

# 2016年熊本地震における 伝統構法木造建物の3次元地震応答解析

Evaluation using 3-D Earthquake Response Analysis of Traditional Style Wooden House during 2016 Kumamoto Earthquake

井下 央章<sup>1</sup>・村田 晶<sup>2</sup>・宮島 昌克<sup>3</sup>

Hisaki Inoshita, Akira Murata and Masakatsu Miyajima

<sup>1</sup>金沢大学大学院 自然科学研究科博士前期課程 環境デザイン学専攻 (〒920-1192 金沢市角間町)

Master Course Student, Graduate School of Natural Science and Technology, Kanazawa University

<sup>2</sup>金沢大学 助教 理工研究域地球社会基盤学系 (〒920-1192 金沢市角間町)

Asistant Professor, School of Earth Science and Civil Engineering, Kanazawa University

<sup>3</sup>金沢大学 教授 理工研究域地球社会基盤学系 (〒920-1192 金沢市角間町)

Professor, School of Earth Science and Civil Engineering, Kanazawa University

It has been clarified that traditional style wooden houses have good deformability and are strong against earthquakes. 3-D earthquake response analysis is significant to clarify seismic performance at each point. Considering the occurrence of huge earthquakes, seismic reinforcement is important task because of lack of rigidity and aging. Recently, a lot of buildings including traditional style wooden houses were damaged in 2016 Kumamoto earthquake. In this study, we evaluate seismic performance of a traditional style wooden house at Mashiki town.

**Keywords:** 2016 Kumamoto earthquake, traditional style wooden house, evaluation of seismic performance

## 1. はじめに

伝統構法は図1に示すように、地震に対し現代の工法と比べて耐力は劣るものの、大きな変形性能を持ち粘り強いことが明らかにされてきた。近年、伝統木造建物の耐震設計・耐震補強設計の方法に関して、限界耐力計算によるマニュアルが作成されるなど研究が進んでいる。伝統構法の木組みの技法や地域性に対応できる自由度の高い設計法であるが、建物を1質点系モデルに置換するため、建物形状の反映や壁の配置によるねじれの検証が困難である。3次元モデルを用いた地震応答解析により建物内の場所ごとの地震時の挙動を明らかにすることは、建物の耐震性能評価と補強計画を立てるうえで有意である。

本研究では、耐震補強を検討する前段階として、2016年熊本地震で被害に遭った伝統木造住宅を対象とし、既往研究<sup>2)</sup>による推定地震動を用いた3次元地震応答解析により耐震性能の評価を行う。

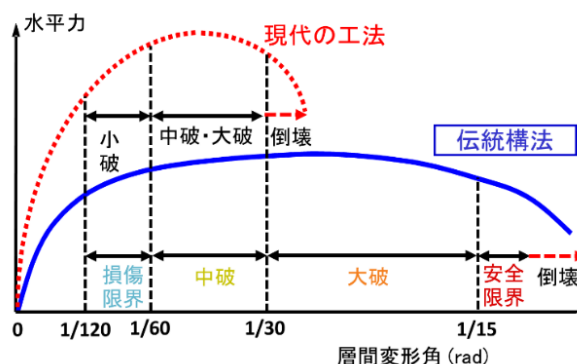


図1 伝統構法木造建物のクライテリア

## 2. 3次元立体モデルによる地震応答解析

### (1) 対象建物の概要

今回対象建物とするH邸（写真1、2、図2）は農家型の家屋で、正方形に近い平面である。田の字型に配置された和室を襖と欄間で仕切る間取りで、2階部分は屋根裏を物置として使用している。2016年の熊本地震においては、部材や接合部が完全に破綻している箇所はなく、著しい残留変形も見られなかったが、外壁や内壁に亀裂や剥落が確認されている。

### (2) 解析モデルの概要

本研究では3次元を考慮した個別要素法による解析を行う。大変形時の部材の挙動と石場建ての柱脚部の挙動を考慮するため、解析には建築研究所より公開されているwallstat<sup>3)</sup>を使用する。モデル化に必要な軸組、構面、柱脚のパラメータは、伝統的構法の設計法作成および性能検証実験検討委員会のデータベース<sup>1)</sup>、伝統木造構法を生かす木造耐震設計マニュアル<sup>4)</sup>を参考にする。



