微動測定に基づく地震前後における RC 造中低層建物の振動特性比較 COMPARISON OF DYNAMIC PROPERTIES OF LOW AND MID-RISE RC BUILDINGS BEFORE AND AFTER THE EARTHQUAKE BASED ON MICROTREMOR MEASUREMENT

鶴村 香苗*, 川瀬 博**
Kanae TSURUMURA and Hiroshi KAWASE

We analyzed dynamic characteristics of 79 low and mid-rise reinforced concrete (RC) buildings in Fukuoka City before and after the West off Fukuoka earthquake of 2005 obtained by microtremor measurement. Then we compared reduction ratios of stiffness with the input strong motion levels and the observed damage levels. The average of the stiffness reduction ratios of all data is 0.800. As the values of the input strong motion level and the damage level become larger, the building stiffness deteriorates more. It is possible that the buildings that their stiffness deteriorates much larger than the average might be damaged in some invisible parts. The obtained results can be utilized as a standard reference for developments of damage detection methodology based on microtremor monitoring.

Keywords: *microtremor, dynamic properties, resonant frequency, RC buildings, the West off Fukuoka earthquake*
常時微動, 振動特性, 共振振動数, RC 造建物, 福岡県西方沖地震

1. はじめに

地震を経験した建物のうち、甚大な被害を避けられた建物においてもその健全性を評価することは非常に重要である。外観上は被害が認められず、健全であると判断された建物においても、目視が困難な部位に損傷を受けている可能性があり、固有振動数が低下していることが予想される。

兵庫県南部地震を機に、被災した建物がどの程度振動特性に影響を受けたのかを常時微動に基づき実際の建物で評価した例が少なからずある^{1)~5)}。それらの報告では、建物の損傷は固有振動数の顕著な低下という形で現れることが明らかにされ、また構造部材そのものに被害がない場合でも、非構造部材などの影響により固有振動数にわずかな低下が見られることもあったと指摘されている。このような実測による評価は極めて貴重なものである。しかしながら、これらの測定は限られた特定の建物を対象としており、その評価結果は限定的なものである。その原因の一つは、通常、地震前に建物の常時微動測定が行われていることが少なく、実際の建物における測定記録が蓄積されていないことにある。

多数の建物での実測の記録という観点からは、1978年宮城県沖の地震前後において、阿部ら⁶⁾により仙台市内の205棟の建物で常時微動測定が行われており、固有周期の変化について報告されてい

る。しかしながら、当時はそれぞれの建設地点での地震動レベルが推定されておらず、得られた卓越周期の変化と入力地震動のレベルの関係については分析されていない。

そこで本論文では、1995年に今岡ら⁷⁾により行われていた福岡市内の多数の建物の常時微動の測定結果、及び地震後に同一建物に対して我々が実施した微動記録を用いて、2005年福岡県西方沖地震(M7.0)の前後における振動特性の変化を把握し、さらに、その変化の程度と別途再現されている入力地震動レベルおよび地区別の建物損傷度との比較を行い、それらの関係を評価する。

2. 常時微動測定と波形解析

2.1 測定建物

対象建物は1995年に今岡ら⁷⁾により常時微動測定が行われていた建物のうち、4～14階建のRC造建物(7階建以上はSRC造建物を含む)の79棟で、福岡市中央区、博多区、南区、城南区、早良区に立地する。表1に立地区・階数別の測定建物の内訳、図1に震源と測定地域、写真1に測定建物の例を示す。

2.2 測定方法

今回の計測では、微動計は図2のように建物最上階(一部は屋上)と建物周辺地盤上(一部は建物最下階)に、地震前の測定資料

* 九州大学大学院人間環境学府 修士課程

** 九州大学大学院人間環境学研究院 教授・工博

Graduate Student, Grad. School of Human-Environment Studies, Kyushu University
Prof., Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu University, Dr. Eng.

