

令和2年度
修士論文

歴史的組積造建築物の耐震性に関わる
モニタリング調査

指導教員 花里利一教授

三重大学大学院工学研究科

建築学専攻

張 燁

目次

第1章 序論

- 1.1 はじめに
- 1.2 研究の目的
- 1.3 地震概要
- 1.4 既往の研究

第2章 PS オランジュリにおける常時微動測定

- 2.1 建物概要
- 2.2 地震被害概要
- 2.3 修理工事概要
- 2.4 材料試験概要
 - 2.4.1 2階部分材料試験
 - 2.4.2 1階部分材料試験
- 2.5 材料試験結果
- 2.6 常時微動測定概要
 - 2.6.1 修理工事前測定位置
 - 2.6.2 修理工事後測定位置
- 2.7 伝達関数算定結果
- 2.8 固有振動数
- 2.9 応答倍率
- 2.10 ねじれ動検討
- 2.11 まとめ

第3章 旧田中家住宅における地震モニタリング

- 3.1 建物概要
- 3.2 材料試験
- 3.3 地盤の種類
- 3.4 地震観測概要
- 3.5 観測地震波概要
- 3.6 伝達関数算定結果
- 3.7 固有振動数
- 3.8 減衰定数
- 3.9 振動モード
- 3.10 既往の結果との比較
- 3.11 まとめ

第4章 諸戸氏庭園煉瓦蔵における常時微動測定

- 4.1 諸戸氏庭園概要
- 4.2 煉瓦蔵概要
- 4.3 材料試験概要
- 4.4 材料試験結果
- 4.5 常時微動測定概要
- 4.6 伝達関数算定
- 4.7 固有振動数・振動モード
- 4.8 減衰定数
- 4.9 建物のねじれ動の検討
 - 4.9.1 東西方向
 - 4.9.2 南北方向
- 4.10 まとめ

第5章 福島写真美術館における常時微動測定

- 5.1 建物概要
- 5.2 地震被害概要
- 5.3 修理工事概要
- 5.4 常時微動測定概要
 - 5.4.1 修理工事前測定位置
 - 5.4.2 修理工事後測定位置
- 5.5 伝達関数算定結果
- 5.6 固有振動数
- 5.7 時刻歴波形
- 5.8 緊張力モニタリング概要
- 5.9 緊張力モニタリング結果
- 5.10 まとめ

第6章 結論

- 6.1 まとめ
- 6.2 今後の課題

第 1 章

序論

1.1 はじめに

日本の都市景観は、明治から令和に至るまでの様々な時代の建築物が混在して形作られている。昭和以前に建設された建築物も多く、これらの歴史的建築物は歴史を後世に伝えるうえでの貴重な資料として、近年保全が注目されている。特に日本のような地震国において、地震被害からの復興や耐震補修を行うことは、建築物再生だけでなく人命保護の観点からみても重要な課題である。

しかしながら、近代・近世の建築物は、伝統的木造建築物と建設手法や使用材料において異なる部分や、西洋伝来の技術の咀嚼不十分による施工ミスなどがあり、伝統的建築物の研究によって確立された工法が適用できないことも多い。したがって、保全に際しては新たな知見や技術が求められることになる。

特に、歴史的組積造建築物においては、木造に比べると数が極端に少ないことが知られている。図1には登録有形文化財の構造種別の登録数を示している¹⁾。また、保全手法を検討する研究は数多くあるものの、検討する対象となる組積造の特性が知られておらず、補強を行う際に確保できる耐震性が不明確である場合も多い。そこで、歴史的組積造建築物において、個々の建築物に対しての調査・解析を行い、データの蓄積を行っていくことが重要になると考える。

1.2 研究の目的

上述の通り、歴史的建築物の保全を行うにあたって、その個々の建築物の構造や振動特性を知ることは必須である。本研究では、歴史的建造物の中でも、数少なく貴重な研究材料となる組積造建築物に焦点を当て、PS オランジュリ(熊本県)、諸戸邸煉瓦蔵(三重県)、旧田中家住宅(埼玉県)、福島写真美術館(福島県)といった全国各地の様々な年代に建てられた建築物を対象として、建築物の構造・振動特性を把握することを目的として行う。本論では、それぞれの対象建築物の常時微動測定、地震波モニタリングなどの観測結果やこれまで得られた材料実験の結果を示すとともに、既往の研究との比較も交えながら、それぞれの振動特性についての検討を行っていく。なかでも、PS オランジュリと福島写真美術館は地震による被害を受けた建築物であり、被害状況や修理工事の効果についても検討を行う。

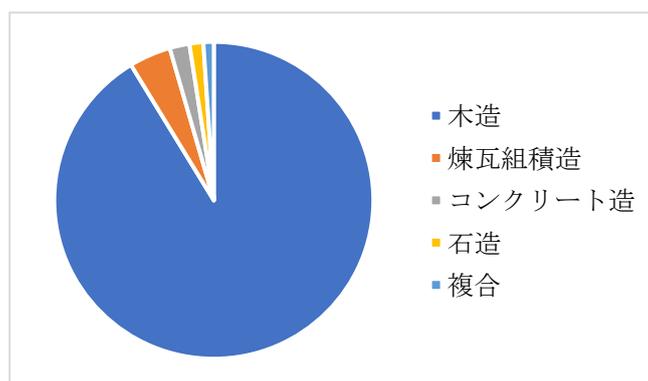


図 1-1-1 登録有形文化財の構造種別登録数

1.3 地震概要

これまでの過去に、熊本県と福島県で発生した地震の特徴や被害状況などについて以下に記す。²⁾³⁾⁴⁾

熊本県に被害を及ぼす地震は、主に陸域の浅い地震である。この他、日向灘など東方の海域に発生する地震で被害を受けることがある。阿蘇山の西側、九州山地北西縁には布田川・日奈久断層帯が北東-南西方向に走り、地形的にも明瞭である。この断層帯の北側には、別府-島原地溝帯を埋めるように阿蘇山の火山噴出物などが広く分布し、それ以南には古い時代の地層が分布している。県内の活断層は、阿蘇山西麓から熊本県付近の別府-島原地溝帯に沿った地域に分布している。また、布田川・日奈久断層帯では、右横ずれの活断層が分布する。陸域の浅い被害地震は、主に別府-島原地溝帯に沿った地域と布田川・日奈久断層帯に沿う地域などで発生している。別府-島原地溝帯に沿って発生する被害地震は、阿蘇山周辺と熊本市周辺に多い。

以下に過去に発生した大規模な地震と被害について表 1.3-1 で示す。また、本論に登場する熊本県の大まかな地形を図 1-3-1 に示す。表 1.3-1 から、平成 28 年の熊本地震が過去最大の地震であったことがわかる。



図 1-3-1 熊本県の地形

表 1-3-1 熊本県における過去の地震

西暦	地域（地震名称）	規模	推定最大震度	被害など
1619年	肥後・八代	M6.0	震度6弱	麦島城はじめ公私の家屋が破壊
1625年	熊本	M5～M6	震度5強	熊本城火薬庫爆発 天主付近、城中の石垣被害 死者約50名
1707年	（宝永地震）	M8.4	—	死者2万名 家屋全壊6万棟 同流失2万棟
1723年	肥後・豊後・筑後	M6.5	震度5弱	肥後で死者2名 負傷者25名 家屋倒壊980棟
1769年	日向・豊後・肥後	M7 3/4	震度6弱	延岡城・大分城で大きな被害 熊本県では死者1名 家屋倒壊115棟
1792年	雲仙岳	M6.4	—	眉山(前山)東部が崩れ 津波が生じ、津波による死者約5000名、家屋流失2000棟以上
1854年	（安政南海地震）	M8.4	—	東海地震の32時間後に発生、二つの地震の被害や津波被害との区別困難
1889年	熊本市街地	M6.3	震度5	死者20名、 家屋全・半壊400棟以上と大きな被害
1941年	日向灘	M7.2	震度5	死者2名 負傷者7名 家屋全壊19棟

西暦	地域（地震名称）	規模	推定最大震度	被害など
1946年	（南海地震）	M8.0	震度 5	死者 2 名 負傷者 1 名 住家全壊 6 棟
1975年	阿蘇山北縁	最大 M6.1	震度 5	震源域に最も近い一 の宮三野地区で家屋 や道路に被害 負傷者 10 名、 住家全壊 16 棟
2016	熊本	M7.2	震度 7	死者 204 名 負傷者 2671 名 住家全壊 8651 棟

福島県に被害を及ぼす地震は、主に太平洋側沖合で発生する地震と陸域の浅い地震である。福島県太平洋側沖合で過去に発生した大規模地震について表 1.3-2 に示す。過去の地震において、福島県太平洋沖合にて M8 を越えるような地震は発生したことはなかった。そのかわりに比較的 M7 程度の地震が続発する傾向があった。

表 1-3-2 福島県における過去の太平洋沖地震

西暦	地域（地震名称）	規模	推定最大震度	被害など
1611 年	三陸沿岸および 北海道東岸	M8.1	震度 5	津波が発生、相馬領で 死者多数
1938 年	(福島県東方沖地震)	M7.5	震度 5	死者 1 名 負傷者 9 名 家屋全壊 20 棟 M7 程度の余震が約 2 ヶ月に 6 回発生
1978 年	(1978 年宮城県沖地 震)	M7.4	震度 5	中通り、浜通りの北部 に被害 死者 1 名 負傷者 41 名 住家全壊 3 棟
1987 年	福島県沖	最大 6.7	震度 5	M6 程度の地震 5 回発 生

福島県の地形は、県東部の阿武隈高地、県中部を南北に延びる奥羽山脈を境に浜通り、中通り、会津地方に分かれている。県内の主要な活断層は、これらの地方にある盆地などの低地と山地との境目に分布している。阿武隈高地には古い岩石などが広く分布し、比較的安定した地質となっている。沿岸部の双葉断層を除けば、活断層は少ない。中通りには、阿武隈川が流れる低地の西側と奥羽山脈との境目に福島盆地西縁断層帯がある。会津地方には、会津盆地西側に会津盆地西縁断層帯がある。いずれも逆断層で、双葉断層は左横ずれ成分を持っている。これらの断層で発生した地震について表 1.3-3 に示す。また、本論に登場する福島県の大まかな地形を図 1-3-2 に示す。福島県では 1960 年のチリ地震津波のような外国の地震によって津波被害を受けることがある。



図 1-3-2 福島県の地形

表 1-3-3 福島県における過去の活断層地震

西暦	地域（地震名称）	規模	推定最大震度	被害など
1611 年	会津	M6.9	震度 6 強～7	会津地方で被害 山崩れ、人家倒壊多 数、死者 3700 名、山 崎新湖を生ずる
1659 年	岩代・下野	M6 ～ M7	—	会津、那須に被害 死者 39 名 住家倒壊 409 棟以上
1683 年	下野・岩代	M7.0	—	南会津の山崩れによ り、川を堰きとめる
1731 年	岩代	M6.5	震度 6	住家全壊 300 棟以上
1821 年	岩代	M5.5～ M6	—	家屋倒壊 130 棟 死者あり
1943 年	（田島地震）	M6.2	—	M6 程度の余震発生
2011 年	東北地方太平洋沖地 震	M9.0	震度 7	死者 4146 名 負傷者 183 名 住家全壊 15435 棟

1.4 既往の研究

既往の研究として、熊本県の PS オランジュリについて、熊本工業大学の村橋によって 1997 年に構造耐力についての研究が行われている⁵⁾。以下に結論を示す。

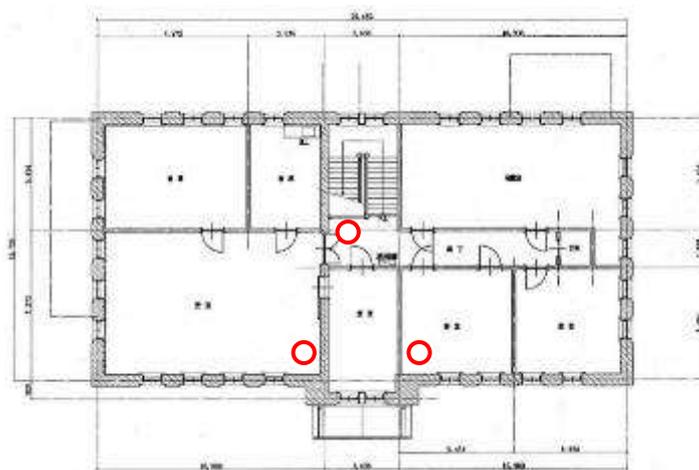
- (1) 地震時の負担せん断応力度は、煉瓦造の許容せん断応力度を満足し、終局時のせん断応力度に対する安全率も 2.7 倍確保されている。
- (2) 煉瓦造壁体の圧縮強度は許容圧縮応力度に比べて小さい値を示した。
- (3) 鉛直力を負担する中央円柱の圧縮応力度は、やや大きめの値を示した。

さらに、1999 年に熊本大学の三井・村上らによって地下壁（間仕切壁）をコア抜きした室内実験が行われ、煉瓦の強度調査がされた⁶⁾。以下に調査結果を示す。

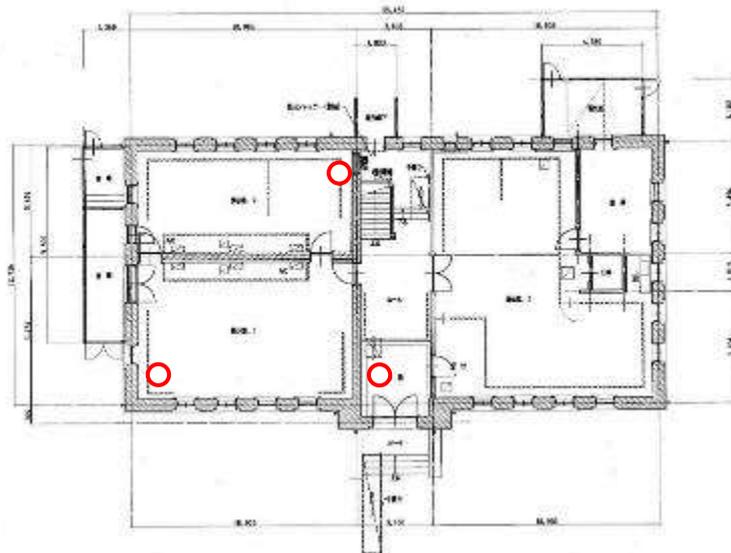
- (1) 煉瓦目地のせん断強度は、1.19～4.66kgf/cm²（平均 2.48kgf/cm²）となり、同年代の建物の試験結果（平均 5.7kgf/cm²）に比べて低い値となった。
- (2) 煉瓦単体の圧縮強度は、45～154kgf/cm²（平均 91kgf/cm²）となり、同年代の建物の試験結果に比べて値の差が大きかつ、平均値も 1/3 程度と低い値となった。

なお、外壁にも同じ煉瓦が使われているかは不明としている。

また、福島市写真美術館については山形大学の三辻、日本大学の狩野、東北大学の佐々木らによって、福島市写真美術館において、2012 年 11 月に常時微動測定が行われている⁷⁾。その設置位置と結果について図 1.4-1 と表 1.4-1 に示す。なお、赤い丸印がセンサーである。なお、測定は水平 2 方向および上下 1 方向で行われている。



2 階平面図



1階平面図

図 1.4-1 三辻らによる常時微動測定におけるセンサー設置位置

表 1.4-1 三辻らによる常時微動測定結果

	固有振動数 (Hz)
東西(長辺)方向	4.80
南北(短辺)方向	3.50
上下方向	1.50

さらに、2003年に花里らによって、歴史的組積造建築物の固有周期と高さの関係による統計式⁸⁾が提案されている。以下にその式と統計図を示す。

$$T = 0.016H$$

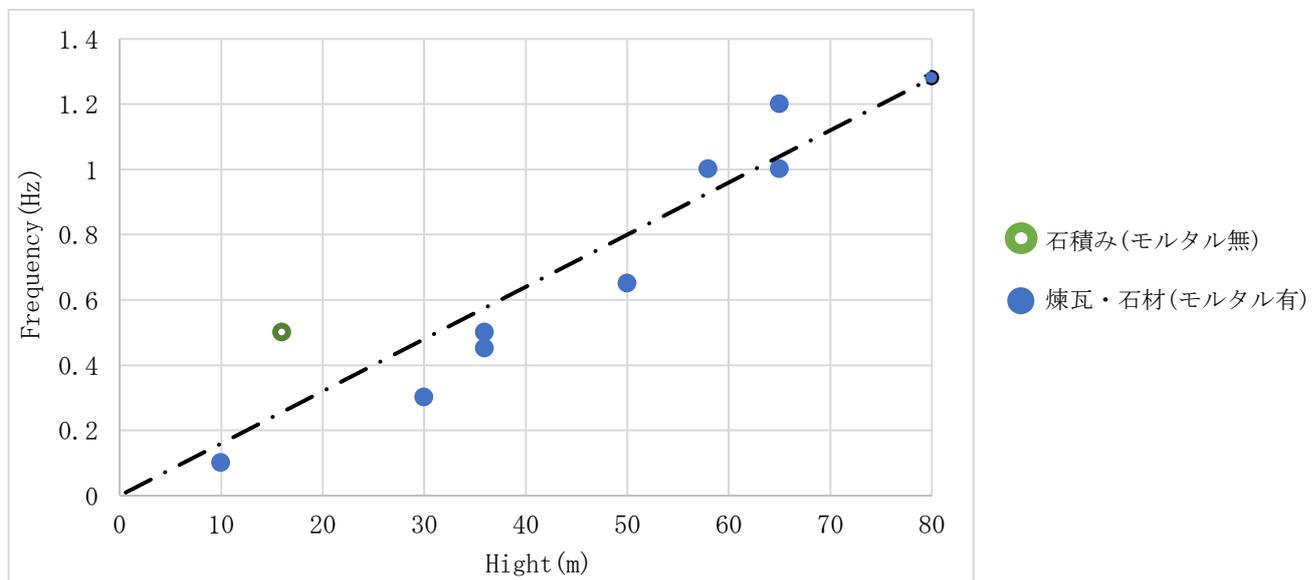


図 1.4-2 歴史的組積造建築物の固有周期と高さの関係

第 2 章

PS オランジュリにおける常時微動測定

2.1 建物概要

PS オランジュリは、熊本県熊本市に建つ歴史的組積造建築物である。大正 8(1919)年に第一銀行熊本支店として建設され、当時の目抜き通り唐人町と米屋町の交差点に建ち、街のランドマークのような存在であった。銀行社屋によく見られる重々しい装飾はなく、軽快なアーチを連続する自由な雰囲気の外観である。

また、構造的にも煉瓦組積造と RC 造の混構造というユニークな構造形式を採用している。構造主体である煉瓦造は無補強で脆弱であるため、窓の上下に入れたバントと RC 造部分で全体を束ね、煉瓦造の弱点を補っている。

1971 年までの 52 年間、第一銀行の支店として使用された後、1996 年まで熊本中央信用金庫の建物として使用された。その後、ピーエス(株)が所有者となり、営業所兼研究所として使用されている。この際、約 3 年をかけ、構造補強を含む改修工事が行われ、内部に煉瓦造と鉄筋コンクリート造の混構造である建物構造とは独立した鉄骨構造を導入した。さらに、2016 年の熊本地震で被災し、同年改修工事が開始されている。

図 2-1-1, 2, 3 に PS オランジュリの外観および内観を示す。



図 2-1-1 外観 (南東側より)

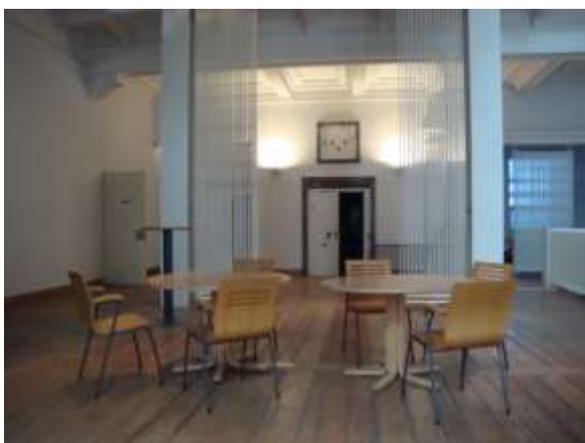


図 2-1-2 内観

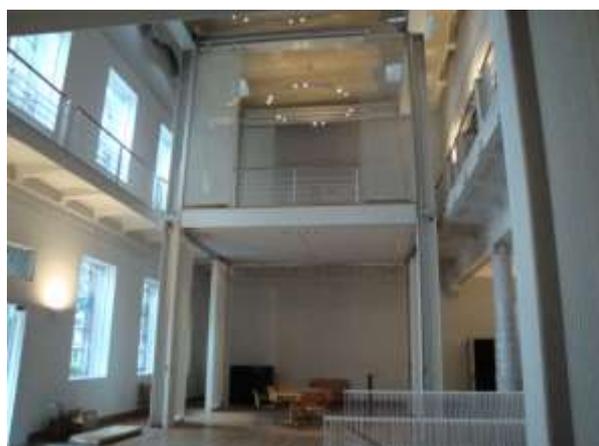


図 2-1-3 内観

2.2 地震被害概要

熊本地震は、最大震度は震度7が観測されたが、PS オランジュリが位置する熊本市中央区では、震度5強が観測されている。この地震による被害として、RC造構造および内部の鉄骨骨組における致命的な損傷はなかった。しかし、無補強煉瓦壁などに損傷があった。主な損傷として、煉瓦壁の亀裂や漆喰塗天井の漆喰崩落などであった。亀裂発生個所として、開口部の周辺および隅角部に多くあった。隅角部に面外曲げ変形によるものと考えられる亀裂が発生していた⁹⁾。また、隅角部の亀裂変位については、浅井らの研究¹⁰⁾によって亀裂変位モニタリングが実施され、構造体への重大な影響はないという結論を得ている。

図2-2-1, 2, 3, 4に地震被害¹⁰⁾の様子を示す。



図 2-2-1 開口部周辺のひび割れ



図 2-2-2 壁のせん断ひび割れ



図 2-2-3 天井の漆喰剥落

2.3 修理工事概要

PS オランジュリにおいては、2016 年より、地震被害に対する修理工事が開始された。修理工事の内容を図 2-3-1, 2, 3, 4, 5 に示す¹⁾。

修理工事では、各階の北側壁沿いに RC フレームが 4 か所増設された。また、各階の平面プランの違いを補強するためおよび、開口部を閉塞するための RC 増し打ち壁(W16)がそれぞれ挿入された。さらに、2 階に大きな吹き抜けがあり、その面内剛性を高めるために、厚 9mm の剛板が床に埋め込まれた。また、前述のように構造主体が無補強の煉瓦組積造であるため、煉瓦組積造補強のために、直径 22mm の鉄筋が壁体に挿入された。

このような構造躯体部分の補強以外にも、剥落した天井・壁の漆喰の塗り替えやフローリングの張替えといった内装仕上げ工事も実施された。

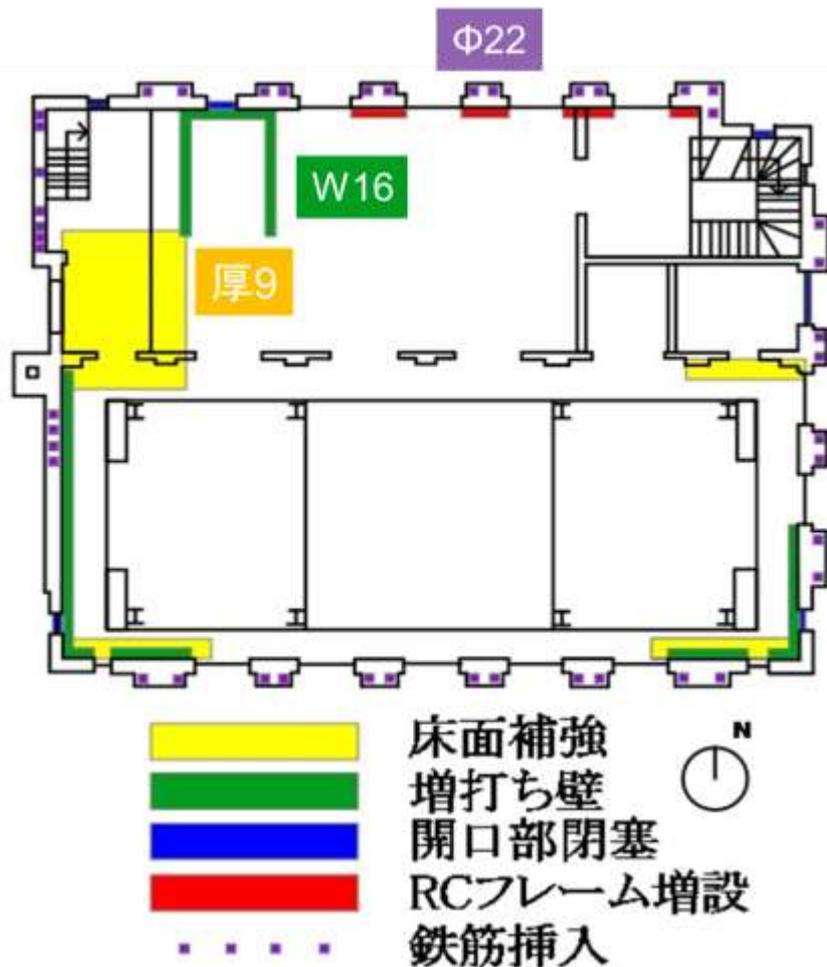


図 2-3-1 主な修理工事内容(2F)

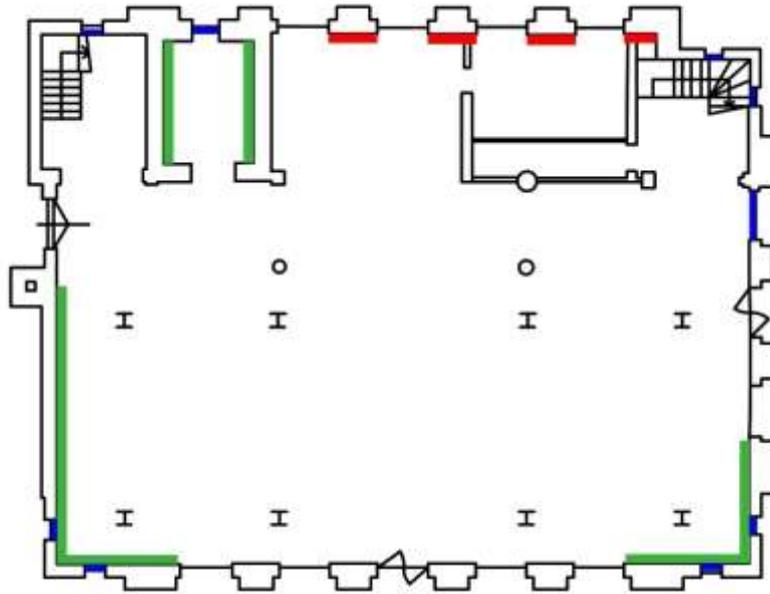


図 2-3-2 主な修理工事内容(1F)

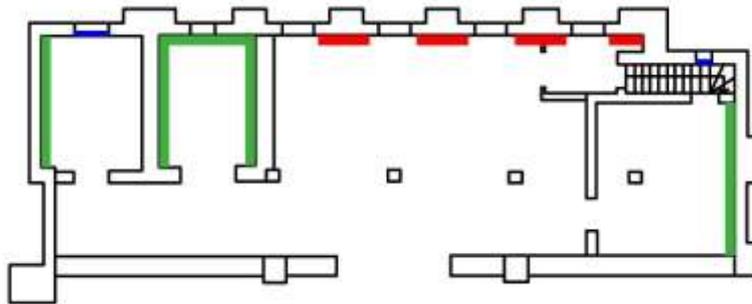


図 2-3-3 主な修理工事内容(BF)

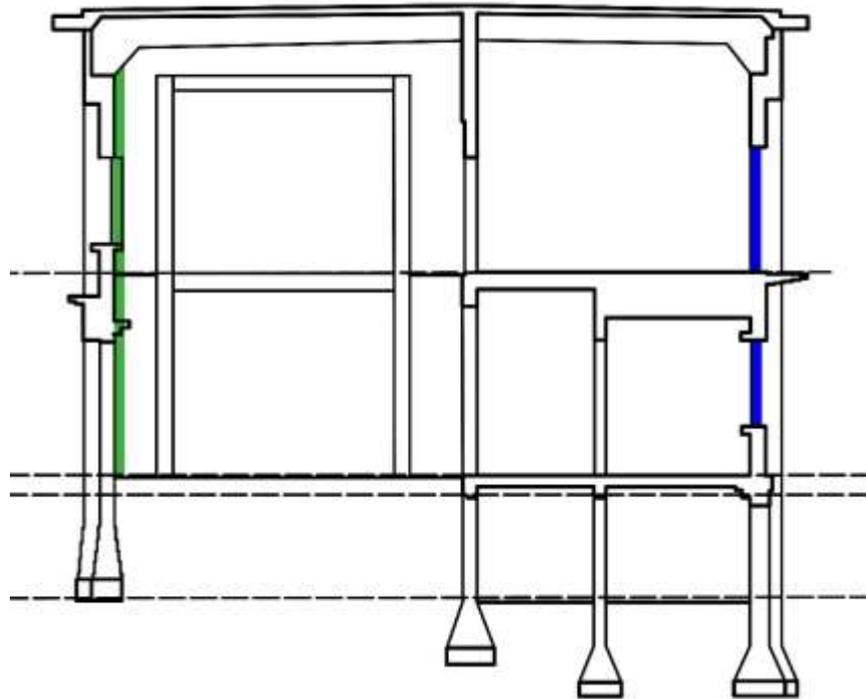


図 2-3-4 主な修理工事内容(東側断面)

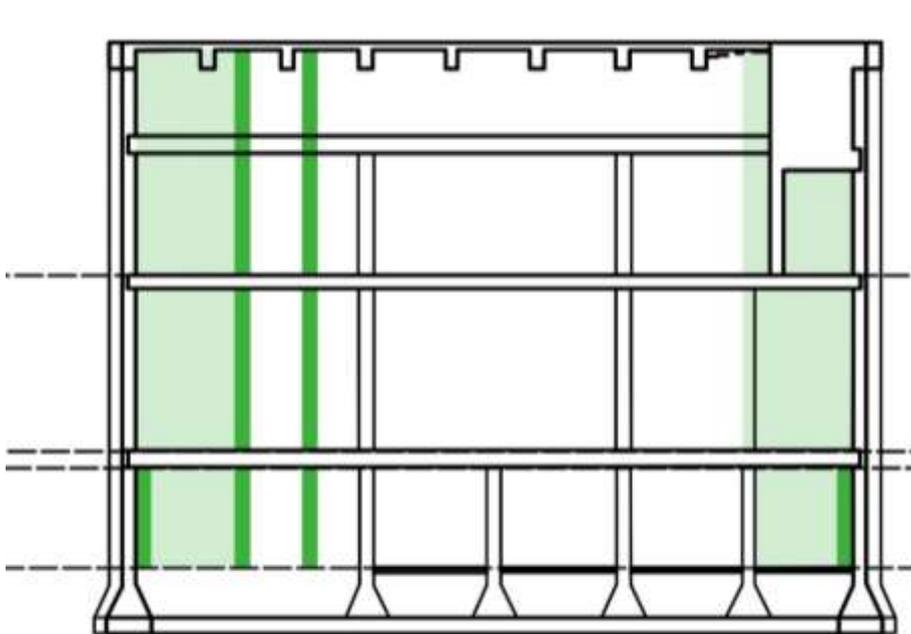


図 2-3-5 主な修理工事内容(南側断面)

2.4 材料試験概要

PS オランジュリ の材料特性を知るために、材料試験を行った。試験は 2018 年に山田ら¹²⁾が 2 階部分について、2019 年に本論において 1 階部分についてそれぞれ試験を行った。それぞれの階において、比較を行いながら検討を行うものとする。

試験は煉瓦単体について圧縮試験・割裂引張試験、煉瓦組積体について圧縮試験・付着強度試験を行った。

2.4.1 2 階部分についての試験概要¹²⁾

試験は前節で述べた通り、煉瓦単体について圧縮試験・割裂引張試験、煉瓦組積体について圧縮試験・付着強度試験を行った。それぞれの試験で使用した試験体の数・寸法を表 2-4-1 に示す。煉瓦部の圧縮試験および煉瓦部の割裂試験は約 $\phi 67 \times 57$ (mm) の円柱体、組積体の圧縮試験は約 $\phi 67 \times 136$ (mm) の目地を含む円柱体、付着強度試験は約 40 (mm) 角の立方体を供試体から切り出して行った。なお、供試体から切り出す際に、目地に間隙が空いているなどモルタルの充填率が十分でないものや、煉瓦部の亀裂にモルタルが充填されているものに関しては、結果には反映せず、参考実験として記載する。

試験は煉瓦部及び組積体の圧縮試験は変化量を求めるためにひずみゲージを貼って行った。各試験体は円柱において 180 度ごとに中央部の鉛直および水平方向のひずみを測定した。

試験に際し、万能試験機を用いて煉瓦部圧縮試験および割裂引張試験、組積体圧縮試験の各試験を行った。また、付着強度試験に関しては、建研式付着試験機を用いて試験を行った。サンプリング間隔は 2 秒に 1 回とする。

煉瓦単体圧縮・組積体圧縮に用いた試験体を図 2-4-1, 2 に、使用機器を図 2-4-3, 4 にそれぞれ示す。

表 2-4-1 試験体数・寸法

	2 階部分 (2018)			
	煉瓦単体圧縮	煉瓦単体割裂	組積体圧縮	付着強度試験
試験体数	3	3	3	3
試験体寸法 (mm)	$\phi 67 \times 57$	$\phi 67 \times 57$	$\phi 67 \times 136$	40 × 40 × 40
	$\phi 67 \times 57$	$\phi 67 \times 57$	$\phi 67 \times 136$	40 × 40 × 40
	$\phi 67 \times 57$	$\phi 67 \times 57$	$\phi 67 \times 136$	40 × 40 × 40



図 2-4-1 煉瓦単体圧縮試験体



図 2-4-2 煉瓦組積体圧縮試験



図 2-4-3 万能試験機



図 2-4-4 建研式付着試験機

2-4-2 1階部分についての試験概要

試験内容は前節同様煉瓦単体について圧縮試験・割裂引張試験、煉瓦組積体について圧縮試験・付着強度試験を行った。それぞれの試験で使用した試験体の数・寸法を表 2-4-2 に示す。煉瓦部の圧縮試験は $\phi 67.4 \times 62.3$ (mm)、 $\phi 67.2 \times 39.9$ (mm)、 $\phi 67.2 \times 35.2$ (mm)の3つの円柱体、割裂試験は 67.2×58.4 (mm)の円柱体の試験体を用意した。組積体の圧縮試験は 67.0×1365.6 (mm)の円柱体を3つ、付着強度試験は約40(mm)角の立方体の試験体3つを供試体から切り出して行った。なお、供試体から切り出す際に、目地に間隙が空いているなどモルタルの充填率が十分でないものや、煉瓦部の亀裂にモルタルが充填されているものに関しては、結果には反映しないものとする。

試験は煉瓦部及び組積体の圧縮試験は変化量を求めるためにひずみゲージを貼って行った。各試験体は円柱において180度ごとに中央部の鉛直および水平方向のひずみを測定した。

試験に際してしようする実験機器は前節と同様である。また、サンプリング間隔は2秒に1回とする。

表 2-4-1 試験体数・寸法

	1階部分(2019)			
	煉瓦単体圧縮	煉瓦単体割裂	組積体圧縮	付着強度試験
試験体数	3	1	1	2
試験体寸法(mm)	$\phi 67.4 \times 62.3$	$\phi 67.2 \times 58.4$	$\phi 67.0 \times 135.6$	$40 \times 40 \times 40$
	$\phi 67.2 \times 39.9$			$40 \times 40 \times 40$
	$\phi 67.2 \times 35.2$			



図 2-4-5 構造躯体からコア抜きされた試験材料

2-5 材料試験結果

煉瓦部圧縮試験に関しては、構造体に対して垂直にコアを抜いたため試験体の h/d 比が 2 未満のものしか確保できない。そこで、強度に補正をかける必要がある。補正は既往の研究¹³⁾を参考に、以下の式によって行った。

$$N = F_c / F_c (h/d = 2.0) \quad \dots \textcircled{1}$$

$$N = k * (\ln(2d/h))^{2+1} \quad \dots \textcircled{2}$$

$$K = 4.84 / F_c (h/d = 2.0) + 0.165 \quad \dots \textcircled{3}$$

N : $h/d = 2.0$ に対する圧縮強度比

F_c : 各供試体の圧縮強度 (N/mm^2)

$F_c (h/d = 2.0)$: $h/d = 2.0$ の供試体の圧縮強度 (N/mm^2)

今回は $H/D = 0.5, 0.67, 1.0, 2.0$ において、②式を用いて強度補正係数を算出した。図 2-4-6 に煉瓦供試体の圧縮強度の逆数と係数 k の関係を示す。

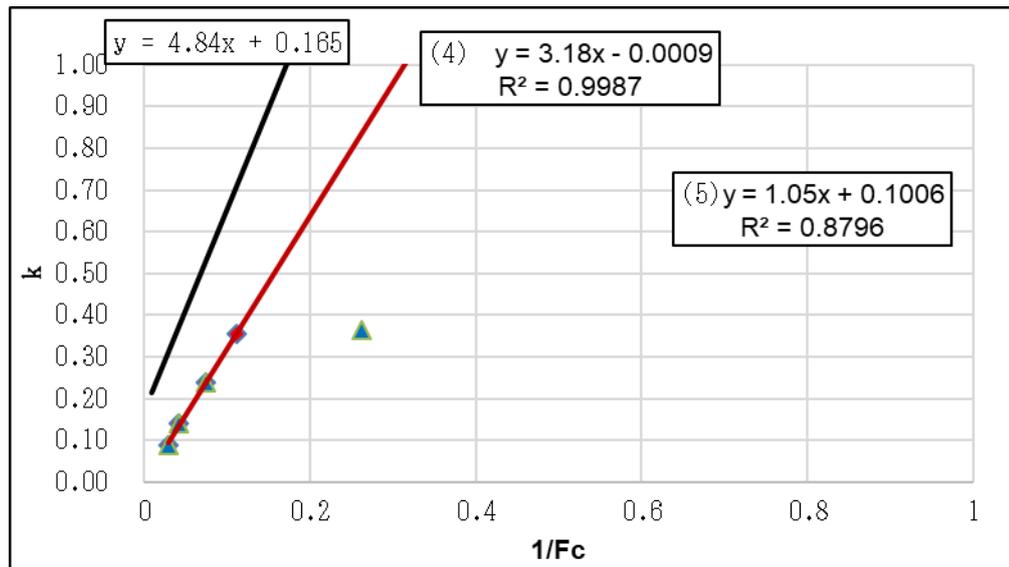


図 2-5-1 圧縮強度の逆数と係数 k の関係

式(4)ではインドネシア・ジャカルタ産赤煉瓦から 500℃~900℃までの強度を推定することを目的としている。式(5)ではインドネシア・ジャカルタ産白煉瓦から 500℃~900℃までの強度を推定することを目的としている。

以下にインドネシア・ジャカルタ産赤煉瓦（難溶性）を用いて強度推定を行った。その結果を以下に示す。(2)式より高さ直径比と圧縮強度比の関係及び高さ直径比と圧縮強度の関係を求めた。

表 2-5-1 高さ直径比と圧縮強度比の関係の推定

Type of brick	k	0.5	0.67	1	1.5	2
Jakarta red	0.48	1.92	1.58	1.23	1.03	1
500	0.285	1.67	1.35	1.13	1.02	1
700	0.185	1.3	1.19	1.07	1.01	1
900	0.09	1.17	1.11	1.04	1	1

高野の研究によると高さ直径比と圧縮強度比の関係推定式では 10%程度推定式が実際に得られた結果と異なることが分かった。故に圧縮強度の推定式でも同様のことがいえる。しかし全体でいえば精度の高い推定式であることが図からもわかる。H/D=0.5 の時は他の水準に比べて大きい結果が得られるがそれでも圧縮強度の推定に関してはそれほど大きな影響はないと考えられる為、本研究でもこの推定式を用いて求められた補正係数を用いるものとする。

また、本研究で取り上げる PS オランジュリを構造する煉瓦の焼成温度は分かっていないが、スパンが 1:1 の場合、焼成温度 500℃から焼成温度 900 度の煉瓦の圧縮強度の差は 1 割程度の為、焼成温度 500℃から焼成温度 900 度の煉瓦における圧縮強度比の平均の値を用いて暫定的な圧縮強度を算出するものとする。

さらに、割裂引張試験において、試験体における断面を弾性円盤と仮定した上で、上下より線荷重を加えた場合載荷軸面には一様な引張応力が生じ、それと垂直な面にはこれより大きい圧縮応力が生じる。煉瓦の引張強度は圧縮強度の 1/10~1-15 と極めて小さいため、このような載荷の場合試験体は引張応力によって破壊すると考えられ、近似的に以下の式から引張強度を算出できる。

以下に、引張強度を算出する際に用いた式を示す。

$$\sigma = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot d \cdot l}$$

σ : 引張強度 (N/mm²)

d : 試験体の直径 (mm)

l : 試験体の長さ (mm)

P : 最大荷重 (N)

以上より、得られた試験結果を表 2-4-3, 4, 5, 6 に示す。

また試験結果のグラフを図 2-7, 8, 9, 10 に示す。

結果は試験種別ごとに、1 階部分及び 2 階部分を比較する。2 階部分の煉瓦単体圧縮試験については、試験体 1 のひずみゲージ破損によりデータが完全でないため、結果には反映しないものとする

表 2-5-2 煉瓦単体圧縮試験結果

煉瓦単体圧縮試験	破壊荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング率 (10 ³ N/mm ²)	ポアソン比
2 階部分	87.00	22.15	5.60	0.24
1 階部分	78.87	19.80	5.30	0.19

表 2-5-3 煉瓦組積体圧縮試験結果

煉瓦組積体圧縮試験	破壊荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング率 (10 ³ N/mm ²)
2 階部分	54.53	15.67	6.00
1 階部分	54.70	27.80	8.90

