

強震観測記録に基づく日本大学生産工学部 4 号館における 耐震補強効果に関する研究

— その 2 解析および観測結果 —

日大生産工(院) ○桐山 拓也 日大生産工 藤本 利昭
日大生産工(学部) 大崎 美羽

1. まえがき

耐震補強による耐震性能の向上効果は、構造計算により確認するのが一般的であるが、既存建築物の設計図書がない場合や実際の施工状態が分からない場合もあり、質量や剛性評価が難しいことが多い。これに対して、既存の建築物を直接実測することにより、耐震補強効果が確認可能であれば、非常に簡便かつ実用的な評価方法となり得る。前報¹⁾では、生産工学部4号館の耐震補強前後における建物モデルと強震観測システムの概要について報告した。本報告では、強震観測システムから得られた生産工学部4号館における振動性状について報告する。さらに、前報¹⁾で作成したモデルについての弾塑性解析および固有値解析の結果を基に耐震補強効果についての検討を行う。

2. 耐震補強前後における建物振動性状

解析を行うにあたり、国立研究開発法人建築研究所の地震解析ソフト「View Wave」を用い、スペクトルの平滑化にはParzenウィンドウの幅は0.2Hzを用いた。

耐震補強後の記録に関して、補強工事が実施された令和2年5月から現在に至るまで習志野市で震度3以上を観測した地震が3回発生している。図1および図2にその中で最も震度が大きかった2023年5月26日の千葉県東方沖で発生した地震の地下1階3ヶ所（北床、南床、北柱）および4階（西側、中央、東側）の加速度波形（NS, EW）を示す。地下1階から上階にいくに従って、振幅が大きくなっていることが確認できる。つまり、信頼できる比較的安定した記録である。

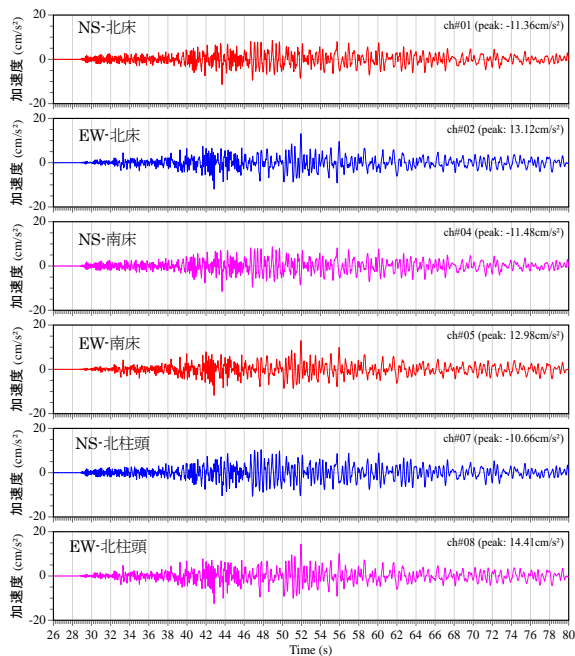


図1 地下1階における加速度応答スペクトル

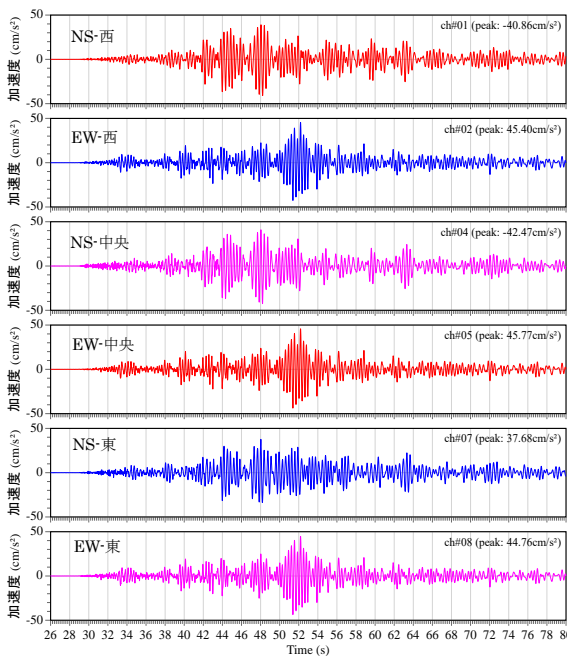


図2 4階における加速度応答スペクトル

Study on the Effectiveness of Seismic Reinforcement of Building No. 4, College of Industrial Engineering, Nihon University, Based on Strong-Motion Earthquake Observation Records

