

令和4年度

修士論文

組積造・伝統木造混構造建造物を
対象とした耐震調査

指導教員 花里利一 特任教授
川口淳 准教授

三重大学大学院工学研究科建築学専攻

小瀧亮介

目次

第1章 序論	
1.1 概要	2
1.2 研究背景	2
1.3 研究目的と方法	3
1.4 対象建物と 地震被害状況	3
1.4.1 木骨石造建造物と北海道胆振東部地震を含む過去の地震被害	3
1.4.2 旧田中家住宅と埼玉県での地震被害	5
1.5 既往の研究	6
1.5.1 伝統的貫構造を有する軸組架構の水平耐力特性	6
1.5.2 石造建造物の水平耐力特性	8
1.5.3 木骨煉瓦造組積体の水平耐力特性	10
1.6 歴史的木骨石造建造物を対象とした既往の研究	14
1.6.1 2018年北海道胆振東部地震によるひび割れ調査	14
1.6.2 立体解析モデルを用いた非線形応答解析	15
第2章 歴史的木骨石造建造物の耐震調査	
2.1 歴史的木骨石造建造物の概要	20
2.2 常時微動測定概要	21
2.2.1 測定目的	21
2.2.2 測定機器	22
2.3 測定結果	25
2.3.1 石造と木造の応答特性比較	26
2.3.2 振動モード	28
2.3.3 H/V スペクトル	28
2.4 接合部せん断試験概要	29
2.4.1 既往の接合部引張試験	29
2.4.2 実験概要	29
2.4.3 実験目的および方法	31
2.4.4 実験変数	32
2.5 実験結果	33
2.5.1 標準試験体の荷重変位関係	33
2.5.1 実験パラメータによる比較	36
2.6 地震応答解析概要	38
2.6.1 解析概要と目的	38
2.6.2 解析モデルの概要	38

2.6.3 固有値解析	40
2.6.4 減衰定数と入力地震動	41
2.7 解析結果	42
2.7.1 木軸組と石壁の応答性状(KiK-net 栗山 NS)	42
2.7.2 木柱と石壁の接合部荷重変形関係(KiK-net 栗山 NS)	44
2.7.3 K-net 早来 EW 入力した場合の応答特性	45
2.7.4 圧縮側復元力特性を考慮した接合部荷重分布	46
2.7.5 剛性と減衰の影響を考慮した接合部特性	48
2.8 まとめ	50

第3章 木造と煉瓦造が混合した歴史的建造物の耐震調査

3.1 調査建物概要	52
3.2 微動測定概要	54
3.3 測定結果	58
3.3.1 煉瓦造の固有振動数及び動的相互作用の影響	58
3.3.2 煉瓦造と伝統木造の挙動比較	60
3.3.3 H/V スペクトル	63
3.4 地震観測	64
3.4.1 測定目的	64
3.4.2 測定機器	64
3.4.3 測定位置	64
3.5 観測結果	67
3.5.1 時刻歴波形	67
3.5.2 煉瓦造と伝統木造の挙動比較	71
3.5.3 動的相互作用効果の検証	76
3.5.4 振動モード	82
3.6 地震応答解析概要	83
3.6.1 解析の目的	83
3.6.2 質点系モデルの概要	84
3.6.3 固有値解析	85
3.6.4 減衰定数と入力地震動	86
3.7 解析結果	88
3.7.1 時刻歴波形	88
3.7.2 伝達関数	89
3.8 まとめ	90

第4章 考察	
4.1 対象建物の動的特性比較	92
4.2 煉瓦造と伝統木造混構造建造物における方向と入力振動レベルに関する検討	102
4.3 まとめ	109
第5章 結論	
5.1 結論・まとめ	111
5.2 今後の課題	111
謝辞	112
参考文献	113
付録	115

第 1 章

序論

1.1 概要

近代建築遺産として保存活用されている歴史的建造物の中には、組積造と伝統木造の混構造建造物も一定数現存する。これら伝統木造と組積造の混構造建造物は、過去に地震被害を受けているものの、耐震性能に関する研究はほとんどみあたらない。今後の保全・活用に向けて、これら混構造建造物の耐震性能評価法や保存修復の提案が課題である。その前段階として、建物の構造調査による基本的振動特性や、組積造・伝統木造の接合部の動的挙動の把握、実験および解析的検討による接合部の力学的性能を評価することが重要となる。本研究では、組積造・伝統木造が混合した歴史的建造物として、小林倉庫(北海道安平町)と旧田中家住宅(埼玉県川口市)を対象とした耐震調査を行う。2棟の建物で振動モニタリングを実施し、得られた結果を基に解析的検討を行う。機械的接合を有する小林倉庫については接合部の力学的試験を実施している。

1.2 研究背景

地震大国である日本においてこれまで多くの建物が地震被害を受けてきた。その中でも保存修復され、今日に至るまで活用されている歴史的建造物は、近代建築遺産として文化的、技術的価値をもち、都市景観を構成する重要な要素となっている。これら近代建築遺産の構造種別は、伝統木造や土蔵造り、組積造等、様々であり、特に伝統木造建造物については幾多の地震に耐えてきたことから耐震性能に関する研究が数多くみられ、地震時水平荷重に対して高い変形性能を持つことが知られている。また近年、補強方法や耐震診断法を確立するために煉瓦組積造建造物の耐震調査例も増えている。一方で、これら組積造と伝統木造が混合した歴史的建造物も一定数現存されている。たとえば、北海道小樽市で歴史的街並みを形成する木骨石造建造物群が挙げられる。また、増築を重ねて組積造と伝統木造が平面的に混合した建物も現存されている。前者の事例として、2018年北海道胆振東部地震で被害を受けた安平町指定有形文化財の小林倉庫が挙げられる。後者の事例として2011年東北地方太平洋沖地震で被災した重要文化財旧田中家住宅(埼玉県川口市)が挙げられる。しかし組積造・伝統木造混構造建造物の耐震性能に関する研究は花里らが行ってきた一連の研究以外に見当たらない。地震国である日本において、今後も保存活用していく上で耐震安全性は重要な課題である。このような背景の下、本研究では、組積造・伝統木造混構造建造物の耐震調査を行うものとする。

1.3 研究目的と方法

このような歴史的建造物の耐震調査においては、非破壊試験および微破壊試験が求められる。実験室での実大模型による振動台試験が行われることもあるが、経年劣化、変形、修理等により、実建造物の挙動を再現することは困難である。この点、実建造物を傷つけることなく、調査を実施することができるモニタリング調査は有用である。

また、上記のような混構造建造物の耐震性能を評価するうえで、基本的振動特性や、組積造と伝統木造の接合部についての力学的特性を把握することは肝要である。歴史的木骨石造建造物(小林倉庫)は、内部を木軸組、外壁を石積みとした構造形式を有し、両構造は、かすがいと呼ばれる接合金物によって機械的に接合されている。一方で、重要文化財旧田中家住宅は、煉瓦造と伝統木造が平面的に接続されている。木造の桁および棟木が煉瓦造壁に差し込まれた摩擦・接触等の接合形式で荷重伝達機構は明確ではない。このような混構造の歴史的建造物の接合部に着目した研究は十分に行われていない。また、一定の変形性能を有する組積造と高い変形性能を有する伝統木造を混合した歴史的建造物の動的挙動に関する研究も見当たらない。そこで、本研究では、安平町指定有形文化財小林倉庫、重要文化財旧田中家住宅を対象とし、接合部と動的挙動に着目した耐震調査を行う。

図 1.3.1 に研究の流れを示す。まず、上記 2 棟の建物を対象とした振動モニタリング(微動、地震動)を実施する。これにより、建物の基本的振動特性や地震時挙動等の動的性能に関する知見を得ることを目的とする。得られた知見を基に実建造物の現象を理解するために簡易解析モデルによる解析的検討を行う。これにより、実建造物の地震時挙動を再現し、一般性を持たせることで耐震安全性に関する知見を得ることとした。また、解析での簡易的なモデルの作成にあたり、機械的接合形式の歴史的木骨石造建造物を対象とした木柱と石壁の接合部要素試験を実施する。これにより接合部の変形性能および破壊性状を把握することを目的とする。

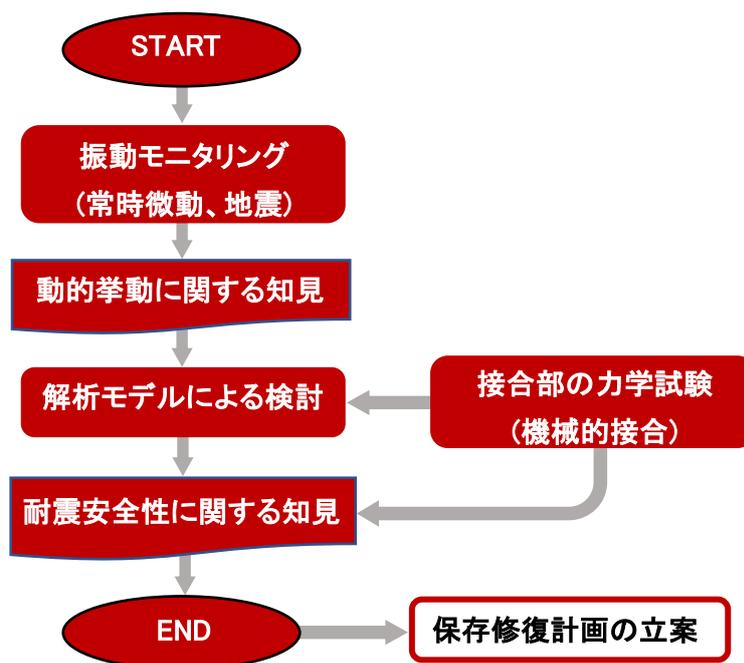


図 1.3.1 研究の流れ

1.4 対象建物と地震被害状況

1.4.1 木骨石造建造物と北海道胆振東部地震を含む過去の地震被害¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾

前節の歴史的木骨石造建造物は、内部を木軸組とし、外部を石造壁とした構造形式の建物で明治中期から昭和初期にかけて、小樽市を中心に数多く建造されている。小樽市やその周辺の札幌では外壁材となる軟石の産地が多いことや防火構造であること、また外壁として石材を積むことにより、当時普及していた土蔵造りよりも工期短縮を期待できることから小樽市を中心に普及したとされている¹⁾。大規模な倉庫としての建造されたものが多く、そのほかに事務所や商店等の用途も見られる。文献2)によれば、1992年の建物調査より、北海道小樽市には、2357棟の歴史的建造物が現存されており、そのうち345棟が木骨石造建造物である。しかし地震被害や老朽化等の取り壊しにより、2020年の調査では297棟まで減少している¹⁾。

2018年9月6日に発生した北海道胆振東部地震では、純石造の建物や木骨石造建造物が被害を受けており、中でも倉庫と比べて開口部を多く有する事務所や商店用途の建物において石造壁の崩落が確認された。表1.4.1に北海道における過去の地震と被害状況を示す。木骨石造建造物が最も多く現存されている小樽市での震度もまとめた。小樽市を含む北海道南西部および中部に被害を及ぼす地震には、太平洋沖合にあるプレート境界付近で発生するもの、日本海東縁部で発生するもの、内陸の地盤深度が浅い場所で発生するもの等である。日本海東縁部で発生した地震動として北海道南西沖地震がある。M7.8、最大震度6を記録し、日本海側で発生した地震動としては近代以降最も大規模であり、小樽市においても震度5を観測している。

表 1.4.1 北海道における過去の地震と被害状況 ³⁾⁴⁾⁵⁾

西暦	地域 (地震名称)	M	主な被害	推定最大 震度	小樽市で の震度
1894/3/22	(根室南西沖)	7.9	根室、釧路、厚岸に被害。 死者16、住家全半壊28	5	なし
1933/3/3	昭和三陸地震	8.1	津波により被害。 死者・行方不明15、負傷者15、 住家全壊48、同流失19	5	3
1952/3/4	十勝沖地震	8.2	太平洋沿岸一帯に津波により被 害。死者・行方不明33、住家全 壊815	6	4
1962/4/23	(広尾沖)	7	帯広地方で被害。 死者・行方不明2	5	3
1968/5/16	十勝沖地震	7.9	南西部地域中心に、津波により 被害。死者2、負傷者133、住家 全壊27	5	4
1970/1/21	(北海道南部)	6.7	日高支庁に被害。 負傷32、住家全壊79	5	3
1973/6/17	根室半島沖地震	7.4	津波と地震動により釧路・根室 支庁に被害。 負傷者28、住家全壊2	5	なし
1982/3/21	浦河沖地震	7.1	日高支庁沿岸を中心に被害。 負傷者167、住家全壊13	6	4
1993/1/15	釧路沖地震	7.8	釧路支庁に被害。 死者2、負傷者966、住家全壊53	6	4
1993/7/12	北海道南西沖地震	7.8	当時、日本海側で発生した地震 としては近代以降最大規模。 死者・行方不明者299、負傷者 323、住家全壊601	6	5
1994/10/4	北海道東方沖地震	8.1	釧路・根室支庁に被害。負傷者 436、住家全壊61	6	3
2003/9/26	十勝沖地震	8	死者・行方不明2、負傷者847、 住家全壊116	6	4
2004/11/29	(釧路沖)	7.1	負傷者52	5	2
2008/7/24	(岩手県沿岸北部)	6.8	負傷者1	6	2
2018/9/6	胆振東部地震	7.8	最大深度は、震度階級で最も高 い震度7で北海道では初めて記 録された。死者42、負傷者762	7	4

1.4.2 旧田中家住宅と埼玉県での地震概要³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾

旧田中家住宅は、埼玉県川口市に位置する歴史的建造物であり、煉瓦造と伝統木造が平面的に混合した構造を有する。2011年に発生した東北地方太平洋沖地震で被害を受け、2016年より、保存修復計画が進んでいる。東日本大震災での主な被害状況として、煉瓦造洋館の外壁角部での亀裂や、増築棟との接続部に亀裂が見られた。伝統木造の和館では、基礎部と内部の壁に亀裂が見られた⁶⁾。

東日本大震災以外にも、埼玉県では過去に多くの地震被害を受けている。埼玉県に被害を及ぼす地震として、相模湾から房総半島南東沖にかけてプレート境界付近で発生するもの、陸域の様々な地盤深度で発生するもの、また、周辺地域で発生するものや太平洋沖のプレート境界付近で発生するものがある。陸域の浅い場所で発生した地震として1855年の江戸(安政)地震がある。M6.9、最大震度6~7であり、川口市でも震度6を観測している。表1.4.2に過去に埼玉県川口市周辺に被害を及ぼした地震とその被害状況を示す。

表2 埼玉県における過去の地震と被害状況³⁾⁴⁾⁵⁾

西暦	地域 (地震名称)	M	主な被害	推定 最大 震度	川口市 での 震度
818年 (弘仁9)	関東諸国	7.5 以上	(相模、武蔵、下総、常陸、上野、下野などで被害。圧死者多)	5以上	—
878/11/1 (元慶2)	関東諸国	7.4	(相模、武蔵を中心に被害。圧死者多数。)	6	—
1649/7/30 (慶安2)	武蔵・下野	7	川越を中心に被害。圧死者多数。町屋の700軒ばかり大破。	6	—
1855/11/11 (安政2)	安政 (江戸地震)	6.9	荒川、利根川流域を中心に被害。死者3、負傷者1,724、家屋	6~7	6
1923/9/1 (大正12)	(関東地震)	7.9	死者・行方不明者343人、住家全壊4,759。	6~7	5
1931/9/21 (昭和6)	(西埼玉地震)	6.9	荒川、利根川流域を中心に被害。死者11人、負傷者114人、住	5	5
2004/10/23 (平成16)	新潟県 中越地震	6.8	負傷者1人。	6強	5
2005/7/23 (平成17)	千葉県北西部	6	負傷者9人。	5強	5弱

西暦	地域 (地震名称)	M	主な被害	推定 最大 震度	川口市 での 震度
2008/5/8 (平成20)	茨城県沖	7	負傷者1人。	5弱	4
2011/3/11 (平成23)	(東北地方 太平洋沖地震)	9	死者1人、負傷者104人、住家 全壊24棟、住家半壊199棟 (令和3年3月1日現在、消防庁)	7	5弱
2021/10/7 (令和3)	千葉県北西部	5.9	負傷者13人(令和3年11月2 6日、消防庁調べ)。	5強	5弱
2022/3/16 (令和4)	福島県沖	7.4	負傷者6人(令和4年4月19 日、消防庁調べ)。	6強	4

1.5 既往の研究

1.5.1 伝統的貫構造を有する軸組み架構の水平耐力特性

歴史的建造物の構造形式の多くは、伝統木造工法によるものが多く、優れた耐震性能を有することが示唆されている。その根拠となる耐震要素には、柱傾斜復元力や柱-貫接合部所復元力、柱脚-礎石間の滑り挙動等が挙げられる。本研究の対象建物である小林倉庫は、伝統的貫構造を有している。これより、柱一貫接合部の復元力ついての実験的研究を示す。

東野⁷⁾らは、伝統的木造軸組架構を力板、通し貫等で補剛した試験体を用いて面内せん断試験により、水平耐力特性を検討している。以下に実験概要と実験結果を示す。

試験体は6種類(図 1.5.1)とし、柱中間に挿入される貫の本数や貫差し込み方向等を実験変数としている。これら試験体を用いて正負交番漸増繰返し載荷試験を行っている。試験結果として図 1.5.2 に示す荷重変位履歴曲線が得られている。全ての試験体において、1/10rad の大変形以降も耐力が上昇し続ける靱性に富んだ変形性状を示している。また、荷重サイクルごとの耐力低下が小さく、除荷時の履歴面積が大きいことから優れたエネルギー消費性能が確認できた。

試験体 1, 3~6 の試験結果の比較から、3段通し貫が挿入された試験体 3 では、貫を有さない基本架構の試験体 1 と比べ、最大耐力が 1.7 倍、壁倍率が 2 倍となることが分かった。中央1段通し貫、軸組片側斜め貫を有する試験体 5 においても同様に、最大耐力と壁倍率の増加が見られている。このように、軸組み架構への複数段の貫の挿入は、せん断変形を抑制し、耐力、剛性を高める効果が大きく、斜め貫の挿入は柱間の架構を一体化する効果が大きくなることを明らかにしている。

1.5.2 石造建造物の水平耐力特性

柴田⁸⁾らは、既存大谷石建造物の強度性能および破壊性状を把握することを目的とし、組積造壁体試験体を用いた面内せん断試験を行っている。試験体は、実際の大谷石建造物およびその石堀から採取された組積造壁体(3段積み)とし、大谷石の石目や建物の年代(F,M,R)、実建造物の石壁に作用する固定荷重を考慮した導入軸力(N_0 , 10, 15, 20kN)を変数としている。また、新たに採取された大谷石を用いてダボによる補強試験体(ND-20, RD20)も合わせて計10体としている。水平繰り返し単調載荷試験を行い、組積体の荷重-変形関係に加え、目地の相対変位量も測定している(図1.5.3)。以下に試験結果をまとめる。

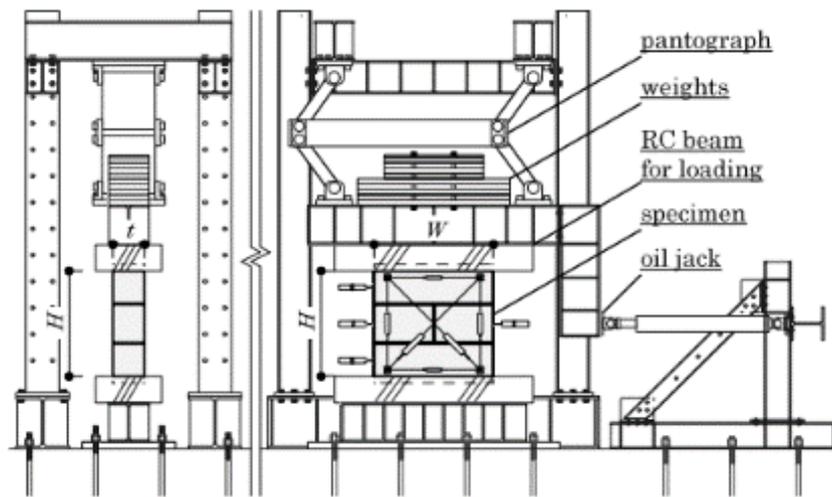


図 1.5.3 試験体および実験装置⁸⁾

1) 無補強組積体の力学性能および破壊性状

図1.5.4に荷重変位関係、表1.5.1に実験結果諸数値を示す。荷重変位関係よりほとんどの無補強試験体(ND-20, RD20以外)で、最大耐力に達する前に水平目地の破壊が生じており、その後緩やかに耐力低下が生じる傾向が確認されている。石の破壊は見られず、最大耐力時の目地の水平変位量が大きいことから、壁体の耐力は目地の強度が支配的であると考察されている。せん断変形角は、最大耐力時で $1/700 \sim 1/360$ 程度であり、構造計算ルート2に規定される層間変形角 $1/200$ を下回る結果となった。その後、 $1/200$ に至るまで最大耐力の9割程度の耐力を維持するが、耐震補強の際には損傷に注意する必要があるとしている。表1.4.1より、大谷石建造物から採取された試験体(Fシリーズ)の最大せん断応力度および弾性せん断剛性はそれぞれ、 $0.15 \sim 0.16$ (N/mm²)、 $38000 \sim 72000$ (N/mm)となっている。

2) 補強試験体の力学性能および破壊性状

図 1.5.4 より、鉄筋を挿入した補強試験体 ND-20 では、無補強試験体と比べて最大耐力が大幅に上昇したが、石材のせん断破壊がより、その後の耐力が大幅に低下する脆性破壊が見られている。

3) 実験変数による比較

石目および建設年代の異なる試験体(F,M,R)の最大耐力を比較したところ、Fシリーズの試験体が最も大きくなることを示している。これはFシリーズの石材採掘方法が手掘り加工であり、目地と接着する石材の表面が粗いことから、せん断耐力上昇に寄与したと考察されている。

導入軸力の異なる試験体(No.10,15,20kN)の荷重変位関係を比較したところ、目地の滑り破壊を起こす試験体において、導入軸力の増加に伴い、最大耐力および耐力低下後の一定荷重(1/45~1/30)が増加する傾向が確認されている。

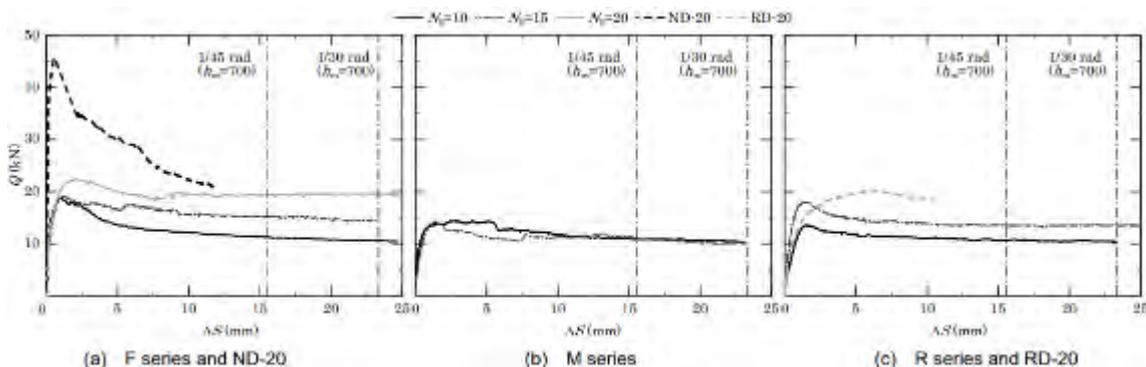


図 1.5.4 荷重変形関係⁸⁾

表 1.5.1 実験結果⁸⁾

Specimen name	Size $H \times W \times t$ (mm)	N_0 (kN)	Mode of failure	$K_0 \times 10^2$ (kN/m)	$K_{0,ave}$	Q_{max} (kN)	Q_S (kN)	τ_{max} (MPa)	$R_s \times 10^3$ (rad)	μ_s	$\mu_{s,ave}$	ΣW (kJ/m)	Material of dowel
F-10	801 × 953 × 158	10.4	A	0.072	0.053	18.8	10.9	0.15	1.40	1.05	1.02	0.017	—
F-15	806 × 902 × 141	14.6	A	0.038		19.2	14.8	0.16	1.70	1.01		0.018	
F-20	834 × 907 × 172	19.7	A	0.050		22.4	19.4	0.15	2.74	0.99		0.038	
M-10	828 × 890 × 178	10.5	A	0.050	0.037	14.4	10.7	0.10	1.40	1.01	0.86	0.034	
M-15	818 × 895 × 174	14.7	B	0.023		14.2	10.4	0.09	1.80	0.70		0.014	
M-20	825 × 881 × 174	19.8											
R-10	847 × 891 × 185	10.6	A	0.013	0.020	13.6	10.6	0.08	2.24	1.00	0.96	0.016	Rod (D-10)
R-15	847 × 902 × 182	14.8	A	0.029		18.1	13.5	0.11	1.54	0.91		0.014	
RD-20	847 × 899 × 183	19.8	C	0.017		20.2	—	0.12	8.16	—		0.100	
ND-20	821 × 898 × 182	19.8	D	0.25	0.25	45.8	—	0.28	3.16	—	0.097	Mortar	

N_0 : Initial introduction axial load K_0 : Elastic shear stiffness $K_{0,ave}$: Average of K_0 Q_{max} : Maximum shearing load Q_S : Stable loading
 τ_{max} : Maximum shear stress R_s : Deformation angle at the time of Q_{max} μ_s : Dynamic friction coefficient $\mu_{s,ave}$: Average of μ_s ΣW : Absorbed energy

1.5.3 木骨煉瓦造組積体の水平耐力特性

Andreae、新藤⁹⁾¹⁰⁾らは、ヨーロッパの木骨煉瓦造建造物を対象とした水平耐力特性の検討を行っている。木骨煉瓦造建造物は木造軸組み架構内に煉瓦造壁を挿入した構造形式を有し、ヨーロッパ諸国をはじめ、多くの国で存在している。過去の地震における被害も報告されているが、耐震性能評価法や設計法は定められていない。このような背景から、木骨煉瓦造の力学的挙動を把握するための実験を行っている。実験では、木骨煉瓦造壁体の繰返し載荷試験を行っている。また、煉瓦造組積体を用いた斜めせん断試験、木造軸組み架構の水平載荷試験も行っている。以下に実験結果を示す。

1) 煉瓦造組積体の斜めせん断試験および木造軸組み架構の水平載荷試験

図 1.5.5 に煉瓦造組積体斜め圧縮試験の破壊性状を示す。M1 と M3 の試験体では壁上部および下部での滑り破壊が確認された。M2 試験体では、斜めひび割れが生じた。また、応力-ひずみ関係から M1 と M3 試験体は、目地のすべり破壊により高い変形性能を示した。

木軸組の繰返し載荷試験では、載荷初期のすべり性状と低剛性が見られるが、高い変形性能が確認された。

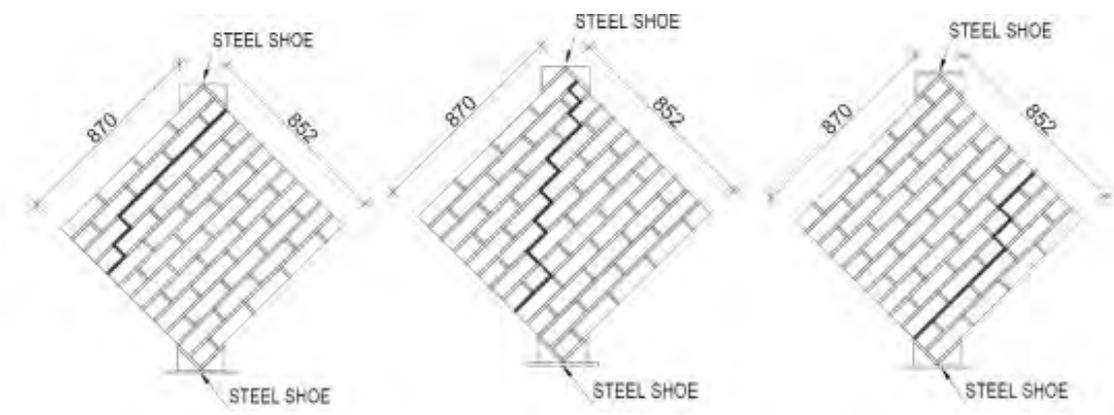


図 1.5.5 煉瓦組積体斜め圧縮試験による破壊性状⁹⁾

2) 木骨煉瓦造組積体の繰返し載荷試験

図 1.5.6 に繰返し載荷試験によるせん断力-変形角関係と試験体の破壊モードを示す。載荷初期で木軸組と煉瓦造壁が分離し、変形角 2% ほどで煉瓦造壁のひび割れ破壊が生じたが、木軸組の破壊に至るまで面内の剛性および強度を負担することが確認された。木造軸組み架構の破壊性状として、上部梁の引張破壊および下部の柱のせん断破壊が見られた。また、木軸組の破壊直前で、一部の煉瓦組積体の面外挙動が確認された。

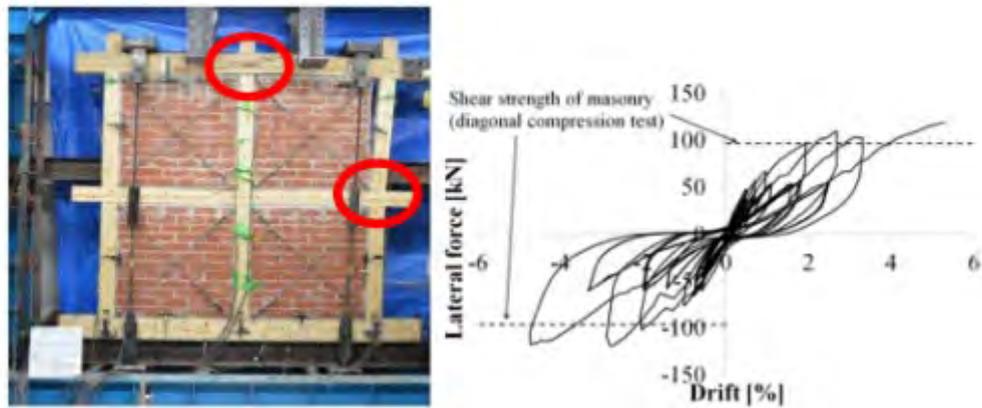


図 1.5.6 煉瓦組積体破壊モードとせん断力-変形角関係¹⁰⁾

また、Quら¹¹⁾は、中国の木骨煉瓦造を対象として、木軸組架構のみの試験体と煉瓦造壁体を挿入した木骨煉瓦造組積体の水平繰返し載荷試験を実施している。これより、木骨煉瓦造組積体の水平剛性は、木軸組架構のみの試験体の約 100 倍であることが確認された。強度については、軸組架構内に挿入される煉瓦造壁体の寸法や破壊形式によるものの、軸組架構のみの試験体に比べて 3.7~10 倍程度大きくなることが確認されている。

富永、花里¹²⁾¹³⁾らは旧富岡製糸場木骨煉瓦の実大試験体の耐震実験が行っている。木骨煉瓦の耐震性に関する研究例が極めて少ないことを背景に、耐震診断に有用な地震時安全限界に至るまでの地震時挙動に関するデータを集めることを目的とした振動台試験を実施している。木骨煉瓦造壁1スパン分の実大試験体(図1.5.7)が作成され、振動台試験が行われた。試験体は目地の乾燥収縮に伴い、木造上梁と煉瓦壁との間に隙間が生じるため、この隙間有り(A-1)と隙間をモルタルで充填したもの(A-2)で試験を行っている。また、アラミドロッドを挿入した補強試験体(B-1,B-2)に試験を行っている。この木骨煉瓦壁計4面は、面外方向に同時加振されている(図1.5.8)。加速度計による測定、LEDマーカーを用いた3次元画像計測による動的変位の測定が行われている。加振波形は4種類とし、各波形で入力レベルを変化させ、計15回の加振実験が行われている。以下に無補強試験体の試験結果をまとめる。

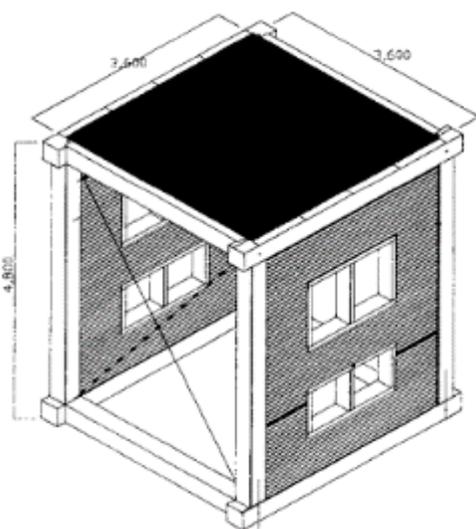


図 1.5.7 試験体鳥観図¹²⁾

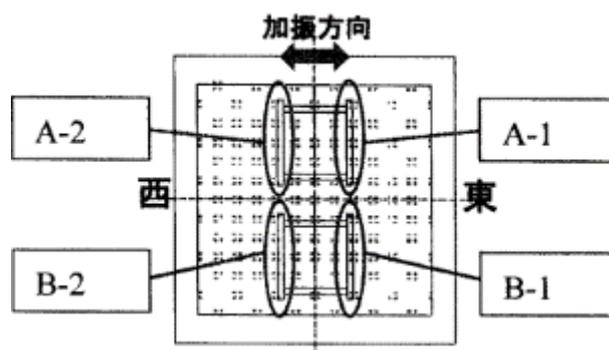


図 1.5.8 振動台実験概要¹²⁾

1) 試験体の損傷・破壊状況

図1.5.9に振動台試験による最大加速度応答倍率の変化を示す。木造上梁と煉瓦壁間に隙間があるA-1試験体は、加振回数を重ねるごとに亀裂・損傷・変位が進行し、加振11回目で開口部上部の崩壊に至った。A-2試験体は、木造上梁と煉瓦壁間の隙間をモルタルで充填したものであり、加振8回目でモルタル間に水平の亀裂が生じた。それ以降の加振において壁頂部中央で大きな応答が生じており、加振14回目で崩壊した。以上より、木造上梁と煉瓦壁間の隙間をモルタルで埋めることにより面外に対する耐震性の向上が確認された。

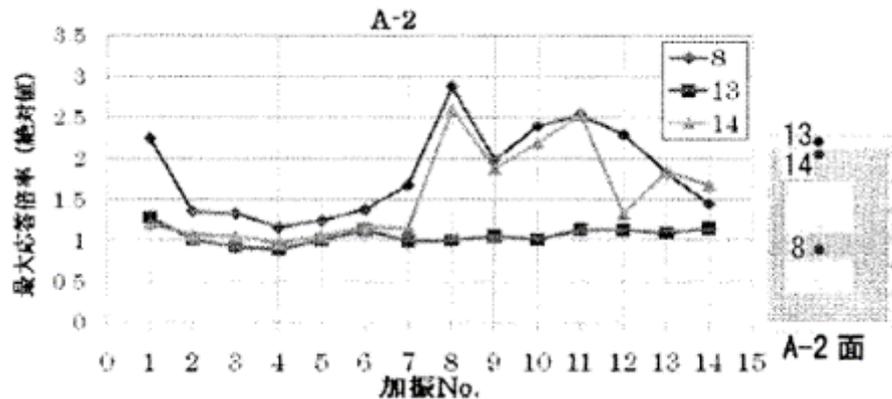


図 1.5.9 振動台試験による最大加速度応答倍率の変化¹³⁾

2) 損傷による壁面外方向の固有振動数の低下

A-2 試験体の加速度記録のフーリエスペクトルより、損傷の無い初期状態でのピーク振動数 6.9Hz であったのに対し、亀裂が進んだ状態のピーク振動数 5.7Hz となり、損傷の前後で振動数の低下が確認された。これより剛性が約 30% 低下していることが分かった。

3) 3次元画像計測による動的変位測定結果

図 1.5.10 に 3次元画像計測による最大変位分布を示す。壁上端の隙間をモルタルで充填した A-2 試験体の壁頂部中央の最大変位は、壁上端の隙間がある A-1 試験体と比べて約 1/3 の大きさであった。これより、隙間をモルタルで埋め、木造軸組み架構と煉瓦造壁を接合することにより最大変位が抑えられることが確認された。

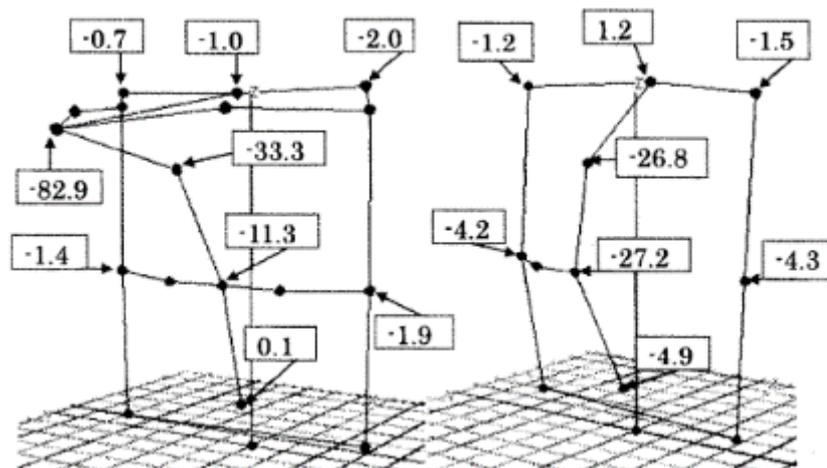


図 1.5.10 3次元画像計測による最大変位分布(左:A-1、右:A-2)¹³⁾

1.6 歴史的木骨石造建造物を対象とした既往の研究

1.6.1 2018年北海道胆振東部地震によるひび割れ調査

1.4節の通り2018年北海道胆振東部地震により、多くの歴史的木骨石造建造物が被害を受けた。安平町指定有形文化財小林倉庫もその1棟であり、外壁にひび割れが生じた。こうした組積造建造物の被害を受け、2018年より花里らをはじめとする研究チームにより、木骨石造建造物の耐震性能に関する研究が行われている。その一部として、2020年10月に松本ら(当時三重大学研究生)によって小林倉庫のひび割れ調査が行われた¹⁴⁾。図1.6.1,1.6.2にひび割れ調査の結果を示す。北側壁については隣接建物との距離が近く、縦目地の位置を詳細に示すことが困難であり、縦目地でひび割れが見られた箇所については図面に赤線で示している。図より、どの面においても開口部周辺でのせん断ひび割れや隅角部での目地のひび割れが多くみられた。南側壁では、基壇部での目地の面外ひび割れが確認できる。ひび割れ幅は、5~40mm程度であった。建物の道路側(西側)では、地盤の亀裂も見られた。これにより、西側の外壁基礎で亀裂が生じている。なお、木造軸組やかすがいの顕著な損傷は見られなかった。

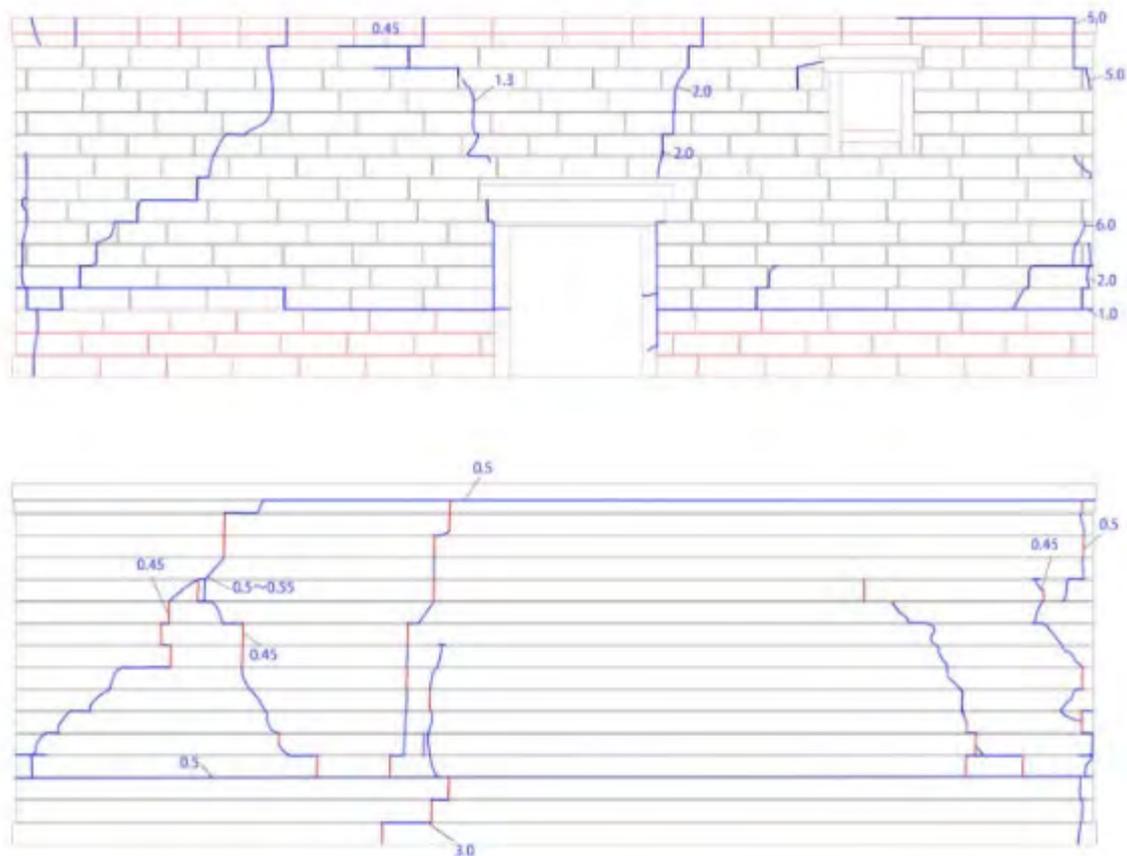


図 1.6.1 小林倉庫南側壁(上)・北側壁(下)ひび割れ図¹⁴⁾

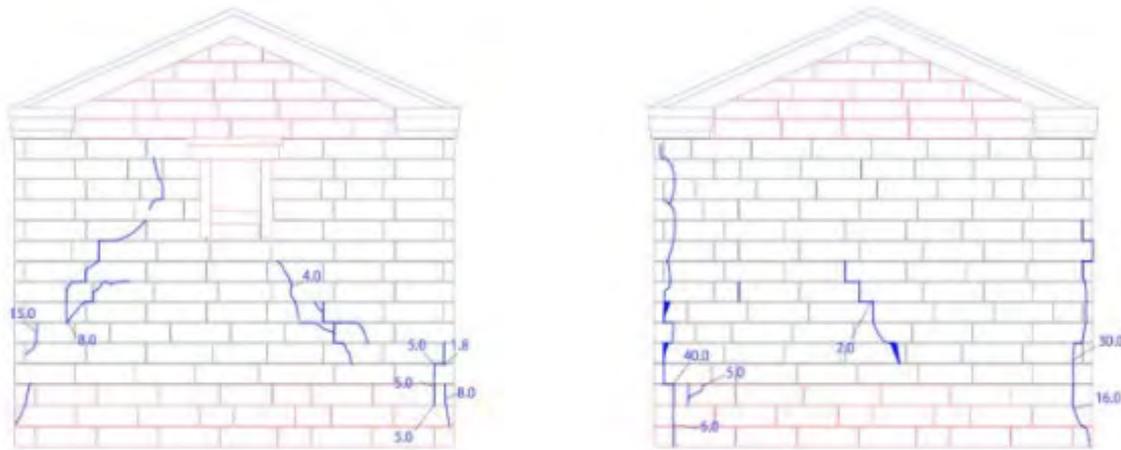


図 1.6.2 小林倉庫西側壁(右)・東側壁(左)ひび割れ図¹⁴⁾

1.6.2 立体解析モデルを用いた非線形応答解析

木骨石造建造物の耐震性に関する研究の共同チームである信州大学の遠藤らは立体解析モデルによる非線形解析を行っている。以下に解析の概要と結果を示す。

a) 解析概要

解析には、有限要素法による汎用構造解析ソフト DIANA が使用し、小林倉庫を対象とした立体解析モデルが作成した(図 1.6.3)。解析モデルは 12302 個の要素からなる。小林倉庫は木骨石造建造物であり、15 段の石積み壁を有し、石一段毎に接合金物であるかすがいが挿入され、柱と接合されている。この接合部の挙動に着目し、かすがいをばね要素としてモデル化している。また、伝統的貫構造の回転剛性をパラメータとして、その影響についても検討している。このばね要素には、既往の接合部引張実験の結果から得られた復元力モデルを用いた。解析は、静的解析と地震応答解析、また、胆振東部地震での建物周辺の地盤沈下を考慮した静的解析とし、すべて非線形で行っている。

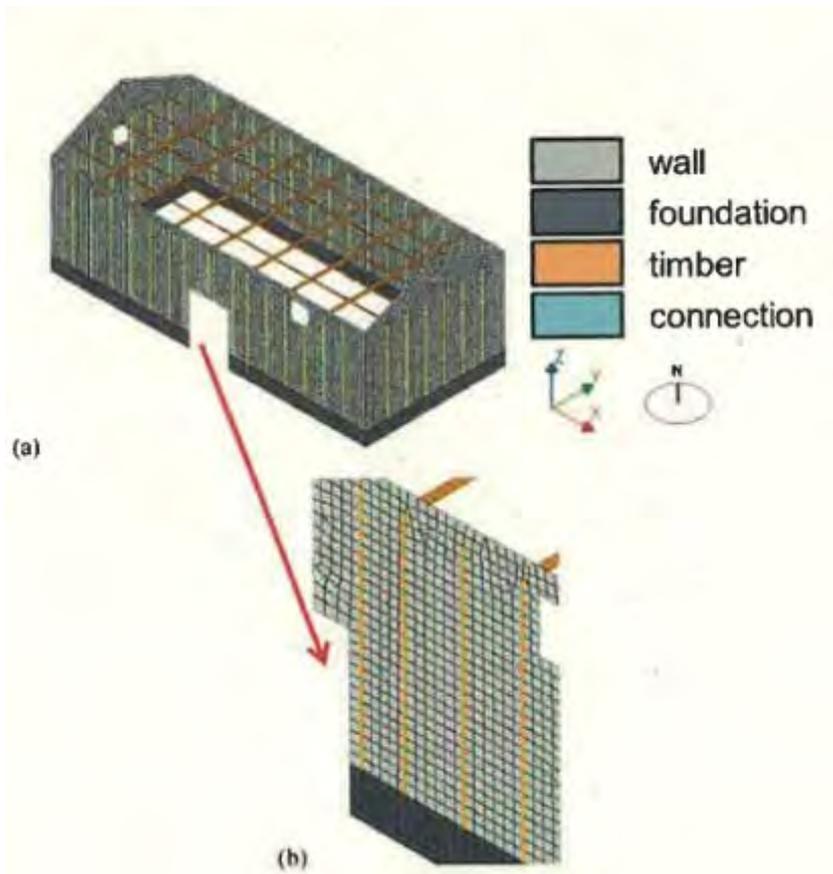


図 1.6.3 解析モデル (a)全体図、(b)柱とかすがいの詳細図¹⁵⁾

1) 静的解析

解析結果から、破壊形式として X 方向、Y 方向どちらにおいても、壁面外方向の挙動により、壁隅角部の損傷が確認された。木柱と石壁の接合部に使用されるかすがいにかかる軸方向荷重は、開口部付近の接合部で最大となり、X 方向で 146.6N、Y 方向で 288.1N であった。しかし、かすがい接合部の降伏荷重は 2kN であることから、X、Y 方向どちらにおいても弾性挙動範囲内であった。図 1.6.4 に、Y 方向において加速度 0.3 と最大加速度 0.58g 時の柱ごとのかすがいにかかる引張荷重分布を示す。これは、壁の崩壊が見られた隅角部付近の柱(薄線)とかすがいにかかる引張荷重が最大となった開口部付近の柱(濃線)に接合するかすがいの各層毎の荷重分布を表している。

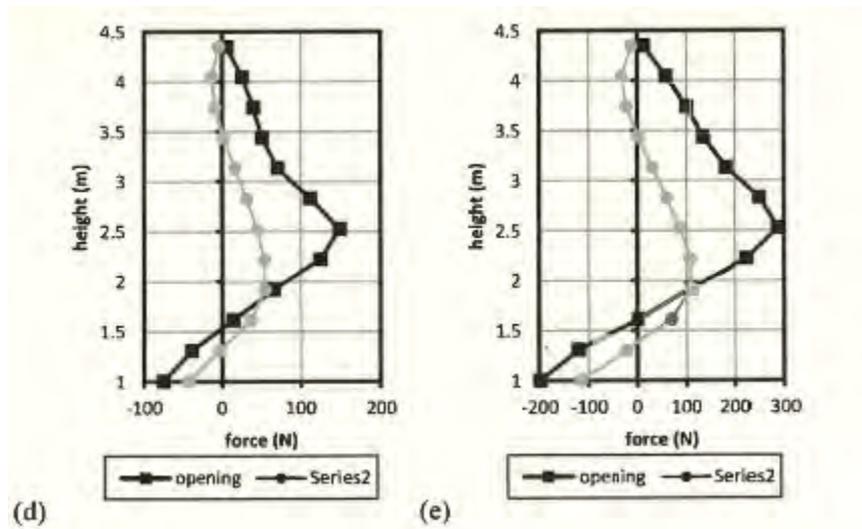


図 1.6.4 かすがいにかかる引張荷重分布¹⁵⁾

(d)加速度 0.32g 時 (e)最大加速度時(0.52g)

2)地震応答解析

入力地震動は、北海道胆振東部地震の観測波とする(図 1.6.5)。解析結果より、破壊形式は、静的解析と同様に壁面外方向の挙動による損傷が支配的であった。かすがいにかかる引張荷重静解析と比べて 1.3~2 倍ほど大きくなったが、同様に弾性挙動範囲内であった。しかし、かすがいにかかる高さ方向の荷重分布において、著しい損傷が生じる前と後で異なる荷重分布を示すことが分かった(図 1.6.6)。

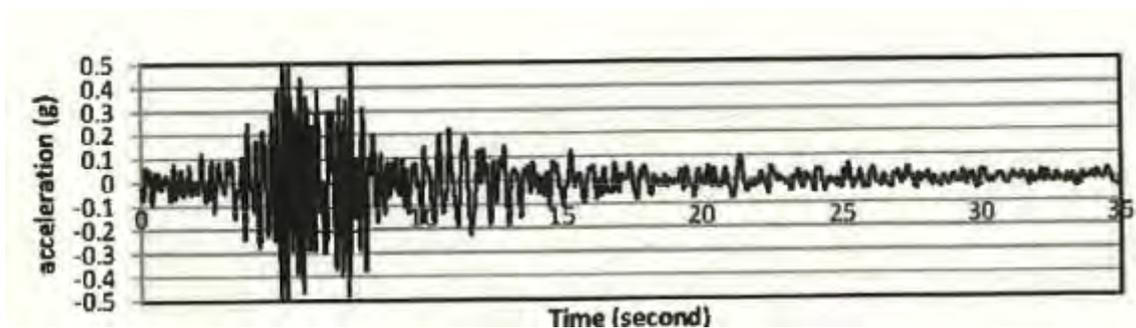


図 1.6.5 地震応答解析入力地震動(北海道胆振東部地震観測波)¹⁴⁾

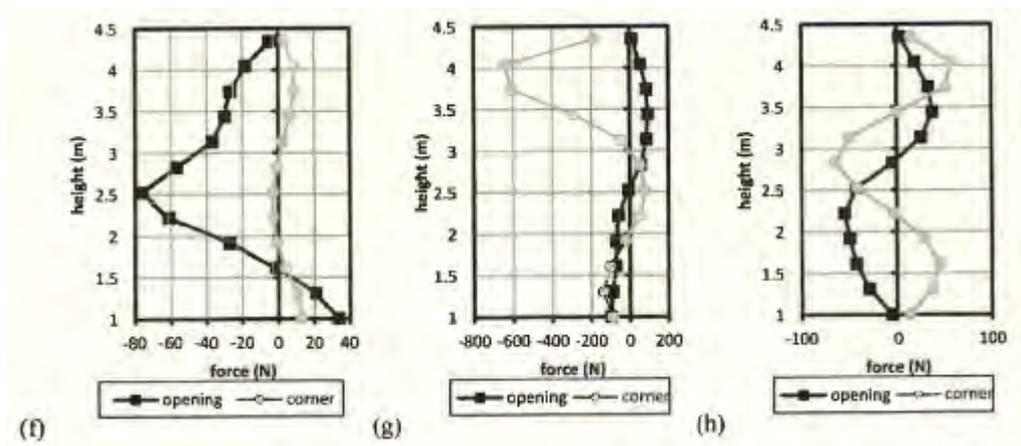


図 1.6.6 かすがいにかかる引張荷重分布¹⁴⁾ (f)加速度 0.32g 時 (g)最大加速度時(0.52g)

3)地盤沈下を考慮した静的解析

前節のひび割れ調査より、モデル建物周辺で地盤沈下が生じている。また、その地震により、モデル建物は面内ひび割れが生じている。これまでの静的解析、地震応答解析では、面内ひび割れ破壊は確認されていない。これより、実構造物における面内ひび割れは周辺地盤の沈下が影響していると考え、地盤沈下を考慮したモデルによる静的増分解析を再度行った。解析モデルは、西側および北側外壁を 2 mm 沈下させている。解析結果から、X 方向において、壁面内に斜めひび割れが確認された(図 1.6.7)。

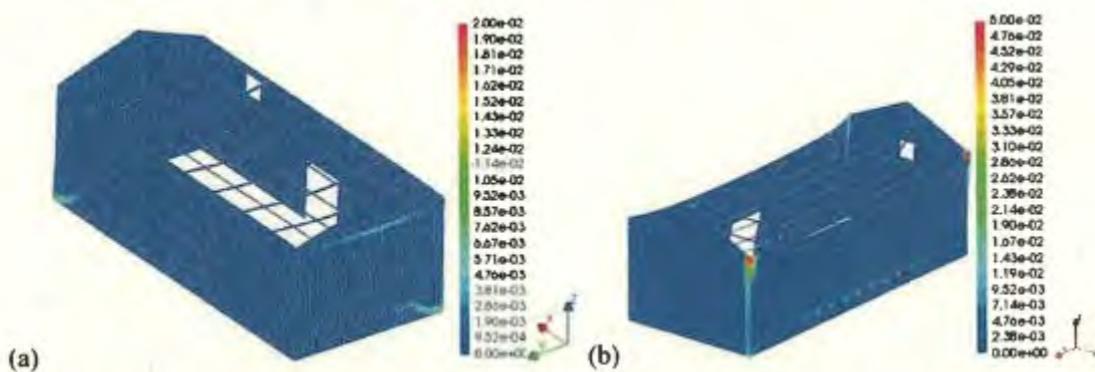


図 1.6.7 地盤沈下を考慮した非線形静的モデルのひずみ分布¹⁴⁾ (a)X 方向(b)Y 方向

以上より、接合部かすがいに生じる荷重は、開口部付近で最大となるものの、弾性範囲内の挙動を示すことが分かった。地盤沈下を考慮した解析モデルでは実構造物と同様の破壊形式が得られた。

第 2 章

歷史的木骨石造建造物

2.1 調査建物概要

対象建物である安平町指定有形文化財小林倉庫(写真 2.1.1)は 1931(昭和 9)年に建設された歴史的木骨石造建造物である。歴史的木骨石造建造物の構造的特徴として、内部を木軸組、その外側は石壁で覆われた構造を有する。木軸組は伝統的貫構造で、柱は 90cm 間隔で立てられている。石壁は厚さ 15cm 程度の札幌軟石(凝灰岩)と、石灰もしくはセメント目地による石積み壁となっている。石造上部の臥梁と木軸組の桁はかすがいによって緊結され、その上に小屋組みが架かっている²⁾。木軸組柱と石壁は手違いかすがいによって緊結されており、石壁には鉛直、木軸組には水平に打ち込まれている(図 2.1.1)。また、柱ごと、目地ごとに密に打ち込まれている(図 2.1.2)。小樽市に現存される木骨石造建造物の多くは、補強・補修されているが、小林倉庫は本来の構造様式を残していることから研究対象とした。図 2.1.3、2.1.4 に小林倉庫の平面図、内観図を示す。



写真 2.1.1 小林倉庫外観

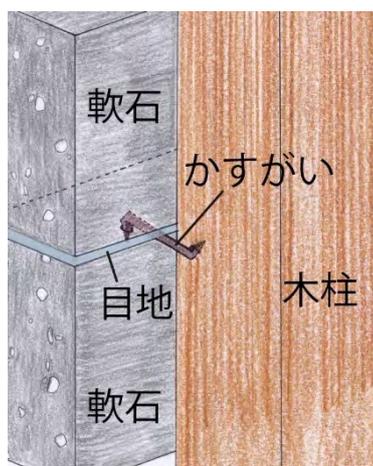


図 2.1.1 接合部詳細

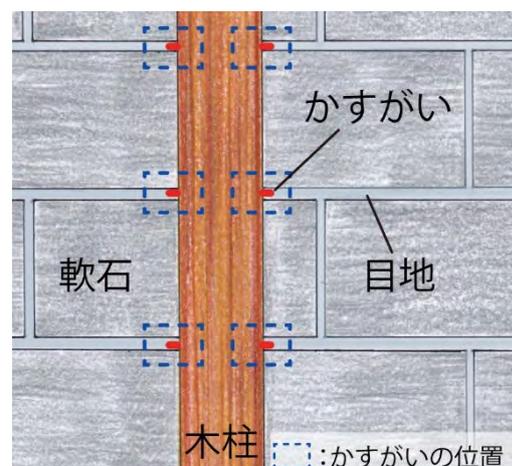


図 2.1.2 かすがい打ち込み位置

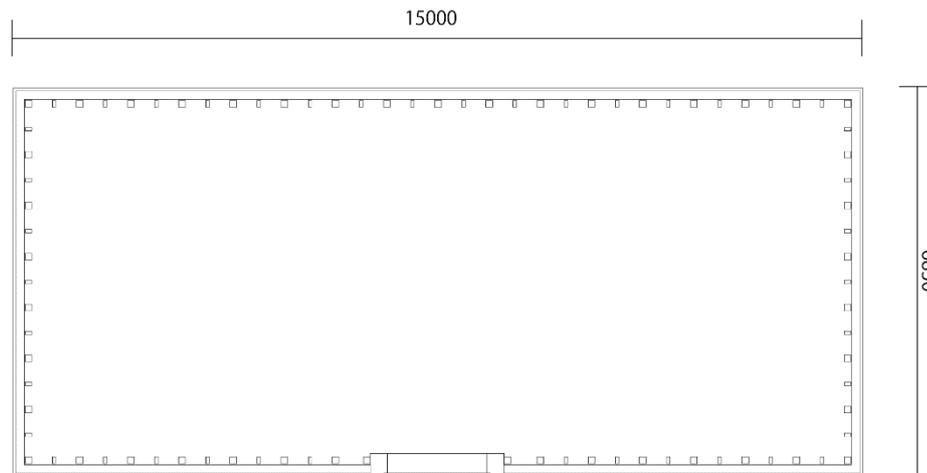


図 2.1.3 小林倉庫平面図(単位 : mm)

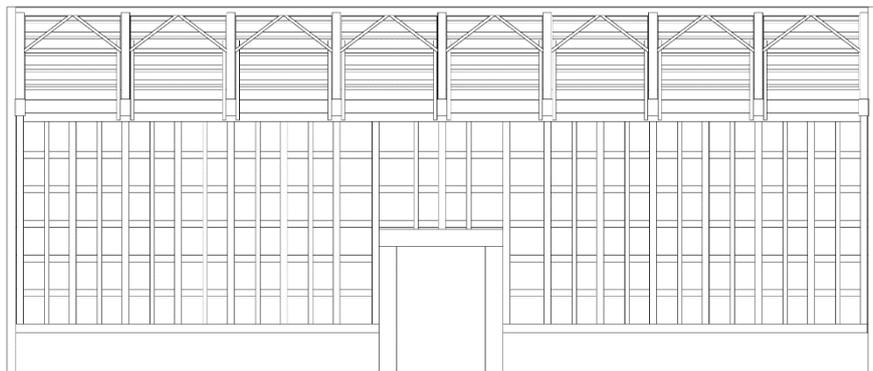


図 2.1.4 小林倉庫内観図(伝統的貫構造)

2.2 常時微動測定概要

2.2.1 測定目的

測定は2020年8月31日、9月1日に当時三重大学研究生であった松本らによって行われており、筆者は得られたデータの整理を行った。測定は、CASE A、B、C、Dの計4ケース行われている。以下に各ケースの概要を示す。

CASE A : 桁壁面外方向の常時微動の測定(南北方向)

CASE B : 妻壁面外方向の常時微動の測定(東西方向)

CASE C : 桁壁、妻壁面内方向の常時微動の測定

CASE D : 地盤の測定

CASE A,B,Cでは、木柱上部と石壁上部にそれぞれセンサーを設置している。図 2.2.1、2.2.2 に各ケースのセンサー設置位置と測定方向を示す。CASE A、B は固有振動数および振動モードの同定、面外方向の木柱と石壁の一体的な挙動の確認を目的として行われた。CASE C では面内方向の木柱と石壁の一体的な挙動の確認、CASE D では地盤の卓越周期の同定を目的として行われた。センサーの向きは、南北方向は北+、東西方向は西+、上下方向は下+を基本とした。センサーの設置状況・測定の様子を写真 2.2.1 に示す。各ケースで 20 分間ずつ計測を行った。サンプリング周波数は 200Hz とした。



写真 2.2.1 センサー設置状況(左：木柱と石壁、右:地盤)

