木質ラーメン構造による実大3層立体フレームの振動台実験 SHAKING TABLE TEST OF FULL SCALE 3-STORY TIMBER FRAME

那須 秀行*, 石山 央樹**, 山本 徳人***, 高岡 繭子***
三宅 辰哉****, 野口 弘行*****

Hideyuki NASU, Hiroki ISHIYAMA, Norihito YAMAMOTO, Mayuko TAKAOKA,
Tatsuya MIYAKE and Hiroyuki NOGUCHI

Full-scale tests were carried out to examine the seismic performance of three-story timber frame structure with moment resisting joints. Size of this frame is 5,460mm by 5,460mm wide and 8,580mm height, total weight was 163kN. Specification of damage points, i.e. repair point, was controllable with this method which is concentrated damage points to the joint parts. This structural frame was repaired after the shaking table tests, and examined the effect of these repairs. The experimental result showed not only high resistance to earthquake but also effect of repairs. About comparison of experiments and analysis, both Static and dynamic analysis almost coincided with each experimental results.

Keywords : Three-story wooden house , Timber frame structure , Full-scale shaking table test , vibration characteristic , effect of repairs

木造3階建て 木質ラーメン構造 実大振動台実験 振動特性 補修性

1. はじめに

1995年に発生した阪神・淡路大震災によって、多くの木造住宅が甚大なる被害を被ったことを契機に、木質構造の地震時の挙動への関心が急速に高まった。その一環として、実大建物の振動台実験が多数報告(例えば1)2)され、その動的挙動が明らかになりつつある。また、木質構造において構造計算が普及したことを受けて、住宅においても大断面集成材等を使用して大空間を構成することが可能になった。このような状況下で、木質ラーメン構造に関する研究開発(例えば3)および実物件が増えつつある。木質構造の振動特性に関する研究と木質ラーメン構造に関する研究も多数報告されている。しかしながら、木質ラーメン構造における振動特性に関する研究は、古くは伝統構法から始まるが、現在の木質ラーメン構造に関する実大振動台実験に関しては皆無に等しいのが現状と考えられる。

著者らは、木質ラーメン構造において高い耐震性能を確保するためには、接合部における木材の損傷制御が最も重要な課題と考えている。本構法は、地震時に木部を損傷させず、接合金物の塑性変形能力によってエネルギーの吸収を図り構造安全性を確保するという設計方針に基づいて開発を行っている⁴⁾。これにより、震災後の損傷箇所の特長が容易となり、耐震補修を実施する上で大きな利点を有している。既報⁴⁾では、接合部を構成する全ての接合要素を軸バネに置換し、接

合部の力学モデルを構築した。この力学モデルの適用性に関して、耐力要素である柱梁構面の水平加力実験と2004年実施の実大3層立体フレームの水平加力実験で、静的荷重下における弾塑性挙動を概ね予測できることが確認された⁴⁾⁵⁾。

図1 試験体概要図

[mm]

* 住友林業 主任研究員・博士(工学)

** 住友林業 修士(工学)

*** 日本システム設計 修士(工学)

**** 日本システム設計 代表取締役・博士(工学)

***** 明治大学理工学部建築学科 教授・工博

Senior Researcher, Sumitomo Forestry Co., Dr. Eng.

Sumitomo Forestry Co., M. Eng.

Nihon System Sekkei Co., M. Eng.

President, Nihon System Sekkei Co., Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture School of Science & Technology, Meiji Univ., Dr. Eng.

しかしながらその水平静加力実験では、接合金物の脆性的な破断や偏平形状の柱（以下、壁柱）の割裂などの損傷制御が課題とされた。その後、更なる構造改良を進め、新たな接合仕様においての各種接合部実験と構面実験により改良の有効性が確認された。

本研究では、木質ラーメン構造による実大3層立体フレームの振動台実験を行うことにより、以下の3項目について検証することを目的とする。

- ・ 動的荷重下における本構法の耐震性能を評価すること
- ・ 2004 年実施の水平加力実験と同一構成の試験体とするで、構造改良の有効性について立体フレーム実験で確認すること
- ・ 大地震後の継続使用性の向上を目指し、補修の効果を実験により検証すること

図2 接合詳細図

①絶対加速度応答スペクトル(減衰定数 5%)

②相対速度応答スペクトル(減衰定数 5%)

③相対変位応答スペクトル(減衰定数 5%)

