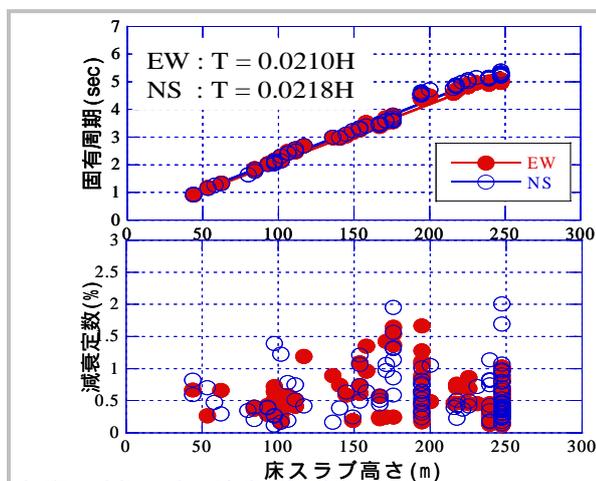


建設時強震観測による超高層建物の振動性状解明と 長周期床応答体感用自走式台車の開発

平成 17 ~ 18 年度 文部科学省科学研究費補助金
基盤研究(B) 研究課題番号 17360269
研究成果報告書



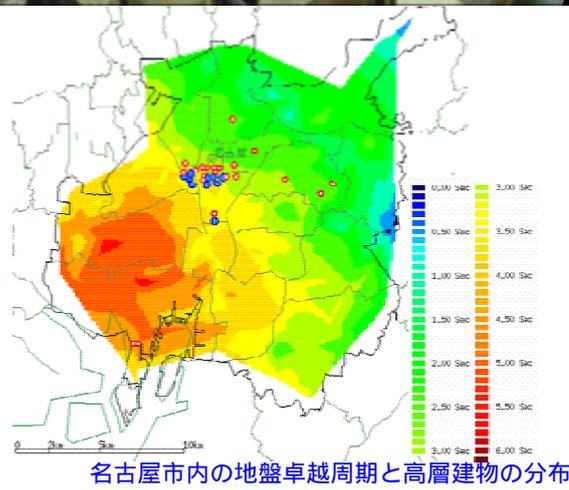
超高層建物の建設時連続振動観測



長周期床応答体感用自走式振動台



簡易型常時微動計測・分析システム



名古屋市内の地盤卓越周期と高層建物の分布

平成 19 年 3 月

研究代表者 福和 伸夫

(名古屋大学大学院環境学研究科)

はじめに

今世紀前半には、東海・東南海・南海地震の発生が危惧されている。この科研費の申請書を書こうとしていたまさにそのとき、2004年9月5日に紀伊半島南東沖地震(M7.1)と東海道沖地震(M7.4)が続発した。この2つの地震では、数多くの強震観測記録が得られた。かつてよりの懸念の通り、関東・大阪・濃尾の3平野での強震記録は、長周期成分を多く含んだ極めて継続時間の長いものであった。この地震は日曜に発生し、2つ目の地震の発生が深夜であったこともあり、高層建物の中で揺れを経験したのは、高層マンションの居住者と高層ホテルに宿泊していた人たちに限られる。後日、これらの人たちから、大変な揺れを経験したことを聞いた。公表資料によれば、関西の高層建物では、頂部で50cmを越える揺れを記録していたようである。

三大都市圏が立地する3平野には、高層建物、免震建物、長大橋、煙突、タンク内の液体など、かつては存在しなかった長周期で揺れやすい様々な重要・巨大人工物が多数存在している。とくに、21世紀に入ってからの高層建物の建設ラッシュは著しい。高層建物は、元来、地震動には長周期の揺れが余りないと考えて作られ始めた構造物である。また、初期の高層建物には制震装置などが設置されていないため、一般に減衰が小さく、長時間の揺れで共振した場合には、設計時には想定していなかった揺れとなる可能性も有る。近年建設されている制震装置付きの高層建物についても、初期は、制震は付加的性能で有ったものが、近年では、制震による応答低減効果を念頭に躯体の耐震性能を低減している事例も見られる。しかし、今のところ地震時の制震性能についての実証データは十分に示されていないように感じられる。また、繰り返し作用する地震動に対する超強度RC部材の挙動についても十分な実験データが蓄積されていないように思われる。

規模の大きな高層建物には、数千人の人間が常時、勤務・居住しており、また、社会的に重要な企業・施設・設備も多数内在している。たとえ、構造的な損壊がなかったとしても、建物頂部の応答は1mを軽く越える可能性があり、室内の散乱や、施設内設備の損壊が懸念される。また、長周期の揺れは加速度計での検知が難しいため、途中階をとばす高層エレベータが共振して停止した場合の閉じこめの問題や、エレベータ停止後の高層難民の問題も懸念される。また、10分を越える時間、大振幅の揺れを経験することの居住者に与える精神的なダメージについても未解明である。場合によっては、強い揺れを経験した居住者は精神的にトラウマとなり、東海・東南海・南海地震の続発や、地震後の余震が懸念される中では、その後の勤務や居住が困難となる人間も出てくると想像される。また、損壊した場合には、建築物の解体撤去も困難を極めるであろう。このように高層建物に何かが生じた場合の社会的影響は極めて大きい。早期に、このような懸念を払拭する必要がある。

このような現況の中、まず必要なことは、長周期地震動の性質を十分に解明すると共に、高層建物の現状を把握することである。既存の高層建物について設計時の振動諸元(固有周期と減衰定数)をデータベース化したり、常時微動計測などにより実際の建物の固有周期と減衰定数、建設地盤の卓越周期の関係を把握したり、強震観測により高層建物の応答特性の振幅依存性を把握したりする必要がある。その上で、過大な応答が懸念される場合には、建物のオーナー・設計者・施工者が何らかの対策を施すことを促す必要がある。また、高層建物の揺れ方や、巨大地震時に高層ビルで懸念される事項については、居住者に十分に周知し、適切な室内対策・設備対策を行うよう促す必要がある。

本研究では、このような現況の改善に多少なりとも寄与することを目的として、以下のことについてチャレンジをした。

名古屋市域に建設された既存の高層建物約 20 棟について、建物と地盤の常時微動計測を実施し、地盤と建物の周期の近接度合いを把握すると共に、微動時の建物の減衰性能を把握した。また、一部の高層建物に強震計を設置し、継続的な強震観測を開始した。

この 2 年間に名古屋市内で近接して建設された(されつつある)高さの異なる 4 棟の高層建物を対象に、建設時に継続的に強震観測と常時微動計測を行った。これにより、同一地盤・基礎条件上で建物階数が増加することによる振動特性の変動(階数による相互作用効果の変動)、微動と地震時との応答性状との差異(振幅依存性)、近接する異なる階数の高層建物の応答比較による同一地震時の建物階数・構造による応答性状の差異(階数・構造特性による差異)を実証的に把握した。また、その内の一つの建物については、竣工時に、制震装置を利用した強制加振実験を行う機会を得、振幅依存性についても検討を行った。

地震時の高層建物の床応答を再現することのできる新たな振動台を開発した。これは、レール上を走行する台車の両側をサーボモータに緊結したワイヤで牽引するという、全く新しい機構の振動台である。最大変位振幅 3m、速度振幅 5m/s、加速度振幅 20m/s^2 で駆動することができ、従来のアクチュエータタイプの振動台では実現できなかった動きを実現できる。これにより、高層建物のオーナーに、地震時の揺れを体感させ、制震改修や室内安全対策を促進すると共に、居住者に事前に揺れを体感させることで、地震時のパニックを防ぐこと可能となる。

高層建物の固有周期と減衰定数、地盤の卓越周期を簡易に把握することの出来る簡易型微動解析システムの開発を行った。ここでは、微動計と解析装置をキャリーケースに内蔵した携帯可能なシステムを構築しつつある。建物の震動特性については、固有周期は微動のフーリエスペクトルより、減衰定数は得られた微動記録を RD 法で解析することにより求める。また、地盤の卓越周期は H/V スペクトル解析により評価する。

建設時の強震観測については、建築作業現場に多大な面倒を掛けるにも関わらず、観測の意義を認め協力下さった、建設作業現場並びに設計者の方々のおかげである。竹中工務店、大成建設、大林組、日建設計、日本設計の皆様には深甚の謝意を表す。また、建設時という劣悪な環境の中でデータを収録するには大変な努力が必要である。この観測に協力頂いた学生を含む多くの人たちに謝意を表す。また、長周期振動台並びに簡易微動解析システムの開発は、応用地震計測の皆様と小倉公雄氏の協力がなければ不可能であった。関係各位に謝意を表す。本報告書の最後に研究グループのメンバーが超高層建物に関する想いを述べたが、加えて日建設計の白瀬陽一氏、杉浦盛基氏、小阪淳也氏には実際の設計に携わる立場からの貴重な原稿をいただいた。記して謝意を表す。

これらの成果が多少なりとも、皆様の研究・設計にお役に立てば望外の喜びである。

平成 19 年 3 月
名古屋大学大学院
福和伸夫

研究組織

研究代表者：福和伸夫（名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻 教授）

研究分担者：飛田 潤（名古屋大学大学院環境学研究科附属地震火山・防災研究センター
助教授）

小島宏章（名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻 助手）

飯場正紀（独立行政法人建築研究所 上席研究員）

宮腰淳一（清水建設技術研究所 副主任研究員）

研究協力者：護 雅史（名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻 助教授）

白瀬陽一（日建設計）

所属等は平成 19 年 3 月時点

研究経費

平成 17 年度	13,100	千円
平成 18 年度	2,100	千円
計	15,200	千円

研究発表

(1)審査論文等

福和伸夫，山崎靖典，小島宏章，飛田潤：観測記録に基づく微動時・強風時・地震時の建築物の
応答性状の違いの分析，日本建築学会構造系論文集，No.598，pp.61-68，2005.12

飛田潤，福和伸夫，小島宏章，浜田栄太：地盤・建物系の高密度強震観測の展開と建物動的挙動
の検討，日本地震工学会論文集，第 7 巻，第 2 号，pp.37-56，2007.3

福和伸夫，佐武直紀，原 徹夫，太田賢治，飯沼博幸，鶴田庸介，飛田潤：長周期構造物の応答を
再現するロングストローク簡易振動台の開発，日本建築学会技術報告集，第 25 号，pp.55-58，
2007.6

鶴田庸介，福和伸夫：耐震・振動論学習のための能動型振動シミュレーション教材の開発，日本
建築学会技術報告集，第 25 号，pp.327-330，2007.6

(2)口頭発表等

H.Kojima, N.Fukuwa and J.Tobita : Strategic Observation Program for Dynamic Response of Buildings,
The First International Conference on Advances in Experimental, Structural Engineering (AESE 2005),
pp.703-710, 2005.7

山崎靖典，小島宏章，福和伸夫，飛田潤：微動・強風・地震時の建築構造物の振動性状の差異，
日本建築学会学術講演梗概集，pp.406-406，2005.9

浜田栄太，小島宏章，福和伸夫，飛田潤：強震計の設置状況が計測震度と地震記録へ及ぼす影響，
日本建築学会学術講演梗概集，pp.369-370，2005.9

- 松井政樹, 小島宏章, 福和伸夫, 飛田潤, 山崎靖典, 浜田栄太: 地盤・杭・建物の高密度強震観測に基づく PCaPC 造 7 階建て建物の振動特性, 日本建築学会学術講演梗概集 pp.85-86, 2005.9
- 鶴田庸介, 倉田和己, 福和伸夫, 太田賢治, 原徹夫: 振動模型実験教材による耐震教育・防災意識啓発の試み(その 2) 長周期地震動の体感教材とペーパークラフト教材, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.549-550, 2005.9
- 松井政樹, 福和伸夫, 小島宏章, 飛田潤, 向野聡彦, 杉浦盛基: 建設時の振動観測に基づく超高層建物の高さと固有周期・減衰定数の関係, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.161-162, 2006.9
- 小島宏章, 松井政樹, 福和伸夫, 飛田潤, 白瀬陽一, 小阪淳也: 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, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.159-160, 2006.9
- N. Fukuwa and J. Tobita : Key Parameters Governing the Dynamic Response of Long-Period Structures, International Workshop on Long-Period Ground Motion Simulation and Velocity Structures Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Tokyo, 8p., 2006.11
- J. Tobita and N. Fukuwa : On-line Monitoring for Dynamic Response and Environmental Conditions of Buildings with Web-based Interface and Database, Asia-Pacific Workshop on Structural Health Monitoring, 2006.12
- N. Fukuwa : Development of Education Materials for Soil and Structural Dynamics, Fourth US-Japan Workshop on Soil Structure Interaction, Tsukuba, 2007. 3

目次

はじめに	1
研究組織等	3
1. 既存高層建物の振動特性	7
1.1 設計資料による分析	7
1.2 常時微動計測による振動特性の分析	10
2. 建設時連続振動観測による超高層建物の振動性状	15
2.1 建設時の継続的な振動観測の意義	15
2.2 観測対象建物と工事の概要	15
2.3 建設段階における観測と得られた記録の概要	18
2.4 RD法による減衰定数推定に関する検討	30
2.5 建設段階における振動特性の変化	35
2.6 相互作用の検討	41
2.7 モデルの固有値解析による固有周期の変化の検討	42
2.8 層間変形角の評価と減衰定数の振幅依存性	44
2.9 まとめと今後の展開	47
3. 長周期床応答体感用振動台の開発	49
3.1 長周期建物の床応答の特徴と振動台開発目標	49
3.2 振動台の概要	49
3.3 振動台の性能検証試験	51
3.4 振動台の活用	54
3.5 まとめと今後の展開	54
4. 簡易型常時微動解析システムの開発	57
4.1 簡易型常時微動解析システムの意義	57
4.2 システムの概要	57
4.3 計測・分析手順	59
4.4 観測・推定精度の検証	60
4.3 まとめと今後の展開	60
参考文献	61
コラム 超高層建物に関するコメント	63
福和伸夫、飛田潤、護雅史、小島宏章、飯場正紀、宮腰淳一、白瀬陽一、小阪淳也、杉浦盛基	

1. 既存高層建物の振動特性

1.1 設計資料による分析*

(1)高層建物の状況

建物応答に影響の大きい固有周期と減衰定数について、まず高層評定資料から設計値の分析を行い、これまでの動的設計の状況を検討する。分析は日本建築センター発行のビルディングレターに掲載されている 1966 年 2 月～2001 年 5 月の高層建築物構造評定の完了物件を対象として行った。調査対象地域は全国、調査物件数は 1372 件である。

図 1-1 に構造別の高層評定件数の推移を示す。複合構造は主要な柱・梁が異なる部材からなる構造、混合構造は異なる構造種別の架構が高さ方向あるいは平面で同程度混在している構造である。1970 年代には多数の高層ビルが建設されたが、1980 年代にかけていったん停滞している。1980 年代後半から増加しはじめ、1990 年代には景気停滞による落ち込みはあるものの 600 件を超える高層建物が建てられている。構造別では、S 造が大きな割合を占めているが、近年は RC 造が急増していることがわかる。

図 1-2、図 1-3 に、各構造の用途の割合と、各用途の構造種別の割合をそれぞれ示す。用途でその他に分類したのものにはタワー、プラント、煙突、実験設備などがある。これらの図から、RC 造は主に共同住宅であり、次いで SRC 造も共同住宅が多く、一方、S 造は半数以上がオフィスビルである。用途別にみると、共同住宅は RC 造と SRC 造で 8 割以上を占め、それ以外の事務所、宿泊施設などでは逆に S 造が 7～8 割になっている。以上の傾向は、高強度コンクリート施工技術の発展やコスト、住宅とオフィスに求められる空間特性の相違などが関係していると考えられる。

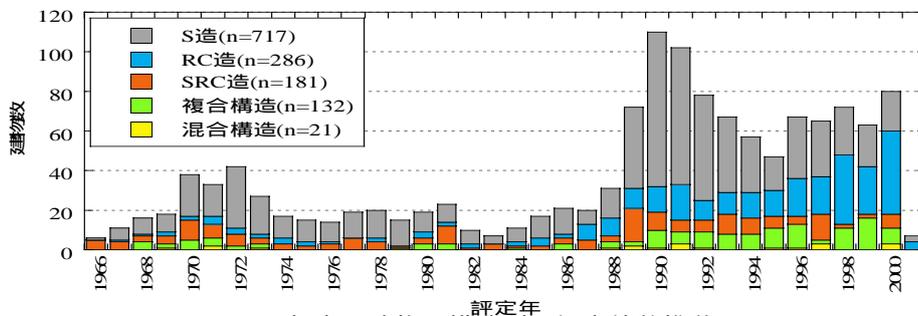


図 1-1 超高層建物の構造別の評定件数推移

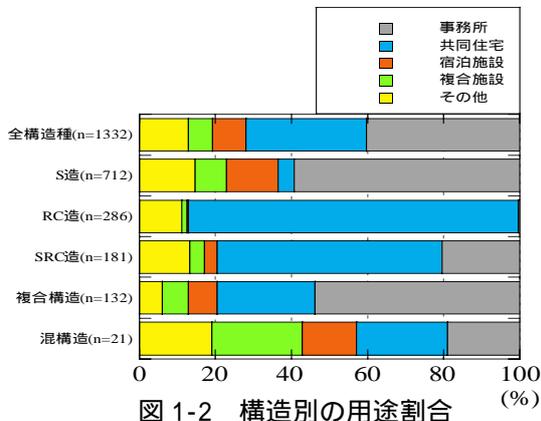


図 1-2 構造別の用途割合

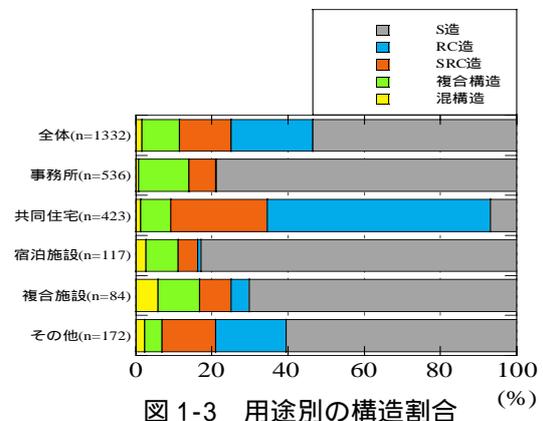


図 1-3 用途別の構造割合

* 本節の分析に当たり、東京理科大学 寺本隆幸教授によるデータベースを使用させていただいた。記して謝意を表す。

(2)設計 1 次固有周期の傾向

図 1-4 に桁行・張間各方向の設計 1 次固有周期を軒高との関係で示す。一次固有周期 T が高さ
に比例すると考えて構造種別ごとに回帰し、基準法で用いられる高さとの関係 (RC 造で
 $T=0.02H$ (図中青破線) S 造で $T=0.03H$ (黒破線)) と比べると、RC 造ではおおむね対応してい
るが、S 造では回帰式が $T=0.025H$ 程度になり、やや短周期になっている。

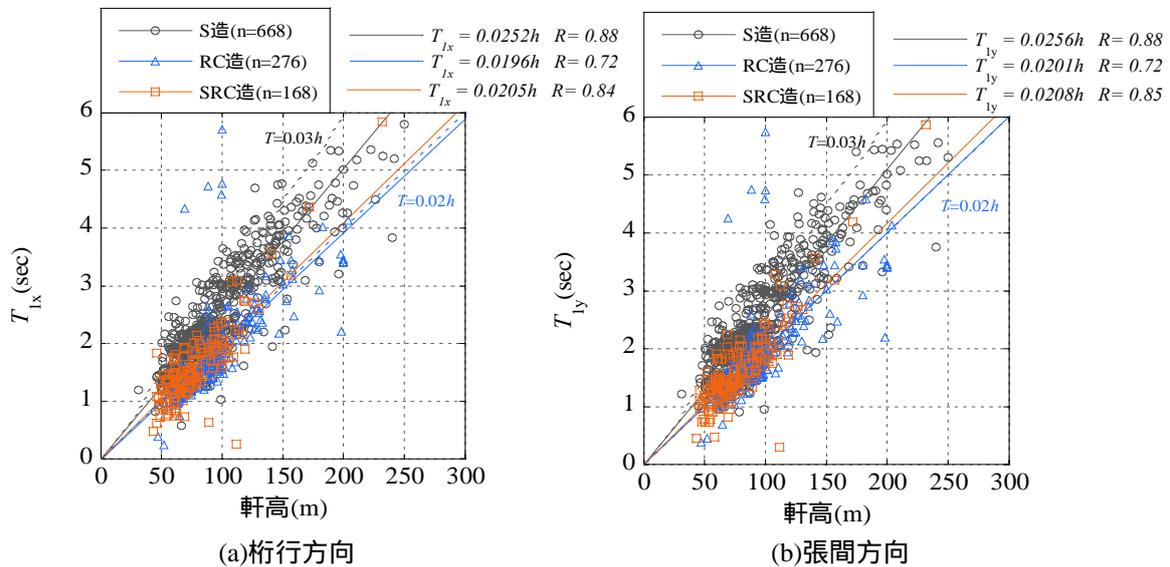


図 1-4 設計 1 次固有周期と軒高の関係

図 1-5 に、年代別の設計 1 次固有周期の分布を示す。また主な設計用入力地震動の 2%速度応答
スペクトルを重ねて示した。1995 年以前では設計用入力地震動のピークを避けるように固有周期
が分布する傾向が見られるが、1996 年以降はより広い範囲に分布している。

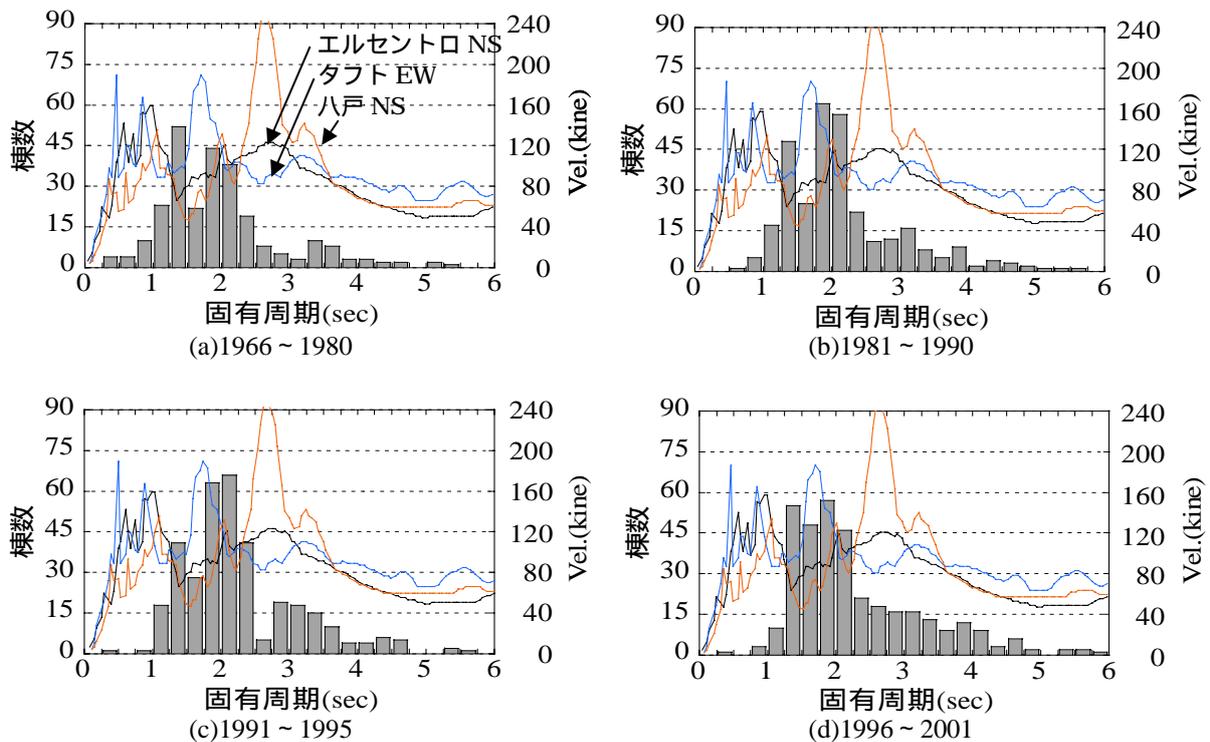


図 1-5 設計 1 次固有周期の分布の推移と代表的な設計用入力地震動との関係

以上の傾向は、使用される設計用入力地震動の変遷に関連が深いと思われる。従来は設計用入力地震動として既往の観測波を数種類用いることが一般的であり、「標準的な地震動波形」として El Centro-NS と Taft-EW、「地域特性を表すような地震動波形」として TOKYO101 や OSAKA205 あるいはその地域で過去に記録された波形、また「長周期成分等を含む地震動波形」として Hachinohe-NS が使われることが多かった。2000 年の改正建築基準法施行に伴い、超高層建築物の時刻歴応答解析に用いる地震動を当該サイトの解放工学的基盤で規定する方針となり、既往の観測波からサイト特性を反映した模擬地震動に移行している。図 1-6 に設計用入力地震動として採用された地震波の推移を示す。El Centro-NS と Taft-EW はほぼすべての建物で使用され、基準となっている。3 秒近い長周期成分が卓越する Hachinohe-NS は、1990 年代以降は 8 割以上が採用している。これらだけでは、先に述べたように特定の地震動の特性が設計に影響を及ぼす可能性がある。一方、TOKYO101 や OSAKA205 などの地域波は減っており、逆に模擬地震動 (ART) が増加しつつあることから、サイトの特性を考慮する傾向にあり、この際の入力地震動評価法の重要性がわかる。

なお、周波数特性と合わせて入力レベル設定も重要である。レベル 1 とレベル 2 の地動最大速度をそれぞれ 25kine、50kine とするのが一般的である。関西、中国、四国、九州地方の場合には、上記の値がそれぞれ 20kine、40kine であったが、1995 年兵庫県南部地震以降はそれが関東地方などと同様に 25kine、50kine とされるケースも少なくなかった。

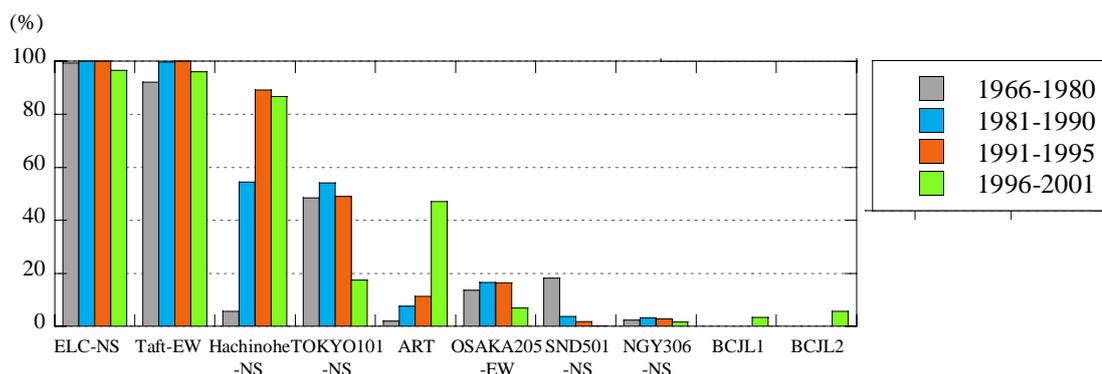


図 1-6 設計用入力地震動の推移

(3)設計に用いられる減衰定数の傾向

減衰定数については、付加減衰機構を含まない構造架構そのものの減衰を設計時に理論的に算定することは困難であり、構造種別や形式を考慮して経験的に与えられてきた。その際に完成後の建物の実測結果なども参考にされてはいる。しかし計測値は、建物の構造要因だけでなく、微小な振幅で影響する二次部材などにも左右される振幅依存性があり、さらに振動測定方法や外力条件（微動か地震か、非正常性など）分析方法の善し悪しなどの影響を受けて大きく変動する。特に減衰定数の安定した推定は固有周期よりはるかに困難である。また実際の大振幅の応答における計測結果は全くないといってよい。このような現象の複雑さや評価の不十分さもあって、設計時の減衰定数の設定は、固有周期と並んで応答に大きく影響するにもかかわらず、それに比べて精度がかなり低いと言わざるをえない。

図 1-7、図 1-8 に減衰定数の設計値の推移と構造別の傾向を示す。S 造では 2% がほとんどを占

め、RC造は3%が多い。図 1-7 から3%が増えてきているように見えるのは、RC造の建設比率が上がっているためである。

また、モード減衰定数の値と同時に、多自由度系の減衰型の設定が重要であり、従来は剛性比例型、特に扱いの容易な初期剛性比例型減衰を用いることが一般的であった。さらに大きな応答を考えると構造体の履歴特性による減衰を考慮する必要があるため、瞬間剛性比例型が用いられつつあり、特に塑性化後の挙動が複雑なRC・SRC造ではその割合が大幅に伸びている(図 1-9)。

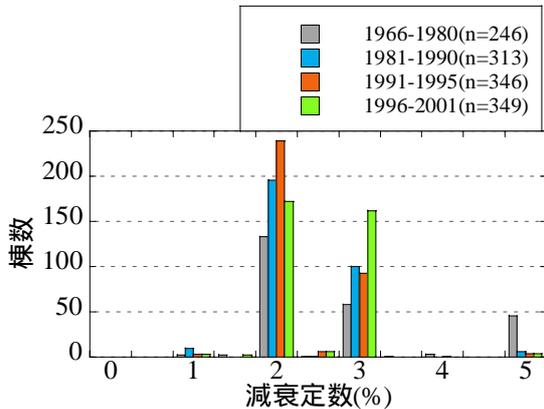


図 1-7 設計時の1次減衰定数の推移

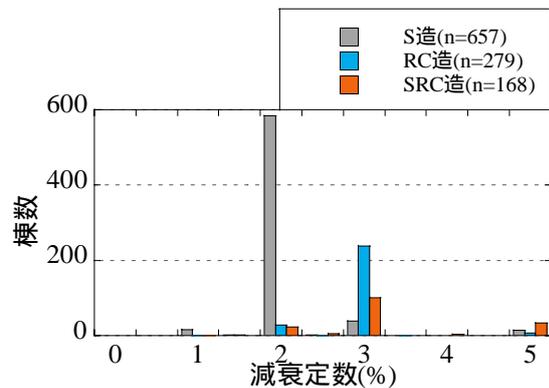


図 1-8 構造種別ごとの1次減衰定数

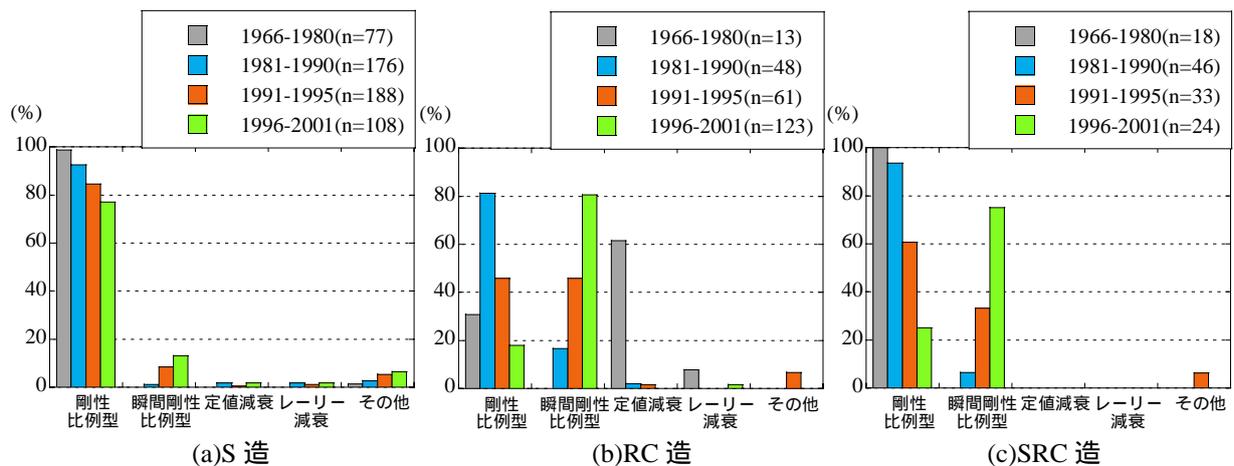


図 1-9 構造別の減衰型設定の変遷

1.2 常時微動簡易計測による高層建物の振動特性の分析

(1)対象建物と計測の概要

名古屋市内の実在高層建物の常時微動簡易計測を行い、実際の振動特性を検討する。常時微動計測の対象は、名古屋市内に存在する高層評定を受けた建物 11 棟である。対象建物リストを表 1-1 に示す。構造は S 造が 9 棟、SRC 造が 1 棟、複合構造が 1 棟(柱が鋼管コンクリート造で梁が S 造)、建物用途は事務所が 6 棟、複合施設が 4 棟、宿泊施設が 1 棟である。建物平面は長方形またはそれに近い比較的単純な形状が多いが、特殊なものも含まれる。

ここでの常時微動計測は観測条件の自由度が低いため、測定階は最上階またはそれに近い上層階を基本として、条件により中間階で計測を行った場合もある。可搬型の高精度強震計を用い、加速度成分を 100Hz サンプリングで 30 分収録した。この強震計は 2 章以降で建設中の計測に使用

