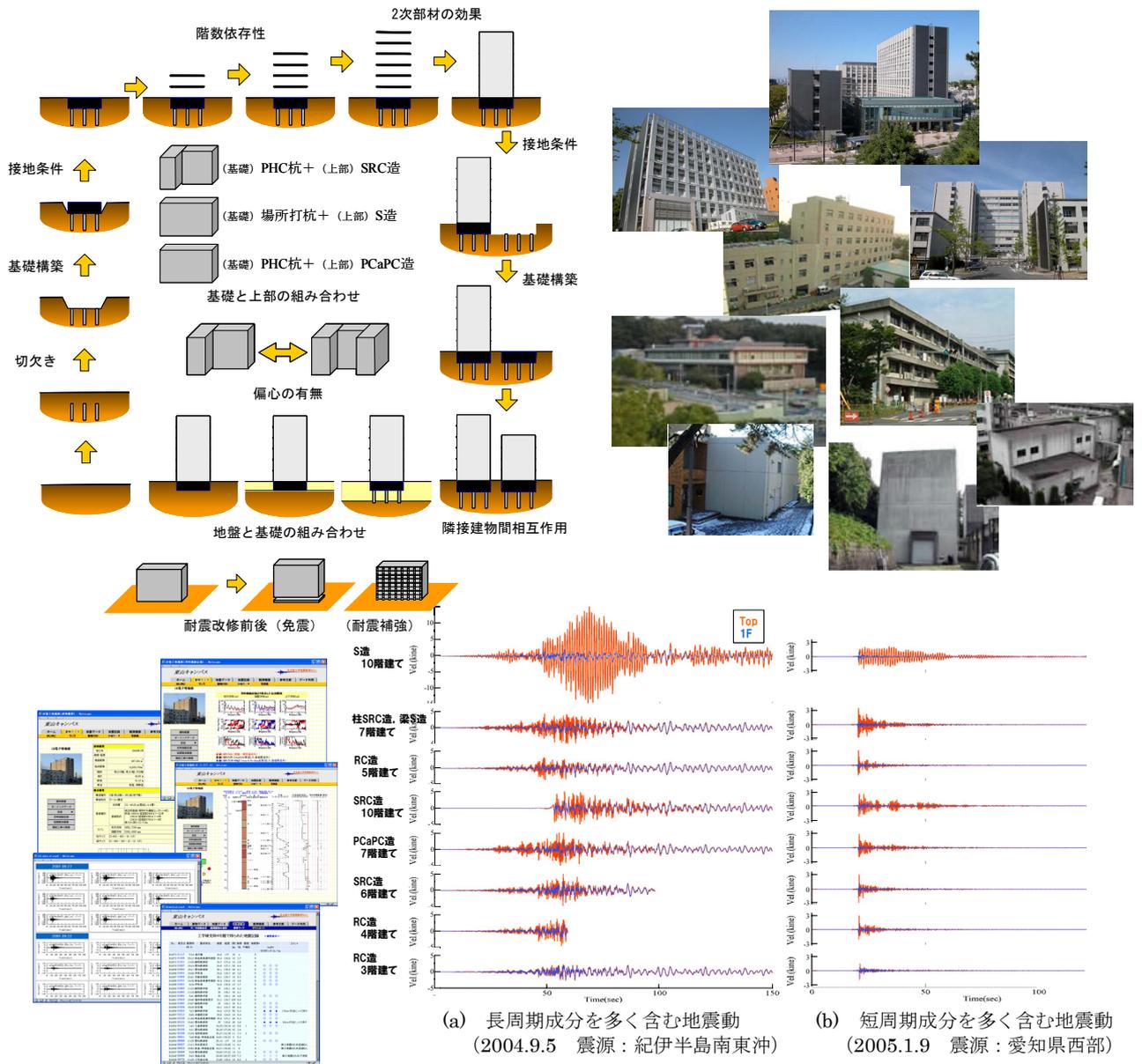


# 戦略的強震観測及び地震被害分析に基づく 中低層建物の地震時挙動及び耐震性能の解明

(研究課題番号 15360295)

平成 15 年度～平成 16 年度 文部科学省科学研究費補助金・基盤研究(B) (2)  
研究成果報告書



平成 17 年 3 月

研究代表者 福和 伸夫  
(名古屋大学 環境学研究科 都市環境学専攻)

# 戦略的強震観測及び地震被害分析に基づく 中低層建物の地震時挙動及び耐震性能の解明

平成 15 年度～平成 16 年度 文部科学省科学研究費補助金・基盤研究(B) (2)  
研究成果報告書 (研究課題番号 15360295)

平成 17 年 3 月

研究代表者 福和 伸夫  
(名古屋大学 環境学研究科 都市環境学専攻)

## 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）  
中野 優（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（国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター・建築災害対策研究官）  
護 雅史（清水建設㈱技術研究所・副主任研究員）  
宮腰淳一（清水建設㈱技術研究所・副主任研究員）  
研究協力者：小島宏章（名古屋大学大学院環境学研究科・大学院生）

所属等は平成 17 年 3 月

## 研究経費

|          |           |
|----------|-----------|
| 平成 15 年度 | 12,900 千円 |
| 平成 16 年度 | 2,200 千円  |
| 計        | 15,100 千円 |

## 研究発表

### (1) 審査論文等

- 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, 岡田純一, 福和伸夫, 飛田潤：振動実測と解析に基づく S 造及び SRC 造 10 階建て建物の振動特性評価, 第 11 回日本地震工学シンポジウム, 2002.11
- N. Fukuwa, 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., 2003.3
- 小島宏章, 飛田潤, 福和伸夫, 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
- 中田信治, 福和伸夫, 西畑尚：実大振動実験と強震観測に基づく低層鉄骨住宅の振幅依存性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 574 号, pp.85-92, 2003.12
- H. Kojima, 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

N. Fukuwa, J. Tobita and H. Kojima: Proposal of Strategic Seismic Observation of Soil-Structure System and Data Publication through Web, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper No. 483, 10p., 2004.8

飛田潤, 福和伸夫, 中野優: 地域防災協働態勢を支援するシステムと防災拠点の構築, 日本建築学会技術報告集, 第 20 号, pp.367-370, 2004.12

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

H. Kojima, N. Fukuwa, and J. Tobita: Strategic observation program for dynamic response of buildings, 1st Advances in Experimental Structural Engineering, Nagoya, 8p., 2005.7 (掲載予定)

(2) 口頭発表等

宮腰淳一, 福和伸夫: 構造的な被災度判定基準に基づく被害率曲線の構築, 日本地震工学会年次大会, 2003.11

宮腰淳一, 神原浩, 福和伸夫, 山口司: 構造的な被災度判定基準 基づく被害率曲線, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.25-26, 2003.9

竹生修治, 宮腰淳一, 福和伸夫, 飛田潤: 耐震診断結果に基づく RC 造建築物の地震被害に関する検討, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.39-40, 2003.9

小島宏章, 福和伸夫, 飛田潤: 建設中の高層建物を対象とした強震観測事例, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.951-952, 2003.9

福和伸夫, 小出栄治, 糸魚川貢一: 建物観測用の普及型低コスト地震計の試作, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.871-872, 2003.9

山崎靖典, 福和伸夫, 飛田潤: 高層建物の固有周期と減衰定数の設計値と実測値に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.947-948, 2003.9

西畑尚, 福和伸夫, 飛田潤: 鉄骨住宅の固有振動特性に関する研究 その 3 近接固有値による連成うなり振動を考慮した分析, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, 構造 II, pp.931-932, 2004.9

浜田栄太, 小島宏章, 福和伸夫, 飛田潤: 中低層建築物の固有振動数・減衰定数に関するデータベース構築, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, 構造 II, pp.843-844, 2004.9

竹生修治, 白瀬陽一, 宮腰淳一, 福和伸夫, 飛田潤: 既存 RC 造学校建築の耐震性能(その 1:耐震診断結果の分析), 日本建築学会学術講演梗概集 C-1, 構造 III, pp.719-720, 2004.9

白瀬陽一, 竹生修治, 宮腰淳一, 福和伸夫, 飛田潤: 既存 RC 造学校建築の耐震性能(その 2:復元力特性の設定), 日本建築学会学術講演梗概集 C-1, 構造 III, pp.721-722, 2004.9

山崎靖典, 小島宏章, 文学章, 福和伸夫, 飛田潤: 隣接建物の建設に伴う振動特性の変化 (その 1) 既存建物の振動特性の推移, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp.639-640, 構造 II, 2004.9

文学章, 小島宏章, 山崎靖典, 福和伸夫, 飛田潤: 隣接建物の建設に伴う振動特性の変化 (その 2) 隣接建物と既存建物の建設段階毎の振動特性の変化, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, 構造 II, pp.641-642, 2004.9

- 小島宏章, 福和伸夫, 飛田潤: プレキャストプレストレストコンクリート造建物の建設段階に伴う振動特性の変化, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, 構造 II, pp.647-648, 2004.9
- 飛田潤, 福和伸夫, 中野優: 地域防災協働態勢を支援する防災拠点のためのシステム群, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, 構造 II, pp.1025-2026, 2004.9
- 西畑尚, 福和伸夫, 飛田潤: 近接固有値による連成うなり振動を考慮した減衰推定法, 建築学会東海支部研究報告集, pp.165-168, 2004.2
- 小島宏章, 山崎靖典, 浜田栄太, 福和伸夫, 飛田潤: 2004年9月5日紀伊半島南東沖の地震(Mj7.4)における建物応答性状, 建築学会東海支部研究報告集, pp.229-232, 2005.2
- 山崎靖典, 小島宏章, 浜田栄太, 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に関する研究, 建築学会東海支部研究報告集, pp.233-236, 2005.2



## 目次

1. 序論 (福和伸夫) . . . . . 1

### 第一部 戦略的強震観測による中低層建物の動的特性 (小島宏章)

2. 建物振動実測の新たな方法とデータ公開 . . . . . 2
3. 建物の振動性状に及ぼす各種要因の分析 . . . . . 17
4. 実測記録に基づく中低層建物の入力損失効果 . . . . . 56
5. 増幅特性・固有振動数・減衰定数に及ぼす動的相互作用効果 . . . . . 78

### 第二部 種々の建物における観測データの蓄積とその活用

6. 常時微動による RC 住宅の振動特性評価 (飯場正紀) . . . . . 92
7. 仙台における建物の強震観測と 2003 年十勝沖地震の記録 (宮腰淳一・護雅史) . . 105
8. 2004 年東海道沖地震における観測記録の概要 (福和伸夫) . . . . . 120
9. 環境総合館の観測体制と立体振動性状の可視化 (中野優・小島宏章) . . . . . 137
10. 強震観測記録のデータベース化と web 公開 (小島宏章) . . . . . 153
11. リアルタイム観測システムから防災へ (飛田潤) . . . . . 162



# 1. 序論

建物の合理的な耐震設計を行うには、建物に作用する地震動の性質や、建築物と地盤との動的相互作用効果、建物の終局挙動などを明らかにすることが必要であるが、理論解析での分析の限界も有り、強震観測記録に基づいた分析が望まれている。しかし、強震観測の現状は、観測記録の数や質が極めて不十分であり、観測点数の抜本的な増加、観測の質の改善、既にある観測記録の公開・普及が強く望まれている。地盤の強震観測については、兵庫県南部地震以降、複数の機関で、観測網が全国的に整備されてきたが、建物の強震観測は未整備のままであり、建設不況なども災いして、震災以前に比べ、むしろ状況が悪化しているように思われる。

建物の強震観測の多くは、民間建設会社等の自主的な観測に依存しているため、観測対象建物が、高層建物や原子力発電施設などの特定の建物に限られがちであり、建築主との関係でデータ公開が困難な場合が多い。こういった状況を改善する方法としては、①公的機関の建物観測を充実させると共に、②数少ない観測建物で効果的な結果を得る戦略を立てること、③動的相互作用効果や立体振動特性を分析できる観測態勢とすること、④データ公開を支援するシステムを作ること、⑤公開されたデータが活用されるよう建物・地盤データなどの周辺データも含めて公開度を高めること、⑥安価な観測システムを作ること、⑦強震観測以外にも転用可能な多面的に利用できる観測システムとすること、などが考えられる。

一方で、建物の耐震性に関する理解度も未だ十分ではない。兵庫県南部地震での被害状況と、耐震設計で想定していたクライテリアとは相互に矛盾するところが大きい。特に震度Ⅶの震災の帯の中における中低層鉄筋コンクリート建物の被害率が数%以下に留まったことは、建物の実力に関する我々の理解度の不足を示している。被害と設計とのギャップを理論解析だけで埋めることは困難であり、実際の建物の挙動を観測から理解することも重要となる。例え建物の応答挙動が弾性範囲であったとしても、二次部材などの剛性への寄与や、現実の地盤上の建物の動的相互作用効果の把握、隣接建物間の相用効果、建物の立体振動挙動の把握などは可能となる。近年、長周期地震動に対する長周期低減衰構造物の地震時挙動への懸念も議論されており、建物の減衰能の把握も喫緊の課題である。

本研究では、このような現況を改善する方法を模索するため、建物強震観測の現状の課題を克服する方法を具体的に提案・実現すると共に、強震観測データの分析から構造物－地盤系の地震時挙動や建物の耐震性能評価に関する新たな知見を構築することを意図している。研究を実施するに当たっては、強震観測に関する豊富な知見を有する名古屋大学の飛田潤助教授・中野優助手に加え、限界耐力計算法の構築に主体的に携わってきた建築研究所の飯場正紀博士（現・国総研）、杭－地盤系の応答挙動に詳しい清水建設の護雅史博士（現・文科省）、地震被害データの分析に多くの知見を持っている宮腰淳一博士に研究分担者として加わって頂いた。

具体的な研究内容は、①よりよい観測データを効率的に得るために戦略的に観測対象を選定した建物－地盤系の強震観測のプログラムの立案、②得られた観測データを広く公開するためのシステムの構築、③安価な地震計の開発により観測点数を抜本的に増やす方法の提案、④観測記録を地震工学以外に広く利用するために開発した情報システムの構築、⑤強震記録に基づく建物の固有振動特性に及ぼす影響の分析、⑥強震記録に基づく入力損失効果の分析、⑦強震時、常時微動時、強風時の応答性状の差異の分析、などである。これ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。

名古屋大学大学院 福和伸夫

## 2. 建物振動実測の新たな方法とデータ公開

### 2.1 はじめに

従来、振動実測の主たる対象は、原子力関連施設などの重要構造物や大規模・超高層建物、免震・制震建物など振動を制御する構造物などであり、理論解析や高度な技術の検証という意味合いが色濃かった。一方、中低層建物の振動実測は、常時微動記録に基づく検討は数多くなされているものの、建物と地盤との動的相互作用効果に着目した詳細な強震観測はあまり行われていない<sup>例えば<sup>1)</sup></sup>のが現状である。

この原因として、建設コストに占める調査・研究費用が原子力関連施設や超高層建物、免震・制震建物に比べ、中低層建物では圧倒的に高くなってしまふことが挙げられる。また、中低層建物の多くは軟弱地盤上に立地しているため、建物と地盤との動的相互作用効果が強い上、使用用途も多岐に渡るため耐震部材と見なされない2次部材が多く、平面的な偏心や高さ方向の剛性バランスの偏りが生じやすい。基礎構造も多種多様で、都市部では隣接して建物が存在する場合も多いため、建物の振動性状を把握するためには複数の観測点での同時観測が必要となり、さらに観測コストが割高になる傾向にある。中低層建物には数値解析による検討が困難な要素が多数含まれており、これらの幾つかが潜在的な余力と指摘されているが、理論的にも未解明な問題が多く取り残されたままの状態になっている<sup>2)</sup>。

一方で、2000年の建築基準法の改正により限界耐力計算法が導入され、建物と地盤との動的相互作用の影響を設計時に考慮できるようになった。設計法そのものとしては大きく進歩したと言えるが、動的相互作用効果の実証的な検討や、設計に用いる地震力設定の検証は十分ではないため、性能指向の耐震設計を促進するためにも実測記録に基づく検討は必要不可欠である。

実測記録を得るためには、観測機器そのもののコストの他に、設置コスト、設置後の保守管理・運用コスト、長期に渡る観測期間も必要となる。また、建物の多くは民間が所有しているため、所有者の考え方により、振動実測そのものの実施や記録の公開が行えない場合も多々ある。しかし、実測記録の有用性・必要性を広く社会に認知し、利用して貰うためにも、振動実測・観測より得られる膨大な記録を、収集・整理・利用するためのシステムが必要となる。

この様な背景から、本章では中低層建物の建物と地盤との動的相互作用効果を分析可能な高品質の実測記録を効率良く得るために、計画・実施した新たな振動実測の方法を示すと共に、得られた実測記録の整理・公開方法を示す。

## 2.2 戦略的強震観測・常時微動計測プログラム

通常、建物の振動実測・観測は竣工済みの建物を対象とするため、実測記録に基づいた統計的な分析には、多数の建物での振動実測が必要となる。しかし、観測プログラムを計画的に立案・実施すれば、1棟の建物でも複数の建物を対象にした観測とほぼ同等の成果を得ることができる。この実例として、中低層建物の動的相互作用効果を分解して分析することを目的に行った戦略的強震観測・常時微動計測プログラムの概略を図 2.1 に示す。この観測プログラムの特徴は下記の通りである。

### (a) 建設中の建物を観測対象とする

基礎の建設に伴い、①地盤の切欠き、②基礎構築・地下階構築、③埋戻しが行われるため、各建設段階において周辺地盤と基礎で同時観測を行う。この記録より有効入力動に及ぼす切欠き効果、基礎の重量効果、埋戻しによる側方地盤の影響が把握可能である。

上部躯体の建設に伴い、④階数が増加する。躯体重量は主に床スラブの打設による変化が大きいことから、各階の床スラブが打設される毎に、周辺地盤・基礎・上部躯体最上階で同時観測を繰り返し行うことにより、ほぼ同一の地盤・基礎条件下で上部躯体の階数のみが増加する記録が得られる。この記録より固有振動数やモード減衰、有効入力動に及ぼす階数依存性が把握可能となる。また、有効入力動と基礎入力動の差も検討可能となる。

上部躯体の完成後、外壁や内部間仕切り壁などの⑤2次部材が付与されるため、2次部材付与に伴う上部構造物の剛性変化が把握可能である。

建物の供用が開始されると、⑥積載荷重のみが増加するため、竣工直後と供用後の実測記録を比較することにより、上部構造物の重量変化が相互作用に及ぼす影響が把握可能である。

単独建物が竣工後に⑦隣接建物が建設される場合、先行して建設された建物と隣接建物を建設段階毎に同時観測を行うことにより、隣接建物の階数変化も考慮可能な隣接建物間相互作用効果を把握可能である。

この様に建設段階毎を追って常時微動計測を行うと共に、建設期間中から強震観測を継続的に行うことにより、建設段階の異なる強震観測記録も得ることが可能である。

### (b) 同規模で基礎と上部構造の組み合わせが異なる建物を観測対象とする

建設中の建物の観測からだけでも多数の有益なデータが得られるが、これらをさらに有効利用するために、同様の観測をほぼ同規模で基礎と上部構造の組み合わせが異なる建物を対象に実施する。ここから上部構造と基礎の剛性バランスが相互作用効果に及ぼす影響を把握可能である。

### (c) ほぼ同一の上部構造で、地盤・基礎条件の異なる建物を観測対象とする。

小中学校などの校舎建築はほぼ同一の上部構造特性で、各地に一様に分布しているため、地盤条件と基礎条件の差異が動的相互作用効果に及ぼす影響<sup>3)</sup>を検討可能である。

### (d) 平面増築により偏心が変化する建物を観測対象とする

中低層建物は複雑な形状を持つ建物が多いため、ねじれ応答や立体振動特性<sup>4-5)</sup>が地震時挙動に及ぼす影響を把握することも重要である。そこで平面増築が予定されている建物を観測対象にすることにより、偏心の変化に伴うねじれ応答や立体振動特性の変化が把握可能となる。

(e) 耐震改修される建物を観測対象とする

兵庫県南部地震以降、公共建物を中心として耐震改修が盛んに行われている。そこで耐震改修が予定されている建物を観測対象にすることにより、上部構造物の剛性変化が動的相互作用効果に及ぼす影響が検討可能となる。また、耐震改修による補強効果も検討可能となる。

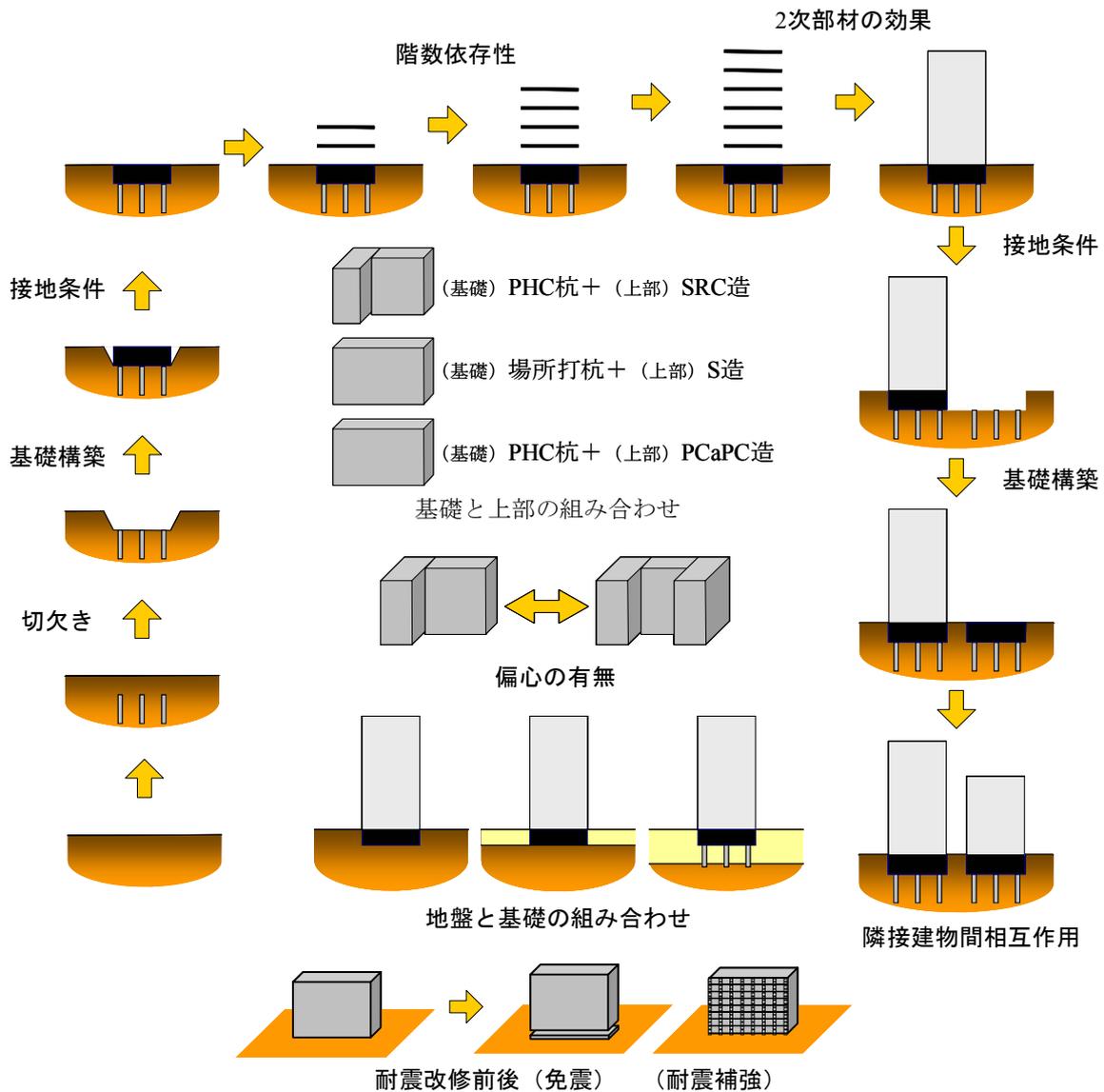


図 2.1 戦略的強震観測・常時微動計測プログラム

## 2.3 建設段階毎の常時微動計測

ほぼ同規模で構造種別・基礎形式の異なる3棟の建物を対象に、建設段階毎に常時微動計測を行った。3棟の建物は、名古屋大学東山キャンパス内に立地している鉄骨造10階建てのIB電子情報館（以下、S造建物と略記する）、プレキャストプレストレストコンクリート造7階建ての環境総合館（以下、PCaPC造建物と略記する）、鉄骨鉄筋コンクリート造10階建ての工学研究科新1号館（以下、SRC造建物と略記する）である。図2.2に対象建物の外観を、表2.1に建物概要を示す。

S造建物の常時微動計測は、図2.3(a)に示すセンサー配置で、床スラブが2フロア打設される毎に計測を行い、5階建て時以降は5階にも建物頂部と同様にセンサーを配置して計測を行った。S造建物は図2.4に示すようにスラブ打設に先行して鉄骨が順次立ち上がっていたことに注意する必要がある。

PCaPC造建物は、PC柱の建て方、PC梁の架設、PC鋼線の緊張、ハーフPC床版の架設、ハーフPC床版へのコンクリート打設の工程を繰り返すことにより建設されたため、常時微動計測は、床の剛床仮定が成立すると考えられるハーフPC床

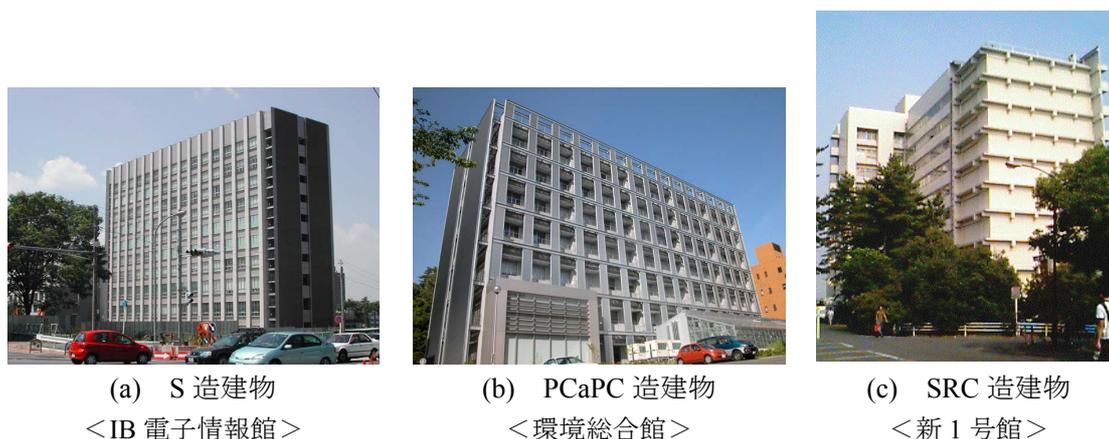


図2.2 建設段階毎の常時微動計測を行った対象建物

表2.1 建設段階毎の計測を行った対象建物概要

|            | IB電子情報館  | 環境総合館              | 新1号館（増築前）           |
|------------|--|--------------------|---------------------|
| 構造種別       | S造   | PCaPC造             | SRC造                |
| 骨組形式 (x方向) | ラーメン構造   | ラーメン構造             | 耐震壁付きラーメン構造         |
| (y方向)      | ラーメン構造   | 耐震壁付きラーメン構造        | 耐震壁付きラーメン構造         |
| 階数 (地上-地下) | 10 - 1   | 7 - 1              | 10 - 1              |
| 軒高         | 41.1m  | 29.7m              | 39.3m               |
| 建築面積       | 987 m <sup>2</sup>                                       | 852 m <sup>2</sup> | 1,502m <sup>2</sup> |
| 基礎形式       | 杭基礎  | 杭基礎                | 杭基礎                 |
| (杭種別)      | 場所打ち<br>鋼管コンクリート   | PHC杭               | PHC杭                |
| (杭長)       | 41.7m  | 32, 36m            | 45 - 48m            |
| (杭径)       | 1200φ (拡底部1700φ)<br>1300φ (拡底部1900φ)<br>1400φ (拡底部2400φ) | 800φ               | 500φ<br>600φ        |
| 根入れ深さ      | GL-7.3m  | GL-4.0m, GL-7.2m   | GL-2.5m (一部GL-7.8m) |

版へのコンクリート打設後に、図 2.3 (b) に示すセンサー配置で行った (図 2.5)。また、PC 部材の緊張前後での振動特性の変化を捉えるために、最上階の PC 部材の緊張前後にも計測を行った。

SRC 造建物の常時微動計測は、図 2.3 (c) に示すセンサー配置で、各階のコンクリート部分が打設される毎に計測を行った (図 2.6)。但し、ロックインの計測は 7 階建て時以降でのみ行った。SRC 造建物ではコンクリート部分の打設に先立ち、鉄骨が最上階まで組み上がっていたことに注意が必要である。

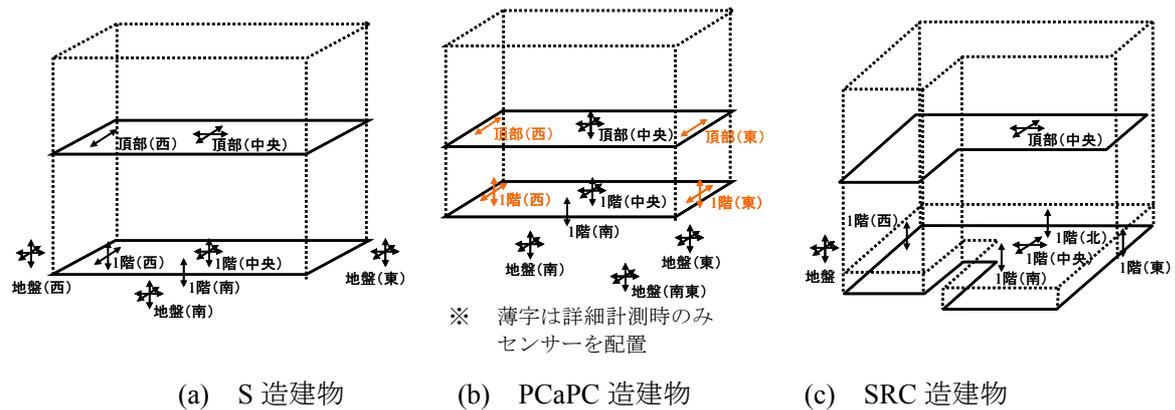
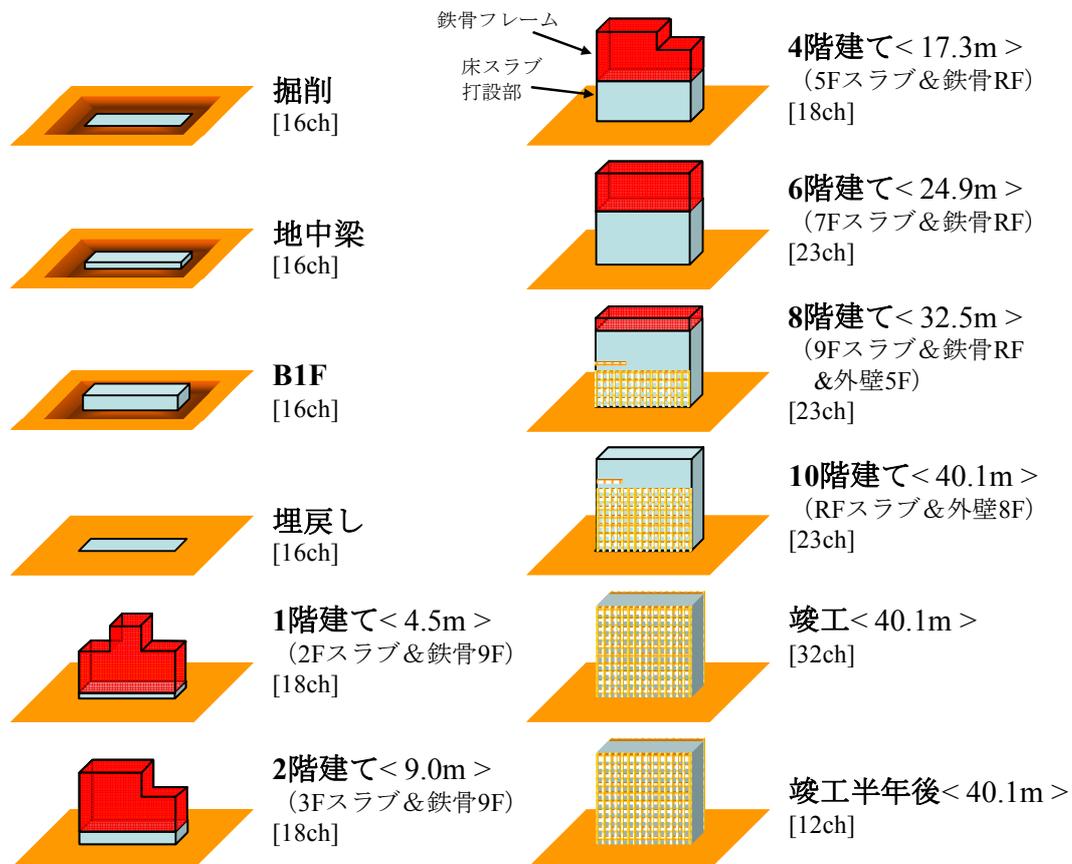


図 2.3 建設段階毎の常時微動計測のセンサー配置図



※ 全てのケースについて、計測時間は1,800秒とし、収録は変位成分を1秒計で200Hzサンプリングで行った。

図 2.4 S 造建物の常時微動計測時の建物状況

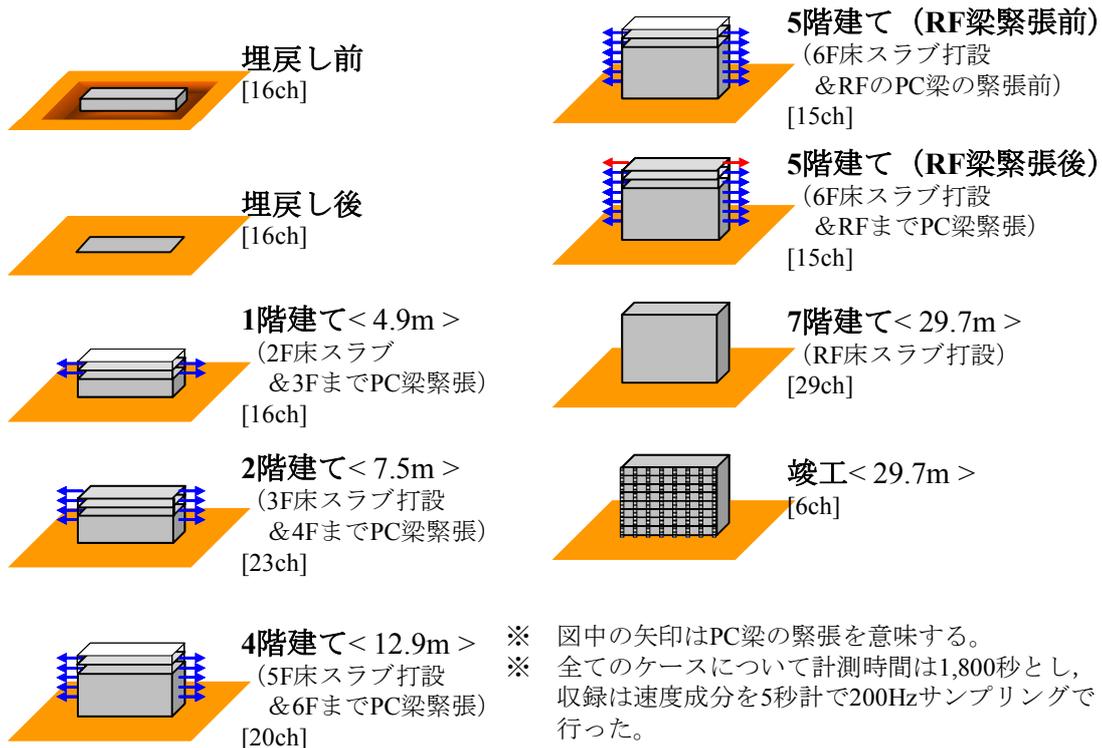
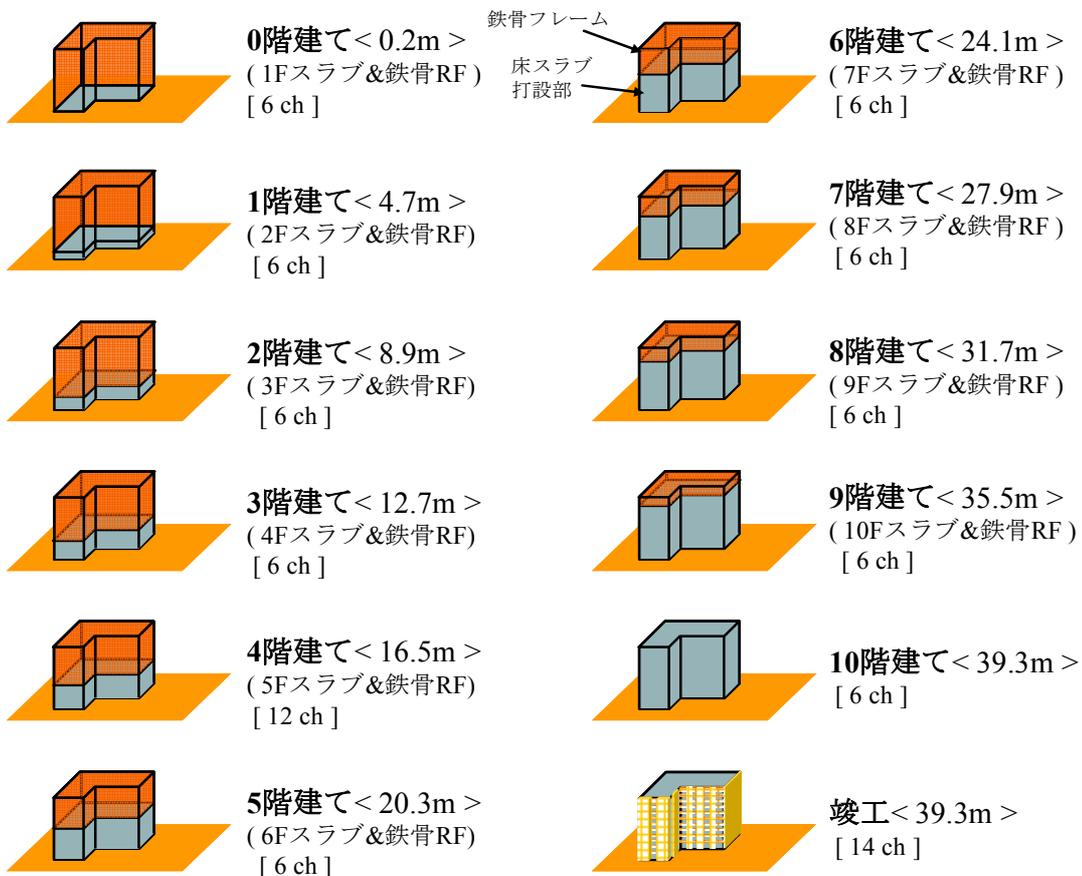


図 2.5 PCaPC 造建物の常時微動計測時の建物状況



※ 全てのケースについて、計測時間は600秒×3回とし、収録は速度成分を1秒計で100Hzサンプリングで行った。

図 2.6 SRC 造建物の常時微動計測時の建物状況

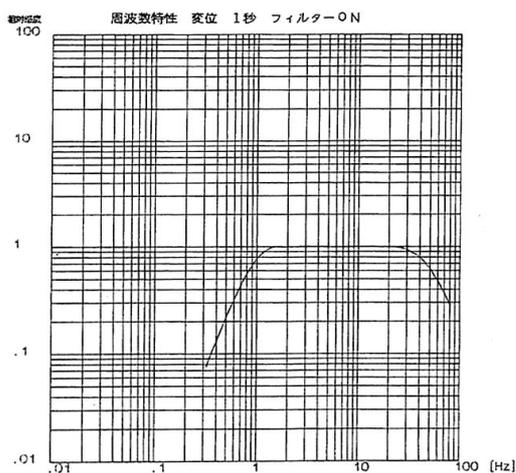
常時微動計測は全て、固有周期 1 秒の動コイル型常時微動計・専用アンプ・デジタルレコーダー・各種機器をつなぐケーブル類を用いて行った。常時微動計には、x, y, z の 3 成分を同時に計測できる 3 チャンネル動コイル型常時微動計（以下、3ch 微動計）と、水平・上下成分が独立した 1 チャンネル型常時微動計（以下、1ch 微動計）がある。3ch 微動計は、固有周期 1 秒の速度計として用いる場合には最大感度 10V/mkine，変位計として用いる場合には最大感度 40V/ $\mu\text{m}$  で、周波数特性としては 2 - 10Hz でフラットな特性を示す。図 2.7 (b) にローパスフィルタを用いて 3ch 微動計と専用アンプを接続したときの周波数特性を示す。1ch 微動計は、固有周期 1 秒の速度計として用いる場合には最大感度 10V/mkine，変位計として用いる場合には最大感度 4V/ $\mu\text{m}$  で、周波数特性は 3ch 微動計と同じである。図 2.8 (b) にローパスフィルタを用いて 1ch 微動計と専用アンプを接続したときの周波数特性を示す。



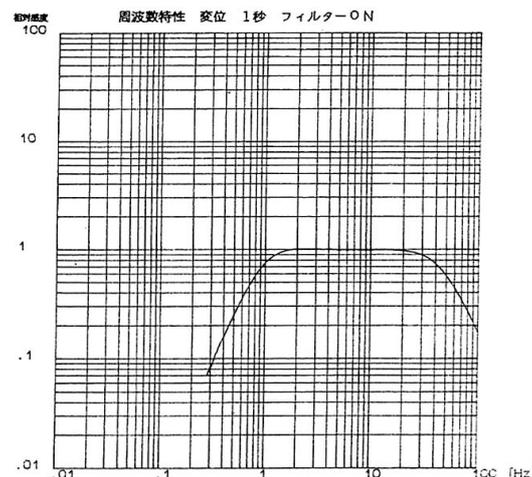
(a) 3チャンネル動コイル型常時微動計の写真



(a) 1チャンネル動コイル型常時微動計の写真



(b) 3チャンネル動コイル型常時微動計のフィルタ特性 (変位成分, 1秒計)



(b) 1チャンネル動コイル型常時微動計のフィルタ特性 (変位成分, 1秒計)

図 2.7 3チャンネル動コイル型常時微動計

図 2.8 1チャンネル動コイル型常時微動計

本論では、常時微動計測によって得られる記録から伝達関数を求めるため、各観測点に設置する微動計の特性が一致していることが保証される必要がある。そのため、計測に先立って、微動計の特性が一致していることを確認するために、検定試験を行った(図 2.9)。検定試験は、振動台上に微動計を設置し、実際に計測で用いるケーブルと接続して同時計測を行う。そして、基準センサー記録に対して伝達関数を計算し、計測で対象とする振動数帯域(1 - 20Hz)で、振幅が 1、位相遅れが 0、コヒーレンスが 1 となることを確認する。建物規模が大きい場合や建物が高い場合等は、収録機器を設置したステーションからの距離がセンサーによってまちまちになるため、センサーとアンプをつなぐケーブルの長さが大幅に異なることもある。ケーブルの長さは電気抵抗に影響するため、検定試験から得られる伝達関数の振幅が 1 を示さないことがある。この様な場合には、検定試験結果から得られる基準センサーに対する伝達関数の振幅比を用いて補正する。また、計測前の検定だけでなく、計測後の検定を行うことにより、計測中及び運搬・設置の際にセンサーが故障していないかを確認することも出来る。このように検定試験は、計測に使用する機器の異常や故障を発見するためだけでなく、振幅レベルの補正や、計測点の重要度に合わせて信頼性の高いセンサーを配置する場合の検討にも用いるため、重要な試験である。

常時微動記録は建設中の工事現場で収録するために、当研究室の計測車に各種計測機器を積み込み、これを計測ステーションとした(図 2.10)。



図 2.9 常時微動計の検定模様



図 2.10 計測車をステーションとした時の様子

## 2.4 建設中建物の強震観測

地震動は主に下方から実体波が建物に入射すると考えられるのに対し、常時微動では表面波の影響が大きいと考えられる。したがって、建物への入力特性が異なる地震記録と常時微動記録それぞれから得られる振動特性の差異を検討しなければ、常時微動記録に基づく分析の有用性を確認することはできない。そこで、S造建物とPCaPC造建物において、建設段階毎の常時微動計測を行うと共に、建設工事期間中に継続的な強震観測も行った。

建設中の建物を対象とした強震観測を行うためには、設置場所・電源・可搬性・時刻較正といった様々な問題を解決しなければならないため、建設中建物の強震観測記録に基づく検討は皆無である。しかし、2.2.1節で述べたように、建設中建物において得られる地震記録は非常に有益であるため、筆者らは加速度計内蔵型の収録機で可搬性の高いAltus Etna（図2.11）を用いて強震観測を行った。

S造建物では、ロッキング動も含めた振動特性の変化を観測できるように、図2.12(a)に示す3点に強震計を配置し、PCaPC造建物では、地盤・杭も含めた振動特性の変化を観測できるように、図2.12(b)に示す8点に強震計を配置して観測を行った。建物頂部の観測点は階数変化の影響を捉えるために、S造建物では、床スラブが2階分打設される毎に上階へ移設して2, 4, 6, 8, 10階で強震観測を行った。PCaPC造建物では、各階の床スラブが打設される毎に強震計を上階に移設して3, 4, 5, 6, 7階で強震観測を行った。建設現場では電源の確保が困難なため、図2.10に示すように自動車用の12Vバッテリーを電源として使い、約1週間毎にバッテリー交換を行って強震観測を続けた。

Etnaは通常、GPSを用いて時刻較正を行うが、S造建物とPCaPC造建物の建設現場では、GPSアンテナを取り付ける場所を確保できなかったため、時刻較正は行っていない。また、同期信号ケーブルの敷設も不可能であったため、S造建物とPCaPC造建物の建設中にEtnaで収録されたデータを用いる場合、初動と位相差に着目して時刻補正をした上で、分析を行っている。



図 2.11 可搬型強震計  
(Altus Etna)

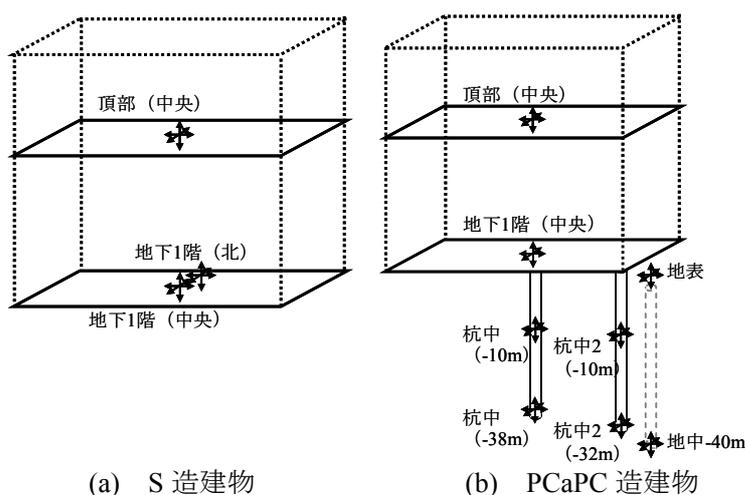


図 2.12 建設中建物の強震観測点

## 2.5 現場内 LAN を用いた建設中の高層建物の強震観測

建設業界では、CAD などの IT 技術を利用した業務形態が一般化してきた。近年では、建設現場においても作業員稼働数や入退車両数の管理や、ペーパーレス化など施工管理に関わる部分にも IT 技術が活用されている。先進的な現場では、騒音・振動データの監視、工事写真の完全デジタル化が行われており、建設現場内に LAN を敷設しインターネットカメラを通じた安全性の監視なども行われつつある。本小節では、強震観測の新たな方法として、建設現場における IT 技術を活用した新たな強震観測の方法を述べる。

対象とした建物は、名古屋市内の洪積台地に立地する 18 階建ての S 造高層病院建物(図 2.13)で、粘性体制震壁を採用した制震建物である。強震観測は階数変化と内装付与が建物の固有振動数、減衰定数、建物と地盤との動的相互作用に及ぼす影響を観測できるように、地盤・建物 1 階中央・1 階端部・頂部の 4 地点に地震計を設置して行った。建物頂部の地震計は、上部構造物の構築と共に上階へ移設しながら観測を続けた。観測期間は約 20 ヶ月である。

強震観測に使用した強震計は、加速度計内蔵型の収録機で、時刻校正に GPS を用いるため、単独で強震観測が可能である。建設現場内では、複数の強震計を連動させるための同期ケーブルの敷設が困難であることから、トリガは独立とし、個々の強震計の GPS によるタイムスタンプを元に地震記録の時刻合わせを行った。この方法を採用することで、強震計を柔軟に設置・移動することが可能となるため、工事に伴う一時的な設置位置の変更や、上部構造の構築と共に設置位置を上階に移設することを実現した。

計測データは、現場内の LAN を利用して構築した強震観測ネットワークにより収集した(図 2.16)。強震計は LAN アダプタ(シリアル→TCP/IP プロトコル変換)を用いてネットワークに接続し、HUB で集約した後、現場事務所内に設置したパソコンを介して、インターネットに接続した。強震計を建設現場内のサブネットに収めることで有限な Global IP アドレスは一つで多点観測を実現した。

強震計のネットワーク化により、建設現場での強震観測でありながら



図 2.13 S 造高層病院建物の写真



図 2.14 S 造高層病院建物の建設模様

現場事務所及び現場外からリモートで強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，強震計に蓄積されるデータの収集，工事振動によるデータの消去を中心とするデータ管理の必要性が高いことから，強震観測ネットワークシステムの有用性が分かる。また，強震観測に使用する機器は，工事振動の観測にも利用可能であることから，リアルタイムの振動監視などにも機能を拡張することが可能である。



(a) GPS アンテナ (b) 強震計 (c) 養生後の強震計

図 2.15 現場内での強震観測の様様

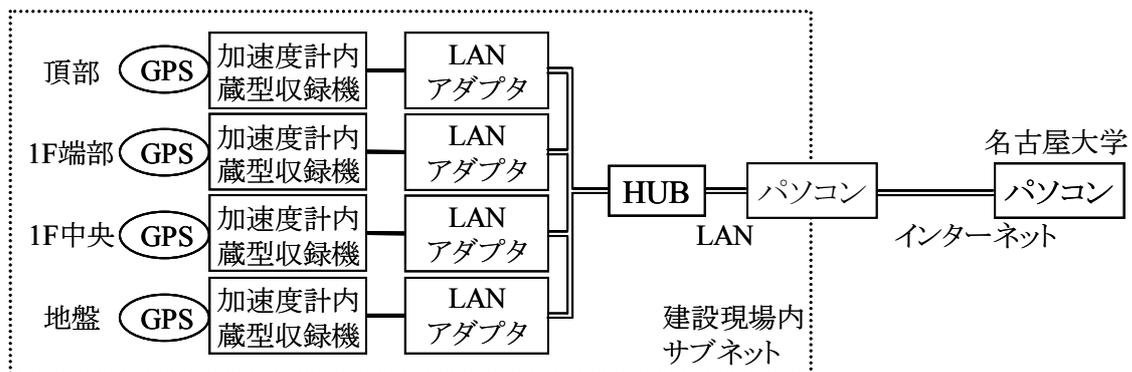


図 2.16 建設現場内の強震観測システムの概要

## 2.6 隣接建物増築時の強震観測・常時微動計測

一般的な中低層建物の隣接建物間相互作用に着目した実測・検討事例はごく僅か<sup>例えば 1)</sup>である。そこで、2.2.2 節で対象とした S 造 10 階建て建物の周囲を取り囲むように隣接建物が建設される好機を利用して、隣接建物の建設が既存建物の振動性状に及ぼす影響を抽出するために詳細な実測を行った。図 2.17 に増築前後の写真を示す。

対象建物は、名古屋大学東山キャンパス内に立地する既存の S 造 10 階建ての IB 電子情報館（以下、既存建物と略記する）と、周囲に建設される RC 造 5 階建ての南棟、柱が SRC 造・梁が S 造の混合構造で 7 階建ての西棟、RC 造 1 階建て（一部 2 階建て）の中棟である。図 2.18

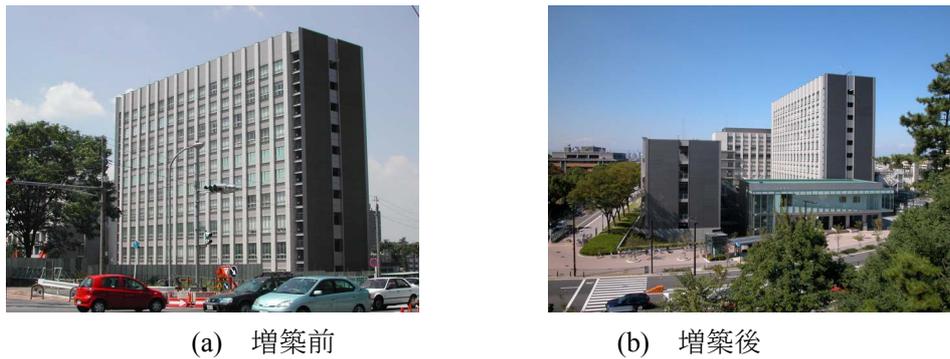


図 2.17 増築前後の S 造建物の写真

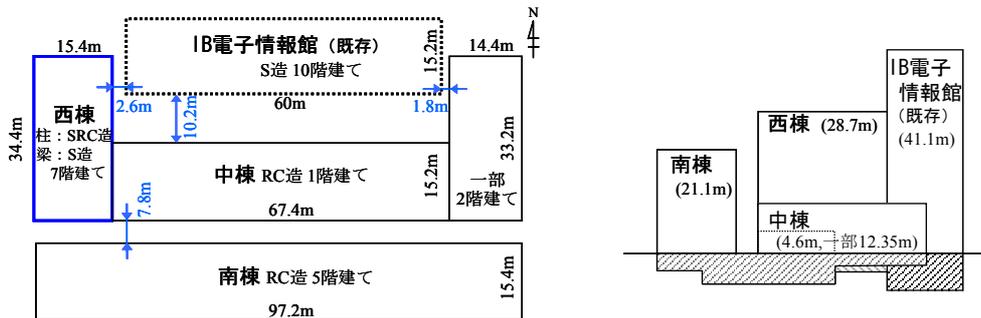


図 2.18 増築後の S 造建物の平面図（左）と東立面図（右）

表 2.2 IB 電子情報館と増築建物の概要

| 建物名  | IB電子情報館                               | 南棟                             | 西棟                        | 中棟                      |
|------|---------------------------------------|--------------------------------|---------------------------|-------------------------|
| 延床面積 | 10,525m <sup>2</sup>                  | 7,440m <sup>2</sup>            | 3,322m <sup>2</sup>       | 2,860m <sup>2</sup>     |
| 階数   | 地上 10階<br>地下 1階                       | 5階<br>1階                       | 7階<br>—                   | 1階（一部）2階<br>1階          |
| 軒高   | 41.1m                                 | 21.95m                         | 31.34m                    | 4.6m（一部）12.35m          |
| 構造種別 | 地上 S造<br>地下 SRC造                      | RC造<br>RC造                     | 柱：SRC造, 梁：S造              | RC造<br>RC造              |
| 骨組形式 | X方向 ラーメン構造<br>Y方向 ラーメン構造              | ラーメン構造<br>耐震壁付き<br>ラーメン構造      | ラーメン構造<br>耐震壁付き<br>ラーメン構造 | ラーメン構造<br>ラーメン構造        |
| 根入深さ | GL-7.5m                               | GL-3.5m<br>(一部) GL-6.6m, 10.4m | GL-3.75m                  | GL-7.0m<br>(一部) GL-9.8m |
| 基礎種別 | 杭基礎 場所打ち杭                             | PHC杭                           | PHC杭                      | PHC杭                    |
|      | 杭径 1300φ, 1400φ,<br>(拡底部)1900φ, 2400φ | 400φ, 600φ                     | 600φ                      | 600φ                    |
|      | 杭長 41.7m                              | 16 - 24m                       | 23m                       | 16 - 26m                |

に各建物の平面図，東立面図，表 2.2 に各建物の概要を示す。

実測は，既存建物に設置されている強震計も活用して，以下の 3 種類を行った。

- ① 既存建物に設置されている強震計（図 2.19）を用いて，隣接建物の建設工事期間中に常時微動計測を行った。約 4 日毎に強震計を手動で動作させ，加速度成分を 100Hz サンプリングで 10～30 分間収録した。この記録から，既存建物の長期的な振動特性の変化を検討する。
- ② 微動計を用いて，西棟を建設段階毎に図 2.19 に示すセンサー配置で常時微動を高密度同時計測した。計測は，西棟の 1F，2F，3F，5F 床スラブが打設された直後に当該床に建物上部観測点を設置し，5 秒計で速度成分を 200Hz サンプリングで 30 分間収録した。同時に，既存建物で強震計を手動で動作させて常時微動計測を行っている。この記録から，西棟の建設段階毎の振動特性の変化と，既存建物の振動特性の変化を検討する。
- ③ 既存建物では竣工してから継続的に強震観測を行っており，隣接建物の着工前までに 27，工事期間中に 12，隣接建物の躯体完成後に 35（2004 年 10 月末日まで）の地震記録を得ている。隣接建物竣工後は，隣接建物間相互作用も観測できるように，図 2.20 に示すセンサー配置で強震観測を行っている。これらの記録から，隣接建物の前後で地震時の振動特性の変化を検討する。

以上，3 種類の計測日時と工事の進展状況を図 2.21，表 2.3 に示す。

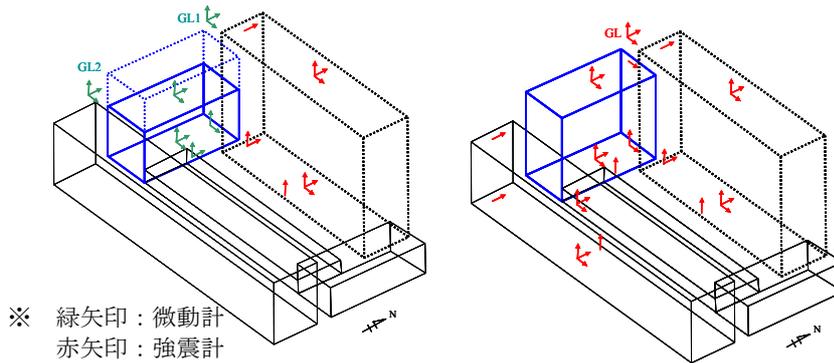


図 2.19 隣接建物建設時の常時微動観測点

図 2.20 隣接建物竣工後の強震観測点

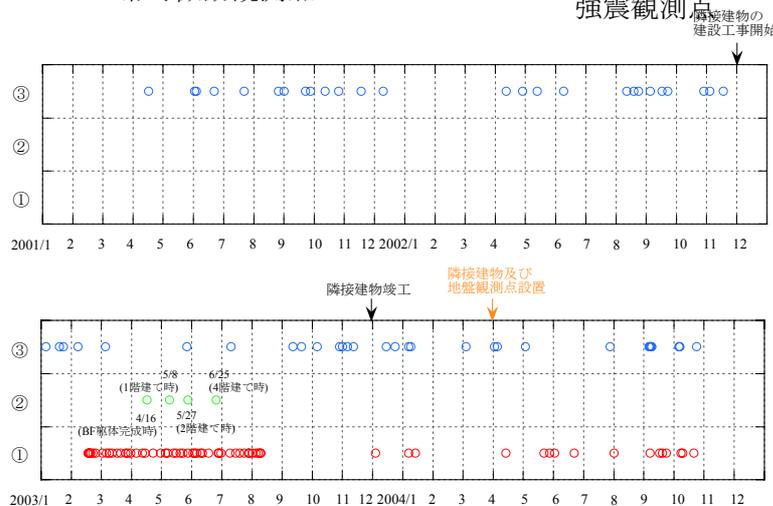


図 2.21 観測データ概要

- ① 強震計を用いた簡易常時微動記録
- ② 西棟の建設段階毎の常時微動記録
- ③ 強震観測記録

## 2.7 まとめ

本章では、建物振動実測の現状と課題を整理し、一般的な中低層建物の実測記録が質・量とも不足していることを把握した。この状況を従来の建物振動実測方法を用いて打開するには、膨大な資金と時間が必要となるが、本章では新たな建物振動実測の方法として、中低層建物の振動性状に及ぼす各種要因の影響を抽出することを目的に、戦略的強震観測・常時微動計測プログラムを作成、実施した。強震計などハードウェア、資金、時間の不足を補うために、建設中建物や増築前後の建物、地盤・基礎・上部構造の違いに着目をするソフト面で工夫することで、1棟の建物から複数の有益なデータを得ることが可能なことを示した。

表 2.3 計測日時と工事の進展状況

|    |       | 南棟    | 西棟        | 中棟         |
|----|-------|-------|-----------|------------|
| 02 | 12 上旬 | 杭打ち   | 杭打ち       | 杭打ち        |
| 02 | 12 中旬 | 一次根切り | 一次根切り     | 一次根切り      |
| 03 | 01 中旬 | 根切り   | 基礎捨てコン    | 根切り        |
| 03 | 02 上旬 |       | 基礎梁完成     |            |
| 03 | 02 17 |       | 鉄骨建方 第1節  |            |
| 03 | 03 01 |       | 帯筋        | BF床(東)     |
| 03 | 03 05 |       |           | BF躯体配筋(東)  |
| 03 | 03 11 |       | 埋戻し       | BF型枠(東)    |
| 03 | 03 20 |       | 鉄骨建方 第2節  |            |
| 03 | 03 25 |       | 3FL鉄骨     |            |
| 03 | 03 27 |       | 5FL鉄骨(途中) | BF躯体(東)    |
| 03 | 04 05 | 掘削    |           |            |
| 03 | 04 11 | 捨てコン  | 鉄骨建方終了    |            |
| 03 | 04 14 |       | 1F配筋      |            |
| 03 | 04 16 |       | 地下躯体      |            |
| 03 | 04 22 | 基礎梁   |           |            |
| 03 | 04 30 |       | 1F躯体型枠    | 基礎、埋め戻し(北) |
| 03 | 05 04 |       | 1F躯体      | 鉄骨建方(北)    |
| 03 | 05 08 |       |           |            |
| 03 | 05 15 | BF躯体  |           |            |
| 03 | 05 22 |       | 2F躯体      |            |
| 03 | 05 27 |       |           |            |
| 03 | 06 01 | 1F躯体  |           |            |
| 03 | 06 03 |       | 3F躯体      |            |
| 03 | 06 17 |       | 4F躯体      |            |
| 03 | 06 25 |       |           |            |
| 03 | 06 27 | 2F躯体  | 5F躯体      |            |
| 03 | 07 08 |       |           | 1F躯体(東)    |
| 03 | 07 14 |       | 6F躯体      | 1F躯体(西)    |
| 03 | 07 18 | 3F躯体  |           |            |
| 03 | 07 27 |       | 7F躯体      | 2F躯体(東)    |
| 03 | 08 04 | 4F躯体  |           |            |
| 03 | 08 06 |       | RF基礎      |            |
| 03 | 08 11 | 5F躯体  |           |            |
| 03 | 11 中旬 | 竣工    |           |            |

計測日



## 参考文献

- 1) 松山智恵, 福和伸夫, 飛田潤: 強震観測・強制振動実験・常時微動計測に基づく隣接する中低層建物の振動特性, 日本建築学会構造系論文集, No.545, pp.87-94, 2001.7
- 2) 飛田潤, 福和伸夫: 建物の地震時挙動に関する問題点の整理, 第3回強震データの活用に関するシンポジウム, 建築学会, pp.1-12, 2002.12
- 3) 八木茂治, 飛田潤, 福和伸夫: 常時微動計測による低層 RC 造建物の伝達関数に地盤・建物動的相互作用が及ぼす影響, 構造工学論文集, pp.435-444, 2000.3
- 4) 岡田純一, 福和伸夫, 飛田潤: 観測記録に基づく SRC 造 10 階建物の平面増築による振動特性変化, 構造工学論文集, Vol.48B, pp.437-444, 2002.3
- 5) 飛田潤, 西山拓一, 福和伸夫, 西阪理永, 村橋亮: 常時微動計測に基づく 10 階建 SRC 造建物の立体振動性状, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp.1677-1682, 1998

### 3. 建物の振動性状に及ぼす各種要因の分析

#### 3.1 はじめに

中低層建物の振動性状は、建物と地盤との動的相互作用、平面形状の不整形性、2次部材など様々な影響を受けているため、大変複雑な場合が多い。都市域では建物が隣接している場合が多く、隣接する建物同士が地盤を介して相互に影響を及ぼし合い、振動性状をさらに複雑にしている。これらの要素はいずれも解析モデルによる検討が困難であるため、耐震設計の基礎資料作りやシミュレーション解析を適切に行うためには、様々な影響因子に着目した詳細な実測記録の分析が必要である。

そこで本章では、2章で述べた戦略的強震観測・常時微動計測で得た実測記録を用いて、建物の振動性状に及ぼす各種要因を抽出し、系統的に分析を行う。具体的には、3.2節では、建設段階毎の常時微動計測・強震観測記録を用いて、固有振動数・減衰定数・モード形状の階数依存性に着目し、慣性の相互作用の特性を分析する。次に、建設段階毎の有効入力動に着目して、入力の相互作用の特性を分析する。3.3節では、既存建物を困むようにして隣接建物が建設される際に行った常時微動計測・強震観測記録を用いて、隣接建物間相互作用を分析する。3.4節では、ほぼ同規模で構造種別・構造形式の異なる10階建て建物を対象として、実測記録の分析を行うと共に、解析値との比較分析を行うことにより、2次部材の剛性の影響を分析する。

## 3.2 相互作用効果の階数依存性

階数増加に伴う相互作用効果の変化を検討するために、2.2.2 節～2.2.3 節で述べた建設段階毎の常時微動計測と、建設中建物の強震観測で得た記録を用いて、固有振動数・モード形状・減衰定数・有効入力動の階数依存性を分析する。対象建物は、ほぼ同規模で構造種別・構造形式、基礎形式の異なる3棟の建物（S造10階建物、SRC造10階建物、PCaPC造7階建物）である。

### 3.2.1 固有振動数の階数依存性

地盤・建物1階中央・1階端部（2点）・頂部の5点で収録された記録を用いて、統計的处理に基づいて伝達関数（ $H_V$ 推定法<sup>1)</sup>）を算出し、固有振動数の階数依存性を分析する。但し、建物頂部とは、床スラブのコンクリートを打設し剛床と仮定できる最上階を意味している。伝達関数推定は、建設段階毎に行った常時微動計測で得た1,800秒間の記録を20.48秒（PCaPC造建物では40.96秒）のデータサンプルに区切り、各サンプルの両側に2秒間のコサイン型テーパー施して出来た87サンプル（PCaPC造建物では43サンプル）を用いて、アンサンプル平均によりパワースペクトルとクロススペクトルを求め、これらより伝達関数を推定している。サンプル数が十分多いため、ウィンドウによるスペクトルの平滑化は行っていない。

図3.1～図3.6にS造建物とSRC造建物が1, 2, 4, 6, 8, 10階建て、竣工時、PCaPC造建物が1, 2, 4, 5, 7階建て時の、地盤-建物連成系（Top/GL）、スウェイのみ固定した基礎固定系（Top/1F）、スウェイとロッキングを固定した基礎固定系（Top/(1F+H $\theta$ ）<sup>2)</sup>の伝達関数を示す。ここに、Hは逆三角形型の1次モードから求めた等価高さ<sup>3)</sup>で、基礎の転倒モーメントを等価にして求めている。 $\theta$ は1階床でのロッキング角である。但し、SRC造建物は竣工時のデータが欠損していたため、伝達関数推定を行えなかった。PCaPC造建物では6階建て時に常時微動計測を行っていないため、5階建て時にコンクリートの打設されていない7階PC床版上で得た記録を示す。また、竣工後の計測は行っていない。

S造建物の竣工時のコヒーレンス（図3.3 (a7)、図3.6 (a7)）は、他の計測ケースに比べ非常に乱れている。これは計測時に強風が吹いていたため、風による上部入力が大きかったことが原因と考えられる。竣工半年後に再計測を行い、得られた伝達関数の振幅値と位相遅れを比較したところ、竣工直後の結果とほぼ同様の傾向を示していたため、ここでは竣工直後の記録を用いて分析を行う。

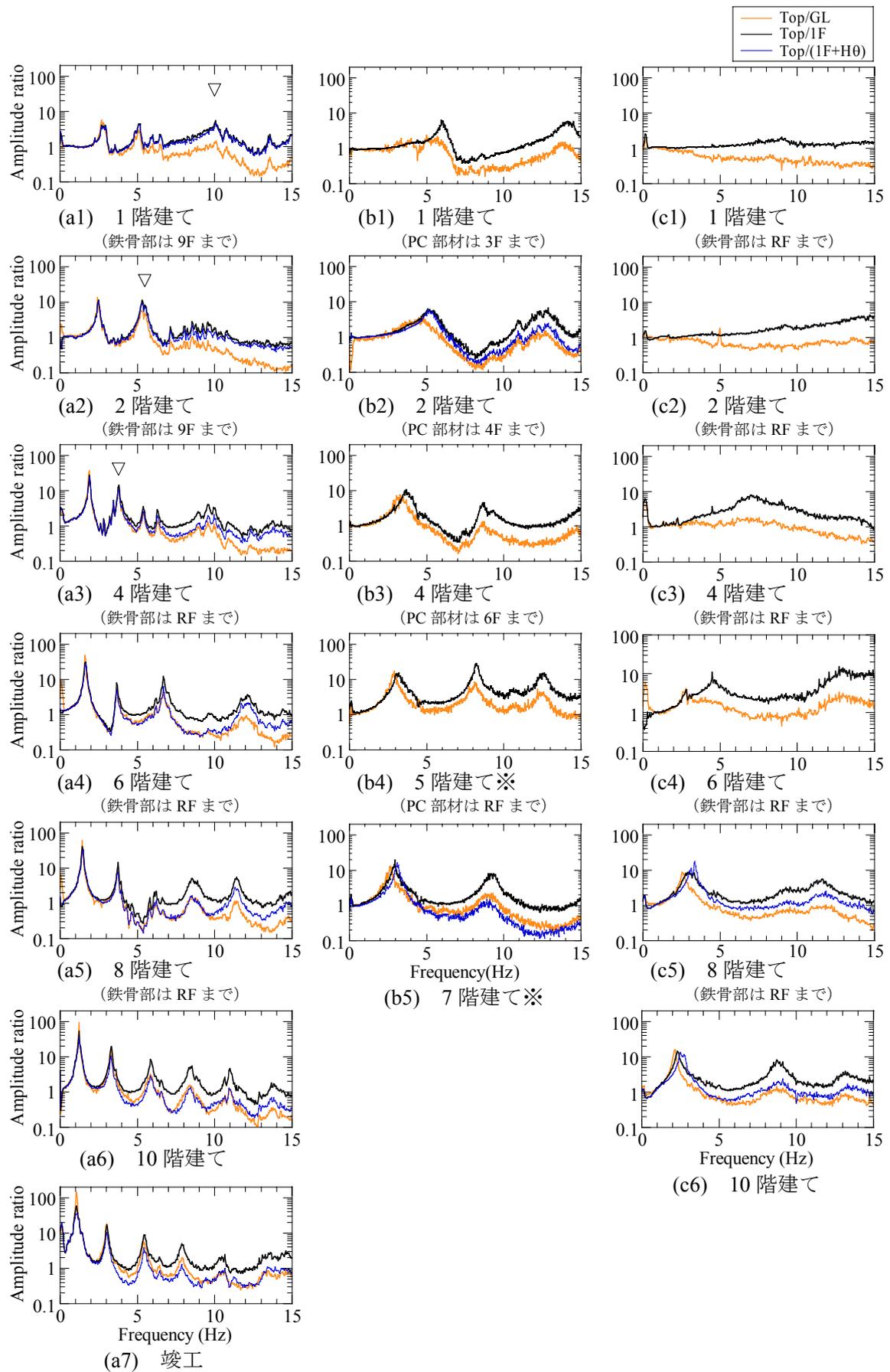


図 3.1 建設段階毎の桁行方向の伝達関数 (振幅)  
 (左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

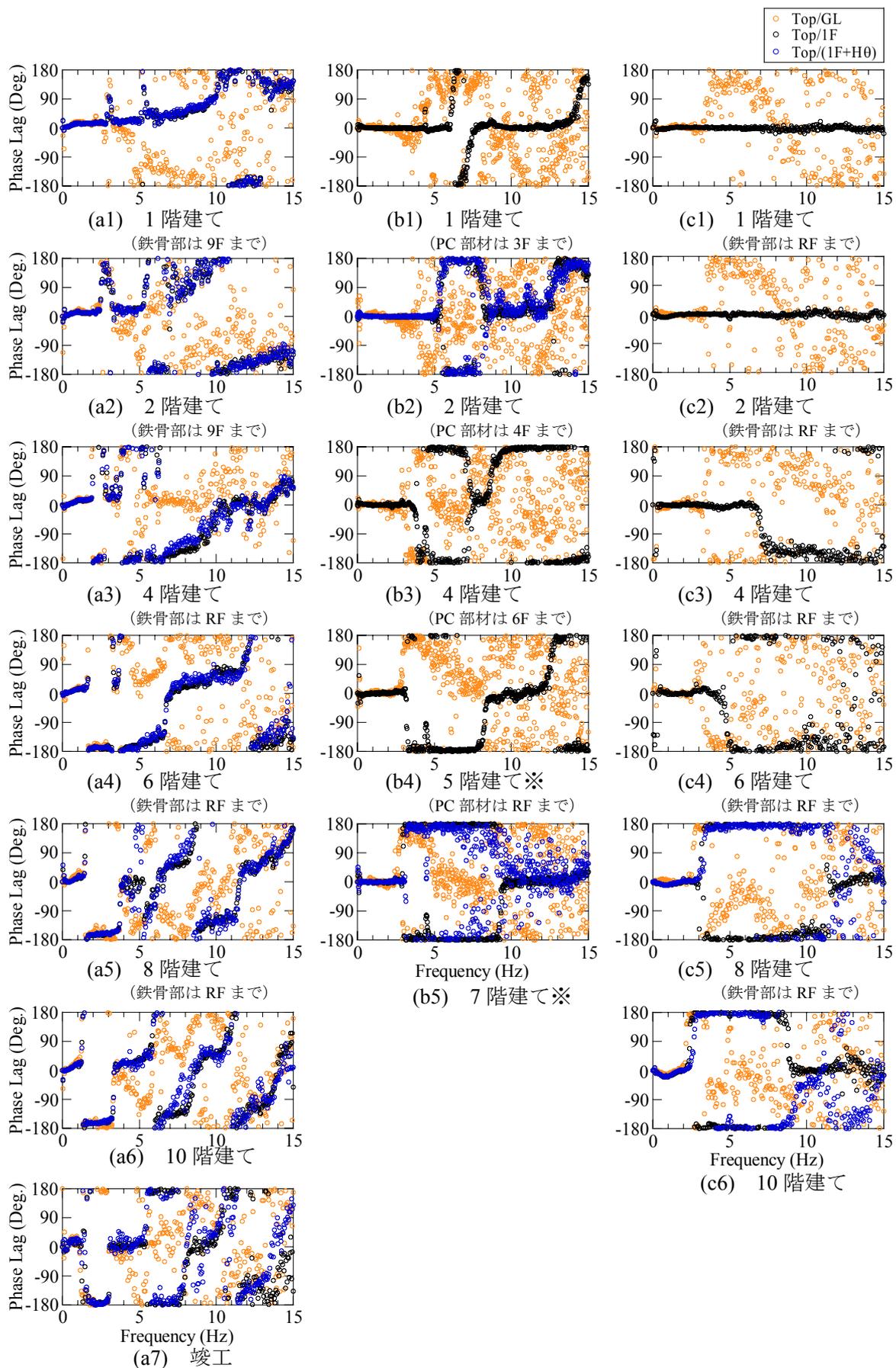


図 3.2 建設段階毎の桁行方向の伝達関数 (位相)  
 (左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

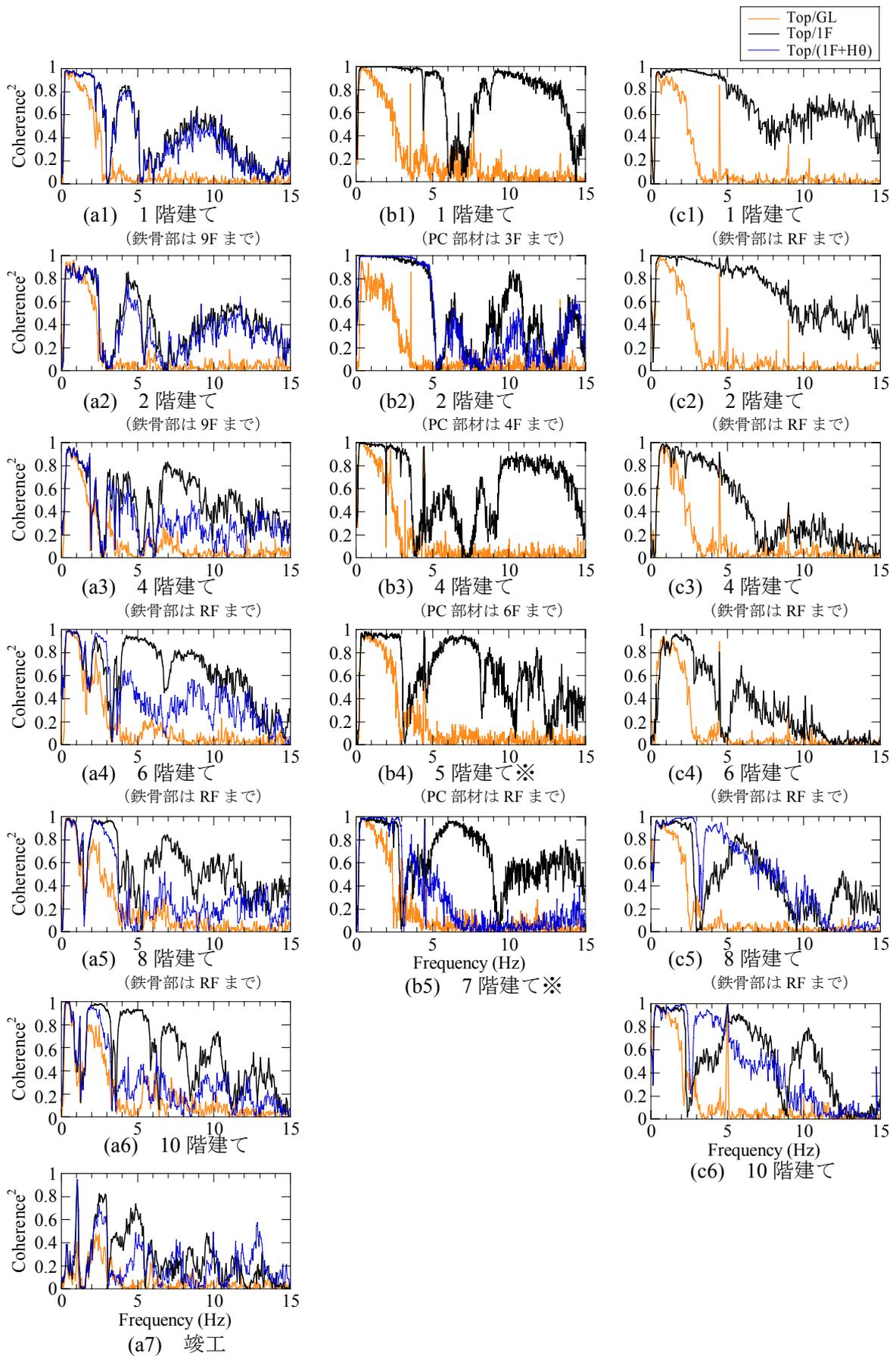


図 3.3 建設段階毎の桁行方向の伝達関数 (コヒーレンス)  
(左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