図4 応答スペクトル

図3 各階柱・梁・床伏図

2. 構法概要

本構法の大きな特徴は、壁柱を用いていること、接合部には木材にネジ切り加工を施したうえで接着剤を使用せず特殊大径ボルト⁶⁾がねじ込まれていること、そしてこの大径ボルトの端部と接合金物類を直接接触させていることが挙げられる。この接合により、接合部における部材間応力は木材を介さずに伝達させることが可能となり、また、木材の初期のめり込みに伴うガタや木材の狂いによる影響等の低減を図っている⁴⁾。接合詳細図を図2に、部材断面寸法と材料を表1に示す。

表1 部材情報

部材	断面寸法(mm)	樹種・等級
勝壁柱	560×105	オウシュウアカマツ 対称異等級構成集成材 E120-F330
負壁柱	455×105	
2・3階大梁・小梁	105×300	
R階大梁・小梁	105×240	

表2 構造改良の詳細

改良目的	改良内容	
	2004 年 静的加力実験時	2005 年 振動台実験時
・ 接合金物の破断による脆性的な破壊を抑制。	接合金物の素材： 鋳鉄	接合金物の素材： 鋳鋼
・ 接合金物の変形能力の向上。	接合金物の形状： ウェブ 5.5mm フランジ 15mm	接合金物の形状： ウェブ 6.0mm フランジ 10mm
・ 壁柱母材に発生する割裂の抑制。	特になし	壁柱側面のビス打ち
・ 梁側大径ボルトの拔出しによる変形能力の向上。	梁側大径ボルトのネジ長さ 300mm	梁側大径ボルトのネジ長さ 240mm

3. 実験概要

3.1 試験体

本実験では、構造躯体のみの動的性状を検証するために、内外装の仕上げ材を一切施さず、構造要素のみで構成した実大3層立体フレームを試験体としている。実験概要図及び座標軸の設定を図1及び図3に示す。この試験体は本実験に先立ち2004年に実施した静的水平加力実験の試験体⁵⁾とは、表2に示すように接合金物の素材と形状を改良していること、壁柱側面にビス打ちとしていること、梁側大径ボルトのネジ長さを変更していることの3点が異なるが、他は同一仕様としている。また、水平構面(構造用合板24mm厚)は施工作業用として、図3に示すように一部開口を設けてある。また、地震用積載荷重600N/m²の他、想定される内外装の仕上げ分も含めた重量の錘を配置した。なお、試験体の固定荷重は各部材重量を比重(木材0.5(合板0.8)、鋼材7.85)より算出し、積載荷重を含めた試験体の重量は、2・3階が各65.16kN、R階が32.32kN、総重量は163kNであった。

3.2 測定計画

振動台、架台、試験体の2階床梁、3階床梁、R階床梁に加速度計をXYZの3方向に設置した。また、各階層間変位、壁柱と梁の相対水平変位、壁柱の回転変位、壁柱と架台の相対水平・浮上り・回転変位を計測するために変位計を、壁柱のせん断力、曲げ応力、軸力及び大梁の曲げ応力を検出するために歪みゲージを用いた。

3.3 加振計画

表3に実験スケジュールを示す。実験はSTEP加振、SWEEP加振、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台観測波(以下、神戸波)、告示スペクトル模擬波(以下、告示波)、新潟中越地震の小千谷市観測波(以下、小千谷波)による加振を行った。なお、告示波は、建築基準法施行令第82条の6および平成12年告示1457号の規定より、限界耐力計算における簡便な方法による二種地盤の地表面加速度応答スペクトルに適合するように作成した。神戸波100%、告示波110%、小千谷波140%の原波と振動台で観測された入力波との応答スペクトルを図4に示す。また、固有振動数把握のために常時微動測定も適宜行った。

4. 実験結果

4.1 最大応答加速度・応答変位

神戸波100%、告示波110%、小千谷波140%の入力加速度と加振方向の各階の応答加速度、応答層間変位の最大値を表4に示す。

1階層間変形角は神戸波100%加振時に最大で約1/23rad.まで達した。その後軽微な補修を施し、告示波110%加振を行ったが倒壊には至らなかった。その後、再度補修を施し、小千谷波140%加振を行ったが、最大で約

