

地震観測・常時微動計測・加振実験に基づく多様な建造物の振動特性の把握に関する研究

名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻
博士課程前期課程 2年 福和研究室 豊部 立

1. はじめに

近年、気象庁などにより地盤での強震観測網が整備され、広範囲で観測された豊富な記録に基づき、震源特性や各地点の地盤構造の把握、及び詳細な強震動の予測が可能になった。一方、建物を対象とした観測は、原子力関連施設等の特殊建造物や耐震改修中の建物等を中心に整備され、その耐震性能や改修効果の把握に活用されているが、全国的な観測網の整備は進んでいない。

特に一般的な中低層建物を対象とした強震観測(例えば1)の普及は十分ではなく、また観測データを共有できる環境も整っておらず、現状では、建物規模や構造種別等に依存する建物振動特性の統一的な評価が難しい。

一方で実測記録からは、建造物の複雑な振動挙動や現象の存在が明らかになってきている。その例として振動特性の経年変化や振幅依存性、地盤-建物間の動的相互作用、立体振動挙動などが挙げられる。特に経年変化の影響は、構造ヘルスマニタリングを行う場合において、無視できない重要な課題であり、また超高層建物などの特殊建造物にみられる複雑な立体振動挙動は、振動特性の評価や適切な振動モデルの作成を困難にさせている。

本論では上記の課題を満たすべく、以下の分析を行う。

①: 建物規模や構造種別などが様々に異なる複数の中低層建物を対象に、応答の増幅特性や入力損失効果等の地震時応答特性を把握し、それらに影響すると考えられる建物の構造的特徴や、地震動の周期特性による影響を踏まえながら評価を行う。(第2章)

②: 竣工直後から、長期間に亘り多数の地震記録を蓄積している5棟の中低層建物を対象として、振動特性の経年変化と振幅依存性の影響を把握し、その原因について考察を行う。(第3章)

③: 耐震改修が検討されている名古屋テレビ塔での観測記録から、その振動特性を分析し、応答解析モデルとの比較を行うことで、耐震改修に向けての基礎資料とする。分析過程では、高層塔状建造物や、都市部に多く立地する鉄骨造中高層オフィス等にみられる水平

2 方向での固有振動数の近接や、非常に小さい減衰定数の評価について、特に着目した検討を行う。(第4章)

2. 中低層建物の地震時応答特性の総合評価

ここでは基本的な応答特性として、特に応答の増幅特性と入力損失効果に着目した検討結果を示す。

2.1 対象建物及び観測体制の概要

本章での対象建物は、名古屋大学東山キャンパス構内に立地する7棟の中低層建物である。表1に建物概要を、図1に建物の概形及び強震計配置を示す。表中の(地盤-建物)連成系の固有振動数及び減衰定数は、全観測記録から平均した伝達関数の1次振動数と、その応答倍率から1/2H法を用いて簡易に推定している。

2.2 観測記録の概要

建物④で観測された地震の震央距離と地表観測点での最大加速度PGAとの関係を図2 a)に、最大速度PGVとの関係を図2 b)に、等価卓越振動数 f_A (= $PGA/PGV/2\pi$ で算定)との関係を図2 c)に示す。観測期間中でのPGA(PGV)は最大で50gal(5kine)程度で、地震による構造部材の著しい損傷はないと考えられる。図2 c)より観測された地震動の周期特性は様々である。

