

2022年度（第7回）研究報告

2026.8.26現在

N0	氏名	所属研究機関・職名	テーマ	ページ
1	アサカフ タケシ 朝川 剛	東京電機大学 准教授	起振器を用いた振動測定と振動応答解析による鐘楼の耐震診断に関する研究	1～4
2	ウエノ カツヒサ 上野 勝久	東京藝術大学大学院 教授	特異な建築形態の系統的理解と写しの文化に関する建築史的研究	5～8
3	ウンノ サトシ 海野 聡	東京大学大学院 准教授	「中井家文書」を中心とする工匠史料の分析と建築生産の解明	9～12
4	オチアイ チホ 落合 知帆	京都大学大学院 准教授	熊野本宮大社の移築再建に関する実態調査	13～18
5	カジカワ ヒサミツ 梶川 久光	明治大学 教授	寺院における大径柱の相互緊結による制震デバイスの性能確認実験	19～25
6	カナオ イオリ 金尾 伊織	京都工芸繊維大学 教授	ファイバーロープを用いた原状復帰可能な煉瓦造建築物の耐震補強技術	26～28
7	サトウ カツラ 佐藤 桂	武蔵野大学 准教授	伊藤延男資料の目録作成と日本の文化財建造物保存理論構築プロセスに関する研究	29～35
8	ハシモト リョウタ 橋本 涼太	京都大学大学院 准教授	地震と豪雨の多重外力下での城郭石垣の崩壊挙動解析手法に関する研究	36～39
9	ハナザト トシカズ 花里 利一	神奈川大学工学研究所 客員教授	小樽歴史的木骨石造建造物の耐震調査	40～60
10	ハマダ シンイチ 濱田 晋一	名古屋工業大学 准教授	城郭石垣の技術的変遷とその伝播に関する研究	61～64
11	ミヤモト ミツヒロ 宮本 慎宏	香川大学 准教授	柱軸力の影響を考慮した伝統構法の社寺建築物に用いられる板壁や土塗壁を有する木造軸組架構の耐震性能評価法の構築	65～68
12	ムラモト マコト 村本 真	京都工芸繊維大学 准教授	土塗り左官施工の技術伝承のための左官職人のデジタルツインと身体運動の分析	69～72
13	ヤマザキ ユウキ 山崎 有生	奈良文化財研究所 研究員	中世の神社社殿における祭礼・儀礼とその室礼の研究	73～77
14	リ ホイ 李 暉	奈良女子大学 協力研究員	金峯山寺二王門における大鋸の加工痕跡の調査研究	78～81

※50音順

※原則、所属研究機関・職名は申込時を記載

1. 研究テーマ

起振器を用いた振動測定と振動応答解析による鐘樓の耐震診断に関する研究

2. 研究概要

日本に古くからある鐘樓は、地震による転倒、倒壊、移動¹⁾などの被害が報告されている。一方で、既往研究²⁾は縮小模型の振動実験の結果に対して、比較的簡素な架構の解析モデルで釣鐘を考慮した効果についてまとめられている。また、今回実験対象とするような二層の鐘樓に関する既往研究³⁾もある。しかし、いずれも実物の鐘樓を対象とした計測結果との比較には至っておらず、実際の耐震性能を考慮した鐘樓に関する研究は限定的である。本研究では、山梨県小淵沢にある高福寺図 1 に実存する鐘樓を対象とする。起振器と加速度計を使用した振動実験と、現地調査に基づきモデル化した質点系モデル図 2 に対し振動解析を行い、これらの比較検証を行う。以上より、明治期の鐘樓の振動特性の評価と釣鐘が鐘樓に及ぼす動的特性の評価を行う。

3. 建物概要

対象の鐘樓は明治 22 年に再建されたものであり、築年数は 134 年である。3D モデル、各階の平面図を図 3、4 に示す。この建物の特徴は、一層南北方向に貫があること、490 kg の鐘が天井に取り付けられていること、瓦が使われており屋根重量が大きいことなどが挙げられる。鐘樓は、創建後も多くの地震に見舞われ 2011 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災時も震度 5 強を経験したが、大きな被害は確認されていない。

4. 振動実験

4.1 実験概要

2023 年 9 月に行った実験では、起振器（最大加振力 490 kN、重量 49 kg）2 台と加速度計（サーボ型）8 台を図 3（南北方向に起振する場合）のように設置した。東西方向の場合は、それらを平面図上で 90 度回転した位置に設置した。釣鐘の固定状況と起振方向をパラメータとし 4Case 表 1 に分けて実験を行った。釣鐘の固定方法については、径が 5mm と 9mm のロープを釣鐘に巻き付けた上で四隅の柱に固定した。各 Case において、常時微振動計測、スイープ起振（共振点測定）、固定周波数起振（共振点起振）、起振器を急停止し減衰測定を行った。また、4Case 以外に釣鐘を南北、東西方向にそれぞれ人力で 10cm 押しその後、手を放し、自由振動させた時の鐘上の加速度を測定した。これらにより得た加速度データより、固有振動数 f 、固有周期 T 、対数減衰率 d 、減衰定数 h を導出する。



図 1 鐘樓全景

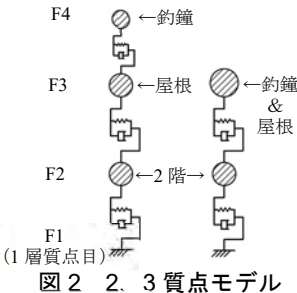


図 2 2、3 質点モデル

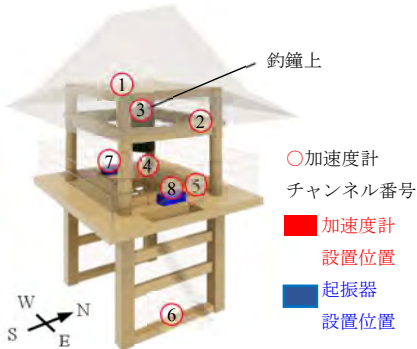


図 3 起振器、加速度計配置

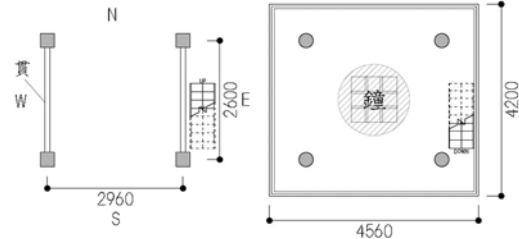


図 4 1、2 階平面図

表 1 実験 Case

Case No.	Case1	Case2	Case3	Case4
起振方向	南北	東西	南北	東西
鐘固定/非固定	非固定	非固定	固定	固定

4.2 実験結果

スweep起振時と釣鐘の自由振動時の加速度データより得た固有振動数 f 、固有周期 T を表2に示す。Case1と2を比較すると南北方向起振のCase1の方が固有振動数 f が16.7%大きくなった。また、Case1と3、Case2と4をそれぞれ比較すると、

1次固有振動数はあまり変わらないが、2次固有振動数においては鐘を固定したCase3と4の方が1.63%と2.07%大きくなった。次に、2階床上(ch4, 5)の2か所と屋根内(ch1)、屋根下の梁上(ch2)で測定された加速度波形と釣鐘は自由振動時の加速度波形より減衰特性を確認する。今回、式(1)、(2)⁴⁾より対数減衰率 d を加速度より求め、減衰定数 h を推定した。 $a(t_{(i)})$ はある時刻における加速度、 $a(t_{(i+1)})$ はその1周期後を表している。1次固有振動数で揺らした時の対数減衰率 d と減衰定数 h の算出結果を表3に示す。

$$\text{対数減衰率 } d = \ln \frac{a(t_{(i)})}{a(t_{(i+1)})} \quad (1)$$

$$\text{減衰定数 } h \text{ の推定値} = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{a(t_{(i)})}{a(t_{(i+1)})} \quad (2)$$

Case1と2の2階の対数減衰率 d を比較すると南北方向起振のCase1の方が14.0%大きくなった。また、Case1と3、Case2と4を比較すると、釣鐘を固定したCase3と4の方が2階の対数減衰率 d はそれぞれ36.5%、56.8%大きくなった。また、Case3,4では1,2階の減衰の差は小さくなった。図5にCase2時の屋根内(ch1)で測定された時刻歴加速度波形(減衰時抜粋)を示す。東西方向では、一度加速度が収束し再び加速する現象が見られた。この現象は、屋根内(ch1)、屋根下の梁上(ch2)の加速度波形において顕著に見られた。原因としては、釣鐘などの外乱による影響が考えられる。定常波時の応答加速度に着目すると、Case1と2では南北方向起振のCase1の方が大きく、Case1と3、Case2と4を比較すると、釣鐘が非固定のCase1と2の方が加速度は大きくなった。

表2 固有振動数 f

Case No.	Case1	Case2	Case3	Case4
固有振動数 f 鐘(自由振動時)	0.497	0.473	—	—
1次	1.26	1.08	1.25	1.08
2次	4.90	4.84	4.98	4.94

表3 対数減衰率、減衰定数

加速度計位置	2階平均	屋根平均	釣鐘(自由振動時)
対数減衰率 d	Case1 : 0.085	1 : 0.111	1 : 0.050
	2 : 0.074	2 : 0.114	2 : 0.047
	3 : 0.116	3 : 0.122	
	4 : 0.116	4 : 0.116	
減衰定数 h	Case1 : 0.014	1 : 0.018	1 : 0.0080
	2 : 0.012	2 : 0.018	2 : 0.0075
	3 : 0.018	3 : 0.019	
	4 : 0.018	4 : 0.018	

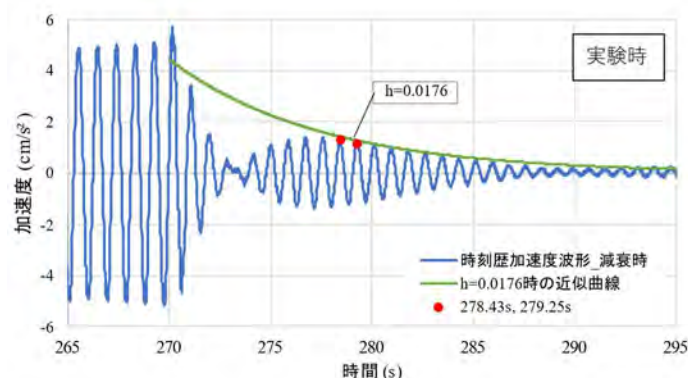


図5 case2_屋根内_時刻歴加速度波形(減衰時抜粋)

5. 振動解析

5.1 解析概要

本研究では、質点系モデル図 2 での振動解析を行う。Case 分けは実験時と同様とし、Case1 と 2 は 3 質点モデル、Case3 と 4 は釣鐘重量を屋根重量(3 層質点目)に含め、2 質点モデルで解析を行った。解析に使用する建物重量は、現地調査において計測し、算出した表 4。固有値解析による固有周期 T と実験による固有周期 T の差が小さくなるように Snap でパラメトリックスタディを行い剛性 k を求める⁹⁾。その際、Case1 と 2 における釣鐘の剛性 k は表 2 の周期を用い、式(3)より算出した。

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad \text{より} \quad k = \frac{4\pi^2 m}{T^2} \quad (3)$$

解析モデルは等価せん断モデルとし、減衰は部材初期剛性比例型として 3.2 実験結果において求めた減衰定数 h を入力した。1 次固有振動数時の起振器による正弦波最大加振力は、Case1 で 0.46 kN、Case2 と 4 で 0.34 kN、Case3 で 0.45 kN であった。これらを Snap で 2 層質点目に履歴荷重を与え応答解析を行った。

5.2 解析概要

重量 m と剛性 k を表 4 に示す。剛性 k についてどの Case も 2 層目の方が大きかった。また、Case1 と 2 を比較すると、2 層質点目では南北方向起振の Case1 の方が 38 % 大きく、Case1 と 3、Case2 と 4 をそれぞれ比較すると、釣鐘を固定した Case3 と 4 方が 20 % 大きくなる結果となった。Case2 の 3 層質点目の加速度波形を図 6 に示す。応答解析の結果を実験における波形と比較すると、どの Case においても解析値の方が定常波時の応答加速度が大きく、Case2 の 3 層質点目では実験値の 60 倍となった。しかし、応答加速度について各 Case の大小関係に着目すると、実験値と同様に南北方向起振時と釣鐘が非固定の時の大きくなる結果となった。

6. 剛性 k_3 のパラメトリックスタディ

今回、Case1 の 3 質点系モデル図 4 に対して、Snap を使用して釣鐘の剛性 k_3 をパラメトリックスタディし、釣鐘が建物に及ぼす影響を考察した。元々の $k_3=0.0048$ から約 0.002 kN/mm ずつ変化させ、地震波は BCJ-L1 を使用した⁹⁾。各剛性の時の層せん断力と層間変形の結果を表 5 に示す。釣鐘部分の剛性 k_3 を大きくするにつれて F2-F1 の層せん断力や層間変形は、小さくなった。

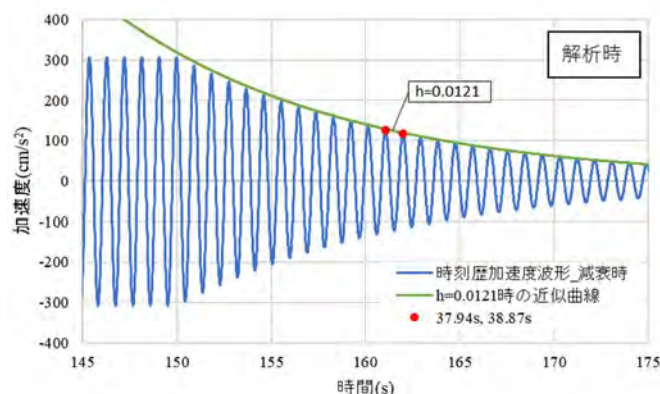


図 6 case2_3 層質点目_時刻歴加速度波形(減衰時抜粋)

表 4 重量 (kg) , 剛性 (kN/mm)

F 層質点目	F2	F3	F4
重量 m	1770	2620	490
Case1 剛性	0.29	0.91	0.0048
Case2 剛性	0.21	0.89	0.0043
Case3 剛性	0.35	0.94	—
Case4 剛性	0.25	0.95	—

表 5 層せん断力と層間変形

		元々の剛性						
		$k_3=0.0005$	$k_3=0.0009$	$k_3=0.002$	$k_3=0.0048$	$k_3=0.007$	$k_3=0.009$	$k_3=0.011$
層せん断力 (kN)	F4-F3	0.34	0.71	1.04	1.78	2.9	3.3	4.0
	F3-F2	21.5	21.5	20.1	19.1	17.2	16.9	15.5
	F2-F1	33.2	33.2	31.3	29.2	26.3	26.2	24.5
層間変形 (mm)	F4-F3	687.9	714.4	346.5	370.3	408.9	369.7	359.0
	F3-F2	23.6	23.6	22.1	21.0	18.9	18.6	17.0
	F2-F1	110.8	110.8	104.5	97.4	87.7	87.3	81.1

※ k_3 は釣鐘部分の剛性 (kN/mm)

7. まとめ

- ・南北方向の方が剛性 k , 固有振動数 f , 対数減衰率 d が大きい
- ・釣鐘を固定した方が剛性 k , 対数減衰率 d が大きい
- ・釣鐘を固定した方が2次固有振動数 f において大きい
- ・釣鐘を固定した方が応答加速度が抑制された
- ・釣鐘を固定した方が層せん断力や層間変形角は抑制された

8. 今後の課題

- ・最大加速度が解析値と実験値で大きく異なる結果となった要因について色々な観点から検討する
- ・釣鐘が鐘楼全体に及ぼす影響を定点理論に基づき、引き続き検討を行っていく

〈謝辞〉

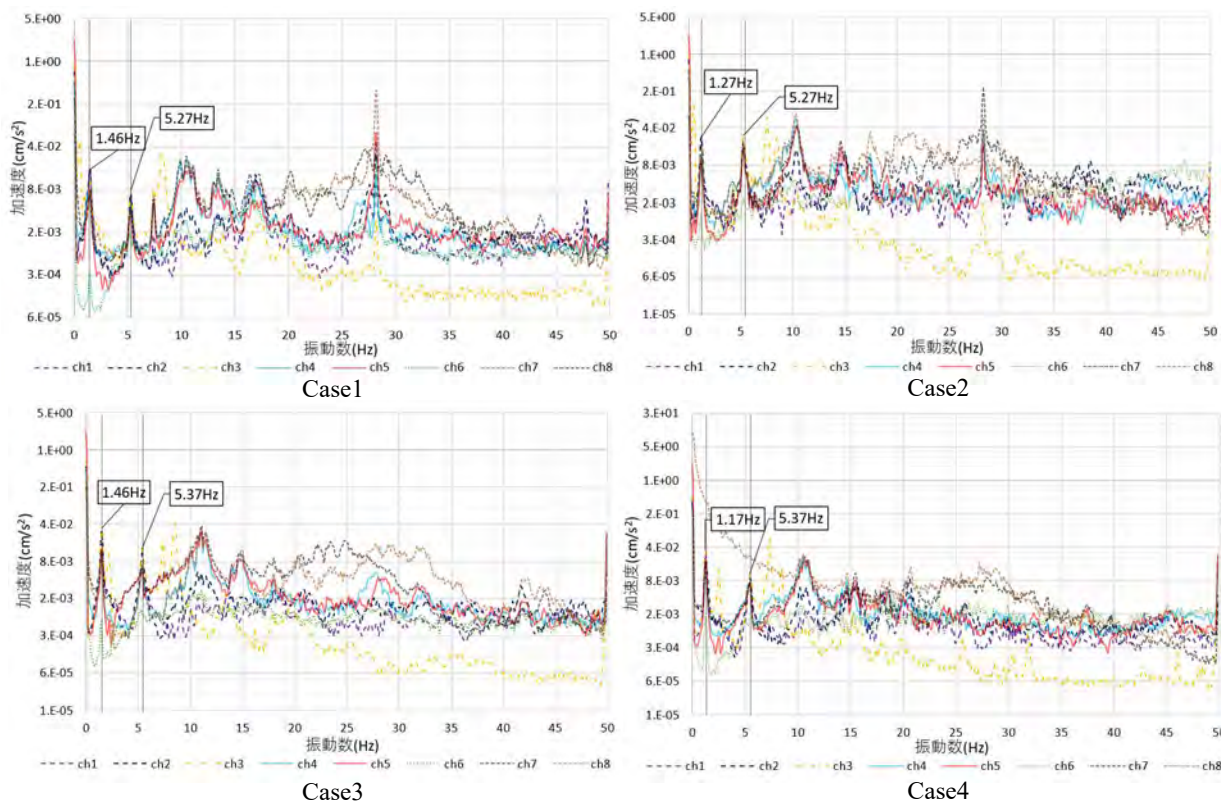
実験をするにあたり、株式会社サンエス様に機器の提供や実験の指導をして頂きました。また、KBK 久保田株式会社、高福寺の関係者の各位にもご協力いただきました。厚く御礼を申し上げます。

—参考文献—

- 1) 翠川：1995年兵庫県南部地震の際の鐘樓の移動について、日本建築学会大会（北海道）学術講演梗概集, pp205-206, 1995.8
- 2) 宮高, 森山, 西川, 西澤：伝統的な木造鐘樓の振動性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会（関東）学術講演梗概集 建築歴史, 意匠 pp.129-132, 2006.7.
- 3) 田口, 定村, 高田, 大橋, 西澤：古代の二層建築の特性に関する実験的研究-その3 振動台を用いた加振実験-, 日本建築学会大会（関東）学術講演梗概集, pp813-814, 2020.9
- 4) 日本建築学会:建築物の減衰 -Damping in Building - (第4章実測による建築物の減衰定数の推定法), pp.65-91, 2000.10.
- 5) 構造システム:任意形状立体フレームの弾塑性解析ソフト[SNAP]:
<https://www.kozo.co.jp/structure/snap/snapriyourei.html.ver.8.2023.6>
- 6) 一般財団法人 日本建築センター:地震波のダウンロード:
<https://www.bcj.or.jp/download/wave/>. 2024.6

—付録：常時微振動計測—

振動実験において、風や地層のわずかな揺れによる常時微動を各 Case において計測した。常時微動時の応答加速度スペクトル図を以下に示す。また、図には明瞭なピーク時の振動数を示す。



「特異な建築形態の系統的理解と写しの文化に関する建築史的研究」実績要旨・概要

東京藝術大学大学院美術研究科・教授 上野勝久

芝浦工業大学建築学部建築学科・准教授 小柏典華

1. 研究の概要と目的

本研究は建築史学として新たな類型を示すための試みである。令和2・3年度の研究で、大山寺宮殿の独創的な建築意匠や構造を解明し、建築年代も元禄12年(1699)と推定できた。さらに痕跡等の詳細調査から建設経緯を推定し、類例として館山市にある那古寺観音堂の宮殿を比較考察した。これらの成果は、建築史学会の『建築史学』第80号(2023年9月)に「研究ノート」>「大山寺不動堂宮殿(厨子)の建築的特色に関する研究」として発表した。

本研究は、両者の関連性から特異な建築形式がどのような経緯で伝播したのか、そもそも大山寺宮殿に何らかの原型が存在したのかを明らかにし、近世における建築形式の系統的理解と、近世建築における写しの文化の一端を究明することを目的とした。

2. 大山寺宮殿と那古寺宮殿の建築的特徴と関係性

大山寺宮殿は、正面3間、側面2間で、正面1間通りを吹放しとし、背面中央間の1間を縁の出の大きさに突出した平面で、屋根はもこしと異なる二重とし、上重を切妻屋根とする。建築的特徴としては、大山寺宮殿は内部に立つ2本の円柱からなる骨格部、その円柱を囲む外殻部、さらに下部を取り巻く須弥壇部という、3つの構造体で形成されている。現在の不動堂とは床組が繋がっておらず、宮殿は不動堂本体と分離独立した構造体になっている。内部の2本の柱及びその上部組物は前身仏堂のものと推定され、現在の不動堂はこの宮殿を囲い込むかたちで享和2年に再建されたことになる。

造営に携わった大工をみると、那古寺では享保年間から寛政年間にかけて那古町に居住していた加藤家の大工の存在が明らかになった。天明元年の那古寺宮殿は大工加藤家の作であるが、約20年後の大山寺不動堂の造営にはまったく関わっていない。つまり、大山寺と那古寺の造営に携わった大工は異なる系統であったと考えられる。

このように、大山寺宮殿と那古寺宮殿が酷似しているのは同じ系統の工匠ではなく、むしろ異なる系統の工匠間で建築の形式や構造に関する情報の交流があったと考えるべきと思われる。那古寺宮殿が大山寺宮殿の写しであったから成熟度や完成度が高いと判断できる。



図01 大山寺宮殿の外観

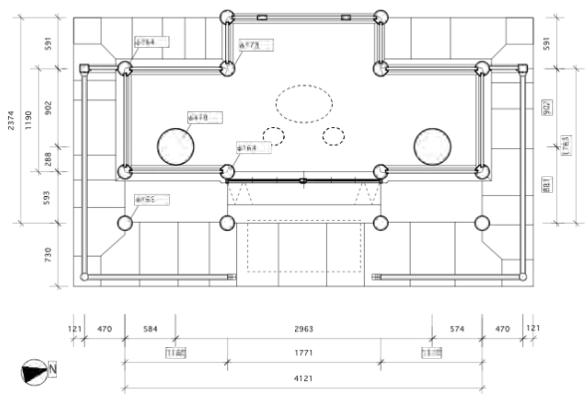


図02 大山寺宮殿の平面図(単位: mm)

3. 大山寺宮殿の「写し」の祖型 金峯山寺本堂(蔵王堂)の宮殿(厨子)

特異な形式の継承と伝播は、近世社寺建築における「写し」という建築文化に繋がる可能性がある。そこで全国的にも修験道の中心的存在である金峯山寺を検討した。現存する本堂(蔵王堂)は天正14年(1586)焼失後の天正18年の再建、その宮殿(厨子)も同時のものである。

金峯山寺本堂の宮殿は、仏壇の上に安置されるような通例のものと大きく異なり、本堂と一体化しているので、文化財として個別に指定されていない。礎石建ての本堂の柱8本を巧妙に用いたつくりで、背面よりやや大きくした正面屋根の構成、足元に設けた仏壇構えなど、全体として正面性を強調した意匠となっている。秘仏である本尊の蔵王権現立像は、巨大な像として知られている。特に中尊は約7メートルの法量とされていて、宮殿の内部空間一杯を占有していると思われる。

金峯山寺本堂の宮殿と大山寺宮殿を比べると、同等の建築といえるほどの類似性は認められないと思われる。しかし、正面を3間の規模とすること、仏壇に載せるようなかたちとすること、堂内の柱を利用していること、床下から延びる柱で構成されていること、切妻造の屋根を架けていること、二重屋根の外観を呈していることなど、かたちや構造形式の共通項を見出すことができる。

大山寺宮殿は、かたちや構造に関する基礎情報を金峯山寺本堂の宮殿から得ながら、当地域の工匠によってその時代の造形や意匠を駆使してつくられた可能性があるかもしれない。拡大してみれば、建築に関する詳細な情報がないなかで、工匠がかたちや構造を「写し」という手法で造営したと解釈したい。

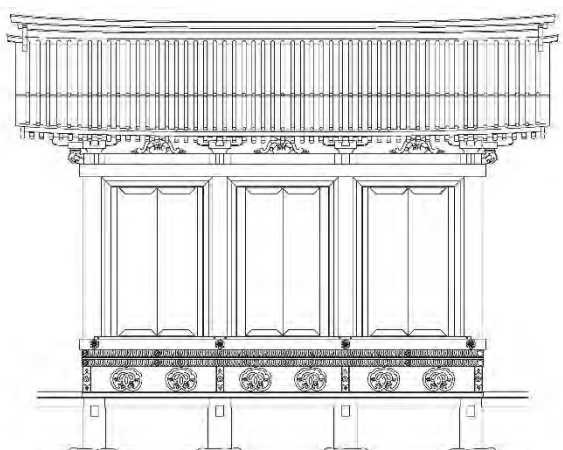


図 09 金峯山寺本堂 宮殿（厨子） 立面図



図 10 大山寺不動堂 宮殿（厨子） 正面図

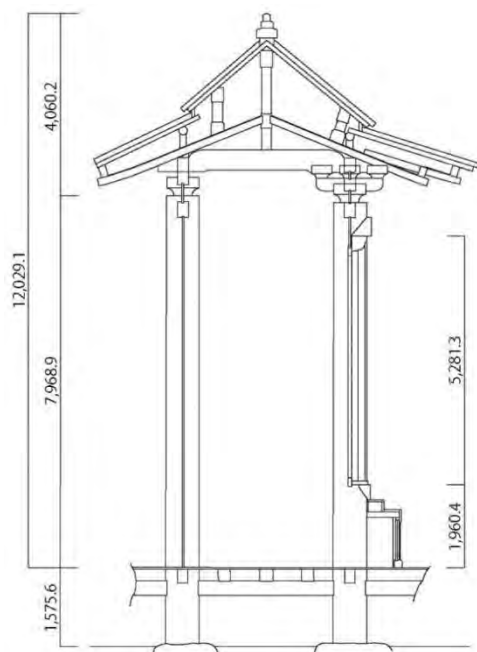


図 11 金峯山寺本堂 宮殿（厨子） 梁間断面図

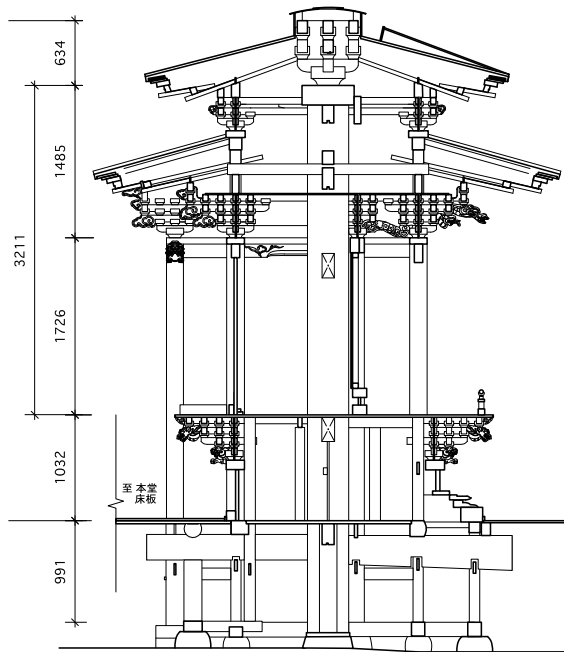


図 12 大山寺不動堂 宮殿（厨子） 梁間断面図

4. 結 特異な建築形態の系統的理解と写しの文化

本研究では、元禄 12 年の大山寺宮殿と天明元年の那古寺宮殿の関連性から、特異な建築形式がどのような経緯で伝播したのか、大山寺宮殿に何らかの原型が存在したのかを明らかにし、近世における建築形式の系統的理解と、近世建築における写しの文化の究明を試みた。

大山寺宮殿は、正面 3 間に側面 2 間、正面 1 間通りを吹放しとし、背面中央間 1 間を突出した平面で、もこしと異なる二重屋根は上重を切妻屋根とする。内部に立つ 2 本の円柱からなる骨格部、その円柱を囲む外殻部、さらに下部を取り巻く須弥壇部という、3 つの構造体で形成され、不動堂本体と分離独立しているという建築的特徴がある。建築年代は元禄 12 年であるが、痕跡等から内部の 2 本の柱とその上部組物は前身仏堂のものと推定された。対して那古寺宮殿は、大山寺宮殿とほぼ同じ規模・構成・意匠で、棟札から大山寺宮殿より 82 年後の天明元年の建築である。しかし、軸部は観音堂の床上に据えた土台から柱を立てて組み立てており、構造形式の面で大山寺宮殿よりも成熟・洗練された感がある。

大山寺宮殿の大工棟梁はわからないが、享和 2 年の大山寺不動堂、享保年間と宝暦年間の那古寺観音堂、そして天明元年の那古寺宮殿の造営に係る大工棟梁を精査した結果、大山寺と那古寺の造営に携わった大工は異なる系統であったと考えられる。つまり、大山寺宮殿と那古寺宮殿が酷似しているのは同じ系統の大工がつくったからではなく、異なる系統の工匠間で建築の形式や構造に関する情報交流があったと考えるべきである。那古寺宮殿が成熟度や完成度が高いのは、大山寺宮殿の写しであったからであるが、かえって全体を精緻に写したため、背面軒を部分的に切り縮めて観音堂内陣に安置している。

埼玉県熊谷市にある歓喜院貴惣門は、こうした工匠間の情報交流の具体例といえる。安政 2 年頃の完成と考えられる貴惣門は三間一戸八脚門であるが、上重に切妻造を架け、さらに上重の正面と背面の柱筋から前後に切妻造を付けた二重屋根形式で、側面には屋根の三つの破風をあらわした珍しいつくりである。そもそも貴惣門は、聖天堂を造営した棟梁の林正清に、周防岩国の毛利家吉川藩の作事棟梁であった長谷川十右衛門が秘伝の設計図（建地割図）を林正清に送ったことが判明しており、まさしく工匠間の情報交流による写しであった。貴惣門と設計図を比較すると、基本的な構成は同じであるが、下層の破風の扱い、妻飾の構成、彫刻の用い方など、細部では異なるところもある。注目すべきは江戸中期に山口の大工棟梁から伝えられた形式の門が、江戸末期に埼玉の地でつくられたということであって、近世における特異な建築形式の伝播の一端を示している。さらに同様の形式は元和 4 年建立の四天王寺東大門があり、規模はひとまわり歓喜院のものより大きいものの、ほとんど同じである。

その上で貴惣門をみると、総檼造の精緻なつくりで多様な技法による彫物で要所を飾るなど、江戸末期の造形技術が発揮されている。つまり、形式を「写し」ながらも、建築はそれぞれの地域で熟成されてきた造形技術でかたちづけられたと考えられる。木割書の視点でみると、貴惣門とほぼ同型の門を「発心門」と称して、指図と木割の概要を示している『大工雛形』などがある。このように工匠間ではこの種の門の形式は知られていたわけであるが、必ずしも広く一般に用いられた形式ではなかったと推察される。

そこで、大山寺宮殿にも何らかの祖型があったのかを検討した。那古寺宮殿のほかには同様の特異な形式の宮殿を見いだせなかったが、近畿圏にあつて全国的にも修験道を代表する金峯山寺本堂の宮殿と比較した。現存する本堂（蔵王堂）は天正 18 年の再建であるが、内陣にある宮殿も同時につくられたものである。この宮殿（厨子）は、桁行 3 間（正面）、梁間 1 間（側面）の規模で、一見すると本堂床上に置いた仏壇に載るようなかたちになっている。しかし、実際には背面入側通りの柱 4 本と、その前方 1 間通りの柱 4 本で構成されている。つまり、本堂の柱 8 本を用いてつくられたもので、そこに切妻造・目板打板葺の屋根を架け、鏝葺風の段葺になっているから二重屋根の外観を呈している。正面足元の仏壇構えの造作から、本堂に置かれた仏壇に載ったかたちにみえるが、内部は高い床を設けずに本堂の床面のみだけである。

金峯山寺本堂の宮殿と大山寺宮殿を比べると、同等の建築といえるほどの類似性は認められない。しかし、正面を3間の規模とすること、仏壇に載るようなかたちとすること、堂内の柱を利用していること、床下から延びる柱で構成されていること、切妻造の屋根を架けて二段の屋根の外観を呈していることなど、かたちや構造形式の共通項を見出すことができる。

大山寺宮殿は、かたちや構造に関する基礎情報を金峯山寺本堂の宮殿(厨子)から得ながら、その時代の造形や意匠を駆使してつくられた可能性があるかもしれない。つまり、詳細な建築の情報がないなかで、工匠がかたちや構造を写しという手法で造営したと解釈したい。

こうしてみると、特異な建築形式の写しには、工匠の活動が鍵になる。宮城県塩竈市の鹽竈神社の社殿は宝永元年に完成したが、寛文期の社殿が権現造であったものを、僅か30年で刷新した。左宮と右宮及び別宮の各本殿は、ほぼ同寸同大、同形式の三間社流造となった。宝永期の造営は異例で、寛文期と同じ系統の大工松原家が担当したが、工事に際して上方に行き、賀茂神社、春日大社などを見学し、賀茂神社の制式を採用した。規模・平面・細部には少し異なるものの、現在の賀茂御祖神社と賀茂別雷神社の各本殿と同等の古式の流造である。つまり、宝永期の造営された鹽竈神社の本殿は、工匠の実査にもとづいた建築形式の「写し」であった。

岩手県花巻市の清水寺観音堂と京都の清水寺奥院からも、特異な建築形式の写しがあったことが確認できた。文化10年の清水寺観音堂は正面向拝付きのいわゆる5間堂であるが、寛永10年の清水寺奥院も桁行5間に梁間5間で前面に懸造の舞台を設けている。観音堂と奥院の平面構成は、前方の梁間2間分を外陣、その奥は梁間中央の1間通りを内陣、後方2間分を内々陣としたもので共通し、内陣・外陣・脇陣などからなる一般的な5間堂とは違いがある。岩手の清水寺は京都、播磨(兵庫県)とともに日本三大清水といわれているが、現時点では京都の清水寺と岩手の清水寺の関係性がわからない。建築年代、立地場所などを考えれば、建築的なつながりは少ないかもしれない。しかし、特異な建築形式の「写し」は、寺院の間で簡単な情報交流があれば、可能であったことを示唆している。

以上、元禄12年建築の大山寺宮殿を起点として、同形式の那古寺宮殿を系統的に検証した結果、同じ系統の大工がつくったからではなかったが、異なる系統の工匠間で建築の形式や構造に関する情報交流があったと考えるに至った。近世における特異な建築形式の伝播には、工匠間での建築の形式や構造に関する情報交流が必要であるが、歓喜院貴惣門の事例をみると、造営に際しては基本的な要素を写しながらも、実際の形にはそれぞれの時代性や地域性、その流行などが反映されていたことがわかる。

近世建築における写しは、多様な手法で実践されていた。鹽竈神社の本殿のように、工匠が実査に基づいて写しを行った場合、より精度の高い写しを実現していたことがわかる。逆に、相互の関係性や工匠間の情報交流が希薄であったとしても、清水寺観音堂のように簡単な平面や空間の構成に関する情報があれば、大まかな建築的特徴を写すことができたのである。

特異な建築形式である大山寺宮殿の成立を考えてみると、修験道の代表的存在である金峯山寺本堂の宮殿を写しの対象として、全体の構成に関する簡単な情報交流をもとに、造営に携わった大工が大まかな建築的特徴を把握した上で創意工夫を凝らし、時代性や地域性を加味して達成したのではないかと結論したい。現時点ではこれを立証できる根拠がほとんどないので、今後も研究を進めたい。

研究課題

「中井家文書」を中心とする近世工匠史料の分析と建築生産の解明

研究代表者 海野 聡（東京大学大学院）

1. 研究目的・概要

既往の近世の生産史研究では、工匠組織や技術史が解明されてきたが（海野聡 2015、学界展望、山岸吉弘 2017 ほか）、主に工匠組織の研究の建築の形態（様式）への還元、工匠の現場における作業や判断の解明、工匠関連史料の位置づけが不足してきた。近世に畿内大工を支配した京都大工頭の中井家に関する良好な工匠史料「中井家文書」が残っており、これらをもとにした一連研究があり（谷直樹 2003 他）、その組織の形成などが明らかになっている。