写真1 H邸前景



写真2 土壁の損傷

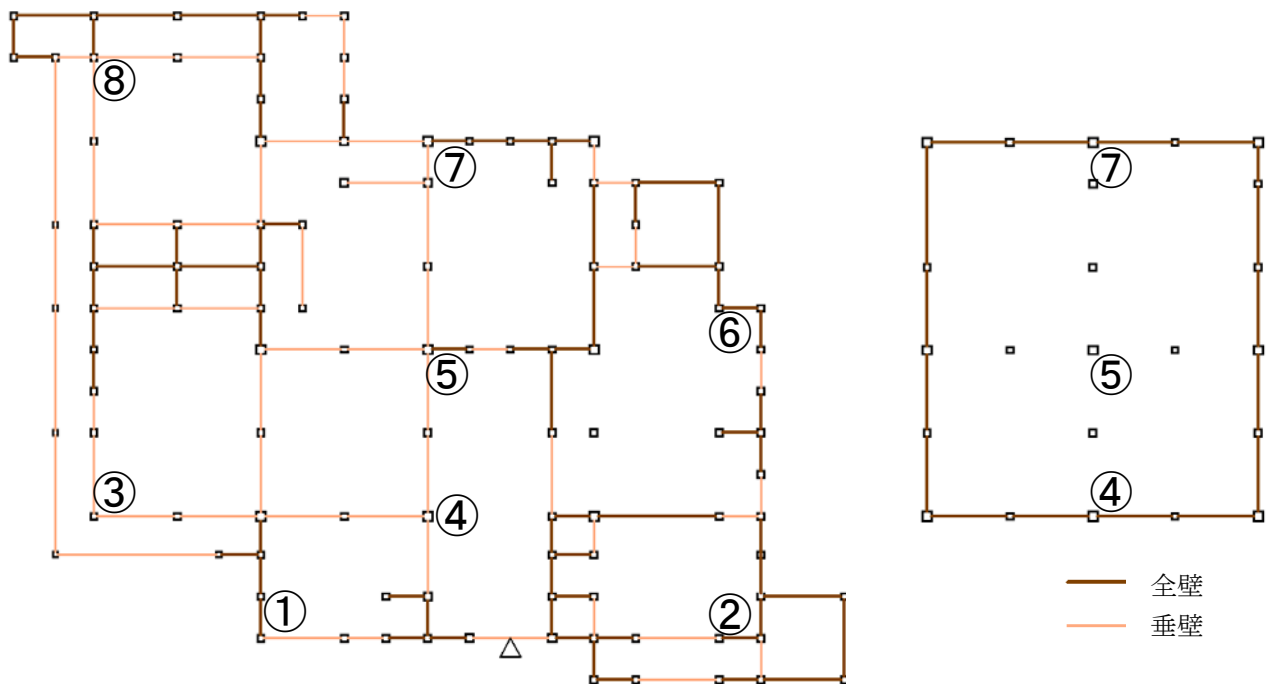


図2 H邸平面図と測点（左；1階、右；2階）

### (3) 軸組、接合部のモデル化

H邸では柱にヒノキ、横架材にマツを使用している。軸組間の接合部は全てほぞ+込栓接合とし、弾塑性回転バネ+弾塑性引張バネ（せん断に対しては剛）を用いてバイリニア+スリップ型の復元力としてモデル化する（図3）。弾塑性回転バネは強軸、弱軸の各方向に独立して作用するようになっている。表1に各バネの各折れ点と線分剛性を示す。

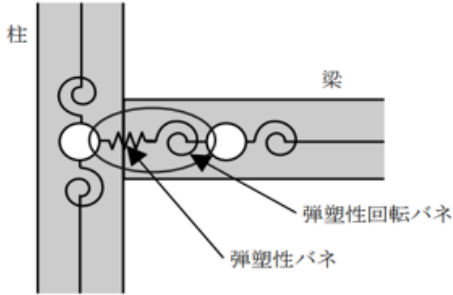


図3 接合部のモデル

表1 バネの各折れ点と線分剛性

弾塑性引張バネ		弾塑性回転バネ	
変位(m)	剛性(kN/m)	変位角(rad)	剛性(kN/rad)
0	10000	0	61.5
0.007	4500	0.008	30.0
0.028	-5200	0.017	-0.1

### (4) 柱脚・石場建てのモデル化

参考文献<sup>3)</sup>のモデル化と計算条件を参考に、柱脚の滑りや摩擦、浮上がりによる衝撃を考慮し解析を行う。すべる方向に対し、各柱脚に伝わる鉛直荷重 $N$ から算出する摩擦力と柱脚に加わる水平力( $P_x, P_y$ )から、次の計算式を用いて滑りの有無を判定する。なお、 $\mu$ 、 $\mu'$ はそれぞれ静摩擦係数、動摩擦係数である。

- 試験体が滑りだす条件  $\mu \times N < (P_x^2 + P_y^2)^{1/2}$

(柱脚の速度ベクトルと、地盤の速度ベクトルの内積が負で停止)

- 滑り中に柱脚要素にかかる摩擦力  $\mu' \times N$

(符号は水平力と逆方向)

上記の柱脚の滑動モデル（計算条件）は参考文献<sup>3)</sup>において、振動台実験における柱脚の滑り現象を精度よく再現できることを確認している。地盤との接触条件として、 $\mu=0.6$ 、 $\mu'=0.5$ 、跳ね返り弾性剛性を50000kN/m、粘性減衰定数を0.02とそれぞれ設定する。既往研究<sup>5)</sup>により、柱脚のずれの許容は層間変位の低減に効果があることが明らかになっており、本研究においても柱脚のずれを拘束した場合、層間変位が極めて大きくなり倒壊することを確認している。

