

実測記録に基づく

中低層建物の動的相互作用効果に関する研究

2005 年

博士 (工学)

小 島 宏 章

名古屋大学図書



11512882

目 次

第 1 章 序論

1.1 研究の背景と目的.....	1
1.2 既往の研究.....	4
1.3 論文の構成と概要.....	7

第 2 章 建物振動実測の新たな方法とデータ公開

2.1 はじめに.....	9
2.2 戦略的強震観測・常時微動計測	
2.2.1 観測の概要.....	10
2.2.2 建設段階毎の常時微動計測.....	12
2.2.3 建設中の中層建物の強震観測.....	17
2.2.4 現場内 LAN を用いた建設中の高層建物の強震観測.....	18
2.2.5 隣接建物増築時の強震観測・常時微動計測.....	20
2.3 強震観測記録のデータベース化と web 公開.....	22
2.4 まとめ.....	30

第 3 章 建物の振動性状に及ぼす各種要因の分析

3.1 はじめに.....	31
3.2 相互作用効果の階数依存性	
3.2.1 固有振動数の階数依存性.....	32
3.2.2 モード形状・減衰定数の階数依存性.....	41
3.2.3 有効入力動の階数依存性.....	45
3.2.4 常時微動記録と地震記録の比較.....	48
3.3 隣接建物の建設に伴う振動性状の変化.....	55
3.4 2 次部材が振動性状に及ぼす影響.....	61
3.5 まとめ.....	69

第 4 章 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.....	71
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.....	72
4.2.2 強震観測・常時微動計測の概要.....	74
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.....	75

4.3.2	地震動の等価卓越振動数.....	78
4.3.3	地震動の等価卓越振動数と最大加速度比，速度比.....	80
4.3.4	地震動の無次元振動数と最大加速度比，速度比.....	82
4.3.5	根入れと入力損失効果.....	84
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，速度比.....	85
4.4.2	地震記録と常時微動記録の比較.....	87
4.5	地震動の空間変動.....	89
4.6	まとめ.....	91
 第5章 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.....	93
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.....	93
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.....	96
5.3	増幅特性に及ぼす動的相互作用効果.....	98
5.4	固有振動数に及ぼす動的相互作用効果.....	102
5.5	減衰定数に及ぼす動的相互作用効果.....	105
5.6	まとめ.....	108
 第6章 結論		
6.1	結論.....	109
6.2	今後の課題と展望.....	113
参考文献.....		115
発表論文.....		121
謝辞.....		123

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

日本では20世紀末より地震活動期に入ったと言われており、死者6千人を超える甚大な被害をもたらした1995年の兵庫県南部地震は記憶に新しい。あれから10年の月日が経つ今日までに、2000年鳥取県西部地震、2001年芸予地震、2003年十勝沖地震と大地震が頻発しているが、幸い死傷者は少なかった。しかし、2004年新潟県中越地震では死者41名（2004年11月14日現在）が出る地震災害となっており、地震に対する社会の関心は非常に高まっている。また、兵庫県南部地震以降、中央防災会議¹⁾や地震調査研究推進本部²⁾も精力的に活動しており、日本各地の主要な活断層や海溝型地震の地震発生確率を発表している。名古屋大学が立地する東海地方においては、2001年に東海地震の想定震源域が22年ぶりに見直され、甚大な被害を受けると予想される地域が西方へ大幅に広がり、8都県263市町村が強化地域に指定されることとなった。また、東海地震との連続発生が懸念されている東南海地震・南海地震に関しても、推進地域の指定や被害想定を発表などが行われ、これに基づいて地震被害軽減に向けた対策が行われている。

建物の耐震構造技術は過去の震害の経験を基に発展してきており、1971年にはRC柱の帯筋間隔などの規定が改正され、1981年には建築基準法の構造計算規定が抜本的に改正され、保有水平耐力の検討を行う「新耐震設計法」が導入された。これにより、1982年以降に建設された建物の耐震性能は、1981年以前の許容応力度設計による旧基準で設計された建物に比べ大幅に向上した。したがって、1981年以前に建設された建物は、既存不適格建物として全国に極めて多くの棟数が現在も実在することとなった。建築年代の差による地震被害の差は、兵庫県南部地震において顕著に現れた³⁾。図1.1にピロティを持つ建物と設計・施工不良の建物を除く年代別の鉄筋コンクリート造建物の被

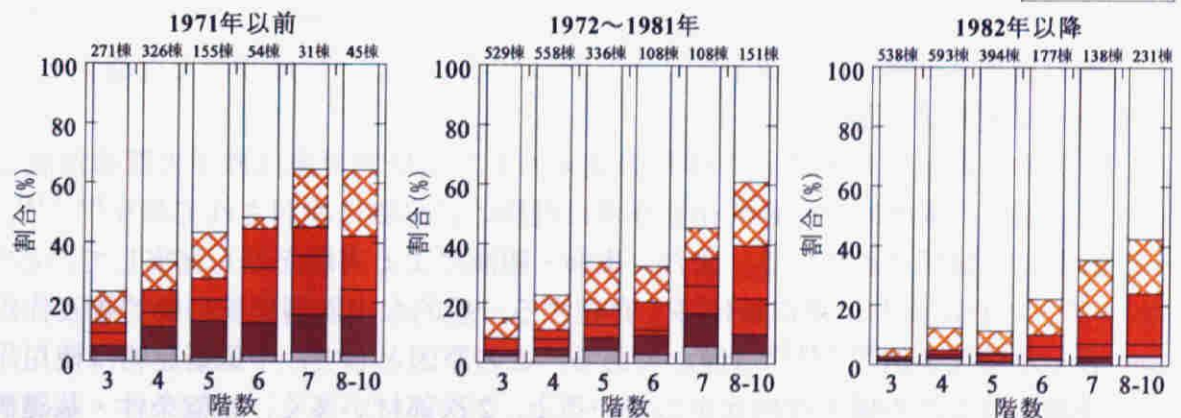


図 1.1 1995 年兵庫県南部地震時の鉄筋コンクリート造建物の被害
(灘・東灘・中央区の年代毎の階数と被害割合 (文献 4 より作成))

害率を階数別に示す⁴⁾。明らかに1982年以降の建物は被害が少ないことが分かる。今後発生が懸念される巨大地震に対して、1981年以前に建設された建物の耐震性能の向上を図ることが必要である。図1.1で階数による被害率の違いを見ると、どの年代区分においても階数の高い建物で被害率が高く、低層建物で低い傾向が認められる。新耐震設計法施行後の1982年以降に建設された建物では、中破⁴⁾以上の被害を受けた建物は、3階建てで1.5%、8～10階建てで21.3%である。一方、兵庫県南部地震で発生した「震災の帯」の中での地表面最大加速度は1,000gal以上と推定されており^{例え5)}、新耐震設計法の2次設計で想定している地震動レベルの300～400galを遙かに上回っている。それにもかかわらず、中低層建物の被害率が極めて低いという結果が得られている。この原因として、建物と地盤との動的相互作用⁶⁾による地震力低減効果^{例え7-8)}や、2次部材等による潜在的な建物耐力の余裕が指摘されている^{例え9-10)}が、未だ実証的な解明には至っていない。2004年新潟県中越地震においても小千谷地区で1,000galを超える地表面加速度の強震記録が得られている¹¹⁻¹²⁾が、建物被害はそれほど多くなかった^{例え13)}。

この様に中低層建物の地震時挙動には不明確な点が多く残されているにもかかわらず、兵庫県南部地震での建物被害の少なさから新耐震設計法が是認された。2000年には性能規定化に対応するために建築基準法が改正され、限界耐力計算法が新たに導入された。限界耐力計算法は、表層地盤の増幅特性や相互作用効果を設計時に考慮できるようになった点で、性能設計へ一歩と近づいたと言える。また、近年では免震・制震といった建物応答を制御する技術の導入が図られており、耐震改修などにもそれらの技術は応用されている点においても、性能設計に近づきつつあると言える。しかし、本来の意味での性能設計を行うためには、建物に入力する地震動と実構造物が持つ真の耐震性能が明らかになっていることが前提となる。だが、1995年兵庫県南部地震や2004年新潟県中越地震において、設計想定レベルを遙かに上回る地震動が作用したにもかかわらず、建物被害が少ないことから、現在までに得られている知見は十分ではない。特に、中低層建物の地震時挙動に大きく影響を及ぼす建物と地盤との動的相互作用¹⁴⁾や、耐力上の余力などを解明するには知見が不足している上、検討を行うための実記録も不足しているのが現状である。したがって、建物の実測記録を効率的に入手し、実際の振動性状を適切に把握して、地震荷重と耐震性能を実証的に明らかにすることは、性能設計を促進する上でも、極めて重要な課題である。

建物と地盤との動的相互作用の従来の主たる研究対象は原子力関連施設であった。原子力関連施設の動的相互作用は理論的に詳細に検討されており^{例え15)}、耐震設計にも活用されている。また、実験・観測による実測記録も充実している^{例え16)-18)}。これに対し、都市域に多く存在する一般的な中低層建物の動的相互作用に着目した研究事例^{例え19-20)}は僅かである。この原因として、中低層建物は使用用途が多岐に渡るため様々な形状をしている上、2次部材が多く、地盤条件・基礎構造も多種多様であるため、構造特性が明確でない場合が多いことなどが挙げられる。し

かし、これらの要因は、数値解析による検討が困難な問題ばかりであるため、実測記録に基づく検討が必要不可欠である。

この様な背景から本論文では、中低層建物の動的相互作用効果を実証的に明らかにすることを目的として、以下の点に着目して研究を進める。

- 中低層建物の動的相互作用を分析できる実測記録が不足している現状を打開するために、新たな戦略的観測プログラムを計画、実施すると共に、得られた記録のデータベース化と公開に関する手法を提示する。
- 新たな観測によって得られた実測記録を用いて、建物の振動性状に及ぼす地盤・建物の各種要因を明らかにする。
- 要因分析で得られた知見を生かして、複数の中低層建物の入力損失効果と建物応答性状を明らかにする。また、常時微動記録と地震記録を比較することにより、常時微動記録に基づく建物振動性状の分析の適用範囲を明らかにする。

