2階建京町家を想定した実大平面架構の大変形静的加力実験 FULL SCALE STATIC LOADING TESTS FOR TWO-STORIED PLANE FRAMES OF TRADITIONAL TOWN HOUSE IN KYOTO, JAPAN

中川 敦嗣*, 多幾山 法子**, 林 康裕***

Atsushi NAKAGAWA, Noriko TAKIYAMA and Yasuhiro HAYASHI

We have conducted static loading tests of plane frames of a two-storied traditional town house in Kyoto, Japan. In our study, we have developed a loading system in order to apply large shear deformation angle of 0.2 rad. Based on our tests, some new findings have been acquired as follows. (a) A sharp decrease in story shear force due to shear failure of the mud wall is not observed. (b) Concentration of deformation or damage in a specific story will be prevented by the existence of pillars. (c) While houses will not slide as one-body system, some columns with small axial force move independently. (d) Some phenomena neglected in the current seismic design in Japan have been well recognized.

Keywords: *Traditional Wooden Buildings, Traditional Town House in Kyoto, Static Loading Test, Two-Storied Plane Frame, Seismic Evaluation Method*

伝統木造建物, 京町家, 静的加力実験, 2層軸組, 耐震性能評価法

1. はじめに

京都には伝統的木造建物である京町家が多く存在し、京都の都市景観を形成している。一方で、兵庫県南部地震では多くの木造建物に倒壊やそれに伴う人的被害が報告されている。それゆえ、京町家の耐震性能（保有耐力や変形性能）を正確に評価し、耐震補強を行うことが重要であると考えられる。既往の耐震性能評価法には、耐震要素の水平方向の復元力を単純加算して各層の復元力を独立に算出する手法があるが、京町家の特徴である通し柱、通り庭や石場建てなどの構造的特徴を正確に反映し、層間の連成効果や柱脚における浮上りや滑動の影響（軸力と水平抵抗力の連成効果）を考慮した評価はできていないのが現状である。今後、合理的に京町家の耐震設計を行うには、通し柱、通り庭、石場建てといった特徴が京町家の耐震性能や倒壊までの挙動に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

木質構造の分野では、木造軸組の耐震性能を評価するために実大木造住宅を用いた引き倒し実験^{例え(ば2,3)}や振動台実験^{例え(ば4)}が行われており、倒壊現象の3次元シミュレーション解析によって、建物の耐震性能や倒壊時の層間変形角が明らかにされている。しかし、伝統木造建物を対象とした倒壊実験^{5,6)}は少なく、今後、伝統木造建物の倒壊要因を詳細に分析する上で、損傷の進展過程や応力分布の変遷を把握することが重要である。静的加力実験では、木造軸組の耐震要素を取り出した単層軸組を対象とする実験^{例え(ば7)}が多くなされているが、2層の平面架構を用いた実験例はほとんど見付からない。通し柱や通り庭の架構内での挙動を把握することは非常に重要である。

以上の背景を踏まえて、本研究では大地震時における京町家の倒

写真1 実験の様子

壊挙動の解明と合理的な耐震設計法の構築を目指して、京町家を忠実に再現した実大2層平面架構の大変形静的水平加力実験を行う。

本論文の構成は以下の通りである。まず、2章では京町家仕様を忠実に再現した実大2層平面架構の試験体と、それに対して抵抗力喪失までの大変形を作用可能な加力システムについて述べる。実験結果として、3章では、損傷の進展過程や変形分布について述べ、4章では、柱脚の浮上りや滑動挙動を把握し、柱脚の挙動が架構の耐震性能に与える影響について考察する。5章では、架構の応力状態を把握することで通し柱を含む架構の応力伝達機構を明らかにする。6章では、既往の耐震性能評価法¹⁾を用いて算出した架構の層せん断力と実験結果とを比較する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は、一列三室型の京町家を想定し、大黒柱あるいは小黒柱

本稿は文献¹¹⁾, ¹²⁾, ¹³⁾を再構成し、加筆・修正したものである。

* 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程

** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 助教・博士(工学)

*** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工博

Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.
Research Assoc., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.
Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

