

### 3.1.2.2 木造建築物を対象とした簡便かつ高精度な耐震診断技術の開発

#### 目 次

##### (1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5 ヶ年の年次実施計画
- (e) 平成 15 年度業務目的

##### (2) 平成 15 年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
- (c) 業務の成果
  - 1) 木造住宅における簡易耐震診断票を用いた自己耐震診断の精度と問題
  - 2) 愛知県における建物微動による簡易耐震診断の実施
  - 3) 既存住宅耐震性の経年変化に関する研究
  - 4) 微動実測による既存木造住宅の耐震診断法確立のための実験的研究  
大型振動台による箱形実大木造試験体の加振実験
  - 5) 簡易耐震診断法の多種構造形式への適用可能性
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

##### (3) 平成 16 年度業務計画案

## (1) 業務の内容

(a) 業務題目 木造建築物を対象とした簡便かつ高精度な耐震診断技術の開発

(b) 担当者

所属	役職	氏名
北海道大学大学院工学研究科	助教授	岡田成幸
同	教授	石山祐二
同	教授	城 攻
同	助手	高井伸雄
同大学 大学院農学研究科	教授	平井卓郎
名古屋工業大学大学院工学研究科	教授	谷口仁士
北海道立北方建築総合研究所 生産技術部生産システム科	研究員	植松武是
松本建工株式会社技術研究所	所長	林 勝朗
(協力者)		
名古屋工業大学大学院工学研究科	助教授	井戸田秀樹
株式会社永楽 設計部・技術グループ		坪井利弘
佐藤商事株式会社		佐藤克己
北海道大学大学院工学研究科	大学院生	田畑直樹
同	同	名知典之
同大学 工学部	学部生	島田佳和
名古屋工業大学大学院工学研究科	大学院生	松下哲明
同	同	横山卓見
同	同	山田圭祐
同	同	上野幸代
同	同	山崎賢二
同	同	青木量介
同大学 システムマネジメント工学科	学部生	磯部信宏
同	同	糟谷明史
同大学 生産システム工学科	同	小川正洋

(c) 業務の目的

地震被災度の高い既存木造建物に対して、耐震安全性を高めるため、耐震診断技術の開発、耐震補強指針の開発、行政ならびに市民が容易に理解でき普及可能性の高い耐震補強技術の開発、耐震補強後の建物についての耐震補強診断技術の開発を行う。

(d) 5カ年の年次実施計画

1)平成 14 年度：実施業務の要約

建物微動の簡易耐震診断法への利用可能性の検討：木造住家の耐震性診断を微動の挙動複雑性（カオス性）に着目した方法で定式化するために、その有効性と汎用性について、既存データを用いて検討した。

木造住家の耐震診断上の問題点の検討：木造耐力壁（筋かい軸組を含む）には多くの仕様があるが、現行法規では同一の基本仕様に対して一律の許容耐力が与えられている。しかし、実際の建物中における耐力壁のせん断耐力は、基本仕様が同じでも、鉛直荷重や柱脚・柱頭部の接合仕様など、建物中における脚部浮き上がり拘束の程度によって大きく異なる。現在は柱脚・柱頭接合部の先行破壊による耐力壁の転倒を避けるため、一定の接合仕様に従うか、構造計算による接合耐力の確認を行うことになっているが、既存建物にはこのような接合耐力の確認が行われていないものが多いことが判明した。

住宅の総合耐震性に関する非破壊調査法の検討：既往診断法に関する文献調査の他、低刺激入力時の住宅の応答特性とそれによって評価可能な耐震性能項目、耐震性能評価のための実在住宅における振動測定方法（換振器の配置等）、外装材等の非構造部材の耐震安全性の評価方法、躯体の老朽化とそれに起因する構造耐力の低下の評価方法、等々に着眼して情報を整理し、各種振動測定による躯体及び非構造部材の耐震性能評価法とその適用範囲について検討するとともに、実在住宅における振動測定を実施した。

木造住家の簡易耐震診断による被害予測と耐震補強への活用に関する検討：簡易耐震診断による判定値を被害予測と耐震補強への活用を目的に診断値と被害との関連分析と自己診断のばらつきに関する検討を行った。前者については、阪神淡路大震災で被災した家屋の診断を行い、診断値 1.0 以上あれば大きな被害を免れることを明らかにし、また後者については、愛知県内で 150 軒の調査から 30 軒を選択し、専門家による詳細診断を行って自己診断のバラツキを明らかにした。

簡易耐震診断法の他種構造形式への適用可能性の検討：木造以外の鉄筋コンクリート造・鉄骨造・ブロック造などの構造形式への微振動による非破壊診断の適用は未知であるため、先ずその可能性について検討するための基礎的な資料の収集を行った。現地実測データと耐震性能との関わりは、構造体の水平剛性とそのばらつき度合い、減衰性能とそのばらつき度合いが主たる要因と考えられるが、この外の実測ないしは聞き取り調査あるいは構造関連書から比較的簡易に得られる資料の重要性について検討を行った。

#### 2)平成15年度：

家屋の微振動を観測するための複数の計測システムを構成し、多地域において従来の耐震精密診断との結果照合を行い、計測法および解析法の改善を試みる。また、木造実大実験結果も有効利用し、改善に役立てる。当該年度の研究の主力は、家屋振動を多角的視点から計測し、耐震診断法へのその可能性を探ることにある。従って、前年度予算で支出できなかった機械装置（家屋映像による振動記録法）の購入が設備費としての計上割合が大きい。また、対象とする家屋は種々の構造形式について検討する必要があることから、多くの地域においてサンプルを集める必要がある。そのための観測旅費が運営費としての計上割合が大きい。

#### 3)平成16年度：

多地域のフィールドにおける木造住家耐震診断の調査を継続し、多地域においても耐震性評価が可能な汎用的方法への改良を目標にする。また、建物耐震性に関わる諸要因を振動実験等により把握し、木造建築の複雑化にも対応できるべく検討を継続する。

#### 4)平成17年度：

多地域のフィールドで実施した建物耐震性能調査結果から、木造住家耐震性のマッピングを行う。また木造建物の耐震性の経年変化の事例調査を開始する。

#### 5)平成18年度

木造建築物を対象として開発した高精度簡易耐震診断法、経年変化特性評価、既存建物の耐震性能の地域別評価の成果をまとめる。

#### (e) 平成15年度業務目的

今年度の主たる目的は、家屋の微振動を観測するための複数の計測システムを構成し、多地域において従来の耐震精密診断との結果照合を行い、計測法および解析法の改善を試みることにある。また、木造モデル実験を実施し、低レベル振動による振動特性把握の問題点を整理し、最適な測定法の検討データを得る。さらに、木造住家の構造複雑化に対処できるよう、検討を開始する。また、住家所有者による診断票を用いた自己診断（わが家の耐震診断）結果を専門家による耐震精密診断と比較し、素人による診断誤りの主たる要因を把握する。

### (2) 平成15年度の成果

#### (a) 業務の要約

本研究は、木造住家を対象とした簡便にして高精度な耐震診断法を開発することを目的としたものであり、今年度は、主として、住家所有者による診断票を用いた自己診断（わが家の耐震診断）結果を専門家による耐震精密診断と比較することにより精度検証し、素人による診断の悪さとその原因が、特に偏心率関連の評点にあること・壁量関連の計算ミスが多いこと、にあることを確認した。さらに、簡便かつ精度の高い診断方法の開発を目的として、北海道及び愛知県において建物の微動を計測しその記録より、住家の固有周期に加え、揺れの複雑さをカオス度の概念より数値評価し併用することにより、診断精度が格段に向上することを示した。また関連して、低レベル振動（微動）による建物地振動応答特性の把握の問題点整理、及びその解決法としての換振器の選定・換振器配置パターンの検討を目的として、木造実大箱型試験体を作成し、振動台による加振実験を実施した。加えて、近年の木造住家の構造複雑化に鑑み、木造に加えてRC造やコンクリートブロック造を併用した混構造住家の診断可能性を検討すべく、基礎となるRC及びSRCによる構成部材の振動測定を実施した。

#### (b) 業務の実施方法

本研究業務を円滑に遅滞なく遂行するために、係る研究課題をサブテーマに分け、それぞれの領域における第一人者を研究分担者として加え、共同的に進める体制を構築した。サブテーマと研究分担者との関係は以下のとおりである。

・素人による自己診断と専門家による診断との精度比較

谷口仁士（名古屋工業大学大学院工学研究科）

井戸田秀樹（名古屋工業大学大学院工学研究科）

・建物微動による簡易耐震診断の実施

岡田成幸（北海道大学大学院工学研究科）

高井伸雄（北海道大学大学院工学研究科）

林 勝朗（松本建工株式会社技術研究所）

- ・低レベル加振による問題整理のための実大箱形モデルの振動台実験

石山祐二（北海道大学大学院工学研究科）

平井卓郎（北海道大学大学院農学研究科）

植松武是（北海道立北方建築総合研究所生産技術部生産システム科）

- ・木造建物複雑化及び多種構造形式への診断法適用可能性の検討

城 攻（北海道大学大学院工学研究科）

各成果は以下の業務成果として、各担当者が執筆した。

- 1) 木造住宅における簡易耐震診断票を用いた自己耐震診断の精度と問題点

名古屋工業大学大学院工学研究科 谷口仁士・井戸田秀樹

- 2) 愛知県における建物微動による簡易耐震診断の実施

北海道大学大学院工学研究科 岡田成幸・高井伸雄

- 3) 既存住宅耐震性の経年変化に関する研究

松本建工株式会社技術研究所 林 勝朗

- 4) 微動実測による既存木造住宅の耐震診断法確立のための実験的研究

- 大型振動台による箱形実大木造試験体の加振実験 -

北海道立北方建築総合研究所 植松武是

北海道大学大学院農学研究科 平井卓郎

北海道大学大学院工学研究科 石山祐二

- 5) 簡易耐震診断法その他種構造形式への適用可能性

北海道大学大学院工学研究科 城 攻

### (c) 業務の成果

- 1) 木造住宅における簡易耐震診断票を用いた自己耐震診断の精度と問題

#### a) 要約

「わが家の耐震診断」に基づく自己耐震診断の精度とその問題点を明らかにすることを目的に、住宅所有者が行った耐震診断と専門家による精密耐震診断結果を比較・分析した結果、主に次のことが明らかとなった。総合評点：自己診断と精密診断による総合評点を比較すると、両者の相関性は決して高いとはいえず、特に自己診断の方が高い評点となるものが目立つ。偏心率に関わる評点：自己診断による偏心率の評点と最も詳細な仕様別の評点を比較すると、両者の相関性はほとんど認められず、偏心率に関わる診断法には大きな問題があることを明らかにした。壁量に関わる評点：自己診断の評点と仕様別診断に基づく詳細な評点との比較から、偏心率に比べやや相関性は高いが、自己診断による評点の方が高い場合が多いことが明らかとなった。

#### b) 昨年度までの成果

木造家屋の耐震力の評価とそれに基づく補強方法の開発は、地震による人的被害軽減に結びつくことから重要な防災対策の一つである。この観点から、本業務では耐震力評価として普及している「簡易耐震診断票」の信頼性に関する調査と現存する木造家屋の耐震力の調査を行った。調査地域は、1995年阪神大震災で被害の大きかった神戸市域と東海地震

の発生で大きな被害が危惧されている愛知県である。

分析の結果、1995年阪神大震災で被災した木造家屋については、大まかではあるが簡易耐震診断票の信頼性が確認された。しかし、東海地震による愛知県下の耐震力評価やそれに基づく被害の予測については、今後、震度との関連で検討する必要があることを明らかにした。

#### c) 今年度の狙い

既存不適格木造住宅の耐震補強を推進するためには、所有者自らが自己の住宅の耐震性能を理解し、それによって現状生じているリスクを正しく認識する必要がある。そのためには、所有者が住宅の耐震性能に関心を持つことが不可欠であり、その意味において所有者自らが簡便に自分の住宅の耐震性能をチェックできる自己診断は重要な意味を持つと言える。

日本建築防災協会の「わが家の耐震診断と補強方法<sup>1)</sup>」(以降、「わが家の耐震診断」と呼ぶ)は、一般市民の自己啓発の意味も含め、専門家以外でも実施可能な耐震診断の手法を簡便にまとめたものである。「わが家の耐震診断」の最大の存在意義は一般市民への広い啓発を目的とした簡便性にあるが、診断結果を次のステップとなる詳細診断への動機付けとしていくためには、その診断精度や問題点についても十分把握しておく必要がある。

そこで本研究では、住宅所有者による自己診断結果と同一の住宅について、一般的な建築構造の知識を持った診断者が行った精密診断の結果とを比較することによって、「わが家の耐震診断」に基づく自己耐震診断の精度とその問題点について言及することを目的とする。

#### d) 耐震診断方法

##### ( ) 自己診断概要

新聞、ホームページ、講演会、セミナー等のメディアを通して一般市民に対して自己診断の実施を呼びかけ、住宅所有者が行った診断結果を回収して、自己診断結果の基礎データとした。

対象とした住宅は木造軸組構法に基づく住宅であり、自己診断のためのチェックシートは基本的に「我が家の耐震診断」に基づいて作成した。

##### ( ) 精密診断概要

自己診断の調査対象となった住宅のうち、所有者から実地調査の了解が得られた住宅のみを対象として専門家による精密耐震診断を行った。診断手法は「愛知県木造住宅耐震診断マニュアル<sup>2)</sup>」及び「木造住宅の耐震精密診断と補強方法<sup>3)</sup>」とほぼ同一である(以降、精密診断と呼ぶ)。精密診断は名工大社会開発工学科の教官及び4年次の学部生(本研究では便宜的に専門家と呼ぶ)で実施した。

自己診断との対応が可能となった物件は59件であり、その内訳を図1に示す。建築面積は50~100m<sup>2</sup>が、建築年は1951~1981年のものが最も多くなっている。対象となる住宅の所在地は愛知県内で51棟、三重県で1棟そして岐阜県の4棟である。

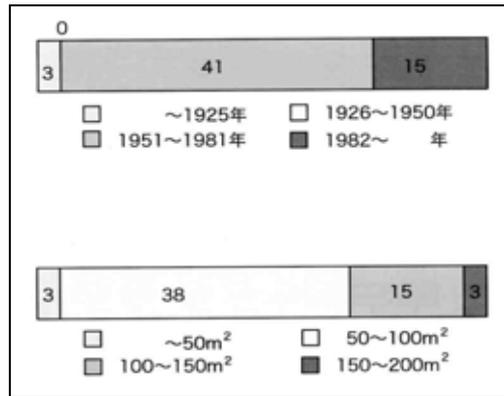


図1 調査対象家屋の概要

e) 耐震診断フローによる分類

耐震診断結果は診断手法や診断者の違いだけでなく、調査時に得られる情報量にも影響を受ける。そこで、心算と壁量に関しては、図2に示すように設計図書の有無、診断手法、および診断者ごとに評点算出のフローを作成し、これに基づいて整理を行った。

場合分けによる評点の種類は、偏心率が14種類、壁量が17種類である。各評点には、偏心率についてR、壁量についてW、所有者による診断についてO、専門家による診断についてPの各記号を組み合わせることで表現した。

また平面図から壁量および偏心率についての評点を算出する方法については、簡易診断<sup>1)</sup>に基づいた場合を「簡易」、無開口壁の実長と評点の関係図から算出する方法<sup>1)</sup>を「略式」、無開口壁の実長から築年代によって算出する方法<sup>2)</sup>を「年代」、耐力壁、無開口壁の壁仕様に依りて計算する方法<sup>1)2)</sup>(以降、仕様別診断)を「仕様」と呼ぶこととし、図2中にそれぞれ示した。

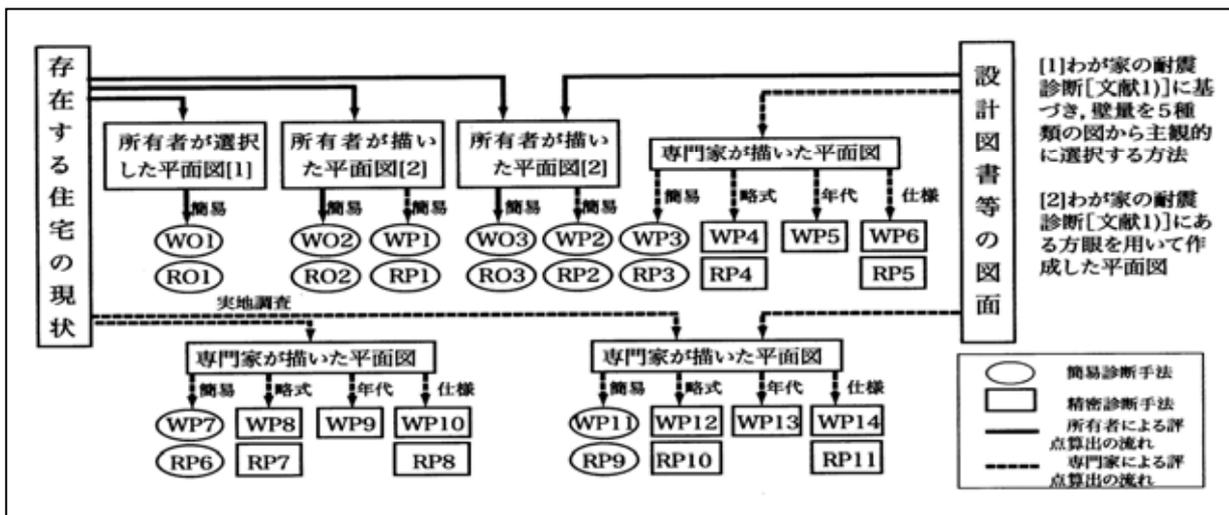


図2 耐震診断フロー

f) 自己診断と精密診断の対応

( ) 総合評点

まず、自己診断による総合評点と精密診断による総合評点の関係を図3に示す。相関性は決して高いとはいえず、特に自己診断の方が高い評点となるものが目立つ。自己診断の位置付けを考えると、本来は自己診断による評点が精密診断より厳しい結果となることが望ましいが、今回の調査結果では必ずしもそのような結果にはならなかった。

( ) 地盤・基礎

図4は、診断項目(A)地盤・基礎について自己診断と精密診断の対応を示したものである。地盤・基礎については主観的な判断に頼らざるを得ない点もありばつきは大きいですが、所有者が診断方法を十分理解せずに評点を出している場合に大きな差が出ており、評価の目安を十分理解できれば比較的ばつきは小さくなるものと思われる。

( ) 偏心率に関わる評点

自己診断による偏心率の評点 R03 と、最も詳細な仕様別の評点 RP11 の対応を図5(a)に示す。相関性はほとんど認められず、偏心率に関わる診断法には大きな問題がある。次に、診断法自体の精度を検証するため、専門家が簡易診断法に基づいて出した評点 RP9 と、詳細な仕様別診断に基づく評点 RP11 との対応を図5(b)に示す。

同図に示したように図5(a)からの改善はみられず相関性は依然低い。この意味するところは、簡易診断での偏心率に関わる評点は、計算を行わず、住宅形状の参考図を基に主観的な判断で決める方法がとられているため、この方法に基づく限りは高い精度は望めず手法の根本的な見直しが必要といえる。

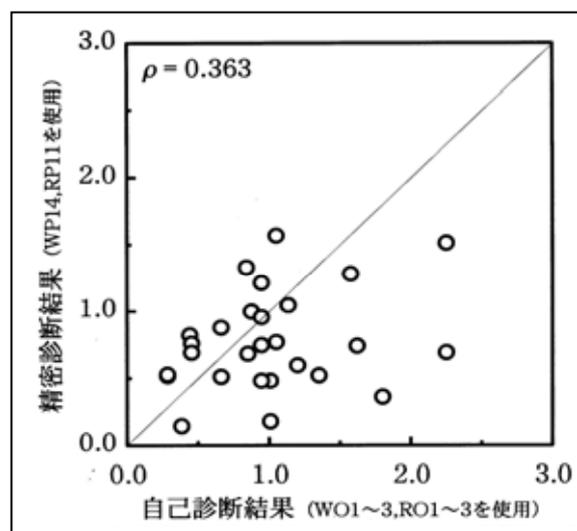


図3 自己診断と精密診断結果の比較

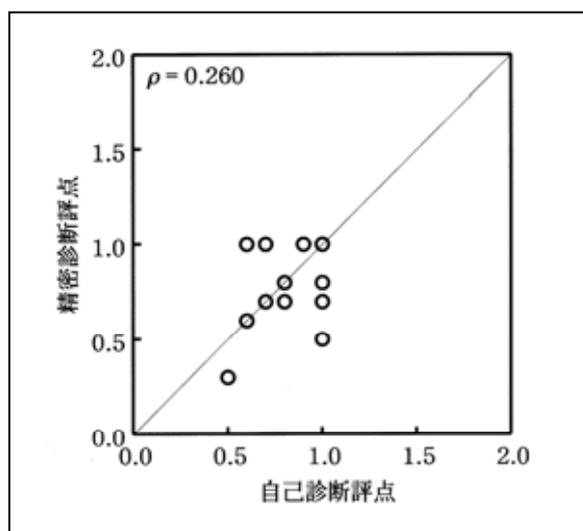
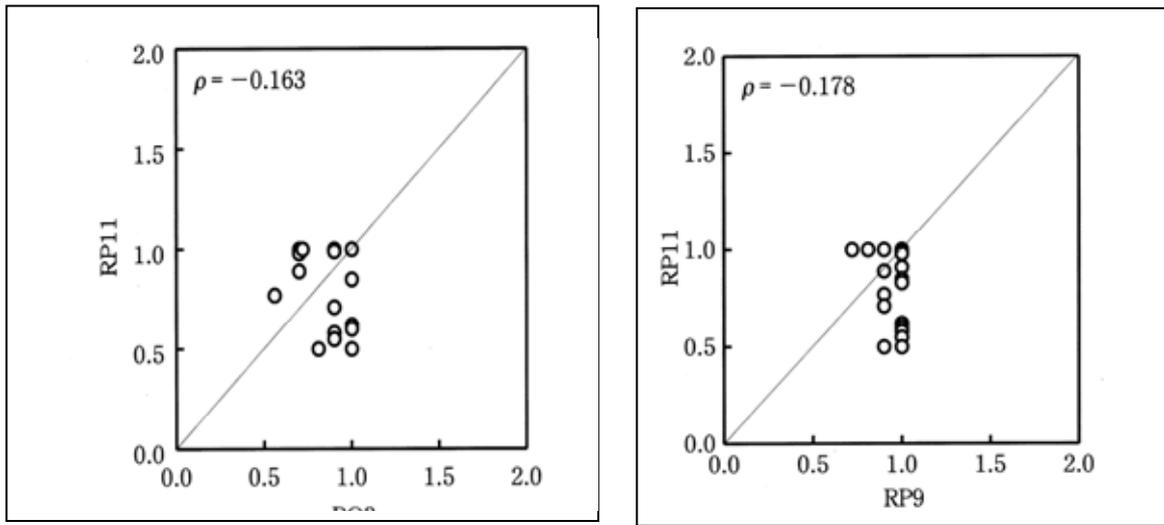


図4 地盤・基礎に関する自己診断と精密診断

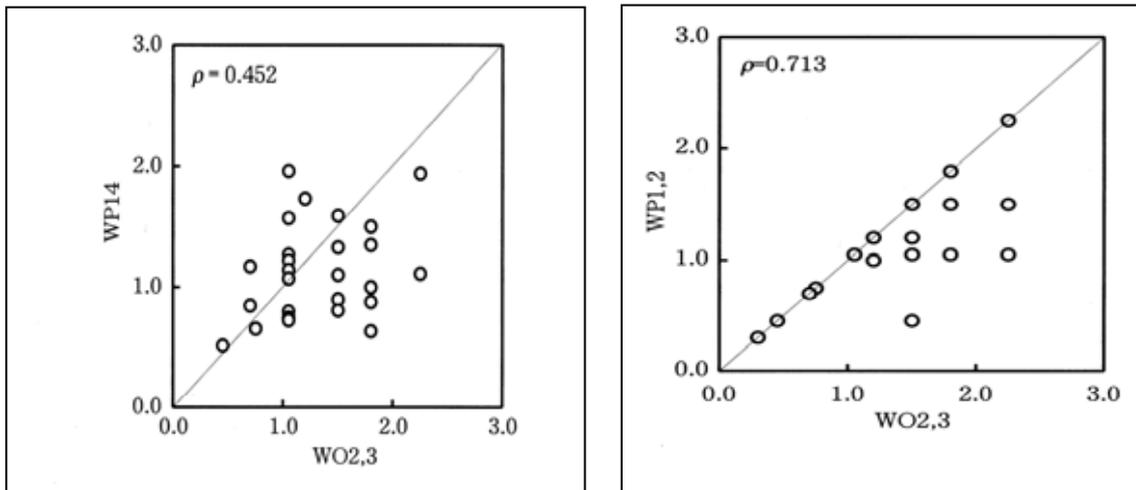


(a)自己診断値(R03)と専門家(RP11)による評点 (b)専門家による評点の比較(RP9 と RP11)

図5 偏心率に関する評価結果

( ) 壁量に関わる評点

図6(a)は壁量に関わる自己診断の評点 WO2,3 と、仕様別診断に基づく詳細な評点 WP14 の対応を示している。偏心率に比べやや相関性は高いが、自己診断による評点の方が専門家による評点より高い場合が多い。そこで、自己診断における壁量計算の影響を見るため、自己診断の評点 WO2,3 と、所有者の描いた平面図を基に専門家が診断した評点 WP1,2 の対応を図6(b)に示した。



(a) 自己診断値(WO2,3)と専門家(WP14)の比較

(b) 自己診断値(WO2,3)と専門家(WP1,2)の比較

図6 壁量に関する評価結果

図 6(a)、(b)に示したように、自己診断結果と専門家の診断結果が一致しない評点の多数は、自己診断において高く見積もられ、大きいところでは2倍以上高い評点もあった。そこで、所有者の壁量計算過程を個々に見直したところ、壁の実長をx,y方向に分けずに合算したり、半間と一間とを取り違えて計算するという間違いが目立った。

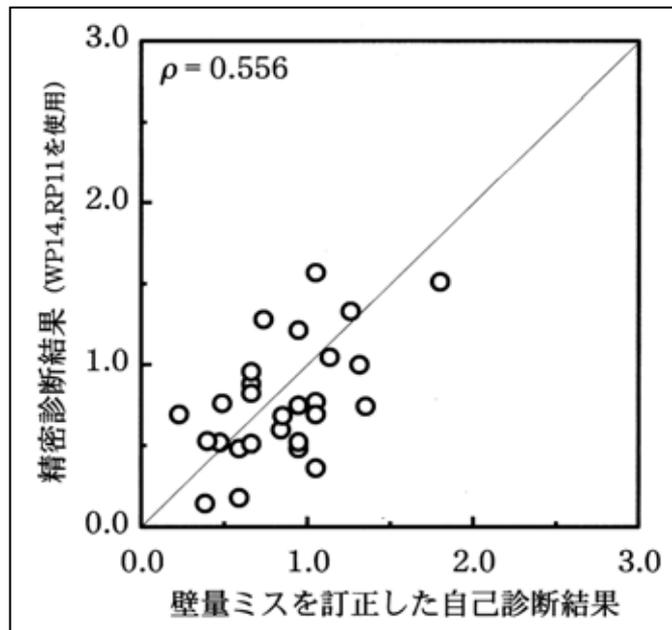


図7 壁量計算のミス訂正後の総合評価点の比較

こうした所有者の計算間違いを訂正し、図3の総合評点の関係を書き直したものが図7である。依然相関性が高いとはいえないが、図3で見られた極めて危険側の診断値はかなり減っており、壁量計算上のミスをなくすことで診断精度はある程度向上させられることが分かった。

図3に示したミス是正前と図7の是正後の相関係数を比較すると、前者は0.363であったが後者では0.556まで改善されている。

( ) 老朽度

図8は老朽度に関わる評点の対応を見たものである。相関性は低いが、評点のばらつき範囲は狭く、総合評点に与える影響は小さいものと思われる。

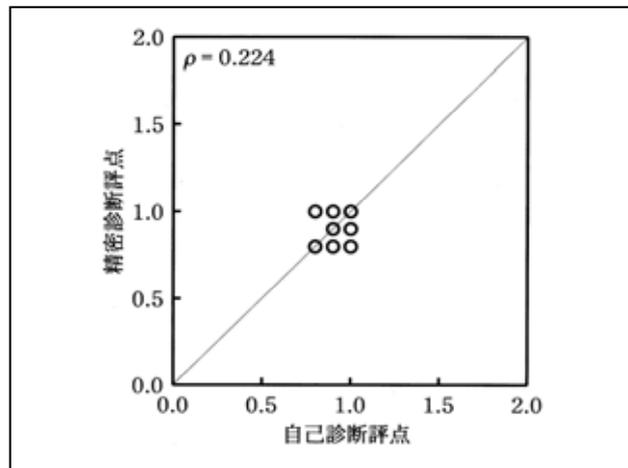


図8 老朽度に関する自己と専門家による診断結果の比較

g) 本章の結論

耐震診断票を用いた耐震力

住宅所有者による自己診断結果と同一の住宅について、知識を持った専門家が行った精密診断の結果と所有者が行った結果を比較することによって、「わが家の耐震診断」に基づく自己耐震診断の精度とその問題点について考察した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ・ 偏心率に対応する簡易診断の建物の形、壁の配置の項目では、参考図を用いて主観的に判断する診断法に限界があるため、それに代わる簡便な計算法が必要である。
- ・ 壁量計算におけるミスをさせないようなわかりやすい説明を加えることで、現状の自己診断法の精度をある程度上げることができる。

## 2) 愛知県における建物微動による簡易耐震診断の実施

### a) 要約

簡便かつ精度の高い耐震診断方法の開発を目的として、前年度の北海道での計測に追加し愛知県において建物の微動を計測し、その記録より住家の固有周期及び揺れの複雑さをカオス度の概念より数値評価し併用することにより、診断精度が格段に向上することを示した。また、カオス度の計算に当たり、その精度向上のためのノウ・ハウが蓄積できた。

### b) 昨年度までの成果

本研究の狙いは、木造建築物の耐震診断の普及を技術的にサポートすべく、耐震性能を現位置的に即座に診断するための技術を開発することを目的とする研究である。開発診断技術の想定性能を、 ) 対象建物への診断機器構成・設置を含め、診断方法が従来法(耐震精密診断法)に比べ、格段に簡便なシステムであること、 ) 対象建物の予備調査などの必要性をできるだけ廃し、診断が短時間で完了できるシステムであること、 ) 診断精度は現在標準とされている耐震精密診断と同等以上であること、の以上3点を掲げ、昨年度は、建物微動計測による簡易耐震診断法の可能性の検討を、北海道の住家10棟を対象に実施した。その結果、微動の挙動複雑性(カオス性)に着目した方法を新たに提案し、その有効性・有用性を示した。

### c) 今年度の狙い

建物の微動の挙動複雑性に着目し耐震診断する可能性を、前年度実施した北海道の住家に引き続き、他地域(愛知県)においても実施し、その汎用性・拡張性について検討し、本提案方式の実用化への道を探る。とくに、前年度実施した北海道の住家は、全国平均から比べると、耐震精密診断値が0.8~1.8の間に分布する比較的耐震的な住家が多かった。今年度は、全国平均レベルの住家を重点的に行った。

