

限界耐力計算による福井の農家型伝統木造民家の耐震性能評価

辻岡 静雄*

Seismic Performance Evaluation on Calculation Method of Response and limit Theory for Traditional Wooden House of Fukui

Shizuo TSUJIOKA

This study is planned to clarify the seismic performance for existing traditional wooden house of Fukui. The structural style and detail of F's house build in Fukui city were investigated. Based on the distribution of the seismic structure elements, the seismic performance were evaluated by the response-limit capacity analysis. From the result of the response calculation, it is clarified that the seismic reinforcement is needed for the surveyed tradition wooden house.

Keywords: Seismic evaluation, seismic performance, structural observation, traditional wooden house, response-limit capacity analysis

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震等では木造建築物は甚大な被害を受けた。地域の歴史と文化の継承の観点からこれらの耐震性能の確保・向上は重要な課題である。既存の木造住宅については一般診断や精密診断で耐震診断¹⁾が行われているが、伝統木造民家では耐力のみでなく優れている変形性能も評価に加える必要がある。

本研究では、福井市にある農家型伝統木造民家に対して構造調査を行って、限界耐力計算による方法で伝統木造民家の耐震性能を明らかにする。

2. 建物の概要

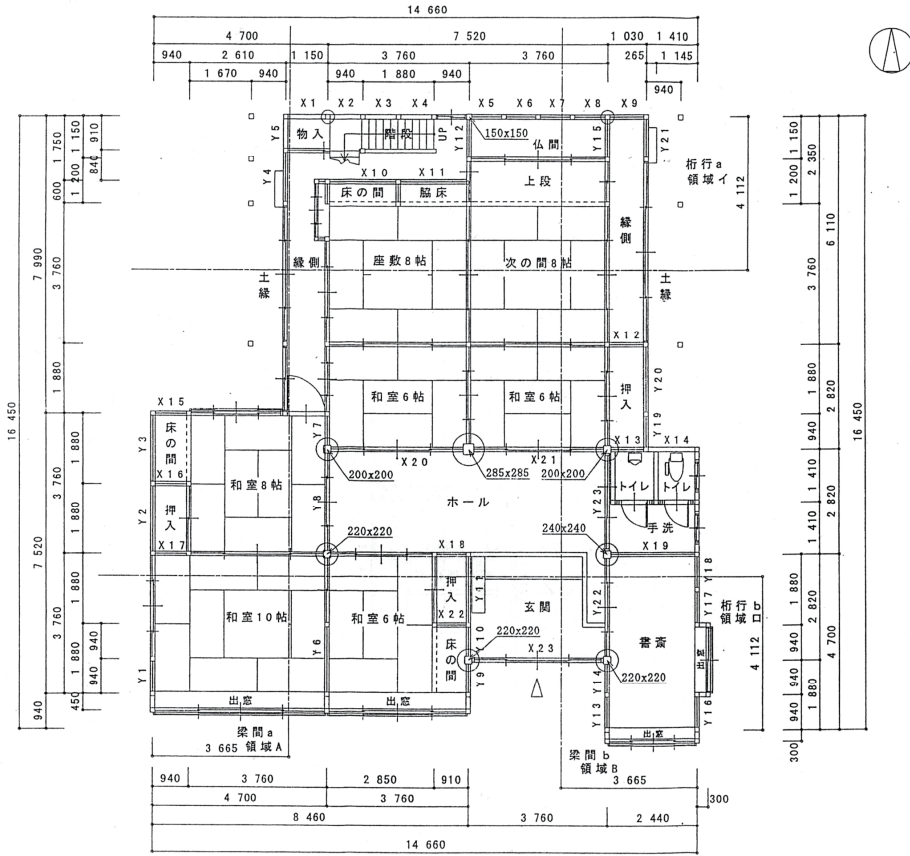
対象建物は築年数80年の農家型の「ふくい伝統的民家」で、本屋は切妻屋根の越前瓦葺き、妻壁は束(柱)と貫(梁)の格子組及び漆喰塗り、小屋梁から下は同じく漆喰塗り、下屋は妻壁前面に瓦葺きであり、つこのやの出窓は格子戸等の特徴を有している(写真1)。