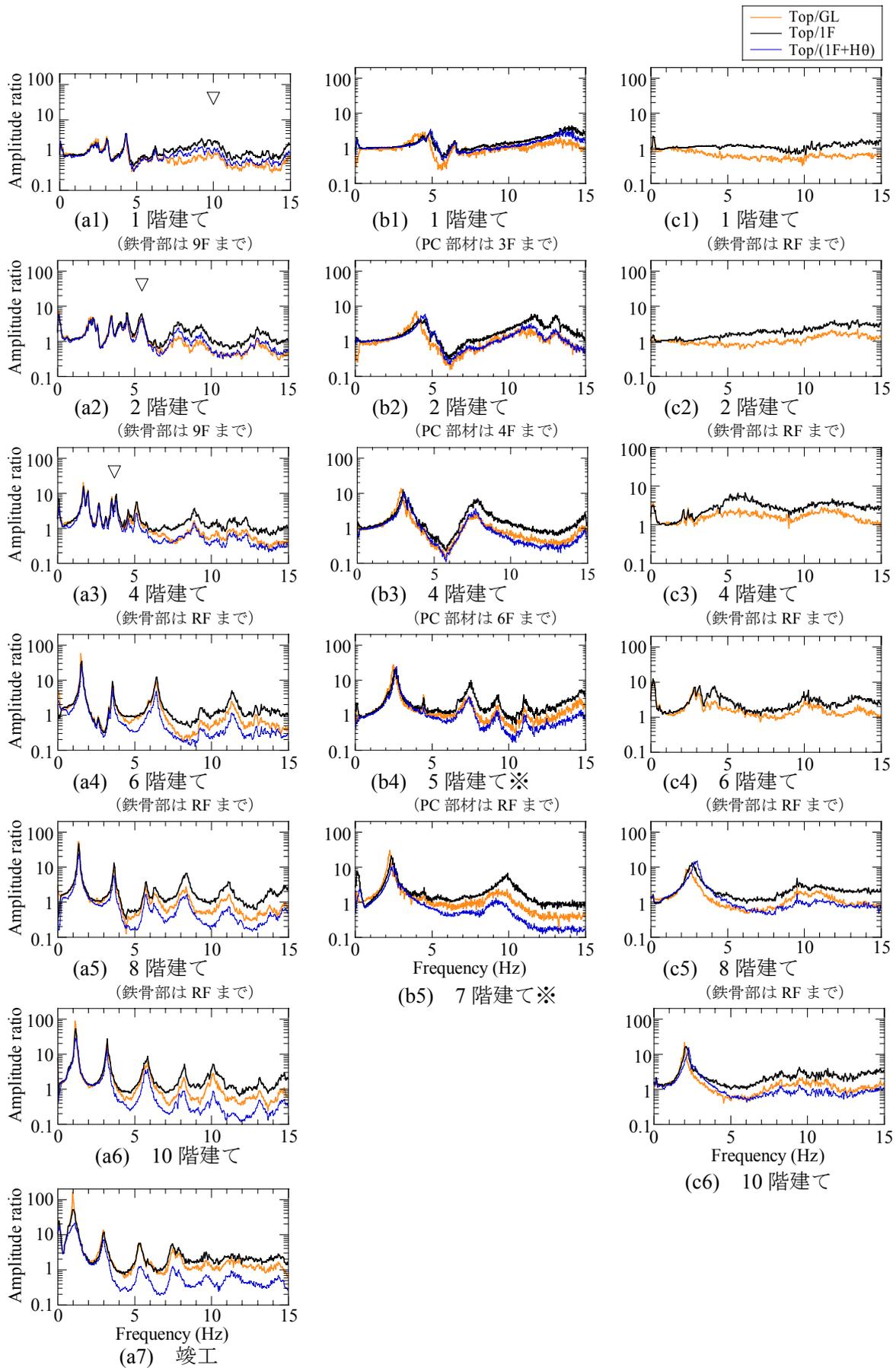


図 3.4 建設段階毎の張間方向の伝達関数 (振幅)  
 (左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

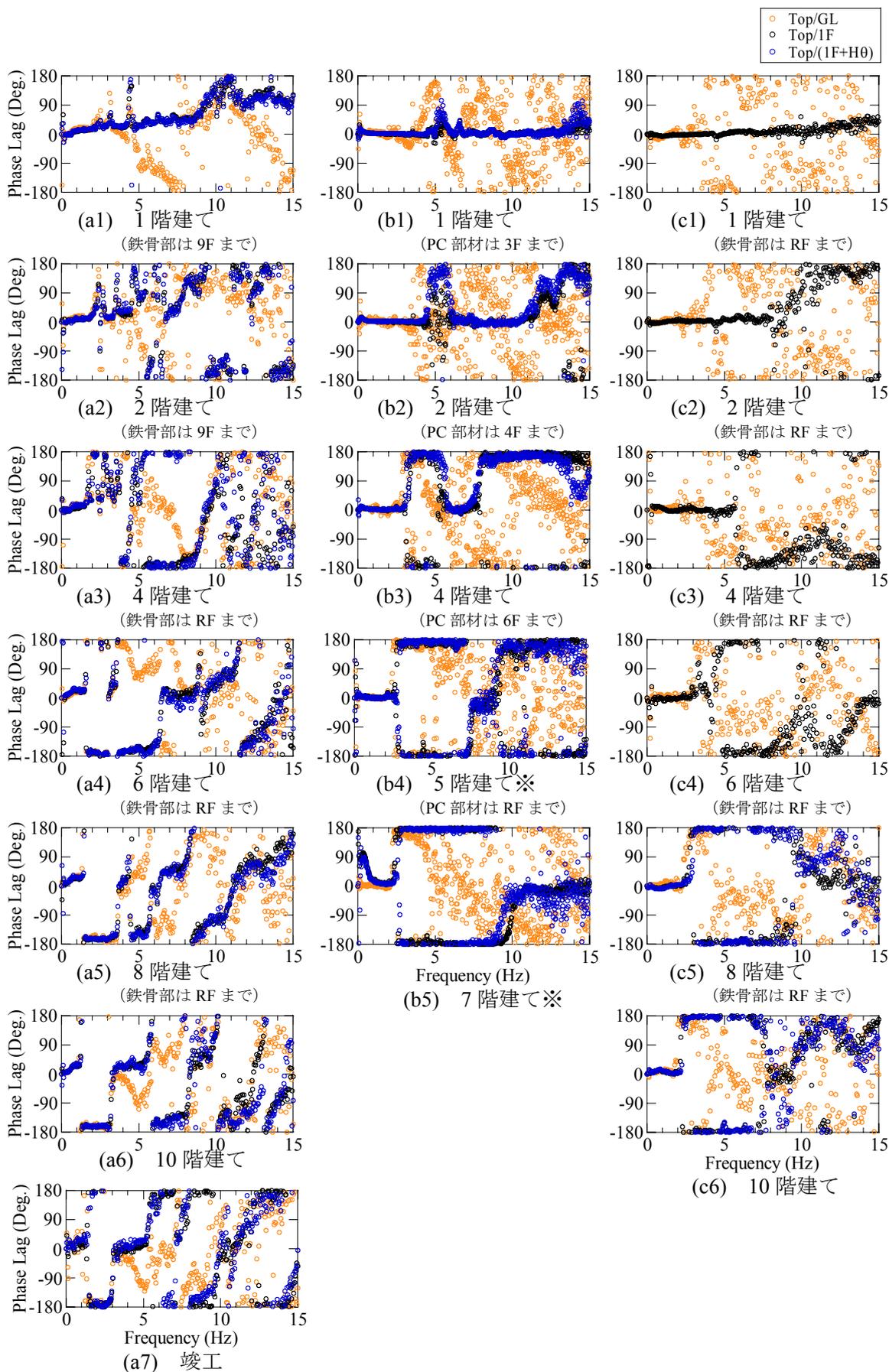


図 3.5 建設段階毎の張間方向の伝達関数 (位相)  
 (左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

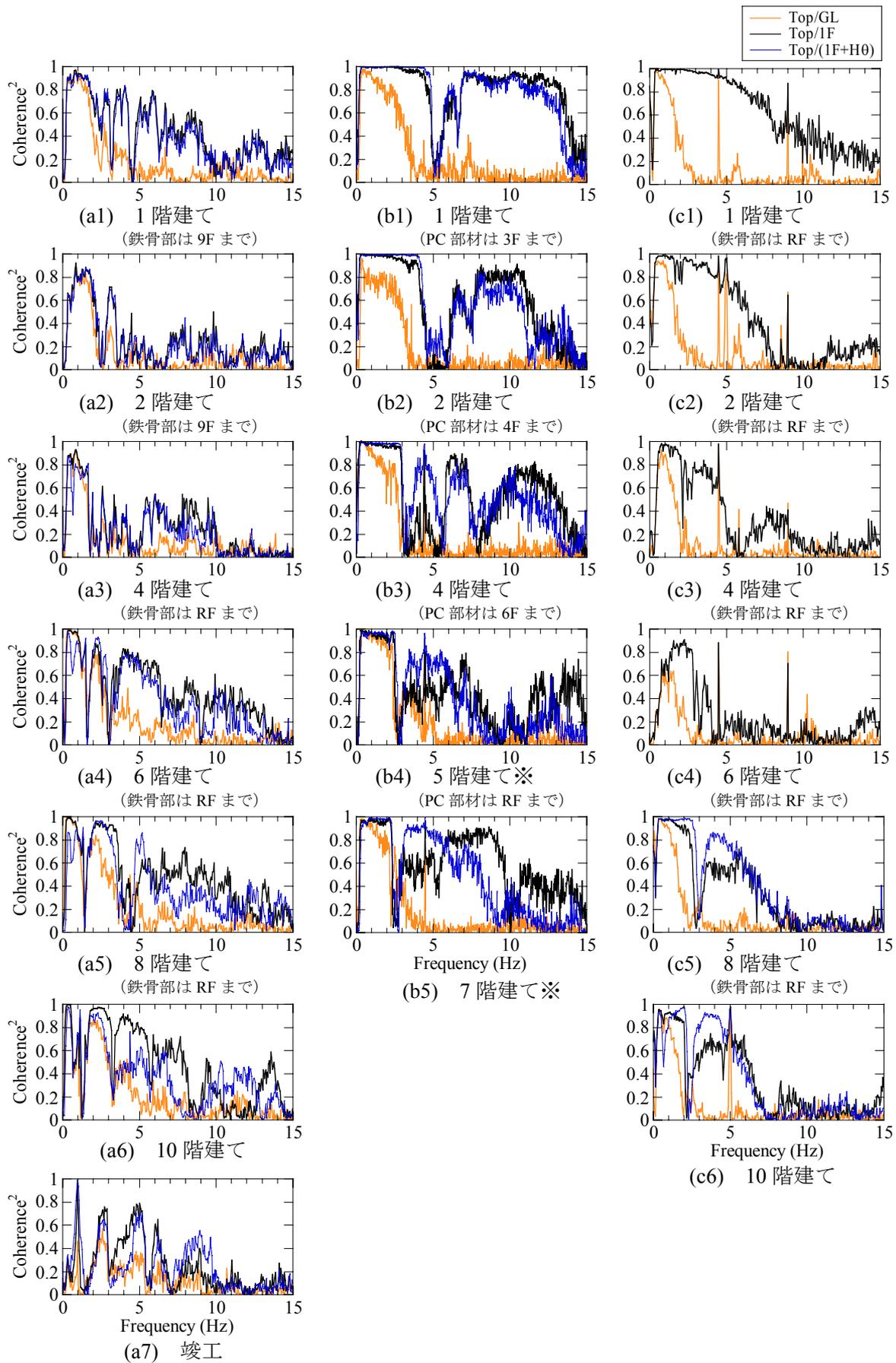


図 3.6 建設段階毎の張間方向の伝達関数 (コヒーレンス)  
(左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

図 3.1～図 3.6 を見ると、S 造建物の 1, 2, 4 階建て時の 1 次固有振動数は明瞭には現れていない。これは図 2.4 に示したように、スラブ打設に先だって組み上げられた鉄骨フレーム部分が影響しているものと考えられる。本論では建物と地盤との動的相互作用の影響を検討するために、スラブ打設部以下の固有振動数を特定することが重要である。

そこで、S 造建物の各建設段階において、基礎固定系の 3 次元立体フレームモデルを作成して固有値解析を行った。解析は、建物全体のモデル（全体モデル）、スラブ打設部より上の鉄骨フレーム部分（以下、上部モデル）、スラブ打設部以下の部分（以下、下部モデル）の 3 モデルで行った。解析モデルは、柱と大梁を線材で置換したフレームモデルで、建物重量は鉄骨重量とスラブ重量のみを考慮した。図 3.7 に固有値解析より得られた 1 次固有振動数の変化を示す。上部モデル（図 3.7 の□印）は、4 階建て時に若干低振動数化した後、建設段階が進むたびに高振動数化している。これは 2 階建て時の鉄骨フレームのさらに上部に鉄骨が組み上げられると同時に、スラブ打設が行われたことで若干低振動数化した後、スラブ打設の進行により上部モデルの高さが低くなるため高振動数化していると考えられる。下部モデル（図 3.7 の○印）は、建設段階の進展と共に高さが高くなるため低振動数化している。全体モデル（図 3.7 の●印）は、2 階建て時は上部モデルの固有振動数に近いが、建設段階の進展と共に下部モデルの固有振動数に近づいていき、8 階建て時にはほぼ一致する。

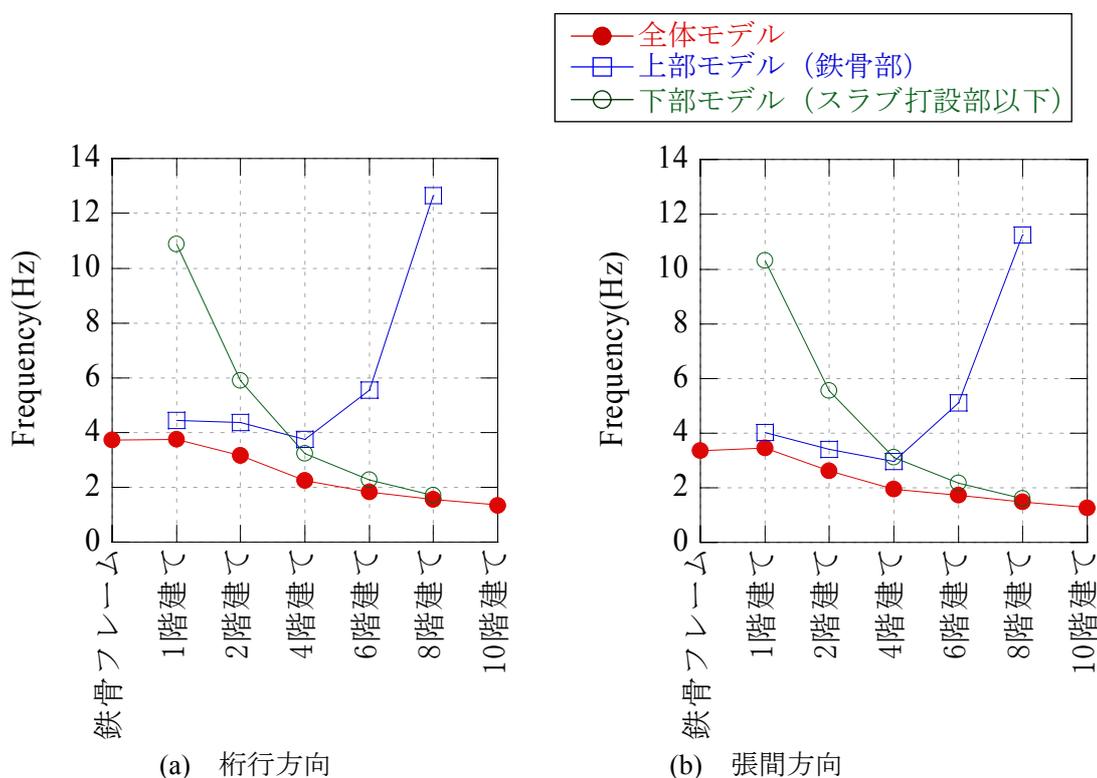


図 3.7 S 造建物の建設段階毎の固有値解析結果 (1 次固有振動数の変化)

図 3.7 の結果を参考に図 3.1～図 3.6 を見ると、S 造建物のスラブ打設部以下の部分に起因する固有振動成分は、1 階建て時は 10Hz 付近、2 階建て時は桁行方向で 5.9Hz 付近、張間方向で 5.5Hz 付近、4 階建て時は桁行方向で 3.8Hz 付近、張間方向で 3.5Hz 付近と考えられ、図 3.1、図 3.4 に▽印で示す。6 階建て時以降は明瞭なピークが認められ、ピークの振動数は解析結果と良い対応を示していることから、最も低振動数側に現れたピークがスラブ打設部以下の固有振動成分に対応していると考えられる。

以上の考察を踏まえて、図 3.1～図 3.6 を縦に見て建物階数による変化に着目する。S 造建物は、階数の増加と共に 1 次固有振動数が 1Hz 付近まで低下し、ピークが高く鋭くなっている。また、10 階建て時には、ピークが 5 次振動数までほぼ等間隔に明瞭に現れている。PCaPC 造建物は、1 階建て時で桁行方向の 6Hz 付近と 14Hz 付近、張間方向の 5Hz 付近と 14Hz 付近にピークが認められるが、これは床スラブを打設していない上部の PC 部材の影響が強く出ていると考えられ、床スラブ打設部以下の固有振動成分を特定することはできない。2 階建て時以降は、5Hz 以下に明瞭な 1 次ピークが認められ、階数の増加と共にピークが低振動数化し、ピーク高さも高くなっている。7～10Hz に見られるピークは、床スラブ打設部より上の PC 部材によるものと考えられ、建設段階毎に形状が複雑に変化している。これらのピークを適切に考慮するためには、PC 部材を考慮すると共に、PC 鋼線や PC 鋼棒への張力導入などを適切に考慮した数値解析が必要と考えられる。SRC 造建物は、4 階建て時以前は振幅に明瞭なピークは認められないが、Top/GL の位相には差が認められる。また、2 階建て時の張間方向、4 階建て時の両方向の位相には明瞭な差が認められる。6 階建て時以降は振幅値にもピークが現れ、階数の増加に伴って固有振動数が 2Hz 付近まで低下すると共に、ピークが鋭くなっている。しかし、S 造建物ほどピークは高く鋭くない。

次に図 3.1～図 3.6 の S 造建物、PCaPC 造建物、SRC 造建物それぞれの Top/GL, Top/1F, Top/(1F+H $\theta$ )を比較して、相互作用による固有振動数の差に着目する。S 造建物は、3 つの伝達関数の 1 次固有振動数に差がほとんど認められないため、相互作用の影響は少ないと考えられる。高次モードでも固有振動数に差は認められないが、振幅値の差は大きくなっている。PCaPC 造建物では、2 階建て時は Top/GL と Top/1F の固有振動数の差が大きく、階数の増加と共にその差は減少している。Top/1F と Top/(1F+H $\theta$ )は、固有振動数に差はほとんど認められない。SRC 造建物は、6 階建て時に Top/GL と Top/1F の固有振動数の差が大きい。階数の増加とともにその差は減少するものの、10 階建て時においても Top/GL, Top/1F, Top/(1F+H $\theta$ )の固有振動数に差が認められる。

以上より、相互作用が固有振動数に及ぼす影響は、低層時で大きく、階数の増加に伴って減少することが分かった。また、S 造建物より PCaPC 造建物、PCaPC 造建物より SRC 造建物の方が相互作用効果の強いことも分かった。

### 3.2.2 モード形状・減衰の階数依存性

階数変化が建物の振動モード形状に与える影響を検討するために、スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率の推移に着目する。分析にあたり、スウェイ成分は地動も含む1階の水平成分とし、ロッキング成分は1階床でのロッキング角×建物高さ（ロッキング動に起因する建物頂部での水平成分）とした。

図 3.8、図 3.9 にスウェイ率・ロッキング率・弾性変形率を振動数毎に累積で示す。これらは屋上における時刻歴変位を、スウェイ成分とロッキング成分、及び建物の弾性変形成分に分離した後、屋上でのフーリエスペクトル振幅に対する各成分の比から求めている。したがって、各成分に位相差のある場合は累世既知が 100%を超えることもある。以下、図 3.8、図 3.9 の▼印で示した地盤-建物連成系での 1 次固有振動数でのモード形状に着目して考察する。なお、地盤-建物連成系の 1 次固有振動数は、伝達関数（ $H_V$  推定法）に基づいて求めている。

図 3.8、図 3.9 の S 造建物を見ると、6 階建て時でも▼印の弾性変形率が 9 割以上を占めている。階数の増加に伴って 1 次固有振動数は低下するが、モード形状の変化はほとんど認められない。これに対し SRC 造建物は、10 階建て時でも▼印の弾性変形率が 8 割程度に留まっておき、S 造建物に比べ地盤変形に伴うスウェイ率・ロッキング率が高く、相互作用効果の大きいことが分かる。また、PCaPC 造建物は、S 造建物と SRC 造建物の中間的なモード形状になって

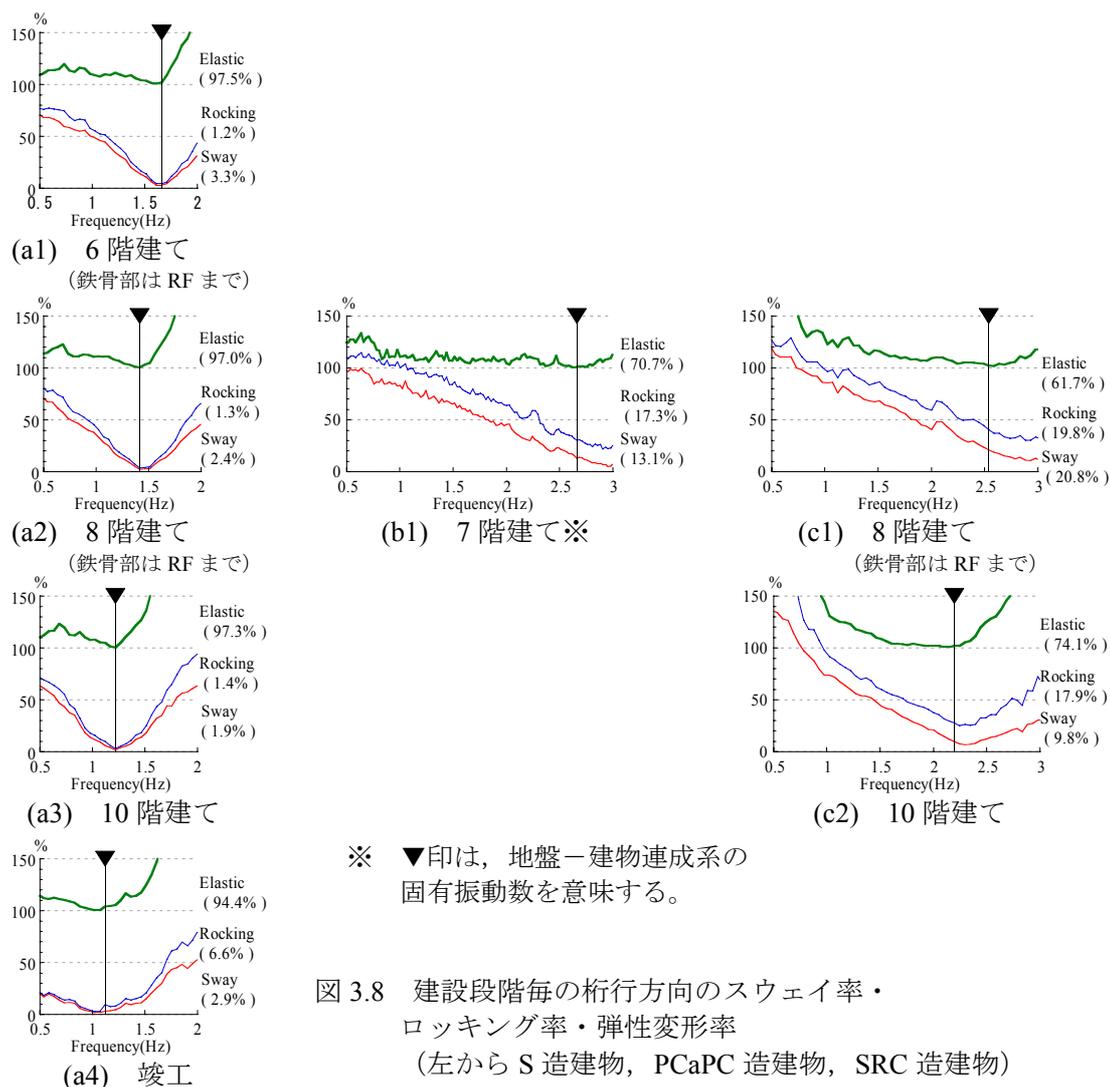


図 3.8 建設段階毎の桁行方向のスウェイ率・ロッキング率・弾性変形率 (左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

いることが分かる。これらの原因として、3棟の建物の構造形式（S造ラーメン、PCaPC造（耐震壁付き）ラーメン、SRC造耐震壁付きラーメン）、重量に伴う慣性力（S造建物：5,400ton、PCaPC造建物：7,600ton、SRC造建物：14,000ton）、杭種別（場所打ち杭とPHC杭）、基礎底面深さ（S造建物：GL-7.3m、PCaPC造建物：GL-4.0m、GL-7.2m、SRC造建物：GL-2.5m）の相違などが考えられる。S造建物は上部構造がS造ラーメンであり、場所打ち杭であるため杭の軸剛性と曲げ剛性が高い上、基礎底面深さも深いため、上部構造の弾性変形が相対的に大きくなると考えられる。それに対しSRC造建物は、S造建物に比べ上部構造の剛性が大きく、PHC杭で基礎底面深さも浅いため、動的相互作用の影響が多く出ていると考えられる。PCaPC造建物は、桁行方向がラーメン構造、張間方向が耐震壁付きラーメン構造で、基礎底面深さもS造建物とSRC造建物の中間的な深さであることなどから、S造建物とSRC造建物の中間的な振動性状を示していると考えられる。

以上より、スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率は、上部構造と基礎構造の剛性バランスに影響を受けていると考えられる。

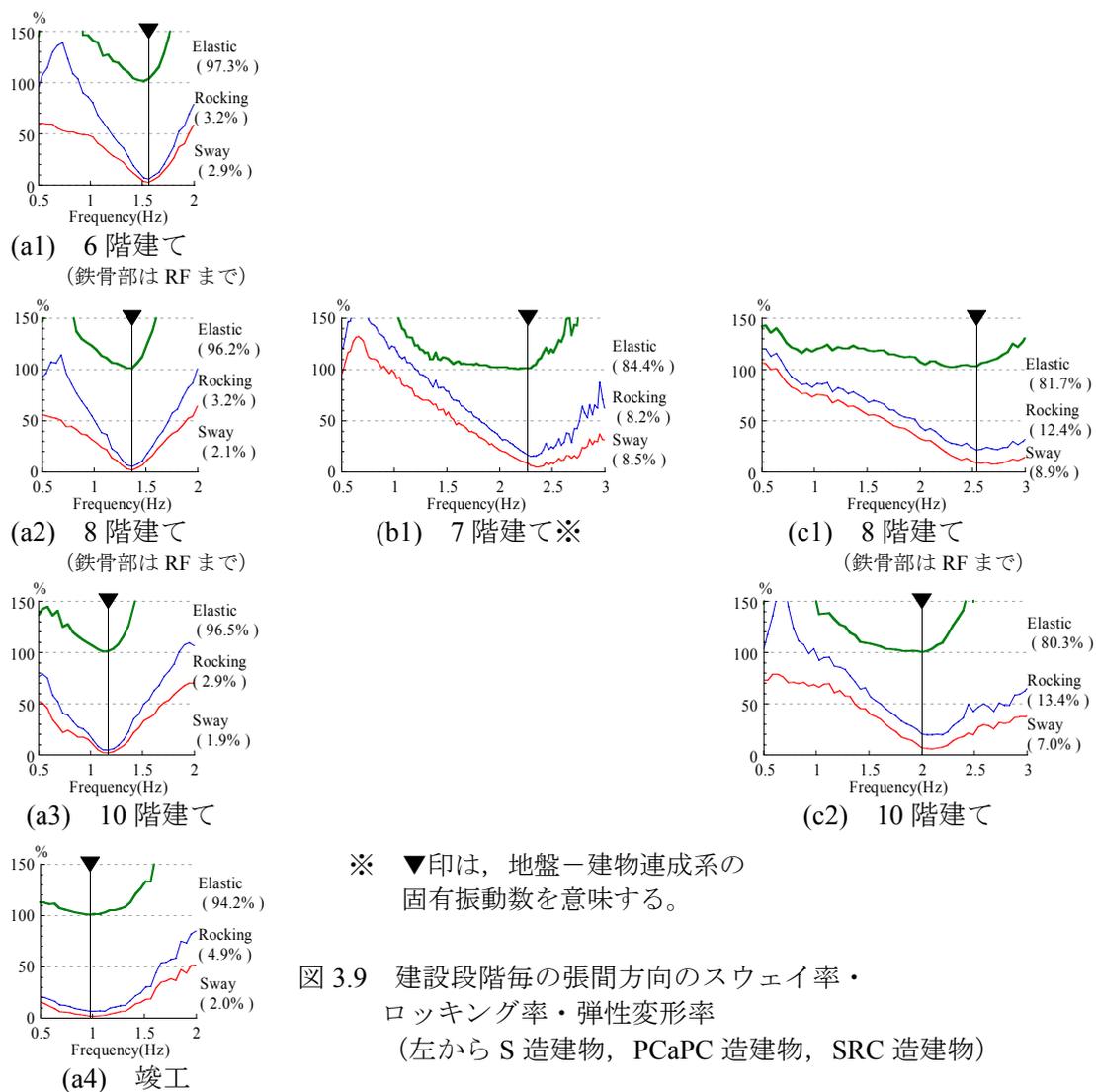


図 3.9 建設段階毎の張間方向のスウェイ率・ロッキング率・弾性変形率 (左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

階数変化が地盤－建物連成系の減衰定数に与える影響を検討する。減衰定数は、建設段階毎の常時微動記録を用いて、以下の3つの方法で推定を行った。

- ① 建物頂部の記録に RD 法<sup>4)</sup>を適用して生成させた自由振動波形に、対数減衰率を用いて減衰定数を推定する。
- ② 伝達関数 (Top/GL) の振幅に、 $1/\sqrt{2}$  法<sup>5)</sup>を用いて減衰定数を推定する。
- ③ 伝達関数 (Top/GL) の振幅に対して、1 自由度系の理論伝達関数を非線形最小 2 乗法によりカーブフィットさせ、減衰定数を推定する。

表 3.1～表 3.3 に 3 棟の地盤－建物連成系の減衰定数の推移を示す。但し、減衰定数の推定は、3 棟とも 1 次固有振動数が明瞭となった 5 階建て以降を対象とした。カーブフィット法の欄の (-) は、カーブフィット法から得られる値が収束しないため、減衰定数が推定できなかったことを表す。RD 法の欄の (-) は、RD 法で生成させた自由振動波形にうなりが生じていたため、減衰定数が推定できなかったことを表す。 $1/\sqrt{2}$  法の欄の (-) は、伝達関数のピークが不明瞭であったため、減衰定数の推定ができなかったことを表す。

表 3.1～表 3.3 に示した結果は、推定方法によってばらつきが認められるものの、S 造建物は 1%以下の減衰しか有していないことが分かる。S 造建物の竣工 (強風) は、計測時に強風が吹いていたため、振幅値が他の計測時と異なること、伝達関数に乱れが生じていたことなどが影響していると考えられる。その後、再計測を行い、同様の方法で減衰定数を推定した所、10 階建て時とほぼ同等の推定値を得ている。

SRC 造建物は、RD 法と  $1/\sqrt{2}$  法の推定値はカーブフィット法に比べ大きめの値を示しているが、階数が増加するほど減衰定数が低下する傾向が現れており、10 階建て時は 2～3%程度の減衰定数を有している。

表 3.1 S 造建物の建設段階毎の減衰定数 (%)  
(a) 桁行方向 (b) 張間方向

|         | RD法 $1/\sqrt{2}$ 法 カーブフィット法 |                |          | RD法 $1/\sqrt{2}$ 法 カーブフィット法 |                |          |
|---------|-----------------------------|----------------|----------|-----------------------------|----------------|----------|
|         | RD法                         | $1/\sqrt{2}$ 法 | カーブフィット法 | RD法                         | $1/\sqrt{2}$ 法 | カーブフィット法 |
| 6階建て    | 0.7                         | 0.5            | -        | 0.7                         | 0.5            | -        |
| 8階建て    | 0.6                         | 0.6            | -        | 0.6                         | 0.6            | -        |
| 10階建て   | 0.3                         | 0.7            | -        | 0.3                         | 0.7            | -        |
| 竣工(強風)  | 0.9                         | 1.4            | -        | 0.9                         | 1.4            | -        |
| 竣工(半年後) | 0.4                         | 0.7            | -        | 0.4                         | 0.7            | -        |

表 3.2 PCaPC 造建物の建設段階毎の減衰定数 (%)  
(a) 桁行方向 (b) 張間方向

|       | RD法 $1/\sqrt{2}$ 法 カーブフィット法 |                |          | RD法 $1/\sqrt{2}$ 法 カーブフィット法 |                |          |
|-------|-----------------------------|----------------|----------|-----------------------------|----------------|----------|
|       | RD法                         | $1/\sqrt{2}$ 法 | カーブフィット法 | RD法                         | $1/\sqrt{2}$ 法 | カーブフィット法 |
| 5階建て※ | 5.6                         | 6.1            | 3.2      | 6.1                         | 2.1            | 1.8      |
| 7階建て  | 5.0                         | 5.7            | 3.8      | 3.5                         | 1.7            | 1.5      |

表 3.3 SRC 造建物の建設段階毎の減衰定数 (%)  
(a) 桁行方向 (b) 張間方向

|       | RD法 $1/\sqrt{2}$ 法 カーブフィット法 |                |          | RD法 $1/\sqrt{2}$ 法 カーブフィット法 |                |          |
|-------|-----------------------------|----------------|----------|-----------------------------|----------------|----------|
|       | RD法                         | $1/\sqrt{2}$ 法 | カーブフィット法 | RD法                         | $1/\sqrt{2}$ 法 | カーブフィット法 |
| 6階建て  | -                           | 6.1            | -        | -                           | -              | -        |
| 8階建て  | 6.1                         | 5.7            | 6.1      | 7.0                         | 7.9            | 5.1      |
| 10階建て | 5.3                         | 3.3            | 3.3      | 2.6                         | 2.5            | 2.3      |

PCaPC 造建物は、7階建て時のカーブフィット法のみが5階建て時よりも大きな減衰定数とっているが、SRC 造建物と同様に、階数が増加すると減衰定数が低下する傾向が認められる。

3棟の建物を比較すると、減衰定数はS造建物<PCaPC造建物<SRC造建物となっている。この原因として、図3.1、図3.4に示したTop/1F、Top/(1F+H0)の伝達関数の振幅値が、S造建物は他の2棟の建物より明らかに高いことより、上部構造物の構造減衰が小さいと考えられる。また、図3.8、図3.9に示したスウェイ率・ロックンク率・弾性変形率は、S造建物では弾性変形率が9割以上を占めているため、建物のみの減衰しか見込めないと考えられる。これに対し、PCaPC造建物とSRC造建物では、スウェイ率とロックンク率の合計が2~3割程度あるため、相互作用による地下逸散減衰が見込めると考えられる。PCaPC造建物はラーメン構造に近い平面形状をしているため、S造建物とSRC造建物の中間的な振動性状を示していると考えられる。

### 3.2.3 有効入力動の階数依存性

上部構造物が増える状況下での有効入力動の変化を検討する。本論では有効入力動の検討に、地盤に対する建物 1 階中央のフーリエスペクトル比 (1F/GL) を用いる。基礎は剛であると仮定しているため、1F/GL のフーリエスペクトル比は、地盤振動が建物基礎に入力する時にどの程度振幅が低減されるかを意味する。建設段階毎に有効入力動の分析を行うことで、上部構造物が増える有効入力動に与える影響を検討する。図 3.12, 図 3.13 に対象建物が 1, 2, 4, 6, 8, 10 階建て、竣工時に得た常時微動記録の地盤に対する建物 1 階中央の平均フーリエスペクトル比 (1F/GL) を示す。図示した 1F/GL の平均フーリエスペクトル比は、各建設段階で収録された常時微動記録を 20.48 秒間 (PCaPC 造建物では 40.96 秒) のデータサンプルに区切り、各データサンプルの両側に 2 秒間のコサイン型テーパーを施してできた 87 サンプル (PCaPC 造建物では 43 サンプル) のフーリエスペクトル比を求めた後、アンサンブル平均して求めた。サンプル数が十分多いため、ウィンドウによるスペクトル比の平滑化は行っていない。

図 3.12, 図 3.13 より有効入力動の全体としての傾向は、3 棟とも高振動数になる程減少しており、階数増加に伴う変化は認められない。これは 3 棟の建物がほぼ同様の地盤条件・基礎面積であるためと考えられる。桁行方向 (図 3.12) と張間方向 (図 3.13) を比較すると、桁行方向の有効入力動の方が減少度合いが大きくなっている。これは桁行方向の基礎幅が、張間方向の基礎幅より大きいことに起因していると考えられる。

各階数段階における有効入力動を詳しく見ると、▽印付近で上部構造物の影響を受けていることが見受けられる。この▽印は図 3.1, 図 3.4 に示した地盤-建物連成系 (Top/GL) の固有振動数に対応している。上部構造物の影響は、階数の増加に伴って顕著に現れており、S 造建物はシャープなピークを生じ、PCaPC 造建物と SRC 造建物は幅広なピークを生じている。PCaPC 造建物と SRC 造建物では、1 次固有振動数よりやや高振動数側での谷が大きく、2 次固有振動数付近にも明瞭な谷が認められる。この差の原因として、上部構造物の重量差 (S 造建物 : 5,400 ton, PCaPC 造建物 : 7,600ton, SRC 造建物 : 14,000 ton) に起因する慣性力の差が考えられる。

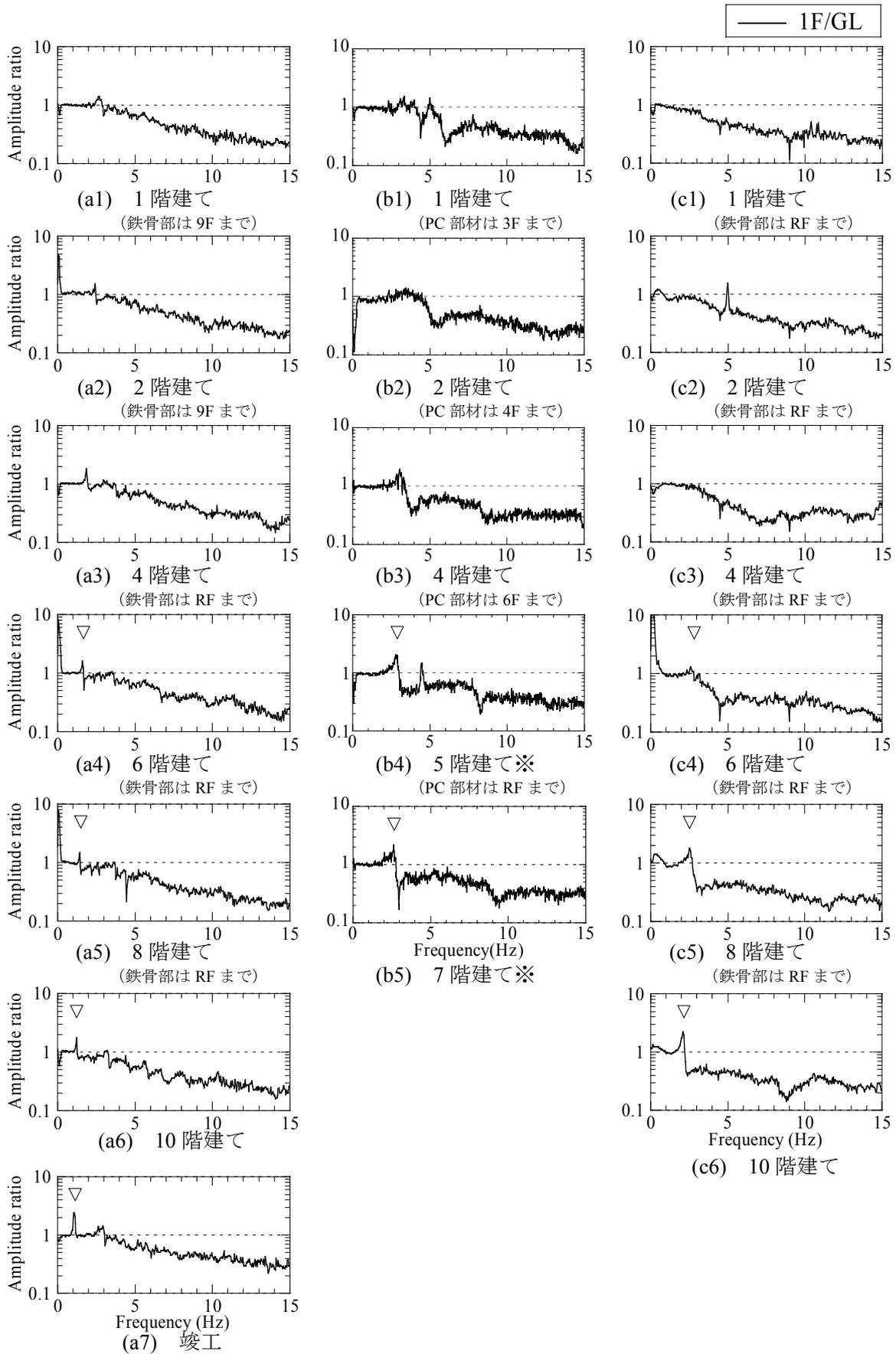


図 3.12 建設段階毎の桁行方向の有効入力動 (1F/GL)  
 (左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

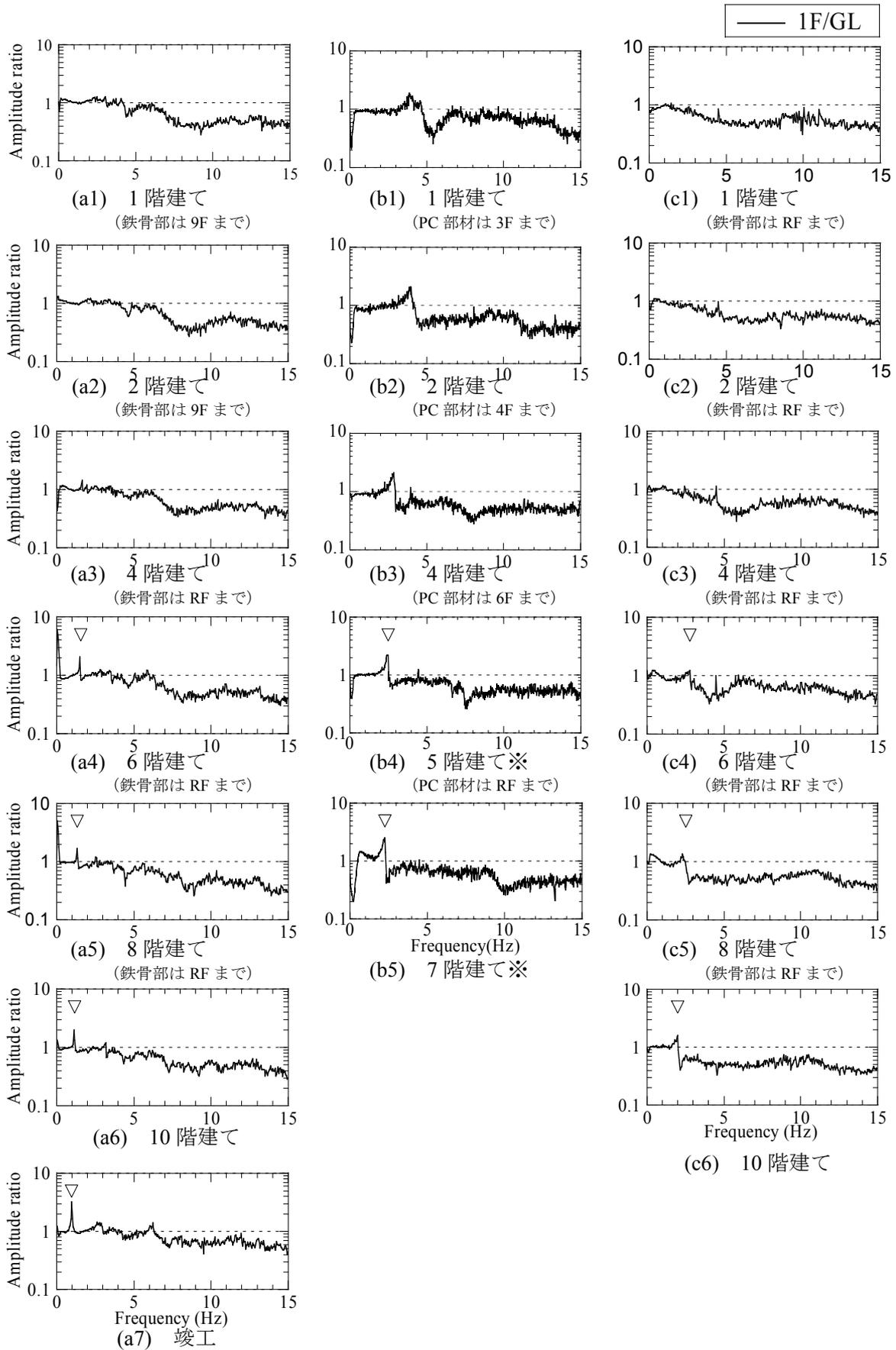


図 3.13 建設段階毎の張間方向の有効入力動 (1F/GL)  
 (左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

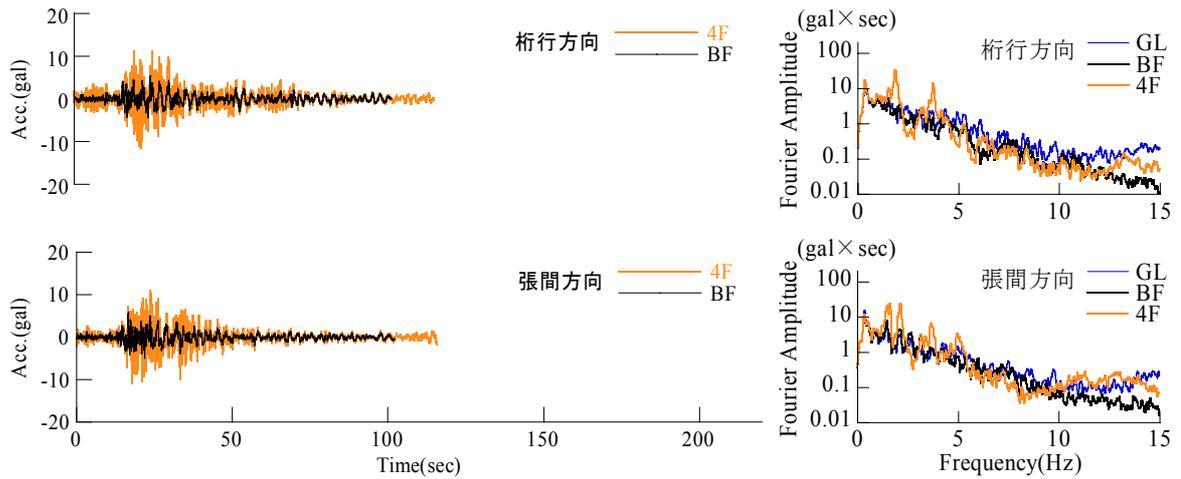
### 3.2.4 強震観測記録に基づく相互作用効果の階数依存性

地震時は実体波が下方より建物に入射し、常時微動は表面波の影響が強いと考えられ、両者の建物への振動入力機構は異なっていると思われる。常時微動記録に基づく建物振動性状の分析の有効性を確認するためには、地震記録と常時微動記録とを比較する必要がある。そこで、S造建物、PCaPC造建物の上部構造物の建設期間中に継続して行った強震観測で得られた記録と、建設段階毎の常時微動記録を比較する。

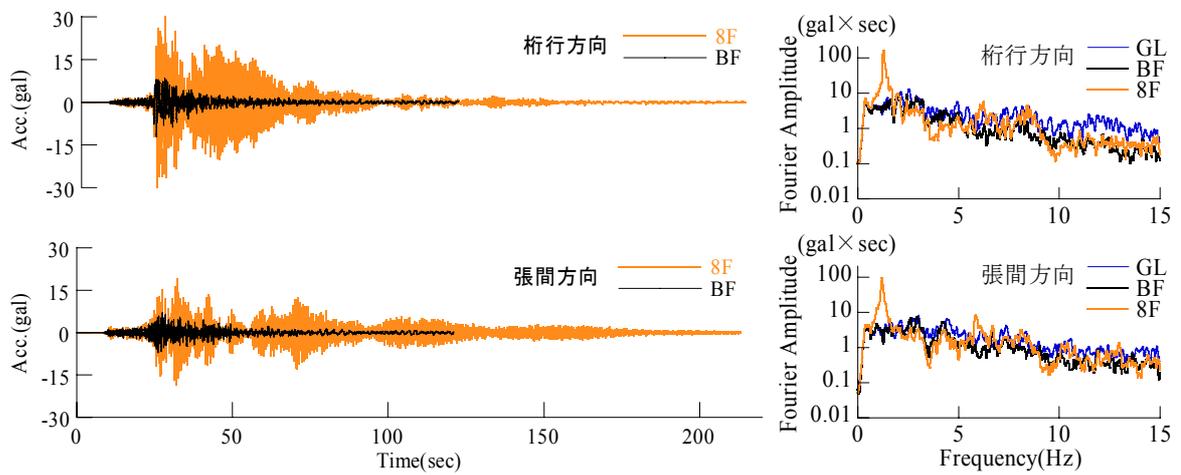
S造建物の上部構造物の建設期間中は、地下階と建物頂部に可搬型の強震計を仮設し強震観測を行なった。(図 2.12(a))。階数変化が建物振動性状に及ぼす影響を検討できるように、建物頂部の強震計は床スラブが2フロア打設される毎に上階に移設して観測を行った。約4ヶ月間の観測期間中に、4階建て時に鳥取県西部地震(2000.10.6, Mj7.3, 震源深さ11km, 震央距離330km), 8階建て時に三重県中部の地震(2000.10.31, Mj5.5, 震源深さ44km, 震央距離110km), 10階建て時に兵庫県北部の地震(2001.1.12, Mj5.4,)の記録が得られている。

各地震記録の加速度波形と加速度フーリエスペクトルを図 3.14 に示す。但し、地盤の地震記録は、建物から約50m離れた地表観測点の記録を用いている。図 3.14 を見ると、4階建て時は建物頂部と地下部でほぼ同様の動きを示しているが、階数が増加すると、建物の共振成分が大きくなり、長時間に渡って励起されていることが分かる。階数増加による変化を振動数領域で検討するために、図 3.15 に各地震記録の伝達関数(Top/BF, Top/(BF+H $\theta$ ))を示す。図 3.15 は地震記録と常時微動記録を比較するために、常時微動記録の Top/1F も重ね描いている。地震記録と常時微動記録は全体的に良く対応している。しかし、8階建て時の3.8Hz付近(図 3.15(b)左の○印)には、常時微動記録に現れているピークが地震記録には現れていない。これは、図 3.14(b)の加速度フーリエスペクトルに○印の振動数成分が少ないため、建物頂部で応答が現れなかったと考えられる。地震記録は、常時微動記録に比べピーク振動数が低くなっており、振幅依存性が認められる。この現象は階数が増加するほど顕著に現れている。

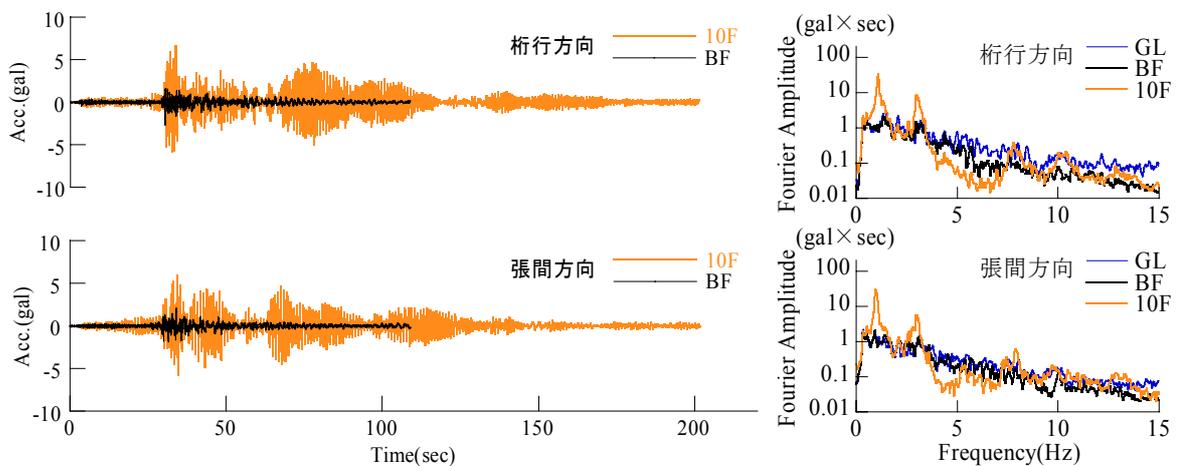
地震記録と常時微動記録の有効入力動を比較するために、図 3.16 にフーリエスペクトル比(1F/GL)を示す。高振動数になるほど有効入力動が減少する傾向は、地震記録と常時微動記録で良く対応しており、階数による変化も認められない。



(a) S造建物4階建て時<2000.10.6 鳥取県西部地震>  
(左：加速度波形，右：加速度フーリエスペクトル)

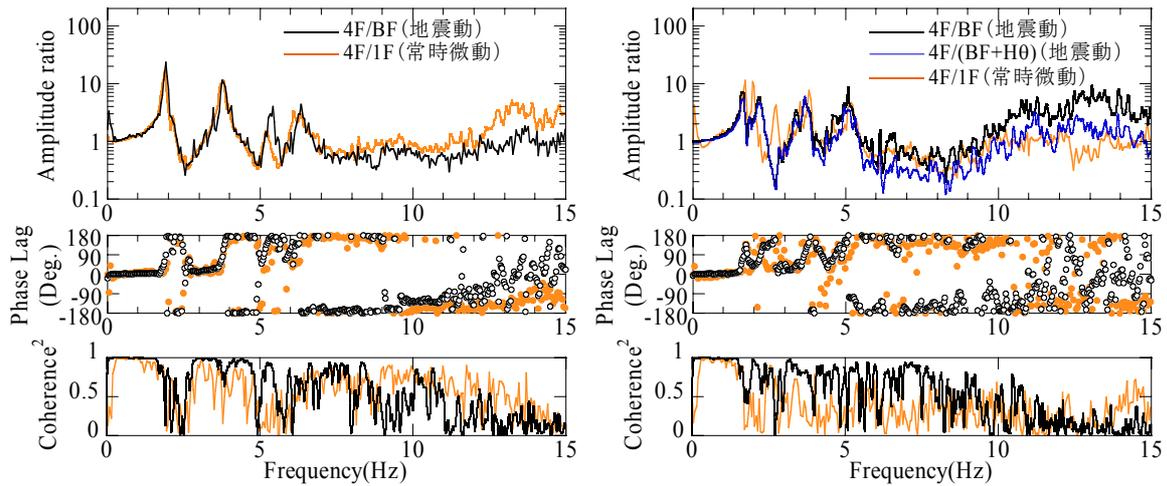


(b) S造建物8階建て時<2000.10.31 三重県中部の地震>  
(左：加速度波形，右：加速度フーリエスペクトル)

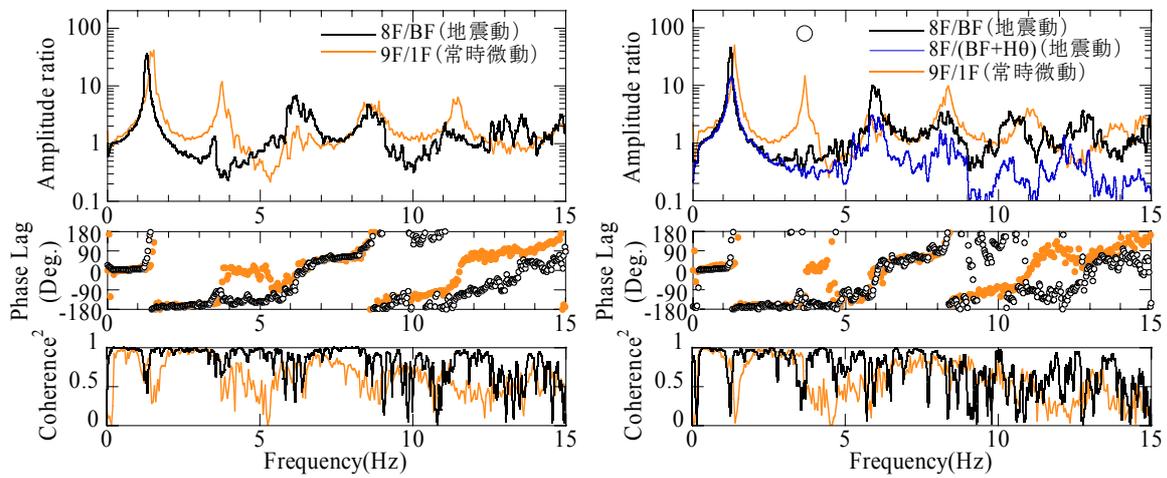


(c) S造建物10階建て時<2001.1.12 兵庫県北部の地震>  
(左：加速度波形，右：加速度フーリエスペクトル)

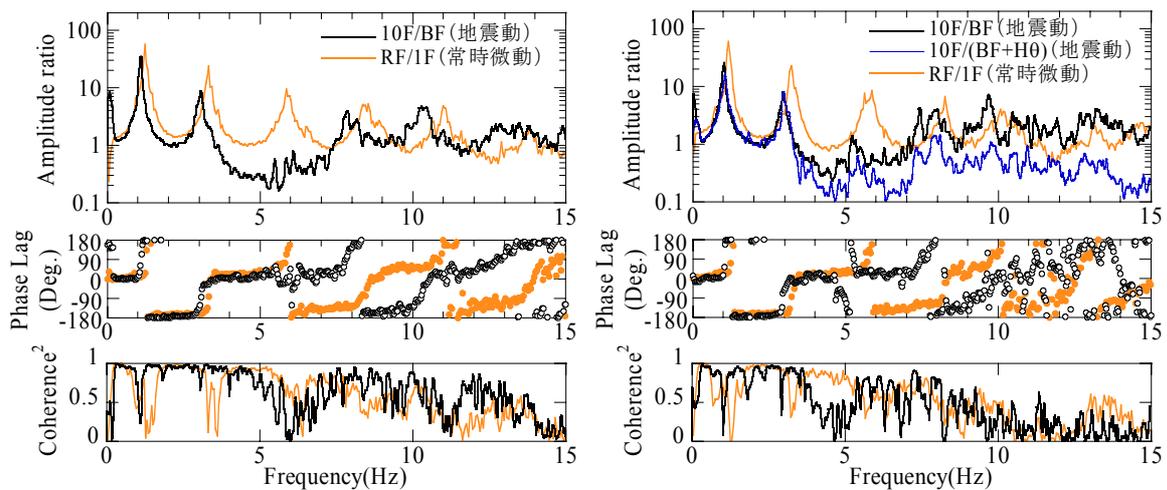
図 3.14 S造建物建設中に得られた地震記録



(a) S造建物4階建て時<2000.10.6 鳥取県西部地震>  
(上から振幅, 位相遅れ, コヒーレンス)

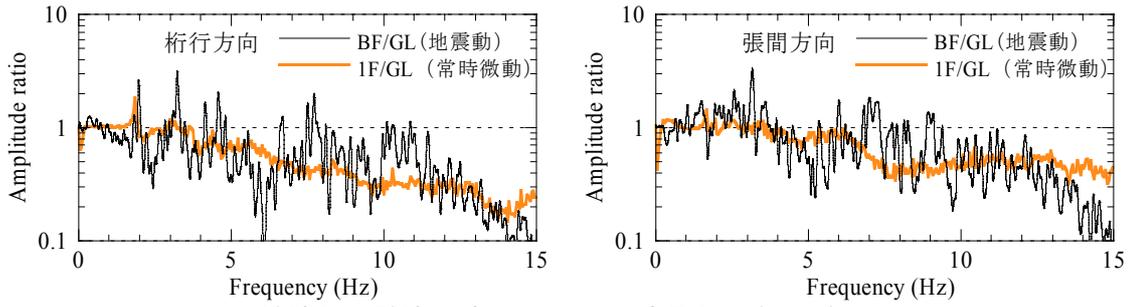


(b) S造建物8階建て時<2000.10.31 三重県中部の地震>  
(上から振幅, 位相遅れ, コヒーレンス)

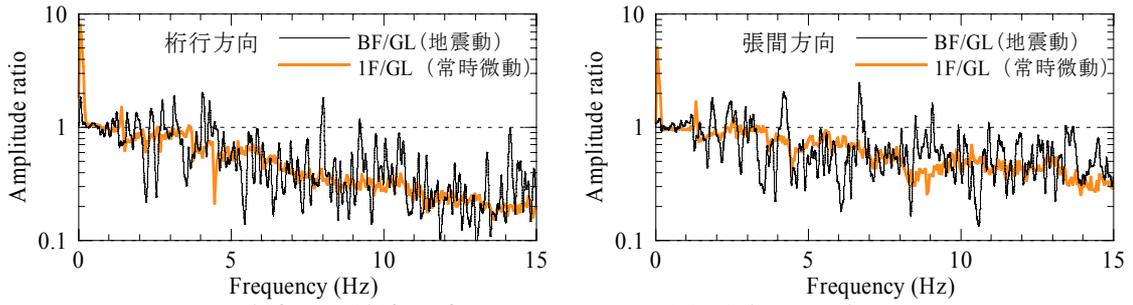


(c) S造建物10階建て時<2001.1.12 兵庫県北部の地震>  
(上から振幅, 位相遅れ, コヒーレンス)

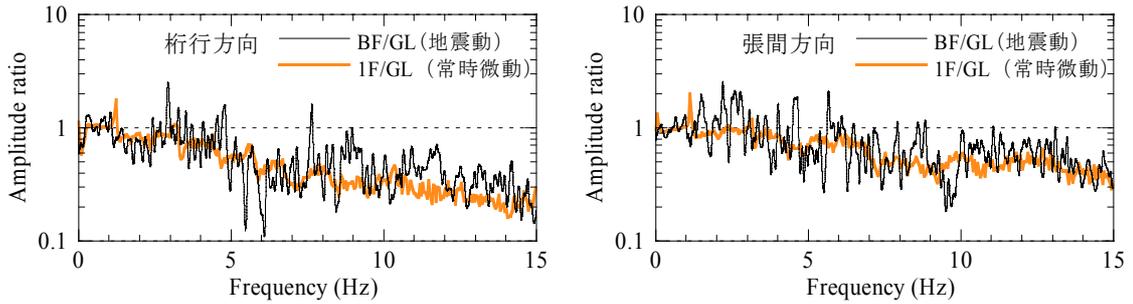
図 3.15 S造建物の地震記録と常時微動記録の比較<伝達関数>  
(左列: 桁行方向, 右列: 張間方向)



(a) S造建物 4階建て時<2000.10.6 鳥取県西部地震>



(b) S造建物 8階建て時<2000.10.31 三重県中部の地震>



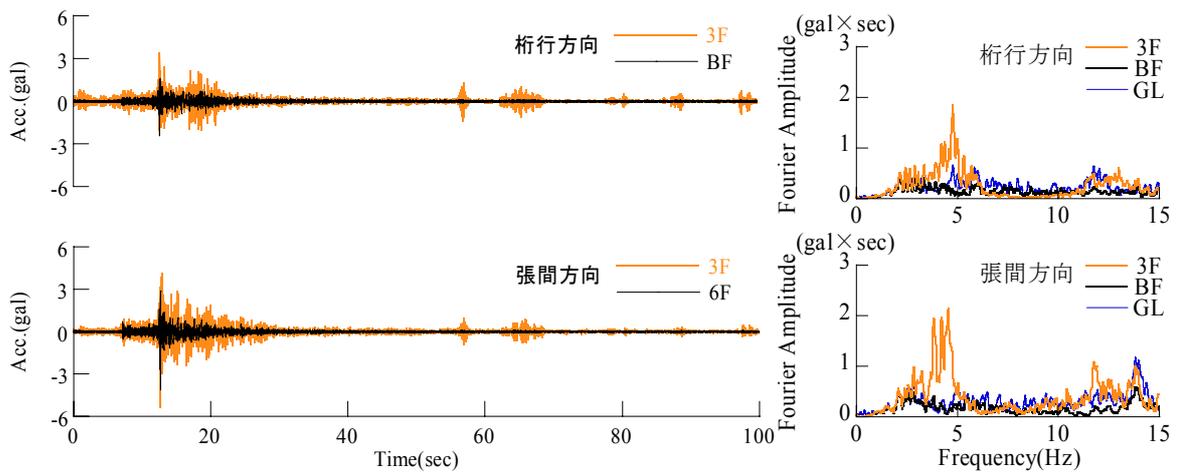
(c) S造建物 10階建て時<2001.1.12 兵庫県北部の地震>

図 3.16 S造建物の地震記録と常時微動記録の比較<有効入力動>

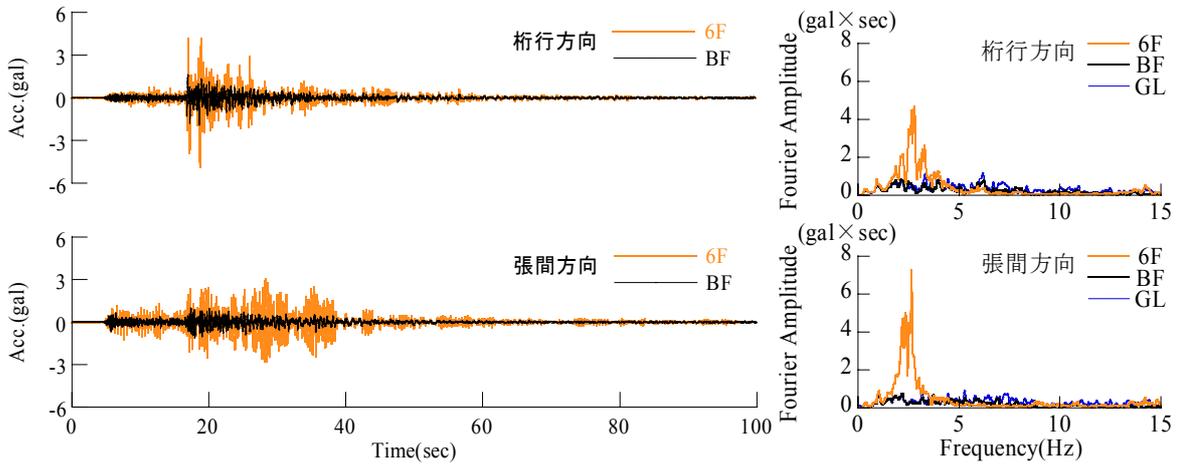
PCaPC 造建物の上部構造物の建設期間中は、建物頂部に可搬型の強震計を、地表・地中 GL-40m・杭中(4点)・地下階に据置型の強震計を仮設して強震観測を行なった。(図 2.12(b))。階数変化が建物振動性状に及ぼす影響を検討できるように、建物頂部の強震計は、PC 床版にコンクリートが打設される毎に上階に移設して観測を行った。約 3 ヶ月間の観測期間中に、5 つの地震記録が得られている。ここでは、階数による変化が明瞭に認められる 2 つの地震記録を用いて、常時微動記録との比較を行う。対象とした地震は、PCaPC 造建物が 2 階建て時に発生した岐阜県美濃東部の地震(2003.3.27, Mj4.1, 震源深さ 40km, 震央距離 14km)と 6 階建て時に発生した長野県南部の地震(2003.5.18, Mj4.5, 震源深さ 7km, 震央距離 97km)である。

各地震記録の加速度波形と加速度フーリエスペクトルを図 3.17 に示す。加速度波形を見ると、6 階建て時では主要動がすぎた 25~40 秒においても、建物頂部の張間方向で大きく応答している様子が分かる。加速度フーリエスペクトルには、階数増加に伴う固有振動数の低下が明瞭に現れている。

地震記録と常時微動記録を比較するために、伝達関数(地震記録は Top/BF, 常時微動記録は Top/1F)を図 3.18 に示す。2 階建て時は、桁行方向の 4.5Hz 付近で地震記録の方が大きなピークを示している。これは床スラブ打設部よりも上の、張力が導入されていない PC 部材が影響していると考えられる。地震記録と常時微動記録を比較すると、両者は概ね良く対応している。図 3.19 に示す有効入力動も、高振動数になるほど有効入力動が減少する全体的な傾向は、地震記録と常時微動記録で良く対応している。

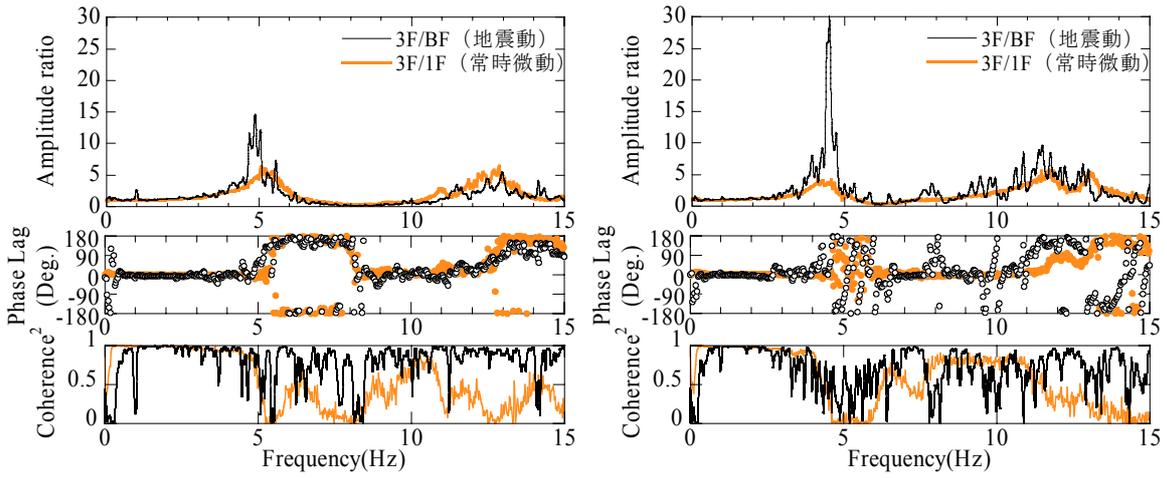


(a) PCaPC 造建物 2 階建て時<2003.3.27 岐阜県美濃東部の地震>  
(左：加速度波形，右：加速度フーリエスペクトル)

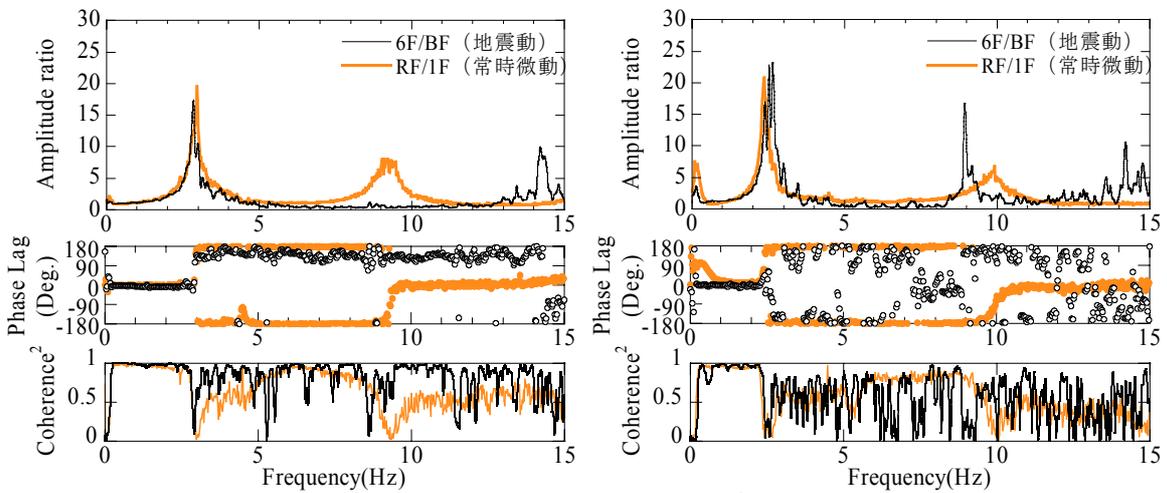


(b) PCaPC 造建物 6 階建て時<2003.5.18 長野県南部の地震>  
(左：加速度波形，右：加速度フーリエスペクトル)

図 3.17 PCaPC 造建物建設中に得られた地震記録

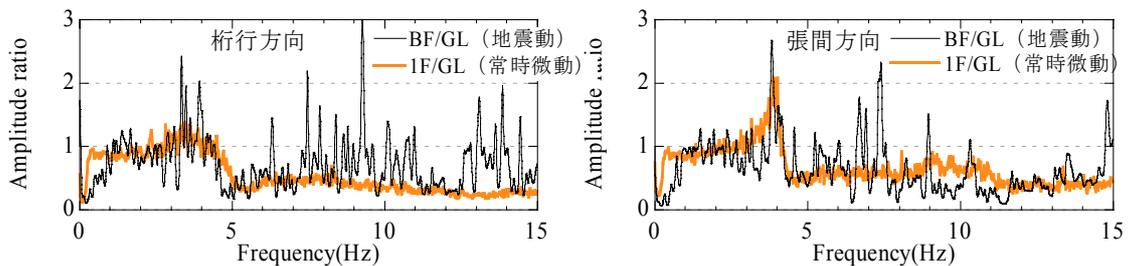


(a) PCaPC 造建物 2 階建て時<2003.3.27 岐阜県美濃東部の地震>  
(上から振幅, 位相遅れ, コヒーレンス)

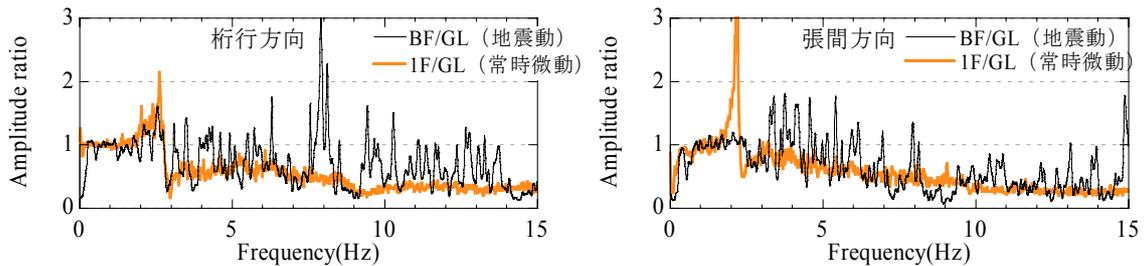


(b) PCaPC 造建物 6 階建て時<2003.5.18 長野県南部の地震>  
(上から振幅, 位相遅れ, コヒーレンス)

図 3.18 PCaPC 造建物の地震記録と常時微動記録の比較<伝達関数>  
(左列: 桁行方向, 右列: 張間方向)



(a) PCaPC 造建物 2 階建て時<2003.3.27 岐阜県美濃東部の地震>



(b) PCaPC 造建物 6 階建て時<2003.5.18 長野県南部の地震>

図 3.19 PCaPC 造建物の地震記録と常時微動記録の比較<有効入力動>

### 3.3 隣接建物の建設に伴う振動性状の変化

建物が隣接して立地している場合、隣り合う建物同士が地盤を介して相互に影響しあうため、単独建物とは異なった振動特性を示す。これを隣接建物間相互作用という。隣接建物間相互作用を対象とした研究は、原子力発電施設や高層建物を対象とした実測事例<sup>6)</sup>と、解析的な研究(例えば7),<sup>8)</sup>が多く、一般的な中低層建物を対象とした研究事例はごく僅かである<sup>9)</sup>。

そこで本節では、相互作用効果の階数依存性を検討した S 造 10 階建て建物(以下、既存建物と略記する)の周囲に、取り囲むように隣接建物が建設される好機を利用して、隣接建物が既存建物の振動性状に及ぼす影響を、2.2.5 節で述べた詳細な実測記録に基づいて検討する。

既存建物では竣工後から地震観測が継続的に行っており、図 3.20 に示す隣接建物の建設中・竣工後にも地震記録を得ている。隣接建物の有無で、既存建物の振動

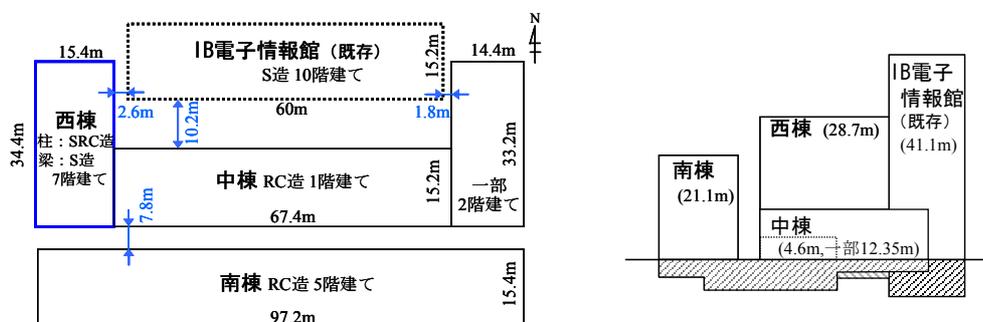


図 3.20 増築後の S 造建物の平面図 (左) と東立面図 (右)

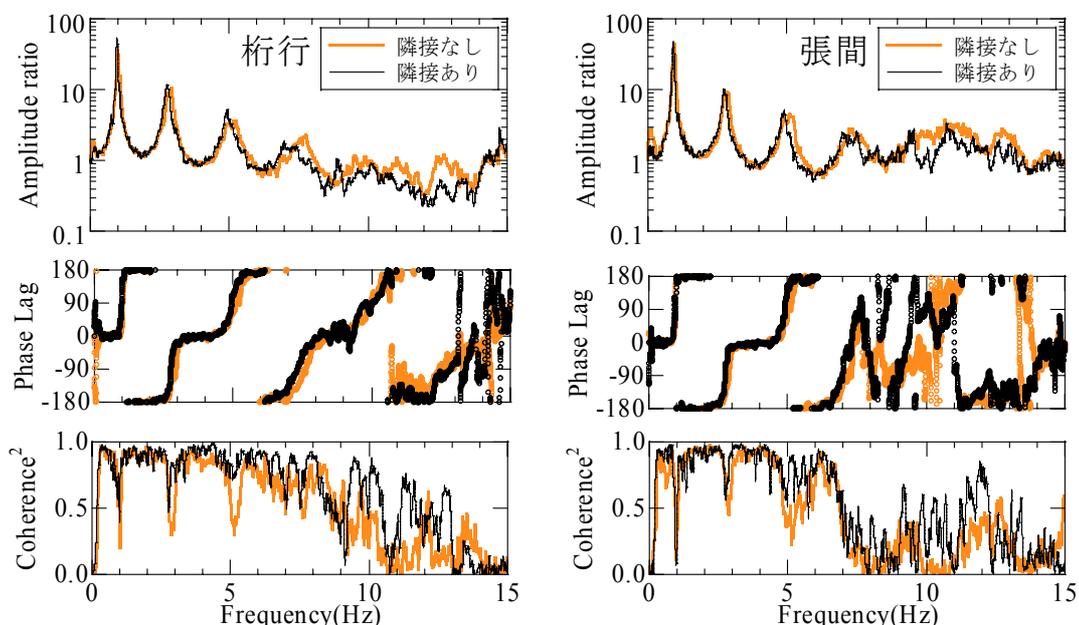


図 3.21 既存建物の隣接建物建設前後の地震記録の比較  
(上段：振幅，中段：位相遅れ，下段：コヒーレンス)

特性が変化しているかを検討するために、隣接建物の着工前に得た 27 個の地震記録と、隣接建物の躯体完成後に得た 11 個の地震記録を、アンサンブル平均して算出した伝達関数を図 3.21 に示す。両方向とも振幅には、7~8Hz 以上の高振動数域で隣接建物の有無による変化が僅かに認められる。しかし、張間方向の位相差には明瞭な変化が認められる。

既存建物の固有振動数と減衰定数が、隣接建物の建設期間中にどのように推移しているか検討する。図 3.22 に隣接建物（西棟，中棟）の建設状況，及び 2.2.5 節(1)で述べた強震計を用いて常時微動計測を行った時の風速を示す。図 3.22 右端（8/6~9）の風速が大きい部分は、台風通過時に 5 回の計測を行ったものである。図 3.23，図 3.24 に RD 法によって生成させた自由振動波形に、ゼロクロッシング法を用いて求めた固有振動数と、対数減衰率を用いて求めた減衰定数の推移を示す。

