

常時微動計測を用いた低層住宅の被災前後の
耐震性能評価に関する研究

西塔 純人

目次

第1章 序論

- 1.1. 論文の背景
- 1.2. 論文の目的と意義
- 1.3. 既往の方法との比較
- 1.4. 既往の手法と提案手法のフローの比較
- 1.5. 論文の構成

第2章 在来木造住宅の固有振動数を用いた耐震評価値の簡易推定

- 2.1. はじめに
- 2.2. 調査対象
- 2.3. 計測方法
- 2.4. 測定結果
- 2.5. 精密診断法による診断結果
- 2.6. 簡易耐震診断法
- 2.7. まとめ

第3章 常時微動計測を用いた低層住宅の地震時最大変形の推定

- 3.1. はじめに
- 3.2. 木造軸組の振動実験
- 3.3. 軽量鉄骨造の振動実験
- 3.4. 伝統木造の振動実験
- 3.5. 固有振動数と最大変形角のモデル化
- 3.6. まとめ

第4章 実大実験による木造建物の最大変形推定手法の精度検証

- 4.1. はじめに
- 4.2. 実大振動台実験による検証
- 4.3. 評価手法
- 4.4. 比較結果
- 4.5. まとめ

第5章 地震後調査による最大変形推定手法の精度検証

- 5.1. 軽量鉄骨造の精度検証
- 5.2. 在来木造の精度検証

5.3. まとめ

第6章 結論

発表論文リスト

謝辞

第1章 序論

本論文では、低層住宅の耐震化率向上のために、常時微動計測による低層住宅の簡易耐震診断手法を提案する。また、地震後の低層住宅の継続利用可否判定に関して、常時微動計測による経験最大変形角の推定手法を提案する。

1.1. 論文の背景

日本の住宅における低層住宅の割合は多く、その多くは木造住宅である。平成 25 年住宅・土地統計調査¹⁾によると、現存する住戸のうち、戸建て住宅、長屋、3 階建て以下の共同住宅の割合は 74.8%と高く、住宅における低層住宅の割合は非常に高い。また、同調査によると現存する戸建て住宅、長屋、共同住宅のうち 2 階建てまでの工法の比率は木造が 84.4%、鉄骨造が 8.2%、RC・SRC 造が 7.1%と、木造住宅の比率が非常に高い。

そのなかで、日本では数多くの地震により住宅の被害が発生している。1995 年（平成 7 年）1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災）では、6400 を超える人命が失われ、約 21 万戸の家屋が全壊した。そのうち、死者の 8 割弱が建築物の倒壊による圧迫死であり、その 9 割が古い木造住宅と報告されている。この地震を契機に、1995 年 12 月 25 日に「建築物の耐震改修の促進に関する法律（耐震改修促進法）」が施行され、新耐震基準（1981 年 6 月（昭和 56 年）施行）を満たさない建築物について耐震診断・耐震改修を進める方針が示された。また、2000 年（平成 12 年）の基準法改正時には、筋交い端部の接合部仕様や耐力壁に接する柱と横架材・土台の接合部の仕様が規定された。（建築基準法施行令 47 条、告示 1460 号）

その後も、2004 年（平成 16 年）10 月の新潟県中越地震、2005 年（平成 17 年）3 月の福岡県西方沖地震、2008 年（平成 20 年）6 月の岩手・宮城内陸地震などの大地震が頻発し、2011 年（平成 23 年）3 月の東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）では内陸部の建物被害に加え、津波による甚大な被害が発生した。

2016 年（平成 28 年）4 月 14 日・16 日に発生した熊本地震では、旧耐震基準で建てられた木造住宅に大きな被害をもたらした。さらに、新耐震基準導入後の昭和 56 年 6 月から平成 12 年 5 月までに建てられた木造住宅にも、一定の被害が確認された。その要因として、柱と横架材・土台との接合方法が不十分であったことが指摘されている。これに対応し、（一財）日本建築防災協会が新耐震基準導入以降の木造住宅を対象とした効率的な耐震診断方法として、「新耐震基準の木造住宅の耐震性能検証法（新耐震木造住宅検証法）」を示した。

2 階建て以下かつ延べ床面積 500 m²以下の木造住宅は、建築基準法施行令 46 条に示される壁量計算による構造検討を行うことで建築が可能である。構造計算を要する建物は、3 階建て以上又は 500 m²を超える建物となり、構造設計者が直接関わる低層住宅は必然として数が少ない。つまり、低層住宅の新築時において、建築構造の専門家が多く携わることが少ないという実情がある。したがって、耐震診断や地震後の被災度判定調査において、構造の専門家が携わることが難しいことは容易に推測できる。

既存の低層住宅の耐震性能に関して、「住宅・建築物の耐震化の促進/国土交通省 平成 24 年 3 月」¹²⁾によると、平成 15 年時点での住宅ストック約 4700 万戸に対し、耐震性能ある住宅の割合（耐震化率）は

75%であることに對し、平成 27 年に 90%に、平成 32 年には 95%とする目標を設定している。ただ、平成 20 年での耐震化率は 79%と振るわない。これに對し、住宅・建築物の耐震化の主な阻害要因として、①耐震化の必要性に關する知識、②耐震化コスト、③業者・工法に對する信頼性の 3 つが挙げられている。

一方で、現在の住宅において IoT (Internet of Things) 技術、省エネルギー・創エネルギー技術の発達は目覚ましい。地球環境問題の観点から、使用エネルギーの見える化を目的とした HEMS (House Energy Management System) などは大手のハウスメーカーを中心に住宅に設置されている。建築構造技術分野においても、センサーを用いて地震時の被災度を判定する構造ヘルスマニタリング技術が高層ビルなどを中心に実用化されている。低層の住宅においては、コスト、ネットワークの接続方法、居住者のメリットなどの観点から普及には時間を要するものと考えられる。ただ、スマートフォンなどに多様なセンサーが組み込まれるなどし、IoT に係る製品のコストは低下傾向にある。将来的には、低層の住宅においてもセンサーを用いた構造ヘルスマニタリング技術が一般的になると考えられる。

1.2. 論文の目的と意義

前述する背景をまとめると、以下の通りである。

- 1) 日本における住居のうち 75%が 3 階建て以下の低層の住宅であり、その多くが木造住宅である。
- 2) 1995 年 (平成 7 年) の兵庫県南部地震 (阪神・淡路大震災) 以降、大地震が頻発しており、国も住宅の耐震化を進める方針である。
- 3) 低層の住宅に建築構造技術者が携わることは少なく、耐震診断や地震後の被災度判定に構造の専門家が携わることが困難である。
- 4) 国の調査結果によると、耐震化の阻害要因の一つに、業者・工法に對する信頼性が挙げられている。
- 5) 昨今の IoT 技術の普及により、センサーを活用した技術への障壁は低下傾向にある。

これらの背景を考慮し、本論文では、加速度・速度センサーを用いて、常時微動計測を活用した低層住宅の耐震診断・被災度判定を行う技術に着目した。

センサー等を利用することで、建築物の耐震性に對し、絶対的な物理量とすることができる。それに、居住者に對して、信憑性を向上させるとともに、比較的短時間で耐震診断が実施できる手法として常時微動計測を用いることで、耐震診断に對する障壁を減らし、簡易にかつ定量的な計測をもって、地震時の被災度判定にも活用することを目指す。

1.3. 既往の方法との比較

本研究では、既存住宅の耐震診断、地震時の被災度判定に微動計測による診断手法を用いることを検討する。提案手法は、既往の手法との置き換えを行うものではなく、より耐震診断への門戸を広げる耐震診断フローの一端を担うものである。一方で、地震時に素早く定量的な情報を居住者に情報提供することで、地震後に実施する被害調査などを無駄なく実施でき、建築物の継続利用の可否判断を行うことができることを目標としている。

本研究では、低層住宅に関して在来木造、伝統木造および軽量鉄骨造を対象に検討を行う。

1.3.1. 既往の耐震診断手法

既存建築物に対する従来の耐震診断方法は、在来木造や伝統木造については、(一財)日本建築防災協会が発行する「2012年版 木造住宅の耐震診断と補強方法」¹⁴⁾(以降、「青本」と呼称)が最も参照される。青本は、平成18年国土交通省告示第184号の別添に示される建築物の耐震診断の指針と同等以上の効力を有する方法として、国土交通省により認定されており、木造住宅の耐震補強設計を実施する際に多く用いられている。当診断法は、昭和54年(1979)に作成され、昭和60年(1985)に改訂、平成7年兵庫県南部地震(1995)をきっかけに広く知られるようになり、2004年に改定をされた経緯がある。

「青本」による診断法は大きく以下の3種類に分類される。住宅所有者が簡易なチェックのみを行う「誰でもできるわが家の耐震診断」、建築士および建築関係者が住宅の耐震要素や劣化状況を非破壊で診断して行う「一般診断法」、建築士が一部解体等を伴うなど詳細に判定を行う「精密診断法」がある。

- (1) 「誰でもできるわが家の耐震診断」：一般の人向け(住宅)
- (2) 「一般診断法」：建築士および建築関係者向け(住宅)
- (3) 「精密診断法」：建築士向け(住宅、非住宅も可)

軽量鉄骨造については、戦後の住宅不足解消のために促進された工業化住宅(一般的にはプレハブ住宅)を示すこととするが、耐震診断法は(一社)プレハブ建築協会が示す「鉄鋼系工業化住宅の耐震診断法」による。同診断法は、耐震改修法第3条に基づく「特定建築物の耐震診断及び耐震改修に関する指針」(平成7年建設省告示第2089号)第1に定めるものと同様以上の効力のある診断方法として、同協会「木質系工業化住宅の耐震診断法」および「コンクリート系工業化住宅の耐診断法」とともに、国土交通省より工業化住宅の耐震診断法として、平成17年5月17日国住指第513号にて認定されている。

既存建物に対する既往の耐震診断手法は、本研究で対象とする建築物では、表1.1のように示される。在来木造や伝統木造では、耐力壁、雑壁、接合部のすべての要素を考慮するが不確定要素については、安全側の値とする。軽量鉄骨造については、耐力壁については考慮されるものの仕上げ材等については考慮しない。

1.3.2. 提案する耐震診断手法

本研究で提案する耐震診断手法は、低層住宅の中でも特に在来木造軸組工法を対象とする。本手法は、微動計測によって求まる固有振動数と建築年を用いて、既往の耐震診断手法で求まる耐震診断評点 I_w 値を推定する手法である。固有振動数については、耐力壁や雑壁等すべての壁の水平剛性が反映されてい

るものと考え、接合部については剛性に寄与しないことから微動計測による判定は不可能とし、建築年により推定する手法をとる。ただし、劣化・経年変化については考慮されない。

表 1.1 各構法の耐震診断手法で考慮される耐力要素

耐震診断手法	対象構造	耐力壁	仕上材 ^{※2}	接合部
微動計測による簡易耐震診断 (提案手法)	在来木造軸組	○	○	△
(一財) 日本建築防災協会 「木造住宅の耐震診断と補強方法」		○	△ ^{※3}	○
(一社) プレハブ建築協会 「鉄鋼系工業化住宅の耐震診断法」 ^{※1}	伝統木造軸組	○	△ ^{※3}	○
	軽量鉄骨造 (工業化住宅)	○	×	○

※1：(一社) プレハブ建築協会では、鉄鋼系ほか、木質系、コンクリート系工業化住宅の耐震診断法がある。

※2：仕上材は、「青本」の定義に基づき、モルタル塗り、タイル張り、しっくい塗り仕上げの壁、合板類に吹き付け仕上げを施した壁およびサイディングボードを施した壁等を示す。

※3：「青本」では、仕上材の評価は考えられる最も再不利側の評価となる。

1.3.3. 既往の被害判定手法

地震後の住宅の被害判定には、目的に応じた様々な診断が行われる。

応急危険度判定は、地震直後、余震により建物や塀の倒壊、窓ガラスの落下などによる2次災害防止のために行われる。判定に対する責任は、判定実施主体の地方自治団体にあるため、その判定は実状に対して大きい被害判定になると考えられる。

被害認定調査は、「罹災証明」として認定するために行われるもので、被災した建物の損傷の度合を資産価値の観点から調査する。全壊、大規模半壊、半壊、一部損壊、無被害の5段階で判定される。罹災証明をもって、被災者生活再建支援金や義援金の給付、住宅金融支援機構や災害救護資金の融資、税金や保険料の減免・猶予、応急仮設住宅の入居条件など、災害後の各種支援に活用される。

地震保険の損害認定調査では、主要構造部の損害の割合に応じ、被害区分を「全損」「半損」「一部損」の3段階に分類する。あくまで主要構造部を対象としており、被害認定調査とは必ずしも一致しない。

被災度区分判定¹³⁾は、地震により損傷を受けた建物が修理により恒久的に継続使用が可能かどうか、また、どの程度の修理が必要かなど構造的視点から建物の復旧の要否について判定する。居住者が建築構造技術者等に依頼して、有償で実施され、部位ごとに5段階に区分される。有償であることなどから、住宅で実施されることは、ほとんどないと考えられる。

その他には、住宅の施工業者による調査が考えられる。住宅の施工業者が、最終的に修理・補強を実施することが多いことから、前述する被災度区分判定が実施されることは少なく、施工業者による調査から、修理・補強または解体・新築となるフローが多いと考えられる。

1.3.4. 提案する被害判定手法

前述するように、現在行われている地震後の被害判定手法は、その目的に応じて様々な方法がとられている。特に、後の経済的な課題への助けとなる被害認定調査・地震保険の損害認定調査は、調査を受ける割合は高い。一方で、構造専門家が調査をする被災度区分判定の調査を受ける割合は比較的少ないと考えられる。したがって、被災住宅では、構造被害よりも経済性や美観が重視されがちであり、見えない損傷を見過ごす可能性がある。

本研究では、常時微動計測を用いて簡易的に経験最大変形を推定することで、被災後に短時間で、構造被害の概要を掴み、後の調査への情報提供、修理・補修だけではなく、補強への足掛かりになるものと考ええる。

1.4. 既往の手法と提案手法のフローの比較

1.4.1. 耐震診断手法のフロー比較

既存住宅の耐震段における従来手法・提案手法のフロー図を図 1.1 に示す。

従来手法においては、住宅耐震化に関心のある居住者は、積極的に耐震診断をし、補強などを実施する仕組みである。しかし、耐震化に関心のない居住者については、耐震診断をする過程にはほとんどたどり着かないのが現状である。

一方、提案手法を用いるフローでは、主に、15～20 年間隔で実施する水回りや外壁の塗り替えなどの改修時に、耐震化に関心のない居住者に対して、プライバシーを守りつつ、比較的簡易に、素早く、定量的な値として参考となる性能値を示すことができる。それにより、必要に応じて、実際に耐震診断へ繋ぐことができ、最終的に耐震補強を実施する案件を増やすことが可能と考える。

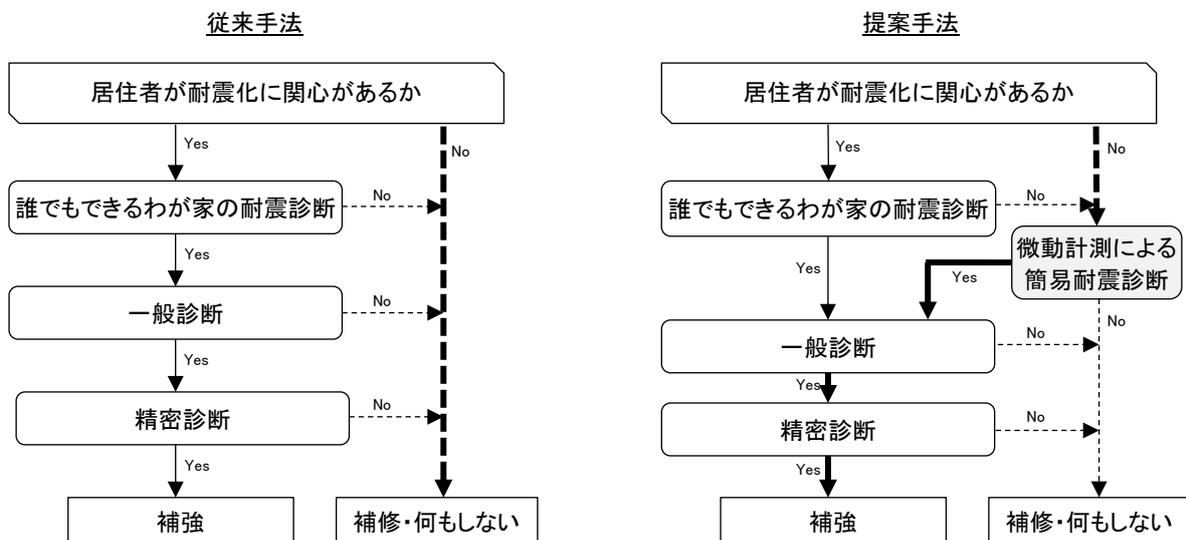


図 1.1 在来木造住宅における耐震診断のフロー図（左：従来手法, 右：提案手法）

1.4.2. 被害判定手法のフローの比較

既存住宅の被害判定における従来手法・提案手法のフロー図を図 1.2 に示す。

地震等で被災した建物は、応急危険度判定により 2 次災害軽減を目的とした判定が行われる。住宅において、被災度区分判定を行うことは、コストやその後の有用性の観点から用いられることは少なく、罹災証明へとつながる被害認定調査、保険会社による損害認定調査、施工業者による調査などが多く行われている。このフローの中で得られた情報を元に、所有者が今後の建物の処置を決定するが、外観上一定の被害がみられる建物の所有者の場合、施工業者のすすめなどから、解体・新築へのフローが多いと考えられる。ただ、解体等が多く発生すると、被災地域に多くの産業廃棄物が残置されることとなり、以後の復興を踏まえても全体コストの上昇や生活費の圧迫を招くことになる。

それに対し、提案手法では、微動計測による被害推定手法を用いることで、所有者に早急に住宅の継続利用可否判断材料を示し、実質的によく行われる調査（被害認定調査・損害認定調査など）に対する補助的な情報とすることで、以後の調査が負担なく進められることを目的とする。それにより、所有者の建物構造に対する客観的指標を早期に与えることができ、無理に解体・新築の案件が少なくなるものと考えられる。それにより、産業廃棄物処理費などの震災コストを軽減し、所有者の負担も減らすことが出来るものとする。

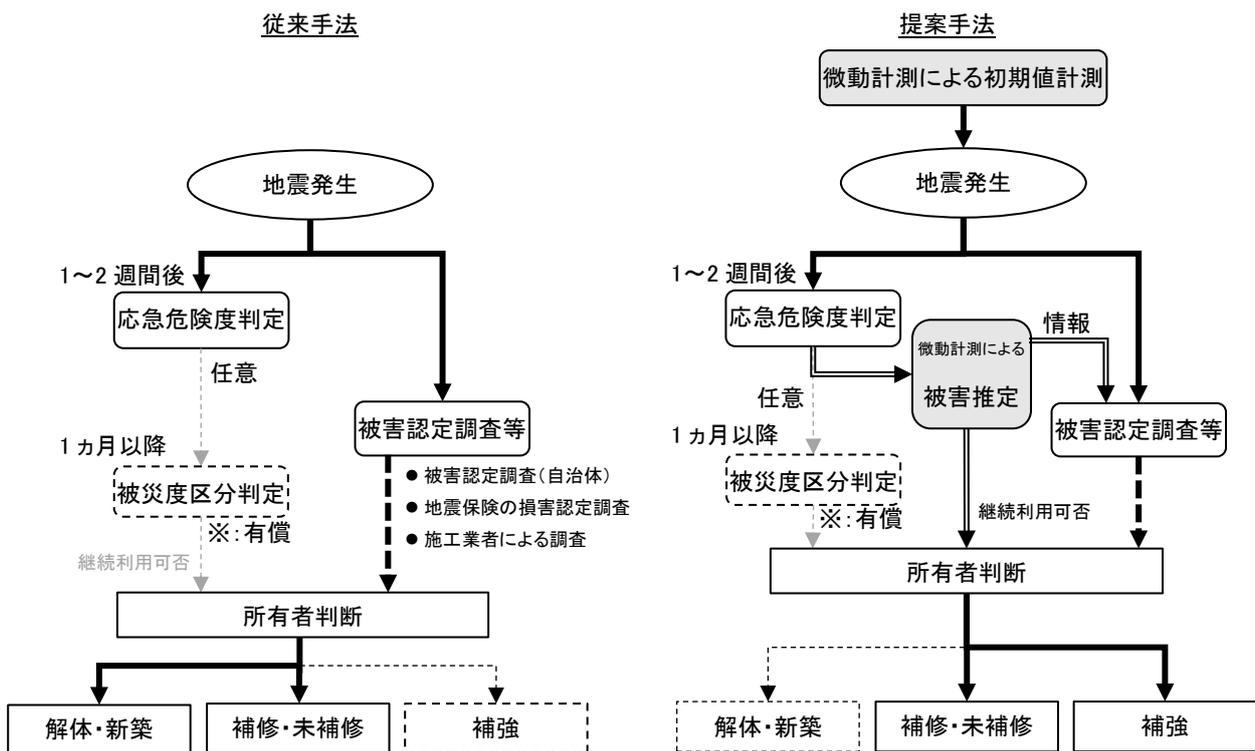


図 1.2 地震時の被害判定フロー（左：従来手法, 右：提案手法）

1.5. 論文の構成

本論文の構成は、以下に示す構成からなる。

第2章「在来木造住宅の固有振動数を用いた耐震評価値の簡易推定」では、既存の2階建て在来木造住宅28件の常時微動計測および耐震診断を実施し、耐震診断評価値と固有振動数の関係について分析を行った。ここで、既往の研究に対し、1981年の建築基準法施行令改正、2000年の建築基準法改正により変更された接合部の規定を考慮した耐震評価値の補正値を提案し、耐震診断評価値と固有振動数から算出簡易評価値の整合性向上を試みた。

第3章「常時微動計測を用いた低層住宅の地震時最大変形の推定」では、一般的な在来木造の壁要素を考慮した平屋の試験体の振動台実験、軽量鉄骨造の実大振動台実験、杉野らが実施した単位軸組架構の伝統木造の振動台実験の結果を用いて、在来木造・軽量鉄骨造・伝統木造の常時微動計測による固有振動数の変形依存性の評価式の提案を行った。

第4章「実大地震と実地震による木造建物の最大変形推定手法の精度検証」では、3章で示された各種構造の常時微動計測による1次固有振動数と経験最大変形角の評価式について、Eディフェンスで実施された在来木造および伝統木造の実大振動台実験結果を用いて、精度の検証を行った。

第5章「地震後調査による低層住宅の最大変形推定手法の精度検証」では、3章で示された評価式について、2016年熊本地震で被災した2階建て軽量鉄骨造住宅84件を常時微動計測および被害調査を行った結果、2018年大阪北部の地震で被災した築46年の在来木造住宅の地震前後の常時微動計測を行った調査結果を用いて、提案する評価式の精度を検証した。

【参考文献】

- 1.1) 平成25年住宅・土地統計調査(<http://www.e-stat.go.jp/SG1/estat/List.do?bid=000001051892>)
- 1.2) 住宅・建築物の耐震化の促進, 平成23年度政策レビュー結果(評価書)(国土交通省、平成24年3月)
- 1.3) 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 2015年改訂版, (一財)日本建築防災協会, 2016.3
- 1.4) 2012年改訂版 木造住宅の耐震診断と補強方法, (一財)日本建築防災協会, 2012.6
- 1.5) 大橋雄二: 日本建築構造基準変遷史, (財)日本建築センター, 1993.12

第2章 在来木造住宅の固有振動数を用いた耐震評価値の簡易推定

2.1. はじめに

既存木造住宅の耐震補強をすすめるためには、居住者が耐震診断を容易に受けることのできる方法が必要である。しかし、自治体等の補助制度があっても、プライバシー保護の観点や金銭的な課題のため、耐震診断の受診件数は進んでいない。本章では、外壁補修や水回り取替など一般的なリフォームを行う際に、簡易にかつ客観性のある耐震性評価を行うことが出来れば、耐震診断および耐震補強に至る可能性が高まると考え、客観的な物理量である常時微動計測より得られる固有振動数を用いた耐震診断方法に着目した。

現在、既存木造住宅の耐震性能を評価する方法として、一般的に使用されている手法として、「木造住宅の耐震診断と補強方法/（一財）日本建築防災協会」^{2.1)}（以下、「青本」と呼称）が挙げられる。青本では、筋かいや面材耐力壁などの通常の耐力壁のほかに、内外装材などの仕上げ材を耐震要素として、評価することができ、より固有振動数と相関が取れる可能性が高い診断方法になっている。

青本に示す診断評価と固有振動数との関係について研究したものとしては、田端ら^{2.2)}の研究ならびに入江ら^{2.3)}の研究がある。これらの研究においては、固有振動数と耐震診断の評点との関係には一定の相関がみられるが、ばらつきが大きいと評価されている。さらに柳澤ら^{2.4)}の研究においては、青本において、剛性が変形角 1/200rad 時の値が使用されることに対し、耐震要素の剛性を、変形角 1/1,000rad および 1/2,000rad と、より微小な変形で評価し、接合部耐力低減係数および劣化低減係数を適用しない場合に、固有振動数の理論値と測定値の間に一定の相関がみられるとしている。

本章においては、木造軸組工法を対象とした微動計測による簡易な耐震診断手法として二つの項目に着目する。一つ目は、微動計測に使用する計測器の普及を目的とし、より安価な測定器の可能性を探ることである。二つ目は、常時微動計測による固有振動数と青本に示される診断評価値（以下、「診断評点」と呼称）の関係をモデル化することである。

診断評点 I_w 評価において、接合部低減係数が重要な評価低減項目と考え、建築年代による接合部耐力低減係数のモデル化を行い、劣化および経年による影響を除いた耐震診断評価値と固有振動数の関係の精度評価向上を検討する。また、建物の偏心の影響に関しても考察を加えることとする。

2.2. 調査対象

本研究では、調査対象建物を既存の 2 階建て木造軸組工法を対象としている。調査は固有振動数を計測した物件数が計 76 件、そのうち耐震診断を行った物件数は計 28 件である。

2.2.1. 建築年代の分布

調査対象建物の建築年代分布を図 2.1 に記載する。現在、建替が頻繁に行われている 1970、1980 年代の建物が最も多く、調査対象建物となっている。

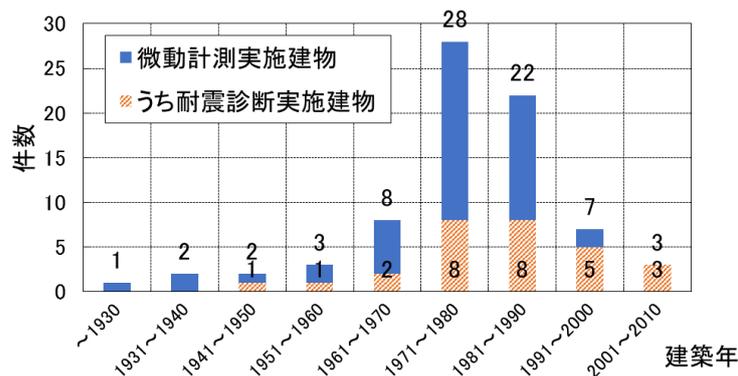


図 2.1 調査物件の築年代分布

2.2.2. 建物の面積分布

調査対象建物の延べ床面積の頻度分布を図 2.2 に記載する。延べ床面積が 80~140 m²の一般的な戸建て住宅である。

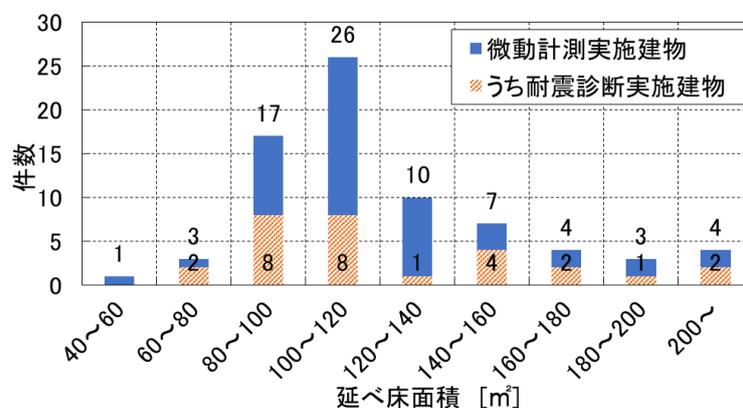


図 2.2 調査建物の延べ床面積分布

2.3. 計測方法

2.3.1. システムの構成

本研究の目的である汎用性のある診断システム構築のためには測定機器の汎用化が必須である。

そこで、常時微動計測には、検証用の振動測定器としてサーボ型加速度センサーを用いた RS1 を、汎用測定器として安価な MEMS センサーを用い、得られるデータの差異を確認し、汎用測定器の実用性を併せて検証することとした。表 2.1 に計測システムの概要を示す。

表 2.1 計測システムの概要

システム名称	計測方式	AD 変換 測定範囲	サンプリング 周波数
RS1	サーボ型 加速度センサー	16 ビット ±2G	256Hz
MEMS	MEMS 式 加速度センサー	24 ビット ±1G	100Hz

2.3.2. 常時微動波形の測定方法

調査対象物件は、2 階建ての木造軸組工法である。計測器の設置は、地盤振動として玄関土間部に、2 階床振動として 2 階中央部分に設置した。常時微動計測の計測時間は 5 分間とし、計測方向は長手方向・短手方向の 2 方向とした。

2.3.3. 固有振動数の算出方法

1 次固有振動数の算出には、地盤振動と 2 階床振動の各加速度データの周波数解析により、伝達関数またはフーリエスペクトル比のピーク振動数を用いた。スペクトル上のピークが複数存在する場合には、位相が $-\pi/2$ 近傍のピーク振動数を読み取ることとした。

なお、以後に示す 1 次固有振動数は、耐震診断実施建物については、RS1 による数値を、それ以外の建物については、MEMS による値を使用している。

2.4. 測定結果

2.4.1. 計測器による測定値の差異

測定器による固有振動数の算出結果の差異を確認した。図 2.3 は、表 2.1 に示した RS1 および MEMS の 2 つのシステムにより算出した伝達関数の差を示している。増幅率に差異はあるものの、1 次固有振動数の読み取りは可能である。ただし、位相差を基に一次固有振動数を読み取ることは困難であった。

また、2 つのシステムで計測した 1 次固有振動数の結果を図 2.4 にプロットした。RS1 および MEMS の各システムより算出される 1 次固有振動数の差異は実用上支障がでないレベルであるといえる。

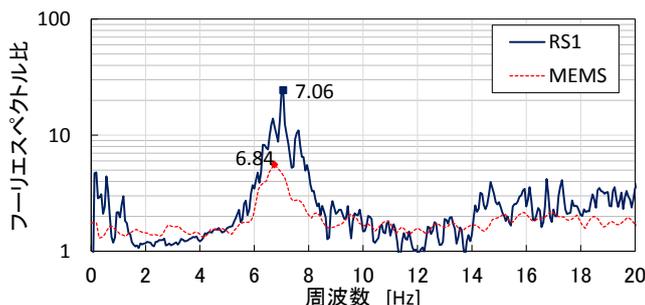


図 2.3 計測システムによるフーリエスペクトル比の差 (例)

計算条件：FFT4096 点 (RS1)、1024 点 (MEMS)、ハニング窓 1024 点、50%オーバーラップ

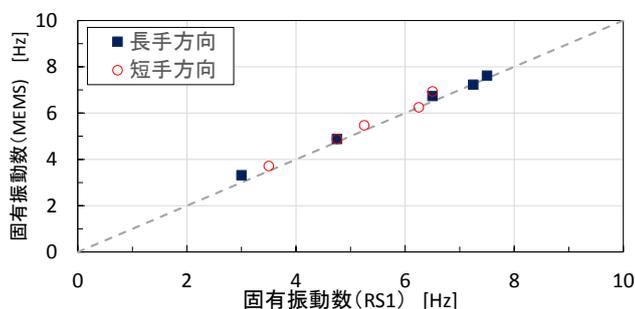


図 2.4 測定器による固有振動数の差異 (5 物件)

2.4.2. 建築年と固有振動数の関係

図 2.5 に、建築年と固有振動数 (測定値) の関係を示す。データ点数は、固有振動数を計測した物件数は 76 である。データのばらつきは大きい、近似直線は右上がりになっており、建築年が新しいほど固有振動数は高くなる傾向がある。これは、既往の研究^{2.2)2.4)2.5)2.6)}でも説明されている通りであるが、建築年による構法変遷・経年変化・劣化促進・法令変遷による建物の剛性変化が主要因と考えられる。しかし、データのばらつきは大きく、近似式の相関係数は 0.18 (長手)、0.25 (短手) と低く、そのままでは精度が低い。

$$\text{[長辺]} \quad f = 0.0290 \times BY - 50.519 \quad \text{相関係数 } r = 0.18 \quad (2.1)$$

$$\text{[短辺]} \quad f = 0.0393 \times BY - 70.828 \quad \text{相関係数 } r = 0.25 \quad (2.2)$$

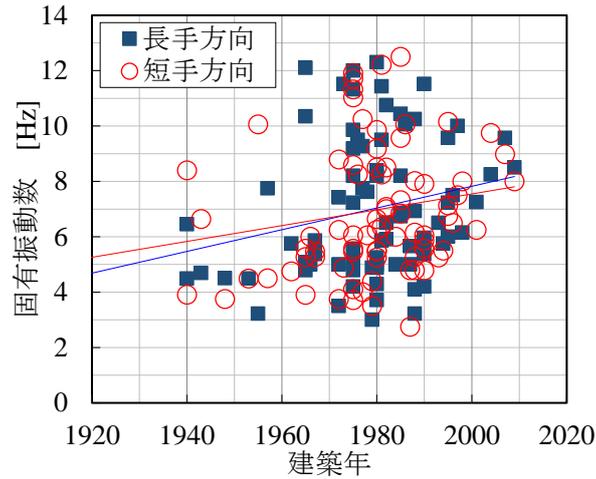


図 2.5 建築年と固有振動数

2.4.3. 屋根の種類と固有振動数の関係

本研究において、固有振動数を計測したデータ総数 76 件のうち、軽い屋根（金属葺・スレート葺）は 19 件、重い屋根（瓦）は 37 件、非常に重い屋根（土葺き瓦）は 20 件である。表 2.2 に、屋根の種類と固有振動数の関係を示す。

軽い屋根の場合、固有振動数の平均値は長手方向が 8.56Hz、短手方向が 7.71Hz と高い。一方、重い屋根・非常に重い屋根では平均値が X 軸方向で 6.35Hz、Y 軸方向で 6.59Hz と軽い屋根と比べ低い傾向にあるが、ばらつきも大きい。

表 2.2 屋根の種類と固有振動数の関係（単位：Hz）

屋根の種類	長手方向		短手方向	
	固有振動数 平均値	標準偏差	固有振動数 平均値	標準偏差
軽い屋根	8.56	2.03	7.71	2.09
重い屋根 ・非常に重い屋根	6.35	2.39	6.59	2.61
合計	6.90	2.49	6.87	2.52

2.5. 精密診断法による診断結果

2.5.1. 精密診断法の概要

現在、木造住宅の耐震診断は、青本に基づく診断方法が一般的に用いられている。青本に記載されている精密診断法 1 による上部構造の耐力の診断方法の概要を以下に示す。当診断手法は、非構造部材の内装を耐震要素として加味した診断法となっており、微動計測による実測値と整合性が取れる可能性があると考え、本研究での比較対象とした。青本に示される精密診断法 1 による診断評点 I_w は以下の方法により計算される。

$$\text{診断評点：} \quad I_w = \frac{Q_{ed}}{Q_r} = \frac{Q_w \cdot F_s \cdot F_e}{Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot \sum_i^n W_i} \quad (2.3)$$

ただし、

Q_{ed} ：建物の保有耐力(kN)

Q_r ：建物の必要耐力(kN)

Q_w ：保有耐力(kN)

F_s ：剛性率による低減係数(0.5~1.0)

F_e ：偏心率と床仕様による低減係数(0.5~1.0)

R_t ：振動特性係数 (=1.0)

Z ：地震地域係数 (=1.0)

A_i ：層せん断力係数

C_0 ：標準せん断力係数(=0.2)

W_i ：支持重量(kN)

$$\text{保有耐力：} \quad Q_w = \sum_{j=1}^N (F_w \cdot K_0 \cdot L \cdot \min(K_j, {}_dK_w)) \quad (2.4)$$

ただし、

F_w ：基準耐力(kN)

K_0 ：開口低減係数

L ：有効長さ(m)

K_j ：接合部耐力低減係数(0.6~1.0, 基準耐力・基礎仕様・接合部仕様による)

${}_dK_w$ ：壁劣化低減係数(0.6~1.0, 壁基準耐力・劣化度合いによる)

2.5.2. 調査物件の診断結果

式(2.3)・(2.4)の精密診断法1にならい、耐震診断を実施した結果と建築年の関係を図 2.6 建築年と診断評点（精密診断法1）建築年が新しいものほど評点が高くなる傾向がみられ、近似式との相関係数は、長手方向 0.63、短手方向 0.31 であり、長手方向にやや相関がみられる。

$$\text{[長手方向]} \quad I_w = 0.0290 \times BY - 41.784 \quad \text{相関係数 } r = 0.63 \quad (2.5)$$

$$\text{[短手方向]} \quad I_w = 0.0101 \times BY - 18.922 \quad \text{相関係数 } r = 0.31 \quad (2.6)$$

ただし、 I_w ：診断評点、 BY ：建築年

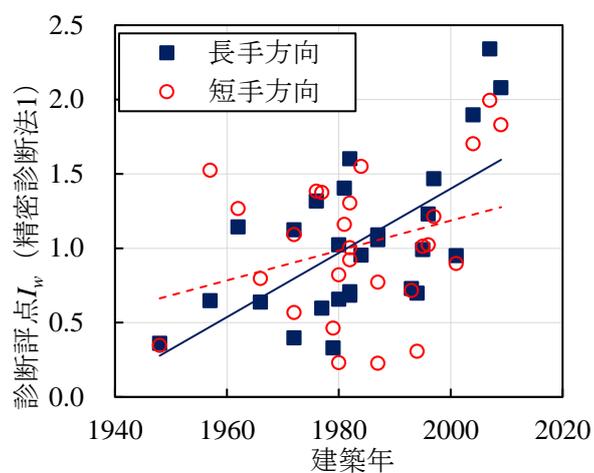


図 2.6 建築年と診断評点（精密診断法1）

2.6. 簡易耐震診断法

本研究では、診断を行う際、居住者のプライバシー等を考慮した場合に、容易に得られる情報として、建築年と常時微動計測による1次固有振動数に着目し、これらの情報をもとに、建物の耐力を推定し、式(2.3)で得られる評点に近似させる方法を考察する。なお、本報では、劣化および経年に関する評価方法は、研究データが不十分と考え、考慮しないこととした。

2.6.1. 建物剛性の算出

2階建て在来木造軸組工法住宅の耐震性能は、1階部分の性能で決まるものとし、常時微動計測より得られた固有振動数より、建物の耐震性能を推測する。

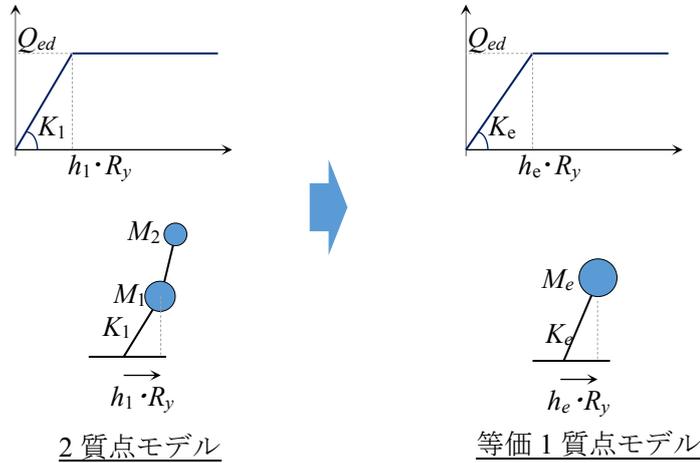
2階建て在来木造軸組工法住宅は主として1次モードで振動する。ここでは、常時微動計測により算定された1次固有振動数 f_0 は、縮約された1質点系モデルでの等価剛性 K_e 、有効質量 M_e との式(2.7)の関係にあるとする。

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_e}{M_e}} \quad (2.7)$$

以上より、等価剛性 K_e を1次固有振動数 f_0 （測定値）および1質点系の有効質量 M_e より算出する。

2.6.2. 建物耐力の推定

1層の保有せん断耐力 Q_{ed} は、建物の荷重変形関係が完全弾塑性モデルを想定し、降伏変形角 R_y 時の荷重とする。その時、等価剛性 K_e に対し、補正值 α 、等価高さ h_e を用いて、以下の式(2.8)で表されるものとする。



$$\begin{aligned}
 Q_{ed} &= R_y \cdot h_1 \cdot K_1 \\
 &= \alpha \cdot R_y \cdot h_e \cdot K_e \\
 &= \alpha \cdot R_y \cdot h_e \cdot 4\pi^2 \cdot f_0^2 \cdot M_e \\
 &= \alpha' \cdot R_y \cdot h_e \cdot 4\pi^2 \cdot f_0^2 \cdot M_{1+2}
 \end{aligned} \tag{2.8}$$

ただし、

Q_{ed} : 1層の保有せん断耐力

R_y : 降伏変形角 (=1/120rad)

h_e : 等価高さ (=4.1m : 耐震診断実施建物 28 件平均、標準偏差 0.27m)

K_1 : 1層の剛性

K_e : 等価剛性

M_e : 有効質量

M_{1+2} : 1層・2層質量

1層の保有せん断耐力 Q_{ed} と、式(2.3)に示される建物の必要耐力 Q_r との関係より、簡易評点 I_{wf} は固有振動数 f_0 の 2 乗に比例する式(2.9)の関係があると仮定した。ここで、係数 α' は、精密診断法 1 において各種低減係数を考慮しない場合における診断評点 I_w と式(2.9)による簡易評点 I_{wf} の最小二乗法により求まる値である。

$$I_{wf} = \alpha' \cdot \frac{4\pi^2 \cdot h_e \cdot R_y}{R_t \cdot Z \cdot C_0 \cdot g} \cdot f_0^2 \tag{2.9}$$

ただし、

α' : 係数 (=0.04)、 R_t : 振動特性係数 (=1.0)

Z : 地域係数 (=1.0)、 C_0 : 標準せん断力係数 (=0.2)

簡易式 Iw_f と $K_j \cdot dK_w \cdot F_s \cdot Fe$ の低減を考慮しない診断評点 Iw をプロットし、切片が原点と仮定した場合の近似直線と当該仮定を用いない近似直線を加えた図を図 2.7 に示す。

その結果、近似式の切片を原点とする場合、サンプルと近似式の相関は低い。一方、上記仮定を除くと相関係数 0.45 と相関は小さいものの、前者と比べて相関が高くなっている。

$$Iw(K_j, dK_w, F_s, Fe=1.0) = 1.008 \times Iw_f \quad \text{決定係数 } R^2 = -0.42 \quad (2.10)$$

$$Iw(K_j, dK_w, F_s, Fe=1.0) = 0.404 \times Iw_f - 0.984 \quad \text{相関係数 } r = 0.45 \quad (2.11)$$

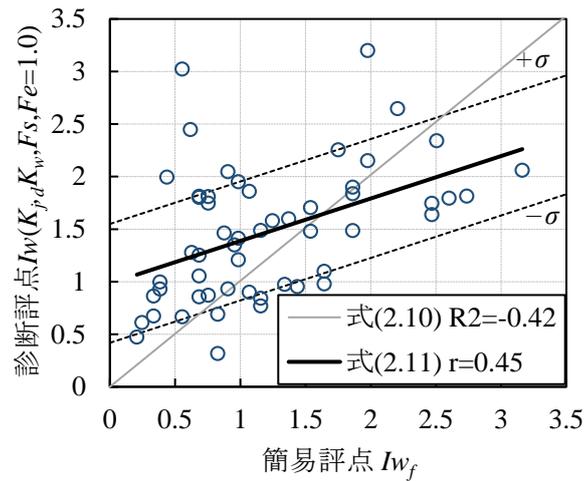


図 2.7 簡易評点 Iw_f と診断評点 Iw の比較

診断評点：各種低減なし、 $K_j=1.0$ 、 $Fe=1.0$ 、 $F_s=1.0$ 、 $dK_w=1.0$

簡易評点：各種低減なし

2.6.3. 接合部仕様による補正

在来木造軸組構法の接合部の仕様は、主として建築年により変化している。ここでは、1981年の建築基準法施行令改正時に住宅金融公庫・木造工事共通仕様書に筋かい金物の規定が追加されたこと^{2.7)}、2000年に建築基準法施行令第47条1460号に構造物材と継手・仕口の仕様が明示されたこと等を考慮し、耐震性評価の値の補正值 x_j を表2.3に示す値に定義した。図2.8には、調査物件の精密診断法1での接合部耐力低減係数 K_j を、表2.3に示す簡易な補正值 x_j と比較している。この図によると、1981～2000年の過渡期において精度はよいとは言えないが、1980年以前の古い建物に関しては、良い精度でモデル化されていることが分かる。