表 1 測定建物棟数の内訳（立地区・階数別）

階数\区	中央	博多	早良	南	城南	計
4～6	10	2	6	7	2	27
7～9	12	7	2	4	0	25
10～14	7	16	1	3	0	27
計	29	25	9	14	2	79

図 1 震源と測定地域

写真 1 測定建物の例

図 2 微動計設置例

を参考に当時と同じ位置に設置した。しかしながら、設置位置が不明である場合や、当時と同じ位置に設置することが困難な場合には、建物内では主要な構造柱の傍に、地盤上では建物周辺の駐車場や歩道上に設置して測定を行った。周辺地盤上と建物最下階の置き換えについては、建物と地盤の相互作用の影響が大きい場合には無視できないが、今回の解析では誤差の範囲内として同様に扱うこととした。その詳細については 2.4 節で述べる。

測定に用いた微動計は、0.1 倍から 10,000 倍のアンプ付き可搬型の 3 成分加速度計アカシ SMAR-6A3P で、水平 2 成分（建物の短辺・長辺）の変位波形を 15 分間 1 セットで記録した。ハイカットフィルター周波数を 50Hz、サンプリング周波数を 100Hz とした。時刻校正は GPS 時刻信号によって行い、各地点の同時性を確保した。実施期間は、2005 年 11 月、2006 年 8 月、11 月で、雨天を避け、昼間に行った。

2. 3 微動波形の解析方法

本研究で実施した微動測定波形処理では、地盤上（建物最下階）で得られた観測記録を X_i 、建物最上階（屋上）で得られた測定記録を Y_i として解析を行った。まず FFT によって i 番目の有限フーリエ変換 $X_i(\omega)$ 、 $Y_i(\omega)$ を求める。これを用いて、解析に用いる N 個のブロックのアンサンブル平均からパワースペクトル $S_{XX}(\omega)$ 、 $S_{YY}(\omega)$ とクロススペクトル $S_{XY}(\omega)$ を計算する。

$$S_{XX}(\omega) = 2/NT \sum_{i=1}^N \{X_i(\omega) \cdot X_i^*(\omega)\} \quad (1)$$

$$S_{YY}(\omega) = 2/NT \sum_{i=1}^N \{Y_i(\omega) \cdot Y_i^*(\omega)\} \quad (2)$$

$$S_{XY}(\omega) = 2/NT \sum_{i=1}^N \{Y_i(\omega) \cdot X_i^*(\omega)\} \quad (3)$$

上付きの*は共役の複素数であることを示す。

上記のパワースペクトル、クロススペクトルから伝達関数 $H(\omega)$ 、フェイズ関数 $\theta(\omega)$ 、コヒーレンス $\text{coh}^2(\omega)$ 、スペクトル比 $R(\omega)$ を次式によって算定する。なお、伝達関数については、入出力ノイズの状態によって幾つかの算定式があるが、構造物については入力側のノイズが少ない事を考慮して次の式を用いた。

$$H(\omega) = \sqrt{S_{XY}(\omega)/S_{XX}(\omega)} \quad (4)$$

$$\theta(\omega) = \tan^{-1} \{ \text{Im}(S_{XY}(\omega)) / \text{Re}(S_{XY}(\omega)) \} \quad (5)$$

$$\text{coh}(\omega)^2 = |S_{XY}|^2 / (S_{XX}(\omega) \cdot S_{YY}(\omega)) \quad (6)$$

$$R(\omega) = \sqrt{S_{YY}(\omega)/S_{XX}(\omega)} \quad (7)$$

ここで、 $\text{Im}()$ 、 $\text{Re}()$ はそれぞれ虚部、実部を表している。

データ処理においては、まず微動測定から得られたデータを 50% オーバーラップさせて 40.96 秒の小区間に切り出す。そしてそのフーリエスペクトルおよび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、求めたフーリエスペクトル比の 1 次ピークを共振振動数とし、建物の梁間方向と桁行方向のそれぞれについて読み取る。この際ピークが明瞭でない場合には、フェイズが 0° 付近から 180° 近くまで急速に変化する振動数帯域の中で、 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