「中井家文書」のなかでも宮内庁所蔵のものはアクセスが限られていたが、近年、デジタル化され、研究環境が整いつつある（田島公、基盤研究 S）。いっぽうで、実際の建築と史料の比較検討には課題がある。またこのデータをもとに、2019 年 11 月より研究手法を試験的に検討し、上記の一部を解明しうることが明らかになってきている（海野 2020 他）。一方で工匠史料の精読には建築史的知見が不可欠であり、十分な検討なしに安易に使用されかねない危険性も生じている。そのため造営現場の史料として精読・分析し、近世における工匠史料の特質、生産体制を検討する。

こうした状況を踏まえ、本研究では、「中井家文書」を中心に工匠家史料をもとに御所・邸宅・寺社を対象に史料と現存建築と比較分析し、建築生産史の再構築を図った。本研究は日本建築生産史において、とくに造営現場の実態という視座や工匠関連史料と現存建築の対比の点において、独自性に富んでいる。

2. 宮内庁書陵部図書寮文庫所蔵内匠寮本「中井家文書」

「中井家文書」はじめ、建築資料類に関しては、その情報のみが着目され、制作意図・過程の検討の視座が不足し、さらに図面類に興味が集中してきた。工匠史料そのものも一部の研究者らに限られてきたため、アクセス自体が困難であった。

近年、一部の公的機関や工匠家蔵の史料整理はなされており、江戸時代を通して京都大工頭を務めた中井家による中井家文書は一部、公刊されている（平井聖 1976-85、谷直樹 2003）。いっぽうで、当初是一群であった史料が、現在は京都大学附属図書館、宮内庁、京都府立京都学・歴彩館・中井家等に分蔵されている。前二者はデジタル化が進み、このデジタル化された史料の精読・分析によって、建築生産や造営現場の実態に関する研究が展開されている（海野

基盤 A2022-26 他)。建築図面や造営関連史料の整理・精読・分析のため、「デジタル化→公開→他分野の専門家による検討」という研究手法の有効性を、以下に述べるように実証的に示した。

3. 「中井家文書」の精読・分析と個別の成果

本研究では、当研究室の大学院生らとともに、宮内庁書陵部図書寮文庫所蔵内匠寮本「中井家文書」の精読を行う研究会を月1回程度の頻度で開催し、建物の復元や造営史料における記載方法や用語の検討、史料が作成された経緯と造営の流れや生産組織について検討を加えた。2023年12月9日に京都学・歴彩館において、第4回国際研究集会「御所（宮殿）・邸宅造営関係資料の地脈と新天地」を開催し、研究の成果を発表した¹⁾。

本国際研究集会は、史料編纂所や宮内庁によって培われてきた膨大な建築関係史料のデジタルデータをもとに、近世の建築生産や建築技術を再検討するものである。宮内庁書陵部内匠寮本「中井家文書」を対象に、デジタルデータを用いた精読による建築情報の抽出・建築技術の実証的解明という研究手法の提示を行ってきた²⁾。とりわけ、看過されてきた帳簿類を検討すると、個々の資料の精読・分析により近世の建築物や建築生産の実態がありありと浮かびあがってきた。

宮内庁書陵部図書寮文庫所蔵内匠寮本「中井家文書」の「安政五年午十月禁裏御附大久保大隅守御役宅本家向長屋向共模様替并土蔵共古木取更建直其外井戸目板瓦塀杉皮塀板塀竹垣共御修復仕様帳」の精読をもとに、堤淳也「禁裏付役宅の平面復元」や妹背伊織「仕様帳に記載された安政度禁裏付役宅の主屋・長屋の構法とその部分的復元」と題して発表を行った。また門に関する史料を通して、寛政度と安政度の門の形態の比較をおこない、前田 瑠嘉「寛政度唐御門の形態と造営関係史料の性格」として報告した。

以上、各研究会での精読の成果を踏まえ、後進となる大学院生らによる研究発表を後押ししてきた。また発表にあたっては、研究代表者が司会を行い、ディスカッションをリードした。

また上記の研究成果は個別の事象に関する解明だけではなく、造営史料に対する分析の点でも、重要な意義がある。その意義についてまとめておく。

まずは造営における帳簿に記された情報が、過去の建築を復元するに足る史料であることが明らかとなってきた。同時に、関連する指図や現存建築などの情報を付加して解釈した部分も多い。その理由として、造営関連史料の指図等が不足する可能性や、当時の造営において、情報として記述する必要のない知識が、現代の研究者に不足している可能性が考えられる。

またこれらの検討を通して、これまで看過されてきた帳簿類の史料が、建築学上、極めて重要な情報に富んでおり、詳細に分析することで、過去の建築の

姿が実証的に解明できることが示されてきた。

今回の研究では検討に至っていないが、これらの廻廊に関しては、安政期の建築が現存している。それゆえ、「中井家文書」は今後の修理において、新造時の状態や修理履歴を知るうえでも有効な情報源として期待される。

4. 東アジアの建築図面史料と「中井家文書」

また上記の研究成果報告とは別に、建築図面史料のデジタル化について、「建築図面史料と実態のはざま～東アジアにおける建築図面史料の史料価値」と題して、「中井家文書」の史料価値に関する国際的な検討を行った。

東アジアの建築史の視座から、崔ゴウン氏（竹中大工道具館）に儀軌の事例を踏まえつつ、韓国建築史の視座からの展望を語っていただく。また建築史のみならず、地図を含む図面類は歴史地理学・都市史などの他分野へ波及する情報であり、歴史地理学の金田章裕氏（京都学・歴彩館）に視座や課題を提示いただいた。これらを踏まえて、将来の研究のプラットフォームの構築やそのために基盤となるデジタル化を中心に、鼎談を通して検討した。

日本では国立国会図書館・国立公文書館・東京大学史料編纂所などをはじめ、文献史料や各種絵巻物のデジタル化がすすめられている。ただし、建築図面史料のような、やや特殊な史料は、デジタル化が十分には進んでいない。その背景には、建築関連史料の史料整理・デジタル化の手法が未確立であること、またその高度利用による有効性が見えにくいことがある。またデジタル化においても、建築図面史料という特性を捉えて、何を重視するか、という課題もある。

日本については、比叡山延暦寺の建築を対象に、建築図面史料と現存建築の比較検討をおこない、建築図面史料の状態から、実際の建築までの間に、設計変更があったことを報告した³⁾。この検討を通して、設計図の性格を有する建築図面史料であっても、それが実際に建っていたかについては、慎重な判断が必要であるという史料批判の重要性を指摘した。

韓国では、朝鮮王室建築図面が残されており、現存する宮殿と比較可能な資料群が良好に遺存していることが報告された。さらに平面図や鳥瞰図は多いが、断面図などの建築実務関連の史料に乏しく、日本とは建築図面史料でも性格が大きく異なることが明らかとなった。

歴史地理学からは宮城図などをもとに、都市的な視座が提示され、描かれた建物や都市の様相が、当時の状況をそのまま反映しているかについて、注意が必要という状況が示された。また地図関連史料については、中心部と周縁部で縮尺が異なるというデフォルメがなされていることが指摘された。

以上の議論を通して、史料批判の必要性はありつつも、「中井家文書」が精緻かつ詳細な建築情報を有しているという状況が浮かび上がってきた

そして「中井家文書」が東アジアからみても、日本の「中井家文書」の建築

図面が実務関連の史料として貴重であること、帳簿という付随する史料群がともに残ること、現存建築と比較可能であることの三点から、極めて重要な資料であることが明らかになった。

5. おわりに

さて「中井家文書」をはじめとする膨大なデジタル化史料から得られる濃密な建築情報は高い研究価値を有している。しかし、その全容の解明には多くの研究者による検討が不可欠である。日本建築史の研究課題が残されていないという誤解もあってか、若手研究者も減少傾向にあるなかで、未来への投資は重要な課題である。それゆえ、「中井家文書」とはじめてとする造営関連史料の重要性・存在と研究手法をひろく公開することで、同様の手法を用いた研究が可能であることを示すことが出来た意義は大きい。本研究助成や科学研究費により、大学院生に研究発表と研究集会の参加の場を提供できたことは幸甚であり、後進が続く事を期待したい。

注

注1 研究集会の成果報告として、『第4回 国際研究集会「御所（宮殿）・邸宅造営関係資料の地脈と新天地」当日報告集(4)』2023年12月を刊行している。

注2 これまでに2020年10月25日・2021年12月18日・2022年12月10日と3回にわたり、京都府立京都学・歴彩館小ホールを会場として、国際研究集会「御所（宮殿）・邸宅造営関係資料の地脈と新天地」（東京大学史料編纂所など主催）を開催し、成果公開につとめてきた。

注3 現存建築の調査の過程で、現存建築を主たる対象に、「中井家文書」の図面史料との比較をおこなっている（海野聡『再生する延暦寺の建築：信長焼き討ち後の伽藍復興』吉川弘文館、2022年）。本発表では、「中井家文書」の視点から検討し、設計変更の可能性について報告した。

研究課題「熊野本宮大社の移築再建に関する実態調査」

京都大学地球環境学堂・准教授 落合知帆

1. 研究目的・概要

全国に 4700 社以上ある熊野系神社の総本宮である熊野本宮大社は、創建以後、明治 22 年まで熊野川と音無川に挟まれた中洲である「大斎原」の地に社殿を構え、幾度も災害にあいながらも再建を繰り返してきた。しかし、明治 22 年（1889）8 月 19 日に起きた十津川大水害では未曾有の大水害の被害を受け、多くの社殿が倒壊流失し移築再建を余儀なくされ。しかし、その後、わずか 1 年 7 ヶ月という短期間での復興を遂げた。この復興についてはその事実のみが語られ、『本宮町史』¹⁾ 編纂時も水害復旧過程に関する記録資料である社務所日誌や移築工事の請負仕様書、費用内訳書の断片的な解読にとどまっており、その過程の全容は明らかになっていない。

そこで本研究では、熊野本宮大社の移築再建過程の詳細な検証を行うことを目的とした。具体的には、熊野本宮大社の倉庫に所蔵されながらも、これまで共有されてこなかった資料の新たな発見により、当時、熊野本宮大社が置かれていた立場、短期間での移築再建を可能とした再建手法、実施組織体制、地域住民の参加等の要因を考察する。

2. 研究手法

本研究では、『本宮町史』編纂時に複写され本宮行政局内に保管されていた既出記録資料と、神社職員および和歌山県立博物館職員の協力を得て実施した熊野本宮大社神社倉庫の整理を通じ、膨大な記録資料の中から新たに発見した新出記録資料を対象とした。

明治 22 年の水害被災時の状況と境内外の社殿および付属建造物の被害状況を整理するため、熊野本宮大社所蔵の記録資料『明治二十二年八月十九日ヨリ日記并当宿簿』（1889）や『熊野坐神社境内林中樹木現在取調目録』（1890）、その他記録資料の解読を行なった。また、社務所日誌（明治 22 年から同 24 年まで）や『熊野坐神社御遷社殿其他建物等請負仕様書』（1890）、『熊野坐神社御造営入費精算帳』（1891）といった既出の熊野本宮大社所蔵資料と、神社職員および和歌山県立博物館職員の協力のもと神社倉庫より本調査にて新たに発見された『縣廳へ差出候願伺其他照会書写綴込』（1889～1894）や『明治二十四年七月調整 熊野坐神社及新旧社地明細図書』（1891）などの新出資料の解読を行った。加えて、熊野本宮大社、和歌山県世界遺産センター、和歌山県文化財センターの職員、地域住民（氏子ら）への聞き取り調査および本殿の実測調査を実施した。

3. 熊野本宮大社と明治 22 年水害

3.1 熊野本宮大社の概要

熊野本宮大社は、和歌山県田辺市本宮町本宮にある神社で熊野三山の一つであり、全国に 4700 社以上ある熊野神社の総本宮である。崇神天皇 65 年（紀元前 33 年）に創建されたと伝えられてはいるが定かではなく、延喜式神名帳に名神大社に格付けされている「熊野坐神社」を熊

野本宮大社としている²⁾。その社殿は現在の社地より約700m南に位置する「大斎原」と呼ばれる熊野川と音無川に挟まれた中洲地に建てられ、本殿である上四社（第一二殿・第三殿・第四殿）・中四社（第五殿・第六殿・第七殿・第八殿）・下四社（第九殿・第十殿・第十一殿・第十二殿）に熊野十二所権現と呼ばれる十二柱の御祭神が祀られていた。また、境内および境外に13社ある摂末社にも異なる御祭神が祀られていた（図1）。この「大斎原」は古代より始まり、中世に勃興した熊野信仰の立願行為である熊野詣の最終目的地として、多くの信仰者が参詣し御神徳をいただく場所であった。

3.2 明治22年水害の概要と熊野本宮大社の対応

明治22年（1889）8月18日から20日にかけて北上してきた台風豪雨によって引き起こされた水害（十津川大水害）は、大斎原を襲い、中四社や下四社、境内摂末社などの多くの社殿が流失した（図2）。社殿および付属建造物のうち、流失を免れた上四社（第一二殿・第三殿・第四殿）のみが現在の社地に祀られ、大斎原には残りの中四社・下四社が石祠に合祀されている（図3）。『和歌山縣災害史』³⁾によると、この水害より奈良県十津川村で山崩れによる天然ダムが発生し、人家・田畑を浸水流失させ廃村状態に追い込むほどで、本宮村では熊野川および支流の音無川が氾濫しその水位は約21メートルに達し、全260戸余のうち山の手の80戸を除いてほとんど全ての人家が流失したと伝わる。

当時の熊野本宮大社の様子については、明治22年8月19日の社務所日誌に詳細に記されている。それによると、水害発生後、社務所に保管されていた書物などは旧社地中段に建つ拝殿（礼殿）に運び込まれ、神社職員もそこへ避難した。しかし、拝殿にも水が迫ってきたため、さらに上



図1 本宮本社末社図
（和歌山県立博物館提供）



図2 明治22年水害被災前の熊野本宮大社
（『過去・現在・未来「蘇」―生きる原動力―』より）



図3 熊野本宮大社本殿（許可を得て筆者撮影）

段の上神楽所（第一二殿と第三殿の間）へと大切な品物のみを持ち運び避難させた。その後も増水は続き上段にまで水が迫ってきたため、宮司および禰宜、主典は御神体守護のためにそれぞれ第三殿、第四殿、第一二殿へと参った。梁上にまで浸水し危うく流されそうになったが、屋根の軒口や向拝の梁にしがみつき命からがら生還した。

3.3 近代社格制度と資金調達

近代以降、日本の神社は近代社格制度によってそれぞれ社格が定められていた。この近代社格制度は、明治4年（1871）5月14日に太政官より公布された『神社ハ国家ノ宗祀ニ付、神社ノ世襲神職ヲ廃シ精選補任ノ件』（太政官布告第234号）および『官社以下ノ定額、神官職制規則等ニ関スル件』（太政官布告第235号）にて全国の神社を官幣社、国幣社、府藩県社、郷社、村社といった社格に分類し、階層化させた制度である。この制度により、格付けされた神社は、『官国幣社保存金制度』（内務省訓令第15号）によって社格に応じた神社宮繕費が支給された。

熊野本宮大社は地方官が祀る国幣中社に格付けされていた。当制度は、明治20年3月17日から明治23年11月27日までは災害被災時の臨時宮繕費に上限は設定されていなかった。熊野本宮大社は明治23年3月29日に内務省より復興造営許可を得たため、これにより、熊野本宮大社の移築再建は国家事業としてその資金の全額を国庫より即時調達することができ、早急に再建事業に着手することができたと考えられる。

4. 熊野本宮大社の移築再建工事過程

熊野本宮大社の移築再建過程については、明治22年社務所日誌や、明治23年社務所日誌、明治24年社務所日誌のうち一部解読された内容が『本宮町史』に記されているが、移築再建過程の中でも移築工事の実施工程については資料不足のため明らかでなかった。そこで、上記の社務所日誌の移築工事に関連する記録内容と、本調査で新たに発見された明治22・23・24年県庁文書や明治23年支払請求書、明治23年宮繕費支払帳の記録内容から、移築工事の実施工程を明らかにした。

明治22年（1889）8月19日に十津川大水害を被災してからの実施工程は、まず仮社務所や仮社殿などの再建拠点の復旧作業と、水害により土砂や漂流物が堆積した旧社地の復旧作業が実施された。その後、移築再建計画のため各種調査や仕様書の作成、新社地の選定・縄張・買上が実施され、移築工事の施工者が入札により選定されたのち、移築再建工事が着手された。明治24年3月29日（1891）に執り行われた正遷宮式の1週間前である3月22日に竣成しており、水害被災から約1年7ヶ月後に熊野本宮大社は斎原を離れて現在の社地へと移築再建を遂げた。

4.1 仮社務所と仮社殿の建設

9月初旬より仮社務所の建設が計画され、熊野本宮大社の社大工が仮社務所の図面と見積書を作成し和歌山県庁へ提出したのち工事施工に取り掛かり、12月19日までには工事を竣成させていた。また、建設費削減のために古材を転用して仮社務所を建設されていた。仮社殿は仮社務所と併設して境外末社の祓戸天神社境内に計画され、明治23年5月頃には竣成していたと考えら

れる。建設地となった祓戸天神社はこれまで正確な境内位置が不明のままであったが、関係文書から移築再建以前の古地図に記されている中辺路沿いの神社所有地と現在の祓殿王子社跡地であったことが新たに明らかになった。

4.2 新社地の選定

被災から6ヶ月後、仮社務所が建設され旧社地の復旧も大方完了した頃より、新社地の選定および買上が実施された。明治23年（1890）1月に実施された縄張調査以後、土木整備工事の入札が始まる同年4月頃までには各候補地から新社地が選定された。その後、選定地の詳細な縄張と買上が同年4月から5月にかけて実施されていた。縄張調査が実施された候補地については、「中平野」と「祓戸」の土地の2候補地が、さらには聞き取り調査によって「下向」が候補地として挙げられていたことが分かった。これらの候補地は全て標高105mから107mまでの河岸段丘地であり、水害被害を最小限に抑えることができる高台地に計画されたが、最終的に旧社地の2/3ほどの坪数しかない「祓戸」が選定された。旧社地と同等の坪数があった「中平野」と「下向」の土地が選定地から除外された要因は諸説あるが、両候補地ともに放牧地であったため縄張調査時に地中から牛骨が出土したことが要因となったと考えられるという。「祓戸」は熊野参詣道である中辺路沿いの土地で付近に祓戸天神社があり、かつてと同じ道順で熊野本宮大社へ参詣できることや、南側に旧社地である大斎原を望むことができることもこの土地が選定された要因だと考えられる。

4.3 土木工事と社殿移築工事

移築再建工事計画段階における関係機関として、内務省、和歌山県庁、請負業者、本宮村役場が挙げられる。内務省は移築再建の意思決定機関として主に、熊野本宮大社および和歌山県庁からの移築工事に関わる上申に対してその可否を決定し通牒を発し、さらに実地において被害調査と縄張調査を実施していた。和歌山県庁は移築再建の工事監督機関として、熊野本宮大社と内務省を仲介し、熊野本宮大社に対して認可を得た移築工事の実行指令を発し、実地においては被害調査と修繕・縄張調査の実施、県庁内で仕様書の作成や新社地の買上指令、工事入札を実施していた。加えて、工事施工段階では実地での工事監督を和歌山県庁第二部土木課が担っていた。

移築工事の請負業者は新社地の買上と同時に公募入札により選定されていた。移築工事は土木整備工事と社殿移築工事の2つの工程に分けられ、先に土木整備工事の入札が明治23年5月に社殿移築工事の入札が翌6月に落札された。移築建物が建設される御上段・中段・下段からなる土地（幅55間×奥行50間の坪数2750坪）を工事範囲として土木整備工事が実施され、本宮村民かつ土工であった嶋津音次郎が請負っていた。また、土木整備工事の入札業務は和歌山県庁第二部土木課が担っていたと考えられる。土木整備工事は工期を晴天50日間として着工されており、実際には5月17日から6月28日までの43日間での早期竣成であった。

社殿移築工事の入札については、和歌山県庁第二部土木課により仕様書が作成されたのち、東京・大阪・和歌山から投票者4人に対して社殿移築工事に関する現場説明を実施され、6月23日に東京の建築請負業者であった服部竹次郎が社殿移築工事を落札していた。これは、日本初の

法人組織による建設会社として設立された日本土木会社であり、主にその支店である大阪土木会社が社殿移築工事の際に実地での設計業務などの技術派遣を行なっている。服部竹次郎は水嶋亀右衛門をはじめとする和歌山の職工 20 人余に工事を委託し、7 月 8 日より着工し、正遷宮式が開催された 3 月 29 日の 1 週間前の 3 月 22 日に社殿移築工事が竣成していた。

本宮村役場は、工事計画段階において縄張調査の調整と新社地買上への協力を行い、さらに、本宮氏は新社地の縄張と新社地買上への協力や後述する土砂除去作業などにも従事していた。

4.5 氏子ら本宮村民の参加

本宮村における氏子の人数については、明治 5 年（1872）11 月 13 日の項に記されており、明治初期の大区小区制の第七大区十三小区内にあった本宮組は本宮村を含む 12 カ村で構成され、本宮村の氏子戸数は 271 戸、氏子人数は 1194 人であった。彼らは、仮社務所および仮社殿の建設と土砂建物の除去、流木の除去などに従事しており、仮社務所の建設には「手伝」として 17 人が、仮社殿の建設にも「手伝」として 14 人が建設工事に従事し、1 人につき 20 銭が支払われていた。次に土砂建物の除去に関しては、明治 23 年支払請求書において、本宮村民の高橋権吉を中心に 121 人が人夫として除去作業に従事し、人夫 1 人につき 18 銭が支払われていた。また、流木の除去に関しては、本宮氏子らが流木を除去したのち払下げを実施していたことが明らかになった。

また、工事施工段階において本宮氏が担った役割については多岐に渡っており、明治 23 年支払請求書の内容から、部材回収、部材運搬、建設修繕工事、土木整備工事、雑工作業、事務作業などに従事していたことが明らかとなった。

5. 熊野本宮大社の移築再建と古材転用

移築再建後の新社地の配置図を確認すると（図 4）、本殿・鈴門・瑞籬・神門および付属筋塀・拝殿・神饌所・鳥居・鳥居前燈籠台が配置されている。現在の配置と比較すると、現在の拝殿・神饌所・鳥居は移築後に新たに建造されており、本殿・鈴門・瑞籬・神門および付属筋塀・鳥居前燈籠台のみが修繕を加えられながら移築再建時より現存していると考えられる。神門より南側の新社地下段に再建された宝蔵・祭器庫・社務所・手洗所・制札場・来詣人相所は、祭器庫と社務所を除いてそれぞれ宝物殿・手水舎・札所・瑞鳳殿として参詣道沿いに移転されている。

本殿の流失部材および新規建造物の主要構造部材への古材転用の実態は、本殿を除く全建造物の柱に対して新材が用いられたが、拝殿・宝蔵・神饌所・祭器庫・社務所には仕様書の指示通りに古材が多く転用されていた。その他の鈴門・瑞籬・神門・手洗所・鳥居・制札場・旧社地石祠には仕様書の指示通り古材よりも新材の方が多く用いられていた。これには、古材の中から高強度の木材を選び再利用する方が、同強度の木材を一から加工し製材するよりも低コストで木材を調達することができ、移築再建資金として国庫より支給された臨時営繕費の削減につながるため、古材が転用されたと考えられる。また、近世の享和・文化期の社殿再建では新材を多く用いたことで木材不足に陥り部材調達に支障をきたした経験もあり、明治期の社殿移築再建では新材調達の手間や遅延のリスクを軽減するために古材が転用されたと考えられる。

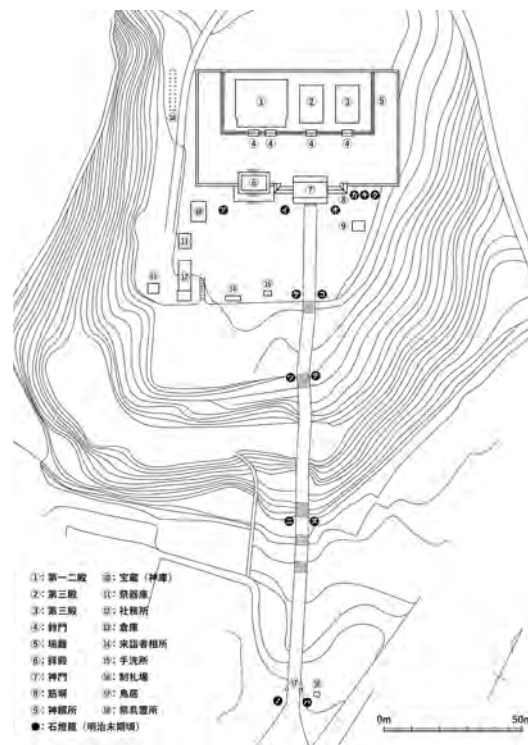


図4 移築後の新社地配置図

6. まとめ

明治22年水害後の熊野本宮大社の早期移築再建の要因として、制度、建築、組織的要因が挙げられる。まず、近代社格制度により国幣中社に格付けられた熊野本宮大社は、試験運用段階であった官国幣社保存金制度を活用することが出来き、資金調達期間を短縮することができた。また、建築部材の古材転用を行うことで調達コストを抑えることが出来た。さらに、和歌山県庁土木課が中心となり、国家事業として移築工事を計画し、東京や大阪、和歌山市内の業者を選定して工事監督をも行っていた。また、本宮村民が新社地の調整、建築部材の調達、現場施工時の事前準備など多くの役割を担っていた。これらの体制整えられたことにより、熊野本宮大社はわずか1年7ヶ月という短期間で移築再建を成し遂げることができたと考えられる。

謝辞

本調査研究において、熊野本宮大社、本宮行政局、和歌山県世界遺産熊野本宮館、和歌山県立博物館および地域住民の皆様にご協力を頂きました。本研究は京都大学大学院工学研究科の梶田真司君と共同で実施しました。本研究の一部は松井角平記念財団の研究助成として実施しました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 本宮町史編さん委員会, 本宮町史通史編, 本宮町, 2004
- 2) 奈良国立文化財研究所, 和歌山県の近世社寺建築: 近世社寺建築緊急調査報告書, 1991
- 3) 和歌山県, 和歌山県災害史, 和歌山県, 1963

寺院建築における大径柱の相互緊結による制震デバイスの性能確認実験

EXPERIMENTS TO CONFIRM PERFORMANCE OF SEIEMIC RESPONSE CONTROL DEVICES TO CREATE MUTUAL BONDS BETWEEN COLUMNS IN A TEMPLE

梶川 久光*

Hisamitsu KAJIKAWA

Temples tend to have very low seismic performance due to the extremely heavy roof weight, small seismic capacity, and few walls. This study proposes the reinforcement using response control devices with high damping rubber as an effective seismic retrofit technology that contributes to improving strength and stiffness, as well as enhancing damping performance for such temples without significantly altering the layout. The performance of this reinforcement was demonstrated in a horizontal excitation test. As a result, in L70t20-i-f2, the maximum strength was 99[kN], and the damping performance was about 25% at 1/30[rad], proving that it has sufficient strength and damping performance as a reinforcement technology for temples. This reinforcement technology can be applied to the column base, capital, or between columns, making it well-suited for temple buildings with few walls.

Keywords : Seismic Reinforcement Technology, Response Control, High Damping Rubber Device, Horizontal Loading Test, Temple
耐震補強技術, 制震, 高減衰ゴム, 水平加振実験, 寺院

1. はじめに

本研究を始めるに至った動機は、寺院は屋根が大きく、瓦や土を用いていることにより屋根重量が非常に重いこと、また、耐震要素は主に貫構造と耐力壁（土塗壁や木ずり壁）により構成されており、いずれも耐力が小さいこと、さらに、耐力壁においては壁量も少なく壁配置が偏心していることが影響し耐震性能が非常に低い傾向にある。このような寺院に対し、なるべく間取りを変更せずに、耐力及び剛性の向上に寄与し、加えて減衰性能の向上も期待できる効果的な耐震補強を実現する手法が急務であると考えた。

そこで、本研究は、寺院の復元力特性である剛性、耐力、靱性、減衰の全ての改善に寄与し、耐震補強にて現行の建築基準法及び住宅の品質確保の促進等に関する法律（品確法）で設計可能な範囲まで構造性能を引き上げることを目指し、図1のように大断面矩形を含む大径柱の相互間を高減衰ゴムを用いた制震デバイスにより緊結した「制震デバイス補強」を提案し、以下の内容を研究目的とする。

- ・制震デバイス補強の水平加振実験により制震デバイス補強の構造性能（荷重－変位関係、構造特性値、基準骨格曲線、履歴面積等）を明らかにする。
- ・制震デバイス補強の力学モデルを提案し、実験値と比較検証を行うことでその適用性を明らかにする。

なお、本実験の一部は2022年度松井角平記念財団の研究助成として実施した。

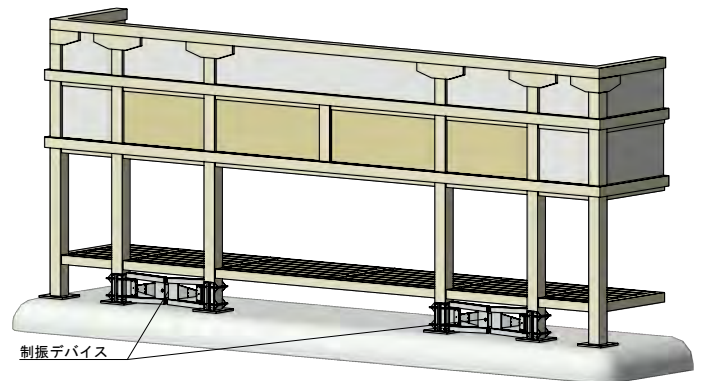


図1 制震デバイス補強を用いた補強イメージ

2. 高減衰ゴムを用いた制震デバイス

高減衰ゴムを用いた制震デバイスの概要図を図2に示す。この制震デバイスは柱間に配置するものであり、柱脚部、柱頭部及び柱間部（垂れ壁内部や腰壁内部等）のいずれにも適用することが可能であるため、壁の少ない寺院建築への適用に優れている。

制震デバイスを構成する部材（フレーム）は、断面の違いや部材の接触面の表面処理の違いなどにより2種類ある。

制震デバイスは、柱をはさみこむ側面枠材01と側面枠材02、側面枠材01の先に側面材01と側面材02、側面材02とピン接合するセンターパネル、センターパネルの先にダンパー連結プレートと高減衰ゴムダンパーで構成している。センターパネルはピン接合のため柱

* 明治大学理工学部建築学科 教授・博士（工学）

Prof., Dept. of Arch., School of Science and Technology, Meiji Univ., Dr.Eng.

の傾きにに応じてセンターパネルが動き、高減衰ゴムダンパーに力がかかる機構となっている。これは、高減衰ゴムが効果的に変形する変形拡大機構となっている。

3. 制震デバイス補強の水平加振実験

3.1 実験概要

実験は2023年11月から12月と、2024年3月に、明治大学生田校舎構造物試験棟で実施した。実験概要図を図3に示す。

治具は、屋根や小屋組みの重量が各柱に入力され、柱脚が浮き上がらない実際の寺院建築の構造に合わせて柱脚を固定せずタイロッド式とした。反力壁に設置した200[kN] アクチュエータを用い、試験体桁部に設置した加力治具を押し引きさせて静的水平加振及び動的水平加振を行った。

3.2 試験体

試験体は一般寺院建築の壁面をなす軸組を一部再現しており、実験用組立柱、柱振れ止め材、加力桁及び制震デバイスから構成され、左右にある実験用組立柱（大径柱の相互(間)）を高減衰ゴムを用いた制震デバイス及び柱振れ止め材により結んでいる。本実験に、制震デバイスの性能を確認することを目的としているため、柱の先行破壊を防ぐために、H型の鉄骨に造作用集成材を被覆した実験用組立柱を用いた。柱振れ止め材は、左右の柱を挟み込みボルトでピン接合し、座屈しないようにブロック材を挟んでいる。制震デバイスは、床下での補強を想定し柱の下部に接着剤を用いて取り付けられている。

試験体名を図4に示す。試験体名は、高減衰：高減衰ゴムの大きさと厚みの種類（L70t20、L8t20）、高減衰ゴムの種類を天然ゴム系（n）とインテグレーション（i）の2種類、フレームの種類を側面材01の断面の違

今回実施した試験体は表1に示す4体である。

試験体の重量は、部材の体積と比重¹⁾²⁾³⁾より算出。算出重量は架台から加力桁中心までの高さ(3,120mm)とした場合、その半分から上とした結果、7.23[kN]とした。

3.3 加振方法及び計測方法

反力壁に設置した鷺宮製作所製の壁せん断アクチュエータを用いて加振し、加力桁に取り付けし引きする。加力スケジュールは図5に示すように繰り返し加振を見かけのせん断変形角が1/600、±1/200、±1/150、±1/100、±1/75、±1/50、±1/30に制御しながら、ゴムの厚みに対する変形角±400%以内の範囲で0.01、0.1、1.0、2.0[Hz]の振動数で行う。加振周波数と変形角の組み合わせを表1に示し、実施したものを“○”、変位計を受けているアングルが一部外れたものを“△”、実施していないものを“-”とする。

計測は、試験体の各所に加速度計、変位計、歪みゲージ、熱電対を設置し、試験体における加速度、変位、荷重、温度を測る。各計測機器が測定したデータは東京測器製デジタル動ひずみ測定器DRA-101Cに集積された後にGP-IBケーブルを介して東京測器製の動的計測ソフトウェアVisualLOGによりパーソナルコンピュータに集積される。また、ひずみゲージにおいてはブリッジボックスを介してデータの集積を行う。熱電対による温度計測においては、DRA101Cでは

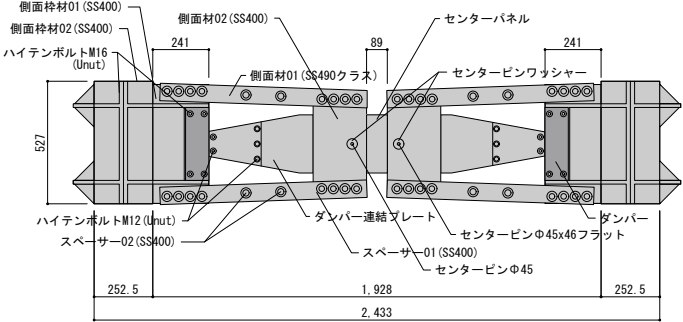


図2 制震デバイスの概要図

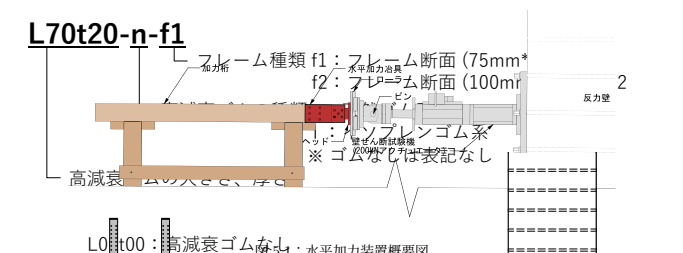
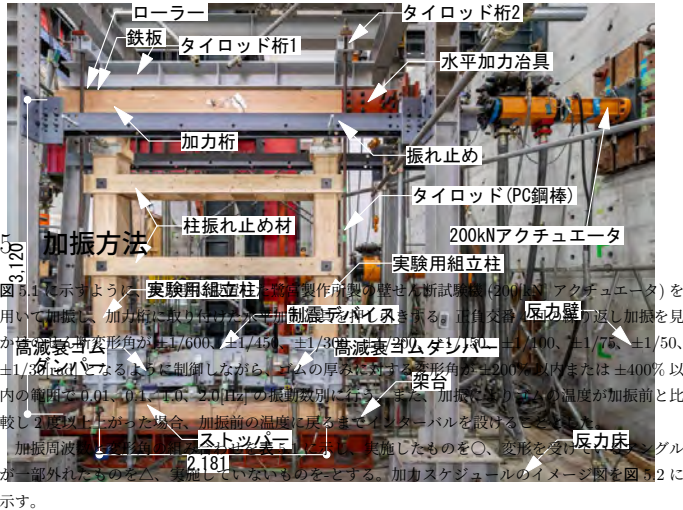


図4 試験体名

表1 試験体と加振周波数及び変形角										
試験体名	加振周波数	±1/600	±1/450	±1/300	±1/200	±1/150	±1/100	±1/75	±1/50	±1/30
L70t20-n-f1	0.01Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	0.1Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	1.0Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	2.0Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
L80t20-n-f1	0.01Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	0.1Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	1.0Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	2.0Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
L00t00(-f1)	0.01Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	0.1Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	1.0Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	2.0Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
L70t20-i-f2	0.01Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	0.1Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	1.0Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	2.0Hz	○	○	○	○	○	○	○	○	-



図5 加力スケジュール (イメージ図)

加振中の計測を行い、TDS-302では加振終了後も継続して計測を行うことで、温度の推移を確認できるようにした。各計測機器より荷重-変位関係、最大耐力、基準骨格曲線、履歴面積、等価粘性及び等価粘性減衰定数を明らかにする。