表 2.3 建築年と接合部仕様による補正值 (x_j)

建築年	接合部仕様による補正值 x_j
1980年以前	0.6
1981～2000年	$0.6 + (\text{建築年} - 1980) \times 0.4 / 20$
2000年以降	1.0

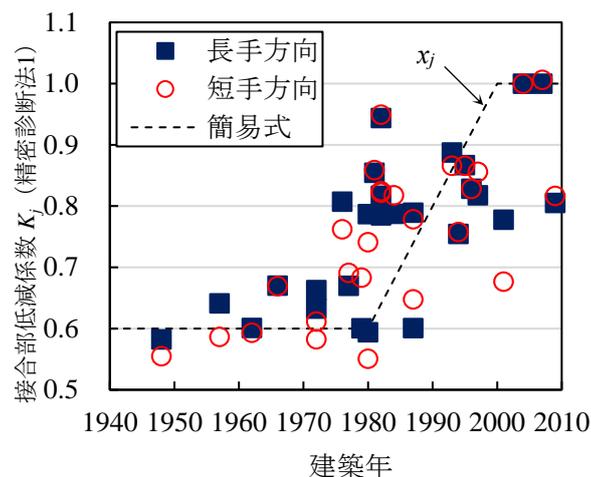


図 2.8 接合部耐力低減係数 K_j (精密診断法1) と接合部仕様による補正值 x_j の比較

従って、式(2.9)による簡易式に対し、表2.3に示す接合部仕様による低減率 x_j を乗じて、接合部仕様による低減を考慮した簡易評点 Iw_{fj} を以下の式(2.12)で表す。

$$Iw_{fj} = \alpha' \cdot \frac{4\pi^2 \cdot h_e \cdot R_y}{R_t \cdot Z \cdot C_0 \cdot g} \cdot f_0^2 \cdot x_j \quad (2.12)$$

上式より、簡易評点 Iw_{fj} は $f_0^2 \cdot x_j$ と比例関係にある。

Iw_{fj} と接合部低減を考慮した評点 Iw の値を図2.9にプロットした結果、相関係数は0.72と相関が向上

している。これは、比較的古い建物で、壁量が多い場合に接合部仕様による低減を行うことで、簡易評点が診断評点とよい近似となったものと考えられる。

$$Iw_{(dK_w, Fs, Fe=1.0)} = 0.601 \times Iw_{ff} - 0.543 \quad \text{相関係数 } r = 0.72 \quad (2.13)$$

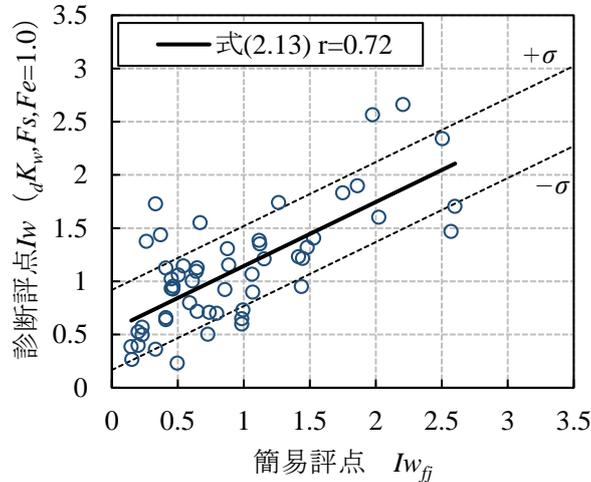


図 2.9 簡易評点と診断評点の比較

診断評点： K_j 低減あり, $dK_w, Fs, Fe=1.0$

簡易評点：接合部仕様による低減 x_j あり

2.6.4. 剛性率・偏心率による補正

青本に示す精密診断法 1 においては、剛性率による低減 Fs および偏心率と床仕様による低減 Fe を考慮し、診断評点 Iw を評価する。ここでは、比較的相関性が高く見られた式(2.12)で示す簡易評点 Iw_{ff} と精密診断法 1 における評点 Iw とを比較して図 2.10 に示す。

簡易評点 Iw_{ff} と低減係数 $K_j \cdot Fe \cdot Fs \cdot dK_w$ を考慮した診断評点 Iw とは、近似式の切片を仮定しない場合、相関係数 0.75 と比較的よい相関関係が得られている。ここで、標本が正規分布とした場合、近似式から差分の $-\sigma$ (標準偏差) の直線式で評価することで、標本の 80% 以上の確率で評価された値以上の耐震診断結果(精密診断法 1)が与えられる。標準偏差 $\sigma=0.326$ であることから、近似式の縦軸 $\pm\sigma$ の場合の評価式は、式(2.15)で与えられる。

$$Iw = 0.564 \times Iw_{ff} + 0.504 \quad \text{相関係数 } r = 0.75 \quad (2.14)$$

$$Iw = 0.564 \times Iw_{ff} + 0.504 \pm 0.326 \quad (\pm \sigma \text{ の場合}) \quad (2.15)$$

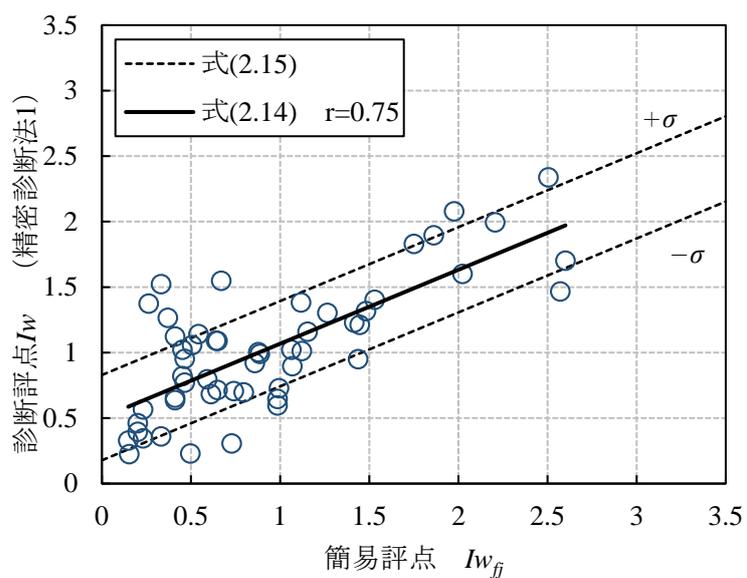


図 2.10 簡易評点と診断評点の比較

診断評点 : K_j, dK_w, Fs, Fe 低減あり

簡易評点 : 接合部仕様による低減 x_j あり

(診断評点低減考慮、簡易評点接合部低減のみ考慮)

最後に、安全側の評価として、式(2.15)に示す $-\sigma$ の場合の線を数式化すると以下の式(2.16)となる。

$$I_w = 0.564 \times I_{w_{fj}} + 0.178 \quad (2.16)$$

2.7. まとめ

常時微動計測より算出した固有振動数と建築年を用いた簡易耐震診断評価値と、青本（「木造住宅の耐震診断と補強方法/（一財）日本建築防災協会」）に示される耐震診断法である精密診断法 1 による評価値との整合性の確認を試みた。得られた知見を以下に示す。

- (1) 常時微動計測により、調査住宅の 1 次固有振動数を算出した。その際、一般的な測定器と安価な汎用測定器との測定結果の差異を確認した。汎用測定器による既存木造軸組工法住宅の 1 次固有振動数の測定結果は、一般的な測定器に対し大きな差異がないことを確認した。
- (2) 建築年と固有振動数の関係を分析した結果、建築年が新しいほど常時微動計測による 1 次固有振動数が高まるという関係は見られたものの、相関は低かった。
- (3) 接合部耐力低減係数 K_j を考慮した場合の精密診断法 1 の診断評点 I_w と、固有振動数と建築年により算出した簡易評点 I_{wj} との比較を行った結果、相関係数は $r=0.72$ と良い相関がみられた。
- (4) 最後に、接合部耐力低減係数 K_j 、壁劣化低減係数 ${}_dK_w$ 、剛性率による低減係数 F_S 、偏心率と床仕様による低減係数 F_e を考慮した精密診断法 1 の診断評点 I_w と固有振動数および建築年による接合部の仕様を考慮した簡易評点 I_{wj} との比較を行った結果、相関係数は 0.75 と良い相関がみられた。この結果は、常時微動計測による固有振動数に、建物偏心や剛性比の影響が含まれていることを示している

さらに、簡易評点 I_{wj} より精密診断法 1 の診断評点 I_w の安全側の評価として、次式を提案した。

$$I_w = 0.564 \times I_{wj} + 0.178 \quad (2.16)$$

ただし、

$$I_{wj} = \alpha' \cdot \frac{4\pi^2 \cdot h_e \cdot R_y}{R_t \cdot Z \cdot C_0 \cdot g} \cdot f_0^2 \cdot x_j$$

$$\alpha' = 0.04, h_e = 4.1(\text{m}), R_y = 1/120(\text{rad}), R_t Z = 1.0, C_0 = 0.2, g = 9.8(\text{m/s}^2)$$

f_0 : 常時微動計測による 1 次固有振動数

x_j : 建築年ごとの接合部仕様を考慮した補正值（表 2.3）

表 2.3 建築年代と接合部仕様による補正值 (x_j)

建築年代	接合部仕様による補正值 x_j
1980 年以前	0.6
1981～2000 年	$0.6 + (\text{建築年} - 1980) \times 0.4/20$
2000 年以降	1.0

なお、上式の適用にあたっては、著しい劣化や平面・立面不整形な建物については、課題があり、建物の経年による固有振動数の変化などについては、今後の課題としたい。

【参考文献】

- 2.1) (一財) 日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強方法 木造住宅の耐震精密診断と補強方法 (改定版), 2012.6
- 2.2) 田端千夏, 大橋好光: 微動測定とその耐震診断への応用の可能性 - 木造建築物の耐震診断法に関する研究 その2-, 日本建築学会構造系論文集, 第 616 号, pp141-147, 2007.6
- 2.3) 入江康隆, 野俣善則: 在来工法木造住宅の振動特性と耐震診断評点との関係, 日本建築学会技術報告集, Vol.16, No.32 pp.129-132, 2010.2
- 2.4) 柳澤泰男, 田端千夏子, 大橋好光: 既存木造軸組構法住宅の耐震性評価の精度向上のための常時微動の活用に関する研究 - 実測値と理論値の関係 -, 日本建築学会技術報告集, Vol.17, No.37, pp873-878, 2011.10
- 2.5) (財) 日本建築防災協会: 耐震診断法の高度化に関する検討報告書, 2009.3
- 2.6) 岩本亮, 川瀬博, 那仁満都拉: 微動計測に基づいた在来木造住宅の振動特性の地域性および年代変化, 日本建築学会構造系論文集 第 74 卷 第 635 号, 2009.1
- 2.7) 鈴木有, 後藤正美: 在来構法木造住宅における耐震構法の変遷- (その 1) 諸規定の変遷について-, 日本建築学会北陸支部研究講演梗概集 pp41-44, 1985.6

第3章 常時微動計測を用いた低層住宅の地震時最大変形の推定

3.1. はじめに

住宅に被害が生ずるような地震が発生した場合、応急危険度判定など様々な機関が異なった目的で住宅の被災度判定調査を実施している。それらの調査は、いずれも目的や判定基準が異なるものの、住宅や住民生活の復旧や再建に欠かすことができず、正確かつ安定した調査結果が求められる。しかしながら、目視調査を基本とする調査では、実施者による判定のばらつきが避けられない。また、多くの住宅に被害が発生した場合には、迅速な対応を行う上で調査の時間短縮が不可欠となる。

一方、近年の技術革新により、常時微動計測に適用可能な加速度センサーが開発されている。主な改良点は、高解像度化とノイズ低減による低振動数領域の精度向上、運搬に負担にならない程度の軽量化・超小型化、無線による設置と計測の簡素化、計測システムの低コスト化である。例えば、2階建て住宅の2階と基礎部にセンサーを配置し、5分程度の計測であれば、分析を含めても1人で20～30分程度の短時間で1次固有周期の推定が可能となっている。

地震後の住宅の損傷度推定に常時微動計測を活用する上では、被災前後の常時微動計測結果から求めた固有振動数の低下率の変形依存性の定量的評価が必要となる。この研究分野において、伝統木造については杉野ら^{3.6)}が単位軸組架構の振動台実験にて実験式を提示しており、既存伝統木造建物の簡易耐震診断法^{3.7)}につなげている。在来木造については、綿引ら^{3.8)・3.9)}が2間幅の壁の動的および静的試験時に筋交い・石膏ボード・構造用合板・火山性ガラス質複合板の実験結果を示しているものの、具体的な定式化を行っていない。軽量鉄骨造においては、大竹ら^{3.10)}が実大振動台実験で、固有振動数の変位依存性を示しているものの、具体的な定式化を行っていない。そこで、本章では、伝統木造・在来木造・軽量鉄骨造などの低層住宅の常時微動計測による固有振動数の変位依存性の定式化を行うことを目的とした検証を行った。

以上のような背景のもと、地震後の常時微動計測による被災度評価を可能とするため、2階建て以下の在来木造および軽量鉄骨造の低層住宅を対象として、1次固有振動数の低下率の変形依存性の評価式を構築する。まず、在来木造の1層の振動実験を新たに行うとともに、既報の軽量鉄骨造の振動台実験結果^{3.10)}を用いて、1次固有振動数低下率の変形依存性評価式を構築する。さらに、杉野らの既報の伝統木造の振動台実験結果^{3.6)}についても、1次固有振動数低下率の変形依存性評価式を構築する。

3.2. 木造軸組の振動実験

3.2.1. 実験概要

試験体は、3×4mの平屋とし、階高3m（土台天端～梁天端）とした（図3.1）。部材断面は幅120mmを基本とし、モジュールは1000mmとした。加振時の上載荷重は約2.79tonとし、試験体上半分の質量としては各試験体とも3.4tonであった。

試験体軸組には柱にスギ（E65-F255）またはヒノキ（E95-F315）の120角、梁にカラマツ（E95-F270）の120幅材とした。

耐力壁は試験体中央部1mのみとし、実際の内外壁の量を考慮して内壁石膏ボードを4m、外壁を2mとした（図3.2・図3.3）。石膏ボード（PB）は厚み12.5mmの普通石膏ボードとし、φ3.8×L28mmのボードビスを150mmピッチ、田の字型配置で留めつけた。外壁は18mm厚の胴縁上に15mm厚の窯業系サイディングの金具留め工法とした。サイディングの側面は、ハットジョイナー（シーリング目地の下地としてサイディング間に入れる凸型の鉄板）等を入れずに施工したため、横張りのサイディングは、自由に横にスライドする機構となる。

試験体の変数は、表3.1に示す3つの異なる耐力壁要素とした。SDは鋼製のせん断ダンパーを有する耐力壁で、壁倍率は5倍である（図3.4）^{3.12),3.13)}。WBは両筋交いで断面45×90mm（べいまつ製材）、端部接合金物は壁倍率2倍用の筋交い金物で耐力壁としては壁倍率4倍である。PWは面材耐力壁で構造用合板厚さ9mmをくぎCN50で縦75mm（中通り150mmピッチ）、横50mmピッチで留めつけた壁倍率5倍の耐力壁である。

耐力壁以外の耐震要素として、内外壁材が考えられる。外壁については前述の理由から考慮しないとすると、内壁の石膏ボードのみ耐震要素として考慮する。ビス固定による石膏ボードの壁倍率は、既存の大臣認定等を参考にすると壁倍率1倍程度である。石膏ボードは、合計4mあることから、耐力壁と雑壁の割合は概ね1:1程度となる。

前述する層重量が3.4tonとすると、SD・PWで耐力壁の短期許容せん断耐力をベースシア係数換算すると0.29、WBで0.23である。石膏ボードを含めると、SD・PWで0.52、WBで0.46である。

なお、耐力壁・内外壁を施工する前に、軸組みのみで計測した常時微動計測による固有振動数は2.51Hz（1質点重量：3.40tonf）であった。



図 3.1 試験体概要

表 3.1 試験体の諸元

名称	耐力壁	壁倍率 (短期許容せん断耐力)	詳細	接合具
SD	鋼製ダンパー	5.0 (9.8kN/m)	SN400B, t=6mm	ビス φ5.4×L45 (柱側) ビス φ5.5×L65 (梁側)
WB	筋かい	4.0 (7.84kN/m)	45×90mm べいまつ製材	筋交い金物 (2倍用)
PW	構造用合板	5.0 (9.8kN/m)	t=9mm	CN50@75mm(鉛直) @50mm(水平) 中通り@150mm

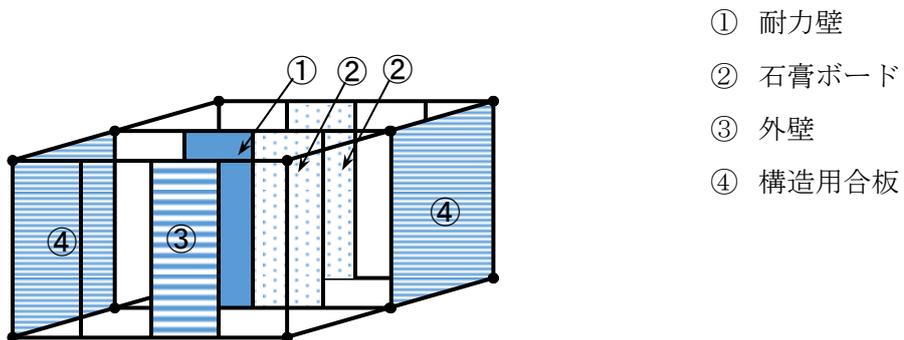


図 3.2 試験体耐震要素の配置概要 1

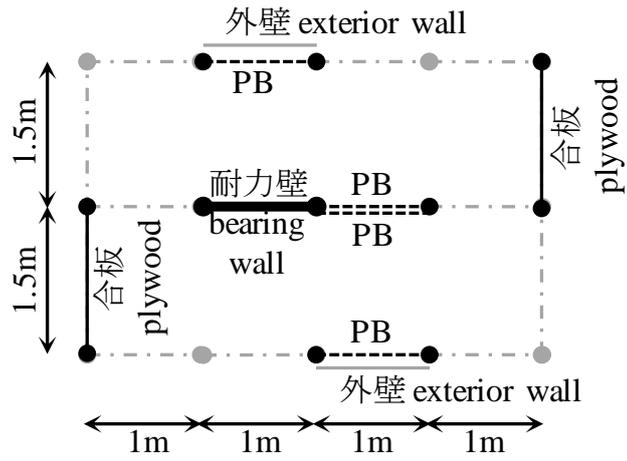


図 3.3 試験体耐震要素の配置概要 2

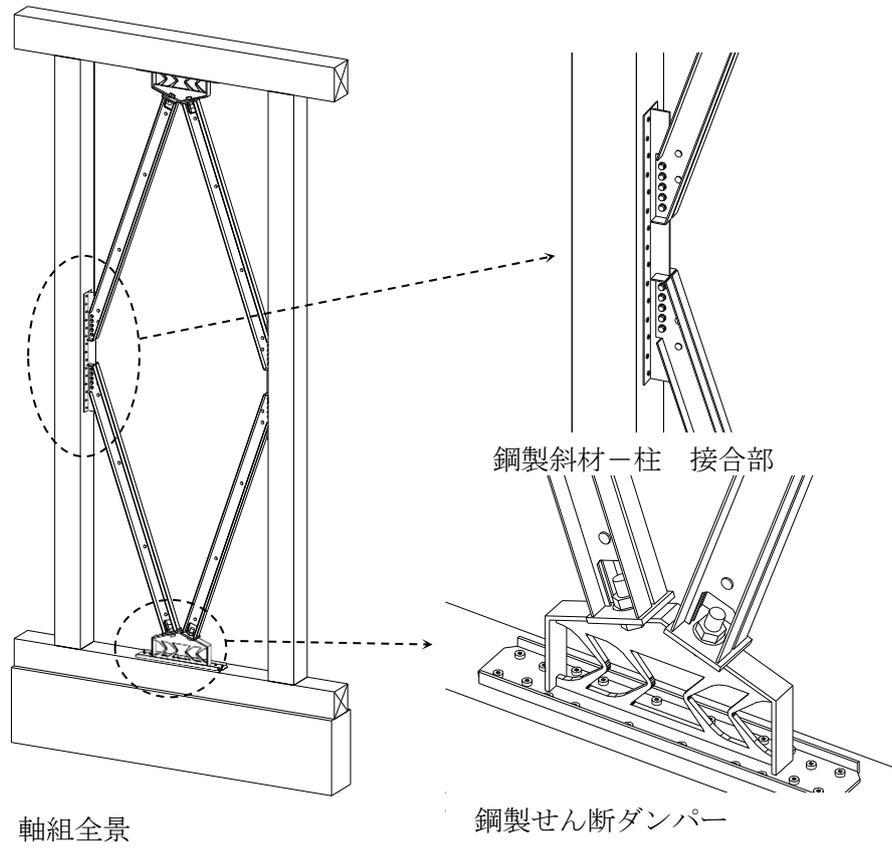


図 3.4 鋼製ダンパー耐力壁概要

振動実験の加振履歴を表 3.2 に示す。入力レベルを段階的に上昇させてその応答を確認した。図 3.5 は、加振 No.4・5 の KMMH16_14HPF および KMMH16_16HPF の加振時のフィードバックの加速度波形である。入力波形は、振動台のスペックに合わせ、試験体の応答を落とさないように、図 3.6 に示すフィルター特性によりフィルターし、最大 50kine (cm/s) 以下となるように補正を行った。各波の応答スペクトルを図 3.7・図 3.8 に示す。

また、加振の前の状態での常時微動計測ならびに、加振後の波形を用い常時微動計測を行った。常時微動計測の評価は、試験体架台上と試験体頂部の加速度データ（サーボ型加速度センサーLS-10C,リオン製）を用いて、伝達関数および位相をもとに固有振動数を算出した。なお、試験体の水平変位を架台および梁の水平方向をレーザー変位計（キーエンス製,iL シリーズ）により振動台外より計測し、その差分を層間変形 δ 、試験体高さ H (=3,000mm) で除した値を変形角 γ とした。

表 3.2 入力地震波概要

No.	入力波	入力レベル	ハイパスフィルター
1	KMMH16_14HPF10%	10%	3.1Hz
2	KMMH16_16HPF10%	10%	1.25Hz
3	KMMH16_14HPF50%	50%	3.1Hz
4	KMMH16_14HPF	100%	3.1Hz
5	KMMH16_16HPF	100%	1.25Hz

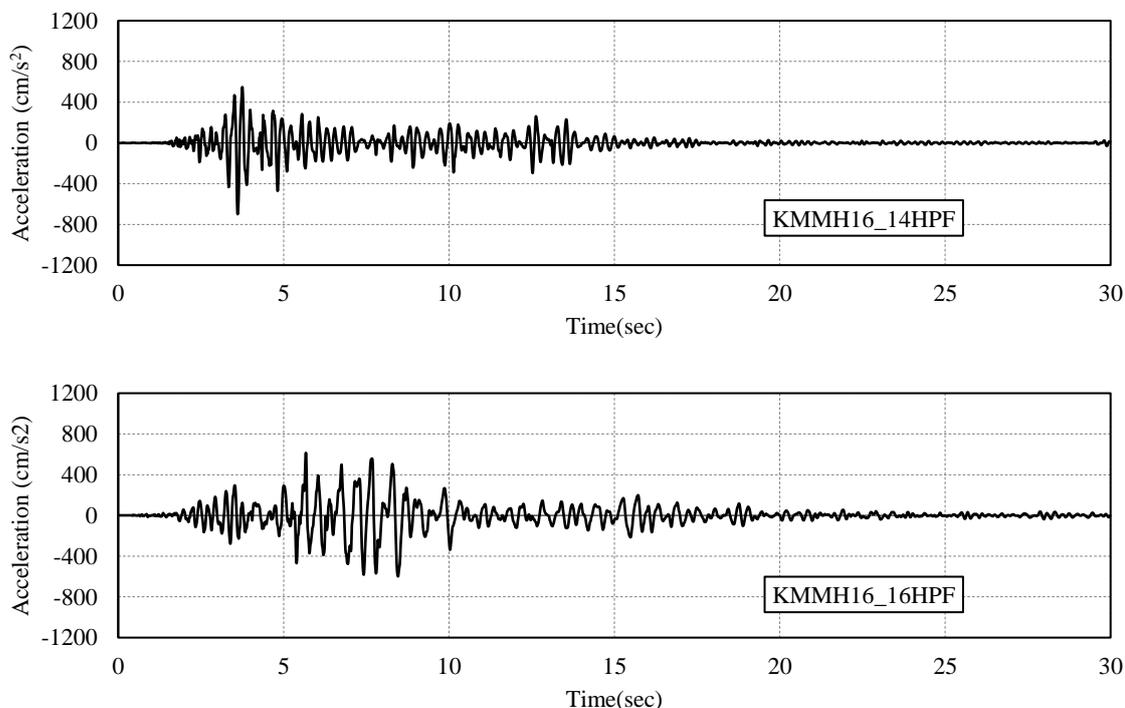


図 3.5 入力地震波

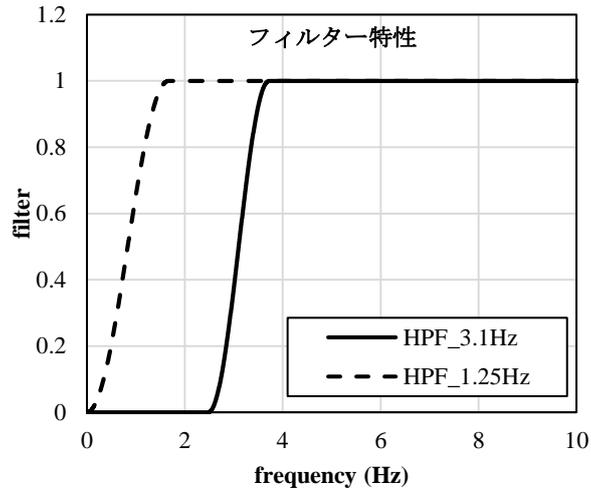


図 3.6 フィルター特性

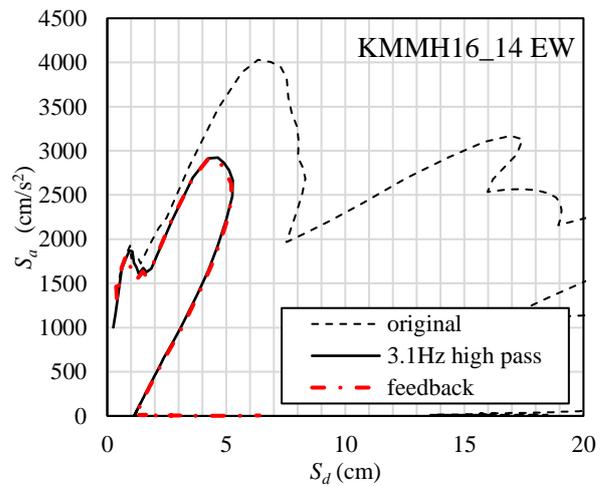
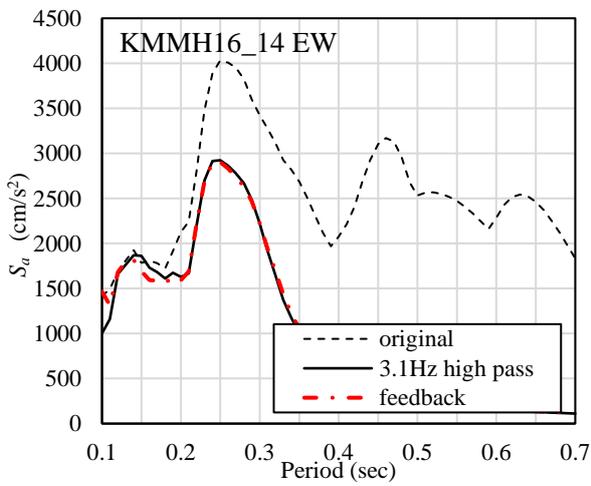
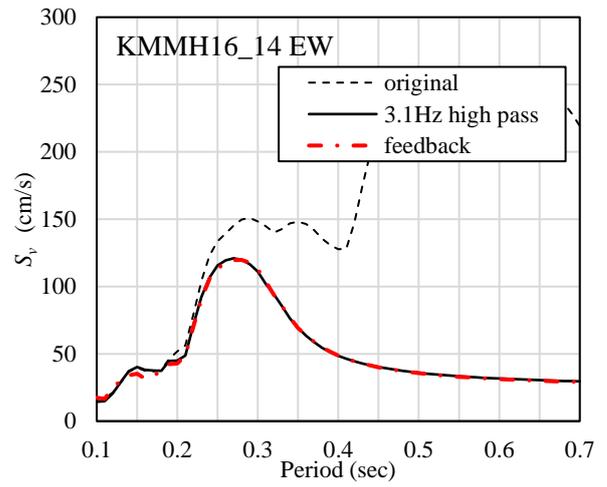
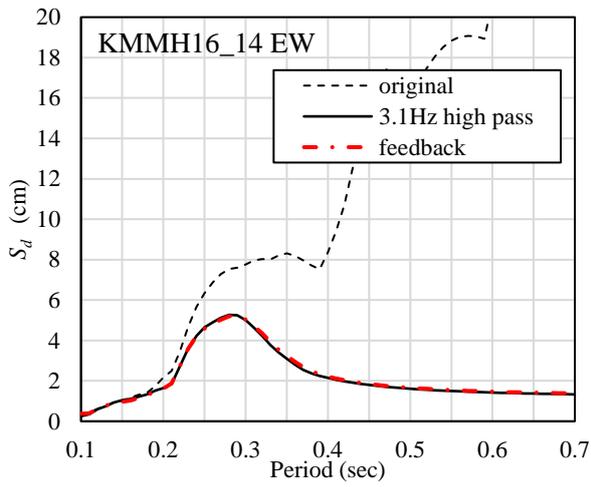


図 3.7 KMMH16_14 EW の応答スペクトル ($h=0.05$)

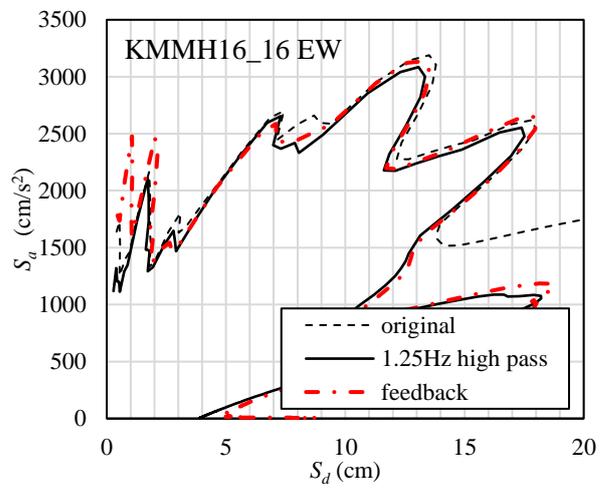
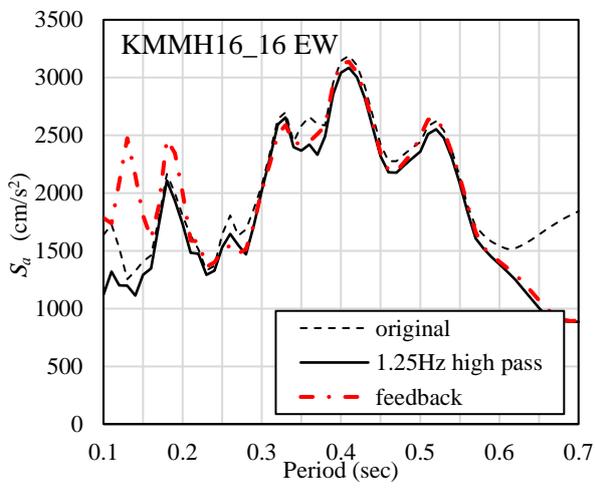
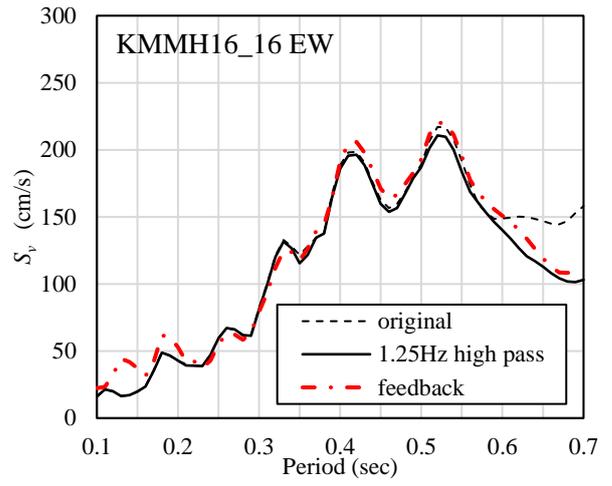
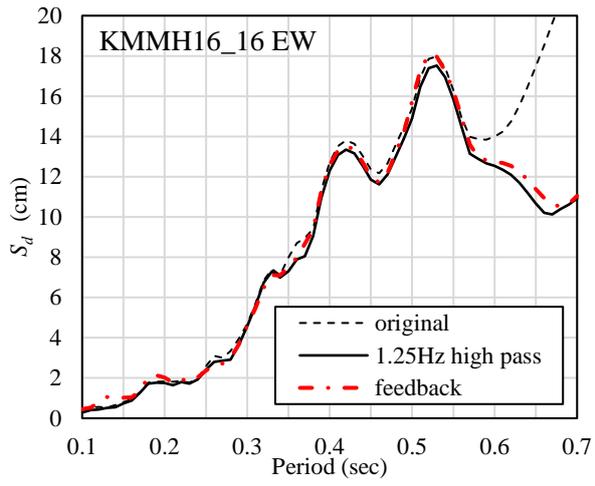


図 3.8 KMMH16_16 EW 応答スペクトル ($h=0.05$)

3.2.2. 実験結果概要

1) 履歴性状

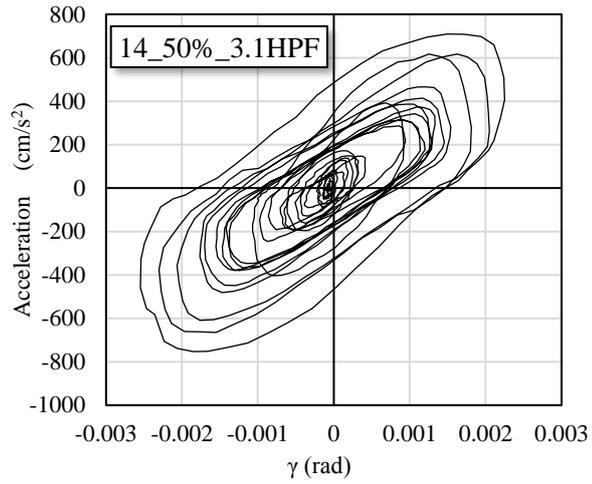
各試験体の加速度-変形関係を示す。計測した頂部の加速度の正負を逆転させた値と変形との関係を図 3.9～図 3.11 に示す。

KMMH16_14HPF50% (加振 No.3) の加振時にはいずれの試験体も応答加速度 600gal 程度、変形角 1/500rad 程度と違いはほとんど無い。ただし、試験体 WB・PW はその中でも初期剛性からわずかに剛性が低下する傾向が見られる。

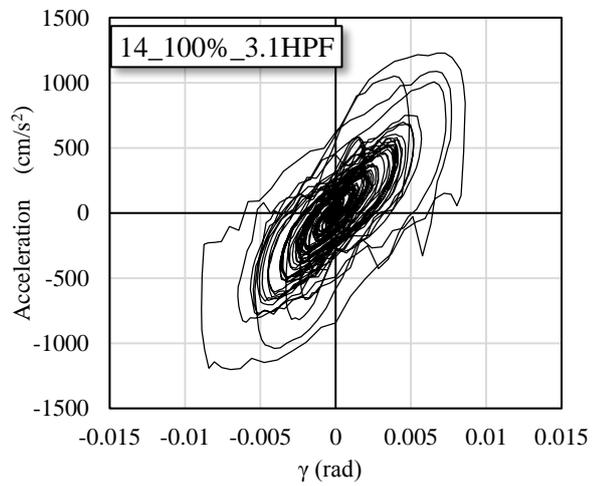
KMMH16_14HPF (加振 No.4) の加振時には、WB・PW の応答加速度はそれぞれ違うものの、その履歴性状は非常に似ている。一方で、SD の履歴はその2つとは大きく異なり、一旦最大変位を経験すると剛性はあまり下がらず紡錘形の履歴を描くことが確認される。

KMMH16_16HPF (No.5) の加振時には、試験体 WB・PW は層間変形 100mm を超える大きな非線形領域に達しており、履歴性状にスリップ特性の影響が大きく反映されている。試験体 SD については、層間変形が試験体 WB・PW に対し半分程度であり、安定した履歴ループを描いている。

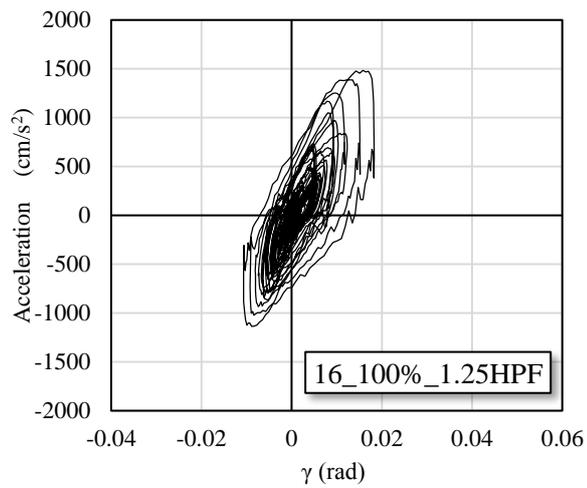
総じて、鋼製せん断ダンパーでは、同程度の壁倍率の木質耐力壁に対し、履歴性状の差異から特に 30mm(1/100rad)以上の変形領域において応答変位に大きな差が生じることが確認された。



a) 加振 No.3 KMMH16_14HPF50%

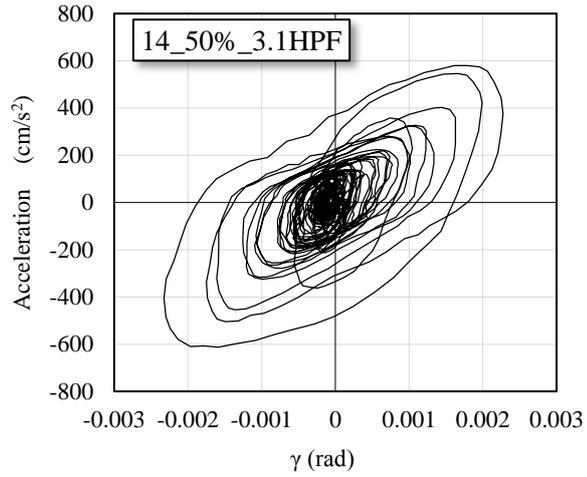


b) 加振 No.4 KMMH16_14HPF

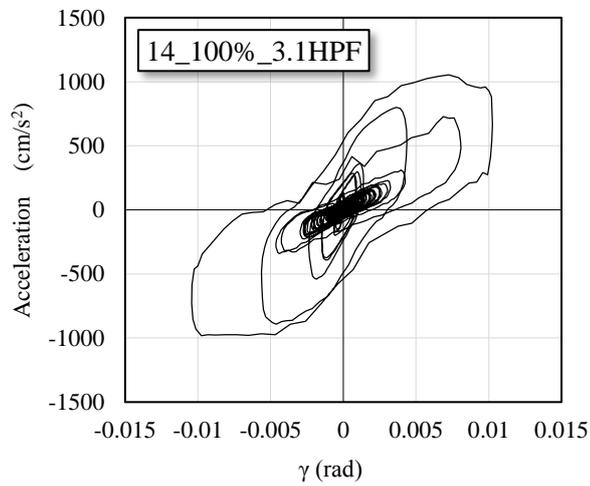


c) 加振 No.5 KMMH16_16HPF

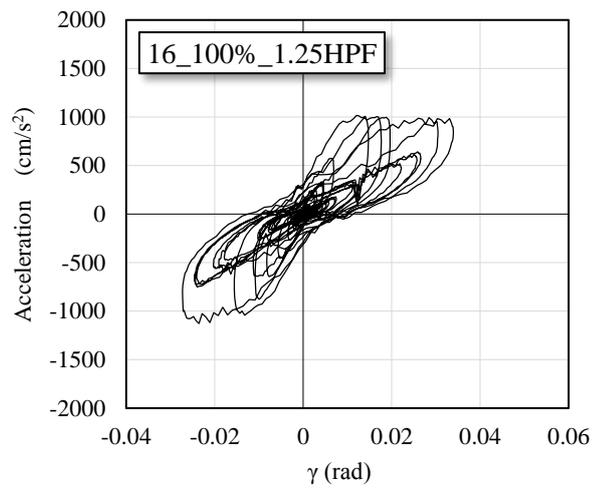
図 3.9 加速度-変形関係 (試験体 SD)



a) 加振 No.3 KMMH16_14HPF50%

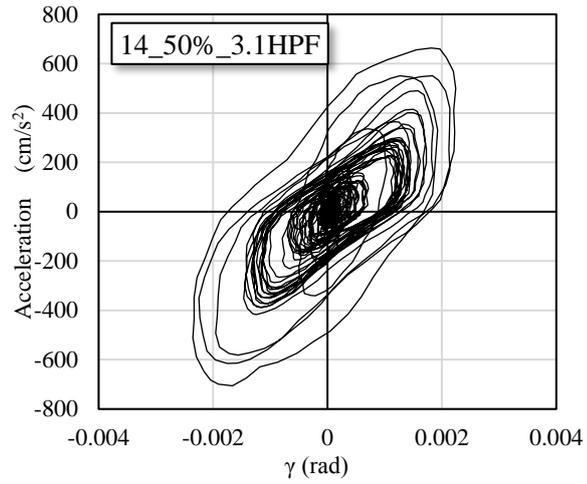


b) 加振 No.4 KMMH16_14HPF

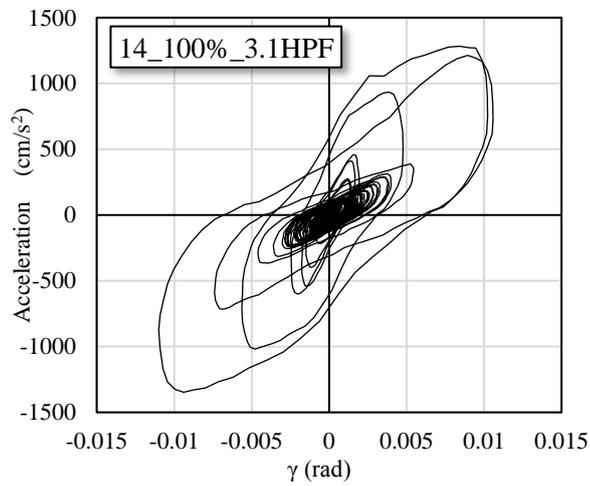


c) 加振 No.5 KMMH16_16HPF

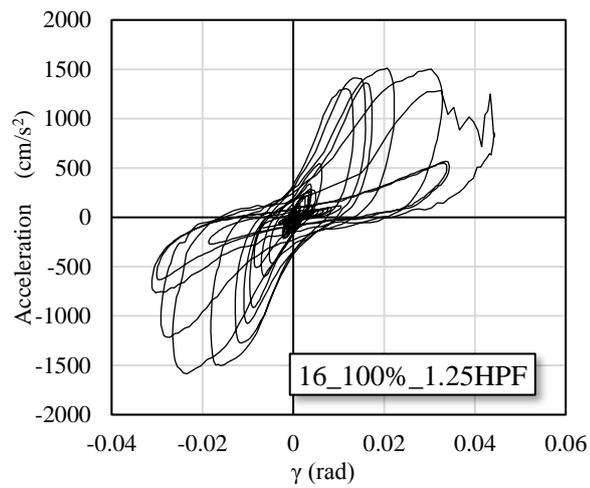
図 3.10 加速度-変形関係 (試験体 WB)



a) 加振 No.3 KMMH16_14HPF50%



b) 加振 No.4 KMMH16_14HPF



c) 加振 No.5 KMMH16_16HPF

図 3.11 加速度-変形関係 (試験体 PW)

