

## 観測データに基づいた耐震補強の有効性に関する実証的研究 —京都大学宇治地区研究所本館を対象に—

宝音 図\*・松島 信一・川瀬 博

\* 京都大学大学院工学研究科

### 要 旨

耐震改修工事を実施した京都大学宇治地区研究所本館を対象に、耐震補強工事前後に微動観測を行い、その観測データに基づき工事前後の振動特性を抽出して比較を行った。抽出した振動特性と改修図面の情報から建物の振動解析モデルを構築し、京都大学宇治キャンパスの東縁に存在する黄檗断層系の地震による想定強震動を入力し、非線応答解析を行った。耐震補強工事前後の振動解析モデルによる応答を比較することにより、耐震補強の有効性を検証した。その結果、耐震改修前に比べ耐震改修後の共振振動数は低いかほぼ等しくなった。得られた振動解析モデルに黄檗断層系による想定強震動を入力し、非線応答解析を実施した。耐震改修の有効性を検討したところ、階ごとの応答が大きくなった場合と小さくなった場合があり、耐震補強効果が明確に出ていないが、大破壊クライテリオンである最大変形角 $1/30\text{rad}$ を超えないことがわかった。

**キーワード:** 微動観測, 耐震補強, 振動解析モデル, 耐震性評価, 共振振動数

### 1. はじめに

近い将来予想される地震に対する建物被害を軽減するためには、建物に作用する地震動特性と実建物の耐震性能の両者の把握が重要であるが、特に、建築基準法では、1981年以前に建設された構造物はそれ以後の構造物に比べ耐震性能が低いとされ、現在その耐震診断およびそれに従った耐震補強・耐震改修が推奨されている。しかし、実際の耐震補強・耐震改修がどの程度有効であるかについて観測データに基づいて定量的な検討はほとんどなされていない。これは耐震補強の精神が「新耐震設計法なみに性能を向上させる」という経験主義に基づいたものだからである。

そこで本研究では京都大学宇治地区研究所本館の耐震補強工事前後に微動観測を行い、その観測データに基づき工事前後の振動特性を抽出して比較を行った。抽出した振動特性と改修図面の情報から建物の振動解析モデルを構築し、京都大学宇治キャンパスの東縁に存在する黄檗断層系の地震による想定強震動（香川ら、2007）を入力し、非線応答解析を行

った。最後に、耐震補強工事前後の振動解析モデルによる応答を比較することにより、耐震補強の有効性について検討した。以下にその報告をする。

### 2. 対象建物及び耐震補強概要

対象建物の概要及び写真をTable 1およびPhoto 1に示す。宇治地区研究棟本館は南東(M棟)、北棟(N棟)、東棟(E棟)、西棟(W棟)および増築棟からなり、エキスパンションジョイントで縁がつながった鉄骨造5階建ての建物である。Fig. 1にはその2階平面図を示す。本論の対象となる建物である本館の東棟(E棟)は耐震改修前は中央棟(M棟)および北棟(N棟)と接続していた。また、増築棟両側に1階ピロティが二ヶ所ある。

第2次国立大学等施設緊急整備5ヶ年計画内に耐震化率93%、2015年には耐震化率98%を達成することが目標とされる中で、京都大学においても2006年より耐震化計画が進められている（京都大学、2009）。宇治地区研究所本館は要耐震補強と判定され、2007年夏から耐震・機能改修工事が開始された。京都大

Table 1 Summary of the object building

対象建物	学校名	京都大学 宇治地区研究所本館E棟
	建物区分	校舎
	所在地	宇治市五々庄京都大学宇治構内
設計者	用途	研究施設
	名称	不明
	住所	不明
施工者	設計年月日	昭和 41年
	名称	不明
	住所	不明
建物規模	竣工年月日	昭和 45年
	延べ床面積	6105㎡、平面面積(131.25*9.75㎡)
	階数(PH)	地上5階(0)
	診断対象面積	6105㎡
	原設計用途	研究施設
設計図書等の有無	現状用途	研究施設
	意匠図、構造図	あり
被災の有無・程度等	改修歴	構造上特に問題になるような障害は発生していない
	改修歴	構造上の改修なし
その他	鉄骨造地上5階建て	
	X方向：ラーメン架構 Y方向：ラーメン架構	



Photo 1 The object building before the reinforcement (Uji campus main research building, east building)

