

施工時の連続振動観測に基づく超高層建物の動特性に関する研究

名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻博士前期課程2年
飛田研究室 松井 政樹

1. 序論

東海・東南海・南海地震の発生が危惧されている。これらの地震は長周期成分を多く含んだ極めて継続時間の長い揺れであり、既存の超高層建物のような低減衰長周期構造物の設計時には十分に想定されていない揺れである。東海・東南海・南海地震は都市部の堆積平野に立地する高層建物にとっては共振する可能性が高く、初めて経験する危険な地震動であると言える。従って、超高層建物の動特性の把握が重要な問題となってくる。

建物応答に関わる重要なパラメータには固有周期、減衰定数がある。建物の減衰定数を正確に予測する理論的方法は今のところ存在せず、その評価は従来から実測に頼っている。実在建物の実応答性状の把握、振動特性の評価など、実測記録の果たす役割は非常に大きいと言える。

一方、超高層建物の観測データは、民間機関が観測主体であることもあり、データの公表度が極めて低くなっている。そこで、短期間に条件の異なるデータを観測する手段を生み出す必要があり、その答えの一つとして建設段階における振動観測をすることでより多くのデータを観測することが出来る。また、同一地盤・基礎条件下、規模や骨組形式も同一条件での純粋な建物高さとの固有周期・減衰定数の関係を実証的に明らかに出来る。本論文では、名古屋駅近傍に建設された2棟の超高層建物において、建設段階で強震観測、常時微動観測を行い、固有周期・減衰定数の推定を行う。これより固有周期・減衰定数の高さ依存性、強震時・微動時・振動実験時による動特性の違いの比較、振幅依存性の検討を行う。

2. 対象建物及び観測概要

2.1 対象建物概要

対象建物は、名古屋駅近傍に建設されたミッドランドスクエアとルーセントタワーである。図1に対象建物の平面図・断面図を、表1,2に建物概要を、図2に工事進捗状況を示す。また、名古屋駅近傍の地盤の固有周期は約3.5秒である。

ミッドランドスクエアは高層棟と低層棟から成っていて、高層棟は地上S造47階、高さ247m、低層棟は地上7階、高さ50m、地下はともに6階の建物である。高層棟は両方向とも51.2mの平面形状をしており、基礎はパイルドラフトで逆

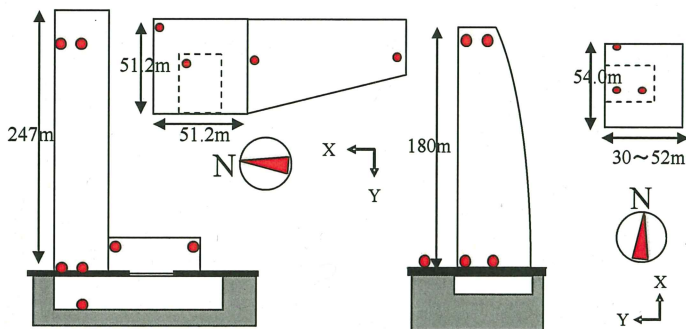


図1 対象建物平面図・断面図略図

打ち工法によって建設された。地上部分は鋼板耐力壁及び制振ダンパー付きラーメン構造で、ダンパーは高層棟の中間階3層及び低層棟との接続部に設置されているが、建設中はロックあるいは切り離されており、本論での結果はダンパーの効果を含まない超高層建物の特性と考えられる。また頂部にはATMD(Assisted Tuned Mass Damper)が設置されている。

ルーセントタワーは地上S造42階、高さ180m、地下3階の建物である。EW方向30~52m、NS方向54mの平面形状になっていて、1階以外の東側外周は柱が傾斜し、外観上はR状にセットバックした形状になっている。基礎は直接基礎で、逆打ち工法により建設された。地上部分は制震デバイス付きラーメン構造だが、建設中には制震デバイスが躯体と連結されていないため、制震効果は発揮されていない。