表 2-5-4 付着強度試験結果

付着強度試験	断面積 (mm ²)	破壊荷重 (kN)	付着強度 (N/mm ²)
2 階部分	1475	1.01	0.71
1 階部分	1600	1.28	0.80

表 2-5-5 割裂引張試験結果

割裂試験	破壊荷重 (kN)	引張強度 (N/mm ²)
2 階部分	13.07	1.28
1 階部分	13.40	2.24

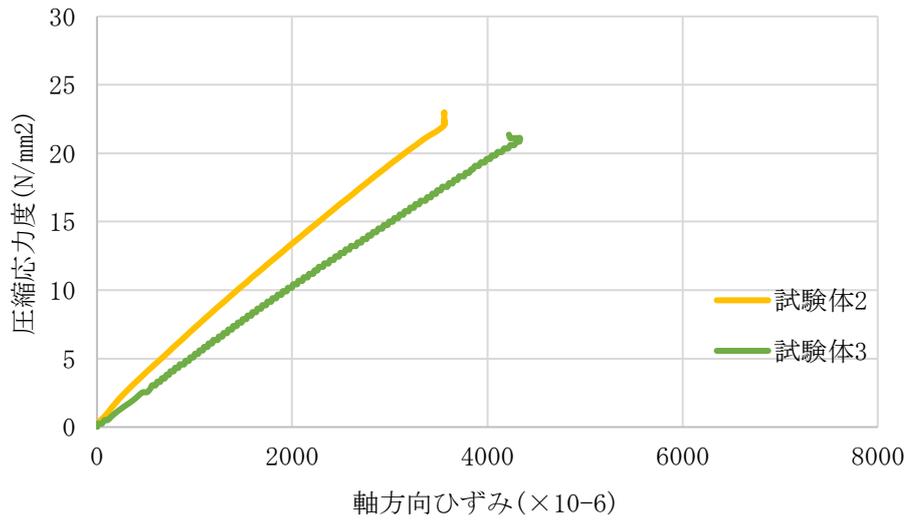


図 2-5-2 煉瓦単体圧縮結果(2F)

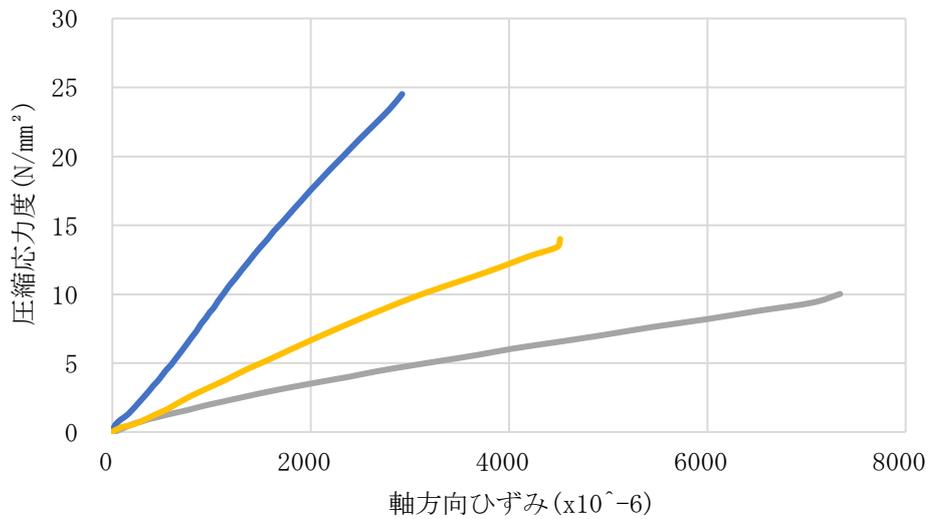


図 2-5-3 煉瓦単体圧縮結果(1F)

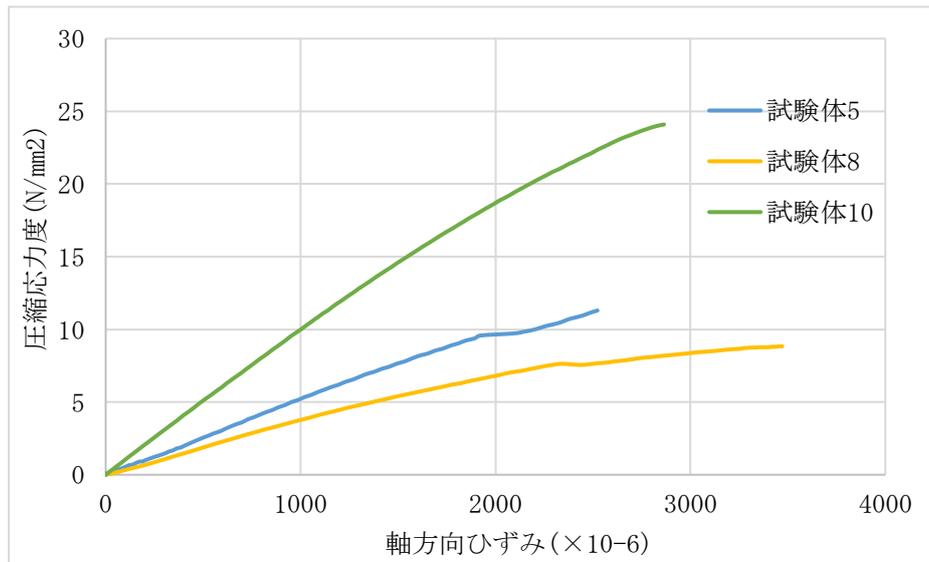


図 2-5-4 煉瓦組積体圧縮結果(2F)

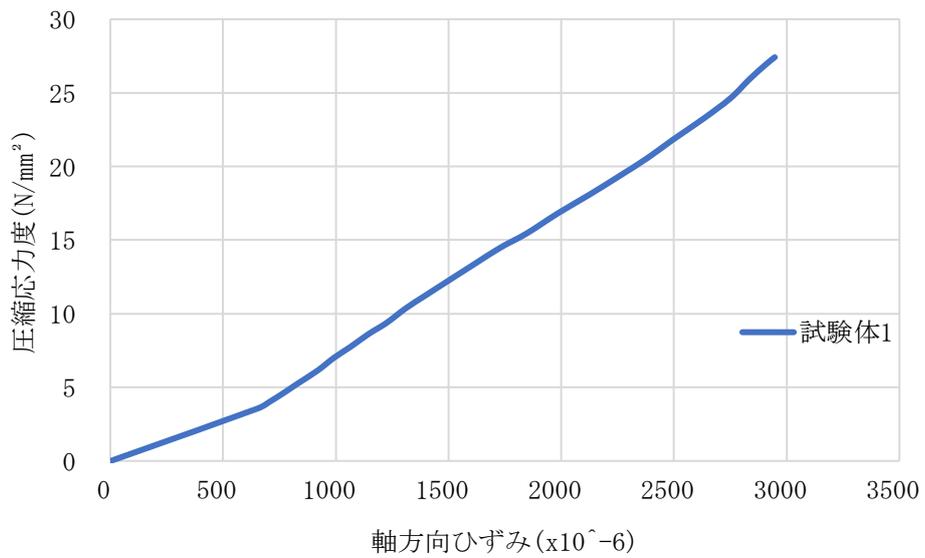


図 2-5-5 煉瓦組積体圧縮結果(1F)

煉瓦単体圧縮試験結果における圧縮強度については、1階が19.8(N/mm²)、2階が22.1(N/mm²)と2階の試験体の方が1割程度高いことが分かった。ヤング率および剛性に関しても2階の方が高くなった。

また、煉瓦単体圧縮で得られた結果と、既往の研究で示した三井・村上ら⁶⁾の結果と比較すると2階部分で2.47倍、1階部分で1.71倍とかなり大きな値を示している。さらに、試験体数は違うものの、既往の研究で示した結果のほうが圧縮強度のばらつきは大きくなっている。本論における試験体のコア抜きは外壁から行っていることを考えると、外壁と間仕切り壁で異なる種類の煉瓦を使用していると推測できる。

一方、組積体圧縮試験に関しては、1階が27.8(N/mm²)、2階が15.3(N/mm²)と1階が1.8倍程高い値となり、煉瓦部圧縮試験とは逆の結果となった。これは試験体に含まれる目地モルタルの量や目地の入り方によるものだと考える。また、ヤング率と剛性に関しても煉瓦部圧縮試験とは異なり、1階の方が高い結果となった。

煉瓦部割裂引張試験については、2階の平均値が2.18(N/mm²)、1階は2.24(N/mm²)と近い値であることが分かった。

付着強度試験では、2階の結果はバラツキが顕著であったが平均値は0.71(N/mm²)、1階の平均値が0.80(N/mm²)と1階の方がやや高い結果となった。

2.6 常時微動測定概要

PS オランジュリの振動特性について検討を行うために、常時微動測定を実施した。

測定は熊本地震被災直後(2016)に今西ら¹⁴⁾が行い、同年に修理工事が開始された。本論では今西らの結果と、修理工事完了後に行った測定結果(2019)を比較することで、PS オランジュリの振動特性および、修理工事の効果についても検討を行う。

測定方法は、測定に東京測振(株)携帯用振動計 SPC-51A、センサーに高感度速度計 VSE-15D(12 台)を使用する。なお、合計 4 チャンネルを超える測定となるため、同社製ジャンクションボックスを合わせて用いる。サンプリング間隔 200Hz、測定時間は 10 分間の連続測定する。建物周辺を通過した車や歩行者など要因と時間を記録し、解析時にはその部分は除く。測定機器を図 2-6-1, 2 に示す。

また測定は、目的ごと以下の 3 つにケース分けして行った。

CASE1: 煉瓦・RC 造の一体性について検討する

なお、建築構造を図 2-5-3 に断面図で示す

CASE2: 南北方向の振動特性について検討する

CASE3: 東西方向の振動特性について検討する



図 2-6-1 高感度速度計



図 2-6-2 測定ステーション

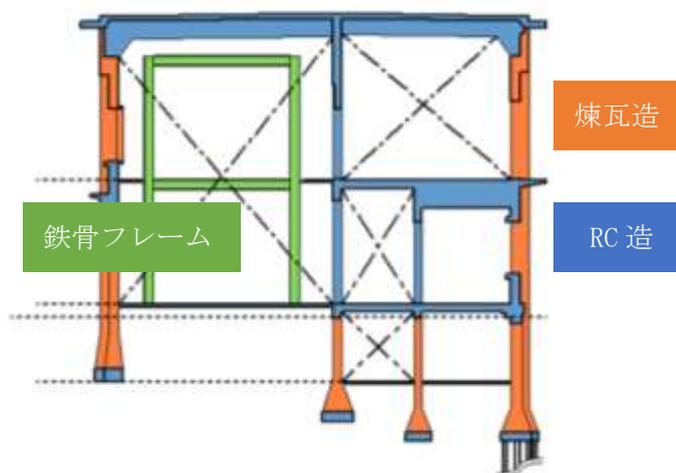


図 2-6-3 東側断面図

2.6.1 修理工事前の測定位置¹⁴⁾

以下に修理工事前の速度計設置位置をケース別に示す。

測定方向はCASE1 及びCASE3 で東西方向、CASE2 で南北方向とした。

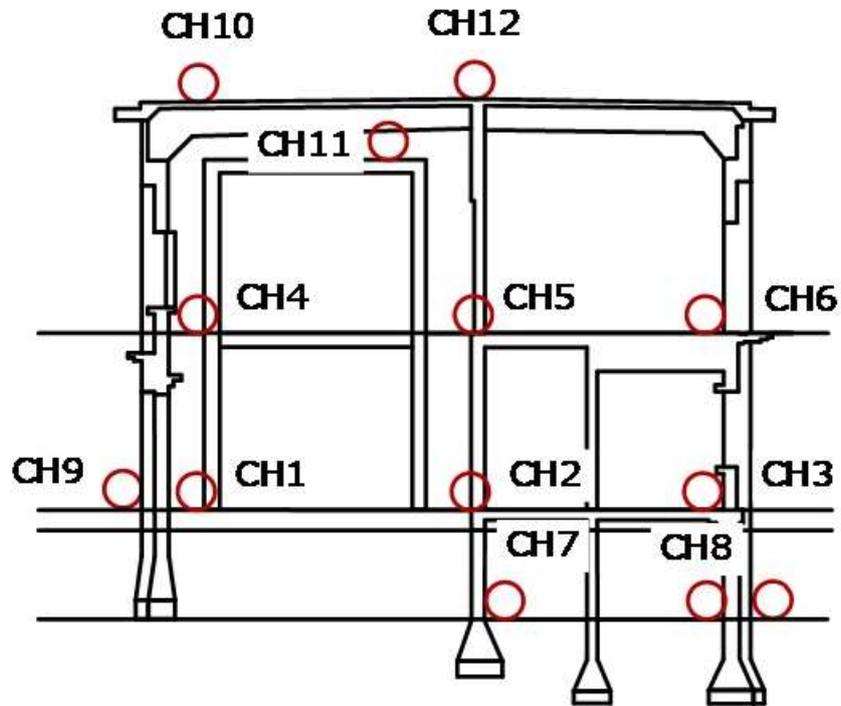


図 2-6-4 CASE1 東断面図

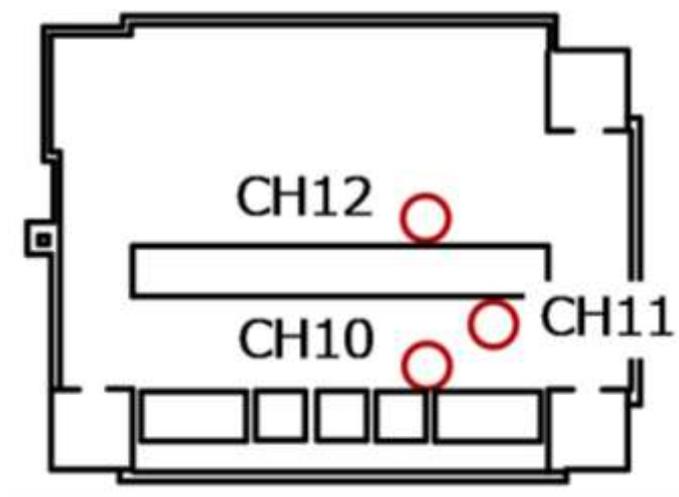


図 2-6-5 CASE1 RF 平面図

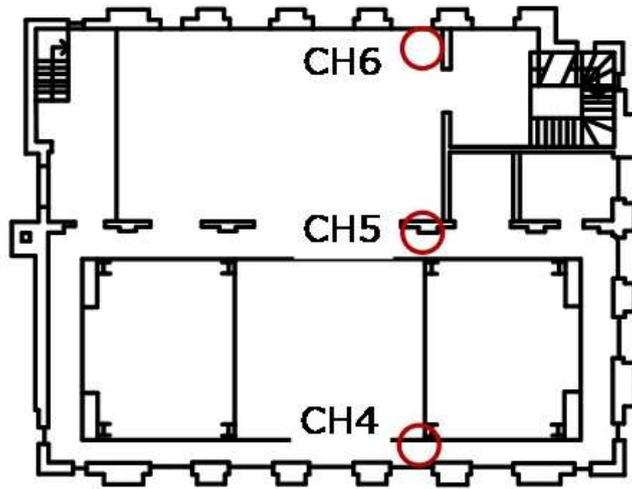


图 2-6-6 CASE1 2F 平面图

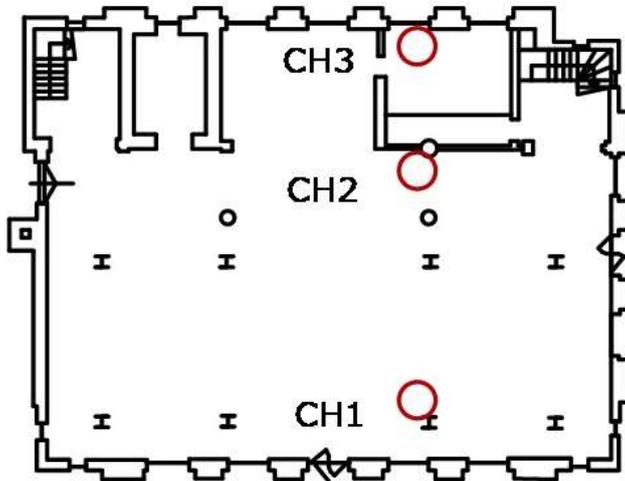


图 2-6-7 CASE1 1F 平面图

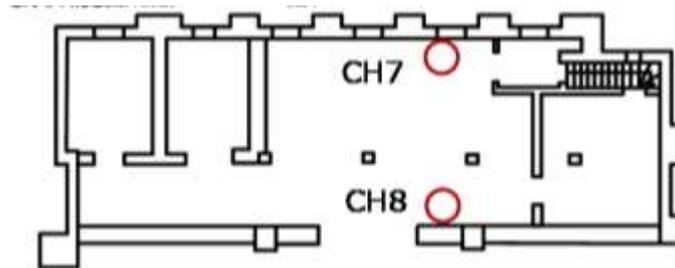


图 2-6-8 CASE1 BF 平面图

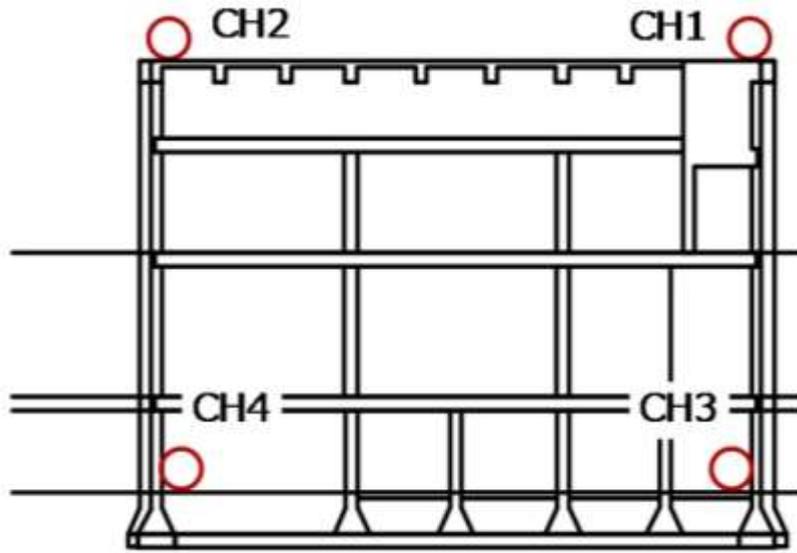


图 2-6-9 CASE2 南侧断面图

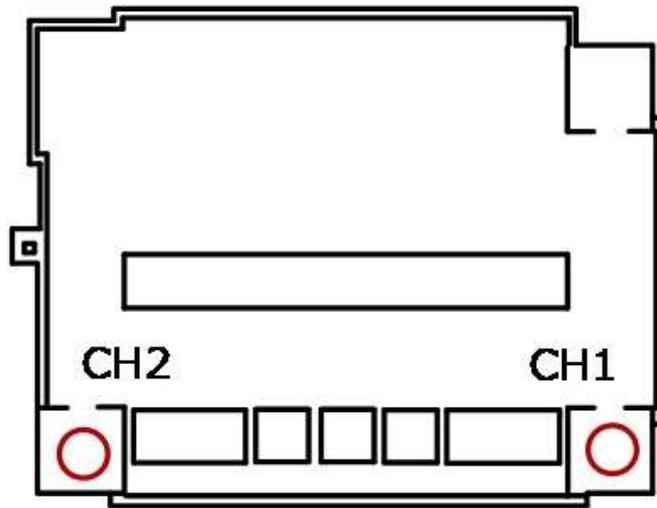


图 2-6-10 CASE2 RF 平面图

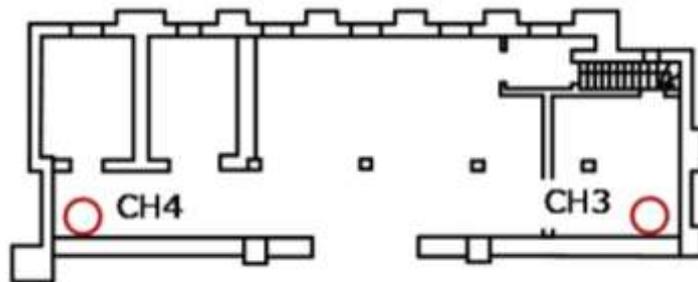


图 2-6-11 CASE2 BF 平面图

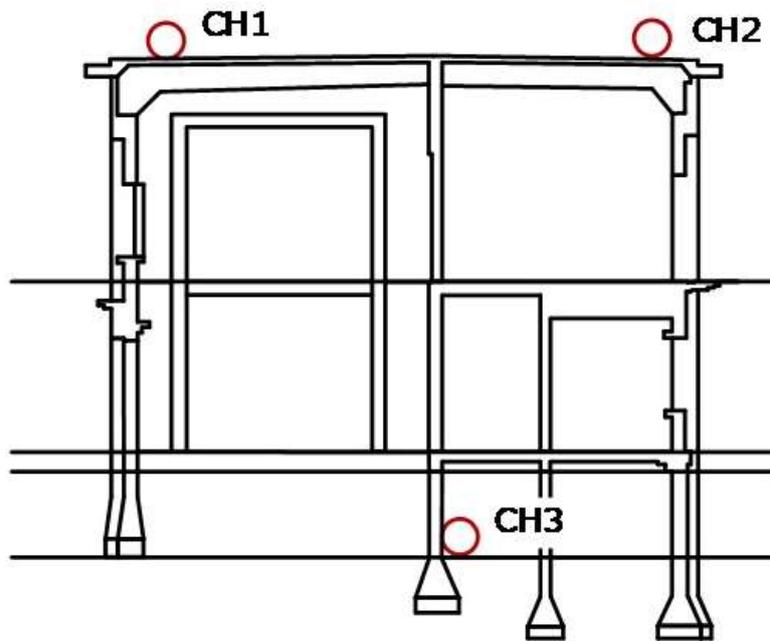


图 2-6-12 CASE3 東側断面图



图 2-6-13 CASE3 RF 平面图

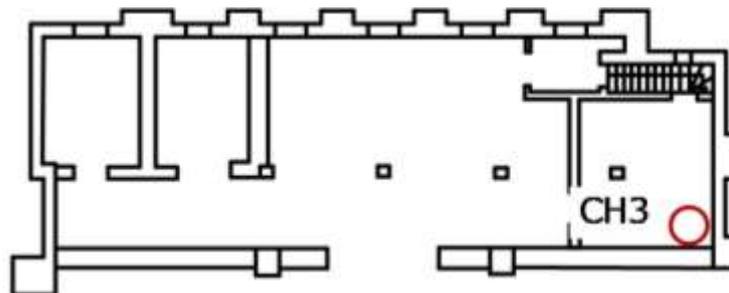


图 2-6-14 CASE3 BF 平面图

2.6.2 修理工事後の測定位置

以下に修理工事後の速度計設置位置をケース別に示す。

測定方向はCASE1 及びCASE3 で東西方向、CASE2 で南北方向とした。

また、本節では比較を行うことが目的であるため、全測定点より一部を抽出して示す。

CASE2 については、地下階に空調設備があり、センサーへの影響が予測されるため、標準化のためにCH1' ,CH2' も計測した。

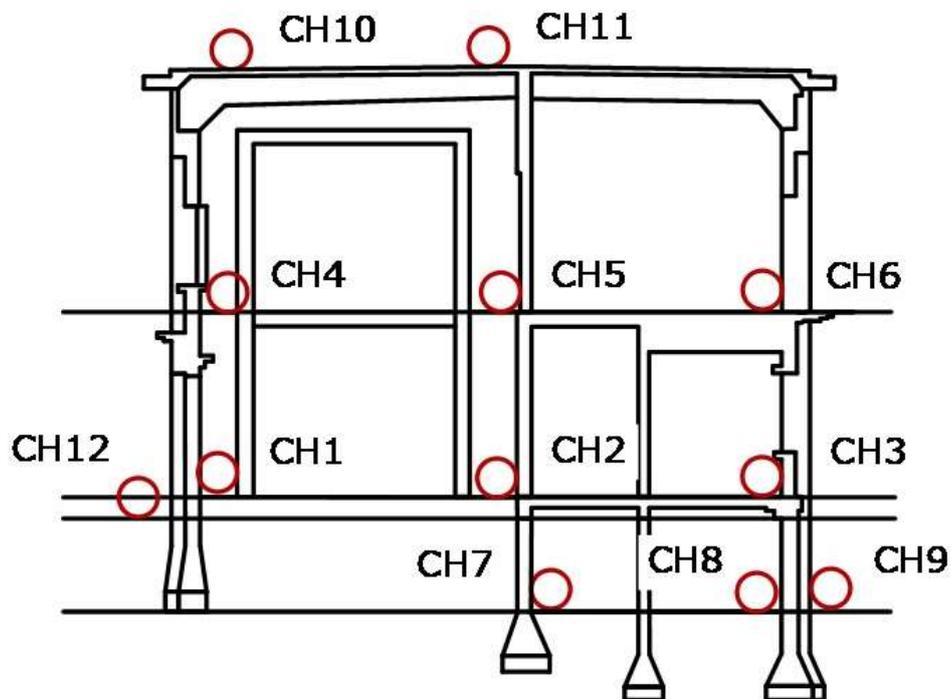


図 2-6-15 CASE1 東断面図

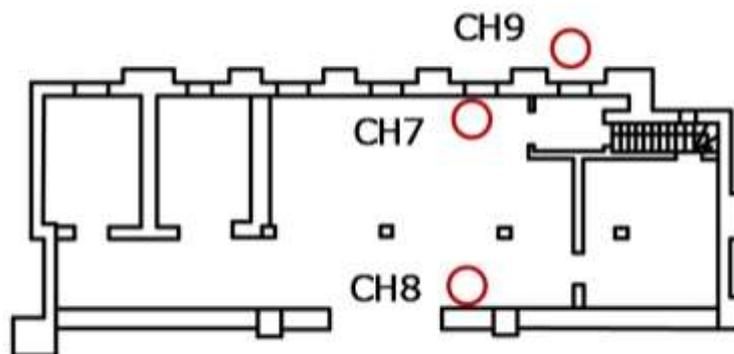


図 2-6-16 CASE1 BF 平面図

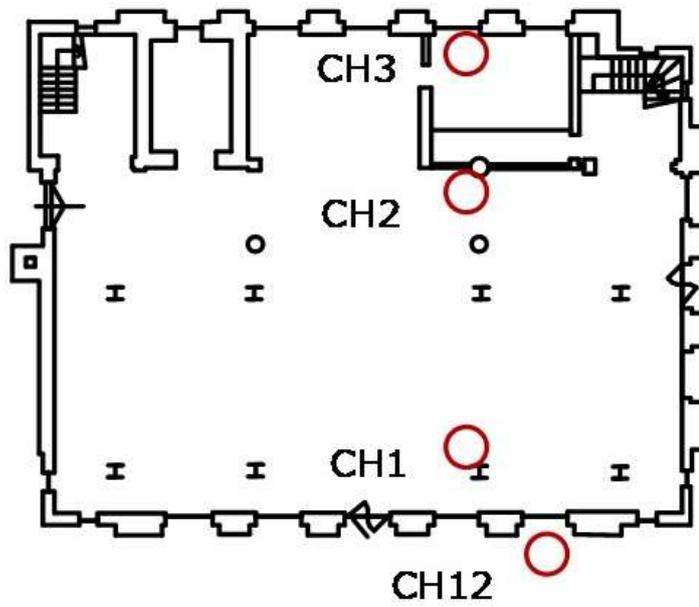


图 2-6-17 CASE1 1F 平面图

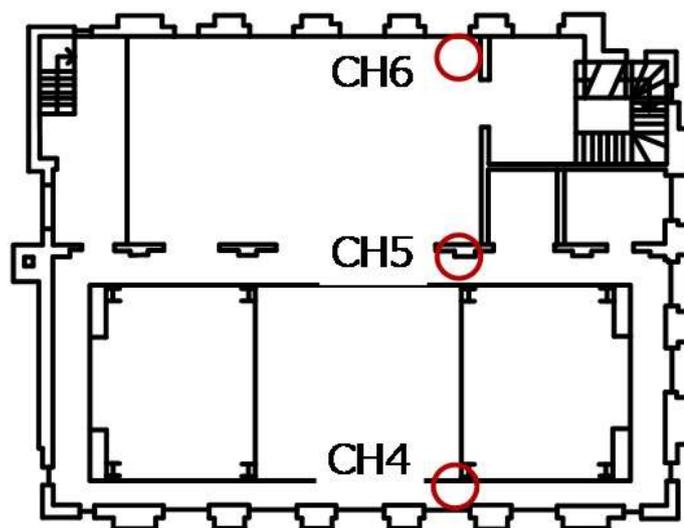


图 2-6-18 CASE1 2F 平面图

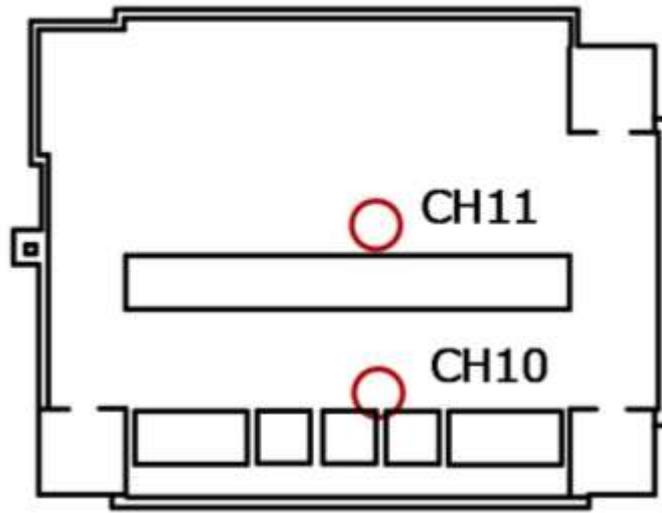


图 2-6-19 CASE1 RF 平面图

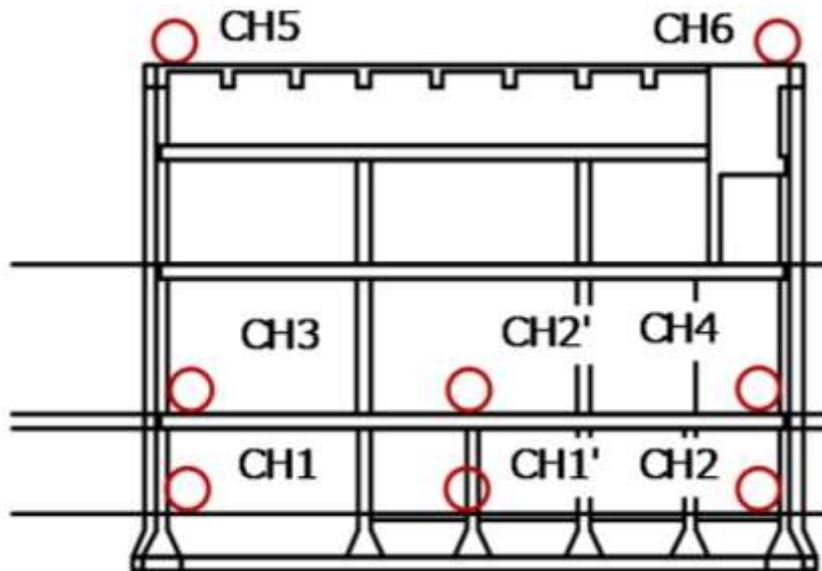


图 2-6-20 CASE2 南侧断面图

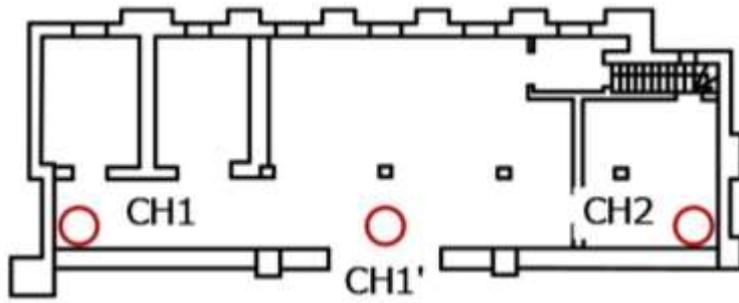


图 2-6-21 CASE2 BF 平面图

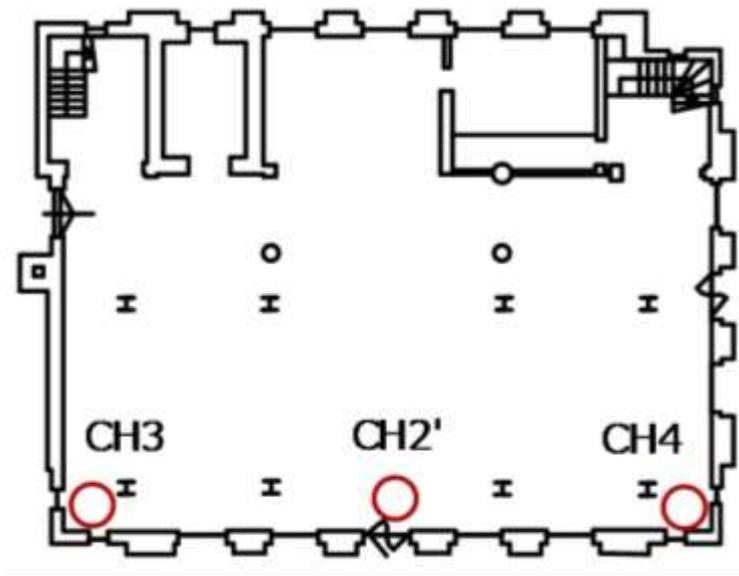


图 2-6-22 CASE2 1F 平面图

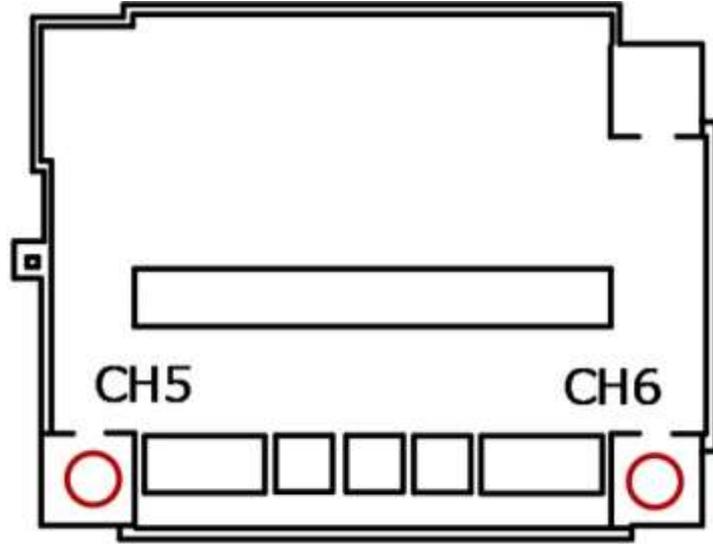


图 2-6-23 CASE2 RF 平面图

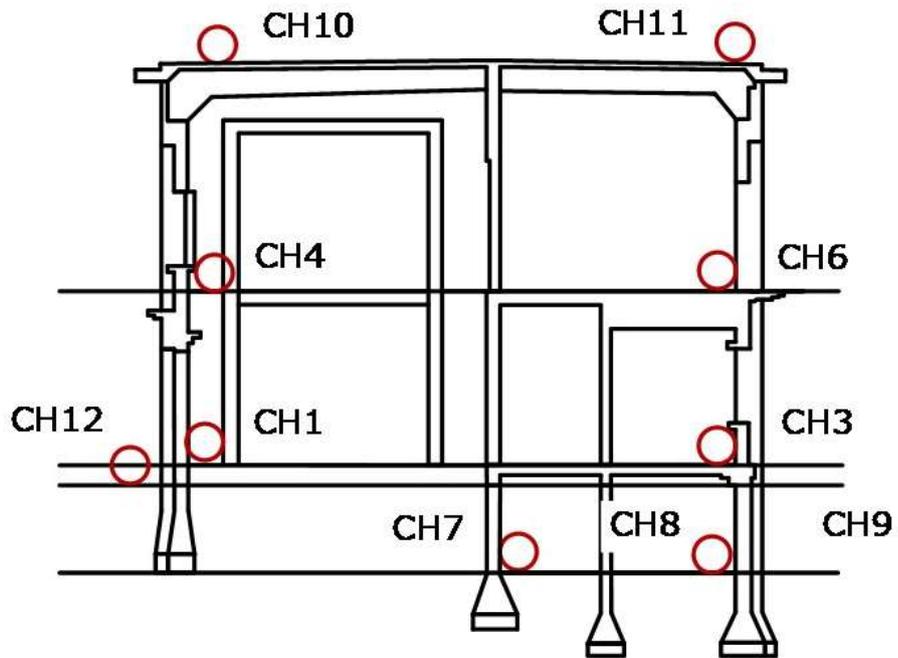


图 2-6-24 CASE3 东断面图

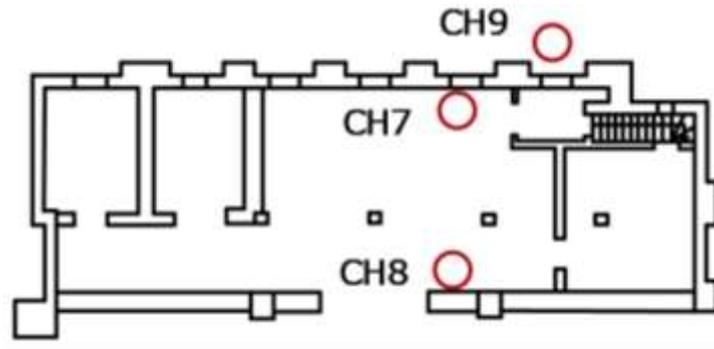


图 2-6-25 CASE3 BF 平面图

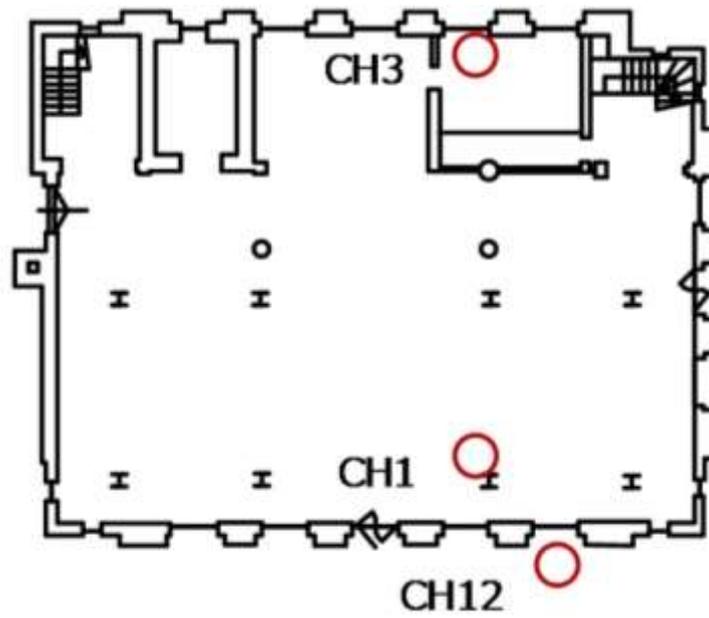


图 2-6-26 CASE3 1F 平面图

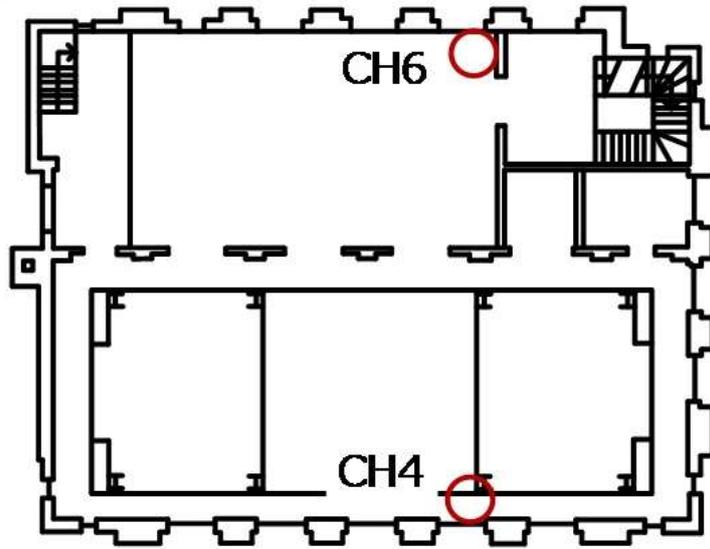


图 2-6-27 CASE3 2F 平面图

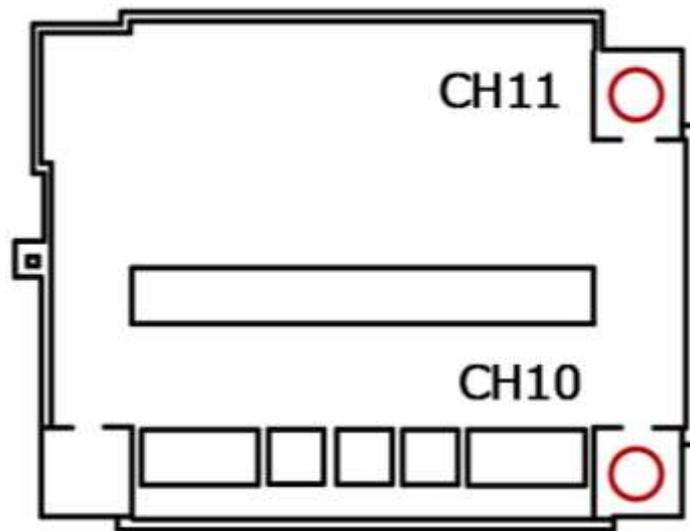


图 2-6-28 CASE3 RF 平面图

2.7 伝達関数算定結果

常時微動測定の結果から伝達関数を算定した。算定結果をケース別に、修理工事前後において比較して示す。算定は50秒間×4回を平均化しており、ハニングウィンドウは5とする。

CASE1は煉瓦造とRC造の一体性について把握することを目的としてるため、煉瓦造に対するRC造の伝達関数を求めた。煉瓦造に対するRC造の伝達関数を図2-7-1に示す。

CASE2については地下階に対する屋上階の伝達関数を示している。南北方向における地下階に対する屋上階の伝達関数を図2-7-2,3に示す。なお、図2-7-2は東側、図2-7-3は西側のセンサーにおける測定結果とする。また、CASE2については、空調設備の振動による影響を検討するため、CH1'に対するCH2'の伝達関数を図2-7-4にしめす。

