

振動実験・強震観測に基づく名古屋テレビ塔の振動特性

VIBRATION CHARACTERISTICS OF NAGOYA TV TOWER
BASED ON VIBRATION TEST AND STRONG MOTION OBSERVATION豊部立*, 飛田潤**, 福和伸夫***, 西澤崇雄****
Ryu TOYOBE, Jun TOBITA, Nobuo FUKUWA and Takao NISHIZAWA

Vibration characteristics of a steel tower of 180m height are discussed based on manpowered forced vibration tests, ambient vibration and earthquake response observation. The Nagoya TV Tower was built in 1954 as the first large-scale tower structure for television broadcasting in Japan. Now the tower is required to retrofit against large earthquake shaking. Observed ambient vibration spectra show five clear peaks in frequency range of less than 2Hz. Each mode has principal axes in diagonal direction of the tower. Responses of manpowered forced vibration tests show distinctive oval shapes in horizontal plane and damping evaluation are generally difficult. Estimated damping ratios are small, far less than 1%. Natural frequencies and damping ratios estimated from earthquake response show amplitude-dependency.

Keywords : *Steel Tower Structure, Ambient Vibration Measurement, Manpowered Forced Vibration Test, Natural Frequency, Damping Ratio, Vibration Mode*

鉄塔構造物, 常時微動計測, 人力加振実験, 固有振動数, 減衰定数, 振動モード

1. はじめに

1950年代中盤、国内のテレビ放送開始に伴い数多くの集約電波塔が建設された。それらの中で最も早く 1954 年に完成した名古屋テレビ塔は、名古屋市のシンボルとして現在でも多くの観光客を集めており、2005 年には国から登録有形文化財に指定された。2011 年 7 月の完全デジタル化によりアナログテレビ電波塔としての役目を終えたが、今後も長く保存していくことになっている。そのためには、耐震性の確保が重要である。

今後発生が危惧される海溝型の巨大地震では長周期の成分を多く含んだ地震動の発生が予想され、濃尾平野などの堆積平野では継続時間の長い長周期地震動が入力される可能性がある。また鉄塔構造物は比較的軽量であり、減衰定数は塔体高さが高くなるほど小さく、1%を下回る¹⁾²⁾。特に名古屋テレビ塔や東京タワーなど上部にアンテナや建屋を有する鉄塔では、比較的低い振動数範囲で多くの固有振動数を有し³⁾、長周期地震動と共振し大振幅の揺れが長時間継続するおそれがある。このような鉄骨造タワーの耐震性能向上に当たっては、補強部材の付加や制振ダンパーの設置等が行われる場合が多いと思われる。しかし本建造物は、南海トラフの大地震動に対する応答がかなり大きいと予想され、一方で登録文化財であるため大幅な外観の変更を伴う改修は適さないことなどから、基礎免震によ

る改修も検討されている。いずれにしても、耐震性の確保に向けた検討や設計のために、現状の応答特性を正確に評価し、詳細なモデル化を行う必要がある。

以上の背景により本論文では、名古屋テレビ塔について、常時微動計測、人力加振実験及び強震観測を実施し、その詳細な振動特性について検討を行う。特に塔状構造物の特徴である近接する多数の固有振動数やその立体モード形状、小さい減衰定数の正確な推定などに注目して考察を行う。

2. 対象建造物概要

本研究での対象建造物は、愛知県名古屋市中区栄の久屋大通公園内に位置しており、アンテナ部分を含む最高高さ 180m、塔体最高高さ約 140m の自立式鉄塔である。図 1 に建造物概形及び観測点を、写真 1 に外観写真を示す。地上高さ約 90m の位置に床面積約 230 m² の展望台が、高さ約 20m の位置には合計床面積約 2500m² の 3 層建屋が設置されており、それを結ぶエレベーターシャフトが塔体の中央を通っている。塔体は 15 層の鉄骨骨組み構造になっており、スカイデッキ展望台と 3 層建屋は、それぞれ第 8 層と第 2 層のパネルポイントに支持されている。塔体の平面形状は正方形をしており、低い層ほど平面の面積が大きくなり柱脚が広がる形状をしている。

* 名古屋大学大学院環境学研究科 大学院生

** 名古屋大学災害対策室 教授・工博

*** 名古屋大学減災連携研究センター 教授・工博

**** (株) 日建設計構造設計室 主管・工博

Graduate Student, Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University

Prof., Disaster Management Office, Nagoya University, Dr. Eng.

Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya University, Dr. Eng.

Senior Structural Engineer, NIKKEN SEKKEI, Dr.Eng.

4本の柱脚はそれぞれ直接基礎に支持されている。第1層には塔体中央から西にずれた位置に、地上と3層建屋を結ぶエレベーターシャフトが通っており、その土台は地下1階で支持されている。また、第1層では4本の柱脚を2本のRC造アーチが対角線につないでおり、これにより上部の建屋やエレベーターシャフトによる鉛直荷重を支持している。アーチと3層建屋の重量により対象建造物は重心が低くなっており、基礎部分に引き抜き力が生じにくい構造をしている⁴⁾。

1954年の建設当時の固有周期は1次モードで1.28sec(0.78Hz)、2次モードで0.49sec(2.04Hz)であった⁵⁾。その後、アンテナや空調等の設備の増設などにより、振動特性は変化していると予想される。

3. 振動実験・強震観測概要

3.1 振動実験概要

常時微動計測・人力加振実験は、まず2010年9月3日～4日に実施した。その際に、後述するように多数の固有モードが得られ、人力加振時の水平2方向連成など複雑な振動特性を示すことが明らかになった。また展望台より上のアンテナ部で計測を行えなかったため、全体モード特性に不明な点が残った。

そこで、2011年に再度、振動実験を行った。2回目の2011年7月28日には、少人数の加振により人力加振時の加振位置の影響などを検討し、その結果も踏まえて加振人数を20名以上に増員して2011年8月5日に3回目を実施した。この際に、アンテナ部の計測点も設置している。

3回の計測で微動時の固有振動数の変化はほとんどなかったため、本論文では人力加振については、加振力が大きく計測点が充実した3回目の実験の結果を主に考察し、必要に応じて他の実験結果と比較する。

図1に対象建造物の概形と観測地点位置を示す。観測地点は全9地点で、スカイデッキ展望台4点、屋外階段部分2点、3層建屋上層1点、1Fコア1点の8地点に、動コイル型3ch常時微動計(固有周期1秒の速度計を周期5秒に伸ばして使用)を1台ずつ設置した。高さ約140mの塔体先端(tpcc)には、設置場所の制約から1chサーボ型加速度計を3台設置した。展望台内の観測点は北西、南東、南西の柱外側と中央コアの北東側に配置し、3層建屋上層の観測点は中央コア南東側、1Fの観測点は1Fコア南西側に配置した。屋外階段の観測点は第4層(地上高さ:47m)の南西側踊り場部分と第6層(地上高さ:68m)の北東側踊り場部分に配置し計測を実施した。

3.2 常時微動計測

常時微動計測は1回目の2010年9月4日深夜と、2回目の2011年7月28日早朝の計2回実施した。サンプリング振動数100Hzで前者では120分間、後者では18分間の記録を収録した。

観測点位置は、前者では展望台中央(sdcc)、3層建屋上層中央(04cc)、1Fコア中央(01cc)の3地点、後者では展望台中央(sdcc)のみで収録を行った。名古屋地方気象台で観測された当日の気象条件は、前者で気温:27.8℃、風向:北北西、平均風速:2.6m/s、後者で気温:26.8℃、風向:南南東、平均風速:0.5m/sであった。なお計測日による建造物の固有振動数の変化はほとんどなく、以降の