2.2 観測概要

図1に観測点配置も示す。ミッドランドスクエアは高層棟の頂部2地点、1階部2地点、地下1地点、低層棟の頂部2地点の計7地点の計測を、ルーセントタワーは頂部2地点、1階部3地点、地盤1地点の計6地点の計測を行った。頂部の観測点は建設と共に上階へ移設しながら連続して観測を行った。これまでに本研究室では、中低層建物において同様の観測を行ったことはあるが、超高層建物における観測は初めてである。計測データは、現場内のLANを利用して構築した観測ネットワークにより収集した。地震計のネットワーク化

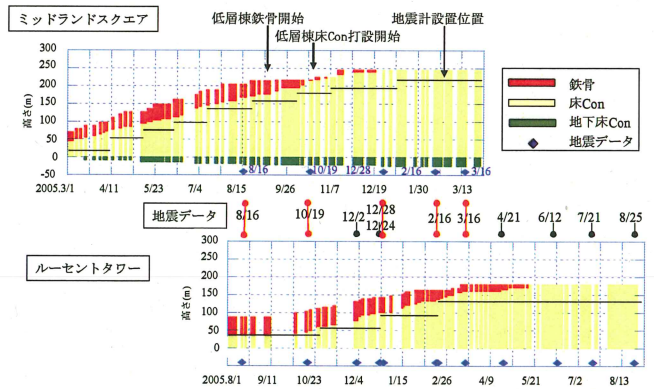


図2 工事進捗状況

表1 ミッドランドスクエア建物概要

高さ	地上 247m (47階) 地下 SGL-29.8m (6階)	耐震要素	連層鋼板耐力壁 アウトリガー・ダンパー 連結制振ダンパー
基準階面積	2880m ² (20階)	設計周期	TX1=5.92秒
延床面積	約194000m ²	設計減衰	TY1=5.75秒
構造種別	地上鉄骨造	基礎形式	パイルドラフト
骨組形式	鋼板耐力壁及び 制振ダンパー付 ラーメン構造		

表2 ルーセントタワー建物概要

高さ	地上 180m (42階) 地下 GL-21.1m (3階)	設計周期	TX1=3.86秒 TY1=4.12秒
基準階面積	2488m ² (2階)~2077m ² (40階)	設計減衰	h1=0.02
延床面積	115200m ²	基礎形式	直接基礎(べた基礎)
構造種別	地上鉄骨造		
骨組形式	制震デバイスを有する ブレース付ラーメン構造		

により、リモート操作が可能となり、データの回収や手動トリガーによる常時微動計測が可能となった。計測は工事の振動が入りにくい夜間に約30分間行った。ミッドランドスクエアは21ヶ月間、ルーセントタワーは18ヶ月の計測を行った。

3 観測記録

地震記録はミッドランドスクエアで6個、ルーセントタワーで13個得られた。例として、図3に2005年8月16日の宮城県沖の地震(Mj.7.2)と2006年3月16日の岐阜県美濃東部の地震(Mj.4.0)における頂部と1階中央のEW方向加速度波形を示す。宮城県沖の地震は長周期成分の卓越した地震、岐阜県美濃東部の地震は短周期成分の卓越した地震である。宮城県沖の地震では、1階の成分に比べ頂部の成分が大きく増幅され、さらに継続時間が長くなっている様子が分かる。特にミッドランドスクエアでは顕著に現れていて、200秒以上も揺れが続いている。まだ揺れが続いているのに記録が切れてしまっているのはトリガー・デトリガーを1階で設定していたからである。2棟の記録を比べると、床スラブ34F(166.8m)であったミッドランドスクエアの方が床スラブ9F(36m)であったルーセントタワーよりも長周期で揺れているのが分かる。このように同じ地震でも建物の高さによって揺れ方が違うことが分かる。岐阜県美濃東部の地震では、入力に長周期の成分があまり含まれていないこともあり、短周期成分のパルス的な揺れの後、すぐに揺れが収まっている様子がわかる。宮城県沖の地震と比べると、揺れの周期成分の違い、増幅の仕方の違い、継続時間の違いがよく分かる。