図3 同建物の地震前のスペクトル比(左)と地震後のスペクトル比(右)の例

図4 同建物の伝達関数の位相(左)とコヒーレンス(中)とフーリエスペクトル比(右)の例

とも振動数判定の補助情報とした。図3に同一建物における地震前後のフーリエスペクトル比の例、図4に伝達関数の位相とコヒーレンスの例を示す。

2. 4 地盤上あるいは最下階との比から求めた共振振動数

図5・図6に、建物最上階、最下階、周辺地盤上の3点で測定を行った45棟(測定は長手方向と短手方向の水平2成分で行っているため、データ数は90)の、最上階/最下階から得た共振振動数と最上階/周辺地盤上から得た共振振動数を比較したグラフを示す。前述した基準点を周辺地盤上にするか建物最下階にするかについて、これらの図から、入力を周辺地盤上として得た共振振動数と、最下階として得た共振振動数の差は小さく、例外はあるが平均で6%程度と僅かであることが認められるため、今回の解析では誤差の範囲内として同様に扱えるものとした。

3. 地震前後の振動特性の比較

3. 1 剛性低下率

測定は各建物の水平2方向において行っているため、比較可能なデータ数は158である。固有振動数は

$$\omega = \sqrt{k/m} \quad (8)$$

と表されるので、地震前後で建物質量に変化がないと仮定し、

図5 最上階/最下階から得た共振振動数と最上階/地盤から得た共振振動数の比較

図6 階数別の最上階/最下階から得た共振振動数と最上階/地盤から得た共振振動数の比

$$\left(\frac{\text{地震後の共振振動数 } \omega_{\text{after}}}{\text{地震前の共振振動数 } \omega_{\text{before}}} \right)^2 = \text{剛性低下率}$$

として扱う。地震後のほうが地震前よりも剛性が大きくなっている建物が数棟存在するが、これらは誤差の範囲内としてそのまま扱うこととした。ただし地震後の共振振動数が著しく増大している建物については、建て替られたか、もしくは建物を誤認しているものとしてデータから取り除いている。

図7に剛性低下率と地震前の共振振動数の関係を示す。図から、共振振動数が低い建物のほうが、剛性がより大きく低下していることが判る。しかし剛性低下率と地震前の共振振動数を各階の平均値で除した偏差とを比較した図8からは、殆ど相関は見られないので、図7の傾向は主として後述する建物の階数に因るものであり、「剛性低下は相対的に脆弱な建物に多かった」とはいえない。

表2に立地区・階数別の平均剛性低下率を示す。全データの剛性低下率の平均は0.800であり、立地区別では中央区が0.751と最も剛性が低下しており、以下博多区、早良区、南区、城南区となっている。同様に階数別では、剛性が大きく低下しているものから、7～9階建(0.765)、10～14階建(0.774)、4～6階建(0.859)となっている。しかしながら、地震入力が相対的に大きかったと推測さ

図 7 剛性低下率と地震前の共振振動数

図 9 剛性低下率の階数分布

図 8 剛性低下率と地震前の共振振動数偏差
(=共振振動数/各階の平均共振振動数)

図 10 剛性低下率の立地区分布

表 2 立地区・階数別の平均剛性低下率 (〇内はデータ数)

区\階数	4～6	7～9	10～14	全
中央区	0.803(20)	0.746(24)	0.687(14)	0.751(58)
博多区	0.888(4)	0.772(14)	0.687(32)	0.804(50)
早良区	0.870(12)	0.823(4)	0.664(2)	0.837(18)
南区	0.900(14)	0.781(8)	0.830(6)	0.851(28)
城南区	0.931(4)	(0)	(0)	0.931(4)
全	0.859(54)	0.765(50)	0.774(54)	0.800(158)

れる中央区、博多区、早良区では、10～14階建の建物のほうが 7～9 階建の建物よりも 5～15%程度大きく剛性が低下しており、階数の多い建物から順に剛性が大きく低下しているといえる。