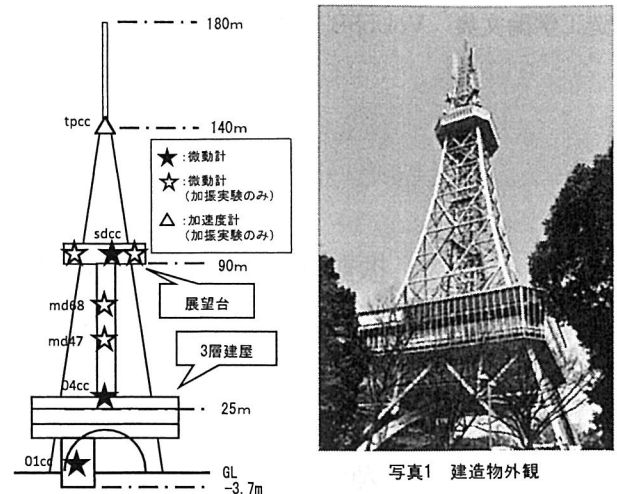


写真1 建造物外観

a) 南面立面図

b) 展望台平面図

図1 建造物形状と観測点

写真2 人力加振実験風景

表1 人力加振実験加振項目

case	対象ピーク (Hz / bpm)	加振形式	方向	加振人数	
1-1	ピークⅠ (0.61 / 73)	体重移動	東西	26	
1-2			南北	22	
1-3			北東-南西	29	
1-4			東西	25	
1-5			南北	19	
1-6			北東-南西	21	
1-7	ピークⅡ (0.79 / 94)	体重移動	東西	21	
1-8			南北	19	
1-9			北東-南西	19	
1-10			北西-南東	20	
1-11			壁押し	右回り	21
1-12				東西	17
1-13	南北	18			
1-14	ピークⅤ (1.91 / 115)	体重移動	北東-南西	24	
1-15			北西-南東	26	
2-1			ピークⅠ (0.61 / 73)	東西	8
2-2	北西-南東				
2-3	ピークⅡ (0.79 / 94)	北東-南西			
2-4		壁押し	北東-南西		
2-5	ピークⅤ (1.91 / 115)	壁押し			

写真2 人力加振実験風景

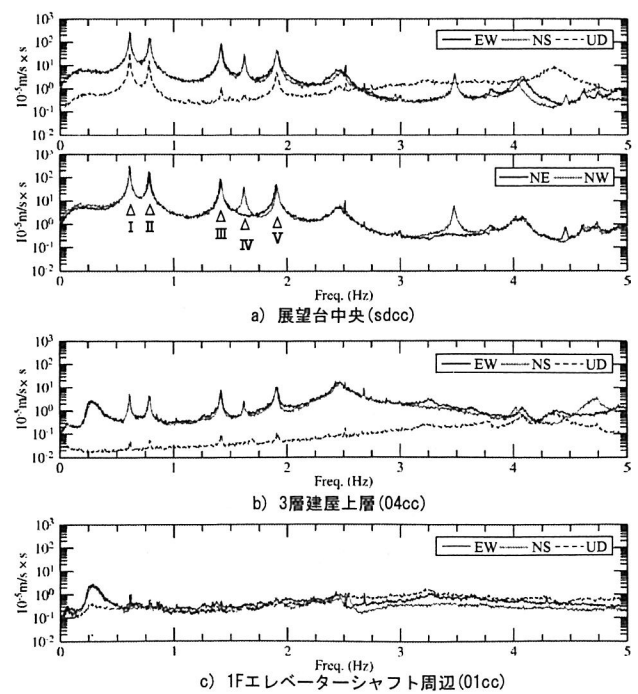


図2 微動時フーリエスペクトル

分析では前者の 120 分間の記録を用いて分析を行う。

3.3 人力加振実験

人力加振実験は 1 回目の 2010 年 9 月 4 日、2 回目の 2011 年 7 月 28 日、3 回目の 2011 年 8 月 5 日の計 3 回実施し、常時微動計測と同様にサンプリング振動数 100Hz で記録の収録を行った。本論の分析では、観測点数の多い 3 回目（本論では case1 とする）と、加振力偏心の有無による影響を確認するために実施した 2 回目(case2 とする)の結果を用いる。

各計測日の観測点位置については、case2 では展望台 4 点のみ、case1 では全 9 地点にセンサーを配置し実験を行った。

表 1 に人力加振実験の加振項目を示す。加振振動数は常時微動記録から決定し、加振方向は構造物の正方形の平面形状を考慮して東西・南北・北東・北西の 4 方向への加振を行う。ただし実験時間に制約があったため各計測日において全ての方向の加振を実施することはできなかった。本論では加振する 4 方向を東西、南北、北東、北西と漢字で表記し、その方向の成分をそれぞれ EW、NS、NE、NW とアルファベットで表記する。

加振場所はスカイデッキ展望台床面で、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。加振方法は、加振振動数が 1Hz 以下の場合では加振者が直立した状態から左右に体重移動を行い、1 往復で 1 周期として加振した(写真 2)。1Hz 以上の加振では、塔体骨組みを 1 周期に 1 回のテンポで水平方向に押し加振を実施した。ねじれ加振では、北東柱を東方向に、南東柱を南方向に、南西柱を西方向に、北西柱を北方向に押すことで全体として上から見て右回転の加振を行った。

加振実験時の気象条件は case1 では気温:27.6°、風向:東南東、平均風速:3.4m/s、case2 では気温:26.8℃風向:南南東、平均風速:0.5m/s であった。

3.4 強震観測

微動計による観測とは別に、強震計(加速度計)をスカイデッキ展望台内の南西側床面と地下 1 階エレベーターシャフト周辺に 1 台ずつ設置し、定常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、いずれかの成分の振幅が 2cm/s^2 を上回った際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、 2cm/s^2 を 30 秒間下回り続けた時間までの加速度記録を 1 つのデータとして収録した。

展望台南西に設置した強震計では、2011 年 2 月 20 日から 2011 年 4 月 8 日までの観測期間で 19 個の地震記録を収録した。地下 1 階に設置した強震計では、ミストリガーなどの原因で、現状で地震記録を収録することができていない。

4. 微動記録に基づく対象建造物の振動特性

4.1 固有振動数

展望台中央(sdcc)、3 層建屋上層(04cc)、1F コア(01cc)で 1 回目に観測された 120 分間の微動時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。図 2a)の展望台中央でのフーリエスペクトルは EW、NS、UD の 3 成分の他に NE、NW 成分についても示している。ここでは、163.84 秒×43 区間の速度記録からアンサンブル平均し

たものを示す。

01cc、04cc の記録では、深部地盤の固有振動数にあたる 0.3Hz 付近にピークが確認できる。上屋の観測記録では 5Hz 以下の振動数範囲で多数のピークがあり、特に展望台の記録では 2Hz より振動数の低い範囲で明瞭な 5 つのピークが確認できる。人力加振実験ではこれら 5 つのピークを対象にして加振を実施した。

5 つのピークを振動数の低い方からピーク I～V とし、そこから読み取った微動時の固有振動数を表 2 にまとめる。なお、固有振動数は微動記録を 655.36 秒×10 区間でアンサンブル平均したフーリエスペクトルのピーク振動数を小数点以下 4 桁目で四捨五入した数値を示しており、EW、NS、NE、NW の 4 成分について推定している。ピーク IV については NE 成分のピークが存在しないが、その他の 4 つのピークにおいては水平 4 方向の振動数が非常に近接していることが確認でき、その振動主軸を検討する必要がある。なお建設当時に実施された振動実験⁹⁾の結果と比べて、建屋部分の重量変化やアンテナ数の変化などの影響もあり、過去の振動モードと対応させることは難しい。前述の通りピーク IV では NE 成分のみピークが存在せず、展望台中央観測点の位置が図心から北東方向にずれた位置であることを考慮すると、図心を中心としたねじれ振動の固有振動数であることが推測される。

