

高山伝統構法木造建築物の3次元地震応答解析による積雪荷重の影響

3D Earthquake Response Analysis for Un-anchored Traditional Wooden Houses in Takayama Style Considering the Snow Load

村田 晶¹・清水一史²・吉富信太³・向坊恭介⁴

Akira Murata, Kazufumi Shimizu, Shinta Yoshitomi and Kyosuke Mukaibo

¹金沢大学 助教 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 金沢市角間町)

Assistant Professor, School of Environmental Design, Kanazawa University

²森ビル株式会社 (前 金沢大学大学院) (〒106-6155 東京都港区六本木6-10-1)

Mori Building Co., Ltd.

³立命館大学 教授 理工学部建築都市デザイン学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Professor, Dept. of Architecture and Urban Engineering, Ritsumeikan University

⁴鳥取大学 助教 工学部社会システム土木系学科 (〒680-8550 鳥取市湖山町南4-101)

Assistant Professor, Dept. of Social Systems and Civil Engineering, Tottori University

In Japan, some traditional wooden houses are not fixed with base stones (ishibadate base) on the ground. When an earthquake occurred, they were sliding on stones. In order to clarify influence of an earthquake, many static load tests and shaking table tests have been executed. These reports show the data on this sliding phenomena of un-anchored structures. The data on this sliding phenomena is needed for structural design. Moreover many un-anchored traditional wooden houses exist in a snow coverage area. So we have to consider the effect of snow load.

In this study, we have purposes to estimate the mechanism of ishibadate base in Takayama style. First, to verify the earthquake response performance of the ishibadate base. Second, to verify the effects of the snow load for un-anchored traditional wooden houses.

Keywords : Un-anchored traditional wooden house, 3-D earthquake response analysis, Snow load

1. はじめに

基礎に石場建てを有する伝統構法建築物は数々の実験、特に2010年から2012年にかけての要素実験や実大実験^{例えは1)}、解析的な検証^{例えは2)}により、図1に示すようなクライテリア、すなわち地震に対し他の木造の構法に比べ耐力こそ劣るが、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。また、他の石場建てを対象とした実験として山田の研究³⁾、解析的なアプローチとして松本らの研究⁴⁾、米澤らの研究⁵⁾が石場建て柱脚の挙動解析を行っており、定性的傾向について論じている。しかし、現存する石場建てを持つ伝統構法建築物は全国に存在し、その地方によって異なる特徴を持ち、用いている部材によりその耐震性能は異なる^{例えは6)}。特に大きな積雪荷重が想定される地域での現存する石場建てを持つ建築物の耐震性能を検証した研究は少ない。そこで本研究では最大積雪深1.2mが想定される岐阜県高山市の伝統構法建築物を対象に、近年行われた要素実験の結果を反映することで高山に現存する石場建てを持つ伝統構法建築物の地震時挙動に対する耐震性に関する知見を示し、積雪荷重が石場建て柱脚の地震時挙動へ与える影響について考察する。

