

柱傾斜復元力を活かした伝統木造軸組の耐震補強

Seismic Reinforcement by Restoring Force due to Column Rocking for Traditional Wooden Frame

須田達¹・田代靖彦²・向坊恭介³・鈴木祥之⁴

Tatsuru Suda, Yasuhiko Tasiro and Yoshiyuki Suzuki

¹立命館大学准教授 グローバル・イノベーション研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Associate Professor, Global Innovation Research Organization, Ritsumeikan University

²株式会社日建設計 (〒541-8528 大阪市中央区高麗橋4-6-2)

Nikken Sekkei Ltd

³立命館大学助教 理工学部建築都市デザイン学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

Assistant Professor, College of Science & Engineering, Ritsumeikan University

⁴立命館大学教授 グローバル・イノベーション研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Professor, Global Innovation Research Organization, Ritsumeikan University

As a seismic reinforcement method for tradition wooden buildings such as Temples, the improvement method of restoring force due to column rocking by making a cross-section of column bottom larger is presented. To verify the effect of the seismic reinforcement, static tests and shaking table tests using a full-scale model were carried out. It is found that the restoring forces due to column rocking is improved especially for large deformation by comparison with that of unreinforced wooden frame. It is then confirmed that the traditional wooden frame has high performances of deformability and restoring force by the seismic reinforcement.

Keywords : *traditional wooden frame, static loading test, restoring force, seismic reinforcement, natural frequency*

1. 目的

歴史的、文化的に価値のある建築物は数多く存在し、我が国では登録有形文化財等の指定を実施して保全活動を行っている。また文化財等の指定を受けていない建築物であっても歴史的、文化的に価値のある建築物は数多く存在し、これら文化財的建築物は長期間にわたって高い構造的性能を保ち続けることが求められる。我が国の文化財的建築物は、ほとんどが伝統構法による木造建築物である。一般的に木造建築物の構造性能は、建築基準法等の仕様規定によって設計され、耐震補強も仕様規定に準じた方法となっている。また、近年は各地において大地震が多発しており、現行の建築基準法で定められている設計用の地震力を上回る地震動も観測されている。耐震規定がほとんど定められていない古い年代に建てられた木造建物では、甚大な被害が予測される。2007年に発生した能登半島地震や新潟県中越沖地震等では、多くの伝統木造建築物の被害が報告された。しかし2000年に発生した鳥取県西部地震の伝統木造建築物の被害調査では、建築年代と被害程度との関係に相関性は無いことも報告されている¹⁾。これまでの地震被害調査から、耐震改修が行われていないこと、耐震改修を行っていても構造的に適切ではない改修方法が行われていることが、被害を大きくしている要因であると考えられる。

伝統木造建築物は様式や地域性によって構造特性が大きく異なるため、それらの構造特性に応じた補強方法が求められる。さらに建築物の意匠性や社寺建築としての用途による制限を受けるため、内壁や外壁の前面と側面には、ほとんど壁を配置しない。そのため耐震補強についても、これらの箇所新たに土塗り壁な

どの構造要素を増設する方法は難しく、小屋組内や床組内での耐震補強が要求される場合が多い。社寺建築物の軸組は、住宅建築と比べて比較的断面寸法の大きい柱が用いられる。そのため、柱の傾斜復元力が耐震上有効な要素となる²⁾。さらに石場建てによる柱と足固めとによる床組は、比較的広い空間が構成されるため、耐震補強を行うことが可能である。

そこで本報では、社寺建築物の伝統木造建築物を対象に、床組内の空間を利用して、柱の傾斜復元力の向上を意図した耐震補強方法を提案する。伝統木造軸組の実大試験体に提案する耐震補強を実施して、2期に渡る水平加力実験によって、実大試験体の柱傾斜復元力を明らかにし、提案する補強の効果を検証する。

