

### 3.4.6 木造建物の中規模震動台実験

#### 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 16 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) 伝統構法木造軸組の土塗り小壁の動的・静的実験による耐震性能評価
  - 2) 伝統構法木造住宅の静的加力実験による耐震性能評価
- (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 17 年度業務計画案

### (1) 業務の内容

(a) 業務題目 木造建物の中規模震動台実験

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
京都大学防災研究所	教授	鈴木 祥之	suzuki@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
福山大学工学部	教授	鎌田 輝男	kamada@fucc.fukuyama-u.ac.jp
高岡短期大学	教授	秦 正徳	hata@takaoka-nc.ac.jp
京都大学工学研究科	教授	林 康裕	hayashi@archi.kyoto-u.ac.jp
金沢工業大学	助教授	後藤 正美	m-gotou@neptune.kanazawa-it.ac.jp
豊田工業高等専門学校	助教授	山田 耕司	kyamada@toyota-ct.ac.jp
大阪府立工業高等専門学校	講師	岩本いづみ	izumi@ipc.osaka-pct.ac.jp
豊橋技術科学大学	助手	中治 弘行	nakaji@tutrp.tut.ac.jp
京都大学防災研究所	研究員	清水 秀丸	hidemaru@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
望月工務店	主宰	望月 昭	info@mochizuki-komuten.co.jp
木四郎建築設計室	主宰	奥田 辰雄	wood-dragon@dol.hi-ho.ne.jp
京都大学大学院工学研究科	学生	須田 達	suda@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院工学研究科	学生	具 典淑	judiansh@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院工学研究科	学生	細入 夏加	hosoiri@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院工学研究科	学生	向坊 恭介	mukaibou@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院工学研究科	学生	新居 藍子	nii@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学工学部	学生	松岡 崇夫	matsuoka@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学工学部	学生	佐々木孝史	takafumi@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
福山大学大学院		三谷 隆之	takayuki@mitani-industry.co.jp
豊橋技術科学大学大学院	学生	伊藤 淳	ito-a@rcvx.tutrp.tut.ac.jp
豊田工業高等専門学校	学生	荒木 智	
金沢工業大学大学院	学生	岡村 雅克	m.okamura@venus.kanazawa-it.ac.jp
金沢工業大学	学生	赤松 卓	
金沢工業大学	学生	春山 聡子	
金沢工業大学	学生	神村真由子	
金沢工業大学	学生	込山 奏美	
金沢工業大学	学生	早坂 知紘	
大阪府立工業高等専門学校	学生	川田 直樹	
大阪府立工業高等専門学校	学生	小泉 優喜	
大阪府立工業高等専門学校	学生	白石 将太	
大阪府立工業高等専門学校	学生	竹内 佑介	
大阪府立工業高等専門学校	学生	道下 佳祐	

(c) 業務の目的

伝統構法を含む軸組構法木造建物の耐震設計や耐震補強によって耐震性向上を図るために、木造建物の地震時挙動を把握するとともに耐震性能を適切に評価して上で、耐震設

計法および耐震補強法を開発する必要がある。本研究では、木造建築物の地域特性および木造特有の構造特性を考慮して、木構軸組の種々の耐震要素を組み込んだ単位フレームや連続フレーム試験体を製作し、震動台実験および静的載荷実験を実施して耐震性能を評価する。中規模震動台やE - ディフェンスを利用して実大木造建物の震動台実験により耐震性能評価法や耐震補強法の検証を行う。

(d) 5 ヶ年の年次実施計画

1)平成14年度：

木造建物の地震時挙動を把握するとともに耐震性能を適切に評価することを目的として、木構軸組の種々の耐震要素を組み込んだ単位フレームや連続フレーム試験体を製作し、震動台実験および静的載荷実験を実施した。

木造建築の地域特性および木造特有の構造特性を考慮して、木構軸組の種々の耐震要素を組み込んだ単位フレームや連続フレーム木造軸組試験体を製作した。

単位フレームや連続フレーム木造軸組の試験体を用いて静的載荷実験を実施した。なお、伝統的な軸組構法の静的水平加力実験においては、従来のタイロッド方式やホールダウン金物により接合部先行破壊を拘束するような試験方法では、適切な耐震性能を実験的に明らかにすることは難しくため、試験方法の検討を行っている。

静的載荷実験と同様の単位フレームや連続フレーム木造軸組の試験体を用いて震動台実験を実施し、大変形領域での破壊状況を把握するとともに復元力特性を評価した。

2)平成15年度：

木造軸組の主要な耐震要素を組み込んだ単位フレームあるいは連続フレーム試験体を製作し、振動台実験を実施する。本年は、伝統的差鴨居を有する軸組を対象として振動台実験を実施し、木造軸組の大変形に至る動的挙動と破壊性状を把握するとともに、木造軸組の復元力特性など耐震性能を調べる。

伝統的な柱 - 横架材接合部の実態調査などに基づいて、仕口仕様のプロットタイプを設定し、接合部の要素試験体を製作し静的繰り返し実験を行い、柱 - 横架材接合部のモーメント抵抗や木造軸組架構の復元力特性など耐震性能の評価を行う。

3)平成16年度：

木造軸組の耐震性能を評価するために、伝統的な木造軸組が多用されている土塗り小壁の振動台実験や静的加力実験を実施して大変形に至るまでの復元力特性と破壊性状を調べる。

伝統構法木造受託の耐震性能を調べるために、実在の伝統構法木造民家を対象に構造詳細調査や常時微動計測を行うとともに静的繰り返し加力実験を実施して振動特性と耐震性能を調べる。

4)平成17年度：

既存の伝統構法木造軸組の耐震性能を評価することを目的として、京町家など現存する伝統構法木造軸組住宅を対象に解体移築の可能な建物を選定する。また、移築方法や耐震補強方法を検討する。

移築された伝統構法木造軸組住宅を用いて大型震動台（E - ディフェンス）により実大振動実験を実施する。また比較検証のため新築の京町家についても同様に震動台を実施し、伝

統構法木造軸組の耐震性能を評価するとともに耐震補強法の検証を行う。

5) 平成18年度：

伝統構法木造軸組においては、直行する鉛直構面や水平構面の剛性や耐力が建物全体の耐震性能に及ぼす効果や個々の耐震要素から建物全体の復元力特性の構築など未解明な点が多い。これら建物全体に関する評価法や解析法を実験的に検証するには、大型震動台（E-ディフェンス）での実験が不可欠である。これらの検証が行えるように、伝統構法木造軸組住宅の実大震動台実験用試験体の設計と製作を行う。

伝統構法木造軸組住宅の実大振動実験を実施する。大変形に至る挙動と破壊性状を明らかにするとともに建物全体の復元力特性や耐震性能の評価法を検証する。

伝統構法を含む軸組構法木造建物の耐震性能について総合的評価を行うとともに全体のまとめを行う。

(e) 平成16年度業務目的

耐震要素が組み込まれた木造軸組の耐震性能を評価するために、木造軸組の単位フレーム試験体を製作し、振動台実験や静的加力実験を実施する。とくに伝統的な木造軸組が多用されている土塗り小壁の耐震性能について大変形に至るまでの復元力特性と破壊性状を調べる。

伝統構法木造受託の耐震性能を調べるために、実在の伝統構法木造民家を対象に構造詳細調査や常時微動計測を行うとともに静的繰り返し加力実験を実施して振動特性と耐震性能を調べる。

(2) 平成16年度の成果

(a) 業務の要約

伝統構法木造軸組の土塗り小壁の動的・静的実験による耐震性能評価

木造軸組で用いられる耐震要素が組み込まれた木造軸組の耐震性能を評価するために、単位軸組試験体や立体軸組試験体を製作し、京都大学防災研究所強震応答実験室において振動台実験や静的加力実験を実施した。平成16年度は、伝統的な木造軸組が多用されている土塗り小壁の耐震性能に注目し、垂れ壁小壁の高さや幅などをパラメータとして、耐力や変形性能に及ぼす影響を調べるとともに大変形に至る復元力特性と破壊性状を調べた。

伝統構法木造住宅の静的加力実験による耐震性能評価

伝統構法木造民家の耐震性能を調べるために、東三河（愛知県田原市）の築100年以上の伝統構法木造民家を対象に構造詳細調査や常時微動計測を行って構造的特徴や振動特性を把握した。トラッククレーン2台を用いて、大変形にいたるまで静的正負交番繰り返し加力実験を実施して、復元力特性や耐震性能を調べた。実験終了後の解体時に各部材の重量計測を行い、この建物重量に基づいて限界耐力計算や地震応答解析を行って耐震性能を検討した。また採取した部材を使って接合部試験体を作製して実験室での要素実験を行った。

これらの動的・静的実験によって、伝統構法を含む軸組構法木造建物の地震時挙動を把握するとともに耐震性能を評価して、耐震設計法および耐震補強法の開発を進めた。

## (b)業務の成果

### 1) 伝統構法木造軸組の土塗り小壁の動的・静的耐震性能評価

#### a) はじめに

伝統構法木造住宅では、室内外の連続性を重視して解放的な間取りとすることが多く、全面壁が少なく小壁を多用される。例えば、町家では全面道路と平行なけた行方向は開口部が多く、ベースシヤ係数全体に占める小壁の割合は少なくない<sup>1)-3)</sup>。しかし、土塗り小壁の耐震性能評価に関する既往の研究<sup>4)-8)</sup>は少なく、耐震性能が十分に把握されていない。本研究では、土塗り小壁の耐震性能を把握するため、変形角-耐力関係に影響を与えると考えられるパラメータを設定し、静的・動的実験を行なう。そして、変形角-耐力関係を求めるためのモデル化を行なう。さらに、耐震補強手法を提案する。

#### b) 実験の概要

##### ) 小壁試験体の概要

土塗り小壁の耐震性能を把握するため、小壁の高さや幅など様々なパラメータを設定して試験体を製作した。基準となる小壁付き木造軸組を設定し、小壁高さ、柱太さ、鴨居下長さ、柱間距離、壁厚をパラメータとする5種類の試験体を製作した。図1に実験を行なった試験体をパラメータにより分類した図を示す。さらに耐震補強仕様として、差鴨居補強試験体を用意した。

基準となる標準試験体の仕様は図2に示す。軸組は、柱間距離 1820mm、フレーム高さ 2730mm、鴨居下長さ(土台-鴨居間の高さ方向の距離) 1820mm、柱 120mm×120mm 角、土台 120mm×120mm、桁 120mm×240mm とした。桁と柱、土台と柱の仕口は、金物を用いず、いずれも長ほぞ込み栓とした。標準的な鴨居と柱との接合部は、図2に示すように柱に目違い入れとし釘2本打ちにする。土塗り壁は、竹小舞壁で、15mm×105mmの横貫を2本と立貫を1本とし、壁厚60mmで片面のみ白漆喰仕上げとした。材は徳島産のスギ(E=700kN/cm<sup>2</sup>相当)、込み栓はカシを用いた。

##### ) 実験方法

静的加力実験は、すべての試験体で行なった。変位制御の加力をJISのA1414に準拠して1/8radまでの正負繰り返し載荷実験を行なった。標準試験体6体のうち1体は、単調載荷実験を行なった。

振動台による動的実験は、標準試験体と背の高い試験体で行なった。図3に示すように、試験体2構面を1820mm離して向かい合わせに配置する立体軸組を振動台に設置して加振を行なった。直交方向はステンレスプレートで留めて擦れを防止した。頂部には14.7kN(1.5tonf)の重りを載せ、その他天井の重さを含めて柱1本当たり約3.92kNの鉛直荷重とした。日本建築センター模擬波BCJ-L2を用い、一方向加振を行なった。加振レベル(最大加速度)は、10Galの加振を行なった後、25Gal、50Galと、25Gal刻みで増加させ、標準仕様試験体では最大変形角1/10radとなった500Galまで、背の高い仕様試験体では柱に亀裂が発生した400Gal(最大変形角1/17rad)まで実験を行なった。

計測は、変位計測、接合部の抜け計測、ひずみ計測、さらに動的実験では加速度計測を行った。

実験は、京都大学防災研究所(以下、防災研)、豊橋技術科学大学(以下、豊橋)、金沢工業大学(以下、金沢)、福山大学(以下、福山)の計4ヶ所で行なった。防災研では、動的実験・静的実験の2種類の実験を、その他の場所では、静的実験を行なった。なお、標準試験体の実験はすべての場所で行なった。そして、防災研では小壁高さを、豊橋では柱太さ

を、金沢では鴨居下長さを、福山では柱間距離をパラメータとしたものの実験をそれぞれ行なった。金沢の試験体は壁厚 80mm とした。

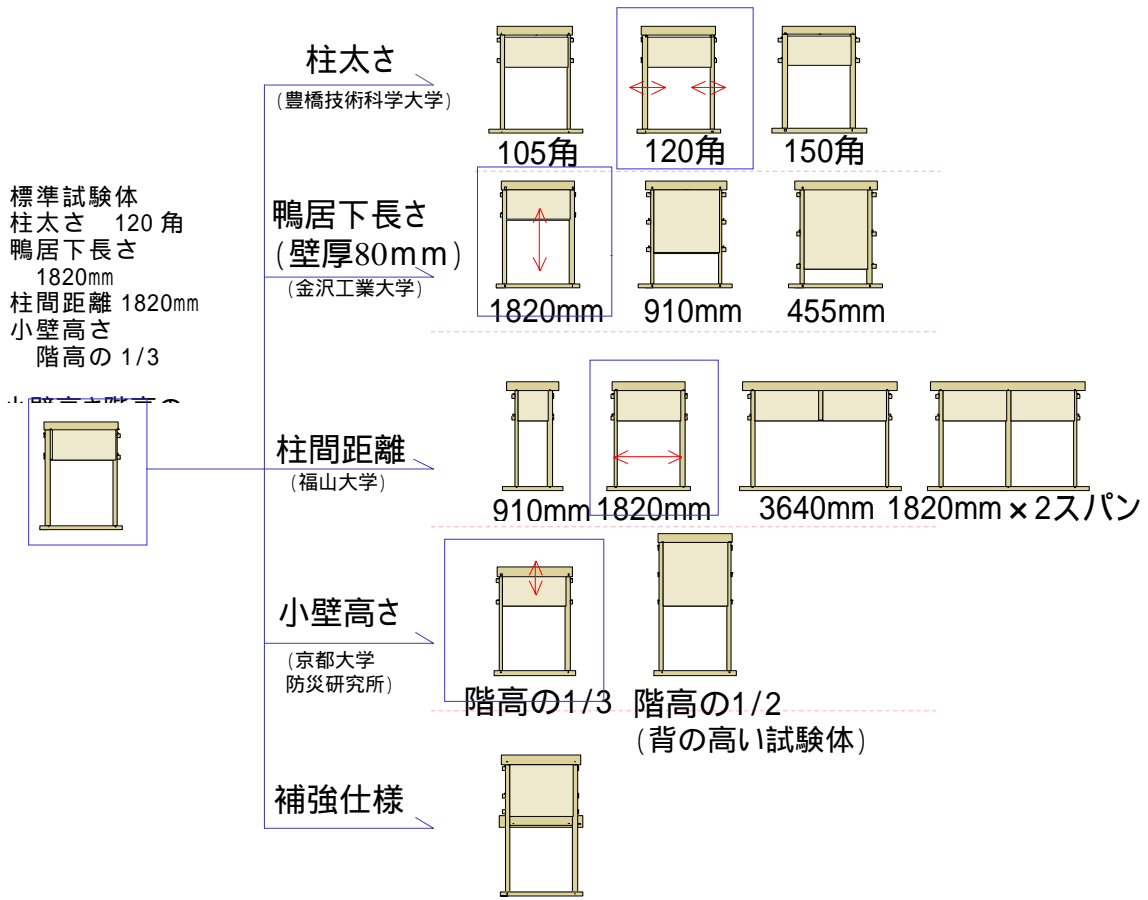


図1 試験体一覧 (パラメータにより分類)

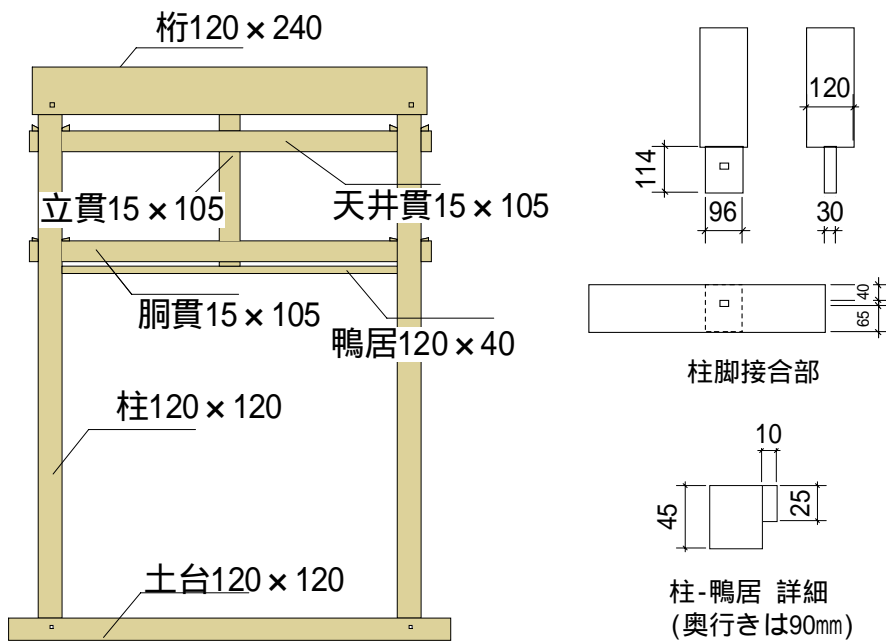


図2 標準試験体

重り(約14.7kN)

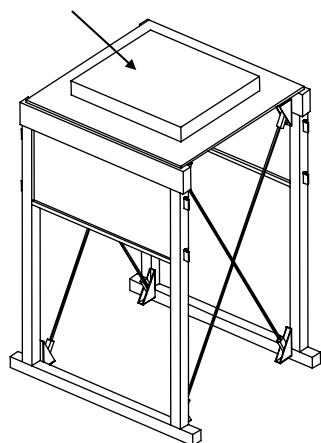


図3 動の実験用立体軸組



図4 振動台実験

### c) 実験結果

#### 1) 復元力特性の比較

パラメータごとに実験結果の比較を行なう。

図5には防災研で行なった、背の高い試験体と標準試験体の静的実験結果の復元力特性の包絡線を示す。最大耐力はほとんど差がみられない。背の高い試験体は、正側の変形の際に、最大耐力4.5kNを記録した1/18rad変形時に柱2が折れている。標準試験体は、最大耐力を記録した後、耐力の急激な低下はみられないまま1/10radをこえる所まで変形が伸びている。

図6には柱太さをパラメータとした豊橋の実験結果を示す。柱太さに関わらず、土壁の四隅の圧縮破壊が見られたのみで、柱の折れはみられないまま変形が1/7radをこえたため実験を終了している。耐力は柱の断面積の順に大きくなっており、最大耐力は105角、120角、150角の順に変形角がプラスの側では3.1kN、4.0kN、7.0kN、変形角がマイナスの側では-3.5kN、-4.4kN、-7.1kNと、150角の柱では105角の柱の2倍以上の耐力を示している。

図7には鴨居下長さをパラメータとした金沢の実験結果を示す。いずれも壁厚は80mmである。標準試験体では、1/10radをこえたために実験を終了しているが、鴨居下長さ455mmの試験体では、片側の柱脚が抜けたため、実験を終了しており、最大変形角は、1/15radである。鴨居下長さ910mm試験体では鴨居が落下した時点で実験を終了しており、最大変形角が1/19radとなっているが、柱の折れやほぞの引き抜けなどはみられていない。最大耐力は、標準試験体は1/12rad時の6.1kNであるが、鴨居下長さ455mmの試験体は変形角がプラスの側では1/20rad時に9.1kN、変形角がマイナスの側では-1/29rad時に-12.5kNと、標準試験体に比べ、1.5倍~2倍の耐力を示している。鴨居下長さ910mm試験体では、変形角-耐力関係が負勾配となる前に実験を終了しているため、計測された最大値がこの試験体の最大耐力であるとはいえないと考えられる。

図8には柱間距離をパラメータとした福山の実験結果を示す。柱間スパン910mm試験体ではアクチュエーターのストロークが限界のため実験を終了しており、柱の折れやほぞの引

き抜けなどはみられていない。標準試験体が  $1/10\text{rad}$  をこえるまで実験を行なっても柱の折れやほぞの引き抜けなどが起こらなかったのに対し、柱間距離  $3640\text{mm}$  試験体や、 $1820\text{mm} \times 2$  スパンの試験体では、 $1/20\text{rad}$  をこえた付近で柱に亀裂が入った。その後、柱が完全に折れるまで実験を続けた。最大耐力は柱間距離  $910\text{mm}$ 、 $1820\text{mm}$ 、 $3640\text{mm}$ 、 $1820\text{mm} \times 2$  スパンの順に変形角がプラスの側では  $3.3\text{kN}$ 、 $4.3\text{kN}$ 、 $6.3\text{kN}$ 、 $7.9\text{kN}$ 、変形角がマイナスの側では  $-3.8\text{kN}$ 、 $-4.7\text{kN}$ 、 $-6.3\text{kN}$ 、 $-8.3\text{kN}$  と柱間距離の大きい方が大きな値を示している。

