

普及型強震計による高層建物の応答特性と損傷のモニタリング

MONITORING OF EARTHQUAKE RESPONSE AND DAMAGE OF HIGH-RISE BUILDINGS BY ORDINARY STRONG MOTION SENSORS

飛田 潤*, 福和伸夫**, 平田悠貴***, 長江拓也****

Jun TOBITA, Nobuo FUKUWA, Yuki HIRATA and Takuya NAGAE

Observation of earthquake response and structural damage evaluation of high-rise buildings are discussed using ordinary acceleration sensors on a full-scaled steel structure specimen for E-defense shaking table experiment. Three different types of acceleration sensors are confirmed as sufficient for response evaluation of high-rise buildings through their observed records under realistic earthquake shaking on the table. A refined modal parameters identification technique is used considering time-lags of observed acceleration records as additional parameters for optimization. As a result, change of identified modal characteristics of the building was clearly shown, however, the change was not so large considering the serious structural damages caused by a series of severe earthquake shaking. Elastic-plastic story deformation was also estimated by use of acceleration records observed at floors. It is shown that the evaluation of structural damage through the change of modal characteristics will be verified considering information on deformation and strain.

Keywords : Strong motion observation, Acceleration sensor, Steel structure, Natural frequency, Mode shape, Hysteresis, E-defense

強震観測, 加速度計, 鋼構造, 固有振動数, モード形, 履歴特性, E-ディフェンス

1. はじめに

南海トラフの巨大地震などでは、大規模堆積平野を中心に長周期成分が卓越した継続時間の長い地震動が予測されており、高層建物など長周期構造物の応答と構造安全性の評価、および室内安全性や機能維持の検討が重要となる¹⁾。初期の高層建物などでは、長周期で継続時間の長い入力地震動を設計時に十分に想定していない場合もあると考えられ、ダンパーなどで減衰を付加した最近の建物と比べて共振による大振幅応答の影響は無視できない。さらに、南海トラフの地震の過去の発生状況から、東海・東南海・南海地震は同時あるいは短期間に連続して発生する可能性があり、その前後に活断層の地震が誘発されることも考えられる。場合によっては、建物の損傷の調査や補修がなされる間もなく、複数回の強い揺れを相次いで受けることもあり得る。

このような広域大災害では、多数の被災建物について専門家が損傷状況や危険性を十分に確認する時間的・人的な余裕はない。また特に鋼構造の場合、構造部材が内装材や耐火被覆に覆われているため、明確な残留変形がないと構造安全性に関わる重大な構造被害であっても発見しにくいことが知られている。従って、多数の既存建物に関して、地震応答性状や構造損傷・劣化を客観的に捉え、さらには続発する地震に対する継続使用性や修復可能性を簡便に判断で

きる方法論や実的なシステム開発の必要性は高い。

そのためには、詳細な構造モデルに基づく検討と並んで、実測値による応答特性とその変化の評価が必須である。実建物の振動実験や強震観測は多数行われており²⁾、大レベル地震入力による建物応答の実測結果の検討^{たとえ3)}や、強震動を受けた際の損傷評価につながる分析例もある^{たとえ4)}。さらに、長期的な劣化や地震による損傷に起因する構造特性の変化の検出を主眼とした構造ヘルスマニタリングでは、近年急速に発展し、多様な試みが行われている⁵⁾。振動観測記録からモーダルパラメータや物理パラメータの推定を行うアプローチ^{たとえ6)~9)}に限っても、地震応答・振動実験・常時微動観測の選択、観測機材、観測位置と成分、分析手法、さらには非線形・非定常特性の扱いやオンライン同定など、手法によってさまざまであり、評価精度や実施の容易さも異なる。さらに光ファイバセンサの利用^{たとえ10)}などにより、直接的に損傷につながる局所的な最大変形や歪などを指標にした例も多い。ただし現状では、技術面・費用面から多数の建物で実施することは容易ではなく、客観的な定量評価を実建物で実施するために、計測事例を重ねて将来に向けたデータベースを構築する段階と考えられる。筆者らも多数の建物で継続的な観測を実施し¹¹⁾、一方で建設中から高層建物の振動特性や重量などを詳細に観測する^{12),13)}など検討を重ねている。

* 名古屋大学大学院環境学研究科 准教授・工博

** 名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工博

*** 名古屋大学大学院環境学研究科 大学院生

**** 独立行政法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター

Assoc. Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University, Dr. Eng.

Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University, Dr. Eng.

Graduate Student, Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University

主任研究員・博士(工学) Senior Researcher, EERC, NIED, Dr. Eng.

以上の背景から本論では、近い将来の大規模地震に備えて、多数の既存建物に今後展開することを念頭に、ごく一般的な強震計を用いた限定的な観測体制による高層建物の応答特性と損傷の評価に関する基礎的技術を検討する。具体的には、高層建物の耐震性評価に関する Eディフェンス実験¹⁴⁾の鋼構造試験体を対象として、数種のスタンドアロン強震計（加速度計）を設置し、加振時の加速度記録からモーダルパラメータやその変化を検討する。その際に、異なる強震計の特性比較、常時微動特性との比較、さらに各点で別々にトリガされた時刻同期されていない記録による振動パラメータ推定法なども検討する。また加速度記録から変位に変換することで、力-変位の関係から層の塑性変形特性の推定も試みる。以上から、既存の建物にすでに設置されている強震観測システムや、あとから比較的簡易な計測体制を整えることによって、固有振動特性とその変化を十分検出可能であることを示す。

ここで想定しているスタンドアロン強震計は、建物内の複数の地点での連動（時刻同期）の要求を省き、高層建物への設置の負担を減じるとともに、性能的にも制約のあるものを含む。また、他の観測システムで機器の更新により役目を終えたセンサの流用も考えられる¹⁵⁾。平成 21 年度以降には自治体の計測震度計が更新の予定となっており、今後はこのような機材の利用可能性も含めて観測体制の検討を行う必要がある。また本論で示すように、鋼構造では局所的に躯体の顕著な被害を生じても、構造全体としてのモーダルパラメータはさほど大きく変化しない場合がありうる。従って、特定層の塑性変形などの評価や、光ファイバセンサ¹⁶⁾など他の観測体制の併用によるモニタリング体制も必要と考えられる。なお、同試験体の計測により構造ヘルスマニタリングの検討を行った例がある^{17), 18)}。また、本論と同様に、加速度記録のみから構造ヘルスマニタリングを試みる例もある¹⁹⁾。

