

東本願寺御影堂の耐震補強による振動特性の変化

Variation of Vibration Characteristics of “Goeido” at Higashi Honganji Temple
by Seismic Reinforcement

新田祐平¹・向坊恭介²・鈴木祥之³・川瀬博⁴

Yuhei Nitta, Kyosuke Mukaibo, Yoshiyuki Suzuki and Hiroshi Kawase

¹京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 修士課程 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)
Graduate School of Eng., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University

²京都大学 次世代開拓研究ユニット 特定研究員 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)
Researcher, Pioneering Research Unit for Next Generation, Kyoto University

³立命館大学 立命館グローバル・イノベーション研究機構 教授 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)
Professor, Ritsumeikan Global Innovation Research Organization, Ritsumeikan University

⁴京都大学 防災研究所 教授 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)
Professor, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University

The main hall “Goeido” in Higashi Honganji Temple is one of the largest wooden buildings in the world. The renovations of Goeido were conducted in preparation for the 750th anniversary of the death of Saint Shinran held in 2011. As a part of them, the seismic reinforcement works have been performed from 2004 to 2008. To grasp seismic behavior and vibration characteristics of Goeido, seismometers were installed, and the seismic observation and microtremor measurement were started from 2003. The objectives of this paper are to examine the variation of vibration characteristics of Goeido during the construction work by using periodic microtremor measurements and seismic observations and to verify the effectiveness of the seismic reinforcement.

Key Words : *traditional wooden temple, seismic reinforcement, microtremor measurement, natural frequency*

1. はじめに

社寺建築物は、世界文化遺産に多く登録されていることから分かるように、世界的に認められる日本特有の建築文化であり、文化的、歴史的に価値の高い文化財建造物として修復・保全の取り組みがなされている。しかし、1995年兵庫県南部地震をはじめ、その後の相次いで発生した大地震でも、社寺建築物などの伝統構法による木造建築物は多大な被害を受けた。木造建築物、特に伝統構法木造建築物の耐震性能の把握と耐震性能向上に関する多くの研究が進められているが、伝統構法は、構造力学的に解明されていない部分も多く、構造解析が困難であるため、耐震性能評価法や耐震補強法などに多くの課題が残されている。

社寺建築物が多く現存する歴史都市・京都市では、花折断層などによって震度6以上の大地震の発生が予想されており(2003年京都市第3次地震被害想定¹⁾)、木造建築物に多大の被害が懸念される。このような状況のなか、真宗大谷派(東本願寺)では2011年に宗祖親鸞聖人七百五十回御遠忌の特別記念事業として御影堂の修復を2004年から行っており、事業の一環として御影堂の耐震性能を調べるとともに耐震補強法の策定を目的とした調査研究を東本願寺耐震調査研究委員会(委員長:鈴木祥之)のもとに実施した。この調査研究では、御影堂の基本となる木造軸組を対象とした静的実験、振動台実験²⁾、耐震補強要素の開発^{4, 5)}、耐震補強設計³⁾などがなされ、耐震補強工事を含む修復工事が2008年12月に完了している。

耐震調査研究では、御影堂建物の地震時挙動や振動特性を把握するため、2003年から地震計を設置し継続的

に地震観測を行っている。このように大型木造建築物で地震観測を継続的に行っている研究は少なく、また継続した地震観測から耐震補強設計を実施した例は未だ見当たらない。長期地震観測を含む耐震調査研究は極めて貴重であると言える。

そこで本報では、東本願寺御影堂を対象にし、屋根瓦の葺き替え工事、耐震補強工事など一連の修復工事による振動特性の経時変化を、定期的に計測した常時微動の記録および地震観測の記録から分析し、耐震補強による効果を検証したので報告する。