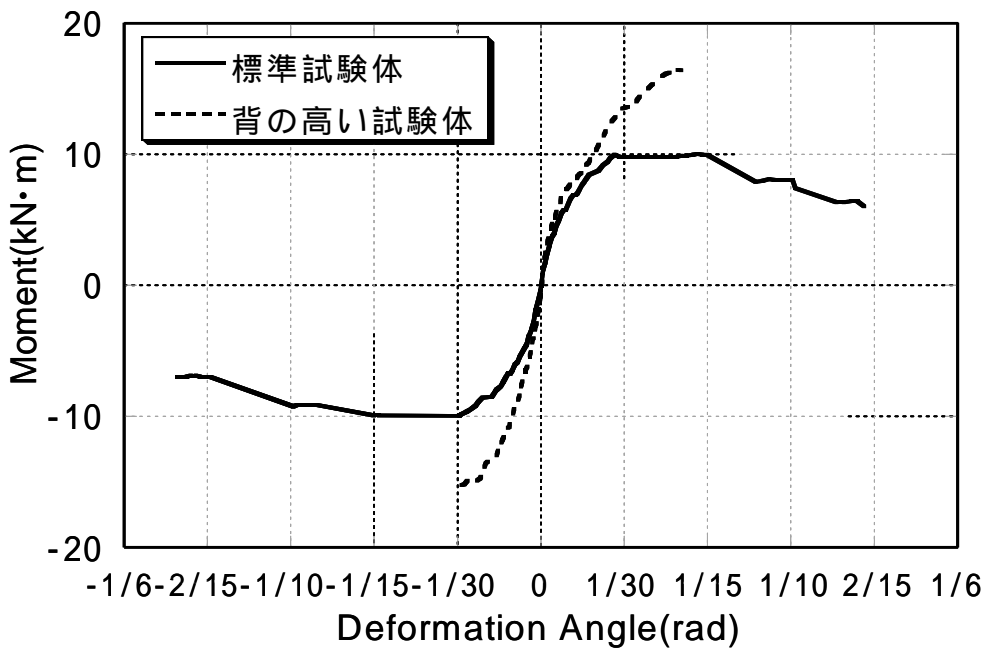


図5 小壁高さによる比較

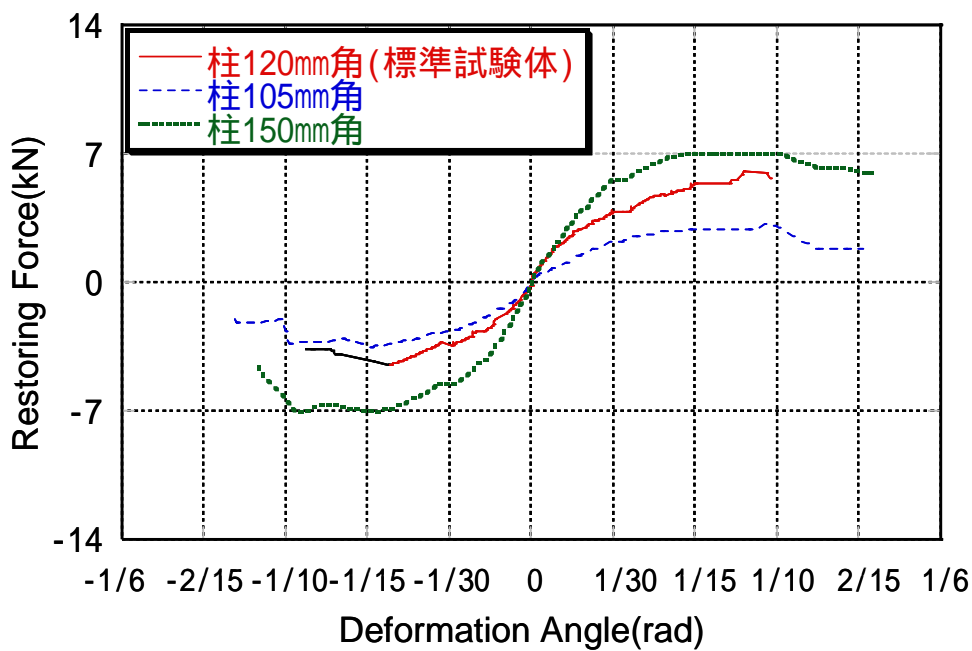


図6 柱太さによる比較



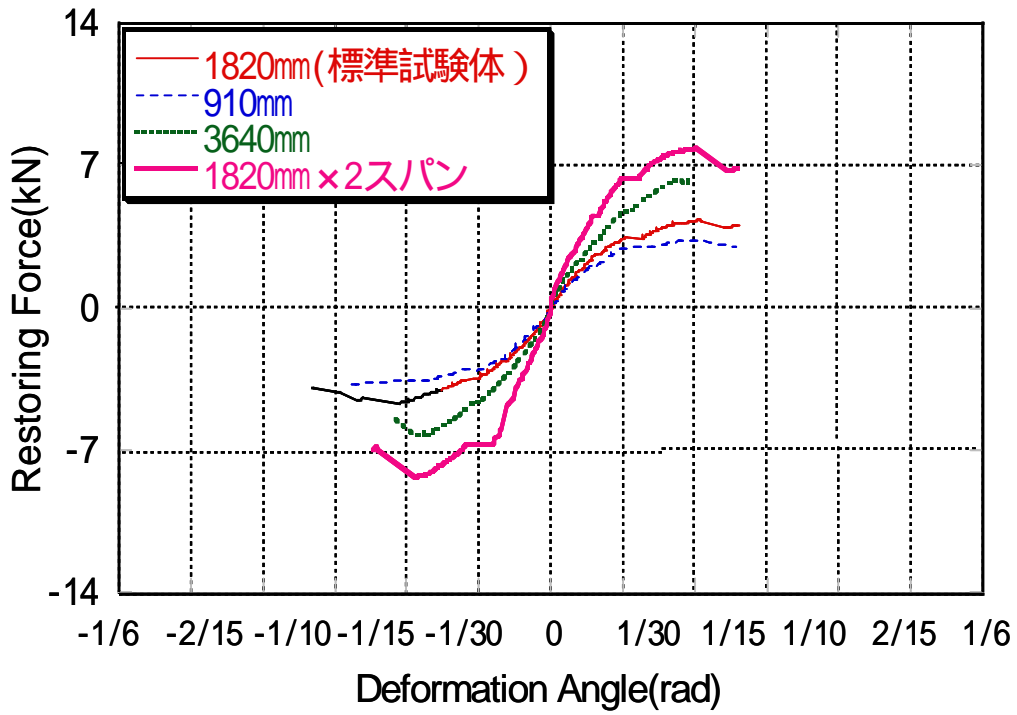


図7 柱間距離による比較

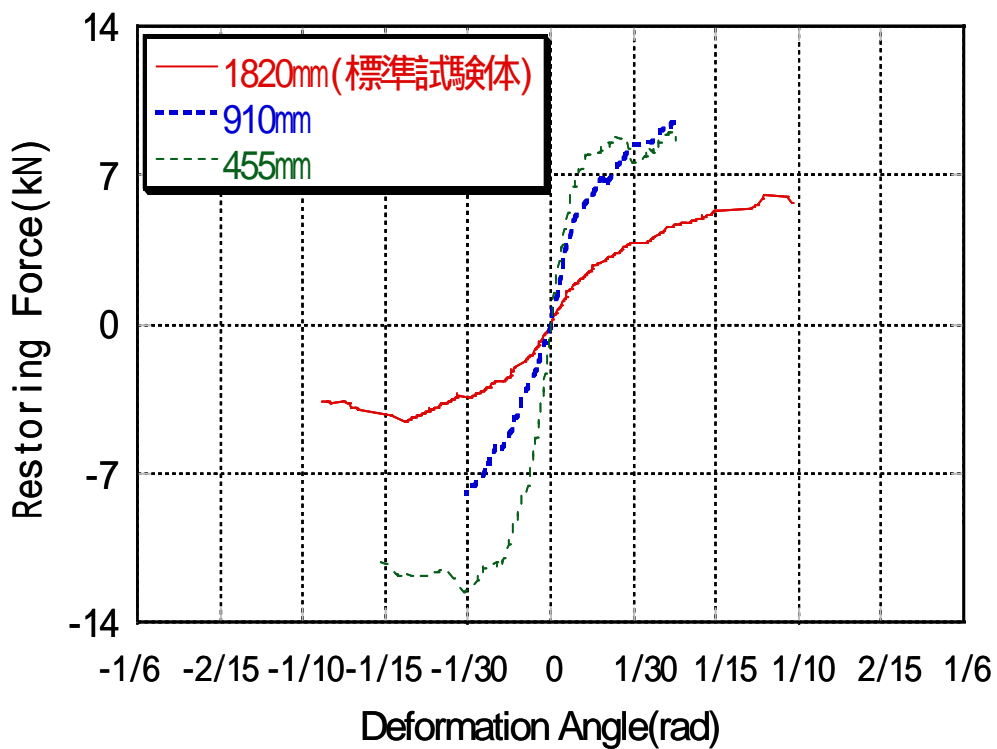


図8 鴨居下長さによる比較

）差鴨居補強

土壁と柱が接触するようにして、小壁と柱の間で力の伝達が行なわれるようにすることと、一方の柱に曲げ変形が集中しないようにすることを目標として、差鴨居による耐震補強手法を提案する。背の高い試験体に対して既存の建物に用いることが可能となるよう、図9に示すように仕口部分に工夫を持たせた。柱を押し広げなくても材が入るように、雇いほぞを用いた。断面欠損をなるべく増加させないように、小壁の胴貫が通っていた柱のほぞ穴に差鴨居の雇いほぞが入る穴の位置を合わせた。雇いほぞのほぞ高さは胴貫の高さに合わせたが、ほぞ幅は30mmのものを用いたので、胴貫の幅15mmより広がる分の断面欠損の増加するが、2本の柱で負担させることが耐震性能向上につながると

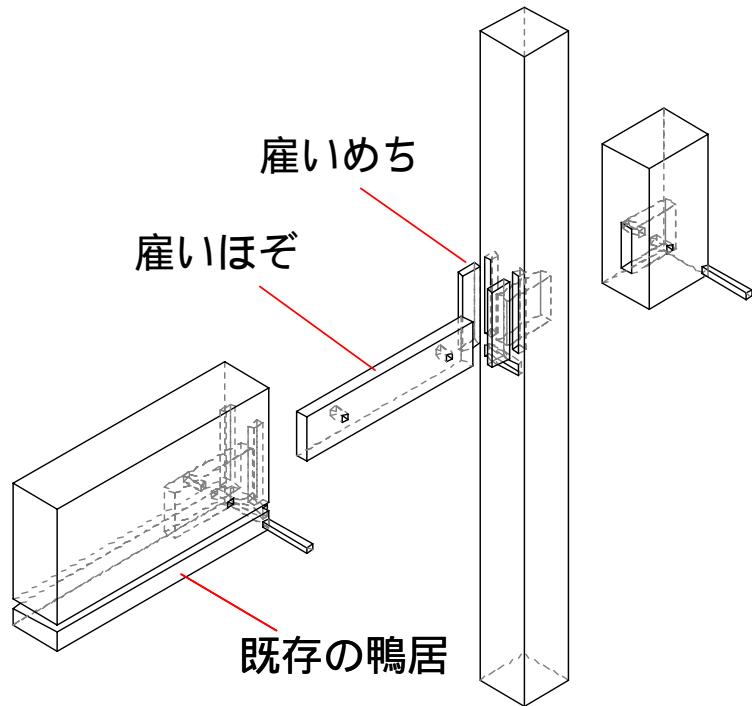


図9 差鴨居部分の詳細

考え、このような仕口形状とした。鴨居はそのまま再利用する。組み立て順序を図10に示す。

差鴨居補強試験体の静的実験の結果を背の高い試験体の復元力特性とともに図11に示す。土壁と柱が接するようになり、力の伝達が行なわれるようになったため、最大耐力が上がった。図12にひずみゲージの値より算出した1/15rad時の背の高い試験体と差鴨居補強試験体の曲げモーメント分布を示す。背の高い試験体では曲げ変形が一方の柱に集中しているのに対し、差鴨居補強試験体では、両方の柱に曲げ変形が分散している様子が、このモーメント分布図からも分かる。この差鴨居補強試験体では、1/15radへ向かう加力時に柱に亀裂および壁にせん断ひび割れが入り、1/10radへ向かう加力時に壁が脱落し、実験を終了している。柱に亀裂が発生したのが1/15radへ向かう加力時であったため、補強前に比べて変形性能はあまり変わらなかった。

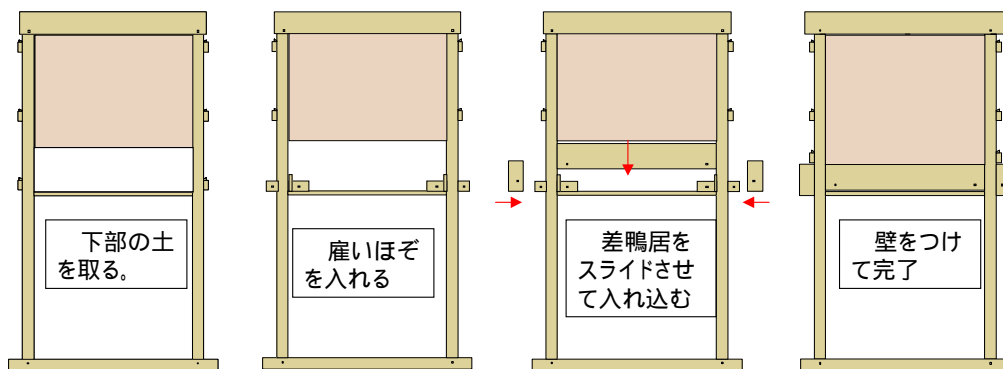


図10 差鴨居補強の組み立て順序

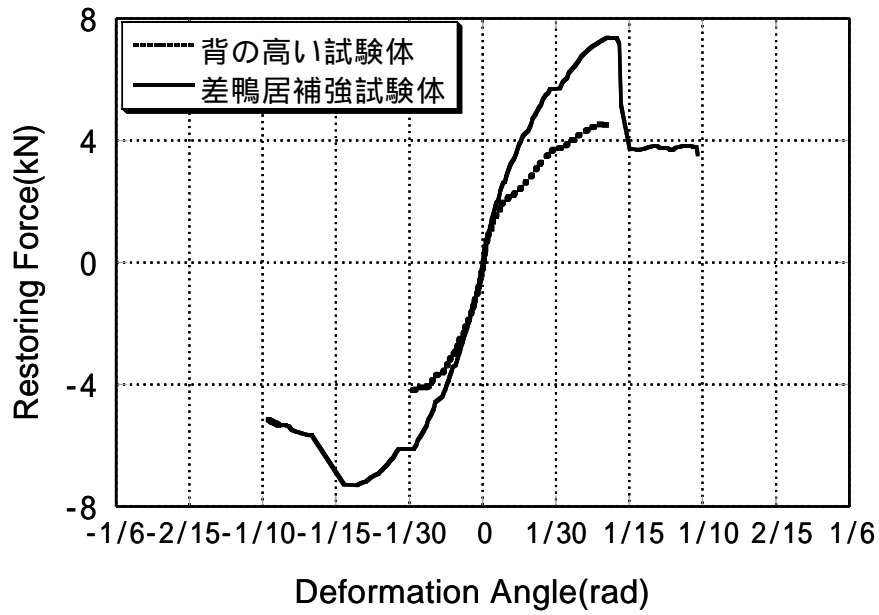


図 11 差鴨居補強の効果

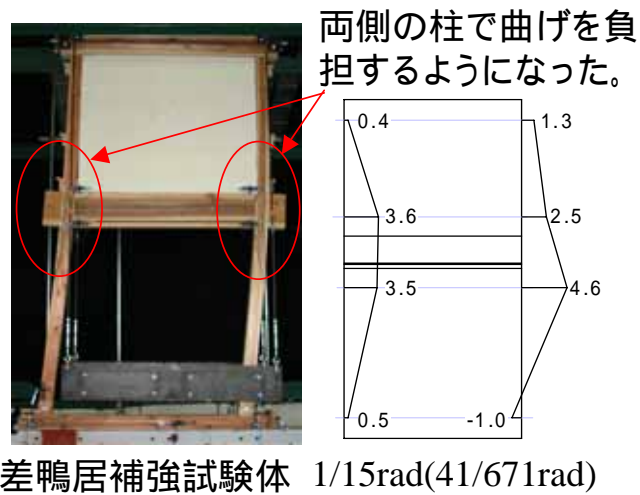
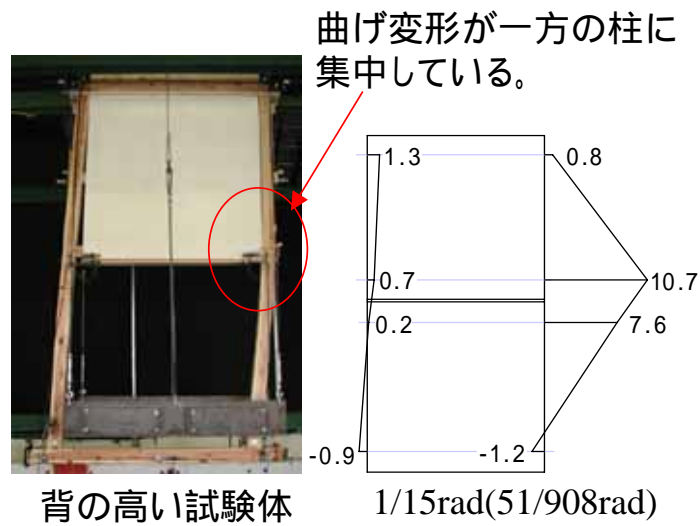


図 12 変形角 1 / 15rad 時の曲げモーメント分布図

#### d) まとめ

土塗り小壁の変形角-耐力関係に着目し、5種類のパラメータを設定し、静的実験・動的实验を行なった。土塗り小壁の最大耐力は、柱太さ、柱間距離、鴨居下長さ、壁厚で変化したが、小壁高さでは変化しなかった。柱間距離が長く小壁幅が大きい場合や背の高い小壁では、大变形時に柱に亀裂、折損が生じる可能性があることに注意が必要である。

背の高い試験体に対して、既存の建物に用いることが可能な差鴨居による耐震補強手法を提案し、静的実験を行なった。差鴨居を配置することによって、一方の柱への曲げ変形の集中を防ぐことができた。土壁と柱が接することによって、力の伝達が行なわれるようになったため、最大耐力が大きくなり、補強効果が見られた。

## 2) 伝統構法木造住宅の静的加力実験による耐震性能評価

### a) はじめに

本耐震調査実験研究は、田原市で解体される明治31年に建てられた伝統構法木造民家を詳細に調査し、構造的特徴や腐朽・蟻害などを把握するとともに当時の建築技術についての理解を深め、また微動計測、静的加力実験等を実施して振動特性と耐震性能を明らかにすることを目的として行った。

東海地震、東南海地震など大地震の発生が予想されている東三河地域においては、既存木造建物の耐震診断、耐震補強は重要かつ急務となっている。本研究で対象とする木造住宅は、明治時代に建築され、(1)耐力壁が少なく、(2)大断面部材を用いた、(3)屋根重量の大きい、伝統構法木造住宅であり、壁量計算に基づく耐震診断は適用できない。伝統構法による木造住宅の耐震診断手法の妥当性を裏付ける実証実験や解析的な検討は未だ少ない。本研究のように、伝統構法木造住宅の構造詳細調査や静的加力による耐震実験を行って耐震性能を評価し、耐震診断法を検証することの意義は大きいと言える。

実在木造住宅の力学特性や振動特性などの構造性能を現地での調査や実験を通して把握することで、実験室で行われる要素実験よりはるかに多くの知見を得ることが期待できる。木造住宅については、要素実験の組み合わせで建物全体の構造性能を評価する手法を構築しており、リファレンスとなる実在木造住宅の実験結果は貴重である。

本調査実験では、主として以下の課題に取り組む。

- )静的水平力加力による建物全体の復元力特性と主要部材の応力負担の把握
- )常時微動計測による振動特性の把握
- )経年劣化、生物劣化による木材強度と耐久性の把握
- )静的加力実験終了後に採取した部材の材料特性の把握
- )静的加力実験終了後に採取した接合部の耐震性能の把握
- )限界耐力計算による耐震性能の検討
- )実験中の損傷状態を検出する手法の開発
- )明治時代の住宅建築に用いられた建築技術の理解

本調査実験は、京都大学防災研究所、豊橋技術科学大学、金沢工業大学、高岡短期大学、豊田工業高等専門学校、大阪府立工業高等専門学校等の大学・高専ならびに地元工務店等が連携して行う共同研究である。

## b) 実験概要

### ）建物概要

愛知県田原市に存在する ON 邸は明治 31 年に建築された伝統構法による木造住宅である（図 13 参照）。図 14 に示す大きな大黒柱はないが、壁のほとんどない、いわゆる田の字の平面形式となっている。



図 13 実験対象住宅南側写真

建築された当時は屋内で養蚕を行っていたので、床下に築いた炉で木炭や薪を燃やすか、コンロなどで蚕室をあたためた西側の和室の床下には暖房のための炉の跡が残っている。加力実験に先だって行った構造調査から、柱は礎石の上に立っており、南北方向にのみ足固め材が通っていることがわかった。しかし、この足固め材は、特に下面の腐食が激しい。通し柱には差鴨居が取り付け、差鴨居の継ぎ手には車知栓が用いられている。差鴨居の上には、欄間あるいは土塗りの小壁がついている。小屋組は 3 重の和小屋で、屋根は、当時のこの地域ではあまり見られない土葺き瓦である。主要な部材の樹種は、通し柱がヒノキ、差鴨居がマツ、足固め材がツガである。屋根の野地には板ではなく竹が用いられ、その上に葺き土が厚く乗っている。

X11 通りより東側の屋根裏部分は、床が張られ、物置として利用されている。X11 通りには柱頭(初重)まで土塗り小壁があるため、また、屋根裏への階段が X15 通りの東側にあるので、建物の東側は西側に比べて剛性が高いことが予想される。西側の妻面は外壁として荒壁があるが損傷が大きく、耐力壁としての性能はあまり期待できない。屋根の面積が大きく、葺き土の厚さが 10cm 程度であること、小屋組が大断面の丸太材であることを考慮すると、建物全体の重量は 500kN 以上と推定された。

### ）実験概要

静的加力実験は 2004 年 9 月 17 日から 18 日の 2 日間にかけて行った。17 日の午後に、加力・計測システムの動作確認を兼ねて小変形加力実験を行い、翌 18 日に破壊に至るまでの大変形加力を行った。

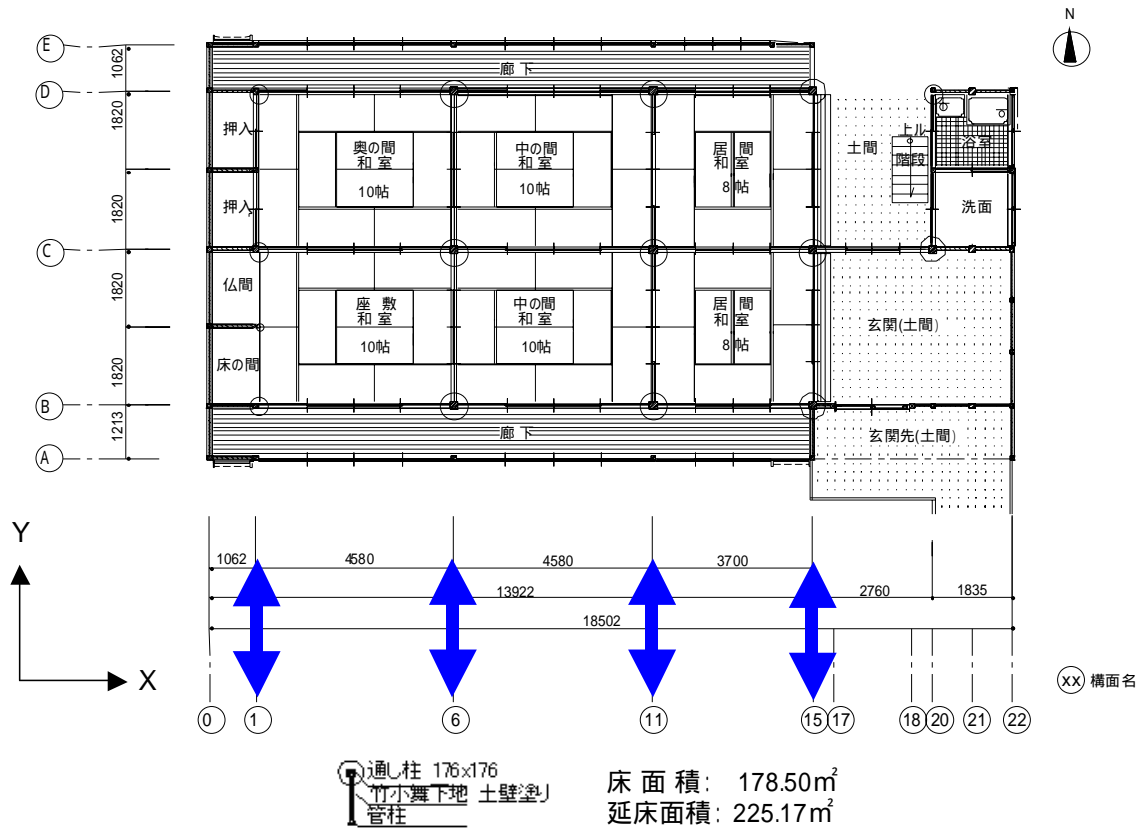


図 14 東三河伝統民家 1階平面図

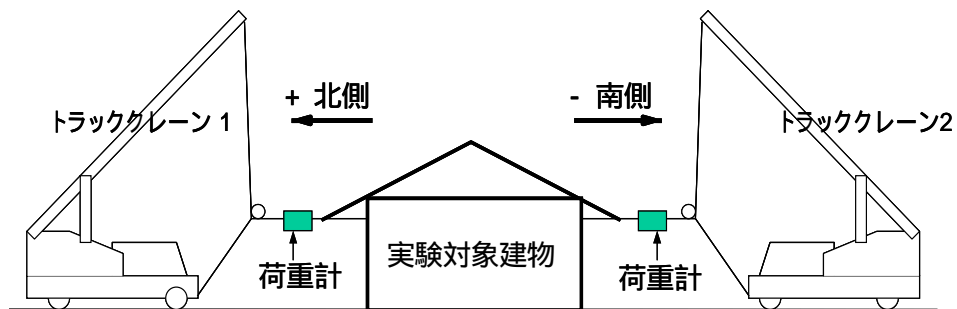


図 15 加力方法

加力と計測の概要を図 1.2 に示す。センサーの設置位置を図 1.3(a)と図 1.3(b)に示す



図 15 に示すように、対象住宅の南北方向にクレーン車を配置して正負繰り返し加力を行った。建物南側のクレーン車の設置状況を図 15 の写真に示す。正負繰り返し加力は、建物の北側への変形が正となるように(1) 北へワイヤーで引っ張る、(2) それを荷重が 0 になるまで緩める、(3) 南へ引っ張る、(4) 荷重が 0 になるまで緩める、を繰り返すことで実施した。したがって、荷重は北側と南側の 2 ヶ所で計測した。9 月 17 日に行った小変形加力実験結果から、建物の幾何学的重心位置で加力するとねじれ変形が大きくなることがわかったので、18 日の本加力実験では、剛心に近いと考えられる X11 通りに近い位置で加力を行った。加力は変位制御の繰り返し载荷とした。目標とする柱頭変位は X1～X15 通りのうち最大のものとした。X1 通りの柱頭変位が 400mm を超えるまで加力して、全ての通し柱が差鴨居との接合部で損傷した時点で実験を終了した。

