

振動実験・強震観測に基づく超高層建物の振動特性

Vibration characteristics of a high-rise building based on vibration test and strong motion observation

2. 構造 - 2. 振動

不整形超高層	常時微動	強震観測
固有周期	減衰定数	自由振動実験

正会員	○ 松下 卓矢 ^{*1}	Matsushita Takuya
同	西澤 崇雄 ^{*2}	Nishizawa Takao
同	飛田 潤 ^{*3}	Tobita Jun
同	福和 伸夫 ^{*4}	Fukuwa Nobuo

1. はじめに

近年の構造解析の性能向上により、不整形な建物形状を有する超高層建物が設計されるようになってきている。しかし、解析モデルの荷重設定などには設計者により差異があることや、柱が傾斜しているような不整形な建物では、整形な建物と比較して複雑な振動特性を示すことが予想される。そのため、強震観測や振動実験などにより、実建物の振動特性を把握することは重要である。

そこで本論では、特徴的な形状を有する超高層建物について常時微動計測・強震観測・自由振動実験を行い、固有振動数、減衰定数の推定を行う。

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¹⁾。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²⁾。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 21m）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 造であるが、地下 3 階は SRC 造とし、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を防いでいる。また、制振装置として建物外周部に制振カラムを 26 箇所、建物頂部に転がり支承に鉛ダンパーを付加した TMD、及び AMD を設けている。

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 個設置した。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 回を行い、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。表 1 に、人力加振及び AMD 加振の加振項目を示す。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・

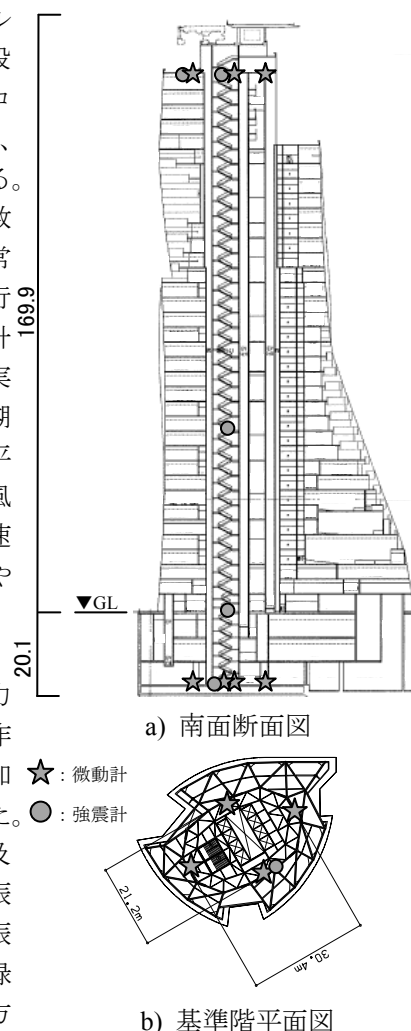


図 1 建物形状と計測点配置

*1 名古屋大学大学院環境学研究科 大学院生
*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

Grad. Student, Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ.
Structural Engineering Department, NIKKEN SEKKEI, Dr. Eng.
Prof., Disaster Management Office, Nagoya Univ., Dr. Eng.
Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya Univ., Dr. Eng.

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。

3. 2 強震観測の概要

図1中に●印で示したように、対象建物では強震計(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、2008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成分と鉛直成分の観測が可能で、水平2成分では 2cm/s^2 、鉛直成分では 4cm/s^2 以上の振幅を記録した際に個別にトリガーが作動し、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間の30秒前から、それぞれの成分の振幅レベルがトリガーを180秒下回り続けた時間までの加速度記録を一つのデータとして収録した。

4. 常時微動計測に基づく振動特性

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。フーリエスペクトルは、2回の常時微動記録から163.84秒のサンプルを切り出して求めたフーリエスペクトルの20サンプルを用いてアンサンブル平均を行い、さらに各観測点を平均して算出している。

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確認できる。地下3階に記録では、深部地盤の固有振動数に当たる 0.3Hz 付近にピークが確認できるとともに、水平2方向の固有振動数付近にロッキングの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²⁾、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、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。変化幅は約5%で、水平2方向とも同一なので、主に積載荷重の影響であると考えられる。

