

# 起振器を用いた木造古民家住宅の耐震性評価について -小浜西組における町並み資料保存館を対象として-

高谷富也<sup>1</sup>・西川隼人<sup>2</sup>・西村良平<sup>3</sup>・平野竜一朗<sup>4</sup>

要旨：小浜西組町並み資料保存館として活用している古民家住宅の耐震性を評価するために、起振器を用いた振動実験を行った。本研究は、木造古民家住宅の耐震診断を行い、起振器を用いた耐震性評価結果との比較検討を行ったものである。また、最近行われている木造建築物の微動計測による耐震性評価の妥当性を検討するために、起振器による振動実験結果との比較も併せて行った。

キーワード：古民家、起振器実験、共振振動数、上部構造評点、常時微動、伝達関数、耐震診断

## 1. はじめに

近年、耐震改修促進法<sup>1)</sup>および改正耐震改修促進法<sup>2)</sup>の施行により、1981年以前に建てられた耐震性に問題があるとされる伝統的構法で建てられた木造建築物および在来軸組構法による古民家や木造住宅の耐震診断や補強改修等が行われてきている。

一般に、(財)日本建築防災協会発行の2004年<sup>3)</sup>または2012年改訂版「木造住宅の耐震診断と補強方法」<sup>4)</sup>に記載されている診断法に従って、上部構造評点を指標とした木造建築物の耐震診断を行うとともに、耐震補強を行っているのが現状である。

著者らは、既に平成27年度まで活用されていた小浜西組における京町屋風の木造古民家住宅「町並み保存資料館」を対象として、上部構造評点に基づいた耐震診断を行うとともに、起振器を用いて木造建築物の固有振動数や減衰定数を求めるとともに、常時微動計測による固有振動数の推定を行っている<sup>5)</sup>。

本研究では、平成28年より新たに設置された小浜西組における京町屋風の木造古民家住宅「町並み保存資料館」を対象として、上部構造評点に基づいた耐震診断を行うとともに、起振器を用いて木造建築物の固有振動数や減衰定数を求めるとともに、常時微動計測による固有振動数の推定を行ったものであ

る。特に、起振器実験と常時微動計測から得られる固有振動数の比較検討を通じて、木造建築物の微動計測による耐震性評価の妥当性を調べたものである。

## 2. 対象とした町並み資料保存館について

Photo. 1は、今回対象としている小浜西組における京町屋風の木造古民家住宅「町並み保存資料館」の道路に面した前景写真を示したものである。この写真に見られる町並み資料保存館の起振器実験にご協力して頂いた小浜市教育委員会文化課主査の野瀬昌寿氏によれば以下の事柄が明らかとなった。

町並み保存資料館の正確な建築年代については、棟札および祈祷札が残っていないため不明である。所有者（安部家）、親戚（宮崎家：平成2年時調査）の聴き取りでは大正初め頃であると思われるが、登



Photo. 1 Full view of an old Japanese-style house

1 舞鶴工業高等専門学校 建設システム工学科 教授

2 舞鶴工業高等専門学校 教育研究支援センター 第1技術部門主任(技術専門職員)

3 舞鶴工業高等専門学校 教育研究支援センター 技術職員

4 舞鶴工業高等専門学校専攻科 総合システム工学専攻 建設工学コース1年

記上では大正 14 年となっている。大工は小浜西組の鹿島地区に住む村松岩吉氏(明治 31 年 2 月 5 日生まれ, 昭和 47 年 6 月 22 日没, 享年 74 歳)が手がけたものである。岩吉氏は, 修行で京都に行っていたことから, 京都の町家を取り入れた設計になったと考えられる。安部家の家系などを考慮すると, 安部長兵衛の妻が大正 10 年に亡くなっていることからその前に建てられた可能性も高いが特定できないため, 大正期の建物であると考えられる。

### 3. 起振器による古民家の耐震性評価

#### 3. 1 起振器実験について

既に, 参考文献 5)において, 起振器による木造建築物の共振振動数および減衰定数の測定について詳細に説明しているため, ここでは, 概説するに留めておく。

振動実験の測定システムは計測部, 起振部および解析部などから成っている。測定は, 起振器(サンエス社製, 永久磁石起振機 SSV-125, 最大加振力: 490N, 振動数範囲 0.1~100Hz)によって固有振動数 3~

10Hz のスイープ波加振を 360 秒間実施とともに, サーボ型加速度計(ミツトヨ社製, V405-BR, 測定範囲:  $\pm 30 \text{m/s}^2$ , 振動数範囲: DC~400Hz)によって振動波形を記録する。起振機と加速度計で得られた波形から求めたスペクトルの比(伝達関数)から木造建築物の共振振動数を求める。続いて, 求めた共振振動数を固有振動数とする正弦波加振によって木造住宅を振動させ, 定常時に起振機を急停止させて得られた減衰自由振動波形から木造住宅の減衰定数を評価する。また, 常時微動を測定して得られた波形から伝達関数を求め, 起振器による振動で得られたものと比較する。

#### 3. 2 起振器および加速度計の設置について

Fig. 1 は対象としている「町並み保存資料館」の平面図を示したものである。起振器は 2 階の平面図における重心位置に設置し, 長辺方向(梁間・南北方向)および短辺方向(桁行・東西方向)の起振を行い, それぞれの方向における固有振動数を求めた。