2. 御影堂と地震観測ネットワークの概要

(1) 東本願寺御影堂

現存する御影堂(図1)は、1894(元治元)年の蛤御門の変によって東本願寺の全伽藍が焼失後、1880(明治13)年10月から1895(明治28)年4月にかけて再建されたものである。御影堂は、世界最大級の木造建築物であり、真宗本廟内で最も重要な建物と位置付けられている。御影堂は、重層入母屋造、本瓦葺とであり、建物規模と主な部材数を表1に示す。図2に平面図を示す。広縁と参詣席境の3方には唐戸が廻り、壁は長押上の檼の板壁小壁のみとなっており、耐震要素を見なせる壁は内陣の後背部前面に配されている土壁(厚さ24cm)が主要なものであると考えられる。このような非対称な壁配置は、宗教建築である仏堂の平面的特徴であると言える。



図1 修復前の御影堂全景写真

表1 御影堂の規模と部材数

高さ	38.26m
桁行	76.53m(軒先) 63.63m(床面)
梁間	58.75m(軒先) 45.45m(床面)
瓦の数	175967個
畳の数	927畳
大柱の数	90本
虹梁の数	126本

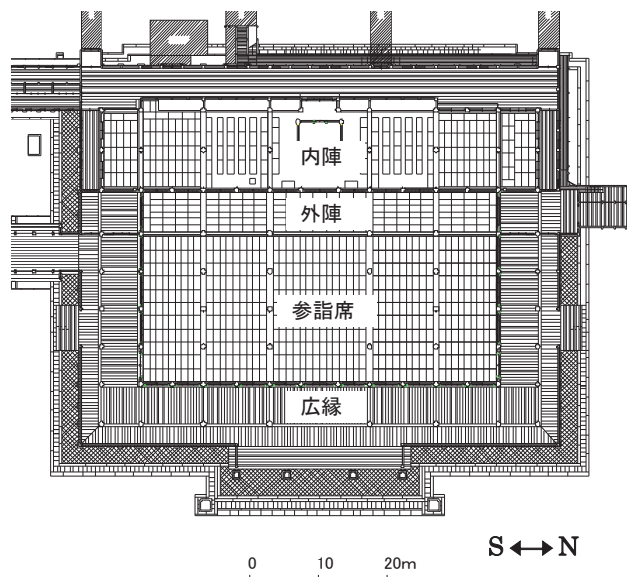


図2 御影堂平面図

(2) 地震観測ネットワーク

本観測ネットワークは、東本願寺内の主要な建物である御影堂、阿弥陀堂、御影堂門と自由地盤に地震計を設置し、建物や地盤の地震時応答を計測し、また定期的に常時微動観測を行うことを目的として、2003年2月に設置され、現在も継続して観測している。

計測されたデータはすべて京都大学防災研究所内のサーバーに自動的にテキストデータに変換して収録される。また、京都大学防災研究所からのリモートコントロールにより感度を切り替えて地震観測と常時微動観測を切り替えることが可能である。

図3～7に御影堂の地震計設置位置を示す。御影堂では、基壇から小屋組の五重梁レベルまで高さ方向の地震時挙動、またねじれ振動など立体的な地震時挙動が把握できるように、加速度検出器13台(27成分)が設置されている。また、御影堂門の南東側の自由地盤には、GL-5mに3方向計の加速度検出器が1台埋設されている。