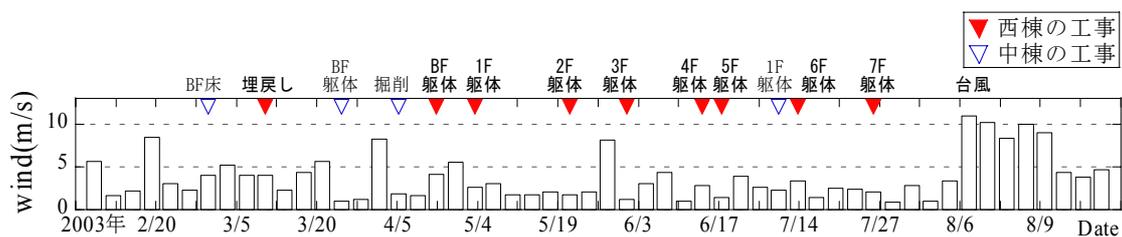


図 3.22 隣接建物の工事の進展と強震計を用いた常時微動計測時の風速

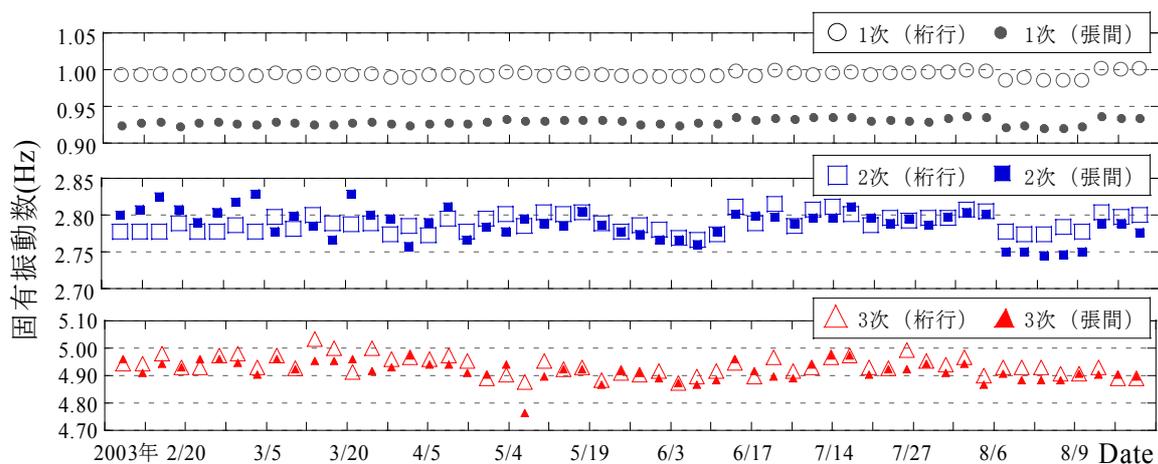


図 3.23 隣接建物の建設工事期間中の固有振動数の推移

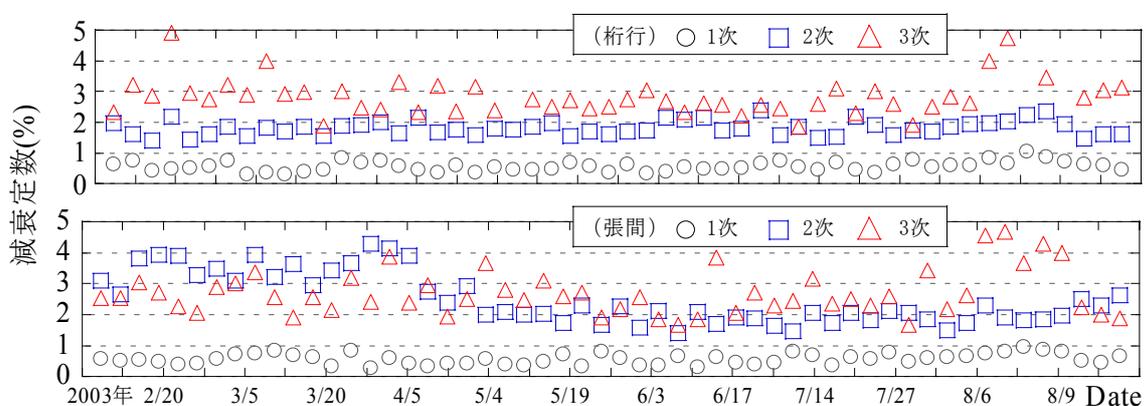


図 3.24 隣接建物の建設工事期間中の減衰定数の推移

図 3.22～3.24 を見ると、強風時に固有振動数が低下し、減衰定数が増大する振幅依存性が認められるものの、隣接建物の建設に伴う固有振動数の変化は認められない。図 3.24 を見ると、桁行方向の減衰定数にはばらつきがあるものの、隣接建物の建設に伴う変化は認められない。一方、張間方向は 2003/4/5 を境に、2 次の減衰定数が 4%から 2%程度に急激に低下している。この時期の建設状況を図 3.22 から読みとると、西棟の BF 躯体コンクリートの打設時期と対応していることから、隣接建物の建設が既存建物の張間方向の振動に影響を与えていることが分かる。

隣接する西棟の建設が、既存建物の振動特性に及ぼす影響を詳細に検討するために、2.2.5 節(2)で述べた B 棟の建設段階毎の常時微動計測記録を用いる。図 3.25 に西棟が 1 階、2 階、4 階、7 階建て時の地盤－建物連成系 (Top/GL)、スウェイのみ拘束した基礎固定系 (Top/1F)、

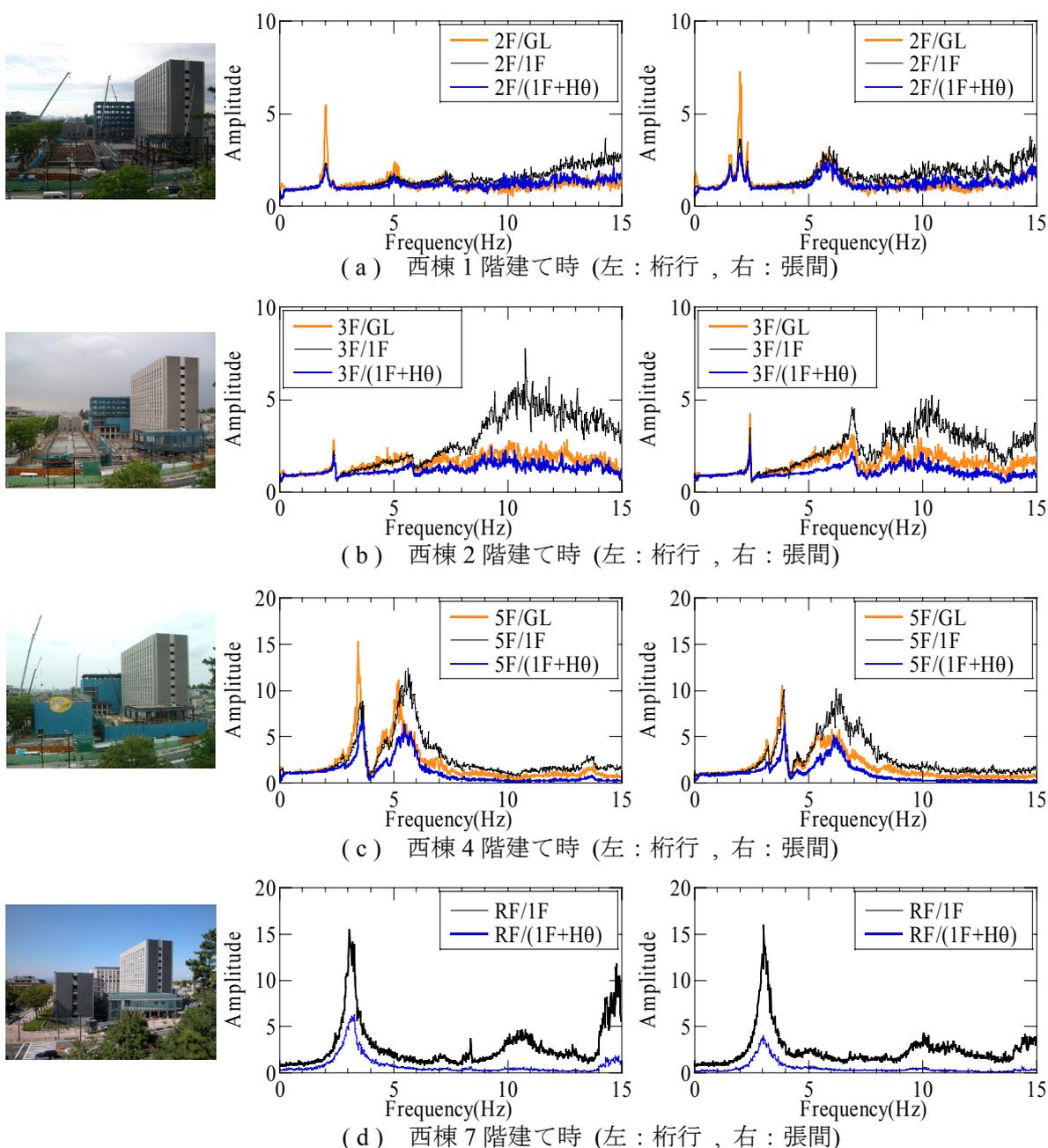


図 3.25 西棟の建設段階毎の平均フーリエスペクトル比

スウェイとロッキングを拘束した基礎固定系（ $\text{Top}/(1F+H\theta)$ ）の西棟の平均フーリエスペクトル比を示す。1階建て時は桁行、張間ともに2Hzに明瞭なピークが認められる。これはスラブ打設に先行して組み上げられた鉄骨フレームの振動特性と考えられ、階数の増加とともに高振動数化している。2階建て時以降は、スラブ打設部に対応すると考えられるピークが認められ、階数の増加に伴い低振動数化すると共にピーク高さが高くなっている。

西棟で建設段階毎に常時微動計測をした際に、同時に既存建物の強震計を手動で作動させて得た記録を用いて、西棟の建設に伴う既存建物の振動特性の変化を検討する。

図3.26に、西棟建設時の既存建物の平均フーリエスペクトル比を示す。桁行方向には西棟の建設に伴う変化は、ほとんど認められない。これに対し、張間方向の4次モードが現れている7Hz付近には、B棟の建設に伴ってロッキングが小さくなる傾向が認められる。図3.25と図

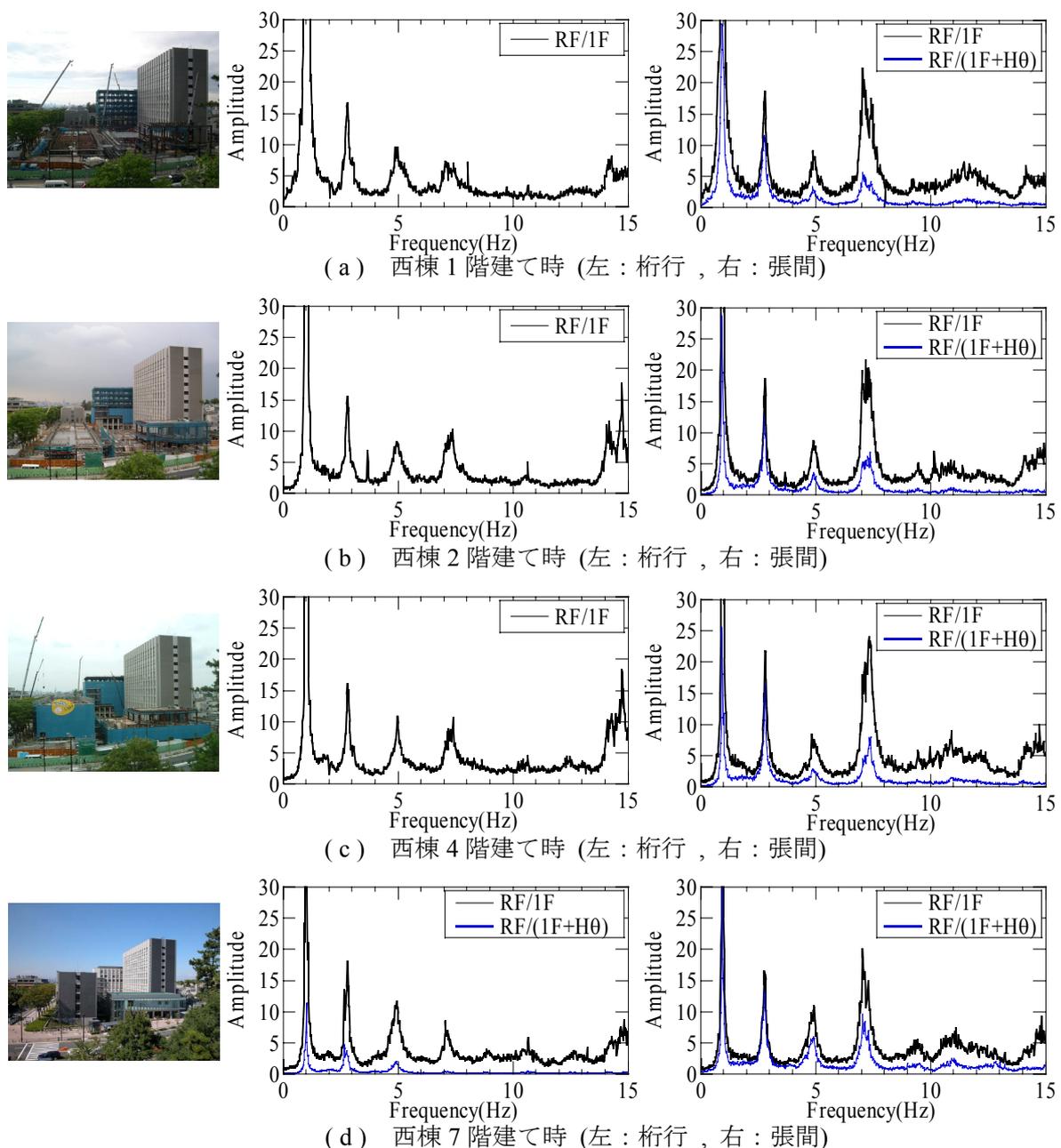


図 3.26 西棟建設時の既存建物の平均フーリエスペクトル比

3.26の張間方向を比較すると、西棟が2階、4階建て時に7Hz付近に明瞭なピークが認められ、既存建物の4次ピークが高くなっている。西棟が7階建て時は張間方向に7Hzのピークは認められず、既存建物の4次ピークの高さも下がっている。既存建物のTop/(1F+H0)の変化に着目すると、3次、4次において、建設段階に伴う変化が認められる。これらの変動は図3.23、図3.24で示した変化とも対応している。

隣接建物が全て竣工した後から、隣接建物間相互作用を観測可能な態勢で強震観測を行っている。この強震計を手動トリガにより動作させ、約30分間の常時微動計測を行った。図3.27に、各建物のTop/1F、Top/(1F+H0)の平均フーリエスペクトル比を示す。既存建物の3Hz付近のピークは、西棟の1次モードが現れている振動数と近いことが分かる。また、既存建物の張間方向の5Hz付近に現れているピークが、西棟のねじれと考えられるピークとよく対応していることが分かる。この振動数は、南棟の上部構造が応答している振動数帯域とも重なっている。

隣接建物の建設前、中、後の詳細な実測により、既存建物の振動特性が隣接建物の建設により変化していることを示した。今後、隣接建物間相互作用のメカニズムを明らかにするためには、建物群全体を対象とした高密度常時微動計測と強震観測を行い、各建物の振動性状と建物群全体の振動性状を詳細に分析すると共に、解析的な検討が必要である。

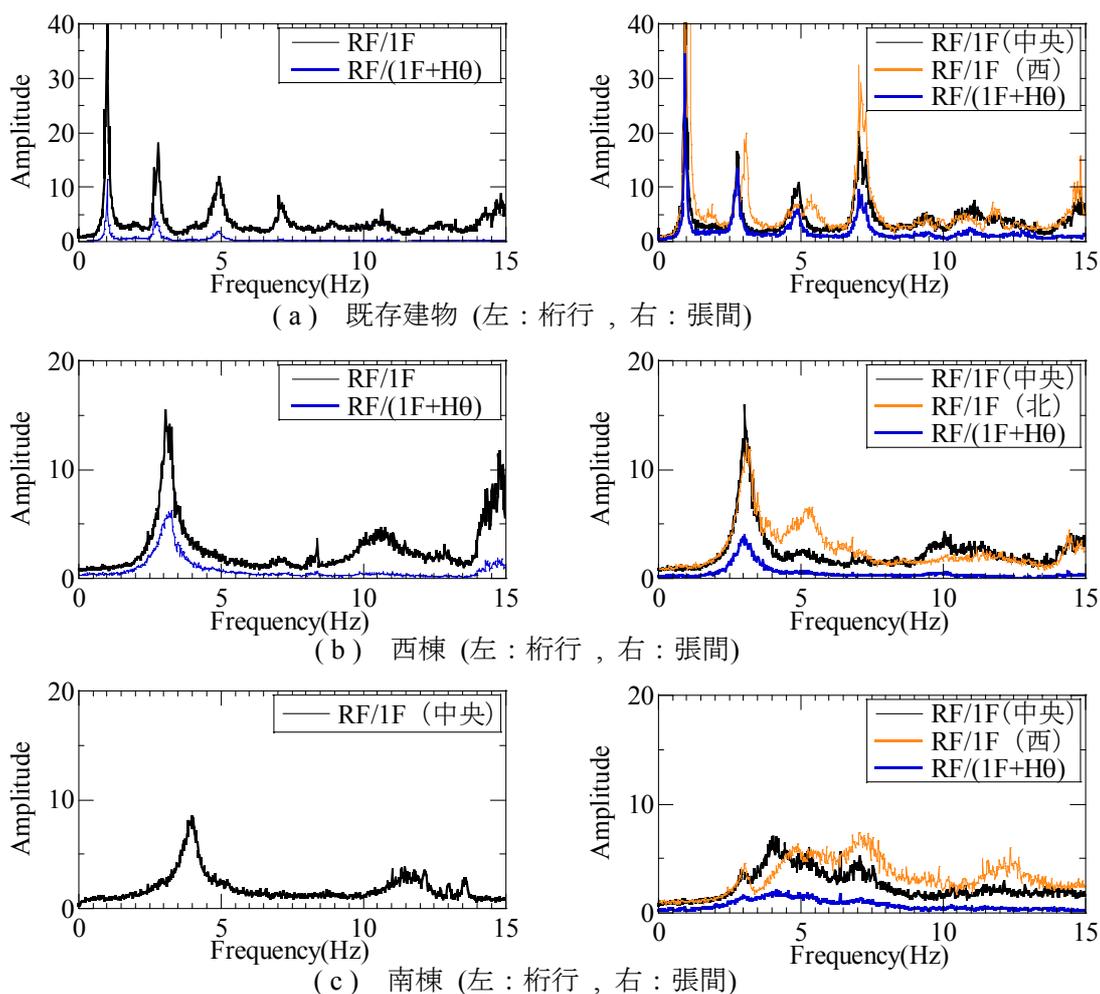


図 3.27 隣接建物竣工時のフーリエスペクトル比

### 3.4 2次部材が振動特性に及ぼす影響

中低層建物の真の耐震性能を把握するためには、実測記録に基づく検討と共に解析的検討が必要である。そこで本節では、構造種別・構造形式の異なる2棟の10階建て建物を対象として、実測と解析の両面から2棟の応答性状の特徴を検討する。また、実測記録と解析結果を比較することで、その差異の原因について検討する。

対象建物は3.2節で対象としたS造10階建て建物（以下、S造建物）と、SRC造10階建て建物（以下、SRC造建物）である。但し、3.2節で扱ったSRC造建物の記録はI期工事終了までの記録を扱っており、本節ではII期工事により平面増築され対称平面となった後の記録を用いて検討を行う。平面増築による振動特性の変化については、岡田ら<sup>10)</sup>が詳細に分析している。図3.27に2棟の平面図を示す。S造建物は純ラーメン構造で、耐震壁は全く存在せず、外壁はPCカーテンウォールである。SRC造建物は耐震壁付きラーメン構造で、桁行方向に耐震壁が多く配置されている。外壁はPCカーテンウォールで、そのすぐ内側には腰壁・袖壁を有するフレームが配置されている。詳細図を図3.28に示す。このフレームにとりつく壁は、開口の大きさから耐震設計上は耐震壁とはみなされず、構造計算時に剛性が考慮されていないことが一般的である。

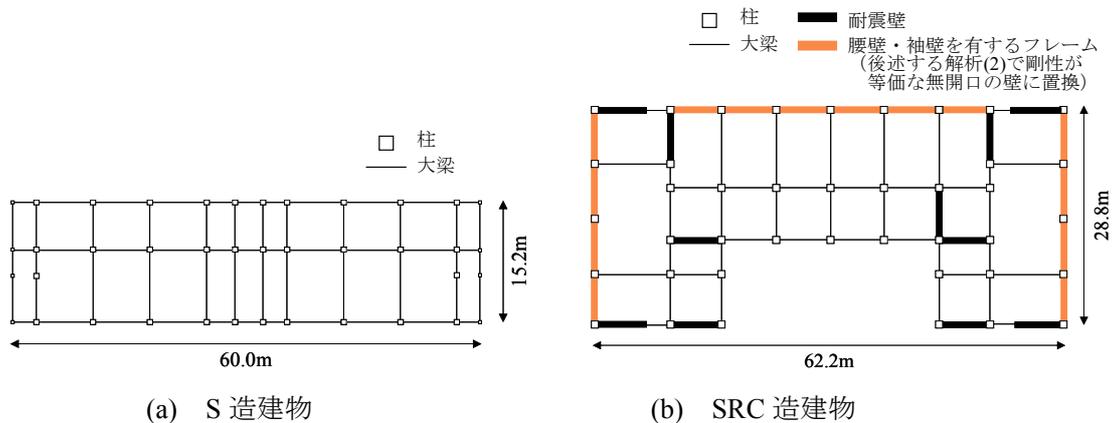


図 3.27 対象建物の基準階平面の概略図

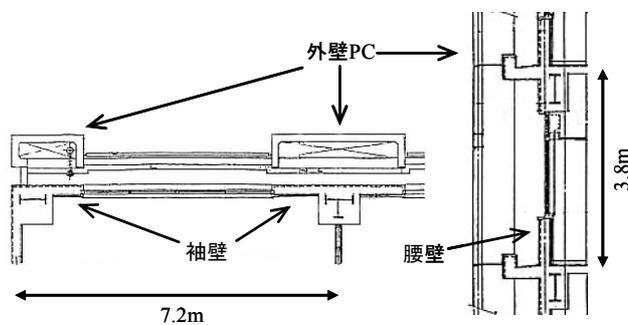


図 3.28 SRC造建物の外周壁の詳細図

常時微動計測は、S 造建物では竣工直後に 32 成分の高密度同時計測を行い、積載荷重の影響を分析するため竣工半年後に 12 成分の同時計測を行った。竣工直後の計測時は強風であった。SRC 造建物では、46 成分の高密度同時計測を行った。図 3.29 にセンサー配置図を示す。いずれの計測も、固有周期 1 秒の動コイル型常時微動計を用いて、変位成分を 200Hz サンプルングで約 30 分間収録した。記録の分析は人や交通振動等のノイズ部分を除いた上で、S 造建物では 81.92 秒の約 20 波の記録を用い、SRC 造建物では 20.48 秒の約 70 波の記録を用いてアンサンブル平均してフーリエスペクトルと伝達関数 ( $H_v$  推定) を求めている。

強震観測は、S 造建物では図 3.30(a)に示すように、建物の増幅特性に加えて、ねじれ、ロッキングを観測できるように 9 成分で観測している。SRC 造建物では、竣工時は地盤と建物の増幅特性のみが観測できるセンサー配置であったが、その後センサーを追加・移設して、ねじれ、ロッキングも観測できる配置となっている。図 3.30(b)に SRC 造建物の 2002 年 4 月現在のセンサー配置を示す。いずれの強震観測も、サーボ型加速度計を用いて 100Hz サンプルングでデータの収録を行っている。本節では、2002 年 4 月までに得られた地震記録 (S 造建物 : 14, SRC 造建物 : 21) を用いて検討を行う。

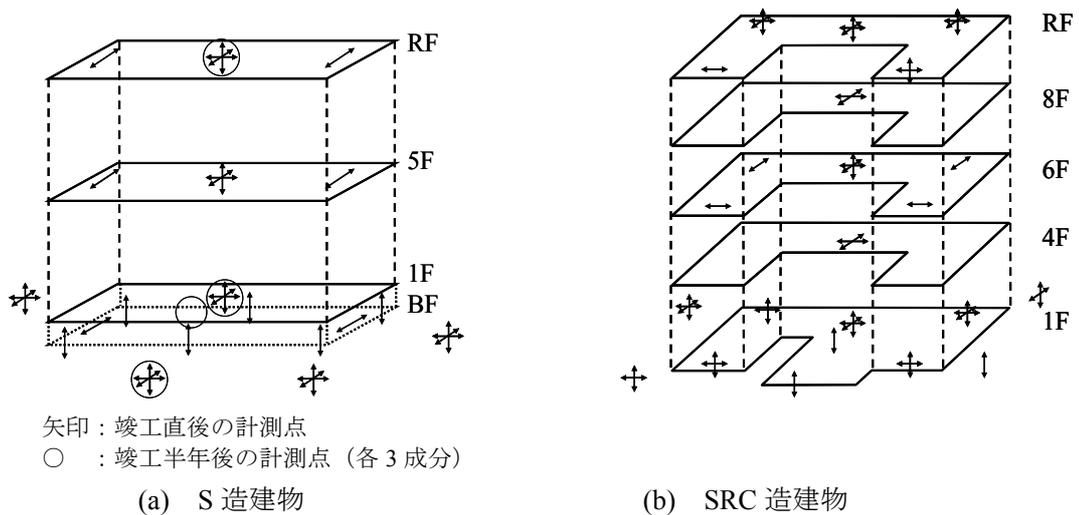


図 3.29 常時微動計測点

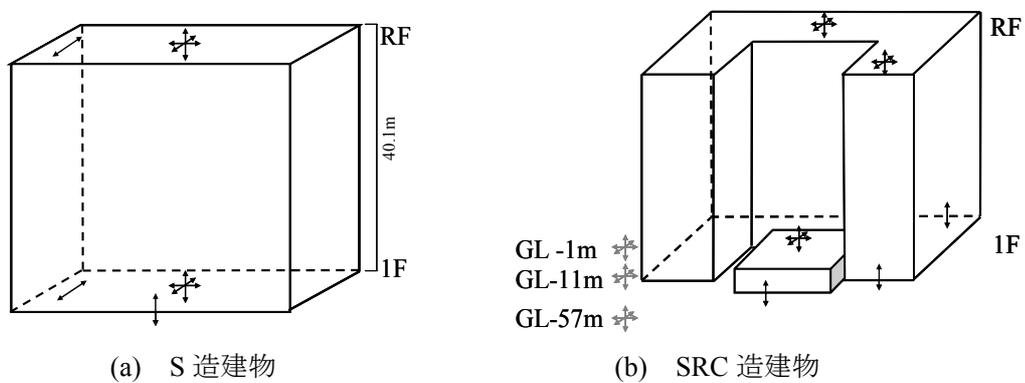


図 3.30 強震観測点

常時微動記録と複数の強震記録を用いて建物振動性状の相違を検討する。本節では実測値と解析値を比較するために、基礎固定系を想定した固有振動数を求める。常時微動記録では、スウェイとロッキングを固定した基礎固定系の伝達関数 ( $Top/(1F+H\theta)$ ,  $H$  は等価高さ,  $\theta$  は  $1F$  でのロッキング角) より並進成分の固有振動数を求めた。ねじれ成分は、 $RF$  両端と  $1F$  両端の張間方向成分を用いて、両端の差のフーリエスペクトルを求め、 $RF$  と  $1F$  の比より固有振動数を求めた。地震記録では、線形多モードモデルを用いて、直交成分も含む  $1F$  の水平 2 成分を入力、 $RF$  の 1 成分を出力としたフィッティングを行い、パラメータを推定した<sup>7)</sup>。

$SRC$  造建物ではねじれモードの分離が可能であったが、 $S$  造建物では桁行方向と張間方向のねじれモードの分離は良好には行えなかった。このため、フィッティングは入力、出力とも 1 成分として行った。 $S$  造建物のねじれの固有振動数は、 $RF$  端部と中央の張間方向成分の差のフーリエスペクトルより求めた。

図 3.31, 図 3.32 に常時微動記録と地震記録から得られた固有振動数と屋上最大加速度の関係を示す。図 3.31 の常時微動 (強風) のみがやや高めの値を示しているが、これは竣工直後で積載荷重が少なかったことが影響していると考えられる。 $S$  造建物と  $SRC$  造建物の固有振動数を比較すると、 $S$  造建物では張間、桁行、ねじれの各成分が近接していることが分かる。 $S$  造建物の減衰定数は 3.2.2 節で推定しており、 $S$  造建物は 1% 以下、 $SRC$  造建物は 2~3% の結果を得ている。

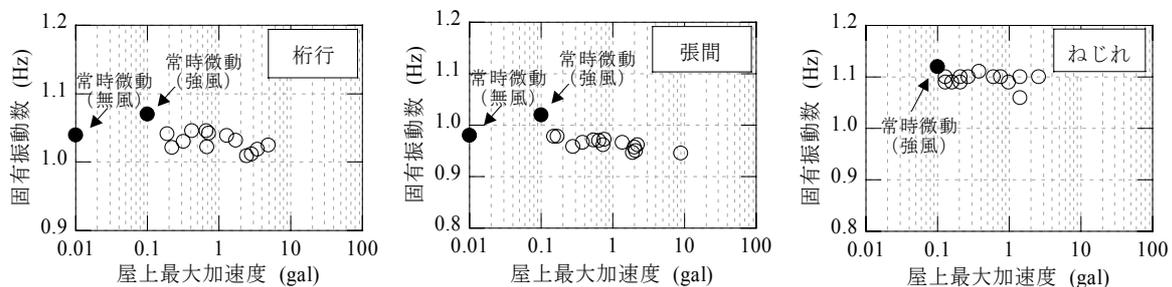


図 3.31 S 造建物の固有振動数と屋上最大加速度の関係

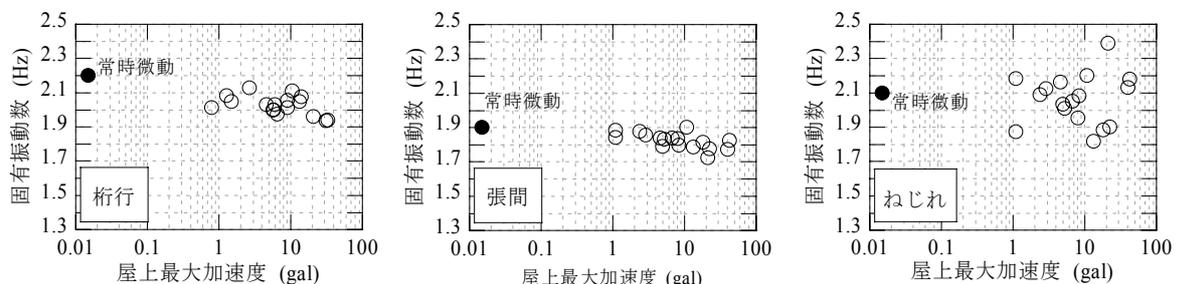


図 3.32 SRC 造建物の固有振動数と屋上最大加速度の関係

近接した固有振動数と低減衰が地震応答性状に及ぼす影響を検討する。図 3.33, 図 3.34 に長周期成分を多く含む地震（2001.6.1, 震源：静岡県中部, Mj4.8, 震源深さ 40km）の応答加速度波形とフーリエスペクトル比を示す。応答加速度波形の濃線は 1F, 薄線は RF の記録を意味する。フーリエスペクトル比の濃線はスウェイのみ固定した基礎固定系 (RF/1F), 薄線は地盤-建物連成系 (RF/GL) を意味する。S 造建物は低減衰で固有振動数が近接しているため、後続波の部分で大きく共振しながら、張間方向と桁行方向でエネルギーのやりとりをして、うなりが生じている。フーリエスペクトル比の張間方向にも桁行方向の固有振動数の影響が大きく出ていることが分かる。それに対し, SRC 造建物は図 3.33, 図 3.34 のスペクトル比からも分かるように, S 造建物に比べ減衰が大きく, 固有振動数が張間方向と桁行方向で離れているため, 継続時間が短く, うなりもほとんど生じていない。また, 図 3.34 に示した張間方向の 2 つのスペクトル比 (RF/1F と RF/GL) の固有振動数に顕著な差が認められ, 相互作用の影響を受けていることが分かる。

近接固有値の問題や建物と地盤との動的相互作用は, いずれも建物の減衰推定に大きな影響を及ぼすため, 今後さらに検討が必要である。

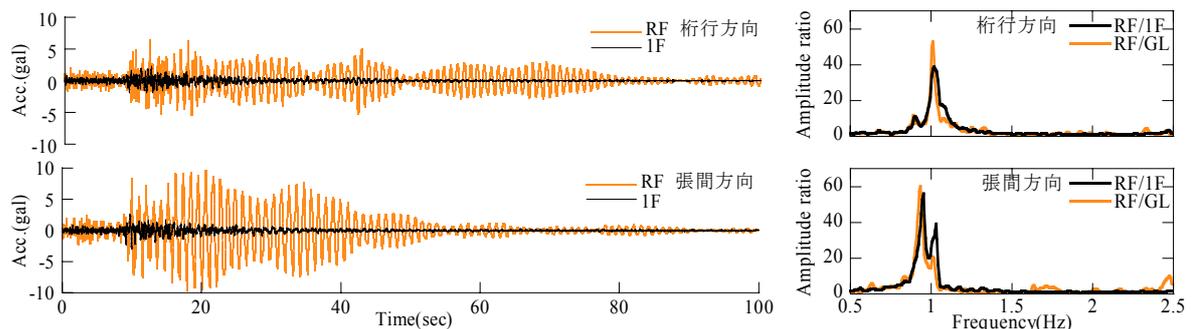


図 3.33 S 造建物の地震記録 (左：加速度波形, 右：加速度フーリエスペクトル比)

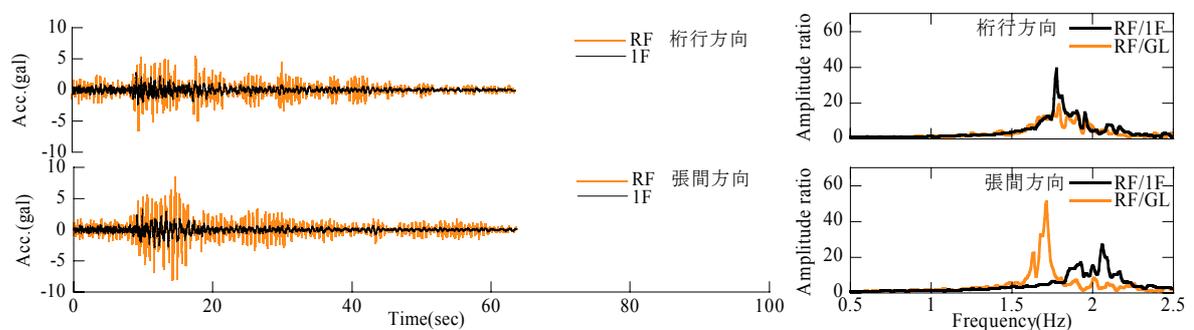


図 3.34 SRC 造建物の地震記録 (左：加速度波形, 右：加速度フーリエスペクトル比)

S 造建物と SRC 造建物の柱、梁、耐震壁を線材置換した 3 次元立体フレームモデルを作成して、固有値解析を行った。解析にあたって①水平剛床、②1 階床を固定、③梁に及ぼすスラブの曲げ剛性効果を考慮、④耐震設計時に考慮した構造部材のみ剛性を考慮、の各条件を用いた。

S 造建物の振動解析より得られる固有振動数を、図 3.35 に示し、図 3.37 に張間方向の並進モード図を示す。図中の実線は基準位置、破線は各階モード形を意味する。図 3.35 より、S 造建物の並進成分において、解析値と実測値の差は 1 割程度である。微動や小地震時はサッシや間仕切り等の剛性も効いているとすれば、解析と実測はほぼ対応していると考えられる。また、水平 2 方向とねじれの固有振動数が近接しており、図 3.37 のモード図にねじれが若干含まれている様子も解析で再現されている。しかし、解析と実測で、桁行方向とねじれのモードの順序が入れ替わっており、ねじれの固有振動数の解析値は、実測値に比べ 2 割程度低くなっている。これは、解析において、外壁 PC の剛性を評価していないため、ねじれの固有振動数が低めに評価されていると考えられる。

SRC 造建物の振動解析より得られる固有振動数を、図 3.36 に解析値(1)として示し、図 3.37 に張間方向の並進モード図を示す。図 3.36 中の解析値(2)は後述するように、図 3.27(b)に示した外周部に位置する腰壁・袖壁の剛性を、等価な無開口の壁に置換して剛性を考慮した解析ケースである。図 3.36 より、SRC 造建物の解析値(1)は、張間、ねじれ成分では実測値より 3~4 割程度低い値を示しているが、桁行方向は実測値と比較的近い値となっている。これは桁行方向に耐震壁が多く配置されているため、張間、ねじれ成分よりも固有振動数が高く評価されたためと考えられる。図 3.38 のモード図を見ると、張間方向の並進モードにねじれモードが含まれていることが分かる。この結果は、実現象にも認められることが岡田ら<sup>10)</sup>によって示されている。

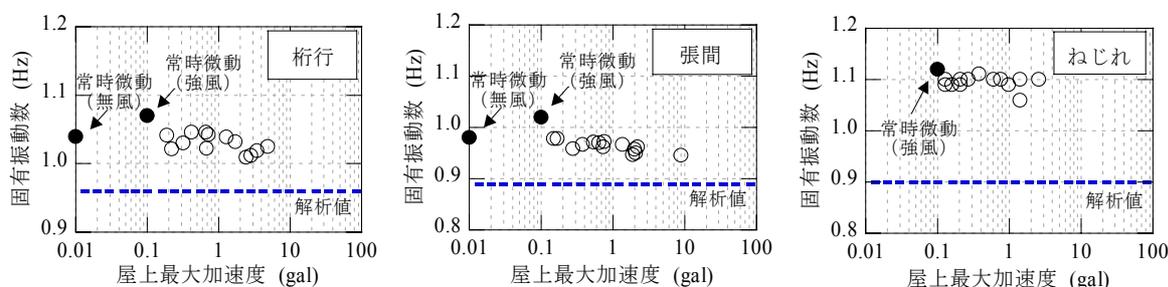


図 3.35 S 造建物の固有振動数と屋上最大加速度の関係 (実測値と解析値の比較)

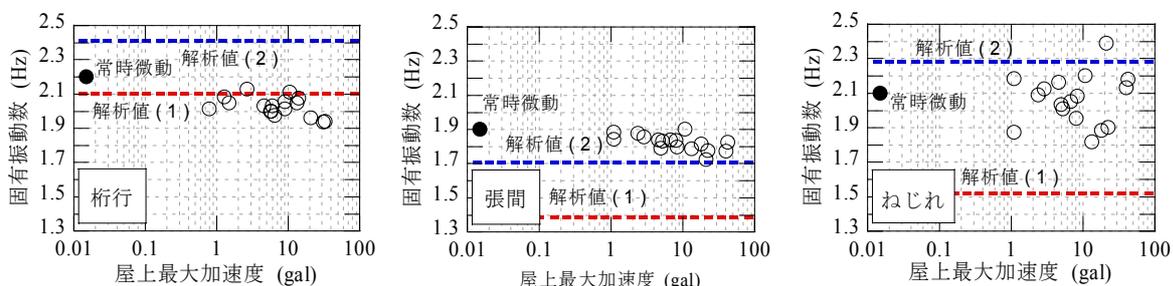


図 3.36 SRC 造建物の固有振動数と屋上最大加速度の関係 (実測値と解析値の比較)

表 3.4 SRC 造建物の解析ケース

解析(1) 図3.28(b)の腰壁・袖壁の剛性を考慮しない

解析(2) 図3.28(b)の腰壁・袖壁の剛性を等価な無開口の壁に置換して剛性を考慮する

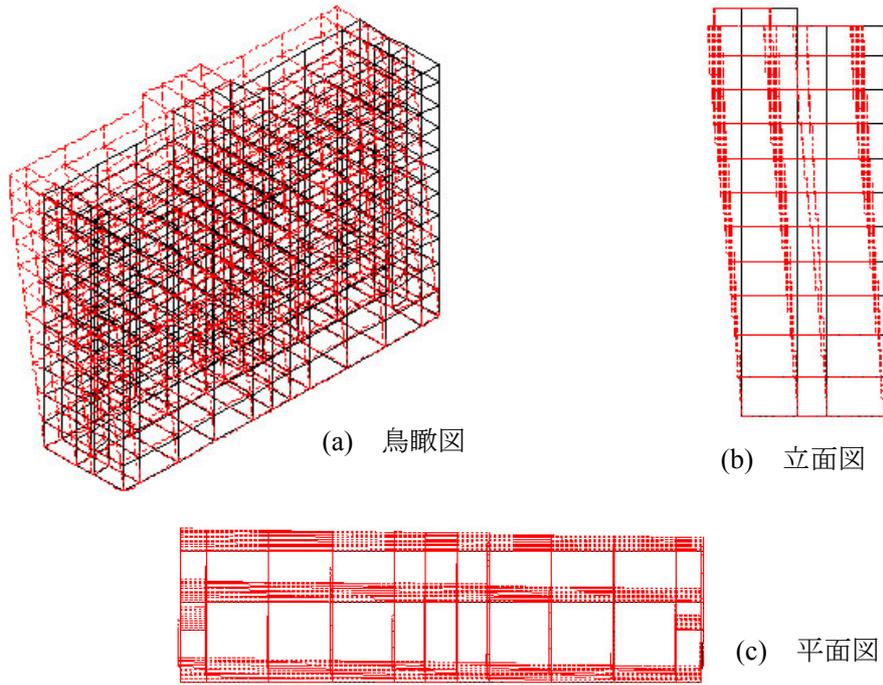


図 3.37 S 造建物の張間方向並進 1 次モード図 (解析)

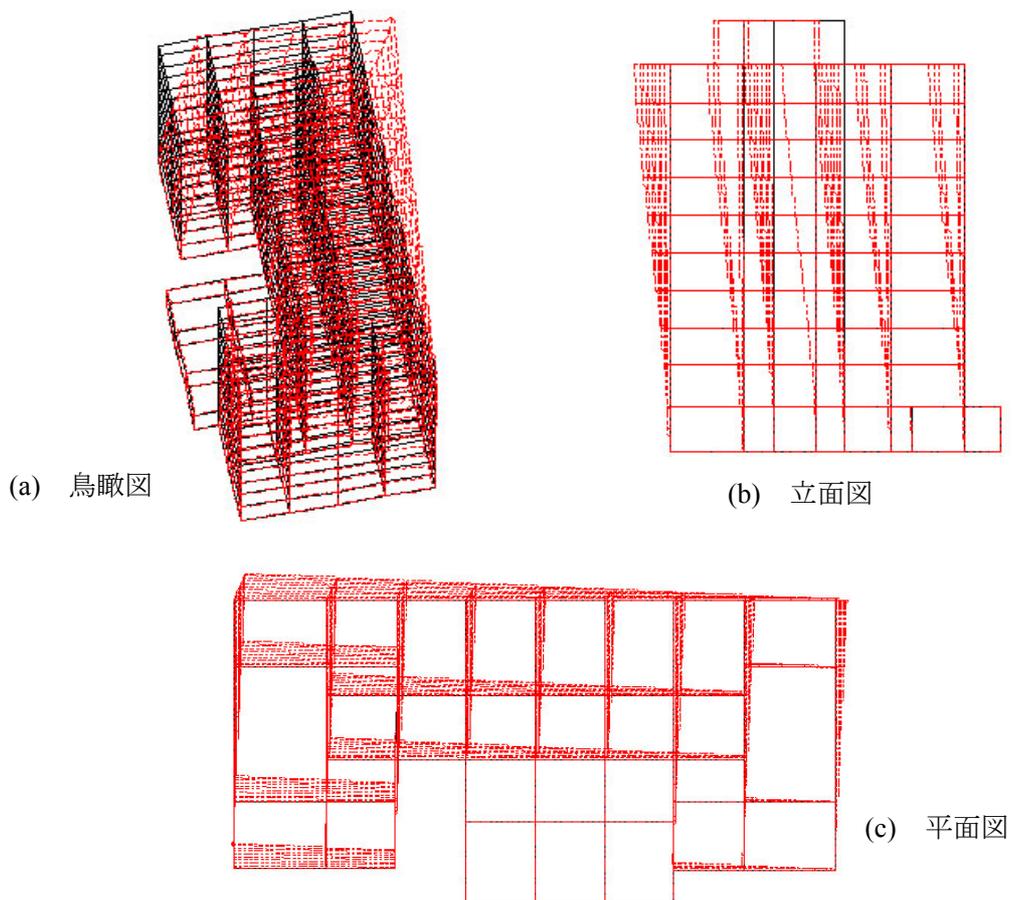


図 3.38 SRC 造建物の張間方向並進 1 次モード図 (解析)

SRC 造建物の張間とねじれ成分で生じた実測値と解析値(1)の固有振動数の差について検討する。構造解析における重量は、構造躯体は躯体重量から、積載重量は使用目的と面積から算出しているため、実構造物とほぼ対応していると考えられる。したがって、固有振動数に生じた差は、構造解析における剛性評価の影響が大きいと考えられる。この原因として、以下のことが挙げられる。

- ① フレーム内に取り付く壁（腰壁，袖壁）の剛性
- ② フレーム外の壁（雑壁）の剛性
- ③ 配管，窓などの構造部材以外の剛性

SRC 造建物の外周部にはフレーム内に腰壁・袖壁を有しているフレームが多く存在する。これらの壁は開口が大きいことから設計上は耐震壁とみなせない上、柱梁のサイズに比べ壁厚が十分薄いため一般的に剛性は無視されているが、これが解析値と実測値の差を生じさせている要因と考えられることから、フレーム内に取り付く壁の剛性寄与度を FEM 解析を用いて検討する。

解析は表 3.5 に示すようにフレームのみ、耐震壁，腰壁，袖壁，腰壁と袖壁，それぞれにスリットを有するモデルを用いる。これらのモデルは実際の SRC 造建物を表現しており、材料はコンクリート（ヤング係数： $2.1 \times 10^5 \text{N/m}^2$ ，ポアソン比：0.18，自重は考慮しない）とし、スパンは 7,200mm，高さは 3,800mm，柱サイズは 850×900mm，梁サイズは 900×500mm，壁厚は実際の構造物と同じ腰壁・袖壁 150mm と耐震壁 350mm の 2 通りとした。支持条件は柱脚をピン支持，柱頭をローラ支持とした。連層フレームを想定して，フレームの上下に取り付く柱が柱頭と柱脚の回転を拘束する効果を表す回転ばねを，等価な鉛直ばねとして柱頭と柱脚の端部に設けた。

上記モデルの上梁に左から静的な水平外力を加え，その変形量から等価な剛性を算出し比較する。図 3.39 に壁厚 150mm の場合の応力図を，表 3.6 に変形量と純フレームに対する剛性倍率を示す。図 3.39 より，腰壁，袖壁が剛性に大きく寄与していることが分かる。また，スリットがある場合はフレームモデルとほぼ同様の応力状態になることが分かる。表 3.6 より，壁厚 150mm の腰壁と袖壁を有するモデルでは，フレームモデルの約 4 倍の剛性を持っていることが分かる。この剛性が SRC 造建物の固有振動数の，実測値と解析値の差の大きな原因になっていると考えられる。一般に，これらの壁は柱梁のサイズに比べ十分に薄ければ，その剛性は無視されている。しかし，壁厚 150mm で腰壁あるいは袖壁のみの場合でもフレームモデルの約 2 倍の剛性を有している。

以上より，弾性範囲内においては，剛性評価の点で壁厚によるモデル化の判断は必ずしも適切ではないことが分かる。それに対し，スリットを有するモデルでは，フレームモデルと同程度の剛性となっており，剛性評価という点ではスリットを適切に施せば壁の効果は無視できることが分かる。

SRC 造建物に設けられている壁厚 150mm の腰壁・袖壁と等価な剛性を持つ無開口の壁厚を，FEM 解析を用いて求めると 35mm となる。この 35mm の薄い壁を SRC 造建物の構造解析モデルの外周部にある腰壁・袖壁付きフレームに加えて再度解析を行った。得られた固有振動数を図 3.36 に解析値(2)としてプロットする。いずれの固有振動数も上昇し，張間とねじれについ

では、薄い壁を入れる前の解析値(1)に比べ、解析値(2)の方が実測値に近くなっている。

以上より、SRC 造建物の外周部のフレームにおける袖壁・腰壁等の剛性評価は、並進成分だけではなく、ねじれ成分の評価にとっても重要であることが分かる。

表 3.5 FEM 解析ケース

| FEM解析モデル            |
|---------------------|
| (a) フレームモデル         |
| (b) 耐震壁モデル          |
| (c) 腰壁モデル           |
| (d) 袖壁モデル           |
| (e) 腰壁+袖壁モデル        |
| (f) 耐震壁モデル (スリット入り) |
| (g) 腰壁モデル (スリット入り)  |
| (h) 袖壁モデル (スリット入り)  |

各モデルについて、壁厚 350mm と壁厚 150mm の2種類の解析を行う。

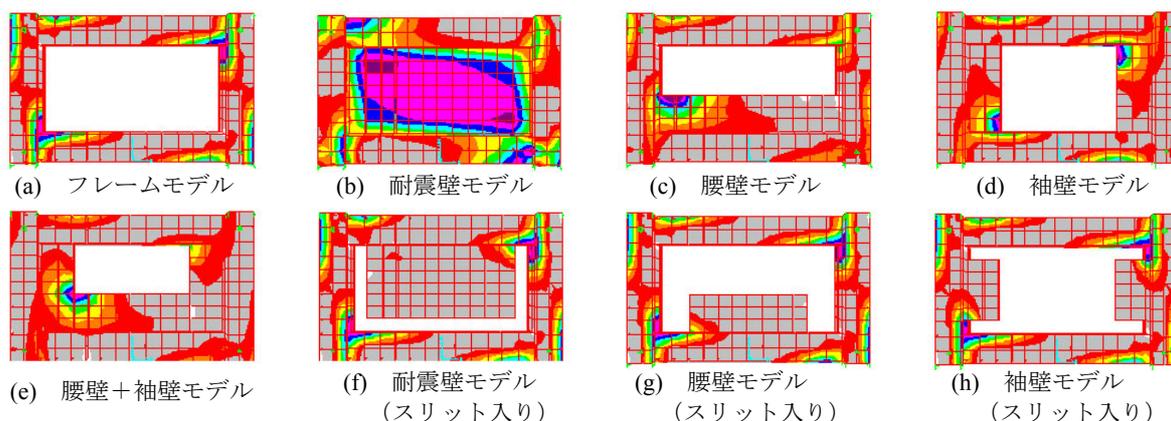


図 3.39 フレームタイプと応力図 (壁厚 150mm)

表 3.6 フレームタイプと剛性倍率

|                      | モデル名 | フレーム | 腰壁+袖壁 | 耐震壁   | 腰壁   | 袖壁   |
|----------------------|------|------|-------|-------|------|------|
| 壁厚 150mm<br>(スリット入り) | 剛性倍率 | 1.00 | 3.85  | 10.62 | 1.98 | 1.89 |
|                      | 剛性倍率 |      |       | 1.03  | 1.01 | 1.01 |
| 壁厚 350mm<br>(スリット入り) | 剛性倍率 | 1.00 | 5.67  | 18.39 | 2.52 | 2.33 |
|                      | 剛性倍率 |      |       | 1.04  | 1.02 | 1.02 |

### 3.5 まとめ

第2章の戦略的強震観測・常時微動計測で得た記録を用いて、建物の振動性状に及ぼす各種要因を抽出し、系統的に分析した。得られた結果を以下に示す。

#### (1) 相互作用効果の階数依存性 (3.2 節)

構造種別・階数が建物振動性状に及ぼす影響を検討するために、ほぼ同規模で構造種別・構造形式の異なる3棟の建物を対象に建設段階毎の常時微動計測と継続的な強震観測を実施した。得られた結果を以下に示す。

- 動的相互作用効果に及ぼす固有振動数の階数依存性は、S造建物ではほとんど認められなかったが、PCaPC造建物とSRC造建物では低層時に相互作用の影響が大きく、高

層に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。

- ・ モード形状の階数依存性は、S 造建物では明瞭ではなかったが、SRC 造建物は高層になるほど弾性変形率が上昇する傾向が認められた。3 棟の建物のモード形状には差が認められ、上部構造・下部構造の剛性バランスがモード形状に影響を及ぼしていると考えられる。また、モード形状の差と減衰定数の差は比較的良く対応していた。
- ・ 有効入力動の階数依存性は、ほとんど認められず、3 棟の建物の傾向もほぼ同様であった。しかし、上部構造物の固有振動数付近では、3 棟の建物の上部構造の慣性力の差が認められた。
- ・ S 造建物と PCaPC 造建物で、入力特性の異なる地震動と常時微動を比較した結果、両者は良く対応しており、常時微動による現象の把握が有効であることが明らかとなった。以上より、慣性の相互作用は建物階数と、上部構造・下部構造の剛性バランスに影響されることが、実測記録より明らかとなった。また、入力の相互作用は階数や構造種別ではなく、地盤条件と基礎サイズの影響を受けていることが実測記録より明らかとなった。

## (2) 隣接建物間相互作用 (3.3 節)

隣接建物間相互作用の影響を検討するために、既存建物の周囲を取り囲むように隣接建物が建設される機会を利用して、常時微動計測と強震観測を実施した。その結果、隣接建物の建設前後の地震記録と、建設期間中の常時微動記録に、既存建物の張間方向に振動特性の変化が認められた。

隣接建物間相互作用のメカニズムを明らかにするためには、今後、隣接建物竣工後の地震記録の分析を進めると共に、今後さらに詳細な常時微動計測を実施し、数値解析と比較検討が必要である。

## (3) 2 次部材が振動性状に及ぼす影響 (3.4 節)

構造種別・構造形式の異なる 2 棟の 10 階建て建物を対象として、実測と解析の両面から 2 棟の振動性状の違いと、実測値と解析値の差とその原因を検討した。得られた結果を以下に示す。

- ・ 固有振動数が桁行方向と張間方向で近接し、且つ低減衰の建物では、地震応答にうなりが顕著に認められた。この現象は減衰評価に大きく影響するため、今後、モード間連成を考慮した検討が必要である。
- ・ 非構造部材の少ない S 造建物は、固有振動数の解析値と実測値は良く対応していたが、非構造部材の多い SRC 造建物では、解析値と実測値で 3~4 割程度の差が生じていた。
- ・ SRC 造建物での解析値と実測値の差の原因を解明するために、腰壁や袖壁を有するフレームの剛性を FEM 解析で検討し、腰壁や袖壁の存在により純フレームの約 2 倍の剛性を有していることを示した。
- ・ 腰壁と袖壁の剛性を考慮して再度 SRC 造建物の構造解析を行うと、固有振動数は実測値に近づいた。これにより耐震壁とみなされない腰壁・袖壁などの 2 次部材のモデル化の重要性を示した。

## 参考文献

- 1) 理論地震動研究会：地震動－その合成と波形処理－，鹿島出版会，1994
- 2) 石橋敏久，内藤幸雄：基礎のロッキングを考慮した構造物の伝達関数評価法の検討，鹿島技術研究所年報，第42号，pp.199-203，1994.10
- 3) 柴田明徳：最新建築学シリーズ，9. 最新耐震構造解析，森北出版，1981.6
- 4) 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集，第454号，pp.29-38，1990
- 5) 日本建築学会：建築物の減衰，丸善，2000.10
- 6) 中井正一，福和伸夫：埋込み剛基礎の動特性に基づく動的擬似3次元効果の考察 境界要素法による動的擬似3次元効果に関する研究（その2），日本建築学会構造系論文集，第380号，pp.56-66，1987.10
- 7) 大場新太郎，矢野啓利：人力加振による隣接建物の動的相互作用，第9回日本地震工学シンポジウム，pp.1405-1410，1994
- 8) 吉田一博，川瀬博：埋没された剛構造物相互の連成振動，第7回日本地震工学シンポジウム，pp.1045-1050，1986
- 9) Tobita, J. : Evaluation of Nonstationary Damping Characteristics of Structures under Earthquake Excitations, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.59, Nos.2,3, 283-298, 1996
- 10) 松山智恵，福和伸夫，飛田潤：強震観測・強制振動実験・常時微動計測に基づく隣接する中低層建物の振動特性，日本建築学会構造系論文集，No.545，pp.87-94，2001.7
- 11) 岡田純一，福和伸夫，飛田潤：観測記録に基づくSRC造10階建物の平面増築による振動特性変化，構造工学論文集，Vol.48B，pp.437-444，2002.3

## 4. 実測記録に基づく中低層建物の入力損失効果

### 4.1 はじめに

建物と地盤との動的相互作用に起因する入力損失効果<sup>1), 2)</sup>の適切な評価は、構造物に作用する地震力を推定する上で極めて重要である。入力損失効果は大規模構造物において顕著となる<sup>3)</sup>が、軟弱地盤上に立地する一般中低層建物の場合も、地盤に比べ建物の剛性が大きいいため、動的相互作用の影響が大きい。しかし、強震観測に基づく一般中低層建物の動的相互作用に着目した研究の事例は多くなく(例えば<sup>4), 5)</sup>、特に入力損失効果に着目した研究例は少ない<sup>6~9)</sup>。この原因として、原子力関連施設や超高層建物・免震建物などの特殊構造物に比べ、一般中低層建物の強震観測事例そのものが少ない上、相互作用を検討するためには基礎と地盤での多点同時観測が必要となるため、さらにコストが割高となることが挙げられる。

安井ら<sup>10)</sup>は、兵庫県南部地震において、地盤と建物基礎とで同時観測された5棟の記録と、激震地区の建物で得られた地下階での記録を元に、激震地区での自由地表面地動の逆算を行い、入力損失効果を検討している。その結果、基礎応答の最大値は地表に比べ、最大加速度で7割、最大速度で9割程度に低減されると指摘している。井口ら<sup>6)</sup>は、大型振動台基礎とその周辺で得られた中小地震の地震記録を用いて、入力地震動の周波数特性を考慮して、基礎と地表の最大加速度・速度の関係を検討している。また、実測記録を元に入射波を求め、基礎有効入力動を数値解析により算出している。Stewart<sup>8)</sup>は7棟の建物で得られた15個の強震記録を用いて、最大加速度、最大速度、建物条件と入力損失効果の関係を検討している。しかし、既往の検討結果の多くは、建物規模や根入れの大きな建物を対象としているため、建物種類や地震記録数は十分ではなく、定量的な評価には至っていない。様々な条件下での一般中低層建物を対象にして、多数の地震記録や常時微動計測により、入力損失効果を体系的に分析した研究例はない。

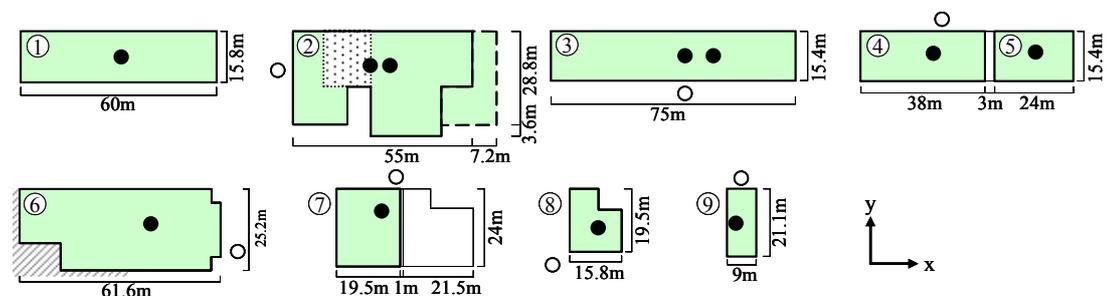
本節では、名古屋大学東山キャンパス内に存在する様々な高さ、基礎幅や根入れ深さ、規模を有する9棟の中低層建物を対象に、多数の中小地震記録と常時微動記録を用いて、入力損失効果を明らかにする。

## 4.2 対象建物と強震観測・常時微動計測の概要

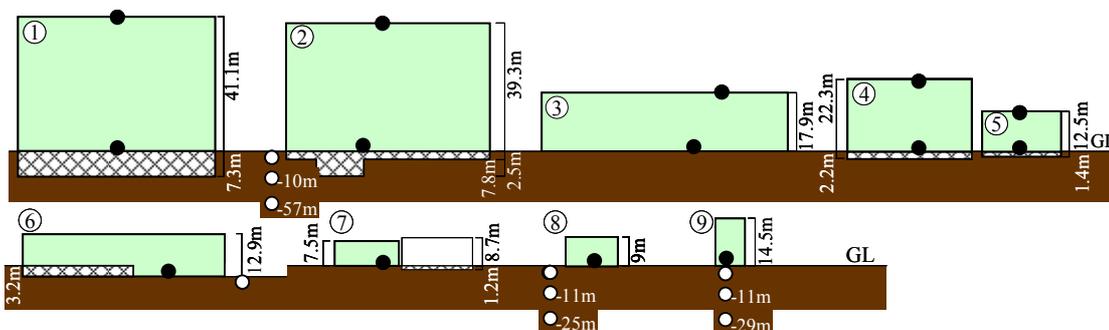
### 4.2.1 対象建物の概要

対象建物は名古屋大学東山キャンパス内に立地する建物規模、階数、構造種別などの異なる9棟の中低層建物である<sup>11), 12)</sup>。建物概要を表4.1に、平面図・断面図を強震計配置と共に図4.1に示す。根入れ深さは、地表から基礎底面までの深さとした。平均 $V_S$ はPS検層結果またはN値から推定した値を、基礎底面より下の深さ10mまでを層厚で重み付け平均した値である。地盤-建物連成系の固有振動数は、常時微動記録より推定した値である。但し、建物⑦、⑧には明瞭な固有振動数を認められなかったため、表1には示していない。図4.1(a)②のハッチ部分は、一部に地下階が存在し、その部分だけ根入れが深いことを意味する。建物②の点線部は平面増築が行われたことを意味するが、別の検討により、増築前後<sup>13)</sup>で入力損失特性に顕著な差が認められなかったため、本論文中では増築後の建物諸元を用いている。また、建物④と⑤は、Expansion Jointを介して桁行方向に隣接しており、隣接建物間相互作用に関する詳細な検討が行われている<sup>14)</sup>。建物⑥に示す斜線部は、敷地が傾斜しているため、一階部分の約半分が地盤に接していることを意味する。

対象建物の基礎幅に対する高さ、根入れ深さ、杭長の比を図4.2に示す。但し、根入れ深さが場所により異なる場合は、面積で重み付け平均した値を用いている。例えばx方向に着目すると、建物②、④、⑤は基礎幅に対する高さ比がほぼ等しいことから、根入れと隣接建物の影響が検討可能である。同様に、建物③、⑥は根入れの対称性の影響を、建物⑦、⑧は杭の有無の影響を検討可能である。



(a) 平面図と強震計配置 (● : 建物, ○ : 地盤)



(b) 断面図と強震計配置 (● : 建物, ○ : 地盤)

図4.1 対象建物の平面図・断面図と強震計配置

図 4.3 に地盤-建物連成系の固有振動数から求めた無次元振動数  $a_{0bx}$ ,  $a_{0by}$  を示す。 $a_{0bx}$ ,  $a_{0by}$  は、表 4.1 の平均  $V_s$ , 基礎幅  $B_x$ ,  $B_y$ , 常時微動記録より推定した地盤-建物連成系の固有振動数  $f_{bx}$ ,  $f_{by}$  を用いて、 $a_{0bx}=2\pi f_{bx}B_x/2V_s$ ,  $a_{0by}=2\pi f_{by}B_y/2V_s$  と定義している。図 4.3 に示した  $a_{0bx}$ ,  $a_{0by}$  は、0.3 から 2.5 程度まで広く分布しており、連成系の無次元固有振動数が入力損失効果に及ぼす影響の分析が可能であることが分かる。

表 4.1 対象建物の概要

| 建物 No. | 構造種別            | 階数 | 軒高 (m) | 基礎・杭種別 | 基礎     |                         | 建築面積 (m <sup>2</sup> ) | 平均Vs(m/s) <sup>*3</sup> |         | 地震記録数 | 常時微動記録     |       | 連成系固有振動数 |          |
|--------|-----------------|----|--------|--------|--------|-------------------------|------------------------|-------------------------|---------|-------|------------|-------|----------|----------|
|        |                 |    |        |        | 杭長 (m) | 根入れ (m)                 |                        | N値による                   | PS検層による |       | 収録時間 (sec) | サンプル数 | x方向 (Hz) | y方向 (Hz) |
| 1      | S               | 10 | 41.1   | 場所打ち杭  | 41.7   | 7.3                     | 987                    | 243                     | 250     | 28    | 1800       | 25    | 1.0      | 1.0      |
| 2      | SRC             | 10 | 39.3   | PHC杭   | 45-48  | 2.5 (7.8) <sup>*2</sup> | 1841                   | 254                     | 220     | 47    | 660        | 32    | 1.8      | 1.7      |
| 3      | RC              | 4  | 17.9   | RC杭    | 6      | 0                       | 1155                   | 244                     | -       | 49    | 1380       | 67    | 4.2      | 4.4      |
| 4      | SRC             | 6  | 22.3   | PC杭    | 10, 12 | 2.2                     | 604                    | 302                     | -       | 57    | 600        | 29    | 3.5      | 3.6      |
| 5      | RC              | 3  | 12.5   | 直接     | -      | 1.4                     | 374                    | 335                     | -       | 29    | 600        | 29    | 5.9      | 4.9, 8.3 |
| 6      | RC              | 3  | 12.9   | RC杭    | 4, 5   | 0 (3.2) <sup>*2</sup>   | 1649                   | (315)                   | -       | 77    | 1800       | 14    | 6.3      | 4.9      |
| 7      | M <sup>*1</sup> | 1  | 7.5    | 直接     | -      | 0                       | 466                    | 291                     | 330     | 77    | 1800       | 87    | -        | -        |
| 8      | RC              | 2  | 9.0    | PC杭    | 10, 12 | 0                       | 263                    | 275                     | 228     | 67    | 1800       | 56    | -        | -        |
| 9      | RC              | 1  | 14.5   | RC杭    | 9      | 0                       | 189                    | 291                     | 269     | 70    | 1800       | 85    | 7.0      | 9.2      |

\*1 Mは柱がRC造、梁がS造を意味する。

\*2 根入れの括弧内は一部深い場所での深さを意味する。

\*3 平均Vs (N値) は、N値から推定したVsを基礎底面から深さ10mまで層厚で重み付け平均して算出。

平均Vs (PS検層) は、板叩き法で推定されたVsを基礎底面から深さ10mまで層厚で重み付け平均して算出。

括弧内の平均Vsは、建物から約50m離れた地点でのボーリングデータから推定したことを意味する。

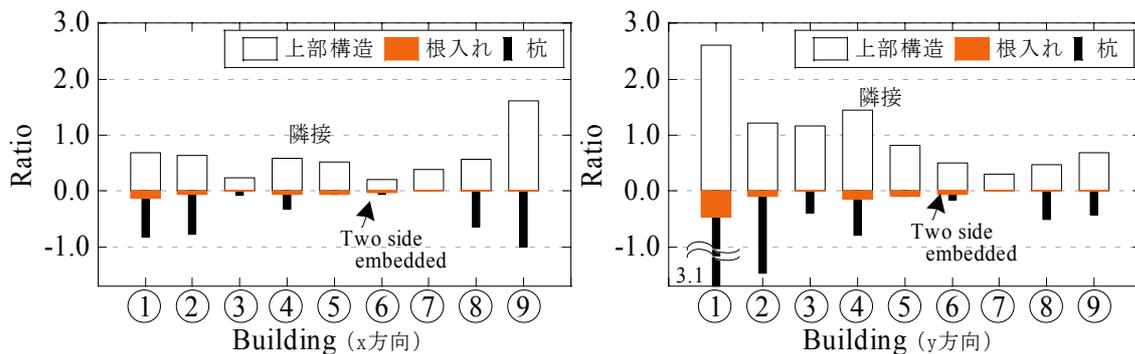


図 4.2 対象建物の基礎幅に対する高さ・根入れ深さ・杭長の比

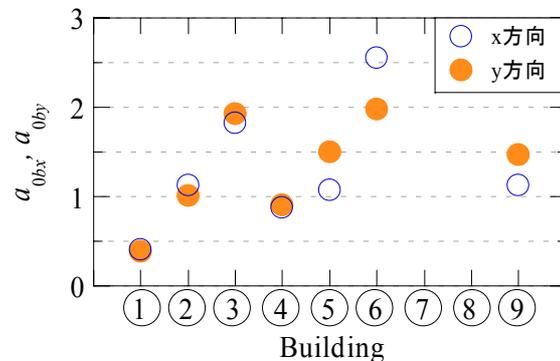


図 4.3 対象建物の無次元振動数 ( $a_{0bx}$ ,  $a_{0by}$ )

#### 4.2.2 強震観測・常時微動計測の概要

強震観測は、建物①～⑤では、建物の応答性状も検討できるように地表、建物1階床(以下、基礎と示す)、建物屋上で同時観測を行っている。建物⑥～⑨では、地表と基礎で同時観測を行っている。また、建物②、⑧、⑨の周辺では、地盤の増幅特性も検討できるように鉛直方向に3点で同時観測を行っている。データは全て100Hzサンプリングで収録している。本論文中での分析は、1996年10月から2003年7月までにそれぞれの建物で得られた地震記録から、不完全なデータや明らかにデータが不良なものを除いた全ての地震記録を用いる。分析に使用したデータ数を表4.1に、観測地震の震央位置を図4.4に、震央距離とマグニチュードの関係を図4.5に示す。図4.4、図4.5から、地震記録の大部分は東海地域を震源とするマグニチュードの小さなものであることが分かる。また、震央距離が離れるとマグニチュードの大きな地震しか記録が得られていないことが分かる。

常時微動計測は、建物①、②、③、④、⑤で高密度同時観測を行っており、他の建物では地表、基礎、建物屋上の3点での同時観測を行っている。動コイル型の常時微動計により変位を収録し、建物②、③は100Hzサンプリング、他の建物では200Hzサンプリングで計測している。収録時間は表1に示すとおりである。建物⑦は基礎での微動記録が得られなかったため、本論での検討には用いていない。

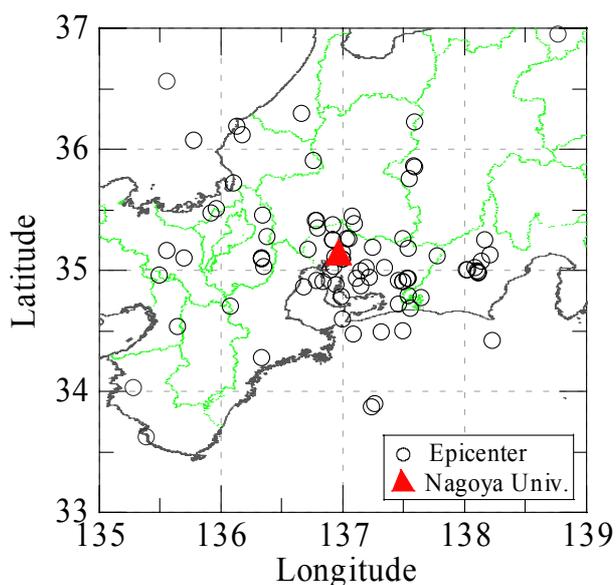


図 4.4 震央位置

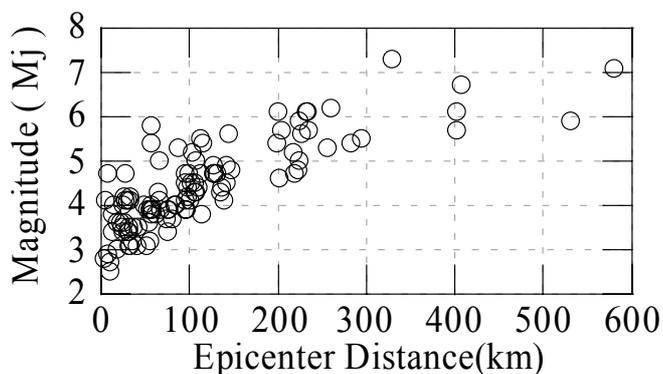


図 4.5 震央距離と  
マグニチュード

### 4.3 地震動の最大値に基づく入力損失効果

#### 4.3.1 地表と基礎の最大加速度，最大速度

入力損失効果を簡易に評価するために，地表と基礎での最大加速度，最大速度を比較する。図 4.6 に各建物の基礎最大加速度（PBA）と地表最大加速度（PGA）の関係，及び原点を通る回帰直線を示す。図 4.6 には，軸の関係で地表で約 60gal を記録した 1 地震が示されていないが，他の地震と同様の傾向であること確認しており，本論中では地表最大加速度を記録したデータも用いて全ての検討を行っている。

建築面積が大きな建物①，②，③，⑥では基礎の最大加速度が地盤よりも小さくなっており，入力損失効果が明瞭に認められる。それに対し，建築面積が小さな建物⑦，⑧，⑨では，入力損失効果はほとんど認められず，基礎の方が大きな値を示している場合も多い。相互に隣接する建物④，⑤では，やや相関が低くなっている。建物⑥の x, y 方向で傾向が異なるのは，建物⑥は 1 階の片側側面のみが地盤と接していることが影響していると考えられる。建物①，③で，x 方向の入力損失効果が y 方向に比べ大きくなっているのは，基礎幅の差が影響していると考えられる。

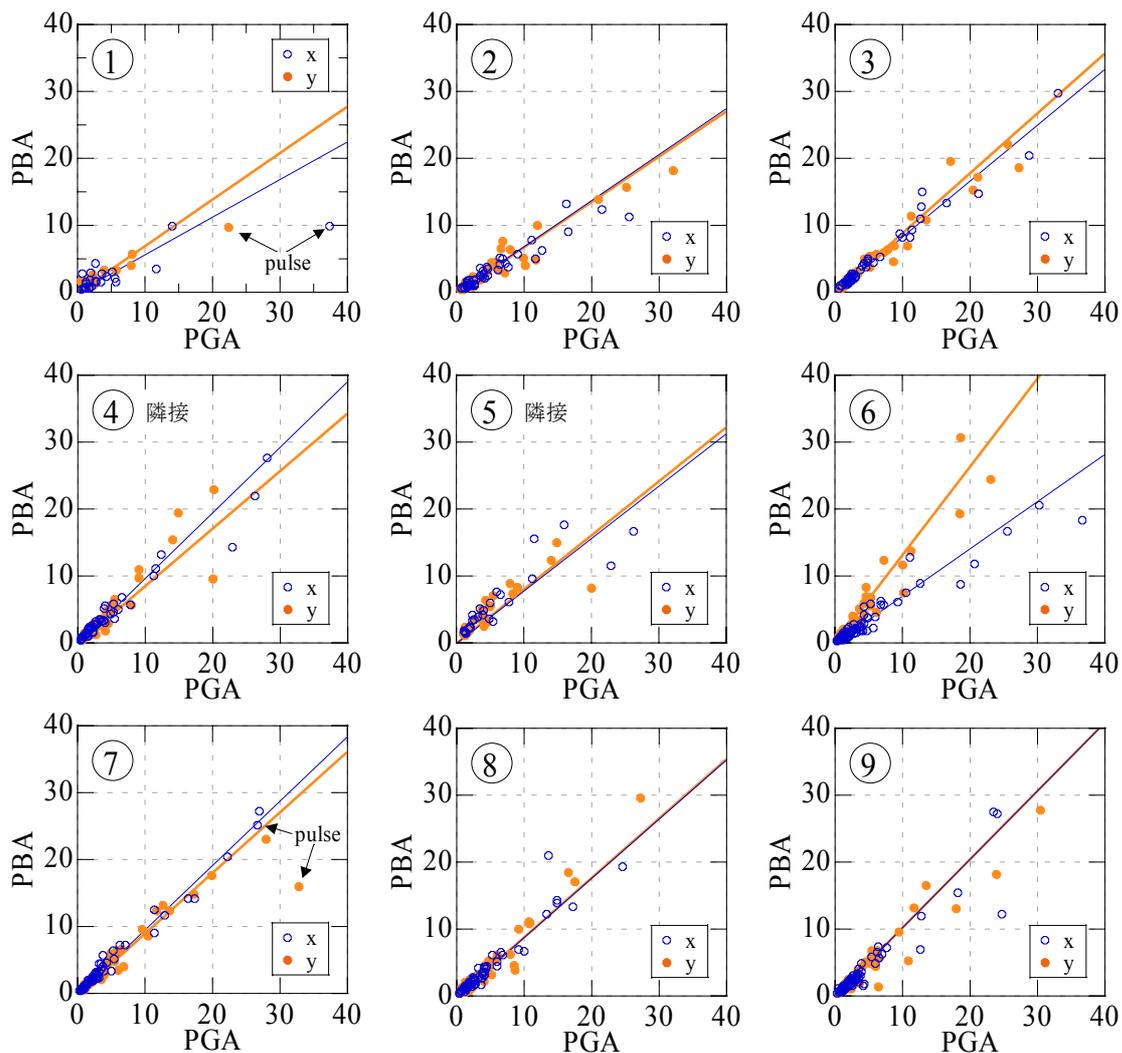


図 4.6 地表最大加速度（PGA）と基礎最大加速度（PBA）

図7に基礎最大速度（PBV）と地表最大速度（PGV）の関係を示す。最大加速度の場合と同様に、建築面積の大きな建物②、⑥において基礎の方が地表より最大速度が小さくなっている。しかし最大加速度に比べ、最大値の低減度合いは小さい。この傾向は兵庫県南部地震の観測記録を分析した結果<sup>10)</sup>と対応している。

最大加速度と最大速度の地表に対する基礎の比率を、原点を通る直線で最小二乗近似した回帰式の傾きと相関係数を表4.2に示す。但し、図4.6の建物①、⑦と図4.7の建物①の pulse と示した地震記録は、地表での最大値が極めてパルス的な部分で決まっており、同じ地震の他地点の記録と明らかに傾向が異なることから、回帰直線を求める際には用いていない。回帰直線の傾きは、建築面積が大きく、根入れの有る建物①、②で小さくなっているが、他の建物では安井ら<sup>10)</sup>が示した加速度で約0.7、速度で約0.9よりも大きな値を示している。これは安井ら<sup>10)</sup>が対象とした建物に比べ、本論文で対象としている建物の規模、根入れ深さが小さいことが原因と考えられる。

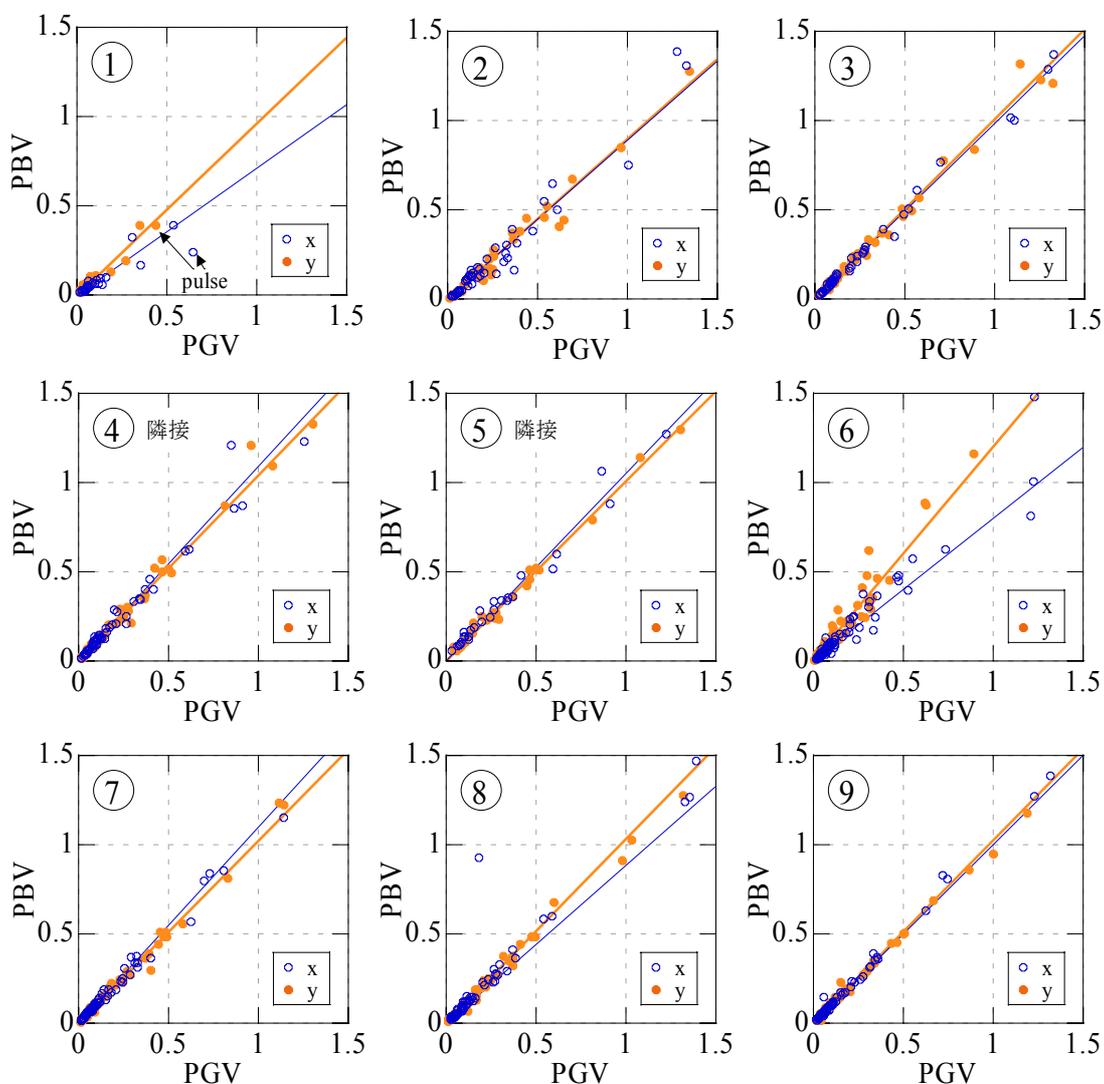


図4.7 地表最大速度（PGV）と基礎最大速度（PBV）

図 4.8 に、建物の無次元振動数  $a_{0bx}$ ,  $a_{0by}$  と最大加速度の回帰式の傾きとの関係を示す。建物⑥、及び根入れの深い建物①を除き、根入れの有る建物と根入れのない建物それぞれで、 $a_{0bx}$ ,  $a_{0by}$  が大きくなるほど、入力損失効果が大きくなる傾向がある。図 4.9 に根入れ深さより求めた建物の無次元振動数  $a_{0be}$  と最大加速度の回帰式の傾きとの関係を示す。但し、 $a_{0be}$  は根入れ深さ  $E$ 、表 4.1 の平均  $V_S$ 、常時微動記録より推定した地盤-建物連成系の固有振動数  $f_{bx}$ ,  $f_{by}$  を用いて、 $a_{0be}=2\pi f_{bx}E/2V_S$ ,  $2\pi f_{by}E/2V_S$  と定義している。片側のみが地盤に接しており、振動方向の前後面に側面地盤のない建物⑥y 方向を除き、根入れの有る建物は、根入れのない建物に比べ入力損失効果が大きくなる傾向がある。また、無次元振動数  $a_{0be}$  が大きな建物ほど、入力損失効果が大きくなる傾向のあることが分かる。

