京町家の耐震性能評価と耐震補強設計法

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION AND REINFORCEMENT DESIGN METHOD
FOR EXISTING URBAN TRADITIONAL WOODEN HOUSES

須田 達*, 鈴木 祥之**, 奥田 辰雄***, 小笠原 昌敏*

Tatsuru SUDA, Yoshiyuki SUZUKI, Tatsuo OKUDA
and Masatoshi OGASAWARA

To improve the seismic performance of existing urban traditional wooden houses, the seismic reinforcement design method is explored. From the structural observation of thirty traditional wooden houses so-called *Kyo-machiya*, their seismic performances were evaluated based on the response-limit capacity analysis. The result indicates that many *Kyo-machiya*s need the seismic reinforcement. Their seismic performances and seismic reinforcements are examined statistically. As an example, the seismic reinforcement design method for one typical *Kyo-machiya* is shown in detail. It is found that the proposed design method can improve the seismic performance of *Kyo-machiya* both in horizontal and vertical views by arranging appropriately seismic elements.

Keywords: Traditional wooden house, Seismic reinforcement, Response-limit capacity analysis, Seismic performance, Base shear coefficient, Maximum response deformation angle
伝統木造住宅, 耐震補強, 限界耐力計算, 耐震性能, ベースシア係数, 最大応答変形角

1. はじめに

京都は1200年の歴史都市として、我が国における芸術・文化の創造や継承に大きな役割を果たしてきた。この歴史のなかで京都の木造住宅は質の高い都市型の住空間を創造し、京町家として継承されている。京町家は京都市の中心部に高密度に分布し、平成10年に京都市が行なった外観調査¹⁾から総戸数は約28,000戸とされ、他都市に類を見ない特色ある町並み景観を形成している。しかし、平成15年の同調査²⁾においては、京町家の総戸数は約24,000戸となり、著しく減少していることが判った。これら京町家の多くは戦前に建設されており、昭和25年に制定された建築基準法に適合していない既存不適格建物である。これまで京町家は、建築意匠、地域生活などに関する調査は数多く行なわれているが、構造に着目した調査はほとんど行われていない。そのため構造についてはこれまで、ほとんど明らかにされておらず、大地震に対する安全性が不明であることが、減少する要因の一つとして挙げられる。さらに近年では、各地で大地震が多発し、木造建物の被害が多く報告されている³⁾⁴⁾⁵⁾。大地震に対する住民の危機意識が高まりつつあるなかで、京都市では平成15年に第3次地震被害想定⁶⁾を作成し、近隣を含めた9つの断層が起因となってもたらす京都市域の地震被害についての想定が行われ、甚大な被害を被る予測もされており、早急な対策が必要である。そ

間口3間, 2階建て 間口3.5間, 中2階建て
写真1 京町家の外観

図1 調査対象建物の概要構成

* 京都大学大学院工学研究科 大学院生・工修

** 京都大学防災研究所 教授・工博

*** 木四郎建築設計室 主宰

Graduate Student, Graduate School of Engineering, Kyoto University, M. Eng.
Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Dr. Eng.
President, Kishiro Architecture and Design

ここで本報では、2003年に京町家30棟を対象として構造的な観点から詳細調査を行った結果⁷⁾に基づいて、京町家の耐震性能の評価を行うと共に統計的な分析から、限界耐力計算⁸⁾⁹⁾による耐震補強設計の方針を提案し、現実的な耐震化への方向性を示す。

2. 対象建物

構造詳細調査の対象建物は、間口寸法と階数をパラメータとし、さらに平面形態、立面形態が京町家の特徴を有すること、増改築が少なく建設当時の状態が推測できることを条件として30棟を選出した。選出の結果、間口寸法は2間から6間、階数は平屋、中2階、2階建て、平面形態¹⁰⁾は1列1室から1列4室と2列2室、2列3室、建築年代は明治期から昭和初期であった。写真1は中2階と2階建ての対象建物の外観を示し、図1はグラフ左側に項目、グラフ中に棟数を表記した建物概要における対象建物の構成を示す。また図2、3に京町家の平面形態と標準的な張り間方向およびけた行方向の主要構面の軸組図を示す。

