

既存京町家の耐震性能評価と耐震補強

Seismic Performance Evaluation and Seismic Reinforcement on Existing Kyo-machiya

須田達¹・鈴木祥之²

Tatsuru Suda, Yoshiyuki Suzuki

¹木四郎建築設計室(〒612-0889京都市東山区小松町148-1)

Kishiro Architectural Design Office

²京都大学防災研究所教授(〒611-0011宇治市五ヶ庄)

Professor, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University

The improvement of seismic performance of traditional wooden houses, Kyo-machiya houses, in densely built-up urban areas is very important for the earthquake disaster mitigation in historical city, Kyoto. In this paper, the seismic performance evaluation of Kyo-machiya houses is described from structural detailed observations of thirty Kyo-machiya houses. The seismic reinforcement design method as well as the seismic performance evaluation method is also proposed. These proposed methods are useful and reasonable for the seismic reinforcement of Kyo-machiya houses and is also available to existing traditional wooden houses in many other areas.

key words : traditional wooden house, structural observation, seismic evaluation, seismic reinforcement method

1. はじめに

京都では、京町家と呼ばれる意匠性に優れた伝統木造住宅が古くから建設され、現在でも約24000棟存在している¹⁾。これらの京町家が高密度に建設されていることで特色ある町並みを形成している。歴史的、文化的にも価値が高く、防災に向けた取り組みは重要と言える。しかしながら建設年代の古い京町家は、経年的な劣化に伴う耐震性能の低下が懸念されている²⁾。さらに建築基準法における現行の構造規定を満足していないことで、必ずしも適切な補強や改修がなされていない場合がある。

本報では京町家の耐震性能の向上を目的として、構造的な観点からの調査と分析に基づいて耐震補強の方法について報告する。

2. 構造詳細調査

対象とする建物は、京都市内に建設されている京町家30棟とした。30棟の概要の把握に際して、間口、階数、平面形態をパラメータとした。その結果、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³⁾⁴⁾は1列1室から1列4室と2列2室、2列3室があり、建築年代は明治期から昭和初期であった。また対象建物は、増改築が少なく建設当時の状態が推測できる建物である。

調査は、意匠設計者、構造設計者、大工棟梁により調査班を構成して、平面図、伏図、軸組図、構造要素の配置と仕様、部材寸法な



写真1 京町家の外観写真

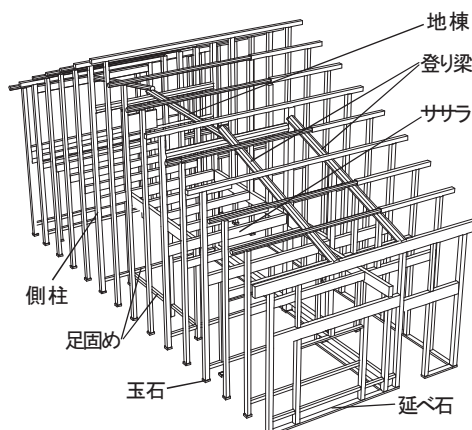


図1 典型的な京町家の軸組

などを調査、計測し、各部を写真に記録した。写真1に標準的な規模の京町家の外観、図1に典型的な軸組を示し、図2に1列3室型と2列3室型の平面形態を示す。

3. 耐震性能評価

(1) 構造特性

京町家の構造は、柱と足固めや桁などの横架材で軸組を構成し、壁は土塗り壁（土壁）、土壁による小壁（土壁小壁）としている。表1に対象建物30棟の計測に基づいた各部材の寸法等を示す。また間口、奥行き寸法、建物高さを表2に示す。

建物重量は、各構面の単位重量を設定し、各部の面積を乗じて算出している。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。ただし屋根と土壁は、全重量に対する占有率が高いことや⁵⁾、地域によって様々な仕様が存在する²⁾。そこで瓦、葺き土および土壁は実測に基づいて設定している⁵⁾⁶⁾。対象建物の地震時設計用建物重量の算出結果を建物規模と合わせて表2に示す。

