

鉄骨造高層建物の固有振動数とモード減衰の振幅依存性と相関性

Amplitude-dependency and Correlations of Natural Frequencies and Modal Damping Ratios in High-rise Steel Buildings

池田芳樹・倉田真宏

Yoshiki IKEDA and Masahiro KURATA

Synopsis

Modal system identification is applied to many earthquake responses recorded in four high-rise steel buildings to understand correlations among their natural frequencies, the corresponding damping ratios, and peak structural responses. For each building, the correlations before and after the 2011 Great Tohoku Earthquake are compared. The natural frequency-damping ratio correlation provides a new viewpoint to know variance in modal property independently of seismic structural response. In a lower vibration mode, its damping ratio is approximated as a quadratic equation of natural frequency and it has a peak value at a certain frequency.

キーワード: 鉄骨造高層建物, 固有振動数, 減衰比, 振幅依存性

Keywords: steel high-rise building, natural frequency, damping ratio, amplitude-dependency

1. はじめに

建築構造物は、構造設計で構成材料の弾性範囲と仮定している大きさの振動でも、その動特性に振幅依存性をもつ。この現象は以前から知られていたが、揺れの大きさが異なる多くの振動記録をもつ建物は少なく、動特性の振幅依存性の把握に制約があった。振動計測の普及と2011年東北地方太平洋沖地震により、広い範囲の振幅をもつ振動が多くの同一建物で短期間に記録され、建物動特性の報告例は急増した。動特性は積載荷重や経年変化の影響を受けるため、それらの影響が小さい短期間の記録はたいへん貴重である。

2011年東北地方太平洋沖地震の本震と余震を受けた鉄骨造高層建物の振動記録の分析から、等価線形系として評価した水平方向低次振動モードの固有振動数が、最上階の最大変位や最大速度といった応答最大値の対数と高い相関性があることが報告されている。東京都新宿区に建つ29階の建物では1次固有振動数は29階の最大速度と相関性が高く（荒川ら、2011）、東京都中央区に建つ33階の建物では1次と2

次の固有振動数は33階の最大変位と相関性が高く（鈴木ら、2012）、東京都千代田区に建つパッシブ制振装置が設置されている14階の建物では、1次固有振動数は14階の最大変位と相関性が高かった（篠原・風間、2012）。その後も鉄骨造では、仙台市にある15階の建物、東京都千代田区にある20階と21階の建物、ならびに横浜にある23階の建物で、1次固有振動数が最大変形角の対数と高い相関性を有する現象が報告されている（鹿嶋、2016；鹿嶋ら、2015；Kashima, 2017）。これら7棟の建物では、地震応答が大きいと固有振動数が低下する現象が確認された。これと同じ現象は、中低層の鉄骨造建物でも大型震動台実験によって確認されている（東城ら、2018）。鉄筋コンクリート造の高層建物でも、1次固有振動数に同様の振幅依存性が確認されている（鹿嶋、2011；源栄ら、2011；井川ら、2012；森下ら、2014；森下ら、2012；中村ら、2013）。

これらの文献では、地震ごとに固有振動数を一定に仮定して、等価線形系として評価した固有振動数の振幅依存性を応答の対数の1次式で近似している。振幅依存性を本震と多数の余震の記録を用いて評価

しており、建物動特性の振幅依存性が、本震後に変化したことも報告されている。

余震記録を待たずに本震記録のみで対数近似式を推定し、余震時の固有振動数を予測することも提案されている(池田ら, 2018 ; Ikeda, 2018) . その提案の有効性は, Kashima (2017) で扱われた4棟の建物でも検証された(和田ら, 2019) . さらに, 中規模地震の記録のみを用いて, より大きな地震を受けた際の固有振動数を予測する可能性も, 公開されている大型震動台実験データを用いて調べられている(和田ら, 2018) .

いずれの文献も, 固有振動数の振幅依存性が近似式で表現できることを示しているが, 複雑な振幅依存性を示す減衰をどのように表現するかには踏み込んでいない. 減衰の振幅依存性の評価は, 高層建物の風応答予測ではきわめて重要である. 高層建物の風による振動では, 並進方向の特に1次振動モードが卓越し, 正弦波に近い揺れが長時間継続するため, 減衰の評価が応答予測精度に与える影響は大きい. 高層建物の風応答記録に基づいて提案されたモード減衰比の振幅依存性のモデル (Spence and Kareem, 2014) は, 応答振幅が大きくなるにつれて減衰が増加し, ある振幅を超えると値が頭打ちになることを表現している. すでに提案されていた振幅依存性のモデルと比較しており, 頭打ちが新たな表現になっている. しかしながら, 高層建物で実際に評価したモード減衰の提案モデルに対するばらつきは大きく, モード減衰の振幅依存性を表現するモデルの作成が難しいことも結果的に示している.

本論文は, Kashima (2017) と和田ら (2019) によって示されている4棟の鉄骨造事務所建物で, 等価線形系として評価した動特性の振幅依存性を調べた結果を報告している. はじめに第2章で, 分析対象とした建物とその地震記録を紹介する. 続く第3章では, 固有振動数とモード減衰比の振幅依存性を応答の最大値で整理し, モード減衰比の振幅依存性が固有振動数に比較して複雑であることを示す. 第4章では, モード減衰比を応答ではなく固有振動数と関係付けている. 振幅依存性の回帰式が得易い固有振動数を, 減衰評価に有効利用する可能性を調べている.

2. 対象建物と地震記録

分析対象とした建物は, 仙台, 東京および横浜に建つ4棟の事務所建物である. 階数が15~23の鉄骨造建物であり, 4棟とも水平方向の1次固有振動数は0.5Hz前後である点が共通している. Fig.1に建物の平面図と断面図を示し, Table 1に建物概要および2011年東北地方太平洋沖地震の本震で加速度計が記録した最大値を示す. 記号Lは建物平面の長辺方向, 記号Tは直交する短辺方向を意味する.

建物Aは, 宮城県仙台市に建つ築40年近くの15階の高層建物で, 4棟の中では本震の震源に最も近い. 高層部の平面形は正方形であり, 低層部2層の面積は高層部よりも大きい. 建物BとCは東京都千代田区にある高層建物で, 建物Bでは9階から上が2つに分かれている. 本検討ではKashima (2017) と同様にTower Cを対象にする. 建物Cには13階にも加速度計が設置さ

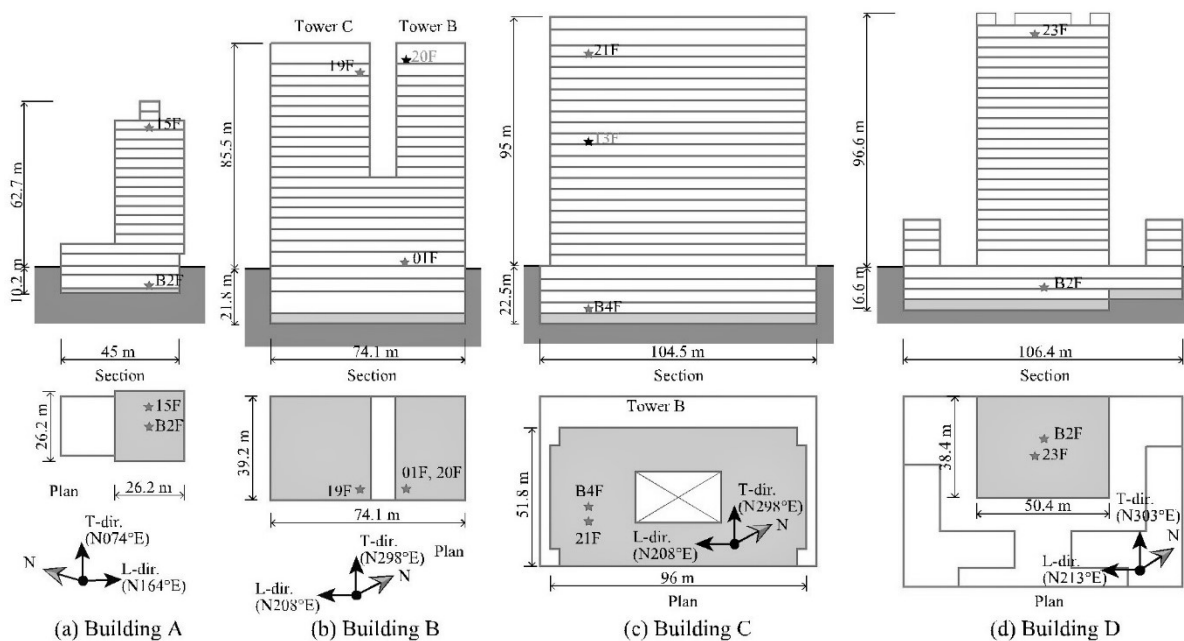


Fig.1 Plans and sectional elevations of buildings

Table 1 Buildings and peak accelerations under main shock of 2011 Great Tohoku Earthquake

Bldg. Location	Story	Construction completion year	Floor of used sensor	Peak acceleration (cm/s ²)		
				L-dir	T-dir	
				A	Sendai City, Miyagi	15F B2F
B	Chiyoda Ward, Tokyo	20F B3F	1994	19F 1F	177 91	135 85
C	Chiyoda Ward, Tokyo	21F B4F	2000	21F B4F	121 75	131 71
D	Yokohama City, Kanagawa	23F B3F	1995	23F B3F	162 60	Not recorded

れているが、その加速度計の記録はモード同定に使わなかった。建物Dは神奈川県横浜市に建つ23階の高層建物で、4棟の中では本震の震源から最も遠い。この建物では、本震時に短辺方向 (N303°E) の加速度を記録できなかった。4棟はいずれもラーメン構造であり、建物BとDには筋交が、建物Cには制振壁が部分的に取り付けられている。なお、東北地方太平洋沖地震による構造的被害は、4棟とも確認されていない。

