伝統的木造建築物のある制震改修法について

A RETROFIT METHOD OF A TRADITIONAL WOODEN STRUCTURE BY TWO DAMPER SYSTEMS

石垣秀典 — *1 石丸辰治 — *2
秦 一平 — *3 吉田明義 — *4

Hiddenori ISHIGAKI — *1 Shinji ISHIMARU — *2
Ippei HATA — *3 Akiyoshi YOSHIDA — *4

キーワード：
制震改修, 粘性ダンパー, 弾塑性ダンパー

Keywords:
Retrofit, Viscous damper, Elasto-plastic damper

This paper discusses a retrofitting method with two damper systems for the traditional wooden structure built two hundreds years ago. One of the systems is the frictional wall damper system named as “Kame-Kabe”, the which energy absorption mechanism is making use of friction force between wooden members. The other is pretensioning toggle damper system, which is consists of steel rods, oil dampers and coil springs. In order to reduce compression forces on toggle members, pretensioning system by using coil springs is adopted. The paper shows that this retoroftitted structure has high performance against the earthquake by computing elasto-plastic response simulation.

1. はじめに

伝統的木造建築物の耐震性能に関する実験的・解析的研究（例えば文献 6）～8）など）はこれまでも精力的に行われており、現存する古代木造建築物が有する柱の傾斜復元力や複雑な木組により構成された斗組の履歴特性などが解明されつつある。そして、それら一連の研究の成果により、伝統構法により建築された構造物が、通常の構造物よりも大きな減衰性能を有している事も示されている。しかし、木材という非常に構造特性にばらつきが多く、かつ経年的変化の大きな材料を用いて構築されているため、対(地)震性能を把握する上で不確定な要素を多分に持ち合わせていることは言うまでもない。そのような構造物により安定したエネルギー吸収性能を付与する目的で免震構造を採用して改修・新築した事例も近年数多く見られる。しかし、免震構造を採用するためには大規模な基礎工事が必要とされ、基礎工事のための掘削が制限されている歴史的に価値のある建築物や小規模な建築物では適用が難しい場合が多い。そのような場合には、制震構造の採用が考えられるが、設置スペースや意匠的な制約、また木造をターゲットとした制震装置が数少ないことから、実施された事例は数少ないのが現状である。

このような状況の中で、筆者らは木造制震壁である亀壁¹⁾³⁾、小型のオイルダンパーと小径の鋼棒によりトグルを構成した張力導入型トグル制震装置⁴⁾などの開発をこれまでに進めており、実際に伝統的木造建築物の制震改修に適用された事例⁵⁾もある。本報では、新たにそれら二種類の制震装置を併用して制震改修を行った事例について、装置の性能確認実験結果と改修後の性能に関する解析的な検討結果

について報告を行なうものである。

2. 対象建物および制震改修方針

本節では、まず今回制震改修を行った建物の概要について述べる。当該建物は、1767年に愛知県吉良町に建立された伝統的木造建築物であり、1945年三河地震を経験しているが構造体に大きな被害を受けた様子はない。今回の制震改修工事は、屋根の葺き替え工事を主とした平成大修理の一環として行われたものである。建物平面図と断面図を図1及び図2に示すが、主要構造部分の床面積は約250m²、柱の礎石上部からの建物高さは12.9mであり、現在の木構造計算ルートでは構造計算が必要とされない規模の建物である。主要な耐震要素は、外周の柱

(240mm 角) 20本と梁 (250mm × 325mm) で構成される軸組み及び内陣周囲の丸柱 (300φ) である。

本建物の改修前に行った常時微動測定の結果を図3に示す。微動計の設置位置

図1 建物平面図

*1 日本大学理工学部建築学科 助手・工修
(〒101-8308 東京都千代田区神田駿河台1-8-14)

*2 日本大学理工学部建築学科 教授・工博

*3 日本大学理工学部理工学研究所 技手補・工修

*4 ㈱魚津社寺工務店 工修

*1 Research Associate, Dept. of Architecture, College of Science and Technology, Nihon Univ., M. Eng.

*2 Prof., Dept. of Architecture, College of Science and Technology, Nihon Univ., Dr. Eng.

*3 Assistant Engineer, Research Institute of Science and Technology, Nihon Univ., M. Eng.