されたものと同一である（キネメトリックス社製アルタスエトナ）。高層建物の上層階では固有周期前後の振幅が微動レベルでもかなり大きいため、加速度センサーを用いた強震計でも十分な精度が得られているが、分解能のチェックも行っている。詳しくは2章の機材で説明する。

図 1-10 に対象建物の位置と、名古屋市内の地震基盤以浅の卓越周期分布をあわせて示す。地盤の卓越周期は常時微動の H/V スペクトルから求めたものであり、長周期域の卓越周期として、地震基盤深さや観測された地震動特性とも良く対応することが確かめられている。

表 1-1 計測建物リスト

件名	階数	軒高(m)	主体構造	測定階	設計1次固有周期(s)		設計2次固有周期(s)		設計1次減衰定数(%)
					桁行方向	張間方向	桁行方向	張間方向	
Aビル	地上16階、地下4階、塔屋2階	59.50	S造	15階	1.90	1.80	0.70	0.67	2.00
Bビル	地上19階、地下1階	75.00	S造	17階	2.07	1.98	0.77	0.73	2.00
Cビル	地上26階、地下3階、塔屋1階	96.00	S造	24階	2.61	2.67	0.88	0.89	3.00
Dビル	地上15階、地下2階、塔屋3階	52.35	S造	13階	1.38	1.44	0.47	0.50	2.00
Eビル	地上17階、地下2階、塔屋1階	72.20	S造	16階	2.03	2.01	0.70	0.64	2.00
Fビル	地上18階、地下2階、塔屋1階	76.45	S造	18階	1.75	1.76	0.60	0.58	2.00
Gビル	地上28階、地下3階	109.90	S造	14階	2.24	2.14	1.04	0.91	2.00
Hビル	地上18階、地下1階、塔屋1階	69.20	S造	18階	1.94	1.94	0.69	0.68	2.00
Iビル	地上15階、地下3階、塔屋1階	71.40	S造	13階	1.79	1.82	0.66	0.76	2.00
Jビル	地上23階、地下4階、塔屋3階	96.80	SRC造	18階	2.31	2.21	0.90	0.86	2.00
Kビル	地上31階、地下4階、塔屋1階	132.70	H造*	12階	3.64	3.43	1.43	1.53	2.00

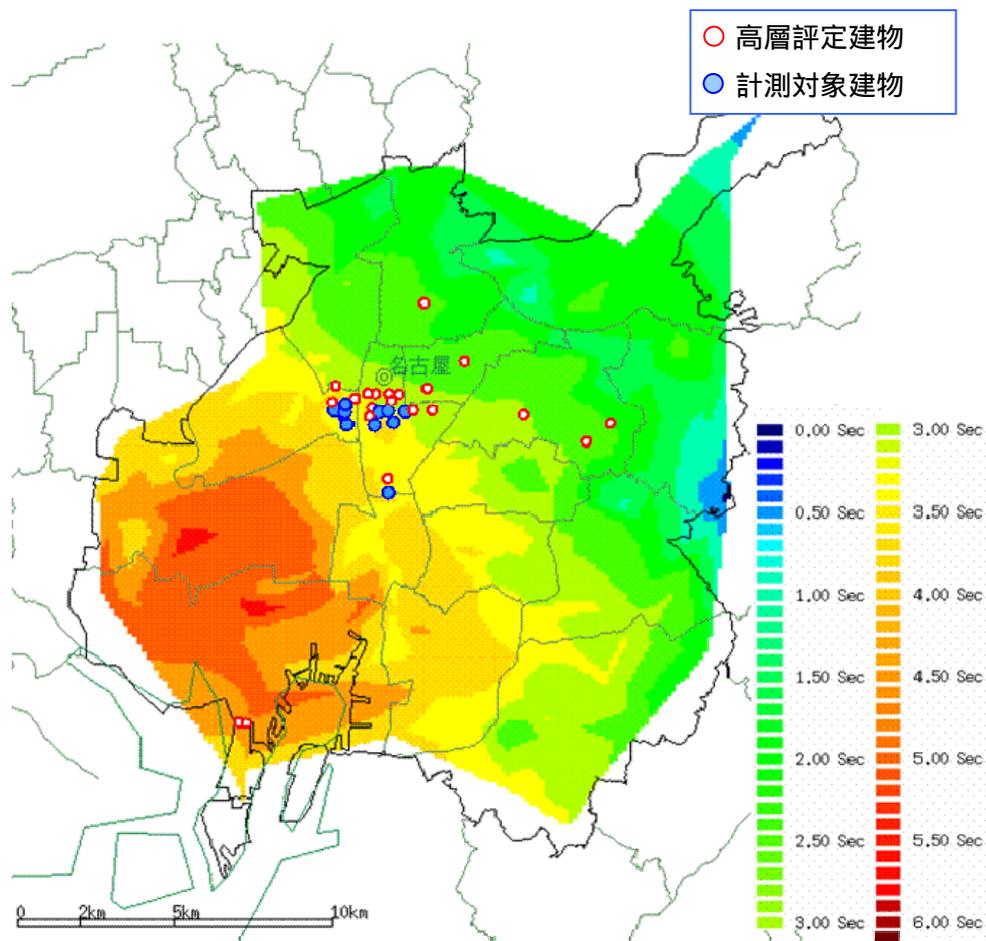


図 1-10 名古屋市内の観測対象建物と地盤卓越周期（長周期側）の分布

(2)観測データの分析

この観測では上階の記録のみが得られているため、連成系の振動特性を前提とし、固有周期付近のバンドパス波形から RD 法 (Random Decrement Technique)により自由振動波形を推定して、1自由度振動系でフィッティングしている。ここでは固有周期 2 秒程度の建物を考慮して、計測時間は 30 分 (1800 秒) の記録から重ね合わせサンプルが 1000 程度とれるようにしている。高層建物では 2 方向の 1 次固有周期がごく接近するケースが多いため、2 自由度フィッティングを用いないと直交方向の影響で減衰評価に誤差が生じる場合があるが、詳しくは 2 章で検討する。

表 1-2 に実測から推定した固有振動数と減衰定数を示す。これらから、実測固有周期と軒高の関係を図 1-11 に示す。原点を通る回帰直線の傾きは 0.022 となり、図 1-4 よりもやや短めとなっている。また実測固有周期と設計固有周期の関係を図 1-12 に示す。原点を通る回帰直線の相関は高く、実測が設計値の 0.86 倍となって、文献 (日本建築学会 2000) の 0.80 に近い。

実測固有周期と地盤の卓越周期の関係を図 1-12 に示す。卓越周期は地盤の常時微動から H/V スペクトルを求め、1 秒より長い帯域と短い帯域での H/V スペクトルのピークから求めており、それぞれ地震基盤以浅と工学的基盤以浅の特性に対応すると考えられる。名古屋市の地盤の長周期卓越周期は西に行くほど深くなる基盤構造を反映しており、東側で 2 秒未満、西側で 5 秒以上、高層建物が集中する中心部では 3~4 秒強の範囲にある。今回計測した建物はすべて地盤周期より建物固有周期が短い、固有周期が 3 秒に近い軒高 100~150m の建物ではかなり近く、地盤と共振を起こす可能性がある。また、地盤の短周期帯域の卓越周期は 1 秒未満に分布しており、多くの建物で 2 次固有周期と近接していることもわかる。

次に、実測された減衰定数と固有振動数の関係を図 1-13 に示す。両対数軸で示したのは、実測された 1 次と 2 次の減衰定数の関係を、剛性比例型を示す直線の傾きと比較するためである。11 棟のうち 10 棟は設計 1 次減衰定数が 2%、1 棟が 3% であるが、実測 1 次減衰定数は小さめで、1% を切るものも多く、実測値が設計値を上回ったのは 1 棟のみであった。振幅依存性により常時微動では減衰が小さめになるが、一方で先に述べたように 2 方向連成の影響で大きめに推定されている可能性もあり、超高層建物の実際の減衰は設計で考えているよりかなり小さい可能性がある。また実測 2 次減衰定数は、多くの建物で実測 1 次減衰定数より大きい、剛性比例減衰 (振動数比例) となるほど傾きは急ではなく、設計時に高次の減衰を過大評価している可能性もある。

表 1-2 実測から推定した固有振動数と減衰定数

件名	実測1次固有周期(sec)		実測2次固有周期(sec)		実測1次減衰定数(%)		実測2次減衰定数(%)	
	桁行方向	張間方向	桁行方向	張間方向	桁行方向	張間方向	桁行方向	張間方向
Aビル	1.46	1.46	0.48	0.45	0.95	1.41	1.72	1.99
Bビル	1.71	1.74	0.58	0.48	1.48	0.75	1.94	1.24
Cビル	2.34	2.73	0.76	0.89	2.02	1.16	2.25	1.44
Dビル	1.30	1.28	-	-	1.20	1.54	-	-
Eビル	1.71	1.95	0.56	0.63	0.72	0.47	1.56	1.41
Fビル	1.61	1.71	0.53	0.54	0.80	0.65	1.09	0.75
Gビル	1.55	1.86	0.52	0.59	1.65	0.75	3.15	2.97
Hビル	1.90	2.00	0.68	0.66	1.14	1.26	0.76	1.50
Iビル	1.34	1.52	0.53	0.60	0.67	0.55	0.96	0.64
Jビル	1.90	1.90	0.44	0.44	1.34	0.89	1.36	1.49
Kビル	2.92	2.65	1.28	1.01	0.67	0.61	0.91	1.90

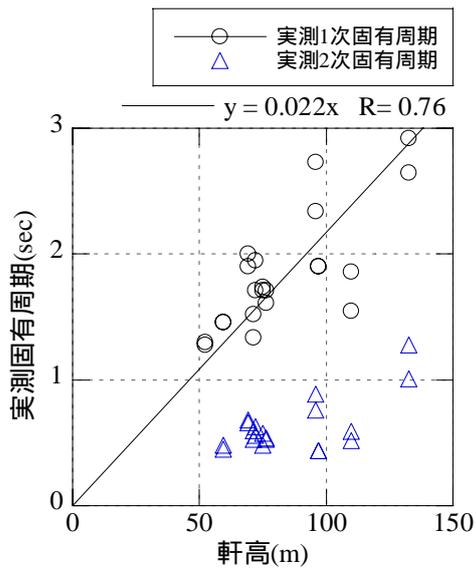


図 1-11 軒高と実測固有周期の関係

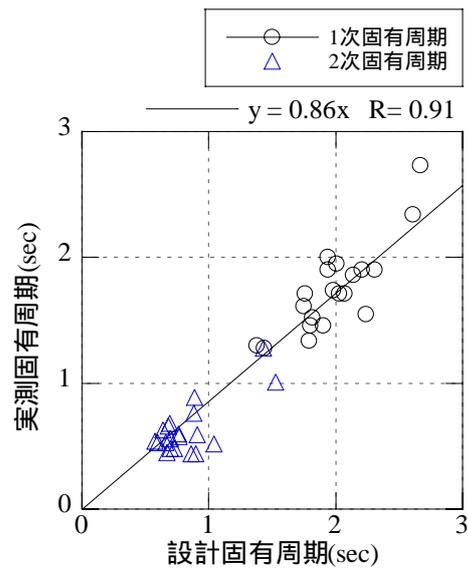


図 1-12 設計固有周期と実測固有周期の関係

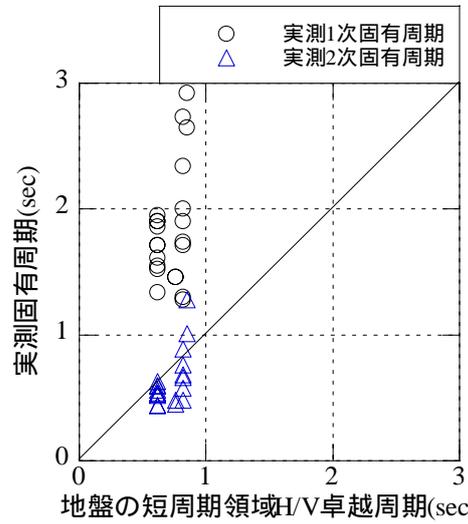
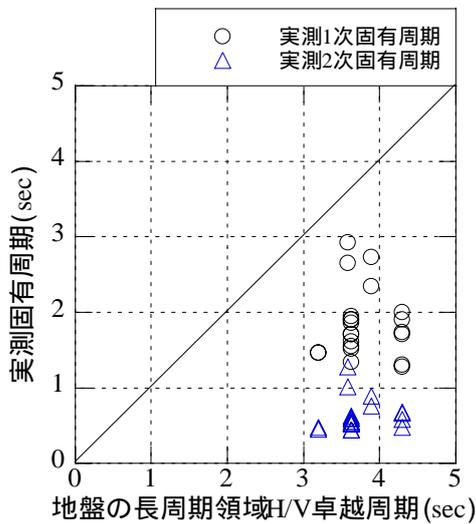


図 1-13 地盤の卓越周期（微動 H/V スペクトルのピークによる）と実測固有周期の関係

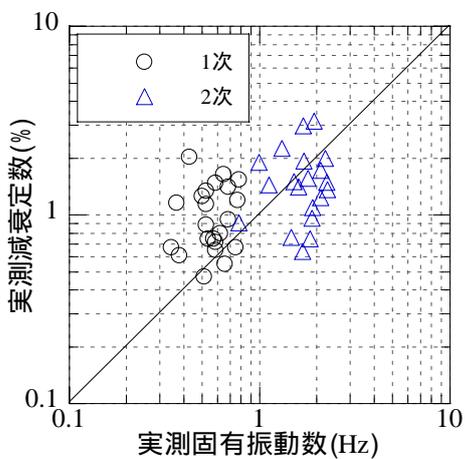


図 1-14 実測固有振動数と減衰定数の関係

2. 建設時連続振動観測による超高層建物の振動性状

2.1 建設時の継続的な振動観測の意義

この2年間に名古屋市内で近接して建設された(されつつある)高さや形状の異なる4棟の高層建物を対象に、建設時に継続的に強震観測と常時微動計測を行っている。これにより、同一地盤・基礎条件上で建物階数が増加することによる振動特性の変動(階数による相互作用効果の変動)、微動と地震時との応答性状との差異(振幅依存性)、近接する異なる階数の高層建物の応答比較による同一地震時の建物階数・構造による応答性状の差異(階数・構造特性による差異)を実証的に把握できる。ここでは主に2棟について建設段階を追った常時微動記録、地震観測記録の比較、および1棟で収録した振動実験の記録なども用いて分析を行う。

2.2 観測対象建物と工事の概要

主な検討対象とする建物は、名古屋駅近傍に立地するMビル(47階、高さ247m)とLビル(42階、高さ180m)である。Mビルは2004年1月着工、2006年9月竣工、Lビルは2004年6月着工、2006年12月竣工であり、ほぼ並行して建設が進んだ。また2棟は約400mしか離れておらず、建設段階において、同じ地震による応答の比較も興味深い。地震基盤深さを考慮したこの周辺の長周期側の卓越周期は、H/Vスペクトルのピークなどから3.5~4秒とされている(図1-10)。

表2-1、2-2および図2-1、2-2に2棟の概要を示す。Mビルは高層棟(S造47階)と低層棟(S造7階、高さ50m)からなり、地下部分は共通でSRC・RC6階、基礎はパイルドラフトで逆打ち工法を採用している。高層棟は一辺51.2mの正方形平面で、チューブ状の外周架構と井形の間中間架構および内側架構からなり、水平力に対しては外周の主柱・間柱からなるラーメン架構、内側架構の連層鋼板耐震壁が抵抗し、7階、26階、43階に設置されているアウトリガーダンパーにより減衰を確保している。7階床レベルで高層棟と低層棟を繋ぐ連結制震ダンパーにより、地震時には主に低層棟の揺れを、強風時には主に高層棟の揺れを低減させるよう計画されている。低層棟には南端のフレーム内にオイルダンパーを設置し、地震時のねじれ振動を低減させている。さらに中小地震や台風などの風荷重による振動に対して居住性を確保するため、建物頂部にATMD(Assisted Tuned Mass Damper)を設置している。高層棟の設計1次固有周期はEW方向5.75秒、NS方向5.92秒、低層棟の固有周期はEW方向1.85秒、NS方向1.89秒である。

Lビルは地上鉄骨造42階、地下3階の建物である。事務所を主用途とする事務所棟と、地下3階一部地上2階の超高圧変電所からなり、地下部分は一体である。EW方向30~52m、NS方向54mの平面形状で、東側外周部は柱が傾斜し、アール付きのセットバック形状になっている。基礎は直接基礎(べた基礎)で逆打ち工法により建設された。地上階はブレース架構とCFTおよび梁で構成するラーメン架構からなる。セットバックしていることからEW方向には常時斜め柱の軸力の水平方向成分による水平力が生じる。これに対応するため、連層ブレースをベルト状に結び全体として大架構を形成しており、地震時の主たる水平抵抗要素として計画されている。NS方向については、東側セットバックにより上階ほど重心位置が西側になるため、剛性バランスを保つようにブレース架構が配置された。ブレースは座屈補剛ブレースとし、地震時にも安定した挙動をする計画とされている。また、大地震時の地震入力エネルギーを吸収するために各階に制震デバイス付ブレースを組み込み、主体構造の損傷低減を図っている。設計1次固有周期はEW方

向 4.21 秒、NS 方向 3.86 秒である。

なお、両建物とも観測段階ではダンパーはロックまたは切り離されており、観測段階ではダンパー効果のない状態での振動特性の把握ということになる。また建設に伴う詳細な階数の推移などは、観測記録と併せて次節で述べる。

表 2-1 Mビルの建物概要

敷地面積	11,643 m ²	
建築面積	8,094 m ²	
延床面積	194,238 m ²	
基準階面積	2,880 m ²	
階数	地下 6 階、地上 47 階、塔屋 2 階	
高さ	高層棟：247m、低層棟：50m	
軒高	237m	
用途	事務所、店舗ほか	
構造種別・骨組	地下：RC・SRC 造 RC 耐震壁付きラーメン 地上：S 造 鋼板耐震壁および制震ダンパー付きラーメン	
付加減衰装置	アウトリガーダンパー（高層棟） 連結制震ダンパー（高層棟と低層棟の間） ダンパー（低層棟） ATMD（ペントハウス）	
基礎形式	パイルドラフト	
基礎底深	29.8m	
杭長	11.15～43.0m	
設計固有周期	高層側 1 次 X：5.92 s Y：5.75 s 高層側 2 次 X：5.92 s Y：5.75 s 低層側 X：5.92 s Y：5.75 s	
設計減衰定数	2%	

表 2-2 Lビルの建物概要

敷地面積	14,101 m ²	
建築面積	3,883 m ²	
延床面積	115,200 m ²	
基準階面積	2,488 m ² (2 階)～2,077 m ² (40 階)	
階数	地下 3 階、地上 42 階、塔屋 1 階	
高さ	180m	
軒高	174m	
用途	事務所、店舗	
構造種別・骨組	地下：SRC 造 RC 造および鋼板内蔵 RC 造耐震壁 地上：S 造 CFT ラーメン+連層ブレース架構、鋼板耐震壁	
付加減衰装置	座屈補剛ブレース、粘性ダンパー	
基礎形式	直接基礎（ベタ基礎）	
基礎底深	21.1m	
設計固有周期	1 次 X：3.86 s Y：4.21 s 2 次 X：1.48 s Y：1.55 s	
設計減衰定数	2%	

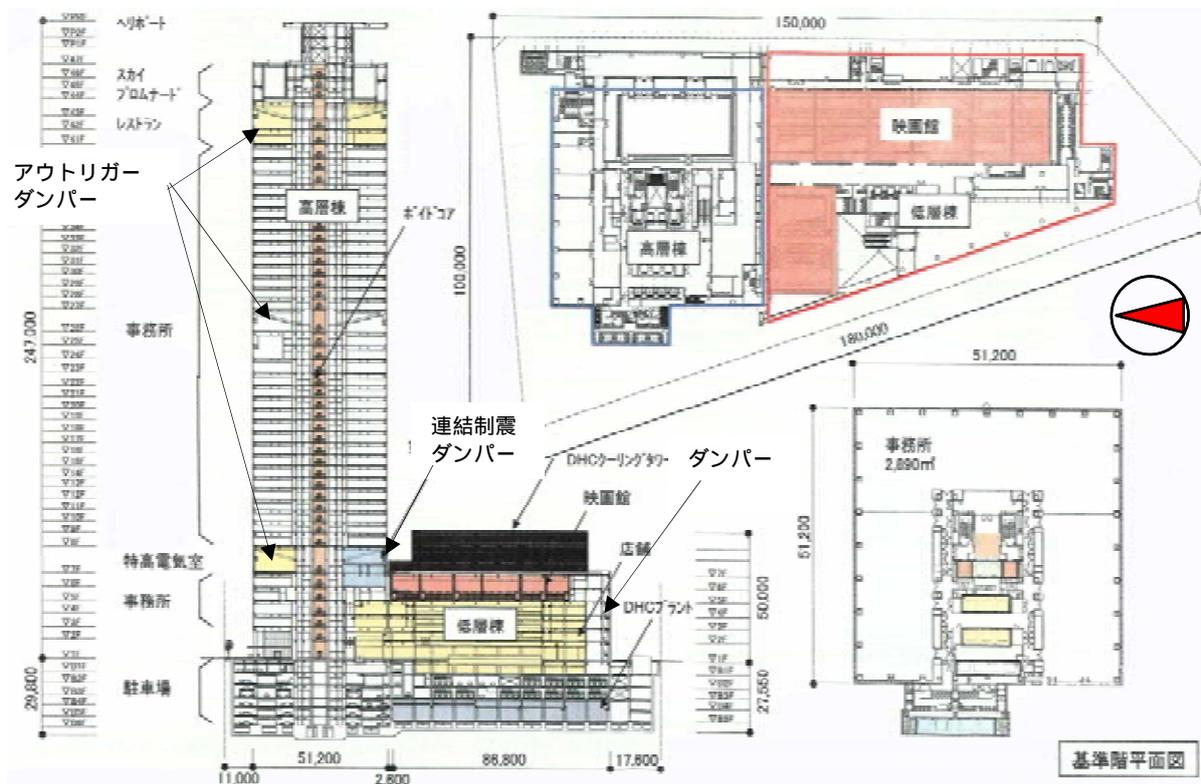


図 2-1 Mビルの建物概要

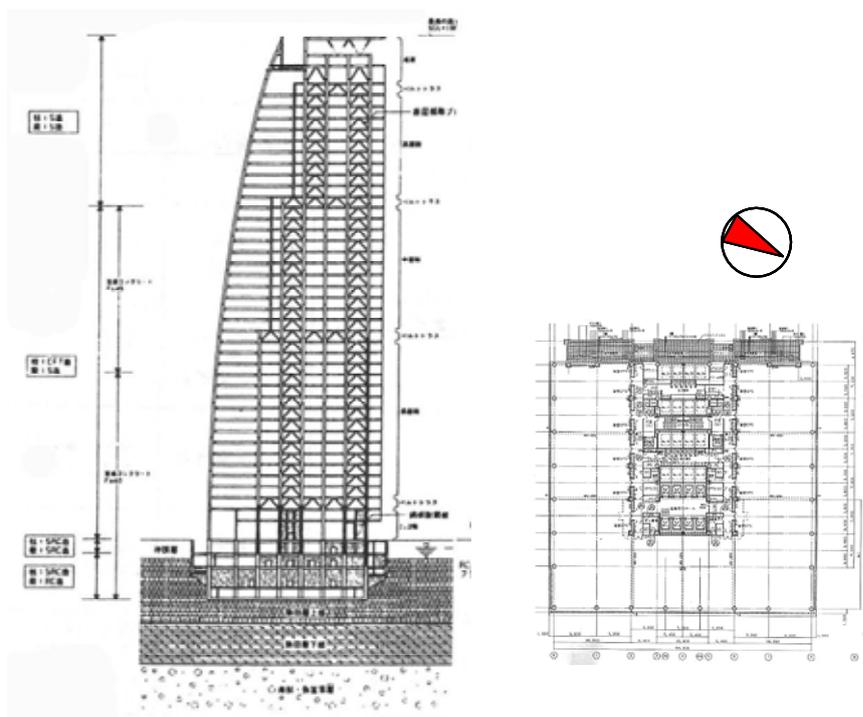


図 2-2 Lビルの建物概要

2.3 建設段階における観測と得られた記録の概要

(1)観測の概要と観測機器

一般に建物における振動計測は、地盤、建物1階、建物最上階を基本とし、ロッキング計測のために1階端部に、ねじれ計測のために上階端部にそれぞれ追加することが多い。さらにモード形を計測するためには中間の階などにも設置する。本論で提案した建設中の観測は、これに準じた観測体制で、建物上部の観測点を上部躯体の建設に伴って段階的に上階へ盛りかえつつ実施したものである。

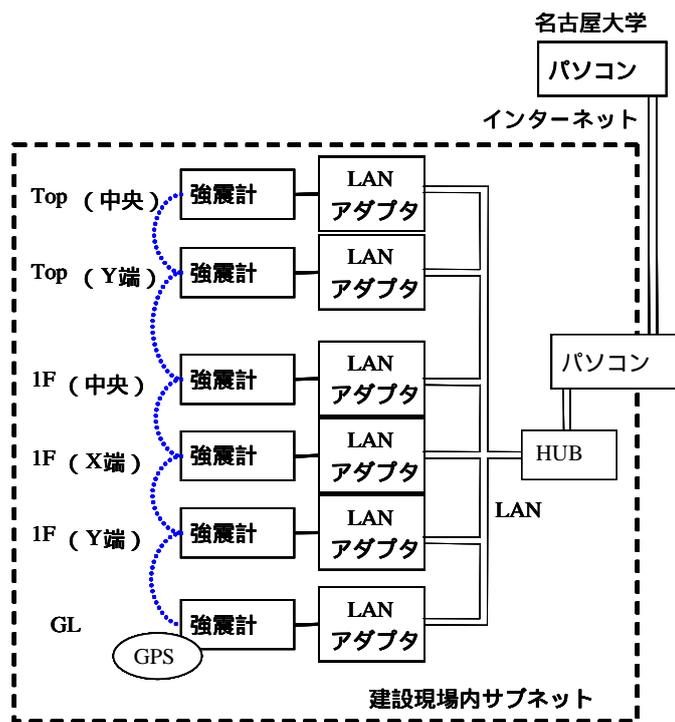
このような建設中の建物における継続的な振動観測にあたり、種々の制約条件から、機材等に様々な工夫が必要になる。具体的には、常時通電されたAC電源の確保が困難なこと、工事現場での作業等によるノイズや誤トリガ、さらには直接的な衝撃による損傷などの障害があること、作業状況に応じて設置場所が限定され、また施工の進行に伴って上層階へ移動させる必要があること、センサー同期やデータ回収のためのケーブルが長距離になること、などがあげられる。

図2-3に建設現場での観測システムの例を示す。観測には、建設現場の悪条件を考慮して、水や埃に強い筐体内にセンサーと収録部の収まったオールインワン型の可搬型地震計（キネメトリクス社製 Altus ETNA）を使用した。箱状で軽量であることから、上層階へも一人で容易に移設できる。ただし、強震計で常時微動を測定する場合には、その分解能について注意が必要であり、ビット落ちや量子化誤差の影響を検討している（後述）。

次にシステム構成について、リモートでデータ回収とメンテナンスを行うためにLANケーブルを配線してサブネット化を行っている。強震計は、最近ではIP接続機能を最初から備えた製品もあるが、従来型であってもシリアルポートをイーサネットに変換するアダプタを用いてLAN接続可能である。サブネット上で外部との通信を行うPCと接続し、ADSL等によりインターネットを介して遠隔操作・管理を行う。時刻同期は各強震計にGPSを接続するか、あるいは時刻同期ケーブルで強震計間を接続しても良い。同様にトリガ同期信号用のケーブルも各強震計の間に配線する。すなわち電源、LAN、同期ケーブルを各観測点に準備すればよい。実際には施工担当の電気工事会社と連携して工事の進捗に伴う盛り換えなどに対応している。電源は現場のAC100V電源を使用した。それが無理な場合は自動車用バッテリーを使用した。現場での衝撃等に関しては、強震計本体も強靱で防滴性能を備えているが、さらに金属あるいはプラスチックの簡易なカバーをかぶせて設置するようにしている。

トリガ設定については、一般の強震観測に比べて、工事による誤トリガでメモリを圧迫しないための配慮が必要である。具体的には、ノイズの影響を受けにくい建物下部で敏感な共通スタートトリガを設定しておき、上部観測点はスタートトリガレベルをある程度高くして、大きな応答時に万一共通トリガがかからない場合には個別に起動するようにする。ストップトリガは逆に上部の応答を基準に設定し、さらに念のため最低記録時間長も長めに設定する必要がある。なお今回は、メモリ容量に十分余裕があり、リモート操作もできるため、工事による誤トリガも情報として活用することを考慮して、比較的敏感なトリガ設定（スタートトリガ 1gal 程度）とした。

以上のように、現場事務所または現場外からリモートで地震計のデータ回収や動作確認、設定変更などが可能となる。建設現場などノイズが極めて多い状況下では、地震計に蓄積されるデータの収集や不要データの消去などのデータ管理の必要性が高く、観測ネットワークシステムの有用性はあきらかである。またオンライン手動トリガにより常時微動観測も可能になる。



強震計



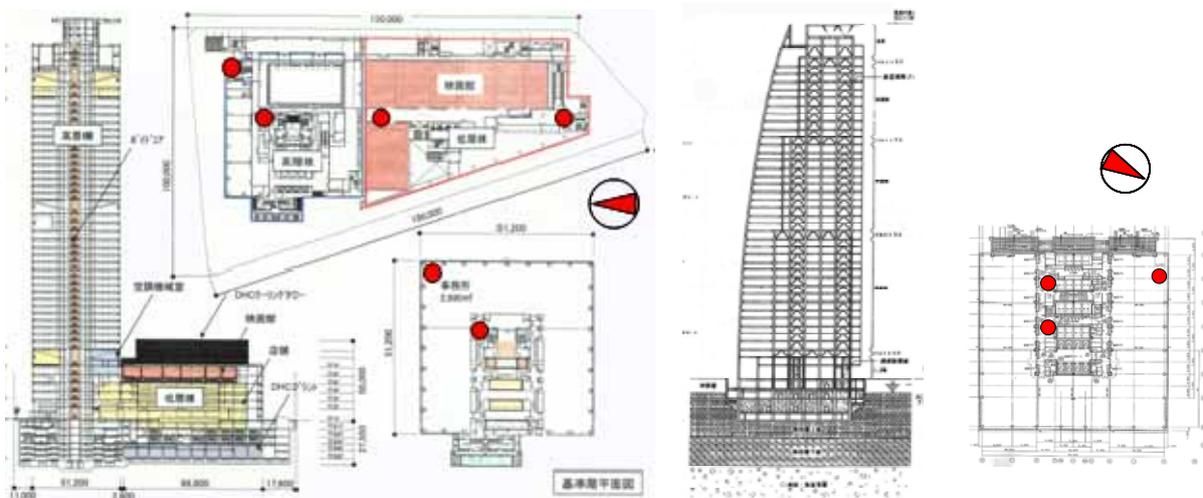
観測状況

<注>点線はGPS・トリガ運動ケーブル

図 2-3 新たに開発した現場内計測システムの概要

(2)観測点配置

図 2-4 に施工中の継続的な観測点配置を示す。Mビルは、頂部の中央と北東端部、1Fの中央と北東端部、地下の中央と低層棟が立ち上がってからは低層棟の頂部の北と南の端部の計 7 地点 21ch で計測をした。Lビルは、頂部の中央と西端部、1Fの中央と西と北の端部、地盤の計 6 地点 18ch で計測した。どちらの建物もねじれ成分とロッキング成分が観測できる配置である。常時微動観測は、3~4日に1回の頻度で夜間にリモート操作で手動トリガをかけて行い、施工が数フロア進むごとに、上階のセンサーを可能な範囲で上の階（ただしスラブ打設済）へ盛りかえを行っている。平面内の位置は、施工の都合で多少の移動はあった。



Mビル

Lビル

図 2-4 建設中の継続的な観測における観測点配置

(3) 工事進捗と観測記録の概要

図 2-5 に工事の進捗状況を示す。横軸に日付を取って、常時微動観測を実施した日の建物高さを棒グラフでプロットしている。建物高さは、鉄骨が先行して組まれた最高高さと、床スラブコンクリートを打設済みの階の高さ、そして黒線でそのときの階の地震計設置位置も示している。地震計の階への移設は、Mビルで 8 回、Lビルで 3 回である。また、Mビルについては地下の逆打ちの進行状況も示した。Lビルも逆打ちを採用しているが、工区によって深さが大きく異なること、また観測開始から早い時点で地下工事が完了したことなどから記載していない。Lビルのグラフの最初で 2 ヶ月半程度のあいだ鉄骨高さと床スラブ高さが変化していないが、これは地下の基礎耐圧版の構築終了まで上部の建設がストップしていたためである。Mビルについては隣接する低層棟の構築時期も概略を示している。低層棟の施工開始時点で高層棟の床スラブ打設位置は約 180m であり、これが後に示す高層棟の特性の変化と対応している。

表 2-3、2-4 に 2 棟で観測された地震記録のリストを示し、同時に図 2-5 にも地震記録が得られた日を記入した。地震によっては、Lビルのみで記録が得られている場合があり、共通するのは 6 地震である。