3. 等価線形系として評価した固有振動数とモード減衰比

Table 2 に、本論文で利用した地震記録の組数を示す。その数は建物 C が約 360 組で最も多く、建物 B が 110 組前後で最も少ない。本震前と本震以後で小地震の規模を揃えるために、利用した地震記録の入出力加速度の最大値は、建物 A と D では 2cm/s² 以上、建物 B では 3cm/s² 以上、建物 C では 1cm/s² 以上とした。そのため、その値が最も小さい建物 C の記録数が多い。

いずれの建物も平面形が整形であることから、水平 2 方向で互いに独立に固有振動数とモード減衰比を評価した。Table 1 に示した加速度計を用いて、入力を建物基部の加速度、出力を最上階または最上階近くの加速度とする 1 入力 1 出力 (2, 2) 次の ARX モデルでモードごとに同定した。透過振動数帯を 0.8Hz とする矩形窓をもつバンドパスフィルタを同定前処理に用いた。すでに Kashima (2017) が最上階近くのモード加速度波形に適合する固有周期と減衰比をグリッドサーチで評価しているため、ARX モデルによるモード同定法を用いて再評価したことになる。本論文でも同様に、東北地方太平洋沖地震の本震前と本震以後 (本震を含む) の動特性を比較した。文献では 1 次モードのみの同定結果が報告されているが、本論文では 2 次モードも示している。

Table 2 Used earthquake observation records

Bldg.	Direction	Time	Used data sets		Remarks
			Before	Main + After	
A	L N164°E		Before	57	Before 24 Jun 1989-10 Mar 2011
			Main + After	164	
	T N074°E		Before	56	Main + After 11 Mar 2011-31 Dec 2016
			Main + After	155	
B	L N208°E		Before	23	Before 18 Aug 2003-10 Mar 2011
			Main + After	82	
	T N298°E		Before	24	Main + After 11 Mar 2011-31 Dec 2016
			Main + After	93	
C	L N208°E		Before	132	Before 26 May 2003-10 Mar 2011
			Main + After	234	
	T N298°E		Before	123	Main + After 11 Mar 2011-31 Dec 2016
			Main + After	233	
D	L N213°E		Before	57	Before 23 Mar 1995-10 Mar 2010
			Main + After	113	
					Main + After 11 Mar 2011-31 Dec 2016

3.1 建物 A

Fig.2からFig.5は、建物Aの長辺方向における固有振動数とモード減衰比を、同定出力点である15階の加速度の最大値に対する振幅依存性として示している。本震前 (Before) は●、本震以後 (Main + After) は△で表現し、固有振動数では設計値 (Design) と回帰式も示している。回帰式のxは横軸が表現する15階の最大加速度であり、yは縦軸が表現する同定値である。

同じ加速度で本震前後の固有振動数を比較すると、本震後に固有振動数が低くなっている。この本震による低下は、序論で紹介した鉄骨造建物に限らず、鉄筋コンクリート造建物でも広く確認されている。鉄骨造建物では、固有振動数が低下する原因の一つとして、2次部材の固定度の低下が推測されている (荒川ら, 2015; 鹿嶋ら, 2015) が、実構造物では明確に把握されていない。固有振動数と応答の相関性は本震以後で高くなっている。固有振動数の回帰式の勾配は本震以後で大きく変化しておらず、この傾向は全4棟で共通していた。設計値と実際の固有振動数の違いは2次モードで大きかった。

本論文は、振幅依存性を建物の上の階の最大加速度を介して示している。これまでの振幅依存性の整理 (荒川ら, 2011; 鹿嶋, 2016; 鹿嶋ら, 2015; 篠原・風間, 2012; 鈴木ら, 2012; Kashima, 2017) では、最大変位、最大変形角 (実際は、最上階近くと基部の最大相対変位を2点間の高低差で除した値) または最大速度が応答の指標として用いられてきたが、この4棟の高層建物では計測そのものである加速度の最大値を用いても、同様の回帰式が得られている。この場合には応答評価で積分を行わないため、

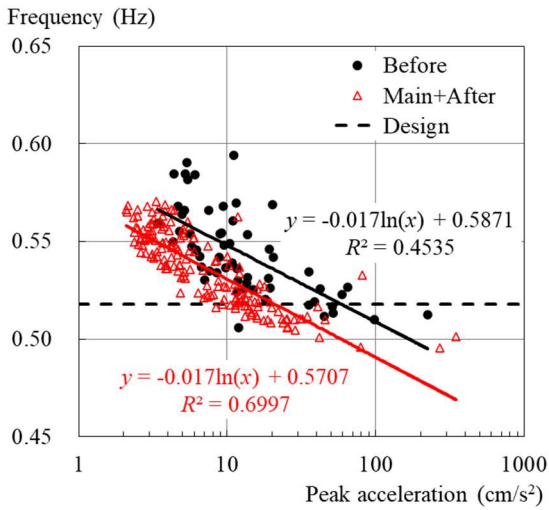


Fig. 2 1st natural frequency depending on peak acceleration on 15th floor in longitudinal direction of Building A

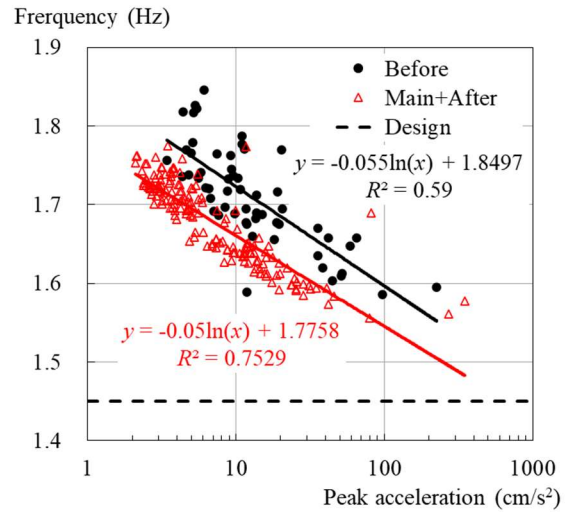


Fig. 3 2nd natural frequency depending on peak acceleration on 15th floor in longitudinal direction of Building A

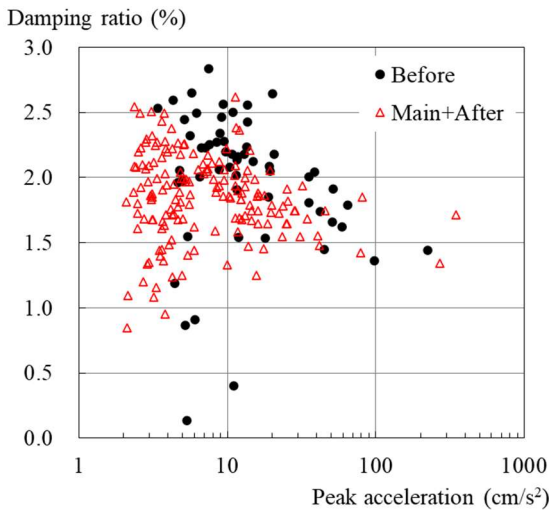


Fig. 4 1st modal damping ratio depending on peak acceleration on 15th floor in longitudinal direction of Building A

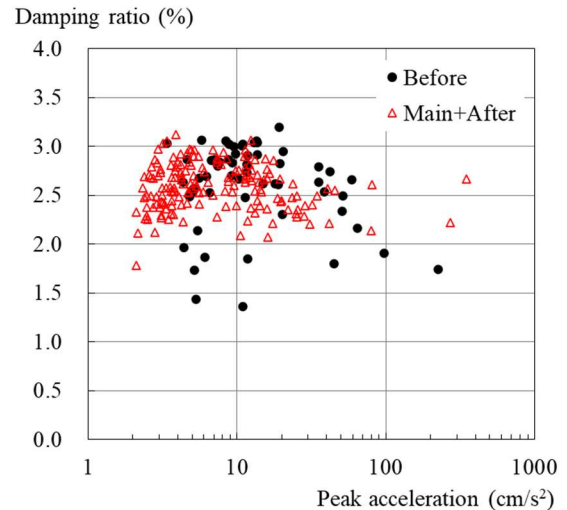


Fig. 5 2nd modal damping ratio depending on peak acceleration on 15th floor in longitudinal direction of Building A

加速度記録を直接利用できる。

固有振動数に比較すると、Fig.4とFig.5に示すモード減衰比はやや複雑な振幅依存性を有する。減衰比は、最大加速度10cm/s²前後までは振幅とともにやや増加し、その後は低下に転じる傾向にある。さらに、本震前と本震後の違いが固有振動数に比べて不明瞭である。モード減衰比に、固有振動数のように簡単な回帰式を当てはめることはできない。一般に、同定値のばらつきは、固有振動数よりもモード減衰でかなり大きくなることが明らかになっており（斎藤・神田，2000），これは回帰式を誘導し難い要因の一つである。

建物の動特性は積載荷重や経年変化の影響を受け

るため、短期間に多数の記録が得られると、その影響が同定結果に介入し難くなると推測される。この建物では、本震より前の記録は約22年間で得られ、本震後の記録は5年半で得られている。固有振動数とモード減衰比で、本震後の評価値のばらつきがそれ以前よりも抑えられている点は共通している。本震後の記録期間が短いことで、同定値のばらつきが抑えられている可能性はあるが、推測の域を出ない。しかし、固有振動数に比べて減衰のばらつきは本震以後も依然大きい。