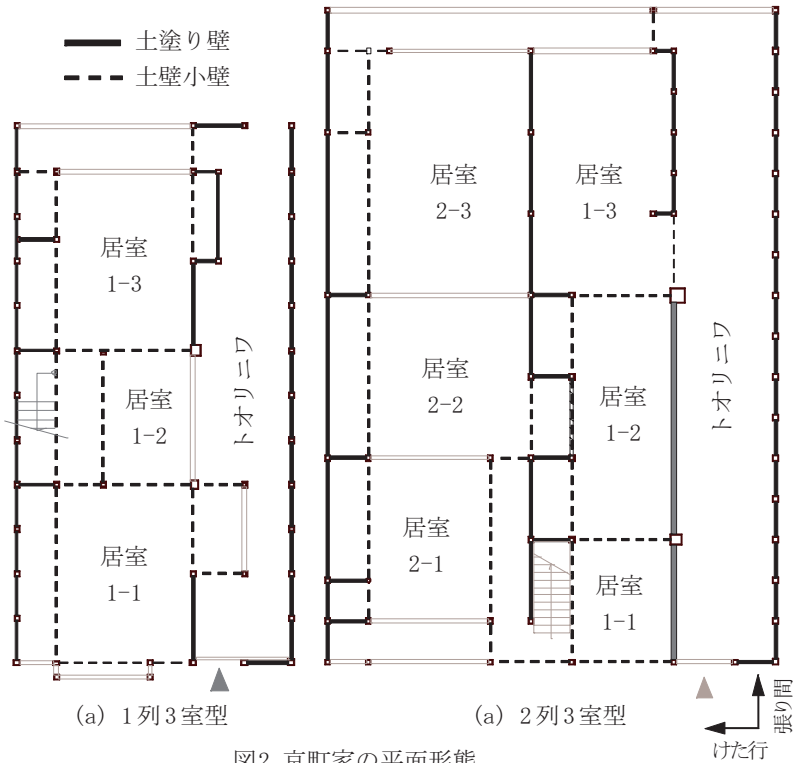


図2 京町家の平面形態

表1 構造部材の寸法

部位	部位詳細	寸法
柱 [mm]	居室の柱	100x100~120x120
	側柱(角柱)	120x120~140x140
	側柱(半柱)見付け	100~140
	奥行き	60~100
	大黒柱など	150x150~270x270
横架材 [mm]	桁	100x220~120x300
	ササラ(1.5間スパン)	100x150~120x180
	ササラ(2間スパン)	100x210~120x240
	足固め	90x90~120x120
土壁 [mm]	壁厚	55~65
	壁貫	12x100~12x120
屋根勾配		3.8/10~4.0/10

表2 対象建物の規模

	範囲	平均値	標準偏差
間口 [m]	3.9~11.2	6.11	1.68
奥行き [m]	3.9~15.8	10.27	3.37
最高高さ [m]	5.7~9.0	7.15	0.78
2階高さ [m]	1.9~3.6	2.76	0.43
1階高さ [m]	2.5~3.4	2.94	0.23
総重量 [kN/m ²]	2.0~3.5	2.55	0.34
重量比	0.5~1.2	0.88	0.20

※ただし、総重量は延べ床面積当たりの単位重量
重量比は2層重量/1層重量として示す

(2) 耐震性能

構造詳細調査の結果から対象建物は土壁、土壁小壁、軸組を耐震要素としており、既往の研究に基づいて復元力特性を算出した⁷⁾⁸⁾。ここで土壁や土壁小壁は、写真2のように天井上や床下部分を施工しない場合が多い³⁾。土壁の場合に、施工しない部分が大きくなると小壁の状態に近づくことと仮定して、施工しない部分に応じて、小壁との線形補間を行ってせん断耐力を算出する。小壁の場合は、架構の高さに対して小壁の高さが1/3を基準として、施工していない部分を含めない小壁の高さに応じてせん断耐力を算出する。図3に土壁、土壁小壁の算出方法の模式図を示す。算出した復元力から変形角1/15rad時のせん断耐力と表2に示す建物重量を用いてベースシア係数($C_{B1/15}$)を算出し、耐震要素ごとに図4に示す。得られた復元力特性と建物重量から限界耐力計算⁸⁾⁹⁾により耐震性能評価を行い、最大応答変形角を図5に示す。限界耐力計算において地盤種別は第2種地盤として建築基準法施行令第82条の6により地震力を算定している。構造詳細調査では腐朽や蟻害により損傷を受けている建物もあるが、本報においては、建てられた当初の状況を想定して評価を行っている。また蟻害や腐朽による損傷箇所の修復については、耐震補強を行う前提として必要不可欠と考える。