図 3 では展望台中央(sdcc)のフーリエスペクトルを 0.775Hz～0.800Hz の範囲で示し、座標軸を回転することでピーク II の振動主軸を検討している。E 方向を $\theta=0$ とし座標軸を左回りに 10° 毎に回転した成分を示している。また、ここでは展望台中央で収録された 120 分間の微動記録を 655.36 秒間×10 区間でアンサンブル平均してフーリエスペクトルを計算している。

この図からピーク II 付近の振動数範囲では 0.78Hz と 0.79Hz に左右に割れて 2 つのピークが存在しており、北東成分では 0.78Hz のピークのみが卓越し、北西成分では 0.79Hz のピークのみが卓越していることが確認できる。座標軸の回転に伴うピーク形状の変化から、ピーク II 付近の振動数範囲では 0.78Hz と 0.79Hz の固有振動数の 2 つの固有モードが存在し、その振動主軸は前者では北東方向(約 60°)、後者では北西方向(約 140°)であると考えられる。

同様に 2Hz より低い振動数範囲に存在する 5 つのピーク付近をそれぞれ拡大したものを図 4 に示す。ここでは、EW、NS、NE、NW の 4 成分について検討しており、各振動数とも上段に EW、NS 成分を、下段に NE、NW 成分を示している。振動数刻みは図 3 に示したものと同様である。図 4 に示したフーリエスペクトルのピーク形状からピーク II、ピーク III、ピーク V での振動主軸は NE 方向、NW 方向の 2 方向に近い方向であると考えられ、いずれのピークでも NE 方向に比べて NW 方向の固有振動数が若干高いことが確認できる。

なお図 4 中の▽印は人力加振実験の加振振動数(整数の bpm で設定)を Hz に換算した値をプロットしたものである。加振振動数とピーク位置が必ずしも一致しない場合があり、また前述したような方向による固有振動数の若干の違いも考慮すると、bpm の設定値を 1 ずつ変化させるなどして人力加振を行うことが理想であるが、実験時間の制約があり検討できていない。ピーク II 加振では北東方向、ピーク V 加振では北西方向のピーク振動数に近い振動数で加振を行っている。

図 5 に微動時の伝達関数を示す。1F(01cc)での記録を入力、展望

台(sdcc)と3層建屋(mdcc)の記録を出力として2つの伝達関数を求めた。上段に応答倍率、中段に位相差、下段にコヒーレンスを示す。

図5a)に示した(sdcc/01cc)の伝達関数に着目すると、コヒーレンスが小さい値を示している。またピークⅠ～ⅢとピークⅤのピーク振動数付近における水平成分位相差は 0° に近い値を示しており、微動時では風などの上部入力による応答が支配的であると考えられる。また、応答倍率のピーク振動数は、いずれのピークでもフーリエスペクトルから求めたピーク振動数と比べて0.01Hz以下の違いしかなく、ほぼ同じ値をとる。以上のことから、微動時では動的相互作用効果の影響がほとんど無いことが分かる。なお、ここでのピーク振動数の読みとりはフーリエスペクトルでの読みとり方法と同様の方法で行った。図5b)に示した(04cc/01cc)の伝達関数では2.4Hz付近で応答倍率が大きく、位相差が 90° になっており、重量の大きい低層部が主に応答していることが分かる。

4.2 減衰定数

展望台中央(sdcc)での観測記録から推定した微動時の減衰定数を表3に示す。ここでは、2Hz以下の振動数範囲に存在する5つのピークにそれぞれバンドパスフィルタを施し、RD法によって生成した自由振動波形に1自由度系の自由振動波形フィッティングを行い推定した値を示している。各ピークのバンドパスフィルタ区間を表4に示す。バンドパスフィルタの外側に幅0.01Hzのコサインテーパを施して計算を行った。自由振動波形フィッティングの評価区間は、RD法で生成された自由振動波形の極値の振幅が初期振幅のおよそ2分の1になる長さで設定し、重ね合わせデータ数は8000～27000個であった。表3からすべてのモードで1%を大きく下回る値を示しており、対象建造物の減衰定数の小ささが確認できる。なお、前述の通り、各固有モードにおいて水平2方向のピークが近接しており、生成された自由振動波形にはうなりが生じている。その波形に1自由度系の自由振動波形フィッティングを行って、減衰定数を推定すると、過大評価の可能性がある。このような影響を低減するためには、振動の主軸を正しく把握して分析を行う必要がある。

表2 固有振動数（微動時／加振時）（単位：Hz）

	対象ピーク				
	I	II	III	IV	V
EW	0.613 / 0.610	0.792 / 0.782	1.418 / 1.410	1.620 / -	1.913 / 1.894
NS	0.612 / 0.605	0.781 / 0.779	1.410 / 1.402	1.620 / -	1.904 / 1.907
NE-SW	0.612 / 0.606	0.781 / 0.778	1.410 / 1.406	- / -	1.900 / 1.894
NW-SE	0.613 / 0.612	0.792 / 0.785	1.418 / 1.411	1.620 / 1.610	1.913 / 1.906