これらの検討は、耐震設計に動的相互作用効果を適切に導入するための基礎として必要であると共に、実在する建物の真の耐震性能を把握する上で極めて重要である。来るべき大地震に備えて、都市の持つ地震防災力を適格に評価し、対策を進める上で緊急の課題といえる。

1.2 既往の研究

本節では、建物と地盤との動的相互作用に関する既往の研究の内、実測記録に基づいた中低層 RC 造建物の動的相互作用に関する研究を概説する。

1.2.1 建設に伴う振動性状の変化を対象とした研究

大場ら²¹⁻²²⁾は、比較的平面形が類似した 5 階建ての公団アパート 48 棟を対象として、建設段階毎に常時微動計測を行い、弾性地盤上の剛体のロッキング振動理論との比較をしている。その結果、建物が低層の時は建物と地盤との動的相互作用の影響が大きいこと、建物階数が増加すると建物の固有振動数と減衰定数が低下することを指摘している。

入江ら²³⁻²⁵⁾は、RC 造 5 階建て建物を対象として建設段階毎に常時微動計測を行い、階数増加に伴って固有振動数が低下すると共に、固有振動数での応答の卓越が顕著になることを報告している。その後、同建物に隣接して建設された SRC 造 6 階建て建物と、さらにその後建設された SRC 造 7 階建て建物でも同様の常時微動計測を行い、建物階数が増加すると動的相互作用効果が低下すること、減衰定数と建物高さの明確な関係が見られないこと、スウェイ率が低下すること、隣接建物の影響は質量の大きな建物から小さな建物に影響が及ぶことを指摘している。

中川ら²⁶⁻²⁷⁾は、SRC 造 6 階建て建物（名古屋大学工学研究科 9 号館西館）と SRC 造 10 階建て建物（名古屋大学工学研究科新 1 号館）を対象として、建設段階毎に常時微動計測を行い、建物と地盤との動的相互作用の階数依存性について検討している。その結果、動的相互作用効果は低層時に顕著なことを指摘している。

岡田ら²⁸⁾は、L 字型²⁹⁾からコ字型に平面増築された SRC 造 10 階建て建物（名古屋大学工学研究科新 1 号館）を対象として、高密度常時微動計測と強震観測を行っている。その結果、偏心に伴うねじれ振動が減少したこと、並進モードに連成するねじれ成分が減少したこと、新たに弓形の床面内振動モードが発生したことを指摘している。

1.2.2 隣接建物を対象とした研究

北田ら³⁰⁾、矢野ら³¹⁾、鈴木ら³²⁾は、実際の地盤上に単独建物、隣接建物（同種 2 種）、隣接建物（異種 2 種）の 3 種類の大型縮小試験体を建設して強震観測、振動実験を行い、原子力発電施設の耐震性確証に関する研究を行っている。

大場ら³³⁾は、16 階建てと 11 階建ての SRC 造建物について人力加振実験を行い、加振建物の基礎から地盤を介して隣接建物の基礎へ伝達する効率が 70%前後であったことを報告している。

松山ら³⁴⁾は、隣接する SRC 造 6 階建て建物と RC 造 3 階建て建物（名古屋大学工学研究科 9 号館）を対象として、強震観測、強制振動実験と常時微動計測を行

っている。いずれの場合も 6F 建物が主として振動する時には、6F 建物と 3F 建物が相互に御辞儀をするような振動モード形状となっていることを報告している。また、地盤も含めた地震記録の分析より、隣接建物を介した複数入力の可能性を指摘している。

1.2.3 多数の建物を対象とした研究

鳥海³⁵⁾・大場³⁶⁻³⁷⁾は、2～7 階建て建物を対象に常時微動計測を行っている。最上階の変位スペクトルの卓越振動数から地盤－建物連成系の固有振動数を推定し、地盤－建物連成系の固有周期は地盤、基礎条件及び建物高さとの相関が高いこと、動的相互作用の影響が大きいことを指摘している。また、その結果を基に、平均 N 値と建物階数を変数とした地盤－建物連成系の固有周期の回帰式を求めている。

多賀³⁸⁾らは、RC 造の公営住宅を対象に、最上階と地盤の 2 点で NS 方向の同時常時微動計測を 59 団地 201 サイトで実施している。地盤－建物連成系の固有振動数を、最上階と地盤のパワースペクトル比の卓越振動数から推定し、減衰をハーフパワー法と自己相関関数の片側振幅対数減衰率から推定し、団地毎の地盤卓越周期と建物周期の分布を示している。

今岡³⁹⁾らは、福岡市内の 179 棟の RC 造建物（11 階以上は SRC 造建物を含む）を対象に、建物頂部と近傍地盤の 2 点で水平 2 成分の同時計測を行っている。建物の固有周期を建物頂部／地盤の伝達関数から推定し、地盤の固有周期を H/V スペクトルの卓越周期から推定し、両者の関係を検討している。

Ali⁴⁰⁾らは、名古屋大学東山キャンパス内の 14 棟の建物を対象に、建物頂部・1 階・近傍地盤の 3 点で、水平 2 成分・上下成分の同時常時微動計測を行っている。地盤－建物連成系 (Top/GL) とスウェイのみ固定した基礎固定系 (Top/1F) の伝達関数より固有振動数と減衰の推定を行っている。地盤－建物連成系の減衰は RD 法からも推定を行っている。推定された値と地盤の平均 N 値、建物階数、基礎条件との相関より、中低層 RC 造建物の動的相互作用効果について分析を行っている。

1.2.4 入力損失を対象にした研究

山原⁴¹⁻⁴²⁾は、八戸高専を対象として、1968 年の十勝沖地震後の余震観測を基礎と周辺地盤で行い、校舎基礎の高振動数成分が周辺地盤よりも小さくなることを指摘し、これを入力損失効果と名付けた。その後、剛な基礎が位相差を持った地震動を拘束することにより入力損失効果が生じると仮定して、入力損失効果のメカニズムを説明している。

星谷ら⁴³⁾は、低層 RC 造校舎を対象として常時微動計測と強震観測を行い、実測記録に認められる入力損失効果を、山原の入力損失フィルターを用いた地震応答解析と Luco⁴⁴⁾による SH 波に対する半無限弾性体中のせん断壁の解析方法から得られる結果と比較検討し、両者がよく対応していることを指摘している。

石井ら⁴⁵⁾は、大型地下タンクで得られた地震記録の入力損失効果を有限要素法

を用いて検討し、入力損失効果は基礎の平面的な広がり以上に、基礎の根入れ深さが重要なパラメータである可能性を指摘している。

安井ら⁶⁾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⁴⁶⁾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。

J. P. Stewart et al.⁴⁷⁻⁴⁹⁾は、40サイトで観測された **Imperial** 地震や **Northridge** 地震など12の強震記録をデータベース化し、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。その後、設計法への応用方法を検討している。

以上のように、常時微動記録に基づく中低層建物の動的相互作用に関する研究は、ほぼ同一な形状をした複数の建物を対象とした統計的な分析や、単独の建物の詳細な分析が行われている。しかし、動的相互作用に及ぼす地盤・建物の要因を抽出し、複数の建物を対象にした体系的な分析は行われていない。地震記録に基づく研究は、主に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が限られており、統計的に十分な分析は行われていない。また、動的相互作用に着目して常時微動記録と地震記録を詳細に比較分析した研究はほとんど行われておらず、常時微動記録から得られる知見の有用性は明確にはされていない。

本研究では、中低層建物の動的相互作用を実証的に明らかにすることを目的に、動的相互作用効果に影響を及ぼす要因を抽出するための系統的な振動実測方法を計画、実施し、得られた実測記録をもとに体系的な分析を行う点に独自性を持つ。

1.3 論文の構成と概要

「第1章 序論」では、本研究を行うにあたっての背景と目的を述べ、中低層建物の振動実測の現状と課題、建物振動性状に及ぼす各種要因に関する既往の研究、入力損失効果に関する既往の研究を整理し、本論文の目的と位置づけを明確にする。

「第2章 建物振動実測の新たな方法とデータ公開」では、先ず中低層建物の建物振動実測の現状と課題を整理し、相互作用効果が分析可能な実測記録の質・量の増加の必要性を示す。次に、実測記録が不足している現状を打破するための新たな建物振動実測の方法として、戦略的強震観測・常時微動計測プログラムを計画、実施する。さらに、得られた記録を有効に活用するために、地盤・建物の概要と共にデータベース化を行い、インターネットを介した公開システムの構築を行う。これにより建物の振動実測記録の共有化を図るとともに、効率的なデータ蓄積の方法論を提示する。

「第3章 建物の振動性状に及ぼす各種要因の分析」では、戦略的強震観測・常時微動計測で得た記録を用いて、慣性の相互作用、入力の相互作用、隣接建物、2次部材、入力特性などが建物振動性状に及ぼす影響を詳細に分析する。具体的には、ほぼ同規模で構造種別・構造形式・基礎形式の異なる3棟の建物を対象に建設段階毎の常時微動記録を用いて、固有振動数・モード形状・減衰定数の階数依存性を分析することで、慣性の相互作用の特性を明らかにする。次に、建設段階毎の常時微動計測から有効入力動を分析することにより、入力の相互作用の特性を明らかにする。また、建設期間中に得た地震記録と常時微動記録を用いて、入力特性の異なる両者を比較することで、常時微動記録に基づく建物振動性状の分析の有用性を検討する。既存建物の周囲に隣接建物が建設される好機を利用して、隣接建物の建設に伴う既設建物の振動性状の変化を明らかにする。最後に、実測記録から求められる上部構造物の固有振動数と数値解析結果を比較し、2次部材の影響を明らかにする。