宇治地区研究所本館の初期竣工部は建築基準法で設計されていない。また、その後の増築部分は、新耐震設計基準には準拠していない建物である。

本研究で検討した対象建物の本館東棟(E棟)の診

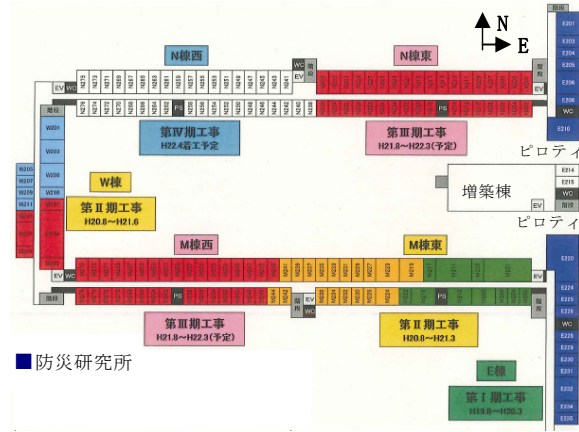


Fig. 1 Uji campus main research building (The plan of second floor)

断結果及び補強計画をTable 2に示す。耐震診断では、鋼材の錆状況については進行しておらず問題ないと診断されたが、長辺方向(X)は純ラーメン架構で全階で耐力が不足し、短辺方向(Y)は全階qi値が不足していると診断された。1階の剛性が小さいため1階にはブレースによる強度型の補強が必要という診断になった。目標耐震性能はIs値(建物の強度や粘りに加え、その形状や経年状況を考慮した耐震指標)0.7以上、qi値(保有水平耐力:建物が地震による水平方向の力に対して対応する強さ)は1.0以上とされ、建物の使用機能を極力害わないで建物の耐力を増強するために、柱や逆V字形鉄骨ブレースを設け耐力の向上が計られている。ブレースの配置は長辺方向(X)両通りの1階~5階の適所に、短辺方向(Y)の1階には9ヶ所にFig. 2に示すように設置された。柱の配置は短辺方向(Y)の2階~4階には9ヶ所、5階には4ヶ所設置された。また建物の耐震強度を高める工事のほかに、鉄骨柱の耐火性能を向上させるために壁・天井を除

Table 2 Quakeproof diagnosis and quakeproof plan summary of the object building

	補強前				補強後				柱増設	ブレース増設
	Isx	qSt*	Isy	qSt*	Isx	qSt*	Isy	qSt*		
5F	0.325	0.521	0.710	0.861	0.814	1.356	0.844	1.350	4	4
4F	0.325	0.521	0.712	0.863	0.814	1.356	0.844	1.350	9	8
3F	0.325	0.521	0.712	0.863	0.814	1.356	0.844	1.350	9	12
2F	0.325	0.521	0.864	0.864	0.814	1.356	0.844	1.350	9	12
1F	0.390	0.521	0.648	0.864	0.814	1.356	0.810	1.350		21
最小値	0.325	0.521	0.648	0.863	0.814	1.356	0.810	1.350	31	57

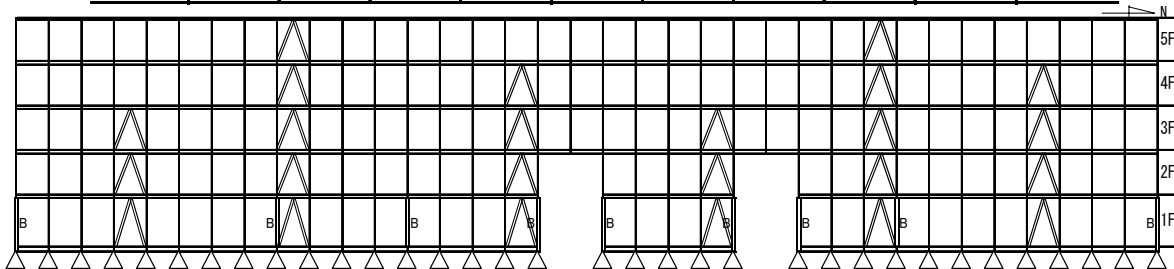


Fig.2 Position of the brace on the east side of east building

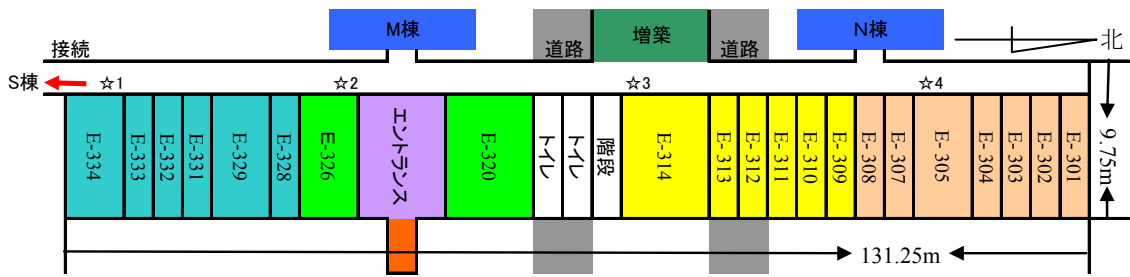


Fig. 3 Uji campus main research building (The plan of the third floor of east building)