図 9・表 3 に剛性低下率の階数分布、図 10・表 4 に剛性低下率の立地区分布を示す。階数分布では、全体として 0.7～0.8 でピークが表れているが、4～6 階建の建物では 0.9 台で最大となっている。立地区分布では、中央区が 0.7 台、博多区、南区が 0.8 台、その他の区ではそれ以上のところで最大となっており、全体では 7 階建以上の建物、中央区次いで博多区、南区に立地する建物で剛性が大きく低下していることが判る。

3. 2 剛性低下率と入力地震動レベルの比較

佐藤ら⁸⁾は、町丁目別の工学的基盤深さの情報と福岡市内で得られた強震観測記録に基づき、1次元地盤モデルを設定し、逆算工学

表 3 剛性低下率の階数分布 (値はデータ数)

剛性低下率\階数	4～6	7～9	10～14	計
0.4 以上 0.5 未満	0	1	2	3
0.5 以上 0.6 未満	1	3	3	7
0.6 以上 0.7 未満	4	9	11	24
0.7 以上 0.8 未満	13	18	15	46
0.8 以上 0.9 未満	11	11	14	36
0.9 以上 1.0 未満	18	7	8	33
1.0 以上 1.1 未満	7	1	1	9
計	54	50	54	158

表 4 剛性低下率の立地区分布 (値はデータ数)

剛性低下率\区	中央	博多	早良	南	城南	計
0.4 以上 0.5 未満	1	2	0	0	0	3
0.5 以上 0.6 未満	6	0	1	0	0	7
0.6 以上 0.7 未満	14	5	2	3	0	24
0.7 以上 0.8 未満	21	15	3	6	0	45
0.8 以上 0.9 未満	6	17	3	9	1	36
0.9 以上 1.0 未満	5	11	8	8	2	34
1.0 以上 1.1 未満	5	0	1	2	1	9
計	58	50	18	28	4	158

図 11 剛性低下率と入力地震動レベル
(上から PGA (cm/s²), PGV (cm/s), A0 (cm/s²))

的基盤波を推定するとともに、観測波形の再現を行っている。再現されたそれらの観測波形のうち、最大入力加速度 PGA、最大入力速度 PGV、計測震度を計算する際のフィルター後合成加速度 A0 を入力の最大値指標（以下、入力地震動レベル）として剛性低下率と比較した。ここで A0 を指標に加えているのは、増田ら⁹⁾により A0 と被害関数との相関が良いことが示されているためである。

図 11 に、79 棟分 158 データの剛性低下率と入力地震動レベルの関係を示す。また図 12 に、剛性低下率と最も対応の良かった PGA についてのみ、水平 2 方向のうち剛性低下の大きかった 1 方向のみをプロットしたグラフを示す。全体として入力地震動レベルが大きくなるにつれて、剛性が低下していることが見て取れる。階数別に

図 12 剛性低下率と PGA (cm/s²) (1 建物の水平 2 方向のうち、剛性低下率が小さい 1 方向のみプロット)

見ると、4～6 階建の建物のほうが 7 階建以上の建物よりも 1.0 に近いところに分布していることが判る。また、入力地震動レベルが大きくなるにつれて、剛性低下率の下限は低下していくが、上限は 1.0 に近く、あまり変化していないことが判る。このことは、建物の弾性限界に大きなばらつきがあることを示唆している。水平 2 方向のうち剛性低下の大きい 1 方向のみで比較した図 12 から図 11 と同様の傾向が見られ、水平 2 方向で比較した場合と同様の結果が得られることが判る。