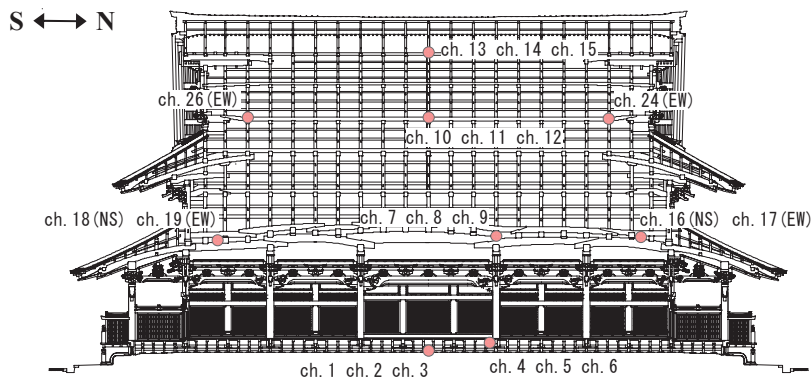


図3 桁行方向立面図と地震計設置位置

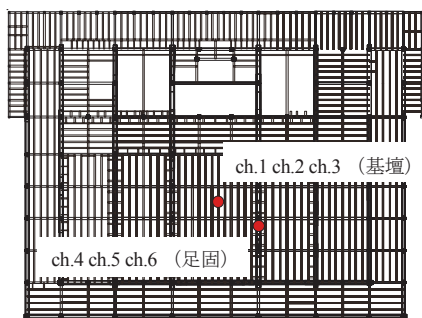


図4 足固レベル

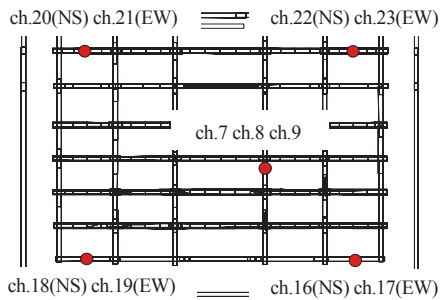


図5 牛引梁レベル

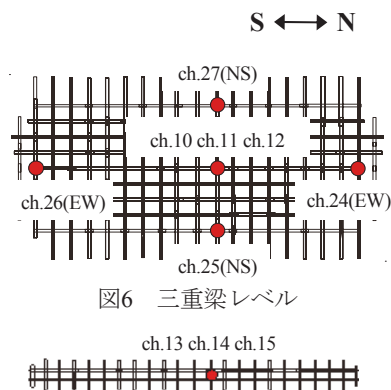


図6 三重梁レベル



図7 五重梁レベル

3. 耐震補強

御影堂建物の限界耐力計算および地震応答解析による耐震性能評価から、地震時に東西方向、南北方向ともに大きな変形になること、特にねじれ振動が生じるなど耐震性に問題があることが判明した³⁾。御影堂建物は、建物重量、特に屋根荷重が大きいこと、西側構面の全面土壁によって大きく偏心すること、水平耐力が小さいことが問題点として挙げられる。この問題点を考慮して、耐震補強設計では、以下の耐震補強方法が考えられた。①屋根の空葺：建物重量を軽減するために、屋根に空葺工法を採用し、葺土を大幅に軽減する。②外周小壁の補強：偏心の軽減・水平耐力の付与のために、外周3方に乾式土壁パネルを設置する。③梯子状梁の設置：耐力の低い東西方向に水平耐力を付与するために、小屋組内に木製梯子状梁を設置する。これらの補強に対して耐震性能評価がなされ³⁾、最終的に以下の補強工事がなされた。

(1) 屋根の空葺

斎藤らが行った重量算定²⁾の結果を表2に示す。瓦および葺土で建物重量のほぼ半分を占めており、柱には一般的な仏堂と比較して過大な荷重がかかっている。そこで、地震時に入力される水平力を軽減するため、平瓦を屋根の棧木に直接固定する空葺工法を採用し、約7000kNの重量軽減を可能とした。

(2) 外周小壁の補強

宗教空間である仏堂の平面配置の特徴として、1構面にだけ全面壁が配され、それ以外の構面の耐震要素として見なせるものは柱だけであることが多い。御影堂も同様の特徴を有しており、内陣のある西側構面に配されている厚さ24cmの全面厚塗り土壁が主要な耐震要素である。この不均一な壁配置により、東側構面が大き

表2 建物重量の算定結果

部位	各部重量	総重量	総重量(葺土軽減)
瓦	16000kN	59000kN	52000kN
葺土	11200kN		
主要木材	25800kN		
壁・天井	6000kN		

