

報告 中規模地震を受けたRC造建物の耐震補強効果の検討

日比野 巧¹・千葉 正裕²

要旨：既存建物の耐震補強による耐震性能の向上効果を常時微動測定から明らかにする手法は確立されていない。そこで本報告では、耐震補強と建物の立体挙動の関係を常時微動測定から明らかにすることを目的として、耐震補強前に2011年東北地方太平洋沖地震により損傷を受けたRC造建物の地震前後、さらに耐震補強後の多点常時微動測定を行った。その結果、地震による損傷により長周期化した建物の卓越周期は、耐震補強により短周期化し、地震前の卓越周期に近づいた。また、耐震補強前の振動モードは建物の損傷により地震前後で異なる振動モードが見られたが、耐震補強により地震前の振動モードに近づく傾向が見られた。
 キーワード：中規模地震、耐震補強、常時微動測定、卓越周期、振動モード

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震における建物被害¹⁾の多くは、1981年以前に建設された建物であったと言われている。これらは、建設当時の耐震基準を満足するものの、1981年施行の耐震基準に準拠していない既存不適格の建物である。そこで、1995年に施行された「建築物の耐震改修の促進に関する法律」により、既存建築物の耐震診断を行い耐震性能が不十分と判断される場合には、耐震性能を改善するための耐震改修を行うよう務めなければならないとされている。

通常、耐震改修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よく分からない場合もあり、質量や剛性評価が難しいことも多い。これに対して、既存建物を直接実測²⁾することで耐震改修効果が確認可能であれば、非常に簡便かつ実用的な評価手法となり得るが、現在までにオーソライズされた手法がないのが現状である。

そこで、本報告では常時微動測定を用いた評価手法の確立を目的として、耐震補強前後の建物に対して多点常時微動測定を行い、振動性状の変化と補強効果の関係を明らかにする。また、本報告の対象とする建物は2011年東北地方太平洋沖地震前に耐震診断を実施し、地震後に耐震補強を行った建物である。そこで、耐震補強前に2011年東北地方太平洋沖地震により損傷を受けたRC造建物の地震前後、さらにアルミプレースによる耐震補強後の多点常時微動測定結果について報告する。

なお、アルミプレース補強は軽量であるため既存RC架構に付加される自重が軽微であり、基礎への影響が少ない工法であるものの、他の工法に比べて割高であるた

め、耐震補強への利用がやや少ない工法である。

2. 建物概要および耐震補強計画

2.1 建物概要

常時微動測定を行う建物は福島県郡山市にある日本大学工学部図書館であり、この西北西約600mの位置に北北東-南南西方向に東北新幹線が走っている。建物は5階建ての鉄筋コンクリート造で杭支持されている。また、建物は1966年に建てられた本館と1974年に建てられた増築部からなっており、本館と増築部はエキスパンションジョイント(Exp.)により接続されている。

図-1に1階平面図、図-2にY1通りの軸組図を示す。また、表-1に建物概要を示す。建物の規模は、長辺方

表-1 建物概要

		本館	増築部	
建物概要	用途	図書館	図書館	
	建設年	1966年(昭和41年)	1974年(昭和49年)	
	長辺方向	35.80 m	14.10 m	
	短辺方向	21.60 m	21.60 m	
	軒高	19.75 m	19.75 m	
	延床面積	3457.80 m ²	1548.34 m ²	
	構造種別	鉄筋コンクリート造	鉄筋コンクリート造	
	塔屋	有	有	
	地下室	無	無	
使用材料	コンクリート	設計基準強度 F _c =21.0 N/mm ²	設計基準強度 F _c =21.0 N/mm ²	
	鉄筋	柱主筋	SR 295	SD 295
		梁主筋	SD 295	SD 295
		帯筋	SR 235 9@250	SD 295 D13@100
		脇筋	SR 235	SD 295
		壁筋	SR 235, SD295	SD 295
	基礎	杭基礎 杭径300 コンクリートパイル	杭基礎 杭径400 PCパイルA種	

*1 日本大学 工学部建築学科助教 博(工) (正会員)

*2 日本大学 工学部建築学科教授 博(工)

向 49.9m, 短辺方向 21.6m, 軒高 19.75m であり, 延床面積 5006.14m² である。

2.2 2011年東北地方太平洋沖地震による被害状況

建物外観においては, 開口部隅部から斜め方向に入るせん断ひび割れや外壁仕上げ材の剥離が多数見られた。また, 基礎ばりにおいても多数のひび割れが見られた。写真 - 1(a)に被害例を示す。