- ・ 所在地：F邸(福井県福井市)
- ・ 建設年：昭和3年(築80年)
- ・ 規模：2階建、建築面積204.617 m²、延床面積294.750 m²
(1階床面積：185.179 m²、2階床面積：109.560 m²)
- ・ 仕様：瓦葺(越前瓦、5寸勾配)、漆喰塗壁、玉石・布石基礎

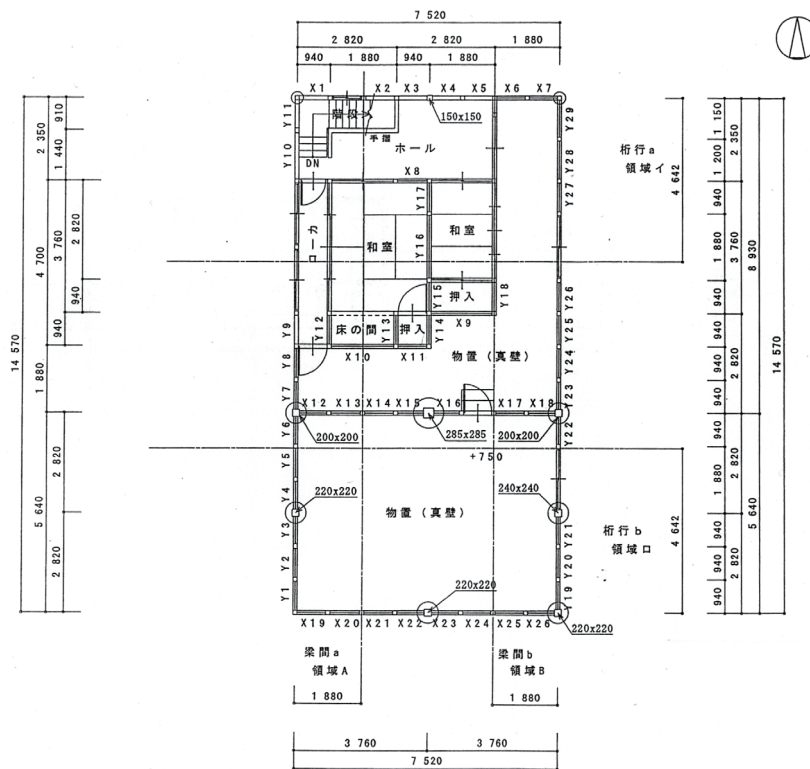


写真1 正面全景

* 建築学科



(a) 1階平面図



(b) 2階平面図

図1 F邸平面図

現状の平面図を図1に示す。普段から母屋は使用せず、つのや及び南側の和室10帖から通じている西側の隣接家屋（2棟：木造平屋、RC造2階建て）が主な生活の拠点で、台所や浴室が当該建物にはない。南西隅の大黒柱（通し柱）がなく、つのや正面の下屋は1.5mの大きな張出しを有しているが、改修等により、下記の変更がなされている。

- ・玄関右手前の、つのやを南側に940mm拡張(写真2)。
- ・便所の配置を変更し、座敷東側の縁側を押入れに改装(写真3)。
- ・福井地震後、北側の妻壁はカラー鉄板を張り、通し柱は添え木補強(写真4)。
- ・玄関左側の8帖間は土間・台所だったものを和室に改装(写真5)。
- ・1階の階段下の物入れは、上便所を改装。
- ・南側10帖和室の西側は隣接家屋との出入りに改装。
- ・2階の和室は物置を改装。間仕切りは化粧板張りで天井上部まで(写真6)。
- ・2階南側のつしは板張りとし物置に改装。福井地震後に東側の中柱と西側の中柱には開き止めのワイヤを設置(写真7)。
- ・屋根瓦は、平成10年頃に葺き替え(写真8)。