を通る桁行方向の平面骨組（各D試験体とS試験体、以下、この2体を標準試験体と呼ぶ）を実験対象とする（図1、図2(a),(d)）。標準試験体は実存する京町家の図面や京町家に関する文献^{8,9)}、大工ヒアリングをもとに寸法、接合部仕様、材種を決定している。標準試験体の部材寸法と材種を表1に示す。さらに通り庭の挙動を分析するため、標準試験体の室側と通り庭側を取り出したDR・DT試験体、SR・ST試験体を設定し、計6体の試験体について実験を行う（図2）。柱の名称は室に位置する側柱と管柱を室側柱(a)・室管柱(b)、通り庭部分に位置する側柱と管柱を庭側柱(e)・庭管柱(d)と呼ぶ（図2）。柱のうち大黒柱、小黒柱、室側柱(a)と庭側柱(e)は桧材の通し柱であり、背割を施す。柱勝ちの接合部は足固めを除いて込栓仕様とし、込栓には桎を用いる。小黒柱・胴差接合部は京町家特有の四方差とする（図

3）。四方差とは柱に対して4方向から横架材が取り付け付いた接合部で、柱の断面欠損が大きいのが特徴である。土壁は荒壁と中塗り壁からなり、壁厚はあわせて70mm~80mm程度とする。土壁中には図4に示すように、軸組に貫と間渡し竹を挿入し、その上から小舞竹を約40mm間隔で編み込む。小舞竹及び間渡し竹には割竹を、貫にはスギを使用する。柱脚は成形した礎石上に石場建てとすることで柱脚の挙動を拘束しない。また、実験後にDシリーズ（D・DR・DT試験体）の柱と横架材について3点曲げ試験を行い、曲げヤング係数および曲げ強度の平均値を算出した（表1、()内の数値は標準偏差を示す）。

2.2 加力・計測システム

2層の実大平面架構に対して大変形加力を行うため、新たに加力システムを開発した。加力フレームの柱脚、及び、柱・梁接合部をピ

表1 D・S試験体部材詳細

部材	断面(mm)	材種	曲げヤング係数 (kN/mm ²)	曲げ強度 (kN/mm ²)
通し柱(大黒柱)	150×150	桧	9.2 (1.2)	54.5 (6.0)
通し柱(小黒柱・側柱)	120×120			
頭繋ぎ	100×100			
管柱	105×105	杉	6.5 (0.7)	38.5 (3.4)
母屋	105×105			
足固め・小屋束	90×90			
胴差	240×105	赤松	7.0 (0.4)	-
地棟・側繋ぎ	180×120			

表2 上載重量と各柱の設計軸力

試験体名称		D	DR	DT	S	SR	ST
重量 (kN)	2階						
	試験体	1.6	1.1	0.8	6.6	3.0	3.9
	錘	30.2	16.6	15.2	30.2	16.6	15.2
	1階						
	試験体	3.4	3.3	0.4	5.7	3.2	2.8
	錘	13.4	13.4	0.0	13.4	13.4	0.0
柱脚の 軸力(kN)	室側柱(a)	13.5	13.5		10.1	10.1	
	室管柱(b)	4.7	4.7		10.0	10.0	
	大・小黒柱(c)	23.2	16.2	8.3	20.1	16.0	4.9
	庭管柱(d)				9.9		10.7
	庭側柱(e)	7.3		8.1	5.9		6.3
軸力の合計(kN)		48.7	34.4	16.5	56.0	36.1	21.9

(a) D試験体

(b) S試験体

図1 想定京町家と試験体の関係

(a) D試験体

(b) DR試験体

(c) DT試験体

(d) S試験体

(e) SR試験体

(f) ST試験体

図2 試験体概要

図3 四方差接合部詳細

図4 土壁の仕様
(室1階全面壁)

図5 実験システム概略図

ン接合とし、フレーム全体が変形することで試験体を加力するシステムである(図5)。加力フレームと試験体は試験体頂部(母屋位置)で接触させ^{注1)}、ストローク1mの油圧ジャッキを用いて加力フレームの1/3程度の高さを加力する。これにより「この原理」で試験体頂部に±1mの水平変位(最大目標変形角約1/5rad)を作用可能とする。この加力装置は、振れ止めによって試験体の面外変形を拘束するが、柱脚の浮上りや滑動を含む水平・上下方向の面内変形は拘束しない^{注2)}。加力は加力フレーム上梁の水平変位を制御し、試験体が水平抵抗力を喪失するまでを目標として正負漸増繰り返し加力を行う(図6)。なお、加力方向は紙面向かって右を正とする。