計測についてまとめると、Mビルは 2005 年 2 月～2006 年 10 月の 21 ヶ月間の計測を行い、そのうち 2005 年 2 月～2006 年 3 月はネットワークによるリモート操作で常時微動観測も行い、残りの期間はスタンドアロンで強震観測のみ行った。結局、6 地震記録と 168 の常時微動記録が得られ、また 2006 年 7 月の振動実験の際の記録も得られている。Lビルは 2005 年 7 月～2006 年 12 月の 18 ヶ月間の計測を行い、2005 年 7 月～2006 年 8 月は常時微動観測も行った。期間内に 13 の地震記録と 228 の微動記録が得られた。強震観測記録や常時微動観測リストなどは、付録(別)に詳細に示している。

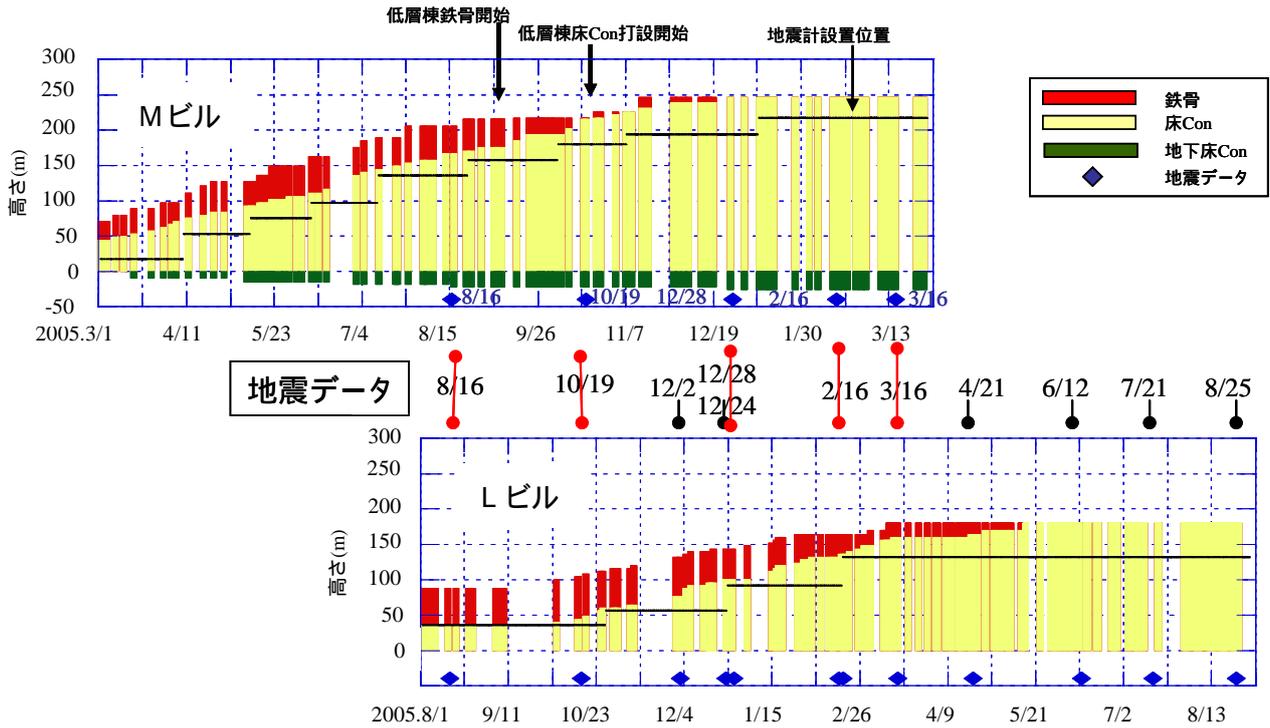


図 2-5 工事進捗状況と記録の一覧

表 2-3 Mビルで観測された地震記録

year	mo	da	震源位置	Mj	鉄骨 (F)	高さ (m)	床Con (F)	高さ (m)	地震計 (F)	TOP中央最大加速度(gal)			1F中央最大加速度(gal)		
										EW	NS	UD	EW	NS	UD
2005	08	16	宮城県沖	7.2	42	205.7	34	166.8	27	9.3	9.2	2.1	2.7	2.4	1.7
2005	10	19	茨城県沖	6.3	44	217.5	43	215.7	37	1.7	1.2	0.6	0.6	0.6	0.4
2005	12	28	愛知県西部	4.1	PR	247	PR	247	40	×	×	×	1.9	2.1	5.2
2006	02	16	岐阜県美濃中西部	4.4	PR	247	PR	247	40	1.1	0.7	1.1	1.2	1.2	1.0
2006	03	16	岐阜県美濃東部	4.0	PR	247	PR	247	40	1.8	1.5	1.8	3.0	4.2	5.1
2006	06	12	大分県西部	6.2	PR	247	PR	247	44	2.5	1.9	2.0	-	-	-

表 2-4 Lビルで観測された地震記録

year	mo	da	震源位置	Mj	鉄骨 (F)	高さ (m)	床Con (F)	高さ (m)	地震計 (F)	TOP中央最大加速度(gal)			1F中央最大加速度(gal)		
										EW	NS	UD	EW	NS	UD
2005	08	16	宮城県沖	7.2	22	88	9	36	9	7.6	12.4	2.3	3.1	2.9	1.7
2005	10	19	茨城県沖	6.3	27	108	12	48	9	2.8	2.5	0.5	0.7	0.6	0.3
2005	12	02	宮城県沖	6.6	33	132	19	76	14	1.5	2.5	0.5	0.5	0.5	0.3
2005	12	24	愛知県西部	4.8	36	144	25	100	14	9.1	9.3	20	14.4	25.8	16.8
2005	12	28	愛知県西部	4.1	36	144	25	100	14	1.5	1.4	4.1	2.0	2.6	8.5
2006	02	16	岐阜県美濃中西部	4.4	P1	174	25	140	23	1.3	0.8	1.5	1.7	1.3	1.1
2006	02	18	岐阜県美濃中西部	4.1	P1	174	35	140	33	1.3	0.7	2.2	1.0	1.0	1.1
2006	03	16	岐阜県美濃東部	4.0	PR	180	36	144	33	1.0	1.1	3.3	2.2	3.2	5.1
2006	04	21	伊豆半島東方沖	5.8	PR	180	41	164	39	2.4	2.3	0.7	0.5	0.9	0.3
2006	06	12	大分県西部	6.2	PR	180	PR	180	39	2.3	2.6	1.8	1.0	1.4	0.7
2006	07	16	愛知県西部	4.0	PR	180	PR	180	39	-	-	-	1.6	2.2	3.6
2006	08	25	愛知県西部	3.9	PR	180	PR	180	39	1.2	2.2	3.8	4.8	3.7	6.3

(4)地震観測記録の概要

表 2-3、2-4 より、2 棟で地震記録が得られたのは 6 回である。そのうち 2005 年 8 月 16 日の宮城県沖の地震(Mj.7.2)、2005 年 10 月 19 日の茨城県沖の地震(Mj.6.3)、2006 年 3 月 16 日の岐阜県美濃東部の地震(Mj.4.0)の 3 地震について、頂部と 1 階中央の加速度波形と加速度フーリエスペクトル、速度波形と速度フーリエスペクトルを図 2-6~2-9 に示す。宮城県沖の地震と茨城県沖の地震は長周期成分が卓越した地震、岐阜県美濃東部の地震は短周期成分が卓越した地震である。

宮城沖の地震では、1 階の成分に比べて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。特に M ビルの記録でそれが顕著に現れているが、記録の後半で建物はまだ揺れ続けているにもかかわらず、ストップトリガが作動してデータが切れている。これはスタート・ストップトリガを 1 階のセンサーの加速度レベルで設定していたためであり、地震の後半に建物と共振する周期の長い入力成分があっても評価できない。特に超高層建物を加速度計で観測する際には、スタートトリガは通常通り 1 階または地盤としてもよいが、ストップトリガは頂部のセンサーで判定するなどの工夫が必要である。それでもストップトリガのレベルをごく低くすると、記録が止まらないおそれもあるため、地震計のメモリ容量が十分大きければ最低記録時間を 10 分などにセットしておくのが最も確実と考えられる。この記録を受けて、トリガ設定の工夫を行っている。M ビルと L ビルの記録を比べると、M ビルの方が長周期で揺れていることがわかる。このとき、M ビルは床スラブ 34F (166.8m) で L ビルは 9F (36m) であり、比較的近い敷地で同じ地震入力でも、応答特性が明確に異なることがわかる。

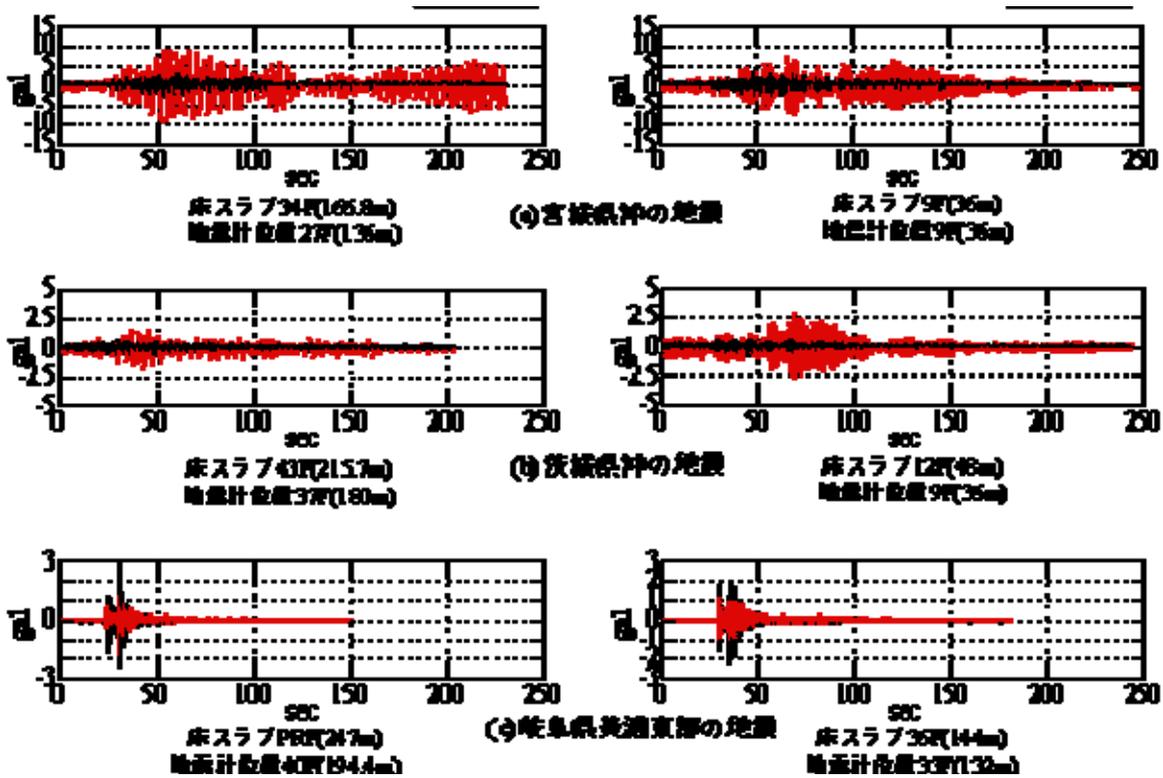
茨城県沖の地震は、入力の周波数特性から M ビルでは 1 次よりも 2 次の応答が卓越しており、一方 L ビルは 1 次が卓越している。このとき M ビルの床スラブは 43F (215.7m)、L ビルは 12F (48m) であった。

岐阜県美濃東部の地震は、近地で起こった地震による短周期成分の卓越する継続時間の短い入力である。このとき M ビルは躯体がほぼ完成 (247m)、L ビルは 36F (144m) である。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あと、すぐに揺れが収まっており、両建物で同様の傾向である。宮城県沖の地震と比べると揺れの周期成分や継続時間の違いによる増幅特性の差がよくわかる。

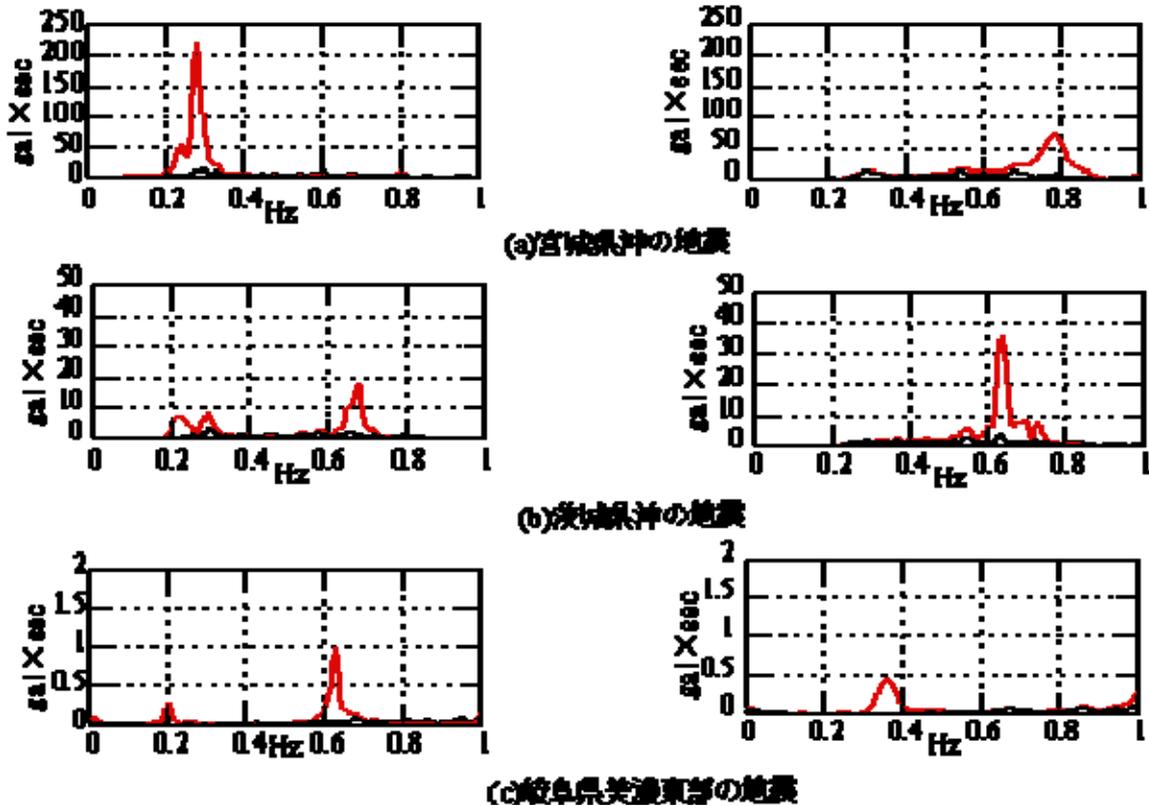
並行して建設が進む 2 棟の建設段階において計測したことで、同一地震による異なる高さの建物の応答の違い、同一建物で高さが違う状態で得られた地震による応答の違い、さらに入力特性による応答特性の違いを考察することができた。

Mビル

Lビル



加速度波形 (赤：建物上部、黒：1階)

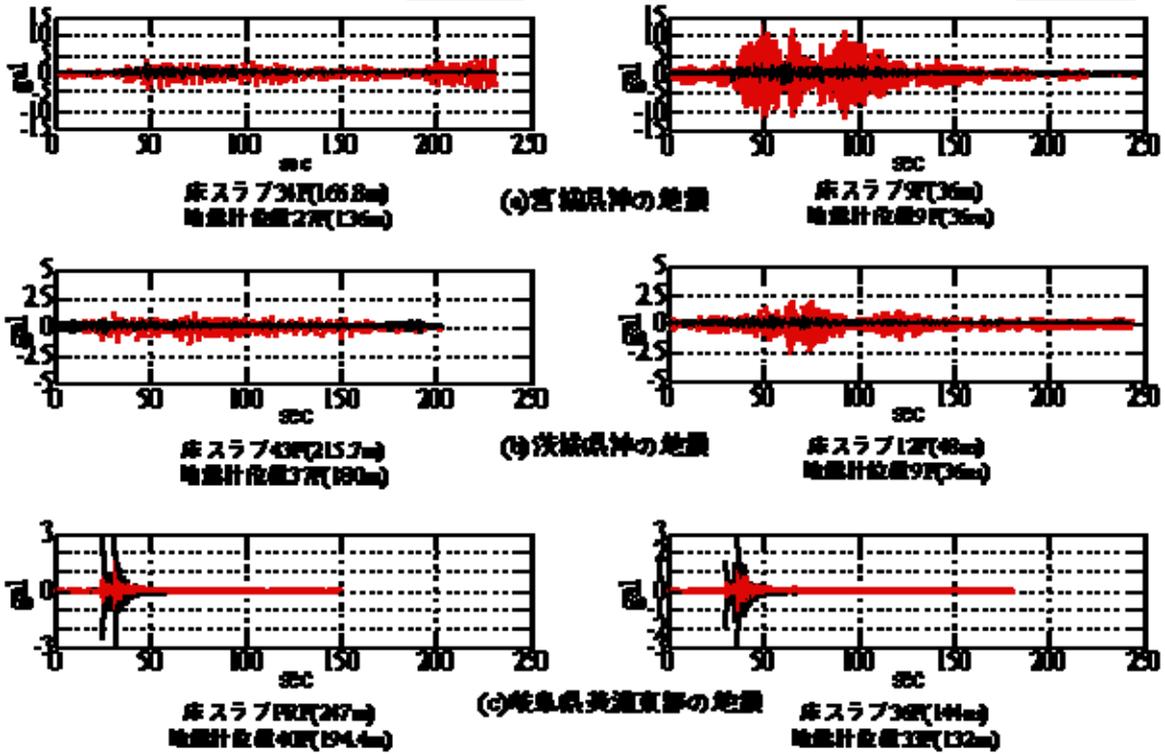


フーリエスペクトル (赤：建物上部、黒：1階)

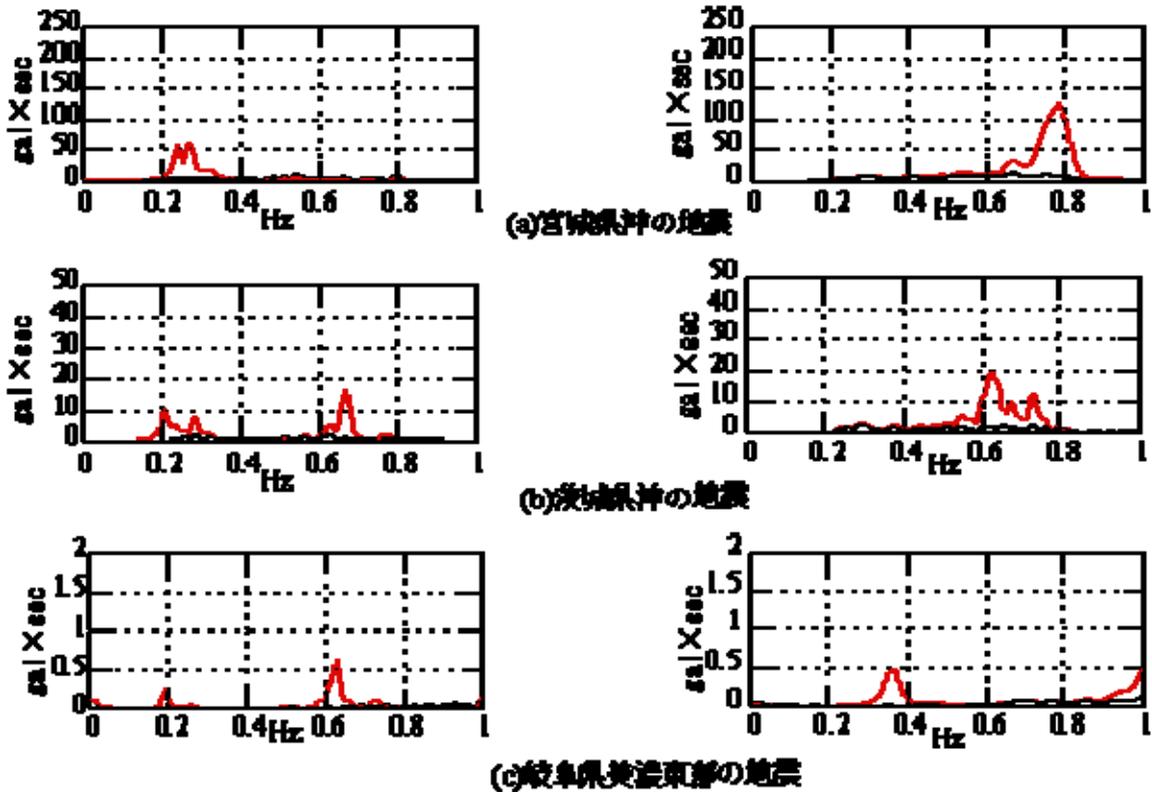
図 2-6 地震観測記録の例 (加速度、EW 成分、建物上部と1階)

Mビル

Lビル



加速度波形 (赤：建物上部、黒：1階)

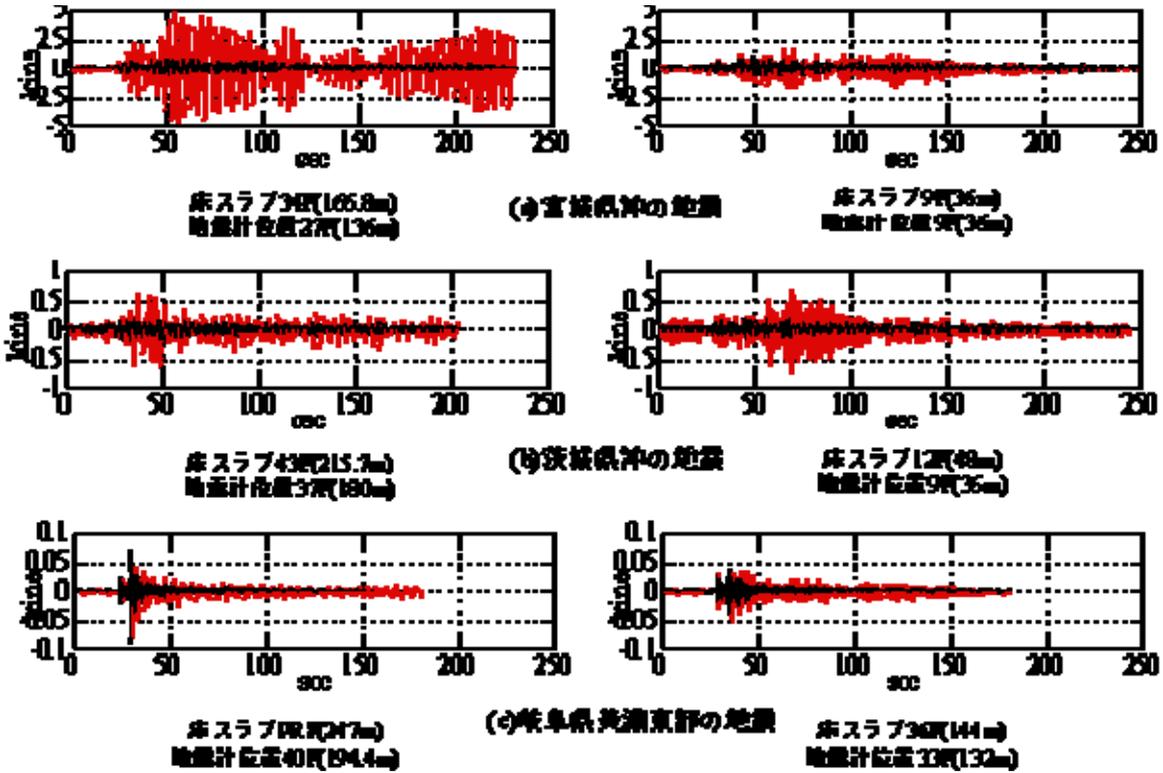


フーリエスペクトル (赤：建物上部、黒：1階)

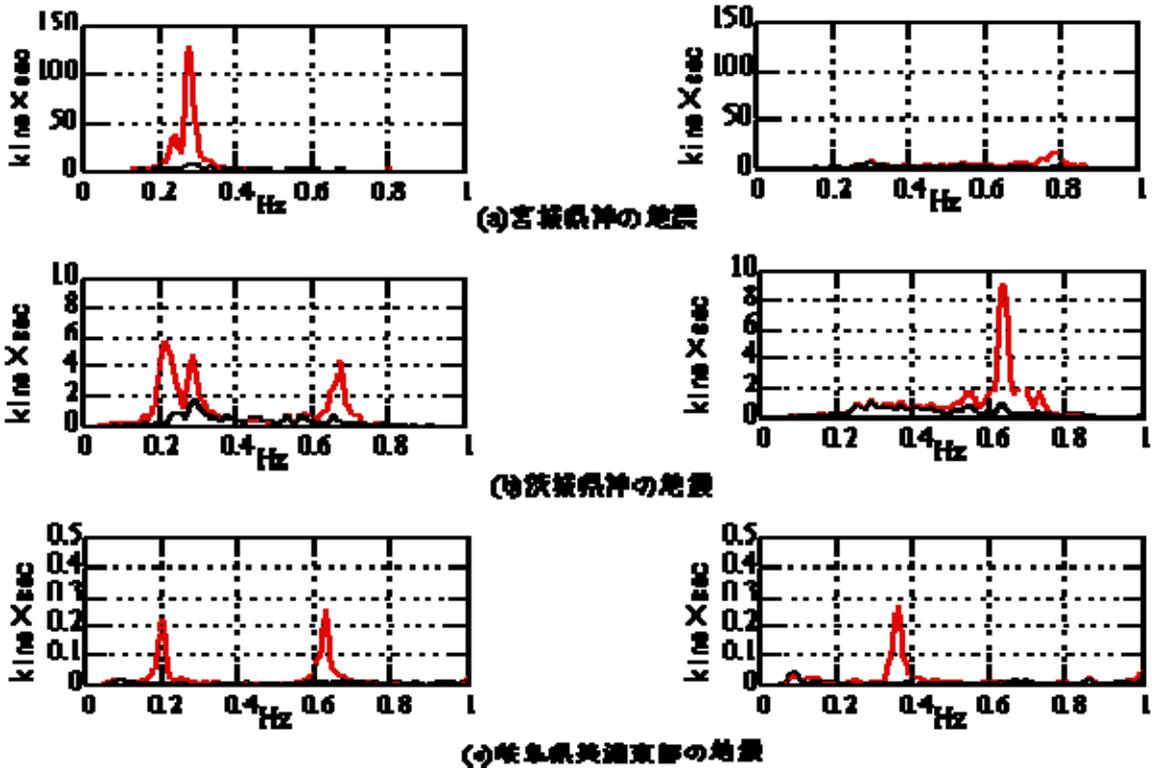
図 2-7 地震観測記録の例 (加速度、NS 成分、建物上部と1階)

Mビル

Lビル



加速度波形 (赤：建物上部、黒：1階)

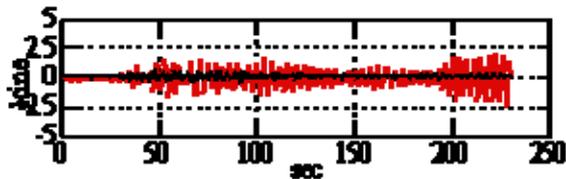


フーリエスペクトル (赤：建物上部、黒：1階)

図 2-8 地震観測記録の例 (速度、EW 成分、建物上部と1階)

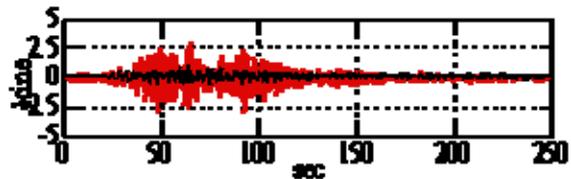
Mビル

Lビル

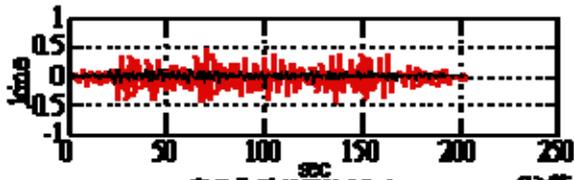


床スラブ34階(1668m)
地震計位置27階(136m)

(a)宮城県沖の地震

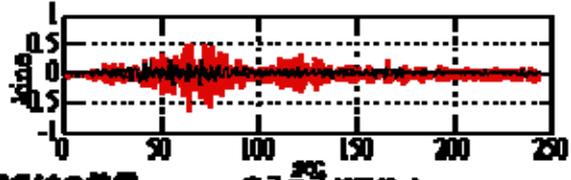


床スラブ9階(36m)
地震計位置9階(36m)

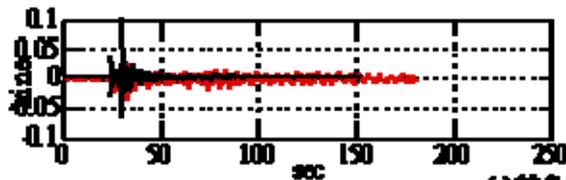


床スラブ43階(2157m)
地震計位置37階(180m)

(b)茨城県沖の地震

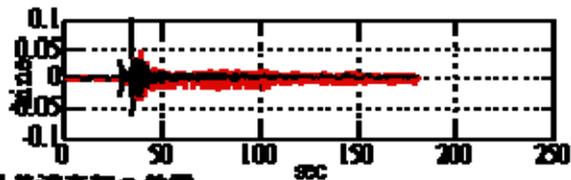


床スラブ12階(48m)
地震計位置9階(36m)



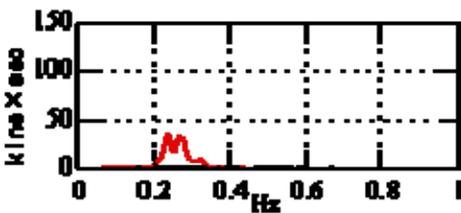
床スラブ66階(247m)

(c)岐阜県美濃東部の地震

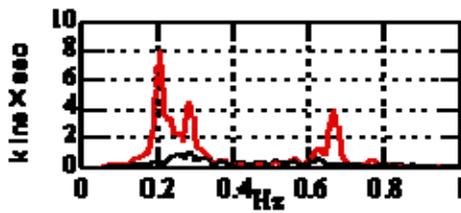
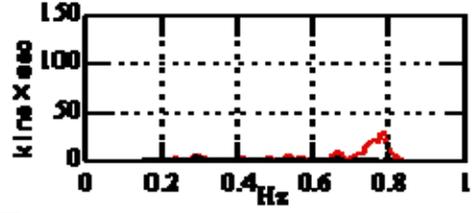


床スラブ36階(144m)

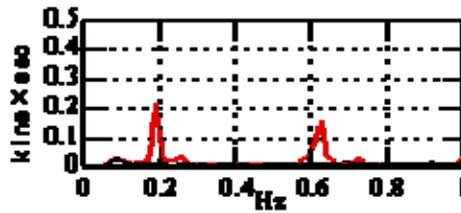
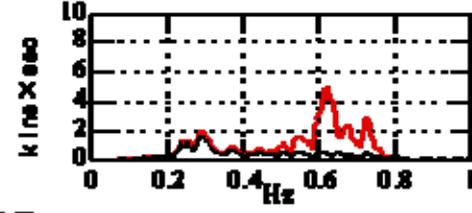
加速度波形 (赤：建物上部、黒：1階)



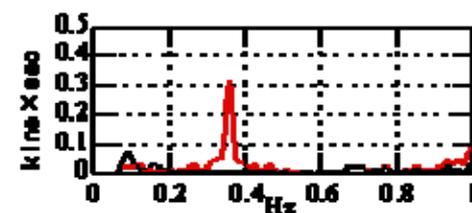
(a)宮城県沖の地震



(b)茨城県沖の地震



(c)岐阜県美濃東部の地震



フーリエスペクトル (赤：建物上部、黒：1階)

図 2-9 地震観測記録の例 (速度、NS 成分、建物上部と1階)

(5)常時微動観測記録の概要

常時微動記録は工事振動の入らない夜間を中心に行った。近傍の地下を通る地下鉄の影響もあるため、午前零時以降の記録も多い。計測はネットワークを介してリモートで起動・停止とデータ回収を行った。記録時間は1回あたり約30分以上である。観測は3~4日に1回を基本としたが、連続して計測した日もあれば通信エラーなどで間が開いてしまった期間もある。また、台風が近づいたときなどの強風時には、1時間に1回ずつ連続して計測も行った。結果として、常時微動記録はMビルでは168個、Lビルでは228個得られている。

両建物で得られた微動記録のうち、頂部の加速度フーリエスペクトルの例を抽出して図2-10に示す。それぞれの建物について、床スラブ高さがほぼ同じ頃のスペクトルが上下に並ぶように示した。いずれの建物においても、建設が進んで床スラブの高さが高くなるにつれてピーク的位置が低振動数化して周期が長くなっているのがわかる。また、EW成分とNS成分のピークが非常に近接しているのがわかる。MビルとLビルで比べると、床スラブ高さが100m以下ではLビルの方が低振動数であるが、100m以上になるとその傾向が逆転し、Mビルの方がピークが低振動数側にある。