当該建物は1948年(昭和23年)の福井地震の際に被害を受け、建物が礎石より落下して西側に移動し傾いたとのことで、その後、元にあった場所に戻されている。その名残で1階ホール西側の大黒柱が西に15〜50mm傾いている。また、南面の2本の外柱にも損傷が認められる。



写真2 正面右側のつのや



写真3 東側縁側



写真4 北妻面



写真5 玄関ホール

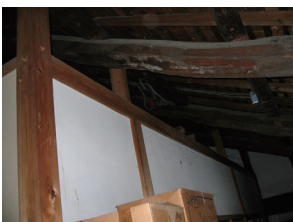


写真6 2階間仕切壁

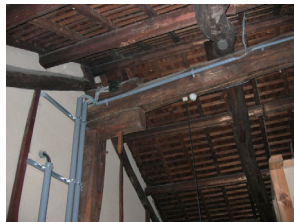


写真7 2階内壁



写真8 西側下屋屋根と隣家

3. 現状の耐震性能

既存の木造軸組構法の建物に限界耐力計算²⁻⁵⁾を適用して耐震性能を評価する。地震動に対する限界耐力計算は、建物の各階の復元力特性を算定して建物を等価な固有周期、減衰特性を持つ1質点系に置き換えた上で、設定された加速度応答スペクトルとの関係から等価線形法により応答を予測し、応答値があらかじめ設定された損傷限界値、安全限界値以内であることを確認する方法である。

3. 1 前提条件

限界耐力計算による耐震診断では次の条件を満足するよう補修を行った上で耐震性能を評価する。

- (a) 木材は通常劣化がゆるやかであるため木材の耐久性は考慮しない。
- (b) 建物のメンテナンスはしっかりとなされ、腐朽や蟻害は無いものとする。
- (c) 小屋組は、三角形のトラスを形成し、水平力は野地板を介して伝達可能であるため、剛体とする。
- (d) 床は、建物の階全体が一体として挙動するものとし、剛床とする。
- (e) 柱の接合部は、ピンとし抜け出さないものとする。
- (f) 檜や檜などの強度の高い木材が柱に多用されているため、柱は折損しないとする。
- (g) 玉石・布石基礎であるが、基礎に土台を緊結するといった使用規定に従わないとする。

3. 2 耐震性能の目標値

数十年に一度位の確率で発生する震度 5 程度の中型の地震に対しては、最大応答変形の制限値を弾性限界（軸組にほとんど損傷が無く補修が不要）とする損傷限界変位を、共用年限中に発生する可能性のある最大級の大地震に対しては、人命に損傷を与えない変形限界値とする安全限界変位を設定し、それらの限界変位以内に応答値が納まることを目標とする。

一般に、伝統的な軸組構法建物では十分な変形能力がある場合が多いが、層間変位角 R (=層間変位 / 階高, rad.) で損傷限界 (1/120rad.) と安全限界を設定する。

大地震に対しては倒壊を免れるということで安全限界 (=大きな残留変形があり、これを超える応答変形では倒壊に対する安全性の保証が不可能 (大破)) を 1/15rad. としているが、しかし、大地震後の伝統木造民家の再使用、あるいは、後の世代への継承という点からは大地震に対する耐震性能の目標値としては補修・再使用可能限界 (=土壁には大きなひび割れが生じ、軸組にも木材のめり込みによる損傷が生じるが、補修によって再使用が可能 (中破)、1/30rad.) を推奨すべきである。

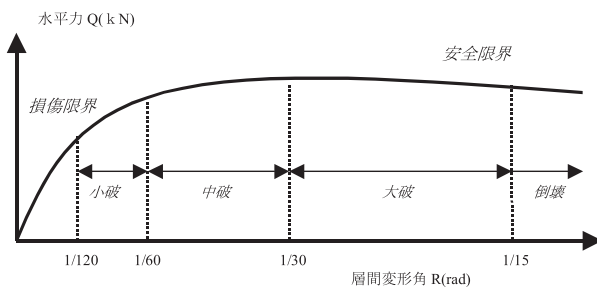


図 2 伝統構法木造軸組の耐震性能判定基準

3. 3 設計荷重

(1) 固定荷重

屋根、2階床での固定荷重は各部の単位面積当りの荷重の数値に面積を乗じて計算した。屋根勾配の場合は水平投影面荷重に換算した。勾配 5/10 屋根であるので換算係数 k は 1.12 とした。また、2階の和室の間仕切壁は外壁と独立で、2階床の積載物として和室間仕切壁、軸組、天井を算入した。