Photo. 2 は, 起振器を用いた短辺方向(桁行方向)の振動実験風景を示したものである。また, 4 つの

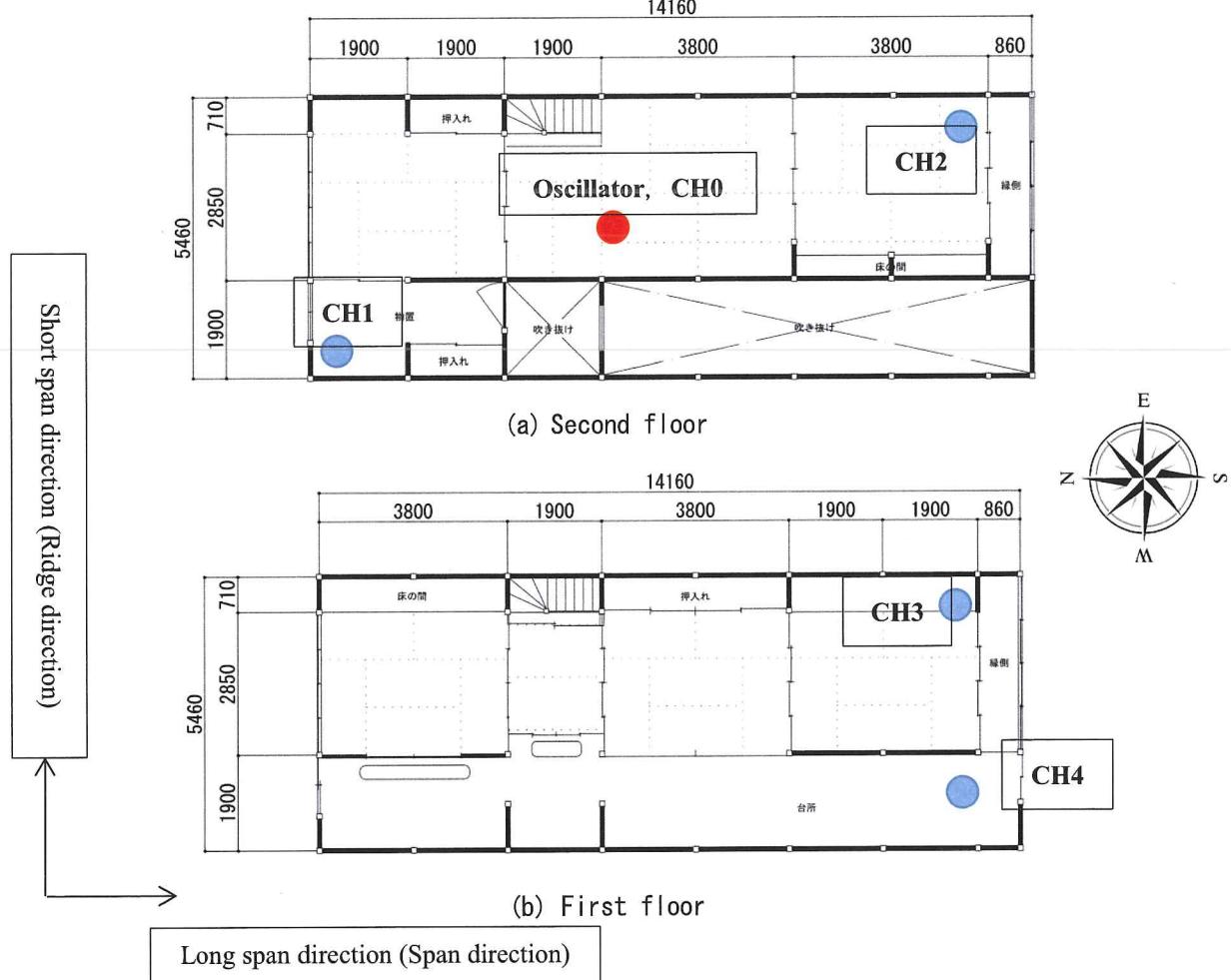


Fig. 1 Floor plan of an old Japanese-style house

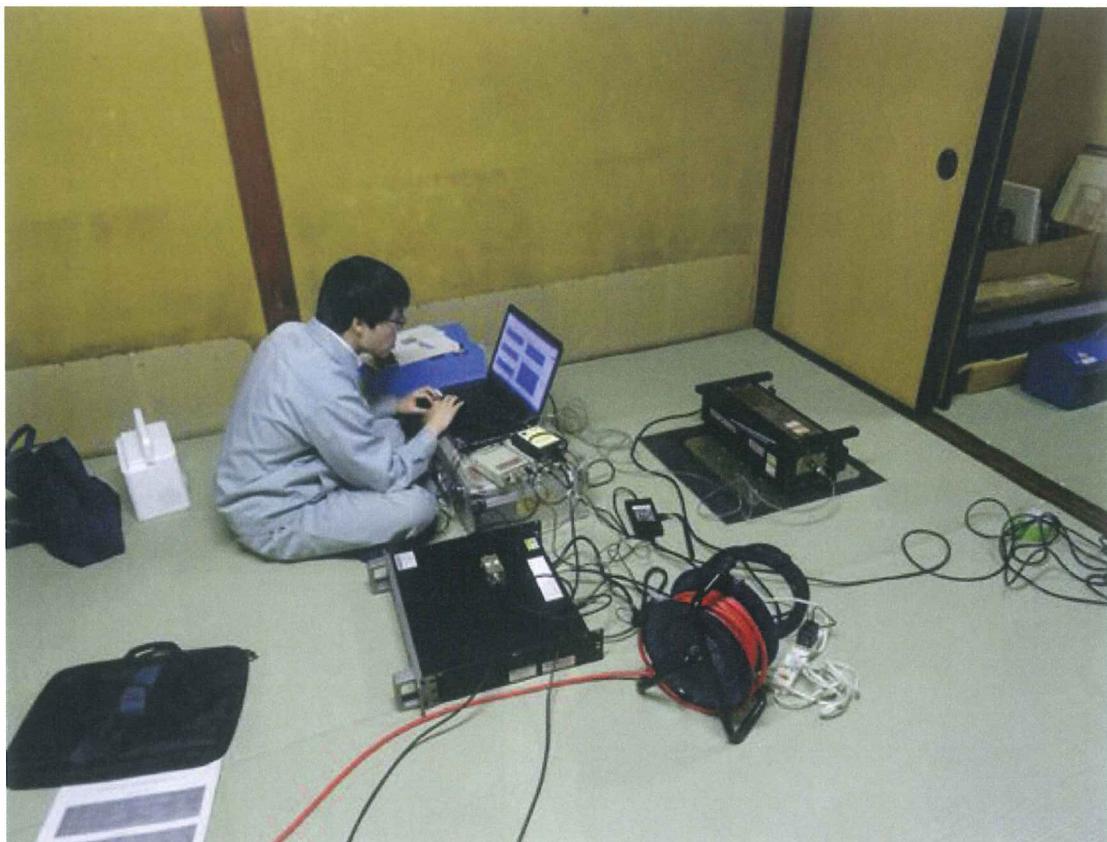
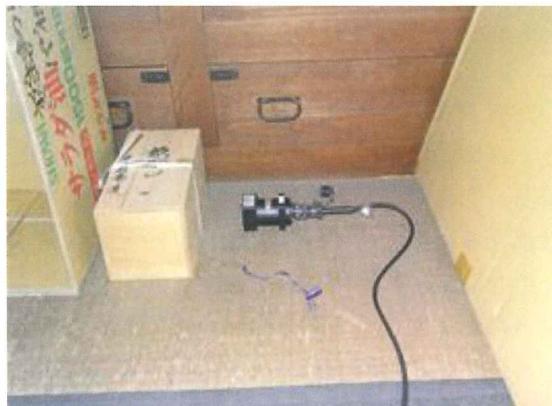
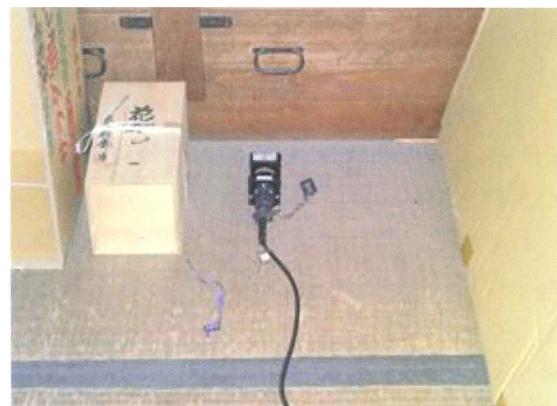