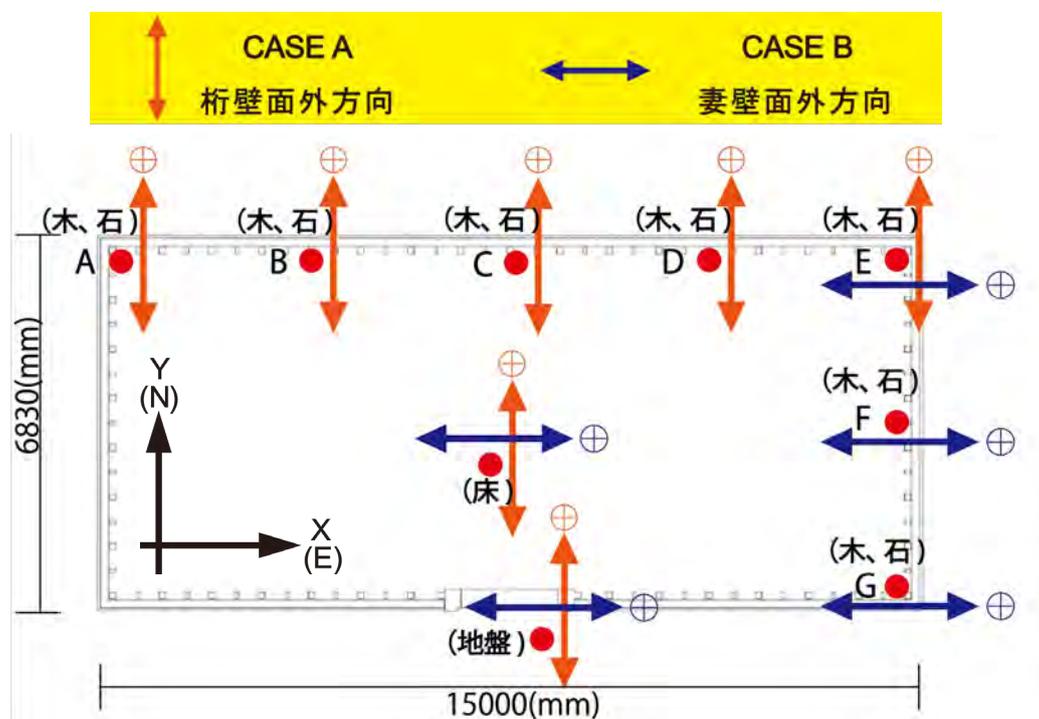


図 2.2.1 CASE A、CASE B のセンサー設置位置と方向

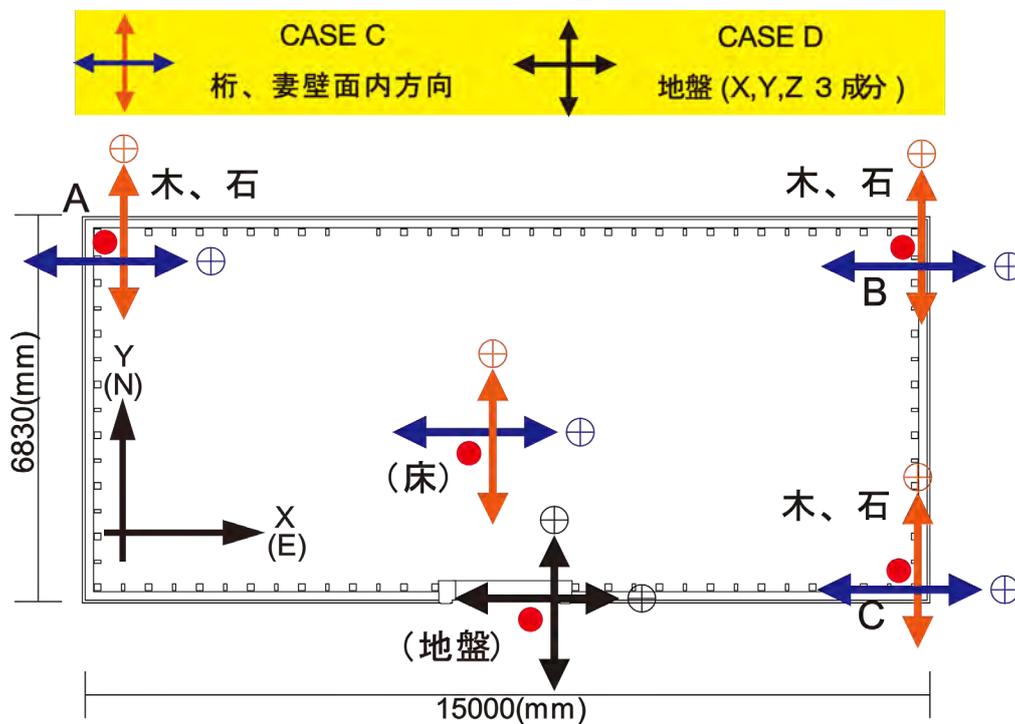


図 2.2.2 CASE C、CASE D のセンサー設置位置と方向

2.2.2 測定機器

今回は、地盤・建物共に以下の測定機材を用いて測定を行った。

東京測振(株) 携帯用振動計 SPC-51A、ジャンクションボックス (写真 2.2.2)

センサー 高感度速度計 同社 VSE-15D (写真 2.2.3)



写真 2.2.2 振動計および
ジャンクションボックス



写真 2.2.3 センサー
(高感度速度計 VSE-15D)

以下にセンサー(高感度速度計 VSE-15D)の仕様及び周波数特性(図 2.3.3)を示す。

〔仕様〕

測定周波数範囲	0.25~70Hz
最大測定範囲	速度：10kine、加速度：±2000gal
感 度	速度 (L)：1V/kine、(H)：10V/kine (誤差±0.5%以内) 加速度：5mV/gal (誤差±0.5%以内) (速度・加速度同時測

定)

出力抵抗	10Ω以上
最大出力電圧	±11V
分解能	最大 30 μ kine
直線性	0.05%以下
横感度	0.3%以内
検定コイル	約 6 μ A/gal
使用温度範囲	-10°C~50°C
許容最大加速度	30G (0.1sec 以内)
重 量	約 350g

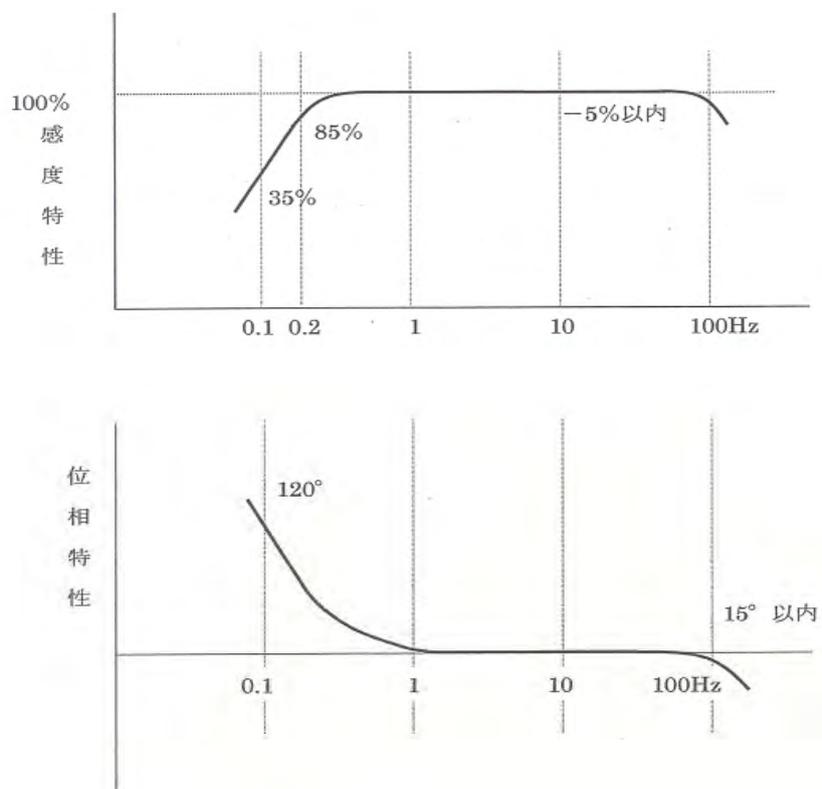


図 2.2.3 センサーの周波数特性

2.3 測定結果

2.3.1 石造と木造の応答特性比較

1) 時刻歴波形

図 2.3.1、2.3.2 に CASE A の C 点、CASE B の D 点から得られた石壁と木柱の時刻歴波形任意の 1 秒間を示す。図より、妻壁と桁壁の面外方向どちらにおいても、石壁と木柱の一体的な挙動が見られた

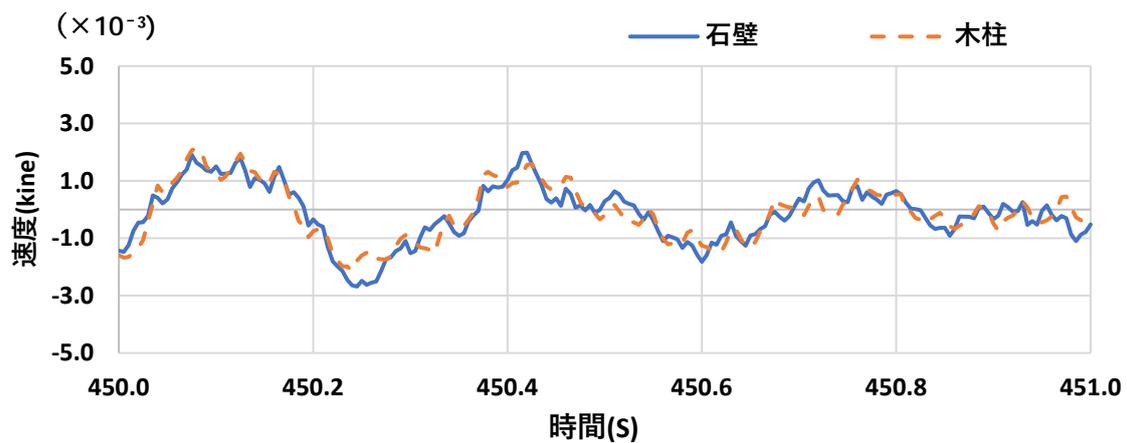


図 2.3.1 CASE A 桁壁面外方向の時刻歴波形(1 秒間)

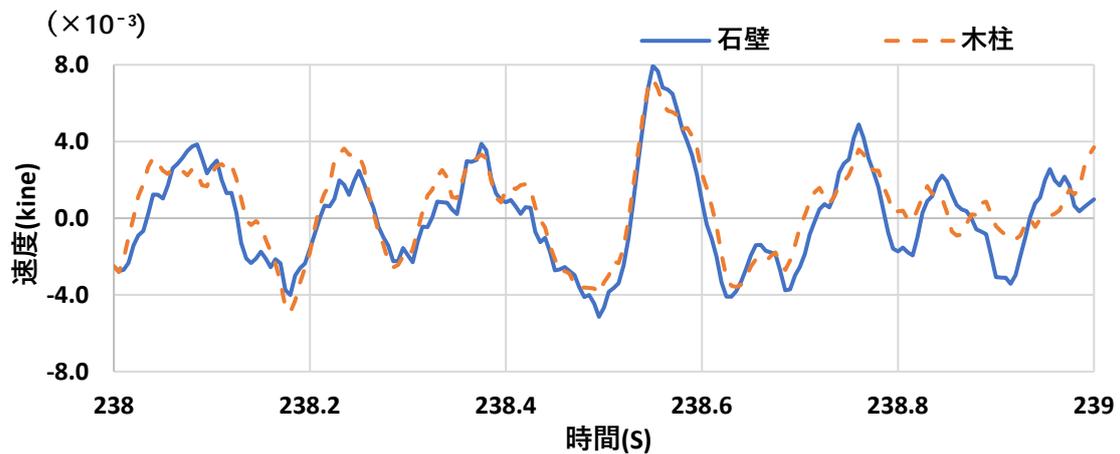


図 2.3.2 CASE B 妻壁面外方向の時刻歴波形(1 秒間)

2)伝達関数

CASE A・B より得られた時刻歴波形から伝達関数を算出した。各測定点の 20 秒間×5 か所の波形から算出した伝達関数を平均している。算出に際し、Hanning Window4 回をかけて平滑化を行っている。図 2.3.3、2.3.4 に床に対する木柱・石壁(C 点/床、F 点/床)の伝達関数を示す。伝達関数のピークより、桁壁面外(南北)方向で 2.73Hz、妻壁面外方向では 6.25Hz の固有振動数を持つことが分かった。妻壁面外方向では、10Hz、15Hz 付近で石壁のピークが見られる。短手方向である妻壁は直交壁の影響を受けやすく、桁壁面内方向の振動特性が現われていると考えられる。また、妻・桁壁面外方向において、木柱と石壁が同様の応答特性を持つことが確認できる。

同様にして、CASE C の測定結果から妻・桁壁面内方向の床に対する木柱・石壁(C 点/床)の伝達関数を算出した(図 2.3.5、2.3.6)。これより、10Hz 程度までは木柱と石壁が同様の応答性状を示し、石壁においては 11Hz 付近にピークが見られた。また、CASE A、B の一次固有振動数と同様のピークが見られた。これは、測定点が壁交差部であり、直交壁面外方向の振動特性が影響すると考えられる。

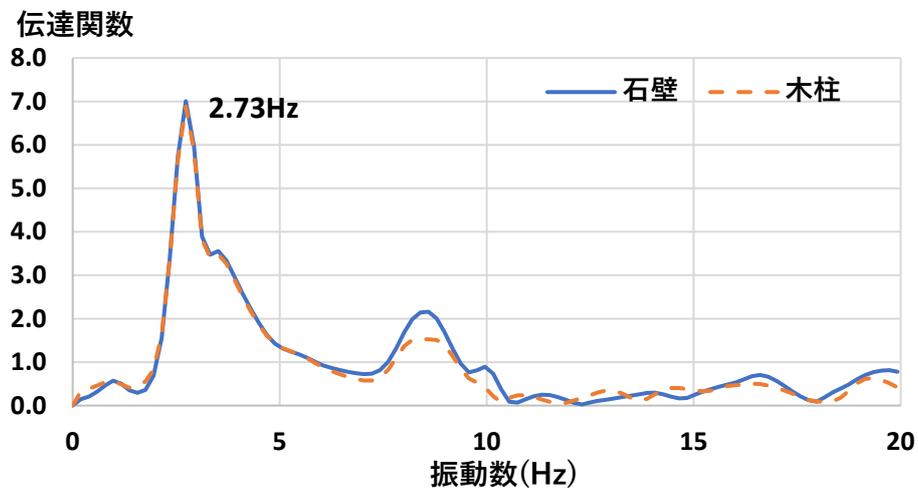


図 2.3.3 CASE A 床に対する木柱・石壁(C 点/床)の伝達関数

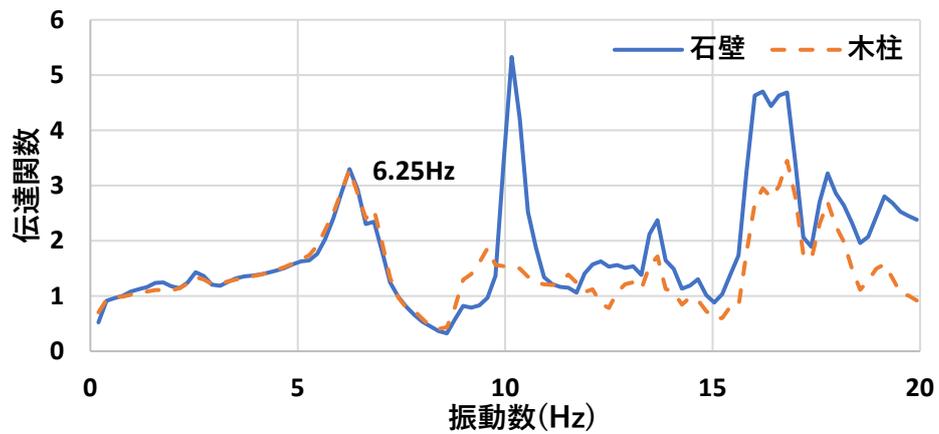


図 2.3.4 CASE B 床に対する木柱・石壁(F点/床)の伝達関数

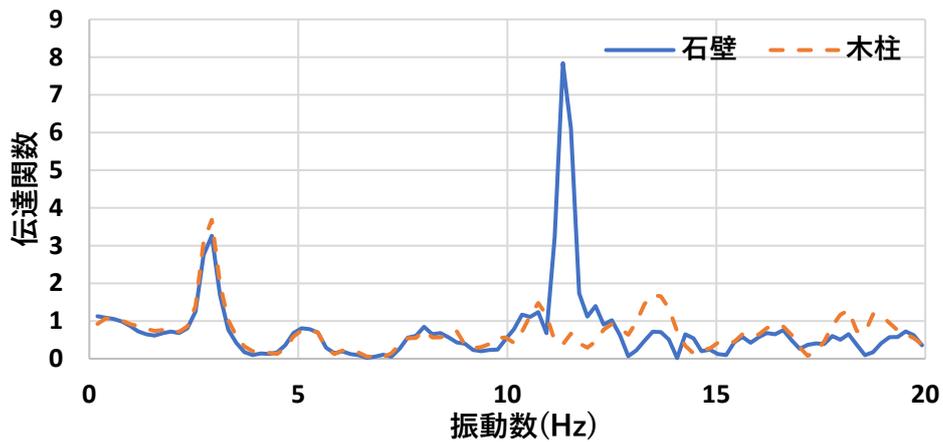


図 2.3.5 CASE C 妻壁面内方向 床に対する木柱・石壁(B点/床)の伝達

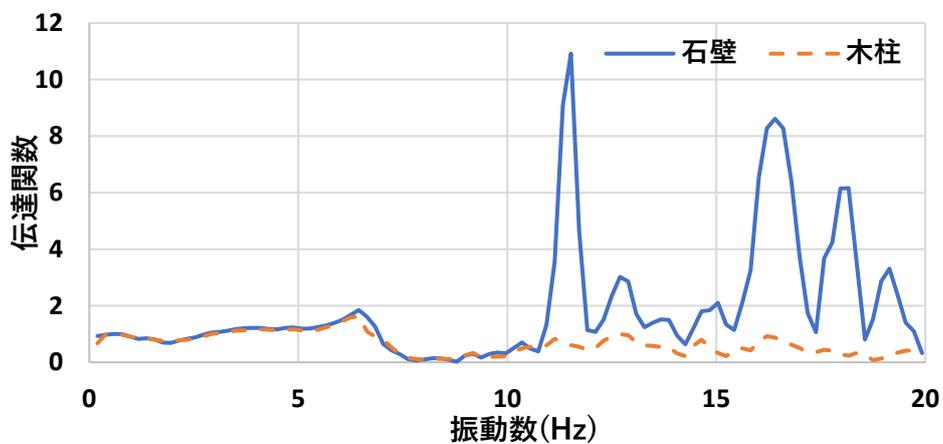


図 2.3.6 CASE C 桁壁面内方向 床に対する木柱・石壁(B点/床)の伝達関数

2.3.2 振動モード

図 2.3.7 に妻・桁壁面外方向の平面振動モードを示す。CASE A、B の各測定点から算出した伝達関数ピークより応答倍率を求め、最大応答点(C 点、F 点)の応答倍率を 1 に基準化して示している。振動モードからも石壁と木柱が同様の応答特性を持つことが確認できる。

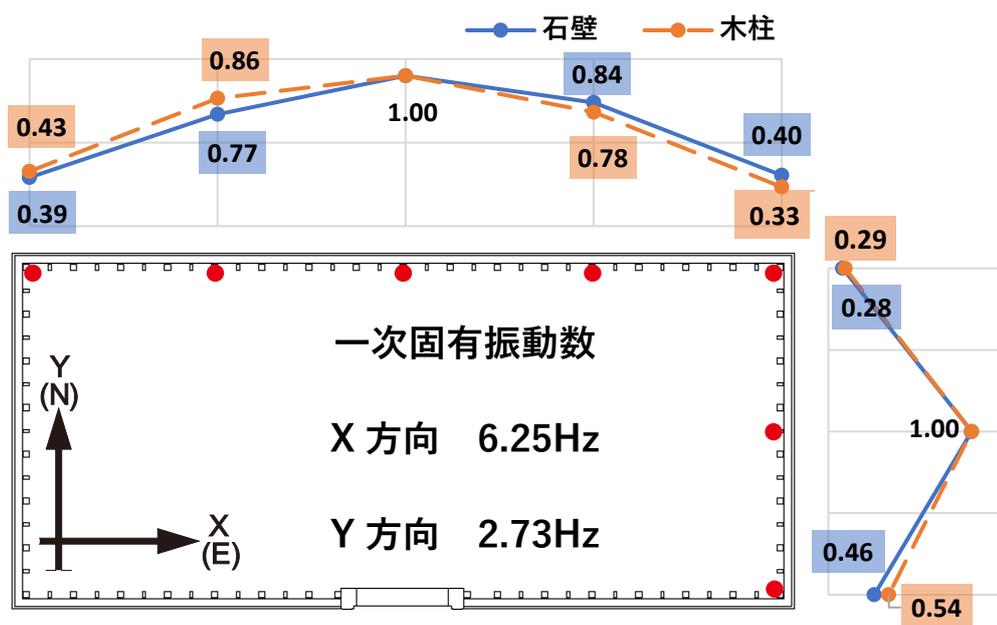


図 2.3.7 平面振動モード

2.3.3 地盤 H/V スペクトル

CASE D における地盤微動測定の結果から H/V スペクトルを算出した(図 2.3.8)。算出の際に、ノイズの影響が少ない 5 ヶ所のデータを取り、その値を平均している。また、Hanning Window 40 回をかけて平滑化を行っている。H/V スペクトルは、水平方向 2 成分の平均値を鉛直方向の値で除したものであり、ピーク周期は表層の増幅における卓越周期と対応する。図より、地盤の卓越周期は約 0.26 秒であることがわかった。この結果と、建築基準法関係告示に定義されている地盤種別を照らし合わせると、対象建物の周辺地盤は第 2 種地盤と推定される。

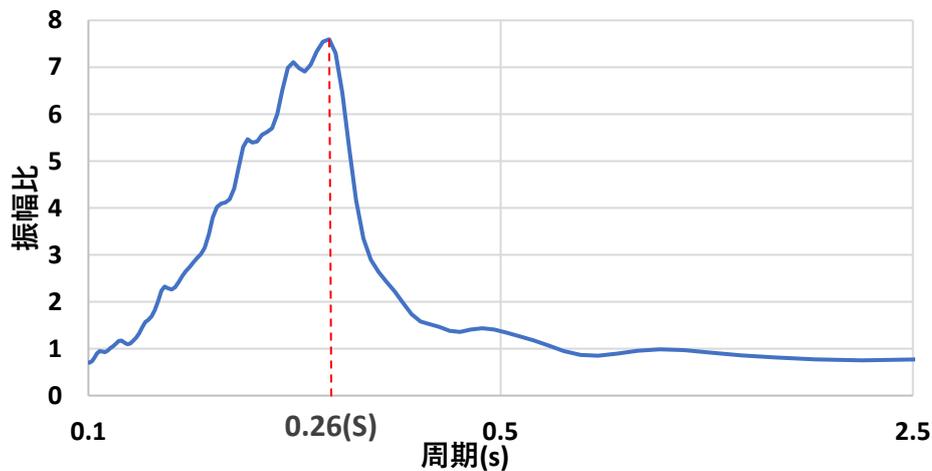


図 2.3.8 H/V スペクトル

2.4 木柱と石壁の接合部要素試験概要

2.4.1 既往の接合部引張試験

これまでの研究として、歴史的木骨石造建造物の木柱と石壁の接合部を再現した要素試験体により、地震時に壁面外方向にかかる地震力を想定した引張要素試験および材料試験を行っている。実験結果より荷重 2kN・変位 1mm 程度で、かすがい打ち込み部の木柱がめり込み降伏し、その後、変位が 20mm 程度まで増加する弾塑性型の復元力特性が得られた。破壊性状としてかすがい打ち込み部の木柱の割裂が見られた。また、石造壁にかかる応答加速度を 1G と想定した場合のかすがいに作用する荷重を概算し、試験結果と比較した。これより、概算した荷重は試験結果から得られた降伏荷重の 1/3 程度となり、この条件下においてかすがい接合部の十分な耐震安全性が確認された。この実験結果を基に 2.4 節の解析を行う。なお、実験結果は付録に示す。

2.4.2 実験概要

本節においては、上記の面外試験に続き、壁面内方向を想定したかすがい接合部要素模型を作成し、静的載荷試験を行う。実験結果から接合部の復元力特性および破壊性状を確認する。

2.4.3 試験体および実験方法

図 2.4.1～2.4.3 に試験体の平面図および立面図を、表 2.4.1 に試験体使用材料の寸法諸元を、写真 2.4.1、2.4.2、2.4.3 に試験体とかすがいおよび実験の様子を示す。試験体材料は、札幌市石山地区で新たに採掘された札幌軟石、一般の杉材と目地材のモルタルおよび鉄製かすがい 4 本(木材側面に 1 本ずつを 1 組とし、2 組)である。各材料試験の結果については付録に示す。図 2.4.1 に示すように試験体のバランスを考慮し、目地モルタルと石壁部分(以下、石壁部)を木材の両側に配置した。アムスラー万能試験機を使用して、木材に荷重を負荷するとともに両端に変位計を設置した。石壁部の変形も考慮し、左右の石壁の変位を測定した。

表 2.4.1 試験体使用材料の寸法および個数

材料	寸法	数	比重※
木材(スギ)	120×120×370(mm)	1体	0.39
石材(札幌軟石)	200×60×120(mm)	2体で1組として 2組(計4体)	1.46
かすがい (鉄製:SS400)	6mm角×150mm	2本で1組として 2組(計4本)	

※材料試験より得られた数値

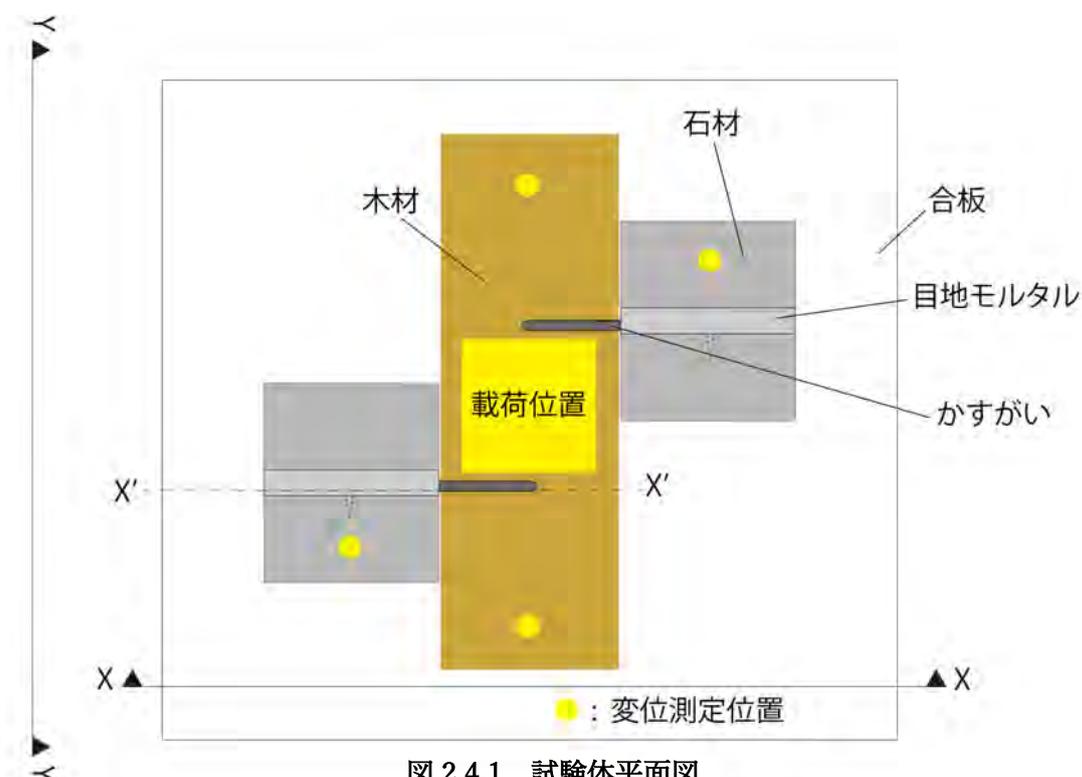


図 2.4.1 試験体平面図

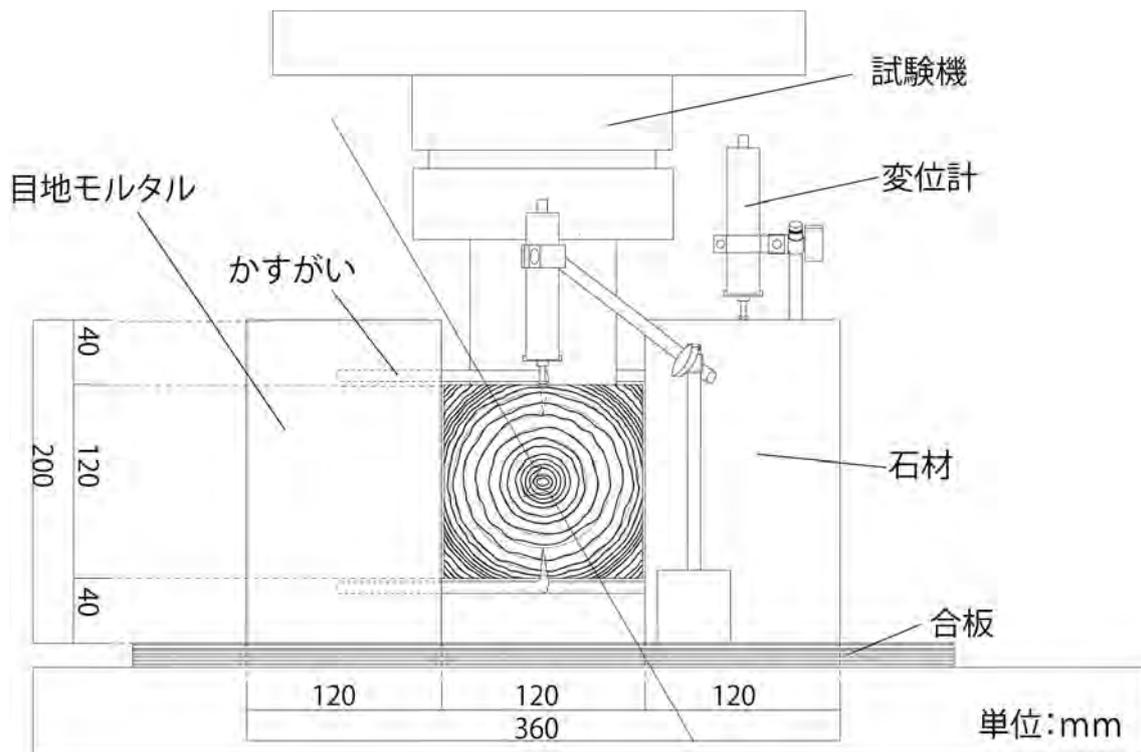


図 2.4.2 実験装置立面および断面(X-X、X'-X'方)

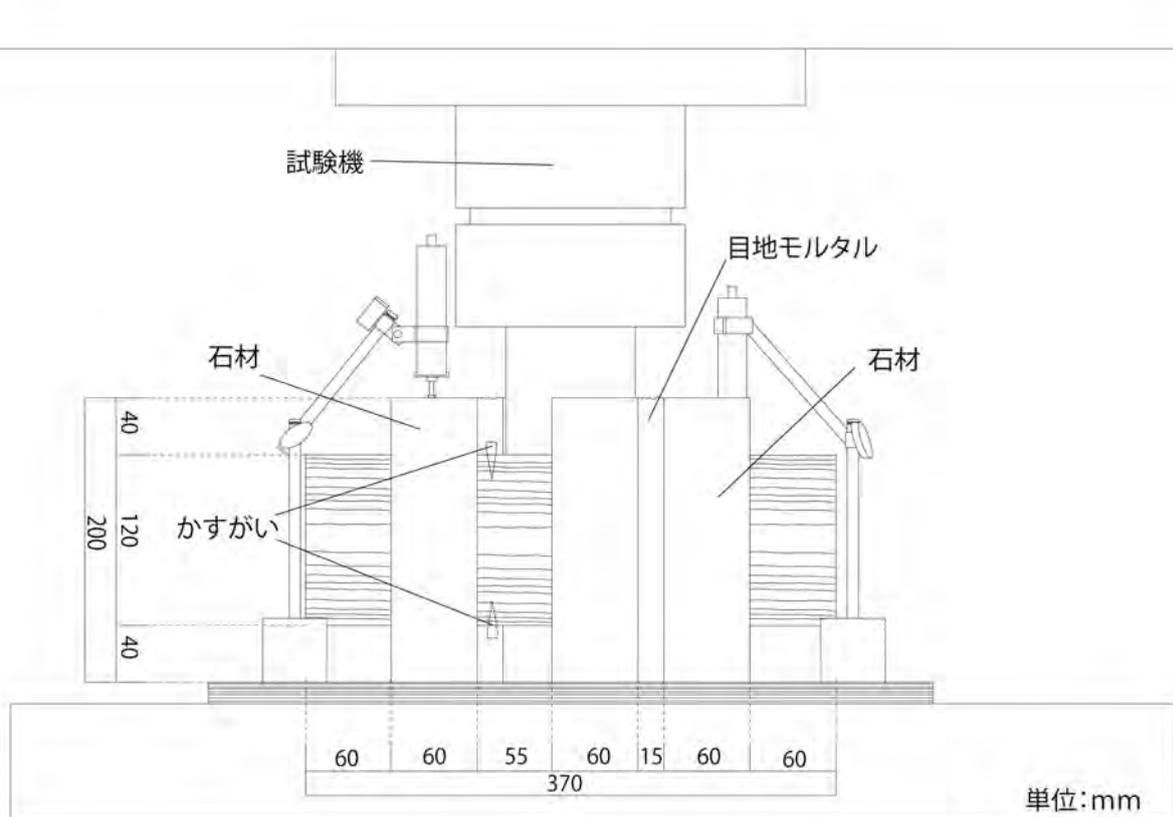


図 2.4.3 実験装置立面(Y-Y方向)



写真 2.4.1 施工および養生時の試験体
(実験時には写真奥側へ 90°C回転)



写真 2.4.2 手違いかすがい



写真 2.4.3 実験の様子

2.4.4 実験変数

1) 目地モルタル圧縮強度

目地モルタルの圧縮強度は 5 N/mm^2 と 20 N/mm^2 の 2 種類とした。歴史的木骨石造建造物は明治中期～昭和初期にかけて建設されており、石灰目地からセメント目地への転換期と重なる¹⁷⁾。これより、石灰目地を想定した 5 N/mm^2 と、普通コンクリートの強度規格と同程度の 20 N/mm^2 とした。表 2.4.2 に目地モルタルの強度と調合表を示す。強度調合については、文献 19) を参照した。圧縮強度 5 N/mm^2 のモルタル調合は容積換算した場合、セメント：砂 = 1：10 と程度となる(表乾密度(セメント： $3.16 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、砂： $2.62 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$)。今回の試験では強度を重視し骨材量を多くしたが、このような骨材量が多いモルタルを目地として積むことは困難であり、実際の建物ではより骨材が少なく軟らかい目地が想定される。

表 2.4.2 目地モルタル調合表

推定強度 (N/mm^2)	容量 (L)	1L当たりの質量(g)			W/C (%)
		W	C	S	
5	2.5	274	198	1632	138
20	2.5	291	435	1479	67

2) 石材および目地に作用する積載荷重

実際の建物の石壁では上部と下部で目地に作用している鉛直応力の大きさが異なる。また、試験体施工時に、付着破壊がいくつか見られている。これを考慮して、0.5kN(石約5段分)と1kN(石約10段分)の拘束圧をかけた試験体と、拘束なしおよび治具により固定拘束した(0.1kN以下)試験体の計4種類とした。拘束方法は、**図 2.4.4**に示すように試験体に設置したロードセルを治具で押さえ、拘束圧を計測した。なお、予備実験において拘束荷重の変化率が±5%未満であったため、実験中の拘束圧の変化はないものとした。

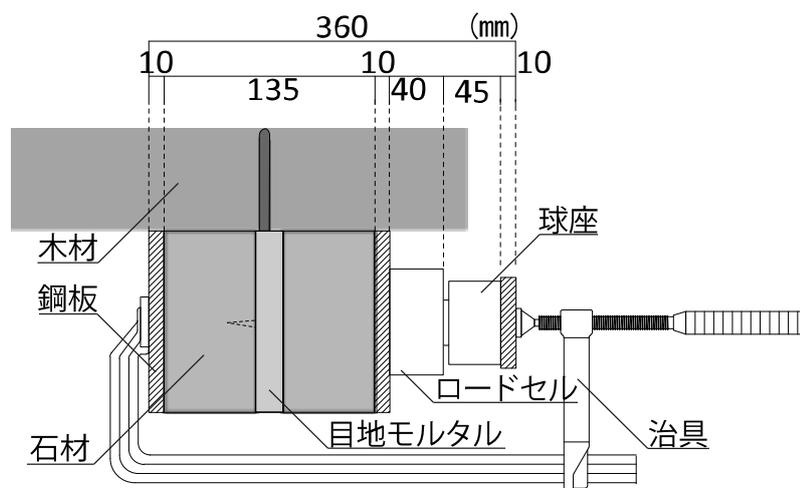
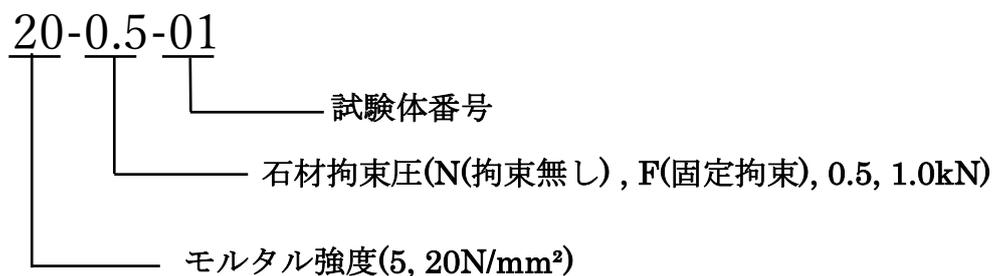


図 2.4.4 試験体拘束方法

2.5 実験結果

2.5.1 標準試験体の荷重変位関係

試験体名は実験パラメータに基づいて以下のように表記した。**表 2.5.1**に実験結果を示す。



なお、最大耐力は、変位 18 mmまでの値とし、初期剛性は、最大耐力×0.4 の荷重と、その時の変位を基に算出した。また、試験体によってばらつきはあるものの、拘束圧 0.5 および 1.0kN の試験体と、拘束なしおよび固定拘束の試験体では、大きな変化が見られなかったことや試験体数が少ないことから、同様の拘束条件として比較を行った。

表 2.5.1 実験結果

試験体	モルタル 圧縮強度 (N/mm ²)	拘束圧 (kN)	最大 耐力 (kN)	平均 最大耐力 (kN)	初期剛性 (kN/mm)	平均 初期剛性 (kN/mm)
5-N	4.7	—	4.7	4.5	0.7	1.0
5-F-01	4.2	固定	5.4		1.0	
5-F-02	4.2	固定	3.8		0.6	
5-F-03	4.2	固定	4.1		1.6	
5-0.5-01	3.2	0.5	6.8	6.1	1.1	1.0
5-0.5-02	3.2	0.5	5.2		0.9	
5-1.0-01	3.2	1.0	5.0		1.1	
5-1.0-02	3.2	1.0	7.2		1.2	
20-N	20.3	—	6.8	7.2	0.9	1.2
20-F	19.9	固定	7.5		1.6	
20-0.5-01	23.2	0.5	8.3	8.0	1.0	1.0
20-1.0-01	23.2	0.5	7.5		0.5	
20-1.0-02	23.2	1.0	7.2		0.5	
20-1.0-03	23.2	1.0	8.8		2.0	

図 2.5.1 にモルタル強度 5N/mm²で、固定拘束とした試験体(5-F シリーズ)を標準とし、荷重—変位関係を示す。どの試験体においても荷重約 4 kN で降伏後、変位が増加していく弾塑性型の復元力特性が見られた。局所的にみられる荷重の低下は、上側かすがいの抜けが原因と考えられる(写真 2.5.1)。その後、変位 18 mm前後で下側のかすがいが実験装置底面に設置したため、試験を終了した。写真 2.5.2~2.5.4 に試験体の破壊性状を示す。主な破壊性状として木材とかすがいの接地部での木材のめりこみ変形、それに伴ったかすがいの曲げ変形が見られ、これが高い変形性能を持つ要因と考えられる。また、目地の亀裂が生じた試験体も一部存在する。なお、その他の試験体でも同様の破壊性状が見られた。

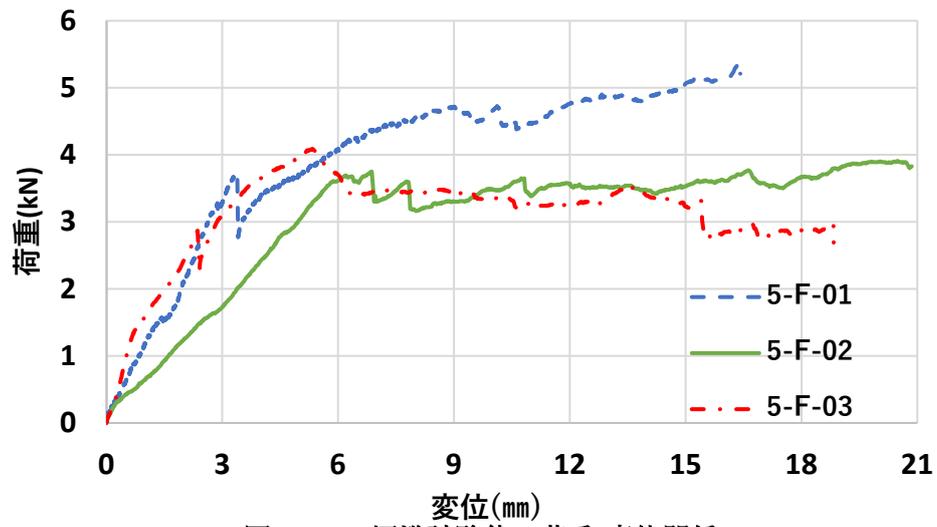


図 2.5.1 標準試験体の荷重-変位関係



写真 2.5.1 上側かすがいの引き抜け



写真 2.5.2 木材のめりこみ変形



写真 2.5.3 下側かすがいの曲げ変形



写真 2.5.4 目地モルタルの亀裂

2.5.2 実験パラメータによる比較

1) 拘束効果による荷重－変位関係の比較

図 2.5.2 にモルタル強度 5 N/mm^2 で、拘束圧を変化させた試験体の荷重－変位関係を示す。試験体により、ばらつきはあるものの、拘束圧が作用する(0.5、1.0kN) 試験体は、固定拘束および拘束無しのそれと比べて、降伏後変位の増加に伴い荷重が上昇する傾向が見られた。これにより最大耐力が 1.3 倍程度大きくなることが確認できる。図 2.5.3 にモルタル強度 20 N/mm^2 、拘束圧を変化させた試験体の荷重－変位関係を示す。これより、モルタル強度 20 N/mm^2 の試験体においても上記と同様の傾向が見られた。

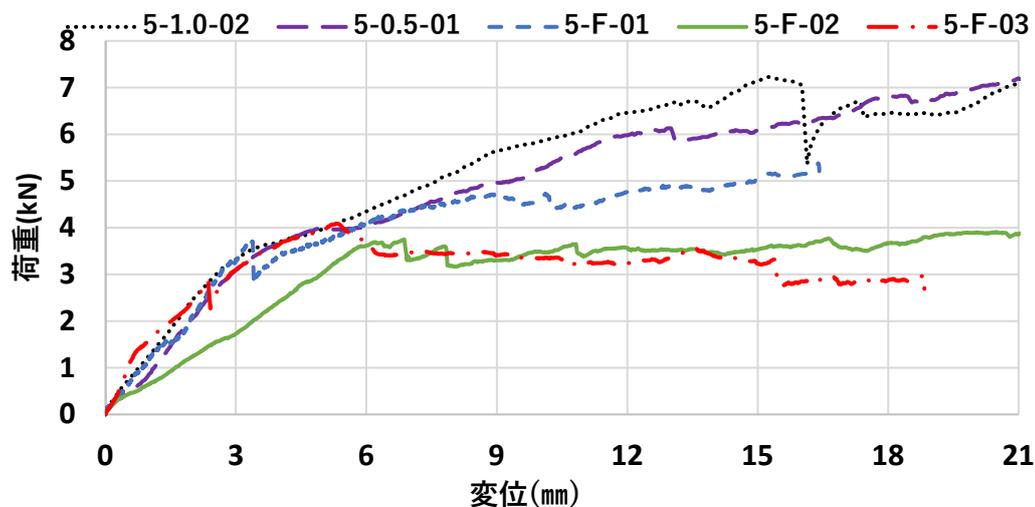


図 2.5.2 モルタル強度 5 N/mm^2 、拘束圧を変数とした荷重－変位関係

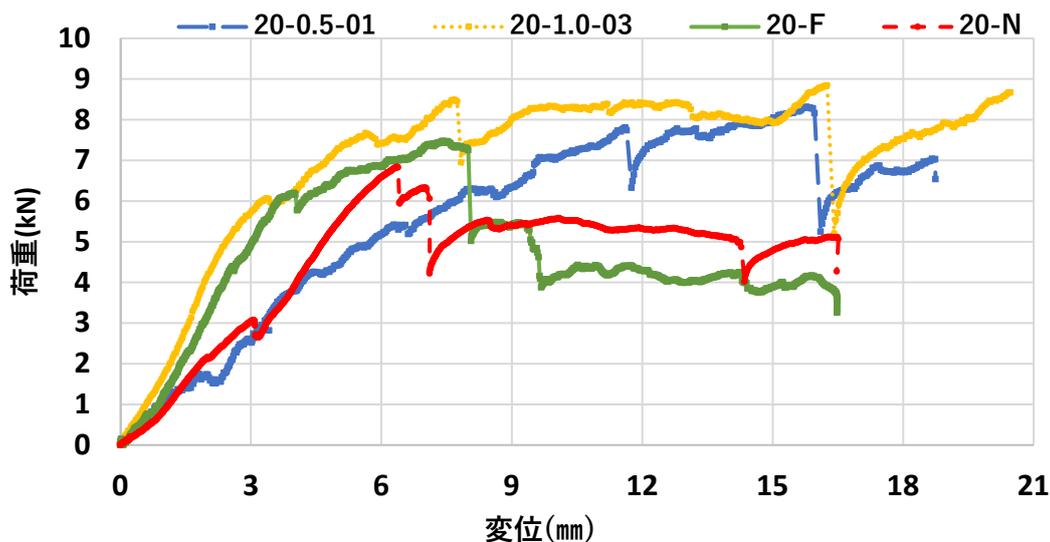


図 2.5.3 モルタル強度 20 N/mm^2 、拘束圧を変数とした荷重－変位関係

2)モルタル強度による荷重－変位関係の比較

図 2.5.4 に固定拘束および拘束なしで、モルタル強度を変化させた試験体の荷重－変位関係の比較図を示す。図より、モルタル強度が大きいと初期剛性が 1.2 倍、最大耐力が 1.6 倍ほど大きくなることを確認できる。破壊性状については、1)と同様の傾向が見られた。

なお、2.4.4 項で述べたように、今回の試験では圧縮強度 $5\text{N}/\text{mm}^2$ のモルタルの骨材量がより少なく軟らかい場合については検討していない。しかし、上記の結果から骨材量についても、接合部の復元力特性に与える影響は十分にあり、今後の課題となろう。

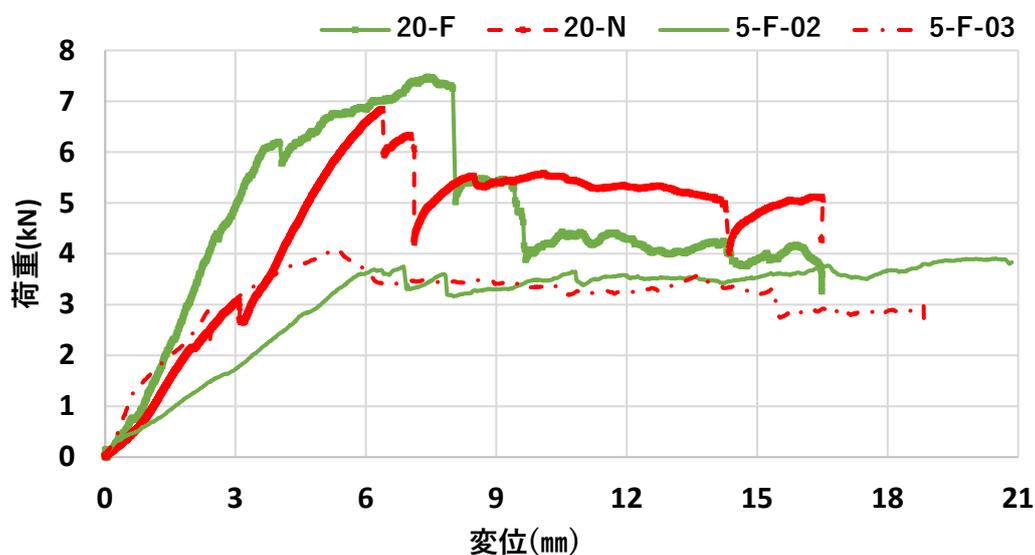


図 2.5.4 荷重－変位関係(モルタル強度による比較)

2.6 地震応答解析

2.6.1 解析概要と目的

解析には、3次元非線形応答解析プログラム T-DAPⅢを使用した。2.2節で常時微動測定を行った小林倉庫の梁間方向1スパンフレームを抜き出し、多質点系モデルに置換した。これを基に2018年北海道胆振東部地震の観測波を入力地震動とした地震応答解析を行い、木軸と石壁の地震時面外方向の挙動と、その接合部に作用する荷重を調査した。得られた結果を基に既往の研究との比較を行った。また、実構造物の特性や地震被害を考慮し、材料特性や減衰定数を変化させた解析も行った。

2.6.2 解析モデルの概要

解析モデルは、石壁と木軸組をかすがい(ばね要素)で接合し、その多質点系モデルを梁でつないだフレームモデルとした(図 2.6.1)。石材1段ごとに分け、各層の重量を集約した16質点に分け、それに対応するように、基壇部を除き、木軸組も14質点に分割した。石壁の各質点は、面外に対してはせん断に比べ曲げが卓越するものとし、はり要素でつないだ。木軸組も同様にはり要素でつなぐものとした。基壇部分はばね要素、最上部の臥梁と木軸組ははり要素でつないだ。木軸組と石壁を繋ぐかすがいはばね要素とし、質点ごとに設けた。既往の接合部引張試験で得られたバイリニア型の復元力特性からばね定数を設定した。バネ定数については、2.3節で述べたかすがい接合部引張試験による復元力特性より、初期剛性 2000kN/m とした。石材の材料特性は材料試験から得られた数値を、木材の材料特性については、文献 20)より算出した。なお、本解析では、組積造の耐震性として重要となる面外方向のみの応答解析を行うため、貫構造の回転剛性は考慮しないこととした。また、接合部ばね要素については上述のように非線形としたが、石壁および木軸組については非線形を考慮せず、解析を行った。

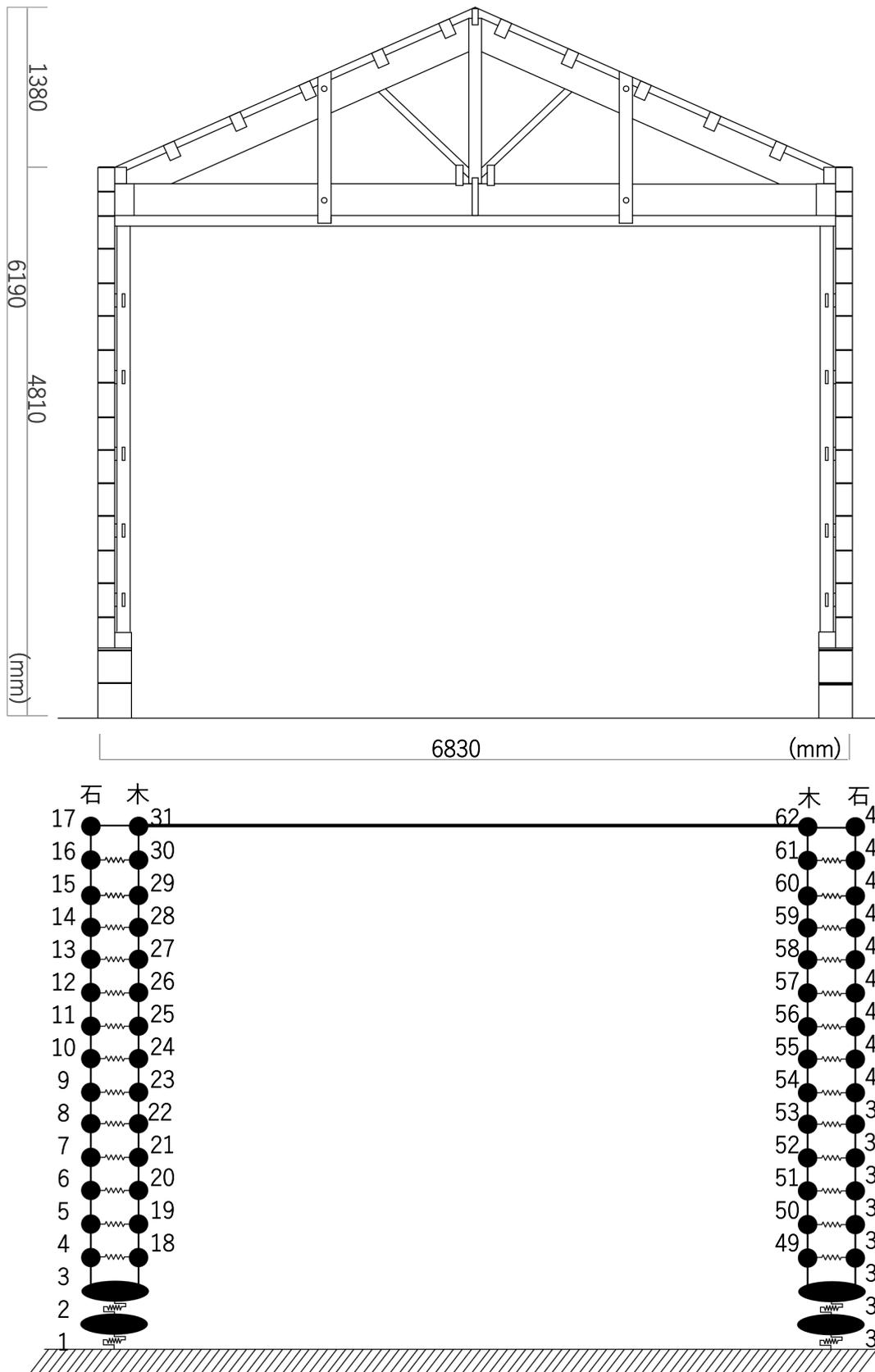


図 2.6.1 面外方向解析モデル

2.6.3 固有値解析

固有振動数および振動モードを特定するため、固有値解析を行った。図2.6.2に、1次、2次の振動モードを示す。固有振動数は、1次で2.88Hz、2次で17.27Hz、有効質量はそれぞれ60.8%、10.6%であった。1次固有振動数は、2.2節の常時微動測定の固有振動数(2.73Hz)と比較して少し大きい値となった。しかし、解析モデルはひび割れによる剛性(振動数)の低下や直交壁の影響、開口部の影響を考慮していないことから、実構造物と比べ矛盾しない結果が得られたと考えられる。有効質量比95%に到達するまでに13の振動モードが確認できた。

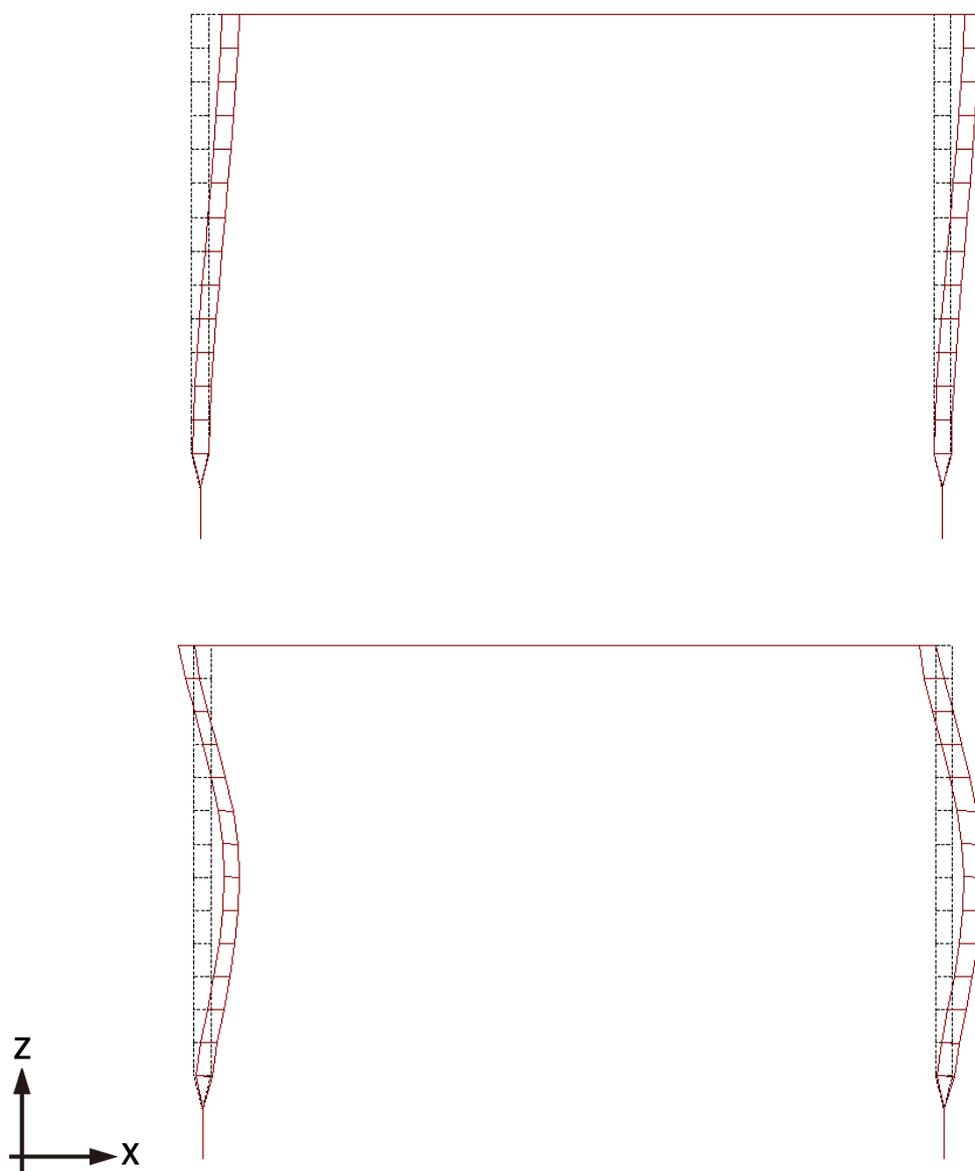


図 2.6.2 1次・2次振動モード(上:1次、下:2次)

2.6.4 減衰定数と入力地震動

減衰は、レーリー減衰5%とし、固有値解析より得られた1次、2次の固有振動数を基準とした。入力地震動は、2018年胆振東部地震で観測されたK-net 早来のEW方向、KiK-net 栗山で得られたNS方向の波形を用いた。図2.6.3~2.6.6に各地震動の時刻歴波形と応答スペクトル($h=0.05$)を示す。

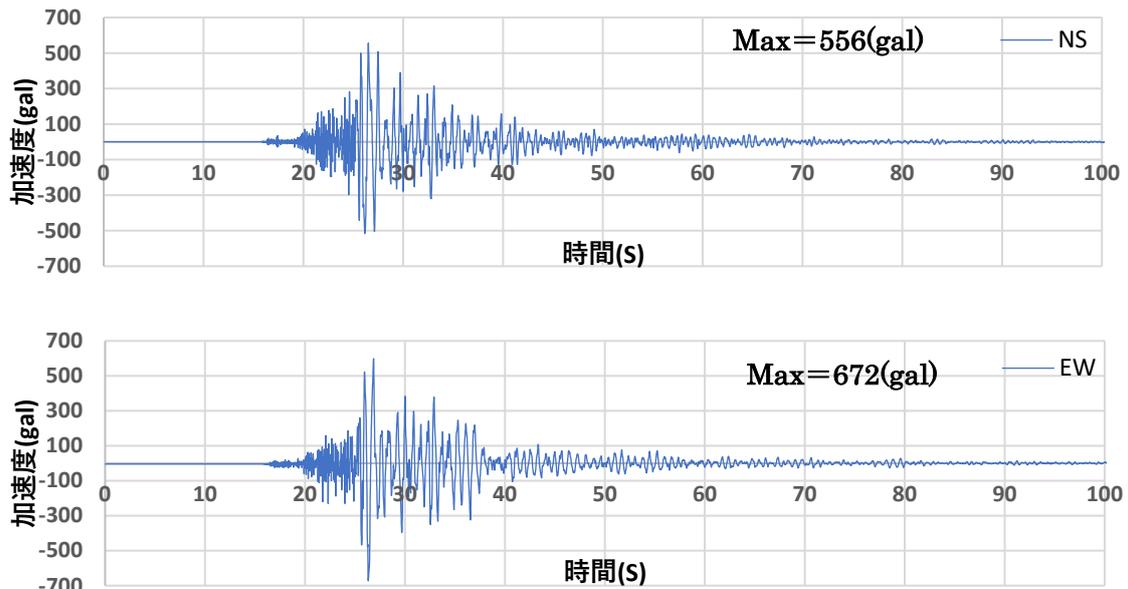


図 2.6.3 K-net 早来 時刻歴波形(上:NS、下:EW 方向)