去して柱の表面被覆工事も行われている。

補強方法として、長辺方向(X)は全階に鉄骨ブレースで補強することにより、不足していた耐震性能は目標値を上回るように、短辺方向(Y)は1階にブレースを9ヶ所設け、層間変形角を小さくし、2~5階には間仕切り壁内に収まる柱を増設し、建物耐力の向上を計ることを目標とされている。

### 3. 微動観測及び解析

構造物は耐震診断で補強が必要となった場合には、補強の前と後で、微動観測により構造物の揺れを観測して、補強前後の共振周期の変化により補強効果を確認できることが期待される。耐震補強工事を実施した宇治地区研究所本館のE棟を対象に、耐震改修の影響が振動特性にどのように現れるかについて把握するため、耐震補強工事前後に微動観測を行った。耐震補強前の微動観測は2007年7月から8月かけて観測した大塚ら(2008)による観測データを利用する。耐震改修後は2009年4月20日に耐震補強前の大塚らによる観測に合わせ、同じ観測点で1階から5階で微動計を置いて12分間同時計測した(宝音図, 2009)。Fig. 3には耐震改修後の東棟(E棟)3階の平面図及び微動観測した地点(☆)を示す。時刻校正はGPS時刻信号によって行い、各観測地点の同時核性を確保した。☆1~☆4観測地点を盛り替えて、建物の南側から北側において4セット計測を行った。Photo 2には



Photo 2 An example of microtremor measurement site

補強後計測中の微動計の設置例を示す。Fig.4には5階と1階で観測されたUD, NS, EW方向の微動の加速度波形の例を示す。

本研究で用いたデータ解析法を以下に示す。まず、微動観測から得られたデータを50%オーバーラップさせ40.96秒の小区間に切り出した。そしてそのフーリエスペクトルおよび1階に対する2~5階のフーリエスペクトル比を求め、アンサンブル平均値を計算した。次にそのフーリエスペクトル比の1次ピークから、建物の短辺方向(Y)や長辺方向(X)の共振振動数をそれぞれ読み取った。この際、ピークが明瞭でない場合には、位相が0°付近から180°近くまで急激に変化する振動帯域の中で90°付近の振動数であることや、コヒーレンスの急激に低下する振動数であることも振動数判定の補助情報とした。

### 4. 微動観測による解析結果

耐震補強工事前後での振動特性の抽出にあたっては、1階に対する2階~5階のフーリエスペクトル比の1次ピークから読み取った共振振動数を求めることにより推定した。数式(1)と(2)に示す通り、共振振動数は建物の質量と剛性から決まる最も基本的な動特

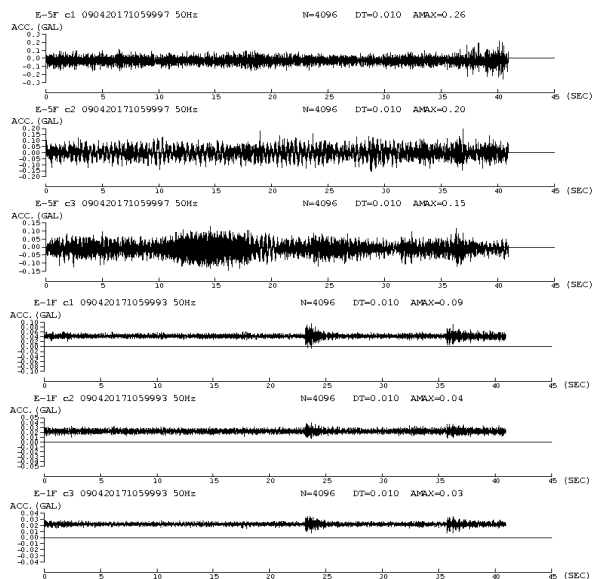


Fig. 4 An example of microtremor accelerograms (Top figure; 5<sup>th</sup> floor, bottom figure; 1<sup>st</sup> floor)