2.3 応答の増幅特性と入力損失効果の検討

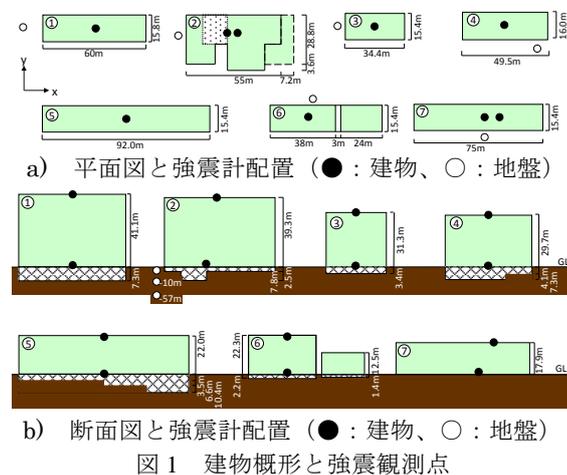
図3に建物基礎での最大加速度(PBA)とPGAとの比、最上階での最大加速度(PRA)とPGAとの比を示し、建物内での応答の増幅特性(PRA/PGA)と入力損失効果(PBA/PGA)を検討する。図の横軸は地震動の等価卓越振動数 f_A を表しており、図中には加速度比の平均値を記す。紙面の都合で建物③、④、⑥の分析結果は割愛する。

図3より4棟全てにおいて、地震動の等価卓越振動数と建物固有振動数(図中の▽印)が近接するほど、建物内での応答の増幅(PRA/PGA)が大きくなることが分かる。しかし、その値は建物毎で大きく異なり、特に建物①では最大で約20倍の増幅がみられ、同階数の建物②に比べて圧倒的に大きい。これらの違いの原因として、構

表1 建物概要

建物No.		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
階数	地上	10階	10階	7階	7階	5階	6階	4階
	地下	1階	1階	-	1階	1階	-	-
軒高		41.1m	39.3m	31.34m	29.7m	21.95m	22.3m	17.9m
構造種別	地上	S造	SRC造	柱: SRC造 梁: S造	PCaPC造	RC造	SRC造	RC造
	地下	SRC造	SRC造	RC造	RC造	RC造	RC造	RC造
骨組形式 ^{*1}	長辺	R	R+W	R	R	R	R+W	R+W
	短辺	R	R+W	R+W	R+W	R+W	R+W	R+W
平面幅	長辺	60m	62.2m	34.4m	49.5m	97.2m	38m	70m
	短辺	15.8m	28.8m	15.4m	16m	15.4m	15.4m	15.4m
根入深さ ^{*2}		7.5m	2.5m (7.8m)	3.75m	7.3m (4.1m)	3.5m (6.6m, 10.4m)	2.2m	無し
	杭基礎種別	杭種	場所打ち杭	PHC杭	PHC杭	PHC杭	PC杭	RC杭
連成系固有振動数	杭長	41.7m	45-48m	2.3m	36m, 32m	16 - 24m	10m, 12m	6m
	長辺	0.9Hz	1.7Hz	2.4Hz	2.5Hz	3.5Hz	3.8Hz	4.2Hz
連成系減衰定数	短辺	0.9Hz	1.6Hz	2.7Hz	2.1Hz	3.5Hz	3.3Hz	4.3Hz
	長辺	1.8%	4.5%	3.7%	3.2%	7.2%	5.2%	4.8%
観測記録数	短辺	2.0%	3.8%	3.5%	2.6%	6.9%	3.3%	5.9%
		164	61 ^{*3}	164	359	164	107	74
用途		教室・実験室	教室・実験室	実験室	ホール	教室	研究室	教室

*1 R: ラーメン構造 R+W: 耐震壁付きラーメン構造を表す
*2 括弧内は一部深さが異なる場所での根入深さを表す
*3 増築後(1999年11年以降)の観測記録数を表す



造種別が異なることに起因する減衰定数の違いが挙げられる。

地盤一基礎間での入力損失 (PBA/PGA) は、等価卓越振動数 f_A が高い場合にその効果が大きい。入力損失の大きさ (Avg_{IF/GL}) は 4 棟全てで、長辺 > 短辺であり、また建物⑤と⑦との比較から、根入れが深いほど、その効果が大きいことが確認できる。これら本章における分析結果は、定性的には過去の研究成果¹⁾と対応している。

