

## 縮小模型を用いた軸組構法木造住宅の倒壊挙動実演

正会員 石井 渉\*<sup>1</sup> 正会員 三宅 辰哉\*<sup>2</sup>  
 正会員 花井 勉\*<sup>2</sup> 正会員 河合 直人\*<sup>3</sup>  
 正会員 五十田 博\*<sup>4</sup> 正会員 檜府 龍雄\*<sup>5</sup>

## 軸組構法木造住宅 縮小模型 振動台 倒壊挙動

## 1. はじめに

本実演の目的は、軸組構法木造住宅について、耐震性能が十分なものと十分でないものの2種類の縮小模型を簡易な振動台上で同時に加振し、応答状態と倒壊挙動の違いを実演することで、耐震設計・耐震補強の重要性に関する住宅施工・住宅所有者の理解を促進することにある。

実演は2004.12.11から2005.1.29の間に国連防災世界会議総合防災展を含む3つの催しの中で行われた。

ここでは、国連防災世界会議総合防災展における実演の概要を報告する。

## 2. 縮小模型の想定耐震性能

想定実建物の平面図および筋かい配置を図1に示す。A棟(強モデル)、B棟(弱モデル)とも、筋かい壁と石膏ボード内装壁(準耐力壁)を耐震要素とする。A棟(強モデル)は2000年改正の建築基準法(以下「最新耐震基準」)に適合するが、B棟には最新耐震基準に対して、耐力壁量の不足、耐力壁配置の偏り、接合部補強金物不使用などの問題点がある。想定実建物の想定耐震性能の比較を表1に示す。許容水平耐力は品確法に規定される壁倍率と壁長の積に1.96(kN)を乗じた値とし、必要水平耐力はベースシア係数0.2相当の地震力とした。偏心率算定では耐力壁の水平剛性は壁倍率×壁長に比例するとした。A棟では全階・全方向で耐震性能が必要耐震性能を上回っているが、B棟では各階・短辺(加振)方向で耐震性能が必要耐震性能以下となっている。また、1階・短辺方向で偏心率が0.3を上回っている。

表1 想定耐震性能の比較

階	方向	重量 (kN)	$Q_a$ (kN)		$Q_n$ (kN)	偏心率	
			A棟	B棟		A棟	B棟
2	短辺(加振)	87.2	32.1	20.5	21.3	0.043	0.043
	長辺		37.5	29.4		0.067	0.098
1	短辺(加振)	101.1	54.4	28.5	37.7	0.105	0.357
	長辺		61.5	40.1		0.077	0.036

$Q_a$ : 許容水平耐力  $Q_n$ : 必要水平耐力

## 3. 縮小模型の構成

模型の外観を写真1に示す。模型の縮尺は1/10とし、梁断面は床レベルで10×20mm、軒レベルで10×15mmとした。柱断面は10×10mmとし、端部は横架材に対して短ほぞ差しとした。樹種はB棟の梁のみスプルース、その他はバルサとした。金物はすべて0.2mm厚のアルミ板を用いた。接合には6mm長の釘、虫ピン、一部に接着剤を用いた。2階床には重量調整

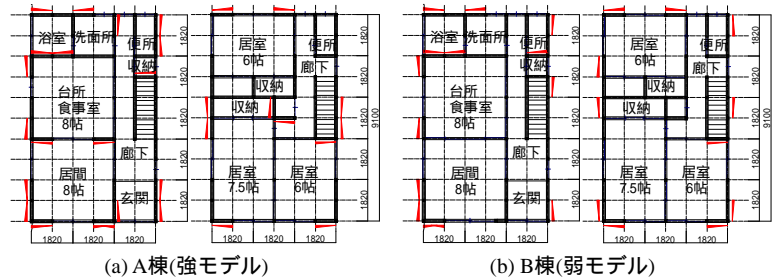


図1 想定実建物の平面図・筋かい配置図

錘を載せた。筋かいの断面は3×5mmとし、面材壁は1mm厚のポリスチレンシートを軸組に釘打ちして構成した。これらの耐力壁の荷重変形性能を模型面内せん断実験により確認した。結果を相似則に基づく目標性能と比較して図2に示す。圧縮筋かいは目標性能に対して耐力・剛性とも2倍程度、引張筋かいは耐力が0.3倍、剛性が0.8倍程度である。面材壁は石膏ボード準耐力壁の目標値に対して耐力・剛性とも高く、構造用合板耐力壁相当の性能を有する。

## 4. 実演の経緯

振動台は架台のローラー支承上に設置されており、振動台と架台の間にはバネが設置されている。振動台は当初全ネジ鋼棒により変位を拘束された状態で、全ネジ鋼棒にねじ込まれたハンドル付きナットを回転させて振動台に初期変位を与える。その後、全ネジ鋼棒による拘束を解除することで振動台に自由振動が生じる。