上載重量は一般的な京町家の小黒柱を含む桁行構面にかかる積載荷重や固定荷重¹⁰⁾を参考に決定し、室母屋、通り庭母屋、胴差の3ヶ所に錘として上載する(図5)。錘重量と試験体重量、及び、各柱の柱脚にかかる軸力を表2に示す。

次に計測システムは、試験体の水平変位は加力フレームの絶対変位と、それに対する試験体の相対変位を計測し、足し合わせて算出する。試験体の変形角 R は加力位置の水平変位を柱高さ5255mmで除した値とし、試験体頂部での水平荷重を試験体の水平抵抗力 H とする。軸組には歪ゲージを貼付し、計測した歪ゲージより応力状態を把握する。

3. 損傷状況と復元力特性

3.1 損傷状況

本節では試験体の損傷状況について述べる。まず留意すべきこと

図6 加力スケジュール

(a) 室側柱 - 胴差接合部 (b) 胴差 - 大黒柱接合部

写真2 接合部の代表的な損傷 (D試験体)

(a) 土壁のひび割れ (D試験体) (b) 土壁の管柱からの離間 (DR試験体)

写真3 土壁の代表的な損傷

として、通し柱では四方差を有する小黒柱を含め、全試験体のいずれの通し柱も水平抵抗力を喪失する0.10~0.15radまで鉛直支持力を喪失するような曲げ破壊は生じなかった。ただし、土壁近くの側柱 - 胴差接合部において0.07rad程度以上で込栓穴から繊維方向に割裂が生じた(写真2(a))。これは柱に施した背割と込栓の位置関係が相対的に近いことが原因と考えられる。その後、変形角が増大するに従って、繊維方向の割裂も進展し、接合部付近では込栓が楔状に大きくくい込んでいくことで柱にひび割れが生じた。このような柱の損傷は、建物の継続使用の観点からはできるだけ防ぐことが望ましく、京町家の接合部仕様には改善の余地があると言える。

次に標準試験体の損傷の進展過程について詳しく示す(図7,8)。D試験体では、1/30radで大黒柱(c)-地棟接合部、大黒柱(c)-胴差接合部、及び、室側柱(a)-胴差接合部において、写真2(b)のように横架材のほぞに端抜けが生じた。負側1/20radでは、貫が土壁をこじることによって水平方向にひび割れが生じ(写真3(a))、正側1/15radでは、土壁中央部に縦にひび割れが入った。負側1/15radでは、室側柱(a)-

図7 損傷の進展 (D試験体)

図8 損傷の進展 (S試験体)

図9 1/8rad終了時における損傷状態

胴差接合部において通し柱に割裂が生じた。1/8rad では、正側で室側柱(a)の柱頭ほぞが折損し、負側で大黒柱(c)- 地棟接合部の地棟ほぞと母屋継ぎが折損した。

S 試験体では、土壁は正側加力時に通り庭の1階全面壁 (1/50rad) と通り庭2階の全面壁 (1/20rad) にひび割れが生じ、負側加力時は室1階の全面壁 (1/50rad) と室2階の全面壁 (1/15rad) にひび割れが生じた。ひび割れ発生後は加力方向前方に位置する土壁でひび割れが進展していく傾向が見られた。つまり、加力方向によって土壁が負担するせん断力の分担率が異なることが考えられる。さらに、土壁の損傷程度は壁毎に異なり、特に通り庭の1階全面壁はひび割れが著しかった。これは全面壁 (柱(d),(e)) が負側 (紙面方向へ左) に移動することで残留変形が生じ、正側加力時に通り庭1階の層間変形角が大きくなることが原因と考えられる。その他の全面壁ではひび割れはあまり進展せず、1/6rad で土壁の貫が周辺軸組から離間することで、面外方向へと孕み出した。また、接合部の損傷は、負側 1/15rad に室側柱(a)- 地棟接合部でほぞの端抜けが生じ、1/10rad では側柱(a),(e)- 胴差接合部においてD試験体と同様の割裂が込栓穴から生じた。また、負側 1/6rad では、室管柱(b)と四方差接合部のほぞが折損した。

