

No.	氏名	所属研究機関・職名	研究課題	ページ
1	伊藤 洋子	芝浦工業大学 教授	秩父神社および三峯神社の社殿に関する研究	1～4
2	今本 啓一	東京理科大学 教授	内部が腐朽した既存木造部材の外観維持型補強工法の開発	5～8
3	後藤 治	工学院大学 教授	近世真言宗豊山派の寺院建築の調査研究	9～12
4	田淵 敦士	京都府立大学大学院 准教授	文化財保存修理における丸太組素屋根の接合部構造特性に関する研究	13～16
5	土本 俊和	信州大学 教授	棟持柱を持つ寺院建築の研究	17～20
6	林 康裕	京都大学大学院 教授	神戸市に多数残存する茅葺民家を保存活用するための構造調査	21～24
7	藤田 香織	東京大学大学院 准教授	垂壁付き独立柱を有する伝統的木造建築の微動測定に基づく剛性評価	25～28
8	宮本 慎宏	香川大学 准教授	社寺建築に用いられる大断面柱貫接合部の力学的特性に関する研究	29～32

(熊本地震特別枠)

9	伊東 龍一	熊本大学大学院 教授	熊本地震における被災文化財調査を補足する役割を担う近世建築に関する再調査・研究	33～36
10	柴田 祐	熊本県立大学 教授	熊本地震による神社仏閣の被害状況と復興に関する研究	37～40

※原則、所属研究機関・職名は申込時を記載。50音順。

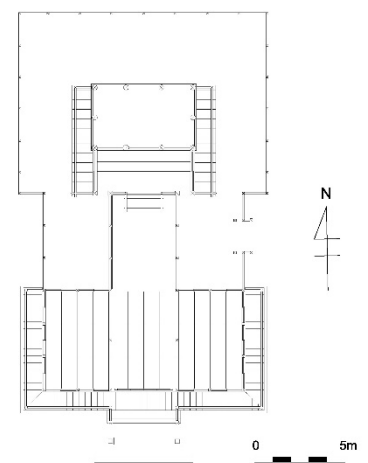
研究課題： 秩父神社および三峯神社の社殿に関する研究

代表者： 芝浦工業大学 建築学部教授 伊藤洋子

(1) はじめに

本研究は埼玉県秩父地方を代表する神社、秩父神社および三峯神社の社殿に関する研究である。秩父神社は本殿・幣殿・拝殿が接続する権現造形式の複合社殿であるが、本殿には天正 20 年（1592）の棟札が残り、その後天和 2 年（1682）に複合社殿化したとされている。本殿が天正期の建築であることを確認することが第一義的な目的である。本殿身舎柱より試料を採取し、放射性炭素 C14 年代測定法（AMS 法）を用いて年代判定を実施する。一方、三峯神社は秩父神社・宝登山神社と並び秩父三社と称される古社であり、寛文元年（1661）建立の本殿は埼玉県有形文化財に指定されている。しかしながら拝殿・隨身門・複数の摂末社建築があり、これらについては研究が殆どなされていない。特に隨身門は国宝・歎喜院聖天堂を手がけた名工林兵庫一門の作品である。また境内の東照宮（上舎）は旧本殿を縮小・移築した唯一の室町時代遺構である。これらを対象に分析をおこなう。

(2) 秩父神社の研究概要



秩父神社は昭和 41 年に自然災害を受けて社殿が損壊し、翌年解体修理工事を実施した。その結果、天正 20 年の建立当初単独だった本殿に天和 2 年に幣殿・拝殿を接続したと考えられている。一方で幕末期に組物を舟肘木から出組に替え、屋根を大型化するなどの改築を行ったことも判明した。昭和 42 年の改修で再度天和期の状態に復する工事を実施したため、幣殿と拝殿では複数の材が取り替えられた経緯がある。

図 1 秩父神社拝殿（左上）
図 2 同本殿（中上）
図 3 平面図（上）

本殿に天正 20 年建立の材は残るのか、本研究では本殿柱材の年代判定を中心におこなう。放射性同位元素 C14 年代測定の中でも精度の高い加速器質量分析 (AMS 法) のウィグルマッチングを利用する。なお試料採取について神社からの同意を得たうえで、埼玉県教育局に現状変更の手続きをおこなった。

2-1. 年代判定結果と考察

本研究では、本殿より本殿身舎柱 3 本 (妻中央柱 1、出隅柱 1、平柱 1)、幣殿境の柱 1 本、小屋梁 1 本、小屋桝首 1 本を選定し採取を行った。これらの材は、見た目の古さと表面仕上げの状態から選定した。試料採取箇所を図 4 に、測定結果を表 2 に示す。

表 2 年代判定結果

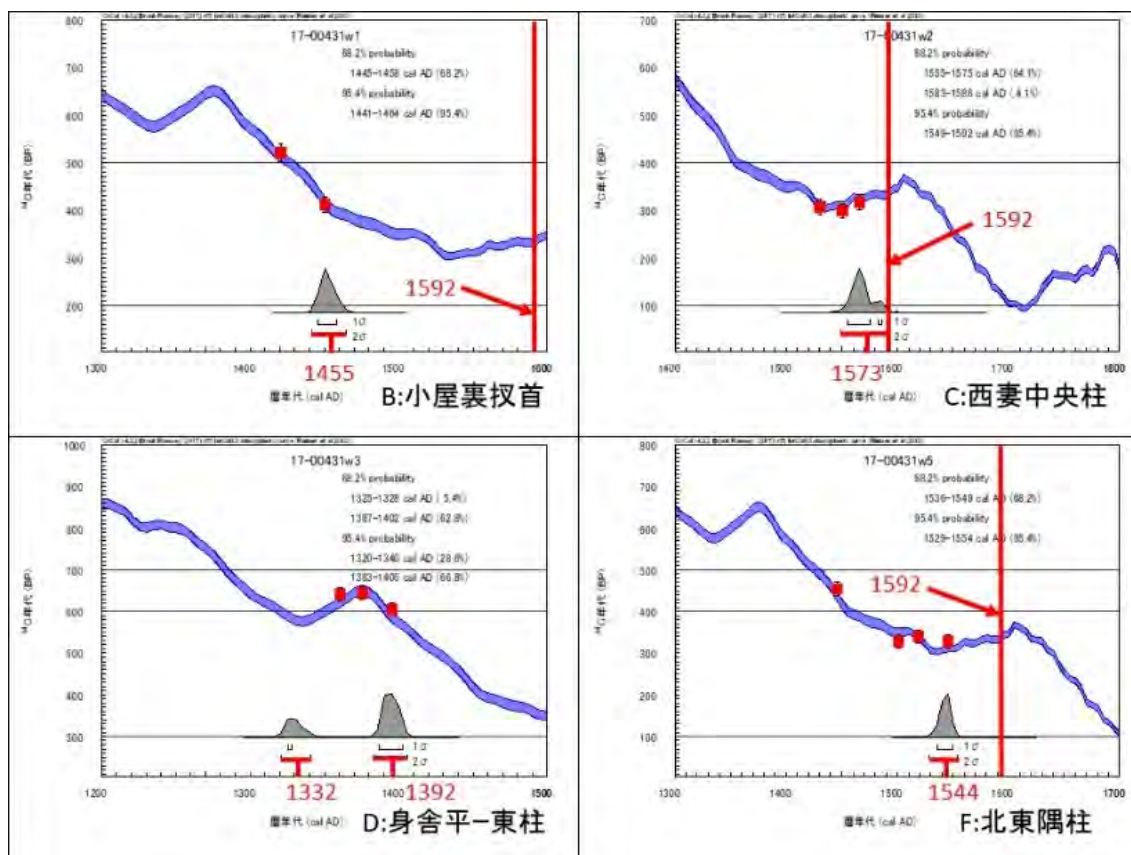


表 1 社殿の歴史の変遷

元号	西暦	出来事
崇神	10年	573創建
嘉祿	元年	1235落雷により社殿焼失
	2年	1236幕府から修造の命、妙見宮と合祀
正和	3年	1314落成、遷宮の儀
元亨	4年	1324拜殿の造営
元龜	元年	1570武田晴信の兵火で社殿・宝物の多くを焼失
天正	元年	1573株火神社社殿落宮築替
	20年	1592(作宮式)吉吉工門として社殿造営、遷宮式
天和	2年	1682改築、権現境内になる
江戸	末期	幣殿・拜殿・本殿の屋根を改築
昭和	41年	1966台風による倒木により社殿破壊
	45年	1970現在の社殿が竣工

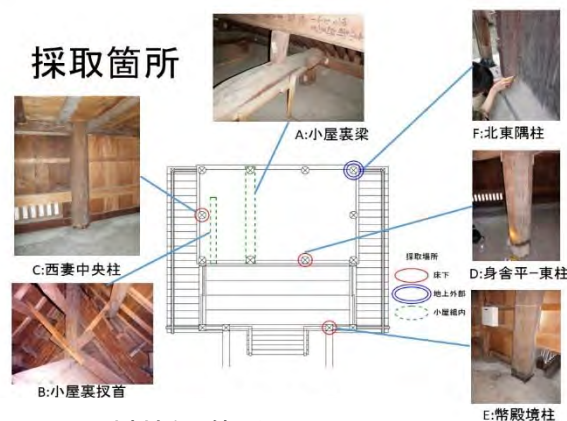


図 4 試料採取箇所

まず西妻中央の柱(図4のC、ツガ属)と北東隅柱(同F、ケヤキ)であるが、各材の最外年輪年代の中央値が1573年と1544年という結果が出た。これは本殿棟札の示す1592年より20~30年ほど古い。最終形成年輪が残存しておらず実際に伐採された年代は測定値よりも下る。伐採後の乾燥期間、材の整形による年輪の除去で20~30年の差は妥当なものと考えられ、両部材は天正期建立の材であると推定する。

次に小屋裏扱首(図4のB、カツラ)の測定結果は中央値1455年で建立年より140年ほど古い。天正建立の前身社殿は正和3年(1314)に建立と社記にあるが、前身社殿の古材を転用したと考えると年代が合致しない。15世紀後半から16世紀前半頃に伐採した材を天正の建立に利用したと考えられる。別建物の古材の再用の可能性もあると考える。またカツラは地元が多い木であるという。

次に身舎平柱(図4のD、ケヤキ)であるが、測定結果は中央値1332年、1396年で天正20年より200~260年ほど古い。しかし、小屋裏の扱首と同様、前身社殿の古材と考えると年代が合致しないため、別の古材を天正期に使った可能性が高いと考える。

なお、6材のうち小屋裏梁(図4のA、マツ属)については年輪の計測が困難でウイグルマッチング不能という結果となり、考察対象から除外した。また幣殿境の柱(図4のE、ケヤキ)は角柱であり、天和期の後補材であると推定できるため、表2には載せていない。

2-2. 秩父神社本殿の建立年代について

本殿西妻中央の柱と北東隅柱が天正期建立のための柱と推定でき、かつ小屋裏扱首と身舎平柱はそれより古い材と判明した。秩父神社はこれまで、天正の建立当初の材の有無は不明であったため、この調査は秩父神社社殿の歴史的価値を再評価する結果となったと考える。現在埼玉県指定文化財であるが、研究成果によって文化庁で進められている国指定重要文化財候補建造物リストに推薦する計画である。

(3) 三峯神社の研究概要

三峯神社には寛文元年(1661)建立の本殿(埼玉県有形文化財)のほか拝殿・隨身門・20棟を超える摂末社建築があり、実測調査、史料調査を実施した。

拝殿(寛政12年=1800)、国常立神社、隨身門(元禄4年=1691、寛政4年=1792再建)、東照宮上舎(寛政4年=



図5 三峯神社境内の建築

1792)、手水舎（嘉永6年＝1853）、八棟木燈台（安政4年＝1857）そして秩父宮殿下台臨記念館（昭和6年落成 関根要太郎設計）を対象とした。ここでは旧本殿であった東照宮上舎について報告する。

3-1. 三峯神社東照宮上舎

東照宮上舎（うわや）は寛文元年建立の本殿以前の旧本殿を縮小・移築した社殿で、三峯神社唯一の室町遺構である。隅木入りでない春日造、銅板葺、妻入、一軒繁垂木である。天文2年（1533）の旧本殿の棟札が現存する。『三峯大観』によると三峯山は江戸時代に徳川將軍家から篤い崇敬を受け、寛永元年（1624）に境内摂社として徳川家康を祭神とする東照宮が創立造営された。寛文元年（1661）に現本殿が建ったのち、旧本殿を東照宮の上舎として用いるようになったが、この時期は明確にはわからない。

向拝の水引虹梁端部には袖切のみがあり、渦や若葉はない。木鼻の渦は円形であり彫りが浅い。これらは室町時代の社殿の特徴である。一方、下記のような特徴が特記される。

- ①身舎柱が円柱ではなく角柱である。
- ②水引虹梁の藁股に斗がなく、藁股に通肘木が直に載る。これは移築の際に欠損したものと推測するが、上の庇の傾斜を大きく変更したことで斗のスペースが無くなった可能性がある。
- ③外陣の扉は旧本殿の扉であり、武田信玄によって天文10年（1541）に寄進された「八重の御扉」であると伝えられている。この扉に対して藁座が大きく、中央に用いられていない藁座があり、かつ幣軸と合体した形状である。中央上部の藁座下面には軸2本を立てた痕跡がある。天文2年の建立時に本殿として別形式の扉があった可能性がある。

3-2. 三峯神社東照宮上舎の評価

上記の特徴を考えると、天文2年の旧本殿建立時には柱形状、屋根材と庇の傾斜、扉の形態などが現在とは異なっていた可能性がある。貴重な室町期建築であり、保護されるべき建築である。

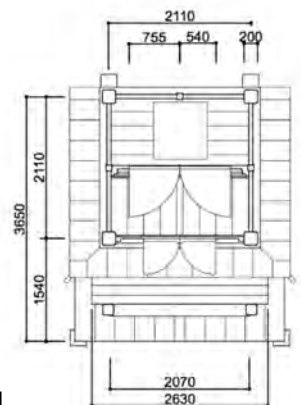


図6 東照宮上舎前景 図7 藁股に斗がない 図8 藁座 図9 平面図

内部が腐朽した既存木造部材の外観維持型補強工法の開発

研究実績の要旨・概要

東京理科大学工学部第二部建築学科・教授
今本啓一

1. はじめに

人類はこれまでの歴史の中で各国・各地域によって手に入り易い材料を用い、風土・気候に適したさまざまな建築物を創り出してきた。我が国において木材は山林が多く容易に入手できる環境であること、さらには調湿機能を持ち高温多湿な風土に適した材料であることから古くから使用され、現在でも多岐にわたり用いられている人類との付き合いの長い構造材料である。

しかしながら、木材の耐久性には未解明な部分が多く存在し、劣化はその一つである。数多くある劣化要因の一つに着目した強度低下に関する研究は行われており、劣化（腐朽）により質量が20%減少することで圧縮強さが半減するというデータ¹⁾も存在する。実建築物では単独の要因による劣化のケースは稀で、いくつかの因子が複合した劣化がほとんどであり、それぞれの要因に分離し把握することは困難である。そのため、古くから存在する貴重な木造建築物において、劣化による強度低下を診断することは必要不可欠となっている。

また、現在の劣化への補強方法は劣化した部分を切除し新しい健全な木材に替える方法や、外側から劣化した部材を囲む形で補強する方法が存在する。しかし、これらの方法では図1に示す文化的価値のある建物での使用や独特の形状の部材への適用は困難であり、工期やコストがかかることも懸念材料である。さらに蟻害・虫害のように表面上では劣化が見られず、図2に示すような内部のみ劣化が進行している場合における補強法さらには劣化診断手法についての研究も必ずしも多くない。

2. 研究目的

表面劣化が少ない場合にできるだけ表面を傷つけず探査できる非・微破壊による内部劣化の診断方法および補強方法で、短期間かつ低コストで専門技術をあまり要しない方法が求められる。本研究では、包括的に劣化を診断する手法として超音波試験の透過法を、適用性の高い補強法として樹脂充填による補強法を確立することを最終目的とする。本報では模擬劣化・蟻害劣化供試体の圧縮強度試験および蟻害劣化部材の曲げ強度試験を行った。

3. 模擬劣化圧縮強度試験

3.1 実験概要

本実験では既往研究^{3,4,5)}を参考にし基礎的な取組みとして、実際の木材の劣化状況を再現するために、中心部に円型穿孔させた模擬劣化の試験体を作製する(図3)。木材はスギを使用し、試験体寸法は30×30×60mmの試験体で行う。体積および面積に対する欠損率(以降、欠損割合と呼ぶ)が約10%、30%になるように、それぞれ直径10mm、18mmで穿孔する。さらに、欠損割合30%では実劣化に近いモデルとして直径6mmで均一に9ヶ所穿孔したパターンも用意し、樹脂にはエポキシ樹脂にポリアミン樹脂を配合した2液混合硬化型樹脂Rを使用した。

超音波試験の透過法で穿孔前後の速度変化から模擬劣化を探査できるか、および樹脂充填前後の速度変化から充填の確認を行う。その後、圧縮強度試験はJIS Z 2101に準じて行い模擬劣化による強度低下と樹脂充填による補強効果の有無を検討する。



図1 文化的価値のある建物(彦根城²⁾)



図2 内部のみ劣化した部材

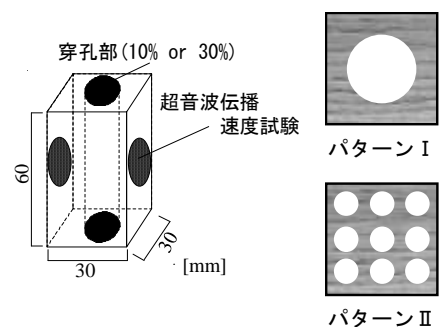


図3 試験体概要図

3.2 圧縮強度試験結果

図4に圧縮強度試験結果一覧を示す。充填を施していない試験体において、欠損割合10%では強度変化はみられず、欠損割合30%-Iでは強度が30%以上、30%-IIでは約20%もの減少がみられた。このことから10%ほどの欠損では強度への影響は小さく、30%ほどの欠損になると強度に影響を及ぼすことが確認できる。

欠損割合10%への充填である10-Rでは0-Nと比べ20%強度上昇、欠損割合30%ではそれぞれの充填なしと比べ30-I-Rでは2倍以上、30-II-Rでは30%の補強効果があった。また10-R、30-I-Rでは樹脂を充填することで木材のばらつきも押さえることに成功している。実劣化に近い形を想定したパターンIIの穿孔モデルでの充填後の強度は欠損なしの標準試験体と近い値を示し補強効果の有益な結果であると考えられる。

3.3 劣化探査

穿孔後の超音波伝播速度を穿孔前の値で除した速度変化率を図5に示す。欠損割合10%時ではほとんど変化がみられなかった。30-では15%、30-では30%ほど速くなり速度変化から劣化を確認することができる。圧縮強度試験結果より欠損割合10%では強度低下はほとんど生じておらず、欠損割合30%では強度低下が確認されていることから超音波の速度変化から強度低下を確認できると言える。また、パターンIではパターンIIより速度変化率は大きい結果となった。実際の劣化に近いモデルであるパターンIIにおいてより内部劣化を検知しやすい傾向にあることがわかる。

3.4 充填確認

充填後の超音波伝播速度を充填前の値で除した速度変化率を図6に示す。欠損割合10%では速度変化は大きくみられないが、欠損割合30%では15%~20%速くなっていることがわかる。そのため、充填および補強の確認ができる結果となった。

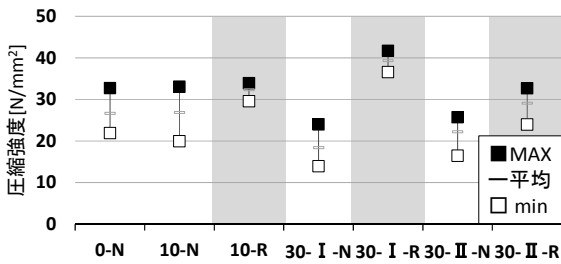
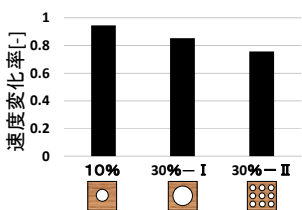
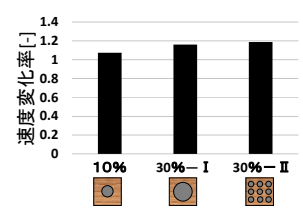


図4 圧縮強度試験結果一覧



※速度変化率：穿孔後/穿孔前
図5 穿孔前後の速度変化率



※速度変化率：充填後/充填前
図6 充填前後の速度変化率

4. 蟻害圧縮強度試験

4.1 実験概要

実劣化の圧縮試験として短期間で劣化が進行するマツ材へのイエシロアリによる暴露試験にて蟻害を行う。図7に蟻害試験体写真を示す。本実験では105×105×100mmの試験体10体を用意し質量および超音波試験の透過法を実施後に、2体を蟻害させない健全試験体として残りの8体を蟻害させる。6月中旬から7月中旬までの約1ヶ月間蟻害暴露を行い、再び質量および超音波試験の透過法を行った。JIS Z 2101の寸法比を参考にし105×105×100mmの試験体を50×50×100mmの4試験体に切断後、質量、超音波伝播速度、目視での劣化グレードを計測する。その後一部の試験体に樹脂充填を行い、再度超音波伝播速度を測り圧縮試験を行う。

超音波試験の透過法から蟻害劣化の有無の探査と樹脂充填後の確認を行い、圧縮試験では樹脂充填による補強効果の確認を行う。

4.2 劣化探査

図8に超音波伝播速度と質量の変化率を示す。決定係数 $R^2=0.84$ から相関性が高いことが確認できる。このことから超音波伝播速度変化から蟻害の表層そして内部の被害を探知できると言える。

目視での劣化グレードの評価基準は表1に示す。健全をグレード0とし蟻害が大部分にみられる場合グレード4と分類した。超音波伝播速度と劣化グレードの相関を図9に示す。目視と超音波伝播速度の相関はある程度みられたものの一部の試験体で外れるものも確認された。