表 4.2 回帰式の傾きと相関係数

| No. | 加速度 (x方向) |      | 加速度 (y方向) |      | 速度 (x方向) |      | 速度 (y方向) |      |
|-----|-----------|------|-----------|------|----------|------|----------|------|
|     | 傾き        | 相関係数 | 傾き        | 相関係数 | 傾き       | 相関係数 | 傾き       | 相関係数 |
| 1   | 0.56      | 0.76 | 0.69      | 0.91 | 0.71     | 0.94 | 0.96     | 0.95 |
| 2   | 0.69      | 0.99 | 0.68      | 0.99 | 0.89     | 1.00 | 0.90     | 1.00 |
| 3   | 0.83      | 0.99 | 0.90      | 0.99 | 0.99     | 1.00 | 1.01     | 1.00 |
| 4   | 0.98      | 0.99 | 0.86      | 0.97 | 1.09     | 1.00 | 1.04     | 1.00 |
| 5   | 0.78      | 0.89 | 0.81      | 0.95 | 1.05     | 0.99 | 1.01     | 1.00 |
| 6   | 0.70      | 0.97 | 1.32      | 0.97 | 0.80     | 0.99 | 1.19     | 0.99 |
| 7   | 0.96      | 1.00 | 0.90      | 0.99 | 1.10     | 1.00 | 1.02     | 1.00 |
| 8   | 0.88      | 0.99 | 0.89      | 0.99 | 0.89     | 0.98 | 1.03     | 1.00 |
| 9   | 1.03      | 0.98 | 1.02      | 0.98 | 1.00     | 1.00 | 1.02     | 1.00 |

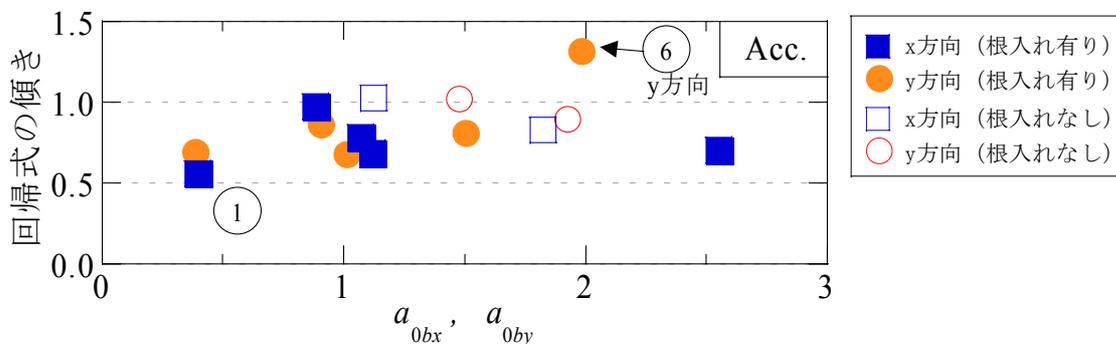


図 4.8 建物の無次元振動数 ( $a_{0bx}$ ,  $a_{0by}$ ) と回帰式の傾き

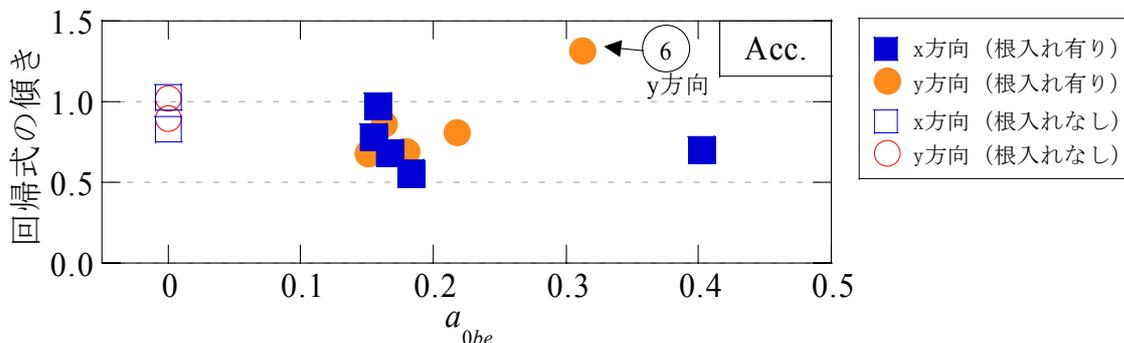
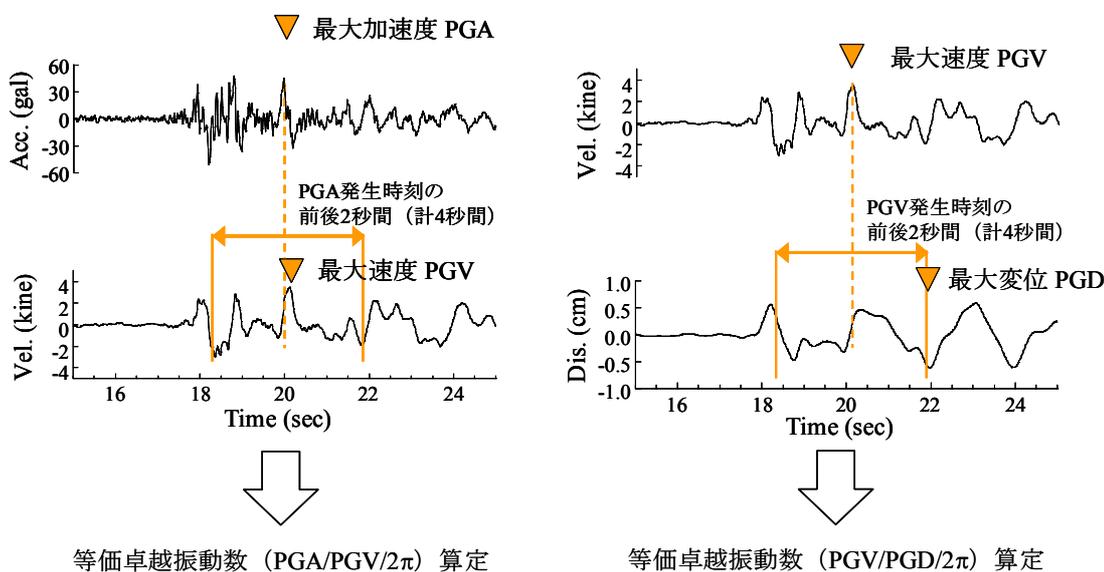


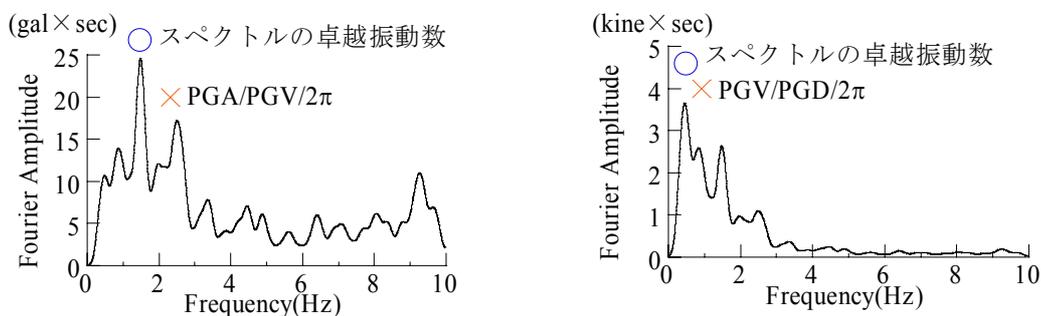
図 4.9 建物の無次元振動数 ( $a_{0be}$ ) と回帰式の傾き

### 4.3.2 地震動の等価卓越振動数

地震動の卓越振動数を表す簡易的な指標として、地表最大加速度と地表最大速度の比から算出した等価卓越振動数 ( $PGA/PGV/2\pi$ ) と、地表最大速度と地表最大変位の比から算出した等価卓越振動数 ( $PGV/PGD/2\pi$ ) を用いる。等価卓越振動数を算出する際に用いる最大値は図 4.10 に示すように、 $PGA/PGV/2\pi$  の場合は  $PGA$  発生時刻とその前後 2 秒以内で発生する  $PGV$  を用い、 $PGV/PGD/2\pi$  の場合は  $PGV$  発生時刻とその前後 2 秒以内で発生する  $PGD$  を用いる。地震動の最大値のみから算出される等価卓越振動数と、フーリエスペクトルから求めた卓越振動数との関係を図 4.11 に示す。但し、フーリエスペクトルの卓越振動数は、機械的にフーリエスペクトルが最大値を示す振動数を採用する方法と、目視により卓越振動数を読みとる方法の 2 種を用いた。目視による方法は、フーリエスペクトルが最大のピークでなくても、スペクトルの形状から卓越ピークと見なせる振動数を抽出するものである。図 4.11 より、加速度、速度ともに高振動数になるとばらつきが大きくなるものの、 $PGA/PGV/2\pi$  は加速度の卓越振動数、 $PGV/PGD/2\pi$  は速度の卓越振動数を概ね評価できるといえる。



(a) 地震動の等価卓越振動数の算定方法



(b) フーリエスペクトルの卓越振動数と等価卓越振動数の比較

図 4.10 地震動の等価卓越振動数の算定方法と推定値の検討

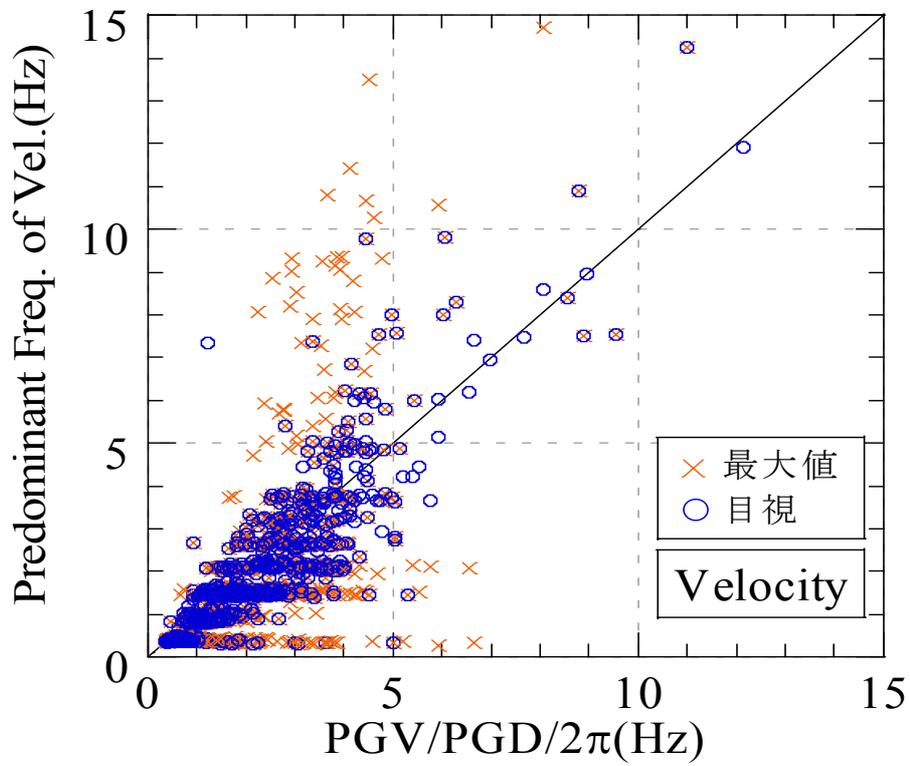
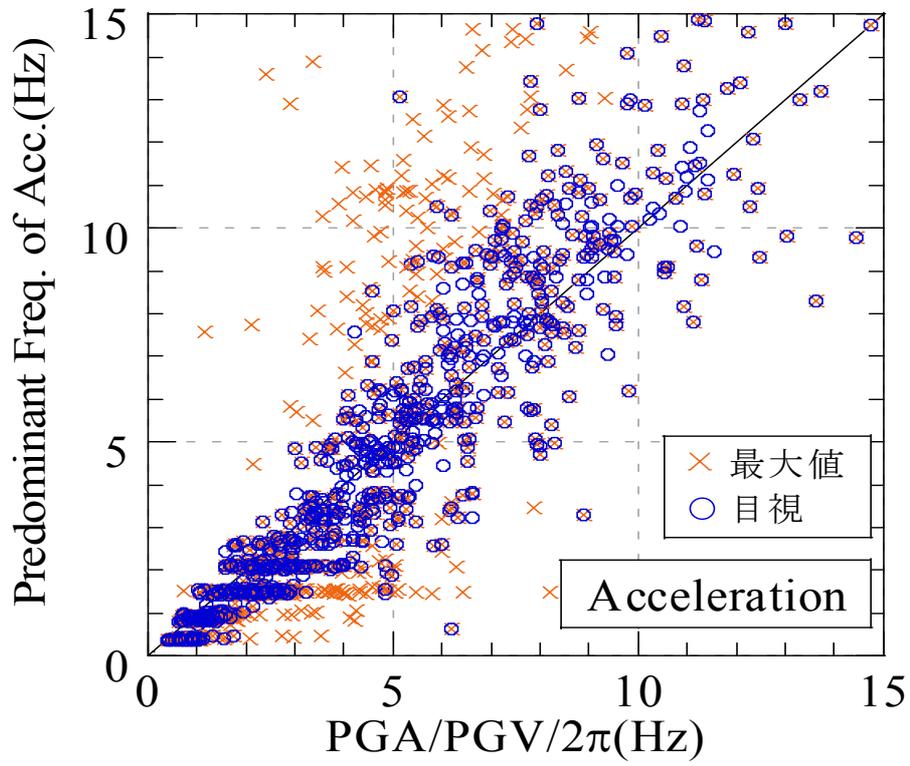


図 4.11 地震動の等価卓越振動数とフーリエスペクトルの卓越振動数の比較  
(上段：加速度，下段：速度)

#### 4.3.3 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比，速度比

図 4.12 に  $PGA/PGV/2\pi$  と最大加速度比 (PBA/PGA)，図 4.13 に  $PGV/PGD/2\pi$  と最大速度比 (PBV/PGV) の関係を示す。両図において，全体な傾向として加速度比・速度比ともに等価卓越振動数が高くなるほど，入力損失効果が大きくなっている。等価卓越振動数が地震毎に異なっているのは，図 4.5 と図 4.14 より，マグニチュードの小さな地震は対象建物の近傍で発生したものに限られるため，高振動数成分が卓越する機会が多いのに対し，マグニチュードが大きくなると遠方の地震が主となり，低振動数成分が卓越するためである。

図 4.12，図 4.13 において，基礎幅に対する高さの比がほぼ等しい建物②，④，⑤，及び x 方向の高さ比がほぼ等しい建物①を比較すると，根入れを有し，建築面積の大きな建物①，②で入力損失効果が顕著である。それに対し，建物④，⑤ではばらつきが大きく，低振動数側では地盤よりも基礎応答の方が大きくなる場合が多くなっている。これは隣接する建物④，⑤が互いに影響を及ぼしあっていることが原因であり<sup>14)</sup>，隣接建物間相互作用が顕著な場合に，安易に入力損失効果を見込むことの危険性を示している。

根入れの状況が異なる建物③，⑥を比較すると，根入れが非対称な建物⑥で，x 方向と y 方向の入力損失効果に顕著な差が認められる。建物⑦，⑧を比較すると，杭の有無による水平方向の入力損失効果には，差がほとんど認められない。

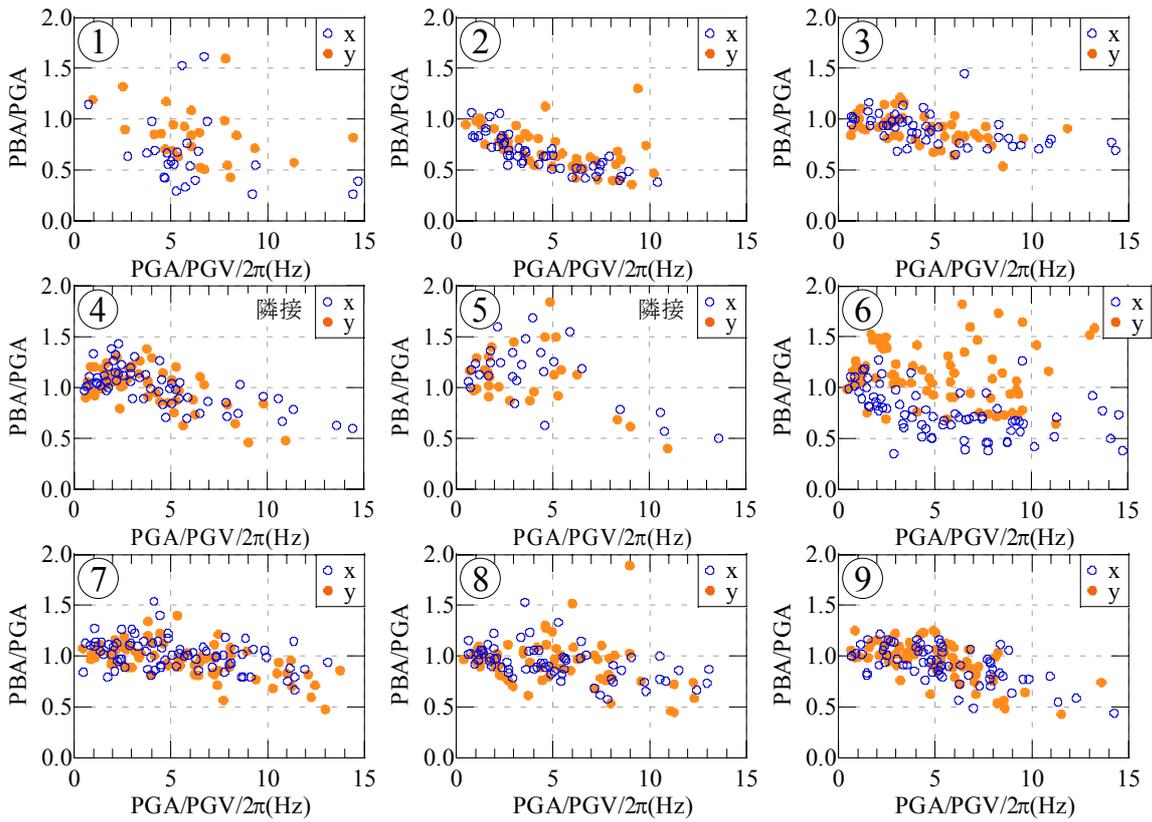


図 4.12 地震動の等価卓越振動数 ( $\text{PGA}/\text{PGV}/2\pi$ ) と基礎と地表の最大加速度比 ( $\text{PBA}/\text{PGA}$ )

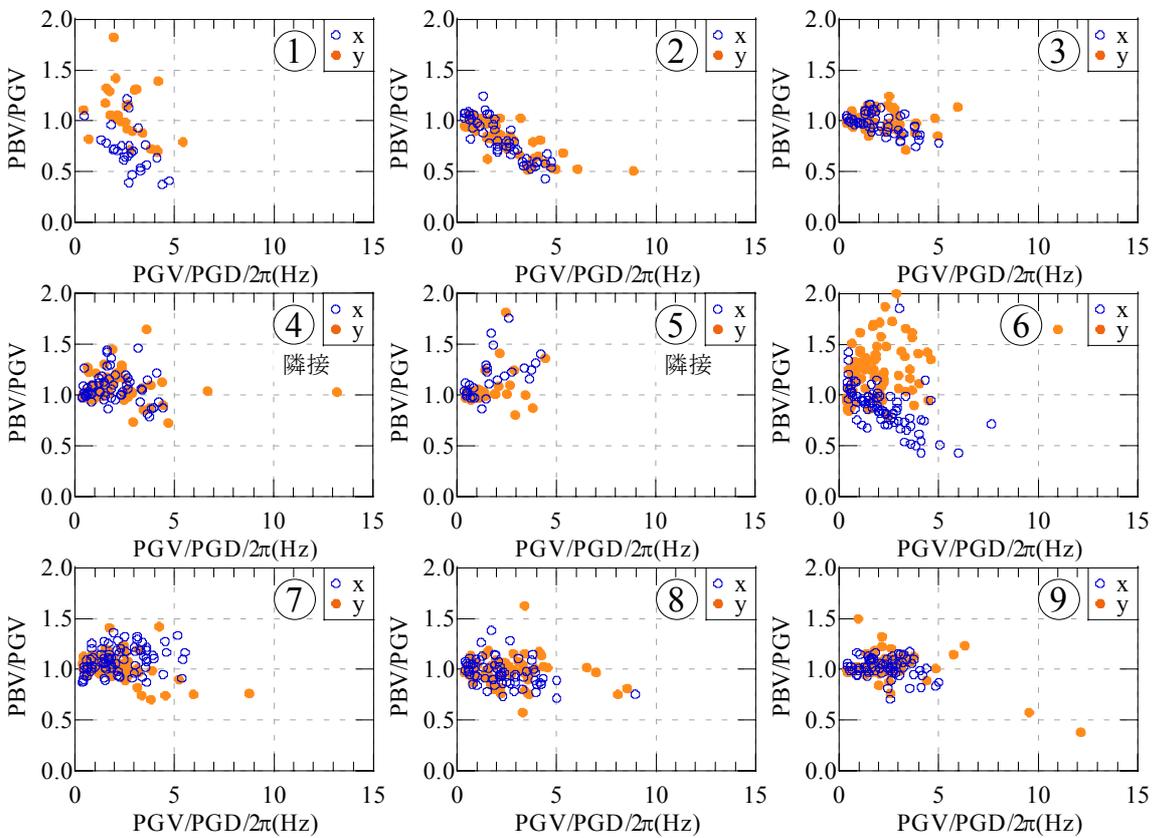


図 4.13 地震動の等価卓越振動数 ( $\text{PGV}/\text{PGD}/2\pi$ ) と基礎と地表の最大速度比 ( $\text{PBV}/\text{PGV}$ )

#### 4.3.4 地震動の無次元振動数と最大加速度比, 最大速度比

基礎幅と入力地震動の波長が入力損失効果に及ぼす影響を検討するために、前節の結果に入力地震動の無次元振動数  $a_{0in}$  を導入する。 $a_{0in}$  は、表 4.1 の平均 S 波速度  $V_S$ , 基礎幅  $B_x, B_y$ , 入力地震動の等価卓越振動数  $f_{in}$  を用いて、 $a_{0in}=2\pi f_{in}B_x/2V_S, 2\pi f_{in}B_y/2V_S$  と定義する。但し、 $f_{in}$  には、加速度の検討では  $PGA/PGV/2\pi$ , 速度の検討では  $PGV/PGD/2\pi$  を用いる。

水平 2 方向の全記録から求めた  $a_{0in}$  と  $PBA/PGA$  と  $PBV/PGV$  の関係、及び回帰曲線と相関係数  $R$  を図 4.15 に根入れの有無別に示す。但し、隣接建物間相互作用の影響が大きな建物④, ⑤, 及び根入れが非対称な建物⑥は除いてある。回帰曲線には、基礎底面に作用する調和振動を基礎幅で平均して得られる関数  $\sin(k_b a_{0in})/k_b a_{0in}$  を用いている。ここに、 $k_b$  は回帰係数である。根入れの影響を検討する場合、基礎側面に作用する調和振動を根入れ深さで平均すると、前述と同様の関数が得られるため、基礎底面項と根入れ項の積として

$\sin(k_b a_{0in})/k_b a_{0in} \times \sin(k_e a_{0in})/k_e a_{0in}$  を用いている。ここに、 $k_b, k_e$  は回帰係数である。

無次元振動数を加速度と速度で別々に定義することにより、加速度・速度の入力損失効果が無次元振動数との関係で統一的に評価できていることが分かる。

根入れの影響を検討するために、一つの項で回帰させた場合の係数を見ると、根入れの有無により係数が大きく異なっている。次に、二つの項の積で回帰させた場合の係数を見ると、根入れの有る建物において根入れ項の係数が大きめの値となっている。これは根入れにより、下方より入射する地震動の表層での増幅分が低減されていることを示唆している。

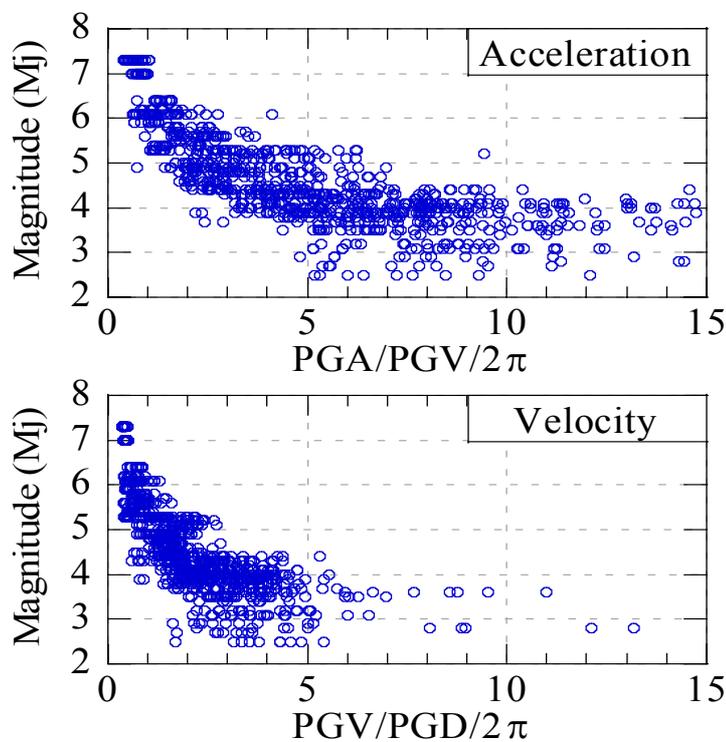


図 4.14 地震動の等価卓越振動数とマグニチュード  
(上段：加速度, 下段：速度)

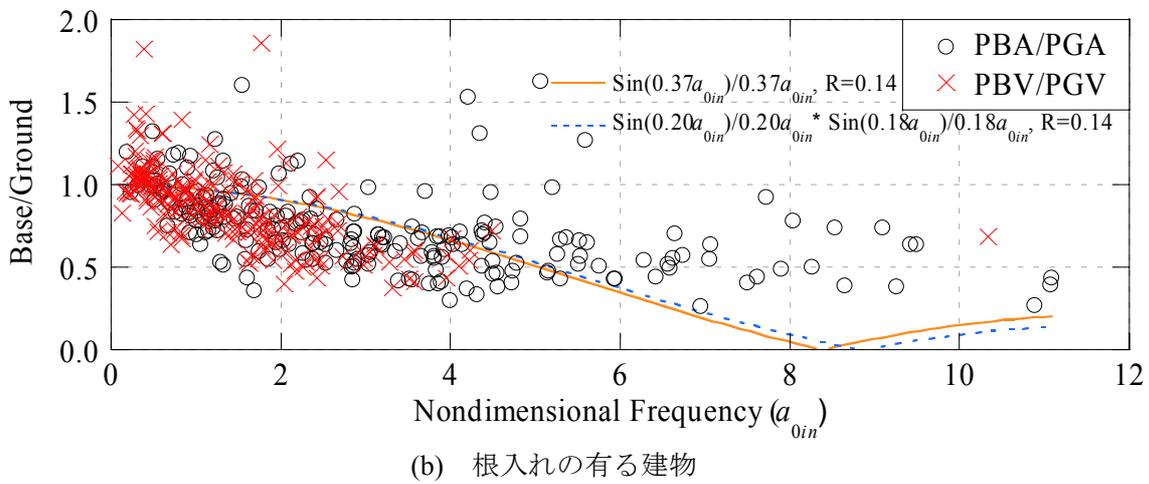
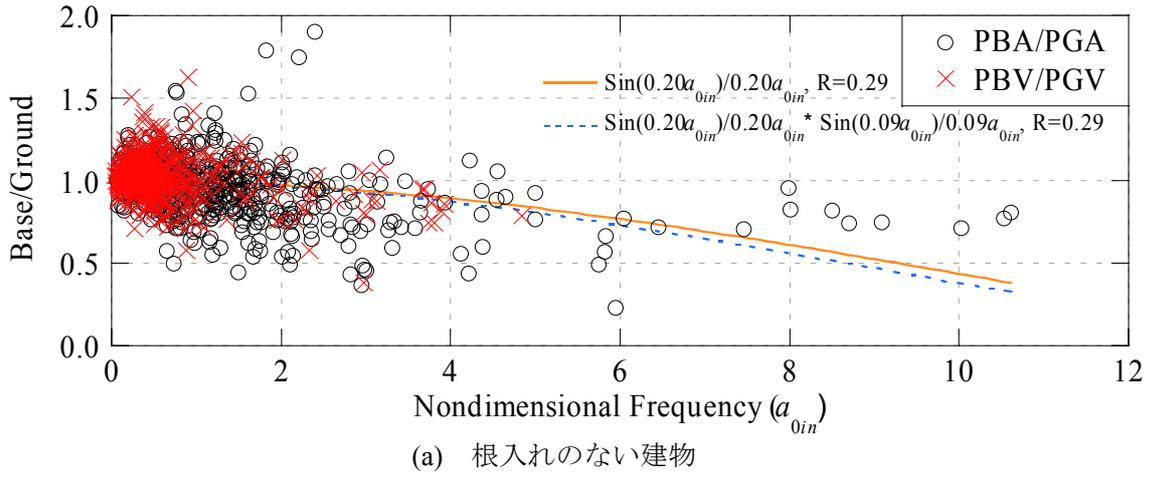


図 4.15 地震動の無次元振動数と基礎と地表の最大加速度比・速度比

#### 4.3.5 根入れと入力損失効果

根入れによる入力損失効果が、根入れ深さに相当するごく表層部分の地盤増幅と相関が認められるかを、建物②，⑧，⑨の近傍地盤の記録②'，⑧'，⑨'を用いて検討する。本来この検討は、根入れ深さと同一深度で得られた地中地震記録を用いるか、数値計算によって当該深度での地震動を推定して検討すべきだが、ここでは簡便のため、地下11m（建物②では地下10m）の記録を用いている。

図4.16にPGA/PGV/2 $\pi$ と地中と地表の最大加速度比と、PGV/PGD/2 $\pi$ と地中と地表の最大速度比を示す。根入れの有る建物②では図4.12，図4.13と図4.16の形状が非常に良く対応している。それに対し、根入れの無い建物⑧，⑨では対応が悪い。この結果からも、根入れの存在による深さ方向の応答低減は、入力損失効果と関連しているものと考えられる。

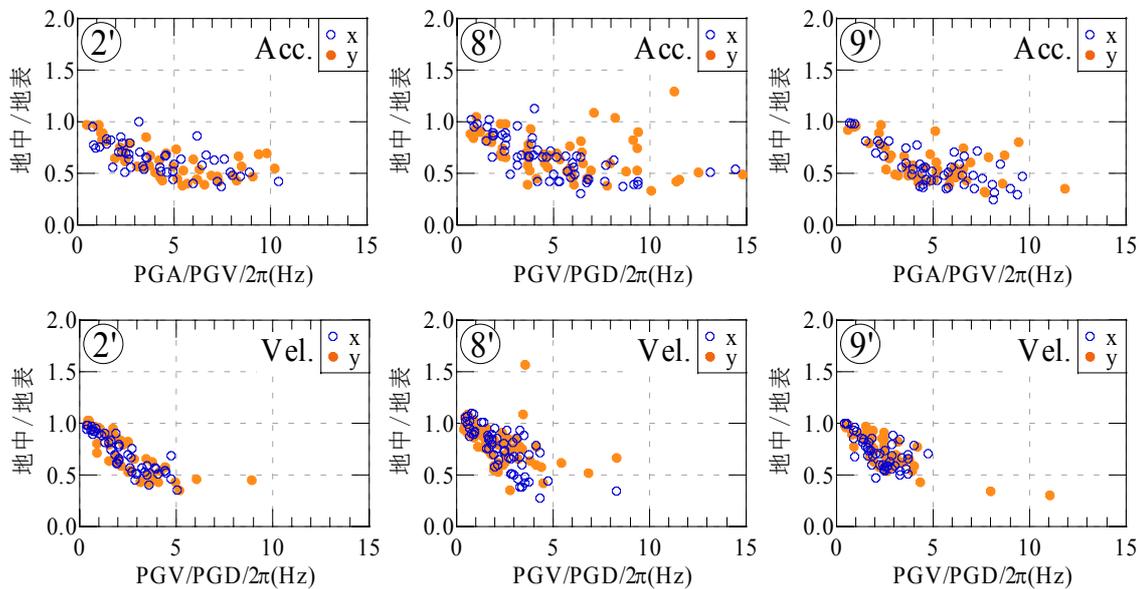


図 4.16 地震動の等価卓越振動数と地中と地表の最大値比  
(上段：最大加速度比，下段：最大速度比)

## 4.4 振動数領域における入力損失効果

### 4.4.1 平均フーリエスペクトル比と最大加速度比，最大速度比の比較

地震動の最大値に着目した検討の有用性を検証するために，振動数領域における検討と比較する。図 4.17，図 4.18 に各建物の地表／基礎の平均フーリエスペクトル比と，地震動の等価卓越振動数と基礎・地表の最大加速度比・速度比のプロットを重ね合わせて示す。また，常時微動記録より推定した地盤－建物連成系の 1 次固有振動数を▽で示す。但し，建物⑦，⑧は地盤－建物連成系の固有振動数を特定できなかったため，▽は示していない。平均フーリエスペクトル比は，個々の地震記録でフーリエスペクトル比を求めた後，アンサンブル平均して求めている。

高振動数になるにつれて入力損失効果が大きくなる傾向は，最大加速度比・速度比と平均フーリエスペクトル比で非常に良く対応している。しかし，平均フーリエスペクトル比に現れている上部構造物の慣性力に起因するピーク位置では，最大加速度比，速度比のプロットは入力損失効果を過大評価している。

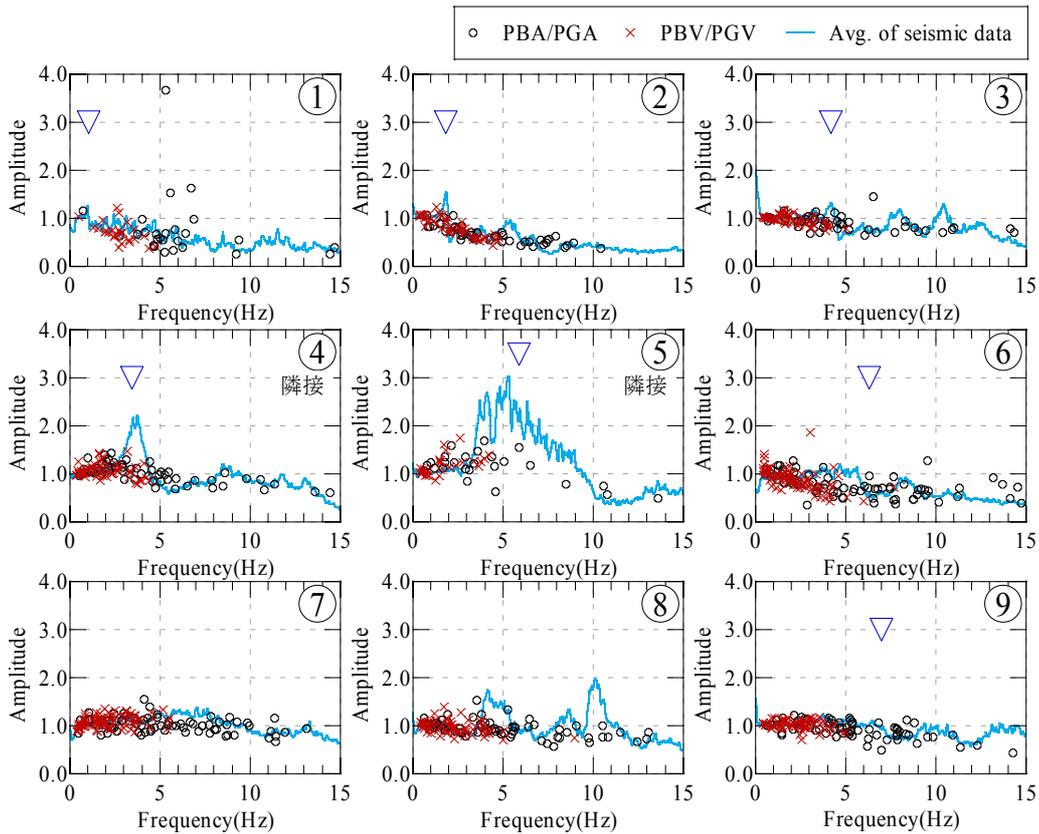


図 4.17 基礎／地表の平均フーリエスペクトル比と地震動の等価卓越振動数と基礎・地盤の最大加速度比・最大速度比 (x 方向)

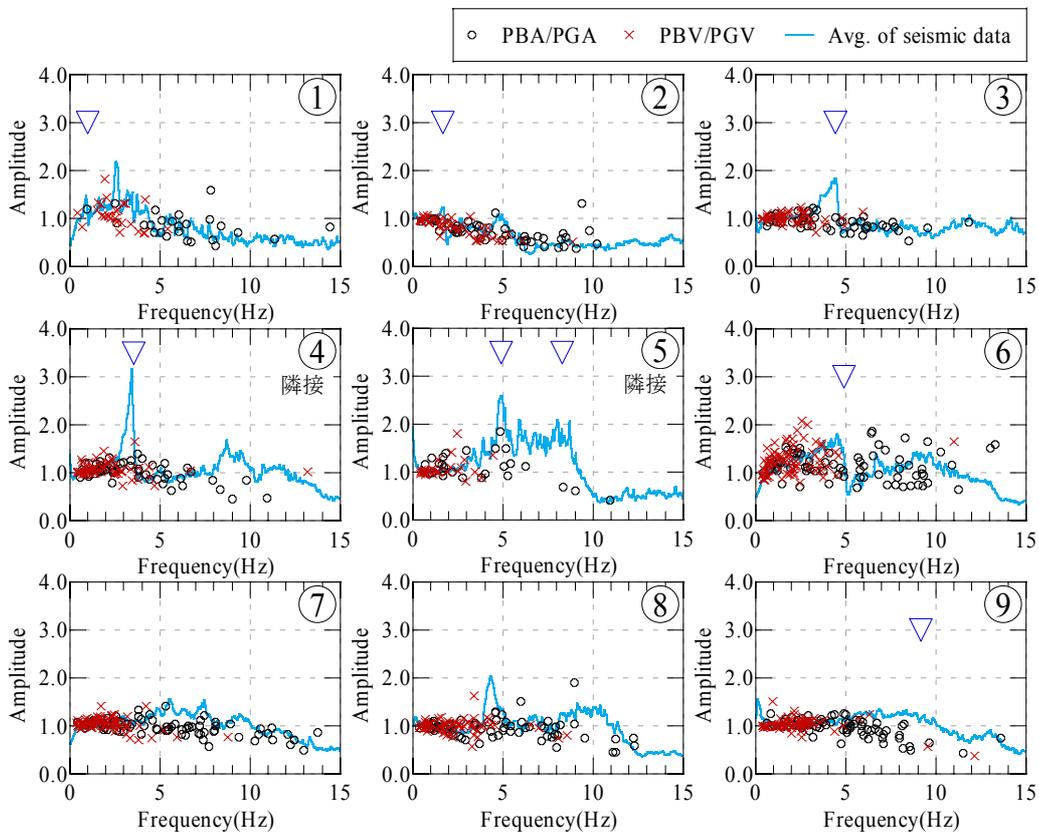


図 4.18 基礎／地表の平均フーリエスペクトル比と地震動の等価卓越振動数と基礎・地盤の最大加速度比・最大速度比 (y 方向)

#### 4.4.2 地震記録と常時微動記録の比較

建物に入力する振動は、地震動の主要動部分では実体波が優勢で、常時微動では表面波が優勢と考えられる。そこで地震動と常時微動の記録を比較することで、入力機構の異なる振動が入力損失効果に及ぼす影響を検討する。図 4.19、図 4.20 に各建物の地震記録と常時微動記録から求めた地表に対する基礎の平均フーリエスペクトル比と、常時微動記録より推定した地盤－建物連成系の 1 次固有振動数を▽で示す。地震記録の平均フーリエスペクトル比は、4.1 節での算出方法と同様にして求め、平均値と平均値±標準偏差を合わせて示している。常時微動記録の平均フーリエスペクトル比は、収録データから交通振動などのノイズ部分を除いて 1 サンプル 20.48 秒のサンプル群に分割し、アンサンブル平均して求めている。アンサンブル平均に用いたデータ数は表 1 に示すとおりである。

単独建物で根入れが対称な建物①、②では、地震記録と常時微動記録は良く対応している。また、地盤－建物連成系の 1 次固有振動数において、軽量の S 造の建物①では上部構造物の慣性力の影響がごく狭帯域にしか現れていないのに対し、建物規模が大きく、地盤－建物連成系の減衰が大きな SRC 造の建物②では、上部構造物の影響がやや広い振動数帯域に現れている様子も、地震記録と常時微動記録で対応している。

しかし、隣接する建物④、⑤と、非対称な根入れを持つ建物⑥では、地震記録のばらつきが大きく、常時微動記録との差も大きい。建物④、⑤は論文 12 において、地震のタイプにより振動の入力機構が異なり、隣接建物間相互作用の影響度合いが変化することが詳細に分析されている。建物⑥では、方位特性を持つ地震において、入力損失効果が異なることを確認しているが、紙面の都合上、図示はしていない。

根入れのない建物③、⑧では、微動記録にはないピークが地震記録に現れている。一方、建物⑨では、微動記録に現れているピークが地震記録に現れていない。また、この 3 棟の建物では、地震記録にばらつきが認められる。

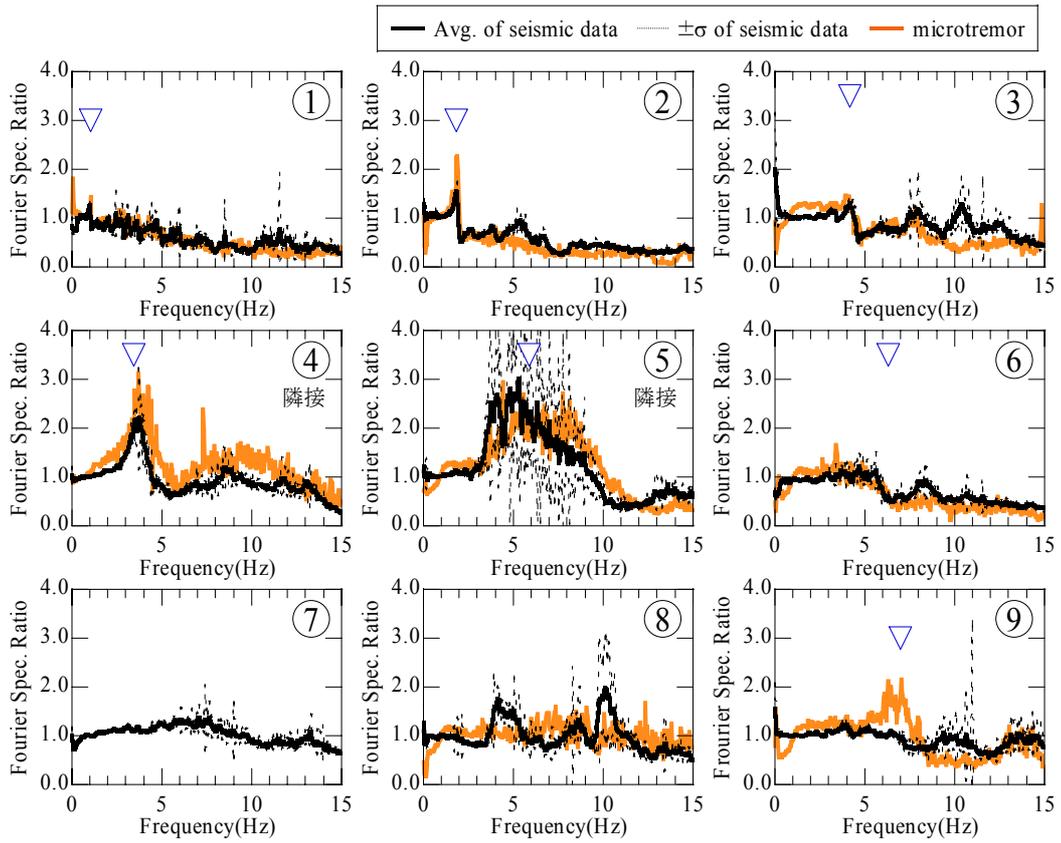


図 4.19 地震記録と常時微動記録の地表に対する基礎の平均フーリエスペクトル比の比較 (x 方向)

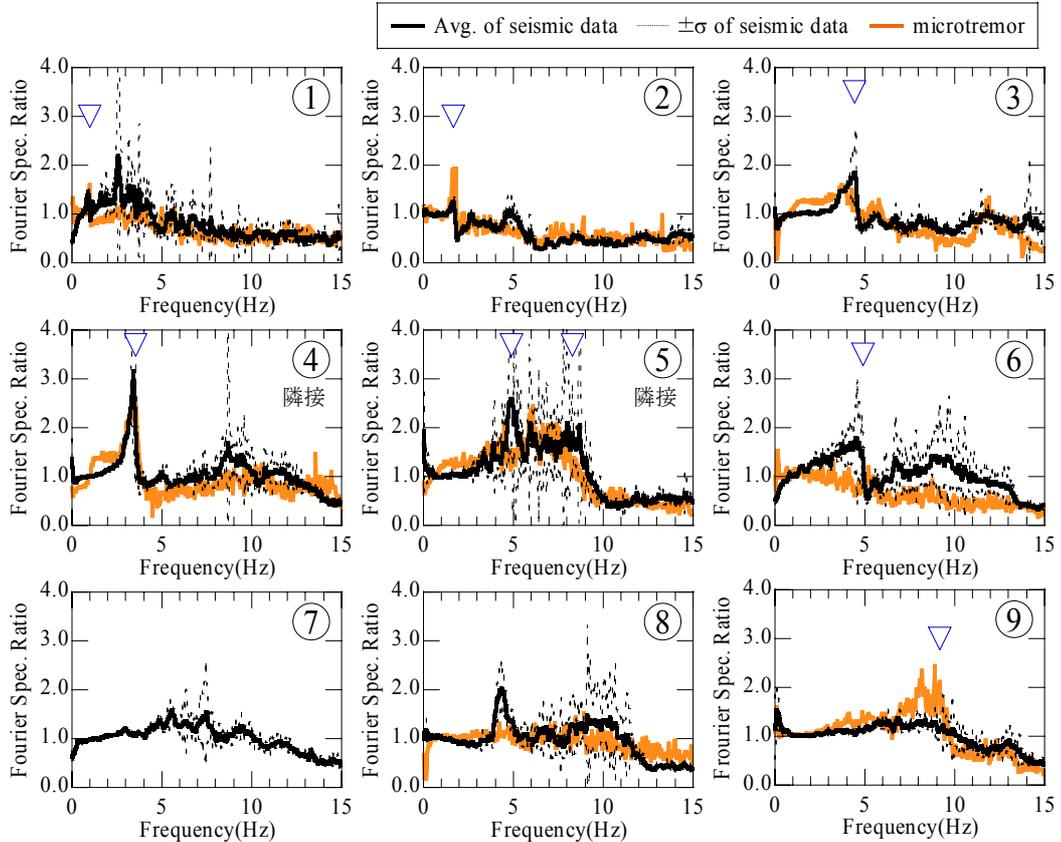


図 4.20 地震記録と常時微動記録の地表に対する基礎の平均フーリエスペクトル比の比較 (y 方向)

#### 4.5 地震記録の空間変動

地震記録は個々の地震においても時間的・空間的変動が大きい。そこで本節では、ほぼ直線上に位置する5つの地表観測点で得られた地震記録のコヒーレンスの経時変化に着目する。地表観測点は、建物⑥、建物⑧、建物⑧から約50m離れた地点⑧'、建物⑨、建物⑨から約14m離れた地点⑨'で、これらの観測点間距離は、約14m、50m、180m、270m、440mである(図4.21)。

図4.22, 図4.23に1997年3月16日に愛知県東部で発生した地震(Mj 5.6, 震源深さ40km, 震央距離57km)の記録を用いて、実体波成分が優勢なP波部を5秒間, S波部を10秒間と、表面波成分が優勢なCoda部を10秒間切り出して求めた地表観測点間のコヒーレンスを示す。図4.22, 図4.23には、2地点間の距離 $r$ より算出した無次元振動数が $\pi$ となる振動数, 即ち、 $r$ と地震動の波長が等しくなる振動数を▼で示した。但し、約14mしか離れていないCase1については、無次元振動数が $\pi/2$ となる振動数を▽で示している。

実体波が優勢なP波部, S波部では、Case5においても0~3Hz付近と7~10Hz付近でコヒーレンスが高い。これに対しCoda波部は、Case1においても▽より高振動数側でコヒーレンスが低く、空間変動が大きくなっている。

根入れのない建物③, ⑧, ⑨の建物規模と無次元振動数は図4.22, 図4.23のCase1とCase2に相当する。根入れのない建物の場合、空間変動の影響が現れ易いため、図4.19, 図4.20に示した地震記録と常時微動記録に差が生じていると考えられる。

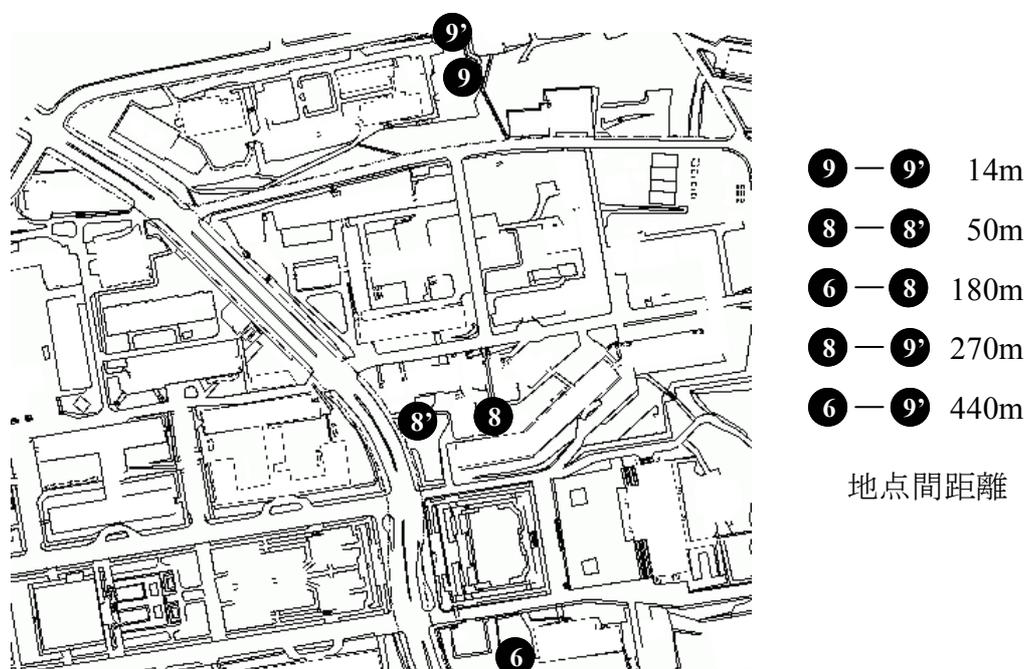


図4.21 地表観測点の配置図及び地点間距離

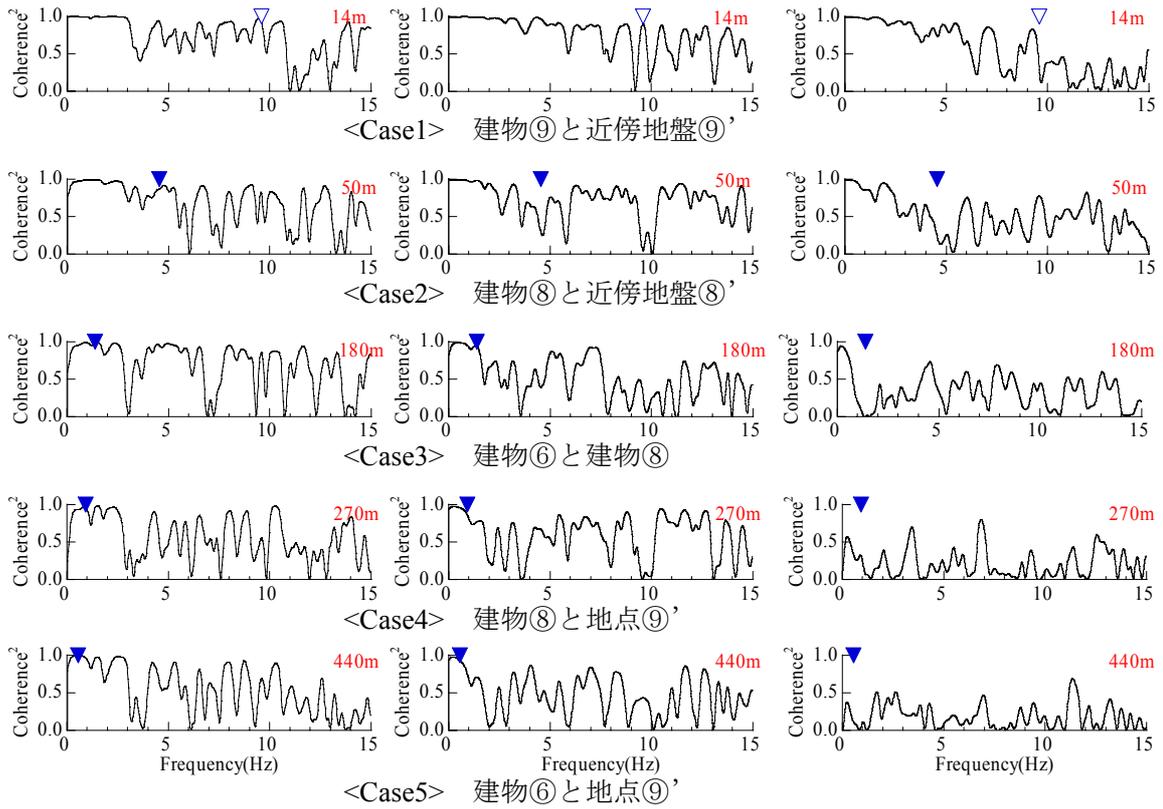


図 4.22 地表観測点の時間区間毎のコヒーレンス (x 方向)  
(左から P 波部, S 波部, Coda 波部)

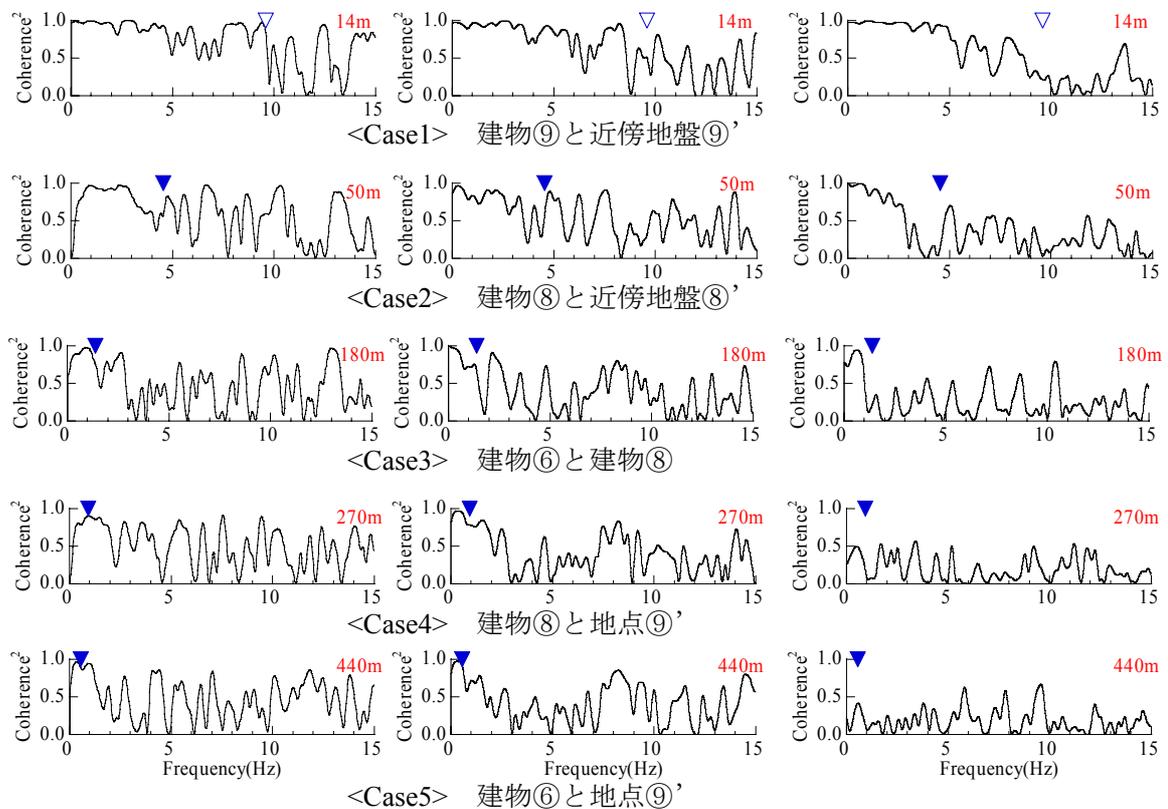


図 4.23 地表観測点の時間区間毎のコヒーレンス (y 方向)  
(左から P 波部, S 波部, Coda 波部)

## 4.6 まとめ

建物条件，地盤条件，基礎条件が異なる 9 棟の中低層建物を対象に，多数の中小地震記録と常時微動記録を用いて，相互作用による入力損失効果を体系的に考察した。得られた結果を以下に示す。

- (1) 多数の地震記録を用いて簡易的に振動数領域での分析を行うために，地震動の卓越振動数として地表最大加速度，最大速度，最大変位から求めた等価卓越振動数 ( $PGA/PGV/2\pi$ ， $PGV/PGD/2\pi$ ) を導入した。等価卓越振動数は加速度，速度ともに高振動数でばらつきが大きくなるものの， $PGA/PGV/2\pi$  は加速度の卓越振動数， $PGV/PGD/2\pi$  は速度の卓越振動数を概ね評価できることを示した。(4.3.2 節)
- (2) 地震動の等価卓越振動数を用いて求めた無次元振動数を用いることにより，最大加速度と最大速度における入力損失効果と無次元振動数の関係を多通の建物について，加速度と速度を合わせて統一的に評価することが可能となった。その結果，入力損失効果は無次元振動数が高くなるほど大きくなり，入力地震動の波長が基礎幅よりも短い場合は，根入れの有無によらず入力損失効果が現れていた。また，根入れの有る建物は，根入れのない建物に比べ入力損失効果が大きいことを確認した。(4.3.3 節)
- (3) 地震記録と常時微動記録を比較した結果，根入れが対称な単独建物では両者は良い対応を示したが，根入れのない建物では両者に差が認められた。地震動の空間変動を検討した結果，P 波部，S 波部では地表 2 地点間のコヒーレンスが高いのに対し，Coda 波部ではコヒーレンスが低いことから，Coda 波部で空間変動が大きいことが明らかとなった。常時微動は表面波が優勢で空間変動が大きいと考えられることから，地震記録と常時微動記録の入力損失効果に生じた差は，振動の建物への入力機構が異なることが一因と考えられる。(4.5 節)
- (4) 隣接建物がある場合，隣接建物同士が互いに影響を及ぼし合うため，入力損失効果が明確でない場合や，逆に地表よりも基礎の揺れが大きくなる場合もあることが明らかとなった。また，根入れが非対称な場合も，入力損失効果が明確でない場合があることも明らかとなった。(4.3.1 節，4.3.3 節，4.4 節)

## 参考文献

- 1) 山原浩：地震時の地動と地震波の入力損失（第1報），日本建築学会論文報告集，No.165，pp.61-66，1969.11
- 2) 山原浩：地震時の地動と地震波の入力損失（第2報），日本建築学会論文報告集，No.167，pp.25-30，1970.1
- 3) 石井清，山原浩：大型地下タンクの実測記録による地震波の入力損失の検討，日本建築学会論文報告集，No.312，pp.54-62，1982.2
- 4) Fukuwa, N. and Tobita, J. : SSI Effect on Dynamic Characteristics of Low & Medium-Rise Buildings Based on Simplified Analysis and Observation, Proceedings of the Second U.S.-Japan Workshop on Soil-Structure Interaction, pp.175-184, 2001
- 5) 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による回転入力を与える影響，日本建築学会構造系論文集，No.552，pp.77-84，2002.2
- 6) 井口道雄，宇波桃子，安井譲，箕輪親宏：大型振動台基礎とその周辺地盤の同時地震観測に基づく基礎有効入力動，日本建築学会構造系論文集，No.537，pp.61-68，2000.11
- 7) Stewart, J. P., G. L. Fenves and R. B. Seed : Seismic Soil-structure Interaction in Buildings, II Empirical Findings, J. Geotech. And Geoenviron., ASCE, Vol. 125, No. 1, pp38-48, 1999.1
- 8) Stewart, J. P. : Variations between Foundation-Level and Free-Field Earthquake Ground Motions, Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 2, pp.511-532, 2000.5
- 9) Kim, S. and Stewart, J. P.: Kinematic Soil-Structure Interaction from Strong Motion Recordings, J. Geotech. And Geoenviron., ASCE, Vol. 129, No. 4, pp.323-335, 2003.4
- 10) 安井譲，井口道雄，赤木久真，林康裕，中村充：1995年兵庫県南部地震における基礎有効入力動に関する考察，日本建築学会構造系論文集，第512号，pp.111-118，1998.10
- 11) 福和伸夫，山田耕司，石田栄介，森保宏，辻本誠，松井徹哉：オンライン強震観測・地震被害想定・振動実験システムの構築，日本建築学会技術報告集，第3号，pp.41-46，1996.12
- 12) 福和伸夫，飛田潤，西阪理永：学内LANの利用による環境振動モニタリングシステム，日本建築学会技術報告集，第5号，pp.158-162，1997.12
- 13) 岡田純一，福和伸夫，飛田潤：観測記録に基づくSRC造10階建物の平面増築による振動特性変化，構造工学論文集，Vol.48B，pp.437-444，2002.3
- 14) 松山智恵，福和伸夫，飛田潤：強震観測・強制振動実験・常時微動計測に基づく隣接する中低層建物の振動特性，日本建築学会構造系論文集，No.545，pp.87-94，2001.7

## 5. 増幅特性・固有振動数・減衰定数に及ぼす動的相互作用効果

### 5.1 はじめに

本章では、第4章までに得られた知見を生かして、1994年度から2004年度に渡って名古屋大学が振動実測をしてきた多数の建物の実測記録を用いて、相互作用効果が増幅特性・固有振動数・減衰定数に及ぼす影響を検討する。

### 5.2 多数の建物振動実測に基づく動的相互作用効果

#### 5.2.1 振動実測の概要

表5.1に振動実測種類と建物棟数の関係を示す。但し、1棟の建物で同種の実測を複数回実施している場合は、1回としてカウントしている。振動実測は名古屋大学内の建物を中心に行われているが、大学内以外でも様々な用途の建物で振動実測を行ってことが分かる。小学校の棟数が際だって多いのは、2.2節で述べた戦略的強震観測・常時微動計測の一環で、ほぼ同一の上部構造で地盤・基礎条件の違いが相互作用効果に及ぼす影響を抽出するために、名古屋市内の小学校を対象に常時微動計測を行ったためである。ここで得られた実測記録は八木ら<sup>1),2)</sup>が詳細に分析しており、ほぼ同一の上部構造であっても、軟弱地盤上では相互作用効果が大きいことなどを指摘している。

建物用途・構造種別と棟数の関係を階数毎に図5.1、図5.2に示す。10階建て以下の建物はほぼ全てがRC系の建物で、15階建て以上の高層建物はS造が主であることが分かる。

常時微動計測は、計測目的によってグレードを下記の4つに分けて実施している。

- (I) 建物応答（固有振動数と減衰定数）のみを簡易的に明らかにするための、屋上1点3成分での計測
- (II) (I)に加え、相互作用効果も明らかにするための、地盤・基礎・屋上の3点9成分での計測
- (III) ロッキングも含めた相互作用効果を明らかにするための、地盤・基礎・屋上・基礎端（上下動のみ）の4点での計測
- (IV) (III)に加え、建物の立体振動性状や地盤の波動伝播性状などを明らかにするための、高密度計測

図5.3に常時微動計測の計測地点数と棟数の関係を階数毎に示す。高層建物では、グレード(I)の実測を行い、相互作用効果が大きいと考えられる10階建て以下の建物では、グレード(II)以上の振動実測を行っていることが分かる。

表 5.1 振動実測種類と建物棟数の関係

|               | 小学校 | 研究室 | 事務所 | 病院 | 庁舎 | 住宅 | 寺社 | 宿泊施設 | 複合施設 |
|---------------|-----|-----|-----|----|----|----|----|------|------|
| 常時微動計測 (微動計)  | 93  | 23  | 2   | 1  | 2  | 5  | 2  |      |      |
| 常時微動計測 (強震計)  |     | 4   | 9   | 2  |    |    |    | 1    | 2    |
| 常時微動計測 (建設段階) |     | 4   |     |    |    | 1  |    |      |      |
| 常時微動計測 (台風)   |     | 6   |     |    |    |    |    |      |      |
| 強震観測          |     | 13  | 2   | 2  | 3  | 3  | 1  |      |      |
| 起振機実験         |     |     |     |    |    | 4  |    |      |      |
| 振動台実験         |     | 2   |     |    |    | 1  |    |      |      |
| 自由振動実験 (起振機)  |     |     | 1   |    |    | 4  |    |      |      |
| 自由振動実験 (人力)   |     | 1   | 1   |    |    |    |    |      |      |
| 引き綱試験         |     |     |     |    |    | 1  |    |      |      |
| 静的加力試験 (免震建物) |     |     | 1   |    |    |    |    |      |      |

※ 1 棟の建物で同種の実測を複数回実施している場合は、1 回としてカウントしている。

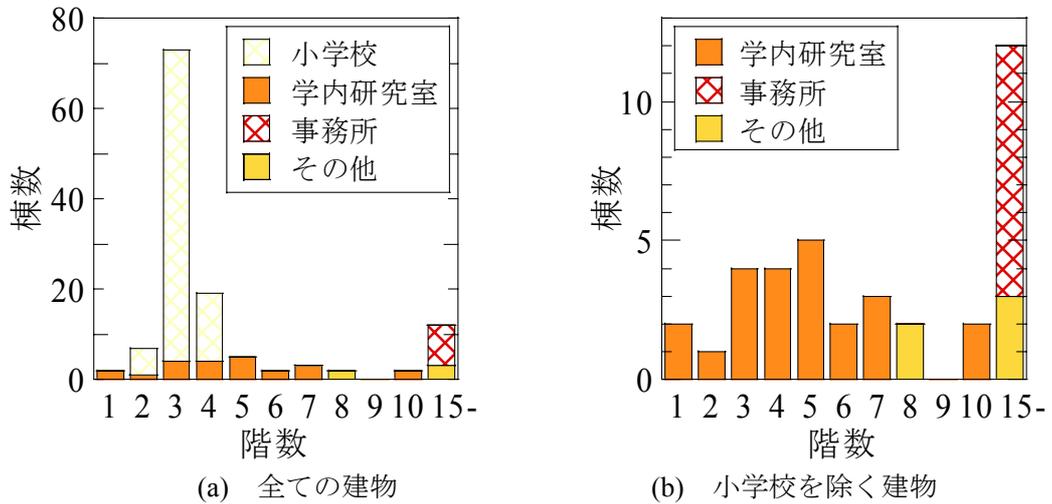


図 5.1 建物用途と棟数の関係

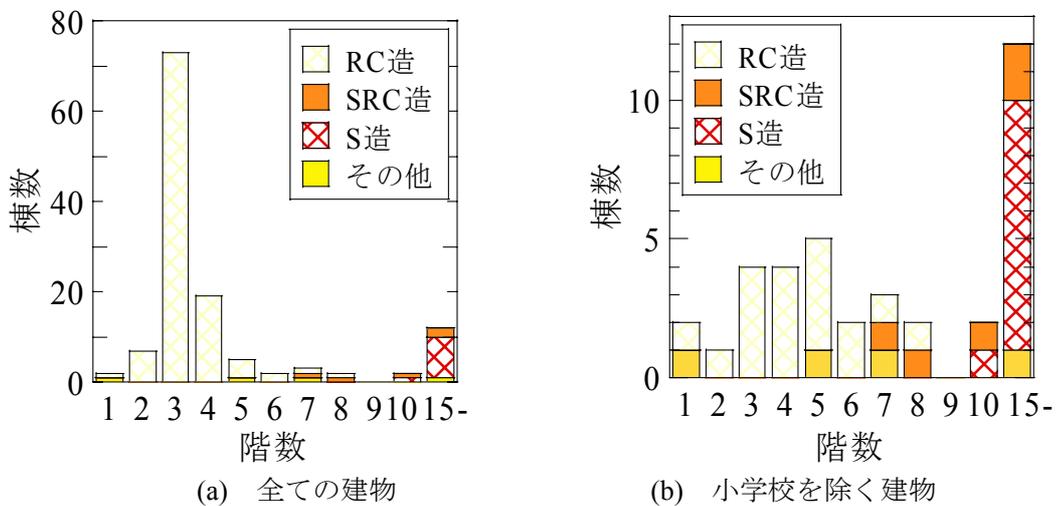


図 5.2 構造種別と棟数の関係

強震観測は名古屋大学内の建物を中心に行っており、常時微動計測と同様に、計測目的に合わせて以下に示すグレードに分けて実施している。表 5.2 に名古屋大学内での建物強震観測の概要を示す。

- (I) 入力損失効果のみを明らかにするための、地表・基礎の 2 地点での観測
- (II) 建物応答と相互作用効果を明らかにするための、地表・基礎・屋上の 3 地点での観測
- (III) ロッキングも含めた相互作用効果を明らかにするための、地盤・基礎・基礎端部・屋上の 4 点での観測
- (IV) (III)に加え、ねじれ応答を明らかにするための観測
- (V) (III)に加え、中間階での建物応答を明らかにするための観測
- (VI) (II)に加え、地盤の増幅特性も含めた建物応答を明らかにするための観測
- (VII) 地盤、杭も含めた建物全体の立体振動性状を明らかにするための観測

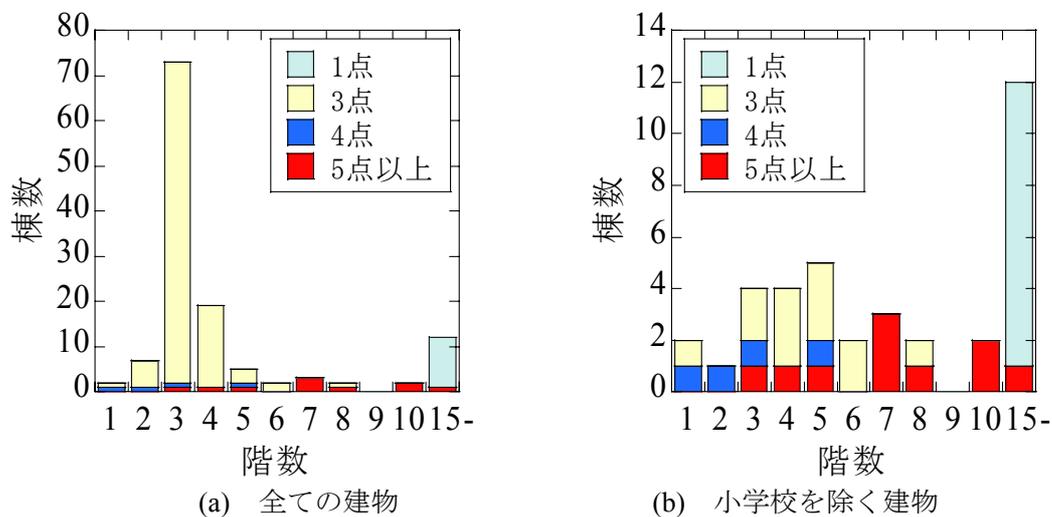


図 5.3 常時微動計測点数と棟数の関係

表 5.2 名古屋大学内の建物強震観測の概要

| 建物名称                        | 階数 | 構造種別  | 建築面積<br>(m <sup>2</sup> ) | 基礎種別    | 強震観測             |                  |                    |     | 備考         |
|-----------------------------|----|-------|---------------------------|---------|------------------|------------------|--------------------|-----|------------|
|                             |    |       |                           |         | 地盤 <sup>*2</sup> | 基礎 <sup>*3</sup> | 建物頂部 <sup>*4</sup> | 中間階 |            |
| 超低温実験室                      | 2  | RC    | 263                       | 杭(PC)   | ◎                | ○                |                    |     |            |
| 超高压電子顕微鏡実験室                 | 1  | RC    | 189                       | 杭(RC)   | ◎                | ○                |                    |     |            |
| 先端技術共同研究センター                | 1  | RC+S  | 466                       | 直接      | ◎                | ○                |                    |     |            |
| 年代資料測定センター                  | 3  | RC    | 1,649                     | 杭(RC)   | ○                | ○                |                    |     |            |
| 工学部4号館                      | 4  | RC    | 1,155                     | 杭(RC)   | ○                | ○                | ○                  |     |            |
| 工学部9号館 (西館)                 | 6  | SRC   | 604                       | 杭(PC)   | ○                | ○                | ○                  |     | 隣接         |
| 工学部9号館 (東館)                 | 3  | RC    | 374                       | 直接      | ○                | ○                | ○                  |     |            |
| 工学研究科新1号館 (L) <sup>*1</sup> | 10 | SRC   | 1,502                     | 杭(PHC)  | ◎                | ○                | ○                  | ○   | 増築前<br>増築後 |
| 工学研究科新1号館 (コ)               | 10 | SRC   | 1,841                     | 杭(PHC)  | ◎                | ◎                | ◎                  |     |            |
| IB電子情報館 (北館)                | 10 | S     | 987                       | 杭(場所打ち) | ○                | ◎                | ◎                  |     | 隣接         |
| IB電子情報館 (西館)                | 7  | SRC+S |                           | 杭(PHC)  | ○                | ◎                | ◎                  |     |            |
| IB電子情報館 (南館)                | 5  | RC    | 3,911                     | 杭(PHC)  | ○                | ◎                | ◎                  |     |            |
| 環境総合館                       | 7  | PCaPC | 852                       | 杭(PHC)  | ◎                | ◎                | ◎                  | ◎   | 高密度観測      |

\*1 工学研究科新1号館は、平面増築工事により現在はコ型の対象平面となっている。

\*2 地盤の◎印は、地中の観測点もあることを意味する。

\*3 基礎の◎印は、ロッキングの観測点もあることを意味する。

\*4 建物頂部・中間階の◎は、ねじれの観測点もあることを意味する。

\*5 上記に加え、鶴舞キャンパス内の免震中央診療棟 (建設中)、社寺1棟、木造住宅1棟、鉄骨住宅2棟、庁舎 (免震改修予定) 3棟、基礎免震建物1号で強震観測を実施中である。

また、超高層制震建物 (建設中) の強震観測を計画中心中である。

## 5.2.2 多数の建物の常時微動記録に基づく動的相互作用効果

多数の建物で得られた常時微動記録を用いて、動的相互作用効果が固有振動数と減衰定数に及ぼす影響を検討する。固有振動数と減衰定数の推定は、表 5.3, 表 5.4 に示す手法により行っている。

図 5.4 に地盤-建物連成系の固有周期と軒高の関係を、文献 68 の S 造建物と RC 系建物の実測固有周期の回帰直線と共に示す。また、図 5.4 の拡大図を図 5.5 に示す。両方向とも高層建物は、S 造建物の回帰直線と比較的良く対応を示している。これに対し中低層建物は、RC 系建物の回帰直線よりも周期が短くなっている。相互作用の影響が強いと仮定した場合、回帰直線よりも周期が長くなると予想されるが、反対の結果が得られている。この原因として、文献 68 の回帰式作成に用いられたデータの半数近くが 2 次部材の少ない事務所であるため、回帰直線が長周期側にシフトしている可能性が挙げられる。逆に、名古屋大学で行った振動実測の対象建物が、3.4 節で示したように 2 次部材の剛性が、相互作用効果以上に効いたために、固有周期が高めになっている可能性も挙げられる。

図 5.6 に桁行方向と張間方向の固有周期比と軒高の関係を示す。高層建物は固有周期比がほぼ 1 であるのに対し、中低層建物 RC 系建物はばらつきが大きくなっている。これは、実測した高層建物の多くが、中低層建物に比べ平面の対称性が高いこと、図 5.1 と図 5.2 に示したように S 造事務所建物が多かった、間仕切り壁が少ないことが影響していると考えられる。

図 5.7 に地盤-建物連成系の減衰定数と軒高の関係を示す。高層建物は設計で慣用的に使用されている 2% よりも若干低めの値であるが、ばらつきは小さい。これに対して、RC 系建物は低層建物ほど減衰定数が大きな傾向が認められ、5~15% と幅を持った値を示している。建設中建物は、高層建物と RC 系建物の中間的な値を示していることも分かる。この結果は、低層建物ほど地下逸散減衰が大きいことを示しており、3 章で得られた知見と調和的である。

表 5.3 固有振動数の推定手法

| 分析手法 (微動記録)<br>固有振動数 | RC造 |       | SRC造 |       | S造  |       |
|----------------------|-----|-------|------|-------|-----|-------|
|                      | 連成系 | 基礎固定系 | 連成系  | 基礎固定系 | 連成系 | 基礎固定系 |
| フーリエスペクトルピーク         | 12  |       | 1    |       |     |       |
| パワースペクトルピーク          | 12  |       |      |       |     |       |
| 伝達関数カーブフィット(振幅のみ)    | 12  | 12    |      | 2     |     |       |
| 伝達関数カーブフィット(振幅・位相)   | 25  | 32    | 2    | 2     | 11  |       |
| RD法+ゼロクロッシング法        | 12  |       | 2    |       |     |       |
| 自己相関関数法+ゼロクロッシング法    | 12  |       | 1    |       |     |       |

表 5.4 減衰定数の推定手法

| 分析手法(微動記録)<br>減衰定数 | RC造 |       | SRC造 |       | S造  |       |
|--------------------|-----|-------|------|-------|-----|-------|
|                    | 連成系 | 基礎固定系 | 連成系  | 基礎固定系 | 連成系 | 基礎固定系 |
| RD法+対数減衰率          | 12  |       | 3    |       | 11  |       |
| RD法+包絡線近似          | 12  |       | 1    |       |     |       |
| 自己相関関数法+対数減衰率      | 12  |       | 1    |       |     |       |
| ハーフパワー法            | 12  |       |      |       |     |       |
| 伝達関数カーブフィット(振幅のみ)  | 12  | 12    |      | 2     |     |       |
| 伝達関数カーブフィット(振幅・位相) | 23  | 25    | 1    | 2     |     |       |



### 5.3 増幅特性に及ぼす相互作用効果

5.3 節～5.5 節では、1996 年より名古屋大学東山キャンパス内の構造種別・階数の異なる 5 棟の建物で行われている強震観測で得られた多数の中小地震記録を用いて分析を行う。対象建物は、4 章で対象とした建物①～⑤である (図 5.8, 表 5.5)。構造種別・階数の違いが振動性状に及ぼす影響を分析し易くするために、これ以降は 5 棟の建物を、S 造 10 階建物, SRC 造 10 階建物, RC 造 4 階建物, SRC 造 6 階建物, SRC 造 3 階建物と略記する。