建物内部においても, 多数のひび割れが見られ, 今回の調査で測定できたひび割れは 335 本である。表 - 2に RC造の損傷度分類の基準³⁾に基づく各階の損傷度分布を示す。ひび割れは1階および4階がやや多く, 5階は少ない。また, 全体的に損傷度のひび割れが多く, 各階とも 75%以上を占めている。最大損傷度は, 1階, 3階および4階が であり, 2階および5階が である。

図 - 1に1階におけるひび割れ発生箇所およびその損傷度を記号で示す。各階とも壁に発生したひび割れが大半を占めており, とくに全面壁に比べて開口部付き壁にひび割れが多数発生していた。柱は, 1階~3階にひび割れが多く発生していた。

本館と増築部はエキスパンションジョイントにより接続されているが, 幅が 30mm と十分なクリアランスが確保されていない。そのため, エクスパンションジョイント付近において, 金属製のカバーが外れたり, 柱や梁がぶつかり合った痕跡が見られた。写真 - 1(b)にエキスパンションジョイント付近の被害例を示す。



(a)基礎ばり周辺 (b)Exp. 付近
写真 - 1 地震による被害例

表 - 2 建物内部における損傷度分布

階	損傷度					計
5階	9	29	0	0	0	38
4階	12	75	2	0	0	89
3階	3	51	1	0	0	55
2階	10	49	0	0	0	59
1階	10	82	2	0	0	94

2.3 耐震診断および耐震補強計画

図 - 3に1階における耐震補強箇所を示し, 表 - 3に耐震補強前後における構造耐震指標(Is)値⁴⁾を示す。耐震改修計画では, 極脆性柱と判定された柱は周辺の壁にスリットを設けることで改善している。また, 十分なクリ

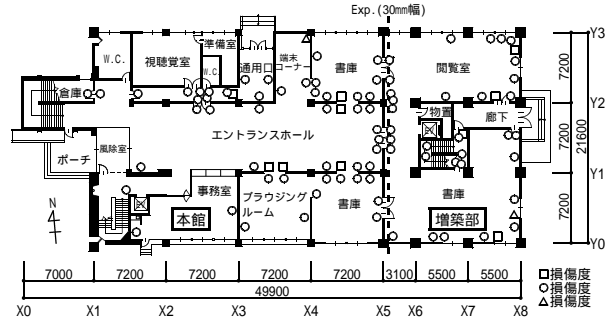


図 - 1 1階平面図

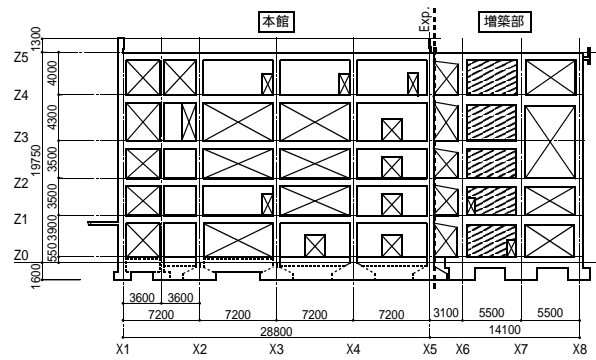


図 - 2 Y1通り軸組図

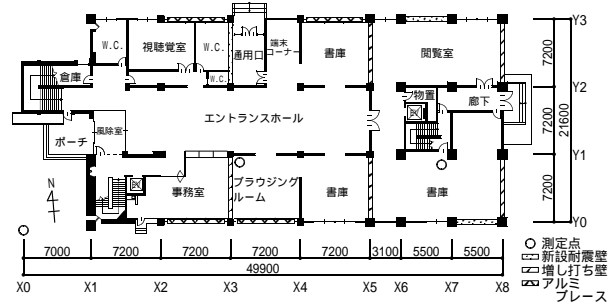


図 - 3 1階の補強計画

表 - 3 耐震診断および耐震改修計画のIs値

階	耐震補強前				耐震補強後	
	本館		増築部		X方向	Y方向
5階	0.66	0.97	1.39	1.21	1.04	1.15
4階	0.57	0.68	0.95	0.70	0.72	0.72
3階	0.48	0.52	0.80	0.61	0.73	0.73
2階	0.50	0.51	0.32	0.24	0.73	0.74
1階	0.52	0.28	0.58	0.45	0.73	0.74