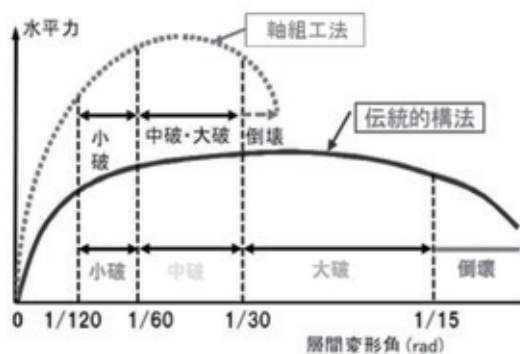


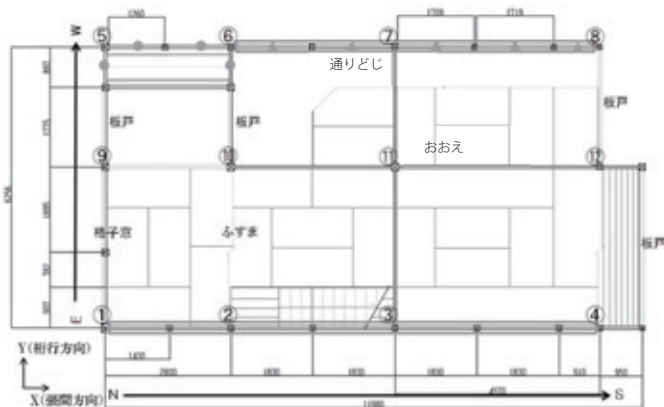
図1 伝統構法のクライテリア¹⁾

2. 3次元立体モデルによる地震応答解析について

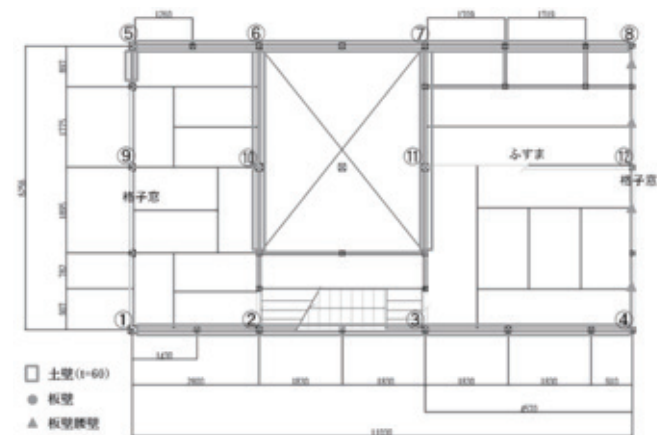
(1) 解析概要

今回対象地域とする高山の伝統構法建築物の平面形状での特徴としては、玄関から裏へと続く土間（通りどじ）が通り、通りどじに沿って1間ないし2間の部屋（おおえ）が正面から裏へ配している。張間方向両脇の外壁には吹き抜け空間の明かり窓以外に開口部がなく、全て全面壁である。一方で、桁行方向には2階吹き抜け空間の周囲以外に壁などの耐震要素が少ない。特に、1階には耐震要素がほとんどないような特徴を持っている。耐震要素としては軸組接合部、土壁、板壁、水平構面が挙げられる。このような特徴を網羅している高山の町家型伝統構法建築物で標準的な間取りを有している建築物として宮地家（図2、3、表1）を選定する。大多数の高山伝統構法の建築物がそうであるように1間のおおえと吹き抜け空間、耐震要素として接合部、土壁、板壁、水平構面を有している。本研究では、図2に示すよう主桁の通る短辺方向をY（桁行）方向、長辺方向をX（張間）方向と定義する。

本論文では対象建築物の特徴をモデル化し解析を行うに当たり、3次元を考慮した個別要素法による解析を行う。個別要素法を適用する理由としては、大変形時における部材の挙動を評価することと石場建て部の柱脚浮き上がりを考慮するためである。なおこれらの解析には、木造構造物の3次元地震応答解析の実績がある、建築研究所より公開されている汎用解析ソフトウェアのwallstat⁷⁾を使用する。モデル化に必要な軸組、接合部、構面、柱脚のパラメータは検討委員会のデータベース¹⁾、高山市伝統構法木造建築物耐震化マニュアル⁸⁾、そして伝統木造構法を生かす木造耐震設計マニュアル⁹⁾から引用する。また小屋組部分については架構の持つ耐力を屋根構面に置き換え表現している。以上によりモデル化した宮地家の解析モデルを図4に示す。



(1) 1階平面



(2) 2階平面

図2 構造平面図

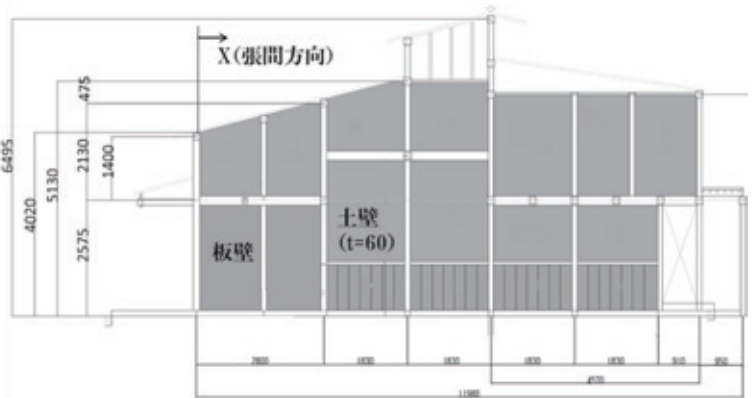


図3 宮地家の⑤-⑧断面図

表1 宮地家の重量について

	構成部位	仕様	荷重(N/m ²)
固定荷重	屋根	金属板葺	35
		母屋	115
	2階床(板間)	板張(根太含む)	165
	2階床(畳敷)	畳敷(床板・根太含む)	245
	壁	土塗り壁(t=60)	600
	吹き抜け	木組み	150
	天井	天井	100
積載荷重	2階床	(地震力算定用)	600
積雪荷重	屋根積雪1m	(積雪1cmあたり30N/m ²)	3000

表2 使用木材のパラメータ

	アカマツ		ヒメコマツ	
	柱	横架材	大梁	太鼓梁
断面形状(mm)	120×120		120×240	200×280
最大曲げモーメント(kN m)	強軸	21.5	21.5	48.3
	弱軸	21.5	21.5	33.6

(2) 軸組のモデル化

表2に示すように解析対象とする建築物の材種ごとに部材の曲げ強度を設定し、断面係数に従い最大曲げモーメントを決定することとし、軸組断面を3つの断面ごとに分け、弱軸・強軸の方向を考慮し計算を行う。宮地家では、横架材の材種にヒメコマツ、柱にアカマツを使用していることから、参考文献^{10),11)}の調査結果の平均値を参考に、ヒメコマツの曲げ強度 $48\text{N}/\text{mm}^2$ 、曲げヤング係数 $10\text{kN}/\text{mm}^2$ 、アカマツの曲げ強度 $44\text{N}/\text{mm}^2$ 、曲げヤング係数 $10\text{kN}/\text{mm}^2$ とする。また、軸組は折損（部材の曲げ破壊）を再現するために弾塑性回転バネと弾性梁要素でモデル化を行う。なお、折損は回転角が大きくなりバネの骨格曲線の曲げモーメントが0に達すると、部材間の回転バネをピン結合に変更することで表現する。