— Part 2 Analysis and Observations —

Takuya KIRIYAMA, Toshiaki FUJIMOTO and Miu OSAKI

強震観測記録から、各階のフーリエスペクトルを求め、地下1階（北床）を基準として4階各所（東側、中央、西側）のNS方向（短辺）、EW方向（長辺）でのスペクトル比を求めた結果を図3にそれぞれ示す。EW（長辺）方向に関しては、3ヶ所の記録はほぼ同じ結果となっており、3.71Hzに明瞭なピークがあることから、1次モードと推定される。一方、NS（短辺）方向は、測定位置によって差異があり、西側では3.99Hz、中央では10.3Hz、東側では3.69Hzにおいてピークがある。

また、4号館の基本的振動性状を評価するため、耐震補強後における強震計で観測された計9個の強震記録を解析した。地下1階（北床）を基準として4階各所（西側、中央、東側）のNS方向、EW方向毎にスペクトル比を求め、単純平均した。

なお求めたスペクトル比の最大値から建物の固有周波数を定め、減衰定数を算出することができるが、波形のフィルタの処理を施していないため、解析にあたり減衰定数は3%とした。図4から、NS方向は3.05Hz付近にピークが見られ、EW方向は3.71Hzにピークが見られたことから耐震補強後の4号館は長辺・短辺で1次固有周期が異なる建物であると言える。各方向のスペクトル比を見ると、EW方向ではきれいな単峰形を示し、かつ3ヶ所とも同型である。一方、NS方向では1次モードのスペクトル比が西側と中央はほぼ等しいと言えるが東側のスペクトル比がやや小さい。