3.4 実験結果

試験体ごとの荷重-変位関係、基準骨格曲線、履歴面積及び等価粘性減衰定数を図6に示す。左から順に変形角1/100radまでの加振振動数0.01Hz～2.0Hz、最右列は変形角1/30radまでの加振振動数2.0Hzを示している。紙面の関係上、高減衰ゴムなしのL00t00の結果は省略する。また、高減衰ゴム近傍の温度は、L70t20-i-f2の0.1Hz、0.01Hz、2.0Hzが約19度、その他は約12～14度であった。

荷重-変位関係及び基準骨格曲線は縦軸が荷重[kN]、横軸が変形角[rad]、履歴面積は縦軸が履歴面積[kN・rad]、横軸が変形角[rad]、等価粘性減衰定数は縦軸が等価粘性減衰定数[%]、横軸が変形角[rad]である。

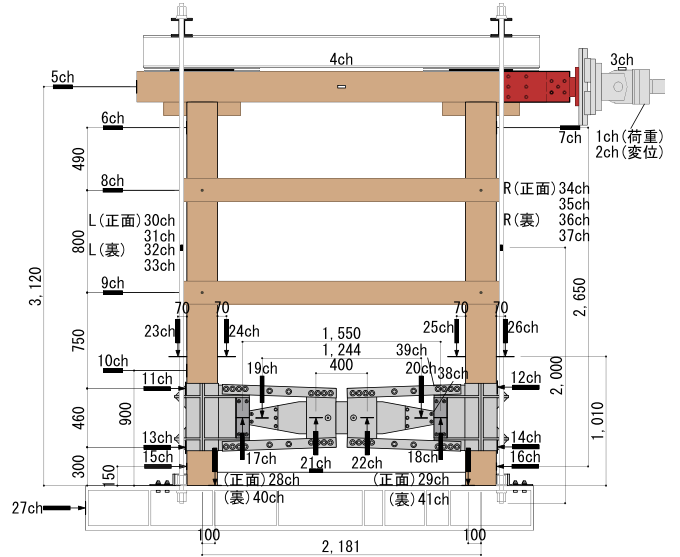


図7 測定器配置図

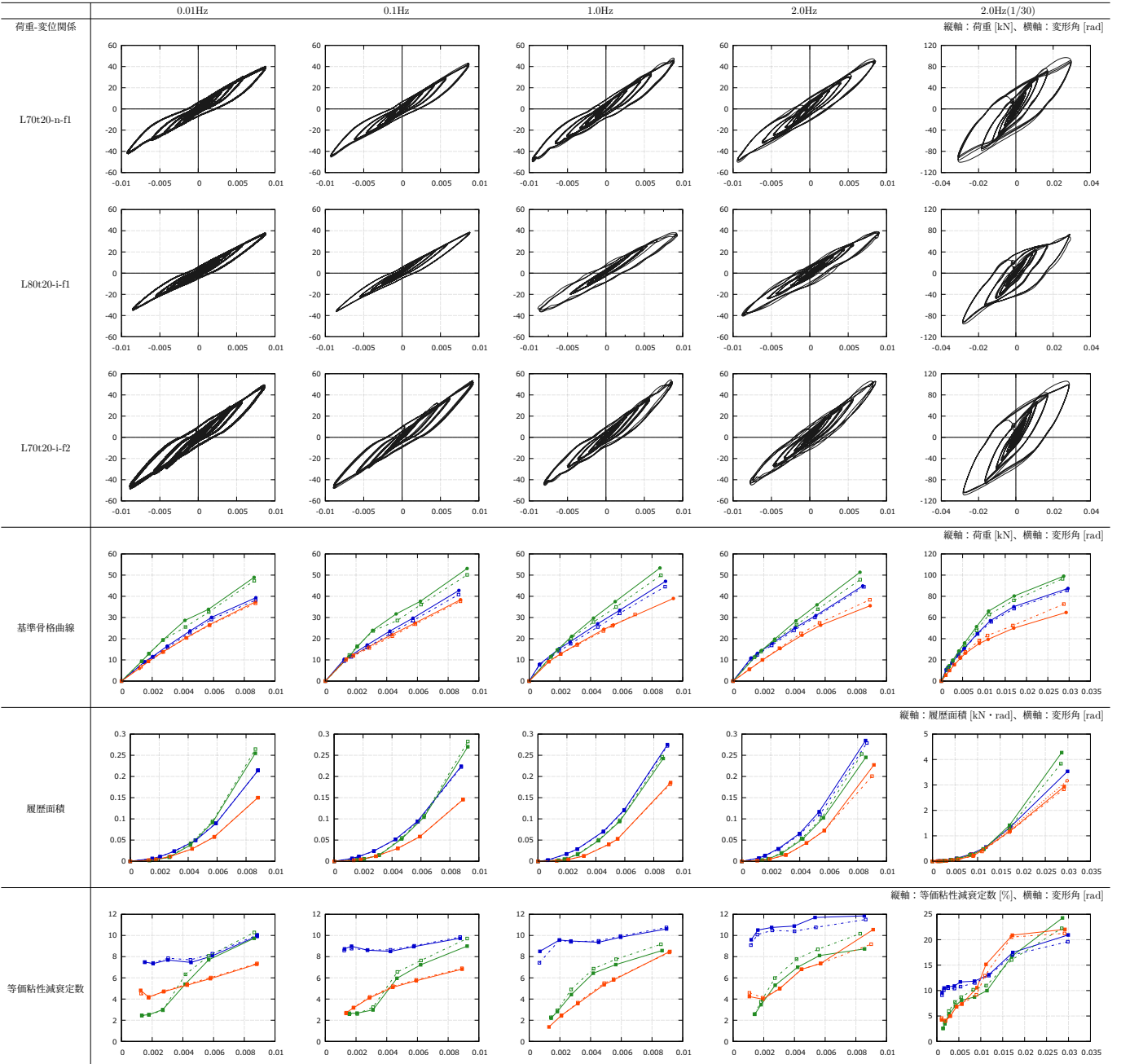
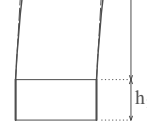


図6 荷重-変位関係、基準骨格曲線、履歴面積及び等価粘性減衰定数

L70t20-n-f1,loop1 L80t20-i-f1,loop1 L70t20-i-f2,loop1
L70t20-n-f1,loop2 L80t20-i-f1,loop2 L70t20-i-f2,loop2
L70t20-n-f1,loop4 L80t20-i-f1,loop4 L70t20-i-f2,loop4



荷重-変位関係について、荷重はアクチュエータの内蔵の荷重(1ch)から試験体の慣性力を差し引いて求めた。慣性力は、3.2に示した試験体の上半分の重量である7.23[kN]に加力桁中央の加速度の値(4ch)を乗じて求めた。変形角は、加力桁の変位(5ch)から柱脚の水平変位(15ch)を差し引いた層間変位を、試験体高さ3,120[mm]で除して求めた。これにより作成した荷重-変位関係は大きな紡錘形を描いた。これは高減衰ゴムや制震デバイスのフレームの塑性や接合部の摩擦により履歴面積が大きくなっているためだと考えられる。また、最大荷重は、L70t20-n-f1の加振振動数2.0Hzの1/30rad時の場合が88.8[kN]、L80t20-i-f1の加振振動数2.0Hzの1/30rad時の場合が72.6[kN]、L70t20-i-f2の加振振動数2.0Hzの1/30rad時の場合が99.0[kN]であり、寺院の補強として十分な耐力であった。なお、高減衰ゴムなしのL00t00の最大荷重は7.3[kN]で履歴面積も小さく形状も異なっていた。

基準骨格曲線は、各ループの最大層間変位とその時の荷重として示している。図6の基準骨格曲線は1ループ目と4ループ目を加振振動数ごとに試験体を色分けして比較している。L80t20-i-f1、L70t20-n-f1、L70t20-i-f2の順に剛性及び耐力が大きくなっており、L80t20-i-f1の加振振動数2.0Hz以上は繰り返しにより1ループ目より4ループ目の方が小さい結果となった。制震デバイスのフレームの断面を大きくすることでフレームの塑性が抑制され、高減衰ゴムが効いたためだと考えられる。

履歴面積は、ループごとの面積を求め、図6には2ループ目と4ループ目を加振振動数ごとに試験体を色分けして比較している。変形角が1/100radまでの加振振動数が0.01Hz、0.1Hzの場合はL80t20-i-f1、L70t20-n-f1、L70t20-i-f2の順に大きくなっているが、加振振動数が1.0Hz、2.0Hzの場合はL70t20-i-f2よりL70t20-n-f1の方が大きくなった。しかし、大変形になっていくと(1/100~1/30rad)、L70t20-n-f1よりL70t20-i-f2の方が大きくなった。これは制震デバイスのフレームの塑性と接合部の摩擦が影響しているためだと考えられる。

等価粘性減衰定数 h_{eq} は、原点及び最大層間変位 δ_{max} とその荷重 $P_{\delta_{max}}$ [kN]より、面積 W_i を算出する。各変形角の1サイクルの消費エネルギー W_i [kN・rad]はループが描く面積とし、式1により算出した。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \times \frac{\Delta W_i}{W_i} \times 100 \quad (1)$$

図6の等価粘性減衰定数は、2ループ目と4ループ目を加振振動数ごとに試験体を色分けして比較している。変形角が1/100radの場合は、L80t20-i-f1、L70t20-i-f2、L70t20-n-f1の順に大きくなり約10~12%である。大変形の1/30radの場合は、L70t20-n-f1、L80t20-i-f1、L70t20-i-f2の順に大きくなり約20~25%である。寺院の耐震補強としては十分な減衰性能であった。

4. 変形モード理論

4.1 理論

制震デバイス補強の変形モード理論の概要を図8、式2に示す。水平荷重 P [kN]を受ける場合、制震デバイスの高減衰ゴムによるせん断変形モード(高減衰ゴムの変形モード) δ_D 、柱の曲げ変形モード δ_B 、制震デバイスのフレームの塑性及び接合部の摩擦による変形モード(フレームの変形モード) δ_F を足し合わせることで全体の变形 δ を理論的に導出することができる。柱の中心間の距離を L 、試

験体の高さを h 、柱脚から制震デバイス上端までを h_1 、柱頭から制震デバイス上端までを h_2 とする。なお、変形モードは、梶川らの文献⁴⁾を参考にした。

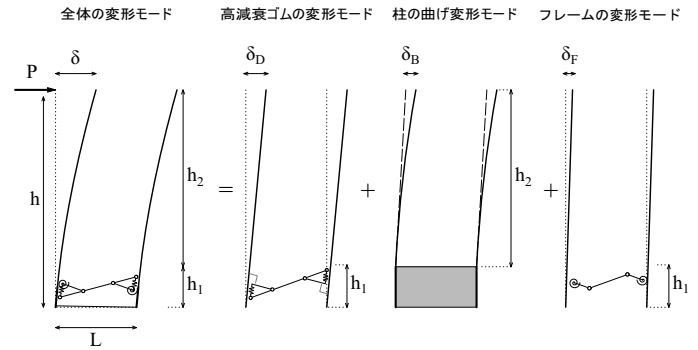


図8 制震デバイス補強の変形モード理論の概要

$$\delta = \delta_D + \delta_B + \delta_F \quad (2)$$

- δ : 全体の变形 [m]
- δ_D : 高減衰ゴムの变形 [m]
- δ_B : 柱の曲げ変形 [m]
- δ_F : フレームの变形 [m]
- P : 水平力 [kN]
- h : 試験体の高さ [m]
- h_1 : 柱脚から制震デバイス上端までの高さ [m]
- h_2 : 柱頭から制震デバイス上端までの高さ [m]
- L : 柱の中心間の距離 [m]

高減衰ゴムの変形モード δ_D

高減衰ゴムの変形モードの力学モデルの概要図を図9に示し、理論式を以下に導く。各記号は、柱の中心間距離を L 、制震デバイスのピン間距離を L_c 、各ピンから柱の内側までを L_s 、各ピンからフレームの摩擦のヒンジまでを L_g 、高減衰ゴムダンパーにかかる力を P_g 、高減衰ゴムダンパーの変形量を δ_g 、ピンにかかる力を P' 、ピンの変形量を δ' 、反力を P_V 、 P_H とする。

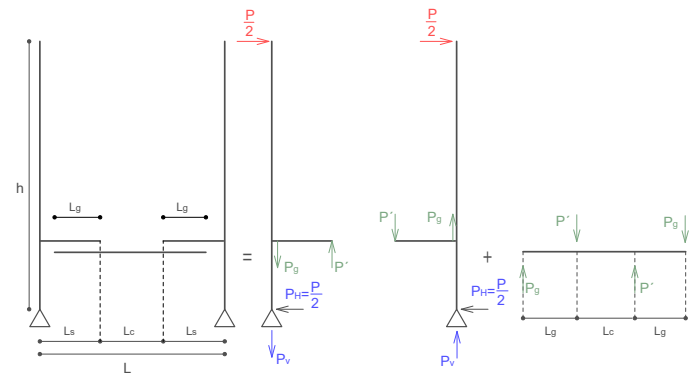


図9 高減衰ゴムの変形モードの力学モデルの概念図

全体の力のモーメントの釣り合い、T型の力の釣り合いより高減衰ゴムダンパーにかかる力 P_g と水平力 P の関係を式3に示す。

$$P_g = \frac{L_c h}{2(2L_s + L_c)L_g} P \quad (3)$$

ピンにかかる力 P' を水平力 P の係数で表した式を式4に示す。

$$P' = \frac{(2L_g + L_c)h}{2(2L_s + L_c)L_g} P \quad (4)$$

δ_D と高減衰ゴムダンパーの変形量 δ_g の関係を式5に示す。

$$\delta_D = \frac{L_c h}{(2L_s + L_c)L_g} \delta_g \quad (5)$$

また、高減衰ゴムの荷重-変位関係より式6が成り立つ。 t は高減衰ゴムの厚み、 A は高減衰ゴムの断面積である。

$$G_{ge} = \frac{G_g A}{t} \quad (6)$$

以上より、 δ_D と水平力 P の関係を式7に示す。

$$\delta_D = \frac{L_c^2 h^2}{2(2L_s + L_c)^2 \times L_g^2 \times G_{ge}} \times P \quad (7)$$

柱の曲げ変形モード δ_B

制震デバイスの柱の曲げ変形モードの力学モデルの概念図を図10に示し、理論式を以下に導く。

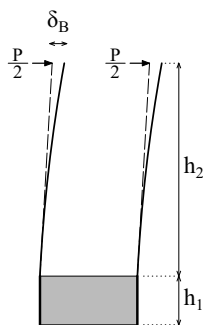


図10 制震デバイスの柱の曲げ変形モードの力学モデルの概念図

片持ち梁の公式より

$$\delta_B = \frac{Ph_2^3}{6EI} \quad (8)$$

フレームの変形モード δ_F

制震デバイスのフレームの変形モードの力学モデルの概念図を図12に示し、理論式を以下に導く。

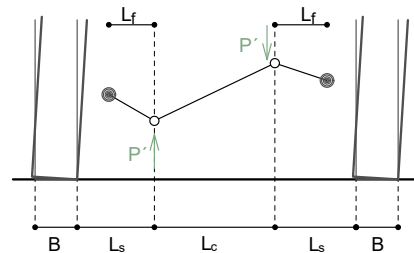


図12 制震デバイスのフレームの変形モードの力学モデルの概念図

フレームの摩擦ヒンジの回転剛性を R_f 、回転角を θ_f とするとフックの法則より式9が成り立つ。

$$P' L_f = R_f \times \theta_f \quad (9)$$

エネルギー保存の法則より式10が成り立つ。

$$\frac{P}{2} \delta_F = P' L_f \theta_f \quad (10)$$

式9を式10に代入し、これに式4を代入することでフレームの変形 δ_F と水平力 P の関係が式11となる。

$$\delta_F = \frac{1}{2R_f} \left\{ \frac{L_f(2L_g + L_c)h}{(2L_s + L_c)L_g} \right\}^2 \times P \quad (11)$$

4.2 変形モード理論による実験値の検討

3章の実験結果の荷重-変位関係、基準骨格曲線及び履歴面積について変形モードごとに分解した結果を図11、図13及び図14に示す。

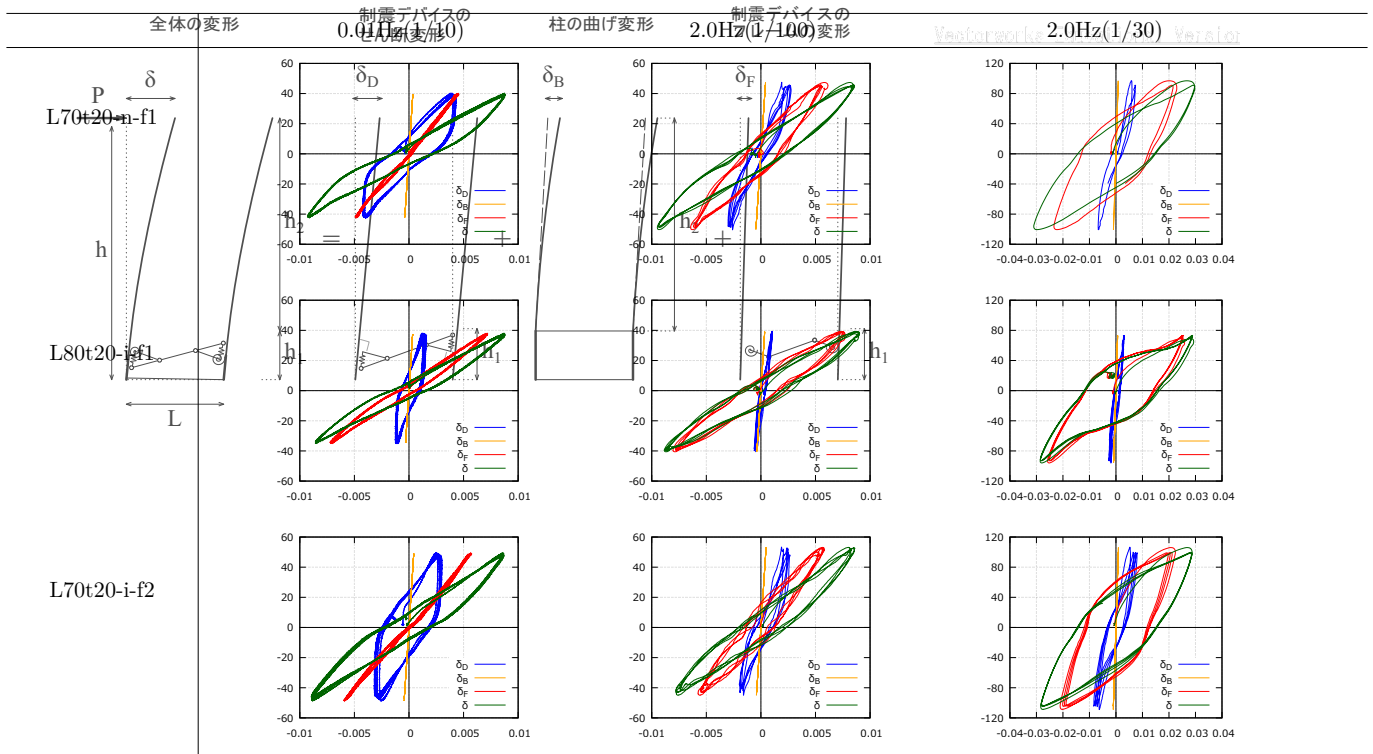


図11 各変形モードの荷重-変位関係 (縦軸：荷重 [kN]、横軸：変形角 [rad])

荷重-変位関係は、L70t20-n-f1、L80t20-i-f1、L70t20-i-f2の加振振動数0.01[Hz]の1/100[rad]、加振振動数2.0[Hz]の1/100[rad]と1/50[rad]と1/30[rad]の結果を示している。全体の変形 δ は、図6から該当の変形角を抜粋したものであり、高減衰ゴムの変形 δ_D は式5を用い、高減衰ゴムの変形量 δ_g に実験で計測したデータより真の高減衰ゴムの変形量に変換したものをインプットした。柱の曲げ変形 δ_B は式10を用い、EIは実験値より平均値を求めインプットした。フレームの変形 δ_F は全体の変形 δ から高減衰ゴムの変形 δ_D と柱の曲げ変形 δ_B を除くことで求めた。L70t20-n-f1では、加振振動数0.01Hzは

高減衰ゴムの変形のモードが最も多く占めていたが、加振振動数2.0Hzはフレームの変形モードが多く占めていた。これは、制震デバイスのフレームの塑性及び接合部の摩擦によるものと考えられる。L80t20-i-f1では、加振振動数0.01Hzでもフレームの変形モードが多く占めていた。これは、L70t20-n-f1の後に同じフレームを使ったためフレームにより負荷がかかったためと考えられる。L70t20-i-f2は、制震デバイスのフレームの側面材01を交換し断面を大きくし、さらに部材同士の接合部の表面はブラスト処理により粗してから加振を行った。加振振動数0.01Hzは高減衰ゴムの変形モードが最も多く占

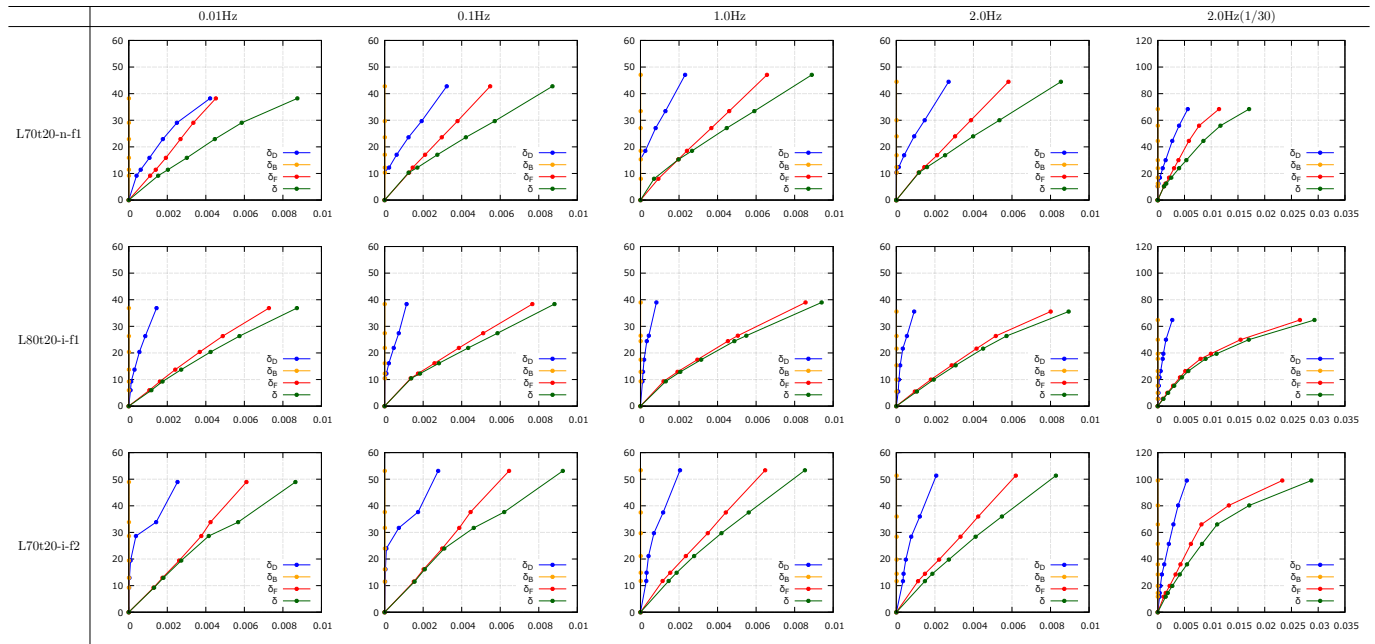


図 13 各変形モードの基準骨格曲線(縦軸：荷重[kN]、横軸：変形角[rad])

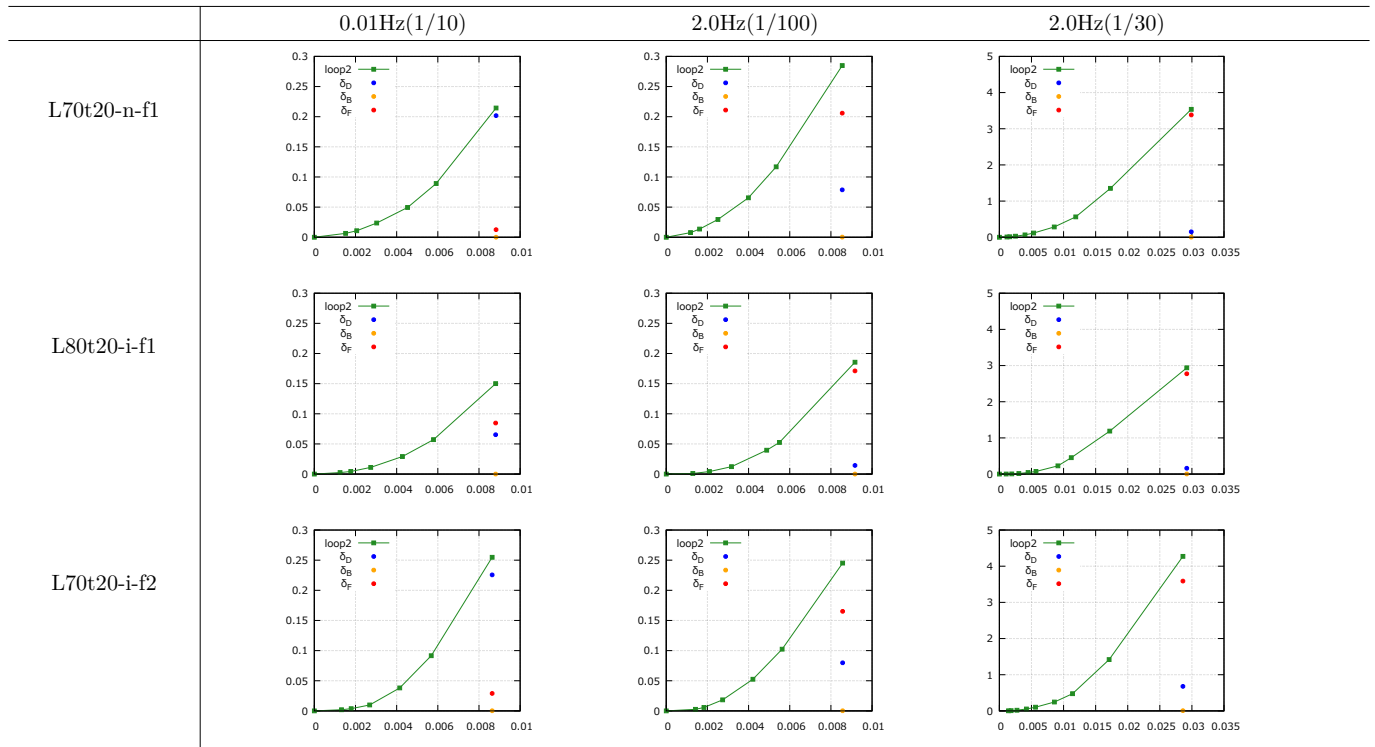


図 14 各変形モードの履歴面積(縦軸：履歴面積[kN・rad]、横軸：変形角[rad])

めたが、加振振動数2.0Hzではフレームの変形が多く占めていた。制震デバイスのフレームの断面を上げることにより塑性は生じなかったものの、フレームの接合部の摩擦は止めることができなかったと考えられる。

基準骨格曲線は、全体の変形 δ は実験値そのものとし、高減衰ゴムの変形 δ_D 、柱の曲げ変形 δ_B 、フレームの変形 δ_F の求め方は荷重-変位関係と同様である。L70t20-n-f1では、加振振動数0.01Hzは高減衰ゴムの変形のモードとフレームの変形モードに近い値であったが、加振振動数が大きくなるごとにフレームの変形モードが多く占めていった。これは、制震デバイスのフレームの塑性及び接合部の摩擦によるものと考えられる。L80t20-i-f1では、加振振動数0.01Hzでもフレームの変形モードが多く占めており、加振振動数が大きくなるごとにフレームの変形モードが占める量が増加した。これは、荷重-変位関係と同様にL70t20-n-f1の後に同じフレームを使ったためフレームにより負荷がかかったためと考えられる。L70t20-i-f2は、加振振動数0.01Hzは変形角が小さい範囲は高減衰ゴムの変形モードが非常に小さく1/250[rad]付近から動き始めた。1/100[rad]付近は高減衰ゴムの変形に対しフレームの変形量が1.5倍程度あり、加振振動数は大きく影響していなかった。

履歴面積は、図11の荷重-変位関係より変形モードごとのループ面積を算出し、該当の変形角にプロットしたものである。L70t20-n-f1では、加振振動数0.01Hzは高減衰ゴムの変形のモードが最も多く占めていたが、加振振動数2.0Hzはフレームの変形モードが多く占めていた。L80t20-i-f1では、加振振動数0.01Hzでもフレームの変形モードが多く占めていた。L70t20-i-f2は、加振振動数0.01Hzは高減衰ゴムの変形モードが最も多く占めたが、加振振動数2.0Hzではフレームの変形が多く占めていた。L70t20-i-f2は制震デバイスのフレームの断面を上げることにより、L80t20-i-f1に見られた制震デバイスのフレームの塑性及び接合部の摩擦による変形のうちフレームの塑性による変形は抑制で来ていると考えられる。

以上より、減衰性能は高減衰ゴムの変形モード及びフレームの変形モード（塑性及び接合部の摩擦）が直列につながっていることが起因していると考えられる。

5. まとめ

制震デバイス補強の水平加振実験の検証及び変形モード理論による復元力特性の力学モデルの検証をまとめると次のようになる。

- 制震デバイス補強の水平加振実験より、制震デバイス補強の荷重-変位関係（復元力特性）は大きな紡錘形を描いた。これは高減衰ゴム等により履歴面積が大きくなっているためだと考えられる。また、最大荷重及び等価粘性減衰定数は、L70t20-n-f1の加振振動数2.0Hzの1/30rad時の場合で88.8kN及び21%、L80t20-i-f1の加振振動数2.0Hzの1/30rad時の場合で72.6kN及び22%、L70t20-i-f2の加振振動数2.0Hzの1/30rad時の場合で99.0kN及び24%であり、寺院の耐震補強として十分な耐力及び減衰性能を有していることが確認できた。
- 制震デバイス補強の水平加振実験より、荷重-変位関係、基準骨格曲線、履歴面積、等価剛性、等価粘性減衰を明らかにした。
- 制震デバイス補強の水平加振実験より、高減衰ゴムの変形モード、フレームの変形モード（塑性及び接合部の摩擦）が直列に

つながり減衰性能に起因している。L70t20-n-f1では、加振振動数0.01Hzは高減衰ゴムの変形のモードが最も多く占めていたが、加振振動数2.0Hzはフレームの変形モードが多く占めておりフレームの塑性及び接合部の摩擦によるものと考えられる。L80t20-i-f1では、L70t20-n-f1と同じフレームを使ったため加振振動数0.01Hzでもフレームの変形モードが多く占めていた。加振振動数2.0Hzはフレームの変形モードが多く占めておりフレームの塑性及び接合部の摩擦によるものと考えられる。L70t20-i-f2は、フレームの側面材を交換し断面を大きくしたことにより、加振振動数0.01Hzは高減衰ゴムの変形モードが最も多く占めた。しかし、加振振動数2.0Hzではフレームの変形が多く占めており、フレームの接合部の摩擦によるものと考えられる。断面を上げることにより塑性は生じなかった。

- 制震デバイス補強の変形モード理論による力学モデルを基に実験結果を各変形モードに分解し、変形モード理論により制震デバイスを制御する可能性を示した。
- 今後の課題としては、本研究で提案した変形モード理論を基にした力学モデルにより高減衰ゴムの変形モード、柱の曲げ変形モード、フレームの変形モードを変化させ、パラメータスタディを行い、耐力、剛性、減衰の各性能に対して最適な状態（バランス）を明らかにする必要がある。

謝辞

本研究を実施するにあたり、明治大学梶川研究室の学生諸氏、ミサワホーム総合研究所の研究諸氏及び菊池昭人氏に感謝の意を表します。また、本実験の一部は2022年度松井角平記念財団の研究助成として実施しました。

参考文献

- 杉山英男：木質構造 第4版、共立出版、2018.2
- 東京天文台：理科年表 昭和51年、1976.12
- 独立行政法人 森林総合研究所：木材工業ハンドブック 改定4版、2004.3
- 梶川久光、野口弘行、小川春彦：変形拡大機構付加型粘弾性ダンパーを用いた木質制震耐力壁に関する研究-木質構造物における制振構造に関する研究（第1報）、日本建築学会構造工学論文集、Vol.52B（日本建築学会）、pp.457-466、2006.03
- 梶川久光、他4名：高減衰ゴムダンパーの力学的特性に関する研究その1-その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.319-322、2023.7
- 五十嵐優奈、梶川久光、小川春彦、高岡繭子、閻崇兵：高減衰ゴムダンパーの力学的特性に関する実験的研究、日本地震工学シンポジウム、G419-21、2023.11
- 鈴木祥之、斎藤幸雄、梶原健一、野島千里：伝統構法木造建物の耐震補強事例、日本建築学会構造工学論文集、49B、pp.627-633、2003.03
- 宮本俊輔、宮澤健二、入江康隆、後藤治：寺院建築の耐震診断と耐震改修事例、日本建築学会構造系論文集、第593号、pp.87-94、2005.07
- 白山敦子、鈴木祥之：高減衰型粘弾性ダンパーを用いた梯子状梁による耐震補強効果、日本建築学会技術報告集、14巻27号、pp.55-59、2008.06

2024年6月27日

ファイバーロープを用いた原状復帰可能な煉瓦造建築物の耐震補強技術

京都工芸繊維大学 金尾伊織
岐阜大学 仲井朝美

1. はじめに

煉瓦造建築物は、明治時代から大正時代にかけて建設され、歴史的見地から積極的に保存や活用が進められてきている。特に、観光資源としての価値も認められ、積極的な活用が模索され、関心も高まってきている。不特定多数の人が利用する施設として活用するためには、耐震性能を確保することが不可欠であることから、耐震改修が行われてきている。煉瓦造建築物の耐震改修には、耐震性能向上に加えて、歴史的建築物の保存の観点から、外観および内観を損なわない方法が要求されることから、躯体への影響を最小限に抑え、強度・施工性が高く、極めて安価なグラスファイバーロープを用いた工法の提案を目指す。

2. ファイバーロープを用いた耐震補強方法

図 2.1 に示すように、煉瓦造建物は壁が面外方向に地震力を受けることによりモルタルで接着された煉瓦が剥がれて壁の一体性が無くなり、建物が倒壊する。しかし、煉瓦が分離しようとする時に上から押さえつける力が働けば、煉瓦と目地の分離が抑えられ、倒壊を防ぐことができることから、煉瓦壁の両側面に高強度のファイバーロープを配置し、煉瓦壁の倒壊を防ぐ方法が考えられる。

2.1 ファイバーロープ開発のための促進試験

建材として用いるグラスファイバーロープの強度を検証する目的で、促進試験を実施し、万能試験機を用いて引張実験を実施する。

試験体のグラスファイバーロープの両端を PC 構造に用いられる定着グリップを用いて固定する。試験体の全長は約 400mm、直径は $\phi 10$ であり、グリップが設置される範囲には、楔によるグラスファイバーの破断を防ぐため、試験

体の両端 100mm に樹脂を含侵させて定着グリップを設置し、万能試験機でグリップ部を掴んで引張载荷する。

グラスファイバー製のロープについて、その耐候性を検証する目的で、京都市産業技術研究所のスーパーキセノンウェザーメーターを用いて促進耐候性試験を実施し、引張実験を実施する。促進耐候性試験条件は、1 年相当、照度 180w/m^2 、雨 18 分/2 時間、温度 63°C 、湿度 50%とし、促進試験を 3 回実施した。

試験体の芯糸は、HiperTex W3030、 $17\mu\text{m}$ である。2400TEX の繊維を 40 本使用し、合計 96,000TEX のファイバーロープである。その芯糸の外側は組糸で包まれており、組糸がグラスファイバーである試験体 GF、GF に耐対候性塗料を塗布した試験体 GF46、GF48 に加えて、外側の組糸がビニロンの試験体 VF、アクリルの試験体 AcF を対象とした。促進試験を受けた試験体は、試験体名の初めに a をつけて表す。試験体一覧を表 2.1 に示す。

aGF, aGF46, aGF48, VF, AcF, aVF, aAcF は、促進試験後、耐力は 30%程度低下している。耐力低下の原因が紫外線によるものか、雨によるものかを明らかにする必要があることから、GF および GF48 に黒い布を巻き紫外線の影響を防いだ試験体 (GFuv, GF48uv)、雨の影響を防ぐために試験体を透明な PVC チューブの中に挿入した試験体 (GFr, GF48r) を対象に促進試験を実施した。実験結果を表 2.1

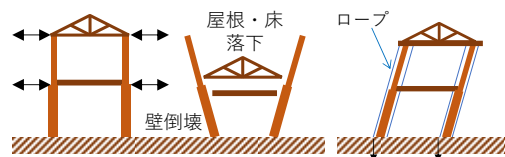


図 2.1 煉瓦建物崩壊のメカニズム

表 2.1 促進試験後の引張実験試験体

名称	促進有無	加工状況	最大耐力 [kN]	最大応力 [N/mm ²]
aGF-1	促進	ブランク材	43.4	552.9
aGF-2	促進	ブランク材	47.7	607.0
aGF-3	促進	ブランク材	43.1	548.4
aGF46-1	促進	耐候性塗料	40.5	515.9
aGF46-2	促進	耐候性塗料	45.4	578.3
aGF48-1	促進	耐候性塗料	41.5	528.7
aGF48-2	促進	耐候性塗料	43.2	550.3
aVF-1	促進	ブランク材	35.7	454.1
aVF-2	促進	ブランク材	37.2	473.9
aAcF-1	促進	ブランク材	33.3	424.2
aAcF-2	促進	ブランク材	31.3	398.7
aGFuv-1	促進	ブランク材/黒布	34.4	437.6
aGFuv-2	促進	ブランク材/黒布	33.6	427.4
aGFr-1	促進	ブランク材/PVC	56.6	721.0
aGFr-2	促進	ブランク材/PVC	52.9	673.9
aGF48uv-1	促進	耐候性塗料/黒布	31.2	396.8
aGF48uv-2	促進	耐候性塗料/黒布	31.7	403.8
aGF48r-1	促進	耐候性塗料/PVC	39.6	504.2
aGF48r-2	促進	耐候性塗料/PVC	37.1	472.0
GF-1	非促進	ブランク材	57.9	737.6
GF-2	非促進	ブランク材	60.5	770.1
GF-3	非促進	ブランク材	59.9	763.1
VF-1	非促進	ブランク材	47.1	600.0
AcF-1	非促進	ブランク材	44.5	566.2



GF, GF46, GF48



VF, AcF



GFuv, GFr



GF48uv, GFuv, GFr, GF48r

中に示す. 雨の影響を排除した試験体の強度は, 促進試験を受けない GF と同等の耐力を示したが, それ以外の試験体は促進試験によって 30%程度低下している. このことから, この素材は, 紫外線よりも雨の影響が顕著であることが明らかとなった.