Photo. 2 Oscillation experimental full view (Oscillation direction : Short span direction)

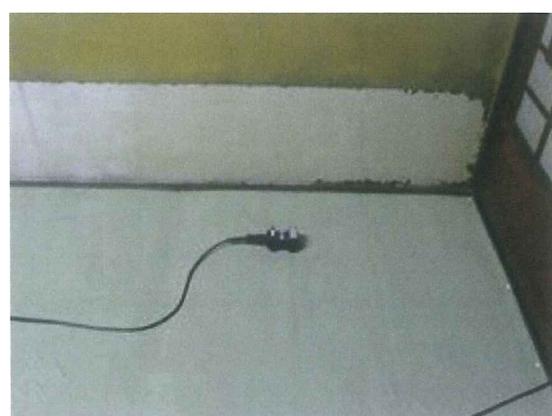


(a) Long span direction(Ridge direction)



(b) Short span direction(Span direction)

Photo. 3 CH1 installation on the second floor above a gate



(a) Long span direction(Ridge direction)

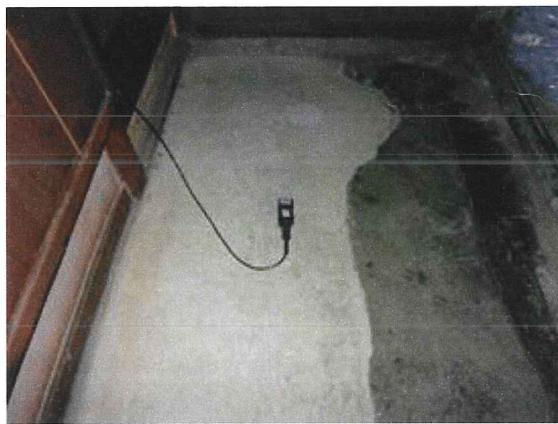


(b) Short span direction(Span direction)

Photo. 4 CH2 installation on a tatami floor of the second floor



Photo. 5 CH3 installation on the first floor (Long span direction)



(a) Long span direction (Span direction)



(b) Short span direction (Ridge direction)

Photo. 6 CH4 installation on the ground

加速度計の設置位置は、1階玄関側上の2階納戸床上(CH1), 南東側の和室(CH2), 1階の南側和室(CH3)および西側土間上(CH4)となっている。Photo. 3~6は、それぞれCH1からCH4までの長辺方向(梁間方向)および短辺方向(桁行方向)の加速度計設置風景を示したものである。

### 3. 3 起振器による実験結果

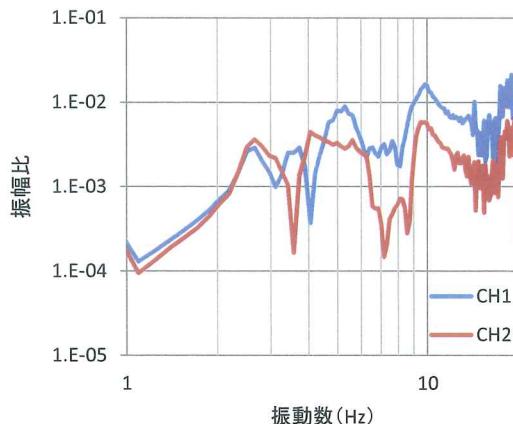
#### (1) 長辺方向(梁間方向)

Fig. 2 は、長辺方向(梁間方向)の起振器実験および微動計測において用いたCH1およびCH2の加速度計で計測された振動数と振幅比(起振器の加速度計CH0に対するCH1またはCH2との比)の関係、すなわち伝達関数を示したものである。また、Table 1およびTable 2は Fig. 2 に示す起振器および微動計測から求められた第1次～第3次固有振動数の結果をまとめたものである。さらに、Table 3は長辺方向および短辺方向にそれぞれの第1次固有振動数で共振振動させた場合に計測された減衰定数を示したものである。減衰定数が大きくなれば、地震による建築物の揺れが早期に弱まることを示している。

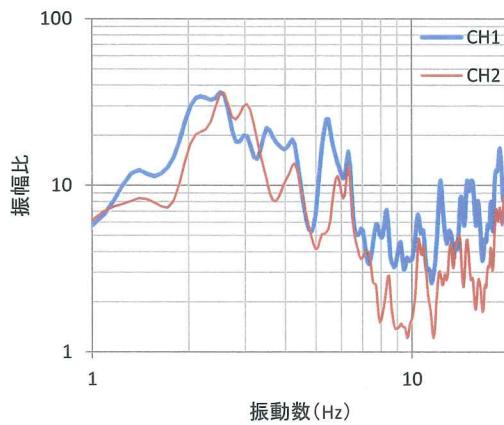
CH1およびCH2における第1次固有振動数は

5.78Hzにピークが見られ、CH1の第1次固有振動数とCH2の第2次固有振動数が一致していることがわかる。しかしながら、第2次と第3次の固有振動数は異なる値となっており、CH1が設置された玄関側上の2階納戸に設置されており、CH2が設置された南東側和室における剛性の違いによるものと考えられる。このため、CH1には吹き抜け構造による1階と2階の剛性の違いに起因すると考えられる「ねじれ振動」の影響が表れたものと思われる。

一方、微動計測結果においても上述したCH1の固有振動数とCH2のそれには同様の傾向が見られる。また、起振器による固有振動数と微動計測による固有振動数と異なる値となっていることがわかる。Table 3に示した長辺方向のCH1の第1次固有振動数5.78Hzで共振振動させた場合に計測された減衰定数として、CH1とCH2は4.4%の値となっている。一方、短辺方向のCH1の第1次固有振動数2.66Hzで共振振動させた場合に計測された減衰定数として、CH1とCH2はそれぞれ4.8%および4.6%の値となっている。これは、Fig. 1に示す平面図からも明らかのように、CH2の方が吹き抜け構造の影響を受けて



(a) Oscillation



(b) Microtremor

Fig.2 Transfer function of long span direction

Table 1 Natural frequency of long span direction  
(Oscillation case, unit: Hz)