上記の他に地震時の振動特性のばらつき等を検討した。

3. 振動特性の経年変化および振幅依存性の検討

3.1 対象建物及び観測体制の概要

本章では表 1 に示した建物①～⑤の 5 棟を対象とするが、紙面の都合で建物②、④、⑤の観測体制及び分析の過程は割愛する。建物①は 2001 年 4 月に、建物③は 2003 年 11 月に竣工し、それとほぼ同時に強震観測を開始しており、いずれも電気・電子・情報工学系の研究棟として使用されている。図 4 に 2004 年 4 月以降の強震観測点を示す。なお 2001 年 4 月～2004 年 3 月では、建物③の全成分、建物①の長辺方向のロッキング成分、地表の応答成分の観測は実施していない。

固有振動数の経年変化の要因の一つに、室内重量の変化が挙げられる。建物①～⑤での固定荷重をそれぞれ 0.8、1.2、1.0、1.2、1.2(t/m²)と仮定し、積載荷重²⁾を設計値の半分³⁾である 0.08、0.08、0.08、0.055、0.055(t/m²)と仮定すると、重量の増加による固有振動数の低下率はそれぞれ、4.7%、3.2%、3.8%、2.2%、2.2%程度と推測される。

3.2 対象建物の基本的な振動特性

全観測記録を用いて平均した伝達関数を図 5 に示す。

本章では地盤一建物連成系 (SRB と表記)、基礎のスウェイを固定した系 (RB と表記)、スウェイとロッキングの両方を固定した系 (B と表記) の 3 種類の伝達関数を推定し、経年変化の原因となる箇所を検討する。

図 5 より、建物①の 1 次固有振動数は水平 2 方向で約 0.9Hz

であり、SRB と B の推定値に大きな差は無い。建物③の固有振動数は SRB・RB・B の順に、長辺方向では 2.4・2.5・2.6(Hz)、短辺方向では 2.7・2.8・3.1(Hz)であり、短辺方向でロッキング動が卓越する。

3.3 固有振動数・減衰定数の経年変化と振幅依存性

一般的に、地震時の振動特性は応答振幅に応じて変化する。建物①と③においても、応答の増加に伴い固有振動数が低下し (図 6)、減衰定数が増加することを確認した。固有振動数と全体変形角との関係を対数近似により補正することで、振幅依存性の影響を低減させて、経年変化のみに着目した検討を行う。

図 7 に RB の固有振動数の経年変化を示す。なお減衰定数には明確な経年変化の傾向がないことを確認したため、検討に用いた図は割愛している。

図 7 より建物①の RB の固有振動数は、竣工後～2005 年 4 月の期間で明瞭に低下しており、その低下率は約 5% である。それ以降の振動数の変化は小さい。建物③の固有振動数は竣工後から現在まで、安定する期間がなく徐々に低下しており、その低下率は約 10% である。

室内の積載重量が大きく増加する期間を、建物①での変化傾向に基づいて「竣工後から 4 年間」と判断し、その期間内の推定値を線形近似することで、建物①～⑤における固有振動数の低下率を算定し、表 2 に示す。観測体制等の制約から、建物①と⑤では RB、建物②では RB と SRB の推定結果のみを示す。なお、建物②における固有振動数の低下率については増築工事の関係から、「竣工後から 3 年間」の記録を用いて算定している。

実測での振動数の低下率と、重量増加による低下率を

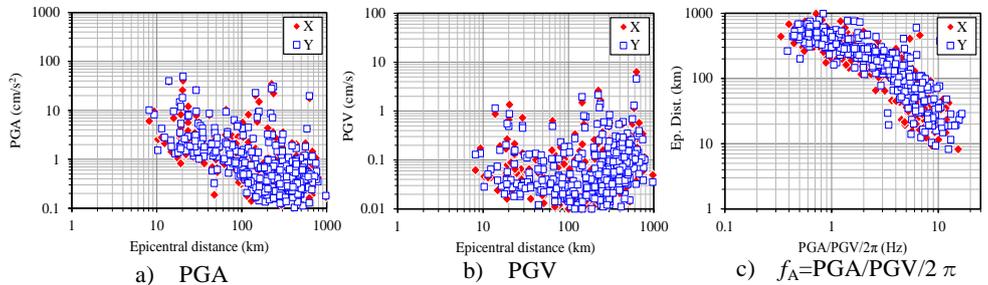


図 2 建物④で観測された地震記録の概要 (震央距離との関係)