3. 構造設計上の検討と問題点

図 3.1 に示す実在する煉瓦造建物を対象に, 提案する工法を適用する場合, 構造的に必要な性能を検討した. 対象建物は, 大正 9 年に竣工した地下 1 階, 地上 3 階建ての木造の小屋組を有する煉瓦造建物である.

図 3.1 斜線部に示すように, 開口部の壁を検討対象として, 間の距離 3m を壁長としてその壁の内外にファイバーロープを配置し, 初期張力を導入することを検討する (図 3.2). 壁が面外曲げを受け, 圧縮側, 引張側の最外縁の応力は式(3.1)で表される. ここで, f_{cu} および f_{tu} は煉瓦壁体の終局圧縮強度と終局引張強度である.

$$\text{圧縮側: } \left(\frac{M}{Z} + \frac{N}{A} \right) \frac{1}{f_{cu}} < 1 \quad (3.1.a)$$

$$\text{引張側: } \left(\frac{M}{Z} - \frac{N}{A} \right) \frac{1}{f_{tu}} < 1 \quad (3.1.b)$$

引張側では軸力 N が大きくなるほど, 引張応力度が小さくなるため, 煉瓦壁にとっては優位に

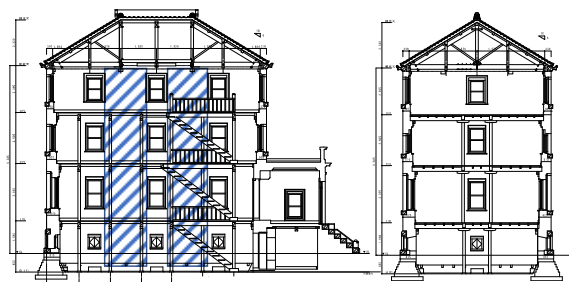


図 3.1 煉瓦造建物（断面図）¹⁾

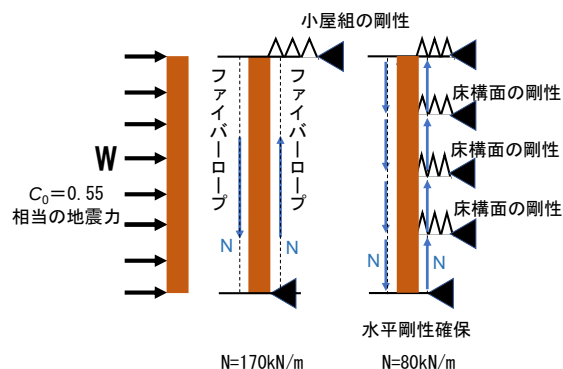


図 3.2 煉瓦壁の応力検討モデル

なる。1 階から 3 階まで一体として考えて引張側の検定比が 1 未満となるために必要な軸力は $N=170\text{kN/m}$ であった。この場合、圧縮側にも同じ軸力が加算されるため、煉瓦の圧縮強度に不安が生じる。このことを解消するため、各階の水平構面補強と併用して検討すると、 $N=80\text{kN/m}$ となり、1 本あたり 80kN 程度のファイバーロープを 1m ピッチで配置すれば良いという検討結果となった。提案しているファイバーロープの強度は、 $\phi 10\text{mm}$ で 50kN 程度であることから、 $\phi 15\text{mm}$ 程度の耐力で良いことがわかる。1m ピッチで $\phi 15\text{mm}$ のファイバーロープは細く、煉瓦造建築の邪魔をしない補強方法となりうることを示唆している。

構造検討を行った中で、浮かび上がった検討すべき点は、以下である。

- ①ファイバーロープに要求される性能推定方法
- ②煉瓦壁頂部のファイバーロープ接合方法
- ③ファイバーロープ下部の反力の処理方法
- ④煉瓦の圧縮破壊の可能性
- ⑤ファイバーロープの交換方法

4. まとめ

煉瓦壁の面外曲げ耐力の向上を目指した補強方法として、煉瓦壁の内外側に引張材としてファイバーロープを配置する方法を提案し、ファイバーロープの性能実験および設計上の検討を行った。得られた知見は以下である。

(1) ファイバーロープの建築資材への活用を目指し、促進試験を実施した。この素材は、雨の影響によって強度低下が顕著であることを示した。

(2) 構造設計および施工上の検討を行い、この工法の可能性を示すと共に、検討すべき項目を示した。

以上の知見に基づき、今後、開発を進める。

謝辞

本研究を遂行するに辺り、京都工芸繊維大学大谷章夫准教授、北陸ファイバーグラス株式会社代表取締役・北村雅之氏には、グラスファイバーの試作および実験に多大なるご協力をいただきました。有限会社桃李舎代表・榊田洋子氏、吉村水純氏には、構造設計・施工上の検討についてご協力いただきました。京都工芸繊維大学大学院生・宮田快氏には、実験に関してご協力いただきました。ここに記して、感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 西尾市教育委員会文化財課編集：西尾市岩瀬文庫書庫・西尾市立図書館おもちゃ館（旧岩瀬文庫児童館）保存活用計画，資-6 4）旧書庫断面図，2022.3

公益財団法人 松井角平記念財団

「伊藤延男資料の目録作成と日本の文化財建造物
保存理論構築プロセスに関する研究」

ホームページ掲載用研究報告概要書

2024 年 9 月

研究代表者：佐藤 桂
武蔵野大学工学部建築デザイン学科

第1章 研究の概要

1-1 研究の背景と目的

本研究は、伊藤延男先生（1925-2015）のご逝去¹に伴い、2018 年にご遺族によって武蔵野大学に寄贈された約 3 万点の資料を対象とするものである。戦後日本の文化財保護行政を牽引された建築史学者・行政官であった伊藤先生は、慶長年間より尾張国工匠の棟梁を代々務めた伊藤平左エ門の家に生まれ、東京帝国大学卒業後は、国立博物館、国立文化財研究所、文化庁等を歴任されたご経歴をもつ。常に第一線で活動され、国内にとどまらず国際会議にも数多く出席され、文化遺産をめぐる国際交流の促進と、日本の木造文化財保護の手法に関する発信にご尽力された。こうした業績が評価され、2011 年には、国際 NGO イコモス名誉会長として「ガッツォーラ賞」を受賞されている。

武蔵野大学に寄贈された資料には、伊藤先生が所蔵されていた図書や雑誌、報告書等の刊行物に加え、それらに附随する書簡や未刊行資料も多く含まれる。これらの整理を通じて、伊藤先生の足跡とともに日本の文化財保護制度の歩みを辿り、現代的視点から再評価すると同時に、建築関連アーカイブズとしての適切な保存管理・公開活用の手法についても併せて検討することを目的とする。

1-2 研究体制

本研究の実施メンバーは、以下の通りである。

- ・ 佐藤 桂（武蔵野大学工学部建築デザイン学科 准教授）
- ・ 宮下貴裕（武蔵野大学工学部建築デザイン学科 助教）
- ・ 高橋奈緒（東京藝術大学大学院美術研究科文化財保存学専攻保存修復研究分野建造物研究室 修士課程 2 年）
- ・ 近藤優華（武蔵野大学工学部建築デザイン学科 助手）
- ・ 大井美空（武蔵野大学建築デザイン学科 学部生）※
- ・ 植木 紬（武蔵野大学建築デザイン学科 学部生）※
- ・ 榎本陽菜（武蔵野大学建築デザイン学科 学部生）※
- ・ 小美野光稀（武蔵野大学建築デザイン学科 学部生）※
- ・ 齋藤萌香（武蔵野大学建築デザイン学科 学部生）※
- ・ 西川惇祐（武蔵野大学建築デザイン学科 学部生）※

※は学生アルバイト

また、資料整理に関する全般的な指導助言として、池上重康氏（北海道大学工学研究科助教）の協力を得た。

¹斎藤英俊「伊藤延男先生のご逝去を悼む」『建築史学』第 66 巻、建築史学会、2016 年 3 月、pp. 148-150；亀井伸雄「物語者（平成 27 年）伊藤延男」『日本美術年鑑』平成 28 年版、中央公論美術出版、2018 年 3 月、pp. 557-558.

第2章 伊藤延男資料の資料的価値

2-1 特筆すべき資料群

(ア) 建造物修理・調査報告書、考古資料調査報告書

現代の印刷技術が普及する以前、文化財関連の報告書などでは、オフセット印刷とは異なりアミ点を使わずに写真の原版を忠実に再現できるコロタイプ印刷が採用されていた。コロタイプ印刷は、写真資料の印刷物としての再現性と保存性に優れている一方、その性質上、印刷部数が限られるという弱点がある。加えて、報告書の内容は専門的かつ詳細であることを考慮して、通常は300部程度の印刷にとどめられていた。この慣習は、現代的な印刷技術が開発された後も続いており、報告書は専門機関や特定の研究者・関係者にのみに配布されている²。

いずれのような理由から、報告書は発行当初より限られた部数しか存在せず、さらに重版されないため一度失われると再入手が難しく、将来の修復作業や研究のために慎重に保存することが求められる。国内でも有数の報告書資料群である伊藤延男旧蔵資料の報告書群は、アーカイブ構築において最重要な資料群といえる。

(イ) 平城宮跡発掘調査及び各種委員会資料

奈良国立文化財研究所（以下、奈文研）による第一次大極殿の調査・研究は、1973年に南門及び東楼の発掘調査から始まった。1989年には第一次大極殿院地区復原整備のための基礎調査が開始され、1992年には「大極殿設計復元部会」が組織されて当年度だけで6回の検討会が実施された。それらの成果に基づき、1993年度には『平城報告 XI』で示した復原案を修正し、新たな復元図を作成して大極殿院の100分の1模型を作成した。1994年度には「平城宮復原建物設計専門委員会」の指導のもとで奈文研所員が設計案を再検討し、1995年度末には修正した10分の1模型を完成させた。1995年度から1996年度にかけて、これらの成果を受けて第一次大極殿の基本設計が行われ、その図化は公益財団法人文化財建造物保存技術協会（以下、文建協）が担当した。1997年度には実施設計の準備が行われ、1998年度から2000年度にかけて実施設計が完了した。2001年には第一次大極殿正殿復元工事が開始されたが、同年4月の奈文研の独立行政法人化により、平城宮跡の管理が文化庁の直轄事業となり、大極殿の復原事業も文化庁の事業となった。これにより、工事管理は文部科学省文教施設部と文建協が担当し、奈文研は指導助言として関与することになった。2002年には特別史跡平城宮跡第一次大極殿地区復原整備に関する調査検討業務が行われ、2003年には南門南辺部と西楼及び築地回廊の一部が発掘された。2010年には国土交通省による復原検討が開始され、同年4月には第一次大極殿が竣工・完成した。2011年に発掘調査報告書が刊行され、奈文研は「第一次大極殿院復原検討会」を立ち上げ、60回以上の議

² 清康太郎「日本におけるコロタイプ印刷の役割と未来」、日本印刷学会誌 58巻5号（2021）、日本印刷学会、pp. 234-240.

論を経て『復原原案』をまとめた。これらの成果は、2008年度から2010年度に『平城宮第1次大極殿の復原に関する研究1～4』として刊行された。

また、国営平城宮跡歴史公園第一次大極殿院建造物復原整備設計は、奈文研の調査・研究成果を基に、遺構保存を前提として元の位置の直上で復元し、現行の法規や利用者の安全確保に対応する各種措置を講じたものだ。この設計を進めるため、「国営平城宮跡歴史公園第一次大極殿院建造物復原整備検討委員会」が設置された。奈文研は調査研究に基づく設計修正案を提案し、文化庁記念物課史跡整備部門が最終決定を行う形となった。調査・研究は進行中である。

上記の各種委員会での意見は設計に反映された。伊藤延男資料には、1990年代から2010年4月の竣工にかけての、案の検討と実施が最も活発に行われた時期のものが多く含まれている。これには、委員会の実施要項のほか、検討時の配布資料・伊藤自身のメモが含まれており、議会の活発な議論と迅速な検討の様子がうかがえる。なお、各種委員会の要綱などは、完全な一連の資料群ではなく、不足している箇所がある。2022年3月発行の「伊藤延男資料目録」(独立行政法人国立文化財機構東京文化財研究所、以下、東文研)に、これらの不足分の記載が確認できる。

(ウ) 真宗本廟造営物保存管理専門委員会及び真宗本廟両堂等修復検討委員会資料

伊藤先生は、平成3年から真宗本廟造営物保存管理専門委員会の委員長を務め、その業績は逝去の際の略歴にも記載³され、自身の功績においても重要な地位にあったといえる。

真宗大谷派・東本願寺(京都市下京区)では、宗祖親鸞聖人750回御遠忌記念事業として、2003年から2015年までの12年間、御影堂・阿弥陀堂・御影堂門の修復が行われた。真宗本廟両堂等修復検討委員会では、そのうち、御影堂・阿弥陀堂についての検討を行った。御影堂の工事のためにつくられた素屋根(仮設屋根)は、文化財の上空における鉄骨工事を避けるため、そして組み立て用の敷地に余裕がないため、スライド工法によって建設された。加えてこの工事では、自然の採光と換気を確保し、雨水を貯留して瓦やトイレの洗浄に使用、温度を下げるシステムを採用し、太陽光発電も行われた。明治時代の木造技術と平成のテクノロジーが融合した修復であり⁴、その検討を進めた委員会資料もまた、今後の修理技術史において重要な位置を占めるものと言える。

また、伊藤先生の論文「東本願寺両堂の建築について」⁵では、伊藤平左衛門や木子棟斎が棟梁を務めた両堂について、「日本寺院建築最後の金字塔」と評価している。伊藤先生は自身の先祖である工匠・伊藤平左エ門の研究をライフワークとし、指図普請文書等の関連資料を収集していた。伊藤先生個人にとってもまた、重要な業務の一つであったのではないか。

³ 斎藤英俊「伊藤延男先生のご逝去を悼む」、建築史学会『建築史学』66巻(2016)、pp.148-159.

⁴ 五十嵐太郎「過去と現代のテクノロジーが逢う東本願寺」、NIKKEN SEKKEI Quarterly vol.26(2009)、株式会社日建設計、pp.6-7.

⁵ 伊藤延男「東本願寺両堂の建築について」、両堂再建、真宗大谷派宗務所出版部、1997.

なお、この資料群もまた完全な一連ではなく、不足している箇所がある。上述の（イ）と同様に「伊藤延男資料目録」（東文研）に、これらの不足分の記載が確認できる。

（エ）海外の文化遺産保護制度に関する資料群

伊藤先生が文化庁に所属されていたのは、1971年から1977年までであるが、この間、日本の歴史的建造物に関する文化財保護行政は、二つの特筆すべき出来事を経験している。その一つは、1972年のUNESCOによる世界遺産条約（正式名称「世界の文化遺産及び自然遺産の保護に関する条約」）の採択であり、二つ目は、1975年の日本の文化財保護法改訂による伝統的建造物群保存地区の制度の発足である。両者が密接に関連していたことは、伊藤先生の資料からも、その一端を窺い知ることができる。

日本が世界遺産条約を批准したのは、その採択から20年後の1992年のことであった。しかしながら、伊藤先生は文化庁在籍時代に当時の日本ICOMOS国内委員会会長であった関野克先生とともに世界遺産会議に出席したことで、ヨーロッパ世界の建築保存における「建造物群 group of buildings」の概念を理解し、いち早く日本に取り入れることを検討されたことが窺える。世界遺産のうち、文化遺産の定義の一つに、この概念が含まれるためである。

資料の中には、UNESCO及びICOMOSの各国委員会や文化財保存に携わる各種団体の資料や書簡に加え、伊藤先生がこの時期に集められ、翻訳されたヨーロッパ諸国の文化財建造物群の保護制度に関する各種資料も含まれる。手書きやタイプ打ちの訳文が付されているものや、メモ書き等も散見され、関野先生と並び、真の国際人と評価される伊藤先生が当時、どのような資料をもとに日本の建造物群保護制度について検討を重ね、この保存地区制度を構築していったのか、さらなる研究が要される。

第3章 伊藤延男資料のアーカイブ化に向けて

3-1 建築史研究アーカイブへのアプローチ

これまで建築学分野におけるアーカイブは建築家と彼らが生み出した建築物を対象とするものが多かったが、その一方で伊藤氏と同様に建築史家や行政官という立場の人物に注目した研究やアーカイブの蓄積も見られる。

まず、明治・大正期の建築史家であり、長く東京帝国大学で教鞭をとった関野貞に関する研究とアーカイブが挙げられる。関野の資料は生前に東京帝国大学工科大学に所蔵されたものと長男の関野克氏が勤めていた同大学第二工学部（後の生産技術研究所）で保管されてきたものがあり、奈良文化財研究所も克氏から日記や奈良に関係する研究資料などの寄贈を受けた。このうち東大生産研に保管されていた資料が2003年に同大学総合研究博物館に移管されたことが契機となり、関野の足跡に関する研究と資料のアーカイブ化が進展した。2005年には関野の研究と文化財への貢献に関する展覧会が同博物館で開催され、『東京大学コレクションXX 関野貞アジア踏査』も刊行された⁶。現在では同博物館小石川分館に「関野貞コレクション」としてアーカイブが構築され、資料の目録とデジタルデータが公開されている。写真・拓本・フィールドカード・図面・地図・絵葉書・書簡・文書・原稿などが収集され、その中から写真・拓本・フィールドカードなど、関野の手によって作成された学術資料が公開されている。

行政官に注目した研究としては、戦前期に内務省でわが国における都市計画制度の創設を主導した池田宏⁷、東京市で技官として帝都復興計画や様々な都市施設の設計を担当した石原憲治⁸、戦前期から戦後復興期にかけて内務省技官や東京都建設局長などをつとめた石川栄耀⁹に注目したものがある。3氏とも執筆活動を積極的に行っていたことから、これらの研究では膨大な著作物から彼らの足跡や理論構築のプロセスなどを明らかにするというアプローチが採られることが多い。また行政官としての立場に注目した場合、個人的な言説の蓄積のみならず、彼らの主張や行動が法整備や事業創設などに対してどのような影響を与えたか、どのような役割を果たしたのかといった点も注目すべき事柄であると考えられる。これらに関しては、所属していた団体・組織（内務省都市計画地方委員会・都市美協会など）の議事録等に記録されている彼らの発言などから彼らが関わった事業やそこにおける役割などが明らかにされている。一方行政官という立場上、博物館や大学などにアーカイブが構築されることはなく、関係資料の一体的な把握・整理は行われていない。

⁶ 藤井恵介編『東京大学コレクションXX 関野貞アジア踏査』東京大学総合研究博物館、2005

⁷ 秋本福雄「『都市計画法』再考 池田宏は土地利用計画の確立をめざしたか？」『都市計画論文集』51(3) pp. 1131-1136、2016

⁸ 石田頼房ら「『石原憲治』稿 建築家・都市計画家、基督者石原憲治について」『総合都市研究』No.55, pp. 113-148、1995

⁹ 中島直人ら『都市計画家石川栄耀 都市探求の軌跡』鹿島出版会、2009

3-3 伊藤延男資料アーカイブの新規性

以上のような既往事例の状況を踏まえると、伊藤延男資料はこれまでの著名な建築史家に関する研究やアーカイブと同様、一人の研究者の足跡を把握するものとして有益な資料群であることがわかる。本研究においては、原稿・書簡・メモなど伊藤氏本人が執筆した資料や伊藤氏が関わっていた委員会の資料や議事録などを一次資料として位置付ける。

また伊藤延男資料には、建築学分野において主流である建築家などのアーカイブでは学術的に注目されることの少ない刊行物を多く含んでいるが、伊藤延男氏が果たしていた社会的立場と歴史的役割を踏まえると、その人物のもとで収集・蓄積された資料であるという点において価値を見出すことができると考えられる。よって本研究ではこれらを二次資料として位置付ける。特に、国宝・重要文化財・登録文化財等の文化財建造物の保存修理などに関する調査研究報告書が多数含まれており、網羅性の観点からも一式の資料としては国内有数の存在と考えられる。

行政官の足跡に注目した研究として捉えた場合、まとまりのある関連資料一式が研究主体に集約され、アーカイブが構築されるケースは既往事例ではほとんど見られないため新規性が非常に高いと評価できる。

表 3 伊藤延男アーカイブにおける資料分類

類型	資料概要	資料詳細
①一次資料	伊藤氏執筆資料	原稿・書簡・メモ・写真
	伊藤氏関係資料	委員会資料・議事録
②二次資料	伊藤氏収集資料	国宝・重要文化財等の各種報告書 関係団体刊行物・図書・雑誌



武蔵野キャンパス 2 号館 報告書の現状 1



武蔵野キャンパス 2 号館 報告書の現状 2

地震と豪雨の多重外力下での城郭石垣の崩壊挙動解析手法に関する研究

橋本涼太

京都大学大学院工学研究科 社会基盤工学専攻

1. はじめに

近年、巨大地震による城郭石垣の崩落事例や変状をきたす事例が多発している。そのため、変状メカニズムや程度をいかに評価し、補修の優先順位や補修方法を決定するかは重要な課題である。石垣によく見られる変形状態として「はらみ出し」がある。はらみ出しとは石垣の壁面が局所的に膨らんでいる状態であり、集中豪雨時や地震時の崩壊の危険性が高いことが知られている（岡島ら，2013）が、地震と降雨の複合作用下での力学挙動を解析する手法は現状ない、また、そもそもはらみ出しが発生する石垣の構造的条件も明らかになっていない。

本研究では、石垣の構造条件と振動時の変形特性の関係を明らかにするため、連続体（地盤）と離散体（石材）の相互作用下での大変形挙動を解析可能な MPM-DDA（Hashimoto ら，2022）を用いた数値実験を行う。まず、石垣に対する MPM-DDA の適用性を確認するため、はらみ出しのきっかけとなる転倒破壊に関する既往の模型実験（佐野ら，2023）を再現解析する。その後、石垣の高さや勾配を変化させた振動解析を行い、崩壊形態の変化を説明する。さらに、MPM-DDA に雨水浸透の影響を考慮するための拡張を行い、裏込め土中に水が存在する場合の安定解析を試みた。

2. MPM-DDA の理論概要

MPM-DDA は連続体の大変形解析手法である陰的 MPM（Material Point Method）と不連続性岩盤解析手法である DDA（Discontinuous Deformation Analysis）の連成手法である。MPM は粒子と格子を併用した連続体の動的大変形解析手法である。DDA は解析対象を複数の不連続な弾性多角形ブロックの集合体としてモデル化し、ブロック間の接触をペナルティ法で処理しながら、運動・変形を解析する離散体ベースの数値解析手法である。Hashimoto ら（2022）は、地盤のモデル化に陰解法ベースの MPM を、石材のモデル化に DDA を採用し（図 2-1）、両者の間の接触をペナルティ法で連成し、相互作用下での同時解析を可能にした。

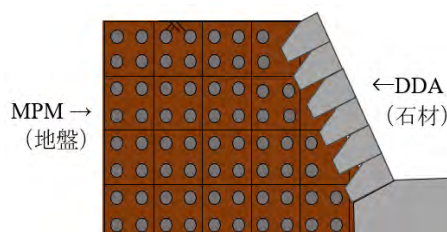


図 2-1 MPM-DDA による石垣のモデル化のイメージ

3. 石垣の転倒挙動への MPM-DDA の適用性検証

3.1 概要

本章では石垣の崩壊挙動解析への適用性を検証するため、石積擁壁の転倒挙動を検討した例として、佐野ら²⁸⁾が実施した空石積擁壁模型の遠心場における傾斜土槽実験を対象に、MPM-DDA を用いた再現解析を行った。

3.2 石垣模型の遠心力载荷傾斜実験の再現解析

3.2.1 模型実験の概要

再現対象である実験の概要について説明する。佐野ら（2023）は実物の 1/20 サイズの模型空石積擁壁を作製し、遠心加速度 20 G 場での遠心場傾斜土槽実験を実施した。模型は背面地盤と五つの擁壁ブロックから構成されている。擁壁ブロックは高さ 20 mm×奥行き 30 mm×幅 38 mm および 19 mm の 2 種類であり、基礎は高さ 14 mm×幅 114 mm である。擁壁ブロックと基礎は密度 $\rho = 2.70 \text{ g/cm}^3$ のモルタルで作製されている。背面地盤には相対密度 $D_r = 60\%$ 、締固め度 $D_c = 91\%$ 、密度 $\rho = 1.44 \text{ g/cm}^3$ の珪砂 7 号が用いられている。定圧一面せん断試験により、背面地盤の粘着力 $c = 0 \text{ kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi = 36.07^\circ$ 、擁壁ブロック同士の摩擦角 $\phi_b = \phi_d = 33.53^\circ$ が得られている。

模型空石積擁壁を約 $0.16^\circ/\text{sec}$ で傾斜させ、最上段の擁壁ブロックの水平変位量をレーザー変位計で測定されていた。実験では傾斜角 25.2° （水平震度 0.47）付近のときに、変位が急増し、転倒崩壊した。

3.2.2 解析条件

MPM-DDA による石積擁壁模型の解析モデルの寸法を図 3-1 に示す。解析は遠心加速度を考慮したプロトタイプスケールで行った。モデルは擁壁ブロックと地盤に加えて、土槽もモデル化した。これは、背面地盤の右端に直接境界条件を与えることにより、傾斜中引張応力が生じるのを避けるためである。擁壁ブロックおよび土槽は DDA ブロックで、地盤を MPM の粒子でモデル化している。

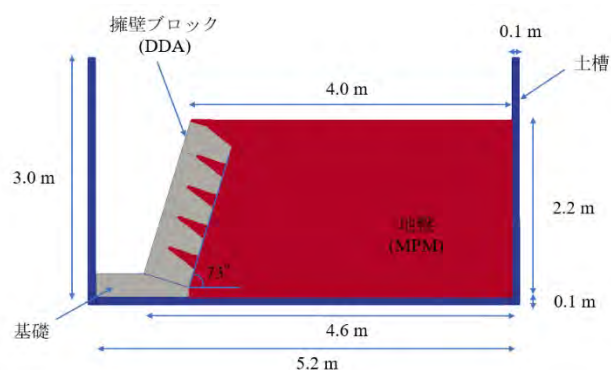


図 3-1 模型の解析モデル（相似則による実物スケール）

擁壁ブロックおよび背面地盤の物性値を表 3-1 に示す。擁壁ブロックは弾性体、地盤は Drucker-Prager の破壊規準を用いた弾完全塑性体とした。密度、地盤の粘着力、内部摩擦角は既往の実験で得られている上記の値を用いた。また、表 3-2 に不連続面の解析用物性値を示す。擁壁ブロック同士の摩擦角は上記の値を用いた。弾性係数、ポアソン比、ダイレイタンス角、擁壁ブロック同士の摩擦角以外の不連続面の物性値については、データが存在しない。そのため、末岡（2020）の論文を参考にしつつ、地盤の弾性係数とダイレイタンス角に関してはパラメトリックに変化させた複数ケースを実施した。具体的には弾性係数が 120.0 MPa、ダイレイタンス角が $\gamma = 0^\circ$ を基準ケースとして、 $\gamma = 10^\circ$ としたケース、さらに弾性係数を 1.2 MPa に変化させた 3 ケースを設定した。

以上のモデル化を行った上で、土槽と基礎ブロックは固定した状態で、地盤および擁壁ブロックに自重とそれによる初期応力を与えた後、重力加速度の向きを変化させて傾斜実験を模擬した。

3.2.3 解析結果

解析の結果得られた最上段の擁壁ブロックの水平変位と水平震度 k_h の関係を実験結果と合わせて図 3-2 に示す。実験では、 $k_h = 0.30$ 付近から緩やかに変位していき、 $k_h = 0.47$ 付近から急激に変位する挙動を示した。解析結果では $k_h = 0.45$ 付近まではほとんど変位せず、それ以降は急激に変位する挙動を示し、実験に近い $k_h = 0.46$ 付近で崩壊した。崩壊時の変形は転倒による崩壊挙動が再現された。したがって、転倒を伴って崩壊する石積擁壁への MPM-DDA の適用性が一定程度確認できた。

4. MPM-DDA による石垣のはらみ出し発生条件に関する数値シミュレーション

4.1 概要

石垣の地震時の変形が後の降雨に対する耐久性に及ぼす影響や、降雨によるその後の耐震性への影響を数値解析的に検討するにあたって、まず地震のみによって崩壊する条件を明らかにしておく必要がある。そこで、前章で妥当性検証を行った MPM-DDA により、各種構造条件を変化させた石垣の振動解析を実施し、変形モードに違いが出る条件を模索し、そのメカニズムに力学的な考察を加える。

4.2 石垣の勾配、高さ、段数の崩壊形態への影響

4.2.1 検討対象とする石垣の構造上のパラメータ

石垣の構造と各パラメータの定義を図 4-1 に示す。石垣は壁面を構成する築石と法尻部でそれを支える根石、均一な背面地盤から構成されるものとする。石垣の勾配 θ は、最下段の築石の最下部と、最上段の築石の表面最上部を結んだ面の水平面からの傾斜角とする。築石ははらみ出しを生じやすい楔形断面にすることとした。背面盛土は最上段の築石の裏面を完全に覆う位置まで存在することとし、地盤底面からそこまでを地盤高さ h とする。そして、ある

表 3-1 ブロックおよび背面地盤の物性値

	パラメータ	設定値
築石 基礎 土槽	密度: ρ [g/cm ³]	2.70
	弾性係数: E [GPa]	20.0
	ポアソン比: ν	0.2
地盤	密度: ρ [g/cm ³]	1.44
	弾性係数: E [MPa]	120.0
	ポアソン比: ν	0.3
	内部摩擦角: ϕ [°]	36.07
	ダイレイタンス角: ψ [°]	0
	粘着力: c [kPa]	0

表 3-2 不連続面の物性値

	パラメータ	設定値
擁壁ブロック-擁壁ブロック間 擁壁ブロック-地盤間	静止摩擦角: ϕ_s [°]	33.53
	動摩擦角: ϕ_d [°]	33.53
	垂直ベナリティ係数: p_N [GN/m]	1.0
	垂直ベナリティ係数: p_S [MN/m]	100.0

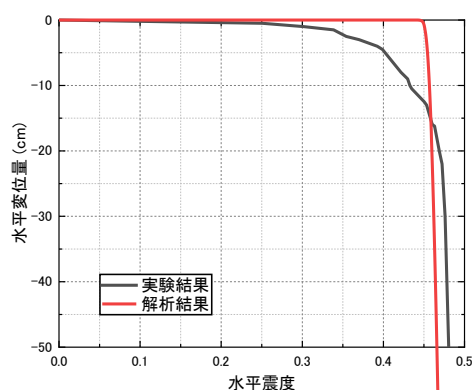


図 3-2 水平震度と水平変位の関係

表 4-1 解析ケース（ケース 1～5）

ケース	段数 n	地盤高さ h	平均勾配 θ	築石厚さ d	形状	着目点
1	6	1.96 m	70	30.0 cm	一定勾配	基準ケース
2	6	2.06 m	80	30.0 cm	一定勾配	θ
3	8	2.06 m	80	22.5 cm	一定勾配	n, θ
4	8	2.52 m	70	30.0 cm	一定勾配	n, h
5	8	2.65 m	80	30.0 cm	一定勾配	n, h, θ

高さの壁面を構成する築石の段数 n もパラメータとする。以下、築石を下から順番に石材 1～ n と呼ぶ。

4.2.2 解析条件

本節では、既往の事例で石垣の変状形態に影響することが知られている石垣の勾配 θ 、地盤高さ h に加え、築石の段数 n に関するパラメトリック・スタディを行い、その影響を検討する。解析ケースの一覧を表 4-1 に示す。表中には各条件で決まる石材の表面厚さも合わせて示している。なお、ここでは全ケースにおいて壁面勾配は下部から上部まで一定とした。 $\theta = 70^\circ$ 、 $h = 1.96$ m、 $n = 6$ のケース 1 を基準ケースとして、ケース 2 では勾配を変化させ、ケース 3 ではケース 2 に対して高さは同一のまま築石の表面厚さの寸法を変化させ段数を変化させた。ケース 4 ではケース 1 に対して石垣の寸法を変化させず段数を変化させ、ケース 5 ではケース 4 に対して、勾配を変化させた。

MPM-DDA による石垣のモデル化方法についてケース 1 の解析モデル（図 4-1）を例に説明する。モデルは、築石、根石、背面地盤に加えて加振用のフレームから構成される。根石は、フレームの底面および右側壁面と接触しており、

一体となって変位する。築石、根石、フレームは DDA ブロックでモデル化し、背面地盤は MPM の粒子に分割した。材料物性値を表 4-2 に示す。石材（築石と根石）、フレームは弾性体、地盤は Drucker-Prager の破壊規準を用いた弾完全塑性体とした。

以上の条件で地盤および石材に自重とそれによる初期応力を与えた状態で加振した。加振は水平方向にのみ行うこととし、入力加速度波形は 0sec から 1sec の間は振動を与えず（自重のみが作用）、1sec から 7sec までにかけて振幅を最大加速度 $A[\text{gal}]$ まで振幅を線形的に増加させ、7sec から 21sec の間は最大加速度のまま維持する正弦波とした。周波数は振幅の増幅過程も含め 1Hz である。各ケースで、最大加速度 A を 50gal から 50 gal ずつ増加させた解析を順番に実施し、築石が明確な崩壊に至った加速度レベルで終了とした。なお、解析の時間増分は 0.0001 sec とした。

4.2.3 解析結果

ケース 1～5 で崩壊に至った加速度と崩壊形態を表 4-3 に示す。ケース 1～4 では 50gal ずつ最大加速度振幅を変化させ、崩壊し始める最大加速度振幅を得た。ケース 5 では自重解析では崩壊せず、最大加速度振幅 50gal では崩壊したため、10gal ずつ変化させ、崩壊し始める最大加速度振幅を得た。全体的な傾向として、勾配が大きいほど、また、地盤高さが高いほど崩壊に至る加速度が小さくなった。

崩壊形態に着目すると、一定の高さを超えるまでは転倒形態で崩壊し、ある高さを超えるとはらみ出し形態で崩壊した。以上のように、はらみ出し変形の発生には石垣の高さが密接に関係していることが分かった。

4.3 石垣の反りが崩壊形態に与える影響

4.3.1 解析条件

本節では、前節で検討した条件よりも高く、また、熊本城など実際の城郭石垣で見られる、石垣下部から上部に向かって勾配が次第に急になる構造、いわゆる「反り」の有無を考慮した場合の加振時の変形形態への影響を検討する。図 4-2 に各ケースの MPM-DDA のモデルを示す。

ケース 6（図 4-2(a)）は勾配 $\theta \approx 70.6^\circ$ 、地盤高さ $h = 5.89 \text{ m}$ 、段数 $n = 20$ としたもので、若干勾配が異なるものの、ケース 1 に対して大幅に段数を増やした構造とみなせる。