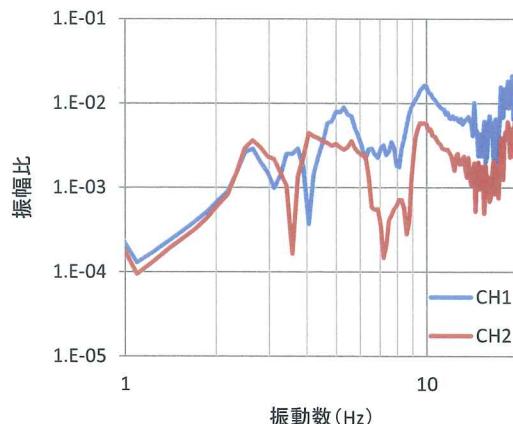
	第1次	第2次	第3次
CH1	5.78	7.03	10.00
CH2	5.78	7.50	8.59

Table 2 Natural frequency of long span direction  
(Microtremor case, unit: Hz)

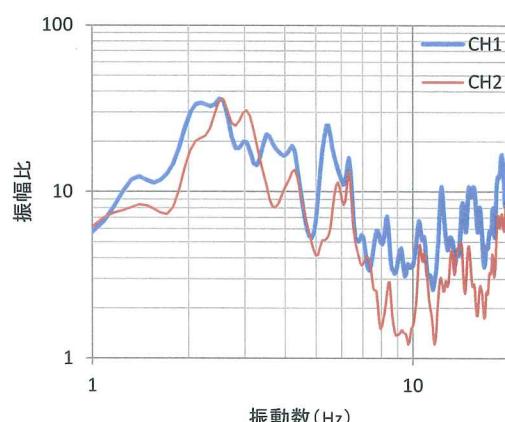
	第1次	第2次	第3次
CH1	6.41	8.52	-
CH2	6.41	8.67	-

Table 3 Damping coefficient of long span direction

	Long span	Short span
CH1	4.4%	4.8%
CH2	4.4%	4.6%



(a) Oscillation



(b) Microtremor

Fig.3 Transfer function of short span direction

Table 4 Natural frequency of short span direction  
(Oscillation case, unit: Hz)

	第1次	第2次	第3次
CH1	2.66	3.75	5.31
CH2	2.66	4.06	5.63

Table 5 Natural frequency of short span direction  
(Microtremor case, unit: Hz)

	第1次	第2次	第3次
CH1	2.50	3.52	4.22
CH2	2.58	3.05	4.30

剛性が小さいために減衰定数が小さくなつたものと考えられる。

## (2) 短辺方向（桁行）

Fig. 3 は、短辺方向（桁行方向）の起振器実験および微動計測から得られた CH1 および CH2 の加速度計で計測された伝達関数を示したものである。また、Table 4 および Table 5 は Fig. 3 に示す起振器およ

び微動計測から求められた第1次～第3次固有振動数の結果をまとめたものである。

Fig. 3 および Table 4 より, CH1 および CH2 における第1次固有振動数は 2.66Hz にピークが見られ, CH1 の第1次固有振動数と CH2 の第2次固有振動数が一致していることがわかる。しかしながら、第2次と第3次の固有振動数は異なる値となっており, CH1 が設置された玄関側吹き抜け上の2階納戸に設置されており, CH2 が設置された南東側和室における剛性の違いによるものと考えられる。

一方, Fig. 3 および Table 5 より, 微動による固有振動数の結果は, Table 4 に示す起振器による結果に比べてやや高い値を示していることがわかる。また, Table 3 に示した短辺方向の CH1 の第1次固有振動数 2.66Hz で共振振動させた場合に計測された減衰定数として, CH1 と CH2 はそれぞれ 4.8% および 4.6% の値となっている。これより、短辺方向に比べて長辺方向の振動は揺れが弱まる程度が小さいことがわかる。

### (3) 考察

Fig. 2 および Fig. 3 に示す起振器および微動計測

から算定された伝達関数より、いずれの場合においても、長辺方向の振幅比が短辺方向の振幅比に比べて小さくなっている、短辺方向に比べて長辺方向の剛性が大きいことが分かる。これは、Fig. 1 に示す平面図からも明らかのように、短辺方向に比べて長辺方向における壁が多く存在することによる壁量の違いが剛性に表れているものと考えられる。しかしながら、Table 3 に示されている減衰定数からは、長辺方向の減衰定数に比べて短辺方向の減衰定数がやや大きいものとなっており、短辺方向における揺れが早期に弱まることが分かる。これは、木造建築物の構法などに起因しているものと考えられることから、今後、伏図をもとに構法の観点から減衰定数の違いを考察する必要がある。

## 4. 木造古民家の耐震診断について

本研究では、Fig. 4 は、インテグラル社製耐震診断ソフトである「耐震診断 Pro Ver.4.1」を用いて表示した対象としている木造古民家の平面図を示したものである。