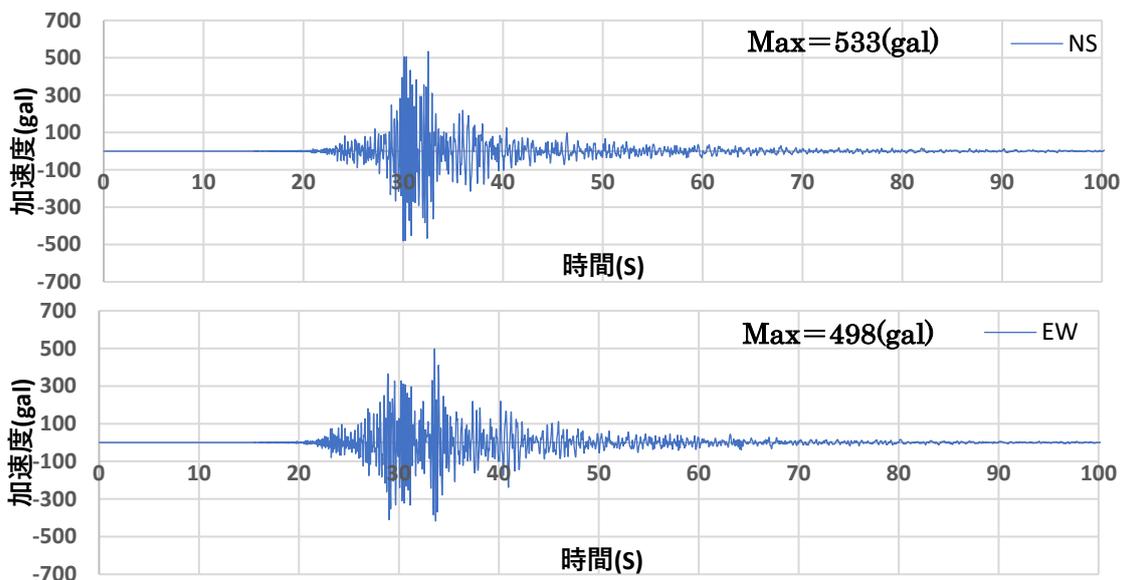


図 2.6.4 KiK-net 栗山 時刻歴波形(上:NS、下:EW 方向)

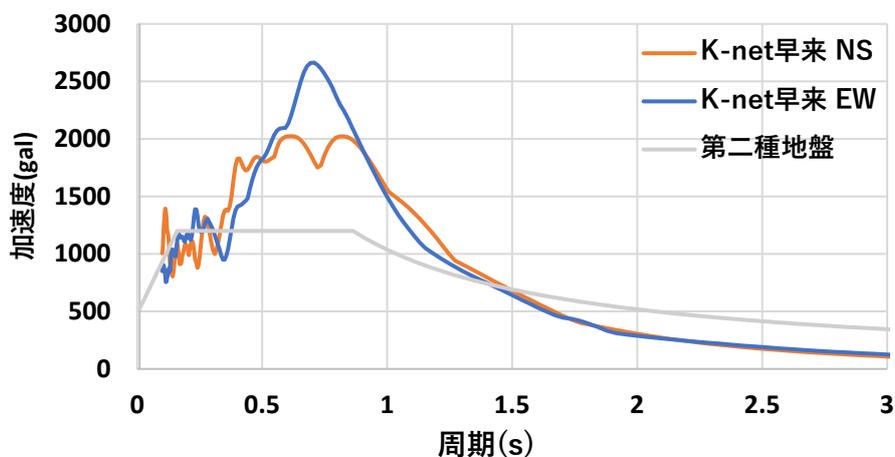


図 2.6.5 K-net 早来 加速度応答スペクトル

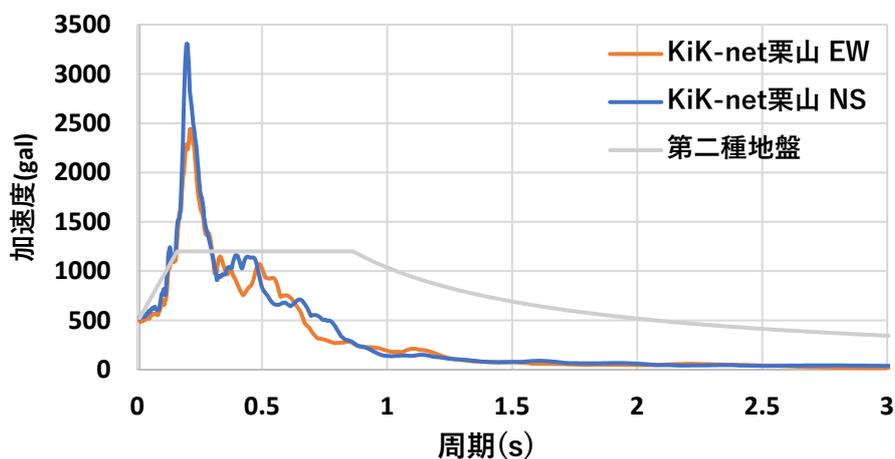


図 2.6.6 KiK-net 栗山 加速度応答スペクトル

2.7 解析結果

2.7.1 木軸組と石壁の応答性状(KiK-net 栗山 NS)

図 2.7.1 に木軸組と石壁の頂部質点(17、31)の応答加速度を示す。最大応答加速度は 916gal で木軸組と石壁の質点で同一となった。この時の最大変位は 26.5mm であり、層間変形角は $1/170\text{rad}$ であった。また、図 2.7.2 に質点ごとの曲げモーメント分布を示す。モデル石壁基壇部で大きな曲げモーメントが生じていることが確認できる。1 章の 1.6 節のひび割れ調査においても基壇部で面外方向の亀裂が生じていることから、実構造物と対応する結果となった。

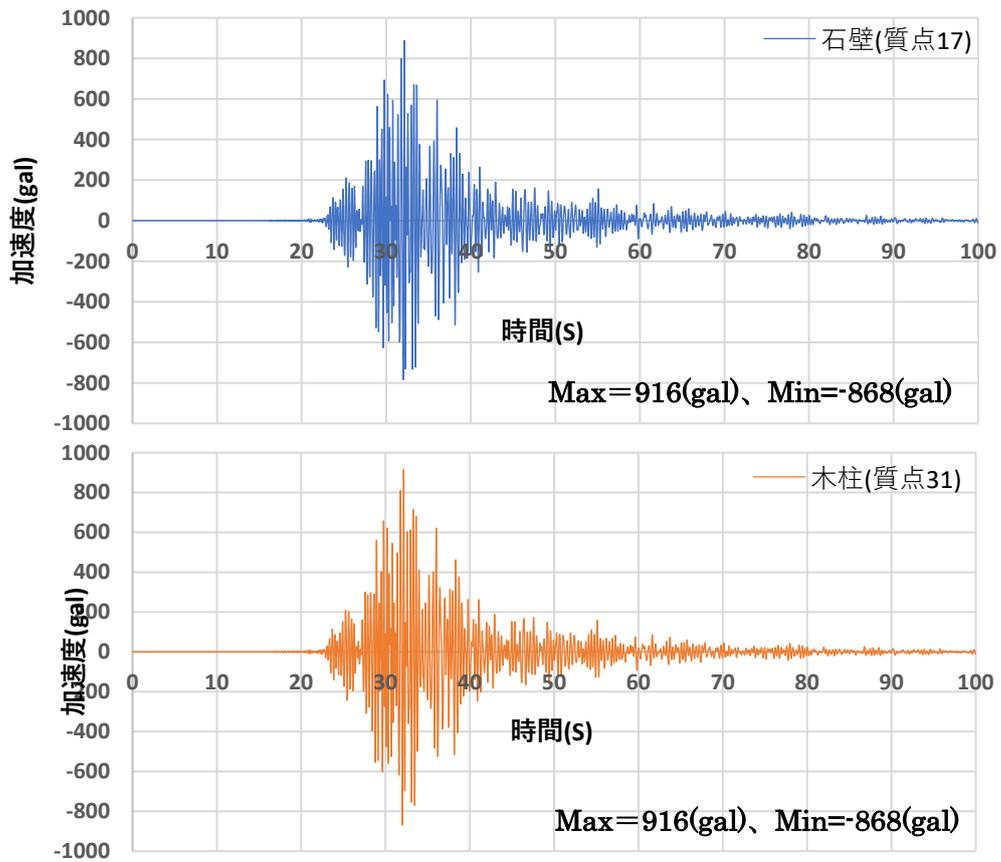


図 2.7.1 石壁および木軸組質点頂部の応答加速度

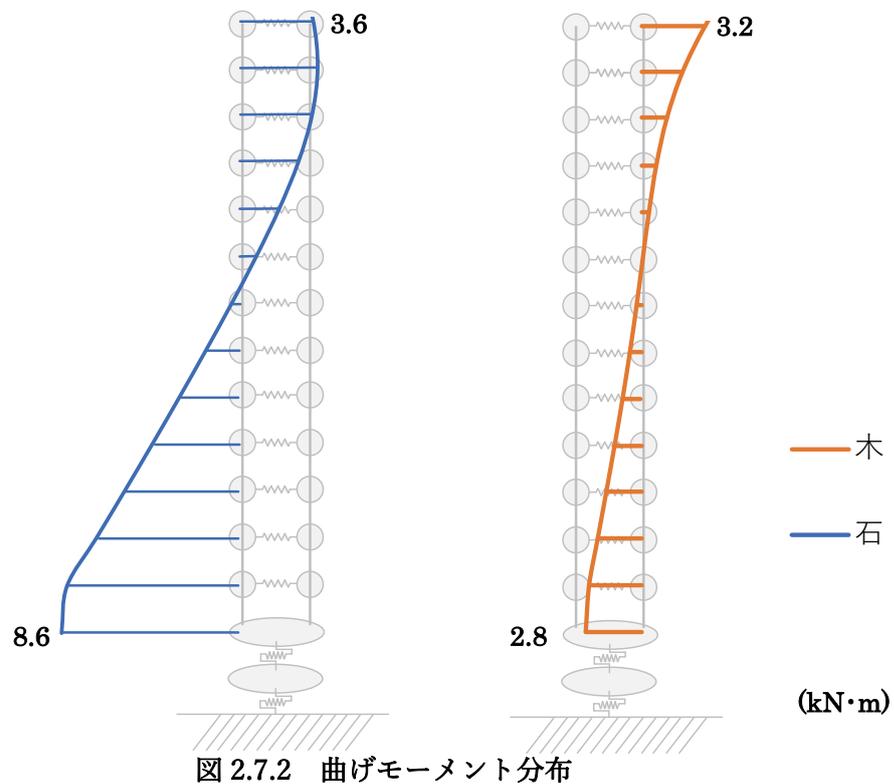


図 2.7.2 曲げモーメント分布

2.7.2 木柱と石壁の接合部荷重変形関係(KiK-net 栗山 NS)

図 2.7.3 に木柱と石壁の接合部(ばね要素)の荷重変形関係を示す。図より、最大荷重は 1.2kN となったが既往の実験で得られた降伏荷重は 2kN であり、線形範囲内であった。

図 2.7.4 に高さ方向の荷重分布を示す。これより、頂部質点から 2 つ下で荷重が最大となる傾向が見られた。この結果と既往の三次元解析モデルとの比較をすると、

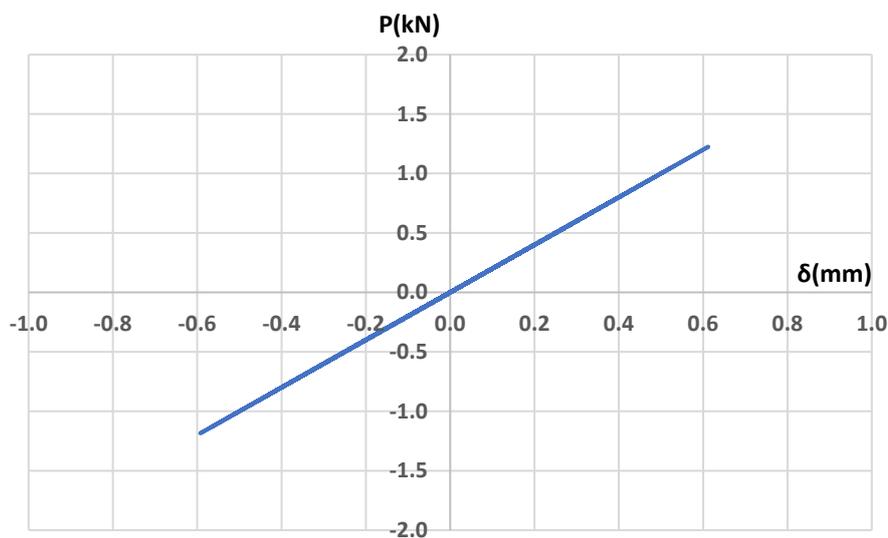


図 2.7.3 かすがい接合部(ばね要素)荷重-変位関係

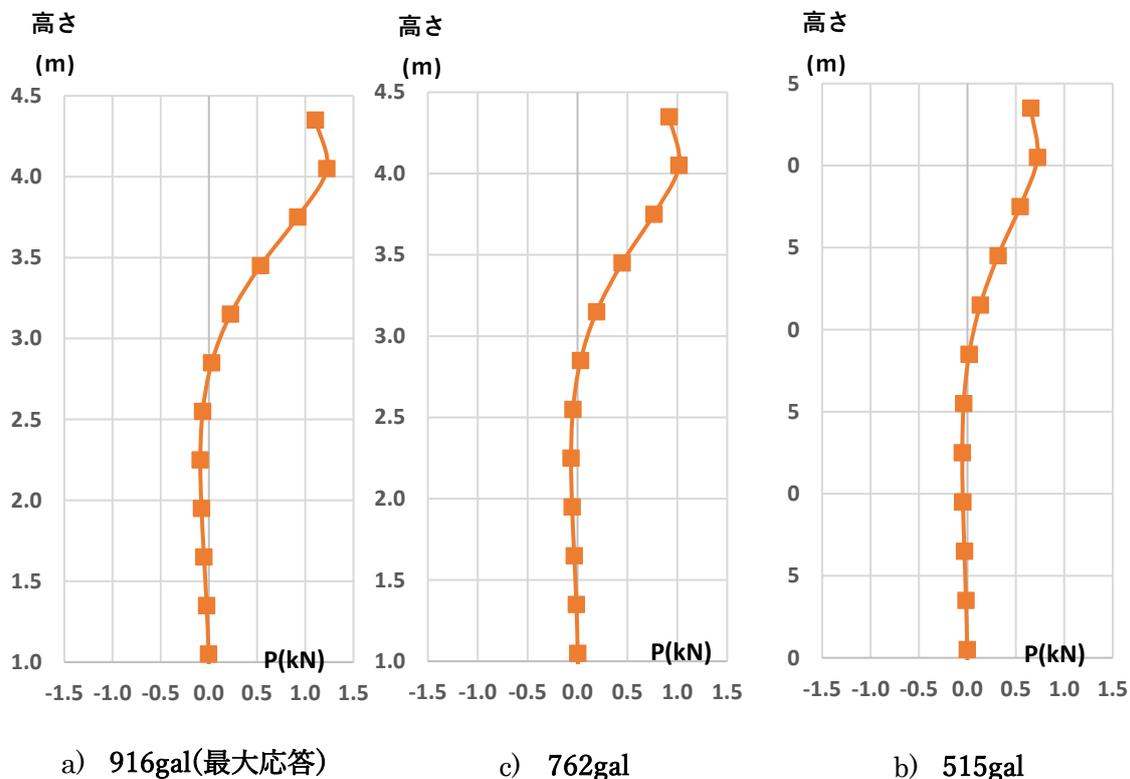


図 2.7.4 かすがい接合部にかかる荷重分布

2.7.3 K-net 早来 EW 入力した場合の応答特性

1)、2)と同様に K-net 早来 EW 方向を入力し、応答解析を行った。図 2.7.5 に石壁頂部質点における加速度波形、図 2.7.6 に接合部の荷重-変形関係を示す。これらの図より、K-net 早来 EW 入力時の最大加速度は 1108gal で、KiK-net 栗山 NS 入力時と比べて 1.2 倍となった。この時の相対変位応答は、33.2mm であり、層間変形角にして、1/135 程度であった。接合部にかかる最大荷重は 1.6kN となり、KiK-net 栗山 NS 入力時と比べて 1.3 倍ほど大きくなった。しかし、接合部引張方向の降伏荷重を超えておらず、弾性挙動が確認された。かすがいにかかる高さ方向の分布は、KiK-net 栗山入力時と同様の傾向が見られた。

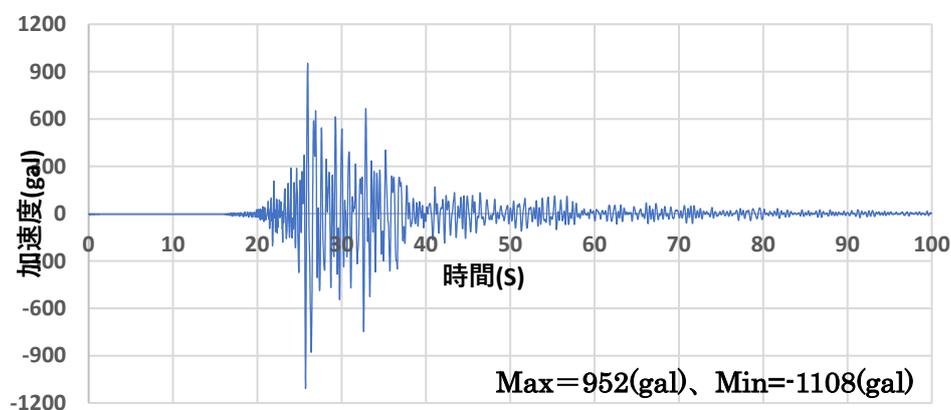


図 2.7.5 石壁頂部質点の応答加速度(K-net 早来)

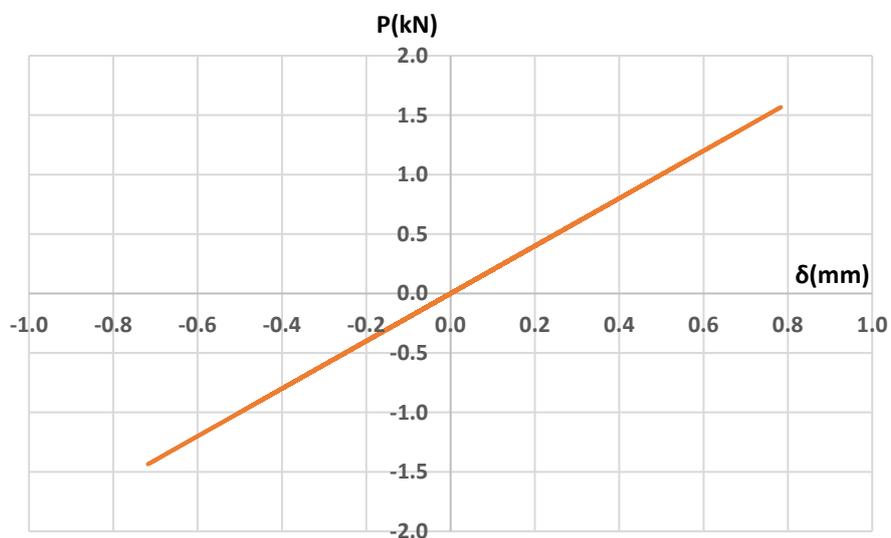


図 2.7.6 かすがい接合部(ばね要素)荷重-変位関係

2.7.4 圧縮側復元力特性を考慮した接合部荷重分布

これまでの、接合部の復元力特性を引張、圧縮側で同一と仮定し解析を行った。しかし実構造物の接合部において木柱と石壁は密着していることから、かすがいのみで荷重を伝達する引張側に比べ、十分に大きな剛性を持つと考えられる。これより、**図 2.7.7** のような復元力特性を用いて再度解析を行った。なお、除荷時の剛性については考慮せず、直線的に変化するものとする。

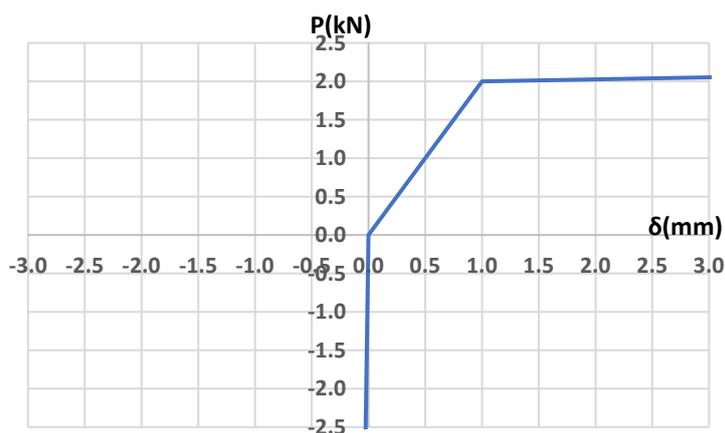


図 2.7.7 圧縮側を考慮したかすがい接合部の復元力特性

図 2.7.8 に再解析による頂部質点応答加速度を示す。最大応答加速度は石壁と木柱の頂部質点で同等であり、その値は 887gal であった。この時の応答変位は約 23.6mm であり、層間変形角にして 1/190 程度となった。**図 2.7.9** に接合部の荷重-変位関係、**図 2.7.10** 接合部にかかる高さ方向の荷重分布を示す。これより、かすがい接合部に作用する最大引張荷重は 0.6kN となり、2) の最大引張荷重(1.2kN)と比べて 1/2 倍となった。荷重分布からは、頂部 1 つ下の質点で引張荷重が最大となる傾向が見られた。

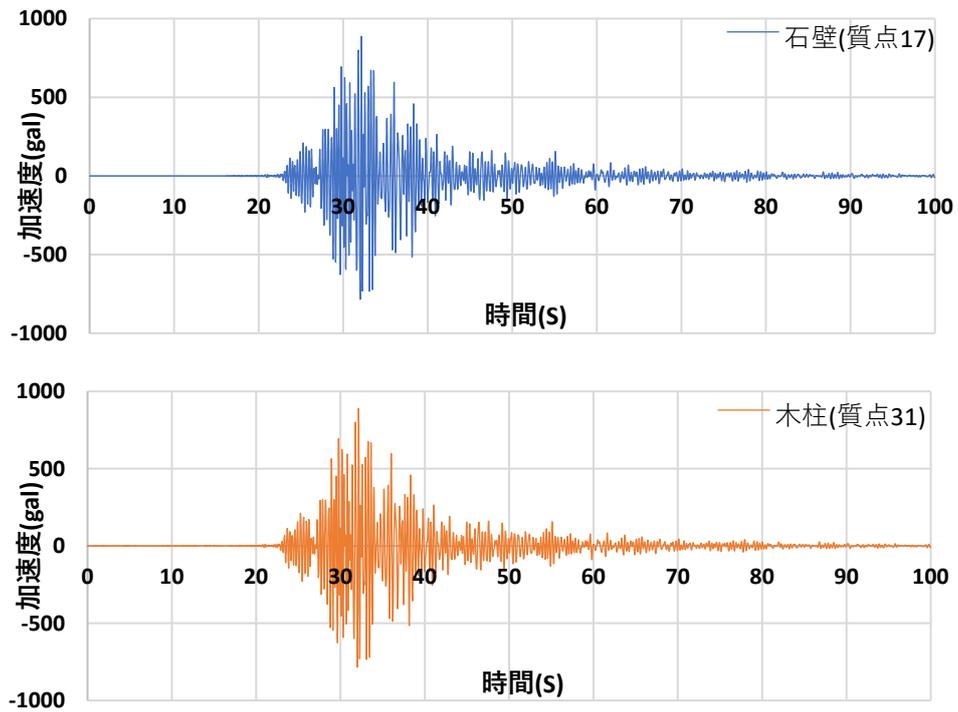


図 2.7.8 応答加速度

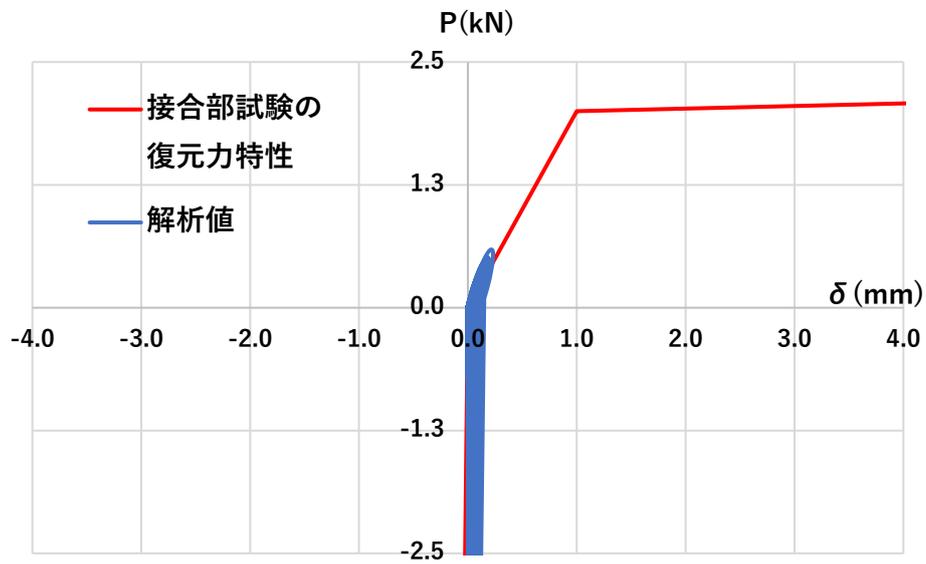


図 2.7.9 圧縮側を考慮したかすがい接合部の荷重-変位関係

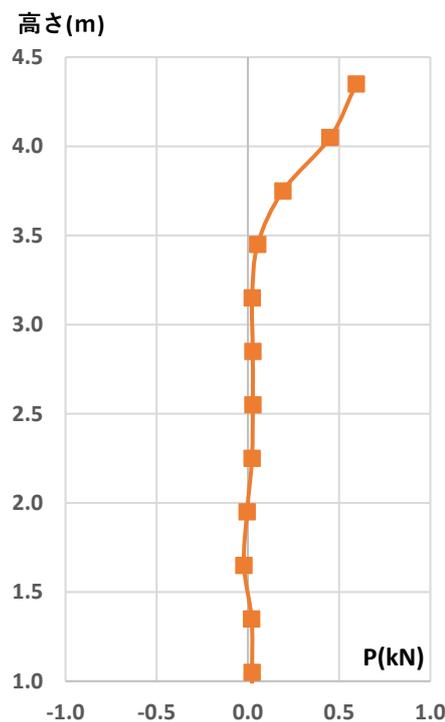


図 2.7.10 圧縮側を考慮したかすがい接合部の復元力特性

2.7.5 剛性と減衰の影響を考慮した接合部特性

前章で述べたように、解析モデルの対象である小林倉庫は胆振東部地震で被害を受けている。これより解析モデルの減衰定数、石壁の剛性を変化させ、接合部に生じる荷重の変動を検討した。減衰定数は、3%、7%、8%の3種類とした。石壁の剛性は解析モデル全体の剛性が10%、20%、30%と低下するように設定した。図 2.7.11 に、減衰定数を変数とした接合部かすがいにかかる荷重分布を示す。図より、減衰定数が増加するにつれてかすがいに作用する荷重が低下することが分かった。8%減衰の場合の最大荷重は約1.1kNであり、5%減衰時(約1.2kN)と比べて0.9倍となった。

図 2.7.12 に剛性を変数とした接合部かすがいにかかる荷重分布を示す。図より剛性低下率が10%、20%の時は、同様の荷重分布を示した。この時のかすがいに作用する最大荷重は約1.3kNであり、標準剛性時(1.2kN)よりも大きな値となった。一方で、剛性低下率30%時の最大荷重は1kNとなり、標準剛性時と比較して0.8倍程度となった。

なお、減衰定数、剛性低下率のどちらを変数とした場合も、荷重分布の傾向に変化は見られなかった。

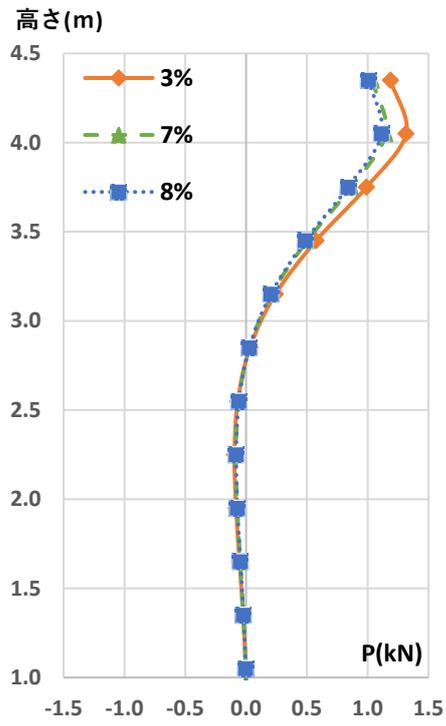


図 2.7.11 減衰定数をパラメータとした
たかすがいに作用する荷重分布

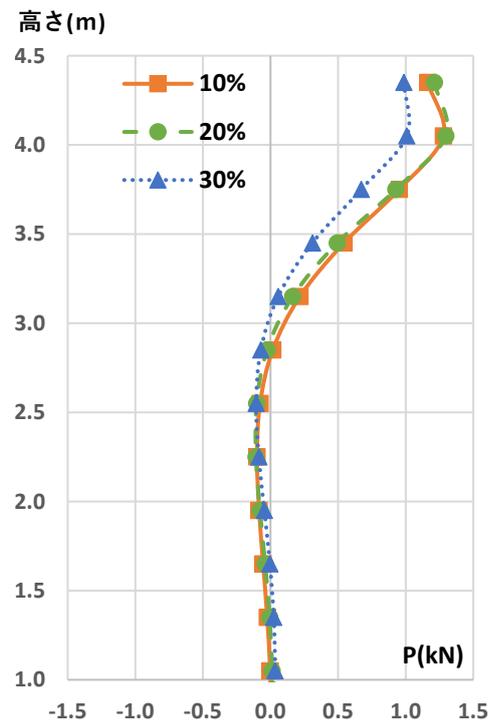


図 2.7.12 剛性低下率をパラメータとし
たかすがいに作用する荷重分布

2.8 まとめ

本章では、歴史的木骨石造建造物を対象とし、建物の基本的振動特性と木軸組と石壁の接合部の力学的性能を把握するために、常時微動測定、接合部要素試験を行った。また、簡易解析モデルを作成し、地震動に対するシミュレーション解析を行った。以下に各調査の結果を示す。

常時微動測定

- 1) 石壁と木軸組それぞれにセンサーを設置し、得られた時刻歴波形より、石壁と木軸組の一体的な挙動が確認された。
- 2) 算出した伝達関数が示す 1 次固有振動数は、短手壁面外方向において 6.25Hz、長手壁面外方向で 2.73Hz であった。得られた 1 次振動数とその応答倍率から平面固有振動モードも推定することができた。
- 3) 面内方向の微動観測では、壁交差部にセンサーを設置したことから、直交壁の振動特性が現われる結果となった。

木柱と石壁の接合部要素試験

- 1) 試験結果から得られた荷重-変位関係より、約 4kN で降伏後、変形が増加する弾塑性型の復元力特性が得られた。破壊形式としてかすがいと木柱接地部における木材のめりこみ変形と、その反力によるかすがいの曲げ変形が見られた。
- 2) モルタル強度および上部積載荷重を考慮した実験から面内方向のせん断試験では、モルタルの強度と積載荷重が、初期剛性および最大耐力、降伏後の耐力特性に影響を与えることが分かった。

地震応答解析

- 1) 2018 年北海道胆振東部地震の観測波形を入力地震動とした解析から、かすがい接合部に作用する最大荷重は 1.2 kN であることが分かった。この値は、既往の接合部試験から得られた荷重-変位関係の降伏荷重以下であり、弾性範囲内の挙動を示すことが分かった。
- 2) 解析モデルから得られた曲げモーメント分布より、モデル基壇部で大きな曲げモーメントを生じることが確認された。実構造物においても、石壁基壇部で面外方向の亀裂が生じていることから、実挙動と対応した結果が得られたと考える。

第3章

煉瓦造と伝統木造が混合した歴史的建造物
(旧田中家住宅)

3.1 調査建物概要

調査対象建物は、第1章で記載した旧田中家住宅であり、木造と煉瓦造、その他土蔵造、RC造が平面的に混合した建造物である（図3.1.1、3.1.2）。埼玉県川口市に位置し、国指定重要文化財として保存されている。写真3.1.1に建物外観を示す。大正12年（1923年）に煉瓦造3階建ての洋館、昭和9年（1934年）に煉瓦造東側に伝統木造2階建ての和館、昭和48年（1973年）にRC造の4階建ての増築棟が建設され、現在の姿となっている。なお、土蔵造りの蔵部（中2階を含む4階建て）については、建設年は不明であるが、煉瓦造洋館建設時に曳家して接続したとされている²¹⁾。煉瓦造洋館の外壁は、1、2階が煉瓦2枚積み、3階は1枚半積みとし、内壁、床組み、小屋は木造である。煉瓦造と木造の接合部は、木造和館の桁、棟木が煉瓦造東側外壁に対して直行方向に延びており、煉瓦半枚程に掛かっている程度であり、力学的検討は難しい。対象建物の地盤については、耐震診断報告書⁶⁾のスウェーデンサウンディング試験から、地盤の長期地耐力は15kN/mmと算出されている。この結果と、建築基準法に規定されている地盤種別より粘性土地盤と考えられる。

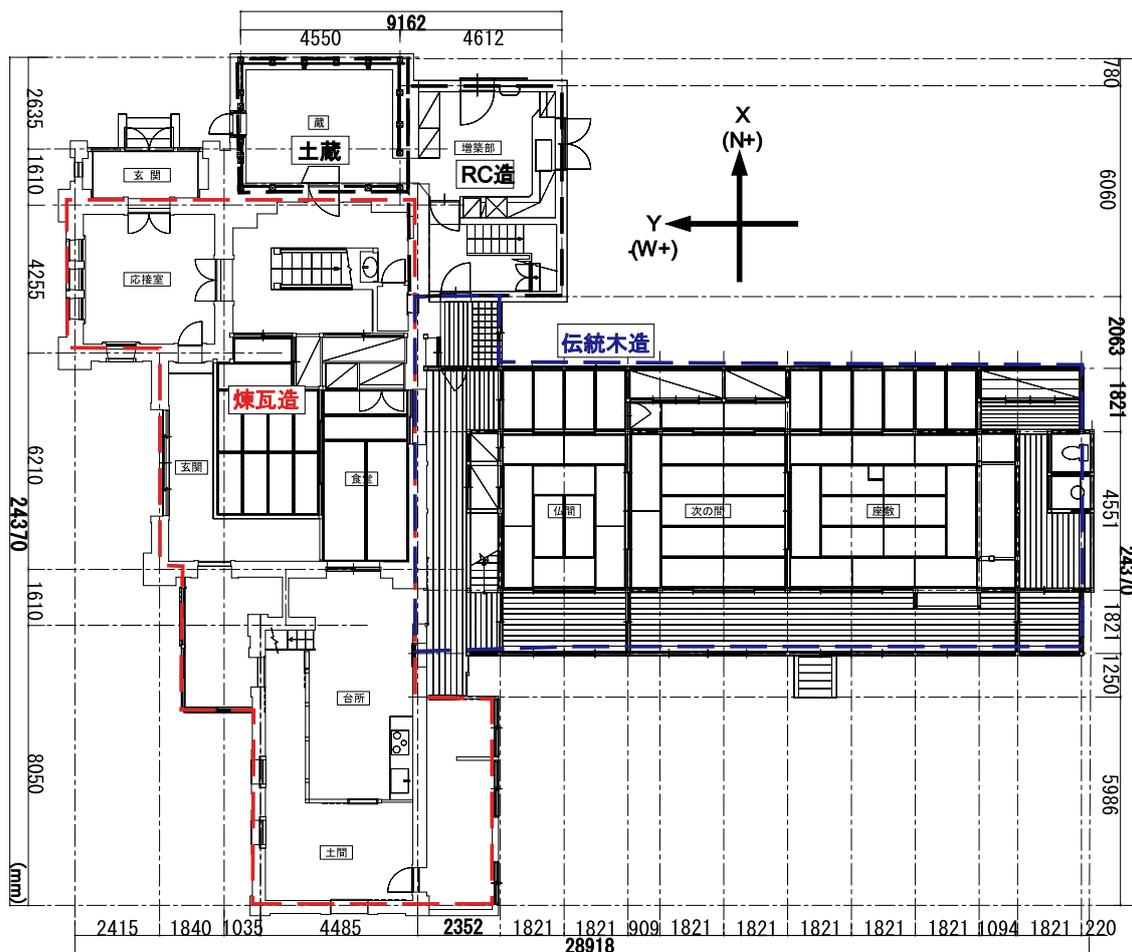


図 3.1.1 旧田中家住宅 1 階平面図

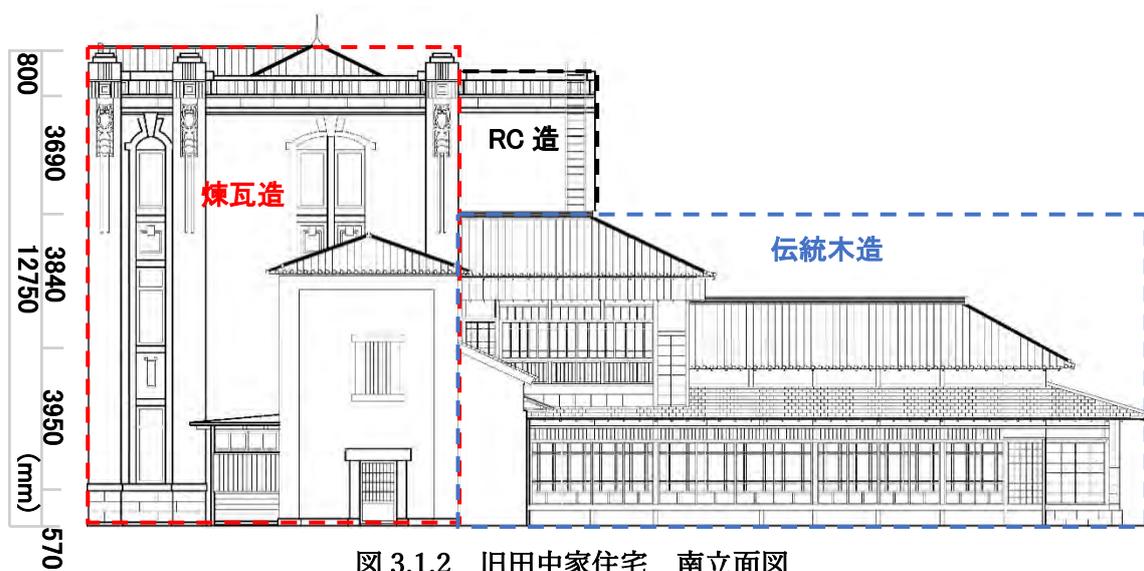


図 3.1.2 旧田中家住宅 南立面図



写真 3.1.1 旧田中家住宅(外観図)

3.2 微動測定概要

測定は CASE 1-X,1-Y,2,3 計 4 ケース行った。以下に各ケースの概要を示す。

CASE 1-X：主に洋館主体部の高さ方向と地盤の常時微動の測定(南北方向)

CASE 1-Y：主に洋館主体部の高さ方向と地盤の常時微動の測定(東西方向)

CASE 2：洋館 3 階の煉瓦造、土蔵造り、RC 造部分の X、Y 両方向の測定

CASE 3：伝統木軸組の和館の地盤の測定

CASE A と CASE B の測定結果より、固有振動数と動的相互作用の影響を検証する。CASE 2 の測定結果より、3 階床における煉瓦造、伝統木造の動的挙動の確認を行う。CASE 3 では地盤の H/V スペクトルを調査する。図 3.2.1～3.2.4 に各ケースのセンサー設置位置と測定方向を示す。センサーの向きは、南北方向は北+、東西方向は西+、上下方向は上+を基本とした。センサーの設置状況・測定の様子を写真 3.2.1・写真 3.2.2 に示す。各ケースで 20 分間ずつ計測を行った。煉瓦造 Y 方向突出部の各階の部屋には、3.3 節で述べる地震観測用の加速度計が 2 個ずつ設置されており、微動計は、この加速度計に隣接して設置した。なお、センサーの仕様、周波数特性等は、前章の微動測定と同様のものとする。サンプリング周波数は 200Hz とした。



写真 3.2.1 センサーの設置状況(屋内)



写真 3.2.2 地盤測定の様子

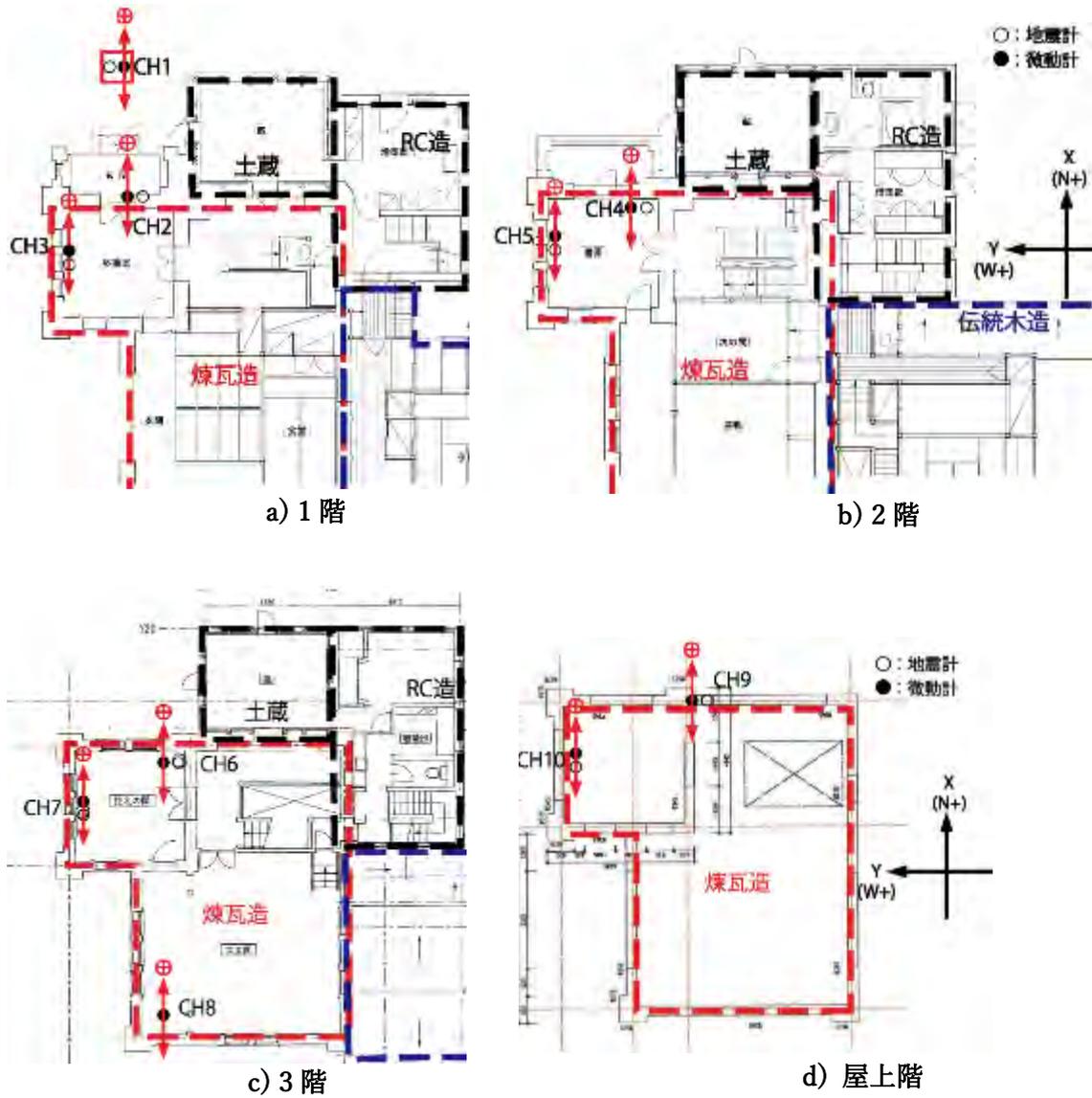
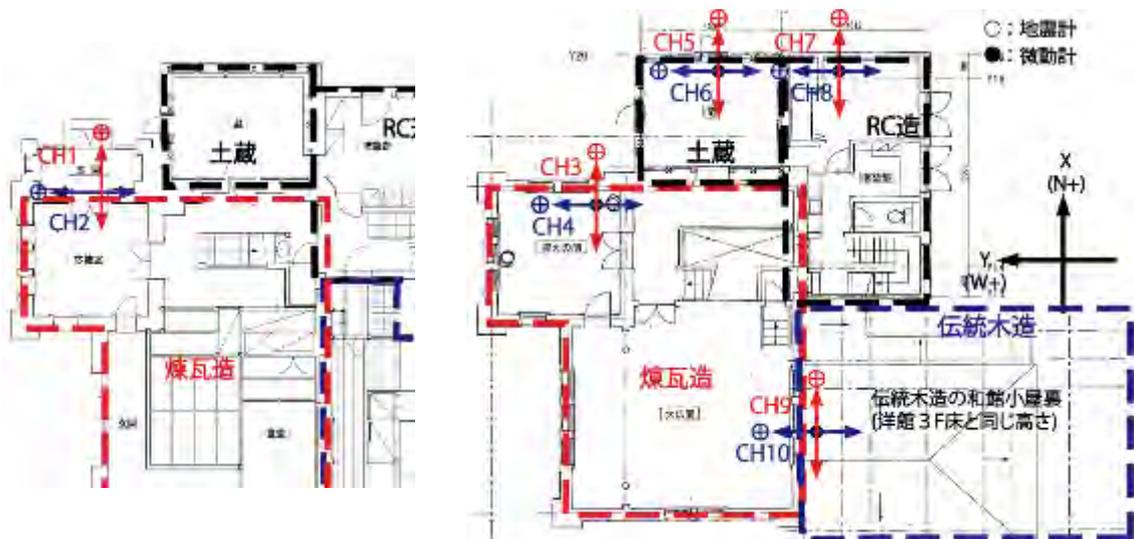


図 3.2.1 CASE1-X センサー位置



図 3.2.1 CASE1-Y センサー位置



a) 1階

b) 3階

図 3.2.3 CASE2 センサー位置

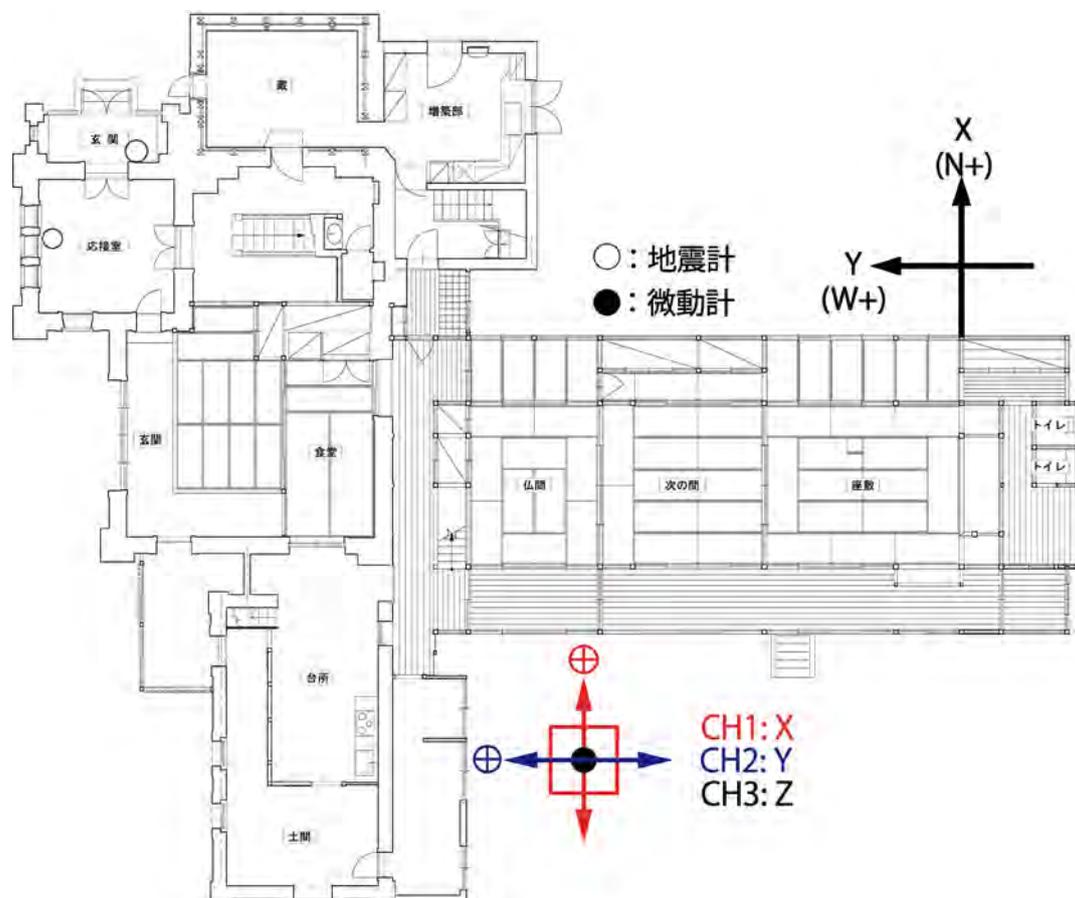


図 3.2.4 CASE3 地盤センサー位置

3.3 測定結果

3.3.1 煉瓦造部の固有振動数および動的相互作用の影響

微動測定の結果から、地盤に対する各階の伝達関数および基礎（1F床）に対する各階の伝達関数を算出した。ノイズの影響が少ない40秒間のデータを5か所抽出し、平均している。平滑化には、Hanning ウィンドウ(10)を用いた。以下にCASE 1-X, CASE 1-Yの測定結果を示す。

1)CASE1-X

図 3.3.1 に X 方向の地盤に対する各階(CH4,6,9)の伝達関数を示す。図で示されるピークより、X 方向の地盤 - 建物(煉瓦造)連成系の 1 次固有振動数は約 4.5Hz と推定できる。同様に、図 3.3.2 に基礎に対する各階の伝達関数を示す。これより、X 方向の構造物系の 1 次固有振動数は約 4.6Hz が確認できた。また、動的相互作用効果を検証するため、図 3.3.3 に地盤に対する煉瓦造頂部と基礎に対する煉瓦造頂部の伝達関数の比較図を示す。建物と地盤の動的相互作用の一つに、入力相互作用がある。これは、建物および基礎が地盤を拘束することによって応答を低減する効果であり、入力損失と呼ばれる²⁴⁾。図より、地盤に対する屋上階の伝達関数において、9 Hz 以降で、伝達関数が 1 を下回っており、入力損失の効果が見られた。

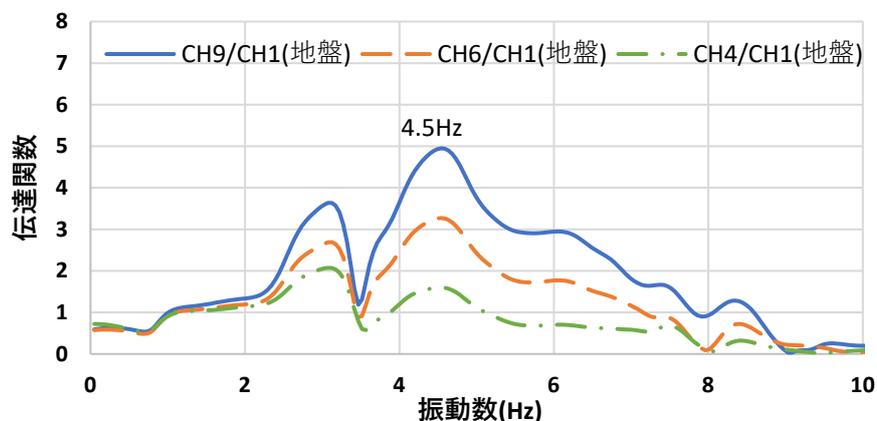


図 3.3.1 X(NS)方向 地盤に対する各階の伝達関数

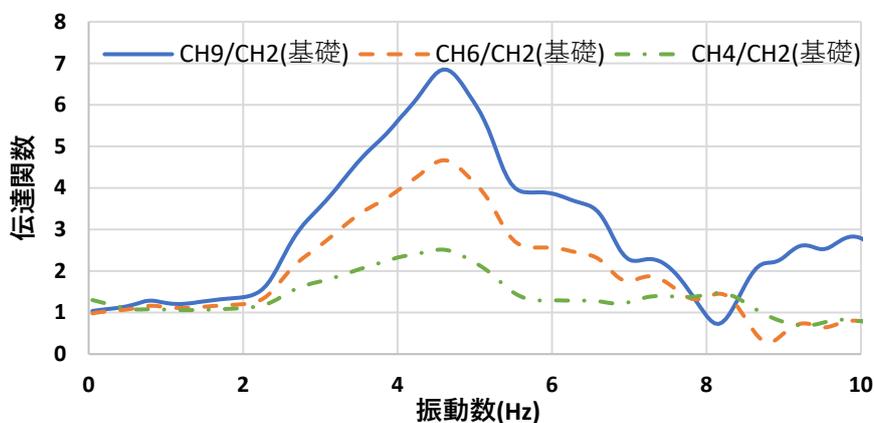


図 3.3.2 X(NS)方向 基礎に対する各階の伝達関数

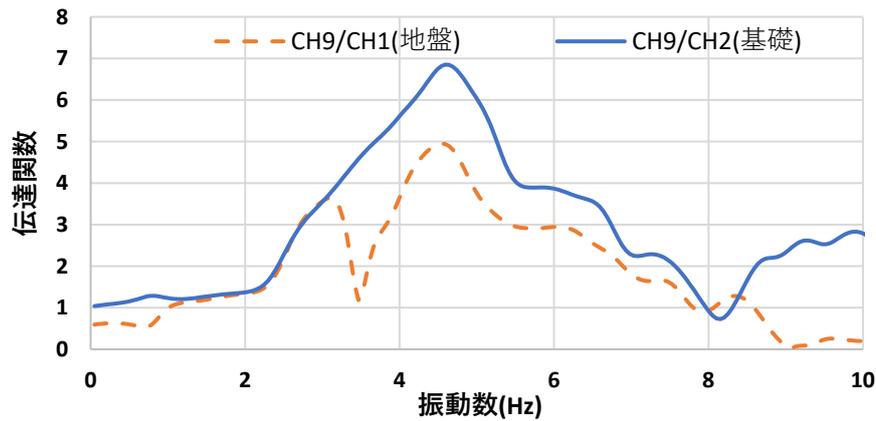


図 3.3.3 X(NS)方向 地盤および基礎(1F 床)に対する屋上階の伝達関数比較

2)CASE 1-Y

図 3.3.4 に Y 方向の地盤に対する各階の伝達関数を示す。これより、Y 方向の地盤 - 構造物系の 1 次固有振動数は約 2.9Hz と考えられる。同様にして図 3.3.5 に基礎に対する各階の伝達関数を示す。明瞭なピークが見られなかった。これは、煉瓦造の計測位置から近い土蔵造や RC 造の影響が原因と思われる。実際に CASE2 から得られた土蔵造や RC 造の伝達関数において 4~5Hz 付近に見られている。図 3.3.6 に地盤対する煉瓦造頂部と基礎に対する煉瓦造頂部の伝達関数の比較図を示す。Y 方向においても、X 方向と同様に地盤に対する屋上階の伝達関数で 9 Hz 以降の入力損失が確認できた。

なお、X 方向、Y 方向どちらにおいても動的相互作用効果の一つである周辺地盤の変形および逸散減衰効果による応答の低減は見られなかった。これは、微動レベルにおいて、周辺地盤への影響が小さいことや地盤以外に風の影響を受けることが原因と考えられる。

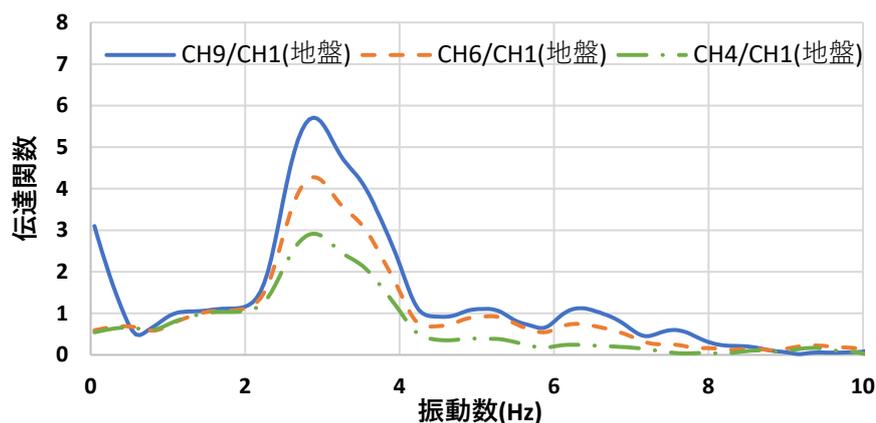


図 3.3.4 Y(EW)方向 地盤に対する各階の伝達関数

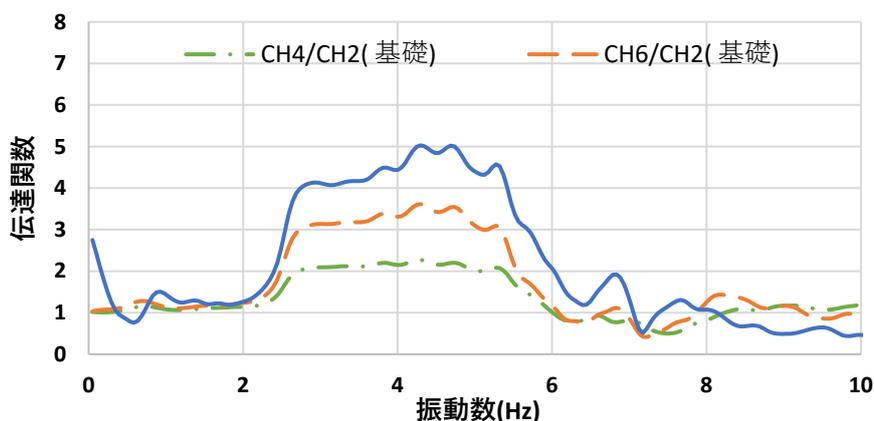


図 3.3.5 Y(EW)方向 基礎に対する各階の伝達関数

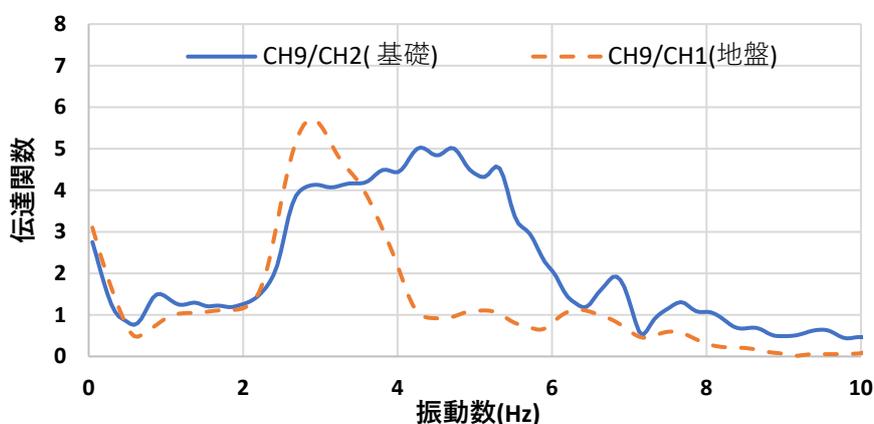


図 3.3.6 Y(EW)方向 地盤および基礎(1F 床)に対する屋上階の伝達関数比較

3.3.2 煉瓦造と伝統木造の挙動比較

CASE 2 で得られた速度波形より、煉瓦造と伝統木造の微動比較を行った。図 3.3.7~3.3.9 に、X 方向の速度波形(1 秒間)を示す。20 分間の測定から、ノイズの影響が少ない部分を 3 か所抽出した。図より、伝統木造の波形で高周波成分が見られるものの、3 か所すべてにおいて煉瓦造と伝統木造の概ね一体的な挙動が確認された。同様に、図 3.3.10~3.3.12 に Y 方向の速度波形(1 秒間)を示す。Y 方向においても煉瓦造と伝統木造の概ね一体的な挙動が確認できた。また、図 3.3.13 に基礎に対する煉瓦造(3 F)と伝統木造(小屋組)の伝達関数を示す。これより、X 方向では、ピーク振動数は同等であるものの、伝統木造部の方が煉瓦造に比べて大きい応答倍率を示した。Y 方向においてはピークを示す 4 Hz 付近まで同様の応答特性を示しており、低振動数域においては、煉瓦造により、伝統木造部分の応答が抑制されると考えられる。

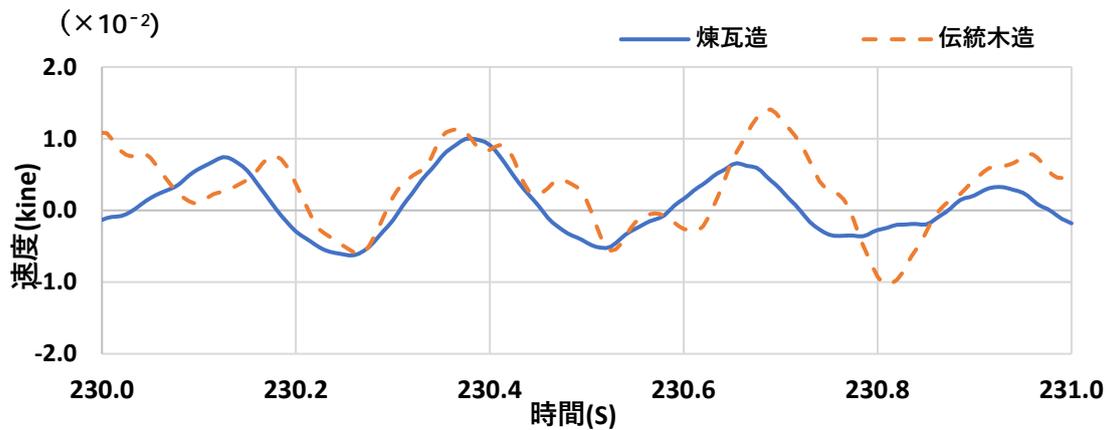


図 3.3.7 伝統木造と煉瓦造の時刻歴波形比較(X方向 230s-)