CASE3については地下階に対する屋上階の伝達関数を示している。東西方向における地下階に対する屋上階の伝達関数を図2-7-5に示す。

CASE1

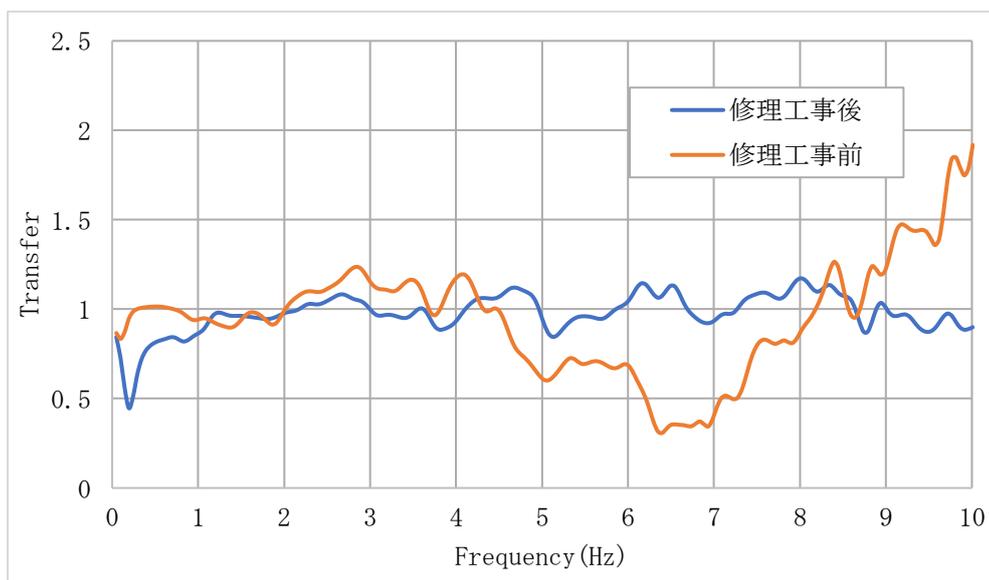


図2-7-1 CASE1 煉瓦造に対するRC造の伝達関数

CASE2

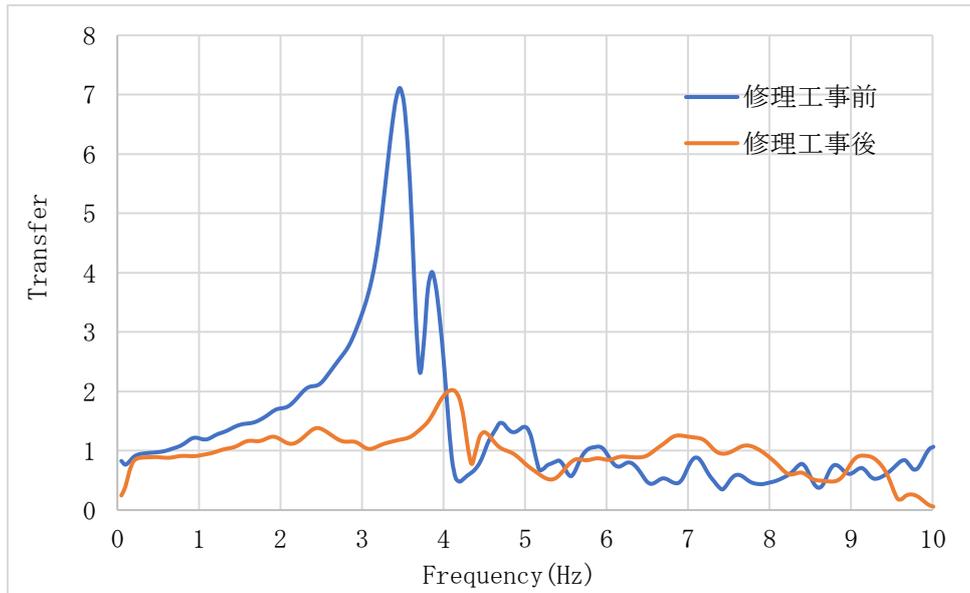


図 2-7-2 CASE2 地下階に対する屋上階の伝達関数

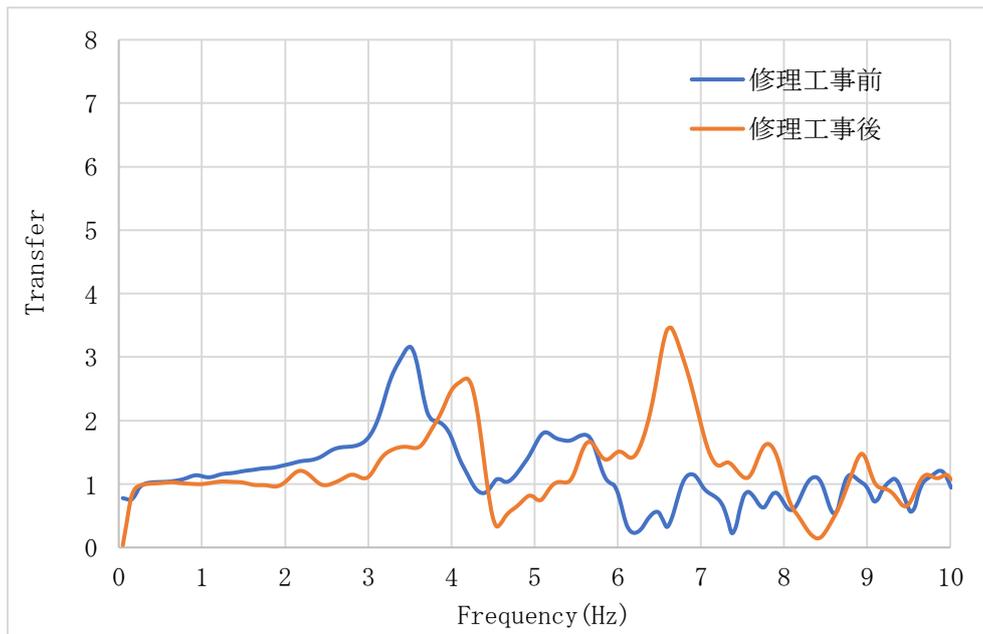


図 2-7-3 CASE2 地下階に対する屋上階の伝達関数

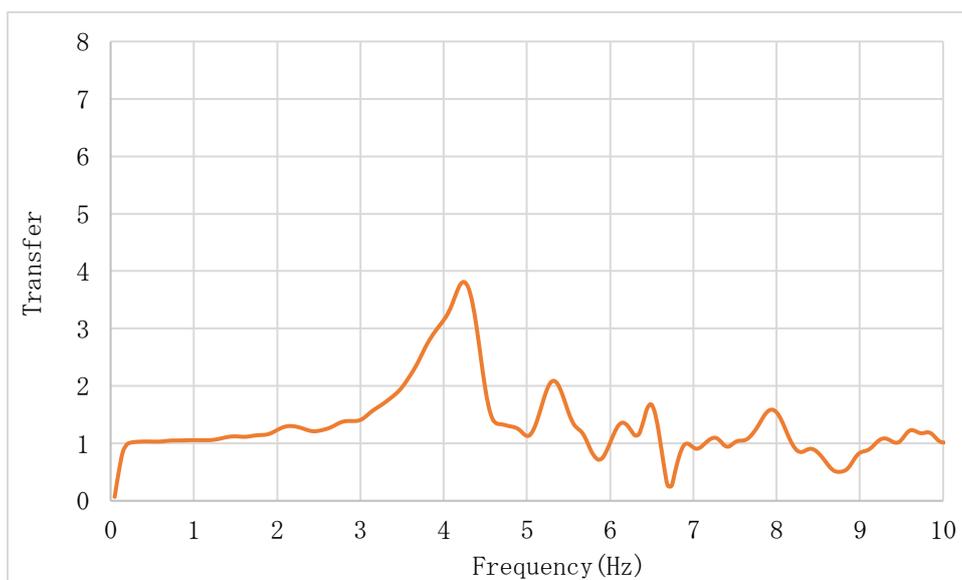


図 2-7-4 CASE2 CH1' に対する CH2' の伝達関数

CASE3

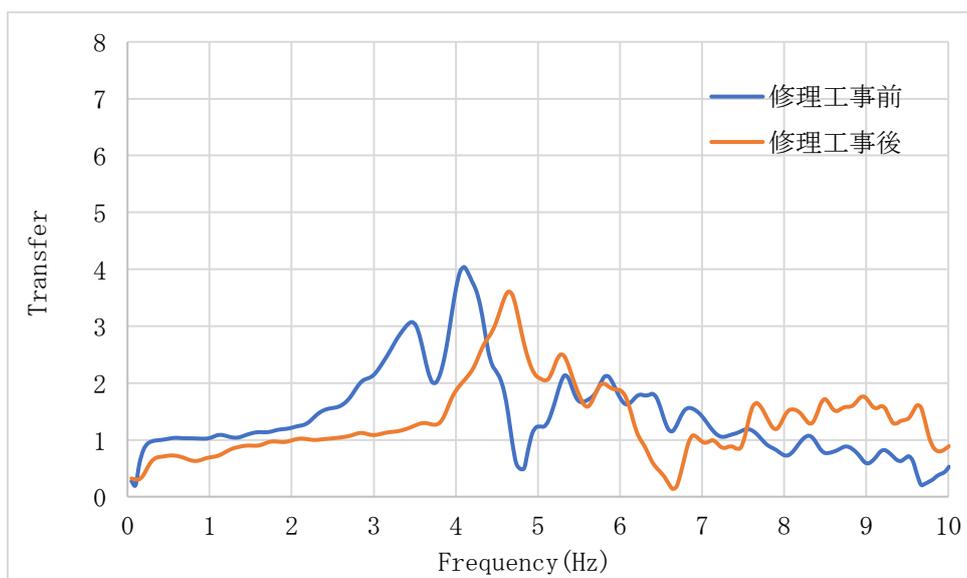


図 2-7-5 CASE3 地下階に対する屋上階の伝達関数

2.8 固有振動数

前項で算定した伝達関数の結果より、固有振動数を求めた。

以下表 2-8-1 に南北・東西方向の固有振動数を比較して示す。

表 2-8-1 固有振動数

固有振動数(Hz)	東西方向	南北方向
修理工事前	3.47	4.10
修理工事後	4.10	4.64

2.9 応答倍率

伝達関数の結果より、応答倍率を求めた。

以下表 2-9-1 に南北・東西方向の応答倍率を比較して示す。

表 2-9-1 応答倍率

応答倍率	東西方向	南北方向
修理工事前	7.11	4.04
修理工事後	2.02	3.61

2.10 ねじれに対する検討

CASE2(南北方向)・CASE3(東西方向)において、ねじれ動について検討を行った。

CASE2では、修理工事前における東端と西端の速度差のフーリエスペクトルを図2-10-1に示す。また、修理工事前の両端の時刻歴波を図2-10-2に、修理工事後の時刻歴波を図2-10-3に比較して示す。固有振動数前後における修理工事前の時刻歴波を図2-10-4、修理工事後の時刻歴波を図2-10-5に示す。また、5Hz前後の時刻歴波を図2-10-6,7に示す。

CASE3では、修理工事前における南端と北端の振幅差のフーリエスペクトルを図2-10-8に示す。また、修理工事前の両端の時刻歴波を図2-10-9に、修理工事後の時刻歴波を図2-10-10に比較して示す。固有振動数前後における修理工事前の時刻歴波を図2-10-11,修理工事後の時刻歴波を図2-10-12に示す。

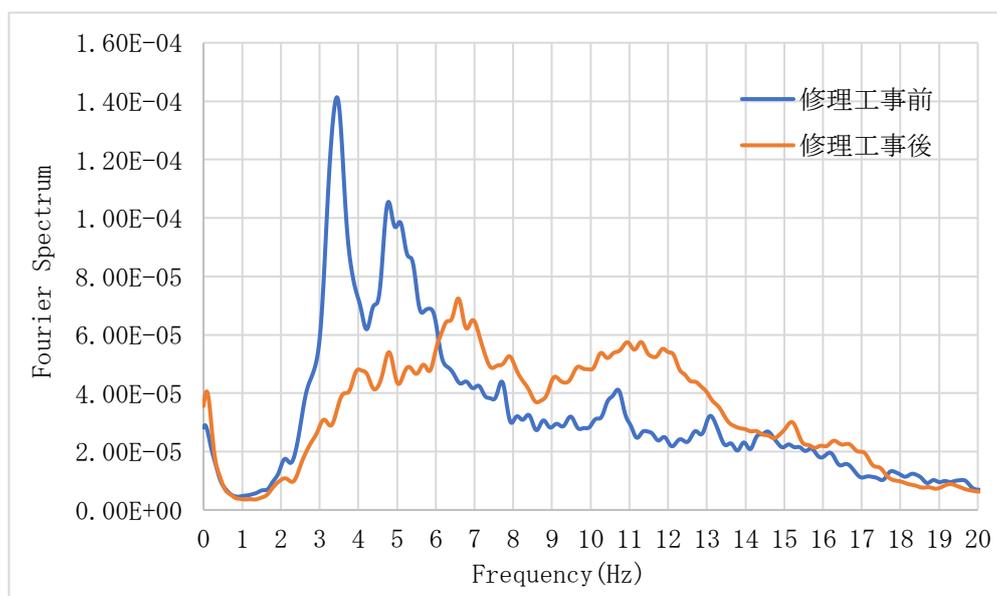


図 2-10-1 CASE2 速度差フーリエスペクトル

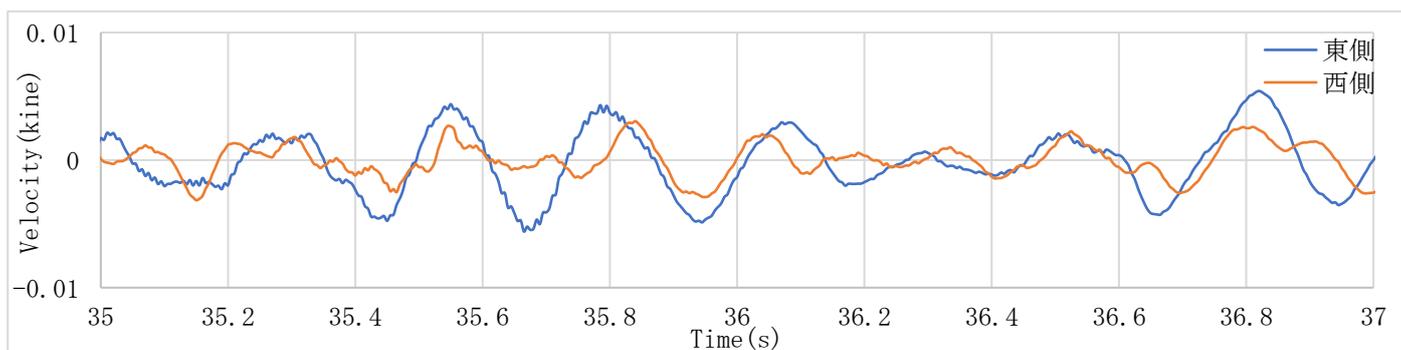


図 2-10-2 CASE2 修理工事前の時刻歴波比較

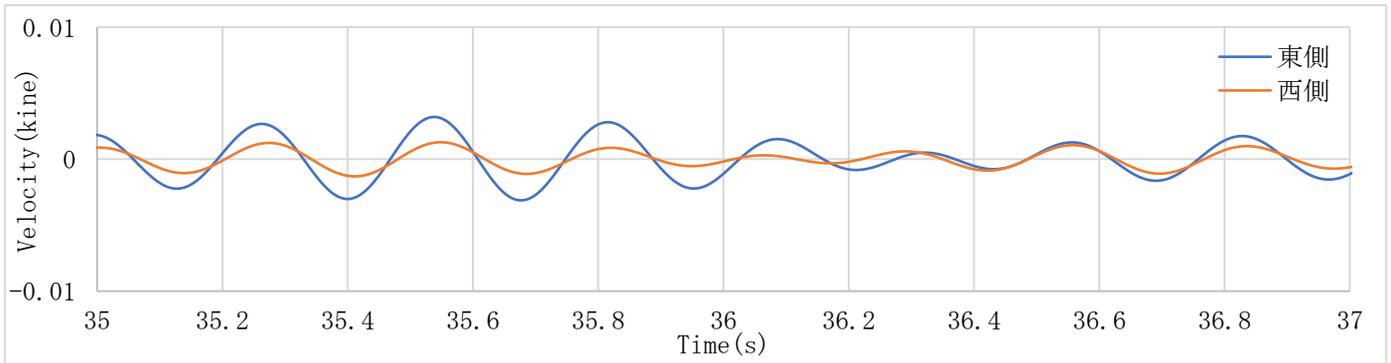


図 2-10-3 CASE2 修理工事前の固有振動数時の時刻歴波比較

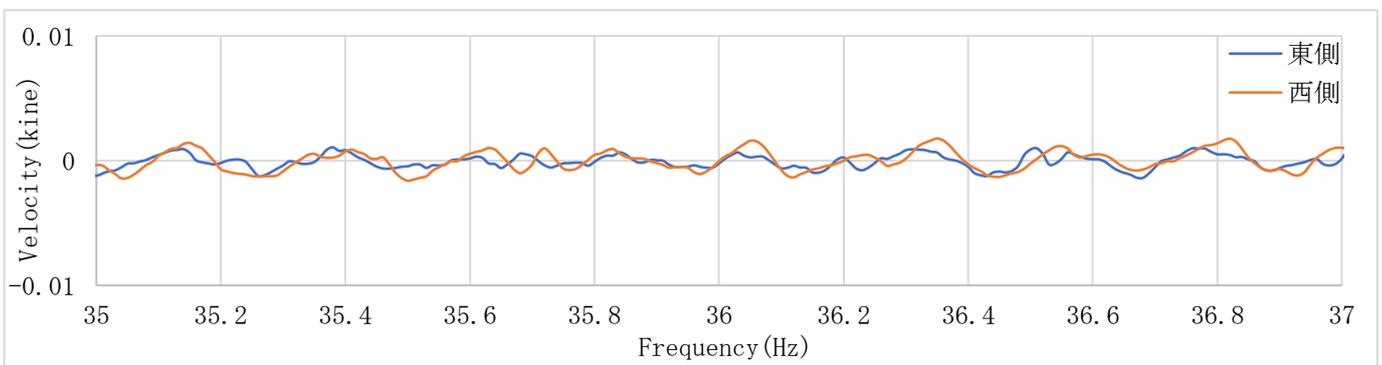


図 2-10-4 CASE2 修理工事後の時刻歴波比較

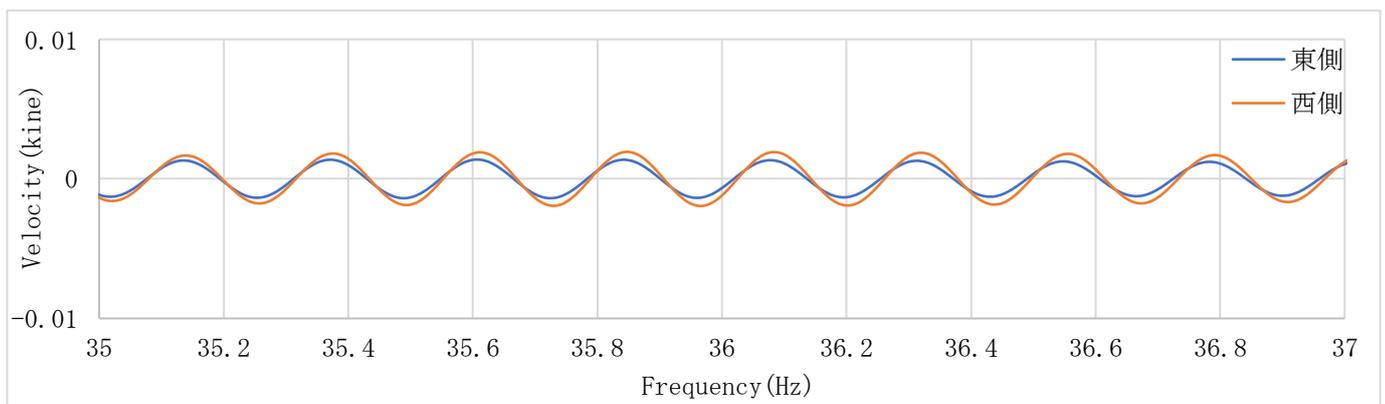


図 2-10-5 CASE2 修理工事後の固有振動数時の時刻歴波比較

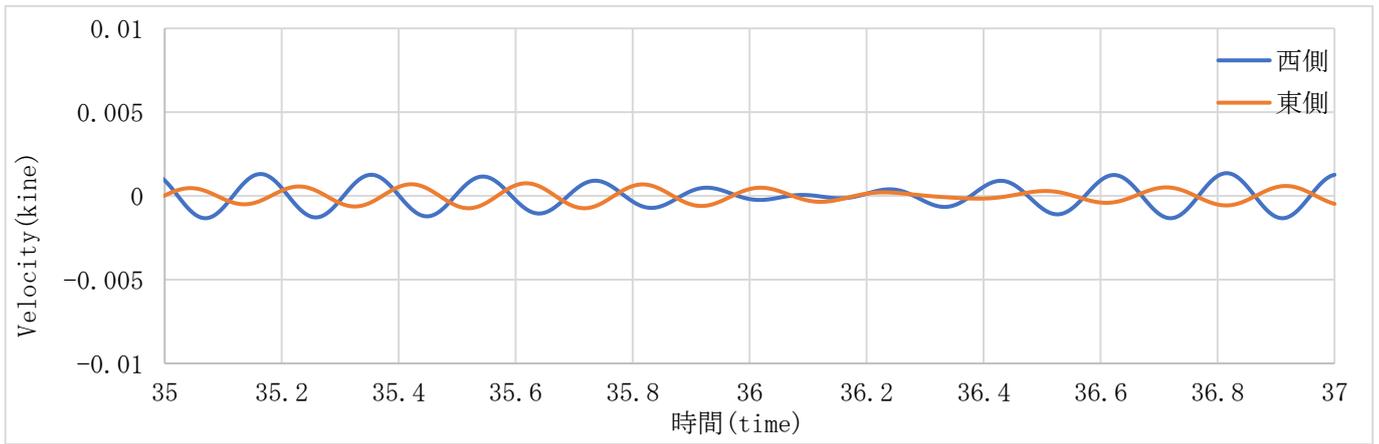


図 2-10-6 CASE2 修理工事前の 5Hz 付近時刻歴波比較

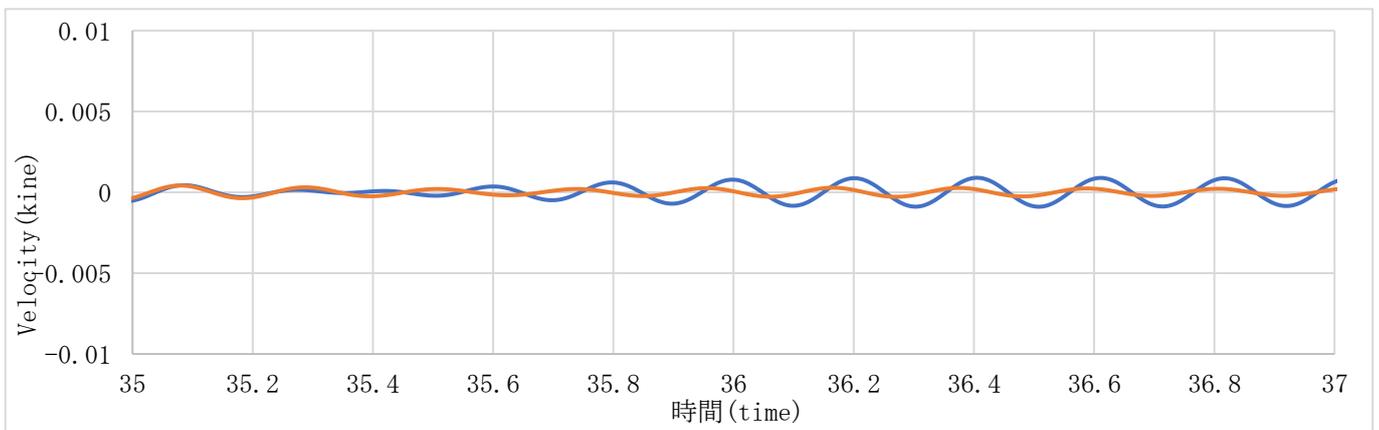


図 2-10-7 CASE2 修理工事後の 5Hz 付近時刻歴波比較

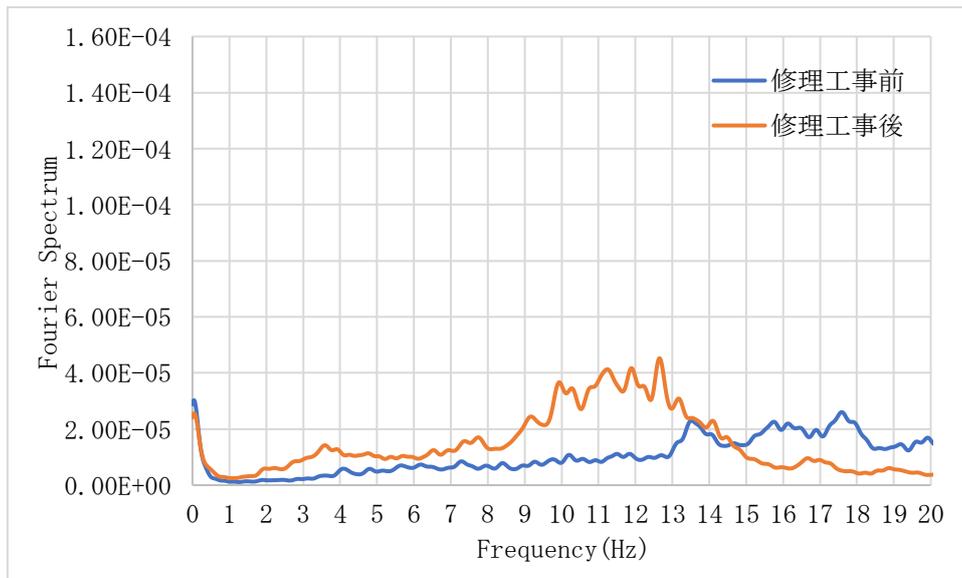


図 2-10-8 CASE3 速度差フーリエスペクトル

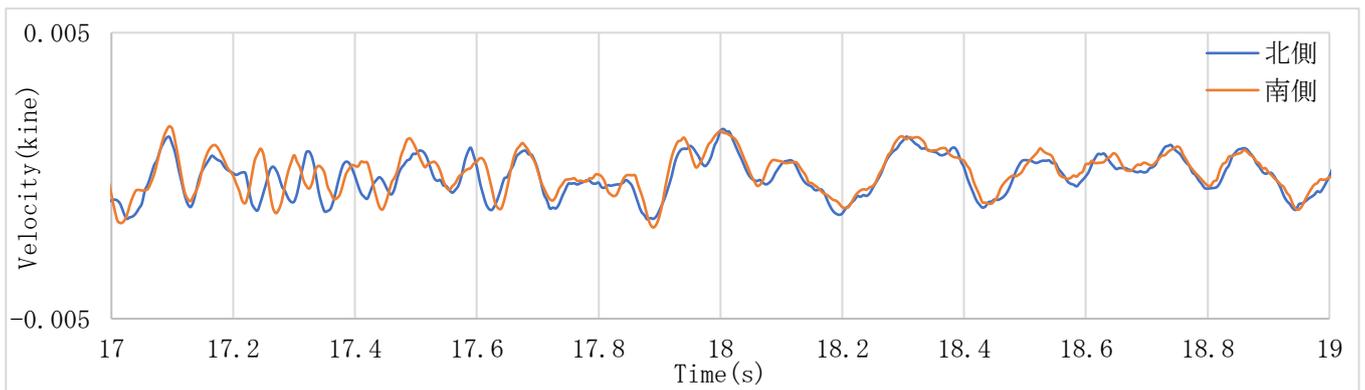


図 2-10-9 CASE3 修理工事前の時刻歴波比較

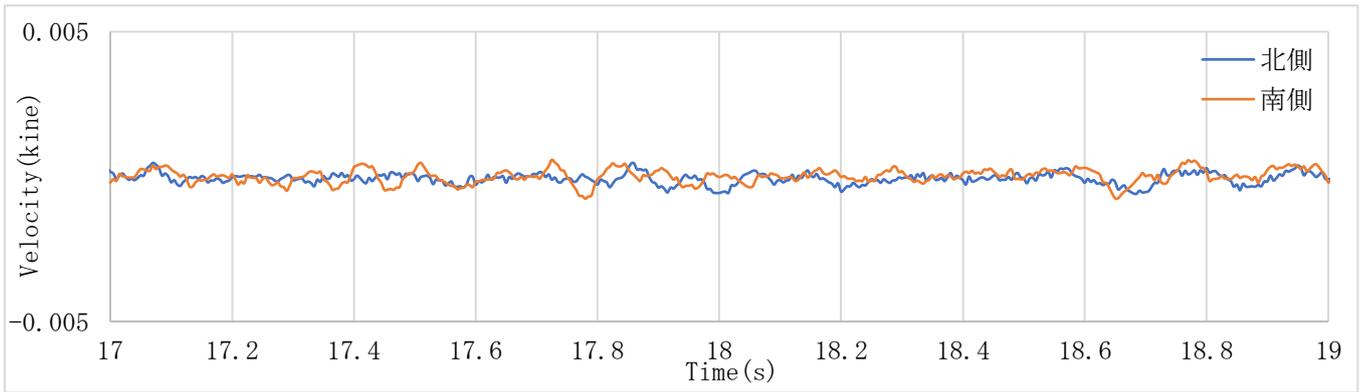


図 2-10-12 CASE3 修理工事後の時刻歴波比較

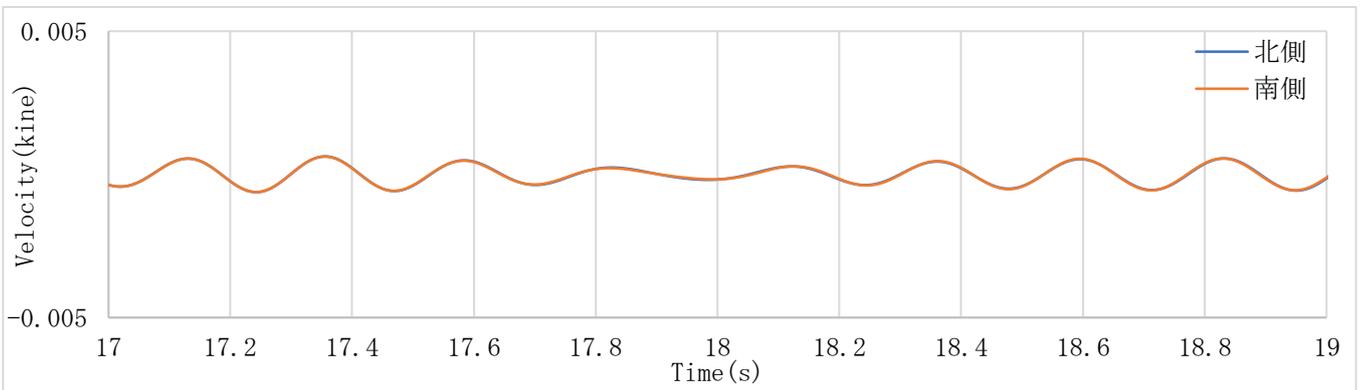


図 2-10-10 CASE3 修理工事前の固有振動数時の時刻歴波比較

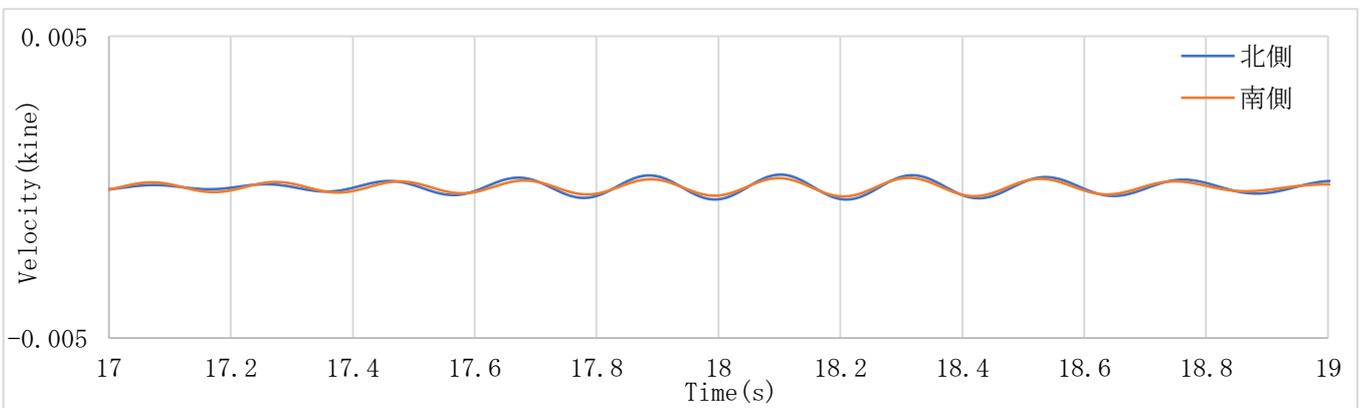


図 2-10-11 CASE3 修理工事後の固有振動数時の時刻歴波比較

2.11 まとめ

本章では、PS オランジュリについて材料試験と常時微動測定を実施し、材料強度および振動特性について検討を行った。

材料試験については、煉瓦単体圧縮試験結果における圧縮強度において、2階のほうが1割ほど高い結果となった。一方で、組積体圧縮試験については、1階のほうが2倍近い値となっている。目地モルタルの入り方や量が影響しているものと考えられる。また、この結果を、地下階の隔壁について試験を行った既往の研究と比べると、外壁と隔壁で異なる種類の煉瓦を使用していることが推測される。

常時微動測定の結果については、伝達関数・固有振動数・応答倍率の算定結果に注目すると、修理工事を経て、建物の固有振動数の増加および応答倍率の低減が確認できた。南北・東西方向でともに、建物の剛性が増加しているとわかる。また、CASE1 については、修理工事後の煉瓦造部分に対する RC 造部分の振幅比が概ね1前後をたどっていることから、煉瓦・RC 造が一体となって動いているといえる。

さらに、ねじれ動の検討も行った。南北方向の挙動については、西端と東端の速度差のフーリエスペクトルから、工事前では固有振動数付近において応答速度の差が卓越していることがわかる。また、図 2-10-5 に示す修理工事前の固有振動数時の時刻歴波より、応答速度に差がみられるものの、逆位相の波形は確認されない。よって、南北方向では固有振動数において偏心の影響があるとわかる。さらに、速度差のフーリエスペクトルより、5Hz 前後でのピークが確認できる。図 2-10-6 に示す 5Hz 前後の時刻歴波より、速度差・逆位相の波形がみられることから、修理工事前では 5Hz 前後において回転運動が励起されていると推測される。一方で、修理工事後においては、固有振動数付近において、明確な西端と東端の速度差のフーリエスペクトルのピークは見られない。固有振動数付近の時刻歴波でも応答速度の差が軽減しており、偏心の影響は改善されたといえる。また、5Hz 前後の時刻歴波においては、応答速度に若干の差はあるものの、位相の差は改善されており、回転運動による影響が軽減されたといえる。

東西方向の挙動については、北端と南端の速度差のフーリエスペクトルから、工事前・工事後ともに大きな挙動の変化はみられず、固有振動数付近の時刻歴波においても大きな応答速度の差・位相のずれはみられない。工事前の速度差のフーリエスペクトルでは、10Hz 前後で卓越しているのがわかるが、南側が道路に面していることから、交通振動の影響が考えられる。よって、東西方向においては、工事前後においてともにねじれ動の影響はみられないと推測できる。

以上より、修理工事を経て、東西・南北方向でともに剛性の増加が確認できた。また、煉瓦造部分と RC 造部分の一体性が高まったといえる。さらに、南北方向ではねじれ動の改善が確認できた。

第3章

旧田中家住宅における地震波モニタリング

3.1 建物概要

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る。大正12年（1923）に竣工した三階建の洋館と、昭和9年（1934）に増築された和館の他、文庫蔵、茶室、池泉回遊式庭園、煉瓦塀により構成されている。ルネッサンス様式の流れをくむ本格的な洋風住宅であり、当時の財産家の暮らしぶりを今世に伝える貴重な史料となっている。2018年には国重要文化財として指定されている。

本論では、洋館に焦点をあてて検討を行う。

洋館は、煉瓦組積造としているが、2階以上の床は木造という構造形式を採用している。また、主体部は正面の三層分の柱形や縦長窓で高さを強調しつつ、当時の潮流であった幾何学意匠で各所を飾る。内部では、眺望に優れた3階の大広間を取り入れた華やかな洋風意匠とする一方、1階玄関を伝統的な商家の帳場の形式とするなど和室も備えている。2018年には国重要文化財として指定されている。¹⁵⁾

図3-1-1, 2, 3に旧田中家住宅洋館の様子を、図3-1-4に主体部の様子を示す。



図3-1-1 外観



図3-1-2 応接室内観



図3-1-3 帳場内観

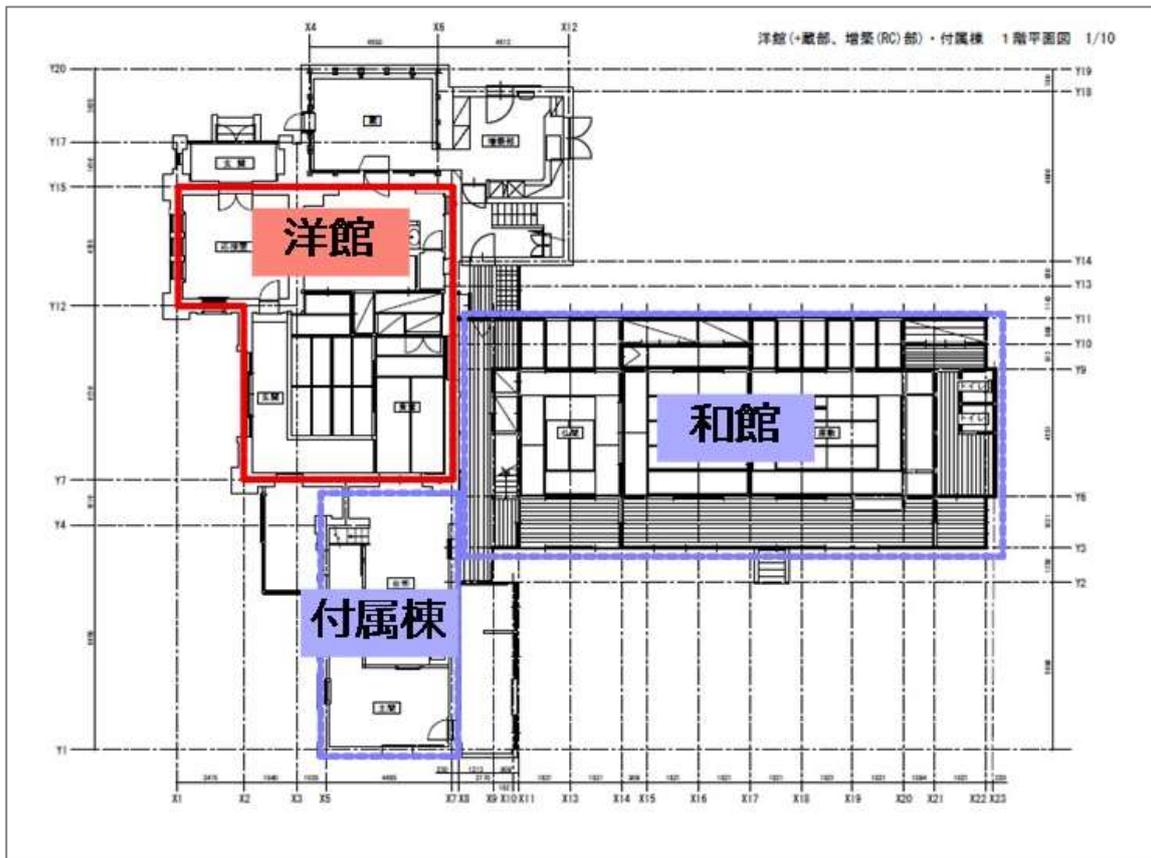


図 3-1-4 主体部配置

3-2 材料試験

2017年に行われた旧田中家住宅の洋館・附属棟・煉瓦壁部分における耐震診断¹⁶⁾において、材料試験が行われている。以下にその結果を引用して示す。

実際の煉瓦コアを現場採取し、採取した試料を用いて目地のせん断試験(2面せん断試験)、目地の引張強度試験(直接引張強度試験)、煉瓦圧縮強度試験を行う。煉瓦コアの現場採取は、コンクリート用コアドリルを用いて直径25cmと直径10cmのコアを煉瓦壁体から採取した。調査内容を表3-2-1、採取した煉瓦コアの数量表を表3-2-2、各実験の結果を表3-2-2, 3, 4, 5に示す。また、別案件の調査結果を表3-2-6、煉瓦のJIS規格を表3-2-7に示し、それらとの比較から旧田中家住宅の材料強度について検討する。各煉瓦コアの写真を図3-2-5, 6, 7に示す。

なお、煉瓦の積み方は外壁・煉瓦壁ともに、長手ばかりの段と小口だけの段を交互に重ねるイギリス積みとする。

表 3-2-1 調査内容

調査内容	調査目的	調査方法	調査数量
煉瓦の強度推定	煉瓦の品質推定	煉瓦コア採取する コンクリート用コアドリ ルを用いて採取	Φ 250 : 3 試料 Φ 500 : 3 試料
		目地のせん断試験 2面せん断試験	
		目地の引張強度試験 直接引張強度試験	
		煉瓦圧縮強度試験	

表 3-2-2 試験体数

調査記号	採取場所	コア径	せん断	引張強度	圧縮
R1-1	洋館 1F	Φ 250	○	○	
R1-2	洋館 1F	Φ 100			○
R1-3	洋館 1F	Φ 100			○
R2-1	付属棟 1F	Φ 250	○	○	
R2-2	付属棟 1F	Φ 250	○	○	
R2-3	付属棟 1F	Φ 100			○