*4 Uotsu Syaji Corporation, M. Eng.

は小屋組最下部の敷梁上であり、1次モードは桁行方向並進で0.76秒、2次モードは梁間方向並進で0.62秒、3次モードが振れで0.45秒である。計測された本建物の固有周期を既往の研究^{13)~17)}により計測された伝統建物の固有周期と比較してみる事にする。図4は、その伝統的木造建築物の固有周期を建物高さに対してプロットしたものである。この図から、

本建物のプロポーシオンでは、微動時の固有周期として0.45~0.5秒程度が調和的である事が読み取れる。

図3 改修前の常時微動測定結果

図4 伝統的木造建築物の最高高さと固有周期

微動による固有周期から直接耐震性能を判断する事は難しいが、耐震性に優れている伝統建築物の周期を改修後の目標周期を定める目安のひとつとして用いる事にした。一方、改修前の耐震性能は、4章で述べる立体骨組による静的増分解析及び地震応答解析により求めており、その結果から大幅に剛性が不足していると判断したため(図30参照)、改修後では少なくともせん断力係数0.2の地震力に対して、層間変形角1/120radを満足するように制震装置と新たな軸組を設置する事により、剛性を付与する方針である。また、制震装置で付与する減衰性能の目標は、予備応答解析と今回開発した制震装

置の性能及び設置可能量から判断して20%程度を目標としている。

既存小屋組の状態は非常に健全であり、部分的な筋交い補強以外は特に改修を行わない事とした。また、唯一の耐震要素である外周の既存軸組を構成する柱は240mm角、内陣周辺の丸柱は直径300mmのケヤキ材で構成されている。本改修工事では対地震性能と鉛直荷重の支持能力を向上させるために、外周軸組の内側に新設の軸組(米ヒバ使用)を設けており、制震装置はそのスペース内に配置する事とした。旧軸組と新軸組は、厚さ12mmの鋼板と直径16mmの貫通ボルトにより、柱頭・柱脚・中段梁位置の3箇所を結合しており、柱と鋼板が密着するように楔を打ち込む処理を施している。

本改修で採用した制震装置は、後述する木材同士の摩擦によるエネルギー吸収性能を有する亀壁制震装置とオイルダンパーを用いた張力導入型トグル制震装置であり、外周部軸組(1通、6通、ア通、ク通)に両者を並列配置する事とした。そのトグル制震装置配置状況を図5に示すが、亀壁はク通及び6通の下段ア-I間とウ-I間を除いて並列に配置している。その際の剛性の不均等分については、トグル制震装置に付加されているコイルばねで補う方針である。

図5 制震装置の配置状況

3. 制震装置概要

本節では、亀壁制震装置³⁾と張力導入型トグル制震装置⁴⁾の概要について述べる。

3.1 亀壁制震装置

図6に亀壁制震装置の作動原理を示すが、柱と梁で構成されたフレームA B C Dの内側に格子などで構成された比較的剛な棒A' B' C' D'を両者の対角線が一致しないように連結棒で設置した

図6 亀壁制震装置の概要

A' B' C' D'を両者の対角線が一致しないように連結棒で設置した

ものである。このように設置することで外部のフレームが左方向に変形した場合、内部の格子は時計回りに回転変形を生じる。この変形により、フレームと格子の間の相対変形量が増幅し、その間に設置されている噛み合わせの部分や摺動可能なアームの端部における木材同士の摩擦により減衰を確保する機構となっている。

次に、亀壁制震装置の性能を確認するために行った動的加力実験の結果について述べる。実験で用いた試験体は、断面形状 235mm 角のベイマツで造られた幅 2347mm、高さ 4469mm の実大フレームの内側に、亀壁制震装置を中段梁を挟んで縦に 2 個並べた 2 層構造となっている。加力は上部に鉄骨梁を載せて、その先端に連結したアクチュエーターにより行った。試験を行なうにあたっては、実際の建物の屋根荷重に相当する柱 1 本あたり 20kN の鉛直加力を両側柱に設けたチェーンブロックにより付与し、柱の傾斜復元力による剛性の評価も行った。この際、変形時にチェーンブロックが傾斜する事により発生する力については、実験結果から差し引く処理を行っている。