(2) 積載荷重

住宅の積載荷重は建築基準法施行令 85 条に定められている値を基準として求めた。

(3) 積雪荷重

積雪荷重は、積雪の単位荷重にその地方における垂直積雪量及び屋根の水平投影面積を乗じて計算した。多雪区域の積雪の単位荷重は、 30N/cm/m^2 以上とする。屋根勾配が 60° 以下の場合その勾配に応じて計算した屋根形状係数 $\mu_b (= \sqrt{\cos(1.5\beta)}$ 、 β : 屋根勾配) を乗じた数値とした。

(4) 荷重合計

・ 屋根	固定荷重	1.52	166.95
	積載荷重	0	0
	積雪荷重	1.30	142.20
	合計	2.82 kN/m^2	309.15 kN
・ 2階床	固定荷重	1.56	320.08
	積載荷重	0.32	65.74
	積雪荷重	0.63	129.57
	合計	2.52 kN/m^2	515.39 kN

3. 4 耐震要素と復元力特性

建物は桁行、張間方向とも平面架構の集合体とみなし、各階の復元力特性は、種々の耐震要素を有する個々の構面（通り）の復元力特性を加算することにより得られる。土壁、小壁等の各耐震要素の復元力特性は実験に基づく単位フレームの荷重—変形関係を実状に合わせて換算して求める。各階の構造階高は1層を基礎から2階の桁梁まで、2層を2階の桁梁から小屋組の桁梁までで、各々3.4m、2.2mとした。

- 1) 土壁：内、外壁の厚さは60mm、貫の本数は3段貫、柱端部の仕口形状は短ほぞとする。耐力は厚みに応じて割り増して、また、基準値1.8mに対してスパン（壁長）に比例して算出する。なお、計算ではほぞの耐力を差し引いて用いる。
- 2) 小壁：土壁の小壁は、柱間を1スパンと数え、スパン数に比例して、また、基準値の最大耐力を上限として、小壁の高さに比例して算出する。厚みの補正は行わない。
- 3) 差鴨居：標準のほぞ30mm×127mm以上の耐力を見込めるが、耐力の割り増しを行わないが、階高の補正は行って算定する。
- 4) 貫：貫の断面は標準を30mm×120mmとし、貫幅の割り増しは行わず、端部の仕口は大入れとして算定する。また、階高の補正は行う。
- 5) ほぞ：土壁、小壁の耐力から、フレームの柱端部の短ほぞの耐力を差し引いているため柱1本あたり2箇所として算定する。また、階高の補正は行う。

これらより桁行方向では耐震要素がバランス良く配置されているが、張間方向では1階では北妻側に、2階では南妻側に土壁が集中し、耐震要素が平面的に偏っている。各通りについて各耐震要素の復元力特性を算定して変形角ごとに加算し、層の復元力特性を算出した。

3. 5 限界耐力計算の手順

応答計算の手順は

- ① 各階重量、構造階高等を算出する。
- ② 建物の各階の復元力特性を算出する。

- ③ 弾性時の固有モードを基本とし、非線形性を考慮して変位を増分させることにより、各ステップでの変形モードを求める。
- ④ 各ステップの変形モードを用いて等価な一質点系に置換(縮約)する。
- ⑤ 各ステップの等価剛性 K_e 、等価周期 T_e 、減衰定数 h と加速度応答スペクトル S_a から一質点系の応答加速度を求める。
- ⑥ 各ステップにおける応答値を結んだ線と建物の復元力特性の交点が真の応答値となる。応答値は縮約した一質点系の値であるため、当該ステップの変形モードを用いて、各階の変位を求める。