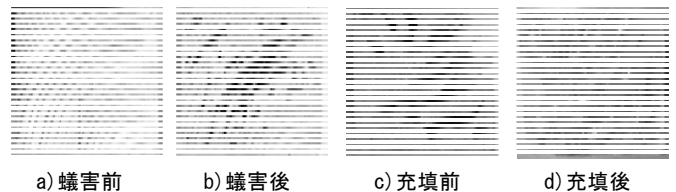


図7 蟻害試験体写真

表1 劣化グレード

劣化グレード	状況
0	健全
1	蟻害ほとんど見られない
2	わずかに蟻道・食痕を確認
3	一部に蟻道・食痕を確認
4	大部分に蟻道・食痕を確認

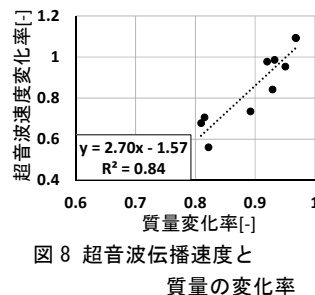


図8 超音波伝播速度と質量の変化率

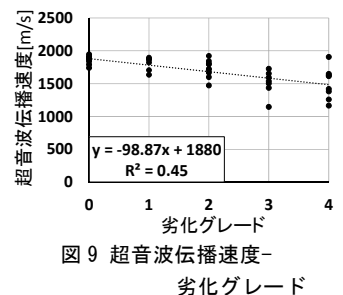


図9 超音波伝播速度-劣化グレード

4.3 圧縮強度試験

圧縮強度と目視の関係を図10に示す。目視グレードが上がるにつれて圧縮強度が低下している傾向が確認できる。グレード4では健全材と比較すると圧縮強度が半分まで低下していることがわかる。グレード4に対して樹脂充填を行うことで同じグレード4と比較して1.8倍まで強度が向上し、蟻害のほとんどない試験体と同様の圧縮強度までの改善がみられた。このことから補強対象はグレード4であり、樹脂充填を行うことで補強可能であると言える。

4.4 充填確認

図11に樹脂充填による質量と速度の上昇率を示す。決定係数 $R^2=0.80$ から充填量と速度上昇の相関が高いことがわかる。そのため樹脂充填の状況の確認において、超音波試験の透過法は有効な手法であると言える。

5. 蟻害曲げ強度試験

5.1 実験概要

前章の蟻害圧縮強度試験から樹脂充填による補強効果を確認することができた。次に曲げ強度試験を行い樹脂充填による補強効果を検討する。本実験では105×105×1000mmのマツ材の試験体13本を用意し、3体を健全材として蟻害させず残りの10体については4月から7月にかけて約3ヶ月野外暴露させた。曲げ強度試験ではJIS Z 2101を参考にした上で図12に示すセットアップで3点荷重、スパン800mmとし、土台や梁を想定して載荷面は木裏側で実験を行った。図13に樹脂充填の様子、図14,15

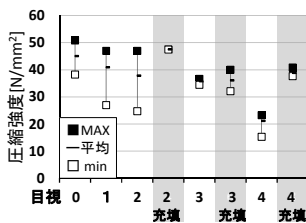


図10 圧縮強度—目視

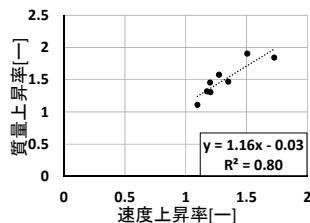


図11 質量と速度の上昇率

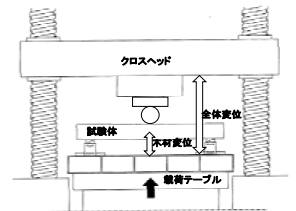


図12 曲げ試験セットアップ



図13 樹脂充填の様子

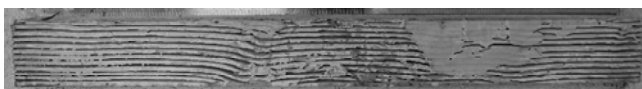


図14 蟻害試験体 (充填前)



図15 蟻害試験体 (充填後)

に充填前後の蟻害試験体写真を示す。蟻害後に5体の試験体に側面から千鳥状に10箇所穿孔し専用のガンを用い充填を行った。超音波試験の透過法から蟻害劣化の有無の探査と樹脂充填後の確認を行い、曲げ強度試験では樹脂充填による補強効果の検討をする。

5.2 劣化探査

超音波試験の透過法によって一面から10箇所測定を行ったものの蟻害が大きい試験体では測定不可能な箇所が存在した。そのため一面で7箇所以上測定できた試験体と健全材を比較した超音波伝播速度の結果を図16に示す。図16から蟻害試験体では健全材と比較しても7箇所以上測定ができた蟻害試験体においても50%ほど速度が減少していることがわかる。そのため超音波伝播速度を用いることで、表層だけでなく内部に潜む蟻害部分を探知できると考える。

5.3 充填確認

充填前後の透過法による超音波伝播速度関係を図17に示す。充填を行うことで速度が150%~240%上昇していることがわかる。そのため充填後の超音波試験の透過法による確認も可能であると言える。

5.4 破壊性状

曲げ載荷後の破壊性状の試験体写真を図18,19,20に示す。健全材および樹脂充填材では応力が集中しやすい最下層中央付近にて繊維に沿いながらの亀裂破壊が主としてみられた。蟻害試験体の一部の試験体では食害がひどく脆くなっているため載荷点からの圧縮破損が確認される結果となった。

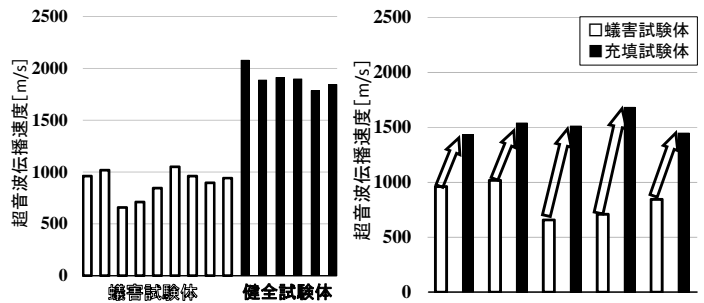


図16 超音波速度による蟻害試験体と健全材の比較

図17 充填前後の超音波伝播速度関係



図18 破壊性状 (健全材)



図19 破壊性状 (蟻害試験体)



図20 破壊性状 (樹脂充填材)

5.3 曲げ強度試験

曲げ荷重結果一覧を図 21 に示す。蟻害を受けることで健全材と比べ 40%ほど強度が低下しているが、樹脂充填をすることで 20%補強されることがわかる。充填材の最小荷重となった試験体では載荷面が唯一木表側となったために強度が低くなったこと⁵⁾が考えられ、除いた場合には樹脂充填材と蟻害試験体の強度を比較すると約 30%の強度上昇となり充填による補強の有効性がさらに高まる結果と言える。

図 22,23,24 に曲げ荷重と変位の関係を示す。曲げヤングを比較すると高い順から健全試験体: 7.7kN/mm^2 > 充填試験体: 4.9kN/mm^2 > 蟻害試験体: 2.1kN/mm^2 となり樹脂充填により曲げヤングを回復できることが確認できる。

5.5 曲げ強度の推定

曲げ強度に最も影響を及ぼすと推測される載荷時の最下面へ超音波試験の表面法を適用し、端子間距離を 800mm、400mm、200mm とした場合の超音波伝播速度を図 25 に示す方法で計測する。曲げ荷重と表面法による超音波伝播速度を図 26,27,28 に示す。800mm、400mm では相関を確認できないものの 200mm の際には相関性がみられる結果とわかる。このことから最下面中央の表面法による超音波伝播速度から曲げ強度の推定が可能であると考える。

6. 結び

本研究では、劣化の中でも内部劣化に着目し模擬劣化と蟻害試験体への超音波試験の透過法による欠陥探査と充填確認、および樹脂充填による補強方法の検討を行った。本稿で得られた知見を以下に示す。

- 1) 模擬劣化圧縮強度試験において、欠損割合 10%では超音波試験での内部劣化を確認することは困難であるが、一方で耐力低下がみられないため探知する必要性は薄いと考える。欠損割合 30%では耐力の低下が生じるが、超音波試験で内部劣化を確認できるこ

とも明らかとなった。また樹脂充填による強度の向上と樹脂充填による速度の変化も確認できるため樹脂充填による補強効果の確認も可能といえる。

- 2) 蟻害圧縮強度試験において、超音波伝播速度変化率と質量変化率から蟻害劣化の探知が可能であり、樹脂充填も速度上昇から確認可能だと言える。また劣化グレード 3 までは補強の必要性は低いものの、補強が求められるグレード 4 では樹脂充填による強度の向上を確認することができた。
- 3) 蟻害曲げ強度試験においても超音波試験の透過法から蟻害劣化の探査と充填後の確認が可能であると言える。その上で樹脂充填によって曲げ強度および曲げヤングが向上した。さらに超音波試験の表面法を用いることで曲げ強度の推定も可能であることがわかる。本稿の実験において、超音波試験の透過法による劣化探査と樹脂充填後の確認および強度試験から樹脂充填による補強効果を示したことから、有用性のある手法であると言える。

謝辞

本稿の実験において、株式会社アサンテ、株式会社コーシンハウスケアリング、前田工織株式会社よりご協力いただきました。また、近藤豊君（東京理科大学工学部第二部建築学科学部生）に実験補助をしていただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 木造建物.com
- 2) 竹之内裕、川ノ邊渉：文化財建造物の修復に用いられた合成樹脂の変遷、保存科学 No.37, pp.99-123
- 3) 樋口清治：木造建造物化粧部材の保存と修復における合成樹脂の応用－法隆寺旧富貴寺羅漢堂と茶室如庵の場合－、保存科学 No.10, pp.37-72
- 4) 五郎丸修平、南川貴明、大塚亜希子、今本啓一、清原千鶴：内部が劣化した既存木造部材を想定した欠陥探査と樹脂充填による補強方法に関する実験的研究、日本建築学会関東支部研究報告集, 2017.3
- 5) 吉田孝久：木材強度の論争（後編）、長野県林業総合センター技術情報

*1 東京理科大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生
 *2 東京理科大学工学部建築学科 教授 博士(工学)
 *3 東京理科大学工学部建築学科 嘱託助教 博士(工学)

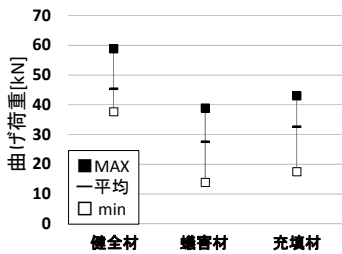


図 21 曲げ荷重結果一覧

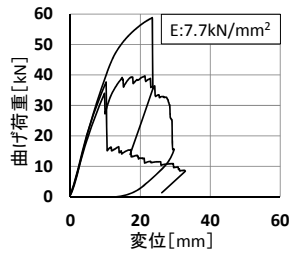


図 22 荷重－変位関係（健全）

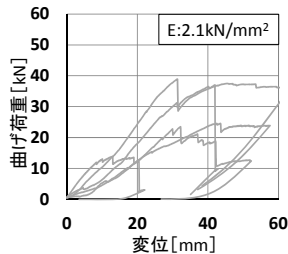


図 23 荷重－変位関係（蟻害）

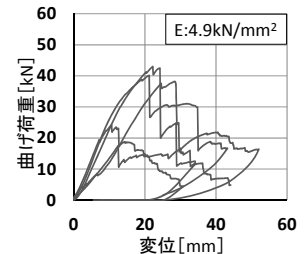


図 24 荷重－変位関係（充填）

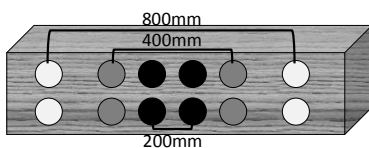


図 25 超音波試験表面法

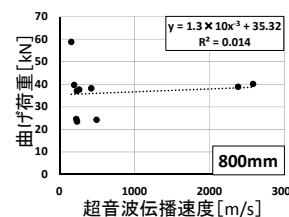


図 26 表面法（800mm）

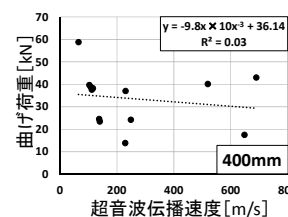


図 27 表面法（400mm）

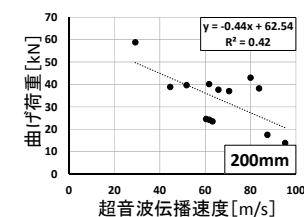


図 28 表面法（200mm）

平成 28 年度

近世真言宗豊山派の寺院建築の調査研究【要旨・概要】

1. 研究の目的と概要

江戸時代中期は、真義真言宗は智山派、豊山派に分岐し、転換を迎えた時代である。本研究は、真言宗の活動が特に活発であった元禄期に着目し、真言宗古刹の伽藍の整備、本堂の復興、その他堂宇の展開と特徴を解明することを目的としている。研究代表者らは昨年度、松井角平財団の助成により、佐渡市長谷寺五智堂及び観音堂の建築調査として、その詳細うかがい知ることができた。また同時期に併せて真言宗小池坊に末寺となった鹿沼市医王寺を類例として調査し、同時期の復興、堂宇の特徴を確認することができた。本報告書では、最も詳細な調査研究を行った医王寺の諸堂宇について報告する。

2. 鹿沼市医王寺の歴史的環境

東高野山医王寺は栃木県鹿沼市栗野に位置する真言宗豊山派寺院である。境内は鹿沼市の南西部の鹿沼市北半田に位置している。創建は、天平神護元年(765年)芳賀郡の僧・勝道上人が日光開山の途中、下野国半田(現在の栃木県鹿沼市半田)に浄地堂閣を営んだことに始まると伝えられている。寛永年間(1624～44年)または正保年間(1655～1658年)に起こった火災により堂宇が焼失するも、明暦年間(1655～58年)には本堂(講堂)、大師堂、金堂の順に再建されたと伝わる。現在医王寺境内には南北に続く石畳の参道が伸びており、南より仁王門(八脚門)、金堂(桁行五間、梁間五間)、唐門(四脚門)、講堂(桁行十二間、梁間七間)がほぼ一直線上に並んでいる。また、唐門より北の境内地は台地となっており、石垣と板塀によって仕切られている。唐門西側には南より大師堂、地藏堂が、東側には赤門、鐘楼並び、また講堂西側には客殿が接続され、さらに西には庫裡、石蔵が配されている。このうち金堂、大師堂、唐門、講堂、客殿は栃木県指定有形文化財に指定されており、境内には他にも県指定文化財を数多く有している。

3. 護持院隆興との関連について

護持院隆光は慶安二年(1649年)から享保九年(1724年)の間に活躍した、江戸時代中期の新義真言宗の僧である。隆光が大僧正となった元禄期からは豊山派末寺も関東圏に広がり、徳川幕府五代将軍綱吉の信任も手伝い国政に絶大な権力を握った。護持院隆光と医王寺の関連性について調査を行うきっかけとなった史料こそが医王寺講堂の正面南側中央の軒下に掲げられている扁額である(写真 6)。医王寺にはこの扁額は隆光の直筆であると伝えられている。調査によって、医王寺の関連性を示唆する「宝永二年(1706年)三月下野の国鹿沼の医王寺に隆光と寺社奉行が立ち寄った」という記述を『神田橋護寺院日記』に見つけることが出来た。寺伝文書によると、この時期医王寺では薬師堂の造営が終了間近であり、その進捗確認に訪れたのではないかと考察される。

4. 金堂と講堂の建築的特徴

●金堂

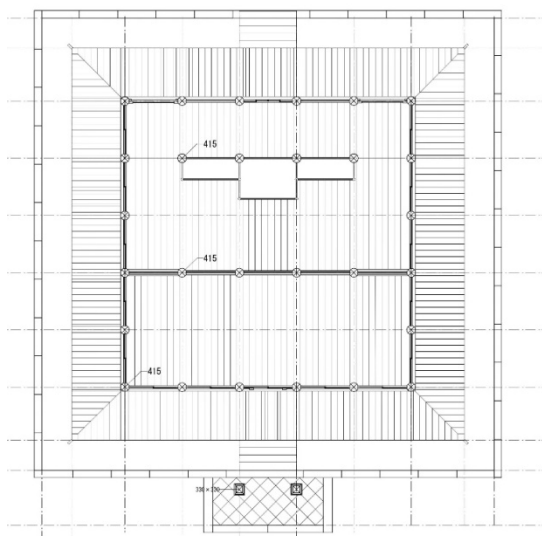


図 1：金堂平面図

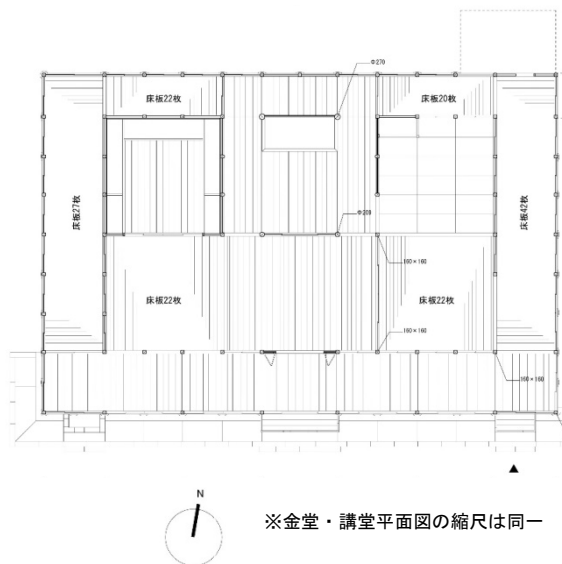


図 2：講堂平面図

医王寺金堂は木造一重、桁行八間、梁間七間、寄棟造、茅葺、向拝付の仏堂で境内南端の仁王門から入って一番初めに建つ建物である(図1)。軒は二重繁垂木、切目縁を四方に廻し、正面及び背面に五級の木階を設ける。内部は内外陣に分かれ、正面より梁間二間が外陣、内外陣境で間仕切りしている。内部加構は、外陣に大虹梁を架け、大虹梁中央に大瓶束を建てて洛天井とする。内陣も洛天井とし、中央三間の来迎壁に須弥壇を置く。

建立は、『医王寺事績取調書』によると寛文五年(1665年)とあり、さらに『薬師堂勸進状』が元禄十一年(1698年)に出され、朱印状には宝永二年(1705年)造立開始との手記が残されていることから、金堂は元禄以降宝永年間に建立されたものと判断される。

また、今回調査によって金堂の厨子より元文三年七月(1740年)との陰刻が発見された。須弥壇の来迎柱には梁の加工痕が見当たらないことから、金堂建立の計画段階から厨子及び須弥壇の全高を想定したため天井が一段高くなったものと考えられる。しかし厨子の屋根が金堂天井の大梁に食い込んでいること、須弥壇の天板が前方に不自然に傾斜していることなどから、この厨子は金堂建立当初の想定より大規模なものになったと考えられる。元文三年はすでに隆光が失脚し影響力を失って久しい年代であることから、医王寺の諸堂宇は隆光のみならずその後昇任した護寺院らの影響があったものと推測される。

●講堂

医王寺講堂は木造一重、桁行十二間、梁間七間、寄棟造、茅葺型銅板葺の仏堂である(図2)。境内北側に位置し、唐門から入って中央に建つ。大きく内陣と外陣に分かれ、内陣の北側奥、来迎柱に接する形で須弥壇を置く。柱は角柱、総拭い板敷である。軒は一軒疎垂木、

屋根は寄棟造、茅葺である。昭和五七年の改修工事により茅葺から銅板葺きに改められ、軒付のみ茅葺となった。内陣にはこの地方及び流派における特徴的で華美な彫刻、彩色が施されておりこれもまた元禄期付近の遺構と思われる。また講堂内に置かれる春日厨子は室町の気風を現し、扉には当時の彩色や形が整っている。

講堂の建立については、寺伝文書『医王寺事績取調書』において「寛永十一年明正天皇の御世に被災し堂宇悉く焼失、後正保二年本堂を再建す」とある一方で、『醫王寺住持代數帳』に「正保四年、十四代住職空永法印の辞世に出火し法具・仏具数点が焼失」との記述が確認された。今回行った痕跡調査で燃え残り等は確認されなかったことから、正保四年の火災は境内の建物を大規模に修繕するほどの規模ではなかったと考えられ、寛永十一年の火災とは別物であると判断される。また、講堂須弥壇に元禄五年(1672年)と記された墨書が発見されたことから正保二年に建設に着手し、元禄五年に完成したと考えられる。

5. 客殿の建築的特徴

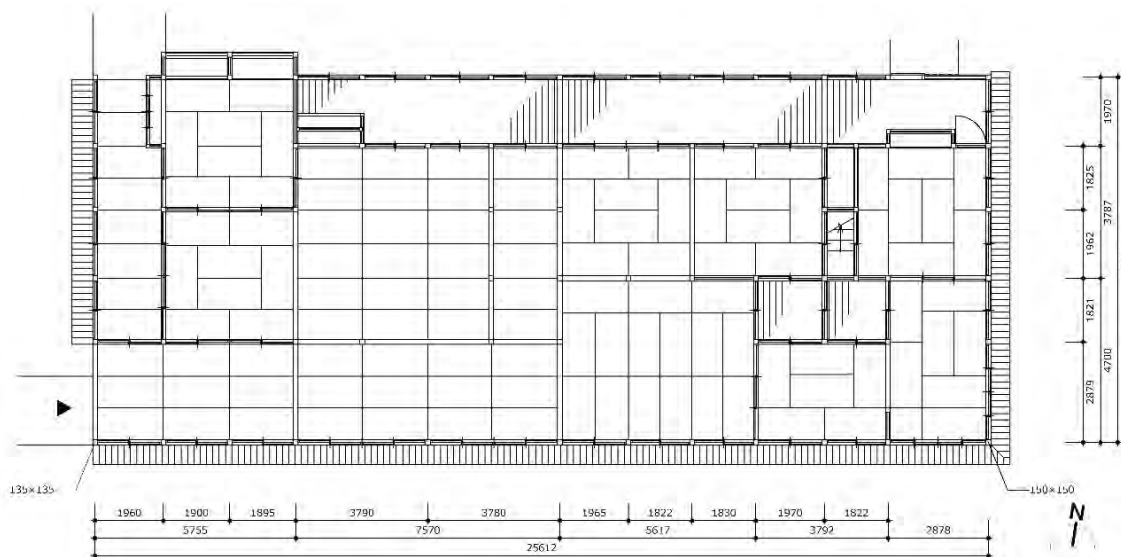


図3 客殿平面図

医王寺客殿は木造一重、桁行十三間(15,612mm、梁間五間(10,457mm)、寄棟造、茅葺型銅板葺の、東西に長い平面を持つ建物である(図3)。伽藍北側のやや東寄りに講堂と東西に並んで南面しており、講堂とは渡廊下で接続されている。各資料により客殿には近年まで大規模な玄関が設けられていたことが判明しているが現在は失われており、講堂を經由しての出入りが主となっている。柱は全て角柱で一部面皮を残す。石場建とし、地貫、内法貫、内法長押によって固められ側桁を受ける。側桁と梁は京呂組とし、軒は飛び出した梁が出桁を受ける、せがい造りとし、垂木は一軒疎垂木である。小屋組は敷梁の上に初重梁を組み小屋束を立てる。小屋束は二重梁を受け、その上に貫で固めた棟束を立てる。また二重梁の上には又首を設けている。屋根形式は寄棟であるが、東妻面の軒先を切り上げる形状を呈しており、一部に二階を設けている。