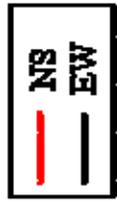
これらの一連の常時微動観測において、建物の固有振動数におけるピークは明確であり、特にある程度より建物が高くなれば、スペクトルピーク的位置や形状の変遷とも見比べて、高次モードまで判別できた。一方、ある建設段階においてのみ現れる解釈が難しいピークもある。例として、Mビルの上階の0.2~0.4Hz付近に見られるピークがあり、これは周期や振幅がほぼ一定で常に存在する。1階には見られないので地盤の卓越周期ではなく、また高さが増して観測位置が上に移っても存在するので局所的な振動ノイズとも考えにくい。1次固有振動のピークが建設に伴って低振動数側へ移動して、その帯域に重なっていた期間は、RD法による固有振動数や減衰定数の推定が困難であった。試みに地震記録からその帯域の成分を抽出し、水平面内オービットなども検討してみた(図は省略)が、地震では明確に現れないため、明らかになっていない。

以上の建設過程における常時微動記録から、RD法による減衰定数と固有振動数の推定を行い、高さとの関係などを詳細に考察する。ただしその前に、観測精度やRD法による推定法の検討を行うことにする。

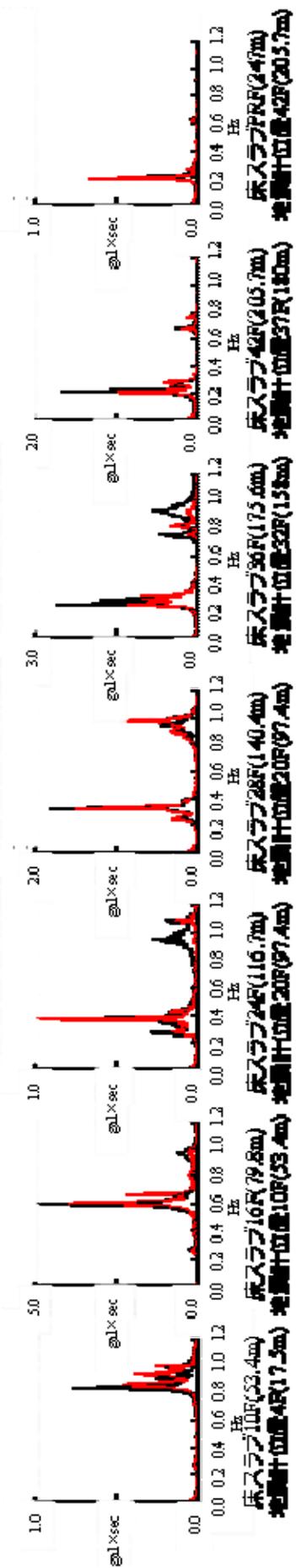
(6)強震計による常時微動観測の精度

ここで用いている強震計は一般的なものであり、データ収録部の性能としてフルスケール2000gal、分解能18ビット以上、ダイナミックレンジ108dB以上となっている。これより振幅の量子化幅を計算すると、 $20 \cdot \log_{10}(2000/) = 108$ よりおよそ $8.0 \cdot 10^{-3}$ galとなる。一般的な地震観測には問題ないが、常時微動を計測するには必ずしも分解能が十分とはいえない。量子化誤差は振幅/2のほぼランダムな波形なので、周波数領域では一定のスペクトル振幅をもつノイズとなる。従って、周波数領域で見ると、大きな振幅を持つピークはよいが、例えば1階の上下動の差からロッキングを求めようとする、1次固有周期の帯域での上下動はあまり大きくないため、その差をとるとノイズを多く含む結果になることがあり得る。

図2-11に、強震計と微動計を並べて、7階建て建物の3カ所で計測して比較した例を示す。この図から、屋上の微動計の10数Hzの増幅はおそらく別な原因とすれば、全体に微動計と良く一致している。ただし、振幅の小さい1階の記録の長周期側でやや精度が落ちる(ノイズが入って地震計の記録の振幅が一定レベルより下がらなくなる)傾向がある。



Mビル



Lビル

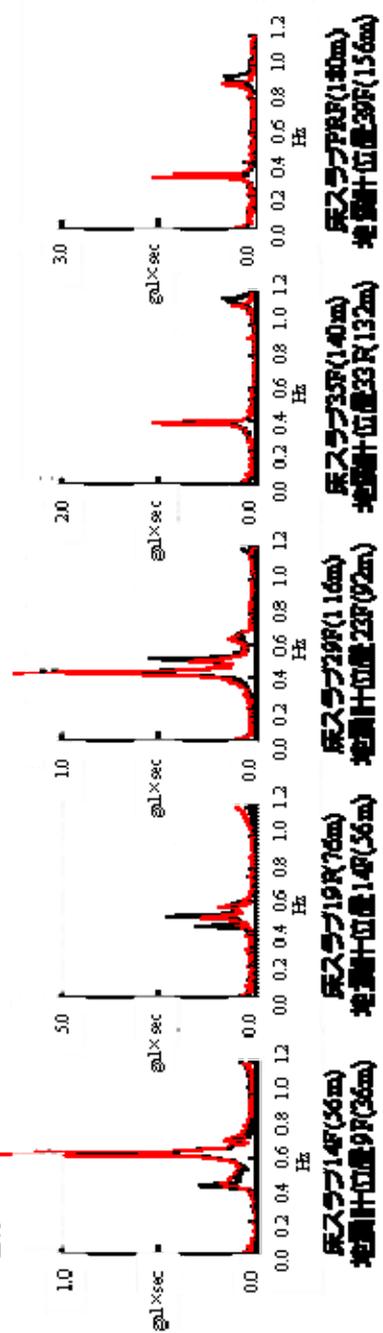


図 2-10 建物上部の常時震動のフーリエスペクトル

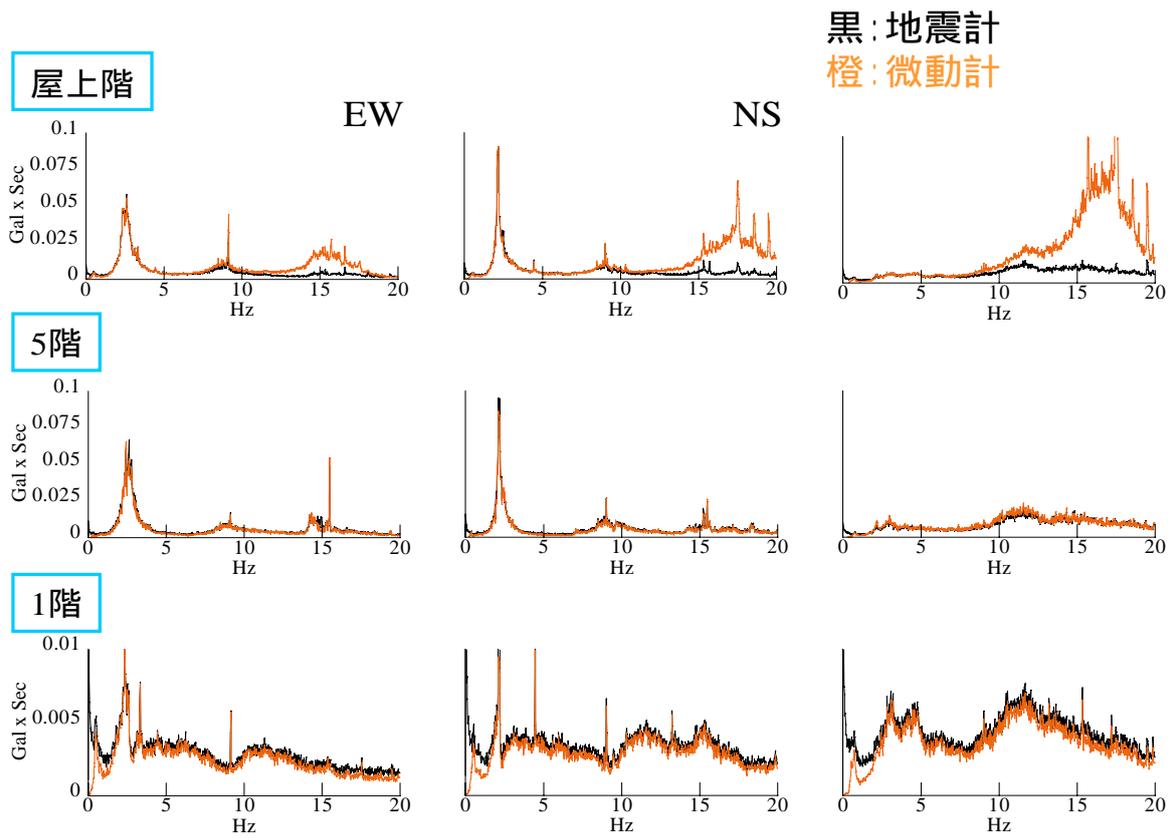


図 2-11 強震計と常時微動計の計測結果の比較 (7階建て建物)

2.4 RD法による減衰定数推定に関する検討

(1)RD法を適用するに当たって検討すべき事項

減衰定数の実測結果は、固有振動数などに比べて一般にばらつきが大きいと認識されている。主体構造の材料種別のほか、内・外装材、建物の高さ、平面形状、規模、骨組み形式などの違い、基礎形式および地盤の違い、測定時の振幅などが影響している。一方、実測方法や減衰評価手法も大きな影響を与えており、特に低減衰構造物の正確な減衰評価は難しいことが知られている。ここでは、前者のような建物特性に関連する減衰の傾向を検討することが目的であるので、そのためになるべく適切な観測・分析により推定精度を上げることを目指す。

以下では、現状で低減衰建物の連成系の減衰評価に最も有効と考えられているRD法について、超高層建物の観測記録を元に、手法の検討を行う。なお、RD法の一般的な手順検討は田村らにより多数行われているので、ここでの検討はその知見を念頭に、本論で対象とする超高層建物の観測記録への適用を前提とした検討とする。

RD法によるパラメータ推定の手順をまとめると以下になる。

観測された波形のフーリエスペクトルを求め、目的とする固有振動を特定して、バンドパスフィルタをかける。

得られたバンドパス波形から、各波のピーク位置から始まる区間を多数切り出し、重ね合わせて自由振動波形を生成する。

得られた自由振動波形から固有振動数と減衰定数などの固有振動特性を推定する。

これらのプロセスで留意すべき点は多々あり、例えば、なるべく単一のモード特性を含むようにバンドパスフィルタをかける必要があるが、一方でバンドパスフィルタを狭くしすぎると目的の固有振動もゆがみを生じる。特に超高層のように直交2方向で近接する固有値がある場合は困難で、むしろ複数のモードがあることを前提としたカーブフィッティングを行うほうがよい。ただしこの場合は推定の難度が高くなる。については、どの程度の長さの波形を、どのくらいの数で重ね合わせればよいか、その際に振幅が異なる波形を単純平均して良いか、などの問題がある。振幅依存性を考慮して、波形開始点での振幅により区別して平均化する手法もある。

についても、最も単純にはゼロクロッシングと対数減衰率で固有周期と減衰定数を求められるが、さらにカーブフィッティングなどを用いて精度を上げることも可能であり、特に複数のモードが混在する場合は2あるいは3自由度のフィッティングも必要になる。

本節では、特に超高層建物の常時微動を強震計で観測した場合の検討を行うことを目的として、Mビルの躯体完了後のある日について、夜間に1時間おきに30分ずつ計測した4記録を用いて、手法によって推定値がどのように違うかを検討した。図2-12に検討に用いた記録の30分の加速度波形と加速度フーリエスペクトルを示す。いずれも最上階の水平成分である。それぞれのRMS値と振幅に大きく影響すると思われる風速（名古屋气象台発表の10分平均風速）も併せて示す。RMS値から見る限り、これらはほぼ同じ条件下で観測されたものと考えられる。

(2)フィッティングにおける自由度の影響

ここでは100秒のRD波形を用いて、1、2、3自由度のフィッティングにより減衰推定を行い、推定値の違いについて検討する。フィットすべき減衰波形は、固有周期、減衰定数に加えて、初期変位と初期位相も含めて1自由度あたり4個の推定パラメータを含む。今回は、観測された記録を元に、1、2自由度の場合は2方向の並進1次モードが近接して存在する周波数範囲を、

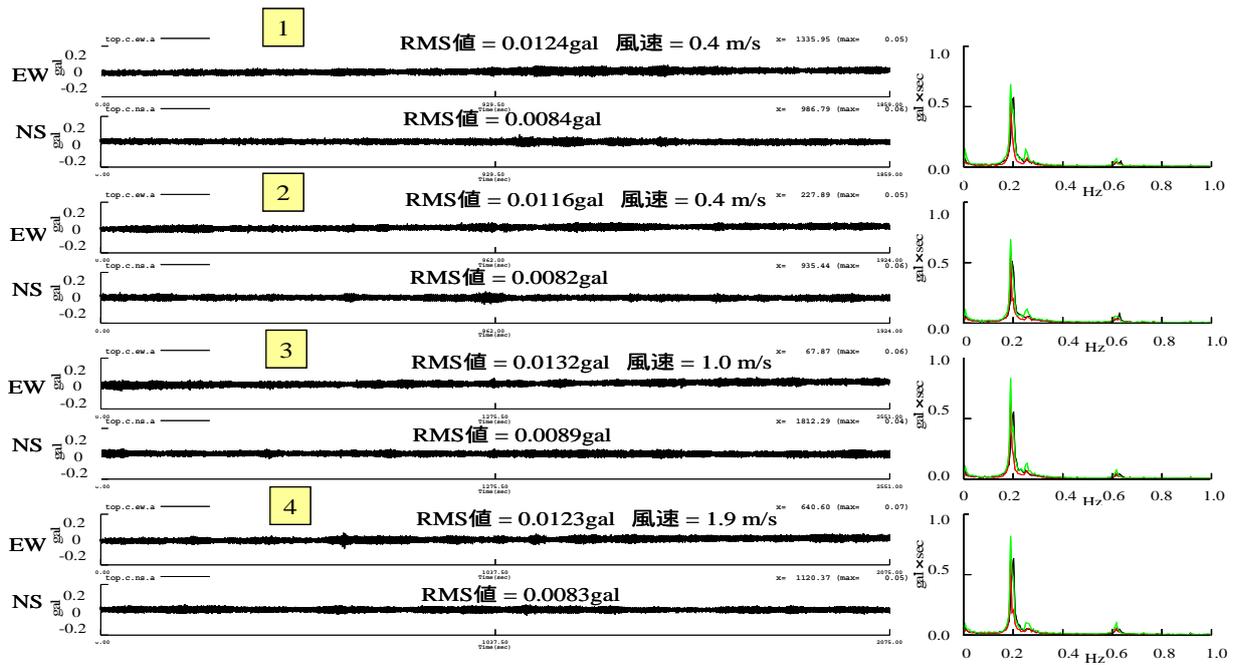


図 2-12 RD 法の検討に用いた常時微動波形（加速度）とフーリエスペクトル

3自由度のフィッティングではそれに加えてねじれモードが含まれる周波数範囲のバンドパス波形を用いている。表 2-5 に減衰定数の推定値と推定誤差（最適のフィットとなったときの理論自由振動波形と実測 RD 波形の差の二乗和平方根）を、また図 2-13 に減衰定数の推定値を示す。1自由度のフィッティングはEW、NS方向ともに推定誤差が大きくなっており、2自由度フィッティングは最も安定している。減衰定数の推定値を見ると、EW方向は2、3自由度で近い値を示しているが、NS方向は1～3自由度で順に小さくなっている。この建物では並進2方向の周期が近接しているため、1自由度の推定は問題がある可能性が高い。一方ねじれピークは並進2方向とはやや離れており、バンドパスフィルタで分離できるため、あえて同時にフィッティングする必要はない。3自由度になると推定パラメータが12個となり、適切な推定の難易度も高くなるため、バンドパスフィルタで極力モードを分離してからRD波形を生成すべきと考えられる。

表 2-5 減衰定数の推定値と推定誤差

1自由度	EW		NS	
	h(%)	error(%)	h(%)	error(%)
data1	0.247458	3.669348	0.608133	11.80858
data2	0.713706	5.637421	0.419048	12.93406
data3	0.246688	7.231681	0.381235	8.001246
data4	0.287519	5.711677	0.470095	10.74584
2自由度	EW		NS	
	h(%)	error(%)	h(%)	error(%)
data1	0.228452	0.543886	0.405299	0.98162
data2	0.697272	5.026221	0.258829	0.598694
data3	0.124115	1.074358	0.23239	0.384413
data4	0.369641	4.798096	0.29803	0.680592
3自由度	EW		NS	
	h(%)	error(%)	h(%)	error(%)
data1	0.224635	1.129456	0.242045	3.484313
data2	0.727944	6.341127	0.172006	5.244014
data3	0.087694	0.958047	0.083629	1.884988
data4	0.357852	0.968487	0.245309	0.503026

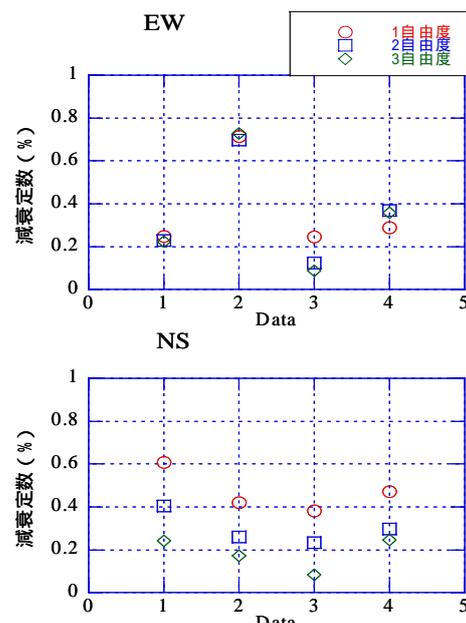


図 2-13 減衰定数の推定値

(3)重ね合わせる波形の長さの影響

減衰定数の推定を行う場合に、自由振動波形 (RD 波形) の長さによる影響を検討する。周期が長く減衰が小さいほど自由振動波形が長く継続するため、生成する RD 波形の長さによる推定精度への影響が予想される。一般には周期の 10 倍程度を目安と言われているが、ここでは M ビルの周期の 10 倍弱にあたる 50 秒からはじめて、100 秒、200 秒、300 秒と長くして検討を行った。表 2-5 に減衰定数の推定値と推定誤差、図 2-14 に減衰定数推定値のプロット、図 2-15 に data1 における RD 波形を示す。RD 波形を見ると 100 秒以上の RD 波形はうなっており、水平 2 方向の固有周期が近接している影響が現れているのがわかる。推定誤差を見ると 50 秒が一番小さく安定しているように見えるが、50 秒の RD 波形ではうなりの周期より短いので、2 モードを精度良く分離できていない可能性がある。実際、一部のデータでは 50 秒の場合だけ極端に異なる減衰定数が推定されている。また、100 秒以上では長くなるほど推定誤差が大きくなる傾向があるが、その差は小さく、減衰定数の推定結果もあまり差がない。むしろ異なるデータ間での推定値の差のほうが大きい。以上より、M ビルの 1 次固有振動成分の推定では建物周期の約 20 波分である 100 秒の RD 波形を、L ビルの 1 次の推定では 60 秒の RD 波形を使用することにした。

表 2-5 RD 波形の長さによる推定結果の相違

EW	50sec		100sec		200sec		300sec	
	h(%)	error(%)	h(%)	error(%)	h(%)	error(%)	h(%)	error(%)
data1	0.14536	2.468286	0.228452	0.543886	0.124683	2.143033	0.136168	4.265009
data2	0.520659	3.873838	0.697272	5.026221	0.628855	10.04148	0.487923	19.37358
data3	0.402674	2.725255	0.124115	1.074358	0.142712	2.072591	0.167455	2.645247
data4	0.185862	2.909405	0.369641	4.798096	0.254028	2.265284	0.291317	5.035023
NS	50sec		100sec		200sec		300sec	
	h(%)	error(%)	h(%)	error(%)	h(%)	error(%)	h(%)	error(%)
data1	0.361894	0.289027	0.405299	0.98162	0.466149	2.400689	0.408237	4.850032
data2	0.007903	0.452241	0.258829	0.598694	0.30604	2.809646	0.320466	4.163092
data3	0.236266	0.198614	0.23239	0.384413	0.225514	1.926473	0.16056	6.755109
data4	0.037426	0.916504	0.29803	0.680592	0.327963	1.994529	0.278648	5.728976

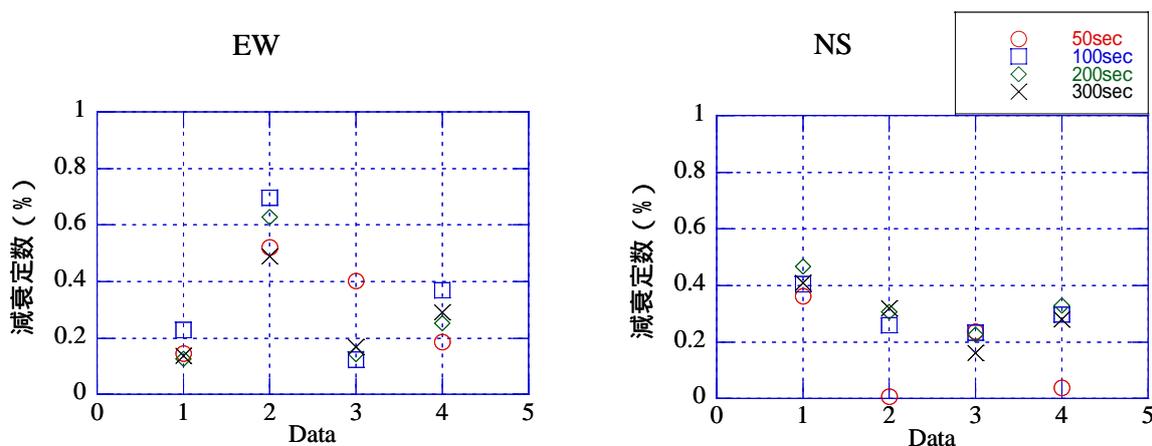


図 2-14 RD 波形の長さによる減衰定数の推定値の相違

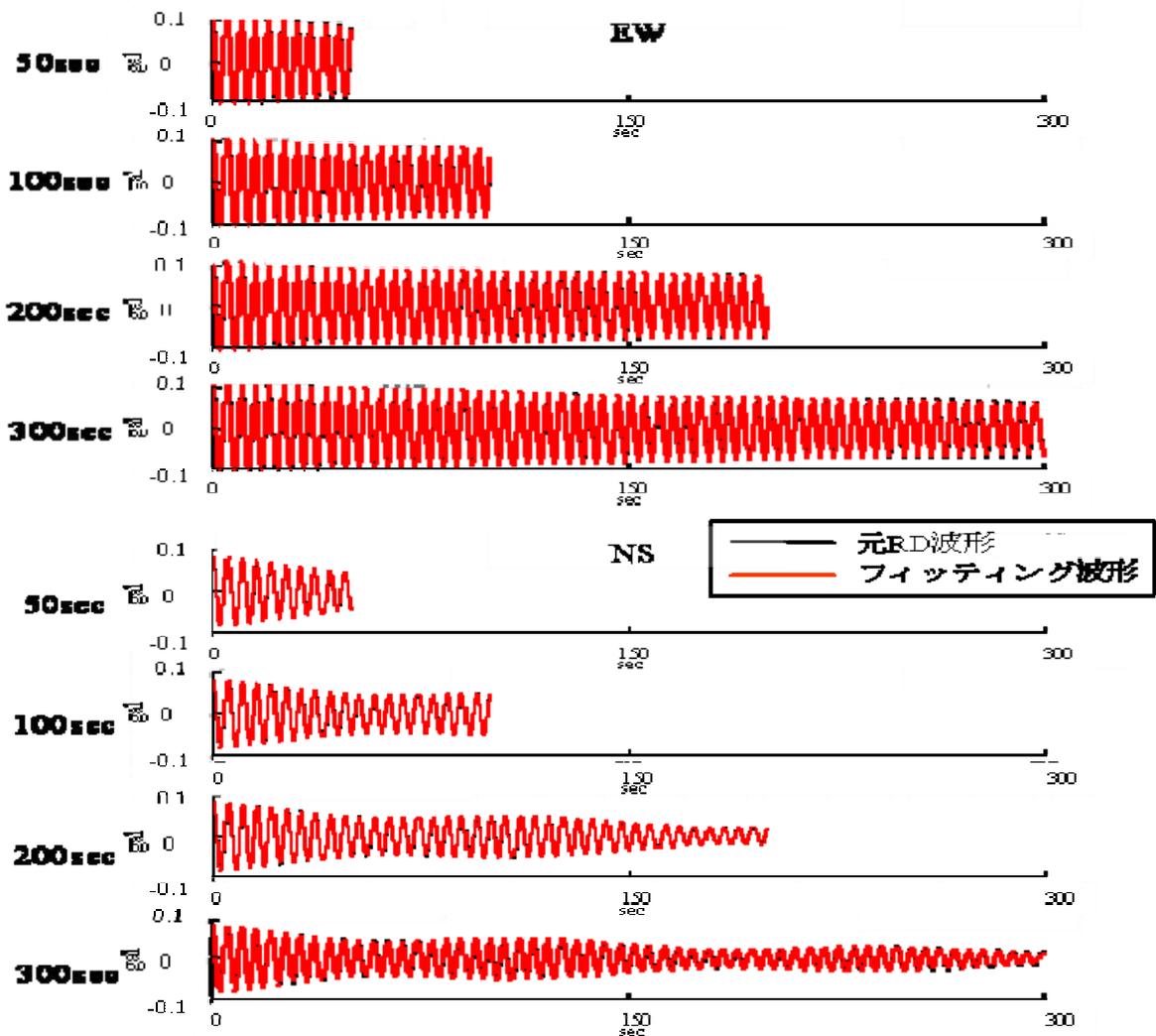


図 2-15 RD 波形の長さの影響 (波形で見るとフィッティング精度の差は小さい)

(4)振幅を考慮した推定の検討

30 分の常時微動記録の中には振幅が大きい区間もあれば小さい区間もある。RD 波形生成の際に重ね合わせるために切り出した波形を、その初期振幅 RMS 値によってグルーピングして、グループごとに減衰定数を推定して影響を調べる。なるべく多くの区間の重ね合わせが必要なので、同じ日に得られた複数の 30 分データをまとめて用いた。初期振幅の分布から、0gal ~ 0.003gal ~ 0.006gal ~ 0.010gal の三つのカテゴリに区別した。

表 2-6 に減衰定数の推定値、推定誤差、重ね合わせ数を、図 2-16 に生成した RD 波形を示す。重ね合わせ数が極端に少ない data3 の 0-0.003gal の 2 つは RD 波形が乱れてしまって推定できない。それ以外の推定値を見ると、初期振幅の大小による明瞭な傾向は見られない。振幅が大きいときに減衰定数が大きくなる振幅依存性を予想していたが、むしろ逆のケースもある。振幅依存性については次節以降でも述べる。

表 2-6 振幅レベルを区別して生成した RD 波形による推定結果

EW	振幅区別(gal)	h(%)	error(%)	重ね合わせ数
data1	0.006-0.010	0.40451	1.01528	729
	0.003-0.006	0.49758	1.00601	1508
	0-0.003	1.00043	2.1456	1339
data2	0.006-0.010	0.56797	1.11228	1064
	0.003-0.006	0.31058	4.29663	671
	0-0.003	0.5055	2.70174	2319
data3	0.006-0.010	0.47515	1.03721	2181
	0.003-0.006	1.4594	4.0368	1322
	0-0.003			99
NS				
data1	0.006-0.010	0.40645	2.01816	550
	0.003-0.006	0.41064	1.24465	1544
	0-0.003	1.02989	3.40803	1264
data2	0.006-0.010	0.75685	5.41585	965
	0.003-0.006	1.12444	2.25126	1127
	0-0.003	0.77276	7.702	2052
data3	0.006-0.010	0.18905	0.42707	1972
	0.003-0.006	0.6619	1.07413	1670
	0-0.003			296

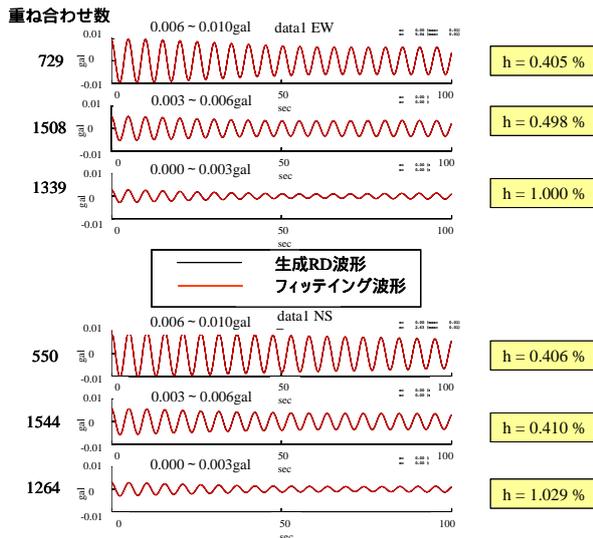


図3-4-6 振幅別RD波形(data1)

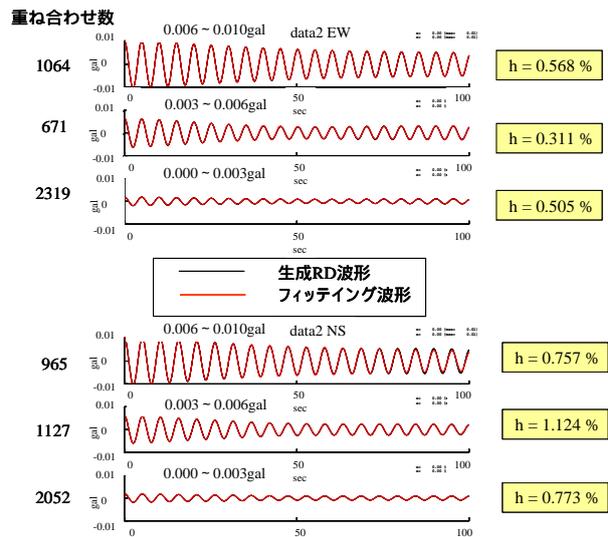


図3-4-7 振幅別RD波形(data2)

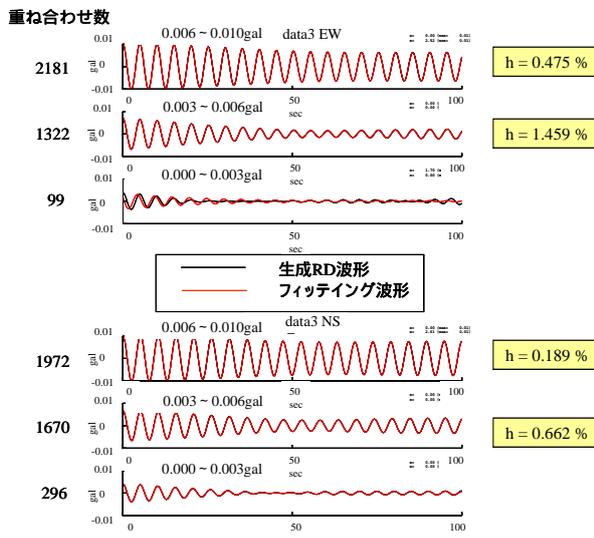


図3-4-8 振幅別RD波形(data3)

図 2-16 振幅依存性を考慮した RD 法の結果

2.5 建設段階における振動特性の変化

(1) 常時微動から推定した固有周期の変化（高さとの関係）

建設段階の常時微動記録から推定した固有周期の変化について検討する。先に述べたように、Mビルで168個、Lビルで228個の常時微動記録を得ており、それぞれ屋上の水平2方向の波形を用いてRD法を適用し、2自由度の自由振動曲線でフィッティングしている。なお、後で述べる減衰定数も同時に推定している。

図2-17に高さとの1次固有周期の関係を示す。原点から右上に向けて建設段階を追った固有周期と高さの関係の変化を示しており、横軸は床スラブ打設部分の高さである。また図2-18では、同じ結果を既往の多数の建物に関する結果と重ねて示している。Mビルの結果はほぼ原点を通る直線に乗っており回帰直線はEW方向で $T=0.0210H$ 、NS方向で $T=0.0218H$ であった。図2-18の既往の研究の結果は平均して $T=0.020H$ であり、Mビルは同じ高さで比べると周期が長めである。これは、Mビルの階高が一般的な高層建物より大きいことも影響している。詳細に見ると、高さ200m手前くらいで分布が上側（周期の長い側）にシフトしていることがわかる。その直前の180m前後のプロットがないのは、計測記録がないためではなく、推定がうまくいかないことによる。この結果から、この高さあるいはこの時期に何らかの影響があったことが考えられ、その可能性としてはこの時期に建設が始まった低層棟の影響があげられるが、十分説明できるに至っていない。

一方、Lビルでは、変化の傾向は連続的ではあるが、原点を通る直線からかなり外れている。おおむね100m以下の時に周期がかなり長めであり、その後はむしろ一般的分布より短周期である。建設の前半期間で、基礎耐圧盤の構築が終了するまでの間は、床スラブの打設は9階まででストップしていたが、鉄骨骨組は22階まで先行していたため、床スラブで見た建物高さが低くても鉄骨部分は高かったこと、特に上階でセットバックが急なことなどの影響も考えられる。いずれにしても、モデルによる検討も併せて行う必要がある。

