3階建木質接着パネル構法住宅の実大振動実験

—木質接着パネル構法住宅の実大振動実験 その1—

FULL-SCALE VIBRATION TEST OF THREE-STOREY HOUSING
BASED ON WOODEN PANELS CONSTRUCTION

—Full-scale vibration test of housing based on wooden panels construction Part 1—

平田 俊次*¹, 梶川 久光*², 渡辺 英幸*³, 大橋 好光*⁴, 坂本 功*⁵

Toshitsugu HIRATA, Hisamitsu KAJIKAWA, Hideyuki WATANABE,

Yoshimitsu OHASHI and Isao SAKAMOTO

This report describes about full-scale vibration test of housing based on wooden panels construction. The full-scale vibration test on the three-storey housing were carried out. Size of test model is 7,280mm by 7,280mm by 9,824mm. Test model was changed four times by decreasing wall volumes. Each test was called as Phase 1,2,3,4, respectively. The measurement were conducted in the acceleration, relative story displacement, and the pulling out force of base in column, etc. The characteristic of the natural frequency, the acceleration distribution, the load-displacement relation, the deformation behavior and the pulling out force of base in column by the full-scale vibration test were examined by using the result.

Keywords: Three-storey housing, Wooden panels construction, Full-scale vibration test, Earthquake response

3階建住宅, 木質接着パネル構法, 実大振動実験, 地震応答

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震による阪神・淡路大震災では、木造の被害が甚大であり、全壊、及び半壊の建物は20万棟¹⁾を超えていた。しかし、木質プレハブ工法(木質接着パネル構法)においては、全壊、半壊ともゼロ棟²⁾であり、損傷の内容については、地盤に起因する被害、内・外装仕上げ材における被害が主であった。

この大震災以降、現在に至るまで、木質建物の実大振動実験が数例行われており、地震力、とりわけ大地震時の建物の挙動に対する研究がなされてきた^{3),4),7)~16)}。これらの代表的な実大振動実験を工法別に整理すると、在来構法については、多くの人が携わっており1995年から1996年にかけて実施されている^{7)~12),14)}。枠組壁工法については、2000年に小原、宮澤らにより実施された実験^{15),16)}、2004年に野口らにより実施された実験¹³⁾がある。木質接着パネル構法については、1997年に実施した筆者らのグループの実験^{3),4)}のみである。木質構造住宅の場合、大きくは、在来構法、枠組壁工法、木質接着パネル構法に分類されるが、さらに、同じ工法でも建設年代や地域性等によって構造に違いがあるため、現実建物の大地震時における挙動を明らかにしていく場合に、構法別、年代別、地域別にそれぞれ行う必要があると考えられる。

そこで、本研究の目的は、木質接着パネル構法に研究の対象を

絞り、実際の大地震時における建物挙動に限りなく近い状態を再現するべく、実大建物による振動台加振実験を行い、大地震時における建物の挙動についてその構造特性を明確にすることである。加えて、その構造特性を把握した上で、構造検討手法についても現行法

写真1 実験概要

*¹ ミサワホーム(株)技術環境G チーフマネージャー*² ミサワホーム(株)構造技術チーム 博士(工学)*³ (株)渡辺建設 修士(工学)*⁴ 武蔵工業大学工学部建築学科 教授・工博*⁵ 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 教授・工博

Structural Design Group, Misawa Home Co., Ltd.

Structural Design Group, Misawa Home Co., Ltd., Dr. Eng.

Watanabe Home Co., M. Eng.

Prof., Dept. of Architecture Faculty of Eng., Musashi Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Graduate School of Engineering, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

との比較検討を行っていきたい。

まずはじめに、本論文（第1報）においては、写真1に示すような木質接着パネル構法による3階建実大建物について振動台加振実験を実施し、実際の兵庫県南部地震での地震被害調査と現構造設計との関連を念頭に置き、実験結果について考察、及び検討を行った。それについての報告を行う。本論文の構成は、第2章で3階建実大振動実験における試験体の概要、及び実験方法等の概要について述べ、続いて、第3章で3階建実大振動実験の結果である固有振動数、応答加速度、荷重・変位関係、及び脚部の引抜力について、時刻歴応答解析結果と併せて、考察、及び検討を行う。最後に、4章で3階建実大振動実験におけるまとめ、及び今後の課題について示す。なお、本論文の1部分については、速報として日本建築学会大会学術梗概集にて報告を行っている^{3),4)}。