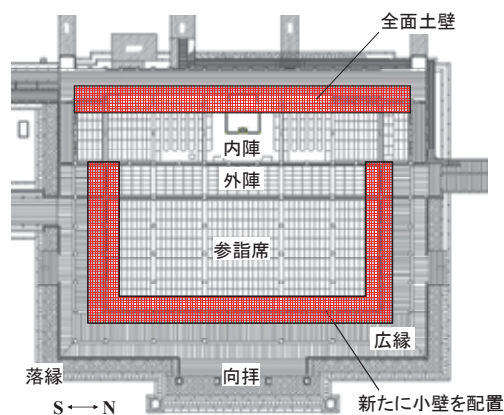


図8 全面土壁と乾式土壁パネルの配置位置

く振られる振動モードが確認されていたが、これを抑制するために図8のように西側構面以外の3方の長押上板壁を变形能力に優れる乾式土壁パネル⁴⁾に変更した。

(3) 木製梯子状梁の設置

図9に示すように、木製梯子状梁⁵⁾は、柱と柱をつなぐ2本の梁材と数本の束材によって構成される。束材が梁材にめり込む際の側面抵抗により、梁としての曲げ耐力を発揮させる。特徴としては、束材の本数や寸法を調整することで必要な補強性能を確保することができ、さらに伝統木造軸組と共通の抵抗メカニズムを有し、大きな変形性能を損なわない点が挙げられる。この補強材を、意匠上の問題も考慮した上で、小屋組内の柱頭部の東西方向に設置した。

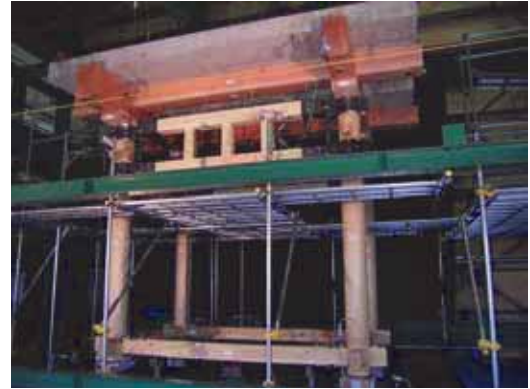


図9 梯子状梁の性能検証実験用の試験体

4. 常時微動観測による補強効果の検証

(1) 固有振動数の経時変化

2章で述べた東本願寺の地震観測システムでは、2003年11月3日から毎週日曜日の午前3時からの10分間、地震観測から常時微動観測に自動的に切り替えて計測を行ってきた。実施されている修復および耐震補強工事の進行(表3)に伴い、重量や剛性が時々刻々と変化している。そこで、継続的な常時微動観測により振動特性にどのような変化が現れているかを考察し、耐震補強の効果を検証した。

分析には、設置されている中で最頂部の中央に位置する五重梁レベルの地震計の加速度記録を用いた。サンプリング周波数100Hzで10分間計測された1週間ごとの加速度時刻歴をそれぞれFFT処理してフーリエスペクトルを求め、NS方向とEW方向について自由地盤に対するフーリエスペクトル比を算出した。FFT処理をする際、得られた10分間の計測データを4096個ずつのデータに分割し、アンサンブル平均を行うとともに、平滑化のためParzenのスペクトルウィンドウ(バンド幅0.1Hz)を施した。

得られたフーリエスペクトル比と位相差から1次固有振動数を求め、NS方向とEW方向それぞれについて2003年11月3日から2009年3月22日まで週ごとにプロットしたものが図10である。表3と図10から、瓦降ろし工事が開始されるまでは、両方向ともに1次固有振動数は約0.8Hzであったが、瓦降ろし工事が終了するまでに約1.0Hzまで上昇した。工事の実施状況により値の変動はあるものの、高い固有振動数を示していた。そして、2008年5月に瓦葺き上げ工事が完了して以降、工事前よりも高い0.9Hz前後の値で安定している。1自由度系に

表3 主な補強工事の日程

No.	年月日	工事内容
①	2004/5/17	鉄骨建方 開始
②	2005/2/9	屋根瓦降ろし 開始
③	2005/4/28	屋根瓦降ろし 完了
④	2006/12/6	屋根瓦葺き上げ 開始
⑤	2007/11/5	小壁補強・はしご型フレーム設置 完了
⑥	2008/5/22	屋根瓦葺き上げ 完了