図 14 の平面図において矢印で示された X1～X15 の 4 つの通りについて、図 16 に示すように、柱頭変位(12 点)、柱の差鴨居高さでの水平変位(12 点)、差鴨居の抜け出し(28 点)、柱脚の変位(12 点) と柱と差鴨居のひずみ(全 136 点) をそれぞれ計測した。当初、損傷推定の検討のために足固め材の上下でもひずみを計測する予定であったが、準備作業中に腐朽が進んでいるために取り付けが困難であることが判明したので、足固め材の下部でのひずみ計測は断念した。

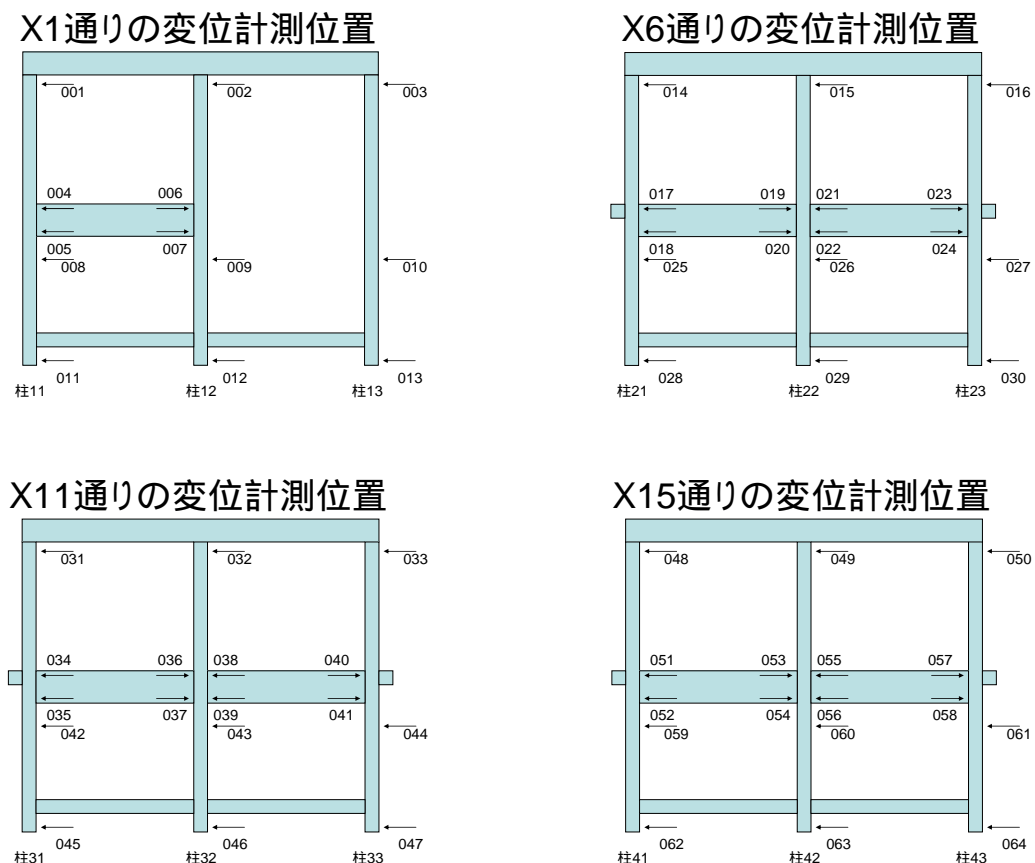


図 16 変位計測位置

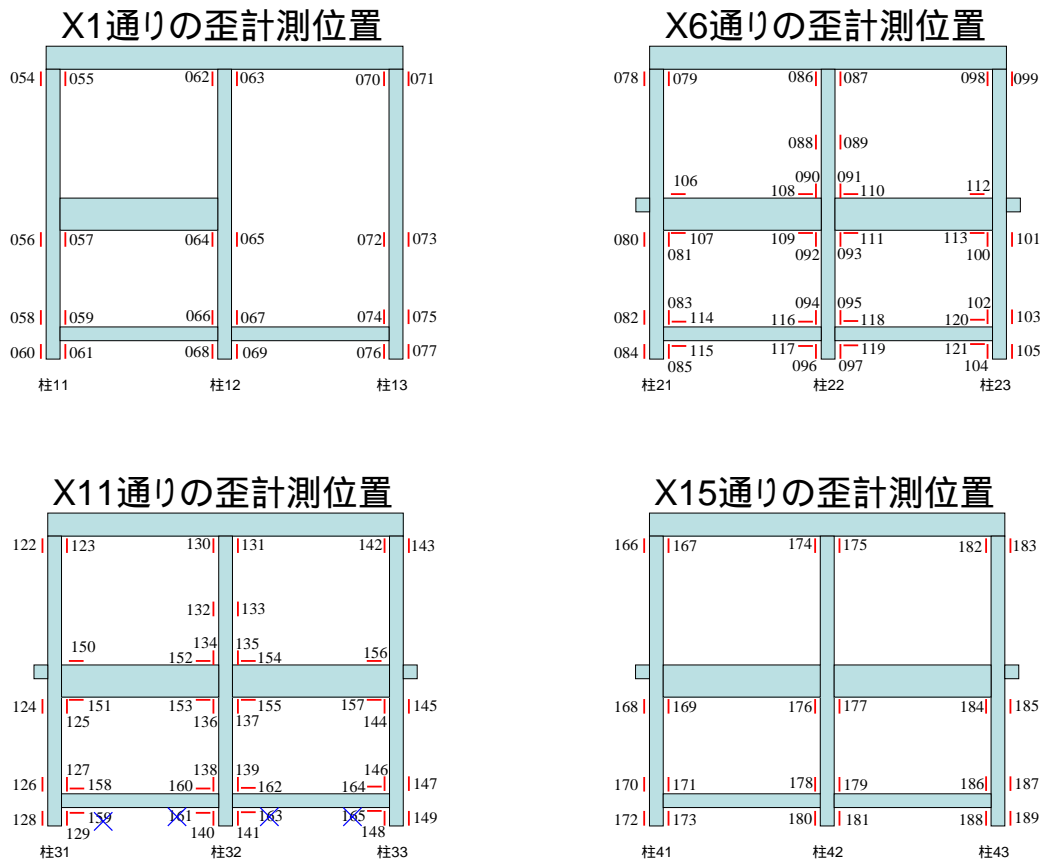


図 17 ひずみ計測位置

c) 構造詳細調査

1) 構造詳細調査の概要

木造建物の構造を的確に把握することは、実験結果の分析や今後の解析において、大変に重要なことである。平成 16 年秋に実施された東三河伝統木造民家の構造詳細調査では、建物の構造詳細を的確に把握するために使用されている木材、個々の構造要素の特性、構造総体の特性を把握した。

(1) 各部材のナンバリング

各部材（柱、梁など）や壁に番号付けを行い統一した番号でデータを作成するために必要である。部材の断面寸法、含水率、ピロディン値などのデータを統一したデータシートに格納した。（ナンバリングでは、各構造要素に番号をプレートに記入して釘で留めた）。

(2) 建物の構造図面

調査した結果を的確に再現できるように各データを図面化した。1 次構造調査に基づき、各梁伏図あるいは断面図を作成した。ナンバリングされた部材に対して断面寸法を測定し記入する。湾曲部材は基本的には軸線上で左右、中央の 3 カ所のデータを測定した。

(3) 構造模型製作

構造図面に基づいて、1/20 の模型を作成し（図 18 を参照）、実験計画や 1 次構造の調査でのもれが無いかを確認し、1 次構造調査の各図面を修正した。



#### (4) 構造要素のサンプリング

今後の解析や実験結果の整理に必要な構造要素を選定し、実験終了後、解体時に必要な接合部や土壁部分をサンプリングあるいは解体して、詳細なデータを記録した。(込み栓やほぞなどの断面寸法)

#### (5) 2次の構造詳細調査の実施：

2次の構造詳細調査は、平成16年8月20日から22日に実施した。2次構造調査では、作成した1/50模型を使いながら、1次構造調査では不明な部分や調査もれをチェックしながら構造図面の精度を向上させた。

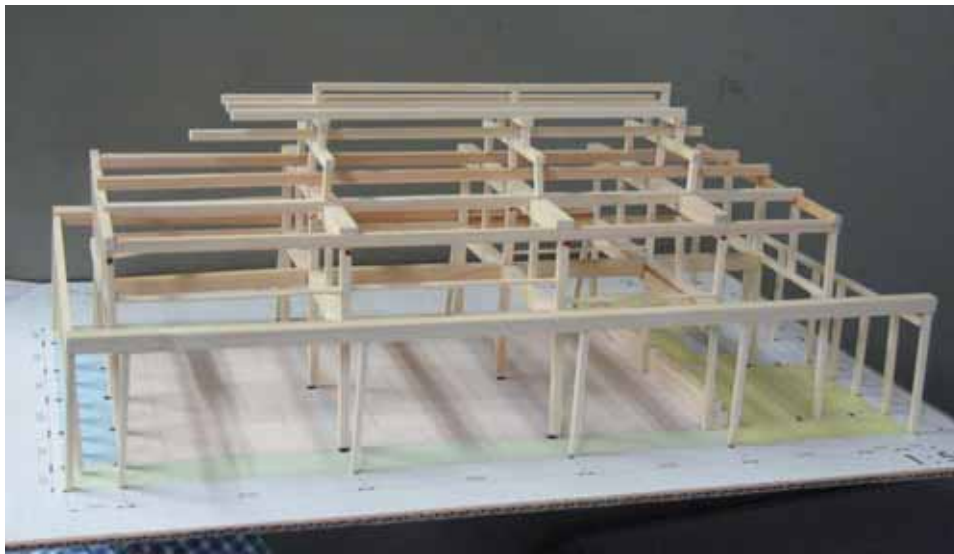


図18 作成した軸組模型(縮尺1/20)