増幅特性に及ぼす相互作用効果を検討するために、表 5.5 に示す全地震記録を用いたスウェーイのみ固定した基礎固定系 (RF/1F) と地盤-建物連成系 (RF/GL) の平均フリーエスペクトル比を図 5.9 に示す。それぞれの建物で RF/1F と RF/GL を比較すると、RC 系建物では相互作用に起因する固有振動数の低下が認められるが、S 造 10 階建物では固有振動数の変化は認められない。1 次固有振動数での増幅度の差に着目すると、SRC 造 10 階建物と RC 造 3 階建物で相互作用に起因する応答低減効果が認められる。これに対し、他の建物では RF/GL の方が大きな増幅度を示している。この原因として、S 造 10 階建物は相互作用効果が小さく、S 造純ラーメン構造であるため曲げ変形が卓越していると考えられ、地盤-建物連成系と基礎固定系の 1 次モードが対応していない可能性がある。RC 造 4 階建物は八木<sup>2)</sup>らがロッキングの影響が強いことを指摘しており、SRC 造 6 階建物は、松山<sup>3)</sup>が入力時振動特性によって建物への振動入力システムが異なる可能性を指摘している。

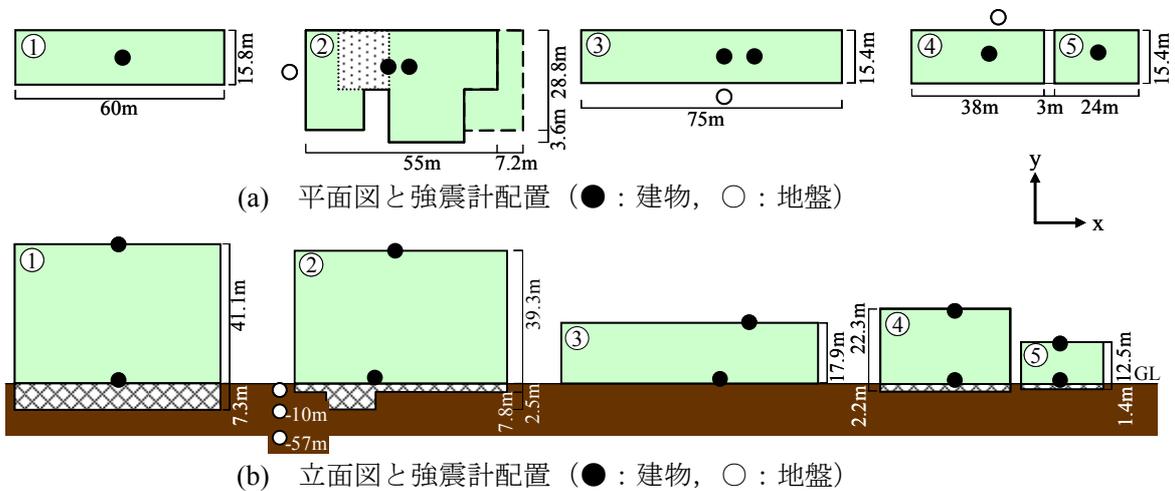


図 5.8 対象建物の平面図・断面図

表 5.5 対象建物の概要

| 建物 No. | 構造種別 | 階数 | 軒高 (m) | 基礎・杭種別 | 基礎     |                         | 建築面積 (m <sup>2</sup> ) | 平均Vs(m/s) <sup>*3</sup> |         | 地震記録数 | 連成系固有振動数 |          |
|--------|------|----|--------|--------|--------|-------------------------|------------------------|-------------------------|---------|-------|----------|----------|
|        |      |    |        |        | 杭長 (m) | 根入れ (m)                 |                        | N値による                   | PS検層による |       | x方向 (Hz) | y方向 (Hz) |
| 1      | S    | 10 | 41.1   | 場所打ち杭  | 41.7   | 7.3                     | 987                    | 243                     | 250     | 28    | 1.0      | 1.0      |
| 2      | SRC  | 10 | 39.3   | PHC杭   | 45-48  | 2.5 (7.8) <sup>*2</sup> | 1841                   | 254                     | 220     | 47    | 1.8      | 1.7      |
| 3      | RC   | 4  | 17.9   | RC杭    | 6      | 0                       | 1155                   | 244                     | -       | 49    | 4.2      | 4.4      |
| 4      | SRC  | 6  | 22.3   | PC杭    | 10, 12 | 2.2                     | 604                    | 302                     | -       | 57    | 3.5      | 3.6      |
| 5      | RC   | 3  | 12.5   | 直接     | -      | 1.4                     | 374                    | 335                     | -       | 29    | 5.9      | 4.9, 8.3 |

\*1 Mは柱がRC造, 梁がS造を意味する。

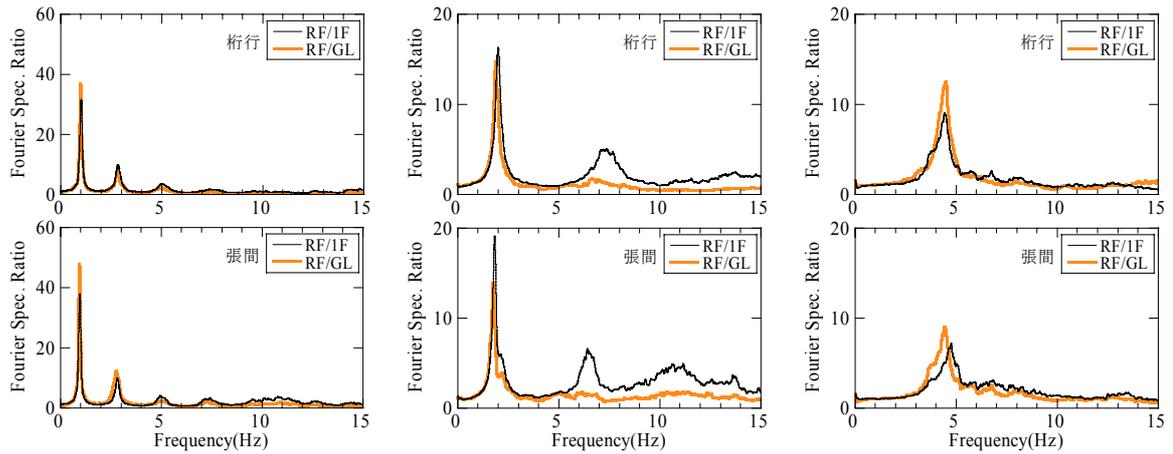
\*2 根入れの括弧内は一部深い場所での深さを意味する。

\*3 平均Vs (N値) は, N値から推定したVsを基礎底面から深さ10mまで層厚で重み付け平均して算出。  
平均Vs (PS検層) は, 板叩き法で推定されたVsを基礎底面から深さ10mまで層厚で重み付け平均して算出。  
括弧内の平均Vsは, 建物から約50m離れた地点でのボーリングデータから推定したことを意味する。

建物の増幅特性を簡易的に評価するために、建物屋上 (RF)、建物 1 階 (1F)、地表 (GL) で得られた地震記録の最大加速度・最大速度に着目して分析を行う。以後、屋上・1 階・地表での最大加速度をそれぞれ PRA, PBA, PGA と略記し、最大速度をそれぞれ PRV, PBV, PGV と略記する。図 5.10 に地震動の等価卓越振動数 ( $PGA/PGV/2\pi$ ) と最大加速度比 PRA/PBA (基礎固定系), PRA/PGA (地盤-建物連成系) の関係を示す。建物によって増幅度が異なっていることが分かる。また、地震動の卓越振動数によっても増幅度が明瞭に異なっている様子も分かる。増幅度が高くなっている振動数帯域は、図 5.9 に示した平均フーリエスペクトルのピークが現れている振動数帯域と良く対応している。しかし、増幅度は平均フーリエスペクトル比の半分程度になっている。PRA/PBA と PRA/PGA を比較すると、SRC 造 10 階建物では相互作用効果による応答低減が認められるが、他の建物では PRA/PBA と PRA/PGA に差はほとんど認められない。

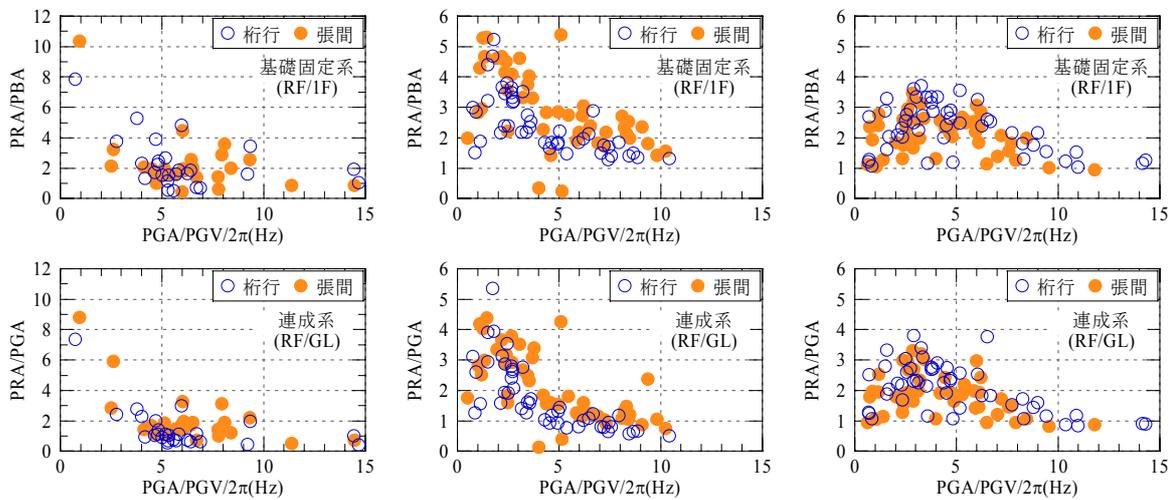
図 5.11 に地震動の等価卓越振動数 ( $PGV/PGD/2\pi$ ) と最大速度比 PRA/PBA (基礎固定系), PRA/PGA (地盤-建物連成系) の関係を示す。図 5.11 のプロットは、図 5.10 に比べ低振動数側に分布しており、階数の高い建物の平均フーリエスペクトルとの対応が良くなっている。しかし、増幅度は図 5.10 と同様に、平均フーリエスペクトルの半分程度にしかならない。PRV/PBV と PRV/PGV を比較すると、各建物で両者に顕著な差は認められない。

図 5.10, 図 5.11 に共通して、地盤-建物連成系と基礎固定系の違いが増幅度の差や、固有振動数の差には明瞭には現れていない。しかし、RC 造 3 階建物の屋上と 1 階、あるいは地表の最大値比は極めて小さくなっている。スウェイが支配的となり、上部構造物が剛体的に挙動していることが原因と考えられ、これこそが相互作用効果が増幅特性に及ぼす影響といえる。また、建物の増幅特性は建物と地盤の固有振動数のみならず、入力地震動の卓越振動数にも大きく影響されることを実測記録より明らかとなった。



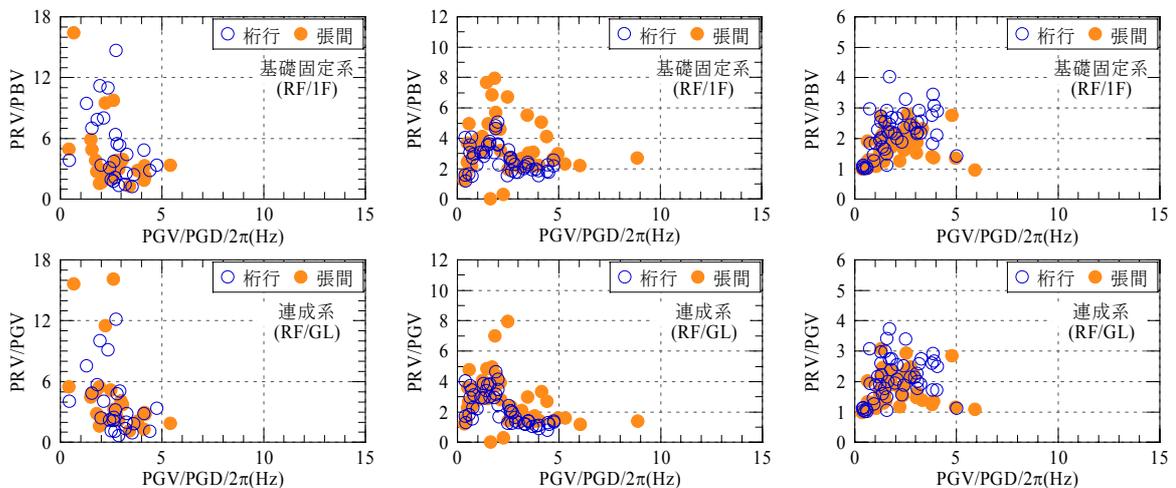
(a) S造 10階建物 (b) SRC造 10階建物 (c) RC造 4階建物

図 5.9 平均フーリエスペクトル比 (上段：桁行方向, 下段：張間方向)



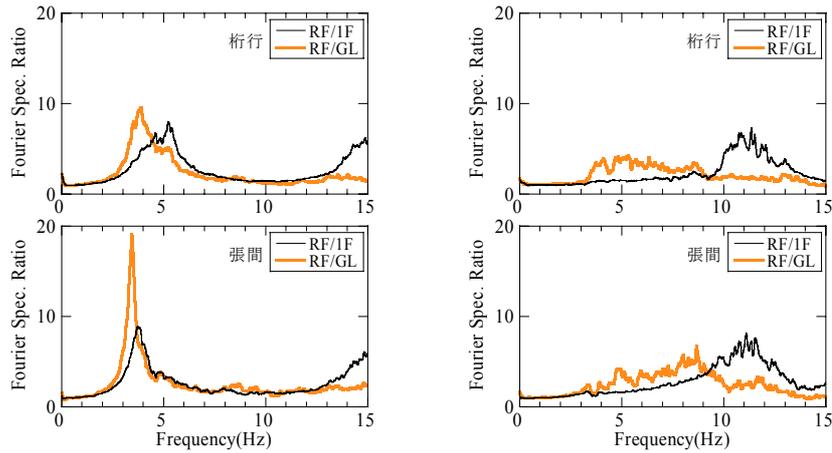
(a) S造 10階建物 (b) SRC造 10階建物 (c) RC造 4階建物

図 5.10 地震動の等価卓越振動数 (PGA/PGV/2 $\pi$ ) と最大加速度比 (PRA/PBA, PRA/PGA) の関係 (上段：RF/1F, 下段：RF/GL)

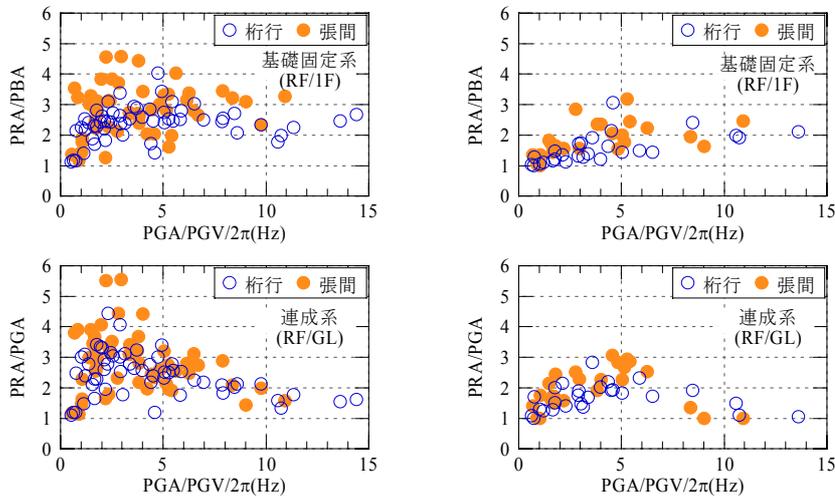


(a) S造 10階建物 (b) SRC造 10階建物 (c) RC造 4階建物

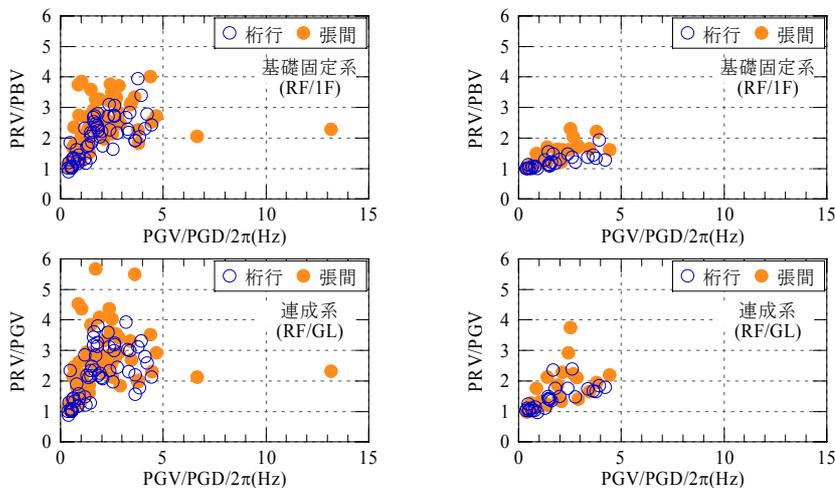
図 5.11 地震動の等価卓越振動数 (PGV/PGD/2 $\pi$ ) と最大速度比 (PRV/PBV, PRV/PGV) の関係 (上段：RF/1F, 下段：RF/GL)



(d) SRC造6階建物<隣接> (e) RC造3階建物<隣接>  
 図 5.9 平均フーリエスペクトル比 (上段: 桁行方向, 下段: 張間方向)



(d) SRC造6階建物<隣接> (e) RC造3階建物<隣接>  
 図 5.10 地震動の等価卓越振動数 (PGA/PGV/2 $\pi$ ) と最大加速度比 (PRA/PBA, PRA/PGA) の関係 (上段: RF/1F, 下段: RF/GL)



(d) SRC造6階建物<隣接> (e) RC造3階建物<隣接>  
 図 5.11 地震動の等価卓越振動数 (PGV/PGD/2 $\pi$ ) と最大速度比 (PRV/PBV, PRV/PGV) の関係 (上段: RF/1F, 下段: RF/GL)

## 5.4 固有振動数に及ぼす相互作用効果

相互作用効果が固有振動数に及ぼす影響を検討するために、5棟の建物それぞれで、表 5.5 に示す全地震記録に対して線形多モードモデルを用いて GL, 1F を入力, RF を出力としたシステム同定<sup>4)</sup>を行い、固有振動数と減衰定数を推定した。但し、RC 造 3F 建物は、相互作用効果が大きいことや隣接する SRC 造 6F 建物の影響が大きいことなどから、システム同定を適切に行うことができなかった。

図 5.12 に 4 棟の建物の地盤—建物連成系 (RF/GL) とスウェイのみ固定した基礎固定系 (RF/1F) の固有振動数の関係を示す。S 造 10 階建物では、RF/GL と RF/1F の固有振動数はほとんど差が認められない。これに対し RC 系建物では、RF/1F の固有振動数に比べ、RF/GL の固有振動数が顕著に低くなっている。これらは慣性の相互作用に起因するものと考えられる。尚、RC 造 4 階建物の張間方向と、SRC 造 6 階建物でばらつきが大きくなっている原因は、ロッキングや隣接建物間相互作用などの影響である。

固有振動数の振幅依存性と相互作用効果の関係を検討するために、図 5.13 に屋上最大加速度と固有振動数 (RF/1F, RF/GL) の関係を示す。S 造 10 階建物では、屋上最大加速度が大きくなると、僅かに固有振動数が低下している。これに対し、SRC 造 10 階建物と RC 造 4 階建物では、振幅依存性が顕著に認められる。

図 5.13 の各建物の RF/1F と RF/GL を比較すると、S 造 10 階建物と SRC 造 10 階建物のプロットの分布傾向は両者で類似していることから、振幅依存性は主に上部構造に起因するものと考えられる。

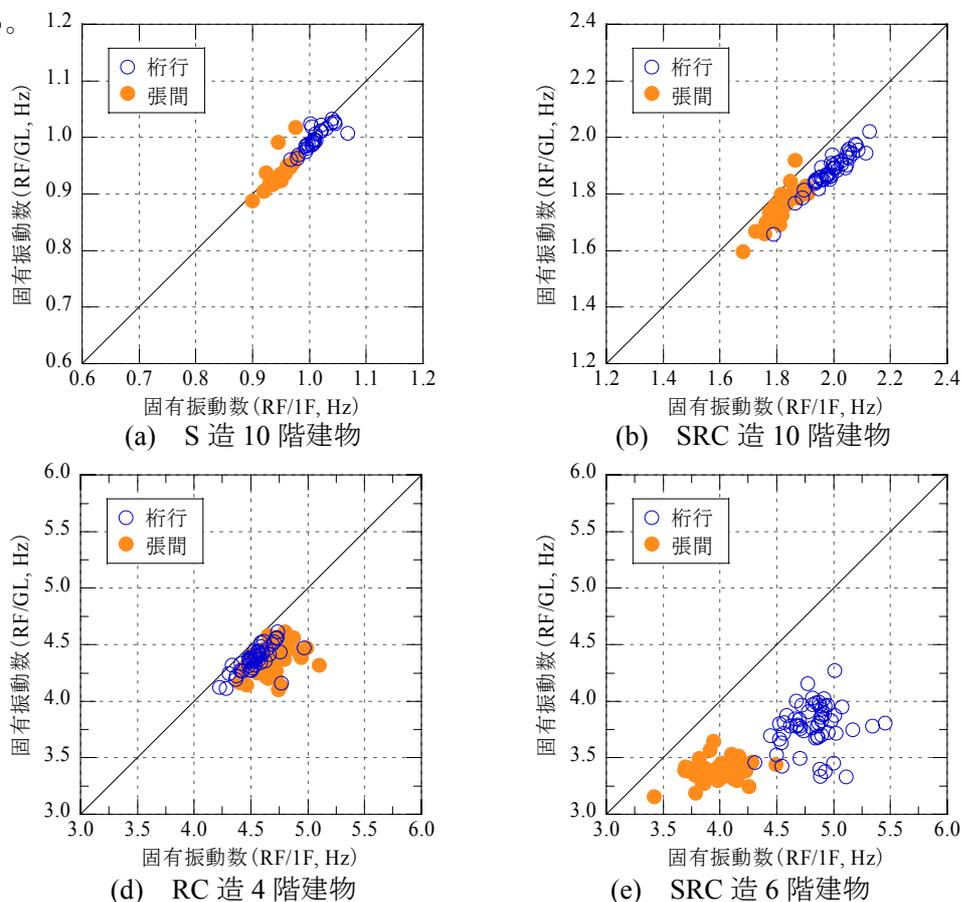
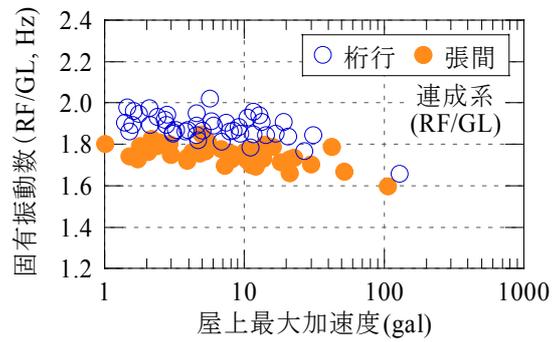
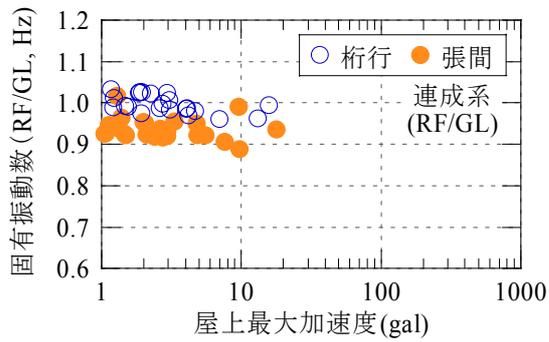
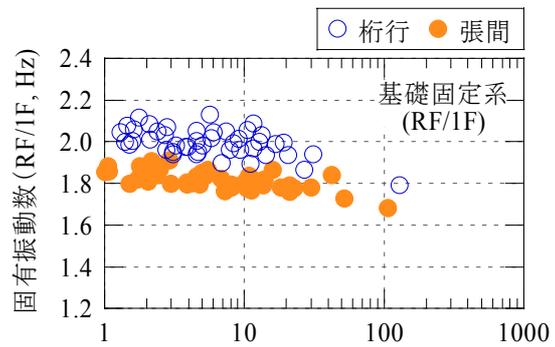
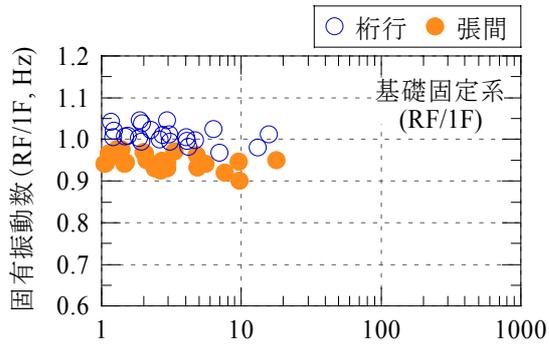
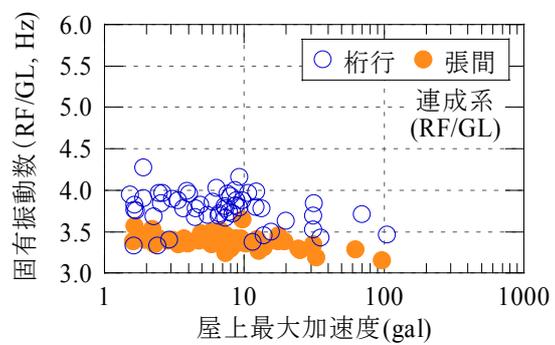
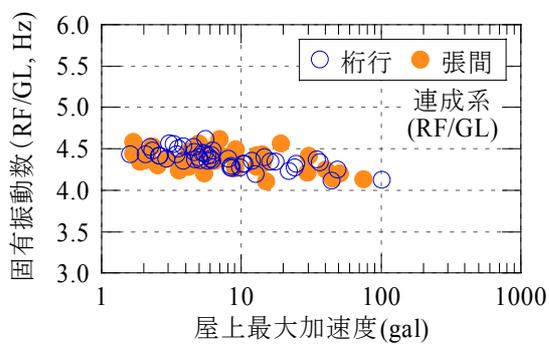
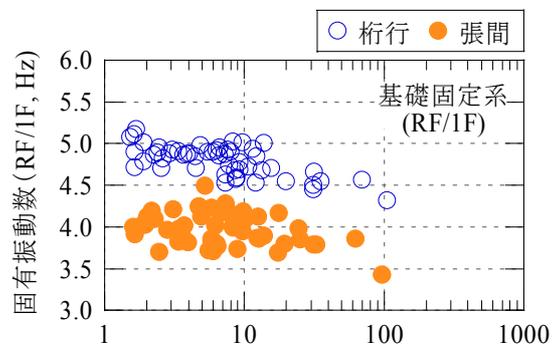
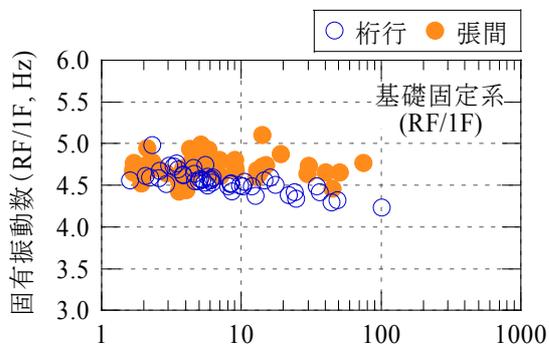


図 5.12 固有振動数に及ぼす相互作用効果



(a) S造10階建物

(b) SRC造10階建物



(d) RC造4階建物

(e) SRC造6階建物

図 5.13 固有振動数に及ぼす相互作用効果

## 5.5 減衰定数に及ぼす相互作用効果

5.4 節で行ったシステム同定の結果を用いて、図 5.14 に 4 棟の建物の地盤－建物連成系 (RF/GL) とスウェイのみ固定した基礎固定系 (RF/1F) の減衰定数の関係を示す。S 造 10 階建物は、RF/GL と RF/1F とともに約 1%程度の減衰しか示しておらず、両者に差はほとんど認められない。これに対し SRC 造 10 階建物では、RF/GL の減衰定数が RF/1F よりも大きくなっており、地下逸散減衰の影響が明瞭に現れている。RC 造 4 階建物の張間方向と SRC 造 6 階建物は、ロッキングや隣接建物の影響により、システム同定の結果が乱れている。

減衰定数の振幅依存性と相互作用効果の関係を検討するために、図 5.15 に屋上最大加速度と減衰定数 (RF/1F, RF/GL) の関係を示す。SRC 造 10 階建物と、RC 造 4 階建物の桁行方向には、屋上最大加速度が大きくなるほど減衰定数が増す振幅依存性が僅かに認められる。RF/1F と RF/GL の減衰定数を比較すると、両者のプロットの分布形状は比較的よく似ている。

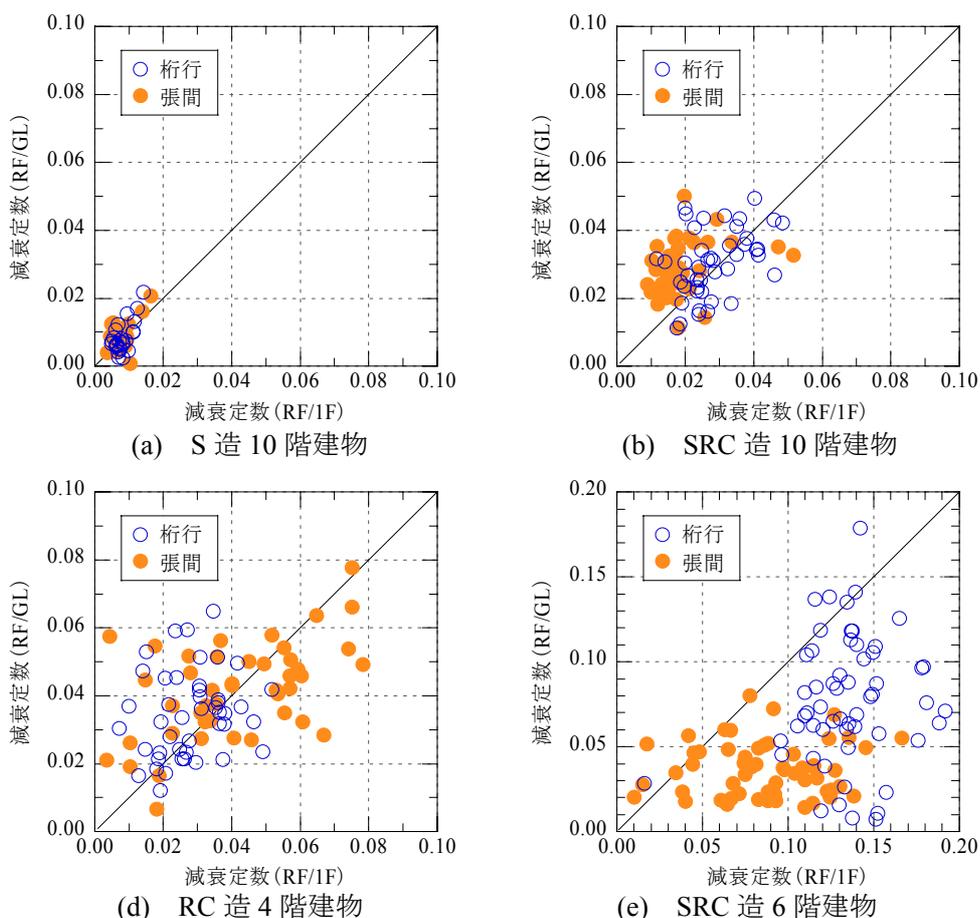
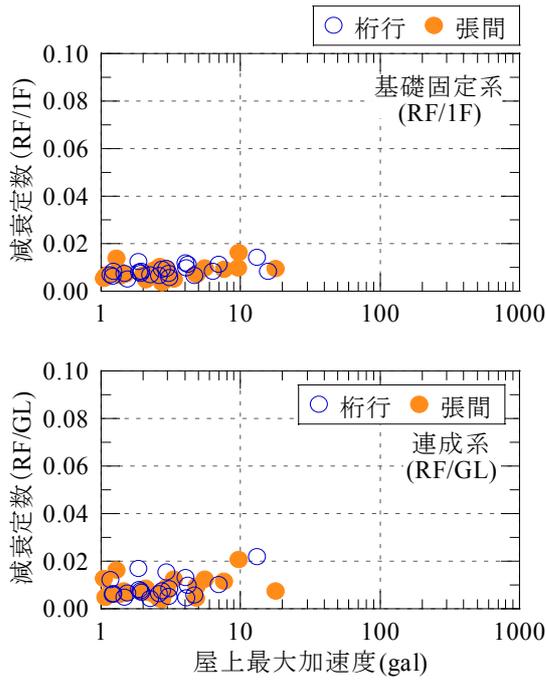
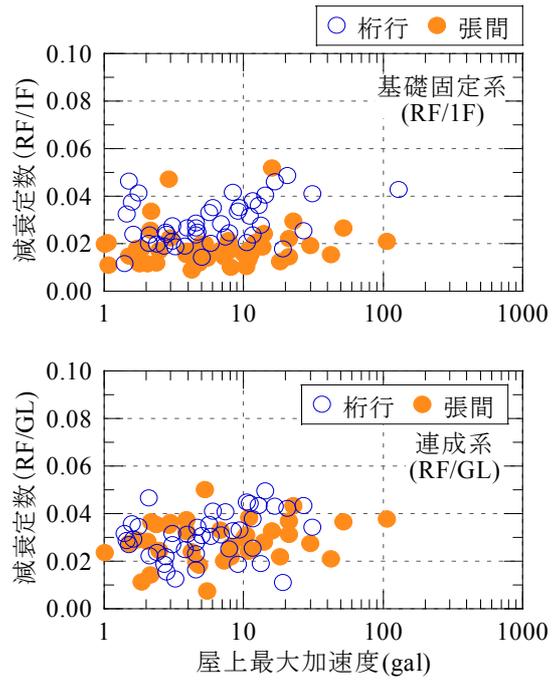


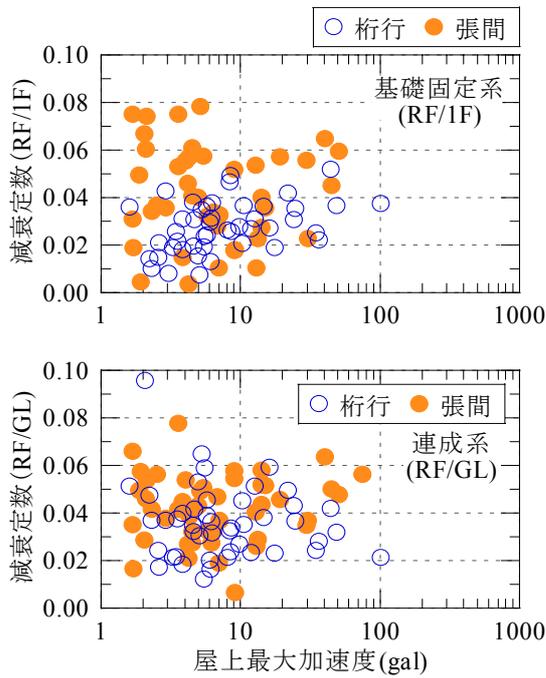
図 5.14 減衰定数に及ぼす相互作用効果



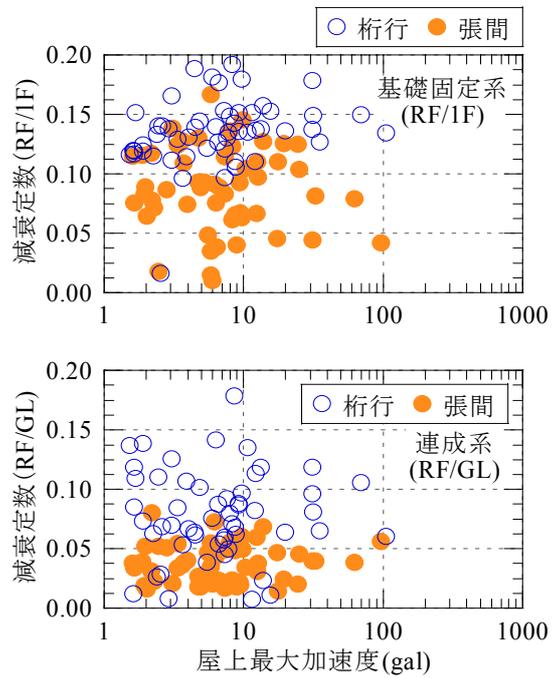
(a) S造10階建物



(b) SRC造10階建物



(d) RC造4階建物



(e) SRC造6階建物

図 5.15 減衰定数に及ぼす相互作用効果

## 5.6 まとめ

多数の建物で得られた常時微動記録を基に、相互作用効果が固有振動数と減衰定数に及ぼす影響を分析した。その後、構造種別・階数の異なる5棟の中低層建物を対象に、地震記録から相互作用効果が増幅特性・固有振動数・減衰定数に及ぼす影響を分析した。得られた結果を以下に示す。

- (1) 多数の建物の常時微動記録の分析より、高層建物は固有振動数と軒高の関係がほぼ線形関係にあるが、中低層建物はばらつきが大きく線形関係にないことを示した。また、中低層建物の減衰定数は地下逸散減衰の影響により、高層建物よりも大きめの値となることを示した。(5.2節)
- (2) 構造種別・階数の異なる5棟の建物の多数の中小地震記録より、建物の応答最大値の増幅特性は建物と地盤の固有振動数のみならず、入力地震動の卓越振動数にも大きく影響されることを明らかにした。また、地盤に比べ建物の固有振動数が大幅に高い建物に、長周期成分が優勢な地震動が入力する場合、スウェイ成分が主となり建物は剛体的に挙動していることを示した。(5.3節)
- (3) 多数の中小地震記録を用いて動的相互作用が固有振動数に及ぼす影響を検討した結果、RC系建物では固有振動数が低下していることが確認された。また、分析に用いた地震動レベルでは、固有振動数の振幅依存性は、主に上部構造物に起因することを示した。(5.4節)
- (4) 多数の中小地震記録を用いて動的相互作用が減衰定数に及ぼす影響を検討した結果、RC系建物では地下逸散減衰に伴う減衰効果が確認された。(5.5節)
- (5) ロッキングや隣接建物間相互作用の影響が大きい場合、固有振動数と減衰定数の推定値にばらつきが生じていたため、今後、これらの影響を考慮できる推定手法へ改良が必要である。

## 参考文献

- 1) 八木茂治, 飛田潤, 福和伸夫: 常時微動計測による低層 RC 造建物の伝達関数に地盤・建物動的相互作用が及ぼす影響, 構造工学論文集, pp.435-444, 2000.3
- 2) 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による回転入力を与える影響, 日本建築学会構造系論文集, No.552, pp.77-84, 2002.2
- 3) 松山智恵, 福和伸夫, 飛田潤: 強震観測・強制振動実験・常時微動計測に基づく隣接する中低層建物の振動特性, 日本建築学会構造系論文集, No.545, pp.87-94, 2001.7
- 4) Tobita, J.: Evaluation of Nonstationary Damping Characteristics of Structures under Earthquake Excitations, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.59, Nos.2,3, 283-298, 1996

## 6. 常時微動を利用した住宅用建物の振動特性の評価

### 6.1 はじめに

1998年の建築基準法の改正および関連告示の制定(限界耐力計算法)等による性能規定化に向けた動きが始まっている。このためには、建物の構造性能・地震時応答をより明確にすることが重要であり、建物に作用する外力性状や建物特性をより精度良く捉える必要がある。特に、建物への地震動や建物と地盤の動的相互作用は、地盤の影響を受けることから、地盤の影響を含めた性状の解明が必要である。

ここでは、建物と地盤の動的相互作用現象の基本性状を把握することを目的として、住宅用建物とその周辺地盤において、常時微動測定・人力加振を行った。その測定結果に基づき、建物の卓越振動数および減衰定数について報告する。特に、地震動観測があまり実施されていない、あるいは地震観測建物であっても動的相互作用現象の解明に十分な地震計が設置されていない一般建物においては、常時微動による建物の特性の把握が有効となる<sup>1)</sup>。

建物と地盤の動的相互作用現象の基本性状として、地盤連成系における建物の1次卓越振動数、減衰定数に注目している。地盤連成系における建物の1次卓越振動数の評価は、常時微動観測における建物頂部、1階および地盤上の測定波形の伝達関数により算定する。

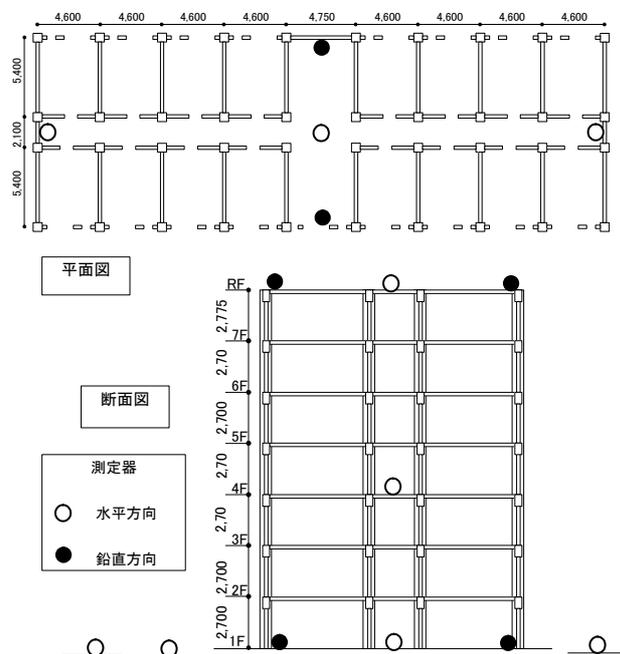


図 6.1 対象建物の形状と寸法の概要  
および短辺方向の計測器配置

### 6.2 建物と地盤条件

対象建物の基準階平面図及び短辺方向の断面図を、図 6.1 に示す。また本建物の全体の様子を写真 6.1 に示す。本建物は、茨城県つくば市に建設された、中廊下型の集合住宅である。平面は短辺方向 3 スパン、長辺方向 9 スパンの矩形であり、平面の寸法比は 1:3.2 である。また本建物は 7 階建であり、平面寸法に対する高さの比は、短辺、



写真 6.1 対象建物の全体概要

長辺方向でそれぞれ 1.47 と 0.46 である。本建物は、壁・床に、鉄筋コンクリート (RC) 造のプレキャスト (PCa) 版を用いて、梁は RC 造、柱は鉄骨鉄筋コンクリート造であり、PC 杭で支持されている。図 2.2 に、建物の配置図を示す。60m 程度離れて同一建物が 2 棟 (A, B) 建設されている。建物の北側には幹線道路が、西側には片側 1 車線の道路がある。

図 6.3 に、周辺の地盤条件を示す。表層にローム層があり、深さ 6.6m までは N 値 5 程度のシルト質地盤、それ以深は 15m 程度まで N 値が増加し、それ以降は N 値が 30 以上の砂質地盤である。さらに、30m 以深には砂質土と粘性土が混在し、41.5m 以深には砂礫層が現れる。

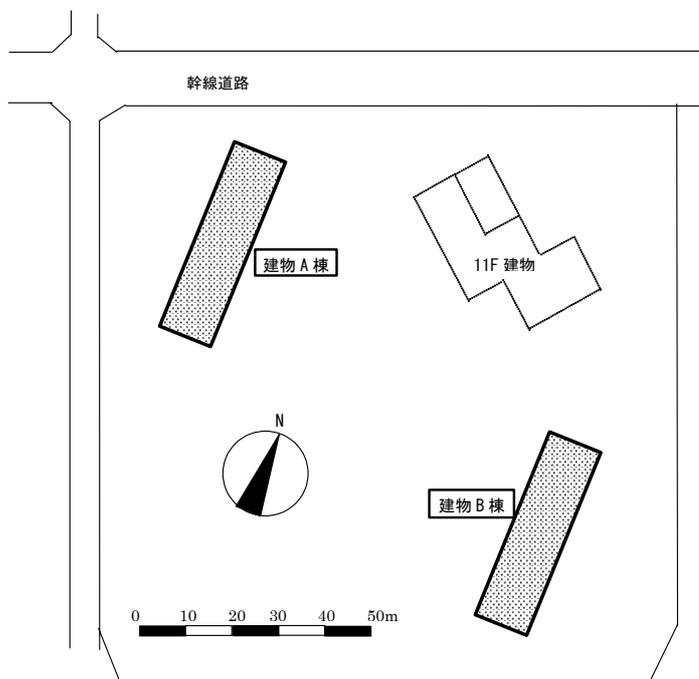


図 6.2 建物の配置図と周辺状況

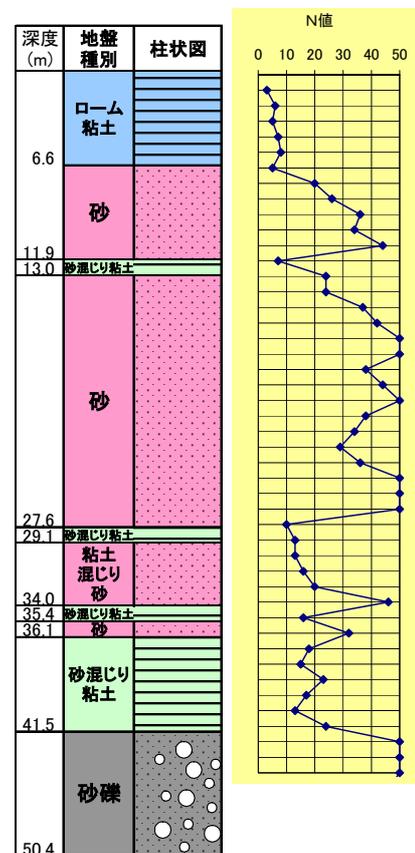


図 6.3 地盤柱状図と N 値

### 6.3 計測内容

建物の振動性状を測定するために、以下の2通りの方法を用いた。

- a) 常時微動測定：建物および地盤上の常時微動を測定した。本測定では、600秒または500秒間の測定を連続して6~8回収録した。
- b) 人力加振：建物7階の中央部分の柱に人力（6名程度）による強制加振（連成系建物の1次卓越振動数に対応させた加振、約10秒間）に伴う、加振中および加振後の振動を数回収録した。

短辺と長辺方向の測定位置を図6.4に示す。1階とR階に水平成分3点、上下2点、4階に水平1点、周辺地盤上（建物から13mに2点、26m離れた位置）に水平3点の測定器を設置した（2棟とも共通）。

各棟で別の測定器を用い、A棟ではサーボ型速度計（VSE-15D、東京測振製）により速度波形を、B棟では動コイル型換振器（MTK-H/V、振動技研製）により速度波形を測定した。

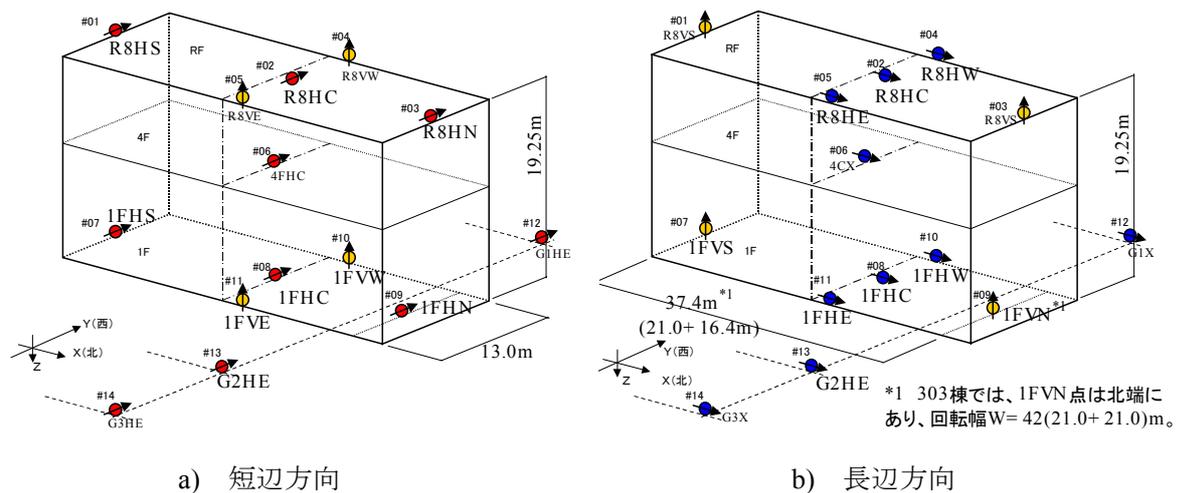


図 6.4 測定点位置と記号

## 6.4 建物振動特性への動的相互作用の影響

本節では、建物の振動特性における動的相互作用の影響を検討するため、地盤を考慮した最もシンプルな振動モデル（スウェイ・ロッキングモデル）での入出力関係をもとに、実測微動記録を用いて地盤効果を取り除いた建物の系の固有振動数および減衰定数を求め、地盤連成系の固有振動数との比較を行う。また、2棟の類似対象建物での相違、長辺と短辺の方向での相違について比較検討する。

### 6.4.1 振動系の入力と出力の関係

#### (1) スウェイ・ロッキングモデル

建物の周辺地盤を含む振動系のモデルには、文献<sup>1),2)</sup>を参考にして、図6.5に示すスウェイ・ロッキングモデルを想定している。このモデルでは、地盤効果を全て含む地盤連成系(建物+スウェイ+ロッキング、以下SRB系)、ロッキングのみ含む系(建物+ロッキング、以下RB系)および基礎固定系に相当する建物だけの系(以下B系)の入出力関係はそれぞれ表4.1のように示される。

表 4.1 3系の入出力関係

|    | 系   | 入力                           | 出力                               |
|----|-----|------------------------------|----------------------------------|
| 1) | SRB | $u_g$                        | $u_g + u_f + H \cdot \theta + u$ |
| 2) | RB  | $u_g + u_f'$                 |                                  |
| 3) | B   | $u_g + u_f + H \cdot \theta$ |                                  |

$u_g$  : 自由地盤の変位

$u_f'$  : 基礎入力動変位

$u_f''$  : 基礎スウェイ変位

$u_f$  : 自由地盤に対する1階の変位

ここでは、 $u_f = u_f' + u_f''$ と仮定する。

$u$  : 1階に対する建物頂部の変位(変形)

$H$  : 建物の高さ

$\theta$  : 1階床での回転角

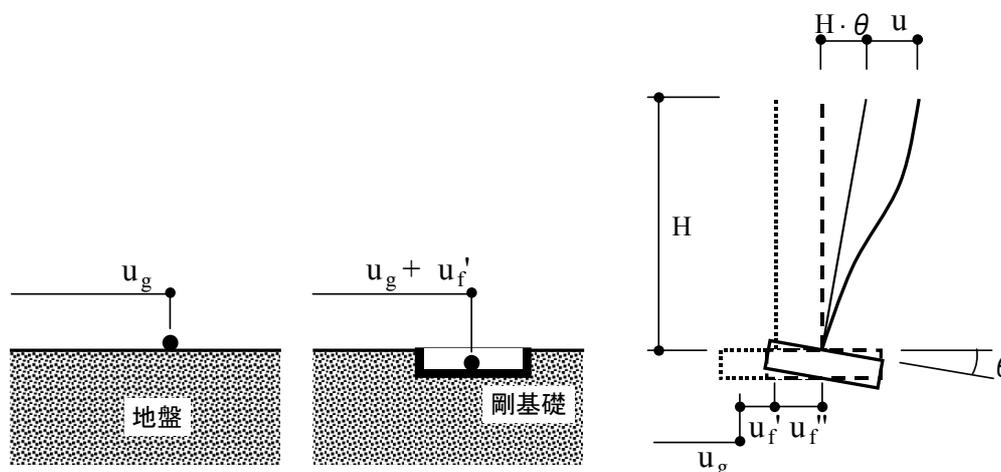


図 6.5 スウェイ・ロッキングモデル

## (2) 測定における入出力

表 4.1 の入出力に対応する測定点を図 2.4 の測定位置・記号を用いて表 4.2 に示す。すなわち、表 4.2 に示す測定点の時系列記録（あるいはそれらの四則演算結果）が、各系の入出力に相当する。今回の場合、建物が平面的に長いことと近地交通振動が多いことから、頂部および基礎の水平成分はそれぞれ 3 測定点の平均を対応させている。長辺方向での回転成分については長辺両端の上下動成分をそのまま基礎の回転量とみなすにはやや疑問があるが、基礎中間部の記録を得ていないことから今回は基礎端部の上下動成分をそのまま用いている。なお、表 4.2 のうち回転成分  $H\theta$  は、振動計極性が関わるので、A 棟の場合（下向き正）にはそのまま対応するが、B 棟（上向き正）では減算の符号を変えることになる。

表 4.2 モデルの入出力と測定位置との関係

| モデル入出力        |                           | 短辺方向(A棟・B棟)                                     | 長辺方向(A棟)   | 長辺方向(B棟)  |
|---------------|---------------------------|---|--|---|
| SRB, RB, B系出力 | $u_g + u_r + H\theta + u$ | $(R8HC + (R8HN + R8HS)/2)/2$                    | $(R8HC + (R8HW + R8HE)/2)/2$                                     |   |
| SRB系入力        | $u_g$                     | G2HE  |  |   |
| RB系入力         | $u_g + u_r$               | $(1FHC + (1FHN + 1FHS)/2)/2$                    | $(1FHC + (1FHW + 1FHE)/2)/2$                                     |   |
| B系入力          | $u_g + u_r + H\theta$     | $(1FHC + (1FHN + 1FHS)/2)/2 + H(1FVW - 1FVE)/W$ | $(1FHC + (1FHW + 1FHE)/2)/2 + H \cdot 1FVN/W1 - H \cdot 1FVS/W2$ | $(1FHC + (1FHW + 1FHE)/2)/2 + H(1FVN - 1FVS)/W$ |
| 測定位置間距離       | 高さ H                      | 19.25m  |  |   |
|               | 回転幅 W<br>(W1+W2)          | 13.0m   | 37.4m<br>(21.0m+16.4m)   | 42.0m<br>(21.0m+21.0m)                          |

## 6.4.2 卓越振動数・減衰定数の算出

### (1) 伝達関数による卓越振動数の算出

各系の卓越振動数（1次）は、前項に示した入出力関係での伝達関数振幅比スペクトルのピーク振動数とする。伝達関数振幅比の算出には、クロススペクトルとフーリエスペクトルを用いる方法の 3 種類があるが<sup>3)</sup>、位相差スペクトルとの対応をとるため、下式のうち(4.1)式の  $H1(\omega)$  を用いている。

$$H1(\omega) = S_{io}(\omega) / S_{ii}(\omega) \quad (4.1)$$

$$H2(\omega) = S_{oo}(\omega) / S_{oi}(\omega) \quad (4.2)$$

$$H3(\omega) = \sqrt{S_{oo}(\omega) / S_{ii}(\omega)} \quad (4.3)$$

$\left\{ \begin{array}{l} i : \text{入力} \quad o : \text{出力} \\ S_{io}, S_{oi} : \text{クロススペクトル} \\ S_{ii}, S_{oo} : \text{パワースペクトル} \end{array} \right.$

周波数領域での計算方法<sup>6)</sup>では、まず、一定長の時系列データ窓に対してフーリエ変換 (FFT) によってクロススペクトル、パワースペクトルを求め、順次データ窓を移動させながら累加することで記録全長にわたる平均のスペクトルを求め、最後に Hanning の方法で平滑化を行って最終的なスペクトルとして、(4.1)式の絶対値から伝達関数の振幅を求めている。時系列のデータ窓長さは 80 秒であり、フーリエ変換時にはゼロを付加する。データ窓の移動ピッチは 40 秒 (隣接データ窓とのラップ 50%) である。Hanning の平滑化回数は、試行分析を経て、最終的に 8 回としている。なお、微動のスペクトル計算では、時系列の良好な記録部分を用いてそれらの平均スペクトルを求めることが多いと思われるが、今回の測定記録には近地交通振動のノイズが多いことから、時系列記録の取捨選択を行うことなく、可能な限り長い記録(時系列データファイル全数)の平均をとることとした。また前述のように複数測定点の平均をとることによってノイズの影響を抑えることができると考えている。

また、上記の振幅比スペクトル ( $H1(\omega)$ ) に加えて、累加平均で求めたフーリエスペクトル比による振幅スペクトル ( $H3(\omega)$ ) も求めた。その結果も参考として示す。

## (2) 位相勾配による減衰定数の算出

減衰定数は 1 次卓越振動数付近で伝達関数位相差が 90 度前後となる振動数での位相勾配から求めることができる<sup>4)</sup>。位相差スペクトルの算出方法は、前述の伝達関数の振幅と同様であり、 $H1(\omega)$ の実部と虚部の逆正接から位相角を求めた。ただし、平滑化は行っていない。位相勾配は、目視によりほぼ直線部を選び、最小二乗法によって求めた。なお、B 系の位相差スペクトルにあっては、位相差 (遅れ) が負側に生じているがこれも正側の値とみなして求めた。これらは下部入力での応答の理論と矛盾するが、この先の現象解明に資するため、あえて結果を残したものである。

### 6.4.3 卓越振動数と減衰定数

#### (1) 時系列入出力成分

まず、図 6.6 に、微動記録の波形例(1)~(4)とそれらから求めた各系入出力に相当する波形例(5), (7), 基礎と頂部の相対応答と回転成分に相当する波形例(6), およびそれらのフーリエスペクトル(8)~(10)を示す。図 6.6(a)は短辺方向の場合、同(b)は長辺方向の場合である。これらのフーリエスペクトルは、前述のような時刻歴データファイル全数平均ではなく、10 分間 (1 ファイル分) の平均である。

波形例によれば、建物内の水平成分の時刻歴は、長辺方向 3 点では測点位置が近いこともあり振幅・位相がほぼ揃っているが、短辺方向 3 点では振幅・位相が一致しておらず、建物のねじれ応答あるいは入力の位相差の影響が見られる。一方、上下動成分の時刻歴では地盤の上下動が卓越しており基礎の回転成分は直接確認できない。しかしながら、短辺方向では水平応答が大きい時には 1 階床両端の上下成分が逆位相で振動し、水平応答が小さい時には両端とも同じ挙動となっているが、回転応答が生じていることがうかがえる。長辺方向でも同様の傾向があるが、両端で常に位相・振幅が乱れており明瞭ではない。

次に、各系の入出力に相当する時刻歴を見る。長辺方向、短辺方向とも、1 階床上と頂部の応答 ( $u_g+u_f$  と  $u_g+u_f+H\theta+u$ ) は位相と振幅変化が一致しており、また振幅比は数倍程度である。

両者はRB系の入出力に相当するが、頂部応答が増大してゆく時にも位相差が少ない。

頂部と基礎の相対応答と基礎回転成分 ( $H_0+u$  と  $H_0$ ) の時刻歴によると、短辺方向では相対応答振幅の50~90%を回転成分が占めているのに対して、長辺方向では30%程度以下であることがわかる。

B系(基礎固定系)の入力に相当する  $u_g+u_f+H_0$  の時刻歴は、他の波形がおおむね正弦波状であるのに対して、スパイク的なピークを持つ三角波的な形状となる傾向にあり、特に短辺方向の場合に強い。

各測点、各系入出力の振動数成分を見ておくと、地盤の周波数特性は、建物1次3Hz付近では2倍程度のレベル差であり、おおむね平坦な入力である。また、交通振動による10Hz以上の高振動数成分と、長辺方向測定時の特に上下動成分に顕著な約1.3Hzのピーク(長辺方向時全記録に存在)が見られるが、建物特性の分析に支障となるようなノイズ成分は見られない。

## (2) 卓越振動数の比較

前項の方法により求めた伝達関数の振幅スペクトルおよび同位相差スペクトルを図6.7(a)~(d)に、それらのピーク振動数から求めた各系の卓越振動数を表4.3(1)に示す。

### a) 振幅比スペクトル形状

得られた振幅は、1質点振動系の伝達関数の振動特性とほぼ同様な形状を示し、おおむね単峰のピークを有する。ピーク近傍の詳細形状では、単純な単峰とならない場合も見られる。建物方向および棟別に比較すると、B棟長辺方向のB系での卓越振動数付近でスペクトルの拡がりが他に比べて大きく、ピーク以後の振幅比の低下が緩慢であることから、ロッキング成分が上手く評価できていないことが考えられる。

各系のピークにおける振幅は、短辺方向では  $SRB > RB > B$  であり、スペクトルピークの裾の拡がりの大きさも同様に  $SRB > RB > B$  である。長辺方向での振幅比には顕著な差が見られない。

### b) 卓越振動数

振幅スペクトルの卓越振動数は、短辺方向では  $SRB < RB < B$  であり、各系で明確に異なる。長辺方向では、 $SRB < RB \approx B$  あるいは  $SRB < RB \leq B$  の関係となる。これら卓越振動数の大小関係および方向による差は、それぞれの系のスウェイバネおよびロッキングバネの有無による大小関係および長辺方向ロッキングバネに見込める相対的な大きさと整合している。ただし、長辺方向については、モデルで想定している基礎の剛体回転(ロッキング)が成立し難いと考えられ、想定したモデルで良いか検討する必要がある。また、測点間距離の長い長辺方向では微動の入力の位相差による影響を受けやすく、ロッキング成分を正しく捉え難いことも考えられる。

表4.3(1)に示すB系(基礎固定)の卓越振動数に対する各系の卓越振動数の比を見ると、まず、短辺方向においては、RB系では0.77~0.78倍に、SRB系では0.68~0.70倍に振動数が低下している。これは、基礎固定に比べて全体系の振動数の低下が30%以上あることに相当しており、微小振幅域において対象建物は地盤による影響を大きく受けている。表右欄は簡略化し

た相互作用モデルに基づいて実測値から求めた系の振動数であり<sup>5)</sup>、例えば”S”系はスウェイバネ以外のロッキングおよび建物の両バネを無限大とした系に対応する。短辺方向ではロッキングの影響が大きいことがわかる。一方、長辺方向においては、RB系では0.87~0.99倍に、SRB系では0.75~0.78倍に振動数が低下している。全体系の振動数の低下は、短辺方向に比べてやや少ないが、やはり地盤の影響を受けている。ただし、卓越振動数の低下は主にスウェイの影響によるものとみなされる。

同表(2)に示すように、上部構造がほぼ同じであるA棟とB棟の卓越振動数比(A棟/B棟)を比較すると、短辺方向ではS系等算出値を含めても1.00~1.07倍でほぼ等しい。B系振動数がほぼ等しく(1.005倍)、地盤に起因する卓越振動数が系統的にわずかに高く、なかでもS系振動数が高い(1.07倍)ことは、B棟が敷地東の法面側に位置していることが差の原因の一つと考えられる。一方、長辺方向では、記録から直接に求まるSRB系とRB系の卓越振動数の比が0.96~1.07倍でおおむね等しいのに対して、ロッキングの評価に関わるB系の卓越振動数の比は1.22倍、S系等算出値では0.26~1.36倍で大きな差がある。各棟で地盤と上部構造に大きな違いがないことから、長辺方向についてはロッキングの評価方法が結果に影響していると考えられる。

### c) 伝達関数算出方法による比較

表4.3(3)に伝達関数 $H1(\omega)$ および $H3(\omega)$ による卓越振動数の比 $f_{H3}/f_{H1}$ を示す。計算方法の違いによる卓越振動数への影響は少なく、実測3系の短辺方向で1.01~1.03倍、同長辺方向で1.01~1.07倍である。なお、入出力間の相関性が考慮される $H1(\omega)$ に対して、考慮されない $H3(\omega)$ の卓越振動数が系統的に高めであることは、卓越振動数付近での入出力間の相関性が強くないことを示すものである。

表 4.3 建物方向、棟、算出方法別の卓越振動数の比較

#### (1)卓越振動数およびB系振動数 $f_B$ に対する比

|      |    | $f_{SRB}$<br>Hz | $f_{RB}$<br>Hz | $f_B$<br>Hz    | $f_S$<br>Hz    | $f_R$<br>Hz     | $f_{SB}$<br>Hz |
|------|----|-----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|----------------|
| 短辺方向 | A棟 | 2.87<br>(0.70)  | 3.23<br>(0.78) | 4.13<br>(1.00) | 6.21<br>(1.50) | 5.21<br>(1.26)  | 3.44<br>(0.83) |
|      | B棟 | 2.80<br>(0.68)  | 3.19<br>(0.77) | 4.11<br>(1.00) | 5.83<br>(1.42) | 5.04<br>(1.22)  | 3.36<br>(0.82) |
| 長辺方向 | A棟 | 2.62<br>(0.78)  | 3.32<br>(0.99) | 3.37<br>(1.00) | 4.28<br>(1.27) | 19.57<br>(5.81) | 2.65<br>(0.79) |
|      | B棟 | 2.76<br>(0.75)  | 3.21<br>(0.87) | 3.70<br>(1.00) | 5.39<br>(1.46) | 6.47<br>(1.75)  | 3.05<br>(0.82) |

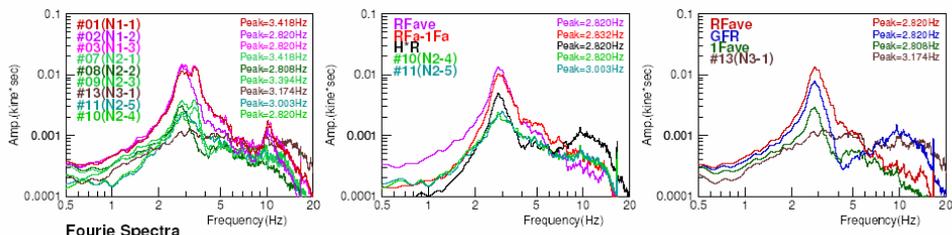
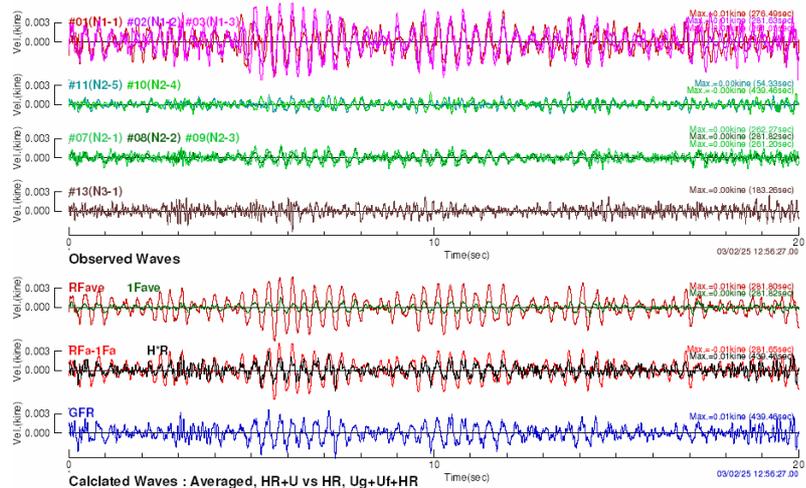
#### (2)B棟卓越振動数に対するA棟卓越振動数の比

|      | $f_{A棟} / f_{B棟}$ |      |      |      |      |      |
|------|-------------------|------|------|------|------|------|
|      | SRB               | RB   | B    | S    | R    | SB   |
| 短辺方向 | 1.03              | 1.02 | 1.00 | 1.07 | 1.03 | 1.02 |
| 長辺方向 | 1.07              | 0.96 | 1.22 | 1.36 | 0.26 | 1.27 |

#### (3) $H1(\omega)$ に対する $H3(\omega)$ の卓越振動数の比

|      |    | $f_{H3(\omega)} / f_{H1(\omega)}$ |      |      |      |      |      |
|------|----|-----------------------------------|------|------|------|------|------|
|      |    | SRB                               | RB   | B    | S    | R    | SB   |
| 短辺方向 | A棟 | 1.03                              | 1.03 | 1.01 | 1.02 | 1.07 | 1.02 |
|      | B棟 | 1.03                              | 1.02 | 1.03 | 1.05 | 1.01 | 1.03 |
| 長辺方向 | A棟 | 1.07                              | 1.01 | 1.06 | 1.19 | 0.56 | 1.10 |
|      | B棟 | 1.05                              | 1.07 | 1.02 | 1.01 | 1.28 | 1.02 |

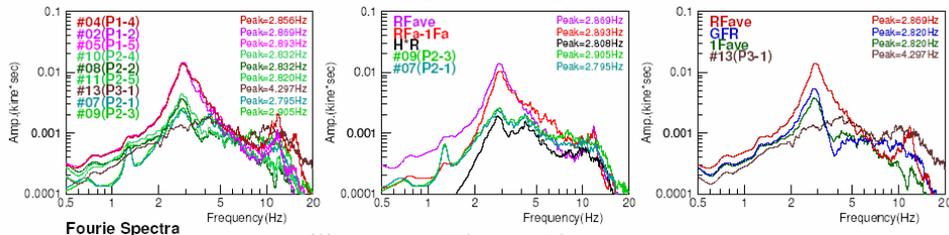
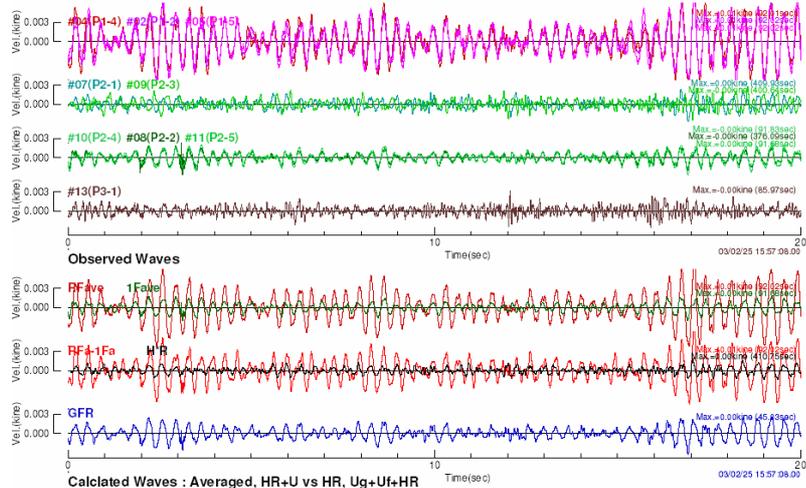
- (1) 頂部水平 3 測点
- (2) 1 階床上下 2 測点
- (3) 1 階床平 3 測点
- (4) 自由地盤( $u_g$ )
- (5)  $u_g+u_f+H\theta+u$ ,  $u_g+u_f$
- (6)  $H\theta+u$ ,  $H\theta$
- (7)  $u_g+u_f+H\theta$



- (8) 各点フーリエスペクトル
- (9)  $u_g+u_f+H\theta+u$ ,  $H\theta+u$ ,  $H\theta$ , 1 階床上下 2 測点
- (10)  $u_g+u_f+H\theta+u$ ,  $u_g+u_f+H\theta$ ,  $u_g+u_f$ , 自由地盤( $u_g$ )

(a) 短辺方向, B 棟 (Data:TM01)

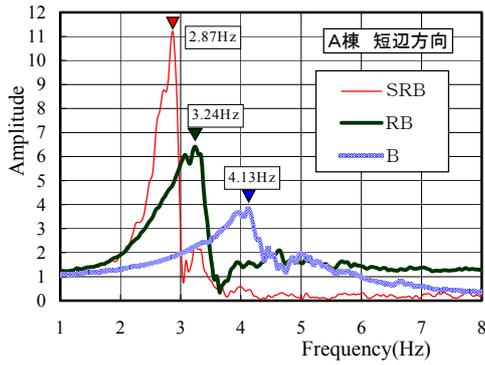
- (1) 頂部水平 3 測点
- (2) 1 階床上下 2 測点
- (3) 1 階床水平 3 測点
- (4) 自由地盤( $u_g$ )
- (5)  $u_g+u_f+H\theta+u$ ,  $u_g+u_f$
- (6)  $H\theta+u$ ,  $H\theta$
- (7)  $u_g+u_f+H\theta$



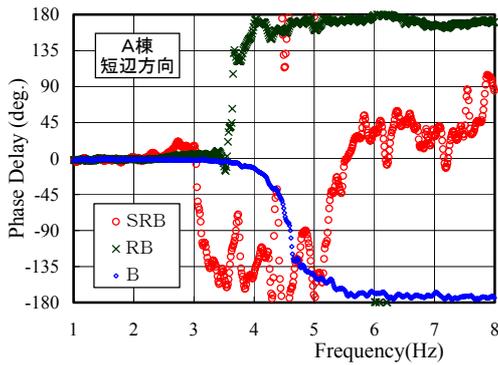
- (8) 各点フーリエスペクトル
- (9)  $u_g+u_f+H\theta+u$ ,  $H\theta+u$ ,  $H\theta$ , 1 階床上下 2 測点
- (10)  $u_g+u_f+H\theta+u$ ,  $u_g+u_f+H\theta$ ,  $u_g+u_f$ , 自由地盤( $u_g$ )

(b) 長辺方向, B 棟 (Data:LM04)

図 6.6 微動波形例とその入出力成分およびフーリエスペクトル

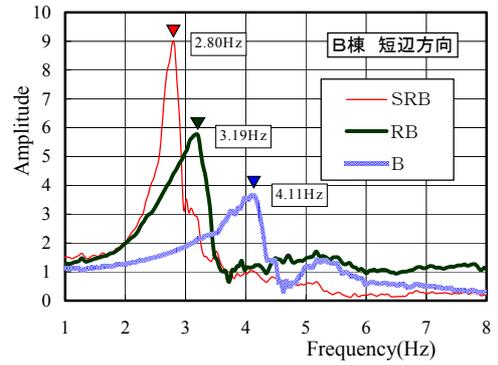


(1) Amplification

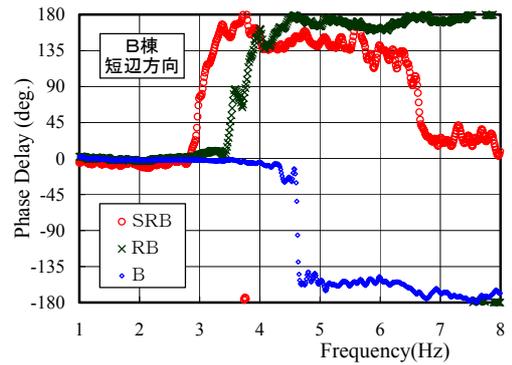


(2) Phase Difference

(a) A棟・短辺方向

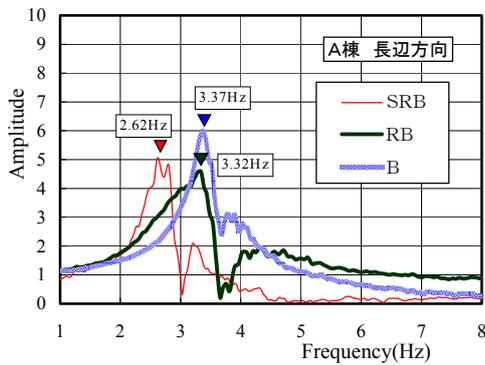


(1) Amplification

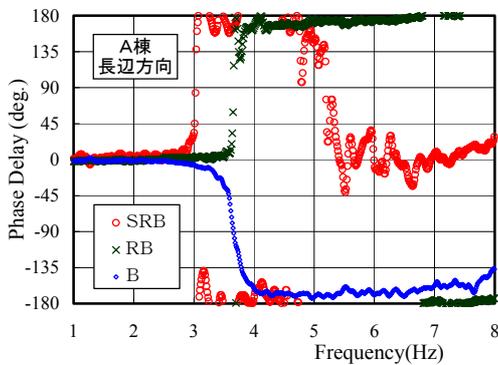


(2) Phase Difference

(b) B棟・短辺方向

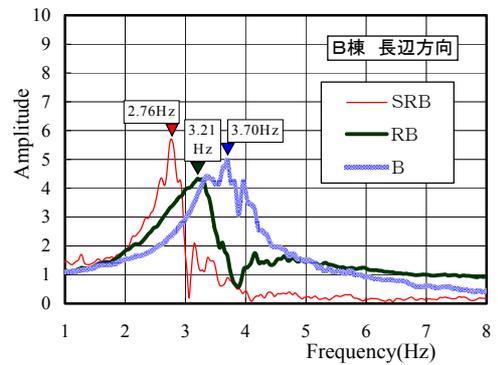


(1) Amplification

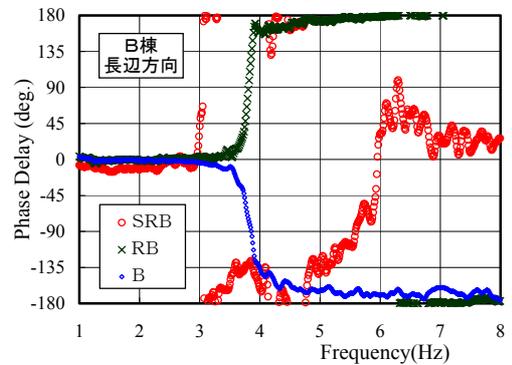


(2) Phase Difference

(c) A棟・長辺方向



(1) Amplification



(2) Phase Difference

(b) B棟・長辺方向

図 6.7 伝達関数振幅スペクトルおよび位相差スペクトル

### (3) 減衰定数の算出

#### a) 位相差スペクトル

位相差スペクトルにおける位相遅れ 90 度となる振動数は、振幅スペクトルのピーク振動数ではなく、ピーク直後の谷となる振動数に近い。この傾向は、両棟、両方向に見られる。ただし、B 系の位相差スペクトルでは全て曲線が負側（位相進み側）に生じており、位相曲線の一般的傾向と整合しない。さらに、A 棟の短辺方向では SRB 系の位相差スペクトルが負側に生じ、また曲線も他に比べて滑らかさを欠いている。主に入出力位置での振幅の大きさに基づく振幅スペクトルに比べ、位相差スペクトルは、入力位相差および建物のねじれ（応答の位相差）の影響を受けやすいものと考えられる。なお、今回求めた位相曲線は前述のスウェイ・ロッキングモデル入出力関係に基づいており、質点系等での理論位相曲線（相対応答/入力）とは本来異なることが考えられる。

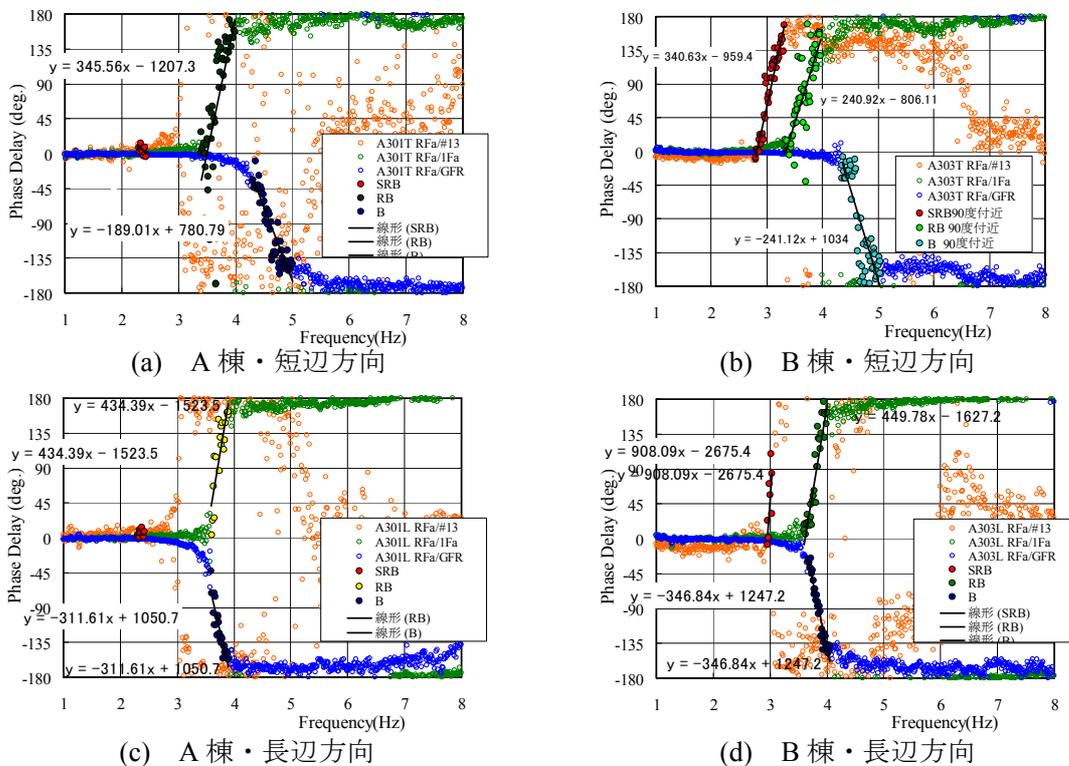


図 6.8 位相特性の評価

#### b) 減衰定数

図 6.8 に位相差スペクトルに位相差 90 前後の位相勾配ラインをプロットして示す。また、表 4.4 に位相勾配から算出した各系の減衰定数を卓越振動数とともに示す。得られた実測 3 系の減衰定数は、2.3～7.5%である。