Fig.6からFig.9は、短辺方向における同様の整理である。短辺方向でも、大きく捉えれば固有振動数は15階の最大加速度の対数の1次関数で回帰でき、相関

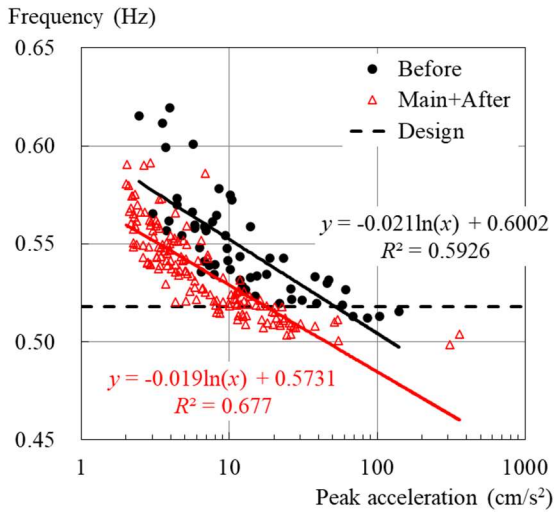


Fig. 6 1st natural frequency depending on peak acceleration on 15th floor in transverse direction of Building A

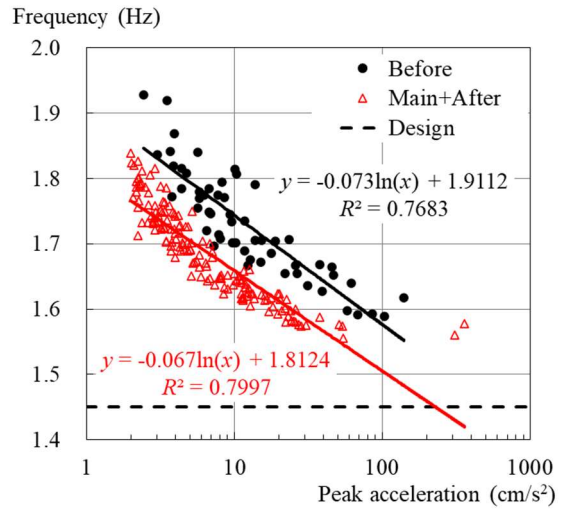


Fig. 7 2nd natural frequency depending on peak acceleration on 15th floor in transverse direction of Building A

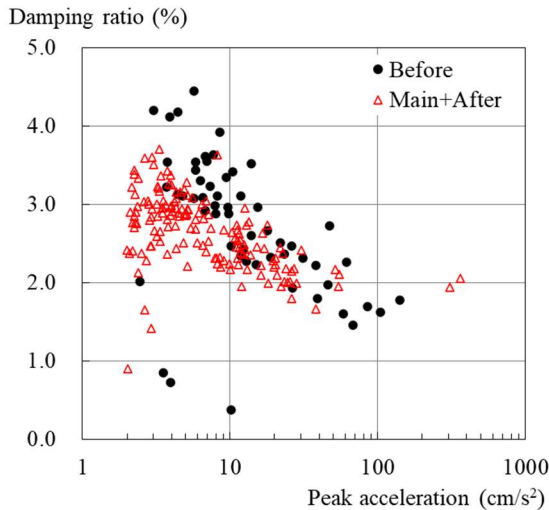


Fig. 8 1st modal damping ratio depending on peak acceleration on 15th floor in transverse direction of Building A

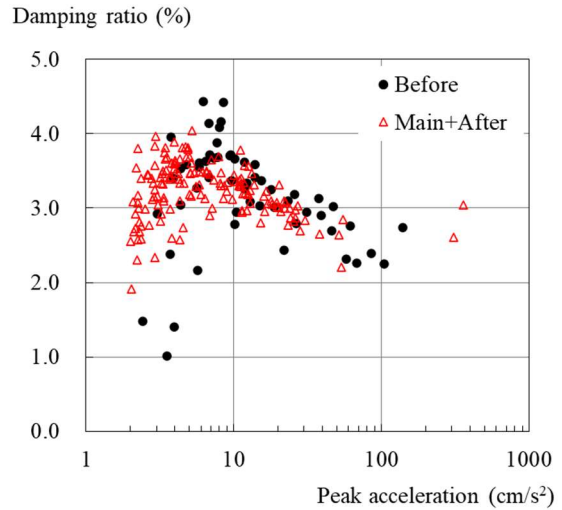


Fig. 9 2nd modal damping ratio depending on peak acceleration on 15th floor in transverse direction of Building A

性は本震以後で高い。回帰式は表現していないが、詳細に見ると、加速度 10cm/s^2 程度から振幅依存性を示す勾配が徐々に緩くなる傾向にある。この視点でFig.2とFig.3を再度見ると、大きな振幅で勾配が緩くなる傾向は長辺方向でも確認できる。設計値と実際の固有振動数の違いが2次モードで大きい点も、長辺方向と共通している。

Fig.8とFig.9に示すモード減衰比は、固有振動数に比較してやはり複雑な振幅依存性を示し、本震前と本震後の違いは明瞭ではない。最大加速度が 10cm/s^2 に達しない領域で減衰が低下傾向に転じており、低下傾向が長辺方向よりも早く現れている。

建物の構造設計で振動解析をする際には、剛性比

例型減衰すなわち振動数比例型減衰を仮定することが多い。2次固有振動数が1次固有振動数の約3倍であるから、剛性比例型減衰を採用すると、2次モードの減衰は1次モードの約3倍となる。しかし、同定した減衰は1次モードと2次モードで同程度の値になっている。

3.2 建物B

建物Aと同様に、Fig.10からFig.13に長辺方向、Fig.14からFig.17に短辺方向の振幅依存性を示す。横軸の最大加速度はTower Cの19階で評価している。

本震より前の記録数が少ないが、同じ加速度で本震前後の固有振動数を比較すると、本震後に固有振

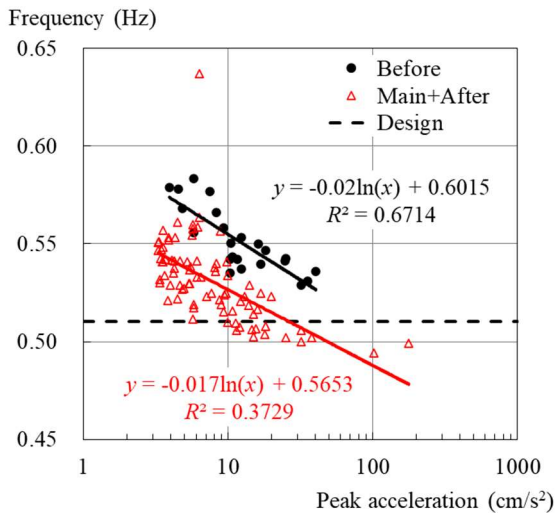


Fig. 10 1st natural frequency depending on peak acceleration on 19th floor in longitudinal direction of Building B

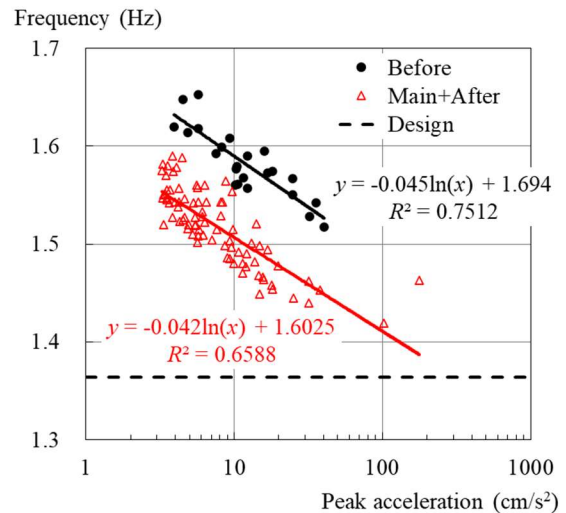


Fig. 11 2nd natural frequency depending on peak acceleration on 19th floor in longitudinal direction of Building B

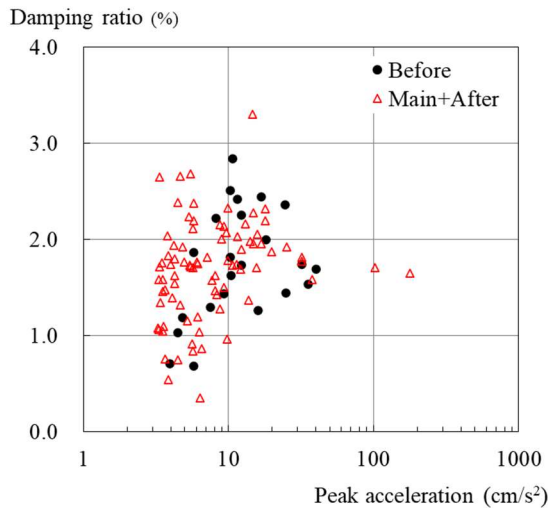


Fig. 12 1st modal damping ratio depending on peak acceleration on 19th floor in longitudinal direction of Building B

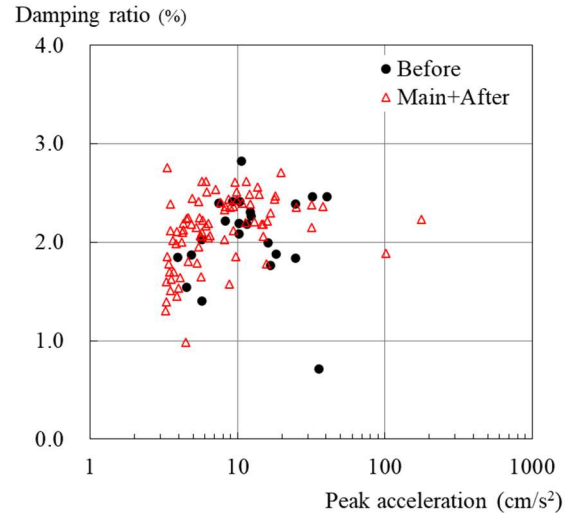


Fig. 13 2nd modal damping ratio depending on peak acceleration on 19th floor in longitudinal direction of Building B

動数が低くなっている点、および固有振動数の回帰式の勾配が本震以後で大きく変化しない点は、建物Aと同様である。設計値と実際の固有振動数の違いは、やはり2次モードで大きい。