#### ) 各構面の詳細図

X方向の各構面詳細図を図19~25に示す。

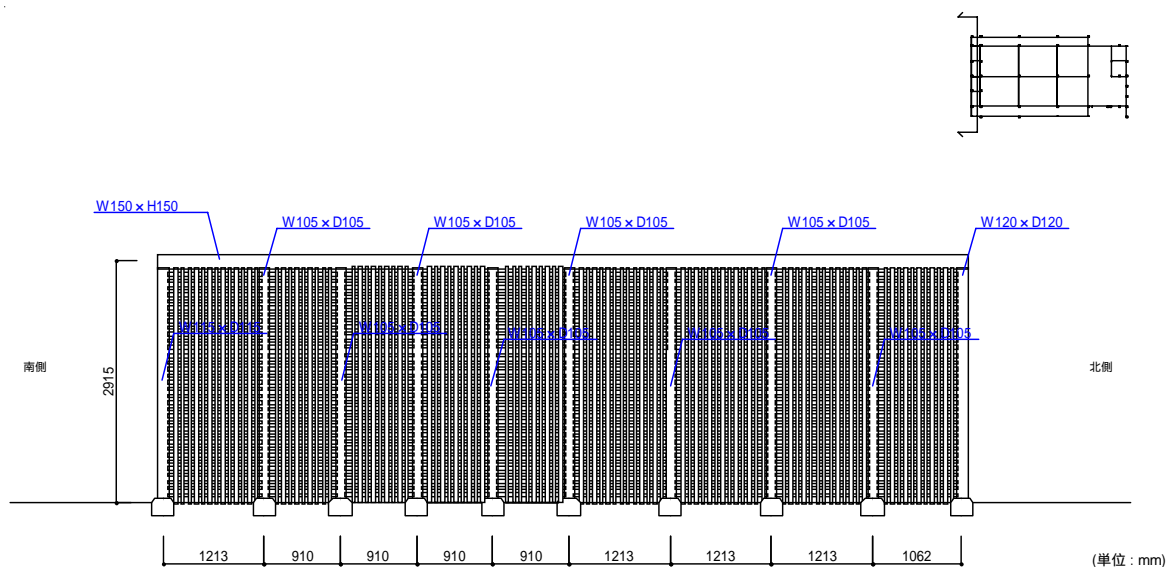


図19 構面図 X0 構面

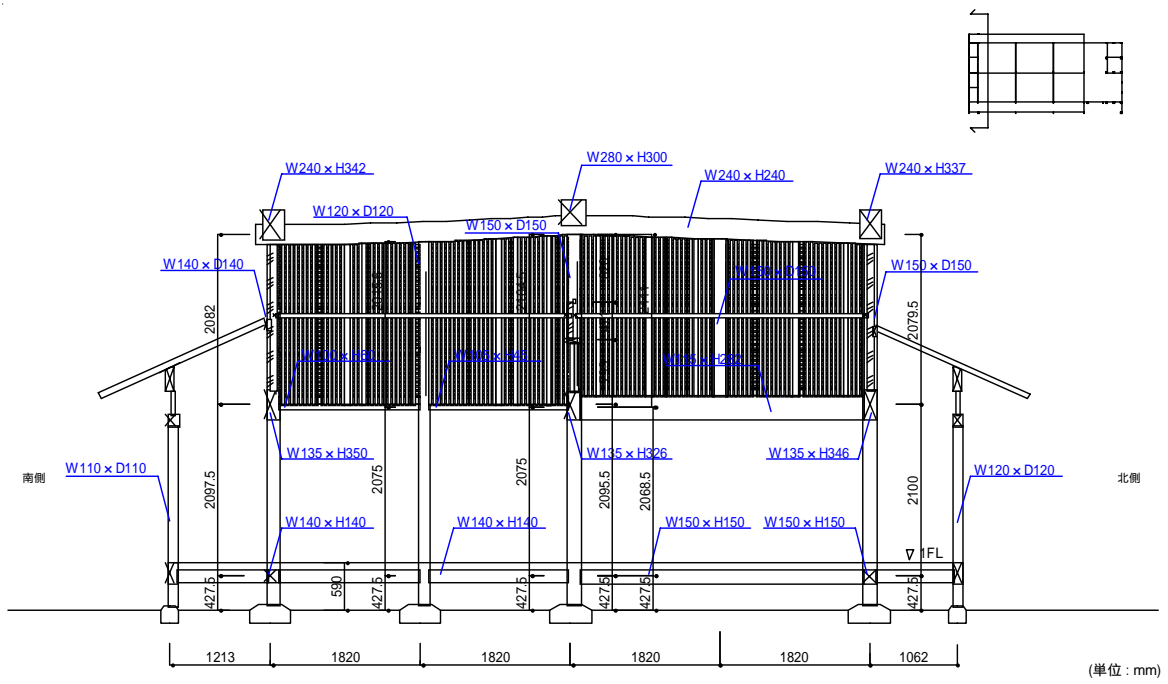


図 20 構面図 X1 構面

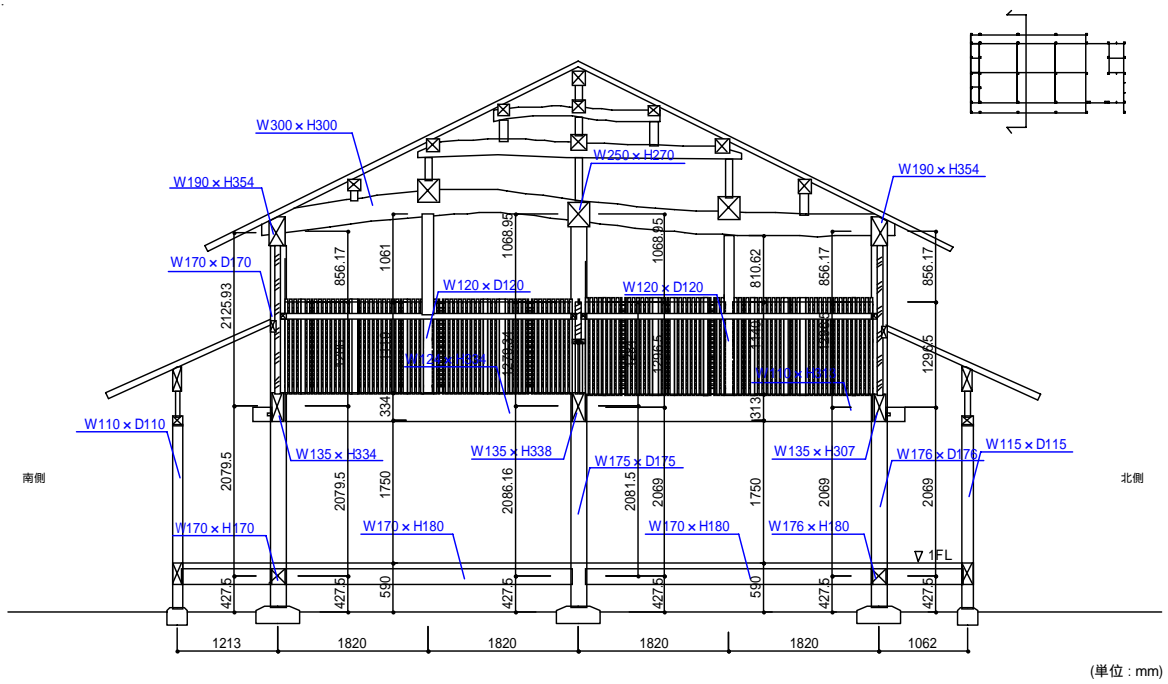


図 21 構面図 X6 構面

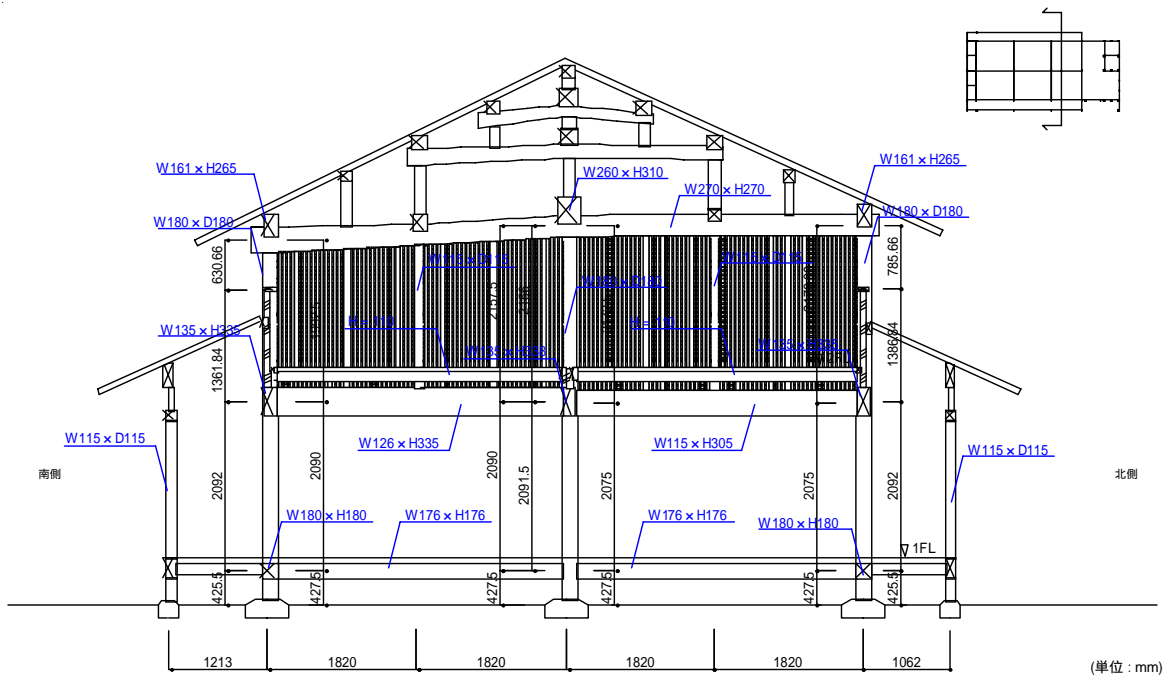


図 22 構面図 X11 構面

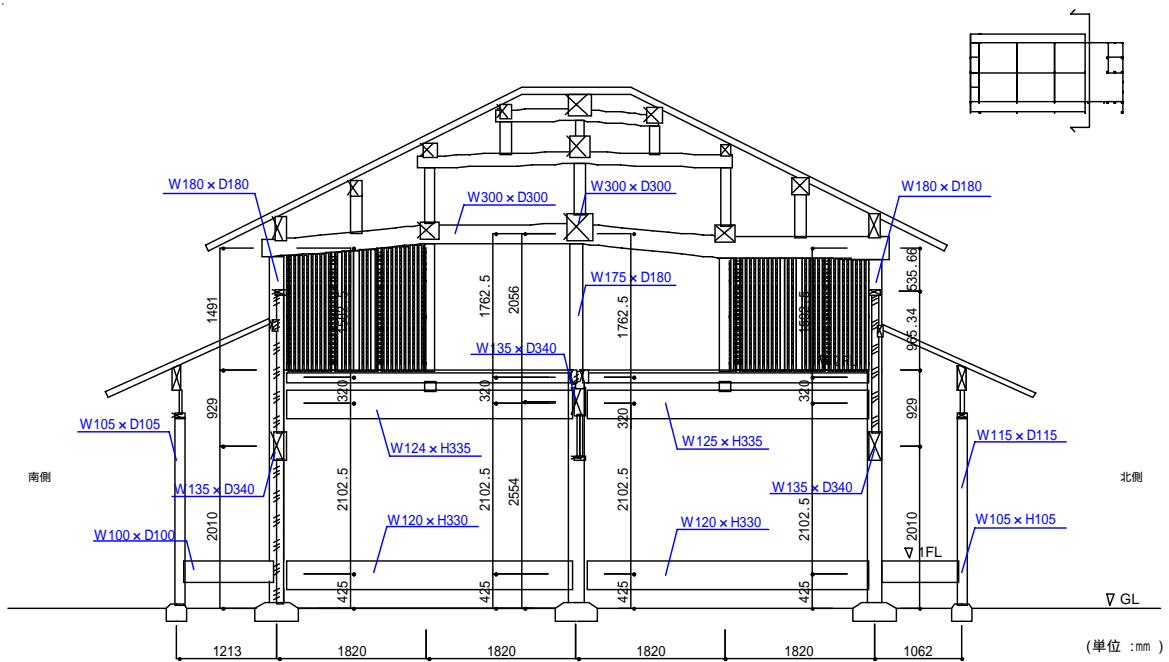


図 23 構面図 X15 構面

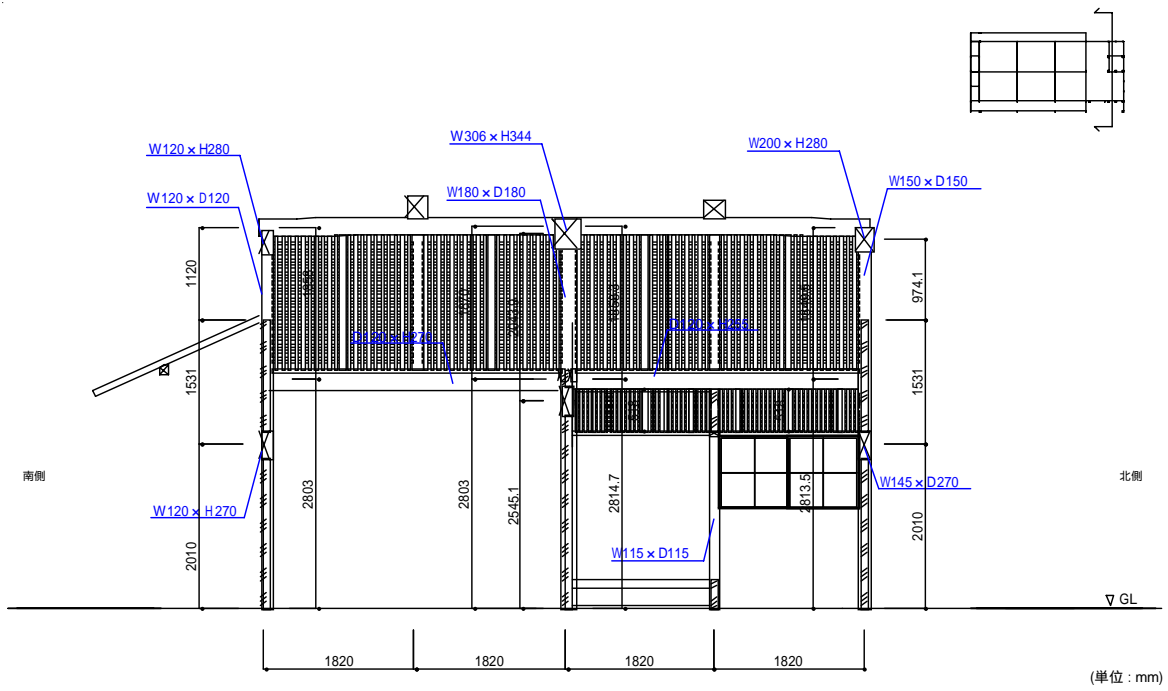


図 24 構面図 X18 構面

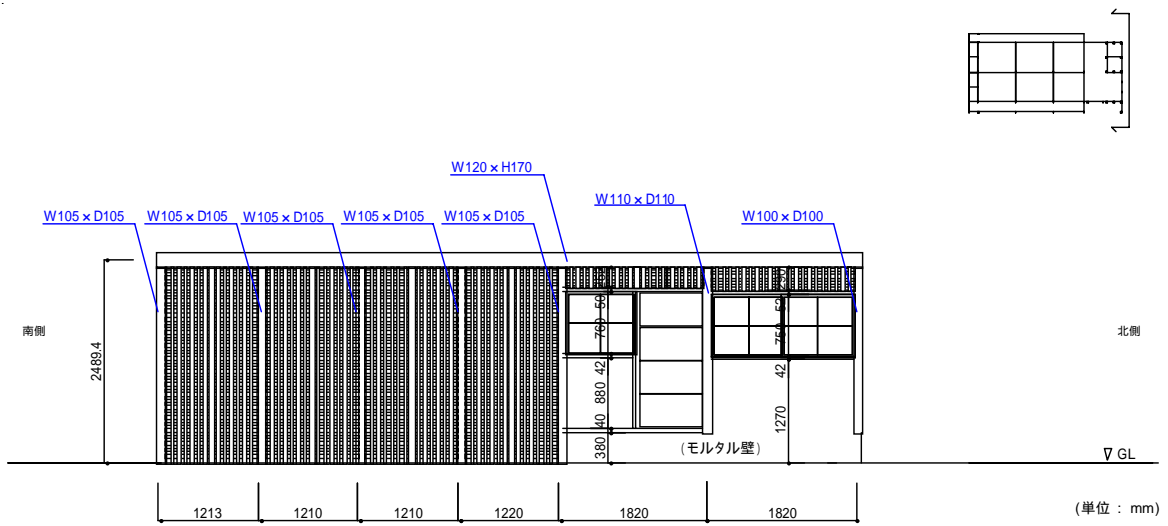


図 25 構面図 X20 構面

Y方向の各構面詳細図を図26～31に示す。

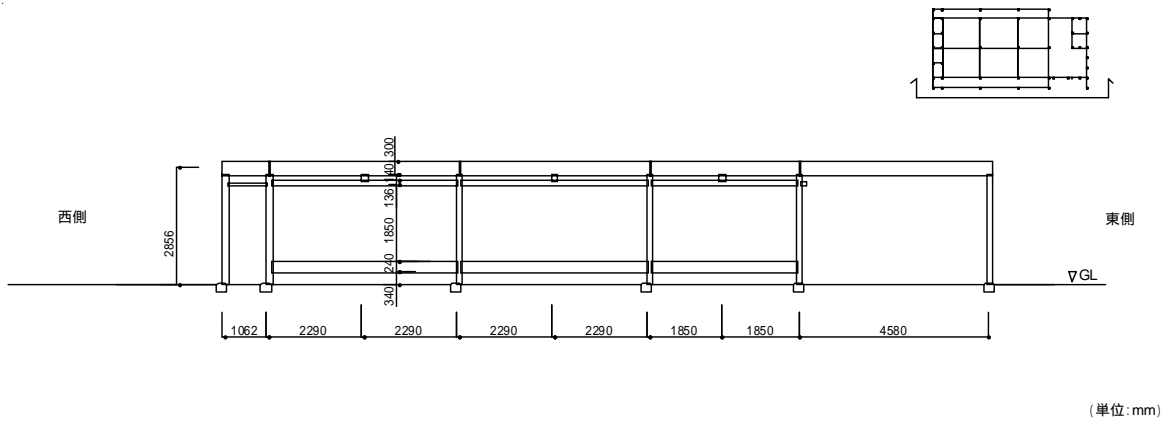


図26 構面図 Y0 構面

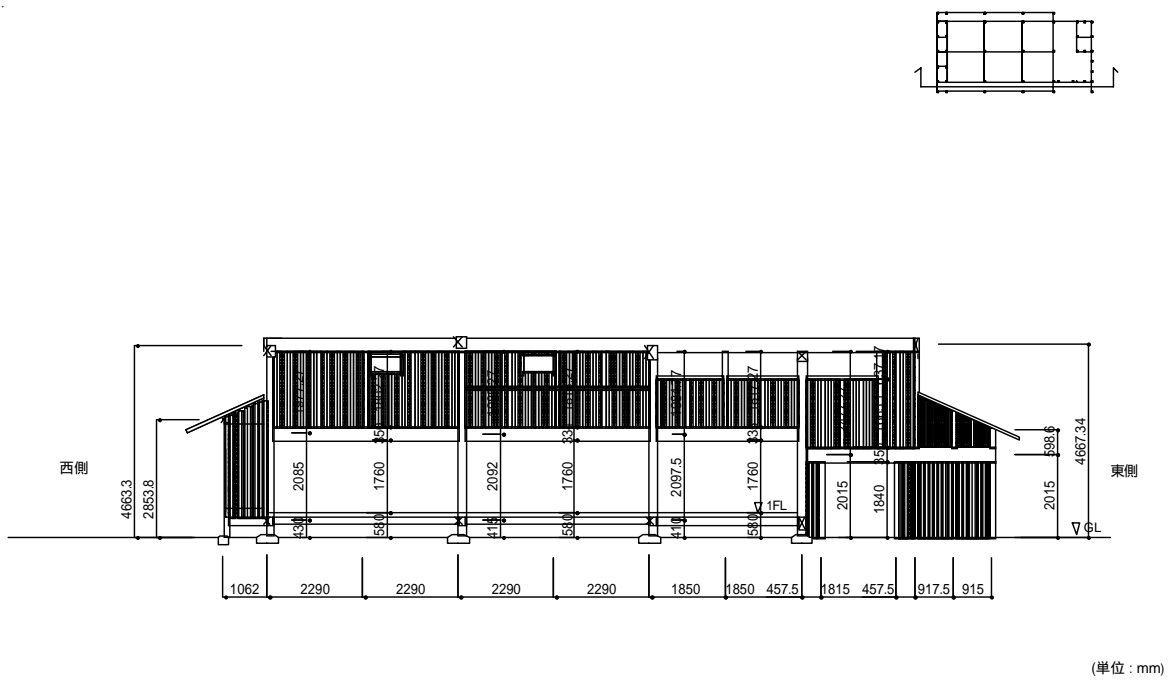


図27 構面図 Y1 構面

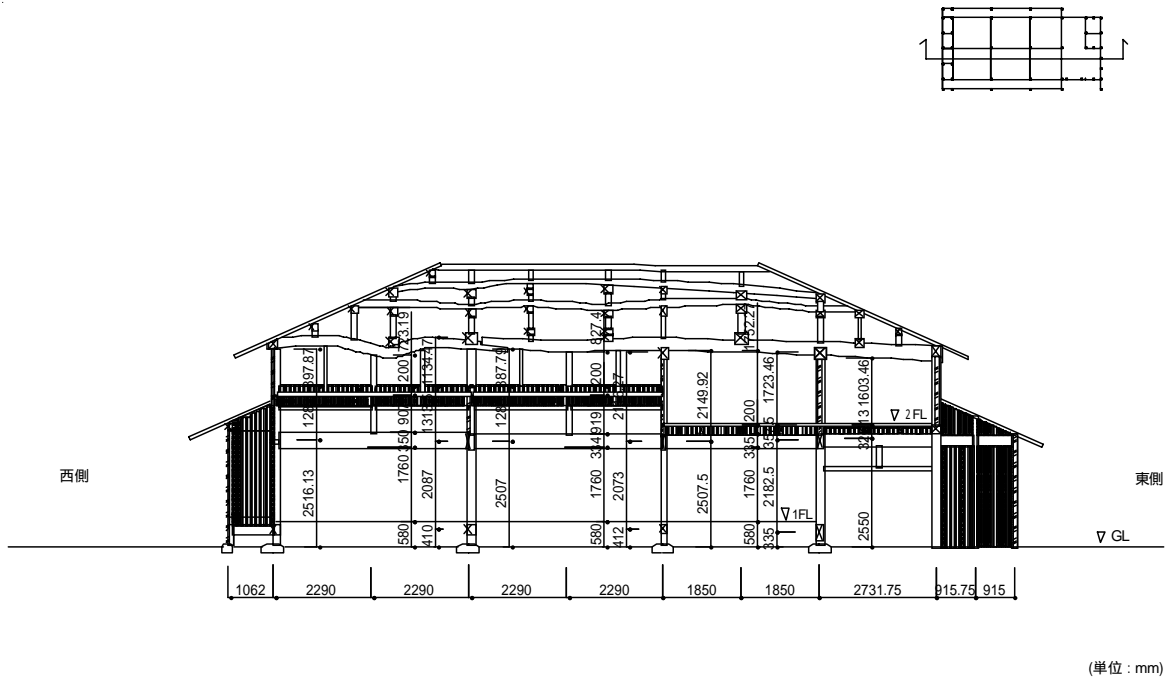


図 28 構面図 Y5 構面

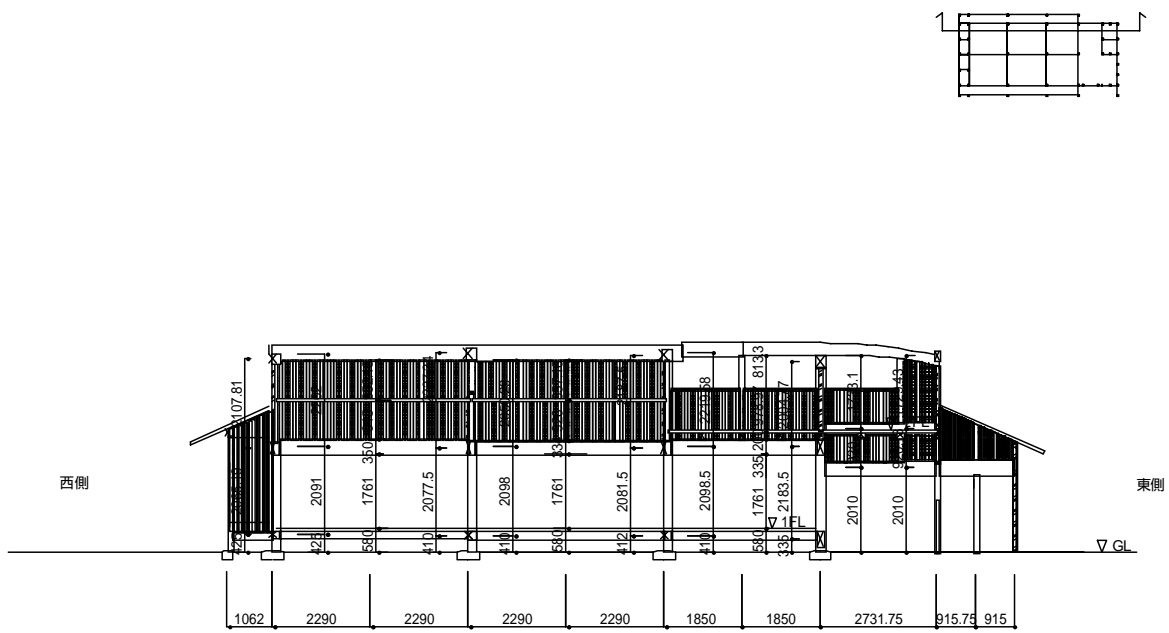


図 29 構面図 Y9 構面

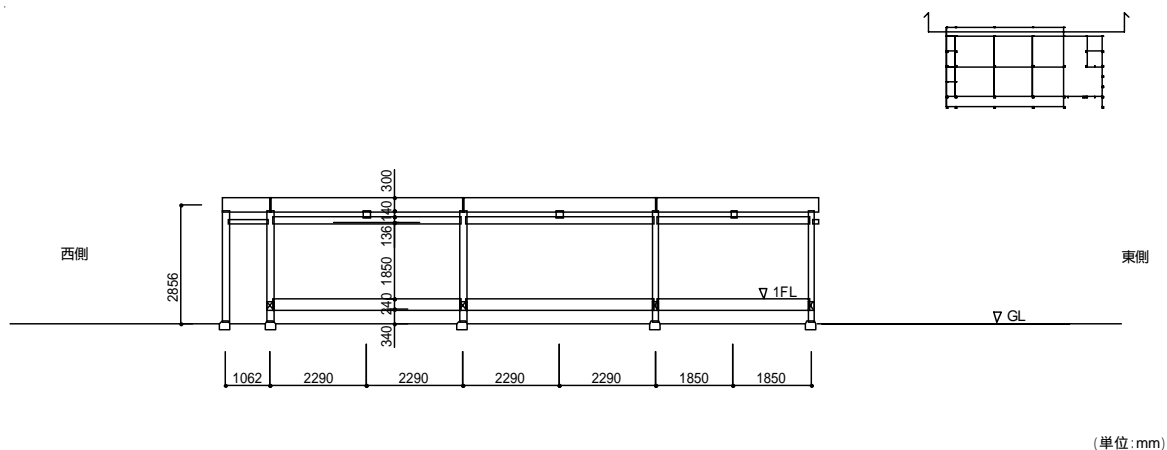


図 30 構面図 Y10 構面

d) 木材の強度・耐久性調査

1) 木材の腐朽と劣化に関する調査

数種の測定器により診断現場において部材の強度劣化測定を試みるとともに、試料を持ち帰り圧縮実験を行った。これらの測定値の相互関係を検討し、長期に渡って耐用された木造軸組構造の劣化診断ルーティンを構築する。

(1) 測定機器

- ・ 自記温湿度記録計：ケーブルの先端にあるセンサーにより、60 分間隔で温度と湿度を記録する。この値から、平衡含水率を推定する。
- ・ 高周波型含水率測定器：センサーを木材に密着させ、表示される値を読み取る。
- ・ ピロディン：径 2.5mm のスチール製ピンを木材に一定エネルギーで貫入させ、測定器上のスケールによってピンの貫入する深さを読み取る。

(2) 測定結果

- ・ 温湿度から推定した木材の含水率

表 1 温度・湿度と平衡含水率

	温度 ( )	湿度 ( % )	平衡含水率( % )
小屋裏平均	29.2	65.9	11.7
室内平均	28.0	70.0	12.8
床下平均	25.4	93.8	23.0
小屋裏最大	34.4	83.0	17.0
室内最大	33.1	86.0	17.9
床下最大	29.4	99.0	30.0

建築材は、仕上げ含水率は 20% 前後である。また、一般に日本における年間平均平衡含

水率は、約 15%である。これらをふまえ、表 1 を見ると夏場の平均時においては、小屋裏、室内において木材は 15%未満であるので、安全だと考えられる。しかし床下においては、20%を超えているので、腐朽や変形の危険性が指摘される。

・含水率

含水率調査は、柱上・柱下（床上 20cm）・床下の 3ヶ所で行った。ここでは、柱下と床下を比較してみるため図 31 を示す。これを見ると床下の方が高いことがわかる。また、床上だけを見ると、玄関と水回りが高くなっている。しかし、床下だけでは和室の方が高くなっていることがわかる。特に内側に大きな値がでた。温湿度結果でも床下の湿度が 100%に近い値となっていたためだと考えられる。

・腐朽度

ピロディンの測定は、柱の 4 面を測定した。図 32 は、床下柱の 4 面を測定したあたりの値の最大値を示す。東や西側よりも室内の柱の方に値が大きく出た。同様に含水率でも同じ柱が高い値を示している。これは、床下の外周に板が貼り付けてあり、また、資材などが置いてあった為に室内側床下への風通しが悪く、外側に比べ腐朽が進んでいたのではないかと考えられる。

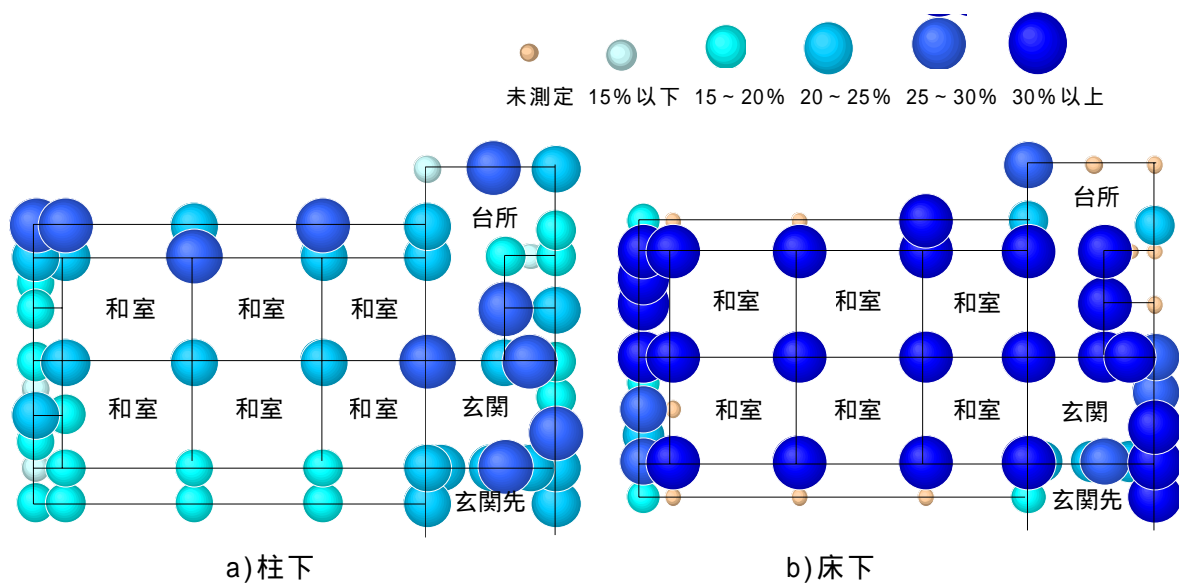


図 31 含水率分布

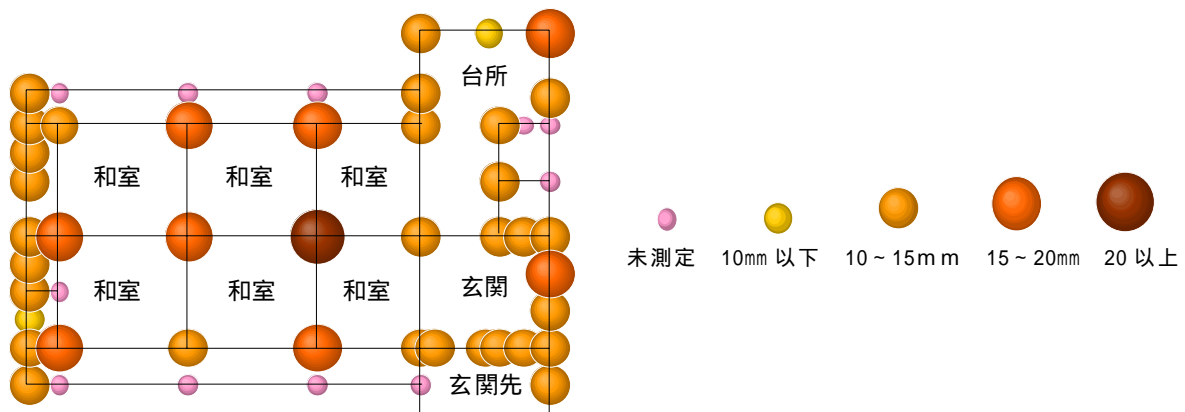


図 32 ピロディンの分布（床下）



### ）部材の強度試験

床下部材の腐朽部位と強度の関係を詳細に見るため試験体を持ち帰り、圧縮実験を行った。試験は万能試験機を用いて、試験体の上部全面を毎分0.5mmで圧縮変形させて、荷重と変形量を記録した。

#### (1) 圧縮強度測定

試験体は、床下部分の柱を地際から約50cmを使用し、図33のように断面の中央の幅3cm部分を切り出し、高さ・幅方向をそれぞれ5等分し、3×3×10cmの試験体を作製した。柱一本について約20本の試験体を作製し、計160本の圧縮試験を行った。

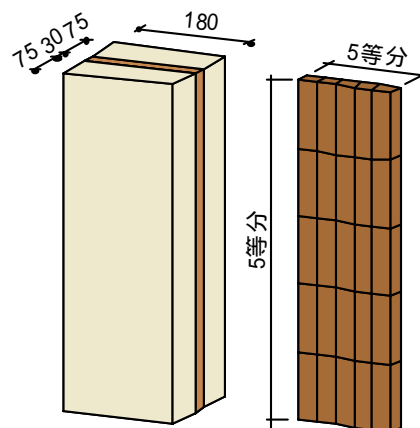


図33 試験体の切り出し方

#### (2) 試験体採取箇所

圧縮試験を行った柱の場所を図34に示す。和室の9ヶ所の柱の床下部分を供試して試験体を作製し、圧縮試験を行った。

#### (3) 圧縮強度と測定結果の相互の関係

図35にそれぞれの試験体の圧縮強度とピロディンの値との相関関係を示す。ピロディンの値が大きくなるにつれ、圧縮強度が低くなるという反比例の関係を示している。相関関数  $R=0.425$  は中庸である。この結果から、腐朽の程度が大きくなることで、圧縮強度は低下するという傾向になることがわかる。これらのことから、圧縮強度とピロディンの値には高い関係性があり、ひのきの材料圧縮基準強度の約  $20\text{N/mm}^2$  からみて、ピロディン値が20mm以上の時に、圧縮強度が危険になると考えられる。

また、図36に全試験体の圧縮強度の正規化順位を示す。図から、下限値(5%)は、 $15\text{N/mm}^2$  である。この値は、建築基準法告示(木材の基準強度  $F_c$ 、 $F_t$ 、 $F_b$  及び  $F_s$  を定める件：平成12年5月31日建告1452号)に示されているスギの基準強度である甲種構造材2級の  $21.6\text{N/mm}^2$  をかなり下回る。

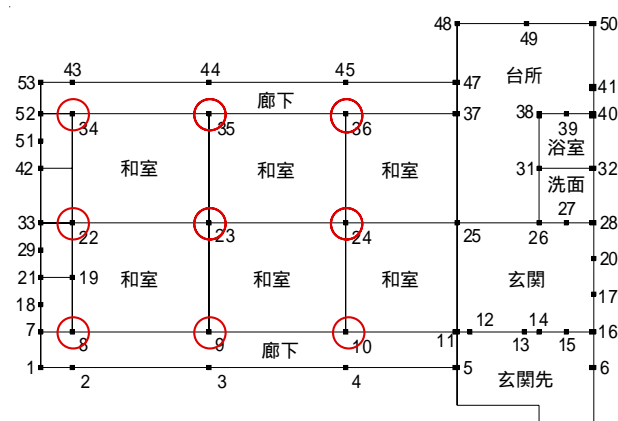


図34 柱を採取した箇所

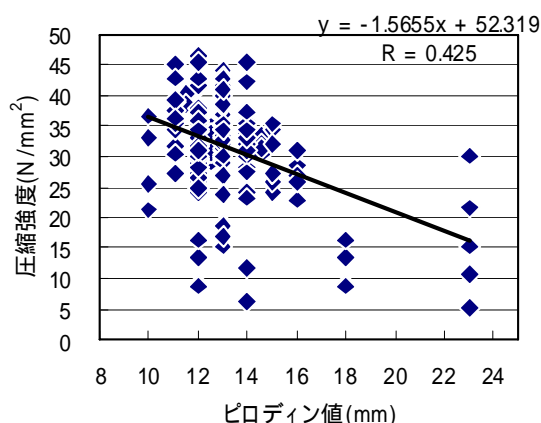


図35 圧縮強度とピロディンの関係

図37に各段ごとの圧縮強度との関係を示す。1段目、2段目と下から高さが上がっていくごとに、圧縮強度が強くなっていることがわかる。これは、地際に近いほど腐朽が進ん

でいることを示している、と考えられる。腐朽を求めたとき、順次 10 c m ごとに測定していくと腐朽の終わる位置を判定でき、部材の交換位置を決定できると考えられる。