続報においては、木質接着パネル構法における2階建実大建物において振動台加振実験を行い、2階建建物と3階建建物（第1報）との構造特性の違いについて比較検討を行う予定である。また、木質接着パネル構法2階建建物の静的水平加力実験の研究⁵⁾と比較検討を行い、動的、静的の構造特性の違いについても比較検討を行う予定である。加えて、実大建物の静的・動的実験により明確となった構造特性を念頭に置き、現構造検討手法を見つめ直す予定である。

2. 実大振動実験³⁾

2.1 試験体概要

試験体の各階平面図、及び立面図をそれぞれ図1、及び図2に示す。試験体は、木質接着パネル構法による切妻屋根の3階建住宅で、1階、2階の床面積は50.9m²、3階の床面積は46.4m²で、延べ床面積は148.2m²である。間取りについては、都市型3階建住宅を想定した幾分不整形なもので、1階、2階のC側には幅3.64mの開口を有し、3階にはインナーバルコニーがあって外周壁線がセットバックしている。各階の一部の室については内装を仕上げ（石膏ボード張り）、及び家具を配置して実際の建物の状況を再現している。外壁については、窯業系サイディング縦張りによる仕上げとした。また、切妻屋根のA側はスレート葺き、C側は太陽光発電パネルによる仕上げとした。

試験体を2階床、3階床レベルと3階天井レベルに質点を持つ3質点系のモデルとして捉えた場合の試験体の重量は、2階105kN、3階108kN、3階天井レベル59kNである。積載荷重については、2階床、3階床に600N/m²相当のC型鋼を固定し、外壁や内壁を撤去した場合は、それに相当する本数（重量）だけ追加した。実物大耐力壁のせん断実験⁶⁾よりせん断変形角1/200rad.時における値により算出した各階の加振方向（X方向）のフェーズ1における短期許容せん断耐力は、1階205kN、2階202kN、3階134kNであり、これは、施行令第88条による設計用地震力に対して、それぞれ、3.43倍、4.29倍、4.42倍に相当する。なお、建物は基礎に相当する鉄骨架台（H=400）に床パネルを介して、結合材金物、及び1階壁パネルの下枠材をボルトで留め付けた。結合材金物は、建物の転倒に対して主に建物の隅角部、及び耐力壁の交点に配置し、アンカーボルトは主に建物の隅角部、及び開口部脇に配置した。図3に接合詳細図を示し、緊結ボルト、及びアンカーボルトの位置を図1に併せて示す。

図1 試験体平面図

図2 試験体立面図

図3 接合詳細図

2.2 入力地震波

使用した振動台は、水平1成分と鉛直成分の計2成分を同時に加えることができる。入力地震動として、1995年に発生した兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された波（以降、神戸海洋波と呼ぶ）のNS成分、及びUD成分をそれぞれX方向、及びZ方向に入力した。ただし、加振には、そのままの大きさのものの他、振幅を0.5倍に縮小したもの、及びX方向における最大加速度が1000galとなるように振幅を修正したもの（以降、神戸海洋波1000galと呼ぶ）を用いた。なお、神戸海洋波1000galにおけるX方向については、振動台のストローク、及び速度性能の都合上、0.9Hz以下の低周波数成分をカットしたものをを用いている。いずれも加振時間は41秒で、X方向の卓越振動数はおよそ1.43Hz～2.85Hzである。表1にこれらの最大加速度、最大速度、及び最大変位（入力目標）を示す。また、試験体の固有振動数の変化を特定することを目的として、振幅30galでの正弦波ステップ掃引加振（以降、スイープ加振と呼ぶ）、及び常時微動計測についても適宜行った。ここで、図4に神戸海洋波（観測波）、及び実験の際に振動台で測定された各入力地震波における加速度、速度、及び変位応答スペクトル（減衰5%）を示す。

