

# 微動・強風・地震時の建築構造物の振動性状の差異

正会員 山崎靖典\*1 同 小島宏章\*2  
同 福和伸夫\*3 同 飛田潤\*4

固有振動数 減衰定数 モード形 地盤と建物との動的相互作用  
常時微動計測 強震観測 風応答

## 1. はじめに

従来、常時微動計測に基づいて建築構造物の振動特性の検討が数多く行われてきた。構造物の常時微動応答には、水平地動以外の様々な入力、地盤と建物との動的相互作用、2次部材など、色々な要因が寄与しており、微動時と地震時の入力機構の違いにより、励起されている振動モードが異なっている可能性が考えられる<sup>1)</sup>。耐震設計で慣用されている固有周期や減衰定数の評価に当たっては、常時微動計測に基づき推定された結果も多く参考しているので、微動応答と地震応答との差異を明確にしておくことは有益であると思われる。筆者らはS造10階建て建物を対象とし、微動・強風・地震時の実測結果に表れる特徴をまとめたが<sup>2)</sup>、本報では、建物規模、構造種の異なる隣接した3棟を対象とし、微動・強風・地震時の振動性状について検討を行う。

## 2. 対象建物及び観測概要

対象建物は名古屋大学東山キャンパス内に立地するS造10階建てのIB電子情報館北棟、柱がSRC造、梁がS造7階建ての西棟、

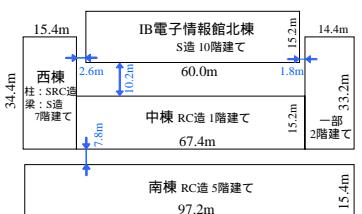
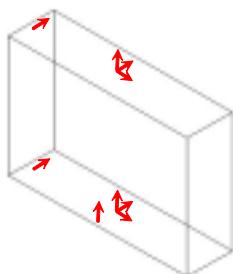


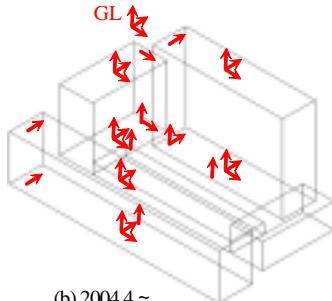
図1 対象建物平面図



図2 対象建物断面図



(a) 北棟竣工後～2004.3



(b) 2004.4～

図3 観測点配置図

表1 対象建物構造概要

建物名	IB電子情報館北棟	南棟	西棟	中棟
延床面積	10,525m <sup>2</sup>	7,440m <sup>2</sup>	3,322m <sup>2</sup>	2,860m <sup>2</sup>
階数	地上 10階 地下 1階	5階 1階	7階 1階 (一部) 2階	1階 (一部) 2階 1階
軒高	41.1m	21.95m	31.34m	4.6m (一部) 12.35m
構造種別	地上 S造 地下 SRC造	RC造	柱: SRC造、梁: S造	RC造 RC造
骨組形式	X方向 ラーメン構造 Y方向 ラーメン構造	ラーメン構造 耐震壁付き ラーメン構造	耐震壁付き ラーメン構造 ラーメン構造	ラーメン構造
根入深さ	GL-7.5m	GL-3.5m (一部) GL-6.6m, 10.4m	GL-3.75m	GL-7.0m (一部) GL-9.8m
基礎種別	場所打ち杭	PHC杭	PHC杭	PHC杭
杭径	1300, 1400, (拡底) 杭部 1900, 2400	400, 600	600	600
杭長	41.7m	16 - 24m	23m	16 - 26m

RC造5階建ての南棟である。平面図、断面図を図1,2に、各棟の構造概要を表1に示す。対象建物では2001年3月の北棟竣工後、図3(a)の位置に強震計を設置し、継続的に強震観測を行っている。また、2004年4月の隣接建物の竣工に伴い、地盤、西棟、南棟に強震計を新たに設置し、現在は図3(b)に示すような観測態勢をとっている。本論で用いている常時微動記録は、強震計を手動で動作させ、加速度成分を100Hzサンプリングで10~30分間収録した記録である。計測は主に交通振動等の外乱が少ないと思われる深夜の時間帯に行った。また、台風接近時に同様の計測を行うことで、上部入力の影響が大きいと思われる強風時の記録を収録した。

## 3. 各観測点間の最大応答値の比

微動・強風時の各観測点間の最大応答加速度の比と風速の関係、地震時の各観測点間の最大応答加速度の比と屋上階中央での最大応答加速度の関係を図4に示す。風速は当該建物から約1.5km離