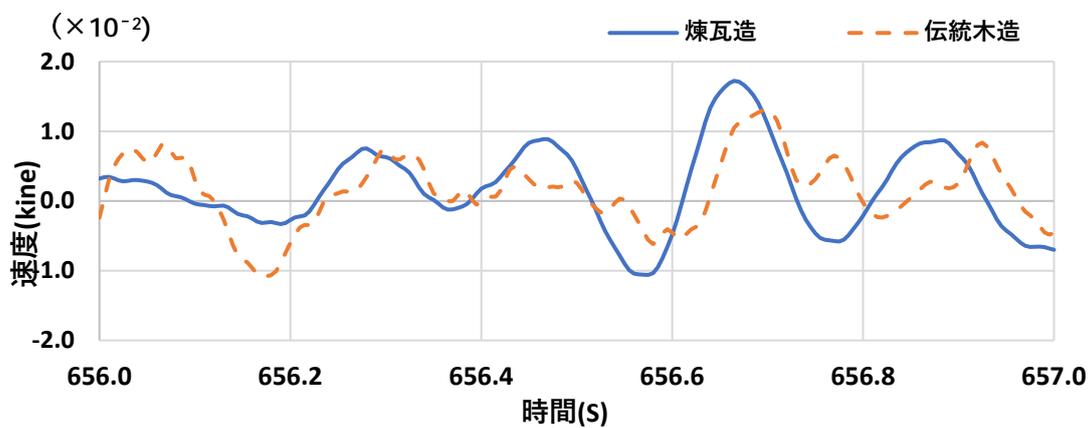


図 3.3.8 伝統木造と煉瓦造の時刻歴波形比較(X方向 656s-)

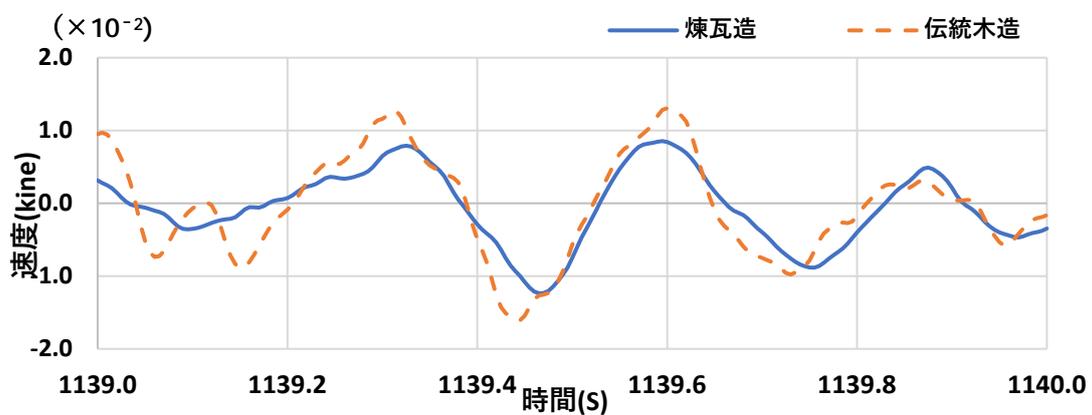


図 3.3.9 伝統木造と煉瓦造の時刻歴波形比較(X方向 1139s-)

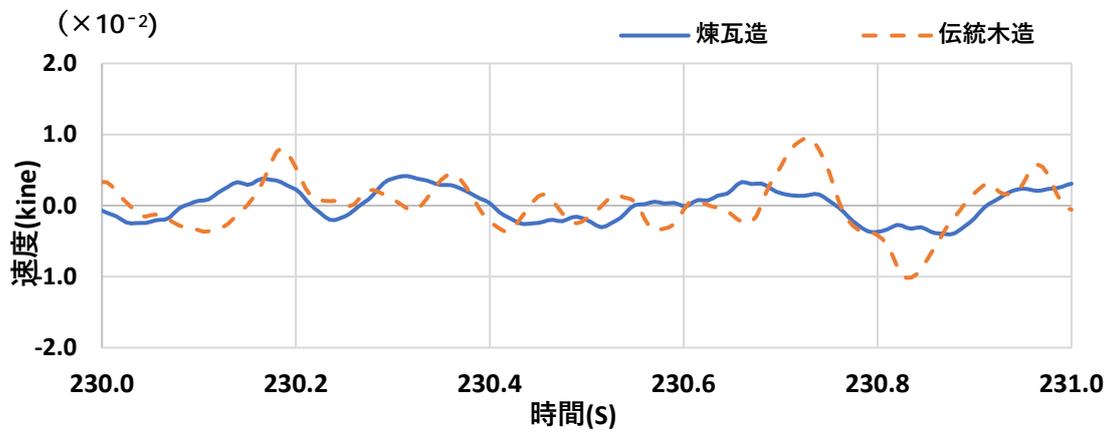


図 3.3.10 伝統木造と煉瓦造の時刻歴波形比較(Y方向 257s-)

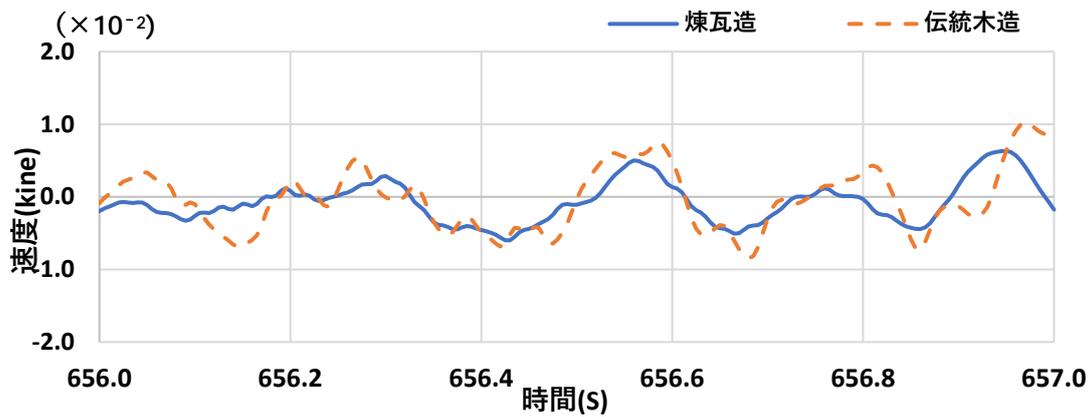


図 3.3.11 伝統木造と煉瓦造の時刻歴波形比較(X方向 656s-)

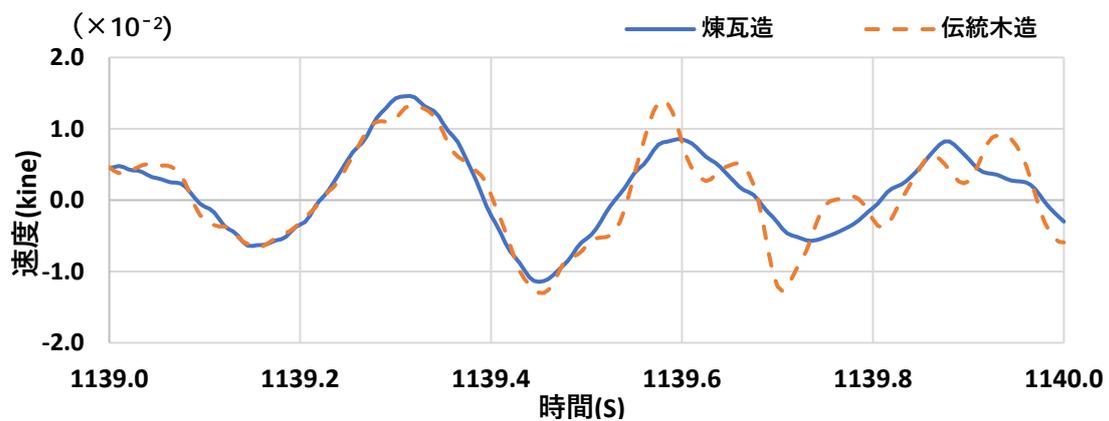


図 3.3.12 伝統木造と煉瓦造の時刻歴波形比較(X方向 1139s-)

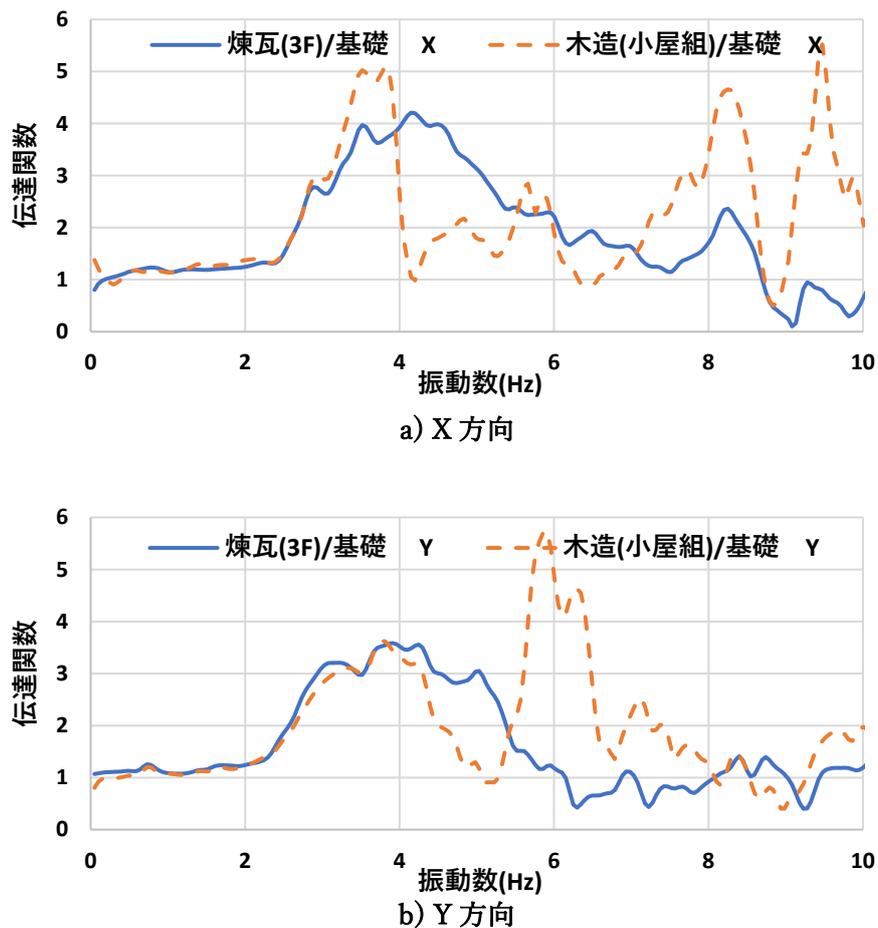


図 3.3.13 基礎に対する伝統木造と煉瓦造の伝達関数

3.3.3 H/V スペクトル

CASE 3 における地盤微動測定の結果から H/V スペクトルを算出した(図 3.3.13)。前章の常時微動測定と同様の方法で算出した。図より、地盤の卓越周期は約 0.91 秒であることがわかった。

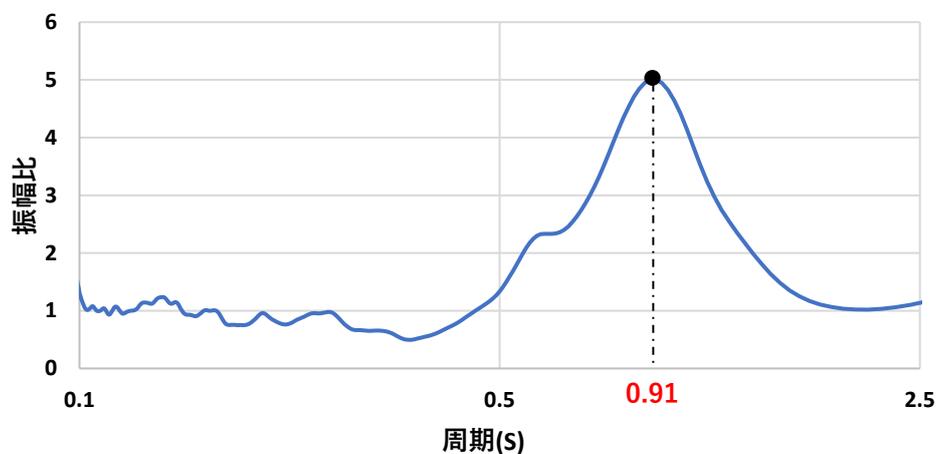


図 3.3.13 H/V スペクトル

3.4 地震観測概要

3.4.1 測定目的

前節の常時微動測定と同様に、旧田中家住宅の煉瓦造部、伝統木造部分の振動特性を把握するために地震観測を行った。長期モニタリングとして 2019 年より行われている。直近の 2021 年 10 月～22 年 3 月までに起きた地震動を対象として、煉瓦造と伝統木造の動的挙動の比較を行った。得られた波形から固有振動数、振動モードを推定した。また、軟質地盤に建つことから、地盤－建物の動的相互作用効果の検証を行った。

3.4.2 測定機器

測定機器として、地盤・建物共に高精度 MEMS 加速度計「検震くん」を計 12 台使用した。以下に測定機器の仕様および周波数特性を示す。サンプリング間隔は 100Hz とする。

外形寸法：64mm×69mm×16mm、機器質量：45g、
分解能：0.005gal/LSB (±2G 計測時)、0.25gal/LSB (±8G 計測時)
サンプリング周期：毎秒 200、100、50、20、10 から選択可能
雑音レベル：25 μ G/ $\sqrt{\text{Hz}}$ (ローパスフィルタ 30Hz 時 0.14gal)

3.4.3 測定位置

写真 3.4.1 に加速度計の設置状況を、図 3.4.1～4 に測定機器の設置位置を示す。煉瓦造洋館の各階床レベル(R 階は小屋組み位置)に 2 か所、伝統木造和館の各階床レベル(R 階は小屋組み位置)に 1 か所ずつ、また地盤レベルに 1 か所、計 12 か所設置した。3 成分測定機器により、南北方向は北、東西方向は西、上下方向は上を+とした。

対象地震動は、2021 年 10 月 8 日(以下 E1 とする)と 12 月 2 日(以下 E2 とする)、2022 年 3 月 16 日(以下 E3 とする)に発生した計 3 つの地震動とする。表 3.4.1 に E1～E3 地震動の詳細を示す。



写真 3.4.1 加速度計設置状況

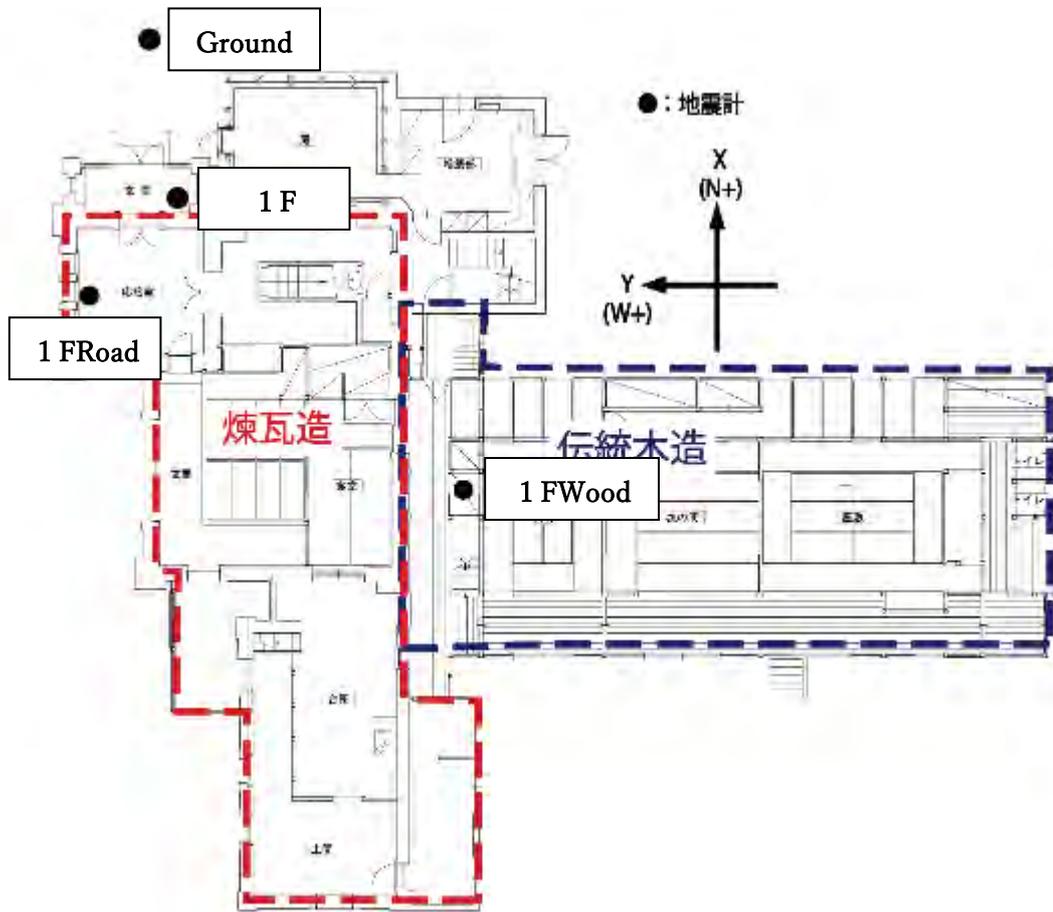


図 3.4.1 地盤および1階床 加速度計位置

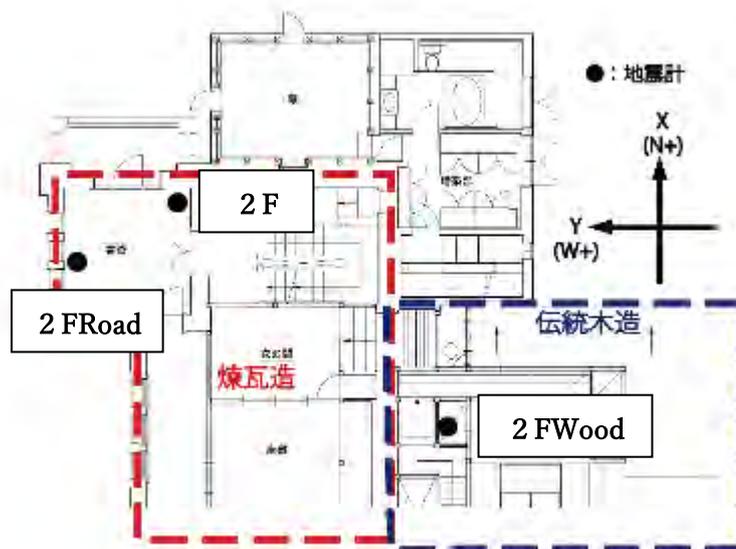


図 3.4.2 2階 加速度計位置



図 3.4.3 3階(木造部分は小屋組み) 加速度計位置

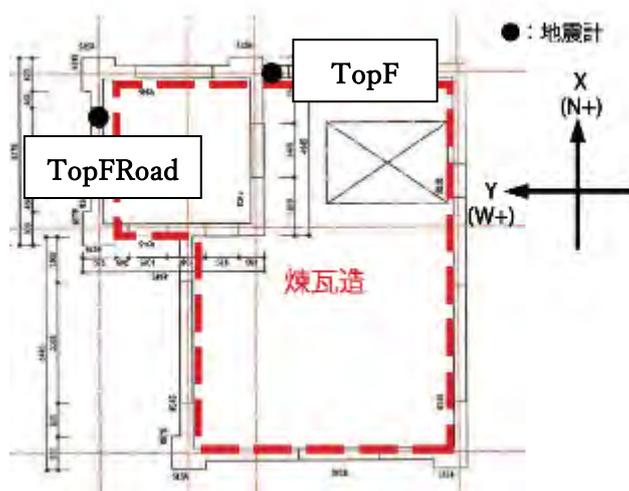


図 3.4.4 R階(小屋組み) 加速度計位置

表 3.4.1 E1～E3 地震動詳細

	発生日時	震源地	震源深さ	M	最大震度	川口市での震度
E1	2021/10/28	茨城県南部	50km	4.6	4	3
E2	2021/12/2	茨城県南部	60km	5	4	3
E3	2022/3/16	福島県沖	60km	7.4	6強	4

3.5 観測結果

3.5.1 時刻歴波形

図 3.5.1～3.5.9 に各地震動における、地盤(Ground)、木造小屋組位置(TopWd)、煉瓦造小屋組位置(TopF)の時刻歴波形を示す。また、表 3.5.1 に各地震動における煉瓦造各階の最大加速度、表 3.5.2 に各地震動による伝統木造各階の最大加速度を示す。木造小屋組における応答加速度は、いずれの地震動においても、X方向より、Y方向で大きな値が確認できる。本来であれば、建物短辺方向であるX方向の応答が大きくなると思われるが、観測地点が煉瓦造部付近であることから、応答低減効果が働いたと考えられる。

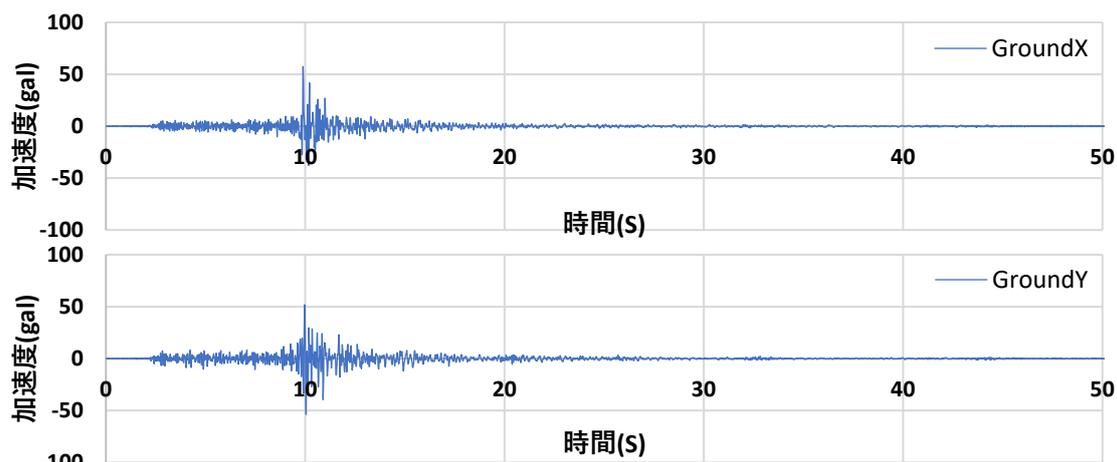


図 3.5.1 E1 地震 X(NS)、Y(EW)方向 地盤の加速度波形

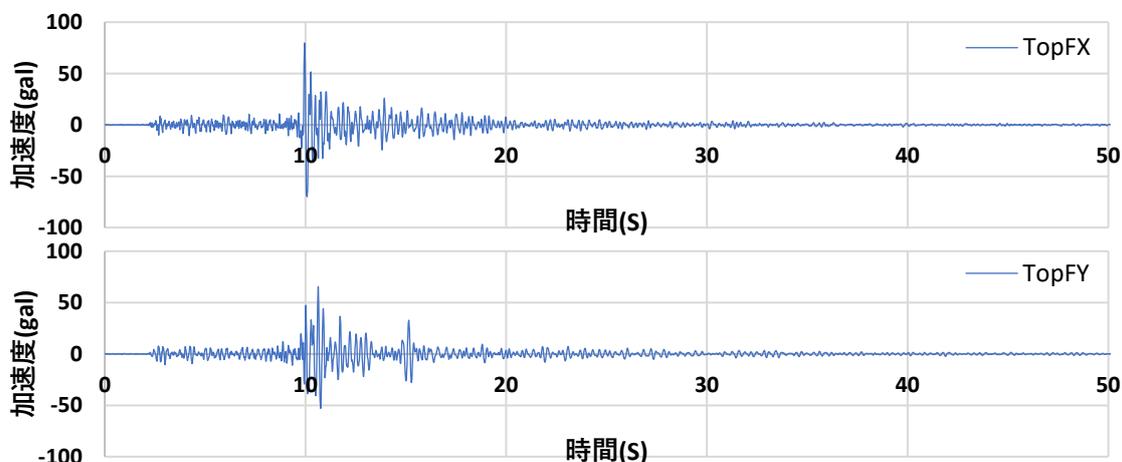


図 3.5.2 E1 地震 X(NS)、Y(EW)方向 TopF(煉瓦造小屋組)の加速度波形

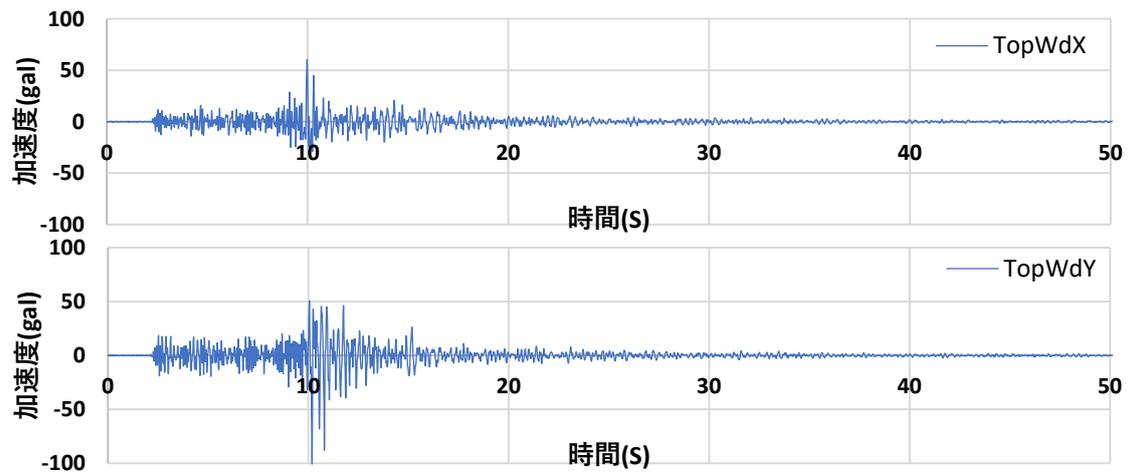


図 3.5.3 E1 地震 X(NS)、Y(EW)方向 TopWd(木造小屋組)の加速度波形

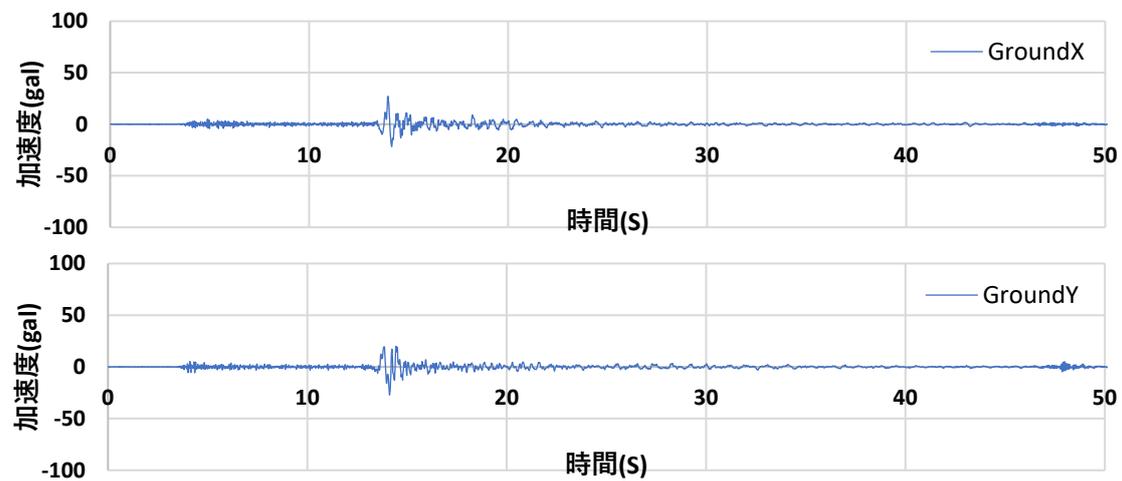


図 3.5.4 E2 地震 X(NS)、Y(EW)方向 地盤の加速度波形

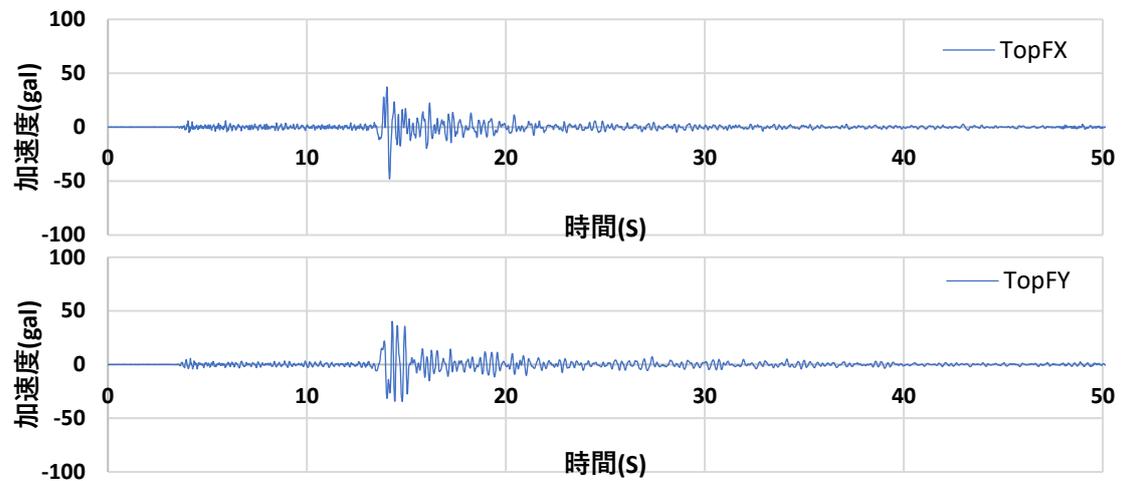


図 3.5.5 E2 地震 X(NS)、Y(EW)方向 TopF(煉瓦造小屋組み)の加速度波形

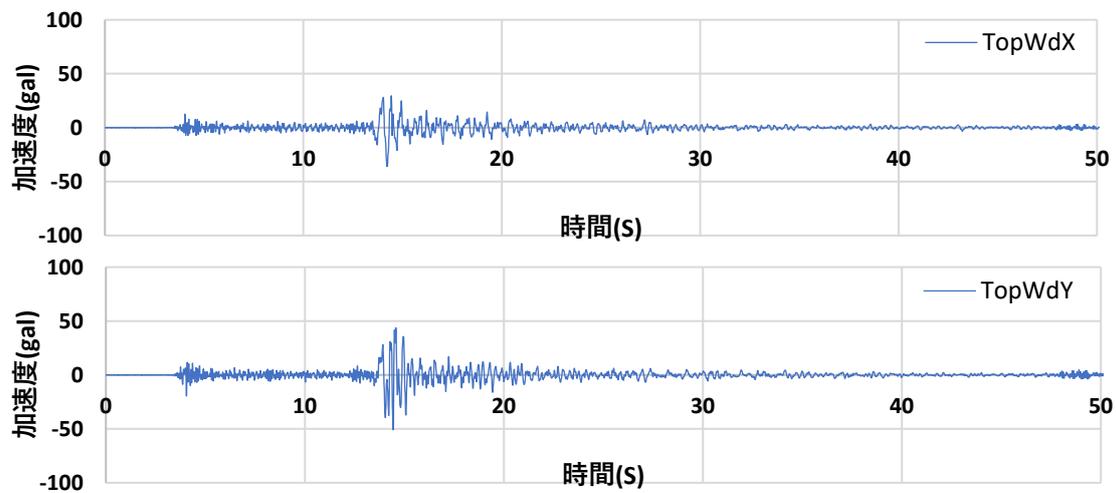


図 3.5.6 E2 地震 X(NS)、Y(EW)方向 TopWd(木造小屋組み)の加速度波形

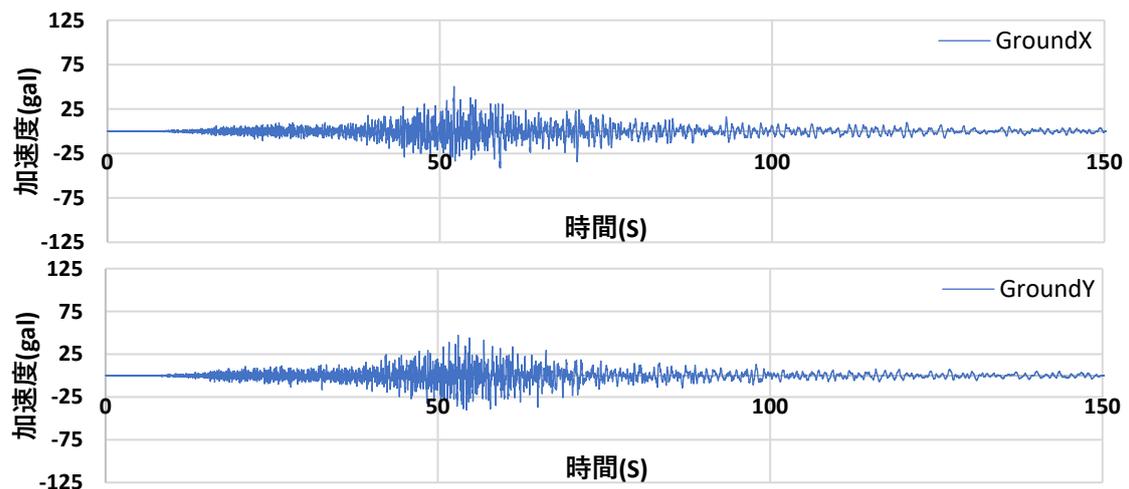


図 3.5.7 E3 地震 X(NS)、Y(EW)方向 地盤の加速度波形

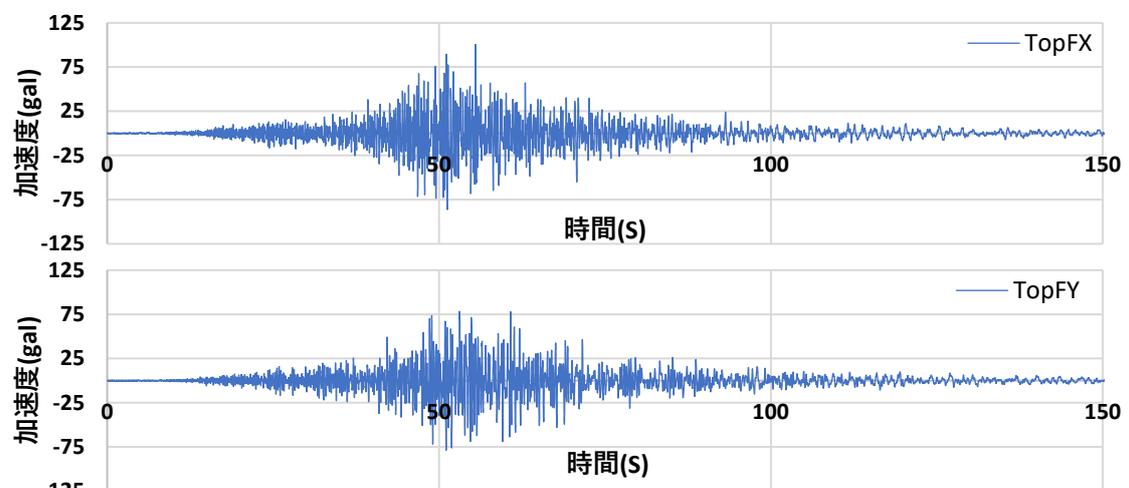


図 3.5.8 E3 地震 X(NS)、Y(EW)方向 TopF(煉瓦造小屋組み)の加速度波形

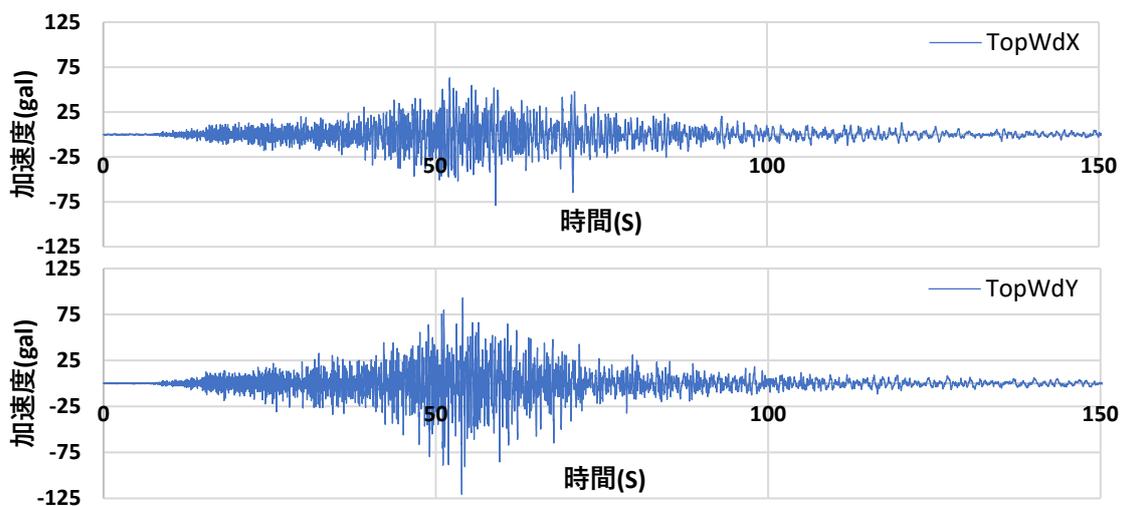


図 3.5.9 E3 地震 X(NS)、Y(EW)方向 TopWd(木造小屋組み)の加速度波形

表 3.5.1 煉瓦造各階の最大加速度

ピーク加速度 (cm/s ²) (1F に対する最大加速度応答倍率)		Grd	1F	2F	3F	TopF
2021 年 10 月 28 日 (E1) 震度 4	EW	53.8	28.5	35.8 (1.25)	51.0 (1.79)	65.5 (2.30)
	NS	57.5	35.6	37.9 (1.06)	59.0 (1.66)	79.7 (2.24)
2021 年 12 月 2 日 (E2) 震度 4	EW	27.2	23.9	23.5 (0.98)	31.1 (1.30)	40.3 (1.69)
	NS	27.1	24.0	30.9 (1.29)	40.4 (1.68)	48.1 (2.00)
2022 年 3 月 16 日 (E3) 震度 6 強	EW	47.1	40.0	43.3 (1.08)	61.5 (1.54)	78.7 (1.97)
	NS	50.5	50.6	57.1 (1.13)	69.7 (1.38)	100.4 (1.98)

表 3.5.2 伝統木造各階の最大加速度

ピーク加速度 (cm/s ²) (1F に対する最大加速度応答倍率)		1FWd	2FWd	TopWd
2021 年 10 月 28 日 (E1) 震度 4	EW	43.1	84.0 (1.95)	100.7 (2.34)
	NS	45.6	51.8 (1.14)	60.3 (1.32)
2021 年 12 月 2 日 (E2) 震 度 4	EW	27.8	64.6 (2.32)	50.8 (1.83)
	NS	26.2	31.6 (1.21)	36.2 (1.38)
2022 年 3 月 16 日 (E3) 震 度 6 強	EW	44.9	107.7 (2.40)	120.6 (2.69)
	NS	45.4	55.8 (1.24)	66.0 (1.45)

3.5.2 煉瓦造と木造の挙動比較

時刻歴波形および伝達関数応答倍率から、煉瓦造(3F)と木造(TopWd)の動的挙動の比較を行った。以下にそれぞれの比較結果を示す。

1)時刻歴波形

図 3.5.10~15 に煉瓦造 3 階床(3F)と、それと同じ高さレベルとなる木造小屋組(TopWd)の時刻歴波形最大加速度を含む 1 秒間の比較波形を示す。前節の微動測定と同様に、木造部分で細かな振動成分が見られるものの、概ね同位相で挙動していることが確認できる。

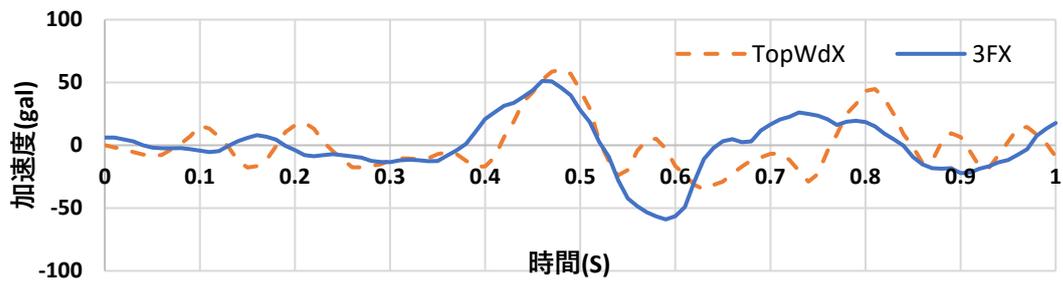


図 3.5.10 E1-X(NS)方向 TopWd(木造小屋組)、3F(煉瓦造3階床)の波形比較

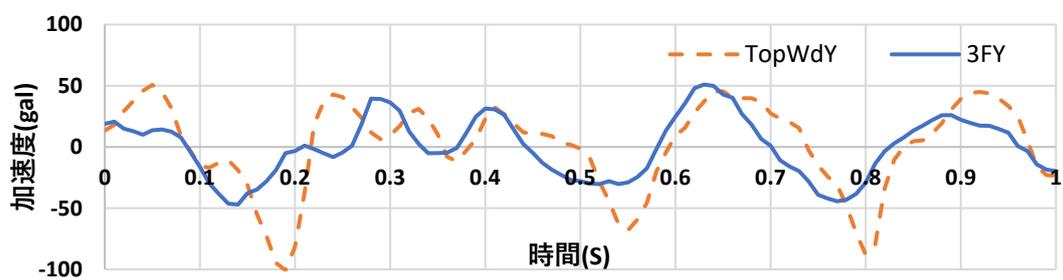


図 3.5.11 E1-Y(EW)方向 TopWd(木造小屋組)、3F(煉瓦造3階床)の波形比較

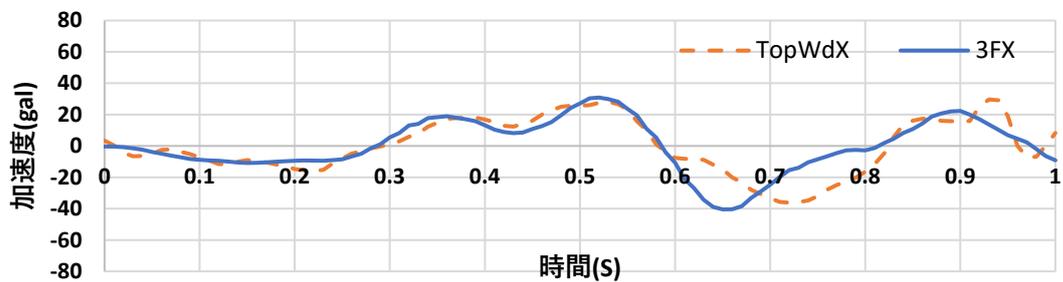


図 3.5.12 E2-X(NS)方向 TopWd(木造小屋組)、3F(煉瓦造3階床)の波形比較

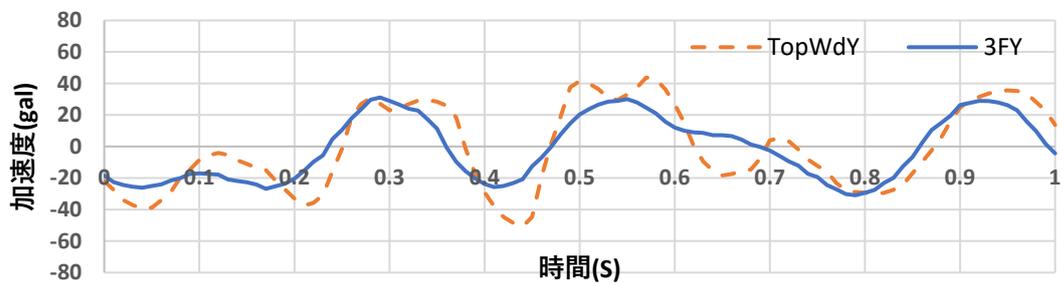


図 3.3.13 E2-Y(EW)方向 TopWd(木造小屋組)、3F(煉瓦造3階床)の波形比較

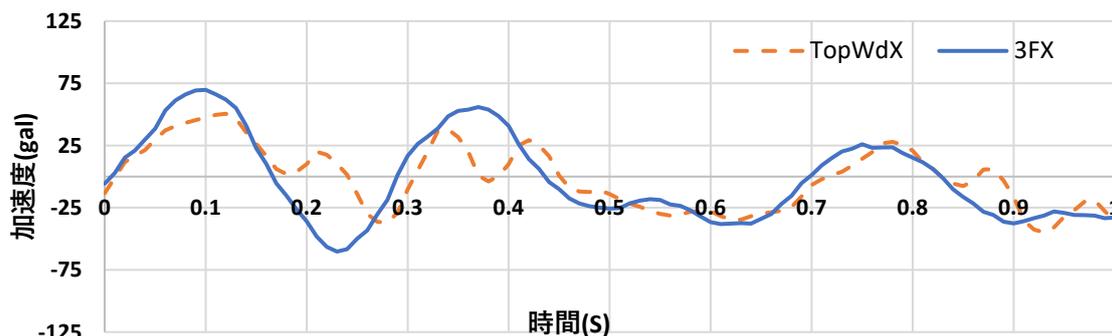


図 3.5.14 E3-X(NS)方向 TopWd(木造小屋組)、3F(煉瓦造3階床)の波形比較

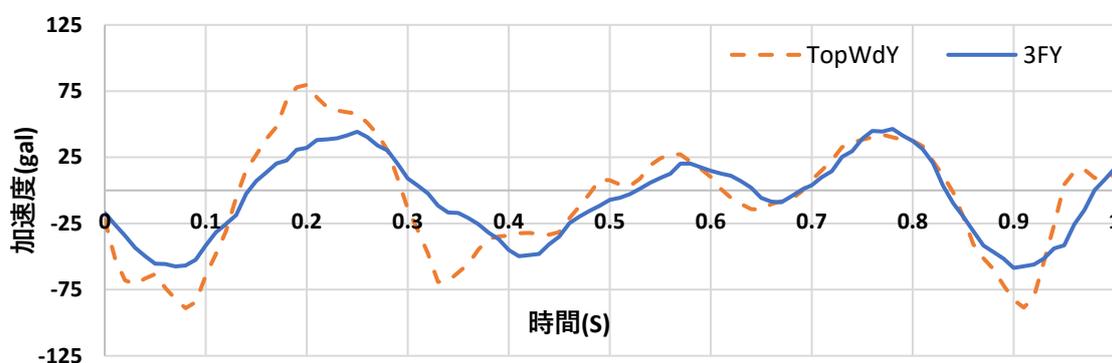
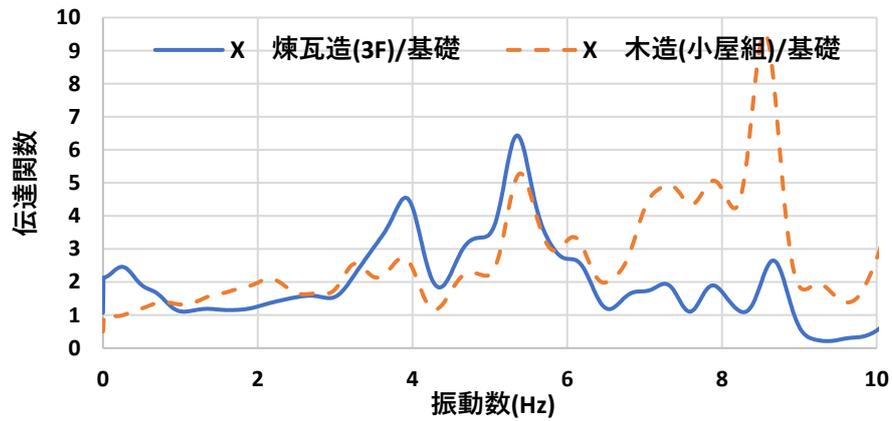


図 3.5.15 E3-Y(EW)方向 TopWd(木造小屋組み)、3FY(煉瓦造3階床)の波形比較

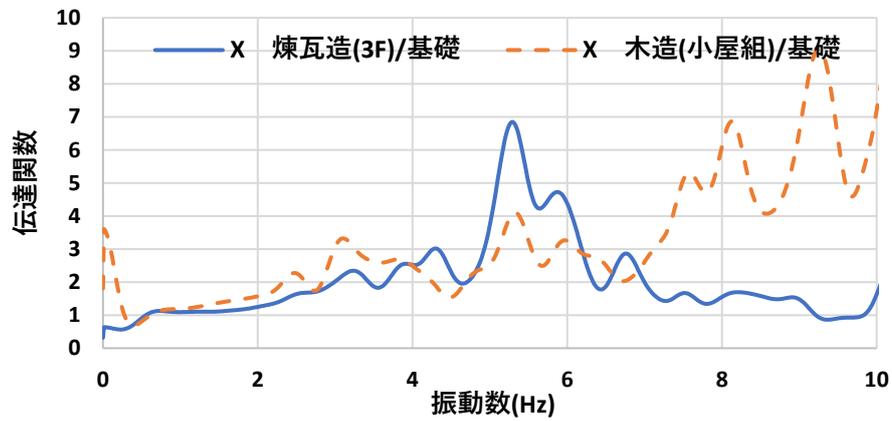
2)伝達関数

図 3.5.16 に基礎に対する煉瓦造(3F)と木造(TopWd)の伝達関数(X方向)を示す。図より、5.3Hz付近で煉瓦造と木造のピークが確認できる。しかし、地震動によりばらつきがあり、全体として煉瓦造と木造の応答特性に相関は見られなかった。

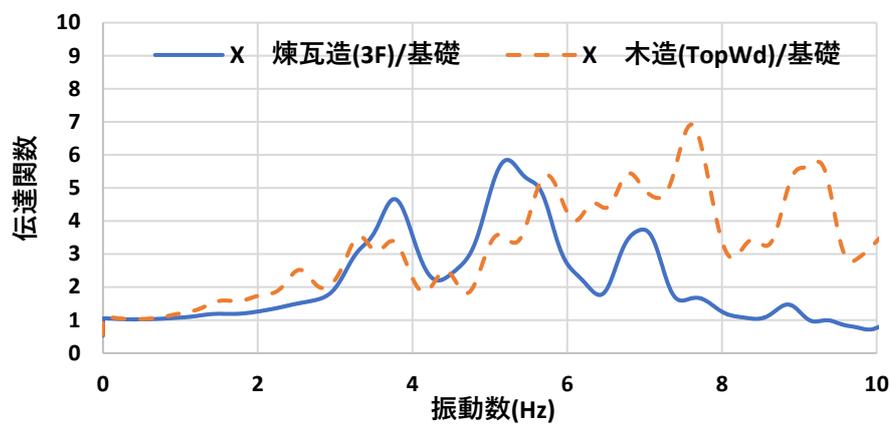
同様に、図 3.5.17 に Y 方向の基礎に対する煉瓦造(3F)と木造(TopWd)の伝達関数を示す。図より、いずれの地震動においても、約 3.0Hz まで、同様の応答特性を示すことが確認できる。3.8Hz 付近においては、各地震動により応答倍率は異なるものの同様ピークを示すことが確認できる。3.8Hz 以降は、木造部分の応答が大きくなることが分かった。



a) E1 地震動

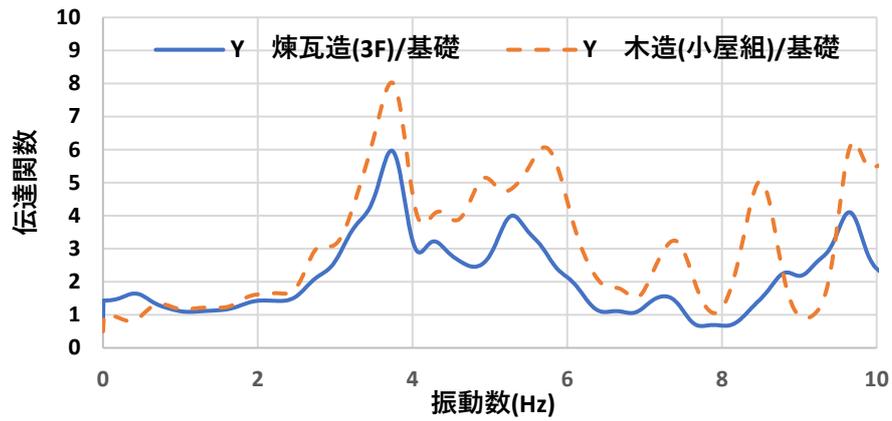


b) E2 地震動

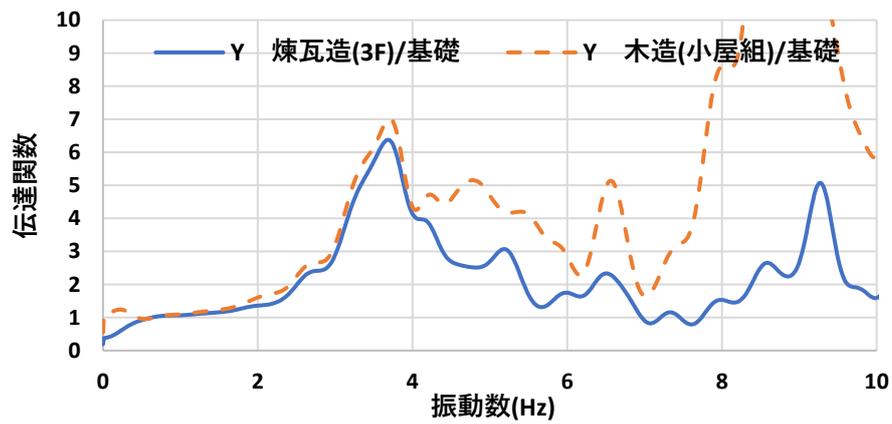


c) E3 地震動

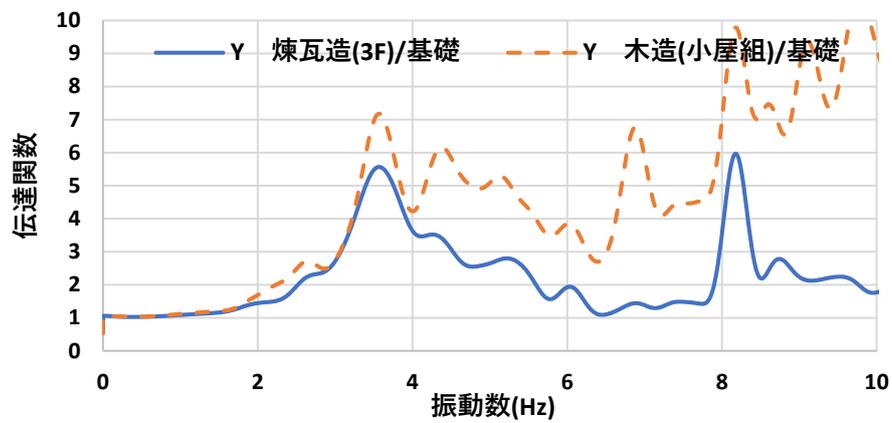
図 3.5.16 基礎に対する伝統木造と煉瓦造の伝達関数(X方向)



a) E1 地震動



b) E2 地震動



c) E3 地震動

図 3.5.17 基礎に対する伝統木造と煉瓦造の伝達関数(Y 方向)

3.5.3 動的相互作用効果の検証

1)伝達関数

各地震動から得られた時刻歴波形より、地盤(Grd)に対する煉瓦造各階の伝達関数と基礎(1F)に対する煉瓦造各階の伝達関数を算出した。算出にあたり、パーゼンウィンドウ(0.5Hz)により平滑化を行った。図 3.5.18～23 に、各地震動、各方向における地盤および基礎に対する各階の伝達関数を示す。X 方向においては、E1～E3 地震動すべてで約 3～6Hz に複数のピークが見られる振動特性となった。Y 方向については、3～4Hz の範囲で、ピークが確認できた。表 3.5.3 に、Y 方向の伝達関数のピークに対応した地盤 - 構造物系と構造物系の固有振動数を示す。これより、Y 方向について建物と地盤の動的相互作用効果を検証するために、図 3.5.24～26 に地盤に対する屋上階の伝達関数と基礎に対する屋上階の伝達関数を示す。全ての地震動において、地盤に対する屋上階の伝達関数でピークを示す固有周期が、基礎に対するそれと比べて低いことが確認できる。これは、建物振動の影響を受け、地盤の変形および建物への入力に変化することによるものであり、動的相互作用効果の一つである。図 3.5.27～29 に各地震動における地盤に対する基礎の伝達関数を示す。いずれの地震動においても地盤—構造物系の固有振動数域以降において、応答倍率が 1 以下となっており、入力の相互作用効果も見られた。

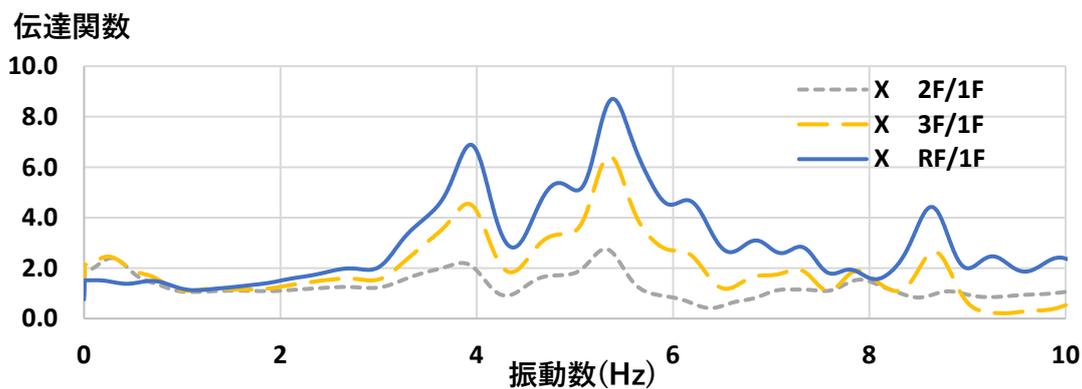
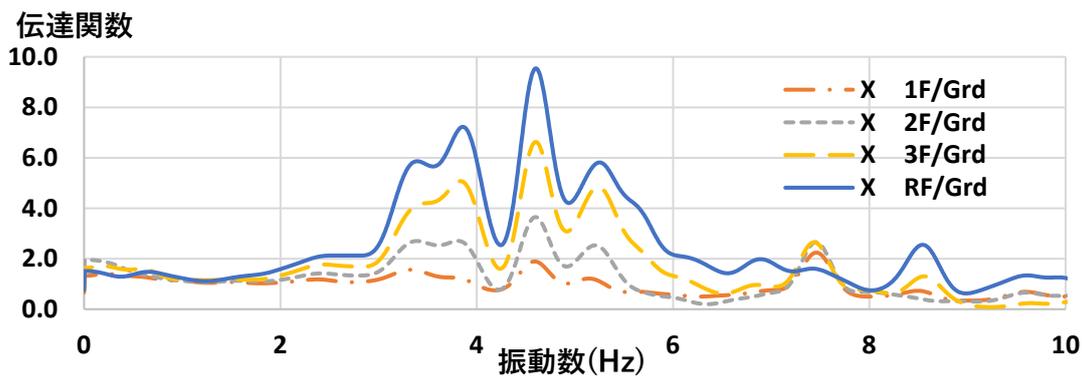


図 3.5.18 E1-X(NS)方向 地盤(Grd)および基礎(1F)に対する各階の伝達関数

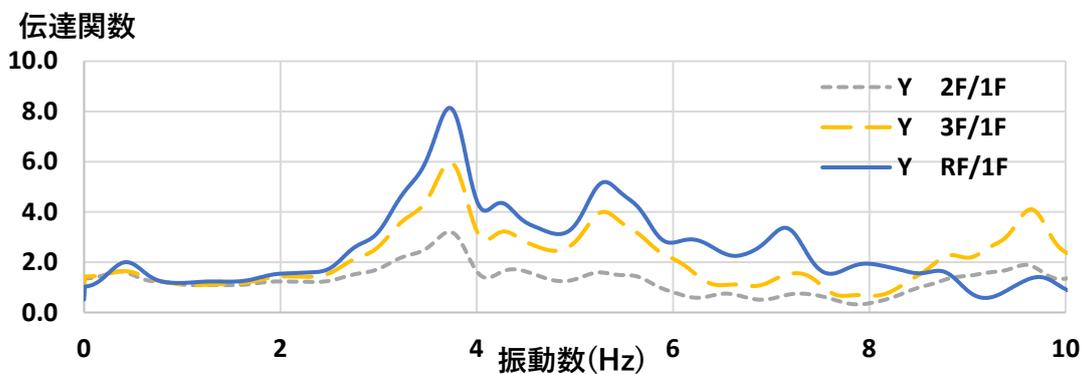
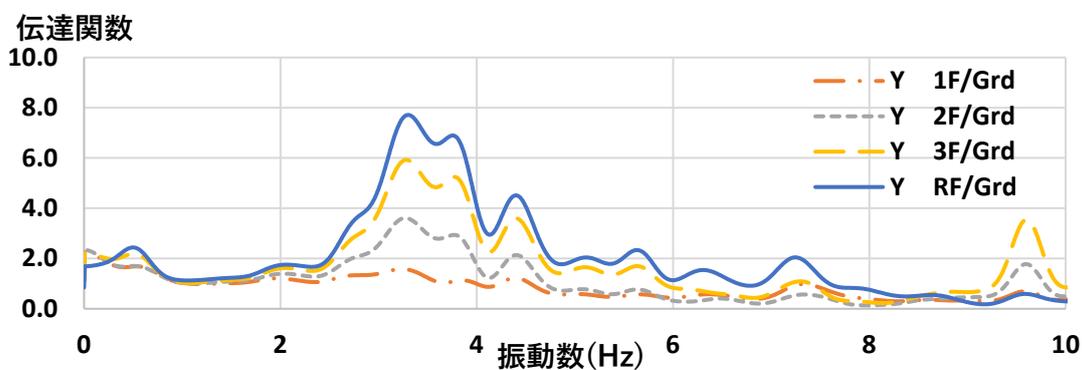