2. 試験体と観測の概要

2.1 Eディフェンス実験における高層建物試験体

試験体は、既存の初期高層建物の平均的なモデルとして地上 21 階・高さ 80m を想定し、振動台で加振できるように縮約して計画されている。図 1 に試験体の概略を示す¹⁴⁾。下 4 層はそのまま試験体とし、上層は 5 層または 3 層の質量、層剛性、弾塑性特性を集約してコンクリートスラブ 4 枚（19, 14, 9, 4 層位置に相当）、積層ゴム、鋼製ダンパーに置換したものである。高さ約 22m、平面は 2×1 スパンで 12m×8m、総重量は約 10,000kN である。下 4 層の鉄骨部材やディテールは初期の高層建物に準じたものとなっており、間仕切壁が各方向 1 枚ずつ入っている。一次固有周期は一般的な値として、建物高さの 0.03 倍で約 2.4 秒になるよう設計されている。試験体及び実験の詳細については文献 14) も参照されたい。

2.2 加振の入力地震波

加振に用いた主な地震波は、設計用に最大速度を基準化したエルセントロ波（レベル 2、最大速度 0.50m/s）、長周期が卓越する想定地震動として東京・気象庁波²⁰⁾（関東地震を想定した都心の地震波、最大速度 0.23m/s）、川崎・東扇島波²¹⁾（東海地震を想定した東京湾岸の地震波、最大速度 0.39m/s）、名古屋・三の丸波（東海・東南海地震連動を想定した名古屋中心部の地震波、最大速度 0.51m/s）などである。また地震波加振の前後には特性把握のためのホワイトノイ

ズ（0.2-20Hz、最大加速度約 0.15m/s²）による加振が行われている。加振波形、加振スケジュールや損傷状況に関しては 4.1 で詳しく述べるが、本論では主に、構造体に顕著な損傷を生じた三の丸波加振の観測記録について検討する。

2.3 使用した強震計

観測に使用した強震計は、①普及型強震計（サーボ加速度計）、② K-NET95 強震計（サーボ加速度計）、③小型・廉価型強震計（半導体センサ加速度計）の 3 種で、いずれも単独の筐体にセンサ・収録部・電源などを収めたスタンドアロン型である。外観を写真 1、主要な特性を表 1 に比較して示す。①は現在の標準的な性能の強震計で、建物の基本特性を評価する位置に設置されている。微動レベルでも使用できる程度の SN 比を持つため、試験体構築中から加振実験前後の微動観測も行った。②は既存観測網のリプレイスにより回収・廃棄された旧型強震計であり、再利用で多数の建物に設置することを前提に性能の検証を行った。同様に、今後更新が想定される自治体震度計の利活用も想定している。表 1 からは周波数範囲や分解能などは①と比較して同等以上であるが、実際には経年劣化によるノイズ増加などもあり得る。③は安価な強震計でセンサ形式が異なり、周波数範囲や分解能は低い（特に上下動）。一方で小型・軽量・安価で、ネットワーク接続を標準で装備すること、などの利点を有する。これら 3 種類の強震計による比較観測体制を図 2 に示す。これにより、後述するように長周期地震動を含む複数の地震動による応答を記録した。以上に加えて、各加振日の終了後に動コイル型常時微動計による微動観測を 1, 3, 5, 8 階で行った。また、光ファイバセンサによる動的な柱軸変形の計測を 1・2 階で行っている¹⁶⁾。

2.4 旧型強震計のネットワーク接続による観測システム

建物建設時に設置される強震計は、複数個所に設置したセンサを 1 箇所のレコーダーに配線で接続する形式が多い。この方法は多点記録の同時性や電源部の集約などの点で優れているが、高層建物の場合は配線経路が長くなる。今回使用したスタンドアロン型は、建物内に竣工後に設置することも容易である。強震計のコントロールやデータ回収はネットワーク接続を用いており¹²⁾、①、②のような従来型の強震計ではシリアル・LAN 変換インターフェイスを使用した。ネットワーク接続概要を図 3 に示す。これにより各階をつなぐ配線は LAN ケーブル 1 本のみにでき、実際の建物の場合は既存のネットワークインフラを利用できる。なお、各強震計の時刻同期のためには、GPS 等を各地点に備えるか、有線で強震計間を接続する必要があるが、本論の検討では後述するように強震計間の時刻ずれを補正する分析手法を導入したため、時刻同期は必須ではない。強震計を接続した制御 PC は建物内で利用するが、インターネット経由で接続することにより、遠隔地からリモートデスクトップソフトウェアによりコントロール・データ回収などを行うこともできる。

3. 振動台実験による強震計の特性比較

3.1 強震計の観測特性の相違

図 4・図 5 に、3 種類の強震計で観測された同じ位置の記録のフーリエスペクトルと、地震計①に対する②・③のスペクトル比を示す。図 4 は三の丸波 2 方向加振、図 5 はその直前のホワイトノイズ加振の記録で、いずれも全計測時間 300 秒を用いてフーリエ変換し、0.05Hz の Parzen ウィンドウで平滑化してある。

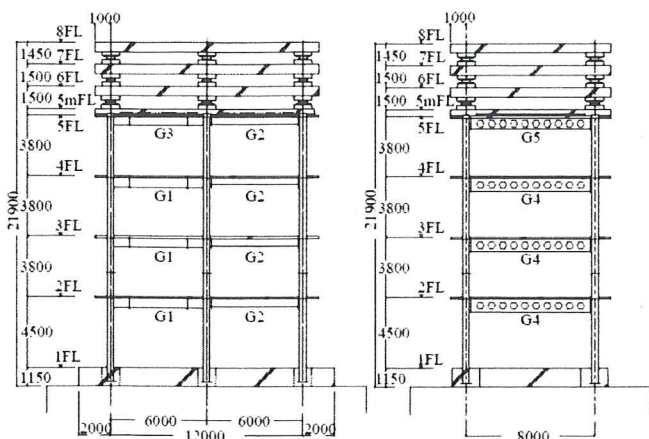


図1 高層建物試験体の概要¹⁴⁾

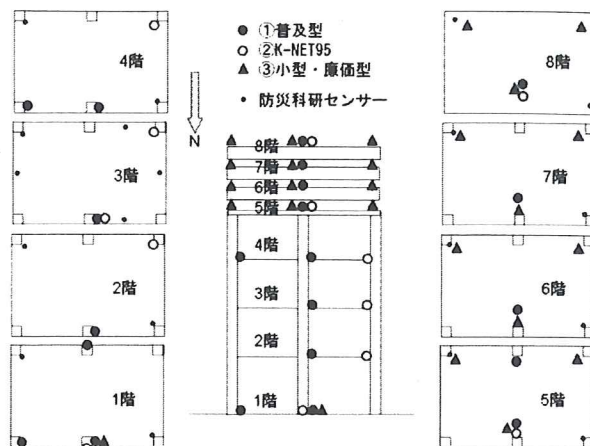


図2 強震計の配置



写真1 使用した強震計 (左: 8階中央, 右: 1階中央)