静的加力実験により得られた荷重とフレーム頂部変位の関係を図 8 に、周期 3 秒の動的加力実験により得られた荷重－変位関係を図 9 に示す。どちらの図もバイリニア型に近い履歴ループを描いている。また、これらの履歴ループは実験過程で 100 回以上の繰り返し載荷を行ったにも関わらず安定している事が分かった。

図7 試験体の概要

図8 静的加力実験による荷重－変位関係

図9 動的加力実験による荷重－変位関係

そこで、これらの履歴ループを用いて等価剛性、等価粘性減衰定数の値を算出した結果を図 10 及び図 11 に示す。等価粘性減衰定数の算出方法については、等価ポテンシャルエネルギーに対する比率を用いており、等価剛性は正負最大変位点を用いて算出を行った。等価剛性の算出結果からは、振幅が大きいくほど剛性が低下する傾向が見られるとともに、周期 1 秒の場合には若干剛性が低下する結果となっているが、全体的には周期依存性はあまり見られない事がわかる。また等価粘性減衰定数に関しては、いずれの振幅でも周期 1 秒で最も大きくなっており、周期が長くなるほど低下する傾向が見られる。しかし、求められた等価粘性減衰定数の値は約 12～22% であり、高いエネルギー吸収性能を有していることがわかる。

次に、実際の設置状況を考えた場合には、軸組全面に亀壁を設置できるとは限らず、上段のみに設置した時のエネルギー吸収性能も把握しておく必要がある。そこで、下段の亀壁を取り去り、上段のみに設置して周期 10 秒の動的加力実験を行った結果の荷重とフ

ーム頂部変位の関係を図 12 に示す。図中には亀壁を設置しない木造フレーム単体の実験結果も合わせて示してある。

図10 等価剛性－周期の関係

図11 等価減衰－周期の関係

そして、各履歴面積を算出し、全面に亀壁を設置した場合の履歴面積を 100% とした場合の比率として振幅ごとにまとめた結果を表 1 に示す。表 1 から、下段の亀壁による履歴面積が非常に大きくなっていることが分かり、軸組の高さ方向に占める亀壁の設置割合が及ぼす影響は非常に大きいことが読み取れる。これらの実験結果のモデル化については、亀壁の履歴はバ

図12 亀壁の設置状況の違いによる履歴図の比較

表1 亀壁の設置状況の違いによる履歴面積の比率(%)

振幅[mm]	上段亀壁 (TYPE II-TYPE III)	フレーム単体 (TYPE IV)	下段亀壁 (TYPE I-TYPE II)
5	8.4	3.4	88.2
10	9.0	3.5	87.5
20	9.3	3.3	87.4
30	10.0	2.8	87.2
40	11.6	2.7	85.7

図13 下段亀壁のみの場合の履歴図の比較

図14 上段亀壁のみの場合の履歴図の比較

図15 亀壁制震装置全体の履歴図の比較

表2 各モデルの定数

	弾性剛性 [kN/mm]	塑性剛性 [kN/mm]	弾性変形 [mm]
上段亀壁	0.149	0.034	26
下段亀壁	0.062	0.091	22
フレーム単体	0.048		
合計	1.059	0.173	

各図から、実験で得られた履歴とモデル化による履歴が良く一致しており、モデル化の妥当性が示されたと思われる。なお、求められた各定数を表 2 にまとめて示す。

3.2 張力導入型トグル制震装置

ここでは、張力導入型トグル制震装置の概要について述べる。本装置の特徴は、トグル構成部材に張力を導入する事により圧縮力の発生を抑制し、小さな部材断面で装置構成を可能にしたところにある。さらに、トグル部材に張力が導入されると、外周フレームの柱には圧縮力が作用するため、伝統木造建築物などの大径柱の傾斜復元力を増加させることも可能であり、建物に水平剛性と粘性減衰を付加させるシステムとして開発されたものである。

まず、その張力導入型トグル制震装置を実大木造フレームに設置して行った動的加力実験の結果について報告する。図 16 に本実験で用いた試験体の概要を示すが、木造フレームは、前項で述べた亀壁の実験に用いたものと同様である。