表3 減衰定数（微動時／加振時）（単位：%）

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

表4 バンドパスフィルタ区間（単位：Hz）

対象ピーク				
I	II	III	IV	V
0.58～0.65	0.75～0.85	1.35～1.50	1.58～1.66	1.80～2.00

5. 人力加振記録に基づく対象建造物の振動特性

5.1 固有振動数・減衰定数

展望台中央(sdcc)で観測された人力加振後の自由振動波形から、加振時の固有振動数と減衰定数を推定する。図6と図7に加振後の

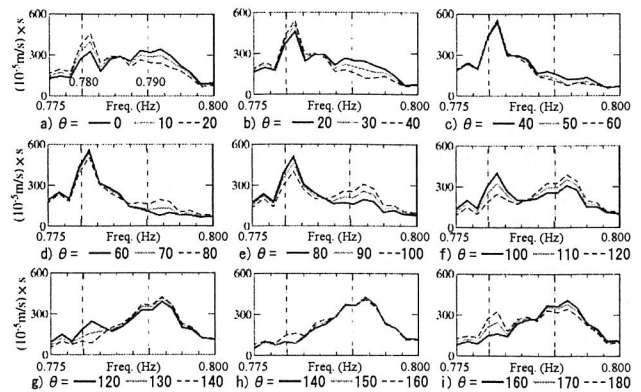


図3 微動時フーリエスペクトル（展望台中央、ピークⅡ付近拡大）

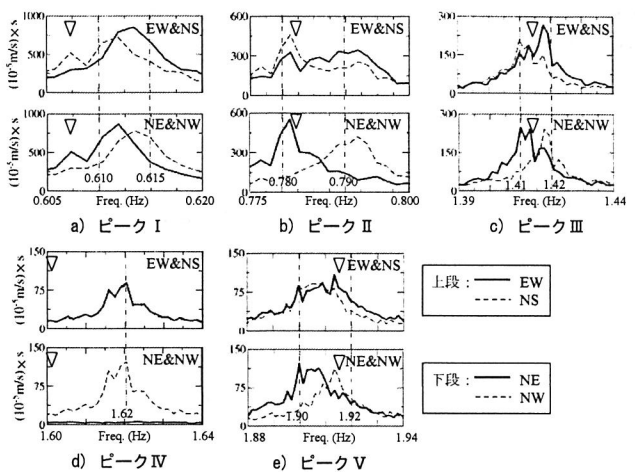


図4 微動時フーリエスペクトル（展望台中央、各ピーク付近拡大）

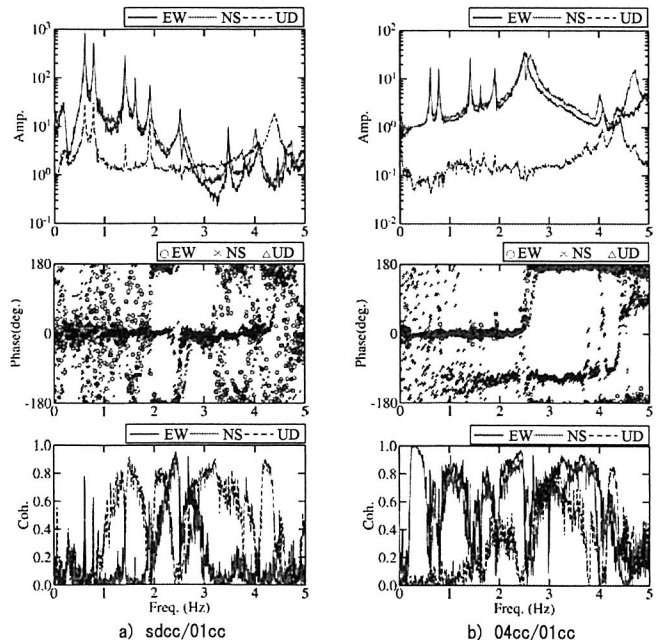


図5 微動時伝達関数

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プロットしたものを示す。自由振動波形は加振方向の成分について示しており、表 4 の振動数区間でバンドパスフィルタを施している。なお、ピークⅣでのねじれ加振では NW 成分の自由振動波形について評価している。減衰定数は単純移動平均法（近接 3 波で平均）で計算した値を、固有振動数は周期（近接 6 波で平均）の逆数を 1 周期毎にプロットしている。

図 6、図 7 の各加振後の自由振動区間における減衰定数の値をみると、多くは図 6f) の様に安定しているが、図 6b) などでは大きく変動していることが分かる。その中でも比較的数字値の変動が小さく、安定している区間を評価区間として設定し、図 6、図 7 中に示す。

評価区間中の減衰定数の大きさは加振方向や加振振動数によって違いがあり、北東加振や北西加振及びねじれ加振に比べて、東西加振と南北加振の場合では大きい値を示す。

また評価区間中の固有振動数をみると、急激な変動はなく、ほぼ安定していることが確認できる。また、図 6a) や図 6c)、図 7b) などピークⅠとピークⅡで加振した場合の多くでは、評価区間中において、振幅の減少に伴い固有振動数が大きくなっていることが分かる。そこでの減衰定数は低下傾向を示しており、振幅依存性による影響が確認されるが、図 6b) や図 6e) の様に逆の傾向を示すものもある。ピークⅢ～ピークⅤでは縦軸の振動数刻みが粗いことも影響して、明確な傾向は見受けられない。

各加振ケースでの固有振動数と減衰定数の平均値を表 2、表 3 に示し、微動記録からの推定値と比較を行う。減衰定数は評価区間での平均値を、固有振動数はその評価区間の時間を波数で割った値の逆数を示している。またピークⅣのねじれ加振については、NW 成分について評価を行い、表 2、3 では NW・SE の欄に記載し微動時との比較を行っている。

加振時の固有振動数は、多くのケースで微動時と同等かそれより小さい値を示している。減衰定数は微動時に比べてかなり大きな値を示しており、特に東西方向、南北方向においてその傾向は顕著である。その原因としては、次節で述べるような水平 2 方向の連成による影響が支配的であると考えられる。

また、図 7a) の加振は図 6a) の加振と同方向、同振動数で実施しており、加振人員の違いによる応答値の違いはあるが、減衰定数と固有振動数の変動の様子についてはほぼ同様であり、この加振ケースにおける加振力偏心の影響による応答の大きな違いは見られない。

5.2 平面オービット

展望台中央(sdcc)で観測した加振後の自由振動中の平面オービットを図 8 に示す。ねじれ加振については展望台 4 観測点について平面オービットを描画し図 9 に示す。図は加振時の自由振動波形と同様に表 4 で示したバンドパスフィルタを施したものを示している。

図 8c)、図 8 p) などでは加振方向に振動している様子が確認できる。それに対応する自由振動波形（図 6c)、図 6o) に示す）を見ると、その減衰定数の変動は小さく、表 3 に示した評価区間での平均値も他の加振に比べて微動時の値に近いことが確認できる。

一方、図 8 a)、図 8 b) などでは振動の軌跡が楕円を描いてことが確認できる。この場合の自由振動波形（図 6a)、図 6b) に対応）では減衰定数の変動が大きく、その平均値も微動時に比べてかなり大

きい値を示す。平面オービットでは時間経過に伴い振動エネルギーが加振方向から別方向へと移っている様子が確認でき、それにより上記の様な結果が生じると考えられる。

加振によって回転運動が生じる原因としての一つとして、振動の主軸とは異なる方向に加振していることが考えられ、その他にも直交方向の固有振動数が非常に近接していることにより、加振振動数と固有振動数とのわずかなずれで 2 方向間の連成が生じてしまうことなどが原因として挙げられる。

図 9 のねじれ加振では各観測点のオービットが、観測点と図心とを結ぶ線と垂直な方向に振動しており、図心を中心とした平面ねじれ振動の様子が確認できる。なお図 9 b) の展望台中央観測点は図 1 b) に示すように、塔体中心から北東にずれた位置に設置されており、また図心からの距離が他の 3 点に比べて短いため、比較的小さい振幅で北西方向に振動している。

また図 8 の g) と r)、o) と q) はそれぞれ同一の方向、振動数で加振を行っているが、その振動挙動の大きく異なっている。その原因として加振力の偏心による影響や、加振時の気象条件の違いによる影響などが考えられるが、現状では検討できていない。

5.3 モード形状

図 10 に人力加振記録から求めたピークⅠ～ⅢとピークⅤの各固有振動数でのモード形状を示す。モード形状は人力加振後の自由振動区間における、ある 1 周期の間での振幅極値から計算している。図 10 の縦軸は高さを、横軸は振幅で最上部の加振方向変位に対する比で示す。なお、高さ 90m の展望台では 4 観測点のうち中央観測点の記録を用いている。ここでは、どの加振振動数においても加振方向によるモード形状の大きな違いは見られない。

図 11 に北東方向に加振した際のモード形状を示し、各固有振動数でのモード形状を比較する。図 10 と同様に縦軸に高さ、横軸に比率（展望台中央を基準）を表している。ピークⅠとピークⅡのモード形状は展望台より低い部分でほぼ同形状をしており、それより高い部分で差異がみられる。東京タワーの振動実験結果⁹⁾からも同じようなモード形状が確認されており、今後詳細な応答解析モデル作成による検討が必要である。

図 12 と図 13 にアニメーションによる可視化ツール⁹⁾を用いて描画した立体振動挙動とその軌跡を示す。図 13 ではピークⅠ～ピークⅢとピークⅤでの加振時立体振動挙動を水平方向視点と鉛直方向視点に分けて示しており、水平方向視点から見た高さ方向のモード形状は北東方向加振のものを示している。図 12 ではねじれの振動数（ピークⅣ）での加振時立体振動挙動を鉛直上方向からの視点で描画している。なお、展望台中央(sdcc)、屋外階段(md68,md47)、3 層建屋上層中央(sdcc)、1F エレベーターシャフト(01cc)の観測点は、実際には塔体の中心からずれた位置に設置されているが、モード形状の考察を行いやすくするため図 13 では塔体の中心位置からの変位として振動挙動を描画している。モード振幅は振動挙動の見やすさを考慮し、各加振ケースで表示倍率を調整している。

図 13a),b) に示したピークⅠ、ピークⅡでは全体に曲げ変形しており、ピークⅡでは展望台より高い部分でピークⅠほど変位が大きいことが確認できる。図 13c),d) に示したピークⅢとピークⅤでは、振動の節の高さなどに若干の差異がみられるが、全体的にほぼ同形

