

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
その2 常時微動記録に基づく振動特性の変化

正会員 ○小島宏章 *1 同 西澤崇雄 *2
同 福和伸夫 *3 同 飛田 潤 *4

強震観測 常時微動 RD 法
固有周期 減衰定数 不整形超高層

1. はじめに

(その 2) では、不整形超高層建物で行った建設時強震観測の概要を述べると共に、そこで得られた記録から常時微動部分を抽出し、形状の不整形さに起因する特性と建設工事の進展に伴う振動特性の変化について分析する。

2. 対象建物の特徴

対象建物の不整形な形状は、楕円型コアの周囲に 3 つのウィング部分が高さ方向に位置をずらしながら接続されることで実現している。ウィング部分で生じるスラスト力は、床面トラス架構から楕円型コア周りの架構を介して、基礎に伝えられるようになっている。そのため、楕円型コア周りの架構をトラスチューブ架構とすることで十分な剛性を確保しており、一般的な超高層建物の柱梁架構とは異なった構造形式となっている。

建物には風対策と地震対策のための制震装置が設けられているが、いずれも建設時にはロックされていた。

3. 強震観測の概要と常時微動記録の抽出

強震観測は、6 階の床スラブ打設が完了した 2007 年 1 月から 12 月までの約 1 年間に、楕円型コアの建物上階と 1 階で行った。建物上階の強震計は約 2 ヶ月に 1 度移設している。観測期間中の建物状況と強震計設置階の変遷を図 1 に示す。本論中の分析では、図 1 の床スラブ打設階を建物高さとして扱う。

工事振動で強震計が起動する際に、常時微動記録も得られるように、1 データの収録時間長は 600 秒、1200 秒(稼働テスト期間中は 180 秒)と段階的に長く設定した。観測期間中に建物上階で得られたデータは約 1800 個あり、目視でノイズレベルの高い振動を取り除いた約 450 個を常時微動記録として以下の分析に用いる。

4. フーリエスペクトルとオービットの変遷

加速度フーリエスペクトルとオービットの変遷を図 2 に示す。フーリエスペクトルは、1 データから 81.92 秒の小サンプルを切り出して求めたフーリエスペクトルをアンサンブル平均して算出している。

フーリエスペクトルを見ると、建設の進展と共に▼で示すピーク振動数が低くなっていることが分かる。また、建物高さが低いときは、スペクトルのピーク幅が広く、相互作用による逸散減衰効果がうかがえる。

ピーク振動数に着目すると、長軸は短軸で明瞭に分かれていることが分かる。また、図 2 (b)以降は、▽で示すねじれのピークも明瞭に現れている。建物上階での観測は単点でしか行っていないが、竣工時に別途行った常時微動計測から図 2(d)の▽の振動数がねじれ振動であることを確認している。

オービットは、フーリエスペクトルから読み取った並進 2 方向の固有振動数をそれぞれ含むフィルタ波形から、

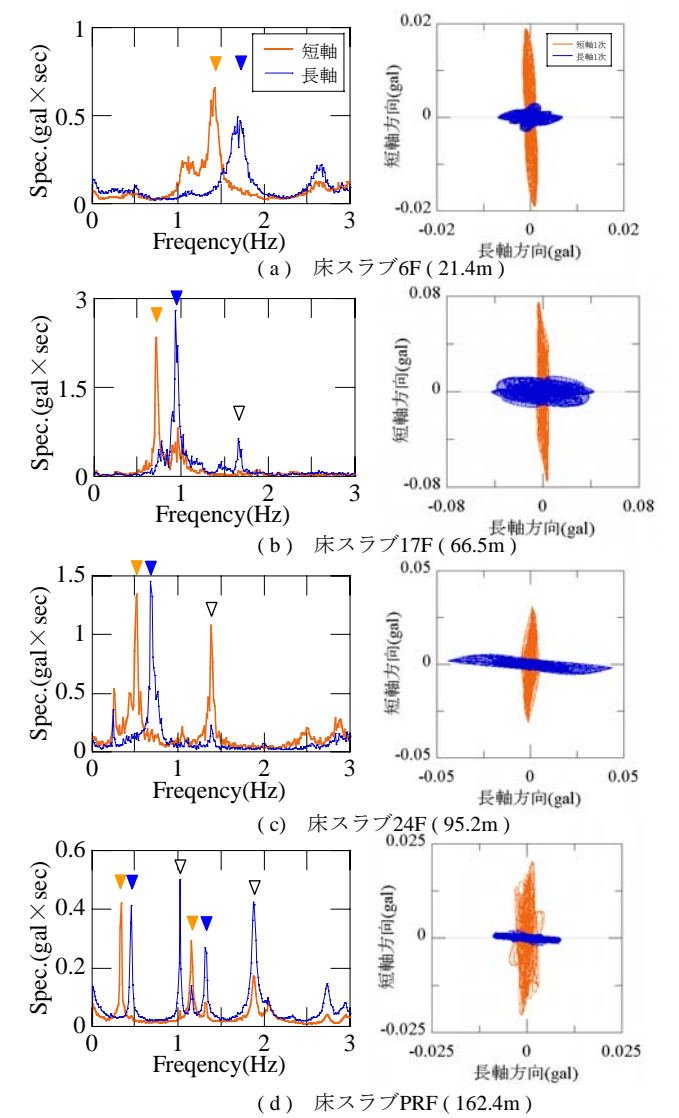


図2 フーリエスペクトルとオービットの変遷

5 分間の軌跡を描いたものである。並進成分は、建設段階寄らず楕円型コアの長軸・短軸方向に綺麗に振動している様子が分かる。しかし、段階によって形状に差があるため、楕円型コアの周囲の施工状況や工事作業内容をより詳細に分析する予定である。