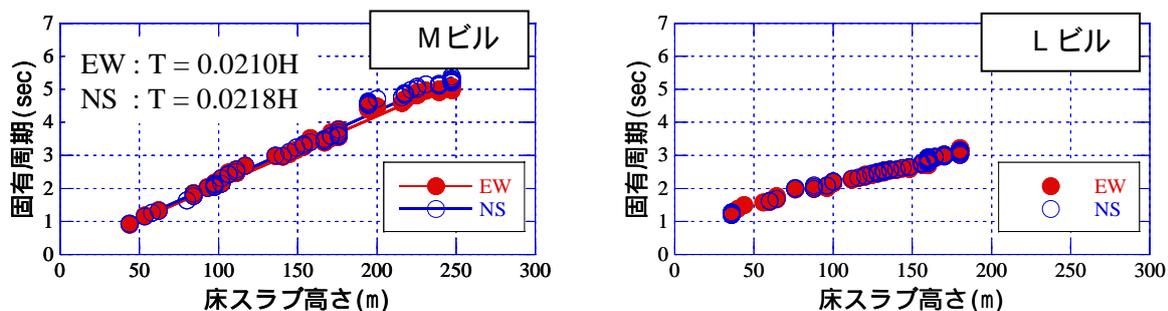


図 2-17 建設中の常時微動観測による1次固有周期と建物高さの関係

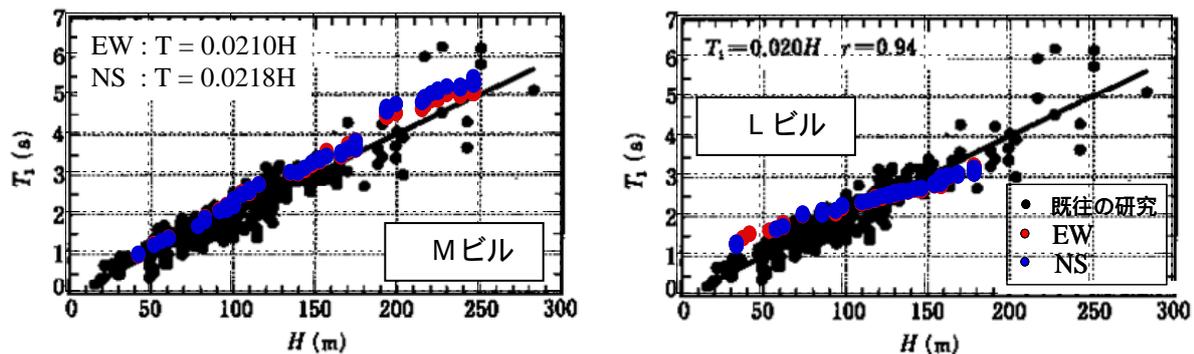


図 2-18 上図の関係を既往の多数の建物に関する結果と比較

さらに高次の固有周期について、同様に検討した結果を図 2-19、2-20 に示す。Mビルでは、2・3次は2自由度のフィッティング、4・5次は十分な RD 波形にならないのでスペクトルピークから求めている。2～4次でもおおむね原点を通る直線上に並んで分布し、その回帰係数(傾き)は、既往の 0.0066、0.0036、0.0026 に比べてやや長周期となっている。一方Lビルでは、高次のピークが明確でないことも多く、特にNS方向で推定が困難な場合が多いため、結果として図 2-20でもNS方向のプロットが少ない。2次で逆S字状になるなど、1次と同様に高さに対して比例の傾向にならない。

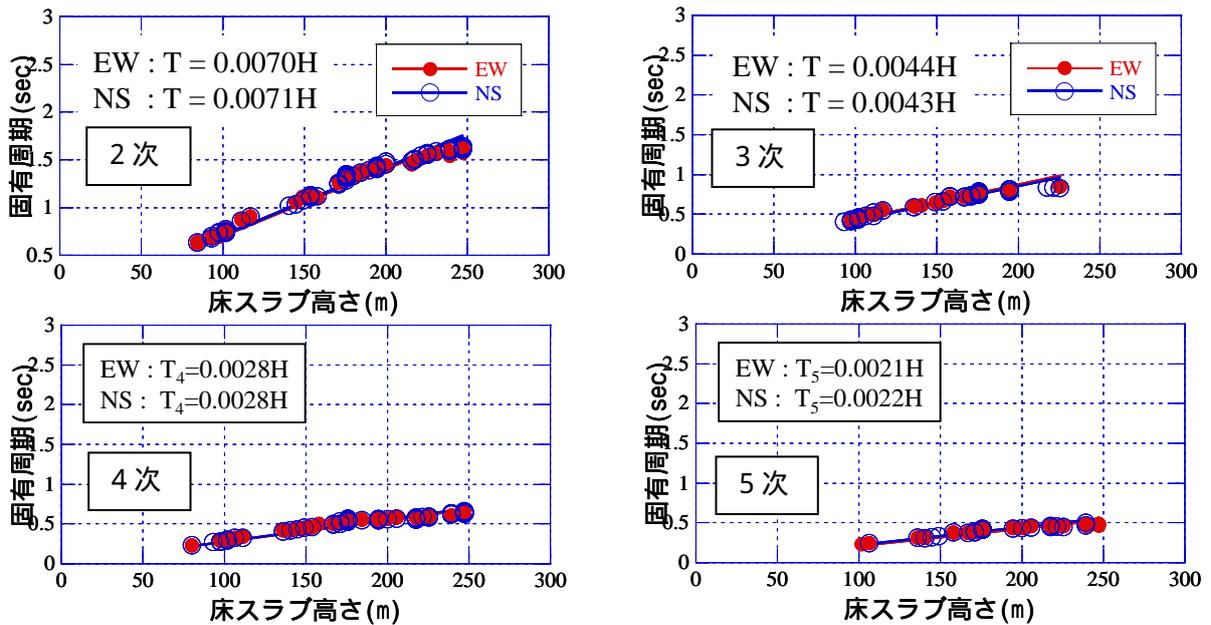


図 2-19 Mビルの2～5次固有周期と高さの関係

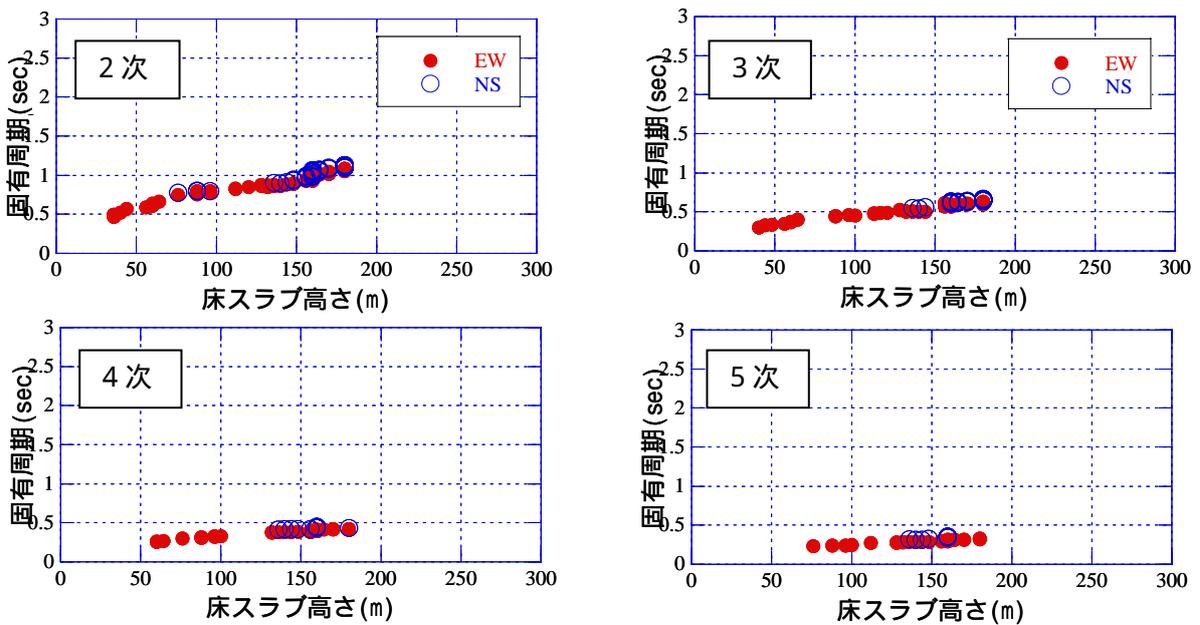


図 2-20 Lビルの2～5次固有周期と高さの関係

各次の固有振動数と1次固有振動数の比を図2-21、2-22に示す。これより、Mビルでは高さ190m前後でやはり何らかの有意な影響がありそうなこと、Lビルでは高さにつれて徐々に変化するものの、安定した分布になっていることが注目される。比の値は2次から高次で、3、5、7、9にかなり近くなっている。

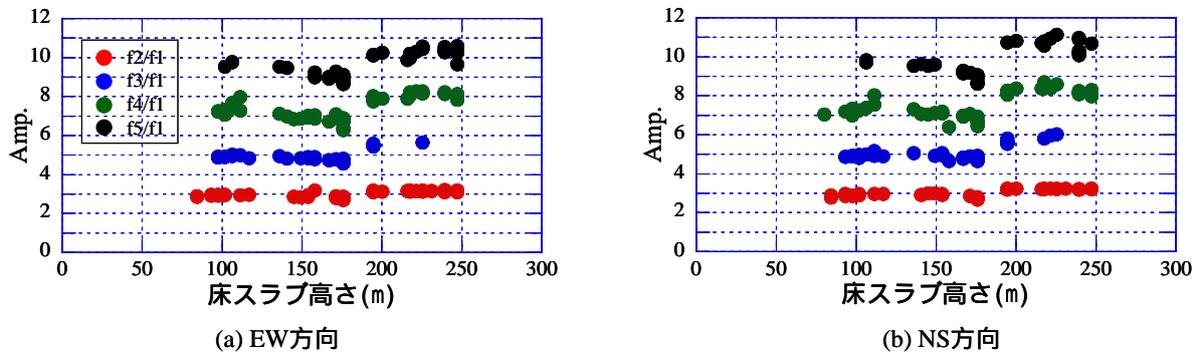


図2-21 Mビルの高次固有振動数と1次固有振動数の比と建物高さの関係

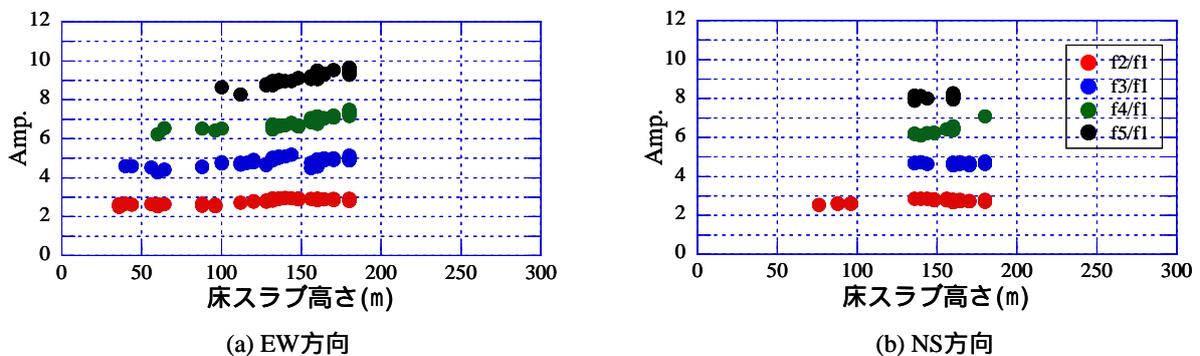


図2-22 Lビルの高次固有振動数と1次固有振動数の比と建物高さの関係

(2)地震記録から推定した固有周期

図2-23にMビルとLビルにおける地震記録の固有周期を、微動記録の高さと固有周期の関係の図に重ね描いて示す。地震記録における固有周期は頂部中央のフーリエスペクトルのピークの値より読み取った。地震時の固有周期は微動時と同様の傾向を示している。表2-7、2-8にMビルとLビルにおける地震時の固有周期と同時期に得られた微動記録の固有周期を示す。いずれも微動時の固有周期より地震時の方が長い傾向があり、振幅依存性の検討が必要ながわかる。

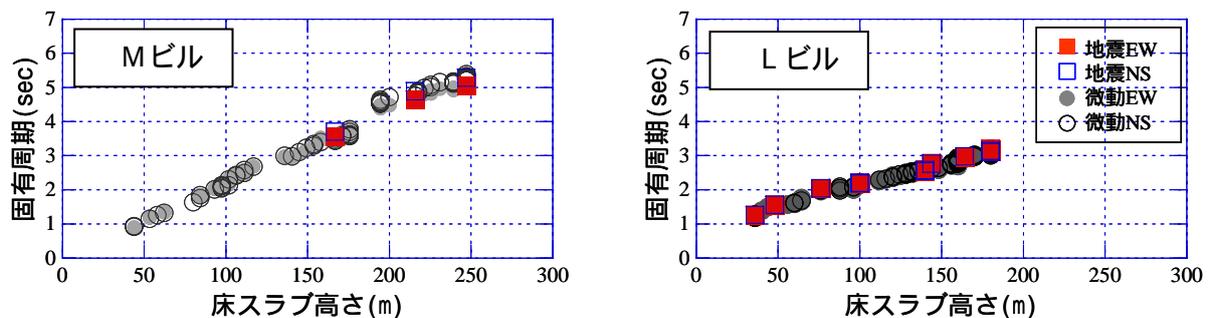


図2-23 地震記録から推定した1次固有周期と建物高さの関係（常時微動と比較）

表 2-7 Mビルの地震記録から推定した固有周期と同時期の常時微動による固有周期

計測日	床高さ(m)	EW固有周期(sec)		NS固有周期(sec)	
		地震	微動	地震	微動
050816	166.8	3.561736	3.440493	3.702593	3.499465
051019	215.7	4.647942	4.591474	4.890741	4.770264
060216	247	5.041237	5.000225	5.285161	5.262549
060316	247	5.041237	5.014869	5.285161	5.248297

表 2-8 Lビルの地震記録から推定した固有周期と同時期の常時微動による固有周期

計測日	床高さ(m)	EW固有周期(sec)		NS固有周期(sec)	
		地震	微動	地震	微動
050816	36	1.267622	1.27299	1.270077	1.250973
051019	48	1.571605	1.516974	1.571605	1.503572
051202	76	2.04162	2.027879	2.04162	2.018294
051224	100	2.191838	2.157064	2.191838	2.212561
051228	100	2.214055	2.177677	2.214055	2.217088
060216	140	2.57004	2.576058	2.550038	2.545293
060218	140	2.600638	2.576058	2.580159	2.545293
060316	144	2.788762	2.754259	2.776952	2.787387
060421	164	2.965432	2.938385	2.978912	2.937669
060612	180	3.120758	3.069999	3.105976	3.080107
060825	180	3.212552	3.188531	3.150767	3.146217

(3)常時微動から推定した減衰定数の変化

建設段階での常時微動記録における減衰定数の変化について検討する。分析方法は固有周期で用いた手法と同様に、RD法によりRD波形を生成し、近接する水平2方向を考慮して2自由度の自由振動曲線をフィッティングして減衰定数を求めた。

図 2-24 にMビルとLビルの高さ減衰定数の関係を、図 2-25 に既往の研究結果による傾向と重ね描いた図を示す。固有周期と同様に、高さは一番上の床スラブ打設階の高さである。Mビルの180m付近と200m付近でプロットが多いのは、台風の影響でやや強風の日があったため、連続して多数の常時微動観測を行ったことによる。またLビルの40m付近でプロットが多いのは基礎耐圧盤の構築が終了するまで床スラブ高さが変化なく、その期間に得られたデータが多いからである。どちらの建物も推定された減衰定数は概ね1%以下にばらついた結果となり、建物の高さに対して明瞭な傾向が認められない。図 2-25 から、既往の研究結果の下限付近に分布しているように見える。高さが低いところで相互作用の影響により減衰が大きくなることが予測されるが、低層の際の十分な記録が得られておらず、考察を不明確にしている。低層階を施工中は計測に制約が多く、固有振動が明確ではないので観測精度も低いことは事実であるが、極力低層の段階から観測を行うことが重要である。また、台風の影響でやや強風であったMビルの180m付近や200m付近を見ると、減衰定数が大きめの値となっていることから、減衰定数の推定値に振幅依存性があることも考えられる。振幅依存性については次節で検討する。

高次モードの減衰定数については、必ずしも十分な推定結果が得られていない。比較的推定が良好なMビルにおける2次、3次減衰定数について、高さとの関係で図 2-26 に示す。減衰定数の値は、1次に比べて2次はほとんど1%以下でやや小さく、3次は0.5%以下がほとんど無くて下限が大きめである。剛性比例型減衰で期待される高次増加の傾向は明確ではない。また、高さに対する傾向は、1次の減衰定数と同様に明確ではない。

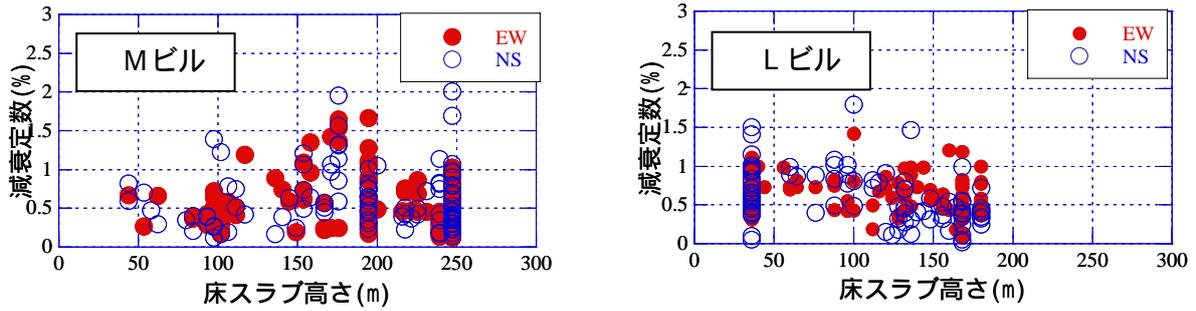


図 2-24 建設中の常時微動観測による 1 次減衰定数と建物高さの関係

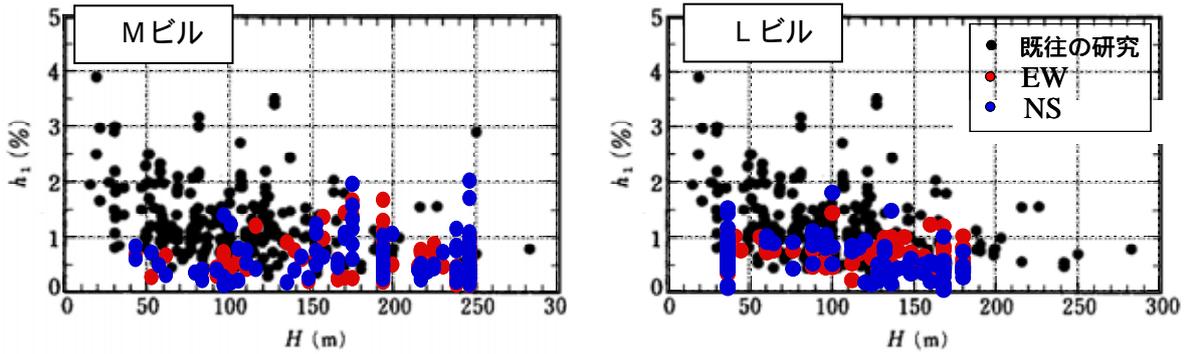


図 2-25 上図の関係を既往の多数の建物に関する結果と比較

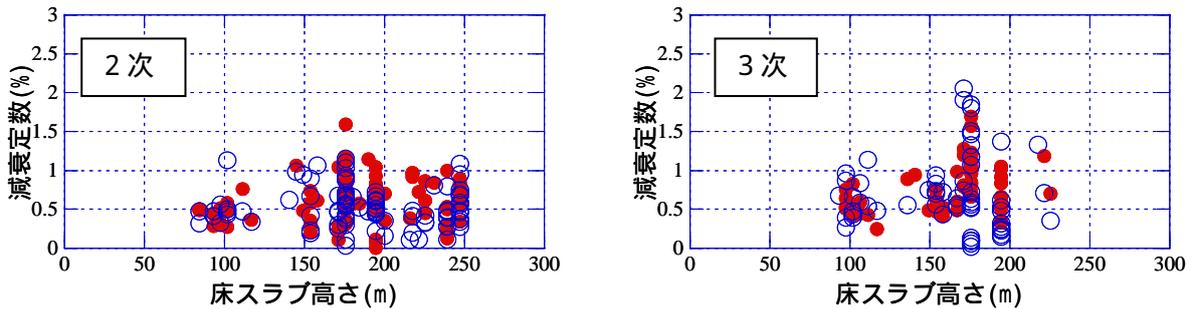


図 2-26 Mビルの常時微動による 2・3 次減衰定数と建物高さの関係

(4)地震記録から推定した減衰定数

図 2-27 に Mビルと Lビルにおける地震記録から推定した減衰定数を、常時微動記録で求めた減衰定数と高さとの関係の図に重ね描いて示した。地震記録による減衰定数の推定は、常時微動が RD 法により連成系の特性を求めたことに対応して、上階/地盤の伝達関数のフィッティングで推定するが、Mビルでは地盤観測点がないため、1階を入力とした。また伝達関数のピークが不明確な記録は推定できないものとして除いた。図より、地震記録から推定された減衰定数は、Mビルで 1~2%、Lビルで 1%前後と常時微動よりも大きめであり、また不明確ながら高さが高くなるほど減少する傾向も見られる。特に高さが低い場合の地震観測記録について、SR 率なども含めて相互作用の有無を検討する必要があると考えられる。

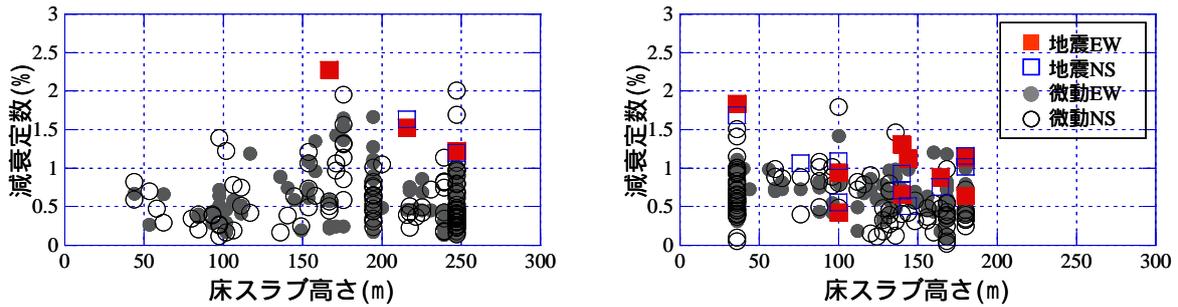


図 2-27 地震記録から推定した 1 次減衰定数と建物高さの関係（常時微動と比較）

2.6 相互作用の検討

本節では動的相互作用の影響を検討するために、スウェイ・ロッキング率の推定を行う。このためには 1 階あるいは地盤の記録が重要になる。強震計で得られた常時微動記録を詳細に分析したところ、特に 1 階の上下動で建物の 1 次固有周期付近のスペクトル振幅が小さく、ロッキングを求めるために 2 点の差を求める場合には、量子化誤差に起因するノイズにより十分な精度が得られなかった（図 2-11 参照）。従ってここでは地震記録のみに絞って検討を行う。

ここではスウェイ成分は地動も含む 1 階水平成分とし、ロッキング成分は 1 階床でのロッキング角 × 上部計測点高さ（ロッキングにより励起される上部計測点高さにおける水平成分）とした。上部の応答からスウェイ・ロッキング成分を除いた分が上部構造の弾性変形率となる。実際の算定方法は、上部計測点における時刻歴応答加速度をスウェイ成分、ロッキング成分、建物の弾性変形成分に分離した後、各成分をフーリエ変換し、頂部計測点でのフーリエスペクトル振幅に対する各成分の比を周波数領域で求める。最後に、1 次固有振動数付近の値を読み取る。したがって、各成分に位相差がある場合には累積値が 100% を超えることもある。なお、ここで定義したスウェイ成分は近似的な評価であり、本来の意味でのスウェイ成分を求めるには相対場で計算する必要がある。M ビルで地盤の記録が得られていないこと、また L ビルのように地盤と 1 階で記録が得られていても、その差による相対場のスウェイ成分は小さいため、精度の高い評価は困難が大きい。

図 2-28、2-29 に M ビルと L ビルの結果を示す。横軸は床スラブ高さである。十分な推定値が得られた場合のみプロットしたため、地震記録数よりかなり少ない。M ビルでは高さがかなり高い状態での記録のため、スウェイ・ロッキング率は数% と小さく、弾性変形率が 100% 前後になり、位相差を考えるとほとんど相互作用の影響を受けていないものと考えられる。地下根入れがかなり深く、高層棟は節杭が採用され、また NS 方向では低層棟も含めた基礎長さが大きいなど、相互作用は小さいことは納得できる。

一方 L ビルでは、M ビルに比べて特に EW 方向でスウェイ・ロッキング率が大きく、弾性変形率は 80~90% と相対的に小さい。さらに建物高さが低い場合にこの傾向が顕著であることも注目される。前節で検討した地震時の減衰定数は、特に L ビルで高さが低い場合に大きい傾向があったが、相互作用特性とも対応づけられるものと考えられる。L ビルは直接基礎であり、根入れ深さも M ビルより浅いこと、さらに基礎が一体の地下施設が南側にあって、NS 方向では基礎幅が大きくなっていることなどから、L ビルの EW 方向で特に相互作用の影響が顕著な傾向は説明できる。

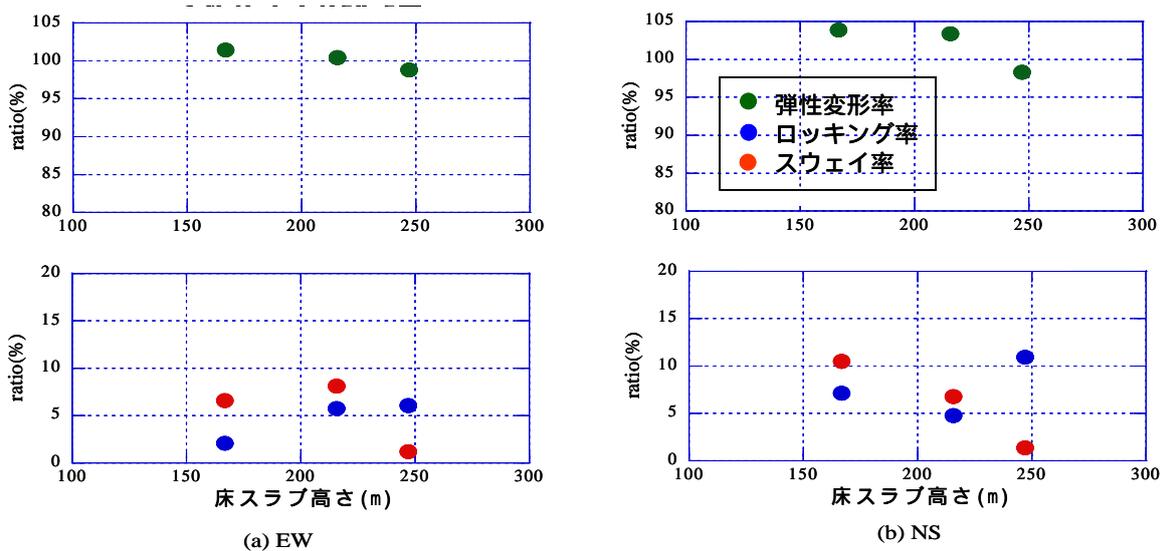


図 2-28 地震記録から推定したMビルの相互作用特性

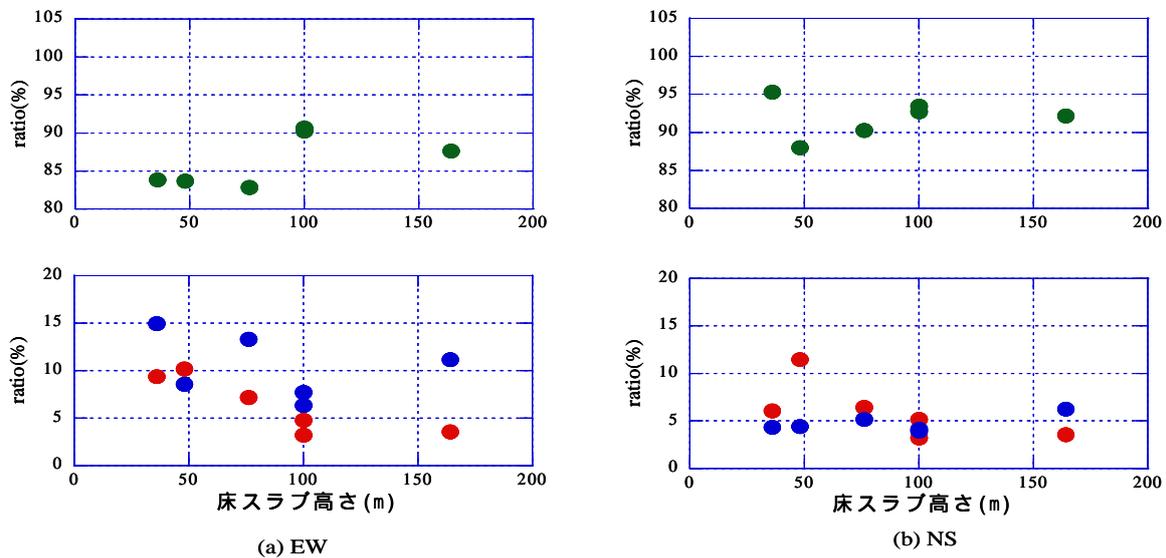


図 2-29 地震記録から推定したLビルの相互作用特性

2.7 モデルの固有値解析による固有周期の変化の検討

(1)解析方法

先に述べたように、固有周期の実測値と設計値の間には差があることが多い。設計段階で実際の建物の振動特性を適切に表現するモデルを構築するためには、より多くの実測記録と設計値との比較が必要である。また特にLビルの建設中の実測値では高さで固有周期が比例しないなど、実測値の傾向の原因を、モデル解析により検討しておくことも重要である。

解析プログラムは、建築構造物の振動解析プログラム RESP-M/（構造計画研究所）を使用する。上部構造による基礎固定の質点系等価せん断型モデルを作成し、固有値解析を行う。固有値解析にあたっては、上部構造を1層1質点の多質点系等価せん断型モデルに置換する。ただし、Mビルは43階より上層を1質点、またアウトリガーダンパーが設置されている階は7F-7aF、26F-26aFとなっているのでそれぞれ1質点として、合計45質点とした。一方、Lビルは合計43質点とした。建設段階における変化を実測値と比較検討するために、1質点ずつ上部に付け加えて行きながら固有値解析を行った。なお、Mビルのアウトリガーダンパーは実測ではロックされ

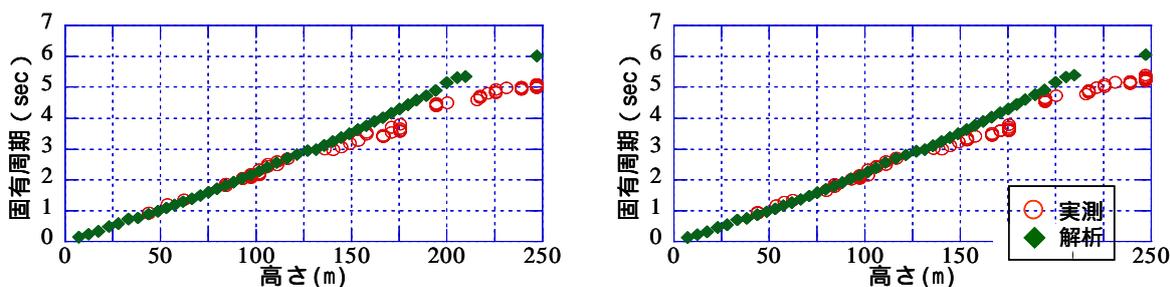
た状態であるが、この状態での剛性を評価する資料がないため、解析はダンパーの剛性はそのままモデル化されている。また設計モデルの質量には積載荷重分が含まれている点も異なる。

(2)モデル解析による高さとの固有周期の関係

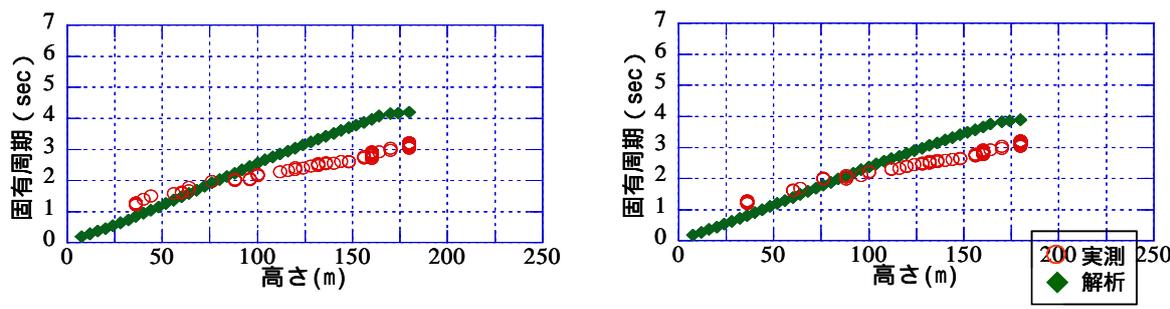
図 2-30 にMビル、図 2-31 にLビルの固有値解析による固有周期と実測における固有周期の比較を示す。Mビルの固有周期の変化は、高さ約 130m 以下までは実測の固有周期とほぼ重なっているが、130m 以上になると解析の固有周期が実測よりも少し長めとなっている。躯体完成時の固有周期はEW 方向は解析 6.02 秒、実測 5.03 秒、NS 方向は解析 6.06 秒、実測 5.27 秒で、いずれも解析の方が長い。建物高さとの固有周期の関係を原点を通る直線で回帰すると、解析ではEW、NSいずれも $T=0.0242H$ となった。実測はEW 方向 $T=0.0210H$ 、NS 方向 $T=0.0217H$ である。解析の方が固有周期が長い理由として、実測値に二次部材の影響による剛性が含まれること、工事の後半で低層棟の影響の可能性があること（ただし高層棟との間の連結制震ダンパーは工事中は外されている）一方、積載荷重は建設中は設計より少ないことも影響しているはずである。