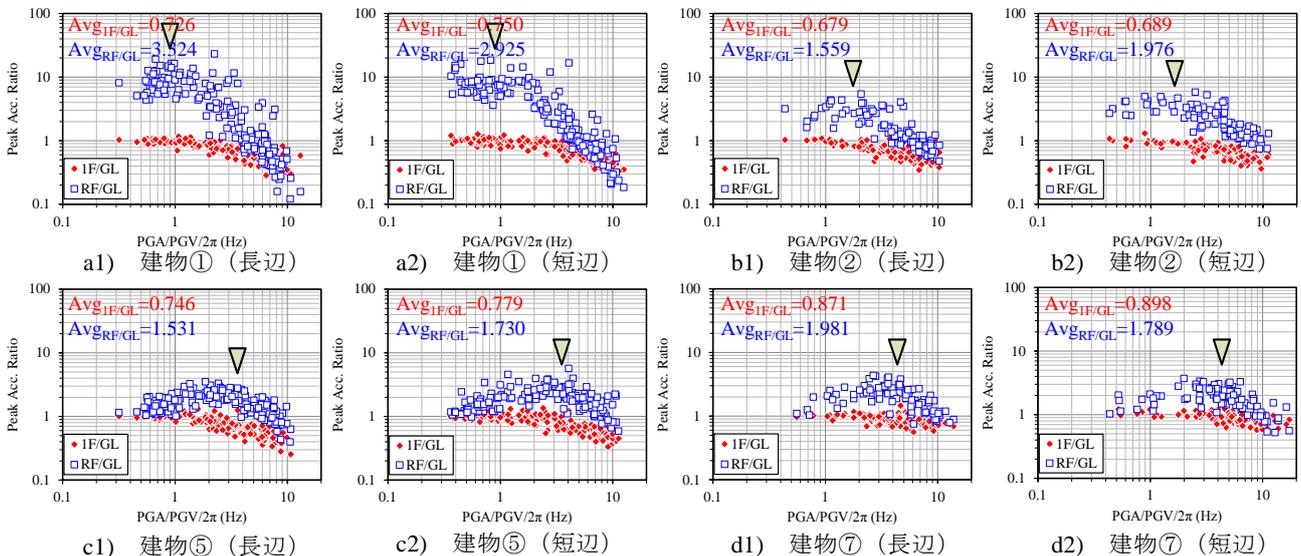


図 3 応答増幅特性と入力損失効果の検討

比較すると、建物①と④では概ね同等の値を示す。しかし建物②、③、⑤では、重量増加による低下率に比べて、実際の低下率は2~5倍程度大きいと考えられ、この経年変化の原因を重量変化だけで説明することは不適切である。構造種別の違いから、現場打ちのコンクリート系部材の剛性低下の存在を推測することもできるが、現状ではメカニズムの解明には至っておらず、更なる知見の蓄積や材料レベルでの詳細な検討を行う必要がある。

建物③での固有振動数の低下率には、 $B > RB > SRB$ の関係があり、上部構造物の剛性低下や重量増加が動的相互作用効果に影響すると考えられる。実測記録の分析から、振動数が大きく低下する期間では、それに対応してロッキング率が低下することが確認された。