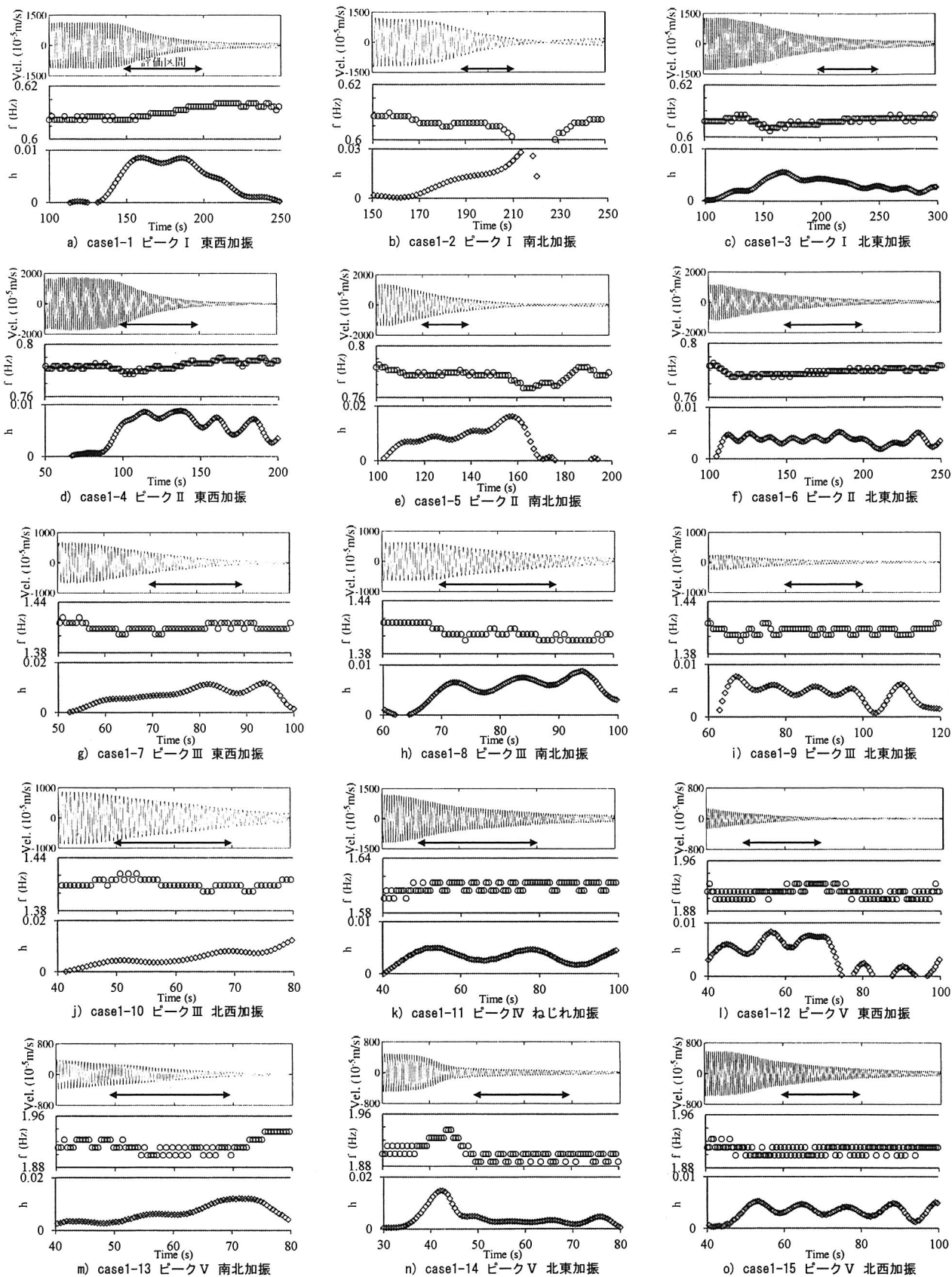


図6 加振時自由振動波形(case1)
 上段：速度波形 中段：1周期毎の固有振動数 f 下段：1周期毎の減衰定数 h

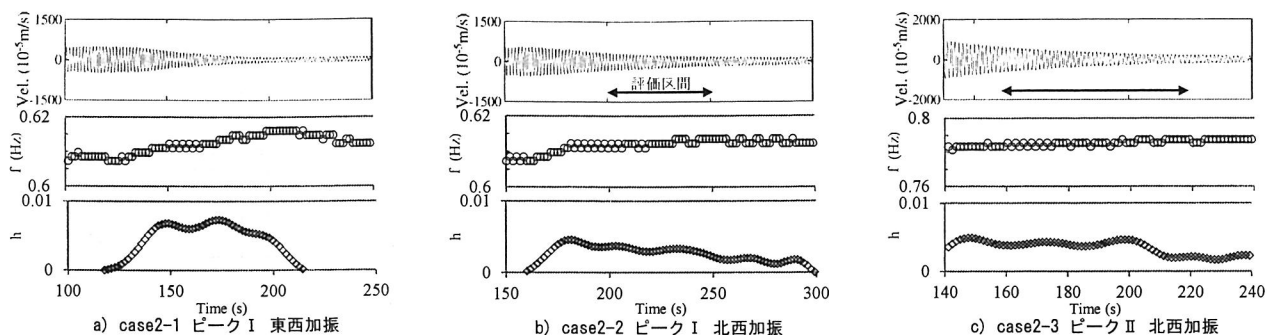


図7 加振時自由振動波形(case2) (上段:速度波形 中段:1周期毎の固有振動数f 下段:1周期毎の減衰定数h)