その他の試験体について1/8rad 終了時における損傷状態を図9に示

す。DR・SR試験体では、土壁の貫位置で水平方向にひび割れが生じたが、DR試験体は負側 1/15rad で、SR試験体は負側 1/10rad において写真3(b)のように土壁が管柱から離間したため、D試験体のような縦方向のひび割れは生じなかった。DT試験体は負側 1/10rad で大黒柱(c)- 側繋ぎ接合部においてほぞの端抜けが生じた。また、ST試験体ではロッキングが生じたため、せん断力を一定以上負担せず目立った損傷は見られなかった。

3.2 復元力特性

本節では架構の復元力特性について述べる。各試験体の水平抵抗力-変形角関係を図10に示す。図中の表には、正負加力時における架構の水平抵抗力の最大値 H_{max} と水平抵抗力が0kNとなる変形角 $R_{H=0}$ を示す。ただし、S試験体では安全のため1/6radのループで実験を終了しており、正側は水平抵抗力喪失まで加力を行っていない。一方、負側は水平抵抗力喪失まで加力を行えたので $R_{H=0}$ を図中に●で示す。

架構の水平抵抗力は、傾向として加力方向によって非対称となるD・DR・S・SR試験体 (図10 (a),(b),(d),(e)) と対称となるDT・ST試験体 (図10 (c),(f)) に大別できる。水平抵抗力が非対称となる原因としては、柱脚の浮上りにより土壁の負担せん断力が加力方向で非対称になることが考えられる。柱脚の浮上りは4章で詳しく述べるが、D・DR・SR試験体の場合は土壁周辺で柱脚の浮上りが生じることで、水

図10 水平抵抗力 - 変形角関係

図11 骨格曲線 (正側加力時)

図12 履歴面積

平抵抗力の最大値 H_{max} は正側が負側に比べて2~3割程度小さくなる。また、S試験体の場合は負側加力時に通り庭1階の土壁が浮上ることとで通り庭全体がせん断力を負担せず、水平抵抗力の最大値 H_{max} は正側が負側に比べて4割程度大きくなったと考えられる。

一方、DT・ST試験体の水平抵抗力が対称となる原因としては、DT試験体は架構の形状に偏りが無いためであり、ST試験体は架構のアスペクト比が高く、ロッキング挙動を起こしたためと考えられる。

次に、正側加力時における水平抵抗力 H の骨格曲線をDシリーズ、Sシリーズでそれぞれ比較して図11に示す。Dシリーズの場合、標準試験体の室部分であるDR試験体と庭部分であるDT試験体の骨格曲線を各変形角ごとに足し合わせると、D試験体の骨格曲線と良好に対応した。一方、SシリーズはST試験体がロッキングにより水平抵抗力が一定以上上昇しなかったため、骨格曲線の足し合わせはS試験体に比べ約4割ほど小さく、対応しなかった。

全試験体（ST試験体は除く）の履歴消費エネルギーを各サイクル2ループ目を用いて算出した（図12）。変形角1/10radで比較すると、S試験体は通り庭で激しい土壁の損傷が見られたため履歴消費エネルギーの値は高く、D試験体の約2倍になった。土壁を一枚だけ持つ

D・DR・SR試験体間では約1割程度の差しか生じなかった。DT試験体は土壁を持たないため値は低く、D試験体の約2割であった。

3.3 変形分布

本節では、標準試験体の1階と2階の層間変形角を比較することで変形分布を確認する。層間変形角は柱脚の浮上りや滑動が生じなかった大黒柱・小黒柱(c)各層の層間変形角を用いる。

まず、D試験体の大黒柱(c)の1階と2階の層間変形角の関係を図13(a)に示す。1/15radまでは2階の層間変形角が1階に比べて大きく、最大2.5倍となった。1/15rad以降は偏りは小さくなり1階と2階の層間変形角が均一化し、特定層への変形集中は生じなかった。

次に、S試験体の小黒柱(c)の1階と2階の層間変形角の関係を図13(b)に示す。正側加力時は1階と2階の層間変形角は概ね等しかったが、負側加力時は1階に変形集中しており、水平抵抗力が最大となる負側0.05radでは1階の層間変形角が2階の約2.5倍となった。これは、通り庭の土壁が浮上ることとで、通り庭の重力が小黒柱(c)1階に付加的なせん断力として作用し、変形が大きくなったと考えられる。このように、1階の層間変形角は大きかったが、通し柱が鉛直支持力を喪失するような曲げ破壊は生じなかった。