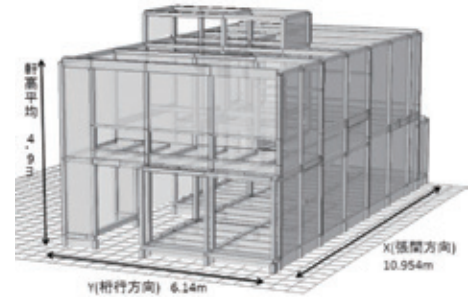


図4 宮地家の解析モデル

(3) 接合部のモデル化

軸組間の接合部は、回転バネと弾塑性バネ（せん断に対しては剛）を用いてモデル化¹²⁾し、スリップとバイリニア型の復元力として扱う。ここで、回転バネで木材のめり込みを、弾塑性バネで木材の引き抜きを表現している。また、回転バネは強軸、弱軸の各方向にそれぞれ作用するようにしている。ほぞの仕様に関しては、参考文献⁸⁾より梁せい 240mm 、 280mm で雇ほぞ車知打ち、それ以外の柱-梁接合部で差鴨居ほぞ車知打ち、柱-足固め接合部で雇いほぞ車知打ちとする。また、主要な柱については長ほぞ、間柱は短ほぞとして算定する。参考文献^{1),8)}のデータを参考にモデル化した、長ほぞ仕口の弾塑性バネモデルを図5に、短ほぞ仕口の弾塑性バネモデルを図6に、弾塑性回転バネモデルを図7に、それぞれ示す。車知打ちについては概念図を図8に示す。図中の M は最大曲げモーメントを、 P は耐力を、 θ は回転角とする。ここで図7に示した回転バネ復元力モデルは、今回モデル化した仕口についてすべて共通とする。加えて、モデル化に使用したバネの各折れ点と線分剛性を表3に示す。なお、除荷時はwallstatの仕様により、第1勾配で除荷した後、スリップで原点に戻るモデルとする。

(4) 柱脚・石場建てのモデル化

石場建てに関しては、参考文献²⁾のモデル化を参考に、柱脚の滑りや摩擦、浮き上がりによる衝撃を考慮し解析を行う。滑る方向に対し各柱脚に伝わる鉛直荷重 N から摩擦力を算出した後、柱脚に加わる水平力 (P_x, P_y) との比較により滑りの有無を判定する。

- ・試験体が滑りだす条件 $\mu_1 \times N < \sqrt{P_x^2 + P_y^2}$ (柱脚速度ベクトルと地盤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 $\mu_2 \times N$ (符号は水平力と逆方向)

上記式中の μ_1 は静摩擦係数、 μ_2 は動摩擦係数とする。上記の柱脚の滑動のモデルは参考文献²⁾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。

柱脚の浮き上がりに関しては、柱脚下部の「鉛直方向の絶対変位が地盤レベルと同じか下回った場合」は地震波入力に従い、「絶対変位が地盤レベルより上部の場合」は拘束なしで浮き上がっている状態とする。また、地盤との接触条件としては文献¹⁾を参考に、静摩擦係数 μ_1 を0.5、動摩擦係数 μ_2 を0.4、地盤と解析モデルが接触した際の跳ね返りの弾性剛性を $50,000\text{kN}/\text{m}$ 、粘性減衰定数を0.02と、それぞれ設定する。石場建て柱脚部の礎石の材料による摩擦係数の差異を表した要素動の実験データを図8に示す。なお今回使用するデータは6枚びしゃん仕上げの礎石・細のデータを用いる。

(5) 構面（壁、床）のモデル化

高山地方の伝統的な構法として、土壁、板壁が挙げられる。土壁、板壁、床の復元力としては、高山伝統部材を対象に行われた実験値^{1),13)}よりモデル化を行う。以下、図10、図11に土壁、板壁それぞれの実験結果と骨格曲線を示す。高山市伝統構法建築物の床は、床束を設けずに大引もしくは根太を設けて床板を貼って造る、転ばし根太なし床である。実験結果から作成した骨格曲線を図12に示す。屋根架構については架構の

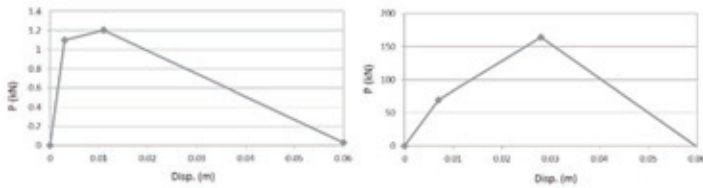


図5 短ほぞ弾塑性バネの骨格曲線

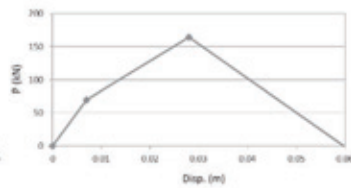


図6 長ほぞ弾塑性バネの骨格曲線

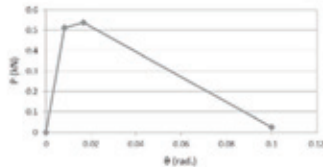


図7 塑性回転バネの骨格曲線

表3 使用したバネの各折れ点と線分剛性

短ほぞ		長ほぞ		回転バネ	
変位 (m)	剛性 (kN/m)	変位 (m)	剛性 (kN/m)	変位角 (rad)	剛性 (kN m/rad)
~0.003	367	~0.007	10,000	~0.008	61.5
~0.011	13	~0.028	4,500	~0.017	3.1
0.011~	-24	0.028~	-5,200	0.017~	-6.2