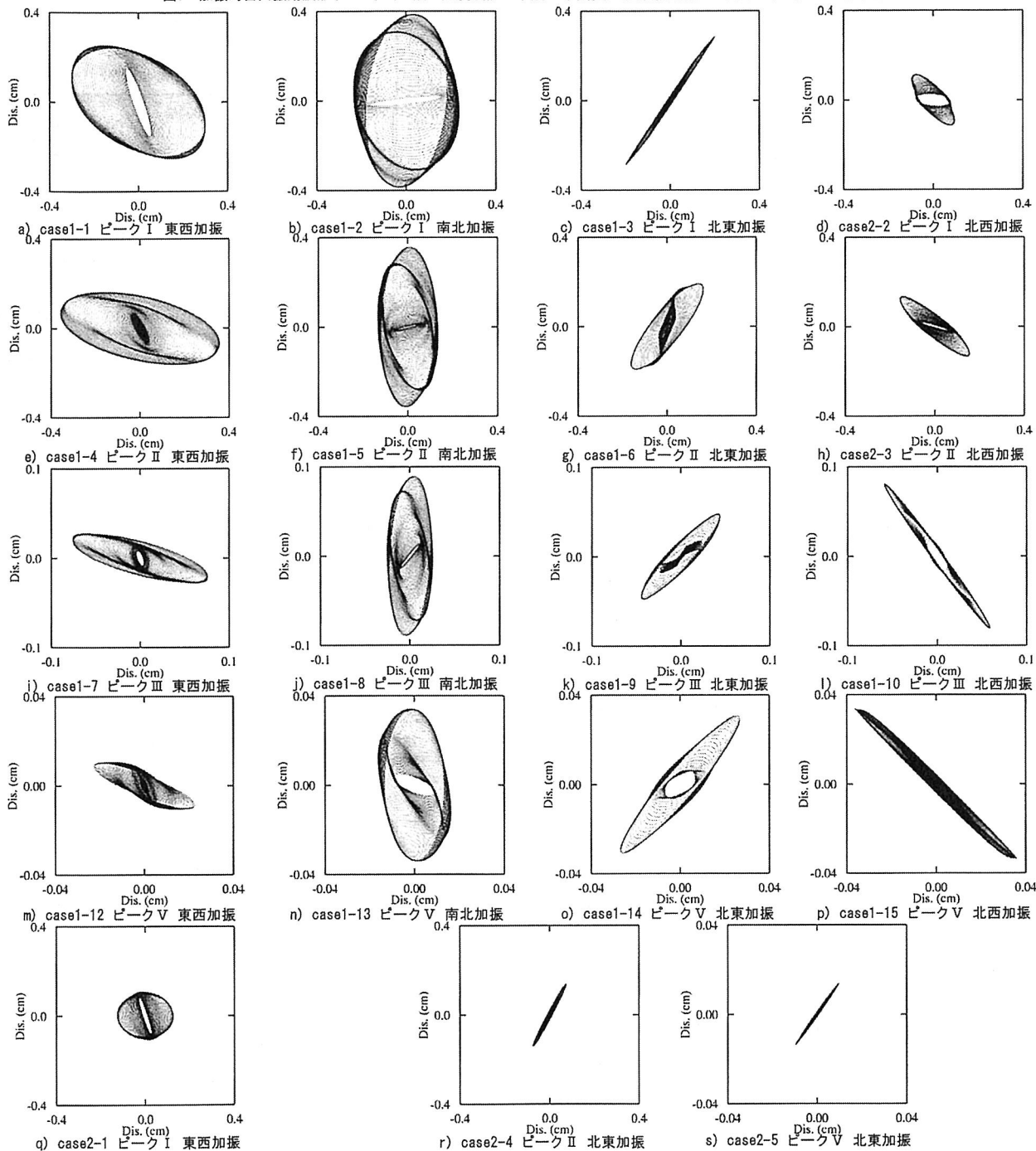


図8 加振時の平面オービット

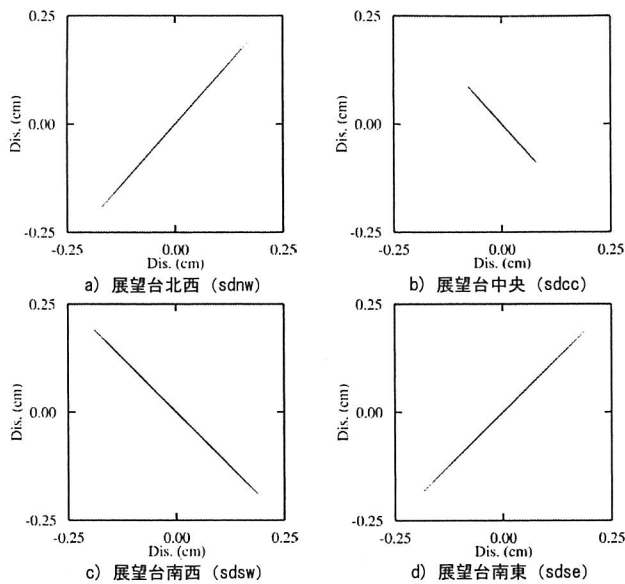


図9 ねじれ加振時平面オービット(ピークIV)

状をしており今回センサーを配置していない高さ 140m より上の部分で異なるモード形状をしていることも考えられる。

また鉛直上から描画した図では、加振方向にきちんと振動しているケースと軌跡が楕円を描くケースの2通りの振動挙動の様子が確認でき、東西加振と南北加振で回転方向が異なることが分かる。図12ではピークIVを対象としたねじれ加振時の振動挙動を示しており、図心を中心としたねじれ振動の様子が確認できる。

6. 強震記録に基づく対象建造物の振動特性

展望台で観測された地震記録の最大応答値をまとめたものを表5に示す。変位の応答値は0.1Hz以下の長周期成分を除いた数値を示している。展望台に設置した地震計で収録された地震記録のうち、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震本震と、3月15日に静岡県東部で発生した地震の加速度波形とフーリエスペクトルを図14と図15にそれぞれ示す。なおフーリエスペクトルは、収録記録の両端2秒間にコサインテーパーをかけた波形の後に振幅0の波形を追加して、長さ1310.72秒(=2¹⁷×0.01秒)の時刻歴波形から変換することで、周波数分解能を上げている。なお図14、図15に示したスペクトルは幅0.03Hzのパーツェンウィンドウで平滑化を行っている。最大加速度応答は前者で50cm/s²程度、後者で25cm/s²程度である。

2つの地震のフーリエスペクトルを比較すると、3月11日の地震では名古屋市の深部地盤卓越振動数である0.3Hz付近に明瞭なピークが存在し、低振動数側の固有モード(ピークIとピークII)がより卓越していることが確認できる。また3月15日での記録ではピークIII付近で1.34Hzと1.41Hzの2つのピークに分かれており、前者ではNE成分が、後者ではNW成分が卓越する。

2つの地震におけるピーク振動数を表6に示す。ここでは平滑化を行う前のフーリエスペクトルから読み取った値を示している。微動時や人力加振時と比較して小さい値となり、また2つの地震記録を比較しても振幅の大きい3月11日の地震でより小さい値を示しており、振幅依存性の影響が確認できる。

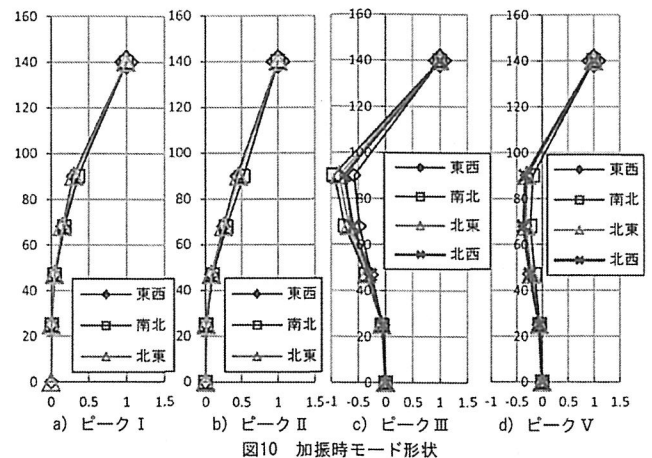


図10 加振時モード形状

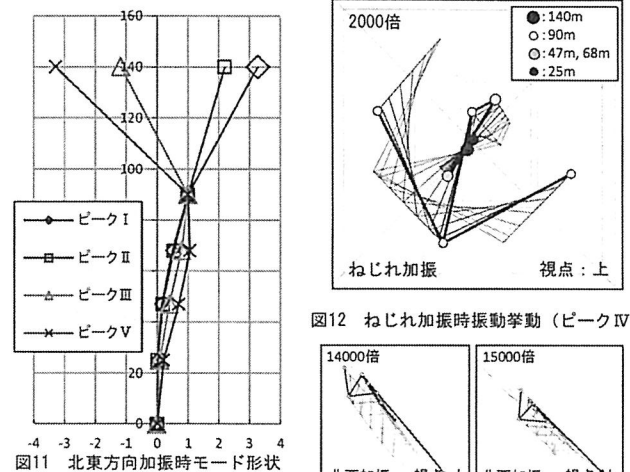


図12 ねじれ加振時振動挙動(ピークIV)