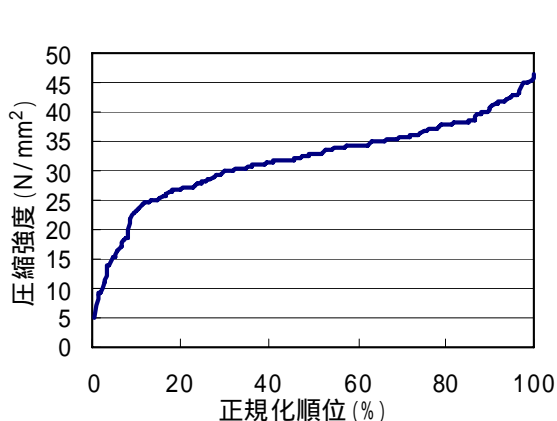


図 36 圧縮強度分布

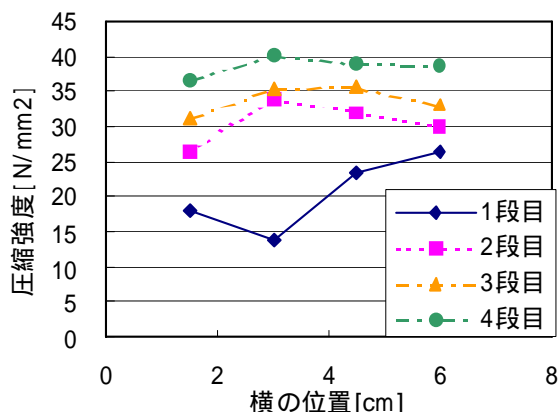


図 37 高さおよび横位置と圧縮関係

#### (4) 圧縮強度と目視腐朽判定の関係

圧縮試験を行ったときの試験体を用いて、目視による腐朽度判定を行い、褐色腐朽している(腐朽)試験体と、持ち帰った柱脚部分の外部からの観察により色の変化を認める(怪しい)試験体グループ、試験体の色の変化なし(健全)の3つの分類にわけ、それぞれの平均を全試験体の圧縮強度平均値との比較を図 38 示す。腐朽は強度が顕著に低く、健全は平均値より強度が高い。腐朽+怪しいでは、平均値より強度が低い。目視による判定により、圧縮強度の高低差を判別できると考えられる。

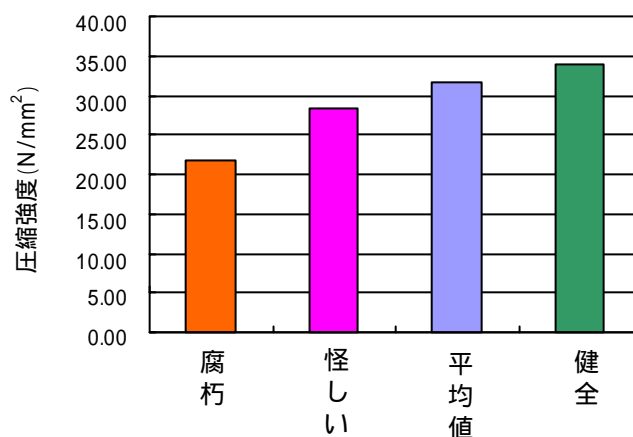


図 38 目視による判定と圧縮強度

#### ) 劣化診断方法の検討

##### (1) 調査結果及び試験結果の考察

現地調査により数種の測定機器を用いて部材の強度劣化測定を行った結果と、資料を持ち帰り圧縮実験を行った結果の、それらの測定値の相互の関係を検討した。この結果をもとに以下のことが明らかとなった。

含水率は、床上部分において水周りや玄関など直接水があたりやすい場所に高くでる。

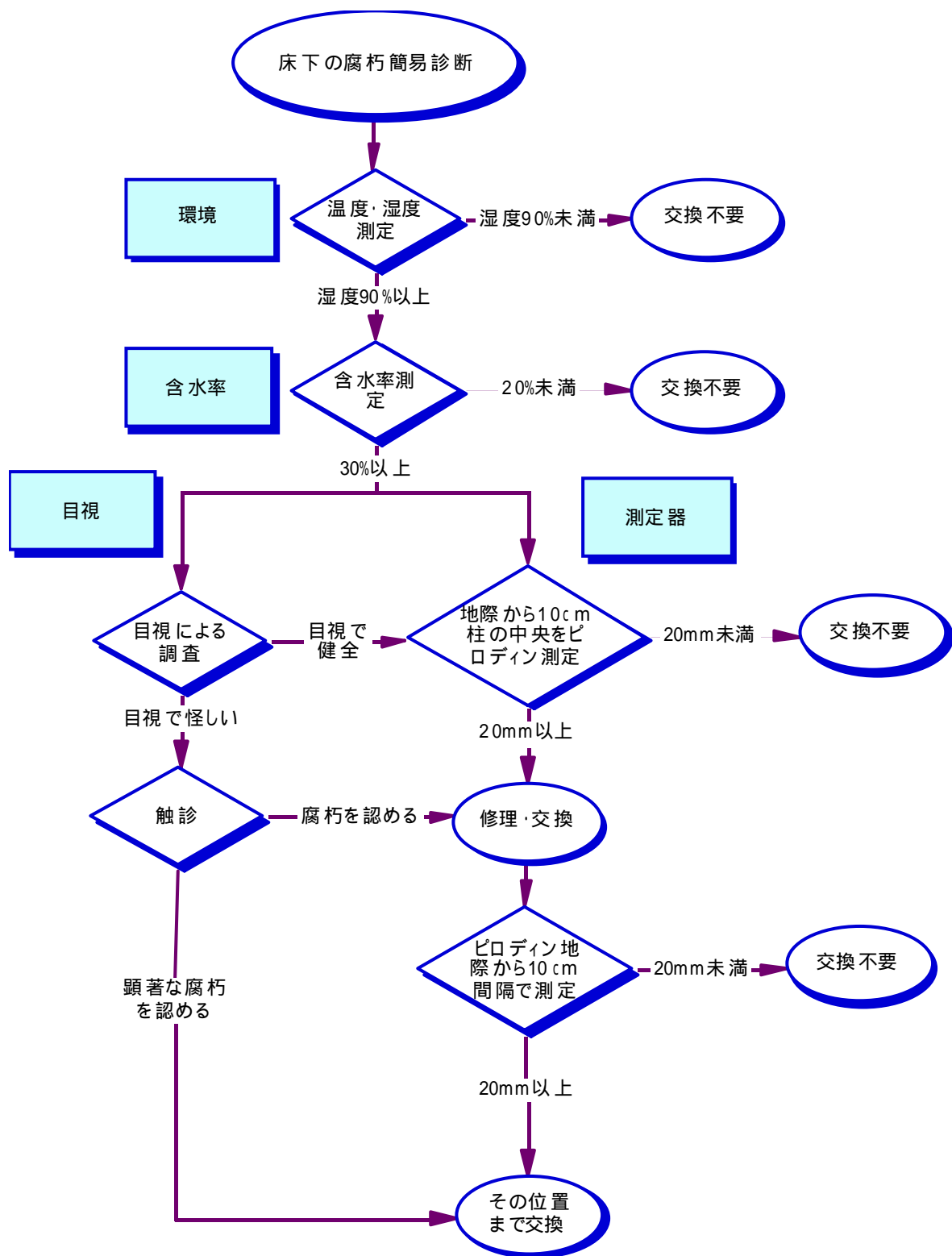


図 39 劣化診断ルーティン

また、方位的には、陽の当たりにくい北側が大きい。床下においては全体的に高い。床上と床下の含水率に相関は見られない。腐朽は、柱脚部の特に地際付近に発生しやすい。床下の測定結果から、床下においては含水率が大きいとピロディン値も大きくなる。

ピロディンの値が大きくなると、圧縮強度は低くなる。

圧縮強度とピロディンの関係から、基準圧縮強度が約  $20\text{N/mm}^2$  なので、ピロディンの値が  $20\text{mm}$  以上だと危険と考えられる。

目視で腐朽していると思われる部材は、健全であると思われる部材の約  $70\% \sim 80\%$  の強度になる。

## (2) 診断方法

以上の結果をもとに、次のことが言える。

- ・ 環境について、湿度  $90\%$  以上なら危険である。
- ・ 含水率  $30\%$  以上なら危険である。
- ・ ピロディンが  $20\text{mm}$  以上なら危険である。

これらを踏まえて、図 39 に劣化診断方法を示す。この診断ルーティンでは、まず、部材のおかれている環境を測定して、腐朽の可能性のある範囲を掴み、ついで、含水率測定により腐朽の可能性をさらに追求していく。この段階で、長期に耐用することを考え合わせた、環境改善を行う指針とする。

続いて、腐朽部位を目視により判定するか測定器を用いて行うかを判断試、ルーティンを進む。目視により判定した場合、触診により確度を高める。測定機器による場合は、 $10\text{cm}$  の精度で部材の交換位置を決定することが出来る。

これらの二つの、判定により、腐朽部分を取り去るとともに、部材のおかれている環境を改善して将来安全で安心して利用できると考えられる。

## e) 構面の静的小加力実験

2004 年 9 月 17 日の午後に、所定の加力と計測が行えることを確認するとともに、通し柱のある X1、X6、X11、X15 の各構面の剛性を評価するため、それぞれに集中加力して柱頭で  $30\text{mm}$  を超えない範囲の小変形を与える予備実験を行った。荷重と各変位、ひずみゲージの計測が適切に行われていることを確認した。

### ) 建物の変形モードと柱脚滑り

X6、X11、X15 構面に加力したときの X1、X6、X11、X15 構面の荷重と変形の関係から、西側の X1、X6 構面の剛性が低いために建物がねじれ変形を起こしやすいこと、また X11 構面が剛心に近いことも分かった。

柱頭変位について最大荷重時の割線剛性として各構面の剛性を算出すると、表 2 のようになり、この表からも上記の特性がうかがえる。

表 2 小加力実験から算出した各構面の剛性 (kN/mm)

X1	X6	X11	X15
0.79	0.79	1.55	1.27

### ) 柱の負担せん断力と接合部の曲げモーメント

別に行った材料試験から得られた柱と差鴨居のヤング係数の平均値はそれぞれ

7.56kN/mm<sup>2</sup>および9.28kN/mm<sup>2</sup>である。計測された柱と差鴨居のひずみから求めたピーク荷重時のモーメントを表3に示す。

表3 ピーク荷重時のモーメント(kN・cm)

X6加力				X11加力				X15加力			
荷重	18.8	柱31上	15.83	荷重	31.9	柱31上	46.2	荷重	26.6	柱31上	17.12
柱11上	29.08	柱31鴨居下	74.96	柱11上	30.05	柱31鴨居下	199.03	柱11上	11.63	柱31鴨居下	97.25
柱11鴨居下	75.93	柱31床上	7.75	柱11鴨居下	82.71	柱31床上	44.59	柱11鴨居下	26.17	柱31床上	15.19
柱11床上	-41.03	柱31下	-4.85	柱11床上	-56.87	柱31下	3.55	柱11床上	-19.39	柱31下	0
柱11下	-111.47	柱32上	53.31	柱11下	-130.86	柱32上	105.01	柱11下	-47.17	柱32上	53.63
柱12上	14.22	柱32鴨居上	38.45	柱12上	23.91	柱32鴨居上	100.48	柱12上	16.16	柱32鴨居上	12.28
柱12鴨居下	90.47	柱32鴨居下	90.79	柱12鴨居下	94.35	柱32鴨居下	223.91	柱12鴨居下	32.63	柱32鴨居下	108.56
柱12床上	-34.57	柱32床上	-21	柱12床上	-38.13	柱32床上	18.09	柱12床上	-18.74	柱32床上	-11.31
柱12下	-154.44	柱32下	-102.75	柱12下	-152.83	柱32下	-99.19	柱12下	-57.19	柱32下	-87.56
柱13上	67.53	柱33上	35.22	柱13上	88.21	柱33上	371.57	柱13上	35.86	柱33上	28.43
柱13鴨居下	11.95	柱33鴨居下	67.85	柱13鴨居下	15.83	柱33鴨居下	166.07	柱13鴨居下	11.31	柱33鴨居下	92.41
柱13床上	-14.54	柱33床上	-10.34	柱13床上	-19.39	柱33床上	-1.62	柱13床上	-10.34	柱33床上	-14.54
柱13下	-20.03	柱33下	-55.9	柱13下	-25.85	柱33下	-88.21	柱13下	-14.54	柱33下	-67.53
柱21上	37.16	鴨居3132北	42.55	柱21上	31.02	鴨居3132北	70.6	柱21上	6.79	鴨居3132北	61.89
柱21鴨居下	114.38	鴨居3132南	-1.93	柱21鴨居下	105.01	鴨居3132南	-9.67	柱21鴨居下	45.88	鴨居3132南	-16.44
柱21床上	8.08	鴨居3233北	8.78	柱21床上	-9.05	鴨居3233北	31.13	柱21床上	-11.31	鴨居3233北	40.62
柱21下	-82.07	鴨居3233南	-30.95	柱21下	-101.78	鴨居3233南	-70.6	柱21下	-50.08	鴨居3233南	-73.5
柱22上	31.34	柱41上	31.02	柱22上	26.49	柱41上	74.96	柱22上	12.28	柱41上	68.17
柱22小壁上	32.63	柱41鴨居下	55.57	柱22小壁上	14.54	柱41鴨居下	98.55	柱22小壁上	4.85	柱41鴨居下	92.08
柱22鴨居上	37.16	柱41床上	-40.39	柱22鴨居上	0.32	柱41床上	-76.25	柱22鴨居上	-9.37	柱41床上	-63.33
柱22鴨居下	128.59	柱41下	-78.51	柱22鴨居下	129.24	柱41下	-154.44	柱22鴨居下	60.74	柱41下	-135.38
柱22床上	6.46	柱42上	28.76	柱22床上	-8.4	柱42上	67.85	柱22床上	-10.34	柱42上	67.53
柱22下	-92.08	柱42鴨居下	42	柱22下	-136.99	柱42鴨居下	93.05	柱22下	-73.99	柱42鴨居下	118.25
柱23上	250.4	柱42床上	-31.34	柱23上	106.3	柱42床上	-55.9	柱23上	56.87	柱42床上	-43.62
柱23鴨居下	56.87	柱42下	-50.73	柱23鴨居下	54.28	柱42下	-84.98	柱23鴨居下	29.73	柱42下	-63.97
柱23床上	-51.05	柱43上	28.43	柱23床上	-61.07	柱43上	43.62	柱23床上	-30.37	柱43上	428.76
柱23下	-89.5	柱43鴨居下	27.46	柱23下	-83.36	柱43鴨居下	73.02	柱23下	-65.91	柱43鴨居下	66.56
鴨居2122北	90.9	柱43床上	-16.8	鴨居2122北	152.8	柱43床上	-30.69	鴨居2122北	75.43	柱43床上	-34.57
鴨居2122南	-37.72	柱43下	-17.77	鴨居2122南	-83.17	柱43下	-65.27	鴨居2122南	-41.58	柱43下	-84.98
鴨居2223北	10.98			鴨居2223北	19.42			鴨居2223北	15.53		
鴨居2223南	57.06			鴨居2223南	9.67			鴨居2223南	-8.7		

f) 静的な大振幅交番繰り返し加力実験

2004年9月18日に破壊に至るまでの大変形を与える加力実験を行った。大振幅加力実験時の加力スケジュールを表4に示す。小加力実験の結果に基づき、X1構面の平均柱頭変位を目標変位として正負繰り返し加力を行った。

表4 加力スケジュール

見かけの変形角(rad)	1/200	-1/200	1/150	-1/150	1/100	-1/100
柱頭変位(mm)	20	-20	30	-30	40	-40
見かけの変形角(rad)	1/75	-1/75	1/50	-1/50	1/40	-1/40
柱頭変位(mm)	60	-60	80	-80	100	-100
見かけの変形角(rad)	1/30	-1/30	1/25	-1/25	1/20	-1/20
柱頭変位(mm)	130	-130	150	-150	200	-200
見かけの変形角(rad)	>1=10					
柱頭変位(mm)	>400					

）荷重と変形の関係

X1～X15 構面の荷重と変形を図 40 に示す。横軸は見かけの変形角で、各構面における 3 本の柱頭変位の平均値を高さ 4000mm で除した値である。図 41～図 44 に各構面の柱頭変位、鴨居下の変位、柱脚変位と荷重の関係を示す。X15 構面の柱頭に取り付けた変位計が測定限度のため、1/20rad を超える大変形を追跡できていない。

最大耐力は 104kN で、その時の変位は X1 構面で約 200mm である。最大耐力に達した後も大きく耐力を低下することなく変形が増大している。X1 構面柱頭の見かけの変形角が 0.12rad のところで加力を止めて実験を終了したが、その時点での耐力は 85.2kN であり、最大耐力から約 18%の低下にとどまっている。

最大耐力に至るまでは、柱頭変位について、 $X1 > X6 > X11 > X15$  という関係で一方向にねじれ変形を起こしているが、後で述べる通し柱の損傷が発生した後、 $X6 > X11$  だった柱頭変位が  $X11 > X6$  に逆転している。