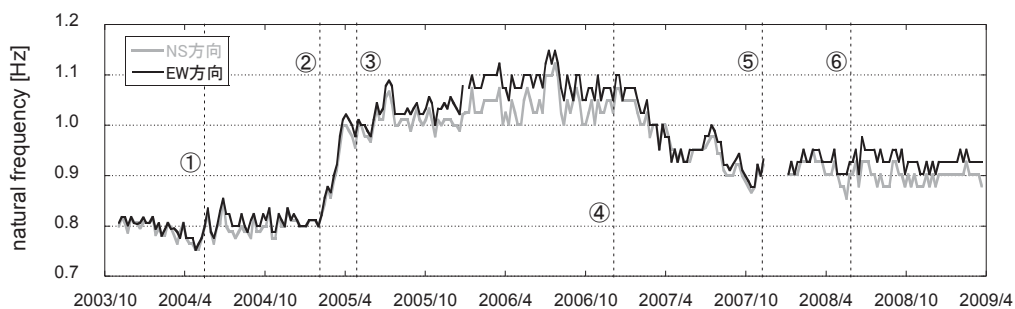


図10 五重梁レベル 1次固有振動数の経時変化

において、重量が同じである建物の剛性は1次固有振動数の2乗に比例するが、耐震補強として、屋根を空葺にし建物重量を大幅に軽減し、さらに全面壁の入っている西側構面以外の3構面に乾式土壁パネルを配し剛性を向上させた結果が、固有振動数の上昇に表れていると考えられる。

(2) 剛性の向上

重量算定の結果(表4)と、2003年11月2日からの10週間と2009年1月18日からの10週間の1次固有振動数の平均から、1自由度系として工事前の剛性 k_0 と工事後の剛性 k_1 を概算し、比較した結果を表5に示す。これにより、工事前後で剛性の比 k_1/k_0 は、NS方向で1.109、EW方向で1.169となり、剛性の向上が見られた。また、木製梯子状梁は接合部がめり込むことで抵抗力を発現するため、大きな変形を生じる地震時には、補強効果が現れることが期待されるが、常時微動観測からの結果にはあまり影響していないと思われる。

表4 重量算定結果

	建物重量 [kN]
工事前	59000
工事後	52000

表5 工事前後の剛性比

	1次固有振動数の平均 [Hz]		剛性の比 k_1/k_0
	工事前	工事後	
NS方向	0.805	0.903	1.109
EW方向	0.810	0.933	1.169

(3) 1次振動モードにおける東側構面の変形の抑制

3章2節で述べたように、西側以外の3構面に新たに乾式土壁パネルを配し偏心を軽減させた結果、どれだけ東側構面の変形が抑制されたかを、1次振動モードにおいて工事前後で考察する。

図11に牛引梁レベルの北東隅と北西隅に設置されている地震計記録から算出した、NS方向の自由地盤に対するフーリエスペクトル比の例(2003年11月16日)を示す。これより、1次固有振動数においてNS方向の振幅は東側が西側を大きく卓越していることが分かる。工事前後の10週間の常時微動観測記録(4章2節)から、西側構面に対する東側構面の振幅比を示したのが表6である。牛引梁レベルには、4隅に3方向計の地震計が設置されているので、北東隅と南東隅のNS方向平均を北西隅と南西隅のNS方向平均で除した値を振幅比とした。また、三重梁レベルには、東西構面の中央位置に設置されているので、それらを除して振幅比とした。

表6より、三重梁レベルよりも牛引梁レベルの方が東側方面が振られるモードとなっていることが分かる。また、小壁補強部分に近い牛引梁レベルに関しては、西側構面に対する東側構面のNS方向の振幅比は値に変動はあるものの、平均して工事前後で2.54から1.89となり、0.74倍に抑制されている。一方、さらに上層の三重梁レベルでは、工事前後の振幅比は1.35から1.32に僅かに変化しただけにとどまり、少なくとも常時微動レベルでの振動で見ると、小屋組部分にはほとんど影響がないという結果となった。