Lビルについては、常時微動の実測記録による結果が特徴的なカーブになっており、その傾向が解析からも得られるかが興味深かったが、結果としては高さとの固有周期がほぼ比例する傾向となり、実測の傾向は表現されなかった。高さ 75m 付近までは解析の固有周期のほうが実測より短い、75m を超えると逆転し、解析の固有周期のほうが長くなっている。躯体完成時の固有周期はEW 方向で解析 4.21 秒、実測 3.21 秒、NS 方向で解析 3.86 秒、実測 3.15 秒で、特にEW 方向で差が大きい。その原因としてモデルの設定を改めて考えてみると、床スラブ打設に先行する鉄骨フレームの階数がかなり大きく、スラブ打設されていない階の影響（主に重量）をモデルでは無視していることが原因の可能性もある。建物完成後の特性では、Mビルと同様に、二次部材と積載荷重の影響を考えると、解析値と実測値の差は減少する可能性が高い。

以上のように、いずれの建物でも、実測値を表現するためにはさらなるモデルの検討が必要な状況ではあり、興味深い問題を含んでいるものと考えられる。



(a) EW方向 (b) NS方向
図 2-28 Mビルの1次固有周期に関する実測（常時微動）と解析の比較



(a) EW方向 (b) NS方向
図 2-29 Lビルの1次固有周期に関する実測（常時微動）と解析の比較

2.8 層間変形角の評価と減衰定数の振幅依存性

(1) 層間変形角を評価するための指標の検討

ここまで述べてきたように、特に減衰定数の推定結果にばらつきが大きくなっており、その原因の一つとして振幅依存性の影響が考えられる。しかし建設段階において高さが変化する場合には、上部での観測記録の振幅を直接比較することは適切ではない。振幅依存性のメカニズムを考えると、多くは構造体の内部減衰とすれば、層間変形角を評価すべきと考えられる（もちろん、空力減衰などはこの限りではない）。上部の加速度記録を2回積分して変位を求め、その最大値を高さと割れば平均的な層間変形角を求めることはできる。しかし、積分により精度の高い変位を推定することは困難も多い。

層間変形角を α とし、逆三角形モードを仮定して、建物高さを H とすると建物の頂部の変位は ΔH となる。また、建物の固有周期 T はおおむね高さに比例することが確かめられているので、 $T = \alpha H$ とすると、建物頂部の変位と速度と加速度の関係は略算で次式のようにになる。

$$y = \Delta H$$
$$\dot{y} = \frac{2\pi}{T} \Delta H = 2\pi \frac{\Delta}{\alpha}$$
$$\ddot{y} = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \Delta H = 4\pi^2 \frac{\Delta}{\alpha^2} \frac{1}{H}$$

これより、ある平均層間変形角を決めれば、それに対応する速度は建物高さや周期によらず、層間変形角と比例の関係にあることがわかる。もちろん変位は高さに比例、加速度は高さに反比例する。このように、速度を指標とすれば、建設段階で高さの異なる建物の振幅依存性を統一的に扱うことができるはずである。

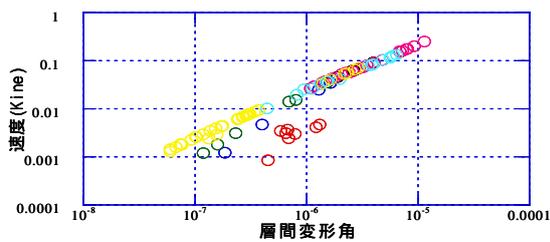
上記について、複数の建物における常時微動の実測記録で確認を試みる。層間変形角の実測値として、変位成分を観測点高さで除したものと、速度成分と比較する。実際には RMS 値を求めて比較しており、その際に波形そのものを用いる場合と、1次固有周期付近のみをバンドパスで取り出した場合の比較も行っている。

図 2-30～32 に、Mビル、Lビル、そして名古屋大学内にある10階建てS造研究棟について、速度と層間変形角の関係を検討した結果を示す。MビルとLビルについては、建設中の高さが異なる記録がすべて含まれており、上部の観測点の位置により色分けしている。S造建物は完成後の記録のみであり、この建物は減衰が1%以下と小さく、1次モードのピークが鋭い。これらの結果から、以下のことがわかる。

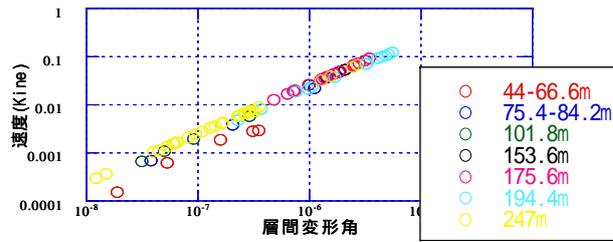
速度と平均層間変形角の間には明確な関係がある。特に、1次固有振動成分のみをフィルタで抽出すれば、両者はほぼ比例関係にある。

建設中の記録では、高さが低い場合に上記の比例関係を外れる傾向がある。これは、高さが低いときほど固有振動のピークが広くなり、相対的に他の周波数成分の影響を大きく受けるためと考えられる。同様に、地震計設置高さの影響も多少受ける。

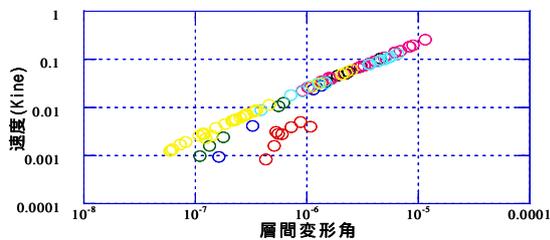
従って、特に建物高さが低いときに1次固有振動数のフィルタをきちんと適用すれば、建物高さによらず、速度を平均層間変形角に比例する指標として使用できることがわかる。



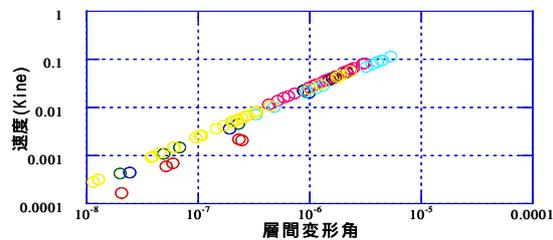
(a) EW (全振動数域)



(b) EW (1次振動数域)

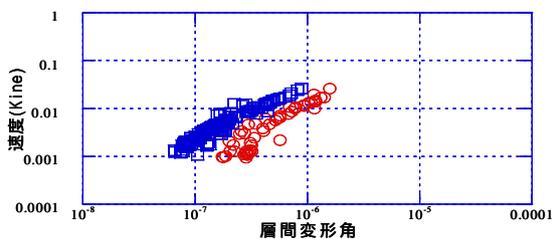


(c) NS (全振動数域)

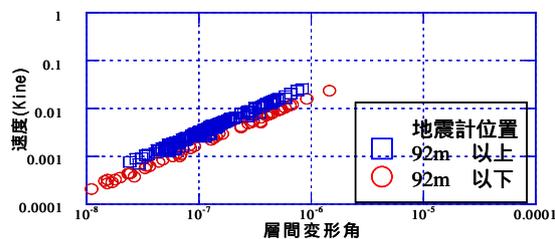


(d) NS (1次振動数域)

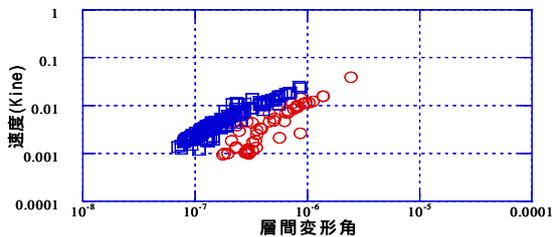
図 2-30 Mビルの層間変形角と速度の関係 (地震計設置高さで色分け)



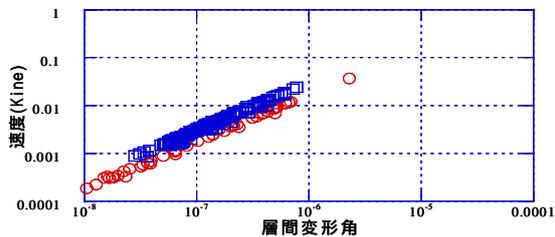
(a) EW (全振動数域)



(b) EW (1次振動数域)

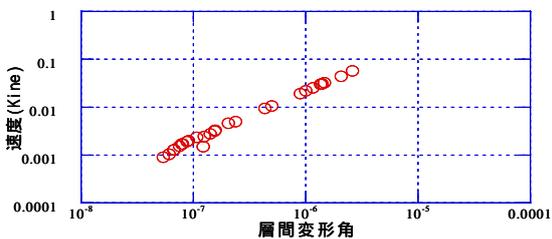


(c) NS (全振動数域)

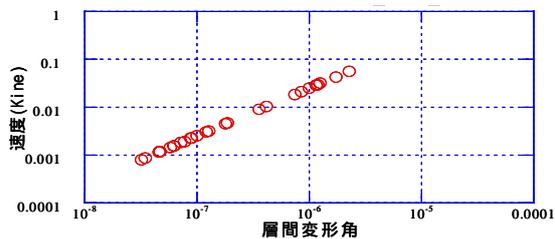


(d) NS (1次振動数域)

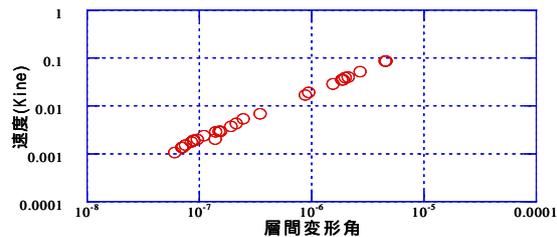
図 2-31 Lビルの層間変形角と速度の関係 (地震計設置高さで色分け)



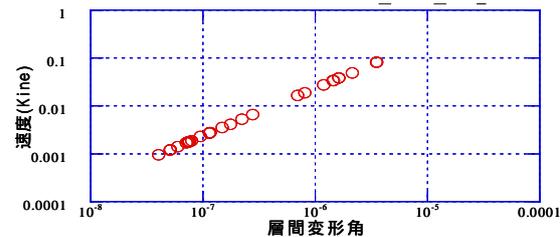
(a) EW (全振動数域)



(b) EW (1次振動数域)



(c) NS (全振動数域)



(d) NS (1次振動数域)

図 2-32 S造10階建物の層間変形角と速度の関係

(2)振動実験

Mビルの高層棟の工事がほぼ完了した後に、屋上の ATMD により強制振動実験が行われた。常時微動から推定された固有振動数（おおむね 3 次まで）で定常加振を行い、ATMD を急停止して自由振動させるものである。また、3 種類ある制震ダンパーの有無の影響についても確認されており、すべてのダンパーをフリーあるいはロックした状態、アウトリガーダンパーのみ効かせた状態、高層棟と低層棟の間の連結制震ダンパーを効かせた状態などの比較が行われた。1 次固有周期で加振した場合の最大加速度は 4gal 程度である。

ここで用いるのは、施工側で準備した本来の計測システムとは別に、それまで建設段階の計測を行っていた強震計を用いて計測した記録である。夜間に断続的に加振を行うスケジュールであったが、強震計は微動レベルから大振幅までレンジ設定の手間が不要なこと、さらにメモリーを十分用意して 14 時間連続で収録することで、計測の開始・終了の操作も不要になるなど、現場における振動実験に用いるメリットは大きい。逆に、先に述べたように、1 階の上下動成分のようにもともと振幅が小さく、さらに長周期建物の 1 次固有周期のような長周期側では、加速時計であることも含めて精度が不足することは避けられない。上階の計測であれば常時微動でも十分な精度になる。スタンドアロンなので設置・配線の手間が省けるが、反面、多点のデータの同期は GPS が頼りであるため面倒であること、データ回収は全地点を回らねばならないことなどの得失がある。

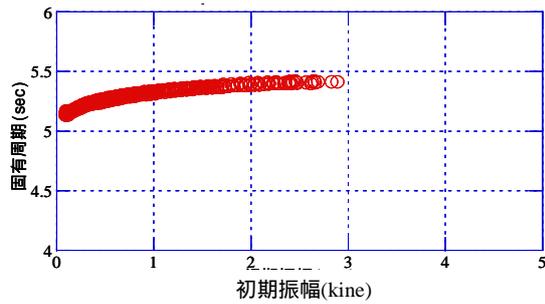
(3)常時微動と振動実験による振幅依存性

以下では建設段階の常時微動との比較のため、ダンパーが効いていない状態での実験結果を用いて振幅依存性を検討する。振動実験は定常加振から ATMD を急停止して得られた自由振動波形を用い、正負の極大値から始まる 3 波ごとの区間で、ゼロクロッシングから固有周期を、対数減衰率から減衰定数を推定する。正負の極大値をすべて使用し、その最初速度値を振幅の指標とした。一方、常時微動では、2.4 で検討したように重ね合わせ波形の振幅をランク付けして重ね合わせ、得られた RD 波形の初期速度を用いた。

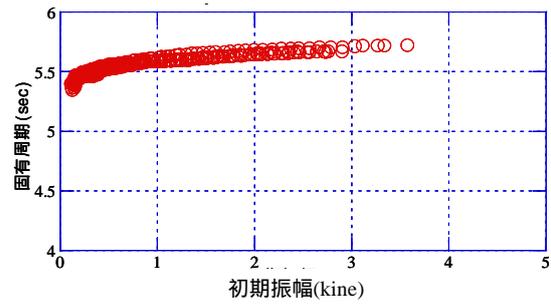
図 2-33 に Mビル の振動実験における 1 次固有周期の振幅依存性を示す。両方向ともこの振幅範囲で数%の振幅変化があることがわかる。振幅がごく小さいときの値は、常時微動計測とほぼ一致している。また 3 ~ 4kine 程度で周期増加傾向がかなり鈍っており、これより大きい振幅でも余り変化しないことが予想される結果である。

図 2-34 は建設段階の常時微動と振動実験により推定された減衰定数を同時にプロットした。ばらつきが大きいと見えた常時微動による減衰定数は、このように速度を横軸にまとめると明確な振幅依存性があることがわかり、さらに常時微動と振動実験の結果は同じ傾向で接続されることもわかる。この結果から、振幅が小さい範囲では減衰定数は 1%未満で 0.5%前後、速度が 0.01kine を超えると増加傾向になり、0.1kine で 1%程度、1kine 以上で 1.5%程度となる。固有周期と同様に、数 kine で減衰の増大はほぼ収束しているように見え、これ以上の振幅でも大きな増加はないことが予想される。

以上の結果は、建設段階も含めてダンパーが動作していない状況の結果であり、いわば「素」の超高層建物の特性を示している。これに加えて、完成後のダンパー付きの状態における観測記録の蓄積があれば、ダンパーの効果についても詳細に明らかにできるものと思われる。

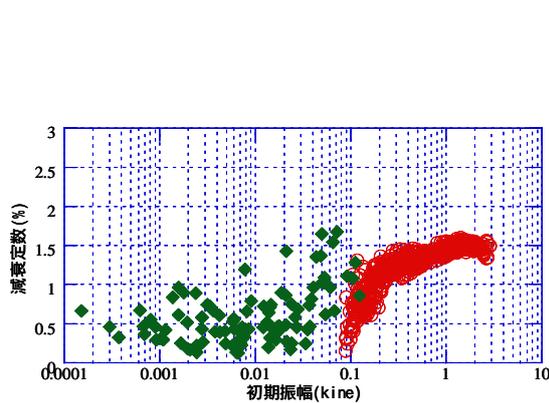


(a) EW1次固有周期

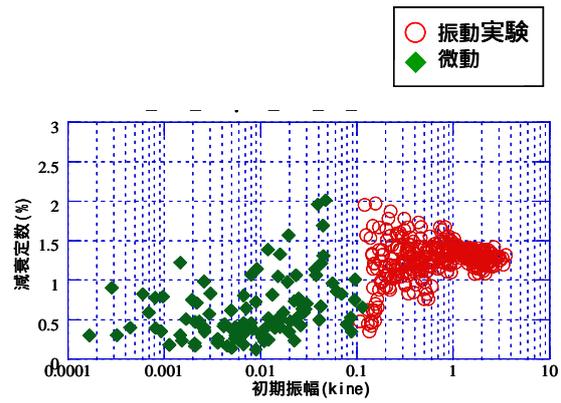


(b) NS1次固有周期

図 2-33 Mビルの振動実験から求めた 1 次固有周期の振幅依存性



(a) EW1次減衰定数



(b) NS1次減衰定数

図 2-34 Mビルの振動実験と常時微動から求めた 1 次減衰定数の振幅依存性

2.9 まとめと今後の展開

新たに提案した建設時の連続振動観測から、超高層建物の振動特性に関する詳細な検討を行った。これにより明らかになったことは多数にのぼるが、重要な点をまとめると以下となる。

超高層建物の地震観測結果から、遠方の地震に伴う継続時間が長くて長周期成分を多く含む地震入力で、超高層建物は地盤に対して大きな応答を生じ、長時間にわたり継続することを確認した。応答特性は高さに依存して大きく異なることも確認できた。

建設時の連続観測から、地盤・基礎条件が同一で高さの異なる建物の特性を検討することが可能になり、高層建物の固有周期は高さに比例して長くなることを確認した。既往の結果ともおおむね対応するが、建物の形状によっては比例の直線に乗らないこともある。

層間変形角と速度の間に明確な比例関係があることを示し、これにより高さが異なる状態でも振動特性の振幅依存性を同列で比較できることを示した。

減衰定数は振幅依存性が顕著であり、ダンパーなど付加減衰機構がない状態で、微動レベルでは1%以下程度、数 kine で 1.5%程度であることを明らかにした。一方で、高次増加型は明確ではなく、剛性比例型で与えられる特性が高次の減衰を過大評価する可能性がある。

スウェイ・ロッキング率などから、超高層建物は相互作用の影響が小さいこと、建物高さが 50m 程度までは基礎状況によっては相互作用の影響が大きいことを示した。

以上の観測を行うための計測システムや分析方法の検討を行い、この目的に適した観測を提示した。

3. 長周期床応答体感用振動台の開発

3.1 長周期建物の床応答の特徴と振動台開発目標

長周期地震動に対する長周期低減衰構造物の応答は、固有周期が長い故に応答が数メートルにもおよぶ大変位となる。例えば、層間変形角を設計クライテリアとして耐震設計をした場合、固有周期 $T(s)$ と建物高さ $H(m)$ は線形関係 $T = H$ であるので、頂部の応答変位を $\Delta(m)$ とすれば、応答速度 $V(m/s)$ の概算値は $V = 2\pi\Delta/T = 2\pi\Delta/H$ となる。例えば、 $\Delta = 0.03$ 、 $H = 1/100$ とすれば $V = 2m/s$ 程度、変位応答 Δ/H は、高さ 250m 級の建物の場合 2.5m 程度が想定されることになる。

このような大振幅の応答を、アクチュエータを利用した従来型の振動台で再現することは、一般には困難である。昨年建設された世界最大の振動台 E-Defense ですら、最大変位振幅は 1m である。このため、構造設計者や研究者の間でさえ、長周期の応答性状を解析で得られた数字としてしか見ておらず、体感的にイメージできていないように感じられる。まして、意匠設計者や高層ビルの発注者にとって、長周期の応答性状を理解することは、非常に困難な状況と思われる。筆者らはこの数年に渡り、このような長周期地震動による構造物の大振幅の応答を再現できるだけでなく、従来の大規模な振動台とは異なるコンパクトな装置で、AC 電源で動作し一般的な室内にも設置可能なロングストローク簡易振動台の開発を進めてきた。当初は、低減衰構造物における共振時の想定外応答も考慮し、一軸加振最大で変位 $\pm 5m$ 、速度 500cm/s の揺れの再現を目標としていた。最終的には、設置場所の関係もあって最大変位は $\pm 3m$ としたが、速度 500cm/s、加速度 $2000cm/s^2$ を実現し、この範囲で長周期応答のほか任意の波形を高い精度で再現する振動台を実現できた。尚、長周期ロングストローク振動台開発の試みは、建築研究所などのグループで行われている動滑車を用いた例があるが、筆者らの開発した簡易振動台は、コンパクトさと高出力性能とを併せ持ち、所期の開発目標を満たしたと考える。

本章では、今回開発した長周期ロングストローク簡易振動台の開発経緯と振動台の概要、および性能検証試験結果について述べる。

3.2 振動台の概要

(1) 開発経緯

開発は大きく 3 段階で行った。本章では主に第 3 段階の開発成果を示すので、ここではまず第 1、第 2 段階の開発経緯について記す。

第 1 段階では、大振幅の実現を目標に、自走式で制御可能な台車振動台を開発した。電動式の貨物台車を基に、駆動用モータを DC サーボモータに変更し、波形生成・制御・電源の各装置を台車に搭載した。サーボモータは、DC 駆動方式としては最大級の 250W の定格出力を有するパルス幅変調方式モータで、最大トルク 180Nm、最大回転数 2650rpm である。性能検証試験の結果、周期 5 秒以上では片振幅 $\pm 1m$ 以上の揺れを再現できたが、モータの能力限界やタイヤと床面との間のスリップなどにより、最大速度 100cm/s、最大加速度 $200cm/s^2$ 程度が限界であった 4)、5)。しかし、電源バッテリーも含めて全て本体に装備しているので、設置・利用場所を選ばず、装置を移動することが可能となった。また、与えた地震波形の通りに自走する台車を実現でき、その後の開発の基礎となった。

第2段階では、駆動力の向上を目指して、四輪駆動で自走式の台車振動台を開発した。機構上、複数台モータの同期制御が必要なため、サーボモータに代えて、パルス信号に対して正確な同期ができるステッピングモータを選定した。最大トルク 60Nm、最大回転数 60rpm であり、モータ 4 台分の加振能力を同一回転数における最大トルクで比較すると、第1段階での DC サーボモータと同程度である。制御・電源装置を台車に搭載せず軽量化を図ったことなどで、最大速度 200cm/s、最大加速度 400cm/s^2 を実現したが、目標とした周期 3 ~ 5 秒時の最大変位 $\pm 3\text{m}$ には届かなかった。しかし、4 台のモータを同期して駆動する機能を実現し、最大速度・加速度を改善できた。また、ガイドレールを設けることで、正確な波形再現性を実現した。これらによって、大出力のモータを複数使用すれば、目標とする長周期ロングストローク振動台が実現できる見通しを得た。

(2) 機器構成・仕様

振動台の全景（稼働状況）を写真 3-1 に示す。写真に示すように、大人 1 名が任意の地震波形による揺れを体験することを主目的として製作されている。主な諸元は表 3-1 の通りである。振動台は、四輪付の台車が、長さ 7m 強のレール上を、両端の AC サーボモータ（写真 3-2）2 台でチェーンにより引っ張られる構造とし、モータ 1 台では不可能なトルク - 速度性能を実現している。全体概略図を図 3-1 に示す。2 台の AC サーボアンプは、ノート型 PC に USB 接続されたコントローラからのパルス信号で制御されている。高層建物での長周期応答を再現すべく 500cm/s の高速で稼働するため、人身事故を防ぐ目的で、レール両端にリミッターを設置し、台車が可動範囲から逸脱するのを防いでいる。併せて、緊急停止ボタンを制御盤上および移動式スイッチとして設置し、安全対策を図った。

表 3-1 振動台諸元

最大変位振幅	$\pm 3\text{m}$
最大速度振幅	$\pm 500\text{cm/s}$
最大加速度振幅	$\pm 2000\text{cm/s}^2$
加振周波数範囲	0.1 ~ 10Hz
加振波形	正弦波, sweep 波, 任意波
台車重量	約 100kg
台車寸法	1200mm×1600mm×1100mm
積載総重量	150kg (本体含まず)
乗車定員	大人 1 名
駆動電源	三相 AC 200V
駆動モータ	3kW AC サーボモータ 2 機
理論変位分解能	0.0013cm/pulse



写真 3-1 振動台全景



写真 3-2 サーボモータと駆動チェーン

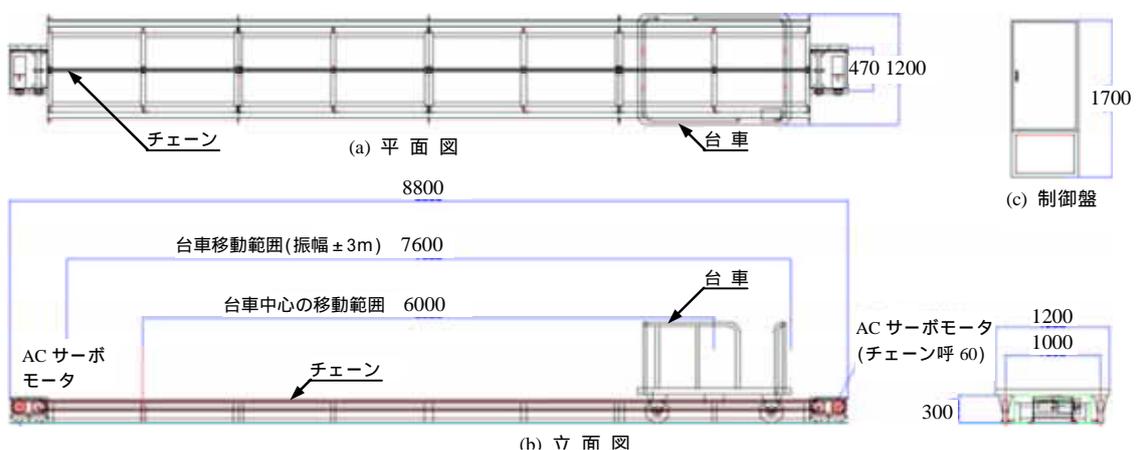


図 3-1 振動台概略図

(3) 動作原理と制御ソフト

システム構成図を図 3-2 に示す。AC サーボモータは、パルスモータと同等のパルス信号により制御される。任意波形をモータ入力として与える場合には、分解能の高いパルス信号を多数与えることで滑らかな動きを実現している。本振動台装置の分解能は理論的には 0.0013cm/pulse であるが、機械的遊びや変形などのため、実際にはそこまでの分解能はない。また、一般にモータの駆動トルクは、回転数が高くなるに伴い小さくなる。今回採用したサーボモータの性能曲線(トルク - 回転数関係)を図 3-3 に示す。最終的に入力波形を忠実に再現するには、台車に加速度計を載せて測定し、十分滑らかな動きができるようハード・ソフト両面から調整することとなる。サーボアンプ制御のためのパルス発生には、USB 制御の市販のパルスモータコントローラを採用した。パルスモータコントローラ

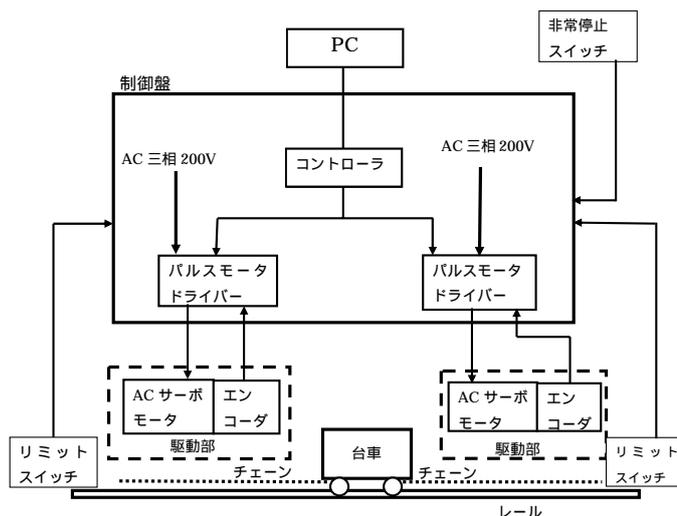


図 3-2 振動台のシステム構成図

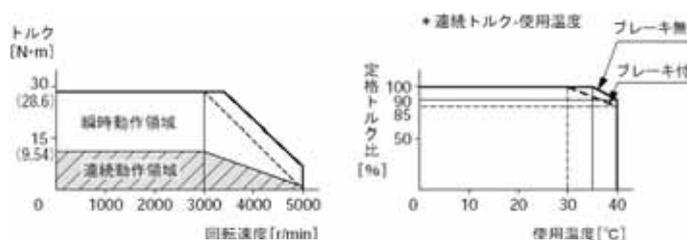


図 3-3 サーボモータの性能曲線

制御ソフトは Visual C で書かれており、コントローラメーカーの Visual C ライブラリーをコールすることでモータ制御が可能となる。

本振動台の制御ソフトには、通常使用が想定される、正弦波加振、Sweep 加振、任意波形加振の 3 機能を組み込んでいる。原理的には、任意波形加振機能により、モータ性能の範囲内であらゆる波形が再現可能である。

3.3 振動台の性能検証試験

(1) 試験および計測の概要

振動台の性能検証試験は、大別すると、目標性能曲線作成のための正弦波加振、および地震波再現加振、長周期応答再現加振である。加振内容を表 3-2 ~ 3-4 に示す。このうち表 3-2 の正弦波加振については、図 3-4 に示す目標性能曲線上の加振のみ示している。実際の性能検証の過程では、表 3-2 に示した以外の振動数や小振幅の加振、さらに sweep 加振なども行ったが、ここでは割愛する。なお、ここでいう目標性能曲線のうち、変位(3m)はレール長、速度(500cm/s)はコントローラの性能上の制約によるが、加速度(2000cm/s^2)については、サーボモータのトルクと搭載重量などを考慮し、今回の開発目的と照らし合わせて予め想定した性能であって、必ずしも加振限界ではない。

計測にはキネメトリクス社製の地震計「ETNA」(3 成分対応、最大記録加速度 4 G)を使用し、振動台の台車上に、地震計の X 方向が加振方向と一致するよう固定の上、X 方向のみを使用して行った。

表 3-2 加振内容一覧(正弦波加振) 目標性能曲線上の加振のみ示す。

振動数(Hz)	0.1	0.2	0.2 6	0.5 4	0.6 3	1	2	3	5	10
入力変位 (cm)	300			147	126	50	12	5.6	2	0.5
繰返し回数	5			10			20	30	50	100

表 3-3 加振内容一覧(地震波再現加振)

加振地震波	入力倍率
El Centro1940 NS	0.05, 0.1, 1, 2, 3, 4, 5
JMA 神戸 1995 NS	0.05, 0.1, 1, 2, 3
鷹取 1995 EW	

表 3-4 加振内容一覧(長周期応答再現加振)

対象地震動	対象地点	対象建物の固有周期(s)
想定三の丸波	三の丸(名古屋市中区)	0.5, 1, 3*, 5
	三の丸(名古屋市中区)	
紀伊半島沖 地震 2004	富田(名古屋市中川区)	0.5, 1, 3, 5
	守山(名古屋守山区)	
	名古屋大学(名古屋千種区)	

* 振動台の加振限界以内とするため、加振倍率を 90%として加振した。

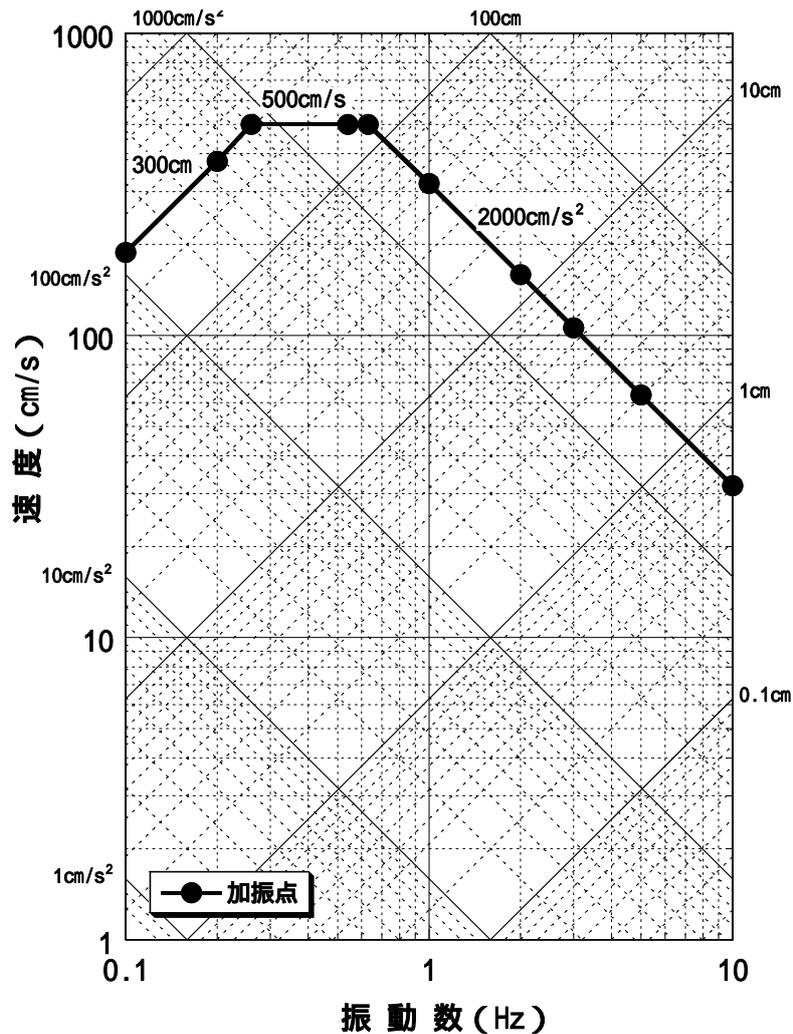


図 3-4 正弦波加振で確認した本振動台の性能曲線

(2) 正弦波加振結果

正弦波加振で計測された加速度波形を、0.26Hz (3m、500cm/s)、0.63Hz (500cm/s、2000 cm/s²)、1Hz、2Hz (各 2000cm/s²) について図 3-5 に示す。図示した振動数域の加速度波形については、概ね正常に動作している様子が伺える。1 Hz 以上については、正弦波のピークがややつぶれてくるが、長周期ロングストローク振動台の動作としては、正常範囲とみなして良いと考える。