この建物の大きな特徴の一つとして西側の接客空間と東側の常住空間が東西を二分するような平面構成を持つことが挙げられる。建物西側半分には儀礼的な接客空間としての空間が広がり、対して東側半分は表と裏に分かれ、柱に鍵をかけるための痕跡、六畳間にはやり掛けがのこされているなど西側半分とは全く異なる使われ方がされている。

今回の調査によって、医王寺境内大師堂より貞享五年（1688年）と確認できるものを含めた二枚の棟札が確認された。棟札にはそれぞれ「客殿一字興隆」、「客殿造営」とあり、一方からは当時の住職の名前の他、造営大工名も確認することができた。貞享五年とは先に述べた『高野山来由記』によると、境内が火災に見舞われ、諸堂の再建が完了してから比較的近い年号であることから、建立年代として妥当であると判断できる。

（6）類例との比較

真言宗寺院に限らず諸宗派寺院において「客殿」と名の付く建築は数多く見られるが、その形式について明らかに述べられている資料は少ない。また、同じ「客殿」であってもその伽藍における目的や立ち位置は様々であり、その名称から機能や役割を同一視することは難しい。

重要文化財に指定された「客殿」と名称につく建物で医王寺客殿と同年代のものは、寛文～延宝年間に建てられた新善光寺客殿、1681年に建てられた正暦寺福寿院である。このうち、正暦寺福寿院においては2室×3室の6室の座敷が田の字に配置されその南側と東側の一部に広縁と思わしき空間が設けられており、特筆すべきは東側に設けられている土間が隣接されている点である。医王寺客殿のように常住空間が設けられているかは不明だが、この年代においてはすでに客殿と炊事場の関係性が密とされていたことが考えられる。

また、同じく重要文化財に指定されている「庫裏」と名称に付くもので、那谷寺書院及び庫裏ではその名の通り書院と庫裏が一体となっていることから、建立された1649年にはすでに書院と庫裏が併設される文化が存在していたことになる。同年代の庫裏では元禄二～六年(1689～1693年)に建てられた清白寺庫裏がある。文化庁データベースによると平面構成は正面側に土間を持ち、棟通りで東西に2分され西側を接客部、東側を居室部としているとある。これは医王寺客殿同様に接客空間と常住空間が併設される典型例だと言える。

医王寺客殿には西側接客空間に方三間の大広間を持つ。この三間×三間の広間は「九の間(ここのま)」とも呼ばれ、太田博太郎著の『書院造』にはこのような正方形の部屋は中世住宅の特徴の一つとされるとある。『匠明』の「方丈ノ図」には田の字に分けられた三室×二室の六室の南側中央の間に「客殿」と書かれた九の間が確認できるが、これは客殿が独立した接客空間となる前から方三間の広間と関係があったことが考えられる。以上のことから、医王寺客殿においても接客空間に位置する九の間は典型的な客殿としての平面構成を踏襲していることが考えられる。

1. はじめに

木造文化財建造物の修理工事にあたって、建物を風雨から守るための素屋根を掛ける。特に京都府における文化財修理工事においては、スギ丸太を鉄製の番線で結合することで架構を組み、建物を覆う素屋根としての機能に加えて、資材置き場や作業場としての機能を持たせている。本研究では、京都府の文化財修理工事に用いられている丸太組素屋根の構法についての実態を調査し、あわせて接合部の強度特性を明らかにすることを目的とした。今年度の研究においては、まず国指定重要文化財仁和寺観音堂の素屋根（図1）に用いられている接合部のうち基本形として直交交叉するものについて現地調査を行い、その調査において頻度の高かった接合部について部材の強度性能実験を行った。

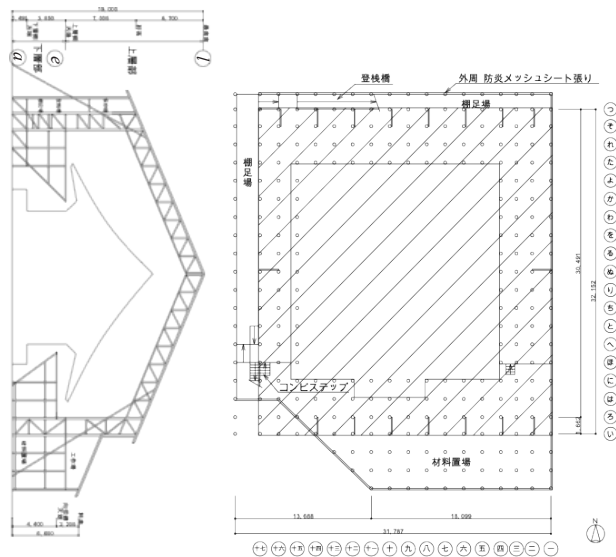


図1 素屋根概略と調査範囲

2. 仁和寺観音堂保存修理工事における調査

修理工事にあたって京都府が出している仕様書を確認した。これによると、素屋根に用いる材料はスギ丸太材で、部材毎に標準寸法が指定されている。

- 建地、控柱、桁、合掌：末口 7.5cm 以上、長さ 5.5m 以上
- 布、筋違、母屋桁、陸梁：末口 7cm 以上、長さ 5.5m 以上
- 根太、束、方杖、繫材等：末口 6cm 以上

主要構造部材のうち主として鉛直方向の部材

はやや太めのものを用い、次に横架材等の構造部材、そして、その他の構造部材という順に細い部材を許容している。これらのスギ丸太材は8番または10番の純鉄線いわゆる番線により接合することとされている。

素屋根の実態調査は建地と布が直交交叉する場合についての特徴を把握することを主眼において実施した。そのため前述の範囲にある足場部分について、柱トラスおよび屋根トラスを除く接合部を対象として以下の項目を調査した。

3. 交叉部および接合部の分類

3.1 交叉部を構成する部材本数

建地および布が直交する交叉部は全部で1745箇所あった。このうち、目視で交叉部の詳細が確認できたのは、1719箇所であった。建地の本数は1から3本で構成され、また布の本数は1から4本で構成されており、内訳を上層部および下層部にわけて、それぞれ表1に示す。

下層部は建地の設置箇所が多いため、建地1本の構成が中心となる傾向があった。

表1 交叉部の部材本数

上層部					
布本数					
梁行方向(n=226)		1本	2本	3本	4本
建地本数	1本	54(21%)	12(5%)		
	2本	71(28%)	87(35%)		
	3本	2(1%)			
桁行方向(n=142)					
建地本数	1本	48(26%)	32(18%)	1(0%)	
	2本	36(20%)	25(14%)		
	3本				
下層部					
布本数					
梁行方向(n=552)		1本	2本	3本	4本
建地本数	1本	35(52%)	173(26%)	2(0%)	
	2本	16(2%)	16(2%)		
桁行方向(n=512)					
建地本数	1本	353(69%)	141(28%)	7(1%)	2(0%)
	2本	4(1%)	5(1%)		

3.2 接合方法

3.2.1 番線のねじりによる分類

接合方法の分類は、番線のねじり位置と部材との関係から行った。つまり、番線をねじり結んである所が a) 建地の側なのか、b) 布の側なのか、あるいは c) 両方なのかという違いによる分類である。さらにこれらの分類の他に、d) 建地側からみて番線が斜めにかけているものもあった。

- a) タテ型：ねじり部分が建地側にある
- b) ヌノ型：ねじり部分が布側にある
- c) ヌノタテ型：番線を2本用いて各ねじり部分が布材側と建地側の両方にある
- d) ナナメ型：建地側からみて番線が斜めにかけている

3.2.2 部材の配置による分類

建地および布は複数で構成されているものもあることは表1と2に示した通りである。これらの複数の部材が交叉した際の部材配置および番線の巻き方による分類を行った。

【建地が複数ある場合】

布の手前または奥のどちらか一方に並べて設置していた。左右方向に渡してある布に対して奥側に建地が2本横並びで設置している。この場合は、布と接点をもつ建地の本数は2本である。また、この布と直交する方向の布の側から見ると建地は奥行き方向に並んでおり、布と接点を持つ建地の本数は1本となる。そのため、前者の場合は建地2本の「横並び型」をして分類し、後者の場合は建地1本として分類した。

横並び型に分類される接合部について、片側の建地と布との接合、および他方側の建地と布との接合の2点で接点が発生する。このとき接点をそれぞれ、右と左に分けて呼ぶことにするが、必ずしも全ての接点で番線を用いた接合が行われているわけではない。なお、この左右の分け方は、観察者から見て右側、あるいは左側という相対的な位置づけである。これらそれぞれの接合箇所での番線のかけ方がタテ型、ヌノ型、ヌノタテ型、およびナナメ型の4種類がある。

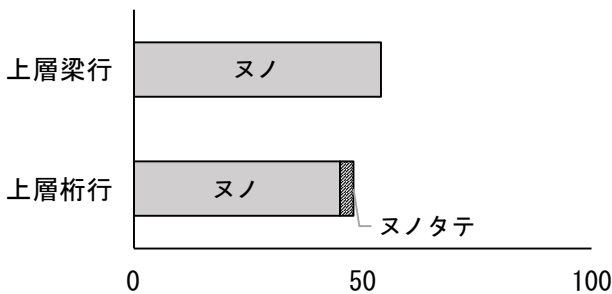


図2 上層部の接合方法の分類（布材1本建地1本の場合）

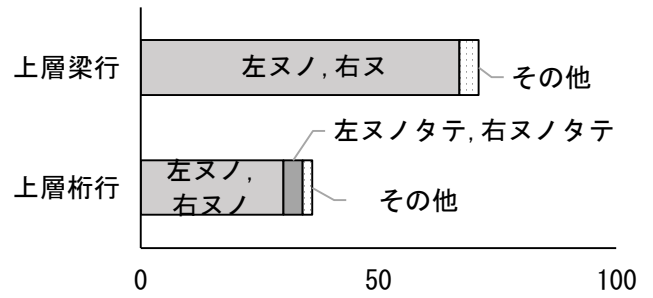


図3 上層部の緊結方法の分類（布材1本建地2本の場合）

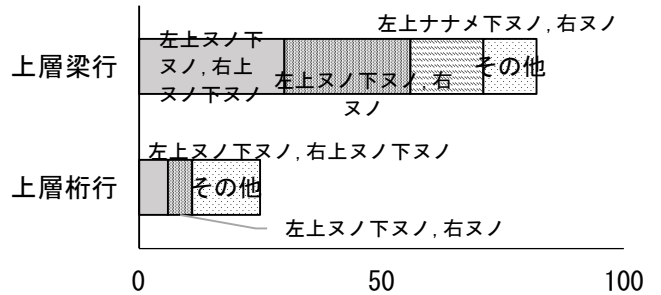


図4 上層部の接合方法の分類（布材2本建地2本の場合）

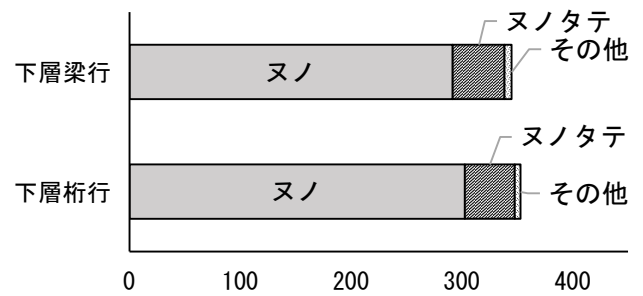


図5 下層部の接合方法の分類（布材1本建地1本の場合）

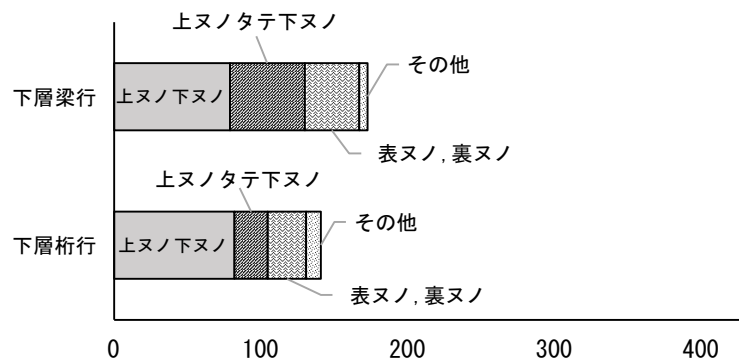


図6 下層部の接合方法の分類（布材2本建地1本の場合）

【布が複数ある場合】

建地の片側に上下に並べた布を配置する場合を「上下型」、また建地を挟むように布を配置する場合を「はさみ型」と分類した。建地が複数本ある場合も同様に観察者から見て「上下型」の場合

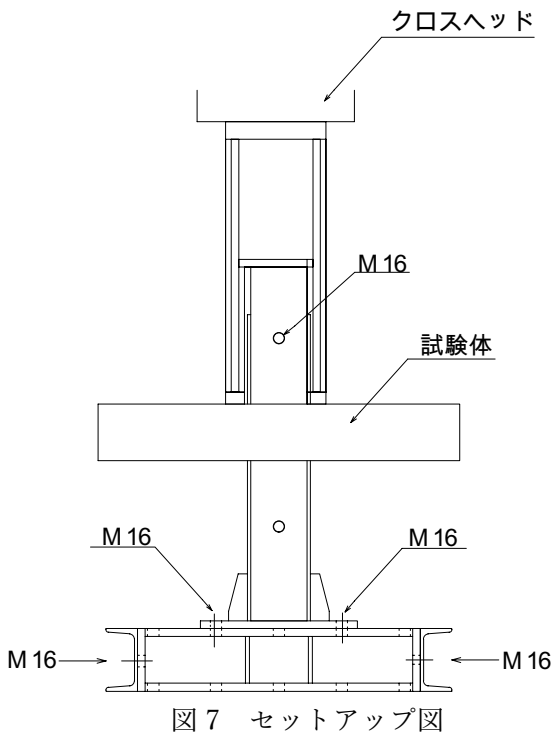
は、上側の建地－布接合部を「上」および下側の建地－布接合部を「下」と分類し、「はさみ型」の場合は「表」と「裏」と分類した。これらの接点でそれぞれタテ型、ヌノ型、ヌノタテ型、およびナナメ型の番線が掛けられる。

以上のような番線のかけ方と部材の並べ方により整理した結果を下記の図 2～6 に示す。

4. 接合部の強度試験

4.1 布が鉛直荷重を支える際の接合部特性

供試体は建地および布ともに直径 90mm のスギ丸棒を用いて作製した。部材の長さは 900mm とし、建地は木口から 150mm のところに直径 17mm の穴をあけた。この穴は載荷時、M16 ボルトを用いて治具に供試体を固定するためのものである。建地と布は互いに直交するように、中心をあわせて直径 3.2mm の鉄線を用いて接合した。接合方法は仁和寺観音堂素屋根の調査結果を参考に、タテ、ヌノおよびヌノタテの 3 種類とし各 6 体ずつ計 18 体とした。



接合方法ごとの荷重－変位関係を図 8～10 に示す。ほぼ全ての試験体で番線のねじりが緩むのが観察された。タテ型では 6 体中 3 体、ヌノ型では 6 体中 5 体、そしてヌノタテ型では 6 体中 5 体であった。ただし、番線の端部が載荷の治具や固定のためのボルト等に当たって緩まなくなるものもあった。

また、最大荷重の 10%と 40%となる 2 点を結ぶ直線の傾きを剛性として求めたところ、表 9 の

通りとなった。タテ型とヌノ型を比較すると、ヌノ型の方が平均値でも高い値を示し、変動係数が小さくなっている。なお、この実験におけるタテ型とヌノ型の差異は同じ接合方法だが載荷方向が異なるというものであり、これが実際の構造に適用する際には、荷重の方向により剛性が異なると解釈ができる。

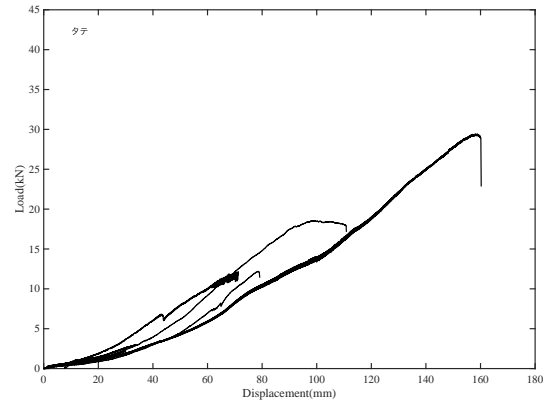


図 8 タテ型の荷重－変位関係

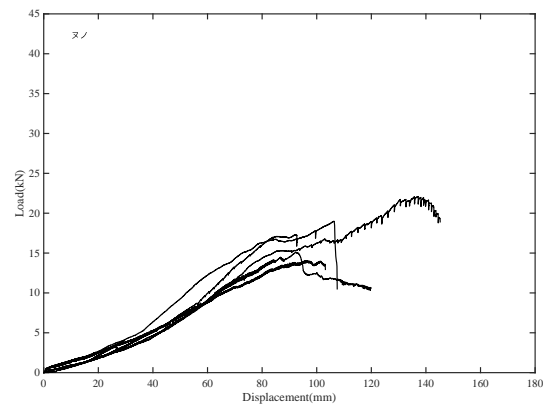


図 9 ヌノ型の荷重－変位関係

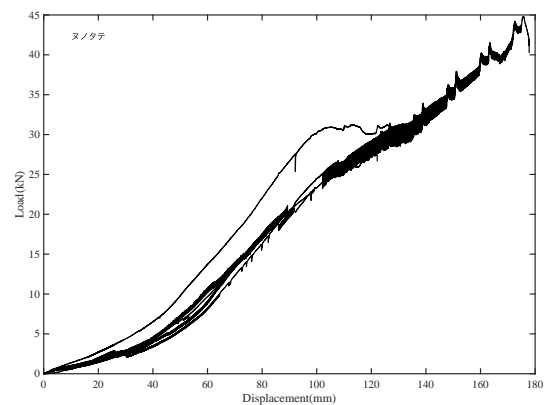


図 10 ヌノタテ型の荷重－変位関係

表 2 初期剛性(N/mm)の比較

	平均	最大	最小	C.V
タテ型	149.7	195.7	56.7	37.6%
ヌノ型	164.6	193.8	126.9	16.9%
ヌノタテ型	229.4	349.3	128.4	30.4%

4.2 接合部のモーメント抵抗性能

同様にタテ型、ヌノ型、およびヌノタテ型の3種類の接合方法に関してモーメント抵抗試験を実施した。供試体は直径90mmのスギ丸棒を長さ1mに切断した後、2本の丸棒の中央で交叉させる形で3種類の接合方法をもつ供試体を作製した。建地頂部の変位計の変位を変位計高さ(900mm)で除した値を見かけの変形角として、 $\pm 1/200 \rightarrow \pm 1/150 \rightarrow \pm 1/100 \rightarrow \pm 1/75 \rightarrow \pm 1/50 \rightarrow \pm 1/25$ を3回ずつ繰り返した。

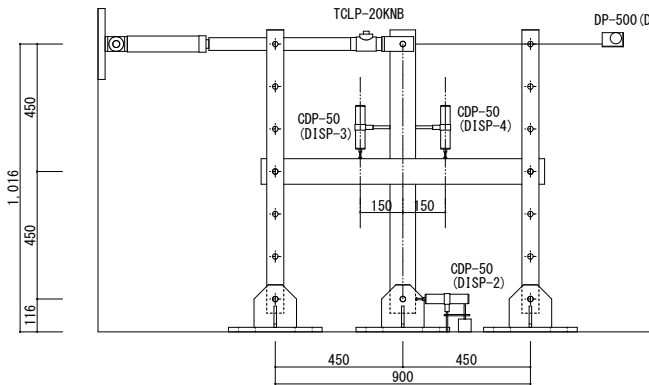


図 11 モーメント抵抗性能セットアップ図

いずれの接合方法についても最大でも40Nm程度で概ねピンとし挙動していることが分かった。

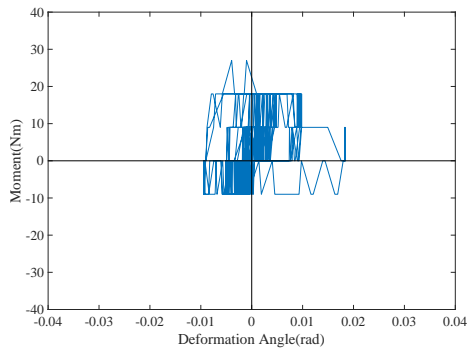


図 12 モーメントー変形角関係(ヌノ型)

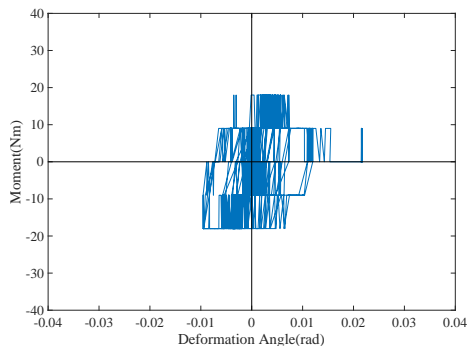


図 13 モーメントー変形角関係(タテ型)

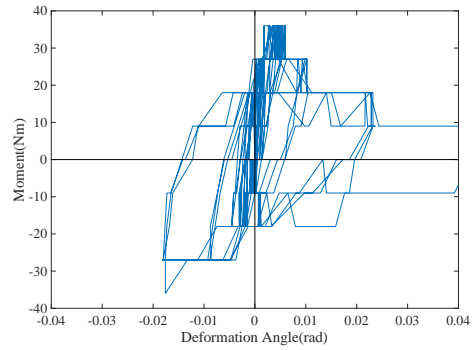


図 14 モーメントー変形角関係(ヌノタテ型)

5. まとめ

丸太組素屋根の構造的な特徴を明らかにするために、国指定重要文化財仁和寺観音堂で用いられている丸太組素屋根の接合部について実態を調査し、それを元に接合部強度に関する基礎的な実験を行った。以下に、そのまとめを示す。