検証用地震外力には、解放工学的基盤における加速度応答スペクトルから得られる表層地盤の加速度応答スペクトルや観測地震動の加速度応答スペクトルを用いる。

次に、2階建ての木造住宅を等価な一質点系にモデル化する際には、下記の条件(平屋条件)⁴⁾を満足すれば2階および小屋部分を剛体と見做し、平屋として1階部分の耐震性能を評価することも可能である。但し、2階が1階に比べ十分小さい場合(例えば、面積が1/8以下)は、平屋条件にかかわらず2階を剛体として扱ってよい。

$$\cdot \text{平屋条件} : Q_2/(m_2 \cdot g) > 0.5 \text{ かつ } Q_2/Q_1 > 0.6 \text{ 、または } Q_2/Q_1 > 1.0$$

当該建物では、告示に示されている第2種地盤の損傷限界検証用と安全限界検証用の加速度応答スペクトルを採用した。また、張間方向： $Q_2/(m_2 \cdot g) = 0.486$ 、 $Q_2/Q_1 = 0.794$ 、桁行方向： $Q_2/(m_2 \cdot g) = 0.474$ 、 $Q_2/Q_1 = 0.672$ となり、若干、平屋条件を満足しないので、2質点系として評価することとした。

3. 6 剛床の限界耐力計算結果と考察

無偏心で、2階の床剛性は大きいものとして、各階の復元力特性と構造体全体を1自由度系に縮約した復元力特性を図3、4に示す。また、応答値の計算結果を図5、6に示す。

対象建物の耐震性能は、張間、桁行方向とも極めて低く、特に、張間方向の性能は劣っている。また、2階と比較して1階のほうが耐震性能に問題があるといえる。これらは、いずれも2階に比べ1階の耐力(損傷限界耐力、保有水平耐力)が1.21~1.49倍と大きくないこと、終局ベースシャー係数が張間、桁行で各々0.229, 0.264と小さいことなどによる。

損傷限界検証用の稀に発生する地震では、張間方向において代表変位は1/121rad.となり、各階に応答値を配分すると1階は1/108rad.となつて損傷限界の1/120rad.を超えることになる。桁行方向でも1階は1/112rad.となつて損傷限界を超えている。

安全限界検証用の極めて稀に発生する地震に対しては、張間方向の応答値の代表変位はほぼ1/18rad.で、1階の層間変形角は1/15rad.となる。また、桁行方向では代表変位は1/19rad.で、1階の層間変形角は1/16rad.となり、1階部分での倒壊の可能性が高い。2階については張間、桁行方向で各々1/48rad.、1/41rad.で応答値は小さく、補修・再使用可能限界以下という結果となった。

以上より、各方向とも1階において耐震性能が低く、中規模の地震(稀に発生する地震)で損傷を受けるとともに、大地震(極めて稀に発生する地震)に対しては層間変形角が1/15rad前後ということで、補修・再使用可能限界1/30radを上回るので大きな損傷を受けて倒壊の危険があるという結果となった。