2) 損傷状況

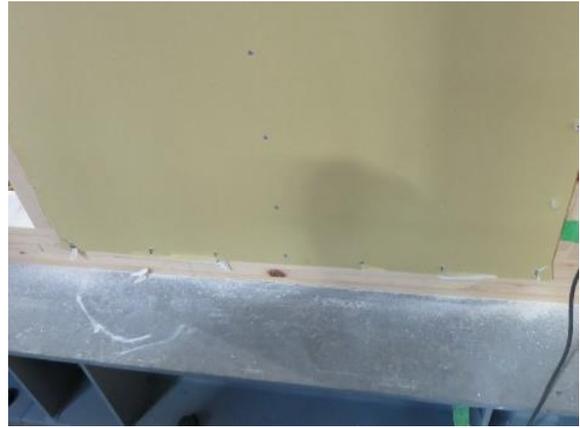
各試験体の損傷状況を表 3.3 に示す。加振 No.3 の KMMH16_14HPF50%での各試験体の最大層間変形角 γ_{\max} は概ね $1/400\text{rad}$ であったが、目視による損傷は確認できなかった。加振 No.4 の KMMH16_14HPF100%では、概ね $\gamma_{\max}=1/100\text{rad}$ で、全ての試験体で石膏ボード (PB) の浮きが見られ、筋かい試験体 WB・合板試験体 PW においては、構造体に損傷が一部見られた。加振 No.5 の KMMH16_16HPF100%では、各試験体で大きく変形が異なり $\gamma_{\max}=1/55\text{rad}$ の鋼製ダンセン断ダンパー試験体 SD では、PB ビスの破断が見られた。 $\gamma_{\max}=1/29\text{rad}$ の筋かい試験体 WB では、筋かいの外れや筋かい金物の変形が見られた。 $\gamma_{\max}=1/23\text{rad}$ の合板試験体 PW では、合板の端部端抜け破壊や中間部の釘のパンチアウトもみられた。代表的な損傷状況の写真を写真 3.1 に示す。

表 3.3 試験体の損傷状況概要

No.	入力地震波	試験体名称		
		SD	WB	PW
4	KMMH16_14HPF100%	PB 浮き	筋かい端部割れ、交差部浮き、PB 浮き、PB 端部欠け	PB 浮き・端部割れ、合板隅部に浮き
5	KMMH16_16HPF100%	PB 浮き・ビス破断	筋かい外れ・金物変形、PB 端部欠け	PB 浮き・ビス破断、合板上下端端抜け・中間部パンチアウト



a) PBビス部の浮き
試験体 SD, 加振 No.4 後



b) PB 浮き・端部割れ
試験体 PW, 加振 No.5 後



c) 筋交い端部の割れ・ズレ
試験体 WB, 加振 No.4 後



d) 筋交い端部の割れ
試験体 WB, 加振 No.5 後



e) 合板間柱部のパンチアウト
試験体 PW, 加振 No.5 後



f) 合板端部の端抜け
試験体 PW, 加振 No.5 後

写真 3.1 損傷状況概要

3) 最大加速度と最大変形角

加振ごとの頂部最大加速度と最大変形角を比較する。耐力壁のみの許容せん断耐力（壁倍率×壁長_(m)×1.96(kN/m)/層重量(kN)）が試験体 SD・PW で 0.29、試験体 WB で 0.24 であり、石膏ボードを含めると試験体 SD・PW で 0.53、試験体 WB で 0.47 である。図 3.12 に最大加速度と最大変形角の関係を、図 3.13 にベースシア係数と最大変形角の関係を示す。いずれの試験体も 1/500rad 程度で非構造部材を含めた許容せん断耐力の値を超えており、1/100rad では C_B が 1.0 を超えている。耐力壁の許容せん断耐力でみると、試験体 WB が品確法で等級 2、試験体 SD・PW が等級 3 をやや下回る程度であるが、大きな余裕があることが分かる。

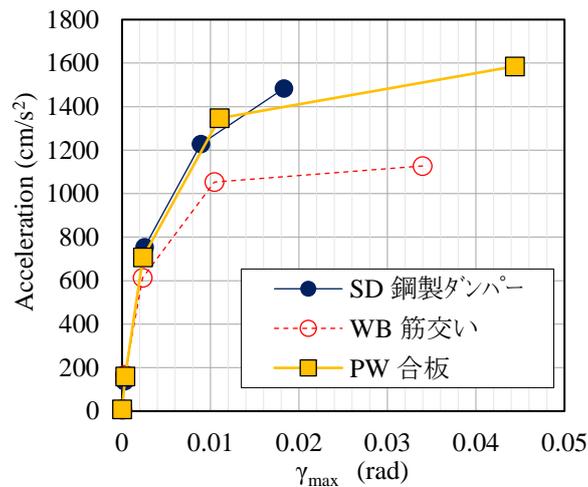


図 3.12 最大加速度と最大変形角の関係

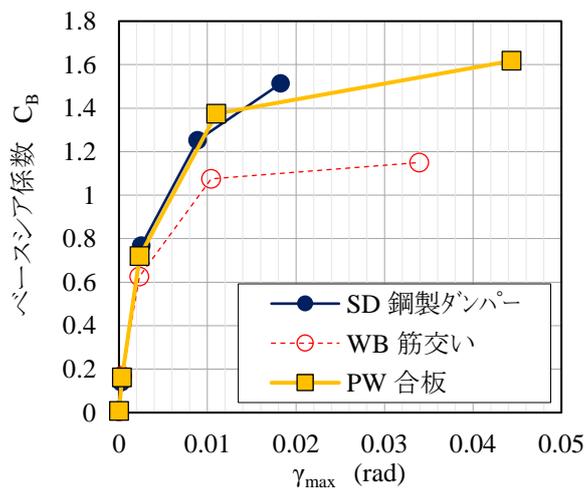


図 3.13 ベースシア係数と最大変形角の関係

4) 常時微動計測による固有振動数と最大変形角

各加振後の常時微動計測による固有振動数と経験最大変形角の関係について検討する。

図 3.14 に加振後の常時微動計測による 1 次固有振動数の 2 乗 f_m^2 と、経験最大変形角 γ_{\max} との関係を示す。すべての試験体において、 f_m^2 が変形角 $1/400\text{rad}$ 程度から大きく低下する傾向がみられる。その低下勾配は、試験体 SD が最も大きく、WB・PW の傾向は概ね等しい。

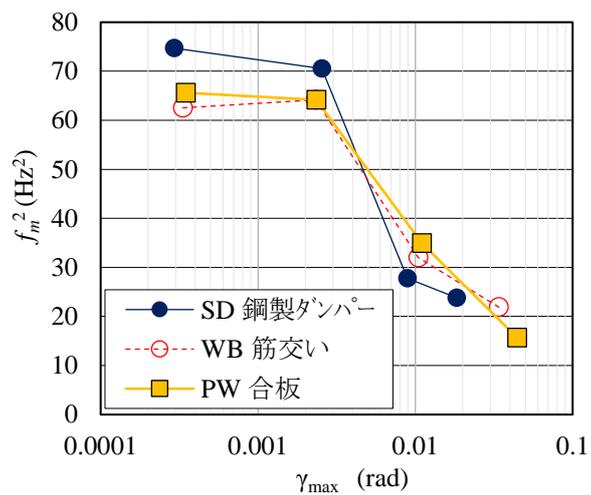


図 3.14 常時微動計測による 1 次固有振動数の二乗 f_m^2 と経験最大変形角 γ_{\max} の関係

5) 等価固有振動数と最大変形角

加振中の等価固有振動数 f_e は、加振時の最大加速度 a_{\max} と経験最大変形 δ_{\max} の関係の割線剛性より以下の式(3.1)により算出した。理論的には、最大変形角時の加速度とするべきではあるが、見かけの合成の推移を把握する目的として、以上のように定義した。

$$f_e = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{a_{\max}}{\delta_{\max}}} \quad (3.1)$$

図 3.15 に加振中の等価固有振動数の 2 乗 f_e^2 と、加振中の最大変形角 γ_{\max} の関係を示す。その結果、等価固有振動数の 2 乗 f_e^2 は、最大変形角 γ_{\max} の対数軸に対し直線的に低下する傾向があることが確認された。その傾向に関し、試験体による差異はほとんどない。

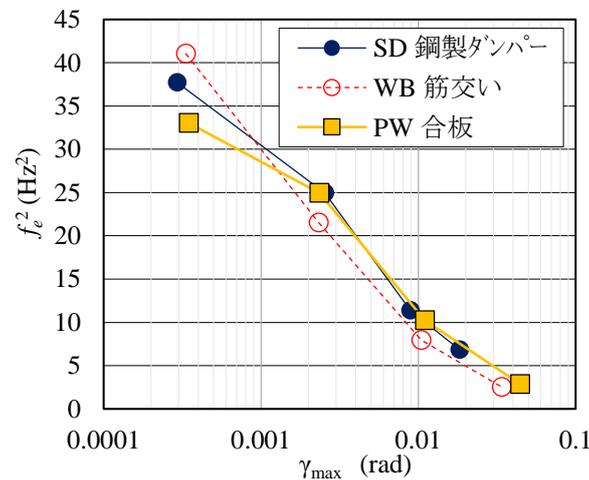
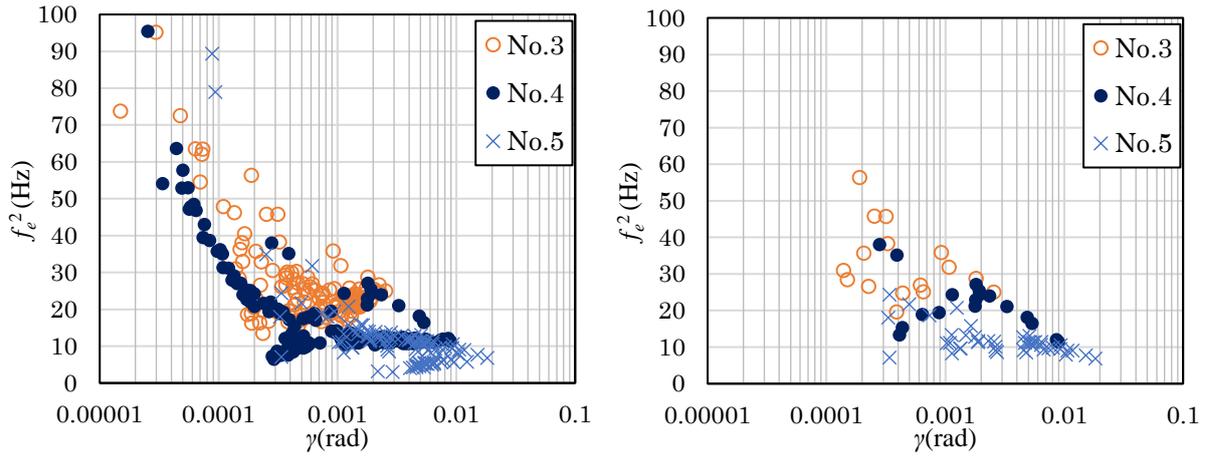
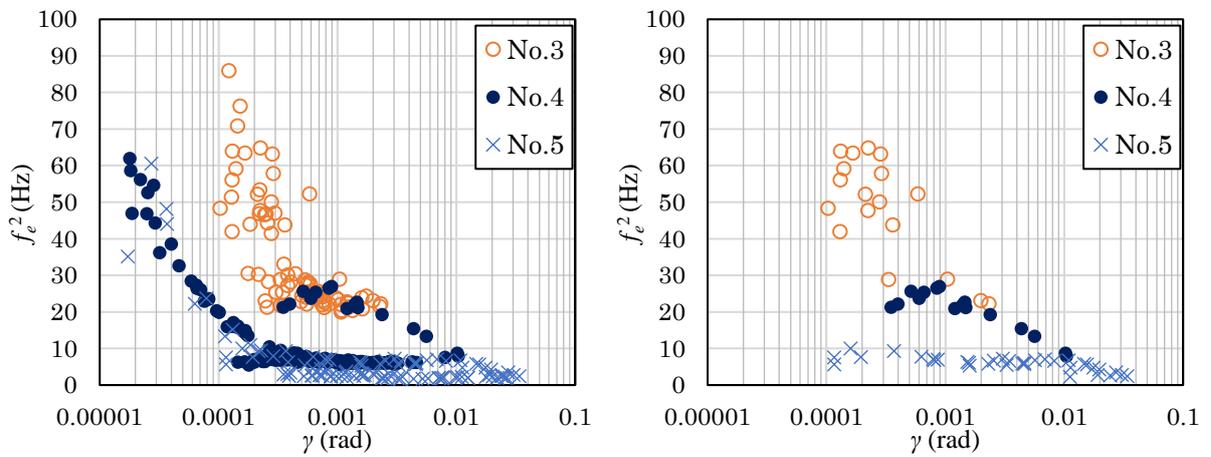


図 3.15 等価固有振動数の 2 乗 f_e^2 と経験最大変形角 γ_{\max} の関係

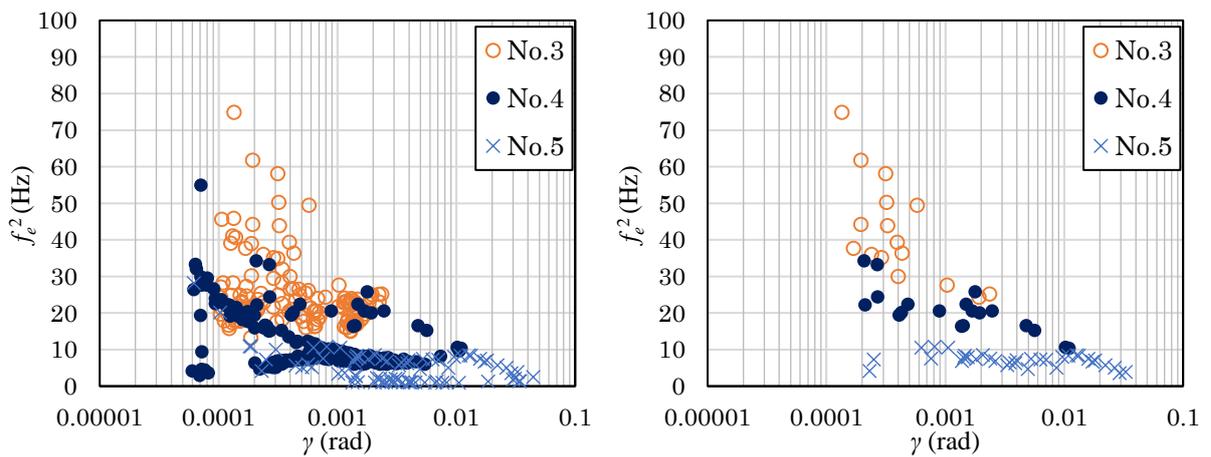
図 3.16 は半サイクルごとの等価固有振動数の 2 乗 f_e^2 と変形角の関係である。加振中の加速度-変形角関係のうち、半サイクルの最大加速度と変形角の関係より、等価固有振動数 f_e を算出した。 f_e^2 の包絡線は、図 3.15 の傾向同様、変形角 γ_{\max} の対数軸に対し、線形勾配である。それに対し、戻り勾配は多項式関数である。最大変形経験後の f_e は、変数 $f_0, \gamma, \gamma_{\max}$ で表される。



a) 試験体 SD (鋼製ダンパー)



b) 試験体 WB (筋交い)



c) 試験体 PW (構造用合板)

図 3.16 半サイクルごとの等価固有振動数と変形角の関係

※ : 左図はすべての半サイクル、右図は最大変形までの半サイクルの値を示す。

6) 等価粘性減衰定数と変形角

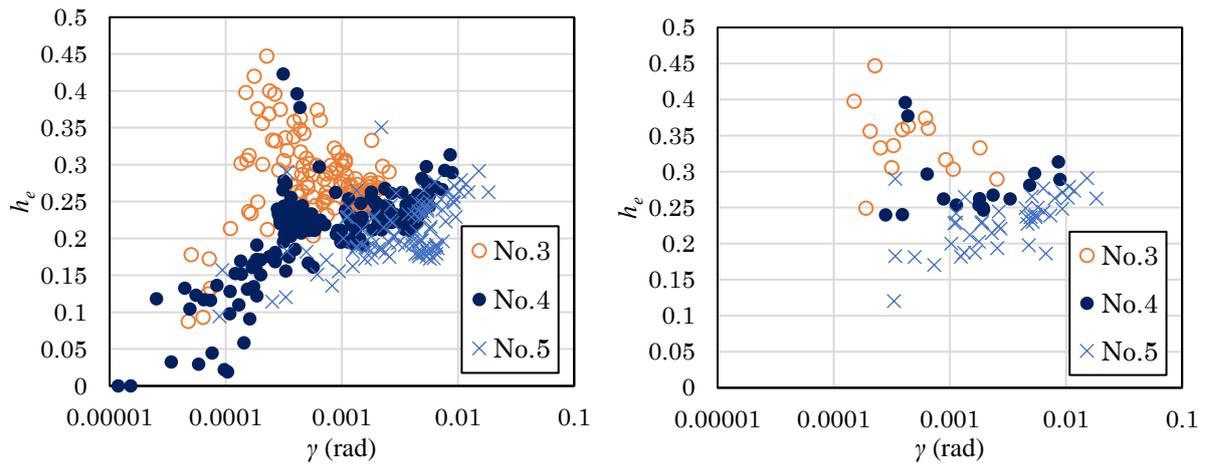
加振中のループごとの面積により等価粘性減衰定数 h_e を算出した。

$$h_e = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (3.2)$$

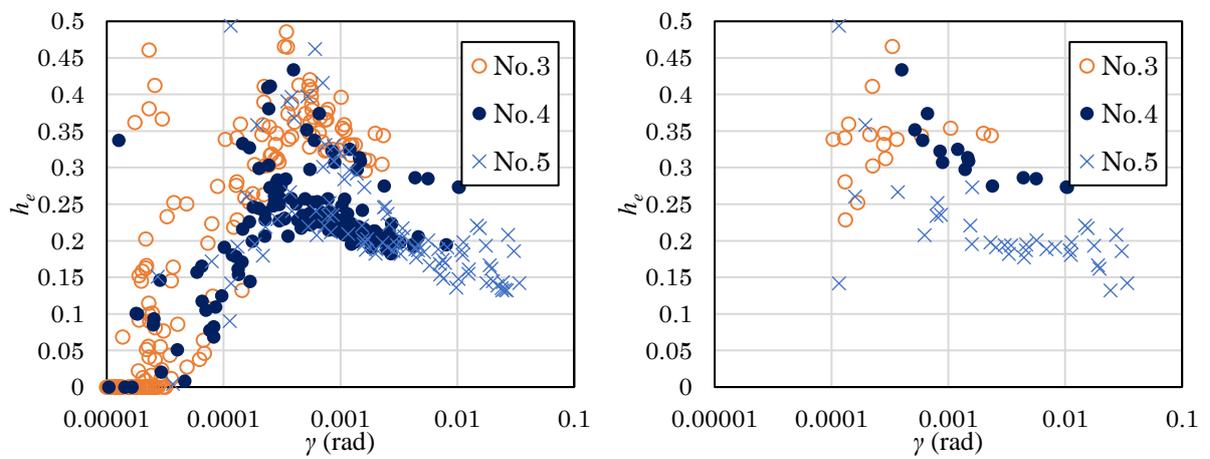
ただし、 ΔW : 1 サイクルの損失エネルギー

W : 等価剛性による弾性エネルギー

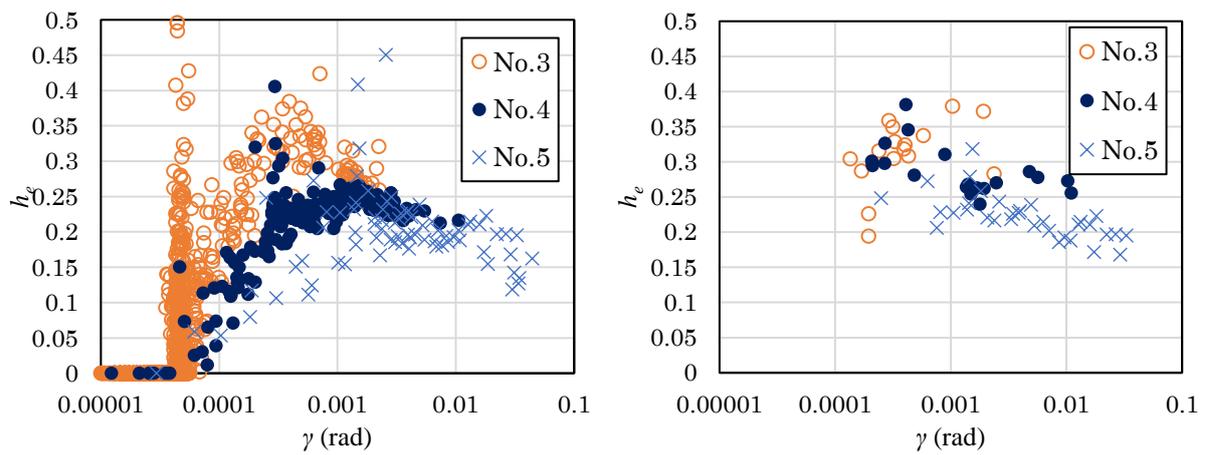
等価粘性減衰定数と変形角の関係を図 3.17 に示す。等価粘性減衰定数は、常時微動計測時には 2~3% であるが、層間変形角 1/1000rad では 20~40%。層間変形角 1/100rad では 15%~30%ほどあり、経験最大変形角 γ_{\max} がさらにすすむと低下する傾向がある。



a) 試験体 SD (鋼製ダンパー)



b) 試験体 WB (筋交い)



試験体 PW (構造用合板)

図 3.17 等価粘性減衰と層間変形角の関係

※：左図はすべての半サイクル、右図は最大変形までの半サイクルの値を示す。

3.2.3. 等価粘性減衰定数と等価固有振動数

前述した方法で算出した等価粘性減衰定数 h_e と等価固有振動数の 2 乗 f_e^2 を比較した図を図 3.18 に示す。すべての半サイクルでみると、大きな傾向はみられないが、最大変形までの半サイクルを抽出すると、等価粘性減衰定数 h_e は等価固有振動数の 2 乗 f_e^2 の対数に対し、線形増加する傾向が確認された。

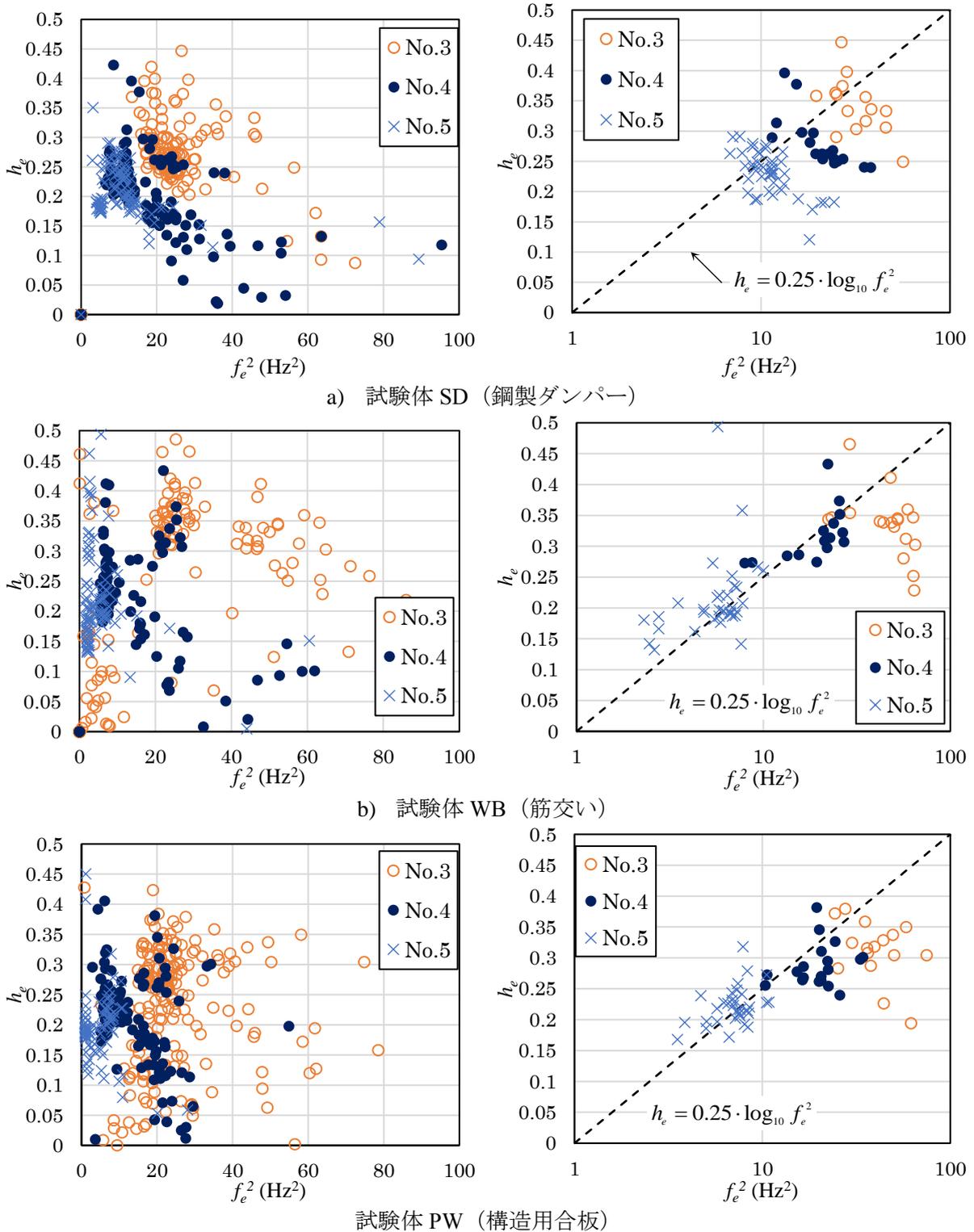


図 3.18 等価粘性減衰と等価固有振動数の関係

※：左図はすべての半サイクル、右図は最大変形までの半サイクルの値を示す。

3.3. 軽量鉄骨造の振動実験

軽量鉄骨造の振動実験結果を示す。軽量鉄骨造の振動実験は山下らの研究^{3.15)}による2階建て軽量鉄骨造の振動実験結果を用いる。

3.3.1. 実験概要

試験体は躯体を軽量鉄骨のブレース造で、内装に石膏ボード、外装を窯業系サイディングとした平面規模7.34m×6.43m（軒高5.55m、1層階高2.85m、2層階高2.7m）の実大の試験体である。入力した加振波を表3.4に示す。

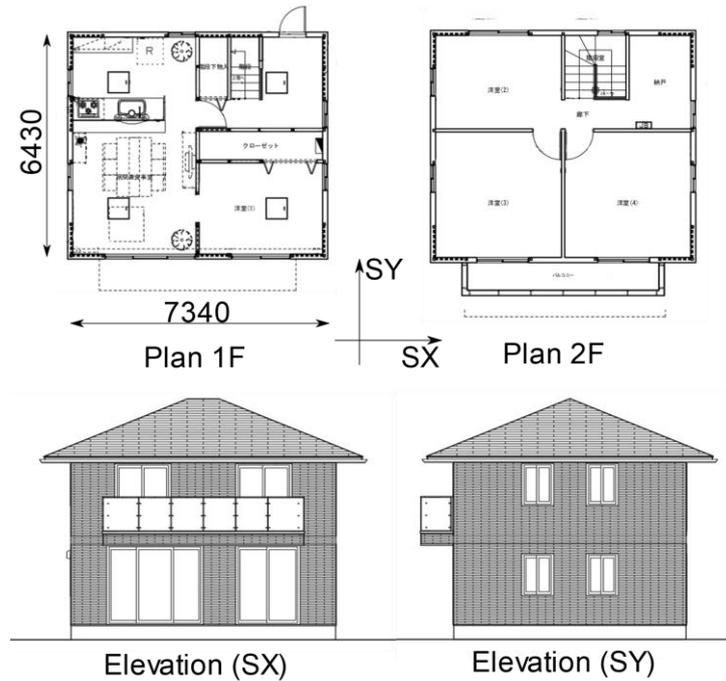


図 3.19 試験体概要（軽量鉄骨造）

表 3.4 入力地震波（軽量鉄骨造）

タイプ	入力地震波（入力レベル）
既往波	JMA 神戸（1995年兵庫県南部地震）
	Taft
	K-NET 平戸（2005年福岡県西方沖地震）
	K-NET 小千谷（2004年新潟県中越地震）
模擬波	告示波（20%）
	想定東海地震（浜松, 60%, 100%）
	想定南海地震（高知, 100%）
	想定宮城県沖地震（仙台, 100%）
	BCJ-L2（Tokyo, 50%, 100%）

3.3.2. 実験結果概要

1) 履歴性状

図 3.20 は、JMA 神戸波(150%)入力時の 1 層加速度と変形の関係である。ブレースのスリップ形状はみられず、変形がすすむにつれ、やや剛性低下を伴うが、明瞭なスリップ特性はない。

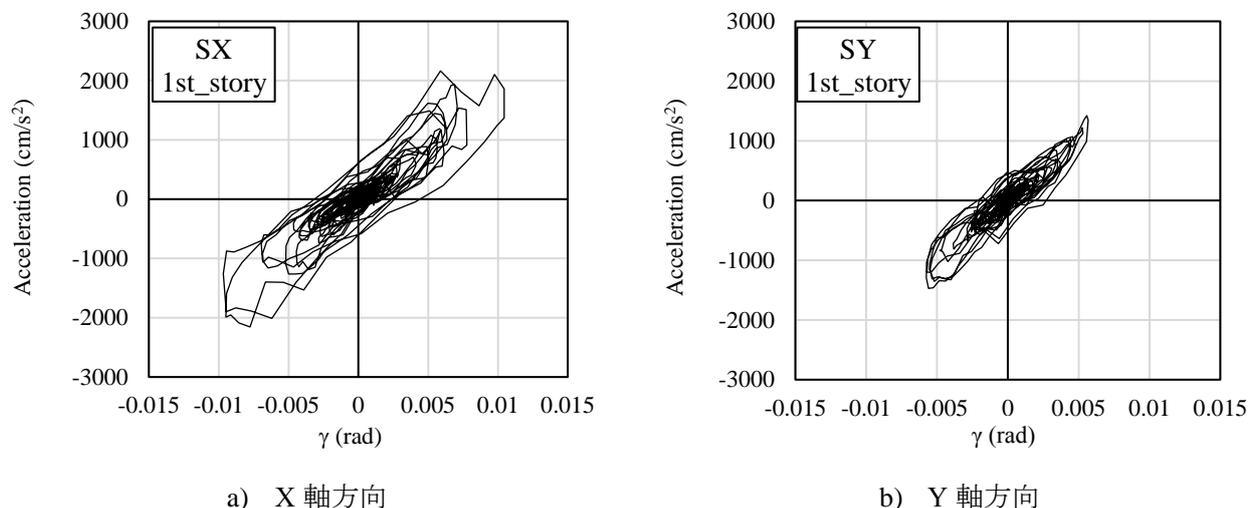


図 3.20 絶対加速度と層間変形角

1) 損傷状況

試験体の損傷は、層間変形角 1/200rad 程度まではクロスのしわ程度で、大きな内外壁の損傷がなく。1/100rad 程度まで変形すると石膏ボードの割れがクロス上から確認できる程度となった。また、1 層のブレース最大ひずみは、0.18%程度で、降伏強度（素材試験結果： $\sigma_y=330\text{N/mm}^2$ ）を超えており、降伏していると判断される。ただし、材料試験結果からみるとブレースは降伏棚に至っておらず、弾性に近い範囲とみなせる。

2) 常時微動計測による固有振動数と最大変形角

図 3.21 に常時微動計測による 1 次固有振動数の 2 乗 f_m^2 と経験最大変形角 γ_{\max} の関係を示す。内装の被害が発生すると考えられる 1/500~1/300rad 程度から f_m^2 の大きな低下が発生し、その傾向は方向に寄らない。

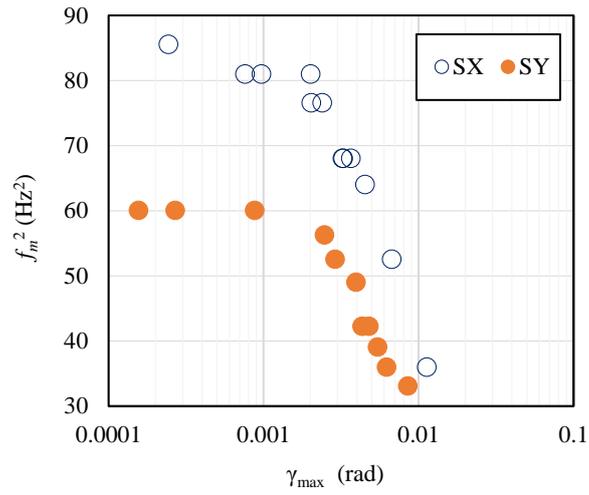


図 3.21 常時微動計測による 1 次固有振動数の 2 乗 f_m^2 と経験最大変形角 γ_{\max} の関係
(軽量鉄骨造)

3.4. 伝統木造の振動実験

伝統木造の振動実験として、杉野ら^{3.6)}が実施した伝統木造の単位フレームの試験体による振動実験結果を用いる。

3.4.1. 実験概要

試験体は、柱幅 1820mm、柱高さ 2650mm の単位軸組架構の試験体である。試験体頂部は梁に合板を留め付け、側面には筋交い（ステンレス）を取り付け、試験体の捩れを防ぐ形状としている。対象とする試験体は、実際の建物において耐震性能に寄与する要素で、かつ、十分な層間変形角まで性能を確認された乾式荒壁パネルによる土壁試験体（既往論文においては「全壁試験体」）、下見板試験体を対象とした。（図 3.22）

計測は、おもり上および振動台の加振方向に加速度計を各 2 台、桁位置及び各構面の振動台上の加振方向に変位計をそれぞれ 2 台設置している。加速度は 20Hz、変位は 10Hz のローパスフィルタをかけ、2 台の平均を使用している。常時微動計測は、加振後に振動台上、試験体上に別途設置した加速度計を、サンプリング周波数 100Hz、ローパスフィルタ 5Hz、計測時間 5 分間で行っている。

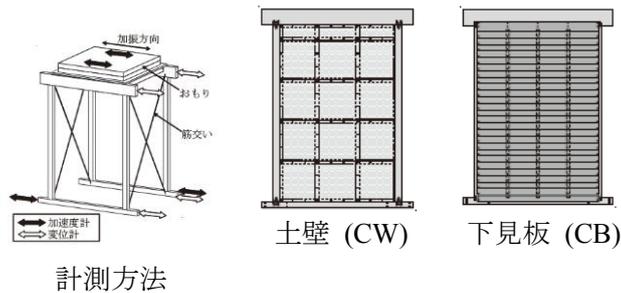


図 3.22 伝統木造の振動台実験概要^{3.6)}

3.4.2. 実験結果概要

全壁試験体は、荒壁パネルのひび割れ、土台の割裂等の損傷が、下見板試験体は、下見板のずれ、釘の抜け・緩みなどの損傷がみられた。

加振後に行った常時微動計測による 1 次固有振動数 f_m の 2 乗と経験最大変形角 γ_{max} との関係について図 3.23 に示す。在来木造、軽量鉄骨造と同様に、1 次固有振動数の 2 乗 f_m^2 が経験最大変形角 γ_{max} に対し、低下する傾向が確認できる。

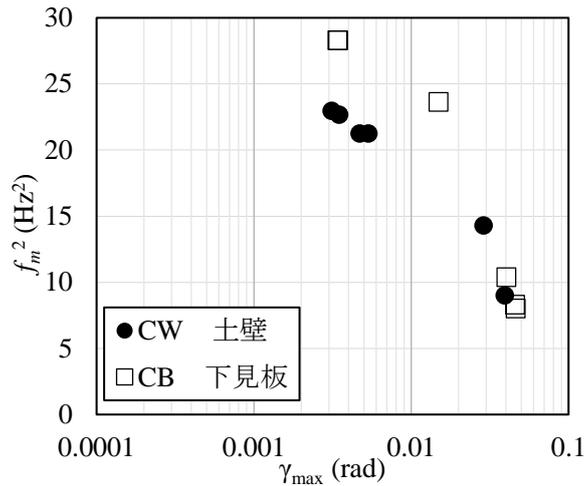


図 3.23 常時微動計測時の 1 次固有振動数の 2 乗 f_m^2 と経験最大変形角 γ_{\max} の関係 (伝統木造)

3.5. 固有振動数と最大変形角のモデル化

在来木造、軽量鉄骨造、伝統木造の常時微動計測による 1 次固有振動数 f_m と経験最大変形角 γ_{\max} との関係については、前述する試験結果より各試験体とも γ_{\max} の上昇に対し、 f_m^2 が低下するという同様の傾向があることが確認された。ここでは、杉野ら^{3.6)}が単位軸組架構の振動台実験において適用した常時微動計測による 1 次固有振動数の低下率と経験最大変形角の関係のモデル化手法にならない、在来木造や軽量鉄骨造への適用を含めたモデル化を行う。

常時微動計測による固有振動数と経験最大変形角の関係をモデル化するために縦軸の固有振動数 f_m^2 を初期値 f_0^2 で除することで基準化した。図 3.24～図 3.26 はその結果である。

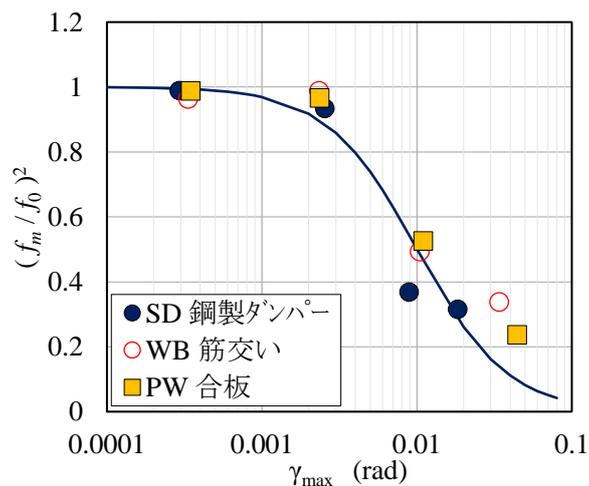


図 3.24 常時微動計測時の基準化剛性 $(f_m / f_0)^2$ と経験最大変形角 γ_{\max} の関係 (在来木造)

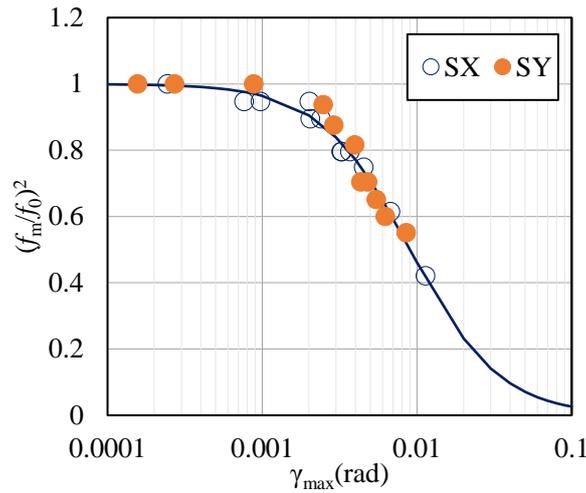


図 3.25 常時微動計測時の基準化剛性 $(f_m/f_0)^2$ と経験最大変形角 γ_{\max} の関係（軽量鉄骨造）

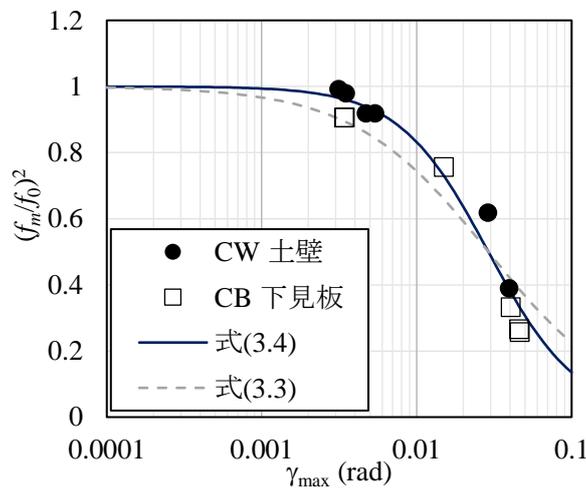


図 3.26 常時微動計測時の基準化剛性 $(f_m/f_0)^2$ と経験最大変形角 γ_{\max} の関係（伝統木造）

杉野ら^{3,6)}は、1層単位フレームの伝統木造の振動実験より、固有振動数 f_m と最大変形角 γ_{\max} の関係について以下に示す式(3.3)の定式化を行った。

$$(f_m/f_0)^2 = 1 / (1 + \gamma_{\max} / \gamma_{0.5m}) \quad (3.3)$$

ここでは、この定式化に変数 α を加え、(3.4)に示す定式化を試みた。

$$(f_m/f_0)^2 = 1 / \{ (1 + \gamma_{\max} / \gamma_{0.5m})^\alpha \} \quad (3.4)$$

$\gamma_{0.5m}$ は $(f_m/f_0)^2$ が半減する最大変形角 γ_{\max} の値であり、 α は γ_{\max} に対する $(f_m/f_0)^2$ の低下度合を示している。図 3.24・図 3.25には、式(3.4)による近似式を追加している。図 3.26には式(3.3)・式(3.4)をそれぞれ

れ追加している。

ここで、式(3.4)に用いるパラメータ $\gamma_{0.5m} \cdot \alpha$ の設定方法は、最小二乗法により $\gamma_{0.5m} \cdot \alpha$ を求め、 $\alpha=1.5$ と固定した上で、再度、最小二乗法で $\gamma_{0.5m}$ を近似した。式(3.3)における $\gamma_{0.5m}$ は、式(3.4)における $\gamma_{0.5m}(=0.029)$ と同じ値を用いている。その結果、在来木造では $\gamma_{0.5m}=0.011$ 、軽量鉄骨造では $\gamma_{0.5m}=0.009$ となった。

一方で、被災度と層間変形角の関係を示す既往の研究として、井戸田ら^{3.16)}が示す損傷度の小破と中破の境界が $1/100\text{rad}$ であること、「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」^{3.17)}に示される木造建築物の被災度区分判定基準では、最大変形角 $1/60\text{rad}$ を復旧の是非に対する判断基準とする旨が記載されていることが挙げられる。図 3.24～図 3.26 に示す結果は、微小変形から $1/50\text{rad}$ 程度まで良い近似を示し、当該変形領域を精度よく推定できる可能性を示している。

図 3.27 には、すべての試験体の $f_m/f_0-\gamma_{\max}$ の近似式を在来木造、軽量鉄骨造、伝統木造に分類して曲線を示す。在来木造と軽量鉄骨造では、ほぼ同じ曲線であることが確認でき、固有振動数が低下する最大変形角 γ_{\max} は、軽量鉄骨造に対し、在来木造がやや大きい。伝統木造では、 f_m/f_0 の低下率は経験最大変形角が進まなければ、低下しにくい。

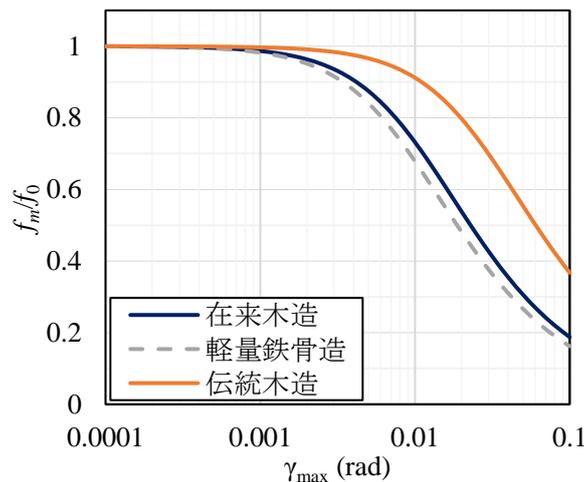


図 3.27 モデル化された常時微動計測時の基準化剛性 $(f_m/f_0)^2$ と経験最大変形角 γ_{\max} の関係

全ての試験体での $(f_m/f_0)^2-\gamma_{\max}$ の関係式(3.4)でのパラメータ $\gamma_{0.5m}$ と α の値をまとめると表 3.5 に示す通りとなる。

