

伝統木造構法で建てられた民家の免震改修事例 その2 構造モデルによる応答性状の比較

正会員 ○飯田秀年*¹ 正会員 福本有希*²
正会員 魚津忠弘*³ 正会員 花井 勉*⁴

伝統木造構法 民家 二棟併設
免震改修 時刻歴応答解析 質点モデル比較

1. はじめに

その2では、時刻歴応答解析によりこの建物の安全性を確認するとともに、構造モデル及び剛性、減衰のパラメータを変化させ、その影響を検討する。

2. 時刻歴応答解析概要

2.1 解析ケースの設定

対象物件を上部構造(移築部、増築部)、人工地盤及び免震層、下部構造の4質点4自由度系(表①)として運動方程式を設定し、Newmark β法(γ=1/2、β=1/4、dt=0.01(s))を用いた直接積分法による時刻歴応答解析を行う。この他、各部を簡略化したモデルとして、表1②、③についても併せて検討する。モデルの特性値(質点重量、剛性)を表2に示す。減衰定数は上部構造5%、免震層0%、下部構造は2%とした。

2.2 入力波

応答解析の入力波として、表層増幅を考慮した建築基準法告示波(ランダム位相、神戸位相、八戸位相)、及びEl Centro、Taft、Hachinohe_50kine 基準波を用いた。なお本サイトにおいて今後想定される地震動である東海東南海連動型地震動¹⁾は図1に示すように本建物の応答周期3.9秒付近では設計で採用している告示波の応答スペクトルよりも低いため除外している。

2.3 応答クライテリア

耐震設計では、極めて稀に発生する地震時に、上部構造は応答層間変形角≤1/120、免震層は1.1(ねじれ補正)×応答変位≤地震時設計限界変位(0.36m)、下部構造は短期許容応力度以内であることを確認する。

2.4 地震応答解析結果 4質点モデル

表3に4質点モデルによる地震応答解析結果を示す。上部構造の最大変形角が1/268、免震層の最大応答変形が0.26mと各層の応答は上記クライテリア以内であり、

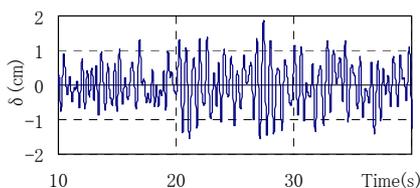


図2-1 4質点モデルにおける上部構造2棟の相対変位

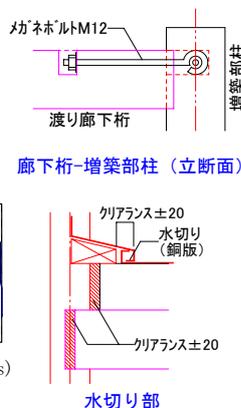


図2-2 Exp.部詳細図

大地震時に安全性を担保できることを確認した。

図2に上部構造2棟の相対変位を示す。相対変位はエキスパンション部のクリアランス内(±20mm)に収まっている。

応答せん断力係数を用いた架構応力の算定では、一部の柱に引き抜きが生じる結果となったが、全体転倒に至るものではない。又、柱脚部せん断力については柱と束石の摩擦力により十分に伝達可能と考えられるが、柱脚性能を数値として担保する意味で、今回はアンカーボルトにより柱脚と人工地盤を緊結した。

表1 各ケースの解析モデル

① 4質点 各部を独立に考慮	② 3質点 上部構造2棟を1質点	③ 2質点 上部構造を1質点、下部構造を剛体
減衰定数 h : 上部構造=5%, 免震層=0%, RC車庫=2%		

表2 解析モデルの層重量及び水平剛性

階	Wi (kN)	Xxi (kN/cm)	Kyi (kN/cm)
移築部	234.0	26.9	34.5
増築部	74.2	26.4	23.5
免震層	1801.5	3.8	3.8
RC車庫	4631	53567	12187

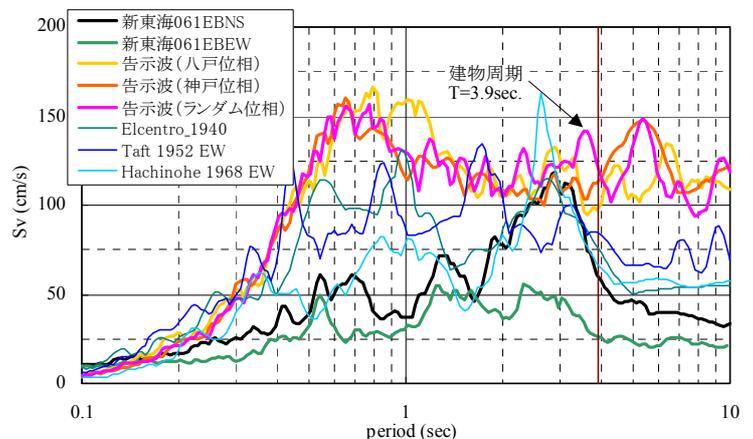


図1 入力波の速度スペクトル

表3 地震応答解析による最大値一覧

		層間変形角	層せん断力係数
移築部	X 方向	1/182	0.16
	Y 方向	1/213	0.14
増築部	X 方向	1/367	0.23
	Y 方向	1/289	0.28
免震層	X 方向	26.18*	0.10
	Y 方向	26.18*	0.10
下部構造	X 方向	1/10224	0.38
	Y 方向	1/23857	0.38