表 - 4 耐震ブレース概要 (単位: mm)

部材	240 × 15.0t (A7003-T5)
枠材	2-[-200 × 100 × t10/15 (6061-T6)
形式	K型
スタッド	2-22 @200 (6061-T6)
接着系アンカー	1-D22@200 (SD345)
スパイラル筋	1-6 @50 (径140)

アランスが確保されていないエキスパンションジョイント部を接続し、2棟を一体の建物としている。X(桁行)方向の1～3階に内付けアルミブレースの設置および耐震壁の新設を行い耐震性能を向上させている。Y(張間)方向は、1～3階に耐震壁の新設および既存耐震壁の増し打ちを行っている。表-4に耐震補強に用いる耐震ブレース概要を示す。

3. 測定概要

常時微動測定は、耐震補強前の地震前、耐震補強前の地震後および耐震補強後(地震後)に行う。測定階は1階からR階の各階とし、測定位置は図-3の印で示す柱近傍の床板上とする。なお、地盤の測定は、建物の影響を受けないようになるべく建物から離れた位置とした。測定方向は、建物のX軸(EW)、Y軸(NS)およびZ軸(UD)に合わせた水平2成分、上下1成分とする。測定には、周期2秒程度までほぼ平坦な振動特性を持つ長周期速度計を用い、積分回路による変位測定とする。また、得られた波形は、15Hzのローパスフィルタを用いて雑振動を低減させた後、A/D変換を行い、サンプリング周波数200Hzで連続したデータを収録した。解析対象には、地盤からの入力条件をそろえるため、耐震補強前の地震前後および耐震補強後とも新幹線が本学部付近を複数回通過した際の記録の中から地盤の最大水平変位が同程度の40.96秒間をそれぞれ選定する。

4. 測定結果

4.1 絶対変位

表-5に耐震補強前の地震前後および耐震補強後における各測定点の最大変位を示す。地震前および耐震補強後では、NS方向およびEW方向の各測定点とも上層の階ほど最大変位が大きくなっている。しかし、地震後では、EW方向の測定点において、2階の最大変位が上

層の階より大きくなっている。また、地震前および耐震補強後は、NS方向に比べてEW方向の最大変位が大きくなっているのに対して、地震後では、NS方向に比べてEW方向の最大変位が小さくなっている。

表-6に耐震補強前の地震前後および耐震補強後における地盤に対する各測定点の最大変位倍率を示す。最大変位倍率は、測定点のEW方向がすべて最大であり、地震前で8.854倍、地震後で3.541倍、耐震補強後で4.927倍である。また、最大変位倍率の上下階の差が最も大きい階はすべて測定点のEW方向であり、地震前および耐震補強後では4～5階、地震後では1～2階である。

表-6 各最大変位倍率

測定成分	階	耐震補強前				耐震補強後	
		地震前		地震後		地震後	
NS	R階	4.073	3.896	2.541	2.686	3.751	2.569
	5階	3.453	3.489	2.303	2.631	3.121	2.160
	4階	2.574	2.962	1.926	2.241	2.491	1.964
	3階	2.027	2.502	1.601	2.032	2.247	1.749
	2階	1.362	1.891	1.336	1.504	1.897	1.416
	1階	0.970	1.332	1.129	1.124	1.423	1.380
EW	R階	7.954	8.854	3.337	3.541	4.798	4.927
	5階	7.060	7.213	3.176	3.078	4.472	4.278
	4階	5.146	5.428	2.330	2.438	3.593	3.638
	3階	3.372	4.229	1.773	2.172	2.835	3.159
	2階	2.461	2.444	2.660	1.723	2.479	2.378
	1階	1.606	1.710	1.192	1.246	1.660	1.749

4.2 相対変位

図-4に耐震補強前の地震前後および耐震補強後におけるR階の最大相対変位時刻を含む1秒間の相対変位軌跡を示す。地震前では、本館(測定点)と増築部(測定点)における振幅量および変位軌跡に差が見られ、NS方向の各階の振幅は測定点に比べて測定点の方が小さくなっている。これは本館と増築部がエキスパン

表-5 各最大変位(μm)