### (5) 構面（壁、床）のモデル化

壁面は全面壁と垂れ壁を用いてモデル化する。床は柔床として仮定する。屋根部分については架構の持つ耐力を水平構面に置き換え、陸屋根とする。表2に構面の荷重変形関係を示す。

### (6) 重量のモデル化

重量に関しては、表3に示した部材ごとの単位重量に該当面積（体積）を乗じて算出している。質点系モデルの概念図を図4に示す。

表2 構面耐震要素の荷重変位関係

全壁		垂壁		床	
変位(m)	荷重(kN)	変位(m)	荷重(kN)	変位(m)	荷重(kN)
0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.00
0.010	6.0	0.010	4.0	0.000	1.00
0.020	10.0	0.020	6.0	0.017	2.30
0.044	15.0	0.060	10.0	0.044	4.00
0.386	0.0	0.420	0.0	0.500	0.00

(7) 入力地震波

図5に示すようにH邸の解析モデルにX軸（桁行方向）Y軸（張間方向）、Z軸（鉛直方向）をとる。本研究では、既往研究<sup>2)</sup>による2016年熊本地震におけるKiK-net観測点の強震記録から作成したH邸における推定波形（図6）を用いる。解析にあたっては、X方向にEW波、Y方向にNS波、Z方向にUD波を入力する。

表3 H邸の構成部位別単位荷重

構成部位	仕様	荷重
柱	ヒノキ	4.31(kN/m <sup>3</sup> )
横架材	マツ	5.10(kN/m <sup>3</sup> )
床	スギ	0.60(kN/m <sup>2</sup> )
外壁	土壁	1.20(kN/m <sup>2</sup> )
内壁	土壁	0.45(kN/m <sup>2</sup> )
屋根	棧瓦葺	2.40(kN/m <sup>2</sup> )