ケース 7（図 4-2(b)）は、法尻から法肩への勾配をケー

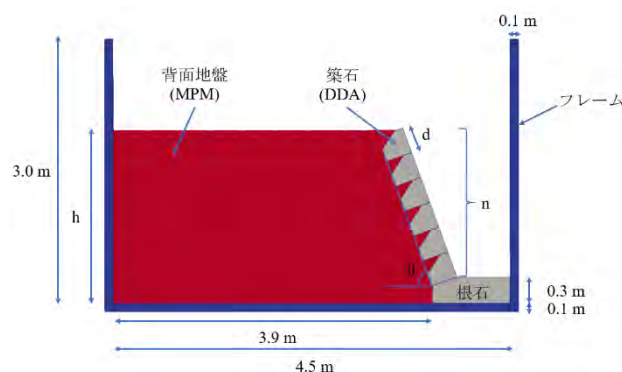


図 4-1 石垣の構造と各パラメータの定義

ス 6 と同じ 70.6° 、段数も 20 段に保ちつつ、反りを持たせた構造となっている。築石 1～6 は 60° の勾配で積み、築石 7～12 では緩やかに傾斜を変化させ、築石 13～20 では勾配が 80° となり、壁面中央部に反りを持つ構造にした。

材料物性値については石垣背面を栗石層と裏込め土に分け、後者に対して粘着力を付加し、自重で自立する条件で解析することとした。栗石層は壁面から奥に向かって水平に 30 cm の幅とした。各材料の物性値を表 4-4 に示す。

4.3.1 解析結果

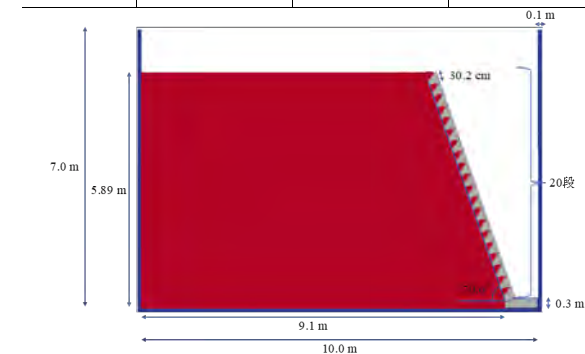
各ケースの崩壊時の様子を図 4-3 に示す。ケース 6 では最大加速度 100 gal で、中下部でははらみ出しが発生し崩壊した。一方、ケース 7 では最大加速度 300 gal で、上部でははらみ出しが発生して崩壊した。つまり、同じ高さ、段数でも耐力や変状箇所が異なる結果が得られた。また、中下部でののはらみ出しは前節では見られない形態であった。

表 4-2 石材および背面地盤の物性値（ケース 1～5）

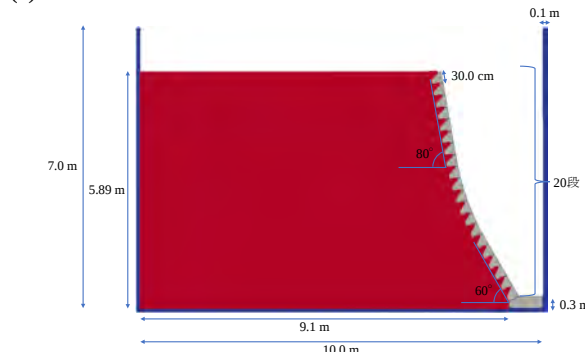
	パラメータ	設定値
築石 根石 フレーム	密度: $\rho [\text{g/cm}^3]$	2.63
	弾性係数: $E [\text{GPa}]$	51.0
	ポアソン比: ν	0.2
地盤	密度: $\rho [\text{g/cm}^3]$	1.51
	弾性係数: $E [\text{MPa}]$	120.0
	ポアソン比: ν	0.3
	内部摩擦角: $\phi [^\circ]$	30.0
	ダイレイタンス角: $\psi [^\circ]$	0
	粘着力: $c [\text{kPa}]$	0

表 4-3 ケース 1～5 の振動解析結果

ケース	崩壊しない加速度	崩壊する加速度	崩壊形態
1	250gal	300gal	転倒
2	100gal	150gal	転倒
3	100gal	150gal	転倒
4	150gal	200gal	上部はらみ出し
5	10gal	20gal	上部はらみ出し



(a) ケース 6



(b) ケース 7

図 4-2 解析モデル（ケース 6, 7）

表 4-4 石材および背面地盤の物性値（ケース 6, 7）

	パラメータ	設定値
築石 根石 フレーム	密度: ρ [g/cm ³]	2.63
	弾性係数: E [GPa]	51.0
	ポアソン比: ν	0.2
栗石	密度: ρ [g/cm ³]	1.51
	弾性係数: E [MPa]	120.0
	ポアソン比: ν	0.2
	内部摩擦角: ϕ [°]	40.0
	ダイレイタンス角: ψ [°]	0
	粘着力: c [kPa]	0
裏込め土	密度: ρ [g/cm ³]	1.51
	弾性係数: E [MPa]	120.0
	ポアソン比: ν	0.3
	内部摩擦角: ϕ [°]	30.0
	ダイレイタンス角: ψ [°]	0
	粘着力: c [kPa]	5.0

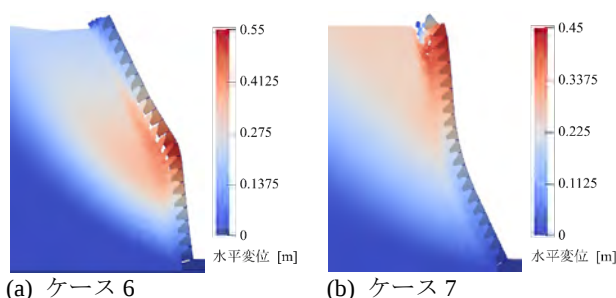


図 4-3 崩壊時の水平変位量（ケース 6, 7）

以上より石垣の高さや反りの有無で崩壊形態が変化することわかり、石垣の崩壊機構を解明する上でも、変形状態ごとの雨水浸透に対する脆弱性を検討する際の設定する構造条件の基礎資料としても有用な結果が得られた。

5. 地盤中への水の存在を考慮した石垣の安定解析

5.1 MPM-DDA の土中の水の浸透現象への拡張

地震と降雨の多重外力に対する石垣の安定性を検討するため、MPM-DDA を地中の水の浸透を考慮できるよう拡張した。土中の水の流れの解析に VOF 法 (Hirt & Nichols, 1981) を採用し、MPM における計算格子との間で水の圧力や土の速度の情報をやり取りすることで相互作用を考慮可能にした。また、DDA でモデル化された石材の存在による水の流れの阻害や、石材に対する水圧の作用は、埋込境界法 (Sun & Sakai, 2016) により実現した。

当該手法で地震後の降雨浸透による安定性への影響を検討するにあたり、少なくとも地震前の時点で降雨を受けても自立する条件を把握しておく必要がある。そこで、裏込め土が完全に水で飽和した条件での解析を行った。

5.2 解析条件と結果

解析モデルは、4.3 節の反りのある石垣モデル（ケース 7）とし、物性値も同じく表 4-4 を使用した。そして、栗石、裏込め土が、その間隙を水で完全に満たされている（飽和状態）と仮定し、自重のみを与えて安定解析を実施した。

図 5-1 に解析結果を示す。水の影響がない場合には、4.3 節のように振動を加えないと石垣は目立った変形が現れなかったが、背面地盤の飽和を仮定した本ケースでは、自重のみが作用する条件であっても崩壊した。

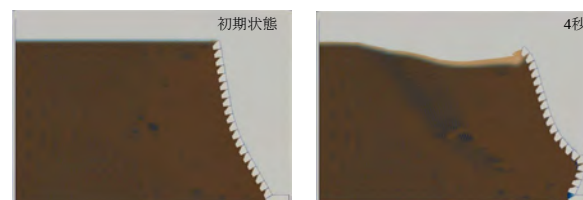


図 5-1 飽和条件での崩壊プロセス

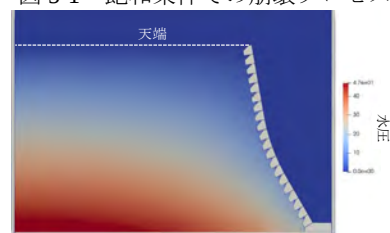


図 5-2 初期状態での水圧分布

崩壊形態に着目すると、乾燥状態で振動を加えた際には、図 4-3(b)のように石垣上部で石材が崩落した一方で、図 5-1 では下段がはらみ出しており、大きな変化が見られた。

地盤内の水圧（図 5-2）を見ると、下方ほど水圧が大きく壁面付近では最大で 20 kPa 程度の圧力が発生しており、これが石材に作用することで自重でも崩壊に至り、かつ下方での破壊が卓越したと考えられる。このように、裏込め土への水の侵入による石垣の不安定化を開発した解析手法で表現できることが確認できた。

6. おわりに

本研究では、地震と降雨の複合外力下での石垣の安定性評価手法の開発に取り組んだ。数値解析技術の開発とそれを用いた数値実験により石垣の構造条件と変形状態の関係を示した。その上で、土中への水の浸透を考慮した安定解析を実施した結果、水圧の影響で不安定化する現象を表現した。今後、研究を継続し、飽和状態でも崩壊しない地盤条件を特定した後、地震後の降雨、あるいは降雨後の地震時の石垣挙動の解析へとつなげる。最後に、本研究を助成いただいた公益財団法人松井角平記念財団に心よりお礼申し上げます。

参考文献

- 岡島ら：聞き取り調査による農地石垣崩壊の要因の検討，農業農村工学会論文集 IDRE Journal, No. 285, pp.59-66. 2013.
- Hashimoto, R., Bodhinanda, C. and Soga, K.: A coupled implicit MPM-DDA for soil-structure interaction problems, Proc. of the 15th World Congress on Computational Mechanics & 8th Asian Pacific Congress on Computational Mechanics, 2022.
- 佐野知弥, 伊藤和也, 田中 剛, 末政直晃, 小浪岳治, 谷山慎吾: 宅地の既設空石積擁壁の耐震補強方法に関する遠心場傾斜土槽実験, 土木学会論文集, Vol.79, No.3, ID:22-00204, 2023.
- 末岡知純: 石垣の地震時安定性評価手法の開発と石材の組積方法の耐震性への影響に関する研究, 令和元年度広島大学大学院工学研究科修士論文, 2020.
- Hirt, C.W. and Nichols, B. D.: Volume of fluid (vof) method for the dynamics of free boundaries, Journal of Computational Physics, Vol. 39, pp. 201-225, 1981.
- Sun, X. and Sakai, M.: Numerical simulation of two-phase flows in complex geometries by using the volume-of-fluid/immersed-boundary method, Chemical Engineering Science, Vol. 139, pp. 221-240, 2016.

(公財)松井角平記念財団 殿

2022 年度(第7回)研究助成 成果報告書

小樽歴史的木骨石造建造物の耐震調査

2024 年 6 月

神奈川大学 花里利一・白井佑樹

1. 研究の概要

1.1 研究の目的

歴史都市小樽には、明治 20 年頃から昭和初期に建造された約 300 棟の木骨石造建造物が現存し、多くは小樽市指定歴史的建造物に指定され、近代建築遺産とともに歴史的景観を形成している。小樽市において、木骨石造建造物の用途は倉庫のほか店舗、事務所、住宅などにも利用されている。しかし、多くの個人所有の蔵は所有者の意向により、年に 1-2 棟ほど解体撤去が続いており、その理由に耐震性に対する懸念も聞かれる。研究代表者らは、2018 年 9 月 6 日北海道胆振東部地震で歴史的木骨石造建造物が被災したことから、学際的な研究会『歴史的木骨石造建築物耐震調査研究会』（代表：花里利一）を発足し、2019 年度から木軸組と石壁の接合工法に着目して木骨石造建築物の耐震安全性に関する調査研究を進め、一定の成果を得たことから、小樽軟石研究会や小樽市教育委員会等の共催・後援を得て、一般市民向けの研究報告会『木骨石造は地震に強いって本当かな？』を 2021 年 11 月に開催した。この報告会は中間報告の位置づけであった。報告会では、伝統的な貫構造の木軸組に軟鋼製鋟によって比重の小さな石壁材が密に接合し、中小規模の開口部が少ない倉庫型の木骨石造建築物であれば、一定の耐震性を保有することなどを成果として示した。小樽の木骨石造建造物の標準的な構造形式は、上記のように、伝統的な木軸組構造に石積壁を軟鋼製の鋟で密に接合するものであり、地震工学的にみれば地震荷重は壁の面内方向には石壁が負担し、面外方向には木軸組が負担する混構造である。研究代表者らによる 2019-2021 年度の研究では、鋟接合部は面外・面外ともに優れた力学性能を有することを室内模型実験で明らかにしていた。しかし、室内模型実験では確認できたが、経年変化を伴う実建物での接合部力学性能の検証が課題として残されていた。また、整形で開口部が少ない倉庫型の木骨石造倉庫は一転の耐震安全性をもち、2018 年北海道胆振東部地震の震源域では建築基準法で規定されている最大級の地震動レベルに匹敵する地震動が記録された地域において、倉庫型の歴史的木骨石造建造物は被災したが、人的な被害を与えるような被害には至っていなかった。このことは耐震解析からも確認された。一方、開口部が多い店舗、住宅型の木骨石造の耐震安全性が課題として残された。保存・活用を考慮すると、開口部が多い店舗型・住宅型の歴史的木骨石造建造物の耐震安全性は重要な課題である。本研究提案は、上述のように、残された課題を解決することを主目的とする。本研究は残された課題を解決し、保存・活用に資する技術的知見を得ることを目的として研究提案するもので、その後、進めてきている研究成果を社会還元するために報告会を 2024 年度に小樽市において開催する予定である。本研究提案は、継続申請・採択されており、2022 年度からの 2 年間の成果をこの報告会で公表する。報告会では、小樽市の歴史的景観を形成する木骨石造建造物群の科学的な耐震調査は、研究代表者らの研究チーム以外に過去に行われたことなく、一連の本研究で初めて実施しており、その活動の継続が期待されている。

1.2 研究体制

研究代表者・共同研究者を表 1 に示す。研究協力者には、小樽・北海道の歴史的建造物の保全に関わる専門家も加え、NPO 法人歴史的地域資産研究機構、小樽軟石研究会、小樽石蔵再生会と連携し、学際的な体制で実施する。

『歴史的木骨石造建築物耐震調査研究会』は、小樽市を中心に数多く現存している歴史的木骨石造建築物の耐震性を科学的に明らかにすることを目的として発足し、共同研究者の他、専門家やヘリテージマネージャーなど地域の文化遺産保全に取り組む活動家らをメンバーで構成している。共同研究者以外に、地域の建築遺産の保存活動を進めている駒木定正博士(北海道職業能力開発大学校特別顧問,小樽市文化財審議会議長)、角幸博博士(北大名誉教授,NPO 法人歴史的地域資産研究機構(れきけん)代表理事)らを中心メンバーに加え、地域と連携した学際的な研究チームである。

表 1 研究組織

	氏名	所属・職位	役割分担
研究代表者	花里利一	神奈川大学・客員教授	研究統括・構造調査・構造実験
共同研究者	上北恭史	筑波大学・教授	工法調査・保存・活用調査
	遠藤洋平	信州大学・准教授	構造調査・構造解析
	白井佑樹	神奈川大学・助教	構造調査・構造実験
	新津靖	東京電機大学・教授	地震モニタリング
	西川忠	札幌市立大学・教授	構造調査・構造実験

2. 調査対象と研究方法(研究計画の変更も含む)

本研究提案の主たる目的は、1)歴史的木骨石造建造物の木軸組-石壁間の接合部力学特性の実建物における検証、および、2)開口部が多い店舗・住宅型の木骨石造建造物の耐震安全性の評価である。また、3)歴史的木骨石造建造物の地震時実挙動の把握、4)一般市民向け報告会による成果の公表と普及も目的としている。これらの目的のうち、1)接合部特性の実建物における検証は、解体撤去される建物で原位置載荷試験を実施する計画であったが、研究協力者(小樽市在住)に建物の選定を依頼していたが、個人情報問題もあり、2023 年 11 月現在、事前の情報が得られておらず、継続申請での研究に延期・実施する計画に変更した。2)開口部が多い店舗・住宅型の木骨石造建造物の耐震安全性の評価は、研究計画を変更し、小樽に数多く現存する歴史的木骨石造建造物と同等の構造・構法であり、調査許可が得られている東京都・日野市の渡邊家蔵(東京都選定歴史的建築物、写真 2.1)を対象として行うこととした。渡邊家蔵は、江戸時代 19 世紀半ばに店蔵として建てられた土蔵であったが、1923 年関東地震で被災後(被害状況は不明)、1930 年に外壁を大谷石積として、木骨石造建造物に改変している。木軸組(柱径 140mm)は、貫構造の伝統構法であり、凝灰岩の軟石材を、丸鋼(径約 9mm)の手違い金物(軟鋼とみられる)で目地ごとに接合しており(写真 2.2)、小樽に現存する木骨石造建造物と同等の構造・構法である。小樽市にも同様の外観をもつ店舗型

の歴史的木骨石造建造物(写真 2.3)が現存しており、代替の調査対象として問題はないと判断している。調査対象とした渡邊家蔵は、1930 年に木骨石造建造物に改変し、その後、1932 年に甲州街道の拡幅で曳家され後、1955 年頃には住宅や診療所の診察室として使用され、1970 年頃に間仕切りを設けるなどの改修がなされ、1998 年に接続した自宅住居が建替えのために解体され、現在に至っている。なお、昭和初期に、2 階道路側にコンクリート製(鉄筋の有無は 2022 年 12 月調査予定)のベランダが設けられている。石積の目地は、セメント目地である。図 2.1～2.2 に渡邊家蔵の平面および立面図を示す。また、図 2.3 に軸組図を示す。



写真 2.1 渡邊家蔵(旧中村屋)

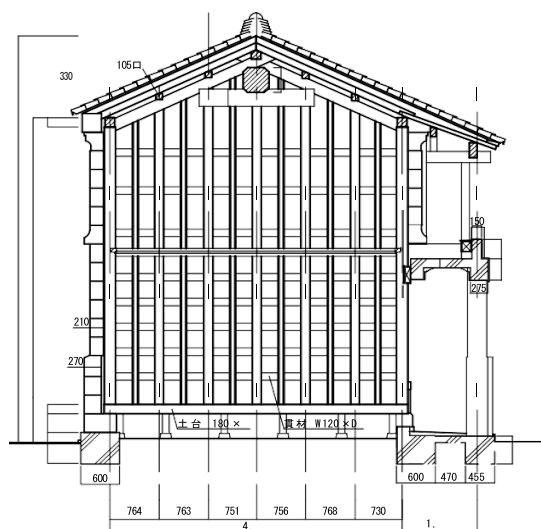
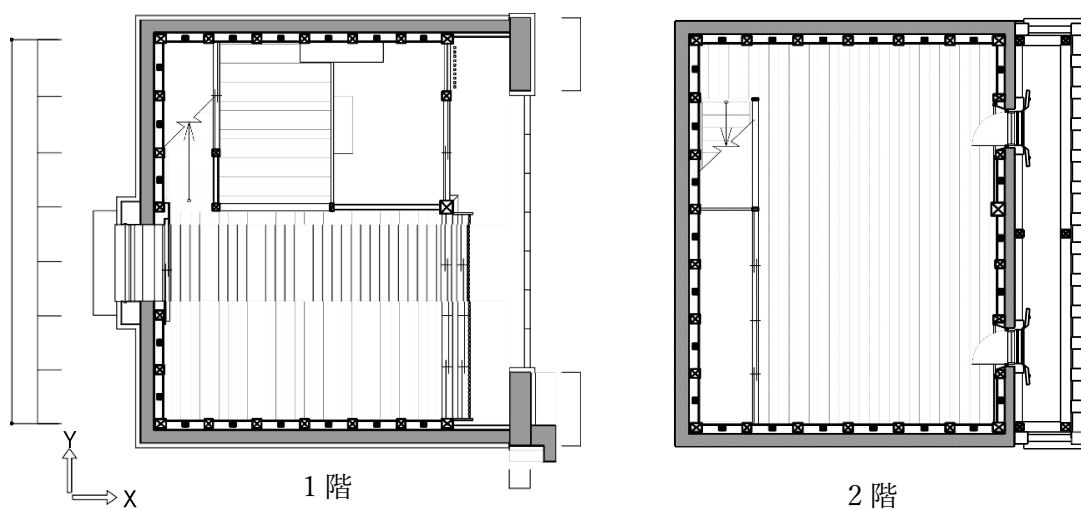
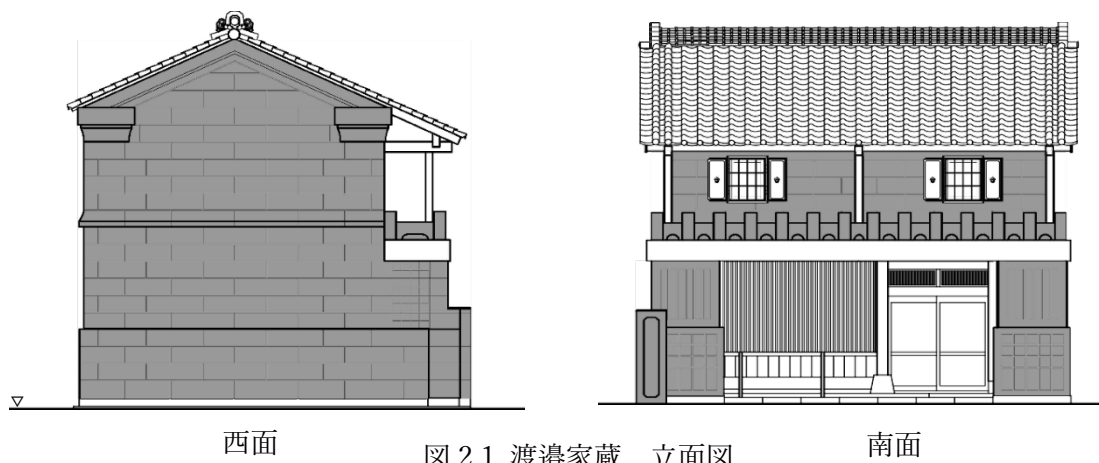


写真 2.2 渡邊家蔵 木柱と石壁の接合



写真 2.3 小樽に現存する店舗型の歴史的木骨石造建造物

調査対象とした日野市・渡邊家蔵の周辺には、甲州街道沿いに大谷石を用いた石造建造物が点在しているが、木骨石造建造物は、現時点において対象建物以外にはみあたらない。本研究では、2022 年度に構造・構法の調査をさらに進め、とくに、開口部周りの軸組と石壁の接合状況、コンクリート製ベランダと石壁の接合状況のディテールを明確にする。また、石壁と目地の材料特性も耐震評価には必要な項目である。2023 年度(2024 年 1 月)に、コア抜き(φ 100mm)による石材料と目地の採取を行い、力学特性(強度・剛性)を求めた。材料試験は、神奈川大学建築学部構造実験室で行っている。実験から得られる材料特性は、後述の構造解析に用いる。



次に、渡邊家蔵を対象として、常時微動測定を2023年度(2024年1月)に実施した。測定には、東京測振製携帯用振動計 SPC-52 を用い、センサーには同社高感度速度計 VSE-15D(計12台)を用いた同時多点測定を行った。。

さらに、研究項目3)歴史的木骨石造建造物における地震観測では、旧小樽倉庫で実施している地震モニタリングとともに、新たに、より地震活動度の高い北海道内の地域において、木骨石造建造物の地震モニタリングを行う計画であったが、研究計画を変更し、比較的地震活動度が高い東京都・日野市に現存する店舗型の木骨石造建造物である、渡邊家蔵に MEMS 型加速度計を5台設置し、地震モニタリングを2023年12月から始め、継続申請後の2024年度も観測を継続する。なお、小樽市の歴史的木骨石造建造物・旧小樽倉庫(写真2.4、写真2.5)において、地震モニタリングを2023年度も実施しているが、有感地震の記録は得られておらず、引き続き観測を2024年度も継続する。



写真 2.4 地震モニタリングを実施している旧小樽倉庫



写真 2.5 旧小樽倉庫に設置した地震計 (MEMS 加速度センサー)

旧小樽倉庫では、2019年10月から地震モニタリングを継続している。2022年度は地震観測記録が得られなかったが、観測記録の実例を以下に示す。木骨石造建造物の耐震問題では、軟鋼製鋸で接合している木軸組と石壁の一体性が重要である。図2.4は、2019年12月16日胆振中東部を震源とするM=4.3の地震で記録された木柱と石壁の加速度時刻歴(主要動部)を重ねた図である。図に示すように、加速度波形はほぼ一致しており、小規模な地震ではあるが、地震時において、面外挙動・面内挙動ともに木柱と石壁は一体化した挙動を示すことが確かめられる。このような、時刻歴波形による木軸組と石壁挙動の一体性は、常時微動測定でも確認されている。鋸接合部が有効に機能していることが確認できている。小樽付近の地震活動度は比較的低く、小規模の地震記録は得られているが、さらに、地震動レベルの大きい記録を得ることを目標に2024年度も観測を継続している。2024年3月には、旧小樽倉庫を管理していた小樽観光協会が、撤収したが、小樽市の要望もふまえ、引き続き地震モニタリングを継続している。

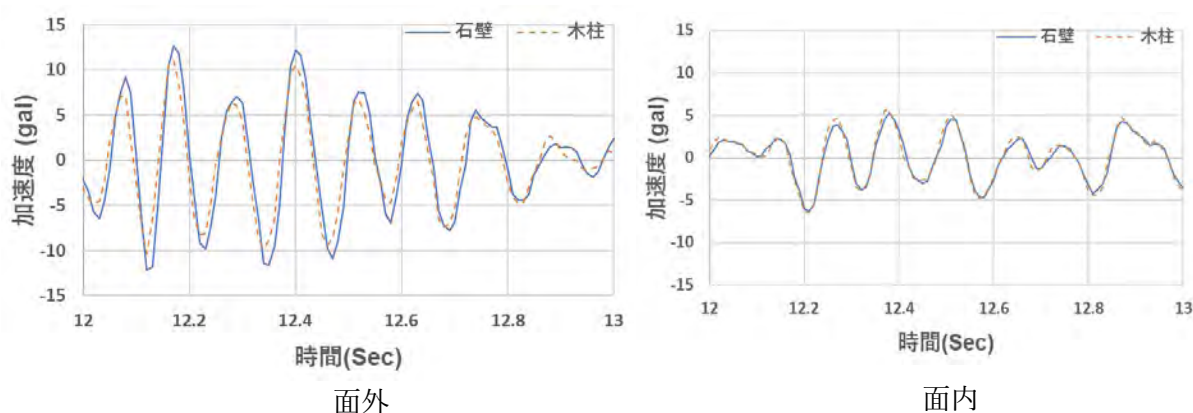


図 2.4 旧小樽倉庫の地震観測記録(木柱と石壁の動的挙動の比較)

3. 開口部が多い店舗・住宅型の木骨石造建造物の耐震安全性の評価に関する研究成果

小樽市において現存している木骨石造の住宅・店舗等は活用されているとともに、仕上げ材により被覆されているために、詳細な構造・構法はわかっていない。しかし、整形で開口部が少ない倉庫型に比べ、店舗・住宅型の木骨石造建造物は、2 階建てで 1 階の開口部も大きく、耐震安全性に課題があると考えられる建造物である。2022 年度研究助成申請(2023 年度実施)では、このような開口部が多い店舗・住宅型の耐震性に関する調査を実施する研究計画を提案したが、研究期間である 2023 年度には、小樽市では詳細調査可能な木骨石造建造物は選定できず、先に記述したように、東京都・日野市に現存する渡邊家蔵を調査対象として、耐震調査を行っている。以下に、渡邊家蔵において実施した、石材の強度試験、常時微動測定、地震モニタリング、および 3 次元有限要素モデルによる固有値解析の結果を示す。地震モニタリングは、継続申請においても継続して実施する。また、3 次元有限要素モデルによる解析では、固有値解析の結果を示す。微動測定結果を踏まえた修正解析および地震応答解析は、継続申請において実施する。

渡邊家蔵の常時微動測定(写真 3.1 参照)では、計 12 台の高感度速度計(東京測振製 VSE15D)12 台を用いて、①木軸組と石壁の挙動比較による一体性の検討(写真 3 参照)、②建物の固有振動特性(固有振動数、振動モード)を調べた。本稿では、②建物の基本的な振動特性を示す。

建物の常時微動測定の結果、梁間方向(X 方向)、桁行方向(Y 方向)の並進 1 次固有振動数はそれぞれ 7.6Hz、6.2Hz と求まった。とくに、基本モードとなる桁行方向の並進 1 次固有振動数における振動形は、基礎に対する壁頂部の伝達関数によれば、開口部が小さい北側壁に比べて、大きい開口部をもつ南側壁で 1.3～1.4 倍の振幅比となった。南側壁の剛性が小さく、偏心により南側の応答が大きいことが確認された。



写真 3.1 渡邊家蔵の常時微動測定



写真 3.2 渡邊家蔵の地震モニタリング

次に地震モニタリングの成果を示す。MEMS 加速度計(検診君,3 成分計)を 4 台設置して地震観測を行っている。設置点は、基礎上、北側の木柱および石壁、南側の木柱である。北側の木柱および石壁のセンサーの設置状況を写真 4.2 に示す。

2024 年 1 月 1 日能登半島地震では、基礎地盤上で 4.9Gal(X)、4.2Gal(Y)の地震記録が得られた。木柱と石壁の地震記録から一体性を検証する。図 3.1、図 3.2 に壁面内方向、壁面外方向の木柱と石壁に設置した地震計の時刻歴時刻歴を比較して示す。これらの図は、最大応答付近の 10 秒間の記録を示しているが、面内・面外ともに、時刻歴波形はよく一致していることが確かめられる。この地震記録から、震度 II レベルの地震動に対する動的応答であるが、木軸組と石壁はほぼ一体化した挙動を示している。鉄製鋸の接合による木軸組と石壁の一体化した地震時挙動は、旧小樽倉庫で実施している地震観測記録¹⁾においても確認しており、店舗型の渡邊家蔵においても再確認した。

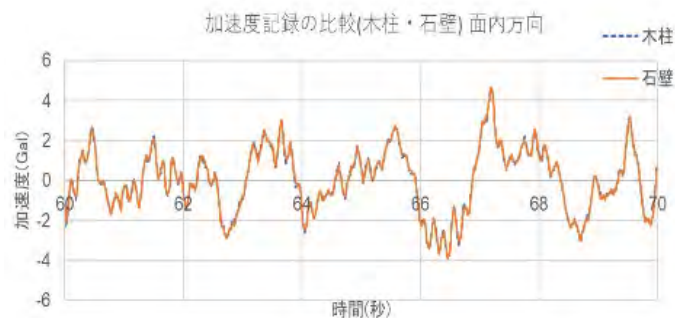


図 3.1 渡邊家蔵 木柱と石壁の地震時挙動(面内方向)

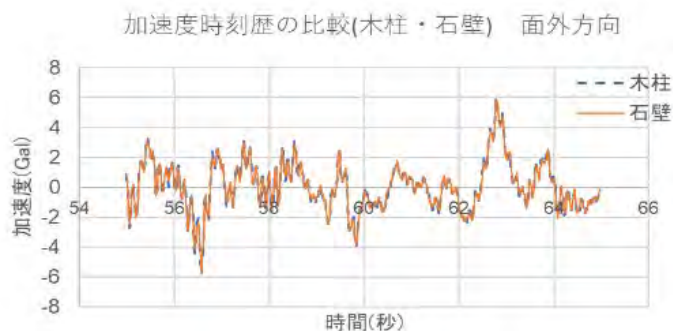


図 3.2 渡邊家蔵 木柱と石壁の地震時挙動(面外方向)

石壁を構成している大谷石からコア抜きによって円柱試験体を計 3 個作成し、圧縮試験を行った。試験体の寸法も含め、圧縮強度、ヤング係数、密度を表 3.1 に示す。この材料試験結果は、4 章構造解析による検討において、解析モデルの材料定数として用いた。

表 3.1 石壁材料の強度試験

試験体	直径 mm	高さ mm	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 × 10 ³ N/mm ²	密度 Kg/m ³
1	58.2	85.8	11.6	3.33	1470
2	58.1	68.8	12.5	3.05	1450
3	58.1	67.8	11.8	3.20	1470
平均	58.1	74.1	12.0	3.10	1460

なお、2022 年度研究助成申請(2023 年度実施)では、小樽市に適切な店舗・住宅型の木骨石造建造物で調査可能な建物が選定できなかった場合、2011 年東日本大震災で被災した、国登録有形文化財奥山家住宅洋館(福島県国見町)を調査対象とすることとしていた。奥山家住宅洋館は、やや緩い傾斜地に立地し、1921 年に建てられた木骨石造建造物で、建設当初は銀行の支店を用途としていた。石造壁は、地元産の国見石(凝灰岩で比重 1.2[大正時代に建てられた石造建造物の福島写真美術館(市指定有形文化財)の調査による]の軽量の石材)が用いられている。また、木軸組は貫と筋交いを有する軸組で、石材とは、小樽と同様な形状(正方形断面の手違い金物)の軟鋼製鋸が用いられている。写真 3.1 に示すように、開口部が大きく、内部空間も明るく開放的な建築である(設計:福島市・大内官平)。当時、家主は北海道でも林業を営んでいたことから、小樽から内地に伝わった木骨石造の技術を導入した可能性も十分に考えられる建物である。木軸組の内側は、木摺で仕上げはしっくいである。また、外壁は、セメントモルタルを用いて、タイル仕上げである。2011 年 3 月 11 日東日本大震災では、仕上げタイルの一部の剥離やひび割れ損傷がみられたが、残留変位はみられなかった(写真 3.3)。室内のしっくい仕上げに微細なひびわれも生じた。なお、東日本大震災では、奥山家住宅に隣接する石造の蔵(整形で開口部小)が崩壊している(写真 3.4)。奥山家洋館は、この大地震で比較的軽微な被害で済んでおり、伝統構法の木軸組と石壁を密に鋸接合した木骨石造建造物は開口部が大きくとも、一定の耐震性を保有していることがわかった。現在の所有者から調査の許可は得られていたが、小樽に現存する店舗・住宅型とは建築形態が異なるため、本研究では参考扱いとすることとした。なお、奥山家洋館は、同時に建てられた伝統的木造建築の主屋(登録有形文化財)と接続している。主屋は 2011 年東日本大震災で被災している。



外観



内部空間

写真 3.1 国登録有形文化財奥山家住宅洋館



写真 3.2 国登録有形文化財奥山家住宅全景(国見町 HP より)



写真 3.3 東日本大震災後の奥山家住宅洋館



写真 3.4 東日本大震災で大破した奥山家住宅隣接の石造倉庫(国見町 HP より)

東日本大震災では奥山家住宅洋館で上述のように比較的軽微な被害を受けて、その後、その補修がなれていた。2022 年 2 月 13 日に発生した福島県沖地震(M=7.3)では、奥山家洋館も東日本大震災と同様に、再び、仕上げタイルにひび割れが生じた(写真 3.5 参照)。この地震被害後に、東日本大震災時と同様に、補修が行われた(写真 3.6 参照)。



写真 3.5 2022 年 2 月 13 日福島県沖地震で被災した奥山家住宅洋館



写真 3.6 2022 年 2 月 13 日福島県沖地震により被災した奥山家住宅洋館の補修後

しかし、翌月発生した 2022 年 3 月 16 日の福島県沖地震(M=7.4)では、奥山家住宅洋館は、2011 年東日本大震災、2022 年 2 月 13 日福島県沖地震に比べても最も顕著な被害を受けた。具体的には、仕上げタイルの剥落とともに、石材のずれが発生し、約 20mm 水平残留変位が生じた(写真 3.7、図 3.1 参照)。また、一部の石材にひび割れが生じた。建物の傾斜や不同沈下は生じていない。この地震では奥山家住宅に近い桑折町で東北新幹線の高架橋が甚大な被害を受けている。国見町周辺の震度は震度 VI 強と推定されている。



写真 3.7 2022 年 3 月 16 日福島県沖地震で被災した奥山家住宅洋館



図 3.1 2022 年 3 月 16 日福島県沖地震による奥山家住宅洋館の被害状況

この被害の復旧計画の策定にあたり、共同研究者(花里)も、現地で設計事務所・工務店の関係者にアドバイスをを行っている。2011 年東日本大震災、2022 年 2 月 13 日福島県沖地震による被害では補修レベルであったが、今回の地震では石材のずれを伴っていることから、少なくとも、石材のずれが生じた石壁の部分解体を行い、原因の調査を行いながら、修理を行う方針で進めることとした。

この部分解体工事により、奥山家住宅洋館は、木骨石造建造物であり、伝統的な木軸組と石材(国見石と呼ばれる地元産の凝灰岩)を軟鋼製の鋕(手違い金物)で接合している工法で建てられていることがわかった。鋕の形状は断面が正方形(9mm 角)、長さ約 230mm であった。また、石材の厚さは 175mm(高さ 305mm)であった。この工法は、前述のとおり、小樽に現存している木骨石造建造物と同じである。部分解体により、以下のことがわかった。雨水の侵入により木柱が腐朽し、面外への地震荷重により、接合具の鋕が抜けたため、石材がずれたことが判明した。また、木軸組の仕口は、接合具が使用されていない。全解体修理は、経済的な理由で難しいことから、石材のずれが生じた部分より上部を解体するとともに、(屋根・小屋組の解体はせずに、屋根・小屋組の固定荷重が作用しているため、既存の柱はそのままにして)新たに柱材と筋交いを入れ、接合具で補強するとともに、その柱に石材を、新たに製作した軟鋼製の鋕で接合する工法とした。写真 3.8～3. に工法・構造がわかる部分解体時の写真を示す。