4. 振動実験に基づく名古屋テレビ塔の振動特性

4.1 対象構造物及び観測体制の概要

本章での対象構造物は、愛知県名古屋市中区栄の久屋大通公園内に立地する名古屋テレビ塔(登録有形文化財)で、耐震性能の向上のため基礎免震化による耐震改修が検討されている。名古屋テレビ塔はアンテナを含む最高高さ180m、塔体高さ140mの自立式鉄塔で、高さ約90mと約20mの位置に建屋が付随している。塔体は16層の鉄骨骨組み構造をしており、平面形状は正方形で、低い層ほど面積が大きくなる裾広がり形状をしている。写真1に構造物の外観を、図8に構造物の概形と観測点配置を示す。

4.2 振動実験の概要

振動実験は3度にわたって実施しており、それぞれで観測点の配置は異なる。以降の分析では、展望台中央の観測点(sdcc)で収録した記録を用いる。

表3に人力加振実験の加振項目を示す。加振振動数は後述する微動記録の分析結果に基づき、展望台高さで特に振幅レベルの大きい、固有振動数が2Hz以下の5つのモード(以後、低振動数側からピークI~Vと表記)を対象とした。加振方向は正方形の平面形状を考慮して水平4方向への加振を行った。本章では混同を避けるため、加振する4方向を東西、南北、北東、北西と表記し、その振動成分をEW、NS、NE、NWと表記する。

4.3 微動時の固有振動数・減衰定数

図9に微動時のフーリエスペクトルを示す。10Hz以下の振動数範囲に多数の振動モードが存在し、その中でも2Hz以下の5つの振動モードが大きく励起されている。

実測と解析の結果から、ピークI~IIIはそれぞれ並進

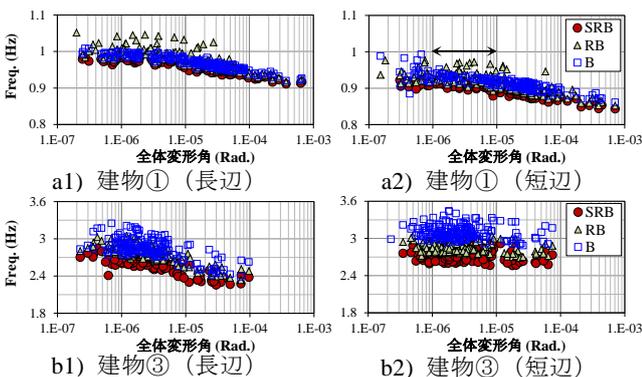


図6 固有振動数の振幅依存性

1次~3次、ピークIVはねじれ振動、ピークVは並進とねじれが連成するモード形状である事を確認した。

図9より、各並進モードで水平2方向の固有振動数は非常に近接しており、その振動主軸を把握する必要がある。座標軸を回転させながらフーリエスペクトルを計算し、その形状から、振動主軸は北東

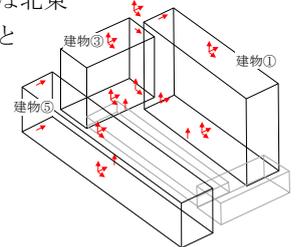


図4 強震観測点

及び北西に近い方向であることを確認した。図10に微動時の水平4方向のフーリエスペクトルを、ピークI~Vの各振動数範囲で拡大して示す。EW・NS成分では2つのピークが存在しているが、NE・NW成分ではそ

れらが分離されており、振動主軸成分に近い方向であることが確認できる。

表4にピークI~Vの固有振動数を、表5に減衰定数を示す。減衰定数の推定値はいずれも1%を下回る非常に小さな値を

表2 固有振動数の低下率

対象建物	建物特性	固有振動数の低下率		重量による低下率(推測値)
		長辺	短辺	
建物①	B	-	-	4.7%
	RB	5.2%	5.1%	-
	SRB	-	-	-
建物② ^{*1}	B	-	-	3.2%
	RB	9.2%	7.1%	-
	SRB	7.4%	5.7%	-
建物③	B	9.6%	8.1%	3.8%
	RB	6.3%	6.0%	-
	SRB	5.4%	5.2%	-
建物④	B	2.1%	2.2%	2.2%
	RB	0.8%	1.0%	-
	SRB	1.3%	1.4%	-
建物⑤	B	-	-	2.2%
	RB	9.0%	3.6%	-
	SRB	-	-	-