表1 入力地震波の最大値

入力地震波	加速度[gal]		速度[kine]		変位[cm]	
	X	Z	X	Z	X	Z
神戸海洋波 0.5 倍	409.0	166.1	45.5	19.6	10.1	6.3
神戸海洋波 1.0 倍	818.0	332.2	90.9	39.1	20.2	12.6
神戸海洋波 1000gal	1000.0	406.1	91.3	47.8	11.1	15.4

2.3 加振スケジュール

耐力壁の配置や結合材金物の構造体への影響を確認するため、試験体の構造状態（実験フェーズ）を4段階に分けて加振実験を行った。加振スケジュールを表2に示す。また、各実験フェーズの構造状態の変化を図5に示す。ここで、アンカーボルトについては、各実験フェーズにおける加振前に全て締め直した。

2.4 計測計画

図6にフェーズ1の試験体を例に用いて測定機器の配置図を、図7に測定方法（写真）を示す。なお、計測は図6に示す機器類を用いて計測時間間隔5msで行った。加速度は加速度計により測定を行い、1階床中央部に1ヶ所（3成分）、2階床、3階床、3階天井レベルのそれぞれに5ヶ所（外周通り、及び中央部に計7成分）、棟中央部に1ヶ所（1成分）の計25成分の加速度計を設置した。また、層間変位、及び1階の脚部の浮き沈みを測定するために変位計を設置し、層間変位については、各階の床と上階の床（3階は壁頂部）の間にワイヤーを張りそれに変位計をつなぐことにより各階それぞれの5ヶ所（外周通り、及び中通り）の計15ヶ所を測定した。これとは別に、2階床から1階床に向かって角材を降ろし（やぐら）その先に取り付けた反射板の変位を1階床に設置したレーザー変位計によって1階の層間変位（1ヶ所）を測定した。更に、脚部の引抜力を測定するために、緊結ボルト、及びアンカーボルトに歪みゲージを埋め込んだものを用いて、これらの軸方向歪み（増分張力）を測定した。

以上のような加振中における計測とは別に、試験体の構造変更後、及び加振終了後に常時微動測定を行い、試験体の剛性の変化

について調べた。常時微動測定は、原則として1回当たり40秒間の計測を行い、それぞれ5回ずつ行った。

図4 応答スペクトル

表2 加振スケジュール

フェーズ1 完成体	
スイープ加振	2.0～7.8Hz (0.1Hz)
フェーズ1-1	神戸海洋波 0.5 倍
フェーズ1-2	神戸海洋波 1.0 倍
スイープ加振	2.0～7.8Hz (0.1Hz)
フェーズ1-3	神戸海洋波 1000gal
フェーズ2	
: 耐力と耐力壁の一部を撤去	
スイープ加振	2.0～7.8Hz (0.1Hz)
神戸海洋波	1.0 倍
フェーズ3	
: 結合材ボルトの一部を弛める	
神戸海洋波	1.0 倍
フェーズ4	
: 中通りの耐力壁を全て撤去	
神戸海洋波	1.0 倍

フェーズ1

フェーズ2

フェーズ3

フェーズ4

—: 窓の状態 —: 掃出しの状態

□: 結合材ボルトを締める ○: 結合材ボルトを弛める

図5 各実験フェーズの状態

図6 測定機器配置図 (フェーズ1)

変位計により層間変位を測定

レーザー変位計により層間変位を測定

歪みゲージにより引き抜き力を測定

変位計により鉛直変位を測定

図7 測定方法

3. 実験結果及び考察

3.1 伝達関数、固有振動数及び減衰

図10にスイープ加振により各階の床中央において得られた応答加速度による共振曲線、及び神戸海洋波1.0倍の加振により各階の床中央において得られた伝達関数(10Hz以下)を示す。ただし、ここに示す各階の共振曲線、及び伝達関数は振動台を基準としており、伝達関数についてはバンド幅0.2HzのParzenウィンドウを用いて平滑化したものを示している。また、図8にスイープ加振、常時微動測定、神戸海洋波による加振から得られた試験体の固有振動数、及び解析値(付録参照)の推移を示す。スイープ加振、及び神戸海洋波による加振では振動台から3階床中央への伝達関数が最大値を示す振動数を、常時微動測定では1階床中央から3階床中央への伝達関数が最大値を示す振動数をそれぞれ固有振動数として示している。更に、図9に神戸海洋波による加振から得られた試験体の減衰定数(本実大振動実験においては、入力地震波形が過渡的であり、また、試験体が非線形応答をしていることから、正確には減衰定数とは異なる)の推移を示す。減衰定数は、図10に示した3階床中央における伝達関数からハーフパワー法により求めた値を示している。