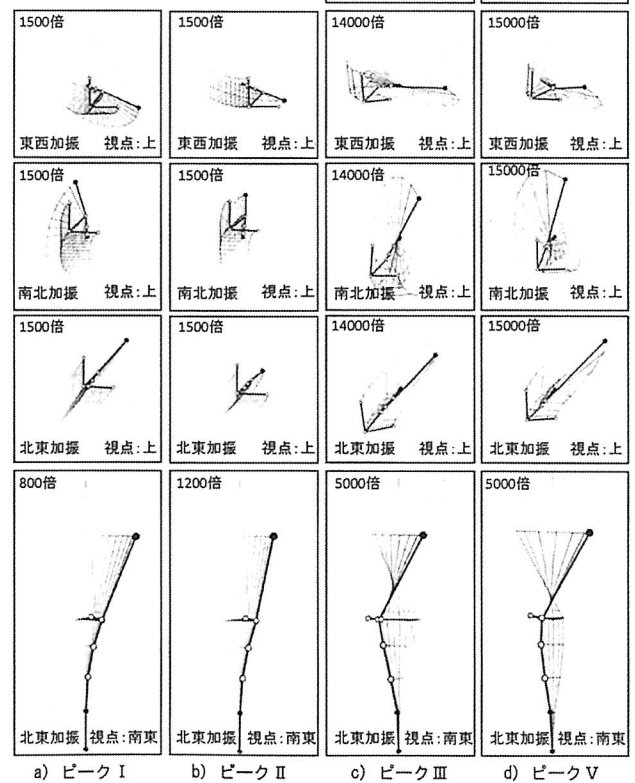


図13 加振時立体振動挙動

また、微動記録、人力加振記録、地震記録それぞれから推定した固有振動数、減衰定数の比較を図 16、図 17 に示す。縦軸に固有振動数または減衰定数の推定値を、横軸には速度振幅を示す。ここでの速度振幅値は、微動時では RD 法により生成された自由振動波形の初期振幅を、人力加振時では加振中の最大速度振幅を、地震時では最大速度応答値(0.1Hz 以下の長周期成分を除く)を示している。振幅増加に伴う、固有振動数の低下と減衰定数増加の傾向が見て取れる。

7. 結論

本論では、名古屋テレビ塔について常時微動計測、人力加振実験、強震観測を行い、記録の詳細な分析を通して、固有振動数、減衰定数、振動モード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) 微動や地震応答における上部観測点のスペクトルから、5Hz 以下の振動数範囲で多数の固有モードが存在し、特に低次から順に 0.61Hz、0.79Hz、1.42Hz、1.62Hz、1.91Hz の 5 つの振動数が卓越する。これらのうち 4 番目の振動数は純ねじれモードであり、そのほかの振動数では水平 2 方向の固有振動数がごく近接しており、振動の主軸は塔体平面のほぼ対角線方向にある。
- 2) 常時微動記録から RD 法により推定した減衰定数は、上記の 5 つの固有振動数で各方向とも 0.2%~0.6% と小さい値となった。
- 3) 人力加振の自由振動波形から、3 波区間ごとに減衰定数と固有振動数を求め、その変化について検討を行った。減衰自由振動区間で固有振動数はほぼ安定しているが、減衰定数は大きく変

化する場合もみられた。この結果を参考に、安定した減衰自由振動区間について平均的に固有振動数と減衰定数を定めたところ、常時微動に比べて固有振動数は同様かやや低め、減衰定数はかなり大きくなった。また減衰自由振動中の振幅依存性は、必ずしも明確ではないものの、低次モードの固有振動数には振幅依存の傾向が見られた。

- 4) 減衰自由振動における各固有振動数の水平面内のオービットを検討したところ、多くの場合で特徴的な楕円振動となっている。こ

表5 観測された地震記録

発生時間	震央地点	マグニチュード	最大加速度(cm/s ²)			最大変位 (cm)		
			ew	ns	ud	ew	ns	ud
2011.2.27 02:18	岐阜県飛騨地方	M 5.0	3.6	2.9	4.6	0.07	0.09	0.02
2011.2.27 05:38	岐阜県飛騨地方	M 5.5	17.2	11.3	15.4	0.33	0.24	0.04
2011.3.11 14:46	三陸沖	M 9.0	48.3	48.7	12.4	4.63	3.25	0.87
2011.3.11 15:06	三陸沖	M 7.0	3.1	3.8	2.1	0.17	0.22	0.07
2011.3.11 15:15	茨城県沖	M 7.4	15.0	14.9	4.6	1.05	1.33	3.59
2011.3.11 15:26	三陸沖	M 7.2	6.0	4.1	3.1	0.26	0.19	0.06
2011.3.11 16:15	福島県沖	M 6.8	4.2	5.8	3.8	0.28	0.26	0.07
2011.3.11 16:29	三陸沖	M 6.6	3.0	3.9	1.5	0.20	0.17	0.04
2011.3.11 17:12	茨城県沖	M 6.4	2.7	2.6	1.6	0.15	0.17	0.04
2011.3.11 17:19	茨城県沖	M 6.6	4.9	3.0	1.8	0.27	0.18	0.07
2011.3.12 00:13	茨城県沖	M 6.7	1.9	2.1	0.6	0.13	0.13	0.03
2011.3.12 00:19	茨城県沖	M 6.2	1.8	1.9	0.6	0.11	0.14	0.03
2011.3.12 03:59	新潟県中越地方	M 6.6	8.8	5.1	6.2	0.33	0.33	0.13
2011.3.12 04:32	新潟県中越地方	M 5.8	3.6	2.0	3.4	0.10	0.08	0.02
2011.3.13 10:26	茨城県沖	M 6.4	2.7	2.3	3.1	0.16	0.12	0.03
2011.3.14 10:02	茨城県沖	M 6.2	3.1	2.6	1.9	0.15	0.17	0.03
2011.3.15 22:31	静岡県東部	M 6.0	22.1	24.8	18.2	0.44	0.45	0.11
2011.3.22 18:19	福島県沖	M 6.3	4.1	4.6	1.5	0.24	0.19	0.04
2011.4.07 23:32	宮城県沖	M 7.4	9.6	7.8	2.7	0.57	0.42	0.12

表6 地震時固有振動数（東北地方太平洋沖／静岡県東部）（単位：Hz）

	対象ピーク				
	I	II	III	IV	V
EW	0.605 / 0.610	0.769 / 0.784	1.388 / 1.406	1.617 / 1.622	1.896 / 1.889
NS	0.604 / 0.606	0.769 / 0.787	1.372 / 1.409	1.619 / 1.622	1.874 / 1.887
NE-SW	0.605 / 0.601	0.769 / 0.783	1.401 / 1.346	1.619 / 1.622	1.873 / 1.885
NW-SE	0.613 / 0.610	0.786 / 0.787	1.405 / 1.406	1.617 / 1.622	1.875 / 1.897

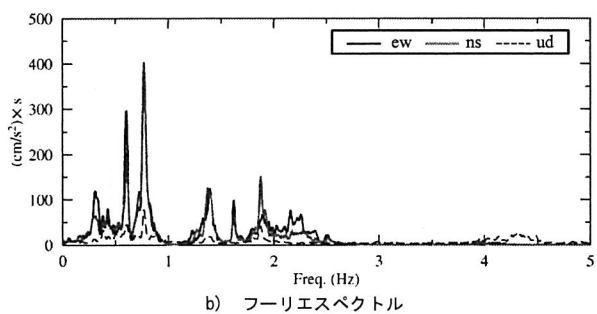
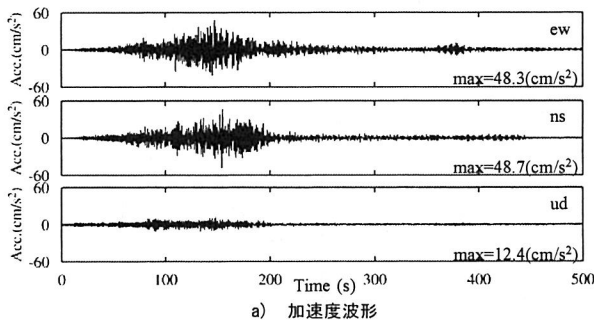