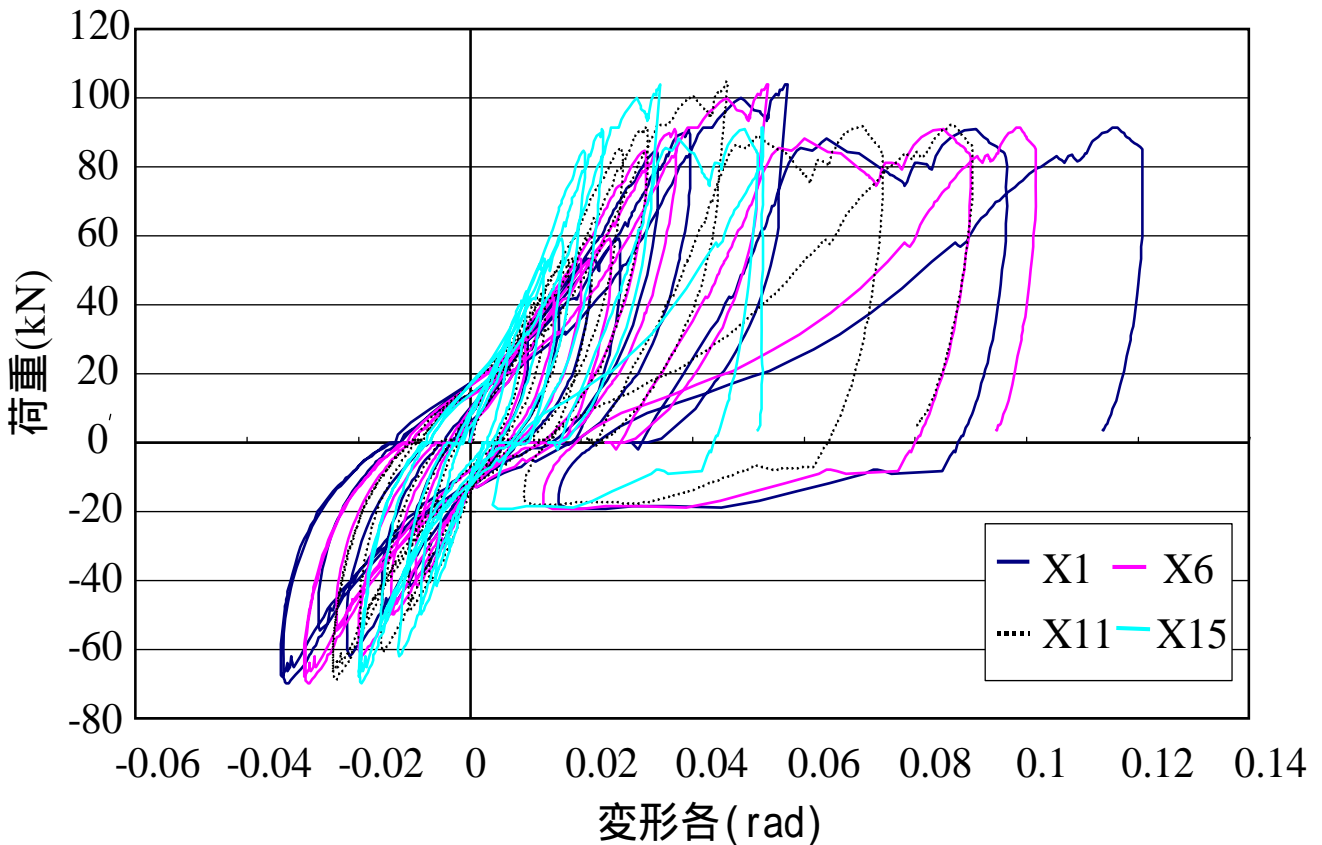


図 40 各構面の荷重と柱頭変形角の関係

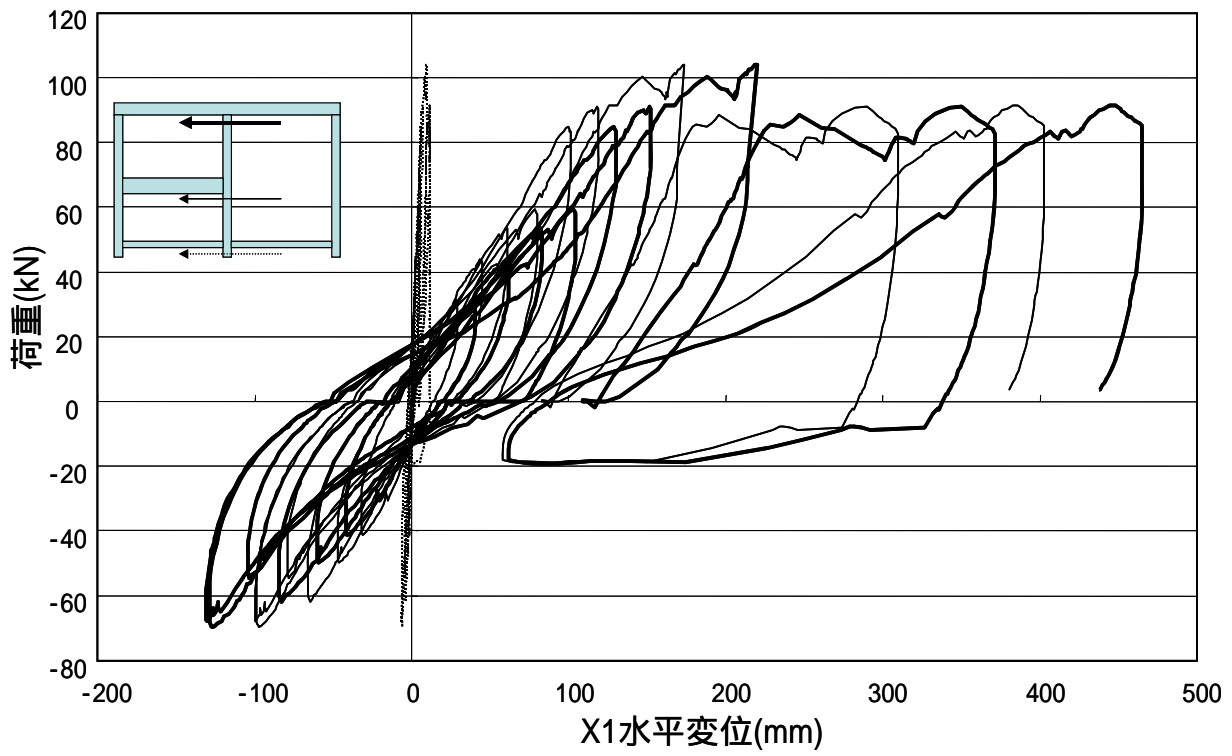


図 41 X1 構面の荷重変位関係

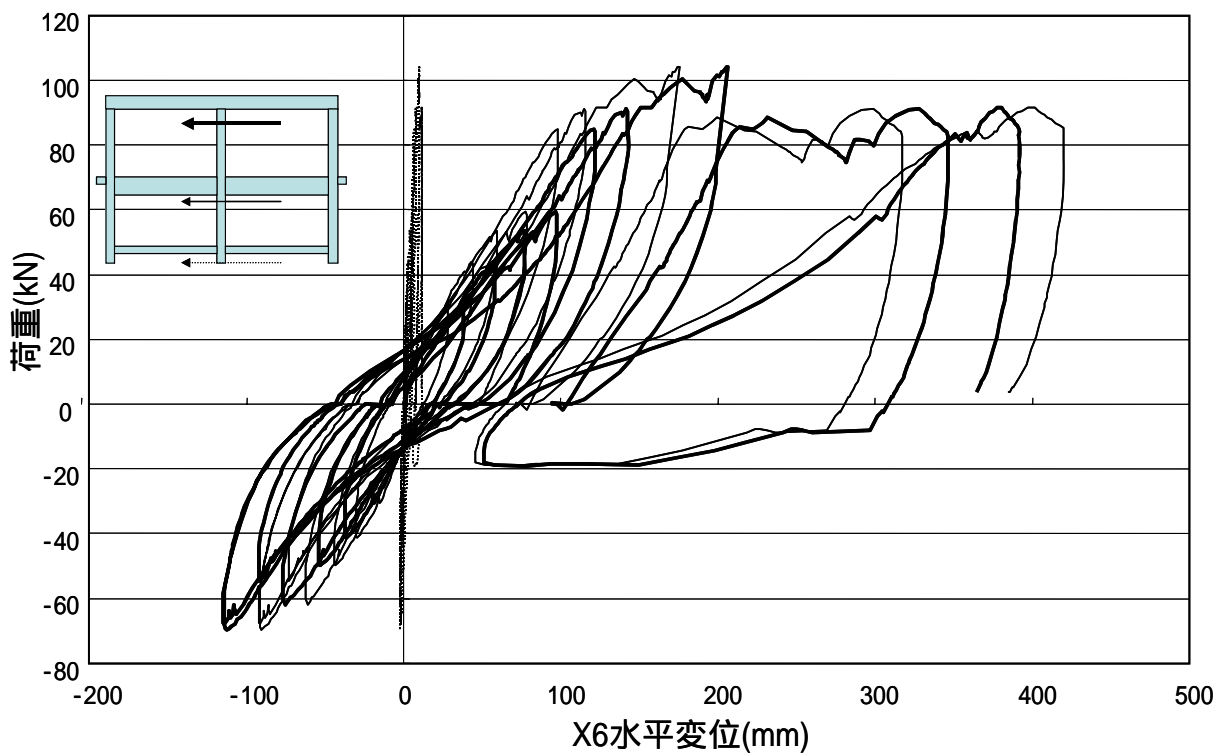


図 42 X6 構面の荷重変位関係

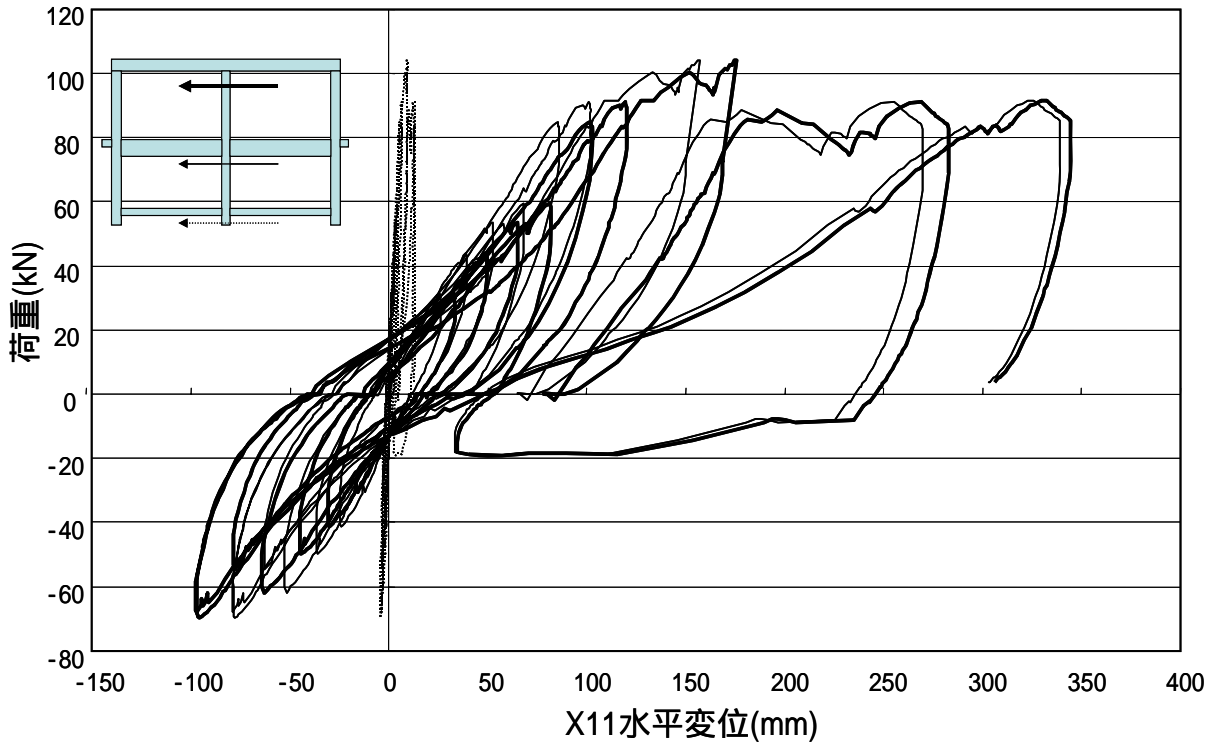


図 43 X11 構面の荷重変位関係

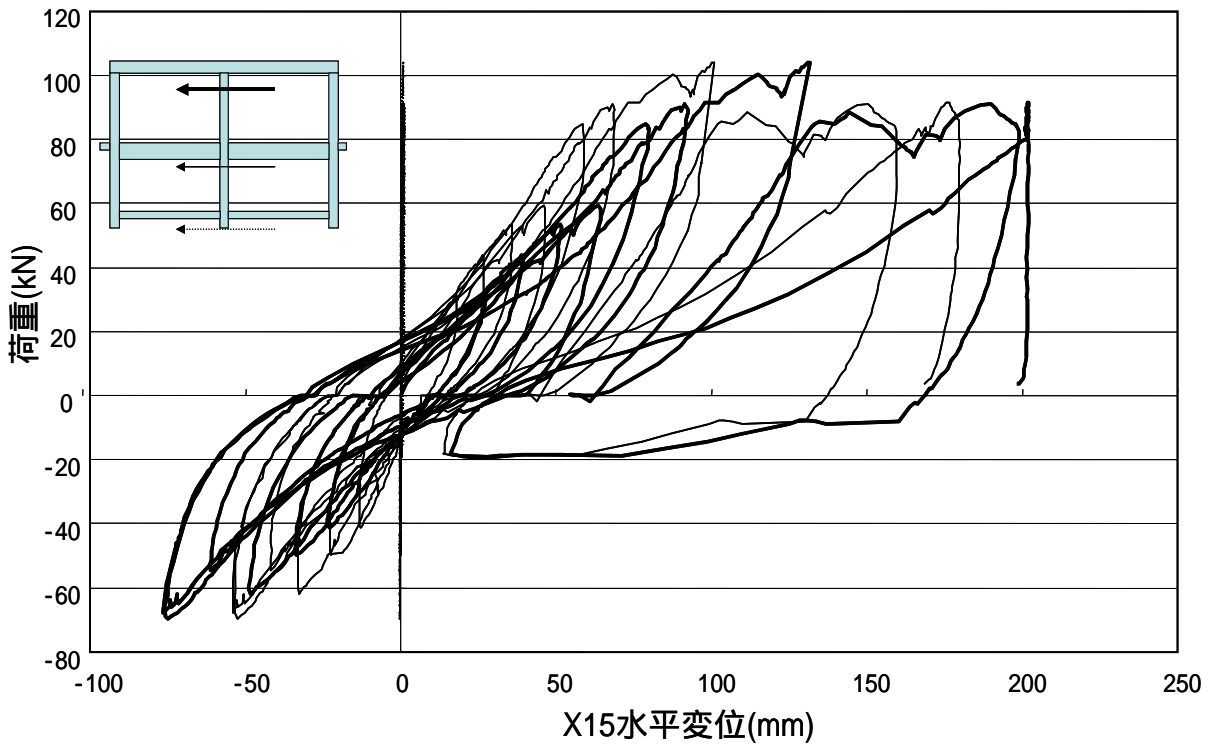


図 44 X15 構面の荷重変位関係



西側の X1、X6 構面に比べて東側の X11、X15 構面の剛性が高いため、剛心に近い位置で加力を行ったが、全体として西側の変形が大きくなるねじれ変形を起こしていることがわかる。最大耐力は100kNを超えているが、建物重量の推定値がおよそ680kNであるから、ベースシア係数で  $C_0=0.15$  程度の耐力であると考えられる。

）小壁の効果

X6 構面には天井高さまで、X11 構面には柱頭すなわち初重梁高さまで小壁がついている。木造住宅で用いられる土塗り小壁も構造性能に寄与していることはよく知られている。図42、図43の荷重変位関係から、特に X11 構面では小壁がほとんど変形することなく耐力を発揮している様子が看取される。X6 構面においても、小壁の耐力負担により、差鴨居高さでの変位と柱頭変位の差が X1 構面や X15 構面に比べると小さいが、X11 構面の方が顕著である。したがって、小壁の耐力負担を期待する場合、見えるところだけではなく、軸組の内側を壁土で塗り込めることが重要であると言える。

）構面の曲げモーメント分布

各構面の曲げモーメント分布を調べるために、実験より得られたひずみの値から各ゲージ貼付位置での曲げモーメント値を算出した。図45に実験で得たX6構面の曲げモーメント値を示す。図45の(a)～(d)は、それぞれ  $\pm 1/100$  rad、 $\pm 1/50$  rad、 $\pm 1/30$  rad、 $1/20$  rad、 $1/10$  radの時について示す。各のモーメント分布を比べて見ると各の剛性が異なるによって、X6構面が分担している曲げモーメントが比較的大きくて、X1構面の分担が比較的小さい傾向がわかった。各柱にとっては、柱頭、柱脚と比べて柱 - 差鴨居接合部の曲げモーメントが割りに大きく、差鴨居が重要な耐震要素として大部分の曲げモーメントを分担していることが分かった。変形が進行すると差鴨居によって柱間が開き、この開きによって正負での柱の曲げモーメントの勾配も左右で異なっていると考える。中で、柱23の柱頭で異常に大きい曲げモーメント値が見えるが、その歪時刻歴にとくに異常な部分は見えないことから、ワイヤ - の掛け方などを原因として考えている。

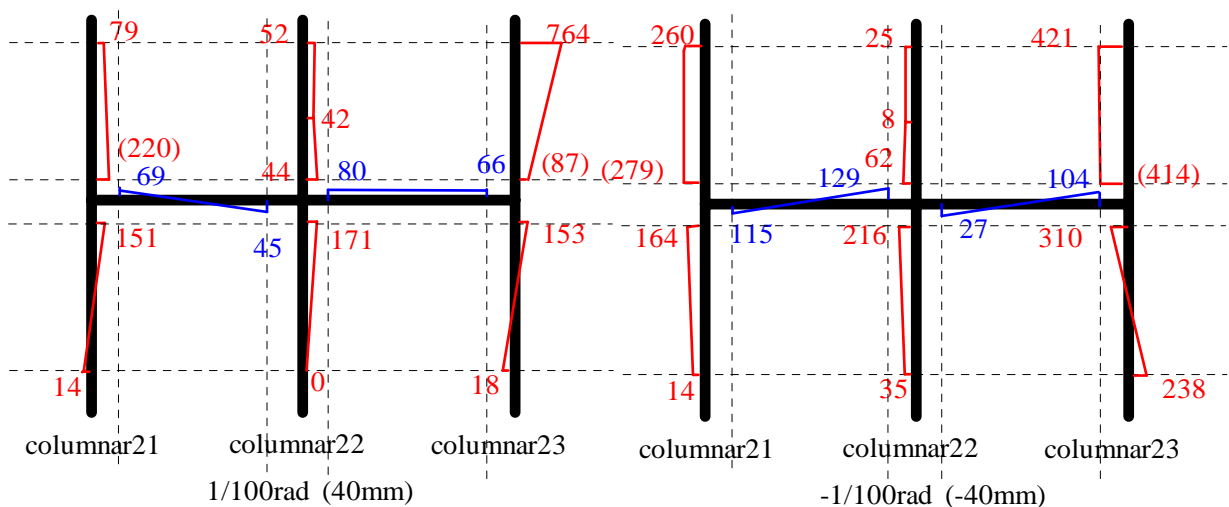


図 45(a) X6 構面モーメント分布 (kN・cm)

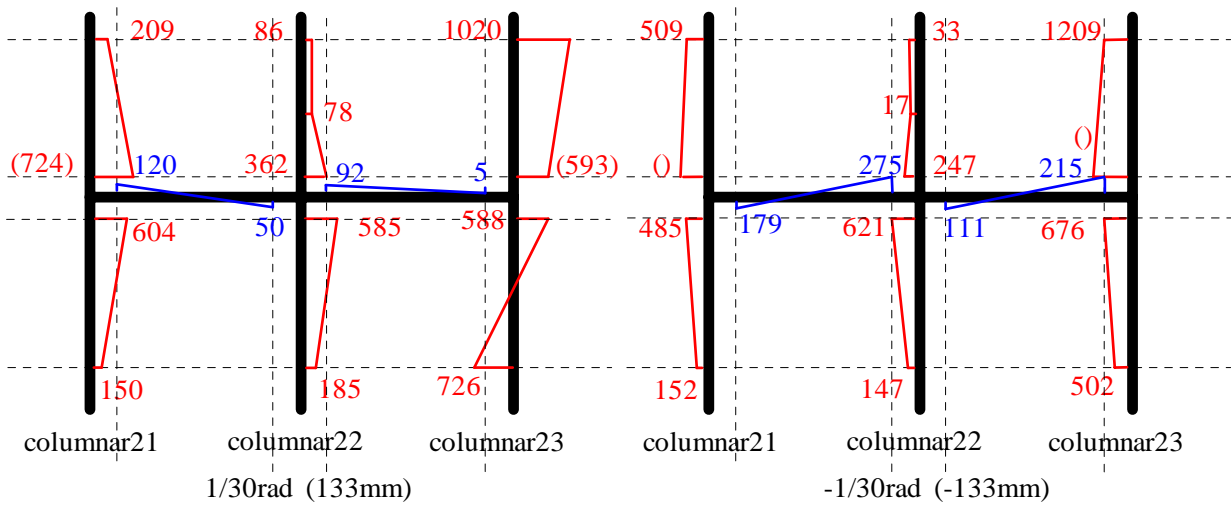


図 45(b) X6 構面モーメント分布 (kN・cm)

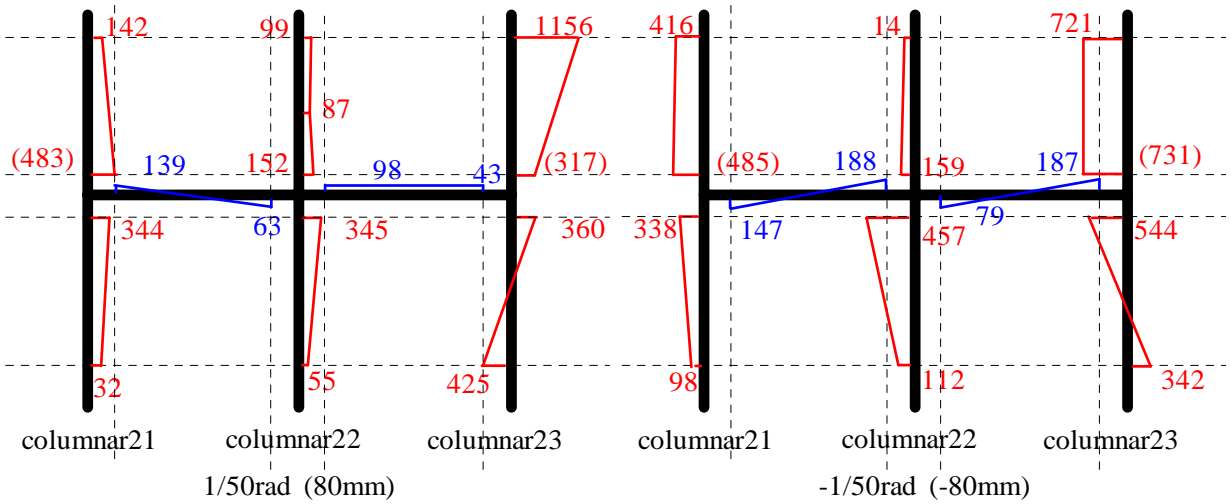


図 45(c) X6 構面モーメント分布 (kN・cm)

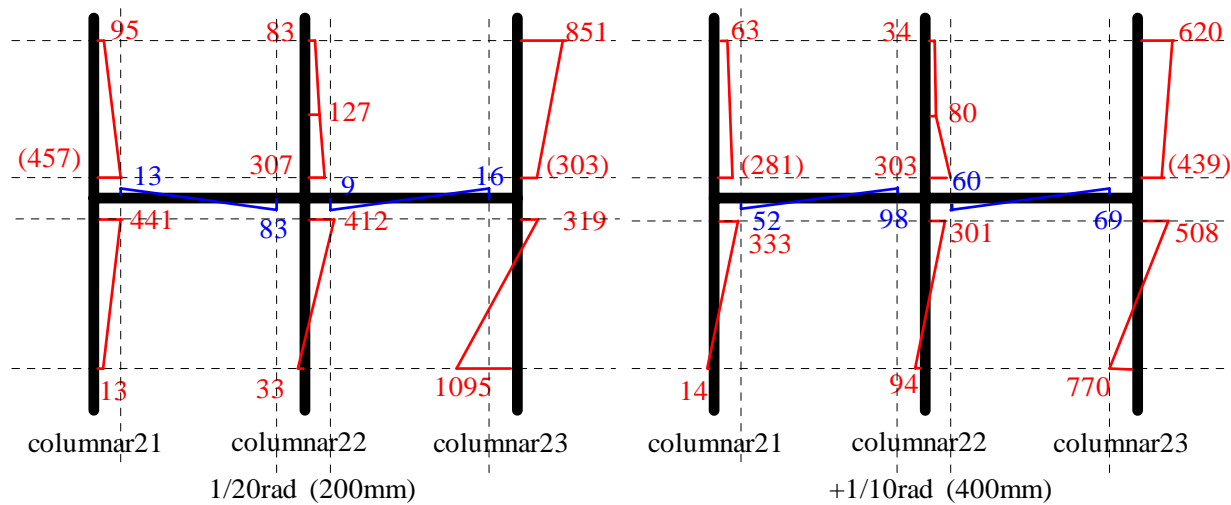


図 45(d) X6 構面モーメント分布 (kN・cm)

）柱-差鴨居部断面欠損の計算

多くの柱-差鴨居接合部付近の柱に亀裂が入るなどの損傷が発生しことから、柱-差鴨居接合部の部分の断面欠損を計算して見た。北側の柱、真中の柱、南側の柱の断面を図46に示し、各断面について計算を行い、断面係数を求めた。

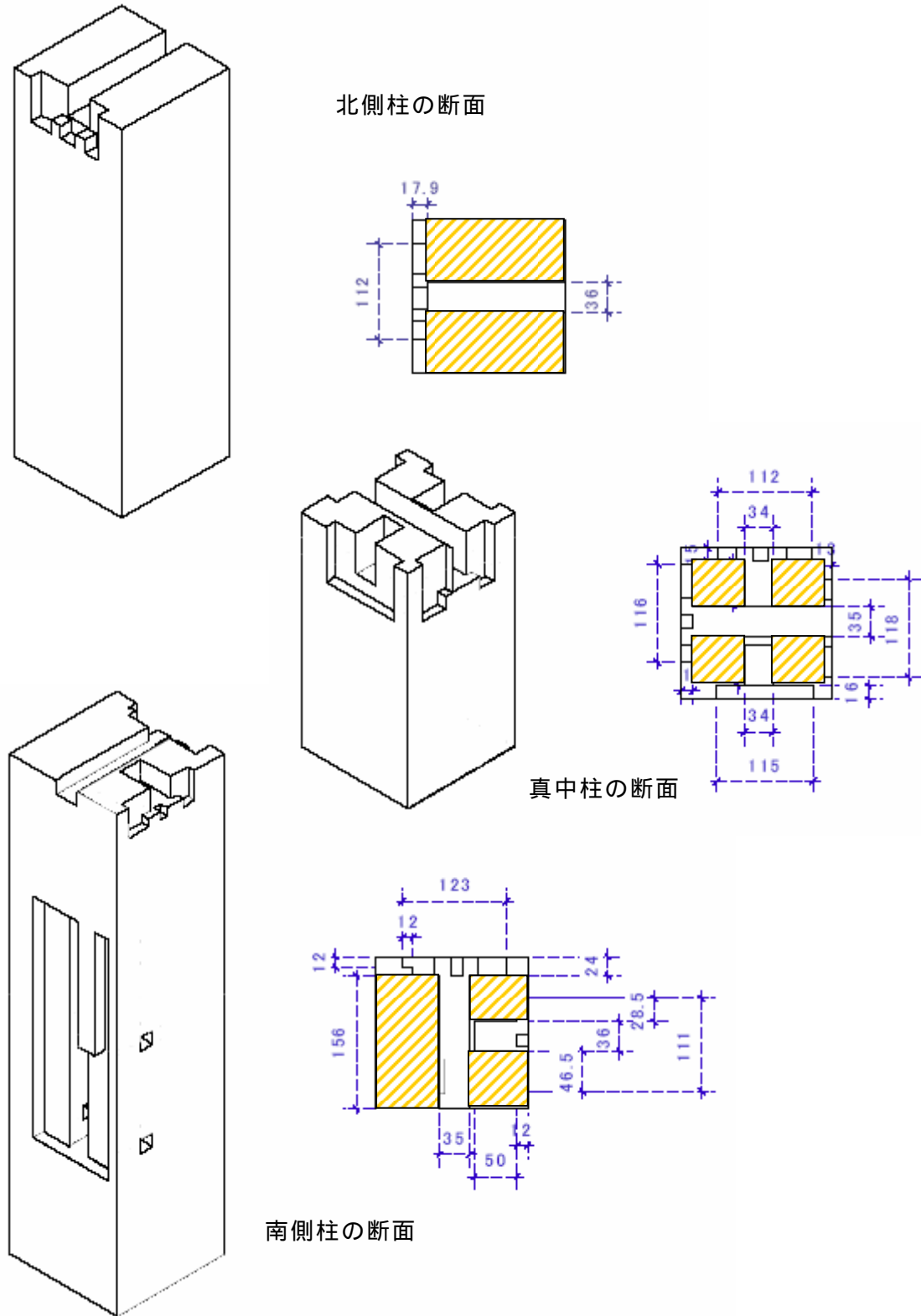


図46 柱の断面詳細

北側柱断面係数：

$$I_1^* = I_1 + I_2 = 2 \int_{-9}^{7.11} y^2 (7.2 dy) = 5224.42$$

$$Z_1^* = I_1^* / (h/2) = 580.49$$

$$Z_1^* / Z = 580 / 972 = 60\%$$

真中柱断面係数：

$$I_2^* = I_1 + I_2 + I_3 + I_4 = \int_{1.7}^{7.5} y^2 (5.3 dy) + \int_{-7.7}^{-1.7} y^2 (5.3 dy) + \int_{1.7}^{7.5} y^2 (5.65 dy) + \int_{-7.7}^{-1.7} y^2 (5.65 dy) = 3170.32$$

$$Z_2^* = I_2^* / (h/2) = 352.26$$

$$Z_2^* / Z = 352.26 / 972 = 36\%$$

北側柱断面係数：

$$I_1^* = I_1 + I_2 = 2 \int_{-9}^{7.11} y^2 (7.2 dy) = 5224.42$$

$$Z_1^* = I_1^* / (h/2) = 580.49$$

$$Z_1^* / Z = 580 / 972 = 60\%$$

真中柱断面係数：

$$I_2^* = I_1 + I_2 + I_3 + I_4 = \int_{1.7}^{7.5} y^2 (5.3 dy) + \int_{-7.7}^{-1.7} y^2 (5.3 dy) + \int_{1.7}^{7.5} y^2 (5.65 dy) + \int_{-7.7}^{-1.7} y^2 (5.65 dy) = 3170.32$$

$$Z_2^* = I_2^* / (h/2) = 352.26$$

$$Z_2^* / Z = 352.26 / 972 = 36\%$$

南側柱断面係数：

$$I_3^* = I_1 + I_2 + I_3 = \int_{-6.6}^9 y^2 (7.25 dy) + \int_{1.8}^9 y^2 (7.25 dy) + \int_{-6.6}^{-1.8} y^2 (7.25 dy) = 4884.88$$

$$Z_3^* = I_3^* / (h/2) = 542.76$$

$$Z_3^* / Z = 542.76 / 972 = 56\%$$

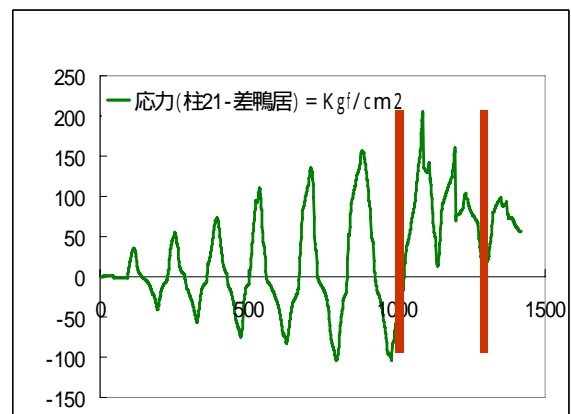
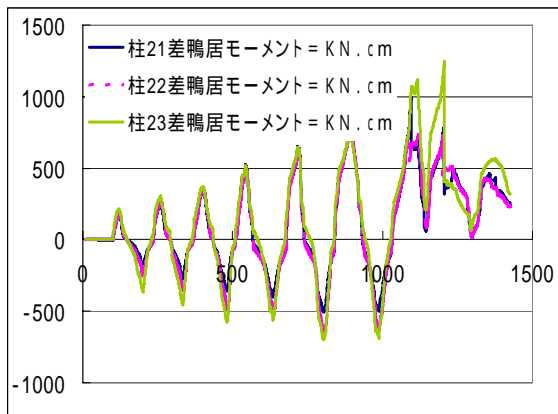