2. 試験体

試験体は、1999-2003年にわたって京都大学防災研究所にて振動実験と静的水平加力実験を行った伝統木造軸組²⁾を用いた。図1に示すように、4本柱(φ294mm)の立体軸組であり、横架材は足固め(128×220mm)、通肘木(88×100mm)と桁に相当する牛引き梁(280×320mm)あるいは土居桁(280×528mm)があり、短手方向には、さらに虹梁(100×200mm)が架かる。柱は石場立てとし、柱頂部の土居盤で桁を受ける。礎石の高さは200mmとし、礎石上面から各部材までの高さは、足固めが360mm、通肘木が3110mm、柱頭が3580mm、桁が4202mmである。材種として、柱はヒノキ、足固め、虹梁、通肘木等の横架材はベイヒバ、牛引き梁、土居桁はベイマツである。屋根重量は、コンクリート製のおもりをボルトによって桁に固定した。コンクリート製のおもりの重量は109.6kNである。補強方法は、柱の傾斜復元力を向上することを目的として、柱脚部の断面を大きくするために、図2に示す補強部材を取り付けて図3のように補強し、柱脚部の断面をφ400～φ500mmとした。取り付け方法は補強材の外周部に鋼製のバンドを巻いて柱と一体となるようにした。変形時のズレ防止には、補強部材と柱が接触する面に深さ10mm×幅30mmの溝を作って鋼製の金輪をはめ込んでいる。また補強部材の寸法は、足固め下で収まるように高さ140mmとし、幅は100mm、柱1箇所あたり4部材の構成とした。試験体全体の状況を図4に示す。

補強部材は、第一期実験で補強部材の損傷による復元力の低下を確認したため、第二期実験では補強部材の材種と加工方法の検討を加えて、補強部材の下段をビス補強し、補強部材同士のズレを抑制するため、側面に加工を行ってダボ留めとした。第一期と第二期の補強部材の加工状況をそれぞれ図5(a)、(b)に示す。また第二期に実施した補強部材の実験時に計測した補強部材の密度と含水率の平均値と標準偏差を表1に示す。同表 () は、実験後に試験片を切り出して計測した値であり、全乾重量との比から含水率を求めた。その際の試験片は平面サイズが30×30mm、高さがそれぞれ30mm、60mm、90mmの計26体である。

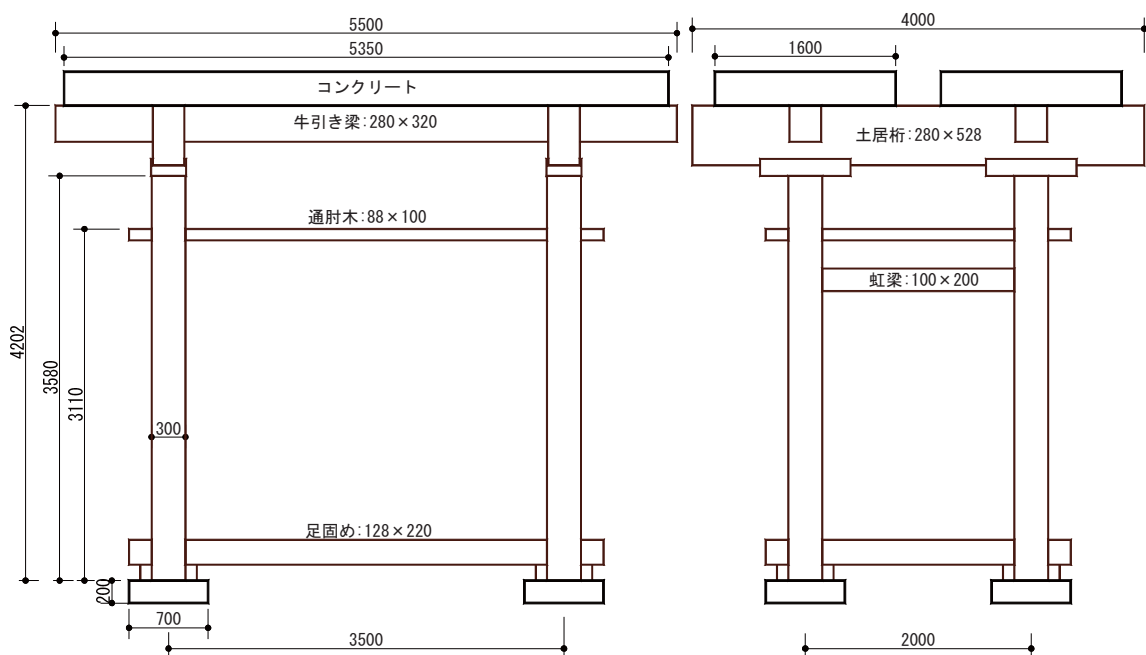


図1 試験体軸組図

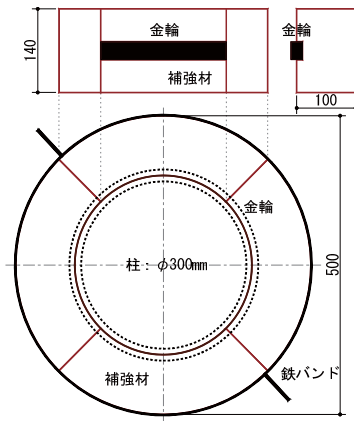


図2 補強部材詳細図



図3 補強部材の取り付け状況



図4 試験体全景



(a) 第一期実験



(b) 第二期実験

図5 補強部材の加工方法

表1 補強部材の密度と含水率

	密度(g/cm ³)		含水率(%)	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
アパ	0.90	0.03	38.3	13.8
	(0.75)	(0.01)	(12.0)	(0.6)
ヒノキ	0.48	0.01	19.0	5.9

