

常時微動計測・振動実験・強震観測に基づく超高層建物の振動特性とその変化

VARIATION OF VIBRATION CHARACTERISTICS OF A HIGH-RISE BUILDING BASED ON MICROTREMOR OBSERVATION AND VIBRATION EXPERIMENTS AND EARTHQUAKE RESPONSE OBSERVATION

松下卓矢 — * 1 西澤崇雄 — * 2
飛田 潤 — * 3 福和伸夫 — * 4

Takuya MATSUSHITA — * 1 Takao NISHIZAWA — * 2
Jun TOBITA — * 3 Nobuo FUKUWA — * 4

キーワード:

超高層建物, 固有振動数, 減衰定数, モード形, 振幅依存性, 経年変化

Keywords:

High-rise building, Natural frequency, Damping ratio, Mode shape, Amplitude dependency, Aging

Vibration characteristics of a high-rise building has examined by microtremor observation, free vibration test and earthquake observation. Natural frequencies and damping ratios for lower modes are estimated by microtremor tests, free vibration tests with AMD and man-powered excitations. Natural frequencies are shown to be lowered approximately 2% comparing to the situation soon after the construction. Relatively low damping ratios less than 1% are stably obtained. Amplitude dependent characteristics are slightly observed in estimated natural frequencies. Vibration characteristics during low-level earthquake response are estimated. Obtained properties during several years are effective for structural health evaluation after the large earthquake response.

1. はじめに

都市域の大規模建物や高層建物では、大地震後にも安全を保ち、機能継続することにより極力多数の利用者を館内にとどめ、あるいは被災者や帰宅困難者を収容することが求められている。このための構造健全度判定にむけたモニタリングの検討は急務である。S造では構造損傷に比して振動特性の変化は小さいことが実験等¹⁾で知られている。また、経年変化や地震経験による振動特性変化は、構造損傷による振動特性変化よりも大きいことが予想されるが、ほとんど報告がなく未解明であるため、実際の建物の振動特性を継続的に確認する意義は大きい。

筆者らは、不整形な形状を持つ超高層建物を対象として、実測による詳細な応答特性と、その特性を適切に評価できる構造モデル化の検討を行った²⁾。この際には、柱の静的・動的軸変形の計測に基づき、建設過程における変化を追うことで構造モデルの質量と剛性の設定に関する詳細な知見を得た。これらの初期特性をベースに、将来にわたるモニタリングにより状況監視することを目的としている。

当該建物について、竣工後約5年を経過した今回、詳細な常時微動観測やAMDおよび人力加振による自由振動実験などを実施した。また、強震観測も開始されており、複数の記録も得られている。本論ではその結果を詳細に分析することにより、固有振動数、減衰定数、モード形状などの基本的な振動特性と、それらの振幅依存性、竣工後の変化、地震による差などを検討する。また不整形な外観の影響や、制振装置の効果などについても考察を行う。

2. 観測対象建物の概要

検討対象の建物は名古屋市中心部の洪積台地上に立地するMビルである。敷地周辺の長周期側の卓越周期は、H/Vスペクトルなどから3.5~4秒であることが分かっている³⁾。躯体の主要構造はS造で、建物規模は地上36階、地下3階、塔屋2階(地上170m, 地下20m)である。図1に対象建物の平面図と立面図を示す。構造形式は楕円平面の直立するセンターコアに対し、斜めの柱を有する3つのウイング部が放射状に接続している。基礎は連続地中壁と場所打ち

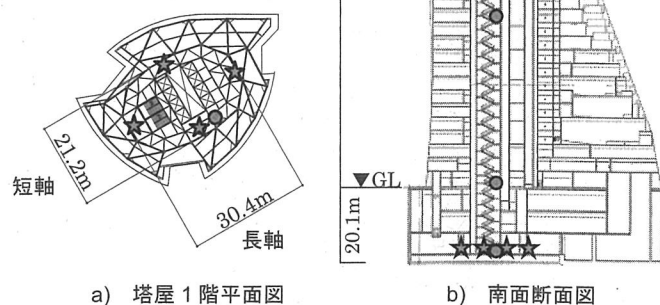


図1 建物形状と計測点配置

¹⁾ 名古屋大学大学院環境学研究科 大学院生
(〒464-8601 名古屋市千種区不老町)
²⁾ 日建設計構造設計部門 主管・博士(工学)
³⁾ 名古屋大学災害対策室 教授・工博
⁴⁾ 名古屋大学減災連携研究センター 教授・工博

¹⁾ Grad. Student, Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ.
²⁾ Structural Engineering Dept., NIKKEN SEKKEI, Dr. Eng.
³⁾ Prof., Disaster Management Office, Nagoya Univ., Dr. Eng.
⁴⁾ Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya Univ., Dr. Eng.