性であり、もし、同じ階数で、質量が同じなら共振振動数の2乗は建物の剛性に比例し、さらに単純に考えて最大耐力に対応する限界変位が一定なら剛性は建物耐力に比例するので、ここで耐震補強前後の微動観測から得られた共振振動数による振動特性を比較することにより、その耐震補強前後の建物耐力の変化について把握することができるといえる。

$$f = \omega/2\pi = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1)$$

$$k = (2\pi)^2 mf^2 \quad (2)$$

$f$  : 振動数,  $k$  : 剛性,  $m$  : 質量

微動観測された☆3地点の5階と1階での補強後のフーリエスペクトル及びフーリエスペクトル比の1例をFig. 5に示す。これらのスペクトル比より読み取った建物の共振振動数をTable 3に示す。短辺方向(Y)は東西方向、長辺方向(X)は南北方向を表す。また、大塚らの解析した補強前、補強中の各地点の1次固有振動数も示す(一は欠測を意味する)。ただし、大塚らは建物の階ごとに観測した加速度波形のフーリエスペクトルの垂直方向と水平方向の比の1次ピークから建物の共振振動数を求めているという点が我々の解析とは異なっている。耐震診断解析モデルの補強前の短辺(Y)、長辺方向(X)の1次固有振動数と補強後の短辺(Y)、長辺方向(X)の1次固有振動数も示す。微動による共振振動数が耐震診断解析モデルの振動数よりも高い振動数を示している。これは、微動の振幅と設計時に通常想定している強震、強風時とは振幅レベルに隔たりがあることが挙げられる。さらに、内装材、間仕切など2次部材による影響が考えられる。

補強前の短辺方向(Y)の観測地点ごとの共振振動数が異なったが長辺方向(X)は明確な差がない。補強前の東棟(E棟)は中央棟(M棟)と北棟(N棟)と縁がなっていたので、E棟の平均共振振動数はその影響を受けていたと推測される。短辺方向(Y)の共振振動数は耐震補強前より下がったが観測点ごとの値はよく一致したことが分かる。これは縁を切り離れた影響と推測される。大塚らの結果では耐震改修中も下がっていることはこのことを示唆している。長辺方

向(X)の共振振動数は☆1~☆3観測地点では耐震補強前後で近い値が観測され、☆4観測地点以外の点では耐震補強前より振動数が上がった。これは耐震診断解析モデルで補強後の長辺方向の1次固有振動数が上がっている結果と一致する。これより、数式(2)を基に微動観測による長辺方向の耐震補強前後の振動特性の比較から、耐震補強工事後の建物の耐力が強くなったといえる。

## 5. 振動解析モデルを構築及び耐震性評価

構造物に作用する地震力に対応した変形を知るために地震応答解析を行う必要がある。耐震改修図面から階高さ、設計層せん断力と重量を拾い出し、詳細応答解析モデルを構築した(長戸, 2001, 2002)。観測された共振振動数を再現できるように、建物剛性を推定し、得られた振動解析モデルの復元力特性を設定した。黄槩断層系における想定強震動(香川ら, 2007)を入力し、非線応答解析を実施して、耐震補強を施さなかった場合の層間変形角の応答と比

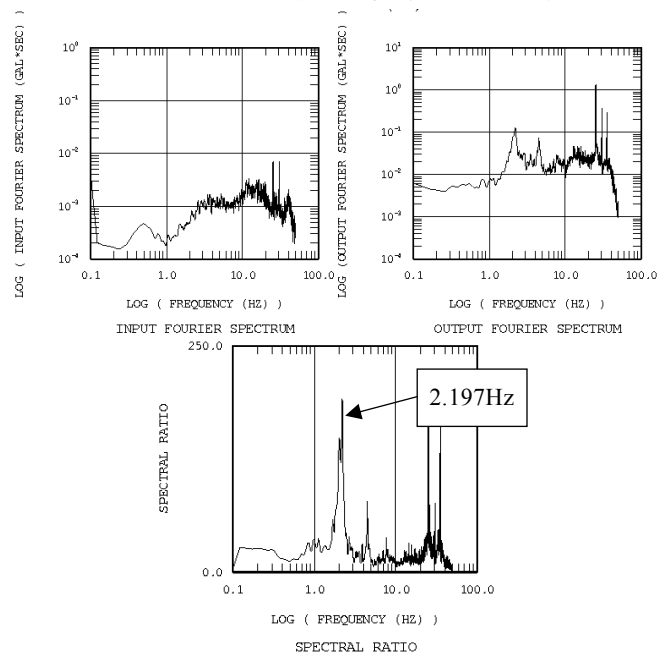


Fig. 5 Fourier spectrum and spectrum ratio  
(Top figure; Fourier spectrum of 1<sup>st</sup> floor on left and 5<sup>th</sup> floor on right.