耐震性能評価の結果、平屋を除いて、ベースシア係数は張り間方向で0.25から0.72で平均値0.42、標準偏差0.10、けた行方向は0.04から0.32で平均値0.15、標準偏差0.07である。図2のように京町家の平面形態

は、張り間方向には外壁やトオリニワと居室の境に土壁を多く配置するためベースシア係数は平均的に高い。一方、けた行方向は土壁が少なく、各居室の間仕切りに小壁を配置する程度でありベースシア係数は極めて低い。最大応答変形角は、張り間方向においては全対象建物で1/15rad以下であるのに対して、けた行方向は、ほとんどの建物で1/10radを大きく超えている。その為、けた行方向は十分な耐震補強が必要であると言える。



(a) 天井上に壁土なし



(b) 床下に壁土なし

写真2 土壁の施工状況

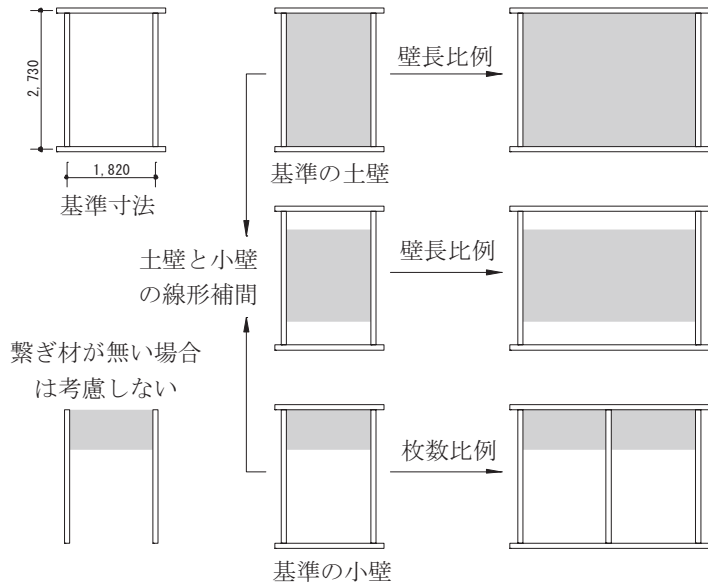


図3 構造要素の換算方法

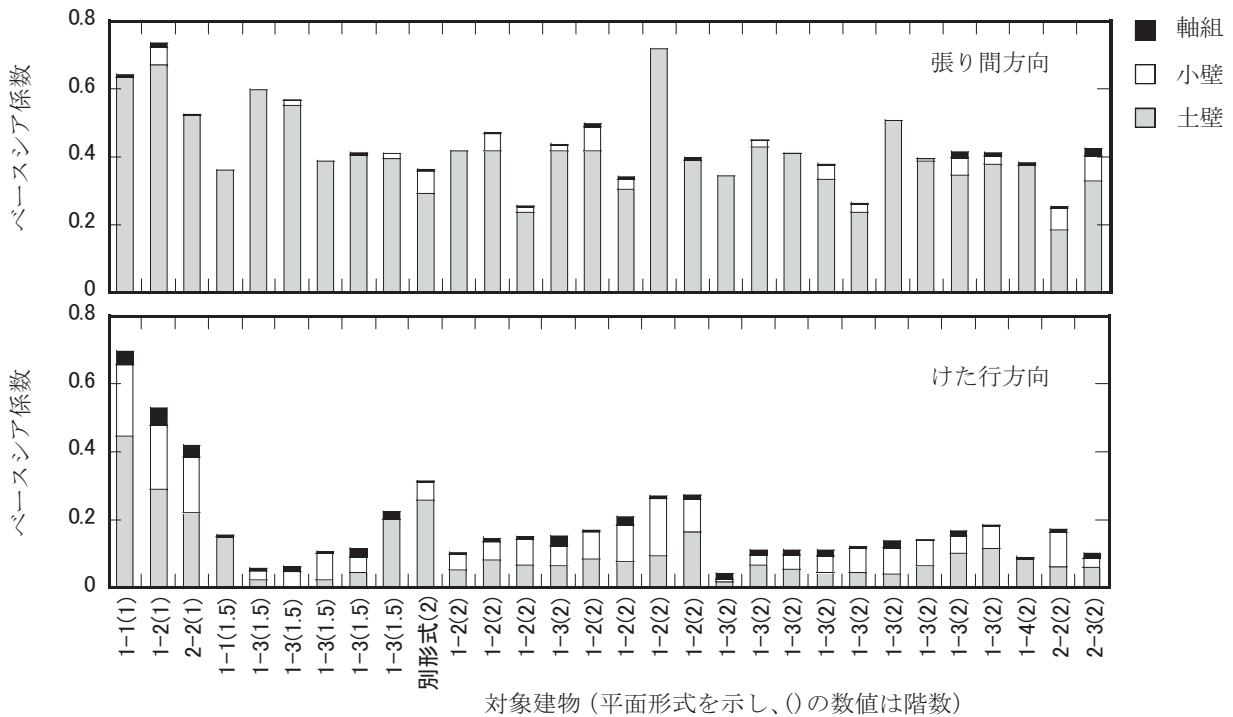


図4 対象建物のベースシア係数

4. 耐震補強

(1) 補強方法

耐震補強は図2(a)に示した、標準的な規模と平面形態であるN邸を対象に報告する。N邸の建物概要を表3、各階構造図を図6、復元力特性を図7、変形角1/15時におけるせん断耐力を構面ごとに図8に示す。

木造建物の耐震補強では、重量の軽減、耐力の増加、減衰力の増加などの方法がある。重量を軽減する場合には、瓦の葺き替えや土壁の撤去などの方法があり⁵⁾、減衰力の増加には、制振デバイスを取り付けるなど