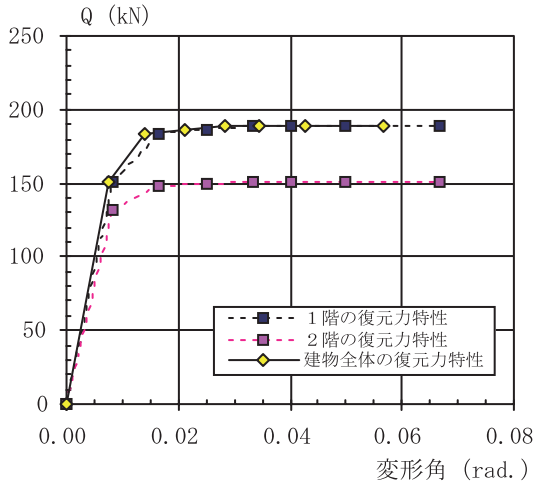


図3 張間方向の復元力特性

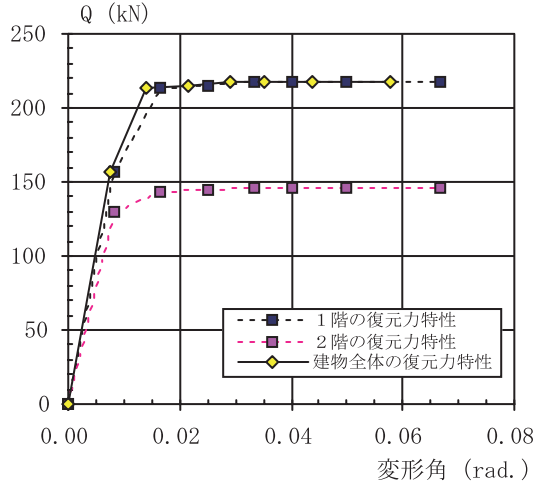


図4 桁行方向の復元力特性

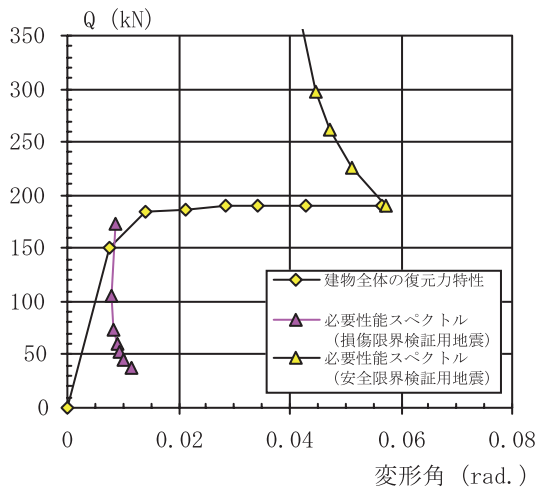


図5 一質点系の張間方向応答値

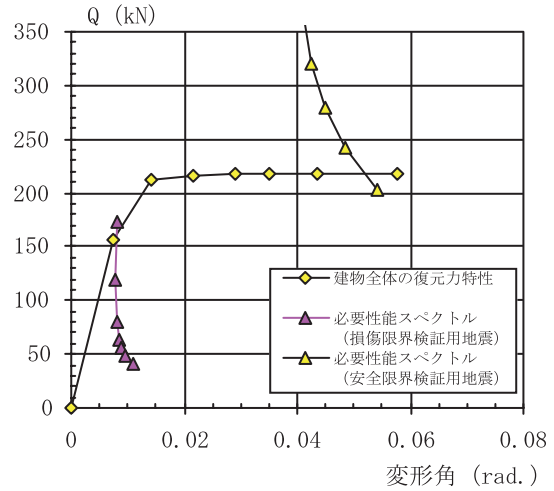


図6 一質点系の桁行方向応答値

3.7 非剛床の限界耐力計算結果と考察

当該建物では、桁行方向においては1，2階とも均等に耐力要素が配置されているが、張間方向においては1階では北側の妻壁に土壁が集中して配置され、南側のつのや、玄関ホール部分には壁は少なく大きな偏心を有している。また、2階では、つし部分を囲む壁により建物前部分に耐震要素が偏っている。さらに、床組が火打ち材などで補強されておらず剛床仮定とは考えにくい。従って、張間方向について当該建物を奥座敷の半分（北妻壁より4.23m）で分割し、つのや部分（建物南と呼ぶ）、北妻壁部分（建物北と呼ぶ）の2建物で構成されるものとモデル化した。

張間方向について、建物南は荷重において屋根で全体の70%、2階床で76%であるのに対して、保有水平耐力は2階で74%、1階で56%となり、しかも、 $Q_2/Q_1 > 1$ でベースシャー係数0.174あるので1階の弱い構造である（平屋条件を満足）。一方、建物北は $Q_2/Q_1 < 1$ でベースシャー係数0.389であるので2階の弱い構造である。なお、全体のベースシャー係数は0.229である。