図13 1階と2階の層間変形角関係

写真4 通り庭の挙動 (S試験体)

図14 柱脚の浮上り量

図15 柱脚の水平移動量

4 柱脚挙動の分析

4.1 柱脚の浮上り

本節では、浮上りやすい柱の特徴や柱脚の浮上り挙動を分析し、柱脚の浮上りが架構全体の耐震性能に及ぼす影響について考察する。

まずD試験体の場合では、比較的初期軸力が大きい大黒柱(c)の柱脚は浮上らず、土壁周辺に位置する室側柱(a)と室管柱(b)の柱脚において浮上りが生じた。浮上り量の最大は室側柱(a)で正側加力時に20.6mm、室管柱(b)は負側加力時に最大6.0mmであった(図14(a))。土壁周辺で浮上りが生じるのは、土壁がせん断力を負担することで土壁周辺の柱のうち、加力方向とは逆側の柱に引抜け力が生じることが原因と考えられる。そのため1/15rad以降では、土壁が損傷することで負担せん断力の低下し、柱脚の浮上り量も減少することが確認できた。また柱の浮上り量は柱によって異なり、室管柱(b)は室側柱(a)の約3割しか浮上らなかった。室管柱(b)が浮上るには胴差を押し上げて曲げる必要があり、胴差の曲げ剛性の大小によっても柱脚の浮上り量が増減すると考えられる。また室管柱(b)の浮上りを胴差が押さえることで、土壁のせん断変形が大きくなり、結果、負担せん断力は正側加力時に比べて負側で大きくなる。この土壁の負担せん断力の非対称性が、D試験体の水平抵抗力が非対称になる主な原因と考えられる。

次にS試験体の場合では、小黒柱(c)はD試験体の大黒柱(c)と同様に比較的初期軸力が大きいため浮上らず、正側加力時には、室側柱(a)と庭管柱(d)の柱脚に浮上りが生じ、負側加力時には室管柱(b)と庭管柱(d)、庭側柱(e)に浮上りが生じた(図15(b)、庭側柱(e)にも顕著な浮上りが生じたが、計測不良により図からは除く)。S試験体でもD試験体と同様に、室1階土壁周辺の柱で浮上りが生じ、室管柱(b)の浮上り量は室側柱(a)の約0.1倍と小さくなった。通り庭に着目すると、正側加力時は庭管柱(d)のみが浮上り、通り庭が架構としてせん断力を負担しているが、負側加力時は通り庭の全面壁(柱(d),(e))に浮上りが生じ、通り庭部分の負担せん断力が頭打ちになることが考えられる(写真4)。この現象によりS試験体の水平抵抗力

が非対称になると考えられる。

一方ST試験体では、架構のベースシア係数がアスペクト比と比べて高いため柱の軸力変動によりロッキングが生じた。つまり、正側加力時に小黒柱(c)と庭管柱(d)が、負側加力時には庭管柱(d)と庭側柱(e)に浮上りが生じた(図14(c))。このように、S試験体とST試験体で通り庭の挙動が異なったのは、架構の上載重量の違いにより小黒柱(c)の初期軸力の違いが考えられる。つまり、柱脚の浮上り量は柱脚の初期軸力や周辺軸組の剛性によって決まると考えられる。

4.2 柱脚の滑動

本節では、架構の層せん断力係数と最大静止摩擦係数の関係が試験体の挙動に及ぼす影響について考察を行う。まず、柱脚の滑動は傾向として二つに大別できる。一つは耐力が高い架構で生じる架構全体の滑動であり、二つ目は、加力によって柱に軸力変動が生じ、一時的に軸力が小さくなった柱で生じる滑動や柱脚の浮上りに伴って生じる柱脚の移動である。本論文では、前者を「全体的な滑動」、後者を「局所的な滑動」と呼ぶことにする。