図 3.5.19 E1-Y(EW)方向 地盤(Grd)および基礎(1F)に対する各階の伝達関数

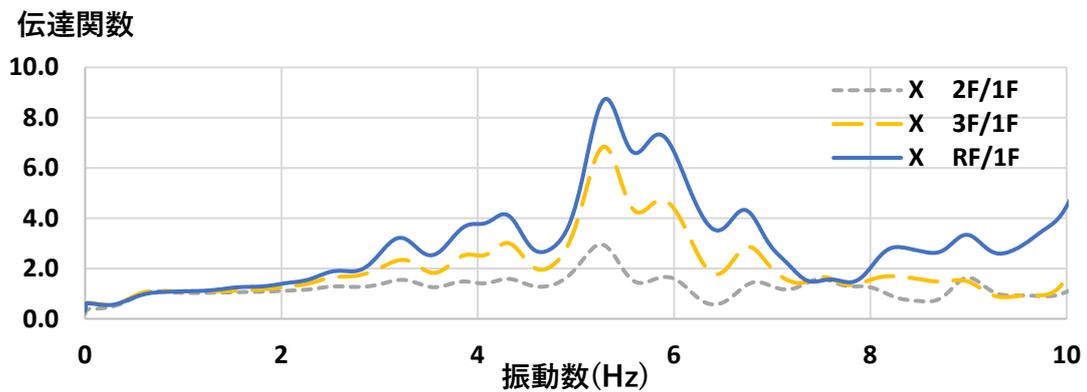
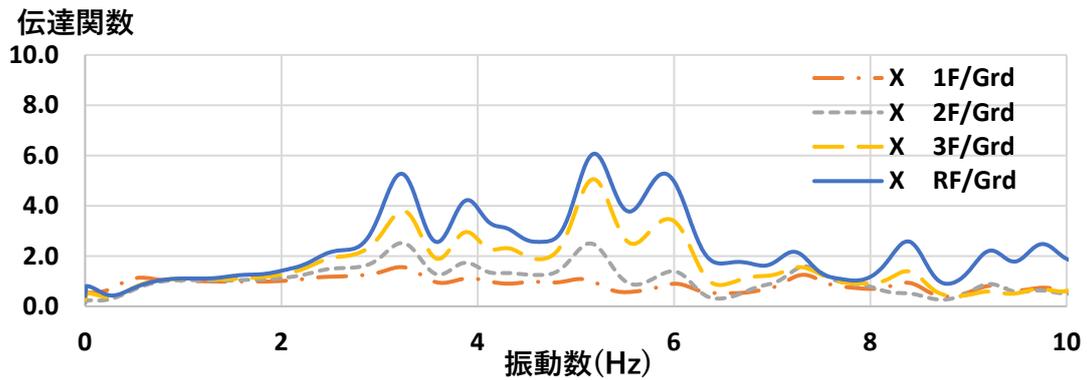


図 3.5.20 E2-X(NS)方向 地盤(Grd)および基礎(1F)に対する各階の伝達関数

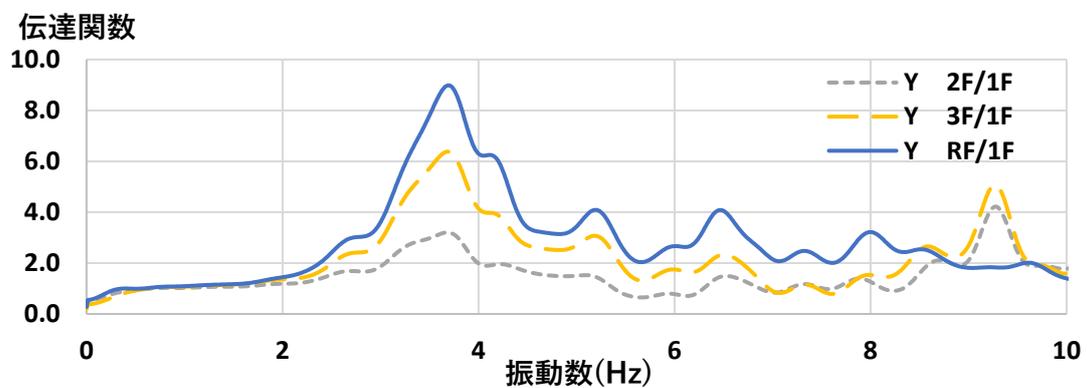
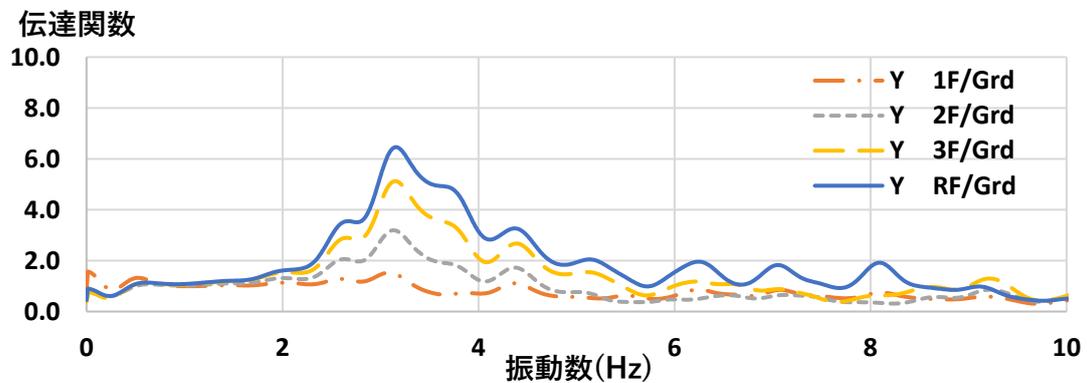


図 3.5.21 E2-Y(EW)方向 地盤(Grd)および基礎(1F)に対する各階の伝達関数

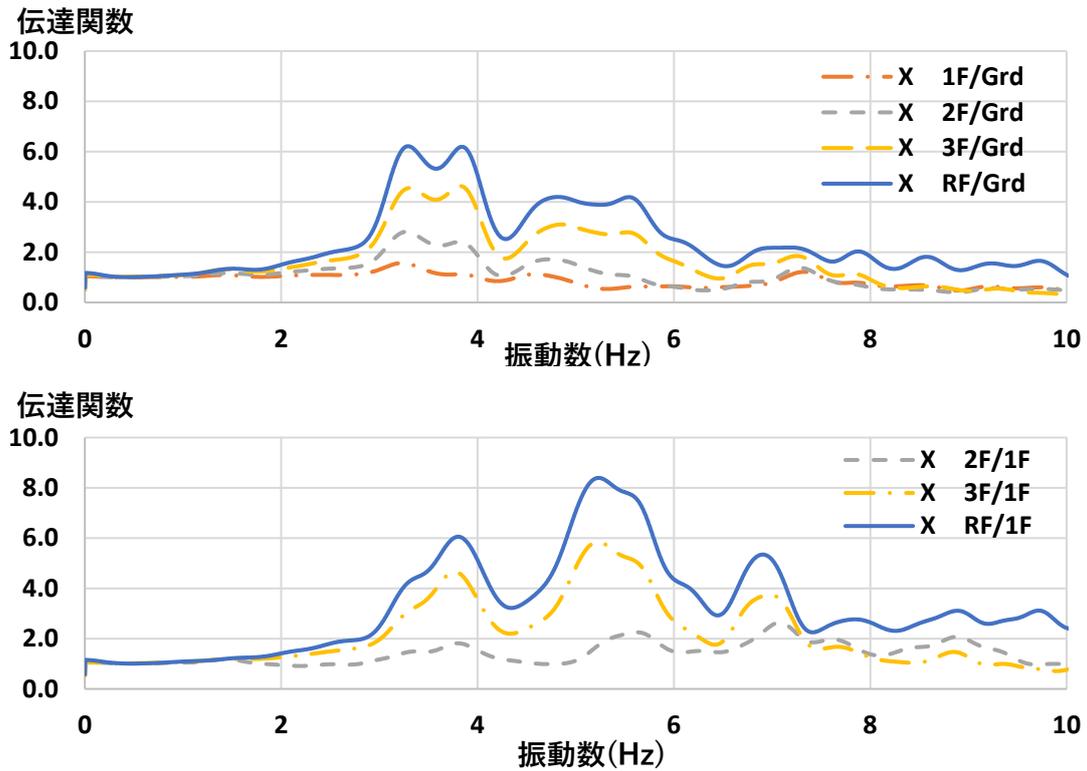


図 3.3.22 E3-X(NS)方向 地盤(Grd)および基礎(1F)に対する各階の伝達関数

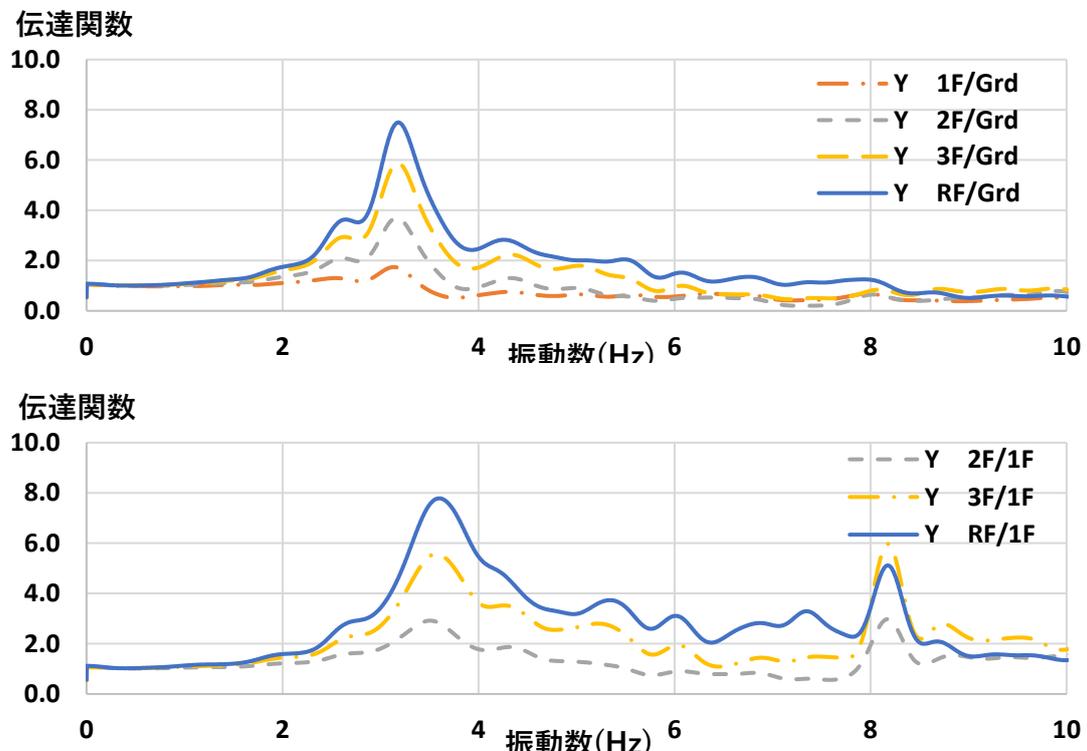


図 3.3.23 E3-Y(EW)方向 地盤(Grd)および基礎(1F)に対する各階の伝達関数

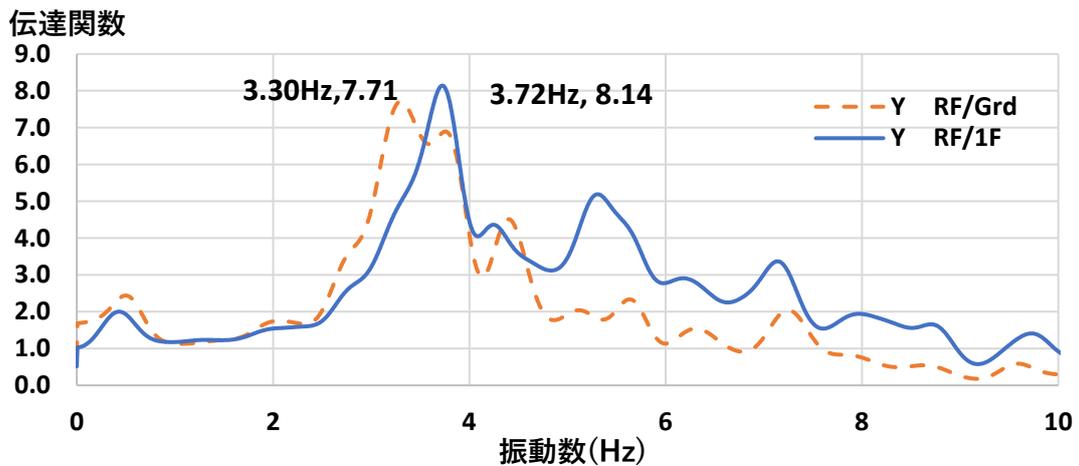


図 3.5.24 E1-Y(EW)方向 地盤(Grd)および基礎(1F)に対する RF の伝達関数

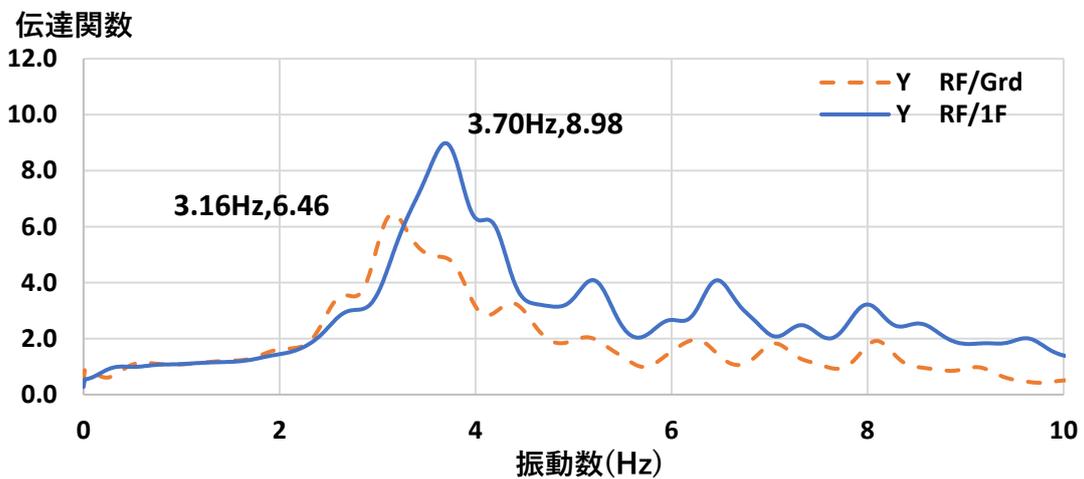


図 3.5.25 E2-Y(EW)方向 地盤(Grd)および基礎(1F)に対する RF の伝達関数

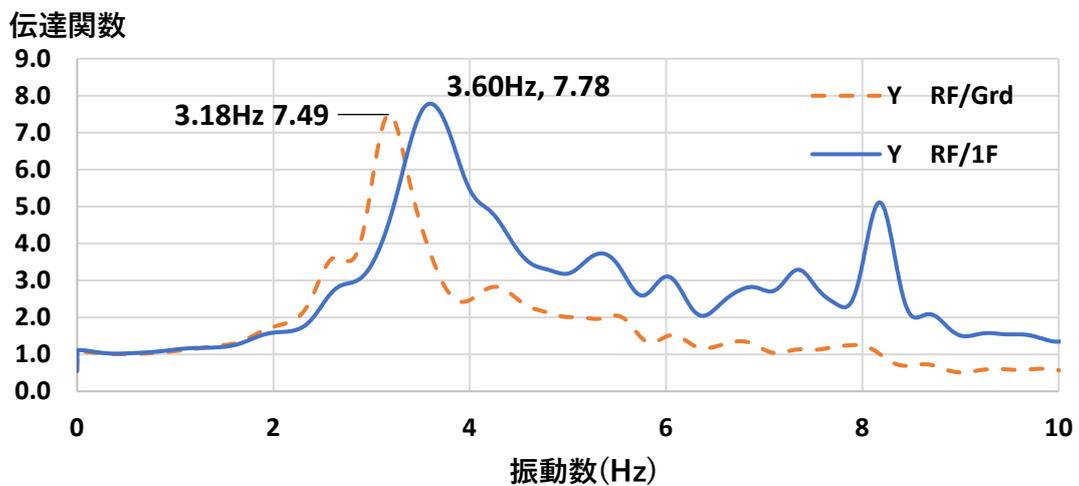


図 3.5.26 E3-Y(EW)方向 地盤(Grd)および基礎(1F)に対する RF の伝達関数

伝達関数

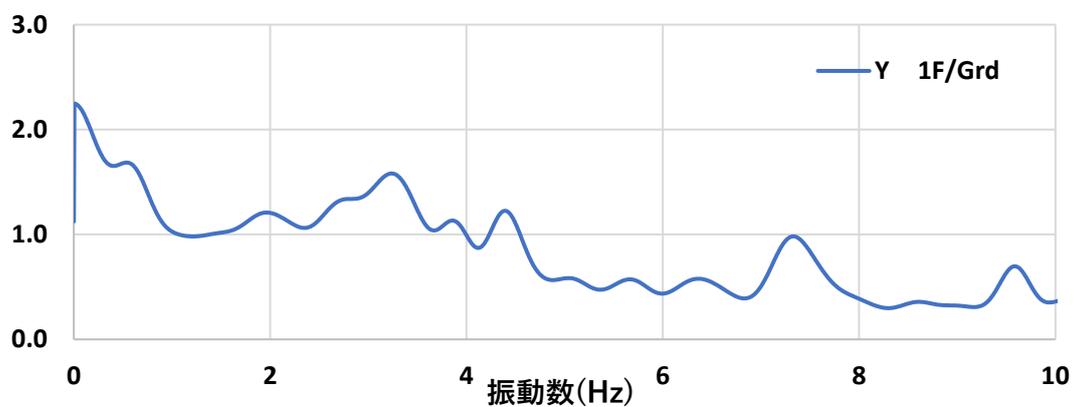


図 3.5.24 E1-Y(EW)方向 地盤(Grd)に対する基礎(1F)の伝達関数

伝達関数

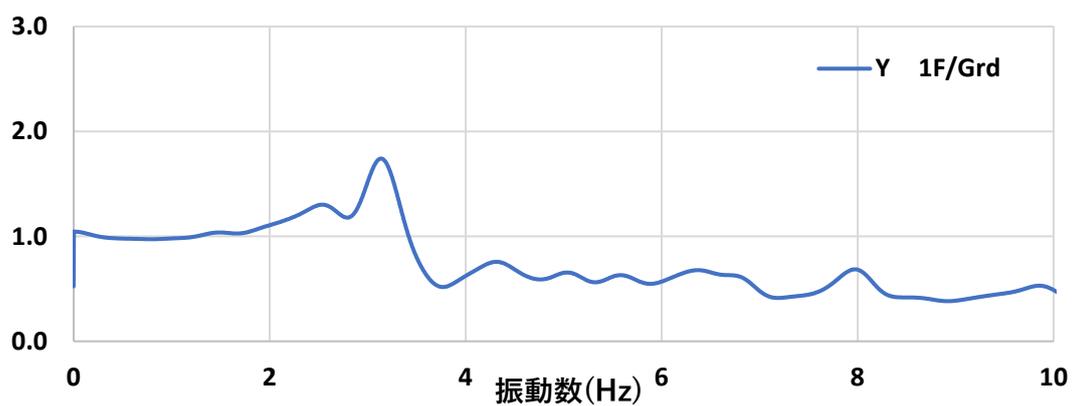


図 3.5.25 E2-Y(EW)方向 地盤(Grd)に対する基礎(1F)の伝達関数

伝達関数

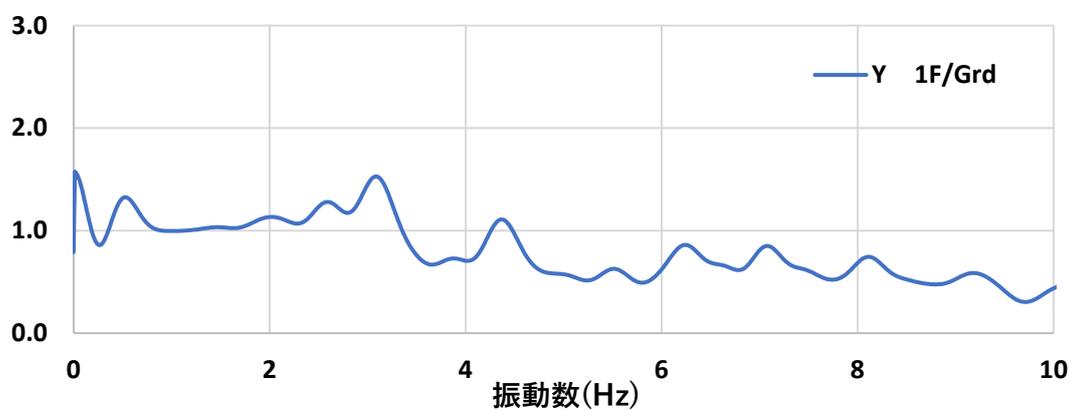


図 3.5.26 E3-Y(EW)方向 地盤(Grd)に対する基礎(1F)の伝達関数

表 3.5.3 一次固有振動数

	1次固有振動数(Hz)		
	E1	E2	E3
地盤-構造物系	3.30	3.16	3.18
構造物系	3.72	3.70	3.60

2) 減衰定数

表 3.5.4 に地盤および基礎に対する屋上階の応答の減衰定数を示す。減衰定数は、前節で得られた伝達関数と、減衰 1 自由度系の強制振動に関する運動方程式より得られる加速度応答倍率(式 3.1)の非線形フィッティングにより算出した²⁴⁾。

$$L = \sqrt{\frac{1 + 4h^2 \cdot a^2}{(1 - a^2)^2 + 4h^2 \cdot a^2}} \quad \dots \dots \dots \text{式 3.1}$$

ここで、 L ：加速度応答倍率、 h ：減衰定数、 $a = \omega/\omega_0$ 、 ω ：円振動数、 ω_0 ：固有円振動数とする。これより、各地震動でバラツキはあるものの、地盤に対する建物の応答における減衰定数は基礎に対するそれと比べて 0.2~2.4%増大しており、地盤-建物の動的相互作用による逸散減衰効果が確認できた。

表 3.5.4 減衰定数

	減衰定数(%)		
	E1	E2	E3
地盤に対する	6.6	8.4	7.4
基礎に対する	6.4	6.0	6.7

3.5.4 振動モード

図 3.5.30 に前項で得られた地盤および基礎に対する各階の伝達関数と 1 次固有振動数による一次振動モードをそれぞれ示す。算出の際に、RF の伝達関数の応答倍率を 1 に基準化している。

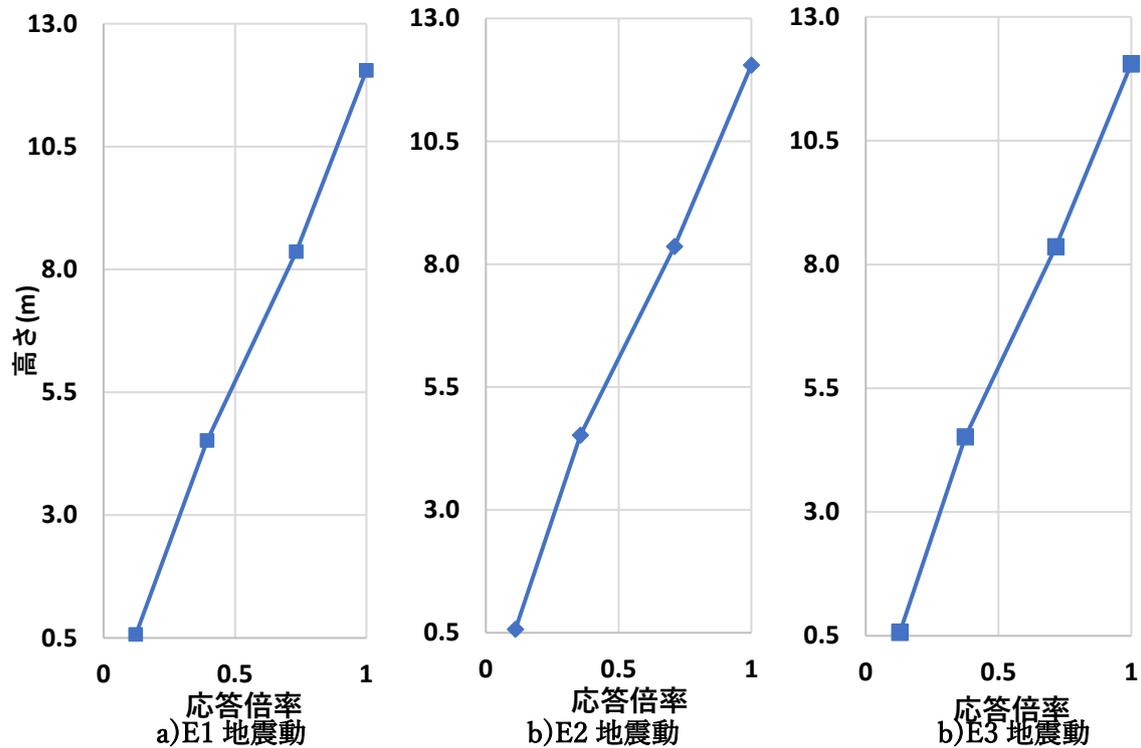


図 3.5.30 各地震動における建物高さ方向の応答倍率(Y方向)

3.6 地震応答解析概要

3.6.1 解析の目的

第 2 章と同様の解析ソフトを用いて時刻歴応答解析を行う。前節で得られた動的相互作用効果の再現を目的とし、煉瓦造を主とした多質点系モデルによる地震応答解析を行った。図 3.6.1 に示すような基礎固定モデルと動的相互作用効果を考慮して地盤ばねを付加したスウェイ・ロッキングモデル(SR モデル)を作成した。

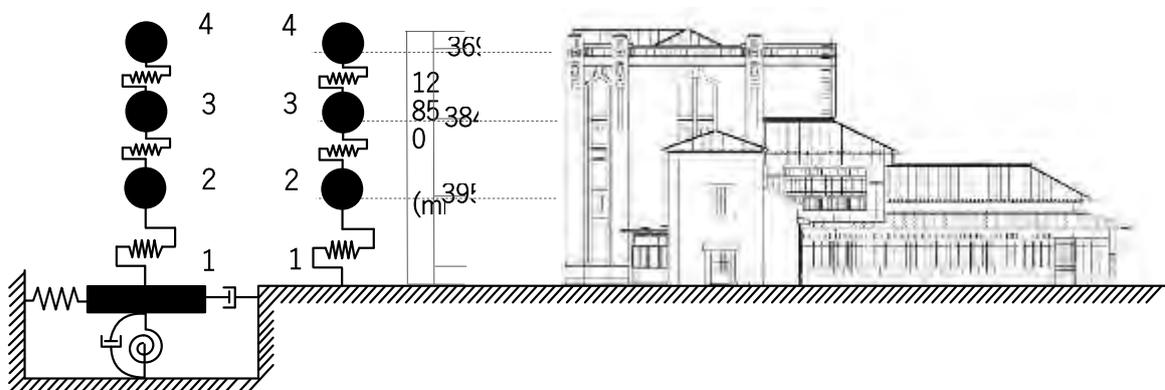


図 3.6.1 質点系モデル(左：SR モデル、右：基礎固定モデル)

3.6.2 質点系モデルの概要

前節の地震観測より建物高さ方向において比較的線形な一次振動モードが得られている。これより、式 3.2)の逆三角形一次モードの近似式²²⁾よりせん断ばねのばね剛性を算出した。なお、固有振動数については前節の地震観測による一次固有振動数(3.6Hz)を、重量については文献6)を参照した。SRモデルの地盤ばねのばね定数および減衰定数は、文献24)、26)の式 3.3)～式 3.8)を参考に算出した。対象建物の地盤は、3.1節より粘性土地盤と推定し、密度を 1.8(kN/m³)、せん断波速度 $V_s=200$ (m/s)、地盤ポアソン比 0.4 とした。基礎は基礎幅 10m の正方形剛基礎と仮定している。表 3.6.1～3.6.3 に各質点の重量、せん断ばねのばね剛性、地盤ばねのばね定数と減衰定数を示す。

$$k_i = \frac{1}{2} \{N(N-1) - i(i-1)\} m_i (2\pi f)^2 \quad 3.2)$$

k_i : 各層の剛性(kN/m), N : 建物層数, m_i : 各層の重量 (kg) , f : 一次固有振動数(Hz)

$$G = \rho V_s \quad 3.3)$$

G : せん断剛性(kN/m²), ρ : 密度(kN/m³), V_s : せん断波速度 (m/s)

$$k_s = 1.150 \frac{8Gb}{2-\nu} \quad 3.4)$$

$$k_r = 1.550 \frac{8Gb^3}{3(1-\nu)} \quad 3.5)$$

k_s : スウェイばねのばね定数(kN/m), k_r : ロッキングばねのばね定数(kN・m), b : 基礎の半幅(m), ν : 地盤ポアソン比

$$h_{s,r} = \frac{h_{s1,r1}}{\omega_1} \omega \quad 3.6)$$

$$\left. \begin{aligned} h_{s1} &= \rho 17a_0 - 2 \\ h_{r1} &= \rho 10a_0 - 10 \end{aligned} \right\} \quad 3.7)$$

$h_{s,r}$: スウェイばねおよびロッキングばねの粘性減衰定数(%), $h_{s,r}$: ω_1 に対応するスウェイばねおよびロッキングばねの粘性減衰定数(%), ω_1 : 地盤一構造物系の円固有振動数, ω : 円固有振動数, a_0 : ω_1 を用いた無次元振動数($\omega_1 \sqrt{A}/V_s$)

$$C_{s,r} = \frac{h_{s1,r1}}{\omega_1} k_{s,r} \quad (3.8)$$

C_s : スウェイばねの粘性減衰係数(kN/m・s), C_r : ロッキングばねの粘性減衰係数(kN・m/s)

表 3.6.1 各質点の重量

質点番号	重量(kN)
1	1.24×10^3
2	1.82×10^3
3	1.47×10^3
4	8.14×10^2

表 3.6.2 せん断ばねのばね定数

要素番号	ばね定数(kN/m)
1	3.76×10^5
2	2.81×10^5
3	1.27×10^5

表 3.6.3 固有値解析結果

	ばね定数 k_s (kN/m), k_r (kN・m)	減衰定数(%)
水平ばね	1.14×10^7	23.6
回転ばね	3.23×10^9	4.4

3.6.3 固有値解析

表 3.6.4 に固有値解析の結果を示す。基礎固定モデルの 1 次・2 次の固有振動数は、3.60Hz、7.58Hz となり、地震観測の固有振動数と同値が得られた。SR モデルの 1 次、2 次の固有振動数は 3.32Hz、7.21Hz となった。基礎固定と SR モデルの 1 次モードの有効質量比はそれぞれ、84.1%、75.2%であった。

表 3.6.4 固有値解析結果

	固有振動数(Hz)	
	1 次	2 次
基礎固定	3.6	7.58
SR	3.32	7.2

3.6.4 減衰定数および入力地震動の概要

減衰は、レーリー減衰 5%とし、前項で得られた 1 次、2 次の固有振動数を基準とした。入力地震動は、前節の地震観測で得られた E1～E3 地震波とする。図 3.6.2～3.6.4 に各地震動の時刻歴波形、図 3.4.5～3.4.7 に減衰定数 5%時の各地震動の応答スペクトルを示す。

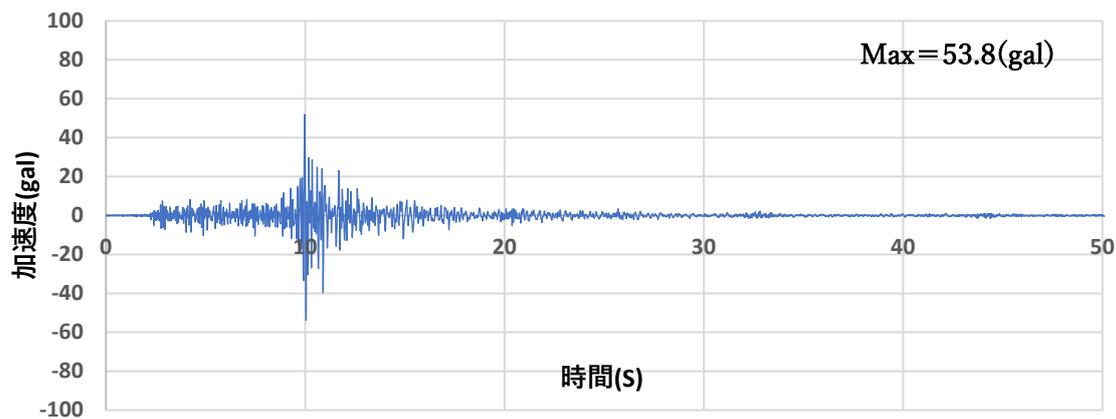


図 3.6.2 E1 地震-Y(EW)方向 時刻歴波形

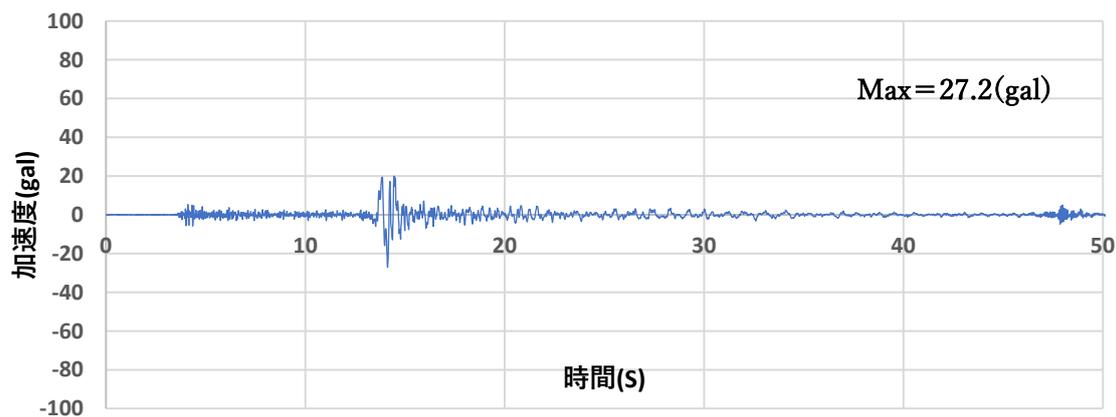


図 3.6.3 E2 地震-Y(EW)方向 時刻歴波形

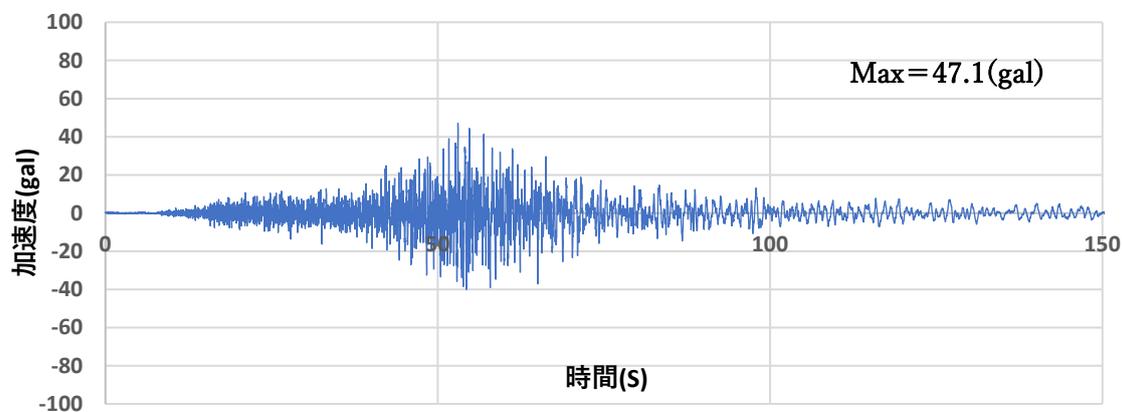


図 3.6.4 E3 地震-Y(EW)方向 時刻歴波形

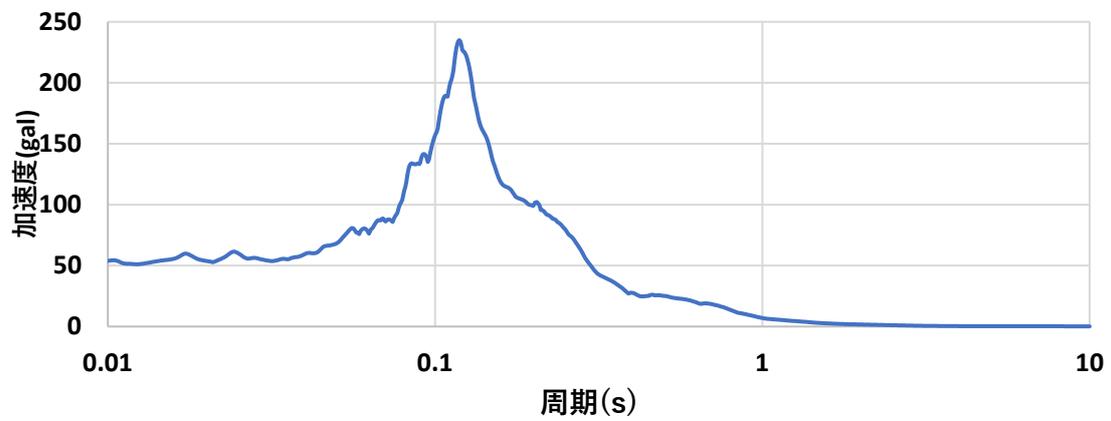


図 3.6.5 E1-Y(EW)方向 加速度応答スペクトル

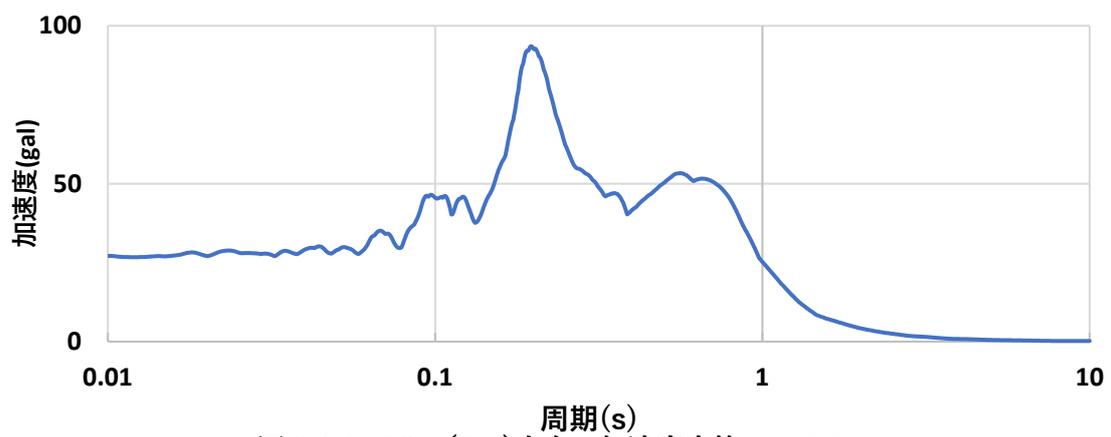


図 3.6.6 E2-Y(EW)方向 加速度応答スペクトル

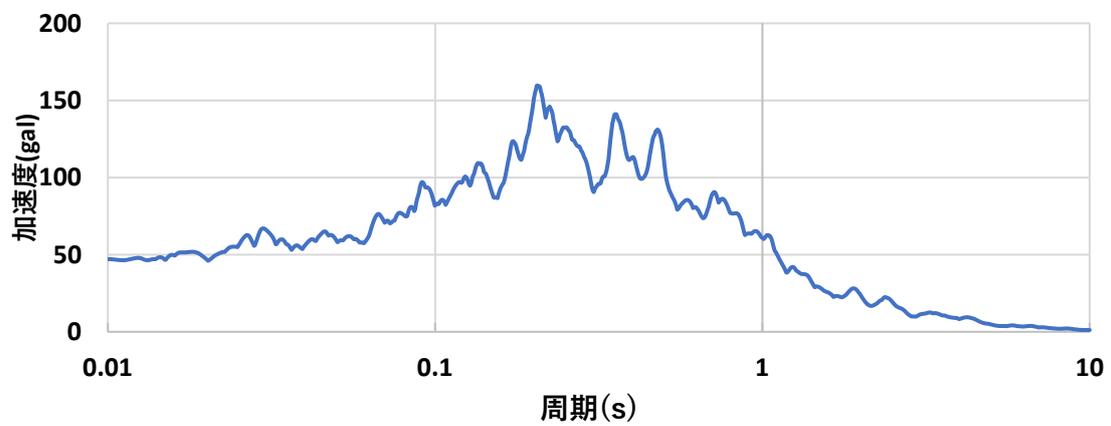


図 3.6.7 E3-Y(EW)方向 加速度応答スペクトル

3.7 解析結果

3.7.1 時刻歴波形

前項の入力地震動を用いた時刻歴応答解析を行った。図 3.7.1～3.7.3 に各地震動による SR モデル頂部(質点 4)の応答加速度を示す。いずれの応答加速度においても実建造物の応答加速度と比べて、大きくなった。これは解析モデルが煉瓦造のみをモデル化しており、その他構造による応答低減効果を考慮してないことが原因と考えられる。

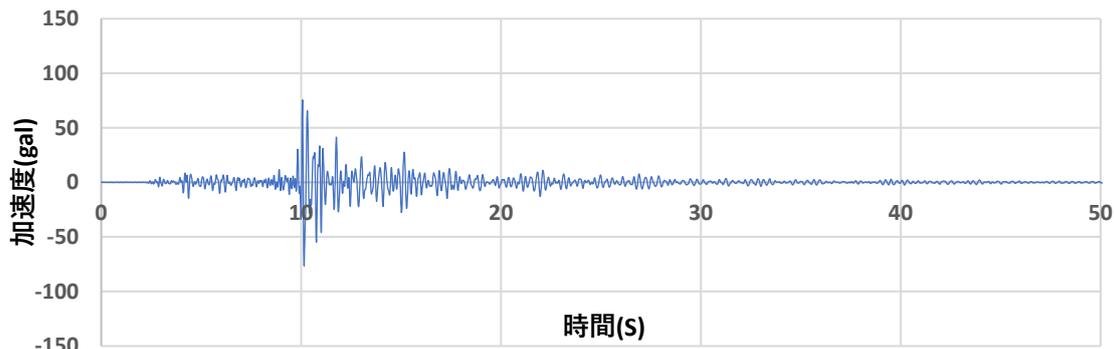


図 3.7.1 E1-Y(EW)方向 SR モデル頂部の応答加速度

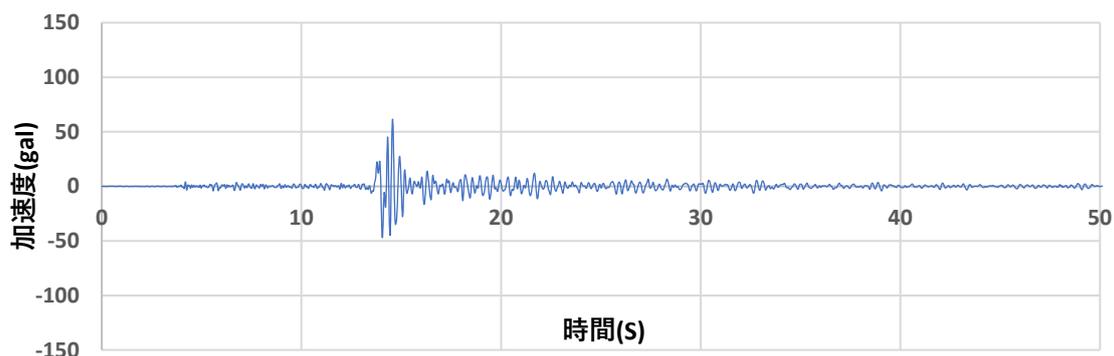


図 3.7.2 E2-Y(EW)方向 SR モデル頂部の応答加速度

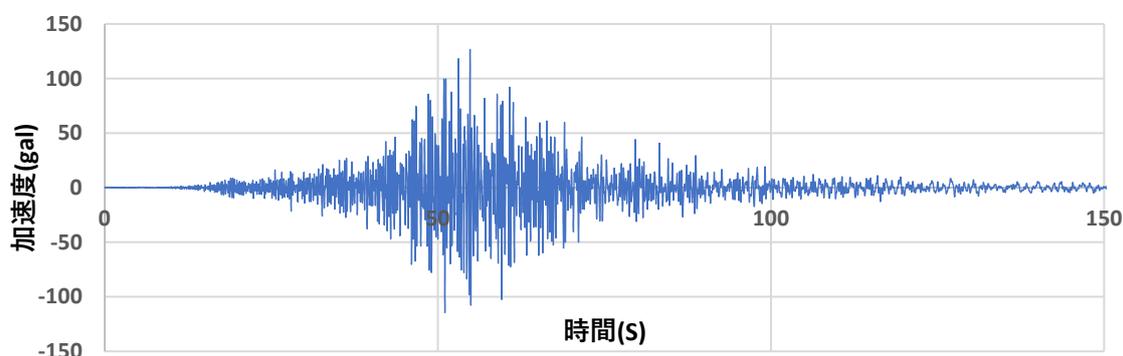


図 3.7.3 E3-Y(EW)方向 SR モデル頂部の応答加速度

3.7.2 伝達関数

図 3.7.4~6 に解析から得られた地盤および基礎に対する煉瓦造頂部(質点 4)の伝達関数を示す。図より、動的相互作用による応答的減効果が見られ、地震観測と同様の結果が得られた。

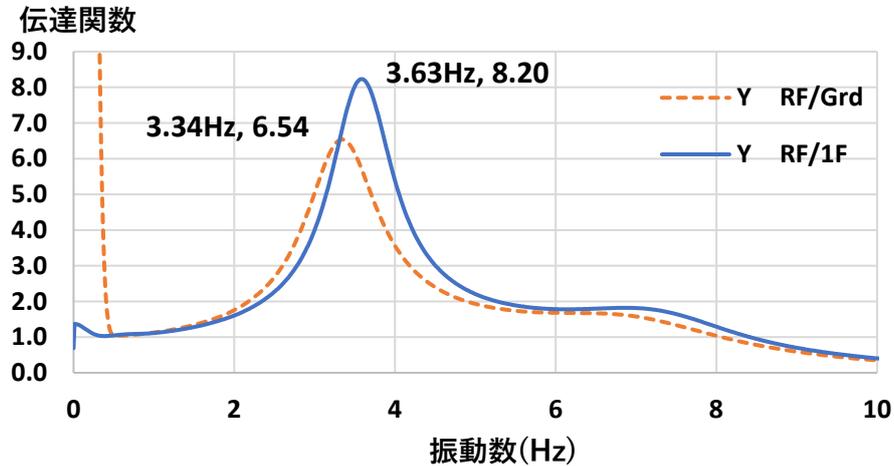


図 3.7.4 E1-Y(EW)方向 地震応答解析による伝達関数

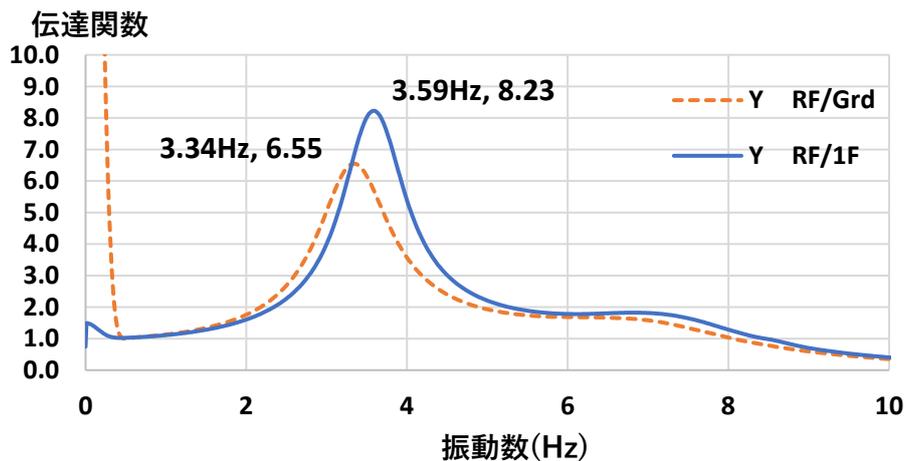


図 3.7.5 E2-Y(EW)方向 地震応答解析による伝達関数

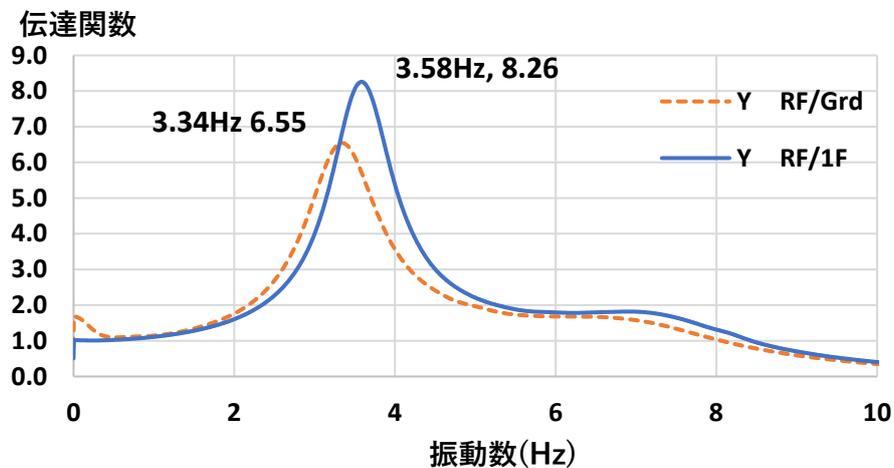


図 3.7.6 E3-Y(EW)方向 地震応答解析による伝達関数

3.8 まとめ

本章では、木造と煉瓦造が平面的に混合した構造を有する建物である旧田中家住宅を対象として、常時微動測定、地震観測、動的相互作用を考慮した質点系モデルによる地震応答解析を行った。以下に各調査結果をまとめる。

常時微動測定

- 1) 地盤および基礎に対する屋上階の伝達関数から煉瓦造の一次固有振動数が南北方向で約 4.5Hz と推定できた。東西方向においては、明確なピークが見られなかった。これは、煉瓦造に隣接する RC 造、土蔵造の影響と考えられる。
- 2) 煉瓦造、伝統木造の同時測定により得られた時刻歴波形より、X、Y 方向どちらにおいても両構造の概ね一体的な挙動が見られた。伝達関数による比較から、Y 方向の一定の振動数域までは、煉瓦造と木造で同様の応答特性を示すことが分かった。

地震観測

- 1) 伝統木造和館において、建物長辺方向に比べて揺れやすい短辺方向の応答加速度が小さくなった。煉瓦造部付近にセンサーを置いていることから、煉瓦造部による応答低減効果が働いたと考えられる。
- 2) 地盤に対する屋上階の伝達関数は、基礎に対する屋上階の伝達関数と比べて、ピークの振動数の低下が見られた。また、その時の伝達関数応答値についても低下が見られた。これより地盤構造物の動的相互作用効果の一つである逸散減衰効果が確認できた。また、地盤-構造物系の減衰定数は、構造物系と比べて大きくなった。
- 3) 伝統木造と煉瓦造の加速度波形比較から、X、Y 方向どちらにおいても両構造の概ね一体的な挙動が見られた。また、伝達関数からは、方向別で異なる応答特性を示すことが分かった。

質点系モデルの地震応答解析

- 1) 煉瓦造洋館を対象とした質点系モデルにより、前節の地震動を入力波とした地震応答解析を行った。解析より、得られた地盤および基礎に対する屋上階の伝達関数より、動的相互作用による応答低減効果が見られた。地震観測でも同様の結果が得られており、動的相互作用効果の検証においては、解析モデルの妥当性が示された。
- 2) 地震応答解析による応答波形の最大加速度は、地震観測による応答波形と比べて大きな値であった。これは地震観測による 1 次固有振動数から解析モデルの剛性を設定しているためと考えられる。また実構造物は、伝統木造や RC 造、土蔵造等の拘束効果により応答抑制効果があると考えられる。

第 4 章

考察

4.1 対象建物の動的特性比較

前章までの研究では、接合形式が異なる2例の組積造・伝統木造混構造建造物の振動モニタリングを行った。木骨石造建造物は、石造と木造がかすがいによって接合された機械的接合形式を有する。一方、煉瓦造と木造の平面混構造の建造物は、木造の桁・棟木が煉瓦造壁に差し込まれる程度の摩擦・接触型の接合形式となっている。図4.1.1、4.1.2に2棟の建物の接合形式の模式図を示す。これより、接合形式が異なる2例の混構造建造物の組積造と伝統木造の動的挙動に着目した比較を行った。以下に微動および地震時の振動特性の比較を示す。

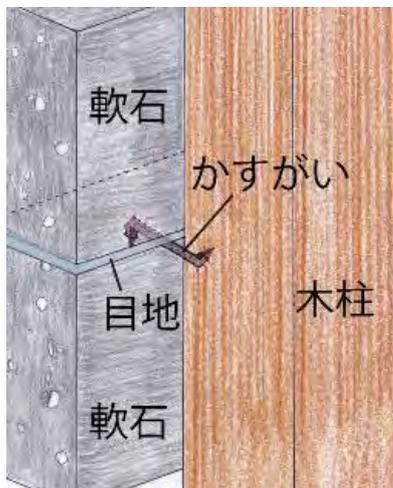


図 4.1.1

木骨石造建造物の接合形式

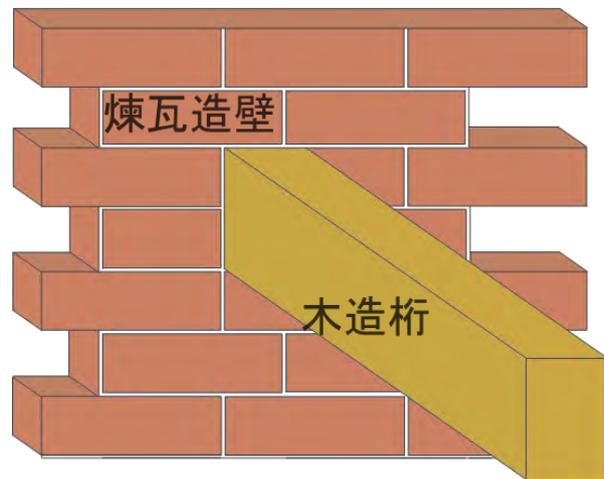


図 4.1.2

煉瓦造と木造の平面混構造建造物の接合形式

1) 微動による振動特性の比較

図 4.1.3 に木骨石造建造物(小林倉庫)の木柱と石壁の時刻歴波形を示す。同様に、図 4.1.4 に煉瓦造・伝統木造平面混構造建造物(旧田中家住宅)の煉瓦造と木造の時刻歴波形を示す。これより、どちらの建物についても、組積造と木造の一体的な挙動が確認できる。特に、機械的接合形式を有する木骨石造については、組積造と伝統木造の一体的挙動が著しい。

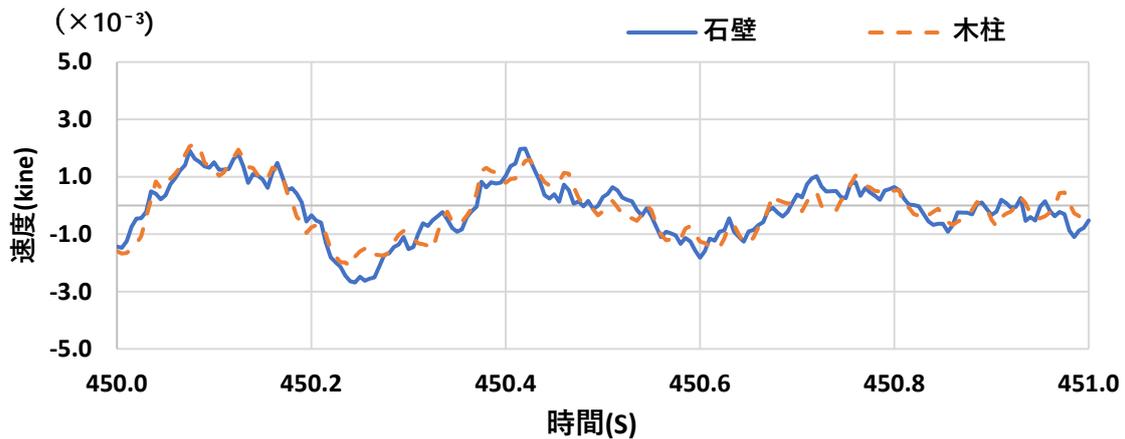


図 4.1.3 木骨石造建造物の木柱と石壁の時刻歴波形(1 秒間)

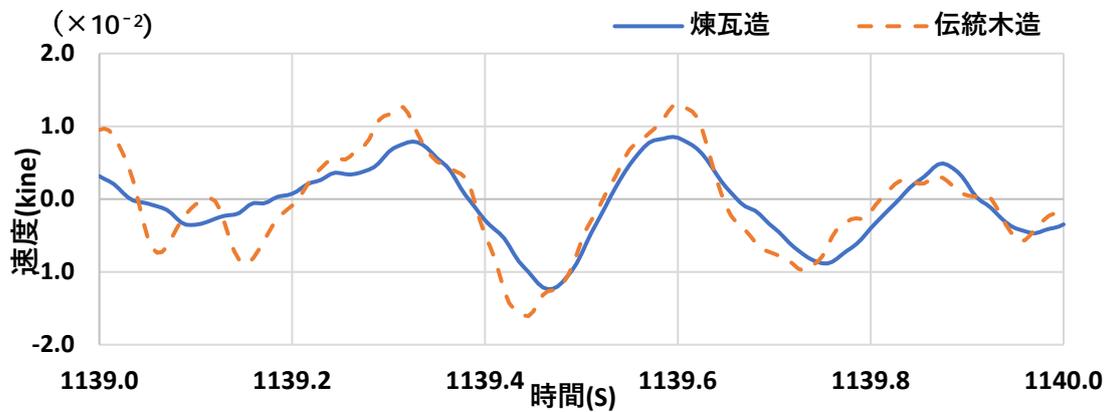
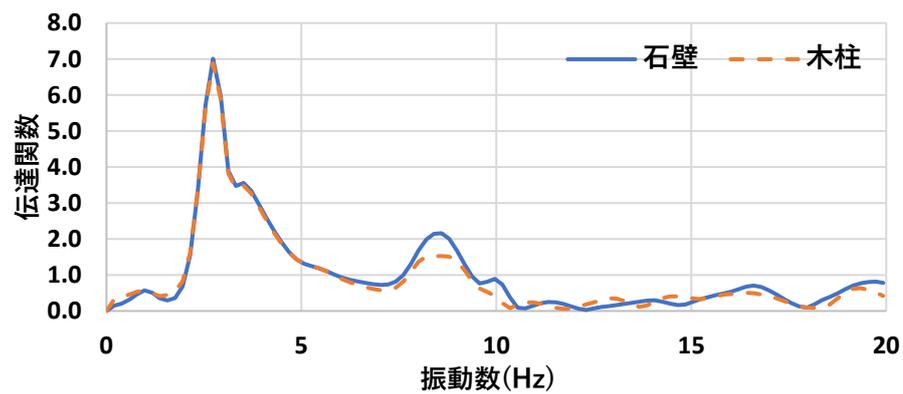
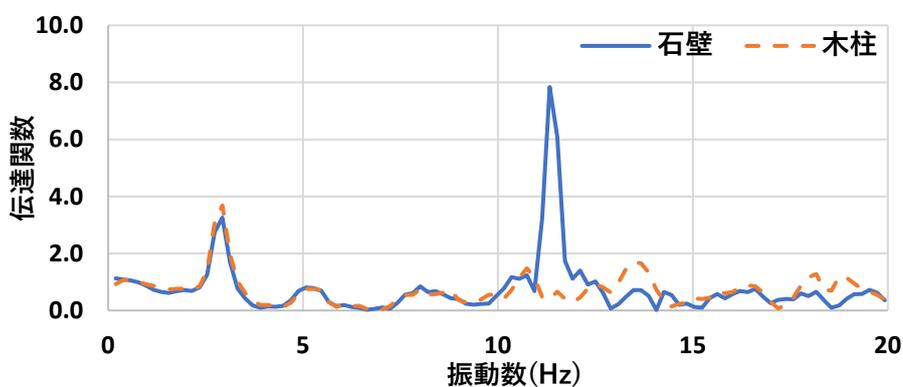


図 4.1.4 伝統木造と煉瓦造の時刻歴波形比較(X 方向 1139s-)

また、図 4.1.5 に小林倉庫北側壁の面外および面内方向の基礎に対する伝達関数、図 4.1.6 に旧田中家住宅の X および Y 方向の基礎に対する伝達関数を示す。これより、小林倉庫においては、面外、面内どちらにおいても、10Hz 以上まで石壁と木柱が一体的な挙動を示すことが確認できている。一方で、旧田中家住宅煉瓦造と伝統木造の一体的な挙動は、X 方向においては、3 Hz 程度、Y 方向においては、1 次のピークを示す 4 Hz 程度までとなっている。