「第4章 実測記録に基づく中低層建物の入力損失効果」では、名古屋大学東山キャンパス内に存在する様々な規模、高さ、基礎幅や根入れ深さを有する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、相互作用による入力損失効果を明らかにする。入力損失効果の検討には、地震動の最大値に基づく方法と、振動数領域における方法を用いる。また、入力特性の異なる地震動と常時微動を比較することにより、地震動の空間変動が入力損失効果に及ぼす影響を明らかにする。

「第5章 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」では、中低層建物を中心とする多種多様な建物の常時微動記録に基づいて、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する。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、多数の中小地震記録と常時微動記録を用いて、動的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明らかにする。

「第6章 結論」では、ここまでの研究成果をまとめ、中低層建物の振動性状に及ぼす動的相互作用効果を総括し、今後の課題と展望について述べる。

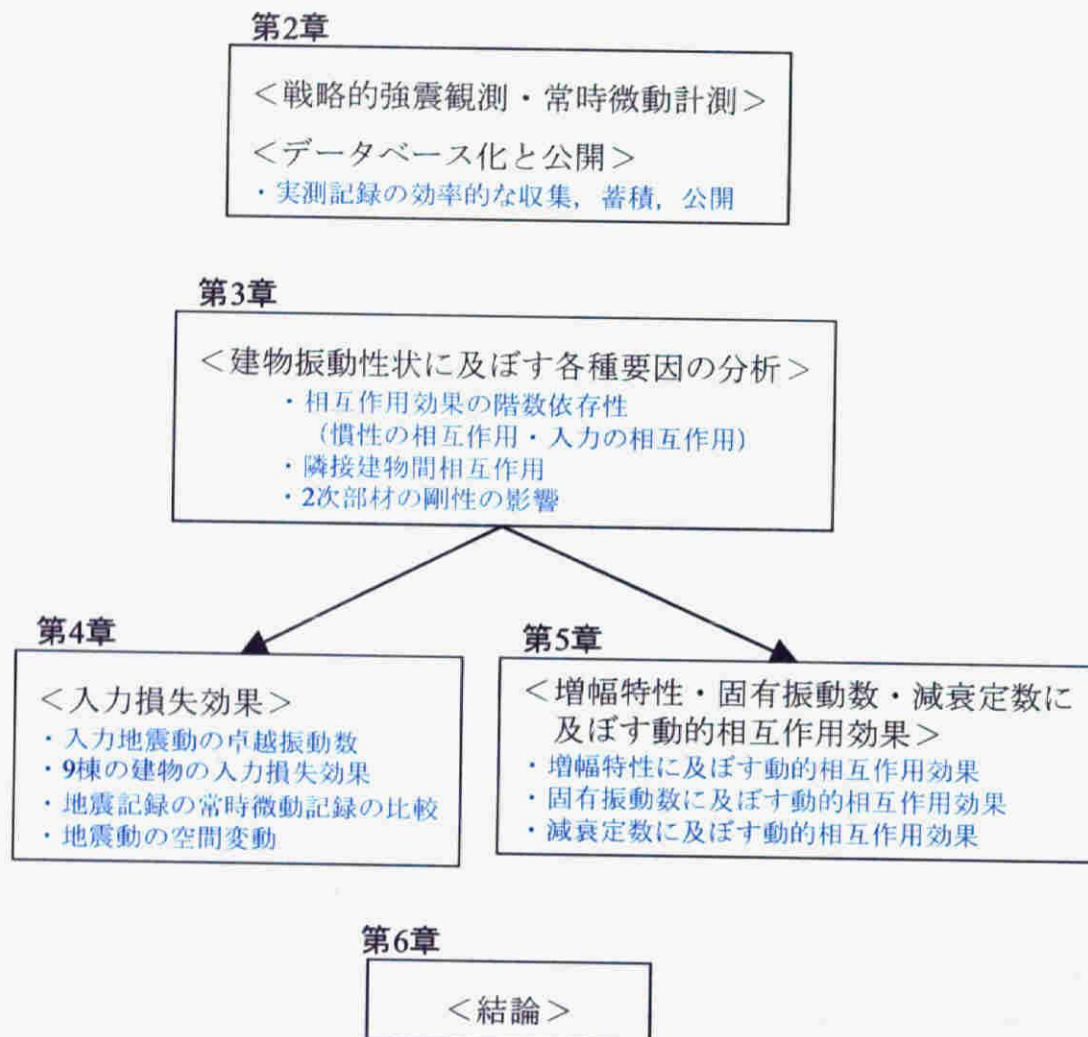


図 1.2 本論文の構成

第2章 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^{例えば 34)}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っていることが挙げられる。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⁵⁰⁾。

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

2.2.1 観測の概要

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) 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^{28・29)}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。

(d) 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、各地に一樣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⁵¹⁾を検討可能である。

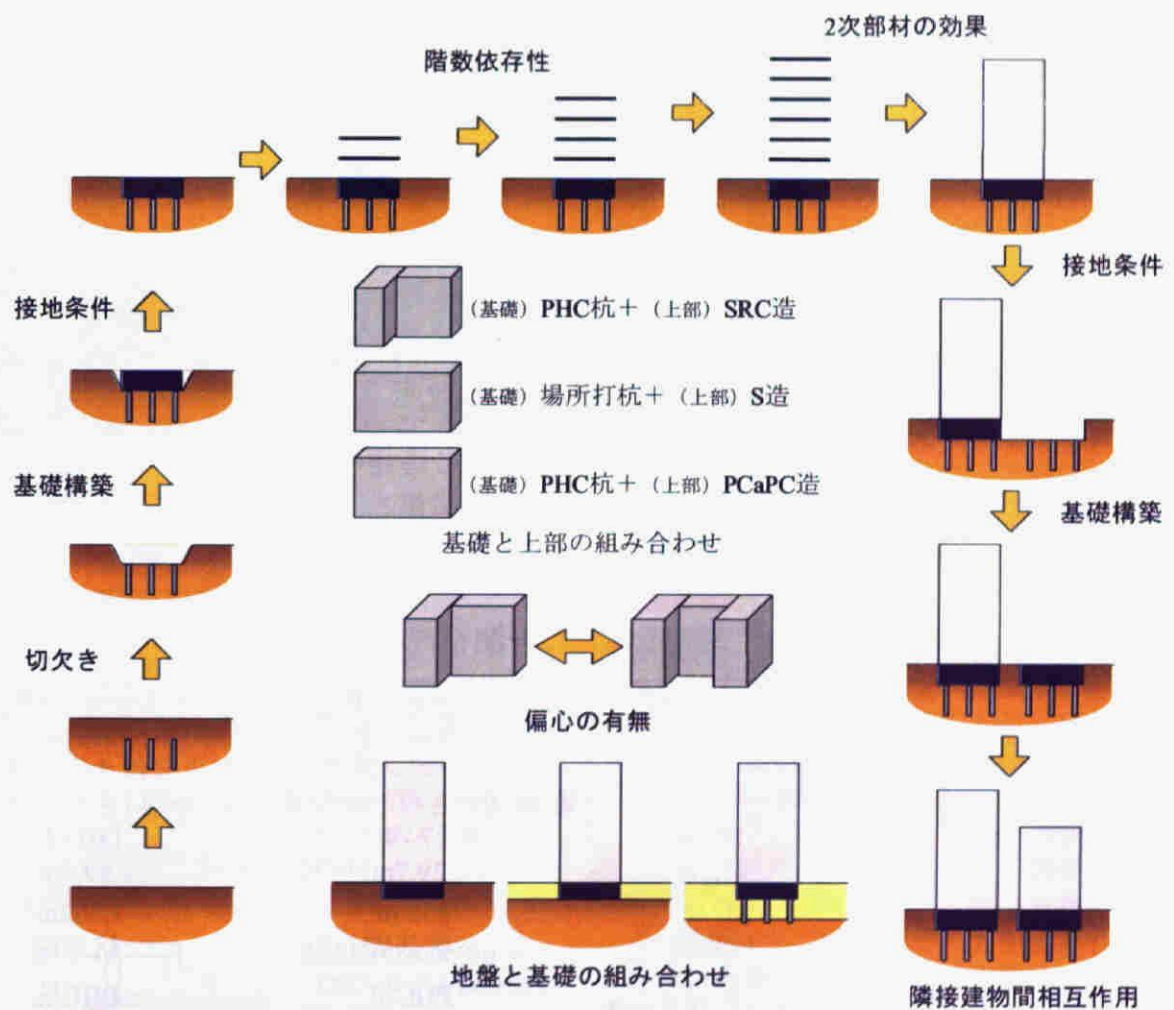


図 2.1 戦略的強震観測・常時微動計測プログラム

2.2.2 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）。



(a) S造建物
＜IB電子情報館＞



(b) PCaPC造建物
＜環境総合館＞



(c) SRC造建物
＜新1号館＞

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 ²	852 m ²	1,502 m ²
基礎形式	杭基礎	杭基礎	杭基礎
（杭種別）	場所打ち 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） 1300φ（拡底部1900φ） 1400φ（拡底部2400φ）	800φ	500φ 600φ
根入れ深さ	GL-7.3m	GL-4.0m, GL-7.2m	GL-2.5m（一部GL-7.8m）

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、ロッキングの計測は 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。