3. 京町家の耐震要素

構造詳細調査から、京町家の耐震要素は軸組と土塗り壁(以下、土壁)、土塗り小壁(以下、小壁)であることがわかった。

3.1 軸組¹¹⁾¹²⁾

居室の柱は、100mm角から120mm角程度であり、柱脚部は礎石建ちとし、柱頭部は短ほぞによって梁と接合する。側壁(かわかべ)通

図2 京町家の平面形態

図3 京町家の軸組図(中2階建て)

りの側柱は、半間間隔で設け、在来構法の胴差しに相当する横架材はなく礎石から母屋まで通して、母屋に長ほぞを差し込み栓で留める。側柱は角柱と半柱とが混在しており、角柱は100mm角から140mm角、半柱は見付けが100mmから140mmで奥行きが60mmから100mm程度である。側柱間は断面12mm×105mm程度の貫で繋かれ、角柱には通し貫、半柱には柱の外側面を切り欠いて面を合せる程度である。耐震要素となる横架材としては、玄関と2階桁の間に断面の大きな人見梁がある。断面は100mm×150mmから120mm×450mm程度と様々であるが、柱には長ほぞを差し込んで込み栓で留める。

水平構面は十分な水平剛性を有しているとはいえず、各構面の仕様は以下の通りである。2階の床組は胴差しが無く、ササラのほぞを側柱に差し込んで込み栓で留める。床板は厚さ12mmから15mm程度の杉板をササラに釘で留める。2階の床も兼ねる大和天井は、30mm程度の厚さの杉板を用いる。1階の床組は、主要な構面の柱間に足固めがあり、等間隔に大引きを配置する。足固めには断面が100mmから120mmの角材または丸太を用いる。柱には短ほぞを差し込む程度で、引き抜き方向に対して拘束する効果はほとんど無い。大引きは、足固めに架ける場合と、足固めに架けず束で支えて独立している場合がある。小屋組の軸組は、地棟、登り梁、母屋、小屋束で構成される。地棟は建物の奥行に応じて1本から3本、登り梁は建物の間口に応じて1本から2本が架けられ、登り梁に小屋束を置き、側柱と小屋束で母屋を支持する。ほとんどの対象建物において、小屋束は貫で繋がれていない。

3.2 土壁¹¹⁾¹²⁾

土壁は、胴差しを設けない側壁には7段程度の貫、間仕切り壁や側壁以外の外壁には3段の貫を設けて、竹小舞下地に荒壁を塗り返して中塗りし、仕上げる。外壁の仕上げは、中塗り止めもしくは漆喰とし、間仕切り壁の仕上げは中塗り止め、大津壁、聚楽など部屋の用途によって使い分けている。建物が隣接する側壁は、土壁を仕上げた状態で側壁ごと設置する場合もあるが、調査対象建物のほとんどは、内側からのみ壁土を付けて仕上げています。貫の断面寸法は12mm×100mmから120mm程度、土壁の壁厚は55mm程度である。なお多くの調査対象建物で、2階の天井から上の部分や1階の床から下の部分に荒壁が塗られていないことを確認した。写真2に天井上、床下部分の土壁の状況を示す。

3.3 小壁

小壁は、土壁と同様に、竹小舞下地に中塗り、仕上げの順に塗り、壁厚は55mm程度である。また2階天井から上部と1階床から下部には荒壁が塗られていない。貫は小壁の壁高さに応じて、1段から2段に設けている。