また、建物微動測定方法の簡略化・安定化を目指し、多種の測定方法を試みた。それに伴う解析法の工夫も検討した。

### d) 診断対象住家のサンプリング

愛知県を含む東海3県では、想定東海地震・東南海地震・南海地震に備え、各世帯ごとに自らにおいて耐震診断を受けるよう、各自治体がキャンペーンを行っている。まず、1980年以前に建築された住家に対して、国土交通省監修の簡易版としての「わが家の耐震診断」を住家持ち主に行ってもらい、それで「危険」「やや危険」と判断された住家について、希望者に専門家による「耐震精密診断」を無料で受診してもらう体制をとっている。今回、本調査の対象とした住家は、豊橋市・刈谷市・半田市・一宮市において耐震精密診断を受診した世帯に本調査趣旨を説明し、調査に自主的に協力頂ける方を募り、申し出のあったものである。従って、対象となった住家の耐震性能は比較的低いものが多い。なお、増築した住家については、耐震精密診断は古い家屋部分についてのみ行っており、増築部分については実施していない。今回の微動計測による診断は、増築部分も含め建物全体についての耐震性能評価であるので、耐震精密診断結果とは直接比

較できない住家も少なくはなかった。微動計測は実施したものの、そのような住家は解析対象から外した。

( )計測対象住家の特徴

今回の計測の対象となったのは愛知県に建つ在来工法の住家57棟である。

- 豊橋市 23棟
- 刈谷市 19棟
- 半田市 5棟
- 一宮市 10棟

各市及び計測システムの調整を行った名古屋工業大学（名古屋市内）並びに計測期間中の本部宿（西浦温泉）の位置を図9に示す。参考までに、想定東海地震で予想される震度分布図を併記する。これによれば、特に豊橋市の住家に高い耐震性が要求されていると解釈できる。また、各市内の詳細測定位置（対象住家の建設場所）を図10～13に示す。同図において、計測対象住家が棟別でプロットされているが、今回耐震診断解析としたのは ○ で表示し、上記理由等により解析対象外としたもの（×）と区別している。

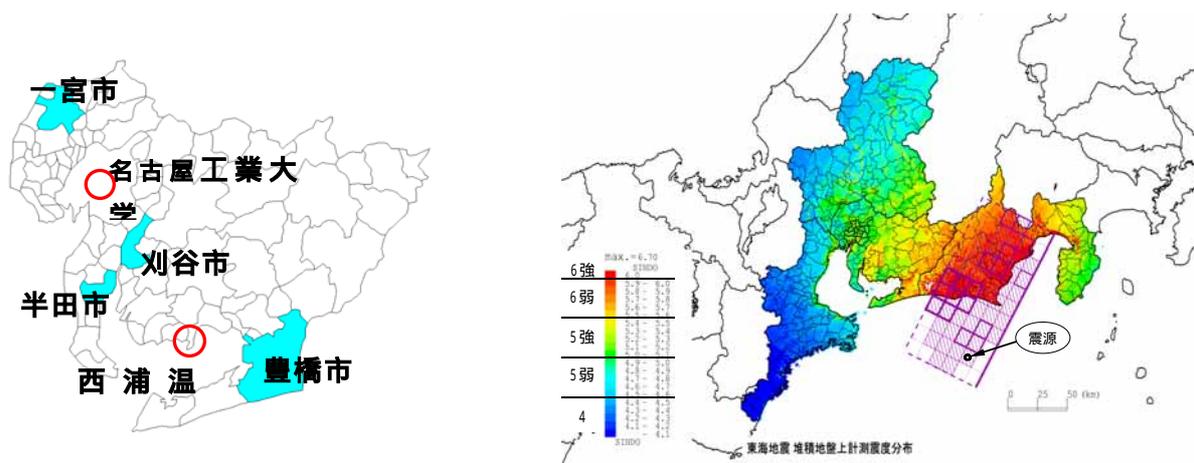


図9 調査対象地域と想定東海地震の震度分布



図10 豊橋市における微動計測住家位置（○：解析対象、×：解析対象外）



図11 刈谷市における微動計測住家位置（○：解析対象、×：解析対象外）



図12 半田市における微動計測住家位置（○：解析対象、×：解析対象外）



図13 一宮市における微動計測住家位置（○：解析対象、×：解析対象外）

今回選定した住家は、住家所有者が実施した「わが家の耐震診断」で危険と判定されたために耐震精密診断を実施したものであるため、耐震診断値は低い側に偏っている。図14に今回対象とした住家の耐震精密診断値の頻度分布（棒グラフ）を、昨年度実施した北海道の住家（折れ線表示）のそれと併せて示す。横軸が耐震精密診断値で、縦軸が頻度実数である。これによれば、今回対象とした住家は耐震精密診断値で[0.12、1.49]に分布しており、平均値は0.68であった。北海道（札幌市）は[0.84、1.80]に分布しており、平均値は1.25であったので、耐震性はかなり低い。なお、愛知県下で見ると

ば、地域（市）の違いはそれほど大きくないのが同図より分かる。参考までに、木耐協が実施した日本全国の耐震精密診断値の相対頻度分布（縦軸は％尺度に読替る）が実線で同図に示されている。全国の耐震診断値の平均値はこれによれば0.80である。

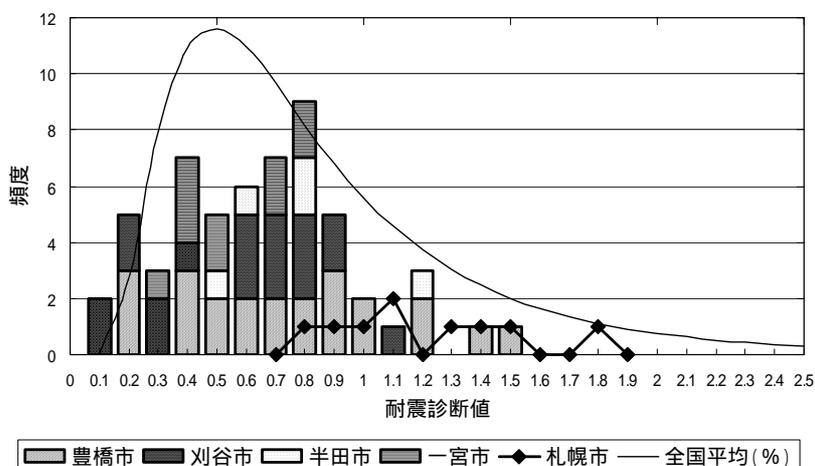


図14 調査対象住家の耐震診断値の頻度分布

対象とした住家の建築年代を図15に示す。図14（耐震診断値分布図）と同様、愛知県の対象住家については棒グラフで、北海道（札幌市）の対象住家については折れ線グラフで示してある。これより今回診断対象とした愛知県の建物の古さが分かる。最も古いものでは刈谷市の1902年築が対象となっている。平均値で比較すると、愛知県の対象群は1964.3年であり、北海道は1990.8年である。

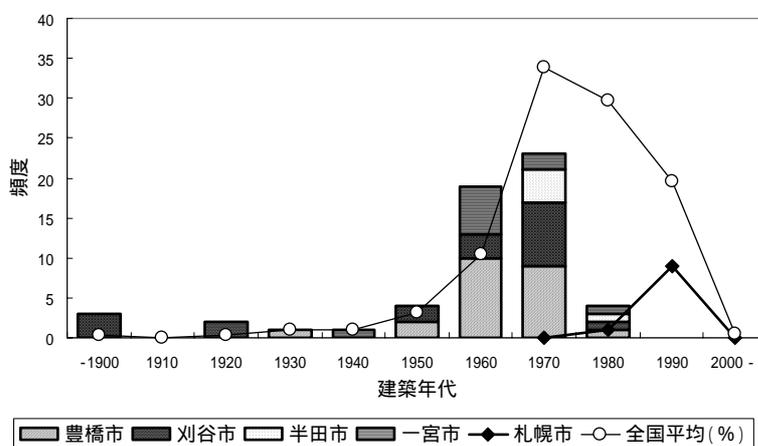


図15 調査対象住家の建築年代

図16は、今回対象とした住家の階数に関する頻度分布である。北海道は全て2階建てであったが、愛知県で対象としたものは約1/4が平屋建てであった。

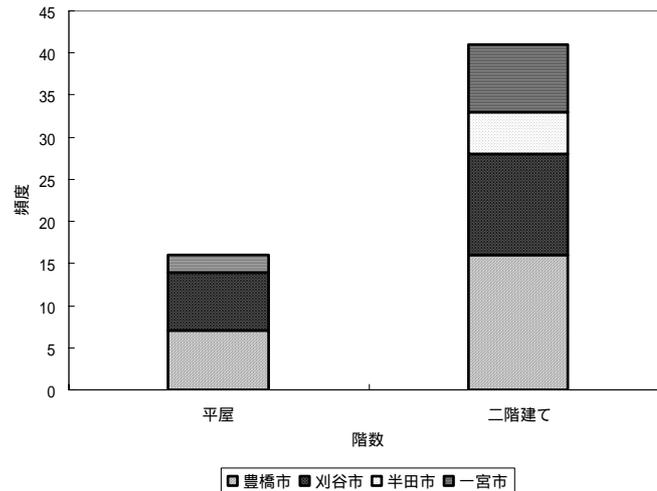


図16 調査対象住家の階数

対象とした愛知県の住家の構造形式は木造在来工法が殆どであるが、屋根は日本瓦葺きで開口部が多い、いわゆる和風建築である。

以上より、愛知県の住家の耐震性が平均として北海道に比べ低いのは、建築年の古さもさりながら、その構造（構法）の違いも大きく影響しているであろう。これは住家様式の地域性の違いである。構造的な違いがもたらす耐震性の違いを、微動による診断法で診断が可能かどうか、これが本年度の研究の大きな狙いである。

#### ( ) 計測

建物の微動計測は、2003年9月30日から10月4日にかけて、北海道大学と名古屋工業大学の共同で実施した。この間、ほぼ晴天・無風状態であり、計測地域ごとの交通擾乱以外は外的擾乱はなかった。

計測は4班に分かれ、各市を担当した。参加者リストとチーム構成を表1に示す。計測数が多いため、新規購入した機器に加え、関係の周辺研究室保有の現有機器を借用し計測システムを構成した。その結果、各チームごとに多少異なる機器構成とならざるを得なかったが、当診断に適応したシステムを検討する良い機会ともなった。基本的には、各階及び地盤（フリーフィールド）でそれぞれ3成分を記録する。水平成分は耐震精密診断のX及びY方向に合わせる。それぞれの機器構成とシステム図を表2及び図17～20に示す。また、地震計の配置例を図18に示す。測定器番号（計-1）においては、加速度波形と速度波形を同時に測定し、解析法の検討に用いた。なお、表1中の解析住家番号とは、微動測定した住家のうち、今回の解析対象にした住家に割り付けた番号であり、以下の調査世帯カルテの住家コード（データNo）に相当する。

データNoはアルファベット2文字と2桁の数字からなっている。アルファベットは世帯住所の市町村名を意味しており、それぞれ以下に対応する。

HA:半田市、KA:刈谷市、TY:豊橋市、IT:一宮市

計測結果は、各戸別に事前に実施した耐震精密診断と共に、個別カルテとして付表1～57として、まとめられた。カルテには、耐震精密診断に関する各評点の他、以下に述べる微動計測による波形、フーリエスペクトル、求められた固有周期、カオス度、それらから評価される計算診断値が記入されている。

表1 測定参加者リストとチーム構成

測定日	チーム名	構成員 (括弧内は途中から別チーム移動)	測定器 番号	解析住家番号
9月30日	Team-Ok	岡田,島田,小川,(田畑,山田,上野)(高井,糟谷,名知)	計-1	TY06,TY15
	Team-Tk	高井,糟谷,名知	計-2	TY22
	Team-Tb	田畑,山田,上野	計-3	TY07
	Team-Mt	松下,山崎,青木,岡田(名),荒井	計-4	
10月1日	Team-Ok	岡田,島田,小川,名知	計-1	TY18,TY23
	Team-Tk	高井,糟谷	計-2	TY09,TY12,TY16,TY20
	Team-Tb	田畑,山田	計-3	KA01,KA02,KA03,KA04
	Team-Mt	田)	計-4	
10月2日	Team-Ok	岡田,島田,小川,名知,(谷口,磯部,横山)	計-1	KA05,KA07,KA09,KA10
	Team-Tk	高井,糟谷	計-2	TY03,TY04,TY10,TY11,TY
	Team-Tb	田畑,山田,上野,(谷口,磯部,横山)	計-3	KA06,KA08,KA11
	Team-Mt	田)	計-4	
10月3日	Team-Ok	岡田,島田,小川,名知,谷口,磯部	計-1	KA13,KA15,KA16
	Team-Tk	(高井),坪井,糟谷,横山	計-2	TY21,TY01,TY02,TY04,TY05,TY08,TY13,TY14
	Team-Tb	田畑,山田,上野	計-3	KA12,KA14
	Team-Ok	岡田,島田,小川,名知	計-1	HA01,HA02
10月4日	Team-Tk	坪井,横山,(谷口)	計-2	KA17
	Team-Tb	田畑,山田	計-3	HA03,HA04,HA05
	Team-Mt	松下,山崎,青木,岡田(名),荒井	計-4	

表2 測定機器構成

測定器 番号	地震計			レコーダ
	地面	1階	2階	
計-1	加 速 度 計 (AKASHI(JEP6A)) 速度計(Lennarts(LE-3D))	加 速 度 計 (AKASHI(JEP6A)) 速度計(Lennarts(LE-3D))	加 速 度 計 (AKASHI(JEP6A)) 速度計(Lennarts(LE-3D))	OMUNIACE(RA100)
計-2	速度計(UPS255)	速度計(UPS255)	速度計(UPS255)	KEYENCE(NR2000)
計-3	速度計(Lennarts(LE-3D))	速度計(Lennarts(LE-3D))	速度計(Lennarts(LE-3D))	KEYENCE(NR2000)
計-4	速度計(振動技研 MTKH)	速度計(振動技研 MTKH)	速度計(振動技研 MTKH)	パソコン

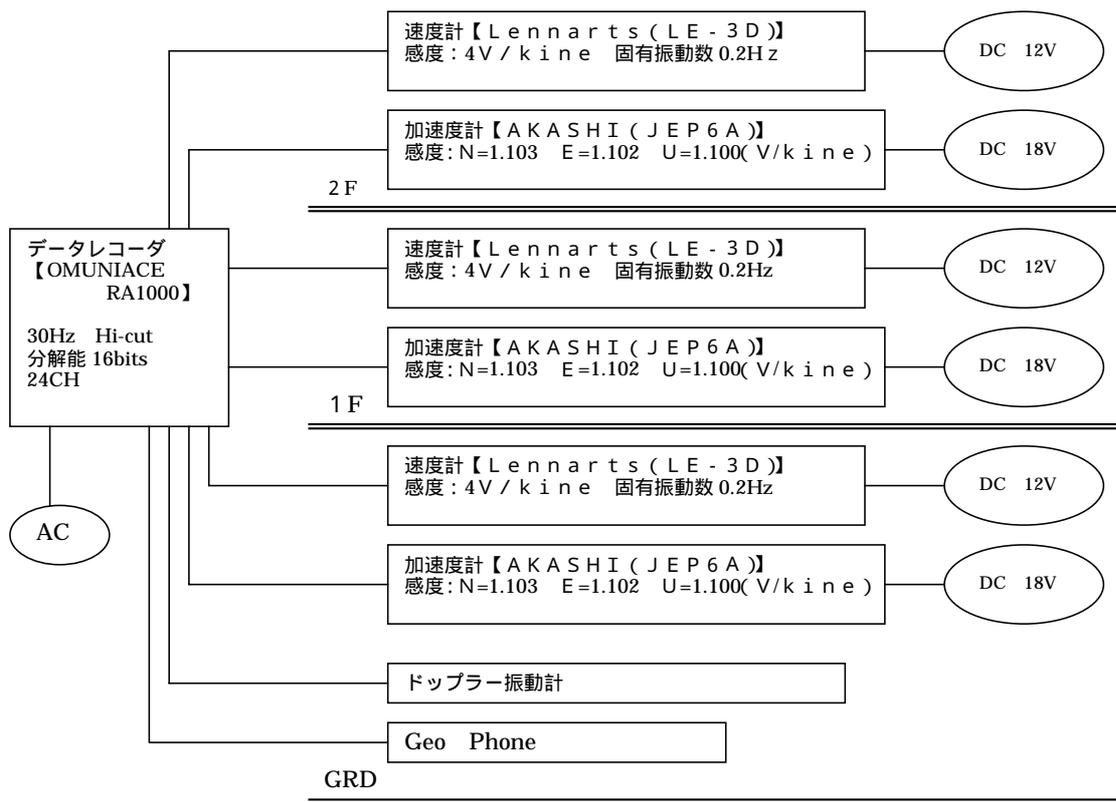


図17 Team-Ok使用の測定システム図 測定器番号(計-1)

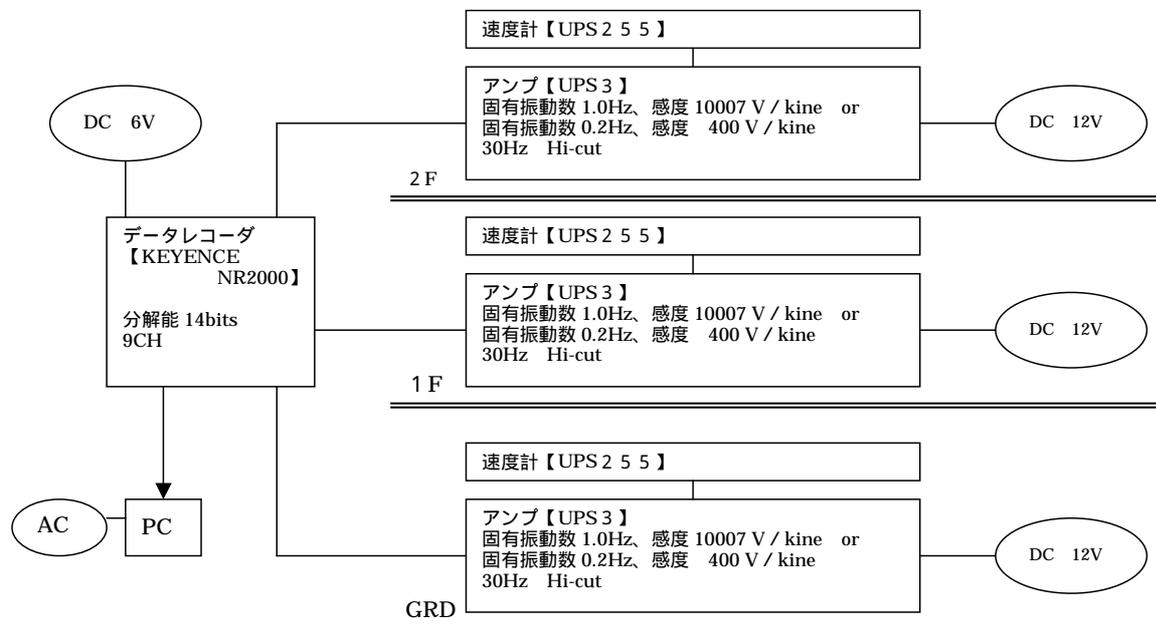


図18 Team-Tk使用の測定システム図 測定器番号(計-2)

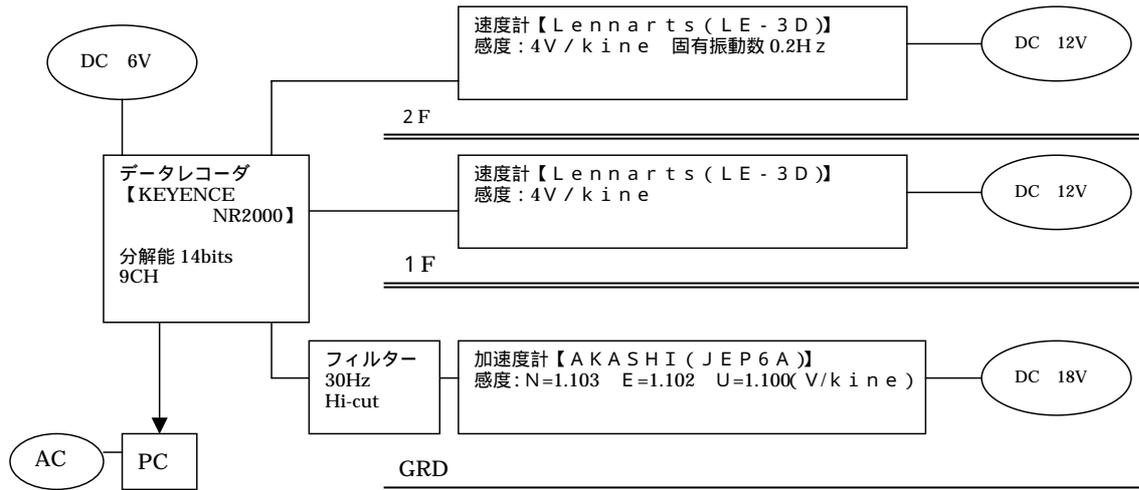


図19 Team-Tb使用の測定システム図 測定器番号(計-3)

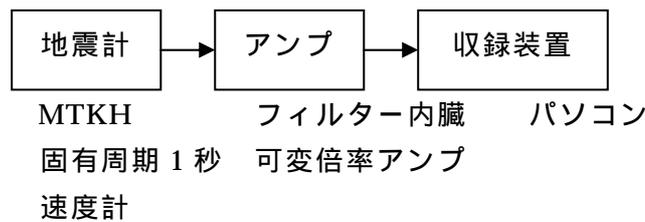


図20 Team-Mt使用の測定システム図 測定器番号(計-4)

e) 解析

( ) 微動の固有周期

微動計測で得られた各住家の時刻暦波形データをフーリエ変換して卓越周期を求め、これを建物の固有周期とする。6～10分程度計測した全波形データよりノイズの少ない安定した区間について40.96秒間を目視より選択し、その範囲についてFFT(高速フーリエ変換)及びHanningウィンドウにより平滑化し、そのピーク値を与える周期を固有周期とした。2階建家屋に対しては2階で得られた記録波形から、平屋建家屋については1階で得られた記録には地盤振動の影響が強く残っているので、1階から求めたスペクトルを地盤記録から求めたスペクトルで除し、いわゆる1階の伝達関数のピークより求めた。求められた固有周期は、付表の個別カルテに記入されている。

固有周期を用いた住家耐震性の評価の可否を議論するために、X、Yそれぞれの方向の固有周期と精密耐震診断値との関係、また耐震精密診断による各評点との関係を眺める。図21は、今回求められた固有周期(愛知県)と昨年度報告した北海道札幌市における測定結果を併せて示したものである。

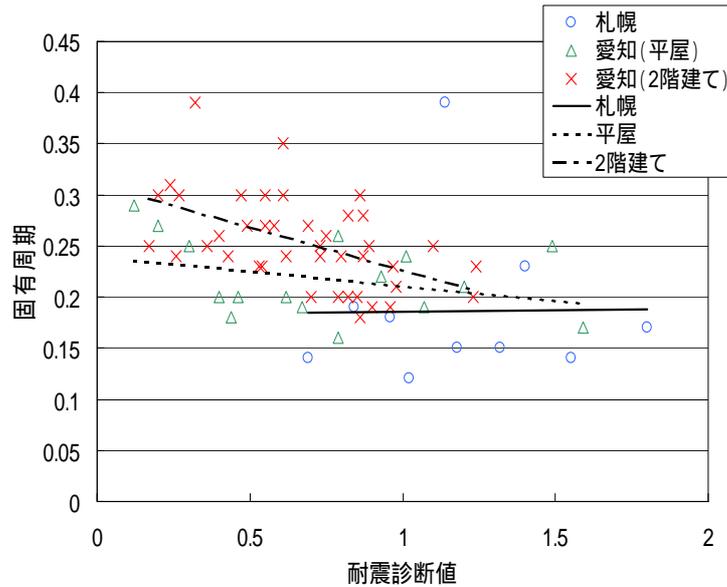


図21 建物微動の固有周期と耐震精密診断値との関係

同図より、愛知県の家は札幌の家と比べ、全体的に固有周期が長く、また耐震精密診断値との相関は高い。しかし、愛知県の家も平屋建ては2階建てよりも固有周期は短く、耐震精密診断値との相関は低い。これより、固有周期がおよそ0.2秒以下の短周期になると、固有周期のみでの耐震性の評価は難しくなることが示唆されている。

( ) 固有周期で評価できる耐震性能

固有周期が住家耐震性のどのような性能を反映しているものなのかを、耐震精密診断値の各評点との相関をみることにより調べてみる。図22～25は、固有周期と耐震精

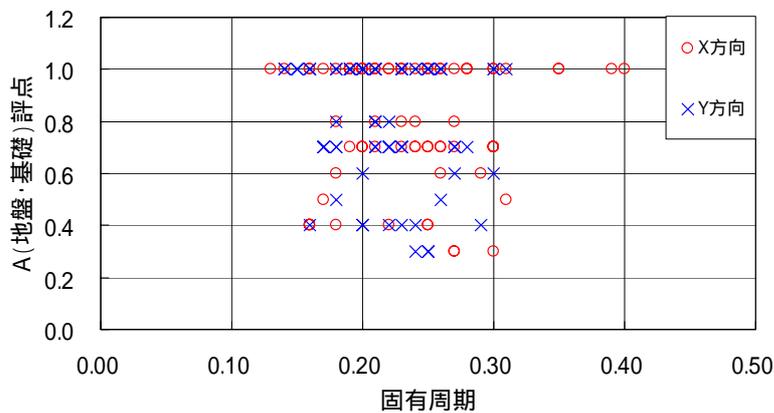


図22 固有周期とA(地盤・基礎)評点との関係

密診断値のA評点(地盤・基礎の耐震性能)、B×C評点(偏心の評価)、D×E評点(水平抵抗力の評価)、F評点(老朽度)との相関をみたものである。各評点と固有周期とのばらつきは大きいものの、D×E評点との間にある程度の相関が見て取れ、固有周期を決める主要因は、住家の壁率に代表される水平抵抗力であることが理解できる。

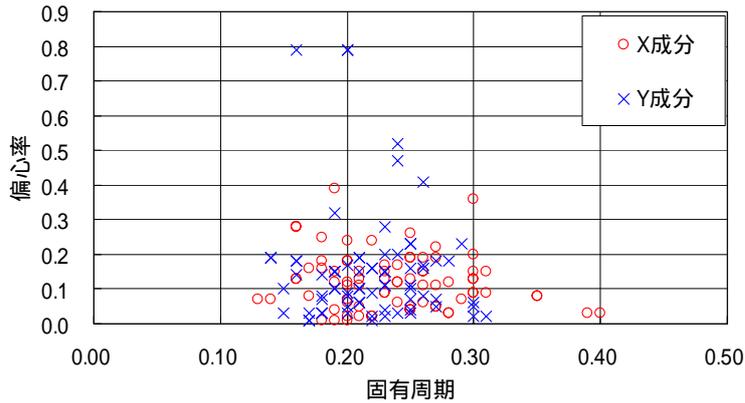


図23 固有周期とB×C (偏心の評価) 評点との関係

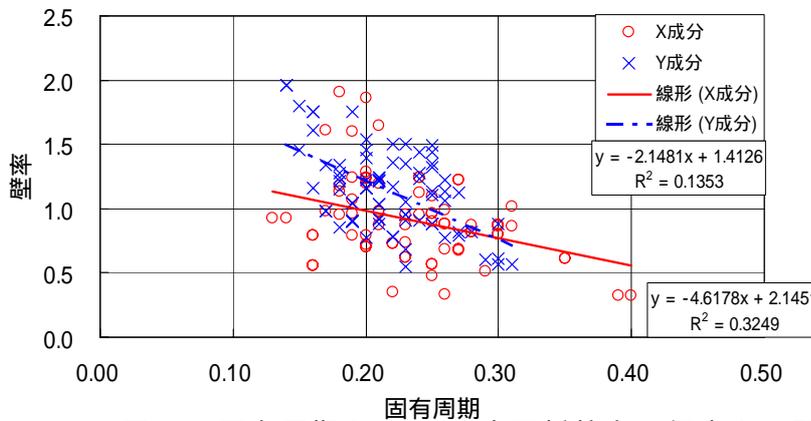


図24 固有周期とD×E (水平抵抗力) 評点との関係

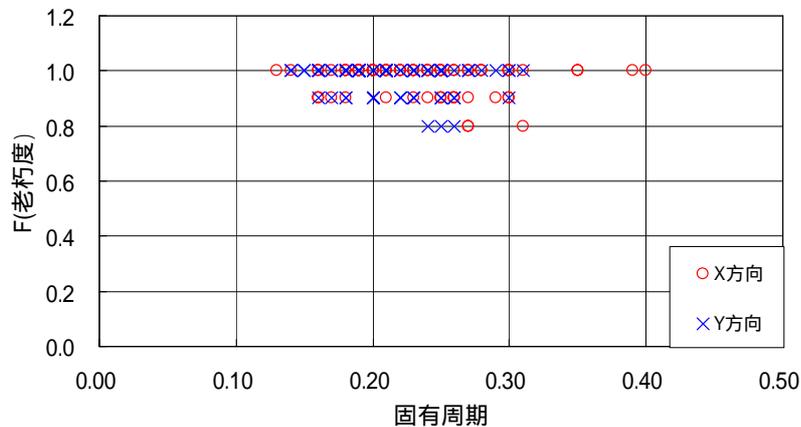


図25 固有周期とF (老朽度) 評点との関係

( ) 微動のカオス性

微動による診断精度の向上を狙い、昨年度報告の札幌での既往調査と同様、建物常時微動の従来法とは異なる解釈として、微動の複雑さの定量化を試み、これをもって住家耐震性能の評価の可能性を探る。一般的に、耐震性の高い木造住家は剛性が高く、その揺れ方は建物全体として単振動に近いと考えられる。しかし、特に建材の老朽化や接合部の施工が粗悪であると部分的に独立な振動が発生し、建物全体として複雑な挙動を呈することが考えられる。そのような住家の建物微動のスペクトルには、ピークが複数存

在していたり、明瞭なピークを示さなかったり、スペクトルの根元が広がるなどの特徴が現れる。すなわち、カオス的な振動現象と理解できる。この複雑さを計量できれば、その数値を用いて耐震性の定量的評価が可能となろう。ここでは建物の乱雑な挙動（以下カオス度）に対して、ストレンジ・アトラクタに収束するまでのフラクタル次元を計算することにより定量評価を試みる。

( ) カオス度計算のアルゴリズム

計算法は基本的に昨年度と同様とした。すなわち、微動記録の水平2成分を独立に扱い、計算値の大きい方、つまり微動がより複雑な方を建物のカオス度とする。カオス度算定には以下の手順を踏む。なお、カオス度算定の対象とした住家は、2階建てとし、今回は平屋建てを対象外とした。平屋建ての1階記録と地盤記録が同様の振れをしていたためである。地盤が完全なフリーフィールドになっていなかったことが考えられ、計測方法や機器の記録分解能を上げるなどの測定上の工夫が必要である。次年度への課題としておきたい。

波形の切り出し：6～10分間の記録の中で、交通ノイズの少ない区間5秒間を切り出す。

波形の微分：速度記録は加速度波形に変換する。これは、両波形を用いてカオス度を計算した結果から判断したものである。速度波形ではカオス度に影響を与える高周波成分が濾過されてしまうようである。