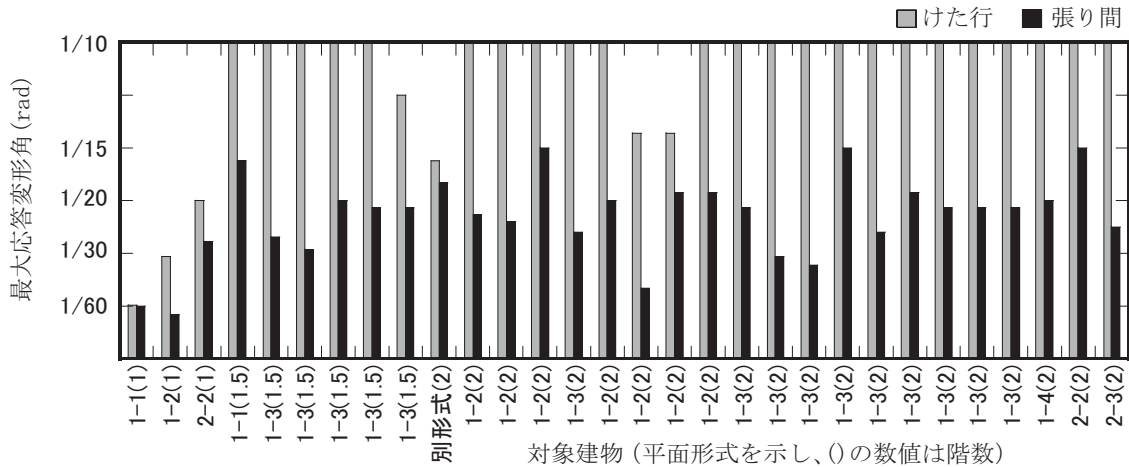


図5 限界耐力計算による最大応答変形角（第2種地盤）

の提案がされている¹⁰⁾。しかしながら前章で示したとおり、京町家はけた行方向の耐力が張り間方向に比べて極めて低く、けた行方向の耐力向上は必要であり、最も効果的と考える。また耐力補強の際に、木造建物では床剛性が十分でない場合が多く、そのため耐力偏心によって構面ごとに異なったねじれ挙動を示すことが指摘されている¹¹⁾¹²⁾。また各層においても剛性の低い層が一方向的に先行して変形することも指摘されている¹³⁾。そのため耐震補強の方法として、まず現状の耐震性能評価に基づいて、固有モードから各層の応答変形角が同等になるような各層の補強量を算出する⁶⁾。次に主要構面ごとに算出した負担重量と復元力によって耐震性能評価を行って各構面について補強量を算出する⁶⁾。

表3 N邸の建物概要

	総計	2層	1層
建物重量 (kN)	377	182	195
建物高さ (m)	8.03	2.76	3.18
床面積 (m ²)	133.0	61.1	71.9