Bottom figure; spectral ratio between 5<sup>th</sup> and 1<sup>st</sup> floor)

Table 3 Resonance frequency of object building derived from microtremor measurements and the first natural frequency from quakeproof diagnosis

建物	計測回数	耐震工事前		耐震工事後		工事前 <sup>1)</sup>	工事中 <sup>1)</sup>	耐震診断解析モデル	
		Y 方向	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向	Y 方向	現状(Y, X)	補強後(Y, X)
E棟	☆1	2.527	2.528	2.206	2.595	2.540	—	Y = 1.908	Y = 1.908
	☆2	2.532	2.530	2.193	2.590	2.540	—		
	☆3	2.816	2.528	2.197	2.575	2.830	—	X = 1.908	X = 1.949
	☆4	2.900	2.601	2.201	2.571	2.930	2.740		

【単位:Hz】

較することにより、耐震補強の効果を検証した。

振動解析モデルを構築においては、補強前と後で、観測を行った4ヶ所の中で振動数の一番低かった点の共振振動数を再現できるような多質点せん断系モデルを構築した。階ごとの剛性は改修図面から拾い出した階ごとの層せん断力とその1階の層せん断力の比を取り、そしてその比と1階の剛性（仮剛性）を掛けて初期標準モデルにおけるその階の剛性とした。観測した振動数を再現できるまで、繰り返して解析を行い、解析モデルの各階の剛性を設定した。減衰は瞬間剛性比例型で、減衰定数は3%とする。振動解析モデルの重量、階高、剛性、一次共振振動数の逆数になる一次共振周期をTable 4に示す。補強後の解析モデルでの重量が5階のみに76%まで減ったことがわかる、ほかの階はあまりに減っていない（1階では94%）。階数ごとの剛性においては補強後がすべて低くなっている。短辺方向の5階では59%まで下が

ったことがわかる、剛性の一番大きい1階でも66%しかない、長辺方向の5階では83%まで低くなったことがわかる。このように階数ごとに補強前より剛性が低くなった応答解析モデルで、その微動観測で得られた1次共振周期（振動数の逆数）が再現できた。そのほかのモデルパラメーターと解析については長戸・川瀬建物群モデル（長戸、2002）に参考した。

香川ら（2007）は京都盆地南東部に位置する黄檗断層近傍の強震動評価を行っている。本研究では、その想定強震動を応答解析の入力地震動として用いる。Fig. 6に宇治地区研究所本館位置におけるメッシュで予測された結果を示す（2通りの断層破壊シナリオによる波形）。その最大水平加速度は、CASE1で約1,500galとなった。これを入力したときの各層の最大加速度応答分布をFig. 7に、最大層間変形角応答分布をFig. 8に、また、解析モデルの最大層間変形角を示した5層の層間変形角時刻歴応答をFig. 9に示す。

Table 4 Model parameters of object buildings before and after seismic reinforcement  
(weight, story height, stiffness, and first predominant period)

補強 方向	補強前				補強後			
	長辺方向				長辺方向			
階数	重量(tf)	高さ[cm]	剛性[tf/cm]	1次周期(S)	重量(tf)	高さ[cm]	剛性[tf/cm]	1次周期(S)
5	1618.88	330	2277.90	0.396	1230.11	330	1899.51	0.389
4	1092.12	330	3240.66		1046.11	330	2909.28	
3	1093.22	330	4010.40		1030.43	330	3694.32	
2	1123.95	330	4624.99		1059.14	330	4317.09	
1	1126.43	405	5073.29		1055.83	405	4765.81	
階数	短辺方向				短辺方向			
5	1618.88	330	2205.47	0.396	1230.33	330	1311.35	0.456
4	1092.12	330	3144.29		1046.46	330	2006.55	
3	1093.22	330	3894.68		1030.94	330	2546.04	
2	1123.95	330	4494.50		1060.42	330	2973.07	
1	1126.43	405	4932.19		1057.74	405	3279.36	