表1 使用した強震計の諸元の比較

	1 普及型 (エトナ)	2 K-NET95	3 小型廉価 (E-catcher)
センサー	サーボ加速度計	サーボ加速度計	半導体センサー加速度計
測定範囲	±2G (0.25~4G 設定可能)	±2G	±2G (水平), 1G (鉛直)
周波数範囲	DC~40Hz	DC~30Hz (-3dB)	水平 DC~20Hz, 上下~4Hz
A/D変換	分解能 18bit 以上	24bit	実効 16bit
ダイナミックレンジ	108dB 以上	114dB	ノイズレベル 2gal
サンプリング	100, 200Hz	100Hz	100Hz
時刻補正	GPS	GPS	NTP
記録媒体・時間	PCカード~512MB	フラッシュメモリ 8MB	100秒×56記録
通信ポート	RS-232C	RS-232C	RS-232C, イーサネット
電源	AC+内蔵バッテリー	AC (バッテリー追加可)	AC100V+乾電池
寸法	256×381×166mm, 9kg	274×374×178mm, 7kg	120×170×50mm

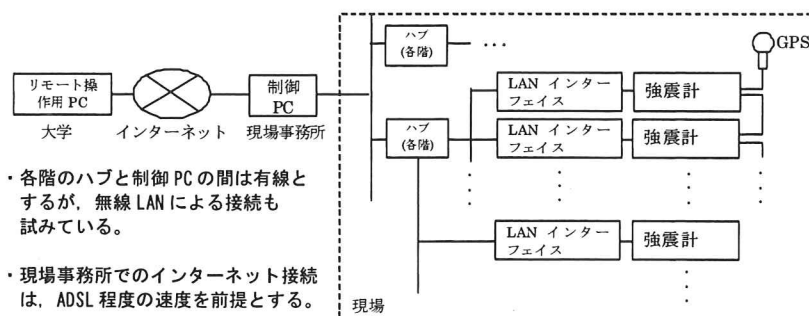


図3 スタンドアロン強震計をネットワーク接続した現場での観測体制の構成

この図より、水平2方向に関して振幅の大きい周波数範囲では、3種類の地震計の記録はほぼ同一の特性を示している。一方、約0.15~0.2Hzより長周期側と、三の丸波加振の約3Hzより短周期側では地震計による差が見られる。これは観測位置での応答のフーリエスペクトル振幅が小さい周波数範囲にあたり、強震計①、②、③の順

でスペクトル振幅が大きくなっているため、センサあるいはAD変換の分解能不足によるノイズの影響と考えられる。また上下動に関しては、特に強震計③は、振幅や周波数特性に顕著な差が見られ、強震計①・②と精度が異なることがわかる。

図6に、ホワイトノイズ加振・三の丸波加振時の5階/1階のフーリエスペクトル比を3種類の強震計で比較して示す。スペクトルの計算は図4・図5と同様とした。図中に縦に引いた線は、左列のホワイトノイズ加振(ほぼ線形応答)から特定される固有振動数の位置を示している。

この図より、本試験体の水平方向の応答に関する伝達関数の特性は3種類の強震計でほぼ同一であることがわかる。また右列の三の丸波加振では、非線形応答や損傷に起因すると考えられるピークの長周期化とピーク高さの減少が確認できる。これらの記録から推定した固有振動数の差は3種類の強震計で1%程度以内となった。以上から、少なくともある程度大きな振幅の応答記録から固有振動数を推定するに当たっては、3種類の強震計の差は大きくない。この結果を実構造物が損傷する実験の記録から確認できたことに意義があると考えられる。なお加振入力小さい上下動に関しては、3種類の強震計の記録に差異がみられる。強震計②は5階の上下成分に不備があるため特に差が大きかった。

強震計①は、後述するように、加振していない時の微動成分(振動台の機器ノイズなどは含む)でも十分な精度を有しているため、本論の以後の検討では主に強震計①の記録を使用した。これと比較して強震計②・③は、水平動でもスペクトル振幅の小さい周波数域でのノイズレベルが高めである。長周期

側の差は、5章で述べる積分による層間変形評価に影響を及ぼすが、本論の試験体(固有周期2秒程度)については大きな差はなかった。

3.2 強震計・常時微動計と光ファイバセンサの特性の比較

図7に強震計・常時微動計による水平方向応答と、光ファイバセンサによる柱軸変形の動的計測結果¹⁶⁾のスペクトルを比較して示す。

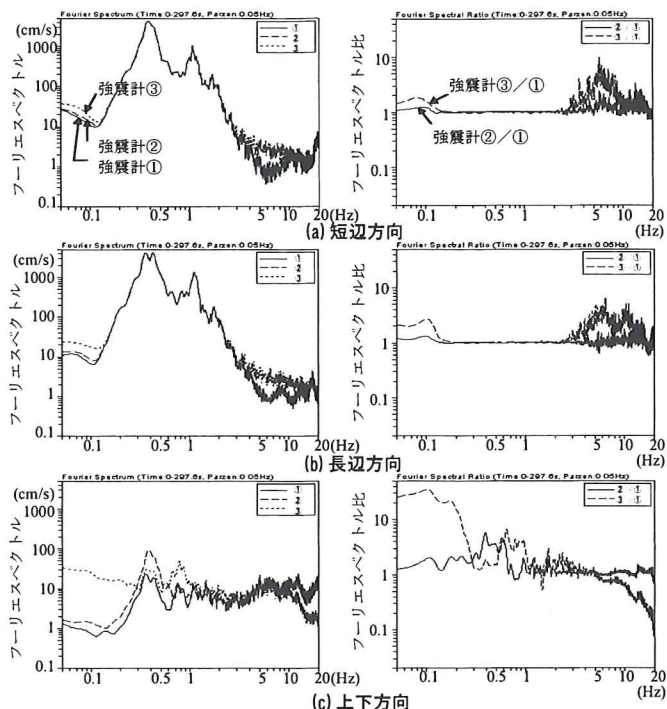


図4 3種類の強震計による同一地点のフーリエスペクトルの比較とスペクトル比 (三の丸波加振, 8階中央の記録)

