

## 伝統的木造建築物の制震改修について (その1 建物概要と改修前の常時微動測定)

正会員	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	東 義敬*4
同	西塚 正*4	同	西村 陽介*4

伝統的木造建築 常時微動測定  
固有周期 粘性減衰定数

### §1 はじめに

1995年1月の兵庫県南部地震や2000年10月の鳥取県西部地震では、神社・仏閣をはじめとする伝統的な木造建築物が被害を受け、改めてこの種の建物の耐震改修の必要性が喚起されている。特に国宝文化財クラスの建造物になると、伝統技術の継承が難しくなってきた現在では、それらの修復が極めて困難な状態になっており、新しい技術を導入しつつ耐震補強を行う必要がある。

本構造物は横浜市にある曹洞宗大本山總持寺にある香積台という建物であるが、屋根重量に比べ壁量が非常に少なく、従来型の改修では壁量の大幅な増設を行うか、免震改修するかいずれかの選択肢しかなかったと言える。そこで本論文ではこうした状況を脱却すべく、宮大工の協力を得て、伝統的木造建築物の文化的価値を損なわない形で新しいエネルギー吸収装置を開発し、制震改修を試みたものである。

### §2 建物概要

対象建築物は写真1に示すように木造2階建て檜瓦葺屋根の200年前の社寺建築である。ただし70年前に名古屋より現在地に移築したものであり、肘木などは装飾的で1階部分は簡単な軸組構造と言える。今回の改修工事前は柱軸部の歪み、基礎の不同沈下、雨漏り等が見受けられ、建物全体が南西側に層間変形角で1/150程度傾いていたが、構造体自身は健全なものであり、修復すればまだ利用可能であることが分かった。

### §3 常時微動測定

改修前の常時微動測定として2000年5月24日に工事の休憩中や深夜の外乱が少ない時間に計測を行った。測定器は動コイル型計(振動技研株式会社製)を用い、データ数8192、サンプリングタイム0.05秒として、図1に示す～地点において、それぞれ加速度と変位で測定し、Hanning Windowを5回かけて算出したパワースペクトルを図2に示す。

梁間方向に設置をしたの卓越周期は0.824秒であり、桁行方向の卓越周期は0.746秒となっている。これらは並進運動をしており、また0.629秒付近においてはねじれ運動していることが分かった。



写真1 対象建築物の妻側外観

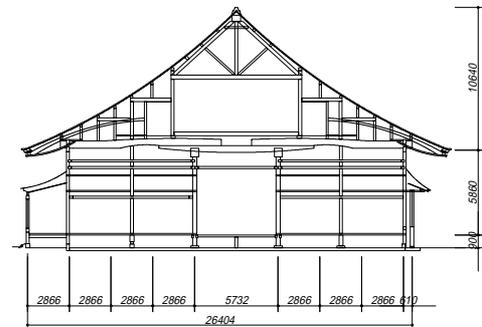


図1(a) 改修前の断面図と測点

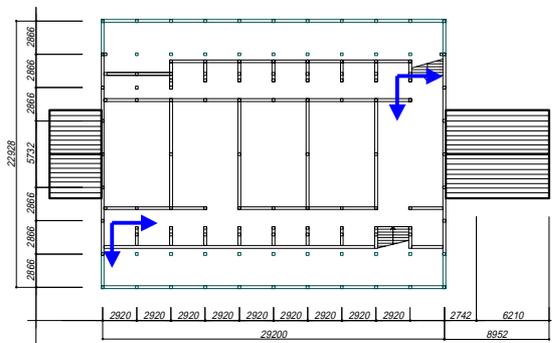


図1(b) 改修前の2階平面図と測点

### §4 制震改修目標

#### §4-1 微動時における固有周期

過去の伝統的木造建築を対象にした常時微動測定結果の比較をすることにより、本建物がどの程度の初期剛性を付与すべきなのかを検討する。

伝統的木造建築の場合、固有周期と建物の最高高さには図3に示すようにやや強い相関があることが知られている。本建物の場合、最高高さは17.34mで

梁間方向の固有周期が 0.814 秒、桁行方向が 0.746 秒である結果が得られた。そこで過去の参考文献と本データを加えたものを表 1 と図 3 に示す。剛性の目標をこれらの古建築にあわせるとすれば、図 3 より微動時の固有周期が少なくとも 0.60~0.65 秒程度まで回復すべきであるということになる。