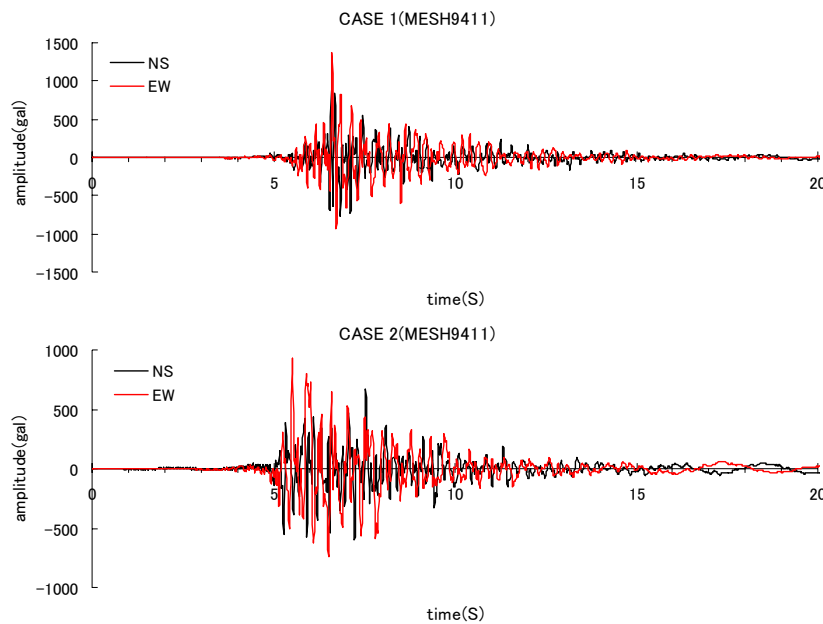


Fig. 6 Acceleration waveform of strong motion predicted by Kagawa et al. (2007)

Fig. 7の最大加速度分布の補強前においてはどのモデルも最上階で2,500gal程度の加速度を生じていることがわかる。補強後においては短辺方向のモデルでは1,800galまで抑えられたが長辺方向のモデルの4階では補強前と同じ程度の加速度が生じることがわかった。Fig. 8の最大層間変形角分布においてどのモデルにおいても5階の応答が大きいことがわかる。短辺方向のモデルにおいては補強後の最大層間変形角は補強前より大きくなったが、これは短辺方向の共振振動数が補強前よりも低下し、初期剛性が耐力に比例するという仮定の元では補強後のモデル

の方が弱くなってしまいが、それでも大破壊クライテリオンである最大層間変形角1/30radを超えていないことがわかった。長辺方向のモデルにおいては補強後の最大層間変形角は補強前より小さくなったことがわかる。最大加速度が比較的小さくなるNS方向の強震動を入力した応答解析では最大層間変形角がその解析モデルの1次共振周期の比例結果を表せた。EW方向の強震動を入力した応答解析では階数ごとの最大層間変形角のバラつきのあることがわかる。Fig. 9の最大応答を示している5層の層間変形角時刻歴応答においては、短辺方向の補強前・補強後で有