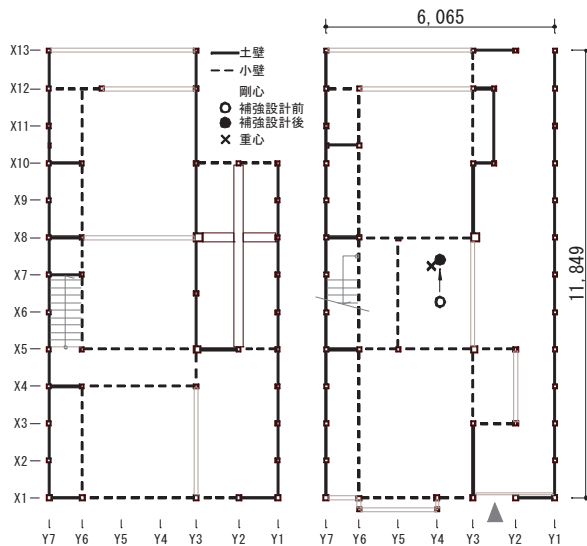


図6 N邸の構造図

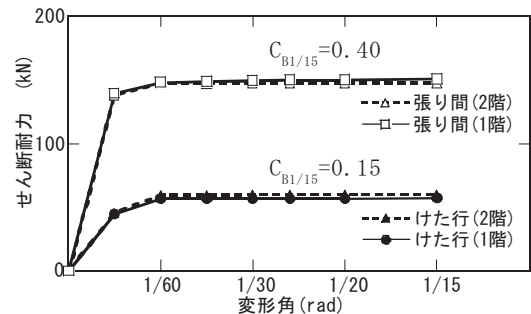


図7 各層の復元力特性

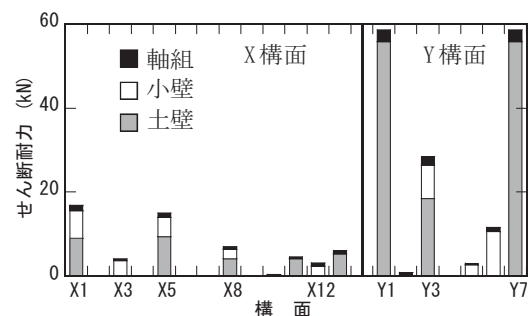


図8 耐震要素の構成

(2) 補強要素

対象建物の主要な構造要素である土壁や小壁は塑性率が大きく、高い変形性能を有している。そのため耐震補強に用いる要素も、高い変形性能を有して、補強に必要な耐力を満たさなければならない。これらを満たす耐震要素として、土壁による袖壁と小壁を組み合わせる構面を構成する門型土壁¹⁴⁾¹⁵⁾と木材のめり込み特性を利用したはしご型フレーム¹⁶⁾がある。静的加力実験によりそれぞれの性能を確認しており¹⁴⁾¹⁶⁾、門型土壁は、袖壁、小壁の組み合わせと袖壁の開口部の有無をパラメータとし、軸組のみの試験体を加えた7体の実験を行った。壁土部分には、土壁の性能と同等な荒壁パネルを用いている。はしご型フレームは、束の本数と