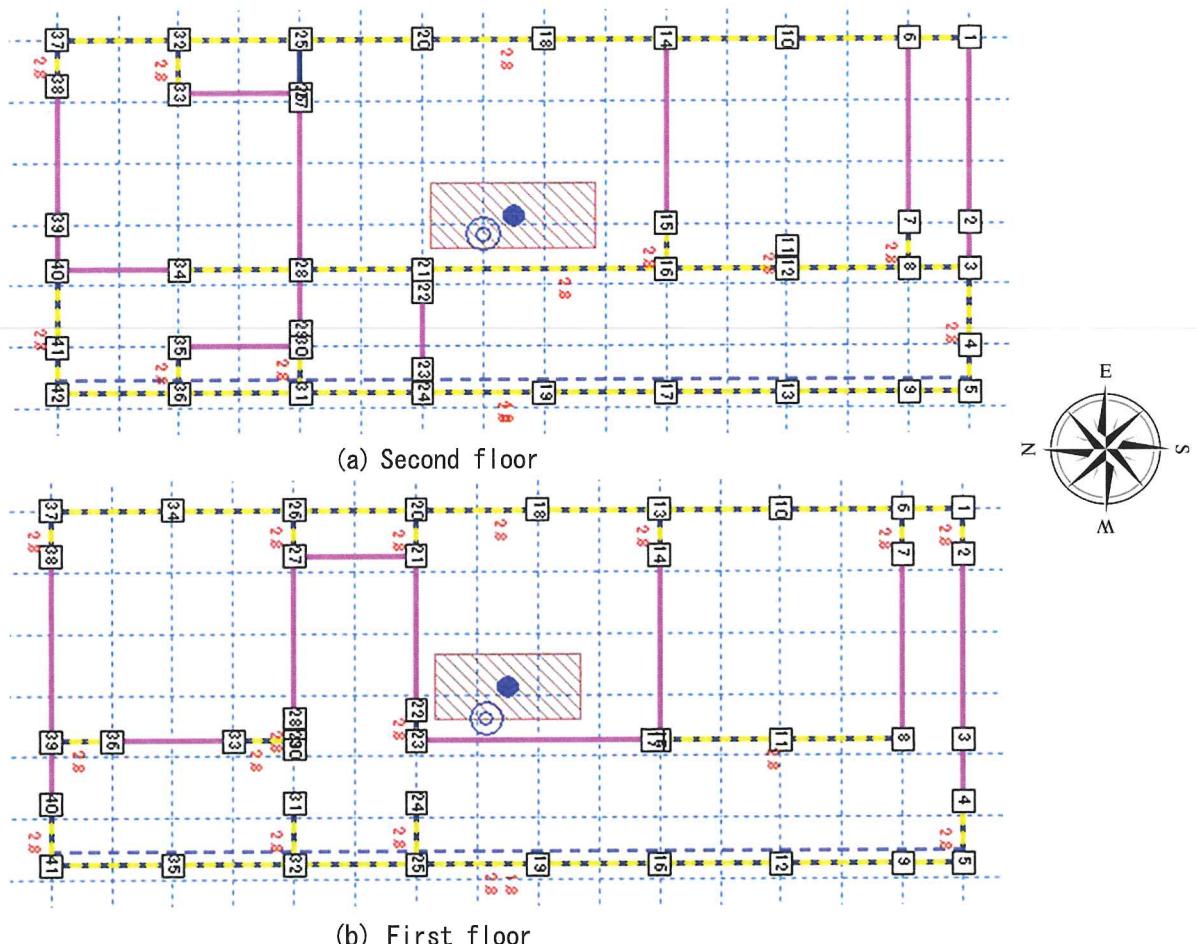


Fig. 4 Floor plan of an old Japanese-style house for seismic diagnosis

本研究では、耐震性評価の対象としている小浜西組の「町並み資料保存館」について、一般診断法、精密診断法と限界耐力計算法の3つの耐震診断法によって耐震性の評価を試みた。

一般診断法および精密診断法による上部構造評点は、次式により評価される。

$$\text{上部構造評点} = \frac{\text{保有耐力 (kN)} Q_{ed}}{\text{必要耐力 (kN)} Q_r} \quad (1)$$

ここに、 $Q_{ed}$  は保有耐力を、 $Q_r$  は必要耐力を意味する。また、限界耐力計算法では、次式より上部構造評点を算定する<sup>4)</sup>。

$$\text{上部構造評点} = \frac{\text{各階安全限界耐力 (kN)} Q_{Si}}{\text{作用する地震力 (kN)} Q_{Sni}} \quad (2)$$

ここに、 $Q_{Si}$  は安全限界耐力を、 $Q_{Sni}$  は作用する地震力を意味する。

一般診断法における必要耐力 $Q_r$  の算定においては、床面積を基準として床面積当たりの必要耐力係数、多雪区域加算、地震係数、軟弱地盤割増、形状割増、混構造割増が考慮される。また、精密診断法（保有耐力診断法）における保有耐力 $Q_{ed}$  の算定においては、建築基準法施行令第88条の2に準じて求めるもので、地震係数、振動特性係数、層せん断力分布係数、標準せん断力分布係数、各階の重量、形状割増、軟弱地盤割増が考慮される。

また、精密診断法（保有耐力診断法）における保有耐力 $Q_{ed}$  の算定においては、無開口壁耐力、有開口壁耐力、剛性率による低減係数、偏心率と床の仕様による低減、劣化度が考慮される。

一方、限界耐力計算による診断方法は、建築基準法施行令第82条の6に準じて求めるもので、評点は安全限界変形時の必要耐力と限界耐力の比較により行うものである。

Fig.5は、耐震性の対象としている小浜西組の「町並み資料保存館」の一般診断法による耐震診断結果を示したものである。Fig.5(a)は総合評価結果を、Fig.5(b)は必要耐力と保有耐力結果を、Fig.5(c)は配置による低減係数結果を示したのである。

Fig.5(a)に示されている上部構造評点は、Fig.5(b)に示す必要耐力および保有耐力と Fig.5(c)に示す建築物の配置による低減係数を用いて算定されている。Fig.5(a)より明らかのように、1階および2階のX方向（短辺・桁行方向）の上部構造評点はいずれも0.22となっており、Y方向（長辺・梁間方向）の上部構造評点は、それぞれ1.14および1.10とな

総合評価		必要耐力 $Q_r$ 、保有耐力 $edQ_u$		配置等による低減係数 $eKfI$	
地盤	状態	対策	選択	注意事項(編集可能)	
	よい・普通 やや悪い		選択		
地形	非常に悪い (埋立地、谷底、土、軟弱地盤)	杭基礎改良を行っている 特別な対策を行っていない	選択	注意事項(編集可能)	
	状態 平坦	対策	選択		
基礎	かがね地・急斜面	コンクリート擁壁 石垣	特別な対策を行っていない	注意事項(編集可能)	
	形式 鉄筋コンクリート 基礎	健全 無筋コンクリート 基礎	ひんし割れが生じている 健全 軟弱なひんし割れが生じている ひんし割れが生じている	・建物の外壁柱を倒壊した場合、基礎を含み外して ひんし割れが生じる可能性があります。床柱を支撐するなど、建物が一骨で倒れる工法です る必要があります。 ・玉石をきちんと固定してください。 ・柱と玉石がちゃんと接着していない場合には 、補修が必要です。	
その他					

上部構造評点		評点	判定	0 071015
方 向	配置低減係数 $Qu/(kN)$	半応力度 地震係数 $\alpha$	必要耐力 $edQ_u$	必要耐力 $Q_r$ (kN)
3 X				
2 X	13.03 0.748	1.00	9.74	42.81
2 Y	47.30 1.000		47.30	1.10 ○ 一応倒壊しない
1 X	26.66 0.680		18.12	0.22 × 倒壊する可能性が高い
1 Y	94.20 1.000		94.20	1.14 ○ 一応倒壊しない

(a) Comprehensive evaluation

総合評価		評点	判定	<その他注意事項>
上部構造評点 のうち最低の値	0.22	◎ 倒壊しない ○ 一応倒壊しない △ 倒壊する可能性がある × 倒壊する可能性が高い		