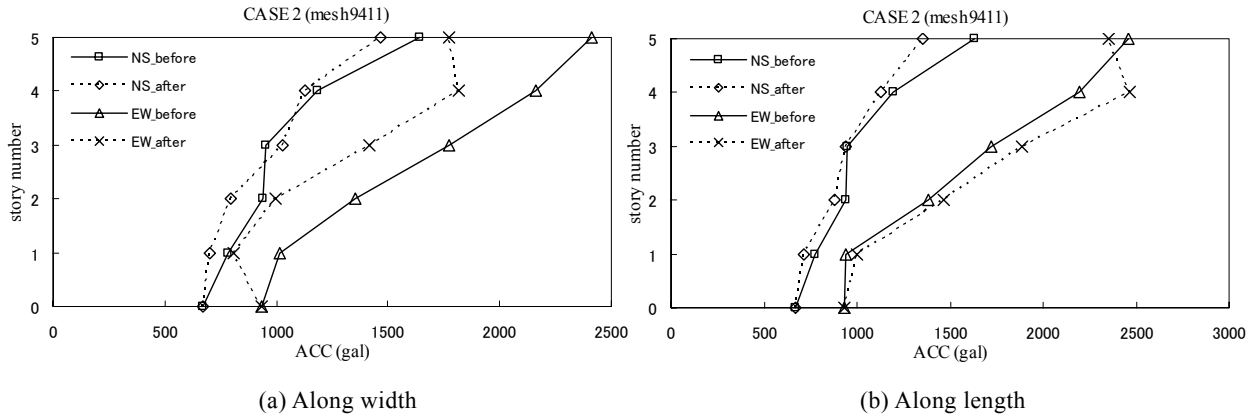


Fig. 7 Maximum acceleration response distribution of each floor

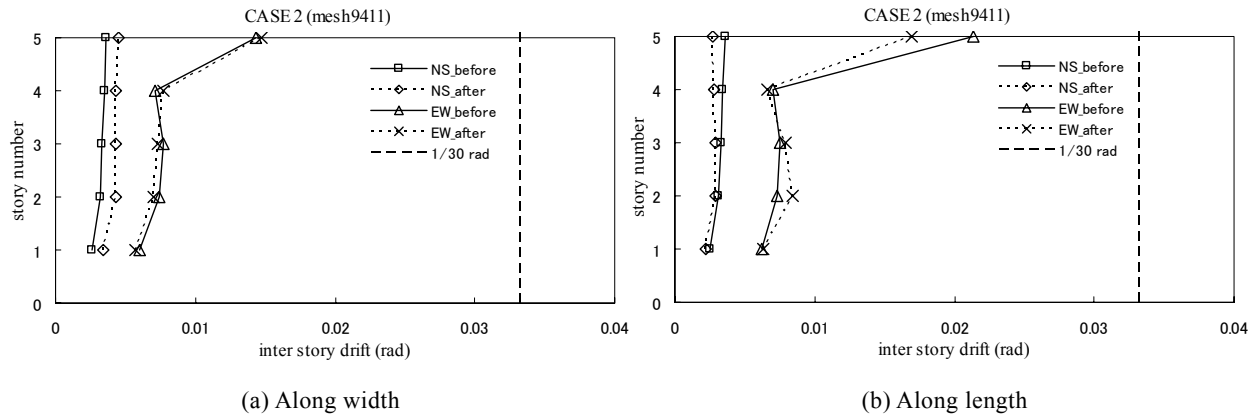


Fig. 8 Maximum inter story drift angle distributions of building models that occupy the largest number of buildings

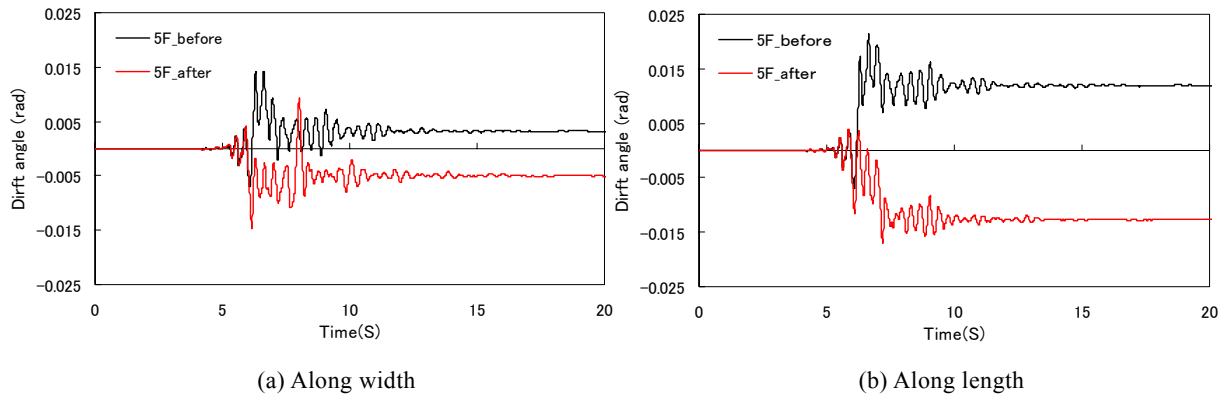


Fig. 9 Time histories of drift angle of the 5<sup>th</sup> floor of models before and after seismic retrofitting, which occupy the largest number of buildings

意な差は見られない。ピークを示した最大変形角より小さいところに残留変形が生じているが補強後の残留変形が補強前より大きくなっていることがわかる。長辺方向の補強後においては最大層間変形角時刻歴応答が補強前より小さい。ピークを示した最大変形角に近い残留変形が生じ、補強前後に有意な差は見られないが短辺方向モデルの残留変形角より大きいことがわかった。

## 6. まとめと今後の展望

耐震改修工事を実施した宇治地区本館東棟(E棟)を対象に、耐震補強工事前後に微動観測を行い、その工事前後の振動特性を抽出して比較を行った。実測データと改修図面から構造物の振動解析モデルを構築し、京都大学宇治地区の東縁に存在する黄檗断層系の地震による想定強震動を入力し、非線応答解析を行った。耐震補強工事前後の振動解析モデルによる応答を比較することにより、耐震補強の有効性を検証した。また、ヘルスマニタリングシステムを構築したことにより、今回の構築した応答解析モデルの適用性を確認する。今後の研究棟の構造物特性の経時変動を把握することができ、大地震時にはその健全性の診断に有効活用できるといえる。その結果は以下のとおりである。

- 1) 耐震改修前の建物は、共振振動数(特に短辺方向)が観測点で異なった。耐震改修後の建物は、観測点ごとの同じ方向の共振振動数はよく一致した。これは他の建物との剛接合による影響であると考えられる(改修後では、エキスパンションジョイントで切り離した)。
- 2) 微動計測による耐震改修前後の共振振動数の比較では、耐震改修後の振動数は耐震改修前より低いかほぼ等しいということが分かった。
- 3) 微動計測による共振振動数を再現できるように、建物剛性を推定し、得られた振動解析モデルに黄檗断層系による想定強震動を入力し、非線応答解析を実施した。耐震改修の有効性を検討したところ、耐震改修後のモデルでは階ごとの応答が大きくなった場合と小さくなった場合があり、耐震補強効果が明確に出ていないが、どのモデルでも5階より下は応答が小さいことが分かった。
- 4) 耐震補強前後の解析モデルについて各層の最大加速度応答分布、層間変形角分布、時刻歴層間変形角を示し、大破壊クライテリオンである最大変形角 $1/30\text{rad}$ を超えないことがわかった。また、短辺方向は長辺方向より耐力があることがわかった。