コンクリート杭底杭として砂礫層（杭先端 GL-41m）にて支持している。地上は S 造、地下部分は SRC 造で、センターコア最下層と建物外周の連続地中壁を接続することで建物全体の転倒モーメントを支えている。また、大地震時の建物の全体曲げ変形の抑制のために建物外周架構に粘性ダンパーが 26 箇所設置されている。さらに、建物頂部には転がり支承に鉛ダンパーを付加した TMD、及び主に風揺れ対策として AMD が設けられている。

3. 振動実験及び強震観測の概要

3. 1 常時微動計測の概要

常時微動計測及び強制加振実験では図 1 中に★印で示したように、センターコアの地下 3 階に 4 点、最上階に 3 点の動コイル型微動計を計 7 箇所に設置した。楕円型のコアの長軸を X 方向、短軸を Y 方向とする。サンプリング周波数 100Hz で 30 分の常時微動計測を 2 回行い、その後同様の計測体制で強制加振実験を行った。計測期間中の気象条件は平均気温：25.6℃、風向：南西、平均風速 3m/s と比較的穏やかであった。

強制加振実験は、体重移動による人力加振と AMD を動作させることによる加振の 2 種類を行った。加振振動数は常時微動記録から決定し、加振方向は楕円形の長軸・短軸の 2 方向及び AMD 加振時は 2 基の AMD を用いて振れ加振も行った。人力加振は AMD が設置されている塔屋 1 階において 15 人程度で行い、1 分間の拍数 (bpm : beats per minute) を整数で設定する電子メトロノームに合わせて加振を行った。人力加振では 1 次モード、AMD 加振では 1 次、2 次モードについて各方向 2 回ずつの加振を行っている。

3. 2 強震観測の概要

対象建物では、図 1 中に●印で示す強震計（サーボ型加速度計）を塔屋 1 階に 2 台、13 階、1 階、地下 3 階にそれぞれ 1 台ずつの計 5 台を設置し、2011 年 8 月以降定期的に地震観測を実施している。強震計は水平 2 成分で 2cm/s^2 、鉛直成分で 4cm/s^2 以上でトリガーが作動し、個別に計測を開始するように設定している。トリガーが作動した時刻の 30 秒前から、振幅レベルがトリガーを 180 秒下回り続けた時刻までの加速度記録を一つのデータとして収録する。

4. 固有振動数・減衰定数

4. 1 常時微動計測に基づく分析

常時微動計測で得られた塔屋 1 階の速度記録から計算したフーリエスペクトルを図 2 に示す。対象建物の固有振動数が小さく、フーリエスペクトルの振動数刻みを細かくして分析する必要があるため、2 回の常時微動計測から 655.36 秒のサンプルを切り出して求めたフーリエスペクトルを各観測点につき 4 サンプル（塔屋 1 階では 12 サンプル、地下 3 階では 16 サンプル）用いてアンサンブル平均を行って求めている。なお、同じ階の各観測点で同様なフーリエスペクトルが得られていることは確認している。

塔屋 1 階のフーリエスペクトルを見ると、長軸方向、短軸方向ともに低振動数領域に多くのピークが確認できる。スペクトルのピーク幅が狭く、減衰が非常に小さいこともうかがえる。また、上下方向のスペクトルのピークが水平方向のピークと同じ振動数帯域に現れていることから、曲げ変形が卓越していることが推察できる。地下 3 階では、深部地盤の固有振動数に対応する 0.3Hz 付近にピーク