束のめり込み面積をパラメータとして6体の実験を行った。木材のめり込みは、材料特性に影響を受けることから、使用木材は加工前にヤング係数と含水率を計測して、材料の均一化を図った。材種はヒノキである。図9に門型土壁とはしご型フレームの試験体図を示し、図10に静的加力実験によって得られた履歴曲線と包絡曲線を示す。図10(a)の門型土壁では、変形角 $1/15\text{rad}$ 付近まで大きな耐力低下はなく、両端を袖壁とした場合に約 20kN 程度、両袖壁を垂れ壁、腰壁とした場合に約 15kN 程度の耐力性能であることを確認した。袖壁を垂れ壁と腰壁にした場合の包絡曲線も合わせて図10(a)に示す。図10(b)のはしご型フレームでは、束本数を4本とした実験結果に加えて、束本数を3本および2本とした場合の包絡曲線も合わせて示しており、いずれの試験体においても変形角 $1/10\text{rad}$ を超えても目立った損傷は無く、変形角 $1/15\text{rad}$ 時における耐力は、 3kN (束2本)から 5kN (束4本)程度であった。

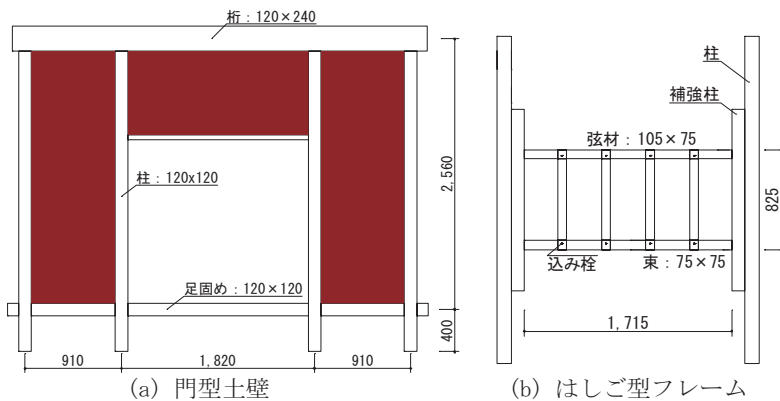


図9 静的加力実験の試験体

(3) 補強設計

N邸の現状の耐震性能評価を限界耐力計算に基づいて応答変形角を算出し、結果を図11に示す。本図は必要性能スペクトルと一自由度系に縮約した建物の復元力の交点を応答値として応答変形角を求めている⁸⁾⁹⁾。応答変形角は、張り間方向で2層 $1/215\text{rad}$ 、1層 $1/21\text{rad}$ 、けた行方向で2層 $1/192\text{rad}$ 、1層 $1/9\text{rad}$ となり、けた行方向は一般的に伝統木造住宅の安全限界変形角⁸⁾⁹⁾とされる $1/15\text{rad}$ を大きく超える。ここでけた行方向の固有モードを図12に示し、補強により想定する固有モードを点線で同図に示す。各層の変形角が同等になるような固有モードを想定した場合、1層に補強するせん断耐力は約 19kN となる。次に、けた行方向の主要なX1、X5、X8、X12構面ごとに耐震性能評価を行った結果を図13に示す。図中の○は、それぞれの応答値を示し、図右に各層の応答変形角を示す。ほとんどの構面は2層の変形に対して1層の変形が大きくなる。しかしX12構面は2層が先行して変形することがわかった。またX8構面は応答値が求まらない。これらのことからX8構面からX12構面の間に耐震補強が必要と判断できる。図13にX8構面、X12構面に耐震補強を想定した軸組を示し、耐震補強設計に基づいた補強後の耐震性能評価の結果を図14に示す。耐震補強を行うことで、ベースシア係数は 0.15 から 0.23 、偏心率は 0.16 から 0.03 に向上し、最大応答変形角も $1/20\text{rad}$ となり、伝統木造建物の設計クライテリアとされる $1/15\text{rad}$ 満足する。