総合評価		必要耐力 $Q_r$		必要耐力 $Q_r$ 、保有耐力 $edQ_u$		配置等による低減係数 $eKfI$	
階	床面積 (m <sup>2</sup> )	床面積あたりの必要耐力 (kN/m <sup>2</sup> )	積雪用必要 耐力 (kN/m <sup>2</sup> )	地盤地域 係数 $Z$	軟弱地盤 割増	形状割増	混構造割増
3							
2	77.83	0.55	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00 42.81
1	77.83	0.92				1.15	82.35

必要耐力( $Q_r$ ) = ①×(②+③)×④×⑤×⑥×⑦  
①(床面積)  
②(建築物重り)(kN/m<sup>2</sup>) 建物の重りを算出し、建物の重りが軽い場合、重い建物、非常に重い建物)  
③(多雪区域加算) 多雪区域の積雪時の状況では、積雪1mのとき0.26(kN/m<sup>2</sup>)、積雪2mのとき0.52(kN/m<sup>2</sup>)を加算する。  
④(地震係数) 令和6年版による地震係数を用いる(0.93と0.74)選択。多くの地域が0.74。  
⑤(軟弱地盤割増) 建築物が軟弱な地盤に設置される場合、「必要な耐力」を1.5倍する。  
⑥(形状割増) 1階の壁の高さが2.0m未満の場合に、その倍以下の場合の必要な耐力を割増す。  
⑦(混構造割増) 2階建てにおいて、隅柱が柱、柱が柱または鉄筋コンクリートの場合は、「必要な耐力」を2倍する。

保有耐力( $edQ_u$ ) = 「壁の耐力 $Qu$ 」×「配置による低減 $eKfI$ 」×「劣化低減 $dKJ$ 」

「壁の耐力 $Qu$ 」

階 方 向 無開口壁の  
耐力  
 $Qu$

その他の要素の耐力  
 $Qu$

壁の耐力  
 $Qu = Qu + Qe$

Fw1: 積雪用耐力(kN/m) 壁面切妻、外観の仕様別(下地材・仕上材、筋かい、面材等)の基準耐力。  
Fw2: 積雪用耐力(kN/m) 壁面切妻、外観の仕様別(下地材・仕上材、筋かい、面材等)の基準耐力。  
L: 壁長(m) 壁の長さのみ、前かいていえれば、90cm以上を有効とする。  
Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)。  
壁長(柱)による耐力(柱脚) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)  
その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) + (Fw2 \times L \times Ki)$

Fw1: 積雪用耐力の場合は0.60(kN/m) 抜き出し・間柱の場合は0.30(kN/m)

L: 壁長(m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。

Ki: 基本耐力による耐力(既存柱) 0.60(kN/m) 壁長(柱)による耐力(柱脚)により低減する。(但し、基準耐力、基礎の強度)

その他の要素の耐力 $Qu$  =  $Qu + Qe$  =  $(Fw1 \times L \times Ki) +$

総合評価		必要耐力、保有耐力	偏心率と床仕様による低減係数 $F_e$
各部の評価			
項目	選択	判定(複数可)	
①地盤の破壊等			
②基礎の破損・亀裂等	良い・普通の地盤、玉石基礎で、足固めあり。	玉石などが移動したり、陥る可能性がある。	
③木構面(床や屋根)の構体			
④柱の折損	なし	-	
⑤構造材接合部の外れ			
⑥屋根葺き材の落下			

\*選択項目は、各項目2つまで表示されます。詳しくは、帳票(1. 総合評価)をご参照ください。

上部構造評点		評点	判定		
階	方向	保有耐力 edQu (kN)	必要耐力 Qr (kN)	上部構造評点 edQu/Qr	判定
3	X				
3	Y				
2	X	7.45	42.81	0.17	<input checked="" type="checkbox"/> 倒壊する可能性が高い。
2	Y	48.68	42.81	1.18	<input type="checkbox"/> 一応倒壊しない。
1	X	18.65	82.85	0.22	<input checked="" type="checkbox"/> 倒壊する可能性が高い。
1	Y	94.03	82.85	1.14	<input type="checkbox"/> 一応倒壊しない。

(保有耐力 edQu = 保有耐力(修正前) Qu × 剛性率による低減係数  $F_s$  × 偏心率と床仕様による低減係数  $F_e$ )

総合評価		評点	判定
上部構造評点 のうち最低の値		0.17	<その他注意事項>
		1.5以上	<input checked="" type="checkbox"/> 倒壊しない。
		1.0以上～1.5未満	<input type="checkbox"/> 一応倒壊しない。
		0.7以上～1.0未満	<input checked="" type="checkbox"/> 倒壊する可能性がある。
		0.7未満	<input type="checkbox"/> 倒壊する可能性が高い。

各階合方向の上部構造評点の最低点を総合評点とします

(a) Comprehensive evaluation

総合評価		必要耐力、保有耐力	偏心率と床仕様による低減係数 $F_e$						
必要耐力(Qr) 等による方法 (必要耐力係数を乗じる方法)									
階	床面積 (m <sup>2</sup> )	床面積あたり 必要耐力 (kN/m <sup>2</sup> )	多雪区域 割増 倍数	地盤地盤 割増	剛性地盤 割増	形状 割増	上部構造 割増	偏心率 割増	必要耐力 Qr
3									
2	77.83	0.55	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	42.81
1	77.83	0.92							82.85

必要耐力 (Qr) = (①×②×③×④×⑤×⑥×⑦) × ⑧

①(床面積) ②(床面積あたり必要耐力(kN/m<sup>2</sup>)) 建物の階層別、建物の重さ別(軽い建物、重い建物、非常に重い建物)  
 ③(多雪区域) 多雪区域の荷重割増(1.0)、積雪1mのとき0.25(kN/m<sup>2</sup>)、積雪2mのとき0.52(kN/m<sup>2</sup>)を加算する。  
 ④(地盤地盤) 2令地盤の耐力を規定する地盤強度(1.0)を考慮する場合、その他の地盤の場合は1.0  
 ⑤(剛性地盤) 2令地盤の耐力を規定する地盤強度(1.0)を考慮する場合、その他の地盤の場合は1.0  
 ⑥(形状) いずれの柱の柱端の高さが1.0未満の場合、その柱より下の筋の必要耐力を計算する。  
 ⑦(上部構造割増) 2階建以上において、筋部分が、鉄骨造または鉄筋コンクリート造の場合は、【必要耐力】を1.2倍する。  
 ⑧(偏心率と床仕様による低減係数) (Fe)

保有耐力(edQu)		保有耐力 edQu (kN)	剛性率による 低減係数 $F_s$	偏心率と床仕様による 低減係数 $F_e$	保有耐力 edQu (kN)
階	方向	保有耐力(修正前) edQu			
3	X				
3	Y				
2	X	7.45	1.00	1.000	7.45
2	Y	48.68	1.00	1.000	48.68
1	X	18.65	1.00	1.000	18.65
1	Y	94.03	1.00	1.000	94.03