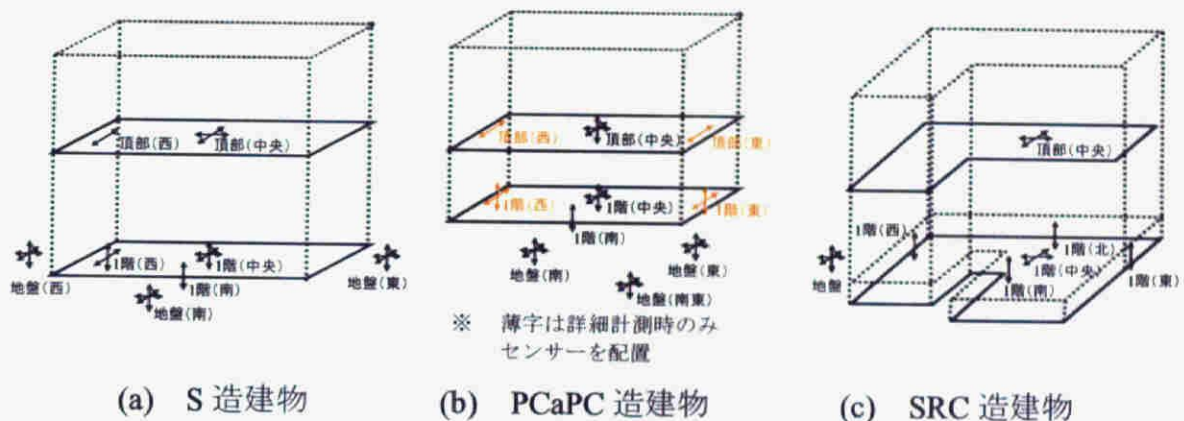


図 2.3 建設段階毎の常時微動計測のセンサー配置図

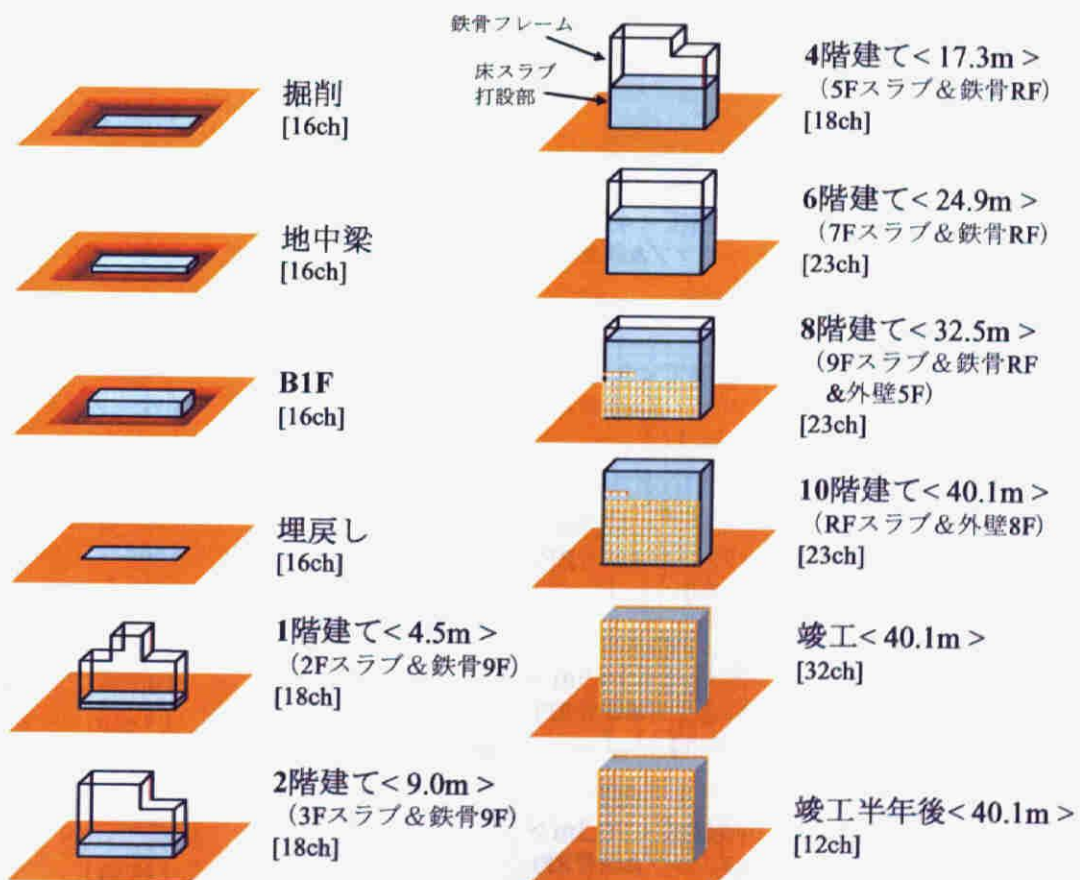


図 2.4 S 造建物の常時微動計測時の建物状況

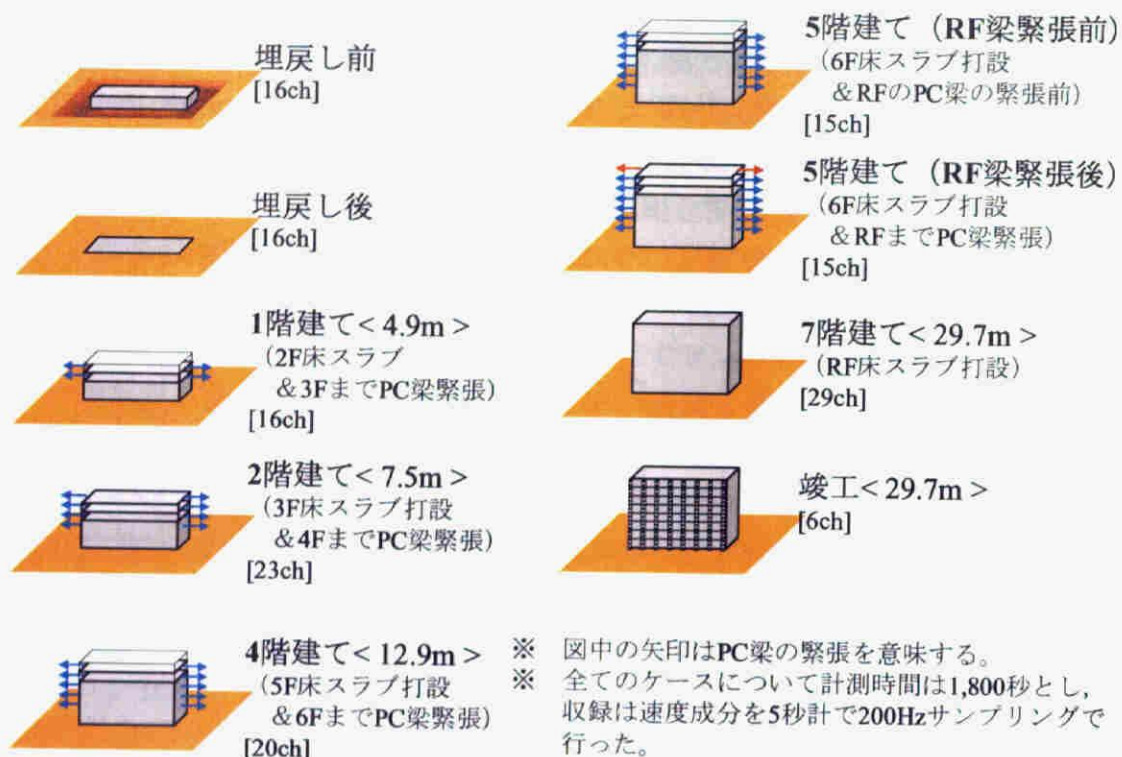


図 2.5 PCaPC 造建物の常時微動計測時の建物状況

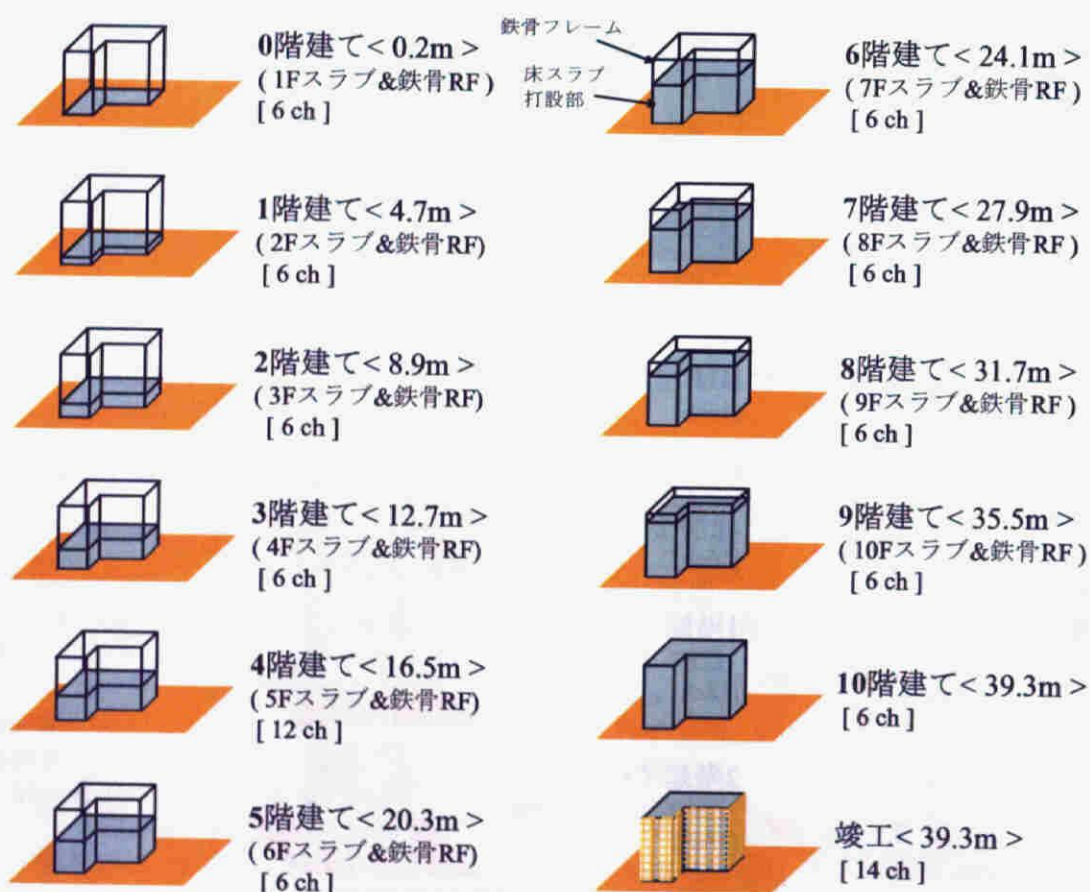


図 2.6 SRC 造建物の常時微動計測時の建物状況

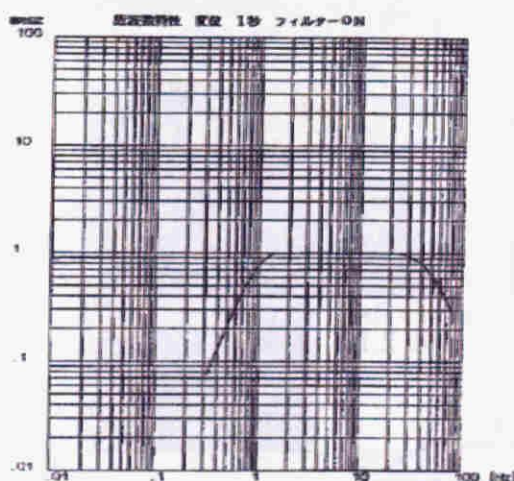
常時微動計測は全て、固有周期 1 秒の動コイル型常時微動計・専用アンプ・デジタルレコーダー・各種機器をつなぐケーブル類を用いて行った。常時微動計には、x, y, z の 3 成分を同時に計測できる 3 チャンネル動コイル型常時微動計（以下、3ch 微動計）と、水平・上下成分が独立した 1 チャンネル型常時微動計（以下、1ch 微動計）がある。3ch 微動計は、固有周期 1 秒の速度計として用いる場合には最大感度 10V/mkine 、変位計として用いる場合には最大感度 $40\text{V}/\mu\text{m}$ で、周波数特性としては 2 - 10Hz でフラットな特性を示す。図 2.7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



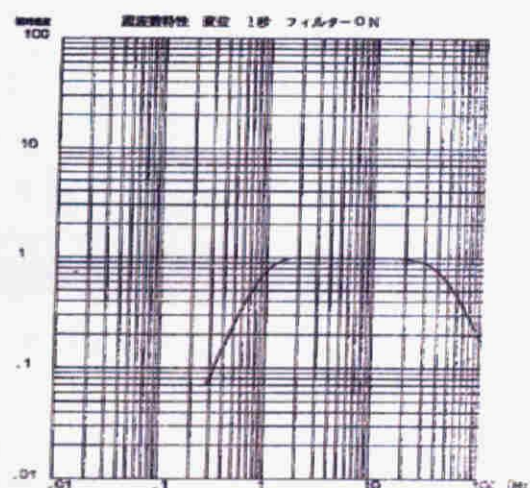
(a) 3 チャンネル動コイル型
常時微動計の写真



(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。このような場合には、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

2.2.3 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用い、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)

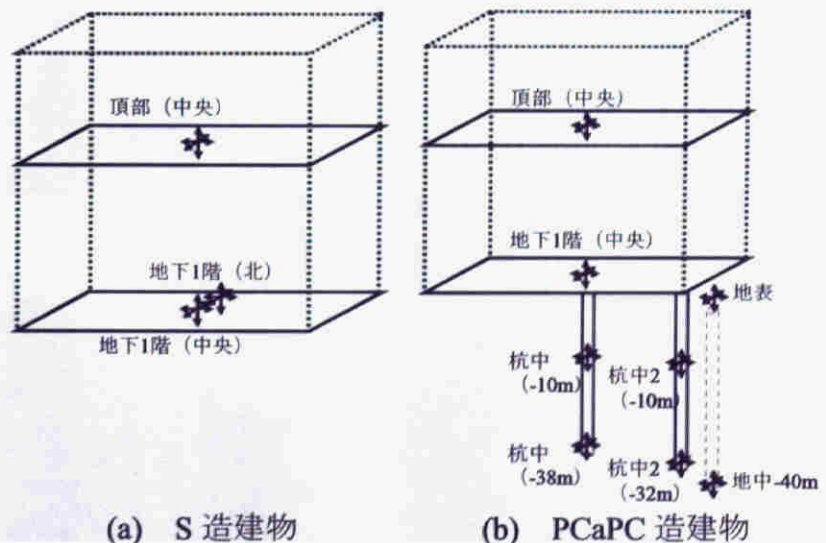


図 2.12 建設中建物の強震観測点

2.2.4 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出退車両数の管理や、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、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。



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

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。



図 2.15 現場内での強震観測の様様

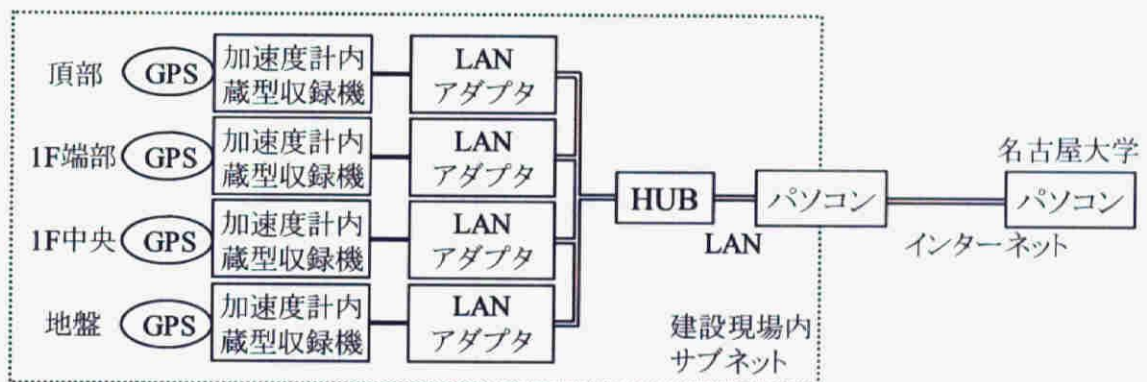


図 2.16 建設現場内の強震観測システムの概要

2.2.5 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（例えば 34）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



(a) 増築前



(b) 増築後

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 ²	7,440m ²	3,322m ²	2,860m ²
階数	地上	10階	5階	7階	1階（一部）2階
	地下	1階	1階	—	1階
軒高		41.1m	21.95m	31.34m	4.6m（一部）12.35m
構造種別	地上	S造	RC造	柱：SRC造、梁：S造	RC造