写真 3.8 木柱と石壁を接合する軟鋼製鋕



写真 3.9 木柱と石壁の鋕接合



写真 3.10 石材間のずれの原因となった木柱の腐朽



写真 3.11 貫・筋交いをういた軸組と木摺壁



写真 3.12 仕上げタイル貼りに用いたセメント

以上の部分解体時の調査から、奥山家住宅洋館は、小樽に現存している木骨石造建造物と同じ工法、すなわち、伝統的な貫構法の木軸組に、凝灰岩系の軟石を、軟鋼製の手違い金物で目地・石材ごとに接合していることがわかった。奥山家住宅洋館が 2022 年 3 月 16 日福島県沖地震により、石材のずれが生じたのは、木柱の腐朽により、鋟接合が機能しなかったためであった。奥山家住宅洋館は洋館型で、木軸組が室内側で露出する倉庫型と違い、内外装ともに仕上げを有するため木軸組が隠れており、水分の排出が難しいこと、腐朽の有無がわかりにくいことが構法上の課題である。小樽に現存する店舗・住宅型の木骨石造建造物も、外面は石壁、室内側も仕上げの板等が張られており、木軸組の状況を把握し難い状況にある場合が多い。店舗・住宅型の場合、開口が大きく、偏心の問題も検討事項であるが、維持管理の問題も耐震安全性にとって留意すべきであろう。2011 年東日本大震災、2022 年 2～3 月に連続して発生した福島県沖地震では仕上げのタイルのひび割れや剥離がみられた。仕上げタイルはセメントモルタルで石壁と付着されているが、経年変化で付着が不十分になっている部分があり、非構造ではあるが、地震の度に被災している。伝統的な木軸組構造は十分な変形性能をもち、石壁も一定の変形性能を有するが、仕上げタイルの変形性能は小さいため、強震レベルの地震動ではひび割れの可能性が高い。今回のように、度々の強震動でそのたびごとに被災・補修している状況は文化財建造物の所有者にとって、負担が大きい。今後の課題であろう。

4. 構造解析による店舗型木骨石造建造物の耐震検討

本研究の主目的のひとつが、(倉庫型ではなく)開口部が多い店舗・住宅型の木骨石造建造物の耐震安全性の評価である。東京都選定歴史的建築物・渡邊家蔵を対象として、構造解析を行うこととし、木軸組と石壁をモデル化するために 3 次元有限要素法による解析を行うこととし

た。解析モデルの作成にあつては、木軸組は梁要素、石壁はシェル要素で表した。木軸組と石壁を接合する銚は、ばね要素でモデル化した。木材の弾性定数は、建築学会木質構造設計規準より、杉材の剛性を用いた。石材の弾性定数は材料試験の結果を用いた。また、銚接合部のばね剛性は、研究代表者らによる札幌軟石を用いた銚接合部実験から得られた剛性を用いた。解析モデル全体を図 4.1 に示す。木軸組は赤、石壁はグレーで示している。図 4.2 は1階、2階および小屋組のモデルを示す。解析は汎用ソフト TDAPIII を使用した。解析にあつては、(株)アーク情報システムの協力を得ている。

V.1

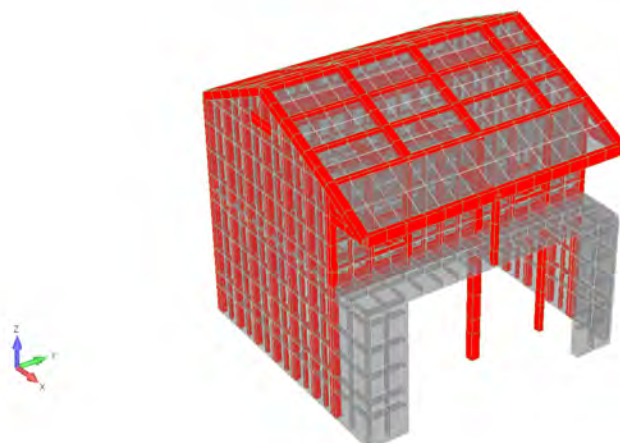
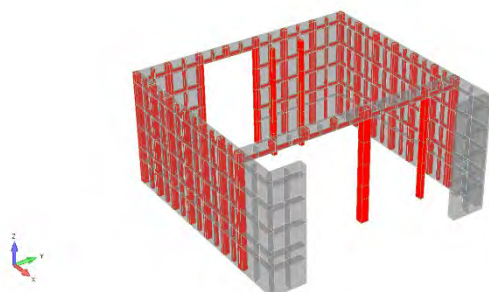
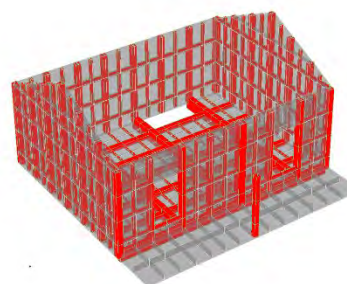


図 4.1 東京都選定歴史的建築物渡邊家蔵の解析モデル



a. 1階の解析モデル



b. 2階の解析モデル



c. 屋根の解析モデル

図 4.2 東京都選定歴史的建築物渡邊家蔵の解析モデル

以下に、鋸接合部と貫接合部の剛性をパラメータとして、固有値解析結果を図 4.3～図 4.6 に示す。なお、建物の常時微動測定の結果、梁間方向(X 方向)、桁行方向(Y 方向)の並進 1 次固有振動数はそれぞれ 7.6Hz、6.2Hz であり、基本モードとなる桁行方向の並進 1 次固有振動数における振動形は、基礎に対する壁頂部の伝達関数によれば、開口部が小さい北側壁に比べて、大きい開口部をもつ南側壁で 1.3～1.4 倍の振幅比となることがわかっている。

固有値解析の結果、以下の考察を得た。まず、固有振動数が最も低い基本振動数は桁行方向(Y 方向)で微動測定と一致しており、開口部の多い南側の振幅が大きい特徴も一致している。しかし、1 次固有振動数は、貫接合・鋸接合の剛性によらず、解析モデルの方が高い。常時微動測定の固有振動数に最も近い場合、すなわち鋸接合をばねで表し、貫接合を半剛節とした解析モデルの固有値解析の結果と比較しても、解析モデルは約 1.8 倍の固有振動数である。その理由に考えられる主要因は、いずれも石壁に起因し、以下の 3 項目である。

- ・石壁の厚さ 耐震診断時の調査によれば約 160mm とされていたが、実際の建物では、仕上げ上、壁面に凹凸があり、有効断面としての厚さはそれより小さい可能性が高い。
- ・石壁の石材間の目地の充填率が十分でなく、今回の解析では、組積係数を 1.0 と仮定したが、それより小さい。建築学会補強コンクリートブロック造耐震診断指針では型枠コンクリートブロック工法の組積係数を 3/4 としているが、それに近い値が考えられる。
- ・石材の材料試験は、無欠点小試験体によるものであり、大谷石のような不規則な空隙をもる石造では、寸法効果が比較的大きい。

今後、石壁の厚さ、剛性をパラメータとして、解析モデルの修正を行う方針である。また、地震記録との比較・検証を行う方針である。

解析モデルの固有振動モードは、図からわかるように、並進運動であっても、石壁の面外方向の応答が生じている。また、貫接合部の回転剛性が固有振動数に及ぼす影響は不意に比較的小さいこと、鋸接合部の剛性が構造全体の固有振動数に及ぼす影響を把握した。

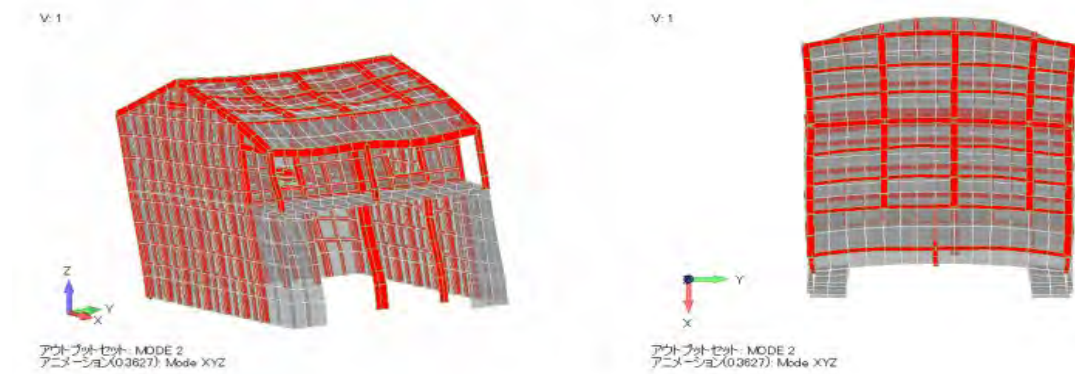
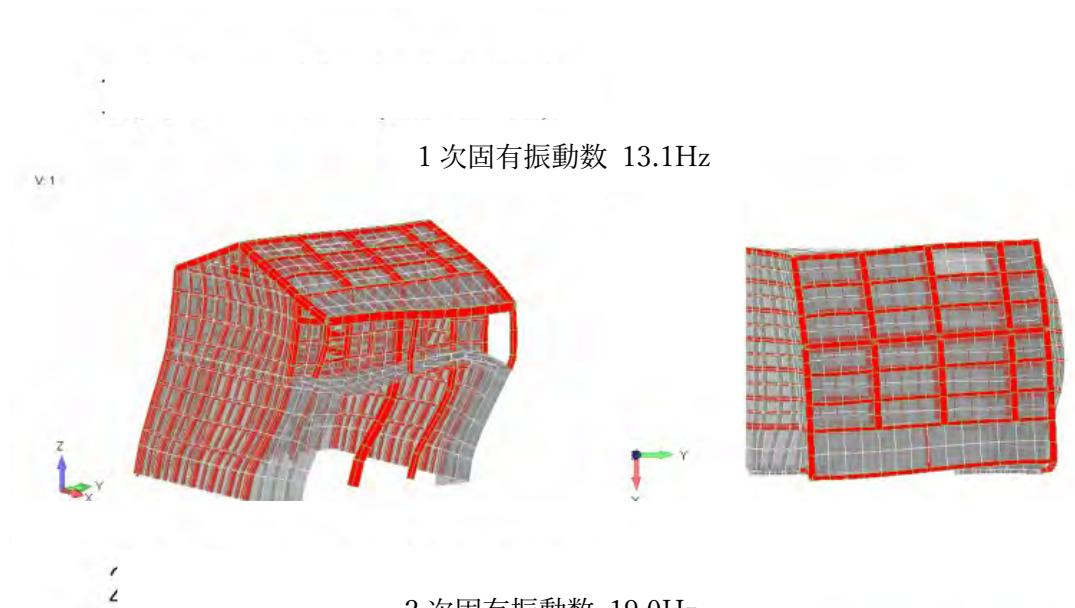
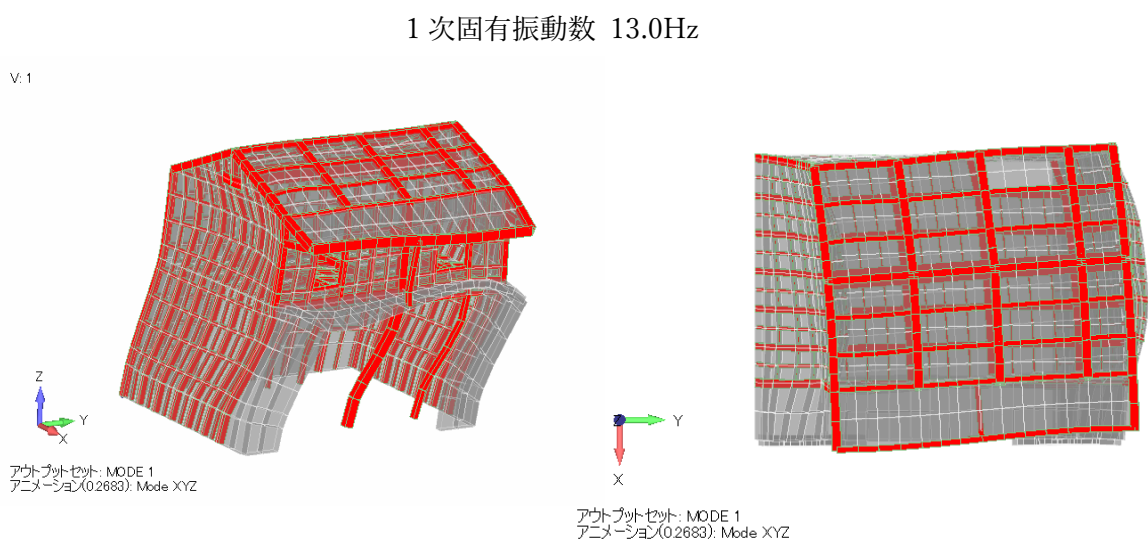


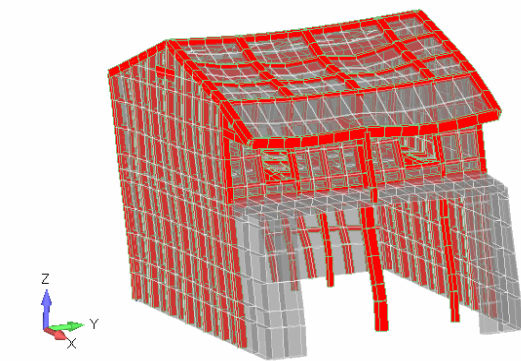
図 4.3 鋸接合部と貫接合部を剛と仮定した固有値解析による固有振動モード



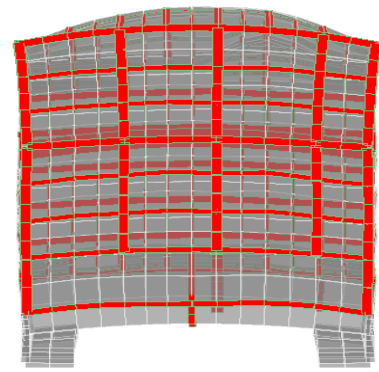
V: 1

2 次固有振動数 18.9Hz

V: 1



アウトプットセット: MODE 2
アニメーション(0.3618): Mode XYZ

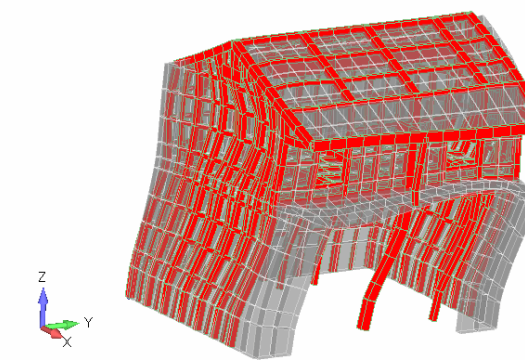


アウトプットセット: MODE 2
アニメーション(0.3618): Mode XYZ

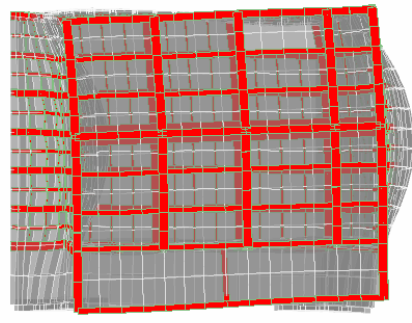
図 4.4 鋸接合部を剛、貫接合部を半剛節と仮定した固有値解析による固有振動モード

V: 1

1 次固有振動数 11.6Hz



アウトプットセット: MODE 1
アニメーション(0.3139): Mode XYZ



アウトプットセット: MODE 1
アニメーション(0.3139): Mode XYZ

V: 1

2 次固有振動数 15.5Hz

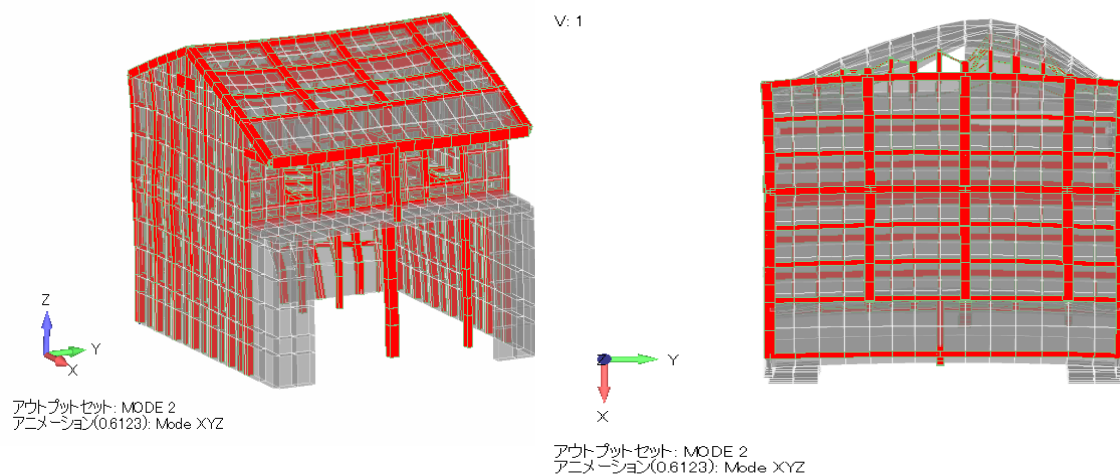
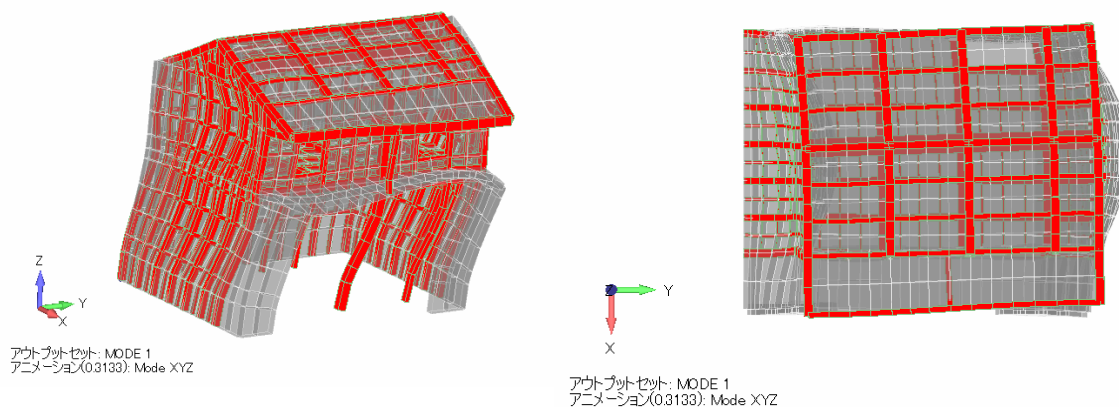


図 4.5 銲接合部をばねで表し、貫接合部を剛節と仮定した固有値解析による固有振動モード

V: 1

1 次固有振動数 11.5Hz



V: 1

2 次固有振動数 15.0Hz

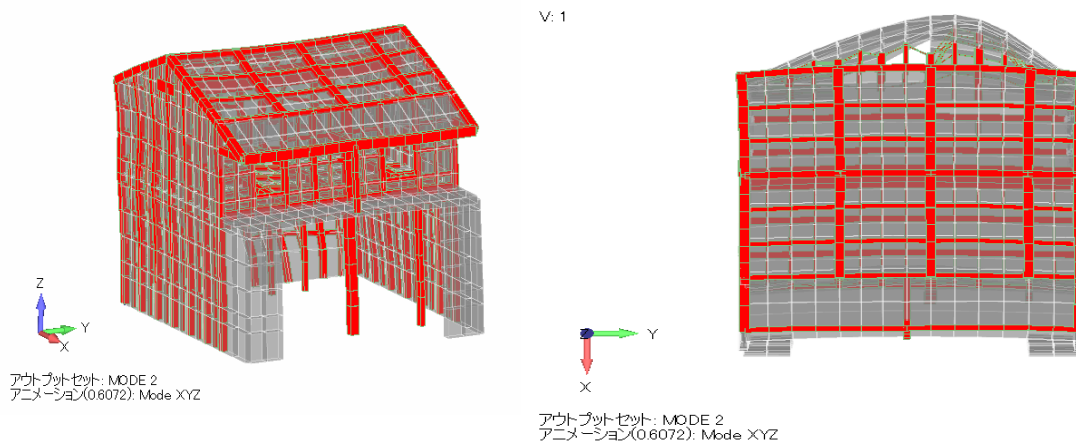


図 4.6 銲接合部をばねで表し、貫接合部を半剛節と仮定した固有値解析による固有振動モード

5. まとめ

大きな開口部を有する店舗・住宅型の歴史的木骨石造建造物の耐震調査では、小樽と同じ工法の店蔵で東京都日野市に現存する建物を対象とする計画に変更し、その建物の歴史や構造検討に必要な立面・平面・軸組等の基本的な図面を得た。2023年12月に地震モニタリングを始め、2024年1月に建物の常時微動測定を実施した。さらに、耐震性に大きな影響を及ぼすと考えられる石壁(大谷石)の材料採取と力学試験を行った。これらの科学的調査に基づいて、3次元有限要素法を用いた構造解析モデルの作成を行い、固有値解析を行った。その結果、解析モデルの固有振動数は、常時微動測定による固有振動数より2倍近い値となり、石壁の厚さや剛性の評価が課題であると考察した。今後、石壁の厚さ、剛性をパラメータとして、解析モデルの修正を行う方針である。また、地震記録との比較・検証を行う方針である。また、小樽市・旧小樽倉庫では、小樽市と協力し、地震観測を継続している。小樽市において2019年11月に開催した報告会「木骨石造建築物は地震に強いって本当かな？」では、出席者から研究の継続と成果に対する期待が大きく寄せられた。2024年度に成果報告会を開催する予定である(2019年報告会では、研究を継続し、再び報告会を開催する意向を表明した)。小樽市にはいまでも数多く現存しているが、北海道内地や東北・関東地方など、歴史的木骨石造建造物は、現存していることがわかってきた。これらは、数少ないものの、逆に歴史・文化的な価値があるともいえよう。保存・活用には、耐震安全性も課題となる。近年の巨大地震でも(小樽と同じように、伝統的な木軸組と軽量の凝灰岩系軟石を軟鋼製の鋳で密に接合した構造様式の)木骨石造建造物は、周囲の石造建造物が大破・崩壊したが、倒壊に至った例はない。歴史的木骨石造建造物の耐震性を科学的に正しく理解し、所有者や地域のヘリテージマネージャーらが保存活用に向けた意識を高めることができるよう成果を公表するために研究を進めていく方針である。

付録

1. 北海道浦臼町に現存する木骨石造建造物の調査

北海道建築技術協会主催の見学会(幹事:西川忠札幌市立大学教授:本研究の共同研究者)で、浦臼町における歴史的建造物のリノベーション現場の見学会が実施された。浦臼町には、明治後期から昭和初期にかけて建てられた歴史的建造物が現存しており、見学会では、昭和24年建設と推定されている旧駅前石造農業倉庫(内部の木軸組は構造用ではなく、倉庫内貯蔵品から石造壁を守るために設けたもので、脚部が浮いている)を多世代交流施設にリノベーションするための工事が進められている(写真 付録1)。また、浦臼役場周辺には、歴史的建造物が点在しており、それらを視察した。見学会では設計者から上記の石造建造物のリノベーションにおける耐震対策について、説明があったが、仕上げを兼ねた石膏ボードを柱梁に全面直張りし、壁量計算で現行の基準法を満足する補強を計画しているとの説明であった。文化財建造物の補強として必ずしも適切でないが、石造建造物の耐震性の特徴(長所・短所)を理解したうえで、補強計画を立案すべきであろう。一方、街道沿いに並んで建つ、歴史的木骨石造建造物は現在も店舗として活用されている(写真 付録2)。店舗は昭和10年、蔵は大正12年建設であり、ともに2階建てである。店舗は、1階の開口部のスパンが長いため、建設当初から4本の鉄管柱で2階石壁を支持している。店舗・蔵ともに木軸組は貫構造である(筋交いはみられない)。木柱と石壁の接合には、丸鋼の手違い金物が用いられている。なお、石壁は厚く(300-350mm)、札幌軟石が用いられている。石狩川の水運で運ばれたと推定される。



写真 付録1 旧浦臼駅前の石造倉庫(札幌市立大学西川研究室:提供)改修工事前



写真 付録2 浦臼町に建つ歴史的木骨石造建造物 尾花商店

2. 宮城県塩釜市桂島の木骨石造建造物の遺構調査

主に東北地方の文化財建造物の保存修理事業に携わっている研究協力者(高橋直子氏)から東京・日野市に歴史的木骨石造建造物・渡邊家蔵が現存し、所有者の承諾を得て調査が可能であるとの情報から、小樽に現存する木骨石造建造物と同じ構造・構法の店舗型の建物であることを確認して、本編 2. に示すように調査対象として渡邊家蔵に変更して研究を進めている。同氏から、塩釜市の浦戸諸島・桂島に、明治期の木骨石造建造物が現存しているという情報があり、現地調査を行った。桂島・石浜地区の海岸沿いにある史跡・白石廣邸跡に木骨石造の倉庫の遺構が現存している(写真 付録 3,4)。明治 5 年頃に白石邸は建てられたとされ、文献によれば、当時、白石商会は北海道開拓移住民を輸送する事業にも携わっており、小樽とのつながりも十分に考えられる。この木骨石造倉庫は、貫構法の伝統的な木軸組と凝灰岩系(塩釜石または野蒜石)の石積壁を鉄製の鋸で接合しており、小樽と同じ構造形式である。鉄製の鋸は断面がほぼ正方形(6mmx7mm)の手違い金物(長さ約 120mm)で、小樽とほぼ同等である。石材は厚さ約 220mm で、やや厚い。小樽では明治 20 年頃から木骨石造建造物が建られ始めており、もし、白石邸の倉庫の方が早い時期に建設されたのであれば、小樽の木骨石造建造物の建築技術が塩釜を経由して伝わった可能性もあり得るであろう(もちろん、その逆に明治後期に小樽から建築技術が伝わった可能性も十分に考えられる)。文献に残る当時の写真から、この倉庫は明治期に建てられたと推定できるが、建設時期は明確ではなく、建て替えられた可能性もある。現在、廃墟のような状態であるが、今後の調査が期待される。



写真 付録 3 史跡・白石廣造邸跡
に残る木骨石造倉庫



写真 付録 4 史跡・白石廣造邸
跡の木骨石造倉庫に残る木軸組

城郭石垣の石積み技術とその伝播

濱田 晋一（名古屋工業大学 准教授）

1. はじめに

城郭石垣の石材加工技術と石積み技術については、織田信長によって築かれた、小牧山城〔永禄 6(1563) 年〕を嚆矢として、その後、全国的に広がりを見せる。その技術変遷については、ある程度整理されてはいるものの、その技術の伝播については明らかにされていない。

そこで、本研究では、これまで調査研究によって明らかにした、全国的な城郭石垣の技術変遷を整理し、その後、城郭を築いた大名に注目することで、技術の伝播を明らかにする。なお、徳川幕府が開かれた後は、徳川家の命による「公儀普請」で、江戸城、駿府城、名古屋城、大阪城等が築かれるが、名古屋城、大阪城は、関わった大名の担当箇所である「丁場」を記した割普請の絵図が残る。そのため、名古屋城では 20 の大名家、大阪城では 64 の大名家の技術を知ることができることから、名古屋城、大阪城の調査を重点的に行い、各大名の技術変遷を明らかにする。

2. 石垣の構成と構造

城郭石垣は、一般的に平部と隅の隅角部によって構成される。さらに、その構造は表面の築石とその内側の裏込めおよび地山から成り、裏込めは地山と築石の緩衝材の役目を果たすとともに、地山からの水を石垣の外側に流す排水効果もある。また、築石の座りをよくするために介石が入られ、石垣の勾配を調整する際には鰯飼石を入れる(図 1)。

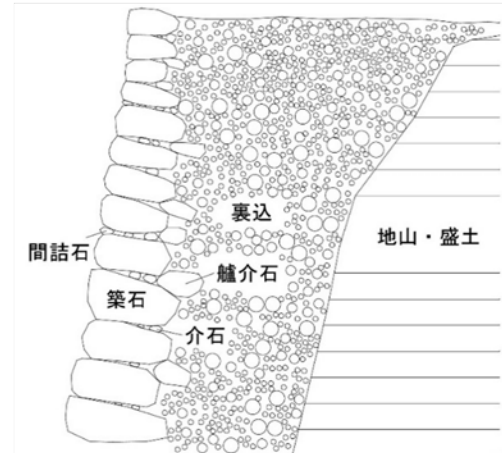


図 1 石垣構造図



図 2 自然石（会津若松城天守台）



図 3 割れ石（犬山城天守台）



図 4 割石（名古屋城本丸）



図 5 切石（江戸城天守台）

3. 石材加工技術とその変遷

3-1. 石材加工技術

石材加工については、平部・隅角部ともに、個々の築石の加工程度から、自然石および自然に割れた割れ石、自然石や割れ石に楔等を用いて割った割石、割石をノミ等で加工して整形した切石の三種に大別される(図 2・3・4・5)。

また、石材の大きさは、その程度によって「不均一」、3割程度均一化された「やや均一」、4割～7割程度均一化された「やや均一」、8割以上均一化された「均一」に分けることができる。

さらに形状では、石材を加工しない「不整形」、一部整形する「やや不整形」、四角形の一部形状が崩れる「やや整形」、四角形の「整形」に分けることができる。

3-2. 石材加工技術の変遷

伊勢神戸城〔天正 8(1580) 年頃〕では、自然石もしくは割れ石を使用し、その後、大分城天守台〔慶長 4(1599) 年頃〕、小倉城天守台〔慶長 7(1602) 年〕は、割石の使用が確認される(図 7)。そして、切石が見られる早い例として、隅角部では、大阪城〔元和 6～寛永 7(1620～30)年〕、福山城伏見櫓台〔元和 8(1622) 年〕がある(図 8)。平部の早い例は、会津若松城太鼓門下〔寛永 8～20(1631～43)年頃〕、小松城天守台〔寛永 16～17(1639～40)年〕等である(図 8)。

4. 石積み技術とその変遷

石積み技術については、石材の加工程度を基に、自然石もしくは割れ石を積む野面積み、自然石や割れ石の合端がある程度加工して積む割石積み、整形した切石を用いて積む切石積みの 3 種に分けられる(図 6・7・8)。

また、横方向の目地が通るか否かで布積みと乱積みに分けられ、乱積みから布積みへの変遷過程において、部分的に横方向の目地が通る布崩し積みがある。

一方、隅角部は二方向からの力が加わるため、大きめの



図6 伊勢神戸城天守台(天正8)



図7 小倉城天守台(慶長7)



図8 小松城天守台(寛永16~17)



図9 彦根城天守台(慶長10年)

石を積み重ね、時代が降ると、その石の長辺を隅の両面に交互に表すように積む「算木積み」が出現する。さらに隅角部を安定させるために、長辺の角石の下に短辺の角石とその脇にもう1石入れた角脇石、角脇石の脇にもう1石入れて長辺の石を3石で受ける三つ目石が完成する。

4-1. 隅角部における石積技術

i 算木積み

算木積みの考えは、天正4年の安土城天守台にはすでにあり、隅角部の強化に繋がりを理解していたと考えられる。その後、松本城天守台〔文禄(1592~95)頃〕では、ほぼ算木積みが完成している。

ii 角脇石

角脇石が入る初期の例は、慶長7年の小倉城天守台である。計画的に入れられるのは、現在確認できる限りでは、慶長9年~元和2年頃の津山城天守台、慶長10年の彦根城天守台で、慶長13年頃の佐賀城天守台や、伊賀上野城本丸西南隅は、ほぼすべてに角脇石が入る(図9)。

iii 三つ目石

三つ目石が現れる初期の例は、現在確認できている限りでは、慶長14年の金沢城辰巳櫓台、慶長15年の名古屋城二之丸東南隅等の一部である。そして、慶長16年の伊賀上野城本丸西南隅では、計画的に三つ目石が入り、明石城本丸北面〔元和5(1619)年・兵庫〕は、すべてに入る。

5. 名古屋城における石材加工および石積み技術

名古屋城については悉皆的な調査を行い、ある程度、石材加工および石積み技術を明らかにできている。これらの調査結果を基に、大名の担当した丁場と照らし合わせることで大名の技術を知ることもできる。なお、石材加工技術は加工程度、整形度、均一度、表面加工、間詰石の粒度等について調査を行った。ここでは、加工程度、整形度、均一度の調査結果を示し、大阪城の技術と比較する。

5-1. 石材加工技術

5-1-1. 加工程度

名古屋城では、慶長15(1610)年築城時の築石の石材加工はすべて割石である。割石の中でも粗加工から精度の高い精加工までが確認される。

5-1-2. 整形度

築石の整形度について、調査結果を整理したものが図10・11となる。これをみると、やや不整形とやや不整形とやや整形が混在する箇所が、全体の6割程度を占めている。また、本丸西北隅および東南隅ではやや整形となっているが、西北隅は明治24(1891)年の濃尾地震後に築石を再加工して積み直しが行われ、東南隅も大正期に積み直しが行われている。二之丸西面の一部にも、やや整形が確認されるが、これは寛文期(1661~1673)および享保期(1716~1736)の修理時に、再加工して積み直されたと考えられる。さらに、天守台北・西面および本丸北面は整形とやや整形が混在している。これは、天守台が宝暦2(1752)年に修理が行われ、その際に築石を再加工して積み直しが行われたためである。

5-1-3. 均一度

築石の均一度について、調査結果を整理したものが図12となる。これをみると、不均一がごく一部でしか確認されず、その加工程度に違いはあるものの、全体的に均一化さ

整形度				
	不整形	やや不整形	やや整形	整形
均一度				
	不均一	やや不均一	やや均一	均一

図10 名古屋城石材加工技術(整形度・均一度)

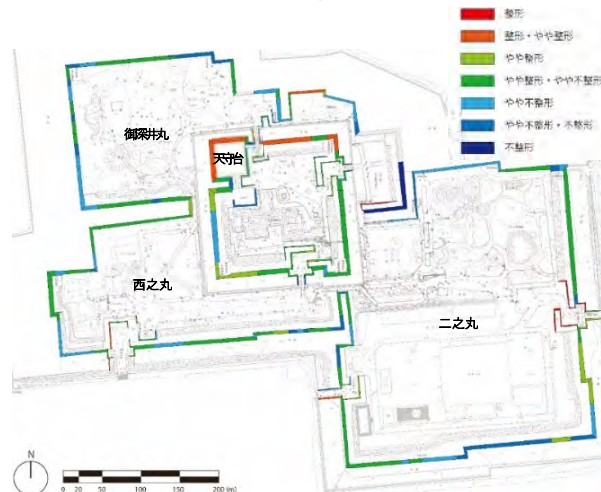


図11 名古屋城平部整形度

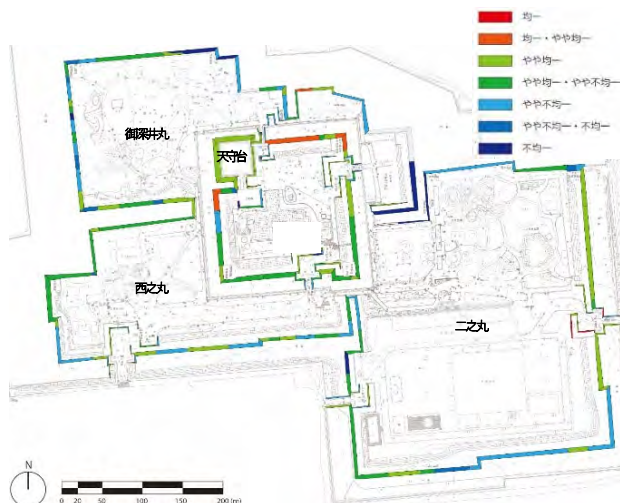


図 12 名古屋城平部均一度

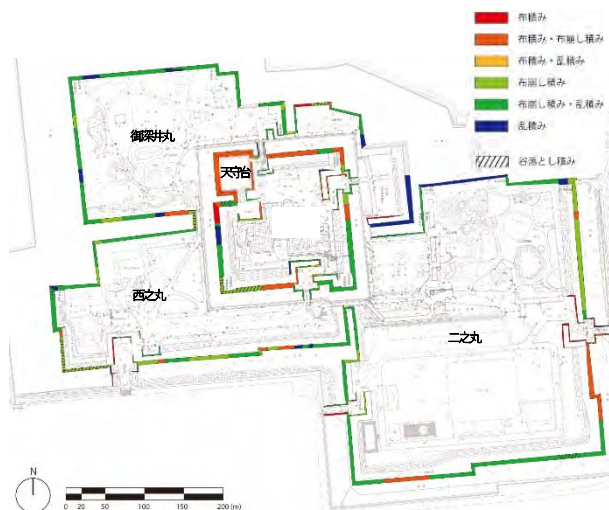


図 13 名古屋城平部石積み技術

れる傾向にある。そして、不均一とやや不均一が混在およびやや不均一が全体の 4 割程度を占めている。また、やや不均一とやや均一が混在する石垣およびやや均一が、全体の 5 割程度を占めている。その中で、天守台北・西・南面の一部は、宝暦 2 年の修理で築石を再加工して、均一化しながら積み直しが行われている。本丸西南隅は大正期、御深井丸北面一部は明治期の積み直しが行われているが、その他は、修理記録も確認されず、築城時の技術である。