2階と1階の差分波形の計算：不要な入力波の影響を除去するため、2階と1階の波形記録の差分を計算し、この波形について零線補正をした上で以下の処理を行う。

相空間の再構成：時間遅れの方法 {  $x(t)$ 、  $x(t+ \tau)$ 、  $x(t+2\tau)$ 、 $\dots$ 、  $x(t+(n-1)\tau)$  }により  $n$ 次元(埋め込み次元と呼ぶ)の相空間をコンピュータ上に再構成する。

ここに  $\tau$  は時間遅れであり、切り出し区間のスペクトル解析により求まる卓越周期 ( $T$ ：前稿の固有周期に等しい)から  $\tau = T/4$ で決定させる。

フラクタル次元の計算：各次元ごとにその相空間を埋める軌跡(トラジェクトリ)のフラクタル次元  $\nu$  を以下の式により求め、これをアトラクタ次元と呼ぶ。但し、 $r$  は相空間原点を中心に持つ半径である。

$$\nu = \log C(r) / \log r \quad \dots (1)$$

ここに

$$C(r) = \lim_{m \rightarrow \infty} \frac{1}{m^2} \sum_{i,j=1}^m H(r - |x_i - x_j|) \quad \dots (2)$$

カオス度の決定：相空間の埋め込み次元数を上げることにより、アトラクタ次元がある値に収束していく。相空間の次元数  $x$  (上限を30次元とする)とアトラクタ次元  $y$  の関係をプロットし、その収束先  $a$  を次式の0を切片に持つ指数関数の最尤法により求める。

$$y = -a(e^{-\frac{x}{a}} - 1) \quad \dots (3)$$

このときの収束値  $a$  が切り出された微動波形のアトラクタ次元、即ちカオス度であり、値が大きいほど複雑な挙動であることを示している。この関数の当てはまり具合を図26に示す。

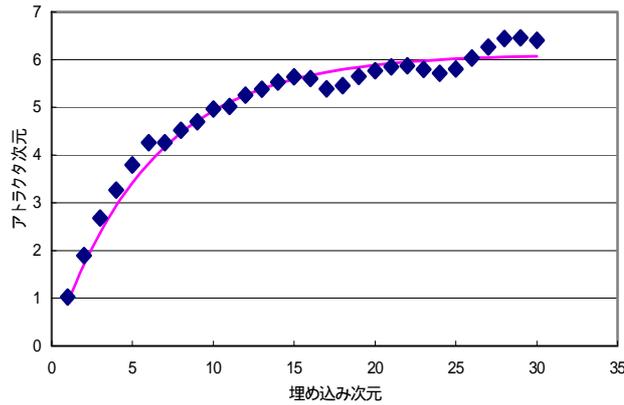


図26 アトラクタ次元の収束値を求める関数

精度の向上：同波形の別の区間について ~ の手順を3回繰り返す。合計4区間のカオス度を計算し、平均値をその建物のカオス度とする。なお、カオス度の定常性について、観測波形全記録でその変動を計算して確認したところ、本方法により平均的カオス度が得られることが確認された（図27）。

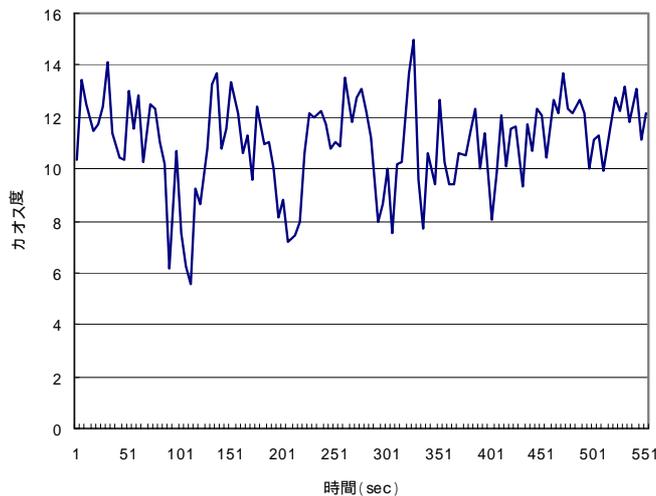


図27 カオス微動の定常性の検討

( ) カオス度と耐震精密診断値との関係

以上のようにして求められたカオス度を耐震精密診断値と比較し、昨年度報告の札幌の結果と共に図28に示す。耐震精密診断値とカオス度との間には両地域で相関が見られ、相関係数は札幌で0.8、愛知県で0.2である。愛知県の方がカオス度のみによる診断の分解能は若干低い結果となっているが、住家構造様式が異なっても、カオス度にこの程度の相対的診断分解能が認められる。微動による診断の汎用性が確認されたと言えよう。ただ、カオス度の絶対値で比較すると、愛知県の対象群のほうが札幌よりも値が小さく、複雑度は低いという解釈となる。両者の観測方法や計算方法を若干変更したためによるものなのか、これらの違いに踏み込み、今後議論していきたい。

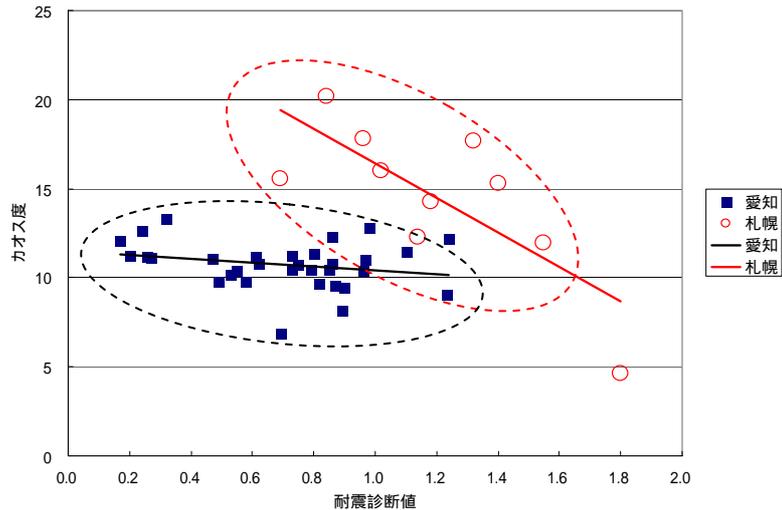


図 28 カオス度と耐震精密診断値との関係

( ) カオス度と耐震精密診断の各評点との関係

表3に、固有周期同様にカオス度と耐震精密診断の各評点との単相関の一覧を示す。上記のとおり、固有周期は建物の剛性（壁率）に関するD\*E「水平抵抗力」との相関が強い。カオス度はB\*C「偏心」とD\*E「水平抵抗力」との相関がよく、特にB\*Cについては他の指標よりも相関がよい。また、カオス度の差（X方向とY方向とのカオス度の差）は建物の偏心を表していると考えられる。このように、同じ建物でも固有周期とカオス度では評価の対象要素が異なり、耐震性に関する要因をそれぞれで分担して示していると考えられる

表3 各評価指標と耐震精密診断の各評点との単相関表

	A	B*C	D*E	F	総合評点
固有周期	-0.1576	-0.1413	-0.5019	-0.2957	-0.5940
カオス度	-0.1839	-0.2415	-0.2943	-0.2251	-0.3879
カオス度の差	-0.4543	-0.0694	-0.1157	-0.2454	-0.2528

( ) 住家耐震性推定式

各評価指標を用いて重回帰を行う。x<sub>1</sub>、x<sub>2</sub>、x<sub>3</sub>を固有周期、カオス度、カオス度の差とし重回帰式を求めると、以下の式で診断推定値yが与えられる。

$$y = -3.72109x_1 - 0.01033x_2 - 0.02095x_3 + 1.780325 \quad \dots (4)$$

x<sub>1</sub>、x<sub>2</sub>、x<sub>3</sub>の偏相関は-0.5581、-0.0523、-0.1026であり、推定値と診断値との相関係数は0.59である。また、札幌と愛知県ではカオス度の差にかかる定数項が近い値（札幌の場合は、-0.04）を示していることから、カオス度の差は推定値に対して常に同程度の寄与率を示し、その他の部分を固有周期とカオス度で負担し合っていると考えられる。従って、札幌と愛知県でカオス度の分離ができれば、同一式の重回帰で両地域の診断が可能となろう。

重回帰式による札幌と愛知県の観測値と理論値を同じグラフにプロットすると図29

のようになる。現状では、両地域で重回帰式は異なるが、微動記録から耐震診断を行うことは可能であることが確認された。

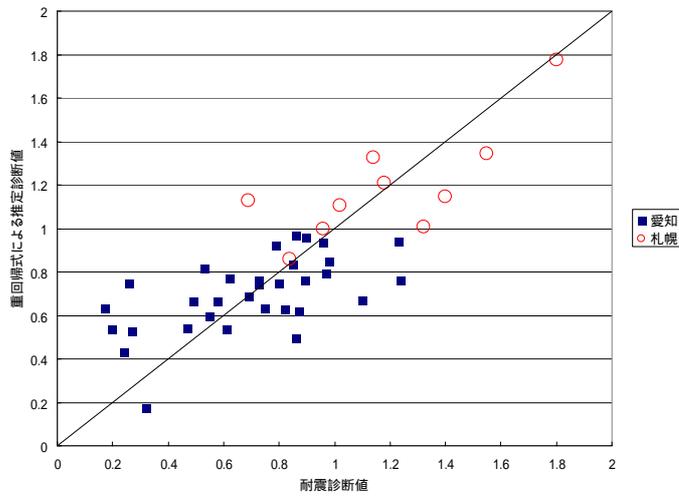


図 29 重回帰式による推定診断値と耐震診断

巻末に、調査世帯の個別カルテ（付表 1～57）を掲載する。

### 3) 既存住宅耐震性の経年変化に関する研究

#### a) 今年度の狙い

大都市の地震災害予測を行う上で、密集市街地の木造住宅の耐震性をより正確に把握することは、極めて重要なことである。建物倒壊率、死者・負傷者数、延焼率等の予測、避難収容計画など、都市の災害危険度・被災度予測に対し、既存住宅の耐震性能は非常に大きな影響を及ぼす。本報告は、既存住宅の耐震性能初期値を求め、さらに経年変化による耐久性能劣化度を推定し、両方のファクターからその時点での耐震性能を簡便に予測しようとするものである。

#### b) 耐震性能・初期値の算出法

本報告では、初期値の計算には、「木造住宅精密耐震診断法(文献-1)」を用いる。この診断法は、「わが家の耐震診断表」に記載されている耐震要素：「A.地盤・基礎 B.建物の形 C.壁の配置 D.筋違の有無 E.壁の割合 F.老朽度」をベースにしている。 $B \times C$ (偏心)及び $D \times E$ (水平抵抗力)を計算式により算出、最後にまとめて $A \times B \times C \times D \times E \times F$ を計算し、総合判定数値によって「安全～危険」の耐震性4ランクに評価分類するものである。初期値の計算には、劣化調査項目：A.地盤基礎の「ひびわれ」とF.「老朽度」を除き、経年変化を考慮しない「建設当初の条件」のみで算出する。

#### c) 実例計算

在来木造軸組工法住宅26例について精密診断を行った。2000年建設物件6棟(築後3年)、1979年建設20棟(築後25年)。ここでは一応新旧に分けて傾向を検討する。いずれも必要な設計図書(平面図、立面図、矩計図、床伏図、仕様書)は入手している。

計算のために、まず、付図1～2のように平面図と表の計算フォーマットを作成した。平面図から剛心と重心を計算して「偏心率」を求め、屋根荷重係数、有効壁長さ及び所要壁量から「水平抵抗力」を求めた。非耐力要素(面材)の等価倍率は文献<sup>1)</sup>の表-6の値を採用したが、内壁石膏ボードは両面であっても片面同等と見なし0.5倍とした。

なお、地盤条件は判定値に大きく影響してくるが、ここでは、住宅のみの新築初期値を求めることにし、地盤の評価は後の耐久性能評価の時点で採用することとした。(従って、付図1～2内の表1においてA,Bの評点は1となっている)

#### d) 耐震診断結果の検討

表4及び表5に計算結果を一覧表にして示す。総合評点と判定は以下のとおりである。

- ・ 1.5以上：安全である。
- ・ 1.0以上～1.5未満：一応安全である。
- ・ 0.7以上～1.0未満：やや危険である。
- ・ 0.7未満：倒壊または大破壊の危険がある。

表4 耐震精密診断結果一覧（昭和54年竣工物件）

	建物所在地	建築年	階数	用途	工法	1階面積 (m <sup>2</sup> )	2階面積 (m <sup>2</sup> )	延べ面 積(m <sup>2</sup> )	壁倍率 (外壁)	有効壁長さ(m)		診断結果	
										1階	2階	評価	判定
1	札幌市西区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	61.27	35.6	96.87	1.5	11.75	14.00	0.34	倒壊又は大破壊の危険政
2	札幌市中央区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	52.99	54.54	98.53	1.5	8.00	16.25	0.44	倒壊又は大破壊の危険政
3	札幌市白石区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	69.14	33.12	102.26	1.5	9.75	23.25	0.33	倒壊又は大破壊の危険政
4	札幌市厚別区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	73.70	37.26	110.96	1.5	17.50	15.25	0.42	倒壊又は大破壊の危険政
5	札幌市北区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	72.90	27.54	100.44	1.5	29.00	15.50	0.78	やや危険である
6	恵庭市島松	1979年	2	専用住宅	在来軸組	72.87	33.95	106.82	1.5	14.50	22.75	0.41	倒壊又は大破壊の危険政
7	札幌市豊平区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	82.81	51.34	134.15	1.5	19.00	25.50	0.37	倒壊又は大破壊の危険政
8	札幌市東区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	75.42	43.29	118.71	1.5	15.50	24.00	0.65	倒壊又は大破壊の危険政
9	札幌市北区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	68.73	33.12	101.85	1.5	29.00	7.00	0.22	倒壊又は大破壊の危険政
10	札幌市白石区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	81.97	35.61	117.58	1.5	14.00	21.00	0.31	倒壊又は大破壊の危険政
11	札幌市西区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	77.76	76.14	153.9	2.0	24.25	26.00	0.54	倒壊又は大破壊の危険政
12	札幌市南区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	59.62	43.88	103.5	2.0	22.50	16.50	0.72	やや危険である
13	札幌市豊平区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	66.79	51.88	118.67	1.5	16.75	19.50	0.56	倒壊又は大破壊の危険政
14	札幌市白石区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	81.81	54.27	136.08	2.0	20.25	30.75	0.38	倒壊又は大破壊の危険政
15	江別市大麻	1979年	2	専用住宅	在来軸組	76.19	42.23	118.42	1.5	24.25	16.00	0.39	倒壊又は大破壊の危険政
16	札幌市西区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	81.15	49.68	130.83	2.0	24.00	27.75	0.46	倒壊又は大破壊の危険政
17	石狩市花川	1979年	2	専用住宅	在来軸組	74.11	46.17	120.28	2.0	20.50	20.50	0.72	やや危険である
18	南幌町	1979年	2	専用住宅	在来軸組	79.49	38.92	118.41	1.5	19.25	20.75	0.79	やや危険である
19	江別市野幌	1979年	2	専用住宅	在来軸組	64.59	43.06	107.65	1.5	23.00	15.00	0.57	倒壊又は大破壊の危険政
20	札幌市南区	1979年	2	専用住宅	在来軸組	70.38	38.92	109.30	1.5	20.00	18.75	0.66	倒壊又は大破壊の危険政

表5 耐震精密診断結果一覧（平成12年竣工物件）

	建物所在地	建築年	階数	用途	工法	1階面積 (m <sup>2</sup> )	2階面積 (m <sup>2</sup> )	延べ面 積(m <sup>2</sup> )	壁倍率 (外壁)	有効壁長さ(m)		診断結果	
										1階	2階	評価	判定
1	当別町太美	2000年	2	専用住宅	2×4	66.66	49.27	115.93	4.5	77.25	51.25	1.91	安全である
2	当別町太美	2000年	2	専用住宅	2×4	63.75	52.79	116.54	4.5	79.00	47.00	1.67	安全である
3	当別町太美	2000年	2	専用住宅	2×4	50.51	46.37	96.88	4.5	65.75	52.50	1.73	安全である
4	当別町太美	2000年	2	専用住宅	2×4	50.51	46.37	96.88	4.5	65.75	52.50	1.73	安全である
5	当別町太美	2000年	2	専用住宅	2×4	50.51	46.37	96.88	4.5	61.25	52.50	2.00	安全である
6	当別町太美	2000年	2	専用住宅	2×4	50.51	46.37	96.88	4.5	61.25	52.50	2.00	安全である

表の評価値を見ると、新旧住宅の耐震性の違いは明白である。新築住宅が1.6～2.0と高い評価値を示し、「安全である」の範囲に入ったのに対し、旧住宅の評点は0.22～0.79と極めて低く、全てが「やや危険である」及び「倒壊または大破壊の危険がある」の範囲であった。A：地盤・基礎とF：老朽度のファクターを入れると、旧住宅の評点はさらに低くなるものと思われる。

表6と図30に評価点の分布を示した。これらは、耐震性能に大きな違いのある既存住宅が、2グループに分かれることを示している。表7、図31は新旧住宅を分離したものであるが、それらの間の耐震性の違いは明白である。

表6 耐震精密診断評価点分布

評価	倒壊または大破壊の危険性がある							やや危険である			一応安全である					安全である					
	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.3	0.3-0.4	0.4-0.5	0.5-0.6	0.6-0.7	0.7-0.8	0.8-0.9	0.9-1.0	1.0-1.1	1.1-1.2	1.2-1.3	1.3-1.4	1.4-1.5	1.5-1.6	1.6-1.7	1.7-1.8	1.8-1.9	1.9-2.0	2.0-
件数	0	0	1	6	4	3	2	4	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2	0	1	2
累計	0	0	1	7	11	14	16	20	20	20	20	20	20	20	20	20	21	23	23	24	26

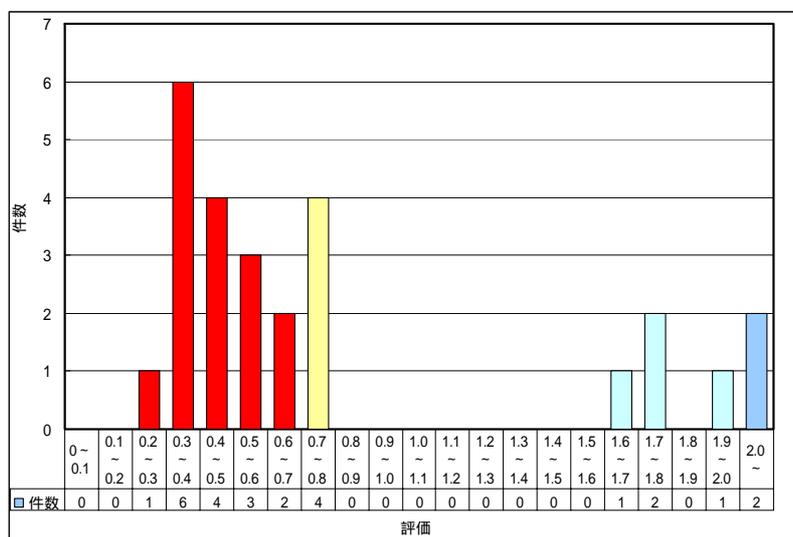


図30 精密診断評価点分布

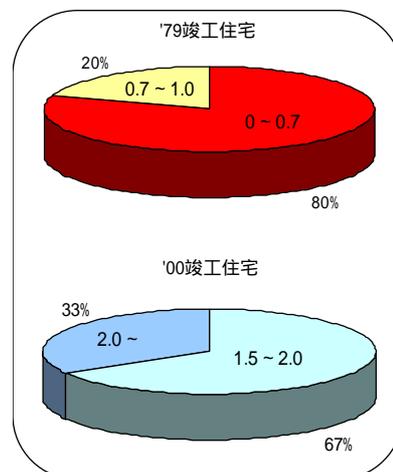


図31

表7 耐震精密診断結果総括

評価	0~0.7	0.7~1.0	1.0~1.5	1.5~2.0	2.0~
79	16	4	0	0	0
00	0	0	0	4	2
合計	16	4	0	4	2

e) 耐久性低下と耐震性能

( ) 耐久性と耐震性

一般的に、建物が古くなると耐久性は低下する。特に構造材の腐朽によって建物としての耐久性が低下する場合、耐震性も大幅に低下する。耐久性低下に関わる要因は数多く存在し、特に北海道のように積雪寒冷地においては、住宅の構法・構造のみならず、断熱・気密工法、暖房方式などが影響の大きいパラメーターとして加わり、劣化現象を更に複雑にしている。

本項では、既存住宅の耐久性劣化度予測のための各種手法を整理する。既存住宅の現有耐震性能は、「2」および「3」で算出された初期値(y<sub>0</sub>)に耐久性劣化係数k(x<sub>i</sub>)をかけて求められる。

既存住宅耐震性能・算出式：

$$\text{現有耐震性能} = \text{耐震性能初期値}(y_0) \times \text{耐久性劣化係数}(k(x_i))$$

( ) 耐久性能と劣化現象関連の概念<sup>2)</sup>

建物の耐久性能と劣化現象の関係を決定する主要な因子は、次の6種があげられる。

(1)新設時建物保有性能(Pa) (2)建物に要求される所要性能下限値(cPa) (3) ある経過年での建物の保有性能(Pa(y)) (4)耐久性能指標(年数：y) (5)劣化現象発現期 (6)劣化勾配(i)

その他に、(7)劣化現象発見期 (8)建物補修交換期 (9)期待耐用年数 などがある。

以上の諸因子のうち、(1)～(3)の性能評価に関するものは、地震、風、積雪などの外力に対する場合と、機能・美観からのものがある。特に「(3)所要性能下限値」を知るには、既存建物の劣化度判定手法が確立されていなければならない。また「(6)劣化勾配」は、劣化環境の程度と諸劣化要因の影響度に左右される因子で、環境が劣悪なほど負の勾配は大きくなる。

( ) 耐久劣化係数( $k_{(xi)}$ )予測手法について

劣化係数予測のために、劣化要因調査と分析が必要である。要因調査は、現実には腐朽等劣化外力によって被害を受けた建物の事例調査と、被害の程度が外観からは明確でない建物の劣化調査に分離する。本論では前者を(1)腐朽実態調査、後者を(2)劣化度調査と称する。(1)は腐朽の発生や進行状況を把握して耐久性喪失要因と劣化度レベルの推定を行い、(2)は既存住宅の劣化環境(外部環境、建物性能、室内環境、保守管理等)及び内部・外部の劣化状況を把握する。

( ) 腐朽実態調査方法

以下、主な調査方法と診断手法を示す。

イ) 木材含水率測定

Kett高周波容量式木材水分計(2～150%計測可能)を用いて、含水率を測定。

ロ) ハンマー打診による診断

市販されているハンマー(やや小型)を用いて木材面を軽く叩き、反発の感触によって、木材劣化の状態を測定する。感触のたまかな分類と腐朽の推定を次に示す。

A：反発大、打撃音高い - 木材は健全。

B：反発音やや低い - 木材は含水率高く、劣化の疑いあり。

C：反発力なく、打撃音低い - 腐朽進んでいる。

D：打つとめり込む感じ - 腐朽相当に進み、木材の強度はほとんどない。

ハ) 腐れ深さ測定

木材の残存断面を調べ、表面の劣化進行と腐朽深さとの関係を把握するための調査。アイスピック状の器具を部材表面から相当の力で押し込み、貫入深さを腐朽による断面欠損と考える。

二) 床下温湿度測定

デジタル温湿度計により、室内空気の床下への流入を極力避け測定。

ホ) 土の含水率測定

床下の土を採取した後、ビニール袋に密閉し、熱風循環乾燥器で乾燥させ、低減質量から含水率を計算する。

( ) 非破壊試験による耐震性能推定

建物の振動特性を簡便に知る方法に、常時微動測定法がある。構造物の耐震性能と振動性状(固有周期等)の関連性を根拠にした推定手法である。建物の耐震性能指標の一つに壁量があり、これと固有周期との関連が明確になると現有耐震性能の把握は極めて

簡便に行われることになる。

( ) 腐朽実態調査事例

耐久性劣化係数(k(xi))を推定するには建物の劣化度調査を積み重ね、耐震性に及ぼす影響の大きな要因を抽出する必要がある。ここでは床下腐朽の実態調査の実例を述べる。

イ) [建物概要] :

木造戸建て住宅 2階建 建築面積;81.98㎡ 平成6年建築(築後9年)

基礎;鉄筋コンクリート

砂質地盤 床下防湿;ポリフィルム敷込み・火山灰押さえ50mm

床下換気孔開閉式 暖房方式;温水集中暖房

ロ) 調査日時 : 平成15年7月30日

ハ) 調査項目 ;

木材含水率測定 : Kett水分計HM520型 (測定範囲2~50%) を使用。

ハンマー打診 : 市販小型ハンマー使用。

腐れ深さ測定 : アイスピック使用。

ニ) 調査結果

調査結果を表8及び表9並びに図32~34に示す。図の方は劣化の位置と劣化の進行度が分かるように縦細線でハッチを描いている。この高さが高い程、劣化が進んでおり(あるいは劣化の危険性が高く)、面積が大きい程、劣化(あるいは劣化の危険性)の範囲が広いことを表す。

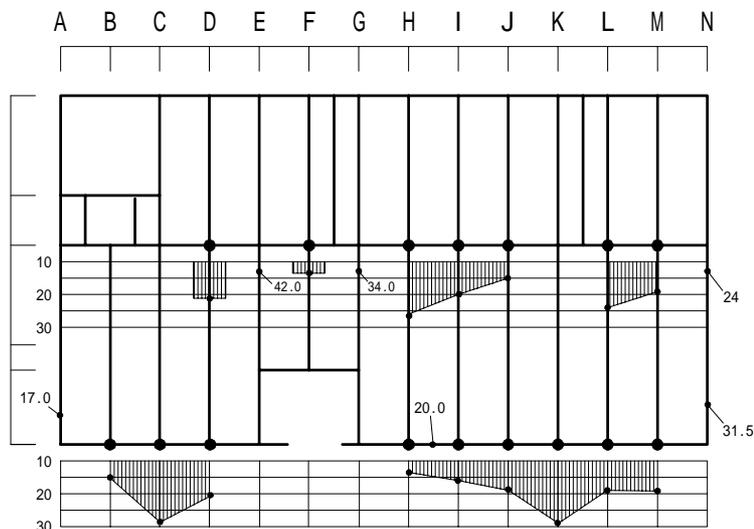
全体的に床根太の劣化は相当進んでいると思われるが、土台は調査個所については腐朽の様子は見られない。個々の調査個所を比較検討すると、ハンマー打診と腐れ深さは劣化度、腐朽の程度はほぼ同様な傾向を示しているが、含水率は必ずしもその傾向が一致していない。木材の腐朽が進み過ぎるとセルローズ分解による水分は逆に減少してくること、また、高含水でも腐朽は即座には発生せず、時間の遅れがあることによるものと思われる。

表8 大引腐朽調査結果

測定位置		木材含水率(%)	ハンマー打診	腐れ深さ(cm)	特記事項
B	外端	15	B	0	腐朽なし
	内端	-	-	-	
C	外端	28.5	C	0	
	内端	-	-	-	
D	外端	20.5	C	3	
	内端	21	D	2	
F	外端	-	-	-	
	内端	13	D	4	全面腐朽
H	外端	13	D	4	全面腐朽
	内端	26	A	0	健全
I	外端	16	D	4	子実体あり
	内端	20	B	0	腐朽なし
J	外端	18	C	3	
	内端	15	C	1	
K	外端	28.5	B	0	腐朽なし
	内端	-	-	-	
L	外端	18.5	A	0	健全
	内端	24.5	B	0	腐朽なし
M	外端	18.5	D	3	
	内端	18.5	B	0	腐朽なし

表9 土台腐朽調査結果

測定位置		木材含水率(%)	ハンマー打診	腐れ深さ(cm)	特記事項
A	外端	17	B	0	腐朽なし
H-I	中央部	20	B	0	腐朽なし
N	外端	31.5	A	0	健全
	中央部	-	B	0	腐朽なし
	内端	24	A	0	健全



注1) 土台は測定箇所ごとに表示

注2) :測定箇所

図 32 大引・土台の含水率

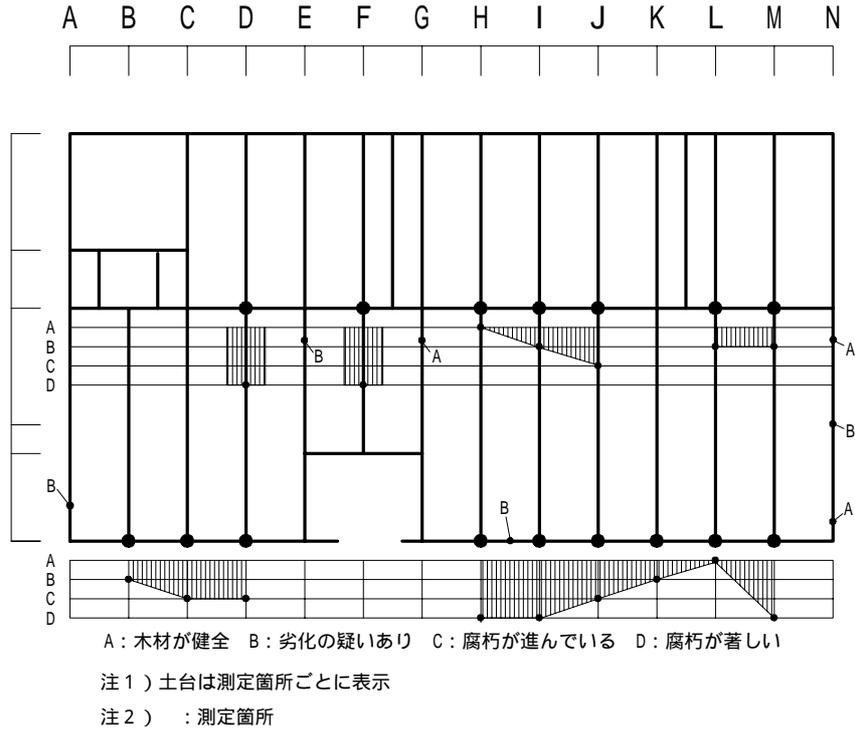


図 33 大引・土台のハンマー打診(A~)

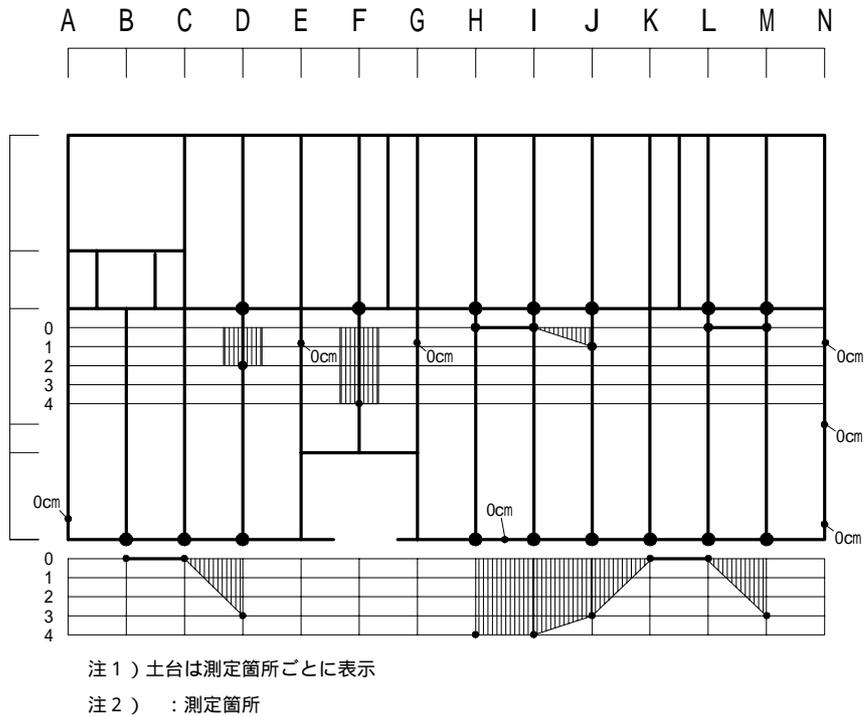


図 34 大引・土台の腐れ深さ(cm)

f) 本章のまとめ

本研究は、既存住宅の現存耐震性能を、建設当初の初期値と経年変化による劣化係数の乗数で推定しようとするものである。まず、耐震性能初期値の推定に、「木造住宅精密診断法」を用い、2000年建築の住宅6棟と1979年建設20棟の新旧住宅の評点を算出し