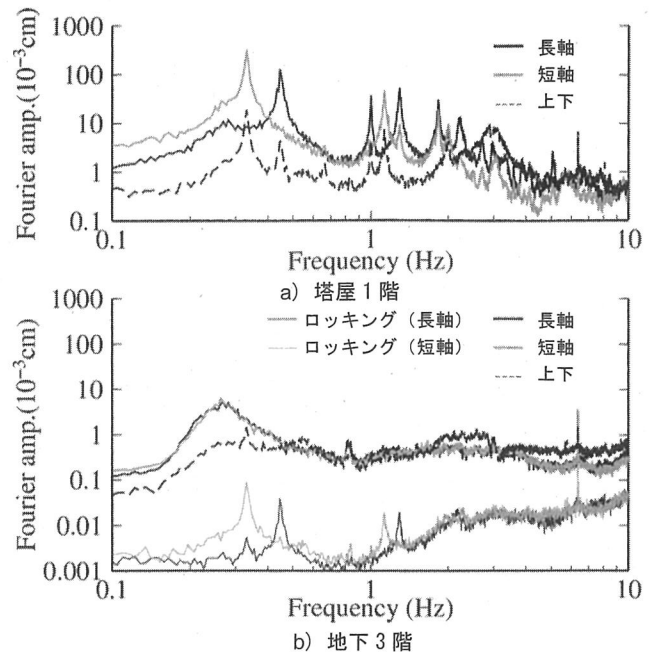


図 2 微動時の速度フーリエスペクトル

表 2 推定パラメータの実測値と設計値との比較

計測時期		短軸	長軸	ねじれ
固有周期 (s)	設計値	2.95	2.23	0.99
	竣工時 (2008.3)	2.97	2.18	0.98
	本論 (2013.6)	3.02	2.23	1.00
減衰定数 (%)	(設計値)	(2.00)	(2.00)	(2.00)
	竣工時 (2008.3)	0.50	0.65	-
	本論 (2013.6)	0.76	0.66	-

が確認できるとともに、水平 2 方向の 1 次、2 次固有振動数付近にロッキングピークが励起されていることが確認できる。

表 2 に、1 次固有周期と減衰定数の設計値と、竣工時（2008 年 3 月）に微動計測を行った際の推定値⁴⁾、本論での推定値を示す。固有周期はフーリエスペクトルピークを読み取り、減衰定数はその固有周期を含むフィルタ波形に RD 法を適用して生成した自由振動波形に、減衰自由振動波形をフィッティングして求めている。表 2 から、対象建物は通常の鉄骨造の建物と比較して固有周期はやや短い。これは、コア部にトラスチューブを有し、鉄骨量が多いためであると考えられる。また、観測で得た固有周期は設計値とよく対応していること、竣工時と比較してわずかに長周期化していることが分かる。長軸方向は 2.3%、短軸方向は 1.7%増加しており、重量変化でもある程度は説明可能ではあるが、長軸と短軸で変化量が異なること、東北地方太平洋沖地震をはじめとする地震をある程度経験していることなどから、積載荷重の増加だけでなく構造物の剛性の変化も影響していると考えられる。また、RD 法による減衰定数は、長軸・短軸いずれも 1%未満の小さい値となった。

4. 2 振動実験に基づく分析

塔屋 1 階で得られた人力加振、AMD 加振時の自由振動波形から、固有振動数と減衰定数を推定する。図 3 に人力加振時、図 4 に AMD 加振時の自由振動波形と固有振動数及び対数減衰率により計算した減衰定数の変化を示す。加振は各方向で 2 回ずつ行っているが、ここでは 1 波形ずつを示している。波形は加振方向の成分を示して

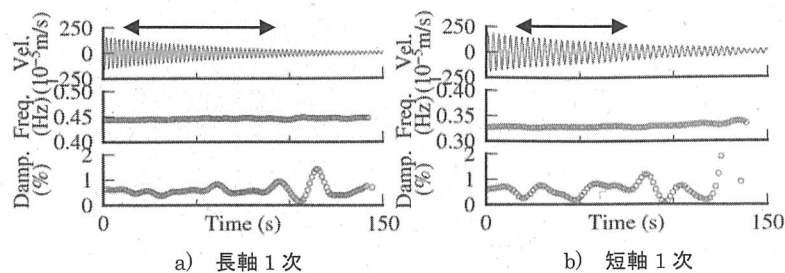


図3 人力加振時自由振動波形

(上段：速度波形、中段：固有振動数、下段：減衰定数)