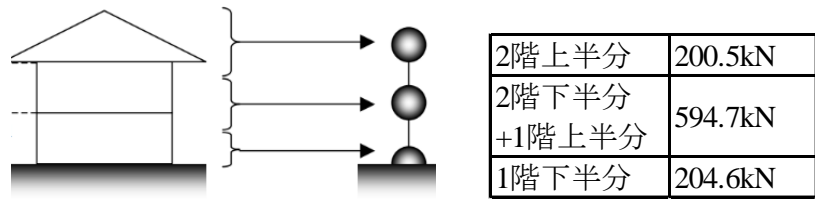


図4 荷重分担のモデル

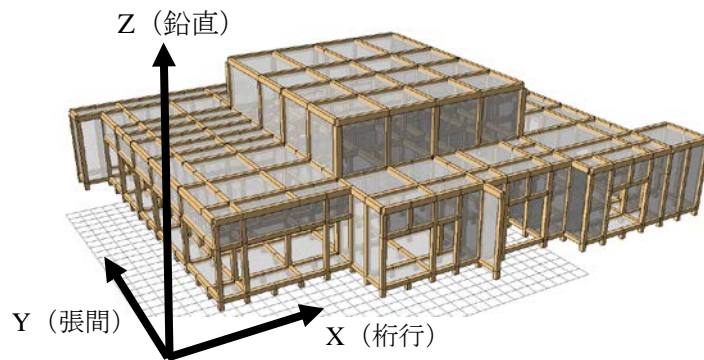


図5 H邸の全体架構モデル

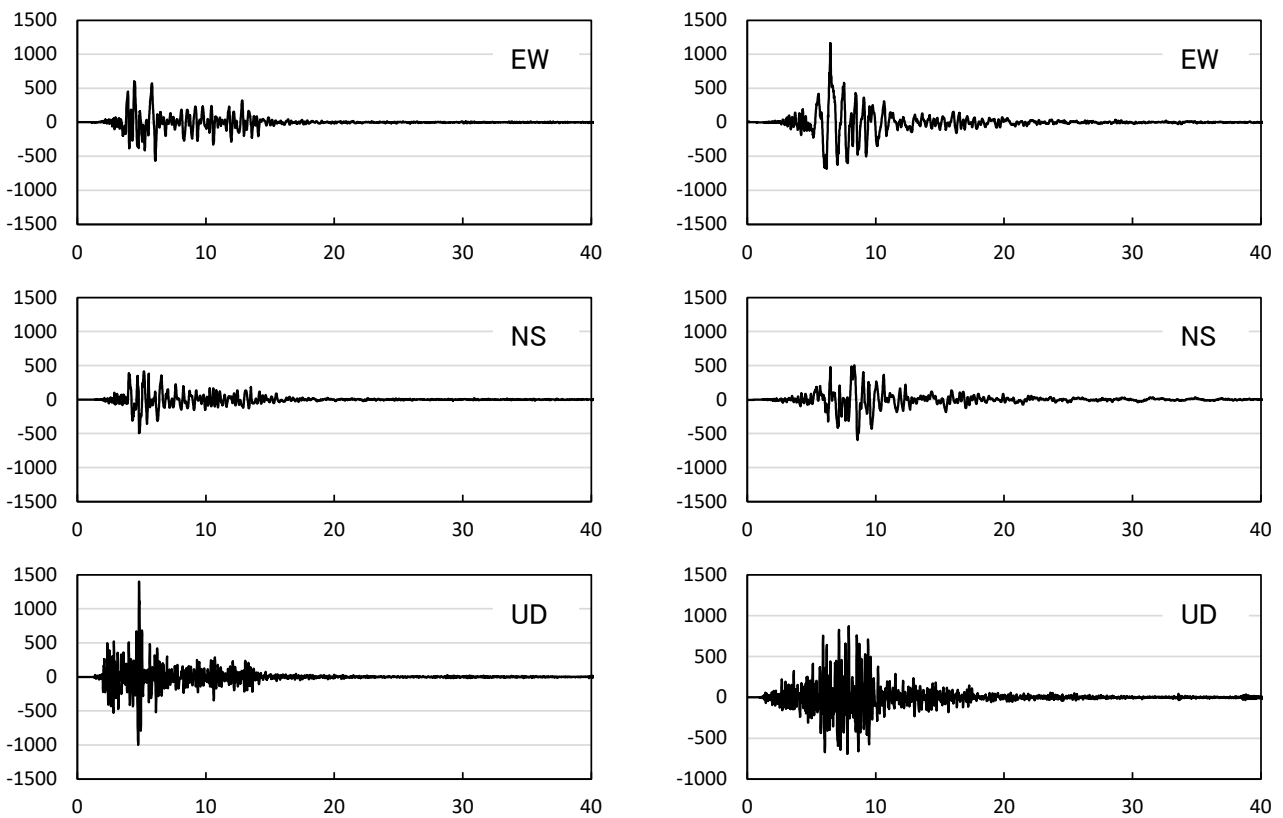


図6 推定地震波（左側；前震、右側；本震、縦軸；加速度(cm/s<sup>2</sup>)、横軸；時間(s)）

### 3. 地震応答解析結果および考察

#### (1) 応答変位と時刻歴挙動

本研究では、前節のモデルに前震の推定波を入力した後、モデルの変形状態を保ったまま本震の推定波を入力して地震応答解析を行った。そのため解析結果は0～40秒を前震、40秒～80秒を本震として考察する。図7は、時刻80秒における解析モデルのスナップショットである。各構面の最大変形をもとに色付けされている。赤色に近いほど大変形であることを表す。地震応答解析を行った結果から、図2で示した①～⑧の各測点の柱脚の最大変位と残留変位を表4、各階の最大層間変形角と残留変形角を表5に、各測点における時刻歴応答変位を図8～10に示す。表5は図1のクライテリアに従い色分けを行っている。なお、1/300(rad)未満は#で表す。表4に示すように、最大柱脚変位はX正方向に20cm前後、Y正方向に約10cmとなっている。また、残留変位はX負方向に約2cm、Y正方向に約4cmと、最大変位の小さいY方向の方が残留変位が大きいが、現地被害調査結果との関係は調和的である。表5に示すように、2階のある部分では最大層間変位が1階よりも2階の方が大きく、これは2階の壁面の少なさによる剛性不足が原因であると思われる。また、残留層間変形角は1階の大部分で1/300(rad)未満、それ以外の測点においても1/60(rad)未満であった。

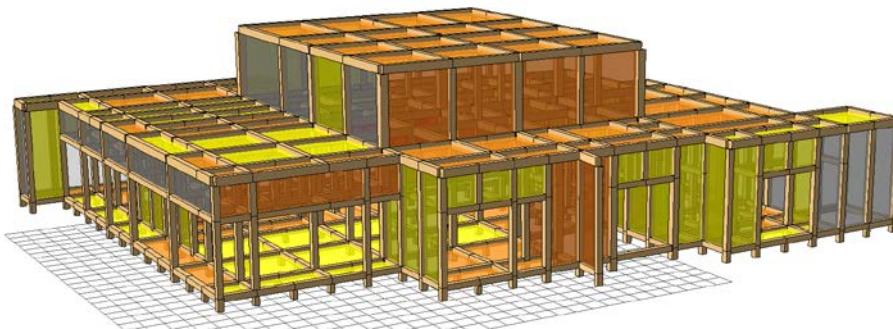


図7 加振結果（時刻；80秒、各構面の最大変形をもとに色付け）

表4 推定地震波入力時の柱脚の最大変位と残留変位（単位；cm）

		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
X	正	24	25	18	19	18	18	25	27
	負	-24	-25	-15	-12	-12	-12	-15	-18
	残留	-1	-1	-3	-2	-2	-2	-1	-2
Y	正	8	10	10	6	6	9	6	11
	負	-4	-7	-4	-3	-2	-7	-2	-4
	残留	5	5	6	3	3	5	3	5
Z	正	5	3	0	0	1	10	1	1