表1 強制加振実験加振項目

case	加振内容	加振振動数(Hz)	加振方向
h-1	人力加振 (体重移動)	0.45	長軸方向-1次
h-2		0.45	長軸方向-1次
h-3		0.33	短軸方向-1次
h-4		0.33	短軸方向-1次
a-1	AMD加振	0.45	長軸方向-1次
a-2		0.45	長軸方向-1次
a-3		1.29	長軸方向-2次
a-4		1.29	長軸方向-2次
a-5		0.33	短軸方向-1次
a-6		0.32	短軸方向-1次
a-7		1.13	短軸方向-2次
a-8		1.10	短軸方向-2次
a-9		1.00	ねじれ
a-10		1.00	ねじれ

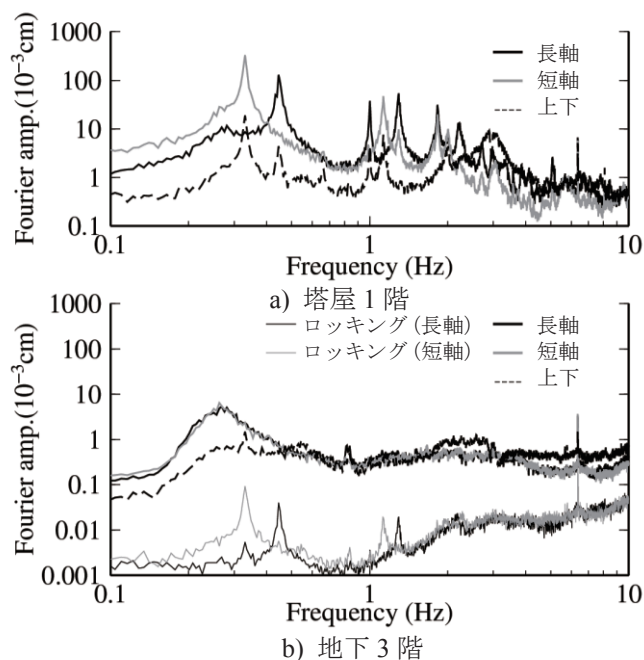


図2 微動時の速度フーリエスペクトル

表2 設計値と実測値の比較

	計測時期	短軸	長軸	ねじれ
固有周期 (sec)	設計値	2.95	2.23	0.99
	竣工時 (2008.3)	2.97	2.18	0.98
	本論 (2013.6)	3.03	2.22	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	-