3. 実験方法

実験は2期に渡って実施しており、第一期実験では、載荷重量が柱傾斜復元力に与える影響について検証した。柱脚部の補強はφ500mmとしたままで、鋼製の板を用いて載荷重量を段階的に増加させて実験を行った。第二期実験では柱脚断面寸法の効果について検証しており、載荷重量は一定にして、柱脚の断面寸法をφ400mmとφ500mmに補強して実験を行った。補強部材の材種はひのきとアフリカ産けやきのアパを用いた。表2に試験体名称と実験パラメータを示す。ここで表中の試験体名称について、最初のアルファベットは載荷重量を表し(A:109.6、B:148.9、C:188.1(kN))、ハイフン以下は補強部材の材種あるいは補強無し(H:ヒノキ、A:アパ、N:補強無し)と補強された柱脚の断面寸法を表す。

表2 試験体名称と実験パラメータ

試験体名称	載荷重量(kN)	柱脚断面寸法(mm)	補強部材材種	実験期
A-H500	109.6	φ500	ヒノキ	第一期
B-H500	148.9	φ500	ヒノキ	
C-H500	188.1	φ500	ヒノキ	
C-N300	188.1	φ300	補強無し	
A-H400	109.6	φ400	ヒノキ	第二期
A-A400	109.6	φ400	アパ	
A-H500	109.6	φ500	ヒノキ	
A-A500	109.6	φ500	アパ	
A-N300	109.6	φ300	補強無し	

実験は図6(a)に示すように、鉄骨フレームを反力壁としてアクチュエータによって試験体上部のコンクリート製のおもりを水平に加力し、試験体長手方向(X方向)について実験を行った。試験体各部の計測として、各層水平変位、横架材の部材回転角、柱頭および柱脚の浮き上がり、柱および横架材の応力、各層加速度の計測を行った。各層水平変位はレーザー変位計を用いて、図6(b)のように桁レベル、柱頭レベル、足固めレベルを計測し層間変位を求めた。横架材の部材回転角は接触型変位計を用いて、図6(c)のように肘木、足固めの端部の引き抜け変位を計測した³⁾。また同写真のように横架材-柱接合部に斜めに変位計を取り付けて直接、部材回転角の計測も行った。柱頭柱脚の浮き上がりは、図6(d)、(e)のように計測した。柱および横架材の応力は、図6(f)のように部材端部にひずみゲージを貼り付けて、柱の軸応力、柱と肘木および足固めの曲げ応力を求めた。肘木各層加速度は、コンクリート頂部、各柱の柱頭レベル、足固めレベル、振動台上で計測し、試験体各層の応答加速度を求めた。



(a) アクチュエータによる载荷

(b) 柱頭レベルの変位計測

(c) 横架材回転角の計測



(d) 柱脚の浮き上がり量の計測

(e) 柱頭浮き上がり量の計測

(f) 横架材端部のひずみ計測

図6 実験と計測の状況

アクチュエータは変位制御とし、第一期実験では目標変位は $\pm 90\text{mm}$ 、 $\pm 180\text{mm}$ 、 $\pm 210\text{mm}$ 、第二期では $\pm 90\text{mm}$ 、 $\pm 180\text{mm}$ 、 $\pm 270\text{mm}$ の正負交番繰り返し加力とした。荷重はアクチュエータの先端に取り付けたロードセル(東京測器制TCLP-100KNB)で計測した。第一期実験では水平加力実験に先立って、試験体の動特性を把握するために、スイープ波加振 $0.3\text{-}20\text{Hz}$ とホワイトノイズ波加振 $0.01\text{-}30\text{Hz}$ を補強材を取り外したC-N300試験体を除く試験体で行った。図7、図8に実験の加力スケジュールとホワイトノイズ波の時刻歴波形を示す。