系、建物方向、A 棟と B 棟の比較において、系統的な傾向は見られない。強いて言えば、長辺方向の減衰定数が短辺方向に比べてやや小さめである。

表 4.4 伝達関数位相勾配から求めた各系の減衰定数

|                                   |      |     | SRB | RB  | B   |
|-----------------------------------|------|-----|-----|-----|-----|
| 減衰定数<br>$h_{\text{phase}}$<br>(%) | 短辺方向 | A 棟 | -   | 5.1 | 7.4 |
|                                   |      | B 棟 | 6.0 | 7.5 | 5.8 |
|                                   | 長辺方向 | A 棟 | -   | 4.0 | 5.5 |
|                                   |      | B 棟 | 2.3 | 3.9 | 4.5 |

## 6.5 まとめと課題

隣接して建つほぼ同一の中層 RC 系建物 2 棟の微動記録を用いて、地盤建物の動的相互作用モデルに基づき、地盤連成系、ロッキングのみの系、基礎固定系（建物のみの系）それぞれの卓越振動数および減衰定数を伝達関数から求めた。それらの比較により以下のことがわかった。

### 1) 卓越振動数

- ・ 短辺方向では、基礎固定系に対して連成系では 0.70 倍、0.68 倍に、ロッキングのみの系では 0.78 倍、0.77 倍に振動数が低下する。
- ・ 長辺方向では、基礎固定系に対して連成系では 0.78 倍、0.75 倍に、ロッキングのみの系では 0.99 倍、0.87 倍に振動数が低下する。

### 2) 減衰定数

- ・ 位相角 90 度の振動数と振幅のピークを与える卓越振動数との不一致、基礎固定系の位相遅れが位相進み側に生じるなど、質点系応答との対応しない特性が見られる。
- ・ 得られた減衰定数は、系、振動方向、2 棟による系統的な傾向は見られない。
- ・ 今後の課題としては、以下のことが考えられる。
- ・ ロッキングの評価方法について建物高さ(等価高さ)の取り方および特に長辺方向における建物幅の取り方の妥当性について検討が必要と思われる。例えば、実測記録に対して基礎固定系入力に相当する時刻歴波形の詳細な観察、あるいは地盤・建物モデルでの基礎の面外変形とロッキング変形との対応の検討などが考えられる。
- ・ 微動の地表に沿う波動的な性質が結果に影響していると思われることから、今後の微動利用には、鉛直入射に近い地震時応答と微動による応答との違いを整理しておくことも必要である。
- ・ 入出力の位相関係については、今回は通常の質点系モデルとの比較に留まったが、相互作用モデルにおける伝達関数位相曲線との対応を見ておく必要がある。
- ・ 参考となる実測例や数値計算結果等との比較により、微動観測結果の妥当性を検証する必要がある。

## 謝辞

本研究は、筑波建築研究機関協議会(BRIC)の勉強会における研究課題「建築物および周辺地盤の地震動挙動」(平成13-15年度)において実施されたものである。微動測定・結果の整理にご協力頂いたメンバーに感謝致します。

建築物および周辺地盤の地震動挙動(平成13-15年度)のメンバーリスト

| 氏名     | 所属                         |
|--------|----------------------------|
| ◎大川 出  | 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ       |
| 飯場 正紀  | 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部    |
| 鹿嶋 俊英  | 独立行政法人建築研究所 国際地震工学センター     |
| 小山 信   | 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ       |
| 森田 高市  | 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ       |
| 日高 徳弘  | (株)青木建設 研究所 建築研究室 建築構造グループ |
| 横内 基   | (株)青木建設 研究所 建築研究室 建築構造グループ |
| 花井 申明  | 大木建設(株) 技術本部 技術研究所 構造解析研究室 |
| 安井 健治  | 奥村組 技術研究所 第5研究グループ         |
| 小川 敦   | (株)熊谷組 技術研究所 建設技術研究部       |
| ○藤井 睦  | (株)鴻池組技術研究所 建築技術研究部門       |
| 福田 浩司  | 住友金属工業(株) 鋼板・建材カンパニー 建設技術部 |
| 尻無濱 昭三 | 鉄建建設(株) 技術研究所 建築技術開発グループ   |
| 保井 美敏  | 戸田建設(株) 技術研究所 構造グループ       |
| 渡壁 守正  | 戸田建設(株) 技術研究所 構造グループ       |
| 境 茂樹   | ハザマ 技術・環境本部 技術研究所 技術研究部    |

◎ 主査 ○ 幹事

## 参考文献

- 1) 八木, 福和也: 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による回転入力を与える影響, 日本建築学会構造系論文集, No.552, 2002
- 2) J. P. Stewart and G. L. Fenves: System Identification for Evaluating Soil-Structure Interaction Effects in Buildings from Strong Motion Recordings, EESD, 27, pp.869-885, 1998
- 3) 日本建築学会: 建築物の減衰, 4.3.2 伝達関数の推定法, p87-89, 2000
- 4) 日本建築学会: 建築物の減衰, 4.4.2 周波数応答データに基づく減衰定数評価法, p92-95, 2000
- 5) 日本建築学会: 入門:建物と地盤の動的相互作用, pp.17-19, 1996
- 6) 大崎順彦: 地震動のスペクトル解析入門, 昭和53年

## 7. 仙台における建物の強震観測と 2003 年十勝沖地震の記録

### 7.1 はじめに

政府の地震調査研究推進本部・地震調査委員会では、海溝域周辺で発生する地震の長期評価を実施している。これによれば、宮城県沖地震の 2005 年 1 月 1 日を起点とした 30 年以内の地震発生確率は 99%と、海溝型地震の中でも最も高い確率値となっている（地震調査委員会, 2005）。

また、地震発生以前の 30 年以内の地震発生確率が 60%程度であった十勝沖（地震調査委員会, 2003）では、2003 年に十勝沖地震が発生しており、地震観測網の拡充により、貴重な観測記録が豊富に得られている。ただし、建物や構造物で得られた観測記録は、地表の観測記録に比べて少ないのが現状である。

以上のような背景から、ここでは、戦略的強震観測という観点から、高い地震発生確率が評価されている宮城県沖地震を主な対象地震として、仙台市内の中低層建物の地震観測を実施することとした。以下で、その実施内容について説明すると共に、2003 年に十勝沖地震をはじめとして、これまでに得られた地震観測記録について簡単に紹介する。

### 7.2 対象建物の概要

#### 7.2.1 観測地点

仙台市内の観測地点の位置を図 7.2.1 に示す。仙台の中心街は仙台駅の西側に広がっているが、観測地点は仙台駅の東約 1.5km に位置しており、国道 45 号線の北側に位置している。図には、長町－利府構造線断層帯の位置（中田・今泉, 2002）も示しており、観測地点がその断層帯のごく近傍に位置していることがわかる。また、観測地点の南西約 300m には、仙台管区気象台（JMA 仙台）のある仙台第三合同庁舎が位置している。ここで、宮城県の地質分布（宮城県防災会議地震対策等専門部会, 2004）を図 7.2.2 に示す。図より、観測地点と JMA 仙台は、長町－利府構造線の西側に位置しており、地質分類としては同じ段丘堆積物であることがわかる。後述するように、観測地点では地表面に地震計を設置していないが、JMA 仙台の観測記録が対象建物における地表面の波形として参考になると考えられる。

#### 7.2.2 建物概要と地震計設置位置

表 7.2.1 に地震観測を行った建物概要を示す。対象建物は、地上 5 階建ての壁式鉄筋コンクリート造建物で、高さ（軒高）は約 15m、延床面積は約 2,000m<sup>2</sup>である。基礎は直接基礎で、1997 年に設計した居住施設である。また、図 7.2.3 に対象建物の外観の写真を、図 7.2.4 に概略の 1 階平面図を、図 7.2.5 に概略の基準階（2～5 階）平面図を示す。2～5 階は居室で L 字型、1 階は供用部が附属したやや不整形な平面となっている。

つぎに、地震計の設置位置を図 7.2.4 と図 7.2.5 の平面図に重ねて示す。地震計は 1 階と上階

(4階もしくは5階)の2箇所に設置した。1階の地震計は、北側に位置する倉庫の隅に設置した。上階の地震計は、始めは4階の東端の居室内に設置したが、その後、5階の建物の中心位置に近いパイプシャフト(PS)内にもり替えた。5階のPS内に設置した地震計の設置状況を図7.2.6に示す。

地震計の設置は、2003年8月31日に1階と4階にSMAC型地震計を設置し、2003年12月29日に1階と4階ともETNA地震計に変更した。そして、4階の地震計は、2004年3月27日～7月20日まで観測を一時中止し、2004年7月20日に5階にもり替えて観測を再開した。

### 7.2.3 建物の常時微動計測

2003年8月31日の地震計設置時に、建物の常時微動計測も行った。常時微動観測は、1階と5階のエレベータ前で同時観測を行った。常時微動観測波形の例を図7.2.7に、観測波形から計算した1階に対する5階の伝達関数を図7.2.8に示す。図より、常時微動レベルでは、建物の固有振動数がX方向、Y方向ともに約5Hz程度であることがわかる。なお、観測地点とJMA仙台の地盤特性が概ね同じであるかどうかを確かめるために、両地点の地表面での常時微動観測も行った。

## 7.3 地震観測

### 7.3.1 地震観測リスト

7.2.2項で述べたとおり、2003年8月31日～2003年12月29日まではSMAC型地震計で、2003年12月30日以降はETNA地震計で観測している。そのため、SMAC型地震計で観測された地震の諸元を表7.3.1に、ETNA地震計で観測された地震の諸元を表7.3.2に、それぞれ示す。表中、地震の諸元は気象庁一元化処理震源リストにより、JMA仙台での計測震度も示した。観測された地震の震央分布を図7.3.1に示す。

これらの図表より、2003年8月31日に地震観測を開始してから、2004年6月までに観測された地震数は、SMAC型地震計で9地震、ETNA地震計で13地震の、合計22地震で、宮城県沖や福島県沖で発生したプレート境界地震が多いことがわかる。また、観測記録には、2003年十勝沖地震の本震( $M_{JMA}$  8.0)と最大余震(2003年9月26日6時8分、 $M_{JMA}$  7.1)も含まれている。

### 7.3.2 2003年十勝沖地震の観測記録

2003年十勝沖地震の本震(EQ0301)時に観測された加速度波形を図7.3.2に示す。観測された加速度波形の最大値は、いずれもY成分で、1階で $3\text{cm/s}^2$ 、4階で $9\text{cm/s}^2$ であった。

また、本震の加速度波形から計算した1階に対する4階の伝達関数を図7.3.3に、十勝沖地震の余震(EQ0302)の加速度波形から計算した1階に対する4階の伝達関数を図7.3.4に、それぞれ示す。これらの図より、地震観測記録から計算した建物の固有振動数は、X方向、Y方向ともに約5Hz程度であることがわかる。

### 7.3.3 その他の観測記録

1階での最大加速度が比較的大きかったEQ0305（2003年10月31日の地震）の加速度波形を図7.3.5に示す。観測された加速度波形の最大値は、いずれもY成分で、1階で $7\text{cm/s}^2$ 、4階で $25\text{cm/s}^2$ であった。

また、この加速度波形から計算した1階に対する4階の伝達関数を図7.3.6に示す。図より、地震観測記録から計算した建物の固有振動数は、X方向、Y方向ともに約5Hz程度であることがわかる。7.3.2で示した十勝沖地震の観測記録から計算した伝達関数と合わせると、1階で数 $\text{cm/s}^2$ 程度の観測記録から得られた建物の固有振動数と、常時微動観測から得られた建物の固有振動数とがほぼ一致することが確かめられた。

## 7.4 まとめ

ここでは、戦略的強震観測という観点から実施した、仙台市内における中低層建物の地震観測の概要と、2003年十勝沖地震などで観測された波形に関する若干の分析を行った。これまでの観測では、1階で最大数 $\text{cm/s}^2$ 程度、4階で最大 $25\text{cm/s}^2$ 程度の記録が観測された。また、地震観測記録による建物の固有振動数が、地震計設置時に行った常時微動観測による建物の固有振動数とほぼ一致することが確認された。

今回は、建物応答が弾性範囲を越えるような観測記録は得られなかったが、中低層建物の真の耐震性能を把握するためには、振幅レベルの大きな観測記録を得られるように地震観測を継続的に行う体制を整えると同時に、これまでに得られた観測記録の分析を進めて、事前の準備を行う必要がある。また、建物の応答は、実建物の固有の特性の影響が大きく、また立地した地盤条件にも依存すると考えられる。そのため、中低層建物の全体的な耐震性能を把握するためには、仙台市の例でいえば、市街地の地盤との違いという観点では仙台駅の西側に、あるいは表層地盤の固さの違いという観点などから、様々な地盤に立地する建設年代や構造特性の異なる数多くの建物での地震観測を行うことが必要である。

## 参考文献

- 地震調査委員会 (2003): 千島海溝沿いの地震活動の長期評価について, 平成15年3月24日.  
地震調査委員会 (2005): 長期評価における確率値の更新と活断層の地震規模の表記について, 平成17年1月12日.  
宮城県防災会議地震対策等専門部会 (2004): 宮城県地震被害想定調査に関する報告書.  
中田 高・今泉俊文 (2002): 活断層詳細デジタルマップ, 東京大学出版会.

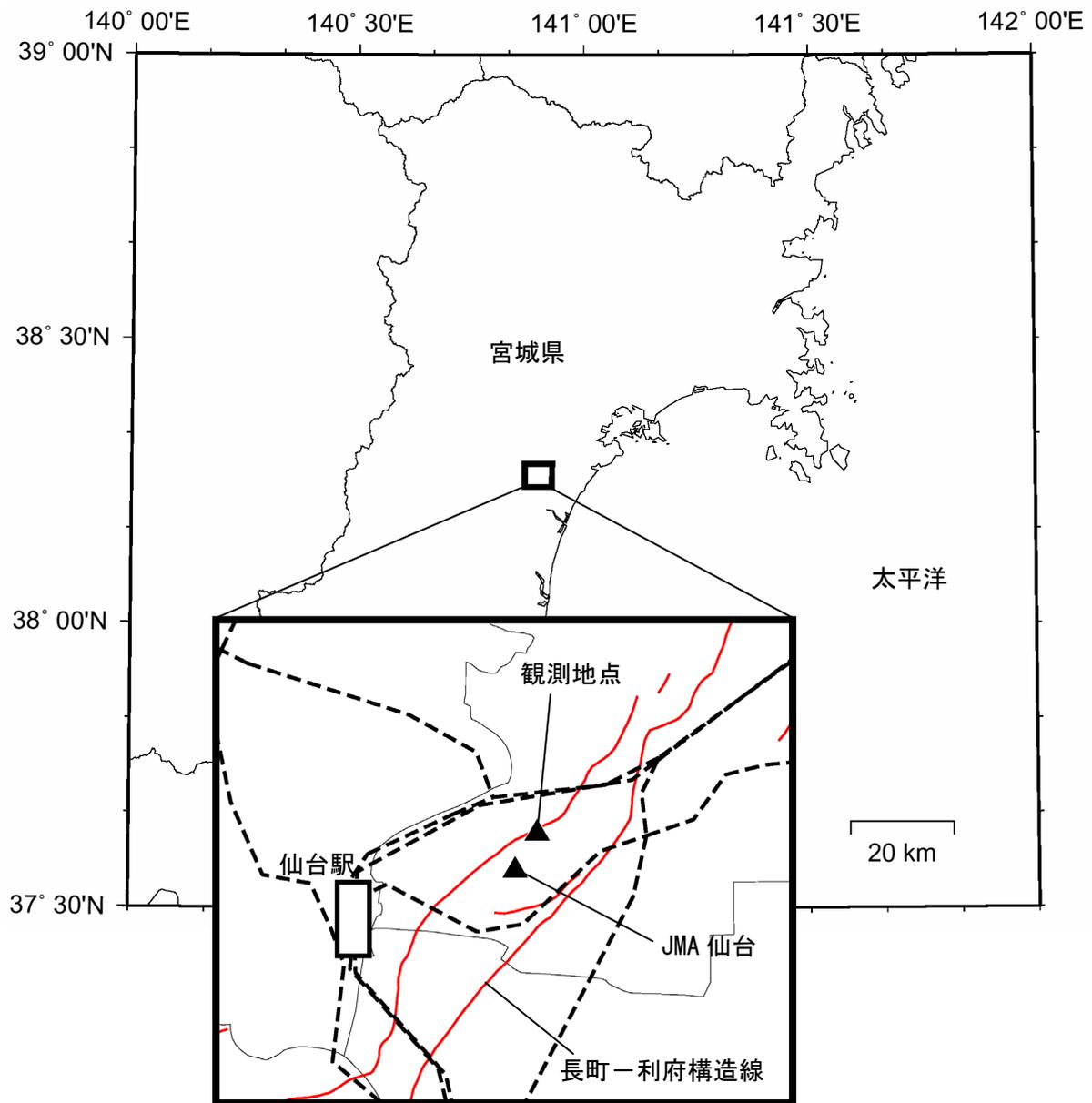


図 7.2.1 観測位置

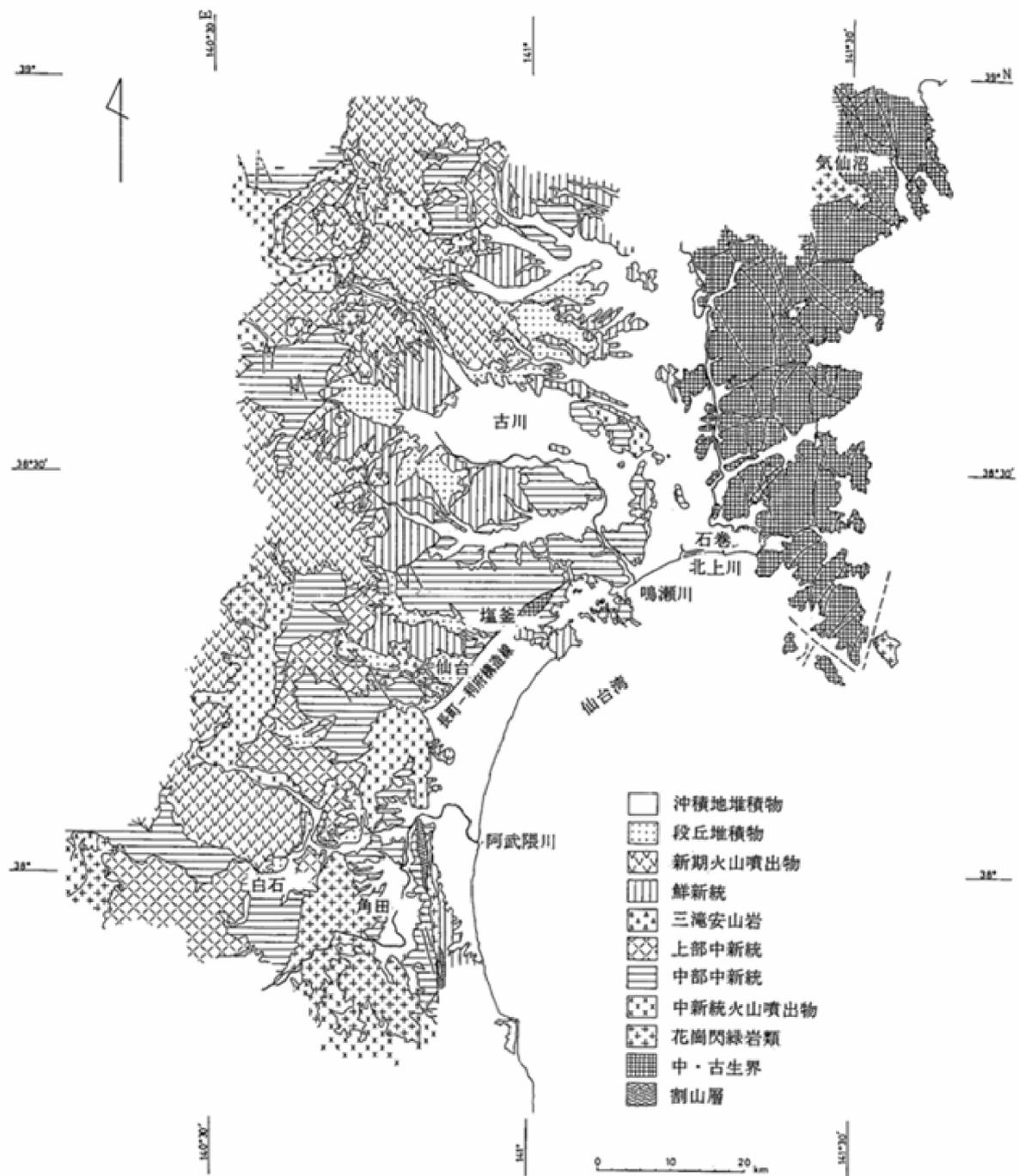


図 7.2.2 宮城県の地質分布 (宮城県防災会議地震対策等専門部会(2004)より引用)

表 7.2.1 建物概要

---

|       |                     |
|-------|---------------------|
| 構造：   | 壁式鉄筋コンクリート造         |
| 規模：   | 地上5階                |
| 軒高：   | 15.2m               |
| 延床面積： | 2,043m <sup>2</sup> |
| 基礎形式： | 独立基礎                |
| 設計年代： | 1997年               |

---



図 7.2.3 建物の外観

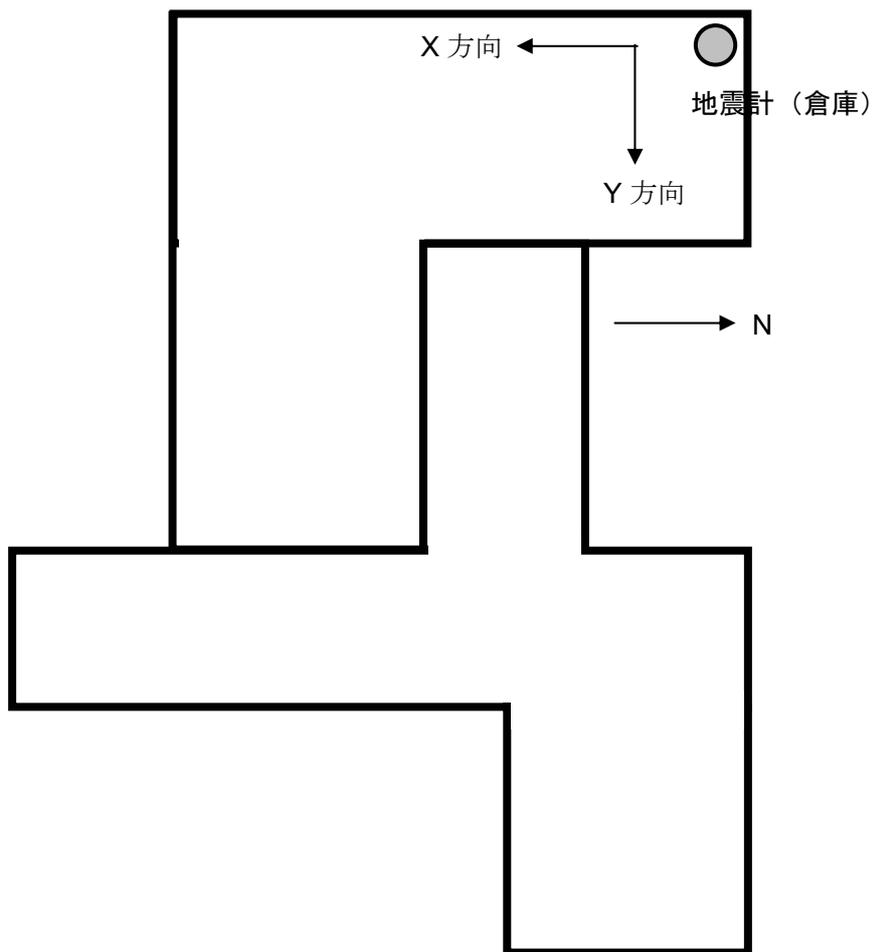


図 7.2.4 1 階平面図と地震計設置位置 (● 印)

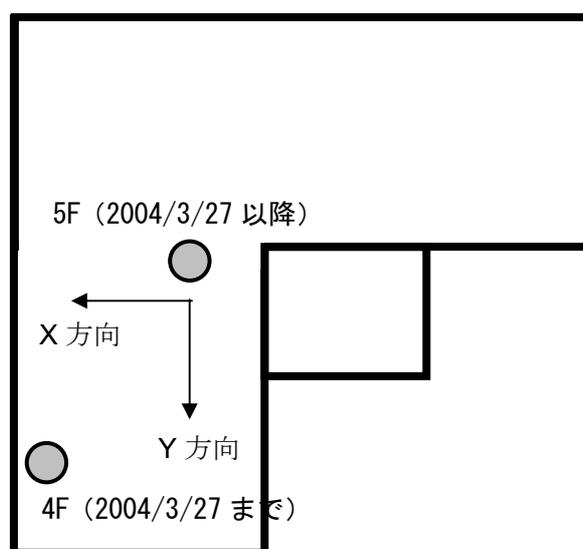


図 7.2.5 基準階 (2~5 階) 平面図と地震計設置位置 (● 印)

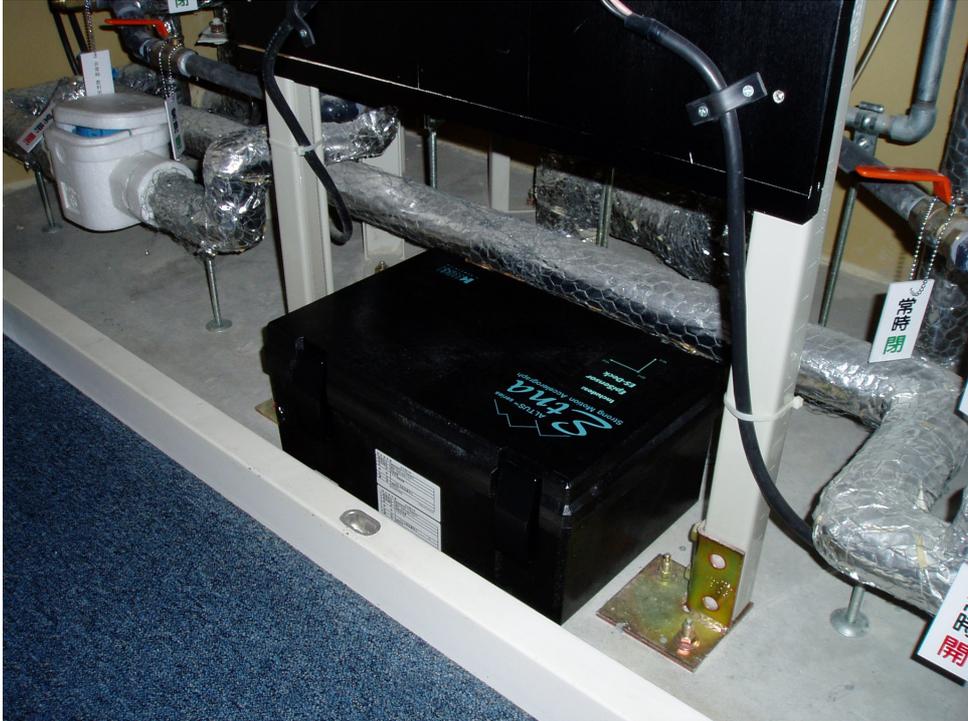
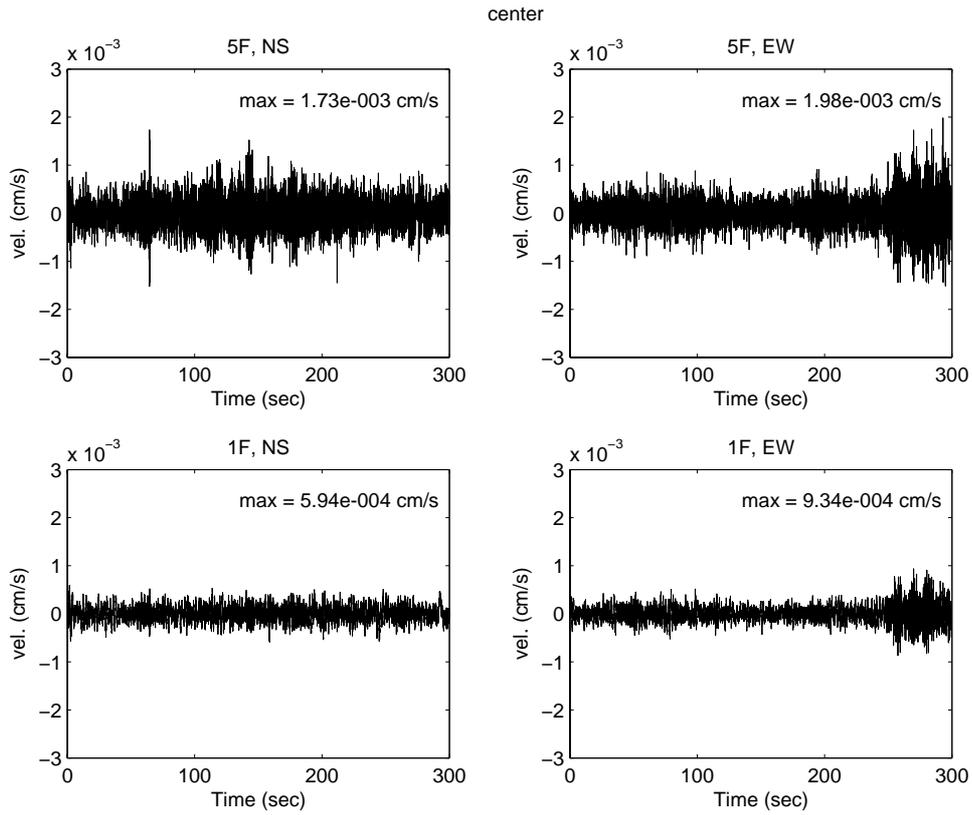
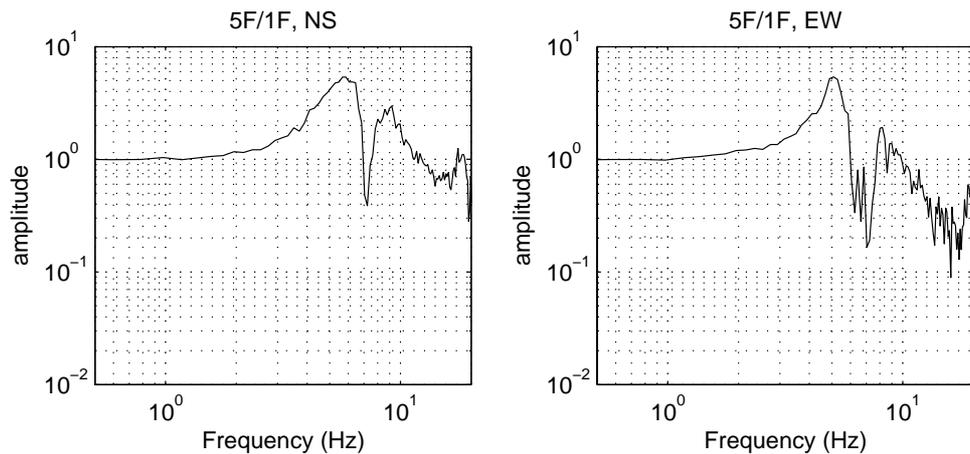


図 7.2.6 5 階の PS 内に設置した地震計設置状況



(a) X 方向 (b) Y 方向

図 7.2.7 建物の常時微動観測波形の例



(a) X 方向 (b) Y 方向

図 7.2.8 建物の常時微動観測による 1 階に対する 5 階の伝達関数

表 7.3.1 SMAC 型地震計で観測された地震の諸元と記録の有無

| 番号     | 震央位置    | 発震時              | 深さ<br>km | M   | 計測<br>震度 | 記録の有無 |    |    |
|--------|---------|------------------|----------|-----|----------|-------|----|----|
|        |         |                  |          |     |          | 1階    | 4階 | 5階 |
| EQ0301 | 十勝沖(本震) | 2003.09.26 04:50 | 45.1     | 8.0 | 2.0      | ○     | ○  | —  |
| EQ0302 | 十勝沖(余震) | 2003.09.26 06:08 | 21.4     | 7.1 | 1.7      | ○     | ○  | —  |
| EQ0303 | 宮城県北部   | 2003.09.30 01:18 | 10.7     | 3.8 | 0.5      | ○     | ×  | —  |
| EQ0304 | 宮城県沖    | 2003.10.04 08:11 | 74.3     | 4.5 | 0.5      | ○     | ×  | —  |
| EQ0305 | 福島県沖    | 2003.10.31 10:06 | 33.4     | 6.8 | 2.6      | ○     | ○  | —  |
| EQ0306 | 福島県沖    | 2003.11.01 09:26 | 39.0     | 5.2 | 0.8      | ○     | ×  | —  |
| EQ0307 | 福島県沖    | 2003.11.01 22:10 | 46.0     | 6.2 | 1.0      | ○     | ×  | —  |
| EQ0308 | 福島県沖    | 2003.11.02 11:58 | 44.0     | 5.6 | 1.3      | ○     | ×  | —  |
| EQ0309 | 福島県沖    | 2003.11.03 16:11 | 20.7     | 5.2 | 0.6      | ○     | ○  | —  |

注) 観測期間は2003年8月31日～2003年12月27日である。計測震度はJMA 仙台での値である。

表 7.3.2 ETNA 地震計で観測された地震の諸元と記録の有無

| 番号     | 震央位置  | 発震時              | 深さ<br>km | M   | 計測<br>震度 | 記録の有無 |    |    |
|--------|-------|------------------|----------|-----|----------|-------|----|----|
|        |       |                  |          |     |          | 1階    | 4階 | 5階 |
| EQ0401 | 福島県沖  | 2004.01.23 18:01 | 65.9     | 5.3 | 2.7      | ○     | ○  | —  |
| EQ0402 | 宮城県沖  | 2004.01.26 17:45 | 69.7     | 4.3 | 0.6      | ×     | ○  | —  |
| EQ0403 | 福島県沖  | 2004.01.27 15:10 | 84.3     | 4.4 | 1.1      | ○     | ○  | —  |
| EQ0404 | 岩手県沖  | 2004.02.04 15:08 | 63.4     | 5.3 | 1.3      | ○     | ○  | —  |
| EQ0405 | 福島県沖  | 2004.02.26 17:54 | 77.1     | 4.2 | —        | ×     | ○  | —  |
| EQ0406 | 宮城県北部 | 2004.02.29 05:33 | 71.7     | 4.3 | 0.7      | ○     | ○  | —  |
| EQ0407 | 宮城県沖  | 2004.03.10 05:15 | 57.4     | 4.4 | 0.6      | ×     | ○  | —  |
| EQ0408 | 茨城県沖  | 2004.03.11 11:34 | 47.5     | 5.3 | 0.7      | ×     | ○  | —  |
| EQ0409 | 茨城県沖  | 2004.04.04 08:02 | 49.0     | 5.8 | 1.8      | ○     | —  | —  |
| EQ0410 | 福島県沖  | 2004.05.16 00:37 | 44.0     | 4.6 | 0.5      | ○     | —  | —  |
| EQ0411 | 宮城県北部 | 2004.05.23 05:06 | 12.5     | 3.7 | 0.7      | ○     | —  | —  |
| EQ0412 | 福島県沖  | 2004.05.29 12:47 | 37.8     | 5.9 | 2.0      | ○     | —  | —  |
| EQ0413 | 福島県沖  | 2004.06.27 04:43 | 44.9     | 4.8 | 0.8      | ○     | —  | —  |

注) 観測期間は2003年12月27日からである。計測震度はJMA 仙台での値である。

4階は2004年3月27日～2004年7月20日は計測していない。

5階は2004年7月20日に地震計を設置し計測を開始した。

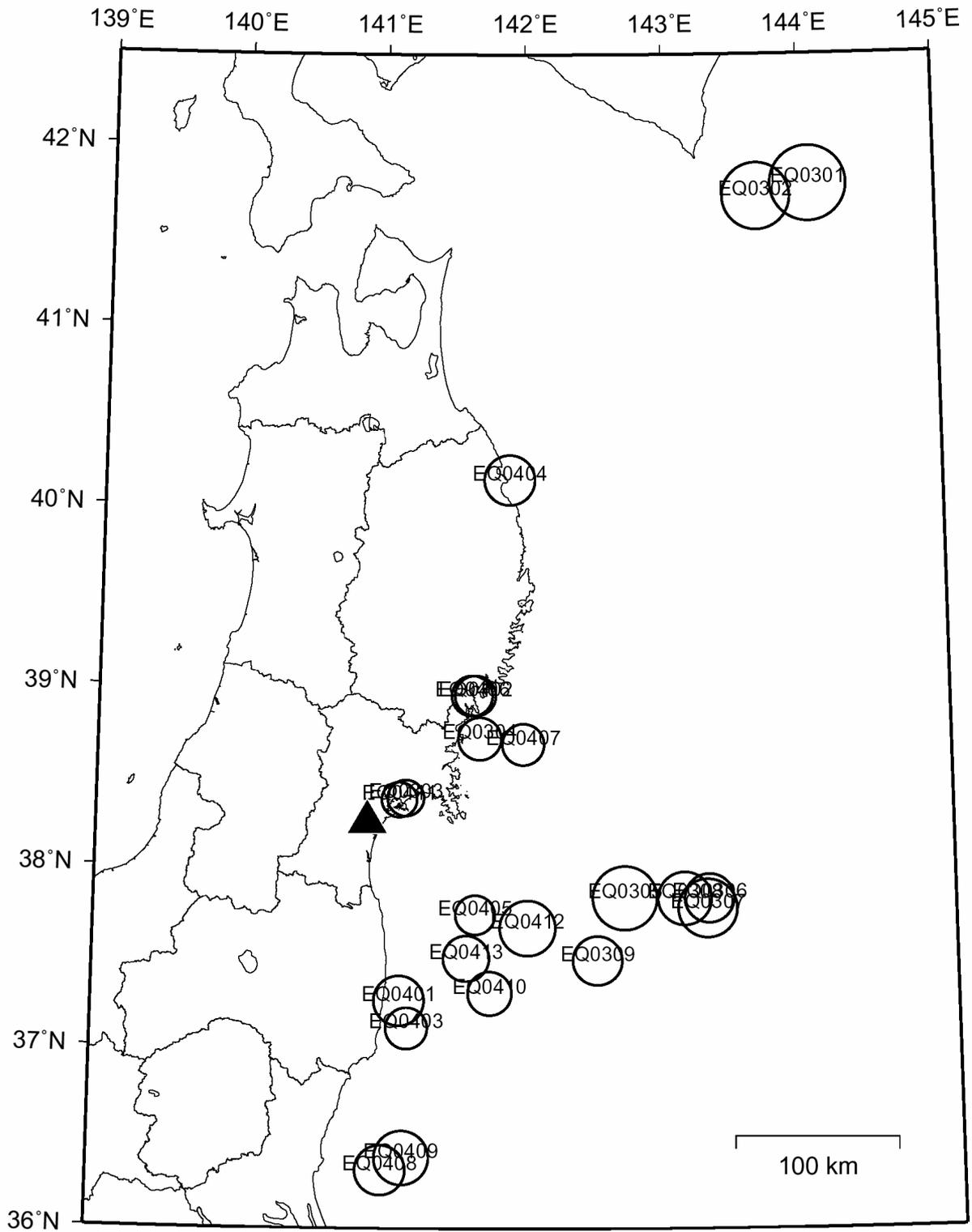
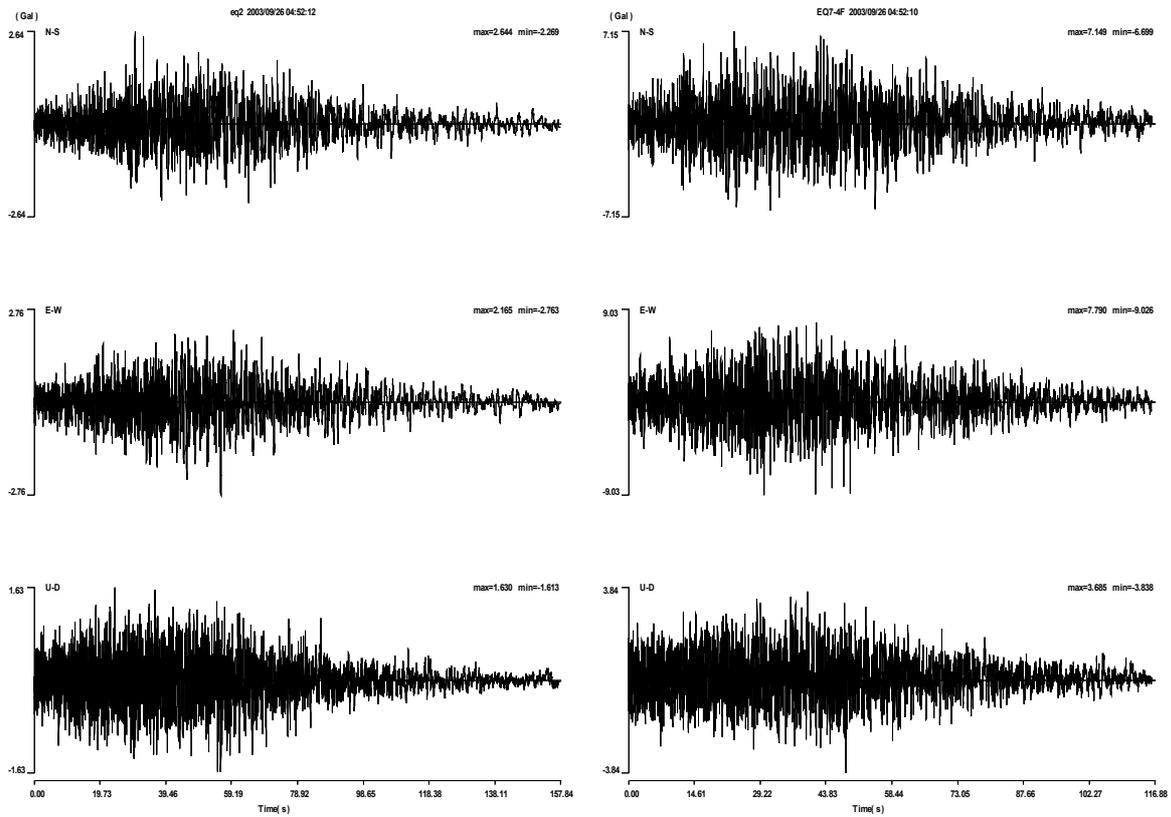


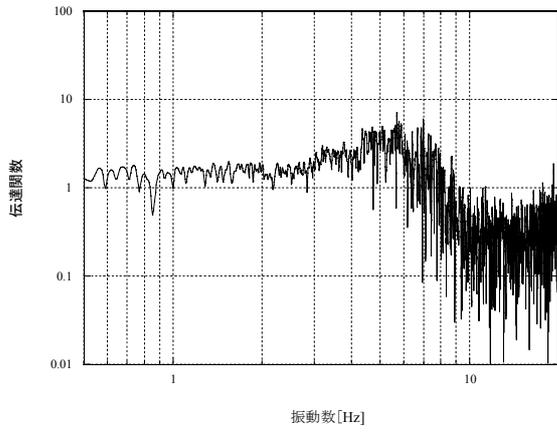
図 7.3.1 観測された地震の震央分布



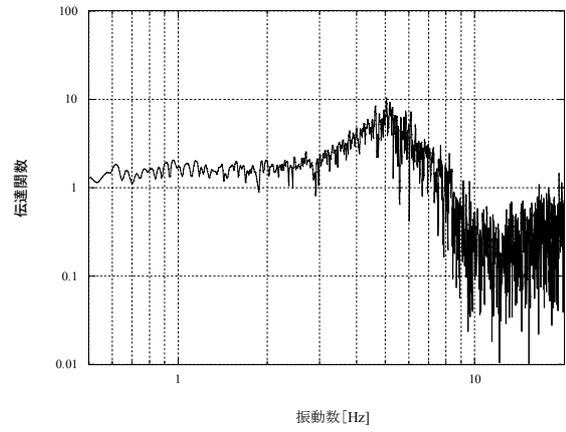
(a) 1階

(b) 4階

図 7.3.2 2003 年十勝沖地震の本震 (EQ0301) で観測された加速度波形

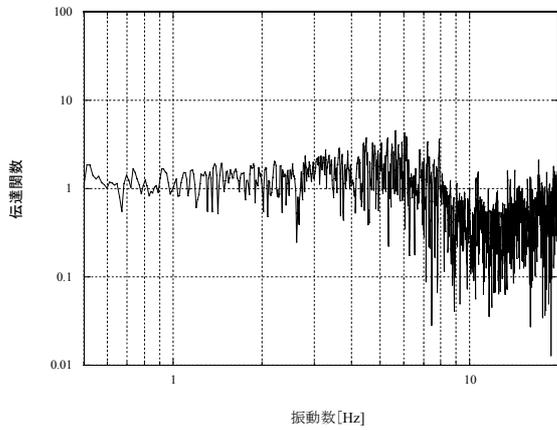


(a) X 方向

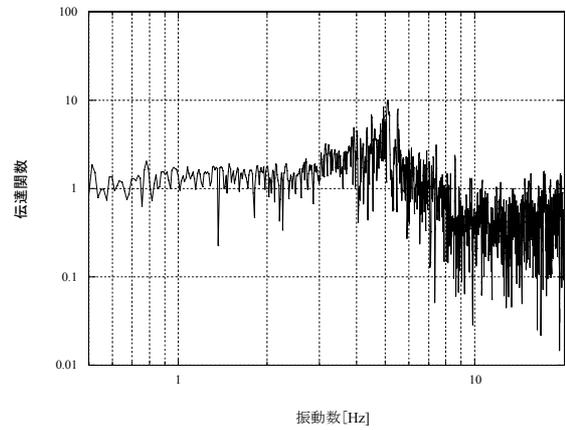


(b) Y 方向

図 7.3.3 2003 年十勝沖地震の本震 (EQ0301) で観測された加速度波形による伝達関数

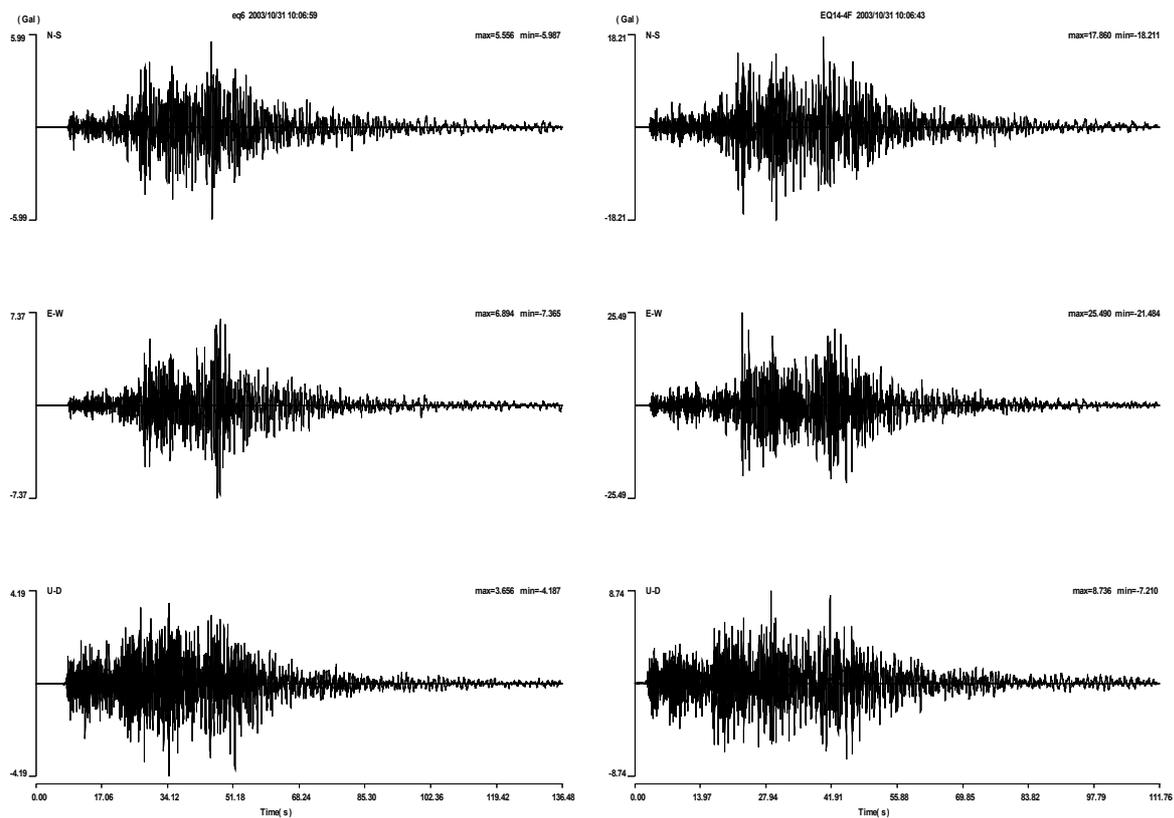


(a) X 方向



(b) Y 方向

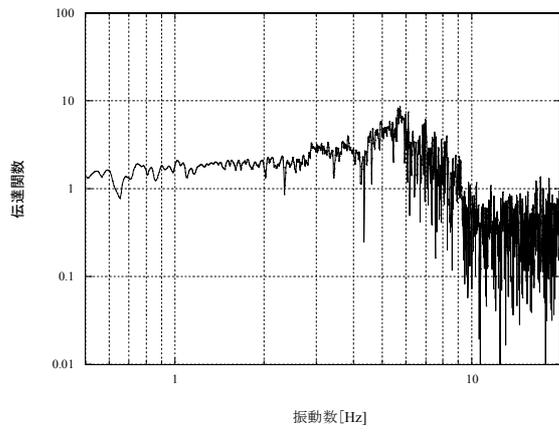
図 7.3.4 2003 年十勝沖地震の余震 (EQ0302) で観測された加速度波形による伝達関数



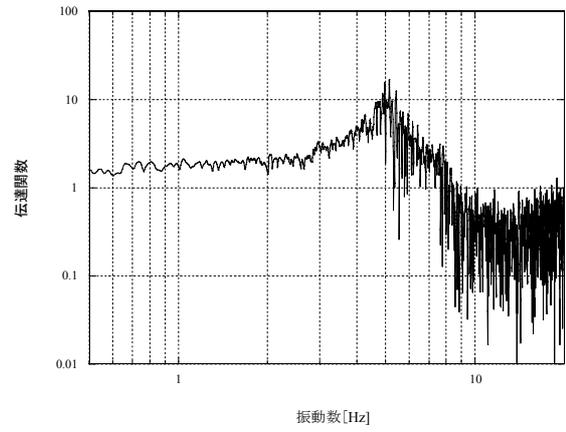
(a) 1階

(b) 4階

図 7.3.5 EQ0305 (2003 年 10 月 31 日の地震) で観測された加速度波形



(a) X方向



(b) Y方向

図 7.3.6 EQ0305 (2003年10月31日の地震) で観測された加速度波形による伝達関数

## 8. 2004年東海道沖地震における観測記録の概要

本章では、以下の論文を引用する。

- 2004年東海道地震における名古屋での観測例～濃尾平野の地震動特性と中低層建物の応答～  
(日本建築学会：第4回強震データの活用に関するシンポジウム「最近の地震に建築物はどう応答したか」資料，2005.3)
- 地域における多期間の強震観測網のネットワーク化と地域防災への活用  
(防災科学技術研究所研究資料，2005.3)

# 2004年東海道沖地震における名古屋での観測例 ～濃尾平野の地震動特性と中低層建物の応答～

福和伸夫<sup>1</sup>

名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻 fukuwa@sharaku.nuac.nagoya-u.ac.jp

## 1. はじめに

本稿では、2004年9月5日の東海動沖地震（M7.4）の際に名古屋圏で観測された地盤と建物の記録を中心に、強震観測記録から明らかになった地盤や建物の地震時挙動について述べる。なお、建物に関しては、主として中低層建物を対象にすることとし、微動や強風時との記録との差異についても分析を加える。

## 2. 地盤の強震観測記録

東海地域では、複数の強震観測機関の記録をオンラインで収集する東海版大都市圏強震動総合観測ネットワークシステムが稼働している<sup>1)</sup>。東海道沖地震に関しても、本ネットワークにより貴重な記録が収集されている。ただし、19時と24時の2度にわたって極めて継続時間の長い地震動が生じたため、各観測システムではトラブルが続出し、記録を収集するのに1ヶ月以上の期間を要した。

### (1) 濃尾平野の震動特性

まず、図1に、東海版の大都市圏強震動総合観測ネットワークの観測点分布を示す。濃尾平野を中心に多数の観測点が存在している。

図2は、Radial方向の速度波形を、震央からの距離順に並べて示したものである。図のように、濃尾平野を含む東海湖盆内の観測点では、地震動継続時間が、岩盤上観測点に比較して長く、長周期の揺れが卓越している。

図3は、濃尾平野を中心とした地域での、速度波形の継続時間の分布を示している。観測地点によっては、十分な長さの地震動波形が得られていないため、ここでは、便宜上、速度波形の最大値に対して、その50%の値となる波形長さを、継続時間として示している。濃尾平野西部で継続時間が長くなっているが、この地域は、濃尾傾動地塊の影響を受け、堆

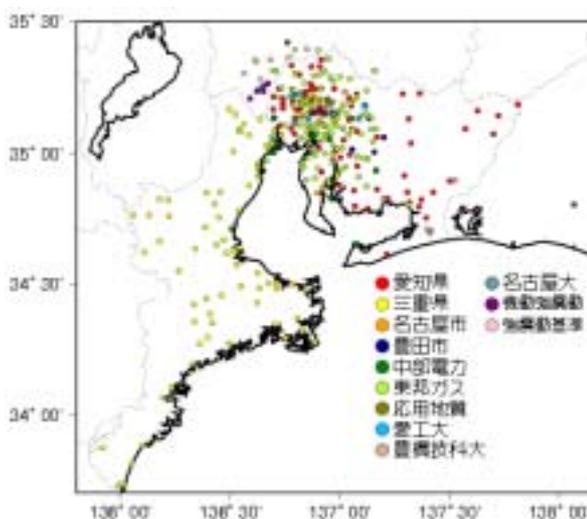


図1 東海版大都市圏強震動総合観測ネットワークシステムの観測点

( 部分は、濃尾平野の観測記録

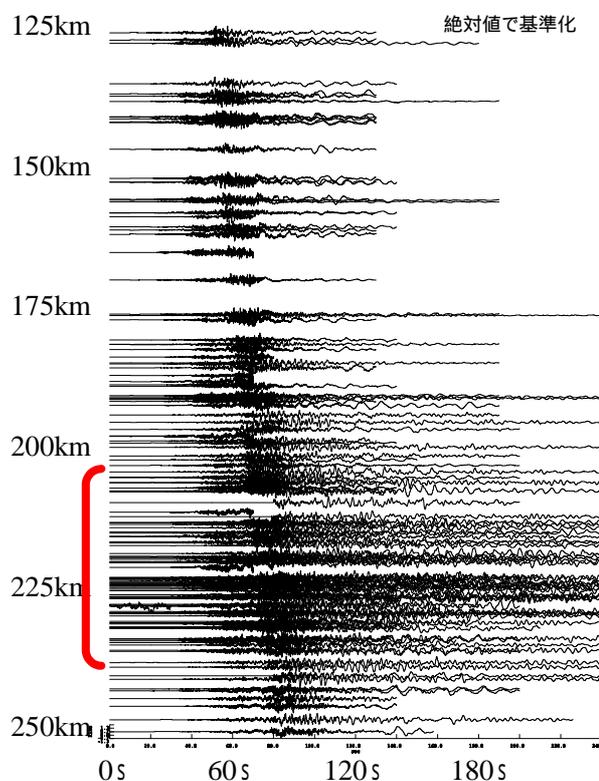


図2 2004年東海道沖地震での三重から愛知・岐阜に至るRadial方向速度波形

積地盤が厚く堆積する場所である。

図 4 は、強震記録の波形全体から求めた H/V スペクトルのやや長周期域における卓越周期分布である。図のように、濃尾平野西部が長周期になっている。

これらの結果は、既往の地震観測記録や、地下構造調査で得られている結果とよく対応しており<sup>2-3)</sup>、南海トラフでの巨大地震発生時の濃尾平野部での継続時間の長いやや長周期地震動発生懸念を裏付けるものである。

## (2) 名古屋市内代表地点の地震動特性

名古屋市内の代表的な地盤 3 地点で収録した観測記録を図 5 に示す。中川区富田は名古屋市西部の沖積低地、中区三の丸は市中心部の熱田台地上の官庁街、守山区志段味は市東北部の丘陵地に位置する。富田の地盤応答は継続時間が長く、1~5 秒の幅広い周期域が優勢である。三の丸も同様に継続時間は長い、周期特性は主として 3 秒が卓越している。何れも地表では 4cm/s 程度であるが、5%速度応答は 10~20cm/s 程度の応答になっている。一方、志段味では、継続時間も短く、やや長周期域の卓越も無い。地表応答は 2cm/s、5%速

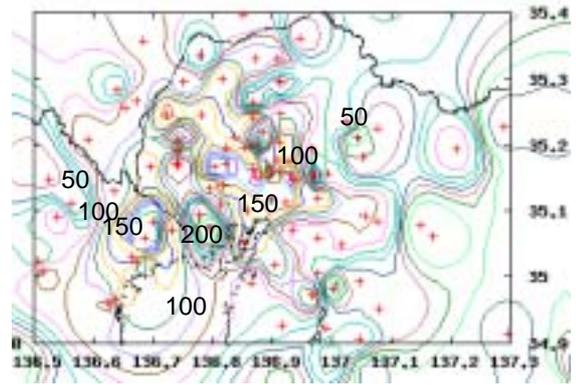


図 3 2004 年東海道沖地震での地震動継続時間 (最大速度の 50%の波形長さ)

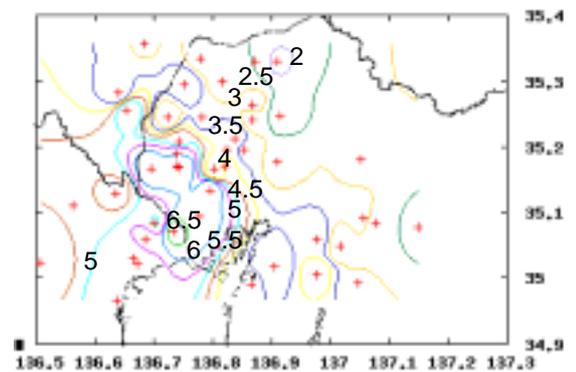


図 4 2004 年東海道沖地震の H/V スペクトルから求めたやや長周期域の卓越周期分布

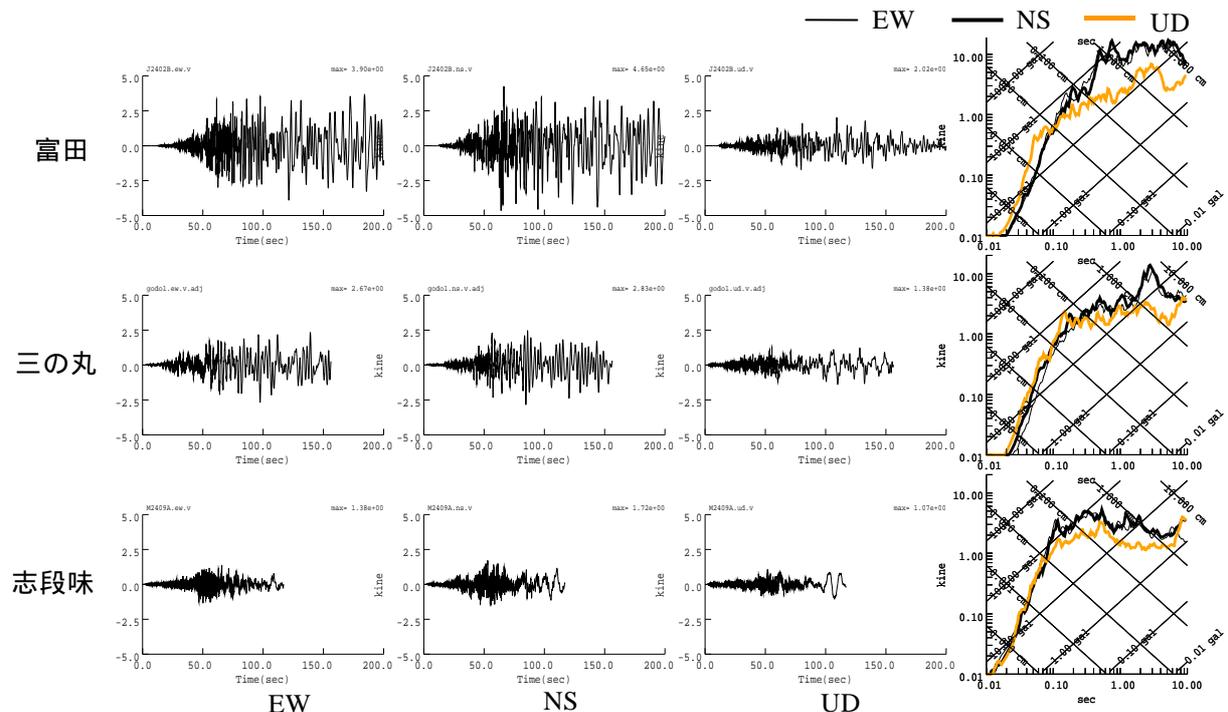


図 5 2004 年東海道沖地震での名古屋市内代表 3 地点での速度波形と速度応答スペクトル

度応答も 5cm/s 程度になっている。

3 地点での地震動の建物への影響を把握するために、図 6 に、3 地点での NS 方向の地盤記録を用いて減衰定数 1、5、20%、固有周期 1、3、5 秒の速度応答波形を求めた結果を示す。図から、建設地点による中層建物の応答 (RC は 1 秒 & 5%、S 造は 1 秒 & 1%)、高層建物の応答 (3 秒・5 秒 & 1%)、免震建物の応答 (3 秒・5 秒 & 20%) の違いを実感できる。

### (3) 設計用地震動と観測地震動

近年、高層建物や免震建物のように、動的解析に基づく耐震設計が多く行われるようになったが、工学的基盤で全国一律に定められた地震動では、やや長周期域の震動性状の地域特性を考慮できない。このため、建設地点のやや長周期域の周期特性を適切に考慮した

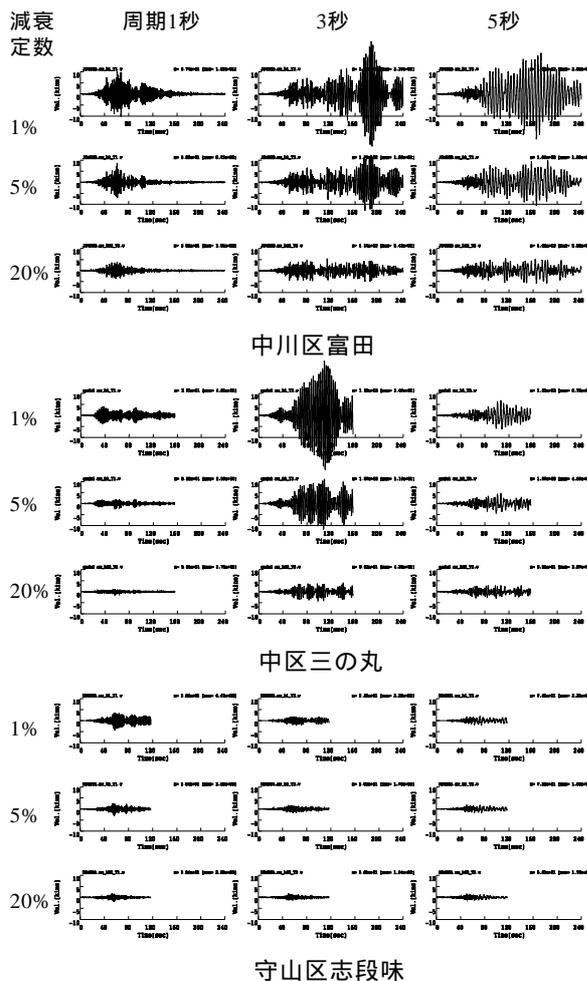


図6 2004年東海動沖地震での名古屋市代表3地点の地表NS応答に対する異なる周期・減衰定数を有する1自由度系の速度

設計用入力地震動の利用が望まれている。

この種の地震動の一つとして、官庁建物の免震改修設計用に評価された三の丸地点での想定東海・東南海地震連動時の地震動<sup>4)</sup>を、同地点での観測地震動と比較してみる。図 7 に NS 方向の加速度波形と速度応答スペクトルを比較する。本設計用地震動は経験的グリーン関数法により算定されているので、当該地盤の周期特性が反映されており、観測地震動の周期特性や経時特性とよく対応している。

### (4) 微地形が地震動に与える影響

次に、浅層地盤の違いが地震動特性に与える影響を観察するために、名古屋大学東山キャンパス内で観測された地表地震動を一覧して示す。東山キャンパスは名古屋市東部丘陵地に位置し、谷と尾根が交錯している。キャ

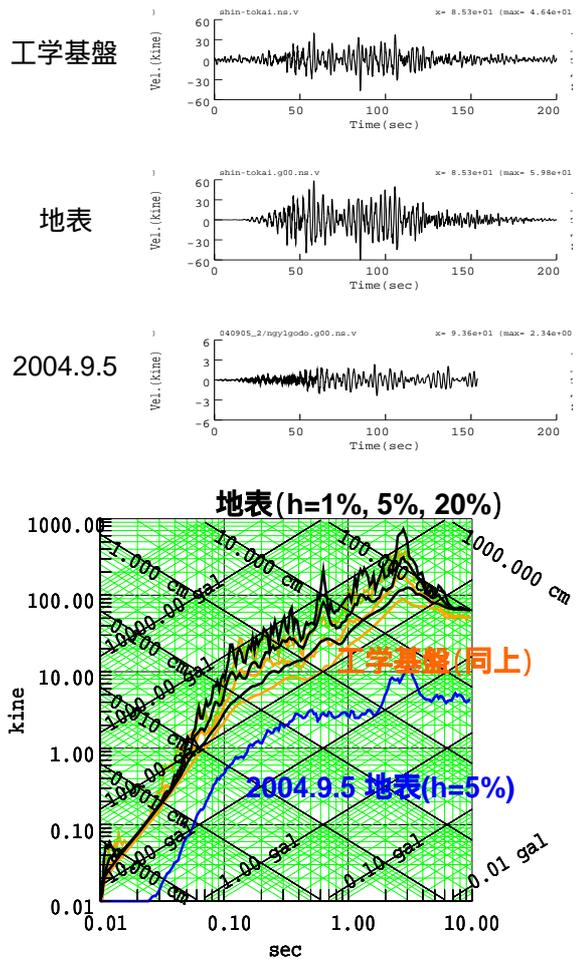


図7 名古屋市三の丸地区の設計用地震動と2004年東海道沖地震での観測記録の比較 (上: NS方向の速度波形、下: 速度応答スペクトル)

ンパス整地のため、谷を埋め尾根を削る形で、大規模な地形改変が行われてきた。

図 8 に 2004 年東海道沖地震の際に観測された大学内各地点の加速度波形と速度応答スペクトルを示す。最大加速度は倍半分程度にばらついており、1Hz 以上の高振動数で差異が認められ、盛土部で応答が大きく切土部での応答が小さい。この振動数域は、中低層建物の振動数に対応するため、微地形の差が、近接する建物での地震被害の違いを生む原因になったりする。

図 9 は、キャンパス内の地形と、振動数帯域毎の水平面内の変位軌跡を示している。図のように、5Hz 以下の振動数域では、地点によらず同様の軌跡を描いているが、高振動数では地点による差が顕著になっている。特に、10Hz 以上の振動数域では、尾根筋では尾根直交方向の揺れが、埋土した谷筋では谷筋方向の揺れが卓越しており、表層の不整形性による 3 次元的地形効果が顕著に認められる。

### 3. 建物の強震観測記録

#### (1) 高さ・構造の異なる建物の地震応答波形

次に、名古屋大学東山キャンパス内の建物で得られた強震観測記録について紹介する<sup>5)</sup>。

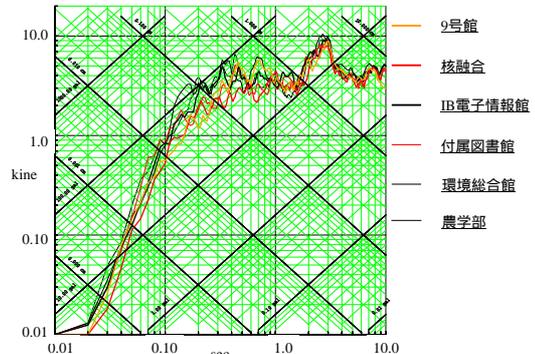
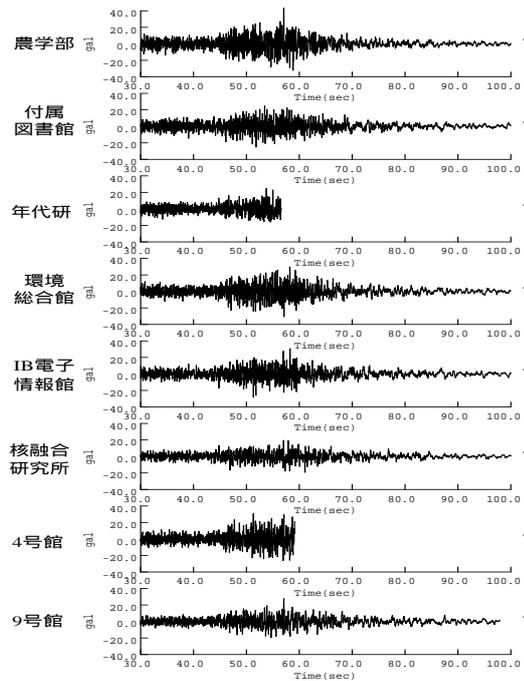


図 8 2004 年東海道沖地震での名古屋大学内の観測記録 (上: NS 方向の加速度波形、下: 5%速度応答スペクトル)

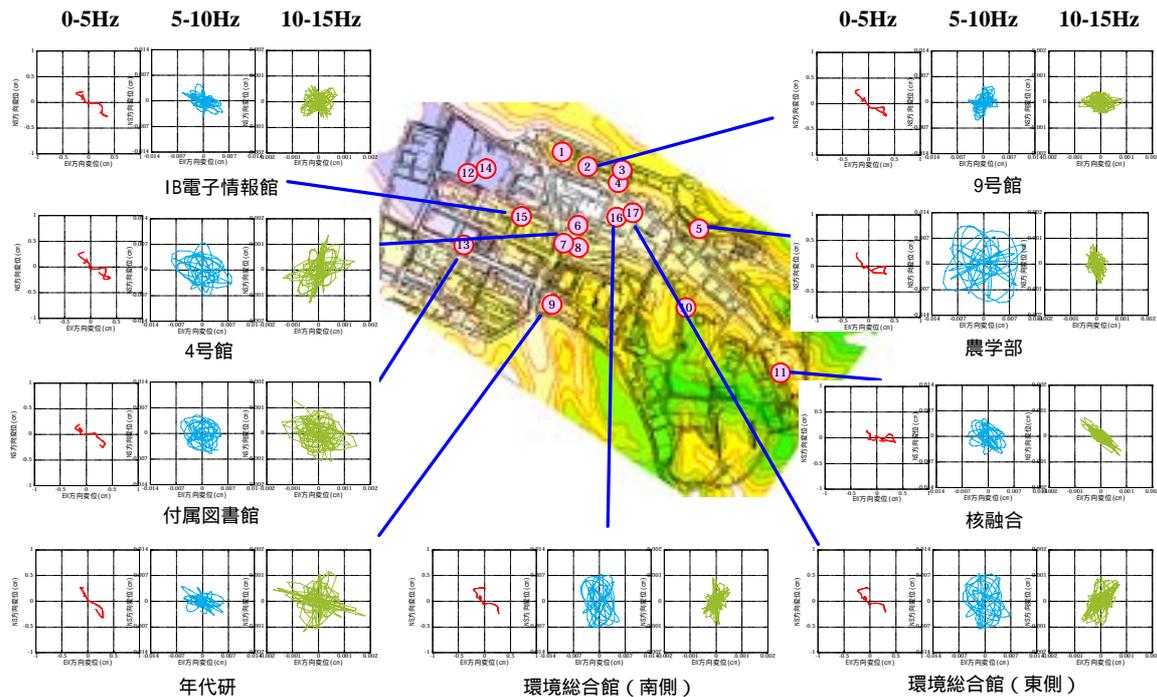


図 9 2004 年東海道沖地震での名古屋大学における振動数帯域毎の水平面内変位軌跡

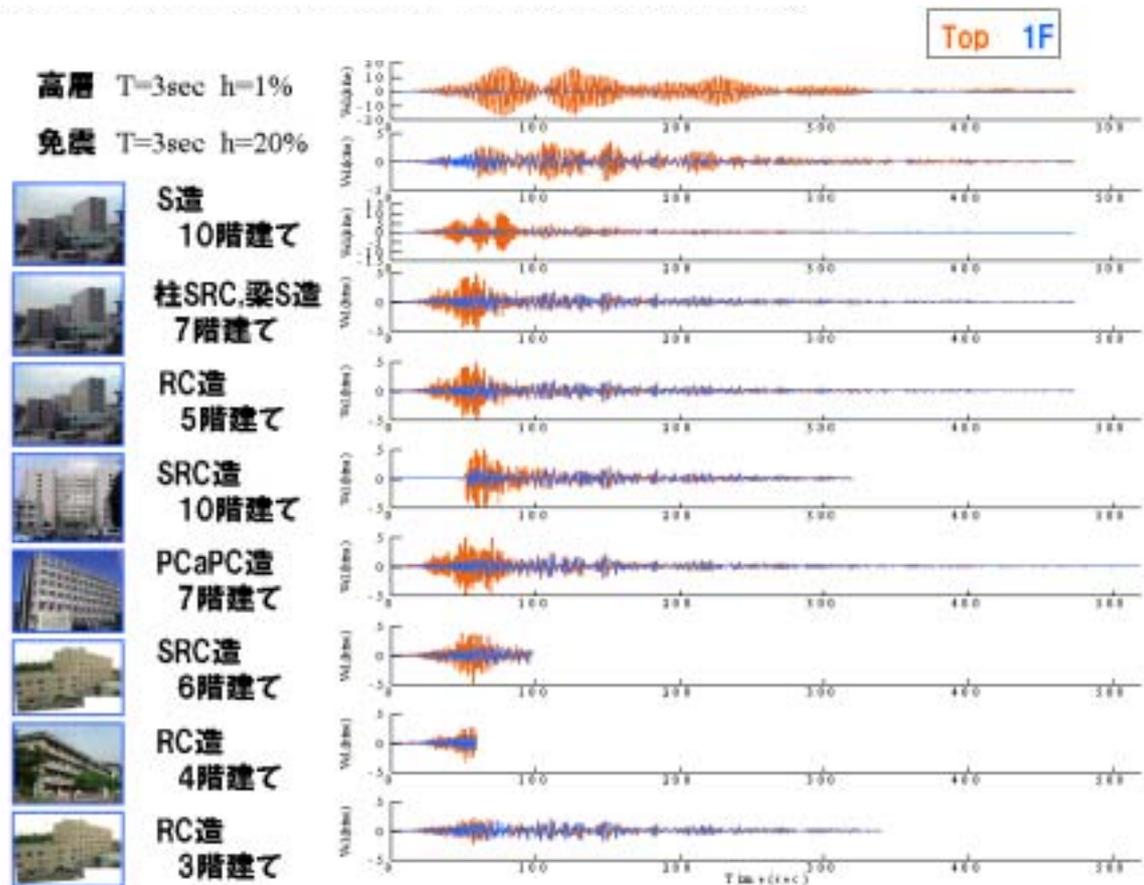


図 10 2004 年東海道沖地震における異なる高さ・構造の建物の張間方向速度波形

図 10 は、2004 年東海道沖地震において、異なる高さ・構造形式の建物で観測された強震観測記録である。各図には、1 階床と建物屋上の速度波形を重ね書いてある。また、参考のために、高層建物と免震建物を想定して、固有周期 3 秒、減衰定数 1% と 20% の 1 自由度系の応答を示す。

高層建物と S 造 10 階建て建物の縦軸が異なっていることに注意して、建物応答振幅の違いを観察すると、低層の建物では、建物が剛体的に移動し、弾性変形が小さいのに対し、高層になるに従って、弾性変形が増大し、応答が増幅している。これは、この地震動が 1 秒以上の長周期成分が卓越していたためと考えられる。特に、減衰の小さい鉄骨造の建物でその傾向は顕著になっており、同じ 10 階建ての建物でも純ラーメン S 造の応答は、耐震壁付ラーメン SRC 造の応答の 3 倍程度の応答振幅を示し、応答継続時間も長くなっている。

この地点は、図 8 に示したように、3 秒と 1

秒に卓越周期を有するため、継続時間の長い波に対して、1 秒で揺れやすい低減衰の S 造建物が共振応答を示したと考えられる。また、1 自由度系の応答から、当該地盤のやや長周期域の卓越周期に一致する周期 3 秒の低減衰構造物の場合には、極めて継続時間の長い大きな応答を示している。一方、免震建物のように減衰の大きい建物の場合には、減衰による応答抑制効果が認められる。

このように、継続時間の極めて長い地震動に対しては、地震動の卓越周期と建物の固有周期が近接した場合に、減衰の大小が応答値を左右することが分かる。逆に言えば、低減衰建築物の設計では、減衰の値と、地震動の継続時間の設定が、極めて重要となる。

## (2) 既往の観測結果との建物増幅効果と入力損失効果の対比

つぎに、2004 年東海道沖地震の応答性状が、従来の観測記録と比較して、どのような位置

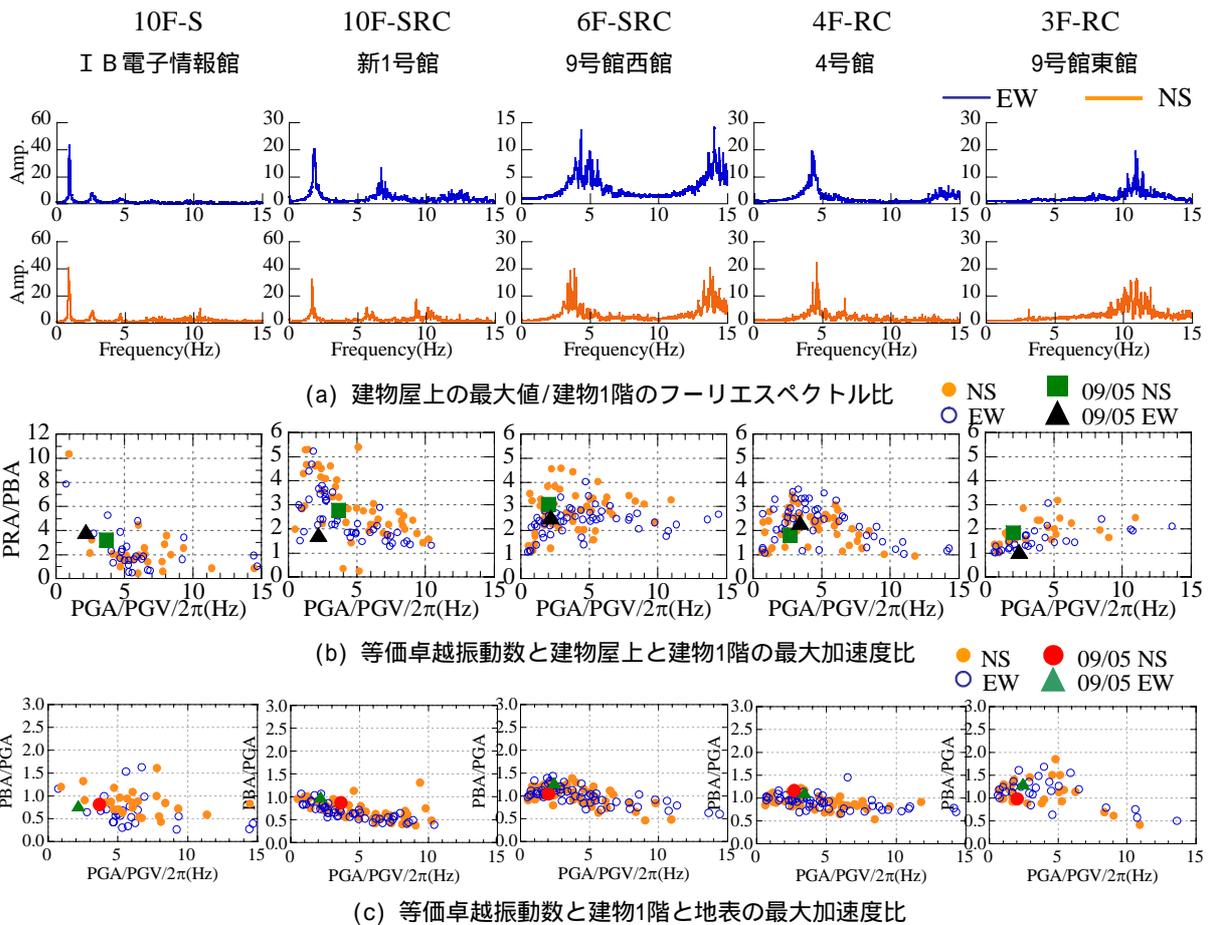


図 11 2004 年東海道沖地震におけるフーリエスペクトル比と、既往の地震での建物応答増幅比・有効入力増幅比の地震動卓越振動数依存性

づけにあるのかを検討してみる。図 11 には、建物屋階と 1 階のフーリエスペクトル比に加え、既往の観測地震動を用いて求めた、建物屋階と 1 階の最大加速度比と地震動卓越振動数（最大加速度と最大速度の比から簡易的に推定）との関係、建物 1 階と地盤地表の最大加速度比と地震動卓越振動数の関係を図示する。2004 年東海道沖地震の結果は、大きなドットでプロットしてある。