表5 推定地震波入力時の各階最大層間変形角と残留変形角（単位；rad）

		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	
1F	X	正	1/105	1/124	1/24	1/27	1/45	1/19	1/49	1/55
		負	1/49	1/72	1/14	1/16	1/43	1/12	1/23	1/62
		残留	#	#	#	#	#	#	#	#
	Y	正	1/55	1/212	1/65	1/25	1/43	1/197	1/23	1/56
		負	1/95	1/108	1/87	1/51	1/63	1/96	1/46	1/92
		残留	#	#	#	1/89	#	#	1/91	#
2F	X	正			1/81	1/9			1/100	
		負				1/41	1/7		1/82	
		残留				#	1/155		#	
	Y	正				1/15	1/11		1/14	
		負				1/23	1/18		1/27	
		残留				1/82	1/85		1/100	

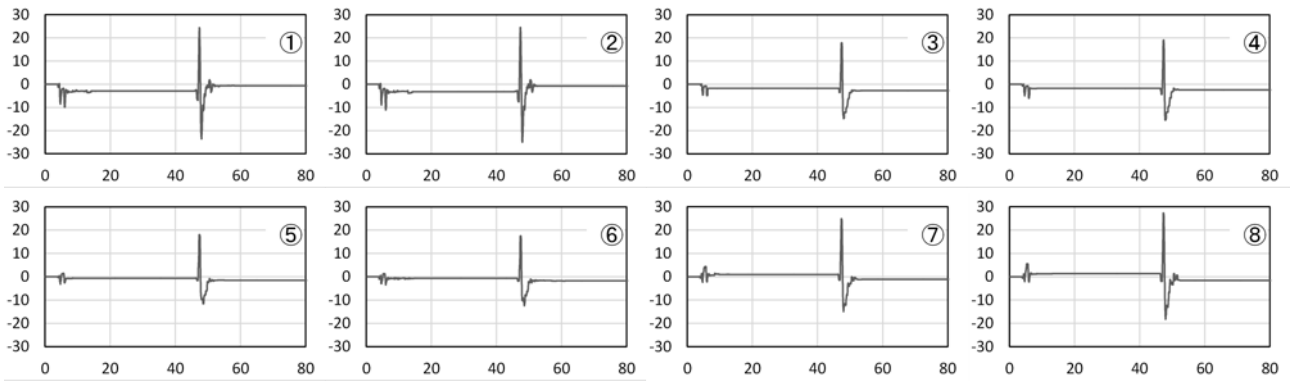


図8(a) X方向柱脚変位 (縦軸; 応答変位(cm)、横軸; 時間(s)、前震; 0~40(s)、本震; 40~80(s))

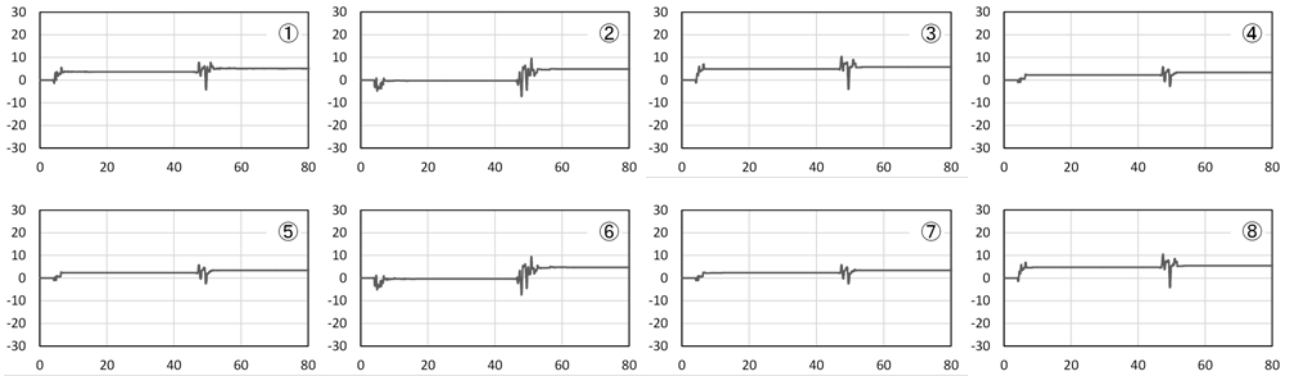


図8(b) Y方向柱脚変位 (縦軸; 応答変位(cm)、横軸; 時間(s)、前震; 0~40(s)、本震; 40~80(s))