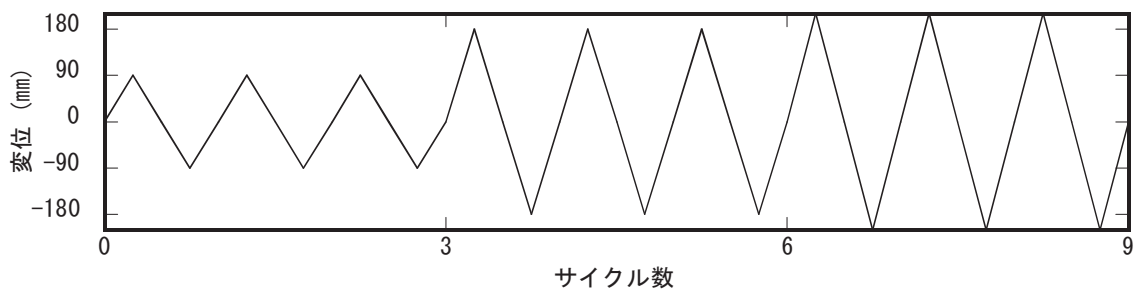


図7 水平加力実験の加力スケジュール

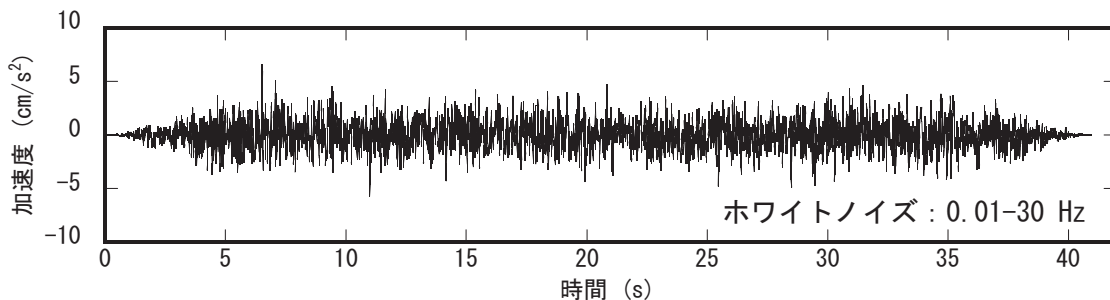


図8 ホワイトノイズ波

4. 実験結果

(1) 試験体の動特性

第一期の実験では水平加力実験に先立って、試験体の動特性を把握するためにスイープ波加振およびホワイトノイズ波加振を行って各層の加速度データを得た。得られた加速度データをフーリエ解析し、各層のフーリエスペクトルを算出し、フーリエスペクトル比を求めた。図9、10に振動台上のフーリエスペクトルに対する試験体頂部のフーリエスペクトルの比を示す。

試験体長手方向(X方向)の卓越振動数は、載荷荷重の最も軽い試験体Aで0.76Hz、試験体Bで0.68Hz、試験体Cで0.62Hzであった。短手方向(Y方向)については、同様に、1.35Hz、1.20Hz、1.08Hzであり、載荷重量が増えるに従って卓越振動数が小さくなっている。また1999年から2003年にかけて実施した既往の実験では、長手方向で1.10Hzから0.83Hz、短手方向で1.47Hzから1.20Hzであったことから³⁾、繰り返しの実験による劣化や経年的な部材の緩みによって卓越振動数が低下していると考えられる。短手方向に近接する2つの卓越については、ねじれの影響と思われる。