更に4号館の振動性状の特性を明確にするため、耐震補強前の振動性状との比較を行った。表1に耐震補強前後の振動性状について示す。

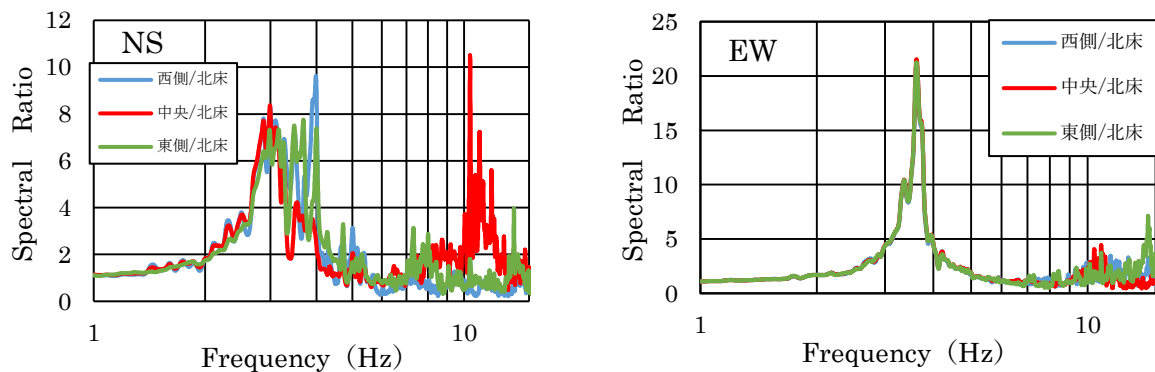


図3 観測結果によるシステム関数

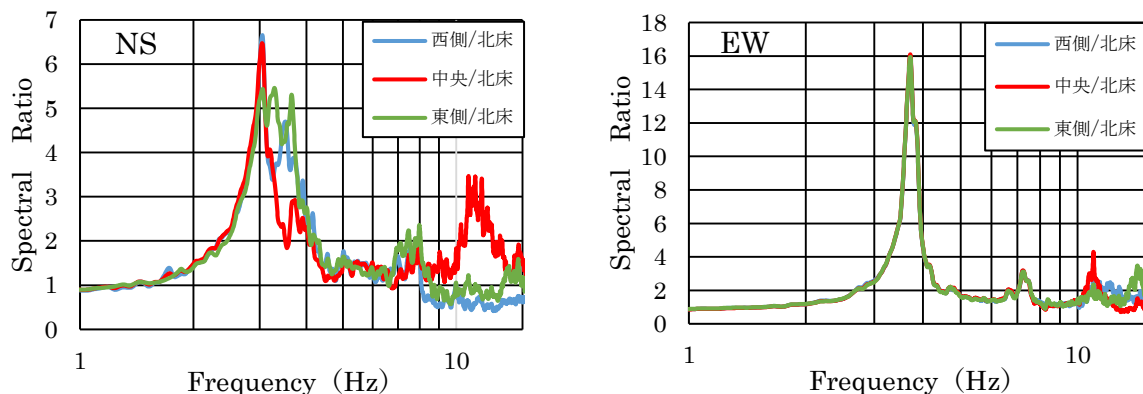


図4 観測結果による平均的システム関数

表1 耐震補強前後の4号館における振動性状の比較

	補強前						補強後					
	NS			EW			NS			EW		
	西側	中央	東側	西側	中央	東側	西側	中央	東側	西側	中央	東側
周波数 [Hz]	2.64	2.64	2.64	2.77	2.77	2.77	3.05	3.04	3.06	3.71	3.71	3.71
固有周期 [s]	0.379	0.379	0.379	0.361	0.361	0.361	0.328	0.329	0.327	0.269	0.269	0.269
スペクトル比	6.8	8.7	10.1	12.5	12.7	12.5	6.7	6.5	5.4	15.9	16.1	15.9

NS方向、EW方向において、補強後は補強前よりも固有周期が短くなっている。特にEW方向においては強度増大型補強によって補強前よりも補強後の剛性が高まっているため、固有周期が1秒近く短くなっていると考えられる。

3. 固有値解析による検証

本章では、固有値解析を行った上で、観測データとの比較を行い、本解析におけるモデル化の妥当性について検討する。表2に解析による耐震補強前後における固有周期の比較を示す。補強前におけるNS方向の1次固有周期は0.375秒であり、EW方向の1次固有周期は0.371秒であった。補強後におけるNS方向の1次固有周期は0.285秒であり、EW方向の1次固有周期は0.257秒であった。前章で述べた強震観測記録から求めた4号館における固有周期と比較する。耐震補強前のモデル化は固有周期が観測結果に近い値となっており建物剛性におけるモデルの妥当性を示すことができた。一方、耐震補強後のモデルはNS方向の固有周期が観測結果に比べて短くなっており、剛性が高く評価されている。EW方向の固有周期は観測結果に近い値となった。

表2 固有周期の比較

	補強前		補強後	
	NS	EW	NS	EW
周波数 [Hz]	2.67	2.69	3.51	3.88
1次固有周期 [s]	0.375	0.371	0.285	0.257

4. 静的弾塑性解析

図5、6に静的弾塑性解析から得られた補強前後におけるモデルの各層の層間変形角と層せん断力の関係を示す。なお、解析はNS（短辺）方向とEW（長辺）方向について、各層において脆性破壊が発生するまで行った。耐震補強前におけるNS方向の最大層せん断力は7487kNであり、最大層間変形角は13/10000 (rad)であった。EW方向の最大層せん断力は10943kNであり、最大層間変形角は586/10000 (rad)であった。耐震補強後におけるNS方向の最大層せん断力は7647kNであり最大層間変形角は11/10000 (rad)であった。EW方向の最大層せん断力は7645kNであり、最大層間変形角は18/10000 (rad)であった。補強前後においてEW方向における最大層せん断力に変化が見られ、最大層間変形角は補強後において低減されているため、鋼管ブレースによる耐震補強効果であると推測できる。