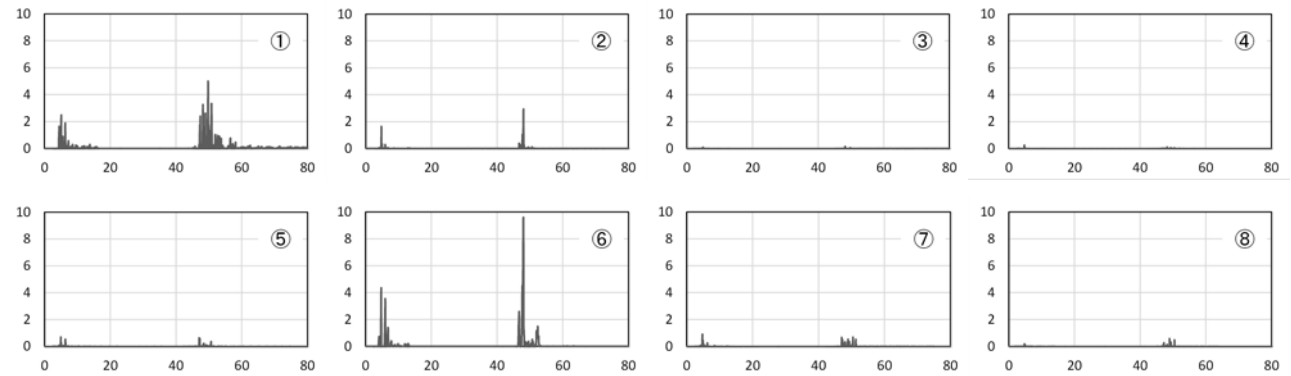


図8(c) Z方向柱脚浮上がり量 (縦軸; 浮上がり量(cm)、横軸; 時間(s)、前震; 0~40(s)、本震; 40~80(s))

柱脚は前震でX方向に-10cmの変位を2度記録すると同時にY方向に-5cm (②、⑥) ないし+5cm (その他の測点) 動いた。本震ではX方向に+20cm程動いた後-20cmまで移動し、その直後からY方向に挙動が見られた。入力加速度が $500(\text{cm}/\text{s}^2)$ 前後であれば柱脚変位は10cm程度で収まるが、 $1000(\text{cm}/\text{s}^2)$ では20cmを超える大変位となることが分かった。そして、建物の南側はX方向の最大変位が大きく、東側のY方向変位は前震における残留変位がほとんどない代わりに本震の挙動は他の測点よりも大きい傾向にある。Z方向、すなわち柱脚の浮上がり量が①、②、⑥において、その他の測点(1cm未満)と比べて大きくなったことから、2階部分の重量は2階直下部分と西側1階部分に比較的多く伝達されていると考えられる。

1階層間変位において最大変位を記録する時刻は柱脚と同時であり、最大柱脚変位が大きい測点の方が1階層間変位は小さくなる傾向を確認した。特にX方向柱脚変位は47秒付近で正負方向に大きく動いたあとは挙動がすぐに小さくなっているが、層間変位は最大値を記録した後小さくなるまで5秒程要した。その間にY方向にも動いており、躯体にねじれが生じていると考えられる。③と⑥は2階のない他の測点と比べてX方向1階最大層間変位が47.9秒において約20cmまで急激に大きくなった。③と⑥のX方向延長線上には2階建て部分があり、また、建物をX方向に見ると①、②、⑧は外付けのような部分と捉えることができ、重量や荷重が③~⑦に集中して応答変位も大きくなったと考えられる。

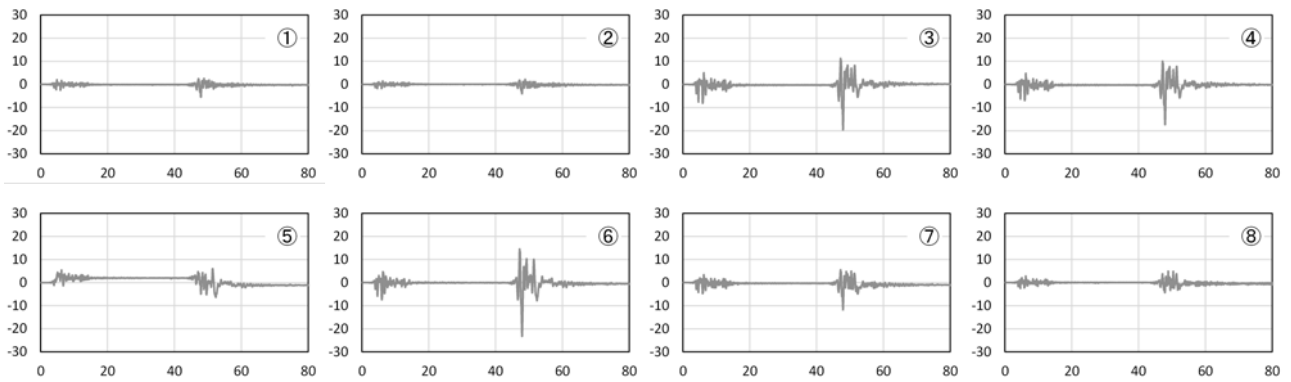


図9(a) X方向1階層間変位 (縦軸; 応答変位(cm)、横軸; 時間(s)、前震; 0~40(s)、本震; 40~80(s))