図から 2004 年東海道沖地震の記録は、既往の観測記録で得られている特性の範囲内にあることが分かる。地震動の卓越振動数が比較的低振動数であるため、低層の建物では、応答が殆ど増幅していないのに対して、より高層の建物では、卓越振動数が建物の固有振動数に近づき応答が大きくなっている。

入力損失効果については、地震動の卓越振動数が低振動数になっているため殆ど認められず、地盤の応答がそのまま入力されている。

長周期の地震動が卓越する海溝型の巨大地震では、入力損失効果を余り期待できない。

### (3)地盤 - 杭 - 建物系の応答

地盤、杭も含めた建物の地震時挙動を概観するために、高密度観測をしている 7 階建てプレストレス・プレキャスト構造建物の 2004 年東海道沖地震での地盤 - 杭 - 建物系の観測波形を図 12 に示す。この建物では、建物内の高さ方向の増幅特性、ロッキング応答やねじれ応答増幅特性、群杭 - 地盤系の応答挙動、位相差を有する入力地震動特性などを分析できるよう、観測点を多点に配置してある。

図 12 から、支持基盤位置では、地盤と杭の応答はほぼ一致しているが、地盤浅部では、建物周辺杭と建物中心杭との応答挙動が異なっており、群杭内部地盤の応答抑制効果が見られる。

また、地表観測点では若干の位相差が有り、

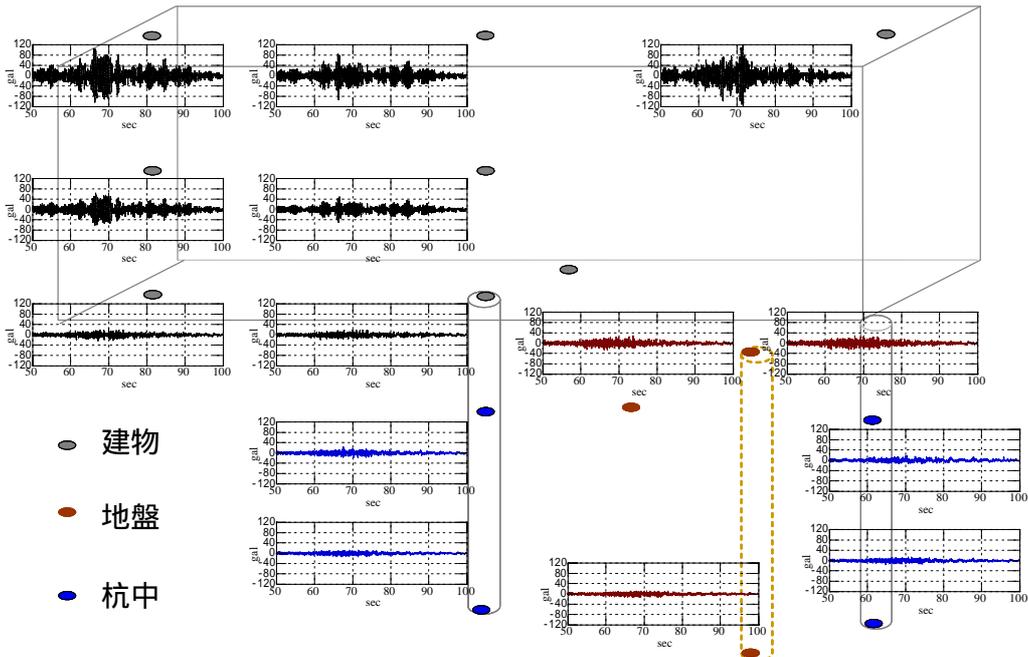


図 12 2004 年東海道沖地震における 7 階建プレキャスト・プレストレス建物の地盤 - 杭 - 建物の張間方向応答加速度

これが、ロッキング入力やねじれ動入力を励起している。基礎の動きは地盤地表の動きに比べ、短周期成分が減じられ、応答も抑制されており、入力損失効果が多少見られる。

建物内部では、高さと共に応答が増幅している。桁行方向に比べ張間方向でロッキング

応答が卓越し、また、屋上階では、建物のねじれ応答により同一床面でも応答が異なっている。この建物の場合、並進とねじれの固有振動数が近接しているために、ねじれ応答が励起されやすくなっている。

他の構造の建物の観測記録と比較すると、振動数・減衰定数・応答モードなどは、純ラーメン構造 S 造建物と、耐震壁付きラーメン構造 SRC 建物との中間的な挙動を示している。

#### (4) 微動・強風時・地震時の応答性状の違い

2004 年は、東海道沖地震などの地震記録に加え、度

重なる台風の来襲で、強風時の記録を多数得ることができた。そこで、ここでは、微動時、強風時、地震時の観測記録を比較することにより、固有振動性状の推定を行う場合の注意点などを検討してみる<sup>6)</sup>。対象建物は、純ラーメン構造 S 造 10 階建て建物であり、建物屋上の並進とねじれ動、建物 1 階の並進とロ

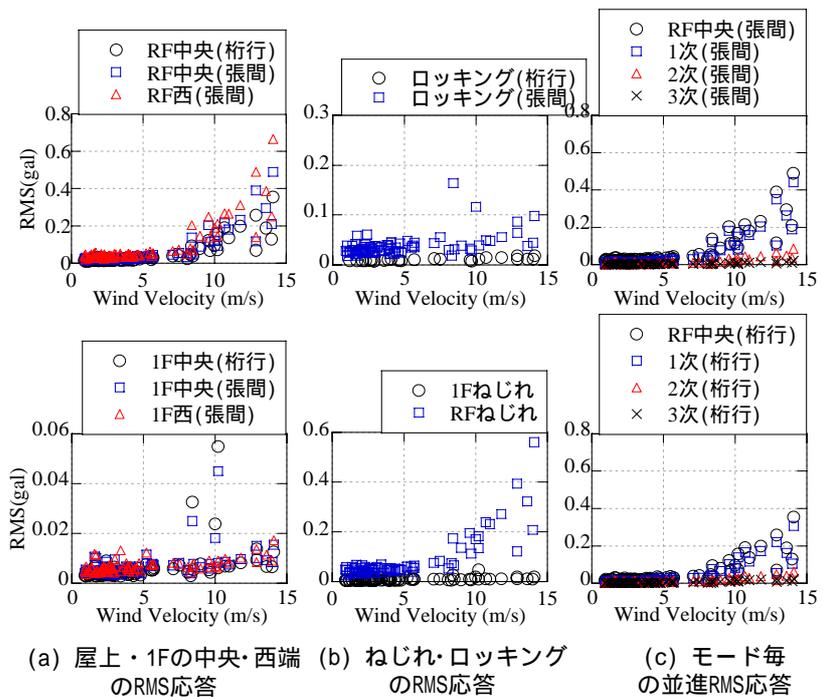


図 13 名古屋地方気象台の 10 分間平均風速と建物 RMS 応答加速度との関係

ッキング動の記録を中心に分析する。

図 13 は、微動及び強風時の建物各部の応答の風速依存性を示したものである。応答は RMS 加速度として求め、風速は名古屋大学から 1km 程度離れた名古屋地方気象台の 10 分間平均風速を採用している。図より、微動時には並進応答に比べロッキング・ねじれ応答が卓越し、風速の増大と共に、上部構造の弾性応答とねじれ応答が増幅され、その結果、張間方向のロッキング応答が励起されている。また、風の影響は 1 次モードに顕著に表れ、2 次以上の高次モードへの影響は小さい。

図 14 は、微動時、強風時、地震時の、固有振動数付近の振動モードと、より低振動数域の振動モードを示している。図のように、固有振動数付近では共通して弾性変形が卓越するが、低振動数域では、微動時にはロッキングが、強風時には上部構造の弾性変形が、地震時には剛体的な並進動が卓越している。

この振動モードの差異は、観測記録から推定される振動システムにも影響を与える。図 15 は、微動・強風時及び地震時の屋上階と 1 階とのフーリエスペクトル比を、風速順、地震動強さ順に並べ、コンター図の形で表示したものである。図のように、風速の増大と共に、フーリエスペクトル比のピークの裾野が広がっている。一方、地震時には固有振動数の振幅依存性が認められる。

以上のことから、微動時には水平・ねじれ・回転地動同時入力を、強風時には上部入力を前提にしたシステム推定が必要である。

#### 4. まとめ

名古屋地域における 2004 年東海道沖地震の地盤・建物観測記録を基に、堆積平野の地震動特性に及ぼす深部・浅部地盤の影響や、中低層建物の地震時挙動について概説した。今後、より詳細な分析を進める予定である。

#### 参考文献

- 1) 飛田・福和他 (2001): オンライン強震波形データ収集システムの構築と既存強震計・震度計のネットワーク化, 技術報告集, 13 号, 49-52.
- 2) 福和・佐藤・早川他 (2002): 濃尾平野の地盤調

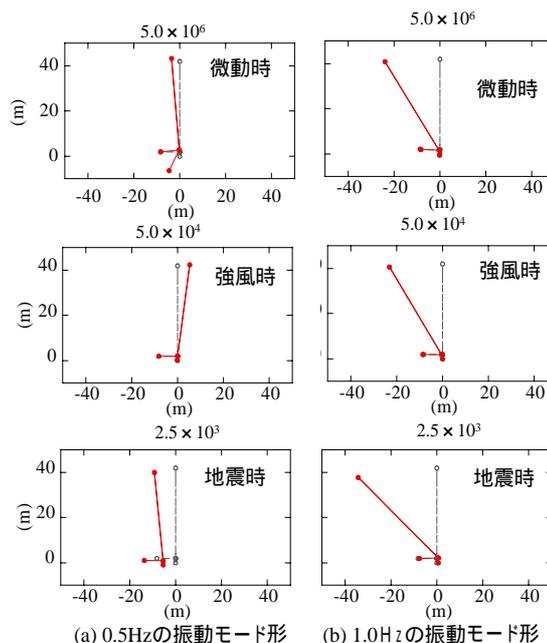


図 14 微動時・強風時・地震時の振動モードの違い

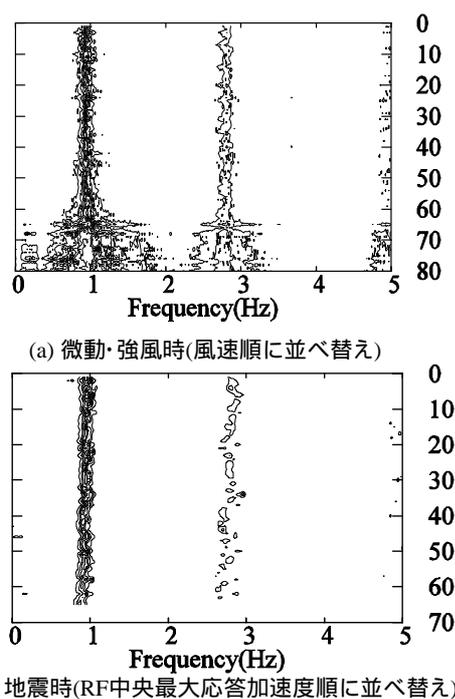


図 15 強風時・地震時のフーリエスペクトル比の風速・地動強さ依存性

- 3) 大河内他 (2002): 地震応答の観点から見た地震動指標に関する検討, 構造工学論文集, 48B, 429-436.
- 4) 宮腰・中田他 (2005): 名古屋市三の丸地区における耐震改修用の基盤地震動の作成, 地震工学会
- 5) 小島・福和他 (2002): 建物強震観測 DB 公開用 web システムの構築, 技術報告集, 17 号, 553-558.
- 6) 山崎他 (2005): 微動・強風・地震時の建築構造物の振動性状に関する研究, 東海支部研究報告集

## 地域における多機関の強震観測網のネットワーク化と地域防災への活用

福和伸夫\* 飛田潤\*

### Networking of Existing Seismic Observation Systems and Application to Regional Disaster Mitigation

Nobuo FUKUWA\* and Jun TOBITA\*

\*Department of Architecture, Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University, Japan  
[fukuwa@sharaku.nuac.nagoya-u.ac.jp](mailto:fukuwa@sharaku.nuac.nagoya-u.ac.jp), [tobita@sharaku.nuac.nagoya-u.ac.jp](mailto:tobita@sharaku.nuac.nagoya-u.ac.jp)

#### Abstract

This paper reports the current situation of the seismic monitoring program conducted by Nagoya University. First, the system for observing seismic ground motion in the Tokai Region is described. This is a super-network combining existing seismic ground motion observation networks deployed by multiple institutions and connected by the Internet. The network was established with the purpose of obtaining the characteristics of seismic ground motions over a wide area. Next, the network for observing the earthquake response of the structure-soil system is described. Buildings on the Nagoya University campus were chosen with the objective of clarifying their dynamic response characteristics to seismic excitation, and the observation results are published on a web page. A newly proposed seismic observation system is then discussed. An inexpensive seismic observation system based on acceleration sensors used at present for automotive air-bag systems has been built. Sensors have also been combined with warning light towers and PCs and connected to the Internet to create a system capable of transmitting raw, real-time seismic data for recording as well as signals for emergency alarm systems. The design also allows expansion of the system to allow for multiple uses. Other components could be meteorological sensors, live cameras, etc., for disaster prevention, ordinary crime prevention, environmental monitoring, education, or other purposes.

**Key words** : Seismic observation, Super-network, Soil-structure system, Inexpensive sensor, Disaster prevention, Data publication

#### 1. はじめに

地域の地震防災を推進するには、地域の地震時の揺れの性質を適切に把握する必要がある。また、建物の合理的な耐震設計を行うには、建物に作用する地震動の性質や建築物と地盤との動的相互作用効果を強震観測記録に基づいて明らかにすることが必要となる。しかし、現状は、観測記録の数や質が不十分であり、観測点数の増加、観測の質の改善、既にある観測記録の公開・普及が望まれる。兵庫県南部地震以降、複数の機関で、地盤の強震

観測網が整備されてきたが、建物の強震観測は未整備のままである。そこで、本論では、筆者らが開発してきた、地域の強震観測機関を相互接続したスーパーネットワークや、建物 - 地盤系の強震観測とデータ公開のためのシステムについて紹介する。また、観測点数を抜本的に増やしたり、観測記録を地震工学以外に広く利用するために開発しているシステムについても紹介する。

筆者らが開発してきた観測記録の収集・公開システムには、地盤震動を対象とした東海地域大都市圏強震動総

\*名古屋大学大学院環境学研究科

合観測ネットワークシステムと、建築物 - 地盤系を対象とした名古屋大学建物・地盤強震観測システムがある。東海地域大都市圏強震動総合観測ネットワークシステムは、名古屋を中心とする東海地域を対象とした広域の地盤震動観測システムであり、この地域で強震観測を行っている複数の機関の強震観測ネットを接続したスーパーネットである。各観測機関の地盤地表及び地中での強震観測波形をオンラインで収集し、一元的なデータベースとした上で、ウェブを介して公開している。

名古屋大学建物・地盤強震観測システムは、名古屋大学内の複数の建物と地盤で高密度の強震観測をオンラインで行っているもので、大学内 LAN を介して強震観測記録を収集している。このシステムでは、観測された波形記録に加え、建物の構造図面などの詳細データや地盤データをウェブ公開している。観測対象建物の選定に当たっては、建築物の地震時の挙動に与える影響因子の分析を可能にするために、戦略的な観測計画を立てている。

観測数を抜本的に増やす工夫としては、エアバッグ作動用のセンサーを地震計に改造することにより開発した安価なセンサー、携帯電話や LAN を利用したネットワークの構築などの試みを行った。さらに、地震工学以外に広く利用するシステムとして、環境振動モニタリングシステムや、インターネットカメラや気象センサーと組み合わせることにより小学校などでの教材や防災拠点化の道具として利用できるシステム (AnSHIn Station: Anti Seismic Hazard Information Station) などの開発を行っている。

2. 東海地域大都市圏強震動総合観測ネットワークシステム (TAS-net)

建物の耐震設計を合理的にするには、強震観測に基づいて、地域ごとに、強震動の特性を把握しておくことが重要となる。日本第3の都市圏である東海地域には、濃尾平野、伊勢平野、岡崎平野、豊橋平野が広がっており、1000万人を超える人が居住している。この地域では、気象庁や防災科学技術研究所の K-net・KiKnet、愛知県、岐阜県、三重県などの計測震度ネットに加え、名古屋市、豊田市などの市町村、中部電力、東邦ガス、名古屋高速道路公社などのライフライン企業、名古屋大学、豊橋技術科学大学、愛知工業大学などの大学機関が強震観測を実施している。

各機関の強震観測ネットを相互接続し、観測データを一元的に利用できる環境を整えることができれば、観測記録をより有効に活用できる。しかし、各機関は独自の目的で観測を行っているため、本来の観測目的を阻害されることを嫌う。また、各機関の強震観測システムの通信システムや収集サーバーは、各々独自に開発されたものであり、容易に一元化できない。そこで、本システムでは、地震発生後半日程度以上経過した深夜に各観測機関の波形を収集することにより各機関の業務への影響を最低限にとどめた。また、図1に示すような様々なインターフェースを機関毎に用意することにより、各機関の

システムの独自性を保持した形での接続を可能にした (飛田他, 2001)。ここでは、直接、各地震計と接続するもの、複数の地震計を接続した収録機と接続するもの、地震計のシステムサーバーと接続するものなどが有り、接続の方法には、通常電話、ISDN、携帯電話、PHS、インターネットなど様々な形態が準備されている。

現在、接続しているのは、3県、2市、3会社、3大学の強震観測ネットであり、観測点は図2(a)に示すように東海3県に広がっている。合計すると約400の観測点が存在する。なお、岐阜県の計測震度ネットは波形を回収できないシステムのため、濃尾平野内の岐阜県観測点に隣接して、名古屋大学の強震計を設置している。これらに、Knet、KiKnetを加えれば、約600の観測点になる。この強震観測スーパーネットは2000年より稼働しており、収集した観測記録は、図2(b)に示すように、ウェブを介して公開している。ここでは、観測点毎に地震動強さ、波形と応答スペクトルの形で整理して表示すると共に、観測点の地震計の設置条件、地盤データ、地震計の特性もまとめて示してある。

広域での膨大な記録を総合的に分析することにより、地域全体の地盤震動特性を把握することができる。図3には、(a)に2000年三重県中部地震でのS波到達時刻のコンター図を、(b)にレシーバー関数から求めたPS-P時間の分布を、(c)に2000年鳥取県西部地震での強震記録のH/Vスペクトルから求めたやや長周期の周期分布を示す。これらの結果は、既往の重力異常分布や、堆積平野の地下構造調査の結果とも良く対応しており、超高層建物や免震建物の設計にとって貴重な知見となっている。

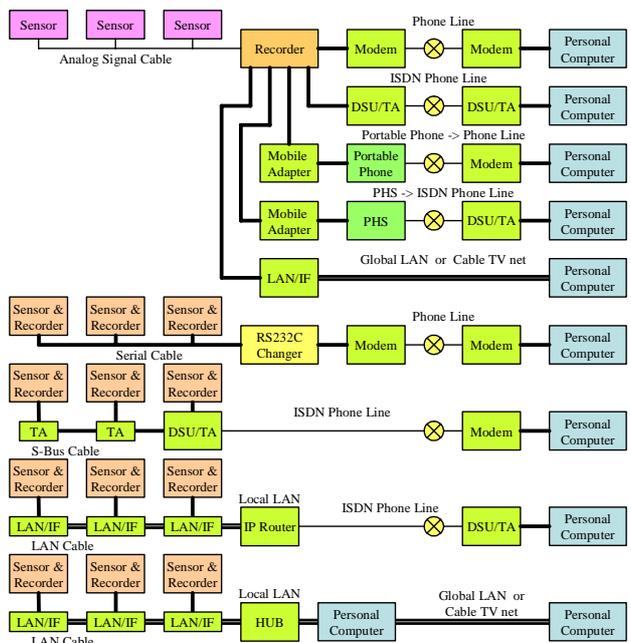
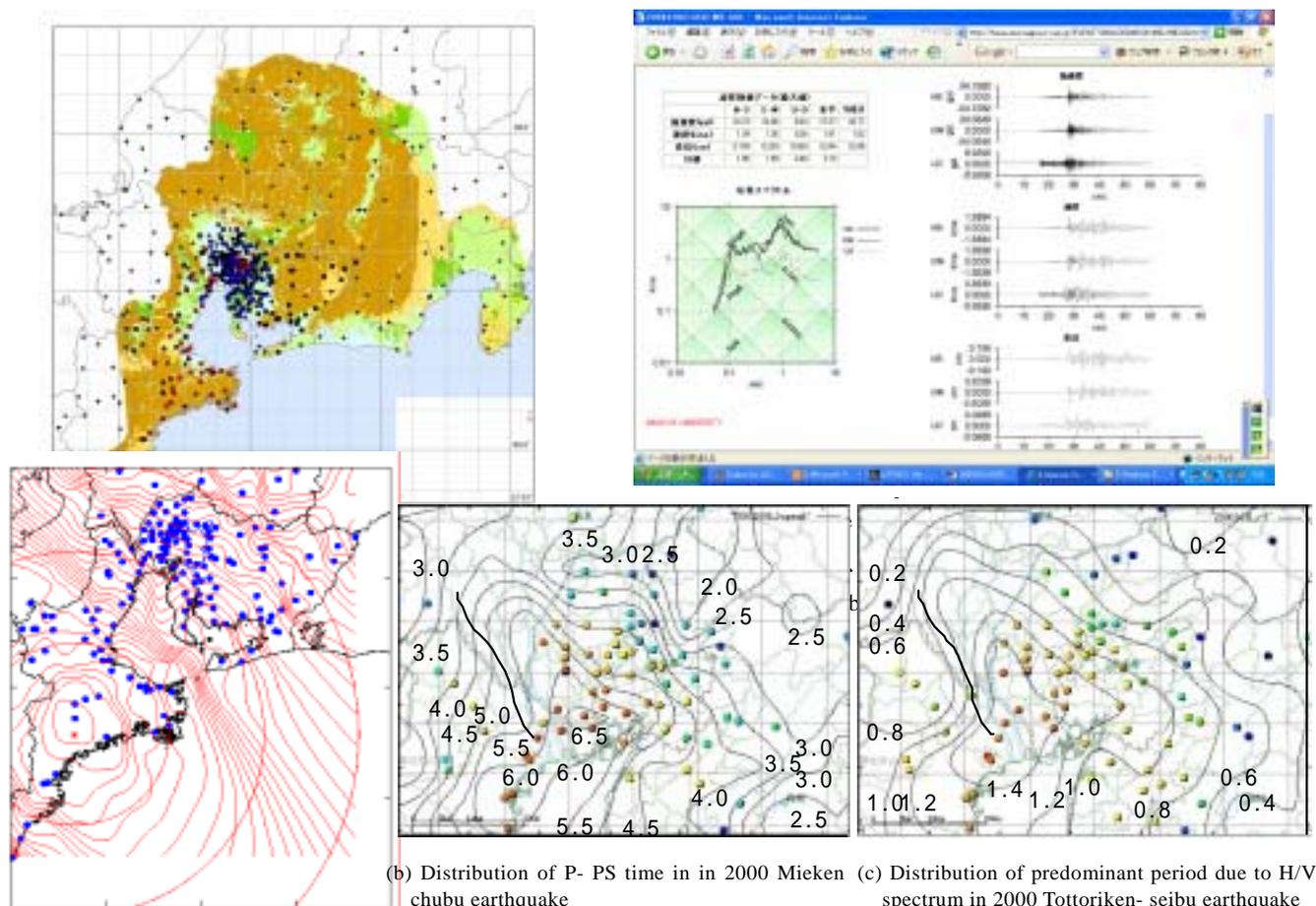


図1 大都市圏強震動総合観測ネットにおける観測機関との接続インターフェース

Fig.1 Interface for connections between institutions in the strong ground motion observation network



(a) Distribution of S wave arrival time in 2000 Mieken chubu earthquake

図3 多点の観測記録を用いた広域の地震動特性の分析例

Fig.3 Examples of analysis of extensive strong ground motion records

### 3. 名古屋大学における建築物 地盤強震観測システム

#### 3.1 戦略的な強震観測の必要性

一般建築物の地震時挙動に及ぼす構造物と地盤との動的相互作用の重要性を指摘する理論的検討は従来から多数なされてきた。しかし、系統的な実証データが不十分であったため、一般の構造技術者はその重要性を十分に認識するに至っていない。また、兵庫県南部地震において、設計時想定以上の強さの地震動を受けたにもかかわらず、その被害が微少に留まった一般RC建築物が多いが、建築物の強震記録が十分に無いためにその原因を十分に把握できないでいる。

このような状況を改善するには、動的相互作用の支配的要因の影響度を個別に分析できる強震観測体制を整える必要がある。すなわち、1)動的相互作用による長周期化と減衰増大効果の分析、2)基礎入力動と有効入力動の差の分析、3)同一建物での地盤条件の差による動的相互作用効果の分析、4)同一地盤・基礎条件での建物階数による動的相互作用効果の違いの分析、5)同一地盤条件、同一建物階数での上部構造・基礎構造の構造形式による動的相互作用効果の違いの分析、6)上部構造の偏心の有無による立体振動挙動の分析、7)隣接して存在する建物による構造物-地盤-構造物相互作用効果の分析、8)2

次部材の存在による動特性の振幅依存性の分析、などを可能とする観測メニューを揃える必要がある。

動的相互作用効果の有無を把握するには、最低限、自由地盤地表、建物基礎中央、建物屋階中央における3方向成分の応答、建物基礎のロッキング応答を検討するための基礎端部の上下方向成分の応答を計測できる観測体制を整える必要がある。さらに、建物の立体振動挙動を把握するには、ねじれ応答や床の面内・面外変形を把握するために、床端部の応答の計測も必要となる。

地盤条件の差を検討するには、小学校建物の様に共通仕様の建物を対象にして、地盤条件が異なる建物の観測をすれば良い。

建物階数の差を検討するには、建物建設時に、建物階数の変化に合わせて観測する方法が考えられる。これは、有効入力動と基礎入力動の違いを把握するのに利用できる。また、杭の観測を継続的に実施すれば、上部構造からの慣性力による影響と地盤変形による影響を分離して分析することも可能になる。

建物の構造形式による差を把握するには、同一敷地内での同一高さの建物の同時観測をすれば良い。あるいは、耐震改修による耐震壁増設前後に継続して観測する方法も考えられる。

さらに、隣接建物の影響を把握するには、隣接して建物が建設される予定のある建物を対象として、隣接建物の建設前後に継続して観測をすれば良い。また、偏心の影響を把握するには、平面的な増築をする予定のある建物を対象として増築前後に継続して観測すればよい。

幸い、筆者らが勤務する名古屋大学には、数十の建物が存在し、建設途中や増築途中、耐震改修途中の建物も多い。また、丘陵地に位置するため、谷と尾根が交錯し、切り盛りなどの地盤条件もバラエティに富んでいる。結果として、図4に示すような観測メニューを整えることができた。以下にその概要を示す(福和, 2000)。

### 3.2 建物・地盤強震観測システムの概要

名古屋大学の東山キャンパス及び鶴舞キャンパスにおいて、13の建物で強震観測を実施中(一部実施予定)である。また、大学外では、現在、3軒の戸建住宅、3棟の免震建物、3棟の庁舎(免震改修予定の建物)で観測をしている。また、建設が始まりつつある超高層建物2棟で建設時の強震観測を準備中である。

名古屋大学内の建物に関しては、大学内のLANに地震計をLAN-Interfaceを介して接続することにより、ネットワーク化している。大学外については、ケーブルテレビネット、ISDN回線、PHSなどを利用して接続している。公開可能な観測記録については、図5に示すようにWebを介して公開している(小島他, 2002)。Webには、観測対象建物の意匠図や構造図、地盤データ、観測点配置、センサーの仕様、観測された地震のリストと強震観測波

形、常時微動記録などを図化して示している。既に観測記録の検証が十分にされたデータについては、デジタル記録もダウンロード可能にしている。また、Webを構築したHTMLプログラムも合わせて公開することにより、同様の強震観測記録公開システムが広く普及することを促進している。

以下に、幾つかの観測結果を例として示す。図6は、名古屋大学内にある5つの学校校舎建物の強震観測記録である。図には、建物基礎と建物屋上の記録を重ね書いている。左側の図は、震源が離れた位置での継続時間の長い地震動に対する地震応答、右側は敷地直下での継続時間の短い地震動に対する地震応答結果を示している。図より、建物階数の違いによる応答特性の差、耐震壁付きフレーム構造のRC造建物と純フレームのS造建物の応答特性の差、継続時間の違いによる共振応答の育ち方の差を明確に読みとることが出来る。これらの結果を相互に比較することにより、建物の応答性状に及ぼす要因別の分析が可能になる。

図7には、18階建て高層建物の建設時に地震観測を行った例を示す。建物建設時に、建物階数の変化に応じて強震計を上階に移設して観測を行うことによって、同一地盤・基礎条件下で、建物階数のみが変化した場合の応答性状を検討している。これは、建物と地盤との動的相互作用効果を実証する上では、極めて有用な観測である。

一般に、建設現場での強震観測には、様々な障害があり、現場サイドの協力が不可欠である。幸い、当現場では、IT化が進んでおり、タワークレーン上にライブカ

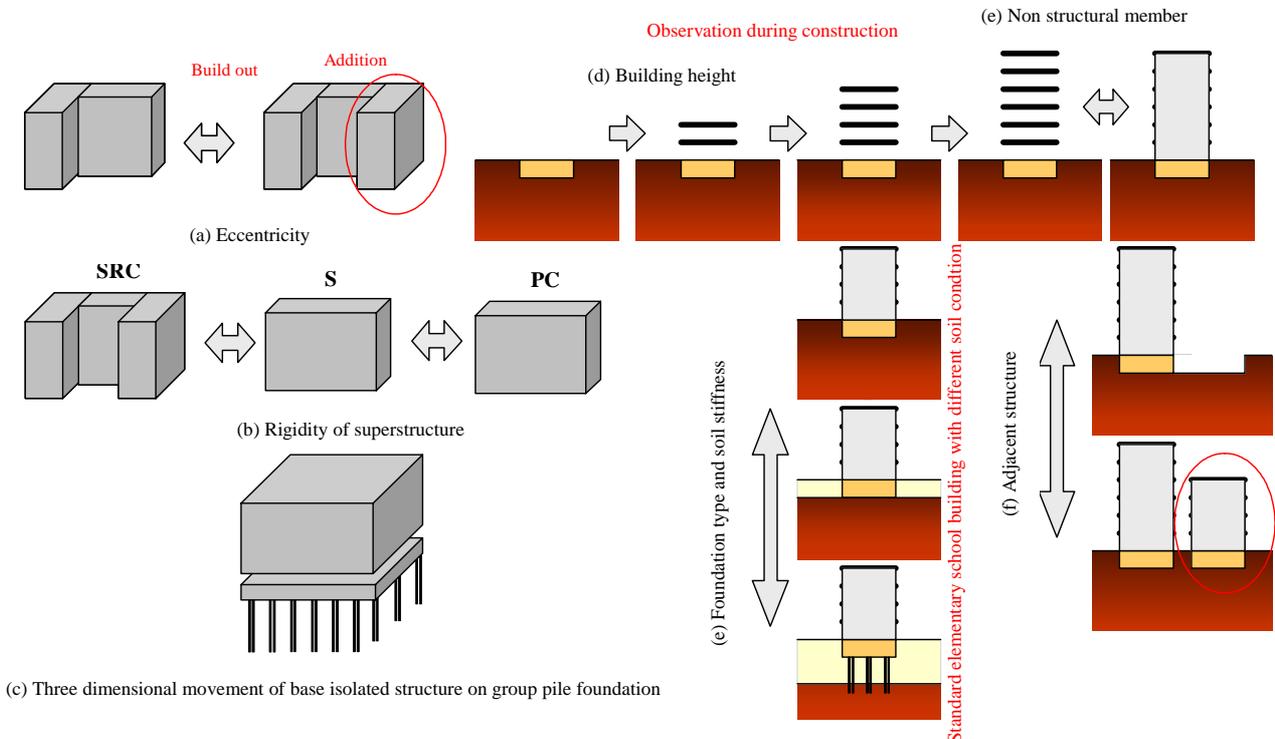


図4 名古屋大学で実施している建築物の地震時挙動を要因別に分析するための地震観測システム  
 Fig.4 Earthquake observation items for analysis of factors contributing to the dynamic behavior of buildings

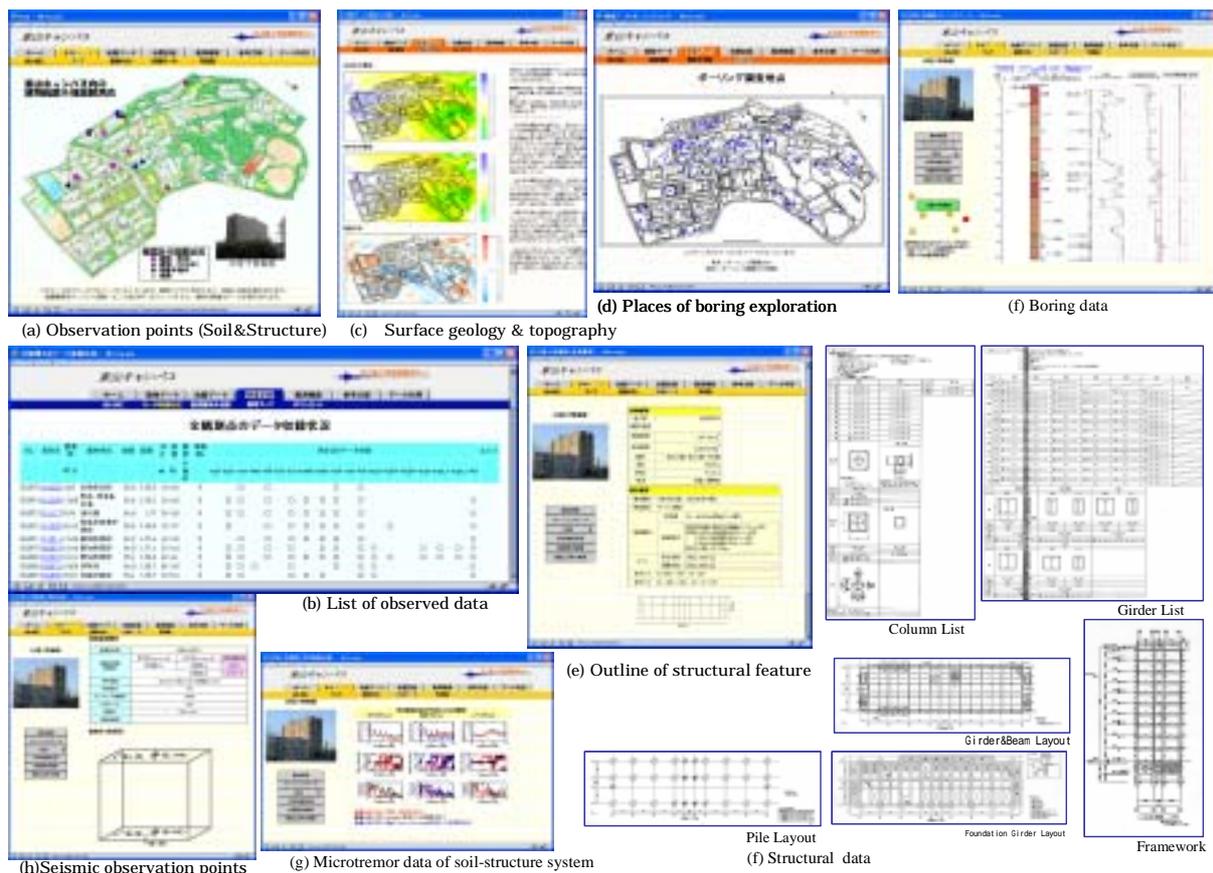


図 5 建物 地盤強震観測データのウェブ公開

Fig. 5 Web system for publishing structure-soil seismic response observation data

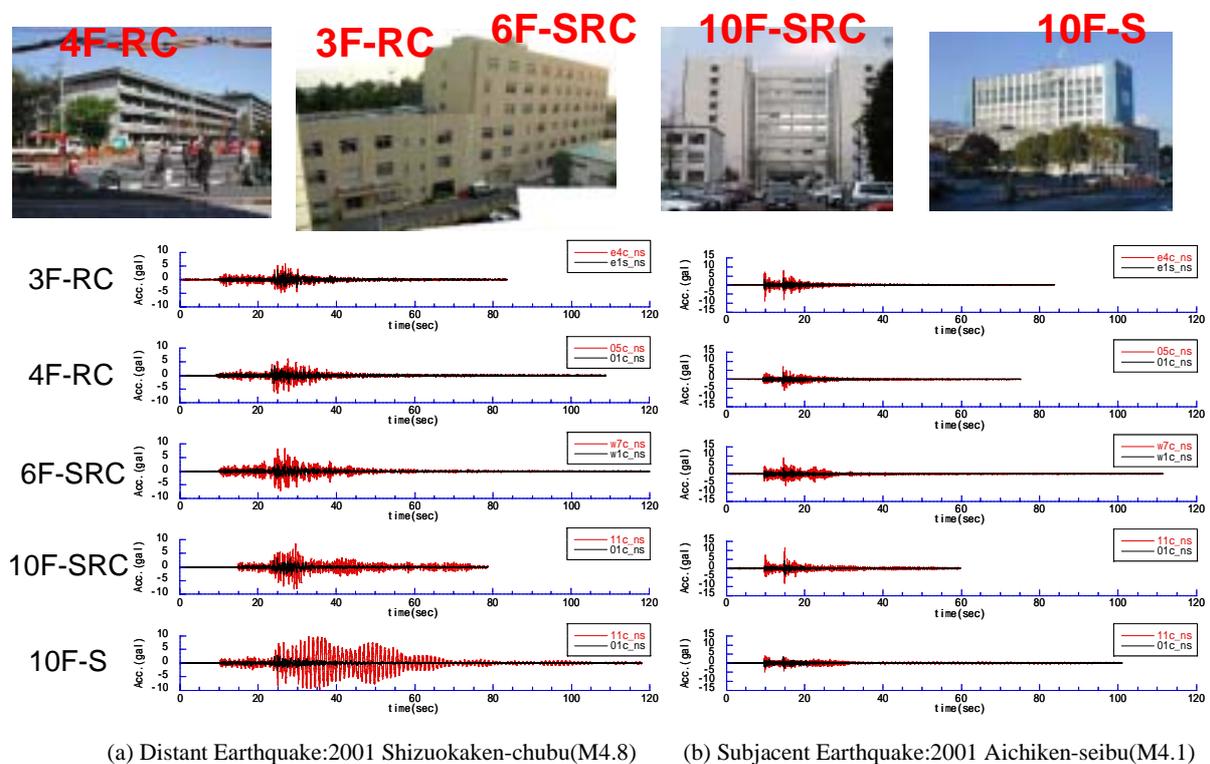


図 6 入力地震動の継続時間の違いによる高さと構造の異なる 5 つの建物の地震応答

Fig. 6 Records of observations of five buildings during an earthquake (left, distant focus; right, nearby focus)

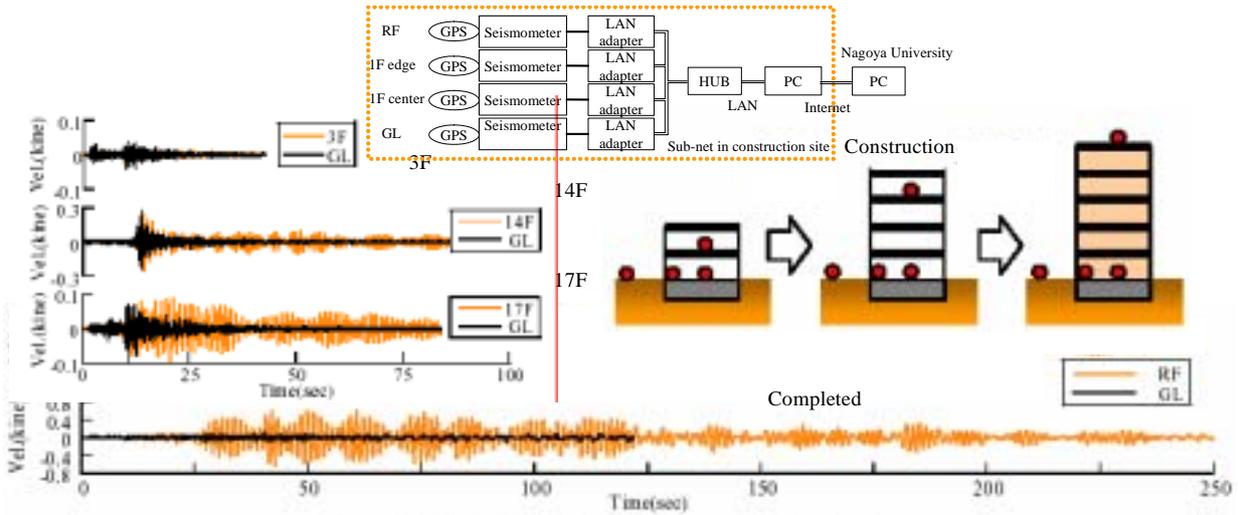


図 7 18 階建て建物の建設時の強震観測

Fig.7 Record of 18-story steel building under construction during earthquake

メラを設置されており、現場内に LAN が敷設されていた。そこで、図 7 に示すように、現場内で、強震観測アレイ用のサブネットを展開して、各強震計を LAN アダプター経由で LAN 接続し、現場内の PC、インターネット経由で、名大内の PC と相互接続した。これにより、データ回収の手間を省くと共に、現場作業への影響を極力減らすことができた。大学から PC 経由で強震計を起動することができるので、建設の進捗に応じて、常時微動を計測することも可能となった。図 7 には、建設中に得られた強震観測記録の一例を示す。建物が高層化すると、長周期化すると共に、逸散減衰が減少し、共振しやすくなっている様子が分る。

#### 4. 強震観測の量と質を改善する新たな試み

##### 4.1 廉価型地震計の開発による観測建物数の改善

建物の地震観測の数が増えない原因の一つに、地震計の価格の問題がある。一般に普及している強震計の価格は 100 万円程度である。建物を対象とした強震観測では、前述したように、地盤・基礎・建物屋上での観測が必要であり、ロッキング動の計測も行うと、設置費用や通信設備も含めれば、最低でも 500 万円以上の出費になる。このため、地震観測が行われている建物は、一部の超高層建物や免震建物に限られがちであり、一般の中低層建物の観測例は極めて少ない。

この状況を改善するために、筆者らは、自動車部品メーカーと協力して低価格の地震計の開発を行った（福和他，2003）。ここで利用したのは、自動車のエアバッグを作動させるために量産化されている半導体加速度センサーであり、演算処理により、最大加速度、SI（Spectrum Intensity）、震度（Seismic Intensity）の出力が可能ないようにした。分解能は 1 Gal、AD 変換は 16Bit、インターネット接続とパソコン接続が可能で、160 秒の記録を 10 波記録できるものである。その後、センサー部を 3ch（水平 2、上下 1 成分）計測可能のものに変更した。

現在の仕様は、計測範囲は  $\pm 1500\text{gal}$ （上下動は  $500\text{gal}$ ）、分解能は  $0.6\text{gal}$ （ピーク値）、インターフェースは LAN と RS232C を標準装備し、LAN、ISDN、携帯電話、PHS などに接続できる。表示器には震度を表示する。複数の地震計のトリガーで連動させることができ、無電圧接点を 3 ポート有し、時刻校正はサーバとの通信で自動的に行う。プレトリガは 15 秒、データ収録は 70 分間分収録可能である。様々な E（Earthquake など）を獲得できるという意味で、E-Catcher と名付けた。図 8 に地震計の外観と、新潟県中越地震の際に埼玉で計測した記録を、普及型強震計と重ねがいて示す。建築物にとって重要となる振動数の範囲では十分な精度を有しており、強震を対象とした観測では有効に利用できていることが確認できている。このような廉価型の地震計が普及すれば、全ての建物に地震計を設置することも夢では無くなり、性能保証型の設計の推進にも繋がる。



図 8 廉価地震計の外観と普及型強震計との波形比較

Fig.8 Overview of inexpensive seismometer, Comparison of recorded wave form with standard servo-type seismometer

##### 4.2 気象センサーやライブカメラとの融合による用途の拡大

地震計を単独で用いるのではなく、気象センサーやライブカメラと一緒にパソコン経由でインターネットに接続することにより、地震計の用途を広く拡大することができる。

例えば、日常時には、工事振動や交通振動を監視する環境振動モニタリングシステムとして利用することが

きる。大地震発生時には、揺れや被害状況を双方向で送受信し、Web-GISと組み合わせることにより、簡易な防災システムとしての利用も可能となる。また、気象センサーと組み合わせれば、小・中学校での理科教育に用いることができる。気象センサーは、地域の高密度環境モニタリングシステムとしても利用できる。ライブカメラは、日常は防犯用のカメラとして利用し、地震発生時には地震計をトリガーとしてパソコンのハードディスクに映像を蓄えることにより、被災発生時の映像を収録できる。さらに、地震計をネットワーク化して、パトライトなどの警報装置を組み合わせれば、早期警戒システムとしての活用もできる。このように、用途を拡大することにより、地震計の設置数を抜本的に増加させることが可能となる。

図9に筆者らが試作したシステムを示す(福和他, 2001)。このシステムは、自治体の災害対策拠点などが運用するWeb-GIS(安震ウェブ: AnSHIn Web)、小学校などの地域の拠点に設置する安震ステーション(AnSHIn Station)、町の役員や行政の防災担当者などに配備する安震君(AnSHIn-Kun: Anti-Seismic Hazard Information Keeping Unit)から構成することを想定している。安震君はGPS、PHS、モバイルパソコン、デジタルカメラ、廉価地震計から構成した端末である。安震ステーションは、安震君の機能に、気象センサー、ライブカメラ、パトライト、液晶プロジェクターなどを加え、インターネットに常時接続することを想定している(飛田他, 2002)。

図10は、強震観測をリアルタイムに日常及び発災時の活動に活かそうとしたシステムである(飛田他, 2004)。図中には、名古屋大学内の8点及び中部地区の国立大

学・高専8校を相互に接続した、リアルタイム画像・波形モニタリングシステム、名古屋大学内の環境総合館の環境情報・エネルギー使用状況・建物応答状況をリアルタイムに表示するシステム(じしんモニ太)ウェブを介してナウキャスト地震情報を提供するシステム、さらにこれらの情報を自治体衛星通信網で送信したり、マルチスクリーンに表示することにより災害対応を行うシステムなどが示されている。このようなリアルタイムシステムは、地震計の有力な活用対象の場であると思われる。

### 5. 結論

本論では、建物及び地盤の地震観測の質と数の改善と、地震観測記録の有効活用を目的として、筆者らが取り組んできた下記のシステム開発事例を紹介した。

1) 中京圏を対象に、複数の機関の地震観測ネットをオンラインで接続したスーパーネットを構築し、地震観測データを一元的に収集・公開するシステムを作った。広域での膨大な記録を総合的に活用することにより、地域全体の地盤震動特性を分析することが可能となった。

2) 建築物の地震時挙動を明らかにするために、影響要因を個別に分析可能な地震観測態勢を提案し、それを、名古屋大学のキャンパス内での地震観測において実現した。さらに、地震観測結果の利用を促すため、観測記録を地盤・建物情報と一緒に公開するウェブを構築した。

3) 地震観測数を増加させるために、エアバッグ作動のセンサーを活用することにより、新たに廉価型地震計を開発した。また、地震観測の成果がより広く社会に活用されるようにするため、気象センサーやライブカメラなどと組み合わせた新しいシステムや、リアルタイム性

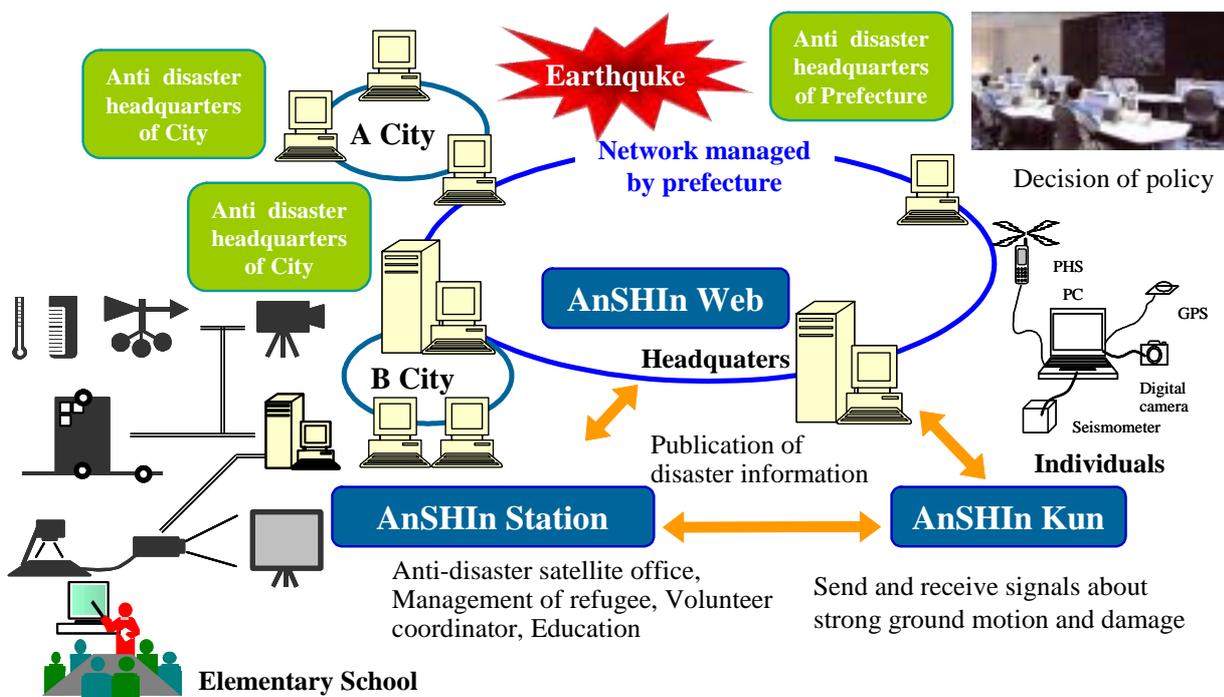
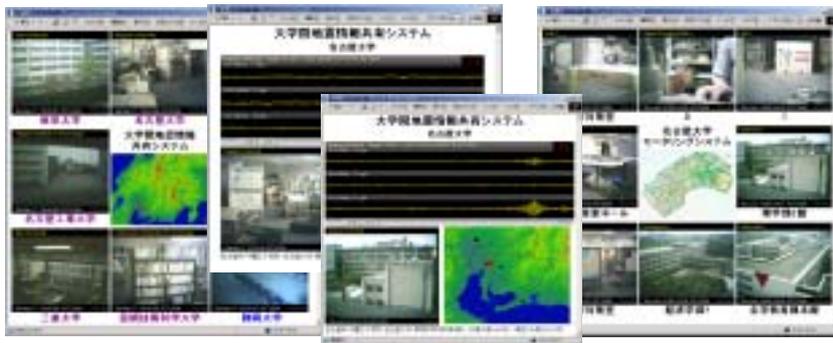


図9 双方向災害情報システム「安震システム」の概要  
Fig.9 Overview and components of AnSHIn System

を活かしたシステムを提案した。これにより、地震観測が、防災、環境、防犯、教育、などにも利用可能になる。

6. 参考文献

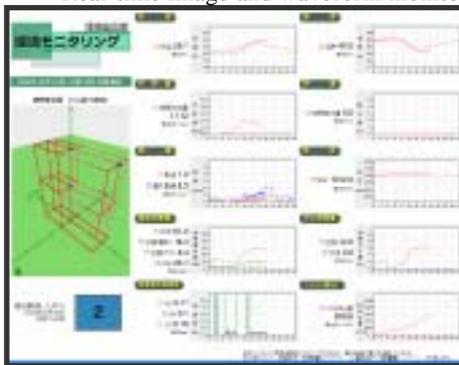
- 1) 福和 (2000): 建物 - 地盤の動的相互作用から見た強震観測, 第 2 回強震データの利用に関するシンポジウム, 日本建築学会, 57-68.
- 2) 福和・高井・飛田 (2001): 双方向災害情報システム「安震システム」と携帯型災害情報端末「安震君」, 日本建築学会技術報告集, 第 12 号, 227-232.
- 3) 福和・小出・糸魚川 (2003): 建物観測用の普及型低コスト地震計の試作, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, 871-872.
- 4) 小島・福和 (2002): 建物強震観測 DB 公開用 web システムの構築, 日本建築学会技術報告集, 第 17 号, 553-558.
- 5) 飛田・福和 (2001): オンライン強震波形データ収集システムの構築と既存強震計・震度計のネットワーク化, 日本建築学会技術報告集, 第 13 号, 49-52.
- 6) 飛田・福和 (2002): 双方向災害情報伝達に基づく地域防災拠点支援システム, 第 11 回日本地震工学シンポジウム.
- 7) 飛田・福和・中野 (2004): 地域防災協働態勢を支援するシステムと防災拠点の構築, 日本建築学会技術報告集, 第 20 号.



Real-time image and waveform monitoring system



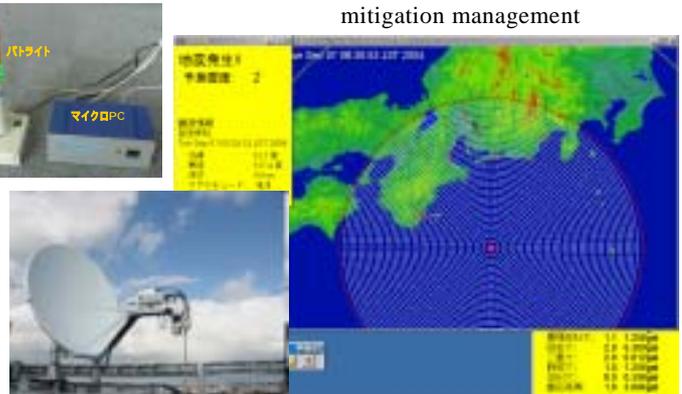
Multi-viewer system for disaster mitigation management



Real-time building environment and seismic response monitoring system



Communication system using VSAT



Now-cast and its alarm system

図 10 リアルタイム地震情報の様々な利用

Fig.10 Various usage of real-time earthquake information

要 旨

本論では、建物及び地盤の地震観測の有効活用と、質と数の改善を目的として、中京圏の複数の機関の地震観測ネットをオンラインで接続したスーパーネットの開発事例、建築物の地震時挙動に及ぼす影響要因を個別に分析すると共にデータをウェブ公開する建物 地盤強震観測システムの開発事例、強震観測の数と質を抜本的に改善するための廉価型地震計と、気象センサーやインターネットを利用した双方向総合モニタリング・災害対応リアルタイムシステムの開発事例を紹介した。

キーワード：強震観測、スーパーネット、建物 地盤系、廉価地震計、防災、データ公開、リアルタイム

## 9. 環境総合館の観測体制と立体振動性状の可視化

### 9.1 はじめに

この章で対象とする名古屋大学環境総合館は、プレキャストの上部構造や30mをこえるPHC杭などの特徴があり、一方、上部構造の形状は長方形平面で桁行方向にほぼ対称構造となっている。このような建物の立体振動特性を目的とし、建物と周辺地盤で高密度の強震観測を継続している。強震計の性能向上とネットワークを利用したデータ転送技術などにより、強震時のトリガ記録と並行して常時微動レベルの応答をほぼリアルタイムでモニタリングすることができる。

本章では、多点同時記録による立体振動状況に加えて、気象センサやエネルギー消費センサも加えた、建物のリアルタイムモニタリング観測体制の開発について述べる。多点同時記録から、立体的な建物形状が変形する様子を見ることができる表示により、立体振動性状を視覚的に理解できる。また、得られた常時微動・地震記録から、特徴的な立体振動特性に関する考察と観測システムの確認を行った。なお、本章の結果を含む防災システム開発について11章で述べられている。

### 9.2 環境総合館の建物概要と強震観測概要

#### 9.2.1 建物概要

環境総合館は、名古屋大学東山キャンパス内に立地する地上7階、地下1階の建物である(図9.1)。上部建屋は、プレキャストプレストレストコンクリート(PCaPC)構造が採用されており、PC柱の建て方、PC梁の架設、PC鋼線の緊張、ハーフPC床版の架設、ハーフPC床版へのRC打設の工程を繰り返すことで建設された。平面形状は、長辺方向5スパン(49.5m)×短辺方向2スパン(16.0m)の偏心の少ない整形な長方形で、短辺方向には耐震壁が設けられている。基礎には、杭長が32mと36mの高強度プレストレストコンクリート(PHC)杭が採用されており、セメントミルク工法により施工された。表9.1に建物概要を示す。



図 9.1 外観写真

表 9.1 建物概要

|      |                       |      |  |
|------|-----------------------|------|--|
| 階数   | 地上 7階<br>地下 1階        | 構造種別 | (地上) PCaPC造<br>(地下) RC造                              |
| 高さ   | 33.4m                 | 骨組形式 | (桁行) ラーメン構造<br>(張間) 耐震壁付きラーメン構造                      |
| 軒高   | 29.7m                 | 基礎種別 | 杭基礎 (PHC杭)   |
| 延床面積 | 5956.08m <sup>2</sup> |      | セメントミルク工法  |
| 用途   | 教室, 実験室               |      | 杭径 800φ 92本<br>杭長 36m, 32m<br>根入れ深さ GL-4.0m, GL-7.2m |

## 9.2.2 強震観測概要

### (i) 強震計

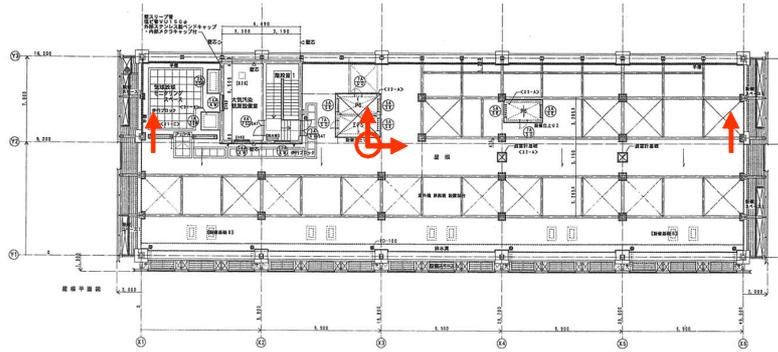
強震観測は、建物内 8 地点、地盤地表 2 地点、地盤地中 1 地点、及び杭中 4 地点の計 15 地点 36 成分での高密度強震観測を行っている。使用機器には、建物及び杭中は応用強震計測(株)製フォースバランス型加速度計、地盤観測点はアカシ(株)製(当時)のフォースバランス型加速度計を採用した。観測点は、図 9.2 に示すように建物の 1 階、5 階、屋上の中央には 3 成分、同階西端には水平 1 成分、屋上東端に水平 1 成分、1 階北端と西端に上下 1 成分、及び地盤に水平上下 9 成分を配置した。これは、以下の点を考慮して設定している。

- ・ 建屋のモード形状：1 階、5 階、屋上の中央水平成分
- ・ 建物と地盤との動的相互作用
  - スウェイ振動：地表、1 階の水平成分
  - ロッキング振動：1 階端部の上下成分、1 階と屋上中央の水平成分
  - 入力損失効果：地表、1 階の各成分
- ・ ねじれ振動：1 階、5 階、屋上の中央と端部の水平成分
- ・ 表層地盤増幅：地中、地表の各成分
- ・ 位相差入力：地表 2 地点の各成分

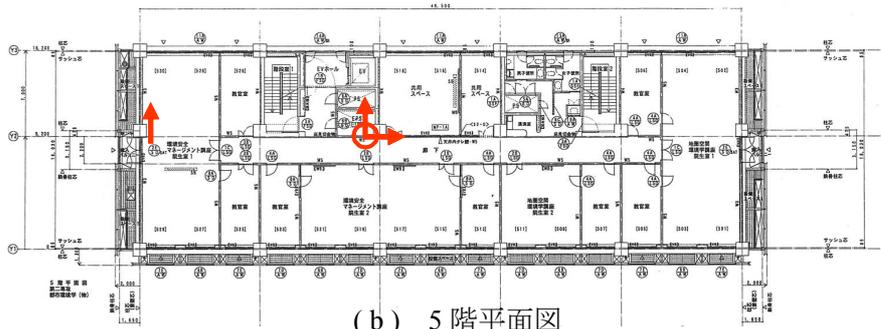
これらに加えて、杭の地震時挙動を把握するために、PHC 杭の中に鋼管を埋設し、その鋼管内に強震計を設置した。

### (ii) データ収録器

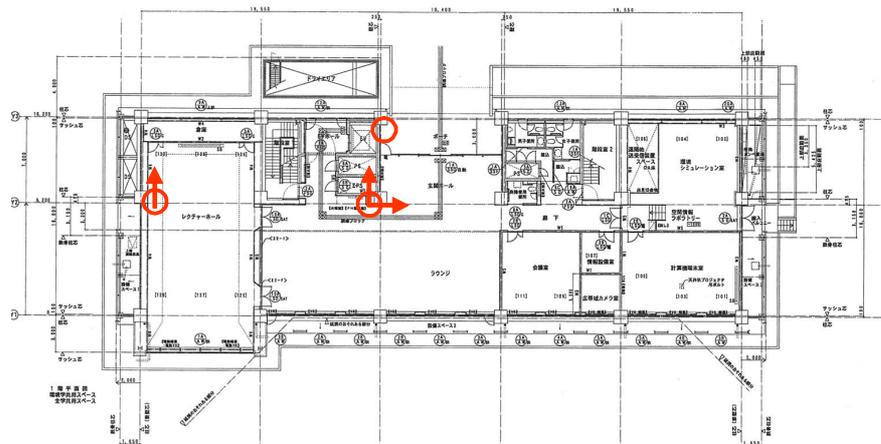
環境総合館での強震観測は、多チャンネルの記録を同期して得る必要があるため、相応の収録システムが必要である。ここでは地震動をイベントトリガによって収録するシステムとして、応用強震計測(株)製 FlexSysALTUS を使用し、24 チャンネルおよび 12 チャンネルの機器を組み合わせて使用した。FlexSysALTUS は A/D 分解能 19bit (114dB)、サンプル周波数は 20, 40, 50, 100, 200, 250Hz の中から選択することができる。起動および停止のトリガレベルをフルスケールの 0.002 - 100% の間のいずれかに設定可能である。地震検出方式は、全成分から任意の組み合わせの OR もしくは AND を選択することができ、検出アルゴリズムは STA/LTA 方式である。プレトリガの時間は 1 - 60 秒の間で設定することができ、ポストイベント時間は 1 - 65000 秒に設定することができる。デジタル化されたデータは PCMCIA のメモ리카ードに保存され、標準で 256MB を搭載する。また、避雷機能と自己診断機能を備える。刻時は GPS 時計に同期することによって自動的に修正され、スペック上は 0.5 $\mu$ s 以内の精度である。本システムではサンプル周波数 100Hz を採用し、収録周波数範囲は DC-40Hz である。



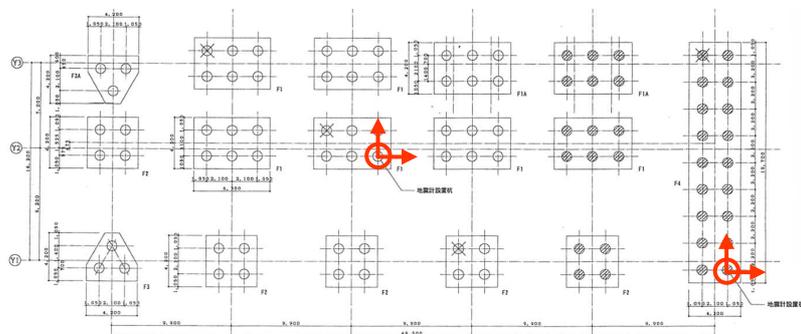
(a) 屋階平面図



(b) 5階平面図



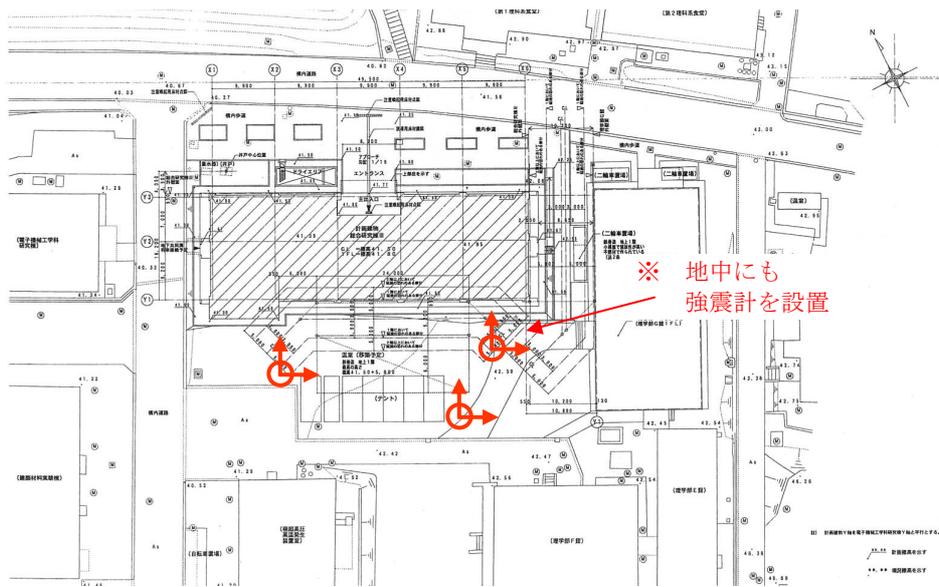
(c) 1階平面図



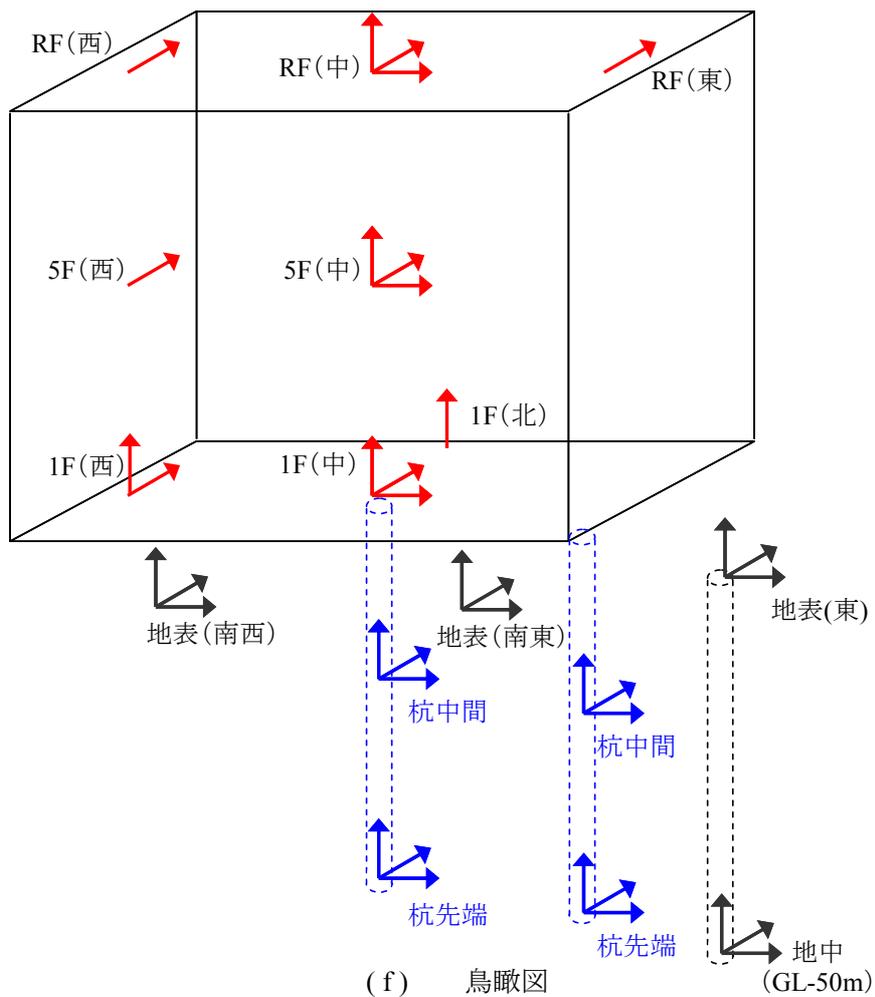
※ 杭には、それぞれ先端と中間の2カ所に強震計を設置

(d) 杭伏図

図 9.2 強震計配置図



(e) 配置図



(f) 鳥瞰図

図 9.2 強震計配置図

## 9.3 環境総合館地震動モニタリングシステム

### 9.3.1 システムの概要

本システムは以下のサブシステムより構成される。

- ・ 強震計
- ・ データ収録器
- ・ リアルタイム処理装置
- ・ リアルタイム表示装置

環境総合館の強震計で観測した地震動データは、データ収録器に保存され、収録処理装置で変換処理をした後、LAN 経由で既設の大都市圏強震動総合観測ネットワークのデータサーバに転送され、建物・地盤・杭の地震時挙動の総合的な精査に活用する。また、上記のうち 12 成分は、リアルタイム処理装置で常時収録し、LAN 経由でリアルタイムモニタリング装置にデータを転送し、振動性状を常時表示しモニタする。なお、このシステムには建物の環境モニタシステムも組み込まれており、表示装置には環境データも同時に表示される。このシステムの詳細を以下に記す。

### 9.3.2 リアルタイム処理装置

9.2.2 節で述べた FlexSysALTUS はイベントトリガによる波形の収録には適しているが、リアルタイム処理には適していない。そこで、強震計からの信号を分岐し、リアルタイム処理装置に入力することにより次節で述べるリアルタイム処理とイベントトリガ収録の共存を実現している。

リアルタイム処理装置には、応用強震計測（株）製インターネットサイスマックレコーダ Model2374 を用いた。この装置は、4 チャンネル入力のアナログ信号を 24bit A/D 変換機によって 400Hz でサンプルし、これを FIR フィルタでアンチエイリアス処理を施した後、100Hz にリサンプルし、WIN フォーマットのデータを LAN に UDP パケットとして送信する機能を持つ。インターネットサイスマックレコーダ Model2374 の特徴は、オンボード PC を内蔵して処理をしているため処理内容に関する自由度が高いことにある。リアルタイム処理装置と他の機器とのデータの流れを図 9.3 に示す。

### 9.3.3 リアルタイム表示装置

リアルタイム処理されたデータを可視化するための装置として、リアルタイム表示装置を設置した。これは Windows を搭載した汎用 PC に、Java C を用いたアプリケーションを搭載することによって実現している。表示についての詳細は語述する。リアルタイム表示装置と他の機器とのデータの流れを図 9.3 に示す。

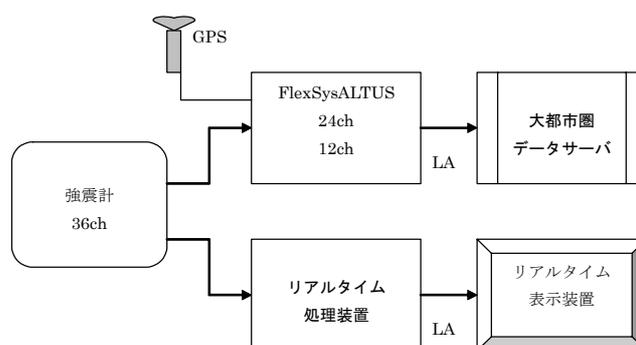


図 9.3 各処理装置のデータの流れ

## 9.4 リアルタイム表示装置

本表示装置は、環境総合館の振動のリアルタイム表示のほかに、環境総合館の各種環境をモニタし、表示する機能を併せ持つ（図 9.4）。

### 9.4.1 建物振動のリアルタイム表示

環境総合館に高密度に設置された強震計のデータを用いて、建物の振動を常時リアルタイムで表示する。サーボ型強震計によって収録される地震動は加速度成分であるが、表示には変位を用いた方が理解し易い。このため本システム内では、加速度データを数値積分によって変位成分に変換し、表示している。建物の固有振動数はおよそ 2Hz であるが、変位に変換する際には、これより低振動数の振動の振幅が非常に大きくなる。したがって FIR フィルタにより長周期成分をカットして振動を表示している。

リアルタイム表示画面では建物のフレームをピンク色の線で表示し、それに対する実際の振動を赤い線で表示している。また、強震計の設置位置を青い丸で表示している。実際に得られるデータは強震計が設置された青丸の点の変位成分のみであるが、ここでは建物の振動を容易に理解できるように建物の枠を縁取ったような赤線のフレームで表示している。赤線で表示されるフレームはこの青い丸の場所で得られたデータを用いて作成される。なお、描画は 1F 中央の強震計のデータを規準とした変位を表示している。また、変位は常時微動が見え易いように変位を建物のスケールに対して 106 倍に拡大して表示している。

赤い線のフレームは、建物の実際の振動として認知しやすいように、以下の工夫をしている。

- 床面の水平面内での変形：

水平面内の変形は、そのフロアの水平動強震計のデータによって描画される。即ち、1F と 4F では中央と西端、RF では東西端と中央の振動に基づいている。したがって 1F と 4F では一枚の板としての変形が描画され、RF では二枚の板として東西で別々に変形が描画される。これによって各フロアでの変形角の違い、RF での東西での変形の違いなどが観察できる。なお、四隅の描画には回転も考慮し、変形が大きくなっても平行四辺形にならず、空間データ上は長方形を保ったまま描画しているために描画は自然な変形に見えるようにしてある。

- 建物の傾き

ロッキング、弾性変形などを見るためには建物の傾きが重要である。傾斜の描画には、1F での長短辺に設置された上下動と、4F および RF に設置された水平動（中央の三成分を含む）のデータを用いている。ここでも変形の描画が不自然な平行四辺形にならないよう、回転を考慮して四隅を描画している。傾斜は 1F-4F の間と 4F-RF の間の両方で独立に求めることができ、また同じ階でも東西端でそれぞれ求めることができるので、それぞれ独立に描画している。

これらの工夫により建物は自然な形状で振動し、変形するため、常時変形を観察するために分かりやすく、また変形状態を詳しく観察することができるシステムとなっている。

## 9.4.2 環境モニタリング

本装置では建物の振動の表示のほかに、各種環境状態をモニタし、表示している。以下のような項目を観測している。

- ・ 気温：建物屋上に気温センサを設置し、外気温を観測
- ・ 湿度：建物屋上に湿度計を設置し、館外の湿度を観測
- ・ 日射量：建物屋上に日射量センサを設置し、日射量を観測
- ・ 雨量：建物屋上に雨量計を設置し、降水量を観測
- ・ 風速：建物屋上に風速計を設置し、風速を観測
- ・ 気圧：建物屋上に気圧計を設置し、気圧を観測
- ・ 電気消費量：建物の各配電盤に設置された消費電力計測ユニットからデータを収集し、建物全体での消費電力を観測
- ・ ガス消費量：建物のガス量計からデータを収集し、ガスの消費量を観測。なお、この建物のエアコンの大半はガスヒートポンプによって運用している
- ・ 最大加速度：建物に設置された強震計による、5分ごとの最大加速度を表示。地震があれば一目でわかる
- ・ CO2 排出量：電気およびガスの消費量に対して次の式により、二酸化炭素に換算した消費量を表示

$$\text{CO2 排出量(kg)} = \text{総ガス消費量 (m3)} \times 2.537 + \text{総電気消費量(kWh)} \times 0.509$$

なお、これらのデータは時々刻々と更新され、また一日前のデータが点線で表示される。また、画面左下にはこの建物で観測した最も新しい有感地震の震度を表示している。

表示装置は環境総合館 1F エントランスからエレベータに向かう経路上に設置されており、建物に来た人なら誰でも容易に認識することができる。

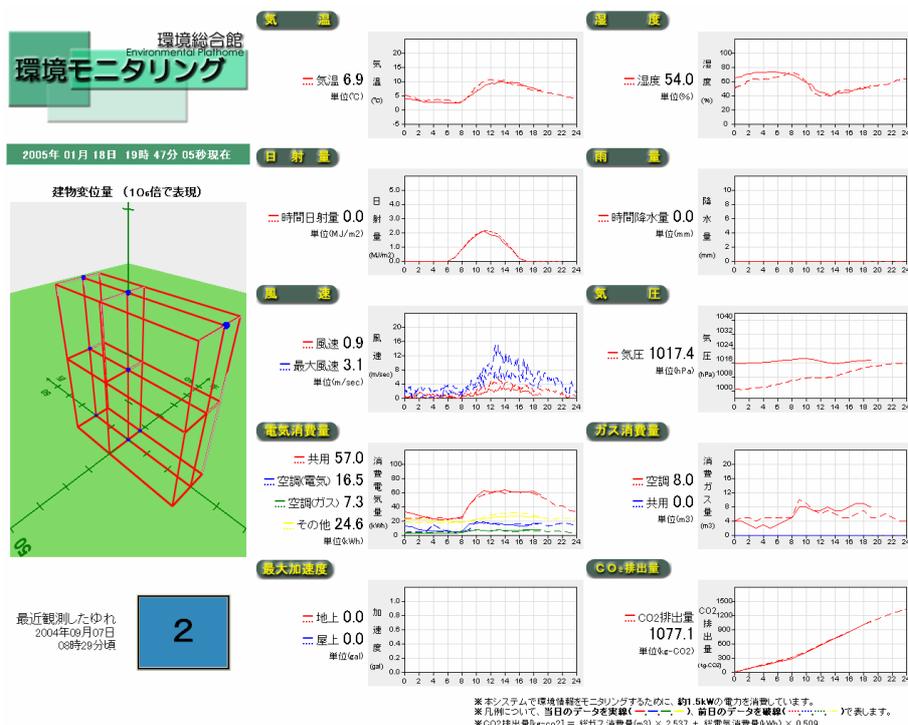


図 9.4 リアルタイム表示装置の画面

## 9.5 リアルタイム表示による環境総合館の振動性状の把握

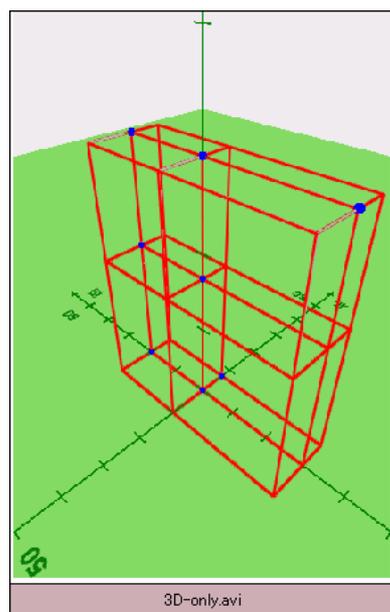
このシステムによって、環境総合館の振動をリアルタイムで観察することができ、その結果様々な新しい知見が得られた。図 9.5 はリアルタイム表示装置による建物の振動表示のスナップショットである。画像を保存したのは図 9.4 に示した時刻の前後数分間である。この時は風速が 1m/s 程度と比較的穏やかな時であったが、以下に示すように様々な振動が観察できる(図 9.5)。

屋上 (RF) がほとんど変位していない状態 (図 9.5 (a)) では、中間階 (4F) にも変位は見られず、建物がほとんど変形していないことが分かる。各フロアの床の形状にも変形は見られず、面内の変形が起きていないことが分かる。なお、フレームが平行六面体でないのは三次元表示において遠近感が出るように距離に応じて手前側を強調しているためである。

図 9.5 (b)のタイミングでは、各フロアが北側にほぼ平行に変位しており、1F~4F の変形角と 4F~RF の変形角がほぼ等しいせん断変形が卓越していると考えられる。ロッキングに関しては、この図からの判定は困難である。

さらに複雑な変形形状も観察できる。図 9.5 (c)では上部構造が弾性的に変形しており、フレームが上下方向に折れ曲がっている様子が見られる。フレームが 1F~4F ではほとんど変形していないのに対し、4F~RF では手前に変形している、即ち、4F で折れ曲がっている様子が見られる。西端が特に分かりやすい。