*免震層変形(cm)

3. 解析条件の影響

3.1 モデルの違いによる応答比較

表 1 に示す各モデルに関して、モデルの違いによる応答の相違について比較する。モデル①の増築部、上部構造を 1 質点にまとめたモデル②及び下部構造を剛体と見たモデル③での応答せん断力係数の差は殆どなかったが、モデル①の移築部は他のモデルに比べて小さなせん断力係数であった。本ケースでは、せん断力係数と免震層変位については上部構造の 2 棟の性能が近く、下部構造も表 2 程の剛性があれば、応答値に余裕を見込むことによってどのモデルでも設計可能であったことが確認できた。

3.2 上部構造の減衰定数の影響

伝統構法住宅の減衰定数は常時微動測定や人力加振試験などの実測により確認され、文献^{2,3)}等において示されているものの、その値には 4%~9%と幅が見られる。ここでは上部構造の減衰定数をパラメータとして 2 質点モデルにおける上部構造の応答変位を比較した。図 3 に減衰定数を 1~10%とした場合の上部構造の最大層間変形角を示す。減衰定数の減少につれて応答変形角が増加するものの、1%の減衰定数でも判定基準の 1/120 を超えることはない。

3.3 低剛性上部建物周期と免震層の固有周期の関係

上部構造と免震層の固有周期比と上部構造の層せん断力係数の関係を把握することにより、低剛性の建物を免震化する場合に要求される免震層の固有周期を検討する。図 4 に示すように、固有周期比が 6 倍から小さくなると上部構造の層せん断力係数が線形的に増加し 4 倍を下回ると設計クライテリアの 0.3 を超過する。また入力波によっては固有周期比が 10 倍以上あっても層せん断力係数が 0.2 を超える場合がある。このことから免震レトロフィットを採用する場合にも、上部構造を 0.25 程度まで弾性域であるよう設計する必要があると判断される。

4. まとめ

民家の免震レトロフィット例について設計の要点と解析的検討を報告した。

本建物では若干の余裕（免震層ねじれ、装置ばらつ

き)を見込んだ上で、簡略モデルによる応答せん断力係数を用いて設計することも可能であった。構造計画段階では簡易モデルで十分である。設定する減衰定数により上部構造の応答には違いがあるが本建物の場合、重要なパラメータではなかった。上部構造と免震層の固有周期の関係については、周期比を 4 倍以上とすべきこと、上部構造を層せん断力係数 0.25 程度まで弾性範囲となるよう設計すべきことが分かった。

表4 モデルの違いによる応答の違い*

解析ケース	質点	層間変形角	層せん断力係数
①	移築部	1/182	0.16
	増築部	1/367	0.24
	免震層	26.18**	0.10
②	免震層	28.24**	0.10
	上部構造	1/215	0.23
③	免震層	28.23**	0.10
	上部構造	1/215	0.23

*X 方向 **免震層変形(cm)

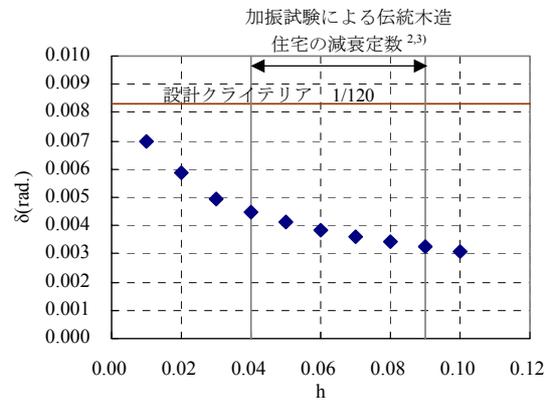


図3 上部構造の減衰定数と応答変形角

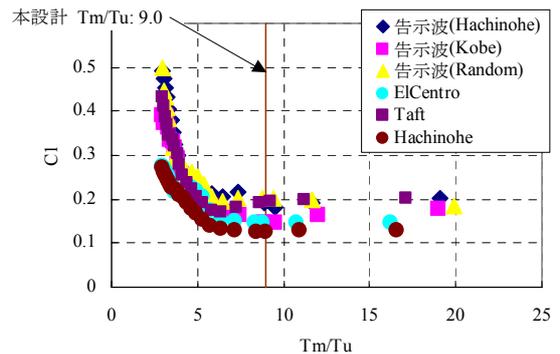


図4 上部構造と免震層の固有周期比と上部構造の層せん断力係数の関係

参考文献

- 1) 愛知県設計用入力地震動研究協議会発表、2006.2
- 2) 杉山英男、野口弘行、鈴木秀三、安藤直人：「江戸時代に建築された農家の水平加力試験の結果」、日本建築学会構造系論文報告集 第 360 号、昭和 61 年 2 月
- 3) 須田達、清水秀丸、北原昭男、鈴木祥之：「伝統木造軸組の実大振動実験（その 13）振動実験（第 2 期）の概要と試験体の動特性」、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、pp.177-178、2001 年 9 月

*1 えびす建築研究所

*2 東京大学大学院工学系研究科・修士(工学)

*3 魚津社寺工務店

*4 えびす建築研究所・博士(工学)

*1 Ebisu Building Laboratory Co.

*2 Grad. Student, School of Engineering, The University of Tokyo, M. Eng.

*3 Uotsu Shaji Corporation

*4 Ebisu Building Laboratory Co., Dr. Eng.