た。その結果、新築住宅は全て1.5以上（安全）、旧住宅は全て0.8以下（やや危険、倒壊の恐れあり）と耐震性に大きな差のあることが分かった。その要因が1981年の規準法改正（所要壁量大幅増）に伴うものかは、今後、早急に究明していく必要がある。また、耐震性に大きな影響を及ぼす劣化要因と劣化係数を引き続き追求していくため、床下腐朽住宅の劣化実態調査を行った。ここでは、本報告の調査方法の有効性を確認した。

以下、この章の付図1と付図2を添付する。

付図1 精密診断総合評点計算フォーマット（2000年）

表1 剛心の計算 (単位:P 1P=0.91m)

通り	y軸距離 Y	耐力壁長 L <sub>BX</sub>	壁倍率	有効壁長 ·L <sub>BX</sub>	無開口壁長 L <sub>TX</sub>	壁倍率	有効壁長 ·L <sub>TX</sub>	L <sub>X</sub> = L <sub>B</sub> + L <sub>T</sub>	L <sub>X</sub> ·Y	剛心位置 Y <sub>S</sub>	Y - Y <sub>S</sub>	L <sub>X</sub> ·(Y - Y <sub>S</sub> ) <sup>2</sup>	
1	1	6	4.5	27	0	0	0	27.00	27.00	5.73	-4.73	604.08	
2	3	0	0	0	1	0.5	0.5	0.50	1.50		-2.73	3.73	
3	4	0	0	0	1	0.5	0.5	0.50	2.00		-1.73	1.50	
4	5	0	0	0	1	0.5	0.5	0.50	2.50		-0.73	0.27	
5	6	0	0	0	2	0.5	1	1.00	6.00		0.27	0.07	
6	7	0	0	0	2	0.5	1	1.00	7.00		1.27	1.61	
7	9	5	4.5	22.5	0	0	0	22.50	202.50		3.27	240.58	
8	9	2	3	6	0	0	0	6.00	54.00		3.27	64.16	
9	11	1.5	4.5	6.75	0	0	0	6.75	74.25		5.27	187.46	
10													
11													
12													
								65.75	376.75			1103.46	

通り	x軸距離 X	耐力壁長 L <sub>BY</sub>	壁倍率	有効壁長 ·L <sub>BY</sub>	無開口壁長 L <sub>TY</sub>	壁倍率	有効壁長 ·L <sub>TY</sub>	L <sub>Y</sub> = L <sub>B</sub> + L <sub>T</sub>	L <sub>Y</sub> ·X	剛心位置 X <sub>S</sub>	X - X <sub>S</sub>	L <sub>Y</sub> ·(X - X <sub>S</sub> ) <sup>2</sup>	
1	1	3	4.5	13.5	0	0	0	13.50	13.50	5.52	-4.52	275.69	
2	3.5	0	0	0	1	0.5	0.5	0.50	1.75		-2.02	2.04	
3	5	2	4.5	9	3	0.5	1.5	10.50	52.50		-0.52	2.83	
4	6	0	0	0	2	0.5	1	1.00	6.00		0.48	0.23	
5	8	6	4.5	27	0	0	0	27.00	216.00		2.48	166.19	
6													
7													
8													
9													
10													
11													
12													
								52.50	289.75			446.98	

表2 重心の計算 (単位:P 1P=0.91m)

部分 i	面積 A <sub>1i</sub>	X方向の重心			Y方向の重心			
		重心位置 Y <sub>1i</sub>	A <sub>1i</sub> · Y <sub>1i</sub>	重心位置 Y <sub>g</sub>	重心位置 X <sub>1i</sub>	A <sub>1i</sub> · X <sub>1i</sub>	重心位置 X <sub>g</sub>	
1	56	4.5	252	4.56	5	280	5.16	
2	5	6.25	31.25		10	50		
3								
4								
5								
		61	283.25			330		
i	A <sub>2i</sub>	Y <sub>2i</sub>	A <sub>2i</sub> · Y <sub>2i</sub>			X <sub>2i</sub>		A <sub>2i</sub> · X <sub>2i</sub>
1	56	4.5	252			5		280
2								
3								
4								
5								
		56	252			280		

屋根荷重係数	11	(11 or 15)
軽い屋根	鉄板葺 石綿葺 スレート葺	11
重い屋根	茅葺 瓦葺	15

付図1 ( 続き )

表3 偏心率

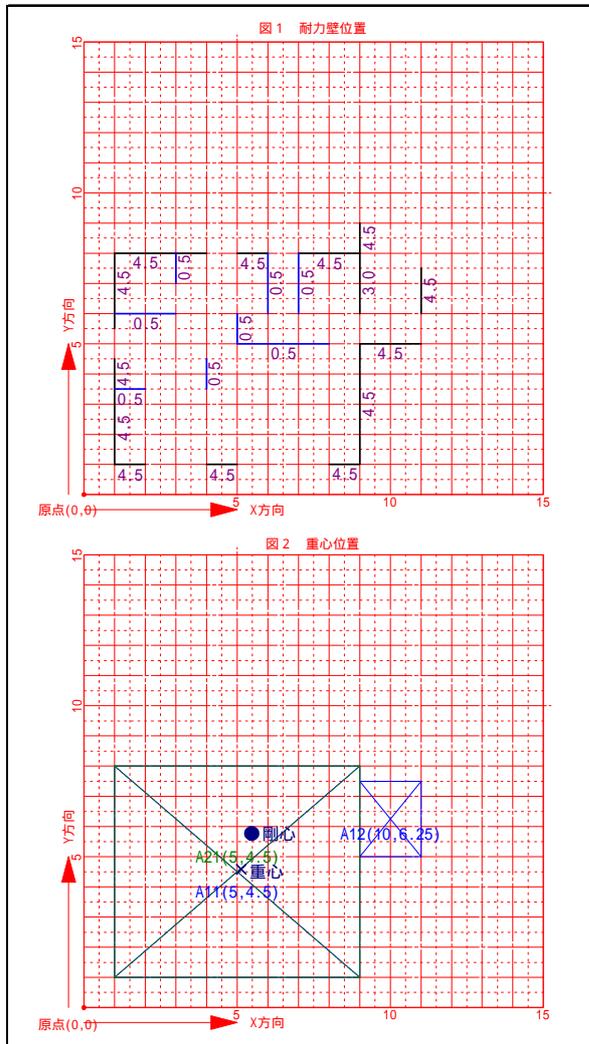
	x方向	y方向
偏心距離 $e_y$	1.17	0.36
弾力半径 $r_{B \cdot x}$	4.86	5.43
偏心率 $R_{e \cdot x}$	0.24	0.07

所要有効壁長さ $L_r$
16.79

表4 評価

地盤・基礎	A		1
建物の形・壁の配置	B × C	X方向	0.77
		Y方向	1.00
筋かい・壁の割合	D × E	X方向	2.78
		Y方向	2.25
老朽度	F		1

総合評価	判定
1.73	安全である



付図2 精密診断総合評点計算フォーマット(1979年)

表1 剛心の計算

(単位:P 1P=0.91m)

通り	y軸距離 Y	耐力壁長 L <sub>Bx</sub>	壁倍率	有効壁長 ・L <sub>Bx</sub>	無開口壁長 L <sub>Tx</sub>	壁倍率	有効壁長 ・L <sub>Tx</sub>	L <sub>x</sub> = L <sub>B</sub> + L <sub>T</sub>	L <sub>x</sub> ・Y	剛心位置 Y <sub>s</sub>	Y - Y <sub>s</sub>	L <sub>x</sub> ・(Y - Y <sub>s</sub> ) <sup>2</sup>	
													1
1	1	2.5	1.5	3.75	0	0	0	3.75	3.75	6.07	-5.07	96.57	
2	3	0	0	0	1.5	0.5	0.75	0.75	2.25		-3.07	7.09	
3	4	0	0	0	2.5	1.5	3.75	3.75	15.00		-2.07	16.14	
4	5	0	0	0	3	0.5	1.5	1.50	7.50		-1.07	1.73	
5	8	0	0	0	4	0.5	2	2.00	16.00		1.93	7.41	
6	9.5	0	0	0	1	0.5	0.5	0.50	4.75		3.43	5.87	
7	11	1	1.5	1.5	0	0	0	1.50	16.50		4.93	36.39	
8	12	2	1.5	3	0	0	0	3.00	36.00		5.93	105.33	
9													
10													
11													
12													
								16.75	101.75			276.53	

通り	x軸距離 X	耐力壁長 L <sub>By</sub>	壁倍率	有効壁長 ・L <sub>By</sub>	無開口壁長 L <sub>Ty</sub>	壁倍率	有効壁長 ・L <sub>Ty</sub>	L <sub>y</sub> = L <sub>B</sub> + L <sub>T</sub>	L <sub>y</sub> ・X	剛心位置 X <sub>s</sub>	X - X <sub>s</sub>	L <sub>y</sub> ・(X - X <sub>s</sub> ) <sup>2</sup>	
													1
1	1	4	1.5	6	0	0	0	6.00	6.00	5.53	-4.53	122.89	
2	3	0	0	0	2	0.5	1	1.00	3.00		-2.53	6.38	
3	5	0	0	0	5	0.5	2.5	2.50	12.50		-0.53	0.69	
4	6	0	0	0	2	0.5	1	1.00	6.00		0.47	0.23	
5	7.5	0	0	0	1	0.5	0.5	0.50	3.75		1.97	1.95	
6	9	5	1.5	7.5	2	0.5	1	8.50	76.50		3.47	102.60	
7													
8													
9													
10													
11													
12													
								19.50	107.75			234.74	

表2 重心の計算

(単位:P 1P=0.91m)

部分 i	面積 A <sub>1i</sub>	X方向の重心			Y方向の重心			
		図心位置 Y <sub>1i</sub>	A <sub>1i</sub> ・Y <sub>1i</sub>	重心位置 Y <sub>g</sub>	図心位置 X <sub>1i</sub>	A <sub>1i</sub> ・X <sub>1i</sub>	重心位置 X <sub>g</sub>	
1階	1	12	6	72	5.37	2	24	6.57
	2	32	3	96		7	224	
	3	36	7	252		7.5	270	
	4							
	5							
		80		420		518		
2階	i	A <sub>2i</sub>	Y <sub>2i</sub>	A <sub>2i</sub> ・Y <sub>2i</sub>		X <sub>2i</sub>	A <sub>2i</sub> ・X <sub>2i</sub>	
	1	12	6	72		2	24	
	2	15	2.25	33.75		8	120	
	3	12	4.25	51		7	84	
	4	36	7	252		7.5	270	
5								
		75		408.75		498		

屋根荷重係数	11	(11 or 15)
軽い屋根	屋根種類 鉄板葺 石綿葺 スレート葺	荷重係数 11
重い屋根	茅葺 瓦葺	15



#### 4) 微動実測による既存木造住宅の耐震診断法確立のための実験的研究

##### 大型振動台による箱形実大木造試験体の加振実験

###### a) 要約

木造住宅における耐力壁とその配置などを実験パラメータとした木質構造の実大箱型試験体を大型振動台上に製作し、常時微動測定・調和振動・White Noise・実地震波（兵庫県南部地震における神戸海洋気象台NS波、以下「実地震波」と略記）を入力したときの時の応答加速度データを整理・分析し、既存住宅の応答特性を適正に評価するための換振器の配置法、耐力壁の偏在と実地震応答特性との関係、低振動入力時の応答特性と大地震時の応答特性との関係、低振動入力時の応答特性と耐力壁の偏在との関係、被災前後の振動応答特性と被災程度との関係などを定量的に把握するためのデータを蓄積し、既存木造住宅の非破壊耐震診断手法の一つである常時微動測定や低レベル加振による地震応答特性評価手法確立の一助とした。

###### b) 目的

既存木造住宅の耐震性能評価法は、調査時における居住者の日常生活への負担と経済的な負担を極力軽減できるような微破壊法あるいは非破壊法であることが望ましい。簡便であることと廉価であることが耐震診断の普及につながり、良質で安全な社会資産の形成に寄与する。ここでは、非破壊法の一つである微動実測を活用した耐震診断法の精度向上へ寄与することを目的とした実験的研究を行い、諸データの蓄積を図った。

###### c) 研究方法

耐力壁の量・配置を実験因子とした木質構造の実大箱型試験体を製作し、大型振動台による加振実験を実施した。試験体の地振動応答加速度を測定する換振器の配置パターンも実験パラメータとし、常時微動時を含む低レベル加速度入力時の試験体の応答加速度を、800galを超える実地震波(兵庫県南部地震：神戸海洋気象台NS波)による加振の前後に測定し、試験体の損傷程度と低レベル加速度入力時の応答特性との相関を検証した。

試験体の概要を表10に掲げる。試験体は全て一層で、構成材料は全て道産材である。各構造部材の概要を図35と図36に示す。本実験ではH型鋼を積載荷重に見立てて使用した。積載荷重は2226N/m<sup>2</sup>となっている。載荷状況は写真1に示す通りである。

換振器の設置状況の一例を写真2に示す。本実験では、サーボ型加速度計（共和電業製）とひずみ変換型加速度計（共和電業製、東京測器製）の2種類を使用した。換振器の設置箇所は、試験体の振動伝達特性を評価できるように複数点での同時計測を行うことを前提に配置した。サーボ型加速度計の設置パターンを図37に、ひずみ変換型加速度計の設置箇所を図38に示す。ひずみ変換型加速度計は、図38に示す試験体4箇所にそれぞれ粘着テープにて固定した。サーボ型加速度計を利用しての実測に当たっては、試験体の2箇所の応答加速度を同時測定することとし、図37に示す3通りの換振器の配置パターンを設定し、それぞれについて低レベル加速度入力時の実測を行った。なお、当該機器は高感度であることから、実地震波による加振時には試験体上から撤去した。また、実地震波の加速度を縮小した低レベル加速度加振時には「配置パターン3」のみでの実測を行っている。

いずれの換振器も、一設置箇所において直交する3方向の加速度を同時に検出できるように配置した。加振と計測のフローを図39に示す。調和加振は南北方向への一方向加振とし、White Noise及び実地震波のランダム加振においては、南北方向と上下方向の二方向同時加振とした。上下加振目標加速度は、実地震波においては神戸海洋気象台の上下動実測加速度を用い、White Noise加振においては水平方向加速度を二分の一に縮小した加速度波形を入力した。

なお、当実験は、北海道立林産試験場研究職員 戸田正彦氏・大橋義徳氏・野田康信氏らの献身的な協力を得て実施することができたものである。

#### d) 実験結果

##### ( ) 実地震波による損傷に起因する応答加速度の変化

実地震波100%加速度を入力した時の試験体の加速度応答波形を図40から図42に示す。実地震波100%加速度入力前後に、実地震波加速度を10%に縮小した波を入力したときのひずみ変換型加速度計による試験体の応答加速度波形は図43から図45のようであった。実地震波100%加振前の加速度10%縮尺加振時、実地震波100%加振時、実地震波100%加振後の加速度10%縮尺加振時の、ひずみ変換型加速度計による応答加速度のリニアスペクトルを図46から図48に示す。これらはいずれも壁配置パターンBの時の実測値である。

この時の試験体の見かけの損傷状況を写真3から写真6に示す。床組みに損傷は生じていなかった。

##### ( ) 実地震波による損傷前後の人力による減衰自由振動時の試験体の応答の変化

壁量の少ない側(東側)と多い側(西側)をそれぞれ人力にて押し付けて開放した時に生じる減衰自由振動から得た試験体の応答特性を図49から図56に示す。ここに示したのは、それぞれ、9波から12波の減衰自由振動波形から得たりニアスペクトルの平均値である。

##### ( ) 実地震波による損傷前後の調和加振による試験体の応答の変化

最大目標加速度が39.5galまたは79.0galとなる調和振動を入力したときの試験体の加速度応答倍率を図57から図59に示す。ここでは、加振加速度と応答加速度のそれぞれの加速度振幅実効値の比をもって加速度応答倍率としている。

##### ( ) 実地震波による損傷前後の低レベル刺激入力時の試験体の応答の変化

実地震波により試験体が損傷する前後における、常時微動及び加速度レベルの異なるWhite Noise入力時の試験体の伝達特性を図60から図68に示す。なお、換振器の配置パターンが3の場合については、応答加速度実測値のリニアスペクトルをそのまま示してある。

#### e) 研究成果

実験結果より、実在住宅の振動実測に係る事項として次のことを明らかにした。

- ・壁量の不足している場所に換振器を設置しても、あるいは十分な壁量を有している場所に設置しても、剛床であれば加振した部位の振動特性が卓越して検出される傾向がある。
- ・調和振動のような卓越した固有の周波数を有する振動による加振に対しては、入力レベルが変化しても加速度応答倍率に有意な差は生じない。
- ・広範囲にわたる周波数特性を有する振動に対しては、入力レベルが大きくなるに従い伝達比は小さくなる傾向がある。即ち、ランダム振動に対しては入力レベルに対する依存性

があり、微小な刺激のほうが住宅の応答特性を顕著に検出できる傾向がある。

- ・ 常時微動レベルの振動情報によっても、木造住宅の損傷程度を十分に評価できる。
- ・ 常時微動レベルの振動情報によっても、木造住宅におけるねじれ特性を十分に評価できる。
- ・ 一方向の応答特性には直交方向の応答特性の影響が過分に含まれることから、一方向の壁量のみをその方向の応答特性の指標値として扱うことはできない。

表 10 実大箱型試験体の種類と仕様の概要

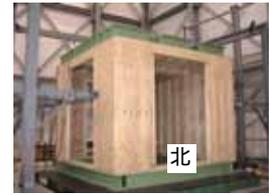
試験体名	構法	耐力壁	床組 <sup>1</sup>	実地震波入力時 <sup>3</sup> の耐力壁の配置
Type	在 来	公庫仕様:筋交壁	I ビーム床 <sup>2</sup>	壁配置パターン B

【備考】

- 1：一階の床組は無い。
- 2：静的実験結果は公庫仕様剛床組と同等の耐力を有していた。
- 3：耐力壁の配置パターンは、下に示す パターン A と パターン B の二種類である。



壁配置パターン A：平面



壁配置パターン B：平面

3：兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台において記録された南北方向及び上下方向加速度による二方向同時加振。

4：試験体の構成材料は次の通りである。

[柱・土台]

道産トドマツ構造用集成材（幅 105mm，梁せい 240mm，同一等級構成，水性高分子-イソシアネート系接着剤）

[床梁]

道産トドマツ構造用集成材（幅 105mm，梁せい 240mm，異等級対称，水性高分子-イソシアネート系接着剤）

[根太・筋交・間柱]

道産トドマツ製材

[合板受け材]

道産トドマツ 204 スタッド（JAS 甲種 SPF2 級）

[床根太用 形梁]

道産 形梁（梁幅 63mm，梁せい 235mm）

[壁面材]

道産カラマツ構造用合板（特類 2 級，3ply 構成 9mm 厚，910×2730mm）

[床面材]

道産カラマツ構造用合板（特類 2 級，4ply 構成 12mm 厚，910×1820mm）

5：試験体製造に用いた道産トドマツ製材の材質は次の通りである。

[集成材ラミナ用製材]

測定数：842 枚，平均比重=0.39，動的ヤング係数の平均値=10.9GPa，CV=15.2%，含水率=9.0%（抜き取り 20 枚の平均値）

[根太・筋交用製材]

測定数：103 枚，平均比重=0.45，動的ヤング係数の平均値=12.1GPa，CV=13.7%，含水率=13.6%（抜き取り 24 枚の平均値）

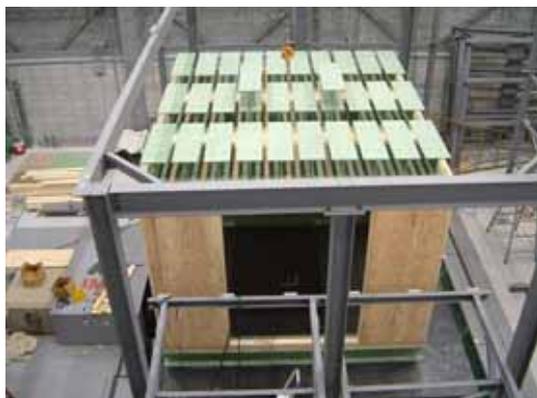
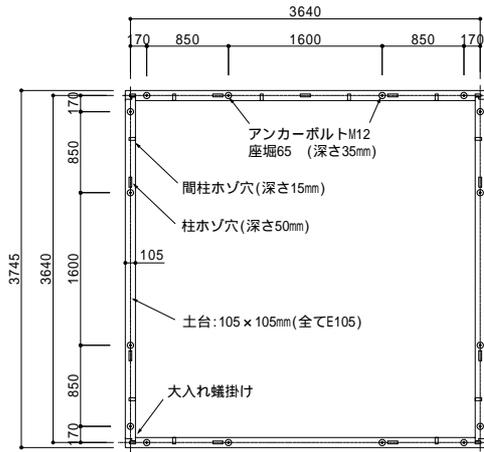


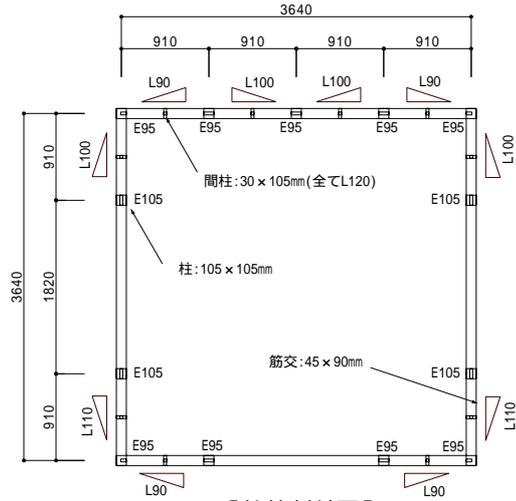
写真 1 積載状況



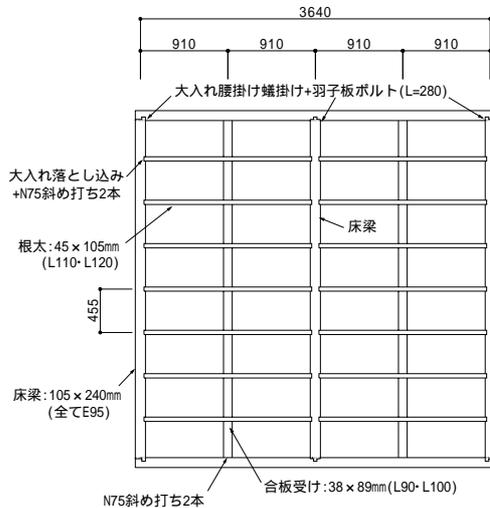
写真 2 換振器の設置例



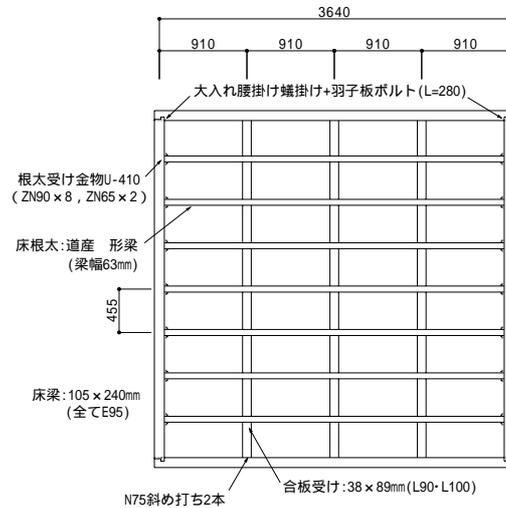
【土台伏図】



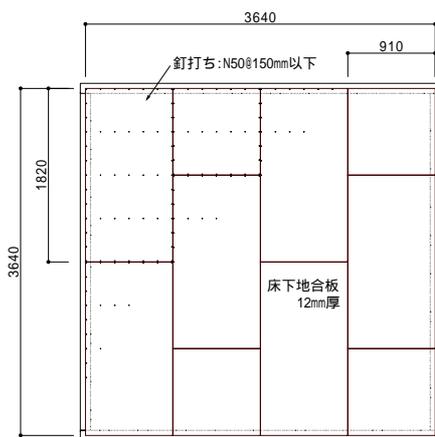
【柱等割付図】



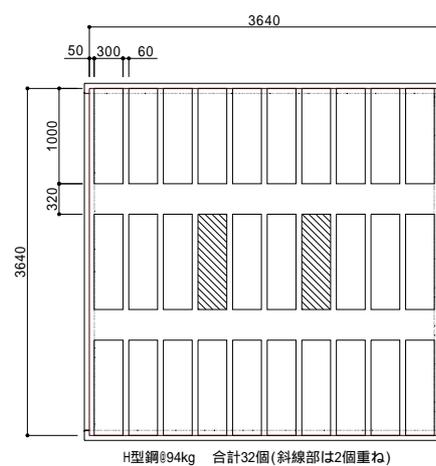
【天井伏図(公庫剛床)】



【天井伏図(ビーム床)】

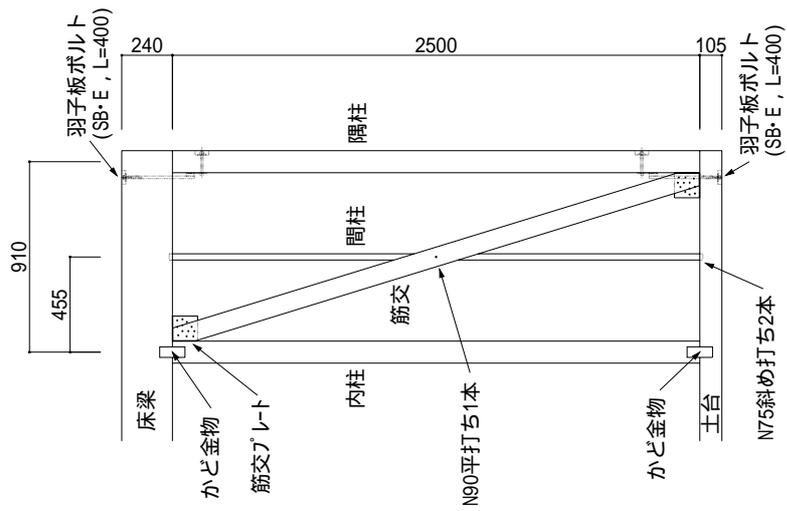


【2階床合板割付図】

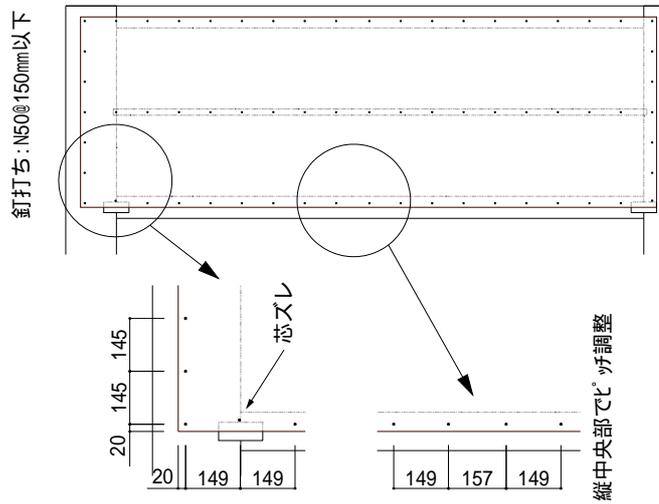


【荷重配置図】

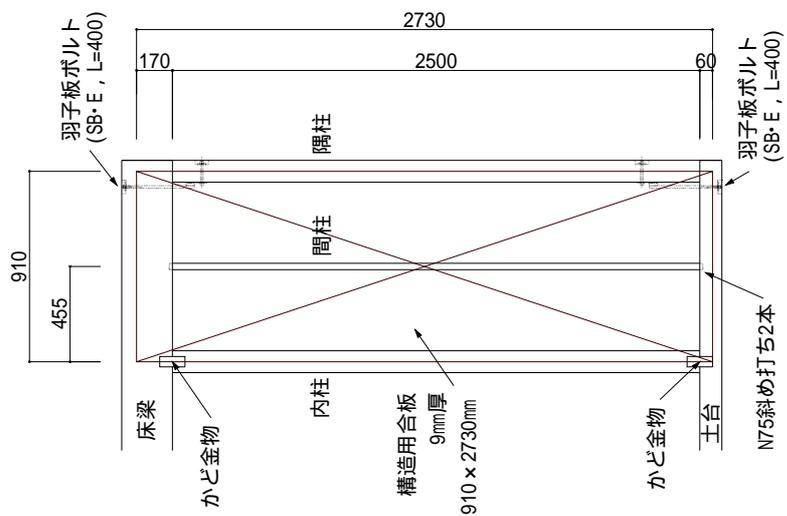
図 35 試験体の施工図



【筋交壁仕様】

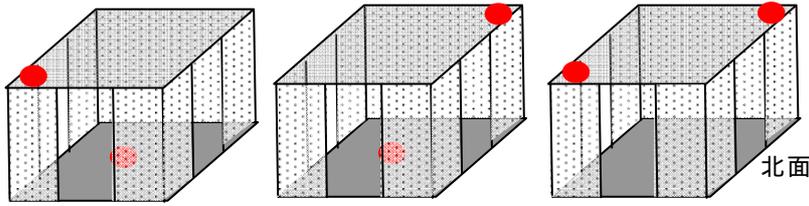


【面材の釘打ち】



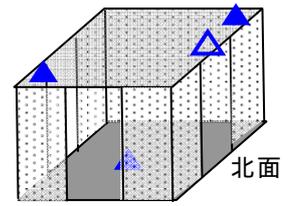
【面材壁仕様】

図 36 試験体耐力壁の詳細図



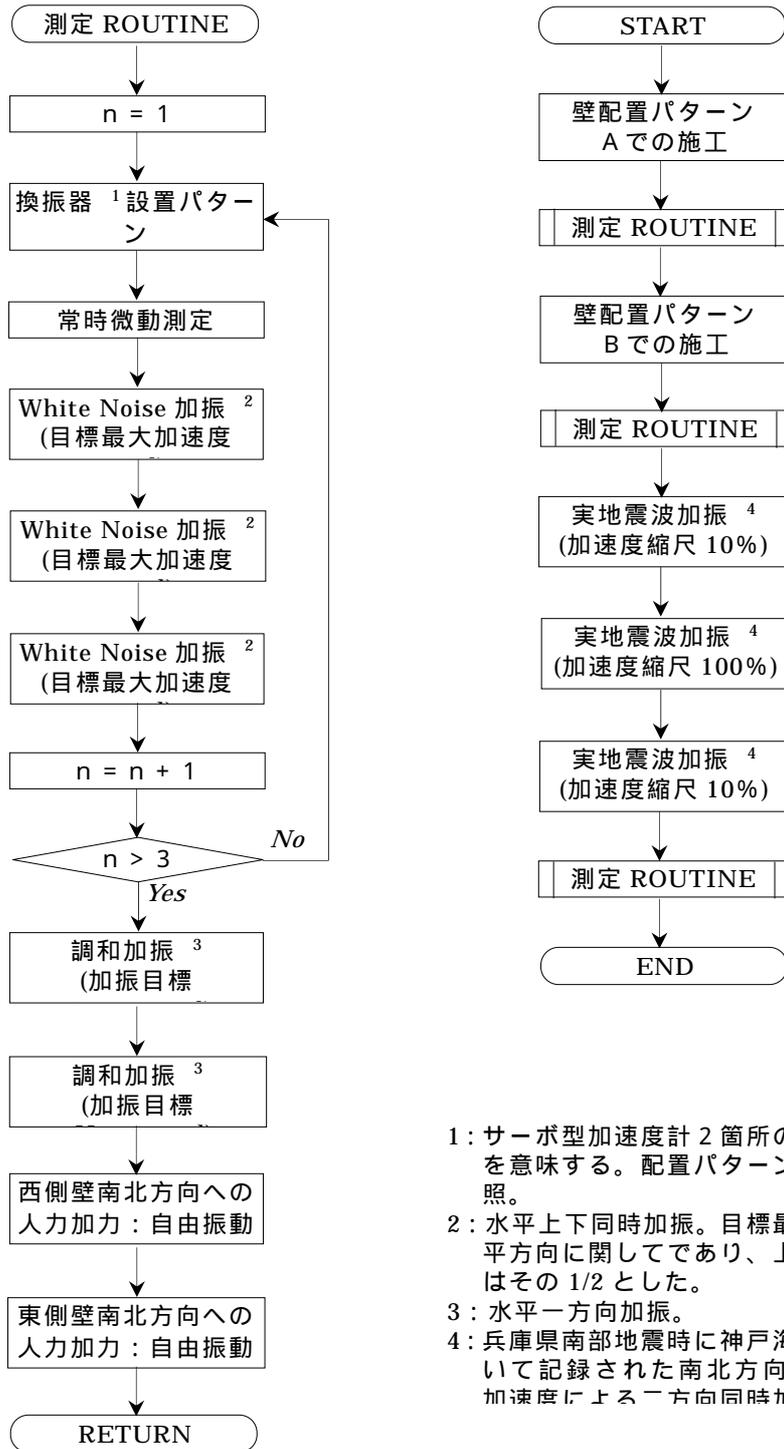
(a)設置パターン1 (b)設置パターン2 (c)設置パターン

図 37 3方向サーボ型加速度計の設置パターン



は Type のみ

図 38 方向ひずみ変換型加速度計の設置箇所



- 1: サーボ型加速度計 2 箇所の設置パターンを意味する。配置パターンは図@ . 3 参照。
- 2: 水平上下同時加振。目標最大加速度は水平方向に関してであり、上下方向加速度はその 1/2 とした。
- 3: 水平一方向加振。
- 4: 兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台において記録された南北方向及び上下方向加速度による一方向同時加振