全体的な滑動は、架構の層せん断力係数 C_b ($C_b=Q_H/W$: Q_H は層せん断力、 W は試験体重量と上載重量の合計)が、柱脚・礎石間の最大静止摩擦係数よりも大きい場合に生じると考えられる。標準試験体であるD・S試験体では、層せん断力係数の最大値がそれぞれ0.13、0.36であり、柱脚・礎石間の最大静止摩擦係数よりも小さいために生じなかったと考えられる(図15(a),(b))。しかし、各柱には局所的な滑動は生じており、D試験体の場合1/15radで土壁に縦方向のひび割れが生じた後は、土壁の貫に押し出されるようにして室側柱(a)が負側へと滑動した。S試験体では通り庭部分に着目すると、正側加力の除荷時に通り庭1階の全面壁(柱(d),(e))が負側へと移動することが確認された。この全面壁の移動によって通り庭1階部分に残留変形が生じ、土壁の損傷程度が他の全面壁と比べて大きくなったと考えられる(図8)。また、ST試験体の場合はロッキングが正負交互に生じることで負側へと大きく移動した(図15(c))。

図16 歪ゲージ貼付位置と応力の算出

図17 曲げモーメント図(D試験体)

図18 各柱のせん断力(D試験体)

図19 せん断力分布(D試験体)

図20 変形の模式図

5. D 試験体の応力分布

本章では、土壁の少ないD試験体の曲げモーメント図と各柱の負担せん断力を図17、図18に示し、通し柱を含む架構の応力分布について考察する。ここで軸組の曲げモーメントとせん断力は、図16のように貼付した歪ゲージの値を用いて式(1)、(2)より算出した。

$$M_{U,D} = (\varepsilon_a - \varepsilon_b)EZ/2 \quad (1)$$

$$Q = (M_U + M_D)/l_m \quad (2)$$

ここで、歪ゲージの値を ε_a 、 ε_b 、ゲージ貼付位置での曲げモーメントを M_U 、 M_D 、曲げヤング係数を E 、柱の断面係数を Z 、各柱のせん断力を Q 、歪ゲージ間の距離を l_m とする。図16のように、曲げモーメントは歪ゲージ間で曲げモーメントは直線補間できると仮定し、算出したものを図17に示す。

水平抵抗力が最大となる負側0.05radでは、各柱の負担せん断力は室側柱(a)2階が2.2kN、大黒柱(c)2階が5.8kN、大黒柱(c)1階が1.3kN、庭側柱(a)が0.4kNとなった。そのうち、大黒柱(c)1階では加力方向と逆向きに作用する、いわゆる逆せん断力が生じた(図19(a))。これは図20に示すように土壁が1階部分の層間変形を止めることで、大黒柱(c)の胴差位置と足固め位置の水平変位が抑えられ、かつ、大黒柱(c)に接合される横架材の回転拘束が十分でないため、大黒柱(c)の1階部分が加力方向とは逆に曲がり、逆せん断力が生じたと考えられる。そのため、土壁中央に縦方向のひび割れが生じる負側1/15radまでは正負両方向加力時において逆せん断力が確認されたが、土壁の破壊の進展に伴い減少していった(図18, 図19(b))。

6. 層せん断力の分析

本章では、標準試験体のD, S試験体について、既往の耐震性能評価法を用いて算出した1階の層せん断力(以下、計算値)と実験結果を比較する。実験結果は、図21に示すように平面骨組を2質点系に置換できると仮定して、試験体頂部の水平抵抗力 H より PA 効果を除くことで算出した1階の層せん断力 Q_{H1} とする。

まず、実験より得られた1階の層せん断力の導出過程を示す。 PA 効果を考慮するにあたり以下の仮定を行う。①図21に示す2自由度系を考え、1階胴差レベルと母屋レベルに各層の重量が集中する。②各層の層間変形角は大黒柱(c)、もしくは小黒柱(c)の各層での変形角を用いる。③層せん断力は各層に生じるせん断力の水平成分とする。

以上より、 PA 効果を除き、1階の層せん断力を算定する。算定手順を以下に示す。まず、自由体2の力の釣合式(3)、(4)より2層目に生じるせん断力 Q_2 と軸力 N_2 を求める。

$$\text{水平方向: } H - N_2 \sin R_2 - Q_2 \cos R_2 = 0 \quad (3)$$

$$\text{鉛直方向: } W_2 - Q_2 \sin R_2 + N_2 \cos R_2 = 0 \quad (4)$$

同様に、自由体1の力の釣合式(5)、(6)より1層目に生じるせん断力 Q_1 を求める。

$$\text{水平方向: } Q_2 \cos R_2 + N_2 \sin R_2 - Q_1 \cos R_1 - N_1 \sin R_1 = 0 \quad (5)$$