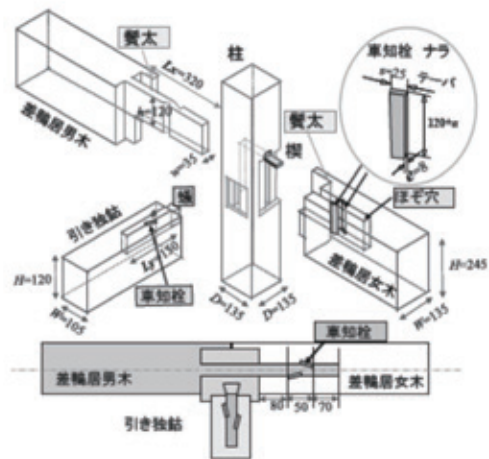


図8 差鴨居ほぞ車知打ちの概念図¹⁵⁾

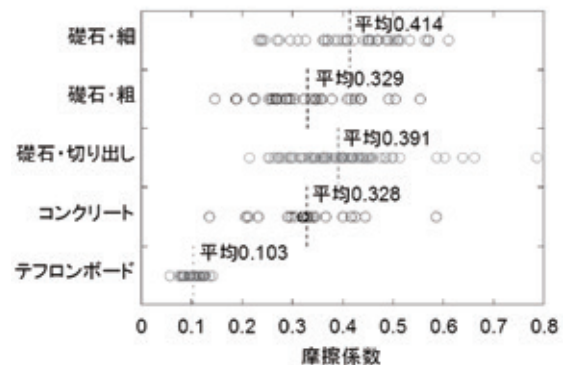


図9 石場建て要素の動的実験結果例¹⁾

持つ耐力を屋根構面に置き換えて表現するため、解析モデルの形状としては陸屋根で表現する。表4に構面の荷重変形関係を示す。

(6) 重量のモデル化

解析対象の重量に関しては、現地調査により部材を確認し表1に一例を示した屋根荷重、外壁、内壁、床、載積荷重等の単位重量 (N/m²) に該当面積 (m²) を乗じることにより算出している。重量は各階の要素に均等に配分する。また積雪荷重を考慮する際には表5に示す小屋組部に1cmあたり30N/m²の積雪荷重を100cmで設定し、地震時荷重として0.35を乗じてモデル化を行う。30N/m²で100cmの積雪荷重は70.5kNであるが、これを積雪量100%と考えて120%まで20%ごとに14.1kNを2階の上半分+小屋組の重量に加える形で各階の要素に均等に配分して設定する。

(7) 解析モデルの荷重変位関係

この解析モデルの小屋梁高さ4.9m、2階床高2.35mの接点を変位増分によって強制的に変位させるプッシュオーバー解析により各層各方向の荷重変形関係を計算する。また接合部仕口のモーメント抵抗の耐力負担率を検証するため、軸組のみの解析モデルについてもプッシュオーバー解析を行う。解析結果を図13に示す。X (張間) 方向の耐力は1, 2階それぞれ最大60~70kN, Y (桁行) 方向の耐力は1, 2階それぞれ最大20~40kNである。

(8) 入力地震波

建築物に作用させる地震波は、桁行、張間両方向の地震応答特性を把握し、建築物の建築基準法に対するクライテリア、加えて石場建ての性能と建築物被害への影響を検証するため、BCJ-L1とBCJ-L2¹⁴⁾ (図14) を各方向に入力する。なお敷地地盤による増幅は考慮していない。また最大規模の地震に対する建築物全体の耐震性を確認するため、3方向成分を持つ強震記録JMA神戸波を選び主要動である11秒から41秒までを抜き出した波形 (図15) を入力地震動として用いる。入力波の方向は、図2に示すX方向をNS, Y方向をEWと

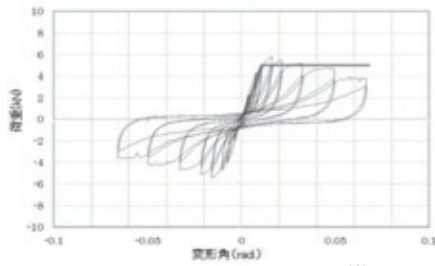


図10 土壁の実験値¹⁰⁾

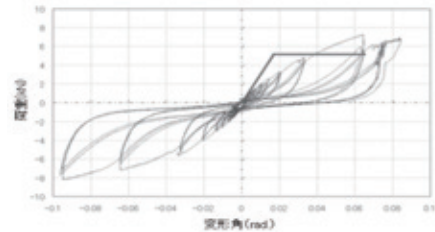


図11 板壁の実験値¹¹⁾

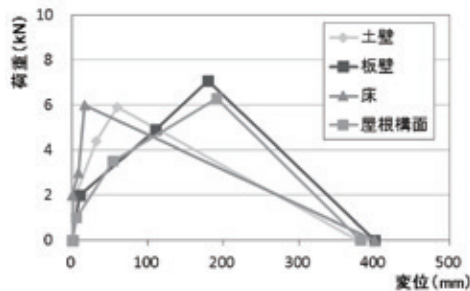


図12 構面の骨格曲線⁷⁾

表4 耐震要素の荷重変形関係

土壁		板壁		床		屋根構面	
変位(m)	荷重(kN)	変位(m)	荷重(kN)	変位(m)	荷重(kN)	変位(m)	荷重(kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
0.01	2.0	0.01	2.0	0.00	2.0	0.01	1.0
0.03	4.4	0.11	4.9	0.01	3.0	0.05	3.5
0.06	5.9	0.18	7.1	0.02	6.0	0.19	6.3
0.38	0	0.40	0	1.00	0	0.38	0