表 3.5 各試験体のパラメータ

構造方法	記号	主要構造要素	層数	内装/外装	$\gamma_{0.5m}$	α	f_0
					rad	-	Hz
在来木造	SD	鋼製ダンパー	1	石膏ボード/サイディング	0.011	1.5	8.69
	WB	木製筋かい	1				8.06
	PW	構造用合板	1				8.15
伝統木造	CB	下見板	1		0.029		5.6
	CW	土壁 (乾式パネル)	1				4.8
軽量鉄骨造	SX	鋼製ブレース (X 方向)	2		石膏ボード/サイディング		0.009
	SY	鋼製ブレース (Y 方向)	2	7.75			

3.6. まとめ

本論文では、常時微動計測による低層住宅の被災度評価を目的とし、在来木造および軽量鉄骨造を対象とし、振動台実験により常時微動計測による1次固有振動数の低下率 f_m/f_0 （ただし、 f_0 ：初期1次固有振動数、 f_m ：加振（地震）後の1次固有振動数）の最大変形角 γ_{\max} 依存性評価式を新たに構築した。そして、既往の伝統木造に関する評価式も含めて比較検討することで、以下の知見を得た。

- ・本論で検討した在来木造、軽量鉄骨造、伝統木造の各振動台実験に関して、構造種別に関わらず1次固有振動数低下率の変形依存性評価式は、構造種別ごとの係数 $\gamma_{0.5m}$ ($(f_m/f_0)^2=0.5$ となる γ_{\max})を用いた統一した数式化が可能である。

- ・既往の1次固有振動数低下率の変形依存性評価式に対し、1次固有振動数の低下率 f_m/f_0 の最大変形角 γ_{\max} に対する低下勾配に係る係数 α (=1.5)を用いることで、継続利用可否のクライテリアとなる微小変形から最大変形角1/50radまでの評価式の精度が向上する。

ただし、ここで得られた知見は特定の実験結果によるものであり、今後は実大振動台実験結果などを参照して、評価式の妥当性検証をすすめる。

【謝辞】

本章で用いた地震波には(国研)防災科学技術研究所、気象庁、(一財)日本建築センターの地震波等を利用しております。ここに感謝の意を表します。

【参考文献】

- 3.1) (一財)日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強方法 (改定版), 2012.6
- 3.2) 田端千夏, 大橋好光：微動測定とその耐震診断への応用の可能性 —木造建築物の耐震診断法に関する研究 その2—, 日本建築学会構造系論文集, 第616号, pp141-147, 2007.6
- 3.3) 入江康隆, 野俣善則：在来工法木造住宅の振動特性と耐震診断評点との関係, 日本建築学会技術報告集, Vol.16, No.32 pp.129-132, 2010.2
- 3.4) 柳澤泰男, 田端千夏子, 大橋好光：既存木造軸組構法住宅の耐震性評価の精度向上のための常時微動の活用に関する研究 - 実測値と理論値の関係 -, 日本建築学会技術報告集, Vol.17, No.37, pp873-878, 2011.10
- 3.5) 西塔純人, 北倉友佳, 更谷安紀子, 林康裕：微動計測を用いた既存木造軸組構法住宅の簡易耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会技術報告集, Vol.22, No.50, pp.61-65, 2016.2
- 3.6) 杉野未奈, 多幾山法子, 大西良広, 林康裕：固有振動数の振幅依存性に基づく伝統木造建物の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.672, pp197-203, 2012.2
- 3.7) 杉野未奈, 大村早紀, 徳岡怜美, 林康裕：常時微動計測を用いた伝統木造住宅の簡易最大応答変形評価法の提案, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.729, 2016.11
- 3.8) 綿引誠, 大橋好光：木造軸組耐力壁及び実物大建物の微動測定に関する実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造III, pp197-198, 2001.9

- 3.9) 綿引誠, 大橋好光, 塩沢伸明: 木造軸組耐力壁及び実物大建物の微動測定に関する実験的研究 その 2 壁要素の振動台実験, その他, pp339-340, 2002.8
- 3.10) 大竹康宏, 平松剛, 山下仁崇, 近藤貴士: 軽量鉄骨住宅の減衰特性に関する実験的研究 その 2 減衰定数の振幅依存性, 構造Ⅱ, pp.63-64, 2008.9
- 3.11) 西塔純人, 西村健, 前田珠希, 林康裕: 被災した軽量鉄骨造住宅の固有振動数に関する調査研究, 日本建築学会技術報告集, Vol.54, pp513-516, 2017.6
- 3.12) 伊藤正暁, 石川浩一郎, 岡本公宏, 若島嘉朗, 園田里見: 木造建築物に用いる鋼材制振ダンパーの減衰性能と形状設計, 日本建築学会北陸支部研究報告集, Vol.53, pp167-170, 2010.7
- 3.13) 秦雅史, 浅野芳伸, 中江晃彦, 茂木正史, 河野政典, 野口聡: 極低降伏点鋼を用いたエネルギー吸収ダンパーに関する研究(その 1 基本特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp853-854, 1997.9
- 3.14) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981
- 3.15) 山下仁崇, 平松剛, 岳偉, 近藤貴士, 森田隆司, 大竹康宏, 劉大偉: 軽量鉄骨造住宅の耐震性能に関する実験的研究 その 1~4, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp567-574, 2007.7
- 3.16) 井戸田秀樹, 嶺岡慎悟, 梅村恒, 森保宏: 在来軸組木造住宅における一般診断の評点と損傷度の関係耐震改修促進のための意思決定支援ツールに関する研究(その 1), 日本建築学会構造系論文集, No.612, pp125-132, 2007.2
- 3.17) (一財)日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2015.12
- 3.18) 新居藍子, 林康裕, 森井雄史, 井田祥子, 鈴木祥之: 常時微動計測から推定される京町家の振動性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 613 号, pp43-50, 2007.3

第4章 実大実験による木造建物の最大変形推定手法の精度検証

4.1. はじめに

3章で提案した低層住宅の常時微動計測による1次固有振動数と経験最大変形角の関係について、本章ではE-ディフェンス（国立研究開発法人 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター）で実施された実大の振動台実験^{4.1)・4.2)・4.3)}における経験最大変形と微振動レベルの1次固有振動数の結果を用いて精度を検証する。

4.2. 実大振動台実験による検証

E-ディフェンスで実施された低層住宅の被害、変形、微動レベルの1次固有振動数のわかる実験として、以下の2つのプロジェクトのデータを利用することとした。

平成19年「2階建て木造住宅（大安心の家）の耐震性能検証に関する実験」^{4.2)}

平成22年「伝統的木造軸組構法の耐震性能検証に関する実験」^{4.3)}

各実験は、一部で常時微動計測は実施しているものの、1次固有振動数の算出には主にランダム波・ホワイトノイズ波加振のデータを用いており、想定する常時微動計測時の変形よりも大きいため、加振データのうち変形が微小であると考えられるデータの一部より微動変形時と考えられる変形の1次固有振動数を算出することとした。

4.2.1. 実験概要

1) 在来木造

「2階建て木造住宅（大安心の家）の耐震性能検証に関する実験」の実験概要を以下に示す。

実験は、E-ディフェンスにて2008年1月8日（以下、1日目）、1月10日（以下、2日目）に実施された。試験体は在来木造軸組構法住宅2階建ての試験体であり、1日目の試験体は品確法の耐震等級3（損傷・倒壊ともに）を上回る性能の試験体、2日目の試験体は一部の筋交いを撤去し、耐震等級2程度の性能の試験体とした。



図 4.1 在来木造試験体全景 参考文献 4.1)より

表 4.1 加振スケジュール（在来工法 2 階建て）参考文献 4.1)より

	加振	入力波		加振	入力波
一 目 目	1	BCJ-L2 20% Y 方向	二 目 目	1	BCJ-L2 20% Y 方向
	2	BCJ-L2 20% X 方向		損傷確認 (4 回目)	
	損傷確認 (1 回目)			2	BCJ-L2 20% X 方向
	3	BCJ-L2 100% X,Y 方向		3*	BCJ-L2 100% X,Y 方向
	4	JMA 神戸 100% X,Y,Z 方向		4	BCJ-L2 100% X,Y 方向
	5	JMA 川口 100% X,Y,Z 方向		5*	JMA 神戸 100% X,Y,Z 方向
	損傷確認 (2 回目)			6	JMA 神戸 100% X,Y,Z 方向
	6	JMA 輪島 100% X,Y,Z 方向		7	JMA 川口 100% X,Y,Z 方向
	7	K-NET 柏崎 100% X,Y,Z 方向		損傷確認 (5 回目)	
	8	JMA 神戸 100% X,Y,Z 方向		8	JMA 輪島 100% X,Y,Z 方向
	9	JMA 神戸 100% X,Y,Z 方向		9	K-NET 柏崎 100% X,Y,Z 方向
	損傷確認 (3 回目)			10*	JMA 神戸 100% X,Y,Z 方向
	耐震等級変更（補修）			損傷確認 (6 回目)	

*:加振を途中で停止

2) 伝統木造

「伝統的木造軸組構法の耐震性能検証に関する実験」^{4.3)}の実験概要を以下に示す。

実験は、同じく E-ディフェンスにて行われており、大きく 4 種類の試験体がある。No.1・No.2 の試験体は平屋建てとし、No.3・No.4 の試験体は 2 階建てとした。

No.1・No.2 の試験体は 2011 年 1 月 6 日～7 日に実施している。No.3・No.4 の試験は同年 1 月 13 日～14 日に実施している。

耐震要素は、No.1～No.3 では乾式土壁パネルを採用、No.4 は湿式の土壁を採用した。No.3 は柱脚固定式、No.4 は柱脚フリーとしている。



試験体 No.1・No.2



試験体 No.3



試験体 No.4

図 4.2 伝統木造試験体概要

※上記写真4点は参考資料4.4)より引用

4.3. 評価手法

微動レベルの変形における1次固有振動数の算出には、1階床レベルと2階床レベルで計測した加速度波形を使用する。各加振の前後5秒程度に、ほぼ振動台の入力がないデータが存在するので、そのデータを用いて1次固有振動数を算出する。ここで、加振データ最後の5秒のバンドパスフィルターを通した加速度波形より算出した最大変位は、在来木造で0.04~0.11mm（1層高さ2959mm）、伝統木造で0.16~0.59mm（1層高さ2858mm）と十分に低い変形とみなせる範囲であった。

上記のように短いデータの場合、周波数伝達関数等のノンパラメトリック法による1次固有振動数の算出は困難と考え、パラメトリック法のBURGアルゴリズムによる最大エントロピー（MEM）法を用いた。

算出過程を図4.3に示す。1・2階床の加速度波形からMEM法を用いてPSDを推定する。次に、各PSDをよりフーリエスペクトル比を算出し、スペクトルのピークを読み取ることで、1次固有振動数を算出する。ここで、重要なことは、MEM法の次数であるが、既往文献を参考とし、スペクトルにより十分に1次固有振動数を読み取れるかを確認しながら決定した。

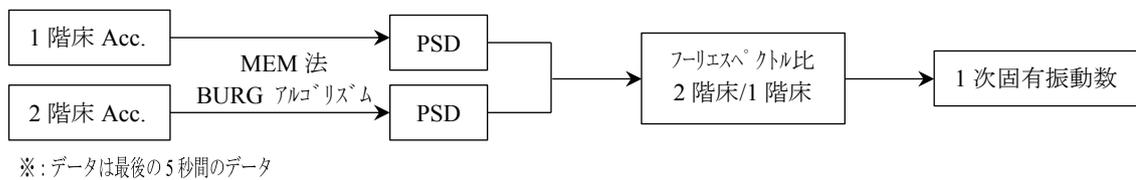


図 4.3 1次固有振動数の算出過程

4.4. 比較結果

1) 在来木造

在来木造の実大振動台実験結果を用いて、提案する常時微動計測による1次固有振動数と推定最大変形角について検証する。

2種類の試験体（耐震等級3, 耐震等級2）の各加振の最大層間変位・変形角・1次固有振動数・MEM法次数を表4.2～表4.5に、加振ごとの1次固有振動数のフーリエスペクトル比を図4.4～図4.7に、経験変形角と加振後の1次固有振動数の関係と提案式を比較した図を図4.8に示す。経験最大変形角は、1階の最大変形角を1階の高さで除した値とした。各試験結果とも、提案式と概ね一致しているが、耐震等級2のY軸方向については、提案式に対しやや経験最大変形角が大きい。これは、耐震等級2の試験体が耐震等級3を実施した試験体の筋交い等の交換がされており、初期の1次固有振動数の値が実状とは異なっていた可能性も考えられる。

表 4.2 最大変形と1次固有振動数の推移（耐震等級3, X方向）

加振 No.	1層最大層間 変位 ^{※1} (mm)		1層最大層間 変形角 ^{※1} (rad)		経験最大 変形角 (rad)	1次固有 振動数 (Hz)	BURG 法次数
	正	負	正	負			
	-	-	-	-	γ_{\max}	f_m	
	-	-	-	-	-	8.2	50
4	14.6	13.62	0.0049	0.0046	0.0049	6.6	40
5	25.47	29.96	0.0086	0.0101	0.0101	5.8	40
6	21.12	17.84	0.0071	0.0060	0.0101	5.8	40
7	20.3	19.54	0.0069	0.0066	0.0101	6.2	40
8	36.55	40.4	0.0124	0.0137	0.0137	5.4	40
9	37.55	55.5	0.0127	0.0188	0.0188	5	40

表 4.3 最大変形と1次固有振動数の推移（耐震等級3, Y方向）

加振 No.	1層最大層間 変位 ^{※1} (mm)		1層最大層間 変形角 ^{※1} (rad)		経験最大 変形角 (rad)	1次固有 振動数 (Hz)	BURG 法次数
	正	負	正	負			
	-	-	-	-	γ_{\max}	f_m	
	-	-	-	-	-	7.8	50
4	20.33	16.17	0.0069	0.0055	0.0069	6.6	40
5	20.54	17.99	0.0069	0.0061	0.0069	6.2	40
6	15.09	14.16	0.0051	0.0048	0.0069	6.4	40
7	17.02	17.91	0.0058	0.0061	0.0069	6.2	40
8	35.18	37.49	0.0119	0.0127	0.0127	5.4	40
9	60.77	51.68	0.0205	0.0175	0.0205	4.6	40

※1：参考文献4.4)より引用。

表 4.4 最大変形と1次固有振動数の推移 (耐震等級 2, X 方向)

加振 No.	1層最大層間 変位 ^{※1} (mm)		1層最大層間 変形角 ^{※1} (rad)		経験最大 変形角 (rad)	1次固有 振動数 (Hz)	BURG 法次数
	正	負	正	負			
					γ_{\max}	f_m	
					0.0001	7.8	40
5	9.78	18.5	0.0033	0.0063	0.0063	6.6	40
6	30.38	54.29	0.0103	0.0183	0.0183	4.8	50
7	35.33	40.26	0.0119	0.0136	0.0183	4.6	50
8	51.83	44.39	0.0175	0.0150	0.0183	4.4	50
9	47.8	51.57	0.0162	0.0174	0.0183	4.4	50
10	100.58	113.01	0.0340	0.0382	0.0382	3.8	50

表 4.5 最大変形と1次固有振動数の推移 (耐震等級 2, Y 方向)

加振 No.	1層最大層間 変位 ^{※1} (mm)		1層最大層間 変形角 ^{※1} (rad)		経験最大 変形角 (rad)	1次固有 振動数 (Hz)	BURG 法次数
	正	負	正	負			
					γ_{\max}	f_m	
					0.0001	7.4	40
5	30.22	18.68	0.0102	0.0063	0.0102	6.2	40
6	58.03	64.86	0.0196	0.0219	0.0219	4.8	50
7	42.65	37.87	0.0144	0.0128	0.0219	4.8	50
8	56.5	37.1	0.0191	0.0125	0.0219	4.4	50
9	60.35	53.68	0.0204	0.0181	0.0219	4.4	50
10	177.7	91.26	0.0601	0.0308	0.0601	3.4	50

※1：参考文献 4.4)より引用。

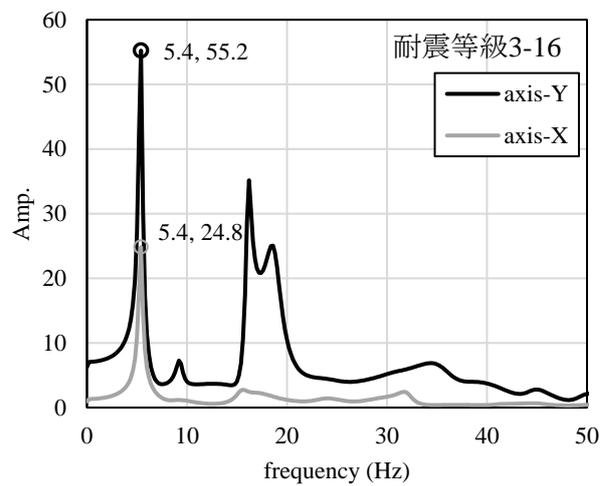
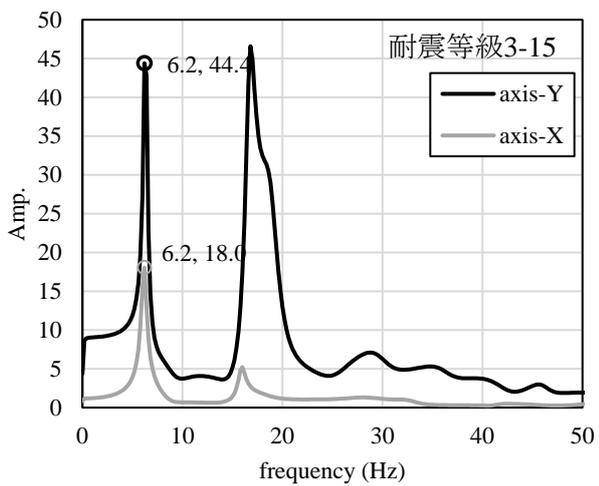
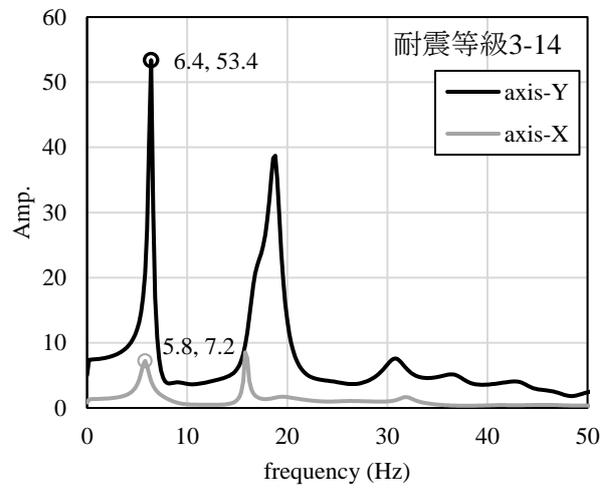
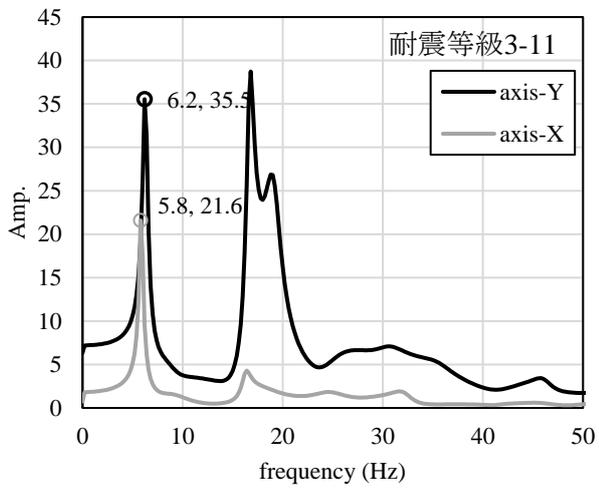
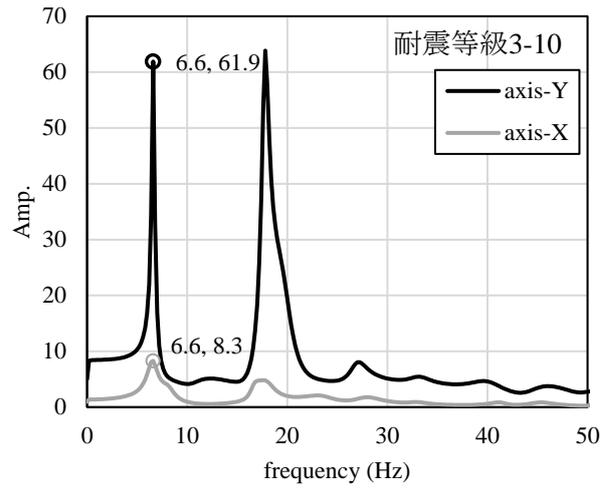
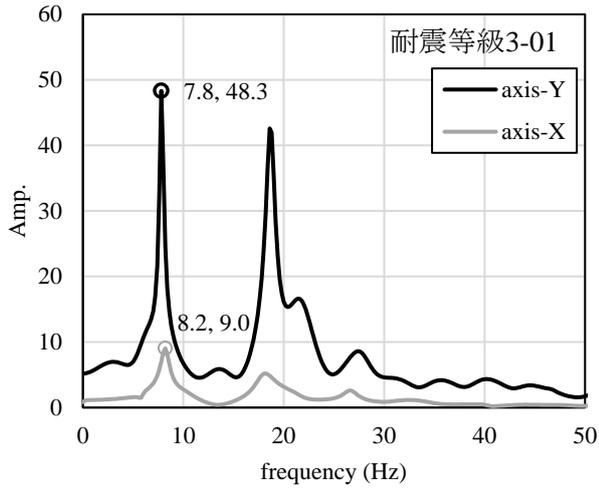


図 4.4 フーリエスペクトル比 (在来木造, 耐震等級 3)

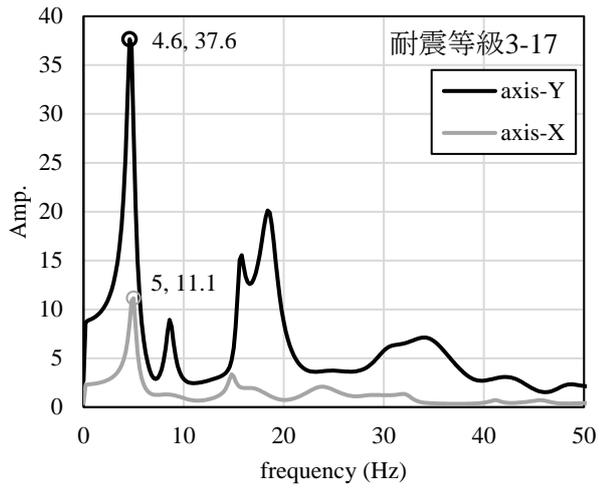
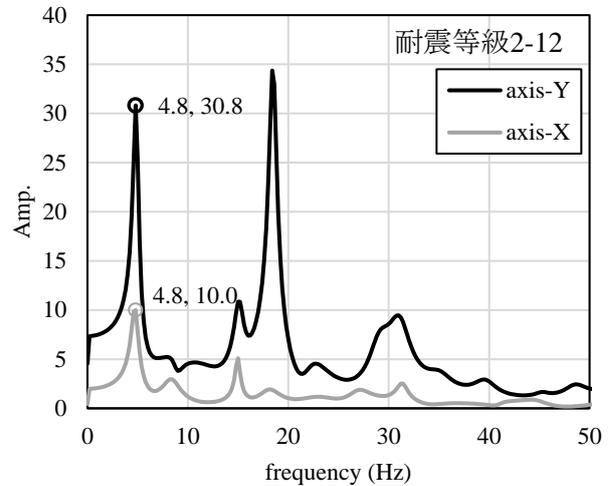
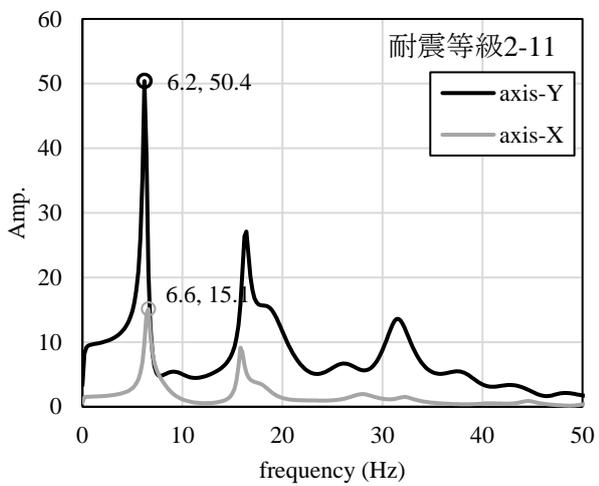
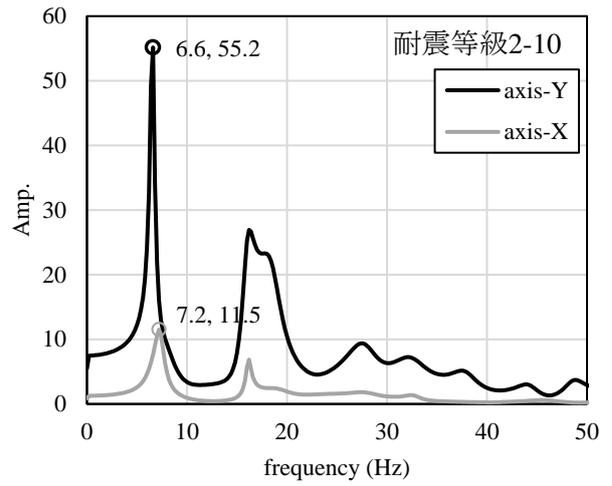
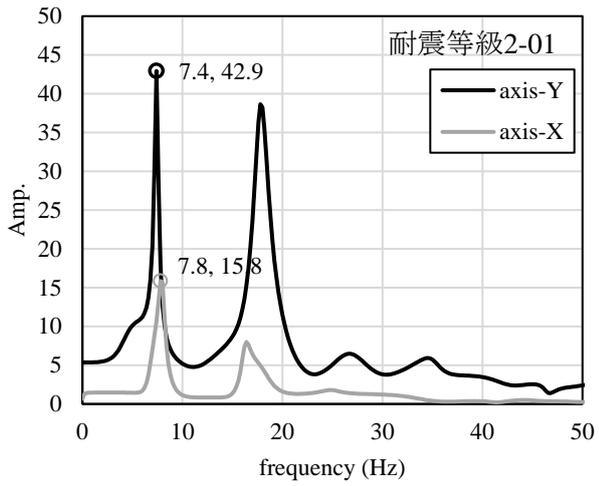


図 4.5 フーリエスペクトル比（在来木造, 耐震等級 3）つづき



*: 実験が途中でストップしているためNo.12の加振開始5秒のデータを使用

図 4.6 フーリエスペクトル比 (在来木造, 耐震等級 2)

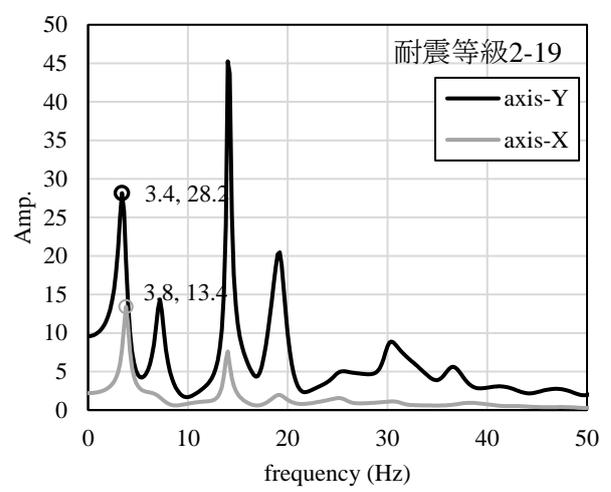
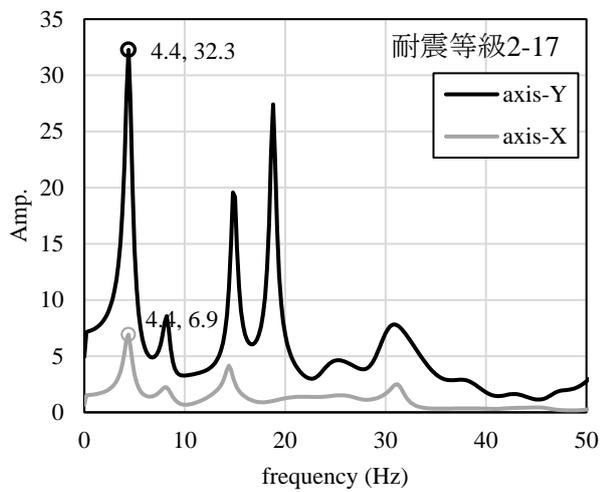
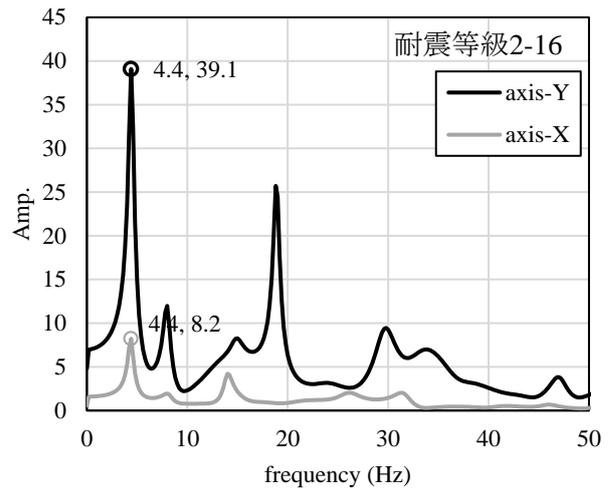
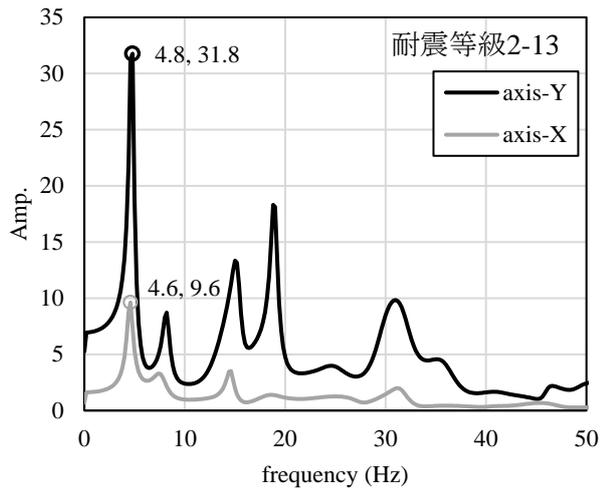


図 4.7 フーリエスペクトル比 (在来木造, 耐震等級 2) つづき

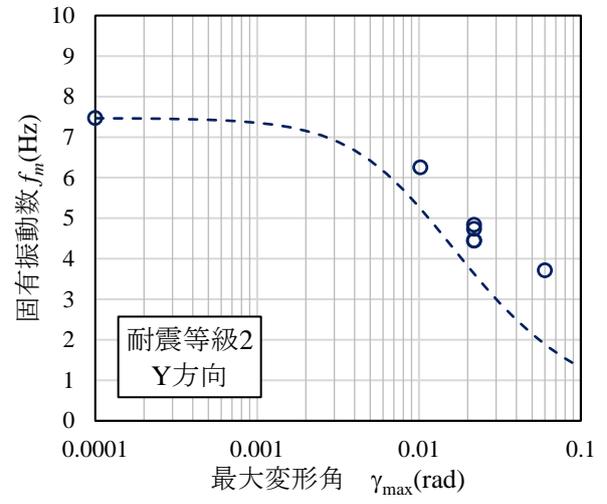
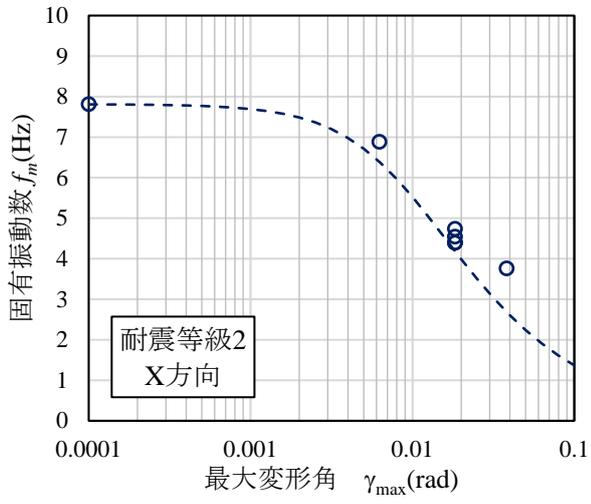
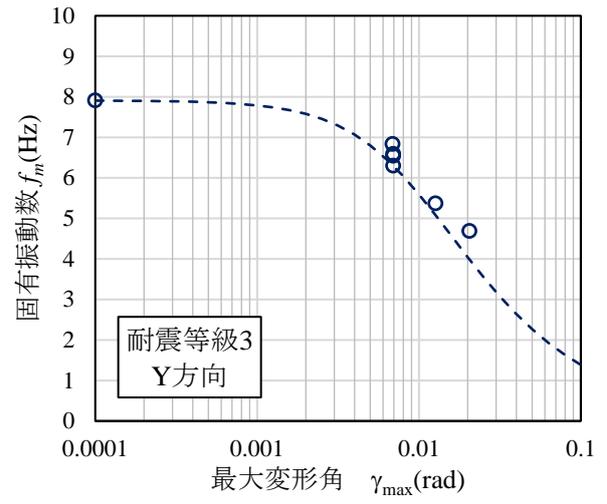
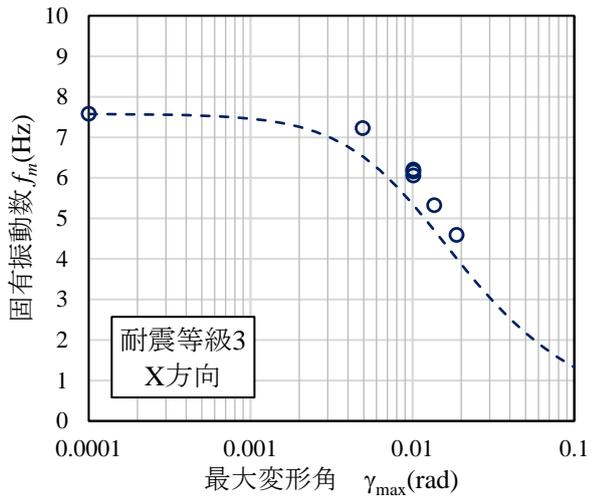


図 4.8 1次固有振動数と経験最大変形角 (2階建て在来木造 耐震等級3・2)

2) 伝統木造

伝統木造軸組の平屋試験体の各加振の最大相関変形・変形角・1次固有振動数を表 4.6 に、加振ごとのフーリエスペクトル比を図 4.9 に、経験最大変形角と加振後の1次固有振動数の関係と提案式の比較結果を図 4.12 に示す。2階建て試験体の各加振の最大相関変形・変形角・1次固有振動数を表 4.7 に、加振ごとのフーリエスペクトル比を図 4.10・図 4.11 に、経験最大変形角と加振後の1次固有振動数の関係と提案式の比較結果を図 4.13 に示す。

経験最大変形角 γ_{max} は1層の経験最大変位を1階の高さで除した値としている。いずれの試験体も提案式に対し、実験結果による変形角は小さく、2階建て試験体 No.4 の加振 A での X（短手）方向のみが概ね提案式と合致している。

提案式で用いた単位フレームの平屋試験体では、床の剛床が概ね保たれていたものの、本試験では、床は剛床ではないこと。2階建て試験体では、2階の耐力壁がやや少なめに配置されており、2階の変形もやや大きいこと。それらの事象が、提案式との差異として現れた可能性がある。

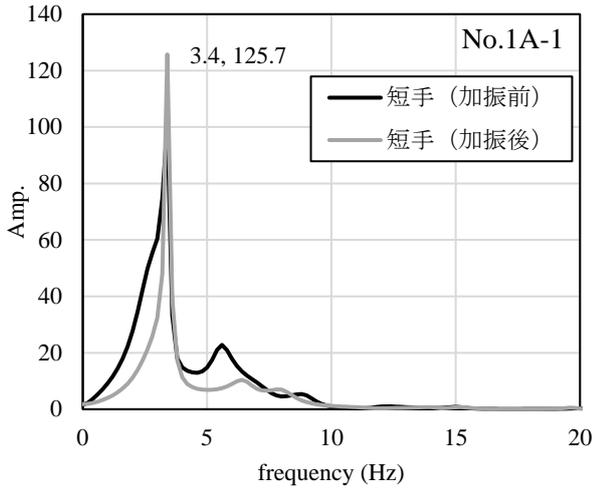
表 4.6 伝統木造軸組の振動台実験結果概要（試験体 No.1, No.2）

試験体	方向	記号	加振名	1層最大変位 [*]	1層最大変形角	1次固有振動数
				mm	rad	Hz
No.1	X (短手)	A-1	ホワイトノイズ [△] 25gal	-	-	3.4
		A-2	BCJ-L2	74	1/39	2
No.2	X (短手)	A-1	ホワイトノイズ [△] 25gal	-	-	3.2
		A-2	BCJ-L2	94	1/31	1.6

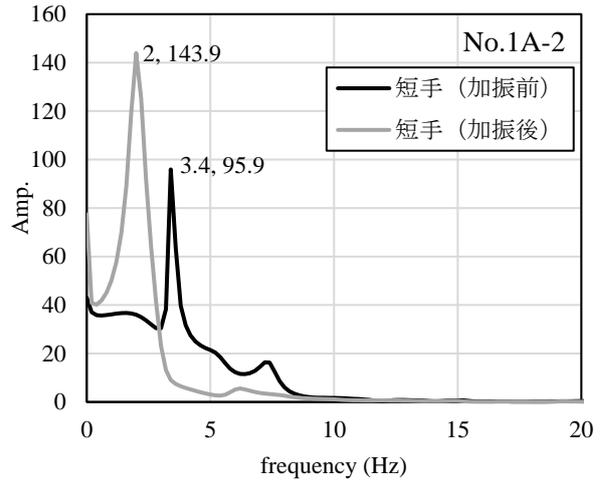
表 4.7 伝統木造軸組の振動台実験結果概要 (試験体 No.3, No.4)

試験体	方向	記号	加振名	最大変位		最大変形角		1次固有振動数
				1層最大変位*	1層最大変形角	2層最大変位*	2層最大変形角	
				mm	rad	mm	rad	
No.3	X (短手)	ホワイトノイズ ² 25gal		-	-	-	-	3
		A-3	BCJ-L1	8	1/360	6	1/425	2.6
		A-5	BCJ-L2	70	1/41	87	1/29	1.6
	Y (長手)	ホワイトノイズ ² 25gal		-	-	-	-	3
		A-2	BCJ-L1	7	1/411	6	1/425	2.8
		A-4	BCJ-L2	104	1/28	74	1/34	1.8
No.4	X (短手)	ホワイトノイズ ² 25gal		-	-	-	-	2.2
		A-3	BCJ-L1	16	1/180	13	1/196	2.2
		A-5	BCJ-L2	171	1/17	70	1/36	1.4
	Y (長手)	ホワイトノイズ ² 25gal		-	-	-	-	2
		A-2	BCJ-L1	17	1/169	14	1/182	1.8
		A-4	BCJ-L2	70	1/41	75	1/34	1.4

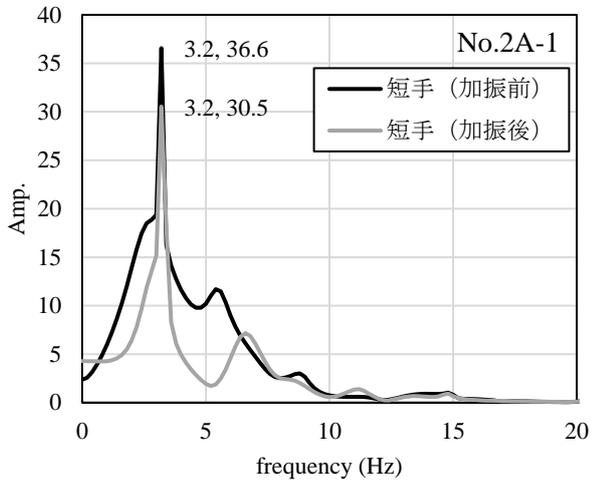
※：各試験の最大変位は参考文献 4.3)・4.4)の値を使用



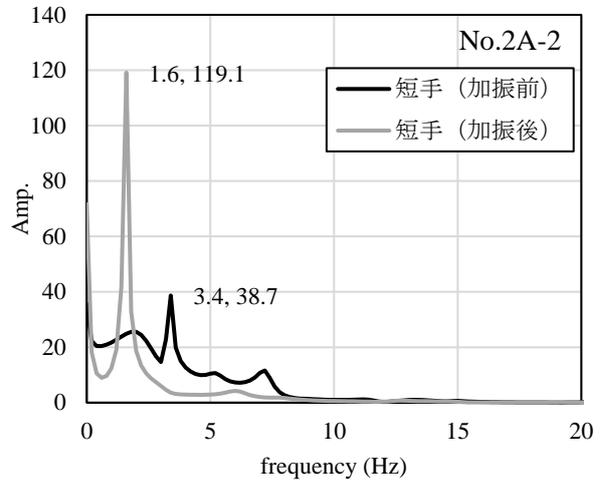
ホワイトノイズ 25gal



BCJ-L2 100%

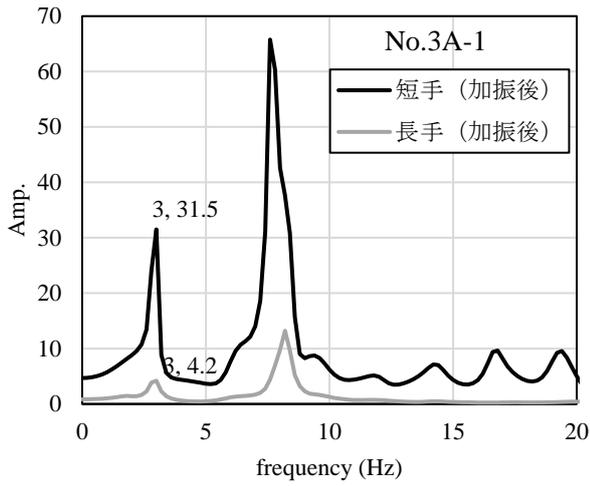


ホワイトノイズ 25gal

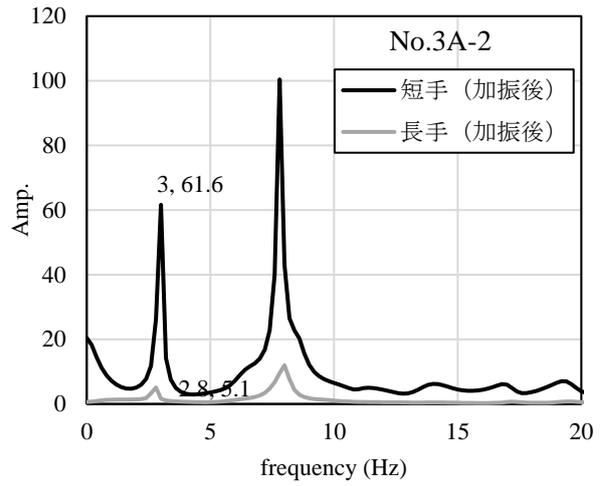


BCJ-L2 100%

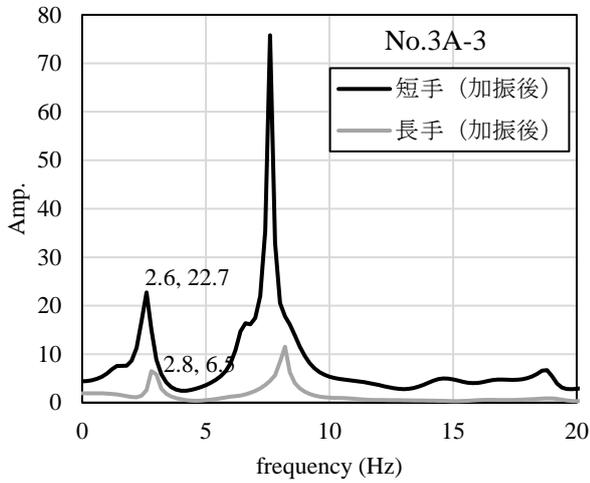
図 4.9 各加振前後のフーリエスペクトル比 (試験体 No.1・2)