1/20rad.まで達したものの、倒壊には至らなかった。また、いずれの加振においても、残留変形は看取されなかった(写真1)。

写真1 実験終了後

表3 実験スケジュールと損傷状況・補修内容の一覧

実験番号	内容	入力制御レベル・入力方向 または損傷状況・補修内容
0	試験体完成	
1	STEP加振	振幅0.8mm・X 振幅0.5mm・X,Y
2	SWEEP加振	加速度10gal・X,Y 加速度20gal・X,Y
3	STEP加振	振幅0.5mm・X,Y
4	神戸波入力	加速度10%・X,Y
5	STEP加振	振幅0.5mm・X,Y
6	告示波入力	加速度30%・X,Y
7	STEP加振	振幅0.5mm・X,Y
8	試験体補修	1・2階柱頭柱脚 ：ボルト締め直し(一部)
9	STEP加振	振幅0.5mm・X,Y
10	神戸波入力	加速度100%・X
11	試験体チェック	【Y1・Y13 通り】 1階柱脚：金物変形、座金変形(一部破断)、 アンカーボルト伸び 【X1・X13 通り】なし
12	試験体補修	1階柱脚：座金交換 1階柱頭柱脚 ：ボルト締め直し、ビス増打ち(一部) 2階柱頭柱脚：ボルト締め直し(一部)
13	人力加振	
14	STEP加振	振幅0.5mm・X,Y
15	神戸波入力	加速度5%・X
16	試験体補修	1階柱脚：スペーサー挿入
17	STEP加振	振幅0.5mm・X,Y
18	告示波入力	加速度110%・X
19	試験体チェック	【Y1・Y13 通り】 1階柱脚：柱側大径ボルトの抜出し 1階柱頭：金物変形 2階大梁：割裂 【X1・X13 通り】なし
20	STEP加振	振幅0.5mm・X
21	試験体補修	1階柱脚：座金交換 1階柱頭柱脚 ：ボルト締め直し、ビス増打ち(一部) 2階柱頭柱脚：ボルト締め直し(一部)
22	STEP加振	振幅0.5mm・X,Y
23	小千谷波入力	加速度140%・Y
24	試験体チェック	【Y1・Y13 通り】さらに進行 【X1・X13 通り】 1階柱脚：柱側大径ボルトの抜出し、金物 変形、座金破断 1・2階柱頭：金物変形 2階大梁：割裂
25	STEP加振	振幅0.5mm・X,Y

表4 入力加速度と最大応答加速度・応答層間変位

入力波 入力方向・レベル	入力加速度 (原波加速度) [gal]	応答加速度 Acc.[gal] 応答層間変位 Disp.[mm]			
			1階	2階	3階
神戸波 X方向 100%	800 (818)	Acc.	1908	2458	3237
		Disp.	114	50	19
告示波 X方向 110%	541 (501)	Acc.	1877	1609	2437
		Disp.	92	39	14
小千谷波 Y方向 140%	1250 (898)	Acc.	1455	1530	2917
		Disp.	144	119	60

4.2 損傷状況・補修概要

表3に損傷状況・補修内容の一覧を示す。損傷は新規または進行したものについて記載した。

大きな加振の繰返しにより損傷の進行は見られるものの、2、3階については接合金物の損傷はなく、1階の接合金物に集中していると言える。本実験では施工性の点から補修は1階柱脚接合金物部のみとした。また、2004年の静的水平加力実験時の損傷状況⁹⁾と比較し、接合金物本体の脆性的な破断や壁柱の割裂による大径ボルトの脆性的な抜け出しは見られず、表2の構造改良の有効性が確認できた(写真2、写真3)。

実験番号10(神戸波100%)、実験番号18(告示波110%)の加振後、軽微な補修として1階柱脚部の座金の交換、接合用ボルトの締め直しを行った。また、一部壁柱に割裂が生じた箇所ビスの増し打ちを行った。補修方法を写真4、写真5に示す。

写真4 座金の交換

写真5 ビス増し打ち

図5 固有振動数の推移

図6 減衰定数の推移

4.3 固有振動数

各加振前後の常時微動測定による固有振動数の推移を図5に示す。横軸の実験番号は表3と共通である。神戸波100%と告示波110%の加振後では、いずれの場合も実験開始前と比べ、加振方向の固有振動数が1Hz程低下した。しかしながら、それぞれ加振後の補修により、固有振動数は損傷前の約8割(補修前の約1.4倍)まで回復した。加振直交方向(Y方向)は殆ど変化がなかった。一方、加振方向を変えた小千谷波140%加振後では、加振直交方向(X方向)の固有振動数も低下している。これはY方向の僅かな偏心がX方向構面に影響を及ぼしたことが考えられる。なお、STEP加振の固有振動数に対して常時微動時の固有振動数は0.2Hz程高い傾向にあったが、固有振動数の推移は概ね同じ傾向にあった。