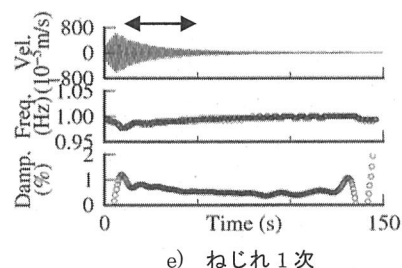
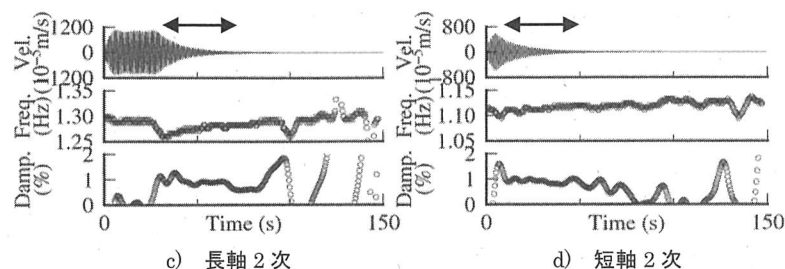
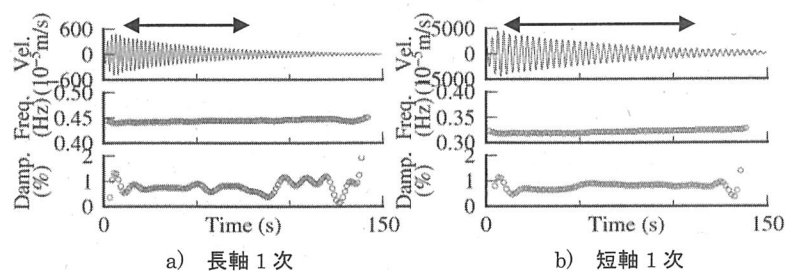


図4 AMD加振時自由振動波形

(上段：速度波形、中段：固有振動数、下段：減衰定数)

表3 加振時の固有振動数と減衰定数

方向	最大速度 (kine)	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
長軸1次	0.16	0.44 / 0.45	0.62
	0.21	0.44 / 0.45	0.62
	0.52	0.44 / 0.45	0.72
	3.42	0.44 / 0.45	0.89
長軸2次	1.07	1.28 / 1.29	0.89
	1.09	1.28 / 1.29	0.92
短軸1次	0.19	0.33 / 0.33	0.67
	0.21	0.33 / 0.33	0.60
	2.87	0.32 / 0.33	0.76
	5.81	0.32 / 0.33	0.86
短軸2次	0.77	1.11 / 1.13	0.91
	1.28	1.11 / 1.13	1.00
ねじれ	1.01	0.99 / 1.00	0.70
	0.93	0.99 / 1.00	0.66

表4 観測された地震記録

地震発生日時	震央位置	M_j	最大加速度 (cm/s^2)		最大速度 (cm/s)	
			長軸	短軸	長軸	短軸
2011/11/10	愛知県西部	4.3	5.2	5.9	0.2	0.5
2011/11/18	福井県西部	5.1	3.1	2.7	0.3	0.3
2011/12/14	岐阜県南東部	5.6	23.6	10.5	2.4	1.1
2012/1/1	鳥島近海	4.9	5.5	9.0	2.2	4.2
2012/1/15	岐阜県南東部	3.8				
2012/1/28	岐阜県南東部	3.1	3.6	4.1	0.5	0.6
2010/3/14	千葉県東方沖	6.1	2.1	1.6	0.6	0.6
2012/5/5	愛知県西部	4.3	15.6	8.2	0.9	1.1
2012/8/17	愛知県中部	3.4				
2012/10/30	愛知県西部	3.6				
2012/12/7	三陸沖	8.1	11.1	18.1	3.5	5.7
2013/2/6	愛知県北東部	4.4	3.7	2.2	0.2	0.3
2013/2/15	長野県南部	4.2				
2013/4/13	淡路島	6.3	8.3	8.8	2.8	3.1
2013/4/20	長野県南部	4.2				