図 47 断面欠損部分の曲げモーメント(kN・cm) 図 48 柱 21 の断面欠損部分の応力 (kg/cm<sup>2</sup>)

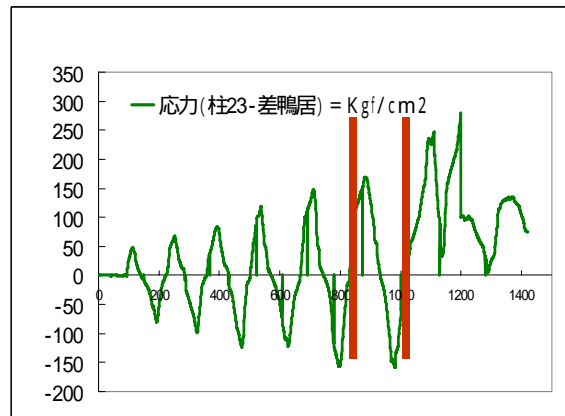
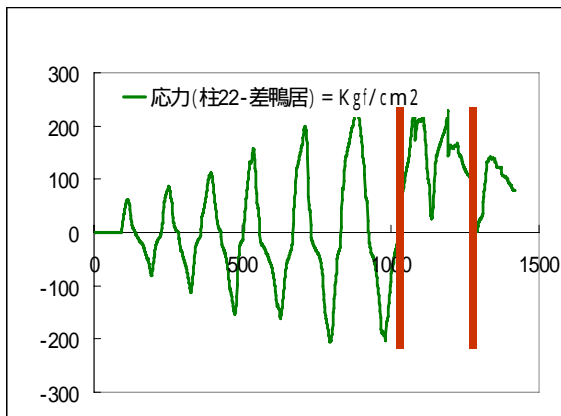


図 49 柱 22 の断面欠損部分の応力 (kgf/cm<sup>2</sup>) 図 50 柱 23 の断面欠損部分の応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

断面欠損を比べて見ると真中の柱の欠損が一番大きくて、断面係数は全断面の 36% ぐらいである。北と南側の柱の断面係数はほぼ 60% ぐらいである。

X2 の各柱の断面欠損部分曲げモーメントを計算して、図 47 に示した。また、各柱の断面欠損処の応力を図 48～図 50 に示す。赤線で囲まれた部分がその柱の亀裂が観察された時間滞である。三本の柱の断面欠損箇所との曲げモーメントはほぼ一緒であり、柱 23 のモーメントがちょっと上回っていることが分かった。断面欠損のところの応力は柱 22 が一番大きい、柱 23 の亀裂が生じ時間が一番早いのは、材料実験の結果でもわかるが各部材の強度などの違いが原因として考えられる。

）途中の破壊状況

柱脚の滑りについては、柱脚部の変位計測および実験終了後の観察で目立った柱脚のズレの跡を見いだせなかったことも考慮すると、本加力実験では柱脚が礎石から大きくずれるほどの滑りは生じなかったのではないかと考えられる。

途中の顕著な破壊状況は、以下の様である。1/300rad までは目立った損傷は見られない。見かけの変形が 1/100rad を超えるころから、土塗り壁の隅角部での壁土の損傷が見られ、1/60～1/50rad では、一部の土塗り壁にせん断変形による壁土のひび割れが観察された。1/30rad で、床の間の鴨居が外れる、X6 構面の北側の差鴨居と柱仕口で鼻柱の曲げ変形が見られる、といった損傷が目立ち始める。

1/25rad を超える変形になると、X15 以外のすべての構面で、柱が差鴨居との接合部で曲げ破壊を起こした。しかし、実験終了後の観察によると、柱材の損傷は、折損というわけではなく、表層に亀裂が入った程度である。

実験終了後の観察で、柱の亀裂の他に X11 構面で基礎の石が割れているのが発見された。この損傷がいつ起きたのか、実験中に撮影されたビデオ映像や写真の分析を急ぐ必要がある。実験結果で注目する点として、見かけの変形が 1/10rad を超えても倒壊に至るような大きな損傷がなかった。したがって、本実験で用いた築 100 年を過ぎた伝統構法木造住宅の変形性能はじゅうぶん大きいと考えられる。

g) 常時微動計測

) 計測概要

計測器： アカシ製 GPL-6A3P

計測時間： 10 分間

サンプリング周波数： 100Hz

計測日：2004 年 9 月 15 日 (実験準備中)

：2004 年 9 月 16 日 (実験前)

：2004 年 9 月 18 日 (実験後)

) 計測器配置

計測器の配置は、地盤 1 点 (NO.1)、差鴨居レベルに 7 点 (NO.2~NO.8)、小屋梁レベルに 2 点 (NO.9~NO.10) とし、各点 3 成分 (水平 2 方向、鉛直方向) で、総計 10 点 30 成分の計測を行った。計測器の配置を図 51、図 52 の平面図および立面図に示し、()内の番号は図 52 の計測器番号に対応する。

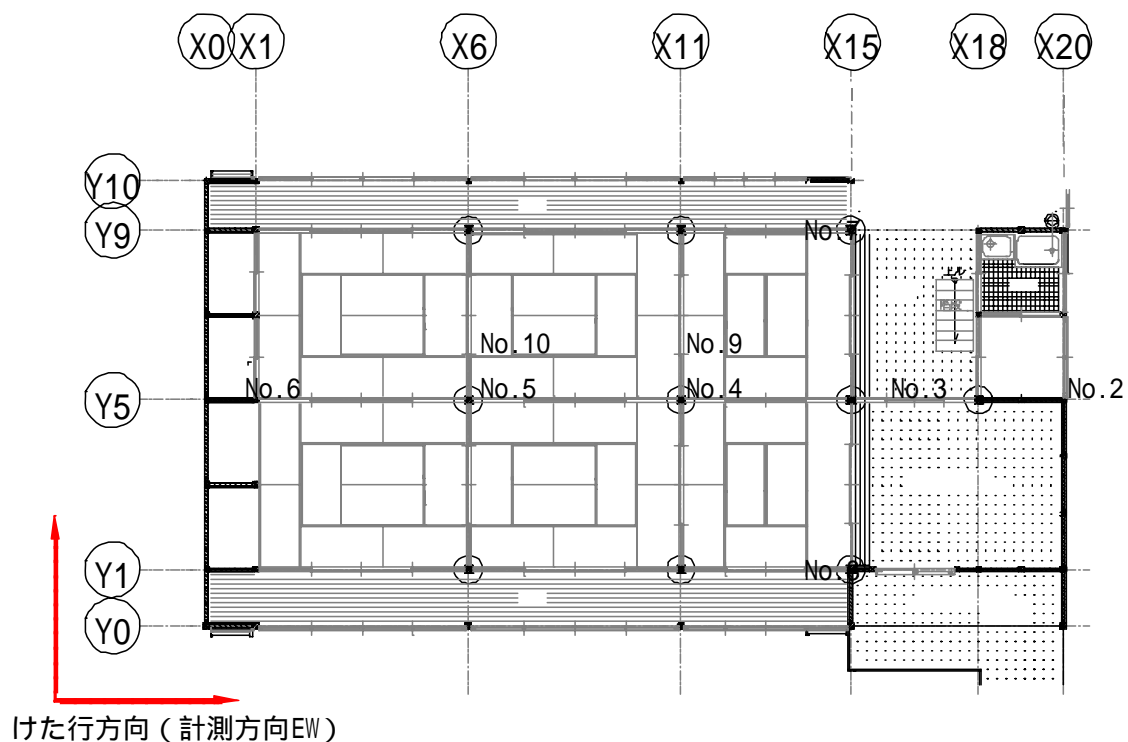


図 51 1 階平面図および計測器配置図

) 処理方法

計測された時刻歴波形を FFT 処理によりフーリエスペクトルを算出する。FFT 処理を行う際、10 分間の計測データから安定した部分のデータ個数 4096 点を複数個切り出し、ensemble 平均を行うとともに、平滑化のために Parzen ウィンドウ (ウィンドウ幅 0.2Hz) を施した。

各計測点のフーリエスペクトルから、地盤レベルのフーリエスペクトルを基準とした伝達関数、位相、フーリエスペクトル比を求め、固有振動数、振動モードを算定する。

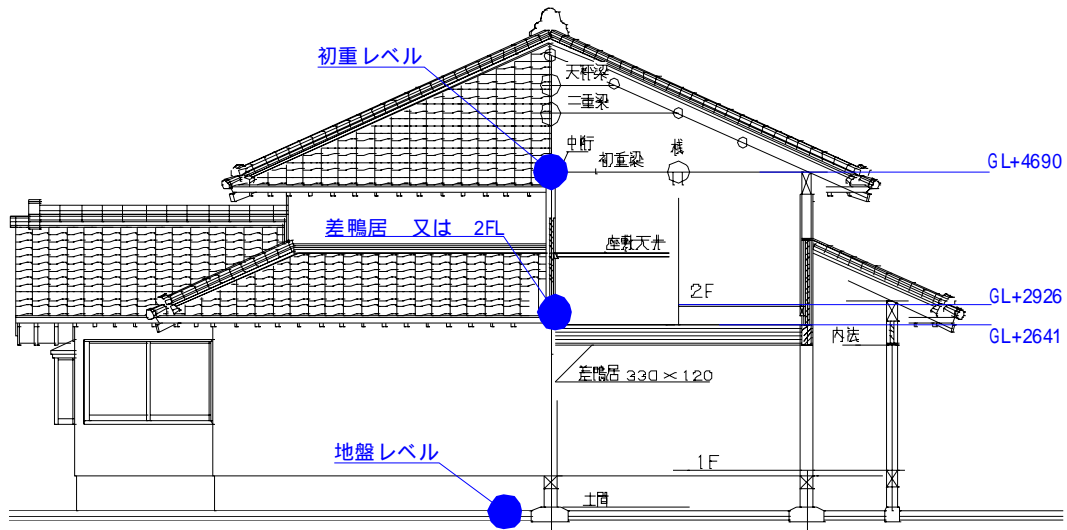


図 52 立面図および計測器配置図

### ）振動特性

地盤に対する各点の伝達関数と位相差を図 53、図 55、図 58、図 59 に示し、伝達関数から卓越した部分を読み取り、表 5 および表 6 に示す。また各工程での張り間方向において、最も卓越した振動数の振動モードを図 54、図 56、図 57 に示す。18 日の実験後の計測は、試験体の残留変形が大きく、作業の安全性から各レベル 1 点の計測としている。

#### a) 卓越振動数

実験準備中の張り間方向の卓越振動数は 1.7Hz で最も卓越している。16 日の実験前には 1.6Hz と 1.9Hz になり 1.9Hz が最も卓越している。さらに実験後の計測では 1.2Hz と 1.4Hz となり 1.2Hz が最も卓越している。けた行方向は、実験準備から実験後にかけて卓越振動数はそれぞれ 2.3Hz、2.4Hz、2.0Hz となった。

建物の両方向とも 15 日から 16 日にかけて若干振動数が高くなっている。1 階床の大引きなどを取り外すなど床剛性の低下に伴い、振動数も低くなると思われたが、同時に倒壊防止用のワイヤーを締め付けるなど、全体的に建物の剛性が上がった為と考えられる。実験後は、残留変形が残っていることから剛性が大きく低下しており、卓越振動数も低下したと考えられる。

#### b) 振動モード

平面的な振動モードから各構面の振幅は、階段、台所、風呂などが近傍にある 通りが最も小さく、 通りが最も大きい。また 通りと 通りはほぼ同一の振幅である。立面的な振動モードからは、地盤に対して差鴨居レベル、小屋梁レベル共に同程度の振幅であった。実験後においても、この変形モードは変わらなかった。

9月15日 実験準備中 張り間方向の振動特性

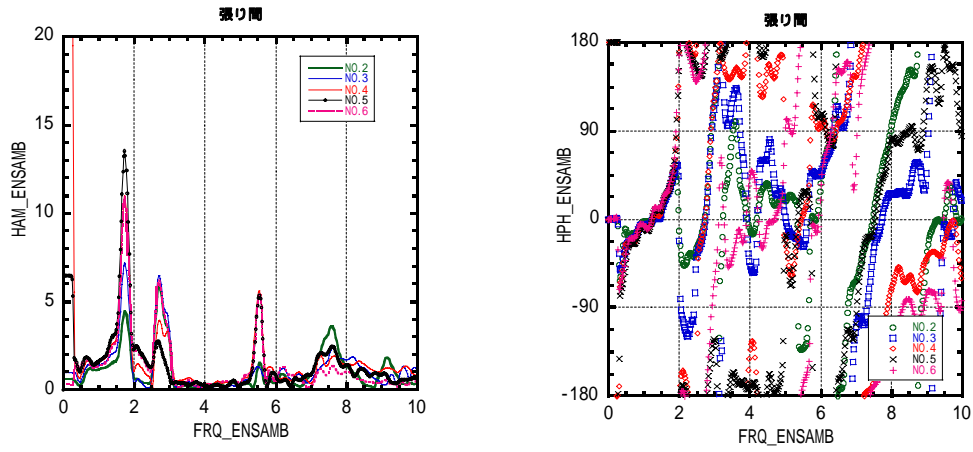


図 53 張り間方向の伝達関数と位相差

表 5 卓越振動数 (Hz)

卓越振動数 (Hz)			
9月15日	実験準備中		
1.7	2.7	5.6	7.6

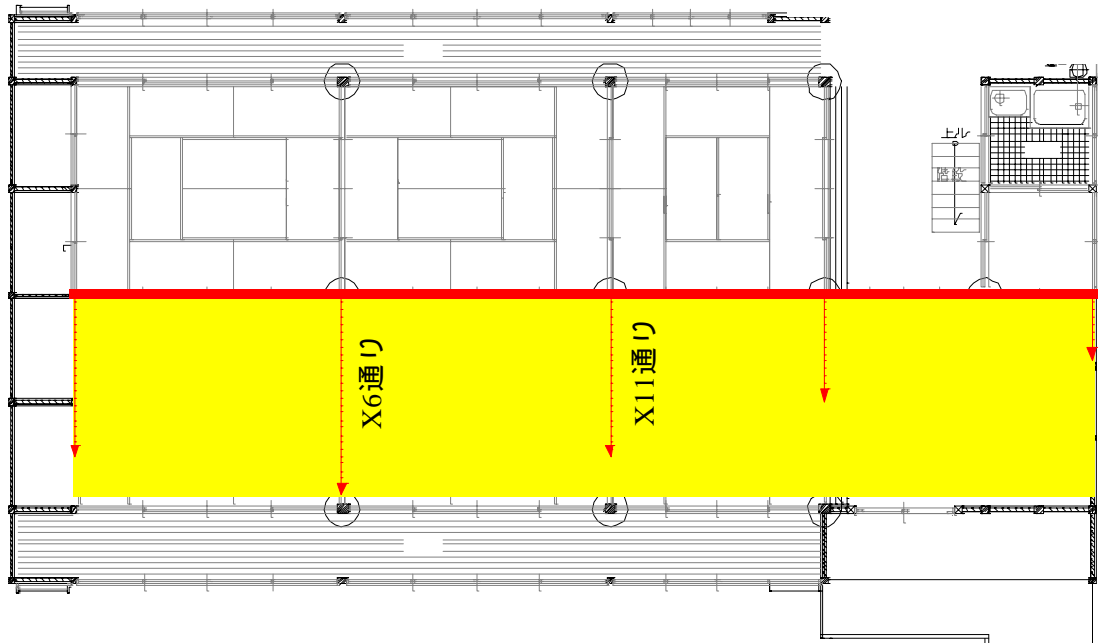


図 54 鴨居レベルの振動モード(1.7Hz)



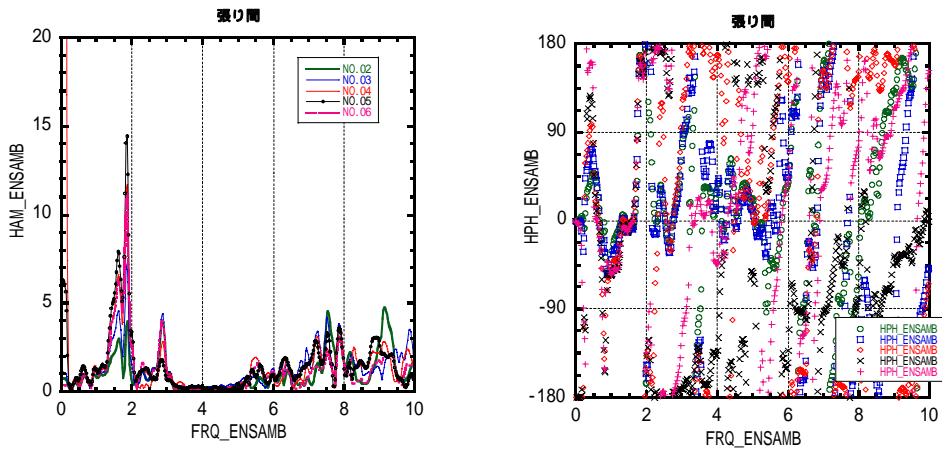


図 55 張り間方向の伝達関数と位相差

表 6 卓越振動数 (Hz)

卓越振動数 (Hz)			
9月16日	実験準備中		
1.6	1.9	2.9	7.6

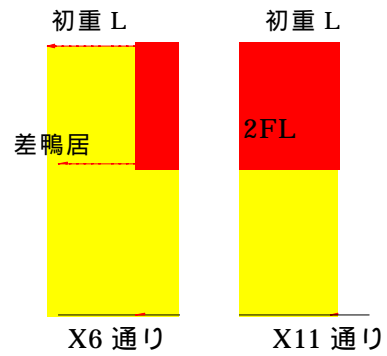


図 56 X6, X11 通りの振動モード (1.9Hz)

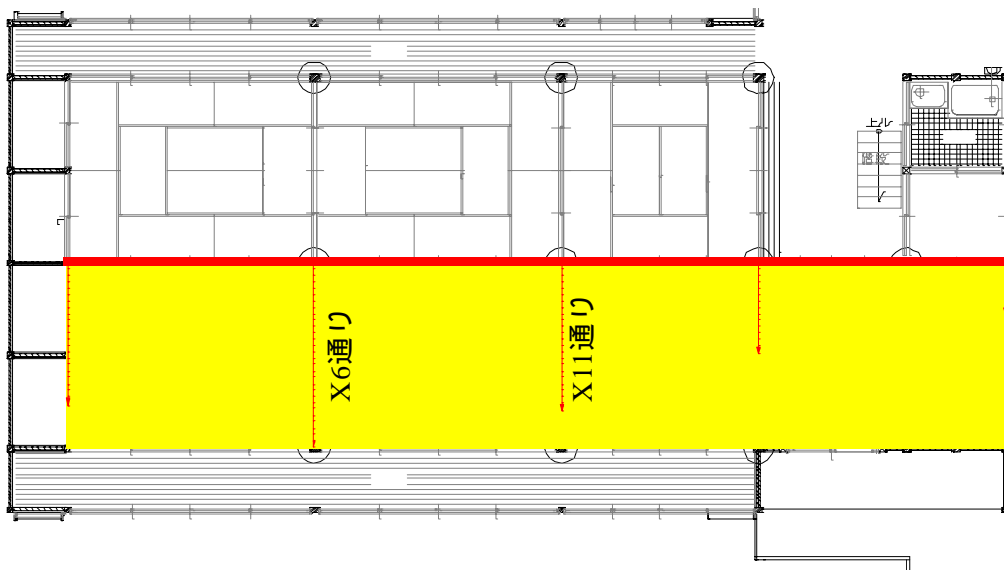


図 57 鴨居レベルの振動モード(1.9Hz)

振動特性の推移（張り間方向）

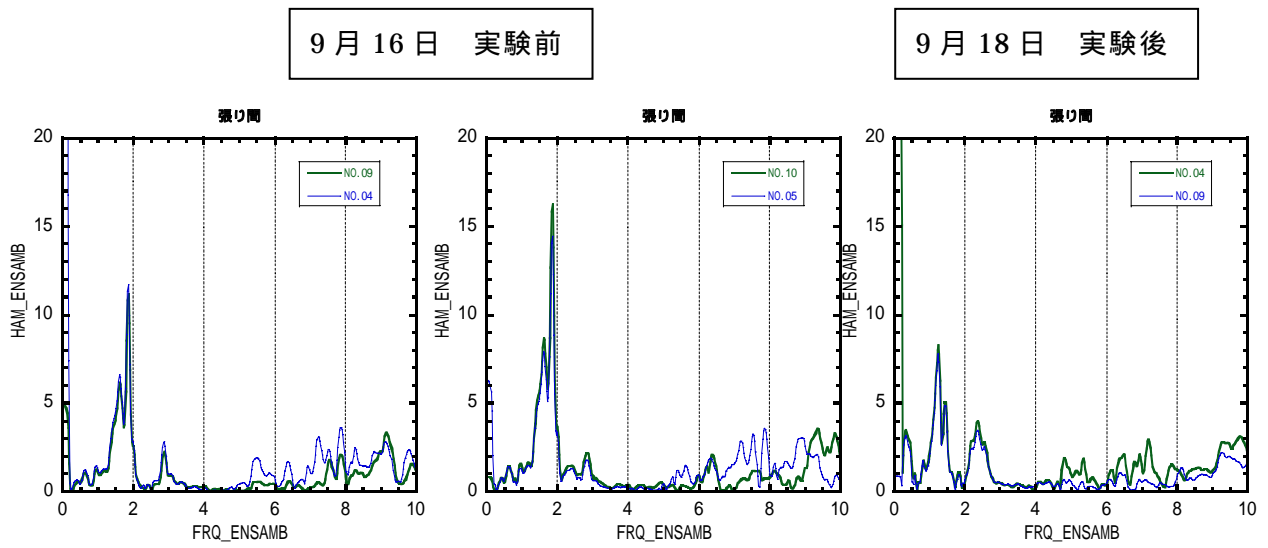


図 58(a) 実験による張り間方向の振動数の推移(伝達関数)

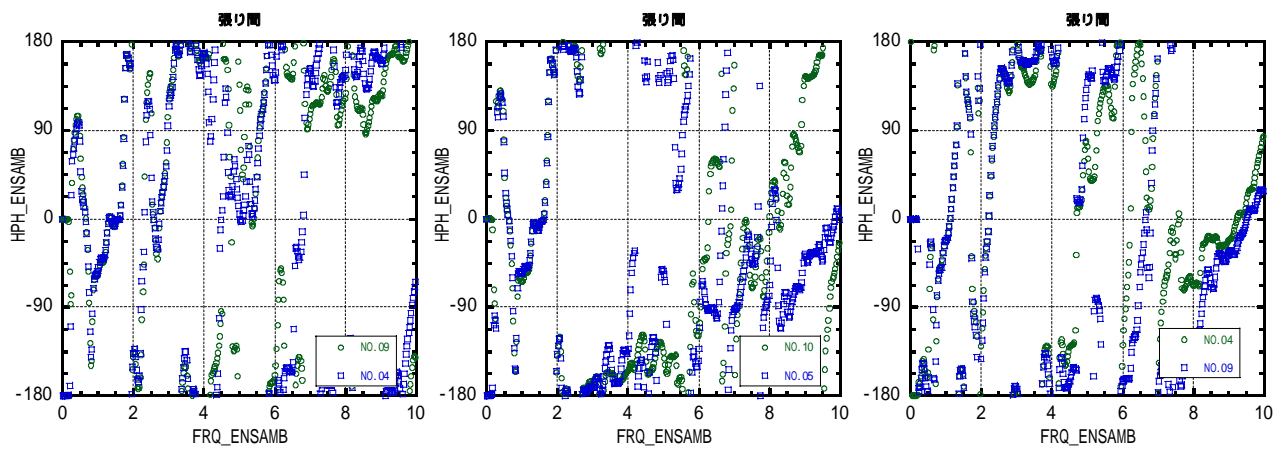


図 58(b) 実験による張り間方向の振動数の推移(位相差)