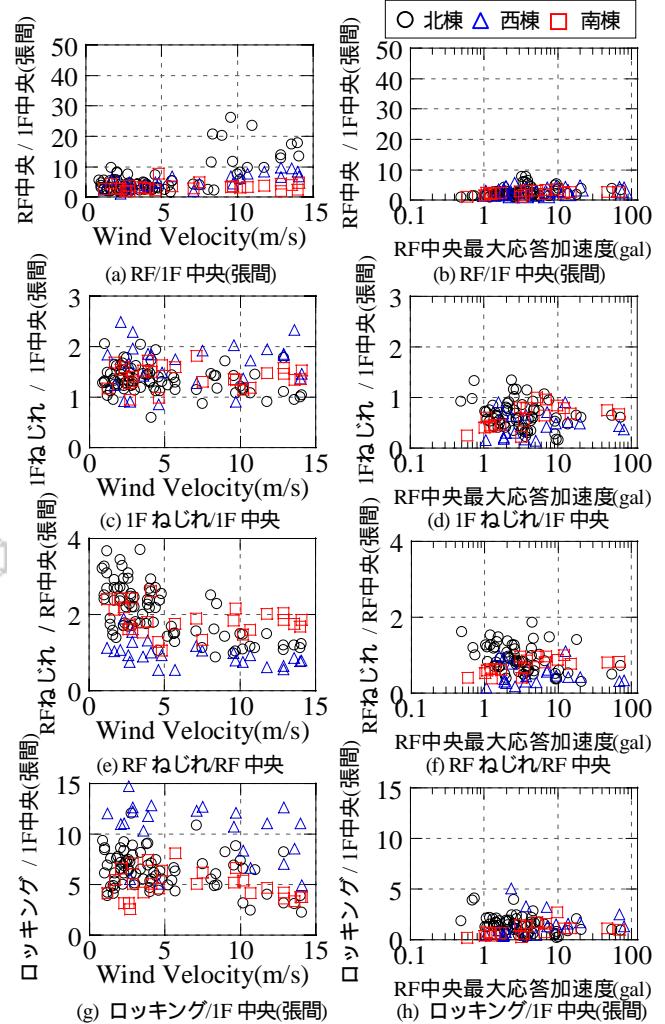


図4 各観測点の最大応答値の比 (左:微動・強風時, 右:地震時)

れた名古屋地方気象台発表の 10 分間平均風速を用いている。図 4.(a),(b)より、強風時には上部入力によって、構造物頂部の応答が増大するために、屋上と 1 階との応答比は、微動、地震時と異なり風速に依存する傾向を示している。また、その傾向は高層になるほど顕著になっていることが分かる。図 4.(c),(d)より、微動・強風時の 1 階でのねじれ成分は、地震時と比較すると大きくなっている。これは風によるねじれ動励起や、微動時の表面波によるねじれ入力動の影響と推察される。微動時の表面波の影響は、屋上のねじれ動を示した図 4.(e),(f)、ロッキング応答を示した図 4.(g),(h)でも 3 棟に共通して顕著に確認される。

#### 4. 伝達関数

図 5.(a)に北棟張間方向の伝達関数(RF/1F)の振幅のコンター図を示す。縦軸は微動・強風時は風速順に、地震時は屋上階中央での最大応答値順に描いている。図より、入力を地盤、あるいは建物基部への水平入力と仮定して推定した伝達関数は、風速が強くなるにつれてピークの幅が広がり、見かけの減衰が大きくなることが分かる。伝達関数の形状が変化する要因の一つとして、風による上部入力が考えられる。一方、地震時の図ではこのような変化はなく、ピークの振動数に着目すると、屋上階中央での最大応答加速度が大きくなるにつれ、固有振動数が低下する振幅依存性が確認できる。同様の図を西棟、南棟について描いたものを図 5.(b),(c)に示す。前章で示したように、伝達関数からも、高層になるほど風の影響を強く受けることが確認できる。

#### 5. スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率

図 6 に、微動時(10 分間平均風速 1.2m/s)、強風時(10 分間平均風速 14.1m/s)、2004.9.5 に発生した紀伊半島南東沖の地震(M<sub>j</sub>=7.4)のスウェイ率・ロッキング率・弾性変形率を示す。スウェイ成分