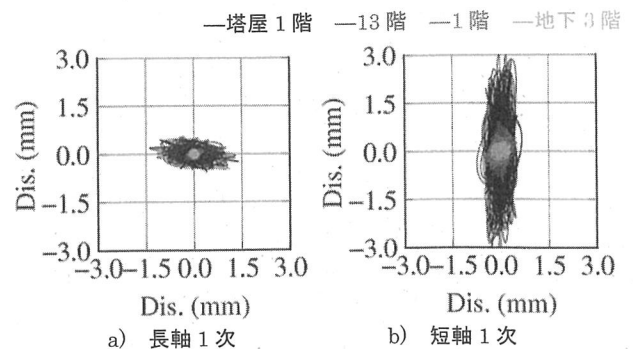
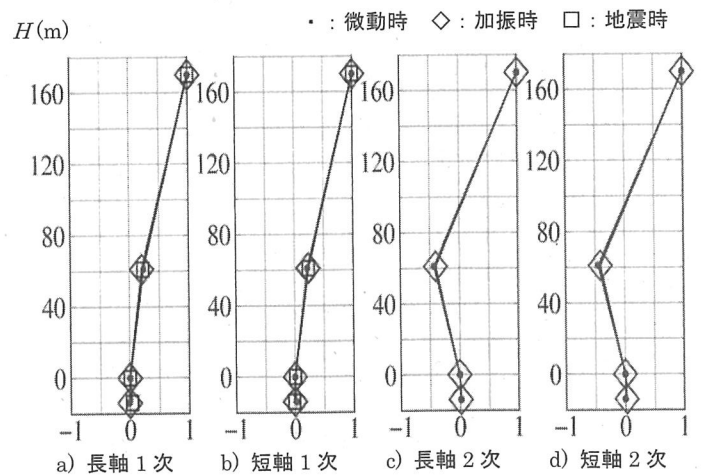
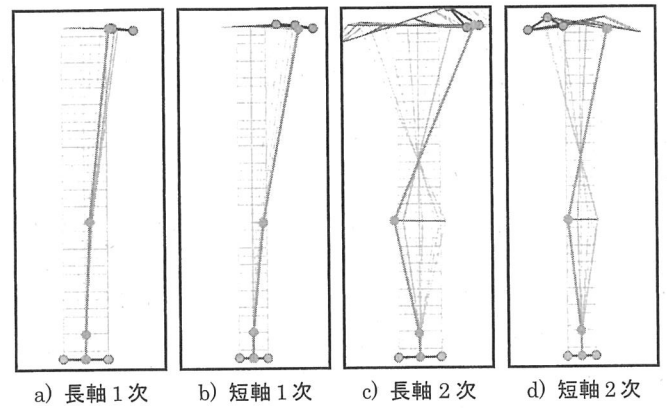
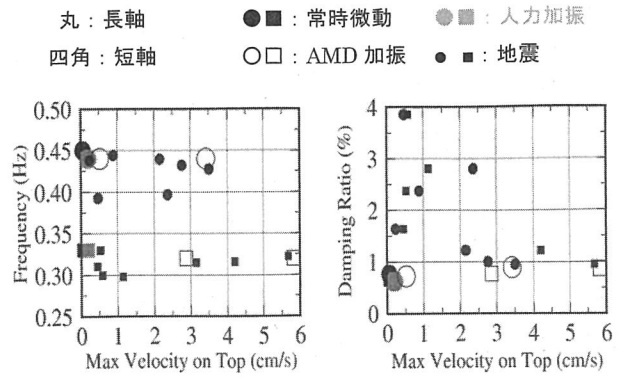
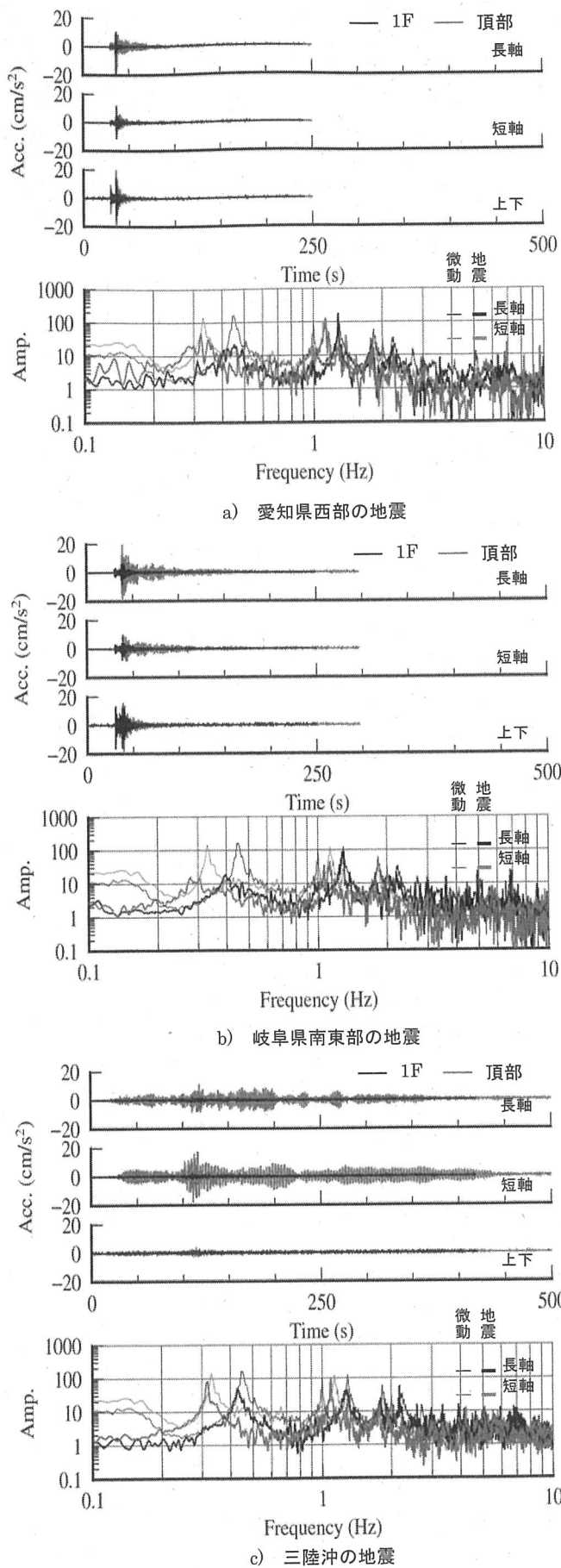
り、加振対象の振動数付近でバンドパスフィルタを施している。固有振動数、減衰定数はいずれも近接3波を用いた移動平均法で計算した値を1周期ごとにプロットしている。また、評価区間を图中に矢印で示し、評価区間内での平均の固有振動数と減衰定数を表3に示す。なお、図4a)は試加振、b)は本加振であるため、振幅は大きく異なっている。表3中の固有振動数は(加振時 / 微動時)を示している。

