ガラス制振壁を用いた伝統木造建物の耐震改修

RETROFIT OF TRADITIONAL WOODEN STRUCTURE BY DAMPING WALL USING GLASS AND VISCOELASTIC MATERIAL

陶器浩一 — *1 源田孝司 — *2
北村義也 — *3

Hirokazu TOKI — *1 Takashi GENDA — *2
Yoshiya KITAMURA — *3

キーワード：
伝統木造建物, パッシブ制御, ガラス制振壁

Keywords:
Traditional wooden structure, Passive control, Damping wall using glass and viscoelastic material

This paper describes the retrofit design of wooden structure by damping wall using glass and viscoelastic material. We introduce the method of this retrofit design, the arrangement of damping wall, size and arrangement of the viscoelastic material, and connection details with wooden frame. After and before the damping wall works, we measured the eigenvalue and damping of the building, and we confirm the effect of dumping wall.

1. はじめに

ガラスは剛性・圧縮耐力は高いが脆性素材であるので従来は躯体が変形しても割れないようにクリアランスを取って取り付けられていた。近年、技術の発達とより透明性のある建築空間の要求により、ガラス自体を構造体として用いる試みが見られるようになってきている。本論文ではガラス周囲に粘弾性体を取り付けたガラス制振壁を用いた伝統木造建屋の耐震補強について報告する。

木造建物の耐震改修は筋交いや合板の補強により耐力を上昇させることが多い。一方、伝統木造建物は架構の変形が進行してから本来の耐震性能を発揮するため、合板等による補強ではその特性を活かしきれない。

近年、壁量規定によらない許容応力度設計法、限界耐力計算法による設計法¹⁾が木造建物に適用され、木造建物における耐震要素毎の性能評価を目的とした実験も数多く行われている。また木造建物の耐震性能向上を目的とした仕口ダンパー²⁾等も開発されている。

本論文で紹介するのはガラス制振壁による耐震改修の実施例である。

図1. 建物外観(東京都青梅市)

2. 対象建物

対象とした建物は作家・吉川英治の記念館として使われている江戸時代後期に建てられた屋敷(東京都青梅市)の長屋門にあたる部分で、これを博物館のミュージアムショップとして再生しようという計画である。改修に当たっては、伝統木造建物の持つ奥深い小部屋空間を出来る限り活かし、また、庭園に向かって開放的な、庭と一続きの空間を創ることを設計の主眼とした。建物写真を図1に示す。

構造要素としては木造軸組構法、土壁等が挙げられる。張間方向は複数の壁面が存在するが、桁行方向は2構面でそれぞれ連層腰窓となっており有効な壁が存在しない状態であった。図2に桁行方向軸組図を示す。敷地地盤は第2種地盤である。

図2. 桁行方向軸組図

*1 滋賀県立大学 教授・博士(環境科学)
(〒662-0052 兵庫県西宮市霞町5-54)

*2 ㈱高橋上田設計事務所 修士(環境科学)

*3 滋賀県立大学大学院 修士課程

*1 Prof., Univ. of Shiga Pref., Dr. Environmental Science

*2 Takahashi Ueda Associates Co., Ltd.

*3 Graduate Student, Univ. of Shiga Pref.

耐震改修方針として、張間方向は後の改修でモルタル壁となっていたものを構造用合板で補強し、桁行方向は空間の開放性を高め、かつ木造軸組本来の持つ耐震性を活かした耐震改修を目的として粘弾性体を取付けたガラス制振壁を用いた耐震補強を計画した。道路側の構面は採光をささげらないように現状の腰窓を残し、その位置にガラス制振壁を設置した。庭側の構面は柱梁を残して外壁を除去し、5連の連続格子戸を設けている。このうち一枚をFIXとして、この部分にガラス制振壁を設置した。図2にガラス制振壁の配置を併せて示す。図に示すように道路側は横長、庭園側は縦長の形状となる。

図3. ガラス制振壁による改修

図4. 接合部詳細

図5. ガラス制振壁の配置図

3. 粘弾性体の配置およびディテールに関する検討

ガラス制振壁は粘弾性体をガラス周囲に取付け、建物が水平力を受ける際に生じる変形により粘弾性体はそのエネルギーを吸収し建物の変形、応答を低減しようとするもので、大林組（株）、住友スリーエム（株）、旭硝子（株）、東京工業大学によって研究開発されたものである。³⁾

