比較 (振動終了時)

図20 「現モ-無-振」と「現モ-有-振」の変形角とひび割れ幅の関係の比較 (振動終了時)