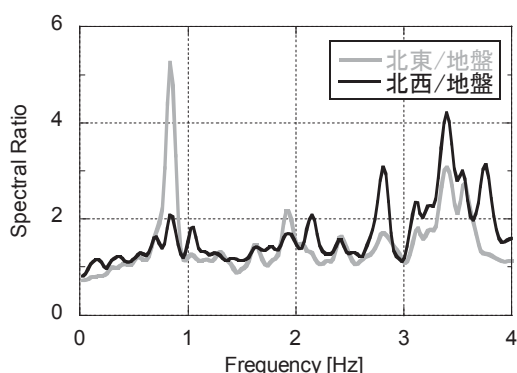


図11 自由地盤に対するフーリエスペクトル比
牛引梁レベル NS方向 2003年11月16日

表6 1次振動モードにおける西側構面に対する東側構面の振幅比

工事前			工事後		
年月日	牛引梁	三重梁	年月日	牛引梁	三重梁
2003/11/2	1.82	1.29	2009/1/18	2.23	1.33
2003/11/9	2.26	1.34	2009/1/25	2.83	1.36
2003/11/16	2.51	1.34	2009/2/1	2.42	1.35
2003/11/23	2.82	1.35	2009/2/8	2.17	1.35
2003/11/30	2.24	1.31	2009/2/15	1.71	1.24
2003/12/7	3.10	1.36	2009/2/22	1.80	1.34
2003/12/14	2.57	1.36	2009/3/1	1.18	1.28
2003/12/21	2.67	1.36	2009/3/8	1.15	1.28
2003/12/28	2.95	1.39	2009/3/15	1.98	1.34
2004/1/4	2.45	1.36	2009/3/22	1.42	1.31
平均	2.54	1.35	平均	1.89	1.32

5. 補強前後でのスペクトル特性の変化

耐震補強の前後でスペクトルの特性がどのように変化したかを常時微動観測と地震観測の記録から分析する。分析には、牛引梁レベルの地震計記録を用い、自由地盤に対するフーリエスペクトル比を算出した。

(1) 常時微動観測記録からの比較

常時微動観測は、風揺れや車の振動で振幅が変化するので、1次固有振動数での振幅が同程度の2003年11月9日と2009年3月15日の記録を用いた。図12にスペクトル比を示す。

NS方向については、補強前の高振動数域での卓越が抑制されていることが確認できた。EW方向に関しては、補強により固有振動数は上昇したものの、振幅の抑制はあまり見られない。木製梯子状梁の効果は微動レベルでは表れていないものと思われる。

(2) 地震観測記録からの比較

用いた地震記録は、2004年4月16日と、それより地震規模の大きい2009年3月8日(いずれも震源地は京都府南部)である。図13に加速度応答スペクトル(自由地盤)を、図14にスペクトル比を示す。

NS・EW方向ともに微動観測からのスペクトルに比べて、1次ピークが顕著になり、高次のピークは小さくなった。NS方向については、ピーク振動数が僅かに上昇したに留まった。一方、EW方向に関しては1次ピークの振幅が抑制されている。

6. まとめ

本報では、常時微動観測記録を用いて、御影堂の耐震補強の効果の検証を行った。その結果、補強工事前後で1次固有振動数は約0.8Hzから約0.9Hzに上昇し、1.1倍程度の剛性向上が確認できた。ただし、地震時の変形では木製梯子状梁が抵抗力を発揮し、さらに補強の効果が見られると思われる。また確認されていた東側構面の大きな変形は、牛引梁レベルでは0.74倍に抑制されているが、三重梁レベルには補強の影響はみられなかった。

次に、補強工事前後でのスペクトル特性の変化を、微動観測と地震観測について行った。地震観測記録では、1次ピークが顕著になり、またEW方向の変形は抑制されていると考えられる。