測定成分	階	耐震補強前						耐震補強後		
		地震前			地震後			地震後		
				(地盤)			(地盤)			(地盤)
NS	R階	4.321	4.134	1.061	3.123	3.301	1.229	3.376	2.312	0.900
	5階	3.664	3.702		2.830	3.233		2.809	1.944	
	4階	2.731	3.143		2.367	2.754		2.242	1.768	
	3階	2.151	2.655		1.968	2.497		2.022	1.574	
	2階	1.445	2.006		1.642	1.849		1.707	1.274	
	1階	1.029	1.413		1.388	1.381		1.281	1.242	
EW	R階	5.727	6.375	0.720	2.750	2.918	0.824	3.656	3.754	0.762
	5階	5.083	5.193		2.617	2.536		3.408	3.260	
	4階	3.705	3.908		1.920	2.009		2.738	2.772	
	3階	2.428	3.045		1.461	1.790		2.160	2.407	
	2階	1.772	1.760		2.192	1.420		1.889	1.812	
	1階	1.156	1.231		0.982	1.027		1.265	1.333	

ションジョイントにより接続されているため、それぞれの建物が独立した動きをしたためと推測される。また、EW 方向では、測定点 が上層の階ほど振幅が大きくなっているのに対して、測定点 は5階とR階の振幅の差が小さくなっている。地震後では、変位軌跡が地震前と異なり、両建物とも全体的に、北東-南西を軸にした変形をしている。しかし、測定点 の2階のみ東西を軸にした変形をし、さらに、R階と同程度の振幅となっていることから、ねじれるような変形をしていると思われる。これは、1～3階の柱のひび割れや2階のエキスパンションジョイント部分の損傷が多かったことから推定さ

れる。耐震補強後では、測定点 および測定点 とも上層の階ほど振幅が大きくなっており、地震後の測定点 で見られた、上層の階より大きかった2階の振幅が、小さくなったことから、耐震補強による効果が現れたと推測される。また、測定点 に比べて測定点 の方が全体的に楕円を描くような軌跡をしており、耐震補強により2棟一体にしたことで、偏心によるねじれが生じたものと推測される。