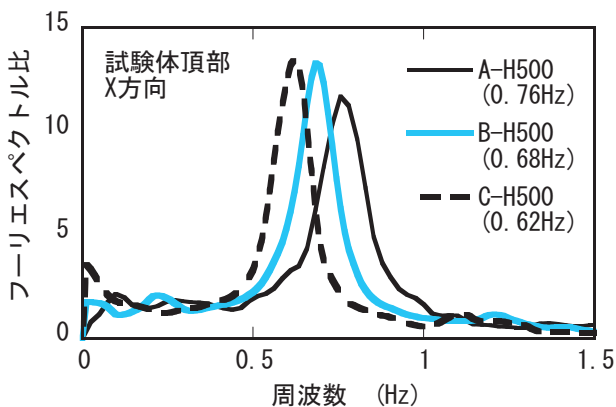


図9 試験体X方向のフーリエスペクトル比

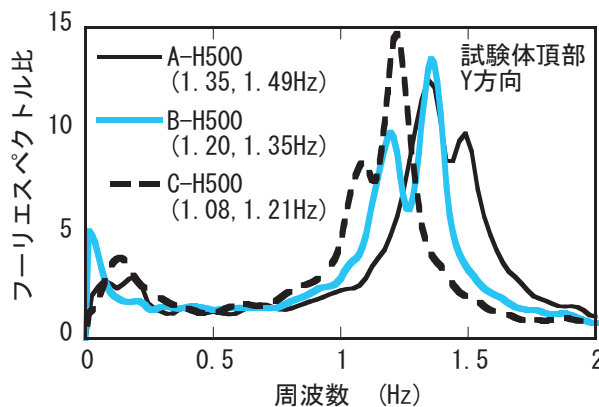


図10 試験体Y方向のフーリエスペクトル比

(2) 柱傾斜復元力

水平加力実験によって得られた計測データから試験体全体の荷重-変形角関係、横架材の肘木と足固めの曲げモーメント-回転角関係を得た。試験体C-H500について、それぞれ図11から図14に示す。ここで、図11の荷重はアクチュエータ先端に取り付けたロードセルで計測された値、同図の変形角は柱頭部水平変位と柱脚部水平変位から層間変位を算出して計測間距離で除した値、図12、13の曲げモーメントは、横架材端部の部材上下面に張り付けたひずみゲージで計測されたひずみ量の差に断面係数、ヤング係数を乗じた値、同図の回転角は、横架材端部の部材上下で計測した水平変位の差を計測間距離で除した値である。なお横架材のヤング係数は、既往の研究に基づいて 11kN/mm^2 とした⁴⁾。

試験体全体の復元力は主に、肘木と足固めの曲げモーメントと柱の傾斜復元力であり、試験体全体の復元力からそれら横架材の曲げモーメントを減じることで柱の傾斜復元力を算出した⁵⁾。図14に試験体Cの柱傾斜復元力を示す。各目標変位について3回繰り返して加力しているが、目標変位ごとの履歴においては、ほとんど差異は無いといえる。