固有振動数は実験フェーズが進むにつれ低下しており、試験体の剛性が低下したと考えられる。しかし、フェーズ2とフェーズ3の間で緊結ボルトを弛めているが、常時微動測定による固有振動数には変化が見られず、緊結ボルトは建物の常時微動レベルの初期剛性にあまり寄与していないことが分かる。また、解析値における固有振動数は、神戸海洋波による加振から得られた固有振動数並びにスイープ加振による固有振動数に近い値となった。さらに、神戸海洋波による値が、常時微動測定による値に比べ1.3~1.9Hz小さくなっている。これは、入力の大さきの違いにより建物の揺れの大きさが異なる(揺れの大きさにより建物の剛性も異なる)ためだと考えられる。減衰定数については、実験フェーズが進むにつれ試験体が塑性化することにより大きくなる傾向にあった。

図8 固有振動数の推移

図9 減衰定数の推移

図 10 共振曲線及び伝達関数

図 11 時刻歴波形拡大図 (フェーズ 1-3、1 階床中央)

3.2 応答加速度

図 13 に神戸海洋波 1.0 倍 (例. フェーズ 4)、及び神戸海洋波 1000gal を入力したときの各階の床中央における X 方向の加速度時刻歴波形を示す。加振は 41 秒間であるがその内、最初の 20 秒間を示している。また、各実験フェーズにおいて各階の床中央で測定された X 方向の応答加速度の最大値をグラフ化したものを図 12 に示す。更に、試験体を 2 階床、3 階床、及び 3 階天井レベルにそれぞれ質点を持つ 3 質点系モデルとし、各階の各耐力壁をせん断変形型の弾性剛性を有すると仮定した場合における時刻歴応答解析により得られた結果を図 12 に併せて示す (付録参照)。

図 12 における最大応答加速度について、実験結果と時刻歴応答解析の結果とを比較すると、2 階床、3 階床、及び 3 階天井レベル

において、実験値の応答加速度の方が平均で 2 割ほど小さい値となっている。3 階天井レベルにおける応答加速度を振動台に対する加速度応答倍率で示すと、フェーズ 1-2 のときに 1.36 倍であり、

図 12 最大応答加速度

図 13 各階の加速度時刻歴波形 (例. フェーズ 1-3、フェーズ 4)

フェーズ3のときに最も大きく2.52倍である。中央通りの耐力壁を撤去したフェーズ4では、2.19倍となっている。また、1階床の応答加速度は、フェーズ1-1以外の全てにおいて非常に大きな値となっており、フェーズ1-3ではおよそ4000galである。ここで、図13のフェーズ1-3における1階床中央の加速度時刻歴波形の内、5秒～10秒について拡大したものを図11に示す。これにより応答加速度が急激に変化し、大きな値を示していることから、試験体が3階建てであり、入力加速度が大きいために1階の層せん断力が大きくなり、試験体と鉄骨基礎架台の間に滑りが生じ、なんらかの衝撃力が作用したためと推測される。この現象が、建物に与える影響は少ないようだが、応答加速度が解析値と比較して小さめになっていることから、今後更に詳しい検討が必要である。

3.3 荷重・変位関係

図14に各実験フェーズにおける1階中央部のX方向の層せん断力と層間変形角の関係、及び1階の層間変形角が正の方向に最大を示した時刻における試験体の応答変位、及び応答加速度を示す。層せん断力は、試験体の各階の質量と各階の床中央で計測された応答加速度から求めた値を示している。また、時刻歴応答解析により得られた結果についても図14に併せて示す（付録参照）。