4.4 減衰定数

各加振前後のSTEP加振により算出した減衰定数の推移を図6に示す。中小地震を想定した加振後における自由振動時の減衰定数は2.0%程度であったが、大地震を想定した加振後では、神戸波100%では3.3%(X方向)、告示波110%では4.4%(X方向)、小千谷波140%では5.9%(X方向)、6.5%(Y方向)になった。

4.5 履歴特性

神戸波100%加振と告示波110%加振で得られた各階の層せん断力と層間変位の関係を図7に示す。層せん断力は壁柱に貼付したせん断歪みゲージより算出した。1階において、神戸波100%加振時では最大層間変形後の履歴を損傷後と定義し実線で示した。告示波110%加振時では、最大層間変形を経験する前の履歴を補修後と定義し実線で示した。神戸波100%加振時に比べ、告示波110%加振時では初期剛性、履歴吸収エネルギーともに低下していることが確認される。但し、神戸波100%加振の損傷後のループと比較すると、告示波110%加振の初期では剛性、履歴吸収エネルギーともに回復しており、補修の有効性が確認できる。

図7 各層の荷重変位関係

①神戸波 100%: $R_1=+1/300\text{rad}$.②神戸波 100%: $R_1=+1/29\text{rad}$.

図8 Y1 通り構面のモーメント図

4.6 曲げモーメント

神戸波 100%加振における 1 階の層間変形角が $+1/300\text{rad}$ 時と $+1/29\text{rad}$ 時の Y1 通り構面のモーメント図を図 8 に示す。各節点の曲げモーメントは、壁柱の上下側面 4 箇所と大梁の上端と下端に貼付した歪ゲージから各測定間を線形補間して算出した。また、梁端部の接点条件は、2 階梁は固定、3 階・R 階梁はピンとした。記載している数値は壁柱の柱頭、柱脚の曲げ応力の値であり、下線付きの数値は反曲点高さ比である。

反曲点高さ比については、1 階の端部配置の壁柱は弾性域で $0.6 \sim 0.7$ 付近であったが、損傷により端部配置の壁柱は 0.1 ほど下がり、中央配置の壁柱は反対に上がった。変形角 $+1/300\text{rad}$ 時は壁柱の曲げ応力と大梁の曲げ応力は概ね釣合うことが確認されたが、 $+1/29\text{rad}$ 時は確認されない。これは壁柱、大梁が損傷したため部材断面の一体性が成立しなくなったためと考えられる。この結果は、神戸波加振後の壁柱の損傷状況とも一致した。

5. 計算法と解析による実験値の評価

振動台実験の結果を限界耐力計算法、静的立体解析、時刻歴応答解析により評価した結果を報告する。

5.1 限界耐力計算による耐震性能評価

本試験体の損傷状況に応じて損傷前・損傷後・補修後の状態を想定し、それぞれの状態における耐震性能を限界耐力計算に準じた手法によって評価する。ここで、神戸波 100%加振時において、1 階が最大変位を経験するまでを損傷前の包絡線とし、最大変位を経験した後を損傷後の包絡線とする。また、告示波 110%加振時において、1 階が最大変位を経験するまでを補修後の包絡線とする。

図 9 に損傷前、損傷後、補修後の保有性能スペクトルと要求性能スペクトルを示す。要求性能スペクトルは、限界耐力計算による簡便な方法による二種地盤の特性を用いて計算した。加速度を低減するための減衰定数 h は、図 10 に示す各階の限界変位時の等価粘性減衰定数 h_{eq} を層間変位と層せん断力の積により重み付け平均した値を用いた。各状態における減衰定数 h は、損傷前で 15%、損傷後で 5%、補修後で 8% となった。なお、有効質量比は、それぞれの状態に関係なくほぼ 1 に近い値であった。また、損傷前の最大変位応答に対する予測精度を検証するため、図 9 の損傷前の図中に減衰を 5%、10%、15% と変えた場合の神戸波 100%加振時の加速度と変位の応答スペクトルの関係を示す。ここで、減衰が 10% と 15% の応答スペクトルは減衰 5% の応答スペクトルに加速度低減率 Fh を乗じて低減した。

減衰定数 h を 10%~15% とした時、神戸波 100%加振時の応答スペクトルと保有性能スペクトルが最大変位応答値付近で交差する傾向が認められた。最大変位応答を求めるためには減衰の評価値が重要である。