次に、入力地震動レベルを 5 つの群 I ～ V に分け (A0 は 180 cm/s² から 30 cm/s² 毎, PGA は 190 cm/s² から 34 cm/s² 毎, PGV は 53 cm/s から 5.8 cm/s 毎)、それぞれの階数別平均剛性低下率、及び全階数の平均剛性低下率と標準偏差を求めた。それらを図 13 に示す。また最も対応の良い結果が得られた PGA について、詳細を表 5 に示す。全階数の平均値を見ると、A0 が IV 以下、PGA、PGV が III 以下の地域の建物では、地震前の 80% 以上の剛性を保っているが、入力地震動レベルがそれらより大きな地域では、地震前の剛性の 70～75% 程度へと急激に低下している。階数別に見ると、4～6 階建の建物は常に全階数の平均値よりも大きな剛性を保っているが、7 階建て以上の建物では概ね全階数の平均値程度か、それ以下となっている。また、全階数と同様に 4～6 階建の建物においても、A0 が IV 以下、PGA、PGV が III 以下の地域では地震前の 85～95% 程度の剛性を保っているが、A0、PGA、PGV とともに V の地域では全て 0.779 まで低下しており、7 階建以上の値に急激に近づいている。7 階建以上の建物においても、A0 が IV 以下、PGA、PGV が III 以下の地域では地震前の 80% 前後の剛性を保っているが、入力地震動レベルがそれらより大きな地域では地震前の 65～75% の剛性へと急激に低下している。さらに、A0、PGA、PGV とともに IV 以下の地域では、階数によって平均剛性低下率にばらつきがあるが、V の地域では階数に拘らず 0.75 程度に収束しているように見える。全階数の標準偏差について見ると、入力地震動レベルが大きくなるにつれて剛性低下率の標準偏差も大きくなることが判り、図 11 と同様に、これらのグラフからも建物の弾性限界に大きなばらつきがあることが示唆される。

表 6 に立地区別の平均剛性低下率 (3.1 節の表 2) と立地区別平均入力地震動レベル (立地町丁目のみの平均値) を示す。図 13 には

図13 PGA (cm/s²), PGV (cm/s), A0 (cm/s²) 値別の平均剛性低下率 (Iは全階数の標準偏差)

*でそれを示した。それらの値は概ね全体の入力地震動レベルと剛性低下の関係に合っており、3.1節で剛性が大きく低下した建物が多く存在していた中央区は、剛性が急激に低下している地域にあることなどが確認できる。

増田ら⁹⁾により、兵庫県南部地震の被害関数を用いて、被害関数に用いる適切な入力指標の検討がされており、そこではPGA、PGVよりもA0のほうが被害関数と良く対応するという結果が得られている。そこで今回も3種類の強度指標で比較したが、今回のような軽微な被害の場合には、各指標に大差はなく、その中ではPGAを指標とした場合に最も良い相関が見られた。

表5 PGA (cm/s²) 値別の平均剛性低下率(I内はデータ数)

PGA(cm/s ²)\階数	4~6	7~9	10~14	全
I (190 以上 224 未満)	0.960(8)	0.810(8)	(0)	0.885(16)
II (224 以上 258 未満)	0.869(22)	0.797(12)	0.805(24)	0.828(58)
III (258 以上 292 未満)	0.924(6)	0.781(2)	0.853(6)	0.873(14)
IV (292 以上 326 未満)	(0)	0.708(6)	0.690(6)	0.699(12)
V (326 以上 360 未満)	0.779(18)	0.745(22)	0.734(18)	0.752(58)
全	0.859(54)	0.765(50)	0.774(54)	0.800(158)

表6 立地区別の平均剛性低下率 (I内はデータ数) (表2)と
立地町丁目の区毎の平均入力地震動レベル
(A0 (cm/s²), PGA (cm/s²), PGV (cm/s))

立地区	A0	PGA	PGV	平均剛性低下率
中央	301.2	328.1	75.2	0.751(58)
博多	252.8	271.8	63.7	0.804(50)
早良	199.6	244.4	58.7	0.837(18)
南	214.7	226.8	55.6	0.851(28)
城南	189.5	220.3	54.4	0.931(4)