フェーズ1ではおおむね弾性的な履歴を示しており、履歴による減衰は小さく、後の実験フェーズになるほど試験体の剛性が低下し、履歴による減衰も大きくなっていることが分かる。中通りの耐力壁を全て撤去したフェーズ4では、1階の層間変形角が約1/70radで降伏し、その後スリップ性状を示し、履歴による減衰の比較的大きなループとなっている。また、耐力壁の一部と腰壁を撤去したフェーズ2では、同じ神戸海洋波1.0倍を入力したフェーズ1-2に比べ、層せん断力、層間変位ともに著しく大きくなっており、1階の層せん断力が約1.7倍に、1階の層間変位の最大値は5倍以上になっている。また、フェーズ3では1階の隅角部以外の緊結ボルトを弛めた状態であるが、その履歴はフェーズ2のそれと比較すると剛性が1割程度低くなっている。

耐力壁単体実験⁶⁾による初期剛性と粘性減衰5%で振動台の計測加速度ではなく解析用地震波を用い、線形時刻歴応答解析を行った結果（木質構造で一般的に行われる構造検討）と実大振動実験の結果を比較すると、荷重変形関係においては、膨らみが大きく異なり、応答変位（1階層間変位）は、全体を通して解析値の方が大きくなる傾向にあった。剛性においても、フェーズ2、3、4では、一致しているが、フェーズ1では、立体効果が影響しているのか、実大振動実験の方が2倍程度大きくなっていた。以上のことから、線形応答解析は、構造検討手法としては、参考程度である。今後は、耐力壁の立体効果を含めた復元力特性の構築、並びに、減衰の適正な評価の基に応答解析を行う必要がある。

3.4 変形状

図15に神戸海洋波1.0倍の加振において1階層間変形角が正の方向に最大を示した時刻における試験体の変形状を示す。ここで、図中の中央の数値は各実験フェーズにおける試験体の偏心率を、右側の数値は各階、各通りにおける応答変位を示している。

床構面は、ほぼ矩形を保ち剛床仮定に近い挙動を示している。フェーズ4では、図14の荷重変位関係からも推測できるが、Y8通りの耐力壁が降伏したことによりねじれ挙動を示していると考え

図14 荷重-変位関係及び応答加速度・応答変位

られる。また、フェーズ3では、フェーズ2に比べ20%~25%ほど変位が大きくなっており、緊結ボルトを弛めた影響が現れているものと考えられる。

図 15 変形状 (偏心率は耐力壁単体実験⁶⁾の剛性より算出)

3.5 脚部の引抜力

図 16 に各実験フェーズにおいて、1 階の層間変形角が正の方向に最大を示した時刻における、1 階の緊結ボルト、及びアンカーボルトに作用した引抜力 (増分張力) を示す。ここで、図中の X0 通りにおける () 内の数値については、計測されていない箇所であるため推測値として示している。(X0,Y4) における緊結ボルトの値は、計測されている (X0,Y1)、及び (X0,Y8) における緊結ボルトの引抜力の平均値とし、アンカーボルトの値は、X0 通りで計測されている 3 本の合計値と同等の値としている。

引抜力の分布については、直交外周耐力壁線である X0 通りのアンカーボルト、並びに緊結ボルトの引抜力が大きくなっており建物の転倒に対して、X0 通りが抵抗している様子がわかる。また、Y1 通りの開口周り (X6,Y1 付近) は、耐力壁が回転し引抜力が大きくなっていることが確認できる。このことは、アンカーボルト、並びに緊結ボルトの引抜力は、建物を転倒させようとするモードと、開口部によって区切られた耐力壁のそれぞれを回転させようとするモードとがあることがわかる。更に、フェーズ 3、及びフェーズ 4 では、4 隅を除いて緊結ボルトを弛めた状態であるため、少なくなったアンカーボルト、並びに緊結ボルトに最大荷重近くまで引抜力が入り、フェーズ 2 と比較しても全体的に引抜力が大きくなっている。