表5 宮地家の重量モデル

積雪荷重	1F下半分	1F上半分+2F下半分	2F上半分+小屋組	合計(kN)
0cm(0%)	31.0	63.6	63.4	158
20cm(20%)	31.0	64.3	77.5	173
40cm(40%)	31.0	65.1	91.6	188
60cm(60%)	31.0	65.8	105.7	203
80cm(80%)	31.0	66.5	119.8	217
100cm(100%)	31.0	67.3	133.9	232
100cm(120%)	31.0	68.0	148.0	247

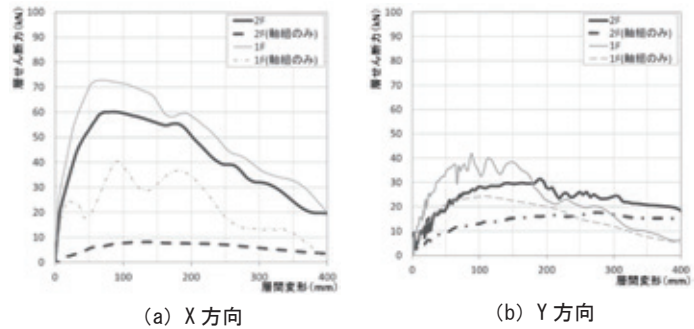


図13 プッシュオーバー解析による荷重変形関係

した地震成分を入力する．またBCJ-L1, L2, JMA神戸の加速度応答スペクトルを図16に示す．図に示すように，JMA神戸波は3Hzと4~6Hz付近で卓越することが分かる．

(9) 解析モデルの振動数特性

宮地家の石場建てモデルでのBCJ-L1入力時のX, Y各方向の加速度を比較する．各測点の平均から算出した建築物重心位置での変位(m)より有限差分法を用いて加速度(m/s²)を算出し，これを宮地家重心位置での加速度応答として扱う．加速度応答スペクトルを図17に示す．減衰は2%とする．X方向では1.4Hzと2.1Hz付近で振動数が卓越している．また，高振動数に行くに従い全体的に応答スペクトルが大きくなっているが，これは差分法による解の安定性の問題であると思われる．Y方向では2.0Hz付近で振動数が卓越している．実構造物の振動数特性については未調査のため不明であるが，おおよそモデルは妥当な振動数特性を有していると思われる．

3. 積雪荷重を考慮した宮地家の地震応答特性

(1) 概要

宮地家の石場建てモデルに対し，積雪荷重の影響について検討することを本章の目的とする．積雪荷重の考慮については，前述のように小屋組部に1cmあたり30N/m²の積雪荷重を100cm（雪下ろしによる低減）で設定し，建築基準法施行令82条による短期荷重として積雪荷重の0.35を乗じてモデル化を行う．30N/m²で100cmの積雪荷重は70.5kNである．これを積雪荷重100%と考えて0%から20%刻みで120%までの積雪荷重を考慮した解析モデルを設定する．なお積雪荷重は2階の上半分+小屋組の重量に加える形で各階の要素に均等に配分して設定する．設定した重量モデルは表5に示す通りとする．各モデルの耐力に関してはプッシュオーバー解析で確認し，その後時刻歴応答解析での応答値を検証し，積雪荷重を考慮した宮地家の石場建て挙動と耐震性能に及ぼす影響を明らかにする．また石場建ての滑り量や浮き上がり量についても考察する．

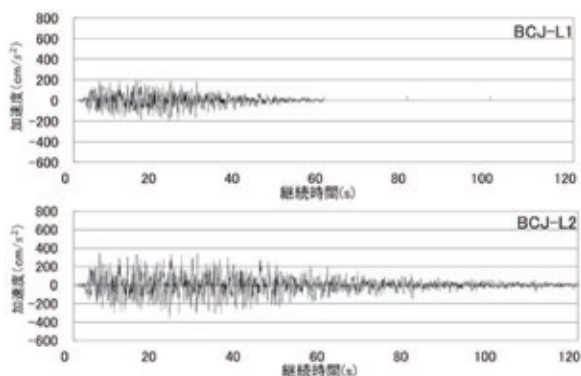


図14 BCJ-L1, L2 波形

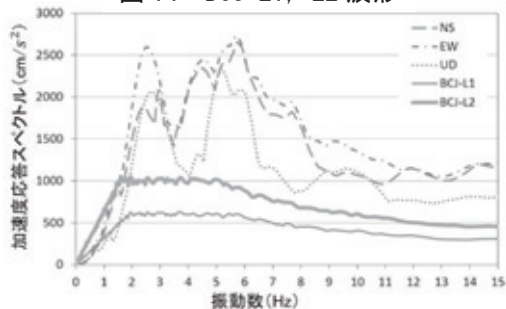


図16 加速度応答スペクトル ($h=5\%$)