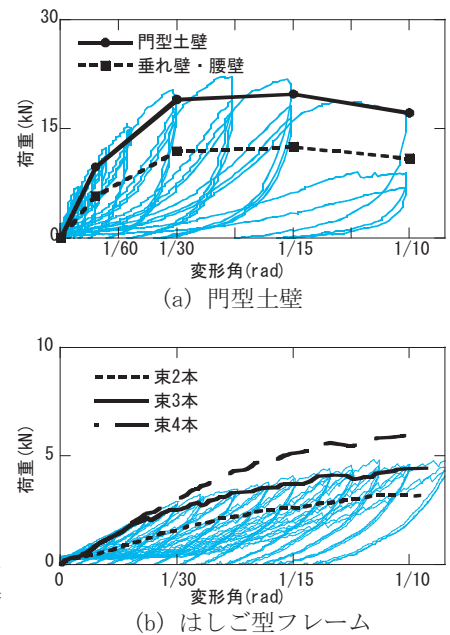


図10 静的加力実験の結果

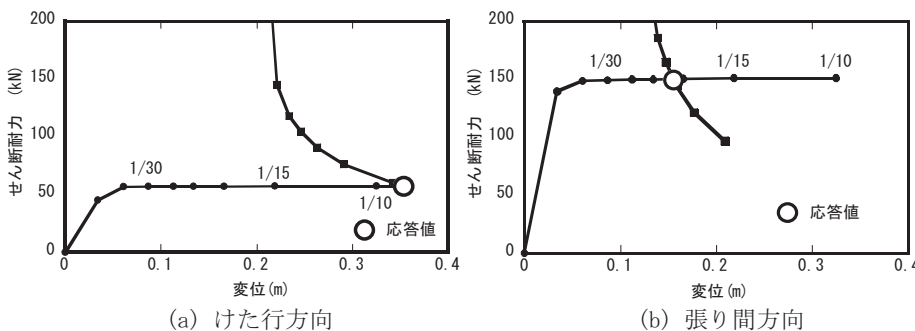


図11 限界耐力計算による耐震性能評価(第2種地盤)

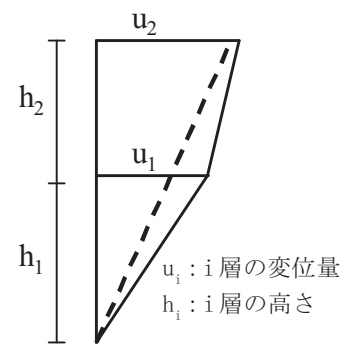


図12 固有モード
(実線:補強前、点線:補強後)