一方、固有振動数と応答の相関性は、本震より前の期間の方が高いモードもあり、建物Aと異なる傾向を示している。建物Bでは、本震より前の記録期間が7年半、本震以後の記録期間が5年半であり、記録期間に大きな差がないことが、相関性に影響している可能性がある。

モード減衰比は最大加速度10cm/s²前後で大きく、それ以上の加速度では値が低下する傾向が見られる。

減衰のばらつきは、本震より前の期間でやや大きく、2次モードよりも1次モードで大きい。1次モードの減衰のばらつきが大きい点は、建物Aでの2方向でも見られた。この建物でも、1次と2次のモード減衰比は同程度であり、剛性比例型減衰を当てはめ難い結果になっている。

建物Aは仙台にあり、建物Bは東京にあるため、東北地方太平洋沖地震の本震と余震による建物の揺れの大きさはかなり異なる。また、形状も互いに異なっている。しかしながら、モード減衰比の振幅依存性は複雑ではあるが、ある応答から減衰が低下する点、1次と2次モードで値が同程度である点、本震の

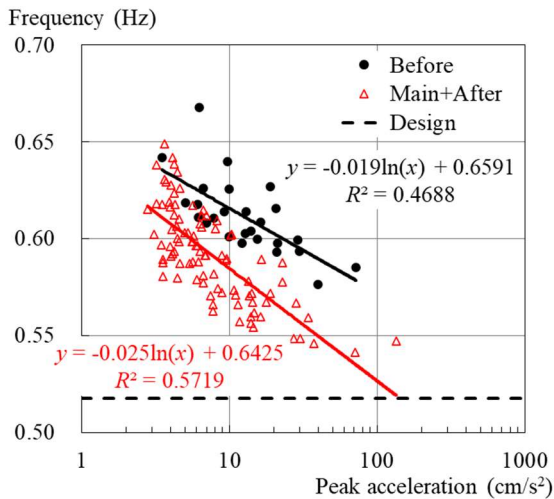


Fig. 14 1st natural frequency depending on peak acceleration on 19th floor in transverse direction of Building B

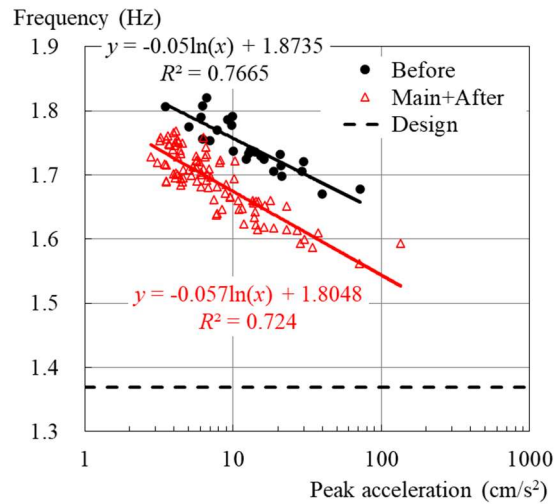


Fig. 15 2nd natural frequency depending on peak acceleration on 19th floor in transverse direction of Building B

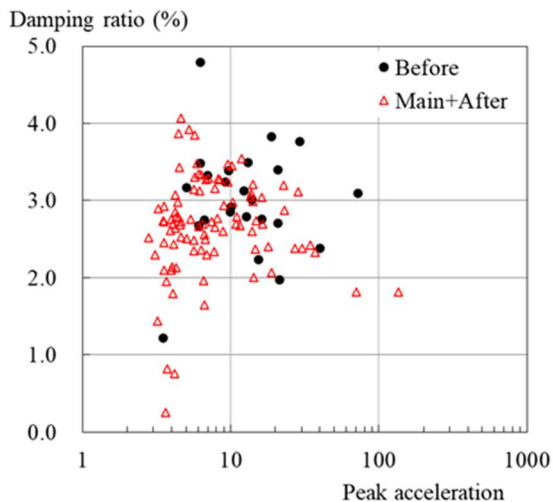


Fig. 16 1st modal damping ratio depending on peak acceleration on 19th floor in transverse direction of Building B

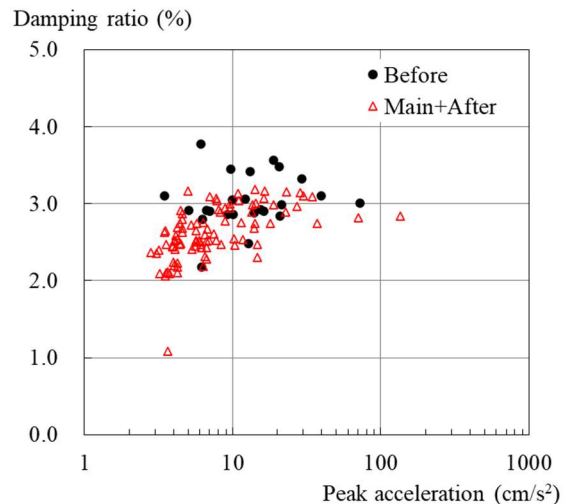


Fig. 17 2nd modal damping ratio depending on peak acceleration on 19th floor in transverse direction of Building B

前後で振幅依存性の傾向を分類できない点などが共通している。

3.3 建物C

建物Cは建物Bの近くに建ち、常に建物Bと同じような地震動を受けている。建物Cには平面の中ほどに吹抜空間があり、その形状は上層で2つ分かれる建物Bとは異なっている。建物Cの地震記録の数は約360組で、建物Bの約3倍の記録数で動特性を整理している。同じ地域に建つ2棟にもかかわらず、分析した地震記録の数に大きな違いが生じた原因は、最大値の整理から、地震計の記録トリガーの設定の違いであると考えている。

Fig.18からFig.21までが長辺方向、Fig.22からFig.25までが短辺方向の振幅依存性である。水平2方向のすべての図から明らかなように、この建物の同定値のばらつきは前2棟に比較して小さく、結果的に分析し易いデータになっている。この理由は不明であるが、計測階である21階で最大加速度1~3cm/s²のデータが多いことも影響している。

固有振動数では、本震によって低下している点と本震後も回帰式の勾配がほぼ同じある点は、前2棟と共通している。一方、固有振動数の低下が応答の大きさに影響されずにほぼ一定である点、1次固有振動数も設計値と乖離している点、本震前後で応答の相関性に大きな変化がない点は異なる。

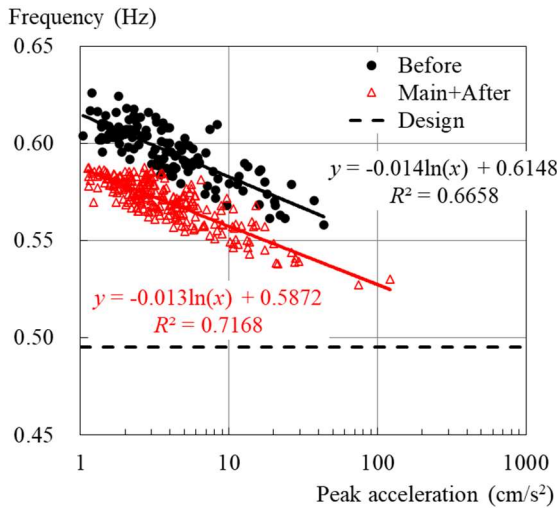


Fig. 18 1st natural frequency depending on peak acceleration on 21st floor in longitudinal direction of Building C

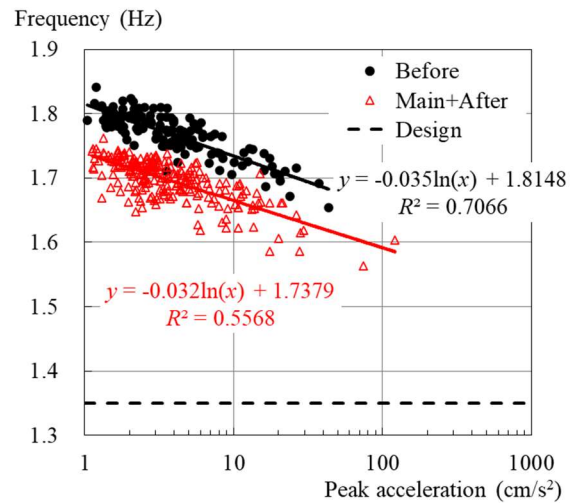


Fig. 19 2nd natural frequency depending on peak acceleration on 21st floor in longitudinal direction of Building C

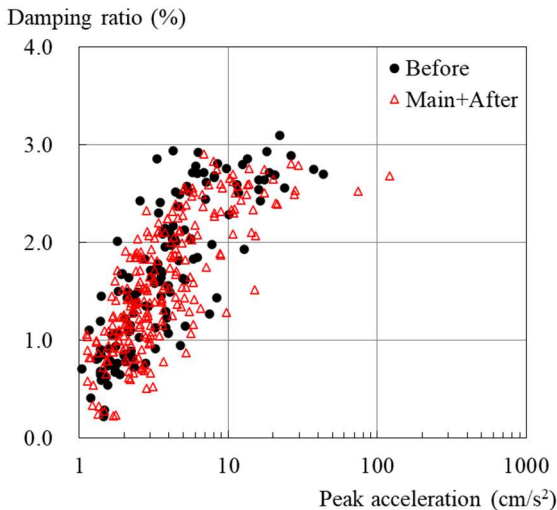


Fig. 20 1st modal damping ratio depending on peak acceleration on 21st floor in longitudinal direction of Building C