図6. ガラス制振壁概念図

ガラスは厚さ12mmのフロート板ガラスを用い、エネルギー吸収材としての粘弾性体は住友3M社のアクリル系粘弾性体VEM-ISD111（以下、VEMと呼ぶ）を使用している。これに鋼板

を貼り付け、アングルを介して鋼板を躯体の木枠にビス留めして固定する。VEMとガラス、鋼板とはVEMの自己接着性により接着している。

本建物では地震、風荷重を対象とし、道路側窓に2面、庭側戸に1面、計3面配置した（図2、図5）。

VEMは温度依存性、周波数依存性が高い（図7）が、必要ダンパー量の算定にあたっては想定した範囲内（温度0℃～40℃）で最も剛性が小さくなる40℃時において、地震（5Hz）、風（0.5Hz）に対してそれぞれ建物変形を目標変位内に収め、かつ、VEMのせん断ひずみを150%程度に抑えるようにVEMの配置および量を決めた。

図7. 温度・振動数別貯蔵せん断剛性率⁴⁾

VEMダンパー最大力は(1)式によって与えられる。

VEMダンパー最大力：

$$F_{\max} = G' \frac{A}{d} \sqrt{1 + \eta^2} \times U_{\max} \quad (1)$$

$$\left(\begin{array}{ll} A: \text{せん断面積} & d: \text{粘弾性体の厚さ} \\ U_{\max}: \text{最大変形} & G': \text{貯蔵せん断剛性率} \\ \eta: \text{損失係数} & \end{array} \right)$$

図8. VEMの履歴特性⁶⁾

VEMの厚さは建物変形とVEMせん断ひずみの関係から、設計範囲内でVEMのせん断ひずみが許容範囲内に収まるように厚さ12mmと設定した。設計に当たっては必要とするダンパー量を確保しつつ、VEMダンパーの面積とアングルによる見付面積すなわち窓枠の幅を小さくし、実際の開口面積を大きく取ることがポイントであった。図9に道路側の、図10に庭側のガラス制振壁の詳細を示す。道路

側は横長（以下横長タイプと呼ぶ）、庭側は縦長（以下縦長タイプと呼ぶ）の形状をしている。

横長タイプは本来水平力のスムーズな伝達を考えるとガラスの上・下に VEM を取り付けるのが理想的であるが、本建物では開口部の縦寸法が小さく、また開口上下の壁周辺部材に耐力が見込めなかったため、ガラスの左右に VEM を取り付け、両側の柱に取り付けた。VEM の配置・取り付け詳細は VEM 本体・ガラスの耐力のほか柱の耐力、取り付け部材（ラグスクリュー）の引き抜き・せん断耐力、窓格子との収まりを検討して決定した。

図 9. 道路側制振壁詳細図

図 10. 庭側制振壁詳細図

図 11. 取付け部詳細図

尚、VEM 周辺部材の設計においては、想定した範囲で VEM の剛性が最も大きい 0℃時において VEM のせん断ひずみが限界値（400%）となる時の応力で設計した。

VEM の配置は単位フレームを対象とした静的解析により検討した。解析においては、木造フレーム接合部をピン接合とし、VEM は最大変位、最大荷重と原点とを結ぶ等価剛性を用いたばね要素（水平方向、鉛直方向）、ガラスは板要素とした。

図 12. 改修後建物

図 13. 制振壁配置検討モデル

ここでは縦長タイプ（1820mm×910mm）の解析結果を図 14 に示す。縦長タイプでは水平力より転倒モーメントによる鉛直偶力のほうが大きくなりその力に対しても VEM を適切に配置しなければならない。また、建築的に窓枠として機能する寸法に抑える必要がある。

m1 は水平力のスムーズな伝達を目的として VEM を上下辺および左辺に配置している。この場合転倒モーメントに対して有効断面が小さく VEM の必要幅は上下辺 11cm、左辺 7cm となった。m2 では転倒モーメントに対する有効断面を大きくするため VEM を左右辺に配置した。結果、VEM の幅は 4cm と小さくなり、サッシ枠として適切な寸法形状となった。

m1	ガラス寸法(mm)	904×1736×12	
	VEM寸法(mm)	上下辺	左辺
		110×870×12	70×1600×12
	フレーム変位(cm)	4.63	
m2	せん断ひずみ(%)	102	
	ガラス寸法(mm)	767×1736×12	
	VEM寸法(mm)	40×1600×9	50×1600×9
	フレーム変位(cm)	4.90	3.95
	せん断ひずみ(%)	143	115