図16 試験体概要(単位:mm)と張力導入機構

トグルの腕部材は、φ27mm の鋼棒で構成されており、張力導入を行うためのコイルばねを、上段($k=980\text{N/mm}$)は左右のトグル機構を連結するように、下段($k=98\text{N/mm}$)はオイルダンパの外周に配置してある。このように設置することにより、上段はコイルばねを10mm 圧縮、下段は腕部材のターンバックルを締めダンパ部のコイルばねを50mm 伸ばすことにより、腕部材に約30kNの張力導入を行なうことが可能(図16参照)となっている。また、トグルと木造フレームとの接合はピンと鋼板を介して、M20の貫通ボルトで接合する方式としている。

減衰装置は、住宅制震用オイルダンパーを4隅に設置し、その1基あたりの減衰特性を図17に、振動数1Hzにおける減衰力-変形関係は図18に示すとおりである。また、トグル倍率の設計値としては、上段トグルが層間変位に対して約1.4倍、下段トグルが層間変位に対して約1.5倍になるように設定してある。

改修工事において実際に設置した装置と本試験体寸法はほぼ同等であるが、取り付け方法は異なっており、実際の改修では礎石上に立てられた柱の頂部とRC基礎梁にアンカー固定された鋼板との間に装置を取り付けるようなディテールとしている。

本試験体を用いて行った静的加力実験から得られたフレームの頂部変位とアクチュエーター荷重の関係を図19に示す。また、加力周期3.0秒、1.0秒、0.7秒で動的加力実験を行った結果を図20～図22に示す。

図17 オイルダンパーの減衰力特性

図18 オイルダンパーの減衰力-変位関係

図19 荷重-変位関係(静的)

図20 荷重-変位関係(周期3.0秒)

図21 荷重-変位関係(周期1.0秒)

図22 荷重-変位関係(周期0.7秒)

図19の静的加力実験結果では、静的実験にも関わらず履歴面積を有していることがわかるが、これはトグルのピン接合部における摩擦力に起因するものであると考えられる。動的加力実験結果では、いずれの加力周期においてもバイリニア型に近い非常に安定した履歴ループを描いていることがわかる。また、各履歴図より等価剛性 k_{eq} と等価粘性減衰定数 h_{eq} を算出し、加力周期に対して振幅毎にプロットしたものを図23、図24にそれぞれ示す。図23より等価剛性は周期1秒付近において上昇する傾向が若干見られ、また振幅依存性も見られる。図24より等価粘性減衰定数は、多少のばらつきがあるものの、周期が短くなるにつれてその値が大きくなる傾向が見られる。また値は平均で0.15～0.20であり、高い減衰性能を有していることがわかる。

図23 等価剛性-加力周期関係

図24 等価減衰-加力周期関係

次に、図16の試験体を線材置換し、図25に示すような骨組モデルを作成して解析を行った結果について述べる。まず、各部材のモデル化であるが、オイルダンパーは図17の減衰特性を正確に表現できるように、速度30mm/sec以下の領域では速度の2乗(減衰係数 $0.0044\text{kN}\cdot\text{sec}^2/\text{mm}^2$)に、30mm/sec以上では速度に正比例(減衰係数 $0.0196\text{kN}\cdot\text{sec}/\text{mm}$)して減衰力を発揮するような特性でモデル化を行った。コイルばね k_c 及び k_d は、線形ばねを用いており、その値はそれぞれ980N/mmと98N/mmである。

図23より等価剛性は周期1秒付近において上昇する傾向が若干見られ、また振幅依存性も見られる。図24より等価粘性減衰定数は、多少のばらつきがあるものの、周期が短くなるにつれてその値が大きくなる傾向が見られる。また値は平均で0.15～0.20であり、高い減衰性能を有していることがわかる。

次に、図16の試験体を線材置換し、図25に示すような骨組モデルを作成して解析を行った結果について述べる。まず、各部材のモデル化であるが、オイルダンパーは図17の減衰特性を正確に表現できるように、速度30mm/sec以下の領域では速度の2乗(減衰係数 $0.0044\text{kN}\cdot\text{sec}^2/\text{mm}^2$)に、30mm/sec以上では速度に正比例(減衰係数 $0.0196\text{kN}\cdot\text{sec}/\text{mm}$)して減衰力を発揮するような特性でモデル化を行った。コイルばね k_c 及び k_d は、線形ばねを用いており、その値はそれぞれ980N/mmと98N/mmである。