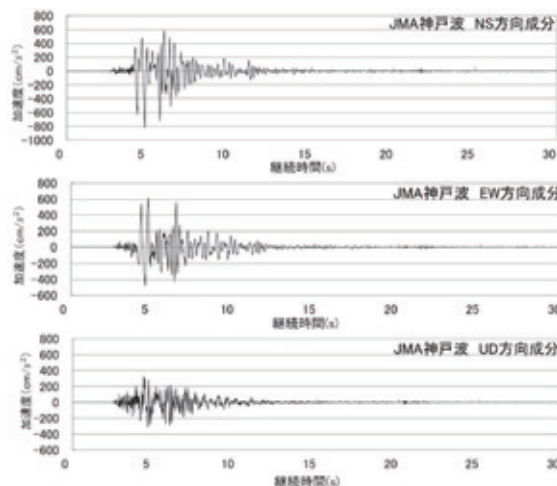


図15 JMA 神戸波地震動波形

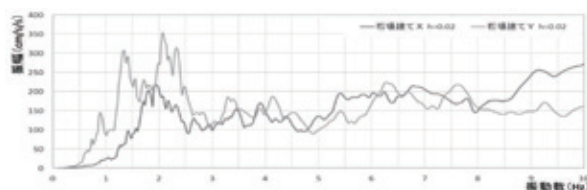


図17 BCJ-L1 入力時の加速度応答スペクトル

(2) 積雪荷重を考慮した宮地家の荷重変形関係

積雪荷重を考慮したこの解析モデルの小屋梁高さ4.9m, 2階床高2.35mの接点を変位増分によって強制的に変位させるプッシュオーバー解析により各層各方向の荷重変形関係を計算する. 積雪荷重0%モデルは図13に示した通りである. X方向耐力は1階で最大70kN程度, 2階で最大60kNの耐力を有することがわかる. Y方向耐力は1階で最大40kN程度, 2階で最大30kNとなり, 軸組と水平構面がY方向の主な耐震要素であり, 鉛直構面がほとんどないことにより, X方向に比較すると低い値を取るとというのが特徴的である. 次に積雪荷重100%モデルの荷重変形関係を図18に, 120%時を図19にそれぞれ示す. 積雪荷重100%では, 1FはX方向55kN, Y方向30kN前後と, 積雪荷重の増大で耐力がともに低下している. 2FはX方向80kN, Y方向は25kN前後と積雪荷重0%モデルに比べ増加している. 積雪荷重120%モデルにおいても, 100%モデル同様, 2Fの耐力が増大し, 1Fの耐力が減少する傾向となった. 1Fの耐力低下は建物上部の重量が増加したことによるP- δ 効果によるものと考えられる.

(3) 積雪荷重を考慮した宮地家の時刻歴解析結果

a) 層間変形量

表6にJMA神戸波入力時の時刻歴応答解析結果を示す. 図2中の測点①~⑫のうち最大の層間変形を表で示している. JMA神戸波の入力条件については2.8節に示す通りで, X方向にNS成分, Y方向にEW成分, Z方向にUD成分を, それぞれ入力する. 表に示すように, 最大層間変形量は積雪荷重の増大に伴い増大する. 積雪荷重100%までは建物各所に大きな変形を示しているが, 倒壊には至らない. ここで, 倒壊とは建物が破損し崩壊することを指す. しかし, 積雪荷重120%では建物は倒壊に至る. 図20に1層XY各方向の層せん断力と層間変形の関係を示す. 前節のプッシュオーバー解析で確認したY方向の耐力の低さゆえに, 解析モデルはY方向で勾配のなだらかな荷重変形関係を描いている. またXY方向ともに積雪荷重0%のJMA神戸波入力時から, 荷重変形関係が負勾配に入る. そして図に示すように倒壊に至っていることが分かる.

b) 石場建て柱脚の滑り量と浮上り量

JMA神戸波入力時の積雪荷重を考慮した石場建てモデルの柱脚滑り量を検証する. 表6に示す最大滑り量については, X方向では積雪荷重の増加に伴い最大滑り量が218mmから300mmに増加するが, Y方向では213mm~178mmへと減少する. ここで, X方向の滑り量が大きくなるのは, JMA神戸波で最大加速度を持つ

NS成分を入力していることが考えられること、Y方向が減少する理由についてはX方向のすべりに影響を受けていることが考えられるが、層間変形については積雪荷重の増加に伴い大きくなっていることから、今後の検討課題にしたい。また、倒壊に至る直前である入力後11.7秒の時までの滑り量の最大・平均・残留値を算出し図21に示す。JMA神戸波入力では倒壊直前において最大の滑り量をとることが分かる。また最大滑り量は、今回のモデルによる解析では300mmを超えることはないと考えられる。浮上り量については図22に示す。図に示すように、浮上りの生じる点は決まっており最大で20mm程度である。積雪荷重120%モデルの結果は倒壊に至る直前である入力後11.7秒の時までの値で算出している。ここに示した最大浮上り量の値は倒壊の直前に記録しており、建物裏手側における図2中の測点③④⑦⑧⑪⑫が浮上り倒壊に至る。

c) 固有振動数

宮地家の積雪荷重を考慮した、JMA神戸波入力時のY各方向の加速度応答スペクトルを比較する。前章同様、各測点の平均から算出した建築物重心位置での観測変位(m)に有限差分法を用いて加速度(m/s²)を算出し、宮地家重心位置での加速度応答として扱う。Y方向の加速度応答スペクトルを図23に示す。減衰は2%を実線で5%を破線で示している。積雪荷重0%モデルは2.1Hz程度、積雪荷重80%モデルは1.9Hzと卓越振動数がやや低下したことが分かる。しかしながら、高振動数側の7.7Hz付近での増幅が無視できない程度あり、荷重増加による柱脚すべり量減少と対応しているのではないかと考えられる。そのため、石場建てモデルの場合、荷重増加による卓越振動数低下と一概に判断できない振動数特性を有していると考えられ、今後詳細に分析する予定である。