別のタイミングでは、ねじれ及び床の面内折れ曲がりが見られる (図 9.5 (d))。RF のフレーム (平面方向) に注目すると、西端ではあまり変位が見られないが、東端ではより大きく変形している様子が見られ、建物がねじれ振動していることがわかる。また、中央の変位は西端と同程度であり、単にねじれが生じているのではなく、床が面内で変形しており剛床仮定が成り立たなくなっていることが分かる。ここでも東端では上部構造のフレームに折れ曲がりが見られ、1F~4F よりも 4F~RF で変形角が大きくなっている。



付録：建物振動の動画。この文書が MS Word ファイルの場合再生可能  
(文書と同一フォルダに動画ファイル 3D-only.avi が必要)

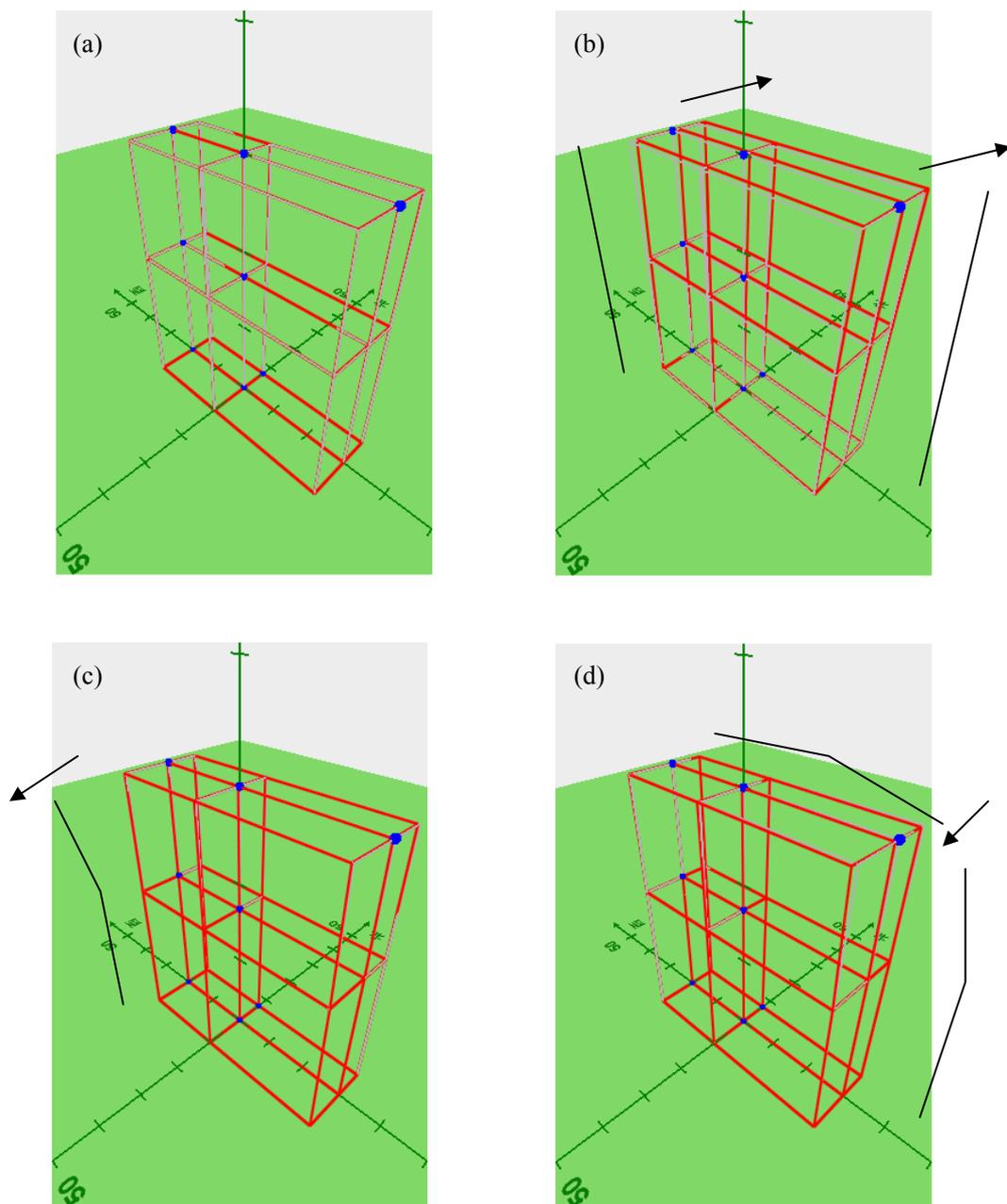


図 9.5 常時モニタ装置による環境総合館の振動の様子。  
 (a-d)はそれぞれ異なる時刻におけるスナップショット。  
 黒線および矢印は変形の様子を分かりやすく誇張したものである。

## 9.6 地震観測記録

環境総合館では、強震観測が開始された2004年1月6日から2005年1月9日までの約1年間に26の地震記録が得られている。この内、環境総合館の屋上において90galを越す記録が得られた2004年9月5日23時57分の紀伊半島南東沖を震源とする地震の張間方向の加速度波形と加速度フーリエスペクトルを図9.6、図9.7に示す。

図9.6を見ると、地中に比べ地表面の加速度が大きくなっており、表層地盤による増幅効果が現れている。建物に関しては、1階から屋上へいくにつれて加速度が増幅している様子が顕著に現れている。また、屋上と5階において、中央に比べ端部での加速度が大きくなっており、ねじれ振動が発生していることが分かる。

図9.7を見ると、紀伊半島南東沖の地震が低振動数成分を多く含んでいることが分かる。1階は地表面に比べ、高振動数になるに連れて値が小さくなっており、建物と地盤との動的相互作用による入力損失効果が現れている。建物上部に着目すると、2Hz付近で揺れが増幅している様子が顕著に現れている。また、5階と屋上の中央と端部を比較すると、中央ではピークが1つしかないのに対し、端部ではピークが2つ現れている。このことから建物端部でねじれ振動が励起されていることが分かる。

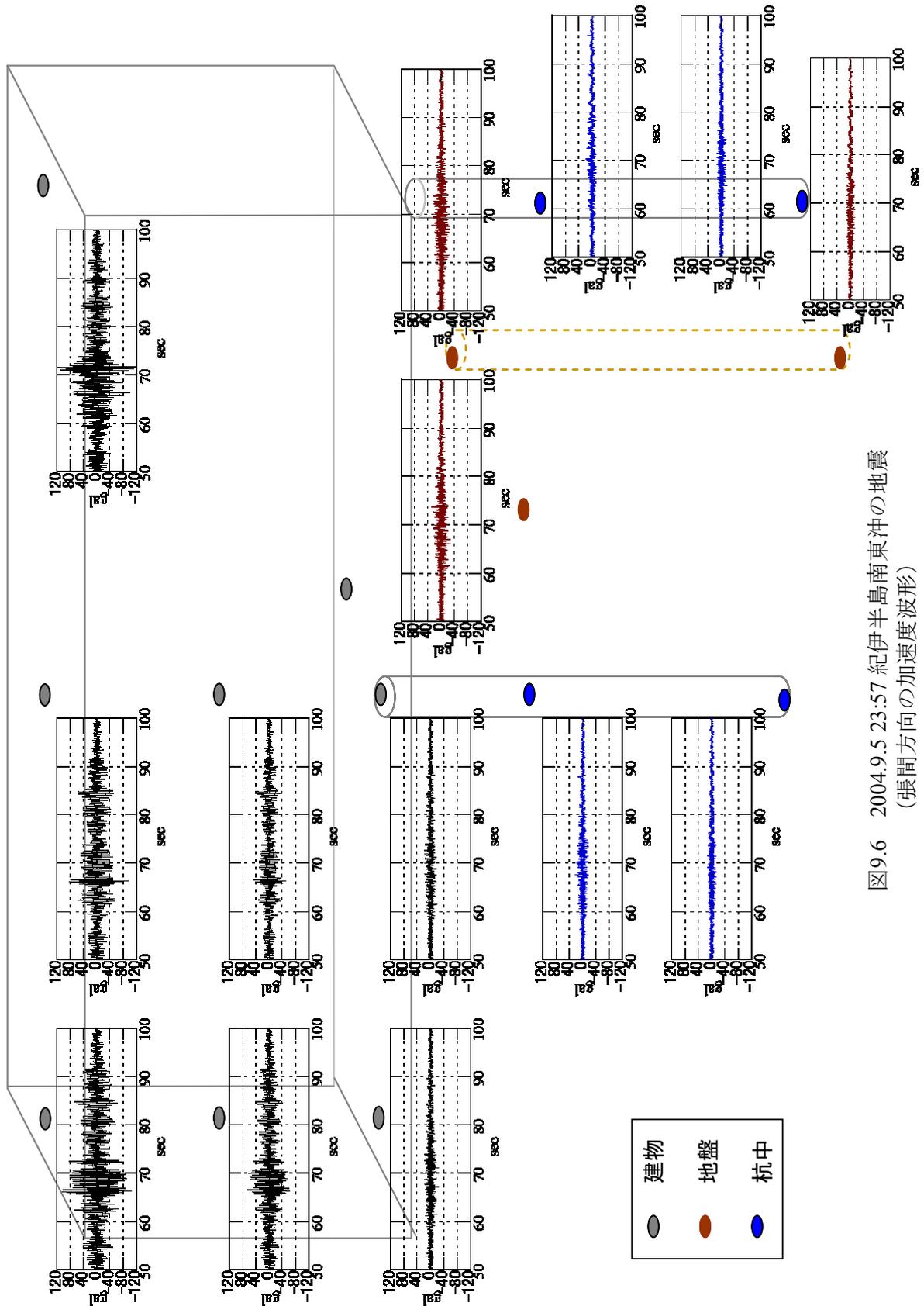


図9.6 2004.9.5 23:57 紀伊半島南東沖の地震  
(張間方向の加速度波形)

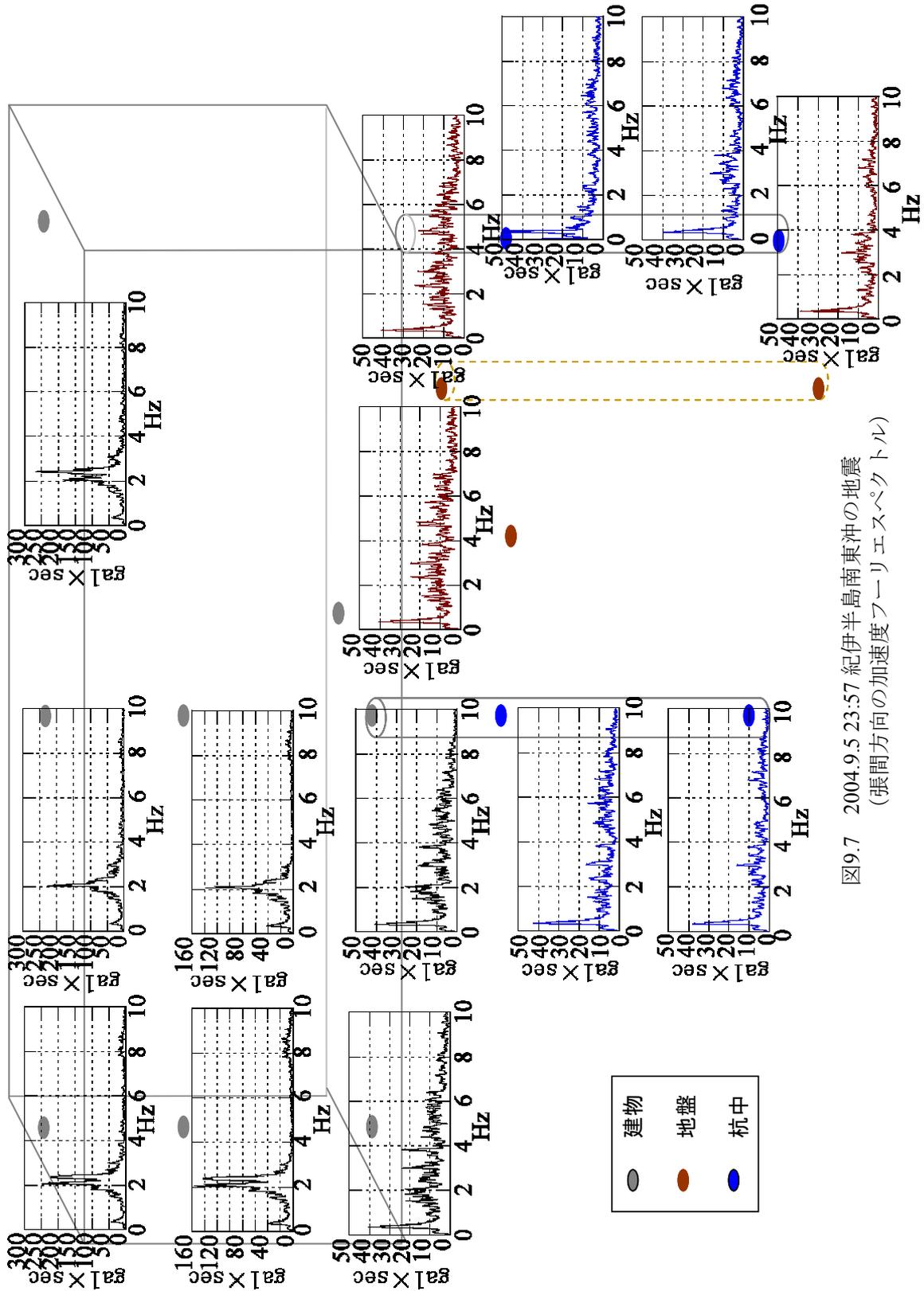


図9.7 2004.9.5 23:57 紀伊半島南東沖の地震  
(張間方向の加速度フーリエスペクトル)

## 9.7 地震計設置状況の検証

地震記録の分析に基づく建物振動性状の把握には、強震計の設置状況の検証が必要不可欠である。設置状況の検証には、建物・地盤とも剛体的に挙動すると考えられる長周期成分を多く含む地震動が適している。そこで、前節で用いた 2004 年 9 月 5 日 23:57 に発生した紀伊半島南東沖の地震記録を用いて検証を行う。

地震計設置状況の検証として、まず、バンドパスフィルタを施して、長周期成分のみを抽出した加速度波形を比較する（図 9.8）。各図とも建物 1 階中央の観測点を基準として比較しており、水平方向は 0.3Hz～0.5Hz、上下方向は 0.6Hz～0.8Hz のバンドパスフィルタを用いている。建物内の観測点は屋上中央のみしか示していないが、建物内の他の観測点全てにおいて張間、桁行、上下方向の各成分とも、ほぼ同一の波形であることを確認している。地盤地表の 2 地点においても、図 9.8 (b)に示すように 3 成分がほぼ同一の波形である。地盤地中と杭中の観測点は、上下方向はほぼ同じ波形であるが、張間方向には差が生じている。

次に、強震計の水平方向の設置方位を検証するために、x 軸に桁行方向、y 軸に張間方向の振幅を描いたオービットを図 9.9 に示す。1 階中央と地盤地中のオービットを比較すると、軌跡の形状はほぼ同じであるが、角度が異なっていることが分かる。この差異は、強震計設置時に地中の方位がずれてしまったためと考えられる。地盤地中で得られる地震記録を適切に扱うためには、地盤地中の記録を反時計回りに 87 度回転して補正することが必要である。

杭中で得られた記録は、4 つとも全方向の波形について 1 階中央と差異が生じている。杭中の各記録についてオービットを描き、1 階中央と比較すると、軌跡の形状も角度もまちまちである。角度は、中央の杭の BFL-10m の強震計は時計回りに 40 度、杭端は時計回りに 50 度、南東の BFL-10m の強震計は時計回りに 100 度、杭端は時計回りに 160 度回転補正すると、南東の杭中間の記録以外は、1 階中央とほぼ対応することを確認した。

杭中の強震計は建設工事中に埋設し、工事の進展により埋設口をふさがなければならなかったため、廉価な簡易型強震計を採用している。この強震計は分解能が 0.2gal であるため、このレベル以下の地震動では、センサーのノイズが混入している。しかし、本節で示したように、十分な振幅レベルの地震動であれば、杭中の貴重な地震記録を得ることに成功している。

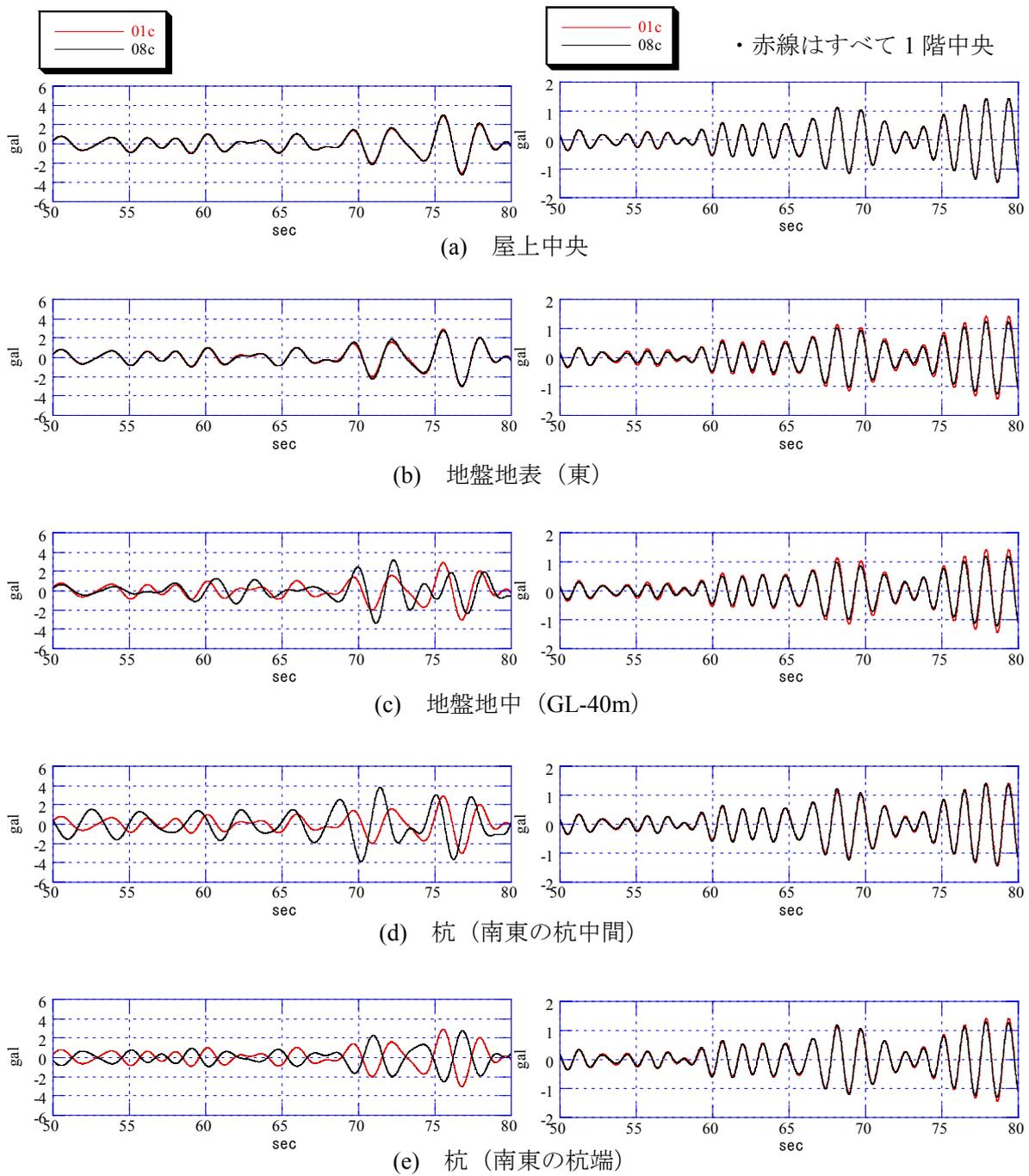


図 9.8 紀伊半島南東沖の地震のフィルタ波形 (左：張間方向，右：上下方向)

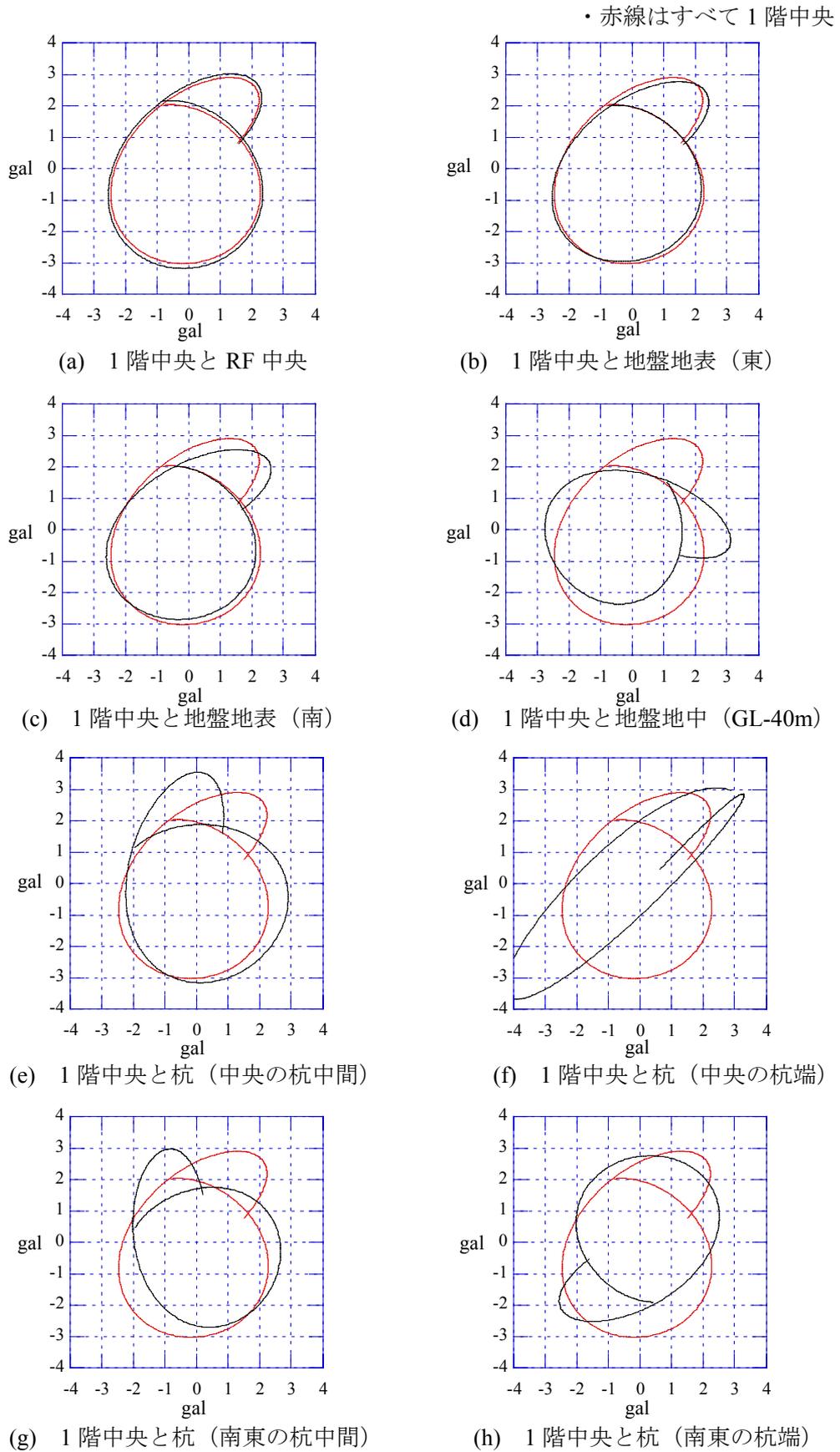
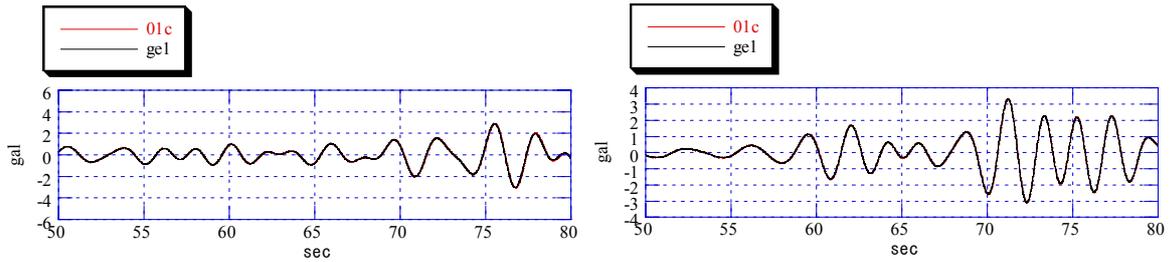
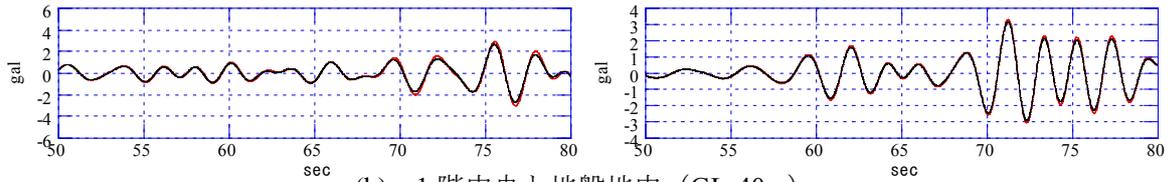


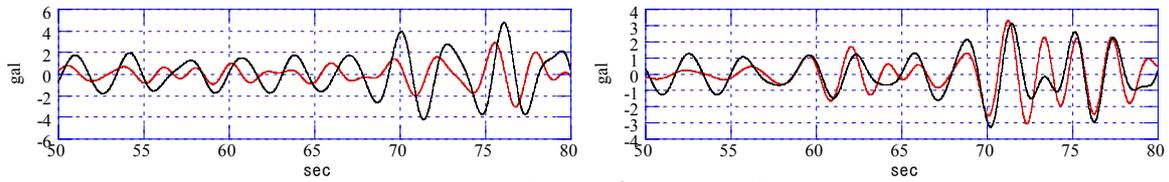
図 9.9 紀伊半島南東沖の地震記録のオービット



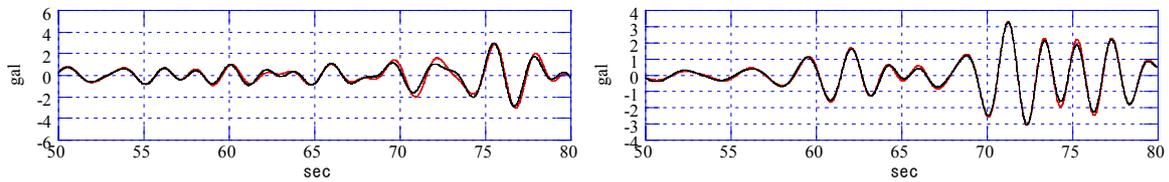
(a) 1階中央と地盤地表（東）



(b) 1階中央と地盤地中（GL-40m）



(c) 1階中央と杭（南東の杭中間）



(d) 1階中央と杭（南東の杭端）

図 9.10 紀伊半島南東沖の地震の角度補正後のフィルタ波形（左：張間方向，右：桁行方向）

## 10. 強震観測記録のデータベース化と web 公開

### 10.1 背景と目的

兵庫県南部地震の際に発生した「震災の帯」での強震観測記録がほとんど得られなかった教訓を元に、防災科学技術研究所、自治省消防庁、気象庁などの公的機関が中心となって、全国に膨大な数の強震計の設置が行われ、強震観測網が整備・強化された<sup>1)</sup>。これらの強震計は自然地盤の地震動の観測が目的であるため、地表や基盤に設置されている。得られた地震記録は、強震計の設置状況や地盤データと共にデータベース化（以後、DB 化と略記する）され、web などで公開されており、データの共有化が進んでいる。その代表例が K-NET<sup>2)</sup>、KiK-NET<sup>3)</sup>である。

これに対し、建物を対象とした強震観測は民間を主体としているため、不況下で観測点数は頭打ちの状況にある。また、観測対象建物、設置状況等の紹介、地震記録の公開などに関しては、地盤での強震観測事例に比べ、あまり進んでいないのが現状である<sup>4),5)</sup>。この原因として、建物が個々に異なること、観測の主体が民間でありオーナーの考え方により強震計の設置やデータ公開が左右されることなどが挙げられる<sup>6)</sup>。しかしながら、カリフォルニアでは耐震設計基準を改善するための基礎データ収集を行うことを目的に CSMIP が設立され、同時に強震観測のための課金制度が法制化されている<sup>7)</sup>。日本においても地震工学・耐震工学の発展には、強震観測記録の共有化は不可欠である<sup>8)</sup>ことから、建物を対象とした強震観測事例と観測記録の DB 化、及びデータの共有化を図る意義は大きい。

このような背景から本章では、建物の強震観測記録の共有化を図るために、名古屋大学東山キャンパス内で行われている複数の建物の強震観測事例<sup>9), 10)</sup>や常時微動計測記録<sup>11), 12), 13)</sup>の DB 化を行い、これらを一元化して web 公開するシステムを開発した。同様の試みを民間の建物を対象として行う場合には、どの程度のレベルの強震観測体制を構築するか、どの程度のデータを最低限公開する必要があるか等を検討する必要があることから、本章ではこれらの検討を行う際の判断材料となりうるよう、出来る限りのデータを DB 化し、公開を試みている。また、今回構築した web ページは、希望者にはソース提供も行っている。これにより今後、他の公的機関や民間の観測機関においても、建物の強震観測事例や観測記録の DB 化とデータ公開が促進されることが期待される。本章で作成した web サイトは以下の URL よりアクセス可能である。<http://sharaku.nuac.nagoya-u.ac.jp/~smsr/higashi/>

なお、上記のサイトのサーバはハードウェアに Fujitsu 製 GP400Smodel10、OS は Solaris2.6、web サーバソフトに Apache を用いたが、固有の機能は使用していない。他の機器やソフトを用いても同様の web サイトが運用可能である。作成した web ページは一般的なブラウザソフトで閲覧可能である。ただし、一部の補助的な機能は JavaScript で実装しているため、Java Script が実行できるブラウザソフトを推奨している。



有無, その他の情報の有無を一覧するためのリストが示されており, このリストからも, 各建物の詳細データへアクセスできるようにリンクが張られている。

「詳細データ」には, 各建物に含まれる様々な情報をカテゴリ別に閲覧できるよう, 図 10.1 に示す「建物概要」「構造概要」「ボーリングデータ」「図面」「常時微動記録」「強震観測概要」に分類をした。



図 10.3 建物の詳細データ (建物概要と構造概要)

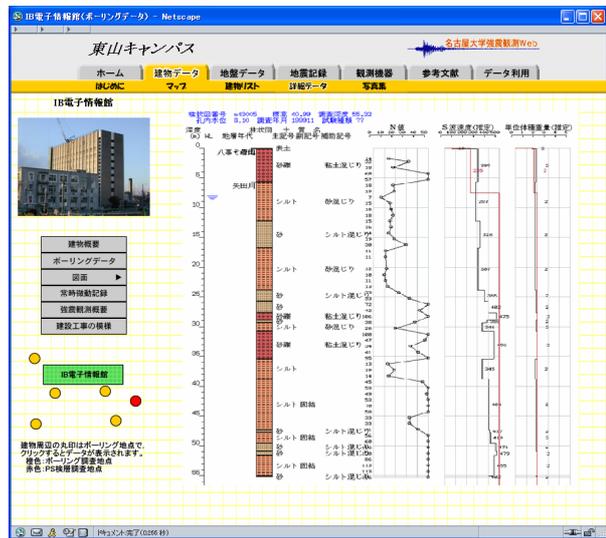


図 10.4 建物の詳細データ (ボーリングデータ)

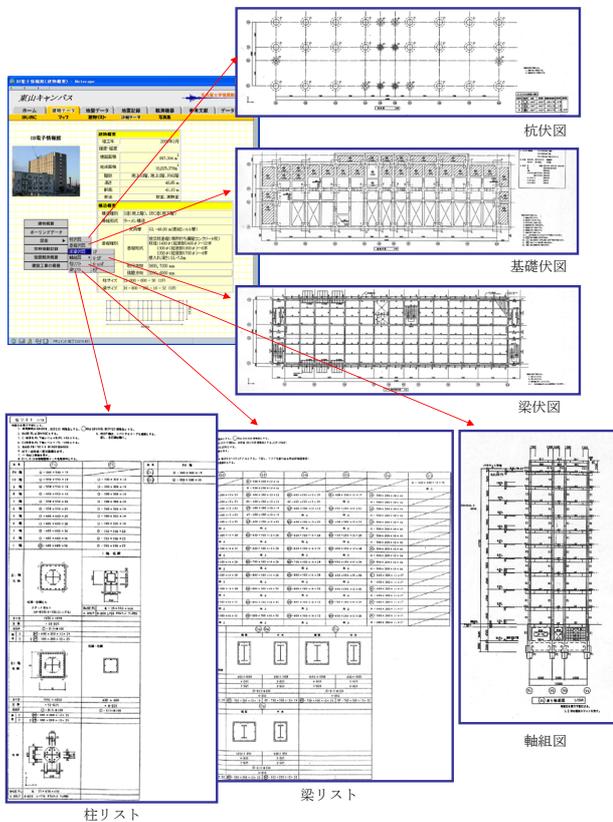


図 10.5 建物の詳細データ (図面)

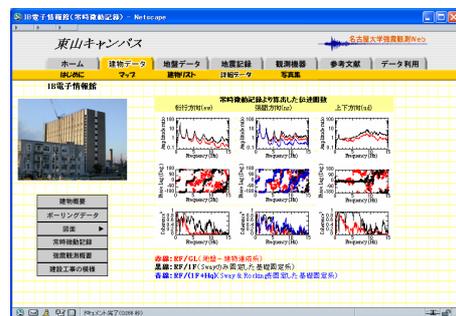


図 10.6 建物の詳細データ (常時微動記録)

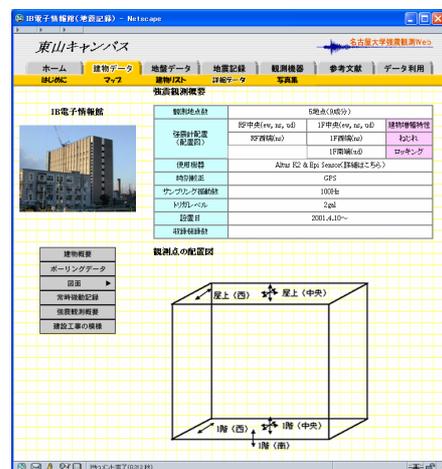


図 10.7 建物の詳細データ (強震観測概要)

「建物概要」には、竣工年、位置情報（緯度・経度）、建築面積、延床面積、階数、高さ、軒高、用途が含まれ、「構造概要」には、構造種別、骨組形式、基礎種別（支持層、基礎形式）、スパン、柱・梁サイズ、伏図などが含まれる。「建物概要」と「構造概要」は図 10.3 に示すように一つのページにまとめ、写真とともに見ることで、その建物の諸元が容易に把握できるようにした。「ボーリングデータ」には図 10.1 に示すように、調査地点、柱状図、N 値、推定 S 波速度、推定単位体積重量が含まれる。これらのデータは図 10.4 のように図化して示すことにより、概観が捉えられるようにした。PS 検層を行っている地点については、図中にデータを追記してある。ボーリング調査は建物建設時に行われたものがほとんどであり、建物周辺に調査地点が複数ある場合が多い。これらのデータは図 10.4 に示すようにクリックブルマップから閲覧可能である。「図面」には図 10.5 に示すように、構造図面一式（杭伏図、基礎伏図、梁伏図、軸組図、部材リスト）が含まれている。本 web サイトでは、ユーザが構造解析モデルを構築できるよう、部材リストも示すこととした。「常時微動記録」には図 10.6 に示すように、常時微動計測から得られた伝達関数などが示してあり、建物の振動特性が把握できるようになっている。「強震観測概要」には図 10.7 に示すように、観測地点数、センサー配置、使用機器、収録設定が記述してある。使用機器については、「観測機器」のカテゴリで機器の詳細なスペックを示した。収録設定には、地震記録を用いる際に重要となる、時刻校正、サンプリング振動数、トリガレベル等の情報が記述してある。

## 地盤データ

「地盤データ」には、図 10.1 に示すように「地形概要」「標高&切盛」「ボーリングデータ」のカテゴリが含まれ、「建物データ」の場合と同様に図 10.8 に示すようにサブメニューを構成している。

「地形概要」では、名古屋大学東山キャンパス周辺の地盤条件の概要を把握できるよう、東山キャンパス及び名古屋市域の地形概要、地質概要、地形形成過程が示してある。

「標高&切盛」には、図 10.8 に示すように東山キャンパスの 1936 年と 1991 年の標高、及びその差から求められる切盛マップ<sup>14)</sup>が示してある。これにより、キャンパス開発に伴って地形改変が大規模に行われた様子が分かる。これらの図は、地形改変に伴う局所的な地盤の不整形性が地盤震動に及ぼす影響を検討する際の情報として意義を持っている。

「ボーリングデータ」には、図 10.9 に示すようにボーリング調査地点が記されており、調査地点をクリックすると図 10.4 に示したボーリングデータの図のみが現れるクリックブルマップになっている。

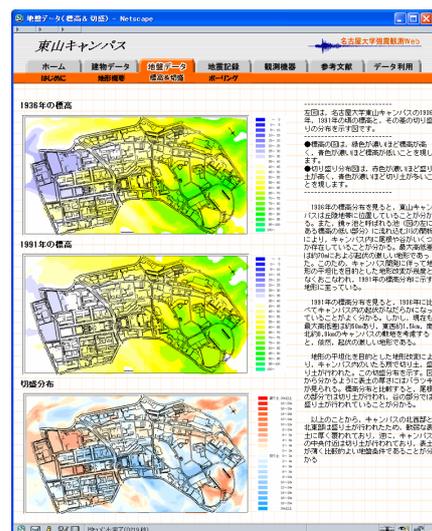


図 10.8 地盤データ  
(標高&切盛)



図 10.9 地盤データ  
(ボーリングデータ)

## 地震記録

「地震記録」には、図 10.1 に示すように「データ収録状況」「波形」「震度マップ」と「ダウンロード」のカテゴリが含まれる。

「データ収録状況」では、1996 年度より行われている強震観測のデータ収録状況を一目で把握するために、図 10.10 のようにイベント発生日、震源時、震源地名、緯度、経度、深さ、規模、震度、情報源、地点名と記録の有無を DB 化した。また、発生日の日付をクリックすると、図 10.11 に示す東海地区での震度マップが現れるようにすることで、震源方向や地震規模を容易に把握できるようにした。

「波形」では、全ての強震観測建物の名称が示してあり、それをクリックすると、図 10.12 のように選択した建物で得られている全ての成分の加速度波形が表示される。加速度波形は日付毎に左から EW, NS, UD 成分の順に示してある。多点観測地点の場合は、建物では上から最上階、1 階、地盤の順に表示し、地盤では上から地表、地中のように示してある。表示される波形の大きさは十分とはいえないが、振幅レベル、包絡形、建物あるいは地盤での増幅の様子、ノイズの有無などの概略が一見して捉えられるようになっている。

「ダウンロード」では、デジタルデータのダウンロードが行えるようにしている。ダウンロード方法やデータフォーマットの詳細は後述する。

## 観測機器

「観測機器」には、図 10.1 に示すように強震観測機器、常時微動計測機器のカテゴリが含まれる。強震観測機器では、東山キャンパス内に設置されている強震計 (SMAC, Etna, K2) のフィルタ特性や分解能などのスペックと特徴が記述してある。常時微動計測機器も同様に、機器のスペック、特徴が記述してある。

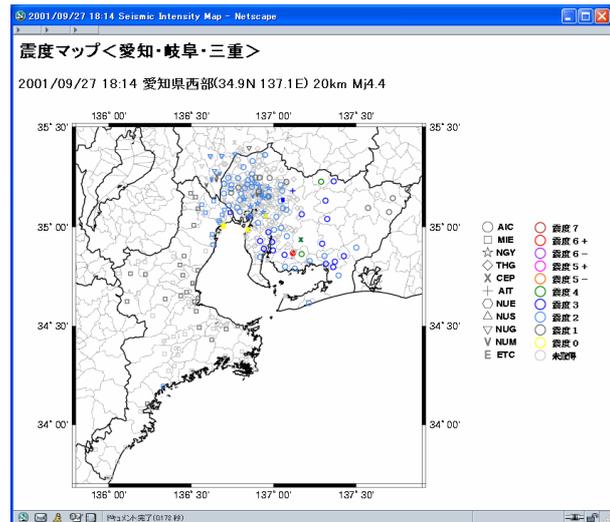


図 10.11 地震記録 (震度分布)

## 10.3 地震記録のダウンロード方法

地震記録をダウンロードするためには、ユーザ登録を行う必要がある。ユーザ登録制とした理由は、以下に示す注意事項に同意した上でデータを利用してもらうためである。

| No.   | 発生日<br>時分    | 震源地名         | 緯度   | 経度    | 深さ<br>km | 規模<br>Mj | 震度<br>子種別 | 情報源* | 地点名とデータ収録 |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      | コメント |      |
|-------|--------------|--------------|------|-------|----------|----------|-----------|------|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|       |              |              |      |       |          |          |           |      | agrb      | agrr | ccrs | evmd | ulbb | nchr | chrr | memr | crzb | crzr | vbls | engf | engw | engv |      | engs |
| EQ075 | 011228 3:28  | 滋賀県北部        | 35.4 | 135.9 | 10       | 4.5      | 5         |      |           |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| EQ074 | 011209 13:06 | 新島・神津島<br>近海 | 34.4 | 139.2 | 10       | 4.6      | 5         |      |           |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| EQ073 | 011117 5:34  | 遠州灘          | 34.6 | 137   | 30       | 4.0      | 5         |      |           |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| EQ072 | 011025 20:12 | 岐阜県美濃中<br>西部 | 35.4 | 136.8 | 10       | 3.7      | 5         |      |           |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| EQ071 | 011011 13:38 | 静岡県西部        | 34.7 | 137.4 | 10       | 2.5      | 5         |      |           |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| EQ070 | 010927 18:14 | 愛知県西部        | 34.9 | 137.1 | 20       | 4.4      | 5         |      |           |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| EQ069 | 010922 18:11 | 愛知県西部        | 35.1 | 136.9 | 40       | 4.1      | 5         |      |           |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| EQ068 | 010831 16:09 | 伊勢湾          | 34.9 | 136.7 | 40       | 3.6      | 5         |      |           |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
| EQ067 | 010825 22:21 | 京都府南部        | 35.1 | 135.7 | 10       | 5.3      | 5         |      |           |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |

図 10.10 地震記録 (データ収録状況)

- ① web 内に含まれるデータの著作権は名古屋大学に帰属すること。
- ② 提供される情報・データ及びその使用により生ずる一切の責任はユーザが負うものとする。

なお、ユーザ登録は、「データ利用」メニューの「ユーザ登録」サブメニューから行うことが出来る。ユーザ登録を終えた後の操作は、

- ① 「地震記録」メニューの「ダウンロード」サブメニューをクリックするとユーザ名とパスワード入力画面が表示される。
- ② ユーザ名とパスワードを入力すると、図 10.13 に示す建物の選択画面になる。
- ③ ダウンロードを行いたい建物をクリックすると、図 10.14 に示す各建物の地震記録の一覧から、ダウンロードできる画面が現れる。
- ④ ダウンロードを行いたいデータ (図 10.14 の○印, 又は▲印) をクリックするとダウンロードが行われる。

ダウンロードされるデータフォーマットの詳細は後述する。図 10.14 の DB に記されている▲印は、コメント欄に記述されているように、ノイズが含まれているなどのため、取り扱いに注意が必要なデータであることを意味する。図 10.14 のメニューバー右下にある<波形表示>をクリックすると、図 10.12 に示した加速度波形が新しいウィンドウで表示される。また、図 10.14 の日付をクリックすると、図 10.11 に示した震度マップも新しいウィンドウに現れる。したがって、ユーザは地震記録 DB、加速度波形、震源マップの3つのウィンドウを見ながら、選択的に地震記録のダウンロードを行うことができる。

ダウンロードを行えるデータは、データの信頼性を十分確認したものとした。今後、他の建物でも同様の確認をした上で、公開を順次進めていく予定である。また、地盤観測点の記録については、

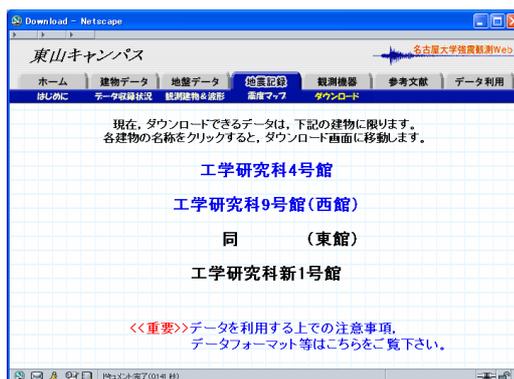


図 10.13 地震記録 (ダウンロードの建物選択)

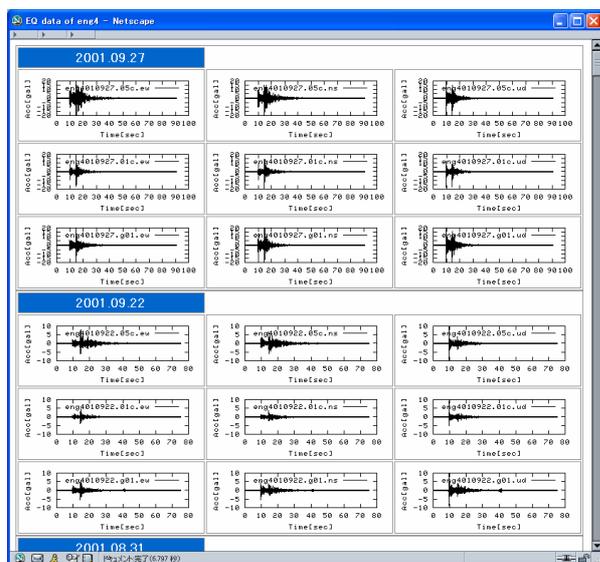


図 10.12 地震記録 (波形)

| No.   | 発生日    | 観測時刻  | 観測地点 | 緯度    | 経度     | 深さ  | 規模  | 震度 | 信頼性* | コメント        |
|-------|--------|-------|------|-------|--------|-----|-----|----|------|-------------|
|       | 時分     |       | km   | 度     | 分      | m   |     |    |      |             |
| E0075 | 011228 | 3:28  | 宮岡橋北 | 35.4  | 135.9  | 10  | 4.5 | 5  |      |             |
| E0074 | 011209 | 13:05 | 新島北  | 34.1  | 139.2  | 10  | 4.6 | 5  |      |             |
| E0073 | 011117 | 5:34  | 通津川  | 34.6  | 137    | 30  | 4   | 5  |      |             |
| E0072 | 011025 | 20:12 | 東島橋南 | 35.4  | 136.8  | 10  | 3.7 | 5  |      |             |
| E0071 | 011011 | 13:38 | 新島西  | 34.7  | 137.4  | 10  | 2.5 | 5  |      |             |
| E0070 | 010707 | 18:14 | 愛知西  | 34.9  | 137.4  | 20  | 4.4 | 5  |      |             |
| E0069 | 010222 | 18:11 | 愛知西  | 35.1  | 136.9  | 40  | 4.1 | 5  | ○    | ○           |
| E0068 | 010831 | 16:29 | 伊勢橋  | 34.9  | 136.7  | 40  | 3.6 | 5  | ○    | ○           |
| E0067 | 010825 | 22:21 | 京町西  | 35.1  | 135.7  | 10  | 5.3 | 5  | ○    | ○           |
| E0066 | 010721 | 14:36 | 東島橋南 | 35.4  | 136.9  | 10  | 3.5 | 5  | ○    | ○           |
| E0065 | 010621 | 8:24  | 伊勢橋  | 34.9  | 136.2  | 10  | 3.7 | 5  | ○    | ○           |
| E0064 | 010603 | 11:33 | 新島中  | 35    | 138.1  | 40  | 4.3 | 5  | ○    | ○           |
| E0063 | 010601 | 11:16 | 新島中  | 35    | 138.1  | 30  | 4.1 | 5  | ○    | ○           |
| E0062 | 010601 | 0:41  | 新島中  | 35    | 138.1  | 40  | 4.8 | 5  | ○    | ○           |
| E0061 | 010416 | 19:45 | 富井橋南 | 33.1  | 136.7  | 430 | 5.6 | 5  | ○    | ○           |
| E0060 | 010403 | 23:57 | 新島中  | 35    | 138.1  | 30  | 5.3 | 5  | ○    | ○           |
| E0059 | 010324 | 15:28 | 安茶橋  | 34.1  | 132.7  | 60  | 6.4 | 5  | ○    | ○           |
| E0058 | 010223 | 7:23  | 新島中  | 34.8  | 137.5  | 50  | 5.3 | 5  | ▲    | ▲           |
| E0057 | 010112 | 8:20  | 東島北  | 35.5  | 134.5  | 10  | 5.4 | 5  | ○    | ○           |
| E0056 | 010108 | 11:48 | 東島北  | 35.4  | 137.1  | 40  | 5.3 | 5  | ○    | ○           |
| E0055 | 010121 | 10:42 | 愛知西  | 35    | 136.9  | 40  | 3.6 | 5  | ▲    | ▲           |
| E0054 | 010031 | 1:43  | 三島橋南 | 34.28 | 136.34 | 43  | 5.5 | 1  | 4    | ○           |
| E0053 | 010030 | 4:11  | 愛知西  | 35.26 | 137.04 | 42  | 3.4 | 4  |      |             |
| E0052 | 010006 | 13:30 | 新島西  | 35.27 | 133.26 | 11  | 7.3 | 2  | 4    | ○           |
| E0051 | 000011 | 7:49  | 東島北  | 34.51 | 139.22 | 9   | 5.3 | 4  |      |             |
| E0050 | 000005 | 11:25 | 愛知西  | 35.14 | 137    | 16  | 2.8 | 4  | ○    | ○           |
| E0049 | 000227 | 13:13 | 東島北  | 34.53 | 135.65 | 11  | 4.1 | 4  |      | 微小地震のため記録なし |
| E0048 | 000818 | 10:52 | 新島北  | 34.21 | 139.26 | 11  | 6   | 4  | ○    | ○           |
| E0047 | 000808 | 0:28  | 愛知西  | 34.84 | 137.22 | 14  | 3.1 | 4  |      | 微小地震のため記録なし |
| E0046 | 000306 | 6:43  | 東島北  | 29.85 | 143.07 | 430 | 7.3 | 4  | ×    | ×           |

図 10.14 地震記録 (各建物のダウンロード画面)

地盤の不整形性を詳細に検討が出来るよう、浅層地盤のデータを整理した後、順次公開を行う予定である。

#### 10.4 公開データのデータフォーマット

本システムよりダウンロードされる地震記録のファイル名は、図 10.15 に示すように観測点コード、年月日、時分秒、地点コード、拡張子の順に並んでいる。なお、時分秒はトリガタイムである。トリガレベル、プレトリガ、ポストトリガ、サンプリング振動数など強震計の設定条件は、10.3.2 節で述べたように、「建物データ」メニューの「詳細データ」サブメニューの「強震観測概要」に記してある。データフォーマットは、今回ユーザとして対象としている研究者や実務設計者が一般的な表計算ソフトで容易に扱えるようテキスト形式とし、表 10.3 に示すようにタブ区切りで左から、時間(sec)、EW、NS、UD 成分の数値データが順に並んでいる形式とした。表 10.3 では説明のためヘッダがつけてあるが、ダウンロードされるファイルには数値データのみが納められている。

ファイルは ZIP 形式で圧縮してあるが、展開は各種フリーウェア、シェアウェアをインストールすれば可能である。ダウンロードしたデータを扱う上で注意する必要があることを以下に記述する。

① 公開した地震記録は、強震計固有のデータフォーマットからアスキー型に変換し、ゼロ線補正のみを行ったものである。

② 地盤の強震計設置方位と、建物の強震計設置方位は異なる。地盤の強震計設置方位は真北を基準としているが、名古屋大学東山キャンパスの建物群は図 10.16 に示すように、真北に対して 25.5 度時計回りに回転した方位を基準としている。したがって、地盤と建物の記録を同時に使用する際にはどちらかの方位補正をする必要がある。

**eng4010927.181506.05c.zip**

|            |     |     |           |  |
|------------|-----|-----|-----------|--|
| 観測点<br>コード | 年月日 | 時分秒 | 地点<br>コード |  |
| ↓          |     |     | ↓         |  |

| 観測点コード | 建物名称      | 地点コード | 地点       | 備考          |
|--------|-----------|-------|----------|-------------|
| eng4   | 工学研究科4号館  | 11c   | 11F(中央)  | 10階建ての場合は屋上 |
| eng9   | 工学研究科9号館  | 05c   | 5F(中央)   | 4階建ての場合は屋上  |
| engn   | 工学研究科新1号館 | 01w   | 1F(西端)   |             |
|        |           | g01   | GL -1m   |             |
|        |           | g14   | GL -14m  |             |
|        |           | g57   | GL -57m  |             |
|        |           | elc   | 東館1F(中央) | 隣接する建物の場合   |
|        |           | w1c   | 西館1F(中央) | 隣接する建物の場合   |

図 10.15 地震記録のファイル名称

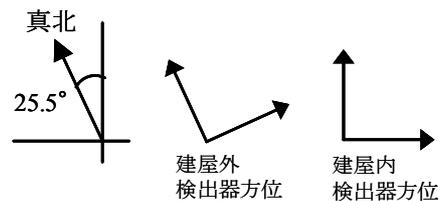


図 10.16 強震計の設置方位

表 10.3 ダウンロードした地震記録のファイルフォーマット

| Time(sec) | EW        | NS       | UD       |
|-----------|-----------|----------|----------|
| 0         | -0.073185 | 0.750233 | 1.002294 |
| 0.01      | -0.195256 | 0.597645 | 0.956517 |
| 0.02      | -0.103703 | 0.704457 | 1.017552 |
| 0.03      | -0.103703 | 0.704457 | 1.017552 |
| 0.04      | -0.195256 | 0.628163 | 0.987035 |
| 0.05      | -0.057926 | 0.765492 | 1.002294 |
| .         | .         | .        | .        |
| .         | .         | .        | .        |
| .         | .         | .        | .        |

本章では、名古屋大学東山キャンパスに既存の建物強震観測事例と観測記録を対象として、DB化とweb公開システムの構築を行った。今後、同様のシステムを地域全体の建物に広げることで、強震時にリアルタイムで被害情報を収集し、震後の災害支援システムに拡張できると考えられる。近い将来に東海、東南海、南海地震が発生するであろうと予測されている東海地区において、本章で構築したシステムは大きな意味を持つと考えられる。しかし、これらを実現させるためには、民間データの共有化が欠かせないため、本章では、民間からのデータ公開を少しでも促せるよう、できる限りのデータ公開を試みた。また、今回構築したシステムを希望者にはソースも提供することで、本章と同様の強震観測記録のDB化と公開が行われ、データの共有化が進むことが期待される。

## 参考文献

- 1) 飛田潤, 福和伸夫, 中野優, 山岡耕春: オンライン強震波形データ収集システムの構築と既存強震計・震度計のネットワーク化, 日本建築学会技術報告集, 第13号, pp.49-52, 2000.7
- 2) 青井真: K-NET, 日本地震学会ニュースレター, Vol.9, No.5, pp.8-9, 1998
- 3) 青井真, 小原一成, 堀貞喜, 笠原敬司, 岡田義光: 基盤強震観測網 (KiK-net), 日本地震学会ニュースレター, Vol.12, No.3, pp.31-34, 2000.9
- 4) 佐藤吉之: 公的機関を中心とした強震観測の現状, 第2回強震データの活用に関するシンポジウム(2000)ー建物の耐震性能設計を目指した強震観測ー, 日本建築学会, pp.3-10, 2000.12
- 5) 渡壁守正, 佐間野隆憲, 高橋克也: 強震動データベースに望まれる姿, 第2回強震データの活用に関するシンポジウム(2000)ー建物の耐震性能設計を目指した強震観測ー, 日本建築学会, pp.27-34, 2000.12
- 6) 高橋克也: 民間での強震観測の光と陰, 地震学会ニュースレター, Vol.12, No.6, pp.9-12, 2001.3
- 7) Anthony F. Shakal: The California Strong Motion Instrumentation Program and Recent Developments, 日本地震学会ニュースレター, Vol.13, No.2, pp.50-54, 2001.7
- 8) 日本建築学会強震観測小委員会, <http://www.eqgmo.aij.arch.metro-u.ac.jp/eqgmo/>, 建物の強震観測に関する将来像 (案)
- 9) 福和伸夫, 山田耕司, 石田栄介, 森保宏, 辻本誠, 松井徹哉: オンライン強震観測・地震被害想定・振動実験システムの構築, 日本建築学会技術報告集, 第3号, pp.41-46, 1996.12
- 10) 福和伸夫, 飛田潤, 西阪理永: 学内 LAN の利用による環境振動モニタリングシステム, 日本建築学会技術報告集, 第5号, pp.158-162, 1997.12
- 11) 岡田純一, 福和伸夫, 飛田潤: 観測記録に基づく SRC 造 10 階建物の平面増築による振動特性変化, 構造工学論文集, Vol.48B, pp.437-444, 2002.3
- 12) 松山智恵, 福和伸夫, 飛田潤: 強震観測・強制振動実験・常時微動計測に基づく隣接する中低層建物の振動特性, 日本建築学会構造系論文集, No.545, pp.87-94, 2001.7
- 13) M. Ali Ghannad, J. Tobita, N. Fukuwa, M. Nakagawa, R. Nishizaka and E. Koide: A Study of the effect of soil-structure interaction on the dynamic properties of RC structures based on the microtremor records, 構造工学論文集, Vol.43B, pp.441-450, 1997.3
- 14) 福和伸夫, 石田栄介, 荒川政知, 山田耕司: GIS を用いた広域施設群の総合振動分析システム, 日本建築学会技術報告集, 第2号, pp.195-200, 1996.3

## 11. リアルタイム観測システムから防災へ

### 11.1 はじめに

ここまで述べてきた観測技術により得られる記録からは、将来の建築設計に活用される知見が得られるが、9章でも述べたように最近の技術により振動記録をほぼリアルタイムでネットワーク経由で転送することができるようになり、防災の観点からの活用も可能になっている。さらに、振動記録だけでなくライブカメラの画像も組み合わせて、地震発生時の建物挙動を総合的に観測するシステムを構築した。インターネットを利用することにより、遠隔地であってもほぼリアルタイムの観測ができるため、広域の建物群の状況把握という意味合いでも有効である。

本章では、このような背景から開発を進めた地域防災協働体制を支援するためのシステム群と、それをもとにした防災拠点の構築について述べる。

東海地域は明治以降だけでも濃尾地震・東南海地震・三河地震という死者千人を越す大震災に繰り返し見舞われ、また伊勢湾台風・東海豪雨という甚大な風水害も経験するなど、歴史的に幾多の大災害を被ってきた。さらに東海地震・東南海地震に近い将来に発生する可能性があり、東海地域全域にわたる激甚災害に備えての対応が国・県レベルで急速に進められている。このような広域巨大災害のための防災対策は、行政によるトップダウン的対応だけでは不足であり、地域社会が一体となったボトムアップ的な取り組みが不可欠である。すなわち行政、住民、技術者、研究者、ボランティア・NPO、マスメディア、教育者など、さまざまな立場での連携による防災活動の重要さが認識されてきている。そのためにはヒト（地域防災を支える人づくり・人間関係作り）・コト（地域に根ざした情報、知見、研究など）・モノ（拠点、道具、システムなど）の各側面からの充実が欠かせない。本論で扱うのは、ヒト・コトの展開のベースとなる各種システムであり、またそれを利用した活動の場としての拠点整備である。

筆者らはこれまでにネットワークを利用した強震観測システムの開発<sup>1), 2)</sup>を通じてモニタリング技術の基礎を検討し、また双方向災害情報システムの枠組みを提示し、インターネット・モバイル技術を用いたシステムの設計・開発を行っている<sup>3)~7)</sup>。ここではそれらの技術を集約し、地域防災に関わるさまざまな立場の人々の協働態勢を推進するためのシステム群の開発を行う。またそれらのシステムを利用し、さらに多様な資料・展示物・教材<sup>8)</sup>・プログラムなどを備えた地域防災活動の拠点を名古屋大学内に整備している。

### 11.2 システムの全体構成

図 11.1 にシステムの全体概要を示す。これは大別して図中太字の 5 サブシステムからなるもので、それぞれ以下に概要を説明する。

### 11.2.1 自治体衛星通信網接続

愛知県の自治体衛星通信網の子局のひとつとして整備されており、市町村などが備えるものと同等で、パラボラアンテナ（1800mmφ）、各種通信装置、映像・音声装置などからなる。災害時には映像等の各種情報の送受信やホットラインなどに用い、平常時は、自治体に対する映像を含む情報配信や講義等にも積極的に活用することにより、自治体と研究機関の協働を推進する役割も果たす。

### 11.2.2 総合的災害対応マルチビューア

既往の各種災害情報システムのサーバやウェブサーバ等（1~7）を統合し、衛星通信や後述するネットワークカメラ、地震警報なども加え、さらにインターフェイスの統一などにより、中部圏における防災情報を一望できるシステムを構築している。情報表示部として、100インチ×3面マルチスクリーンを設置し、情報の総合的な判断や評価を行う。マルチスクリーンはマルチモニタに対応したPCと3台の液晶プロジェクタにより構成され、一般の大型マルチスクリーンよりはるかに安価に実現されている。PC、テレビ放送、VTR、衛星通信、書画カメラなどの各種情報ソースを自在に切り替えるマトリクススイッチャを備え、横3面連続、3面独立、さらに細分化など柔軟な画面構成での表示が可能である。後述する防災拠点のミーティングスペースに設置され、平常時は災害研究に関する情報収集のほか、研究会・勉強会や集会等に利用され、災害時は多様な情報の表示による災害対応に用いられる。



図 11.1 防災拠点創成・地域協働支援システムの全体構成

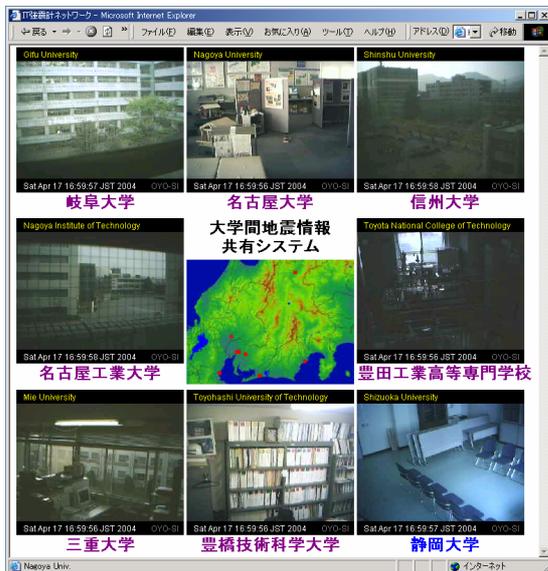
### 11.2.3 大学間地震情報共有ネットワーク

中部圏の大学等（現状では名古屋大学，名古屋工業大学，三重大学，岐阜大学，静岡大学，信州大学，豊橋技術科学大学，豊田工業高等専門学校）にネットワーク接続された地震計・ライブカメラ・地震警報受信装置を設置し，振動波形と映像のデータを名古屋大のサーバに送信してリアルタイムモニタリングを可能にするとともに，地震警報の受信と表示を行う。

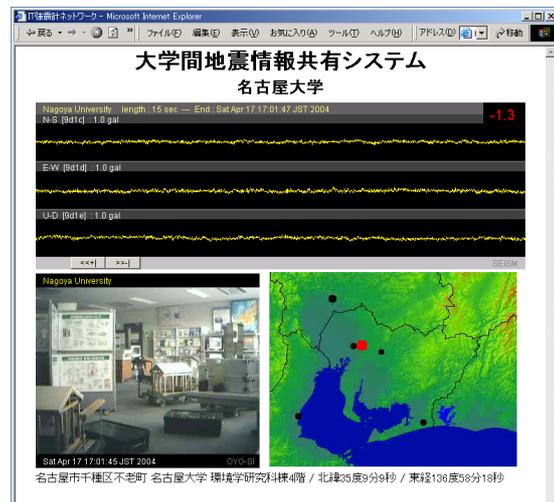
モニタリング表示はウェブインターフェイスとなっており，図 11.2 に全地点のカメラによる同時映像表示と，各地点の振動・映像表示画面を示す。各地点のサーバには過去一定時間の映像が保存され，地震計トリガ作動時には地震記録と同時にスキップバック映像も保存される。これらは名古屋大学のサーバに転送されて確認できるほか，災害によるネットワーク切断時にも各地点のディスクに保存され，停電時でも無停電電源装置（UPS）により数十分間は動作する。

地震警報装置については，気象庁からのナウキャスト情報を名古屋大学でテスト受信しており，それに名古屋大学独自の観測点（東海・東南海地震を対象とした静岡県御前崎と和歌山県新宮）のデータを加えて警報信号を生成する。警報表示はネットワーク経由で警報信号を受信し，3色のシグナルタワー一点滅および警報音で知らせる。なお，これらの情報を PC 画面上でわかりやすく表示する常駐ソフトウェアの開発も進めている。

以上のシステムは，中部地域広域の地震被災状況をモニタリングするために活用されるとともに，相互に状況確認できるシステムの設置を通して大学間の平常時からの協働態勢の構築を意図したものである。



(a) 全地点の映像表示画面



(b) 各地点の振動・映像表示画面

図 11.2 ネットワークカメラと地震計のデータ表示例

#### 11.2.4 名古屋大学リアルタイムモニタリング

前項で用いたシステムを、そのまま大学キャンパス内にも配置し主要な地点や建物内外の状況確認に用いる。大学内はネットワーク環境が整っているため、設置の際の配線工事等は最小限で十分な場合が多い。状況表示はウェブで行われ、特別なソフトウェアを必要としないため、事務系部署への普及の障害も少ない。地震警報装置については、大学内の実験室や危険物取り扱い部署、病院の手術室など危険性の高い箇所での利用が考えられる。さらに、これらのシステムの設置による大学構成員の防災対策意識の向上も重要であり、実験器具や家具の固定などの安全対策も同時に提案・相談することが多い。平常時には、カメラは防犯に、また振動センサは環境振動監視・対策に活用することもできる。さらに地震警報装置に関しては、実験室などを中心に、大学などの研究機関に特有の危険な個所や、逆に迅速な対応を要求される事務部署などに試験的に設置を進め、テストを行っている。

#### 11.2.5 建築物地震時挙動高密度モニタリング

名古屋大学内の建築的に特徴のある以下の3建物について、高密度強震観測システムを構築した。

- (1) 環境総合館，PCaPC造7階建，既製杭。上部構造15成分，杭中12成分，周辺地表・工学的基盤9成分の加速度計を設置。常時の振動を多点で観測し，建物の立体挙動として表示。
- (2) 附属病院中央診療棟，基礎免震，SRC-RC8階建，場所打杭。上部構造，免震ピット下など建物19成分，杭中18成分，地表・地中GL-100mに9成分の加速度計を準備。振動の状況は映像や警報と合わせて病院事務室等で確認できる予定。
- (3) IB電子情報館，既設のS造10階建に加え，SRC造7階建，RC造5階建などが隣接して増築された。既設棟10成分，増築棟19成分，地表3成分の加速度計を設置。構造，高さの異なる建物の挙動や隣棟間相互作用の影響などを検討できる。

以上の観測は，フォースバランス型加速度センサー，フルスケール2G，収録機は20bitA/D変換，サンプリング100Hzである。収録機はすべてネットワーク接続されており，別建物のサーバで自動データ収集やオンラインメンテナンスができる。マニュアルトリガによる常時微動計測も可能な精度を有しており，長期にわたる連続観測による建物の変化やヘルスマニタリングへの応用も考えられる。

さらに(1)環境総合館では，気温，湿度，風向風速，降雨量，日射量などの気象観測，建物内の電力・ガス消費のリアルタイムモニタリングも行っており，振動も加えたトータルな環境モニタリングシステムを構築した。モニタリング画面例を図11.3に示す。ブラウザの全画面表示によるウェブ画面であり，立体振動の表示にはVRML (Virtual Reality Modeling Language) を用い，自由な視点から望むことが可能である。これらのモニタリングは地震応答・環境振動特性の研究，エネルギー消費の監視などに活用されると同時に，1階ロビーに表示画面を設置することにより，リアルタイムモニタによる環境・防災意識啓発にも活用されている。

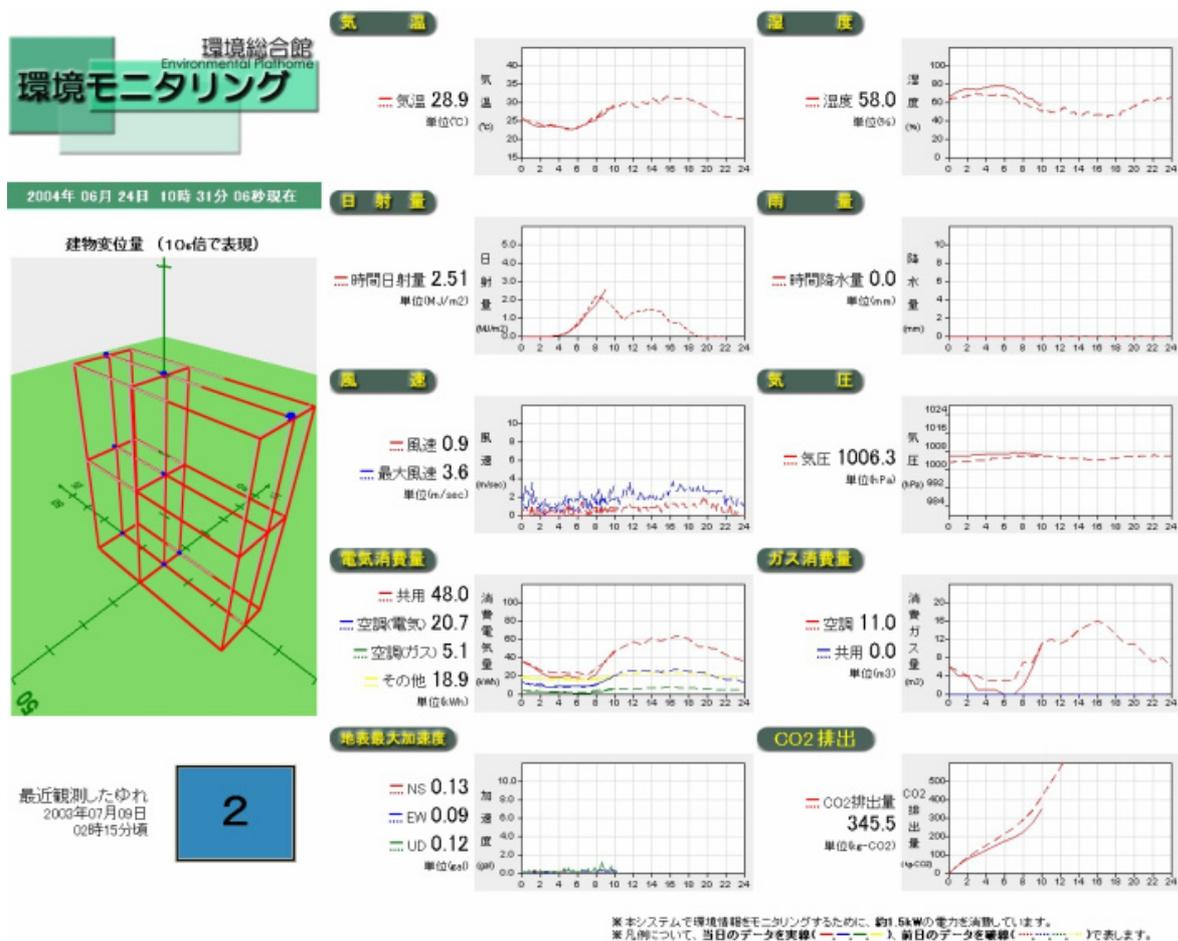


図 11.3 総合環境モニタリングの表示画面

### 11.3 システムを構成する技術の展望

本システムにおいては、衛星通信以外は主にインターネットによる情報通信を利用して開発している。インターネットは、平常時から災害時まで連続して、広域にわたる多機関・多様な利用者が活用できる柔軟なシステムを、安価かつ安定して維持するために有用な通信手段のひとつと考えられる。大学内は従来から LAN 接続環境が整備されており、利用は容易であったが、昨今の常時接続の普及により一般家庭への応用も十分可能となった。激甚災害時には必ずしもすべての接続が安定するとは限らないが、サーバの分散多重化などにより広域でバックアップ体制を取る、映像のスキップバックデータを一定時間残すことで接続が維持できない場合でも切断直前までの状況確認が行えるようにするなど、システム開発上の工夫も行っている。

またウェブインターフェースの標準化も一般ユーザーを対象にする際は特に重要な技術であり、表示のための特別なソフトウェアを必要としないことで、利用性が高まる。そのほかにも長期安定稼働、データ保護、動作レスポンス確保、通信容量の制約への対応、インターフェ

イスの検討、セキュリティ確保、将来的な汎用性など、本システムで開発した各種システム技術に関しては、個々のシステムの詳細とともに稿を改めて順次報告する予定である。

非常時の問題のひとつは電源確保である。一般の大学建物は非常電源設備を備える余裕がなく、また緊急時の設備に対する必要性の説明も困難である。本システムの主要部を設置する環境総合館では井水ポンプと共用した自家発電設備により、災害直後に通信設備や照明等に最低限の電力供給を続けるところまでは対応されている。重要機器には UPS も準備され、停電によるデータ破損を防いでいる。

#### 11.4 地域防災拠点の整備

先に述べた地域防災に関わるヒト・コト・モノ作りを総合的に進めるために、地域防災交流拠点を名古屋大学環境総合館に整備している。図 11.4 に部屋の全体配置などを示した。これらは地域と学内に開放し、多くの人々の交流を通じて防災活動の活性化を図るために計画されている。地域防災交流ホールのミーティングスペースには 3 面マルチスクリーンと衛星通信設備端末、各種映像機器などが設置され、30～50 人程度までの利用が可能である。通常は防災に関連する集会や交流に使用し（図 11.5）、災害時には情報収集・災害対応の検討などを行う場となる。

展示スペースは、防災に関する各種資料、システム、教材、パネル、グッズなどを備え、防災学習や意識啓発の場となる。たとえば振動教材「ぶるる」<sup>8)</sup>などを実際に試してみることもできる。さらには展示物をもとに各自の防災活動へ活用するための独自の資料や教材を工夫するなど、単に展示を見るだけでなく、コミュニケーションを通じて利用者が能動的に活用するための設定も試みつつある。

災害アーカイブは災害関係資料を集積・整理するものである。特に東海地域の災害資料の充実を目指し、書籍だけではなく、一般に入手しにくい報告書や自治体等のパンフレット類、写真・映像、データや物品なども重視している。地域に残る過去の災害の教訓を取材・整理する活動も行っており、資料+インタビューなどの情報もある。このような多岐に渡る資料を効率的に活用するために、画像その他を含んだデータベースシステムを整備中である。本報告の前半で述べた各種システムの主要部も、この部屋に収められている。

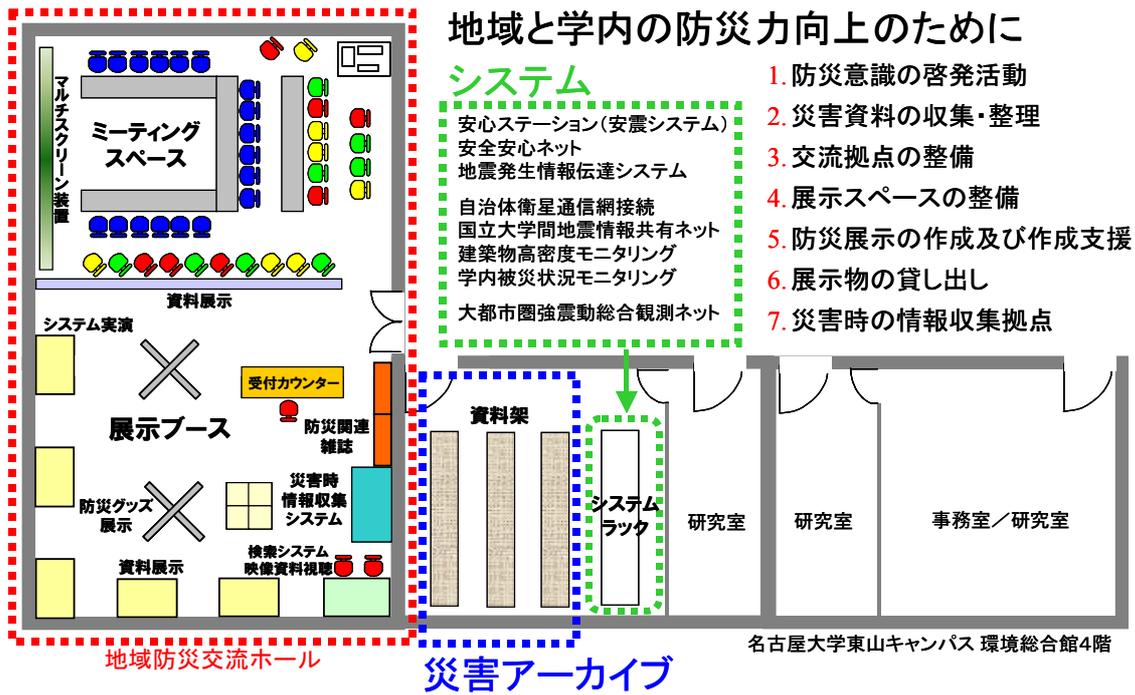


図 11.4 地域防災拠点整備



図 11.5 マルチスクリーンを利用したミーティング



図 11.6 地域防災交流ホールの情報コーナー

## 11.5 まとめ

平常時から災害時まで有効に機能して地域の協働体制の構築を強力にバックアップし、また啓発活動などにも活用しうる各種システムの開発概要を述べた。大規模災害時にはこのような拠点システムを用いて、大学の地震・地理・土木・建築・社会・心理などの分野の専門家の連携による災害情報収集・分析力を活かし、行政や専門家のための情報・知見の提供を行うことになる。また、環境総合館を国内外に向けたクリアリングハウスとすることも検討されている。

平常時には、マルチスクリーンをはじめとする本システムを備えた地域防災交流ホールは、行政担当者、防災関係技術者、研究者、教育、マスメディア、ボランティア・NPO、そして児童・学生や地域住民などに活発に利用され、研究会・勉強会・集会など日常の様々な交流が行われている。大学の専門家が脇にいて様々なプログラムを提供できることも含めて、従来、地域にも大学にもなかったタイプの拠点として認められつつある。このような機能は、将来的には第三セクターによるシンクタンクなどへと発展してゆくことが考えられ、大学は現状でその中継ぎとしての役割を担っている。

## 謝辞

システム開発に当り原徹夫氏・小出栄治氏・伊藤貴盛氏（㈱応用地震計測）、古瀬勇一氏・座光寺勇氏（㈱ファルコン）ほか多数のご協力を得た。また大学間地震情報共有ネットワーク開発においては、三重大学・川口淳助教授、岐阜大学・能島暢呂助教授、信州大学・田守伸一郎助教授、名古屋工業大学・井戸田秀樹助教授、豊橋技術科学大学・倉本洋助教授、豊田工業高等専門学校・今岡克也教授、静岡大学・里村幹夫教授、ほかのご協力を得た。記して謝意を表す。地域防災拠点の構築に当たっては名古屋大学大学院環境学研究科および名古屋大学災害対策室とともに進めている。

## 参考文献

- 1) 福和伸夫, 山田耕司, 石田栄介, 森保宏, 辻本誠, 松井徹哉: オンライン強震観測・地震被害想定・振動実験システムの構築, 日本建築学会技術報告集, 第3号, pp.41-46, 1996.12.
- 2) 福和伸夫, 飛田潤, 西阪理永: 学内LANの利用による環境振動モニタリングシステム, 日本建築学会技術報告集, 第5号, pp.158-162, 1997.12.
- 3) 福和伸夫・高井博雄・飛田潤: 双方向災害情報システム「安震システム」と携帯型災害情報端末「安震君」, 日本建築学会技術報告集, 第12号, pp.227-232, 2001.
- 4) 飛田潤・福和伸夫・中野優・山岡耕春: オンライン強震波形データ収集システムの構築と既存強震計・震度計のネットワーク化, 日本建築学会技術報告集, 第13号, pp.49-52, 2001.
- 5) 飛田潤・福和伸夫: 双方向災害情報伝達に基づく地域防災拠点支援システム, 第11回日本地震工学シンポジウム, 2002.
- 6) 飛田潤・森裕史・福和伸夫・小島宏章: 災害図上訓練・地域防災マップ作成システム「安震DIG」, 日本建築学会大会梗概集, B-2, pp.115-116, 2003.
- 7) 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.
- 8) 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.