

伝統的木造建築物の制震改修について (その 3 制震改修概要)

伝統的木造建築 制震改修
減衰装置 常時微動測定

正会員 東 義敬*4 同 石丸 辰治*1
同 久保田 雅春*5 同 石垣 秀典*2
同 秦 一平*3 同 吉田 明義*6
同 西塚 正*4 同 西村 陽介*4

§1 制震改修の設計方針

今回の改修にあたり、社寺建築物の意匠にふさわしく、伝統的木造建築物の工法技術と制震技術との融合を目的としている。そこで本報では、亀壁を用いた制震改修計画について報告する。

§2 制震壁の配置計画

本構造物の改修目標は、「力貫」と「貫」の間に制震壁を配置することを基本としている。その場合の力学特性は図1に示すようなモデルとして構成できる。Psは軸組の水平抵抗力であり、Qsは制震壁の負担するせん断力である。柱脚は礎石に対してダボで接合されているところから、変形は図1(b)のように表せるものとして計画する。これより、モーメントの釣り合いを考えると、階高 H、制震壁の高さ h に対して次のように表せる。

$$P_s H = Q_s (h+h) - Q_s h \Rightarrow P_s = \left(\frac{h}{H} \right) Q_s \quad (1)$$

全体の水平変形を d、制震壁の変形を d' とし、制震壁のバネ定数を k_s とすれば次の関係が成り立つ。

$$Q_s = k_s d' = k_s \left(\frac{h}{H} \right) d \Rightarrow P_s = \left(\frac{h}{H} \right) Q_s = k_s \left(\frac{h}{H} \right)^2 d \quad (2)$$

本構造物では、H は 6 m であり (h/H) 0.5 となるので、バネ定数は制震壁単体の場合の 1/4、抵抗力は 1/2 になることがわかる。表1はその2での実験の結果を整理したものである。表2は、改修前の漸増載荷計算から得られた初期剛性と層間変形の抵抗力である。また実在の柱は 240 × 240 mm として傾斜復元力が計算されている。固有周期 0.6 秒を目標とすれば、必要剛性は

$$k = m \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 44500 \text{KN/m} \quad (3)$$

となる。今、上記の値に対して傾斜復元力と軸組剛性を差し引けば、制震壁で付与しなければならない剛性は梁間方向で 26000KN/m 桁行方向で 27300KN/m となる。制震壁は表1と(2)式の関係から 1250KN/m ÷ 4 = 312.5KN/m であるから必要枚数は梁間方向で 26000KN/m ÷ 312.5KN/m 84 枚、また、

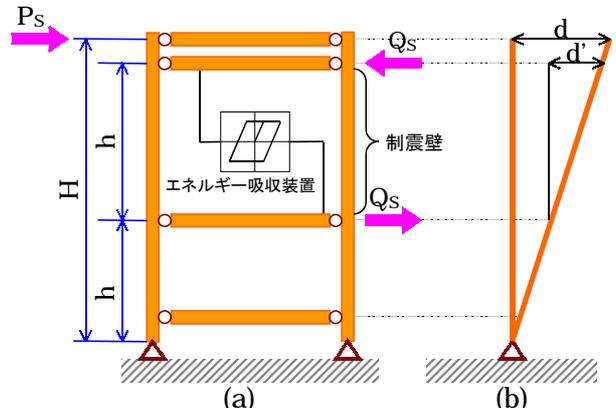


図1 亀壁制震システムのモデル化



図2 亀壁制震システム 写真1 制震システム設置例

表1 制震壁単体での特性

	亀壁(初期値)	亀壁(疲労後)	浮壁
弾性剛性 [KN/m]	1250	900	500
塑性剛性 [KN/m]	180(P=0.14)	130(p=0.14)	90(p=0.18)
弾性限界変形 [mm]	2.00	1.50	2.00

表2 漸増解析等から得られた値¹⁾

	桁行方向	梁間方向
軸組剛性 [KN/m]	3700	5000
保有耐力 [KN]	468	594
1/120相当の抵抗力 [KN]	180	240
傾斜復元力 [KN/m]	13500	13500

表3 制震壁導入による剛性予測

	桁行方向	梁間方向
浮壁 [KN/m]	500 × 31枚 / 4 = 3875	500 × 47枚 / 4 = 5875
亀壁 [KN/m]	1250 × 24枚 / 4 = 7500	1250 × 10枚 / 4 = 3125
軸組剛性 [KN/m]	3700 × 1.5 = 5500	5000 × 1.5 = 7500
傾斜復元力 [KN/m]	13500 ~ 4740	13500 ~ 4740
合計 [KN/m]	30375 ~ 21615	30000 ~ 21240

Retrofit of a Traditional Wooden Structure by the Wall Damper System named as *Kame-Kabe*
(Part3 The Outline of Damping Repair)