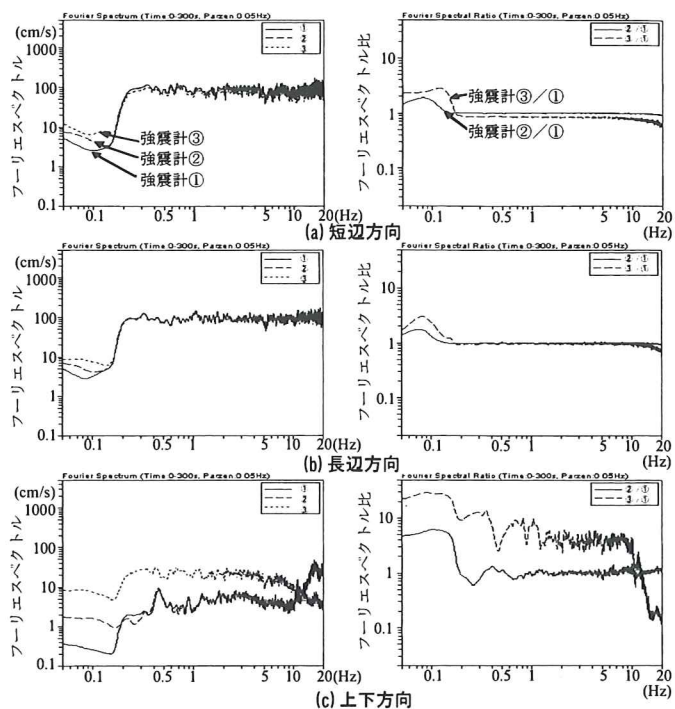


図5 3種類の強震計による同一地点のフーリエスペクトルの比較とスペクトル比 (ホワイトノイズ加振, 8階中央の記録)

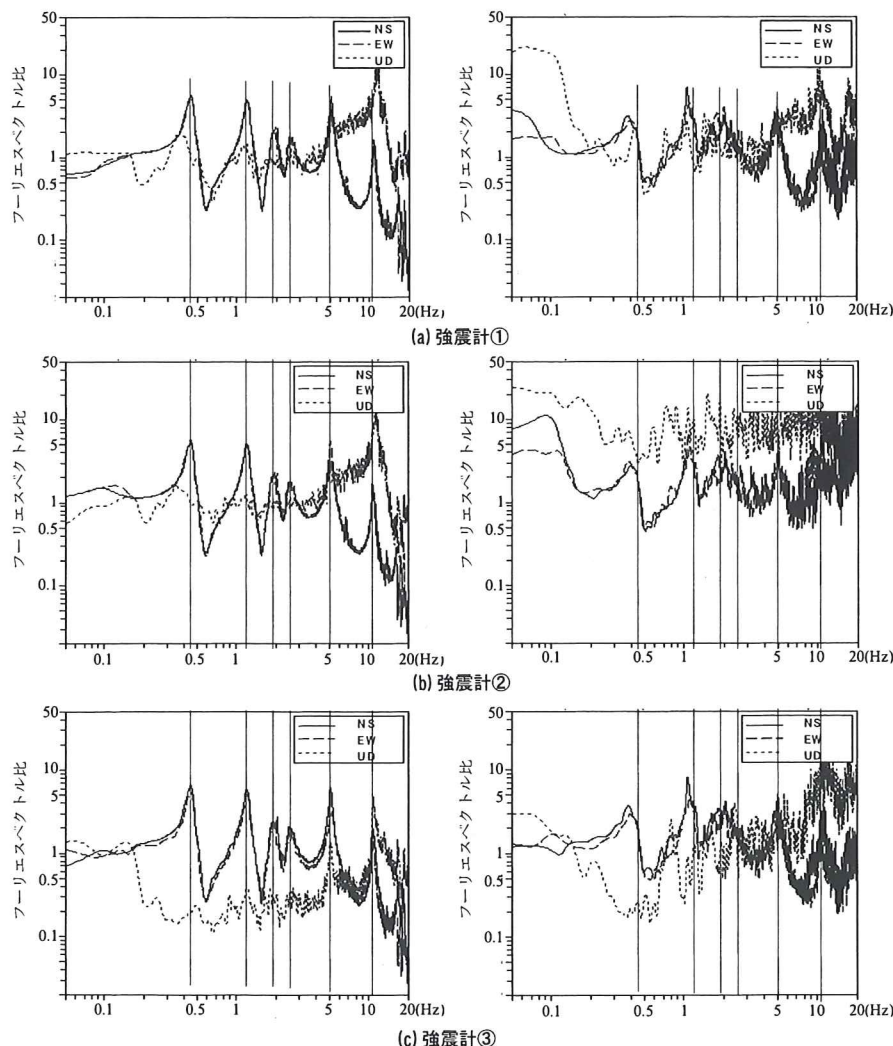


図6 3種類の強震計による5階/1階のフーリエスペクトル比の比較 (左: ホワイトノイズ加振, 右: 三の丸波加振。縦線はホワイトノイズ加振時の固有振動数)

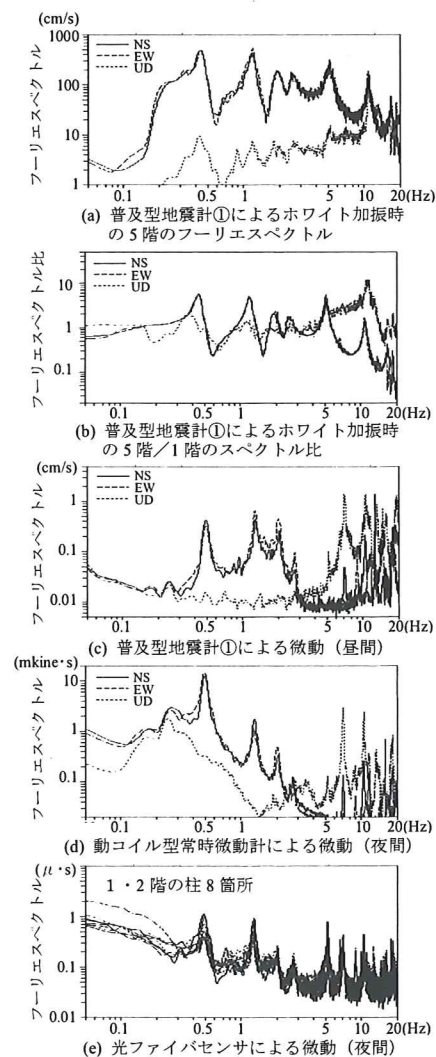


図7 強震計・常時微動計の水平方向記録と光ファイバセンサの動的計測の比較

リエスペクトルや、(b)5階/1階の伝達関数から、5～6次の固有振動数まで容易に特定できることがわかる。また、(c)常時微動（昼間の振動台作業中）の特性も十分な精度を持ち、スペクトルピークを明確に評価できる。一方、図は省くが、強震計③は常時微動計測のための感度や分解能が不足であり、強震計①でも夜間静寂時の微小振幅の計測は十分ではないことがある。このような場合の計測には、(d)動コイル型常時微動計を用いればよいが、大きな振動で壊れやすく、設置したまま放置できないなどの制約が大きい。

比較のために示した(e)光ファイバセンサによる動的な柱軸変形の特性は、文献16)で示した大振幅加振時だけでなく、夜間の微動でも十分な感度で計測可能であり、ピーク位置に注目して高次まで固有振動数を読み取ることができる。ここで用いた光ファイバセンサの動的計測用アンプとロガーは高価であるが、センサは1本あたり約10万円である。従って、センサをあらかじめ柱に設置することができれば、必要な際にアンプやロガーを接続して計測することで、常時微動と同様に、固有周期やその変化を長期にわたって安定して評価できる可能性がある。