壁上部の状況 壁下部の状況
写真2 土壁の状況

4. 建物規模

4.1 建物重量

建物重量は、表1に示す単位重量に基づいて算出した。単位重量は、建築基準法施行令第84条、85条に基づいて設定しているが、屋根構面、壁構面に関しては、建物重量に対して占める割合が大きいこと、地域によって様々な仕様があることから実測に基づいて単位重量を設定している。京町家の屋根仕様は、葺き土を全面に葺かず筋葺きにして瓦を葺き、使用する瓦は現在の一般的な瓦と比べて厚みが薄い。そこで解体中の京町家から瓦、葺き土を一部分取り出して実測して単位重量を設定した。土壁は既往の研究⁽¹³⁾⁽¹⁴⁾において、3.2項で示した京都の仕様で製作された土壁試験体を実測して単位重量を設定した。それぞれ設定した単位重量は実在する京町家の精密な重量計測の結果⁽¹⁵⁾と比較して適正な範囲であると言える。調査対象建物の算出結果を延べ床面積との相関で図4に示す。同図中に回帰曲線と相関係数(R)を示している。対象建物の地震時設計用建物重量は、52kNから639kNとなり、延べ床面積で基準化すると1.95kN/㎡から3.51kN/㎡である。

4.2 建物高さ

建物高さは、最高高さを基礎から棟まで、2階高さを2階床から桁まで、1階高さを基礎から2階床までとして実測した。ここで桁の高さは、図3に示すように前後の高さが異なる場合があるため、それぞれ計測している。調査対象建物の実測の結果、最高高さは、1

階建てで3510mmから3936mm、中2階建て以上で5740mmから8997mmであり、2階高さは、1179mmから3095mm、1階高さは2538mmから3380mmの範囲であった。表2に建物の階数別に平均値と標準偏差を示す。また以降に建物全体を質点系にモデル化して応答計算を行っており、その際の2階高さは、2階桁上部の妻壁部分の図心位置を2階の高さ(図3参照)とした。図5に応答計算でモデル化した際の1階高さに対する2階高さを示し、図中に平均値と標準偏差を示す。

図4 延べ床面積と建物重量の関係

表2 建物高さの平均値と標準偏差(mm)

	平屋	中2階	2階
最高高さ	3747(217)	6664(611)	7331(721)
2階高さ(高い側)	-	2181(254)	2559(234)
2階高さ(低い側)	-	1381(221)	2468(266)
1階高さ	2614(67)	2850(197)	3010(210)

() 内の数値は標準偏差

図5 1階の高さに対する2階の高さの比

表1 単位重量と積載荷重 (N/㎡)

構面	項目	単位部材荷重	単位荷重
屋根	瓦葺き(筋葺き土含む)	640	1040
	母屋、小屋組	300	
	天井	100	
下屋	瓦葺き(筋葺き土含む)	640	640
	鉄板葺き	200	200
壁	土壁	830	890
	仕上げ材	60	
床	畳敷	340	590
	床ばり	150	
	天井	100	
	板張	150	400
	床ばり	150	
	天井	100	
積載荷重(地震時)			600

図6 耐震要素の復元力特性

図7 耐力要素の構成

図8 ベースシア係数の統計的性質

5. 耐震性能

対象建物30棟の構造詳細調査から耐震要素を明らかにし、各要素の復元力を加算して建物の復元力を算出した。各要素の復元力は、既往の文献⁸⁾¹³⁾¹⁴⁾に基づいて、基準となる復元力(以下、基準値)から対象とする要素の仕様に応じて換算して算出する。図6に京町家の耐震要素の基準となる復元力特性を示す。換算方法として、土壁は基準値に対して壁長さに比例して算出する。土壁上下の隙間は、隙間が大きくなるにつれて小壁に近づくとして、架構の高さに対する壁土の高さの比を求めて、小壁の耐力と線形補間を行って低減している。小壁は柱間に取り付く小壁を1枚として、基準値に対して枚数に比例して算出する。小壁の基準値も土壁と同様に小壁の高さに応じて低減している。軸組は柱端部のほぞ接合部によるせん断耐力であり、基準値に対して接合部のめり込み面積に比例し、架構の高さに反比例して算出している。