常時微動記録は、ミッドランドスクエアで168個、ルーセントタワーで228個得られた。図4にミッドランドスクエアの床スラブが10F、15F、24F、47Fのときの常時微動記録における頂部の並進2方向の加速度フーリエスペクトルを示す。建設が進行し、建物が高くなるにつれてピークの振動数が低下している。また、EW方向とNS方向のピークがごく近接していることも分かる。ルーセントタワーの常時微動記録でも同様の傾向が見られた。

また、ミッドランドスクエアでは構造躯体が完成し、外装材が取り付けられた時点で振動実験が行われた。頂部に設置されているATMDにより固有振動数付近で一定時間加振した後停止させ、自由振動波形を得た。この実験はダンパーオフの状態とダンパーオンで行われ、1次のEW加振、NS加振の記録は計22波得られた。

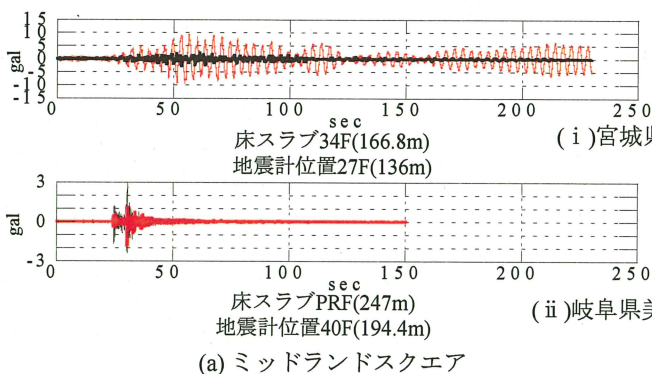


図3 地震における頂部と1階中央のEW成分加速度波形

4. 建設段階における振動特性の変化

4.1 建設段階における固有周期の変化

建設段階における固有周期の変化について検討する。常時微動記録の固有周期と次節に述べる減衰定数は建物の並進1次固有周期を含むフィルタ波形にRD法を用いて生成させた自由振動波形に、近接した水平2方向の周期を考慮して2自由度の自由振動曲線をフィッティングして求めた。また、地震記録の固有周期はフーリエスペクトルのピーク位置から求めた。図5にミッドランドスクエア、図6にルーセントタワーの高さと1次固有周期の関係を示す。横軸は床スラブ打設部分の高さである。図には既往の研究の結果も重ね描いた。ミッドランドスクエアの常時微動における高さと固有周期の関係の回帰直線はEW方向 $T=0.0210H$ 、NS方向 $T=0.0218H$ であった。既往の研究では $T=0.020H$ であり、ミッドランドスクエアの回帰直線は既往の研究よりもやや傾きが大きくなっているが、固有周期がほぼ直線的に長くなっている様子が分かる。一方、ルーセントタワーでは、上層に行くにつれて周期の変化率が小さくなって回帰直線が引けなかった。低層のときは既往の研究よりも長めの周期で、高層になると短めの周期となっている。これらは立面形状がR状にセットバックしているためと考えられる。地震時の固有周期も微動時と同様な傾向が見ら