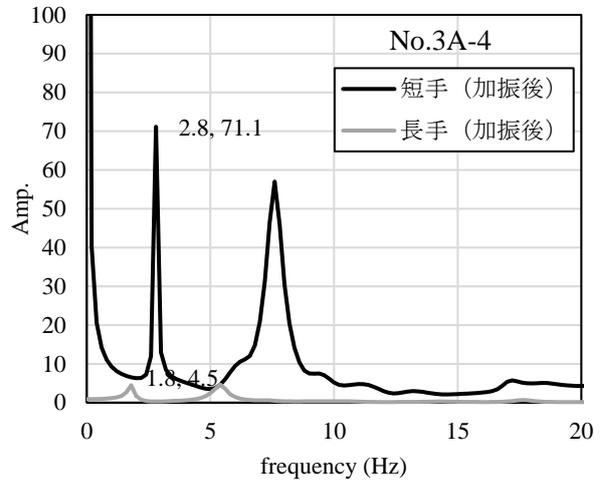
ホワイトノイズ 25gal



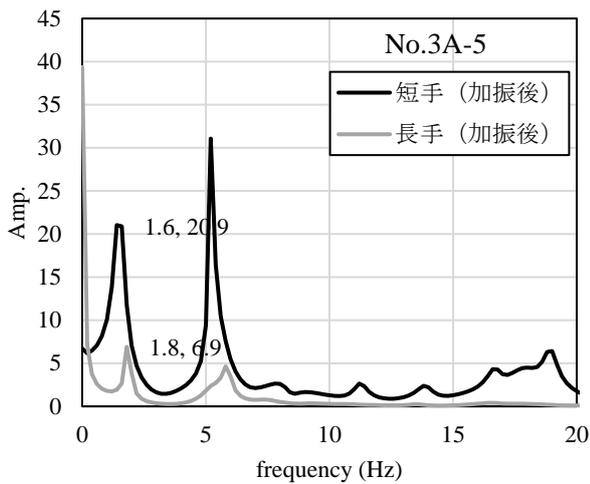
BCJ-L1 Y(長手)方向



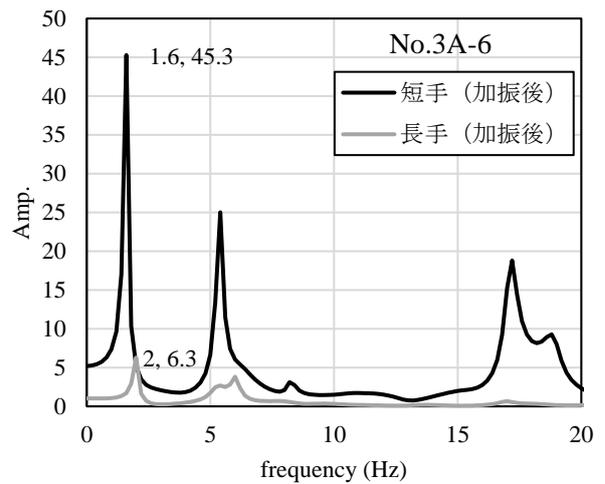
BCJ-L1 X(短手)方向



BCJ-L2 Y(長手)方向

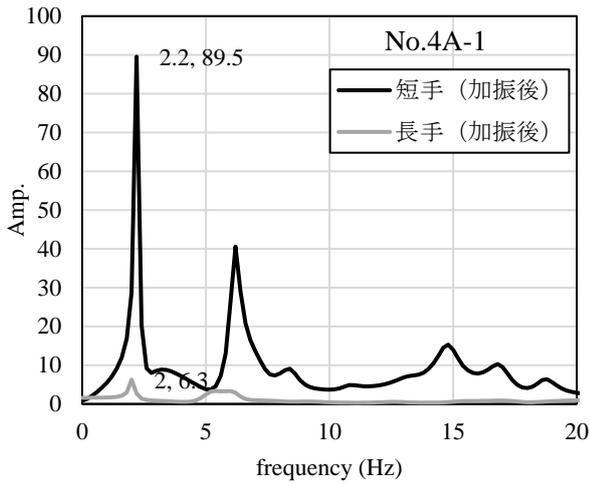


BCJ-L2 X(短手)方向

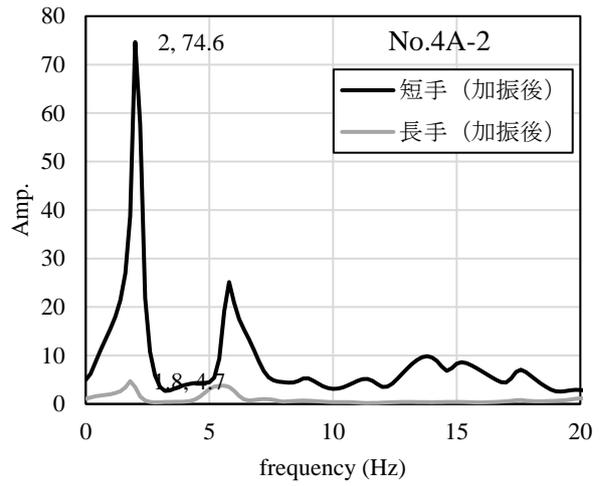


ホワイトノイズ 25gal

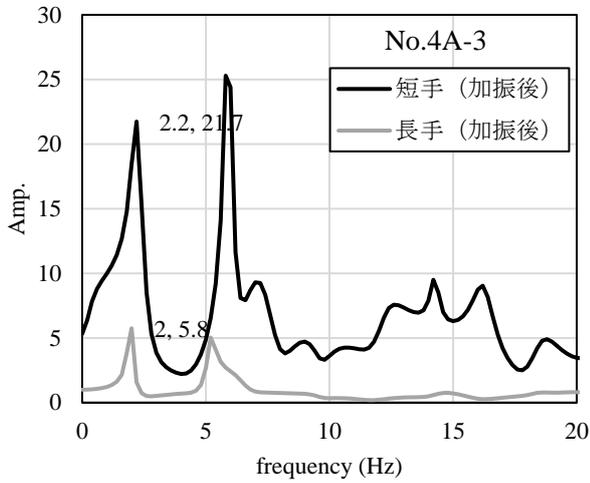
図 4.10 各加振後のフーリエスペクトル比 (試験体 No.3)



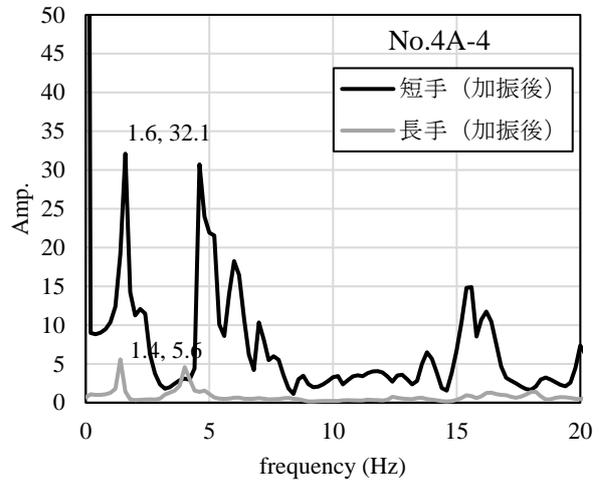
ホワイトノイズ 25gal



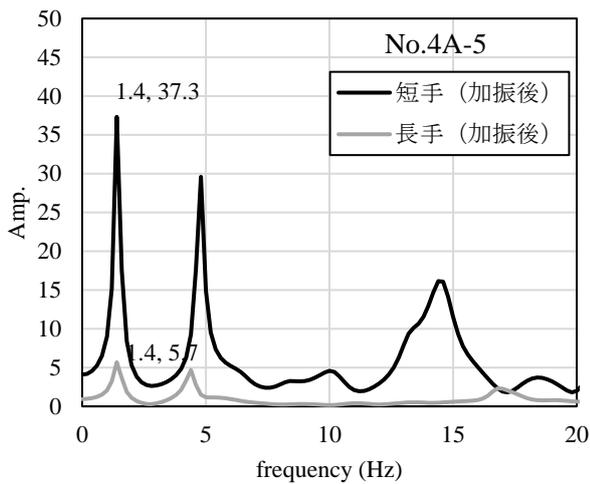
BCJ-L1 Y(長手)方向



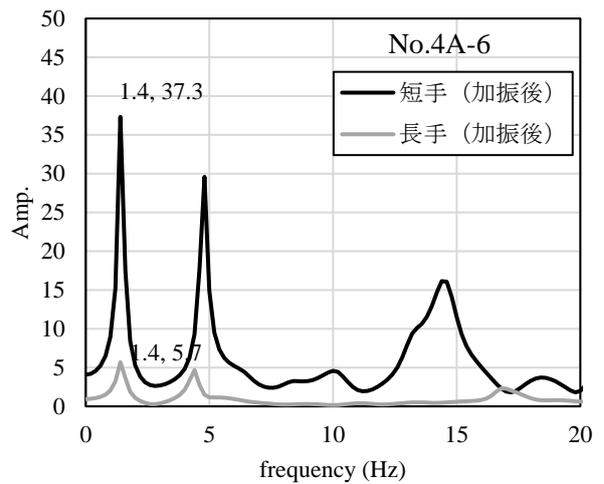
BCJ-L1 X(短手)方向



BCJ-L2 Y(長手)方向



BCJ-L2 X(短手)方向



ホワイトノイズ 25gal

図 4.11 各加振後のフーリエスペクトル比 (試験体 No.4)

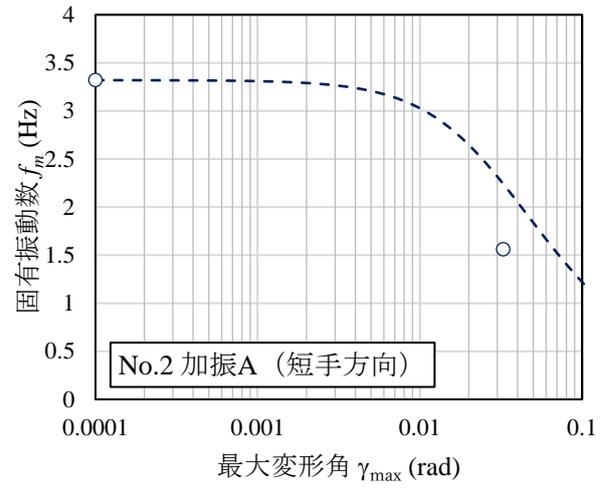
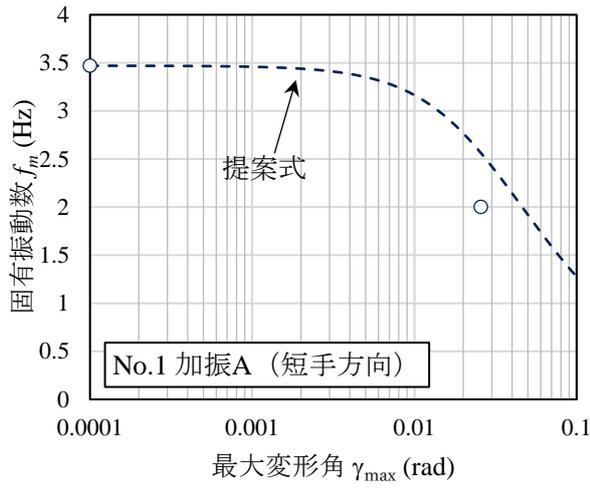


図 4.12 1次固有振動数と経験最大変形角の関係 (平屋伝統木造 No.1・No.2 加振A 短手)

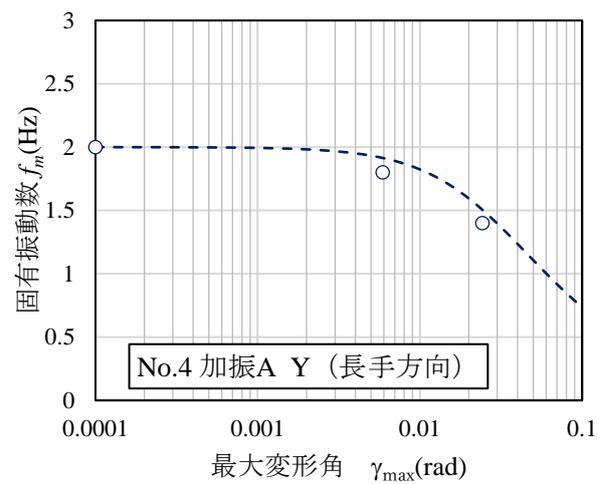
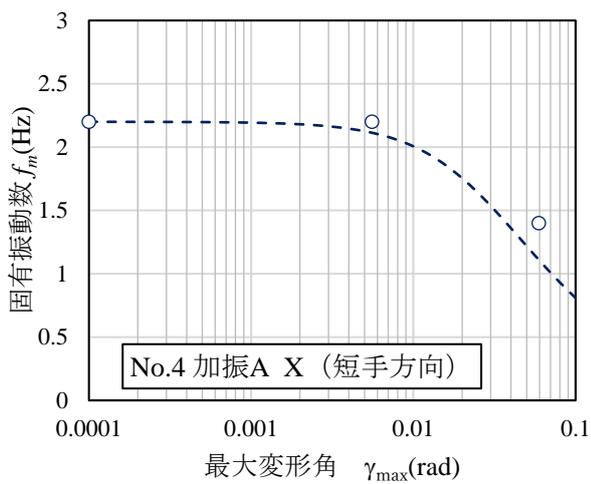
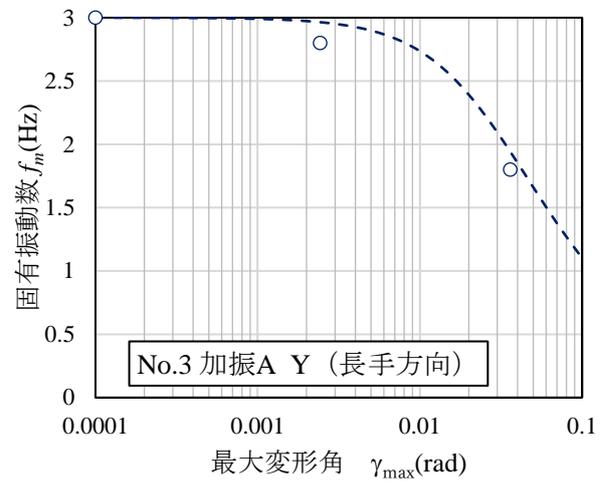
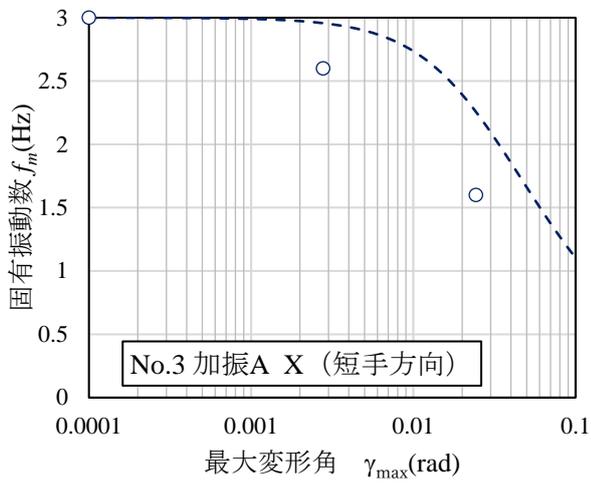


図 4.13 1次固有振動数と経験最大変形角の関係 (2階建て伝統木造 No.3・No.4 加振A)

4.5. まとめ

3章で提案した常時微動計測による地震前後の1次固有振動数と経験最大変形角の関係について、E-ディフェンスで実施された在来木造と伝統木造の実大振動台実験結果を用いて精度確認を行った。その結果、以下に示す知見を得た。

・2階建て在来木造の振動台実験結果に対して、1次固有振動数と経験最大変形角の提案式が良く適合することを確認した。ただし、試験体の部分的な補修を行った場合、初期の固有振動数が低くなるため、推定最大変形角は、低く評価される結果となった。

・平屋・2階建ての伝統木造の振動台実験結果に対して、1次固有振動数と経験最大変形角の提案式は概ね適合することを確認した。ただし、提案式による推定最大変形角は実験結果に対し大きく評価される傾向を示した。

以上の結果より、比較的剛性が高く最大変形角に対し、早期に固有振動数の低減する在来木造では提案式が概ね適合し、剛性が低く最大変形角に対し、固有振動数の低減率の低い伝統木造では、提案式による推定最大変形角の実験結果には差異が生じたと考えられる。

また、提案する地震前後の1次固有振動数と経験最大変形角の関係について、床剛性や、層ごとの変形モードの影響については、今後検討していく必要がある。

【謝辞】

本章における実験データには、国立研究開発法人防災科学技術研究所「ASEBI」による公開データ (<https://www.edgrid.jp/datas>) を利用させていただいております。ここに感謝の意を表します。

【参考文献】

- 4.1) 林貴寛・清水秀丸・福田康彦・五十田博・森拓郎・小松幸平, E-ディフェンスを用いた実大木造住宅の耐震性能に関する実験, 日本建築学会学術講演梗概集.C-1, 構造Ⅲ, 2008.7
- 4.2) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「ASEBI」より課題名「2階建て木造住宅（大安心の家）の耐震性能検証に関する実験」 (<https://www.edgrid.jp/datas>)
- 4.3) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「ASEBI」より課題名「伝統的木造軸組構法の耐震性能検証に関する実験」 (<https://www.edgrid.jp/datas>)
- 4.4) 平成 22 年国土交通省補助事業報告書 伝統的構法の設計法及び性能検証実験検討委員会報告書
平成 23 年 3 月 特定非営利活動法人 緑の列島ネットワーク

第5章 地震後調査による低層住宅の最大変形推定手法の精度検証

第3章で示した常時微動計測による1次固有振動数低下率の変形依存性評価式の精度検証を行うため、本章では、実際の地震被害を受けた住宅の調査検証を行った。対象としたのは、2016年4月14日、4月16日に発生した2016年熊本地震における軽量鉄骨造84件の地震後調査、2018年6月18日大阪府北部の地震における在来木造住宅1件の地震前後の調査である。

5.1. 軽量鉄骨造の精度検証

5.1.1. はじめに

工業化住宅は一般にプレハブ住宅と呼ばれているが、工場での躯体製造だけではなく、居住空間の快適性を含めた高い性能をもつ住宅であるという特徴がある^{5.1)}。平成27年度の住宅着工戸数では、全着工戸数の15.5%^{5.2)}のシェアがあり、我が国の住宅産業においてその影響は無視できない。軽量鉄骨造住宅は工業化住宅のひとつであり、各住宅メーカーで構法に差異はあるものの、工場生産による品質の安定と予め構造安全性の審査が行われている点で共通している。

軽量鉄骨造住宅の地震動による被害については文献が少ない。2011年東北地方太平洋沖地震の調査報告^{5.3)}では、「鉄鋼系プレハブ住宅の被害として、ブレースの変形、基礎コンクリートのひび割れ、外壁の割れが一部の建物で発生する程度」と、その被害は比較的軽微と報告されている。

一方、建物の振動特性を簡易に把握する方法として、常時微動計測による固有振動数を用いる方法が挙げられる。軽量鉄骨造住宅の常時微動計測による固有振動数については、大竹ら^{5.4)}はE-ディフェンスを用いた実大振動台実験において、常時微動計測による固有振動数には変位振幅依存性があり、変位振幅が大きくなるにつれ、固有振動数が低下することを示している。中田ら^{5.5)}も実大自由振動実験において、同様の傾向があることを示している。しかし、常時微動計測による固有振動数を被災した軽量鉄骨造住宅について調査した例はない。

2016年熊本地震後、著者らは、ブレース造を主とする軽量鉄骨造住宅の常時微動計測を行った。本稿では、軽量鉄骨造の被災後の常時微動計測による固有振動数と被害レベルや想定入力地震動との相関を分析し、今後の被災度判定の精度向上の一助とする。

5.1.2. 調査対象

本章では、調査対象建物を軽量鉄骨ブレース造で2階建ての住居専用住宅とした。

調査範囲は、2016年熊本地震において最大震度5強以上を受けた市区町村とした。調査対象物件の数は84件で、居住者からの調査依頼等がある物件である。表5.1に調査対象物件と所在市区町村の最大震度を示す。

表 5.1 調査対象物件の最大震度

最大震度	7	6強	6弱	5強	合計
件数	5	47	29	3	84



図 5.1 調査物件位置と観測点位置（熊本県北部）

凡例 ☆：強震観測点 ○：調査物件位置 背景図には Wikimedia unlabeled layer を使用

調査対象建物の建築年代と耐震レベルを表 5.2 に記載する。新耐震基準で建てられた 1981 年代以降のものがほとんどであり、2000 年以降の建物については、その多くが「住宅の品質確保の促進等に関する法律」（以下、「品確法」）の耐震等級 3（損傷・倒壊）の建物である。なお、耐震等級 3 の住宅では、建築基準法で規定される地震力に対し 1.5 倍の安全率を有する。また、耐震等級 2 の住宅は 0 件で、地域係数等による地震力の低減はされていない。

表 5.2 調査物件の建築年代と耐震レベル

建築年代	耐震等級		総計
	1	3	
～1980 年	1	—	1
1981 年～1999 年	29	—	29
2000 年～	16	38	54
総計	46	38	84

5.1.3. 軽量鉄骨造の固有振動数

2階建て軽量鉄骨造の被災前の常時微動計測による1次固有振動数は、後述する測定結果(5.1.6 固有振動数)によると5.5~9.5Hz程度である。ここでは、地震時の軽量鉄骨造住宅の固有振動数と変位振幅依存性^{5.4)・5.5)}を考慮して、0.2~0.3秒(3.3~5.0Hz)が軽量鉄骨造住宅の固有周期と想定した。

次に、参考として、2階建て軽量鉄骨造の設計上の固有振動数は以下の通りである。軒高を約6m、4.5寸程度の屋根で梁間7.28mを想定すると建物の平均高さは $h=6.8\text{m}$ 程度である。昭和55年建設省告示1793号に示す設計用一次固有周期は、以下の式(5.1)、式(5.2)により $T=0.204\text{(s)}$ ($f \doteq 4.9\text{Hz}$)である。

設計用一次固有周期：

$$T = (0.02 + 0.01\alpha) \times 6.8\text{(m)} = 0.204\text{(sec)} \quad (5.1)$$

α : =1, 当該建築物のうち柱及びはりの大部分が木造又は鉄骨造である階(地階を除く。)の高さの合計の h に対する比

$$f = \frac{1}{T} \doteq 4.9\text{(Hz)} \quad (5.2)$$

5.1.4. 観測地震波の特性

2016年熊本地震で観測された地震波のうち、防災科学技術研究所・気象庁・地方公共団体の前震・本震(前震:2016年4月14日21時26分頃、本震:同年4月16日1時25分頃)を対象に、減衰定数 $h=0.05$ 時の変位応答スペクトルを調査対象物件の市区町村ごとに算出した。図5.2は、KiK-net 益城での変位応答スペクトルで、前述する固有振動数の算出結果より、軽量鉄骨造住宅に被害をもたらすと考えられる周期0.2~0.3秒帯を拡大した図である。図5.3には各観測地震波の周期0.2~0.3秒の変位応答スペクトルの平均値を示す。また、図5.18~図5.35には、各観測点の応答スペクトルを示す。

KiK-net 益城の変位応答スペクトルでは、周期0.2~0.3秒の変位応答スペクトルの平均値が前震のEW方向で5.62cmあり、仮にこの変位まで至ったとすると引張ブレースの降伏が発生する可能性が高い。本震では、周期0.2~0.3秒の範囲では応答変位はEW方向で2.72cmと低く、前震でブレース降伏がなければ、大きな変形には至らないと考えられる。

また、その他の地域においては、概ね前震よりも本震の応答変位が大きく、中央区大江を除き、NS方向よりもEW方向の応答変位が大きい傾向にある。

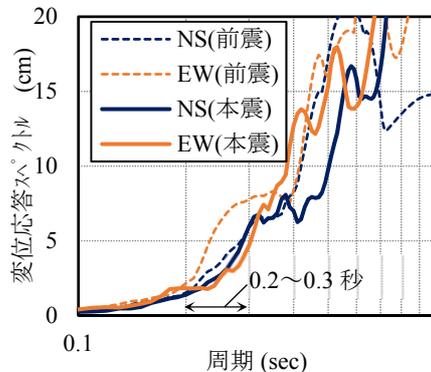


図 5.2 KiK-net 益城の変位応答スペクトル ($h=0.05$)

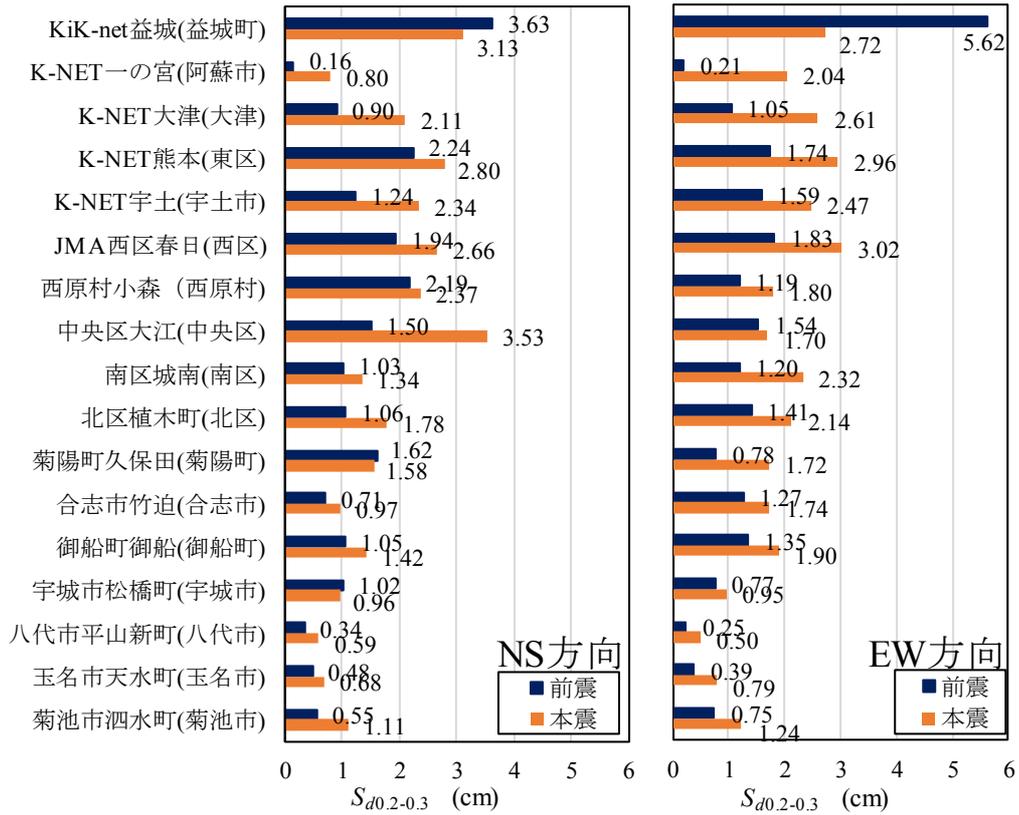


図 5.3 観測地震波の 0.2~0.3 秒の変位応答スペクトルの平均 ($h=0.05$)

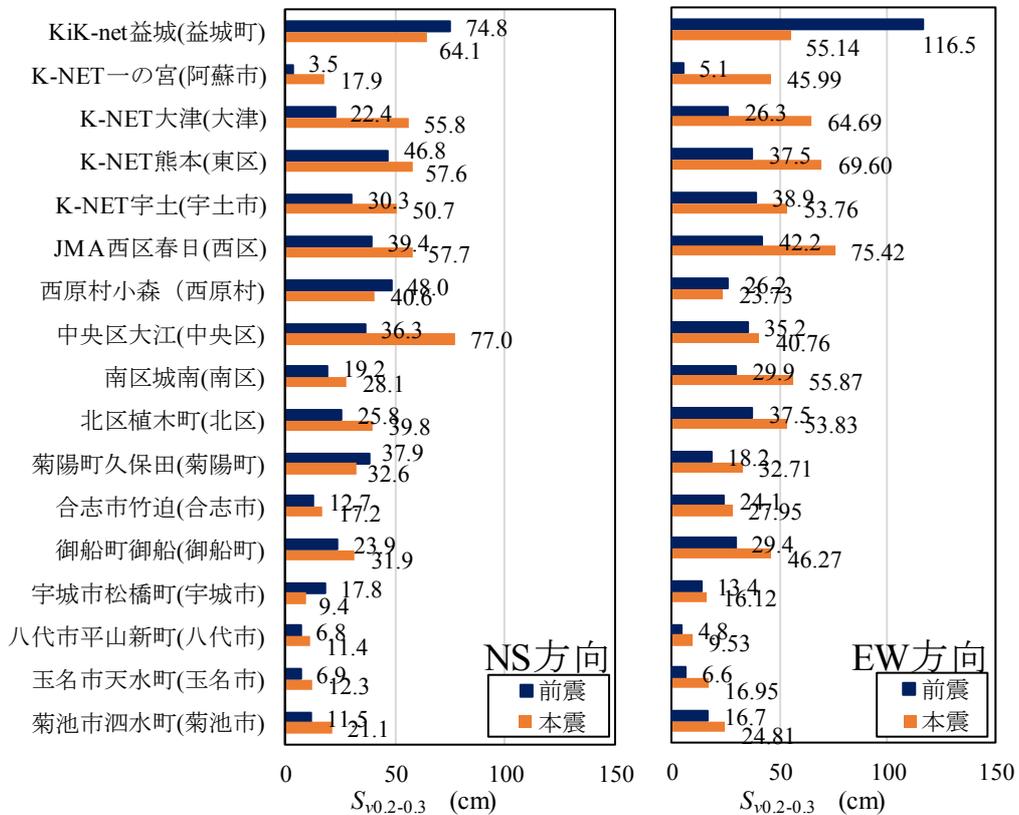


図 5.4 観測地震波の 0.2~0.3 秒の相対速度応答スペクトルの平均 ($h=0.05$)

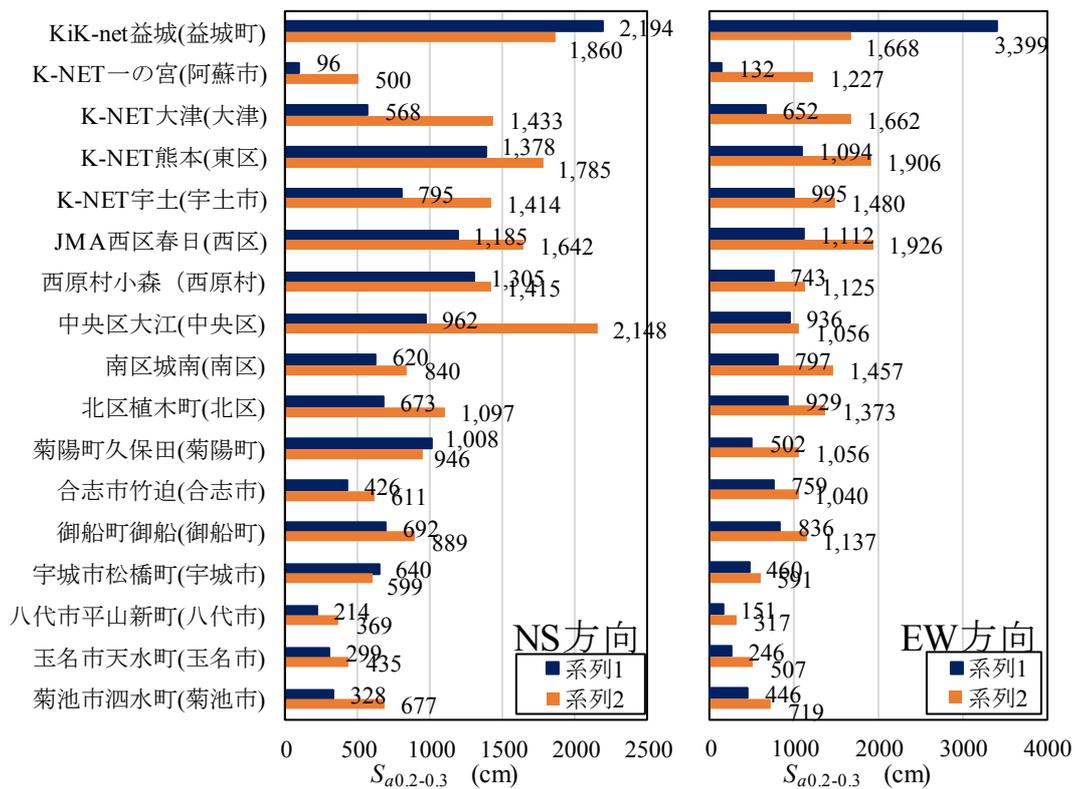


図 5.5 観測地震波の 0.2~0.3 秒の絶対加速度応答スペクトルの平均 ($h=0.05$)

5.1.5. 被害レベルの判定

建物の被害レベルを確認するために、表 5.3 に示す判定基準を用い、建物ごとに採点した。構造的な損傷としては、被害レベル 3~5 において生じていると判断できる。また、被害レベル 0 または 1 の場合は、ほぼ初期状態の非構造材を含めた耐震性を有しているものと考えられる。

図 5.6 には被害レベルと建物の竣工年の関係を示している。大きな傾向は見られないが、被害レベル 3 以上の建物は全年代で広く分布している。被害レベル 4・5 の比較的被害の大きい建物は、2000 年以前の建物に生じている。

表 5.3 被害レベルの判定基準

被害レベル	上部構造の被害
5	建物に大きな残留変形がある
4	外周部・内部のブレースに孕みが確認できる
3	内部ブレースなどに孕みが確認できる
2	内装石膏ボードなどに割れ・はがれが生じている
1	クロスの切れ、建具のすきなどが生じている
0	異常なし

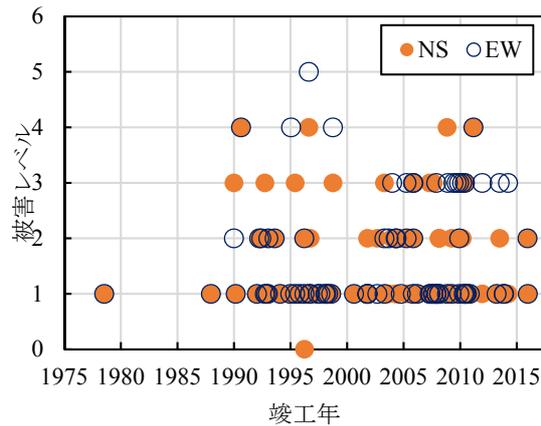


図 5.6 被害レベルと建物の竣工年

5.1.6. 固有振動数

調査住宅の常時微動計測による 1 次固有振動数の計測には、サーボ型加速度センサー (MRA-06X, 特許機器製, サンプル周波数 256Hz, A/D 分解能 16bit, ローパスフィルター 100Hz) またはサーボ型速度センサー (GEODAS1-5S3D, 物探サービス製, サンプル周波数 100Hz, A/D 分解能 24bit, ローパスフィルター 20Hz) を用いた。センサーは地盤面 (または 1 階床) と 2 階床に設置し、出入口に対し、センサー方向は左右方向と奥行方向とした。計測は 7 分間とし、2 階床と地盤面との伝達関数またはフーリエスペクトル比により算出した 1 次卓越振動数を固有振動数とした。

図 5.7 は、建物方向ごとの固有振動数の比較である。最小二乗法による直線近似では傾きが 0.94 であり、EW 方向の数値が NS 方向の数値よりもやや小さい値である。これは、プランが南面開口をとるパターンが多いことも関連があると考えられるが、図 5.3 に示すように周期 0.2~0.3 秒の変位応答スペクトルの平均値が NS 方向に対し EW 方向が大きいことにも起因していると考えられる。

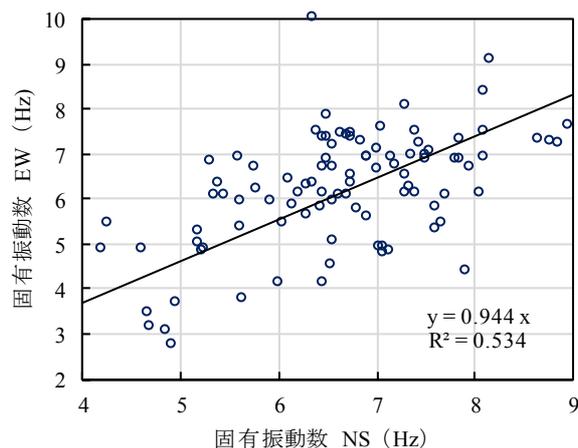


図 5.7 建物方向による固有振動数の比較

図 5.8 は調査物件すべての固有振動数と竣工年の関係である。図 5.9 には、図 5.8 のうち、ほぼ損傷していないと考えられる被害レベル 1 以下かつ 0.2~0.3 秒の平均変位応答スペクトル $S_{d0.2-0.3}$ が 1.5cm 以下の物件を抽出した。これらのデータより、初期状態では、平均して固有振動数は 7.48Hz (標準偏差 0.97Hz)

程度であると推定される。±2σの範囲で考えると、被災前の固有振動数は、5.55Hz～9.42Hzとなる。これは、別途、他地域で計測した結果と概ね同じであることを確認している。なお、ここでの常時微動による固有振動数が式(5.1)で示される設計用固有振動数（4.9Hz）に対し大きくなるのは、内外装材などの非耐力要素の影響が大きいためである。また、建物形状やプランによって固有振動数が大きくばらつくと考えられ、実測データに基づく、初期状態で10Hz程度の固有振動数の建物もあることがわかる。

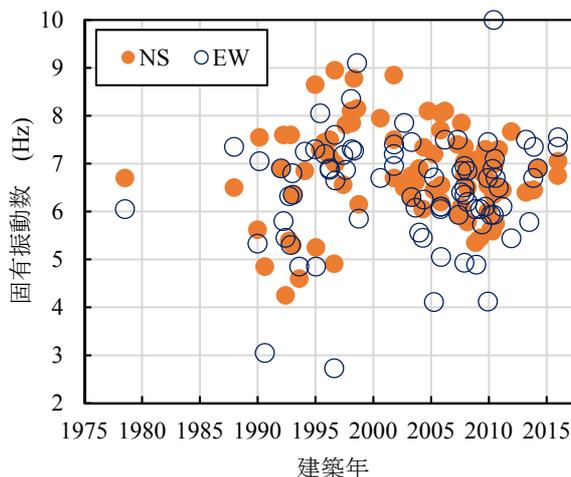


図 5.8 固有振動数と建築年

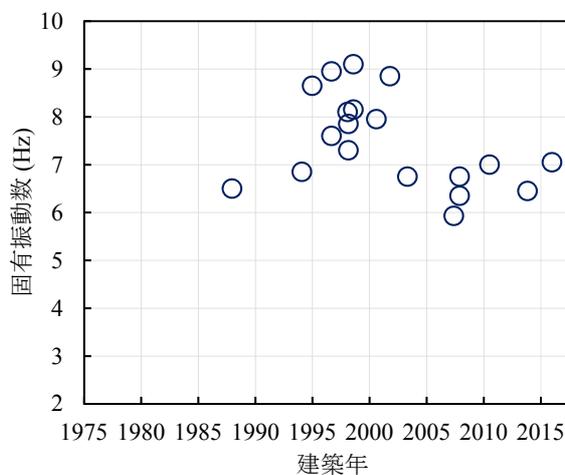


図 5.9 固有振動数と建築年

対象建物：被害レベル1以下、 $S_d 0.2-0.3s (h=0.05) < 1.5(\text{cm})$

5.1.7. 考察

1) 固有振動数と被害レベル

図 5.10 は固有振動数と被害レベルの関係である。被害レベルが進むにつれて固有振動数は低下している。ただし、同一被害レベルであっても固有振動数にばらつきがあるため、固有振動数から被害レベルを推定することは困難である。

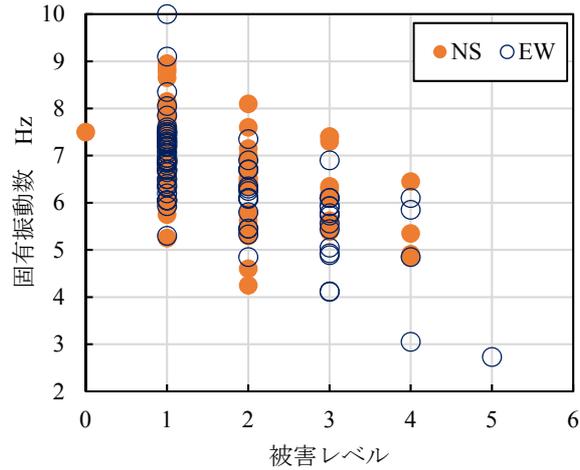


図 5.10 固有振動数と被害レベル

2) 被害レベルと変位応答スペクトル

図 5.11 は被害レベルと周期 0.2~0.3s の変位応答スペクトルの平均 $S_{d0.2-0.3}$ の比較である。変位応答スペクトルは、NS・EW 各方向で前震・本震のうち大きい値を採用した。変位応答の上昇により、被害レベルが上がることを考えられるが、図では、大きな傾向は見られない。同一地区でも、耐震レベル、プラン・形状、周辺地形、地盤補強方法等によって被害レベルに差異が出るためと考えられる。

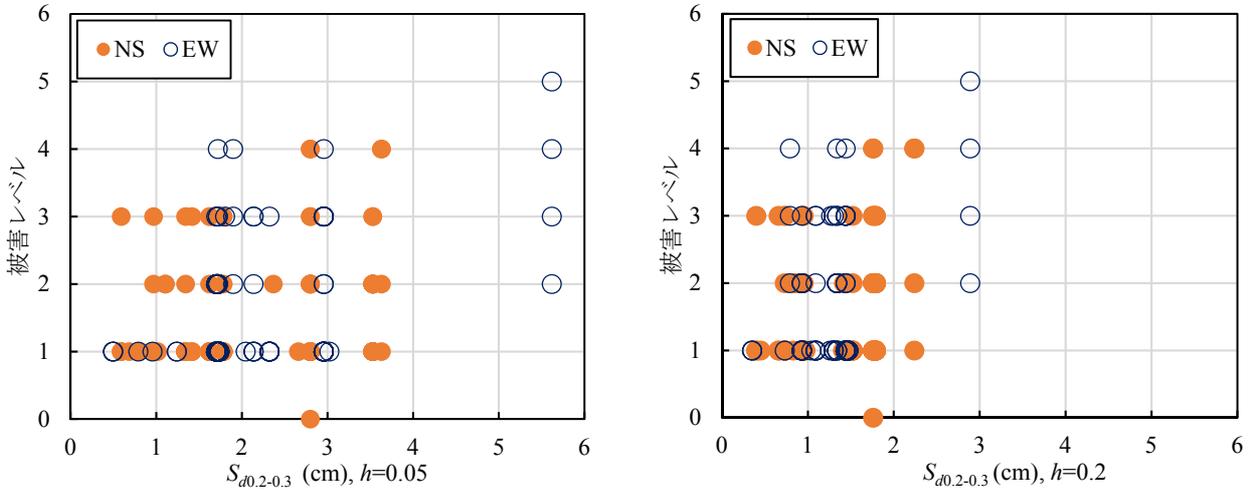


図 5.11 被害レベルと 0.2~0.3 秒の変位応答スペクトルの平均 ($S_{d0.2-0.3}$)

3) 固有振動数と変位応答スペクトル

図 5.12 は固有振動数と周期 0.2~0.3s の変位応答スペクトルの平均 $S_{d0.2-0.3}$ である。最小二乗法による対数関数近似を行うと、式(5.3)に示す近似式が得られる。相関係数 $r=0.38$ とあまり良い相関ではないものの、固有振動数 f が周期 0.2~0.3s の変位応答スペクトルの平均 $S_{d0.2-0.3}$ に対し、漸減する傾向を確認できる。

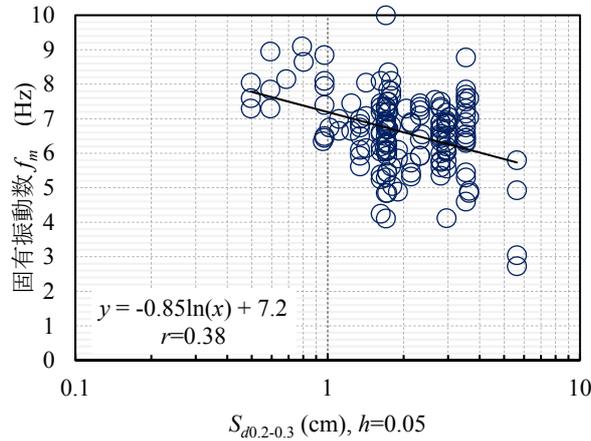


図 5.12 固有振動数と 0.2~0.3 秒の変位応答スペクトルの平均

対象建物：すべての調査物件

近似式： $f_m = -0.85 \cdot \ln(S_{d0.2-0.3}) + 7.2$ 相関係数： $r = 0.38$ (5.3)