図 14. VEM の配置に関する解析結果

4. 限界耐力計算による検討

改修の設計は限界耐力計算によって行った。改修前の耐震要素としてはホゾ架構・貫架構・小壁架構・土壁架構が挙げられる（図 2）。木造架構の復元力は、既往のこれら架構の水平加力実験結果を元に各耐震要素の復元力を単純加算して求めた¹⁾。建物の減衰は既往の木造建屋の実験結果を参考に減衰定数を 5%とした。

図 15. 各耐震要素の復元力

改修後はこれに VEM が加わる。限界耐力計算で用いた VEM の剛性は温度 40℃、振動数は地震検討時 5Hz、風検討時 0.5Hz とした。制振壁のダンパーの貯蔵剛性 K_d' は(2)式で表される。

$$K_d' = \frac{A}{h} G' \quad (2)$$

ここで A: VEM のせん断面積、h: VEM の厚みである。地震検討時(振動数 5Hz、温度 40℃) の、VEM の剛性および損失係数はそれぞれ $K_d' = 33.5(\text{kN/cm})$ 、 $\eta_d = 0.849$ である。

ダンパーを含む架構のモデル化にはケルヴィン・フォークトモデルを用いた。ダンパーと周辺部材を直列結合により付加系ができ、付加系とその他木造架構の並列結合によってシステムが構成される(図 16)。

図 16. ダンパー、付加系、システムの履歴曲線⁷⁾

VEM、付加系、システムの剛性はそれぞれ K_d' 、 K_b 、 K' 、また損失係数はそれぞれ η_d 、 η_b 、 η とし、(3)~(6)式で求めることができる⁷⁾。振動数 5Hz、温度 40℃時の値を下に示す。

$$K' = K_d' + K_b = 24.1 (\text{kN/cm}) \quad (3)$$

$$K_a' = \frac{\{(1+\eta_d^2)K_d' + K_b\}K_d'K_b}{(K_d' + K_b)^2 + (\eta_d K_d')^2} = 6.9 (\text{kN/cm}) \quad (4)$$

$$\eta = \frac{\eta_d}{1 + K_b/K_d'} = 0.030 \quad (5)$$

$$\eta_a = \frac{\eta_d}{1 + (1+\eta_d^2)K_d'/K_b} = 0.104 \quad (6)$$

またシステムの等価減衰定数 h_{eq} は以下(7)のように表される。

$$h_{eq} = h_0 + 0.92h_{eq}' \quad , \quad h_{eq}' = \frac{\eta}{2} \quad (7)$$

ここで、ランダム外乱に対する粘性ダンパーの減衰定数は VEM の振動数依存性を考慮して、理論値 h_{eq}' に 0.92 を乗じている⁷⁾。

本建物における VEM ダンパーによる付加減衰は計算上 5.0%、計算上の付加剛性は稀に起こる中小地震時(以下損傷レベル)における建物等価剛性に対して 73%、5. で示す初期剛性に対して 15% の値となる。

図 17 は改修前後の検証結果を比較したものである。改修前の地震時変形は、損傷レベルでは変形角は 1/100 程度、極めて稀に起こる大地震時(以下安全レベル)では 1/18 とかなり大きな変形角となった。ガラス制振壁を取り付けた改修後では、損傷レベルにおいて 1/200 程度、安全レベルにおいては 1/50 に抑えられているため、土

壁等にひび割れ等の損傷は発生しているものの、補修により再使用が可能なレベルに収まっている。また VEM のせん断ひずみは 99% と安定した復元力を示す範囲(150%)以内に収まっている。

図 17. 限界耐力計算による応答結果(温度 40℃)

5. 応答解析による検証

地震応答解析により地震に対する改修効果を検証した。解析は改修前、改修後について行なった。VEM の剛性は温度 0℃・20℃・40℃の 3 パターンで解析を行った。

5-1. 応答解析モデル

応答解析モデルは 1 質点とし、復元力の骨格曲線は限界耐力計算で用いたものとした。但し、初期剛性は既往の木造実建物の加力実験結果⁵⁾、本建物の常時微動測定を参考に振動数 5Hz に相当する 59kN/cm とした。履歴特性は、実大の木造住宅を対象に行った静的水平加力実験や耐力壁のせん断載荷実験の結果⁵⁾等を勘案した、ポリリニア型履歴特性とスリップ型履歴特性の複合型とした。1/120rad 変形時のポリリニア、スリップ型履歴特性における耐力は、建物の 1/120rad 変形時の水平力を 0.4, 0.6 の割合でそれぞれ分けたものを用いた⁵⁾。本建物では 1/120rad 変形時の水平力 $Q=22.6\text{kN}$ を $Q_p=9.0\text{kN}$ 、 $Q_s=13.6\text{kN}$ に分けた。VEM の復元力特性は 4. で示したようにケルヴィン・フォークトモデルを用いたものとして、それと木造建物の復元力と並列結合している。