鉛直方向: $Q_2 \sin R_2 - N_2 \cos R_2 - Q_1 \sin R_1 + N_1 \cos R_1 + W_1 = 0$ (6)
得られた Q_1 と仮定③より、1階の層せん断力 Q_{H1} は式(7)より求められる。

$$Q_{H1} = \{Q_2 \cos(R_2 - R_1) + N_2 \sin(R_2 - R_1) + W_1 \sin R_1\} \quad (7)$$

次に、計算値の算出過程を示す。既往の耐震性能評価法¹⁾では、各層の連層効果が全く考慮されておらず、各層に存在する耐力要素の復元力の単純な足し合わせによって層の復元力を算定する。その際、2層にまたがる通し柱や通り庭のモデル化については考慮されていない。従って、本論では、以下を仮定し標準試験体の1階の層せん断力の算定を行う。①梁勝ちの架構に置換し、全ての柱を長ぼぞ接合の管柱として扱う。②D試験体の1階の層せん断力を算定する際は、通り庭部分側柱(e)の耐力は無いものとする。③足固めは構造要素には含めない。以上より、置換した架構で耐力要素の復元力を足し合わせて層の復元力(層せん断力)を算定する。

実験結果より得られた Q_{H1} と計算値を比較し、図22に示す。計算値では加力方向による差異はないが、実験より得られた層せん断力 Q_{H1} は加力方向により非対称となり、D試験体の正側最大耐力は、計算値と比較して1割程度低い値であった。また、計算値では、変形角1/15radで土壁がせん断破壊することで急激に層せん断力が減少するが、実験結果では、大変形時でも層せん断力 Q_{H1} の急激な低下は見られず、土壁の損傷進展とともに正側加力時と負側加力時の復元力が漸近していくことが確認された。架構の水平抵抗力の喪失は、すべての試験体において通し柱の曲げ破壊による耐力低下が生じていないことから、 PA 効果が主要因と考えられる(図23)。

図21 2自由度系に作用する力
 H : 架構に作用した荷重(既知) N_i : i階に作用する軸力
 W_i : 質点iの質量(既知) Q_i : i階に作用するせん断力

図22 計算値と実験結果による復元力の比較

図23 ベースシア係数 (正側)

以上のように、柱脚の浮上りにより架構の復元力が非対称となる場合や、通し柱に逆せん断力が生じる場合には、層の復元力を構造要素の復元力の単純累加として算定することは適切でない場合があると考えられる。

なお、図22(b)に示したS試験体の Q_{HI} を見ると、土壁の損傷が大きく進展した最大層間変形角 0.2rad においても 10kN 以上の値を保持しており、平面骨組を単純に2質点系に置換して PA 効果を評価したことで、 PA 効果を過大評価した可能性が否定できない。 0.1rad を超える大変形領域における復元力については、今後、解析的な検討を行っていきたい。

7. まとめ

本論文では、大地震時における京町家の倒壊に至るまでの地震時挙動の解明と合理的な耐震設計法の構築を目指して、大変形水平加力実験を行った。試験体は、標準的な京町家を想定し、大黒柱あるいは小黒柱を通る桁行方向の平面骨組(各D試験体とS試験体など)を対象として、材料、寸法、接合部詳細、重量などを可能な限り忠実に再現した試験体を作成して実験に用いた。