図 39 加振と計測のフロー

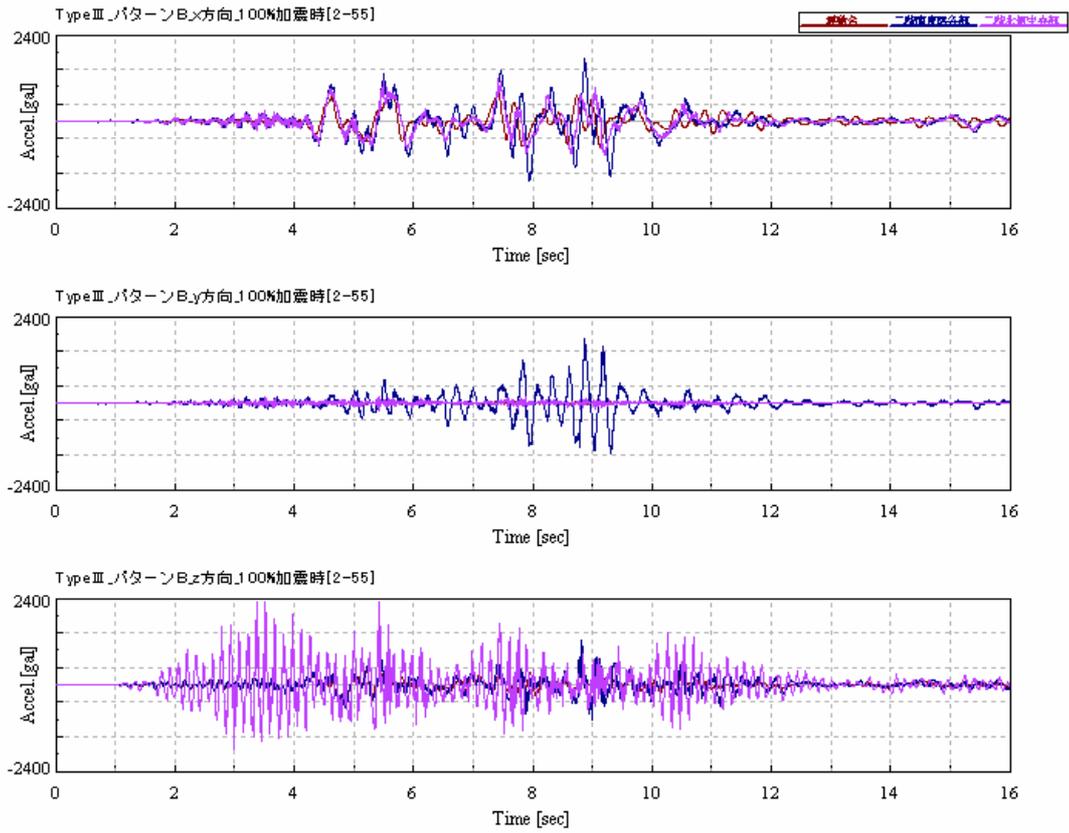


図 40 実地震波 100%入力時の試験体の時刻歴応答加速度：南東隅角部と北側中央部の比較

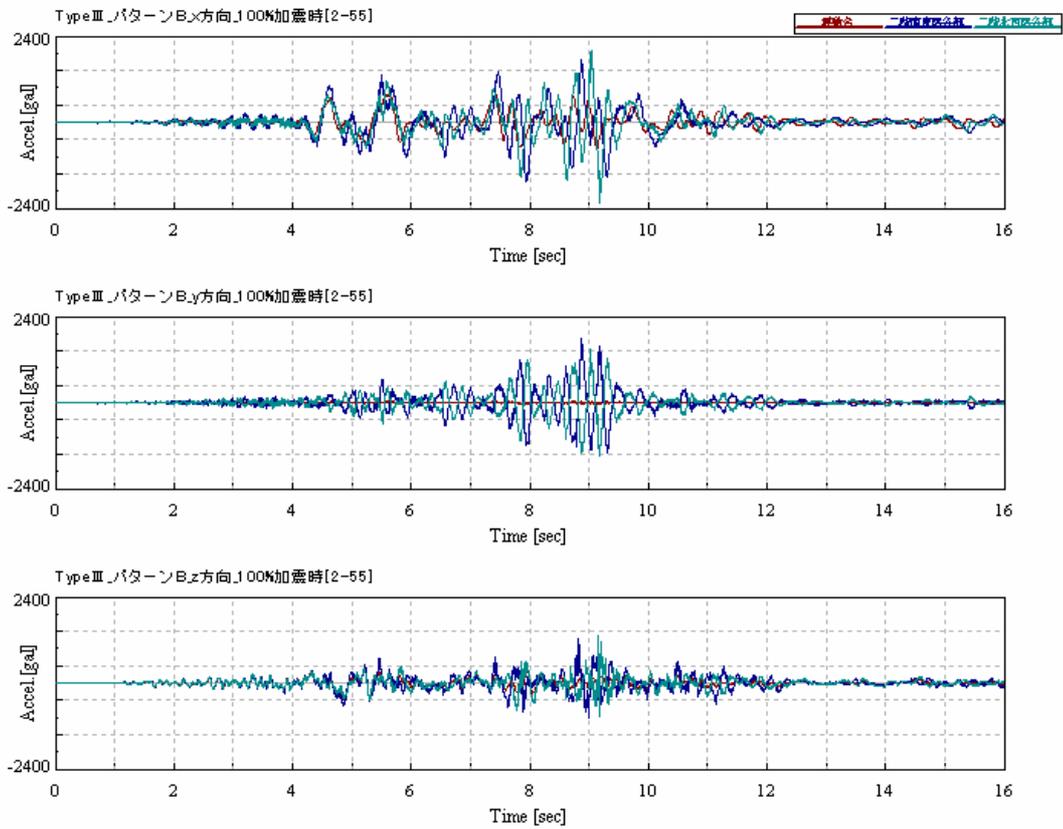


図 41 実地震波 100%入力時の試験体の時刻歴応答加速度：南東隅角部と北西隅各部の比較

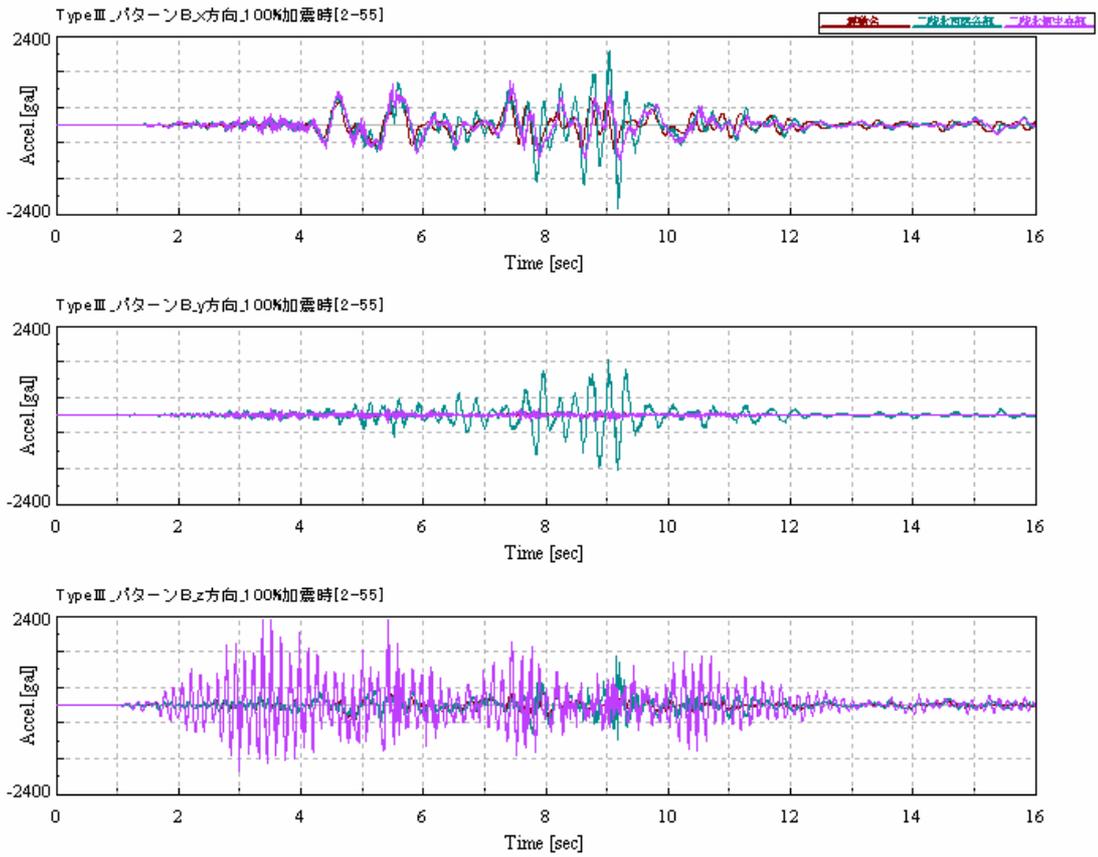


図 42 実地震波 100%入力時の試験体の時刻歴応答加速度：北西隅角部と北側中央部の比較

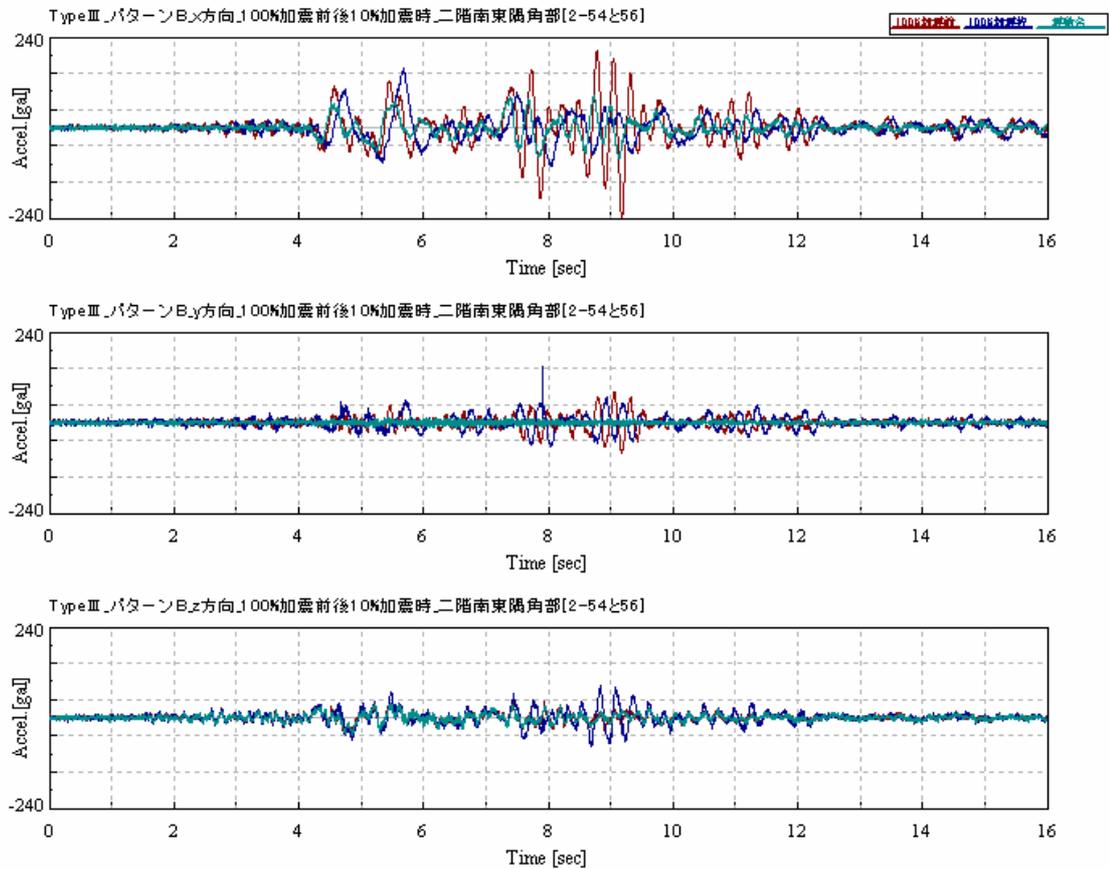


図 43 実地震波 100%入力前後の試験体の時刻歴応答加速度：南東隅角部の応答の比較

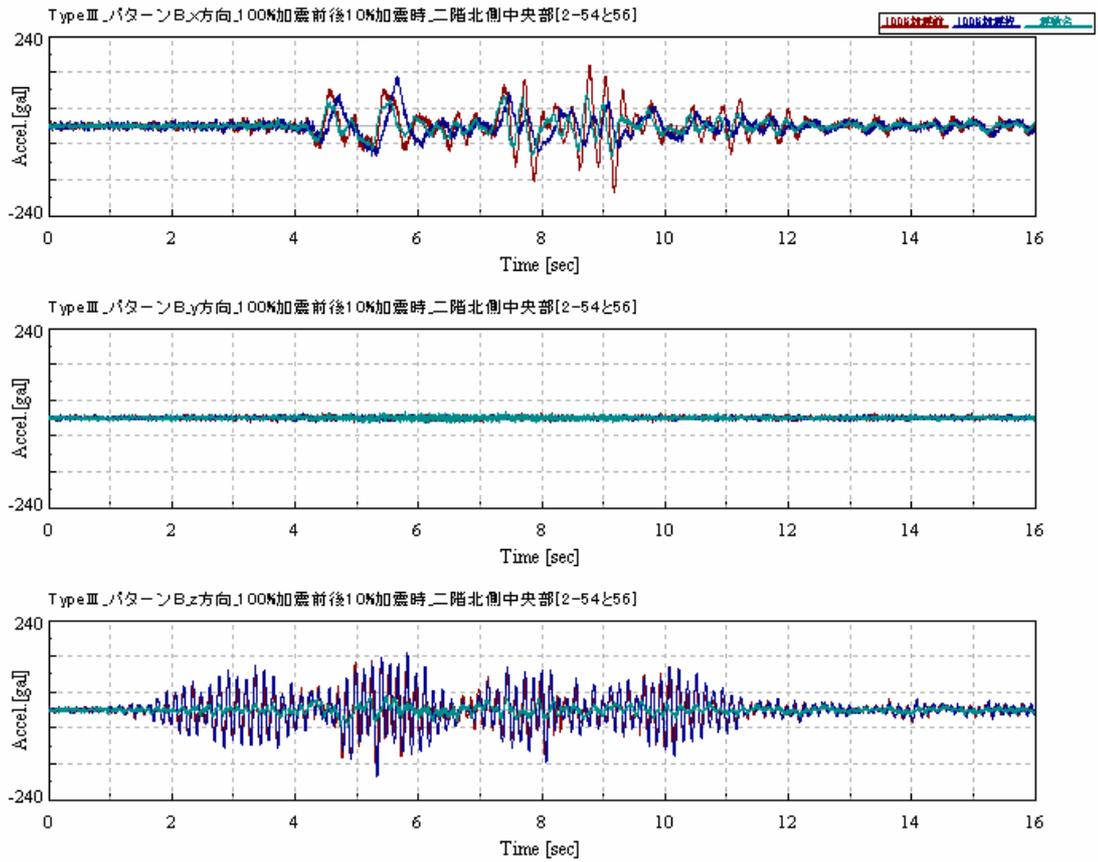


図 44 実地震波 100%入力前後の試験体の時刻歴応答加速度：北側中央部の応答の比較

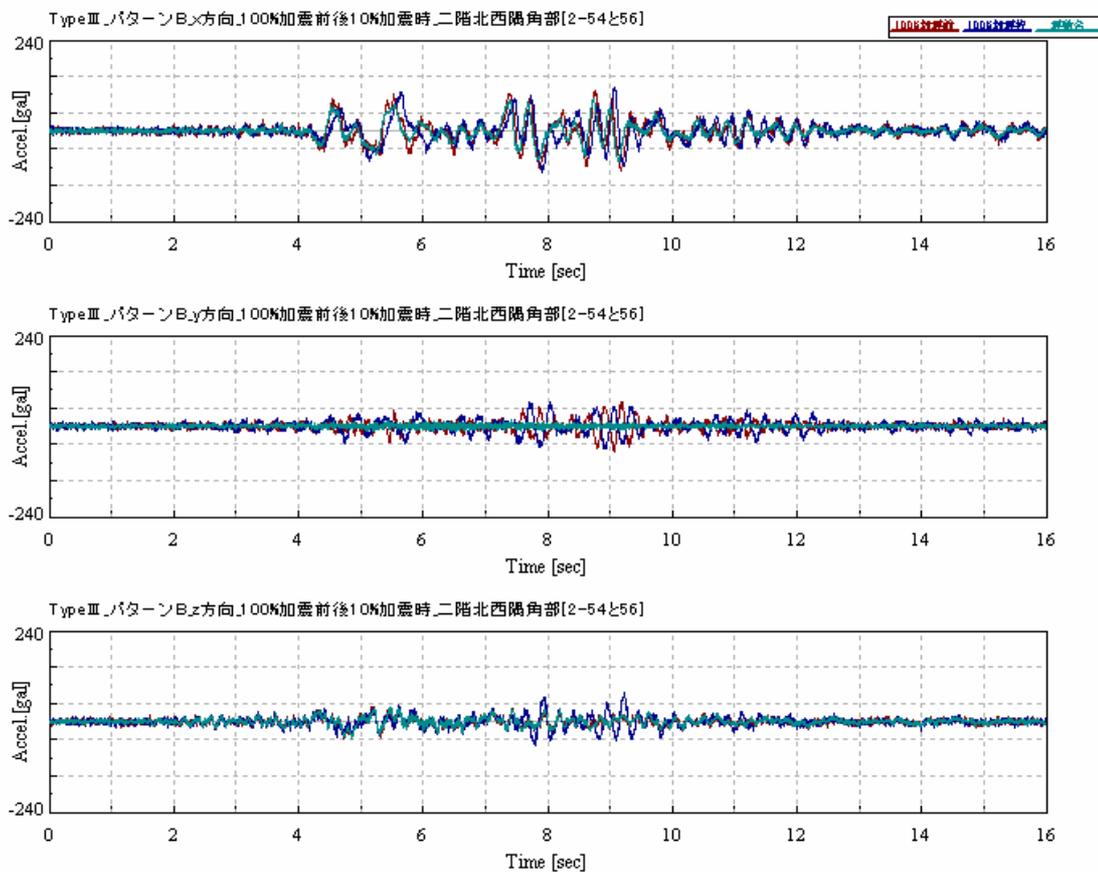


図 45 実地震波 100%入力前後の試験体の時刻歴応答加速度：北西隅角部の応答の比較

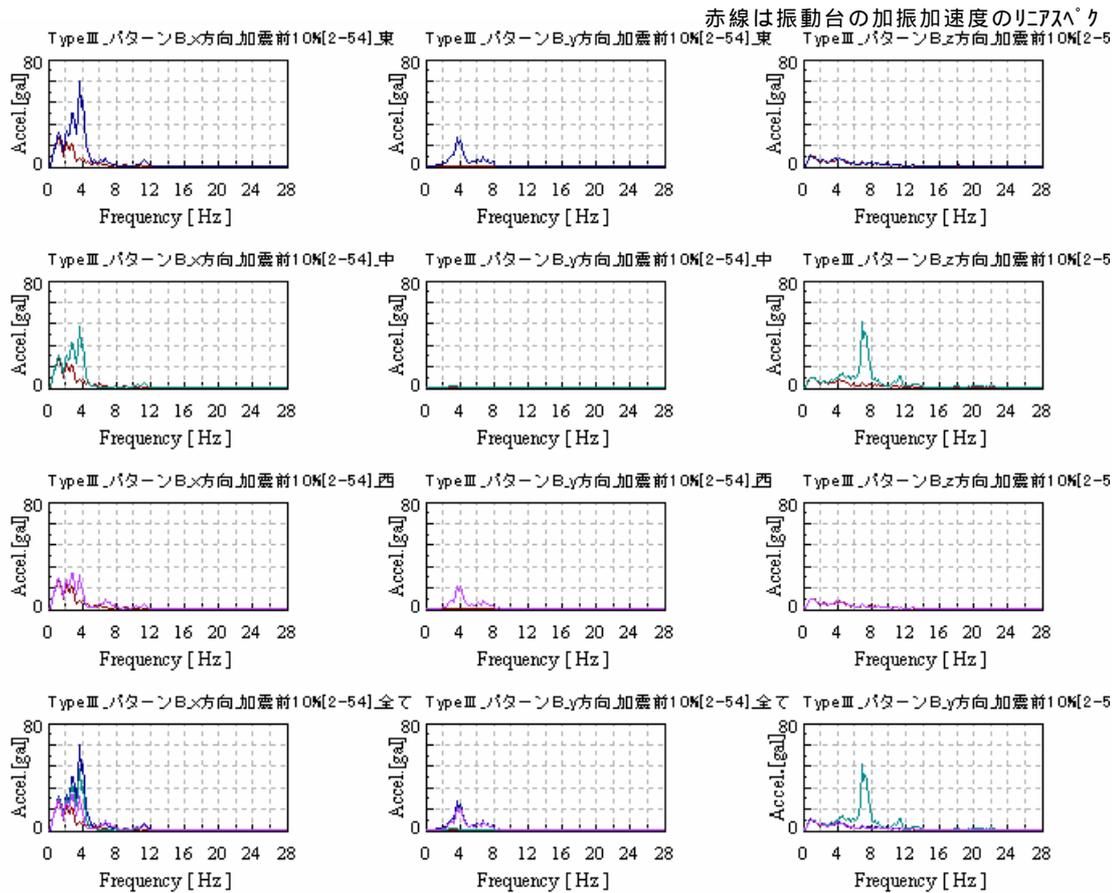


図 46 実地震波 100%入力前の加速度縮尺 10%加振時の時刻歴応答加速度のリニアスペクトル

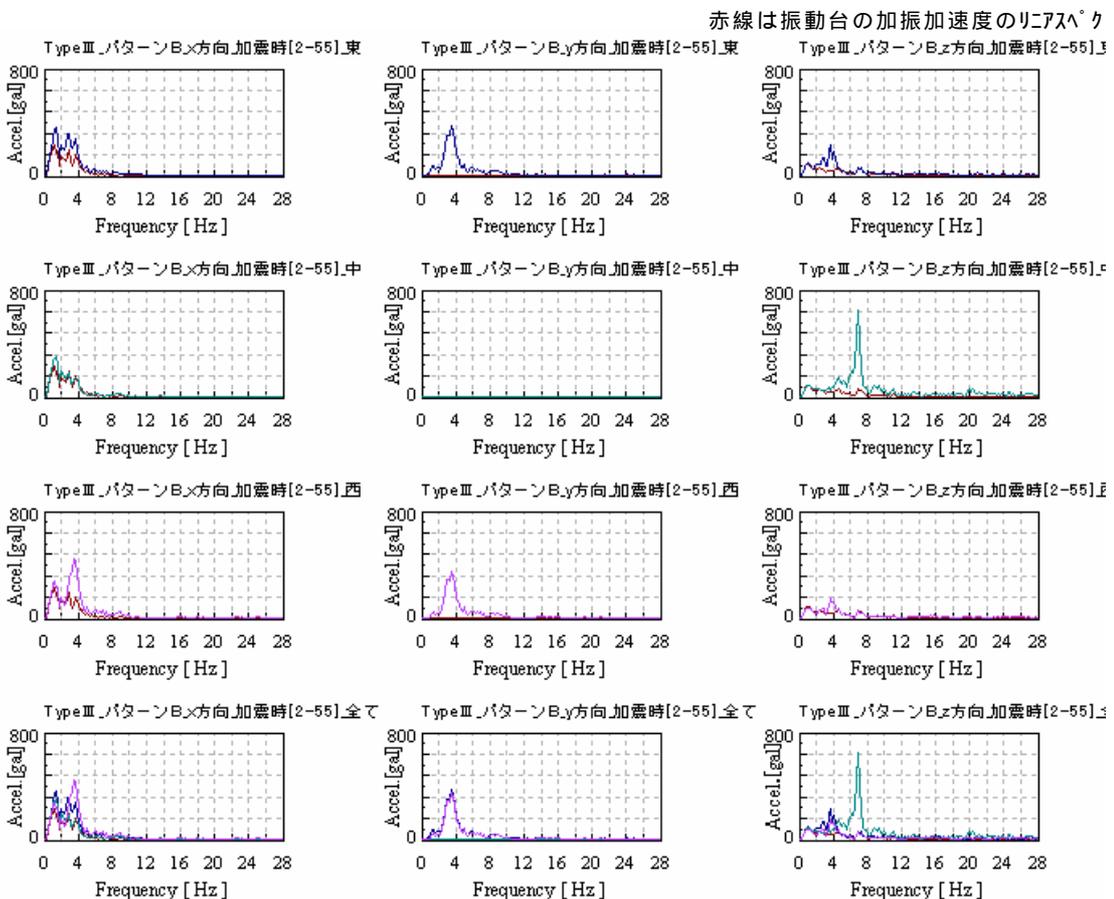


図 47 実地震波 100%入力時の時刻歴応答加速度のリニアスペクトル

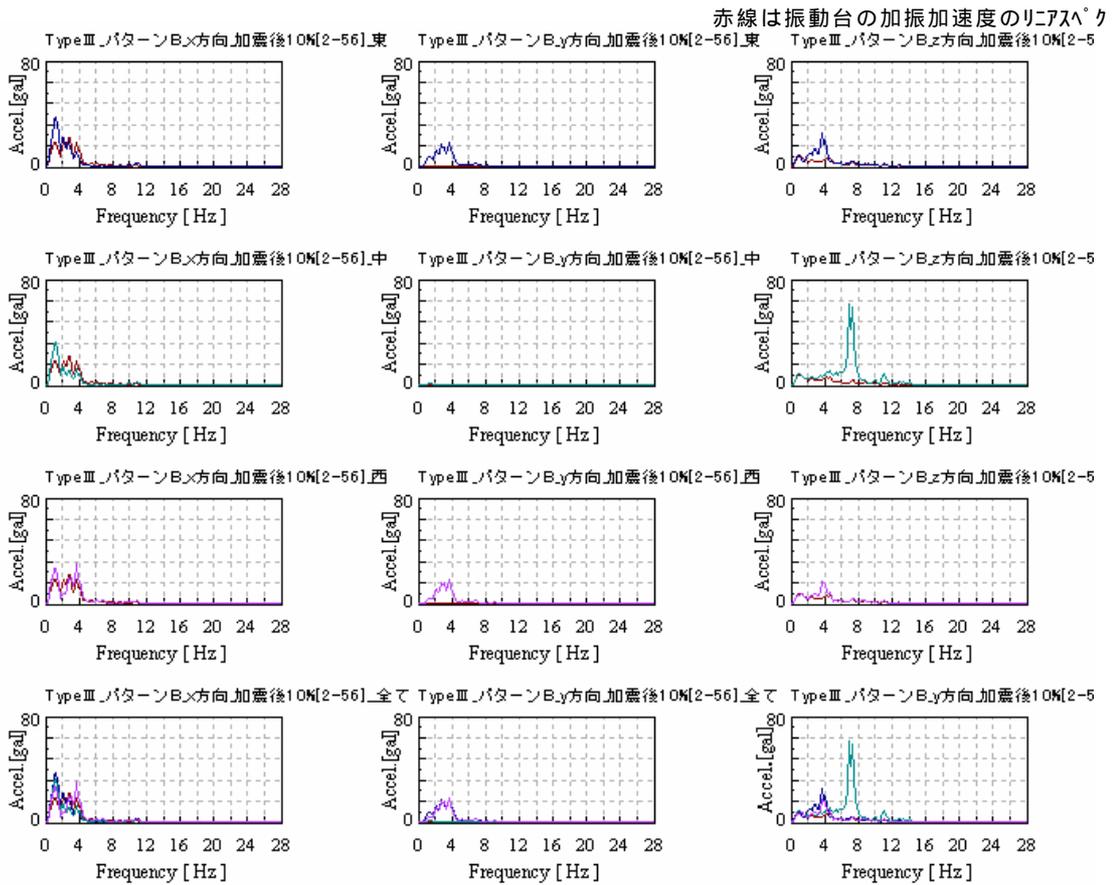


図 48 実地震波 100%入力後の加速度縮尺 10%加振時の時刻歴応答加速度のリニアスペクトル



写真 3 金物取り付け部の損傷



写真 4 柱と筋交いの取り付け部の金物の損傷



写真 5 隅角部の仕口の損傷



写真 6 一般部の仕口金物の損傷

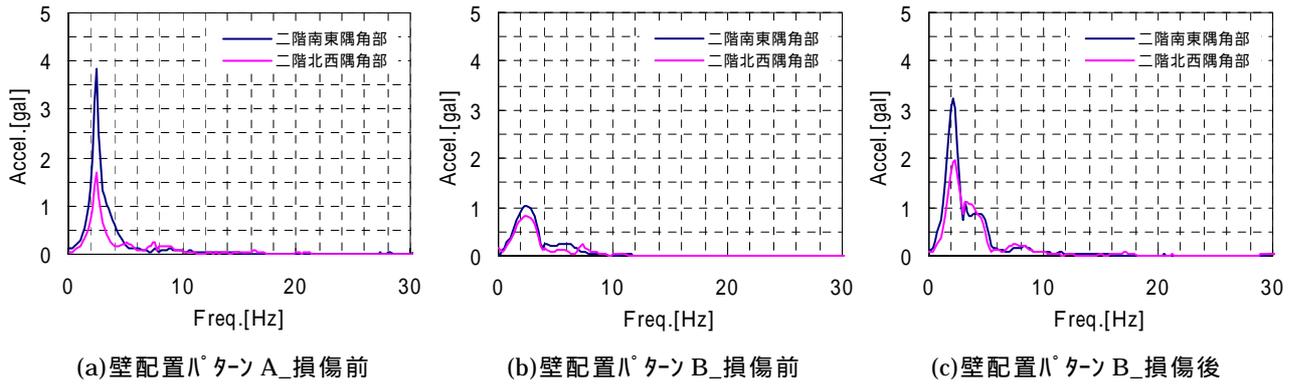


図 49 東側加振による減衰自由振動時の加振方向 X の応答加速度：換振器設置箇所の影響

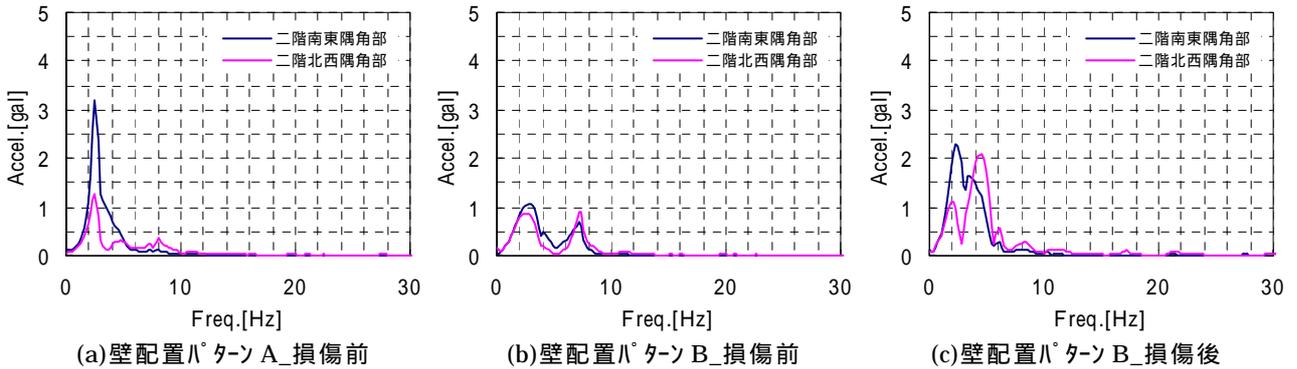


図 50 西側加振による減衰自由振動時の加振方向 X の応答加速度：換振器設置箇所の影響

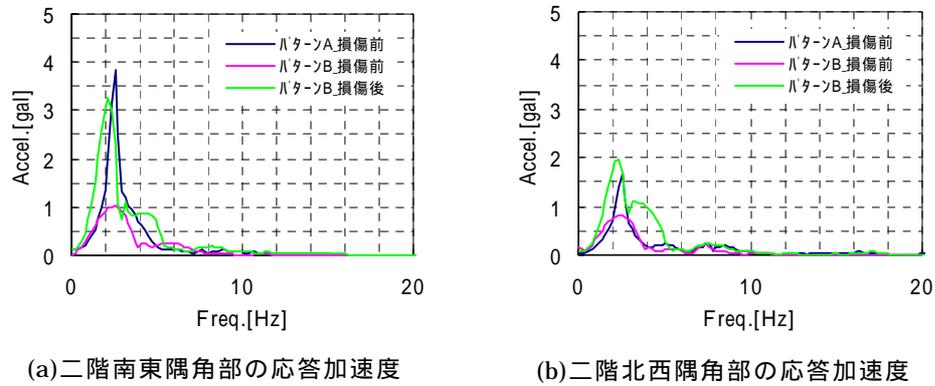


図 51 東側加振による減衰自由振動時の加振方向 X の応答加速度：損傷の影響

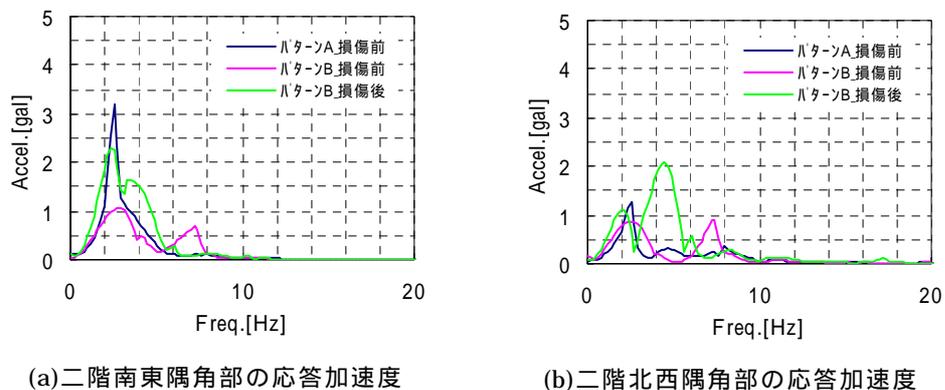
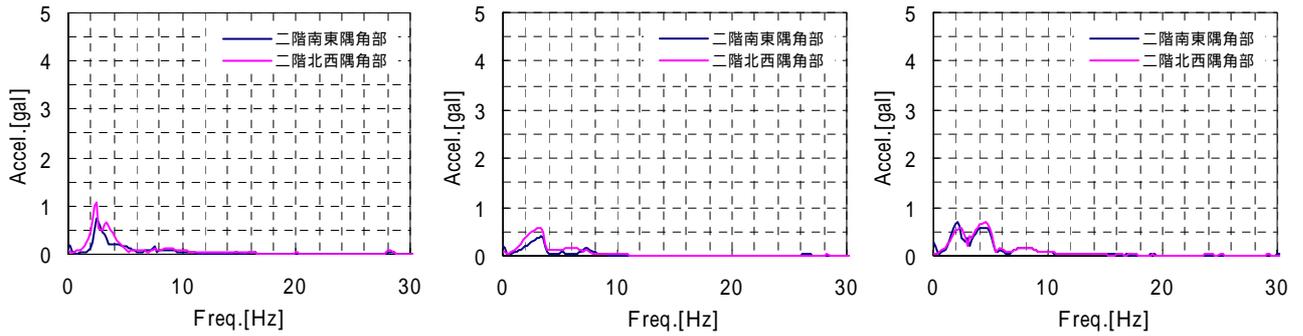
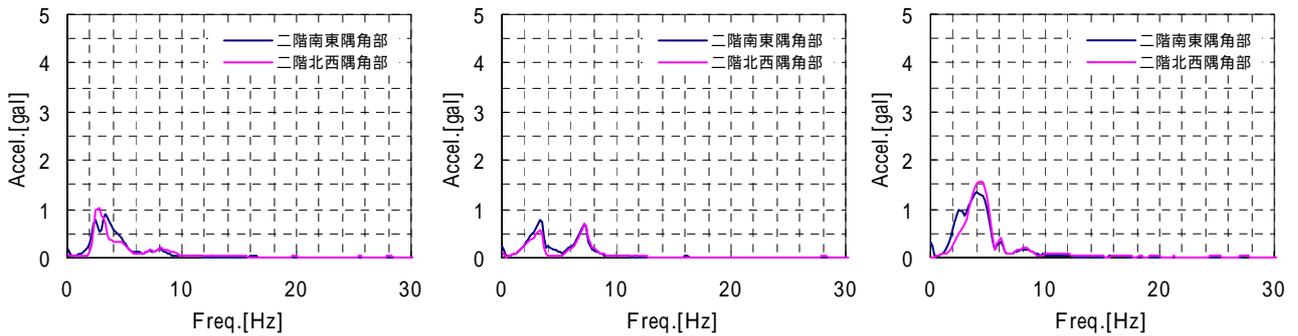


図 52 西側加振による減衰自由振動時の加振方向 X の応答加速度：損傷の影響



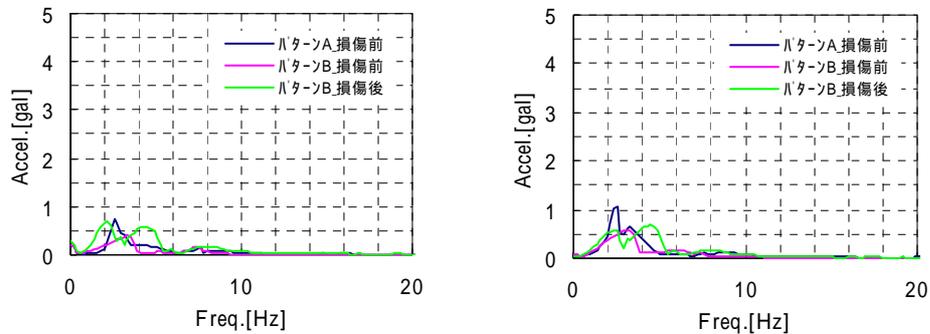
(a) 壁配置パターンA\_損傷前 (b) 壁配置パターンB\_損傷前 (c) 壁配置パターンB\_損傷後

図 53 東側加振による減衰自由振動時の加振方向 Y の応答加速度：換振器設置箇所の影響



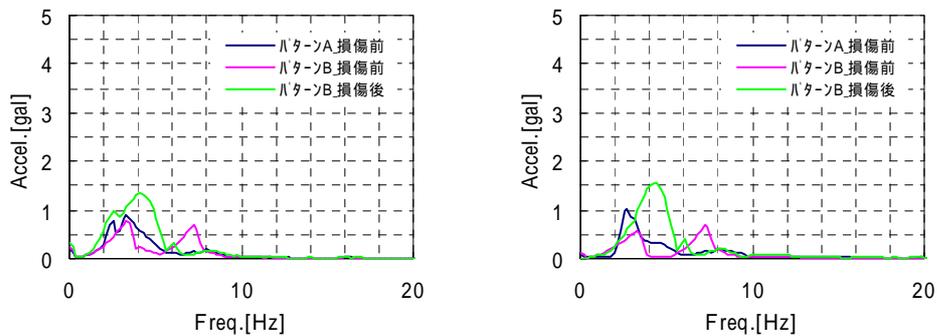
(a) 壁配置パターンA\_損傷前 (b) 壁配置パターンB\_損傷前 (c) 壁配置パターンB\_損傷後