5-2. 石積み技術

ここでは平部と隅角部に分けて、その技術をみる。

5-2-1. 平部の技術

平部の石積み技術について、調査結果を整理したものが図 13 である。これをみると、乱積みは全体の 1 割程度である。そして、布崩し積みの一部に乱積みが見られる石垣が全体の 5 割程度、布崩し積みが全体の 1 割程度となっている。しかし、これらの石垣の内、修理が判明している箇所は、二之丸東門北側等の一部に限られており、布崩し積みであっても当初の技術とみることができる。天守台北面・

西面・南面の一部は、宝暦 2 年の修理で積み直しが行われ、その際に布積で積み直し、一部布崩し積みとなっている。

5-2-2. 隅角部の技術

隅角部の石積み技術は、先述したように、算木積み、算木積みに角脇石、三つ目石に分けられる。これらの調査結果を整理したものが図 14 である。

算木積みは、天守台の東南隅、二之丸の西南隅、御深井丸の西北隅の限られた箇所のみである。これらは、修理記録もなく、築城時の技術の可能性が高い。そして、角脇石は全体の 4 割程度に入る。このうち、本丸西北隅、西南隅および御深井丸北東隅は明治、大正期の修理が行われているが、その他は修理記録もなく、築城時の技術とみることができる。三つ目石が入る箇所は、全体の 5 割程度であり、天守台北北隅および西南隅は宝暦期、本丸東北隅も慶長 19 年の修理である。また、西之丸西南隅も明治期に修理が行われており、二之丸西面南側は寛文期および享保期に修理が行われている。また、二之丸東門周囲は昭和にも修理が行われている。しかし、その他については修理記録がないことから、築城時には一部ではあるものの、三つ目石の技術が取り入れられていたことが分かる。

6. 大阪城における石材加工および石積み技術

大阪城についても、名古屋城と同様に悉皆的な調査を行い、ある程度、石材加工および石積み技術を明らかにできている。これらの調査結果に基づき、大名の担当した丁場と照らし合わせることで、大名の技術を知ることができる。

なお、大阪城は、元和 6 (1620) 年から寛永 7 (1630) 年の 10 年かけて、3 期に分けて築城されている。そのうち第一期は元和 6 年～寛永元 (1624)、第二期は寛永元年から寛永 5 (1628) 年、第三期が寛永 5 年～寛永 7 年となる。ここでは、第二期の本丸築城技術をみていく。

6-1. 石材加工技術

石材加工技術は、主に平部の石材加工技術に注目する。

6-1-1. 加工程度

すべて割石であるが、全体的に精度が高い。特に、桜門周辺は精度が高く、切石に近い築石も確認される。

6-1-2. 整形度

一部に不整形が確認され、やや不整形の割合も低くなる。一期に比べ、やや整形の割合が 7 割程度と高くなっている。一期から二期の間の数年間に、技術力が高まったことが分かる。また、整形も一部に確認できるが、ここは修理記録が残らず、築城時の技術とみることができる。

6-1-2. 均一度

一部に不均一とやや不均一が確認される他は、8 割程度がやや均一となっている。これも整形度と同様に、一期から二期の間の数年間に、技術力が高まったことが分かる。

石材加工技術は、同時に発展することが明らかとなる。

6-2. 石積み技術

6-2-1. 平部の技術

一部に布崩し積みがみられるが、その他は、布積みと布崩し積みが混在したもの、もしくは布積みとなっている。築城の際は、一つの技術で統一されるのではなく、布崩し積みから布積みまでの技術が確認される。これらは、後述する大名の技術と密接な関係があり、技術力の発展の背景には、大名間で技術が伝播した可能性がある。

6-2-2. 隅角部の技術

算木積みもしくは角脇石が入る箇所が全体の4割5分程度、角脇石に三つ目石が入るもしくは三つ目石が入る箇所が5割5分程度となっている。また、角脇石に三つ目石が入る、もしくは三つ目石が入る箇所は、整形度や均一度といった加工技術も高いかといえ、必ずしもそうではなく、石材加工技術が低い箇所でも、三つ目石が入る箇所もある。

7. 名古屋城と大阪城における大名による技術差と技術の伝播

「公儀普請」によって築かれた、名古屋城、大阪城では、同時代に築いた石垣の中にも技術差が確認された。これは、名古屋城が20の大名家、大阪城が64の大名家によって築かれたためである。そこで、名古屋城本丸の石積み技術と大阪城本丸の石積み技術について比較し、さらに名古屋城本丸ならびに大阪城本丸に関わった、大名家に注目して技術変遷および技術の伝播について考察した。ここでは、名古屋城本丸と大阪城本丸(第二期)を例に挙げる(図15・16)。

名古屋城の普請および大阪城普請ともに行っている大名家は16家であり、その内、両者の本丸を築いた大名は、加藤清正(忠広)家、生駒家、蜂須賀家、加藤嘉明家、細川家、鍋島家、寺澤家、池田輝政(光政)家、浅野家の9家である。

まず、名古屋城における石積み技術を見ると、寺澤家は乱積みとなっており、生駒家、蜂須賀家、加藤嘉明家、池田輝政(光政)家は、布崩し積みと乱積みが混じっている。一方で、加藤清正(忠広)家、細川家、浅野家については、布積みと布崩し積が混じっている。なお、鍋島家の築いた西南隅櫓台は、大正の台風で石垣が崩落し、落とし積みで積み直しが行われているため、対象外とする。

続いて、大阪城をみると、寺澤家は布崩し積みとなる。さらに、加藤清正(忠広)家、蜂須賀家、加藤嘉明家、細川家、鍋島家は、布積みに布崩し積が混在している。そして、池田輝政(光政)家、生駒家は布積みとなっている。

そして、寺澤家は名古屋城では乱積

みであったが大阪城では布崩し積みとなっている。名古屋城普請から大阪城普請の間に、江戸城の普請にも関わっているが、江戸城の普請については、現在調査を進めているが、史料も少なく明確なことは言えない。また、蜂須賀家、加藤嘉明家は、名古屋城では布崩し積みと乱積みが混在していたが、大阪城は布積みと布崩し積みが混在するようになり、技術が発展している。蜂須賀家はその後、江戸城に携わっているが、加藤嘉明家は大阪城までは、大きな普請は行っていないので、名古屋城で技術の伝播があったと考えられる。さらに、池田輝政(光政)家、生駒家は、名古屋城では布崩し積みと乱積みが混在していたが、大阪城では、ほぼ布積みとなっている。生駒家は江戸城に関わるが、池田輝政家は大阪城まで大きな普請を行っていないので、恐らく名古屋城で自らの技術を高めた、つまり技術の伝播があった可能性が高い。因みに、名古屋城では、本丸東面の池田輝政(光政)家の北側を山内家が築いており、そこは布積みと布崩し積みが混在している。その高い石積み技術を池田家が習得した可能性は高い。

8. まとめ

本研究では、安土城が築城された天正期以降の石材加工、石積み技術を調査し、技術の変遷を明らかにした。さらに、城郭石垣の技術の伝播の背景には、徳川家による「公儀普請」があり、江戸城、駿府城、名古屋城、大阪城等は、全国から大名が召集されている。そこで、石垣を普請した大名とその丁場が明らかな、名古屋城と大阪城の石材加工および石積み技術について悉皆調査を行った。その結果、各大名の技術が明確化され、両城を比較することで、大名の技術変遷が明らかとなった。さらに、各大名が担当した丁場に注目することで、隣接する大名の技術を習得した可能性が高まり、これまで未解明であった、技術の伝播を指摘することができた。

今後は、公儀普請以外の各大名の技術を含め、技術の伝播について、考察を深める予定である。

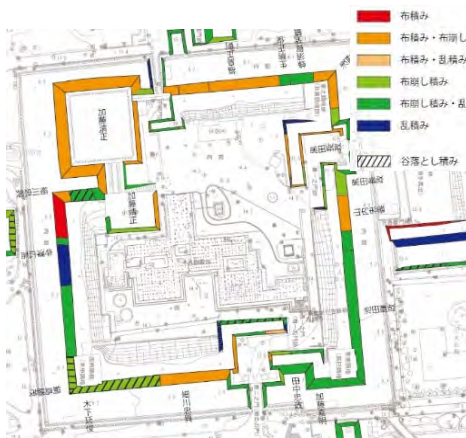


図15 名古屋城平部石積み技術と大名丁場



図16 名古屋城平部石積み技術と大名丁場

柱軸力の影響を考慮した伝統構法の社寺建築物に用いられる 板壁や土塗壁を有する木造軸組架構の耐震性能評価法の構築

香川大学 創造工学部 教授 宮本慎宏

1. はじめに

ダボ無しの落とし込み板壁は、社寺建築物において長く用いられてきた伝統構法であるが、既往研究^{例えば 1)}は住宅建築物に用いられるダボ有の板壁を対象としたものが多い。また、土塗壁も社寺建築物に長く用いられてきた伝統技術であるが、既往研究^{例えば 2)}では住宅建築物に用いられる土塗壁を対象とした研究が多い。本研究ではダボ無しの落とし込み板壁や土塗壁を有する木造軸組架構に対して静的載荷実験を実施し、その評価手法を検討することを目的とする。

2. 静的載荷実験と要素実験

試験体は図 1 に示す 4 体である。柱、貫、大斗、板壁、楔、肘木にはヒノキ、ダボにはカシをそれぞれ使用した。柱は 180×180mm、柱長 1900mm、柱間 1400mm、頭貫は 80mm×130mm、内法貫及び足固貫は 50×90mm とした。柱一頭貫接合部の仕口は輪薙ぎ込み、内法貫および足固貫一柱接合部の仕口は渡り顎楔止めとした。柱頭には大斗を想定した 180×180×170mm の角材をφ18mm のダボで接合した。板壁試験体では、貫及び柱に深さ 15mm の欠込

みを設け、厚さ 18mm のダボ無し板壁を落とし込んだ。土塗壁試験体では、壁板を通すための柱と貫の欠き込みは設けなかった。壁土を塗り付ける下地は、間渡しに幅 26mm 程度の割竹、小舞に幅 22mm 程度の割竹を使用した。左官施工は小舞掻きを行った後に荒壁、裏返し塗りを行い、乾燥収縮によるひび割れ終了後、裏面から小直し、表面から中塗りを施工した。

図 2 に示すように鉛直軸力は錘を用いて柱 1 本あたり 20kN を載荷した。水平荷重はアクチュエーターを用いて肘木上部の桁に与え、柱の見かけのせん断変形角が 1/200 ~ 1/10rad で正負 3 回ずつの交番加力とした。載荷終了後には、板壁試験体の柱、頭貫、通し貫から 30×30×420mm の曲げ試験体を各 3 体、30×30×90mm の全面横圧縮試験体（半径方向と接線方向）及び部分圧縮試験体（半径方向）を各 5 体ずつ切り出して要素実験を行い、横ヤング係数、曲げヤング係数、横圧縮強度、部分圧縮強度、曲げ強度をそれぞれ算出した。要素実験結果における初期剛性及び二次剛性については、荷重一変位曲線において一次勾配を最大荷重の 20% の点と 40% の点を結んだ

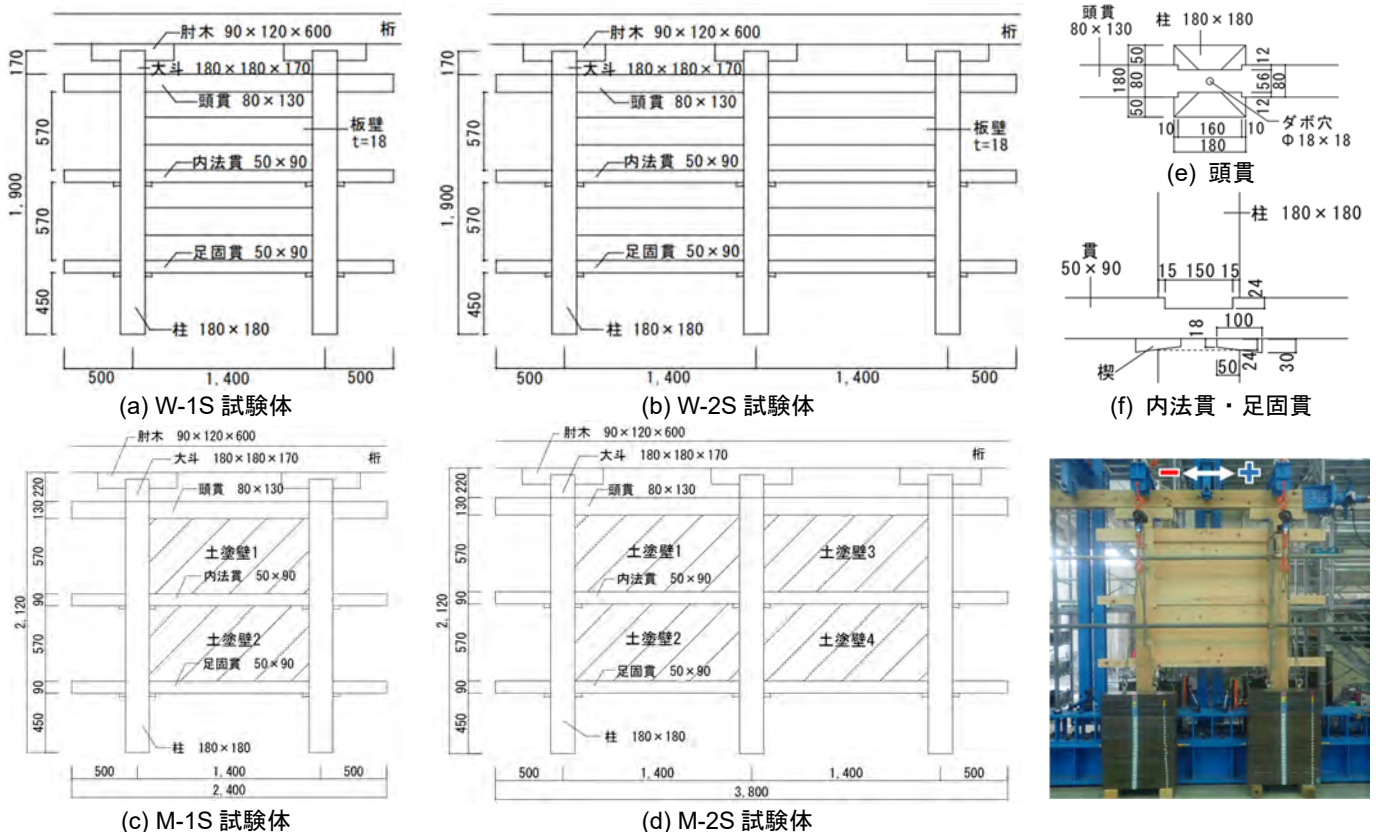


図 1 試験体詳細図



図 2 載荷時の様子

直線，二次勾配を最大荷重の 85%の点と最大荷重を結んだ直線とした^{3),4)}。

3. 実験結果

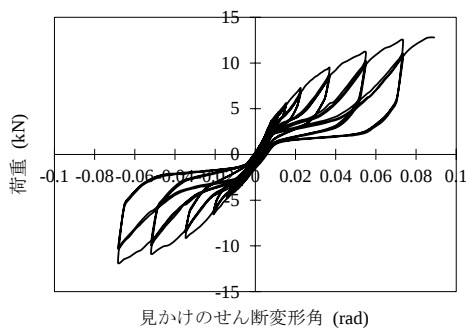
板壁試験体の荷重変形角関係は図 3 のようになり，2 体とも 1/10rad の載荷まで荷重は上昇し続けた．W-1S 試験体については 1/10rad 正方向 1 回目の載荷時に柱脚が浮き上がった為，その段階で載荷を終了した．破壊性状を図 4 に示す．1/30rad 正方向 1 回目で内法貫及び足固貫，楔に最初のめり込み及び割裂が生じ，変形角が大きくなるにつれて割裂が進展した．W-2S 試験体では 1/10rad 負方向 1 回目で足固貫の曲げ破壊が生じて荷重が低下した．板壁については目立った損傷はなく，解体後に板材端部が柱の欠込み部分にめり込んでいる様子が確認できた．

図 5 に土塗壁試験体の荷重変形角関係，図 6 に主な破壊性状をそれぞれ示す．どちらの試験体も土塗壁のひび割れ発生過程に差異はなく，1/150 rad で隅角部において壁土の圧壊が生じ始めた．1/50 rad から隅角部が面外にはらみ始め(図 6(a))，1/30 rad 近傍で土塗壁中央部の壁土にせん断ひび割れが生じ始め，最大荷重を迎えた．1/20 rad より土塗壁隅角部が崩落し始め(図 6(b))，徐々に荷重が低下した．土塗壁中央部の破壊面は壁土がはらみ出しており，圧縮せん断であったことを示している．M-1S 試験体は-1/15 rad 1 回目で柱 2 側の足固貫と内法貫に最初の曲げ破壊が生じ(図 6(c))，M-2S 試験体は+1/15 rad 1 回目で柱 2 側内法

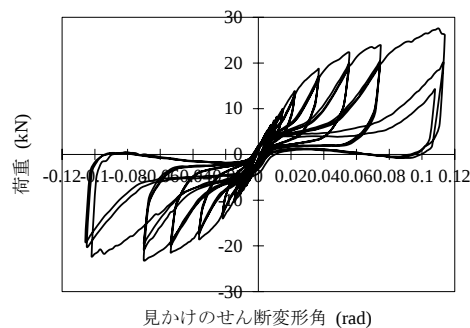
貫に最初の曲げ破壊が生じ，それぞれ荷重が低下した．載荷終了後に試験体を解体すると，間渡し竹と貫の接合部分において，間渡し竹にめり込み跡が見られた(図 6(d))

4. 解析モデルの概要と各抵抗要素のモデル化

汎用解析ソフト SNAP Ver.8 を用いて静的増分解析を行った．解析モデルは図 7 に示す通りで柱脚はピン拘束とし，各抵抗要素の復元力算定の際には要素実験により得られた横ヤング係数，曲げヤング係数，部分圧縮強度を用いた．柱傾斜復元力は既往の算定式⁵⁾について，第 1 折れ点と第 3 折れ点を線形補間し，4 線形モデルを用いた．柱一貫接合部について，既往の設計式⁶⁾では楔が奥まで入りきらず，中空となっている部分が考慮されていない．実際の接合部では図 8 に示すようなめり込み抵抗が生じており，水平方向は $\sum N_4 - \mu \sum N_2 = 0$ ，鉛直方向は $\sum N_1 + \sum N_2 - \sum N_3 = 0$ が成り立つと仮定し，木材のめり込み抵抗に関する既往の算定式⁷⁾を用いて各部分の反力を算定し，回転中心まわりの抵抗モーメントを加算することにより復元力特性を算出した．端部の柱一貫接合部については，耐力が中央の接合部の 1/2 として算出結果を補正した⁸⁾．柱一頭貫接合部の復元力特性は，鉛直軸力の影響を考慮した既往の算定式⁹⁾を用いた．各接合部の二次剛性は頭貫の要素実験から得た値とした．板壁試験体の柱一貫接合部及び柱一頭貫接合部については，板材による欠き込みを考慮していない．



(a) W-1S 試験体



(b) W-2S 試験体

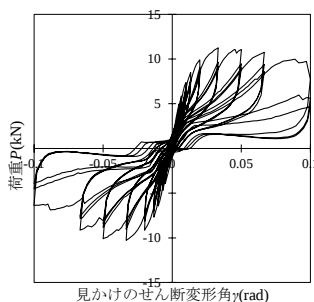
図 3 板壁試験体の実験結果



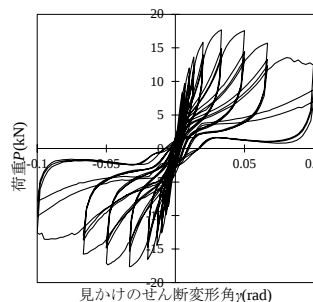
(a) 貫の曲げ破壊



(b) 板材端部のめり込み
図 4 破壊性状



(a) M-1S 試験体

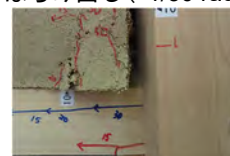


(b) M-2S 試験体

図 5 土塗壁試験体の実験結果



(a) 土塗壁隅角部の
はらみ出し(+1/30 rad)



(c) 足固貫の曲げ破壊
(-1/15 rad)



(b) 土塗壁隅角部の崩落
(+1/10 rad)



(d) 間渡し竹の
めり込み跡(解体後)

図 6 破壊性状 (M-1S)

ダボ無しの落とし込み板壁の耐力は、個々の板材木口が柱へめり込むことで発現する。木材のめり込み抵抗に関する既往の算定式⁷⁾を用いて各板材の復元力特性を算定し、両端に回転バネとして付加した。めり込み抵抗における二次剛性は柱の要素実験から得た値とした。この時、板壁のめり込み余長は、図9に示す頭貫側から3枚目の板壁の例のように、隣り合う板材のめり込み端部までとした場合と、上部の貫下面までとした場合の2パターンで算定した。この際、めり込みの生じる奥行方向の余長については、板壁による欠き込みを柱幅から減じた値とした。

さらに、繊維材を混入した壁塗り直前の壁土を用いて、宇都宮ら¹⁰⁾の方法に則り一軸圧縮試験を行った。質量が変化しなくなるまで気中養生を行った直径125 mm、高さ250 mmの円筒形一軸圧縮試験体を荒壁、中塗り、小直しごとに5体ずつ作製した。壁土の一軸圧縮試験から得られた圧縮応力度-ひずみ度関係を図10に、土100Lに対する藁スサの調合量、一軸圧縮強度 σ_u 、弾性係数 E_{50} 、粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ 、推定せん断強度 τ の5体の平均値を表1に示す。静的載荷実験での土塗壁のひび割れ状況および、

これらの一軸圧縮試験結果において荒壁と中塗りが同等の耐力を有していたことより、土塗壁要素のモデル化は、各層壁土ごとに求めた荷重変形角関係を各層の塗厚に応じて加算した¹¹⁾。このとき、荒壁+裏返しの塗厚は、縦間渡し竹と横間渡し竹の厚みを20.0 mmと考え、減じて求めた。土塗壁は、圧縮力が作用する方向にのみ水平バネとして設定し、第1折れ点を降伏荷重時、第2折れ点を最大荷重時、第3折れ点を最大耐力時保持時、それ以降は第3折れ点と0.1 rad時の荷重を結ぶ直線とする4線形モデルとした。

5. 解析結果と実験結果の比較

前章より、試験体毎にパターン分けした解析モデルを構築して静的増分解析を行った。図11に静的増分解析結果と実験結果の比較結果を示す。板壁試験体では、板材のめり込み余長を隣り合う板壁のめり込み端部までとした場合において、正負両方向で実験値と解析値が概ね一致した。また、初期剛性は実験値に対して解析値が過大となった。これは実際の試験体の部材間の隙間など、施工精度のばらつきを解析では考慮していないためと考え

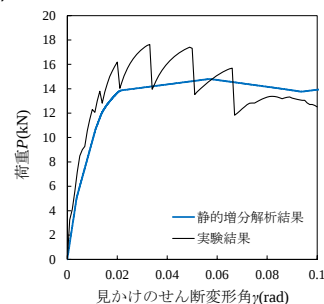
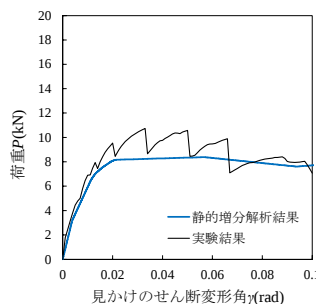
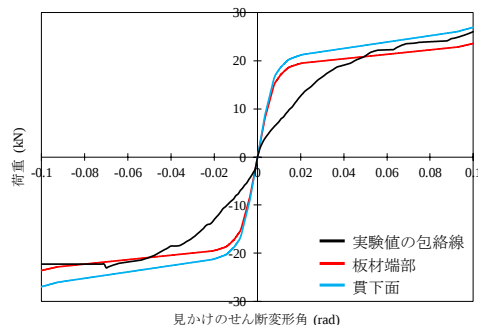
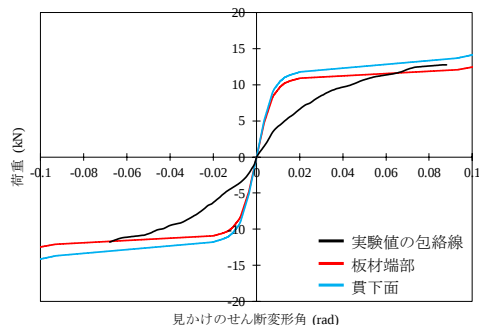
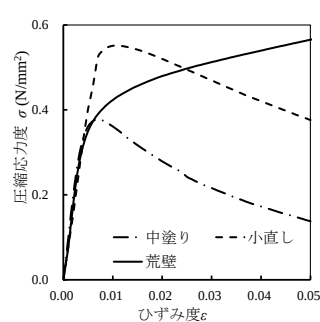
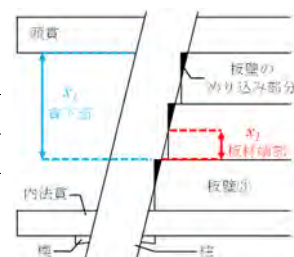
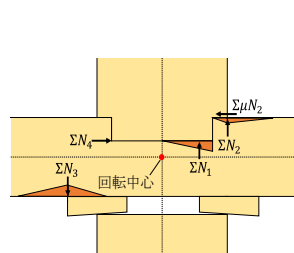
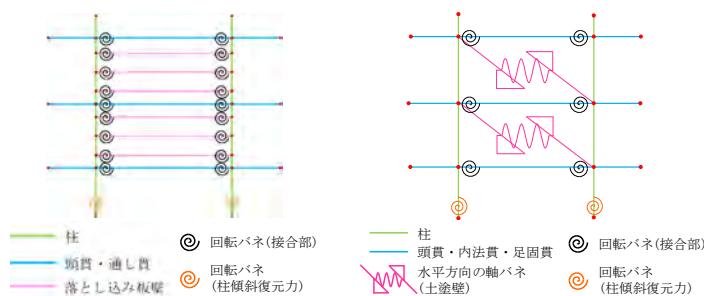


図11 静的増分解析結果と実験結果の比較

表1 一軸圧縮試験結果(5体平均)

壁土種類	すき混合量 (kg/±100%)	密度 ρ (g/cm³)	圧縮強度 σ_u (N/mm²)	弾性係数 E_{50} (N/mm²)	粘着力 c (N/mm²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	推定せん断強度 τ (N/mm²)
荒壁土 裏返し土	2.01	1.47	0.65	78.5	0.30	5.41	0.32
小直し土	2.49	1.43	0.55	82.3	0.23	10.8	0.27
中塗り土	2.62	1.26	0.38	109.4	0.16	10.6	0.19

られる。土塗壁試験体では、M-1S, M-2S どちらも 0.02 rad 近傍まで、実験結果と解析結果が概ね一致した。両試験体とも、実験結果は 0.02 rad 近傍で最大荷重を迎えたのちに荷重が低下しているのに対し、解析結果はほぼ横ばいとなり、荷重低下の傾向があまり一致しなかった。この要因として、実験では変形に伴う隅角部の崩落や中央部のはらみ出しが発生したことが考えられる。

6. まとめ

本研究ではダボ無しの落とし込み板壁や土塗壁を有する木造軸組架構の静的載荷実験を行い、荷重変形角関係及び破壊性状を把握した。板壁試験体では、実験結果を踏まえてめり込み余長のパターン別に解析モデルを構築し静的増分解析を行った結果、実験値と概ね一致する解析パターンが得られた。土塗壁試験体では、壁土の一軸圧縮試験結果を用いて解析モデルを構築して静的増分解析を行った結果、0.02 rad までは実験結果と解析結果が概ね一致した。

謝辞

本研究は公益財団法人松井角平記念財団の助成金による補助を受けて実施されました。実験の実施に関しては香川大学及び近畿職業能力開発大学校の学生にご協力いただきました。ここに謹んで深甚なる謝意を表します。

参考文献

1) 稲山正弘, 青山章一, 村上雅英: 落とし込み板壁の面内せ

ん断試験と力学的挙動の解析, 日本建築学会構造系論文集 第 76 巻 第 609 号, pp.97-104, 2011.01

- 2) 宇都宮直樹, 宮本慎宏, 山中稔, 松島学: 土質力学に基づく土塗壁の耐力変形推定式の提案—壁土のせん断破壊が卓越する場合—, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 684 号, pp.363-368, 2023.02
- 3) 財団法人日本住宅・木材技術センター: 構造用木材の強度試験マニュアル, pp.10-14, 2011.03
- 4) 末定拓時, 稲山正弘, 宮本康太, 青木謙治, 洪沢龍也: 広葉樹のめり込み性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp.337-338, 2018.09
- 5) 文化庁: 重要文化財 (建造物) 耐震基礎診断実施要領, pp.19-21, 2012.06
- 6) 日本建築学会: 木質構造接合部設計マニュアル, pp.254-246, pp.275-276, 2010.09
- 7) 日本建築学会: 木質構造基礎理論, pp.98-103, 2010.12
- 8) 先田葵衣, 内藤蓮, 網島芽吹, 宮本慎宏, 宇都宮直樹: 社寺建築物の木造軸組架構における加算則に関する研究 その 3 荷重変形角関係の減算結果に基づく各接合部の評価結果, 日本建築学会四国支部研究報告集, pp.13-14, 2024.03
- 9) 網島芽吹, 宮本慎宏, 宇都宮直樹: 社寺建築物における鉛直軸力の影響を考慮した柱—頭貫接合部の耐震性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.70B, pp.96-103, 2024.04
- 10) 宇都宮直樹, 山中稔, 松島学: 藁スサを混合した新しい供試体の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 664 号, pp.1119-1124, 2011.06
- 11) 宮本慎宏, 宇都宮直樹, 高橋繁二, 山中稔, 松島学: 各層壁土の材料特性を考慮した土塗壁の耐力変形関係の推定, 日本建築学会技術報告集, 第 20 巻, 第 46 号, pp.939-943, 2014.10

土塗り左官施工の技術伝承のための左官職人のデジタルツインと身体運動の分析

京都工芸繊維大学 デザイン・建築学系 村本 真

1. はじめに

土壁の構造性能を把握するために繰り返し載荷実験が数多く実施され、その結果が報告^{1), 2)}されている。しかしながら、土壁を製作する職人の技能については十分に解明されていないように思われる。また、左官職は業界の縮小と技能伝承の困難さに関する問題が課題となっており、左官文化の保存が必要である。本研究では、左官職人の技能継承を支援し、さらには左官文化の保存のため、伝統構法における土塗り左官を対象とする。本研究の目的は、伝統木造建築に用いられる土塗り左官の技能伝承を確実にするための左官職人のデジタルツインの作成と左官仕上げの状態を分析することである。

2. 左官職人のモーションキャプチャ実験とデジタルアーカイブズの作成

左官職人が土塗りをする場合のモーションキャプチャ実験を実施した。熟練した左官職人を対象として、モーションキャプチャスーツを使用し身体の部位の座標を取得するとともに、視線の計測、鋺圧の計測、ビデオ映像の記録、実験前後のアンケートを実施した。図1は荒壁塗りを実施した場合のモーションキャプチャ実験の様子である。

モーションキャプチャは、OptiTrack 製の Flex13 カメラ 16 台と Motive:Body(Ver.3.1.0/β1) および ノビテック製 VENUS3DR(Ver.6.1.0.300) を使用した。視線計測は、ナックイメージテクノロジー製の EMR-9 で視野レンズは広角な 121° を使用した。鋺に作用する圧力の計測は、240mm 幅の左官鋺を改造し、テック技販製の小型 6 軸センサ (USX10-H10-500N) を使用した。モーションキャプチャと鋺圧は 120 Hz、視線計測は 60 Hz で記録した。

左官職人の動作をもれなく取得するため、上記のように多数のカメラ台数とし、カメラ画角の死角を減らすように計測計画を立てたが、それでも計測時には、壁面と身体の間には鋺作業が行われることから、鋺板や両腕の位置関係によってはデータをロストする場合があった。左官動作を邪魔せずに確実な動作取得となるような工夫を検討する必要がある。

左官職人の技能伝承および今後の動作分析のため、取得した動作をアーカイブする。ここでは、土塗り左官の技能の特徴が最も表れていると思われる鋺圧を左官職人の動作と関連付けて表示する映像としてアーカイブデータを作成した。図2では、異なる左官職人が異なる時期に土塗りを実施した結果を同時に表示して比べられるようにしている。図2の左上には、身体に貼付したマーカーから作成した身体フレームの全体像を、右上には横から見た身体フレームを



図1 モーションキャプチャ実験の様子

表示し、画面下部には鍔圧の時間変化を配置して、それぞれを同期再生している。それぞれの職人の動作における相違点や類似点を見やすく表示することを目的としている。このようにすれば、ビデオカメラ映像による表現では重ねて表示することができないが、モーションキャプチャデータを基盤として、年齢、経験年数等が異なる左官の動作を同時に比較しつつ、技能の違いをモーションキャプチャデータから作成した映像として把握することができる。また、ビデオカメラ映像では不明である壁面への鍔圧のかけ方についても理解することができる。

今後、左官動作中の視線の動き等を追加して同期再生することで、左官技能の継承のためのデジタルアーカイブとして活用することができる。異なる職人の結果だけではなく、今後、長期的な時間経過の中で追跡調査を行えば、職人自身の技能の変化を把握することも可能となる。

3. 左官職人の動作分析

2章で作成した左官動作のデジタルアーカイブズから左官動作を分析する。特に、壁面を綺麗に塗り仕上げる上で最も重要であると思われる鍔圧について分析する。また、実際に仕上がった壁面を3Dスキャンし、塗り厚の状態も調べる。

図3と図4は中塗り作業時の塗り付け長さを基準として、塗り付け時の鍔圧の変化を調べたものである。縦に塗りつける場合は、職人によって塗り上げてから鍔を下方に戻す（図では戻しと表記）場合がある。さらに、下方に鍔を移動させた後、上方へ塗り押さえる（図では戻し2回目と表記）場合もある。これらは縦に土を伸ばして塗りつける動作とともに、壁面に壁土を定着させるための押さえ作業が含まれている。ここでは、そうした一連の動作を分析する。鍔圧は最大値によって基準化し、塗り付け動作は鍔の軌跡の上げ下げの最大長さで基準化している。太実線は平均値を示し、その上下の細実線は平均値に標準偏差を加えた結果を示している。

図3は10人の職人の内、戻しの動作を2回だけ行っている3人の職人のそれぞれの平均した結果である。戻しを1回だけ行う場合は、塗り始めと戻しの瞬間に同程度の大きさの鍔圧をかけ、その後徐々に鍔圧を抜くように力をかけている。その後、塗り戻す段階で、同様に力のかけることで、最終的に平坦に塗り仕上げようと意識していることが伺える。

図4は、戻しの動作を2回行っている6人の職人のそれぞれの平均した結果である。塗り始めはほとんど力をかけず土を伸ばし、鍔が上端に達する瞬間に鍔圧が最大となる。鍔圧が最大値になっているのは戻しの動作の約5%である。戻しの動作では、上から下へ鍔を戻しながら鍔圧を約30%まで徐々に弱くしている。2回目の戻しの動作では、約3%の位置で鍔圧がなくなり、その後もほとんど力をかけずに塗り伸ばしている。

図5は中塗りで壁面1枚を仕上げた場合の塗り厚の分布を調べるため3Dスキャンした例である。Creaforme社製のGo!SCAN50を用いた。解像度は最大0.1mmである。実験後から2週間以上経過し、完全に乾燥した状態の壁面に対してスキャンを行った。なお、塗り付け厚さは実験時に指示していない。