- 1) 互いに交叉する丸太は番線で接合されており、そのねじり位置は布と呼ばれる横材側で施工されることが多かった。
- 2) 複数の建地および布を用いて接合部を構成する際にも布側にねじりを施工するヌノ型が中心としていることが明らかになった。
- 3) タテ型、ヌノ型、およびヌノタテ型の接合強度に関する実験の結果、直交する部材がずれる方向に荷重がかかる際には、ヌノ型の剛性がタテ型に比べて高くなることが分かった。
- 4) モーメントについては、ほとんど抵抗性能をもっておらずピンとして扱うことが分かった。
- 5) 実際に使用されている丸太ではなく、径が均一な丸棒を用いたため丸太の場合に比べると剛性をはじめとする力学的性能が低いことが予想される。

土本俊和

本研究は、間面記法が棟持柱構造を排除していないことを結論づけるものである。

間面記法とは、木造建築の形態を表現する方法として、奈良時代から南北朝時代まで用いられたものである。当該期の日本の木造建築は、柱で構成されたものが主体である。奈良時代の木造建築の遺構に正倉院がある。これは、校倉造と呼ばれ、柱を用いることなく、水平材を積み重ねることで成立している部分があるものの、柱も用いられている。正倉院のほかの建築遺構の多くは、柱を垂直材として用い、複数の垂直材に複数の水平材を組み合わせたものである。垂直材としては、柱のほか、束など、短いものがある。水平材としては、棟木、母屋桁、桁、梁などがある。

このような柱を主体として組まれた木造建築を建築構造の観点から大別することのできる概念として、棟持柱がある。棟持柱は、垂直材である柱のなかで、最も成イの高いものであり、基礎となる地面から棟木まで直に達しているものである。地面は、建築構造のなかで最も低い箇所であり、柱の脚部がそれに接している。棟木は、木造建築の最も高いところに据えられた水平材である。棟持柱は、最も低いところから最も高いところまで達している垂直材という意味で、最も成イの高いものということができる。

この棟持柱をもつ建築構造を棟持柱構造と呼ぶ。棟持柱があれば、その箇所の垂直材は上下で切れるところがない。対して、棟持柱がなければ、その箇所の柱は上下できているところがある。柱の上に梁がのり、梁の上に棟束がのり、棟束の上に棟木がのる場合、その柱は、梁の下で切れているので、棟持柱ではない。棟持柱がない場合、垂直材として柱があり、その上に梁や桁などの水平材がのる。この部分は軸部と呼ばれる。そして、この軸部のうえに、屋根面を支える建築構造がのる。この部分は小屋組と呼ばれる。つまり、棟持柱を持たない建築構造は、軸部と小屋組に分離しているのである。この意味で、軸部と小屋組に分離している建築構造を軸部・小屋組構造と呼ぶ。

以上のように、棟木の支え方によって、建築構造は、棟持柱構造と軸部・小屋組構造に大別される。他方、建築構造には、宝形や片流れの屋根を持つ建築構造のように、そもそも棟木を持たないものがある。このような建築構造は、棟持柱構造でもなく、軸部・小屋組構造でもない。このような建築構造を中間構造と呼ぶ。

以上の定義により、建築構造を以下のように大別することができる。まず、宝形造のような棟木がない建築構造は中間構造に属する。対して、棟木がある建築構造は、軸部・小屋組構造か棟持柱構造に属する。

では、果たして、本研究が注目する間面記法は、木造建築の形態を言語で表現する上で、これらの建築構造をどのように扱っていたのか。本研究が結ぶけたのは、間面記法がその表現の

対象から、中間構造を排除しておらず、軸部・小屋組構造を排除しておらず、棟持柱構造を排除していない、という点である。

間面記法は、奈良時代から南北朝時代までの柱で構築された木造建築を対象として言語で表現されるものであった。この時期の建築は、母屋（身舎）の周囲に庇（廂）を付加することがおこなわれていた。たとえば、三間四面とは、棟木を持つ建築の棟木に平行な柱列を「三間」とし、この「三間」を母屋（身舎）として架構したうえで、母屋（身舎）の周りの四つの面に対して、庇（廂）を「四面」付加するものである。間面記法に関するこのような実証的な解釈は、建築史家である足立康（1898-1941）による。足立康による解釈は、間面記法で言語として表現された内容と、実際の建築遺構の形態との整合性を示していた。しかしながら、間面記法が、母屋（身舎）に関して、棟木と平行な方向の規模を、たとえば三間といったように柱間の数で記すのに対して、棟木と直角な方向の規模を、全く記していないことである。

このような状況下、足立康からの建築史家による解釈は、間面記法が軸部・小屋組構造ないし中間構造をその表現の対象としていたが、棟持柱をその表現の対象にしていなかったという暗黙の了解事項が受け止められていた。それ以上に、当該期の木造建築は、棟持柱を持つ伊勢神宮の建築のほかでは、棟持柱を持たない建築になっていたという点が暗黙の了解事項として受け止められていた。すなわち、奈良時代から現れ、南北朝時代まで用いられた間面記法は、すでに棟持柱構造が造られなくなっていた奈良時代から、母屋（身舎）と庇（廂）による構成が保たれていた南北朝時代までに見られたものとするものであった。

しかしながら、本研究は、建築史的考察の結果、間面記法という言語的表現が、棟持柱構造を排除していないという点を突き止めた。この点は、吹抜屋台という絵画的表現が棟持柱構造を排除していないという、すでに得ていた結論とも合致するものである（輿恵理香、李雅濱、土本俊和「慕婦絵に描かれた釘隠しと舟肘木—絵画的表現と建築構造—」、『日本建築学会計画系論文集』第82巻、第741号、2949-2959頁、2017年11月掲載）。

本研究は、とりわけ、間面記法という言語的表現が棟持柱構造を表現の対象から排除していないという点を踏まえて、間面記法が用いられていた奈良時代から南北朝時代までの時代に、棟持柱構造をなす建築構造が実際に存立していた、と判断する。

間面記法が棟持柱構造を排除していないと判断し得る根拠を以下に記す。

まず、間面記法における「間」は、棟木に平行な方向の規模を柱間の数で記す。この柱間を形成する個々の柱は、すべてが同じ高さの成イを持っている。たとえば、三間の場合、成イの等しい四本の柱が直線上にたちならんでいて、その上に桁といった水平材がのる形態をなしている。

つぎに、間面記法における「面」は、母屋（身舎）の周囲に、母屋（身舎）を構成している柱よりも成イの低い、成イの等しい柱が四辺にたちならんでいて、母屋（身舎）の外側に庇（廂）とよばれる空間を付加するものである。たとえば、三間二面の場合、母屋（身舎）よりも成イ

の低い、成イの等しい四本の柱を前と後ろとの計二面にたちならべるものである。三間四面の場合、成イの等しいを前と後ろのほか、左と右との計四面にたちならべるものである。

しかし、間面記法は、三間二面ないし三間四面のように、棟木に平行な方向の規模のみを記しているため、棟木に直角な方向の規模は不明である。しかし、棟木に直角な方向の規模も、棟木に平行な方向の規模と等しい高さの成イを持つ垂直材で構成されていた、と検証もなく受け止められていた。

この点を検証する前に、一間四面と記された建築を考察する。一間四面における一間とは、最小の柱間数なので、一間四方の形をなす母屋（身舎）が想定され、実際、この想定と実際の建築遺構が合致する。一間四方の母屋（身舎）に庇（廂）が四面付加されることにより、三間四方の形の建築が整理する。この建築の場合、正方形平面をなしているため、宝形をなしている、棟木がないため、この建築は中間構造である。このように、間面記法は、中間構造を排除していない。これに対して、棟木を持つ、正方形平面をなす建築は、軸部・小屋組構造ないし棟持柱構造である。従来の見解は、間面記法が軸部・小屋組構造を排除していない点を諒承していたが、間面記法が棟持柱構造を排除していたとしていた。

では、はたして、間面記法は棟持柱構造を排除していたのか。いま、このことを論証するために、「0」（ゼロ）という数を、自然数のなかに加える。この数は、当該期になかった概念であり、その表記もなかったと理解することができる。しかし、「0」（ゼロ）を自然数のなかへ追加して、自然数を非負整数に拡大すると、0間として考察することができる。この0間（ゼロ間）は、一間の柱間寸法を無限小にもっていったときの姿と理解すると、二本の柱が一本に重なった姿であると定義することができる。このことは、一間の規模をもつ母屋（身舎）が一本の柱となったという意味で、二本の柱から成る一間が一本の棟持柱になったと解釈できるものである。実際、考察の結果、この0間（ゼロ間）を「間」のなかに入れて考えると、棟木に直角な方向の規模が矛盾なく記すことができるようになる、ということが明らかになる。

三間二面を例にとろう。間面記法における三間二面は、棟木に直角な規模を記していないが、一般的な形態として、この方向が二間であると解するのが従来の見解であった。この解釈の場合、三間二面の母屋（身舎）は、棟木に平行な方向で柱間が三間であり、棟木に直角な方向で柱まで二間である。そして、三間×二間の母屋（身舎）の前後に、柱間で三間の庇（廂）が、母屋（身舎）の柱よりも成イの低い、成イの等しい柱で構成される。この場合、三間×二間の母屋（身舎）を構成する柱の成イは等しくなる。また、庇（廂）を構成する柱も成イの等しい柱で構成されることになる。

では、規模が不明であった、棟木と直角な方向の柱間を一間と解釈することに無理はなく、それに対応する形態を描くことができる。さらに、一間の柱間寸法を無限小にもっていくと、0間（ゼロ間）という柱間が見出される。これは、一本の棟持柱である。この解釈のもと、三間二面を捉えると、棟木に平行な方向の母屋（身舎）は、四本の柱から成る柱間が三間となる

形態となる。対して、棟木に直角な方向の母屋（身舎）は、一本の柱から成る柱間が0間（ゼロ間）となる形態である。この場合、母屋（身舎）に相当するのは、三間×0間であり、それは、四本の柱からなる柱間が三間となる棟持柱の列である。そして、三間二面における二面が、母屋（身舎）に相当する、四本の柱からなる柱間が三間となる棟持柱の列の前後に付加される。結果、四本の柱からなる柱間が三間となる棟持柱の前後に、棟持柱よりも成イの低い、成イの等しい柱がたちならぶことになる。この建築形態は、棟持柱構造をなしている。

このように、三間二面を例として、0間（ゼロ間）という柱間を、間面記法の言語的表現に添加し、それに対応する建築形態を定義すると、棟持柱構造が姿を現す。このことは、とりわけ棟木に直角な方向に0間（ゼロ間）という柱間をとりいれると、この柱間が、複数の棟持柱による列になることによる。

間面記法は、棟木に対して直角な方向の規模をいっさい記していない。その理由は、第一に、間面記法という言語的表現の対象に、中間構造や軸部・小屋組構造ばかりでなく、棟持柱構造が含まれていたからである。そして、その理由は、第二に、棟木に対して直角な方向の規模を「一間」として表現する際、1、2、3といった、0を含まない自然数を代入すると、棟木に対して直角な方向の母屋（身舎）の規模は、すべてが成イの等しい柱から構成されることになる。その形態は、中間構造ないし軸部・小屋組構造である。しかし、代入すべき以前数を、0、1、2、3といった非負整数に拡大したとき、0を代入すれば、棟木の下の柱の列が0間として捉えることができる。このようにして捉えられる、棟持柱の列の前後に、棟持柱よりも成イの低い、成イの等しい柱を添加すれば、棟持柱構造をなす建築のすべてを言語的に表記することができる。実際、三間四面で、棟木に直角な方向を0間（ゼロ間）として、その四周に、棟持柱よりも成イの低い、成イの等しい柱を添加して、四面を付加すれば、全体として五間×二間の規模の寄棟を持つ建築形態が成立し、棟木を四本の棟持柱で支える建築形態となる。

以上の考察の通り、間面記法に0間（ゼロ間）という言語的表現を添加して、それに対応する建築形態を付加すれば、棟持柱構造のすべてを記述することができる。奈良時代から南北朝時代まで、そもそも0（ゼロ）という概念が店医術であり、ましてや0間（ゼロ間）という概念も見出されていなかったであろう。当該期の間面記法が、棟木に対して直角な方向の規模を「何間」といった言語的表現で記さなかったのは、棟持柱構造が表現の対象に含まれていたからであり、それを具体的に表現するには、0間（ゼロ間）という必要とされる概念が見出されていなかったからである。

間面記法に関する以上の考察により、奈良時代から南北朝時代までの間に棟持柱構造をなす建築構造は実際に存立していて、間面記法は、その構造を、棟木に対して直角な方向の規模をいっさい記さないということにより、その言語的表現の対象から棟持柱構造を排除していなかった、と本研究は結論づける。

神戸市に多数残存する茅葺民家を保存活用するための構造調査

研究代表者 京都大学大学院 教授 林 康裕
共同研究者 京都大学大学院 助教 杉野未奈

1. はじめに

神戸市北区・西区には、茅葺民家が数多く現存している。その保全再生や利活用を考える上では、耐震性把握も含めた現状把握が必要となっている。

そこで、まず、茅葺民家8棟の現地構造調査概要を説明するとともに、兵庫県指定重要有形文化財の内田家(以下、A邸)を対象とした分析結果について報告する。次に、茅葺民家8棟を対象とした分析を行い、茅葺民家を保全再生・利活用する上での課題について考察する。

2. 調査概要

調査対象住宅は、兵庫県神戸市北区に現存する8棟で、常時微動計測、劣化状況調査、住民ヒアリングを行った。また、4棟については簡易耐震診断を行うための構造実測調査も行った。神戸市北区(図1)に多く現存する茅葺民家は、有馬層群からなる帝釈山地北側を東西に蛇行しながら流れる淡河川周辺の盆地状地形の地域と、帝釈山地南側の六甲山地とに挟まれた山田川沿いの地溝周辺に多く分布している。いずれの地域においても、新生代第三紀中新世に堆積した神戸層群を開析して出来た段丘や小さな開析谷などが存在し、起伏の豊かな地域である。また、帝釈山地北縁には淡河断層が、南縁には古々山断層などの活断層の存在が確認されている。すなわち、茅葺民家は比較的良好な地盤上に立地している一方で、近くを活断層が走っている。

3. A邸の調査

3.1 調査結果

A邸の外観を写真1に、内観(土間)を写真2に、平面図および主要構面の軸組図をそれぞれ図2,3に示す。なお、実測調査と常時微動計測の結果は表1に示す。図4(a),(b)には、常時微動計測から得られた地表面に対する上屋桁・梁レベルのフーリエスペクトル比を各方向別に示す。また、図4(c)には、計測点配置と振動モードを示す。1次ピーク振動数は、間口方向、奥行方向ともに3.7Hzで、奥行方向には4.4Hzに明瞭なねじれ振動モードが確認された。

3.2. A邸の復元力特性の評価

(1) 3D(解析)モデル

実測調査を踏まえ、3次元骨組解析モデルを作成した

(図5)。モデル化の対象部材は、柱、横架材、貫、屋根、土壁、床とする。柱、横架材、貫は、曲げ、せん断、軸方向の成分を持つ線材に置換し、屋根、土壁、床は等価な軸力を持つ線材(トラス)に置換する。ほぞ接合部と貫接合部は、接合部におけるめりこみを、線材端部に回転ばねとして入力する。桁に乗る梁の接合部はピン接合部として入力する。屋根、小屋組の重量は等分布荷重として、天井の重量と積載荷重は面荷重として与える。また、積載荷重は1階床のみ考慮している。壁の重量は、文献1)に基づき 16.3kN/m^3 として与えている。

柱と横架材には、基準弾性係数と告示1452号の無等級材の基準強度を用いる。軸方向成分は弾性型とし、曲げ及びせん断成分はバイリニア型の骨格曲線とする。土壁には、文献1)に示される4折線型の骨格曲線を用いる。ほぞ接合部及び貫接合部は、三角変位めり込み式から回転剛性と降伏モーメントを算出し、バイリニア型の復元力特性とする²⁾。床及び屋根の水平剛性もバイリニア型とし、耐力は文献3),4)に基づいて算出する。

(2) 解析結果

解析は汎用の骨組解析プログラムを用いて、P Δ 効果を考慮した静的増分解析を行った。その際、1階床と上屋桁・梁レベルの中間以下・以上でそれぞれ層(各層1,層2と呼ぶ)を定義し、剛床を仮定せずに1自由度系に置換した。参考のために、固有値解析の結果得られた主要な固有モードを図6に示す。得られた層2の地表面に対する相対変形 Δ とベースシア Q の関係を図7に、1階床面積 A_1 当たりの層2重量 W と最大耐力 Q_y 、および $C_y=Q_y/W$ (3Dモデルの降伏ベースシア係数と呼ぶ)をそれぞれ図8,9,10に示す。図8~10中には、後述する簡易診断の結果を比較して示している。簡易診断では、単位体積当たりの壁の重量を小さめに評価し、軸組の重量も考慮されていないので、3Dモデルに比べて約1割ほど小さめに評価されている。一方、3Dモデルで解析した結果は、剛床を仮定した簡易診断モデルと比べて耐力が3~5割程度低めに評価された。これは、上屋桁・梁レベルの水平面内剛性が剛でないため、個々の土壁毎に最大耐力発現時変形 Δ が異なったことが原因と考えられる。



写真1 A邸の外観



写真2 A邸の内観



図1 神戸市北区の地形と調査対象茅葺民家

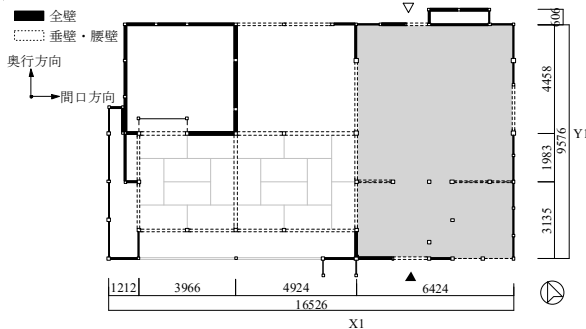


図2 平面図(A邸)

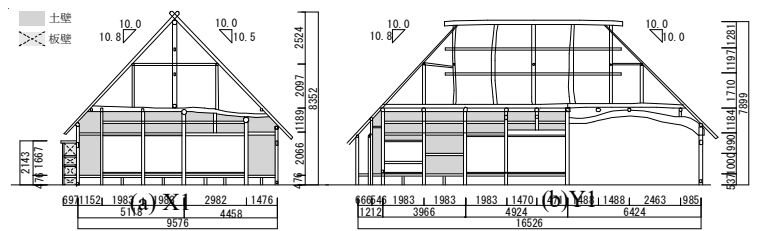
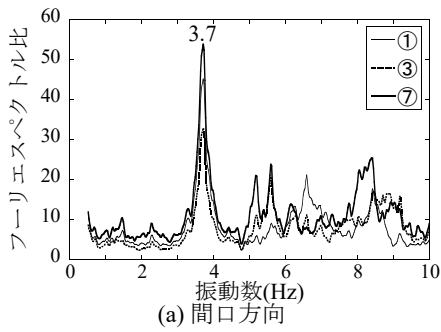
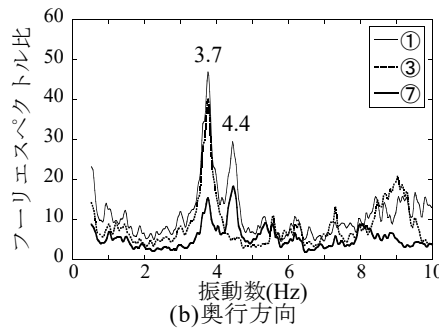


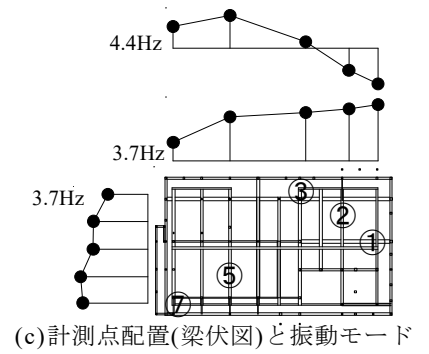
図3 主要構面の軸組図(A邸)



(a) 間口方向



(b) 奥行方向



(c) 計測点配置(梁伏図)と振動モード

図4 常時微動計測結果(A邸)

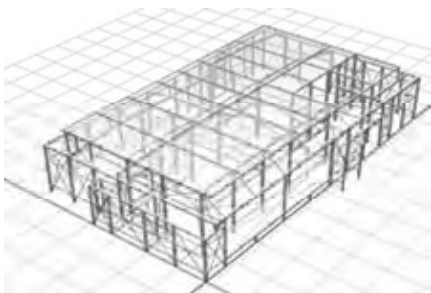
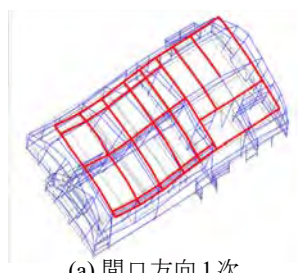
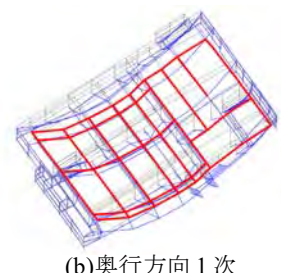


図5 3D骨組解析モデル



(a) 間口方向1次



(b) 奥行方向1次

図6 固有振動モード(3Dモデル)

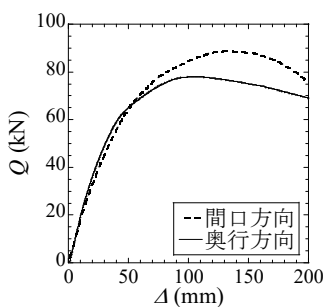


図7 復元力特性(3Dモデル)

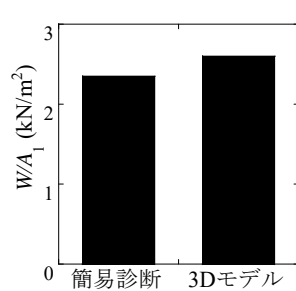


図8 重量の比較

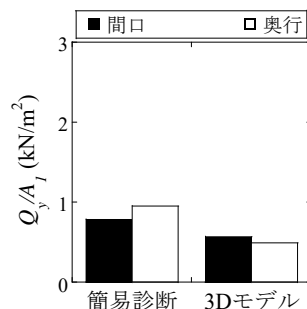


図9 降伏ベースシアの比較

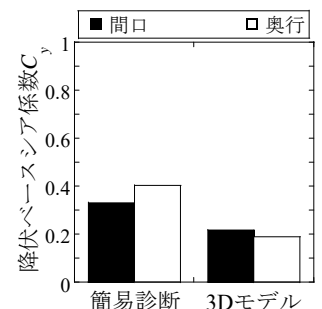


図10 降伏ベースシア係数の比較

4. 振動特性

まず、地盤と茅葺民家の常時微動計測結果について考察する。調査対象建物8棟の敷地内で得られたH/Vスペクトル(図11参照)を見るかぎり、耕作地に囲まれたF邸を除き表層地盤に顕著な増幅は見られず、比較的良好な地盤に立地していた。一方、調査家屋の中には、棟木を継いで主屋を拡張して増築した事例(F邸、写真3)や、台風による垂木の折損を補修して使用している民家(C邸、写真4)があった。F邸の地表面に対する上屋桁・梁レベルでのフーリエスペクトル比を例として図12に示す。大規模に補修・増築された民家は、A邸の結果と比較すると明らかなように、多くのピークを有しており、複雑な振動特性を呈している。また、8棟の1次固有振動数 f は3~5Hzに分布し、間口方向と奥行方向で大きな差はない(図13)。