図3、図4中の固有振動数に着目すると、加振終了直後に大きく減少しており、自由振動中に徐々に回復している様子が確認できる。これは、振幅依存性の影響が考えられ、加振は微動時の固有振動数で行っているが、実際は振幅が大きくなるに連れて固有振動数が低下していることによるものであると考えられる。これは減衰定数についても同様で、加振終了直後に大きな値を示し、その後自由振動中に徐々に減少している。しかし、その変動幅は固有振動数と比較して僅かであり、振幅依存性よりも風などの外乱に大きく影響を受けているものと考えられる。

また、同条件で2回ずつの加振結果を比較すると、固有振動数はほぼ一致した。減衰定数は1~2割程度の差であり、安定した推定となっている。

4.3 強震観測に基づく振動特性

観測された地震記録と建物頂部の最大応答値を表4に示す。表4中の最大速度は加速度記録を周波数領域で積分して計算した速度波形の最大値を示しており、0.2 Hz以下の長周期成分を除いている。また、網掛けは建物内の全ての観測点で記録が得られていることを、空欄は建物頂部で記録が得られていない事を示している。ほとんどが東海地域付近で得られたものであるが、最大規模の地震は三陸沖の地震 ($M_j 8.1$) であった。得られた地震のうち、2011年12月14日の岐阜県南東部の地震と2012年5月5日の愛知県西部の地震、2012年12月7日の三陸沖の地震の建物1階と塔屋1階の加速度波形と屋上と