3.3 剛性低下率と被害レベルの比較

日本建築学会福岡県西方沖地震災害調査委員会¹⁰⁾は、福岡市内の特定地域において、建物およびブロック塀等の被害調査を行っている。その調査結果のうち、微動測定の対象地域と重なる赤坂1丁目、大名1、2丁目、今泉2丁目の被害調査結果を用い、剛性低下率と比較した。

この調査での建物被害の判定基準は、高井ら¹¹⁾が提案した建物被災度区分によるものとしており、RC造とSRC造については「鉄筋コンクリート造建物の破壊パターン¹¹⁾」に従って、目視で判定されている。被害レベルはD0(無被害)～D6(全壊)で表され、数値が大きくなるにつれて、被害も大きくなる。

微動測定の対象建物のうち、被害調査地域と重なる地域に立地する建物は11棟存在する。この11棟について、剛性低下率と被害レベルとの比較を行う。表7に対象建物の概要と被害レベル及び剛性低下率を、図14に剛性低下率と被害レベルとの関係を示す。建物の被害レベルの内訳はD0(無被害)が8棟、D1、D2(ともに一部破損)がそれぞれ2棟、1棟となっている。図14から、一部破損が見られる建物では、無被害の建物よりも剛性が低下していることが明らかである。対象建物の被害レベルが偏っており、データ数は少ないが、剛性低下率と目視による被害調査と相関があることは明らかであり、この相関関係から大きく外れる剛性低下を示している建物では、目視困難な部位に損傷を受けている可能性がある。

4. まとめと考察

地震前に行われていた福岡市内の多数の建物の常時微動の測定結果、及び地震後に同一建物に対して我々が実施した微動記録を用いて、2005年福岡県西方沖地震(M7.0)の前後における振動特性の変化を把握した。さらにその変化の程度と入力地震動レベルおよび地区別の建物損傷度との比較を行った。以下に、それらの解析結果から得られた結論を示す。

1) 共振振動数の平均値からの偏差と剛性低下率の間には殆ど相関はなく、図7に示された地震前の共振振動数と剛性低下率の間の

図 14 剛性低下率と被害レベル

表 7 建物概要と被害レベル・剛性低下率

建物 番号	階数	立地	被害 レベル	剛性低下率	
				短辺方向	長辺方向
125	8	大名 2	D0	0.777	0.912
126	6	大名 2	D0	0.647	0.736
132	9	大名 1	D0	0.893	0.729
133	4	大名 1	D0	1.053	0.979
135	6	大名 1	D0	0.701	0.784
136	10	今泉 2	D2	0.657	0.606
137	6	今泉 2	D1	0.618	0.758
138	6	今泉 2	D0	0.847	0.846
252	6	赤坂 1	D0	0.785	0.744
253	6	大名 2	D1	0.635	0.521
255	9	大名 2	D0	0.662	0.750

相関は、建物の階数に因るものであると考えられる。全体として、階数の多い建物や入力地震動の大きかった区に建つ建物で、剛性が大きく低下していることが確認された。

- 2) 全体的に、入力地震動レベルが大きくなるにつれて、剛性が低下する傾向が認められた。その傾向は建物の階数が多いほど顕著であった。また、入力地震動レベルが大きくなるにつれて剛性低下率の下限は低下していくが、上限は 1.0 に近いままであり、建物の弾性限界に大きなばらつきがあることが示唆された。水平 2 方向のうち、剛性低下の大きい 1 方向についてのみ比較した場合も、同様の結果が得られた。
- 3) PGA, PGV, A0 の各指標とも、剛性低下率との対応に大差は見られなかったが、その中では PGA が最も良く対応している。これは軽微な被害が PGA と最もよい相関があることから見ても妥当だと考えられる。
- 4) 一部破損が見られる建物では、無被害の建物よりも剛性が低下していた。剛性低下率と目視による被害調査と相関があることが確認され、この相関関係から大きく外れる剛性低下を示している建物では、目視困難な部位に損傷を受けている恐れがある。