*1 竣工後~増築工事開始前の3年間の記録を用いて推定

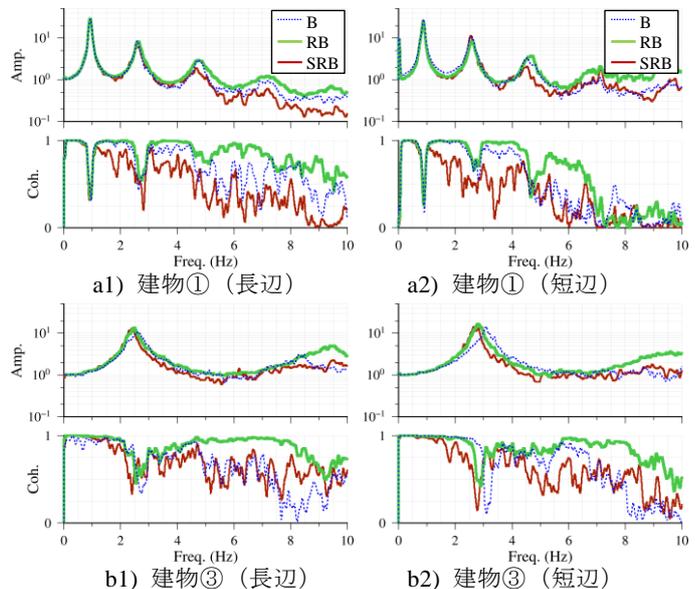


図5 伝達関数

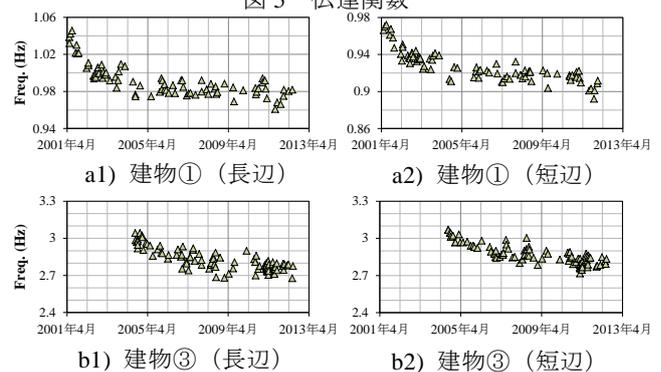


図7 固有振動数(RB)の経年変化

示し、また座標軸の設定により最大で約2倍のばらつきがある。以上より微動時の減衰定数を正確に評価する為には、振動主軸を正しく把握して分析を行う必要がある。

4.4 加振時の固有振動数・減衰定数

図11a), b)に自由振動波形の一例と、1周期毎の固有振動数及び減衰定数の推定値を示し、図11c), d)に対応する加振項目での水平面内オービットを示す。

図11a), b)より、加振方向により減衰定数の推定値は大きく異なることが分かり、減衰定数が大きく推定される場合の水平面内オービット(図11のc)に着目すると、加振方向だけではなく直交方向の揺れも大きく増幅し、自由振動の過程で揺れのエネルギーが加振方向から直交方向へ移っている様子が確認できる。これにより減衰定数を過大評価している。加振時に水平2方向の揺れが連成する現象は、振動主軸と異なる方向へ加振した場合や、加振振動数と構造物の固有振動数とがわずかにずれた場合に発生しており、加振時の減衰定数を評価する際には十分に注意する必要がある。