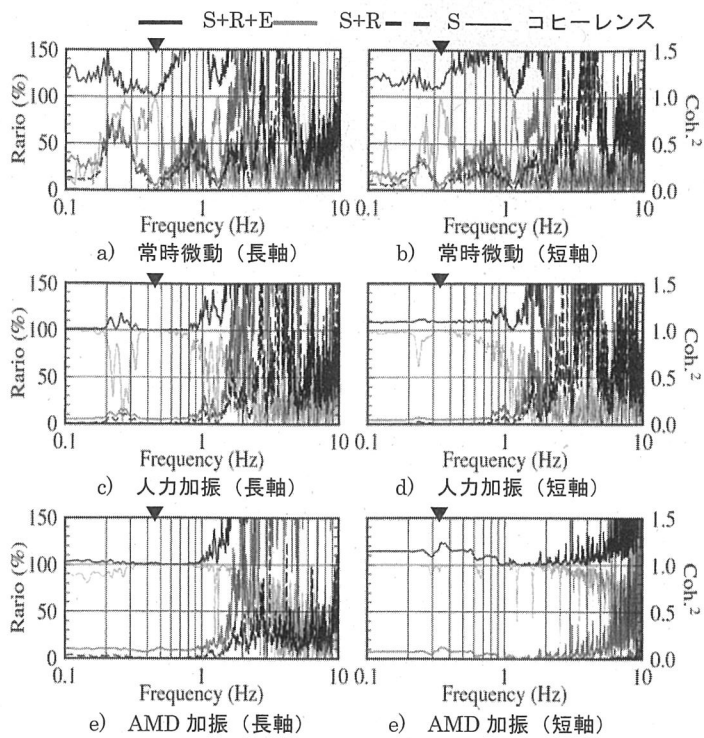


図10 スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率

表5 スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率

case	割合 (%)	長軸	短軸
微動時	スウェイ率	0.6	0.9
	ロッキング率	4.7	4.7
	弾性変形率	95.1	104.2
人力加振	スウェイ率	0.2 / 0.2	0.1 / 0.2
	ロッキング率	4.7 / 4.7	4.5 / 4.6
	弾性変形率	95.1 / 95.1	104.3 / 104.3
AMD加振	スウェイ率	0.2 / 0.3	0.2 / 0.2
	ロッキング率	8.3 / 10.0	8.9 / 9.0
	弾性変形率	92.8 / 93.6	106.5 / 107.4

1階の伝達関数を図5に示す。岐阜県南東部の地震では1階の最大加速度が約16 cm/s²、塔屋1階の最大加速度は約23 cm/s²と加速度応答の増幅は約1.5倍に留まっているのに対し、三陸沖の地震では1階の最大加速度が約3 cm/s²、塔屋1階の最大加速度が約18 cm/s²と加速度応答は約6倍も増幅している。三陸沖の地震では塔屋1階の応答の継続時間が非常に長くなっていることも確認できる。また、伝達関数を見ると地震時は微動時と比較して1次固有振動数のピークが長周期側にシフトしており、固有振動数の低下と減衰の増加が確認できる。特に、愛知県西部と岐阜県南東部の地震で顕著であり、1次ピークの応答倍率は微動時と比較して10倍程度減少していることから、振幅依存性の影響、及びTMDが作動している可能性がある。

また、微動計測、強制加振実験、地震記録から推定した固有振動数、減衰定数と最大速度の関係を図6に示す。地震記録の減衰定数は各地震について伝達関数を求め、1自由度系の理論伝達関数でカーブフィットを行って求めた。地震記録では固有振動数にわずかな振幅依存性が確認できた。減衰定数は推定値がばらつき、明確な傾

向は確認できなかった。これは、地震時の応答振幅に応じてTMDや制振装置が動作して、減衰が大きくなっていることが考えられる。

5. 立体振動性状

5.1 モード形

図7にアニメーションによる可視化ツール⁵⁾を用いて描画した立体振動挙動とその軌跡を示す。微動時の記録を用いて対象モード付近の狭帯域のバンドパスフィルタを施している。それぞれ典型的な1次モード、2次モードの形状を示している。1次モードでは塔屋1階の平面が傾いているため、曲げ応答の卓越が確認できる。

図8に常時微動、人力加振、AMD加振、地震記録から推定したモード形を示す。塔屋1階が最大値を記録した時刻の各階応答を塔屋1階の応答値で基準化している。上部構造の弾性変形応答が支配的であり、各記録間での違いはほとんど見られなかった。また、前述のアニメーションツールを用いて示した立体振動挙動とも良い対応を示している。図9に微動時の各階の平面オービットを示す。図は対象ピーク近傍のバンドパスフィルタを施したものを示している。これより、長軸と短軸の振動は独立性が高く、階による特性の差は少ない。また、アニメーションからも、時間経過によるモード特性の変化は大きくない、以上から、少なくとも低次モードに関しては本建物の外周部分の不整形の形状により、対象建物の構造形式の主要部分であるトラスチューブ部分における振動特性に複雑な特徴が現れているとはいえない。