京町家の耐震性は耐力特性に加えて変形性能も重要な性能となる

ため、図7に耐力要素の構成を変形角1/15rad時のせん断耐力によるベースシア係数($C_{B(1/15)}$)で示す。同図の横軸は、各建物の平面形状を示しており、()内の数値は1階建てを1、中2階建てを1.5、2階建てを2として示し、階数が低く、部屋数が少なく、さらにけた行方向のせん断耐力が小さい順に並んでいる。また、評価の基準を開口および高さによる規模と平面形態で統一するために経年的な劣化は考慮しない。増改築箇所は、所有者へのヒヤリングや調査員の経験的知識に基づいて、建築当初を想定して排除している。

$C_{B(1/15)}$ は全棟で張り間方向0.25から0.73、けた行方向で0.04から0.7である。平屋建ての3棟は規模が小さく、建物方向によらず $C_{B(1/15)}$ は比較的高い。中2階以上の $C_{B(1/15)}$ を統計的に図8の箱ひげ図で示す。張り間方向の平均値と標準偏差はそれぞれ0.42と0.1、けた行方向は0.15と0.07である。張り間方向の $C_{B(1/15)}$ は建物規模による影響は少ないが、けた行方向の $C_{B(1/15)}$ は建物規模が大きくなるほど小さくなる傾向がある。特に京町家の標準規模である2階建ての1列3室以上では $C_{B(1/15)}$ が0.2を超える建物はなく、張り間方向とは平均値で2倍を超える差がある。耐力の構成について、張り間方向は、土壁が約8割以上を占める。けた行方向は小壁の占める割合が大きくなり、土壁とそれ以外の割合が平均的にほぼ等しい。

算出した復元力を変位増分解析⁸⁾⁹⁾¹⁶⁾により等価な固有周期と減衰特性をもつ1自由度系に置換し、限界耐力計算⁸⁾⁹⁾に基づいて最大応答変形角を算出して耐震性能評価を行った。図9に算出結果を示す。ここで地震力は安全限界に対応する極めて希に発生する地震動として、建築基準法施行令第82条の6の加速度応答スペクトルを用いて算定し、地盤種別は第2種地盤とした。

図9 限界耐力計算による最大応答変形角(第2種地盤)

図10 ベースシア係数と最大応答変形角の関係

張り間方向の最大応答変形角は、いずれも安全限界変形角とされる $1/15\text{rad}$ ⁽⁸⁾⁽⁹⁾⁽¹⁴⁾⁽¹⁷⁾ 以下であるが、けた行方向については、ほとんどの建物が安全限界変形角を大きく超えており、耐震性能は極めて低い。また、けた行と張り間方向の算出結果を併せて、 $C_{B(1/15)}$ と最大応答変形角の関係を図10に示す。同図から $C_{B(1/15)}$ が約0.25付近から以降で安全限界変形角以下になっている。

6. 耐震補強方法

耐震補強の方法としては、建物重量の軽減、耐力の向上、減衰力の向上などがある。屋根瓦の葺き替えによる重量の軽減は、4章で示すとおり、現在の一般的な瓦と比べて大差なく大幅な軽減にならない⁽¹⁵⁾。限界耐力計算の結果では、平屋建てを除く対象建物27棟は、ほとんどの場合が2層に比べて1層の変形が大きくなる。また張り間方向に比べてけた行方向の耐力が極めて低いことから、1層の耐力を向上させる必要がある。そこで典型的な京町家T邸の耐震補強設計例を示す。図11に構造平面図、図12にけた行方向各層の復元力特性、表3に建物諸元を示す。図13は耐震性能評価の結果を示し、地盤種別ごとの地震力から求まる必要性能スペクトルと1自由度系の復元力の交点を応答値として図中に○で示す。T邸のけた行方向の耐震性能は $C_{B(1/15)}$ が0.14と低いため、地震力を第2種地盤とした場合に応答値は求まらない。第1種地盤の場合では応答値が求まり、これを各層に分配⁽⁸⁾して2層の応答変形角は $1/156\text{rad}$ 、1