4.4 応答解析モデルとの比較

3次元フレームの応答解析モデルと実測値との比較を行う。解析モデルの骨組みは立面のトラス架構やアンテナ架構を適切に評価しており、重量は各層の4隅に集中質点としてモデル化している。

表6に固有振動数の実測値と解析値との比較を示す。各モードでの振動数の差は1割以下であり、ピークI~IVではモード形状の対応も確認された。しかし、ピークVより高次のモード形状や振動主軸の方向等では、実測値と解析値が大きく異なり、更なる検討を要する。

5. まとめ

本論では、複数の中低層建物と名古屋テレビ塔を対象とした地震観測及び振動実験の記録から、特に振動特性

表4 固有振動数(加振時/微動時)(単位: Hz)

	対象ピーク				
	I	II	III	IV	V
EW	0.610 / 0.613	0.782 / 0.789	1.410 / 1.416	- / -	1.894 / 1.910
NS	0.605 / 0.611	0.779 / 0.782	1.402 / 1.412	- / -	1.907 / 1.906
NE	0.606 / 0.611	0.778 / 0.781	1.406 / 1.412	- / -	1.894 / 1.905
NW	0.612 / 0.614	0.785 / 0.790	1.411 / 1.417	1.610 / 1.620	1.906 / 1.913

表5 減衰定数(加振時/微動時)(単位: %)

	対象ピーク				
	I	II	III	IV	V
EW	0.78 / 0.26	0.79 / 0.48	0.88 / 0.23	- / 0.20	0.66 / 0.36
NS	1.61 / 0.36	0.88 / 0.55	0.61 / 0.22	- / 0.19	0.70 / 0.25
NE	0.33 / 0.28	0.40 / 0.31	0.48 / 0.22	- / 0.30	0.29 / 0.29
NW	0.31 / 0.32	0.36 / 0.30	0.52 / 0.18	0.38 / 0.19	0.36 / 0.24

表6 実測値と解析値の比較(単位: Hz)

		対象ピーク					Dump (%)
		I	II	III	IV	V	
EW	①実測値	0.613	0.792	1.418	1.620	1.913	0.61
	②解析値	0.651	0.873	1.563	1.467	1.814	
	①÷②	0.94	0.91	0.91	1.10	1.05	
NS	③実測値	0.612	0.781	1.410	-	1.904	0.60
	④解析値	0.650	0.873	1.562	-	1.772	
	③÷④	0.94	0.89	0.90	-	1.07	

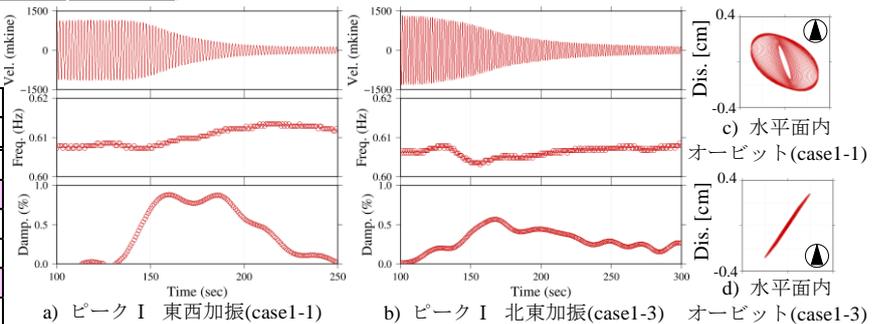


図11 加振後の自由振動波形と水平面内オービット(加振項目は表3を参照)

の経年変化や、水平2方向で固有振動数が近接する低減衰構造物の特性に着目して分析を行った。以上の成果は、構造ヘルスマニタリングの精度向上や、高層塔状構造物や都市部の鉄骨中高層オフィスの様に、水平2方向で似た構造・形状を有する構造物の振動特性の正確な評価につながる他、名古屋テレビ塔で実施が検討されている耐震改修に向けての基礎資料として役立つと考えられる。