各温度におけるシステムの復元力を図 18 に併せて示す。VEM 自体の温度依存性は大きい、周辺部材を含む付加系のシステムとしての剛性の比は 0℃の場合においても 1.15 倍程度となり大きな違いとはならなかった。

図 18. 木造建物の履歴復元力

5.2.応答解析結果

入力波は、最大速度 50kine で規準化した、ElcentroNS、TaftEW、HachinoheNS を用いた。応答の最大値を図 19 に示す。
最大応答変位は改修前で変形角が 1/44、改修後では変形角は 1/83 (0℃) ~ 1/78 (40℃) に抑えることができた。

図 19. 応答解析による最大応答値

6. 常時微動計測、自由振動実験

ガラス制振壁取付け前後で常時微動計測、自由振動計測を行った。図 20 に常時微動計測結果を示す。左が取付け前、右が取付け後である。卓越振動数は取付け前では 5.8Hz、改修後は 6.8Hz 付近にある。

図 21 は自由振動測定結果を表す。加力は人力により行なった。自由振動測定より求めた建物の等価粘性減衰は取付け前は $h=0.033$ であるのに対し、取付け後は $h=0.066$ に上昇しており、ガラス制振壁設置により約 3% の付加減衰があった。また自由振動計測による建物の固有振動数は取り付け前 6.5Hz、取り付け後 7.0Hz となった。初期剛性で約 15% の付加剛性があったことになる。付加減衰は 4. で示した計算値よりやや小さい値を示すが、これは取り付け周辺部材のガタつきなどによる影響も考えられる。

7. まとめ

ガラスは脆性素材であるが、粘弾性体との組み合わせによりその高剛性、透過性を活かした視覚を遮らない開放的な建築設計の可能性がある。

本論文ではガラス制振壁を用いた伝統木造建物の再生について報告した。ガラス制振壁は開口部を閉鎖することなく補強が可能であり、また、筋交いや合板補強に比べて伝統木造のもつ復元力との組み合わせに適しており、建築計画的にも優れ架構の特性を活かした改修手法ではないかと考える。

木造建物のがたつきの影響や既存の周辺部材との接合ディテールは今後の課題である。

図 20. 常時微動のフーリエスペクトル
(左：改修前、右：改修後)

図 21. 桁行方向自由振動波形
(上：改修前、下：改修後)

謝辞

所健氏（住友スリーエム（株））、石田光氏（旭硝子ビル建材エンジニアリング（株））には、ガラス制振壁の設計に関してご協力御言葉をいただきました。ここに記して御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル—限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法— 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会 2004.3
- 2) 野島 千里, 桧原 健一, 岩佐 裕一, 志摩 好宣: 伝統木造軸組の実大振動実験(その 11, 16) 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.123-124, 2001.9, pp.183-184, 2002.8
- 3) 山中 昌之, 田中 真夫, 和久井 智, 和田 章他: ガラスと粘弾性体を用いた透明制振壁の研究(その 1-その 5) 日本建築学会大会学術講演梗概集 2001.9, pp.849-858 同・(その 6-その 7) 日本建築学会大会学術講演梗概集 2002.8, pp.369-372
- 4) 笠井 和彦, 寺本 道彦, 大熊 潔, 所健: 粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則(その 1. 線形構成則による温度・振動数依存のモデル化), 日本建築学会構造系論文集, 2001.5
- 5) 鈴木 祥之, 中治 弘行: 強震動下における木造建物の地震応答と耐震性評価, 第 2 回都市直下型地震災害総合シンポジウム, 1997
- 6) 黄一華, 加藤敬史, 和田 章, 岩田 衛, 竹内 徹, 大熊 潔: 振動数と温度に依存する粘弾性ダンパーの動的力学モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 516 号, pp.91-98, 1999. 2
- 7) パッシブ制振構造設計・施工マニュアル:(社) 日本免震構造協会, 第 1 版 2003.10, 第 2 版 2005.9

[2006年4月20日原稿受理 2006年7月27日採用決定]