トグル部材と木造フレーム接合部の間には、ボルトのすべり剛性^⑨を評価しており、トグル部材の軸方向剛性と直列ばね結合によりトグル部材の全体軸方向剛性を算出して解析を行っている。接合部のすべりを評価した時の剛性は、部材長と断面から算出される軸方向剛性の1/6～2/3程度に低減されている。また、木造フレームの柱・梁接合部の剛性については、木材のめり込み剛性^⑩を評価する事とした。解析モデルの詳細は、文献4)に詳述されている。そして、トグルのピン接合部分の摩擦係数であるが、実験による計測が困難であったため、ここでは静的実験の結果からピン1箇所あたり

4.9kN・mmの摩擦係数を仮定し、バイリニア型の回転ばねによる近似を行った。以上に述べたようなモデルを用いて、実験のシミュレーションを行った結果を図19～図22の点線で示す。静的実験の場合には、履歴面積がやや

小さく、全体的な剛性も低めに評価されているものの履歴特性は比較的良好に一致しているものと思われる。動的加力実験では、周期0.7秒の結果では履歴面積がやや大きめに評価されており、それ以外の結果では全体的な剛性が若干不足している事が分かる。しかし、各図から張力導入型トグル制震装置の特性は良く表現されており、エネルギー吸収性能を評価するには十分な精度を有するモデル化が行われたと言える。

4. 制震改修後の対(地)震性能について

本節では、前述の2種類の制震装置を設置後の建物の対(地)震性能について、解析的に検討を行った結果を報告する。なお、制震装置の配置については図5に示す通りであり、設置数量は上下段合わせて梁間方向がトグル20基と亀壁9枚、桁行方向がトグル20基と亀壁6枚である。まず、制震改修後の常時微動計測による敷梁位置での伝達関数を図26に示すが、梁間方向0.4秒で桁行方向が0.45秒であり、当初の目標周期をほぼ満足する結果が得られた。

なお、RD法により算出した減衰定数は各方向とも約3.0～3.5%である。

図26 改修後の常時微動測定結果

図25 骨組解析モデル

表3 各部材諸元

部材	ヤング係数 E (KN/mm ²)	部材長 L (mm)	断面積 A (mm ²)	断面2次モーメント (mm ⁴)
柱	9.8	4,234	55,225	2.54×10 ⁸
上部梁	9.8	2,112	55,225	2.54×10 ⁸
中段梁	9.8	2,112	11,250	2.11×10 ⁷
a部材	205	1,690	572	2.61×10 ⁴
b部材	205	583	628	1.57×10 ⁴
c部材	205	557	628	1.57×10 ⁴
d部材	205	942	572	2.61×10 ⁴

※ 木材のヤング係数は繊維方向の値

次に、検討を行なうにあたって作成した解析モデルについて述べるが、図27に示すように主要な木部材をほぼ全て線材に置換した立体モデルを用いている。なお、前節で述べたように亀壁制震装置はバイリニア型の弾塑性ばねで、トグル制震装置は摩擦と接合部のめり込みを考慮した線材モデルで置換している。木材接合部に

関しては、垂木部分を除き全て弾塑性回転ばねでモデル化しており、柱・梁接合部、敷梁交差部、小屋束・小屋貫接合部及び小屋束・母屋接合部にはめり込み剛性^{⑩⑪}を適用、弾制限許容回転角を超えた場合にはバイリニア係数0.01で降伏させるモデルとした。主要部材の樹種、断面寸法を表4に示す。

また、常時微動計測との対応を考える場合には、柱の傾斜復元力を考慮する必要があるため、既往の実験式^⑨を用いて各柱の鉛直支持荷重から非線形弾性ばねでモデル化を行なう事にした。

質量は、各節点に集中質量としてモデル化しており、総質量は186tonである。まず、本モデルを用いて行った非減衰固有値解析の結果は、1次モードが桁行方向並進で0.49秒、2次モードが梁間方向並進で0.44秒、3次モードが捩れで0.36秒であった。常時微動計測結果との整合性は良い事が分かる。