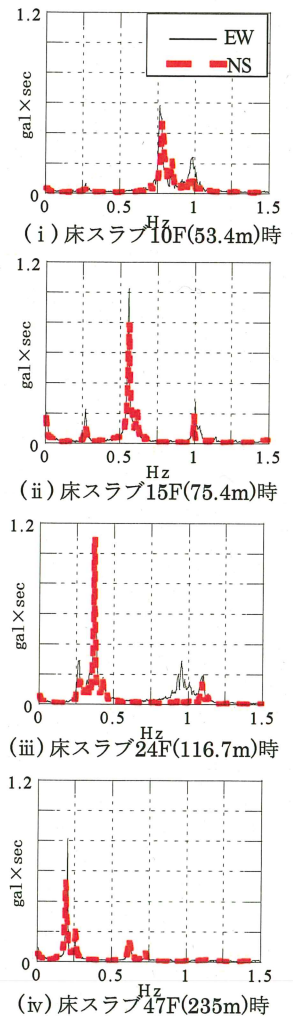


図4 ミッドランドスクエアにおける常時微動の頂部加速度フーリエスペクトル

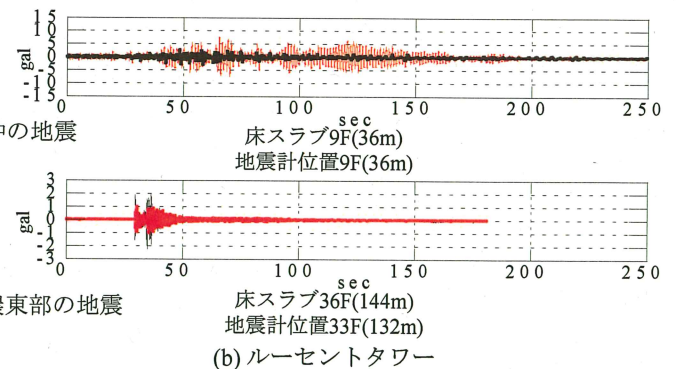


図5 ミッドランドスクエアにおける常時微動の頂部加速度フーリエスペクトル

れた。地震記録と同時期に得られた微動記録の固有周期を比較すると、微動時の固有周期よりも地震時の方が長い傾向がある。地震時では微動時よりも振幅が大きく、建設段階においても固有周期の振幅依存性があると思われる。

4.2 建設段階における減衰定数の変化

建設段階における減衰定数の変化について検討する。常時微動記録の減衰定数は固有周期と同様の方法で求めた。また、地震記録の減衰定数は、ミッドランドスクエアは1階を、ルーセントタワーは地盤を入力し、頂部を出力とした伝達関数のフィッティングにより求めた。図7にミッドランドスクエア、図8にルーセントタワーの高さと1次減衰定数の関係を示す。図には既往の研究の結果も重ね描いた。どちらの建物も微動時の減衰定数は概ね1%以下にばらついた結果となっていて、建物高さとの明瞭な傾向が認められない。地震時の減衰定数は微動時よりも大きな傾向が見られるが、建物高さとの明瞭な傾向は見られない。微動時の記録には振幅の大きさが様々なものが含まれており、それらが減衰定数に与える影響もあると思われる。

4.3 速度と層間変形角の関係

前節での減衰定数のばらつきには振幅の大きさが影響することがあると思われる。しかし、建設段階において計測をし、建物の高さがそれぞれ違ってくると加速度では高さ方向の情報が考慮しにくい。そこで速度と層間変形角の関係に着目する。層間変形角を Δ とし、逆三角形モードを仮定し、建物高さを H とすると頂部の変位は ΔH となる。また、建物の固有周期 T を $T = \alpha H$ とすると、建物頂部の変位と速度と加速度は式1のようなになる。式より速度と層間変形角は比例の関係にある。速度を指標としてみることで、建設段階において計測し、高さの異なるデータが得られたときに、高さの情報を考慮に入れながら振幅依存性が検討出来るということである。図9にミッドランドスクエアにおける常時微動記録の速度と層間変形角の関係を示す。速度とは速度RMS値で、層間変形角とは変位RMS値を計測点高さで除した値である。図より、速度と層間変形角が比例の関係にあることが確認できる。直線から外れているものが少しあるが、これらは建物高さが低いときであり、頂部計測点の

$$\begin{aligned} \text{式1} \\ y &= \Delta H \\ \dot{y} &= \frac{2\pi}{T} \Delta H = 2\pi \frac{\Delta}{\alpha} \\ \ddot{y} &= \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \Delta H = 4\pi^2 \frac{\Delta}{\alpha^2} \frac{1}{H} \end{aligned}$$