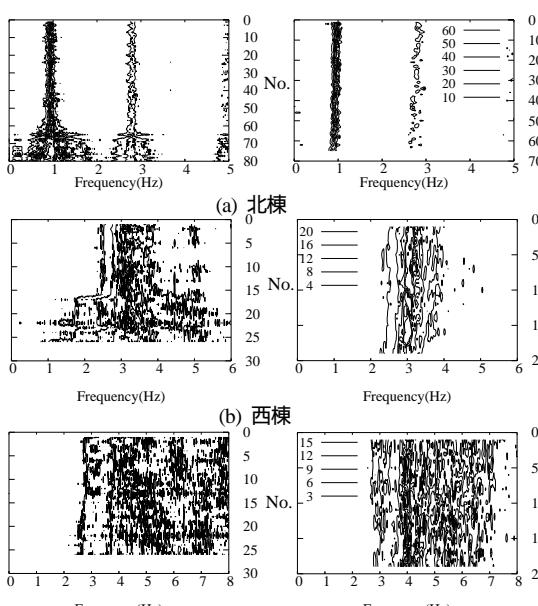


図 5 伝達関数(RF/1F)の振幅のコンター図  
(左: 微動・強風時, 風速順  
右: 地震時, RF 中央最大応答加速度順)

\*1 旭化成ホームズ株式会社 修士(工学)

\*2 名古屋大学大学院環境学研究科・助手・博士(工学)

\*3 名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工博

\*4 名古屋大学大学院環境学研究科 助教授・工博

は地動も含む 1 階の水平成分とし、ロッキング成分は 1 階床でのロッキング角 × 建物高さとした。図中に三角(△)で伝達関数(RF/GL)のピーク振動数を示す。3 棟を比較すると、北棟 > 西棟 > 南棟の順に微動時と強風時のスウェイ率・ロッキング率・弾性変形率の形状の差が大きくなっている。また、南北棟の順に相互作用系の動きの寄与が大きくなっている。一方、3 棟ともに固有振動数付近では微動・強風・地震時の対応が比較的良いものの、固有振動数より低振動数の帯域では、微動時にはロッキング成分、強風時には弾性変形成分、地震時にはスウェイ成分の寄与が大きいことが分かる。このような変位成分の差が、伝達関数の差異の原因となっていると考えられる。

#### 6. まとめ

建物規模、構造種の異なる 3 棟を対象とし、微動・強風・地震時の振動性状について検討を行った。得られた知見を以下に示す。  
(1) 微動・強風・地震時では入力機構の違いにより、励起される振動モードが異なることを示した。従って、特に微動時の振動システムを適切に理解するには、水平動だけでなく、ロッキング、ねじれ入力動を計測、推定することが重要と考えられる。(2) 強風時の基礎固定系の伝達関数はピークの幅が広がり、見かけの減衰が増大することを指摘した。上部入力の影響が大きい高層の建物、あるいは強風時の観測記録を用いる際は注意が必要である。

(参考文献) 1) 八木茂治、福井伸夫、飛田潤: 常時微動計測に基づく低層 RC 造建物の伝達関数推定にレーリー波による回転入力が与える影響、日本建築学会構造系論文集、第 552 号、pp.77-84、2002.2  
2) 山崎清典、小島宏章、浜田栄太、福井伸夫、飛田潤: 微動・強風・地震時の建築構造物の振動性状に関する研究、日本建築学会東海支部研究報告集、第 43 号、pp.233-236、2005.2

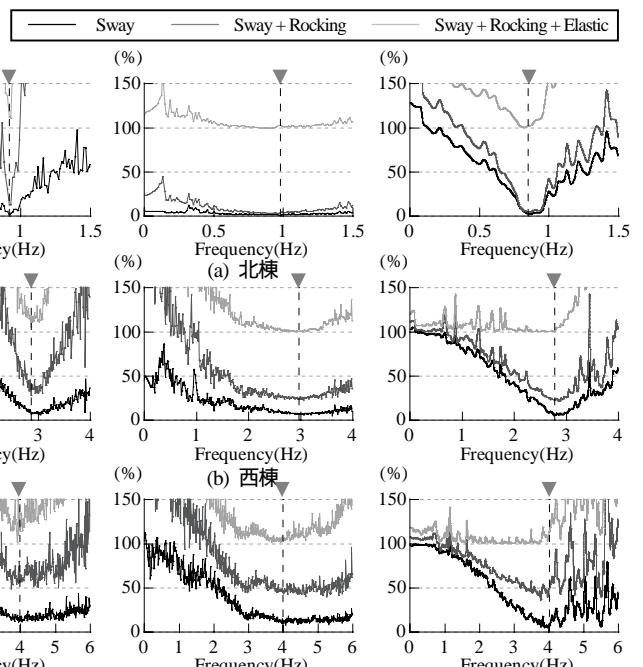


図 6 スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率  
(左: 微動時, 10 分間平均風速 1.2m/s, 中: 強風時, 10 分間平均風速 14.1m/s,  
右: 地震時, 2004.9.5 紀伊半島南東沖の地震, M<sub>j</sub>=7.4 )

\*1 Asahi Kasei Homes Co., M. Eng.

\*2 Res. Assoc., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

\*3 Prof., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

\*4 Assoc. Prof., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.