各状態における耐震性能を評価するため、安全限界時の要求値に対する性能値の比率(余裕度)を算定する。安全限界変位は神戸波 100%加振時に 1 階が最大耐力に達した時の各階層間変位から求め、安全限界変位時における 1 階の層せん断力を安全限界耐力とした。結果、各状態における余裕度は、損傷前で 2.1 倍、損傷後で 0.6 倍、軽微な補修後で 1.0 倍となった。軽微な補修によって補修後の余裕度が向上した。また、補修後の告示波 110%加振による最大変位応答値は、保有性能スペクトルと要求性能スペクトルが交差する点と良く対応した。

図9 損傷前・損傷後・補修後の限界耐力計算による耐震性能評価

5.2 実験と静的解析との比較

図11に神戸波100%加振による1階の荷重変位関係から抽出した包絡線(以下、振動台実験)と、本試験体に対する静的立体解析結果、2004年に実施した静的水平加力実験結果とその試験体に対する静的立体解析結果⁴⁾⁵⁾を示す。

静加力実験と静的立体解析とを比較すると良く一致していることが判る。静的立体解析による改良前後を比較すると、最大耐力、最大変位とも向上しており、【4.実験結果】で示した構造改良の有効性が確認できた。次に、改良後の試験体における静的立体解析と振動台実験の結果を比較すると、解析値に対し実験値は初期剛性が2割程度高く、最大耐力時の変位は2割程度低下している。この原因は木材や金物の素材特性に及ぼす歪み速度の影響⁷⁾によるものと推察される。なお、1階端部の壁柱脚部の浮上り変位から算出した接合金物の平均的な歪み速度は原点から最大変位に至るまでの場合、振動台実験では41.1%/sec、静的水平加力実験では 1.7×10^{-2} %/secであった。

図11 実験結果と静的解析結果の比較

5.3 実験と動的解析との比較

5.3.1 解析概要

本試験体の動的挙動をせん断型の3質点モデルの時刻歴応答解析によってどの程度追跡できるかを検討する。なお、P-Δ効果は考慮しないものとする。

解析モデルの各質点重量は【3.1 試験体】で示した各階の重量とし、減衰については初期剛性比例型減衰を仮定し、各階の減衰定数を1階で3%、2,3階で5%とした。各階の復元力特性は、大橋・坂本モデル⁸⁾を参考とした真柄らの履歴モデル⁹⁾を用いた。この履歴モデルは、図12に示すように、正負交番加力の包絡線に相当する骨格曲線及び特定点などのパラメータで規定される最大点指向型の履歴モデルである。本履歴モデルの履歴則を以下に示す。

原点から始まった荷重変形曲線はまず骨格曲線上を辿る。除荷が生じると除荷が生じたときの荷重 P_t の α 倍の点までは初期剛性 k_0 で推移する。荷重が $\alpha \cdot P_t$ 以下の領域では剛性 k_0 で目指すべき変位軸上の δ_r の β 倍の点を指向し、その後特定点に至る。特定点通過後は既経験最大変形量 δ_{max} が δ_1 以下の場合は再び骨格曲線上を辿るが、 $\delta_{max} > \delta_1$ の場合は δ_{max} の ζ 倍の変位量に対応する骨格曲線上の δ_M 点を指向する。その時、 δ_M の γ 倍の点までは直接 δ_M 点を指向する場合の剛性 K_m の ε 倍の剛性で推移し、その後 δ_M 点を目指す。

各階の骨格曲線は、神戸波100%加振時における1階の履歴曲線から抽出した骨格曲線に基づいてモデル化したものを1階とし、この1階の骨格曲線を実験結果に適合するように0.75倍したものを2階、0.50倍したものを3階とした。表5に各階の骨格曲線を規定するパラメータを示す。また、履歴特性を規定するパラメータは各階共通とし、表6に示すように設定した。

図12 履歴モデルの概要

図 13 実験結果と応答解析結果の比較

表 5 骨格曲線を規定するパラメータ

階	P_1 (kN)	δ_1 (cm)	P_2 (kN)	δ_2 (cm)	P_3 (kN)	δ_3 (cm)	δ_4 (cm)
1	105	1.5	200	4.0	235	6.5	25.0
2	105	2.0	200	5.3	235	10.7	33.3
3	75	2.0	200	8.0	235	16.0	50.0