4. 複数の加振入力を受ける試験体の振動特性の変化

4.1 加振・計測スケジュールと試験体の損傷の概要

強震記録と常時微動記録を用いて、複数の大レベル入力地震動を受ける試験体の振動特性の変化の検出を試みる。表2は平成20年3月に行われたEディフェンス実験の主な加振スケジュールである。表中の加振波は2.2で概略を述べたもので、図8に加速度波形と速度応答スペクトルを示す。水平2方向のうち、試験体の1次固有周期(2.4秒)の応答スペクトル振幅が大きいほうの成分を示している。

これらのうち本論では主に、最終日の一連の加振を分析する。なお、それまでの3日間の加振では、塑性変形はあるものの亀裂や破断は生じていない。三の丸波2方向加振(Sxy)では、短辺方向2～4層の梁下フランジ溶接部（現場溶接）に破断・亀裂等が生じた。次に三の丸波の長辺方向加振の2回目(Sy)では、長辺方向2～4層の梁下フランジ溶接部（工場溶接）に破断・亀裂等が生じている²²⁾。

表2 主な加振・計測のスケジュールと本論で用いたケースの記号

日付	加振波	振幅	記号
3月17日	東扇島（東海地震，川崎）	50%	M1
	三の丸（東海・東南海地震，名古屋）	35%	
	エルセントロレベル2	50%	
	常時微動1回目		
3月18日	気象庁（関東地震，東京）	100%	M2
	エルセントロレベル2	100%	
3月19日	東扇島	50%	M3
	東扇島	100%	
	常時微動3回目		
3月21日	ホワイトノイズ		W1
	三の丸2方向	100%	Sxy
	ホワイトノイズ		W2
	三の丸Y方向（長辺）	100%	
	ホワイトノイズ		
	三の丸Y方向（長辺2回目）	100%	Sy
	ホワイトノイズ		W3
	常時微動4回目		M4

そのほかにも梁ウェブやフランジの局部座屈などが生じているが、柱の傾斜などの架構全体の残留変形はほとんどなかった。地震波加振の前後にはホワイトノイズ加振、毎日の実験終了後の夜間には常時微動計測を行い、特性の変化の検出を試みた。

4.2 振動特性の推定法

限定された強震観測体制の利用を念頭に、ここでは強震記録は1階、5階、8階の中央、微動記録はそれに加えて3階中央を用いることにする。振動特性の推定には、1階の水平2方向入力に対する上階の1方向応答を表現する線形多モード系の理論伝達関数でフィッティングを行っている²³⁾。従って1回の推定におけるパラメータの数は、N次まで推定する場合に各次の固有振動数、減衰定数、入力並行方向と入力直交方向の刺激関数の計4N個となる。さらに今回の観測体制では、1階と上階の地震計が連動していないので、その記録の時間ずれも同時に推定パラメータとして合計4N+1個となる。

この方法により、時間ずれのある観測記録を用いても、動的パラメータと同時に時間ずれが推定できる。波形の特性により多少の差はあるものの、時間ずれが建物固有周期程度までであれば観測記録の時刻刻み以内の精度で推定できた。このことは、推定された時間ずれを補正した伝達関数の位相が、時間ずれを示す直線位相成分を持たないことから確認している。時間ずれが建物周期を大きく超える場合は正確な推定が困難となるが、対象とした高層建物の1次周期は比較的長く、スタンドアロン強震計であっても大きな地震波に対するトリガ起動時刻はあまり差がなかったため、今回の記録では問題なく補正されている。

本手法によれば5階と8階を応答としたときのパラメータが別々に推定されるが、固有振動数と減衰定数には大差ないことを確認している。また刺激関数から、それぞれの位置でのモード形を求めている。加振記録の全時間区間を用いた伝達関数から推定するため、三の丸波加振など顕著な非線形応答や損傷を生じた場合には、得られた振動特性は等価な線形系の特性と考えられ、加振中の振動特性の変化は考慮していない。

常時微動記録は、深夜に1時間連続でデータ収録を行い、なるべ

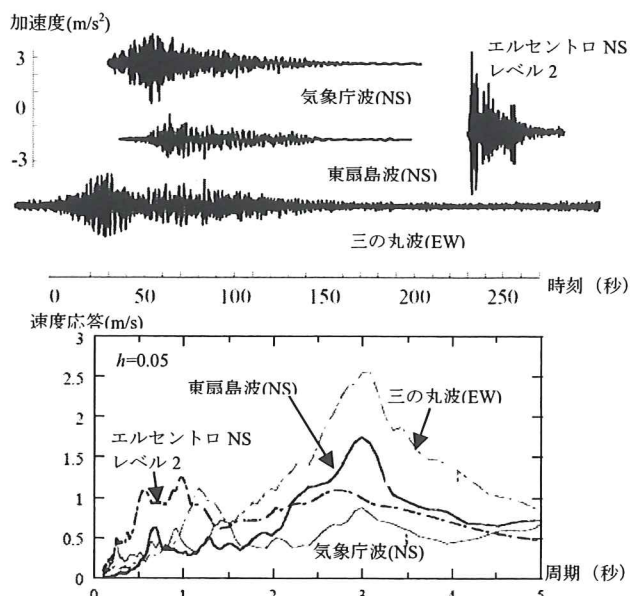


図8 加振波の加速度波形と速度応答スペクトル

く静かな区間を 81.92 秒で 40 区間程度切り出し、アンサンブル平均でスペクトルを求めて、同様の振動特性推定法を用いる。試験体は室内にあるため風の影響はなく、周辺ノイズも少ない立地のため、常時微動レベルはかなり低い、安定した推定は十分可能であった。

4.3 振動特性推定結果の考察

図 9 に、複数の大レベル加振入力を受けた際の地震応答・常時微動の振動特性の変化をまとめて示す。複数回の大レベル加振を受けて固有振動数が低下する過程が明確に読み取れる。三の丸波 2 方向加振 (Sxy) とその前後のホワイトノイズ加振 (W1→W2) では短辺方向 (X) の固有振動数の低下が大きく、三の丸波の長辺方向加振 (Sy) と前後のホワイトノイズ加振 (W2→W3) では長辺方向 (Y) の損傷による固有振動数の低下が明確である。