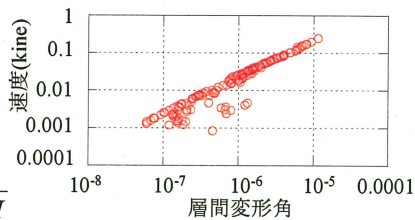


図9 ミッドランドスクエア 速度と層間変形角の関係

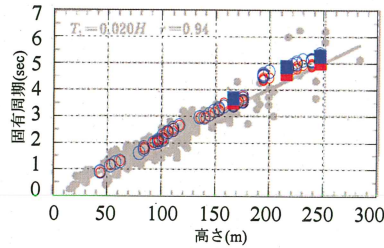


図5 ミッドランドスクエア 高さとの1次固有周期の関係

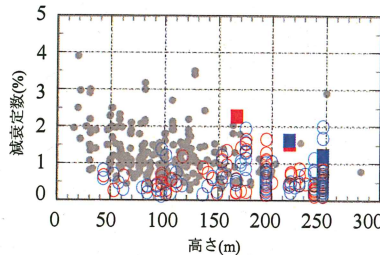
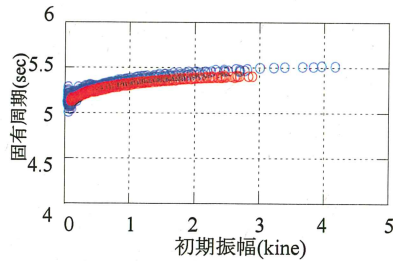


図7 ミッドランドスクエア 高さとの1次減衰定数の関係



(a) EW

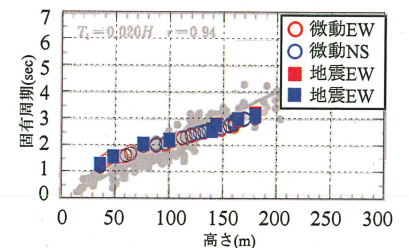


図6 ルーセントタワー 高さとの1次固有周期の関係

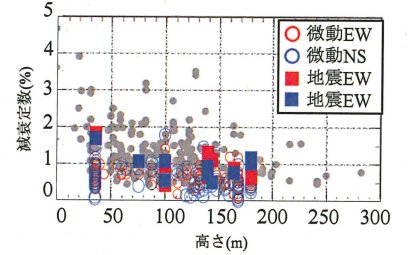
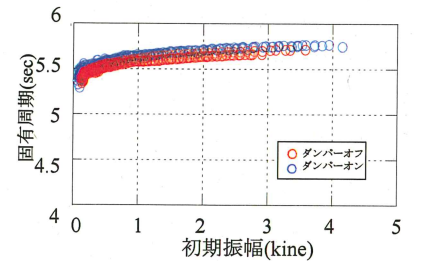
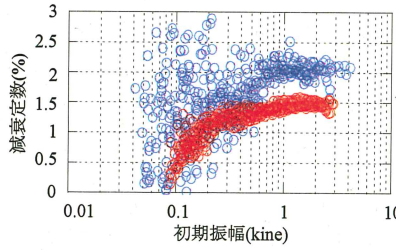