	地下	SRC造	RC造		RC造
骨組形式	X方向	ラーメン構造	ラーメン構造	ラーメン構造	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	ラーメン構造
根入深さ		GL-7.5m	GL-3.5m （一部）GL-6.6m, 10.4m	GL-3.75m	GL-7.0m （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, （拡底部）1900φ, 2400φ	400φ, 600φ	600φ	600φ
	杭長	41.7m	16 - 24m	23m	16 - 26m

2階建て)の中棟である。図 2.18 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。

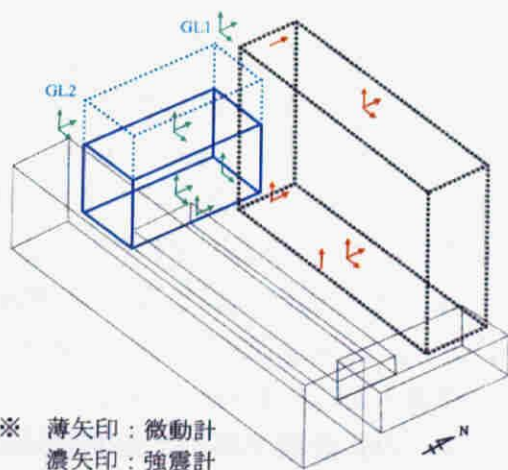


図 2.19 隣接建物建設時の
常時微動観測点

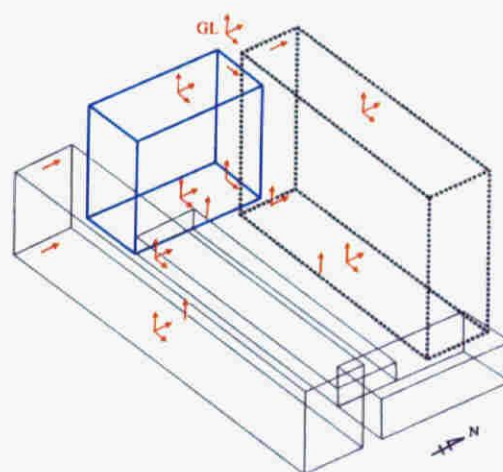


図 2.20 隣接建物竣工後の
強震観測点

2.3 強震観測記録のデータベース化と web 公開

2.3.1 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⁵²⁾。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-NET⁵³⁾、KiK-NET⁵⁴⁾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^{55), 56)}。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⁵⁷⁾。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⁵⁸⁾。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⁵⁹⁾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節では、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^{60), 61)}や常時微動計測記録^{28), 34), 40)}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、本節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。本節で作成した 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。

2.3.2 web サイトの概要

建物の強震観測記録を利用する際には、地震記録そのものだけではなく、建物の諸元や地盤データ等の設計時に使用されるデータと、センサー配置や観測機器等の強震観測に関わる一連のデータが必要となる。これらのデータを web で公開するためには、様々なデータをカテゴリごとに分類し、ユーザが得たい情報を容易にアクセスできるシステムを構築する必要がある。同時に、管理者サイドが更新等を容易に行えるよう、更新の必要がほとんどない静的なデータと、更新を頻繁に行う必要のある動的なデータを分離しておかなければならない。そこで今回構築した web サイトでは、建物の強震観測に関わるデータを図 2.21 に示すように、静的なデータである「建物データ」「地盤データ」「観測機器」と動的なデータである「地震記録」の 4 つのカテゴリに分類した。これらのカテゴリに web ページの概要を含む「ホーム」と、web ページを構築する際に参考にした「参考文献」、データの利用規則や使用方法を含む「データ利用」を加えて、web サイトのメニューとして活用している（図 2.22）。これによって必要な情報を容易に閲覧、またはダウンロードすることが可能になっている。以下、前述の 4 つのカテゴリに含まれるデータを詳細に紹介する。