図14 地震記録（2011年3月11日東北地方太平洋沖地震）

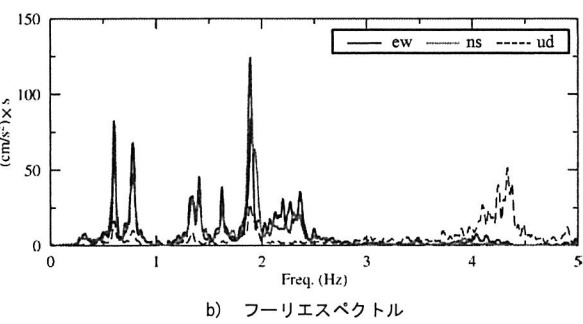
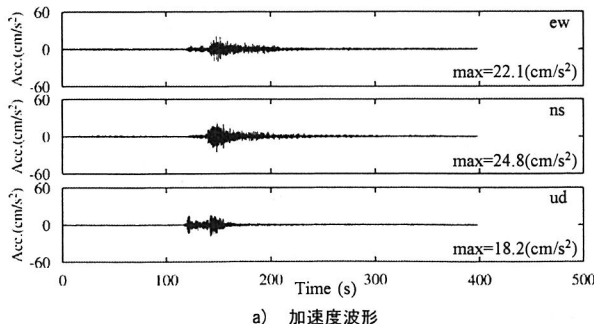


図15 地震記録（2011年3月15日静岡県東部の地震）

れらは、固有モードの主軸以外の方向に加振を行った場合や、加振振動数が固有振動数からわずかに外れた場合に対応し、その際の自由振動波形は上記 3) のように 3 波区間毎の減衰定数の時間経過に伴う変動が大きく、その平均値は微動時に比べてかなり大きい値を示す。

5) 各固有振動数における高さ方向のモード形を検討した。0.61Hz と 0.79Hz では全体が同方向に変位しており、主に展望台より上の振幅の大きさが異なる。1.42Hz と 1.91Hz はいずれも高さ方向で 2 次のモード形だが、一番上のセンサーがある高さ 140m 以下ではモード形状の相違は明確ではない。

6) 上部展望台に強震計を設置し、2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震本震ほか複数の地震記録を蓄積した。特に本震による名古屋の地盤の揺れにより低次の 0.61Hz、0.79Hz の固有モードがより卓越しており、その時の固有振動数については微動・人力加振に比べて低下が見られ、振幅依存の傾向が見て取れる。

以上のように、対象とした鉄塔建造物は減衰が小さく、水平 2 方向で固有振動数が近接しており、水平動の振動の主軸は概ね対角線方向となっている。このような構造物の計測に当たっては、固有振動数や減衰定数の推定精度を高めるために、立体振動特性を詳細に捉え、主軸方向を考慮するとともに、推定値の評価には十分な注意が必要と考えられる。

謝辞

本研究で実施した振動実験や強震観測に関して、名古屋テレビ塔株式会社、日建設計の方々に多大なご協力をいただきました。また振動実験には多くの学生・先生方にご助力いただきました。記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 舩田健次, 大島豊, 伊藤隆文, 吉田昭仁, 田村幸雄: 通信鉄塔の振動特性の実測—その 1 実測概要およびアンクル鉄塔の実測結果—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.561-562, 2001
- 2) 笹嶋健, 舩田健次, 荻原みき, 吉田昭仁, 田村幸雄: 通信鉄塔の振動特性の実測—その 2 パイプ鉄塔の実測結果及び固有値解析結果等との比較—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.563-564, 2001
- 3) 内藤多伸: 東京タワー構造及び振動性質, 早稲田大学理工学研究所報告第 19 輯, pp.1-3, 1962.3
- 4) 内藤多伸: 名古屋テレビ塔の設計計画, 日本建築学会研究報告, 29-1, pp.109-110, 1954.10.15

- 5) 内藤多伸: 名古屋テレビ塔の振動測定, 日本建築学会研究報告, 29-1, pp.121-122, 1954.10.15
- 6) 廣野衣美, 牧原信一郎, 福和伸夫, 飛田潤, 護雅史, 小島宏章: 多点多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

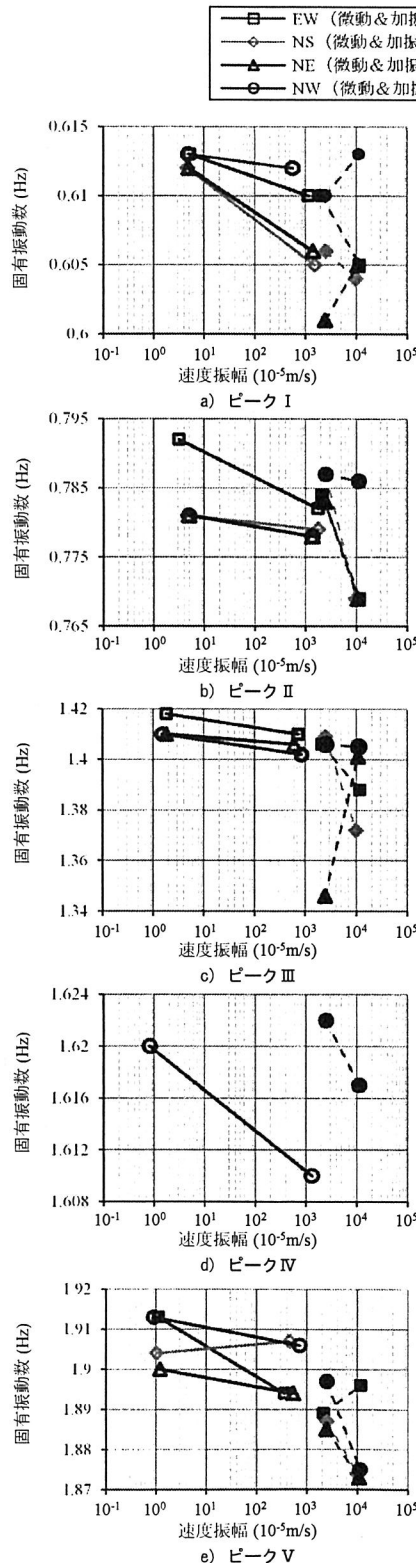


図16 固有振動数の比較 (微動時、加振時、地震時)

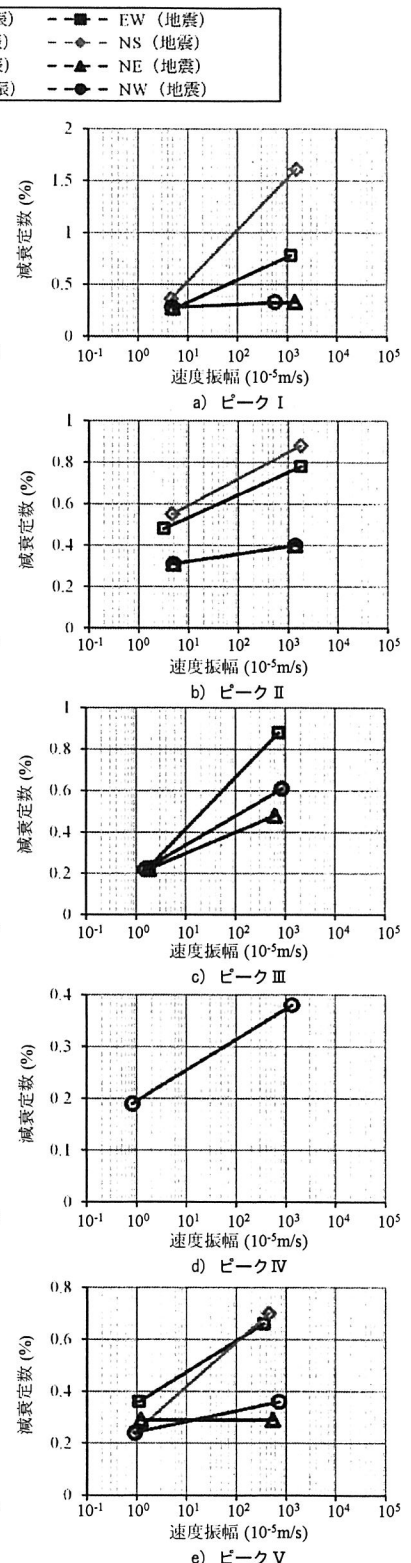


図17 減衰定数の比較 (微動時、加振時)