層の応答変形角は $1/15\text{rad}$ である。また京町家の水平構面は3.1節に示すとおり、剛床とは言い難いので、主要構面ごとに耐震性能評価を行った結果を図14に示し、ここでは第1種地盤による地震力としている。荷重等負担面積は主要構面間で等分している。図中の凡例は主要構面を示し、図中()内に最大応答変形角を示す。図14から、X1構面からX4構面にかけて徐々に耐震性能が低くなるのがわかり、X4構面を主に耐震補強する必要があると判断できる。

次に、平面的な構造要素のバランスに加えて、立面的なバランスを整えることで耐震性の向上を図る。T邸の耐震性能評価から、2層はほとんど変形せず、1層が大きく変形していることが分かっている

図11 T邸の構造平面図(上:2階、下:1階)

表3 T邸の建物諸元

建物重量(計算用) (kN)	2層	200
	1層	213
建物高さ(計算用) (m)	2層	2.4
	1層	3.1
床面積 (㎡)	2階	60.2
	1階	81.2
$C_{B(1/15)}$	けた行	0.14
	張り間	0.39

図12 T邸の復元力

図13 T邸の耐震性能評価

図14 主要構面の耐震性能評価

るので、1層の耐震補強を想定する。図15に、せん断耐力を徐々に上げた場合の1自由度系での応答値と、その値から各層に分配⁸⁾した応答変形角を示す。その際の補強要素は、図6に示した土壁や小壁を想定している。図15において横軸が0のときは、補強なしの状態を示す。補強量が増加するに従って各層の応答変形角が徐々に近づいて一致するが、さらに補強量を増加させると2層の応答が大きくなるのが分かる。このように、各層の応答変形角が一致するような補強効果となる適正な耐力補強量が存在する。そこで、各層の応答変形角をバランス良く一致させるために、最適な剛性比(1層の剛性に対する2層の剛性)を求め、必要な補強量を決定する。図16に示すように各層の応答変形角が等しい固有モードになるように、1層の剛性を式(1)、(2)により算出し、必要な1層の補強量を求めた。なお、ここでは各層の剛性は降伏点となる変形角1/120rad時の剛性を対象にしている。またこの計算過程において、剛性比が大きい場合には、想定する固有モードとするには、式(1)、(2)を繰り返して収束させる必要がある。算出した補強量を付加して耐震性能評価を行った結果を図17に示す。第1種地盤とした場合の応答変形角は、2層で1/34rad、1層で1/29rad、同様に第2種地盤とした場合

図15 補強量に伴う応答変形角の推移

図16 固有モード図

$$[-\omega^2 M + K] = 0 \quad \dots (1)$$

$$\frac{u_2}{u_1} = \frac{-k_{11} + m_1 \omega^2}{k_{12}} \quad \dots (2)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix}, [M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}$$

[K]: 剛性マトリクス
[M]: 質量マトリクス
 ω : 固有円振動数

図17 補強後の耐震性能評価(けた行方向)

では、2層で1/19rad、1層で1/16radとなり、第2種地盤としても、設定した安全限界変形角を満足する。T邸の場合には、必要な補強量を満足し、かつ平面的なバランスを考慮してX4構面を主に各構面に分配することによって、平面的、立面的にバランスの取れた補強となる。

7. まとめ

京町家30棟の構造詳細調査から、建物を構成する軸組や耐震要素を明らかにした。限界耐力計算による耐震性能評価の結果では、けた行方向の耐震性が極めて低く、中2階、2階建ての京町家のほとんどが倒壊の危険性があり、耐震補強の必要性を示した。また、30棟のベースシア係数と最大応答変形角との統計的な分析から耐震補強における耐力補強のおよその目安を示した。