保有耐力 edQu = (保有耐力(修正前) Qu × 剛性率による低減係数  $F_s$  × 偏心率と床仕様による低減係数  $F_e$ )

①(保有耐力(修正前)) = 無限剛耐力Qc + 垂壁付き独立柱の耐力Qc + 垂壁・腰壁付き独立柱の耐力Qc  
 垂壁付き独立柱の耐力Qc = 垂壁付き独立柱の剛柔比d/c × 垂壁の耐力(刚柔比d/c)の和の総和  
 垂壁・腰壁付き独立柱の耐力Qc = 垂壁・腰壁付き独立柱の剛柔比d/c × 垂壁の耐力(刚柔比d/c)の和の総和  
 ②(剛性率による低減係数) (Fs)  
 ③(偏心率と床仕様による低減係数) (Fe)

(b) Required strength and possession strength

総合評価		必要耐力、保有耐力	偏心率と床仕様による低減係数 $F_e$	
偏心率と床仕様による低減係数				
階	方向	偏心率 Re	平均床倍率	偏心率と床仕様による低減係数 $F_e$
3	X			
3	Y			
2	X	0.06	0.00	1.000
2	Y	0.09		1.000
1	X	0.05	0.00	1.000
1	Y	0.15		1.000

偏心率と床仕様による低減係数 $F_e$

偏心率 Re		偏心率 Re			
平均 床倍率	Re < 0.15	0.15 ≤ Re < 0.3	0.3 ≤ Re < 0.45	0.45 ≤ Re < 0.6	0.6 ≤ Re
1.0以上	1.00	1/(3.3Re+0.5)	(3.3-Re)/(3.3Re+0.5)	(3.3-Re)/6	0.450
0.5以上～1.0未満	1.00	1/(3.3Re+0.5)	(2.3-Re)/(2X3.3Re+0.5)	(2.3-Re)/4	0.425
0.5未満	1.00	1/(3.3Re+0.5)	(3.3-Re)/(3.3Re+0.5)	(3.3-2Re)/6	0.400

\*偏心率(Re)の詳細は、帳票(7. 偏心率計算表)をご参照ください。

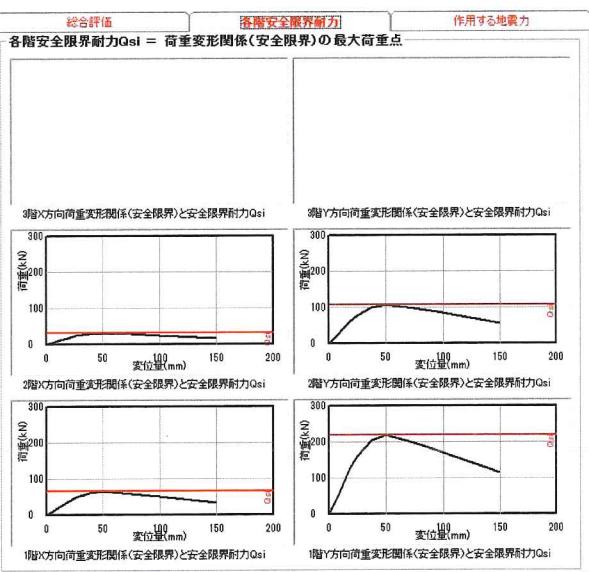
平均床倍率		2階天井レベル		3階天井レベル	
部位	床倍率	面積	床倍率	面積	床倍率
2階床	0.00	77.83	0.00	77.83	0.00
下屋	0.00	0.00	0.00		
合計	77.83	0.00	77.83	0.00	77.83
①	②	③	④	⑤	⑥
1階平均床倍率 ② + ③		2階平均床倍率 ④ + ⑤		3階平均床倍率 ⑥ + ⑦	
0.00		0.00		0.00	

(c) Reduction coefficient due to eccentricity ratio and floor specification

Fig. 6 Seismic diagnosis of an old Japanese-style house (Accurate seismic diagnosis)



(a) Comprehensive evaluation



(b) Safety limit-state strength at each floor

総合評価		各階安全限界耐力		作用する地震力				
作用する地震力								
階	方向	階層 倍率 mi	加速度 分布係数 Bsi	加速度 低減率 Fh	地震 地盤 係数 Z	表層 地盤 倍率 Gs	安全 限界 耐力 Ts	その他の 地震力 Psi
3	X							
3	Y							
2	X	155.87		0.92	0.84			
2	Y			0.92	0.84	1.00	1.21	106.19
1	X	218.72		0.51	0.84			
1	Y			0.51	0.84	1.55	0.66	147.33

$Psi = (5.12 \times mi + 9.8 \times Bsi \times Fh \times Z \times Gs) \times Ts$   
 $= (mi - 0.9 \times Bsi \times Fh \times Z \times Gs) \times 0.9$   
 $= (mi - 0.9 \times Bsi \times Fh \times Z \times Gs) \times (3.2 + 30 \times Ts)$   
 $(0.64 \leq Ts \leq 1.0)$   
 $(0.16 \leq Ts \leq 0.54)$   
 $(1.0 \leq Ts \leq 1.06)$

当該階以上の間に作用する地震力Qsmi

X方向

階	当該階以上の間に作用する地震力Qsmi	3階に作用する地震力Ps3	2階に作用する地震力Ps2	1階に作用する地震力Ps1
3	106.19			
2	106.19	+	105.19	+
1	203.18	+	147.33	+
			97.99	

Y方向

階	当該階以上の間に作用する地震力Qsmi	3階に作用する地震力Ps3	2階に作用する地震力Ps2	1階に作用する地震力Ps1
3	147.33			
2	147.33	+	147.33	+
1	284.58	+	147.33	+
			137.25	

(c) Seismic load acting on each floor

Fig. 7 Seismic diagnosis of an old Japanese-style house (Limit strength calculation method)

っている。この結果より、対象の木造建築物は「震度6強」または「震度7」の地震動に対して、X方向（短辺・桁行方向）については「倒壊する可能性が高い」ことを意味している。また、Y方向（長辺・梁間方向）については「一応倒壊しない」ことがわかる。

Fig. 6 は、小浜西組の「町並み資料保存館」の精密診断法による耐震診断結果を示したものである。Fig. 6(a)は総合評価結果を、Fig. 6(b)は必要耐力と保有耐力結果を、Fig. 6(c)は偏心率と床仕様による低減係数結果を示したのである。Fig. 6(a)に示されている上部構造評点は、Fig. 6(b)に示す必要耐力および保有耐力と Fig. 6(c)に示す偏心率と床仕様による低減係数を用いて算定されている。