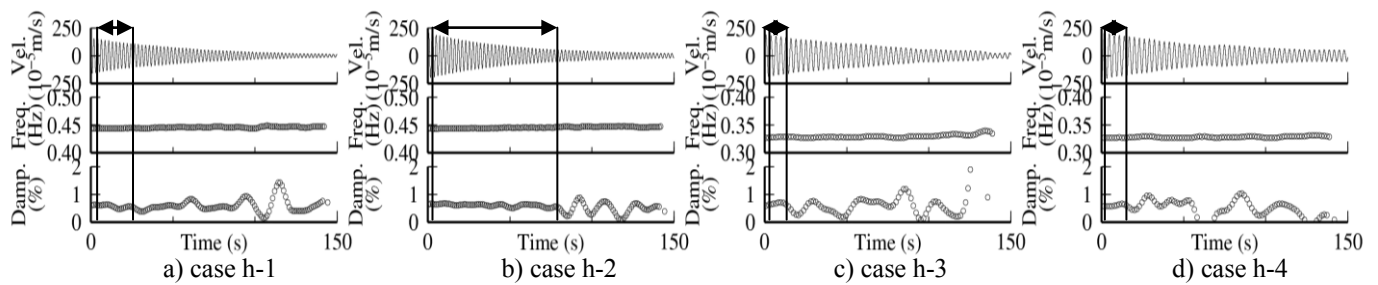


図3 人力加振時自由振動波形（上段：速度波形、中段：1周期毎の固有振動数、下段：1周期毎の減衰定数）

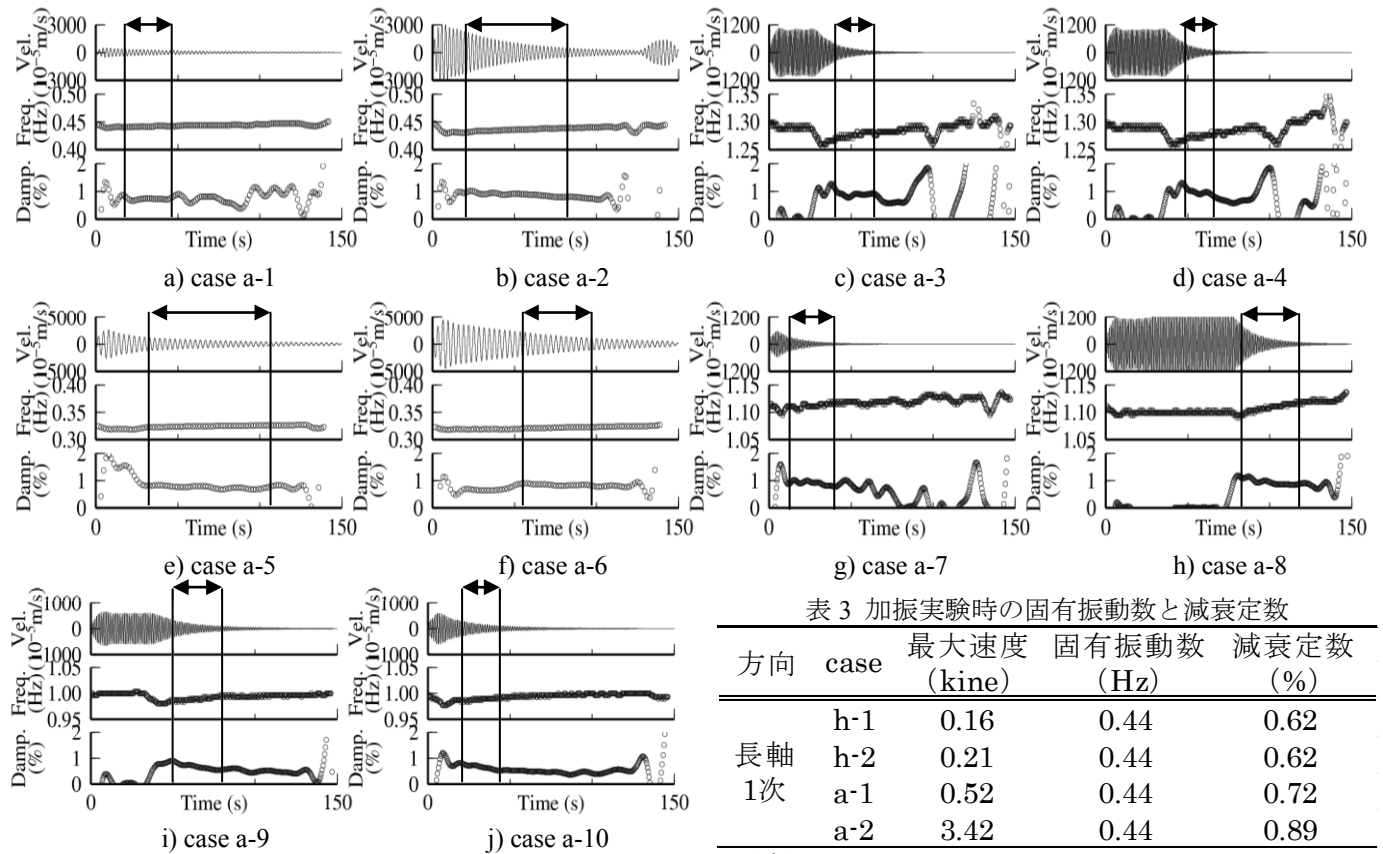


図4 AMD加振時自由振動波形（上段：速度波形、中段：1周期毎の固有振動数、下段：1周期毎の減衰定数）

5. 振動実験に基づく振動特性

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に人力加振時の図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。波形は加振方向の成分を示しており、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、評価区間を図中に⇔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。人力加振と比較してAMD加振の方が自由振動波形

表3 加振実験時の固有振動数と減衰定数

方向	case	最大速度 (kine)	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
長軸 1次	h-1	0.16	0.44	0.62
	h-2	0.21	0.44	0.62
	a-1	0.52	0.44	0.72
	a-2	3.42	0.44	0.89
長軸 2次	a-3	1.07	1.28	0.89
	a-4	1.09	1.28	0.92
短軸 1次	h-3	0.19	0.33	0.67
	h-4	0.21	0.33	0.60
	a-5	2.87	0.32	0.76
	a-6	5.81	0.32	0.86
短軸 2次	a-7	0.77	1.11	0.91
	a-8	1.28	1.10	1.00
ねじれ	a-9	1.01	0.99	0.70
	a-10	0.93	0.99	0.66

は安定し、評価区間を長く取ることができており、2次モードの自由振動波形も得ることができた。また、表3より最大速度が大きくなるにつれて、減衰定数が大きくなるが、固有振動数には有意な差は確認できなかった。

6. 強震観測に基づく振動特性

塔屋 1 階で観測された地震記録とその最大応答値を表 4 に示す。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。例として、2012 年 12 月 17 日に三陸沖で発生した地震の加速度波形と建物屋上のフーリエスペクトルを図 5 に示す。1 階の波形に対して最上階では応答が大きく増幅し、継続時間が非常に長くなっている。