図 5.13 は、図 5.12 のグラフのうち建築基準法レベルの建物のみを抽出したものである。近似式は式(5.4)で表され、相関係数 $r = 0.44$ と式(5.3)と比べ相関が高い。また、式(5.3)に比べ、近似線の対数関数の係数は 15%程度高く、周期 0.2~0.3s の変位応答スペクトルの平均 $S_{d0.2-0.3}$ に対し固有振動数 f の低下が比較的大きい。

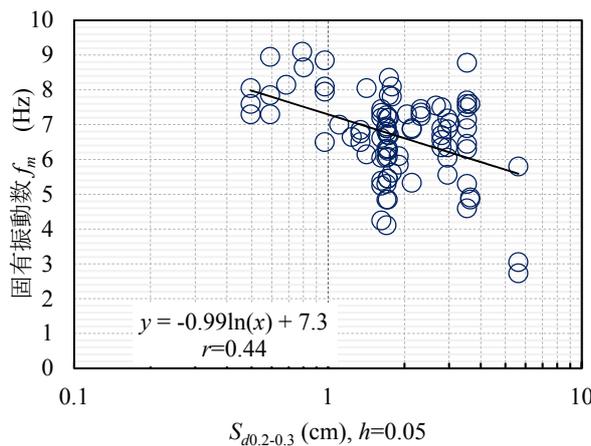


図 5.13 固有振動数と 0.2~0.3 秒の変位応答スペクトルの平均 $S_{d0.2-0.3}$

対象建物：耐震性能が基準法レベルのみの調査物件

近似式： $f_m = -0.99 \cdot \ln(S_{d0.2-0.3}) + 7.3$ 相関係数： $r = 0.44$ (5.4)

図 5.14 は、図 5.12 のグラフのうち品確法耐震等級 3 の建物のみを抽出したものである。近似式は式 (5.5) で表され、相関係数 $r = 0.20$ と相関が低い。

式(5.5)の対数関数の係数は、式(5.4)に対し半分程度と低く、建築基準法レベルの建物に比べ、周期 0.2～0.3s の変位応答スペクトルの平均 $S_{d0.2-0.3}$ に対し固有振動数 f_m が低下しにくい。これは、建設時に同じ固有振動数であっても、基準法レベルの建物に比べ、品確法耐震等級 3 の建物が耐力壁など構造体の負担割合が大きいため、地震による繰り返し加力により内装・外装など雑壁の剛性低下の影響が小さいためと考えられる。

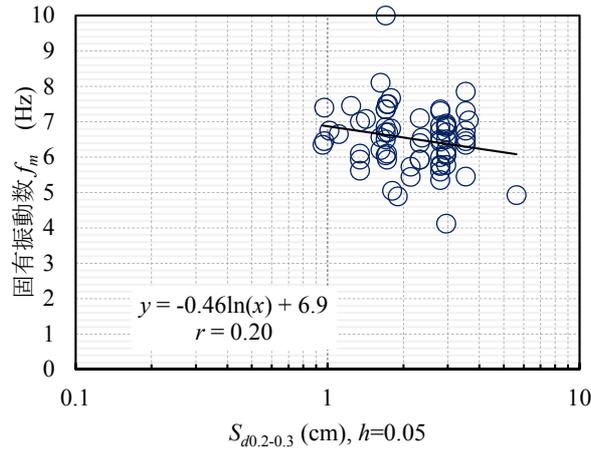


図 5.14 固有振動数と 0.2~0.3 秒の変位応答スペクトルの平均 $S_{d0.2-0.3}$
対象建物：耐震等級 3 の調査物件

$$\text{近似式： } f_m = -0.46 \cdot \ln(S_{d0.2-0.3}) + 6.9 \quad \text{相関係数： } r = 0.20 \quad (5.5)$$

図 5.15 には常時微動計測によるすべての調査物件の固有振動数と 0.2~0.3 秒の減衰 5% 時の変位応答スペクトルの平均と第 3 章で示した固有振動数と推定最大変形角の関係をプロットした。グラフの点線は提案式であるが、平均値とバラツキ $\pm 2\sigma$ を考慮して、初期値の範囲が 5.5~9.0Hz と仮定して曲線を描いた。提案式は式(5.6)の通りである。また、グラフ上の δ_{\max} は、1 層の高さを 3m としたときの推定最大変位である。ここで、提案式では、プロットに対して、やや小さく評価されていると判断できる。

$$\text{提案式： } (f_m/f_0)^2 = 1 / \{1 + (\gamma_{\max}/\gamma_{0.5m})^\alpha\} \quad (5.6)$$

ただし、

f_0 : 地震前の固有振動数

f_m : 地震後の固有振動数

γ_{\max} : 推定最大変形角

$\gamma_{0.5m} = 0.009, \alpha = 1.5$

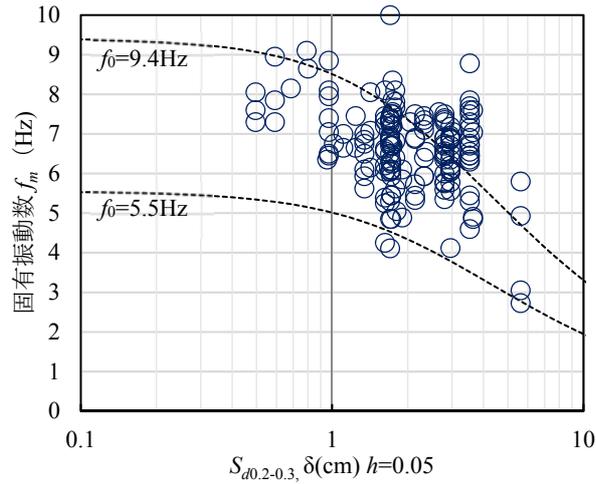


図 5.15 固有振動数と 0.2～0.3 秒の変位応答スペクトルの平均 $S_{d0.2-0.3}$ と推定最大変形 δ
 対象建物：すべての調査物件，減衰定数 $h=0.05$

前述の問題に対し、応答スペクトル算出時の減衰定数を 20%とした場合の同様の図を図 5.16 に示す。減衰 5%の際に比べると、提案式が概ねプロットを包括しており、比較的軽微な被害と考えられる高い固有振動数の結果において適合している。ただし、特に大きな変形が生じる低い固有振動数の建物の応答変位は小さく評価されており、地表地震動から対象建物の最大変形を推定するには建物非線形を考慮する評価が必要である。

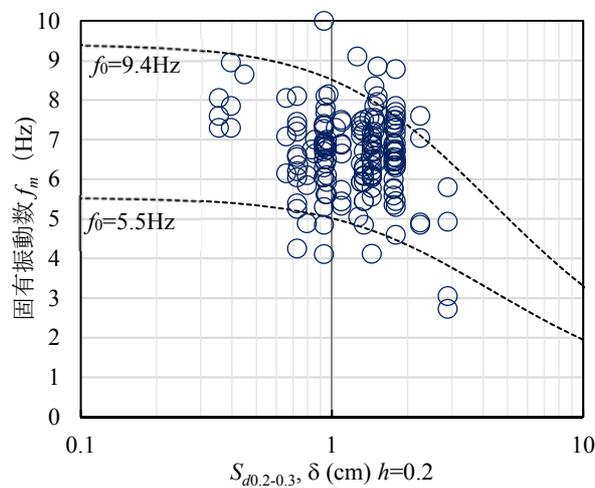


図 5.16 固有振動数と 0.2～0.3 秒の変位応答スペクトルの平均 $S_{d0.2-0.3(h=0.2)}$ と推定最大変形角 δ
 対象建物：すべての調査物件，減衰定数 $h=0.2$

本調査の場合、被災前の固有振動数 f_0 が未知であるため、各々の建物の経験最大変形角 γ_{\max} を算出することは困難である。しかし、例として、地震後に常時微動計測結果による1次固有振動数が6.0Hzである建物は、 $\pm 2\sigma$ のばらつきを考慮しても、経験最大変形 δ_{\max} は3.5cm（1層層間変形角 $\gamma_{\max} \doteq 1/85\text{rad}$ ）以下であることが示され、仮に継続利用の判断が $\gamma_{\max} = 1/60\text{rad}$ とすると建物の継続利用が十分可能であることが説明できる。

以上のように、調査建物群の被災前の固有振動数 f_0 の範囲が既知であれば、1次固有振動数の低下率の変形依存性評価式を用いて、想定される経験最大変形 δ_{\max} の最大値を推定することが可能である。

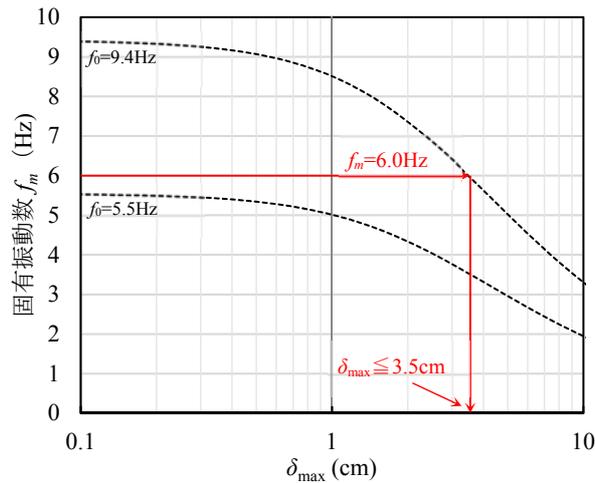


図 5.17 固有振動数 f_m と経験最大変形 δ_{\max}

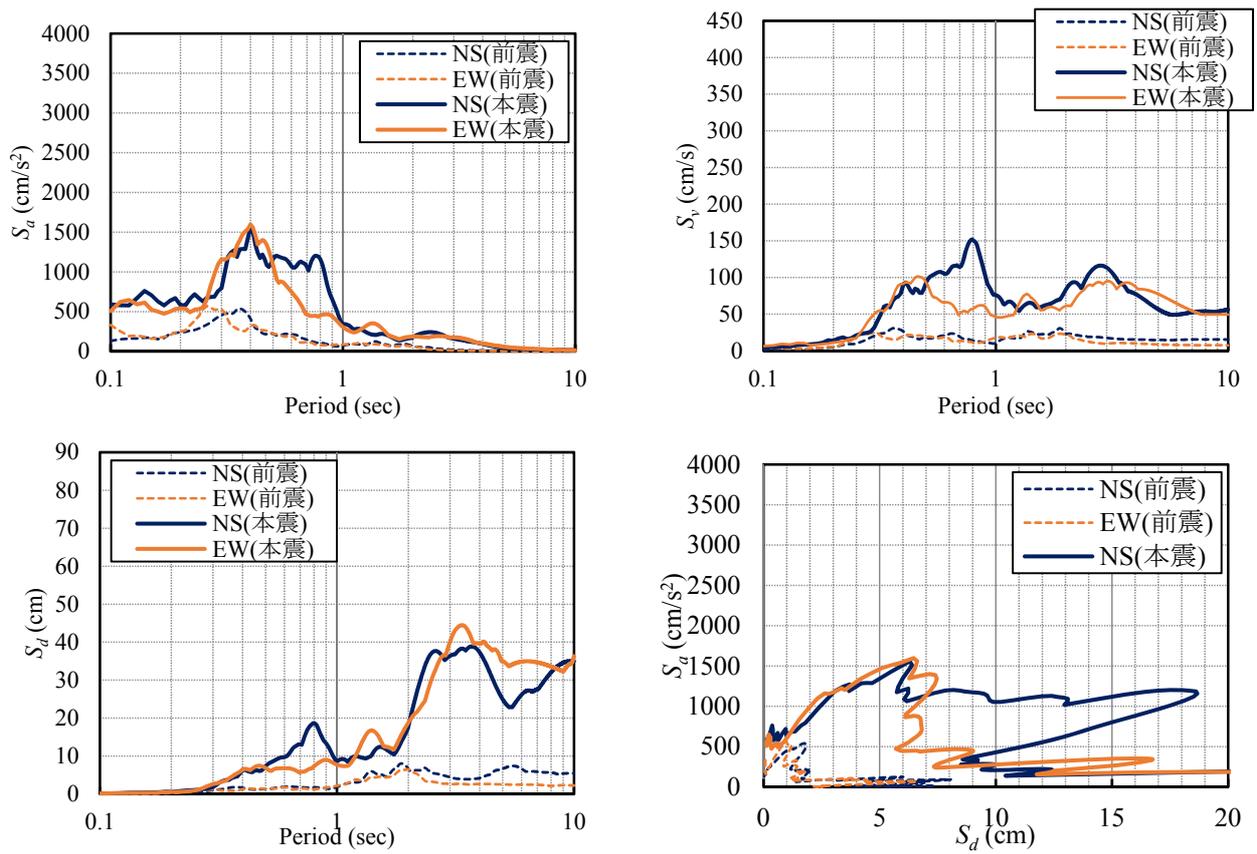


図 5.18 応答スペクトル (菊池市泗水町)

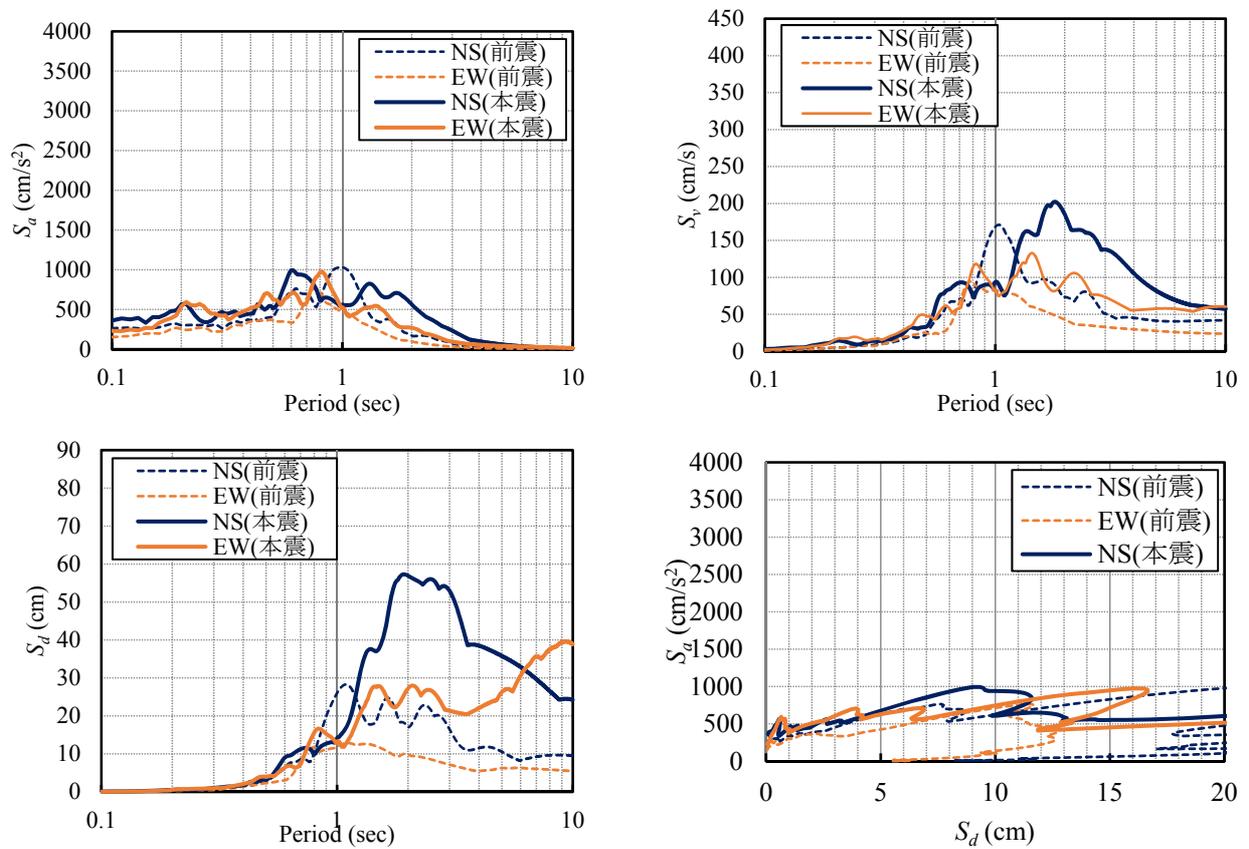


図 5.19 応答スペクトル (玉名市天水町)

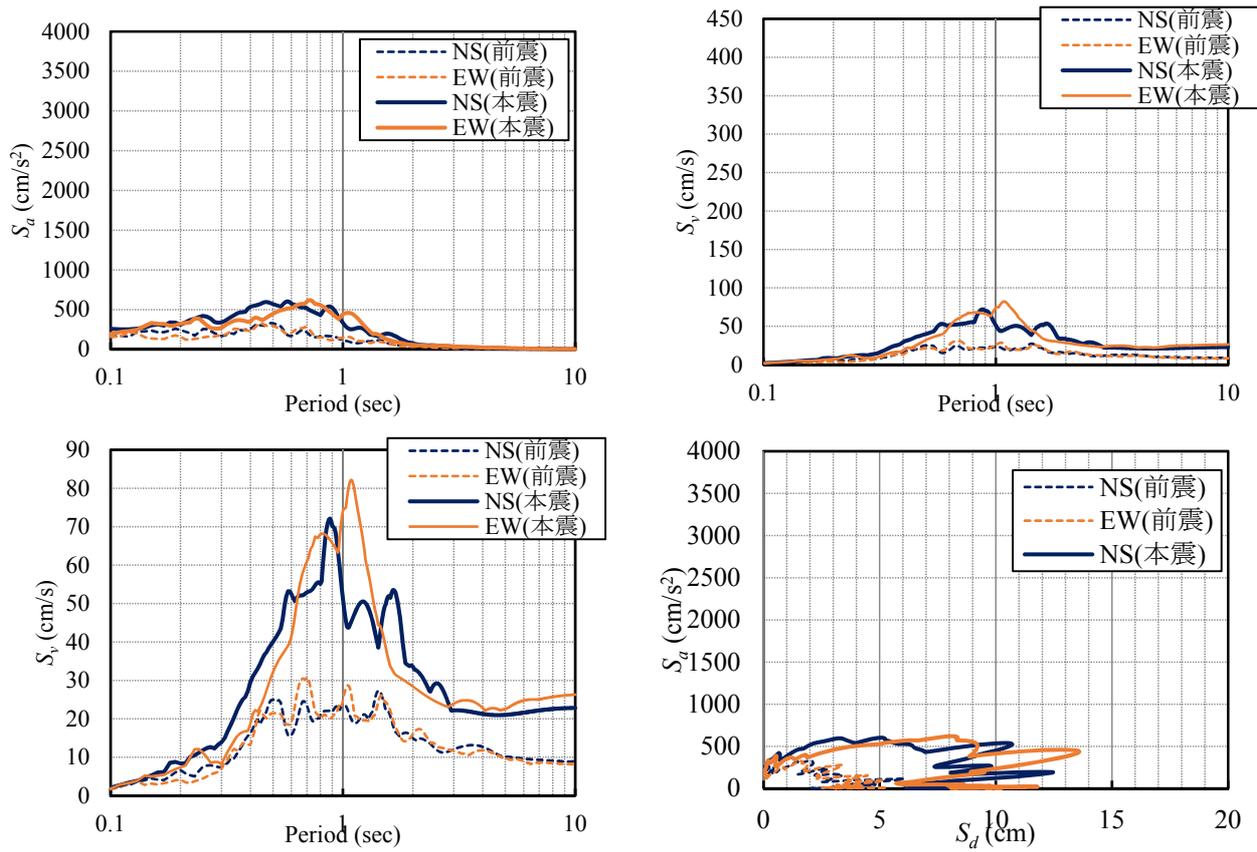


図 5.20 応答スペクトル (八代市平山新町)

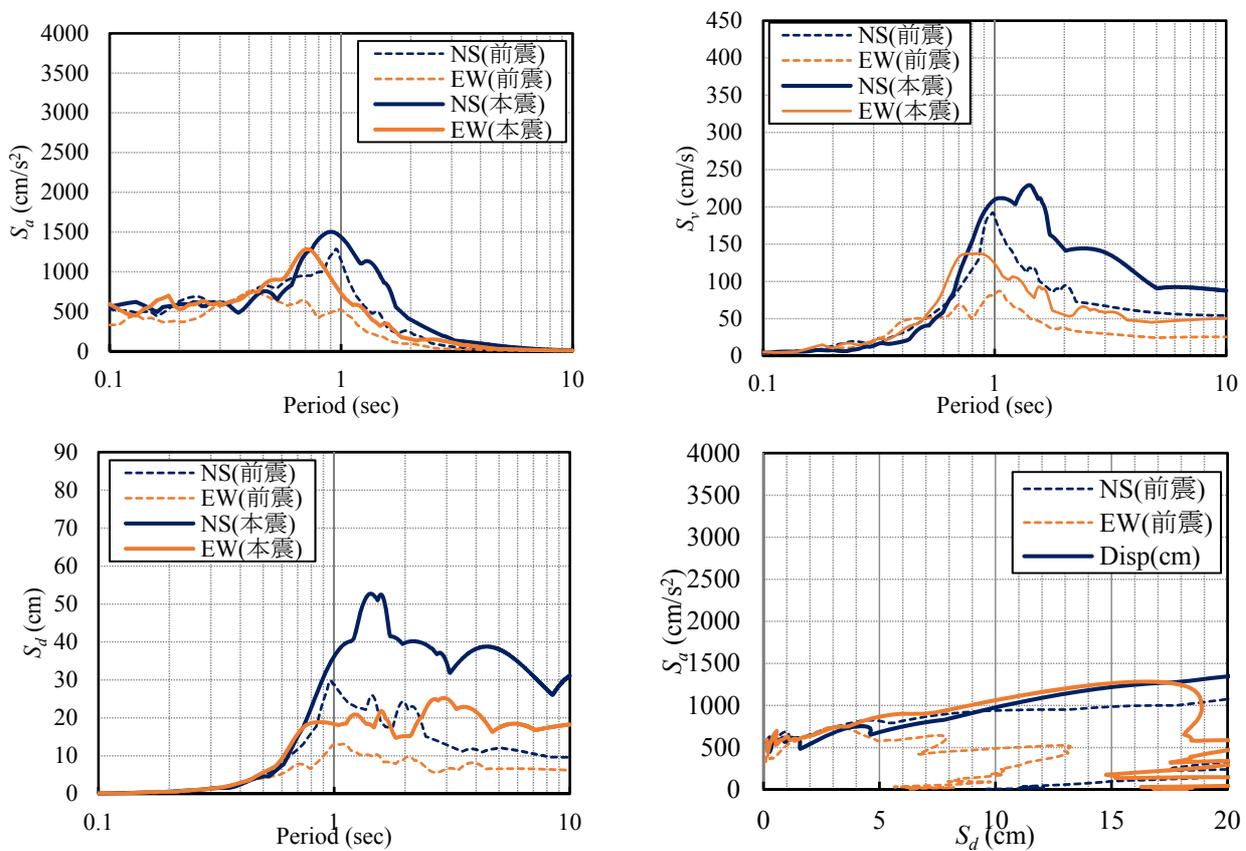


図 5.21 応答スペクトル (JMA 宇城市松橋町)

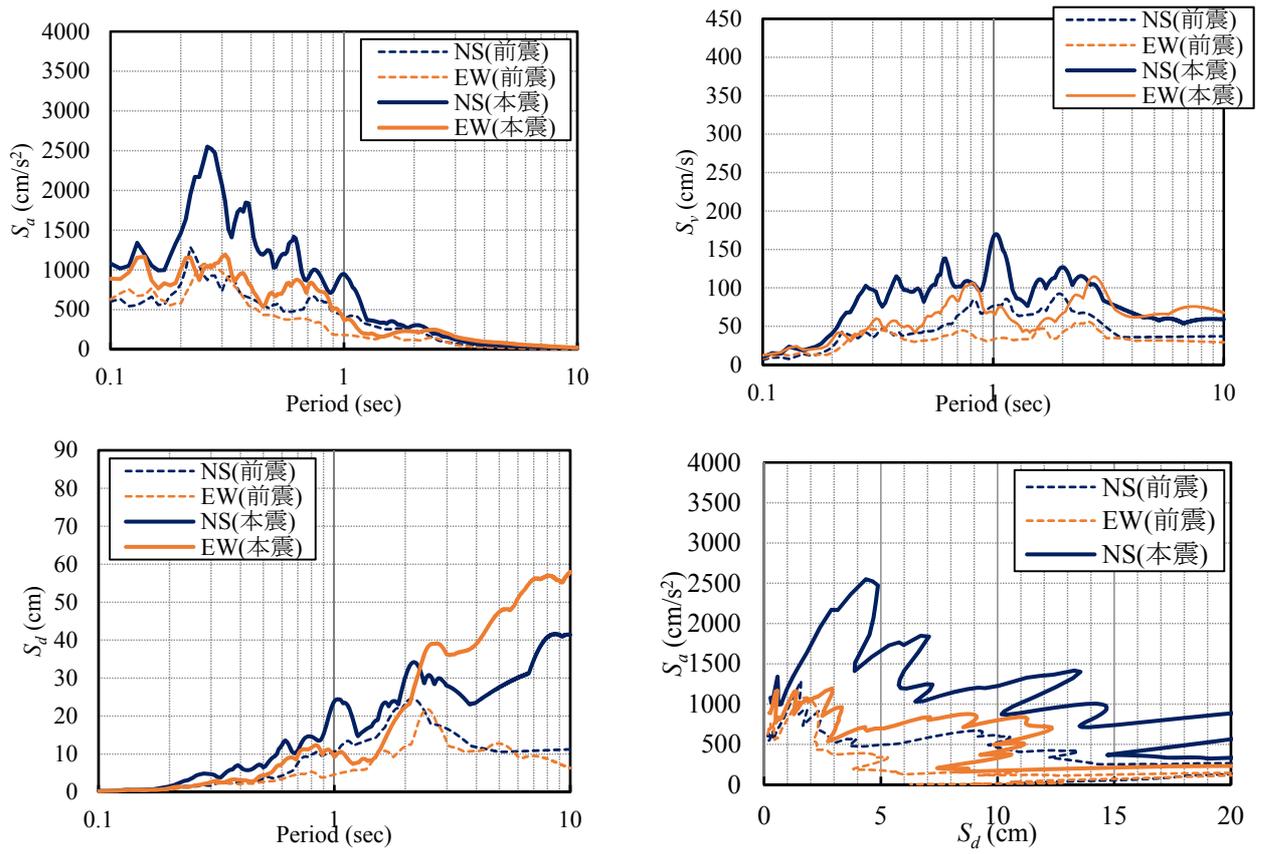


図 5.22 応答スペクトル (熊本市中央区大江)

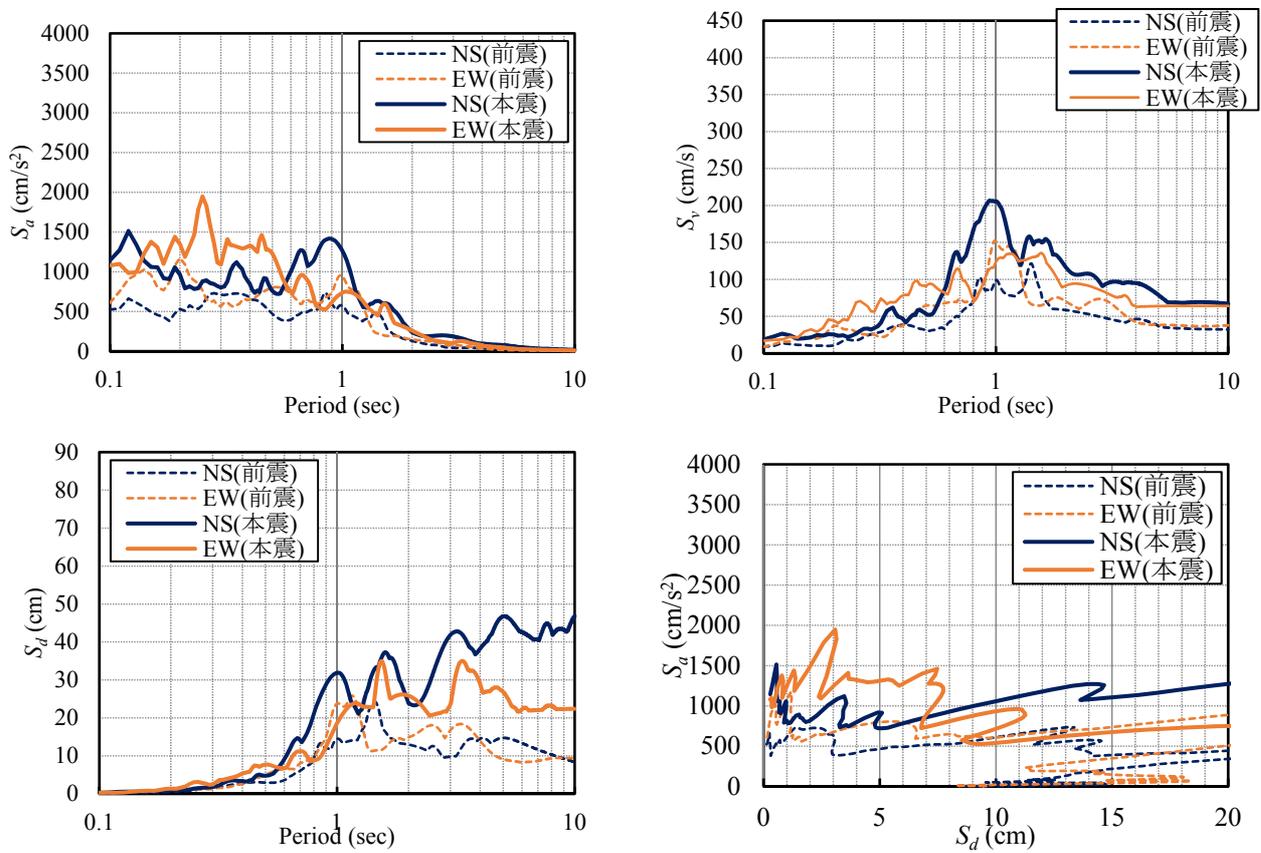


図 5.23 応答スペクトル (熊本市南区城南)

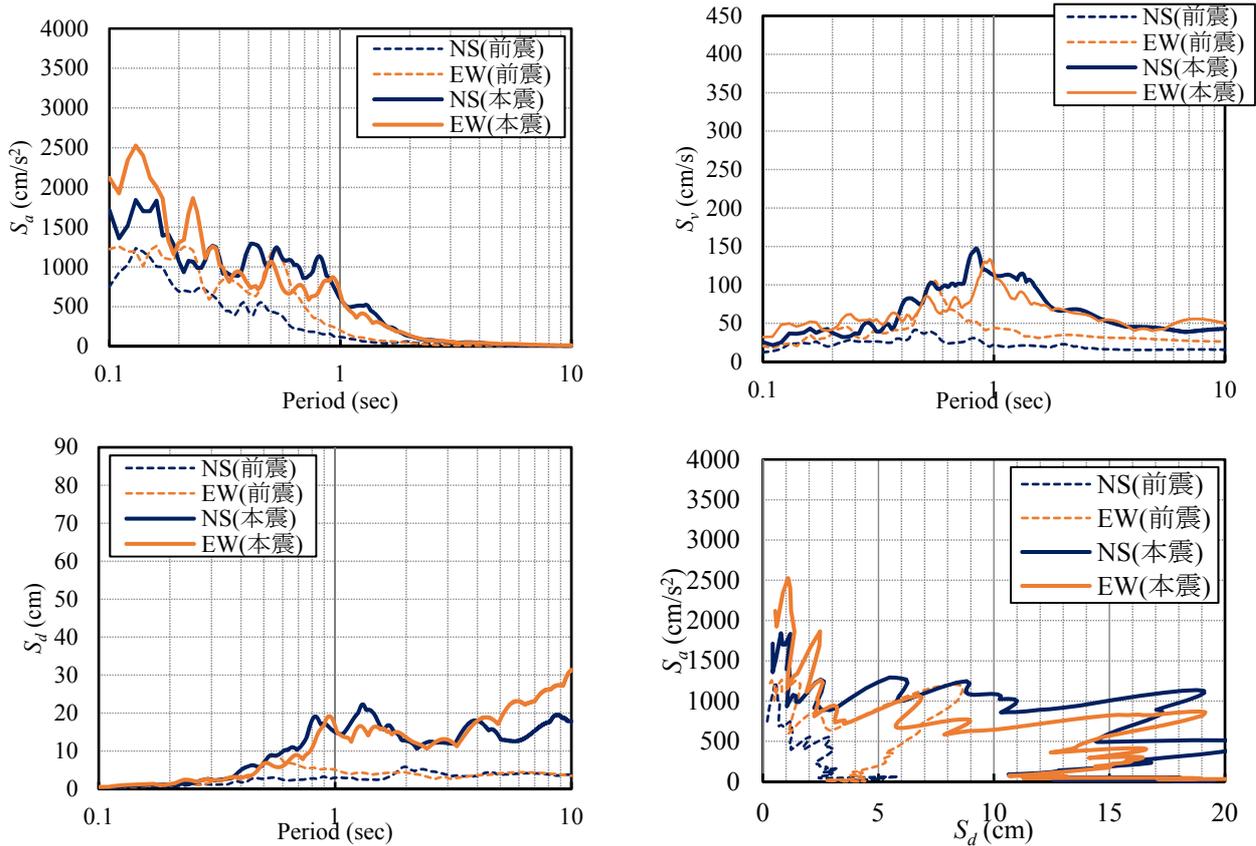


図 5.24 応答スペクトル (熊本市北区植木)

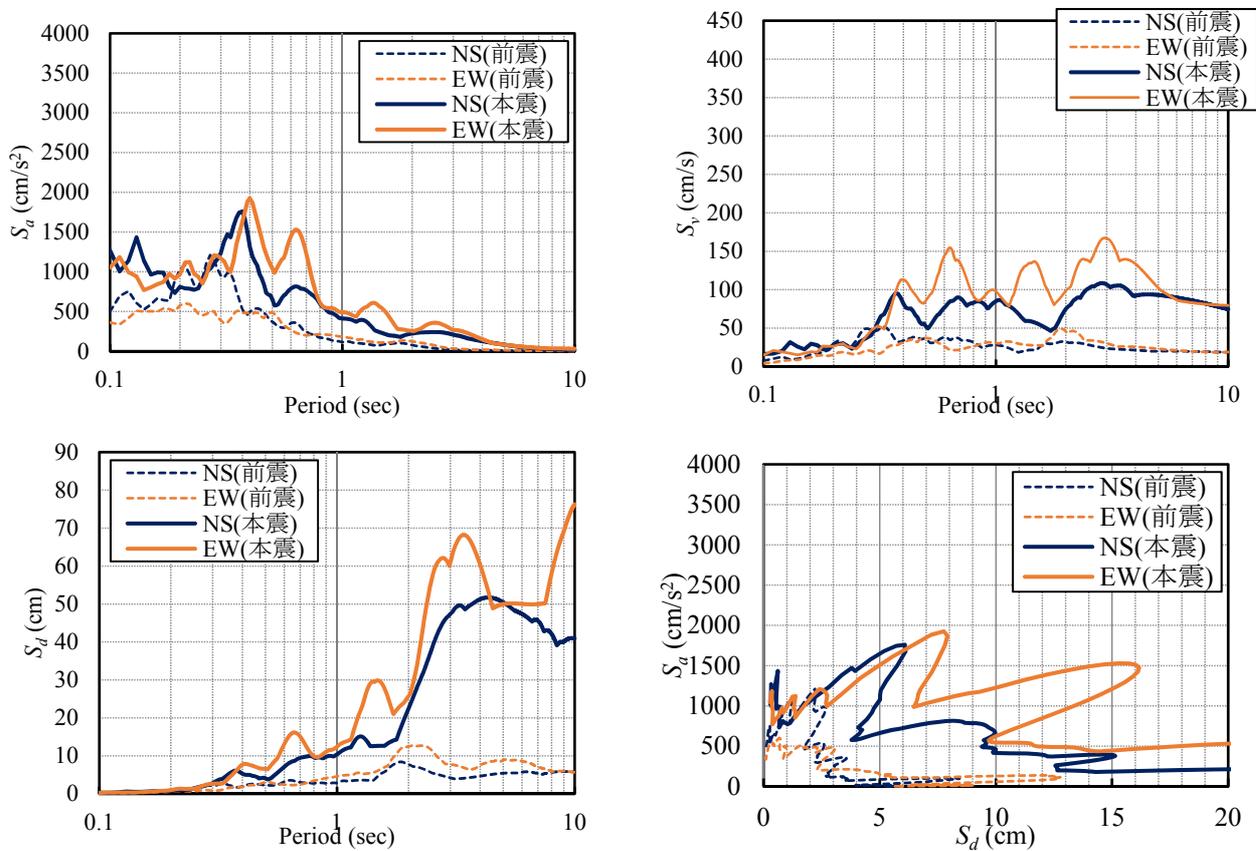


図 5.25 応答スペクトル (菊陽町久保田)

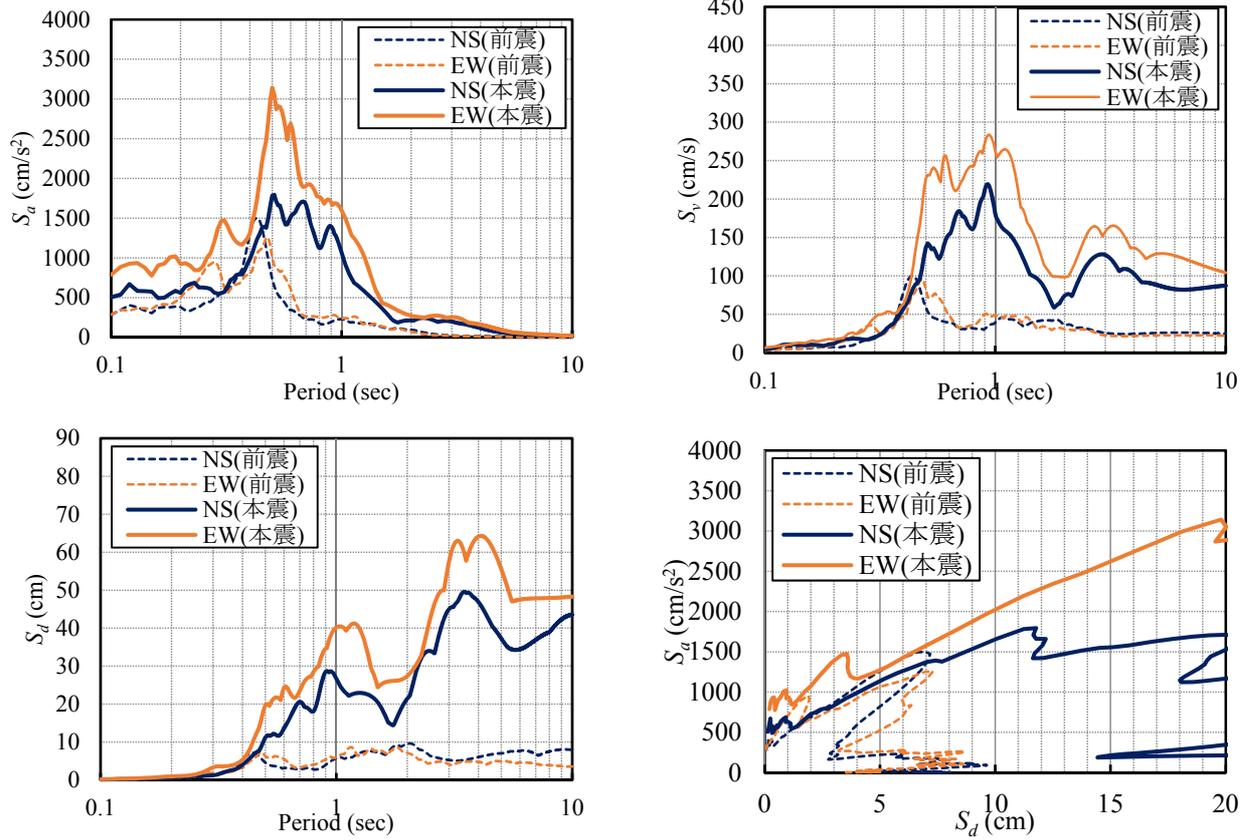


図 5.26 応答スペクトル (合志市竹迫)

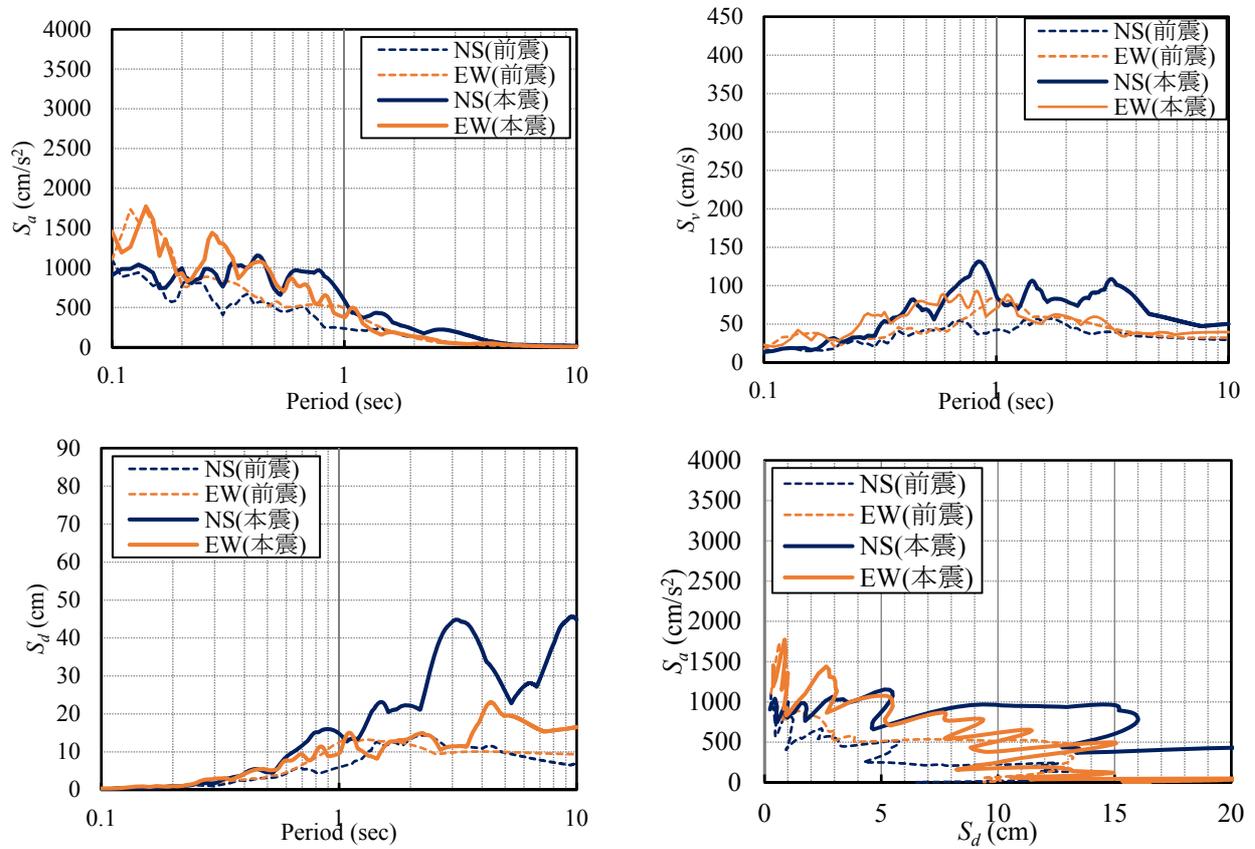


図 5.27 応答スペクトル (御船町御船)