初回の初期変位を1.0cmとし、その後0.5cm刻みで大きくした。その結果、B棟では初期変位4.5cmでははっきりと視認できる水平変形が生じ、加振後、南面に1/5rad程度の残留変形が認められた(写真3)。この段階で、B棟1階の建物長辺方向の筋かいはすべて外れた。短辺方向の筋かいは壁材で覆われているので、破壊状態は不明であるが、少なくとも南面の筋かい端部は破断していると推測できる。その後、再度初期変位4.5cmの加振を行ったところ倒壊に至った(写真4)。A棟は最終加振においても健全であり、耐震設計および耐震補強の有効性を訴えることができた。

## 5. 応答加速度の推定

振動台上に加速度計を設置し、水平方向の加速度を計測した。結果を図3に示す。倒壊に至った最終加振、およびその2回前までの加振における計測加速度波形から振動数を求めると下記のように、模型の損傷の進展により振動数が減少している。



写真1 縮小模型セットアップ

最終2回前：1.747Hz      最終1回前：1.286Hz  
 最終加振：1.253Hz

相似則によれば本模型の弾性時固有振動数は12～15Hz程度と推定され、本模型は加振波に共振することはないと考えられる。この推測に基づいて、本模型の最大応答加速度として加速度応答スペクトルの0.1sec付近の短周期領域における値をとれば400～500gal程度となり、最大層せん断力係数は0.4～0.5程度となる。個々の耐力壁の耐震性能は相似則に基づく目標耐震性能を満足していないが、結果的に推定最大層せん断力係数は妥当な値となった。

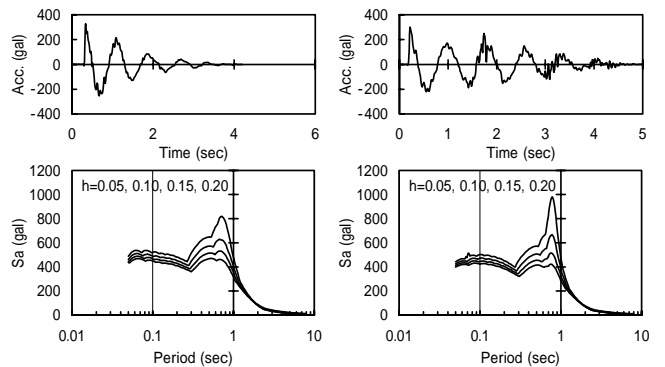
## 6. まとめ

耐震設計・耐震補強の重要性に関する住宅施主・住宅所有者の理解促進を目的として、軸組構法木造住宅模型の加振実演を3回行った。いずれの実演でも観衆の注意を惹くことができ、普及・啓発活動としての有効性が確認できた。

建築研究所では、今後、この振動台と住宅模型(木造住宅と国連地域開発センターから寄贈を受けた組積造住宅)を、国際地震工学センター研修や種々の一般市民向けの普及啓発活動に活用することとしている。

### 謝辞

本実演に当り国連地域開発センター殿には終始便宜を図っていただいた。東京大学教授 坂本功博士、名古屋大学教授 福和伸夫博士には有用な多くの助言をいただいた。応用地震計測殿には加速度計測に協力いただいた。記して謝意を表します。



(a) 最終1回前

(b) 最終加振

図3 振動台上の加速度波形と加速度応答スペクトル



写真2 加振風景



写真3 B棟残留変形



写真4 B棟倒壊状況

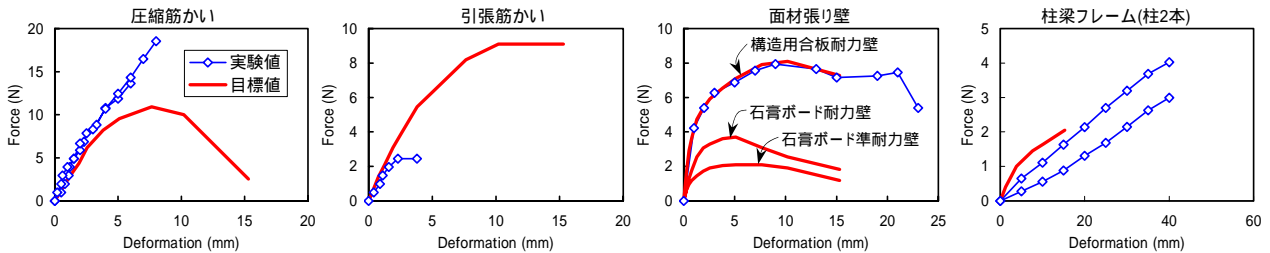


図2 模型面内せん断実験結果

\*1 日本システム設計  
 \*2 日本システム設計 取締役・博士(工学)  
 \*3 独立行政法人建築研究所構造研究グループ 上席研究員・工学博士  
 \*4 信州大学工学部社会開発工学科 助教授・博士(工学)  
 \*5 独立行政法人建築研究所 国際協力審議役

\*1 Nihon System Sekkei Architects & Engineers Co.  
 \*2 Director, Nihon System Sekkei Architects & Engineers Co., Dr. Eng.  
 \*3 Chief Research Engineer, Dept. of Structural Engineering, Building Research Inst., Dr. Eng.  
 \*4 Associate Professor, Department of Engineering, Shinshu University, Dr. Eng.  
 \*5 Senior Coordinator for International Cooperation, Building Research Inst.