5.2 スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率

常時微動、人力加振、AMD加振時のスウェイ率、ロッキング率、建物変形率を図10に示す。時刻歴でのスウェイ、ロッキング、建物変形には多少の位相差が生じているため、周波数領域においてその割合を求めた場合、3成分の累積値は100%を上回ることがある。また、コヒーレンスが小さい振動数帯ではノイズの影響も含まれている可能性がある。3成分がそれぞれ同位相に近い挙動をしている1次固有振動数近傍においての分析を行うこととし、対象建物の固有振動数を図中に▼で示した。また、これらの図から読み取った対象建物の1次固有振動数でのスウェイ率、ロッキング率、建物変形率を表5に示す。表5中的人力加振とAMD加振時の値は(1回目 / 2回目)を示している。

スウェイ率は1%未満、ロッキング率は約5%となっており、建物変形率が90%以上を占めている。対象建物は超高層建物である故、応答の大部分は建物の変形が占めており、動的相互作用の影響はほとんどないことが確認できる。微動時と人力加振、AMD加振時の違いに着目すると、微動時に比べて人力加振時では僅かではあるがスウェイ率が減少している。

6. まとめ

本論では、不整形な外観を持つ超高層建物について、常時微動計測、自由振動実験および強震観測の結果に基づいて振動特性の検討を行った。以下に主な結果をまとめて示す。

- 1) 常時微動記録から推定された固有振動数は、長軸・短軸方向でそれぞれ0.45Hz、0.33Hzとなった。竣工時に行った計測結果

や詳細モデルとよく対応し、詳細に比較すると 2%前後低下していることがわかった。積載荷重の増加に加えて、剛性の変化も影響していると考えられる。RD 法による減衰定数は、長軸・短軸いずれも 1%未満の小さい値となった。

- 2) AMD および人力加振による自由振動実験から、各方向、各次数について、固有振動数及び減衰定数が安定して推定された。常時微動との比較などからわずかに振幅依存性の影響が見られる。
- 3) 10 波の地震観測記録から、入力地震動特性による応答倍率の相違などの傾向を示した。自由振動実験に比べ、固有振動数・減衰定数ともに推定値のばらつきが若干大きい結果となった。また減衰定数は 1~4%と大きめの値が推定された。
- 4) モード形状については、常時微動、自由振動、地震観測でほとんど同一となった。水平 2 方向の主軸やねじれ振動特性などの検討から、本建物の外観を特徴づける不整形性は基本的な振動特性に大きくは影響していないと考えられる。
- 5) 相互作用に関しては、コア部分の脚部について、スウェイは小さく、ロッキング率は常時微動では 4%程度、AMD 加振で 10%弱となった。AMD 加振では、頂部の加振力の増加に伴い、ロッキング率が増加しているものと考えられる。

常時微動計測や AMD 等を用いた加振実験を行うことで、構造物の振動特性を安定して推定することが可能であった。詳細な振動特性とその変化を把握するためには強震観測のみならず、定期的に常時微動計測や加振実験を行う必要がある。今後も継続的な観測を行う予定としており、その結果から建物の変化の有無を捉えることで、将来の地震応答の予測につながると共に、長期的なモニタリングの基礎資料として有効と考えられる。

参考文献

- 1) 飛田潤ほか：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、日本建築学会構造工学論文集、Vol.55B、pp.577-582、2009.3
- 2) 西澤崇雄ほか：設計から竣工後までの長期的な品質確保のための光ファイバセンサによる高層建物の構造性能把握に関する研究、日本建築学会構造系論文集、pp.2247-2255、2010.12
- 3) 中村仁ほか：常時微動計測に基づく名古屋市域の地盤震動特性と地盤構造推定に関する研究、構造工学論文集、pp.413-421、2000.3
- 4) 小島宏章ほか：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、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.275-276、2008.9
- 5) 廣野衣美ほか：多点多数成分振動観測記録の効果的な分析を支援する動画アプリケーションの開発、日本建築学会技術報告集、第 14 巻、第 28 号、pp.423-428、2008.10

[2014 年 2 月 17 日原稿受理 2014 年 4 月 1 日採用決定]