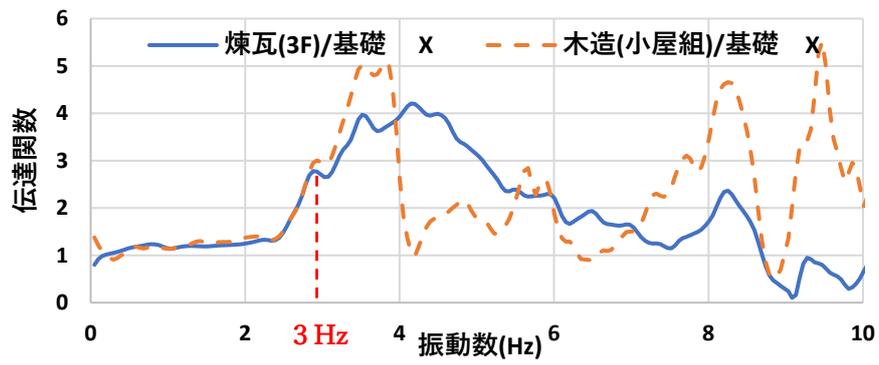


a) 面外方向

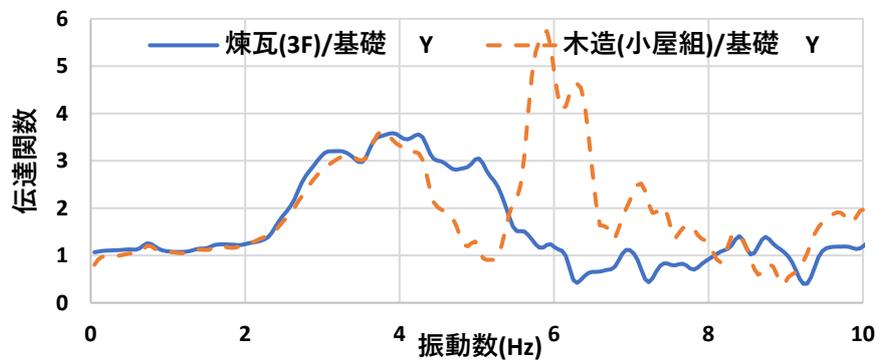


b) 面内方向

図 4.1.5 基礎に対する木柱と石壁の伝達関数（木骨石造建造物の微動測定）



a) X方向



b) Y方向

図 4.1.6 基礎に対する煉瓦造と伝統木造の伝達関数
(煉瓦造・伝統木造平面混構造建造物の微動測定)

2)地震時挙動の比較

木骨石造建造物の地震観測は、小樽市指定歴史的建造物の旧小樽倉庫にて 2019 年より行われている。旧小樽倉庫は、小林倉庫と同様の構造形式を有している。写真 4.1.1 および図 4.1.7 に旧小樽倉庫の外観および平面図を示す。3 番庫を対象として地震観測を実施しており、図 4.1.8 ように加速度計(前章と同様の仕様)を設置して、石壁と木柱の挙動を調査している。煉瓦造と木造の平面混構造建造物の地震観測は前章の通りである。表 4.1.1、4.1.2 にそれぞれの建物で観測された地震波の概要を示す。木骨石造建造物(旧小樽倉庫)では、表に示すような低震度の地震以外は観測されておらず、それに対応するように、煉瓦造と木造平面混構造建造物も低震度の地震波とし、それぞれの建物の組積造と伝統木造の動的特性の比較を行った。



写真 4.1.1 旧小樽倉庫

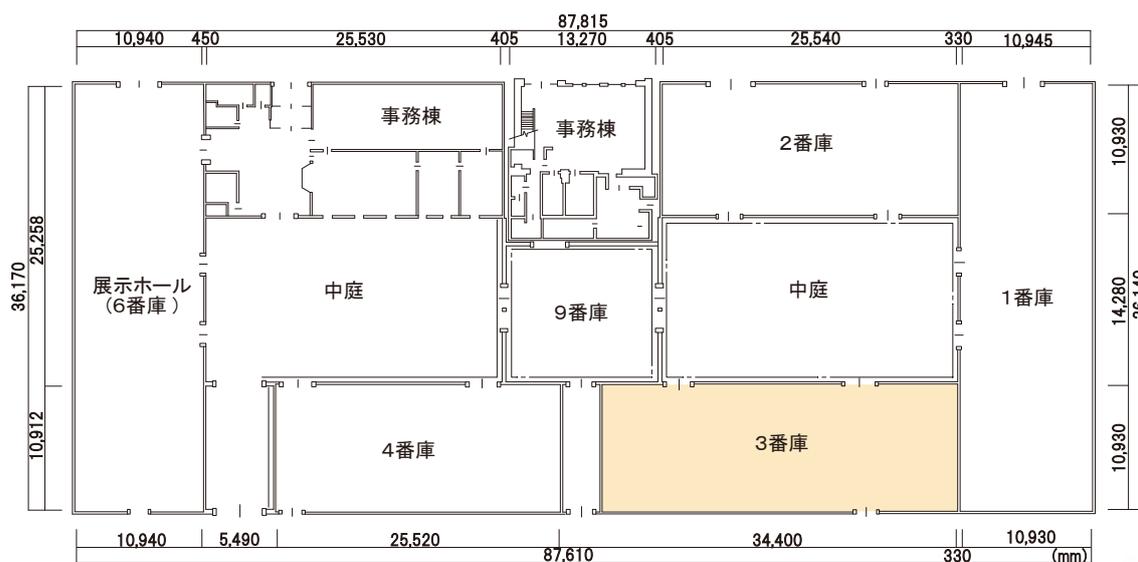


図 4.1.7 旧小樽倉庫平面図



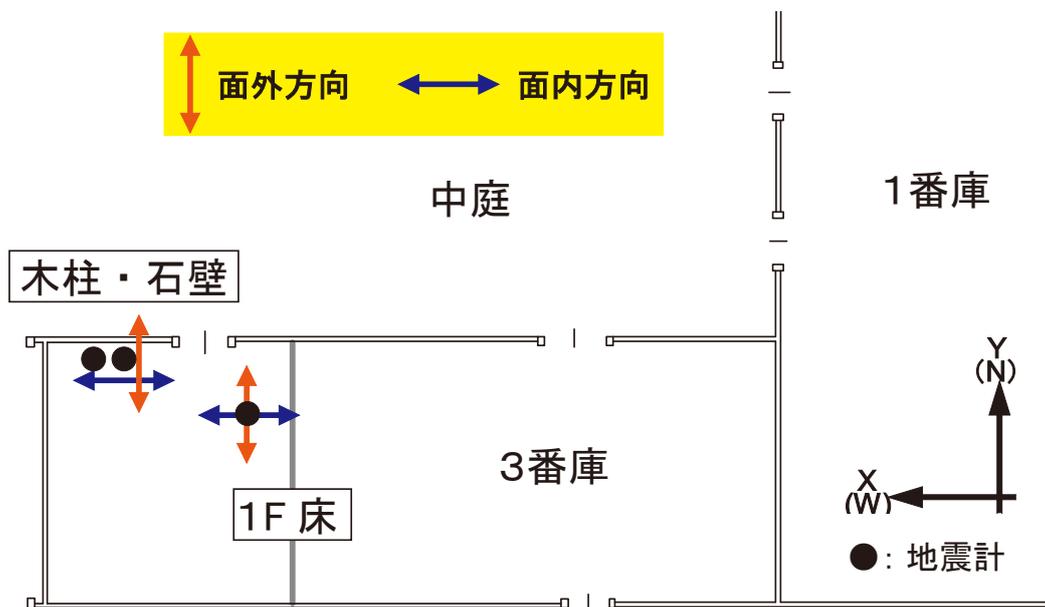


図 4.1.8 地震観測測定位置

表 4.1.1 木骨石造建造物（旧小樽倉庫）観測地震動詳細

発生日時	震源地	M	最大震度	小樽市 での震度	PGA (gal)	
					X(東西)	Y(南北)
2019/12/16	胆振地方 中東部	4.4	3	1	5.8	7.0

表 4.1.2 煉瓦造伝統木造平面混構造建造物（旧田中家住宅）観測地震動詳細

発生日時	震源地	M	最大震度	川口市 での震度	PGA (gal)	
					X(南北)	Y(東西)
2021/11/20	東京 23 区	4.6	3	2	9.0	7.3

図 4.1.9、4.1.10 に木骨石造建造物(旧小樽倉庫)の石壁と木軸組の加速度波形と、基礎(1F床)に対する伝達関数を示す。同様に、図 4.1.11、4.1.12 に煉瓦造・伝統木造平面混構造建造物(旧田中家住宅)の煉瓦造と木造の時刻歴波形と基礎に対する伝達関数を示す。伝達関数の算出の際には、全勝と同様に Pazen Window (0.5 Hz) による平滑化を行った。

図 4.1.9 に示すように、木骨石造建造物の加速度波形は石造と木造の一体的な挙動が確認できる。また、図 4.1.10 より、10Hz 程度まで石造と木造が同様の応答特性を示すことが分かる。旧小樽倉庫では微動測定も実施されており、微動レベルにおいても石造と木造が同様の応答特性を示している。

一方、煉瓦造・伝統木造平面混構造建造物については、図 4.1.11 より、煉瓦造と伝統木造の応答に若干のずれが見られる。また、図 4.1.12 より、3～4 Hz 以降において煉瓦造と伝統木造の応答特性にずれが見られるだけでなく、X 方向と Y 方向でも異なる応答特性が確認できており、微動レベルと同様の傾向が見られた。

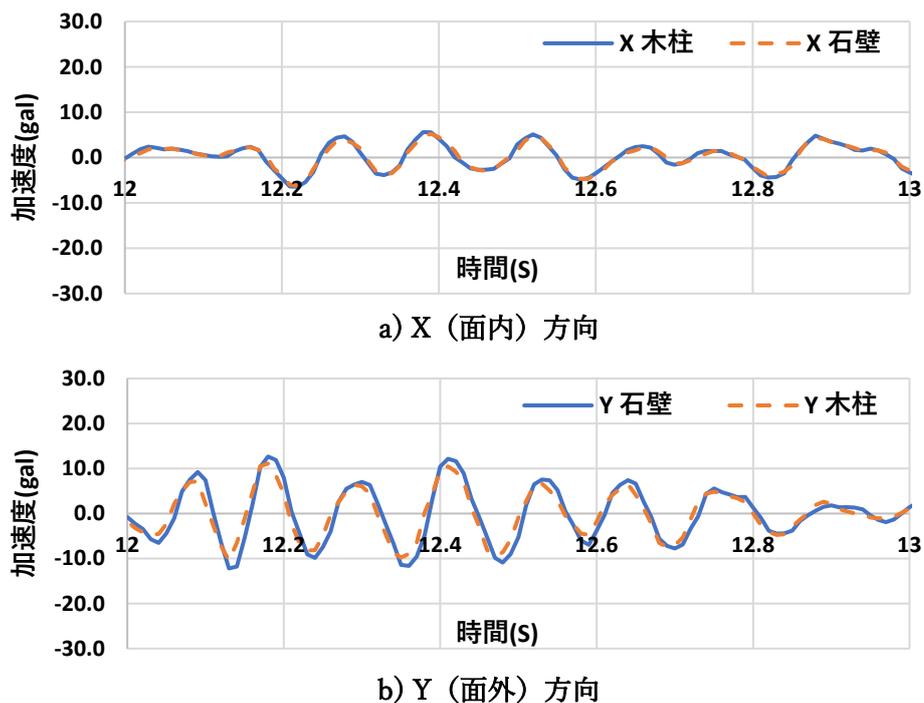


図 4.1.9 石壁と木柱の加速度波形 (木骨石造建造物の地震観測)

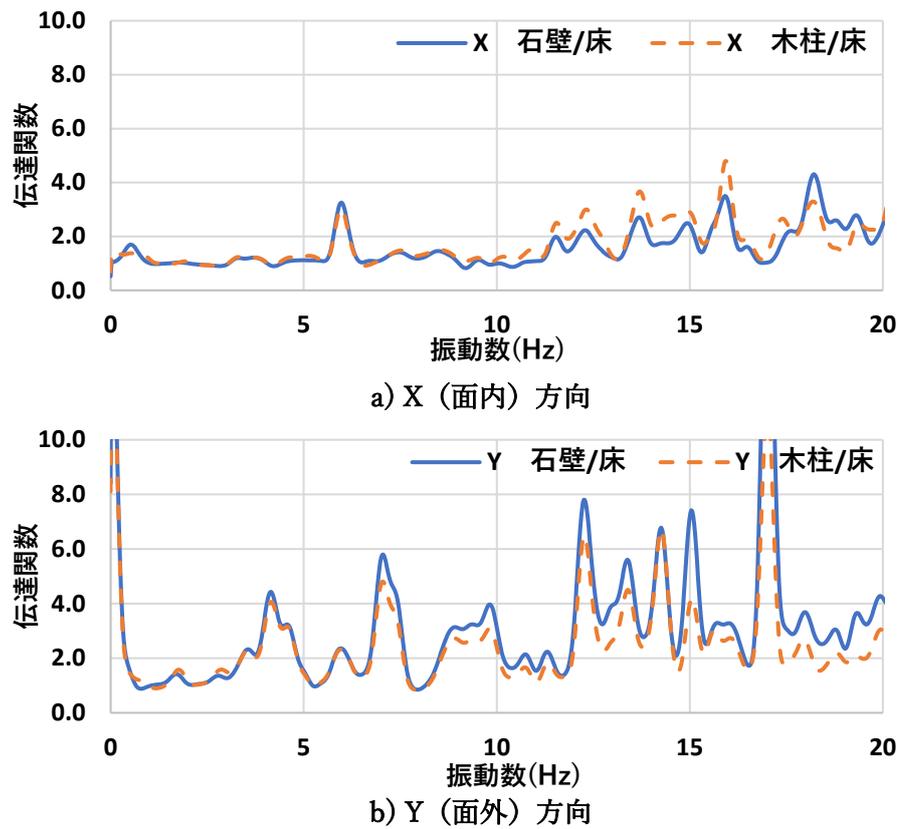


図 4.1.10 基礎 (1F 床) に対する石壁と木柱の伝達関数 (木骨石造建造物の地震観測)

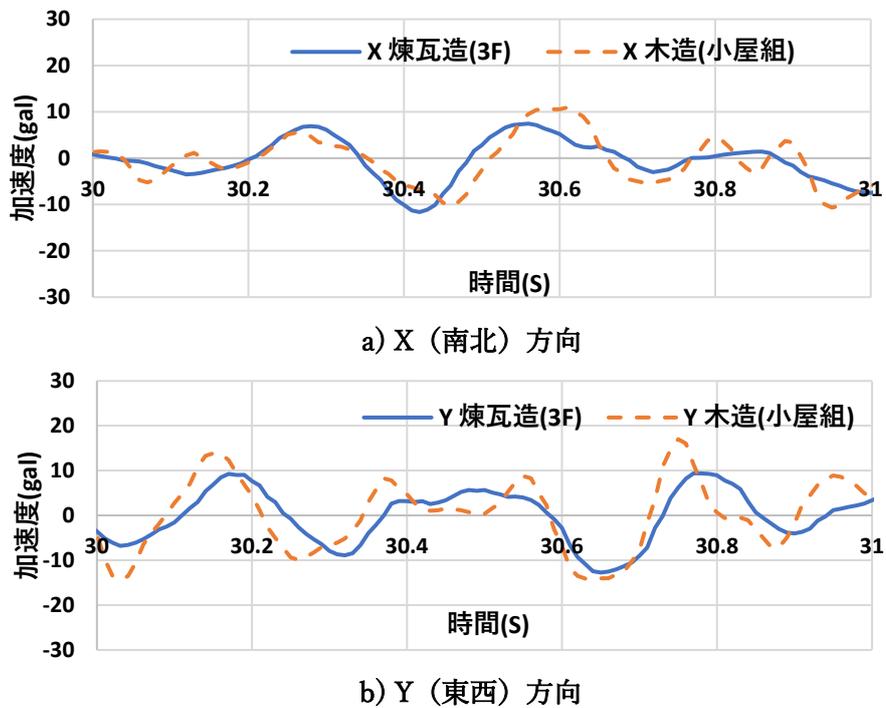


図 4.1.11 石壁と木柱の加速度波形 (煉瓦造・伝統木造平面混構造建造物の地震観)

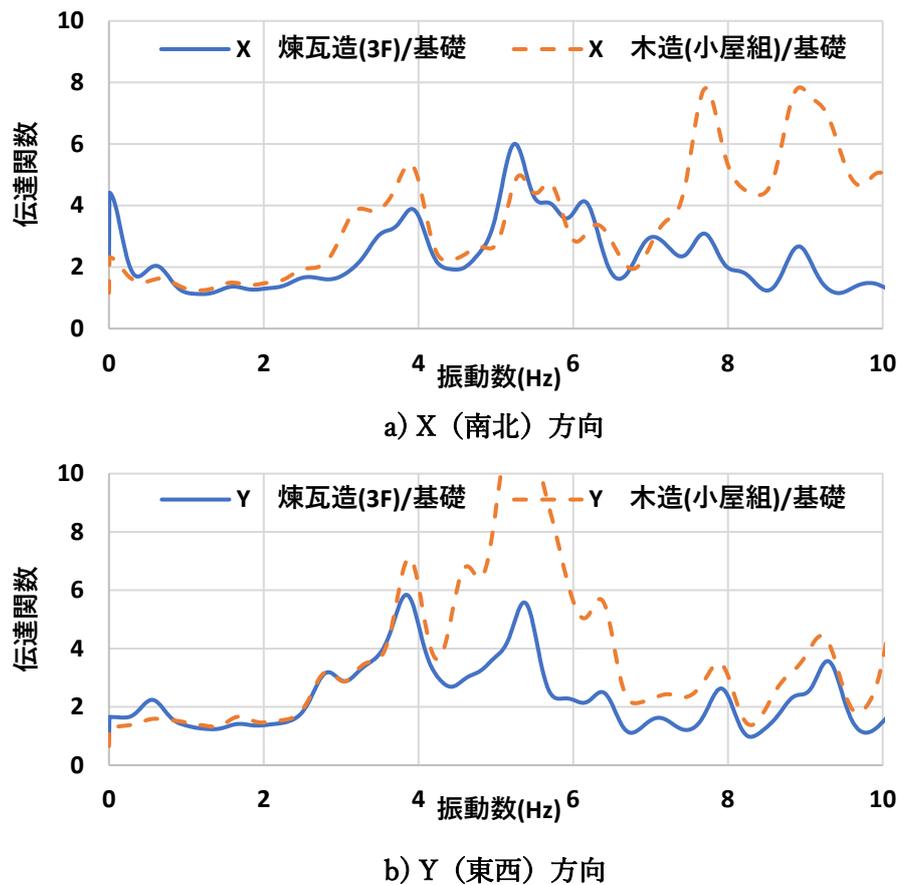
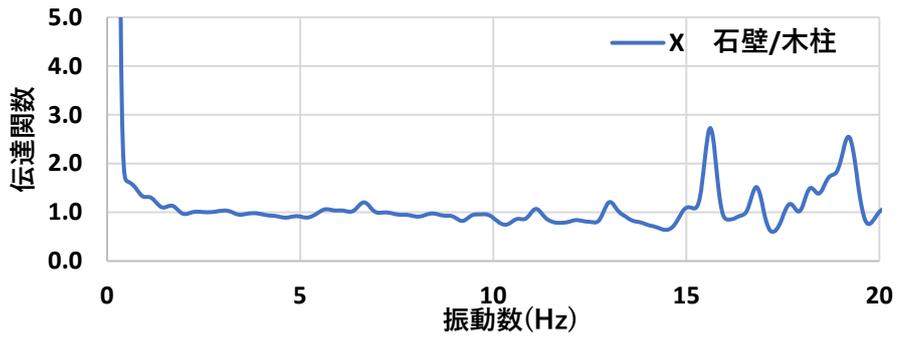


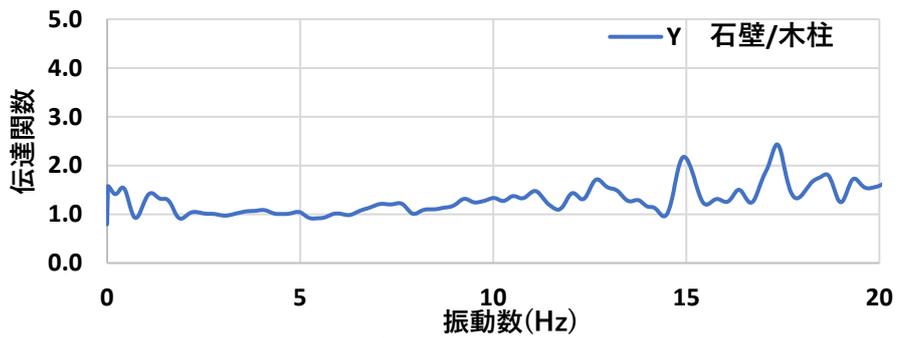
図 4.1.12 基礎に対する煉瓦造と伝統木造の伝達関数
(煉瓦造・伝統木造平面混構造建造物の地震観測)

図 4.1.13 に木骨石造建造物(旧小樽倉庫)の木柱に対する石壁の伝達関数を示す。図より、X,Y 方向どちらにおいても 10Hz 以降まで応答倍率が 1 程度を示しており、木柱と石壁の応答倍率が同程度であることが確認できる。

同様にして、図 4.1.14 に煉瓦造・伝統木造平面混構造建造物の伝統木造に対する煉瓦造の伝達関数を示す。これより、X 方向においては 5 Hz 付近にピークが見られ、伝統木造に比べ、煉瓦造の応答倍率が大きくなっていることが確認できる。また Y 方向においては、4~6 Hz で応答倍率が 1 以下を示しており、伝統木造に比べ、煉瓦造の応答倍率が小さいことが確認できる。このように煉瓦造と伝統木造が異なる応答特性を示すことが分かる。

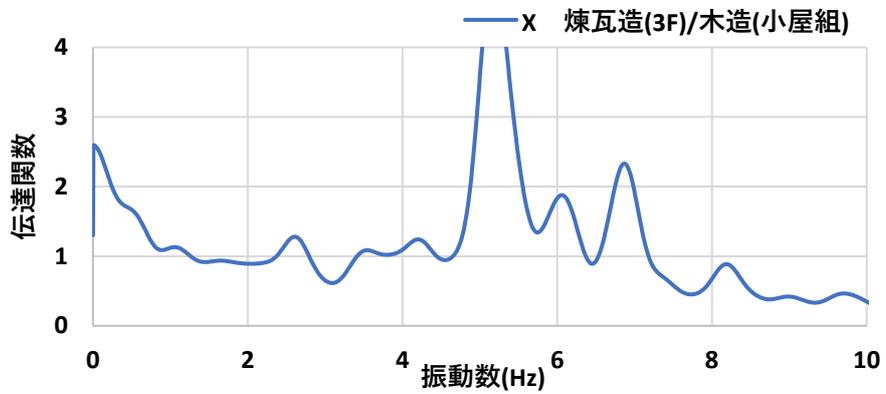


a) X (面内) 方向

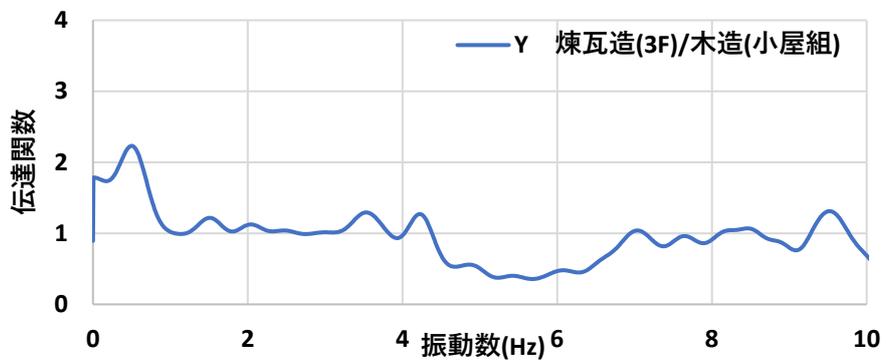


b) Y (面外) 方向

図 4.1.13 木柱に対する石壁の伝達関数 (木骨石造建造物の地震観測)



a) X (面内) 方向



b) Y (面外) 方向

図 4.1.14 木柱に対する石壁の伝達関数 (木骨石造建造物の地震観測)

以上より、時刻歴波形と伝達関数のどちらにおいても、機械的接合形式を有する木骨石造で構造間の著しい一体性が見られ、改めて、接合部の重要性を確認することができた。しかし、木骨石造と、煉瓦造・伝統木造平面混構造(Y方向)どちらにおいても、低層建物で重要となる1次のピーク振動数までは一体的な挙動を示している。なお、これらの結果は震度1～2程度の振動レベルまでの動的特性を示しており、震度3以降の大地震については、今後の課題である。

4.2 煉瓦造・伝統木造平面混構造建造物における方向と入力振動レベルに関する検討

前節で示した旧田中家住宅の微動測定における、基礎に対する煉瓦造と木造の伝達関数は、X方向とY方向で異なる振動特性を示すことが確認されている。また、前章の地震観測においても、X,Y方向で異なる振動特性を示している。図4.2.1、4.2.2に地震観測で得られたXおよびY方向の、基礎に対する煉瓦造と伝統木造の伝達関数を再度示す。これより、Y方向においては、いずれの地震動においても、3Hz付近まで、煉瓦造と伝統木造の応答特性が重なることが確認できる。また、約3.7Hzで見られるピークにおいては、応答特性は重ならないものの、伝統木造の応答に対して、煉瓦造が影響を受けていることが分かる。この傾向は、その後の応答においても同様に確認でき、また煉瓦造に比べ、木造の応答が大きいことが確認できる。一方X方向においては、E1(震度4)、E2(震度4)において、約5.4Hzピークにおいて、煉瓦造と木造が互いに影響を与えることが確認できる。また、E1(震度4)においては、4Hz付近にもその傾向が見られる。E3(震度6強)においては、煉瓦造と木造が互いに影響を与えるような応答は見られず、個々に独立した応答を示した。

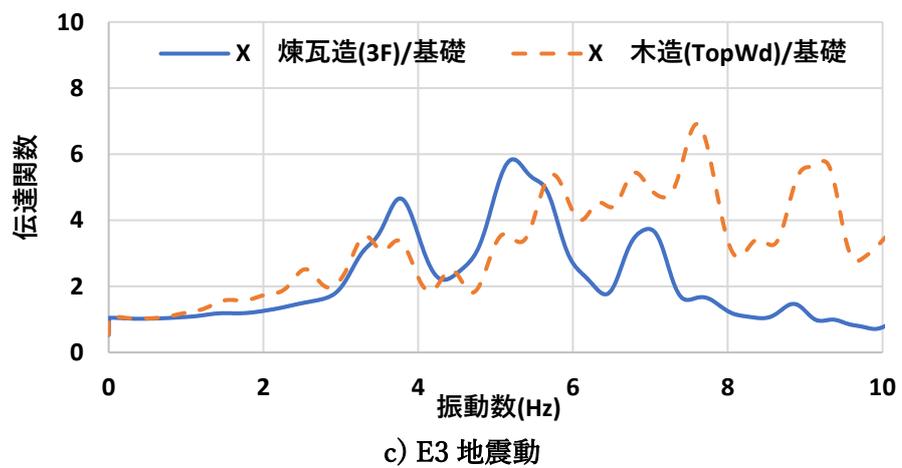
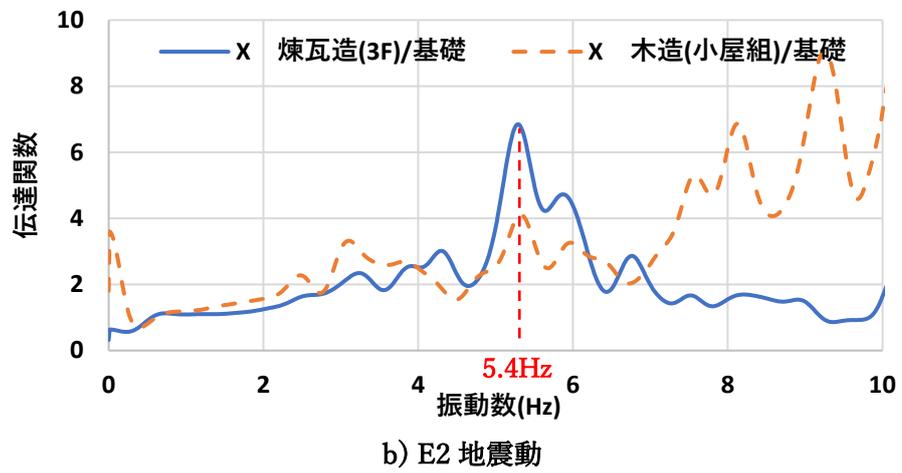
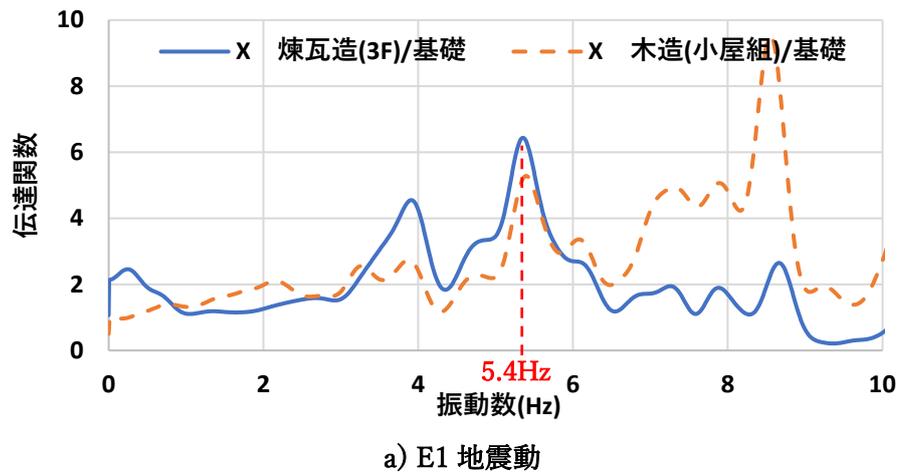
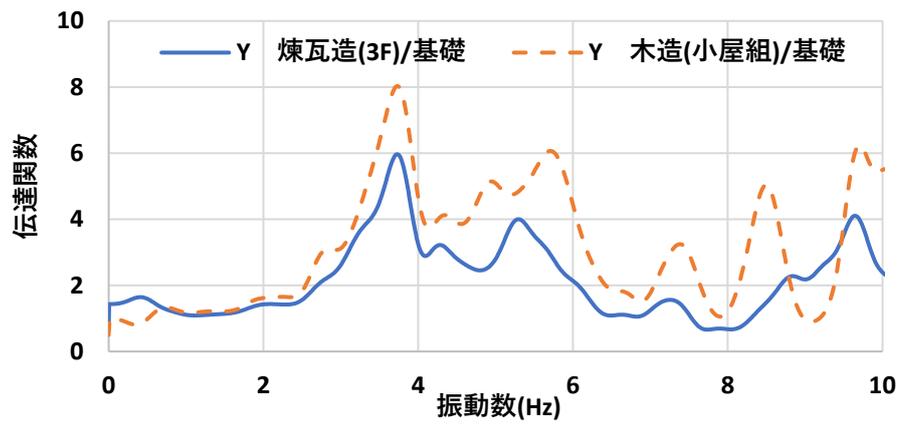
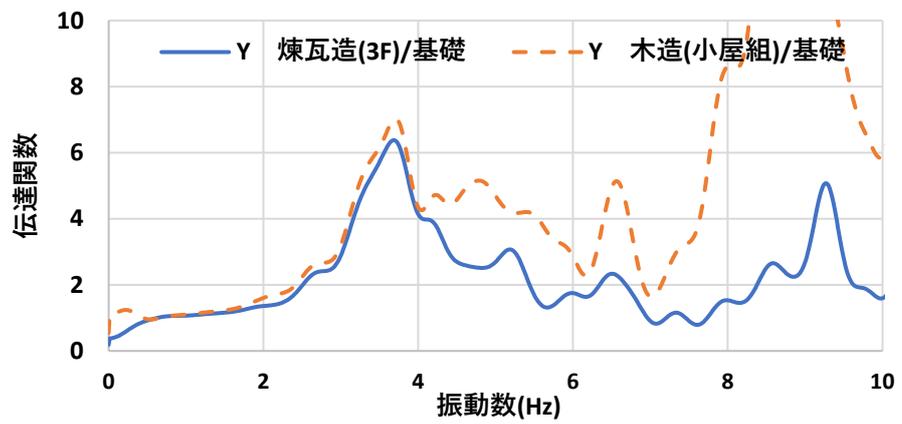


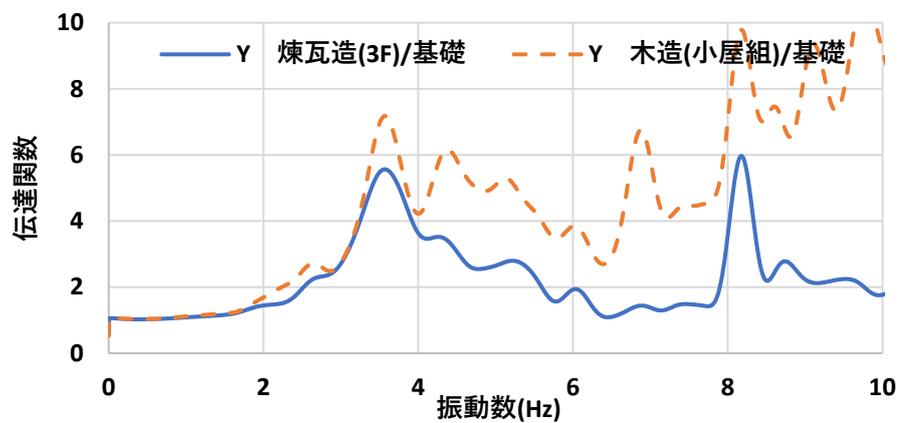
図 4.2.1 基礎に対する伝統木造と煉瓦造の伝達関数(X方向)



a) E1 地震動



b) E2 地震動



c) E3 地震動

図 4.2.2 基礎に対する伝統木造と煉瓦造の伝達関数(Y方向)

このようにして、煉瓦造と伝統木造の応答特性は、方向だけでなく、入力振動レベルにおいても異なる傾向が見られる。そこで、地震観測で得られた震度3程度の3地震動(以下E4、E5、E6とする)についても伝達関数を算出し、検討した。表4.2.1にE4～6地震動および前章で得られたE1～E3地震動の詳細を示す。

表 4.2.1 E1～E6 地震動詳細

	発生日時	震源地	M	最大震度	川口市 での震度	PGA (gal)	
E1	2021/10/28	茨城県南部	4.6	4	3	X(NS)	57.5
						Y(EW)	53.8
E2	2021/12/2	茨城県南部	5	4	3	X(NS)	27.1
						Y(EW)	27.2
E3	2022/3/16	福島県沖	7.4	6強	4	X(NS)	50.5
						Y(EW)	47.1
E4	2021/11/01	福島県沖	5.2	4	2	X(NS)	8.4
						Y(EW)	11.8
E5	2021/11/08	茨城県南部	4.3	3	2	X(NS)	9.4
						Y(EW)	7.7
E6	2021/11/20	東京 23 区	4.6	3	2	X(NS)	9.0
						Y(EW)	7.3

図 4.2.3、図 4.2.4 に E 4 地震動および E5 地震動による煉瓦造と伝統木造の伝達関数を示す。E6 地震動は前節の表 4.1.2 の地震動と同様であり、伝達関数については図 4.1.12 を参照されたい。E5、E6 地震動の X 方向において約 5.4Hz で煉瓦造と木造どちらにピークが現われ、E1(震度 4)、E 2 (震度 4) と同様の結果が得られた。また、E5、E6 地震動においては、応答倍率は異なるものの、4Hz 付近にも煉瓦造と伝統木造のピークが見られた。Y 方向においては、E1～E 3 地震動および微動測定と同様に約 3.6Hz 付近のピークまで煉瓦造と伝統木造の応答特性が一致しており、その後は伝統木造の応答が大きくなることが確認できた。上記のように Y 方向の方が X 方向に比べ、煉瓦造と伝統木造が一体的な挙動を示しており、互いの応答に対する影響性が大きいことが分かった。また、この影響性は入力振動レベルの変化することでも異なる傾向を示すことが分かった。

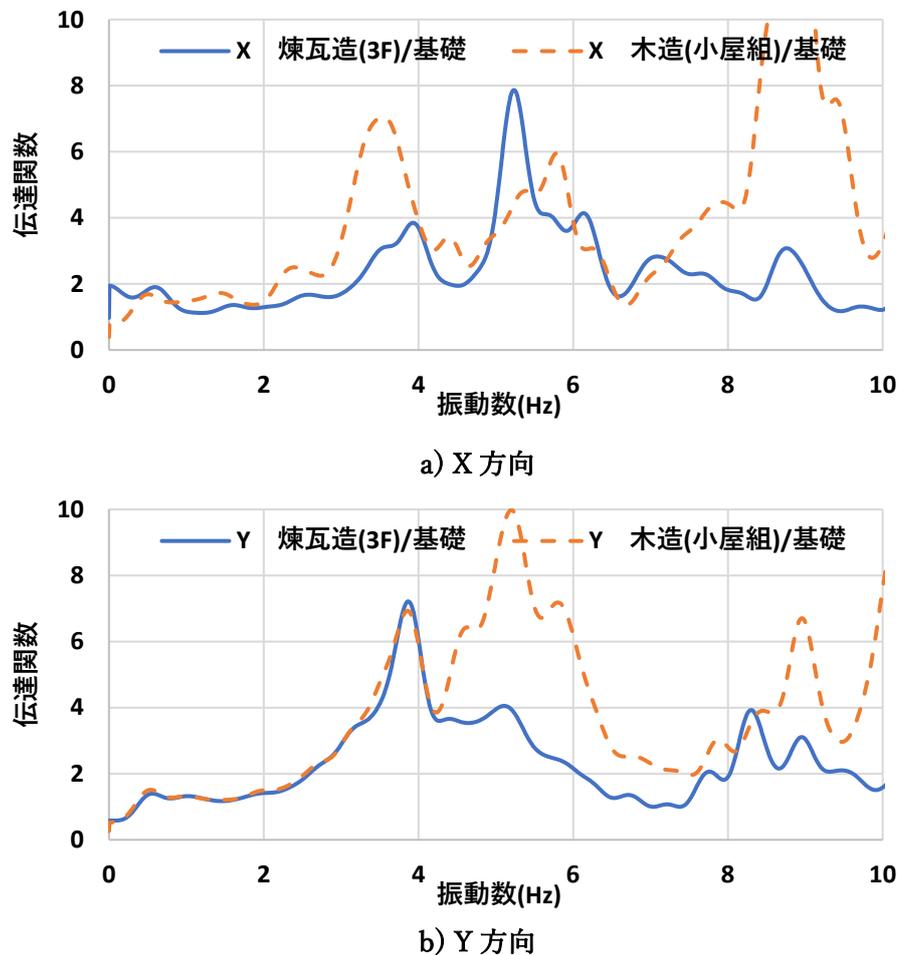


図 4.2.3 E4 地震動 基礎に対する煉瓦造と伝統木造の伝達関数

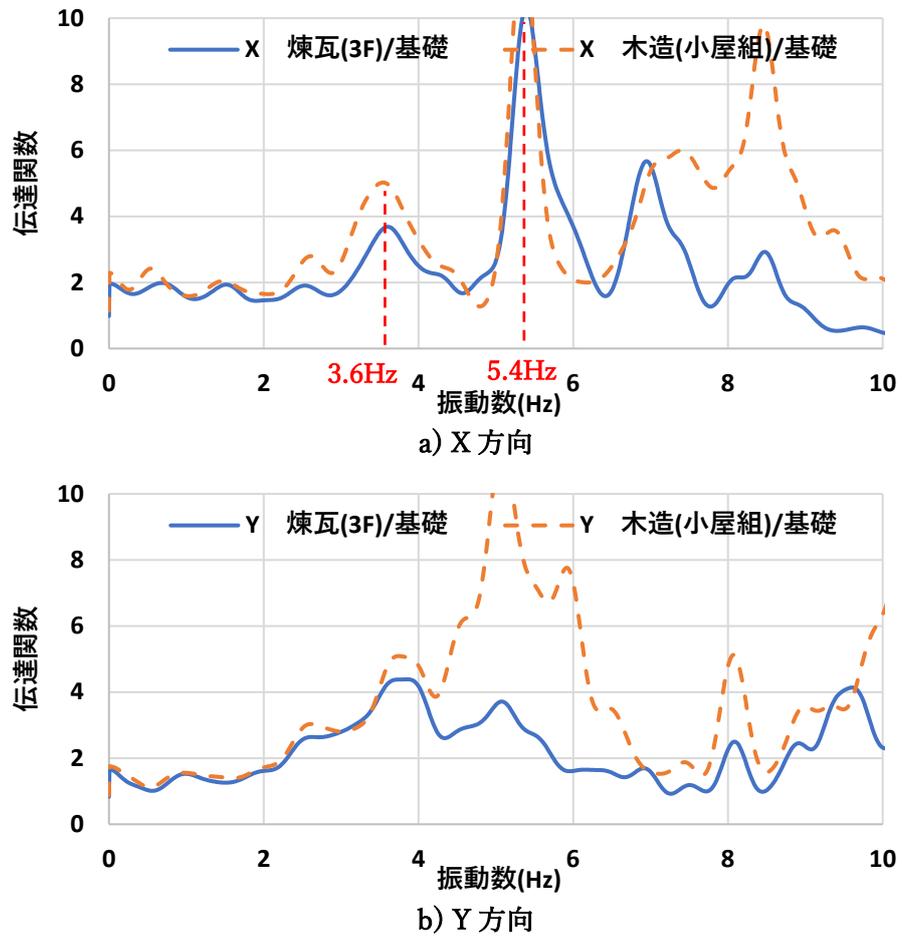


図 4.2.3 E5 地震動 基礎に対する煉瓦造と伝統木造の伝達関数

上記の結果を踏まえ、表 4.2.2 に方向と入力振動レベルによる煉瓦造と伝統木造の動的特性の傾向を簡潔にまとめた。なお、木造の振動測定位置は煉瓦造に近く(図 4.2.4)、煉瓦造から離れた西側方向の木造の応答については今後の検討する必要がある。

表 4.2.2 方向および入力振動レベルによる応答特性の傾向

			振動レベル			
			微動	震度 3	震度 4	震度 6 強
組積造と 木造間の 応答の影響	X	低振動数域	一体的	影響なし		
		一部のピーク振動数	影響あり			
		高振動数域	影響なし			
	Y	低振動数域	一体的			
		一部のピーク振動数	影響あり			
		高振動数域	影響なし	影響あり		

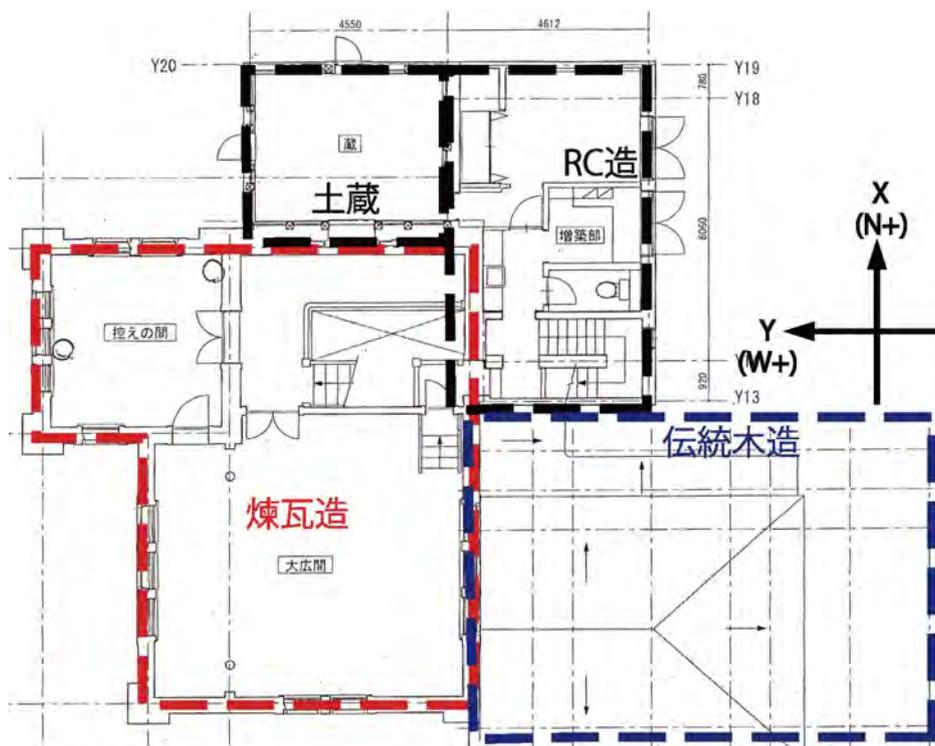


図 4.2.4 旧田中家住宅 3 階平面図

4.3 まとめ

1) 2棟の対象建物の動的特性比較

微動および震度1～2程度の振動レベルにおいて、摩擦・接触等の接合形式である煉瓦造と伝統木造の平面混構造の建物に比べ、機械的接合形式の木骨石造建造物は、組積造と木造の一体的挙動が著しく、接合部の重要性を再確認することとなった。

2) 煉瓦造・伝統木造平面混構造建造物の方向および入力振動レベルによる動的特性の検討

煉瓦造と伝統木造は互いの応答の影響を受けており、その影響性は、方向および入力振動レベルで異なることが分かった。この結果を踏まえ今後、接合部の定量的な評価にすることが課題となる。

第 5 章

結論

5.1 結論・まとめ

本研究では、組積造・伝統木造混構造建造物を対象とした耐震性に関する基礎的研究を行った。木骨石造建造物は、石壁と木軸組がかすがいにより機械的に接合されている。重要文化財旧田中家住宅は、煉瓦造と木造が平面的に混構造を形成し、接触および摩擦等で接合されている。このような歴史的建造物に対し、基本的振動特性を得るとともに耐震要素となる組積造と木造の接合部の動的挙動に関するモニタリング調査を行った。また、実構造物の現象を理解するための解析モデルによる検討も行った。

1) 木骨石造建造物

微動測定より、建物の固有振動数および振動モード等の基本的振動特性を把握するとともに、木軸組と石壁の一体的な挙動が明らかとなった。

次に木軸組と石壁の接合部の力学的挙動を把握するために、木柱と石壁の要素試験体を用いた静的載荷試験を行った。試験結果から高い変形性能を有する復元力特性が得られ、破壊形式も木柱のめり込み変形が卓越した。この接合部要素試験の結果を基に、簡易的な解析モデルを用いて地震応答解析を行った。これより、解析モデルのかすがい接合部は弾性範囲の挙動を示した。2018年北海道胆振東部地震で被害を受けた小林倉庫の被害調査においても接合部の損傷がないことから実挙動に矛盾しない結果が得られた。

2) 平面的な組積造・伝統木造混構造建造物(旧田中家住宅)

常時微動測定及び地震観測より、木造と煉瓦造の一体的な挙動が確認された。また、地震観測より、木造部分での応答加速度は、建物長辺方向よりも、振動に対し揺れやすい短辺方向で小さい値となった。これは煉瓦造が接続される方向の応答であり、応答低減効果が働いたと考えられる。また、本建物は軟質地盤に建ち、地盤の影響を無視できない。このことから、動的相互作用を考慮した解析モデルにより、検討を行い、実挙動と同様に動的相互作用による応答低減効果を再現することが出来た。しかし解析モデルでの頂部応答加速度が、地震観測の応答加速度と比べ大きくなったことから、実構造物には、木造やその他構造による応答抑制効果が働くと考えられる。

5.2 今後の課題

本研究は、動的な挙動に関するモニタリングに始まり、簡易的な解析モデルを用いて、実現象の一部を再現することができた。今後は、より詳細な解析モデルを用いて、最大級の地震動に対する耐震安全性の検証が望まれる。

謝辞

本研究を進めるにあたり、熱心かつ適切なご指導頂いた花里利一特任教授に心から感謝の意を表す。また、大学院1年次より、ご指導頂いた川口淳准教授に心から感謝の意を表す。

本研究は、三重大学花里利一特任教授をはじめとし、筑波大学上北恭史教授、東京電機大学新津靖特定教授、信州大学遠藤洋平准教授らによる共同研究チームであり、多大なご協力をいただいた。安平町指定有形文化財小林倉庫の被害(ひび割れ)調査と常時微動測定は、所有者小林正道氏および同町教育委員会瀧井真司氏、松本彩楓氏(当時三重大学研究生)、荒川昌伸氏、NPO 法人歴史的 地域資産研究機構(角幸博代表)の協力を得て実施した。重要文化財旧田中家住宅の調査においては、谷川隼也氏をはじめ川口市教育委員会の皆様より調査対象の許可および関連資料を提供いただきました。木骨石造建造物の接合部実験および材料実験では、三重大学工学研究科技術職員の和藤浩氏に多大なご協力をいただいた。解析に際し、松井建設株式会社佐藤信夫氏にご協力とご助言いただいた。付記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 駒木定正 小樽の木骨石造建築について ～その歴史と構法を学ぶ～
新建築家技術者集団北海道支部主催,建築セミナー,2022.09
<https://www.shinken-hokkaido.com/report/#post-399>
- 2) 日本建築学会北海道支部:小樽市の歴史的建造物 歴史的建造物の実態調査,小樽市教育委員会,1994
- 3) 地震本部 HP, https://www.jishin.go.jp/resource/terms/tm_activity/
- 4) 気象庁 https://www.jma.go.jp/jma/menu/20180906_iburi_jishin_menu.html
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所 災害調査報告 (国内)
<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/index.html>
- 6) 旧田中家住宅煉瓦造(洋館、付属棟、塀)耐震診断報告書,2017.3
- 7) 東野ほか：貫と力板を用いた伝統的木造軸組み架構の水平耐力特性,日本建築学会学術講演梗概集(関東), 構造III, pp153-154, 2001.07
- 8) 柴田ほか：せん断力を受ける既存大谷石組積造耐力壁の力学性状 -大谷石壁の面内せん断実験-,日本建築学会構造工学論文集, Vol.65B, 2019.03
- 9) 新藤ほか：Structural Assessment of Timber Framed Masonry Structures (Part1)
Experimental evaluation of lateral resistance of masonry infill panels,日本建築学会学術講演梗概集(北海道),2013.08
- 10) Andreea ほか：Structural Assessment of Timber Framed Masonry Structures (Part2)
Static cyclic tests on timber frames with and without masonry infill,日本建築学会学術講演梗概集(北海道),2013.08
- 11) Qu, Z., X. Fu, S. kishiki, and Y. Cui. Behavior of masonry infilled Chuandou timber frames subjected to in-plane cyclic loading. Engineering Structures 211 (2020) 110449
- 12) 富永ほか：旧富岡製糸場木骨煉瓦実大試験体の耐震実験,-その1 実験の概要- 日本建築学会大会学術講演梗概集,2011.08
- 13) 花里ほか：旧富岡製糸場木骨煉瓦実大試験体の耐震実験,-その2 実験結果- 日本建築学会大会学術講演梗概集,2011.08
- 14) 花里利一, 安平町指定有形文化財小林倉庫耐震診断報告書. 2021.03
- 15) Yohei Endo & Toshikazu Hanazato. 2022. Seismic Behaviour of a 20th Century Heritage Structure Built of Welded Tuff Masonry and Timber Frames, International Journal of Architectural Heritage.
- 16) 越野武：北海道における初期洋風建築の研究,北海道大学図書刊行会,1993
- 17) 宮谷慶一：明治期組積造建築の目地モルタルにおける石灰の使用, 日本建築学会計画系論文集 第585号, 169-176, 2004.11
- 18) 堀田ほか：石灰モルタルの強度実験 (1) -レンガ造アーチの施工法に関する研究-, 日本建築学会東海支部研究報告 605-608, 1991.02

- 19) 中浜貴生：煉瓦および煉瓦壁の強度特性に関する基礎的研究，三重大学博士学位論文，p.84, 2009, 7
- 20) 日本建築学会：木質構造基礎理論 第4章,2010.12
- 21) 川口市教育委員会，重要文化財旧田中家住宅保存活用計画, 2020.03
- 22) 柴田明憲:最新耐震構造解析(第3版),森北出版株式会社,2014.12
- 23) 西川孝夫ほか:建築の振動 応用編,株式会社朝倉書店,2008.08
- 24) 日本建築学会:建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計,2006.02
- 25) 日本建築学会:建築物の減衰,2000.10
- 26) 社団法人日本電気協会電気技術基準調査委員会:電気技術指針原子力編：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601,pp313-333,1987
- 27) 今西美香：大規模地震で被災した歴史的組積造建造物の 修復計画に関わる構造調査,三重大学工学研究科建築学修士論文,2017.03
- 28) 花里利一ほか：歴史的組積造建築物の耐震性に関する研究 -地震国の世界遺産建築にみる耐震性-,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp1087-1088,2003
- 29) 森藤祥裕ほか：地震観測に基づく歴史的石造建築物の動的相互作用に関する研究,日本建築学会構造工学論文集,Vol.64B,2018.03
- 30) 花里ほか：歴史的建造物の耐震性に関わる構造モニタリングーその2 地震モニタリングによる組積造建造物の地盤・建物の動的相互作用-,日本建築学会大会学術講演梗概集,2022.09
- 31) 新津ほか：歴史的建造物の耐震性に関わる構造モニタリングーその3 煉瓦造を主とする複合的構造の地震時挙動 -,日本建築学会大会学術講演梗概集,2022.09

付録1 木柱と石壁の接合部引張試験

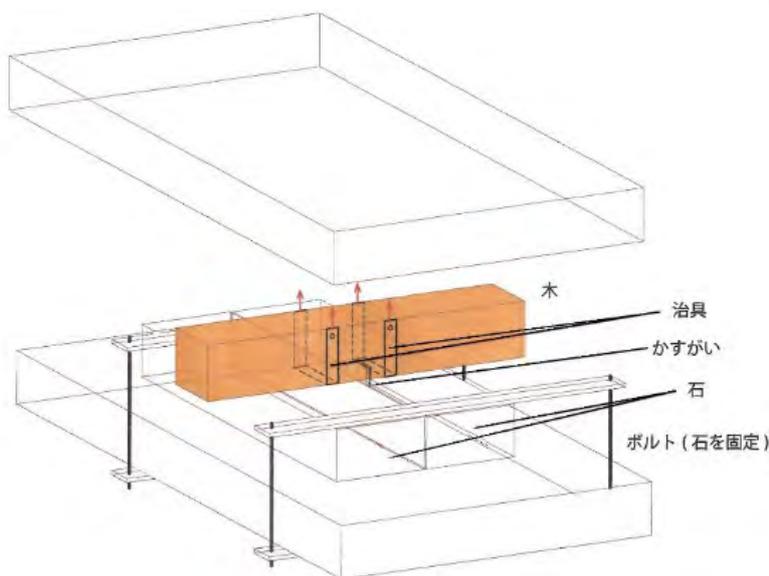


図 1.1. 試験体模式図

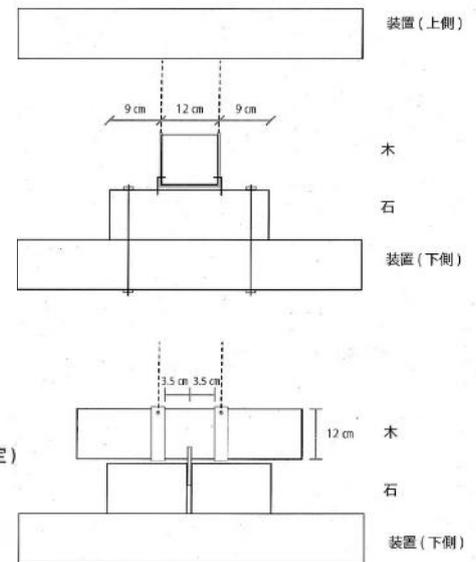


図 1.2. 試験体側面図

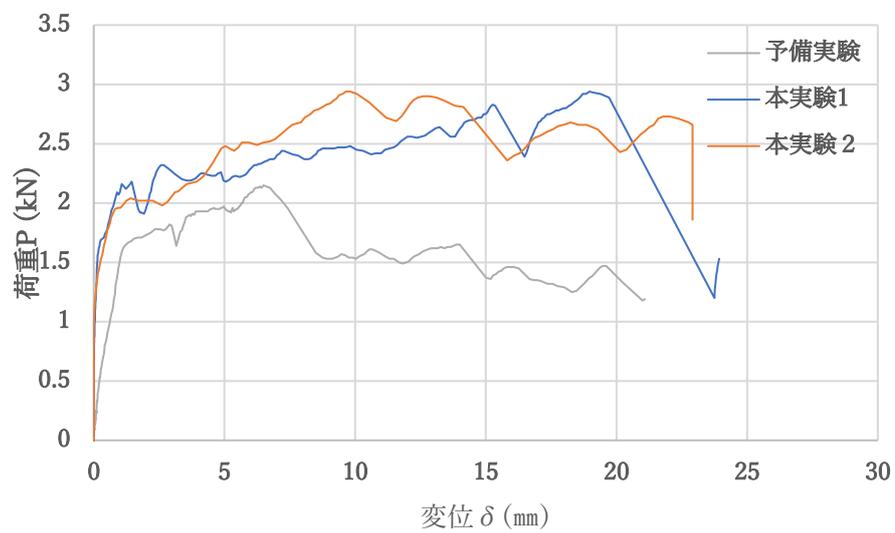


図 1.3. 各実験の比較図



図 1.4. 木材の回転の様子

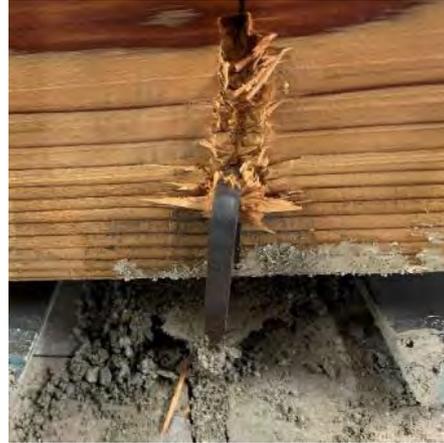


図 1.5. 木材の破壊性状

表 1.6. 各実験での最大荷重

	降伏点 荷重 (kN)	最大荷重 (2本合計) (kN)	最大荷重 (1本あたり) (kN)	変位ごとの荷重(kN)		
				3mm	5mm	7mm
予備実験	1.67	2.15	1.08	1.74	1.58	1.98
本実験1	2.12	2.83	1.42	2.32	2.35	2.44
本実験2	1.95	2.94	1.47	2.44	2.86	2.89
本実験3	1.1	2.47	1.24	2.1	2.46	2.28

付録2 木柱と石壁の接合部要素試験の試験体材料試験

表 1.1 かすがい引張試験

試験体No.	降伏点 応力 Fy (N/mm ²)	最大荷重 Pt(kN)	引張強さ Ft(N/mm ²)	平均 引張強さ Ft(N/mm ²)	ヤング 係数(N/mm ²) ($\times 10^5$)	L(mm)	L'(mm)	伸び率 e(%)
かすがいA	348.9	15.7	417.2	363.0	1.87	12.7	14.2	11.8
	245.0	13.4	308.8		1.70	—	—	—
かすがいB	368.0	13.1	495.9	486.3	2.04	14.4	16.1	11.8
	354.9	12.7	476.7		2.05	14.4	16.1	10.2

かすがい A：実際に歴史的木骨石造建造物から採取された試験体(軟鉄)

かすがい B：一般鋼材(SS400)をかすがい形状に加工した試験体

表 1.2 木材(スギ)材料試験

		比重	最大荷重 (kN)	最大応力 (N/mm ²)	平均最大応力 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
繊維直交 方向 (接線方向)	T-1	0.38	4.6	2.9	2.6	1.3×10^2
	T-2	0.39	3.9	2.4		1.3×10^2
	T-3	0.38	3.9	2.4		1.0×10^2
	T-4	0.39	3.9	2.5		93.5
繊維平行 方向	L-1	0.39	69.2	43.0	42.0	4.4×10^3
	L-2	0.40	68.6	42.1		4.1×10^3
	L-3	0.38	66.6	41.4		3.2×10^3
	L-4	0.40	67.3	41.6		4.0×10^3

表 1.3 目地モルタル材料試験(5 N/mm²)

	直径(mm)	長さ (mm)	断面積 (mm ²)	体積 (cm ³)	重さ(g)	密度 (g/cm ³)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)
A-1	50.8	98.6	2.0×10^3	199.5	366.3	1.8	8.8	4.4
A-2	50.1	97.5	2.0×10^3	192.2	351.3	1.8	9.1	4.6
A-3	50.1	96.9	2.0×10^3	190.5	351.6	1.8	10.0	5.1
平均	—	—	—	—	—	1.8	9.3	4.7

表 1.4 目地モルタル材料試験(20N/mm²)

	直径(mm)	長さ (mm)	断面積 (mm ²)	体積 (cm ³)	重さ(g)	密度 (g/cm ³)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)
A-1	49.9	99.2	2.0×10 ³	194.0	412.1	2.1	39.5	20.2
A-2	50.0	99.5	2.0×10 ³	195.4	409.7	2.1	40.4	20.6
A-3	50.0	99.7	2.0×10 ³	195.8	412.4	2.1	39.7	20.2
平均	—	—	—	—	—	2.1	39.9	20.3

表 1.5 札幌軟石材料試験

	L(mm)	φ (mm)	A(mm ²) (×10 ³)	V(cm ³) (×10 ³)	M(g) (×10 ³)	ρ (g/cm ³)	P _{max} (kN)	σ _c (N/mm ²)	σ _t (N/mm ²)
A-Y-1	199.0	98.0	7.5	1.5	2.2	1.47	184.8	24.5	—
A-Y-2	199.5	98.9	7.6	1.5	2.2	1.45	194.0	25.3	
A-Y-3	199.8	97.9	7.5	1.5	2.2	1.46	182.2	24.2	
A-T-1	200.4	97.9	7.5	1.5	2.2	1.45	158.5	21.1	
A-T-2	200.1	98.0	7.5	1.5	2.2	1.46	172.0	22.8	
A-T-3	200.2	98.0	7.5	1.5	2.2	1.46	172.2	22.8	
K-Y-1	200.1	97.9	7.5	1.5	2.2	1.45	34.4	—	1.1
K-T-1	200.0	97.9	7.5	1.5	2.2	1.46	77.5		2.5
Ave	—	—	—	—	—	1.46	—	23.5	—