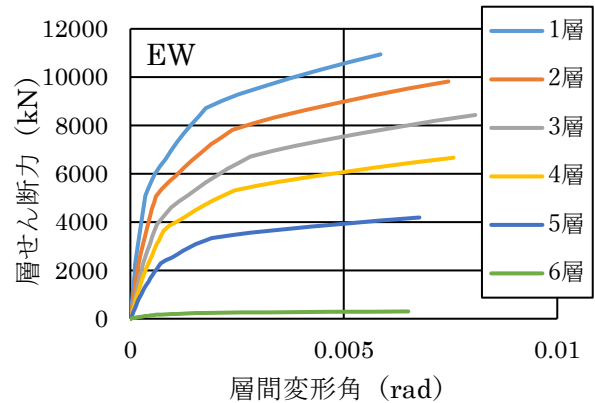
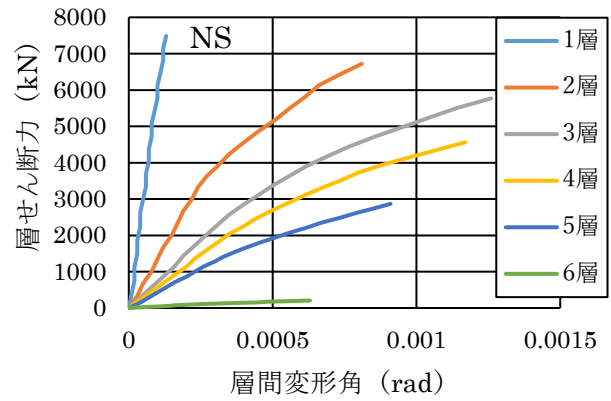


図5 各層荷重変形関係（補強前）

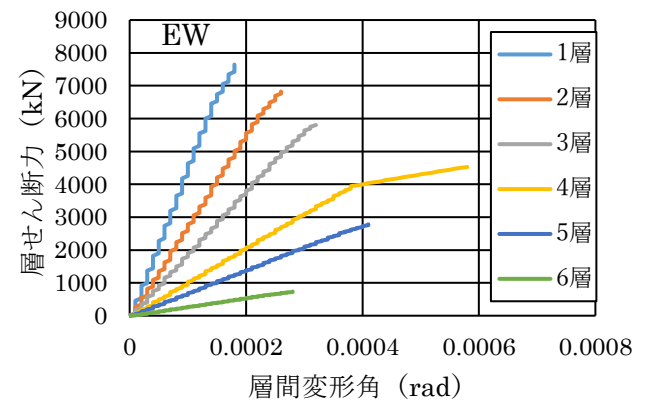
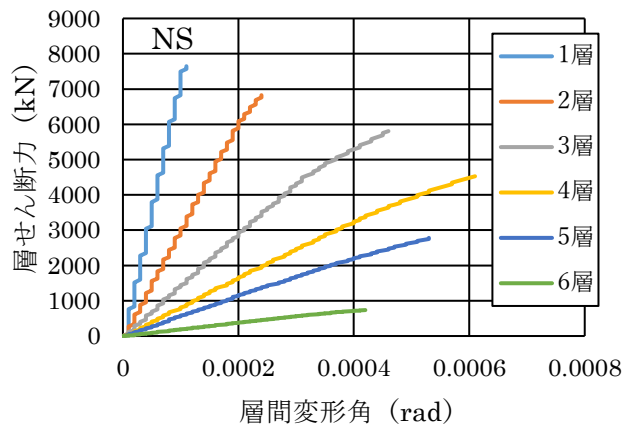