建物データ

建物データには、図 2.21 に示すように「マップ」「建物リスト」「詳細データ」「写真集」の 4 つのカテゴリが含まれており、これらは web では図 2.22 に示すようにサブメニューとしている。

「マップ」では、東山キャンパス内の建物配置と強震観測点が一覧できるようになっている。また、建物の概観を容易に捉えるために、各建物のイラストにマウスを当てると写真が現れるロールオーバー効果を施した。多点強震観測建物は、後述する「詳細データ」へリンクされている。



図 2.22 建物データ (マップ)

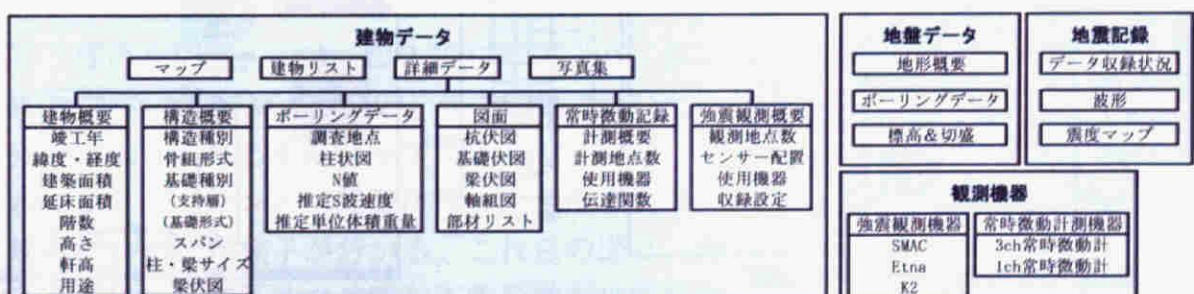


図 2.21 データ分類

第2章 建物振動実測の新たな方法とデータ公開

「建物リスト」では、強震観測を行っている建物の強震観測点数、常時微動記録の有無、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 2.21 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。

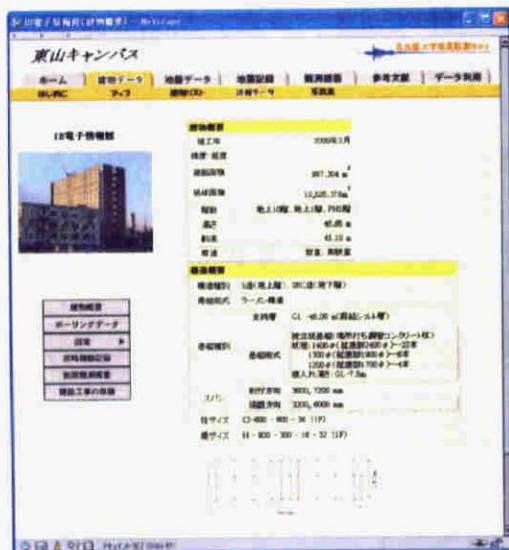


図 2.23 建物の詳細データ
(建物概要と構造概要)

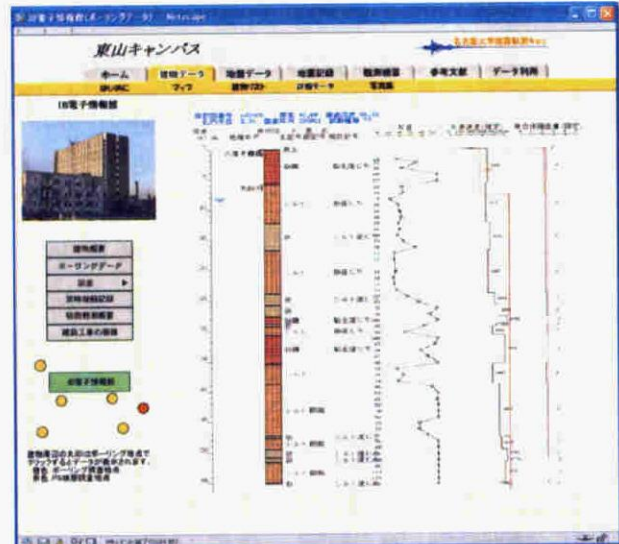


図 2.24 建物の詳細データ
(ボーリングデータ)

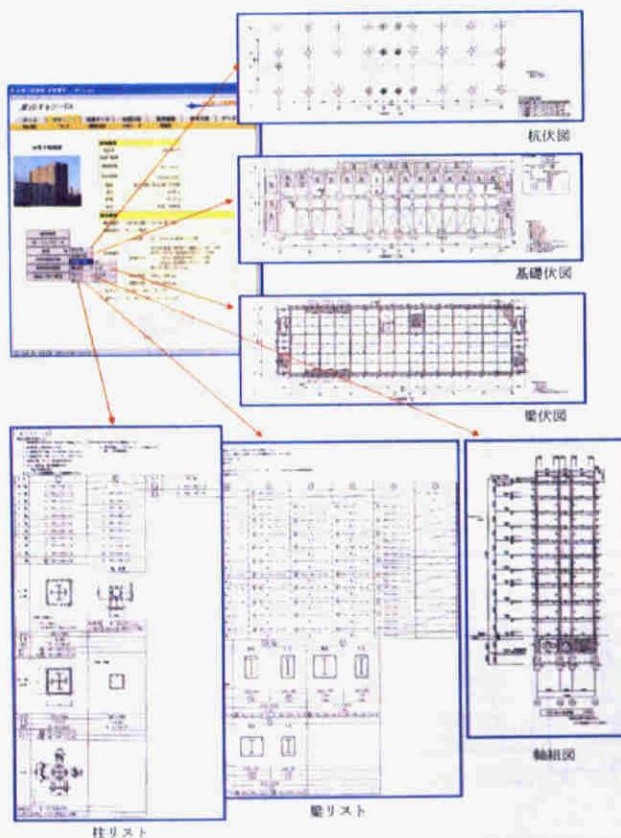


図 2.25 建物の詳細データ (図面)

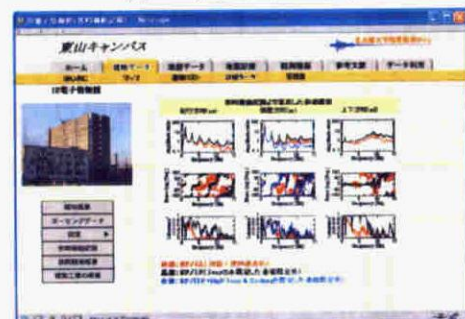


図 2.26 建物の詳細データ
(常時微動記録)

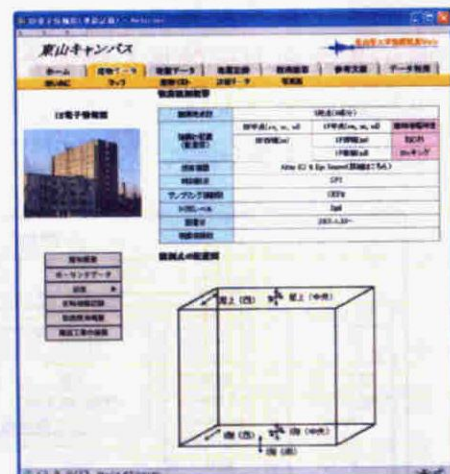


図 2.27 建物の詳細データ
(強震観測概要)

「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 2.23 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、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 2.21 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 2.24 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 2.24 に示すようにクリックابلマップから閲覧可能である。「図面」には図 2.25 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 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 2.27 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 2.21 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 2.28 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 2.28 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⁶²⁾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

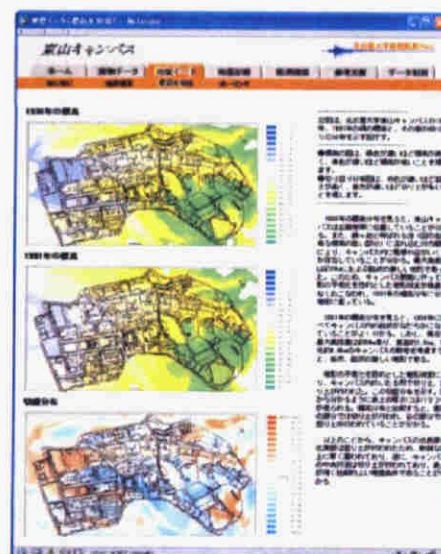


図 2.28 地盤データ
(標高&切盛)



図 2.29 地盤データ
(ボーリングデータ)

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 2.29 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 2.24 に示したボーリングデータの図のみが現れるクリックابلマップになっている。

地震記録

「地震記録」には、図 2.21 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 2.30 のようにイベント発生日、震源時、震央地名、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 2.31 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 2.32 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。

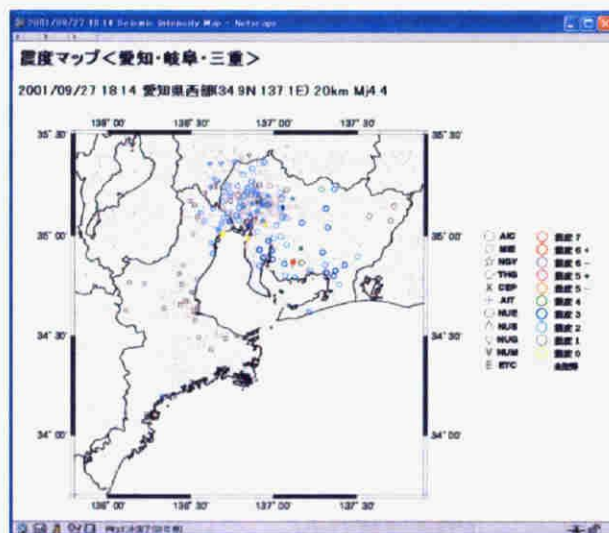


図 2.31 地震記録 (震度分布)

