

超高層建物の建設時強震観測に基づく振動特性変化に関する研究

正会員 ○小島宏章 *1 同 松井政樹 *2
同 福和伸夫 *3 同 飛田 潤 *4
同 白瀬陽一 *5 同 小阪淳也 *6

強震観測 常時微動 固有周期
減衰定数 RD 法 相互作用

1. はじめに

大規模堆積平野に立地する既存の超高層建物の多くは、設計時に巨大地震がもたらす長周期・長時間の揺れを十分には想定しているとは限らない。また、実測記録に基づく研究は常時微動記録によるものが多く^{例えば 1)}、相互作用特性も含めた地震応答性状に関する検討例は少なく、超高層建物の安全性を早急に検証する必要がある。そこで筆者らは、建設中の超高層建物の観測を行い、ほぼ同一の地盤・基礎条件で高さが異なる実測記録を短期間に複数得た。本論ではこれらの記録について分析を行う。

2. 対象建物及び観測概要

対象建物は、名古屋駅近傍に建設中の S 造地上 42 階（高さ 180m）、地下 3 階建ての事務所ビルで、地上部は図 1 に示すように R 状にセットバックしている。コア部には制震デバイス付きブレースが設けられているが、建設時は制震デバイスが躯体と緊結されていないため、制震効果は発揮されていない。2006 年 4 月中旬に最上階のスラブ打設工事が完了している。

強震観測は、階数変化が固有周期・減衰定数・ねじれ・動的相互作用に及ぼす影響を観測できるように、図 1 に示す地点に強震計を配置し、建物上部の観測点は工事の進行と共に移設を繰り返しながら強震観測を行った。今回構築した強震観測システムは文献 2 とほぼ同様であ

表 1 建物概要

地上	42 階
地下	3 階
塔屋	1 階
軒高	174.0 m
最高部高さ	180.0 m
基準階面積	2,488 (2階)～ 2,077m ² (40階)
延床面積	115,200 m ²
基礎底深さ	GL -21.1 m
基礎構造	直接基礎(べた基礎)
構造種別	鉄骨造
骨組形式	制震デバイスを 有するブレース付き ラーメン構造
設計周期	T _{X1} = 3.86sec T _{Y1} = 4.21sec
設計減衰	h1 = 0.02

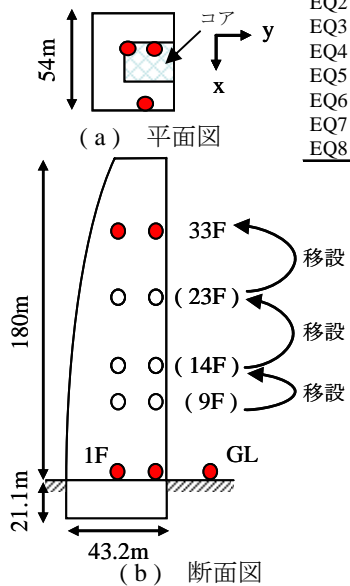


図 1 建物概要及び強震計配置

るが、図 2 に示すように時刻校正用の GPS 信号とトリガ同期信号を共有化させている。これにより入力加速度レベルが小さくても、建物が大きく応答する場合の地震記録が収録可能となった。

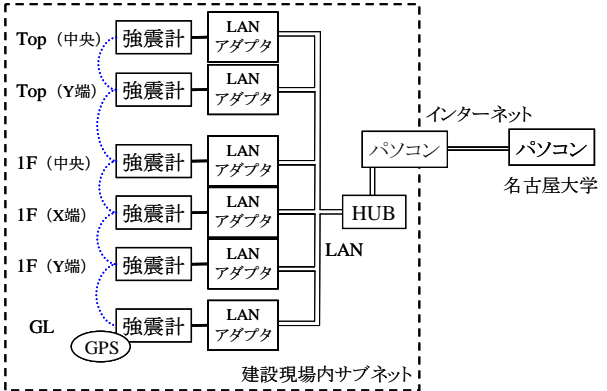
また、地震発生時以外での振動特性の変化を捉えるために、工事振動の少ない夜間にインターネットを介して地震計を操作する方法で、常時微動計測を定期的に行っており、この時の建物高さを図 3 に示す。常時微動計測の時間は 30 分間とし、2006 年 3 月末までに、118 個の記録が得られている。