5. 耐震性能

耐震性能を表わす指標として、降伏ベースシア係数 $C_y=Q_y/W$ を算定する。ここで、降伏ベースシア Q_y は1階の変形角が1/30rad時の1階の層せん断力、 W は1階階高の半分より上部の重量である。重量 W の算定には、建築基準法施行令84条の固定荷重(土壁や瓦屋根部分)の数値を用いる。ここで、土壁は厚さ60mmに対して0.83kN/m²として土壁の厚さと面積から算出している。一方、小屋組(母屋・貫・束・垂木)は、構成する部材の材積から求めた。また、茅重量(山茅、屋中竹、垂木竹、押鉾竹、小舞竹、棟簀子竹、縄、杉皮、水分)は、文献5)より茅厚さ500mmに対して0.64kN/m²として茅厚さと屋根面積から算出する。上屋桁・梁は必ずしも確認できなかったため、A邸の重量を床面積に比例するとして推定している。降伏ベースシア Q_y は、けた行方向と梁り間方向の各方向別に、土壁全壁および垂壁の復元力特性(文献6))を単純加算して求めた。

まず、4棟の茅葺民家について、微動計測から得られた f と C_y の関係を図14に示す。両者には良い相関があるとともに、間口方向と奥行方向の C_y には、 f と同様に大差はない(図15)。また、方向に関わらず $C_y>0.3$ となっており、茅葺民家の C_y は比較的高い。

次に、1階床面積当りの重量 W/A_1 を内訳とともに図16に示す。 W/A_1 は2.2~2.7kN/m²程度で、民家による差は大きくない。しかし、 W/A_1 に占める屋根重量(屋根葺材+小屋組+上屋桁・梁) W_R/A_1 は70%以上を占め、残りはほぼ土壁重量である。次に、1階床面積当たりの降伏ベースシア係数 Q_y/A_1 を間口方向と奥行方向のそれぞれについて図17に示す。同図中には、全壁と垂壁の占める割合を示しているが、a) W/A_1 に比べて Q_y/A_1 の方が民家によって差が大きい、b)全壁の占める割合は大きい、こと

が分かる。従って、降伏ベースシア係数 C_y は全壁が多いほど大きくなる傾向にある。また、図18に、1階床面積 A_1 と降伏ベースシア Q_y の関係を示す。同図より、1階床面積 A_1 が小さく、外周部の全壁が多い場合に、 C_y が大きくなっていることが分かる。

6. 居住状況

住民へのヒアリングや目視調査の結果、明らかとなった課題を以下に列挙する(写真3,4参照)。

- ①アライグマ、ヘビ、ネズミ等の動物の侵入と糞害
- ②シロアリの被害は多いが、住民の認知度は低い
- ③水はけや日当たりが良くない等、敷地環境が悪い
- ④樋や排水溝・排水桝の詰まりなど維持管理不良が見られた。特に、③や④は開析谷の縁辺部や、民家に近接する大きな樹木等、立地状況に起因する 경우가少なくない。また、④は屋根に生えた苔や雑草が樋に詰まっている場合や、樋や暗渠の構造や維持管理困難さに起因した場面が見られた。前者の場合には、居住者の高齢化による維持管理の限界も懸念される。後者の場合には、側溝を設けたり、樋・暗渠の蓋・桝の構造に改善が必要なものも多かった。

7. まとめ

本報告では、神戸市北区の茅葺民家の構造調査を行った。得られた結論を以下に列挙する。

- 1) 奥行方向には、明瞭なねじれ振モードが確認される。
- 2) 3Dモデルから復元力特性を評価する場合、屋根等による上屋桁・梁レベルの水平剛性を適切に評価する必要がある。
- 3) 調査建物の降伏ベースシア係数 C_y は0.3以上と比較的高い。
- 4) 床面積当たりの重量は、民家による差は大きくなく、全壁が多い場合に、 C_y が高くなっている。
- 5) 生物劣化や維持管理上の課題が明らかとした。茅葺民家の保全には、民家の状況を認識し、対策立案を容易にするチェックリストなどの整備が必要である。

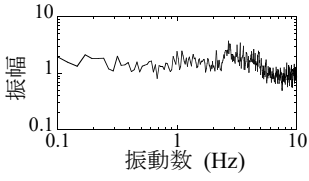
参考文献

- 1)文化庁:重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領,2001.
- 2)日本建築学会:木質構造設計基準・同解説,2006.
- 3)日本住宅・木材技術センター:木造軸組工法住宅の許容応力度設計,2017.
- 4)下屋敷朋千他:伝統的木造建築物における屋根・天井構面のせん断試験,日本建築学会学術講演梗概集,pp.81-82,1999.7.
- 5)文化庁文化財保護部:重要文化財(建造物)耐震診断指針 参考資料集,2000.
- 6)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.

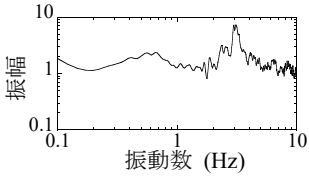
表1 調査民家一覧

	床面積 A_1 (m^2)	階高 H (m)	仮定 茅厚さ D (mm)	柱本 数 N	柱寸法(mm)		重量		W_R/A_1 (kN/m^2)	W/A_1 (kN/m^2)	W/N (kN)	1次固有 振動数(Hz)		C_y		
					大黒柱	標準柱	W_R (kN)	総重量 W (kN)				間口	奥行	間口	奥行	
A	158	3.73	600	64	176	131	275	371	2.9	1.7	2.4	5.80	3.7	3.7	0.33	0.40
B	94	3.30	550	56	150	120	187	250	3.6	2.0	2.7	4.46	4.5	4.6	0.69	0.70
C	223	4.18	520	66	176	115	397	567	3.4	1.8	2.5	8.59	4.9	4.1	0.40	0.40
D	91	3.55	560	44	155	110	150	199	3.0	1.7	2.2	4.52	3.3	4.1	0.38	0.35
E	192	3.36	-	51	260	150	-	-	-	-	-	-	3.6	4.0	-	-
F	163	3.87	650	55	205	105	-	-	-	-	-	-	4.3	3.5	-	-
G	179	4.00	500	69	-	110	-	-	-	-	-	-	3.6	4.4	-	-
H	184	3.79	-	65	200	120	-	-	-	-	-	-	3.4	3.2	-	-
平均	160	3.72	563	59	189	120	252	347	3.2	1.8	2.4	5.8	3.9	4.0	0.45	0.46
標準偏差	46	0.31	55	9	37	14	110	164	0.3	0.1	0.2	1.9	0.6	0.5	0.16	0.16

※ W_R = 屋根葺材 + 小屋組 + 上屋桁・梁



(a) A邸



(b) F邸

図11 地盤のH/Vスペクトル

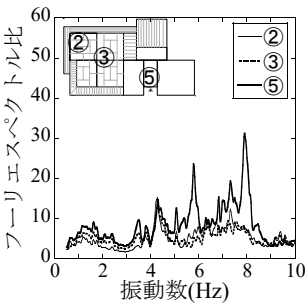


図12 F邸の間口方向のフーリエスペクトル比

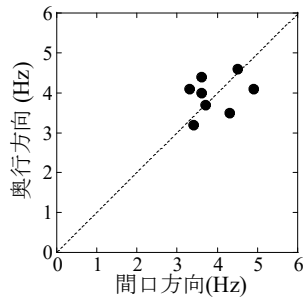


図13 固有振動数 f

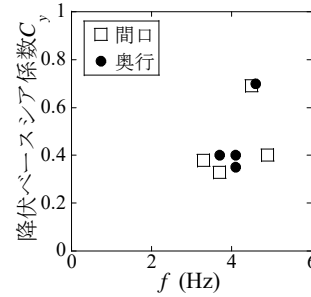


図14 f と C_y の関係

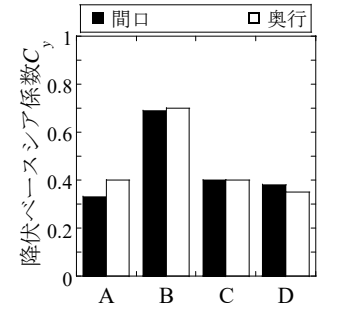


図15 降伏ベースシア係数 C_y

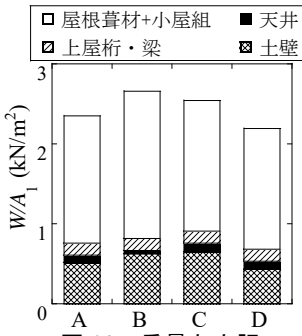
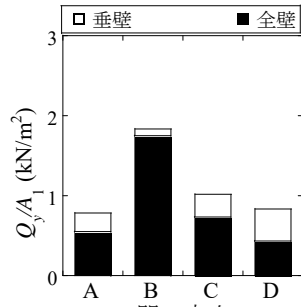
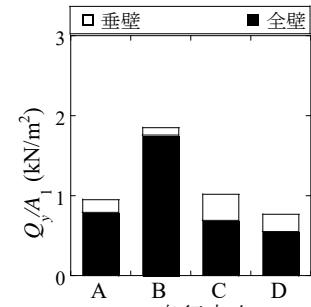


図16 重量と内訳



(a) 間口方向



(b) 奥行方向

図17 降伏ベースシアと内訳

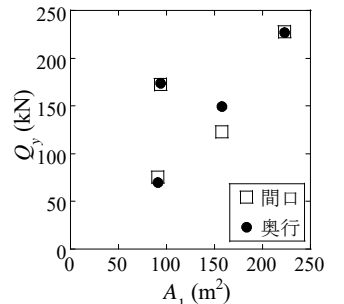


図18 A_1 と C_y の関係



写真3 増築に伴う棟木の延長 (F邸)

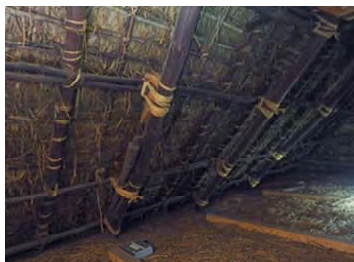


写真4 折損した垂木の補修跡 (C邸)



写真5 樋に詰まった雑草 (F邸)



写真6 樋にたまった落葉 (F邸)

1. 序論

1.1 背景

伝統的木造建築に対する振動観測は、非破壊的かつ簡便に実施できるため有用性が期待される。特に地震観測は、微小振幅から大振幅までの実挙動を直接的に把握できるため有効な手法であるが、伝統的木造建築を対象とした事例は限定的である。中でも、部材断面が小さい軸組とそれに取り付く壁（全面壁や垂壁、腰壁）を主たる水平抵抗要素とする建築物（伝統構法の住宅、書院造、一部の社殿など）については先例はごく少数であり、未解明の点が多い。

伝統的建築に限らず、木造建築の微小変形から得られる振動特性（特に卓越振動数）に寄与する因子については不明な点が多く、特に微小変形範囲の非線形性に関する定量的な評価が行われていない。その結果、現況として伝統的木造建築の常時微動測定結果の評価は定性的なものに、また結果に基づく研究は個別的な検討に留まるものが多い。

1.2 目的

本研究は、軸組および土壁による垂れ壁付き独立柱を主たる耐力要素とする伝統的木造建築を対象とし、その微小変形範囲における非線形性に着目する。ここで、線形弾性の初期剛性が発現されると考えられる範囲までを微小変形範囲と定義し、この範囲内の各構造要素の非線形性に寄与するパラメータを明らかにした上で、微小変形範囲の振動観測に基づきその剛性を把握する。また振動観測に基づく構造性能の精確な評価を可能にする手法を構築することを長期的な目標とし、そのための基礎的な知見を集積することを目的とする。

1.3 研究手法

本研究は、壁構面試験体の振動観測実験（常時微動測定および人力加振試験）を実施した。また振動測定試験と同一の試験体を用いて弾性範囲内の静加力実験を行い、剛性を中心に構造性能を把握し、振動観測結果との比較・考察を行った。実験から得られた知見を、過去に振動観測（常時微動測定、地震観測）を実施している書院造建築の護国寺月光殿（以降、月光殿と記す）に対して適用し、その振動性状との比較検討を行った。なお、試験体の各種仕様は、土壁または構造用合板による垂壁付き独立柱、合板の全面壁が主たる耐力要素である月光殿のものを基本的に踏襲している¹⁾。

2. 壁構面試験体の振動観測実験

2.1 実験概要

2017年7月～9月、東京大学工学部11号館地下実験場において実施した。試験体は2つの壁面が同一の仕様を持つ箱型試験体（軸組試験体3体、土壁垂壁試験体・土壁全面壁試験体・合板全面壁試験体1体ずつ、計6体）を製作し、壁面直交方向にも貫を配した（図1）。製作は（有）伽藍工社へと依頼した。柱脚接合部の仕様変更や貫の楔締めは自主施工で実施した。常時微動測定は15分間、人力加振試験は1名ないし2名で試験体を共振させる加振を計3回実施した。

【試験体仕様】

柱太さ：75mm 角／柱高さ（内内）：1515mm（柱のアスペクト比 1:20）／試験体幅・奥行：910mm／土台・桁幅：75mm／樹種：ヒノキ／柱頭・柱脚接合部：長ほぞ込栓打ち（途中で同一試験体のほぞを切断し、短ほぞへと仕様変更した）／貫寸法：15mm×75mm／貫間隔：303mm／貫余長：150mm（柱幅の2倍）／土壁厚：60mm／土壁仕様：実験結果の適用を前提に、月光殿の仕様を踏襲した／壁面直交方向の土台および桁の接合部：蟻掛け／天板：24mm厚構造用合板2枚

【パラメータ】

同一試験体において、①積載重量（0,200,400,600,800kgの砂袋を天板上に載荷した）、②貫本数（0,2,4本で変動させた）、③柱頭・柱脚接合部仕様（長ほぞ込栓、短ほぞ、月光殿を模した柱脚補剛接合を中心に実施した）をパラメータとして変動させた。



図1：試験体設置状況（垂壁試験体正面、側面）

2.2 常時微動測定結果

卓越振動数の同定手法を複数検討し、フーリエスペクトルのピークを卓越振動数とみなす事に決定した。

卓越振動数の一覧（表1）を示す。

- ・ 2つの壁面の結果の差は無視できることが確認された。天板が剛床となり機能しているものと推察される。
- ・ 長ほぞ込栓試験体の X 方向，短ほぞ試験体および柱脚補剛仕様試験体の Y 方向では，殆どのケースで卓越振動数の誤差が 2%以下となり，試験体ごとのばらつきが小さい事が確認された。
- ・ 一方，長ほぞ込栓試験体の Y 方向，短ほぞ試験体および柱脚補剛仕様試験体の X 方向では，誤差が 5%以上となるケースが多く，ばらつきが大きい事が確認された。
- ・ 貫を多く配するケースの誤差が小さくなり，貫本数が 4 本の場合は殆どのケースで誤差が 3%以下となることが確認された。柱貫接合部の剛性のばらつきが柱頭・柱脚接合部と比較して小さいため，貫が多いと試験体全体の剛性のばらつきも低減されるものと推察される。
- ・ 積載重量と卓越振動数の関係より，重量に依存して発現する重量がある事が確認された。柱は細長いが傾斜復元力が発現されているものと推定された。
- ・ 直交方向の貫本数が結果に与える影響は極めて微小で無視できることが確認された。
- ・ 同一試験体の測定を 1 週間程度計測した結果，卓越振動数の誤差は 2%未満と，小さな値となった（図2）。

2.3 人力加振試験結果

箱型試験体の 2 面にそれぞれ設置されている加振方向のセンサー 2 つの加速度波形に対し同一のバンドパスフィルタを掛け，2 階積分（矩形積分）を行い，それぞれの変位波形を得た。次に，2 つの変位波形の平均を試験体の中心（重心）の変位波形とみなし，これを算出し分析対象とした。自由振動波形は，最後の加振を開始点とし，常時微動測定結果の振動数にして 30 波長分を基準にデータを切り出した（図3）。この自由振動波形に対し Zero Cross 法を用いて，半振幅ごとに自由振動波形の振動数を算出し，変位と卓越振動数の関係を得た。また，3 回の振動結果を並列に扱い，卓越振動数と振幅の関係の近似曲線を，文献²⁾に従って引いた（図4）。

- ・ 自由振動終了後，振動数は再び常時微動測定結果とほぼ同一の値へと戻る様子が確認された。
- ・ 2面の結果のばらつきは無視できることが確認された。
- ・ 貫がない場合，常時微動測定結果に対する 1/300rad（≒ 5mm）変形時の卓越振動数の比は，長ほぞ込栓試験体で 90%程度，短ほぞ試験体で 80%程度となった。
- ・ 貫本数が多くなるほど，卓越振動数の振幅依存性が顕著になる様子が確認された。

表1:常時微動測定結果一覧

卓越振動数 [Hz]	方向	貫	長ほぞ込栓 (NK)					短ほぞ (TT)					柱頭短ほぞ・柱脚補剛 (TH)						
			質量 / センサー 試験体名	0 (800kg)	1 (800kg)	2 (400kg)	3 (200kg)	N (0kg)	質量 / センサー 試験体名	0 (800kg)	1 (800kg)	2 (400kg)	3 (200kg)	N (0kg)	質量 / センサー 試験体名	0 (800kg)	1 (800kg)	2 (400kg)	3 (200kg)
FAIR			2.02	2.32	2.74	3.55	-	FA2T	1.51	1.68	1.89	2.29	3.97	FA2T	1.96	2.08	2.27	2.91	-
FA1D			2.00	2.27	2.68	3.49	6.85	FAST	1.35	1.51	1.70	2.02	-	FA3T	1.81	1.84	2.04	2.49	-
FA2			2.08	2.38	2.81	3.70	7.06	FA3TD	1.29	1.42	1.60	1.94	3.16	FA3TD	1.82	1.94	2.27	2.89	5.19
FA3			2.03	2.26	2.70	3.51	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
平均 [Hz]			2.04	2.31	2.74	3.58	6.95	平均 [Hz]	1.41	1.57	1.77	2.14	3.57	平均 [Hz]	1.89	1.98	2.21	2.90	5.19
誤差 [k]			1.81	2.88	2.53	3.51	1.51	誤差 [k]	0.72	0.85	0.70	0.73	1.137	誤差 [k]	3.98	4.75	2.76	3.91	-
FAIR	x	2	2.60	3.02	3.63	4.76	-	FA2T	2.08	2.36	2.80	3.53	-	FA2T	2.51	2.94	3.27	4.17	-
FA1D			1.13	1.26	1.49	1.92	3.69	FAST	0.73	0.87	0.89	1.22	-	FA3T	1.32	1.36	1.57	1.99	-
FA2			2.55	2.98	3.52	4.66	-	FA3T	2.14	2.32	2.76	3.56	-	FA3T	2.35	2.67	3.23	4.17	-
FA3			2.59	2.92	3.52	4.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
平均 [Hz]			2.58	2.97	3.55	4.68	-	平均 [Hz]	2.11	2.34	2.78	3.54	-	平均 [Hz]	2.43	2.80	3.25	4.17	-
誤差 [k]			1.09	1.79	2.00	1.83	-	誤差 [k]	1.52	0.85	0.71	0.47	-	誤差 [k]	3.21	4.79	0.56	0.07	-
FAIR	y	2	2.95	3.40	4.10	5.42	-	FA2T	2.49	2.85	3.39	4.19	-	FA2T	2.90	3.11	3.79	5.07	-
FA1D			2.98	3.45	4.11	5.45	10.35	FAST	2.65	2.95	3.50	4.52	-	FA3T	2.80	3.27	3.84	5.02	-
FA2			2.89	3.35	4.02	5.34	-	FA3TD	2.54	-	-	-	7.94	FA3TD	2.89	-	-	-	8.85
FA3			2.92	3.38	4.03	5.34	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
平均 [Hz]			2.93	3.39	4.05	5.37	10.35	平均 [Hz]	2.54	2.90	3.45	4.35	7.94	平均 [Hz]	2.87	3.19	3.81	5.05	8.85
誤差 [k]			1.39	1.19	1.32	1.20	-	誤差 [k]	2.02	1.79	1.65	3.85	-	誤差 [k]	1.01	2.39	0.69	0.45	-
FAIR	0		1.09	1.26	1.49	1.94	-	FA2T	0.78	0.88	1.02	1.39	2.15	FA2T	1.29	1.35	1.52	2.01	-
FA1D			1.13	1.26	1.49	1.92	3.69	FAST	0.73	0.87	0.89	1.22	-	FA3T	1.32	1.36	1.57	1.99	-
FA2			1.21	1.38	1.65	2.09	4.06	FA3TD	0.73	0.77	0.92	1.16	2.10	FA3TD	1.25	1.38	1.60	2.07	3.78
FA3			1.25	1.41	1.73	2.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
平均 [Hz]			1.19	1.35	1.62	2.04	3.88	平均 [Hz]	0.76	0.85	0.96	1.29	2.12	平均 [Hz]	1.29	1.36	1.56	2.02	3.78
誤差 [k]			0.55	0.66	0.86	1.16	4.84	誤差 [k]	3.55	3.33	6.18	7.78	1.22	誤差 [k]	0.27	0.84	2.13	0.49	-
FAIR	y	2	1.78	2.03	2.43	3.19	-	FA2T	1.57	1.84	2.20	2.87	-	FA2T	1.93	2.28	2.59	3.36	-
FA1D			1.85	2.15	2.51	3.25	-	FA3T	1.81	1.82	2.18	2.94	-	FA3T	1.96	2.21	2.65	3.46	-
FA2			1.95	2.17	2.57	3.36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FA3			1.89	2.11	2.50	3.27	-	平均 [Hz]	1.59	1.83	2.19	2.91	-	平均 [Hz]	1.95	2.24	2.62	3.41	-
誤差 [k]			4.79	4.04	2.93	2.98	-	誤差 [k]	1.15	0.50	0.42	1.05	-	誤差 [k]	0.71	1.63	1.22	1.43	-
FAIR	0		2.29	2.55	3.02	4.02	-	FA2T	2.10	2.40	2.91	3.78	-	FA2T	2.41	2.69	3.29	4.38	-
FA1D			2.31	2.65	3.17	4.17	7.98	FAST	2.16	2.43	2.95	3.88	-	FA3T	2.41	2.84	3.31	4.39	-
FA2			2.31	2.69	3.22	4.17	-	FA3TD	2.12	-	-	-	7.47	FA3TD	2.43	-	-	-	8.46
FA3			2.36	2.70	3.24	4.16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PAI			2.37	2.69	3.17	4.15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
平均 [Hz]			2.34	2.67	3.18	4.15	7.98	平均 [Hz]	2.12	2.42	2.93	3.83	7.47	平均 [Hz]	2.42	2.77	3.30	4.38	8.46
誤差 [k]			1.45	2.63	2.72	1.17	-	誤差 [k]	0.86	0.57	0.83	1.35	-	誤差 [k]	0.17	2.85	0.32	0.10	-
土壁	MT1		3.39	3.97	4.60	5.74	8.65	MT1T	3.05	3.46	4.03	4.90	7.23	MT1T	3.88	3.80	4.25	5.21	8.13
土壁	MA1		5.98	7.48	8.89	12.84	21.81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
土壁	PA1		5.81	7.28	8.87	14.24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