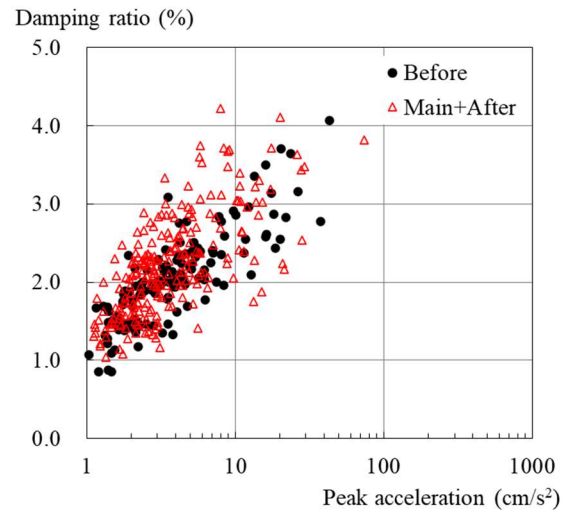


Fig. 21 2nd modal damping ratio depending on peak acceleration on 21st floor in longitudinal direction of Building C

モード減衰比では、応答が大きくなると増加から低下に転じるという建物AとBのような説明よりは、ある応答から一定になって頭打ちになるという説明の方が、図の表現としては適切である。ただし、データよりも大きな地震を受けると、低下に転じる可能性は否定できない。

建物Cでも、減衰に本震前後の違いは見られない。一方、2次モードの減衰が1次モードよりも高く、値がモード次数に依存する性質が見られる。ただし、2次固有振動数の1次固有振動数に対する比である3倍にはなっておらず、剛性比例型減衰にはなっていない。Fig.24とFig.25に示す短辺方向では、1次モードで減衰がより変動するという先の2棟と同じ傾向を把

握できるが、Fig.20とFig.21の長辺方向ではやや異なった傾向を示している。

3.4 建物D

建物Dは横浜市に建つ23階の高層建物で、4棟の中では本震の震源から最も遠い。この建物では、本震時に短辺方向(N303°E)の加速度が記録できなかったため、長辺方向の結果のみをFig.26からFig.29に示す。

固有振動数とモード減衰比とも、振幅依存性の全体的傾向は前3棟と似ている。固有振動数では、本震以後に低下しており、応答が大きくなると低下の割合が緩くなる点は建物AやBと同じである。細かく見

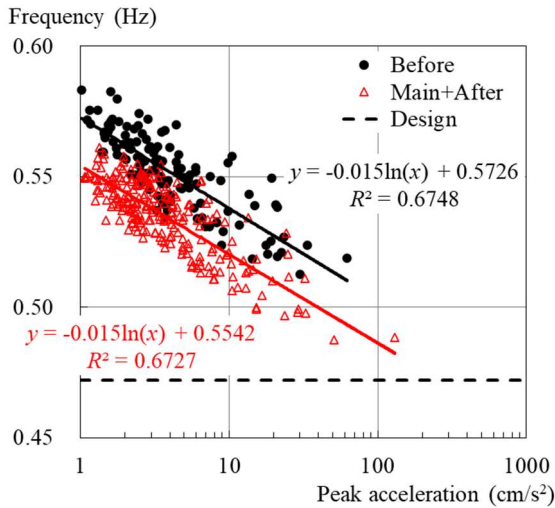


Fig. 22 1st natural frequency depending on peak acceleration on 21st floor in transverse direction of Building C

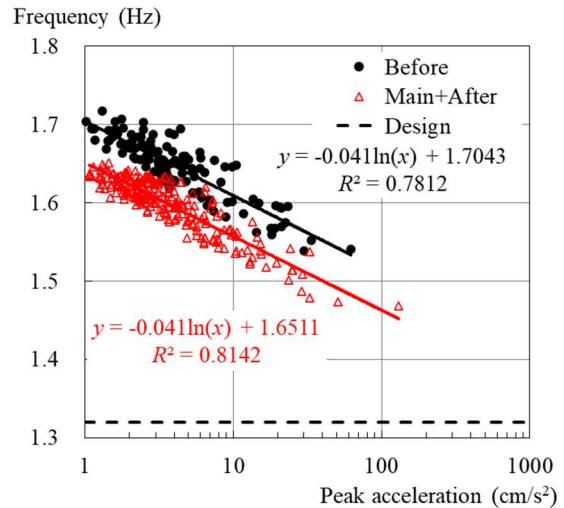


Fig. 23 2nd natural frequency depending on peak acceleration on 21st floor in transverse direction of Building C

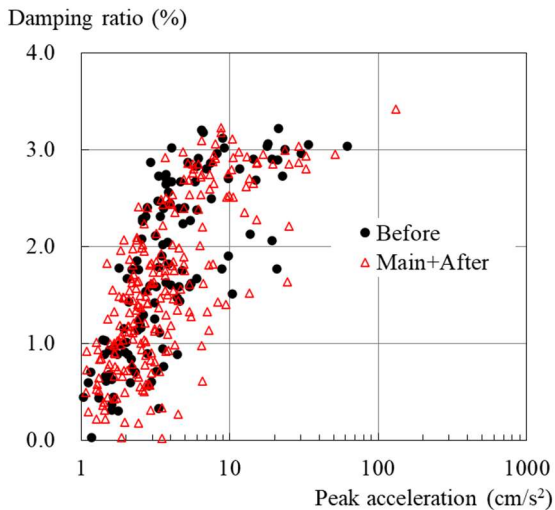


Fig. 24 1st modal damping ratio depending on peak acceleration on 21st floor in transverse direction of Building C

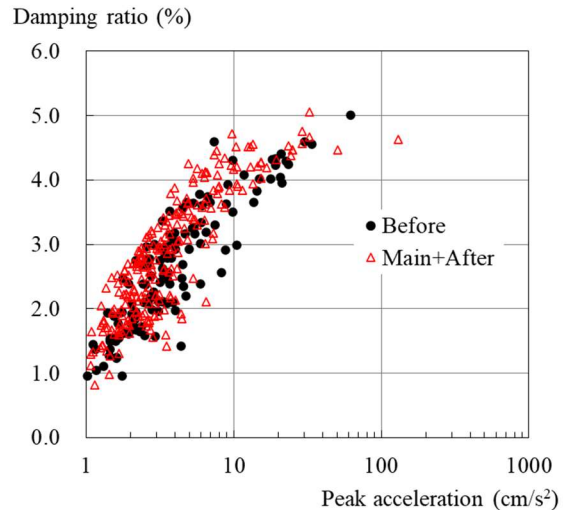


Fig. 25 2nd modal damping ratio depending on peak acceleration on 21st floor in transverse direction of Building C

ると、本震以後に赤線で示す回帰式の勾配がやや緩やかになる点や、固有振動数で設計値との乖離が小さい点は前2棟と異なる。

モード減衰比は、23階の最大加速度 10cm/s^2 ぐらいから低下に転じている点、1次モードで変動が大きい点は建物AとBと同じである。

3.5 動特性の振幅依存性の整理

3.1節から3.4節で示した分析結果は次のように整理できる。

(1) 固有振動数は、応答が大きくなるほど低下する。最上階近くの最大応答加速度 100cm/s^2 のレベルで、その低下を回帰式から評価すると、2011年東

北地方太平洋沖地震本震以降に -5% 前後である。建物によっては、応答が大きくなると固有振動数の低下率は緩やかになる。

(2) 最上階近くの最大応答加速度が 10cm/s^2 以下の振動では、設計値に比較して固有振動数は明らかに高い。より大きな応答になると、同定値が設計値と一致してくる建物もあるが、全体としては地震時の固有振動数が設計値よりも高い傾向にある。設計値との差は、建物や振動モードでかなり異なる。

(3) 固有振動数の振幅依存性は、検討した建物では最上階近くの加速度の最大値でも表現することができる。最大値を用いても応答の対数の1次式で

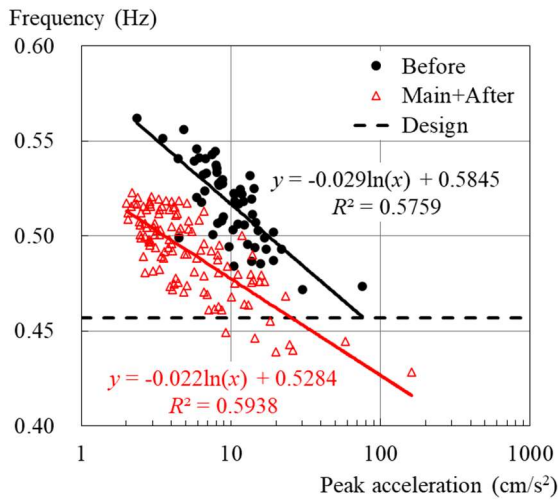


Fig. 26 1st natural frequency depending on peak acceleration on 23rd floor in longitudinal direction of Building D

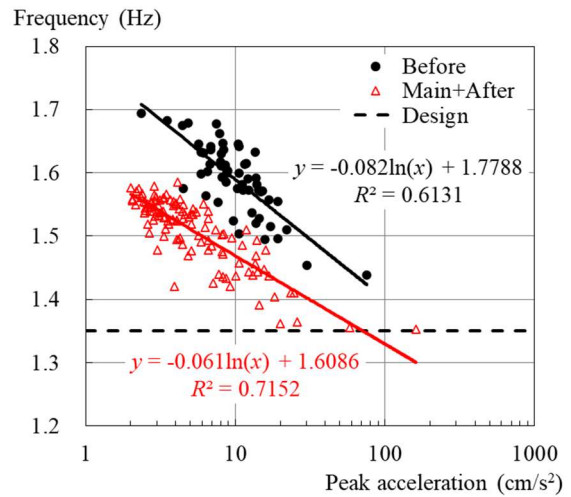


Fig. 27 2nd natural frequency depending on peak acceleration on 23rd floor in longitudinal direction of Building D