3. 地震応答

地震記録は、観測開始から 2006 年 3 月までに表 2 に示す 8 つが得られており、建物高さが低い時期に長周期成分が卓越した地震、建物高さが高い時期に短周期成分が卓越した地震が発生している。各タイプの地震応答記録の例として EQ1 と EQ8 の y 方向の観測加速度波形を図 4 に示す。図 4(a)では、建物周期よりも短周期成分の入力しか作用しなかったため、建物応答の方が小さくなっている。これに対し図 4(b)では、共振状態が長時間続いており、減衰性能が地震応答に与える影響の重要性が認識できる。

表 2 観測地震リストと建物状況

No.	年月日	震源	Mj	階数 鉄骨	床スラブ	観測階	PGA (gal)
EQ1	20050816	宮城県沖	6.8	22	9	9	3
EQ2	20051019	茨城県沖	6.3	27	12	9	1
EQ3	20051202	宮城県沖	6.6	33	19	14	1
EQ4	20051224	愛知県西部	4.8	36	25	14	32
EQ5	20051228	愛知県西部	4.1	36	25	14	4
EQ6	20060216	岐阜県美濃中西部	4.6	P1	35	23	2
EQ7	20060218	岐阜県美濃中西部	4.3	P1	36	33	2
EQ8	20060316	岐阜県美濃東部	3.9	PR	41	33	5



<注>点線はGPS・トリガ 連動ケーブル

図 2 強震観測システムの概略図

4. 固有振動数と減衰定数の変化

実測記録から求めた固有周期と減衰定数と建物高さの関係を図 5、図 6 にそれぞれ示す。図の横軸には床スラブ打設階の高さを用いており、参考のため、図 5 には文献 1 で挙げられた鉄骨造建物の回帰直線 ($T=0.02H$)、図 6 には $hT=0.01$ の曲線を重ね描いている。地震記録からのパラメータ推定は、地盤を入力・建物上部を出力とした伝達関数フィッティングを行った。但し、EQ4~EQ8 は建物の 1 次固有周期付近の入力エネルギーが小さいため、減衰定数が推定できなかった。常時微動記録のパラメータ推定は、建物上部の並進 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、2 自由度の自由振動曲線をフィッティングさせている。

図 5 より、固有周期は建物高さが高くなるほど変化率が小さくなっていることが分かる。この原因として、基礎耐圧版の構築終了までの間、床スラブの打設は 9 階で停止していたが、鉄骨骨組は 30 階まで先行したため (図 3)、建物高さが低い時は鉄骨重量の影響が大きく、周期が長めとなると考えられる。また、立面形状が R 形状であるため、上層階になるにつれて面積が小さくなり、重量の増加が少なくなるため、周期の変化率が小さくなると考えられる。これらの要因の影響については、今後、解析的に検討を加える予定である。

図 6 より、常時微動記録による減衰定数は 1% 以下にばらつき、明瞭な傾向は認められない。しかし、地震時は建物高さが高いほど減衰定数が小さくなる傾向が認められる。また、100m の高さに相当する EQ4 は他と比べて振幅レベルが異なるため、振幅依存性が表れている。常時微動記録の分析については、基礎工事の影響と振幅依存性について、追加検討が必要である。

図 7 に地震時における地盤-建物連成系の固有振動数での Sway 率・Rocking 率・弾性変形率の推移を示す。但し、EQ4~EQ8 は建物の 1 次固有周期付近の入力エネルギーが小さいため変形率が算出できなかった。図より、対象建物は相互作用効果の影響が小さく、建物高さが高