観測機器

「観測機器」には、図 2.21 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

No.	発生日	震源時	震央地名	緯度	経度	深さ	規模	震度	情報源	地点名	データ収録
EQ075	011220	3:08	近畿東北型	35.4	135.3	10	4.5	5			
EQ074	011208	13:04	新潟・神奈川	34.4	139.2	10	4.6	5			
EQ073	011111	5:24	遠州型	34.6	137	30	4.8	5			
EQ072	011020	20:12	福島県東部中	35.6	136.2	10	3.7	5			
EQ071	011011	13:08	静岡県南東	34.7	137.4	10	2.8	5			
EQ070	010921	18:14	愛知県西部	34.9	137.1	20	4.4	5			
EQ069	010921	18:11	愛知県西部	35.1	136.9	40	4.1	5			
EQ068	010821	18:09	伊勢湾	34.9	136.7	40	3.6	5			
EQ067	010820	22:21	近畿西南部	35.1	135.7	10	3.5	5			

図 2.30 地震記録 (データ収録状況)

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。

2.3.3 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。

- 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 2.33 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 2.34 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 2.34 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 2.34 の DB に記され

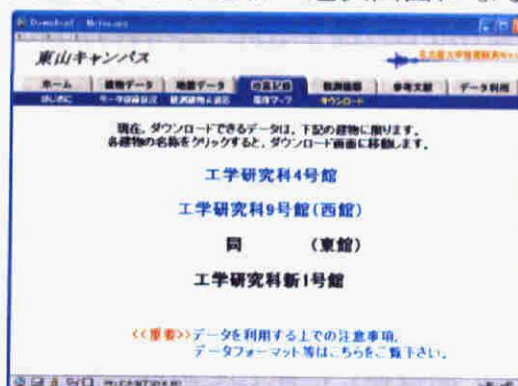


図 2.33 地震記録
(ダウンロードの建物選択)

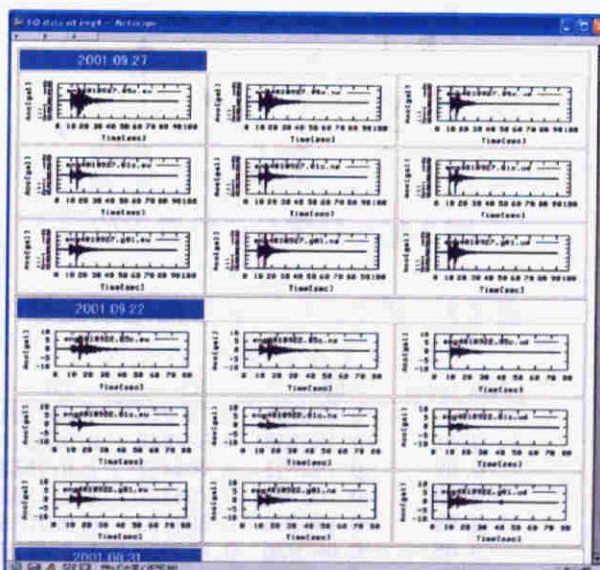


図 2.32 地震記録 (波形)



図 2.34 地震記録
(各建物のダウンロード画面)

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 2.34 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 2.32 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 2.34 の日付をクリックすると、図 2.31 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、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。

2.3.4 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 2.35 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、プレートリガ、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、2.3.2 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 2.3 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 2.3 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

eng4010927.181506.05c.zip				
観測点 コード	年月日	時分秒	地点 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	
		e1c	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 2.35 地震記録のファイル名称



図 2.36 強震計の設置方位

表 2.3 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
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮

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 2.36 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。

本節では, 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, 本節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, 本節では, 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, 本節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。

2.4 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。また、得られた実測記録を有効に活用するために、地盤データ・図面等の建物資料と合わせてデータベース化し、インターネットで公開するシステムを構築することにより、効率的なデータ蓄積の方法論を提示すると共に、実測記録の共有化を行った。

第3章 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 of 相互作用の特性を分析する。3.3節では、既存建物を囲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⁶⁴⁾）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、アンサンブ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 θ ）⁶⁵⁾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⁶⁶⁾で、基礎の転倒モーメントを等価にして求めている。 θ 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。

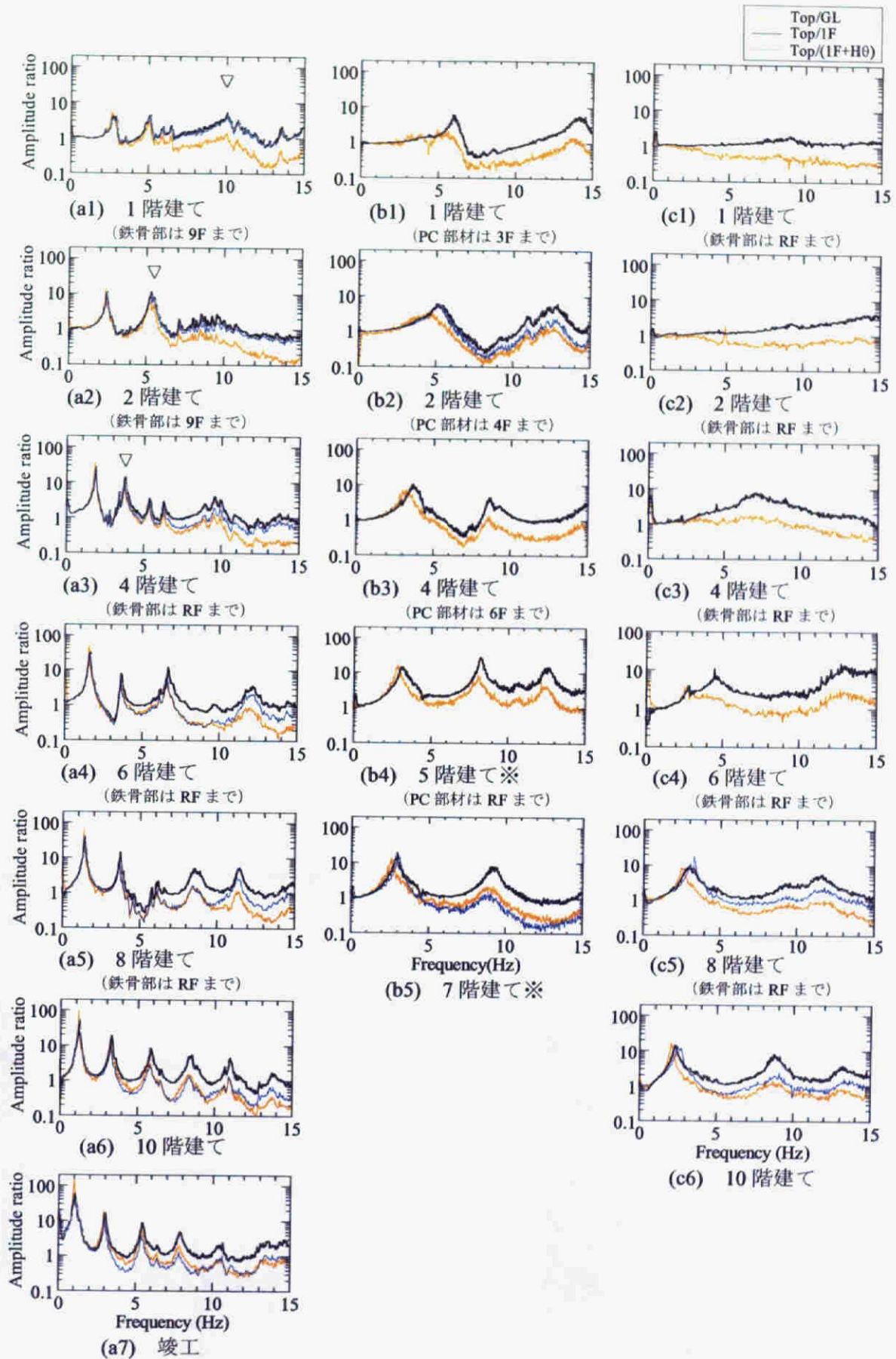


図 3.1 建設段階毎の桁行方向の伝達関数 (振幅)
(左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