耐震補強においては、詳細な構造調査に基づいて現状の建物の耐震性能評価(耐震診断)を行い、対象建物に適した構造要素を用いて補強を行う必要があり、京町家では耐力特性のみならず変形性能を併せて検討する必要がある。

30棟の中から標準的な規模の中2階建て、1列3室型の京町家を例とした耐震補強設計を行い、各層の応答変形角を一樣にする設計規範のもとに必要な耐力補強量を算出する方法を提案した。さらに主要構面ごとに耐震性能を評価することで、平面的にも立面的にもバランスの良い合理的な耐震補強を行うことができることを示した。

本報における京町家を対象として得られた研究成果は、全国に現存する町家など伝統木造住宅にも適用し得るものであり、伝統木造住宅の耐震設計や耐震補強において有用な知見となり得ると考える。

謝辞

京町家30棟の調査は、京都市の助成を受け平成15年度に実施された。調査には、地域住民の方々に快くご協力頂きました。京都府建築工業協同組合、(社)京都府建築士会木造建築研究会、NPO法人京町家再生研究会、京町家作事組、NPO法人日本伝統建築技術保存会および京都市建築指導課の方々には精力的に調査を実施して頂き、京都建築構造研究会木造部会、(社)日本建築構造技術者協会関西支部木構造分科会には耐震性能の評価でご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 京都市：京町家まちづくり調査詳細集計結果，1999.3
- 2) 京都市：京町家まちづくり調査詳細集計結果，2004.3
- 3) 阪神・淡路大震災災害調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，建築編-4木造建築，1998.3
- 4) 北原昭男，林康裕，奥田辰雄，鈴木祥之：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，日本建築学会構造系論文集，No.561，pp.161-167，2002.11
- 5) 清水秀丸，林康裕，鈴木祥之，斎藤幸雄，後藤正美：2003年7月26日宮城県北部の地震による被災木造住宅の構造的特徴と耐震性能，日本建築学会構造系論文集，No.598，pp.43-49，2005.12
- 6) 京都市：京都市第3次地震被害想定報告書，2003.10
- 7) 須田達，鈴木祥之，奥田辰雄，小笠原昌敏：京町家の構造調査に基づく構造特性の評価、地域安全学会論文集No.7，pp.15-21，2005.11
- 8) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル-限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法-，学芸出版社，2004.3
- 9) 鈴木祥之，斎藤幸雄，榎原健一，五十子幸樹，野島千里：木造軸組の耐震性能評価法-小変形から大変形・倒壊の領域まで評価する限界耐力計算，第11回日本地震工学シンポジウム，pp.1523-1528，2002.11
- 10) 京町家作事組編著：町家再生の技と知恵 京町家のしくみと改修のてびき，学芸出版社，2002.5
- 11) 武井豊治：古建築辞典，理工学社，1994.5
- 12) 住吉寅七，松井源吾：木造の継手と仕口，鹿島出版会，1989.6
- 13) 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.95-102，2002
- 14) 鈴木祥之，清水秀丸，須田達，北原昭男：実大振動実験による軸組構法2階建木造住宅の動特性と耐震性-筋かい付及び土壁付木造軸組の振動台実験-，2002年日本地震工学シンポジウム，pp.1377-1382，2002.11
- 15) 鈴木祥之，下西智也，清水秀丸，須田達，小笠原昌敏，杉山亮太：伝統木造住宅の重量算定-京町家の実大震動台実験における重量計測-，日本建築学会技術報告集第24号，2006.12
- 16) 野島千里，榎原健一，鈴木祥之：木造軸組の耐震性能評価法-変位増分法-，日本建築学会学術講演梗概集C-1，pp.397-398，2002.8
- 17) 鈴木祥之，中治弘行：木造住宅土塗り壁の実大実験による耐震性能の再検討，日本建築学会構造系論文集，No.515，pp.115-122，1999.1

(2006年10月10日原稿受理，2007年2月9日採用決定)