図8 ルーセントタワー 高さとの1次減衰定数の関係

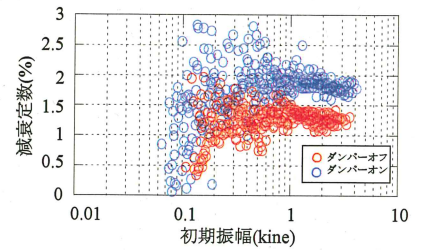


(b) NS

図10 ミッドランドスクエア振動実験の振幅と1次固有周期の関係



(a) EW



(b) NS

図11 ミッドランドスクエア振動実験の振幅と1次減衰定数の関係

絶対変位と頂部計測点と1階との相対変位の差が大きいためであると考えられる。

4.4 固有周期・減衰定数の振幅依存性

ミッドランドスクエアの振動実験により得られた自由振動波形より、固有周期・減衰定数を推定した。固有周期はゼロクロッシング法、減衰定数は対数減衰率を用いて求めた。振幅による違いを見るために自由振動波形の3波区間毎の平均をとり、初期振幅を指標にとった。図10に振幅と1次固有周期の関係を示す。EW加振では5.15~5.45秒、NS加振では5.45~5.70秒と振幅が大きくなるほど固有周期が長くなり振幅依存性が顕著に認められる。また、ダンパーオフとダンパーオンを比べるとダンパーオンの方がやや固有周期が長くなっている。図11に振幅と1次減衰定数の関係を示す。ダンパーオフのときのEW加振、NS加振ともに振幅が大きいたときは1.5%付近で安定しており、振幅が小さくなると減衰定数は小さくなる振幅依存性の傾向が見られる。ダンパーオンの状

態では振幅が大きいときは 2.0%付近で安定しており、ダンパーの効果が見られた。

図 12 にミッドランドスクエア、ルーセントタワーの常時微動記録における振幅と 1 次減衰定数の関係を示す。ミッドランドスクエアは 0.01kine 付近を境に振幅が大きくなると減衰定数が大きくなる傾向がある。ルーセントタワーは振幅が大きいデータがあまり得られなかったためその傾向が見られなかった。図 13 にミッドランドスクエアの常時微動と振動実験における振幅と 1 次減衰定数を重ね描いた。振幅が 0.01kine 付近より小さいと減衰定数も 1%以下の小さな値をとっており、0.01kine 付近から少しずつ大きな値をとり始め、それより振幅が大きくなると減衰定数は安定した値をとっている。これは既往の研究にも言われているように、構造減衰の大半が摩擦力によるもので、振幅がある値までは摩擦力により接触面に材が固着しているが、ある値に達すると滑り始め、振幅増加とともに滑り始める材の数が多くなり、すべての材が滑る状態になるまで減衰力は増加し、それ以上の振幅では、いわゆる損傷が発生しない限り減衰力に大きな変化はないということに合致していると考えられる。

4.5 固有値解析による固有周期

設計値と実測値の固有周期には差があることが多い。設計用のモデルを用いて解析を行ったとしても実際の振動特性を理解したことにはならない。そこで本節では固有値解析による固有周期と実測値の固有周期との比較を行う。解析には RESP-M/II を使用し、上部構造による質点系等価せん断モデルを作成し、固有値解析を行った。ミッドランドスクエアは 45 質点、ルーセントタワーは 43 質点のモデルとした。建設段階における変化を比較するために 1 質点ずつ上部に付け加えていきながら解析を行った。なお、実測値はダンパーの効果がないものだが解析値はダンパーの効果も含まれたものである。図 14 に解析による高さとの 1 次固有周期の関係を実測の固有周期と重ね描いた図を示す。ミッドランドスクエアの固有周期の変化は 130m 付近以下までは実測と解析の固有周期はほぼ同じラインを通っているが、130m 付近以上になると解析の固有周期の方が長くなっている。躯体完成時の固有周期は EW 方向、解析で 6.02 秒、実測で 5.03 秒、NS 方向、解析で 6.06 秒、実測で 5.27 秒であった。ルーセントタワーの固有周期の変化は、75m 付近以下までは実測の固有周期の方が解析の固有周期よりも長くなっているが、75m 付近以上では解析の固有周期の方が長くなっている。躯体完成時の固有周期は EW 方向、解析で 4.21 秒、実測で 3.21 秒、NS 方向、解析で 3.86 秒、実測で 3.15 秒であった。両建物とも解析では積載荷重分が含まれているのに対し、実測では積載荷重分の重量が含まれていないこと。また、ダンパーオフとダンパーオンであることなどの影響があり、建物高さが高くなると解析の