常時微動記録から、3 日目まで (M1→M3) の固有振動数の低下は小さく、最終日の一連の加振で明確に低下しており (M3→M4)、損傷の発生と対応していることがわかる。固有振動数の全体の低下幅は、次数により異なるが 3~5% 程度であり、地震波加振による変化幅ともおおむね対応する。常時微動と地震波加振との比較では振幅依存性が明確に現れており、常時微動による固有振動数と比べて、ホワイトノイズ加振では約 10~15%、地震動加振で約 20~25% 程度低下している。今回の試験体は二次部材が少ないが、それでも固有振動数の振幅依存性はかなり大きく、それに比べて固有振動数の低下 (損傷による回復しない変化) はあまり大きくないことがわかる。

減衰定数については、振幅が大きくなるほど大きい値となり、常時微動で 1~2% 前後、ホワイトノイズ加振では 4% 前後、損傷を生じた三の丸波の加振では最大 8% 程度となった。この結果は、弾塑性応答や損傷によるエネルギー吸収を等価な粘性減衰として評価したものと考えられる。損傷の前後での変化は明確ではなく、モード次数や X・Y 方向による傾向の相違もみられない。なお、振幅が大きい場合に 3~4 次で十分な推定ができない場合があった。

モード形について、上層階の縮約スラブの位置を本来の階の位置にして表示した結果を図 10 に示す。図中で左列は損傷の過程での変化、右列は 2 方向の損傷が生じた加振の比較を意図している。全体に変化は大きくないが、損傷を生じた低層部について高次モードで変化が顕著に現れる傾向があることがわかる。

以上から、本論の手法により、限定された観測でも構造損傷に伴う固有振動数の変化は正確に捉えうることが確認できた。ただしその変化幅は必ずしも小さくなく、振幅依存性の影響の区別も必要になる。従って、鋼構造物に関しては、地震経歴前後の観測記録などから固有振動数の変化のみに着目して構造損傷を検出することは、必ずしも容易ではない。継続的なモニタリングにより中小地震を含めて長期的な特性変化と振幅依存性を捉え、データベースとして蓄積し、それに基づいた判断を行うことが有効と考えられる。

5. 加速度記録による弾塑性層変形特性の評価

前節で示したように、ここで扱うような鋼構造物では、構造全体の特性を表すモーダルパラメータのみでは損傷に対する感度が十分ではない。そこで、本論の目的である一般的な加速度計の記録を用いて、さらに直接的に躯体の局所的な変形や損傷に対応する指標の推定の可能性を検討する。

加速度記録を二回積分することにより絶対変位が得られ、上下層

の差から層間変形を求められる。一方、ある層より上層の加速度応答に各層の質量を乗じて和を求めれば層せん断力が得られる。これらより各層の弾塑性復元力特性を求めることができる。今回は、3.1 の検討を踏まえて、強震計①の記録を用いて可能性の検討を行う。なお、強震計③でもほぼ同様の傾向が得られることを確認しているが、強震計による差やその原因については稿を改めて詳細に検討することとする。また各層のスタンドアロン地震計の記録の時間ずれは、4.2 で検討した手法により補正することが可能である。

図 11 に、上記手法により加速度記録から推定した三の丸 2 方向加振の 1~4 層の弾塑性応答特性を示す。なお、上層の慣性力の算定には、縮約された 5~8 層の観測記録を用いた。各図に重ねて、躯体設計時の地震応答解析で用いた各層のトリリニア復元力特性と、観測された最大層間変形に対する履歴ループをプロットした。さらに層間変形を相対変位計で直接計測した結果の最大値を各図の横軸上に▼で示した。これより、加速度記録の積分による層間変形の推定はかなり良好であることがわかる。

これらの図より、特に長辺方向の 1・2 層で大きなループを描いており、モデルの弾塑性ループより面積は小さいものの、定性的には設定したモデルと対応した降伏点を持つことがわかる。ループ形状がモデルと整合しない点については、モデルの設定も含めて検討の余地を残している。短辺方向では、あまり大きな弾塑性ループは描いていないものの、実際に損傷 (短辺方向 2~4 階の柱頭梁接合部の下フランジ破断) が生じた時刻を境にループの傾きが減り、その層の剛性が大きく低下していることがわかる。このような差は、構造の局所的な損傷による剛性低下に対応しており、架構全体の変化を捉えた固有振動数の低下に比べて、低下幅が大きい。

以上から、本論のような簡単な検討でも、各層の弾塑性応答特性の特徴を捉えうることがわかる。実際の高層建物の場合には、影響の大きい地震についてあらかじめ応答解析などにより層間変形の大きくなる層を推定することが可能であり、その層を中心に加速度観測の態勢を整えることが考えられる。また、曲げ変形が卓越する高層建物では、上述の観測記録による層せん断力の計算法は厳密には適用できないが、応答解析結果に基づいて曲げの影響を事前に評価することも可能と考えられる。さらに上層の限定された階で観測を行い、その位置に上下層の質量を集約することで、層せん断力を近似的に求めることもできる。損傷評価の有効性の立場から見れば、これらの近似的な計算法であっても、層間最大塑性率やループの概略値がわかれば、モーダルパラメータと組み合わせて十分な損傷指標となるものと考えられる。

6. 結論

本論文では、長周期地震動を受ける高層建物の E ディフェンス実験で得られた加速度応答観測記録を用い、一般的な強震計による比較的点数の少ない簡易な計測体制を前提として、高層建物の強震応答特性と損傷の評価の可能性を検討した。これは、既存の多数の建物を主な対象として、近い将来の被害地震における応答や損傷を適切に評価するために、高度・詳細なモニタリングシステムの開発と並んで、より一般的かつ簡易な観測システムにより必要なレベルでの損傷評価を行う補完技術が必要との考えに基づくものである。主な結論は以下の通りである。