以上の結果から、地震前後における建物の振動特性の変化と、入力地震動レベル・被害レベルとの間には相関があることが認められた。固有振動数の低下は非構造部材の剛性低下に起因するものも多いと考えられるが、それらをを超えて大きな剛性低下を示した場合に

は、目視では確認できなかった部位に重大な損傷を受けている可能性があり、詳細調査をするか否かの判断には有効であると考えられる。逆に、振動数にほとんど変化がないということは、全断面が弾性範囲内の変形に留まったことを示唆しており、安心して使用し続けることができるといえる。

今回の調査結果から、RC 造建物の微動から得られる共振振動数は、入力レベルが主要構造物の部分的破壊に至らないような震度 5 強～6 弱レベルのものであっても、平均的な構造物ではかなり明瞭に低下をきたすことが判った。これが主要構造部材のコンクリートのびひわれの拡大等によるものなのか、非構造部材の剛性低下によるものなのかは今回の調査結果だけでは判断がつかないが、大地震時の構造物の挙動を予測する上でそのモデル構築が非常に重要であり、剛性低下のモデル化も含め今後検討していきたい。

謝辞

常時微動測定の実施にあたり、川瀬・清家研究室のメンバー及び建物所有者・管理者に全面的に御協力頂きました。また 1995 年の振動特性の解析には、豊田工業高等専門学校の今岡克也教授に御助言及び御協力頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 横田治彦, 田村和夫, 斎藤知生, 林康裕, 高橋郁夫, 角陸純一: 1995 年兵庫県南部地震における SRC 造被災建物の動特性 (その 1: 被災状況と地盤・建物の卓越振動数), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道) 構造 II, B-2, pp.71-72, 1995.8
- 2) 沢井布兆, 横山浩明, 石田潤一郎, 藤田睦, 松谷輝雄, 小堀隆治: 兵庫県南部地震における高見フローラル超高層 RC 造集合住宅の検証 (2) 地震観測の概要および観測記録 I, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道) 構造 II, B-2, pp.431-432, 1995.8
- 3) 此上典文, 野畑有秀, 安井謙: 兵庫県南部地震における鉄骨造高層建物の地震応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道) 構造 II, B-2, pp.439-440, 1995.8
- 4) 高崎芳夫, 平澤光春, 鈴木敏夫: 高層建物での兵庫県南部地震の観測結果と固有周期の変動, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道) 構造 II, B-2, pp.441-442, 1995.8
- 5) 松岡昌志, 翠川三郎, 赤木久真, 奥田賢持, 土肥博, 二宮利文: 兵庫県南部地震における NTT 建物の地震記録について (その 4) 本震前後における神戸駅前ビルの振動特性の変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿) 構造 II, B-2, pp.549-550, 1996.9
- 6) 阿部良洋, 守研二, 小川淳二, 星道夫: 宮城県沖地震の前後に於ける常時微動の測定からみた建物の剛性低下について (その 1-3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) 構造系 54, pp.437-442, 1979.9
- 7) 今岡克也, 清家規, 大西貴史, 多賀直恒: 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, 1996.12
- 8) 佐藤智美, 川瀬博, 松島信一: 2005 年福岡県西方沖の地震での福岡市中心部での強震記録と表層地盤増幅その 2 逆算工学的基盤波と表層 1 次元モデルによる再現波, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿) 構造系 B-2, pp.119-120, 2005.9
- 9) 増田有周, 長戸健一郎, 川瀬博: RC 造建物の地震応答解析結果に基づく被害関数構築に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 558 号, pp.101-107, 2002.8
- 10) 日本建築学会: 2005 年福岡県西方沖地震災害調査報告, 丸善, 2005.9
- 11) 高井伸雄, 岡田成幸: 地震被害調査のための鉄筋コンクリート造建物の破壊パターン分類, 日本建築学会構造系論文集, 第 549 号, pp.67-74, 2001.11

(2007 年 9 月 10 日原稿受理, 2008 年 1 月 28 日採用決定)