図6 各層荷重変形関係（補強後）

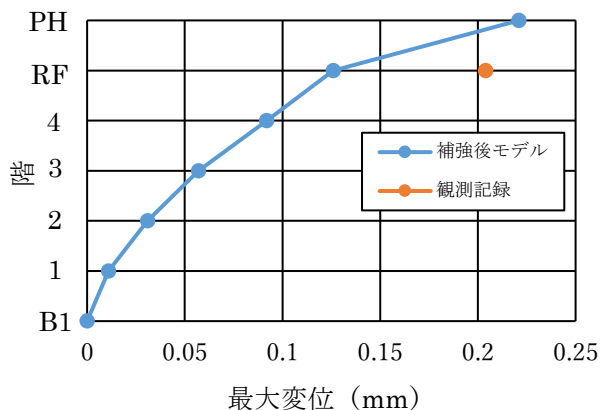
5. 動的弾塑性解析

本章では耐震補強後のモデルについて動的弾塑性解析を行い、解析結果と観測記録の最上階での応答変位を比較にすることにより、補強後のモデルにおける妥当性について検討する。用いた地震波は2023年5月26日における4号館の強震観測記録を選び、解析を行った。数値積分にはNewmarkの β 法($\beta=1/4$ の定加速度法)を用い、計算時間間隔は0.01秒とした。また、粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、1次周期に対する減衰定数は3%とした。応答解析においては固有値解析により算出した固有周期を用いた。応答変位の算出については、「View Wave」を用いた。図7において、各層と観測記録から求めた最大変位を示す。NS(短辺)方向およびEW(長辺)方向において層が上がるごとに変位が増加していることから建物全体に鞭ぶり現象(ホッピング)が起きていると考えられる。また、表3に動的弾塑性解析および観測結果から求めたRF階における最大変位の比較を示す。NS方向およびEW方向において、観測結果に比べ解析結果が小さい。今後は観測結果を基に減衰定数を算出し、減衰性状を評価した値による応答解析を行う必要があると考える。

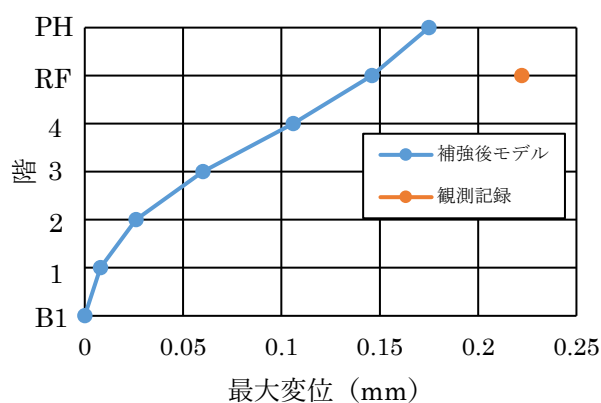
6. まとめ

強震観測記録、静的弾塑性解析および動的弾塑性解析により、4号館の振動性状、耐震補強効果の確認に関する検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・ 強震観測結果により、耐震補強後における固有周期はNS方向、EW方向共に耐震補強前よりも短くなっており、剛性が高くなったと考える。
- ・ 固有値解析により、補強前のモデルにおける妥当性を確認したが、補強後のモデルは強震観測記録に比べて固有周期が短くなった。モデル化のブレース設置における剛性について考慮することが必要である。
- ・ 静的弾塑性解析により、補強前後における層間変形角と層せん断力を明らかにした。耐震補強後における層間変形角は耐震補強前に比べて、小さくなっており耐震補強の効果が確認できた。
- ・ 動的弾塑性解析により各層の最大変位を求めた結果、4号館は鞭ぶり現象を起しているかと推測できる。
- ・ 強震観測結果と応答解析結果により最大変位を比較した結果、強震観測記録に比べ解析値が小さいため、今後減衰を考慮した応答解析を行っていく。



(a) NS(短辺)



(b) EW(長辺)

図7 各層における最大変位

表3 解析結果と観測結果の比較

	最大変位 (mm)	
	NS(短辺)	EW(長辺)
解析結果	0.126	0.146
観測結果	0.204	0.222

参考文献

- 1) 大崎美羽, 桐山拓也, 藤本利昭: 強震観測記録に基づく日本大学生産工学部4号館における耐震補強効果に関する研究 – その1 建築モデルと観測システムの概要 – 日本大学生産工学部学術講演会概要, 2023.10
- 2) 高島秩, 藤本利昭, 師橋憲貴, 川島見: 日本大学生産工学部4号館の振動性状に関する研究, 修士論文, pp32-39, 2015.3
- 3) 雨宮彰弘, 向井智久, 衣笠秀行: 耐震補強された実被害RC造建物の解析モデルに関する検討, コンクリート工学年次論文集 Vol39, No2, 2017
- 4) 日本建築学会: 建築物の減衰と振動, 2020.12
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.6