- 1) 実大2層平面架構骨組を、面外変形は拘束しつつ、面内方向は(柱脚の浮上り・滑りを含む)上下・水平変位を許容し、かつ、積載荷重や固定荷重に相当する錘を平面骨組に積載した状態で、骨組が抵抗力を喪失するまで水平方向加力(最大変形角約 $\pm 0.2\text{rad}$ 、頂部水平変位約 $\pm 1\text{m}$)が可能な加力システムを開発した。
- 2) 実験結果に基づき、京町家の耐震性評価に関して得た新たな知見を以下に示す。
 - a) D試験体とS試験体の層せん断力については変形角 $0.10\sim 0.15\text{rad}$ でも、土壁の破壊にともなう急激な低下は見られなかった。
 - b) 小黒柱の四方差部分も含め、最大変形角 $0.10\sim 0.15\text{rad}$ 程度で水平抵抗力の喪失以降も通し柱は鉛直支持力を喪失するような曲げ破壊をせず、特定層に変形が集中するような現象や急激な耐力低下は確認されなかった。ただし、背割りと込栓の相対的な位置関係から、柱に割裂が生じた接合部があり、継続使用の観点からは接合部仕様に改善の余地を残した。
 - c) 一部の柱の柱脚部で滑動が見られたが、D試験体とS試験体の層せん断力係数は 0.4 以下で柱脚・礎石間の最大静止摩擦係数より小さく、架構が一体となって滑動することはなかった。
 - d) 1階の土壁周辺の柱で浮上りが生じた。浮上りの有無は加力方向によって異なり、結果として土壁の損傷程度にも加力方向で差が見られた。そして、土壁周辺の柱脚や土壁全体の浮上りなどの影響により、変形方向によって復元力特性に4割程度の差が生ずる場合がある。
 - e) 大黒柱(通し柱)に逆せん断力が生じたり、土壁や柱脚の浮上に起因する非対称な復元力特性を示す場合には、層の復元力を構造要素の復元力の単純累加として算定することが適切でない場合がある。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金基盤研究(A) No.2224607(代表者:林康裕)の補助を受けました。実験を行うにあたり、試験体作成に末川協氏(末川協建築設計事務所)、辻勇治氏((株) 辻工務店)にご協力頂きました。また、実験の遂行に関して、元大学院生の廣末真一氏をはじめとして、京都大学大学院建築学専攻・建築保全再生学講座の学生の皆様には多大なご協力を頂きました。ここに記して、感謝の意を表します。

注

注1) 本実験の加力位置は試験体頂部であるため柱脚部における挙動や架構の応力状態は地震時におけるそれとは異なる可能性も否定できない。この問題については、今後、柱脚の浮上りや滑動などを考慮できる骨組モデルを用いて本実験結果のシミュレーション解析を行った後、その解析モデルを用いて分析する。

注2) 図5の○印の位置で母屋に載せた錘を押引きすることで正側加力・負側加力を行う。正側加力の場合には左側のロードセルで、負側加力の場合には右側のロードセルで錘を押す。錘とロードセルの間には、錘の回転や上下動を拘束しないように微小な隙間を設けている。

参考文献

- 1) 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，2004.
- 2) 後藤正美，鈴木有，浦憲親：一方向水平加力実験による実在木造建物の耐震性能の検討，日本建築学会構造系論文集，No.506，pp.147-154，1998.4.
- 3) 佐藤弘美，松田昌洋，藤田香織，腰原幹雄，坂本功：現地実験による伝統木造住宅の構造性能に関する研究—山口県の農家を対象とした静的水平加力実験，日本建築学会構造系論文集，No.602，pp.187-194，2006.4.
- 4) 五十田博，平野茂，三宅辰哉，古屋治，箕輪親宏：建築基準法の最低壁量を満足する新築木造住宅の倒壊実験，日本建築学会構造系論文集，No.618，pp.167-173，2007.8.
- 5) 岡村雅克，長谷川翠，西村督，後藤正美，網田克明，鈴木祥之，鈴木有：徳島県に建つ古民家の構造詳細調査及び実大実験 その2 実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.465-466，2005.8.
- 6) 軽部正彦，杉本健一，渋沢龍也，青井秀樹，三井信弘，林知行：明治20年に建築された伝統木造住宅の調査 その2 静的加力および倒壊実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.83-84，2004.8.
- 7) 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，No.582，pp.95-102，2004.8.
- 8) 京町家作事組：町家再生の技と知恵—京町家のしくみと改修のてびき，2002.
- 9) 京町家振動台実験研究会：京町家の耐震補強と新しい京町家をつくる，2006.
- 10) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説(2004)，丸善株式会社，2004.
- 11) 中川敦嗣，多幾山法子，林康裕：京町家を想定した実大2層平面架構の大変形水平加力実験 その1 実験概要と水平抵抗力，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.283-284，2012.
- 12) 津田沙織，中川敦嗣，多幾山法子，林康裕：京町家を想定した実大2層平面架構の大変形水平加力実験 その2 損傷状況と柱脚の挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.285-286，2012.
- 13) 林康裕，中川敦嗣，多幾山法子：京町家を想定した実大2層平面架構の大変形水平加力実験 その3 変形・応力分布と水平抵抗力の分析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.287-288，2012.

(2012年7月10日原稿受理，2012年11月21日採用決定)