今回の分析で用いた地震観測記録では、建物の変形は小さいものであったが、今後、より大きな変形となる地震が観測されれば、さらに詳細に補強効果を検証する。

参考文献

- 1) 京都市消防局防災対策室：京都市3次地震被害想定，2003年。
- 2) Yoshiyuki Suzuki, Masaki Maeno: Structural mechanism of traditional wooden frames by dynamic and static tests, Structural Control and Health Monitoring, Vol. 13, Issue 1, pp. 508-522, January/February 2006.
- 3) 田代靖彦・小松慎二・多賀謙蔵・斎藤幸雄・鈴木祥之：伝統木造寺院の耐震性能評価と耐震補強設計，第12回日本地震工学シンポジウム論文集，pp. 1066-1069，2006年11月。
- 4) 杉山亮太・鈴木祥之・斎藤幸雄・田代靖彦：強化乾式土壁パネルを用いた耐力壁の静的荷重実験による耐震性能評価，第12回日本地震工学シンポジウム論文集，pp. 830-833，2006年11月。
- 5) 白山敦子・鈴木祥之：高減衰型粘弾性ダンパーを用いた梯子状梁による耐震補強効果，日本建築学会技術報告集，第14巻，第27号，pp. 55-59，2008年6月。

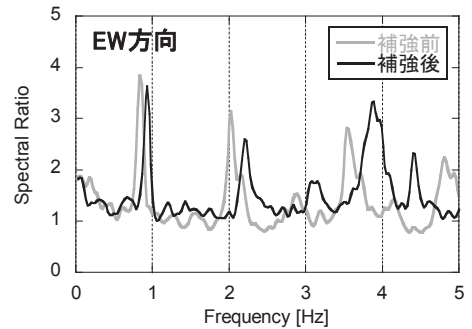
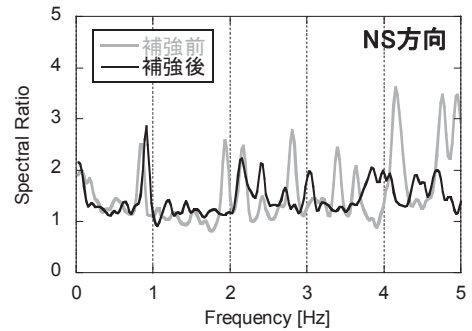


図12 常時微動観測 スペクトル特性比較

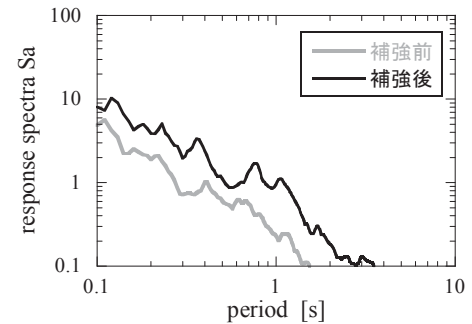


図13 加速度応答スペクトル(自由地盤)

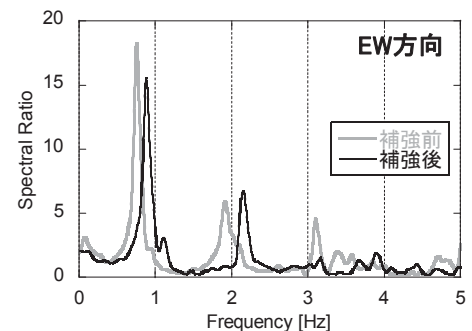
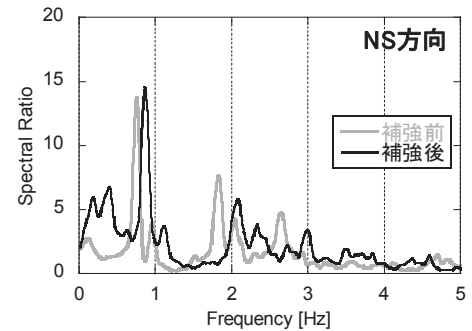


図14 地震観測 スペクトル特性比較