#### § 4-2 必要水平耐力

1995 年改定の木質構造設計規準では、ベースシャ係数 0.2 の水平力に対して、壁仕上げなどにより有害な損傷が生じない場合、層間変形角を 1/120 以下であることが要されている。本建築物の重量は 4000KN であるから、地震荷重は 800KN で、対応する変形は階高 600cm × 1/120=5cm に収まるような工夫が要求される。ここでは粘性ダンパーで h = 0.1 付加するとすれば、その応答倍率は

$$F = \frac{1.5}{1+10 \times h} = 0.75$$

であり、最低でも 600KN の耐力が確保される必要がある。

#### § 4-3 粘性減衰定数

本建物に対して、h = 0.1 を最低確保するため、トグル機構を導入して応答変形制御を行うものとする。質量 406ton、目標初期周期 0.6 秒とすると、必要な減衰係数 c は建物全体で次のようになる。

$$c = 2h\omega m = 850 \text{ [KN} \cdot \text{sec/m]}$$

最低必要減衰力  $c\dot{x}$  は、 $\dot{x} = \omega'x$  として、 $x = 5\text{cm}$  に対して計算すれば

$$c\dot{x} = c\omega'x = 442 \text{ [KN]}$$

であり、4 基で対応すれば、110KN となる。また、トグルの倍率を =2 とすれば、その半分の 55KN の減衰力のダンパーが想定されることになる。

#### § 5 まとめ

その 2 以降にはこの仕様を満足する装置の開発と制震計画について述べる。

<謝辞> 一連の論文を作成にあたり、魚津社工務店の魚津源二様、牛田潔様、稲子昭男様には多大な御協力を頂きました。ここに紙面を借りて、深く感謝を致します。

#### <参考文献>

- 長瀬 正 他「唐招提寺金堂の常時微動測定」  
日本建築学会大会学術講演梗概集(2000 年 9 月)
- 桜井 裕己 他「永平寺納経塔の設計と構造特性」  
日本建築学会大会学術講演梗概集(1997 年 9 月)
- 河合 直人 他「伝統木造建築物の振動特性(その 1~8)」  
日本建築学会大会学術講演梗概集(1995 年 9 月~1999 年 9 月)

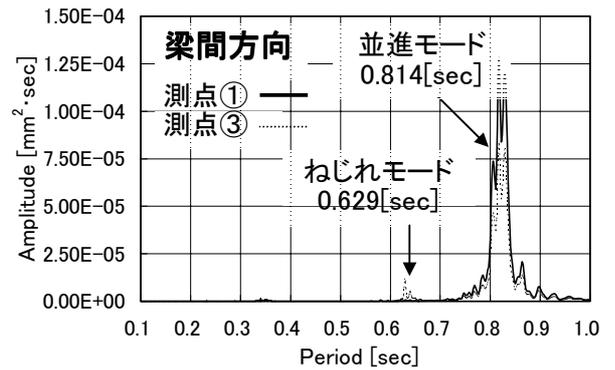


図 2(a) 改修前のパワースペクトル

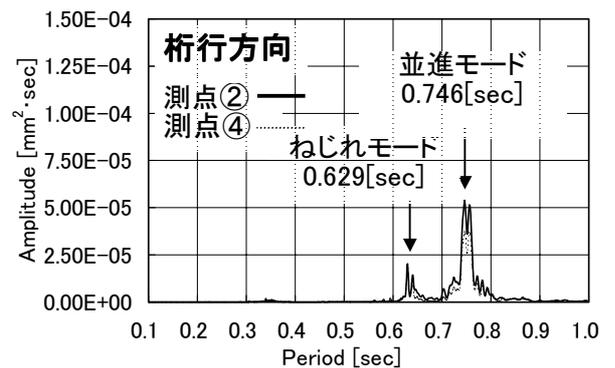


図 2(b) 改修前のパワースペクトル

表 1 伝統的木造建築の固有周期と最高高さ

建物名称	最高高さ [m]	梁間方向 [sec]	桁行方向 [sec]
14 薬師寺 西塔	36.77	0.95	0.95
13 薬師寺 東塔	33.80	1.16	1.16
12 法隆寺 五重塔	32.55	1.11	1.11
11 南禅寺 三門	22.01	1.06	0.95
10 総持寺 香積台	17.34	0.81	0.75
9 法隆寺 金堂	16.07	0.56	0.49
8 唐招提寺 金堂	15.66	0.91	0.63
7 永平寺 納経塔	15.00	0.33	0.33
6 法隆寺 中門	14.44	0.65	0.56
5 清水寺 仁王門	14.00	0.69	0.63
4 法隆寺 大講堂	13.56	0.59	0.48
3 薬師寺 東院堂	10.86	0.53	0.47
2 東大寺 転害門	10.64	0.69	0.53
1 平城京跡 南殿	6.60	0.23	0.22

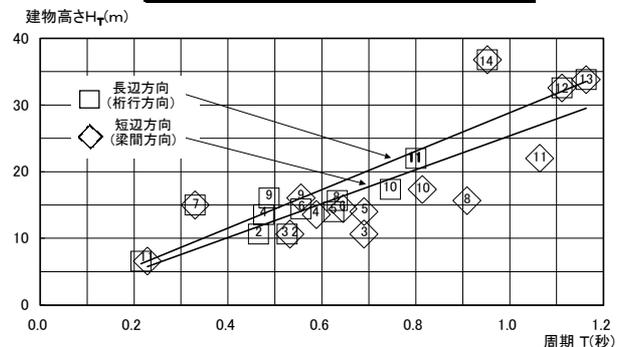


図 3 伝統的木造建築の固有周期と最高高さ

- \*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所
- \*5 飛鳥建設
- \*6 魚津社工務店

- \*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