4.3 周期特性

耐震補強前の地震前後および耐震補強後における建物の周期特性を検討するため、地震前後および耐震補強後

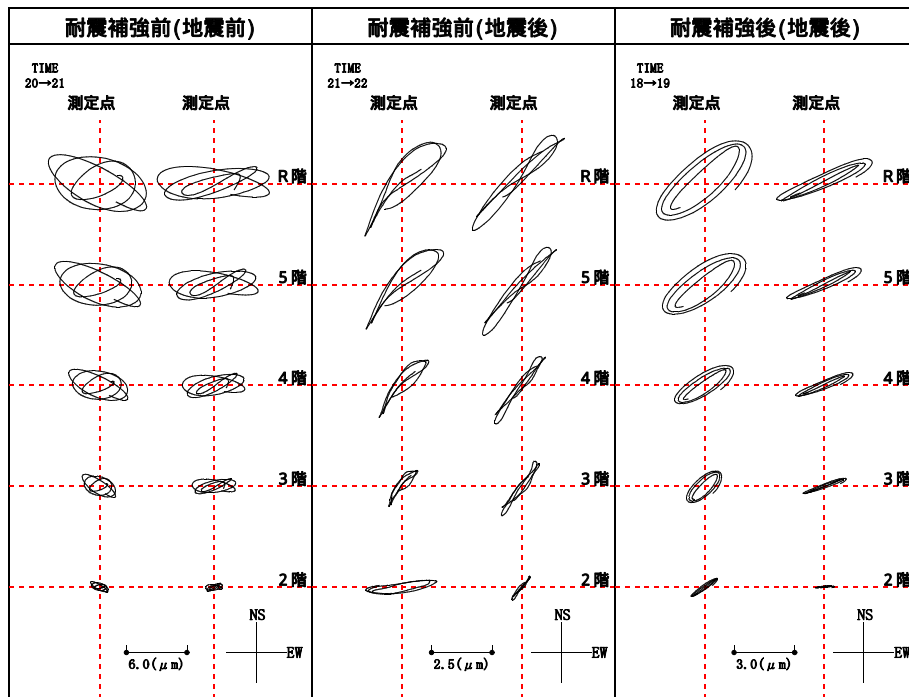


図 - 4 各階の相対変位軌跡

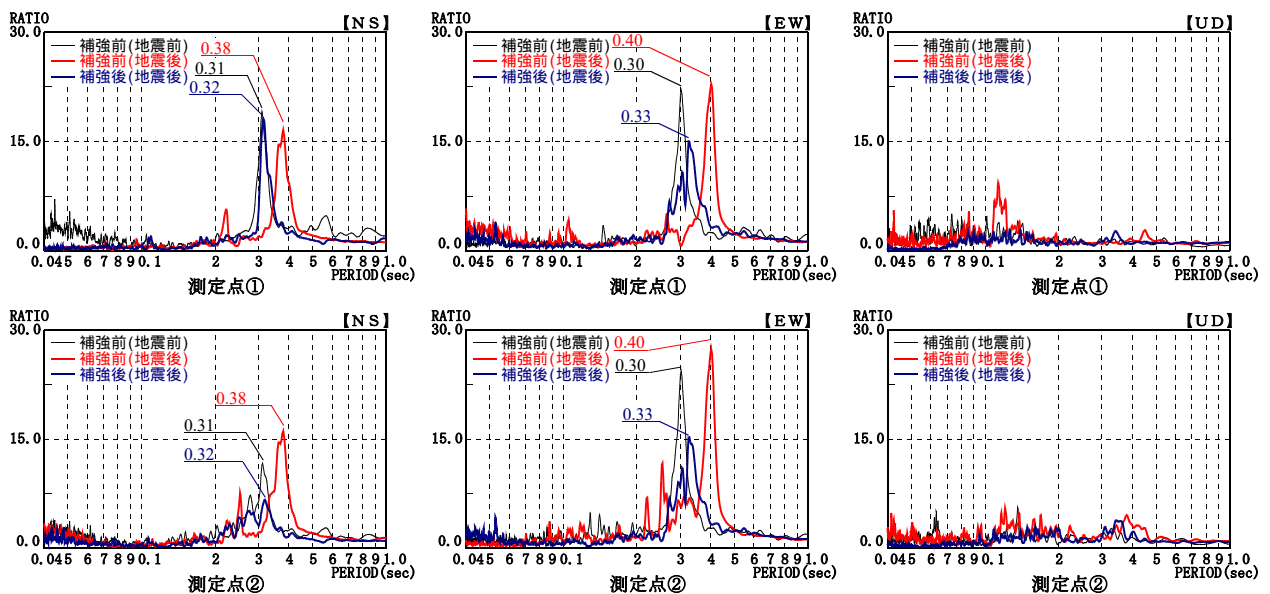


図 - 5 フーリエスペクトル比 (R階/地盤)

の各測定点の絶対変位波形よりフーリエスペクトルを求め、さらに各測定点のフーリエスペクトルから地盤に対する各階のフーリエスペクトル比を求める。なお、ピークの判別を行いやすくするため、バンド幅 0.1Hz の Parzen ウィンドウを用いて移動平均する。

図 - 5に耐震補強前の地震前後および耐震補強後における地盤に対するR階のフーリエスペクトル比を示す。地震前では、測定点 および測定点 と明確なピークが1つ見られ、卓越周期は、NS 方向で 0.31 秒近傍、EW 方向で 0.30 秒近傍である。しかし、地震後では、測定点 および測定点 とピークが2つ以上見られ、最も卓越した周期は NS 方向で 0.38 秒近傍、EW 方向で 0.40 秒近傍である。耐震補強後では、測定点 の EW 方向および測定点 においてピークが2つ以上見られ、最も卓越した周期は NS 方向で 0.32 秒近傍、EW 方向で 0.33 秒近傍である。また、卓越周期は、地震前に比べて地震後の方が、NS 方向で約 0.07 秒、EW 方向で約 0.10 秒程度の長周期化をしており、建物の剛性が低下したものと推測される。しかし、耐震補強後では、地震後より NS 方向で約 0.06 秒、EW 方向で約 0.07 秒程度の短周期化をしており、地震前よりは長周期であったが、建物の剛性が高くなっているものと推測される。UD 方向では、