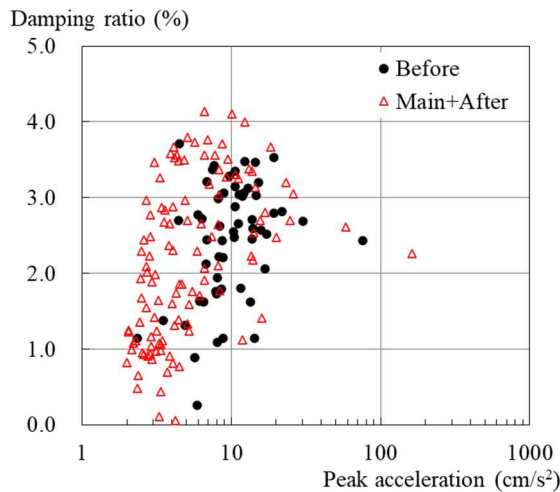


Fig.28 1st modal damping ratio depending on peak acceleration on 23rd floor in longitudinal direction of Building D

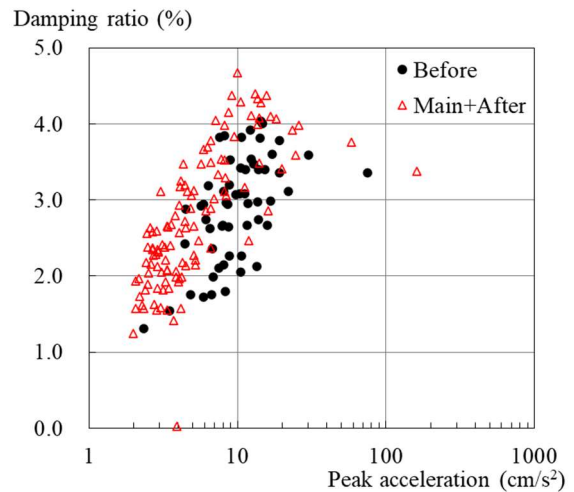


Fig. 29 2nd modal damping ratio depending on peak acceleration on 23rd floor in longitudinal direction of Building D

- 回帰式が得られる点は、過去の報告と同じである。
- (4) 固有振動数とは異なり、モード減衰比には本震による特性の変化は確認できない。言い換えると、固有振動数では本震による数%の低下を捉えることができたが、同定値のばらつきが大きいモード減衰比で同程度の変化は把握できない。
- (5) モード減衰比は、最上階の最大加速度が5～20cm/s²までは応答の増加に伴って上昇し、それ以降は頭打ちになるか低下する傾向にある。しかし、同定値のばらつきは大きく、固有振動数と比較して複雑な振幅依存性を示すため、応答値を用いた回帰式を導くことは難しい。

4. 固有振動数とモード減衰の相関性

モード特性の振幅依存性は、用いる応答の種類(加速度、速度、変位、最大値、平均値など)の影響を受ける。さらに、モード減衰比の振幅依存性は複雑であるため、その特性把握には従来とは異なる見方が必要と考えられる。そこで第4章では、応答を介さずに固有振動数と減衰比の関係を直接調べている。線形系では固有振動数とモード減衰比は系の極として表現されことから、その関係を調べることは極の移動を調べることである。Fig.2からFig.29と同じく、本震の前後を比較する。

Fig.30からFig.33に、建物Aの固有振動数とモード

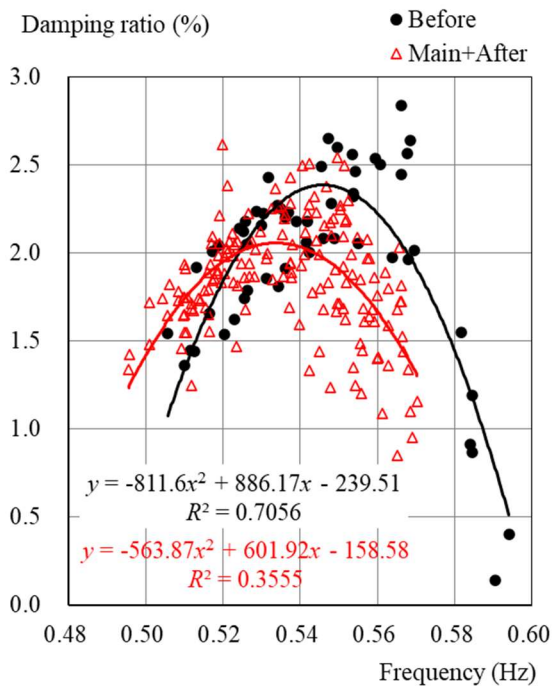


Fig. 30 Correlation between 1st natural frequency and 1st modal damping ratio in longitudinal direction of Building A

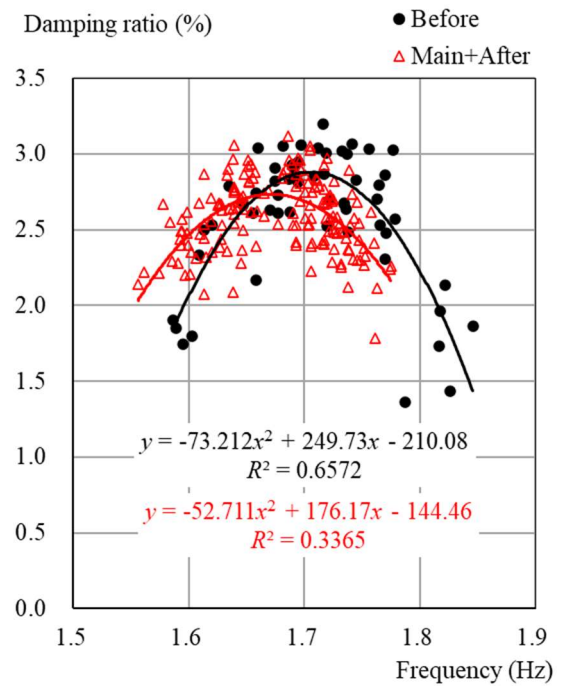


Fig. 31 Correlation between 2nd natural frequency and 2nd modal damping ratio in longitudinal direction of Building A

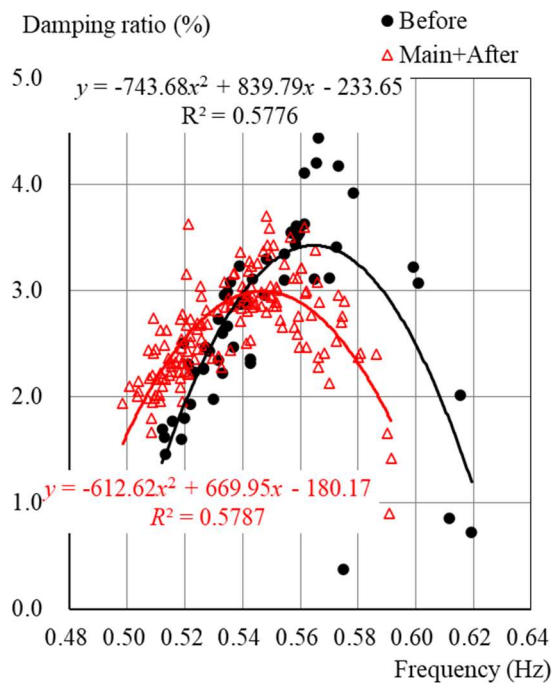


Fig. 32 Correlation between 1st natural frequency and 1st modal damping ratio in transverse direction of Building A

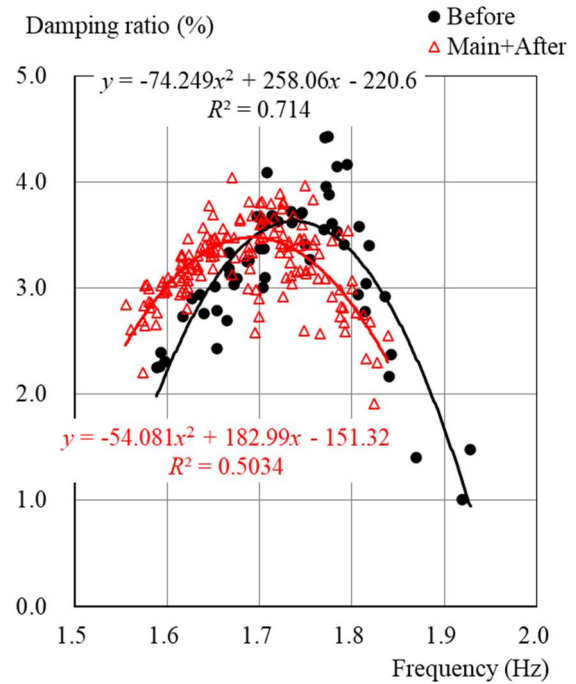


Fig. 33 Correlation between 2nd natural frequency and 2nd modal damping ratio in transverse direction of Building A

減衰比の関係を示す。これらの図は、Fig.2からFig.9に示した同定結果に基づいている。Fig.30とFig.31に長辺方向を、Fig.32とFig.33に短辺方向を示す。本震

前と本震以後の同定値に対して、2次回帰式を当てはめた。回帰式は相関関係をだまかに捉えており、上に凸である形状は、減衰が極大となる固有振動数が

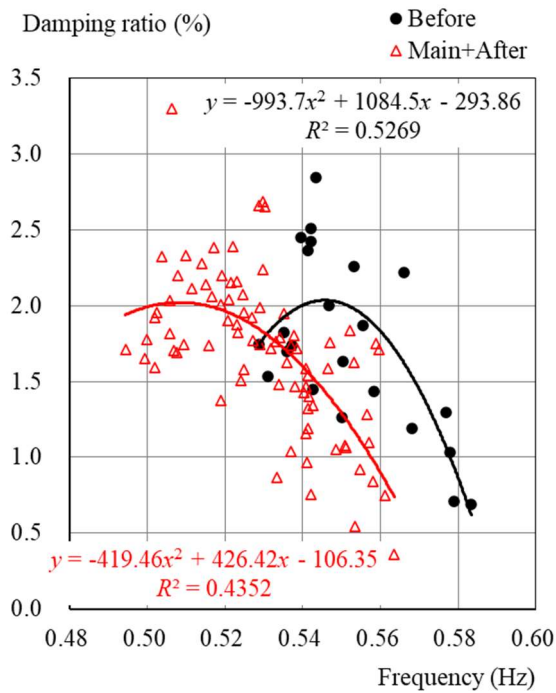


Fig. 34 Correlation between 1st natural frequency and 1st modal damping ratio in longitudinal direction of Building B