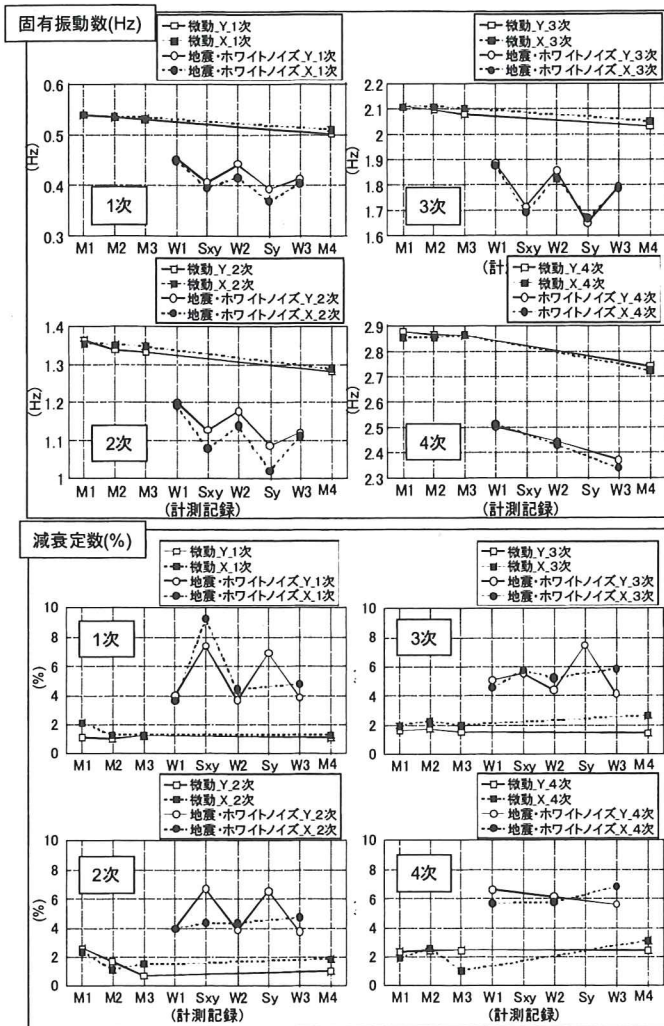


図9 複数の大振幅入力を受ける試験体の固有振動数と減衰定数の変化
(記号は表2の加振・計測ケースに対応する)

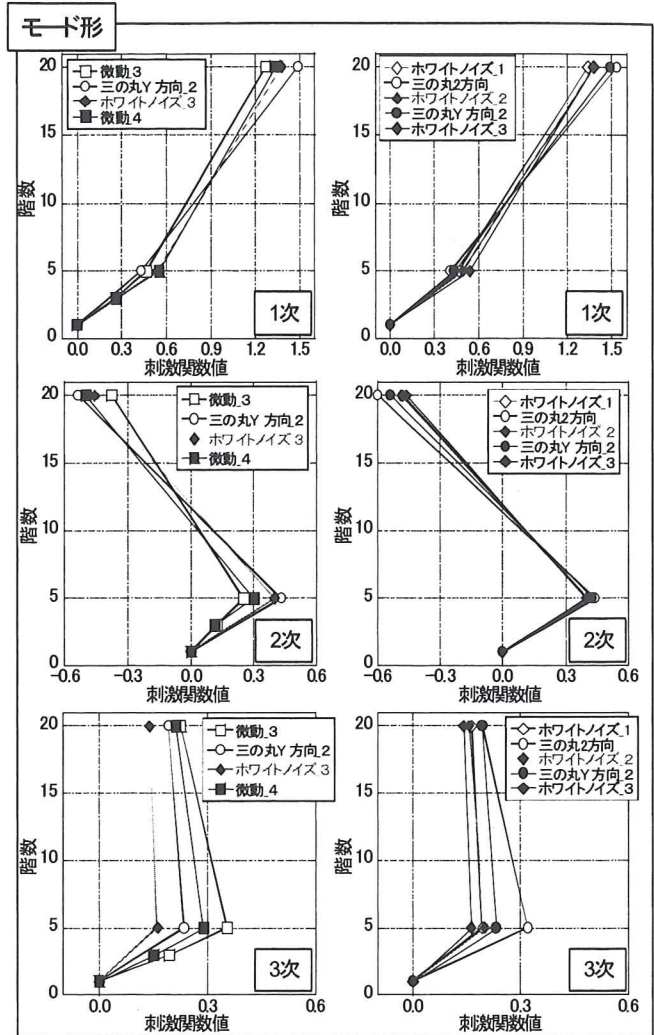


図10 複数の大振幅入力を受ける試験体のモード形の変化

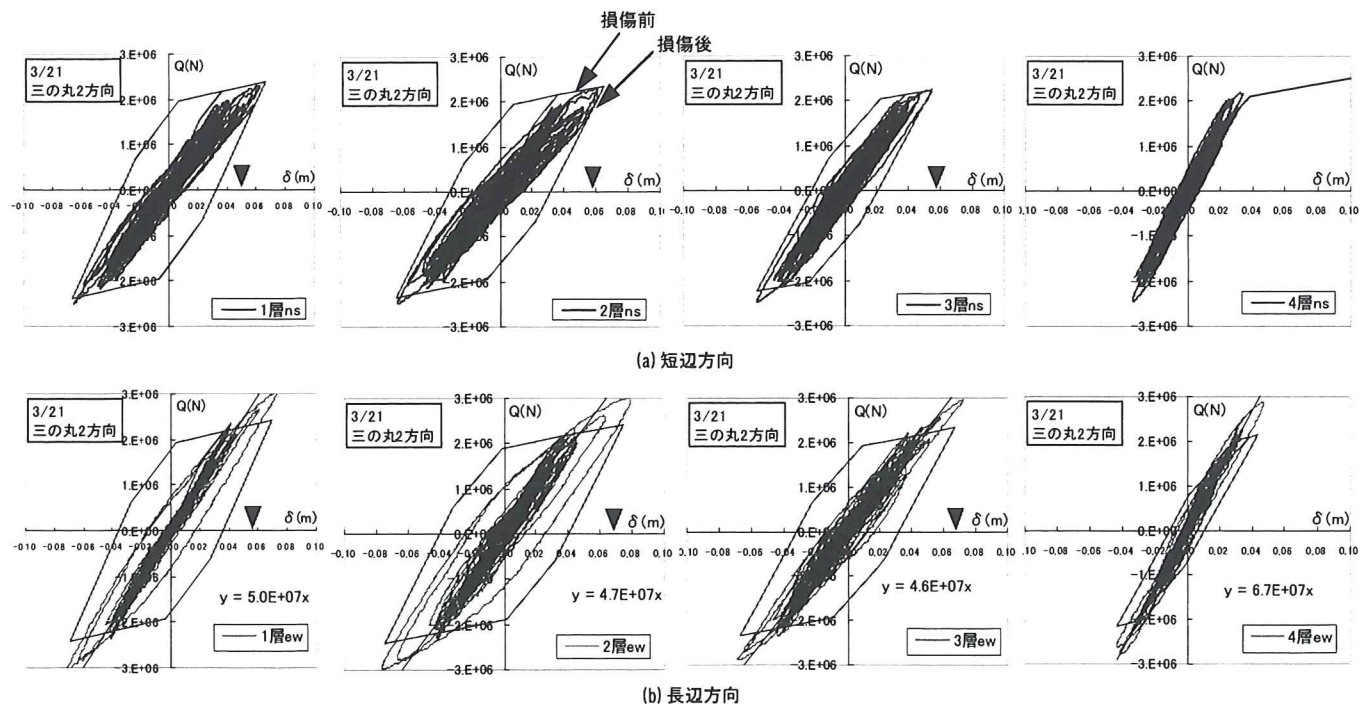


図11 1~5階の加速度記録から求めた各層の履歴特性(三の丸2方向100%加振、▼は変位計による最大層間変形の絶対値を示す)