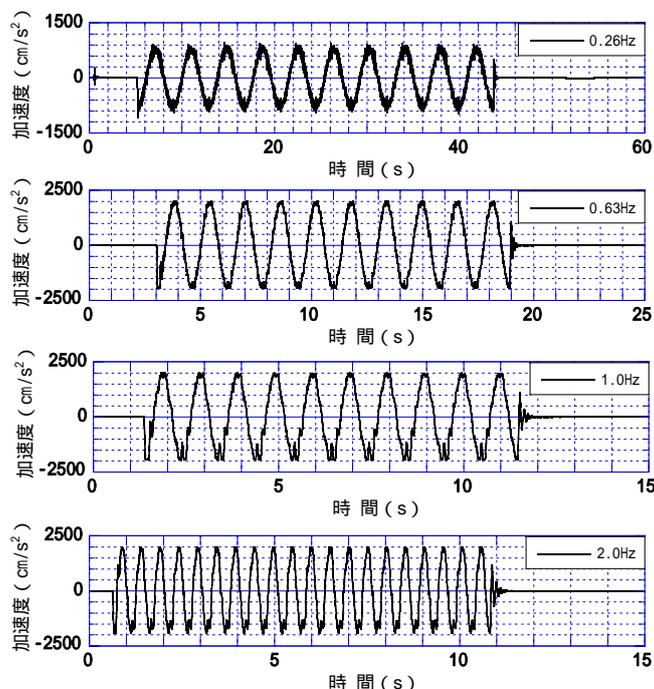


図 3-5 正弦波加振の計測波形例(加速度波形)

上から順に 0.26Hz, 0.63Hz, 1Hz, 2Hz での加振波形

(3) 地震波形再現加振結果

本振動台の主目的は長周期応答波形の再現にあるが、振動台の基本性能を確認するため、地震波形再現加振を行った。表 3-3 に示した加振内容のうち、エルセントロおよび JMA 神戸の波形(1 倍) について、振動台への入力波形と計測された加速度波形との比較を図 3-6 に示す。入出力波形はほぼ重なっており、波形の再現性は良好である。

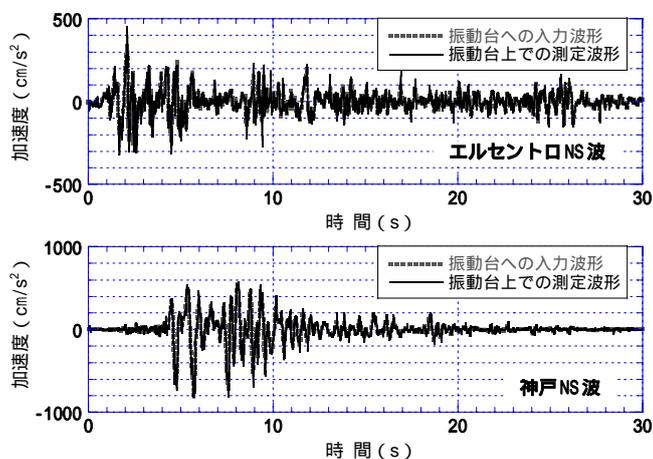


図 3-6 地震波形の再現結果例(加速度波形) 上から順にエルセントロ NS 波, 神戸 NS 波加振波形

(4) 長周期応答再現加振結果

今回の長周期応答再現加振では、表 3-4 に示すように名古屋市内各所を想定した。加振内容のうち、東海・東南海地震が連動した際の想定三の丸波の名古屋市三の丸に建つ周期 3 秒の建物での長周期応答について、振動台への入力波形と計測された加速度波形（最大値 1174cm/s^2 ）を積分して得られた変位波形（最大値 231cm ）との比較を図 3-7 に示す。応答解析時の減衰は、他の加振も含め 1%とした。既往の長周期地震動の検討結果より、想定三の丸波は周期 3 秒付近でのエネルギーが大きいことが明らかにされている。そのため今回の実験でも、周期 3 秒の建物では、最大変位振幅が 2m を越えており、後揺れも 2 分余りに渡り長く続いていることがわかる。なお、入力波形と出力波形はほぼ重なっており、波形再現性は良好である。また、計測波形の最大速度は 487cm/s で、今回開発した振動台の能力がフルに生かされている状況が伺える。

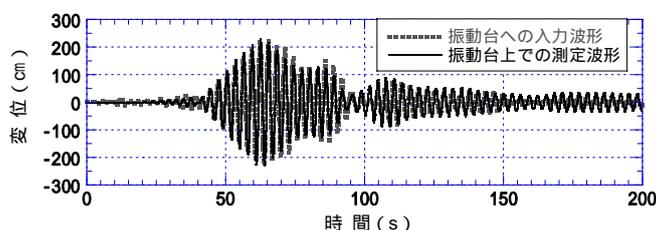


図 3-7 長周期応答波形の再現結果例(変位波形)

3.4 振動台の活用

ここまで述べたように、本振動台では、地震動あるいは地震応答の推定結果さえあれば、任意の地震・場所に対する応答を随意に再現できる。これを最大限に活かす利用例として、ウェブ GIS による地震防災普及システムとの連携を開発した。

図 3-8 に利用の概念図を示す。利用者はウェブブラウザでアクセスして地図上でわが家を探し、まさにその地点における東海・東南海連動の場合の揺れをアニメーションで知ることができる。さらにその波形データをそのまま本振動台のコントロール PC に読み込めば、自宅の揺れを乗って体験することができる。名古屋市内でも場所により揺れの性状は大きく異なるので、それぞれの自宅の揺れを比較しながら体験すれば、まさに自分の経験することという理解が進み、さらに効果大きい。

3.5 まとめと今後の展開

長周期地震動による長周期建造物の応答再現を目的として開発したロングストローク簡易振動台について、振動台の概要、および性能検証試験結果を述べた。性能検証試験の結果、今回開発した振動台は、 10Hz 以下の周波数で最大変位 $\pm 3\text{m}$ 、最大速度 500cm/s 、最大加速度 2000cm/s^2 の性能を有し、この範囲で任意の波形を高い精度で再現できることを確認した。

このような性能により本振動台は、様々な地震に対し任意の場所・建物・階などを指定して建物内の揺れを再現できる。いわば「My 振動台」として、来るべき巨大地震の際に自分の家や職場がどの様に揺れるかを体験することができる。これにより、建物の所有者・居住者には地震対策の大切さを、また構造技術者には自ら設計した建物の正しい状況を、強い印象とともに伝え得るので、防災教育・啓発や技術開発に極めて有効と考えられる。このような目的において、広い実験

室や特殊な駆動源が不要でコンパクトかつ安価といった本振動台の特徴が大きな利点になると思われる。今後は、本振動台の様々な場面での活用を計るとともに、家具などの重量物を載せた加振や水平2方向加振の可能性を検討する予定である。

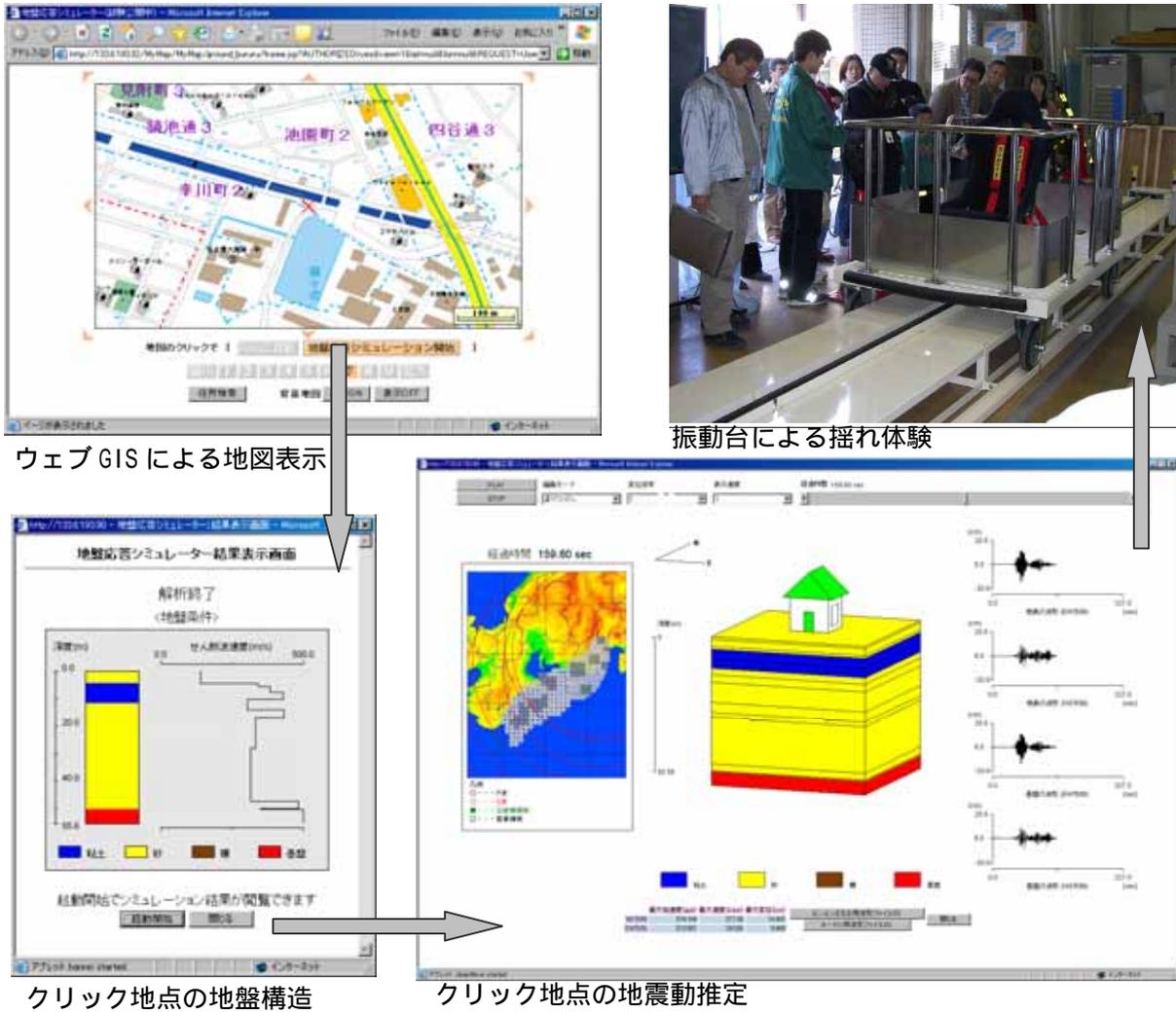


図 3-8 ウェブ GIS による地震防災普及システムと振動台の連携利用

4. 簡易型常時微動解析システムの開発

4.1 簡易型常時微動解析システムの意義

建物の応答において、建物の固有周期と地盤の卓越周期の一致による共振と減衰定数の大小が大きく影響する。特に高層建物は減衰が小さいため鋭いピークを持ち、共振の影響が明確である。また設計時の固有周期や減衰定数と完成後の実際の値は、固有周期はかなり正確ではあるものの差はあり、減衰については設計時の設定値よりかなり小さい場合があること、また高次モードの減衰は剛性比例型の仮定より小さい傾向があることも、本研究の計測結果などから明らかになっている。一方、地盤の卓越周期については、高層建物に影響の大きい長周期領域では、地震基盤の深さに対応してかなり明確な卓越ピークが現れることがある。また表層地盤に左右される短周期域の卓越周期は、高層建物の2次以上の高次モードと共振する可能性もある。

従って、すでにある建物の耐震安全性を評価する場合に、常時微動計測により建物の固有周期と減衰定数、地盤の卓越周期などを簡易に推定できることは有効である。一方、これらを適切に評価するためには計測機材や計測方法、分析方法などに種々の配慮が必要であり、特に本報告で述べてきたような高層建物では、長周期・低減衰を正確に評価するために注意が必要である。

一般には常時微動等の計測機材は扱いが難しく、技術や経験の豊富な計測担当者が必要で、分析もデータを持ち帰って時間をかけて行うことになる。だが、実際に計測が必要な場面を想定すると、計測技術者や研究者が余裕を持って実施できるケースは少なく、設計者や振動計測が専門でない技術者が短時間で実施して、ある程度正確な結果が短時間で得られることが望まれる。例えば、建物竣工後の振動特性の確認、既存建物の性能を正しく伝え、耐震改修の必要性を客観的に示すためなどの目的があり得る。もちろん、計測に慣れた技術者や研究者にとっても、簡易な測定が可能になるメリットは大きい。

以上の背景に基づいて、建物・地盤の振動特性を簡易に評価するための常時微動計測・分析装置の開発を行った。具体的には以下の機能を有することを目標としている。

地盤上あるいは建物において、1点3成分の微動計測と分析を簡易かつ短時間に実施できること。機材は一人で持ち運び、計測、分析までを行いうるよう、小型・計量で扱いが容易なものであること。

建物の振動特性評価に当たっては、建物上階の1カ所で計測し、固有周期と減衰定数を推定する。固有周期はフーリエスペクトルから、減衰定数はRD法による。地盤の卓越周期評価に当たっては、地盤上の1カ所で計測し、H/Vスペクトルにより推定する。いずれも、ある程度の長さの観測記録から、統計的な重ね合わせを行う。

分析を可能な限り短くするため、長い記録から切り出した多数の区間で平均化する(アンサンブル平均)処理において、順次データを更新していく(準)リアルタイム処理を行いうるものとする。

扱いを容易にするためにGUIを用い、フィルタリングなどを効率的に行いうるものとする、

4.2 システムの概要

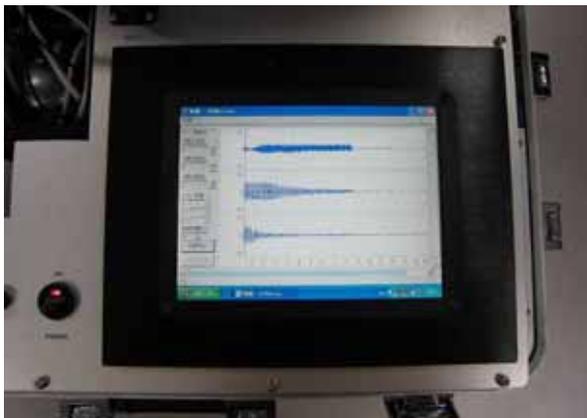
写真4-1に製作したプロトタイプの外観を示す。キャリアケースの中にタッチパネルPC、バッテリー、センサー、ケーブル等を収納しており、計測時はセンサーを取り出して床面もしくは地



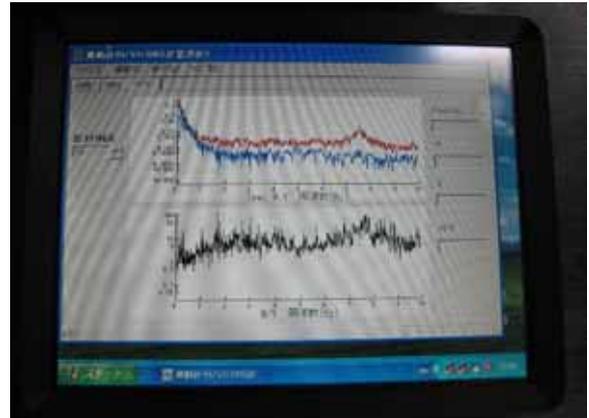
(a)運搬状況



(b)ケース内部とセンサー設置状況



(c)波形計測画面例



(d)H/V スペクトル表示画面例

写真 4-1 簡易型常時微動解析システム・プロトタイプの外観

表面に設置する。センサーは 2Hz のジオフォンを用いており、コンパクトで丈夫である。ただし図 4-1(a)に示すように、おおむね 1Hz 以下で振幅が大きく低下し、位相特性（図は略）も変動している。そこでセンサーの周波数特性の逆数を乗じることで補正を行っている。図 4-1(a)に補正前後のパワースペクトル及び動コイル型常時微動計（固有周期 5 秒）との比較を、また図 4-1(b)に補正後の波形と常時微動計の波形の比較を示す。十分な精度で補正できていることがわかる。

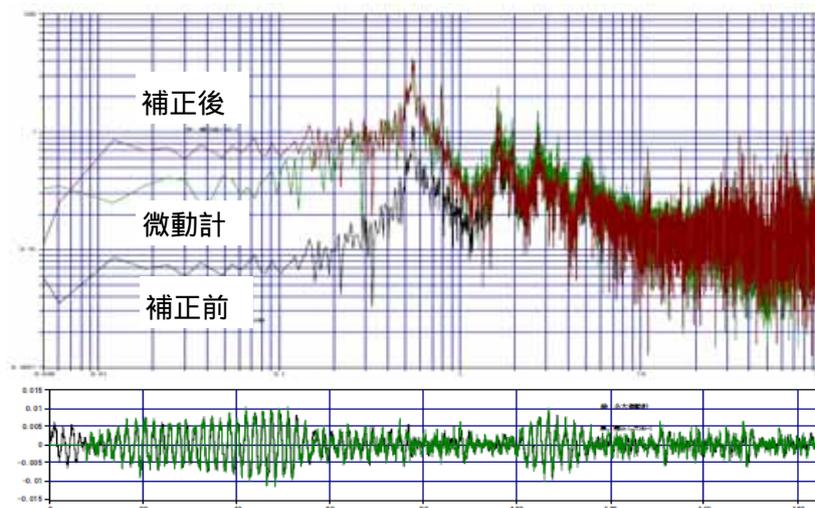


図 4-1 センサーの周波数特性の補正（動コイル型常時微動計との比較）

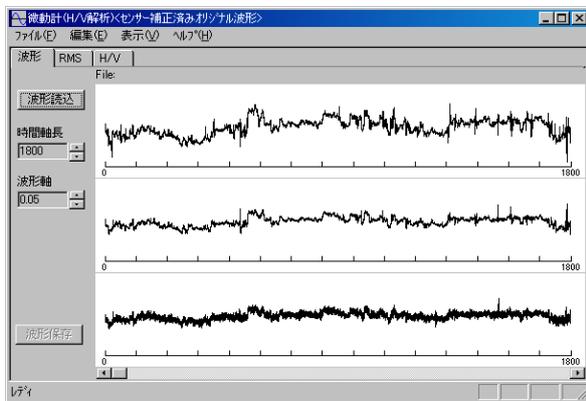
4.3 計測・分析手順

計測・分析ソフトウェアは、波形収録、H/V スペクトル計算、RD 法による固有振動数と減衰定数の推定、の3ステップからなる。現状では収録プログラムは単独で実行し、観測後のデータを読み込む形で H/V あるいは RD 法のプログラムを実行する。図 4-2 に実行画面の例を示す。処理内容はこれまで用いたプログラムと同一であるが、GUI を新たに開発した。

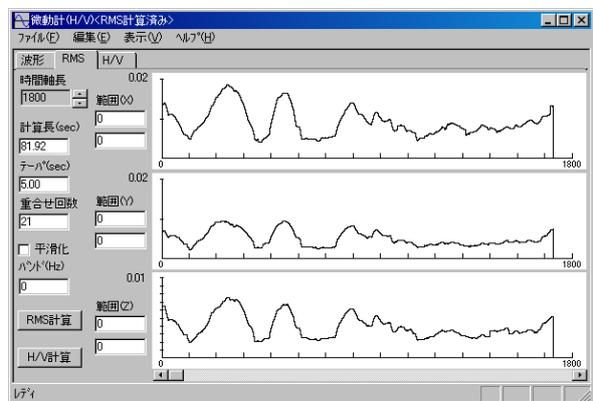
データ収録プログラムは、センサー感度調整と収録時間を指定してから収録開始ボタンでスタートする（写真 4-1(c)）。観測結果の波形はいったんディスクに保存される。

次に、地表での計測の場合は H/V スペクトル推定プログラムを起動し、観測された波形を読み込む（図 4-2(a)）。図中の波形は地盤で計測された例で、ノイズも含まれている様子がわかる。図 4-2(b)は RMS 値の変動を示す。これを参考にスタッキングを行う波形区間、波形長、テーパなどを決めて、統計的な平均からスペクトルを推定し、H/V スペクトルを求める。写真 4-1(d)は結果の表示画面である。

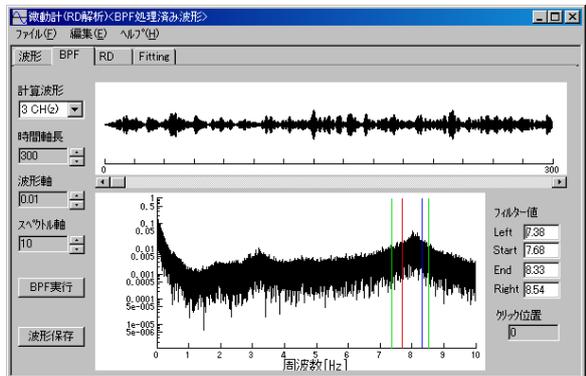
建物上での観測の場合は、RD 法のプログラムを起動し、同様に観測波形を読み込む。スペクトルを求め、その図上でクリックすることでバンドパスフィルタの幅を決めることができる。図 4-2(c)はバンド幅を決めてフィルタを実行した波形が上部に示されている。ここから重ね合わせる波形長さを決めて自由振動波形を計算する。図 4-2(d)は、得られた自由振動波形に対して、区間を決めて1自由度系でフィッティングしている様子である。フィッティングは固有振動数と減衰のほかに、初期変位と位相角を初期値として与えて収束計算を行う。近接する固有振動数も考えて、2自由度系でフィッティングすることもできる。



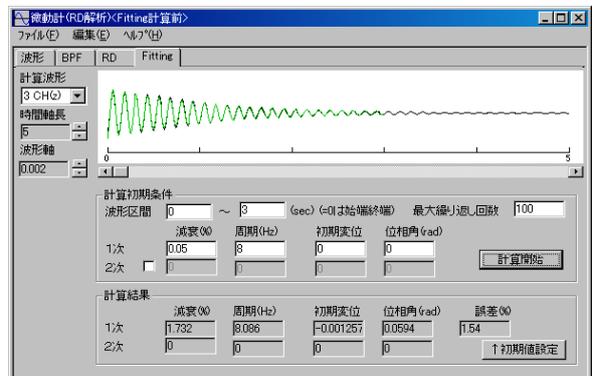
(a)読み込んだ観測波形



(b)波形の RMS 値の変動



(c)スペクトルとバンドパスフィルタ波形



(d)RD 法による自由振動波形とフィッティング

図 4-2 分析プログラムの実行画面例

4.4 観測・推定精度の検証

開発した機器の精度検証のため、常時微動計と同時計測を行い、結果を比較する。対象は名古屋市に建つ地上 21 階、軒高 90m の建物で、最上階で本装置と動コイル型常時微動計（周期 5 秒）を並べて約 30 分間計測した。図 4-3 に本装置と微動計のスペクトルの比較を示す。本装置による計測は加速度であるが、速度成分を計測している常時微動計にあわせて、速度のフーリエ振幅スペクトルとした。これより、振動数によって差はあるが、補正が有効であることが確認された。

次に RD 法により 2 方向の振動特性を推定した。表 4-1 に、本装置と常時微動計について、それぞれ 2 自由度・1 自由度フィッティングを行った結果を示す。推定パラメータは各自由度について、減衰定数、固有振動数に加え、初期変位と初期位相である。直交 2 方向の固有振動数が近接している建物の場合、双方の連成の影響を考慮して 2 自由度でフィッティングすることが望ましいと考えられるが、本建物については、固有振動数・減衰のいずれに関しても、1 自由度でもほとんど同じ推定値になっている。本装置と常時微動計の比較では、十分な精度の推定が行えることがわかる。

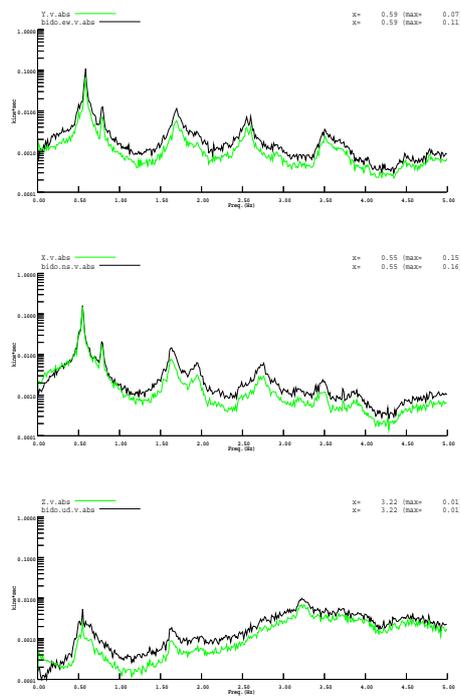


図 4-3 本装置と常時微動計の比較

表 4-1 振動パラメータの推定結果

(a) 2 自由度系

本装置	EW	NS
h1	0.649027	0.955578
h2	4.908487	0.684575
f1	0.584302	0.571472
f2	0.543873	0.551489
d1	0.002096	0.000102
d2	0.000083	0.004957
fai1	-0.041353	-1.844365
fai2	-1.467545	0.078973
error	4.786372	4.466086

微動計	EW	NS
h1	0.641871	1.065658
h2	7.078603	0.657611
f1	0.584326	0.570620
f2	0.545463	0.551655
d1	0.003478	0.000124
d2	0.000189	0.005334
fai1	-0.028644	-1.941415
fai2	-1.646815	0.080426
error	5.12981	4.64387

(b) 1 自由度系

本装置	EW	NS
h1	0.668772	
h2		0.617066
f1	0.584319	
f2		0.551313
d1	0.002145	
d2		0.004748
fai1	-0.038109	
fai2		0.051009
error	4.855187	4.628571

微動計	EW	NS
h1	0.667059	
h2		0.593822
f1	0.584282	
f2		0.551315
d1	0.003576	
d2		0.005118
fai1	-0.032981	
fai2		0.044104
error	3.652383	3.178787

4.5 まとめと今後の展開

本装置を用いることで、十分な精度を確保しながら簡易な計測を行いうることが示された。フィルタやフィッティングの初期値設定などに関しては経験が必要ではあるが、GUI によるわかりやすい操作により振動計測を専門としない技術者や研究者による利用も十分可能であり、さらに振動計測に関する教育にも用いることができる。一方、より迅速な計測状況の確認や判断のために、計測しながら H/V 推定や RD 法を逐次実行することを目指している。

参考文献

(3 ページにあげた本研究の公表論文は除く)

日本建築学会編：建築物の減衰，265p.，2000.

Jeary,A.P.：”Damping in tall buildings – a mechanism and a predictor, Earthquake Engineering and Structural Dynamics”, Vol.14B, pp.733-750, 1986.

Jeary,A.P.：”Establishing non-linear damping characteristics of structures from non-stationary response time-histories”, The Structural Engineer, Vol.70, No.4, 1992.2

田村幸雄, 佐々木淳, 塚越治夫：RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 日本建築学会構造系論文報告集, pp.29-38, 1993.12

和泉正哲, 勝倉裕, 飛田潤：構造物の常時微動における振動システム, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 409 号, pp.83-93,1990.3

Tobita, J.: Evaluation of Nonstationary Damping Characteristics of Structures under Earthquake Excitations, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.59, Nos.2,3, 283-298, 1996.