Fig. 6(a)より明らかなように、1階および2階のX方向（短辺・桁行方向）の上部構造評点はそれぞれ0.22および0.17となっており、Y方向（長辺・梁間方向）の上部構造評点は、それぞれ1.14および1.13となっている。この結果より、Fig. 5 に示されている一般診断法の結果と同様に、対象の木造建築物は「震度6強」または「震度7」の地震動に対して、X方向（短辺・桁行方向）については「倒壊する可能性が高い」ことを意味している。また、Y方向（長辺・梁間方向）については「一応倒壊しない」ことがわかる。

一方、Fig. 7 は、耐震性評価の対象としている小浜西組の「町並み資料保存館」の限界耐力計算法による耐震診断結果を示したものである。Fig. 7(a)は総合評価結果を、Fig. 7(b)は各階の安全限界耐力結果を、Fig. 7(c)は作用する地震力結果を示したのである。Fig. 7(a)に示されている上部構造評点は、Fig. 7(b)に示す必要耐力および保有耐力と Fig. 7(c)に示す木造建築物の配置による低減係数を用いて算定されている。

Fig. 7 より明らかなように、1階および2階のX方向（短辺・桁行方向）の上部構造評点はそれぞれ0.32および0.30となっており、Y方向（長辺・梁間方向）の上部構造評点は、それぞれ0.77および0.73となっている。この結果より、対象の木造建築物は「震度6強」または「震度7」の地震動に対して、X方向（短辺・桁行方向）については「倒壊する可能性が高い」ことを、またY方向（長辺・梁間方向）については、「倒壊する可能性がある」ことを意味している。

上述したように、いずれの耐震診断法による耐震診断結果も、対象の小浜西組の「町並み資料保存館」の木造建築物はX方向（短辺・桁行方向）について

は「倒壊する可能性が高い」ことを示しており、起振器および微動による耐震性評価結果を裏付けるものとなっていることがわかる。

## 5.まとめ

対象とした木造建築物の強震時における耐震性を評価するために、木造建築物を起振器で揺らし木造建築物が最も揺れやすい振動数、いわゆる固有振動数を測定した。同時に、微動計測を実施して、起振器を使用せず固有振動数を算出することが可能かどうかの検討も行った。また、木造建築物の揺れが弱まる程度を表す減衰定数を起振器による振動実験結果から算出した。その結果、次に示す事項が明らかとなった。

- 1) 起振器実験および微動計測から得られた伝達関数より、対象とした木造建築物の長辺方向（梁間方向）の剛性が、短辺方向（桁行方向）に比べて大きい。これは、短辺方向に比べて長辺方向における壁が多く存在することによる壁量の違いが剛性に表れているものと考えられる。
- 2) 起振器実験から得られた減衰定数より、長辺方向（梁間方向）の減衰定数に比べて短辺方向（桁行方向）の減衰定数が大きく、短辺方向（桁行方向）における揺れが早期に弱まる。短辺方向は長辺方向に比べて耐震性は低いと考えられるが、揺れが早期に弱まることを示している。これは、長辺方向における壁量の多さと木造建築物の構法に起因しているものと考えられる。
- 3) 起振器実験および微動計測から得られた伝達関数より、木造建築物の長辺方向（梁間方向）における第1次固有振動数の値は、CH1 および CH2 とともに、起振器実験および微動計測が一致した。しかしながら、第2次および第3次固有振動数は一致しなかった。これは、吹き抜け構造による1階と2階の剛性の違いに起因すると考えられる「ねじれ振動」の影響を受けたものと考えられる。
- 4) 一般診断法および限界耐力計算法による上部構造評点を算定した結果、いずれの方法においても、短辺方向（桁行方向）は「震度6強」または「震度7」の地震動に対して、X方向（短辺・桁行方向）については上部構造評点が0.7以下となっており「倒壊する可能性が高い」ことが判明した。これは、起振器および微動計測結果より得られた第1次固有振動数の値

を裏付けるものとなっている。

今後、著者らが行ってきている柱、梁、壁から構成される木造架構モデルを用いた地震時倒壊解析<sup>6)</sup>を通じて、より詳細に木造古民家住宅の耐震性の評価を明らかにしたと考えている。これについては、稿を改めて報告したい。

#### 謝辞 :

最後に、小浜市役所教育委員会文化課主査の野瀬昌寿様には、お忙しい時期に対象とした小浜西組重要伝統的建造物群保存地区の「町並み保存資料館」における起振器実験および微動計測へのご協力を頂き、紙面を借りて感謝の意を表します。

#### 参考文献 :

- 1) 国土交通省:耐震改修促進法(平成7年12月), 1995.
- 2) 国土交通省:改正耐震改修促進法(平成18年1月), 2006.
- 3) (財)日本建築防災協会:2004年改訂版「木造住宅の耐震診断と補強方法」, 2004.
- 4) (財)日本建築防災協会:2012年改訂版「木造住宅の耐震診断と補強方法」, 2012.
- 5) 高谷富也, 西川隼人, 西村良平:起振器を用いた木造古民家住宅の耐震性評価について, 舞鶴工業高等専門学校紀要, 第51号, pp.31-41, 2016.
- 6) Takatani, T. and Nishikawa, H.: Seismic Performance of an Old Japanese-style Two-story Wooden House Under a Strong Earthquake Ground Motion, Proceedings of the 3rd Australasian and South-East Asia Structural Engineering and Construction Conference (ASEA-SEC-3), St-5, ISBN: 978-0-9960437-3-1, Kuching, Sarawak, Malaysia, 2016.

(2016.12.16受付)

## EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF AN OLD WOODEN JAPANESE-STYLE HOUSE BY VIBRATION OSCILLATION SYSTEM

**Tomiya TAKATANI, Hayato NISHIKAWA, Ryohei NISHIMURA and Ryuichiro HIRANO**

**ABSTRACT :** In order to evaluate seismic performance of an old Japanese-style house in Obama-Nishikumi district, Obama city, against a strong earthquake motion with the Japan Metheological Agency of “6 upper” or “7” seismic level, an oscillation vibration for this house was conducted. In this paper, seismic diagnosis of this Japanese-style house was carried out, and also the predominant frequencies and damping coefficients for both long span and shot span directions were evaluated from an oscillation vibration experiment. In addition, the predominant frequencies for both long span and shot span directions were done from the microtremor observation. A validity of microtremor observation to seismic performance evaluation of an old Japanese-style wooden structure was discussed based on the oscillation vibration experiment results.

**Key Words :** Old Japanese-style house, Oscillation vibration, Predominant frequency, Upper structural index, Microtremor, Transfer function, Seismic diagnosis