5. 固有周期と減衰定数の変遷

固有周期と次節で述べる減衰定数は、並進成分はフーリエスペクトルから読み取った固有周期を含むフィルタ波形に RD 法を適用して生成させた自由振動波形に、減衰自由振動曲線をフィッティングして求めている。ねじれ成分については、固有周期のみをフーリエスペクトルのピークから読み取っている。但し、ここでの分析には、163.84 秒の小サンプルから求めたフーリエスペクトルを用いている。

固有周期と高さの関係を図 3 に示す。原点を通る回帰直線を求めると、短軸は $T=0.019H$ 、長軸は $T=0.014H$ となっており、長軸は文献 1 に比べ周期が短い。ねじれについては $T=0.007H$ となっており、一般的な超高層建物に比べかなり周期が短い。この原因として、対象建物の柱が中心から離れた位置に多く配置されていることに起因している。

図 3 を詳細に見ると、床スラブ高さが 40m, 60m, 80m 付近でプロットと回帰直線の差が大きくなっている。この時期は図 1 に示す楕円型コアの鉄骨建て方が行われている。通常の超高層建物に比べコア部分に占める鋼材量が多いことと関係していると考えられる。

減衰定数と高さの関係を図 4 に示す。全体的な傾向としては、スラブ高さが高くなるほど減衰定数は低下している。竣工時（制震装置はロック状態）に行った常時微動計測では、表 1 に示す 0.5% 程度の値となっている。

減衰定数のばらつきは、床スラブ高さが低い時は先行して立ち上がった鉄骨部分の影響を分離しきれていないこと、振幅依存性を考慮しきれていないことが原因である。対象建物では、竣工時に屋上の制震装置を用いた加振実験が行われているため、地震記録も含めて振幅依存性の検討を行う予定である。

表 1 に示した設計値と実測値を比較すると、固有周期は非常に良く対応していることが分かる。

6. まとめ

不整形超高層建物の建設時強震観測で得られた記録から常時微動記録を抽出し、不整形な形状が振動特性に及ぼす影響と建設工事による振動特性の変化を検討した。

その結果、設計と実測の固有周期が非常に良く対応していること、建設途中で楕円型コアの鉄骨部分の影響が振動特性に影響を及ぼしていることが明らかとなった。

1 次固有周期での並進方向の揺れは、楕円型コアの軸に沿った向きに振動しているが、建設段階によって強い揺れが励起される成分が異なっていることが分かった。

今後、地震・台風時の記録と竣工時に行われた振動実験の記録を合わせて振幅依存性の検討を行うと共に、建設工事を考慮した数値解析モデルを作成し、柱軸力との関係を検討する予定である。

謝辞 建設時の強震観測において大林組、日建設計の他関係者諸氏に多大な御協力と御配慮を頂きました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物の減衰，2000
- 2) 飛田潤他：建設時の継続的な振動観測に基づく高層建物の振動特性，日本建築学会構造系論文集，Vol. 73, No. 625, pp.391-398, 2008.3

表1 設計値と実測値（竣工時）の比較

	短軸	長軸	ねじれ
設計1次周期(sec)	2.95	2.23	0.99
設計1次減衰定数(%)	2	2	2
実測1次周期(sec)	2.97	2.18	0.98
実測1次減衰定数(%)	0.50	0.65	-

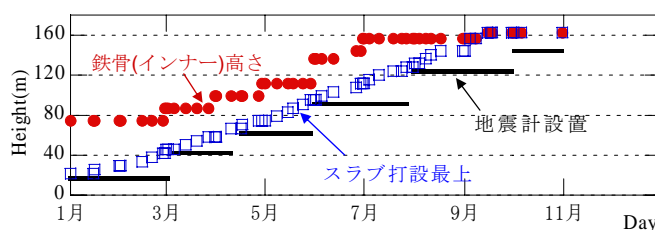


図1 建設状況と強震計設置階の変遷

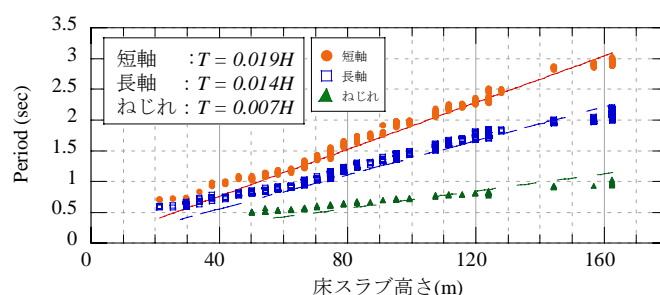


図3 固有周期と高さの関係

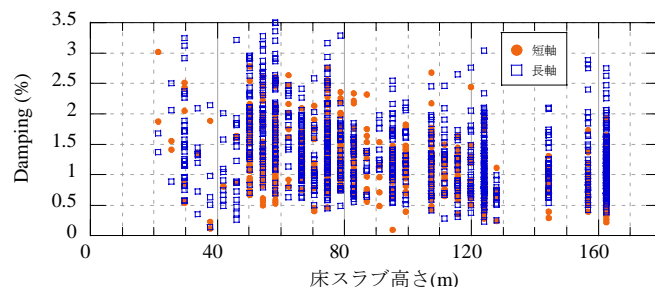


図4 減衰定数と高さの関係

*1 名古屋大学大学院環境学研究科・助教・博士（工学）

*2 ㈱日建設 構造設計部門・修士（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・准教授・工博

*1 Assist. Prof., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

*2 Dept. of Structural Eng. Nikkensekkei Ltd., M. Eng.

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

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