図 54 西側加振による減衰自由振動時の加振方向 Y の応答加速度：換振器設置箇所の影響



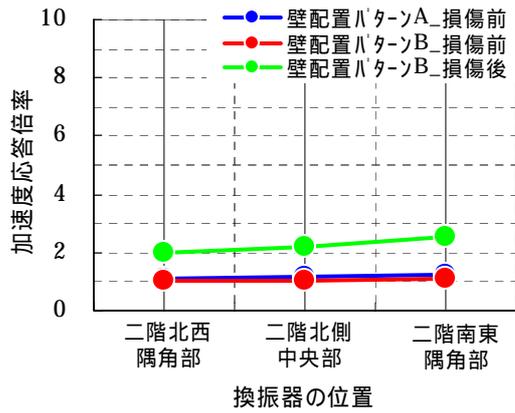
(a) 二階南東隅角部の応答加速度 (b) 二階北西隅角部の応答加速度

図 55 東側加振による減衰自由振動時の加振方向 Y の応答加速度：損傷の影響

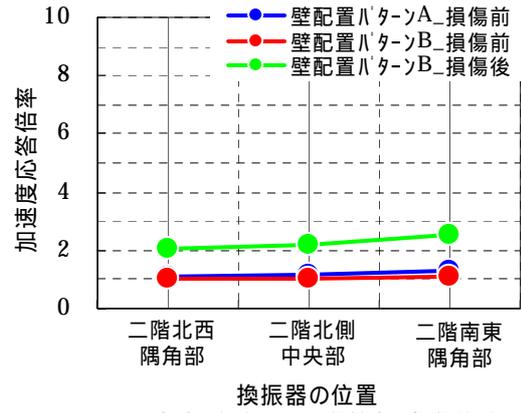


(a) 二階南東隅角部の応答加速度 (b) 二階北西隅角部の応答加速度

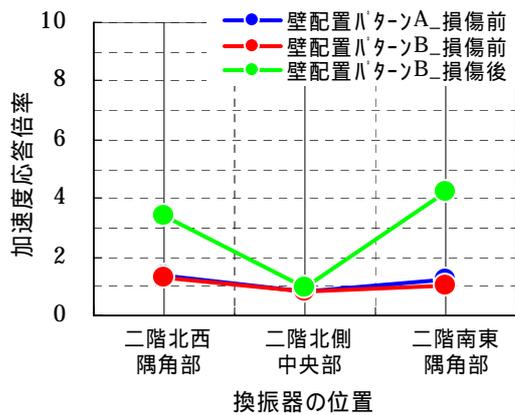
図 56 西側加振による減衰自由振動時の加振方向 Y の応答加速度：損傷の影響



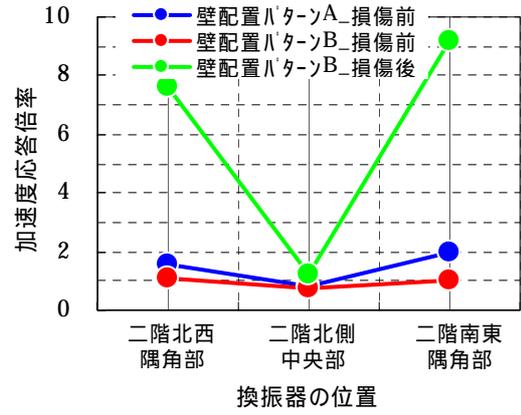
(a)加振方向 X の応答加速度倍率



(a)加振方向 X の応答加速度倍率



(b)加振直交方向 Y の応答加速度倍



(b)加振直交方向 Y の応答加速度倍

図 57 目標加振加速度振幅 39.5gal による調和加振時の応答加速度倍率

図 58 目標加振加速度振幅 79.0gal による調和加振時の応答加速度倍率

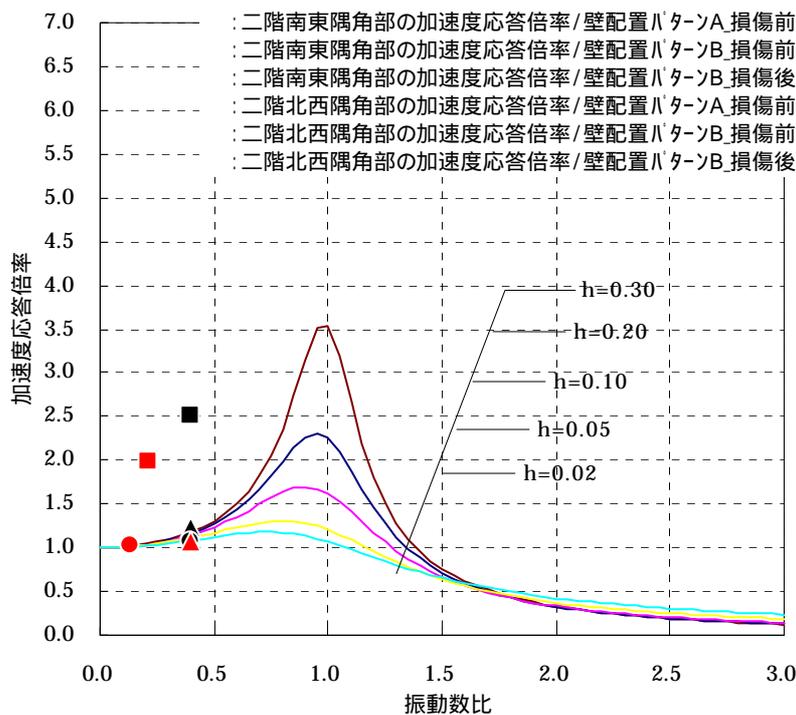


図 59 目標加振加速度振幅 39.5gal による調和加振時の応答加速度倍率と弾性応答加速度倍率曲線

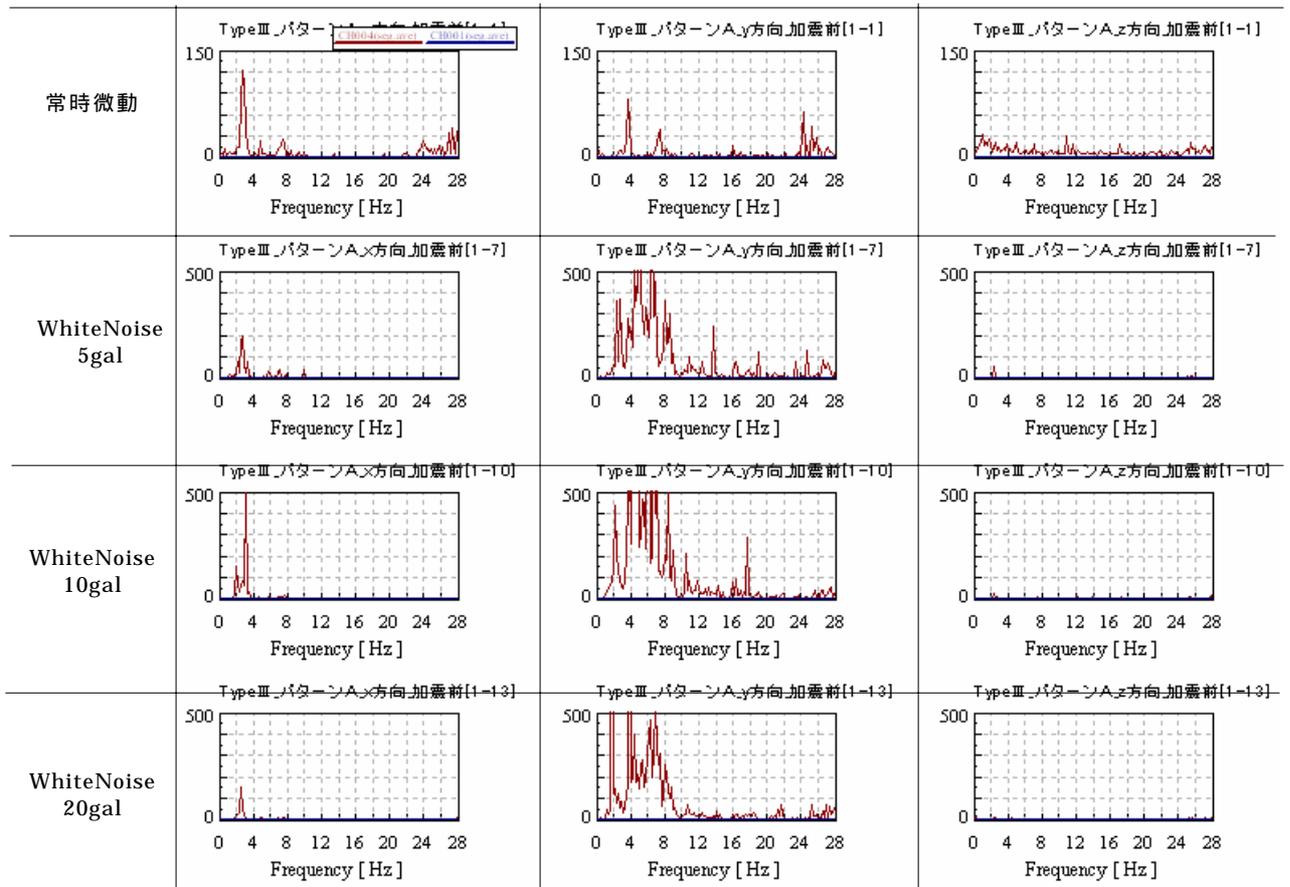


図 60 健全時の低レベル刺激入力時の応答加速度の振幅比スペクトル：換振器設置パターン1、壁配置パターンA

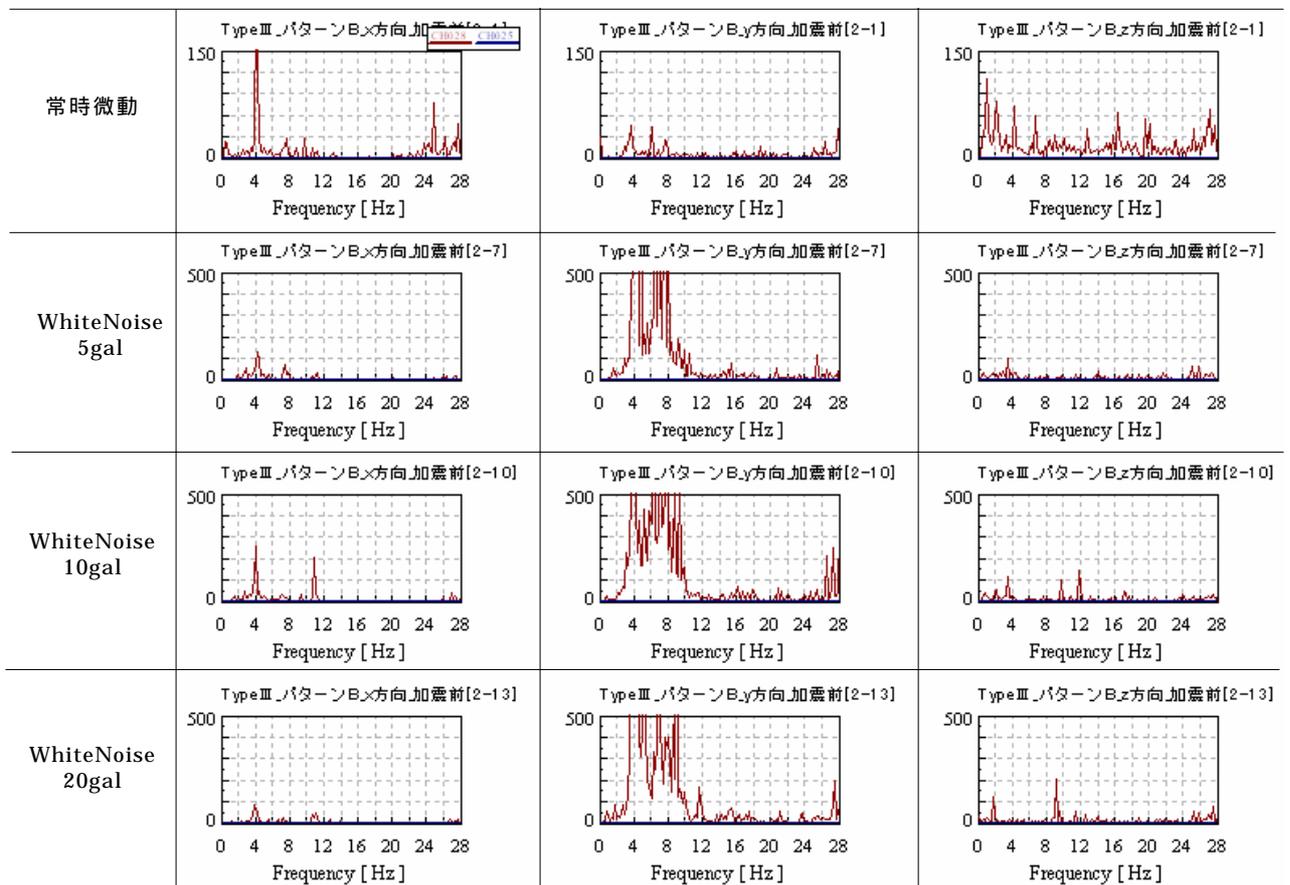


図 61 健全時の低レベル刺激入力時の応答加速度の振幅比スペクトル：換振器設置パターン1、壁配置パターンB

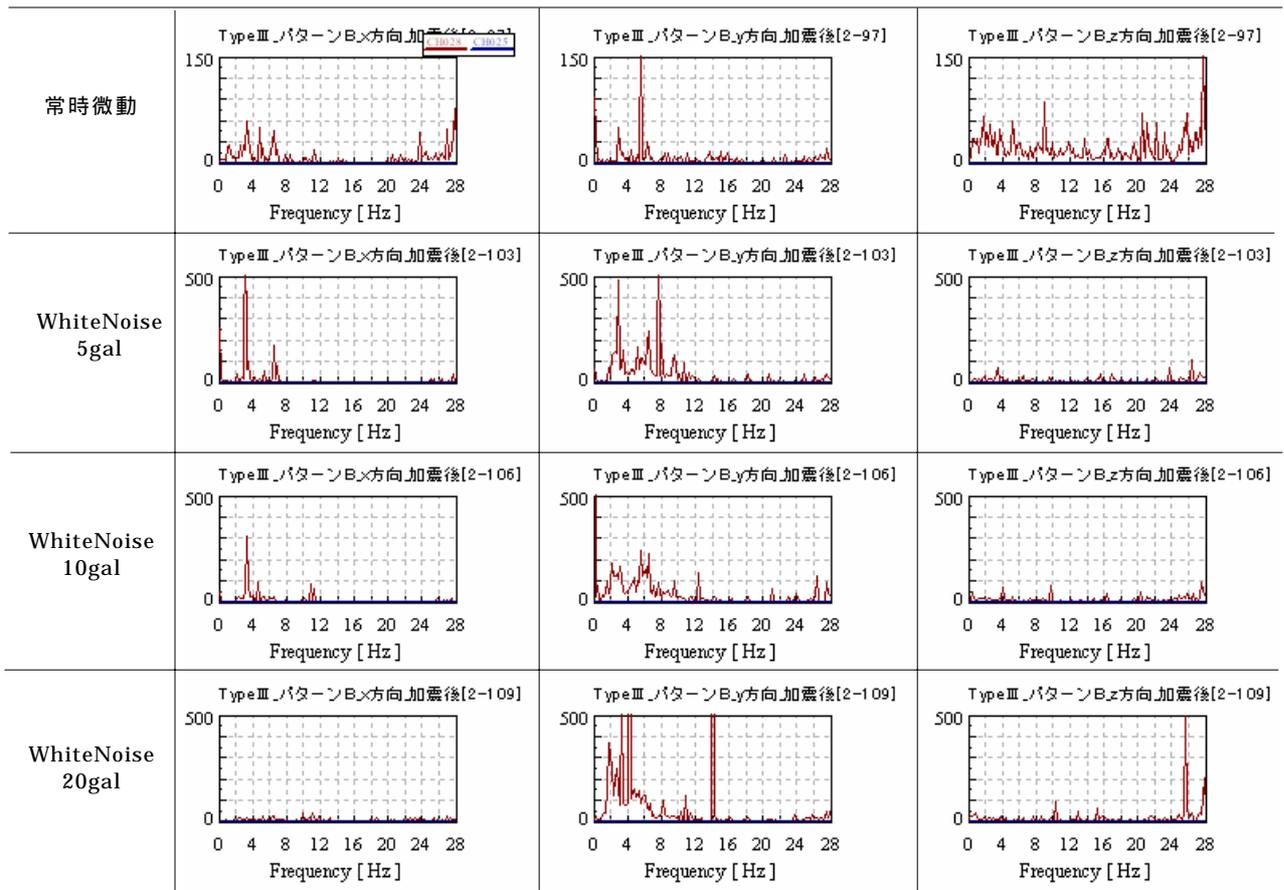


図 62 損傷後の低いレベル刺激入力時の応答加速度の振幅比スペクトル：換振器設置パターン1、壁配置パターンB

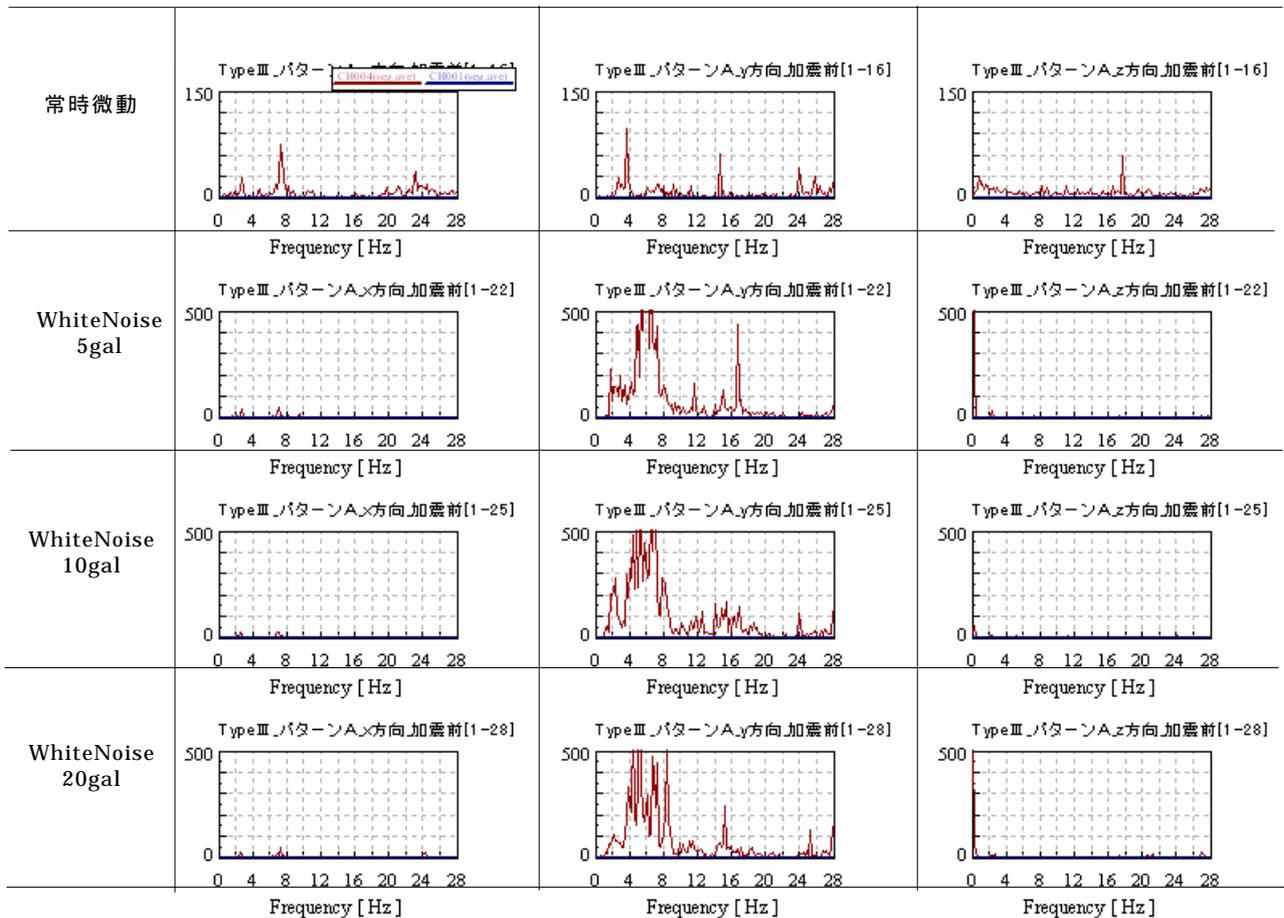


図 63 健全時の低いレベル刺激入力時の応答加速度の振幅比スペクトル：換振器設置パターン2、壁配置パターンA

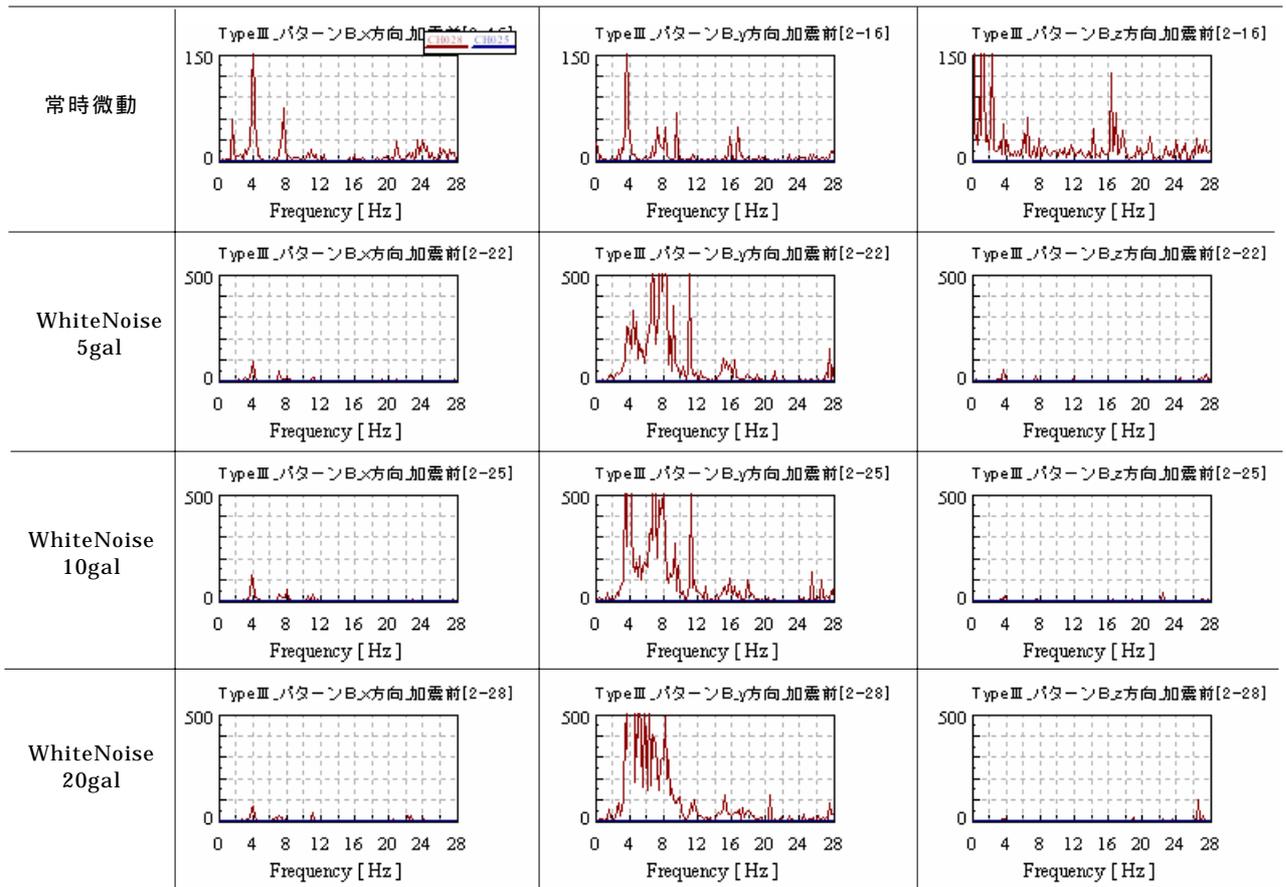


図 64 健全時の低レベル刺激入力時の応答加速度の振幅比スペクトル：換振器設置パターン2、壁配置パターンB

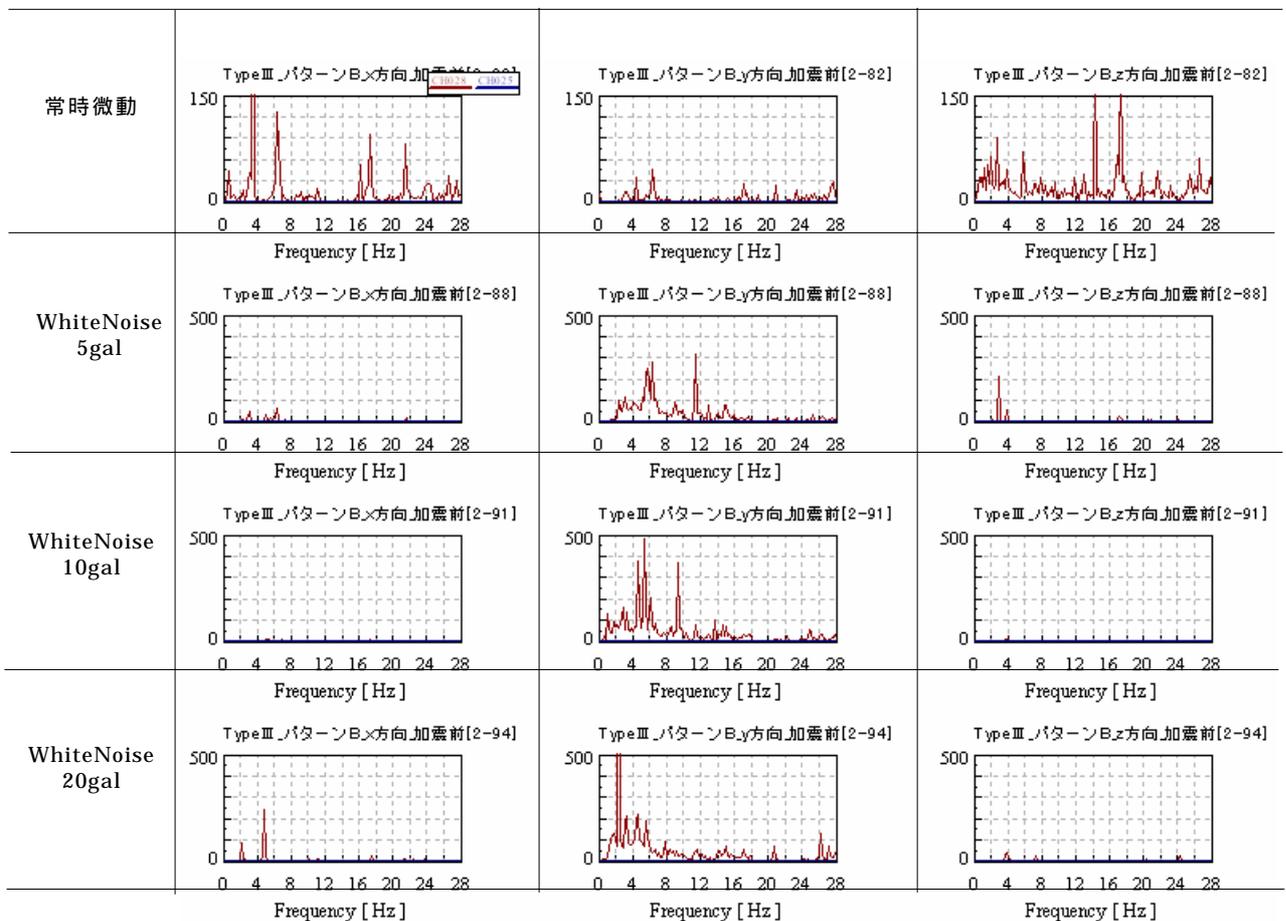


図 65 損傷後の低レベル刺激入力時の応答加速度の振幅比スペクトル：換振器設置パターン2、壁配置パターンB

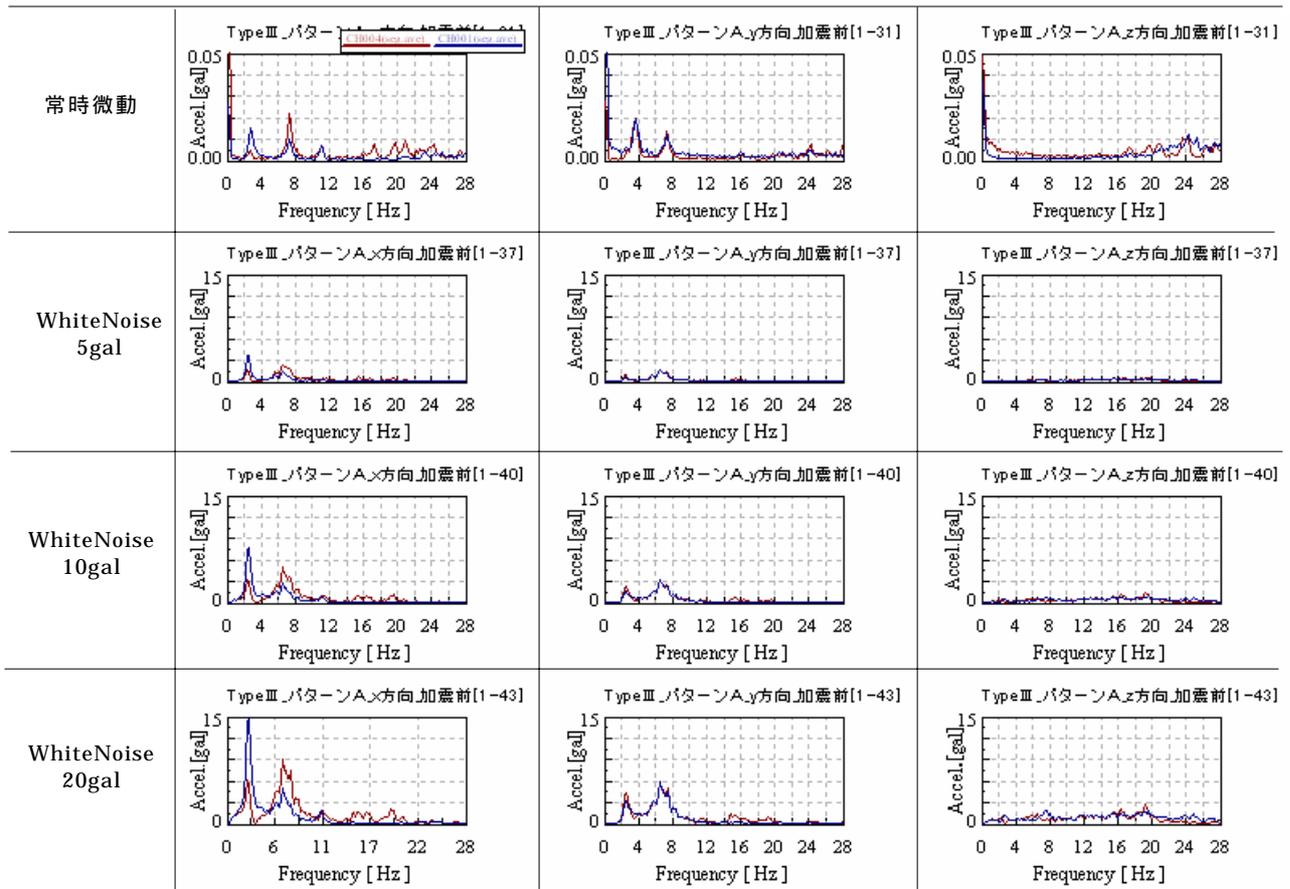


図 66 健全時の低レベル刺激入力時の応答加速度のリアスペクトル：換振器設置パターン3、壁配置パターンA

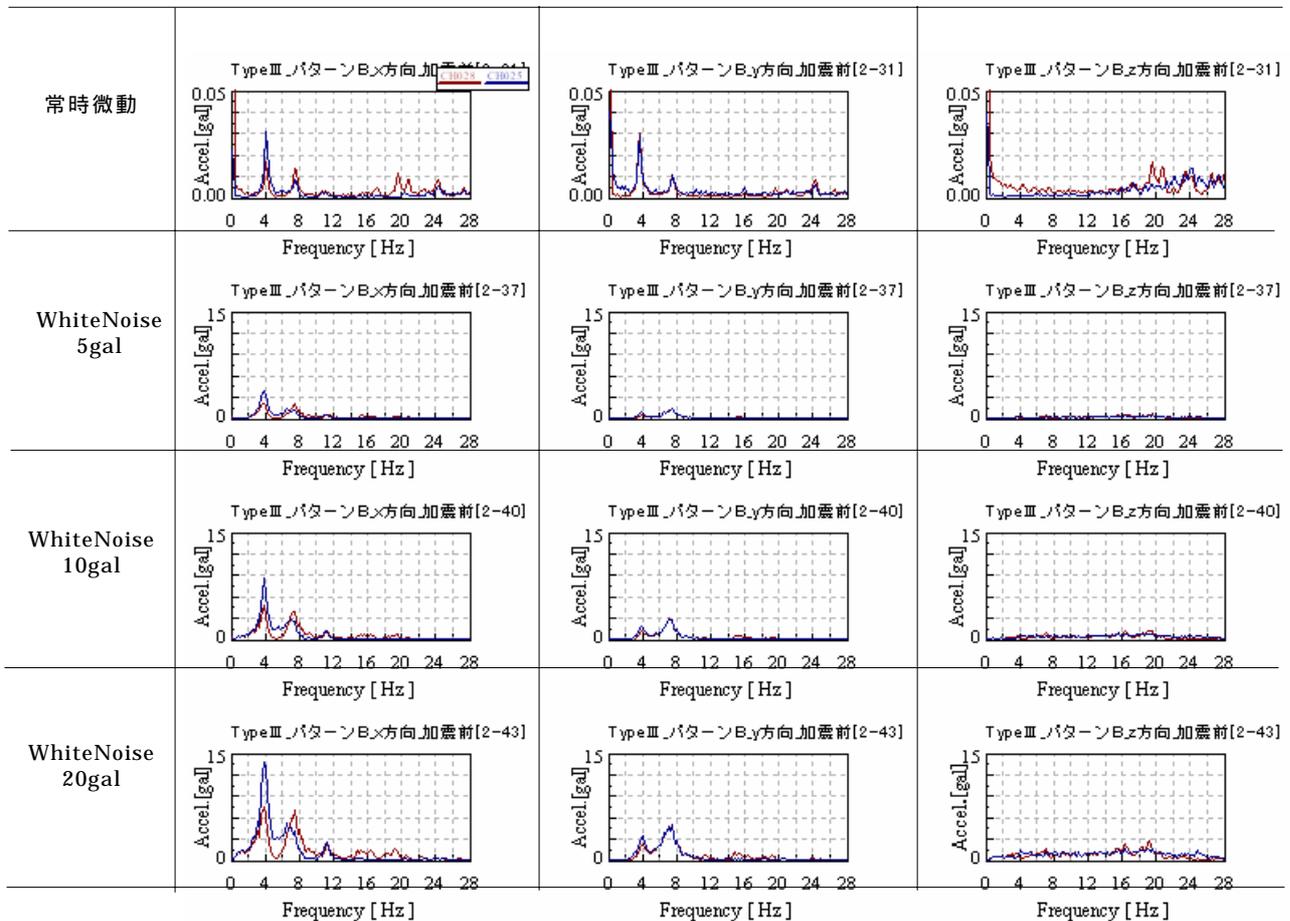


図 67 健全時の低レベル刺激入力時の応答加速度のリアスペクトル：換振器設置パターン3、壁配置パターンB

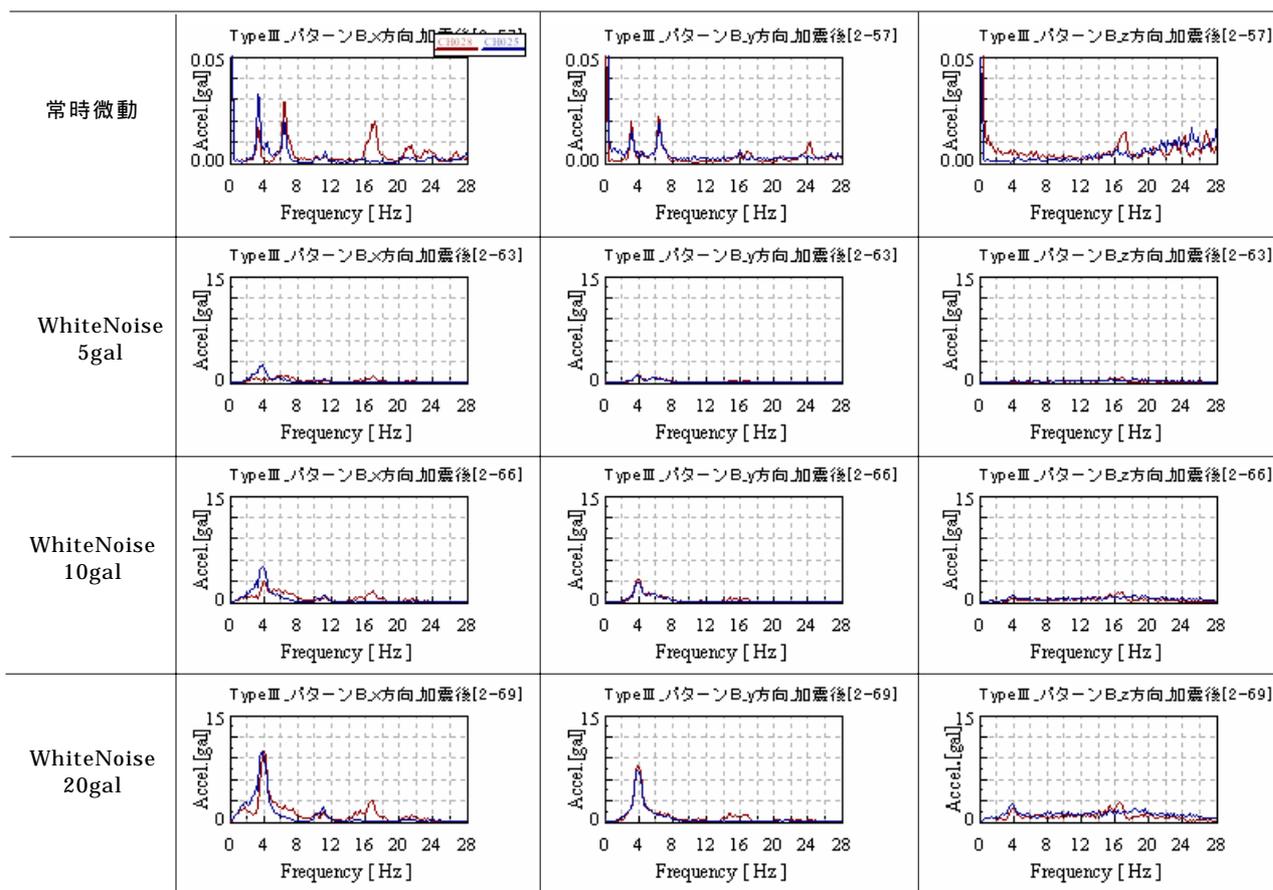


図 68 損傷後の低レベル刺激入力時の応答加速度のリアスペクトル：換振器設置パターン3、壁配置パターンB

## 5) 簡易耐震診断法の多種構造形式への適用可能性

### a) 要約

近年の木造住家の構造複雑化に鑑み、木造に加えて RC 造やコンクリートブロック造を併用した混構造住家の診断可能性を検討すべく、基礎となる RC 及び SRC による構成部材の振動測定を実施し、RC 造 1 層 1 スパン耐震壁構造では、面内剛性の変化に基づく固有周期が約 2 倍に伸びることが分かった。また、SRC 造柱梁交差部の試験体による同様の検討も行った。

### b) 昨年度までの成果

他の構造種別として鉄筋コンクリート造、鉄骨造、補強コンクリートブロック造を対象として、それぞれの構造における変形特性と破壊時性状を考慮して、本研究の目指す簡易耐震診断技術の応用を検討した。即ち、高感度振動計測器を用いた微振動測定を行って、建物の微小変形時における振動特性から大変形時における水平耐力を推定する手法を用いるもので、上記 3 者の中では補強コンクリートブロック造の場合に、最も適用の可能性が高いことが分かった。

### c) 今年度の狙い

本プロジェクトの共通目標は、木造家屋を対象とした簡易耐震診断法の開発にあり、その耐震性能簡易診断法の有力なツール候補の一つとして、微振動計測法の適用を試みている。このプロジェクトの中で、本研究では鉄筋コンクリート (RC) 造や補強コンクリートブロック (CB) 造の建物を対象とした簡易耐震診断法の開発を分担しているが、その目的は大きく次の 3 点である。

第 1 は、我が国の住宅建築はその大半を木構造で占めているが、地域によっては CB 造が多く利用されていること、また近年では住宅形式の多様化に伴って RC 造や鉄骨造の利用が僅かながら増大している状況に対応する必要があること。

第 2 は、住宅建築においても純粹の木構造で作られているばかりでなく、RC 造やその他の構造形式を取り込んだ複合構造形式にも対応する必要があること。

第 3 は、RC 造などの一般建築物の耐震診断法は複雑で診断に時間を要する事から、住宅建築に拘らずにこれらの建物への応用が期待されること。

以上の理由において、木造以外の構造形式として RC 造と BC 造に限定しているのは、本プロジェクトの特徴である微振動計測法を用いることに関係している。すなわち、構造物の任意の点において得られた微動波形をスペクトル分析することによって得られる計測方向の周期特性および不確定性を利用するが、RC 造や CB 造ではひび割れの程度が耐震性の劣化と関係し、そのひび割れが架構の水平剛性の変化に現れて周期特性や不安定性に連動するものと期待される。これに対して、鉄骨造は耐震性能が劣化しても架構剛性の顕著な変化と連動しにくいと見なされるために、対象構造形式からは除外している。また、RC 造や CB 造の住宅建築への適用の可能性については、小規模構造であるために比較的床面内剛性が確保しやすいこと、住宅では壁式 RC 造の利用が多く耐震性能と架構の水平剛性との関係が連動しやすいことが、期待を高めている。しかし、これらの条件に対応しないのが上記した第 3 の一般建築物への適用であり、相当の困難が予測される。

本年度の研究成果では、先ず、上述した住宅建築の構造形式に関してある住宅団地の実