※ A:圧縮試験 T:石目が縦 Y:石目が横 K-Y:割裂圧縮試験(石目に対して
 直交に
 加力) K-T:割裂圧縮試験(石目に対して平行に加力)

付録3 小樽軟石材料試験

1. 調査概要

小樽市歴史的組積造建造物で実際に使用されていた5種類の軟石を用いて圧縮試験を行い、それぞれの強度を調査した。2021年9月10日に試験を実施した。

2. 軟石資料の特徴

写真1~5に各軟石の試料を示す。いずれも北海道小樽市の石造建造物の解体作業時に収集されたものである。それぞれ長橋3丁目、堺町、住ノ江1丁目、色内2丁目、花園4丁目に所在していた建造物から収集されている。以後、簡略化のため、長橋3丁目をA、堺町をB、住ノ江1丁目をC、色内2丁目をD、花園4丁目をEとして示す。AとCは全体的に白っぽく、所々に黒い砂が混じり斑点模様が見られる。AとCは比重もそれぞれ1.71、1.73で同程度の値となっている。Bは全体的に黄色っぽく、表面はざらざらとした手触りで砂岩のような特徴がみられる。Dは全体的に灰色で多孔質であり、表面は崩れやすく、凸凹としている。比重も1.12と、5種類の中で一番小さな値である。Eは、全体的黒っぽく、所々に白い礫が混じっている。鉱物同士の結合が強いと見える。

吸水率は他の岩石と比べて非常に大きく、最大33.1%となっている。これは、過去の中村らの研究による、札幌軟石や大谷石と呼ばれる凝灰岩と同程度の値となっている¹⁾。このように、吸水率が産地の違いによらず、凝灰岩の特徴とみられる。また、比重が大きいほど吸水率は小さく、空隙が少ないもしくは小さいことが考えられる。



写真1 小樽産軟石試料A 長橋3丁目



写真2 小樽産軟石試料B 堺町



写真3 小樽産軟石試料C 住ノ江1丁目



写真4 小樽産軟石試料D 色内2丁目



写真5 小樽産軟石試料E 花園4丁目

3. 試験体および試験方法

A～Eの5種類の軟石資料をコア抜きし、円柱試験体作成した。寸法と個数は以下に示す。

- A $\phi 30 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$ 3体
 B $\phi 30 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$ 3体
 C $\phi 30 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$ 3体
 D $\phi 30 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$ 3体
 E $\phi 30 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$ 3体

この15体の試験体を用いて、比重、圧縮強度等を調査した。それぞれの試験体の両側側面にひずみゲージを貼り、応力-ひずみ関係を測定する。目視から資料に異方性は見られなかったため、異方性を考慮せず試験を行った。また、試験体をコア抜きした後の試料を用いて吸水率を測定した。丸1日水に浸した状態の試料の重さを湿潤重量、その後オーブンにより100℃で2日間乾燥させた状態の重さを全乾重量として測定した。表1にA～Eの軟石試験体の寸法、重さ、比重、吸水率等を示す。

表1 小樽軟石寸法諸元

試験体		長さ (mm)	直径 (mm)	断面積 (mm ²)	体積 (cm ³)	重量 (g)	比重		吸水率 (%)
							各試験体	平均	
A: 長橋3丁 目	A-1	58	30.2	715.95	41.53	72.00	1.73	1.71	21.6
	A-2	60.3	30	706.50	42.60	73.50	1.73		
	A-3	60	30.1	711.22	42.67	71.50	1.68		
B: 堺町	B-1	53.8	30.5	730.25	39.29	52.40	1.33	1.33	32.0
	B-2	58.5	30.5	730.25	42.72	57.20	1.34		
	B-3	59.2	30.4	725.47	42.95	56.70	1.32		
C: 住ノ江1 丁目	C-1	57.15	30.1	711.22	40.65	68.90	1.70	1.73	19.5
	C-2	59	30	706.50	41.68	71.40	1.71		
	C-3	57.8	30	706.50	40.84	72.70	1.78		
D: 色内2丁 目	D-1	51.2	30.1	711.22	36.41	40.30	1.11	1.12	33.1
	D-2	51.2	30.1	711.22	36.41	41.30	1.13		
	D-3	53.35	30	706.50	37.69	42.40	1.12		
E: 花園4丁 目	E-1	52.35	30	706.50	36.99	52.60	1.42	1.43	26.3
	E-2	56.35	30.1	711.22	40.08	54.70	1.36		
	E-3	58.4	30.1	711.22	41.54	62.70	1.51		

4. 試験結果

図 1~5 に各試験体の応力-ひずみ関係を、表 2 に各試験体の強度諸元(過去の札幌軟石の圧縮試験の結果についても参考資料として示す)、写真 6 に試験後の試験体の写真を示す。どの試料においても試験体寸法が小さいことから応力やひずみの『ばらつき』が大きくなっている。グラフとしては、コンクリートの応力-ひずみ曲線のような非線形グラフとなったが、試験体寸法が小さいことから数値のばらつきやひずみの変動がみられる。特に B、D の試験体については、グラフからこれらの影響が大きくみられる。参考として、強度の『ばらつき』度合いを図 6 のグラフにまとめた。また D については、試験体の作成の過程で水の侵食により亀裂が生じていたが、やむなく試験を実施している。そのため、他の試験体と比べて載荷後から急速にひずみが上昇している。その後も試験体 D の強度は伸びず、平均圧縮強度 1.73N/mm^2 となり、5 種類の中で最も低い値となった。C は最も強度が高く、平均圧縮強度 7.3N/mm^2 となった。強度の大きさの順番としては、 $C \rightarrow E \rightarrow B \rightarrow A \rightarrow D$ となった。割線剛性についても、C が一番大きく $1.99 \times 10^3\text{N/mm}^2$ 、D が一番小さく $0.39 \times 10^3\text{N/mm}^2$ となった。剛性の大きさの順番は $C \rightarrow A \rightarrow E \rightarrow B \rightarrow D$ となった。強度と剛性の大きさの順番から、試験体 A は、強度の割に剛性が大きいことが分かった。なお割線剛性については、圧縮強度の $1/3$ の点と原点を結ぶ直線の傾きとして算出した(図 7)。また、5 種類の試験体の中で強度、剛性共に一番大きかった試験体 C と、過去に行った札幌軟石材料試験の結果を比較した。札幌軟石の強度は 23.46N/mm^2 、剛性は $3.13 \times 10^3\text{N/mm}^2$ であった。これより、試験体 C の強度は、札幌軟石に比べて約 $1/3$ 倍、剛性は、 $2/3$ 倍の大きさとなった。

ピーク強度到達後には、基本的には急激に強度が低下し、ひび割れが進行していく破壊課程が見られた。

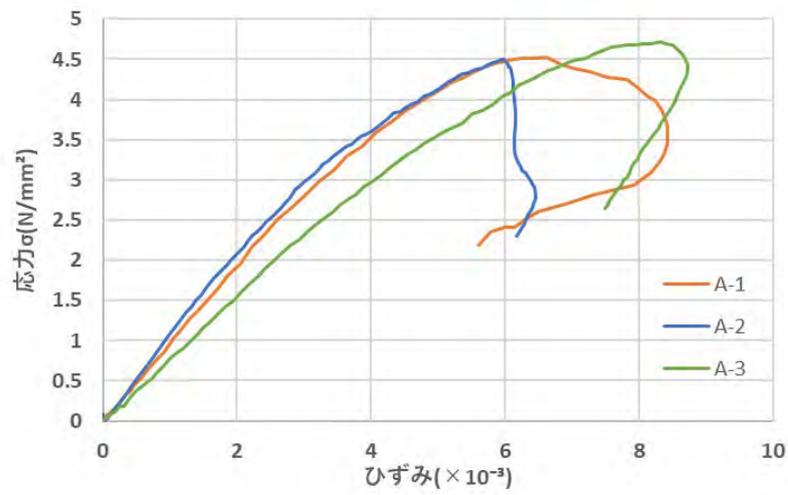


図1 試験体 A(長橋 3 丁目) 応力-ひずみ関係

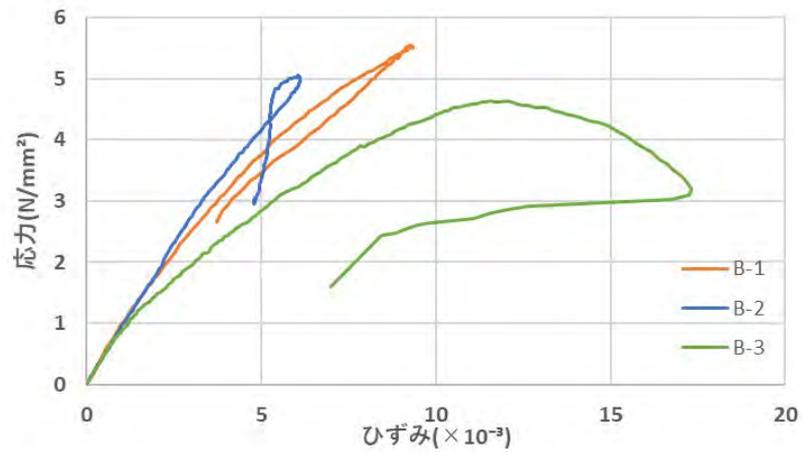


図2 試験体 B(堺町) 応力-ひずみ関係

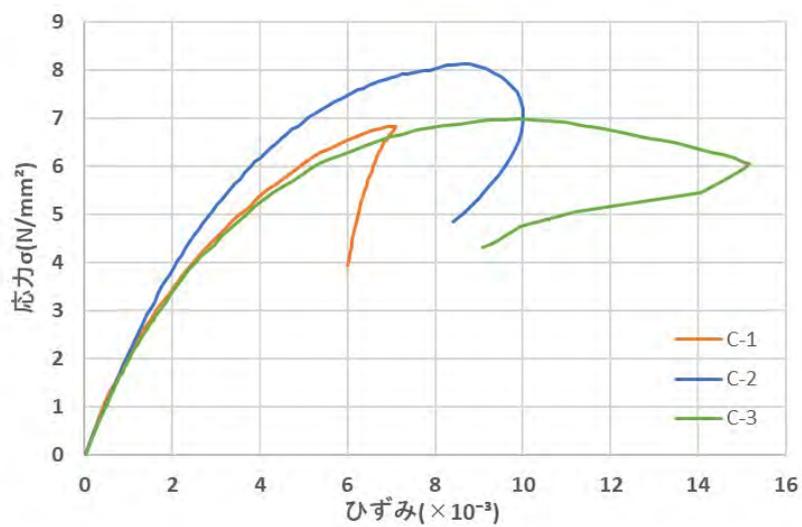


図3 試験体 C(住ノ江 1 丁目) 応力-ひずみ関係

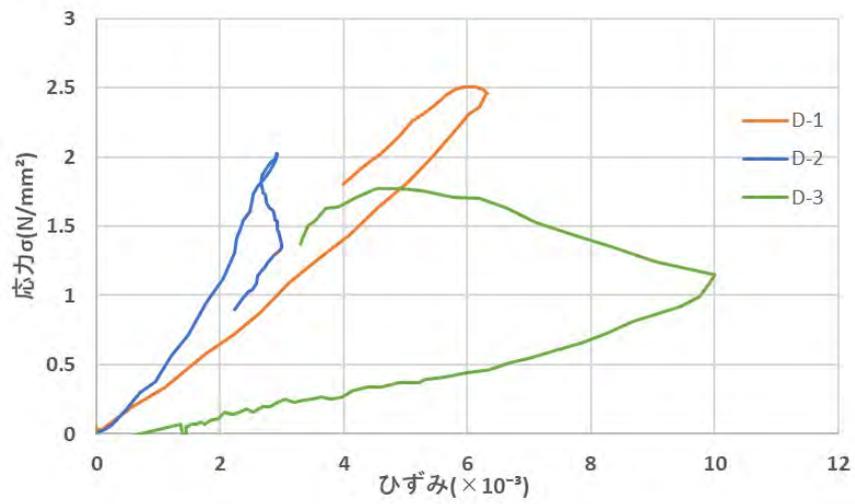


図4 試験体D(色内2丁目) 応力-ひずみ関係

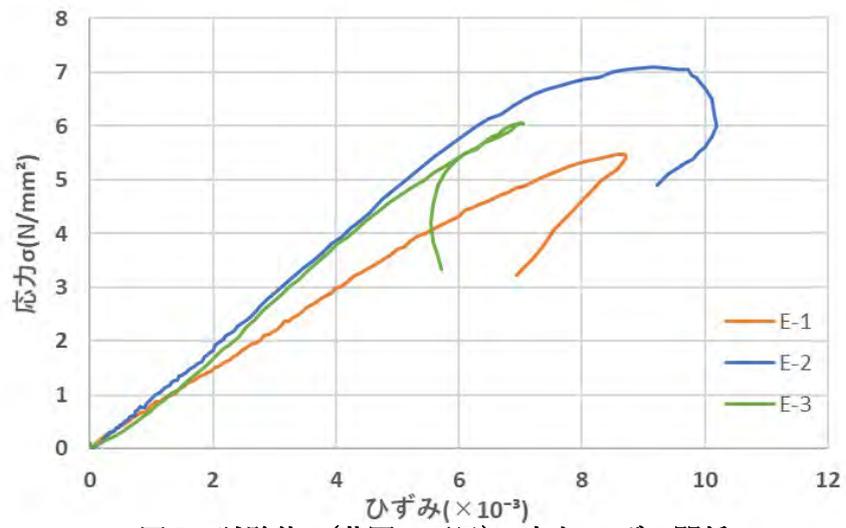


図5 試験体E(花園4丁目) 応力-ひずみ関係

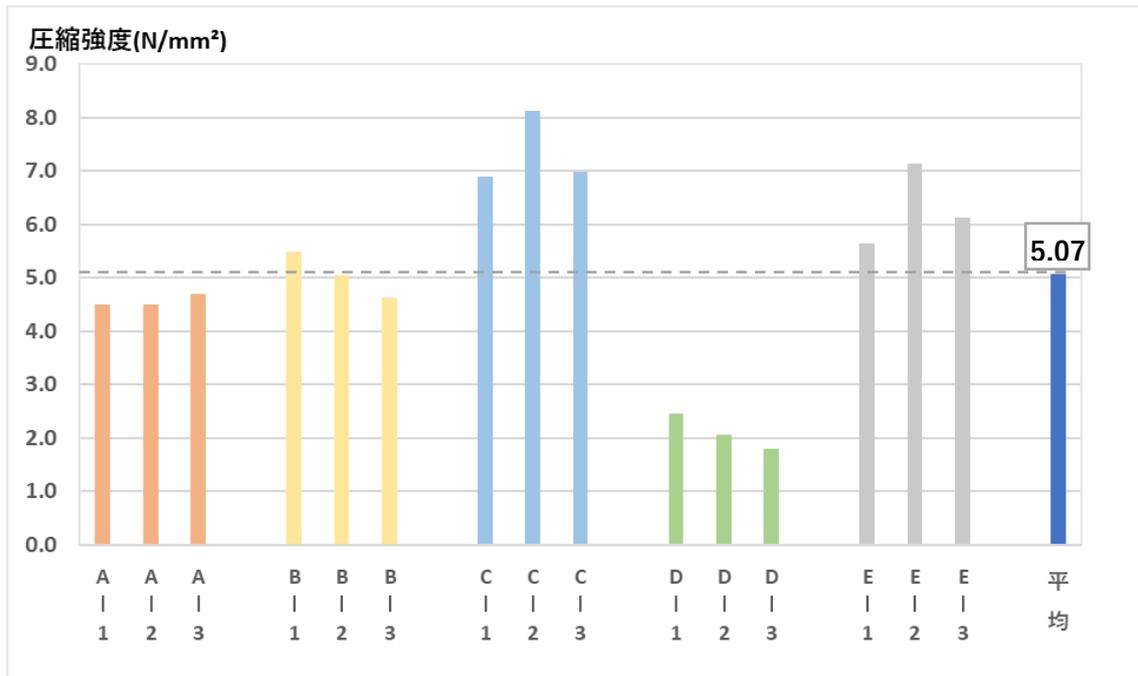


図6 強度の『ばらつき』

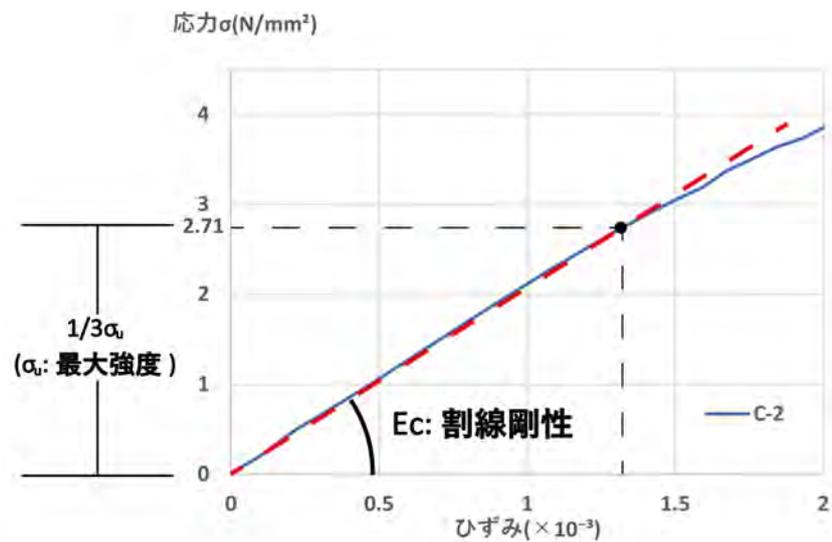


図7 割線剛性(試験体 C-2 応力-ひずみ関係を例に)

表 2 小樽軟石試験結果および札幌軟石比較

		比重		最大強度 σ_u (kN)	圧縮強さ (N/mm ²)		割線剛性 $E_c \times 10^3$ (N/mm ²)		吸水率 (%)
		各試験体	平均		各試験体	平均	各試験体	平均	
A: 長橋3丁目	A-1	1.73	1.71	3.22	4.56	4.50	0.96	0.93	21.6
	A-2	1.73		3.18		4.50	1.08		
	A-3	1.68		3.34		4.70	0.76		
B: 堺町	B-1	1.33	1.33	4.00	5.05	5.48	0.89	0.78	32
	B-2	1.34		3.69		5.05	0.94		
	B-3	1.32		3.36		4.63	0.52		
C: 住ノ江1丁目	C-1	1.70	1.73	4.90	7.33	6.89	1.99	1.99	19.5
	C-2	1.71		5.74		8.12	2.11		
	C-3	1.78		4.93		6.98	1.86		
D: 色内2丁目	D-1	1.11	1.12	1.75	2.11	2.46	0.31	0.39	33.1
	D-2	1.13		1.47		2.07	0.47		
	D-3	1.12		1.27		1.80	0.40		
E: 花園4丁目	E-1	1.42	1.43	3.98	6.30	5.63	0.75	0.84	26.3
	E-2	1.36		5.08		7.14	0.94		
	E-3	1.51		4.35		6.12	0.84		
札幌軟石 (過去の圧縮試験より)		1.46			23.46		3.13		—



写真 6 圧縮試験後の各試験体(上段左から A,B 下段左から C,D,E)

5. まとめ

(1) 軟石の強度および剛性と吸水率の関係

図8に吸水率と圧縮強度、吸水率と剛性の関係を示す。試験体Aの岩石資料を除き、吸水率が低下するにつれて圧縮強度が大きくなることが確認できる。試験体Aについては試験体Cと同程度の吸水率と比重であった。見た目の特徴や、材質も類似していたが、圧縮強度が大幅に小さくなった。また試験体Dについても、試験体Eと比重、吸水率が同程度であったが、強度が大幅に下回ることが確認できる。割線剛性と吸水率の関係においては、吸水率が小さくなるほど剛性が大きくなるのが分かる。しかし試験体Cの剛性は、他と比べて大幅に大きい結果となった。これより、吸水率が20%より小さい点から、急激に剛性が上昇するのではないかと考えられるが、これについては、自然材料であり、試験体寸法も小さいための『ばらつき』による影響と考えられる。

強度や剛性には『ばらつき』がみられるが、強度と剛性どちらにおいても、吸水率とは相関関係がみられる。

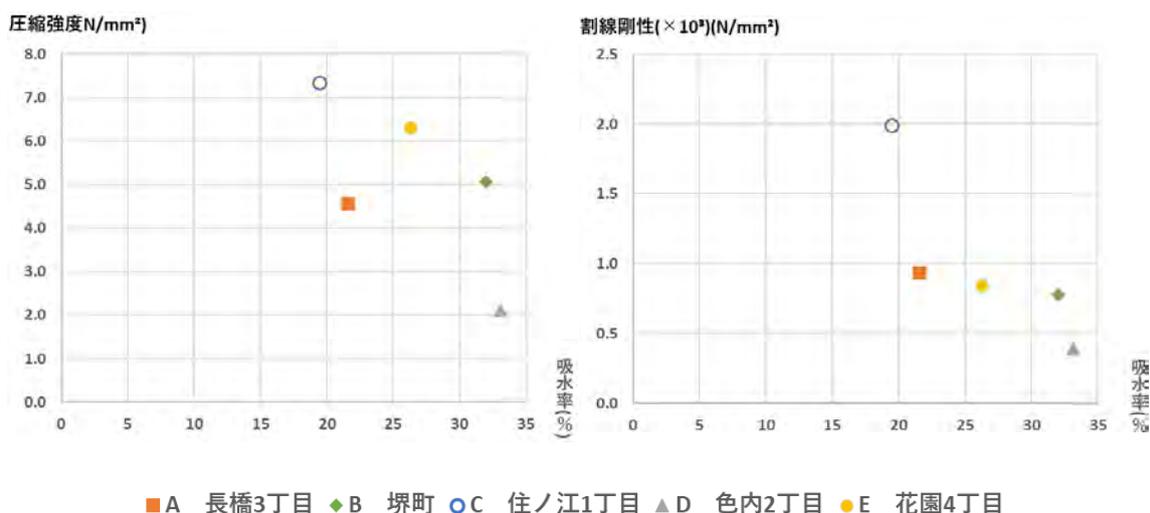


図8 吸水率と圧縮強度および割線剛性関係

(2) 軟石の強度および剛性と比重の関係

図9に比重と強度の関係、比重と剛性の関係を示す。(1)と同じように比重の増加に伴い、圧縮強度、剛性共に増大する傾向がみられる。

また、過去に札幌軟石材料試験と比較を行った。比重については、「ばらつき」はあるものの、札幌軟石(比重 1.46)と同程度であった。しかし、圧縮強度と剛性については、札幌軟石(圧縮強度約 23.46N/mm²、剛性約 3.13×10³N/mm²)に比べて十分に小さいことが分かる。このことから試験体軟石と札幌軟石は、同じ凝灰岩であっても構成鉱物の種類や量が異なると考えられる。

また、それぞれの比強度(比重に対する強度の比)を比較する(図 10 参照)。参考として、札幌軟石の比強度、その他にコンクリート圧縮強度に対応した比強度、木材と鉄の引張強度に対応した比強度と比較した²⁾。試験体軟石の中で一番大きいのは、試験体 E であり、約 4.40N/mm^2 で、一番小さいものでは、 1.9N/mm^2 程度となった。参考とした札幌軟石を見てみると、約 16.1N/mm^2 で、小樽軟石の比強度は札幌軟石に比べてかなり小さい。札幌軟石の比強度は、鉄(引張比強度 50.9N/mm^2)や木材(繊維方向引張強度 225N/mm^2)と比べると十分に小さいが、コンクリート(圧縮比強度 10N/mm^2)よりも大きいことが分かった。

結果として強度の割に比重が小さいことが分かった。しかし、軟石であるため加工が容易であり、地域に根差した重要な材料である。

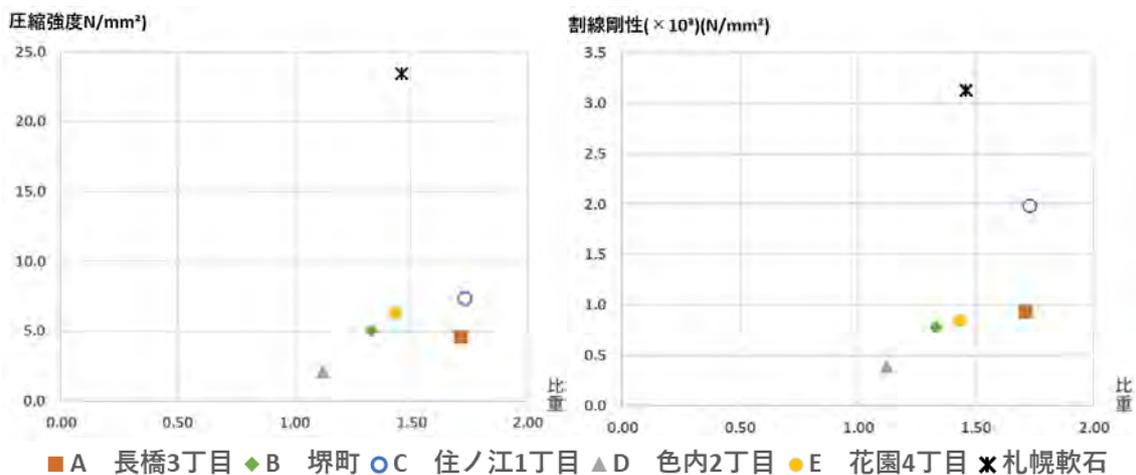


図 9 比重と圧縮強度および割線剛性の関係

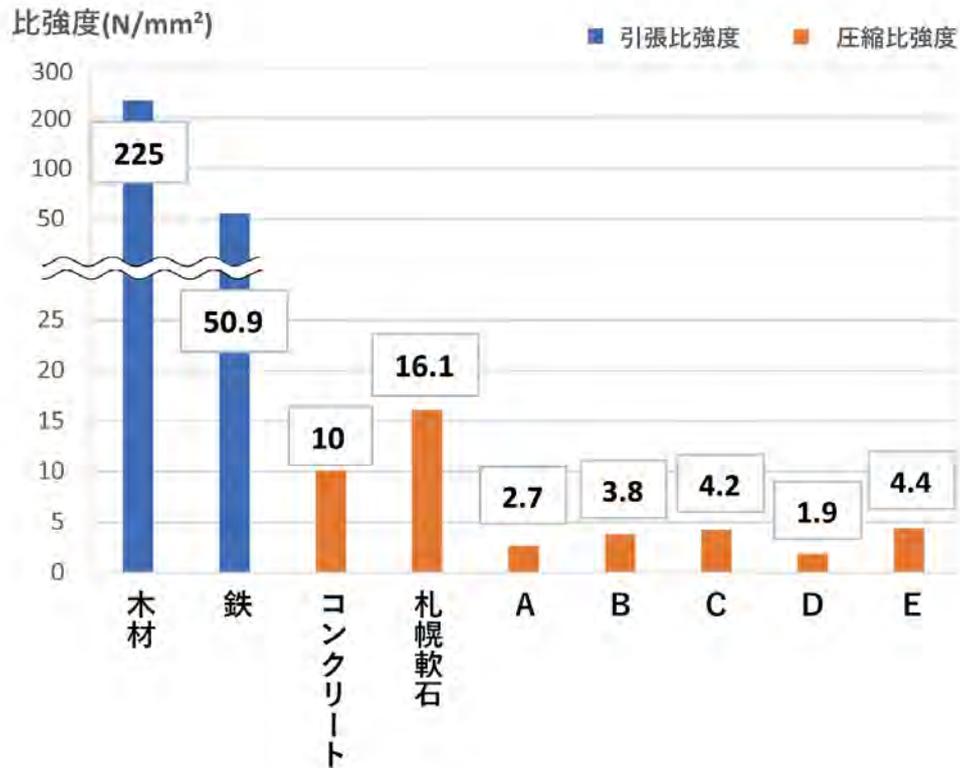


図10 軟石および他材料の比強度²⁾

(3)軟石の吸水率と比重の関係

図11に吸水率と比重の関係を示す。図から、吸水率が低下するにつれて比重が上昇していくことが分かる。また前節(1)、(2)の圧縮強度や割線剛性との関係に比べて「ばらつき」が少なく、線形近似から比例関係がみられる。これと(1)、(2)の結果も合わせて、5種類の試験体は、構成鉱物の種類が同じであると考えられる。

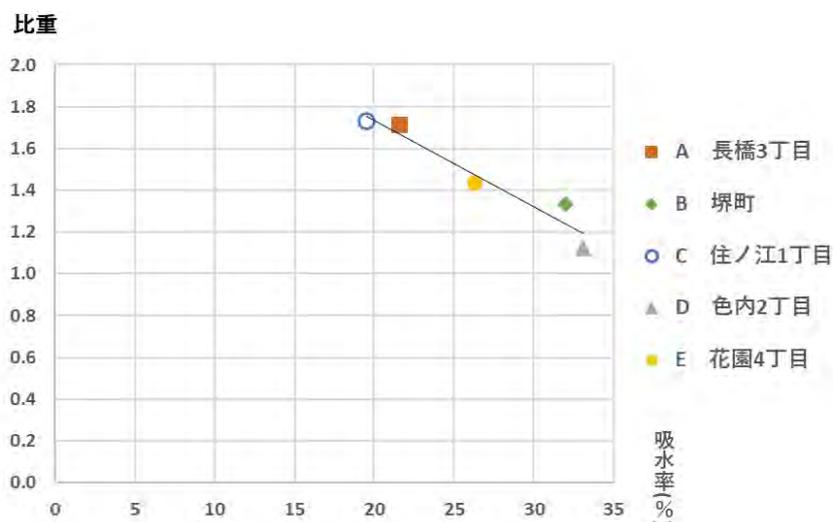


図11 吸水率と比重の関係

6. 参考文献

(1)乾燥状態と湿潤状態における岩石の強度の差異に関する研究 中村大 他
北海道支部 技術報告集 地盤工学会 第52号 平成14年 1月

<https://jgs-hokkaido.org/pastweb/tech-rep-pdf/52/52-23.pdf>

(2)木と日本の住まい 「(財) 日本住宅・木材技術センター」1984年9月

付録4 旧田中家住宅 微動測定 CASE2

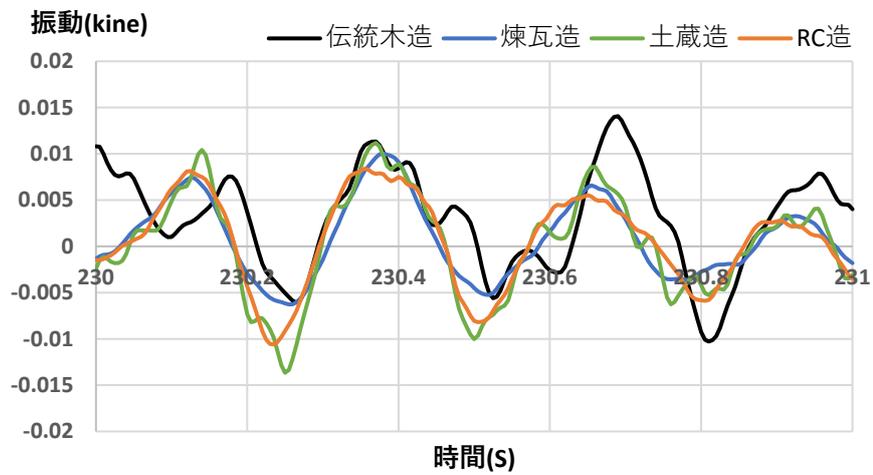


図 4.1 各構造の時刻歴波形比較(X方向 230s-)

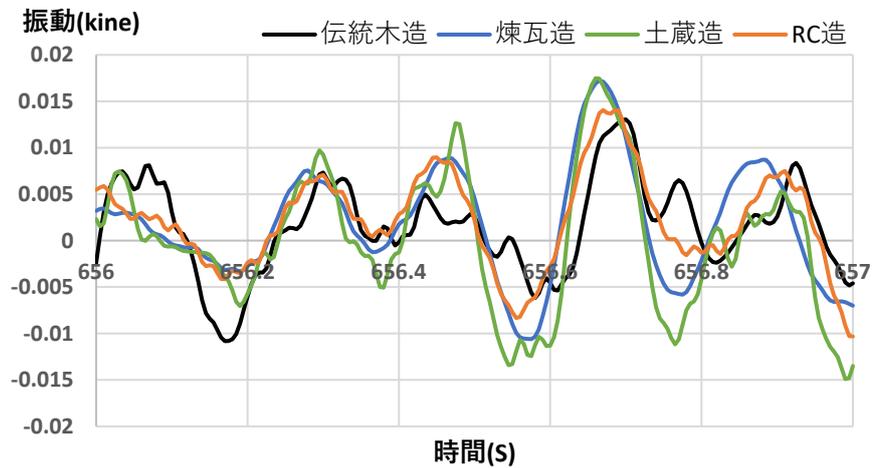


図 4.2 各構造の時刻歴波形比較(X方向 656s-)

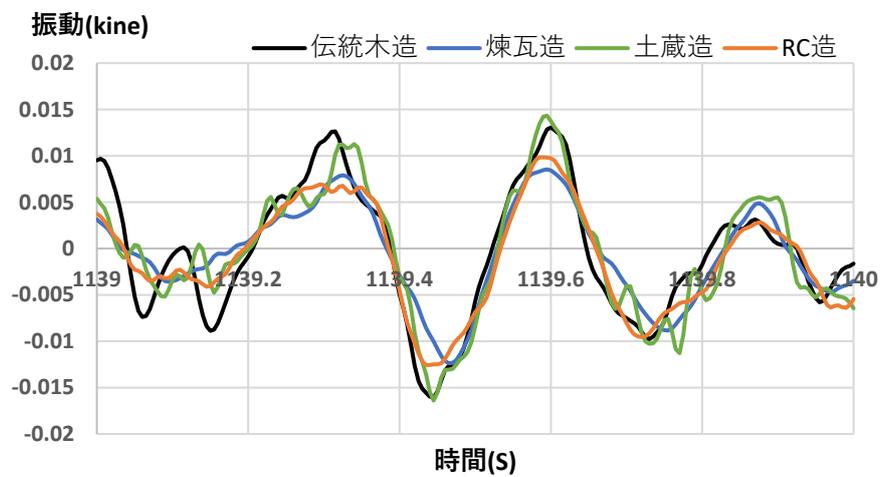


図 4.3 各構造の時刻歴波形比較(X方向 1139s-)

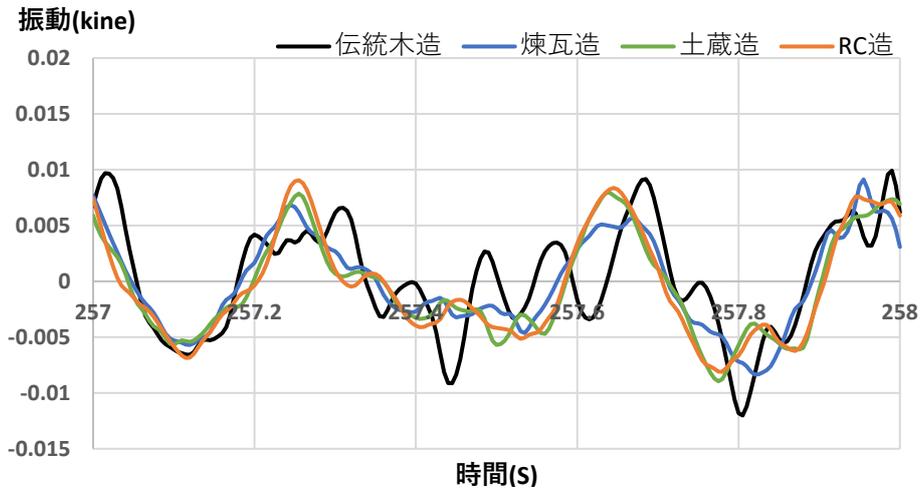


図 4.4 各構造の時刻歴波形比較(Y方向 257s-)

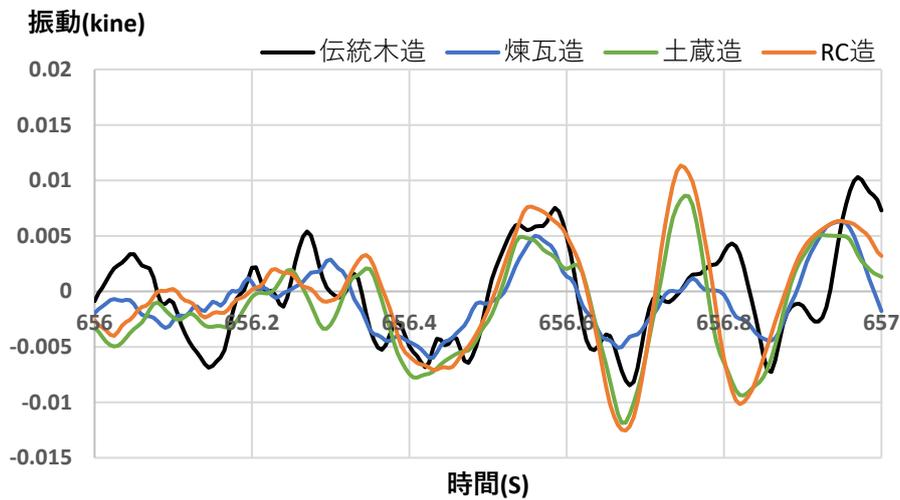


図 4.5 各構造の時刻歴波形比較(Y方向 656s-)

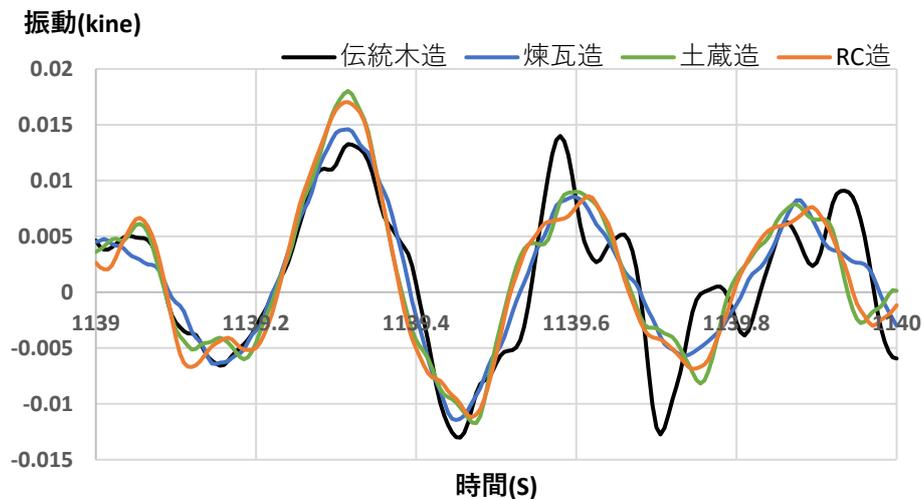


図 4.6 各構造の時刻歴波形比較(Y方向 1139s-)

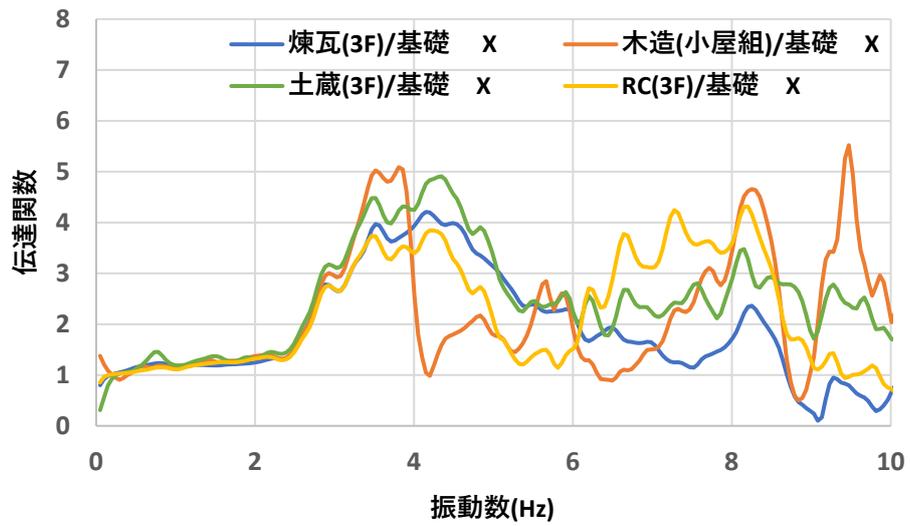


図 4.7 基礎に対する各構造の伝達関数(X方向)

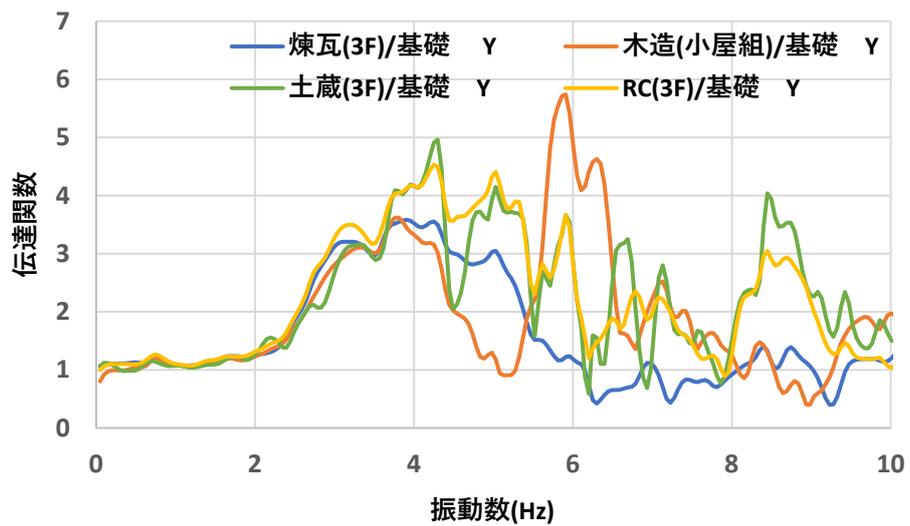


図 4.7 基礎に対する各構造の伝達関数(Y方向)

付録5 小樽市歴史の木骨石造建造物の耐震調査(その2)
 -2018年胆振東部地震で被災した建築遺産調査と接合部実験-

正会員 ○小瀧亮介^{1*} 同 花里利一^{2*} 同 駒木定正^{3*} 同 新津 靖^{4*}
 同 上北恭史^{5*} 同 石井建^{6*} 同 北垣亮馬^{7*} 同 東田秀美^{8*}

木骨石造建造物 歴史的建造物 地震

1. はじめに

前報¹⁾では小樽市に現存する歴史の木骨石造建造物の耐震調査について報告した。旧小樽倉庫(1893年開業、小樽市色内2丁目)において、木軸組と石壁の接合性能に着目した微動測定を行うとともに、石壁に使用されている札幌軟石の材料試験を行っている。微動測定結果によれば、木軸組と石壁が一体化した挙動が確認できた。札幌軟石は、密度に比して強度が大きいこと、堆積方向による強度特性の異方性が確認された。

本報では、2018年胆振東部地震で被災した安平町指定有形文化財小林倉庫を調査対象とし、常時微動測定による基本的な振動特性を示すと同時に、石壁に使用されている材料の分析結果を示す。さらに、小樽市において解体された歴史の建造物から採取された鉄製鋸の引張強度試験結果を示す。また、木軸組と石壁の接合性能に関する室内模型実験結果を示す。同建物は地震で石壁にひび割れを生じており、ひび割れ分布の調査も合わせて行っている。

2. 小林倉庫の微動測定

図1に小林倉庫(1931年)の外観図を示す。主として壁の面外方向に着目して、以下の2ケースの測定を行った。

CASE A: 北側壁の面外方向の微動測定

CASE B: 東側壁の面外方向の微動測定

図2に測定点・方向を示す。

前報¹⁾と同様に、東京測振(株)SPC-51A(携帯用振動計)と同社のVSE-15D(センサー)を使用した。測定記録から時刻歴波形と基礎に対する伝達関数を求め、木軸組と石造壁の一体性を確認するとともに、固有振動数および振動モードを調べた。



図1 小林倉庫外観図 (軒高4470mm)

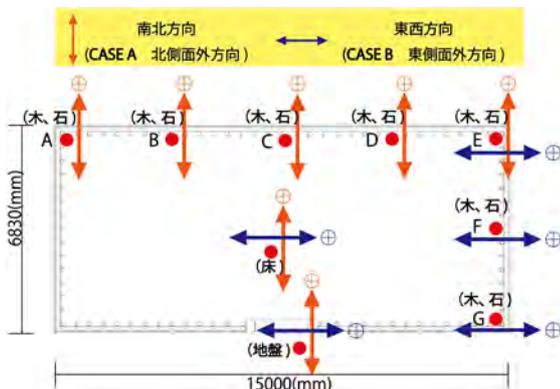


図2 CASE(A B)センサー位置

図3に北側のC点および、東側壁のF点における面外方向の速度波形を示す。北側、東側共に面外方向については石壁と木柱が一体化した挙動を示していることが確認できる。

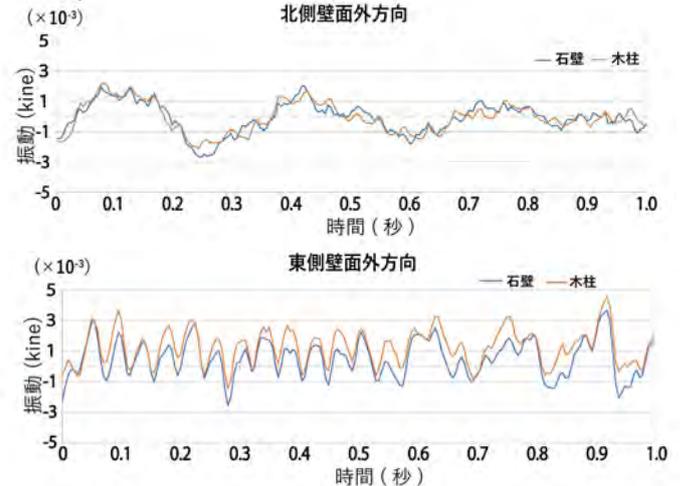


図3 北側および東側壁面外方向速度波形

図4に北側および東側の面外方向の振動モードを示す。伝達関数から固有振動数は北側および東側壁において面外方向でそれぞれ約2.73Hz、6.05Hzと求まった。

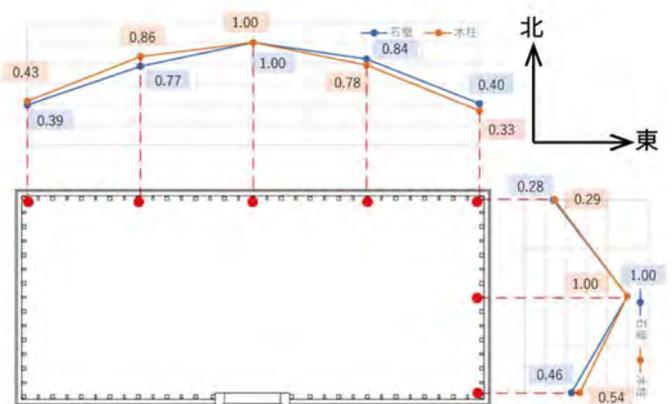


図4 北側および東側面外方向振動モード

3. 石材および目地材料の成分分析

小林倉庫の石壁から目地モルタルと石材の試料を採取し、X線回析とEDX面分析により材料に含まれる化合物と元素を確認した。目視から同建物の石壁の材料は、札幌軟石と判断される。これは支笏湖火山群の噴火物により形成された凝灰岩である。本報では、誌面の都合上、図5の石材のX線回析結果のみを示す。この結果から主として以下の2点の化合物が確認された。

- ・ SiO_2 (石英: 白色の凝灰岩層に多く見られる。)
- ・ $\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$ (灰長石: 火成岩に含まれる斜長石の構成成分の一種である。)

点線で囲んだ箇所が大きく波打つような特徴が見られた。これは、堆積時に急速に冷え固まったことや不純物が混合したことが原因と考えられる。これにより他の化合物のピークが埋もれ、特定できなかった物質も含まれていると推測される。面分析により、目地材料では Ca、Si が共に多く分布しているが、石材では Si が目立ち、次いで Al、Na、などがいずれも満遍なく分布しており、Ca は微量であった。

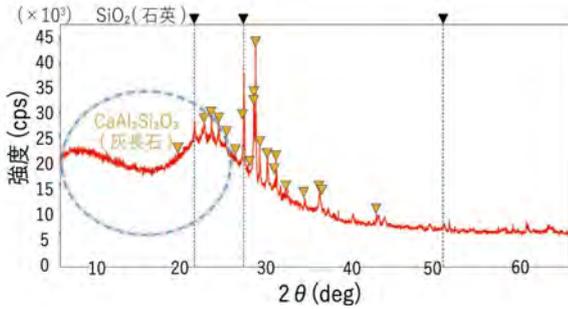


図5 札幌軟石のX線回折結果

4. 錠引張試験

小樽市の歴史的木骨石造建造物に使用されていた錠(6mm角,長さ12~15cm)と現在、一般に使用されている鋼材を錠の形状に加工したもの(6mm角,長さ約15cm)を用いて、錠の引張試験を行った。降伏応力は、2種類とも同程度の約 350N/mm^2 となり、その後も同様に変形性能を示した。引張強度は、錠が約 418N/mm^2 、鋼材試験体が約 476N/mm^2 となった。最終的な伸び率は両試験体とも約 11% となり、変形性能もほぼ同等となり、軟鉄に近い強度性能を示した。

5. 木軸組と石壁の接合部の面外方向引張試験

石壁の木軸組の接合部の模型を作成し、面外方向に関する引張試験を行った。使用した材料は、札幌市石山地区で新たに採掘された札幌軟石(密度 1.48g/cm^3 , 圧縮強度 20N/mm^2)、一般の杉材(比重 0.39, 圧縮強度 42N/mm^2)と目地材のモルタル(圧縮強度 5.3N/mm^2)および鉄製錠 2 本(木材側面に 1 本ずつ)である。さらに、実験から得られた強度性能に基づいて、面外方向の耐震安全性の検討を行った。図 6, 7 に接合部試験体および実験方法を示す。



図6 接合部試験体

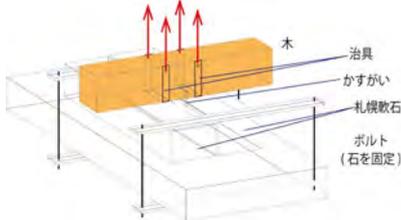


図7 実験方法

図 8 に、接合部引張試験による荷重・変形関係を示す。弾塑性型の荷重変形関係を示し、約 $1.7\sim 2.1\text{kN}$ で降伏後、変形が進行している。この降伏点荷重は錠 2 本分を合計したものであり、錠 1 本あたりに換算すると、約 0.96kN となり、錠の引張試験による降伏荷重の 10 分の 1 程度となった。また、石材や目地の变形および破壊もみられなかったことから、図 8 に示す荷重変形関係は錠と木材間の挙動が主たる要因である。降伏点までは、錠が木材にめり込み、その後、木材の繊維直交方向に、繊維を引裂くように破壊が進行している。

ここで、石造壁に生じる慣性力と接合部強度の関係について試算する。石造壁の応答加速度を 1G と仮定する。錠がすべての木柱の両側に目地ごとに打たれていると仮定する。錠 1 本あたりが負担する慣性力は約 0.32kN と算定される。この荷重は、接合部実験から得られた耐力の 30% 程度であり、この条件下において面外方向の耐震安全性が確認された。

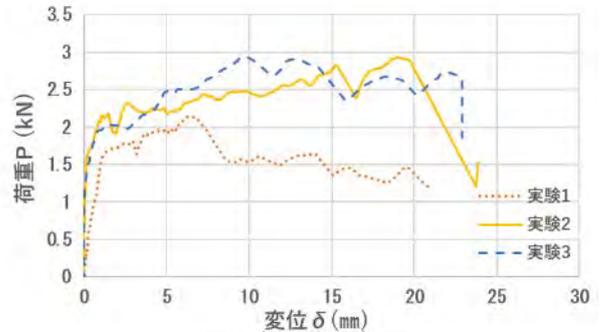


図8 各実験比較図

6. まとめ

歴史的木骨石造建造物である安平町指定有形文化財小林倉庫の常時微動記録から木軸組と石壁の接合部の一体的な動的挙動が確認された。また、同建物の石壁の材料(目地および壁材)のX線回折により分子レベルの材料成分を特定した。木柱と石造壁の模型を用いた接合部強度試験から、錠を接合具とした接合部の強度性能を明らかにし、仮定した慣性力と耐力の実験結果から、歴史的木骨石造建造物の耐震安全性に関する新たな知見を得た。

謝辞

安平町指定有形文化財小林倉庫の被害(ひび割れ)調査と常時微動測定は、所有者小林正道氏および同町教育委員会瀧井真司氏、松本彩楓氏(当時三重大学研究生)、荒川昌伸氏、NPO 法人歴史的地域資産研究機構(角幸博代表)の協力を得て実施した。材料の X 線回折は、三重県工業研究所前川明弘博士に実施していただいた。歴史的建造物に使用されていた鉄製錠の試験体は小樽市総合博物館竹内勝治氏に提供いただいた。本研究は鹿島学術振興財団の研究助成とともに科学研究費基盤研究(B)による一部助成を受けて実施している。

参考文献

- 1) 松本ほか: 小樽市歴史的木骨石造建造物の耐震調査, 日本建築学会, 大会学術講演梗概集構造IV, P 809-810, 2020
- 2) 日本建築学会北海道支部: 小樽市の歴史的建造物 歴史的建造物の実態調査, 小樽市教育委員会, 1994

*1 三重大学工学研究科建築学専攻

*2 三重大学工学研究科建築学専攻・特任教授、工博

*3 北海道職業能力開発大学校・特別顧問、博士(工学)

*4 東京電機大学システムデザイン工学部・教授、工博

*5 筑波大学芸術系教授、博士(デザイン学)

*6 北海道大学大学院工学研究院・助教、博士(工学)

*7 北海道大学工学研究院空間性能システム専攻・准教授、博士(工学)

*8 特定非営利活動法人 歴史的な地域資産研究機構

Mie University, Faculty of Engineering, Course of Architecture, Research Student

Prof specially-appointed., Mie University, Graduate School of Eng., Division of Architecture, Dr. Eng. Hokkaido Polytechnic College, Fellow, Dr. Eng.

Tokyo Denki University, School of System Design and Technology, Professor, Dr. Eng.

Professor, Faculty of Art and Design, Univ. of Tsukuba, Ph.D.

Hokkaido University, Assistant Professor, Dr. Eng.