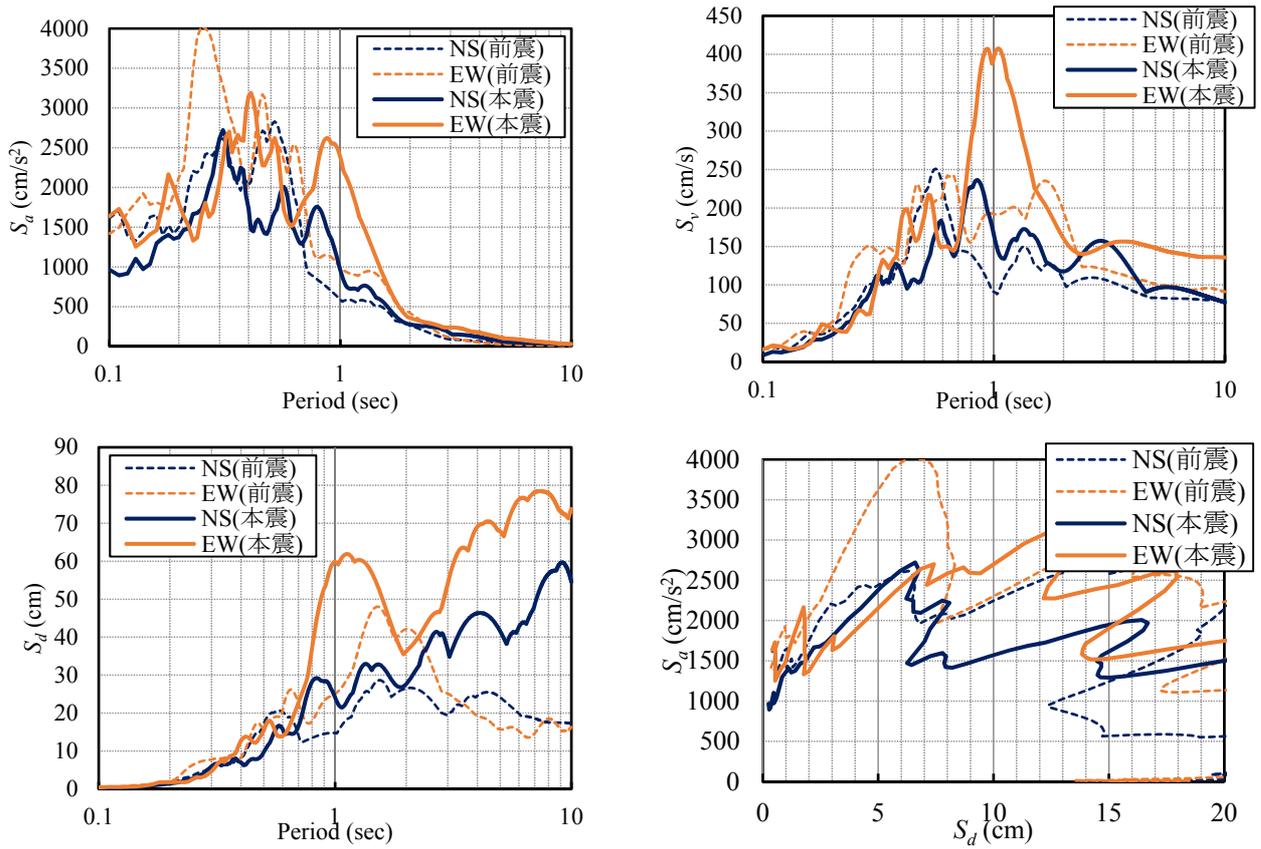


図 5.28 応答スペクトル (KiK-net 益城)

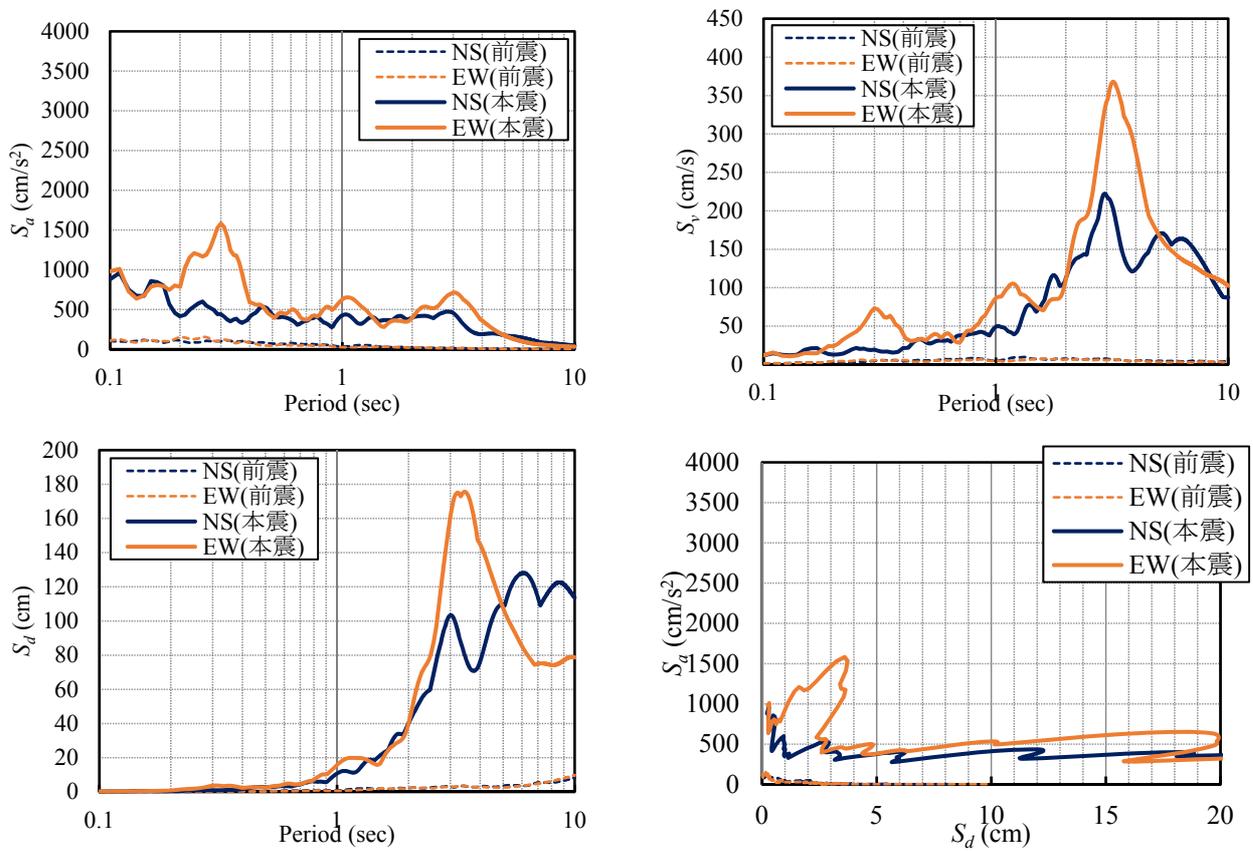


図 5.29 応答スペクトル (K-NET 一の宮)

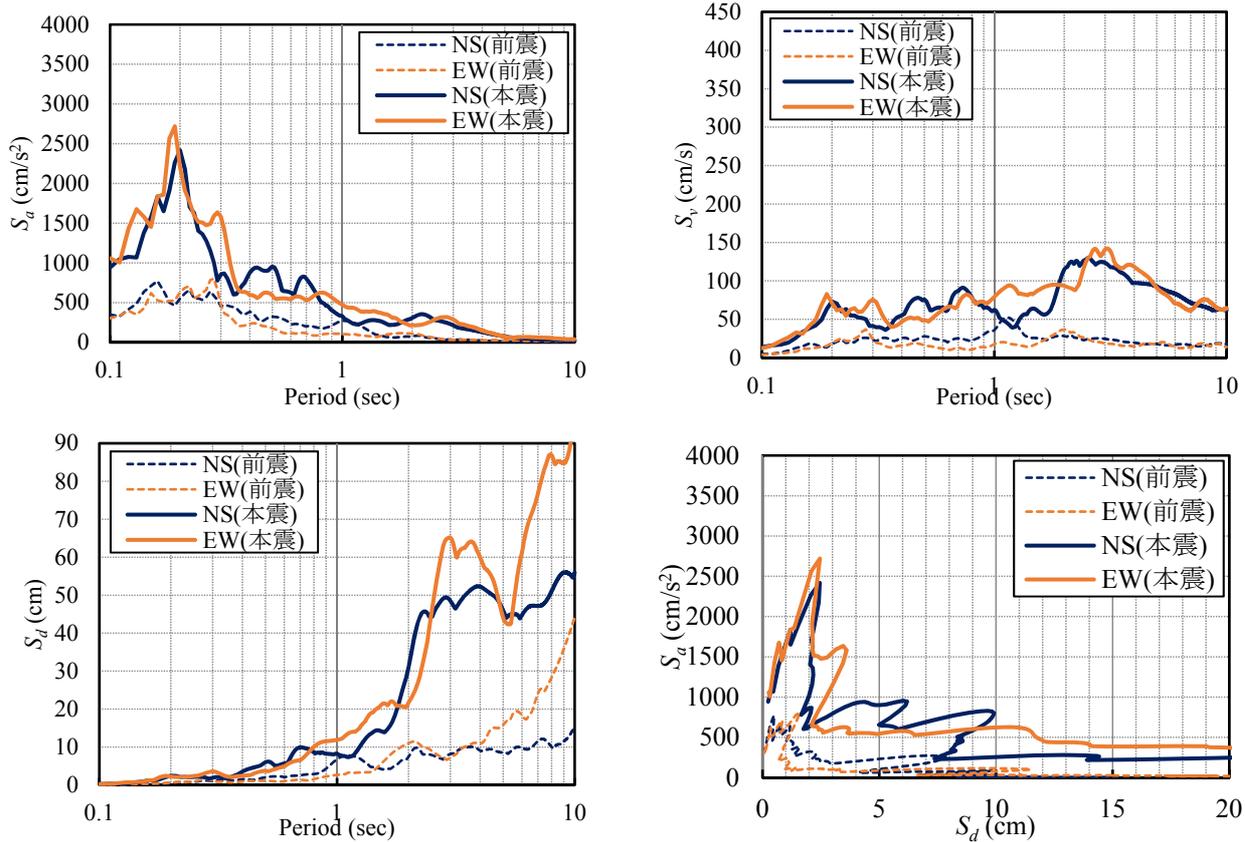


図 5.30 応答スペクトル (K-NET 大津)

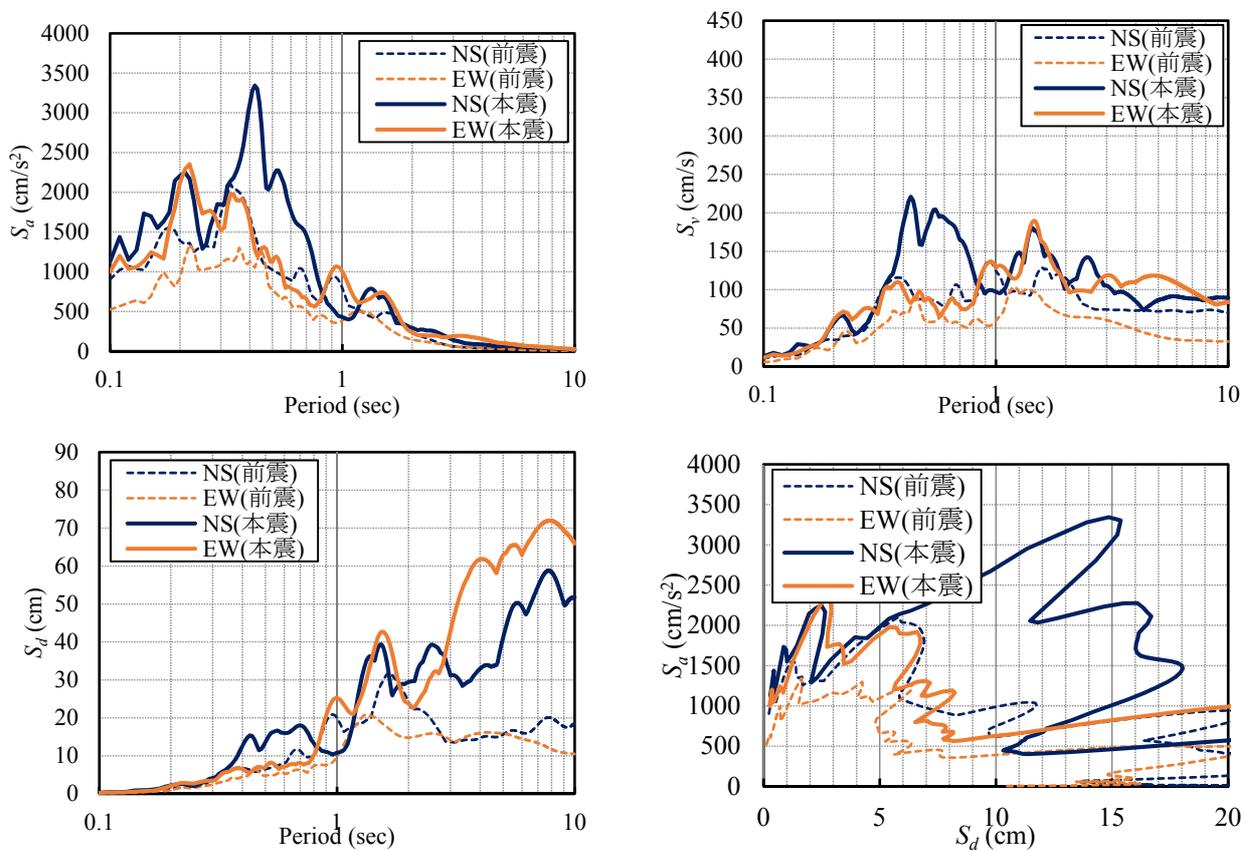


図 5.31 応答スペクトル (K-NET 熊本)

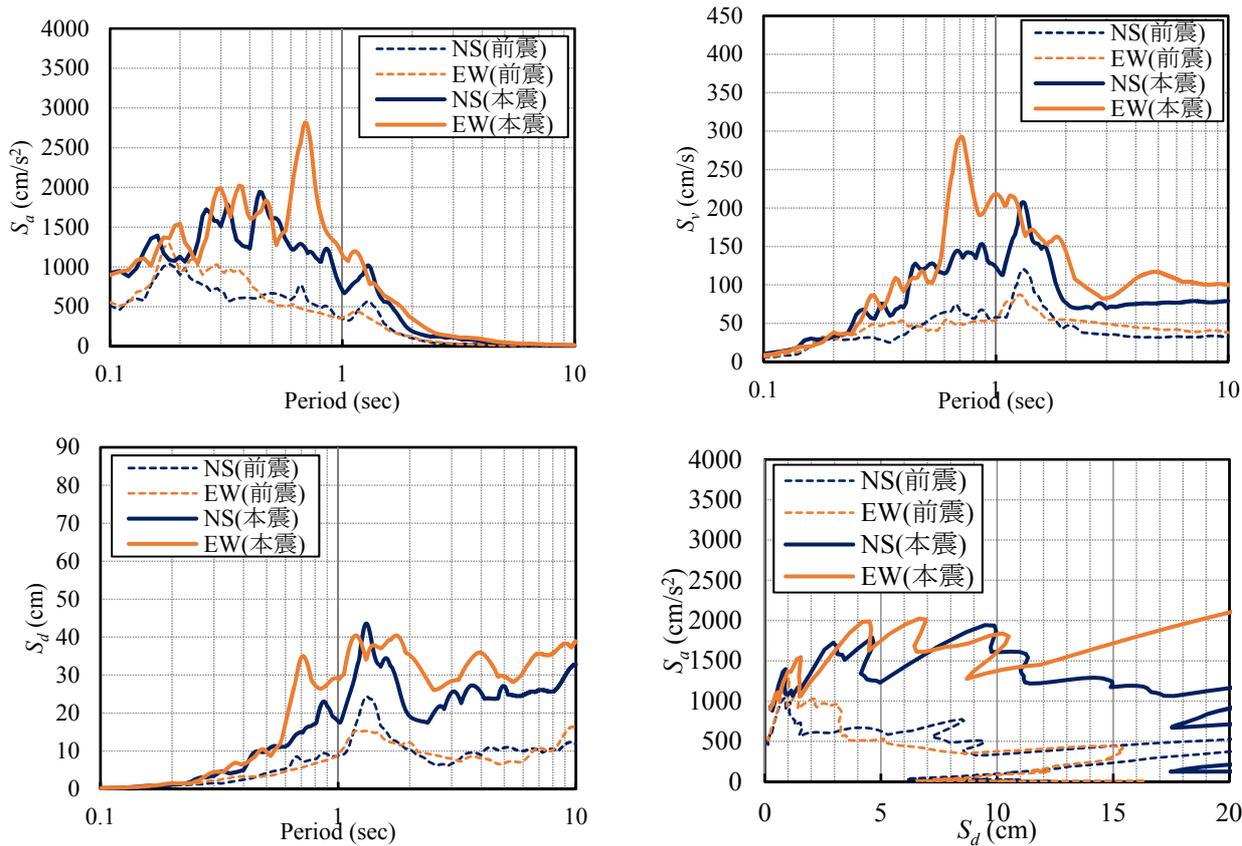


図 5.32 応答スペクトル (K-NET 宇土)

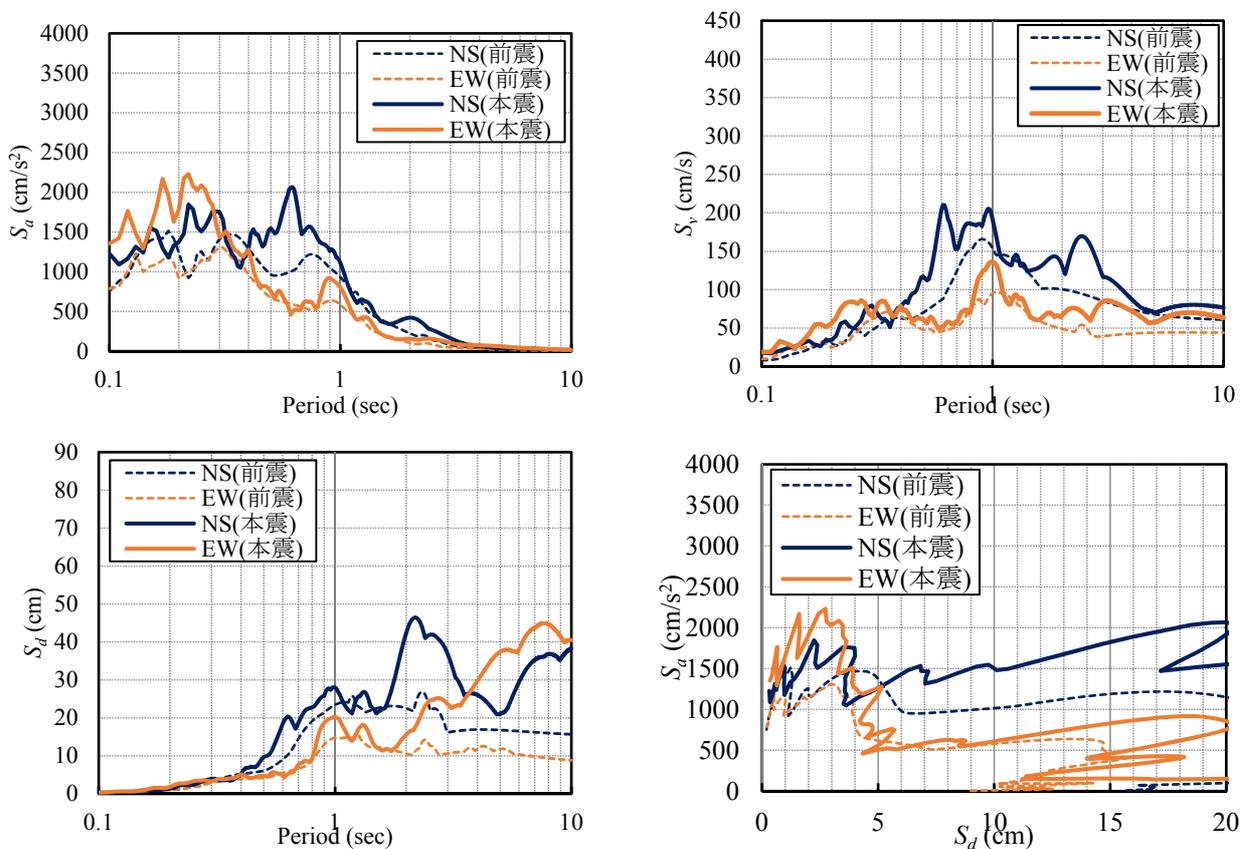


図 5.33 応答スペクトル (JMA 西区春日)

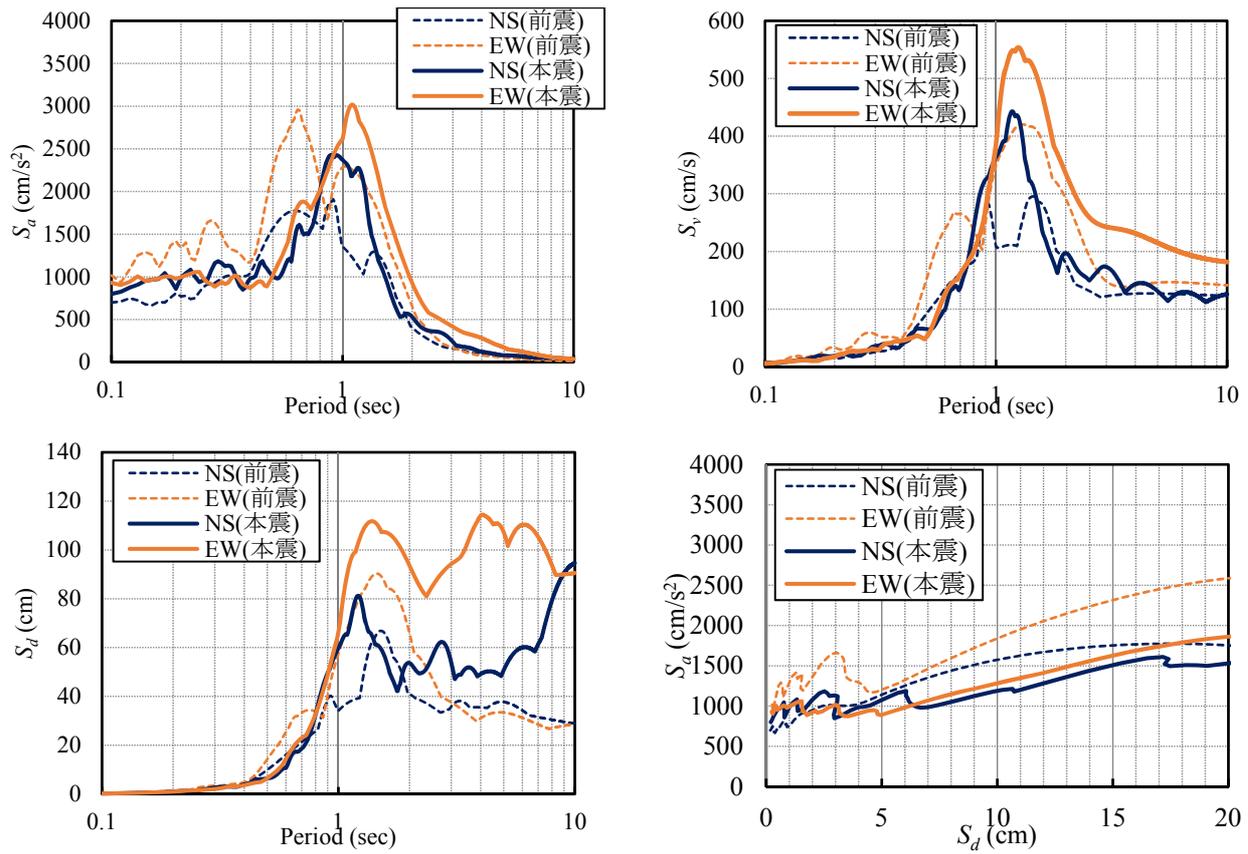


図 5.34 応答スペクトル (益城町宮園)

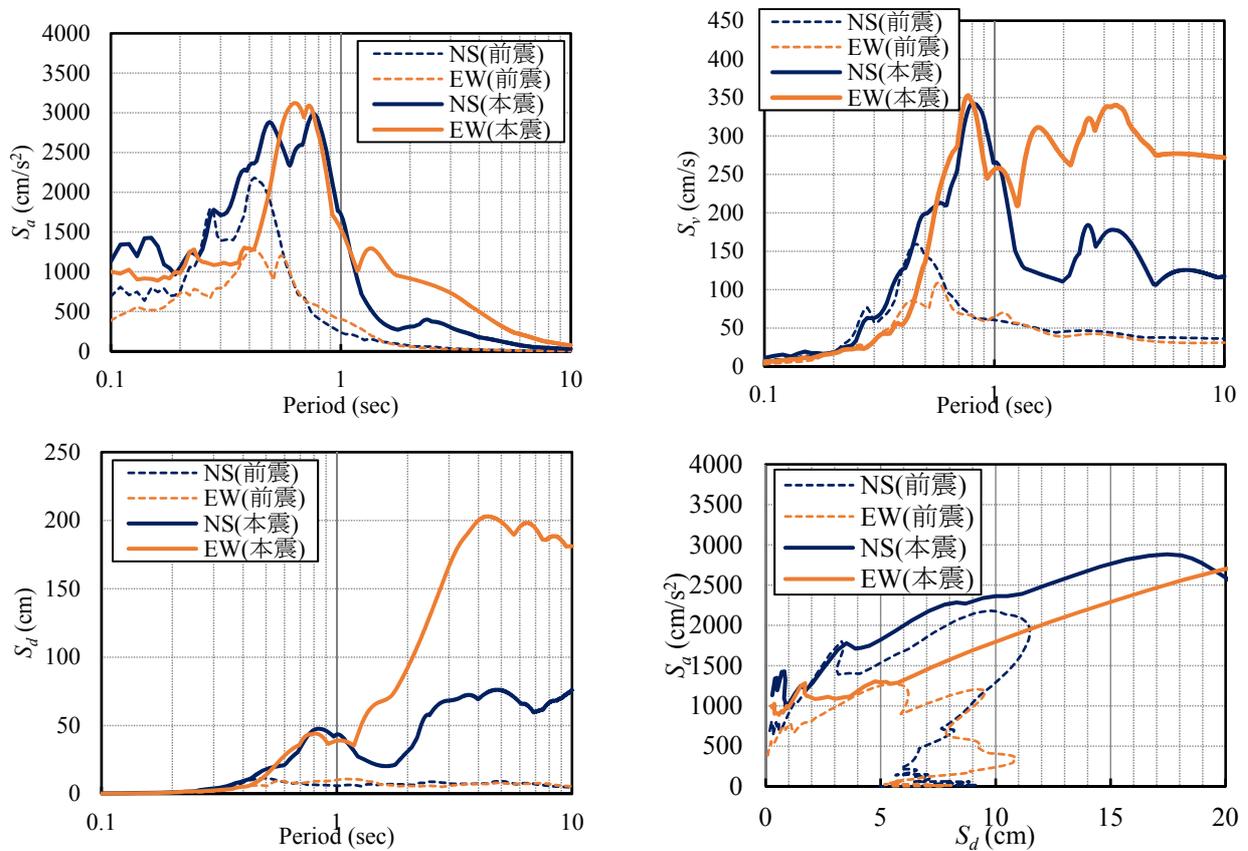


図 5.35 応答スペクトル (西原村小森)

5.2. 在来木造の精度検証

2018年6月18日7時58分頃に発生した大阪府高槻市を震源とする大阪府北部の地震（マグニチュード $M_j=6.1$ 、最大震度6弱）により被災した高槻市南平台の在来木造軸組構法の常時微動計測および被災度調査を実施した。計測・調査結果に基づき、在来木造軸組構法の被災度と想定される経験変形角について検証を行う。

5.2.1. 調査対象

本調査にて、調査を実施した建物概要を以下に示す。

建築物の名称：高槻市南平台4丁目N様邸

建築用途：住宅

構造形式：木造軸組構法、大壁構法（土壁＋モルタル外壁）

建築年（新築年：1972年9月、増改築年：1994年）

建築規模：1階床面積 111.54 m^2 、2階床面積 45.15 m^2

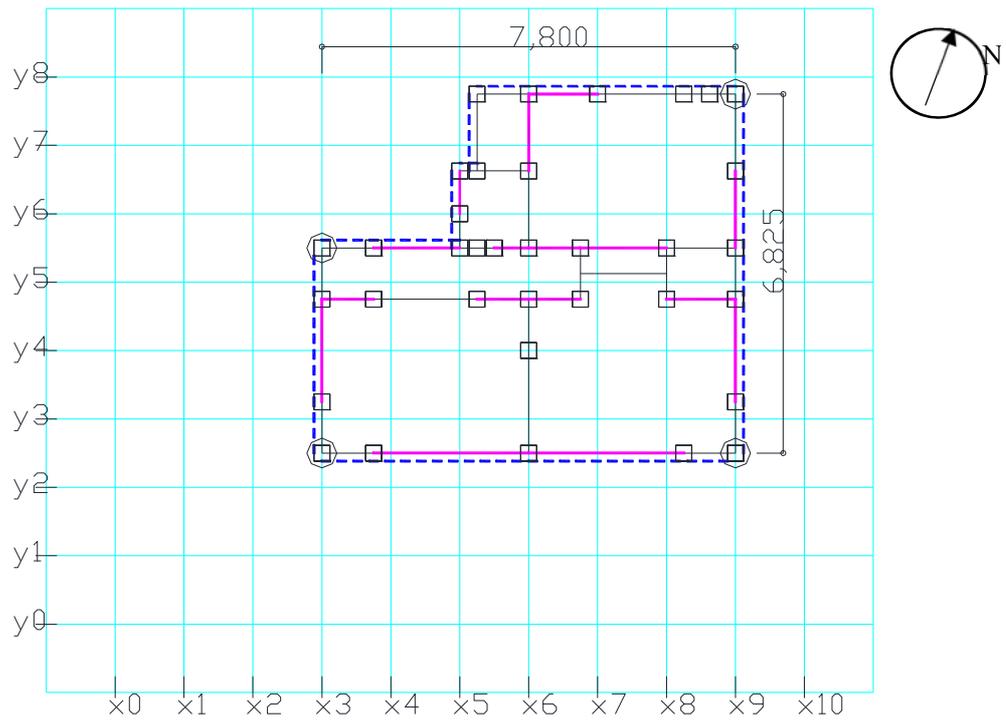
階高：1階2.6m、2階2.6m



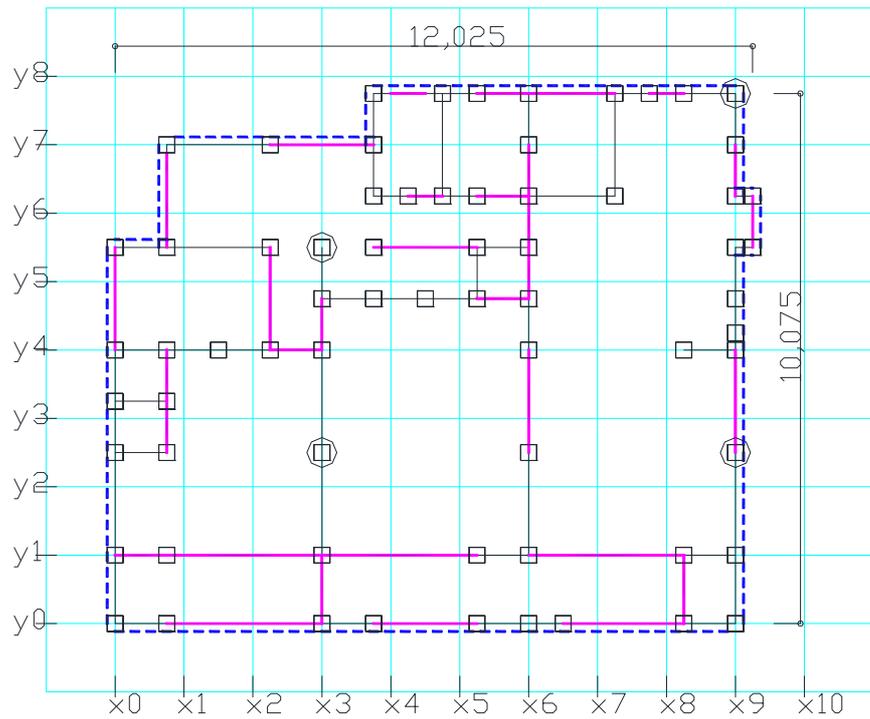
写真 1 物件全景

※：2018年7月撮影

2階

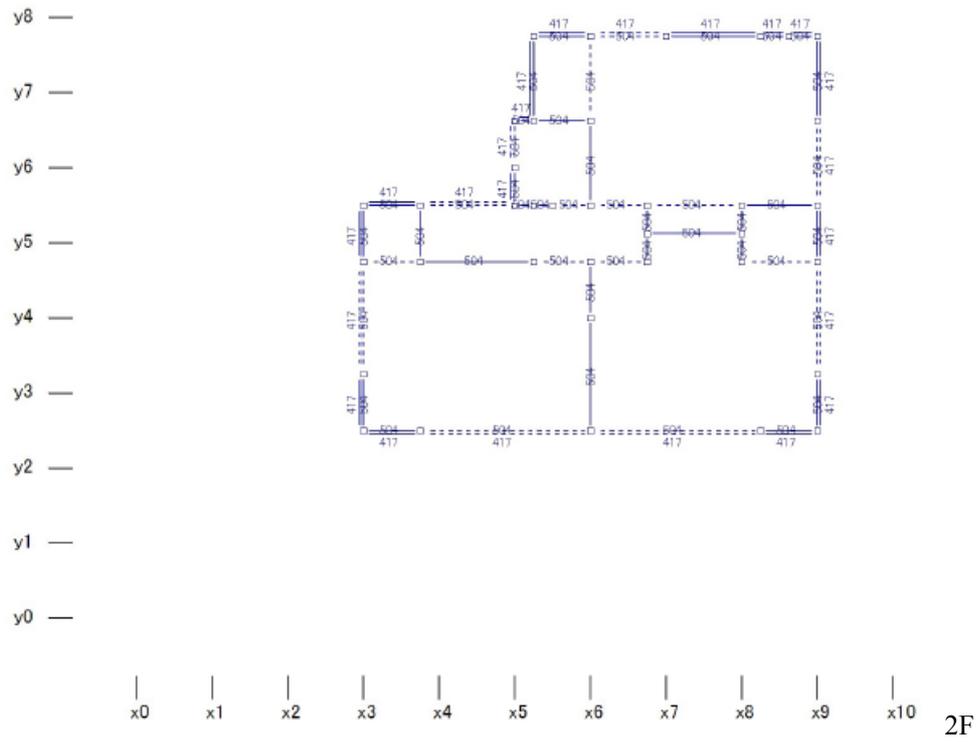


1階

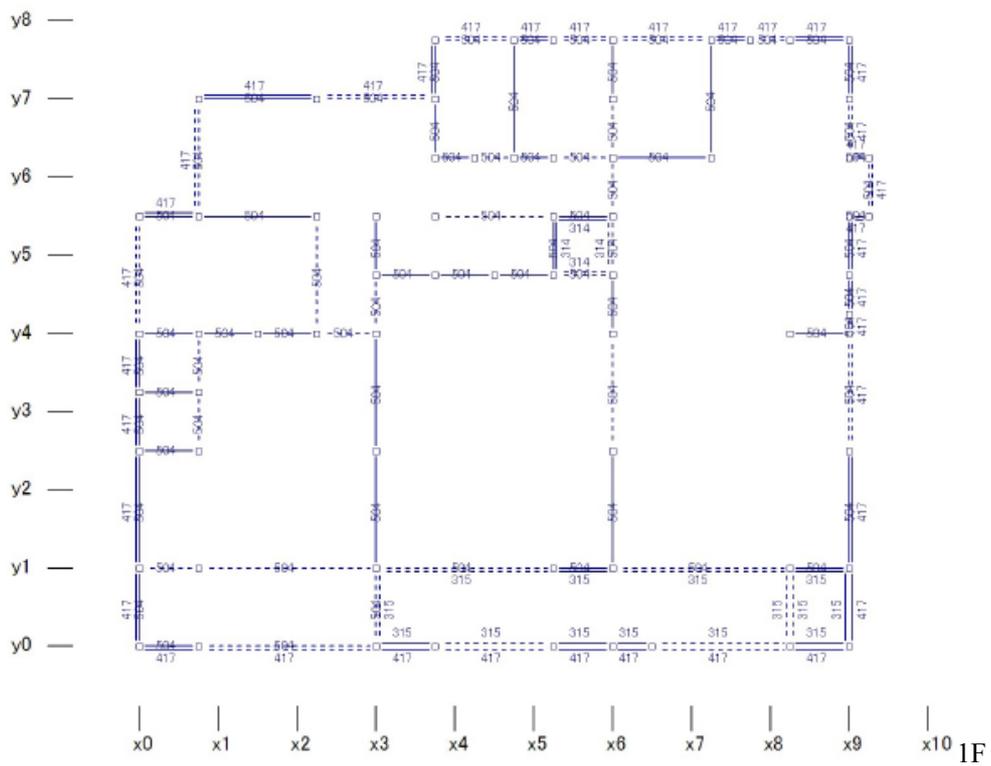


- 例
- 一般壁
 - 開口部
 - 耐力壁
 - ▨ バルコニー
 - ▩ 小屋裏収納
 - 柱
 - ⊕ 通し柱
 - 重心
 - ◎ 剛心
 - ▨ 偏心率0.15以下範囲(剛心が内側にあれば低減無し)
 - ▽ 筋かいシゲル
 - △ 筋かいゲブル
 - 面材耐力壁
 - - - 部分入力雑壁

図 5.36 平面図



2F



1F

凡例 **—** 無開口壁(面1、軸組、面2) **- - -** 開口壁(面1、軸組、面2) □ 柱
 壁材種コード 314: 石膏ボード9mm(非-GN40@200川) 315: 合板張り 417: 木張り下地珞珞ル壁 504: 土塗壁(7~9cm)

図 5.37 平面図 (壁材種表示)

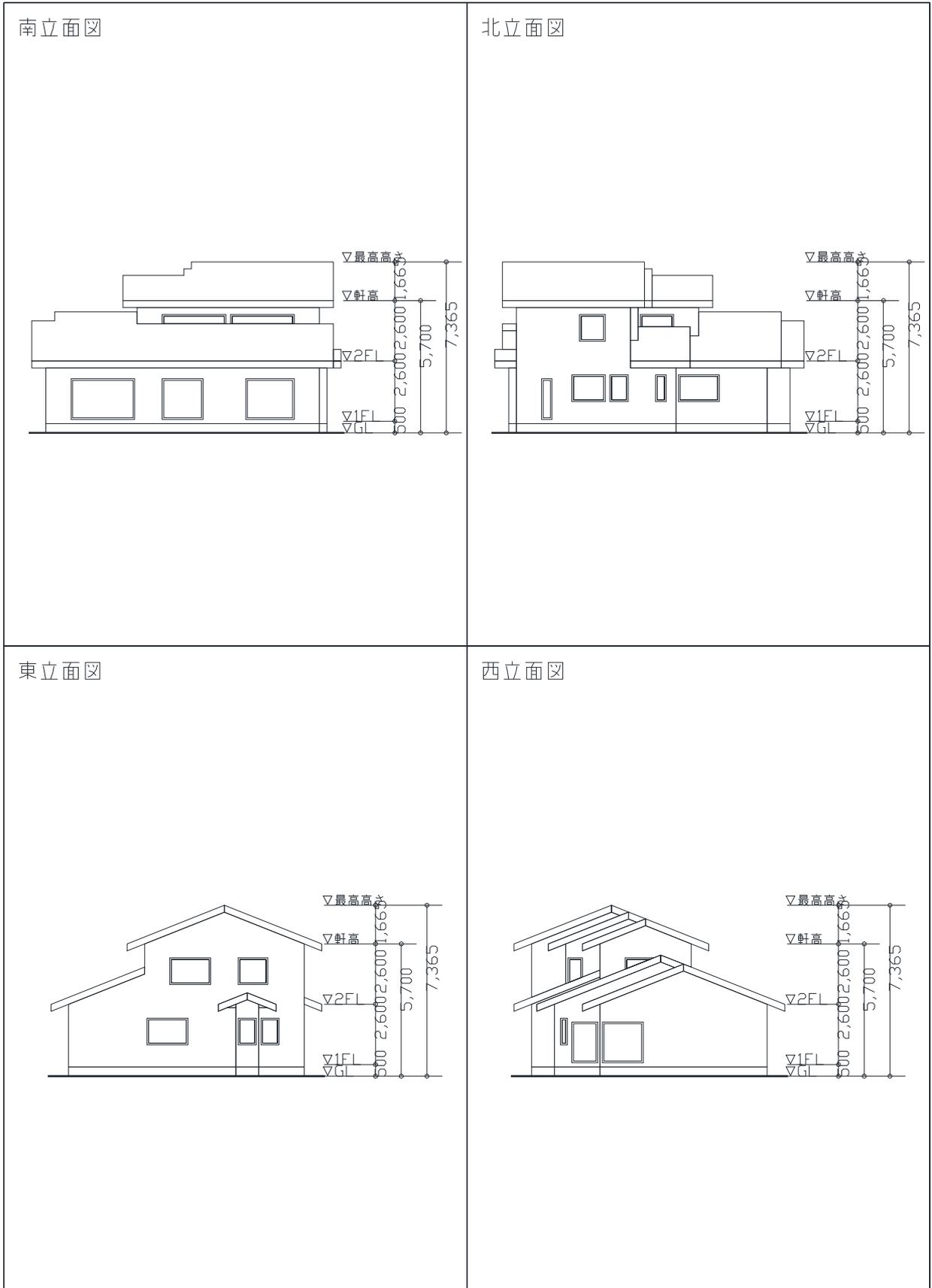


图 5.38 立面图

5.2.2. 地震力

当該物件の約 1km（直線距離 970m）の距離に強震観測点（K-NET 高槻 OSK002）がある。当観測点の強震データの応答スペクトルより、 S_a - S_d 曲線を図 5.39 に示す。

地震波の EW 成分が大きく、振動数の高さに関わらず同程度の変位応答であったと推測される。減衰が小さい場合、1 次固有振動数が高いほど、変位応答が進む可能性も考えられる。

当該敷地は、丘陵地とされ、1960 年代以降の宅地開発による大規模盛土造成地が周辺に多く点在するエリアである。

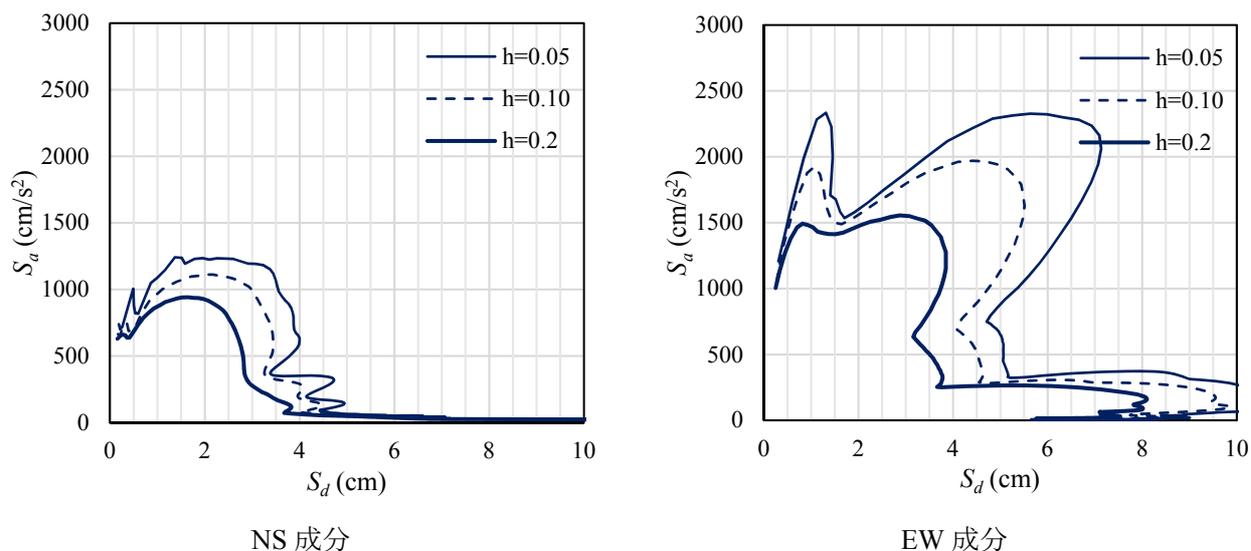


図 5.39 S_a - S_d スペクトル (K-NET 高槻, OSK002)