4. まとめ

本研究では高山伝統構法建築物である宮地家を対象として、高山に現存する伝統構法建築物の石場建て柱脚の解析的な検証を目的として、3次元モデルによる地震応答解析を行った。積雪荷重を考慮し積雪量0cmから雪下ろしなしで最大積雪深を想定した120cmまでを設定した解析モデルにより、宮地家の石場建ての滑りや浮上りといった挙動の最大値、また柱脚が固定されていないことで耐震性能に及ぼす影響を明らかにした。積雪荷重を考慮するとX方向で積雪荷重の増加に伴い最大滑り量が218mmから300mmに増加するが、Y方向では反対に213mm~178mmに減少する。ただし、積雪荷重の増加に伴うすべり量の増加の程度はそれほどでもなく、今回のモデルでは最大でも300mmを超えることはないことが分かった。浮上り量については積雪荷重の増加に伴い、浮上り量は減少する。また、倒壊の直前に建物裏手側が浮上り倒壊に至っている。

以上より、設計上想定される積雪荷重を考慮した時はいくつかの測点で最大層間変形角が1/10を超えるも

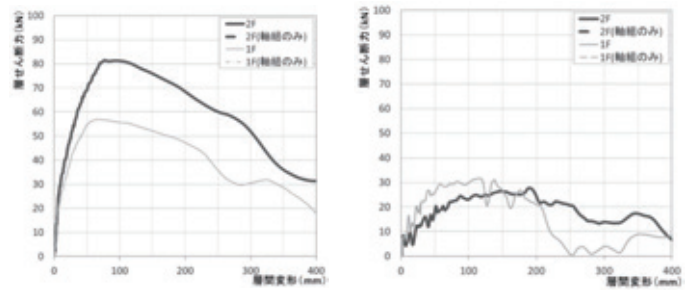


図18 プッシュオーバー解析による荷重変形関係 (積雪荷重 100%)

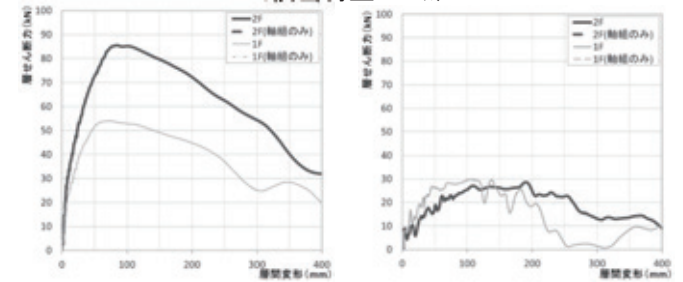


図19 プッシュオーバー解析による荷重変形関係 (積雪荷重 120%)

表6 積雪荷重モデルの最大変形量

積雪荷重割合	柱脚滑り(mm)		浮上り(mm)	層間変形(mm)				
	X方向	Y方向		1F		2F		
0%	正	218	213	19.8	242	200	139	273
	負	-92	-105		-99	-97	-64	-109
20%	正	239	201	19.5	263	204	172	285
	負	-92	-109		-116	-104	-71	-112
40%	正	263	200	19.3	290	241	194	292
	負	-105	-110		-127	-93	-79	-140
60%	正	282	186	18.5	321	211	225	218
	負	-120	-121		-141	-93	-90	-148
80%	正	296	201	18.2	338	277	227	297
	負	-139	-108		-156	-99	-104	-119
100%	正	300	178	18.0	342	260	293	250
	負	-148	-118		-164	-126	-110	-143
120%	正	3102	4004	81.5	2012	2585	4157	4041
	負	-156	-134		-171	-1890	-117	-1870

*最大加速度は各成分中の最大値

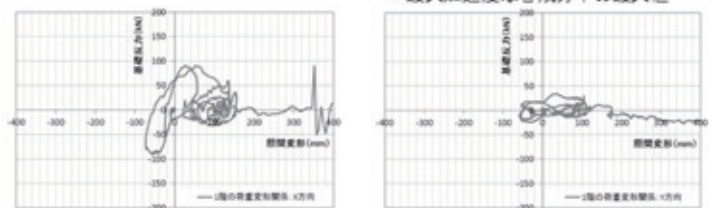


図20 荷重変形関係 (積雪荷重 120%, JMA 神戸波入力)

の、倒壊に至ることなく建物は存続し続けることが分かった。ただし、柱脚のすべり量は平時に比べ増加すること、層間変形量も同様に増加することから、積雪荷重の影響を無視できないことが確認できた。