各建物の各階の復元力特性と構造体全体を1自由度系に縮約した復元力特性を図7、8に示す。また、応答値の計算結果を図9、10に示す。

建物南の張間方向については、損傷限界検証用の稀に発生する地震では、代表変位は $1/95\text{rad.}$ となり、各階に応答値を配分すると1階は $1/81\text{rad.}$ となって損傷限界の $1/120\text{rad.}$ を大きく超えることになる。また、安全限界検証用の極めて稀に発生する地震に対しては、代表変位は $1/15\text{rad.}$ で、1階の層間変形角は $1/13\text{rad.}$ となる。2階については各々 $1/266\text{rad.}$ 、 $1/89\text{rad.}$ となって、1階に比べほとんど損傷せず、 $1/60\text{rad.}$ を下回るという結果となった。

一方、建物北の張間方向については、損傷限界検証用地震では、代表変位は $1/213\text{rad.}$ となり、各階に応答値を配分すると2階は $1/182\text{rad.}$ となって損傷限界の $1/120\text{rad.}$ を大きく下回り無損傷となる。また、安全限界検証用地震に対しては、代表変位は $1/30\text{rad.}$ で、2階の層間変形角は $1/25\text{rad.}$ となり、倒壊はしないものの大きな損傷を受ける恐れがある。1階については各々 $1/228\text{rad.}$ 、 $1/32\text{rad.}$ となって、2階に比べ損傷は少ないという結果となった。

以上の結果より、張間方向については、建物南の1階が中規模の地震で損傷を受けるとともに、大地震に対しては大きな損傷を受けて倒壊の危険が高いこと、建物北は中規模の地震では無損傷、大地震に対しては倒壊しないものの大きな損傷を受ける恐れがあるという結果となった。