同一の解析モデルを用いて静的漸増解析を行った結果の荷重と柱頂部の変形の関係を図28に示す。図から梁間方向の耐力が桁行方向より若干小さめに算出されているが、各方向ともベースシア係数

0.2に相当する365kNの荷重に対しての変形量は32mmであり、柱傾斜角としては1/151(柱高さ4830mm)の値を確保している事が読み取れる。

次に、地震時の応答性について検討した結果について述べるが、応答解析を行なうにあたっては小屋組部分を省略し、敷梁より下層の架構を対象とした立体モデルを作成して弾塑性地震応答解析を行った。その解析モデルを図29に示す。この解析モデルによる固有値解析の結果は、1次モードが梁間方向並振で0.48秒、2次モードが桁行方向並振で0.47秒、3次モードが捩れで0.37秒となっており、小屋組部分を取り除いた影響により、桁

図27 立体解析モデル

表4 主要部材材数

部位	樹種	断面(幅×成) mm	ヤング係数 (繊維方向) KN/mm ²
柱(既存外周軸組)	ケヤキ	240×240	8.0
柱(新設外周軸組)	米ヒバ	240×240	9.0
柱(内陣)	ケヤキ	300φ	8.0
梁(既存外周軸組)	地松	250×325	7.0
梁(新設外周軸組)	米ヒバ	210×270	9.0
敷梁	地松	末口360φ	7.0
小屋束	地松	150×150	7.0
小屋貫	地松	24×120	7.0
母屋	地松	150×150	7.0
垂木	地松	60×60	7.0

図28 静的増分解析結果

図29 地震応答解析用立体モデル

成して弾塑性地震応答解析を行った。その解析モデルを図29に示す。この解析モデルによる固有値解析の結果は、1次モードが梁間方向並振で0.48秒、2次モードが桁行方向並振で0.47秒、3次モードが捩れで0.37秒となっており、小屋組部分を取り除いた影響により、桁

行方向は周期が短く、梁間方向は周期が長くなる結果となっている。なお、この時の粘性減衰定数を複素固有値解析により算出すると1次モードが13.6%、2次モードが17.2%となっている。ただし、複素固有値解析を行なう際のオイルダンパーの減衰係数は、図17における低速度領域の減衰係数を採用しており、その値は0.133kN・sec/mmである。

応答解析の対象とした地震動波形は、表5に示す4波形でありEl-Centro、Taft、Hachinoheの3波形については最大速度が50cm/secになるように最大加速度を基準化して用いている。解析を行なうにあたり、亀壁とトグル制震装置のモデル化については、前述の手法を用いており、構造減衰として瞬間剛性比例型減衰で3%の値を採用した。また、積分刻み時間は0.002秒としている。柱頭部4隅の中での最大応答値を表5に示すが、捩れ応答はほとんど生じていないため、入力方向と直交する方向の応答値は省略している。最大応答変位は、柱の傾斜角で1/173～1/82であり、改修前建物の応答解析を行った際にはJR-Takatori EWで最大14.6cm(1/33rad)の柱傾斜角が発生していたため、本改修により建物に十分な対地震性能を付与できた事が分かる。

なお、平成14年7月より本建物に地震計を設置して観測を実施している。その結果については、他の機会に報告を行なう予定である。

表5 地震応答解析結果

入力地震波	入力最大加速度 (cm/sec ²)	入力方向	最大応答値		
			絶対加速度 (cm/sec ²)	速度 (cm/sec)	変位 (cm)
El-Centro 1940 NS (最大速度50cm/sec基準化)	511	桁行	935	73	5.4
		梁間	966	74	5.4
Taft 1952 EW (最大速度50cm/sec基準化)	497	桁行	945	70	5.7
		梁間	857	66	5.2
Hachinohe 1968 NS (最大速度50cm/sec基準化)	330	桁行	531	37	2.9
		梁間	554	35	2.8
JR-Takatori 1995 EW	656	桁行	979	58	5.7
		梁間	916	56	5.9

5. まとめ

木材同士の摩擦を利用した亀壁制震装置と増幅機構を介してオイルダンパーを設置する張力導入型トグル制震装置を開発して、伝統的木造建築物へ適用を行った。その結果を以下にまとめる。