Associate professor, Laboratory of building materials, Division of Human Environmental System,

Graduate School of Engineering, Hokkaido University

Research Institute for Historical Heritage

付録6 小樽市歴史の木骨石造建造物の耐震調査(その3)

-石壁材料試験および木柱-石壁接合部せん断試験-

正会員 ○小瀧亮介^{1*} 同 花里利一^{2*} 同 駒木定正^{3*} 同 新津 靖^{4*}
 同 上北恭史^{5*} 同 遠藤洋平^{6*} 同 東田秀美^{7*}

木骨石造建造物 歴史的建造物 地震

1. はじめに

前報¹⁾では2018年胆振東部地震で被災した歴史の木骨石造建造物の小林倉庫(1931年竣工、安平町指定登録有形文化財)において、木軸組と石壁の接合性能に着目した微動測定を行うとともに、木柱-石壁接合部の模型試験体を作成し、構造要素実験を行った。本報では、まず、歴史の木骨石造建造物の外壁に使用される『小樽軟石』²⁾の材料特性について報告する。スケール効果を考慮して札幌軟石の材料試験も同寸法で行い、両石材の強度比較も行っている。さらに、石壁面内方向にかかる地震力を考慮した木柱との接合部のせん断試験の実験結果を示す。

2. 軟石材料試験

2.1 試験概要

小樽市歴史地区の景観を構成している歴史の木骨石造建造物は、木造軸組を主構造とし、外壁を石造とした混構造の建物である。外壁用石材として札幌軟石や『小樽軟石』、登別軟石等が使用されている。文献²⁾によれば、1つの建物に2種類以上の軟石が使用された建物もあり、色合いや強さから使い分けされていると考えられる。本報では、小樽市において計5棟の木骨石造建造物の解体時に採取された『小樽軟石』を用いて強度試験を行った。それぞれ色合いや質感が異なる。各サンプルから3体ずつ試験体を作成し、圧縮強度試験を行った。残存試料を用いて吸水率の測定も行った。また比較のため、札幌軟石についても、『小樽軟石』と同寸法の試験体8体を用いて圧縮試験を行った。

2.2 試験結果

表1に各試験体の強度、割線剛性、吸水率等を示す。割線剛性は圧縮強度の1/3の点と原点とを結んだ傾きとして算出した。『小樽軟石』は、各試験体で強度は異なるが、試験体Cが最大で7.3N/mm²、試験体Dが最小で2N/mm²程であり、平均5.1N/mm²であった。吸水率は各試験体で20%程度、もしくはそれ以上となり、凝灰岩の特徴が顕著にみられた。札幌軟石の平均強度は15.9N/mm²であった。

図1に札幌軟石と試験体Cの応力ひずみ関係を示す。札幌軟石の強度および剛性を比較して『小樽軟石』の試験体Cは、強度が1/2倍、剛性が1/5倍ほどであった。しかし、試験体Cの破壊時のひずみ量は札幌軟石と比べて3倍ほど大きく、変形性能が高いことが分かった。比重については『小樽軟石』、札幌軟石どちらも同程度(約1.5)であった。

2.3 比強度の比較

図2に『小樽軟石』、札幌軟石の比強度(比重に対する強度の比)を示す。参考として木材(繊維方向)と鉄、普通コンクリートの圧縮強度に対応した比強度のグラフも示す³⁾。図から、札幌軟石は普通コンクリートと同程度の比強度

を持つことが分かった。コンクリートよりも密度が小さいため、加工しやすく地域に根差した建材として用いられている。

表1 試験体寸法および試験結果

試験体	平均長さ (mm)	平均直径 (mm)	平均重量 (g)	平均比重	最大荷重 (kN)	平均圧縮強度 (N/mm ²)	平均割線剛性 ×10 ⁻² (N/mm ²)	吸水率 (%)
A: 長橋3丁目	59.4	30.1	72.3	1.71	3.2	4.6	0.9	21.6
B: 堺町	57.2	30.5	55.4	1.33	4.0	5.1	0.8	32
C: 住ノ江	58.0	30.0	71.0	1.73	4.9	7.3	2.0	19.5
D: 色内2丁目	51.9	30.1	41.3	1.12	1.8	2.1	0.4	33.1
E: 花園4丁目	55.7	30.1	56.7	1.43	4.0	6.3	0.8	26.3
札幌軟石 (札幌石山産)	60.7	30.8	64.1	1.46	11.9	15.9	9.7	-

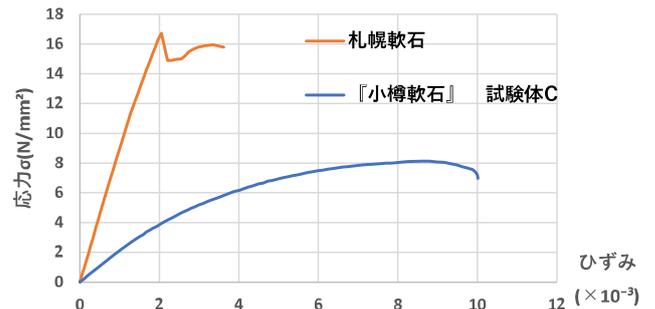


図1 札幌軟石および『小樽軟石』圧縮試験応力-ひずみ関係

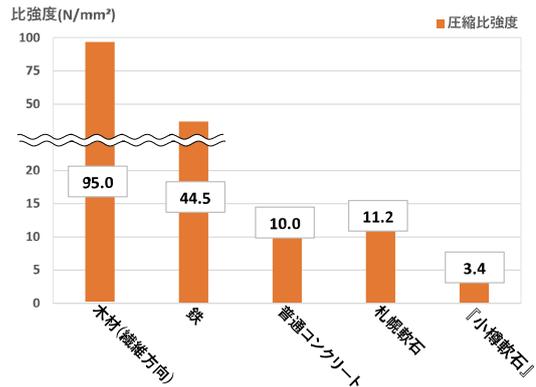


図2 比強度の比較図

3. 木軸組と石壁の接合部面内方向せん断試験

石壁と木軸組のかすがいによる接合部の要素模型を作成し、石壁面内方向に関するせん断試験を行った。試験体材料は、札幌市石山地区で新たに採掘された札幌軟石(密度1.48g/cm³、圧縮強度約20N/mm²)、一般の杉材(比重0.39、

圧縮強度 42N/mm²)と目地材のモルタルおよび鉄製かすがい4本(木材側面に1本ずつを1組とし、2組)である。前報の引張試験と同様に要素実験とし、図3に示すように試験体のバランスを考慮し、目地モルタルと石壁部分を木材の両側に配置した。地震時における木軸組と石壁面の水平荷重の伝達を考慮して、木材に荷重を負荷するとともに両端に変位計を設置し、変位を測定した。実際の建物の石壁では上部と下部で目地に作用している鉛直応力の大きさが異なる。この自重による鉛直応力を考慮して、目地の両側の石材間を治具で拘束することとし、拘束の有無をパラメータとした。また、モルタル強度は歴史的建造物に対応した低強度5N/mm²と、20N/mm²(普通モルタル)の2種類を目標値とした⁴⁾。

表2 試験体パラメータ概要

試験体	モルタル圧縮強度 (N/mm ²)	拘束の有無
A	4.2	有り
B	4.7	有り
C	4.7	有り
D	4.7	無し
E	20.3	無し
F	19.9	有り

※モルタル強度は材料試験で得られた数値とする

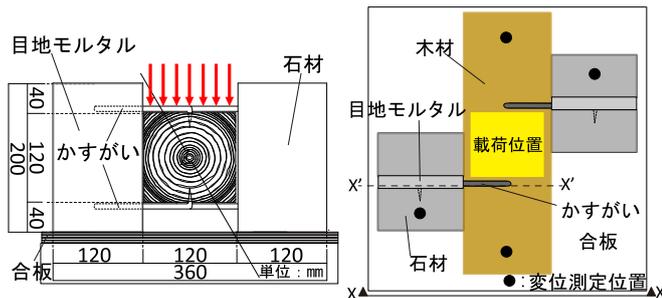


図3 実験図(左: X-X', X'-X' 立面図 右:平面図)

4. 試験結果

4.1 標準試験体の荷重変位関係

図4にモルタル強度5N/mm²、拘束なしを標準として試験体3体の比較を示す。荷重初期は、荷重と変位が比例して上昇しており、上側かすがいが抜けると荷重がいったん低下する。その後は、荷重3~4kNとなり、ほぼ一定の荷重で変位が進行した。この時の挙動として木材のめり込み変形とかすがいの曲げ変形が進んでいく。変位18mm前後で試験終了とした。

4.2 目地モルタル強度と拘束効果の影響

図5に異なるパラメータによる荷重変位関係の比較を示す。図5より、モルタル強度が大きいと初期剛性が約1.5倍、最大強度が約1.7倍上昇することが確認できる。

目地モルタルの強度に関係なく、拘束無しの試験体では、上側かすがいの抜けによる荷重低下挙動が、拘束有りの試験体に比べて大きくなり、試験体D、Eでそれぞれ、降伏強度の50%ほどまで荷重が低下することが分かった。

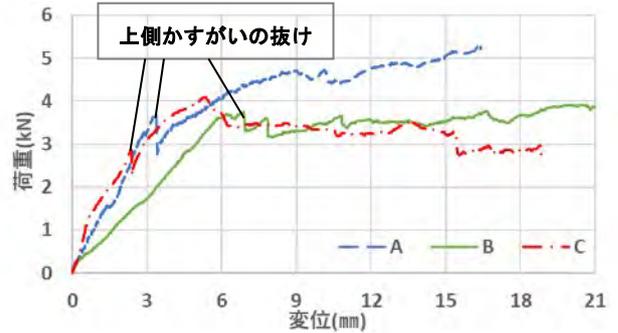


図4 せん断試験荷重変位関係(標準試験体による比較)

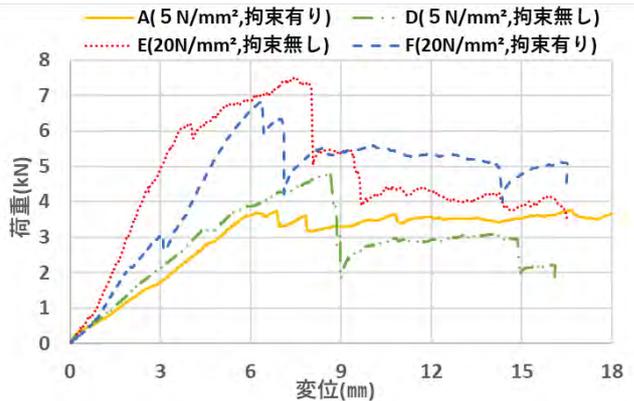


図5 せん断試験荷重変位関係(モルタル強度による比較)

5. まとめ

『小樽軟石』材料試験より、比重が札幌軟石とほぼ同等で軽量であり、札幌軟石と比べて低強度であることが分かった。また、比強度の比較から札幌軟石の比強度は普通コンクリートと同程度であることが確認できた。木柱と石壁のかすがい接合部せん断試験からは、目地モルタル強度により初期剛性と最大耐力が変化することが分かった。また目地に作用する鉛直応力の差異が、降伏後の強度低下挙動に影響を与えることが分かった。今後試験体数を増やして実験の再現性を高めること、構造解析による検討を課題とする。

注)海底火山の噴出物で形成され、小樽各所で採石されていた軟石の総称として本稿では『小樽軟石』と呼ぶ

謝辞

本研究で使用した『小樽軟石』は、大鐘卓哉氏(小樽市総合博物館学芸員)にご提供いただいた。本研究は鹿島学術振興財団の研究助成とともに科学研究費基盤研究(B)による一部助成を受けて実施している。また本研究において、和藤浩氏(三重大学技術専門職員)にご協力頂いた。本研究は歴史的木骨石造建造物耐震調査研究会によって進めてきている。付記して謝意を表する。

参考文献

- 1)小瀧ほか：小樽市歴史的木骨石造建造物の耐震調査その2-2018年胆振東部地震で被災した建築遺産調査と接合部実験-, 日本建築学会, 大会学術講演梗概集構造IV P801~802,2021
- 2)越野武：北海道における初期洋風建築の研究,北海道大学図書刊行会,1993
- 3)木と日本の住まい,(財)日本住宅・木材技術センター,1984年9月
- 4)中浜貴生ほか：煉瓦目地のせん断試験方法および破壊基準に関する実験的研究,日本建築学会構造系論文集,第74巻,第641号,P1225-1232、2009、7

*1 三重大学工学研究科建築学専攻
 *2 三重大学工学研究科建築学専攻・特任教授、工博
 *3 北海道職業能力開発大学校・特別顧問、博士(工学)
 *4 東京電機大学システムデザイン工学部・教授、工博
 *5 筑波大学芸術系教授、博士(デザイン学)
 *6 信州大学学術研究院工学研究科 准教授
 *7 特定非営利活動法人 歴史的地域資産研究機構

Graduate Student, Graduate School of Eng, Mie University.
 Prof specially-appointed, Mie University, Graduate School of Eng., Division of Architecture, Dr. Eng.
 Hokkaido Polytechnic College, Fellow, Dr. Eng.
 Professor, Dr. Eng, Tokyo Denki University, School of System Design and Technology.
 Professor, Faculty of Art and Design, Univ. of Tsukuba, Ph.D.
 Associate Professor, Shinsyu University
 Research Institute for Historical Heritage

第1章 序論

1.1 研究背景

近代建築遺産として保存活用されている歴史的建造物の中には、組積造と伝統木造が混合した建造物も一定数現存している。たとえば、小樽市の歴史的街並みを形成する歴史的木骨石造建造物群が挙げられる。増築を繰り返し、平面的に混構造を形成した建物も現存している。前者の例として2018年北海道胆振東部地震で被災した安平町指定有形文化財小林倉庫が挙げられる。後者としては、2011年東日本大震災で被害を受けた重要文化財旧田中家住宅が挙げられる。しかし、このような組積造・伝統木造混構造建造物の耐震性に関する学術調査例はほとんど見当たらない。地震国である日本において、保存活用に向けた耐震安全性の検討は課題である。本研究では、このような背景の下、組積造と伝統木造の混構造建造物を対象とした耐震調査を行う。

1.2 研究目的と方法

歴史的建造物の耐震調査においては非破壊試験もしくは微破壊試験が求められる。模型による振動台試験等が実施される場合もあるが、長い歴史における経年劣化や変形・損傷などを正確に再現することは困難である。この点、実建造物を傷つけることなく、調査を実施することができるモニタリング調査は有用である。

また、上記のような混構造建造物の耐震性能を評価するうえで、建物の基本的振動特性や、組積造と伝統木造の接合部についての力学的特性を把握することは肝要である。歴史的木骨石造建造物(小林倉庫)は、内部を木軸組、外壁を石積みとした構造形式を有し、両構造は、かすがいと呼ばれる接合金物によって機械的に接合されている。一方で、重要文化財旧田中家住宅は、煉瓦造と伝統木造が平面的に接続している。木造の桁および棟木が煉瓦造壁に差し込まれた摩擦・接触等の接合形式で荷重伝達機構は明確ではない。そこで、本研究では、上記2棟の建物を対象とした振動(微動、地震)モニタリングを実施し、基本的振動特性および組積造と伝統木造の動的挙動に関する知見を得るとともに、実現象を理解することを目的とした解析的検討を行う。また、解析での簡易的なモデルの作成にあたり、機械的接合である歴史的木骨石造建造物については、木柱と石壁の接合部要素試験を実施し、かすがい接合部の力学的性能を把握することとした。図1.1に研究の流れを示す。

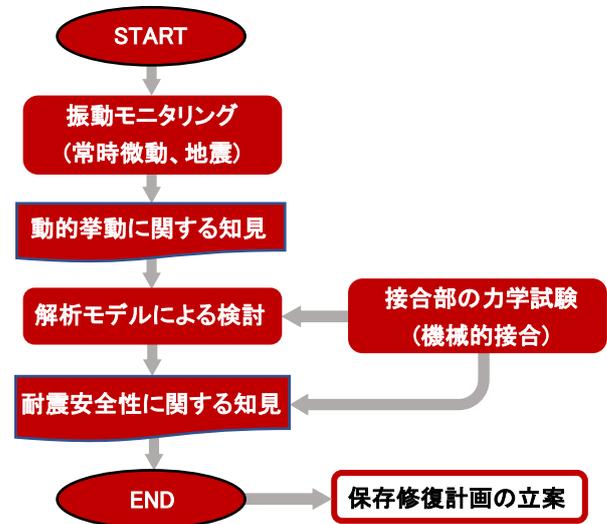


図1.1 研究の流れ

1.3 対象建物の歴史と過去の地震被害

小樽市の歴史的木骨石造建造物は、明治中期から昭和初期にかけて建造された近代建築遺産である。小樽市の周辺では、外壁材となる軟石の産地が多いことや、防火構造、工期短縮の面から普及したとされている¹⁾。2018年に発生した北海道胆振東部地震では、純石造、木骨石造建造物が多く被害を受けており、事務所や商店等の開口部を多く有する建物で石壁の崩落が見られた。対象建物の被害状況は次節で示す。

重要文化財旧田中家住宅は、埼玉県川口市に位置する歴史的建造物であり、増築を重ね、煉瓦造と伝統木造が平面的に混合した構造を有する。2011年東日本大震災で被災し、煉瓦造洋館の外壁角部での亀裂や、伝統木造の和館の基礎部と内部の壁に亀裂が見られた。これを受け2016年より保存修復計画が進行している。

1.4 歴史的木骨石造建造物を対象とした既往の研究

前節の通り2018年北海道胆振東部地震により、歴史的木骨石造建造物が被害を受けた。安平町指定有形文化財小林倉庫では、外壁にひび割れが生じた。このような組積造建造物の被害を受け、2018年より花里らをはじめとする研究チームにより、木骨石造建造物の耐震性能に関する研究が行われてきた。その一部として、小林倉庫の地震被害調査によるひび割れ分布を図1.2に示す。図より、どの面においても開口部周辺でのせん断ひび割れや隅角部での目地のひび割れが多くみられた。南側壁では、基壇部での目地の面外ひび割れが確認できる。また、建物の道路側(西側)では、地盤の変状も見られ、それに伴った基礎の亀裂も見られた。なお、木造軸組やか

すがいの顕著な損傷は見られなかった。

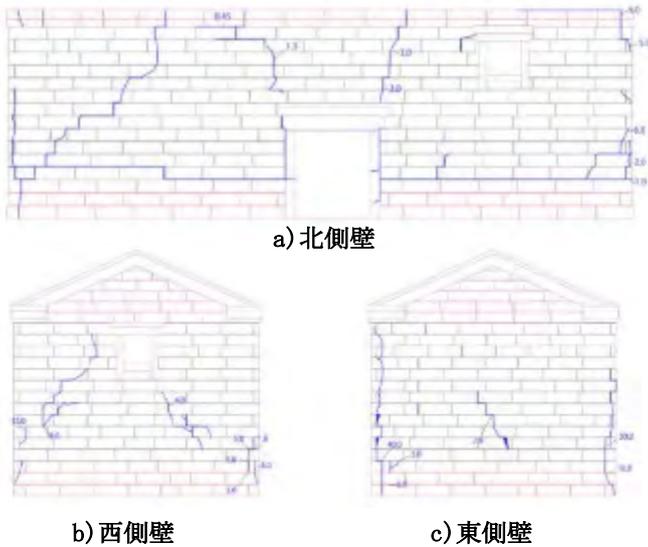


図 1.2 小林倉庫ひび割れ調査²⁾

また、遠藤³⁾らは、小林倉庫を対象にした三次元解析モデルを基に、2018年北海道胆振東部地震の観測波を入力地震動とした非線形地震応答解析を行っている。これより、接合部に作用する引張方向の荷重は十分に小さく、弾性範囲内の挙動を示すことが確認されている。

第2章 歴史的木骨石造建造物の耐震調査

2.1 調査建物概要

対象建物である安平町指定有形文化財小林倉庫(写真2.1)は、昭和6(1931)年に建設された歴史的木骨石造建造物であり、小樽では約300棟現存し、北海道内地にも点在している。その構法的特徴は、内部を伝統的貫構造の木造軸組、外部に札幌軟石(凝灰岩)を使用した石造壁を有する混構造の建物である。木軸組の柱と石壁は手違いかすがいによって緊結されており、目地ごと、柱ごとに打ち込まれている(図2.1)。



写真 2.1 小林倉庫外観

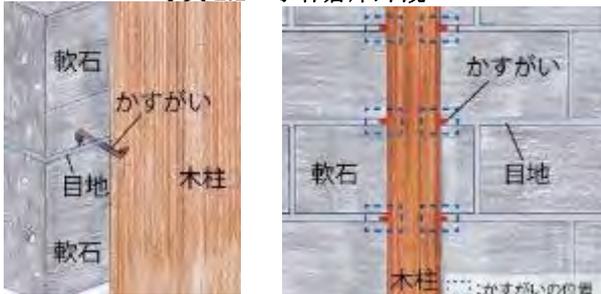


図 2.1 かすがい接合部詳細

2.2 常時微動測定

2.2.1 測定概要

建物の基本的振動特性および木柱と石壁の動的挙動を確認するため、木柱と石壁にそれぞれ速度計を設置し、微動測定を行った。測定機材は、東京測振(株)携帯用振動計 SPC-51 および速度計 VSE-15D (計 12 台) を用いた。1 回あたりのサンプリング間隔は 200Hz とし、20 分間計測した。図 2.1 に北側壁と東側壁面外方向の挙動の測定を目的とした CASE A,B の測定位置を示す。

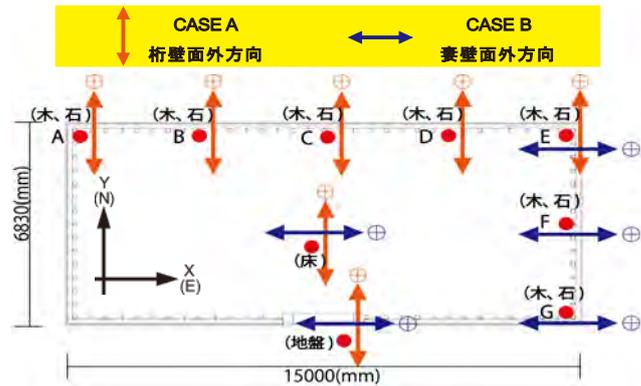
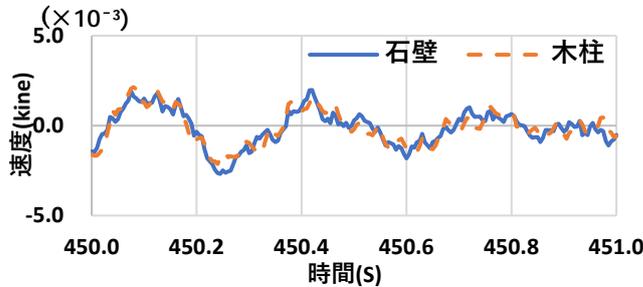


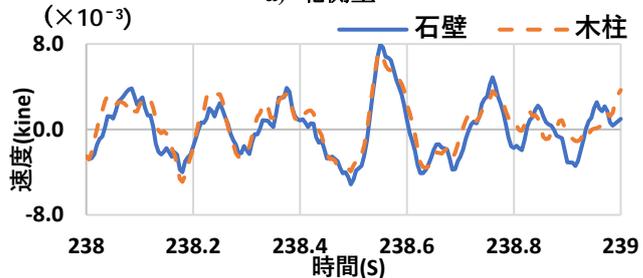
図 2.1 CASE A,B の速度計位置

2.3 測定結果

図 2.2 に北側壁 C 点および東側壁 F 点から得られた面外方向の時刻歴波形を示す。図より、北側、東側共に面外方向において木柱と石壁の一体的な挙動を示していることが確認できる。



a) 北側壁



b) 東側壁

図 2.2 面外方向時刻歴波形

図 2.3 に北側および東側壁面外方向の振動モードを示す。伝達関数のピークから得られた固有振動数は、北側および東側壁面外方向においてそれぞれ約 2.73Hz、6.25Hz となった。振動モードからも石壁と木軸組は同様

の応答特性を持つことが分かった。

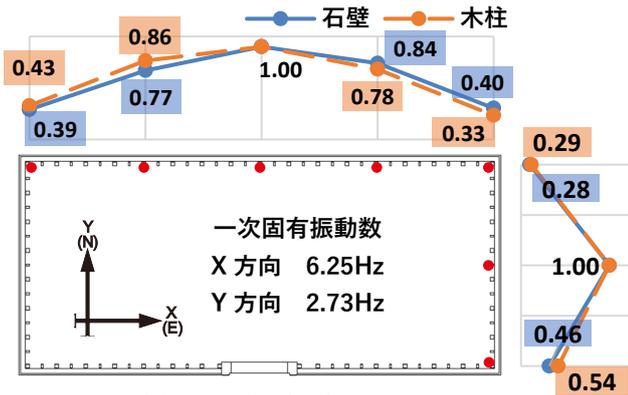


図 2.3 平面振動モード

2.4 木柱と石壁の接合部試験概要

2.4.1 実験概要

石壁と木軸組のかすがいによる接合部の要素模型を作成し、石壁面内方向に関するせん断試験を行った。復元力特性および破壊性状を把握することを目的とし静的載荷試験を行った。試験体材料は、札幌市石山地区で新たに採掘された札幌軟石(密度 1.48g/cm³、圧縮強度約 20N/mm²)、一般の杉材(比重 0.39、圧縮強度 42N/mm²)と目地材のモルタルおよび鉄製かすがい 4 本(木材側面に 1 本ずつを 1 組とし、2 組)である。図 2.4 の実験図に示すように、試験体のバランスを考慮して、目地モルタルと石壁部分(以下、石壁部)を木材の両側に配置した。アムスラー万能試験機を使用して、木材に荷重を負荷するとともに両端に変位計を設置した。

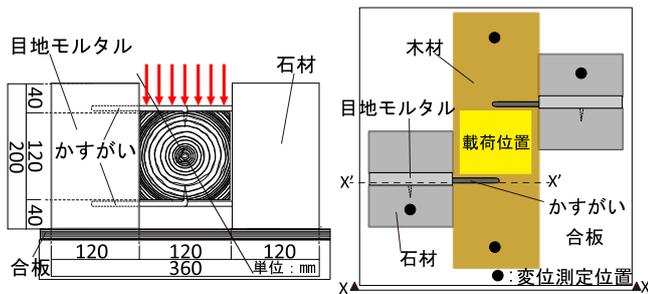


図 2.4 実験図(左: X-X', X'-X' 立面図 右: 平面図)

2.4.2 実験変数

1) 目地モルタル圧縮強度

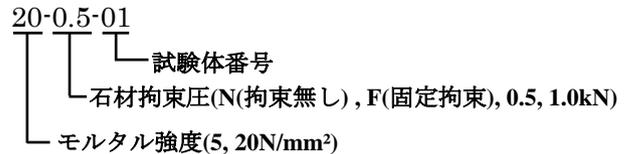
歴史的木骨石造建造物は明治中期～昭和初期にかけて建設されており、石灰目地からセメント目地への転換期と重なる⁴⁾。これより、石灰目地を想定した 5N/mm²と、普通コンクリートの強度規格と同程度の 20N/mm²とした。

2) 常時の自重による鉛直応力を考慮した試験体

実際の建物の石壁は上部と下部で目地に作用している鉛直応力の大きさが異なる。また、試験体施工時に、付着破壊がいくつか見られた。これを考慮して、拘束なしおよび治具により石壁部を固定拘束した(0.1kN 以下)試験体と、0.5kN(石約 5 段分)と 1kN(石約 10 段分)の拘束圧をかけた試験体の計 4 種類とした。

2.5 実験結果

表 2.1 に実験結果を示す。試験体名は実験変数に基づいて以下のように表記した。



また、試験体によってばらつきはあるものの、拘束圧 0.5 および 1.0kN の試験体と、拘束なしおよび固定拘束の試験体では、十分な変化が見られなかったことから同様の拘束条件として比較を行った。

2.5.1 標準試験体の荷重変位関係

図 2.5 (a)にモルタル強度 5N/mm²で、固定拘束とした試験体(5-F シリーズ)を標準とし、荷重-変位関係を示す。いずれの試験体においても荷重約 4kN で降伏後、変位が増加していく弾塑性型の復元力特性が得られた。局所的にみられる荷重の低下は、上側かすがいの抜けが原因と考えられる(写真 2.2)。写真 2.3～2.5 に試験体の破壊性状を示す。主な破壊性状として木材とかすがいの接地部での木材のめりこみ変形、それに伴ったかすがいの曲げ変形が見られ、これが高い変形性能を持つ要因と考えられる。

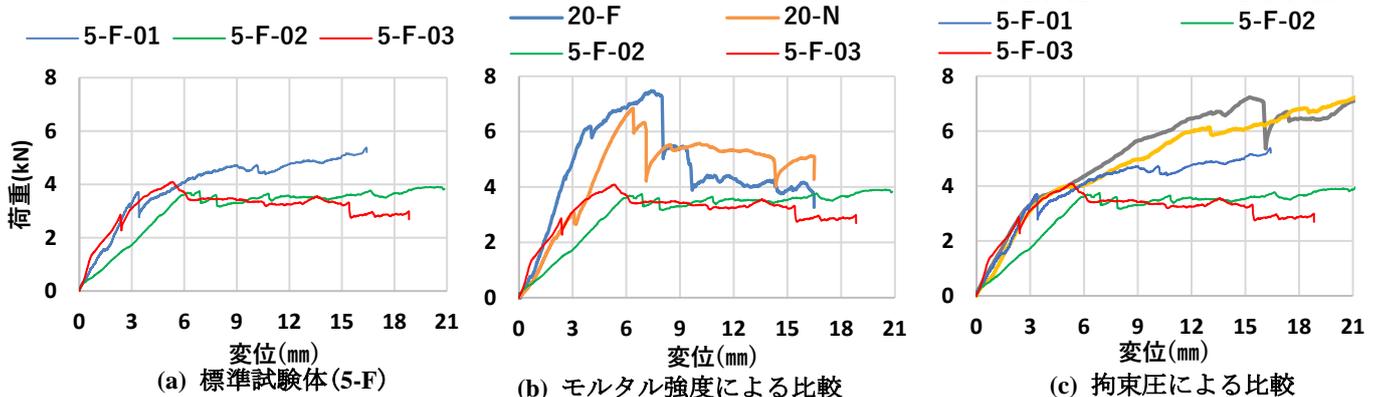


図 2.5 荷重変位関係

表 2.1 実験結果

試験体	モルタル圧縮強度 (N/mm ²)	拘束圧 (kN)	最大耐力 (kN)	初期剛性 (kN/mm)	平均最大耐力 (kN)	平均初期剛性 (kN/mm)
5-N	4.7	—	4.7	0.7	4.5	1.0
5-F-01	4.2	固定	5.4	1.0		
5-F-02	4.2	固定	3.8	0.6		
5-F-03	4.2	固定	4.1	1.6	6.1	1.0
5-0.5-01	3.2	0.5	6.8	1.1		
5-0.5-02	3.2	0.5	5.2	0.8		
5-1.0-01	3.2	1.0	5.0	1.1		
5-1.0-02	3.2	1.0	7.2	1.2	7.2	1.2
20-N	20.3	—	6.8	1.1		
20-F	19.9	固定	7.5	1.6		
20-0.5-01	23.2	0.5	8.3	1.0	8.0	1.0
20-1.0-01	23.2	0.5	7.6	0.5		
20-1.0-02	23.2	1.0	7.2	0.5		
20-1.0-03	23.2	1.0	8.8	2.0		



写真 2.2

下側かすがいの曲げ変形



写真 2.3

木材のめりこみ変形



写真 2.4

上側かすがいの引き抜け



写真 2.5

目地モルタルの亀裂

2.5.2 実験変数による比較

図 2.5 (b) に固定拘束および拘束なしで、モルタル強度を変化させた試験体を示す。図より、モルタル強度が大きいと、初期剛性が 1.2 倍、最大耐力が 1.6 倍程度大きくなるのが分かった。図 2.5 (c) にモルタル強度 5/mm² で、石壁部の拘束条件を変化させた試験体の荷重-変位関係を示す。試験体により、ばらつきはあるものの、拘束圧 0.5 および 1.0kN の試験体は、固定拘束および拘束なしのそれと比べて、降伏後、変位の増加に伴い荷重が若干上昇する傾向が見られた。それにより、最大耐力が 1.3 倍程度大きくなった。

以上のように、モルタル強度および石壁部作用する拘束圧は、地震時面内方向の荷重を想定した場合の、接合部復元力特性に影響を与えることが分かった。

2.6 地震応答解析

2.6.1 解析概要と目的

実構造物の現象を理解することを目的とし、前節までで得られた動的挙動に関する知見および接合部の力学的特性を基に、簡易解析モデルによる地震応答解析を行った。2018 年胆振東部地震の観測波を入力地震動とし、

地震時面外方向の挙動を再現し、既往の研究との比較を行った。また、実構造物の特性や地震被害を考慮し、材料特性および減衰定数を変化させた解析も行った。

2.6.2 解析モデルの概要

解析モデルは、小林倉庫をモデルとして梁間方向 1 スパンフレームを抜き出し、多質点系モデルに置換した(図 2.6)。

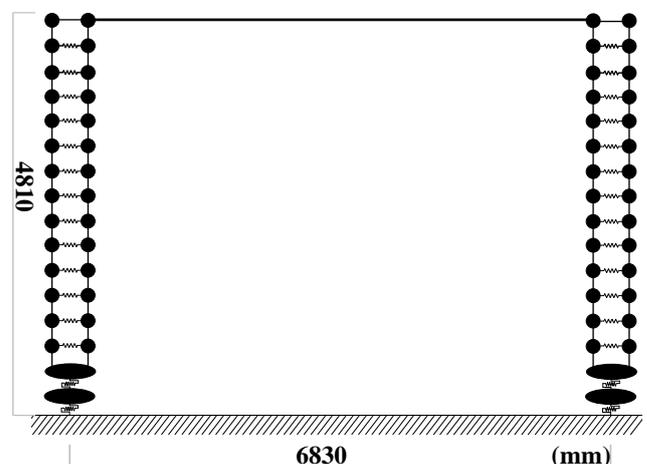


図 2.6 解析モデル

石壁については、石材1段ごとに分け、各層の重量を集約した16質点とし、それに対応するように、木軸組も質点に分割した。石壁の各質点は、面外に対して曲げが卓越するものとし、はり要素でつなぎ、木軸組の質点も同様とした。石壁と木軸組の接合部かすがいは、ばね要素とし、既往の接合部引張試験で得られたバイリニア型の復元力特性からばね定数を設定した。また、石壁と木軸組は、材料試験の結果および文献5)を参考に設定し、非線形は考慮しないものとした。

2.6.3 固有値解析

固有値解析より、固有振動数は、1次で2.88Hz、2次で17.27Hzと求まった。1次固有振動数は、2.2節微動測定で求まった固有振動数(2.73Hz)と比べて、大きな値となった。しかし、解析モデルはひび割れによる剛性低下や直交壁および開口部の影響を考慮していないことから実構造物と比べて矛盾しないモデルと考えられる。

2.6.4 減衰定数と入力地震動

減衰はレーリー減衰5%とし、前節で得られた1次、2次の固有振動数を基準とした。入力地震動は、2018年北海道胆振東部地震で観測されたKiK-net 栗山のNS方向の波形を用いた。図2.7、2.8に各観測波の時刻歴波形と減衰定数5%時の応答スペクトルを示す。

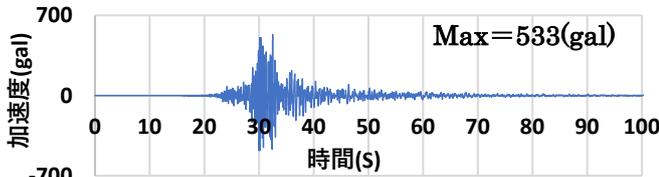


図 2.7 入力波形(KiK-net 栗山 NS)

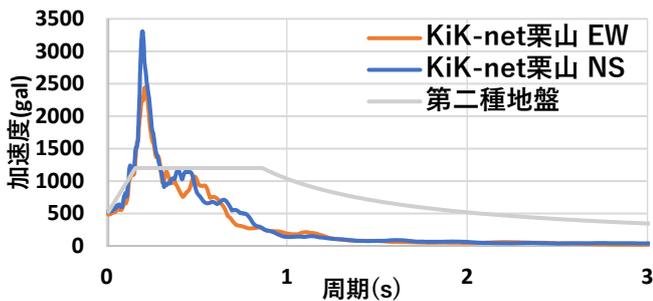


図 2.8 応答スペクトル(KiK-net 栗山 NS)

2.7 解析結果

2.7.1 木軸組と石壁の応答性状

図2.9に石壁頂部質点の応答加速度を示す。最大応答加速度は、916galで木軸組質点でも同一の値となった。

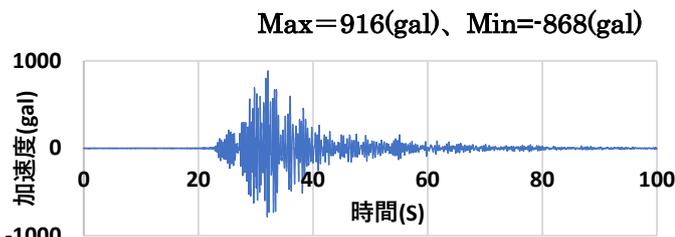


図 2.9 石壁頂部質点の応答加速度

また、図2.10に質点ごとの曲げモーメント分布を示す。図より、モデル石壁基壇部で大きな曲げモーメントが生じていることが確認できる。1.4節のひび割れ調査においても、石壁基壇で面外方向の亀裂が生じており、実現象との対応が見られた。

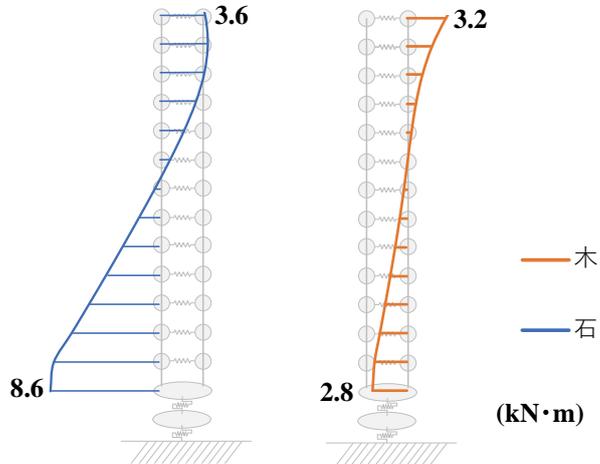


図 2.10 曲げモーメント分布

2.7.2 木柱と石壁の接合部荷重変形関係

図2.10に木柱と石壁の接合部(ばね要素)の荷重変形関係を示す。図より、最大荷重は1.2kNとなったが既往の実験で得られた降伏荷重は2kNであり、線形範囲内であった。図2.4.9に高さ方向の荷重分布を示す。これより、頂部質点から2つ下で荷重が最大となる傾向が見られた。

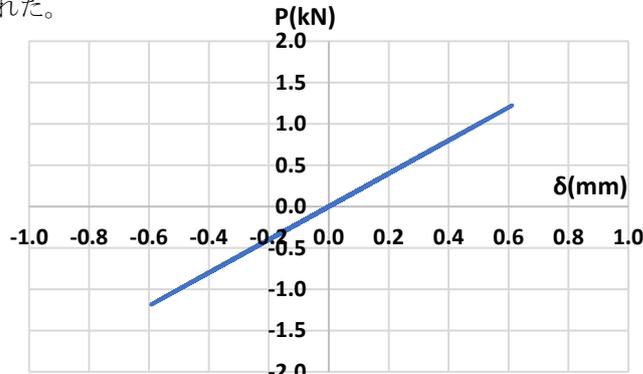


図 2.11 接合部(ばね要素)の荷重-変位関係

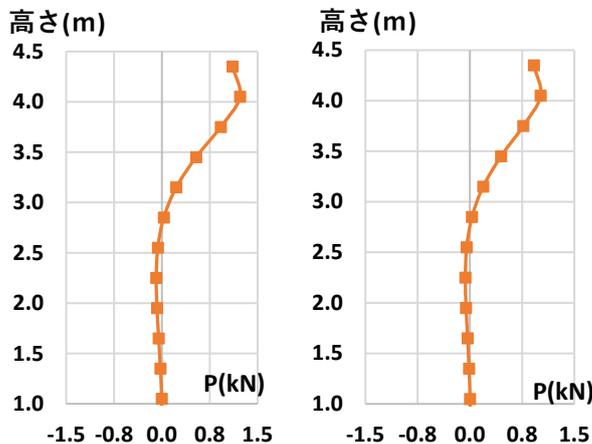


図 2.12 接合部(ばね要素)高さ方向の荷重分布

2.7.3 地震被害を考慮した接合部特性

小林倉庫の地震被害を考慮し、解析モデルの減衰定数、石壁の剛性を変化させ、接合部に生じる荷重の変動を検討した。減衰定数は、3%、7%、8%の3種類とした。石壁の剛性は、解析モデル全体の剛性低下率が10%、20%、30%となるように設定した。図2.13(a)に、減衰定数を変数とした接合部かすがいにかかる荷重分布を示す。図より、減衰定数が増加するにつれてかすがいに作用する荷重が低下することが分かった。8%減衰の場合の最大荷重は約1.1kNであり、5%減衰時(約1.2kN)と比べて0.9倍となった。図2.13(b)に剛性を変数とした接合部かすがいにかかる荷重分布を示す。図より剛性低下率が10%、20%の時は、同様の荷重分布を示した。この時のかすがいに作用する最大荷重は約1.3kNであり、標準剛性時(1.2kN)よりも大きな値となった。一方で、剛性低下率30%時の最大荷重は1kNとなり、標準剛性時と比較して0.8倍程度となった。また、減衰定数、剛性低下率のどちらを変数とした場合も、荷重分布の傾向に変化は見られなかった。

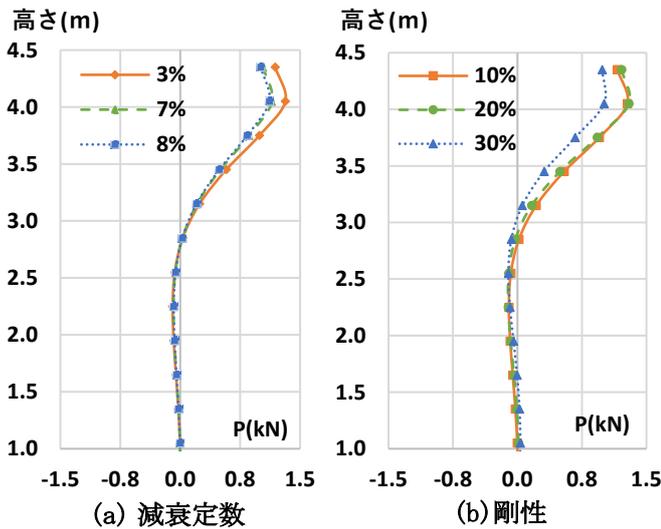


図 2.13 減衰定数および剛性を変数とした接合部(ばね要素)高さ方向の荷重分布

2.8 まとめ

本章では、歴史的木骨石造建造物を対象に耐震調査を行った。微動測定では、建物の基本的な振動特性と、木軸組と石壁の接合部の動的挙動の把握を目的とし、固有振動数、振動モード、木軸組と石壁の一体的な挙動を得ることができた。地震時面内方向の荷重を想定した接合部試験では、高い変形性能を有する弾塑性型の復元力特性が得られた。主な破壊性状として、木材のめりこみ変形とかすがいの曲げ変形が見られ、これが高い変形性能を持つ要因と考えられる。また、モルタル強度と石壁部に作用する拘束圧が復元力特性に影響を与えることが分かった。これらの結果を基に、接合部の地震時挙動に着目し、2次元簡易解析モデルを用いた地震応答解析を行った。2018年北海道胆振東部地震の観測波を入力地震動

とした解析より、接合部かすがいは弾性範囲内の挙動を示し、既往の被害調査に対応した結果が得られた。

第3章 組積造と木造が混合した建造物(旧田中家住宅)の耐震調査

3.1 調査建物概要

対象建物の旧田中家住宅は、木造と煉瓦造、その他土蔵造、RC造が平面的に混合した建物である(図3.1)。大正12(1923)年に煉瓦造3階建ての洋館、昭和9(1934)年に伝統木造の和館、昭和48(1973)年、RC造4階建てがそれぞれ建設され、現在の姿に至る。煉瓦造と木造は、木造和館の桁、棟木が煉瓦造東側外壁に差し込まれ、接続されている。このような摩擦・接触等による接合形式で荷重伝達機構が明確ではない。また、建物地盤は耐震診断⁹⁾より、軟質地盤と推定されている。

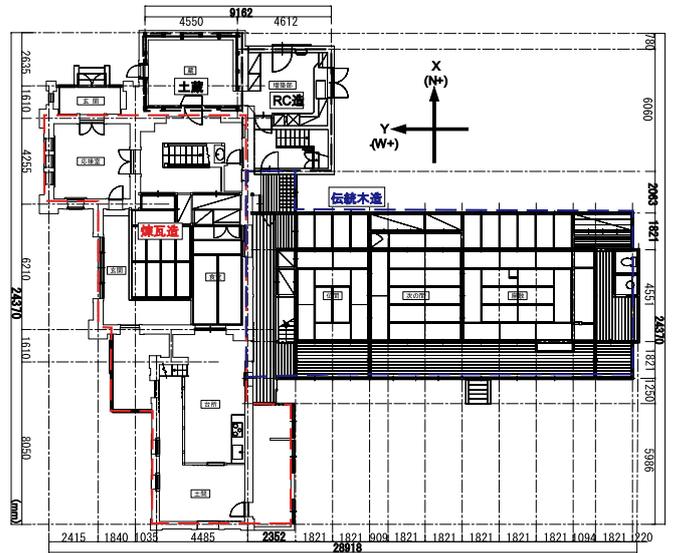


図 3.1 旧田中家住宅平面図

3.2 微動測定概要

建物の基本的振動特性および煉瓦造と木造の動的挙動を把握することを目的として測定を行った。図3.2に測定位置を示す。微動計に隣接して加速度計を設置しており、次節の地震観測でも同様の測定を行った。なお、センサーの仕様、周波数特性等は、前章の微動測定と同様のものとする。



図 3.2 センサー位置(3階)

3.3 測定結果

3.3.1 煉瓦造と伝統木造の時刻歴波形

図 3.3 に X,Y 方向の煉瓦造と木造の時刻歴波形を示す。どちらにおいても木造と煉瓦造の概ね一体的な挙動が得られた。

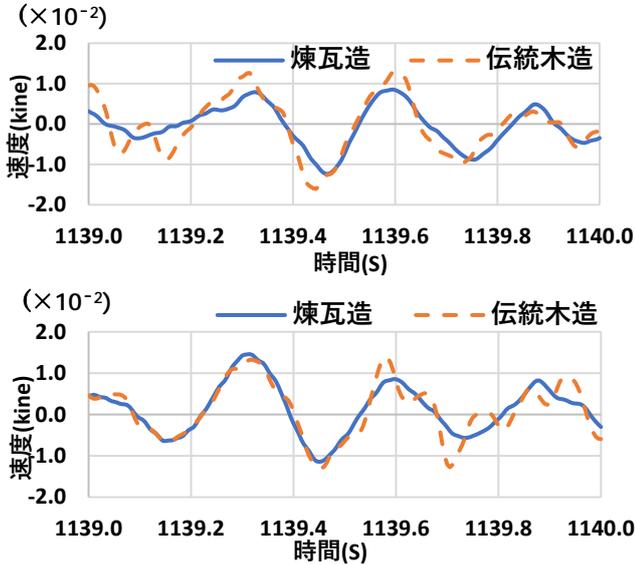


図 3.3 時刻歴波形(上:X 方向、下:Y 方向)

3.4 地震観測概要

地震時挙動を把握するために、前節と同様に煉瓦造と木造部分に加速度計を設置して観測した。また、建物が軟質地盤に建つことから動的相互作用を考慮し、地盤および基礎と、煉瓦造屋上階の測定点を抽出し、結果の整理を行った。

3.5 地震観測概要

3.5.1 煉瓦造と伝統木造の挙動比較

表 3.1 と図 3.4 に、観測された E1~E3 地震動の詳細と煉瓦造と伝統木造の頂部での応答加速度波形を示す。図から、微動測定と同様に煉瓦造と木造が概ね一体的な挙動を示すことが確認できた。

表 3.2 に 3F における煉瓦造と木造の最大応答加速度を示す。伝統木造部の応答加速度は、東西方向に対して振動の影響を受けやすい南北方向で小さくなる結果となった。これは、伝統木造の測定位置が煉瓦造に近いことから、応答低減効果が働いているものと考えられる。

表 3.1 観測地震動詳細

	発生日時	震源地	M	最大震度	川口市での震度
E1	2021年 10月28日	茨城県 南部	4.6	4	3
E2	2021年 12月2日	茨城県 南部	5	4	3
E3	2022年 3月16日	福島県 沖	7.4	6強	4

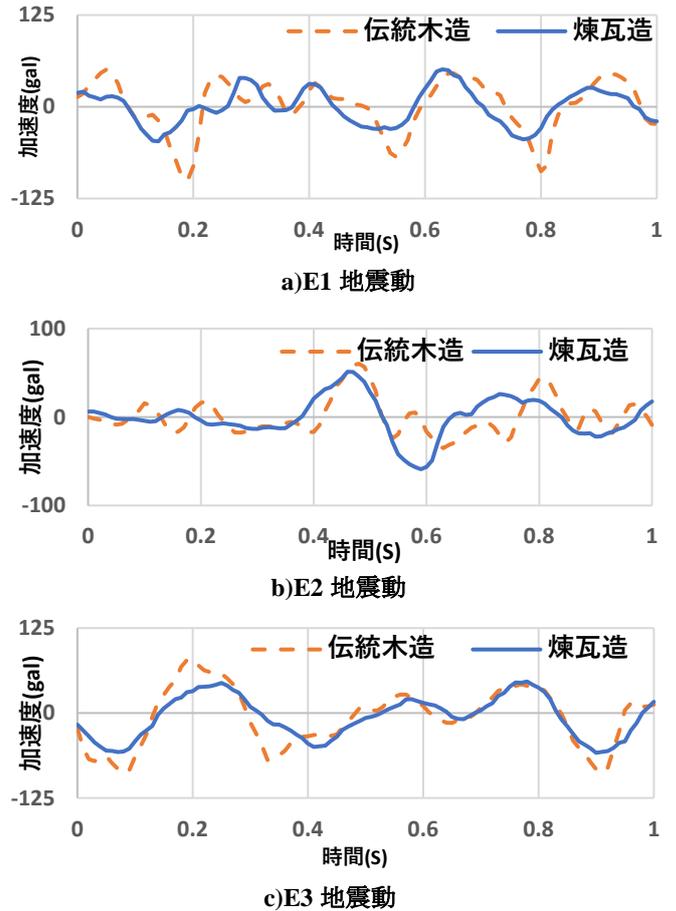


図 3.4 煉瓦造と伝統木造部の応答加速度

表 3.2 煉瓦造と木造の最大応答加速度(3F)

最大加速度 (cm/s ²)		3F 煉瓦造	3F 木造
2021/10/28 (E1) 震度 4	EW	51.0	100.7
	NS	59.0	60.3
2021/12/2 (E2) 震度 4	EW	31.1	50.8
	NS	40.4	36.2
2022/3/16 (E3) 震度 6 強	EW	61.5	120.6
	NS	69.7	66.0

3.5.2 動的相互作用効果の検証

図 3.5 に測定位置を示す。動的相互作用は、建物の振動を受けた地盤の変形により、建物への入力に変化する現象であることから、煉瓦造小屋組を基準として地盤(Grd)と基礎(1F)測定を行った。得られた時刻歴波形より、東西方向の伝達関数を算出した。図 3.6 に E1~3 における地盤および基礎に対する煉瓦造屋上階の伝達関数を、表 3.3 にそれぞれの伝達関数ピークから得られた固有振動数を示す。図より、地盤に対する煉瓦造屋上階の伝達関数は、基礎に対するそれと比べて、応答倍率および振動数が低下しており、動的相互作用に低減効果が確認された。

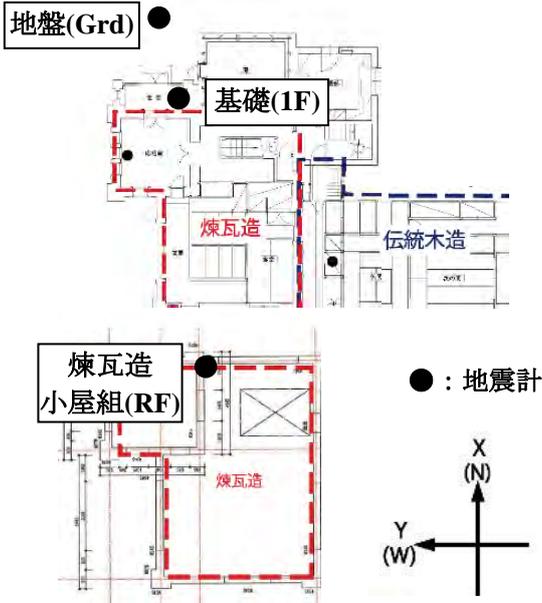


図 3.5 測定位置(上:1階、下:屋上階)

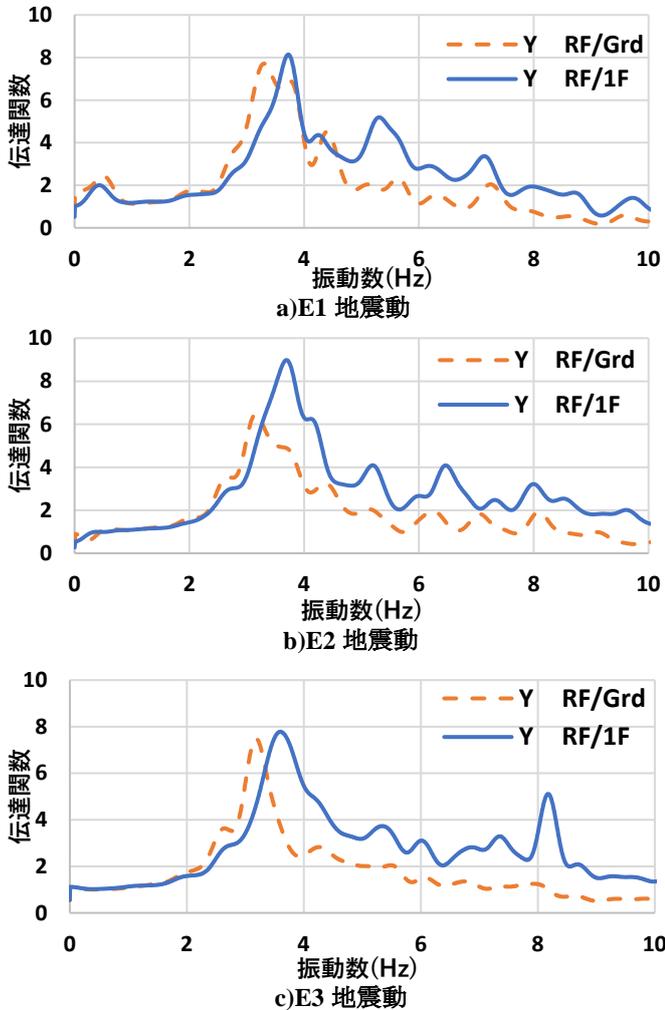


図 3.6 地盤(Grd)および基礎(1F)に対する煉瓦造屋上階の伝達関数

表 3.3 伝達関数から求めた固有振動数

	1次固有振動数(Hz)	
	E2	E3
地盤-構造物系	3.30	3.16
構造物系	3.72	3.60

3.6 地震応答解析概要

3.6.1 解析方法と質点系モデル

前節の地震観測より、地盤と建物の動的相互作用効果が確認された。本節では、この相互作用効果を再現するために、煉瓦造を主とした多質点系 Stick モデルにより、地震応答解析を行った。図 3.7 に基礎固定モデルと、動的相互作用を考慮したスウェイ・ロッキングモデル(以下、SR モデル)を示す。上部質点系モデルの重量は、文献 6) より、剛性は、前節の表 3.3 の構造物系の固有振動数と逆三角形一次モードの近似式⁷⁾より算出した。SR モデルの地盤ばねの減衰定数およびばね定数は、文献 8)、9)の式を基に算出した。表 3.4 に地盤ばねのばね定数および減衰定数を示す。

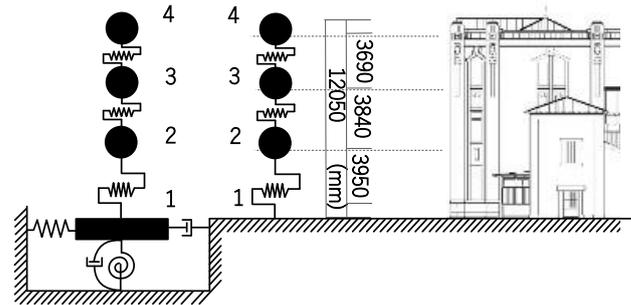


図 3.7 解析モデル(左:SR モデル、右:基礎固定モデル)

表 3.4 地盤ばねのばね定数および減衰定数

	ばね定数 $k_s(\text{kN/m}), k_r(\text{kN} \cdot \text{m})$	減衰定数 (%)
水平ばね	1.14×10^7	23.6
回転ばね	3.23×10^9	4.4

3.6.2 固有値解析

表 3.5 に固有値解析の結果を示す。基礎固定モデルの 1 次・2 次の固有振動数は、3.60Hz、7.58Hz となり、地震観測の固有振動数と同値が得られた。SR モデルの 1 次、2 次の固有振動数は 3.32Hz、7.21Hz となった。

表 3.5 固有値解析結果

	固有振動数(Hz)	
	1次	2次
基礎固定	3.6	7.58
SR	3.32	7.2

3.6.3 減衰定数と入力地震動

減衰は、レーリー減衰 5%とし、前項で得られた 1 次、2 次の固有振動数を基準とした。入力地震動は、前節の地震観測で得られた E3 地震波とする。図 3.8 に各地震動の時刻歴波形、図 3.9 に減衰定数 5% 時の各地震動の応答スペクトルを示す。

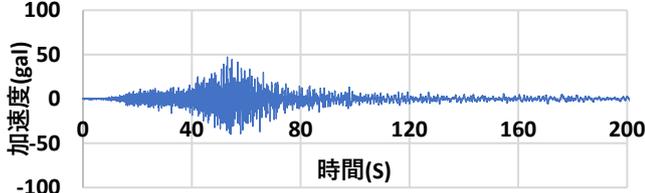


図 3.8 入力地震動(E3)の時刻歴波形

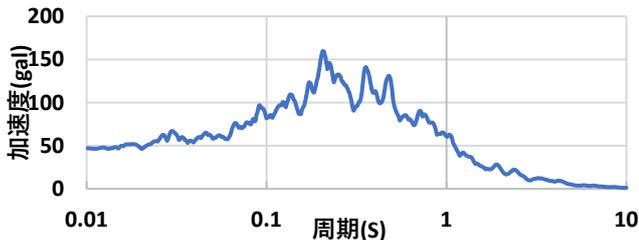


図 3.9 入力地震動(E3)の応答スペクトル(h=0.05)

3.7 解析結果

前項の入力地震動を用いた時刻歴応答解析を行った。図 3.10 に E3 地震動を入力とした SR モデル頂部(質点 4)の応答加速度波形を示す。図より、地震観測の応答加速度と比べて大きくなった。これは解析モデルが煉瓦造のみをモデル化しており、その他構造を考慮してないことが原因と考えられる。

図 3.11 に解析から得られた地盤および基礎に対する煉瓦造頂部(質点 4)の伝達関数を示す。図より、動的相互作用による応答的減効果が見られ、地震観測と同様の結果が得られた。

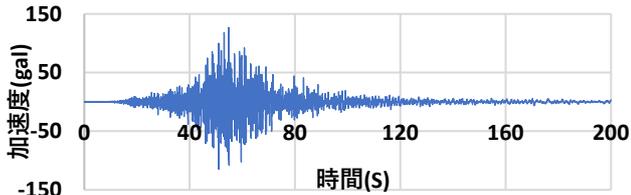


図 3.10 SR モデル頂部の応答加速度

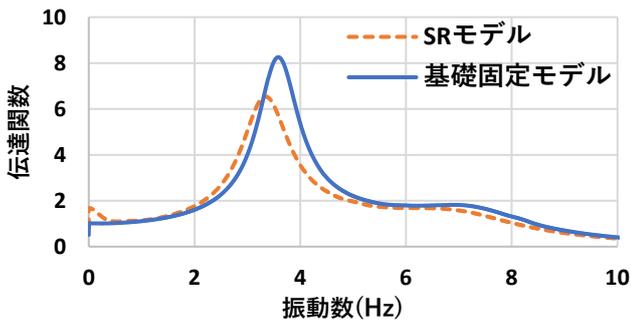


図 3.11 解析から算出した伝達関数

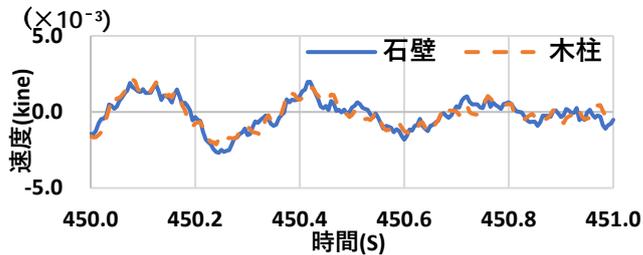
3.8 まとめ

本章では、重要文化財旧田中家住宅を対象とした耐震調査を行った。微動および地震動モニタリングを実施し、建物の基本的振動特性と煉瓦造と木造の一体的挙動を確認することができた。地盤および基礎に対する屋上階の応答倍率からは地盤—建物の動的相互作用効果が確認できた。また、また、煉瓦造から近い位置で得られた伝統木造の応答波形より、応答低減効果と思われる挙動が見られた。簡易質点系モデルによる地震応答解析では、地震動モニタリングと同様に動的相互作用による応答低減効果を再現することができた。しかし、煉瓦造を主とした解析モデルの応答加速度は、実構造物と比べて大きくなった。これは、伝統木造やその他構造の影響を考慮していないことが原因と考えられるため、今後の詳細な検討が必要である。

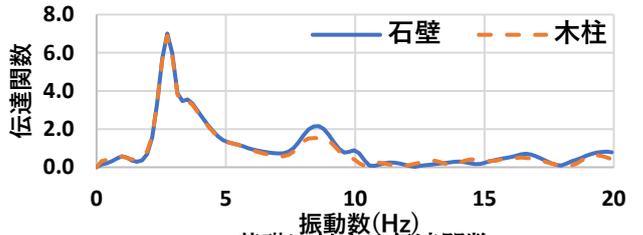
第 4 章 考察

4.1 対象建物の動的特性の比較

前章までにおいて、異なる接合形式を有する 2 棟の組積造・伝統木造混構造建造物の振動(微動)モニタリングを行った。得られた結果を基に本章では、2 棟の建物の動的挙動の比較を行った。図 4.1 に木骨石造建造物の木柱と石壁の時刻歴波形と基礎に対する伝達関数を示す。同様に、図 4.2 に伝統木造混構造建造物の煉瓦造と木造の時刻歴波形と基礎に対する伝達関数示す。図 4.1 より、時刻歴波形と伝達関数どちらにおいても、木柱と石壁が著しく一体化している。一方、図 4.2 の時刻歴波形では、煉瓦造と伝統木造で概ね一体的な挙動が見られるが、所々異なった挙動が確認できる。また、伝達関数からも 4 Hz 程度の低振動数域までは、同一の応答特性を示すがそれ以降については、異なる応答が確認できる。これより、機械的接合形式を有する木骨石造建造物においては、組積造と木造の一体性が高いことが分かった。



a)時刻歴波形



b)基礎に対する伝達関数

図 4.1 木骨石造建造物の動的特性

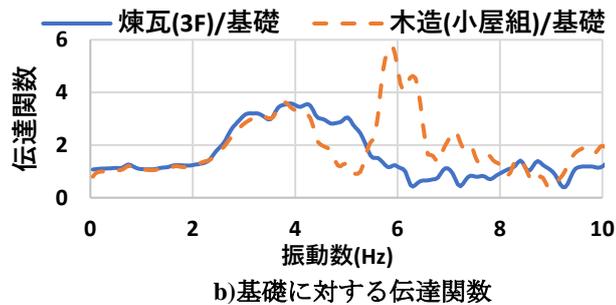
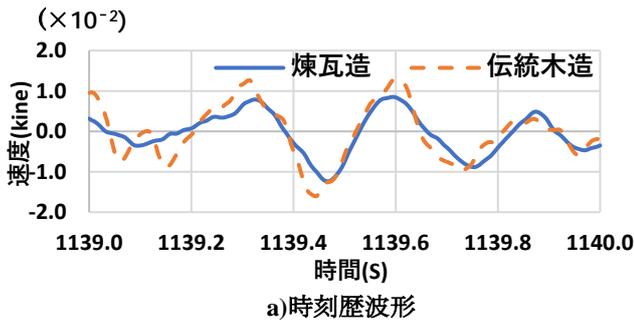


図 4.2 煉瓦造伝統木造平面混構造建造物の動的特性

4.2 まとめ

2 棟の対象建物の動的特性の比較を行い、接触・摩擦等の接合形式である煉瓦造伝統木造混構造建造物に比べ、機械的接合形式を有する木骨石造建造物は、木柱と石壁が一体的な挙動が見られ、接合部の重要性を再確認することができた。

第 5 章 結論

5.1 結論・まとめ

小樽市に数多く現存している歴史的木骨石造建造物は、木軸組と石壁の混構造であり、かすがいによる機械的接合を有する。安平町指定有形文化財小林倉庫もその例である。一方、重要文化財旧田中家住宅は、増築を重ね、平面的に煉瓦造と伝統木造の混構造を形成しており、荷重伝達機構が明確ではない摩擦・接触等の接合形式である。近代建築遺産として今後も保存活用を進めていくにあたり、耐震安全性は重要である。本研究では、上記 2 棟の組積造・伝統木造混構造建造物を対象とした

耐震調査を行った。このような混構造建造物の建物に対し、まず、振動モニタリングを実施し、建物の基本的振動特性および、組積造と伝統木造の接合部の動的挙動に関する知見を得た。さらに、実構造物の地震時挙動を理解するために、簡易な解析モデルによる検討を行った。これより、実現象の一部をだいたい再現することができ、耐震安全性に関する基礎的な知見を得ることができた。

5.2 今後の課題

本稿での一連の調査から組積造・伝統木造混構造建造物の耐震安全性に関する一定の知見を得た。今後は、より詳細な検討を行い、実構造物の地震時挙動を把握する必要がある。また、得られた知見を基に、保存修復計画へ向けた定量的な評価方法を検討することが望まれる。

参考文献

- 1) 駒木定正 小樽の木骨石造建築について ～その歴史と構法を学ぶ～新建築家技術者集団北海道支部主催,建築セミナー,2022.09 <https://www.shinken-hokkaido.com/report/#post-399>
- 2) 花里利一,安平町指定有形文化財小林倉庫耐震診断報告書,2021.03
- 3) Yohei Endo & Toshikazu Hanazato, 2022, Seismic Behaviour of a 20th Century Heritage Structure Built of Welded Tuff Masonry and Timber Frames, International Journal of Architectural Heritage.
- 4) 宮谷慶一:明治期組積造建築の目地モルタルにおける石灰の使用,日本建築学会計画系論文集 第 585 号,169-176,2004.11
- 5) 日本建築学会:木質構造基礎理論 第 4 章,2010.12
- 6) 旧田中家住宅煉瓦造(洋館、付属棟、塀)耐震診断報告書,2017.3
- 7) 柴田明憲:最新耐震構造解析(第 3 版),森北出版株式会社,2014.12
- 8) 日本建築学会:建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計,2006.02
- 9) 社団法人日本電気協会電気技術基準調査委員会:電気技術指針原子力編:原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601,pp313-333,1987 謝辞

本研究を進めるにあたり、熱心かつ適切なご指導をして頂いた花里利一特任教授に心から感謝の意を表す。また、大学院 1 年次より、ご指導して頂いた川口淳准教授に心から感謝の意を表す。本研究は、三重大学花里利一特任教授をはじめとし、筑波大学上北恭史教授、東京電機大学新津靖教授、北海道職業能力開発大学校特別顧問の駒木定正氏、信州大学遠藤洋平准教授らによる共同研究チームであり、多大なご協力をいただいた。安平町指定有形文化財小林倉庫の被害(ひび割れ)調査と常時微動測定は、所有者小林正道氏および同町教育委員会瀧井真司氏、松本彩楓氏(当時三重大学研究生)、荒川昌伸氏、NPO 法人歴史的 地域資産研究機構(角幸博代表)の協力を得て実施した。重要文化財旧田中家住宅の調査においては、谷川隼也氏をはじめ川口市教育委員会の皆様より調査対象の許可および関連資料を提供いただきました。木骨石造建造物の接合部実験および材料実験では、三重大学技術職員の和藤浩に多大なご協力をいただいた。解析に際し、松井建設株式会社佐藤信夫氏にご協力とご助言いただいた。付記して謝意を表す。