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。

7. まとめ

本論では、不整形な超高層建物について常時微動計測、自由振動実験、強震観測を行い、記録の詳細な分析を通じて、固有振動数、減衰定数などの振動特性の把握を行った。以下に、主な分析結果をまとめる。

- 1) 微動記録を用いて推定した固有振動数の値は長軸、短軸方向でそれぞれ 0.45Hz 、 0.33Hz となり、設計値と良く対応していた。また、竣工時に計測を行った結果と比較するとやや長周期化していることが確認できた。
- 2) 微動記録から RD 法により推定した減衰定数は長軸、短軸いずれも 1%未満の小さい値となった。
- 3) 自由振動実験と地震記録から固有振動数、減衰定数を推定し、常時微動計測での推定値との比較を行った。固有振動数で地震記録においてわずかな振幅依存性が確認できた。減衰定数では明確な傾向は確認できなかった。特に地震記録においては推定値がばらついた。減衰定数は推定法も含めてさらに検討を重ねていく必要がある。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 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

表 4 観測された地震記録

発生日時	震央位置	M_j	最大加速度 (cm/s^2)		
			長軸	短軸	上下
2011/11/10	愛知県中部	4.3	5.2	5.9	12.4
2011/11/18	福井県中部	5.1	3.1	2.7	2.6
2011/12/14	岐阜県南東部	5.6	23.6	10.5	18.4
2012/1/1	鳥島近海	4.9	5.5	9.0	1.6
2012/1/28	岐阜県南東部	3.1	3.6	4.1	1.5
2012/3/14	千葉県東方沖	6.1	2.1	1.6	0.4
2012/5/5	愛知県西部	4.3	15.6	8.2	30.1
2012/12/7	三陸沖	8.1	11.1	18.1	4.1
2013/2/6	愛知県北東部	4.4	3.7	2.2	11.5
2013/4/13	淡路島	6.3	8.3	8.8	3.0

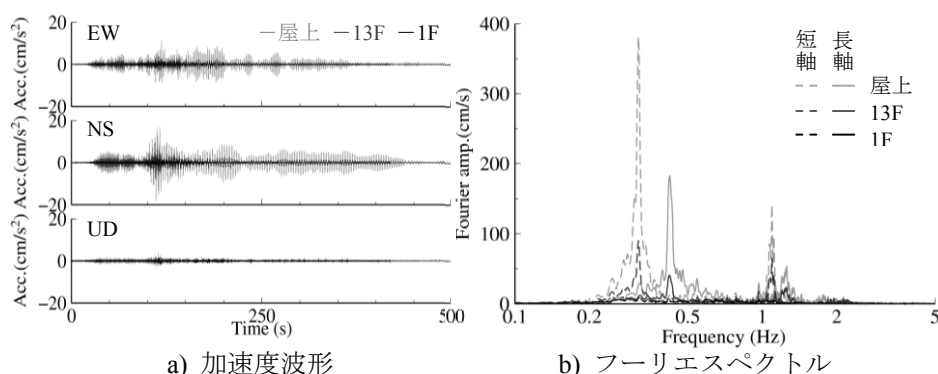


図 5 2012 年 12 月 7 日三陸沖の地震記録

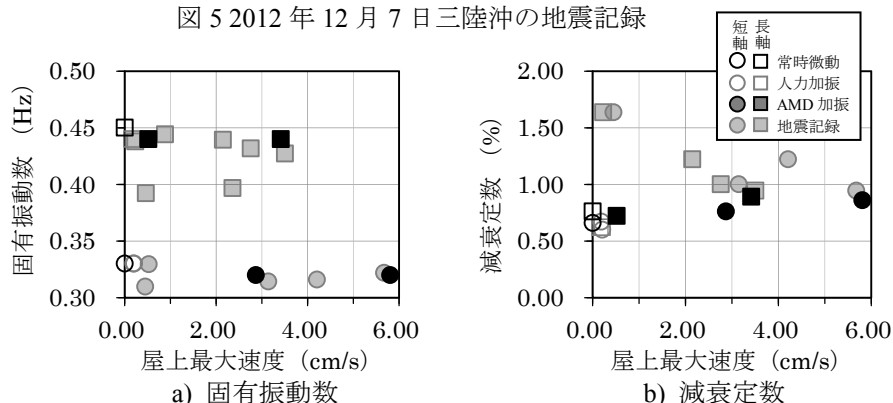


図 6 最大層間変形角と固有振動数、減衰定数