3Dスキャンした壁面のメッシュデータから等高線データを作成した。その等高線データを壁面の

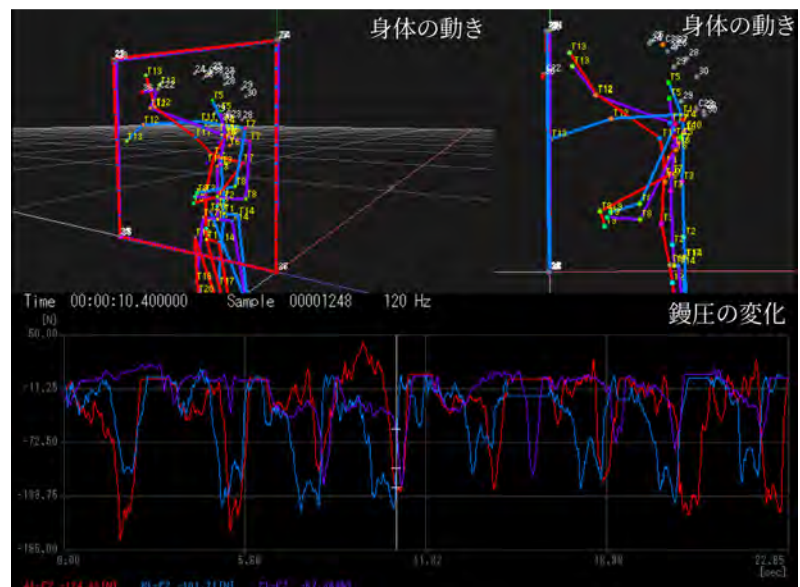


図2 モーションキャプチャ実験のアーカイブズから作成した映像

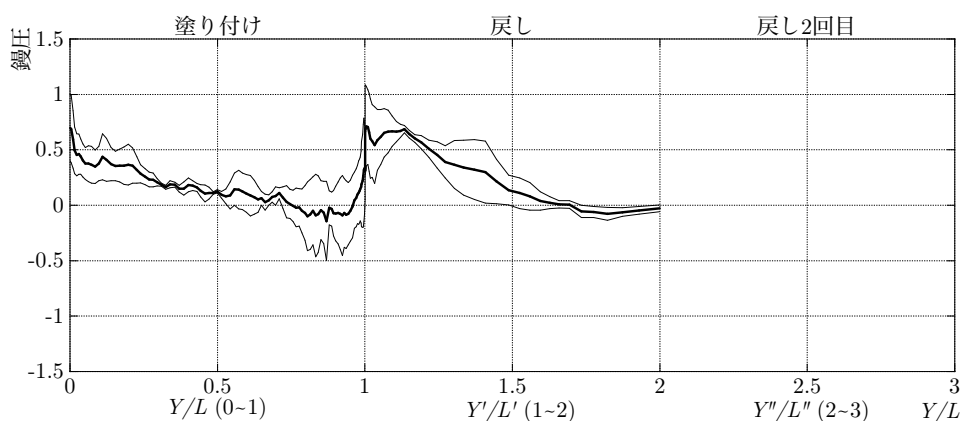


図3 戻しの動作 1 回の場合の鋺圧と鋺の軌跡の関係

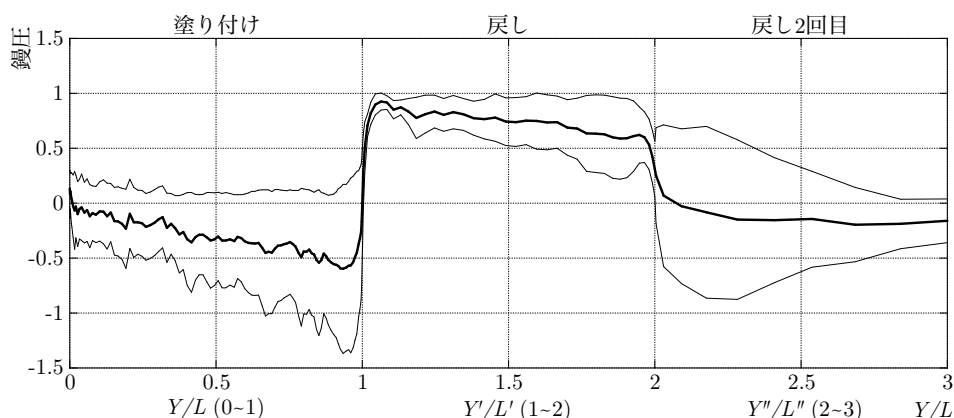


図4 戻しの動作 2 回の場合の鋺圧と鋺の軌跡の関係

塗り厚で色分けし描画したものが図 5 である。壁面写真では判別できなかった細かな塗り厚の違いが明らかとなっている。熟練職人の壁面の塗り厚のばらつきは、標準偏差 0.94 ～ 1.77 であった。

4. おわりに

本研究では、伝統木造建築に用いられる土塗り左官の技能伝承のために、モーションキャプチャ実験で得られる情報群をデータセットとしたデジタルアーカイブズを作成した。今後、これらのデータをさらに視覚情報として展開し、左官の技能伝承に活用できる体験型のツールの開発が期待できる。

取得したモーションキャプチャデータから左官職人の塗り付け作業における鋺圧とその軌跡の関係、塗り仕上げた結果の塗り厚を分析した。中塗り時の塗り付けと戻しの動作中の鋺の変位と鋺圧の割合の関係から、熟練職人の体格などの個人的要素によらずに動作を整理し、基本動作としての縦塗りを行うための鋺圧の推移を明らかとした。鋺圧には強弱がある。また、塗り厚の 3D スキャンによる分析から、熟練職人は、経験、視覚情報、

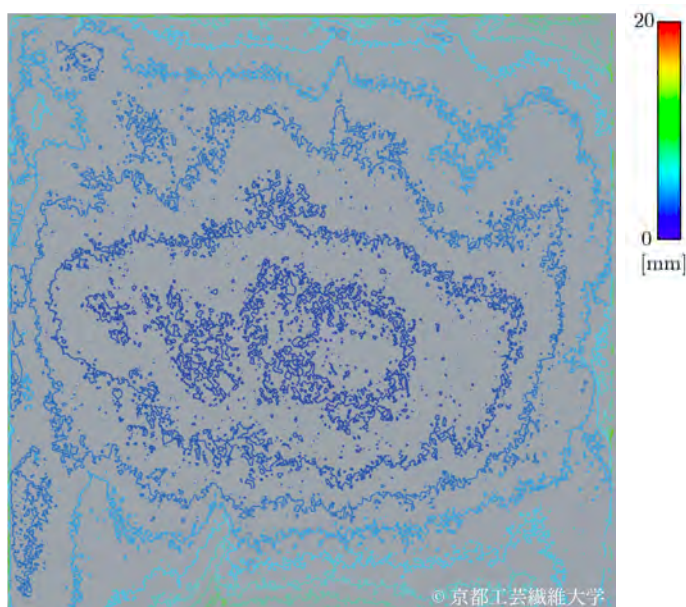


図5 壁面の塗り厚分布

鏝の感触から壁面を仕上げると、塗り厚のばらつき 2mm 程度となっていることがわかった。

土塗り左官の技術に関しては文献 3) が詳しいが、これに示された技術をモーションキャプチャ実験を通して数値化し確認していくことも求められる。本研究では、左官の技術の内、特に土塗り左官の一部を検討したにすぎない。その他の材料を用いる左官についても技能継承は課題となっていることから、左官の職能を保存した標準データセットの作成を目的にアーカイブズを充実する必要がある。

謝辞

モーションキャプチャ実験は、KYOTO Design Lab のフォトスタジオで実施し、左官職人の方々、京都工芸繊維大学大学院生の辻 雅貴君(当時)、坂本 陸君、小田唯己君らの協力を得ました。また、株式会社ノビテックおよび株式会社テック技販に計測装置の技術的支援を頂きました。壁面の 3D スキャンは KYOTO Design Lab の機材を使用しました。ここに感謝してお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 村本 真, 田邊雄太, 平田 良, 森迫清貴: 全面土壁の静的繰り返し載荷実験に基づく壁倍率の統計的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 732 号, pp. 215-225, 2017
- 2) 村本 真, 田邊雄太: 一間幅全面土壁の静的繰り返し載荷実験の統計的検討に基づく土壁の荷重-変形角包絡曲線の推定方法, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 739 号, pp. 1391-1401, 2017
- 3) 佐藤嘉一郎, 佐藤ひろゆき: 土壁・左官の仕事と技術, 学芸出版社, 2006

中世の神社社殿における祭礼・儀礼とその室礼の研究

研究代表者 奈良文化財研究所 山崎有生

1. はじめに

これまで、神社建築史は神社本殿の種類と変遷が重視され、古い形態を維持しており、建築形式の保守性が高いとされてきた。一方で、拝殿、幣殿、舞殿、長床、回廊などの儀礼・祭礼を行うための附属社殿などは重要視されてこなかった。しかし、神社の附属社殿の成立・変遷については建築史上での実証的な研究にもとづいた解明と位置づけが出来ているとは言い難い。そのような中で、近年、神社附属建築の内部での儀礼・祭礼がその形態・性質に密接にかかわっている可能性が指摘・強調されている¹。

以上の研究背景を踏まえ、祭礼調査や建造物調査、文献調査をおこなって、中世における祭礼・儀礼と建築の関係を明らかにし、神社附属建築の形態の成立・変遷とその背景を明らかにすることを目的とした。しかし、過去の儀礼の記録は簡略で省略も多い。そのため研究にあたっては、現在おこなわれている儀礼の観察を媒介として過去の儀礼の復元を試みた。

2. 研究の実施内容

研究は以下の手順で研究を進めた。まず、石清水八幡宮と高野山金剛峰寺山王院拝殿を対象に、現在の祭礼調査をおこなった。この際、調度の配置や座配、儀礼参加者の動線を平面図にプロットし、祭礼の所作や次第を写真撮影・映像撮影し、記録した。石清水八幡宮では、2023 年 9 月 9 日（菊花祭）、9 月 14・15 日（石清水祭）、12 月 14 日（御誕辰祭・御神楽）、2024 年 4 月 17 日（神功皇后祭）、5 月 5 日（菖蒲祭）、7 月 7 日（七夕祭）、2025 年 1 月 23 日（比咩大神祭）に調査を実施した。高野山山王院拝殿では 2023 年 10 月 16 日（秋季大祭）、2024 年 6 月 6 日（山王院夏季祈り）、7 月 16 日（御最勝講）に調査を実施した。

次に、儀礼の場になった神社の附属建築について推定した。石清水八幡宮においては中世前期における本社の社殿配置を文献資料・絵画資料を参照して検討し、11 世紀中～後期に整備され、中世前期には現在の配置と大差ない状況であったことを確認した。高野山山王院拝殿については指図と文献資料から中世前期・中世後期・近世とその社殿の形式が漸次的に変化していることを確認した。その上で、文献資料を用いて中世における儀礼を推定復元した。石清水八幡宮においては寛元 2 年（1244）の年紀のある『宮寺并極楽寺恒例仏神事惣次第』を、高野山金剛峰寺においては正応 4 年（1291）の年紀のある『金剛峯寺年中行事次帳』を史料に用いた。しかし、これら文書の内容では、儀礼の最中の動線や所作に不明点が残っていた。この不明点を、現在の儀礼・祭礼の調査によって得られた社殿内部における動線を援用して補い、先に推定した中世の附属建築の平面にその座や動線をプロットし、建物内部における中世の儀礼の動きを復元的に考察した。なお、この過程において、儀礼・祭礼調査、文献資料の検討で得た情報の整理、復元的

¹ 山岸常人：神社建築史の研究課題、仏神と建築 ―その歴史的考察― pp.245-267, 2021

考察のための前提などの整理などは、情報整理のための学生アシスタント 2 名（文献史学担当、建築史学担当各 1 名）が担当した。

以上の検討を踏まえた上で、最後に中世の儀礼・祭礼と建造物の平面や建造物群の配置の関係について考察し、中世における神社附属建築が形態の変遷とその要因を考察した。

また、研究成果の一部は大阪歴史学会の『ヒストリア』第 302 号（2024 年 2 月）に「石清水八幡宮本社」、同 308 号（2025 年 2 月）に「石清水八幡宮の御神楽と本社社殿」として発表し、その他にも現在、論文発表準備中である。

3. 研究の成果

3-1. 石清水八幡宮

石清水八幡宮の配置は保延 6 年（1140）の回禄までに現在の本社と同様な社殿配置が完成したと考えられる。その後は、保延 6 年・建武 5 年（1138）、永正 5 年（1508）と回禄を経て寛永 11 年（1634）に再建成るが、中世前期に見られた北門と腋門、武内経所が近世に廃絶していること以外、社殿配置の大枠は変化しなかったと考えられる。

中世前期の祭典と社殿配置 ー中世御神楽の座配

中世石清水八幡宮の祭典と社殿の関係を、御神楽を例に見てみたい。御神楽とは宮廷や特定の神社でおこなわれる神楽で、石清水八幡宮では旧暦 2 月と 11 月の各上卯日に行われていた。その時の座配を図 1 に示す。以上の座配で注目されるのが、石清水八幡宮の祭祀組織のうち最上位に位置する惣官・祠官は楼門の西の内廊に、これらに次ぐ御殿司は東の内廊に、また、俗形の俗別当・神主は外廊に位置していることである。その他の僧俗の座配も考慮すると、内廊＞外廊＞外廊底かつ西＞東という序列が見てとれ、内外に分かれた廻廊に庇が取り付く建築構造とその使用法（機能）が密接に関連していると言える。

祭典の退転・復興と社殿 ー近世御神楽の座配

このような形式の御神楽は大永年間（1521-1528）には退転し、延宝 6 年（1678）に宮廷で行われていた内侍所の御神楽を元に再興された。

その時の座配を図 2 に示す。中世と比較すると近世復興の御神楽は多くの点で異なっている。まず、東内廊や東経所前は使用されない。また、西経所付近には三綱でなく俗形の俗別当・神主・検知が座す。また東西ともに外廊と外廊底の座は区別されていない。寛永再建である現在の石清水八幡宮の廻廊でも内外に分かれた廻廊に庇が取り付く建築構造は保持されていることから考えると、形態は維持されながらも、中世の使用法は引き継がれなかったことが判明する。

社殿配置と祭典の関連

中世において御神楽の参加者は社殿の建築構造・領域区分と祭祀組織上の身分を対応させて着座した。この社殿の構造は近世にも受け継がれているが、延宝復興の御神楽の座配は中世と異なっている。ここから、石清水八幡宮は中世前期までに祭典に対応した社殿配置を成立させているが、中世から近世に至る際に祭典における使用方法（機能）と関係なく社殿配置が維持されてきたと評価できよう。

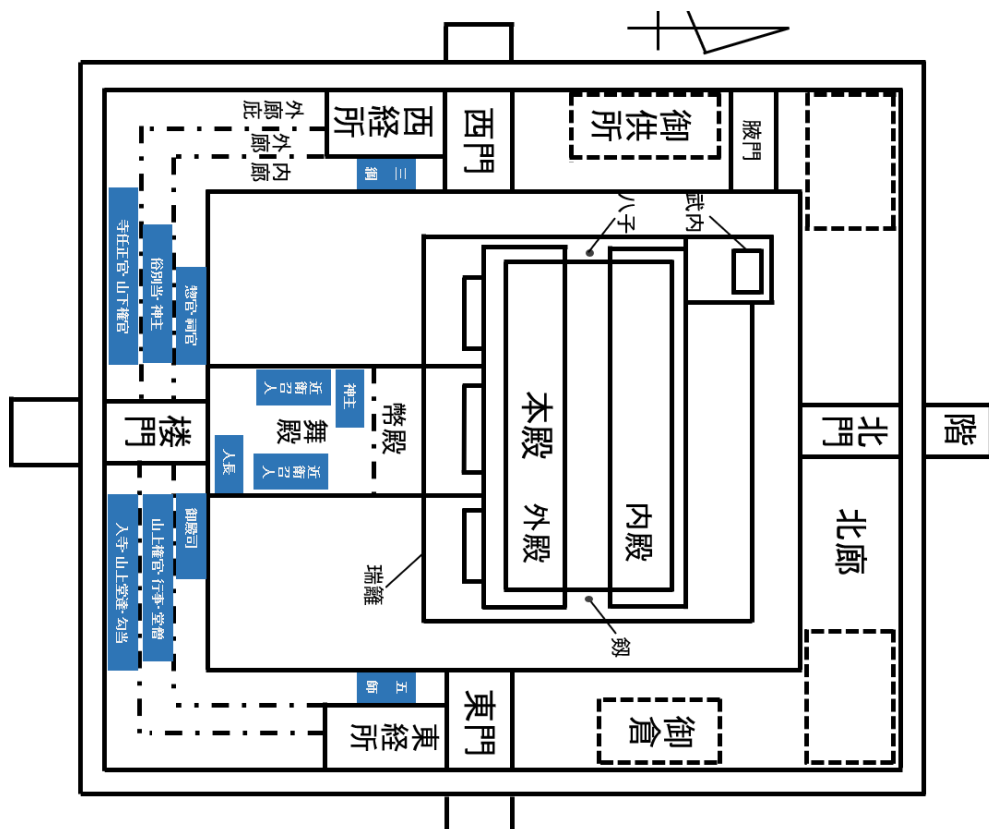


図1 中世における御神樂の座配（筆者作成）

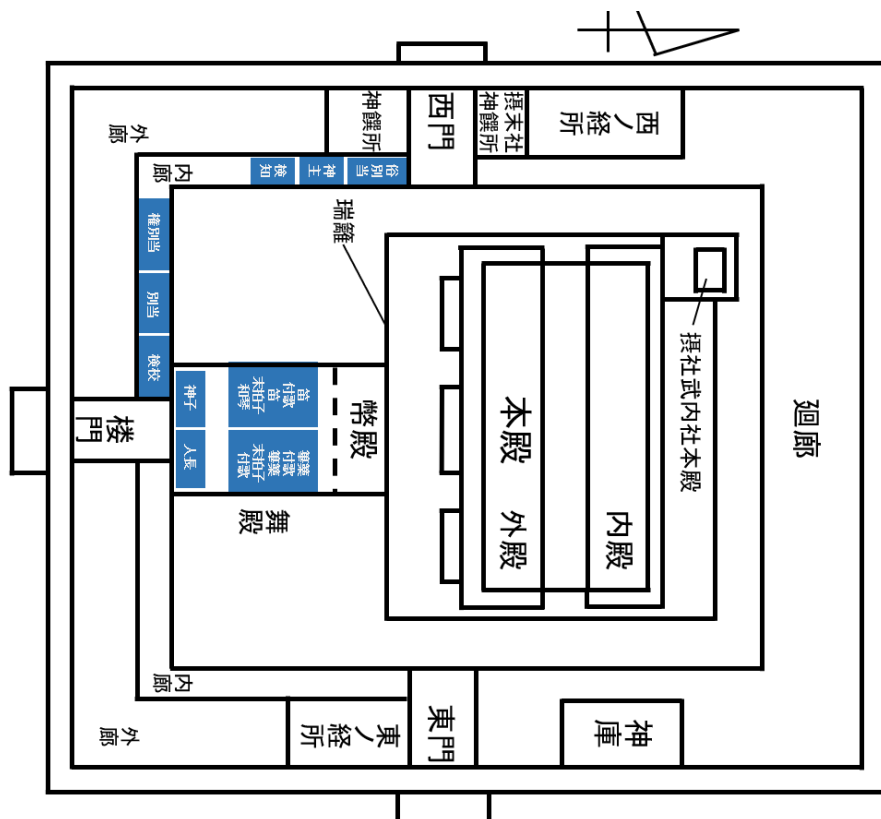


図2 近世復興の御神樂の座配（筆者作成）

3-2. 高野山山王院拝殿

社殿の形態の変遷

鎌倉時代初期（12世紀末）の山王院拝殿は桁行9間×梁間4間の2面庇建物で、背面庇は吹放である。永正18年（1521）火災後に再建された拝殿は桁行9間×梁間3間で、背面に幅広の縁を付け、正面側の入側柱を4本に減らす。弘化2年（1845）に再建された現在の社殿は、桁行9間×梁間3間で永正焼失後再建の堂から背面の縁を撤去した形態で、入側柱の配置・本数は永正再建堂を概ね踏襲している（以上、図3）。高野山山王院拝殿の場合は中世前期以来、桁行9間という規模を踏襲しながら、少しずつ形態を変化させている。

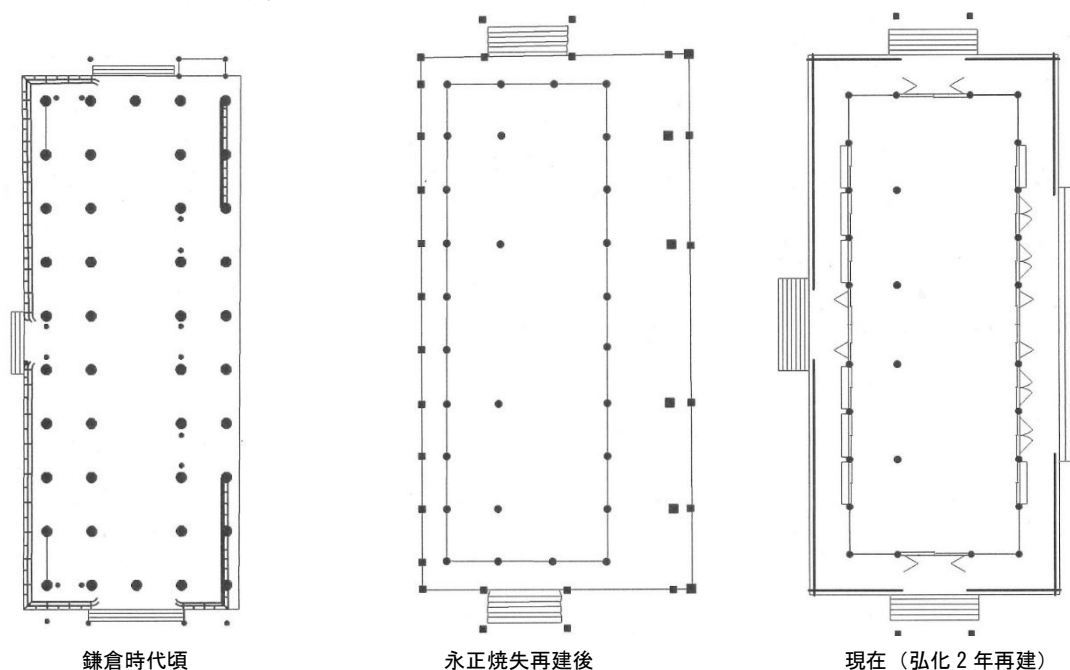


図3 山王院拝殿の平面の変遷（『高野町の歴史的建造物』より転載）

祭儀が社殿の形態に与えた影響 一御最勝講の所作と入側柱の減柱

中世の山王院拝殿の機能を寿永3年（1184）の守覚法親王・道法法親王・八条院宮の参詣から確認する。その室礼は9間2面の規模の拝殿の背面庇中央間とその南に2間に「御室御拝御座」、「宮御座」、「八条院宮御座」が敷かれ、拝殿の縁下の庭上には祝師座が敷かれる。身舎中央両脇の間には前机・礼盤・磬台・壇が2つずつ設えられていた。以上の描写から、身舎では仏事のための室礼があり、背面庇が貴人の席となることが判明する。祝師座の位置から祝詞奏上のような神事はでおこなわれたとみられる。このように背面の庇が貴人の座となったのは院政期において高野山への参詣が盛んになったためだと推測される。

儀礼と社殿の形態 一御最勝講の所作と入側柱の減柱

現在の拝殿で入側柱が4本のみ残された理由について、御最勝講を例に確認してみたい（図4）。4本の入側柱のうち外側2本の柱より外部には畳が敷き詰められ、そこから両側面は読師・散華師等の、正面入側は法印・講士等の座となる。その後、儀礼の中で、講士・読師が高座を立ち、内側2本の柱を廻って高机で3礼し、再び柱を廻って高座に戻るという所作がある。

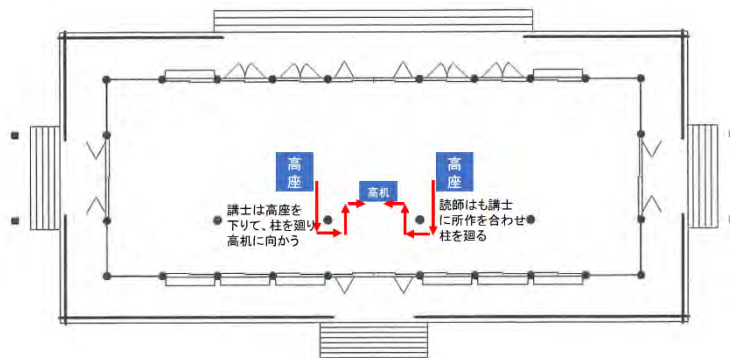


図4 御最勝講における山王院拝殿での動線（『高野町の歴史的建造物』に加筆修正）

ここから、内側2本の柱は、講士・読師の所作の標識として機能していることが判る。外側2本の柱は空間を区分する。これら以外の柱は散華師の行道などの際に障害となるため撤去されたと考えられる。また、現在の社殿では背面庇も撤去されている。これは近世において、貴人たちの高野山参詣が減少し、貴人の座が必要なくなったためと考えられる。

社殿の形態と儀礼の関連

中世の山王院拝殿は2面庇の建物で、背面庇を吹放にして貴人の席としていた。中世末期再建の社殿はこの背面庇を幅広の縁として踏襲しながら、入側柱の本数を減らした。近世末期には入側柱はそのままにこの背面の縁は撤去された。このように入側柱が残されたのは儀礼の所作に不可欠だったからと考えられる。背面の庇が撤去されたのは貴人の参詣が減少したからとみられる。このように山王院拝殿は中世から中世末・近世、近世末期にかけて、儀礼における使用方法に対応させながら空間を拡張・合理化させてきたと評価できる。

4. おわりに

本研究では石清水八幡宮と高野山山王院を事例として、廻廊や拝殿といった付属社殿を対象に祭典と形態の関係を観察した。石清水八幡宮では中世前期までに祭典に対応した社殿配置を成立させたが、それ以降は祭典に関係なく社殿配置が維持されていた。高野山山王院拝殿では中世から近世にかけて社殿の概形は維持されたが、内部空間拡大の要求と儀礼の機能に対応するように漸次的に平面を変化させた。両者の状況は対照的である。このような差異が生じたのは石清水八幡宮の祭典が断絶・再興を経ているのに対し、高野山では儀礼が継続していたことが要因の一つとして考えられよう。一般に、神社建築は形式を墨守する性質が顕著だとされているが、ここで見たように拝殿・廻廊といった神社付属社殿の形態とその使用方法の実態は、各神社建築における儀礼を取り巻く環境にも関連している。だが一方で、両者ともに完全に旧規から変更されたわけではなく、基本的にはそれを維持しようとしている。神社付属社殿の形態は祭典・儀礼の実施上の便宜と旧規を守ろうとする意識とのせめぎ合いに大きく影響を受けると言ってもいいだろう。

ではどのような意識が旧規を維持させようとしていたのか。また、石清水八幡宮や高野山山王院拝殿のようなあり方が、すべての神社付属社殿の中でどのような位置を占めるのか。これらについては、今後の課題であり研究事例を増やしていきたい。

金峯山寺二王門における大鋸の加工痕跡の調査研究

奈良女子大学 STEAM・融合教育開発機構 李 暉

共同研究者 奈良文化財研究所 浦 蓉子

1. 研究の目的

二人使いの大型縦挽き大鋸の使用は、日本では 14 世紀頃からみられ、製材技術を打ち割りから挽き割りへ革新させた。15 世紀は建築生産における技術面での精度向上期と言われ、16 世紀後半ごろ一人使いの前挽き大鋸が普及するまで二人使いの大型縦挽き大鋸が存続していた。しかし、ほかの大工道具と比較すると、その使用時期が極めて短かった。その理由はまだ明らかにされていない。

金峯山寺二王門は、奈良県吉野郡吉野町に所在する国宝指定の三間一戸二重門であり、一般的には 15 世紀の建立とされている¹。中世日本における有数の門建築である。礎石における不同沈下が生じていたことから、令和 2～10 年にかけて二王門の解体修理が実施されている。本調査研究は、金峯山寺二王門の解体部材を研究対象とし、部材に残された加工痕跡を記録・調査し、中世日本にみられはじめた大鋸の使用実態を探る。二人使いの大鋸が最も使用されたと思われる 14～15 世紀の部材の製材・加工方法を検討することによって、中世における造営技術の変遷を解明することを目的としている。

本調査研究においては、従来の拓本、斜光ライトでの写真撮影の調査手法に加え、レーザースキャナーによる三次元計測方法による加工痕跡の記録への応用手法を検討した。三次元計測による加工痕跡調査は、日本国内においては未開拓の研究領域であり、本研究独創的な点と言える。また、文化財に対する非破壊の調査方法の開拓を視野に入れていることが本研究の特色である。



金峯山寺二王門（東北から）
奈良県文化財保存事務所提供

¹ 風鐸銘により二王門は康正 2 年（1456）の建立とされてきた。ただし、安置されている仁王像の胎内には延元 3・4 年（1338-1339）の墨書が確認されていることや、今回の解体修理で、判明した初重二段目の鬼斗の底面に残されていた正平 23 年（1368）の墨書から考えると、さらに元弘 3 年（1333）の罹災後の復興過程において建立され、すなわち建立年代は 14 世紀半ばにまで遡る可能性がある」と指摘されている（渡邊梨央奈「奈良県 国宝金峰山寺二王門：発見墨書と建立年代について」『文建協通信 158』pp.64-67、2024 年）。

2. 調査実施内容

本調査研究は、金峯山寺（調査対象所有者）と奈良県文化財保存事務所（金峯山寺二王門建造物保存修理工事担当者）の双方から、内諾を得て実施した。大鋸による製材技術の検討に焦点を絞り、金峯山寺二王門の保存修理に際して解体された部材のうち、初重天井板を中心に調査・研究をおこなった。

調査方法としては、斜光ライトを用いて肉眼で加工痕を確認し調書を作成した後、実測調査をおこない、さらに写真撮影および三次元計測によって記録を行った。詳細調査においては、特徴的な加工痕跡を示す代表的部材を選抜し、写真撮影を実施した。撮影は奈良文化財研究所写真室に依頼し、そのデータは同研究所のデータベースに保存されている。

調査当初は、考古学的発掘調査で用いられる SfM（Structure from Motion）技術を応用し、多方向から撮影した写真を Agisoft 社のソフトウェア *Metashape* により合成して、加工痕跡を表す三次元画像の作成を試みた。しかし、撮影に要する時間や撮影方位の条件調整、さらに写真から三次元モデルを作成する過程に長時間を要することが判明したため、本研究ではレーザースキャナー（HandySCAN BLACK | Elite）による三次元計測に特化することとした。

また、上記の調査作業、特に三次元計測は予想以上に多くの作業時間を要したため、学生アルバイトによる作業を大幅に増加せざるを得なかった。

3. 既往研究

大工道具に関する既往研究は、渡邊晶の日本大工道具に関する多数の研究成果がある²。また、植村昌子の加工痕跡に関する論考がある³。両氏の研究は、大工道具と加工痕跡の研究方法の基礎を築くことに大いに貢献された。本研究はそれらの方法を発展させ、現存建築遺構の加工痕跡を検証する。一方、植村の研究は、研究対象が限られた建造物に留まり、客観的なデータ提示や近年の解体修理成果などによる新たな検証が必要である。

日本国外に目を向けると、韓国では、金碩顯が独自で加工痕跡の調査研究をおこなっている状況であるが、三次元計測データを活用している⁴。中国では、レーザースキャナーによる三次元計測が現存建築遺構の調査において、よく用いられている⁵。建築部材の加工痕跡調査にもレーザースキャナーによる三次元計測が試み始められている状況である⁶。

上述の通り、三次元計測を用いた部材加工痕跡調査は、日本国外ではすでに応用されており、日本国内では一歩遅れている状況にある。

² 渡邊晶『日本建築技術史の研究—大工道具の発達史—』中央公論出版社、2004年。など。

³ 植村昌子「刃痕にみる飛鳥時代から鎌倉時代のオノの形状と工作技術」日本建築学会計画系論文集 79 (702)、pp.1845-1852、2014年。など。

⁴ 金碩顯「Ⅴ. 道具の保存科学的分析事例及び部材痕の調査方案 3. 部材痕の調査方案」『皇竜寺における建築工具の考証のための基礎研究』国立文化財研究所、2018年。など。

⁵ 劉暢・劉夢雨・王雪瑩「平遥鎮国寺万佛殿大木結構測量数据解読」『中国建築史論叢刊』中国建築工業出版社、pp.101~148、2012年。など。

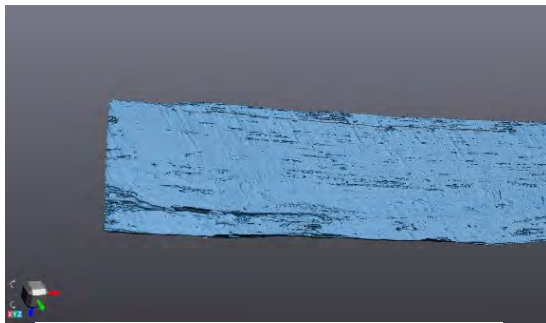
⁶ 姜錚「山西省高平市崇明寺中仏殿の木部材にみられる加工痕跡」第1回東アジアにおける木造建築造営技術検討会プロシーディング、pp.7~13、2022年。

4. 調査結果

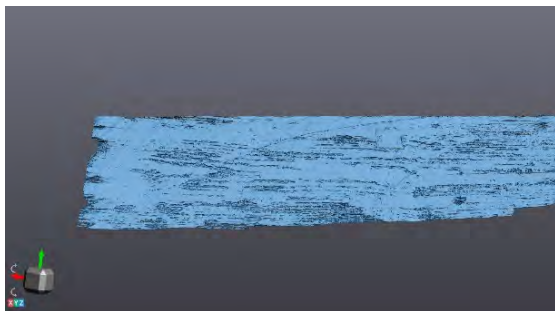
金峯山寺二王門の初重天井板は計 320 点を数える。そのうち、建立当初に作製された天井板（当初材）が 108 点、寛文 9 年（1669）をはじめ江戸時代の修理に伴い作製された天井板（中古材）が 49 点、不明の天井板が 3 点あり、残る 160 点は昭和 18～25 年および昭和 45 年の修理に際して新たに造作された天井板（昭和材）である。

当初材には、大鋸による加工痕は確認できなかった。一方、中古材の一部には、特に野小屋に向く見隠れ面に、製材用の鋸痕が確認された。この製材痕には 2 種類が認められる。1 つは、部材の繊維方向と斜交しながら平行に分布している鋸痕である。もう 1 つは、同様に繊維方向と斜交して平行に分布する痕跡であるが、それに加えて、一定の間隔で円弧状のやや深い鋸痕が残されているものである（図 1）。

現在、仮説としては、二人使いの大鋸（図 2 上）と一人使いの前挽大鋸（図 2 下）による違いであると考えているが、今後、2 種類の大鋸を用いた製材実験を実施した上、さらなる検討が必要である。



初重天井板（南西間 15 北より 2）
（長 1994mm、幅 245～248 mm、厚 15～16mm）



初重天井板（南東間 3 北より 2）
（長 1252mm、幅 222～228 mm、厚 12mm）

図 1 初重天井板三次元計測データ



大鋸（復元）

鋸身：兵庫県石峯寺所蔵品より復元

枠：『三十二番職人歌合』より推定復元 15～16 世紀



前挽大鋸 江戸時代

図 2 大鋸と前挽大鋸
竹中大工道具館常設展示図録より

5. 研究の展望

本調査研究は、大鋸が 14 世紀から 15 世紀にかけて日本において使用されていた可能性を前提とし、その実態を明らかにするための一環として、同時期に建立された金峯山寺二王門の初重天井板における製材痕の分析を試みた。

調査の結果、当初材において大鋸による製材痕は認められず、建立当初に作製した天井板には大鋸の使用が確認できなかった。このことは、大鋸が 14 世紀に中国大陆から伝来したとされるものの、それが実際の建築造営に関わる製材工程において一般化するまでには、一定の時間的な遅れがあった可能性を示唆していると考えられる。

今後は、同時代あるいは前後の時期に建立されたほかの中世建築遺構に対象を広げ、通史的かつ比較的な視点からの検討を進める必要がある。また、本調査において確認された 2 種の鋸痕については、大鋸および前挽大鋸を用いた製材実験を実施することで、それぞれの痕跡形成プロセスの実証的解明を図り、今回の調査成果の検証および深化を試みたい。

上述した研究成果に基づき、より詳細な内容については、今後、日本建築学会、建築史学会等で口頭発表及び論文投稿をおこなっていく予定である。

謝辞

本研究を進めるにあたり、金峯山修験本宗総本山金峯山寺および奈良県地域創造部文化財保存事務所より調査許可とご協力をいただきました。1 年以上の長期間における現場調査に対して、同事務所金峯山寺出張所の竹口泰生主任をはじめ、主任補佐の大野宏輔氏、渡邊梨央奈氏、佐野真奈美氏、施工担当技師の東和宏氏、松島靖典氏、櫻庭勤一氏、石松義隆氏、文化財大工の脇健太氏、文化財作業員の清岡脩氏に多くの教えと多大なご協力をいただきました。写真撮影は、奈良文化財研究所写真室の飯田ゆりあ氏にご協力をいただきました。部材の実測と三次元計測の作業においては、奈良女子大学の李夢楠氏、牧田衣織氏、田崎凜氏と山本光良氏にご協力をいただきました。記して感謝いたします。

参考文献

- ・渡邊晶『日本建築技術史の研究—大工道具の発達史』中央公論美術出版、2004
- ・植村昌子「刃痕から見た建築生産技術—飛鳥時代から鎌倉時代を中心に」京都大学、2012
- ・金碩顯「V. 道具の保存科学的分析事例及び部材痕の調査方案 3. 部材痕の調査方案」『皇竜寺における建築工具の考証のための基礎研究』国立文化財研究所、2018 年。など。
- ・劉暢・劉夢雨・王雪瑩「平遥鎮国寺万佛殿大木結構測量数据解読」『中国建築史論叢刊』中国建築工業出版社、pp.101～148、2012 年。など。
- ・姜錚「山西省高平市崇明寺中仏殿の木部材にみられる加工痕跡」第 1 回東アジアにおける木造建築造営技術検討会プロシーディング、pp.7～13、2022 年
- ・渡邊梨央奈「奈良県 国宝金峰山寺二王門：発見墨書と建立年代について」『文建協通信 158』pp.64-67、2024 年
- ・竹中大工道具館『竹中大工道具館常設展示図録』2014 年