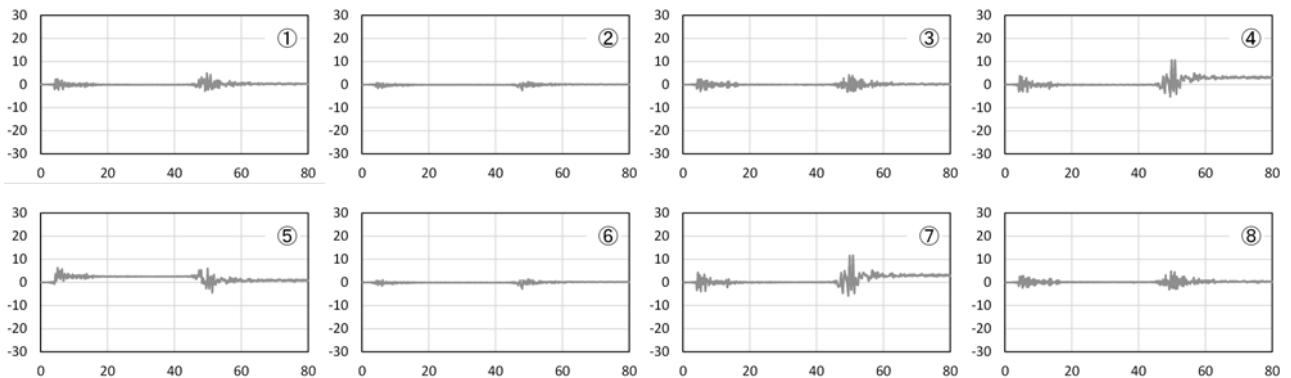


図9(b) Y方向1階層間変位 (縦軸; 応答変位(cm)、横軸; 時間(s)、前震; 0~40(s)、本震; 40~80(s))

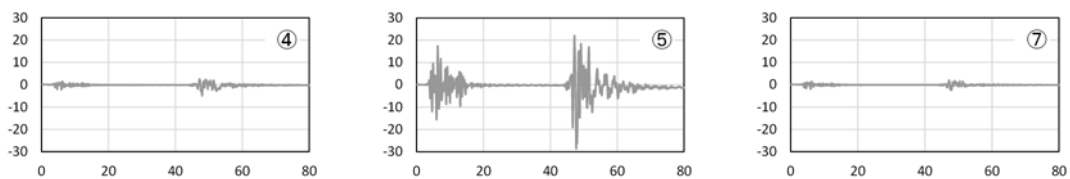


図10(a) X方向2階層間変位 (縦軸; 応答変位(cm)、横軸; 時間(s)、前震; 0~40(s)、本震; 40~80(s))

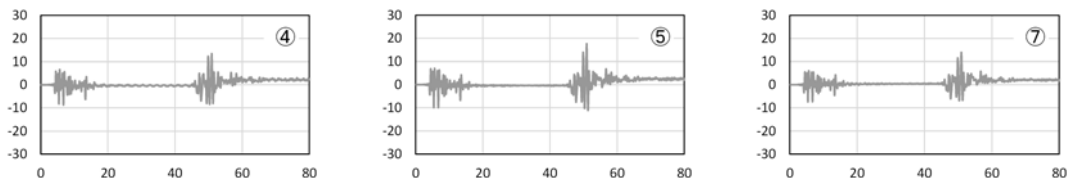


図10(b) Y方向2階層間変位 (縦軸; 応答変位(cm)、横軸; 時間(s)、前震; 0~40(s)、本震; 40~80(s))

2階層間変位は④、⑦のX方向、即ち壁面が存在する方向では変位は微小であったが、壁面のない④、⑦のY方向や⑤では応答が大きく、入力波の強震が収まってから挙動が小さく収まるまで10秒前後要した。

## (2) 入力波と解析モデルの振動数特性

図11、12に入力波と解析モデルの振動数特性を前震と本震とに分けて示す。1階床レベルでは明瞭なピークは見られなかったが、これは石場建て柱脚の滑りによるものと考えられる。1階天井、2階天井の振動数特性から、解析モデルの固有振動数はX方向が1.0Hz付近、Y方向が2.0Hz付近であることが分かり、X方向は固有振動数が小さく剛性が不足していると言える。本震のX方向入力波は1Hz付近で卓越しており、低振動数において共振したことが応答変位が大きくなったことと一致する。前震と本震において最大層間変位は大きく異なるが、加速度応答のフーリエ振幅はそれ程差がない、すなわち最大応答加速度は大差ないことから、建物の各階の天井レベルの応答変位は応答加速度の大小ではなく入力地震波と建物の振動数特性が影響すると言える。