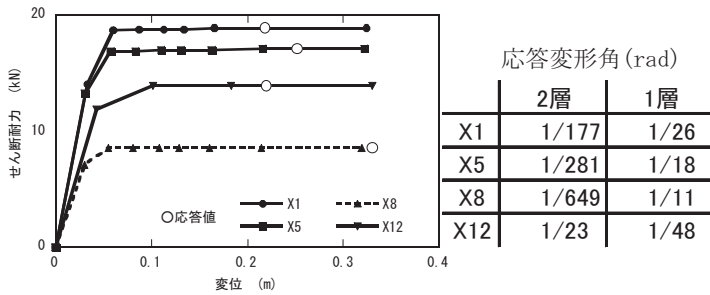


図13 構面ごとの耐震性能評価

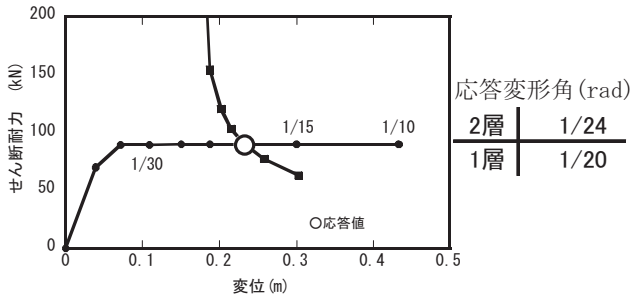


図15 補強後の耐震性能評価

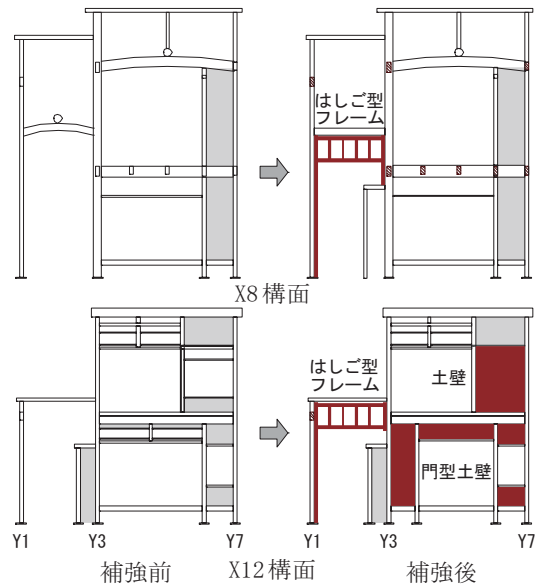


図14 耐震補強設計図

5. まとめ

本研究では、京町家30棟の構造詳細調査を実施して京町家の構造特性として、建物規模、重量を明らかにすると共に、限界耐力計算にもとづいた耐震性能を統計的に明らかにした。その結果から張り間方向に比べてけた行方向の耐震性能が極めて低いことを明らかにした。標準的な規模の京町家を対象に、耐震補強設計の方法について分析し、各層および各構面ごとの耐震性能評価から、適正な耐震補強量を推定する方法を示すとともに、立面的、平面的な耐震性能バランスを考慮し得る耐震補強設計法を提案した。

参考文献

- 1) 京都市:京町家まちづくり調査詳細集計結果,2004.3
- 2) 鈴木祥之,小嶋伸二,須田達,大西功人,武田憲明:木造住宅の地域性と耐震性能評価,第11回日本地震工学シンポジウム,pp.2031-2036,2002.11
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 須田達,鈴木祥之,奥田辰雄,小笠原昌敏:京町家の耐震性能評価と耐震補強設計法,日本建築学会構造系論文集No.616,pp.149-155,2007.6
- 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.95-102,2002
- 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,2004.3
- 9) 鈴木祥之,斉藤幸雄,櫻原健一,五十子幸樹,野島千里:木造軸組の耐震性能評価法—小変形から大変形・倒壊の領域まで評価する限界耐力計算,第11回日本地震工学シンポジウム,pp.1523-1528,2002.11.
- 10) 櫻原健一,岩佐裕一,中山光男,野島千里:仕口タイプ粘弾性ダンパーの開発その2.性能確認試験(2),日本建築学会大会学術講演梗概集B-2,pp963-964,2000.9
- 11) 須田達,新居藍子,鈴木祥之:京町家の解体過程における振動特性,日本建築学会大会学術講演梗概集C-1,pp469-470,2005.9
- 12) 須田達,新居藍子,森井雄史,林康裕,鈴木祥之:京町家の構造特性評価に関する研究 その2限界耐力計算に基づく耐震性能評価法の検討,日本建築学会大会学術講演梗概集C-1,pp255-256,2004.8
- 13) 向坊恭介,鈴木祥之,鎌田輝男,具典淑,川上沢馬:京町家の実大振動台実験による地震応答特性の分析,第12回日本地震工学シンポジウム,pp.770-773,2006.11
- 14) 岡村雅克,鈴木祥之,須田達,杉山亮太,後藤正美:乾式土壁パネルを用いた有開口架構の耐震性能評価,第12回日本地震工学シンポジウム,pp.838-841,2006.1
- 15) 杉山亮太,鈴木祥之,後藤正美,村上博:乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発,日本建築学会技術報告集第24号,pp.125-130,2006.12
- 16) 鎌田輝男,須田達,鈴木祥之,岡村雅克:伝統木造住宅の耐震補強—はしご型フレーム耐震補強ユニットの耐震性能—,日本地震工学会大会—2005梗概集,pp.90-91,2005.11