表 3-2-3 目地の2面せん断試験結果

調査記号	階	目地の寸法			せん断面の 面積(mm ²)As	試験荷 重 P(kN)	せん断 強度 τ (N/mm ²)	平均
		位置	目地の高 さ L(mm)	目地の長 さ h(mm)				
R1-1	1	左 L1	238	464	216.224	188.6	0.827	平均 1.143
		右 L2	228					
R1-2	1	左 L1	245	345	167.325	171.5	1.025	
		右 L2	240					
R1-3	1	左 L1	241	344	167.528	256.6	1.532	
		右 L2	246					

表 3-2-4 煉瓦目地の直接引張強度試験結果

調査記号	階	破断位置	試験体寸法		断面 積(mm ²)	最大荷重 P(kN)	引張強度 (N/mm ²)	平均
			縦(mm)	横(mm)				
R1-1	1	煉瓦母材部	57.6	61.9	3,565	3.70	1.04	1.23
R1-2	1	煉瓦母材部	57.2	62.5	3575	4.60	1.29	
R1-3	1	煉瓦母材部	47.5	65.3	3102	4.23	1.36	

表 3-2-5 煉瓦の圧縮強度試験結果

調査記号	階	供試体寸法			加圧 面積(mm ²)	最大荷重 W(kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	平均
		長さ (mm)	幅 (mm)	高さ (mm)				
R1-2	1	110.2	72.5	58.4	7989.5	80.5	10.08	9.22
R1-3	1	112.5	78.9	59.3	8766.3	69.8	7.86	
R2-3	1	106.1	80.4	59.3	8530.4	83	9.73	

表 3-2-6 別案件のレンガ造建物の試験実施結果

施設名	建設年	所在地	試験結果		
			目地2面せん断	目地引張強度	単体圧縮強度
煉瓦壁	明治時代	千葉	0.61	0.62	-
煉瓦壁	明治後期 ～大正初期	東京	0.06	0.05	13.2
U 建物	大正7年	神戸	1.19	0.91	16
K 建物(本館)	明治41年	東京	1.46	-	-
K 銀行建物	大正7年	千葉	0.68	0.15	55.4
N 工場	不明	大阪	0.74	1.44	38.1
S 建物	大正14年	愛知	0.117	0.089	20.5
C 建物	明治中期	東京	0.156	0.221	13.1
学校本館	大正4年	東京	0.185	0.117	10.3

表 3-2-7 普通レンガの品質 (JIS R 1250-2011 より)

	2 種	3 種	4 種
吸水率	15 以下	13 以下	10 以下
圧縮強 (N/mm ²)	15.0 以上	20.0 以上	30.0 以上

本建物の目地の 2 面せん断強度を表 3-2-6 に示す別案件のレンガ造建物の調査結果や文献と比較すると、高いレベルの値となっている。

また、本建物の目地の引張強度を、表 3-2-6 別案件の煉瓦造建物の調査結果や文献と比較すると、高いレベルの値となっている。

本建物の単体圧縮強度を、別案件のレンガ造建物の調査結果や文献と比較すると、最も低い値となっている。なお、この結果を表 3-2-7 に示す現行 JIS 規格と比較すると規格外に相当する。

以上の結果より、本建物の煉瓦目地のせん断強度・引張強度は、別案件や文献で紹介されている他建物と比較して高い強度であったが、煉瓦圧縮強度は最も低い結果となっていた。また、採取した試験体は目地の詰まりも概ね良好で、煉瓦との密着性も高く、今回実施した目地のせん断・引張試験においても煉瓦母材が破断していた。よって、本建物は目地の強度が高く施工性に問題はないと考えられるが、煉瓦単体は低品質と判断する。



図 3-2-5 煉瓦コア R1-2



図 3-2-6 煉瓦コア R1-3



図 3-2-7 煉瓦コア R1-1

3-3 地盤種類

上述の耐震診断¹⁶⁾において、地盤の長期耐力に対する検討としてスウェーデン式サウンディング試験を実施している。試験の結果、 $N=15\text{N}/\text{mm}^2$ が得られた。

表 3-3-1 に示す地盤の種類と照らし合わせて考えると、対象建築物の地盤は粘土質地盤であると推定することができる。

表 3-3-1 地盤の種類と耐力

地盤	長期耐力 (kN/m^2)	短期耐力 (kN/m^2)
岩盤	1000	長期耐力の 2 倍
固結した砂	500	
土丹盤	300	
密実な礫層	300	
砂質地盤	200	
密実な砂質地盤	50	
堅い粘土質地盤	100	
粘土質地盤	20	
堅いローム層	100	
ローム層	50	

3.4 地震観測概要

旧田中家における地震時の振動特性を把握するために、地震波モニタリングを実施した。測定は加速度計を使用した長期にわたるものであり、その間に観測できた地震動を分析して振動特性の検討を行うものとする。

測定には高精度 MEMS 加速度計「検震くん」を計 5 台使用し、各階および地盤・天井に設置して観測を行った。なお、サンプリング間隔は 100Hz、計測時間はそれぞれ 1 分間ずつとした。使用機器および機器性能を図 3-4-1 および表 3-4-1 に示す。また加速度計の設置位置を図 3-4-2, 3, 4 に、設置の様子を図 3-4-5~9 にそれぞれ示す。



図 3-4-1 加速度計

表 3-4-1 加速度計の仕様

外形寸法(mm)	64×69×16
機器質量(g)	45
分解能	0.005gal/LSB (±2G 計測時)
	0.25gal/LSB (±8G 計測時)
雑音レベル	25 μ G/ $\sqrt{\text{Hz}}$ (ローパスフィルタ 30Hz 時 0.14gal)

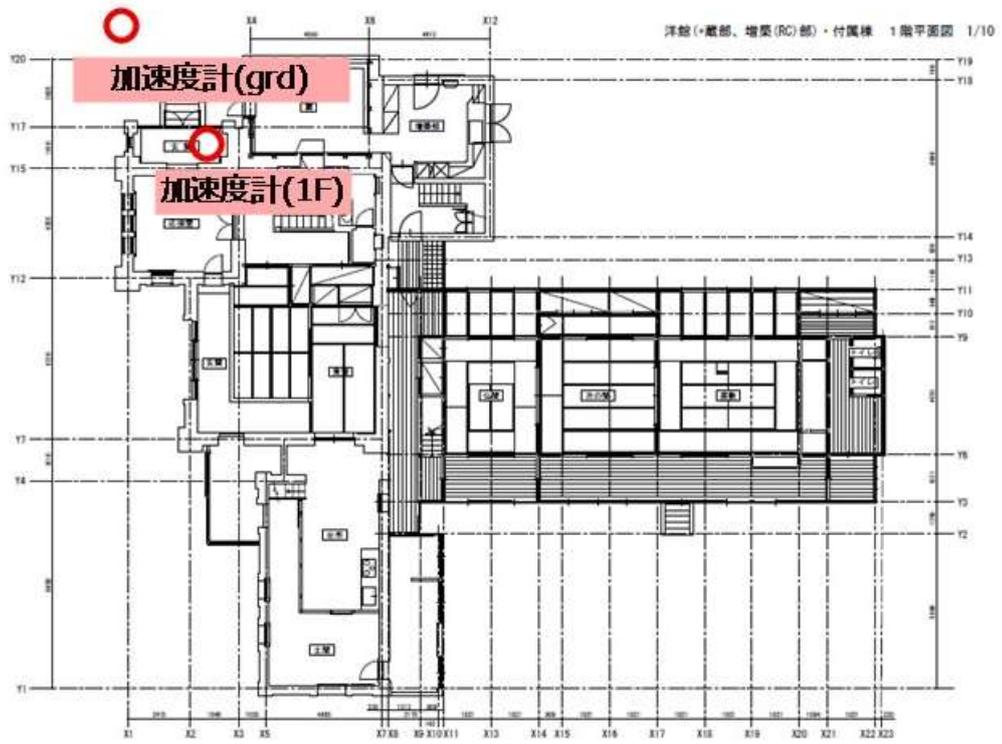


図 3-4-2 加速度計設置位置(1F)

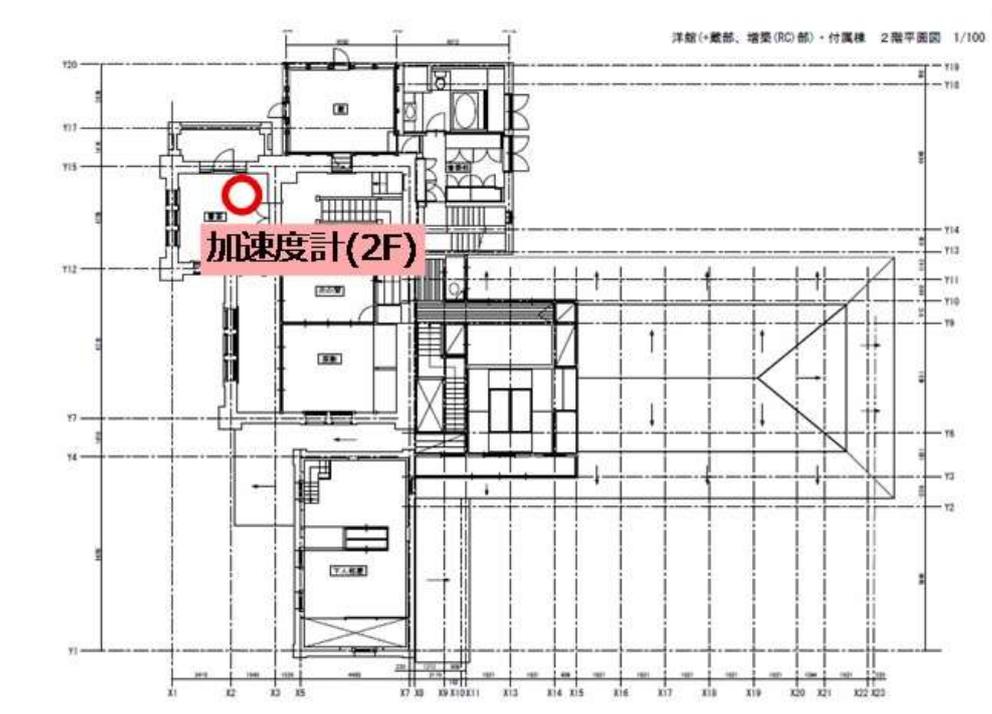


図 3-4-3 加速度計設置位置(2F)

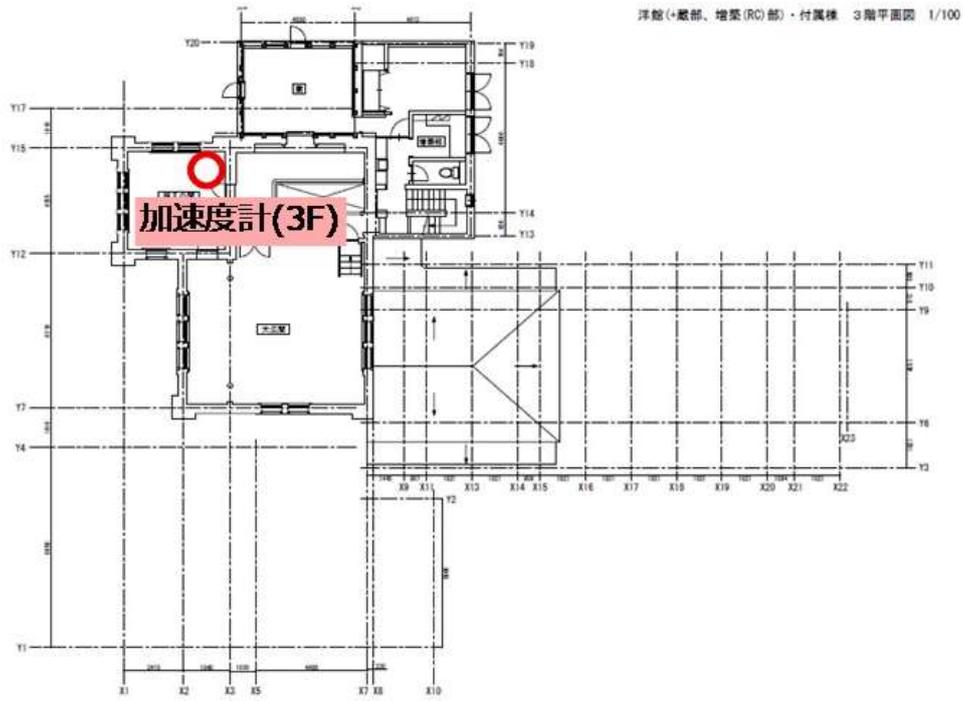


図 3-4-4 加速度計設置位置 (3F)



図 3-4-5 地盤の加速度計設置状況



図 3-4-6 1階の加速度計設置状況



図 3-4-7 2階の加速度計設置状況



図 3-4-8 2階の加速度計設置状況



図 3-4-9 天井の加速度計設置状況

3-5 観測地震波

本研究においては、3つの地震波(E1, E2, E3)を観測することができた。

以下表 3-5-1~3 にその概要を示す。また、各地震の地盤・RF での建物の加速度応答を図 3-5-1~12 に示し、各階の最大加速度を表 3-5-4、合成最大加速度を表 3-5-5 に示す。

表 3-5-1 地震動 E1 概要

地震動概要		旧田中家住宅への影響	
記号	E1	周辺地域震度	2
発生日時	2019/6/24	震央からの距離	100km
震央地名	千葉県南東沖	震源距離	117km
震源深さ	61km		
最大震度	4		

表 3-5-2 地震動 E2 概要

地震動概要		旧田中家住宅への影響	
記号	E2	周辺地域震度	2
発生日時	2019/12/4	震央からの距離	129km
震央地名	茨城県北部	震源距離	129km
震源深さ	9km		
最大震度	4		

表 3-5-3 地震動 E3 概要

地震動概要		旧田中家住宅への影響	
記号	E3	周辺地域震度	3
発生日時	2020/1/14	震央からの距離	33km
震央地名	茨城県南部	震源距離	56km
震源深さ	46km		
最大震度	4		

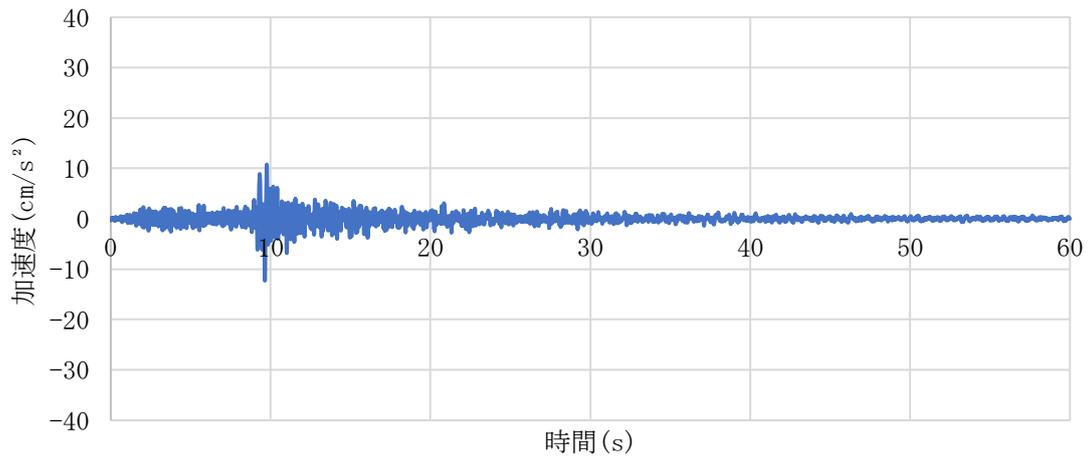


図 3-5-1 E1 の地盤における応答加速度(X方向)

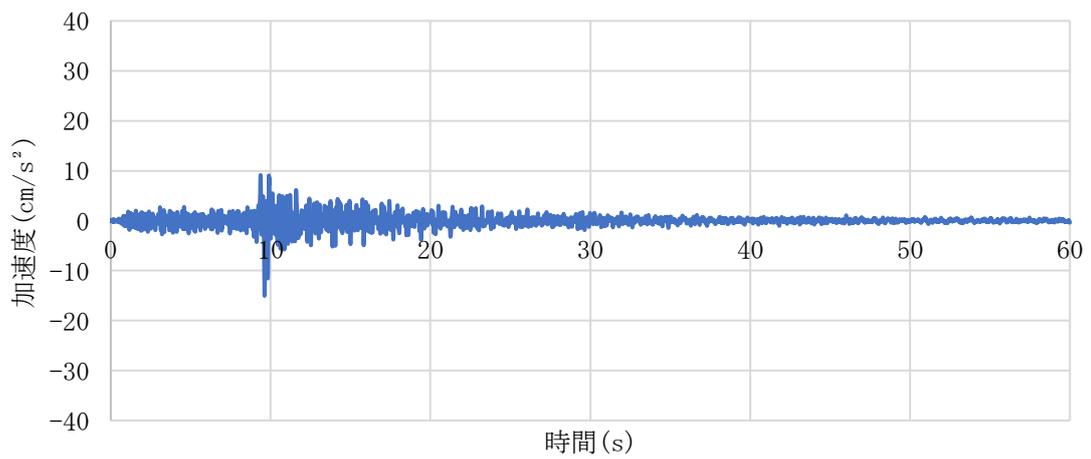


図 3-5-2 E1 の地盤における応答加速度(Y方向)

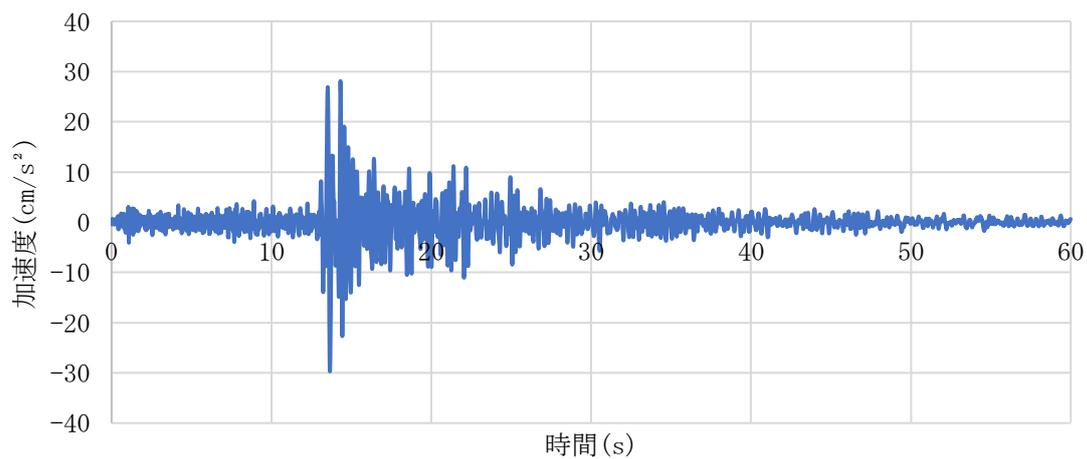


図 3-5-3 E1 の RF における応答加速度(X 方向)

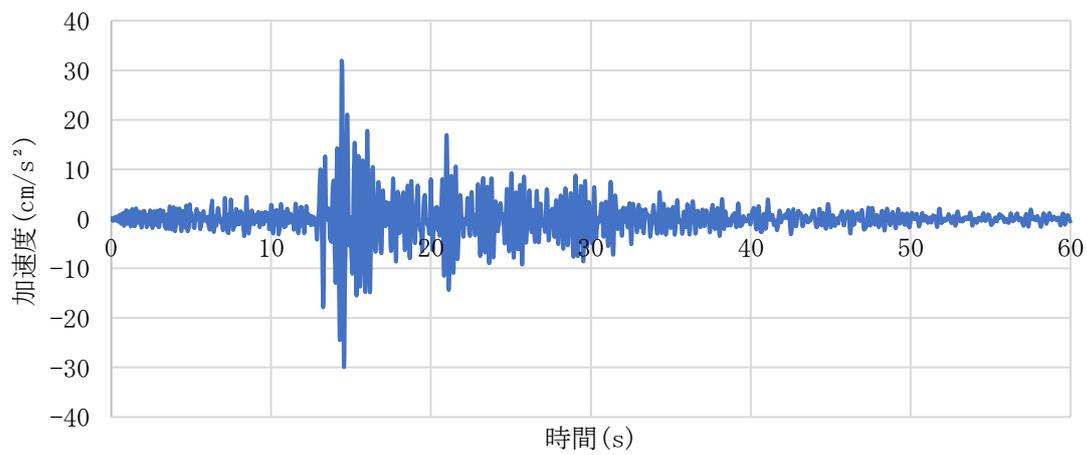


図 3-5-4 E1 の RF における応答加速度(Y 方向)

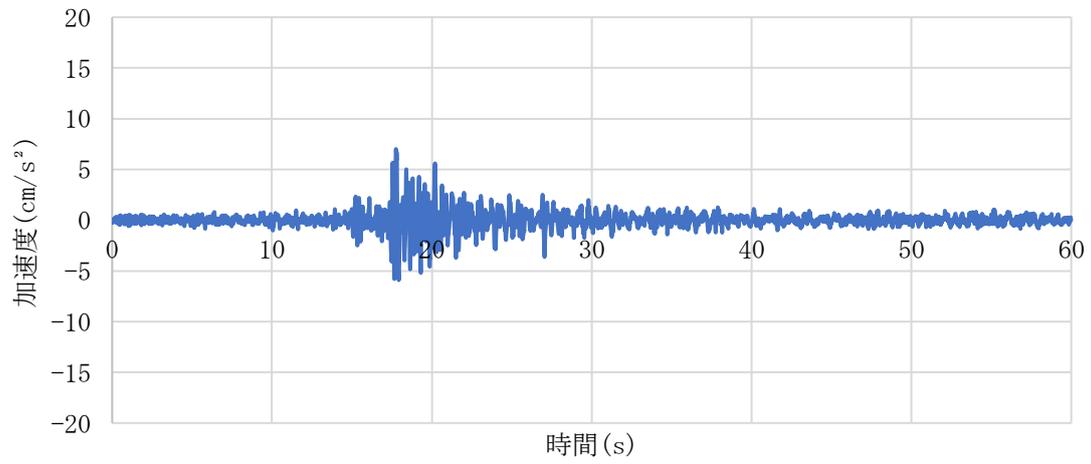


図 3-5-5 E2 の地盤における応答加速度(X 方向)

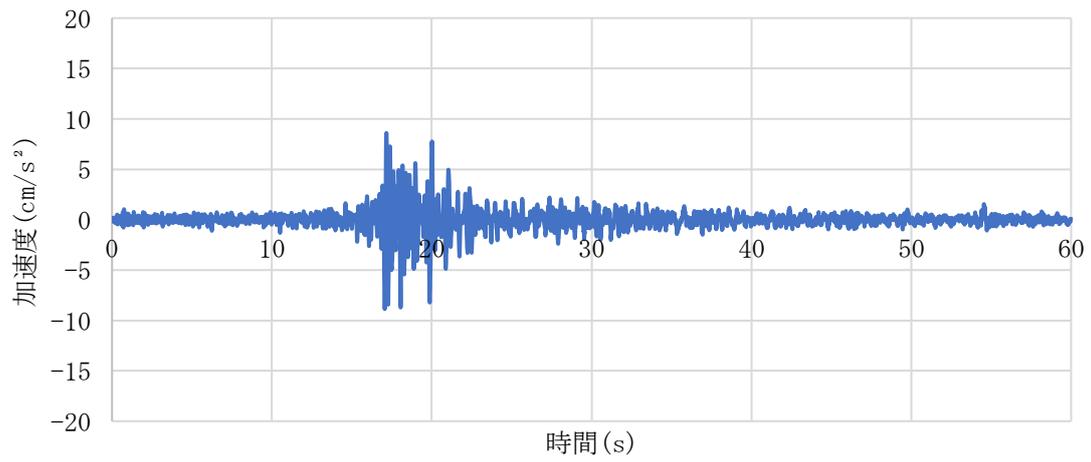


図 3-5-6 E2 の地盤における応答加速度(Y 方向)

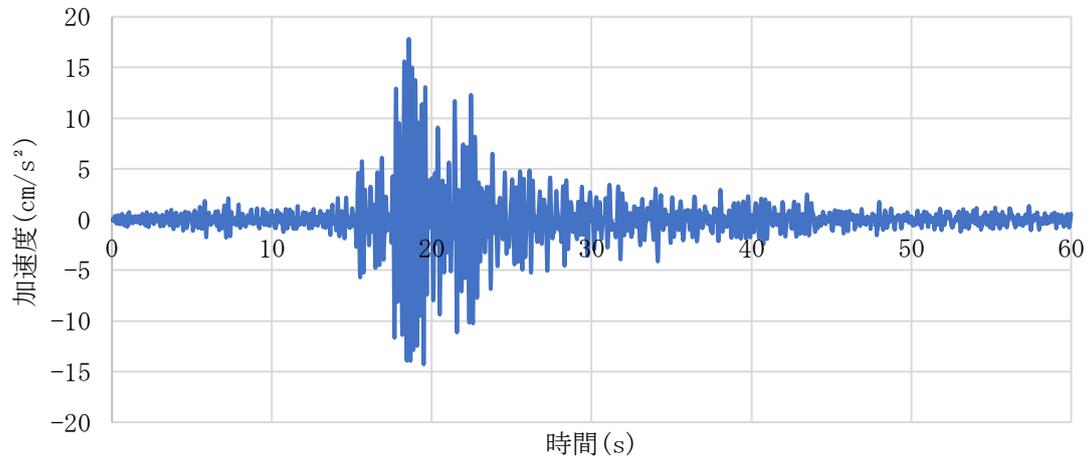


図 3-5-7 E2 の RF における応答加速度(X 方向)

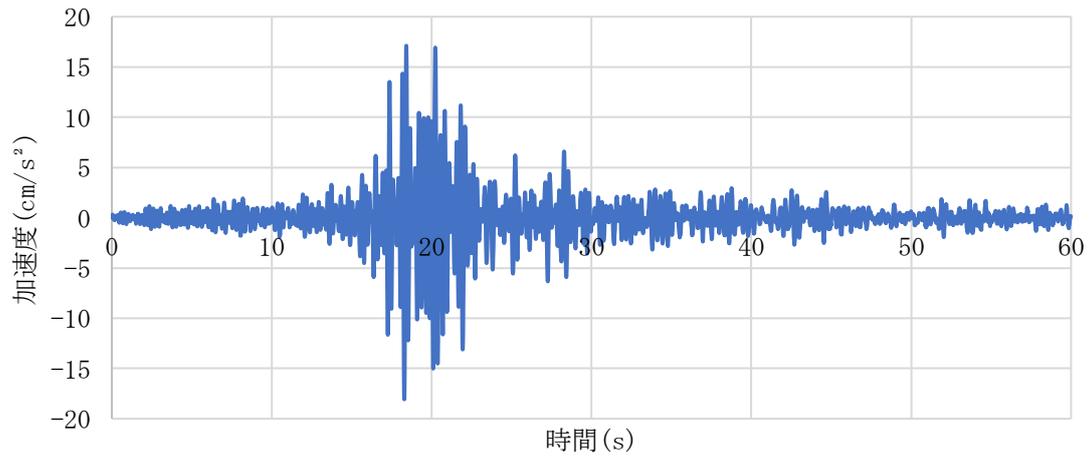


図 3-5-8 E2 の RF における応答加速度(Y 方向)

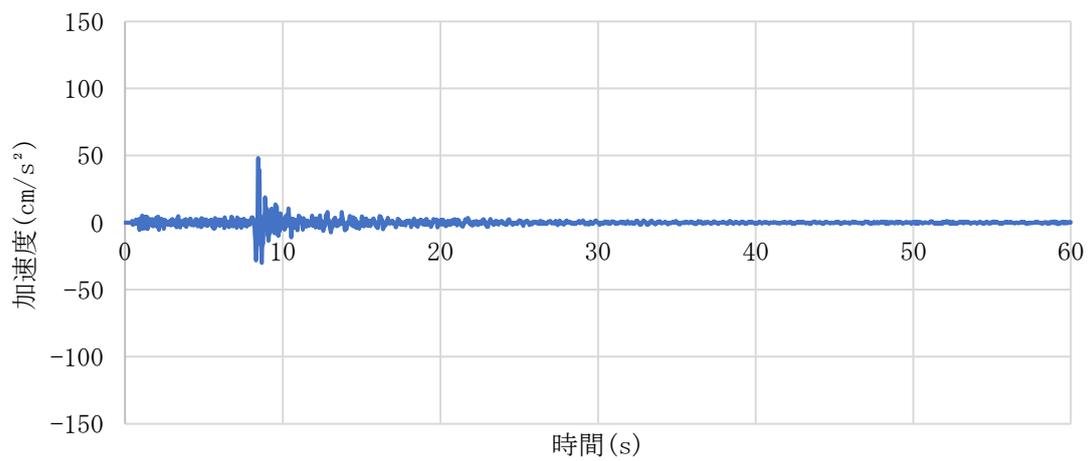


図 3-5-9 E3 の地盤における応答加速度(X 方向)

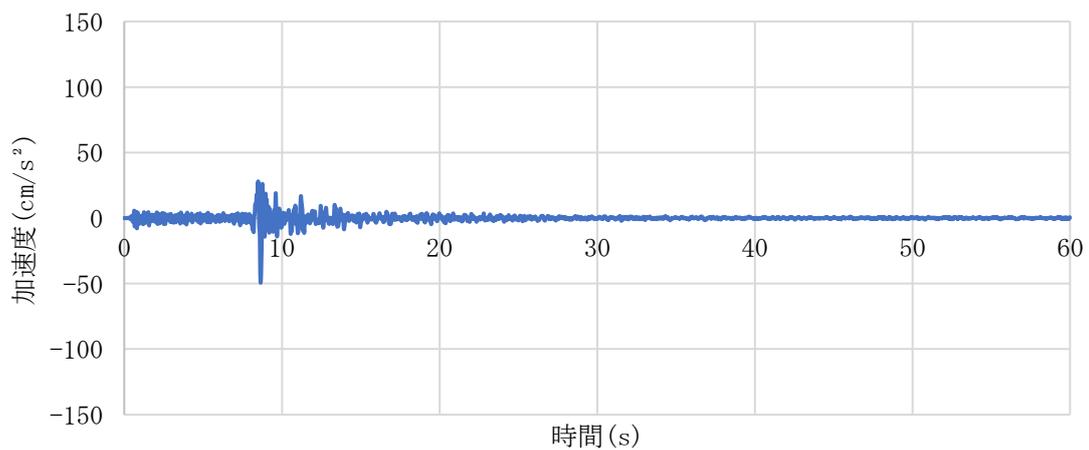


図 3-5-10 E3 の地盤における応答加速度(Y 方向)

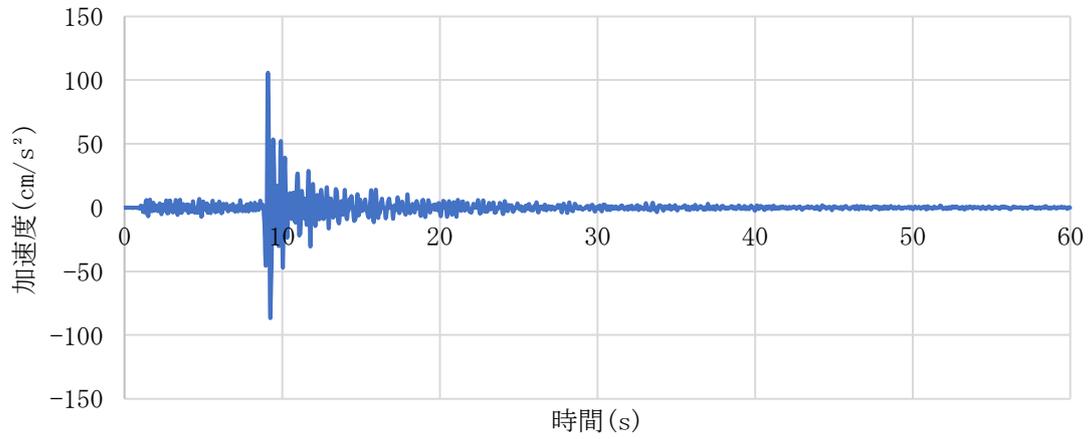


図 3-5-11 E3 の RF における応答加速度(X 方向)

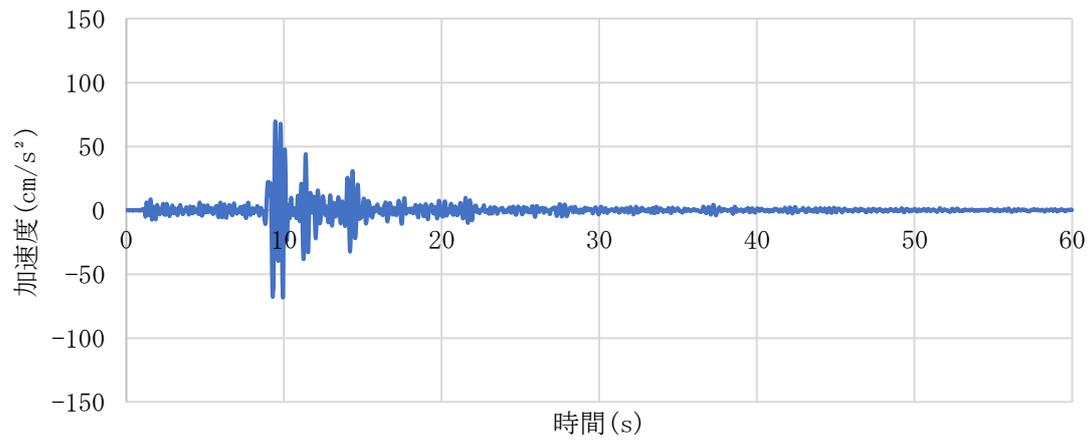


図 3-5-12 E3 の RF における応答加速度(Y 方向)

表 3-5-4 最大加速度

最大值 (cm/s ²)		grd	1st	2nd	3rd	rf
E1	x	14.8	16.2	18.7	23.6	29.7
	y	11.2	9.65	14.9	24.3	31.9
E2	x	7.00	6.09	8.03	13.1	17.8
	y	8.88	6.00	7.43	14.2	18.1
E3	x	48.2	47.7	63.4	84.6	106
	y	49.3	46.2	53.9	63.5	69.6

表 3-5-5 合成最大加速度

	合成最大加速度					震央距離	最大震度	觀測震度
	grd	1st	2nd	3rd	rf			
E1	18.55	18.88	23.92	33.84	43.62	100	4	2
E2	11.31	8.54	10.94	19.32	25.38	129		2
E3	68.95	66.40	83.21	105.81	126.72	33		3

3.6 伝達関数

各地震観測の記録結果から、地盤に対する1階、2階、3階、屋上の伝達関数及び1階に対する2階、3階、屋上の伝達関数を求めた。伝達関数の算出の際にはParzen Window (5Hz)を用いた平滑化を行った。各地震の地盤に対する伝達関数と1階に対する伝達関数を図3-6-1~12に示す。また、地盤に対する屋上、1階に対する屋上を比較したY方向の伝達関数を図3-6-13~15に示す。

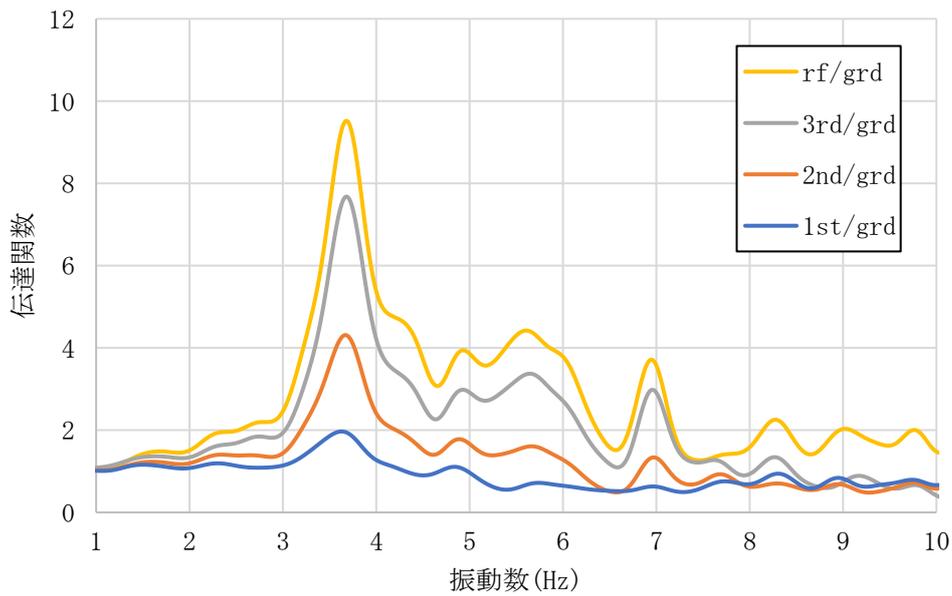


図3-6-1 X方向の地盤に対する伝達関数 (E1)

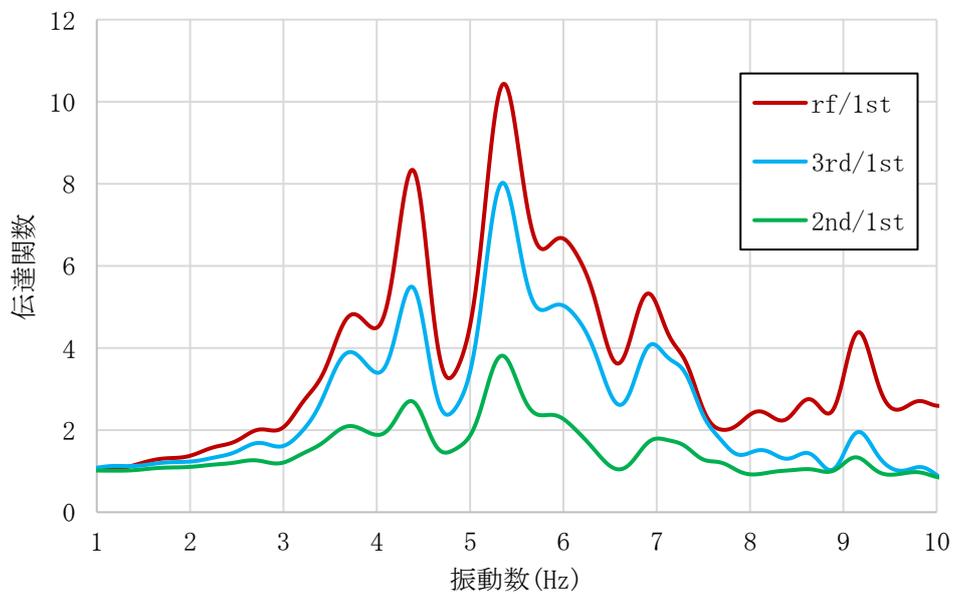


図3-6-2 X方向の1Fに対する伝達関数 (E1)

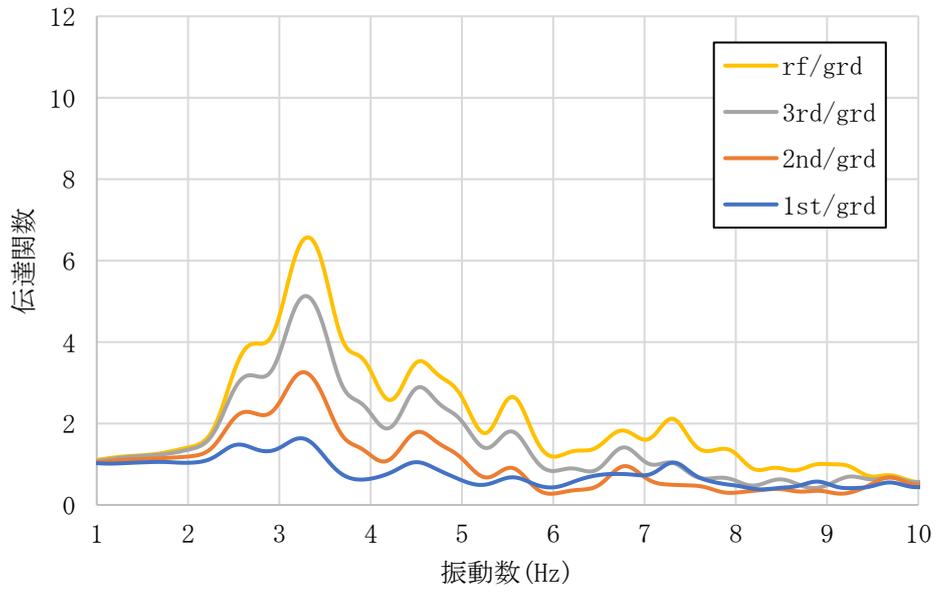


図 3-6-3 Y 方向の地盤に対する伝達関数 (E1)

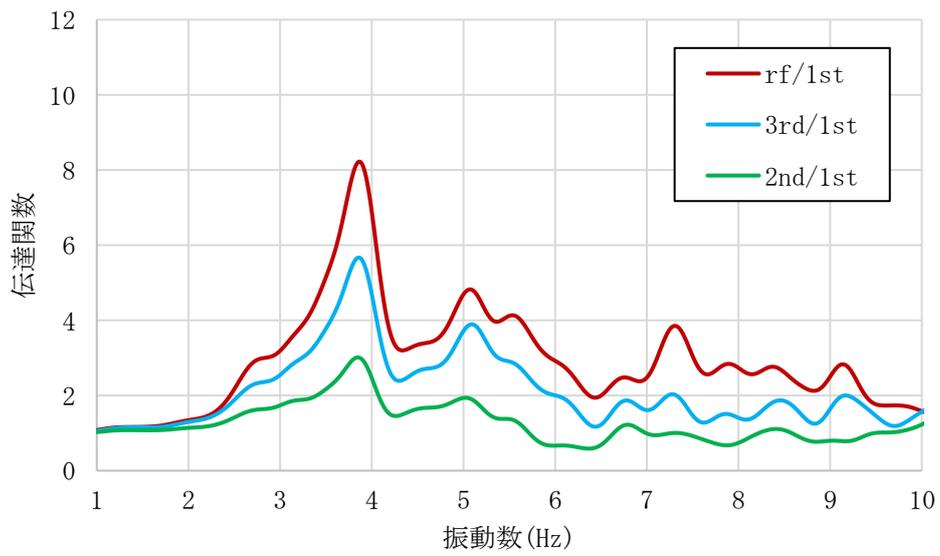


図 3-6-4 Y 方向の 1F に対する伝達関数 (E1)