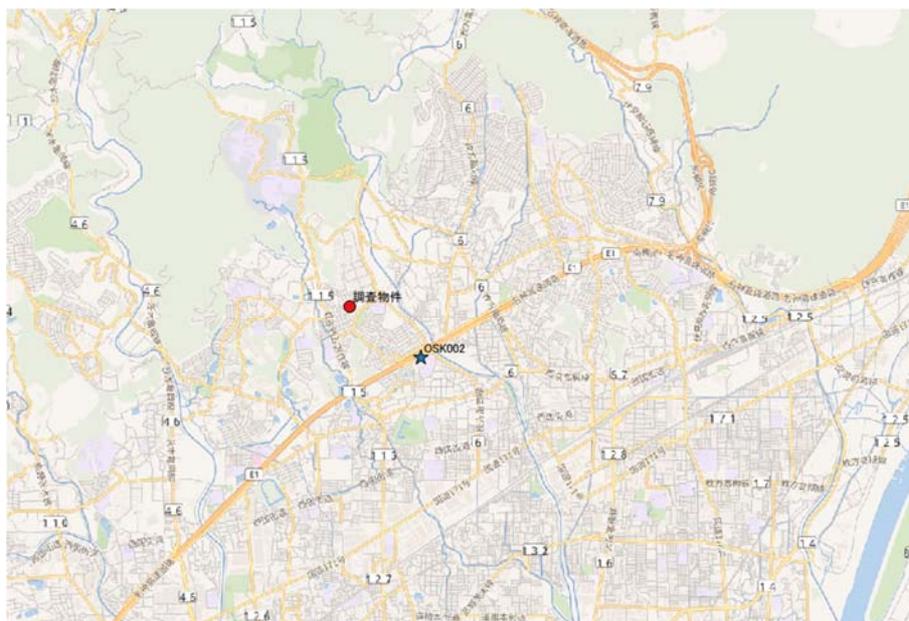


図 5.40 調査物件位置・観測点位置

※：強震観測点 OSK002 と調査対象物件の距離は約 1km（直線 970m）

※※：背景地図には wikimedia unlabeled layer を使用

5.2.3. 調査・計測

1) 目視調査

2011年5月に実施した調査（地震前調査）では、住宅の耐震診断をすることを目標とし、耐震診断を実施するために、建物の仕様を確認するための調査を行った。2018年7月に実施した調査（地震後調査）では、地震後の損傷度を把握するための建物の外観・内観調査を行い、損傷箇所をチェックし記録した。両調査の結果を図5.42に示す。

地震前調査でも基礎・外壁にクラックは一部見られ、地震後調査ではそれらのクラックの伸長や新規のクラックが多くみられた。内装の損傷としては、1階では和室部分で柱の壁の隙間や隅部の欠け等が見られた。リビング・客間等では、ビニルクロス系の仕上げ材のため、切れなどは少なく隅部のクロスよじれ程度であった。また、1階の被害にくらべ、2階の内装などの被害が比較的少ない。



内装下地の損傷（南西隅）



洗面室タイル割れ

1995年震災時に割れた部位に再度割れ



基礎のクラック

南西和室西側外壁側



北東キッチン裏外壁のクラック

図 5.41 損傷状況写真

2) 振動計測

地震前と地震後の常時微動計測結果を表 5.4 にまとめる。計測位置は、玄関部と階段上の 2 箇所とした。いずれの方向も、1 次固有振動数の低下が見られ、X（東西）方向の低下が大きい。

図 5.43・図 5.44 には、地震前と地震後の計測データを示す。1 次固有振動数の推定には、周波数伝達関数のピーク値とし、ピークが複数ある場合には位相情報を考慮して決定した。

表 5.4 地震前後の常時微動計測による 1 次固有振動数

	2011 年 5 月	2018 年 7 月
X（東西）方向	4.94 Hz	4.25Hz
Y（南北）方向	6.38Hz	6.15Hz

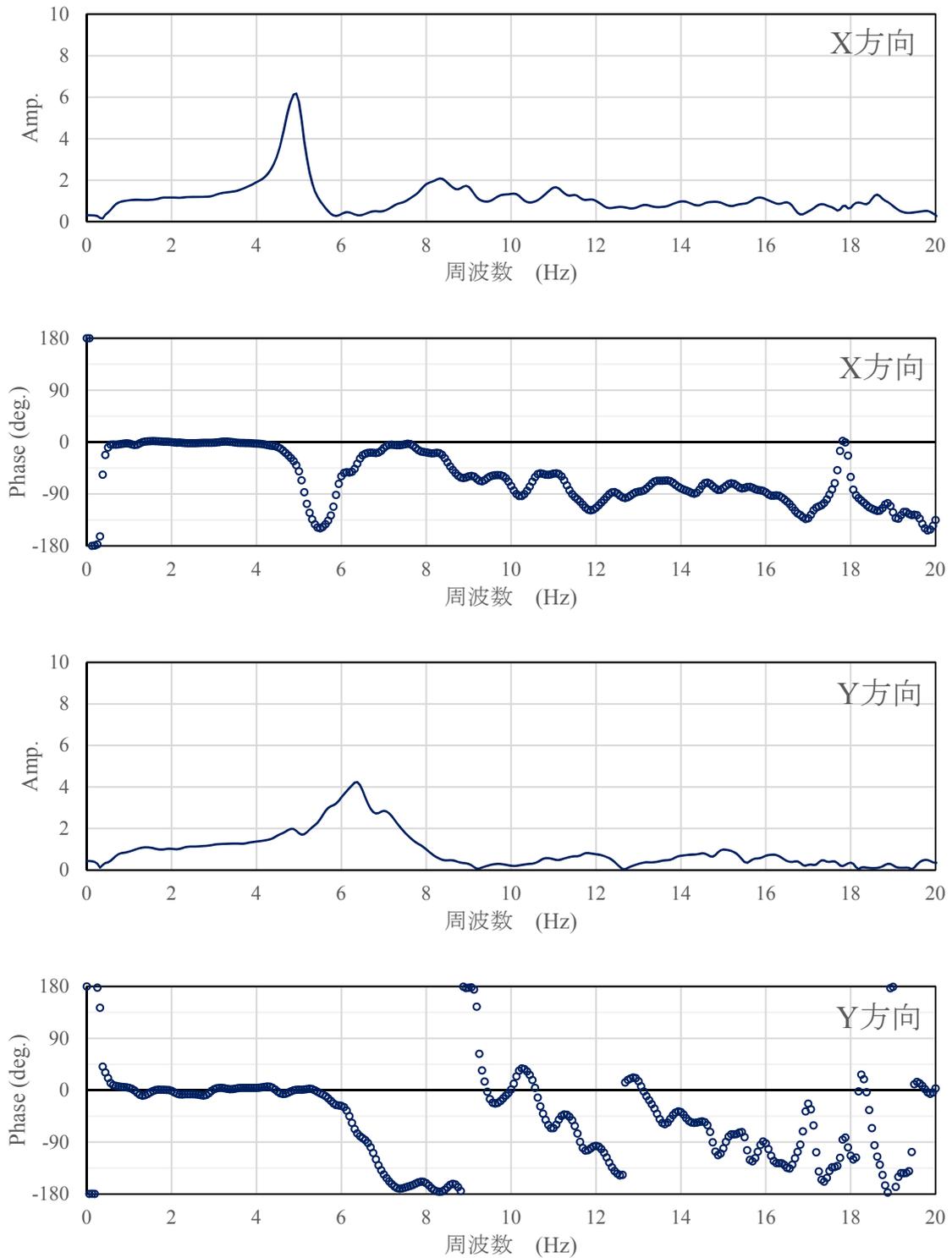


図 5.43 周波数伝達関数 (2011.5)

1 次固有振動数, X : 4.94Hz, Y : 6.38Hz

窓関数 : Parzen Window 0.3Hz, FFT データポイント数 : 4096, サンプリング周波数 : 256Hz

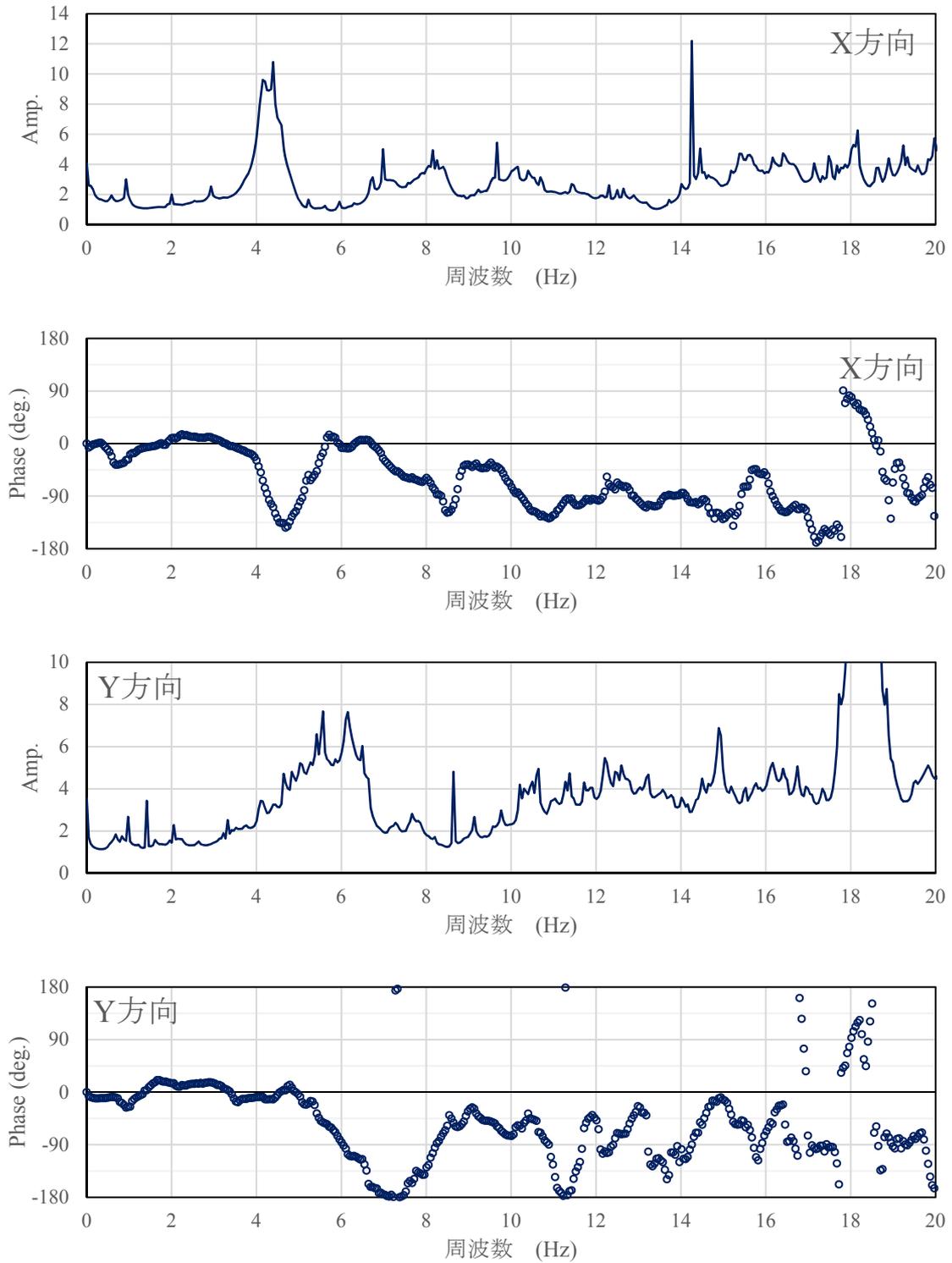


図 5.44 周波数伝達関数 (2018.7)

X : 4.15Hz, Y:6.15Hz

窓関数 : Parzen Window 0.3Hz, FFT データポイント数 : 4096, サンプリング周波数 : 200Hz

3) 耐震診断結果

2011年5月に実施した調査に基づく耐震診断を、2012年改訂版「木造住宅の耐震診断と補強方法」に示される精密診断法1により行った。地震力の算出には、基準法施行令第88条に準じた精算法を用いた。耐震診断結果によると、2階X（東西）方向がやや評点が低く、損傷しやすいとされ、先に述べたように、2階にも内装被害が見られた調査結果とも一致する。

表 5.5 上部構造の評点

$$\text{上部構造評点} = \text{保有耐力 (edQu)} / \text{必要耐力 (Qr)}$$

階	方向	壁耐力 合計 (kN) Qu	剛性率 低減 Fs	偏心率・ 床仕様 低減Fe	保有耐力 (kN) edQu	必要耐力 (kN) Qr	評点 edQu/Qr	グラフ			判定
								0.7	1.0	1.5	
2	X	24.24	1.00	1.000	24.24	27.45	0.88	■			△ 倒壊する可能性がある
	Y	30.04	1.00	1.000	30.04		1.09	■			○ 一応倒壊しない
1	X	76.95	1.00	1.000	76.95	73.15	1.05	■			○ 一応倒壊しない
	Y	76.71	1.00	1.000	76.71		1.04	■			○ 一応倒壊しない

$$\text{必要耐力 (Qr)} = \text{支持重量} \times \text{層せん断力係数} \times \text{地盤割増} \times \text{必要耐力割増} \quad (\text{建築基準法施行令に準じた方法})$$

階	支持重量 (kN) Wi	層せん断力係数 Ci				地盤割増 β	必要耐力 割増	必要耐力 Qr
		地震地域 係数 Z	振動特性 係数 Rt	層せん断力 分布係数 Ai	標準 せん断力 係数 C0			
2	95.95	1.00	1.00	1.43	0.2	1.0	1.00	27.45
1	365.72	1.00	1.00	1.00	0.2	1.0	1.00	73.15

$$\text{保有耐力 (edQu)} = \text{保有耐力(修正前)} \times \text{剛性Fs} \times \text{偏心率と床仕様Fe}$$

階	方向	保有耐力(修正前) (kN)		剛性率による低減係数 Fs	偏心率と床仕様による 低減係数 Fe	保有耐力 (kN) edQu
		無開口壁耐力+有開口壁耐力 Qu				
2	X	24.24		1.00	1.000	24.24
	Y	30.04		1.00	1.000	30.04
1	X	76.95		1.00	1.000	76.95
	Y	76.71		1.00	1.000	76.71

※：上記算出結果は、ホームズ君 Pro4.2.0.0 による

5.2.4. 被災度判定

1) 被災度区分判定基準に基づく判定

現在、被災建物の継続的な利用の可否を判定する基準となっている「2015 年改訂版 再使用の可能性を判定し、復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針／（一財）日本建築防災協会」^{5,6)}の「木造建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」を参照し、経験最大変形角による被災度区分判定を実施した。

各項目の判定結果をまとめると以下の通りである。詳細を表 5.1～表 5.4 に示す。

- 地盤の液状化等による建築物の傾斜・沈下状況から決まるランク：軽微
- 基礎の損傷率および損傷状況から決まるランク：軽微～小破
- 経験最大変形角推定のための調査：軽微～小破

損傷状況調査による本物件の経験最大変形角は、軽微～小破程度である。経験最大変形角としては、1/200～1/60rad 程度であると推定される。

表 5.1 地盤の液状化等による建築物の傾斜・沈下状況から決まるランク

<input checked="" type="checkbox"/> ランク I (軽微)	<input type="checkbox"/> ランク II (小破)	<input type="checkbox"/> ランク III (中破)	<input type="checkbox"/> ランク IV (大破)	<input type="checkbox"/> ランク V (破壊)
・建築物の傾斜なし	・建築物の四隅の傾斜の平均が 1/100 未満	・建築物の四隅の傾斜の平均が 1/100 以上 1/60 未満	・建築物の四隅の傾斜の平均が 1/60 以上 1/20 未満 ・外部の地盤面から基礎の最上端までの高さが 30cm 未満 ・直下の地盤面から 1 階の床上面までの高さが 45cm 未満*	・建築物の四隅の傾斜平均が 1/20 以上

*(建築基準法施行令第 22 条ただし書きにより適用除外となる場合を除く)

表 5.2 基礎の損傷率から決まるランク

ランク	<input checked="" type="checkbox"/> I (軽微)	<input type="checkbox"/> II (小破)	<input type="checkbox"/> III (中破)	<input type="checkbox"/> IV (大破)	<input type="checkbox"/> V (破壊)
損傷率	15%未満	15~30%	30~65%	65~85%	85%以上

表 5.3 基礎の損傷状況から決まるランク

☑ランク I (軽微)	□ランク II (小破)	□ランク III (中破)	□ランク IV (大破)	□ランク V (破壊)
<ul style="list-style-type: none"> ・不同沈下はない (不陸はない) ・破損はない ・外周基礎に幅 0.3mm 以上で長さ 200mm 未満のひび割れが 2~5 箇所生じている 	<ul style="list-style-type: none"> ・不同沈下はない (不陸はない) ・破損はない ・外周基礎に幅 0.3mm 以上で長さ 200mm 未満のひび割れが 5~10 箇所生じている ・軽微に比べ損傷程度が若干大 	<ul style="list-style-type: none"> ・不同沈下が見られる (不陸が見られる) ・破損がみられる ・破断はない ・外周基礎に局所的な破壊や仕上モルタル剥離、脱落がしょうじている 	<ul style="list-style-type: none"> ・不同沈下が見られる (不陸が見られる) ・破損、破断が見られる ・移動はない ・外周基礎のひび割れが著しく土台と遊離し、土台より上部構造を支える役目を果たさなくなっている所が 1~2 箇所生じている ・他の部位は多数のひび割れが生じている ・アンカーボルトの抜け出し 	<ul style="list-style-type: none"> ・不同沈下が見られる (不陸が見られる) ・破損、破断、移動、流失、転倒がみられる ・上部構造を支えきれない状態になっている

表 5.4 経験最大層間変形角推定のための調査

経験最大層間変形角		~1/300	~1/200	~1/120	~1/60	~1/45	~1/20	1/20 超		
被災度		軽微			小破	中破	大破	倒壊		
躯体	柱	—	—	—	—	—	—	折損		
	筋かい	—	—	—	—	はらみ	座屈	複数座屈		
外装材	外壁	サディング張り	横張	—	—	釘の浮き	開口部隅割れ拡大、一部浮き	開口部隅割れ上下に通る	開口部隅割れ上下に通る複数	
			縦張	—	—	開口部隅目地のズレ	開口部隅目地のズレ拡大	開口部隅リング材の切れ	開口部隅リング材の切れ拡大、止水材の露出	
	ラス下地モルタル塗り	開口部隅微小の割れ	開口部隅割れ	開口部隅割れ拡大	開口部隅以外にも書けし	開口部隅以外の割れ拡大	平面部分に割れ	平面部分に割れ複数		
	土塗り(大壁)	間柱部にひび	間柱部のひび増加	前面にひび拡大	ひび開き	ひび開き拡大	壁中央部盛り上がり	壁中央部盛り上がり拡大		
開口部等		—	—	サッカースカット部分外れ	サッカースカット外れ	サッカースカット損傷	サッカースカット破壊、ガラス破損	サッカースカット破壊、ガラス破損、複数		
内装材	内壁	クロス貼り等の大壁	隅角部	—	隅部しわ	隅部破れ中部しわ	隅破れ通る、中間部破れ	中間部破れ拡大	ボード目地複数割れ	ボード目地大部分が破れ
			開口部	開口部隅部分的な破れ	開口部隅破れ拡大	開口部隅破れ天井まで通る、ボードの部分的な割れ	—	ボード割れ拡大	ボード割れ天井まで通る	
	ラス下地しっくい塗り	—	—	柱壁にすれ跡	柱壁隙間	柱壁隙間 3~5mm	柱壁隙間 5mm 以上	柱壁隙間 5mm 以上複数	柱壁隙間 5mm 以上複数	
	土塗り(真壁)	隅角部、貫部分にひび	隅角部、貫部分のひび増加	隅角部一部圧壊	—	周囲隅部の圧壊拡大、めくれ	壁中央部盛り上がり拡大			
開口部等		—	—	—	—	襖の外れ、障子破れ				

・被害の最も激しい階と方向 1階 X (東西) 方向 ・経験最大層間変形角 ~1/60rad ・被災度 II

2) 常時微動計測による被災度判定

地震前後の1次固有振動数の値から各方向の経験最大変形角を推定した結果を表5.5に示す。経験変形角の推定手法は、式(5.1)による。推定経験最大変形角では、X方向が1/182rad、Y方向が1/505radと、X方向の推定経験変形角が大きく、前述する被災度区分判定による結果と概ね一致する。しかし、推定経験最大変形角の値は被災度区分判定結果に対し、やや小さい評価となった。

表 5.5 地震前後の1次固有振動数と推定経験最大変形角

方向	1次固有振動数 (Hz)		推定経験最大変形角 (rad)	
	地震前 f_0	地震後 f_m		
X (東西)	4.94	4.25	0.00547	1/182
Y (南北)	6.38	6.15	0.00198	1/505

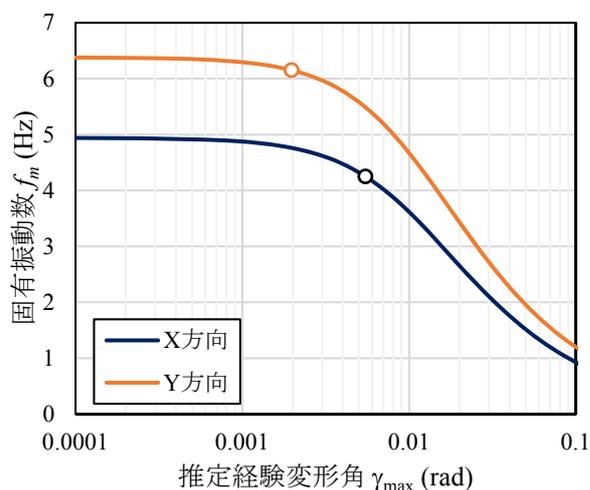


図 5.1 常時微動計測による1次固有振動数 f_m と推定経験変形角 γ_{\max} の関係

$$\text{提案式: } (f_m / f_0)^2 = 1 / \{1 + (\gamma_{\max} / \gamma_{0.5m})^\alpha\} \quad (5.1)$$

ただし、

f_0 : 地震前の1次固有振動数

f_m : 地震後の1次固有振動数

γ_{\max} : 推定最大変形角

$\gamma_{0.5m}$: f_m^2 半減時の γ_{\max} (=0.011, 在来木造の場合)

α : 定数 (=1.5)

5.2.5. 考察

被災度区分判定に準じた損傷調査による推定経験最大層間変形角と、常時微動計測による推定経験最大層間変形角の値を比較すると、被災度区分判定による損傷レベルは軽微～小破程度にあるのに対し、常時微動計測による簡易診断結果は軽微と判断され、常時微動計測による簡易診断結果は経験最大変形角をやや小さく見積もる結果となった。損傷方向については、常時微動計測の結果と被災度区分判定による調査結果は一致している。初期の常時微動計測による 1 次固有振動数 f_0 の精度が、軽微な損傷を推定する上では影響が大きいことが本調査でも確認できた。

5.3. まとめ

第 3 章で示された常時微動計測による 1 次固有振動数の低下率と変形依存性評価式について、地震時の調査測定結果を用いて精度の検証を行った。対象とした調査測定は、①2016 年熊本地震で被災した 2 階建て軽量鉄骨造住宅 84 件を常時微動計測および被害調査を行った結果、②2018 年大阪北部の地震で被災した築 46 年の在来木造住宅の地震前後の常時微動計測を行った調査結果である。ここで得られた知見を以下に示す。

- ・ 軽量鉄骨造の調査結果では、常時微動計測による固有振動数と 0.2～0.3 秒の変位応答スペクトルの平均値 $S_{a0.2-0.3}$ の関係に対し、第 3 章で示す評価式と比較すると、いずれも変形に対し固有振動数が低下する傾向を示した。また、 $S_{a0.2-0.3}$ の減衰定数 h を $h=0.05$ とした場合に対し、 $h=0.2$ とした場合は、被害の軽微と考えられる高い固有振動数の範囲については良い相関を示した。しかし、比較的被害のある固有振動数の低い調査建物を対象とすると、変形を小さく評価する傾向を示した。
- ・ 軽量鉄骨造の調査結果では、調査建物群の初期の常時微動計測による固有振動数の統計数値がある場合、初期の固有振動数が未知である調査建物の被災後の固有振動数の結果より、被害が比較的軽微である場合の耐震性能の安全性を証明することに提案手法が有効であることを確認した。
- ・ 在来木造の調査結果では、被災度区分判定により推定される経験最大変形角に対し、常時微動計測により求める経験最大変形角は小さく評価され、精度向上には診断調査結果を考慮した建築当初の固有振動数の推定手法が必要である。

謝辞

本調査では、2016 年熊本地震で被災した軽量鉄骨造住宅の計測を行いました。調査にご協力いただいた被災者の方々に厚く御礼申し上げます。また、各行政区分での変位応答スペクトルの算出には、防災科学技術研究所、気象庁、熊本県による観測記録を用いています。ここに記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 5.1) 東郷武：日本の工業化住宅（プレハブ住宅）の産業と技術の変遷、国立科学博物館技術の系統化調査報告 Vol.15, pp231-315, 2010.3
- 5.2) 国土交通省建築着工統計（平成 27 年度）
- 5.3) 東日本大震災合同調査報告書 建築編 3、東日本大震災合同調査報告書編集委員会, pp154-157, 2014.9
- 5.4) 大竹康宏・平松剛・山下仁崇・近藤貴士：軽量鉄骨造住宅の減衰特性に関する実験的研究 その 2 減衰定数の振幅依存性、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、構造Ⅱ, pp63-64, 2008.9

5.5) 中田信治・福和伸夫・西畑尚：実大振動実験と強震観測に基づく低層鉄骨住宅の振動特性の振幅依存性に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 574 号, pp85-92, 2003.12

5.6) (一財)日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2015.12.

第6章 結論

日本の住宅のうち多くを占める低層住宅の耐震化率の向上と被災後の継続利用可否判断の即時性の向上は、被害軽減を行う上での重要な課題である。本論文では、既存低層住宅の耐震性能評価に関し、常時微動計測を用いた被災前の耐震診断法と被災後の被災度判定法を提案し、その精度検証を行った 6 章構成からなる論文である。

第 1 章では、日本における低層住宅の被災前の耐震診断法および被災後の被災度判定法の現状を説明し、本論文で提案する手法の位置づけを明確にした。

日本における住宅のうち約 75%が 3 階建て以下の低層の住宅であり、通常の 2 階建て以下の木造住宅では構造計算が不要であるため、低層住宅の耐震診断や被害判定に構造技術者が携わることは少ない。また、国土交通省のアンケート調査結果によると、住宅の耐震化率向上の阻害要因の一つとして、業者・構法に対する信頼性があげられており、居住者に対する耐震性能の可視化が必要である。

このような状況を鑑み、本論文では、常時微動計測により算出される固有振動数に着目し、被災前の耐震診断法と被災後の被災度判定法を提案する。提案手法は、既往の耐震診断法や被災度判定法を補強する位置付けであり、居住者に対し耐震診断や被災度判定の即時性・可視化をすすめることが可能である。また、建築構造の専門家でなくとも一定の基準で耐震診断・被災度判定を行えることから、診断・判定者による結果のばらつきを抑えることも可能である。

6.1. 被災前の耐震診断法

既存在来木造の耐震診断手法として、「木造住宅の耐震診断と補強方法」^{6.1)} (以下、「青本」) が挙げられる。青本による診断法は、筋かいや面材耐力壁などの通常の耐力壁以外にも内外装材等の仕上げ材を耐震要素として評価しており、物理量である常時微動計測による固有振動数と相関が取れる可能性の高い診断手法である。常時微動計測による固有振動数と青本による診断評価の関係についての既往の研究において、田端ら^{6.2)}・入江ら^{6.3)}は、一定の相関がみられるがばらつきが大きいと評価されている。さらに、柳澤ら^{6.4)}は耐震要素の剛性をより微小な変形で評価することで、接合部耐力低減係数を考慮しない診断評価値とより高い相関がみられるとしている。本研究では、青本に示される接合部耐力低減係数が重要な評価低減項目と考え、建築年代による接合部耐力低減係数のモデル化を行い、劣化・経年の影響を除いた実用的な耐震診断と常時微動計測による固有振動数の関係を導いた。

第 2 章「在来木造住宅の固有振動数を用いた耐震評価値の簡易推定」では、既存の 2 階建て在来木造住宅 28 件の常時微動計測および耐震診断を実施し、耐震診断評価値と固有振動数の関係について分析を行った。ここで、既往の研究に対し、1981 年の建築基準法施行令改正、2000 年の建築基準法改正により変更された接合部の規定を考慮した耐震評価値の補正值を提案し、耐震診断評価値と固有振動数から算出簡易評価値の整合性向上を試みた。得られた知見を以下に示す。

- ・接合部耐力低減係数 K_j を考慮した青本による診断評価値と固有振動数と建築年より算出した簡易評点の相関は相関係数 $r=0.72$ と良い相関がみられた。
- ・接合部耐力低減係数 K_j ・壁劣化低減係数 aK_w ・剛性率による低減係数 Fe ・偏心率と床仕様による低

減係数 F_s を考慮した青本による診断評価値と固有振動数と建築年より算出した簡易評点の相関は相関係数 $r=0.75$ と良い相関がみられた。この結果は、常時微動計測による固有振動数に建物の偏心や剛性比の影響が含まれていることを示している。

以上の知見より、常時微動計測による固有振動数と建築年を考慮した簡易評点は、青本に示す耐震診断評価値と良い相関が得られた。ただし、著しい劣化や平面・立面が不整形な建物への適用についての本手法の適用には課題がある。

6.2. 被災後の被災度判定法

住宅に被害をもたらす地震が発生した場合、応急危険度判定など様々な機関が異なった目的で住宅の被災度判定調査を実施している。それらの調査は、目的や判定基準が異なるものの、住宅や住民生活の復旧や再建に欠かすことができず、正確かつ安定した調査結果が求められる。しかし、目視調査を基本とする調査では、実施者による判定のばらつきが避けられない。また、多くの住宅に被害が発生した場合には、迅速な対応を行う上で調査時間の短縮が不可欠となる。

地震後の住宅の損傷度推定に常時微動計測を活用する上では、被災前後の常時微動計測結果から求めた固有振動数の低下率の変形依存性の定量的評価が必要となる。この研究分野において、伝統木造については杉野ら^{6.5)}が単位軸組架構の振動台実験にて実験式を提示している。在来木造については、綿引ら^{6.6),6.7)}が2間幅の壁の動的および静的試験時に4つの耐震要素の実験結果を示しているものの、具体的な定式化を行っていない。軽量鉄骨造においては、大竹ら^{6.8)}が実大振動台実験で、固有振動数の変形依存性を示しているものの、具体的な定式化を行っていない。そこで、伝統木造・在来木造・軽量鉄骨造などの低層住宅の常時微動計測による固有振動数の変形依存性の評価式を提案し、その精度検証を行った。

第3章「常時微動計測を用いた低層住宅の地震時最大変形の推定」では、在来木造および軽量鉄骨造を対象とし、常時微動計測による1次固有振動数の低下率 f_m/f_0 (ただし、 f_0 :初期1次固有振動数、 f_m :加振(地震)後の1次固有振動数)の変形依存性評価式を新たに構築した。そして、既往の伝統木造に関する評価式も含めて比較検討することで、以下に示す知見を得た。

- ・検討した在来木造、軽量鉄骨造、伝統木造の各振動台実験に関して、構造種別に関わらず1次固有振動数低下率の変形依存性評価式は、構造種別ごとの係数 $\gamma_{0.5m}$ ($(f_m/f_0)^2=0.5$ となる γ_{max})を用いた統一した数式化が可能である。

- ・既往の1次固有振動数低下率の変形依存性評価式に対し、1次固有振動数の低下率 f_m/f_0 の最大変形角 γ_{max} に対する低下勾配に係る係数 α (=1.5)を用いることで、継続利用可否のクライテリアとなる微小変形から最大変形角 $1/50rad$ までの評価式の精度が向上する。

第4章「実大実験による木造建物の最大変形推定手法の精度検証」では、第3章で示された各種構造の常時微動計測による固有振動数の変形依存性評価式について、E-ディフェンスで実施された在来木造および伝統木造の実大振動台実験結果を用いて、精度の検証を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・2階建て在来木造の振動台実験結果に対して、常時微動計測による固有振動数と経験最大変形角の評価式が良く適合することを確認した。ただし、試験体の部分的な補修を行った場合、初期の固有振動数が低くなるため、推定最大変形角は小さく評価される結果となった。
- ・平屋・2階建ての伝統木造の振動台実験結果に対して、常時微動計測による固有振動数と経験最大変

形角の評価式は概ね適合することを確認した。ただし、評価式による推定経験最大変形角は実験値に対し、やや大きく評価する傾向がみられた。

以上の結果より、比較的剛性が高く、最大変形角に対し早期に固有振動数の低減する在来木造では提案式が概ね適合し、剛性が低く最大変形角に対し、固有振動数の低減率の低い伝統木造では、評価式による推定最大変形角の実験結果には差異が生じたと考えられる。

また、提案する地震前後の固有振動数と経験最大変形角の関係について、床剛性や、層ごとの変形モードの影響については、今後検討していく必要がある。

第5章「地震後調査による低層住宅の最大変形推定手法の精度検証」では、2016年熊本地震で被災した軽量鉄骨造住宅84件を常時微動計測および被害調査を行った結果、2018年大阪北部の地震で被災した築46年の在来木造住宅の地震前後の常時微動計測を行った調査結果を用いて、第3章で提案する評価式の精度を検証した。得られた知見を以下に示す。

- ・ 軽量鉄骨造の調査結果では、常時微動計測による固有振動数と強震観測波形より得られた0.2～0.3秒の変位応答スペクトルの平均値の関係に対し、第3章で提案した評価式を比較すると、良い相関を示した。
- ・ 軽量鉄骨造の調査結果では、調査建物群の初期の常時微動計測による固有振動数の統計数値がある場合、初期の固有振動数が未知である調査建物の被災後の固有振動数の結果より、被害が比較的軽微である場合の耐震性能の安全性を証明することに提案手法が有効である。
- ・ 在来木造の調査結果では、被災度区分判定により推定される経験最大変形角に対し、常時微動計測により求める経験最大変形角は小さく評価され、精度向上には、診断調査結果を考慮した建築当初の固有振動数の推定手法が必要である。

6.3. 本研究の位置づけ

建築構造技術者が多く携わらない低層の住宅において、常時微動計測を用いて被災前後の耐震性能を評価することは、一般居住者にとって「耐震性能の見える化」のために非常に有効である。被災前の木造住宅の耐震性能と常時微動計測による固有振動数の関係についての研究はあるものの、実務上使えるレベルまでの提案をした研究はほかに見当たらない。また、被災後の各種構造の低層住宅に対し、特に在来木造・軽量鉄骨造に対し、常時微動計測による固有振動数と経験最大変形角の関係について、より実用的な提案式を示す研究はなく、実大振動台実験および実地震後の調査結果を用いて提案式の有用性を論じる研究もほかにはない。

上記を踏まえ、本研究の位置づけを、関連分野の現状や問題点と併せて以下に示す。

- ・ 被災前の在来木造の耐震性能評価については、青本が慣用されており、本研究においても青本の示す診断評価値に対し、常時微動計測による固有振動数の関係について実用的な提案式を提案した。今後は、これらの評価値の実被害との相関性についての検証が必要であり、本研究で課題となった偏心や剛性比の固有振動数に対する影響についても定量化が必要である。
- ・ 地震後の低層住宅の耐震性能評価については、在来木造については被災度区分判定により体系化されており、本研究で行った常時微動計測による被災度判定手法は、前段階で実施することで、住宅の継続利用可否を早期に実施し、住宅の復旧をすすめることが目的である。

常時微動計測による固有振動数と経験最大変形角の各種構造に対して本研究で行った提案式について

は、実大振動台実験および実地震調査において適合性や有用性を示したが、初期の固有振動数の誤差が軽微な変形時の推定誤差に大きく影響することが明らかとなった。今後は、各種構造の建築当初の固有振動数の推定手法、計測・分析方法の統一が必要である。

参考文献

- 6.1) 木造住宅の耐震診断と補強方法 2012年改訂版, (一財)日本建築防災協会, 2012.6
- 6.2) 田端千夏, 大橋好光: 微動測定とその耐震診断への応用の可能性 —木造建築物の耐震診断法に関する研究 その2—, 日本建築学会構造系論文集, 第616号, pp141-147, 2007.6
- 6.3) 入江康隆, 野俣善則: 在来工法木造住宅の振動特性と耐震診断評点との関係, 日本建築学会技術報告集, Vol.16, No.32 pp.129-132, 2010.2
- 6.4) 柳澤泰男, 田端千夏子, 大橋好光: 既存木造軸組構法住宅の耐震性評価の精度向上のための常時微動の活用に関する研究 - 実測値と理論値の関係 -, 日本建築学会技術報告集, Vol.17, No.37, pp873-878, 2011.10
- 6.5) 杉野未奈, 多幾山法子, 大西良広, 林康裕: 固有振動数の振幅依存性に基づく伝統木造建物の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.672, pp197-203, 2012.2
- 6.6) 綿引誠, 大橋好光: 木造軸組耐力壁及び実物大建物の微動測定に関する実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp197-198, 2001.9
- 6.7) 綿引誠, 大橋好光, 塩沢伸明: 木造軸組耐力壁及び実物大建物の微動測定に関する実験的研究 その2 壁要素の振動台実験, その他, pp339-340, 2002.8
- 6.8) 大竹康宏, 平松剛, 山下仁崇, 近藤貴士: 軽量鉄骨住宅の減衰特性に関する実験的研究 その2 減衰定数の振幅依存性, 構造Ⅱ, pp.63-64, 2008.9

発表論文リスト

1.本論文に関連する発表論文

■査読付学術論文（3編）

- 1) 西塔純人, 北倉友佳, 更谷安紀子, 林康裕: 微動計測を用いた既存木造軸組構法住宅の簡易耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 50号, pp61-65, 2016.8
- 2) 西塔純人, 西村健, 前田珠希, 林康裕: 被災した軽量鉄骨造住宅の固有振動数に関する調査研究, 日本建築学会技術報告集, 54号, pp513-516, 2017.6
- 3) 西塔純人, 杉野未奈, 林康裕: 常時微動計測による低層住宅の1次固有振動数低下率の変形依存性評価 在来木造、軽量鉄骨造および伝統木造について, 日本建築学会構造系論文集, 第84巻, 第757号, pp343-350, 2019.3

■その他の発表論文（2編）

- 4) 西塔純人, 西村健, 前田珠希, 林康裕: 被災した軽量鉄骨造住宅の固有振動数に関する調査研究 実大振動台実験との比較, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp431-432, 2017.7
- 5) 西塔純人, 林康裕: 微動計測を用いた既存木造軸組構法住宅の簡易耐震性能評価に関する研究 縮尺ラスモルタル外壁の微動計測と面内せん断による性能比較, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp563-564, 2016.8

2.その他の発表論文

■査読付学術論文（4編）

- 6) 鈴木祥之, 北原昭男, 須田達, 前野将輝, 西塔純人, 伝統木造軸組の実大振動実験による動特性, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp1349-54, 2002.11
- 7) 鈴木祥之, 前野将輝, 西塔純人ほか, 伝統木造軸組の実大振動実験, 静的水平力載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, 574号, pp135-142, 2003.5
- 8) 前野将輝, 西塔純人, 鈴木祥之, 伝統木造軸組の動的, 静的実験によるスケール効果, 第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp782-785, 2006.11
- 9) 前野将輝, 西塔純人, 鈴木祥之, 伝統木造軸組の実大実験による柱に加わる力の釣合関係と柱傾斜復元力特性の評価, 日本建築学会構造系論文集, 615号, pp153-160, 2007.5

■その他の発表論文（10編）

- 10) 藤井雅也, 西塔純人, 前田珠希, 加藤隼人: ビス補強された貫通孔を有する木質梁の曲げ試験, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, 2016.8
- 11) 西塔純人, 藤井雅也: 合板側面接着貼り複合梁に関する考察(その1): 試験計画と実験結果, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.71-72, 2015.9

- 12) 藤井雅也, 西塔純人: 合板側面接着貼り複合梁に関する考察 (その2): 実験結果と計算結果の比較, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp73-74, 2015.9
- 13) 西村健, 中川学, 西塔純人, 前田珠希: 軽量鉄骨造住宅の耐震性能に関する研究 その5 非構造部材の応答低減効果, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp1175-1176, 2015.9
- 14) 中川学, 西村健, 前田珠希, 西塔純人: 軽量鉄骨造住宅の耐震性能に関する研究 その6 非構造部材の損傷状況, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp1177-1178, 2015.9
- 15) 鈴木祥之, 西塔純人, 前野将輝, 清水 秀丸: 寺院建築における伝統木造軸組架構の耐震性能評価 (その1) 実験の概要, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp15-16, 2004.7
- 16) 前野将輝, 西塔純人, 清水秀丸, 鈴木祥之: 寺院建築における伝統木造軸組架構の耐震性能評価 (その2) 架構の復元力特性と柱-横架材接合部の曲げ抵抗, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp17-18, 2004.7
- 17) 西塔純人, 前野将輝, 清水秀丸, 鈴木祥之: 寺院建築における伝統木造軸組架構の耐震性能評価 (その3) 柱傾斜復元力特性, pp19-20, 2004.7
- 18) 西塔純人, 前野将輝, 大下達哉, 鈴木祥之: 伝統木造軸組の実大振動実験 (その25) 組物を含む柱の復元力特性の評価, pp423-424, 2003.7
- 19) 西塔純人, 前野将輝, 須田達, 鈴木祥之: 伝統木造軸組の実大振動実験 (その20) 試験体 (第3期) の振動台実験による動特性, その他, pp239-240, 2002.8

謝辞

筆者は、京都大学大学院 工学研究科 建築学専攻 博士前期課程にて、伝統木造軸組の実大振動台実験による耐震性能評価の研究を行いました。現在所属する大和ハウス工業株式会社では、住宅の耐震性能に関わる研究に従事しています。本論文は、大和ハウス工業株式会社にて実施した、低層住宅の振動台実験結果、被災前後の調査測定結果を用いて、常時微動計測による1次固有振動数に着目し、低層住宅の被災前後の耐震性能の評価に関する研究の成果を京都大学大学院 工学研究科 建築学専攻 博士後期課程在籍時にまとめたものです。

京都大学教授 林康裕先生には、学部4年生から博士前期課程の3年間は、研究活動への助言をいただき、被災調査などを一緒にさせていただくなかで研究活動の礎を築くことができました。博士後期課程入学より4年間では、改めて学術研究の楽しみを教えていただき、数多くの議論を通して、研究内容の充実を図ることができました。また、外部講師を招いた勉強会や、研究会へお招きいただき、将来の研究活動につなげる機会を与えていただきました。ここに、深く感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

京都大学教授 松島信一先生、ならびに京都大学准教授 聲高裕治先生には、本論文をまとめるにあたり、貴重なご意見、ご指導を数多くいただきました。ここに深く感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

京都大学准教授 杉野未奈先生には、伝統木造の振動台実験結果を利用させていただき、本研究テーマに関する既往の研究に関する貴重な意見をいただきました。ここに深く感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

秘書 田中麻衣子氏には、大学へ頻繁に通うことのできない筆者に代わり、本研究に関わる様々な手続きを担っていただき、研究生活を助けていただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

第2章で実施した既存在来木造の調査測定では、大和ハウス工業株式会社 富山昭彦氏、更谷安紀子氏、北倉友佳氏、加藤雄介氏らが実施したデータを活用させていただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

第3章で対象とした軽量鉄骨造住宅のデータについては、同社 山下仁崇氏、大竹康宏氏、近藤貴士氏らが行った実大振動台実験結果を活用させていただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

第5章で実施した軽量鉄骨造の被災調査においては、大和ハウス工業株式会社 CS推進部、同社 総合技術研究所 住宅構法グループの方々の協力のもの実施した調査測定結果を活用させていただきました。また、被災した住宅の調査については、居住者の方々の協力のもとすすめました。ここに厚く御礼申し上げます。

また、第3・4・5章では、気象庁、防災科学技術研究所、熊本県の観測波形データを活用させていただきました。第4章では、防災科学技術研究所「ASEBI」の実験データを活用させていただきました。ここに、厚く御礼申し上げます。

筆者と同じく博士後期課程にて学びました(株)ニュージェック 羽田浩二氏、京都大学大学院生 大村早紀氏をはじめ、京都大学大学院工学研究科建築学専攻 建築保全再生学講座でご一緒した皆様には、研究に関する意見交換や研究活動の支援をいただきました。ここに、厚く御礼申し上げます。

そして、筆者が所属する大和ハウス工業株式会社 総合技術研究所 元所長 濱隆 取締役常務執行役員をはじめ、所長 有吉善則 取締役常務執行役員、広沢建二 所長代行、平田茂良 室長、山内正康 グループ長、前田珠希 主任研究員には、筆者が博士後期課程に入学するにあたり、大きく後押しいただきました。ここに、厚く御礼申し上げます。

最後に、筆者の研究活動をあたたかく見守り、支えてくれた妻 雅恵と2人の子供たちに感謝をいたします。

2019年1月

西塔 純人