- ・亀壁制震装置は木材の摩擦を利用したものであり、経年変化に対しては、楔などを打ち込む事により摩擦力が低下しないよう配慮する必要があるだろう。なお、亀壁の腕部材には経年変化の少ない集成材を使用している。
- ・張力導入型トグル制震装置の実験で得られた性能を常に発揮するためには張力管理が重要であり、本装置の場合にはコイルばねの伸縮量で判断できるように配慮してある。今後も定期的なチェックが必要であろう。
- ・制震改修後の性能を解析的に検討した結果は、ほぼ設計目標を満足するものとなったが、木造建築物の弾塑性応答解析手法も研究段階であるため、現在実施している地震観測の結果と照合しながら、今後も検討を継続してゆきたいと考えている。

謝辞

本論文を作成するにあたり、制震改修後の常時微動計測を実施していただいた名古屋大学大学院の福和伸夫教授及び同大学飛田潤助

教授、実験の補助とデータ整理を担当してくれた日本大学理工学部石丸研究室の学生諸君に感謝いたします。また、本建物の施工は(株)魚津社寺工務店によるものであり、施工計画や試験体の製作に関して大変なご助力を頂きました。誌面を借りて御礼申し上げます。

なお、本研究は日本大学理工学部の平成11年度選定文部科学省学術フロンティア推進事業「環境・防災都市に関する研究」の一環として行われたものであり、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 石丸辰治、久保田雅春、石垣秀典、秦 一平、吉田明義、東義敬、西塚正、西村陽介：伝統木造建築物の制震改修について その1～その5、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、2001年、p.421-430
- 2) 山口潤、石丸辰治、石垣秀典、秦 一平、長島和央：伝統建築物の制震改修について(その6 總持寺香積台の地震観測結果)、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、2002年、p.805-806
- 3) 小河高之、石丸辰治、石垣秀典、秦 一平、伊藤洋介、山口潤、齋藤貴文、吉田明義：摩擦型亀壁制震装置に関する研究 その1～その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、2002年、p.779-782
- 4) 西村陽介、石丸辰治、石垣秀典、秦 一平、杉本直之、吉田明義、橋本純二、小形慶治：張力導入型トグル制震装置に関する研究 その1～その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、2002年、p.801-804
- 5) 久保田雅春、秦 一平、石丸辰治、新谷隆弘：増幅機構を用いた制震構造システムに関する基礎的研究 その1～その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、1997年、p.869-872
- 6) 河合直人：古代木造建築の柱傾斜復元力に関する模型実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C分冊、1991年、p.91-92
- 7) 鈴木祥之他：伝統木造軸組の実大振動実験 その1～その7、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1分冊、2000年、p.103-116
- 8) 藤田香織、大橋好光、木村正彦、坂本功：伝統的木造建築の組物の振動台実験(その3 地震波加振)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1分冊、1998年、p.263-264
- 9) 日本建築センター、「大断面木造建築物設計施工マニュアル」、1988
- 10) 稲山正弘：めり込み抵抗接合の設計、建築技術、1995.11
- 11) 日本住宅・木材技術センター、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」、2002
- 12) 日本建築センター、「2001年版建築物の構造関係技術基準解説書」、2001
- 13) 河合直人、内田昭人、前川秀幸：伝統的木造建築物の振動特性 その1. 平城宮跡復元建物の常時微動測定、日本建築学会大会梗概集、C-1分冊、1995年、p.55-56
- 14) 内田昭人、河合直人、前川秀幸：伝統的木造建築物の振動特性 その2～その4、日本建築学会大会梗概集、C-1分冊、1996年、p.171-176
- 15) 内田昭人、河合直人、前川秀幸：伝統的木造建築物の振動特性 その5～その6、日本建築学会大会梗概集、C-1分冊、1997年、p.219-222
- 16) 前川秀幸、内田昭人、河合直人：伝統的木造建築物の振動特性 その7. 清水寺仁王門と南禅寺三門の常時微動測定、日本建築学会大会梗概集、C-1分冊、1998年、p.259-260
- 17) 長瀬正、佐分利和宏、今西良男、金子隆之：唐招提寺金堂の常時微動測定、日本建築学会大会梗概集、C-1分冊、2000年、p.131-132

[2002年10月17日原稿受理 2003年2月25日採用決定]