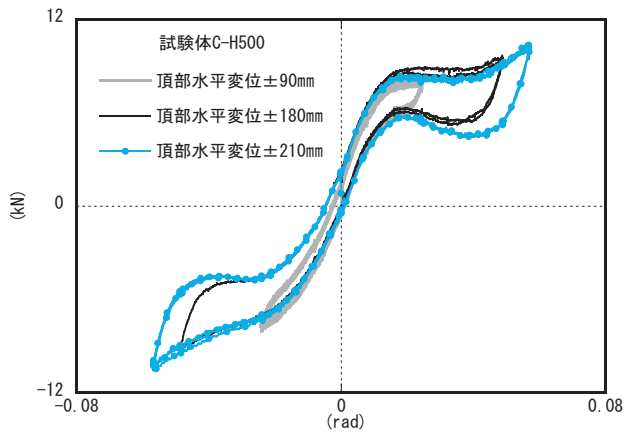


図 11 試験体 C-H500 荷重-変形角関係

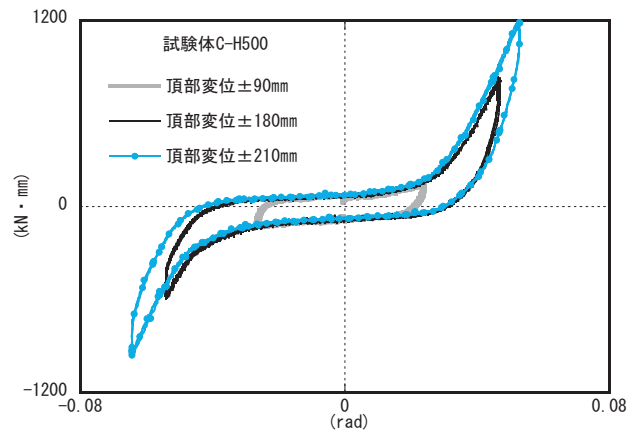


図 12 試験体 C-H500 肘木の
曲げモーメント-回転角関係

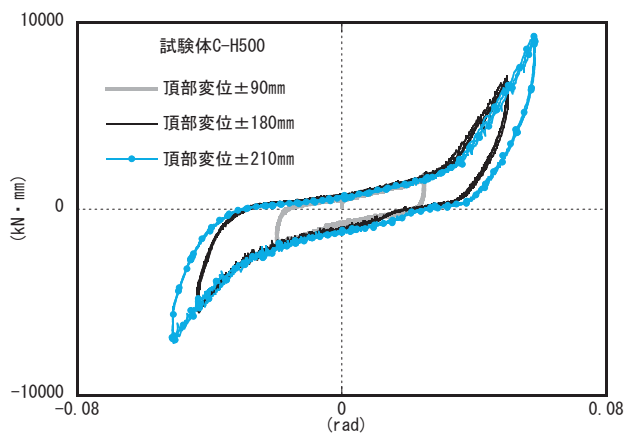


図 13 試験体 C-H500 足固めの
曲げモーメント-回転角関係

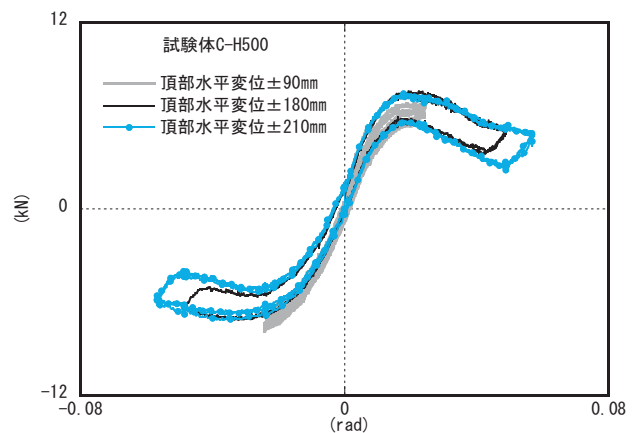


図 14 試験体 C-H500 柱傾斜復元力-変形角関係

(3) 補強効果

各試験体の柱傾斜復元力-変形角関係を求めて、実験パラメータごとに比較を行う。図15は、載荷重量と傾斜復元力の関係として、試験体A-H500、B-H500、C-H500の傾斜復元力-変形角関係を示す。各試験体ともに、ほぼ同じ変形角において傾斜復元力が最大となっており、載荷重量を段階的に増加するに従って最大耐力が高くなっている。また変形角が大きくなるにつれて、各試験体の傾斜復元力の差は小さくなっており、変形性能は載荷重量にほとんど影響されないことがわかる。図16は、第一期の実験における補強の効果として、試験体C-H500、C-N300の傾斜復元力-変形角関係を示す。載荷重量が同じであるため最大耐力の差はほとんど無いが、変形が大きくなるにつれて耐力の差が大きくなり、柱脚部の断面寸法を大きくすることで大変形時の耐力が高くなることがわかる。図17は補強後の断面寸法による比較として傾斜復元力-変形角関係を示し、合わせて補強無しの結果を示す。柱脚部の断面寸法が大きくなることで、最大耐力後の耐力低下が少なくなり、変形性能が向上したことがわかる。図18に示す補強部材の材種による比較では、アパの方がヒノキに比べて、降伏後の耐力低下は小さく、耐力を一定に保った後にゆるやかに低下している。この要因としては補強材の損傷メカニズムによると考えられ、損傷状況を5章に示す。既往の研究⁹⁾からも示されるように柱の傾斜復元力は柱が負担する軸力に比例し、変形性能は柱の断面寸法に比例する。提案する補強によって変形性能が向上することを実験によって検証することができた。ここで、設計で用いられる傾斜復元力の設計式⁹⁾に基づいて、柱の長さをH、幅をb、重量をWとして、柱傾斜復元力を $W \times b/H$ で基準化した係数 β 、変形角を b/H で基準化した係数 α として、図15および図17で示した実験結果と合わせて柱傾斜復元力-変形角関係を示す。本実験における係数 β はおよそ0.3から0.5の範囲となった。本実験では丸柱による傾斜復元力であり、文献6で示される角柱の傾斜復元力は β を0.8としており、それと比べると極めて低いと言える。