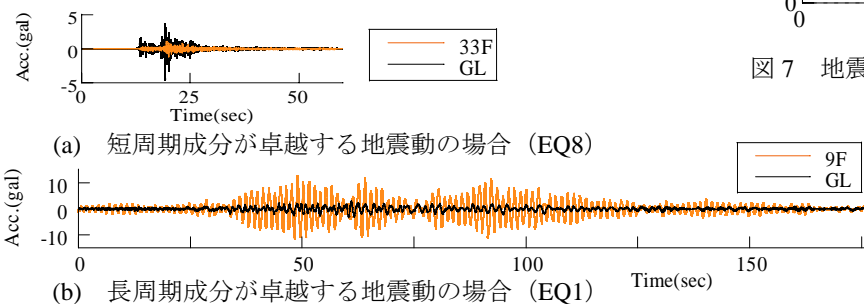


図 4 観測加速度波形

くなるほどその影響が少なくなる傾向が見られる。

5. まとめ

本論では超高層建物を対象に建設時強震観測を行い、1 棟の建物から高さの異なる複数の実測記録を短期間に採取した。その結果、地震記録に建物高さが高くなるほど相互作用の影響が小さくなる傾向が認められた。

今後、高次モードや偏心の影響について実測記録を詳細に分析すると共に、相互作用を考慮した数値解析を行う。また、引き続き強震観測を行い、異なる地震時における地震応答性状性能と制震装置による減衰性能について検討する予定である。

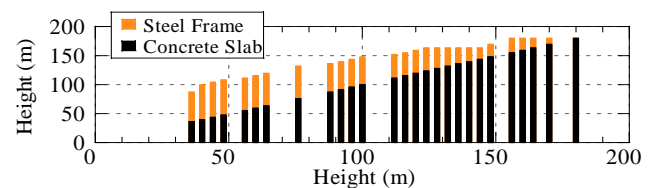


図 3 鉄骨骨組とコンクリートスラブ高さの推移

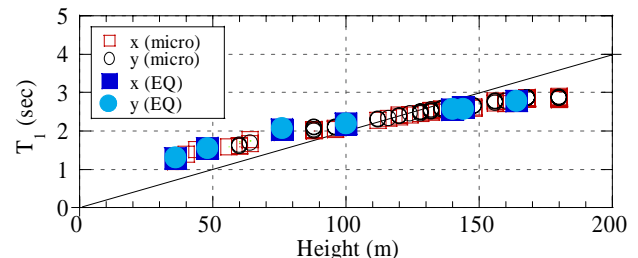


図 5 固有周期と高さの関係

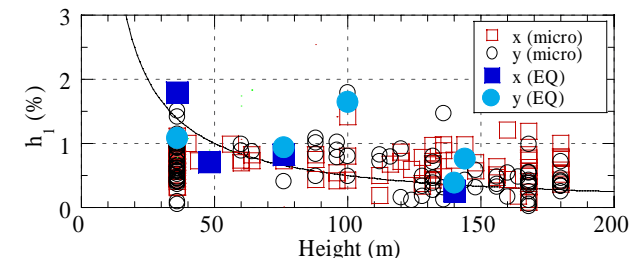


図 6 減衰定数と高さの関係

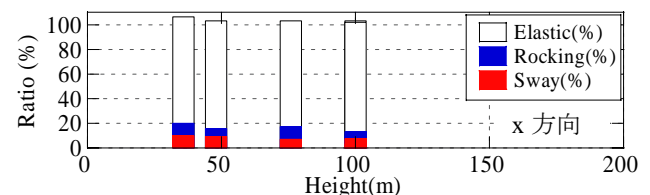


図 7 地震時の Sway 率, Rocking 率, 弾性変形率

謝辞 強震観測において大成建設・雑賀俊宏氏、新井治平氏、応用地震計測・鈴木幸治氏、その他関係者諸氏に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) 小島宏章他：建設中の高層建物を対象とした強震観測事例，日本建築学会大会 B-2，pp.951-952，2003.9

*1 名古屋大学大学院環境学研究科・助手・博士 (工学)
 *2 名古屋大学大学院環境学研究科・大学院生
 *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
 *5 ㈱日建設計 構造設計部門・修士 (工学)
 *6 ㈱日建設計 構造設計部門

*1 Res. Assoc., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.
 *2 Grad. Student, Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ.
 *3 Prof., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.
 *4 Assoc. Prof., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.
 *5 Dept. of Structural Eng. Nikkensekkei Ltd., M. Eng.
 *6 Dept. of Structural Eng. Nikkensekkei Ltd.