

トグル制震装置を設置した伝統木造架構の実大振動実験  
その1 制震補強前・補強後の架構の動的特性

正会員 北村 尚久\*4 同 石丸 辰治\*1 同 石垣 秀典\*2  
同 秦 一平\*3 同 山中 祐一\*5 同 魚津 忠弘\*6

伝統木造架構 制震構造 等価剛性  
粘性減衰定数

1.1 はじめに

日本古来の伝統木造建築物の力学的特性は、既往の研究により明らかになりつつある。しかし、地震が多発している現在、多くの社寺建築物が倒壊しているのも事実である。

そこで本研究では、伝統構法によって製作した実大試験体を用いて振動台実験を行うことにより、その動的特性を把握するとともに、制震装置を用いた歴史的建築物の保存手法について検討を行うものである。

本研究では、実際の地震時の応答特性を把握するための振動台実験を実施しており、補強用の鋼材を極めて少なくした状態における制震性能についても検討を行っている。

1.2 制震補強前の架構の動的特性について

1.2-1 実験概要

試験体の立面図及び平面図を、図 1- 1 及び図 1- 2 に、構成する主な部材の寸法、含水率及び樹種を表 1- 1 に示す。試験体は、4 本の丸柱と大引、頭貫、組物及び桁梁で構成されている。部材の接合部は、釘などを使用せず、頭貫と組物はダボやホゾにより接合してある。なお、柱位置を固定するため、礎石と柱脚の間にもダボを設けてある。架構頂部には屋根荷重を想定し、合計重量 80kN の鋼板を設置した。

振動台（平面寸法 3.7m×3.7m）には、反力壁に固定したアクチュエータ 1 機（最大荷重 400kN、最大速度 1m/sec、最大変位 0.2m）を連結し、1 方向加振により実験を行った。

1.2-2 実験結果

本節では、制震補強前の架構の動的特性を把握するためにに行った実験結果について報告する。

固有周期を把握するため、加振周期 0.5 ~ 2.0sec の範囲で、入力最大加速度が 10gal となるような正弦波加振を行い、求めた共振曲線を図 1- 3 に示す。図 1- 3 より、木造架構の固有周期は 0.82 秒付近であることが読み取れ、周期 0.82 秒における荷重-変位関係を図 1- 4 に示す。また、木造架構の等価剛性及び減衰定数は、共振点付近の加振周期 0.8 秒で正弦波加振（最大入力加速度 50,100,200gal）を行い、振動台の加振終了後に生じる自由振動時の波形を用いて算出した。等価剛性を算出した結果を図 1- 5 に、

粘性減衰定数を算出した結果を図 1- 6 に示す。各図から、応答振幅の増加に伴い等価剛性が低下し、減衰定数は上昇する傾向が見られる。一方、入力加速度による変化はほとんど見られないことがわかる。

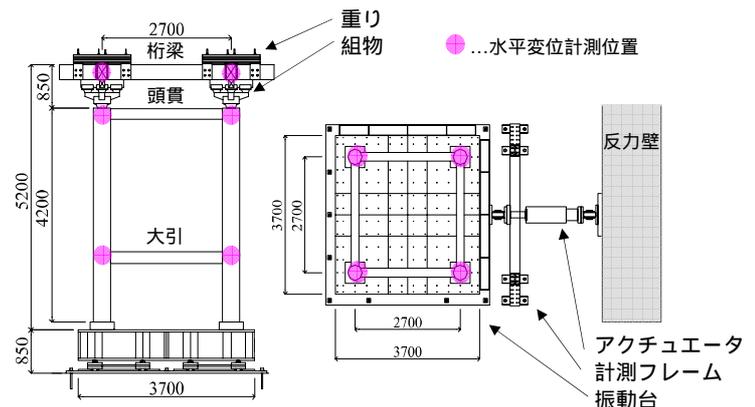


図 1-1 立面図

図 1-2 平面図

表 1-1 部材断面および樹種

部位	断面 (幅×成) [mm]	含水率 [%]	樹種
柱	360	20.3	ベイマツ
桁梁	215 × 300	26.3	
頭貫	200 × 218	21.3	
大引	200 × 228	19.9	