地震前後および耐震補強後の測定点 および測定点 において、明確なピークが見られない。

4.4 振動モード

図 - 6に耐震補強前の地震前後および耐震補強後のフーリエスペクトル比から得られた卓越周期における振動モードを示す。測定点 では、地震前後および耐震補強後の振動モードは1次振動系であるが、中間階における振動性状に違いが見られ、地震前および耐震補強後の NS-UD 方向が上層の階ほど振幅が大きくなっているのに対して、地震後はややS字型に変形するモードである。EW-UD 方向では、地震前が上層の階ほど振幅が大きくなっているのに対して、地震後は大きくS字型に変形し、耐震補強後はややS字型に変形するモードである。測定点 においても測定点 と同様であり、地震前後および耐震補強後の変形モードは1次振動系であるが、中間階における振動性状に違いが見られ、地震前の NS-UD 方向が上層の階ほど振幅が大きくなっているのに対して、地震後および耐震補強後はS字型に変形するモードである。EW-UD 方向では、地震前後および耐震補強後ともS字型の変形をしているが、地震前および耐震補強後に比べて地震後の方がS字型の変形が大きくなっている。

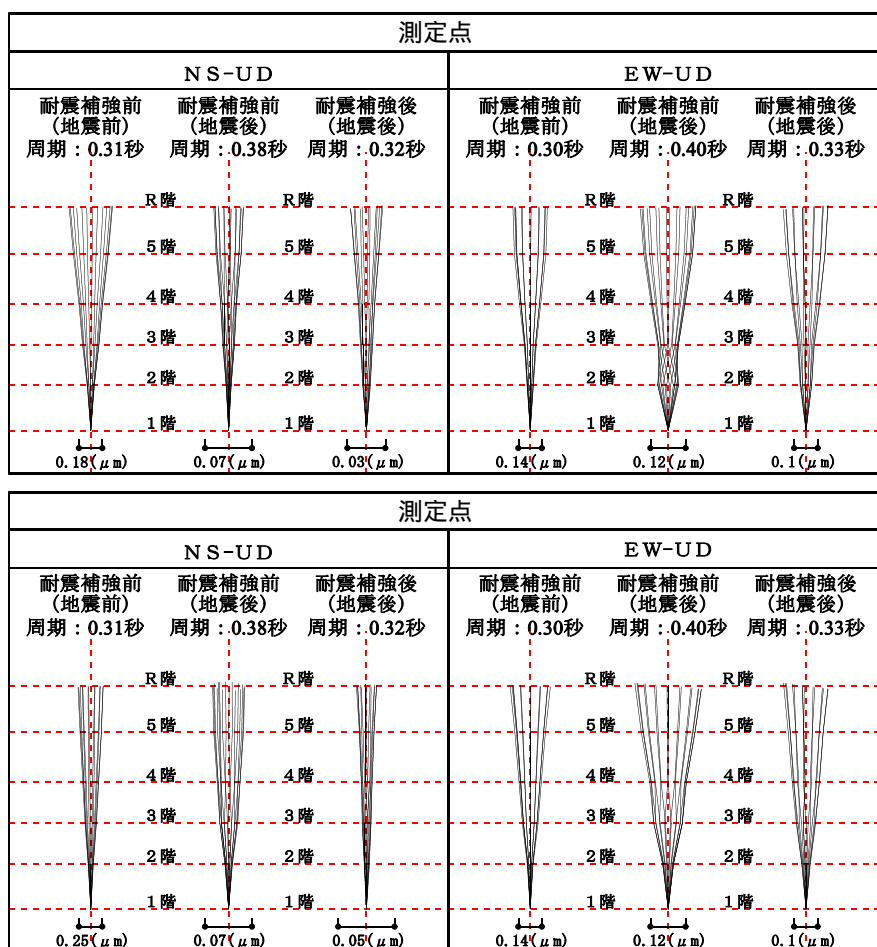


図 - 6 卓越周期における振動モード

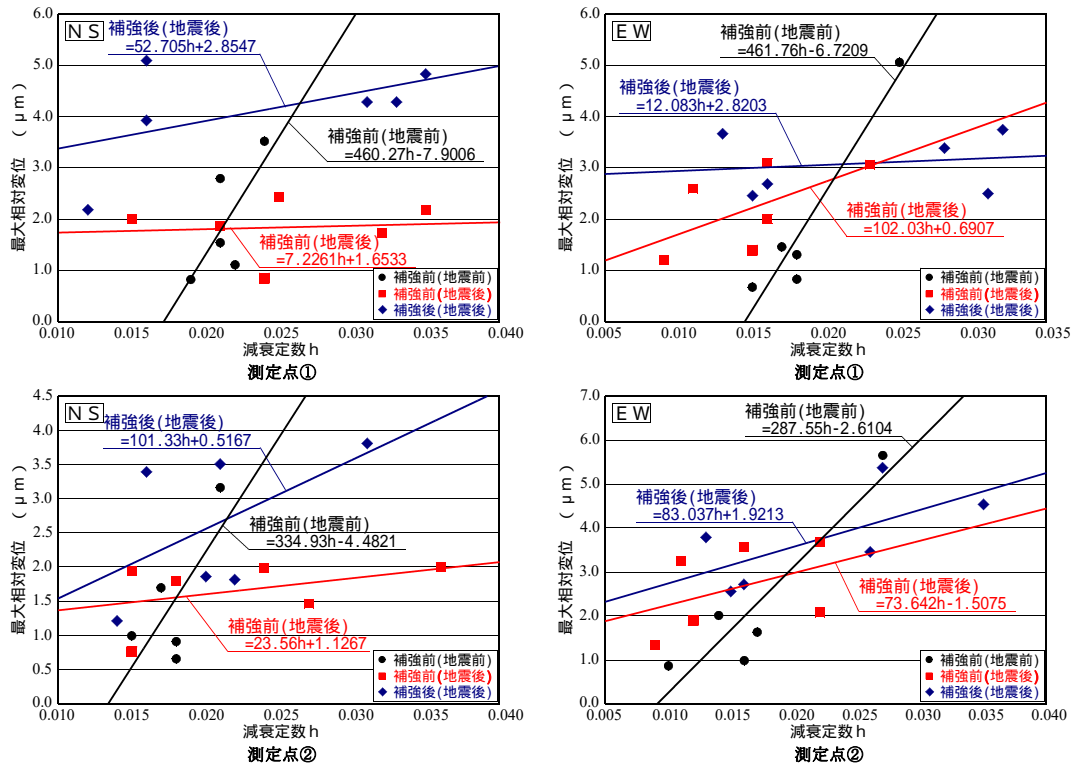


図 - 7 減衰定数と最大相対変位

4.5 減衰定数

耐震補強前の地震前後および耐震補強後における減衰定数と建物振幅の関係を検討するため、R階の最大相対変位が異なる数カ所のデータを切り出し、RD法⁵⁾を用いて減衰定数を算出した。

図-7に耐震補強前の地震前後および耐震補強後の測定点および測定点における減衰定数と最大相対変位の関係を示す。減衰定数は、地震前で0.010～0.027、地震後で0.009～0.036、耐震補強後で0.012～0.035の範囲となっている。