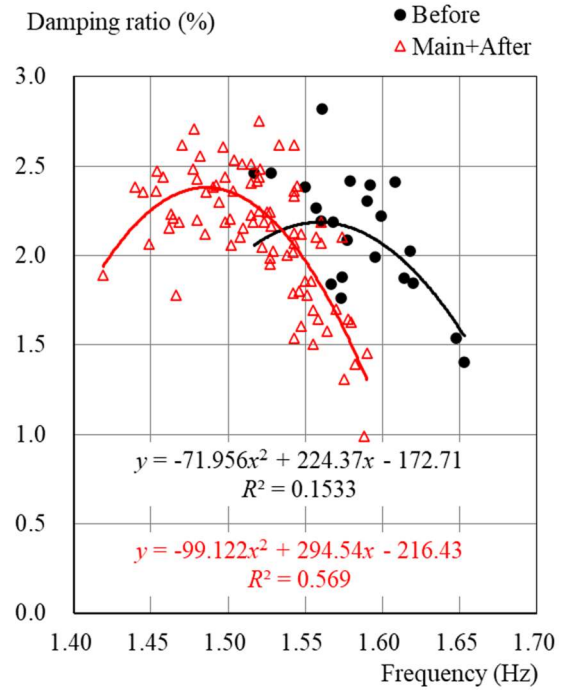


Fig. 35 Correlation between 2nd natural frequency and 2nd modal damping ratio in longitudinal direction of Building B

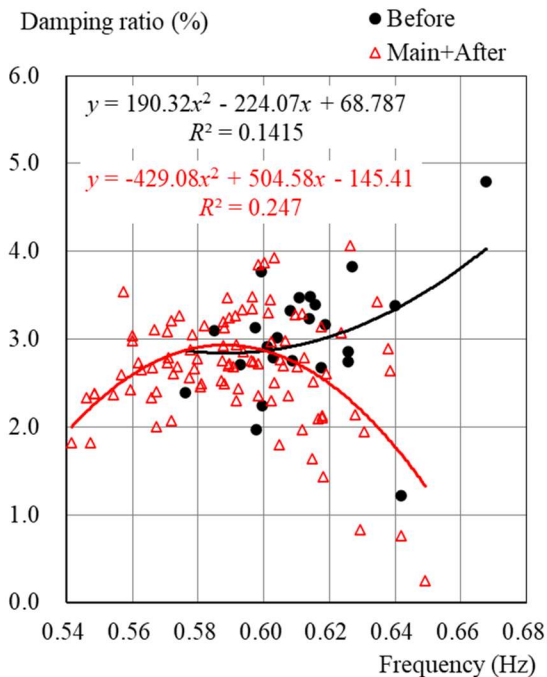


Fig. 36 Correlation between 1st natural frequency and 1st modal damping ratio in transverse direction of Building B

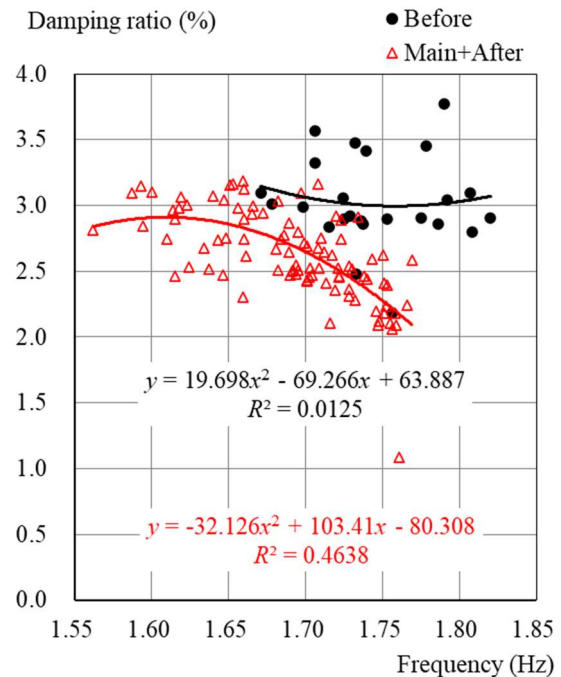


Fig. 37 Correlation between 2nd natural frequency and 2nd modal damping ratio in transverse direction of Building B

あることを意味する。相関性は、本震以後で高い傾向にある。

同様に、Fig.34からFig.37には建物Bにおける関係

を示す。減衰比の変動幅が広いことにデータ数が少ないことが加わり、やや強引な2次回帰式の当てはめになっている。短辺方向では下に凸の回帰式になっ

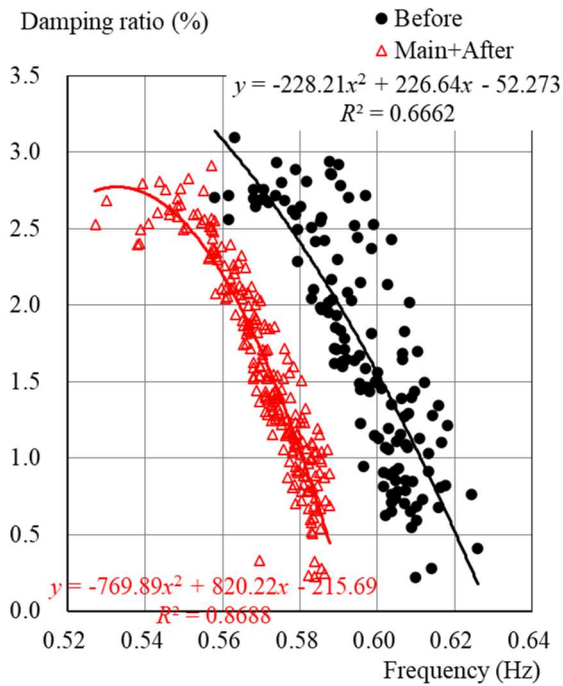


Fig. 38 Correlation between 1st natural frequency and 1st modal damping ratio in longitudinal direction of Building C

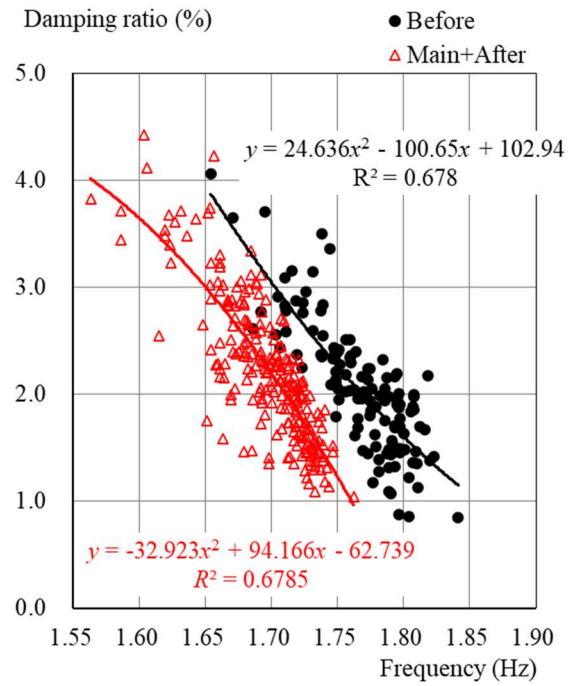


Fig. 39 Correlation between 2nd natural frequency and 2nd modal damping ratio in longitudinal direction of Building C

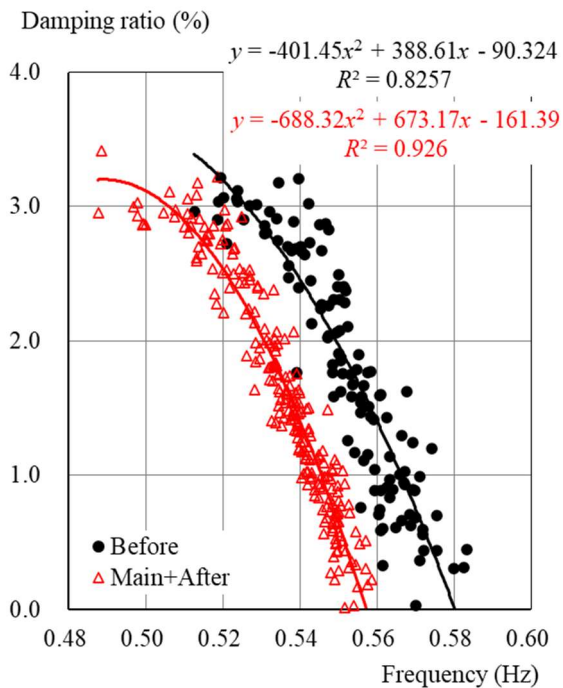


Fig. 40 Correlation between 1st natural frequency and 1st modal damping ratio in transverse direction of Building C

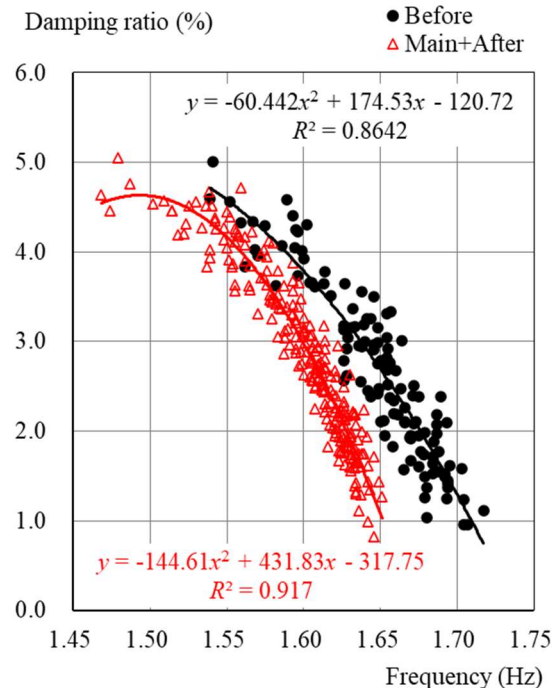


Fig. 41 Correlation between 2nd natural frequency and 2nd modal damping ratio in transverse direction of Building C