態調査を行い、現実に使われている構造形式を把握して、本プロジェクトにおいて簡易耐震診断法を適用すべく構造形式の範囲を確認した。この結果、予測された単一構造形式の他に、複合構造では1階をRC造またはCB造とする上階木造形式が少なくないことを明らかにした。

次に、実験室におけるRC造（SRC造を含む）模型試験体の加力実験を利用して、健全時と損傷時の微振動実測を行い、ひび割れの発生等による耐震性能の劣化程度と周期特性との関連を検討した。この結果、RC造1層1スパン耐震壁構造では、面内剛性の変化に基づく固有周期が約2倍に伸びることが分かった。また、SRC造柱梁交差部の試験体による同様の検討も行った。

これらの成果を次節以降に示す。

なお、年度当初の計画では、木造家屋とBC造家屋の微振動計測を行う予定であったが、計測装置の購入が遅れたこと、他の研究チームとの想定装置の試用期間の調整が困難となったことなどのために実施できなかった。しかし、対象建物については、片流れ傾斜屋根を有する築40年の木造家屋と、平屋ブロック造と総2階建て合成構造（築40年の1階ブロック造+改築4年の2階木造）の複合構造家屋を選定した。次年度には、建物重量や温度条件が変化する夏季の無積雪時と冬季の積雪時との相違を含めて、継続的な振動実測を行って、各種の影響要因を把握する予定である。

#### d) 個別住宅における構造形式の実態

北海道において実際に使用されている個別住宅の構造形式を住宅団地において調査した。本研究では、微振動計測によって耐震性の劣化程度を判断することを目的としていることから、新しい住宅を対象とすることは意味がないので、北海道で最初に計画された江別市大麻団地（建設開始後約40年経過）を選ぶ事により、最も代表的であり、最も建設時期が長期に及ぶ住宅群を対象にすることが出来た。

まず、北海道における個別住宅の単一構造形式としては、全国と同様に木造（W造）が最も多いが、これに続いて補強コンクリートブロック造（CB造）が多い。また、鉄筋コンクリート造（RC造）も若干使われているが、鉄骨構造（S造）は殆ど使われていない。これらを写真7から写真9に示す。

次に複合構造形式としては、比較的積雪の多い日本海側の地域では、冬季間の積雪対策として、1階をRC造として、2階および3階を木造とする場合がある。この1階部分は車庫として利用するほかに倉庫やユーティリティにも利用するが、通常の1階を構成する場合と、半地下にする場合があり、これらを写真10および11に示す。更に、複合構造形式には、1階をCB造、2階を木造とする場合がある。これは、住宅供給公社が1970年代に積極的に提供してきた写真12に示す三角屋根形式のBC造を、後年増築する際に2階部分を写真13に示すような総2階の木造に改築する例である。



写真 7 1階=2階=木造



写真 8 1階=2階 = CB造



写真 9 1階=2階=RC造



写真 10 1階=RC,2・3階=木造



写真 11 1階(半地下型)、  
2階=3階 = 木造



写真 12 1・2階共にCB造で  
改築前の三角屋根形状を維持



写真 13 1階はCB造で2階は  
三角屋根CB造を木造に改築

e) コンクリート系構造部材の破壊試験体を利用した微振動実験

( ) 部材実験における構造形式の種類

前節で実在の住宅建築の構造形式を調査した結果、RC造では壁式構造とラーメン構造の両方が使われており、特に後者は住宅であるために純粋の柱梁骨組み形式よりもRC造の間仕切壁が多く使用される形式が多い。また、車庫の出入口のみをラーメン形式として残りを壁式とする混合形式も見られた。これらの結果より、あらゆる架構形式を対象とす

る必要があるが、取り分け壁を含む架構形式が重要であることがわかった。

一般に使用される RC 造の架構形式をモデル化したものを図 70 に示す。多層多スパン構造では、まず純ラーメン架構における柱と梁および柱梁接合部が基本部材である。このうち柱では曲げ破壊先行型となる独立柱の他に腰壁あるいは垂壁が接して短柱化したせん断破壊先行型の場合や、袖壁が付いて有効断面が大きくなると共にシアスパンが小さくなりせん断破壊先行型となる場合がある。また、梁ではこの逆となり、袖壁が付くと短くなり場合によってはせん断破壊先行型に変わる場合や、腰壁や垂壁が付くと有効断面が大きくなって、せん断破壊先行型となる場合がある。さらに柱梁接合部では、図の様に一般階における内柱では十字形に、外柱ではト形になり、最上階（または最下階）における内柱は T 形に、外柱では L 形となる。それぞれに耐震性能は異なり、損傷による剛性低下も異なることが予測される。

他方で、RC ラーメン架構に壁が内蔵される場合には、周辺の柱・梁と一体化した RC 造の無開口耐震壁ないしは窓や通路を有する有開口耐震壁が使われる。さらに、簡易間仕切り壁としてコンクリートブロック帳壁が用いられる場合も多く、無開口壁にも有開口壁にも適用される。この場合の周辺柱・梁との一体性は施工精度にも関係して期待できない場合があるために、周辺架構との協力効果には微小変形時と大変形時とで差異が生じる可能性がある。また、これらの壁は、図示のように上下に連層する場合と、左右に連結する場合があり、単独の場合と性状が異なる。

なお、上記の状況は鉄骨鉄筋コンクリート造においても同様である。

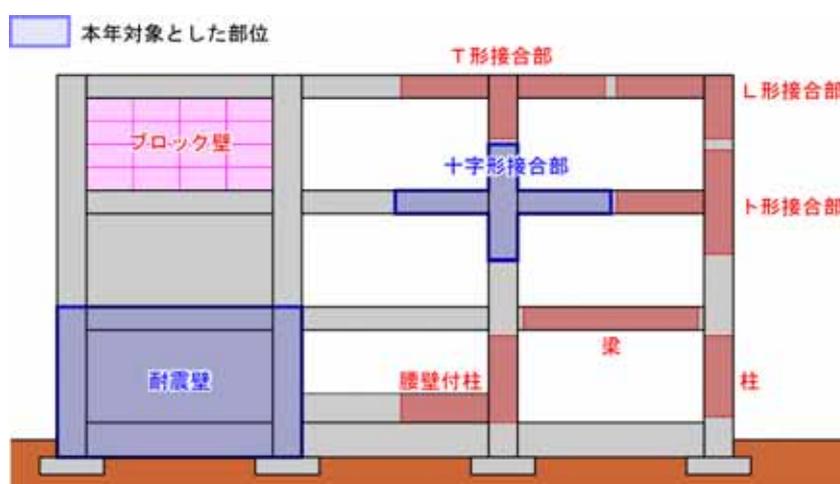


図 70 RC 造ラーメン架構における部材の構造形式

#### ( ) RC 造無開口耐震壁内蔵柱梁架構構造の実験および振動実験

図 70 の左下に示した RC 造無開口壁を内蔵する柱梁架構を対象とした面内水平加力破壊実験を行った。試験体は図 71 に示す 1 層 1 スパン RC 耐震壁フレーム架構であるが、3 層の連層壁に各層均等な水平力を与えた際の第 1 層応力分布を再現する等価な 1 点集中荷重を図 72 に示すように第 2 層の床レベルに加えた。図 71 には試験体の外形寸法、配筋、補強グリッド、定着アンカー筋の配置等を示している。また、試験体に用いた材料諸元を表 11 に示す。

本実験の主目的は、炭素繊維グリッドを補強材とした既存建物の耐震補強性能を実験的に把握することであり、数種の影響要因を実験変数として数体の試験体について破壊過程を追跡するものである。この機会を利用して、無補強試験体を用いて、加力前・せん断亀裂発生時・耐力時・耐力低下時等の幾つかの経験変形レベル毎に、耐震壁面内方向の微動計測を行い、経験変形レベルあるいは損傷程度とが相関性を有するか否かを把握することを計画した。しかし、微振動計測器の購入使用可能時期と破壊実験における試験体との対応から、無損傷試験体の壁面に炭素繊維グリッドをモルタルで貼り付けた補強試験体のみを用いて検討した。