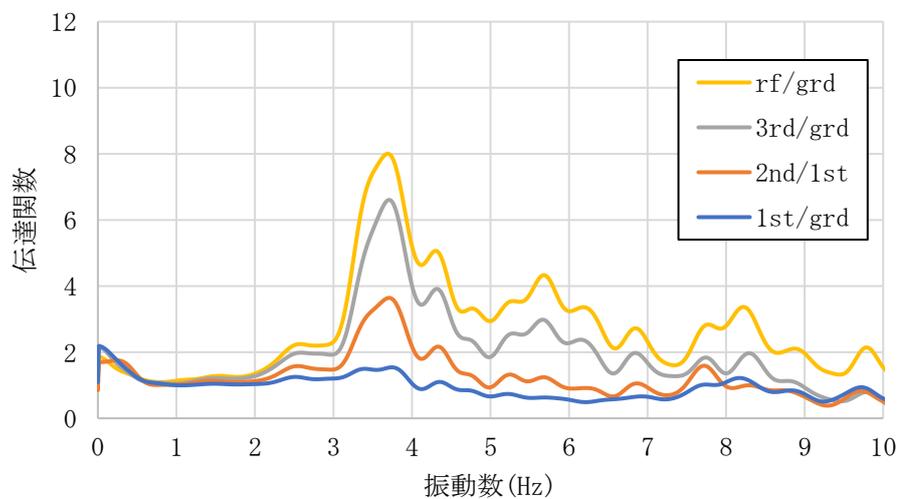


図 3-6-5 X 方向の地盤に対する伝達関数 (E2)

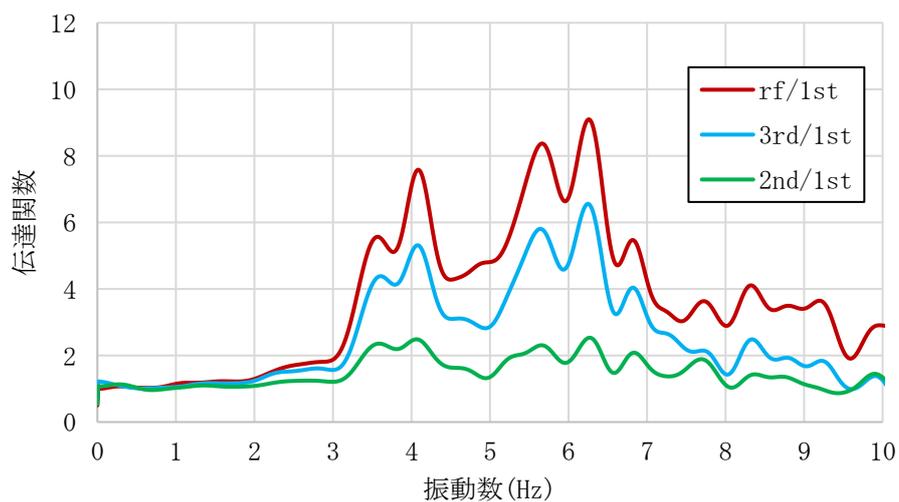


図 3-6-6 X 方向の 1F に対する伝達関数 (E2)

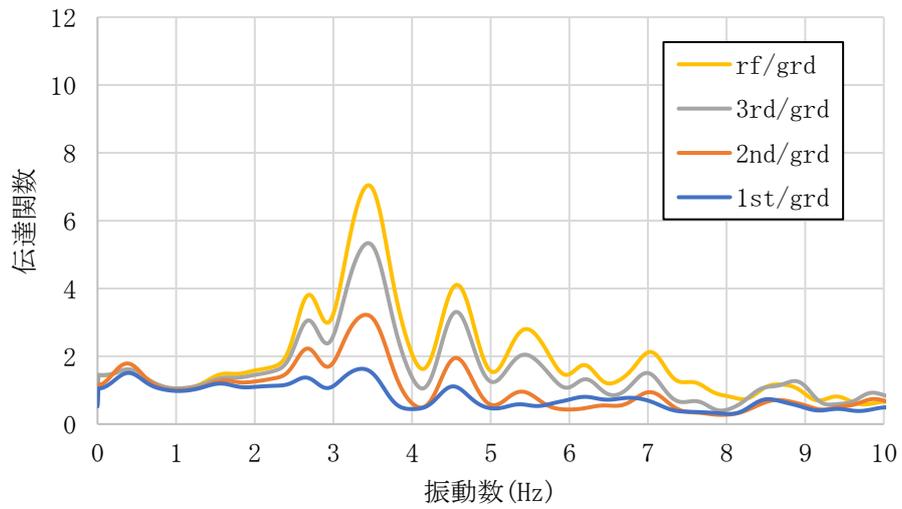


図 3-6-7 Y 方向の地盤に対する伝達関数 (E2)

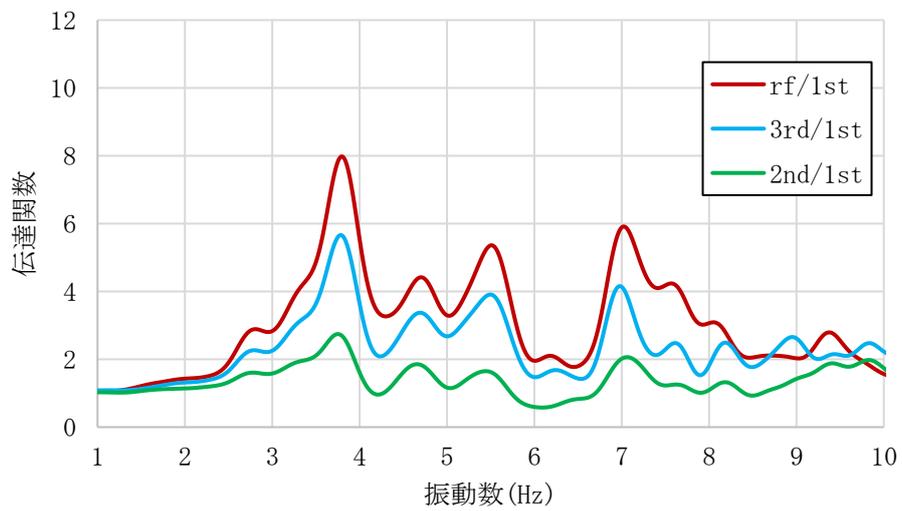


図 3-6-8 Y 方向の 1F に対する伝達関数 (E2)

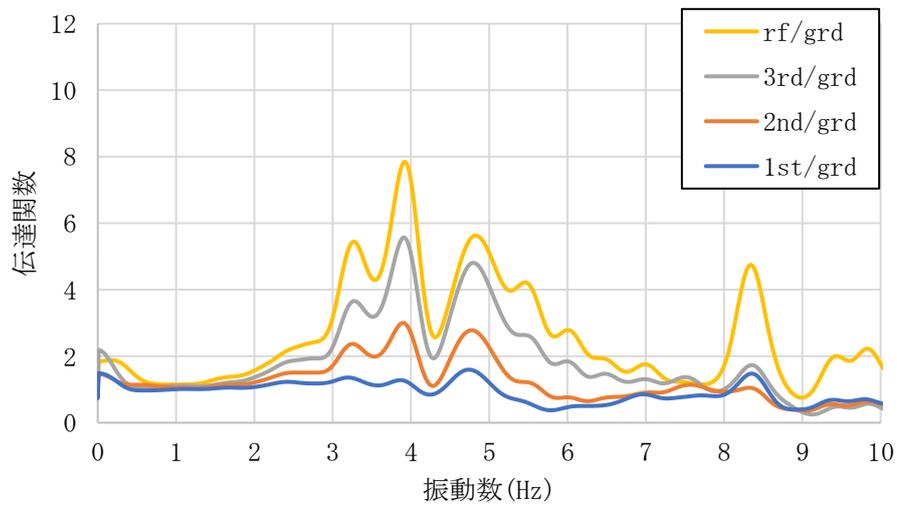


図 3-6-9 X 方向の地盤に対する伝達関数 (E3)

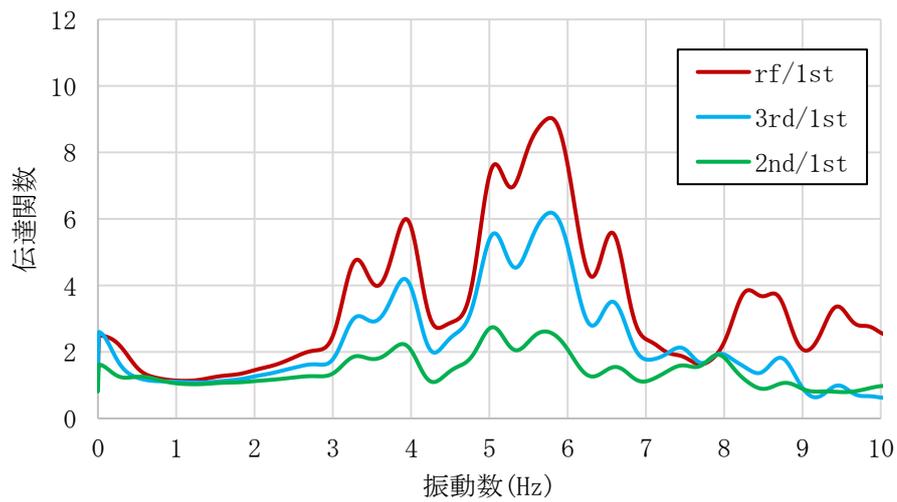


図 3-6-10 X 方向の 1F に対する伝達関数 (E3)

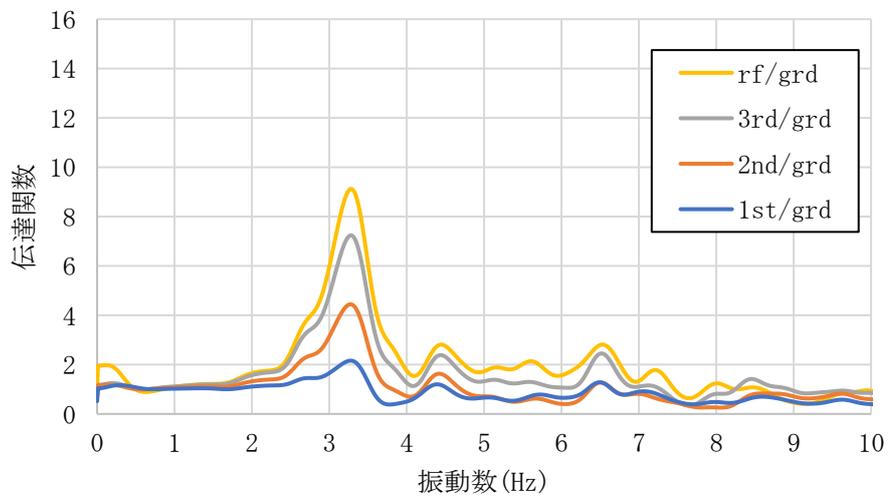


図 3-6-11 Y 方向の地盤に対する伝達関数 (E3)

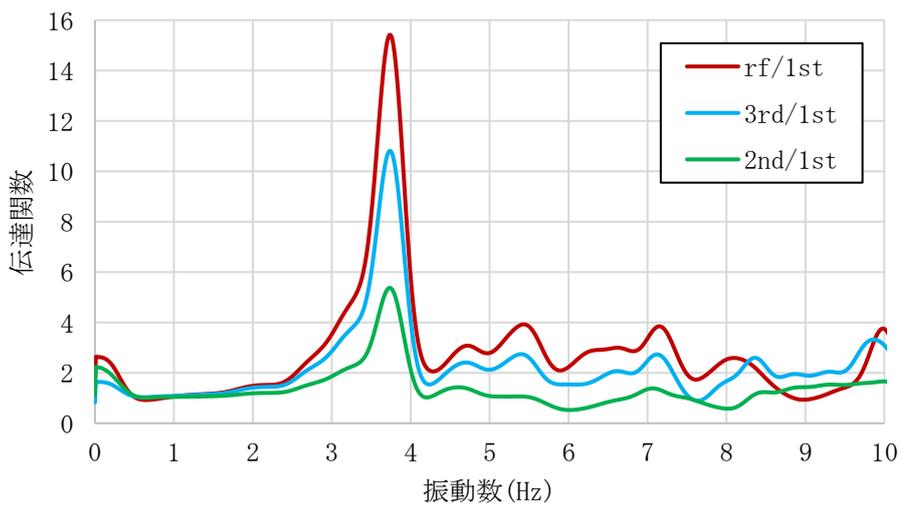


図 3-6-12 Y 方向の 1F に対する伝達関数 (E3)

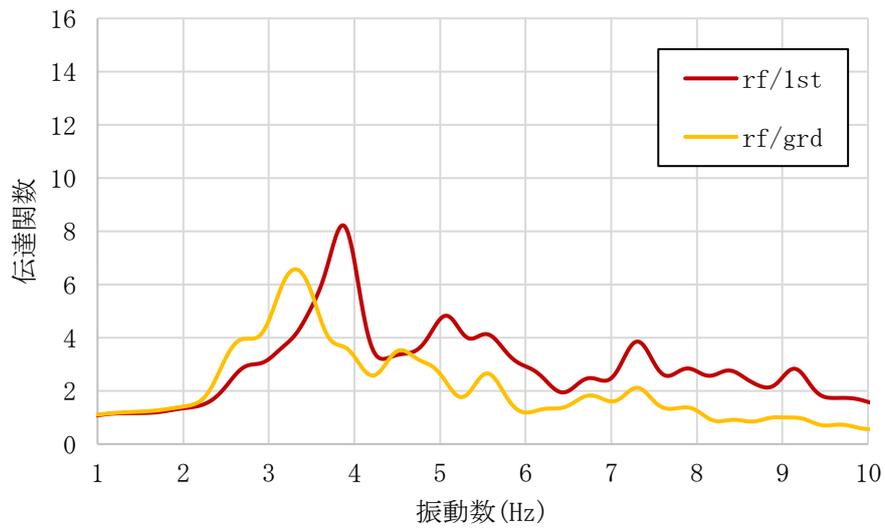


図 3-6-13 Y 方向伝達関数 (E1)

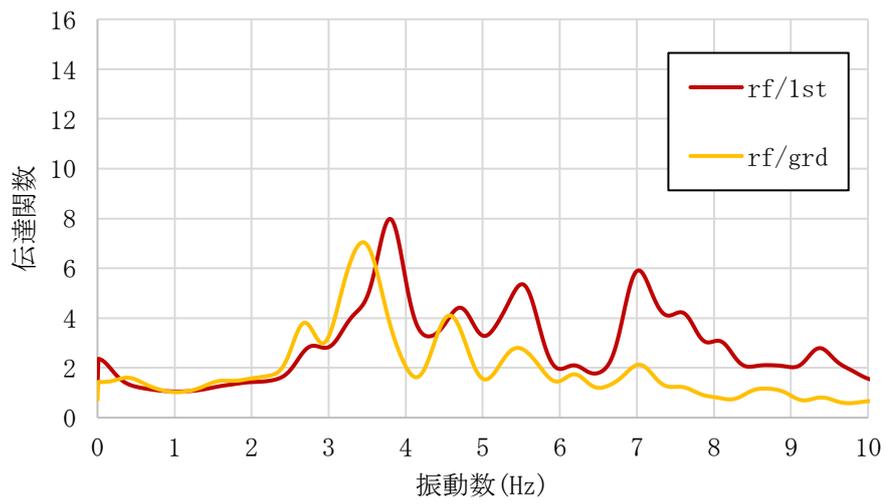


図 3-6-14 Y 方向伝達関数 (E2)

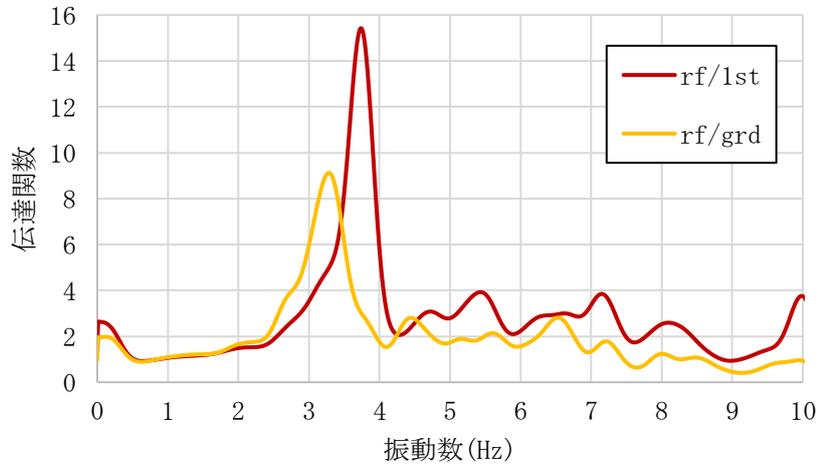


図 3-6-15 Y 方向伝達関数 (E3)

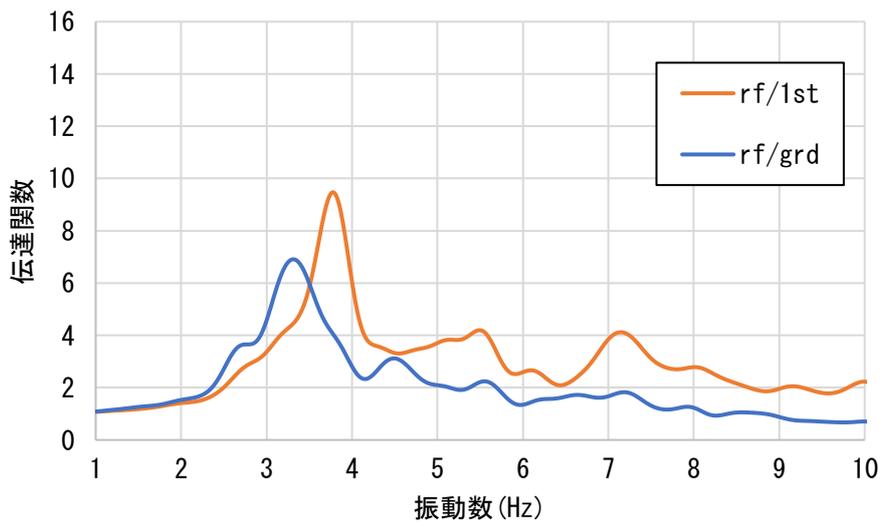


図 3-6-16 Y 方向伝達関数平均値

3.7 固有振動数

前項に示した地震動の伝達関数算定結果より、それぞれの地震動における地盤及び1階に対する固有振動数を表 3-7-1 に示す。

表 3-7-1 1次固有振動数

	固有振動数			
	E1	E2	E3	平均
1階	3.87	3.87	3.74	3.803
地盤	3.31	3.49	3.28	3.360

3.8 減衰定数

前項に示す1次固有振動数から、それぞれの地震動における地盤及び1階に対する減衰定数を算出した。特定した1次固有振動数に対する頂部での伝達関数について、1自由度系の地動における強制振動方程式から得られた加速度応答倍率の理論式を使用した非線形フィッティングを行った。理論式によって算定した応答倍率と伝達関数応答倍率の実測値との誤差(δ)を最小二乗法を用いて1次の減衰定数を算出した。

加速度応答倍率の理論式および最小二乗法の計算式¹⁷⁾を以下式 3-8-1, 2 に示す。

また、最小二乗法によって算出した減衰定数を表 3-8-1 に示す。

$$L = \frac{\sqrt{1 + 4h^2 a^2}}{\sqrt{(1 - a^2)^2 + 4h^2 a^2}} \quad (\text{式 3-8-1})$$

$$\sum_{i=1}^n \delta^2 = \sum_{i=1}^n (L - L')^2 \quad (\text{式 3-8-2})$$

なお、 $a = \omega / \omega_0$ 、 L : 応答倍率、 L' : 伝達関数の応答倍率、 ω : 円振動数、 h : 減衰定数、 ω_0 : 固有円振動数とする。

表 3-8-1 減衰定数

	減衰定数(%)			
	E1	E2	E3	平均
1 階	6.50	6.50	3.00	5.333
地盤	7.35	7.10	5.20	6.550

3.9 振動モード

固有振動数の結果より、建物の1次振動モードを算出した。それぞれの地震に対する振動モードの算定結果を以下図 3-9-1, 2 に示す。なお、図中における基準線からの距離は伝達関数の振幅から読み取った。

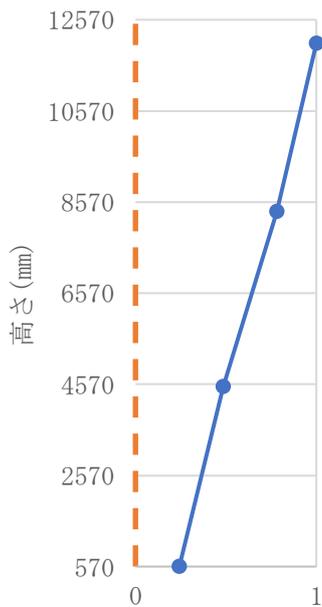


図 3-9-1 地盤に対する振動モード

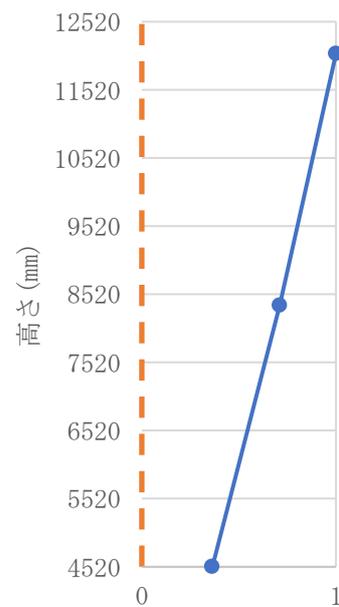


図 3-9-2 1F に対する振動モード

3.11 まとめ

本章において、旧田中家住宅について地震波モニタリングを実施し、その振動特性について検討を行った。材料特性に関しては耐震診断報告書¹⁶⁾から引用した。また、同報告書のウェーデン式サウンディング試験結果より、対象建築物が位置するのは比較的軟弱な地盤であると推測できるため、地盤ばねの働きを考慮することが必要であると考ええる。

最大加速度および伝達関数の算定結果より、上階になればなるほど、最大加速度・加速度応答倍率がともに増加している。また、階数の増加に伴った応答継続時間の伸びも確認された。これは、上階に行くにつれ建物—地盤の相互作用による効果が小さくなり、逸散減衰が小さくなるためだと考えられる。

図 3-6-13~15 に示した各地震における y 方向の伝達関数および図 3-6-16 に示した y 方向伝達関数の平均値より、地盤に対する応答倍率は 1 階に対する応答倍率よりも低い値が得られているとわかる。

一方で、表 3-7-1 に示した固有振動数より、地盤に対する固有振動数は 1 階に対する固有振動数よりも低い数値を得ている。伝達関数のグラフからも同様の結果を読み取ることができる。また表 3-8-1 に示した減衰定数より、地盤に対する減衰定数は 1 階に対する減衰定数よりも低い値が得られている。

応答倍率および固有振動数の減少については、建物を支える抵抗要素として動的地盤ばねが作用し、建物の固有周期が長期化したためと考えられる。また、減衰定数の増加に関しては、建物の振動エネルギーが地盤内に逸散する逸散減衰の効果であると考えられる。

第 4 章

諸戸氏庭園煉瓦蔵における常時微動測定

4.1 諸戸氏庭園概要¹⁶⁾

諸戸氏庭園は、三重県桑名市に位置する歴史的建物群である。具体的な建設年は明らかにされておらず、室町時代には「江の奥殿」と呼ばれ、既に邸宅・庭園の設けもあったといわれている。明治時代に入ると庭園は初代諸戸清六の手に移り、御殿と池庭が付け加えられ、その後諸戸氏によって手が加えられ、現在に至っている。

庭園は本邸、大門、御殿・玉突き場、推敲亭、煉瓦蔵などの多数の建築物によって構成されている。中でも本邸、大門、御殿・玉突き場は国重要文化財に、煉瓦蔵、推敲亭は三重県文化財としてそれぞれ指定されている。諸戸氏庭園は平成22年より修理工事が開始され、文化財の保存活動が進められている。

本論では煉瓦蔵に焦点をあて、その材料・振動特性についての検討を行う。

庭園の様子を図4-1-1, 2, 3, 4に示す。



図 4-1-1 本邸



図 4-1-2 大門



図 4-1-3 御殿・玉突き場



図 4-1-4 推敲亭

4.2 煉瓦蔵概要

前述の通り、本論では煉瓦蔵に焦点をあてて検討を行う。

煉瓦蔵は1887年に当初は木造の5棟連なった蔵として建設されたが、1894年に火災により焼失し、その後煉瓦造として再建された。しかしながら、1945年に戦災により2棟焼失し、現在は3棟（八番・九番・十番蔵）のみが姿をとどめている。

当初は大きな吹き抜けを持った1階建てとして建設されたが、2011年に始まった修理工事の際に、八番および十番蔵には木造床・階段が挿入された。本論では、調査の方便上、この2棟のみにたいして調査・検討を行った。

また煉瓦蔵は200年に三重県文化財に指定されるなど、保護が図られている。

煉瓦蔵の様子を図4-2-1, 2に示す。



図 4-2-1 煉瓦蔵外観



図 4-2-2 煉瓦蔵内観

4.3 材料試験概要

煉瓦蔵の材料強度を把握するために、材料試験を行った。

試験体は、十番蔵の外壁から水平方向にコア抜きしたものを使用し、煉瓦単体の圧縮・割裂試験、煉瓦組積体圧縮試験、目地に対する一面せん断試験および付着強度試験を行った。試験に際し、コンクリートカッター及び研磨機を用いて、煉瓦単体もしくは煉瓦組積造試験体の整形・カット・コア貫きを行う。圧縮試験・割裂引張試験およびせん断試験は万能試験機を使用して行い、ひずみゲージを使用してその変形量を記録し、強度を算出する。付着強度試験は付着試験機を使用して行う。なお、供試体から切り出す際に、目地に間隙が空いているなどモルタルの充填率が十分でないものや、煉瓦部の亀裂にモルタルが充填されているものに関しては、参考実験として行い、結果には反映しないものとする。

サンプリング間隔は2秒に1回とする。

試験体の様子を図4-3-1, 2に、使用機器を図4-3-3に示す。



図 4-3-1 組積体圧縮試験の様子



図 4-3-2 付着強度試験の様子



図 4-3-3 万能試験機

4.4 材料試験結果

実施する試験体の種類および試験体の個数・寸法を表 4-4-1 に示す。各試験における試験結果を表 4-4-2~8 及び図 4-4-1, 2 に示す。なお、せん断試験に関しては、試験体の破損があったため、追加実験を行い、表中に橙色で示した。

表 4-4-1 試験体数および寸法

材料	試験	試験体寸法 (mm)	試験体個数
煉瓦組積体	圧縮強度試験	φ 100x200	1
煉瓦単体	圧縮強度試験	φ 50x100	4
	割裂引張試験	φ 50x100	4
目地	せん断試験	φ 100x200	3
	付着強度試験	40mm 角	6

表 4-4-2 組積体圧縮試験結果

直径 (mm)	100.00
断面積 (mm ²)	7583.98
破壊荷重 (kN)	182.5
圧縮強度 (N/mm ²)	23.24

表 4-4-3 煉瓦単体圧縮試験結果

	直径 (mm)	断面積 (mm ²)	破壊荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	ポアソン比
試験体 1	50	1963.50	8.03	4.09	0.85
試験体 2			81.69	41.44	0.24
試験体 3			33.38	16.97	0.4
試験体 4			25.84	13.13	0.28
平均			46.97	23.85	0.31

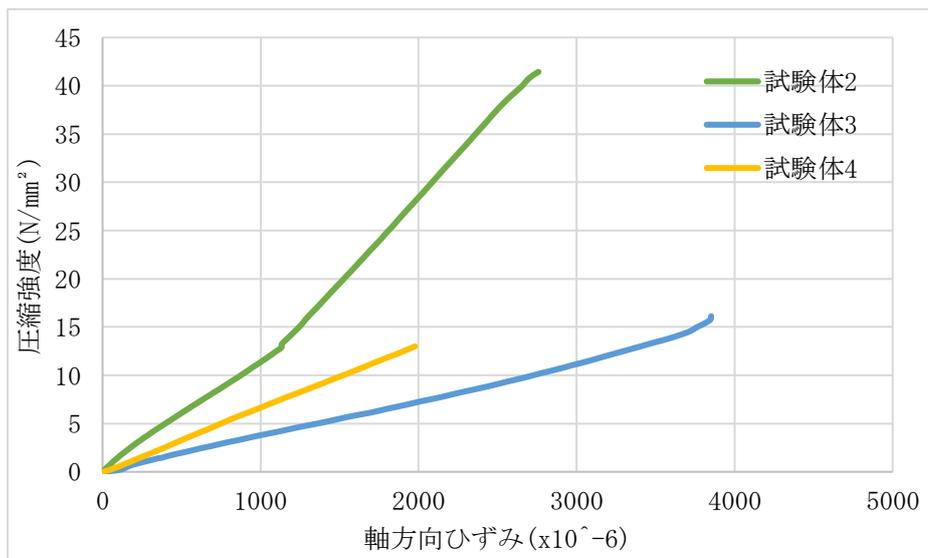


図 4-4-1 煉瓦単体圧縮結果

表 4-4-4 割裂引張試験結果

試験体	直径(mm)	高さ(mm)	破壊荷重(kN)	引張強度(N/mm ²)
試験体 1	50.1	96.85	12.84	1.68
試験体 2	50.05	102.7	18.45	2.29
試験体 3	50	103.8	14.99	1.84
平均			15.427	1.937

表 4-4-5 付着強度試験結果

試験体	幅 1(mm)	幅 2(mm)	断面積(mm ²)	破壊荷重(N)	付着強度(N/mm ²)
試験体 1	40	40	1600	310	0.19
試験体 2	40	40	1600	260	0.16
試験体 3	40	40	1600	260	0.16
平均				276.7	0.170

表 4-4-6 せん断試験結果

	側圧 (kN)	直径 (mm)	高さ (mm)	面積 (mm ²)	破壊荷 重(kN)	圧縮応力 (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)
試験体 1-1	0.03	50	100	5000	4.29	0.006	0.86
試験体 1-2	0.02				3.64	0.004	0.73
平均 1	0.025				3.97	0.005	0.79
試験体 2-1	3.24	50	100	5000	7.45	0.648	1.49
試験体 2-2	3.28				10.04	0.656	2.01
平均 2	3.26				8.75	0.652	1.75
試験体 3-1	6.50	50	100	5000	14.03	1.3	2.81
試験体 3-2	6.49				13.73	1.298	2.75
平均 3	6.495				13.88	1.299	2.78

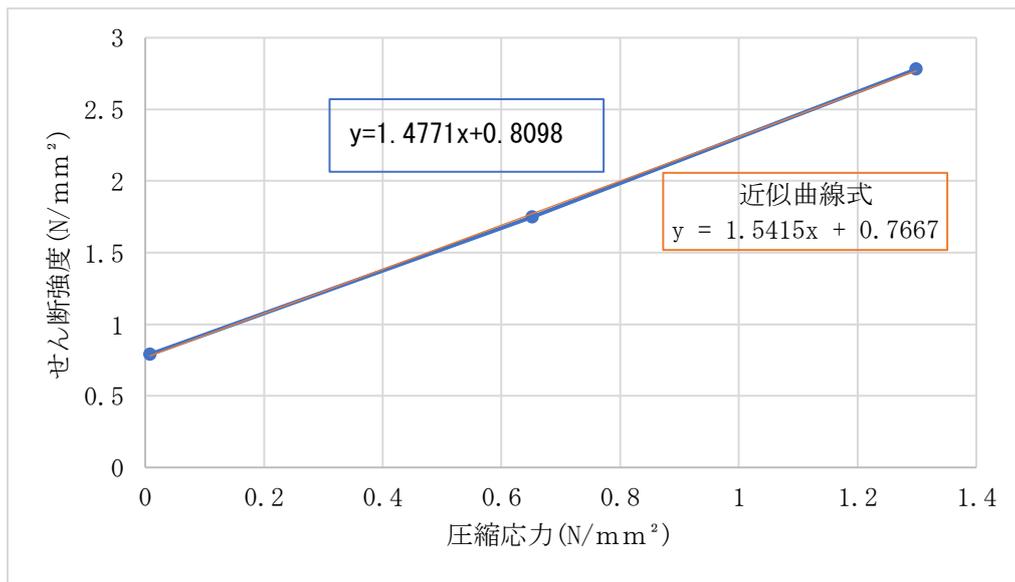


図 4-4-2 せん断試験結果

表 4-4-7 密度測定結果

	直径(mm)	面積(mm ²)	高さ(mm)	体積(mm ³)	質量(g)	密度(g/mm ³)
試験体 1	50	1963.5	101.35	199	343	1.72
試験体 2	50	1963.5	101.3	198.9	383.4	1.93
試験体 3	50.05	1967.42	98.6	193.99	353.8	1.82
試験体 4	50.15	1975.29	96.75	191.11	342	1.79
平均						1.82

表 4-4-8 吸水率測定結果

	質量(g)		吸水率(%)
	乾燥前	乾燥後	
試験体 X	2683.7	2409.2	11.4
試験体 Y	3609.2	3350.1	7.7

表 4-4-9 他の歴史的組積造建築物との比較

施設名	建設年	所在地	単体圧縮強度
煉瓦壁	明治後期～大正初期	東京	13.2
U 建物	大正 7 年	神戸	16
N 工場	不明	大阪	38.1
S 建物	大正 14 年	愛知	20.5
C 建物	明治中期	東京	13.1
学校本館	大正 4 年	東京	10.3
I 天主堂	明治初期	福岡	17.6
A 庁舎	明治 21 年	北海道	19.74

上記結果より、せん断強度と側圧の間には良好な比例関係がみられ、側圧(軸力)が大きいほどせん断強度も大きくなっている。なお、破壊は目地と煉瓦の境界面において確認された。また、試験体によるばらつきもほとんど見られない。

煉瓦単体の圧縮強度試験結果と別案件のレンガ造建物の調査結果や文献¹⁶⁾と比較すると、明治期の建築物とほぼ同等の値が確認できた。また平均値を現行の JIS 規格と比較すると、3種の煉瓦に相当する。しかしながら、付着強度試験結果では、第2章で示した PS オランジュリと比べると2割程度の低い値を示した。また、採取した試験体は目視によって大きな空隙が複数箇所確認された。よって、本建築物は良質な煉瓦を使用しているものの、目地の強度が低く、目地の充填等の施工においても改善点が存在すると考える。

4.5 常時微動測定概要

諸戸氏庭園煉瓦蔵の振動特性について把握するために、常時微動測定を実施した。測定には、測定に東京測振（株）携帯用振動計 SPC-51A、センサーに高感度速度計 VSE-15D(12台)を使用する。なお、合計4チャンネルを超える測定となるため、同社製ジャンクションボックスを合わせて用いる。サンプリング間隔 200Hz、測定時間は10分間の連続測定する。建物周辺を通過した車や歩行者など要因と時間を記録し、解析時にはその部分は除く。使用機器・測定の様子を以下図 4-5-1, 2, 3 に示す。

測定に際し、目的ごとに以下のようにケース別に行った。

CASE1: 東西方向における振動特性について把握する

CASE2: 南北方向の振動特性および回転動の有無について把握する。

測定時のセンサー設置位置を図 4-5-4, 5 にそれぞれ示す。



図 4-5-1 測定ステーション



図 4-5-2 センサーの様子



図 4-5-1 測定の様子

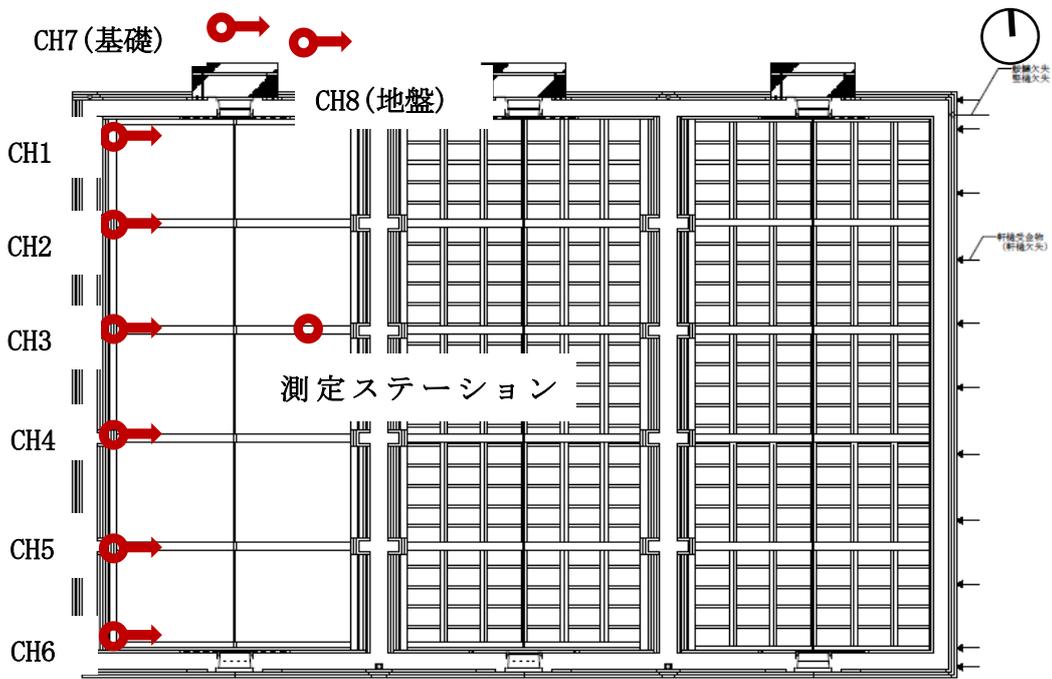


図 4-5-4 CASE1 の測定点

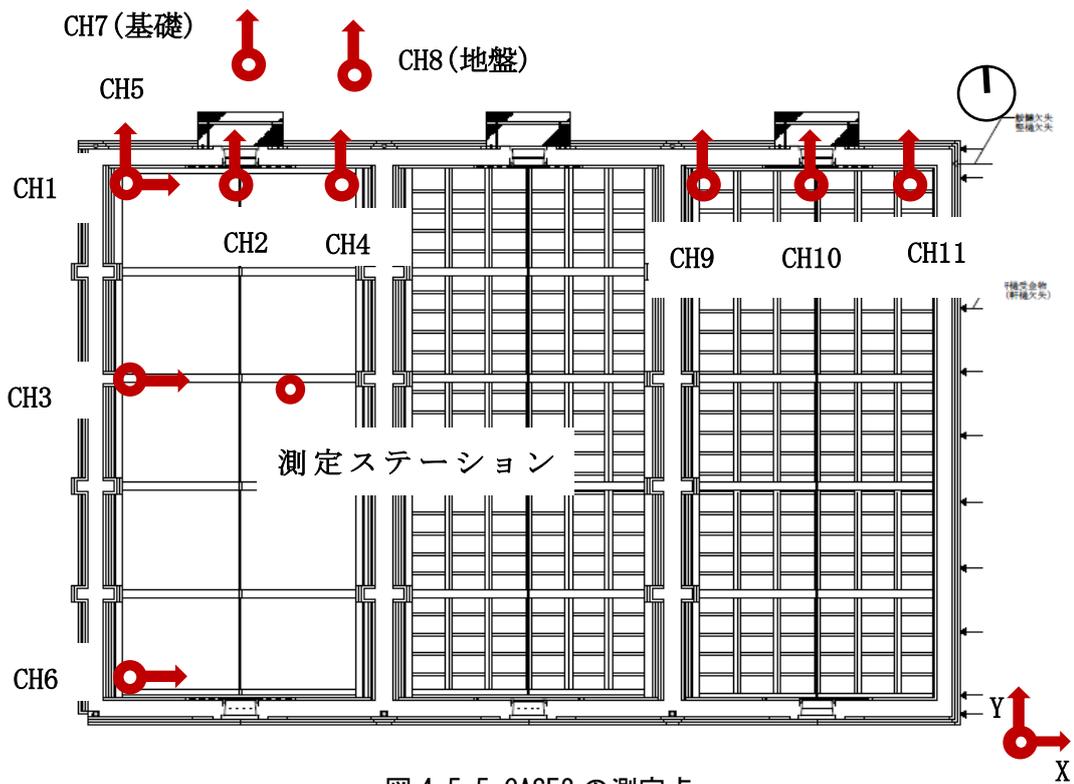


図 4-5-5 CASE2 の測定点

4.6 伝達関数算定

前項に示す方法によって測定した常時微動の結果より、伝達関数の算定を行った。算定は地盤・基礎それぞれに対して行い、測定チャンネルごとに結果を比較して検討を行った。算定結果を以下図 4-6-1~12 に示す。