ている。本震以後でも相関性は高いとは言えないが、長辺方向に関しては減衰が高くなる固有振動数があることは認められる。

3.3節で示したように、建物Cの同定値のばらつきは前2棟に比較して小さい。そのため、整理方法を変更しても、同定値との相関性が高い回帰式が得られ

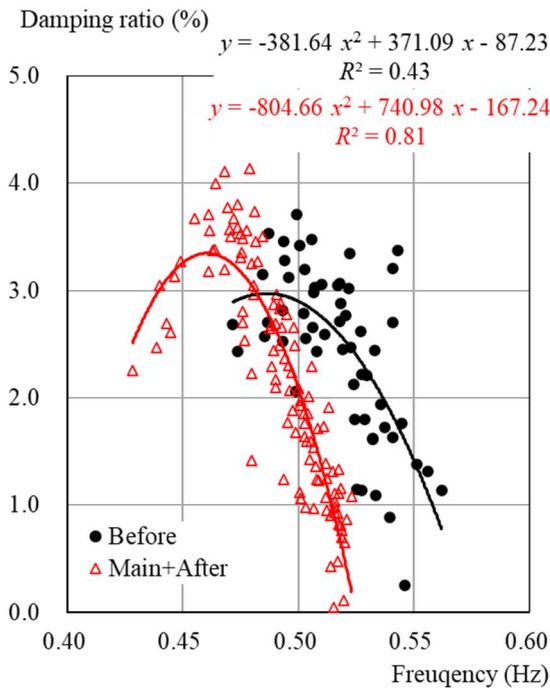


Fig. 42 Correlation between 1st natural frequency and 1st modal damping ratio in longitudinal direction of Building D

ている。この建物の本震以後は、モード減衰比がある固有振動数で極大値をもつと言うよりは、減衰比が固有振動数の増加とともに低下すると言った方が適切である。

建物Dは長辺方向だけの分析ではあるが、ある固有振動数でモード減衰比が最大値をとる傾向は見られる。

以上の分析から、固有振動数の2次回帰式でモード減衰比の変化がある程度は表現できる。2次式は、ある固有振動数でモード減衰比が極大値をもつことを示している。回帰式は、応答を介さずに固有振動数からモード減衰比を推測する可能性を示しているが、建物によって固有振動数とモード減衰比の関係に違いがある。分析した4棟の間で共通の回帰式を得ることは難しく、むしろ建物ごとに振動データを整理して建物ごとに予測式を得る方が現実的である。

5. おわりに

階数が15~23である4棟の鉄骨造事務所建物で、多数の地震記録を利用して、等価線形評価した固有振動数とモード減衰比の振幅依存性を調べた。

固有振動数は最上階近くの最大加速度で表現可能であり、その振幅依存性はすでに得られている他の応答による結果と整合していた。一方、同定値の変動幅が大きいモード減衰比を、応答で近似表現する

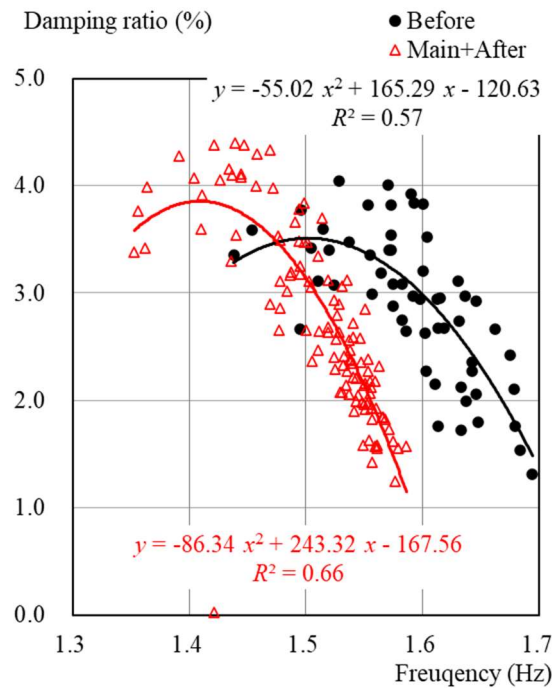


Fig. 43 Correlation between 2nd natural frequency and 2nd modal damping ratio in longitudinal direction of Building D

ことは難しかった。そこで、モード減衰比を固有振動数と関係付けて、振幅依存性が得易い固有振動数を減衰評価に有効利用する可能性を調べた。

モード減衰比は、大まかに固有振動数の2次式で表現でき、ある固有振動数で極大値をもつ性質があることを示した。固有振動数とモード減衰比の関係は建物ごとに異なっており、モード減衰比の予測式を得るには、建物ごとに振動データを整理して、個別に対応することが現実的である。

なお、データが得られた応答の範囲内での結果であり、より大きな地震を受けて構造物が塑性化すると、回帰表現の見直しが必要になる。

謝 辞

本研究は、公益財団法人・鹿島学術振興財団から研究助成を受けました。国立研究開発法人・建築研究所からは、建物4棟で長年記録された地震時の加速度記録をご提供頂きました。研究助成と地震記録の提供に深く謝意を表します。

参考文献

荒川利治・谷口竜紀・中村尚弘・木下拓也・東上峻樹 (2015) : 高次モードを含めた鉄骨造中層建物の地震時における振動特性評価, 日本建築学会構造系

- 論文集, 第80巻, 第717号, pp.1657-1666.
- 荒川洋輔・久田嘉章・久保智弘・山下哲郎 (2011) : 2011年東北地方太平洋沖地震における超高層建築の強震観測と地震応答解析 (その1) 前震・本震・余震による強震観測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.305-306.
- 井川望・古城豊光・渡辺一弘・田沼毅彦 (2012) : 2011年東北地方太平洋沖地震における超高層集合住宅の地震応答評価, 日本建築学会技術報告集, 第18巻, 第40号, pp.859-864.
- 池田芳樹・倉田真宏・和田拓也 (2018) : 一組の地震記録から得られる建物動特性の有効利用 (その 1) 本震記録のみに基づく等価固有振動数の振幅依存性の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.163-164.
- 鹿嶋俊英 (2011) : 2011年東北地方太平洋沖地震の建築研究所建物の強震記録, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.319-320.
- 鹿嶋俊英 (2016) : 強震記録の分析に基づく鉄骨造高層建物の振動特性の変動の考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.923-924.
- 鹿嶋俊英・小山信・小豆畑達哉・井上波彦 (2015) : 東北地方太平洋沖地震による超高層建物の振動特性の変動, 日本建築学会技術報告集, 第21巻, 第48号, pp.493-497.
- 斎藤知生・神田順 (2000) : 構造物のシステム同定における推定値の確率論的誤差評価, 日本建築学会構造系論文集, 第534号, pp.41-48.
- 篠原達巳・風間宏樹 (2012) : 2011年東北地方太平洋沖地震を受けた日建設計東京ビルの地震記録 (その2) 2003年4月以降2012年2月までの記録に対する総合的評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.1151-1152.
- 鈴木芳隆・小鹿紀英・長谷川隆 (2012) : 長周期地震動に対する鉄骨造超高層建築物の安全性検証方法の検討 (その18) 地震観測記録の分析と反映項目の整理, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.1067-1068.
- 東城峻樹・中村尚弘・佐武直紀・土佐内優介・梶原浩一 (2018) : 大型震動台実験に基づくS造中層建物の振動特性の分析, 日本建築学会構造系論文集, 第746号, pp.565-575.
- 中村充・勝俣英雄・福山洋 (2013) : 超高層SRC建物の地震観測結果に見られる動特性の振幅依存性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.591-592.
- 源栄正人・三辻和弥・田中匠子・鹿嶋俊英・大野晋 (2011) : 2011年東北地方太平洋沖地震における被害建物の地震前後の振動特性の変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.45-46.
- 森下真行・齋藤芳人・龍神弘明・田沼毅彦・渡辺一弘 (2014) : RC造超高層建物の長期地震観測結果に基づく動特性評価, 日本建築学会技術報告集, 第20巻, 第45号, pp.527-532.
- 森下真行・渡辺一弘・齋藤芳人・田沼毅彦・龍神弘明 (2012) : 長期間の地震観測記録に基づくRC造超高層建物の動特性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.695-696.
- 和田拓也・池田芳樹・倉田真宏・鹿嶋俊英 (2019) : 振幅依存性をもつ鉄骨造建物の固有振動数を本震応答のみで評価する方法の検証, 構造工学論文集, 第65B巻, pp.18-30.
- 和田拓也・倉田真宏・池田芳樹 (2018) : 一組の地震記録から得られる建物動特性の有効利用 (その 2) 計測よりも大きな地震時の等価固有振動数の予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.165-166.
- Ikeda, Y. (2018): An effective use of measurements under main shock of earthquake to predict structural dynamic properties under aftershocks, Proc. of 7th World Conf. on Struct. Control and Monitoring, pp.2507-2516.
- Kashima, T. (2017): Study on changes in dynamic characteristics of high-rise steel-framed buildings based on strong motion data, Procedia Engineering, Vol.199, pp.194-199.
- Spence, S.M.J. and Kareem, A (2014): Tall buildings and damping: A concept-based data-driven model, J. Struct. Eng, Vol.114 No.5, pp.04014005 1-15.

(論文受理日 : 2020年6月3日)