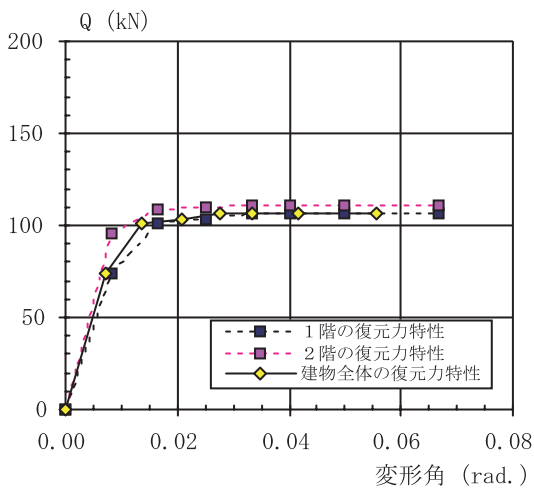


図7 建物南の復元力特性

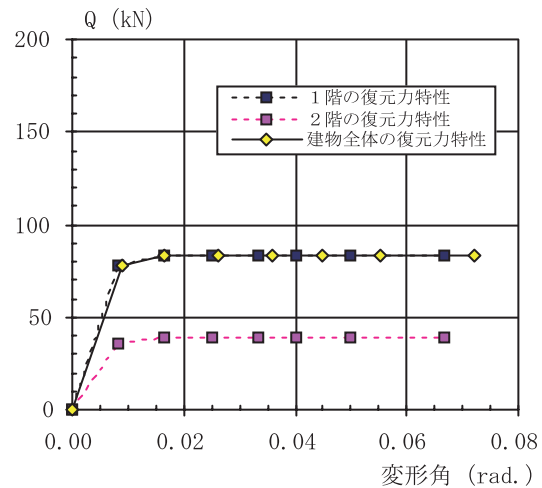


図8 建物北の復元力特性

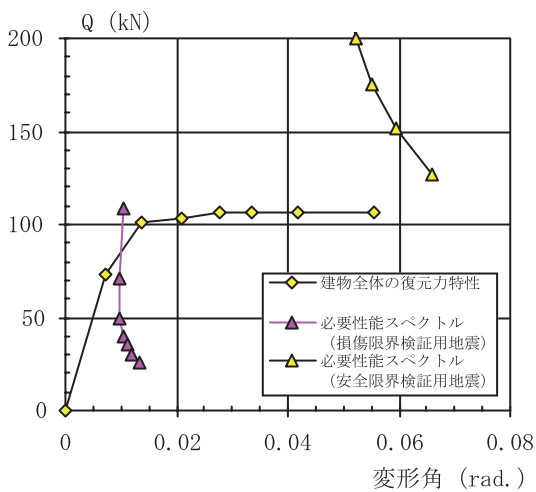


図9 建物南の一質点系の応答値

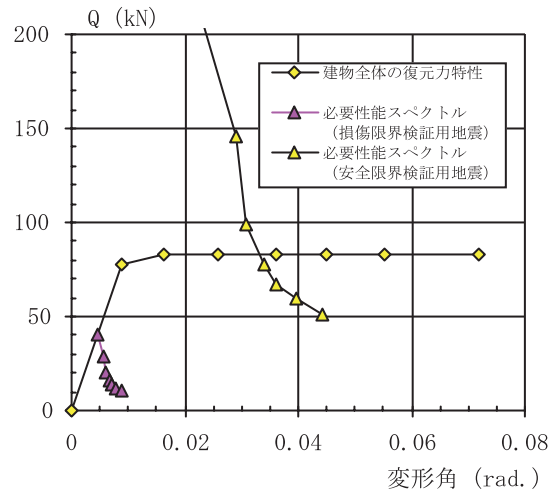


図10 建物北の一質点系の応答値

4. まとめ

福井の伝統木造民家の保存・活用を目的とするため、限界耐力計算を適用して築後 80 年の農家型伝統木造民家（所在地：福井市）の耐震性能を評価した。

得られた事柄は次の通りである。

- 1) 対象建物は、張間、桁行方向とも 2 階に比べ 1 階の耐力（損傷限界耐力、保有水平耐力）が 1.21～1.49 倍と大きくなく、終局ベースシャー係数が張間、桁行で各々 0.229, 0.264 と小さい。
- 2) 各方向とも 1 階において耐震性能が低く、中規模の地震（稀に発生する地震）に対して 1/110rad. 前後となって損傷限界の 1/120rad. を超える損傷を受ける。また、大地震（極めて稀に発生する地震）に対しては層間変形角が 1/15rad. 前後ということで、補修・再使用可能限界 1/30rad. を大きく上回り、倒壊の危険がある。
- 3) 2 階については張間、桁行方向で各々 1/48rad.、1/41rad. となって両方向とも応答値は小さく、補修・再使用可能限界以下となる。
- 4) 2 階床組に火打ち材等がなくて床剛性が劣ること、張間方向では平面的に剛性バランスが悪く、偏心が大きいことより、張間方向については、建物南の 1 階が中規模の地震で損傷を受けるとともに、大地震に対しては大きな損傷を受けて倒壊の危険が高く、建物北は中規模の地震では無損傷、大地震に対しては倒壊しないものの大きな損傷を受ける恐れがある。

以上、当該建物の 1 階部分の耐震性は極めて低く、中地震で損傷を受けるとともに大地震で倒壊の危険があり、特に、1 階の南側（つのや）部分の補強が急務である。また、隣接家屋は、当該建物と RC 建物とに挟まれ、かつ、非常に近接して建っているため、衝突によって損壊を被る可能性が高い。

【参考文献】

- 1) 日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強方法（改訂版）、2004. 7
- 2) 日本建築学会近畿支部、日本建築総合試験所：木造軸組構法の耐震設計法、2002. 11.
- 3) 日本建築学会構造委員会：限界耐力計算の現状と課題、2003 年日本建築学会大会構造部門 PD 資料、2003. 9.
- 4) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統工法を生かす木造耐震設計マニュアル、学芸出版社、2004. 3.
- 5) 檜原健一、河村廣：木造住宅の耐震設計、技報堂、2007. 3.

（平成 23 年 3 月 31 日受理）