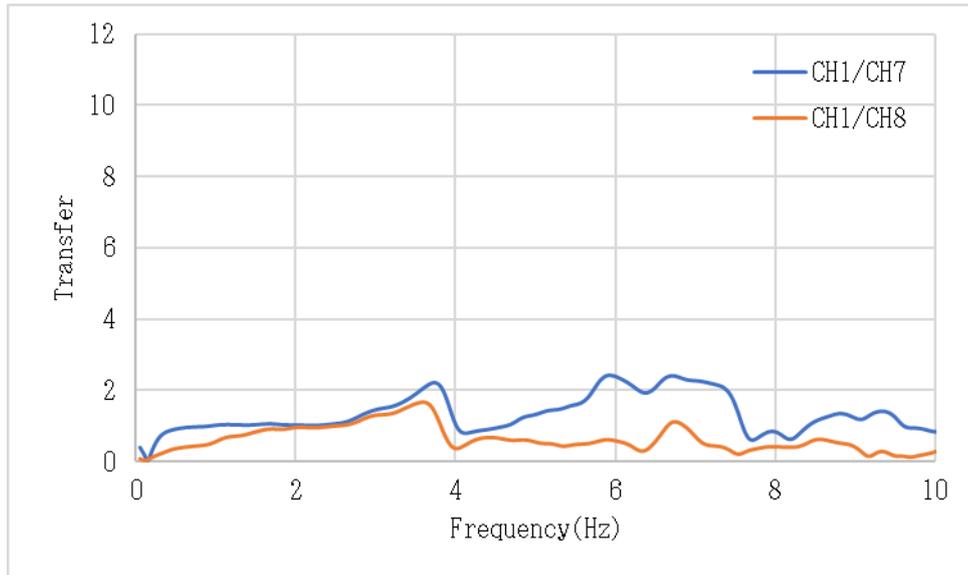


図 4-6-1 CASE1-CH1

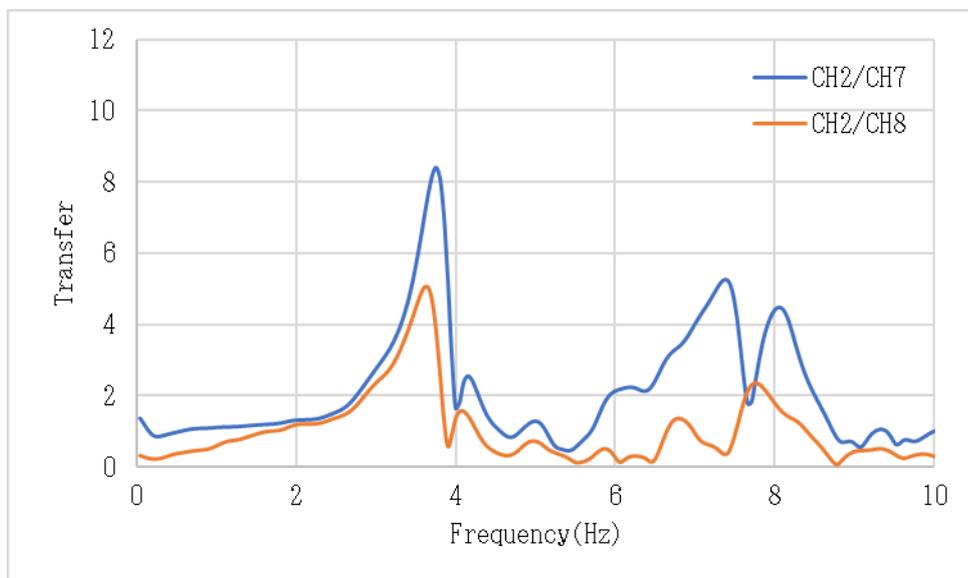


図 4-6-2 CASE1-CH2

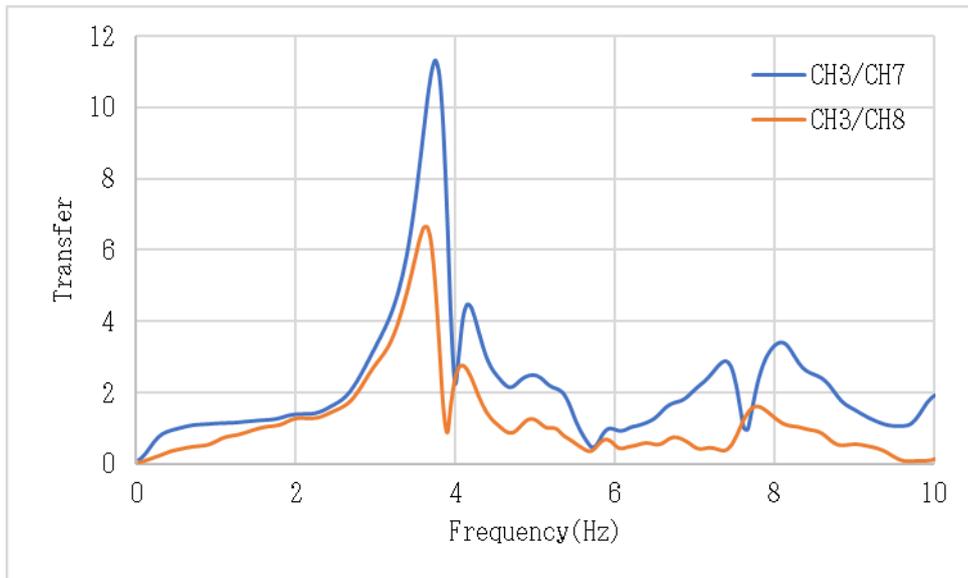


图 4-6-3 CASE1-CH3

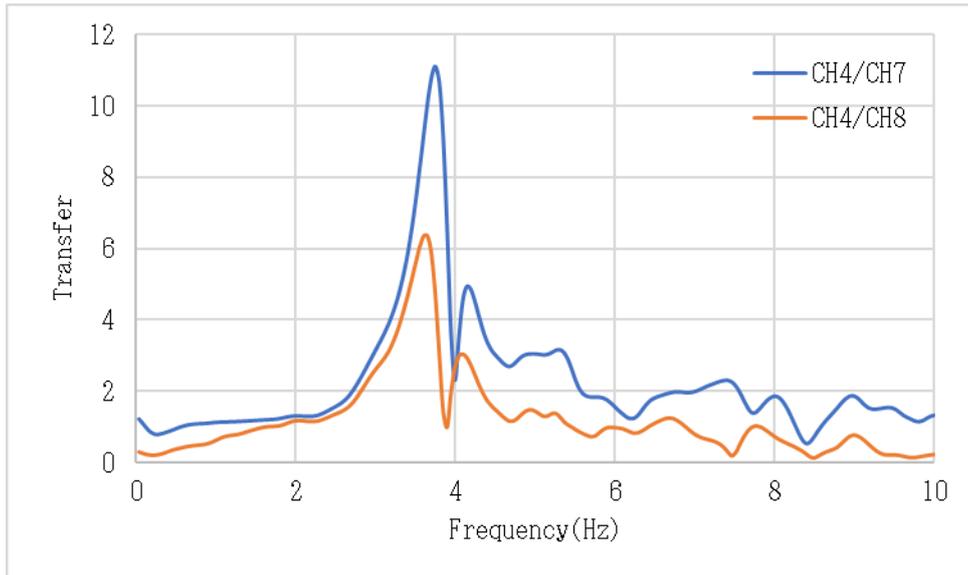


图 4-6-4 CASE1-CH4

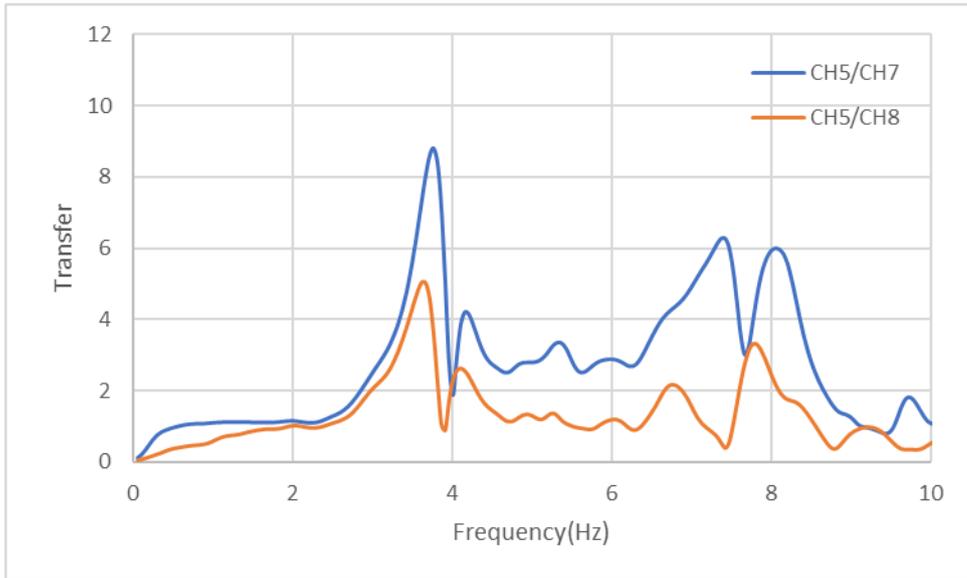


图 4-6-5 CASE1-CH5

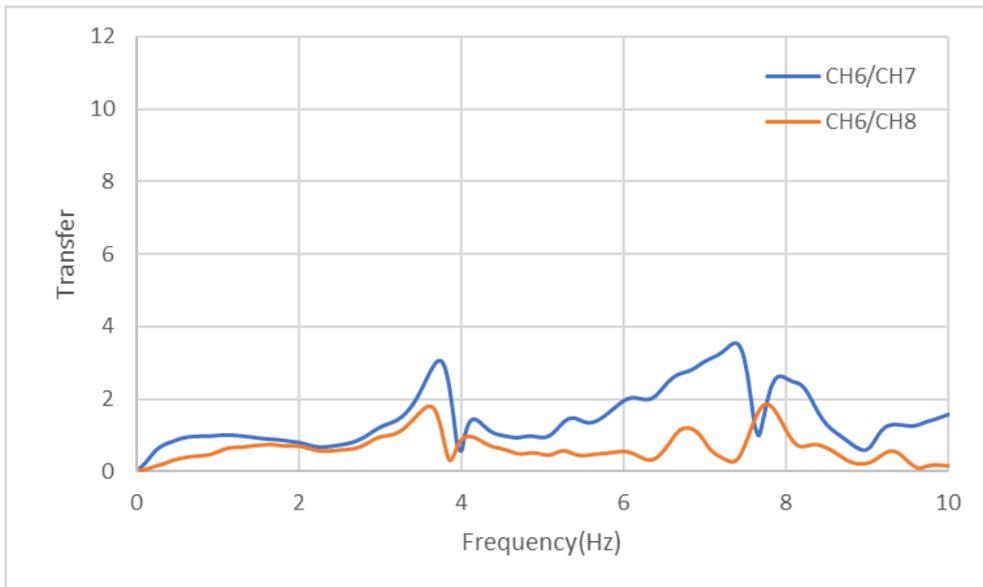


图 4-6-6 CASE1-CH6

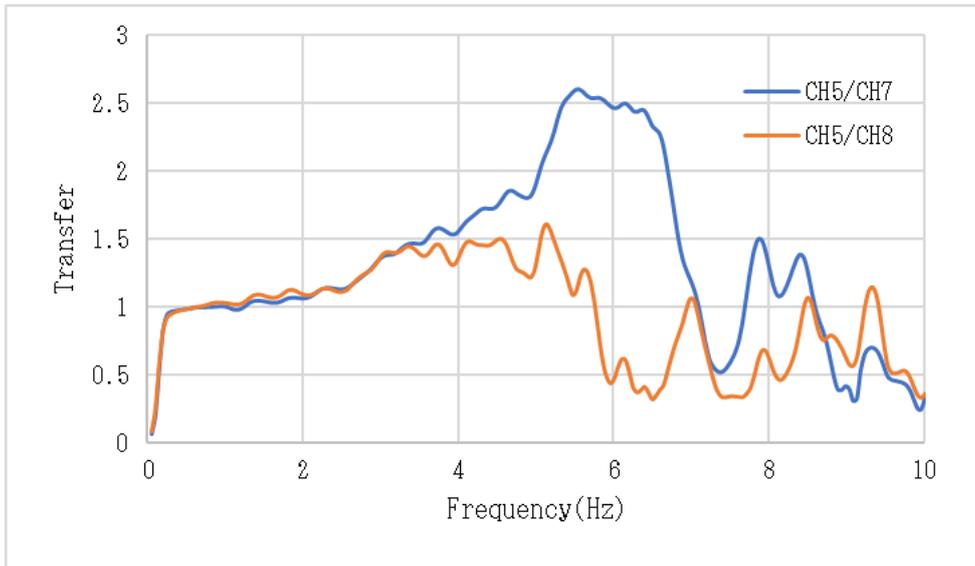


图 4-6-7 CASE2-CH5

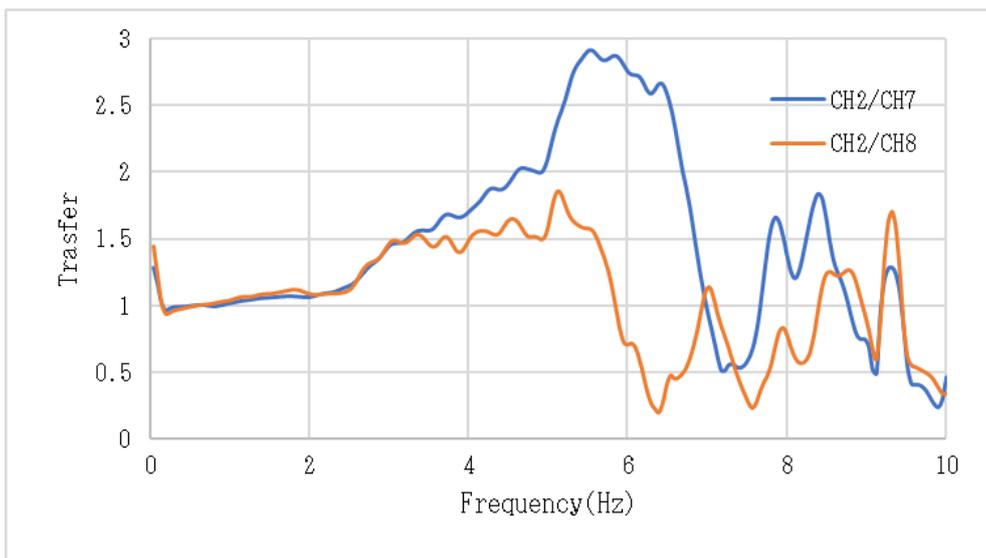


图 4-6-8 CASE2-CH2

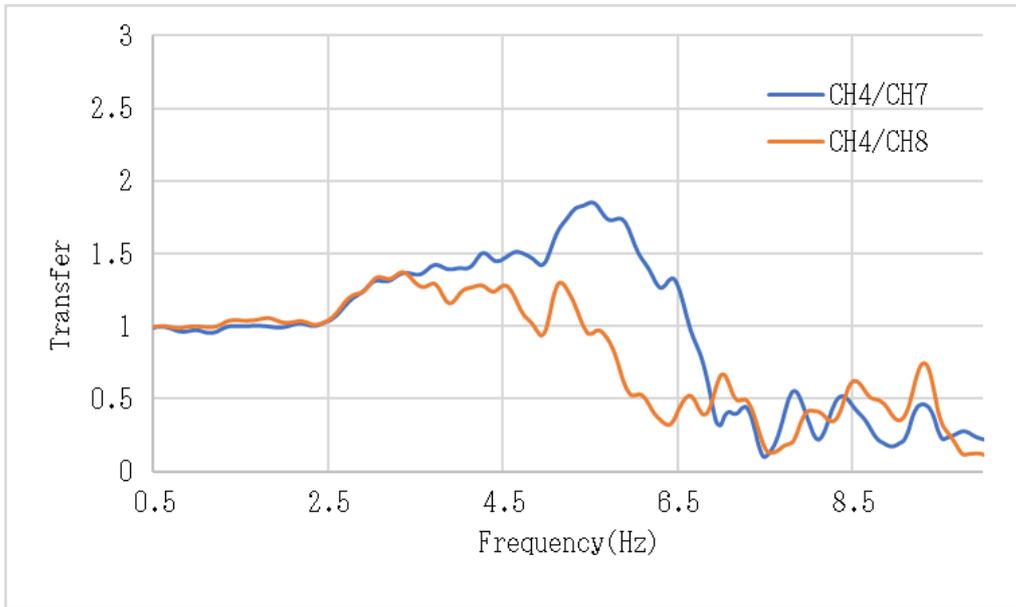


图 4-6-9 CASE2-CH4

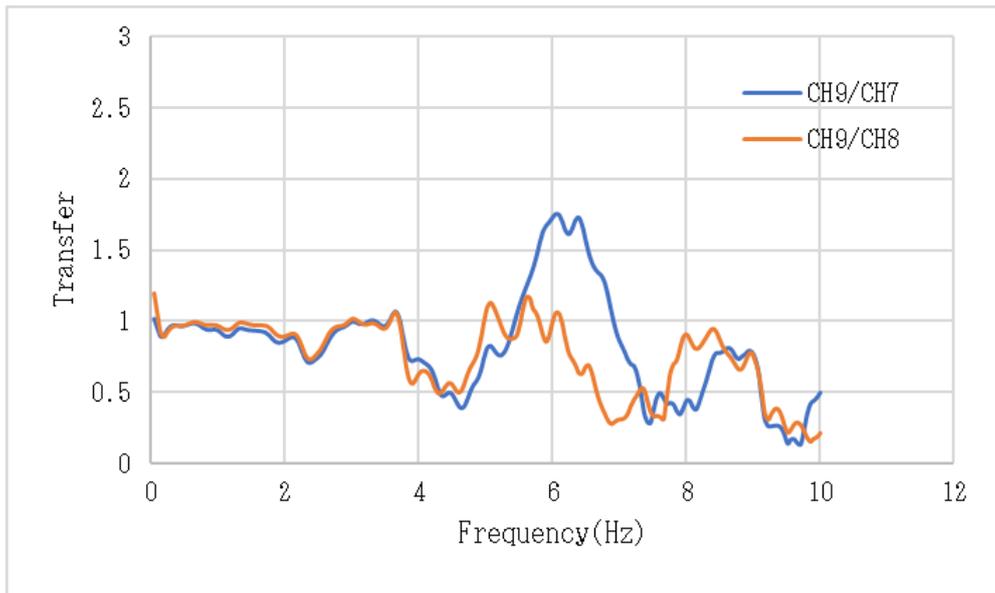


图 4-6-10 CASE2-CH9

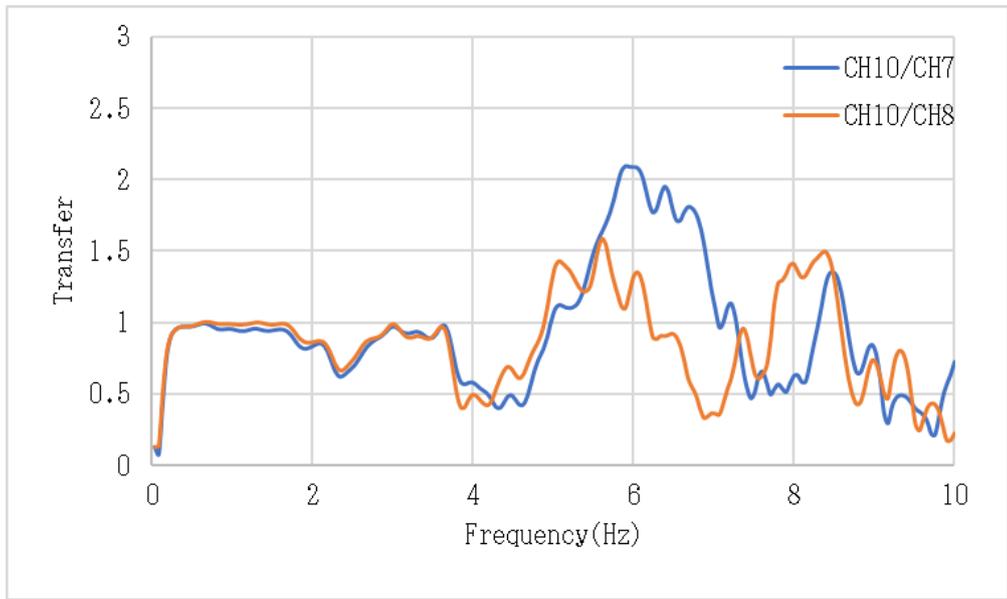


图 4-6-11 CASE2-CH10

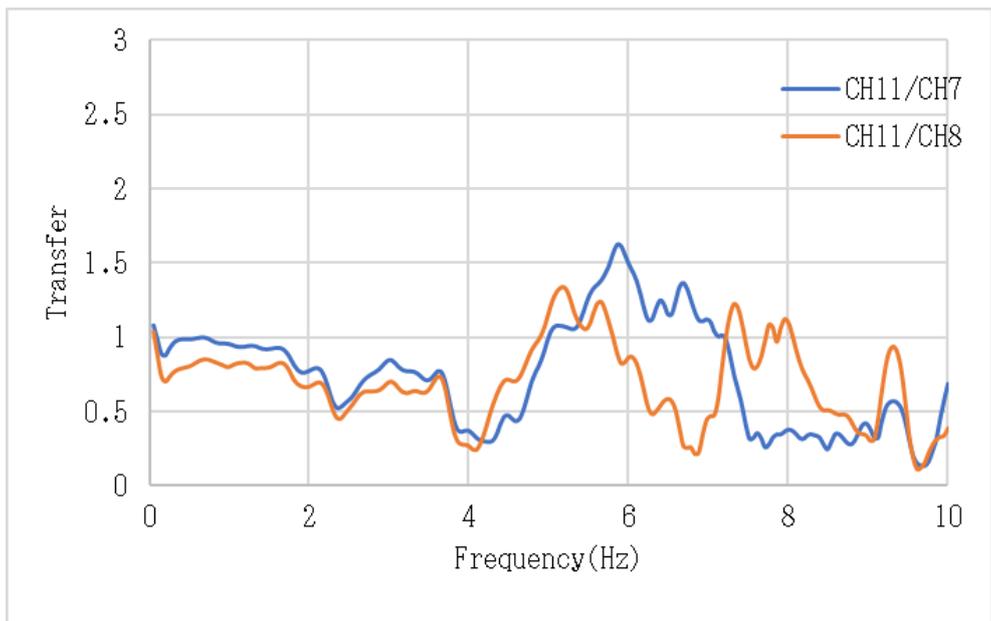


图 4-6-12 CASE2-CH11

4.7 固有振動数・振動モード

伝達関数の結果より、固有振動数を算出した。また、応答倍率の変化から振動モードの算定も行った。固有振動数を表 4-7-1, 2 に、応答倍率を表 4-7-3, 4 に示す、また、振動モードを図 4-7-1, 2 に示す。なお、結果は基礎(CH7)、地盤(CH8)それぞれに対して算定し、比較して示すものとする。

表 4-7-1 CASE1 における固有振動数

	CH1	CH2	CH3	CH4	CH5	CH6	平均
基礎	5.96	3.76	3.76	3.76	3.75	7.37	4.727
地盤	3.56	3.61	3.61	3.61	3.61	3.86	3.643

表 4-7-2 CASE2 における固有振動数

	CH5	CH2	CH4	CH9	CH10	CH11	平均
基礎	5.52	5.52	5.52	6.05	5.91	5.8	5.720
地盤	5.13	5.13	3.23	5.62	5.62	5.1	4.972

表 4-7-3 CASE1 における応答倍率

	CH1	CH2	CH3	CH4	CH5	CH6
基礎	2.6	8.4	11.33	11.1	8.81	3.54
地盤	1.61	5.03	6.61	6.67	5.03	1.87

表 4-7-4 CASE2 における応答倍率

	CH5	CH2	CH4	CH9	CH10	CH11
基礎	2.6	2.91	1.86	1.76	2.10	1.62
地盤	1.61	1.86	1.37	1.17	1.58	1.33

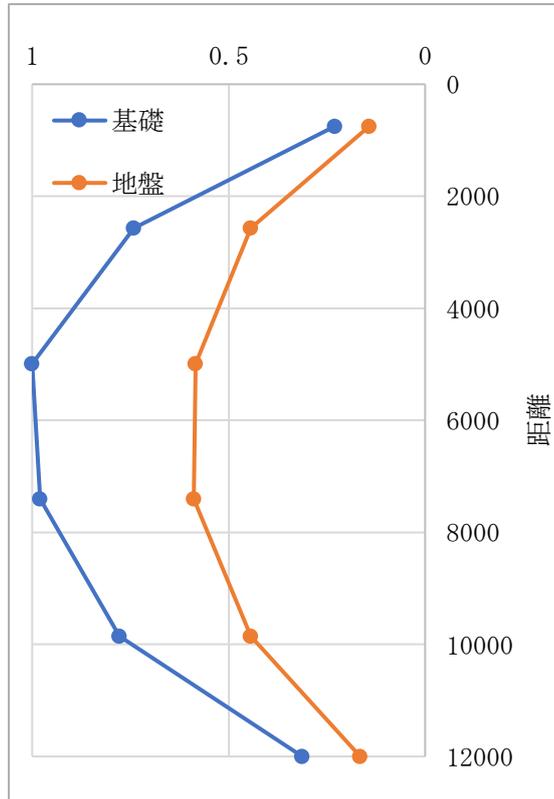


図 4-7-1 CASE1 における振動モード

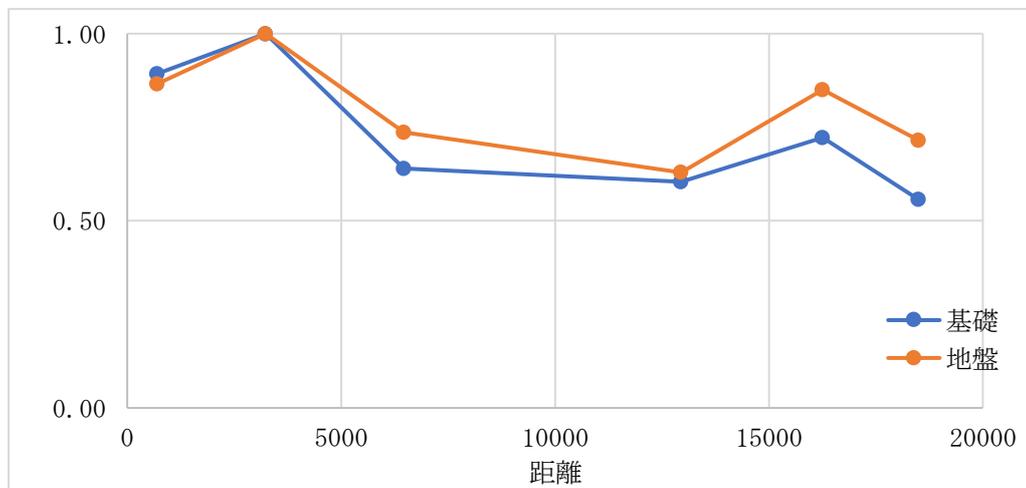


図 4-7-2 CASE2 における振動モード

4.8 減衰定数

前項に示した固有振動数から、それぞれのケースごとの地盤および基礎に対する減衰定数の算定を行った。算出した固有振動数に対する伝達関数について、1自由度系の地動における強制振動方程式から得られた加速度応答倍率の理論式を使用した非線形フィッティングを行った。理論式によって算定した応答倍率と伝達関数応答倍率の実測値との誤差(δ)を最小二乗法を用いて1次の減衰定数を算出した。

加速度応答倍率の理論式および最小二乗法の計算式¹⁷⁾を以下に示す。

また、算出した固有振動数を表4-8-1,2にそれぞれ示す。

$$L = \frac{\sqrt{1 + 4h^2 a^2}}{\sqrt{(1 - a^2)^2 + 4h^2 a^2}}$$

$$\sum_{i=1}^n \delta^2 = \sum_{i=1}^n (L - L')^2$$

なお、 $a = \omega / \omega_0$ 、 L : 応答倍率、 L' : 伝達関数の応答倍率、 ω : 円振動数、 h : 減衰定数、 ω_0 : 固有円振動数とする。

表 4-8-1 CASE1 における減衰定数

	CH1	CH2	CH3	CH4	CH5	CH6	平均
基礎	0.056371	0.058447	0.051958	0.051958	0.051958	0.052629	5.39%
地盤	0.082862	0.060817	0.060817	0.060817	0.060817	0.060817	6.45%

表 4-8-2 CASE2 における減衰定数

	CH5	CH2	CH4	CH9	CH10	CH11	平均
基礎	0.027616	0.025275	0.041458	0.041982	0.035515	0.054494	3.77%
地盤	0.062361	0.045828	0.099274	0.08221	0.043937	0.075738	6.82%

4.9 建物のねじれ動の検討

CASE2 における測定結果を使用し、建物のねじれ動の検討を行った。CASE2 の全測定点より東西方向、南北方向のそれぞれについて建物両端の測定点を抽出した。

4.9.1 東西方向のねじれ

東西方向のねじれ動検討にあたって、**図 4-5-5** に示す測定点より CH1, CH6 における時刻歴波を**図 4-9-1**、固有振動数前後(5~6Hz)の時刻歴波を**図 4-9-2** に示す。また、両測定点の速度差を**図 4-9-3** に、北端・南端の応答速度差のフーリエスペクトルを**図 4-9-4** に示す。

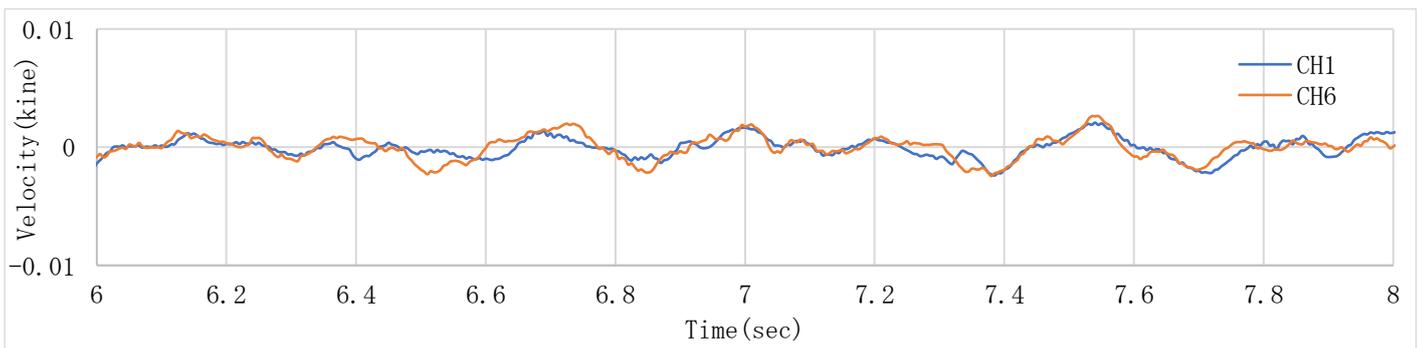


図 4-9-1 東西方向 時刻歴波

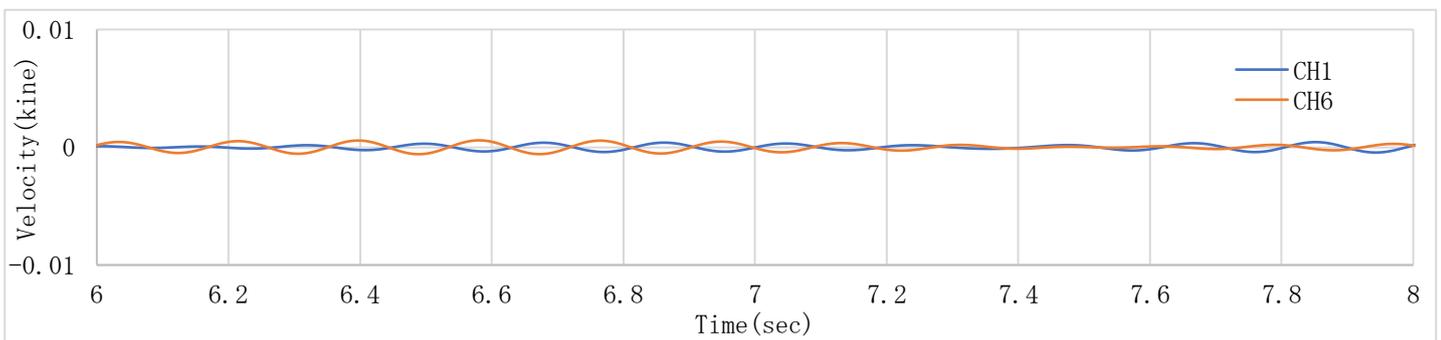


図 4-9-2 東西方向 固有数前後の時刻歴波

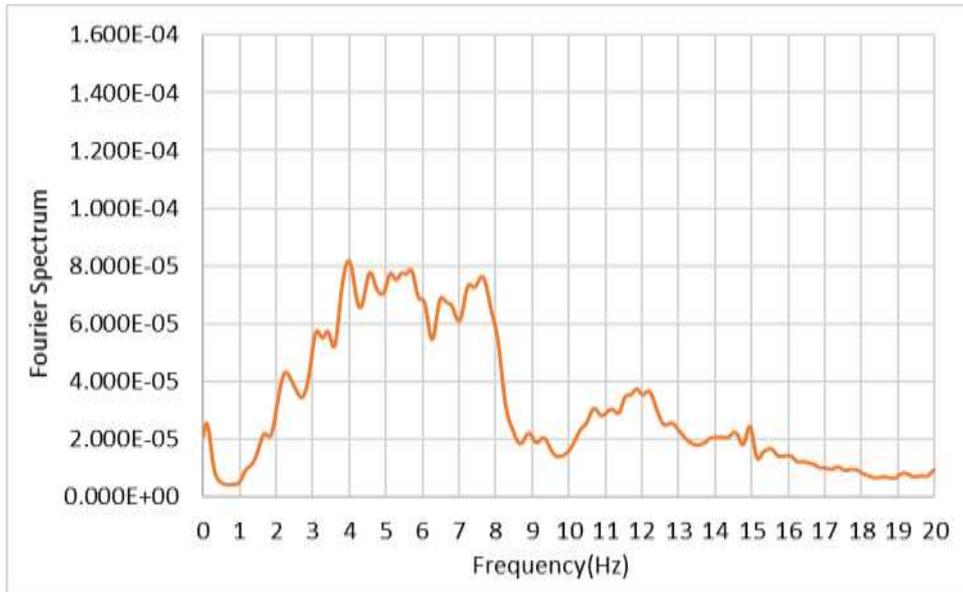


図4-9-4 応答速度差のフーリエスペクト

4.9.2 南北方向のねじれ

南北方向のねじれ動検討にあたって、**図 4-5-5** に示す測定点より CH5, CH11 における時刻歴波を**図 4-9-5**、固有振動数前後(5~6Hz)の時刻歴波を**図 4-9-6** に示す。また、両測定点の速度差を**図 4-9-7** に、東端・西端の応答速度差のフーリエスペクトルを**図 4-9-8** に示す。

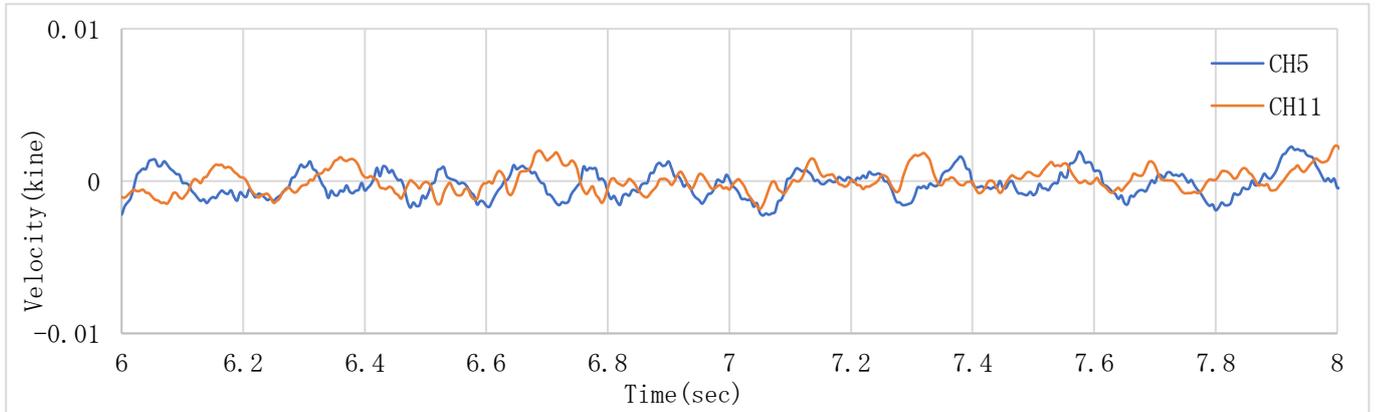


図 4-9-5 南北方向 時刻歴波

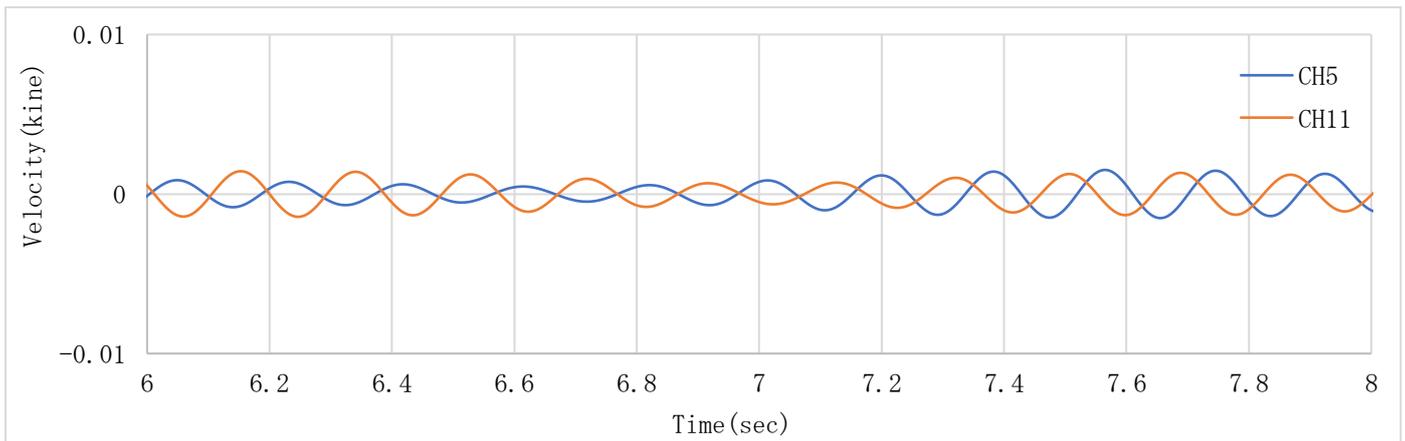


図 4-9-6 南北方向 固有数前後の時刻歴波

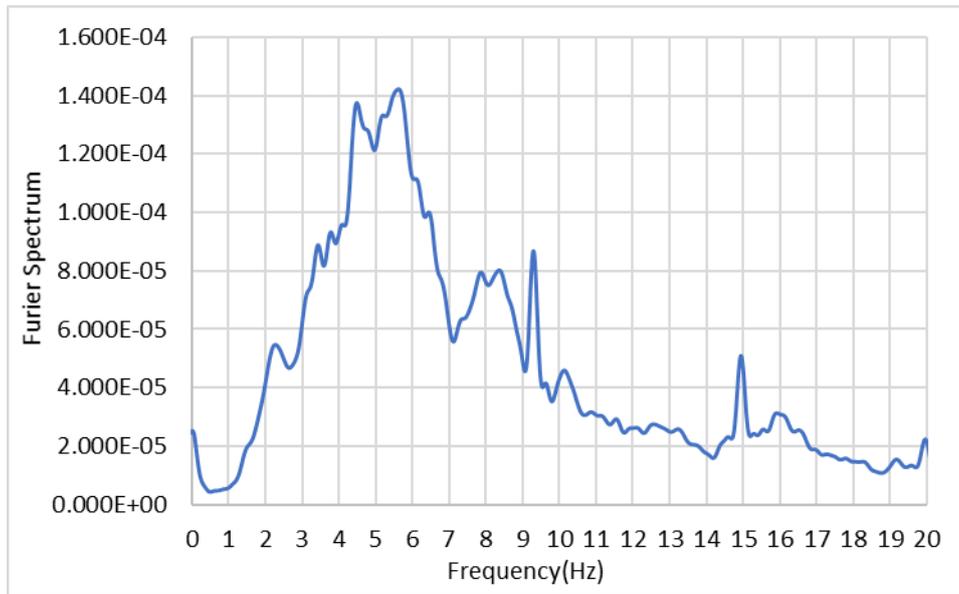


図4-9-8 応答速度差のフーリエスペクト

4.10 まとめ

本章において、諸戸氏庭園煉瓦蔵について材料強度試験および常時微動測定を実施し、建物の材料および振動特性について検討を行った。

4.4節に示した材料試験結果より、対象建築物は外壁に良質な煉瓦を使用しているものの、目地の強度が低く、目地の充填等の施工においても改善点が存在すると推測できる。

常時微動の伝達関数算定結果より、両ケースにおいて、地盤に対する応答倍率は基礎に対する応答倍率よりも低い値が得られているとわかる。また、表4-7-1,2より、地盤に対する固有振動数よりも、基礎に対する固有振動数は小さくなっている。さらに、表4-8-1,2より、基礎に対する減衰定数よりも、地盤に対する減衰定数のほうが高い値を得ているとわかる。

応答倍率および固有振動数の減少については、建物を支える抵抗要素として動的な地盤ばねが作用し、建物の固有周期が長期化したためと考えられる。また、減衰定数の増加に関しては、建物の振動エネルギーが地盤内に逸散する逸散減衰の効果であると考えられる。よって、地盤と建物の動的相互作用の効果がみられると推測できる。

さらに、常時微動の伝達関数算定において、8Hz程度で大きな応答が表れている。図4-7-1,2に示した振動モード図において、壁の面外変形が顕著に確認されたこととあわせて考えると外壁が8Hz程度の高い振動数で面外変形したためだと考えられる。

また、CASE2におけるねじれ動の検討を行った。図4-9-4および図4-9-8に注目すると、東西・南北ともに固有振動数前後で速度差のフーリエスペクトルのピークが確認でき、固有振動数時にねじれ動による影響が存在すると推測される。さらに、東西・南北両方向において、測定時刻歴波および固有振動数前後の時刻歴波で逆位相の波形が確認された。よって、固有振動数付近において回転運動の影響があると推測できる。

また、南北方向においては、特に応答速度の差が大きくなっているが、これは8番蔵西側の壁は焼失前に隔壁として使用されており、外壁に比べて剛性が小さくなっているためだと考えられる。これはCASE2振動モードからも確認できる。よって、煉瓦蔵の挙動にはねじれ動による影響が確認でき、南北方向においては特に応答速度の差がみられるとわかる。

以上から、諸戸氏庭園煉瓦蔵においては、建物—地盤の動的相互作用を確認した。常時微動測定の結果より外壁が固有振動数よりも高い振動数において面外変形をしていることがわかり、特に西側の壁では変形が大きい結果となった。また、ねじれの検討においては、東西・南北方向でともにねじれの影響が確認され、固有振動数付近では特に回転運動が励起されていると推測できる。