表 7 各実験工程における卓越振動数

計測日(2004)	実験状況	卓越振動数 (Hz)			
		1.7	2.7	5.6	7.6
12月15日	準備中	1.6	1.9	2.9	7.6
12月16日	実験前	1.2	1.4	2.3	

振動特性の推移 (けた行方向)

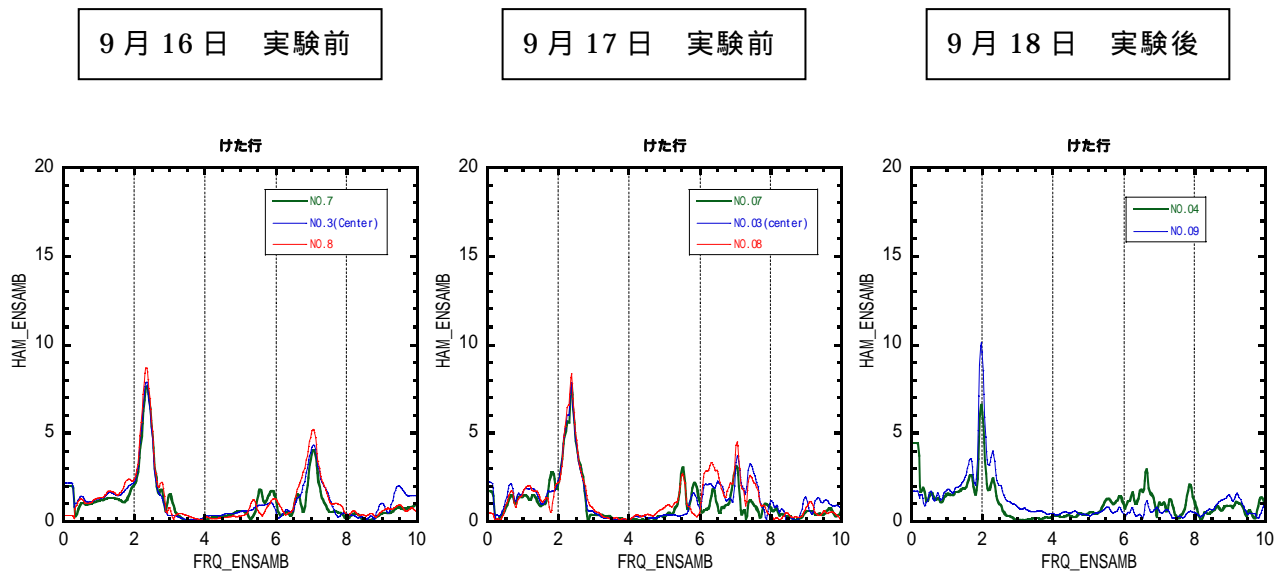


図 59(a) 実験によるけた行方向の振動数の推移 (伝達関数)

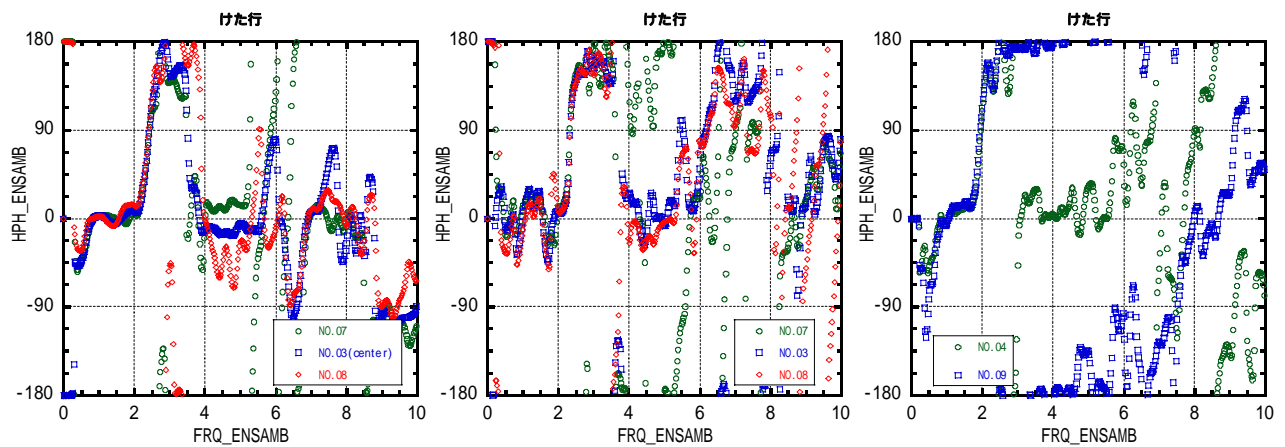


図 59(b) 実験によるけた行方向の振動数の推移 (位相差)

表 8 各実験工程における卓越振動数

計測日	実験状況	卓越振動数 (Hz)		
2004年12月15日	実験準備中	2.3	5.9	7.1
2004年12月16日	実験前	2.4		
2004年12月18日	実験後	2.0		

f) 限界耐力計算による検討

構造詳細調査により調査された耐震要素の仕様から算定する復元力特性と、静的加力実験で得られる復元力特性を比較し、限界耐力計算に基づいた応答計算を行う<sup>9),10)</sup>。その際、建物重量は実測値を用いることとする。

) 荷重

・固定荷重

部材および構面の実測値に基づいて、地震時設計用の固定荷重を算定。623kN

・積載荷重

対象建物は平屋建てであるが、小屋組の一部を収納に用いているため、建築基準法施行令 85 条に基づき、表中(は)(1)に掲げる単位荷重を用いる。 $47 \text{ m}^2(\text{床面積}) \times 600\text{N}/\text{m}^2=28\text{kN}$

・地震用建物重量

固定荷重と積載荷重の合計を地震時計算用の建物重量とする。651kN

) 地震力

計算に用いる地震動は、建築基準法施行令第 82 条の 6、及び平 12 建告第 1457 号の第 7 に示される加速度応答スペクトルおよび加速度増幅率を用いる。加速度増幅率は第 2 種地盤のそれを採用し、調整係数は(p, q) = (1.0, 1.0)とする。

) 復元力特性

復元力特性の算定は、各種実験<sup>5-7)</sup>によって得られた結果を基準値とし、これを仕様に即して補正を行い算定する。構面の高さは、それぞれ基礎から梁までとした。算定に加えた各構造要素は以下に示す。

(1) 土壁

壁厚は粗壁 55 mm、中塗り 10 mm(両面)の 65 mmであり、貫は 3 段とした。復元力は壁長さと壁厚に比例する。

(2) 土壁小壁

対象建物の土壁小壁(以下、小壁)は、構面の高さに対する小壁の高さ(以下、小壁高さ比)が、比較的大きい。小壁高さ比が 1/3 以下の場合、その比に応じて復元力の低減を行うが、1/3 を超える場合では一定として換算する。また、柱間寸法による補正は無い。

(3) 小壁の貫

貫の断面寸法は、15 mm × 90 mm 程度である。柱との仕口は大入りで、小壁の高さが高いため 2 段架けられている。復元力は構面高さに反比例、めりこみ面積に比例、さらに通し貫に対して 1/4 低減する。

(4) 差鴨居

差鴨居の断面寸法は、平均的に 125 mm × 345 mm であり、差し込む部分のほぞ幅は 36 mm である。復元力はめり込み面積に比例し、構面の高さに反比例する。

(5) 足固め

足固めの断面寸法は、平均的に 110 mm × 220 mm であり、差し込む部分のほぞ幅は 30 mm である。復元力はめり込み面積に比例し、構面の高さに反比例とした。

(7) 柱ほぞ

柱の断面寸法は 180 mm 角であり、初重の梁には長ほぞ相当で差し込まれている。復元力は、構面の高さに反比例する。

### 設計用復元力

各構造要素の仕様からそれぞれの復元力を算定し、加算することで建物全体の復元力を算定した。各構造要素の復元力を図 60、各構面の復元力を図 61、復元力特性を図 62 に示す。図 61、62 の復元力は、変形角 1/30rad のときの値とし、図 63 には、すべての構造要素を加算した復元力特性を設計用とし、目視において劣化が著しい X0 構面の土壁と全構面の足固めの耐力を含まない復元力を設計用(補)とし、さらに静的加力実験の実験結果を併せて表記する。

### 降伏せん断耐力係数

降伏せん断耐力 187kN 建物重量 651kN

降伏せん断耐力係数  $187 \text{ kN} / 651 \text{ kN} = 0.29$

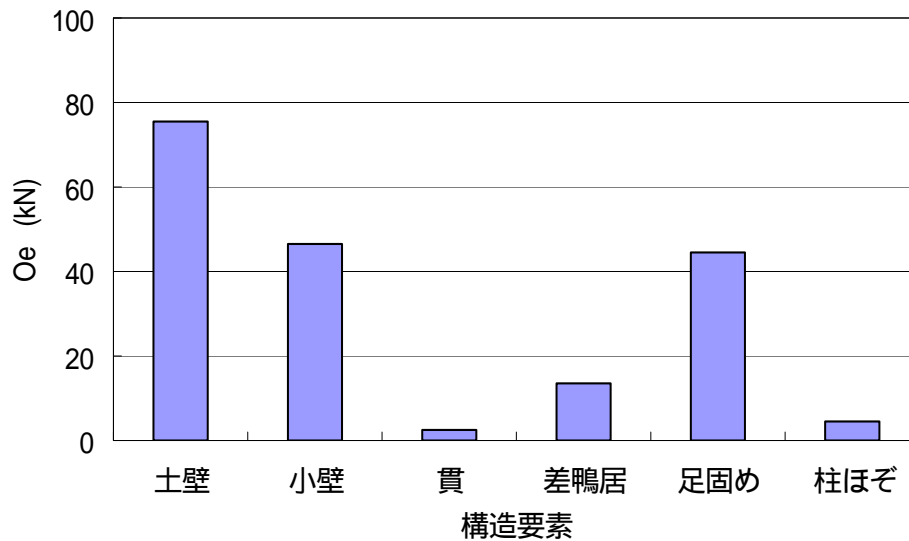


図 60 各要素の復元力

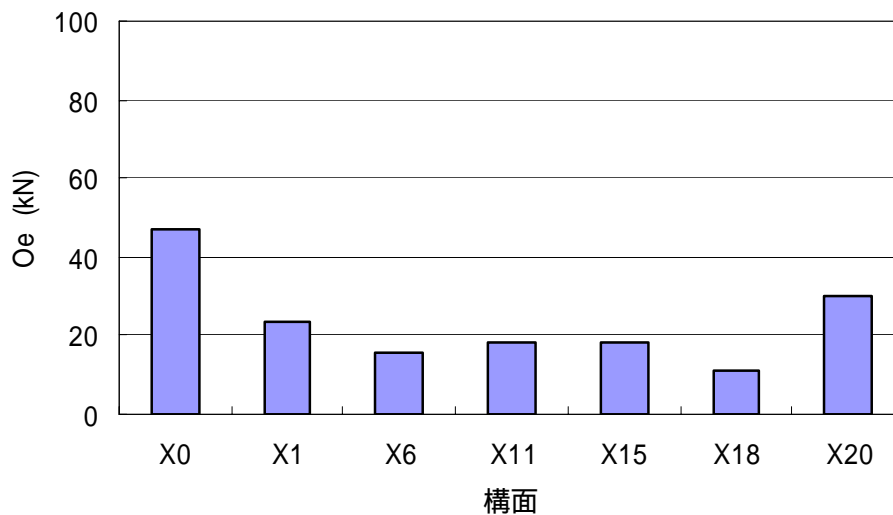


図 61 各通りの復元力

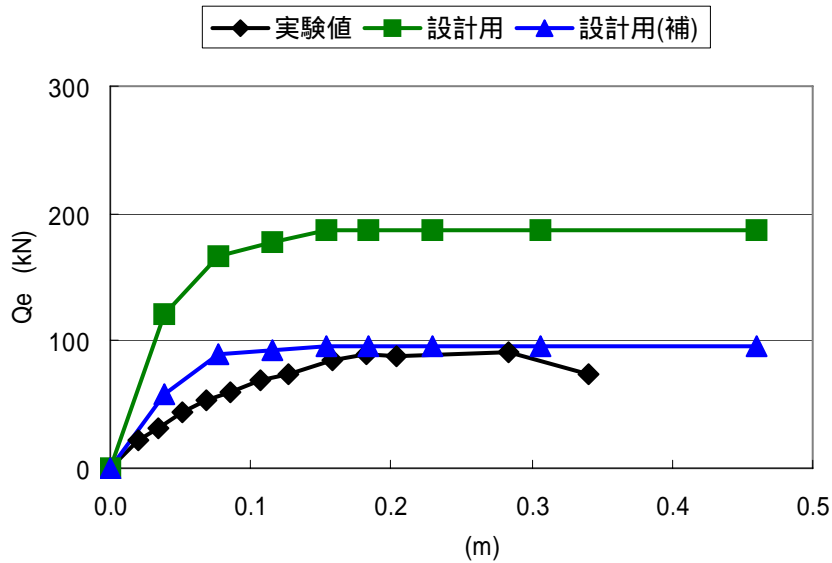


図 62 設計用と実験結果による復元力特性

）最大応答変形角

上述での復元力特性、建物重量から限界耐力計算に基づいて応答変形角を算出する。その際、構造的な階高は基礎から縮約した質点系の重心までの 4.6m とした。全ての構造要素を有効とした場合の応答結果を図 63、表 9 に示す。X0 構面の土壁と全構面の足固めを含まない場合の応答結果を図 64、表 10 に示す。

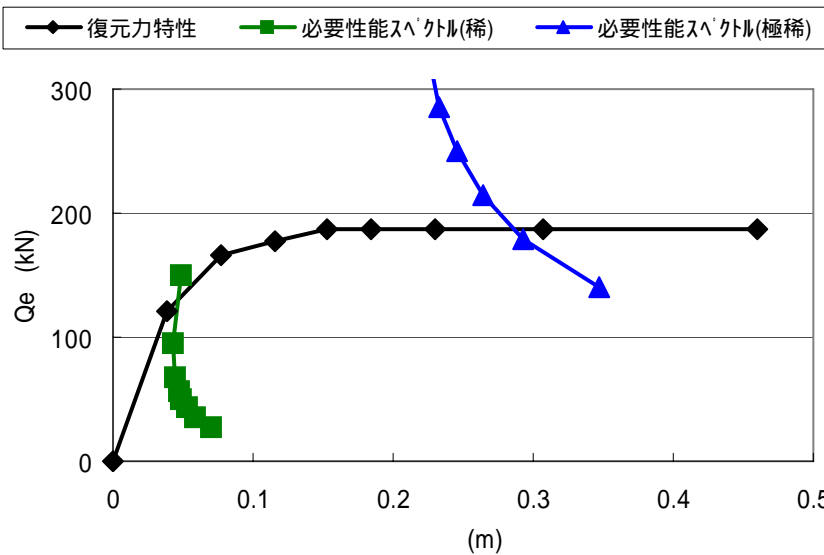


表 9 応答値

応答変形角(rad)	
稀地震	極稀地震
1/99	1/16

図 63 耐震性能評価(設計用復元力)

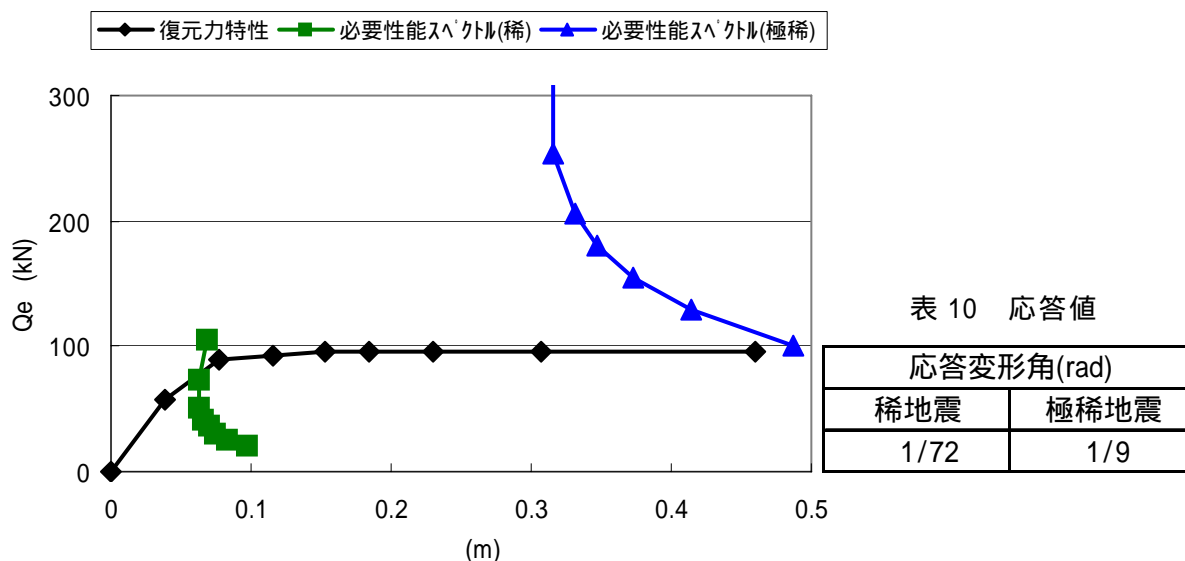


図 64 耐震性能評価(設計用復元力)

まとめ

対象建物の構造特性は、土壁、小壁、差鴨居、足固めの耐力が支配的である。しかし土壁や足固めは目視においても劣化が著しいことから、現状は小壁付きの差鴨居の耐力が支配的と言える。この分の耐力を考慮すると、静的実験の結果と比較して最大耐力がほぼ一致する。他の構造要素にも経年的な劣化は考えられ、弾性域では耐力、剛性とも実験値の方が低い。

構面毎の耐力は構面間の距離を考慮すると構面 6 が他の構面と比べて若干低いと言えるが顕著な差はない。

損傷限界変形および安全限界変形を、それぞれ変形角で表示して 1/100rad、1/16rad とする。限界耐力計算の結果では、極めて稀に発生する地震(以下、極稀地震)に対して最大変形角 1/9rad、稀に発生する地震(稀地震)に対して 1/72rad となった。極稀地震に対しては、劣化の著しい土壁や足固めを補修することで変形角 1/16rad となり、安全限界変形角を許容できる。しかし稀地震に対しては損傷限界変形角 1/100rad を超えてしまうことから、何らかの耐震補強が必要と言える。

(e) 引用文献

- 1) 清水秀丸、林康裕、鈴木祥之：2003 年 7 月 26 日宮城県北部の地震による被災木造住宅の被害傾向と耐震性能評価、第 41 回自然災害科学総合シンポジウム、2004 年 10 月、pp.26-35.
- 2) 須田達、鈴木祥之、小笠原昌敏、林康裕：京町家の構造特性と耐震性能評価に関する研究、第 41 回自然災害科学総合シンポジウム、2004 年 10 月、pp. 36-43.
- 3) 細入夏加、林康裕、鈴木祥之：萩市浜崎地区の伝統構法木造住宅の耐震性能評価と耐震補強法の検討、第 41 回自然災害科学総合シンポジウム、2004 年 10 月、pp. 44-51.

- 4) 藤田香織ほか：伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験 その2 土壁の地震波加振、日本建築学会大会学術講演梗概集，No. 22075，1997.9
- 5) 山田真澄，鈴木祥之，後藤正美，清水秀丸：単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価、日本建築学会構造系論文集 第582，95-102，2004年8月。
- 6) 鈴木祥之、後藤正美、山田真澄：単位木造フレームを用いた振動台実験による木造軸組の耐震性能評価、第11回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1511-1516、2002.11.
- 7) 後藤正美、山田真澄、鈴木祥之：木造軸組の動的・静的実験による耐震性能評価、第11回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1517-1522、2002.11.
- 8) 文化庁文化財部：重要文化財（建造物）耐震診断指針，2001.3
- 9) 鈴木祥之、斎藤幸雄、櫻原健一、五十子幸樹、野島千里：木造軸組の耐震性能評価法-小変形から大変形・倒壊の領域まで評価する限界耐力計算、日本地震工学シンポジウム、pp1523-1528、2002.11.
- 10) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル - 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法、学芸出版社、2004.3.

(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
小杉早希子・原田規行・西村督・後藤正美・鈴木祥之	木造軸組接合部の解析モデルの提案	日本建築学会北陸支部研究報告集，第47号	平成16年7月
小杉早希子・佐久間譲・原田規行・西村督・後藤正美・鈴木祥之	梁-柱有限要素によるほぞ差接合部の木造軸組解析用モデルの検討（その1）ほぞ接合部の曲げ実験	日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），構造	平成16年8月
佐久間譲・小杉早希子・原田規行・西村督・後藤正美・鈴木祥之	梁-柱有限要素によるほぞ差接合部の木造軸組解析用モデルの検討（その2）実験と解析との比較	日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），構造	平成16年8月
清水秀丸・林康裕・森井雄史・向坊恭介・鈴木祥之	2003年7月26日宮城県北部の地震における被災木造住宅の耐震性能評価	日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），構造	平成16年8月
中治弘行・伊藤淳・角徹三・鈴木祥之	壁幅の異なる土塗り壁の損傷過程 - その1 実験概要 -	日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），構造	平成16年8月



木祥之			
中治弘行・伊藤淳・角徹三・鈴木祥之	壁幅の異なる土塗り壁の損傷過程 その2 変形の増大にともなう損傷状態の変化	日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造	平成16年8月
棚橋秀光・鈴木祥之	パステルマーク・モデルによる直交異方性木材のめり込み変位の定式化	日本地震工学会大会-2004、早稲田大学国際会議場、主催：日本地震工学会	平成17年1月12日
後藤正美・小杉早希子・鈴木祥之	ほぞ接合部の木材めり込み特性の実験的検討 その1 (実験計画)	日本地震工学会大会-2004、早稲田大学国際会議場、主催：日本地震工学会	平成17年1月12日
小杉早希子・後藤正美・鈴木祥之	ほぞ接合部の木材めり込み特性の実験的検討 その2 (実験結果と考察)	日本地震工学会大会-2004、早稲田大学国際会議場、主催：日本地震工学会	平成17年1月12日
清水秀丸、岩本いづみ、鈴木祥之	実大振動台実験による差鴨居を有する伝統木造軸組の耐震性能評価	日本地震工学会大会-2004、早稲田大学国際会議場、主催：日本地震工学会	平成17年1月12日
細入夏加・清水秀丸・鈴木祥之	小壁を有する伝統木造軸組の耐震性能評価	日本地震工学会大会-2004、早稲田大学国際会議場、主催：日本地震工学会	平成17年1月12日
岡村雅克・後藤正美・清水秀丸・細入夏加・鈴木祥之	土塗り小壁の静的加力実験	日本地震工学会大会-2004、早稲田大学国際会議場、主催：日本地震工学会	平成17年1月12日
三谷隆之・鎌田輝男	土塗り小壁をもつ木造軸組の耐力特性について	日本地震工学会大会-2004、早稲田大学国際会議場、主催：日本地震工学会	平成17年1月12日
中治弘行・鈴木祥之・後藤正美・岩本いづみ・秦正徳・山田耕司・清水秀丸	東三河伝統構法木造住宅の水平加力実験	日本地震工学会大会-2004、早稲田大学国際会議場、主催：日本地震工学会	平成17年1月12日
中治弘行・鈴木祥之・後藤正美・岩本いづみ・秦正徳・山田耕司・清水秀丸	明治時代に建築された伝統構法木造民家の水平力加力実験	2004年度「東海支部研究発表会」、名古屋工業大学 2号館および24号館、主催：日本建築学会東海支部	平成17年2月19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

なし

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17年度業務計画案

本研究では、木構軸組の実大および要素試験体を用いた振動台実験を実施して、木造特有の特性と木造建築の地域性を考慮して伝統構法を含む軸組構法木造建物の地震時挙動の把握と耐震性能の評価を行い、耐震設計法および耐震補強法の開発と併せて木造建物の耐震性向上を図ることを目的として、以下のように実施する。

既存の伝統構法木造軸組の耐震性能を評価することを目的として、京町家など現存する伝統構法木造軸組住宅を対象に解体移築の可能な建物を選定する。また、移築方法や耐震補強方法を検討する。

移築された伝統構法木造軸組住宅を用いて大型震動台（E-ディフェンス）により実大振動実験を実施する。また比較検証のため新築の京町家についても同様に震動台を実施し、伝統構法木造軸組の耐震性能を評価するとともに耐震補強法の検証を行う。