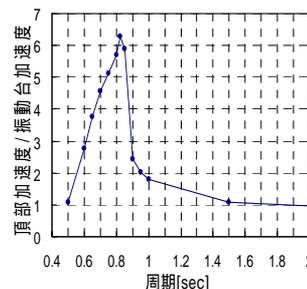


図 1-3 共振曲線

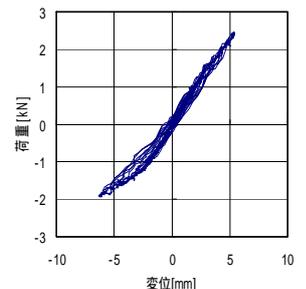


図 1-4 荷重-変位関係 (周期 0.82 秒)

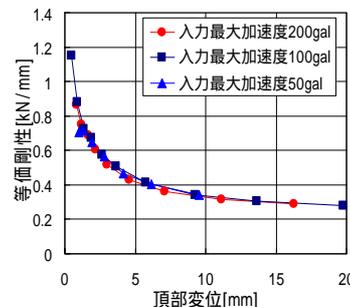


図 1-5 等価剛性の算出結果

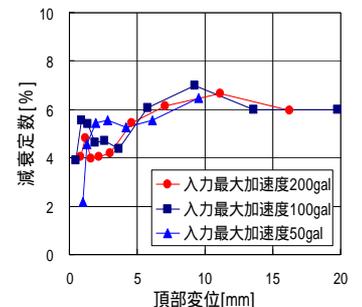


図 1-6 粘性減衰定数の算出結果

### 1.3 制震補強後の架構の動的特性について

#### 1.3-1 試験体概要

図 1-7 に、制震補強後の試験体の装置配置及び張力導入機構を示す。採用した制震システムは、オイルダンパーを設置したトグル制震装置と、柱の傾斜復元力を高めるための張力導入装置からなる。また、制震装置は開口部をふさがらないよう床下レベル（大引下）に配置した。試験体は、頭貫-桁梁間に合板を設置した (TYPE )と、合板を設置しない (TYPE )の 2 種類を製作した。

#### 1.3-2 実験結果

本節では、制震補強後の架構の動的特性を把握するためにに行った実験結果について報告する。

実験に用いた模擬地震動 3 波を表 1-2 に示す。各波形は、告示に定められた解放工学的基盤における極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペクトルを 1.25 倍に拡幅し、表 1-2 の位相特性を用いて、ある建設地を想定した表面地盤による増幅率も考慮して作成している。これを“入力レベル 100%”の波形とし、制震補強前の試験体には“入力レベル 30%”の波形により実験を行った。図 1-8 は、この模擬地震動 3 波の入力レベル 100% による減衰定数 5% の擬似速度応答スペクトルである。なお、加振用アクチュエータの制限ストローク内に変位がおさまるように周期 3 秒以上の成分を図 1-8 のようなスペクトル形状で制御しており、本論においては、JMA Kobe-EW 位相の地震波で加振した際の実験結果について報告する。

図 1-9 には、制震補強前後の変位-荷重関係を示しており、制震補強前は入力レベル 30%、補強後は入力レベル 100% 入力の結果である。図 1-9 から、制震補強をすることで、履歴面積と水平剛性が増加していることが分かる。また、図 1-10 には、TYPE、TYPE を加振した際の各層を比較した変位-荷重関係を示しており、図 1-10 (a) では、TYPE の履歴のほうが、水平荷重が増加し変形が減少する傾向が見られ、図 1-10 (b) では、TYPE の履歴のほうが、変形が大きくなっていることが分かる。合板を外すことにより、桁梁と頭貫との結合度合が弱まったため、柱頭部分における応答加速度が増加するとともに、桁梁-頭貫間の層間変位が増大したと思われる。

図 1-11 には TYPE を加振後の斗組の損傷状況写真を示す。合板を外した TYPE の試験体で斗組に大きな負担がかかり、割れやせん断破壊の状況が見られた。歴史的価値の高い部材の損傷を防ぐためには、何らかの補強が必要であることが示される結果となった。