石橋敏久, 内藤幸雄：常時微動による高層構造物の振動特性推定に及ぼす風の影響の検討, 日本建築学会論文報告集, 第 464 号, pp.71-80, 1994.10

内藤幸雄, 石橋敏久：常時微動から求めた建物の伝達関数が風の影響で見かけ上変化するメカニズムの検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 497 号, pp.57-64, 1997.7

八木茂治, 福和伸夫, 飛田潤：常時微動計測に基づく低層 RC 造建物の伝達関数推定にレーリー波が与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 552 号, pp.77-84, 2002.2

入江康隆, 寺坂康成：建設段階に伴う SRC 造 6 階建て建物の振動特性の変遷, 構造工学論文集, Vol. 42B, pp.335-342, 1996.3

入江康隆：建設段階に伴う SRC 造建物 2 棟の振動特性の変遷, 構造工学論文集, Vol.50B, pp.673-677, 2004.3

Kojima, H., N.Fukuwa, and J.Tobita:Dynamic Response of Low and Medium-rise Building Based on Detailed Observation Considering Soil-Structure Interaction, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper No. 1243, 9p., 2004.8

Fukuwa, N., J.Tobita, and H.Kojima : Seismic Observation Systems in Nagoya University and Publication of Data, , 3rd US-Japan Soil Structure Interaction Workshop, Menlo Park, 14p., 2004.3

小島宏章, 福和伸夫, 飛田潤：常時微動計測・強震観測に基づく動的相互作用効果の階数依存性に関する研究～S 造及び SRC 造 10 階建物の建設段階毎の動特性の変化～, 構造工学論文集, Vol.48B, pp.453-460, 2002.3

小島宏章, 福和伸夫, 飛田潤：強震観測・常時微動計測に基づく中低層建物の入力損失効果に関する研究,日本建築学会構造系論文集, 第 587 号, pp.77-84, 2005.1

小島宏章, 福和伸夫, 飛田潤, 中野優：建物強震観測 DB 公開用 web システムの構築,日本建築学会技術報告集, 第 17 号, pp.553-558, 2003.6

中村仁, 福和伸夫, 高橋広人, 飛田潤, 堀啓輔：常時微動計測に基づく名古屋市域の地盤震動特性と基盤深さの推定に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46B, 2000.3

斉藤大樹, 高橋徹, 小豆畑達哉, 野口和也, 箕輪親宏：大振幅の揺れを再現可能とする大ストロ

ーク振動台の開発とその性能検証実験，日本建築学会大会(関東)学術講演梗概集，B-2 分冊，
pp.473-474，2006.9

福和伸夫，原徹夫，小出栄治，倉田和己，鶴田庸介：建物耐震化促進のための振動実験教材の開発，
地域安全学会論文集 No.7, pp.23-34，2005.11

福和伸夫，原徹夫，小出栄治，生田領野：携帯手回し振動台「ぶるる」の開発，日本建築学会技術
報告集，第 17 号, pp.83-86, 2003.6

福和伸夫，花井勉，石井渉，鶴田庸介，倉田和己，小出栄治：耐震化促進のための木造建物倒壊
実験教材の開発，日本建築学会技術報告集，第 22 号，pp.99-102，2005.12

コラム 超高層建物に関するコメント

本研究を進めてきたメンバーに加えて、構造設計の実務で活躍されている方々にも加わっていただき、それぞれの超高層建物への想いを述べたものである。本研究のアイデアの発端、それぞれの経験、これからの超高層建物のあるべき姿に向けて、いまの時点で記録に残しておくべきコメントにしようと相談してできあがった。個人の立場での記述と理解されたい。

私と高層ビル

福和伸夫

私たち建築構造の技術者を志した者にとって、高層ビルや大空間構造は憧れである。私も、昭和 30～40 年代に建設された代々木の体育館や霞ヶ関ビルを見て、建築に憧れ、構造技術者への道を選んだ。このような大規模の建築物の建設を可能としたのは先輩たちの努力の賜であり、戦後の技術開発の成果である。人類は有史以来、高さや大きさを求めて、果て無き夢を追い続けてきた。我が国でも、かつて、出雲の国に、大変な高さで規模の大社があったという。

私は、大学院時代から建設会社時代にかけて、主として動的相互作用や地盤震動の問題を手がけ、原子力発電施設の耐震研究に携わっていたため、高層ビルや大空間構造の問題に直接触れることはほとんど無かった。ただ、構造設計者の方々が、エルセントロ・タフト・八戸の 3 つの地震波だけを使って応答解析をしていること、これらの波の応答成分の少ない周期帯域を狙って建物の周期を選択している傾向があることを目にし、疑問を感じていた。

私が最初に高層ビルのことが気になり始めたのは、1983 年日本海中部地震のときである。そのとき、私は東京の日比谷公園の前にある 28 階建ての高層ビルの 27 階に勤務していた。遠く離れた秋田・青森沖の日本海で起きた地震にも関わらず、驚くほど強く長く揺れ、大変な揺れにびっくりした。学生時代に振動論を勉強したときには、地震動には長周期成分が余り無いので、長周期である高層ビルは柳に風と振る舞い、通常の建物より安全である、と習った。また、在学中に建設が始まった新宿の高層ビル街に行くと、この建物は関東地震が起きても大丈夫のように設計してあるので安全だ、というアナウンスがよく流れていた。しかし、日本海中部地震での揺れの体験で、私の心の中では、高層ビルの安全神話が崩れた気がした。

次の機会は、1985 年である。新婚旅行でかけたホノルルの高層ホテルの高層階で、気軽にベランダに出た。ベランダは、鉄の柵で、遙か下の地面が直接見えた。恥ずかしながら足がすくんで、腰が抜けたようになり、動けなくなった。直接外気に触れる形でバルコニーから下を覗くことで、初めて高層ビルが人間スケールでは無いことを実感した。それ以来、私は、高所恐怖症になり、今では明石大橋などの吊り橋を自分で運転して渡ることができなくなった。

その後、1991 年に大学に移って、建物の減衰性能について、観測的に研究する機会に恵まれた。また、兵庫県南部地震以降から、建物の強震観測を手がけるようになり、名古屋大学内の複数の建物で継続的に観測を始めた。観測記録から、パルスの地震動と継続時間の長い地震動での建物の揺れ方の違い、低層鉄筋コンクリート耐震壁付きラーメン構造と高層鉄骨純ラーメン構造の揺れ方の違いを目の当たりにした。高層鉄骨純ラーメン構造は、建物が地盤に比べて相対的に軟らかいため、地下逸散減衰が期待できず、継続時間の長い地震動に対して、想像していなかった大応答を示していた。まさしくこれは、南海トラフでの巨大地震に対する高層建物の問題であった。

その後、2001 年に東海地震の震源域が見直され、2002 年から中央防災会議の東海地震対策専門調査会の専門委員に加えて頂いた。そこで、理学系の研究者から高層ビルに対する長周期地震動の懸念が数多く示された。私は、建築構造に身を置く立場でありながら、それらの意見に対し、高層ビルの安全性を明快に答えることはできなかった。むしろ、私も同様の懸念を抱いていた。このため、専門調査会の内外で、内閣府の方々と、高層ビルの安全性についての検討の必要性について、相当に議論をした。しかし、残念ながら、社会的影響度の大きさから、本格的な検討の

着手には至らなかったように思う。そこで、私たちは、議論のベースとなるデータを作るため、名古屋市内の高層建物の振動観測を内々に始め、地道な観測からその問題の所在を把握するように努めた。ちょうど、この時期、名古屋駅周辺に、高層ビルの建設が始まりつつあった。

そんな中、名古屋地区では、地震防災対策強化地域への編入を受けて、東海地震や東南海地震に対する議論が盛んになり、高層建物の問題について、新聞やテレビが取り上げるようになった。中でも、NHK 名古屋放送局が大阪放送局と共同製作した特別番組では、高層建物の長周期地震動問題を本格的に取り上げた。私も、番組作りに、協力させていただいた。ちょうど、この時期に十勝沖地震が発生し、長周期地震動に対するタンクのスロッシングが問題になった。これをきっかけに、長周期地震動の問題をNHK特集で取り上げることになり、高層ビルの問題も合わせて取り上げるかどうか問題となった。私も、何度か相談を受けた。高層ビルの問題は社会的な影響が大きいので、NHKと言えども、真正面から取り組むには相当の勇気が必要だったようである。NHK特集のスタッフの頑張りや、既に大阪・名古屋の共同製作番組でこの問題が取り上げられたということから、高層ビルの問題を真正面から取り上げたNHK特集が作られた。この番組の影響力は大きく、これをきっかけに、土木学会と建築学会が、内閣府の委託を受けて、長周期地震動問題に取り組むことになった。

ただ、何より困ったのが、長周期地震動に対する建物の応答を誰も経験したことが無かったことである。このため、言葉だけでは長周期の揺れの応答の懸念を伝えることができなかった。誤解の最たるものが、高層建物はユラユラと揺れるという表現にある。実際には、もの凄い音の中、グォーグォーと揺れるはずである。そこで、苦し紛れに、4mの距離を4秒で10回くらい往復して走ってください、と言ったりしていた。中には、これで実感してくれる人が居た。そこで、長周期地震動に対する建物の床応答の再現装置の開発に取りかかることになった。スペースの制約で、片振幅3mでは有るが、何とか高層建物の床応答を体感できる1軸振動台を完成させることができた。今後、これを水平2軸に拡張したり、小型化したデスクトップ型のものを作っていくと考えている。こういった武器を手にするので、より多くの人たちに長周期地震動問題についての啓発ができるのでは、と考えている。実際の揺れの体感は、ビルのオーナーや設計者が、この問題に本格的に取り組むことが出発点になる。現在、何よりも必要なことは、正しい情報を使った啓発であると考えている。

なお、超高層の問題を考えるには、もう一つ、長周期地震動の正確な予測が必要である。幸いにも、社会人ドクターとして在籍してくれた高橋広人氏と一緒に、この3年間で、擬似経験的グリーン関数法という、経験的グリーン関数法とハイブリッド法を組み合わせた新たな強震動予測法を開発することができた。この方法を用いると、深部地盤構造に伴うやや長周期域の卓越周期や、平野内で波動がトラップされることによる継続時間の伸長などを比較的正確に考慮することができ、長周期地震動に対する高層ビルの応答をより正確に予測できる。

この2年間の研究期間の間に、名古屋駅周辺に、ミッドランドスクエア、ルーセントタワー、スパイラル、そして、アルペンと、高層事務所ビルが建設されつつある。この報告書に登場する設計者の方々を始め、設計・施工に携わる方々、そしてビルのオーナーの方々の中に、懇意にしている方が沢山居てくれたおかげで、長周期地震動を考慮した設計の重要性や、共振の回避、減衰の付加の必要性について、一緒に議論をすることができた。また、施工に携わる方々も、こういった議論の中で、建物建設時の観測の意義を分かってくれた。おかげで、この報告書のよ

うな成果を出すことができた。

超高層の曙の時代には、長周期地震動のことは誰も十分には知らなかったはずである。誰もが安全な建物であると思って作ってきた。私たちは常に、そのときに持っている知識の範囲で最大の成果を上げようとしている。日本人は過去のことについての問題点を取り上げることは不得手である。社会システムの問題でもある。過去を振り返って心配なことが有れば、早い時期に点検をしておくべきだと思う。私たちは、建物を安全に直す技術は沢山持っている。できるだけ早期に、我が国の全ての高層ビルについて、その安全性について総点検することを切望している。

高層建物の常時微動計測 20 年前の経験から

飛田 潤

建物の振動計測に関する研究に取り組んで 20 年以上になる。最初は 1983 年春に東北大学の和泉正哲先生の研究室に入り、そこで購入したばかりの常時微動計測機器に取り組んで、試行錯誤しながら計測データを蓄積していった。データ分析については、フーリエ解析のイロハから勝倉裕先生に教えていただいた。

当時東北大学では、1978 年宮城県沖地震に関連した研究が多数行われ、志賀先生、柴田先生はじめ、耐震工学の先生方が大きな成果を上げつつあった。建物の常時微動観測に関しては、東北工業大学の阿部良洋先生が、200 棟に及ぶ建物に関する地震前後の常時微動計測から、固有周期の変化と建物の耐震性や被害の関連を検討したすばらしい成果がある。それまでも建物の常時微動観測は多数行われ、スペクトルや伝達関数から固有周期や減衰定数が、また多点の観測（必ずしも同時ではない）からモード形状などが推定されていた。それに対して和泉先生の研究室では、フーリエ解析やシステム同定の研究が進んでおり、常時微動計測結果のより高度な分析方法の開拓を考えていた。手始めに、東北大学建設系建物（宮城県沖地震で 1G を超える応答を観測したことでも有名）の観測を条件や観測点を変えて繰り返し行い、日変動や風の影響などを調べ、既往の研究にあるような明快な振動特性が常に安定して出るわけではないことがわかってきた。この頃の結果から、常時微動における振動システムを、伝達関数を通じて入出力の因果関係や統計的なばらつきのみから捉えたのは重要なポイントと思っている。

その頃計測していたのはほとんどが中低層建物だったので、当時仙台で最も高かった地上 18 階の S ビルに無理にお願いして計測させていただいた。固有周期を求めるだけなら屋上で測れば十分だろうとは思ったが、やはり 1 階と屋上の伝達関数を求めてみたい・・・軒高でせいぜい 70m 程度の建物であるが、レコーダが 1 台しかないので多点のセンサーに苦労して配線したことを覚えている。長周期建物の応答をきちんと測るためのセンサーの周期特性はもちろん、屋上でセンサーが強風にさらされるとデータが乱れることなど悪条件下の対応も学んだ。そして、得られたデータから、高層建物の振動システムは中低層建物とはかなり違っていることがわかった。常時微動では風の影響が大きく、特に高層では夜間の静穏時で風がごく弱い条件でも 1 階と屋上の伝達関数を頼りにできないのである。従って、基礎固定系の減衰の推定は大きな問題だった。このように、高層建物になると、観測体制とデータ利用の両面で常時微動の扱いには要注意であることを意識した。

1996 年に名古屋大学に移ってからは、福和先生の豊富な観測データや機材を利用させていただき、また工事による環境振動を監視する部署にいたこともあって、主に大学内の中低層建物の常時微動に継続して取り組んだ。そして、その後の高層建物の計測については、本報告書に記載されているとおりである。分解能の高い強震計を GPS で時刻同期し、ネットワーク経由でリモート操作やデータ回収ができるシステムを構築し、複数の 200m クラス超高層建物を対象にして建設現場で長期に渡り常時微動を計測する、さらに振動実験や地震応答とも比較するなど、20 年前と比べてここまでできるようになったことは感慨深い。機材の進歩は、観測体制の工夫や分析技術の向上と併せて大きな意味を持つ。得られたデータからまだ十分に明らかでない点の解明に向けて、検討を進めていきたいと思う。

長周期地震動の恐ろしさ 超高層建築物の最上階の揺れに驚き 護 雅史

私がここで書けることと言えば、やはり、長周期振動台「ルンルンぶるる」に出会ったときの驚きであろう。

今からもう4,5年たってしまったのだろうか。私がまだ、企業の研究所で仕事をしていた頃、福和先生から、「超高層は危ないよ。大丈夫？」という質問を頂いた。近年、長周期地震動の問題がクローズアップされたのは、2003年十勝沖地震での苫小牧におけるタンク火災であるので、これよりも前であったと記憶している。(ただ、この問題は1964年新潟地震の頃から、既に指摘されていたことではあるのだが・・・)

その当時は、「危ない」の意味を十分に受け止められていなかった気がする。当然ではあるが、減衰が小さいと共振した場合、振幅が大きくなることは承知していた。しかし、減衰が小さいほど、振幅が成長するまでには時間がかかる。また、振幅が成長すれば、塑性領域に入り、共振周期から外れるとともに履歴減衰が期待できるため、それ以上振幅は成長しなくなるに違いない。「共振現象によって倒壊するような危険性は非常に小さいのではないか。では、何が一体危ないのでしょうか？」と考えていた。当時はこの程度の認識であった。

そして、昨年10月、名古屋大学に赴任して、想定東海・東南海地震(連動)の場合の名古屋市三の丸地区における設計用入力地震動に対する周期3秒、減衰1%の超高層建物頂部の応答を長周期振動台「ルンルンぶるる」で再現していただいた。最大振幅約2m(方振幅)の揺れである。振動台の機構にもよるのだが、ピーク時には、「ブーン、ブーン」と音を立てながら、かなりの速度で左右に振動する。思わず、遊園地によくある「バイキング」というアトラクションを想像してしまった。単純計算では、最大速度で400cm/s程度になるだろうか。このとき、福和先生の「超高層は危ないよ。大丈夫？」というご質問に対する疑問が少し解けた気がした。これは、長周期地震動に対する超高層建物の速度応答だけでなく、実は、短周期地震動に対する木造住宅などの低層建物の加速度応答も同様である。2007年3月4日に開催した防災フェスタにおいて、一般の方々に想定東海・東南海地震(連動)の場合のご自宅の揺れを体験していただいた。かなりの激しい揺れに驚きを隠せない方がおられたことを記憶している。

構造設計をかじった程度である私が言うのはおこがましいが、構造設計においては、どうしても設計クライテリアとしての応力や耐力、あるいは変形性能に捉われがちになり、その他の数値には配慮が足りなかったのかもしれない。あるいは、本当は考慮すべきであった問題が、技術の進歩や新たな知見の獲得により、今になってようやく取り上げられるようになったと言った方が良いかもしれない。

現在、設計用入力地震動や観測記録を用いて、いろいろな周期、減衰の建物の揺れ方を見せるビデオアーカイブを作ろうと考えている。手始めに、Elcentro波とbcjL2波の2波について実施してみたが、揺れ方は全く異なっている。出来上りの暁には、是非多くの方々にご覧いただきたい。そして、現存する超高層建物の耐震性能を、最新の知見や解析技術を使って、再度見直していただきたい。ビデオアーカイブがそのきっかけになれば幸いである。

超高層建物の強震観測の難しさ

小島宏章

私が研究室に配属された年の夏頃に、新しいタイプの強震計を導入してみようということで、本報告書でも使用されている強震計が研究室に納入された。強震観測について何も知らなかった私にとって、初めて目にしたのがこの強震計だった。慣れない英文マニュアルと格闘しながら、GPSの受信にすら苦勞したことを今でもよく覚えている。この強震計に自動車用のバッテリーを接続して、建設中のS造10階建て建物の強震観測をしたことが、本報告書に記載されている建設時強震観測の始まりと言って良いだろう。

これまで主として中低層建物の振動実測をしてきた私にとって、超高層建物の振動実測は非常に魅力的な内容であったが、実測ノウハウがなく手探りに近い状況であった。その最たるものが、トリガ設定である。中低層建物の建物応答は主要動で最大となる場合が多いため、通常、地表が基礎でトリガ設定をすれば、良好な地震記録が得られる。しかし、超高層建物の建物応答は、地表ではごく僅かにしか揺れていない後続波で最大応答を示す場合や、震源が遠く比較的規模の大きな地震に含まれる長周期成分の極小さな揺れによって大きく応答する場合があるため、プレトリガやポストトリガの設定に十分な配慮が必要である。私自身も後続波による応答が収録できなかったり、遠地地震が得られなかったりして、重要な地震での記録が得られず悔しい思いを何度もした。これらの反省から、トリガレベルをかなり低く設定したこともあったが、建設工事現場での強震観測であるため、工事振動でメモリがあっという間に一杯になり、結局、地震記録を取り損ねてしまったこともある。この様な苦い経験から、強震計のトリガ設定には特に気を配り、試行錯誤を繰り返してきた結果、現在では下記の項目に注意してトリガ設定をしている。

- ・ スタートトリガとストップトリガのトリガレベルを別々に設定する。
- ・ 複数の強震計を連動した場合や一つの収録機に複数のセンサーが取り付く強震計の場合に、地表や建物基礎でスタートトリガを設定し、建物頂部でストップトリガを設定する。
- ・ 工事振動などは上下動が強い場合が多いため、上下方向をトリガチャンネルから外す。
- ・ 建物の固有周期に応じてプレトリガタイムとポストトリガタイムを調整する。
- ・ 複数の強震計を連動した場合、連動機能が効かない事も想定し、個々の強震計でデータが得られるようにトリガを設定する（フェールセーフ）。
- ・ トリガ設定が詳細に行えない場合は、1データの収録時間を長くする。

この様にトリガレベルをきめ細かく設定することで、加速度計であっても速度計と同等かそれ以上に良好な地震記録が得ることができるようになった。超高層建物の地震記録を得るためのノウハウが蓄積できたことは、超高層建物の振動性状を明らかにする上での重要な成果である。

このノウハウは、建設現場に強震計を設置させて頂くだけでなく、様々な面で御配慮して下さった工事関係者・設計者の方々のお力添えがなければ得られなかったものです。関係の皆さまに感謝の意を表します。

(長周期)地震動に関する建築界での議論の必要性

飯場正紀

近年、平野規模の地形における長周期地震動とその揺れを受けた場合の長周期建築物の揺れの状況についてもいろいろ話題に上がっている。2004年新潟県中越地震や2007年新潟県中越沖地震においても、東京湾周辺での地震動記録には、5秒以上の成分が卓越する長周期地震動が確認されている。

過去の長周期地震動に関する知見について紹介する。

東京都北区の集合住宅で地震動観測が行われていた。鹿島建設技術研究所で、遠方で発生した地震における観測記録を整理されている。伊豆大島近海で発生した地震動において、7 - 8秒で大きな速度応答スペクトルを示す特徴を有することが確認されている。

また日本建築センター波(BCJ-L)と呼ばれる模擬地震波が生まれた、設計用入力地震動研究委員会(1988年～1991年)においても、仮想東海地震における東京での推定地震動には、8秒にピークをもつ成分が計算されている。推定地震動における擬似速度応答スペクトルにおいて、8秒付近の値が概ね100cm/s程度となったことから、遠距離大地震における地震動を考慮しても、擬似速度応答スペクトルが100cm/sで妥当であることが示されている。

私個人としては知識や経験がないことから、海溝型大地震を想定した長周期地震動の評価法や評価結果の妥当性の評価について、コメントを言える立場にいない。また震源モデルや伝搬特性等の設定モデルにおいて、得られた地震動の大きさが、倍半分またはそれ以上の差があり、どの程度の地震動で良いとするかの判断は難しい。

そのために、構造体としての限界値の問題へと地震動の議論をすり替えることがある。超高層建築物の応答は層間変形角で1/100程度を目安として検証されているが、層間変形角の限界値を設定することができるかどうか。基本的には、構造体の余力的なものを算定し、どの程度の地震動まで耐えることができるかから地震動を決めていく、少しずついいことを考える。

限界耐力計算における、解放工学的基盤における地震動の設定においても、建築分野で地震動そのものを議論することは行われていなかった。現在設計されている建築物の耐力や変形性能から、それと同等な建築物となるような地震動が設定されている。

1988年から数年間に実施された「設計用入力地震動研究委員会」以来、我が国の建築物の設計基準の見直しを目的とした建築界全体で地震動の議論は行われていない。近年防災科学技術研究所のK-NETによる記録の蓄積や被害地震における観測記録の利用許可により、地震動の特性についても徐々に明らかになってきている。

このような条件の下、建築物における地震動の考え方(設計用地震動)や地震動と建築物被害の関係を整理し、地震動特性と耐震設計について検討が必要である。

長周期地震動の予測に向けて

宮腰淳一

私が超高層建築物の揺れを実感したのは、2000年鳥取県西部地震のときである。当時、私は東京都内の28階建てビルの27階にあるオフィスで作業していた。地震の発生は全く知らなかったが、ある時間から非常にゆったりとした揺れを長い間感じて、いわゆる船酔い状態となって気分が悪くなり、エレベータで1階に降りて屋外に出たことを覚えている。もちろん、東京都内の震度は大きくなく、屋外にいる人々は何事もない様子であった。しばらくしてオフィスに戻ると、鳥取県西部で地震が発生したというニュースが話題になっていた。先ほどのゆったりとした揺れは、この地震によるものだったのかと、そのときはじめて判り、鳥取県で発生した地震で、東京都内の建物がこんなに揺れるなんて、と驚いたのを鮮明に記憶している。その後、東京都内の別の超高層建築物のエレベータの被害に関する報道があり、他のビルでも同様の揺れだったと知った。その同時は、この程度にしか考えなかった。その後、2003年十勝沖地震で長周期地震動が話題となり、鳥取県西部地震で感じた東京都内のビルでの揺れを再び思い出した。もし、もっと近くで地震が発生して、27階で感じた揺れが、より大きく、より長い時間続いたら、と考えると、恐ろしく思えてきた。

ここ数年、私は設計用入力地震動の仕事に携わっている。超高層建築物の地震に対する安全性や機能性の検討のためには、正確な入力地震動の評価が不可欠である。私の仕事も、現時点での知見を反映して、建設地周辺の地震環境の特徴を踏まえた、その地域特有の入力地震動を可能な限り正確に予測できるように努力しており、またそのような入力地震動が徐々に利用されるようになってきた。近年の地震観測網の発達や地震・地震動分野の研究成果によって、地震環境の地域性や地域特有の地震による地震動の計算がかなりの精度で可能となってきた。しかし、とくに超高層建築物に対する影響が最も大きいと考えられる周期数秒の長周期地震動は、まだまだ十分に評価できているわけではない、と言えるのではないだろうか。長周期地震動を正確に予測するためには、地震動の3つの特性である、震源特性、伝播特性、サイト特性を精度よく評価する必要がある。震源特性では大地震の断層の不均質な破壊過程の解明、伝播特性では地震の発生位置と建設地の間での距離減衰特性の解明、サイト特性では堆積層の地盤構造の正確な把握、などが非常に重要である。とくに、サイト特性に関しては、日本全国の堆積地盤構造について十分な調査研究を行い、長周期地震動に対する揺れやすさを把握しておくことは、超高層建築物の設計だけでなく、国民の防災意識の向上にも有用であると考えられる。このような地道な調査研究が、長周期地震動の正確な予測に反映され、安全な超高層建築物の設計および建設に役立つものと確信している。

名古屋ルーセントタワー 長期間に亘る再開発事業と超高層ビルの構造設計 白瀬陽一

名古屋ルーセントタワーが、2007年1月24日に竣工した。通称『牛島再開発ビル』は、再開発事業のため完成までに長い期間を要している。建物は東側外壁が弓なりに傾斜しており、特徴的な立面をしたビルとして名古屋駅前のスカイラインを形成している。はじめは、1990年4月の「牛島町再開発協議会」設立にまで遡り、2004年5月の着工を経て、建物の完成まで約17年かかっている。私の所属する日建設計は、当初にプロポーザルにて当選し、本再開発事業の設計者として係わる事になった。私は当時プロポーザルの担当者ではなかったが、当選後に構造設計者の一員として本事業に係わった。1988年に入社、翌年の名古屋配属間もない頃から2005年4月に大阪転勤となるまで、構造設計者として、ほぼ全期間を通して本建物の構造設計に係わっていたことになる。その意味でも、建物の竣工に喜びを感じている。



当初のプロポーザル案は、ツインビル形状だった。その後の紆余曲折を経て事務所棟は1棟となったが、その後立面形状も年月を経ると共に変化してきた。初めは、通常のビルと同じく垂直な外壁であったが、名古屋独特の事情であるテレビ電波障害のため、名古屋テレビ塔の位置する東側・南側外壁が傾斜する形状に変わった。外壁が垂直であればテレビ塔からの電波を反射し電波障害は広範囲に及ぶが、傾斜外壁とすることによりテレビ電波を上方に向かって反射させれば、電波障害の範囲は少なくなる。外壁が傾斜する東側と南側にオフィスを配置し、主に北西側のコア部でビルが傾むこうとする力を支える事になった。当時の検討では、柱を垂直に施工すると最後には約2mも頂部が変形する事になった。また、柱が傾斜する事によって建物を押す力は、レベル1地震時の地震力とほぼ同等となった。それでも当時のテレビ電波障害対策費と比較すれば、より多くの鉄骨を用いても傾斜外壁とする方が事業としては経済的となっていた。その後、日本経済のバブル崩壊とともに、建築主より低コストでの建設を求められ、現在の弓形の形状となった。建物が傾斜し建物を押す力は、柱の傾斜角度と軸力の大きさに比例する。この弓形形状の柱は、柱軸力の少ない上層部ほど傾斜角が大きく、柱軸力の大きい低層部ほど傾斜角が小さくなり、傾斜外壁・柱の形状としては理にかなっている。この形状になるまで約10年近くもかかった。現在では、瀬戸に新テレビ塔が完成し、傾斜外壁はテレビ電波障害の主な理由と言えなくなっている。

現在再開発事業に参画しているのは名古屋鉄道、中部電力、トヨタ自動車、住友生命、大成建設、他個人1名と多彩であり、その上名古屋を代表する企業が顔を揃えている。当初再開発事業に参画していた企業・個人の一部が途中から抜け、現在の敷地の形状が一部（南東部角）欠けているのはこのことが理由となっている。コスト削減を求める事業者と、一方で本建物の建設施工を願う施工者が事業者の一員であることも、本事業の発注の難しい点の要因になっているが、詳細は省略する。

さて、本建物の構造設計のポイントの一つが設計用入力地震動である。それも近い将来起こる確率が高い東南海・南海地震動と建物の性能（いわゆる超高層建物の長周期問題）が重要である。幸いにも、基本設計から実施設計期間中に、愛知県設計用入力地震動研究協議会（以後協議会と称する）が発足し、そこで名古屋地域の設計用入力地震動の策定が行なわれた。強地震動は本ビルの敷地（名古屋駅）でも作成されている。私も協議会内に設置された検討部会に当初より参加し、強震動予測の勉強を行う機会を得た。実際の地震動の作成は、強地震動予測では一流と称されている大崎総合研究所が担っている。協議会では、地震動の策定を大きく3回行っている。2003年（平成14年度）に東海・東南海・南海地震を想定した新東海波。2005年（平成16年度）に2003年の新東海波を昭和の東南海、南海地震の地震被害と比較したところレベルが小さかったため震源パラメータを改良した新東海波。その後2007年（平成17年度）に、長周期側での地震動のレベルが小さかったため、強震動予測手法の問題点を改良した新東海波が作成されている。私も見様見真似で、経験的グリーン関数法を用いて新東海波を作成した結果、長周期側のレベルが協議会で作成した新東海波より大きくなり、協議会での地震動とレベルが乖離していることを指摘した。このことが2007年の新東海波の見直しに繋がった。これらの通して感じた事は、強地震動の予測は容易ではない。今後も技術の進歩（？）とともに地震動の大きさも異なる可能性がある。現段階で精緻に予測を行っても、強震動のレベルは倍半分位は違っているかもしれないという事を強く認識したことであった。

一方、経済行為である建物の設計に重要な事は、新しい強地震動予測による建物の最大応答値のみに注目し設計を行うのは、本来の構造設計ではないと考えた。超高層ビルの構造設計の最も重要な点は、建物の周期と減衰性能である。敷地に生じる地震動に対して建物の共振現象が起こらなければ超高層の地震被害は少ないと考えられる。しかし、敷地での地震動の卓越周期は、かなり精度良く解ってきたとは言え未だ不確実性がある。建物の周期は建物高さによってほぼ決定され、設計で建物周期をコントロールするには限界がある。しかし、建物の減衰性能を上げる事は可能であり、例えば建物の減衰を倍にすると建物の共振時の最大応答は半分、その上建物が揺れている継続時間も短くなり、超高層建物の地震被害をより抑えることが出来ると考えられる。この単純な理屈を考慮した結果、本建物の各階にダンパーを設置し、建物の減衰性能を高める計画が本建物の構造設計として望ましいと判断した。よりコストをかけてより安全なビルの設計は可能であるが、出来るだけコストに対して効果的に耐震性能を高めることが設計者に求められる。本ビルの耐震性能に対する考え方は、建物の減衰性能を高めることが耐震性能向上に有効であるという考えに基づき、設計を行っている。この考え方が、本ビルの耐震設計にとって、もっとも適切な考え方であると信じている。

最後に、名古屋を代表するビルとなる名古屋ルーセントタワーの設計に係わる事が出来、建築主、施工者、設計でお世話になった関係各位に感謝の意を表す。

名古屋ルーセントタワーの完成を迎えて

小阪 淳也（日建設計名古屋オフィス構造設計室主管）

建物東側の足元から、見上げたときのガラスカーテンウォールが空に向かって、緩やかにカーブしていき、最後は空に溶け込んでいくような景色は他の建物とはちょっと違う表情をしています。

名古屋ルーセントタワーは東側の外壁面が曲面状になっており、建物の外観上の大きな特徴となっています。

この曲面を実現させることが構造設計における第 1 の課題点でした。いろいろな試行錯誤の結果、

東側外周部の柱の傾斜の仕方を軸力の大きな下層階では小さく、軸力の小さな高層で大きくすることで、柱軸力による水平方向力を小さくする。

座屈補剛ブレースによる連層の耐震ブレース架構をエレベーターの切替階に合わせた階で、ベルト状につなぎ大架構を形成し、水平方向の剛性を高める。

といった構造からの提案を意匠設計者や建物オーナーが理解していただいたことによりか解決への道をたどることができました。

また、この建物は多くの方々の利用する建物であり、一般の建物に比べ、（少しだけ）耐震性を高めておこうということが第 2 の課題でした。

この課題に対しては、建物フレーム内にエネルギー吸収装置としてのダンパーを設置することを提案しました。設計当時、神戸の震災以降、構造設計者の間では制震構造の有効性・必要性が理解されつつあるところでしたが、建物のオーナーへの理解という点ではまだ一般的ではありませんでしたので、重要性を説明し理解していただくのに若干の苦労もありました。

折りしも昨今の建物の耐震性に関する話題（中央防災会議による被害予測、長周期地震耐震強度偽装事件などなど）により一般の方の理解も深まった今、あの時制震構造を提案したことが結果的に良かったなと安堵しています。

今回のルーセントタワーの設計での経験を生かして、今後の他のプロジェクトでも精進できればと思うところです。



ミッドランドスクエアの構造設計を終えて

杉浦盛基（日建設計名古屋オフィス構造設計室主管）

ミッドランドスクエアの構造設計を終えて思うことを書き綴らせていただきます。

建築の設計行為は様々な与件を踏まえ、意匠・構造・設備のシステムを、「部分」と「全体」、「分析」と「統合」、「感性」と「理性」、「攻め」と「守り」といった視点でバランスよく構築してゆく行為で、超高層建築の設計行為はその延長線上にあり、それぞれの分野の難易度が高くなったものと考えます。小さな建物であっても大きな建物であっても基本となる設計行為は同じですが、超高層建築になると例えば構造設計の分野ではそれに加えて耐震設計のグレードを高めたり、耐風設計を見据えるといったことが必要になってきます。それぞれの分野の難易度が高くなると、どうしても自分の領域の設計を中心に据えがちになってきます。お互いの主張が強くなりまとまりを欠いてくると統一性のない建物になっていきます。ミッドランドスクエアではそれぞれ意匠・構造・設備の担当が各分野のプロではなく、建築のプロと意識して設計を進めていったことが強く印象に残っています。意匠の担当はクライアントの意向を踏まえつつ、構造や設備の志向を視野に入れて計画を進め、構造は意匠や設備の志向を考慮しながら骨組みを構築し、設備は意匠や構造の志向を考慮しながら設備システムを構築してゆく。具体例を挙げると、クライアントからある部分の変更設計の依頼を受けたとします。意匠設計者は全体の構造計画や設備計画に支障が起こらないかどうかを判断し、局部的な架構の組み方や設備の計画を想定した上で、構造設計者や設備設計者に投げかけます。構造設計者や設備設計者は状況が具現化されているので想定される問題点が容易に判断でき、起こりうるであろう意匠的な問題や構造・設備的な他分野の問題にまで配慮することが出来ました。また、オーケストラの指揮者と同じで、指揮者によって演奏の良し悪しが決まるように、意匠設計者により建物の良し悪しは大きく左右されます。



意匠設計者はコストやスケジュールを含め、クライアントはじめ構造や設備の志向を酌みながらどのように造り込むと総合的に良い建物になるかの感覚に優れていないと本当に良い建物を造ることはできません。ミッドランドスクエアにおいては意匠設計者のバランス感覚と判断力が非常に優れていたと思います。このような意匠設計者のもと、5年以上の歳月をかけて構築してきたので、設計者同士「チーム」としての意識が高く、より良い設計にすることができたと思います。

構造設計としては上記環境の下、この建物に最適な構造計画は何か、耐震計画は何かを常に問いかけながら設計を進めました。少ない柱でどのように鉛直荷重を支持し、どのように水平荷重に抵抗するか、また、高層棟と低層棟をどのように接続するかが構造計画上のポイントでした。鉛直荷重を支える主骨格は巨大荷重下においても健全に保ち、それ以外の部位でエネルギーを吸収することと、共振を抑えるのは周期以外に減衰しかないので、小さなレベルの振動現象から大きなレベルの振動現象に至るまで幅広く減衰を付加することを主眼に計画を進めました。想定レベルの振動に対してはATMDやオイルダンパーといった制振装置や制振部材を用いて抵抗し、想定を超えるレベルの振動に対しては強靱な骨組みの履歴減衰によりに抵抗する計画とし、特に骨組みについては鋼材種から部材、架構計画に至るまで幅広く最適解を模索し、建築計画と融合した最適な計画にすることができたと思います。

現場では監理者や施工者から職人に至るまで、「なんと意思伝達とは難しいことか。」ということをもっと知ることになりました。規模が大きければ大きい程、正確に伝達する仕組みが必要であることがわかりました。どれだけ満足できる設計をしたとしても実際に造る人に正確に伝わらなければ正に「絵に描いた餅」になるわけです。この経験は今後の大きな糧になりました。

今回のプロジェクトでは設計時に実施した微動アレイ探査や風洞実験に始まり、施工時に実施した外装材の動的実大変形試験、溶接箱形断面柱の施工試験、重要部位の部分実大実験、ATMDを加振源とした振動実験、地下における施工時変位実測、シャトルエレベータシャフト内の温度と鉄骨柱の歪計測といった実験・実測をおこない、実性能を検証しました。このように実性能を検証する意識はコンピュータ時代のバーチャルな世界に傾倒する中であって重要であると認識したことを記し終わりたいと思います。