AZUMA Yoshitaka, ISHIMARU Shinji, KUBOTA Masaharu, ISHIGAKI Hidenori,
HATA Ippei, YOSHIDA Akiyoshi, NISHIMURA Yosuke and NISHIZUKA Tadashi

桁行方向で $27300\text{KN/m} \div 312.5\text{KN/m}$ 88 枚となる。この値を満足するだけの空間は存在していないことと、実在軸組には断面欠損もあり、長寿命構造物とするために、全ての柱に同寸法の柱を添わせることにし、これに貫を設置し、新しい軸組を旧来の軸組に重ね鉄輪にて緊結することとした。

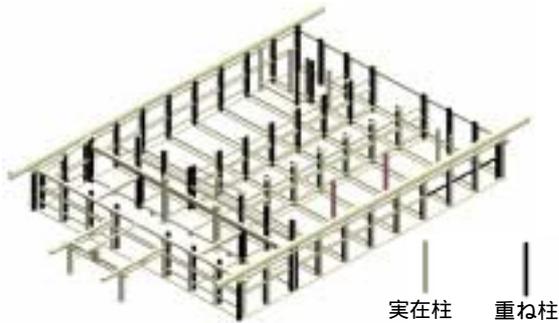


図 3 (a) 重ね柱の配置図



図 3 (b) 亀壁制震壁の配置図



図 3 (c) 浮壁制震壁の配置図

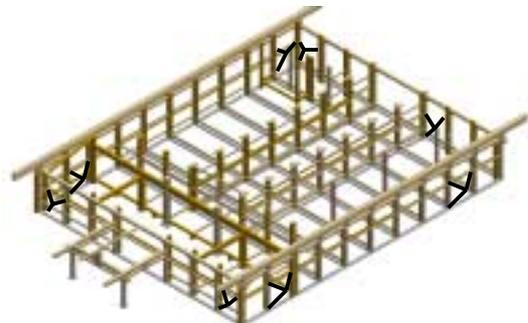


図 3 (d) トグル制震の配置図

これにより図 2 に示すように、新しい軸組には亀壁を、現存の軸組には浮壁を配置することとした。また、大引き下にも浮壁を配置し、剛性の増大と、曲げ抵抗にも寄与するように配慮した。

図 3 の(a)は重ね柱の配置を(b)には亀壁(c)には浮壁の配置を示している。なお(d)はトグルダンパーの配置を示したものである。表 3 は大引き下の浮壁を無視して、剛性の予測を行ったものである。ただし、重ね軸組になっているところから、現存軸組剛性の 1.5 倍の剛性があるとして算出した。これより算出される固有周期は桁行方向、梁間方向の両方に対して約 0.74 秒となっている。固有周期は目標を下回っているため、実際の施工では、亀壁にくさびを打ち込み剛性の増大を図っている。

§3 改修後の常時微動測定

改修後の常時微動として 2001 年 1 月 20 日に行った。測定場所は、その 1 で述べた位置と全く同一としている。図 4 には、計測結果が描いてある。桁行方向、梁間方向の卓越周期はともに 0.56 秒となっている。なお粘性減衰定数は 1 次モードで 12.1 %と得られている。

§4 まとめ

上記の計算での固有周期と常時微動測定結果を比較すると剛性が大きくなっているが、大引き下の浮壁、亀壁のくさびなどに起因しているものと考えている。このようにほぼ初期の目標は達成されていると思われる。

<参考文献>

- 1) 「大本山 総持寺 香積台 耐震補強検討書」(1999年11月 株鴻池組)

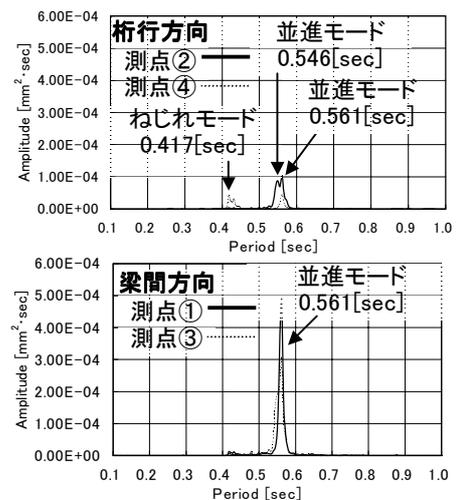


図 4 改修後のパワースペクトル

*1 日本大学理工学部 教授・工博
*2 日本大学理工学部 助手
*3 日本大学理工学研究所 技手
*4 日本大学大学院理工学研究科
*5 飛島建設
*6 魚津社寺工務店

*1 Prof, College of Science and Technology, Nihon University, Dr. Eng
*2 Assistant, College of Science and Technology, Nihon University
*3 Assistant Eng, Research Institute of Science and Technology, Nihon University
*4 Graduate School of Science and Technology, Nihon University
*5 Tobishima corporation
*6 Uotsu Shaji Corporation.