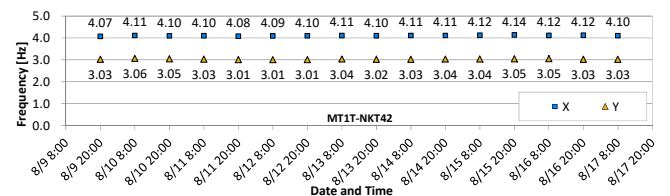


図2:同一試験体の継続的観測結果(垂壁試験体,柱脚短ほぞ,400kg)

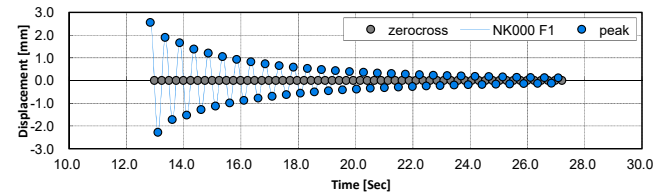


図3:人力加振試験による自由振動波形例(FA2,長ほぞ込栓,800kg,貫0本)

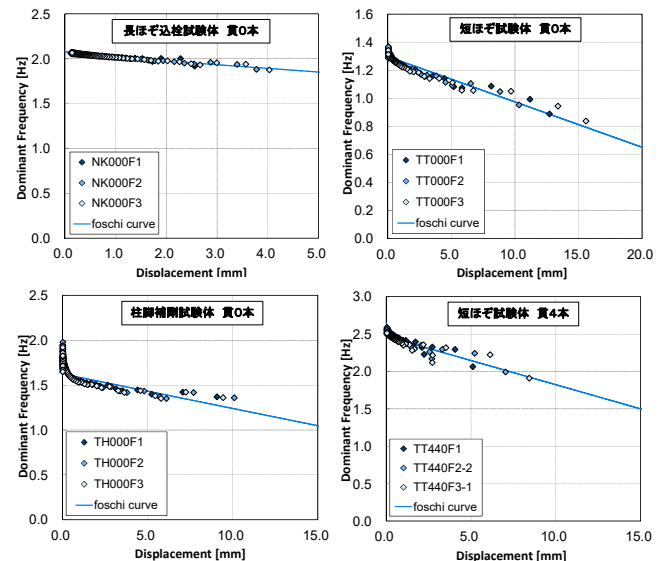


図4:軸組試験体の卓越振動数の振幅依存性と近似曲線の例(800kg)

・柱脚補剛試験体では、変位が 1mm 未満の極めて微小な範囲で振動数が急激に低下する様子が確認された。補剛部分の静止摩擦が寄与しているものと推察される。

・長ほぞ込栓接合部試験体および短ほぞ接合部試験体では、同一仕様の試験体から得た近似曲線による特定変形角時の卓越振動数の差は小さく、概ね2%程度、最大6%程度となった。観測データが取れていない振幅範囲の近似曲線は誤差が大きくなる事も確認された。いっぽう柱脚補剛試験体では同一仕様の結果のバラツキが大きく、最大8%程度となった。

・合板試験体および土壁全面壁試験体の両方において、変形角 $1/3000\text{rad}$ という微小な範囲において振動数が90%程度まで低下する様子が確認された。

・土壁全面壁試験体においては、 $1/1500\text{rad}$ においてこの値がさらに80%前半まで値が低下する事も確認され、軸組試験体と比較して、卓越振動数の振幅依存性をより顕著に有する事が確認された。

3. 試験体の弾性範囲の水平加力実験

3.1 実験概要

軸組試験体の振動観測実験終了直後、箱を解体し壁1面を取り出し、これを反力フレームに設置しオイルジャッキで正負交番加力を行い、弾性範囲 ($1/120\text{rad}$ まで) の荷重変形関係を得た (図5)。柱頭・柱脚接合部仕様は、1体は長ほぞ込栓、2体は短ほぞ接合部で実施した。

【パラメータ】

同一試験体において、①積載重量 (0,200,400kg の砂袋を桁に吊るした。壁2面の振動観測における 0,400,800kg に相当する)、②貫本数 (0,2,4 本で変動させた) をパラメータとして変動させた。

3.2 実験結果

・ $1/600\text{rad}$ 未満の微小な変形範囲から、貫本数に関わらず、非線形性のあるループを描くが確認された。

・長ほぞ込栓試験体の貫がない場合は比較的線形に近いループ、短ほぞ試験体や貫本数が多い試験体では、ループが大きく膨らみ、非線形性が強いことが確認された (図6)。

・弾性範囲内の試験ではあったが、貫2本ないし4本を配する場合には、 $1/300\text{rad} \sim 1/200\text{rad}$ の間から貫接合部が音を発し、僅かな荷重低下を生じた。

・楔は試験終了後には元の位置に戻り、外れることなく摩擦力を保っていたが、しっかりと金槌で締め込んだ加力前よりは僅かに緩んでいる事が確認された。

3.3 各構造要素の荷重変形関係の導出

パラメータの異なる試験結果の差し引きに基づき、各構造要素 (傾斜復元力、柱頭・柱脚接合部、柱貫接合部) の荷重変形関係を導出した。

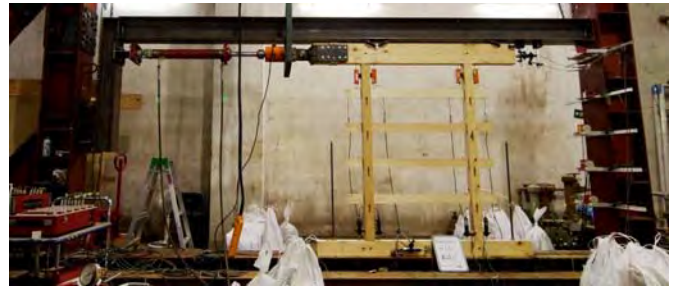


図5: 水平加力実験の試験体設置状況

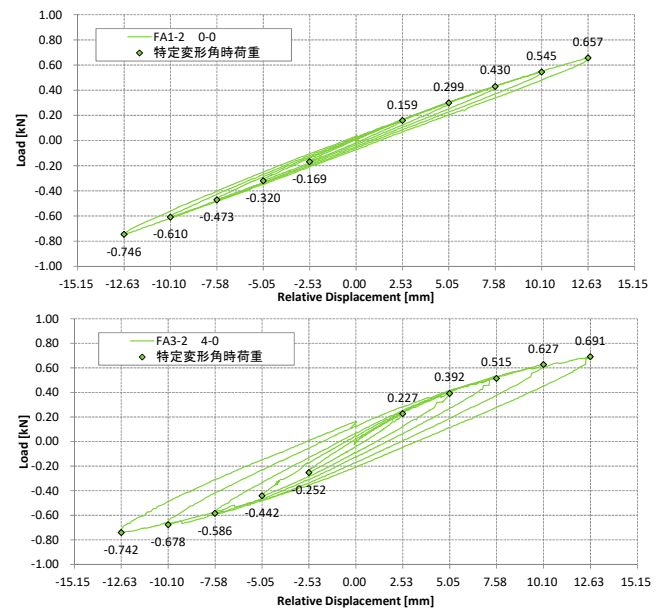


図6: 水平加力実験結果の例 (長ほぞ込栓試験体、貫0本、400kg/短ほぞ試験体、貫4本、400kg)

① 傾斜復元力 (図7)

貫の無い試験体の、積載重量400kgと0kgの試験結果の比較を通じて、単位積載重量あたりの荷重変形関係を得た。既往研究の値³⁾と比較すると初期剛性は低いものの、最大値は概ね等しい値を取る様子が確認された。

② 短ほぞ接合部 (図8)

同一仕様の柱頭・柱脚接合部が等しい剛性を持つと仮定し、試験体を模したフレーム解析モデルを用いて部材の曲げ・せん断変形を考慮した上で推定した (曲げ剛性は $11.0[\text{kN}/\text{mm}^2]$ を仮定した⁴⁾)。極めて変形の小さい ($1/1515\text{rad}$) 範囲では初期剛性が大きく、その後は一定の接線剛性を持つ荷重変形関係が導出された。

③ 長ほぞ込栓接合部 (図8)

柱頭と柱脚の回転剛性の比が、横架材の成 (桁: 180mm, 土台: 120mm) の3乗となると仮定し②と同様に導出した。

④ 柱貫接合部 (図9)

部材の曲げを考慮し、導出した。弾性範囲内でも非線形性が強く、剛性は摩擦係数を仮定した既往研究の値⁵⁾と比較して著しく高くなる様子が確認された。

3.4 実験結果の解析による演繹的再現

前節で導出した各構造要素の荷重変形関係を用い、実験結果の包絡線を同様のフレーム解析モデル（図 10）で再現できることを確認した。一例を図 11 に示す。

4. 微小変形範囲における各構造要素の剛性の推定

4.1 振動観測と水平加力実験の比較を通じた検討

3.3 節で導出した値を用いて実行したフレーム解析モデルによる固有値解析結果と振動観測実験結果と比較したところ、水平加力実験結果からの卓越振動数は振動観測実験結果を上回る傾向が確認された。そこで柱頭・柱脚接合部の微小変形時の剛性をパラメトリックスタディにより調整し、1/600rad 以上の範囲については図 8 における接線剛性を用いた結果、両者は良い対応を示した（図 12）。

4.2 壁のせん断剛性の推定

垂壁試験体および全面壁試験体のフレーム解析モデルを作成し、土壁、構造用合板のせん断剛性を推定した。その結果、微小変形における壁のせん断剛性は壁面が支持する鉛直荷重に依存する可能性が示唆された（図 13）。

4.3 建物への実験結果の適用可能性の検討

月光殿の解析モデルの各部剛性を実験結果からの推定値として固有値解析を実施した。得られた各モードの形状は常時微動測定結果を良く再現できているが、固有振動数は測定結果の 80%程度となった（図 14）。これは剛性に換算すると 40%ほどの誤差が生じている事になる。主な不確定要素として、(1) 柱脚補剛接合部の回転剛性、(2) 傾斜復元力の剛性、(3) 壁のせん断剛性と支持する鉛直荷重との関係、などが挙げられる。

今後は、柱のアスペクト比や曲げ剛性（樹種）をパラメータとした傾斜復元力の基礎的な実験、壁厚や基準せん断剛性などをパラメータとした壁の詳細な検討を行うことで、より正確な推定が可能になると考えられる。

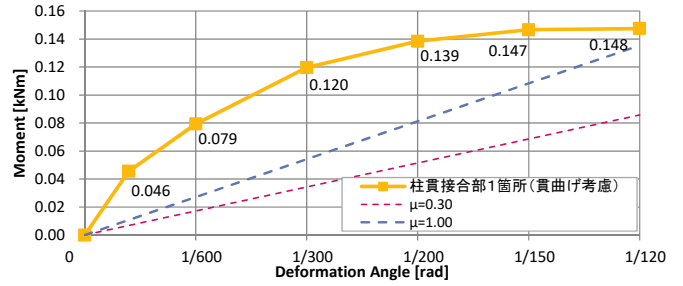


図9: 水平加力実験から導出された柱貫接合部の骨格曲線

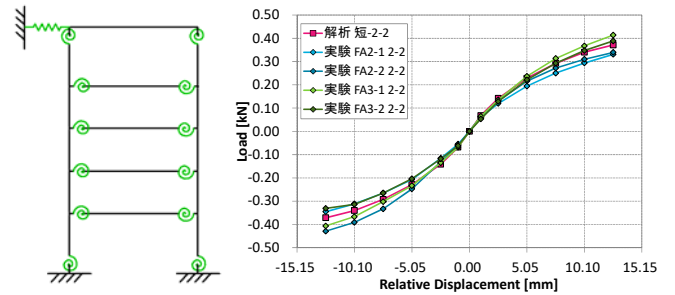


図 10: フレーム解析モデル

図 11: 実験結果の包絡線と解析値の比較

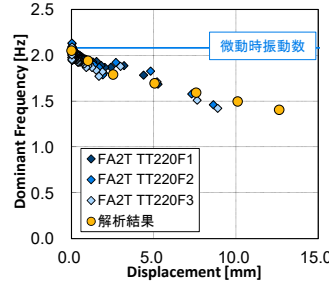


図 12: 水平加力実験からの導出値を用いた解析値と人カ加振試験結果の対応

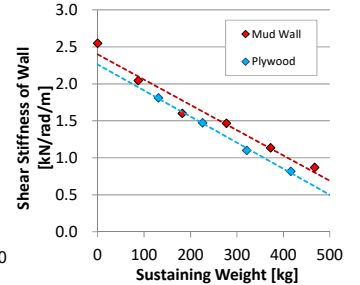


図 13: 壁のせん断剛性の推定値と支持する鉛直荷重の関係

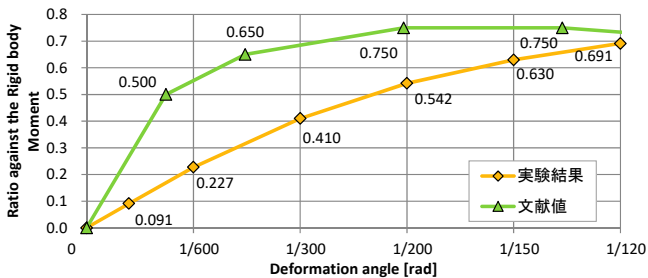


図7: 水平加力実験から導出された傾斜復元力の骨格曲線

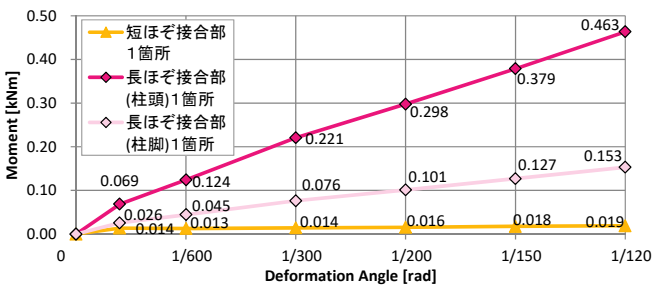


図8: 水平加力実験から導出された柱頭・柱脚接合部の骨格曲線

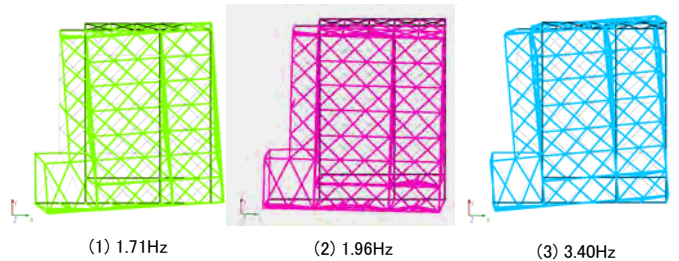


図 14: 月光殿の解析モデルの固有値解析結果

■謝辞

本研究を行うにあたりまして、神戶山悉地院大聖護国寺様、担当の伊澤様に研究の許諾・ご協力をいただきました。試験体の作成にあたりまして、大工の伽藍公社様、左官の河西左官様に大変お世話になりました。試験体治具の作成には、東京大学工学系研究科マテリアル工学専攻内工作室に大変お世話になりました。東京大学地震研究所・同大情報学環の鷹野澄教授には、月光殿への地震計の提供・設置ならびにデータの提供、また振動観測実験における地震計の提供においてご協力をいただきました。また、護国寺月光殿の耐震補強設計を担当した山辺構造設計事務所の山辺豊彦様、馬場亭様には、月光殿の構造補強について参考情報をご提供いただきました。この場を借りて深く御礼申し上げます。

■参考文献

- 1) 「重要文化財 護国寺月光殿（旧日光院客殿）保存修理工事報告書」護国寺、2014
- 2) 千葉一樹、藤田香織、河合直人、腰原幹雄、箕輪親宏、花里利一：五重塔の耐震性に関する縮小模型実験 その9 応答変位増加に伴う1次固有振動数変化に関する近似曲線、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.31-32、2008.9
- 3) 文化庁文化財部：「重要文化財（建造物）耐震診断に係る指針・要領」、pp.46-47、2013
- 4) 日本建築学会：「木質構造設計規準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法—」pp.395、2006
- 5) 稲山正弘：木材のめりこみ理論とその応用—靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究—、東京大学学位論文、pp.269-272、1992

社寺建築に用いられる大断面柱貫接合部の力学的特性に関する研究

香川大学 創造工学部 准教授 宮本慎宏

1. はじめに

社寺建築は、主に外周が全面壁、内部が木造軸組架構で構成されるため、建物の耐震性能評価をするうえで柱貫接合部が重要な要素となる。しかし、既往の研究では住宅建築の柱貫接合部を想定した小さな部材寸法での実験が多く、部材断面の大きい社寺建築を想定した柱貫接合部の実験例は少ない。また、略鎌継などの継手を有する柱貫接合部に関する既往研究も少なく、構造性能を評価する設計式が存在しない。そのため、耐力・剛性が正確に評価されていない可能性がある。そこで本研究では、社寺建築の柱貫接合部を想定した実大試験体による静的加力実験を行い、柱貫接合部の構造性能評価を行うことを目的とする。

2. 柱貫接合部の実験概要

載荷装置を図 1、基準パラメータとなる試験体 I の図面を図 2、接合部の詳細を図 3 と図 4 に示す。試験体は 1400×1400mm の十字型とした。試験体 I は、貫幅 50mm、貫成 120mm、柱径 180mm、柱形状は角、樹種はヒノキ、接合部には楔を設けた (図 3)。試験体 II は柱形状を丸にし、試験体 III は接合部に渡り腮を設けた (図 4)。試験体 IV は樹種をスギとした。試験体 V は楔を用いず、試験体 VI は貫幅を 90mm とした。試験体 VII は試験体 VI より柱径を 240mm とした。試験体 VIII は試験体 VII より貫成を 180mm とした。試験体は計 8 体である。

試験体は治具で固定し、試験体から見て右を一側、左を+側とした。貫を左右に加力することで実際の挙動を再現した。実験は貫の見かけのせん断変形角 γ_0 が 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30, 1/20, 1/15, 1/10rad までの正負 1 回の繰り返し加力を行い、終局は 1/7rad とした。

3. 柱貫接合部の実験結果

図 5 に貫の回転角と曲げモーメントの比較、表 2 に試験体 I に対する比率を示す。終局曲げモーメント M_u は 1/10rad における曲げモーメントとした。全試験体で楔の割裂が見られたが耐力に大きな影響はなかった。また、部材寸法の大きい試験体では楔に多くの割裂がみられたが耐力に対する影響は小さかった。柱形状による変化をみた結果、終局曲げモーメントはほぼ同値であった。渡り顎の有無による変化をみた結果、渡り腮を設けることで終局曲げモーメントは約 1 割小さくなった。樹種による変化をみた結果、スギはヒノキに比べて横ヤング係数は材料試験では約 1 割小さくなったのに対し、実験値

では初期剛性が約 3 割、終局曲げモーメントは約 4 割小さくなった。楔の有無による変化をみた結果、楔を設けることで終局曲げモーメントは約 8 割大きくなった。

4. 柱貫接合部の構造性能評価

既往の稲山のめり込み理論¹⁾による通し貫の設計式から回転剛性 K_θ と降伏モーメント M_y を求め、実験結果と比較する。その計算式を式(1)～式(5)に示す。

$$K_\theta = x_p^2 y_p E_{90} \left\{ \frac{x_p}{z_0} \left(C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + 0.5 \mu C_{xm} \right\} \quad (1)$$

$$M_y = \frac{K_\theta z_0 F_m}{x_p E_{90} C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad (2)$$

$$f_m = \frac{2.4}{3} \times f_{cv} \quad (3)$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{4z_0}{3x_p} \quad (4)$$

$$C_{ym} = 1 + \frac{4z_0}{3ny_p} \quad (5)$$

ここで、 x_p は柱径(mm)の半分、 y_p は貫幅(mm)、 E_{90} は横圧縮ヤング係数で、別途行った材料試験における横圧縮試験結果よりヒノキは 239(N/mm²)、スギは 219(N/mm²)である。 z_0 は貫成(mm)、 μ は摩擦係数で、 $\mu=0.4$ とした。 f_m はめり込み降伏応力度である。 f_{cv} はめり込み強度で、別途行った材料試験における部分圧縮試験結果より、スギは 4.73(N/mm²)、ヒノキは 6.38(N/mm²)である。 n は繊維方向と繊維直交方向の置換係数であり、ヒノキは $n=6$ 、スギは $n=5$ である。推定値の第 2 剛性は部分圧縮試験の第 1 剛性と第 2 剛性の比率の平均値から算出している。推定値は伝統木造建築の倒壊限界である 1/15rad より 1.5 倍の安全率を考慮し、1/10rad までとした。

5. 柱貫接合部の推定値と実験値の比較

実験値と推定値の比較を図 6 に示す。全ての試験体で初期剛性は実験値より推定値が大きくなった。これは実大試験体を作製する際の施工精度や木材の乾燥収縮の影響と考えられる。また、柱と貫の隙間の影響を見るために材料実験結果から求めた横ヤング係数の平均値を用いた場合と平均値の半分とした場合の推定値と実験値をそれぞれ比較した結果、試験体 V 以外は概ね実験値が 2 つの推定値の間の値をとった。楔のない試験体 V は柱と貫の隙間が大きく、初期剛性が小さくなったことで推定値より実験値が小さくなったと考えられる。



図1 荷装置置

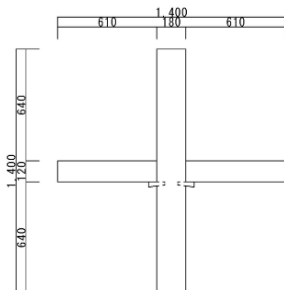


図2 試験体 I(基準)