図 16 脚部の引抜力

表 3 に図 16 に示した状態と同時刻において、試験体の 2 階床、3 階床、及び 3 階天井レベルにおけるそれぞれの応答加速度と質量により求めた慣性力を用い、1 階床を基準とした高さを掛け合わせ算出した転倒モーメントと、X0 通りにおいて計測された引抜力の合計を X8 通りを回転中心として求めた抵抗モーメントを示す。抵抗モーメントは、転倒モーメントに対してフェーズ 1 ではかなり小さな値となっており、フェーズ 2 以降ではほぼ同等の値となっている。しかし、本検討手法は、鉛直荷重について考慮していないため、この点に関しては今後の課題としたい。併せて、抵抗モーメントの算出手法においても、最外周の引抜抵抗力と間口幅を掛け合わせたものを抵抗モーメントとする簡易手法だけではなく、1 階壁面形状を考慮した理論的手法の提案を行いたい。

表 3 転倒モーメントと抵抗モーメントの比較

フェーズ	転倒モーメント (kNm)	抵抗モーメント (kNm)
1-1	1023.8	573.8 (0.56)
1-2	1514.3	872.2 (0.58)
1-3	2323.4	1900.4 (0.82)
2	2336.4	2412.4 (1.03)
3	2218.3	2196.1 (0.99)
4	2360.2	2583.9 (1.09)

・() 内の数値は転倒モーメントに対する抵抗モーメントの比を示す
・鉛直荷重の抑え込みについては Z 方向にも加振しているため考慮していない

4. まとめ

木質接着パネル構法による 3 階建の実大振動実験結果の考察及び検討についてまとめると以下ようになる。

- ① 神戸海洋波加振時の伝達関数より求めた固有振動数は、約 5 Hz ～ 2 Hz であり、常時微動測定固有振動数と比較すると、全実験フェーズにおいて 1.5Hz 前後小さな値であった。神戸海洋波加振時の伝達関数より求めた減衰定数は、約 12%～23% であり、試験体が塑性化することにより大きくなる傾向にあった。
- ② 神戸海洋波 1.0 倍加振時における応答加速度倍率は、3 階天井レベルで 1.36～2.19 倍であり、神戸海洋波 1000gal では、2.52 倍であった。線形時刻歴応答解析の倍率と比較すると実験値が 2 割ほど小さい値となっていた。
- ③ 荷重変位関係においては、フェーズ 2、3、4 において、層間変形角が約 1/70rad まではほぼ弾性的な挙動を示している。その後、耐力壁が降伏することにより比較的大きなループを描いている。また、線形時刻歴応答解析は、実大振動実験を再現しているとはいいがたく、この木質構造における一般的構造検討手法は、参考程度に使用するべきである。
- ④ 変形状態においては、水平構面は、ほぼ矩形を保ち剛床仮定に近い挙動を示している。また、フェーズ 3、フェーズ 4 と実験フェーズが進むにつれ、Y8 通りの耐力壁が降伏したことによりねじり挙動が生じている。
- ⑤ 引抜力においては、外周直交耐力壁線のアンカーボルト、緊結ボルトが大きな値となっている（フェーズ 4 では、アンカーボルト 1 本あたり約 20～40kN、緊結ボルト 1 本あたり約 110kN）。また、簡易抵抗モーメント算出法は、本実験では有効であった。

本研究の今後の課題については、

- ① 1 階床の応答加速度が非常に大きいことに関しては、アンカーボルトが衝撃的にぶつかっている状況を仮定して解析的に検証を行い、構造特性を明らかにしていきたい。
- ② 復元力特性の構築、減衰の適正な評価を行い、実用性のある非線形の時刻歴応答計算を提案する。