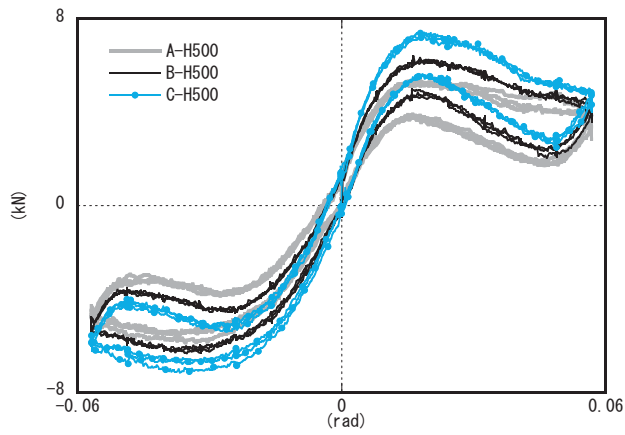


図15 柱傾斜復元力の載荷重量による比較

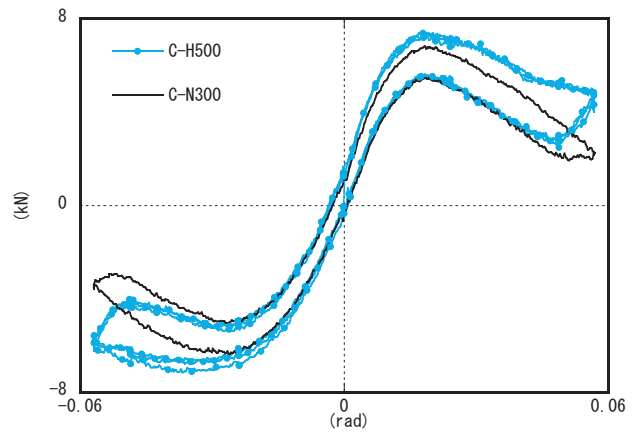


図16 柱傾斜復元力特性の補強の有無による比較

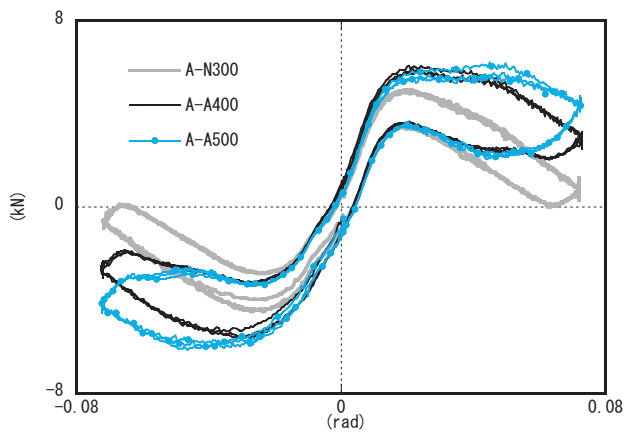


図17 断面寸法による傾斜復元力の比較

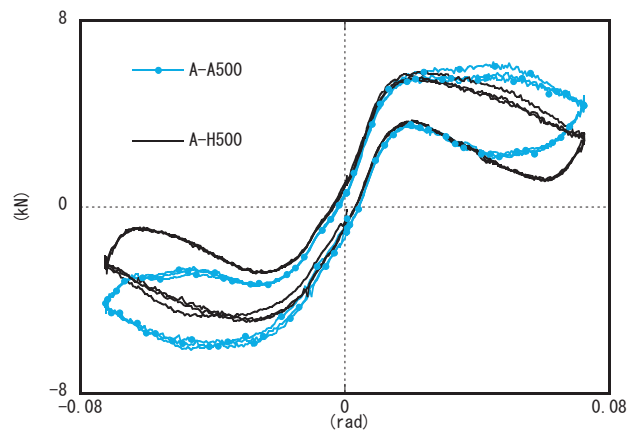


図18 補強部材の材種による柱傾斜復元力の比較

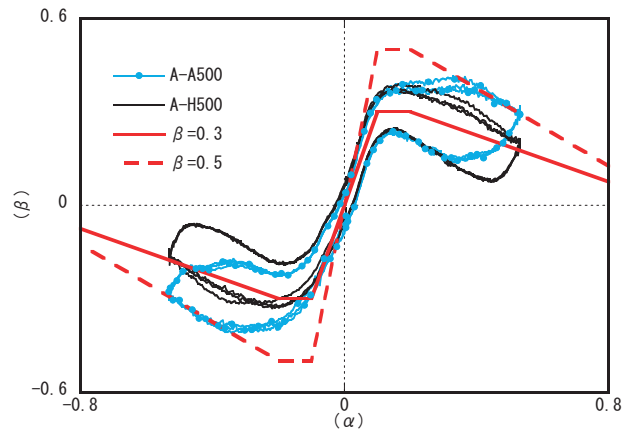
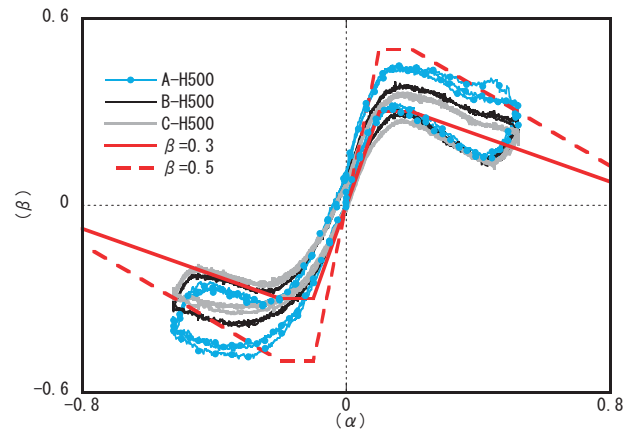