測定点および測定点とも地震後および耐震補強後で減衰定数にばらつきが見られるが、地震前後および耐震補強後とも建物の最大相対変位が大きくなると、減衰定数も大きくなっており、減衰定数の振幅依存性が確認できる。また、最大相対変位の変化量に対する減衰定数の変化は、地震前に比べて地震後の方が大きくなっている。耐震補強後の最大相対変位の変化量に対する減衰定数の変化は、地震後に比べて小さくなる傾向が見られたが、地震前ほど小さくはなっていない。

5. 結論

耐震補強前の地震前後および耐震補強後の常時微動測定結果より得られた結論を以下に示す。

- 1) 耐震補強後では、2棟一体の建物になったことで、偏心によるねじれが生じた。
- 2) 耐震補強後の卓越周期は、本館および増築部とも

地震前よりやや長周期であるが、地震後より短周期化しており、建物の剛性が高くなった。

3) 地震前後の振動モードは、建物の損傷により異なる振動モードが見られたが、耐震補強により地震前の振動モードに近づく傾向が見られた。

4) 減衰定数は、地震前後および耐震補強後とも、建物の振幅による依存が確認できた。また、最大相対変位の変化量に対する減衰定数の変化は、地震後が最も大きく、耐震補強によりやや改善される傾向にある。

参考文献

- 1) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書、第編学校建築、1997.3
- 2) 建築研究振興協会：常時微動測定による既存建築物の耐震改修効果確認法指針(案)・同解説、1997.3
- 3) 日本建築防災協会：再使用の可能性を判定し、復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、2005.12
- 4) 日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説、2001.10
- 5) 田村幸雄、佐々木淳、塚越治夫：RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価、日本建築学会構造系論文報告集、第454号、pp.29-38、1993.12