第 5 章

福島写真美術館

5.1 建物概要

福島写真美術館は、大正11年に建設された無補強の組積造建築物である。当初は逓信省電気試験所福島試験所として建設され、のちに日本電気計器検定所としても使用された。平成13年からは写真家・秋山正太郎氏の作品寄贈を受け、福島写真美術館として開館した。貴重な大正ロマンあふれる石造りの歴史的建造物として、長年にわたり多くの市民に親しまれ、翌年平成14年に市有形文化財に指定された。

構造形式は、地上2階建ての石造、寄棟・瓦葺の建物であり、柱型を意識するように上部がデザインされている。材料には凝灰岩である国見石を使用し、基礎は煉瓦造、小屋組は木造という形式を採用している。また、玄関まわりを突出させることで正面を強調し、屋根上部まで伸びたパラペットやレリーフが建物をより印象付けている。

建物外観・内観の様子をそれぞれ図5-1-1, 2, 3に示す。



図 5-1-1 建物外観



図 5-1-2 建物内観



図 5-1-3 建物内観

5.2 地震被害概要¹⁸⁾

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震では、福島市では震度5強を観測した。地震によって福島写真美術館では、正面玄関上のペディメントの傾斜・亀裂、内壁の崩落などにより全面的な使用中止を余儀なくされた。図5-2-1, 2, 3, 4に当時の被害状況を示す。



図 5-2-1 ペディメントの傾斜



図 5-2-2 外壁ひび割れ

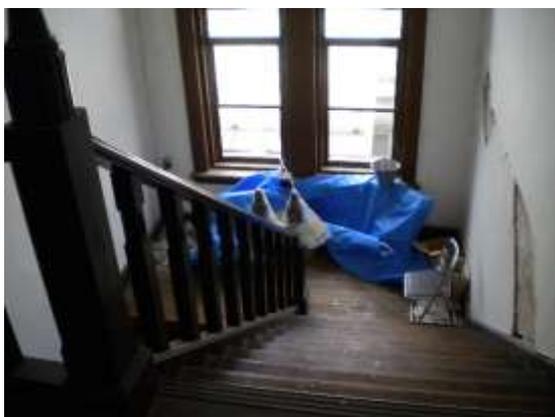


図 5-2-3 内壁被害



図 5-2-4 内壁被害

5.3 修理工事概要

被災後、一時は解体が計画されたものの、有志による保存活動が功を奏し、2013年に“文化施設のあり方を聞く委員会”が設置された。その後構造調査・耐震解析、保存計画作成等を経て、2019年から修理工事が開始された。

修理工事の方針を図5-3-1に示す。また、PC鋼材によるプレストレス構法は、PC鋼材をコア抜きした外壁に設置し、緊張力を与えることで石積み壁の剛性向上に期待する構法である。模式図を図5-3-2に示す。

- PC鋼棒を用いたプレストレス構法
 - ・ 石積み壁の面外方向曲げ強度の改善
 - ・ 石積み壁の面内せん断強度の向上
- 木造集成材による屋根面の剛性向上
- ペディメントの復旧及び鋼材による補強
- 鉄筋コンクリートによるレンガ造基礎の補強

図5-3-1 修理工事方針

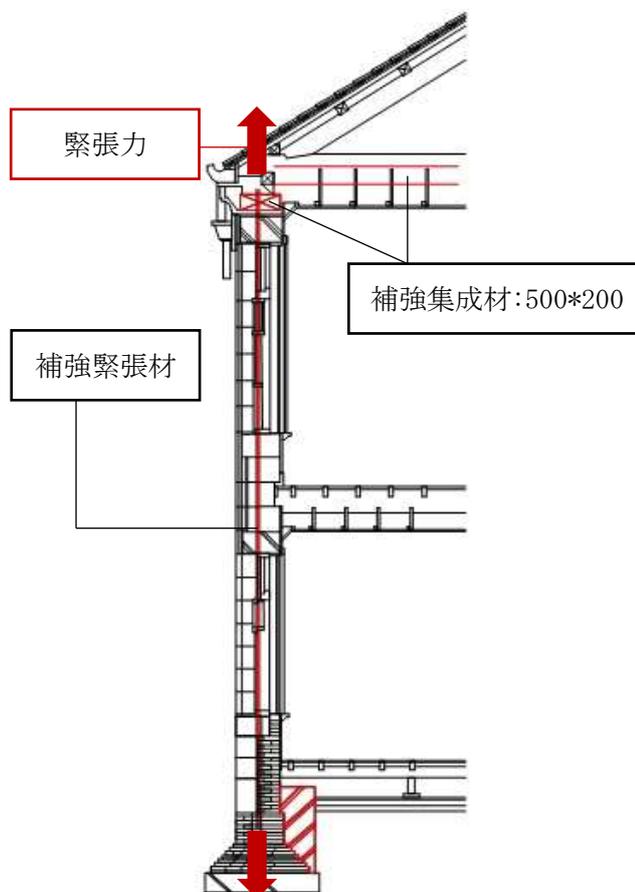


図5-3-2 プレストレス構法模式図

5.4 常時微動測定概要

福島写真美術館の振動特性について把握するために、常時微動測定を実施した。

測定は被災後に今西ら¹⁹⁾が行い、その後修理工事が開始された。本論では今西らの結果と、修理工事完了後に行った今回の測定結果を比較することで、福島写真美術館の振動特性および修理工事の効果について検討を行う。測定方法は、測定に東京測振（株）携帯用振動計 SPC-52、センサーに高感度速度計 VSE-15D(9 台)を使用する。サンプリング間隔は 100Hz、測定時間は 20 分間の連続測定する。建物周辺を通過した車や歩行者など要因と時間を記録し、解析時にはその部分は除く。測定機器を図 5-4-1, 2 に示す。

また、測定は目的別に以下の CASE ごとに行った。

CASE1：面外方向の挙動について把握する

CASE2：面内方向の挙動について把握する

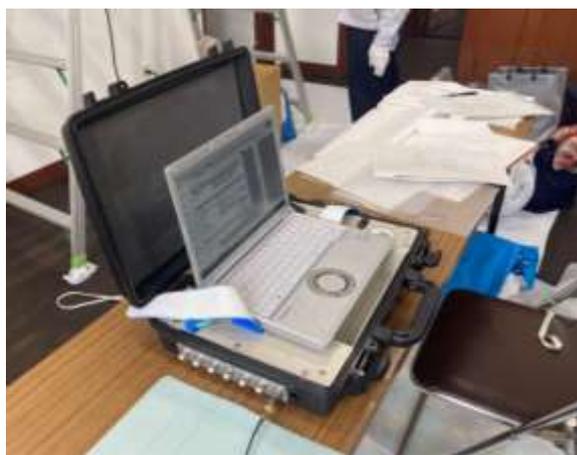


図 5-4-1 測定ステーション



図 5-4-2 高感度速度計

5.4.1 修理工事前測定位置¹⁹⁾

修理工事前の測定においては、各方向・ケースごとに測定を行った。本論ではその中から比較に必要な測定ケースを抽出して示している。今西らの元測定ケースを付録に示す。

以下図 5-4-3, 4, 5, 6 に修理工事前の測定位置を示す。

CASE1



図 5-4-3 屋根裏センサー配置

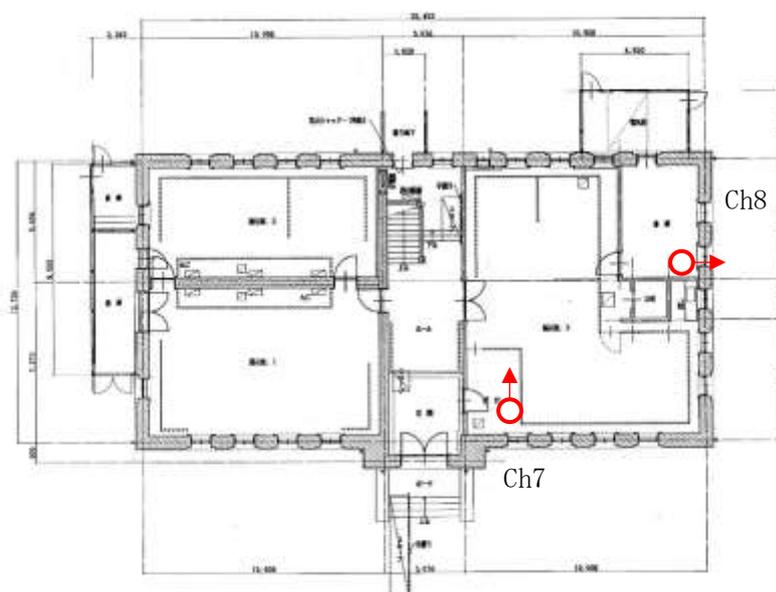


図 5-4-4 基礎階センサー配置

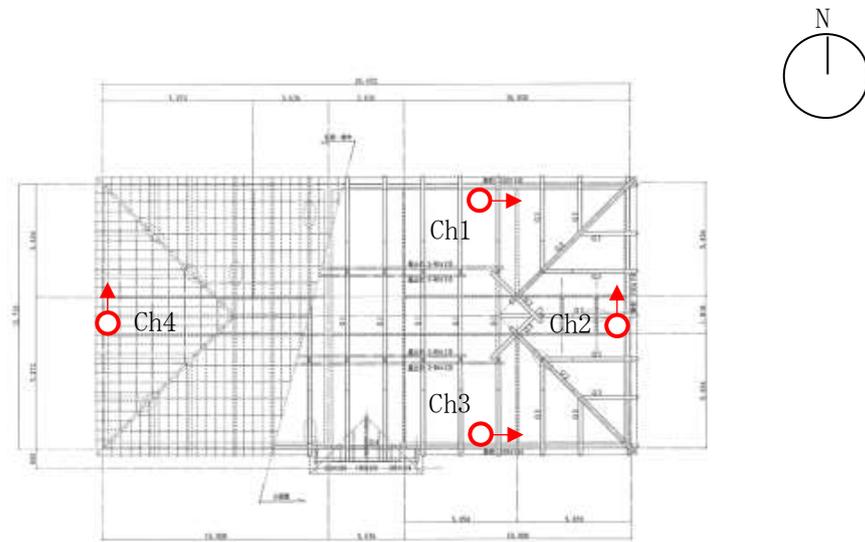


図 5-4-5 屋根裏センサー配置

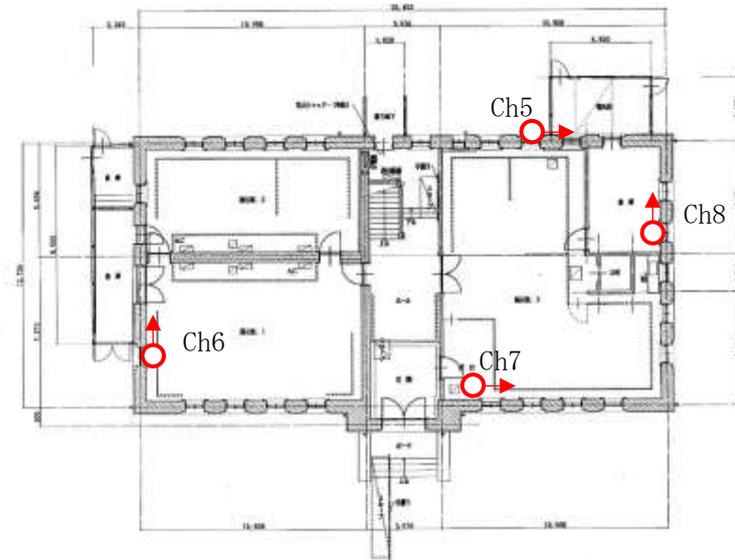


図 5-4-6 基礎階センサー配置

5.4.2 修理工事後測定位置

以下図 5-4-7, 8, 9, 10 に修理工事後の測定位置を示す。

CASE1

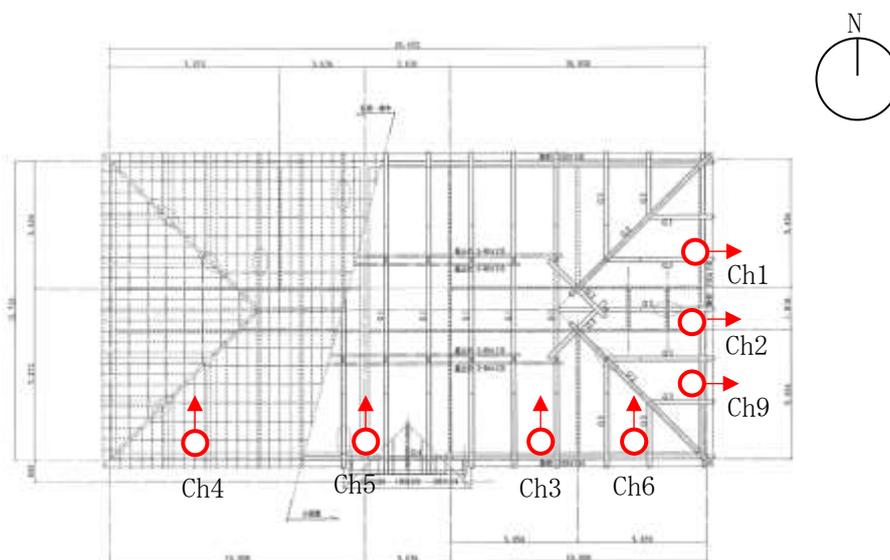


図 5-4-7 屋根裏センサー配置

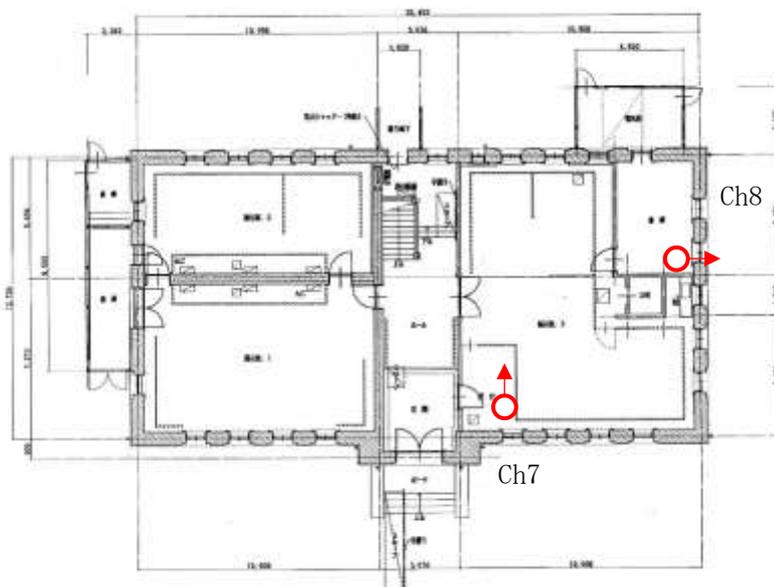


図 5-4-8 基礎階センサー配置

CASE2

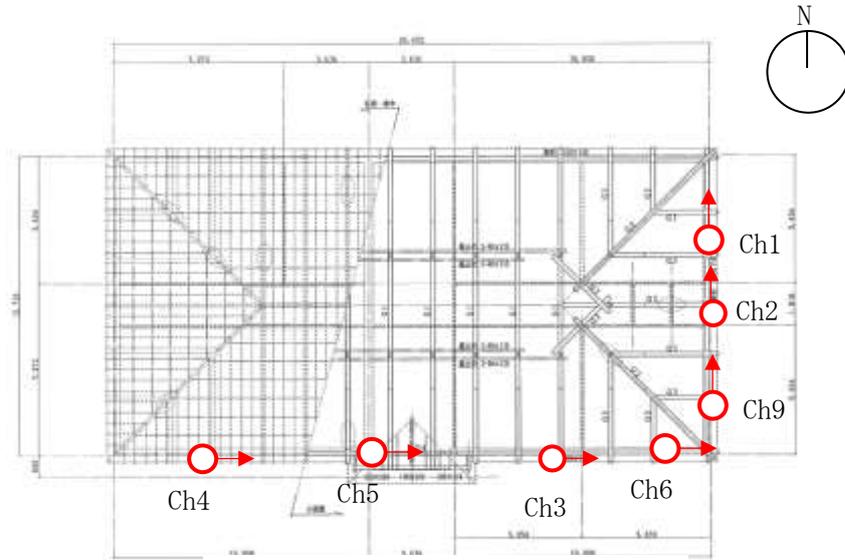


図 5-4-9 屋根裏センサー配置

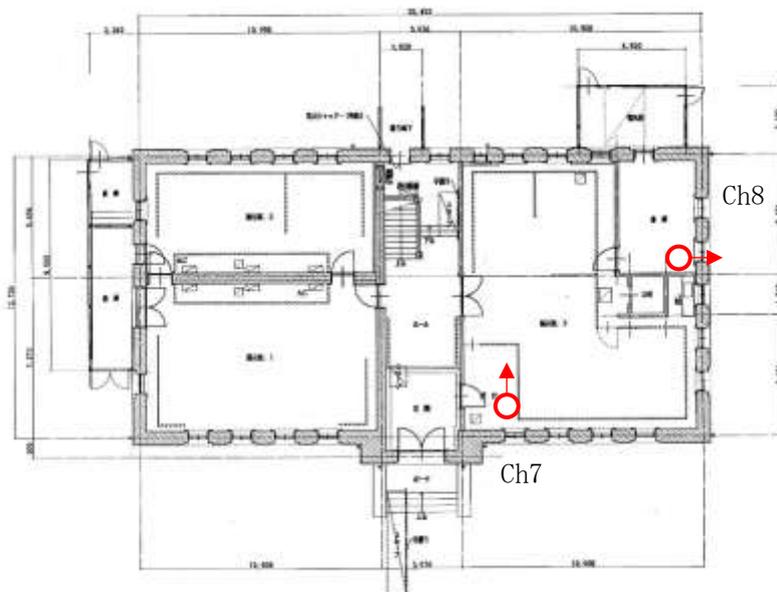


図 5-4-10 基礎階センサー配置

5.5 伝達関数算定結果

以下に伝達関数の算定結果をケースごとに、工事前後において比較して示す。算定には100秒間×4回を平均化しており、ハニングウィンドウは10とする。

CASE1における、南北方向の基礎階に対する屋上階の伝達関数を図5-5-1~4に示す。東西方向の基礎階に対する屋上階の伝達関数を図5-5-5~7に示す。

CASE2における、南側壁の基礎階に対する屋上階の伝達関数を図5-5-8, 10~12、東側壁の基礎階に対する屋上階の伝達関数を図5-5-9, 13, 14に示す。

CASE1

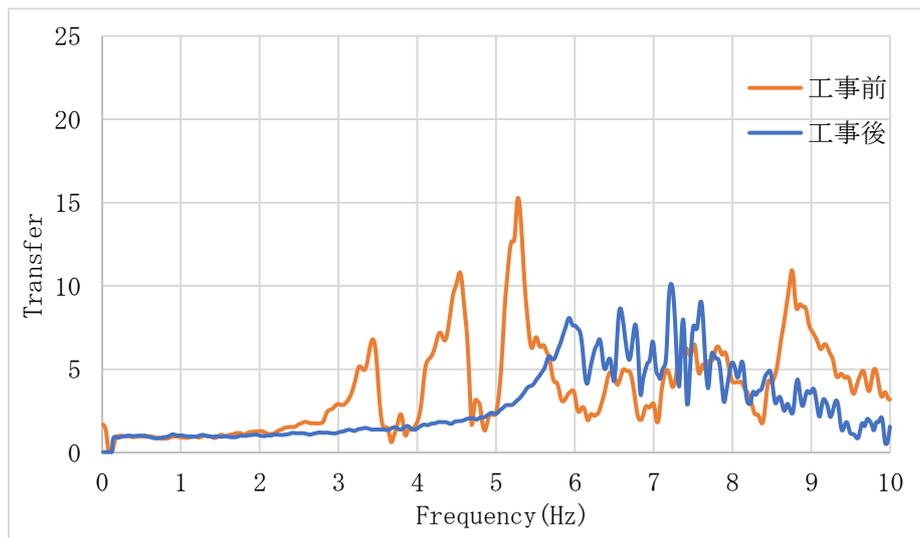


図 5-5-1 CH4 における地下階に対する屋上階の伝達関数

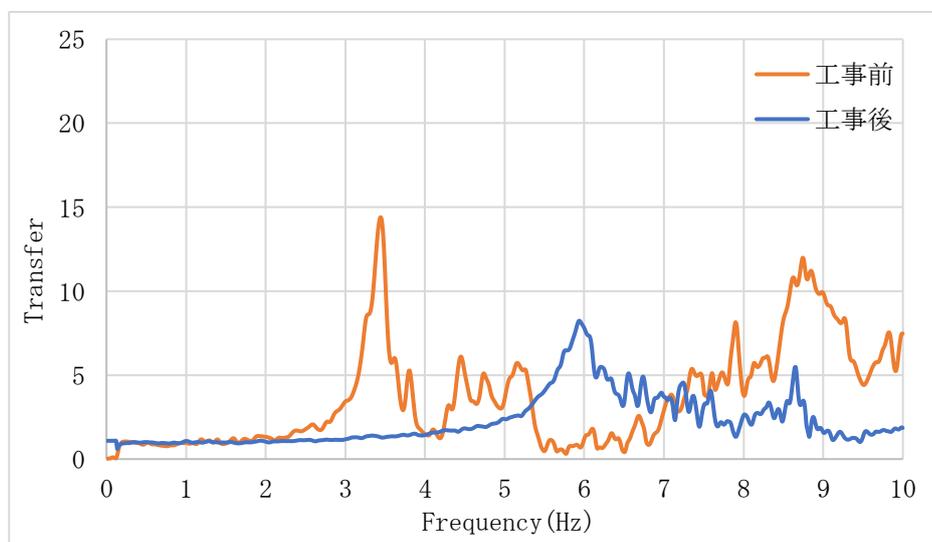


図 5-5-2 CH5 における地下階に対する屋上階の伝達関数

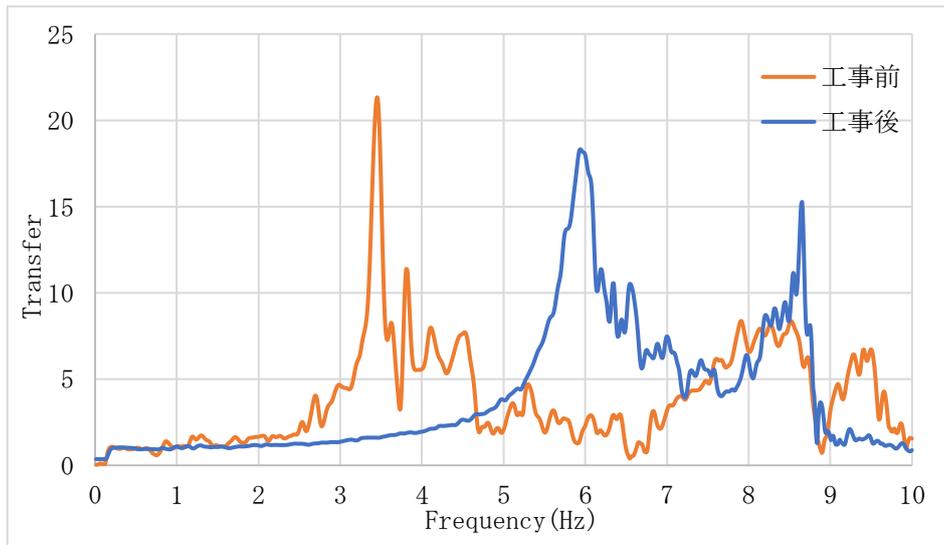


図 5-5-3 CH3 における地下階に対する屋上階の伝達関数

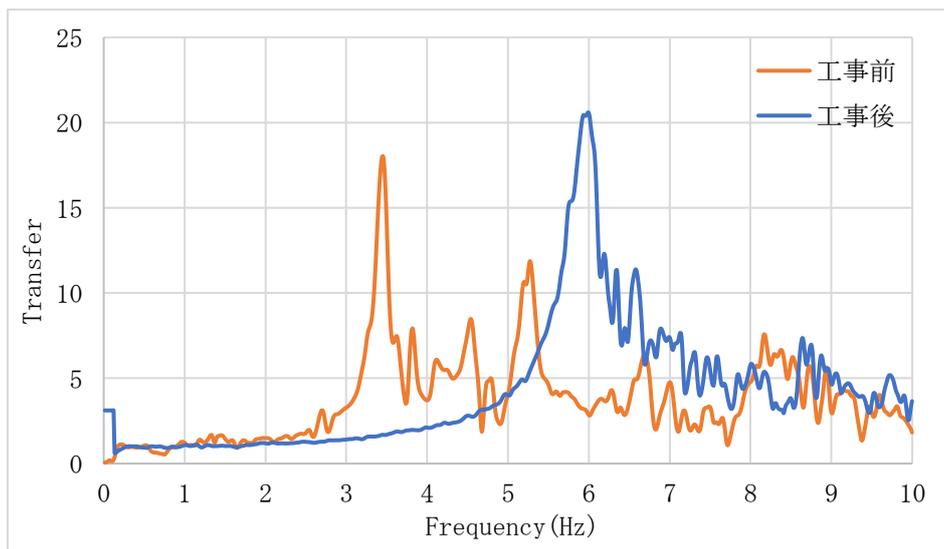


図 5-5-4 CH6 における地下階に対する屋上階の伝達関数

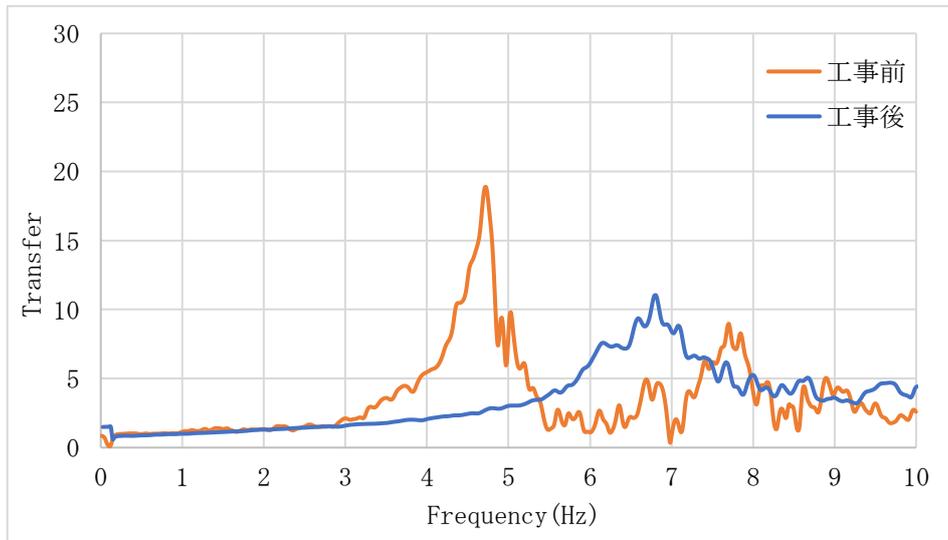


図 5-5-5 CH1 における地下階に対する屋上階の伝達関数

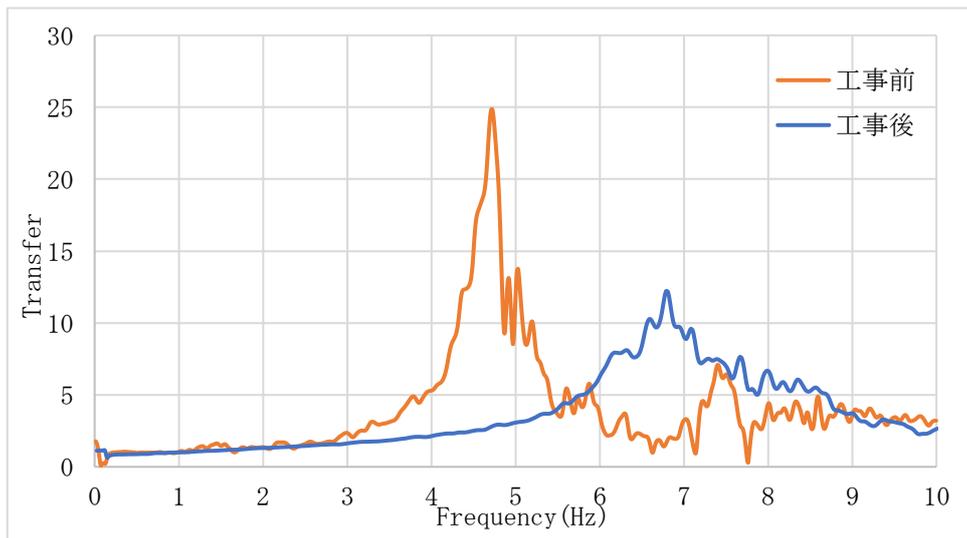


図 5-5-6 CH2 における地下階に対する屋上階の伝達関数

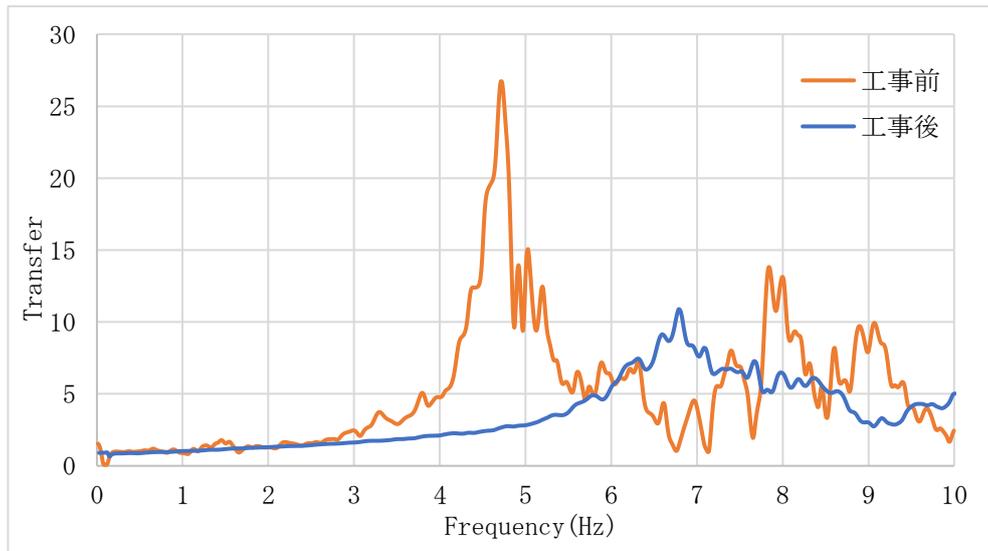


図 5-5-7 CH9 における地下階に対する屋上階の伝達関数

CASE2

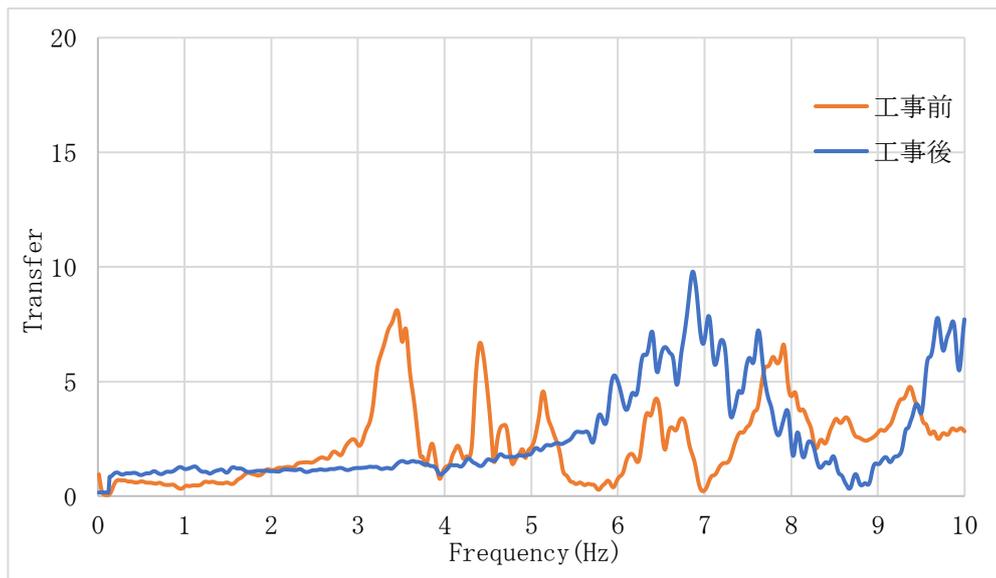


図 5-5-8 CH3 における基礎階に対する屋上階の伝達関数

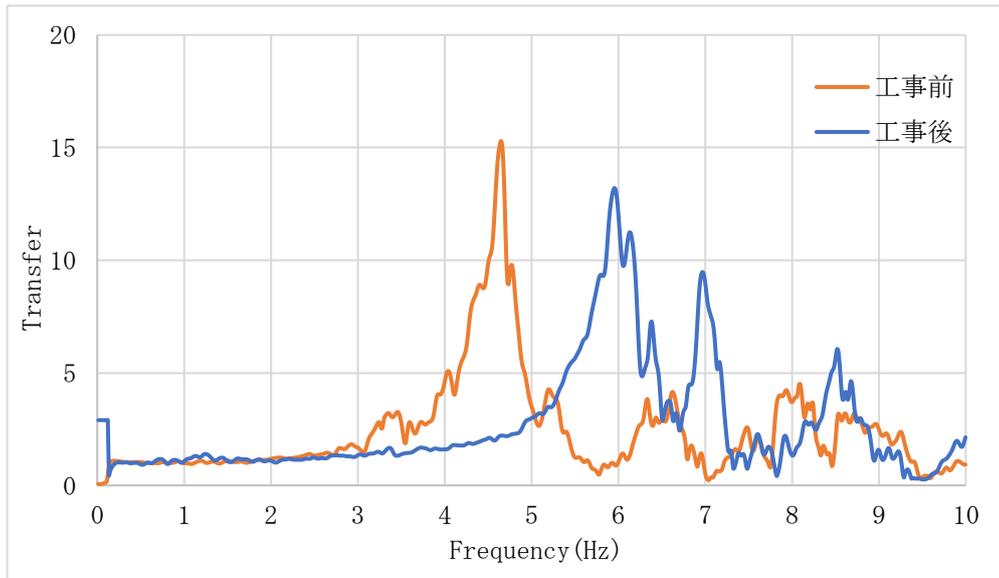


図 5-5-9 CH2 における基礎階に対する屋上階の伝達関数

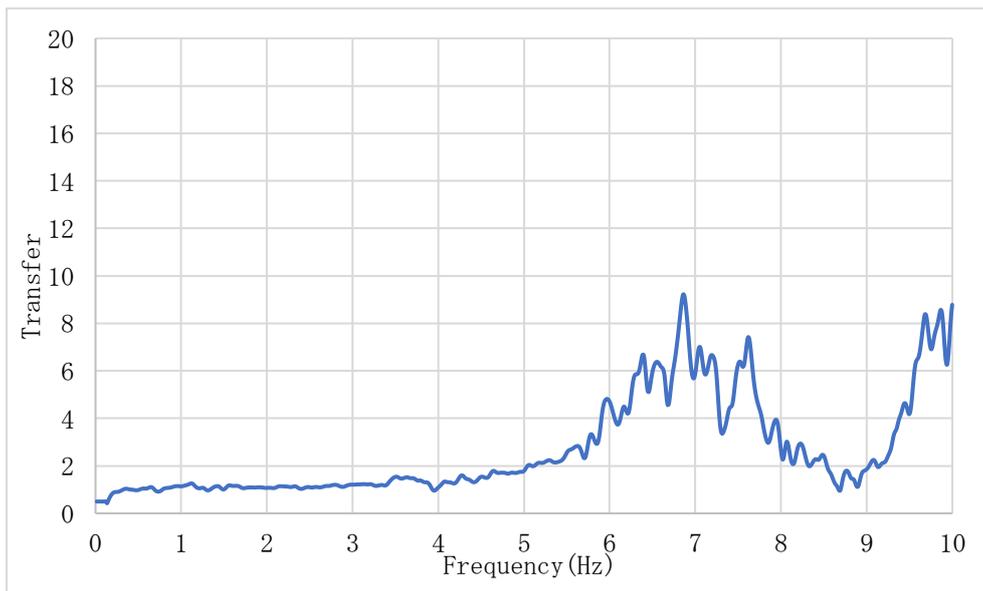


図 5-5-10 CH4 における基礎階に対する屋上階の伝達関数

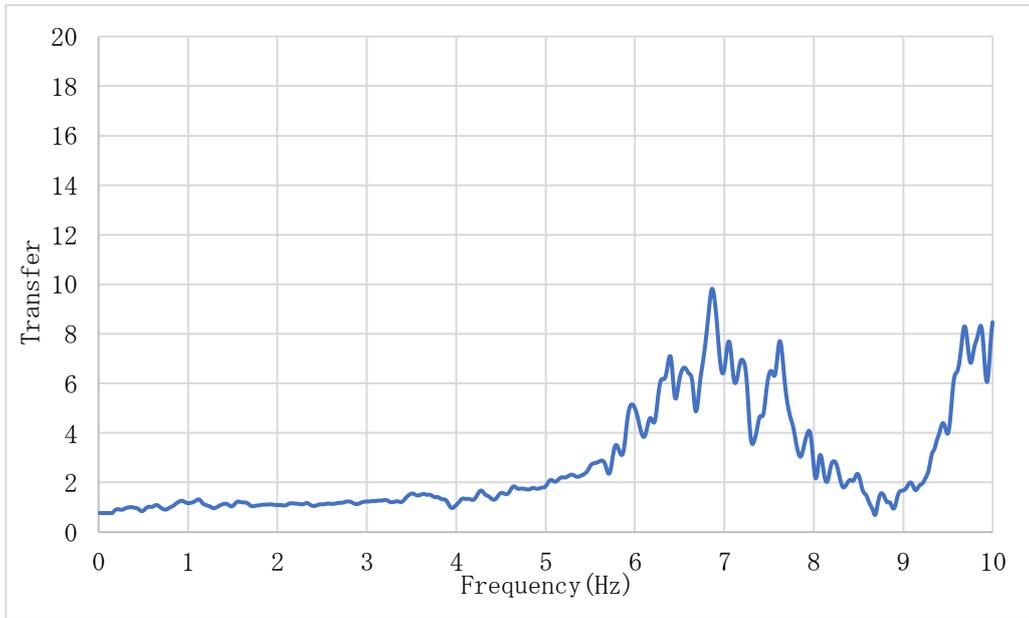


図 5-5-11 CH5 における基礎階に対する屋上階の伝達関数

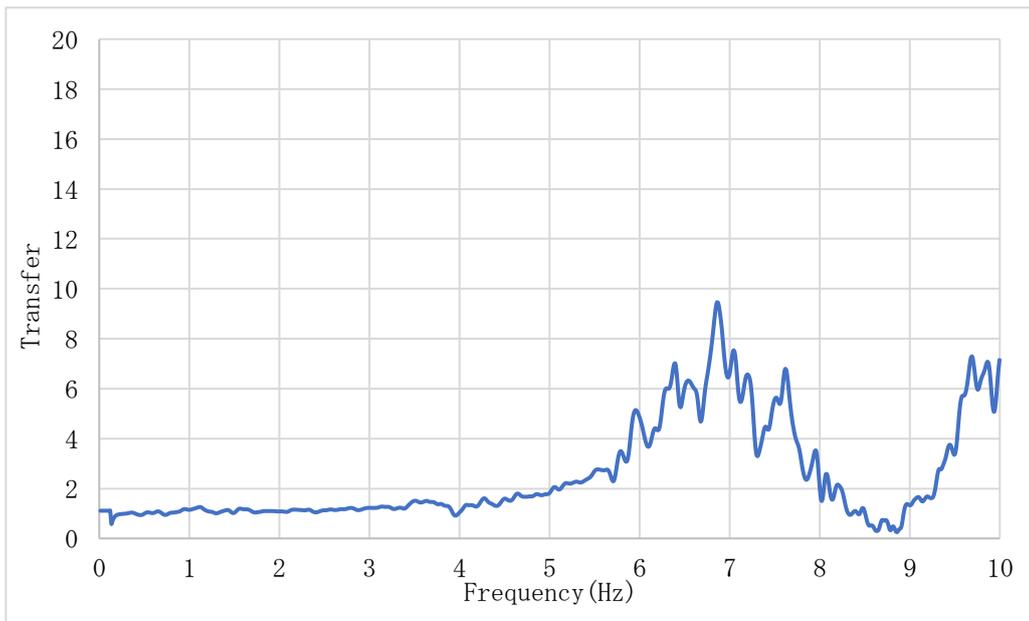


図 5-5-12 CH6 における基礎階に対する屋上階の伝達関数

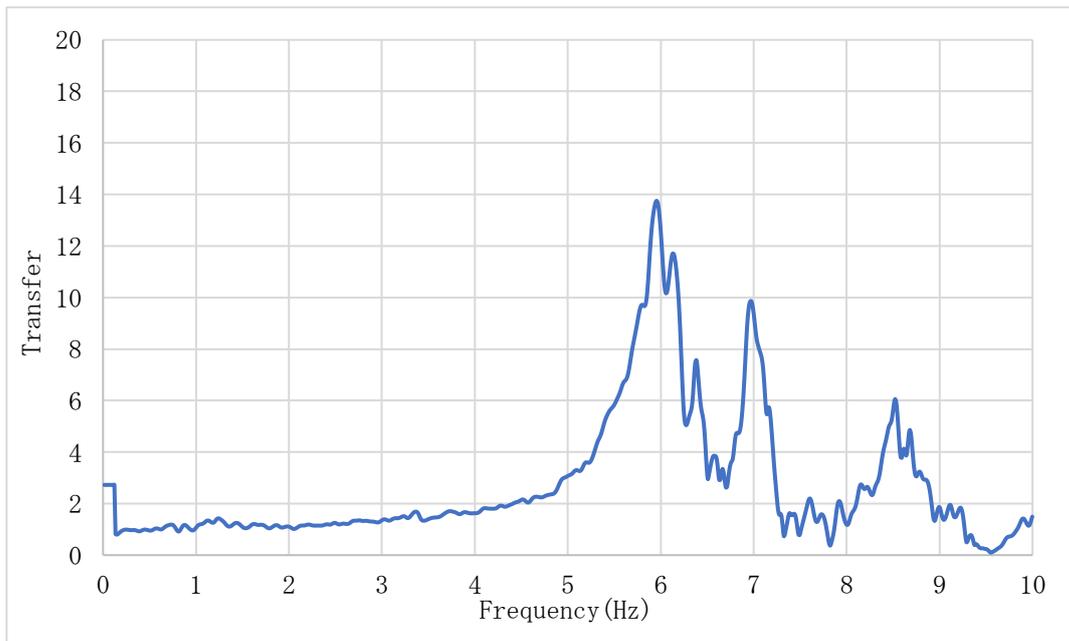


図 5-5-13 CH1 における基礎階に対する屋上階の伝達関数

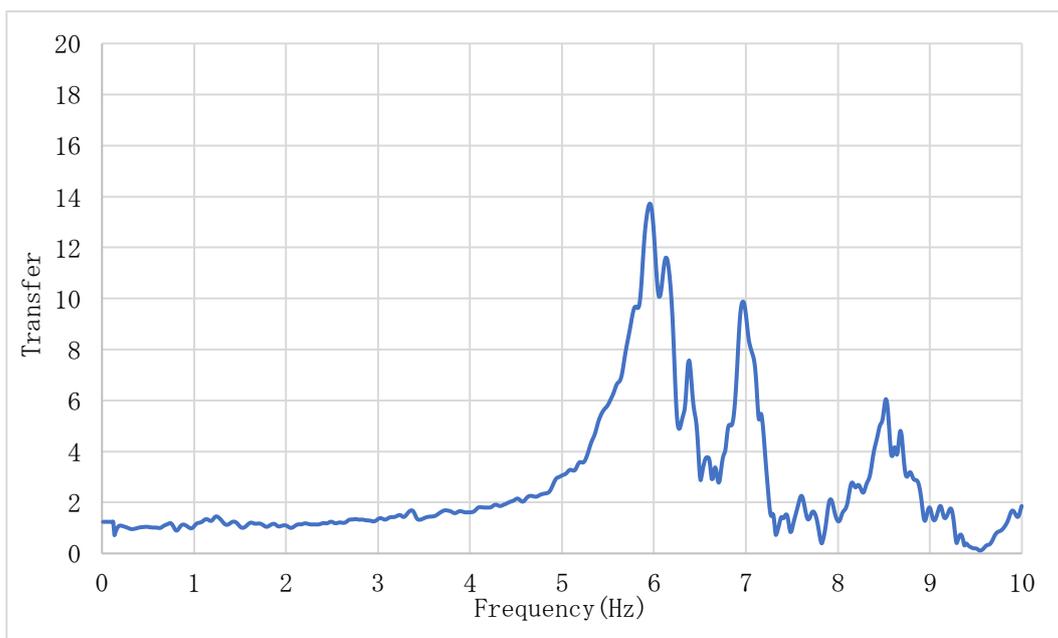


図 5-5-14 CH9 における基礎階に対する屋上階の伝達関数

5.6 固有振動数

表 5-6-1 に工事前の固有振動数、表 5-6-2 に工事後の固有振動数を示す。表 5-6-3 に平均値を示す。

表 5-6-1 工事前の固有振動数

CH4	CH5	CH3	CH6
3.43	3.44	3.45	3.45
CH1	CH2	CH9	
4.72	4.72	4.71	

表 5-6-2 工事後の固有振動数

CH4	CH5	CH3	CH6
5.92	5.93	5.96	5.94
CH1	CH2	CH9	
6.81	6.79	6.79	

表 5-6-3 固有振動数

固有振動数	南北方向	東西方向
工事前	3.45	4.72
工事後	5.94	6.80

5.7 時刻歴波形

CASE1において、修理工事前後の西側(CH4)と東側(Ch6)の応答速度差のフーリエスペクトルを図5-7-1, 2に示す。また、時刻歴波形の比較を図5-7-3, 4に示す。