図3 接合部詳細図

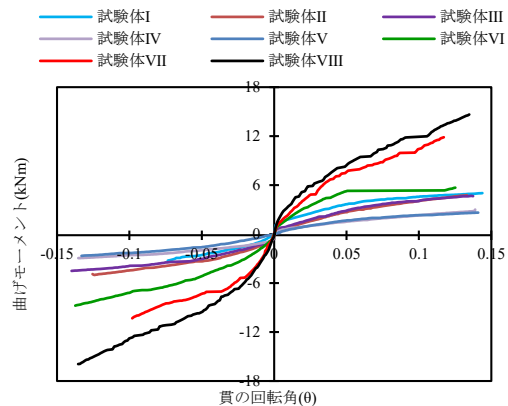


図5 試験体ごとの比較

表1 試験体一覧

試験体	柱形状	寸法			接合部		樹種
		柱径 (mm)	貫幅 (mm)	貫成 (mm)	楔	渡り腿	
I	角	180	50	120	有	無	ヒノキ
II	丸	180	50	120	有	無	ヒノキ
III	角	180	50	120	有	有	ヒノキ
IV	角	180	50	120	有	無	スギ
V	角	180	50	120	無	無	ヒノキ
VI	角	180	90	120	有	無	ヒノキ
VII	角	240	90	120	有	無	ヒノキ
VIII	角	240	90	180	有	無	ヒノキ

表2 試験体 I に対する比率

試験体	(a) 正側			(b) 負側		
	K (kNm/rad)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	K (kNm/rad)	M_y (kNm)	M_u (kNm)
I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
II	0.88	1.35	0.99	0.59	1.31	0.95
III	0.63	1.38	0.93	0.71	1.35	0.90
IV	0.70	0.68	0.59	0.35	0.73	0.56
V	0.54	0.78	0.53	0.54	0.78	0.54
VI	1.70	1.47	1.75	1.16	2.31	1.75
VII	1.85	3.37	2.36	1.85	3.37	2.05
VIII	2.08	3.65	2.92	2.26	3.96	3.17

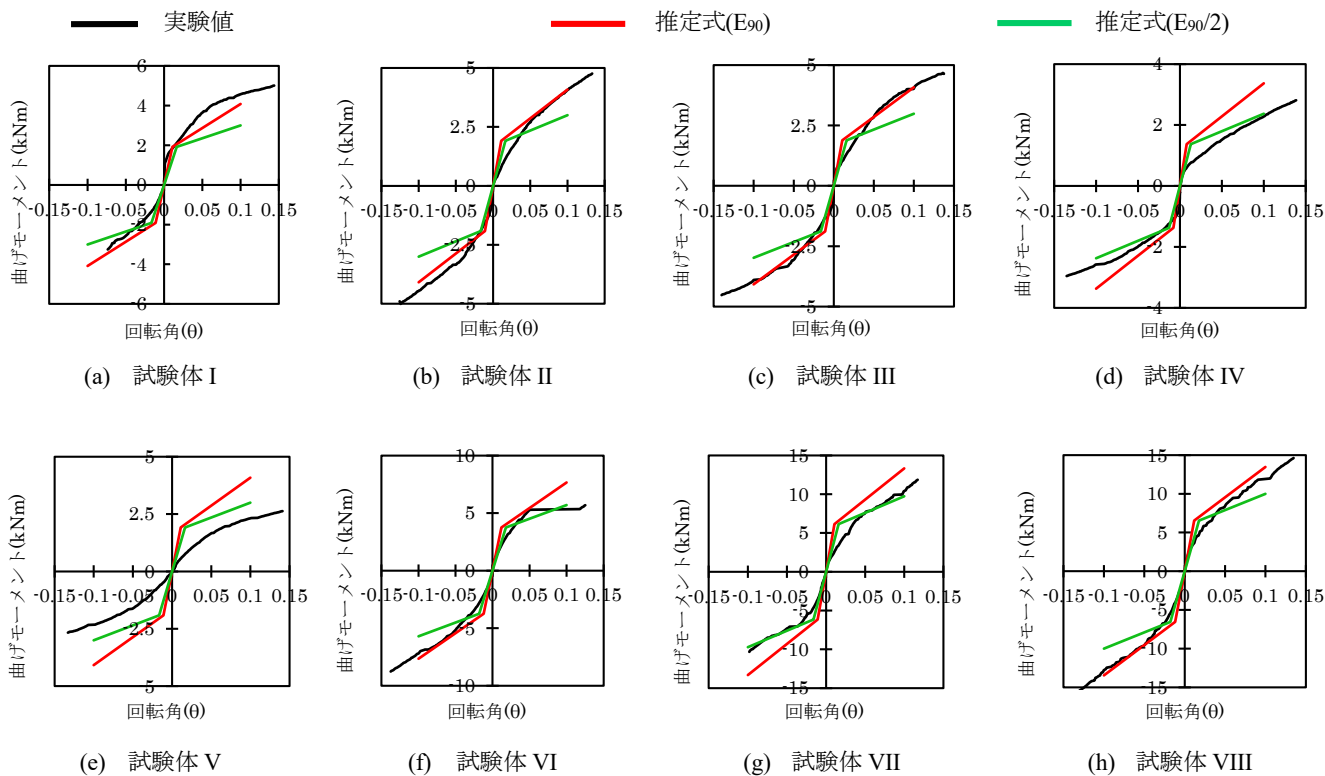


図6 推定値と実験値の比較

6. 継手を有する柱貫接合部の実験概要

載荷装置と試験体概要図を図 7、接合部詳細図を図 8 に示す。各試験体の部材長さは柱・貫ともに 1400mm とした。また、樹種はすべてヒノキとした。基準のパラメータとなる試験体 1 は、貫幅 50mm、貫成 120mm、柱径 180mm、柱形状は角、樹種はヒノキ、接合部は通し貫とし、楔を設けた。試験体 J1-1, J1-2 はそれぞれ試験体 1 と同じ寸法で仕口形状のみ変更している (図 8)。試験体 J5-1, J5-2 は試験体 J1 より貫幅を 90mm にした。試験体 J6-1, J6-2 は試験体 J5 より柱径を 240mm にした。試験体 J7-1, J7-2 は試験体 J6 より貫成を 180mm にした。表 3 に示すように、試験体は計 9 体である。

図 7 に示すように試験体を見て左側を正側、右側を負側とし、楔は貫の正側に挿入されている。また、略鎌継は左右非対称のため、図 7 のように貫の上側と下側で分けて考えた。水平荷重はサーボアーキテクチャー先端に取り付けたロードセルで計測した。変位計の計測値から試験体のせん断変形、貫の回転変形を計測した。試験体は治具とピンで固定し、貫を左右に加力することで実際の挙動を再現する。試験は、見かけのせん断変形角 γ_0 が 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30, 1/20, 1/15, 1/10, 1/7 rad で正負 1 回ずつの繰り返し加力を行った。

7. 継手を有する柱貫接合部の実験結果

全試験体において、鎌から割裂破壊が生じた。さらに、J7-2 以外の全試験体において、図 9(a) に示すように、割裂破壊が進行しながら鎌の根元に向けて曲げ破壊した。J7-2 は、図 9(b) のように片方の鎌の先端が反対側の鎌の根元に刺さっていた。また、J7-1 と J7-2 の貫の回転角と曲げモーメントの関係を図 10 に示す。

通し貫試験体を基準としたときの略鎌試験体の比率を図 11 に示す。ここで通し貫について、伝統的木造建築の倒壊限界が 1/15rad であることより、1.5 倍の安全率をとり、終局変形角 $\gamma_r=1/10\text{rad}$ となるとき曲げモーメントを最大曲げモーメント M_{max} とした。同じ寸法の通し貫と略鎌継の実験結果を比較した結果、初期剛性は概ね一致していた。これは、載荷を開始した直後は通し貫と同様の挙動を示したためと考えられる。降伏モーメント、最大曲げモーメントは、通し貫に対してそれぞれ約 10% ~ 70% 低下した。また、略鎌の角度が急になるほど降伏モーメント、最大曲げモーメントともに小さくなる傾向があった。略鎌試験体は、正側への載荷より負側への載荷のほうが、破壊するまでの回転角が小さかった。これは楔がある側への載荷が鎌の閉じる方向であるのに対し、楔がない側への載荷は鎌の開く方向であったためと考えられる。

8. 継手を有する柱貫接合部の構造性能評価

実験結果より、試験体にはめり込み破壊、曲げ破壊、せん断破壊、割裂破壊が生じていたため、それぞれの破

壊時のモーメントを推定し、実験結果と比較する。めり込み破壊時のモーメントについては、既往の稲山のめり込み理論¹⁾による通し貫の設計式から回転剛性 K_θ と降伏モーメント M_y を求める。割裂破壊時の曲げモーメントは木材の繊維と直角方向の応力を受ける場合の割裂破壊に対する設計式²⁾より求める。また、断面 2 次モーメント I と曲げ強度 σ_b より曲げ破壊時のモーメント M_b 、せん断強度 τ よりせん断破壊時のモーメント M_s を求めた。別途行った材料実験結果より、計算における材料定数として横ヤング係数 $E_{90}=250(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、部分圧縮強度 $F_{cv}=8.82(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、曲げ強度 $\sigma_b=72.8(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、せん断強度 $\tau=11.7(\text{N}/\text{mm}^2)$ を用いた。

9. 継手を有する柱貫接合部の実験値と推定値の比較

試験体 J7-1 における実験結果、曲げ破壊時のモーメント、めり込み破壊時のモーメント、せん断破壊時のモーメント、割裂破壊時のモーメントの比較を図 12 に示す。

割裂破壊が生じたすべての試験体において、最初に貫に割裂が生じ、その後は曲げと割裂の複合的な破壊が見られた。推定結果においても割裂破壊時のモーメントが一番小さく、実験結果と一致した。既往の設計式による推定値と実験値を比較した結果、実験において貫の上下に目視で割裂が確認できるよりも小さい回転角で割裂破壊時のモーメントに達していた。これは、柱で隠れた内部で割裂破壊が生じていたためと考えられる。また、解体後、継手内部でせん断破壊が確認できた試験体は、せん断破壊時のモーメントまで到達していなかった。これはせん断破壊よりも先に割裂破壊が生じており、その影響で耐力が低下したためと考えられる。

10. まとめ

本研究では、社寺建築に用いられる大断面柱貫接合部を想定した実大実験を行い、荷重変形関係と破壊性状を把握した。その後、既往の設計式を用いた推定値と実験値との比較からその妥当性を検証した。

通し貫の推定値と実験値を比較した結果、初期剛性は実大試験体を作製する際の施工精度や木材の乾燥収縮の影響が大きく、推定値が実験値より大きな値となった。楔のない試験体以外は、実験値が横ヤング係数の平均値を用いた場合と平均値の半分とした場合のそれぞれの推定値の間の値となった。楔のない試験体は他の試験体より柱と貫の隙間が大きく、初期剛性が小さくなったことで推定値より実験値が小さくなったと考えられる。

略鎌継の実験結果より、破壊性状は、まず割裂破壊が発生し、その後は曲げと割裂の複合的な破壊が見られた。推定値と実験値の比較より、既往の設計式を用いて破壊性状を予測できることを示した。

参考文献

- 1) 社団法人日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル，2010.9.
- 2) 社団法人日本建築学会：木質構造設計基準・同解説-許容応力度・許容耐力設計法-，2009.3.

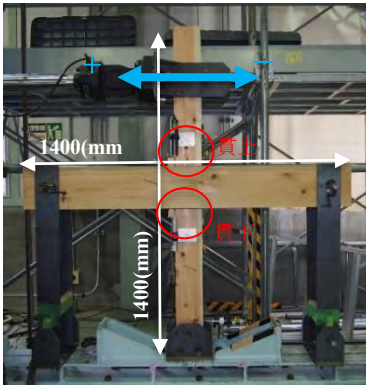


図7 荷装置

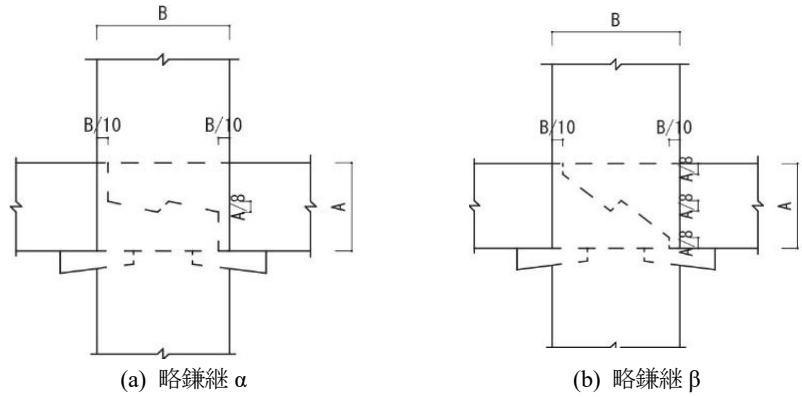


図8 接合部詳細図

表3 試験体の仕様

試験体	寸法			接合部
	柱径(B)(mm)	貫幅(mm)	貫成(A)(mm)	
1	180	50	120	通し貫
J1-1	180	50	120	略鎌継 α
J1-2	180	50	120	略鎌継 β
J5-1	180	90	120	略鎌継 α
J5-2	180	90	120	略鎌継 β
J6-1	240	90	120	略鎌継 α
J6-2	240	90	120	略鎌継 β
J7-1	240	90	180	略鎌継 α
J7-2	240	90	180	略鎌継 β



図9 破壊性状

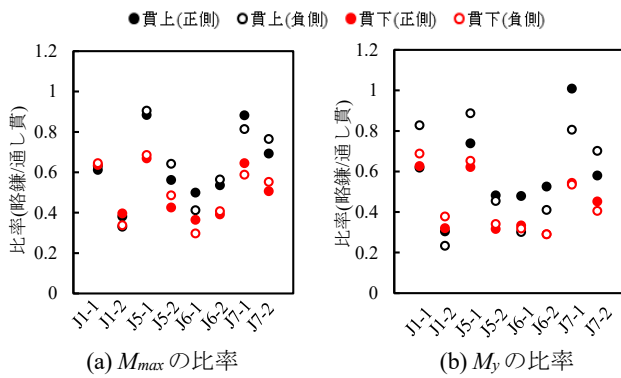


図11 通し貫試験体を基準とした略鎌試験体の比率

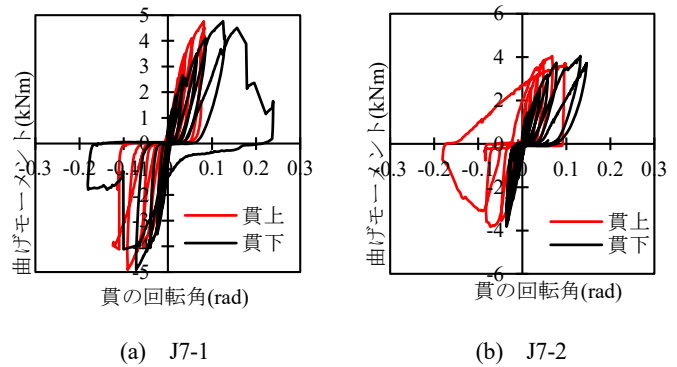


図10 貫の回転角と曲げモーメントの関係

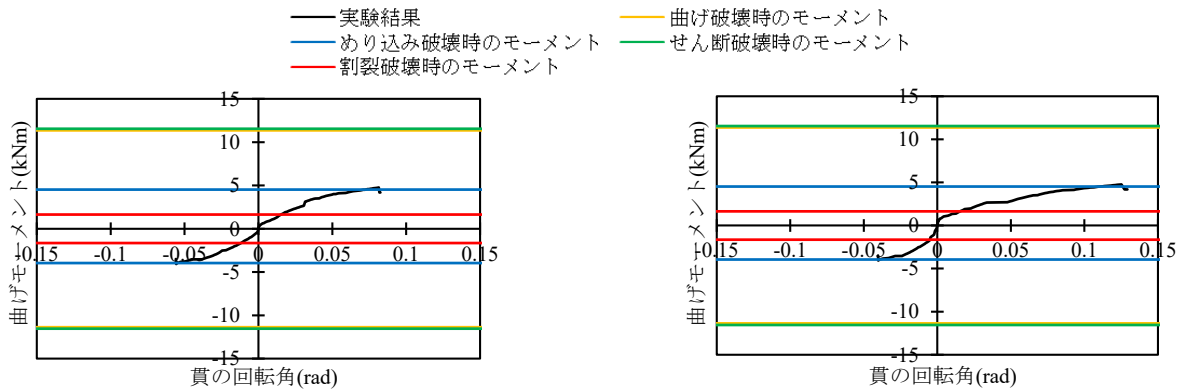


図12 J7-1における推定値と実験値の比較

熊本地震における被災文化財調査を補足する役割も担う近世建築に関する再調査・研究

熊本大学・伊東龍一

1. 研究の目的

熊本県の近世建築については、他県と同様に近世社寺調査、民家調査が行われて公表されている。しかしながら、『熊本県の民家』（1971年）によれば、調査民家数は1次調査で163棟リストアップ、2次調査で97棟の民家の平面採取、3次調査で断面図、配置図を採ったとするが、図面の掲載は、わずかに3次調査の13棟に過ぎない。また、『熊本県の近世社寺建築』（1986年）によると、社寺は1次調査で607件1099棟、2次調査で109件183棟が調査された。しかし、この調査では、後に国指定重要文化財となる熊本県南部の人吉・球磨地方の重要な支社建築の調査漏れがあった。これについては、その後文化庁による調査が行われ、数多くの中世や近世初期に遡る寺社建築が見出されることとなったが、逆に熊本県北部における重要な寺社建築の調査漏れが懸念される。とくに多くの神社本殿については、本殿内部についてはまったく未調査であり、平面図は空白のままである。おそらく痕跡調査もなされていない。2016年の熊本地震は、文化財建造物にも大きな被害をもたらし、これに伴い文化庁の文化財ドクター事業で、被災文化財建造物の調査が行われたが、近世建築については上記の報告書に基づいているため、いささか不十分になっている恐れがある。

本研究では、報告例の少ない近世民家と、調査漏れの恐れを抱える県北部の近世社寺建築について、平面・断面や建立年代などに関する基本的な調査とともに、行われて

いない本殿内部の調査、痕跡調査を行い、被災地域にある建造物については被災状況調査を合わせて実施し、分析することで、改めて熊本県の近世建築を把握しなおそうとするものである。

2. 調査・研究の方法と調査対象

民家については、当初の計画通り、1次調査民家のリストの163棟に加え、市町村史に掲載される民家をピックアップすることを試みた。とくに現存するものの中から地域の特色や意匠的に優れたもの、建設年代が古そうなものを選び出す作業を行った。しかし改めて検討すると、調査からすでに50年近くを経過していることもあり、主要な民家の多くは国指定重要文化財（境家住宅、江藤家住宅等）、県指定重要文化財（伊藤家住宅）、市町村指定文化財・登録文化財（大津町・岡本家住宅）となり、かつそれ以外については、長い時間の経過の内に取り壊されたものも多い。とくに2016年の熊本地震で解体に至った建物（県指定・伊藤家住宅をはじめ益城町・西園寺家、熊本市・森本家など）も少なくなかった。伝建地区候補である宇城市松合地区、天草市牛深地区についても、前者については地元教育委員会の協力を仰ごうとしたものの宇城市は地震被害への対応が忙しく、とても依頼できる状況になく、牛深については、現地の下調査を実施したものの取り壊された建物が多く、伝建地区としてはかなり厳しい状況となった。

民家については、結果的に被災文化財の調査を実施してゆく中で、これまでのリス

トを参照しつつも意匠的に優れたもの、構造として特徴の有るもの、景観的に重要なもの、建設年代の古いものを対象に調査することになった。

調査は可能な限り平面・断面・配置等の各図を採取し、聞き取り調査・痕跡調査などの民家調査の一般的な調査方法に基づき調査を実施した。

地震の対応の中から、これまで知られていなかった数多くの近代和風建築が見出され、調査を実施したが、それらは除外している。江戸時代の民家であろうと考えて結果的にその可能性が低くなった対象もあるが、最終的な判断が下せていないものは、ここに含めた。

近世の寺社建築については、近世社寺建築調査の1次調査のリストを見直すことからスタートした。細川藩がかつて、文政6年に調査をした「寺社間数改帳」(永青文庫熊本大学附属図書館保管)等や市町村史を合わせて検討することで、リストを確固たるものにする。その上で作成されたリストに基づき、外観目視で調査を実施する。この段階においては、すでに前述の『熊本県の近世社寺建築』の写真等から、建立年代や建造物に対する評価の判断が妥当であると判断できるものは、いったん除外し、未調査のもの、報告書の判断に疑念が持たれるものを中心に調査を実施した。また、文化財として重要性があると判断できる建造物については、調査を実施した。

調査は可能な限り平面・断面・配置等の各図を採取し、聞き取り調査・痕跡調査などを行うことは民家と同様であるが、神社本殿については、内部が未調査であるものがほとんどであったので、内部の調査、可能な範囲で小屋裏、床下までの調査を実施した。

民家・近世の寺社建築の調査は、研究代表者である伊東と共同研究者である吉武隆一が中心となったが、実測調査に際しては、熊本大学の大学院生、学部4年生も動員して行う予定であったが、被災した建物も少なくなく、安全上の問題から学生に頼めない場合が多かった。

基本的な調査を実施した上で、被災地域にあっては建造物の被災調査を実施する。方法は、文化庁の文化財ドクターにおける2次調査の要領に準じて行うこととして、調査票も文化財ドクターの2次調査票と同じ項目からなる調査票を使用することとして、文化財ドクター事業における成果と合わせた分析が行えるようにしたい。

以上の調査に基づき、近世建築が専門の伊東が建造物の形式や技法の分析を行った。野帳から図面を描く作業には、大学院生・学部4年生に担当してもらい、これを吉武が監修した。

調査対象およびその結果概要は次の通りである。

表1 民家の調査対象一覧と概要

番号	住宅名	建物名	特徴	建立年代	根拠	所在地
1-1	K家住宅	主屋	z字型平面の茅葺、2座敷のうち1つは増築	寛政4年(1792)	家伝	熊本市南区
2-1	I家住宅	主屋	3階をもつ「白亜の三層楼」	江戸時代後期	推定	玉名郡南関町
3-1	金栗四三家住宅	主屋	大型茅葺農家、座敷は建て直し	江戸時代後期	推定	和水町
		小屋	主屋に軒を接して建つ茅葺	昭和戦前か	推定	
4-1	豪商製菓(旧窪田家住宅)	主屋	三池往還派の大型町家、土間部改造多し。解体済み	江戸時代後期		玉東町
5-1	T家住宅	主屋	武家住宅の平面・意匠をもつ	明治20年代か	推定	熊本市中央区
6-1	Y家住宅	主屋他	熊本城下町における数寄屋風の複数棟の建物と庭園。	明治11年～明治後期	棟札	熊本市中央区