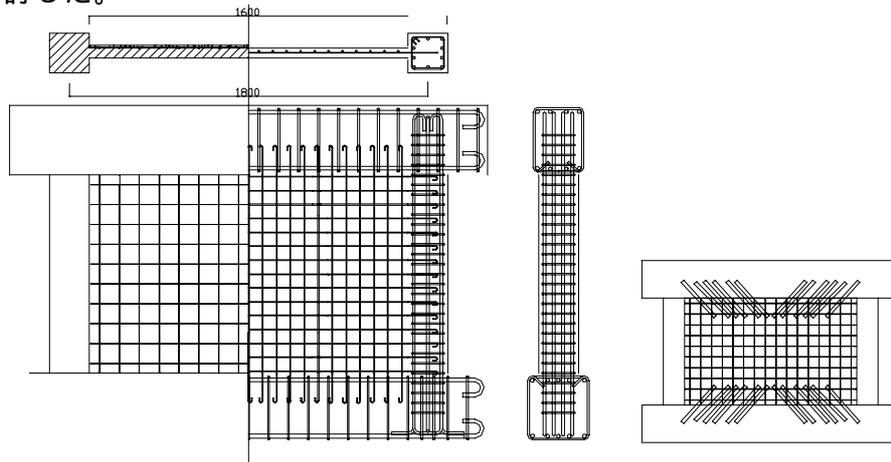


図 71 試験対の寸法・配筋・炭素繊維グリッド・定着アンカーの詳細

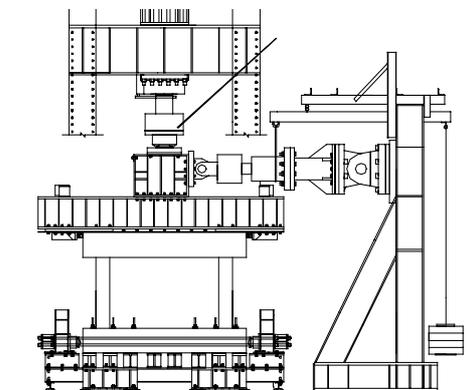


図 72 加力装置概略

表 11 使用材料の力学的性質

鉄筋	種類	降伏強度 (MPa)	降伏歪度 ( $\mu$ )	ヤング係数 (GPa)	伸び率 (%)
柱主筋 D13	SS785	985	7940	177	-
フープ D6	SD345	337	2500	152	10.3
壁筋 4	SR345相当	470	4870	166	-
梁主筋 D19	SD345	397	2270	177	20.9
スターラップ D10	SD345	381	3360	178	16.0
CFRP (1筋材あたり)	種類	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	破断伸度 (%)	公称断面積* (mm <sup>2</sup> )
炭素繊維グリッド	高強度カーボン	1780	106	1.7	6.6
FRPアンカー筋 (1本あたり)	種類	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	破断伸度 (%)	合計断面積 (mm <sup>2</sup> )
炭素繊維ストランド	高強度カーボン	3970	264	1.5	26.1
増し打ちモルタル	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	付着強度 (MPa)	ヤング係数 1/3(GPa)	ヤング係数 2/3(GPa)
WA-RG	34.8	8.3	2.1	15.0	12.6
WA-G	41.1	9.5	2.1	16.8	14.2
WA-Ga	34.2	9.6	1.8	17.2	14.6

\*はカタログ値

破壊実験は、柱軸力比が 1/6 となる一定の鉛直力を導入した後、層間変形角  $R$  が 0.05%, 0.1%, 0.2%, 0.5%, 1%, 2%, 3.3%, 5%の各値で正負 2 回の水平繰り返し加力を行い破壊に至らしめたもので、せん断力  $Q$  と層間変形角  $R$  との関係を図 73 に示す。加力過程における損傷は、先ず柱および壁の脚部に水平曲げ亀裂は発生し、続いて壁に斜めせん断亀裂が発生する。最大耐力時には壁頂部の補強モルタルの剥離が開始し、壁頂部における隅角部の圧壊開始に伴って耐力が低下し、壁頂部全幅の滑り破壊に至った。写真 8 に加力開始前の無損傷状況と試験終了後の破壊状況を掲げる。

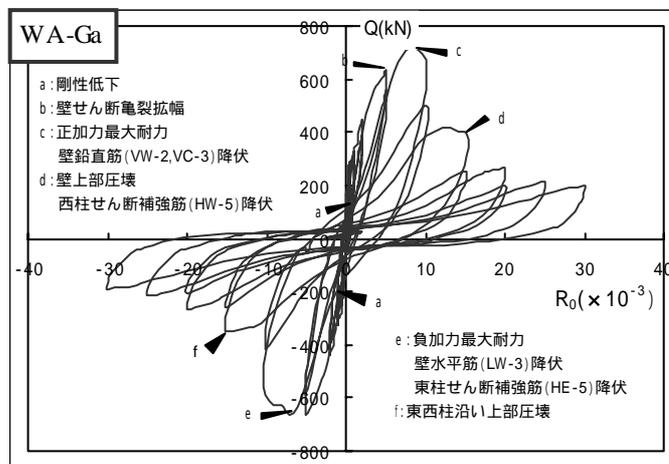


図 73 水平荷重 - 相関変形角関係

振動実験は、加力装置を試験体から外して無拘束の支持条件で行う必要性から、加力実験の最中における取り外しが不可能であったので、加力開始前と加力実験終了後の 2 回について実施した。振動実験としては、常時微動計測と強制加振を行った。強制加振実験は、人力で試験体上部の加力梁を面内または面外の 1 方向に衝撃的なパルス入力を与えたものと、6 mm 径の鉄筋を加力梁に取り付けて面内方向に強制変形を与え、クリッパーで鉄筋を切断して自由振動を発生させたものとの 2 種類である。従って、振動実測の種類としては、試験体条件として 無損傷時と 損傷時、加振方法として 強制加振と 人力加振と 常時微動、計測方向として 壁面内方向と 壁面外方向であり、これらを組み合わせて

実測を行った。

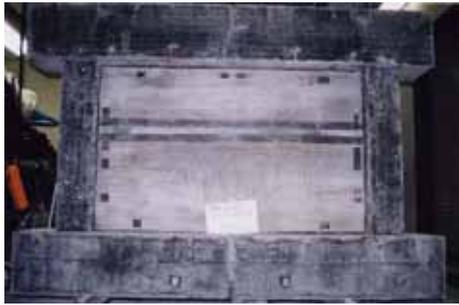


写真 8(1) 損傷前

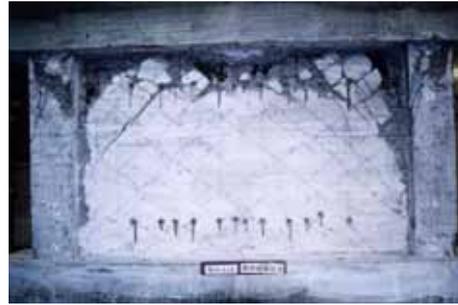


写真 8(2) 損傷後

振動計測器は、3成分の速度型であり、振動実験中の速度波形をAD変換して記録し、これをFFT解析により周波数分析を行った。記録波形のうち、壁面内および面外方向の強制加振実験と人力加振実験の例を図74に示す。また、このうちの強制加振によるフーリエスペクトルを図75に例示する。

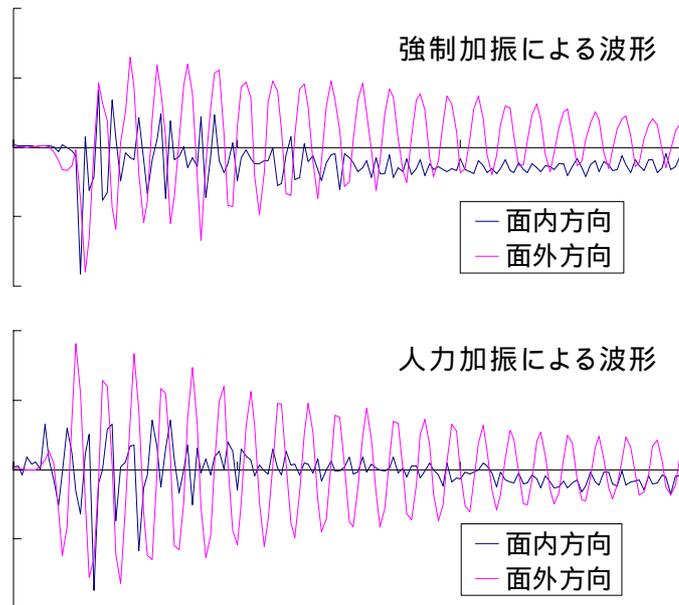


図74 損傷試験体で実測した速度波形

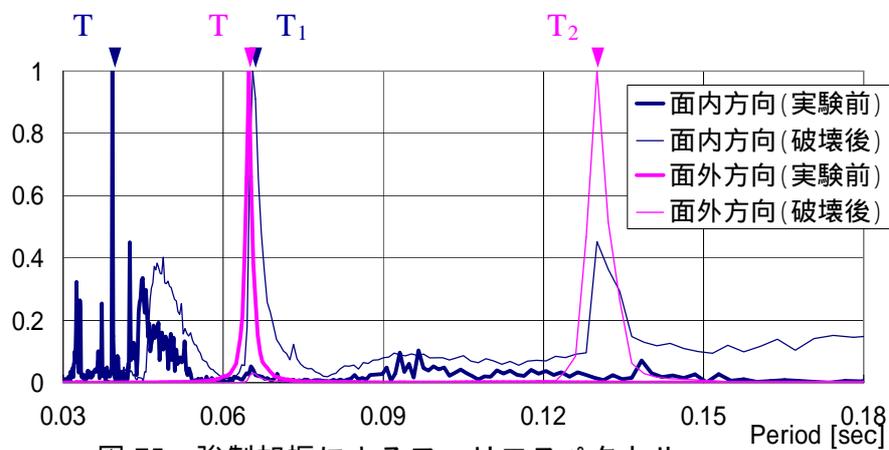


図75 強制加振によるフーリエスペクトル

スペクトルの横軸は周期 (sec) であり、縦軸はピークの最大値で無次元化している。各実験条件における最大のピーク値を示す周期を卓越周期  $T$  と見なせば、この例では、無損傷時  $T_1$  に対して損傷時  $T_2$  は、面内方向で  $T_1 = 0.04\text{sec}$  が  $T_2 = 0.068\text{sec}$  へ、また面外方向も  $T_1 = 0.066\text{sec}$  が  $T_2 = 0.132\text{sec}$  へ、それぞれ約 2 倍の長周期化している。耐震性としては面内方向の特性が重要である。また、常時微動においても概ね同様の傾向を示している。

本来は、水平加力実験における経験変位に対応した損傷程度を影響要因として振動実測すべきであり、次年度には極力この方向での実施を想定している。しかし、1 質点系の振動体と見なした固有周期は、 $T = 2 \sqrt{m/K}$  (m/K) であるから、逆算すると損傷時の水平剛性が約 4 分の 1 に低下したことを表している。この関係と図 73 に示す荷重変形曲線の無荷重の剛性、すなわち横軸上の接線勾配との関係を検討すれば、任意の総称時における水平剛性の予測と、翻って固有周期の予測が可能となろう。

#### ( ) SRC 造内部柱梁接合部部分架構の破壊実験および振動実験

図 70 に示したフレーム架構の柱梁接合部のうち、中間層における内柱を対象とした鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 造十字形柱梁接合部の破壊実験が行われたので、併せて振動実験を行った。この実験の主目的は、内蔵される鉄骨柱の断面形状とコンクリート強度の接合部せん断耐力に及ぼす影響を把握することある。試験体は図 76 に示すように、実構造物の約 2 分の 1 縮小模型であり、接合部上下の柱中間部および左右の梁中間部の中央点で切り出したもので、この切断位置は鉛直荷重を無視した際の地震時における反曲点位置に相当する。実験変数は、内部鉄骨柱断面として十字形 (ダブル H 形) と H 形 (シングル H 形) の 2 種類、コンクリート設計強度として  $F_c = 30\text{MPa}$ 、 $60\text{MPa}$ 、 $90\text{MPa}$  の 3 種の組み合わせである。本年製作した SRC 試験体は 5 体であり、これらの諸元一覧を表 12 に示す。戸建て住宅建築において SRC 造は殆ど使われないが、この 5 体のうちでコンクリート強度を変数とした試験体を用いて、その破壊過程とコンクリート強度との関係を把握することにより、RC 造の十字形接合部の性状を類推することが出来る。

試験体の加力装置は図 77 に示すように、梁両端を水平方向のピンローラ支持、下柱脚部をピン支持とし、柱に軸力比が 6 分の 1 相当になる一定柱軸力を加えた後、上柱頭部に水平方向の繰り返し変位漸増加力を与えて、梁の鉛直荷重を無視した地震時応力を再現させている。加力制御は、 $\pm 3$  サイクルピーク時を接合部終局せん断耐力計算値 (SRC 規準式) の 80% に至るように設定し、 $\pm 1$ 、 $2$  サイクルの加力はその  $1/3$  ずつ増分する荷重制御とし、 $\pm 4$  サイクルは  $\pm 3$  サイクルにおけるピーク変位の繰り返し加力とした。それ以降のサイクルは、 $+3$  サイクルピーク時の柱頭変位を基準変位として、ピーク変位が  $n \times$  ( $n = 2, 3, 4, 6$ ) となるように  $n = 2, 3, 4$  は各 2 回、 $n = 6, 8, 10$  は各 1 回とする変位制御による繰り返し加力を行った。柱水平荷重 - 層間変形角関係を図 78 に例示する。

表 12 十字形柱梁接合部試験体諸元一覧

試験体	柱				梁				接合部			
	b×D (mm)	P <sub>w</sub> (%)	鉄筋	鉄骨		b×D (mm)	P <sub>w</sub> (%)	鉄筋	鉄骨	P <sub>w</sub> (%)	鉄骨	
				加力	直交						加力	直交
SRC-1-W <sup>4)</sup>	300×300	0.37	A			200×300	0.25	A		0.19		
SRC-1-WA <sub>0</sub>	300×300	0.37	A			200×300	0.25	A		0.19		
SRC-1-WH10	300×300	0.37	A			200×300	0.25	B		0.19		
SRC-7S	300×300	0.37	A		-	200×300	0.25	A		0.19		-
SRC-7S-H6	300×300	0.22	A		-	200×300	0.25	A		0.11		-
SRC-7S-H10	300×300	0.22	A		-	200×300	0.25	B		0.11		-

過年度試験体 使用柱主筋 記号 試験体記号  
 使用鉄骨断面 A:12-D10(SD685) b:部材幅 第1項: 鉄骨鉄筋コンクリート  
 BH-200×100×4.5×16 使用梁主筋 D:部材せい 第2項: 柱鉄骨断面形状種別  
 BH-200×100×4.5×9 A:4-D13(KSS785),4-D10(SD685) p<sub>w</sub>:せん断補強筋比 第3項: W:直交ウェブ有り  
 B:8-D22(SD785) H:高強度コンクリート

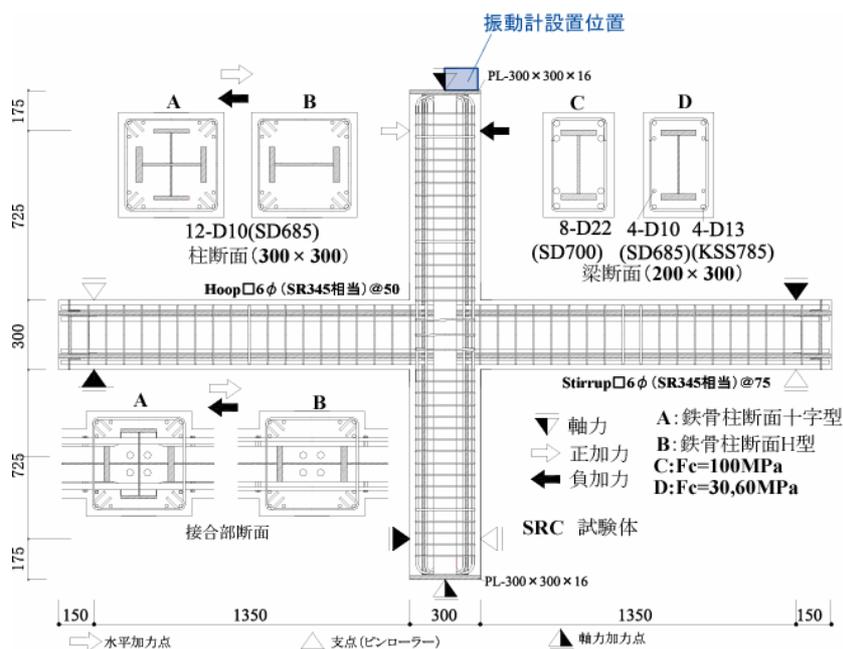


図 76 試験対の寸法・配筋・鉄骨形状・加力条件

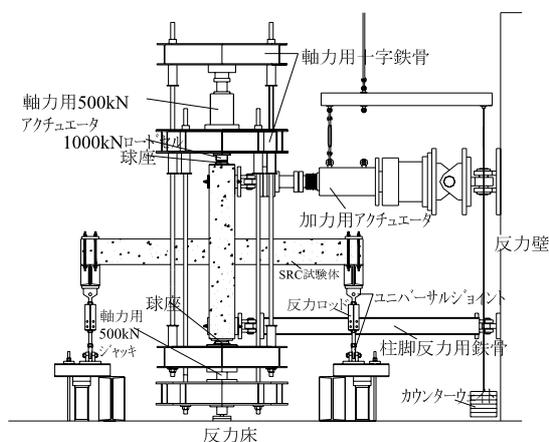


図 77 加力装置概要

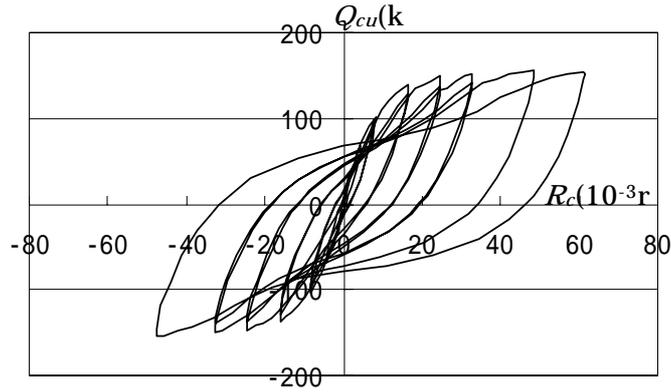


図 78 SRC-1-WA<sub>0</sub> ループ曲

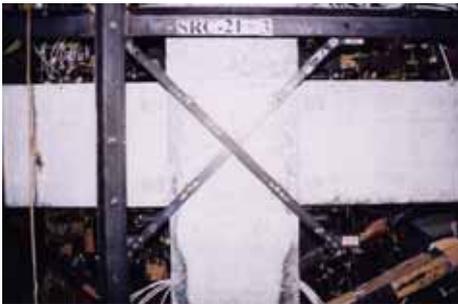


写真 9(1) 加力実験前の試験体

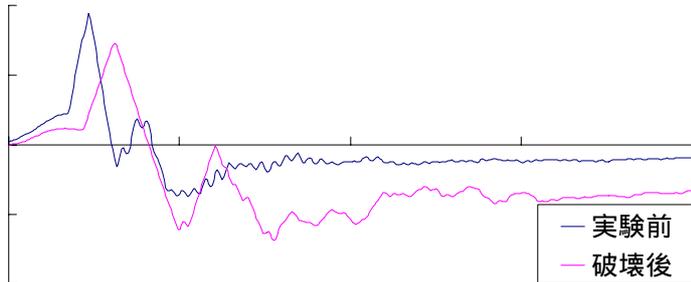


図 79 強制加振による速度波形

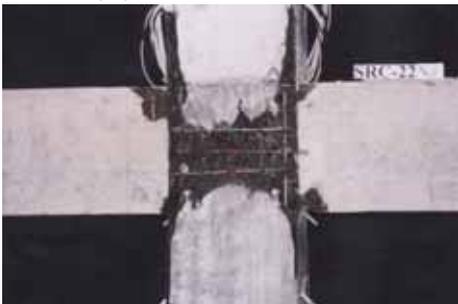


写真 9(2) 加力実験後の試験体

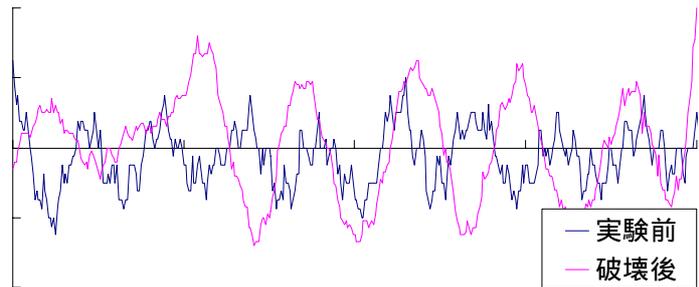


図 80 常時微動による速度波形

破壊実験では、いずれの試験体も柱梁接合部のせん断破壊が先行する破壊形式であり、接合部のせん断亀裂発生後に被りコンクリートの剥落が生じて、最大耐力に至った。写真 9(1)と写真 9(2)に加力開始前の無損傷状況と試験終了後の破壊状況を掲げる。

振動実験は、前節 3.2 と同様であり、加力開始前と加力実験終了後の 2 回について実施した。振動実測の種類としては、試験体条件として 無損傷時と 損傷時、加振方法として 強制加振と 人力加振と 常時微動であり、これらを組み合わせて実測を行った。記録波形のうち、強制加振実測の例を図 79 に、常時微動実測の例を図 80 に示す。また、このうちの強制加振によるフーリエスペクトルを図 81 に例示する。強制加振と常時微動とに現れる卓越周期は、殆ど相違ないことが分かる。また加力実験前の無損傷時卓越周期に対して、加力実験終了後の接合部せん断破壊損傷時の卓越周期は 2 倍から 2.2 倍に延びることから、損傷程度を微振動実測によって推定できる可能性を示している。

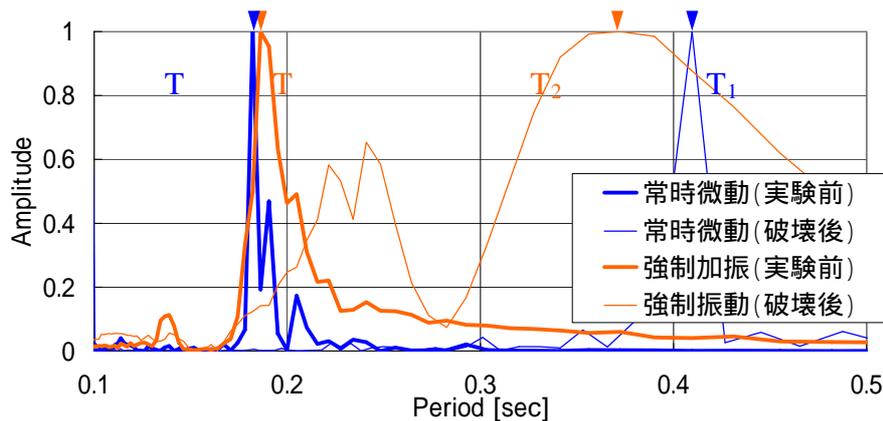


図 81 フーリエスペクトルによる卓越周期

(d) 結論ならびに今後の課題

木造建築物を対象とした簡便かつ高精度な耐震診断法を開発することを目的とした本業務の今年度の成果並びに今後の課題を、各サブテーマごとの業務成果報告より以下に再録する。

- ・ 「木造住宅における簡易耐震診断票を用いた自己耐震診断の精度と問題」に関しては、「わが家の耐震診断」に基づく自己耐震診断の精度とその問題点を明らかにすることを目的に、住宅所有者が行った耐震診断と専門家による精密耐震診断結果を比較・分析した結果、主に次のことが明らかとなった。 偏心率に対応する簡易診断の建物の形、壁の配置の項目では、参考図を用いて主観的に判断する診断法に限界があるため、それに代わる簡便な計算法が必要である。 壁量計算におけるミスをさせないようなわかりやすい説明を加えることで、現状の自己診断法の精度をある程度上げることができる。
- ・ 「愛知県における建物微動による簡易耐震診断の実施」に関しては、簡便かつ精度の高い耐震診断方法の開発を目的として、前年度の北海道での計測に追加し愛知県において建物の微動を計測し、その記録より住家の固有周期及び揺れの複雑さをカオス度の概念より数値評価し併用することにより、診断精度が格段に向上することを示した。また、カオス度の計算に当たり、その精度向上のためのノウ・ハウが蓄積できた。
- ・ 「既存住宅耐震性の経年変化に関する研究」に関しては、既存住宅の現存耐震性能を、建設当初の初期値と経年変化による劣化係数の乗数で推定することを試みたものであり、新旧の建物の耐震診断値より評価し、その耐震性の違いを確認した。その要因として、規準法改正に伴う所用壁量の増大によるのか、あるいは経年腐朽によるものなのかを議論すべく、床下腐朽住宅の劣化実態調査方法を検討した。
- ・ 「微動実測による既存木造住宅の耐震診断法確立のための実験的研究」に関しては、木造住宅における耐力壁とその配置などを実験パラメータとした木質構造の実大箱型試験体を大型震動台上に製作し、常時微動測定・調和振動・White Noise・実地震波(兵庫県南部地震における神戸海洋気象台 NS 波、以下「実地震波」と略記)を入力したときの時の応答加速度データを整理・分析し、 既存住宅の応答特性を適正に評価するための換振器の配置法、 耐力壁の偏在と実地震応答特性との関係、 低震動入力時の応答特性と大地震時の応答特性との関係、 低震動入力時の応答特性と耐力壁の偏

在との関係、被災前後の震動応答特性と被災程度との関係などを定量的に把握するためのデータを蓄積し、既存木造住宅の非破壊耐震診断手法の一つである常時微動測定や低レベル加震による地震応答特性評価手法確立の一助とした。

- ・ 「簡易耐震診断法の多種構造形式への適用可能性」に関しては、住宅建築の構造形式について北海道のある住宅団地の実態調査を行い、現実に使われている構造形式を把握して、本プロジェクトにおいて簡易耐震診断法を適用すべく構造形式の範囲を確認した。この結果、予測された単一構造形式の他に、複合構造では1階をRC造またはCB造とする上階木造形式が少なくないことを明らかにした。それを承け、実験室におけるRC造（SRC造を含む）模型試験体の加力実験を利用して、健全時と損傷時の微振動実測を行い、ひび割れの発生等による耐震性能の劣化程度と周期特性との関連を検討した。この結果、RC造1層1スパン耐震壁構造では、面内剛性の変化に基づく固有周期が約2倍に伸びることが分かった。また、SRC造柱梁交差部の試験体による同様の検討も行った。

(e) 引用文献

木造住宅における簡易耐震診断票を用いた自己耐震診断の精度と問題に関する引用文献

- 1) 日本建築防災協会：「わが家の耐震診断と耐震補強」，木造住宅の耐震精密診断と補強方法，1985
- 2) 愛知県：愛知県木造住宅耐震診断マニュアル，2002
- 3) 日本建築防災協会：木造住宅の耐震精密診断と補強方法，1985

既存住宅耐震性の経年変化に関する研究に関する引用文献

- 1) (財)日本建築防災協会：木造住宅の耐震精密診断と補強方法，1996.1.10(増補)
- 2) 林勝朗、南慎一、他2名：住宅耐久性研究開発 - 第3章：腐朽等劣化防止に関する研究，北海道立寒地建築研究所・調査研究報告，No.41，1986.3

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

1) 論文発表

著者	題名	発表先	発表年月日
岡田成幸・高井伸雄	建物微動の複雑性に関わる次元解析に基づく簡易耐震診断法の可能性	第2回日本地震工学研究発表討論会	2003年
島田佳和・岡田成幸・高井伸雄・田畑直樹・名知典之	建物微動の複雑性に関わる次元解析に基づく簡易耐震診断の可能性 - その1 愛知県における建物微動観測 -	日本建築学会学術講演梗概集	2004年8月(発表予定)
名知典之・岡田成幸・高井伸	建物微動の複雑性に関わる次元解析に基づく簡易耐震診断の可	日本建築学会学術講演梗概集	2004年8月(発表予定)

雄・田畑直樹・ 島田佳和	能性 その2. 微動の次元解析法		
島田佳和・岡田 成幸・高井伸 雄・田畑直樹・ 名知典之	建物微動の複雑性に関わる次元 解析に基づく簡易耐震診断の可 能性 - 愛知県における建物微動観測 -	日本建築学会北 海道支部研究報 告集	2004年7月(発 表予定)
Osamu JOH, Yasuaki GOTO and Atsunori KITANO	Shear resistance of reinforced concrete structural walls with a window or door opening Strengthened by CFS	5th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures,	2004年4月12 日
出井 順二・北 野 敦則・後藤 康明・城 攻	炭素繊維グリッドを用いたRC 造無開口耐震壁の耐震補強・補修 効果に関する実験的検討	日本コンクリー ト工学年次論文 集	2004年7月(採 用決定)
北野 敦則・後 藤 康明・城 攻・原藤 清佳	SRC造内柱梁接合部のせん断耐力 算定に関する実験的検討 - コンクリート強度・鉄骨柱断面 の影響 -	日本コンクリー ト工学年次論文 集	2004年7月(採 用決定)
出井 順二、松 井 望、兼古 学、北野 敦 則、後藤 康 明、城 攻	炭素繊維グリッドを用いたRC 造無開口耐震壁の耐震補強・補修 効果に関する実験的研究	日本建築学会北 海道支部研究報 告集	2004年7月(発 表予定)
原藤 清佳、真 田 朋幸、若林 久人、北野 敦 則、後藤 康 明、城 攻	SRC造内柱梁接合部のせん断耐力 算定に関する実験的検討	日本建築学会北 海道支部研究報 告集	2004年7月(発 表予定)
松井 望、兼古 学、出井 順 二、北野 敦 則、後藤 康 明、城 攻	炭素繊維グリッドを用いたRC造 無開口耐震壁の耐震補強・補修効 果に関する実験的検討 (その1) 実験概要と破壊性状	日本建築学会学 術講演梗概集	2004年8月(発 表予定)
松井 望、兼古 学、出井 順 二、北野 敦	炭素繊維グリッドを用いたRC造 無開口耐震壁の耐震補強・補修効 果に関する実験的検討	日本建築学会学 術講演梗概集	2004年8月(発 表予定)

則、後藤 康 明、城 攻	(その2)荷重変形関係及び最大 水平耐力		
真田 朋幸、若 林 久人、原藤 清佳、北野 敦 則、後藤 康 明、城 攻	SRC造内柱梁接合部のせん断耐力 算定に関する実験的検討 (その1、試験体概要及び破壊性 状)	日本建築学会学 術講演梗概集	2004年8月(発 表予定)
真田 朋幸、若 林 久人、原藤 清佳、北野 敦 則、後藤 康 明、城 攻	SRC造内柱梁接合部のせん断耐力 算定に関する実験的検討 (その2、耐力及び変形性能)	日本建築学会学 術講演梗概集	2004年8月(発 表予定)

## 2) マスコミ誌上

取材	題目	メディア	発表年月日
岡田成幸・谷口 仁士	短時間ラクラク耐震診断 建物 の複雑な揺れ解析	中日新聞	2003年10月3 日
岡田成幸・谷口 仁士	安価な耐震診断研究中 実施率 低い住宅部門に期待	毎日新聞	2003年10月3 日
岡田成幸・谷口 仁士	耐震診断	NHK 名古屋「ほ っとイブニング」	2003年10月7 日
岡田成幸	10分で住宅の耐震診断	北海道新聞	2003年10月14 日
岡田成幸	話題の発掘：家の耐震性10分間 で測定する	東京新聞	2003年10月17 日

### (g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

#### 1) 特許出願

出願中：木造建築物の耐震診断法，特願2002-101922，2002

#### 2) ソフトウェア開発

なし

#### 3) 仕様・標準等の策定

なし

### (3) 平成16年度業務計画案

微動のような低レベル振動を用いた簡便な耐震診断法の可能性が見えてきた。これを多地域でも汎用的に利用できるよう、方法の改良を進めることを目標にする。また、建物耐震性に関わる諸要因たとえば建物重量や温度条件が変化する夏季の無積雪時と冬季の積雪

時との相違を含めて振動実験等により把握し、診断結果の信頼性の向上と木造建築の複雑化にも対応できるべく検討を継続する。加えて、既存の木造住宅を対象に、起振機を用いた振動実験を行い壁量の減少による振動性状の把握、効果的な壁配置の考察を行い、耐震診断結果を耐震補強に繋げるための手段についても検討を開始する予定である。