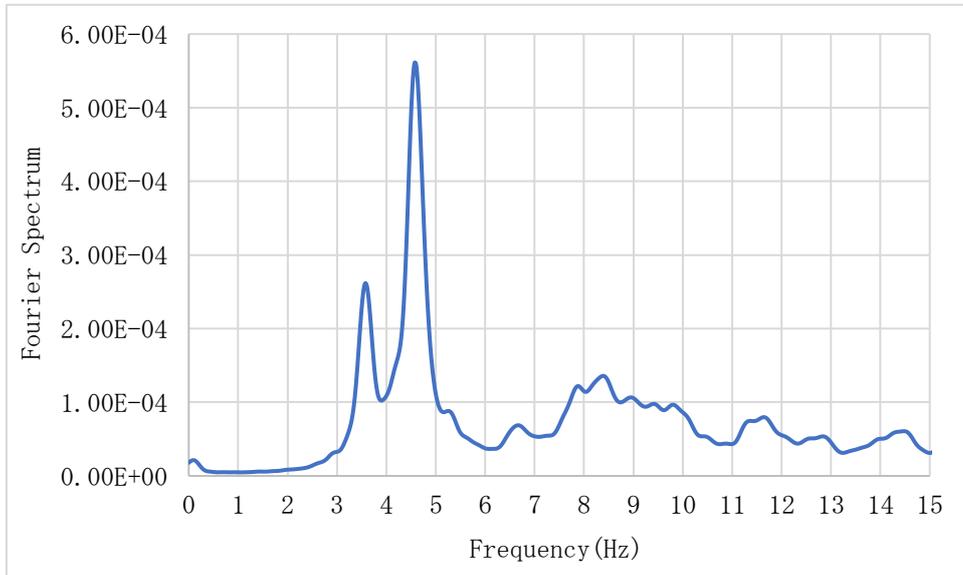


図5-7-1 修理工事前 フーリエスペクトル

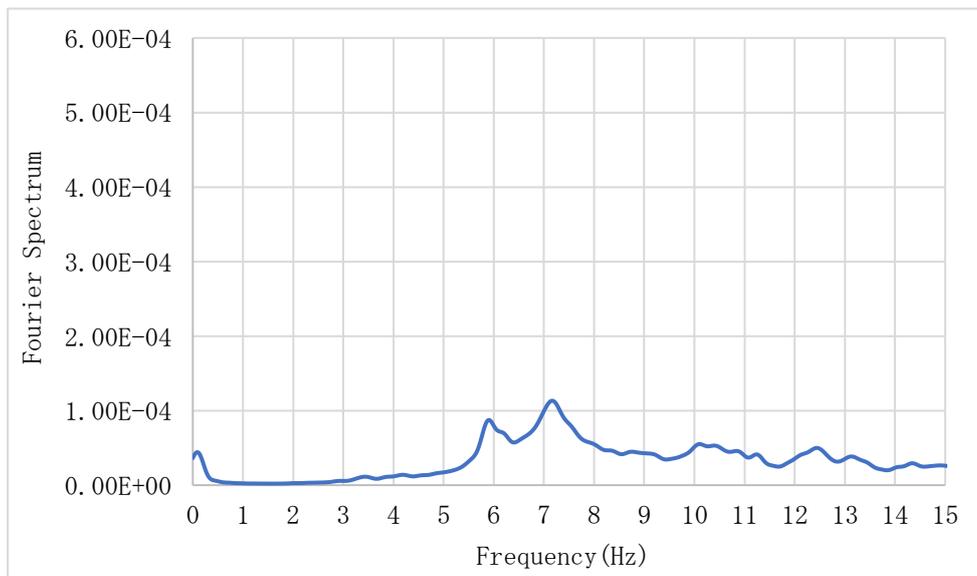


図5-7-2 修理工事後 フーリエスペクトル

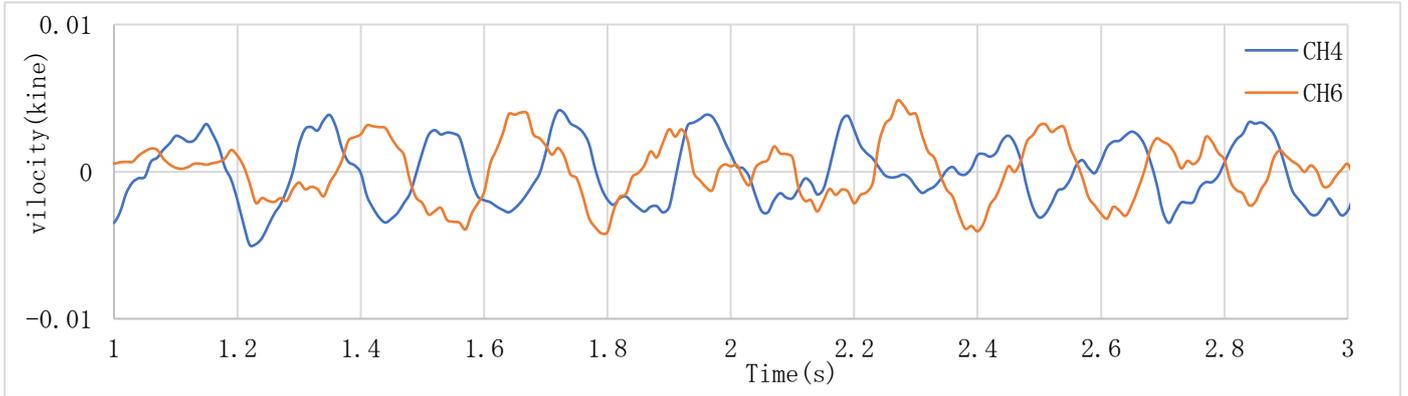


图 5-7-3 修理工事前 时刻历波

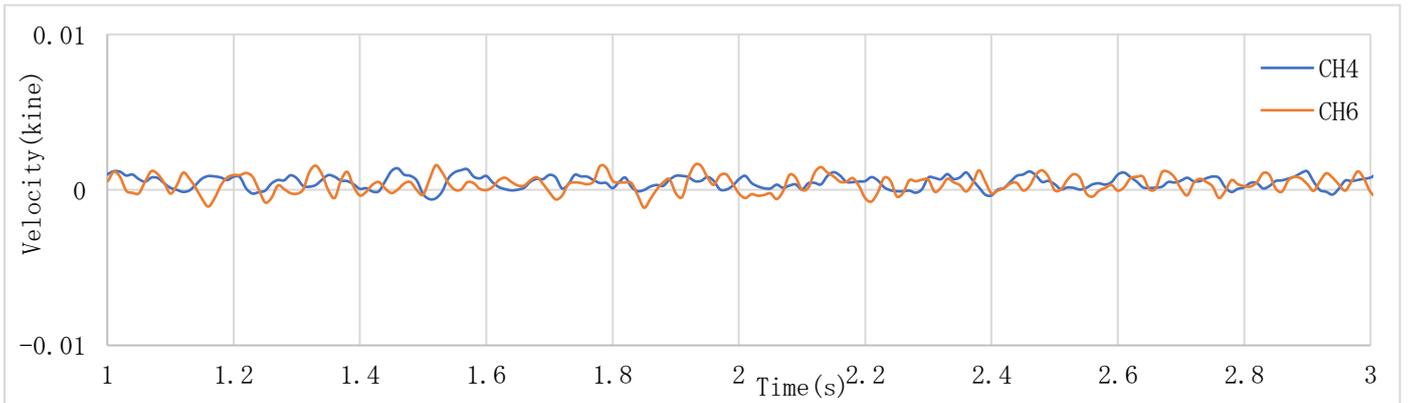


图 5-7-4 修理工事後 时刻历波

5.8 PC 鋼材緊張力モニタリング概要

前述のように、本建築は石積み壁の補強に PC 鋼材を使用したプレストレス構法を採用している。PC 鋼材の定着板を基礎梁に取り付け、外壁上端から掘削した縦穴に PC 鋼材を挿入し、両端から緊張力をかけて固定する方法である。この構法は、建物の内装への影響が小さいことや交換の際に最小限の工事で行うことができるなどの利点²⁰⁾がある一方で、緊張力のゆるみに対する点検が必要になるという注意点も存在する。

本論では、全設置個所のうち 2 本の PC 鋼材に対して緊張力モニタリングを行い、緊張力のゆるみ・影響要素について検討を行うものとする。

測定に際し、PC 鋼材の両端にひずみゲージ(CH000～CH003)を添付してひずみの計測を行った。貼付位置を図 5-8-1 に示す。また、2 本の鋼材の温度および室温の計測も同時に行った。計測は 4/2～1/22 までの約 9 か月間行い、緊張力およびひずみの変化について検討を行った。施工の様子を図 5-8-2. 3. 4, 5 に示す。

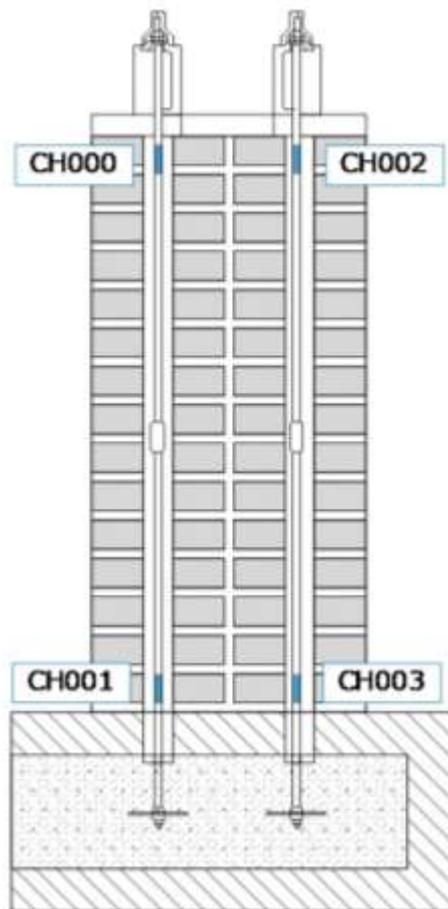


図 5-8-1 ひずみゲージ貼付位置



図 5-8-2 施工の様子



図 5-8-3 施工の様子



図 5-8-4 使用機器



図 5-8-5 使用機器

5.9 緊張力モニタリング結果

緊張力の設計値と計測開始時の実測値を表 5-9-1 に、緊張力の算定式を式 5-9-1 に示す。時間の変化に伴う温度変化を図 5-9-1、ひずみの変化を図 5-9-2, 3、緊張力の変化を図 5-9-4 にそれぞれ示す。

なお、測定時に CH002 が破断したため、本論においては 3 つの測定点における結果を示すものとする。

$$F = AE\varepsilon \cdot K_s \cdot 10^{-3} \quad \dots \text{式 5-9-1}$$

F : 緊張力 (kN)

ε : ひずみ ($\mu\text{stx}10^{-6}$)

A : 断面積 (mm^2)

K_s : ゲージ率

表 5-9-1 緊張力の設計値および試験開始時実測値

	設計値	CH000	CH001	CH003
緊張力 (kN)	50	62.48	36.28	57.2384



図 5-9-1 時間の変化に伴う温度変化

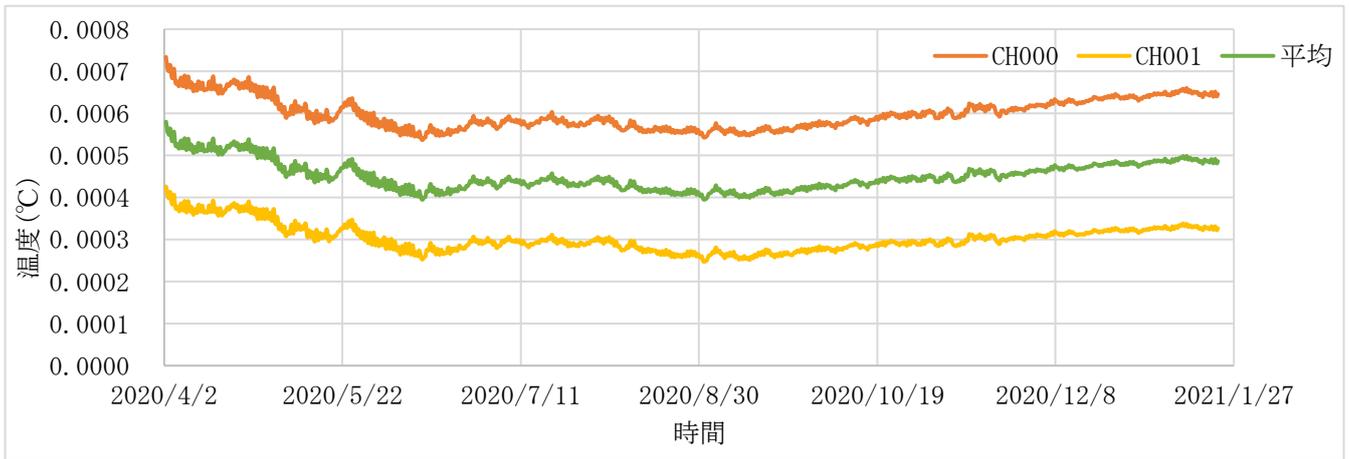


図 5-9-2 時間の変化に伴うひずみの変化

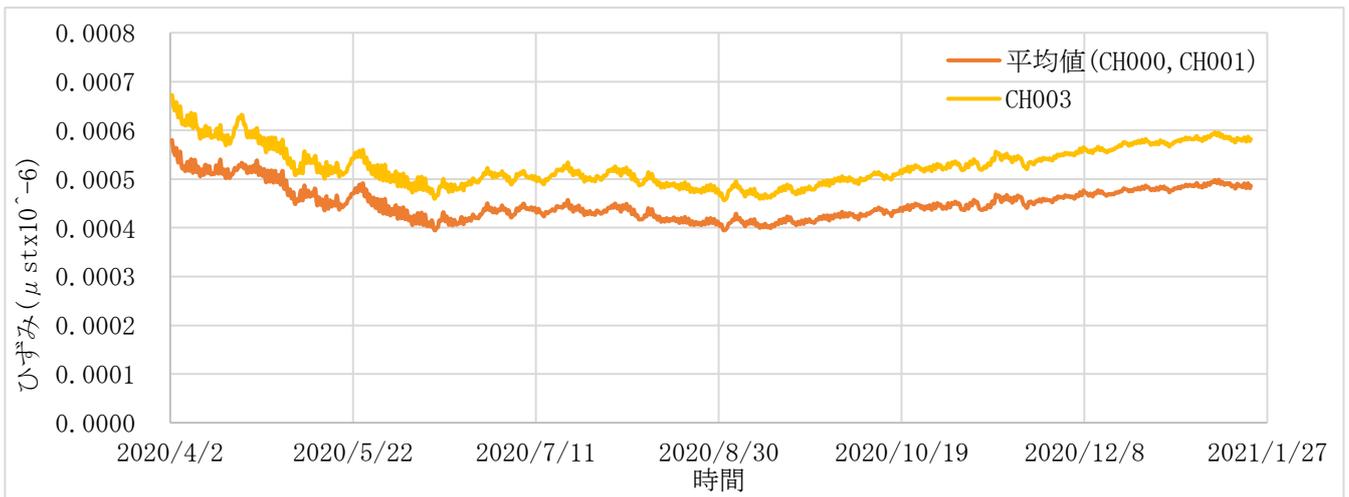


図 5-9-3 時間の変化に伴うひずみの変化

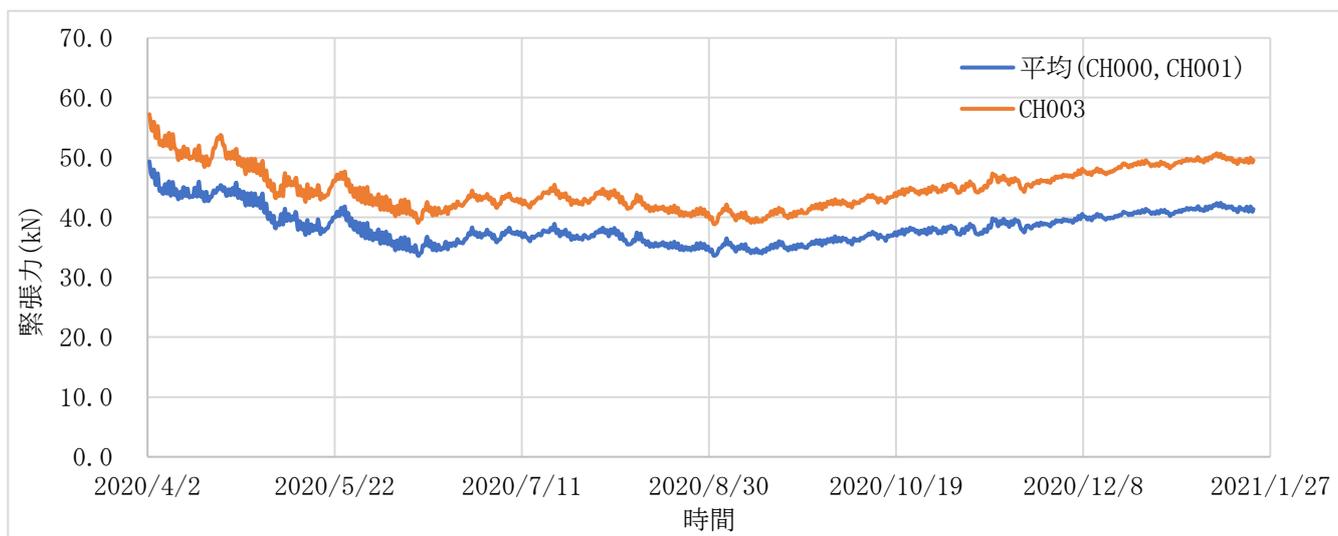


図 5-9-4 時間の変化に伴う緊張力の変化

5-10 まとめ

本章では、福島写真美術館について常時微動測定および緊張力モニタリングを行い、振動特性の把握および修理工事の効果について検討を行った。

常時微動測定では、面外方向と面内方向それぞれについて CASE ごとに測定を行った。

面外方向の測定においては、修理工事を経て、東西・南北両方向でともに固有振動数の増加が確認された。これにより、建物の重量に変化がないと仮定すると、剛性は東西方向で 2.07 倍、南北方向で 2.97 倍の増加があると推測できる。また、応答倍率に注目すると、東側の壁では全測定点で応答倍率が低下し、東西方向で面外変形が大きく改善されたことがわかる。

一方で、南側の壁については、CH4, 5, 3 では応答倍率の低下がみられるものの、CH6 においては修理工事前と同水準の変形が確認された。しかしながら、応答倍率の最小値に対する最大値の比を比べると、修理工事前では 3.14、修理工事後では 2.55 となり、不規則な変形が軽減されたといえる。さらに CH6 における減衰定数を算定すると、修理工事前で 2.1%、修理工事後で 3.1%程度であり、ここでも剛性の向上が確認できる。

また、Ch4 では複数のピークが確認されているが、これは図 5-7-1, 2 に示す CH4 と CH6 の速度差のフーリエスペクトルとピークが概ね一致している。これは、CH4 をはさむ石の壁の影響により、固有振動数よりも高い振動数で卓越したと考えられる。

面内方向の測定については、固有振動数の増加が確認された。応答倍率をみると、東側の壁では低下が確認されているが、南側の壁は応答倍率の増加がみられる。

また、PC 鋼における緊張力モニタリングも行った。時間の変化に伴う温度変化より、室温と試験体内部の温度の推移はおおむね一致しており、一時は上昇したものの 12/8 ごろに測定開始時の温度と同水準まで低下しているとわかる。図 5-9-2 より、鋼材の上端と下端に貼付した CH000 と CH001 のひずみの大きさに差があり、緊張力のかけ方が均一でない と推測できる。また、図 5-9-3, 4 より、ひずみおよび緊張力の変化は、温度と一定の相関関係にあるとわかる。しかし、測定開始時と 12/8 時点の緊張力を比較すると、2 割程度低下していることが確認できた。

以上より、福島真美術館は、改修工事を経て建物の剛性が向上していることが確認できた。また、東西方向については、面外の不規則な変形が改善され、面内せん断強度も向上していると推測できる。南北方向については、面外方向の不規則な変形の軽減がみられるものの、東西方向と比べると面外・面内ともに十分な効果が確認できたとはいえない。とくに南側壁の西端では、石壁の影響による高い振動数で卓越する挙動が確認された。緊張力については、9 か月間に 2 割の低下がみられ、定期的な点検及びモニタリングが必要であると考えられる。

第 6 章

結論

6.1 まとめ

本研究において、歴史的組積造建築物の修復計画に関わる調査を行った。建物に対して、地震被害状況や振動特性、構造体についての把握し、福島写真美術館と PS オランジュリについては修理工事の効果確認も行った。

既往の研究に示した花里らの歴史的組積造建築物の固有周期と高さの関係式との比較を図 6-1-1 に示す。図より、本研究で調査対象とした建築物は、グラフに示した統計式と近い関係を示している。よって、本研究で調査対象とした建築物の高さと固有周期には共通した関係が成り立つと推測できる。

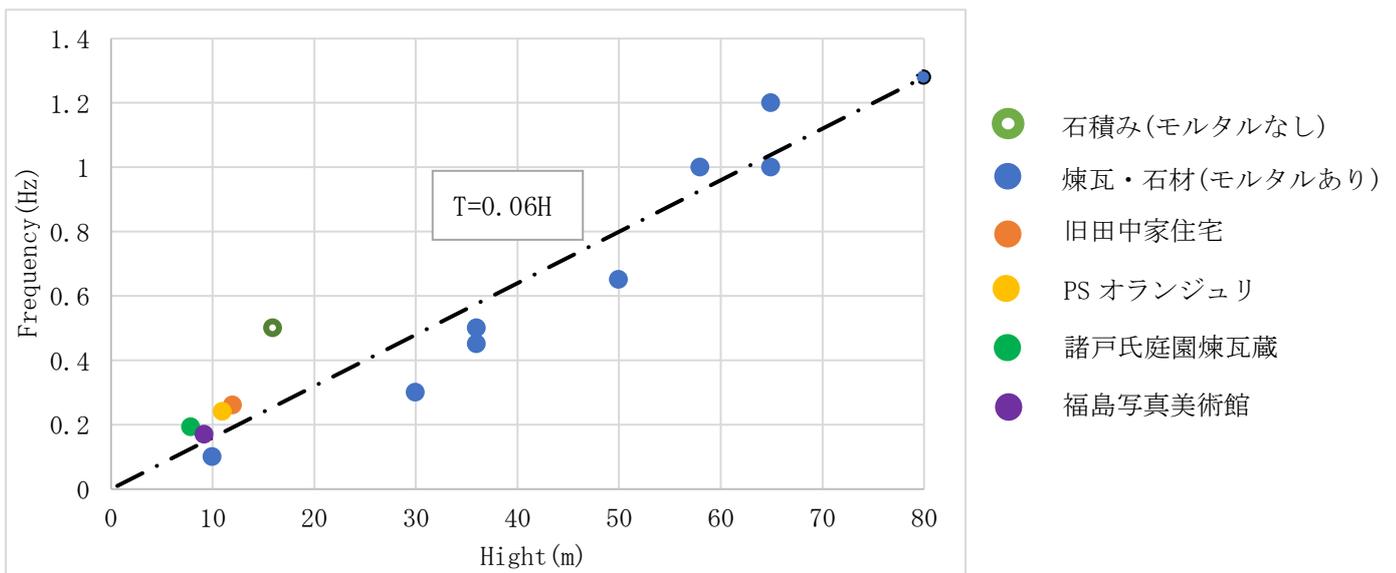


図 6-1-1 歴史的組積造建築物の固有周期と高さの関係式

以下、対象建築物ごとに、調査によって得られた知見を示す。

(1) PS オランジュリ

PS オランジュリについては、材料試験及び常時微動測定を行い、振動特性の把握および修理工事の効果確認を行った。

常時微動測定の結果より、煉瓦造と RC 造の一体性が向上していることが確認された。また、東西・南北方向ともに修理工事を経て剛性が高まっていることがわかった。南北方向については東端・西端の波形比較により、ねじれ動による影響が改善されていることが確認できた。

(2) 旧田中家住宅

旧田中家住宅に関しては地震波モニタリングを行い、建物の振動特性について検討を行った。耐震診断報告書の結果より、対象建築物は比較的やわらかい地盤に位置するため、建物—地盤の動的相互作用の確認を行った。

地盤・1階それぞれに対して、固有振動数、応答倍率および減衰定数の算定をし、地盤に対する固有振動数・応答倍率の減少、減衰定数の増加を確認した。これらの結果により、建物—地盤の動的相互作用の効果があると推測できる。

(3) 諸戸氏庭園煉瓦蔵

諸戸氏庭園煉瓦蔵については、材料試験および常時微動測定を行い、建物の振動特性について検討を行った。地盤・基礎それぞれに対して固有振動数、応答倍率および減衰定数の算定をし、地盤に対する固有振動数・応答倍率の減少、減衰定数の増加を確認した。よって、建物—地盤の動的相互作用の効果が確認できたといえる。

また、東西、南北方向ともにねじれ動の影響が存在し、特に8番蔵西側の壁が大きく影響を受けていると確認できた。

(4) 福島写真美術館

福島写真美術館については、常時微動測定・緊張力モニタリングを行い、振動特性の把握および修理工事の効果確認を行った。東西・南北方向についてそれぞれ面内・面外の測定を行い、東西方向については、面外変形の低減・面内剛性の向上が確認できた。しかし、南北方向では、面外の不規則な変形の軽減は見られたが、東西方向と比べると工事の効果が十分に確認できたとはいえない。緊張力については、2割ほどの低下が確認され、今後の点検・モニタリングが必要になると考える。

6.2 今後の課題

今後の課題として、以下に対象建築物ごとに示す。

- (1) PS オランジュリについては地震計を設置し地震観測を行っているため、今後地震時の挙動について解析を行っていく必要がある。また、地盤と建物間の動的相互作用についても検討を行う。
- (2) 旧田中家住宅については、今後加速度計の数を増やし、和館にもセンサーを設置し旧田中家住宅の応答特性を解析していく。
- (3) 諸戸氏庭園煉瓦蔵については、今後加速度計を使用した地震観測や、ねじれ動改善にかかわる改修工事を視野に入れたモデル解析を行う。
- (4) 福島写真美術館については、修理工事後についてモデル解析を行い、地震時における挙動を比較しながらさらに工事の効果について把握する。また、緊張力モニタリング続け、緊張力の変化についてさらに検討を行う。

謝辞

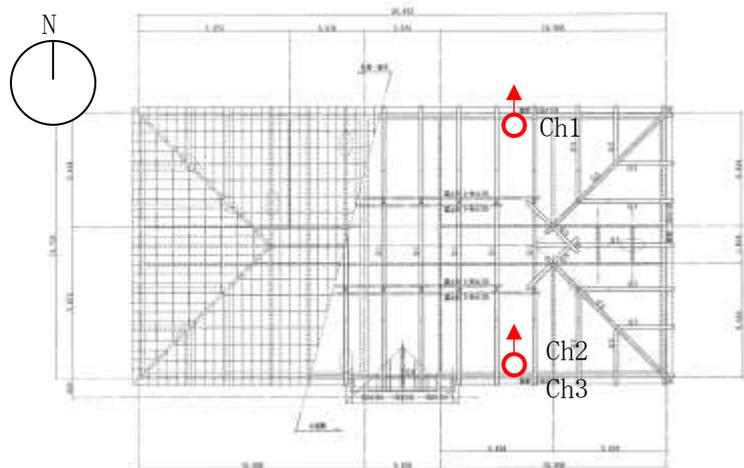
本研究を進めるにあたり、熱心に指導していただいた花里利一教授に深く感謝いたします。熊本県熊本市のPS オランジュリにおける調査活動では、ピーエス株式会社代表取締役平山武久氏、平山禎久氏、中島淑子氏の全面的なご協力とご支援があって実施することができ、心から感謝の意を表します。測定を行う際に、九州大学の山口謙太郎准教授のご協力をいただき、心から感謝の意を表します。構造体の材料実験などの結果・資料を提供していただきました清水建設株式会社の皆様に心から感謝の意を表します。三重県桑名市の諸戸邸煉瓦蔵における調査活動では、諸戸財団水谷芳春氏、文化財建造物保存技術協会大城哲也氏の多大なご協力とご支援をいただき、心から感謝の意を表します。さらに、福島写真美術館における調査活動では、(株)ボーダレス総合計画事務所の皆様、(株)北茂紀建築構造事務所北茂紀氏の全面的なご協力とご支援をいただき、心から感謝の意を表します。最後に、測定にご協力いただいた同研究室の皆様にも感謝いたします。

参考文献

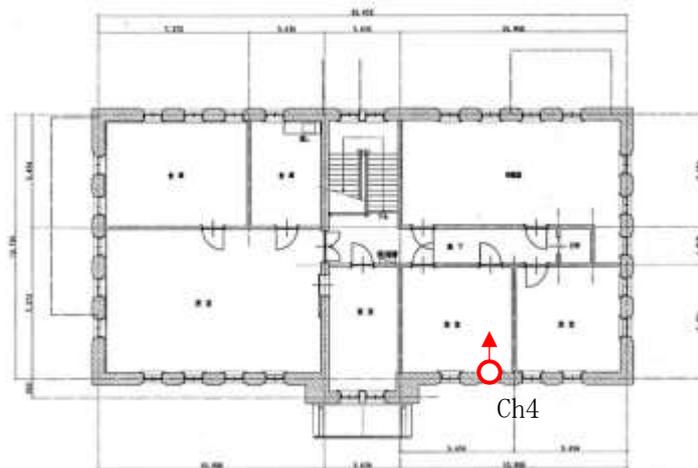
1. 谷川恭雄 他：委員会報告 歴史的建造物の診断・修復研究委員会の活動と成果の概要，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29, No. 1, 2007
2. 総理府地震調査研究推進本部地震調査委員会編：日本の地震活動－被害地震から見た地域別特徴，pp103-106, 330-333, 1997
3. 宇佐美龍夫著：新編日本被害地震総覧，東京大学出版会，1991
4. 村岸純、佐竹健治：九州中部地方の歴史地震
5. 村橋久昭：旧第一銀行熊本支店構造耐力診断書
6. 熊本大学工学部環境システム工学科三井・村上研究室：旧第一銀行熊本支店社屋地下室内壁－煉瓦の強度調査－，1999
7. 三辻和弥、狩野勝重、佐々木達夫：福島市写真美術館 常時微動観測結果報告、2012. 11
8. 花里利一：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
9. 花里利一：歴史的組積造建造物における建物・資料調査と微動測定，2017
10. 浅井真直：組積造文化財 建造物の構造に関する長期モニタリング調査，三重大学大学院工学研究科建築学専攻修士論文，2018
11. 清水建設株式会社：PS オランジュリ修復工事 竣工図 2019
12. 山田喬矢：2016 年熊本地震で被災した登録有形文化財に関する長期モニタリング調査とその煉瓦組積体の特性に関して，三重大学工学部建築学科卒業論文，2018. 3
13. 高野修悟：インドネシア産煉瓦の強度推定に関する基礎的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 891-892, 2016
14. 今西美香 他：2016 年熊本地震で被災した歴史的組積造建造物の構造補修調査－登録有形文化財 PS オランジュリ－，日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，pp825-826, 2017
15. 文化遺産オンライン <https://bunka.nii.ac.jp/index.php>
16. 旧田中家住宅 煉瓦造(洋館、付属棟、塀)耐震診断報告書，2017
17. 日本建築学会：建築物の減衰，2000
18. 花里利一 他：福島市写真美術館耐震診断・補強設計に関わる調査・解析報告書
19. 今西美香 他：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専攻修士論文，2017, 3
20. 東京文化財研究所：未来につなぐ人類の技，2007

付録 福島写真美術館における今西らの測定位置

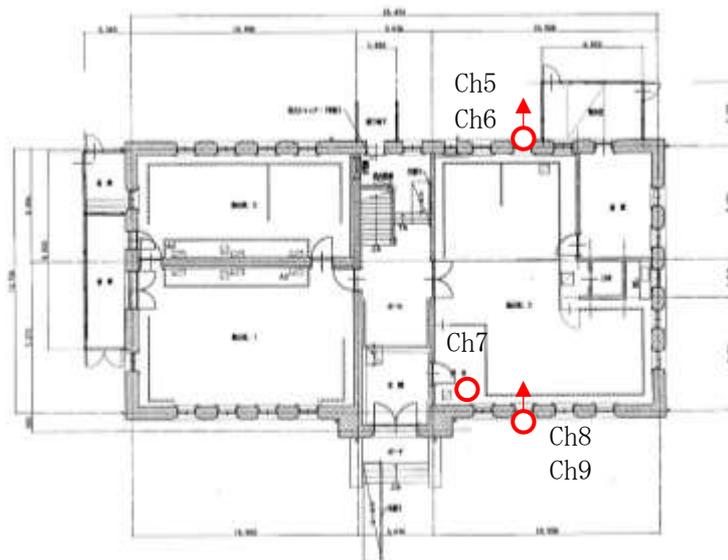
今西らによって実施された常時微動測定の測定位置を以下図1~3に示す。



屋根裏平面図



2階平面図

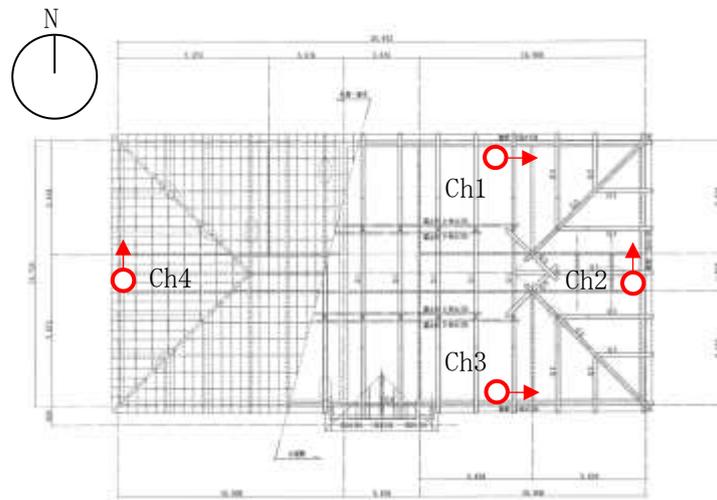


1階平面図

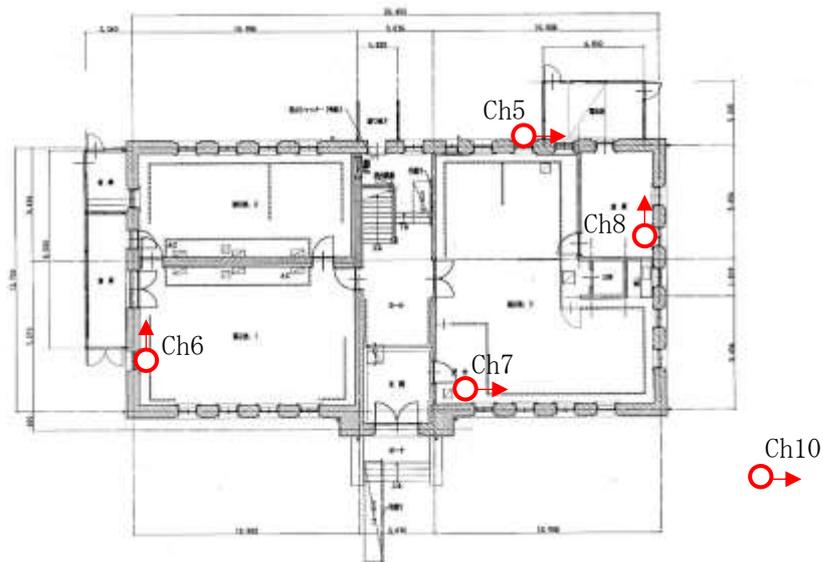
Ch10
Ch11
Ch12

A legend showing three measurement points: Ch10 is a red circle with an upward arrow, Ch11 is a red circle with a rightward arrow, and Ch12 is a red circle with both upward and rightward arrows.

図1 ケース1の設置位置

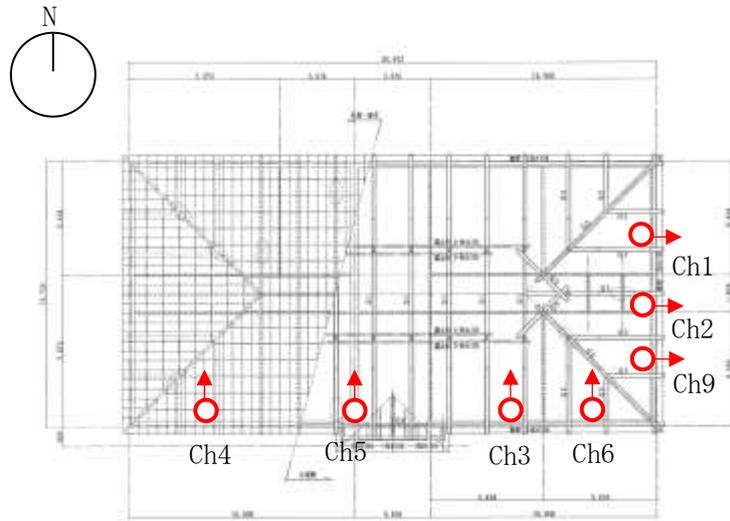


屋根裏平面図

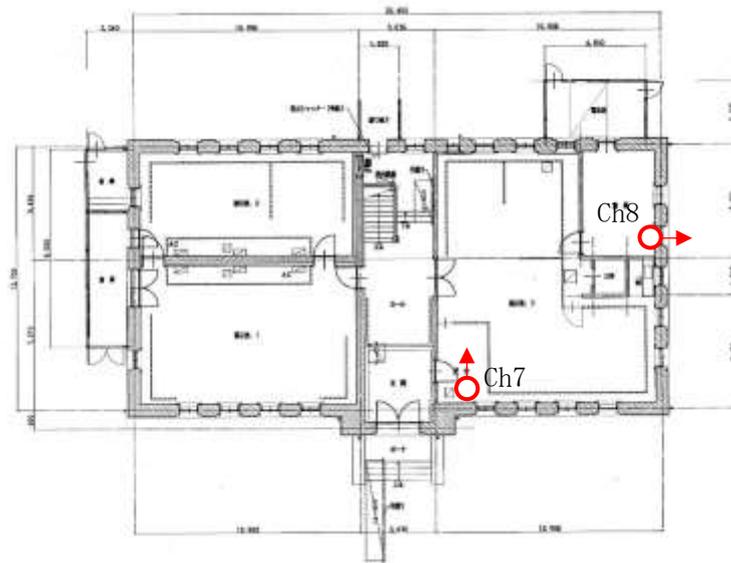


1階平面図

図2 ケース2の設置位置



屋根裏平面図



1階平面図

図3 ケース3の設置位置