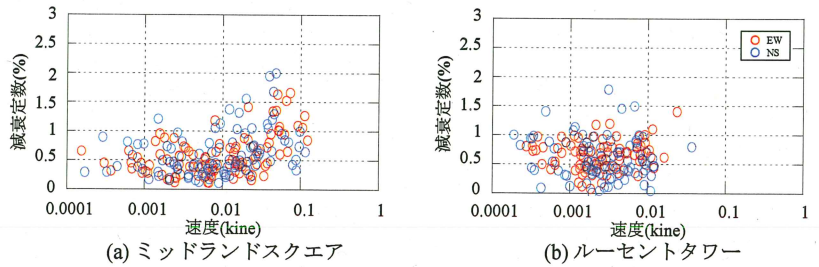


図 12 常時微動の振幅と 1 次減衰定数の関係

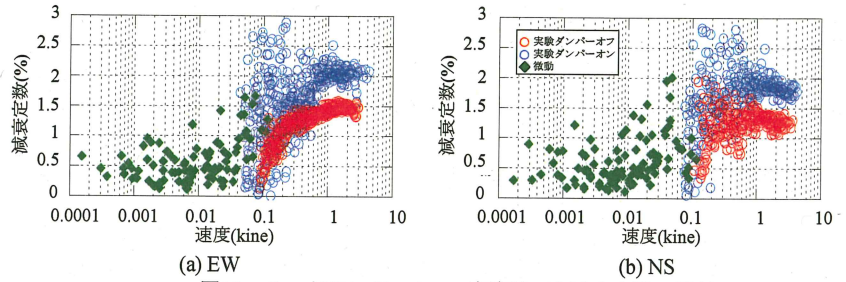


図 13 ミッドランドスクエア振幅と 1 次減衰定数の関係

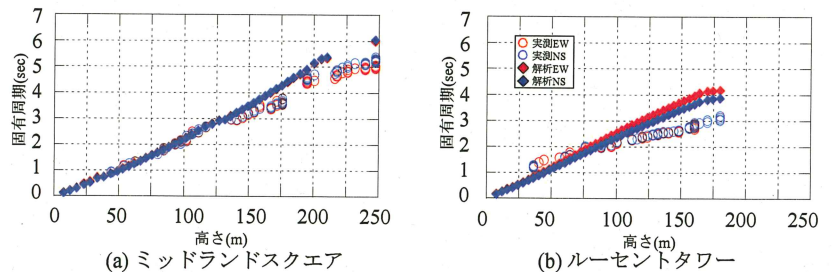


図 14 解析における 1 次固有周期の変化

方が実測よりも固有周期が長くなっていると考えられる。ルーセントタワーの建物高さが低いときに実測の方が固有周期の長いことは、基礎耐圧版構築終了まで床スラブ打設が中断し、床スラブよりも鉄骨が先行している部分が多かった(図 2 参照) ことも影響があると思われるが、今後検討が必要である。

5. 結論

本論では、名古屋駅近傍に建設された 2 棟の超高層建物を対象に建設段階における振動観測を行い、多くの微動記録と地震記録、振動実験記録をもとに建設段階における動特性の変化、固有周期・減衰定数の振幅依存性について検討した。得られた知見を以下に示す。(1) 超高層建物は長周期成分の多く含んだ地震動に対して頂部の揺れが 1 階の揺れよりも増幅し、継続時間の長い揺れとなることが認められた。(2) 建物の固有周期は床スラブ高さに対し直線的に長くなる。しかし、平面形状が変化していく建物は直線的にはならない。(3) 速度と層間変形角の間には比例の関係があることが実証的に認められた。その結果、建物高さが違うときに振幅依存性を検討するときには速度を指標にするのが有効的である。(4) 減衰定数には高さ依存性があることを確認できなかったが、微動時には概ね 1%以下の値をとり、振幅が大きくなると徐々に大きな値となって、ある値以上になると大きめの値で安定する、振幅依存性が確認できた。また、固有周期においても振幅依存性を確認できた。

参考文献 1) 日本建築学会：建築物の減衰 ,2000