表 6 履歴特性を規定するパラメータ

階	P_s (kN)	α	β	γ	ε	ζ
1,2,3	1.5	0.2	0.1	0.4	0.6	1.0

入力波は、神戸波 100%加振時に振動台上の加速度計による計測値を使用し、数値解析は時間刻みを 1/500 秒とし線形加速度法により行った。

5.3.2 実験結果と解析結果の比較

図 13 に示すように、応答解析値は 1 階の正側領域の最大応答値を追跡できないことを除いて、解析値と実験値は各階とも比較的良好に対応した。

6. まとめ

6.1 振動特性について

- ・ 常時微動測定による損傷前の 1 次固有振動数は 3.0Hz であった。
- ・ 自由減衰振動時の減衰定数は 2.0%程度であった。

6.2 構造改良の有効性について

- ・ 接合金物の材質および形状を改良することによって、接合金物の脆性的な破断を防止できた。
- ・ 壁柱側面に打付けたビスが、木材の割裂およびその進行を抑制する上で効果的であることが確認できた。

6.3 補修の有効性について

- ・ 構造躯体に生じる損傷を接合金物に意図的に集中させることによって、損傷箇所すなわち補修箇所の特定が容易であった。
- ・ 加振後のボルト増締めと一部金物部品の交換により、固有振動数は損傷前の約 8 割(補修前の約 1.4 倍)まで回復した。
- ・ 大地震後の補修により、終局時の余裕度が向上した。

6.4 実験値と解析値の対応について

- ・ 静加力実験と静的立体解析とを比較すると良く一致していた。
- ・ 実験値と静的解析値を比較すると、実験値の方が剛性及び耐力は

高い傾向にあったが、変形能力は低下した。

- ・ 時刻歴応答解析によれば、1 階に耐力低下が生じるまでは概ね実験値を再現できた。

6.5 今後の課題

本構法の構造履歴性状は基本的にはスリップ型を呈した。更なる靱性の向上および減衰性能の向上を目指し、接合金物等を改良していきたい。

謝辞

本実験に対し多大な協力を頂いた明治大学木質構造研究室の加藤貴子氏、小林慶久氏、(財)建材試験センターの皆さんに感謝の意を表します。なお、本研究の一部は平成 16 年度文部科学省学術フロンティア推進事業研究(平成 15 年度選定、研究代表者野口弘行)として行われたものである。

参考文献

- 1) 宮澤健二,大橋好光,坂本功:軸組構法住宅の実大振動実験(B棟),日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.139 - 140, 1996.9
- 2) 大橋好光,坂本功,河合直人,五十田博,腰原幹雄,橋本敏男,川上修,高橋仁:実大木造住宅の振動台実験手法に関する研究,日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1-6, 2005.9
- 3) 大橋好光,坂本功,稲山正弘,五十田博:集成材による柱-梁接合部の強度実験(その 7)~(その 9),日本建築学会大会学術講演梗概集, C 分冊, pp.45-50, 1994.9
- 4) 那須秀行,石山央樹,山本徳人,高岡満子,三宅辰哉,野口弘行:大径ボルトを用いた木質梁勝ちラーメン構造の開発一構法概要,接合部実験一,日本建築学会技術報告集 第 22 号, pp.193-198, 2005.12
- 5) 石山央樹,那須秀行,山本徳人,高岡満子,三宅辰哉,野口弘行:大径ボルトを用いた木質梁勝ちラーメン構造の開発一実大骨組構造物の弾塑性挙動予測一,日本建築学会技術報告集 第 22 号, pp.199-204, 2005.12
- 6) 野口弘行,本岡淳一,岩崎誠司,浦上瑞穂:大径ボルトを用いたモーメント抵抗接合の木質大断面部材への適用性に関する実験的研究,日本建築学会技術報告集 第 20 号, pp.99-104, 2004.12
- 7) 鈴木秀三,内山善明,浅野博宣,野口弘行:木質系耐力壁のせん断性状に及ぼす加力速度の影響に関する基礎的研究,日本建築学会構造系論文集 第 20 号, pp.125-131, 2005.12
- 8) 大橋好光,坂本功:木造住宅の地震応答解析その 2 荷重-変形曲線をトレースする復元力モデルによる解析,日本建築学会大会学術講演梗概集, C 分冊, pp.1237-1238, 1985.10
- 9) 真柄琢哉,三宅辰哉,五十田博,田守伸一郎,笹川明:枠組壁工法建築物の地震時最大応答変位に関する考察-エネルギー入力率に基づく 1 質点系の最大応答変位予測一,日本建築学会構造系論文集 第 506 号, pp.75-82, 1998.4

(2006年10月9日原稿受理, 2007年3月27日採用決定)