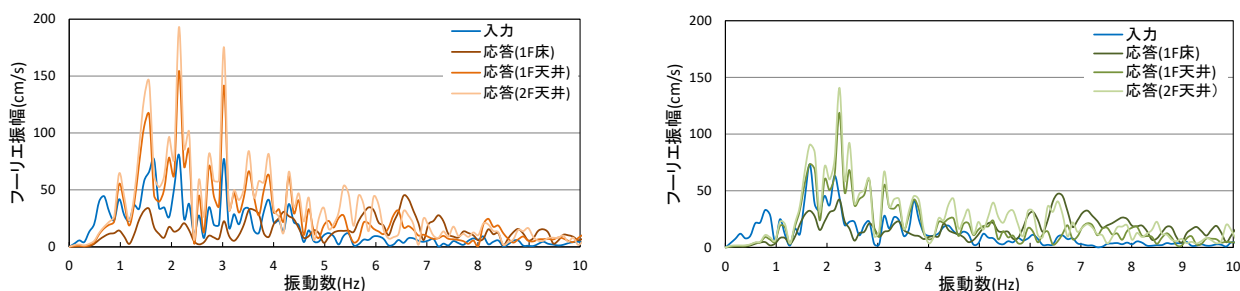


図11 入力波と解析モデルの振動数特性（前震、左；X方向、右；Y方向）

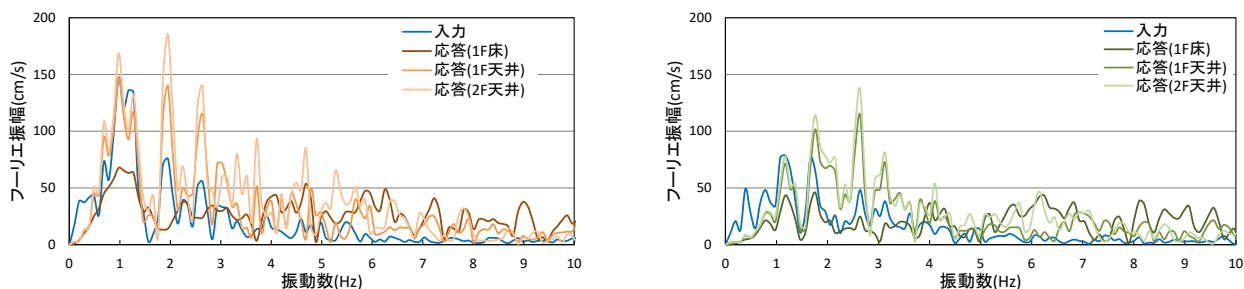


図12 入力波と解析モデルの振動数特性（本震、左；X方向、右；Y方向）

#### 4. まとめ

本研究では2016年熊本地震で被災した伝統木造家屋であるH邸を対象として、3次元モデルによる地震応答解析を行った。最大柱脚変位が大きい測点の方が1階層間変位は小さくなる傾向があること、2階層間変位は壁面のない影響が変位量と揺れの減衰にかかる時間に表れることが明らかになった。また、各階天井レベルの応答変位には入力波と建物の振動数特性が関係しており、H邸はX方向の剛性不足が問題であることを確認した。残留層間変位は小さくなったが、推定波はかなり強震であったため最大層間変位が $1/15(\text{rad})$ を超える測点もあった。伝統構法の変形性能を確認することはできたが、壁内の配管、配線の損傷を考慮すると最大層間変位は $1/60(\text{rad})$ 以内に抑えたいところである。今後は各耐震要素の性能が建物の地震時挙動に及ぼす影響を明らかにし、耐震補強についての検討を行っていく予定である。

**謝辞：**本研究を進めるにあたり、現地地震被害調査の結果を引用しました。日本建築学会近畿支部木造部会の調査チームの方々に感謝申し上げます。建築研究所開発のWallstat ver.3.3.10を用いました。また、推定地震波の作成にあたり、KiK-net観測記録を使用しました。記して感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会：平成22-24年度事業報告書・設計法案，  
[http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report\\_2012.html](http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report_2012.html)（2018.4.15アクセス）
- 2) 松村直輝，村田晶，秦吉弥，宮島昌克：地盤常時微動H/Vスペクトルを用いた地震動推定—2016年熊本地震における地震動推定精度検証—，2017年度土木学会中部支部研究発表会講演集，土木学会，CD-ROM，2018.
- 3) T.Nakagawa, M.Ohta, et. al. ” Collapsing process simulation soft timber structures under dynamic loading III :Numerical simulations of the real size wooden houses” , Journal of Wood Science, vol.56, No.4, pp.284-292, 2010.
- 4) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：「伝統木造構法を生かす木造耐震設計マニュアル」，株式会社学芸出版社，pp.1-128, 2004.
- 5) 村田晶，清水一史，吉富信太，向坊恭介：高山伝統構法木造建築物3次元地震応答解析による積雪荷重の影響，歴史都市防災論文集，Vol.10, pp.9-14, 2016.