図19 柱傾斜復元力の一般化

5. 損傷

図20、図21に実験後の観察による補強部材の損傷状況を示す。図20は第一期実験の補強部材である。図中の○印で示すように金輪をはめ込んだ溝の下部がせん断によって割裂していることがわかる。他に第一期実験では、実験中に補強材同士にずれが生じていることを確認した。図21は第二期実験の補強部材である。同図左がヒノキ、右がアパである。第一期実験で割裂した箇所の補強としてビスによる補強を行っており、その結果、図に示すように割裂によるひび割れが生じた。一方、アパでは目視による観察において損傷は見られなかった。ヒノキは柱断面φ400mmとφ500mmの補強で、いずれも同様の損傷が生じており、アパではい

れも損傷は見られなかった。本実験においては割裂に対する材料強度を上げることで損傷を抑制することが出来たが、柱の変動軸力とその伝達メカニズムなど、補強部材の損傷メカニズムは解明しきれていない。

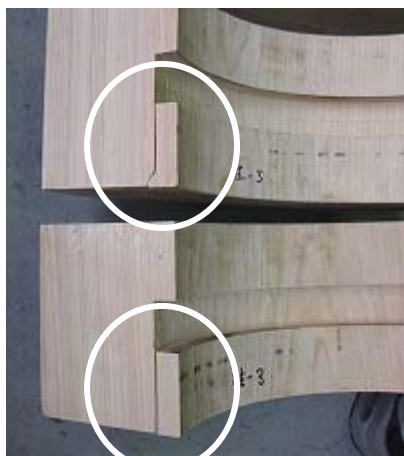


図20 第一期補強部材の損傷



図21 第二期補強部材の損傷(左：ヒノキ、右：アバ)

5. まとめ

社寺建築物を対象として、柱脚部の断面を大きくして柱の傾斜復元力特性を向上させる補強方法を提案した。補強方法の効果を確認するために、伝統木造軸組による試験体を用いて水平加力実験を行い、構造要素の荷重-変形関係から柱傾斜復元力特性を明らかにした。第一期実験では、載荷重量と傾斜復元力の関係を示し、第二期実験では、補強による断面寸法と柱傾斜復元力の関係を示した。これらのことから提案する補強により大変形時における耐力が向上したこと、変形性能を向上し得ることを確認した。また柱の断面寸法や柱長さ等による形状や載荷重量をパラメータとした既往の設計式との関係を示した。

実験による補強部材の割裂は、材料強度の高いアパ材を用いることで損傷は抑制されたが、補強部材の損傷メカニズムが解明できておらず、補強部材の加工方法による損傷の抑制には至っていない。補強を含めた軸組架構全体の力学的メカニズムを解明するとともに、適切な補強部材の加工方法や取り付け方法の改良が今後の課題である。

謝辞：本研究の一部は、文部科学省科学研究費補助金・基盤研究(S)（課題番号19106010）により行われた。実験のデータ整理にあたっては、元立命館大学理工学部耐震工学研究室松島弘君の協力を得た。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 2000年鳥取県西部地震における木造建物の構造特性と被害：北原昭男、林康裕、奥田辰雄、鈴木祥之、後藤正美、日本建築学会構造系論文集 第561号、pp161-167、2002年11月
- 2) 鈴木祥之、西塔純人、前野将輝、清水秀丸：寺院建築における伝統木造軸組架構の耐震性能評価(その1)～(その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)、pp.15-20、2004.8
- 3) 西塔純人、前野将輝、須田達、鈴木祥之：伝統木造軸組の実大振動実験(その20)試験体(第3期)の振動台実験による動特性、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)、pp.239-240、2002.8
- 4) 前野将輝、鈴木祥之：伝統木造軸組の実大実験による柱-横架材接合部の曲げモーメント抵抗に関する研究、日本建築学会構造系論文集 第601号、pp.113-120、2006.3
- 5) 前野将輝、西塔純人、鈴木祥之：伝統木造軸組の実大実験による柱に加わる力の釣合関係と柱傾斜復元力特性の評価、日本建築学会構造系論文集 第615号、pp.153-160、2007.5
- 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ー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.