参考文献

- 1) 福和伸夫他: 戦略的強震観測及び地震被害分析に基づく中低層建物の地震時挙動及び耐震性能の解明、文部科学省科学研究費補助金・基盤研究(B)(2)研究成果報告書、研究課題番号15360295、2005.3
- 2) 建築構造設計指針(平成21年版)、2009
- 3) 井戸田秀樹他: 実測に基づく事務所建築の積載荷重に関する考察、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)、B-1分冊、pp.163-164、1991.9

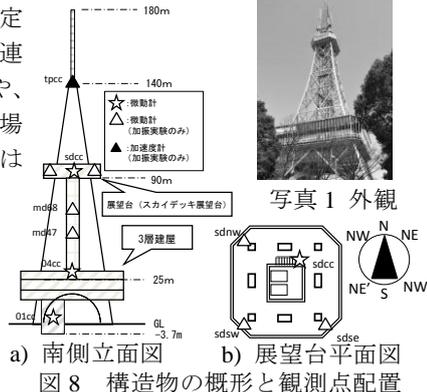


図8 構造物の概形と観測点配置

表3 加振項目

対象ピーク (Hz / bpm)	加振形式	方向	加振人数
ピーク I (0.61 / 73)	体重移動	東西	26
		南北	22
		北東-南西	29
ピーク II (0.79 / 94)	体重移動	東西	25
		南北	19
		北東-南西	21
ピーク III (1.42 / 85)	体重移動	東西	21
		南北	19
		北東-南西	19
ピーク IV (1.62 / 96)	壁押し	北西-南東	20
		右回り	21
		左回り	20
ピーク V (1.91 / 115)	体重移動	東西	17
		南北	18
		北東-南西	24
ピーク I (0.61 / 73)	体重移動	北西-南東	24
		北東-南西	24
		北西-南東	26
ピーク II (0.79 / 94)	体重移動	東西	8
		北東-南西	8
		北西-南東	8
ピーク V (1.91 / 115)	壁押し	北東-南西	8
		北西-南東	8
		北東-南西	8

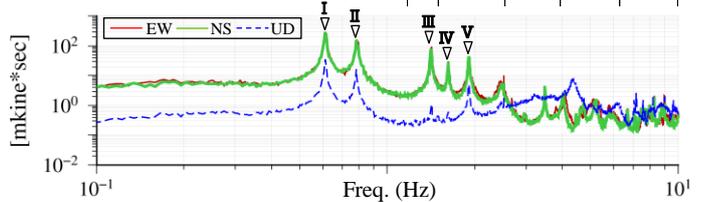


図9 微動時のフーリエスペクトル(展望台中央: sdcc)

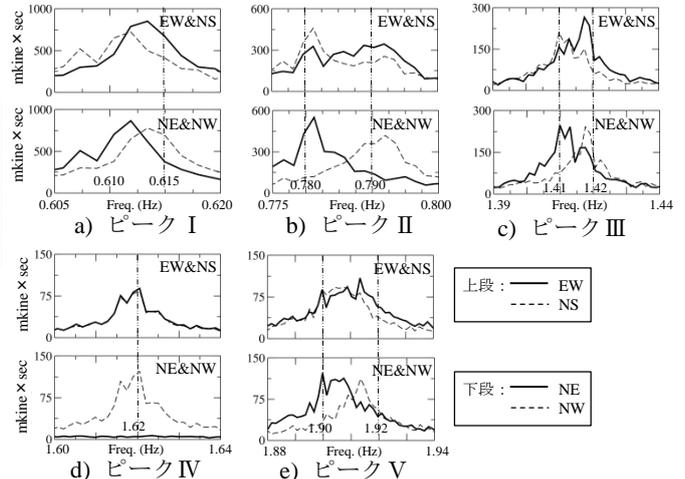


図10 微動時のフーリエスペクトル(各ピーク付近拡大)