K 家住宅



I 家住宅



金栗四三生家宅



豪商製菓



T 家住宅



Y 家住宅

表 2 近世寺社建築の調査対象と概要

番号	寺社名	建物名	特徴	建立年代	根拠	所在地
1	1 伊倉北八幡宮	本殿	七間社流造、中央間および左右より2間目（ご神体安置の間）	元文～天明頃	推定	玉名市伊倉北方3009
		拝殿	入母屋妻入	文化13年	「玉名郡小田手永社方本末間数御改帳」	
		幣殿		文化13年	同	
		鐘楼門	装飾的な二重門	元禄9年	同	
2	1 伊倉南八幡宮	本殿	七間社流造、左右より2間目の柱間大。北八幡宮と異なる	18世紀中頃	推定	玉名市宮原632
		拝殿	入母屋妻入	19世紀前期	推定	
		幣殿		19世紀前期	推定	
		楼門	北八幡宮と異なる楼門の形式。	元禄9年	「玉名郡小田手永社方本末間数御改帳」	
3	1 川床少名彦神社	本殿	本殿に延宝3年棟札あり可能性ないか	延宝3年	棟札	玉名市三ツ川1236
		拝殿	腰壁までの開放的建物	明治29年	棟札	
4	1 安養寺	本堂	元天台宗の浄土真宗寺院。寺蔵文書では元禄2年建立	江戸時代前期	推定	玉名郡岱明町山下1108
5	1 中島日吉神社	本殿	五間社流造、力神の大彫物	元禄14年	墨書	菊池郡大津町大字中島1番地
		拝殿	中央に格天井、周囲は茨垂木状化粧屋根裏	19世紀中期	推定	
		幣殿		19世紀中期	推定	
		御門神社	神社に少ない宝形造。かつての地藏堂と薬師堂、	東は元禄、西は19世紀か	推定	
6	1 引水菅原神社	本殿	茅葺	寛保2年	菊池郡神社誌	菊池郡大津町大字引水221
		拝殿	中央に格天井、周囲は化粧屋根裏。開放的建物。腰組で縁を	明治22年	礎盤刻銘	
7	1 国造神社	本殿	熊本北部の古社、阿蘇神社との関係、珍しい4間社	寛文12年	棟札	阿蘇郡一の宮町大字手野2100
		拝殿	開放的な平面	寛文12年か	推定	
		幣殿		昭和30年代	社伝	
8	1 八王社	本殿	地震で大きな被害を受けた3間社	享保20	棟札	西原村
9	1 小森神社	本殿	二重虹梁簷股が華やか。	明和8年	棟木墨書	西原村下小森
		拝殿	格天井の周囲を広く化粧屋根裏とする唐傘のなかのよう。	明治10年	棟札	
		幣殿		昭和期	推定	
10	1 鳥子三の宮神社	本殿	3間社流造。重文・阿蘇神社に類似した技法が見られる。	天保期	推定	西原村鳥子
		拝殿	頭垂木化粧屋根裏。藩絵師・矢野良敬が天井絵に関与。	天保期	推定	
		幣殿	本殿から垂木を連続させる意匠が見事。	昭和9年	棟札	
11	1 本妙寺	浄智廟	床下の加藤清正墓所上に建つ。江戸時代の部材なし。	明治28年	礎石刻銘	熊本市
12	1 宮浦阿蘇神社	本殿	鞘堂に入る板葺き本殿、人吉・球磨の神社の形式・意匠	延宝年間	推定	葦北郡芦北町大字宮浦
		覆屋	茅葺の本殿覆屋。外観に内法長押	文政13以前	推定	
		拝殿		明治中期	推定	



伊倉北八幡宮本殿



伊倉南八幡宮本殿



川床少名彦神社本殿



安養寺本堂



中島日吉神社本殿



引水管原神社本殿



国造神社本殿



八王社本殿



小森神社本殿



鳥子三の宮神社本殿



本妙寺浄智廟



宮浦阿蘇神社本殿・拝殿

3. 調査結果とまとめ

民家については、江戸時代の主屋が4棟、明治時代の建立と考えられるもの2棟、昭和時代の小屋が1棟であった。建設年代が18世紀に遡る民家が少ないと言われる九州において、簡略ながら痕跡調査を実施し、復元的な考察をもって、K家のように寛政4年(1792)建設の可能性を指摘できたことは意義があったと考える。また、I家・金栗家のように意匠的に優れる江戸時代の大型民家の存在を確認できたことも重要であった。I家のような城郭天守風の住宅が出現する過程について考察する意味もあろう。

寺社建築に関しては、寛文12年の国造神

社本殿を筆頭に、元禄14年の中島日吉神社本殿、享保20年の八王社本殿、明和8年の小森神社本殿等について建立年代をほぼ確定できた。また、国造神社本殿を以外はこれまで行われていなかった本殿の内部調査も実施できた。拝殿についても明治期のものも多いが建立年代を確定できた。建築装飾については、すでに元禄14年の中島日吉神社本殿の妻が、「力神」の大彫物で飾られることが注目される。絵様・彫物の変遷については、他地域にみられる傾向が、先行して早い時期からみられる傾向がうかがえるので、改めてデータを整理したうえで、この地域の変遷を検討する必要がある。

1. はじめに

熊本地震では、2016 年 4 月 14 日夜の前震及び 16 日未明の本震でそれぞれ震度 7 を観測し、熊本県、大分県にまたがる非常に広い範囲で大きな被害が発生した。特に農村集落において大きな被害が発生したが、住宅被害や擁壁崩壊などの宅地被害ほか、集落内の神社の被害も大きかった。東日本大震災や中越地震の経験から、神社のうち文化財指定されているものは、文化財としての復興が様々な支援のもと進められるが、未指定のもの再建は遅れる場合が多いことが明らかになっている。熊本地震の被災地でも同様の課題の発生が懸念されるが、神社は集落コミュニティの文化的・精神的な支柱としての役割を担い、地域のコミュニティの場として長年利用されてきていることから、集落全体の復興が神社の復興に大きく影響すると考えられる。またはその逆、つまり神社の復興が集落全体の復興に影響することも考えられる。

そこで本研究では、熊本地震の被災地の農村集落内に位置する神社の被害状況を明らかにするとともに、祭礼に着目しながら被災後 2 年後の復興に向けた動きを把握し、その課題を明らかにすることを目的とする。

震災後の神社や祭礼に関する研究として、東日本大震災に関しては、神社の立地や歴史的背景から、避難所として利用できた背景を明らかにしたもの¹⁾などがあるが、神社仏閣の被災状況とその復旧に着目した研究は、それほど多くない。また、祭礼の早期再開は、祭礼の持続性や、集落内の社会組織などの再生産に寄与していることが示唆されており²⁾、祭礼への住民参加のしくみから集落コミュニティの持続を検討することは、集落の存続可能性の向上に寄与すると考えられる。さらに、神社の被災状況とその後の復旧の状況について網羅的に調査を実施し、複数の神社の特徴と課題を比較検討した研究も少なく、被災状況や復興プロセスの記録という意味合いにおいても意義がある。

2. 研究の方法

熊本地震により甚大な被害をうけた熊本県益城町内の全 68 集落を対象として、益城町史跡地図（益城町教育委員会作成）から神社及びお堂の位置や数の把握を行なった。その上で、神社・お堂の被災状況や現状、地震後の復旧状況、また、祭礼の実施状況や地震後の

変化を把握するために、2018 年 11 月に自治会長に対するアンケート調査を、郵送配布、郵送回収により行なった。さらにいくつかの集落を対象として、祭礼の実施状況、祭礼への住民参加のしくみなどについて、該当集落の自治会長へのヒアリング調査を行った。

3. アンケート調査結果

3.1 アンケート調査の概要

益城町に位置する全 68 集落のうち、回答があったのは 52 集落で、回答率は 76.4%であった。そのうち神社・お堂があり、祭礼を行なっている集落が 47 集落であった。その結果、益城町史跡地図から抽出した神社 88 社、お堂 60 堂のうち、55 社 36 堂（それぞれ 62.5%、60.0%）の現状を確認することができた。

3.2 神社・お堂の被災状況と復旧状況

神社・お堂の地震による被害の有無を表 1 に示す。46 集落の 52 社 35 堂のうち、35 社（67.3%）の神社と 22 堂（62.9%）のお堂に被害があった。

また、被害のあった 42 集落 35 社 22 堂の神社・お堂の 2018 年 11 月末現在の状況を図 1 に示す。「現在修繕・再建中」、「既に修繕・再建済み」は、あわせて 20 社（57.1%）の神社と 10 堂（45.4%）のお堂となっており、半数程度の神社・お堂の復旧が進んでいることを把握することができた。一方で、9 社（25.7%）の神

表 1 神社・お堂の被害の有無

	神社		お堂	
	社数	割合	堂数	割合
被害あり	35	67.3%	22	62.9%
被害なし	17	32.7%	13	37.1%
計	52		35	



写真 1 拝殿、本殿が全壊したほか参道も大規模に崩落した赤井の日枝神社（2018 年 3 月撮影）

社と6堂(62.9%)のお堂が「特に手をつけていない」、4社(11.4%)の神社と3堂(13.6%)のお堂がブルーシートを被せただけや添え木をしている等の「応急対応のみ」という状況で、神社・お堂によって復旧状況に大きな差があることが明らかとなった。

3.3 「特に手をつけていない」「応急対応のみ」の理由と今後の予定

上記のうち、「特に手をつけていない」「応急対応のみ」と回答した13社9堂の神社・お堂に対して、その理由を尋ねた結果を表2に示す。

特に修繕が必要ではないと考えられる「被害が軽微」や、修繕・再建の目処が立っていると考えられる「現在工事業者待ち」のものを除くと、「資金がない」が5社と最も多く、未だ修繕・再建のめどが立っていないものの最大の要因として、資金不足であることが明らかとなった。その他には、「話し合いの場がない」が1社、「まだそれどころではない」が1堂であった。

今後の予定について、「資金がない」「話し合いの場がない」「まだそれどころではない」と回答した6社1堂にたずねると、「話し合いをする予定」、「話し合い中である」という回答が多く、修繕・再建への関心はあるということが明らかとなった。

以上より、集落で管理している神社・お堂の修繕・再建に向けて、ほとんどすべての集落が話し合いを含む何らかの対応を行っており、それらの対応に関わる集落コミュニティの活動は地震発生後も継続している

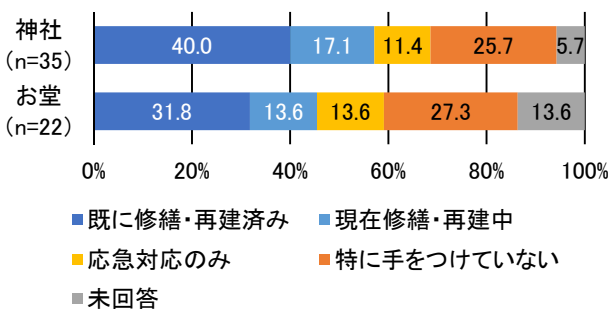


図1 被災した神社・お堂の復旧状況

表2 「特に手をつけていない」「応急対応のみ」と回答した神社・お堂の理由

	神社	お堂
被害が軽微	2	2
資金がない	5	0
話し合いの場がない	1	0
まだそれどころでない	0	1
現在工事業者待ち	4	4
未回答	1	2
計	13	9

と考えられる。

3.4 熊本地震後の祭礼の実施状況

集落住民による祭礼について、回答のあった52集落のうち、地震前に祭礼を実施していた集落は47集落であり、大小様々な祭礼の総数は158であった。それらについて、祭礼の運営や参加に関わる集落コミュニティの規模や範囲に着目して、主に集落内の祭礼担当者や自治会役員などの少人数が祭礼を運営している「担当者型」、集落内の複数の組織で祭礼を運営し、子どもから大人まで多くの様々な住民が参加する「全員参加型」、複数の集落が共同で運営に関わっており、その複数集落から住民が参加する「共同型」の3種類に分類した。それらの祭礼の実施状況を表3に示している。

46集落の内、地震前後で祭礼の実施状況に変化が生じている集落は30集落(65.2%)であり、多くの集落で変化が生じている。地震後実施していない祭礼がある集落は9集落(19.6%)で、一方で、地震後新たに祭礼を開始した集落もあった。

表3 3分類における祭礼の実施状況

集落名	担当者型	全員参加型	共同型
黒石崎、下寺中灰塚、川内田、畑中、柳水、本土山、北向、下小谷、馬水北	○		
谷川	○、×		
田中	×		
広崎4.5丁目、惣領2.3.4丁目			○
安永1.2.3.4丁目			○、△
平田境、平田下、寺中、小峯、惣領1丁目	○		○
広崎1.3丁目	○		△、×
平田中	○、△		△
杉堂	△		○
下原	×		○
五楽、南、福原、古閑		○	
馬水南		○、△	
福富		△	
寺迫		×	
上陳、櫛島	○	○	
蛭子町	○	×	
赤井本	×	○	
下砥川		△	○
飯田	○	○	○
土山	△	△	○
木崎	×	×	○、△
東無田	○	○、新	

凡例：地震前から変わらず実施 ○
地震後祭礼一部のみの実施 △
地震後実施できていない ×

3.5 祭礼の実施状況と実施場所の被災状況

熊本地震後の祭礼の実施状況とその実施場所の被害状況をクロス集計した結果を表4に示す。各分類の祭礼のうち、実施場所が神社・お堂であるもので、それぞれの実施場所に被害があったものとみると、地震後も実施できている祭礼は、担当者型が41(83.7%)、全員参加型が2(40.0%)、共同型が52(85.2%)と、実施場所が被災していてもそのほとんどが実施されていることが明らかとなった。

また、全員型と共同型では地震後一部の実施になったものや地震後実施できていない祭礼は、その全ての実施場所に被害があることが明らかとなった。

4. 地震後の各集落における祭礼の実施状況の詳細

祭礼の実施状況に関して、実施状況や開催場所の被災状況から3集落を選定し、祭礼への住民参加のしくみなどに関してヒアリング調査を行なった。対象集落の祭礼への住民参加のしくみを図2に示す。

4.1 谷川集落

谷川(たにごう)集落は、益城町南部の山間にある15世帯39人の小さな農村集落で、若宮神社と愛宕宮の2つの神社が位置し、ともに地震の被害はなかった。それぞれの神社で1つずつ担当者型の祭礼が行なわれているが、地震後、若宮神社の祭礼である宮座が実施できていない。

若宮神社宮座では、その年々に「座元」という祭礼担当宅が1軒選ばれ、祭礼の運営を担当する。宮座に

は各世帯の代表者のみが参加するため、集落の自治会役員やその他の集落住民は参加する機会はなく、また、座元の都合が悪ければ開催されないことになっている。座元1軒だけで運営しなければならないため、1軒への負担も大きく、地震後は座元の都合で祭礼が中止されている。運営において、個人の負担が大きい場合、平常時でも祭礼の持続は難しいと考えられる。また、参加者が限られているため、世代を超えて様々な住民のコミュニティの構築は難しいと考えられる。

4.2 東無田集落

110世帯350人の農村集落で、東無田八幡宮が位置し、地震により拝殿、鳥居が全壊するなど、甚大な被害を受けた。毎年10月に実施されている担当者型の

表4 集落の祭礼の実施状況と実施場所の被害状況

祭礼の分類	担当者型			全員参加型			共同型		
	○	△	×	○	△	×	○	△	×
実施状況	○	△	×	○	△	×	○	△	×
祭礼数	53	4	7	15	4	5	60	8	2
神社・お堂で実施	48	4	7	4	1	2	55	8	1
上記のうち被害あり	41	3	5	2	1	2	52	8	1
実施場所に被害がない	7	1	2	2	0	0	3	0	0
計	64			24			70		

凡例：地震前から変わらず実施 ○
地震後祭礼一部のみの実施 △
地震後実施できていない ×

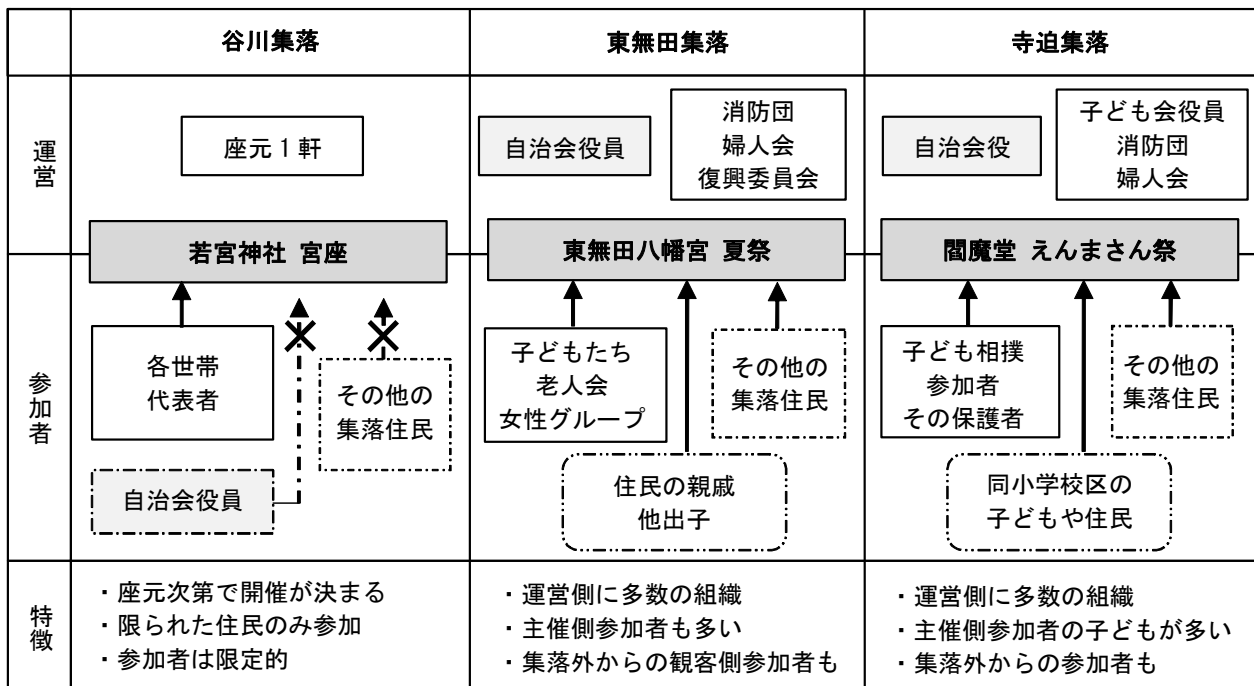


図2 祭礼への住民参加のしくみ



写真2 東無田八幡宮で地震後開催されるようになった夏祭り（2018年8月撮影）

例大祭は、地震後も規模を縮小しながら実施されている。さらに東無田集落では、住民のコミュニティ構築や維持を目的として、2016年8月より新たに「夏祭り」が実施されるようになった（写真2）。

自治会役員や子ども会役員など、多様な組織によって運営し、また、老人会などの集落内の各組織は、舞台上で出し物を披露しなければならないため、出演者として、運営側に近い形で能動的に祭礼に参加しているといえる。さらに、舞台上での出し物には、集落外の親戚や他出子や孫も出演しており、幅広い関係者が参加できる全員参加型の仕組みとなっている。

4.3 寺迫集落

85世帯200人で、益城町の市街地内に位置するが、かつての農村集落の要素を残している地区である。閻魔堂と観音堂の2つのお堂が位置し、2つとも地震で全壊した。それぞれのお堂で1つずつ全員参加型の祭礼が行なわれていたが、地震後、両祭礼とも中止されている。

閻魔堂において地震前に行なわれていた「えんまさん祭」では、運営は自治会役員等が主に担当しており（担当者型）、地震前から多くの住民に参加してもらうための工夫を凝らしていた。例えば、運営担当者は祭りの当日には屋台を出店し、また、子ども相撲の奉納では、勝敗に関わらず賞金が用意され、子どもたちはそのお金で屋台のものを買うことを楽しみに「えんまさん祭」に参加していた。また、屋台で使える食券を事前に集落住民に配布することで、当日の参加意欲を向上させていた。さらに、この屋台などの楽しさが小学生の間で広まり、集落外に住む小学校区の子どもたちまで、参加するようになっていた。

地震後、全壊した閻魔堂があった場所は更地になり、現在は元々あった場所の近くの仮囲いの中に安置されている。さらに、閻魔堂は道路より10数メートル高い場所にあり、そこへの階段が地震により崩壊してアク



写真3 寺迫閻魔堂への階段が崩壊し2年半後もアクセスできない（2018年12月撮影）

セス自体ができない状態となっている（写真3）。

以上より、寺迫集落ではこのように運営のしくみや参加のための工夫が地震前から十分になされていたが、祭礼の実施場所が被災したことにより祭礼は中止せざるを得ない状況となっている。祭礼の実施には、その場所が重要であることが明らかになった。

5. 総括

神社の修繕・再建に関しては、資金不足が最大の要因であることが明らかとなり、復興基金による補助メニューも創設されているが³⁾、集落ごとの総額に上限があり、集落内の被災神社・お堂の数に応じて補助率を上げるなどの検討も必要であると考えられる。

集落において実施される祭礼の多くは、その実施場所の被災により中止されており、それは住民参加のためのしくみが十分に構築されていても、起こりうる事態であることが明らかとなった。祭礼実施には、その担い手や参加者も重要であるが、開催場所としての神社・お堂の存在も重要であることが明らかとなった。

祭礼の継続に関して、座元等の個人負担による祭礼の実施となると場所の被災に関わらず祭礼実施は継続しづらいことが明らかとなった。歴史的な形式を保ちつつ、自治会役員等を運営側に巻き込むなどして、能動的な参加のしくみを付加させていくことが、祭礼継続に寄与すると考えられる。

引用文献、補註：

- 1) 宇多高明、三波俊郎、星上幸良、酒井和也：2011年大津波の災害と被災を免れた神社、土木学会論文集 B3, Vol. 68, No. 2, 43-48, 2012
- 2) 滝澤克彦：祭礼の持続と村落のレジリアンスー東日本大震災をめぐる宗教社会学的試論、宗教と社会 19(0), 115-129, 2013
- 3) 地域コミュニティ施設等再建支援事業