- 5) 京都大学宇治キャンパス本館は、改修をしてもしなくても、その東側を走っている黄檗断層系における想定地震程度のレベルの地震動では大被害が生じないものと推定された。

微動観測による建物の振動特性を抽出することと並行して、建物の振動特性の経時変化を把握することを目的として、常時地震観測ネットワークの構築を試験的に行っている。データを蓄積することにより、今回構築した応答解析モデルの適用性を確認でき、また今後の宇治地区研究所本館の建物特性の経時変動を把握する。また、同時に、IT強震計と緊急震速報を併用した情報提供システムを開発すると、実験室など危害施設の安全確保に役立つような震災軽減に貢献できることも期待される。

## 謝 辞

耐震補強前のE棟の微動観測データは大塚らにより観測されたデータを使わせていただきました。また、香川らの想定強震動の波形データをご提供いただきました。さらに、研究室の学生の皆さんに微動観測にご協力を頂きました。ここに記して深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 大塚健太・永島弘士・藤原覚太(2008):耐震改修建物の振動特性変化の観測とその評価, キャップストーン&自主企画プロジェクト成果報告会.
- 香川敬生・大西良広・岩田知孝・澤田純男(2007):黄檗断層近傍の強震動評価, 日本地震学会2007年秋季大会.
- 京都大学(2009):京都大学施設の耐震性能(改訂版). 宝音図・川瀬博・那仁満都拉(2009):地域別の建物振動特性を考慮した被害予測モデル構築手法の提案, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No.642, pp. 1433-1441.
- 今岡克也・清家規・大西貴史・多賀直恒(1996):微動計測に基づく表層地盤を考慮した建物の地震応答評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第490号, pp. 101-110.
- 長戸健一郎・川瀬博(2001):建物被害データと再現強震動によるRC造建物群の被害予測モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第544号, pp. 31-37.
- 長戸健一郎・川瀬博(2002):鉄骨造建物群の被害予測モデルの構築, 日本建築学会構造系論文集, 第559号, pp. 101-106.
- 長戸健一郎・川瀬博(2002):強震動特性と構造物

の被害, 月刊 地球/号外NO.37, pp. 203-211.  
松島信一・川瀬博 (2000) : 1995年兵庫県南部地震の複数アスペリティモデルの提案とそれによる強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, No.534, pp. 33-40.  
包 那仁満都拉・川瀬博 (2004) : 常時微動計測に基づく中低層RC造建物の振動特性とその耐震性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第577号, pp. 29-36.  
八木茂治・飛田潤・福和伸夫 (2000) : 常時微動計測による低層RC造建物の伝達関数に地盤・建物動

的相互作用が及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第529号, pp. 435-444.  
大場新太郎 (1978) : 常時微動測定による中高層住宅の振動特性, 日本地震工学シンポジウム, pp. 1153-1159.  
IT強震計研究会 (2007) : 東京大学地震研究所  
鷹野澄・池田泰久 (2007) : 建物用IT強震計で見た耐震補強前後の2号館の地震特応答の変化, 第854回, 地震研究所談話会.

## **A Corroborative Study on the Effectiveness of Seismic Retrofit Based on Observation Data -- Using The Main Research Building in Kyoto University Uji Campus --**

Baoyintu\*, Shinichi MATSUSHIMA, and Hiroshi KAWASE

\* Graduate School of Engineering, Kyoto University

### **Synopsis**

In order to verify the effect of seismic reinforcement to buildings quantitatively, we observed microtremors of the main building of Uji campus before and after the reinforcement and compared the dynamic characteristics derived from of microtremors. We picked up the mass of from design plan and constructed a numerical model of the building by estimating the stiffness of the building to fit the resonance frequency. Assuming the characteristics of the restoring force for each floor from previous studies and the linear stiffness derived from microtremor measurements, we calculated non-linear response of the building subjected to strong motions predicted for earthquakes occurring at the Obaku fault system. As a result, the response in some floors were bigger and some floors were smaller for the model after the reinforcement. But, in any case, the maximum inter story drift did not exceed the criterion of collapse of buildings.

**Keywords:** microtremor measurement, seismic reinforcement, vibration analysis model, evaluation of seismic performance, resonance frequency,