- ③ 転倒問題に関して、建物の転倒モード、耐力壁の部分回転モード、鉛直荷重を考慮した詳細な構造確認方法の提案をおこなう。

謝辞

本実大振動実験は「(財) 原子力発電技術機構 多度津工学試験所」において行われたものであり、実験の際に多大なご協力を得た。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 消防庁：阪神・淡路大震災について（第 107 報），2003.12.25
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会、日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告（木造建築物・建築基礎構造）建築編 4、丸善、1998.3
- 3) 坂本功、南公人、梶川久光、西澤哲郎、大橋好光、平田俊次：木質パネル接着構法住宅の実大振動実験（その 1～その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.239～242、1998.9
- 4) 平田俊次、南公人、鶴田修、中尾行宏、大橋好光、坂本功：木質パネル接着構法住宅の実大振動実験（その 3～その 4）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.243～246、1998.9
- 5) 梶川久光、野口弘行：木質接着パネル構法における立体建物の水平抵抗機構に関する研究、日本建築学会構造系論文集、pp93～100、2004.7
- 6) 梶川久光、野口弘行、神谷文夫、平田俊次、小川春彦：開口を有する木質接着パネル耐力壁における杉山らのシーシングエリア係数法の適用に関する検証【木質接着パネル構法における耐力壁のせん断挙動に関する研究（第 1 報）】、日本建築学会構造系論文集、pp99～106、2005.5
- 7) 坂本功、大橋好光、田中祐樹、宮澤健二、他 1 名：軸組構法住宅の実大振動実験（A 棟）（その 1～その 4）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.129～136、1996.9
- 8) 北野志乃、宮澤健二、大橋好光、坂本功、他 6 名：軸組構法住宅の実大振動実験（B 棟）（その 1～その 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.137～142、1996.9
- 9) 相原庸夫、新居健二、神谷文夫、杉本健一、三井信宏：軸組構法住宅の実大振動実験（D 棟）（その 1～その 5）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.143～152、1996.9
- 10) 岸川聡史、小原勝彦、宮澤健二：軸組構法住宅の実大振動実験（F 棟）（その 1～その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.153～156、1996.9
- 11) 北野志乃、小原勝彦、宮澤健二：軸組構法住宅の実大振動実験 層せん断力と筋かいの時刻歴応答、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.139～140、1997.9
- 12) 三井信宏、杉本健一、神谷文夫：軸組構法住宅の実大振動実験（D 棟）（その 6、建物の層間変形と床のせん断変形）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.141～142、1997.9
- 13) 星信、野口弘行、大橋好光、本岡淳一、渡辺英幸：木質ユニット工法（枠組壁工法）建物における実大振動実験（その 1～その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.65～68、2004.8
- 14) 坂本功、大橋好光、木村正彦、川久保政茂、宮本善人、永尾弘行、他 4 名：JR 鷹取波加振による軸組構法木造住宅の実大振動実験（その 1～その 8）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.153～168、1997.9
- 15) 小原勝彦、宮本俊輔、西村彰敏、高田香織、宮澤健二：枠組壁工法実大振動実験に関する研究、構造工学論文集、pp.333～340、2001.3
- 16) 小原勝彦、宮澤健二：実大振動実験における履歴特性に関する研究、構造工学論文集、pp.341～354、2001.3

付録. 時刻歴応答解析方法

図 A に解析モデルを示す。解析モデルは、試験体を 2 階床、3 階床、3 階天井レベルにそれぞれ質点を持つ 3 質点系モデルとし、各階の各耐力壁をせん断変形型の弾性剛性を有すると仮定した。ここで、各階の各耐力壁の剛性は静的壁パネル実験の結果を用い、見掛けのせん断変形角が 1/200rad 時の割線剛性を用いている。時刻歴応答解析は、Newmark β 法 ($\beta=1/6$) により行い、入力地震波は神戸海洋波の NS 成分をそれぞれのフェーズに合わせて入力加速度を基準化したものを用いている。また、減衰については、剛性比例型とし減衰定数を $\eta=5\%$ としている。表 A に入力データ一覧を示す。

表 A 入力データ一覧 (単位: kN/cm)

フェーズ	k1	k2	k3	入力地震波
1-1	233.9	233.9	220.2	神戸海洋波 0.5 倍
1-2	233.9	233.9	220.2	神戸海洋波 1.0 倍
1-3	233.9	233.9	220.2	神戸海洋波 1000gal
2	141.3	141.3	164.6	神戸海洋波 1.0 倍
3	141.3	141.3	164.6	神戸海洋波 1.0 倍
4	91.3	91.3	114.6	神戸海洋波 1.0 倍

(2005 年 5 月 10 日原稿受理, 2005 年 11 月 4 日採用決定)