- (1) 一般的に設置されている強震計（加速度計）を想定し、普及型強震計、リプレースされた旧型強震計、半導体センサによる廉価型強震計などについて、振動台実験による実際の地震応答で性能を検証した。結果として、地震計の種類や性能による差は存在するが、比較的大きな振幅の記録を用いて、スペクトル解析やモーダルパラメータ同定に基づく構造モニタリングを行うにあたっては、大きな差がないことを確認した。
- (2) スタンドアロン強震計を前提として記録間の時刻ずれを考慮したモーダルパラメータ推定法を用い、複数の地震入力、ホワイトノイズ加振および常時微動の記録から、高層建物の振動特性を正確に評価できることを示した。また、推定された固有振動数やモード形などの変化は躯体の損傷状況と明確に対応しているが、その絶対的な変化量は損傷程度に比して必ずしも大きくないことを確認した。
- (3) 加速度記録から算出される層間変形と層せん断力の関係から、層の弾塑性応答特性の推定を試みた。時間ずれの評価や積分など計算方法や地震計特性の差に検討の余地があるものの、本論で用いた観測体制で層の弾塑性応答と履歴特性を評価可能であることを示した。
- (4) 以上の結果から、普及型強震計による限定された計測体制でも、モーダルパラメータによる構造全体の特性変化と特定層の弾塑性挙動の評価を併用することで、鋼構造高層建物の強震応答と構造損傷のモニタリングを有効に行うことを示した。

著者らのこれまでの検討¹⁶⁾などで、光ファイバセンサによる動的な柱軸変形の計測結果から、躯体損傷に伴う構造体の応力状態の変化を明確にとらえ得る可能性も示されている。モーダルパラメータの変化に加えて、さらに変形、歪、応力などに関する計測を併用することで、損傷評価の確実性の向上が望める。この場合に、あらかじめ応答と損傷の発生状況をモデル解析等により確認し、損傷可能性の高い層や部材を集中的に監視することで、さらに実効性を高め得る可能性がある。今後は具体的な方法論の構築を目標としたい。

謝辞

本研究は文部科学省「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト」の一部として実施したものである。また、データ分析に関する機材等に関して社団法人日本鉄鋼連盟から鋼構造研究助成事業の助成を受けた。以上、記して深甚の謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会構造委員会高機能社会耐震工学ワーキンググループ：長周期地震動対策に関する公開研究集会，2009.3.
- 2) 日本建築学会：建築物の減衰，2000.10.
- 3) 中村孝也・芳村学：兵庫県南部地震において中間層崩壊した鉄筋コンクリート系建物の地震応答，日本建築学会構造系論文集，No.556，123-130，2002.6.
- 4) 飛田潤・滝田貢・毛呂眞・伊藤敬一：強地震動による低層 RC 建造物の振動特性の変化，構造工学論文集，Vol.45B，1999.4.
- 5) 日本建築学会振動運営委員会：構造ヘルスマニタリングがつくる安全・安心な建築空間，日本建築学会大会 PD 資料，2008.9.
- 6) 斎藤知生：モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定，日本建築学会構造系論文集，第 508 号，47-52，1998.6.
- 7) 古元伶毅・三田彰：多入力多出力モデルに基づく建築構造パラメータのオンライン同定，日本建築学会構造系論文集，第 574 号，45-52，2003.12.
- 8) 濱本卓司・森田高市・相馬澄子：逐次最小二乗法による多層建築物の地震損傷追跡，日本建築学会構造系論文集，第 603 号，39-46，2006.5.
- 9) 桐田史生・金澤健司・森清貴・北村春幸：建築物の地震損傷検知のための適応回帰型システム同定，日本建築学会構造系論文集，第 619 号，65-72，2007.9.
- 10) 山田聖志・中澤博之・小宮巖：FRP 形材を骨組とした膜構造のクランプ部破壊性状と光ファイバセンサによる内部損傷モニタリング，日本建築学会構造系論文集，第 564 号，71-76，2003.2.
- 11) 飛田潤・福和伸夫・小島宏章・浜田栄太：地盤・建物系の高密度強震観測の展開と建物動的挙動の検討，日本地震工学会論文集，第 7 巻，第 2 号，37-56，2007.3.
- 12) 飛田潤・福和伸夫・松井政樹・小島宏章：建設時の継続的な振動観測に基づく高層建物の振動特性，日本建築学会構造系論文集，No.625，391-398，2008.3.
- 13) 西澤崇雄・大野富男・飛田潤・福和伸夫・護雅史・小島宏章：不整形超高層建物の建設時観測に基づく柱歪・振動特性変化に関する研究，日本建築学会大会梗概集，B-2，273-276，2008.9.
- 14) 長江拓也・鍾育霖・島田侑・福山國夫・梶原浩一・井上貴仁・中島正愛・斉藤大樹・北村春幸・福和伸夫・日高桃子：超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築—E-ディフェンス振動台実験—，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.640，1163-1171，2009.6.
- 15) 飛田潤・福和伸夫・倉田和己：ウェブ GIS とデータ相互運用技術による強震観測記録の統合利用環境，日本地震工学会論文集，第 9 巻，第 2 号，51-60，2009.2.
- 16) 飛田潤・福和伸夫・西澤崇雄：光ファイバセンサによる鋼構造試験体の静的・動的柱軸変形の計測，構造工学論文集，Vol.55B，577-582，2009.3.
- 17) 森本真史・尾野勝・金澤健司ほか：E-ディフェンス高層建物試験体の長期振動モニタリング，日本建築学会大会梗概集，Vol.B-2，695-698，2009.8.
- 18) 紀曉東・梶原浩一・長江拓也・中島正愛：Seismic Damage Detection of a Full-Scale Shaking Table Test Structure，日本建築学会大会梗概集，Vol.B-2，597-598，2009.8.
- 19) 楠浩一・勅使川原正臣：リアルタイム残余耐震性能判定装置の開発のための加速度積分法，日本建築学会構造系論文集，第 569 号，119-124，2003.7.
- 20) 佐藤俊明・壇一男：関東地震による首都圏の広帯域強震予測，免震構造設計指針，日本建築学会，263-274，2001.
- 21) 土方勝一郎・植竹富一・金谷淳二・真下貢・早川崇・渡辺基史・佐藤俊明：想定東海地震の東京湾岸における長周期地震動予測，日本建築学会構造系論文集，No.617，55-62，2007.7.
- 22) 鍾育霖・長江拓也・梶原浩一・福山國夫・井上貴仁・中島正愛・北村春幸・日高桃子：鋼構造架構の破壊形式と保有性能，高層建物の耐震性評価に関する E ディフェンス実験—その 6，日本建築学会大会梗概集，Vol.C-1，873-874，2008.8.
- 23) Tobita, J.: Evaluation of Nonstationary Damping Characteristics of Structures under Earthquake Excitations, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.59, Nos.2,3, 283-298, 1996.