#### 1.4 まとめ

- 1) 本実験のようなダンパー配置の場合は、周波数、または位相特性によって減衰性能を低下させる可能性があるため配慮する必要がある。

- 2) 動的加力実験の結果より制震構造システムを設置することで減衰性能を有することが示された。
- 3) 頭貫-桁梁間に合板を設置することで、伝統木造の概観を損なわないで効果的な補強することが出来た。

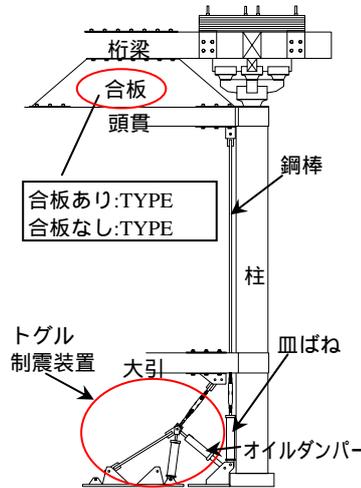


図 1-7 装置配置及び張力導入

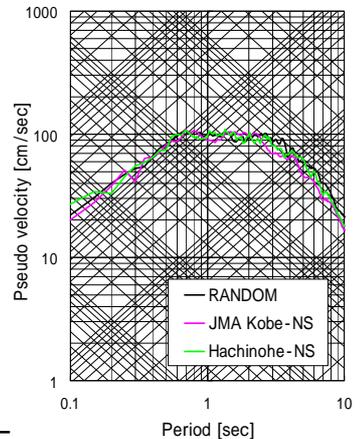


図 1-8 模擬地震動の擬似速度応答スペクトル(h=0.05)

表 1-2 入力地震動波形

位相特性	入力レベル	Amax	Vmax	Dmax
		[cm/s <sup>2</sup> ]	[cm/s]	[cm]
JMA Kobe-EW 1995	100%	470	61	16
	30%	141	18	5
八戸-NS 1968	100%	515	52	16
	30%	155	16	5
RANDOM	100%	469	47	17
	30%	141	14	5

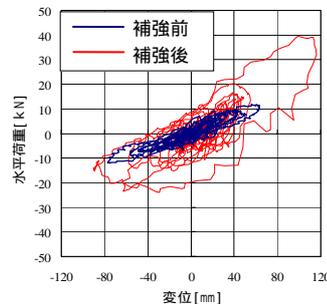
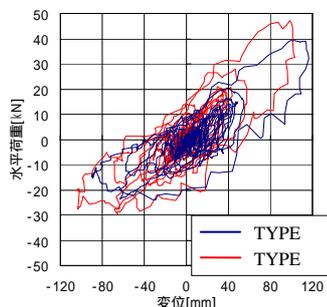


図 1-9 変位-荷重関係

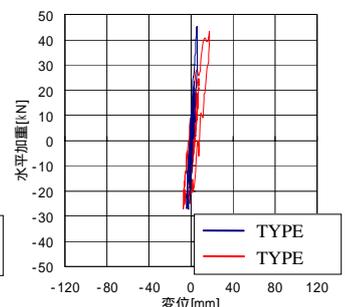


TYPE (合板なし)

図 1-11 斗組の損傷状況



(a) 柱頭-柱脚



(b) 桁梁-頭貫

図 1-10 変位-荷重関係

\*1 日本大学理工学部 教授・工博  
 \*2 日本大学理工学部 専任講師・博士(工学)  
 \*3 日本大学理工学部 技手  
 \*4 日本大学大学院理工学研究科  
 \*5 株式会社 i 2 S 2  
 \*6 株式会社魚津寺工務店

\*1 College of Science and Technology, Nihon University, Prof., Dr.Eng  
 \*2 College of Science and Technology, Nihon University, Lecturer, Dr.Eng  
 \*3 College of Science and Technology, Nihon University, Assistant Eng  
 \*4 Graduate School of Science and Technology,  
 \*5 i2S2 Corporation  
 \*6 Uotsu Shaji Corporation