謝辞：本研究を進めるにあたり参考文献^{2), 6), 7)}の著者 中川貴文氏の所属する建築研究所開発の汎用ソフト wallstat ver.3.1を用いました。また宮地家の図面や要素実験結果の参照、解析結果の整合性検討など高山市伝統構法木造建築物耐震化マニュアル作成検討委員会にご協力いただきました。両機関に対し記して心より御礼申し上げます。

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 (2015.8.14アクセス)
- 2) 中川貴文：大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発, 建築研究資料 第128号, 2010.
- 3) 山田耕司：石場建て建築物の最大滑動量の実験的推計に関する検討, 歴史都市防災論文集 Vol.8, pp.237-242, 2014.
- 4) 吉田尚弘, 向坊恭介, 大岡優, 伊津野和行：礎石建て構法木造建築物の柱脚滑り挙動の解析的研究, 日本建築学会講演梗概集C-1, pp.561-562, 2009.
- 5) 松本 憲幸, 河合 直人：伝統的木造住宅の地震時挙動に関する解析的研究, 日本建築学会講演梗概集C-1, pp.429-430, 2012.
- 6) 高林 弘樹, 中川 貴文, 高橋 徹：伝統的木造軸組構法による京町家の耐震性能 個別要素法を用いたシミュレーション解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造Ⅲ, pp.399-400, 2011.
- 7) 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.
- 8) 高山市伝統構法木造建築物耐震化マニュアル作成検討委員会：高山市伝統構法木造建築物耐震化マニュアル, 2014.
- 9) 木造軸組構法建築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.
- 10) 強度性能研究会：製材品の強度性能に関するデータベース・データ集〈6〉, 2002.
- 11) 高山建築製材協会：ヒメコマツ梁曲げ試験 試験報告書, 2011.
- 12) 独立行政法人 建築研究所：木造住宅 倒壊解析ソフトウェアwallstat (ver.3.1.2) ユーザーズマニュアル, (2016.1.15.アクセス) http://www.nilim.go.jp/lab/idg/nakagawa/dl/manual_j.pdf
- 13) 棚橋秀光, 大岡優, 向坊恭介, 鈴木祥之：飛騨高山の伝統木造仕口の性能検証実験, 歴史都市防災論文集, Vol.8, pp.1-8, 2014.
- 14) 寺西ゆう子, 青野弘和, 森迫清貴：葦, 萱を小舞に用いた土壁の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.269-272, 2012.
- 15) 建築研究所・(財)日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針, 建築研究資料 No.83, 1994.
- 16) 千葉隆弘, 苔米地司, 高橋 徹, 植松武是：積雪期の地震に対する木造住宅の耐震性に関する研究—振動による屋根雪の動的挙動と構造体の応答特性との関係について—, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第635号, pp.25-32, 2009.

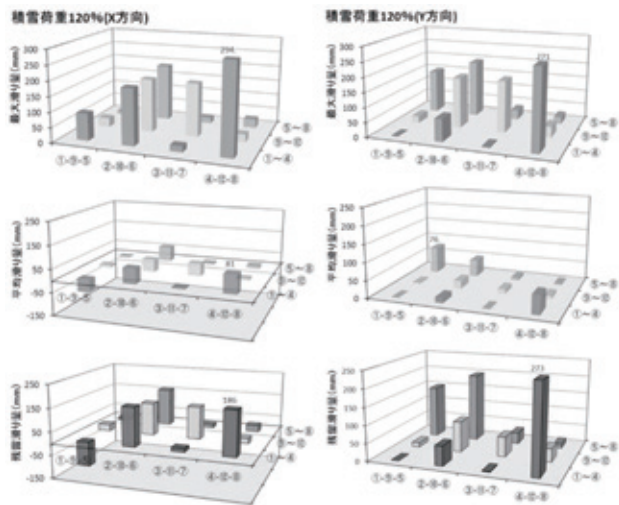


図 21 積雪荷重 120% JMA 神戸波入力時の滑り量

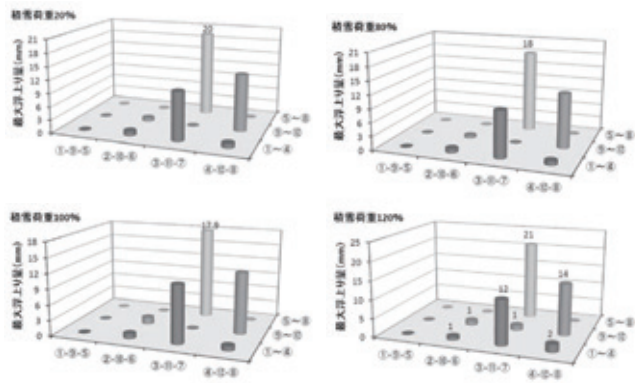


図 22 積雪荷重増加に伴う JMA 神戸波入力時の浮上り量推移

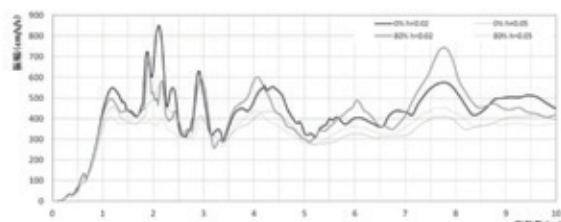


図 23 積雪荷重モデルの加速度応答スペクトル (Y 方向)