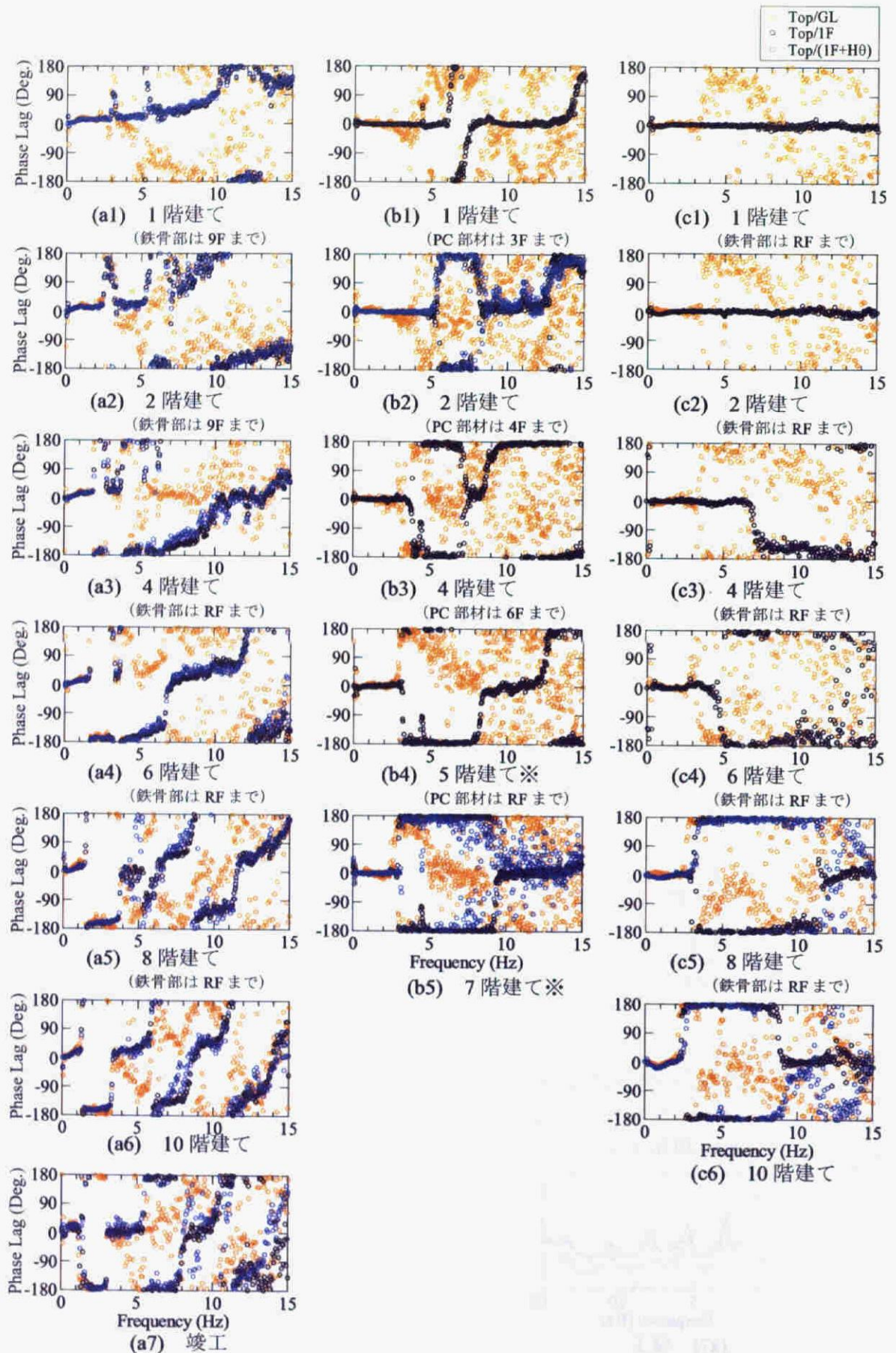


図 3.2 建設段階毎の桁行方向の伝達関数 (位相)
(左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

3.2 相互作用効果の階数依存性

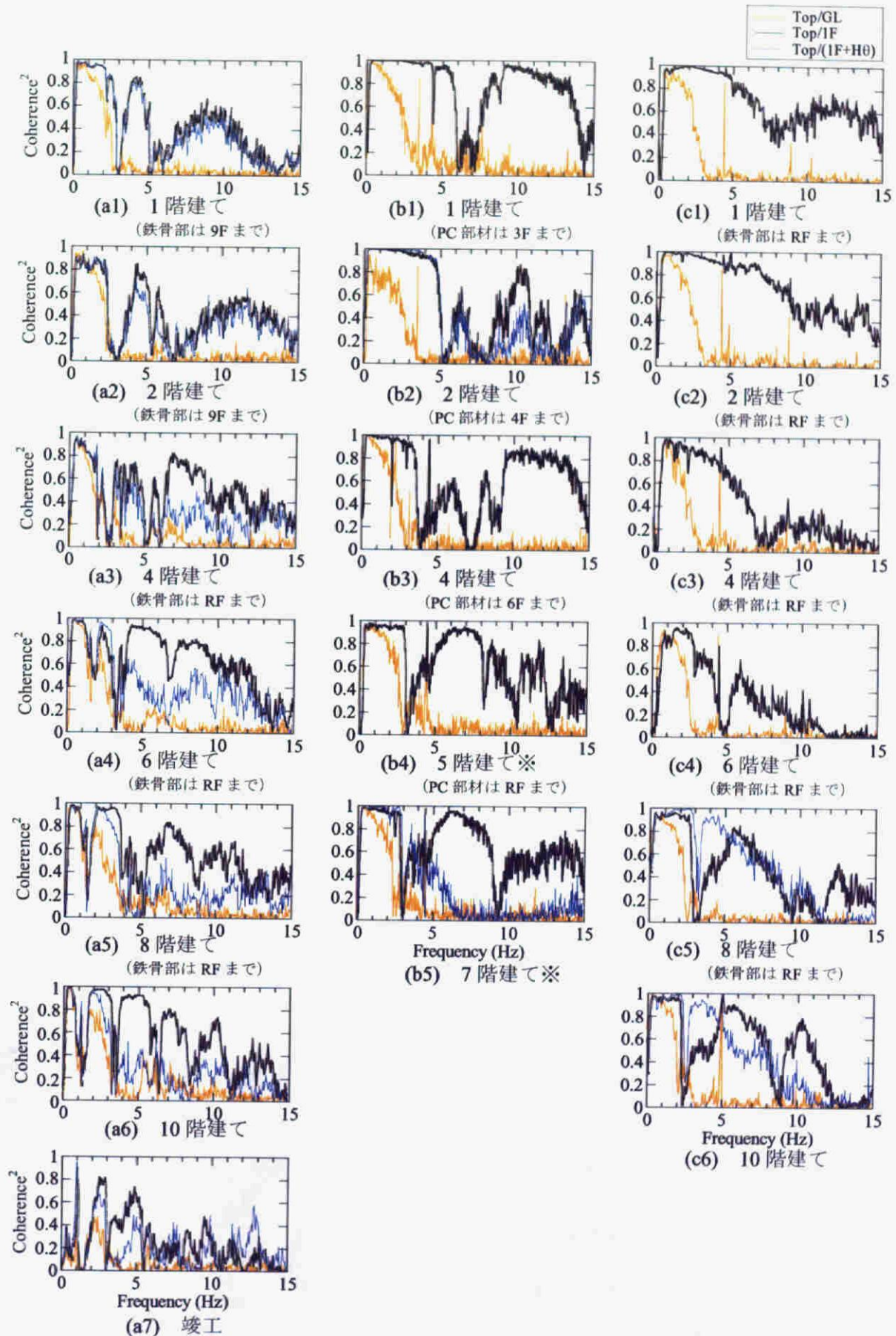


図 3.3 建設段階毎の桁行方向の伝達関数 (コヒーレンス)
(左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

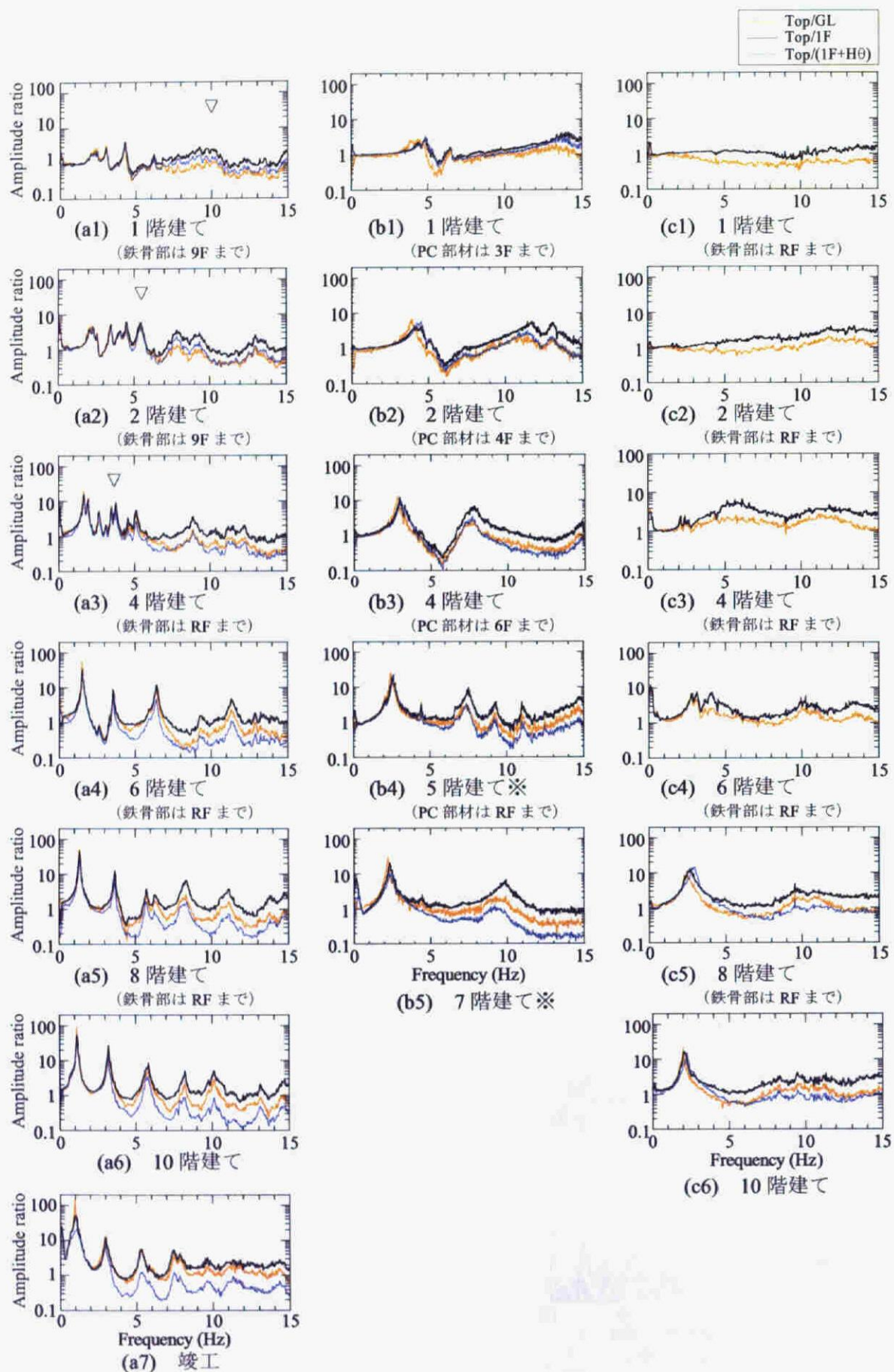


図 3.4 建設段階毎の張間方向の伝達関数 (振幅)
(左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

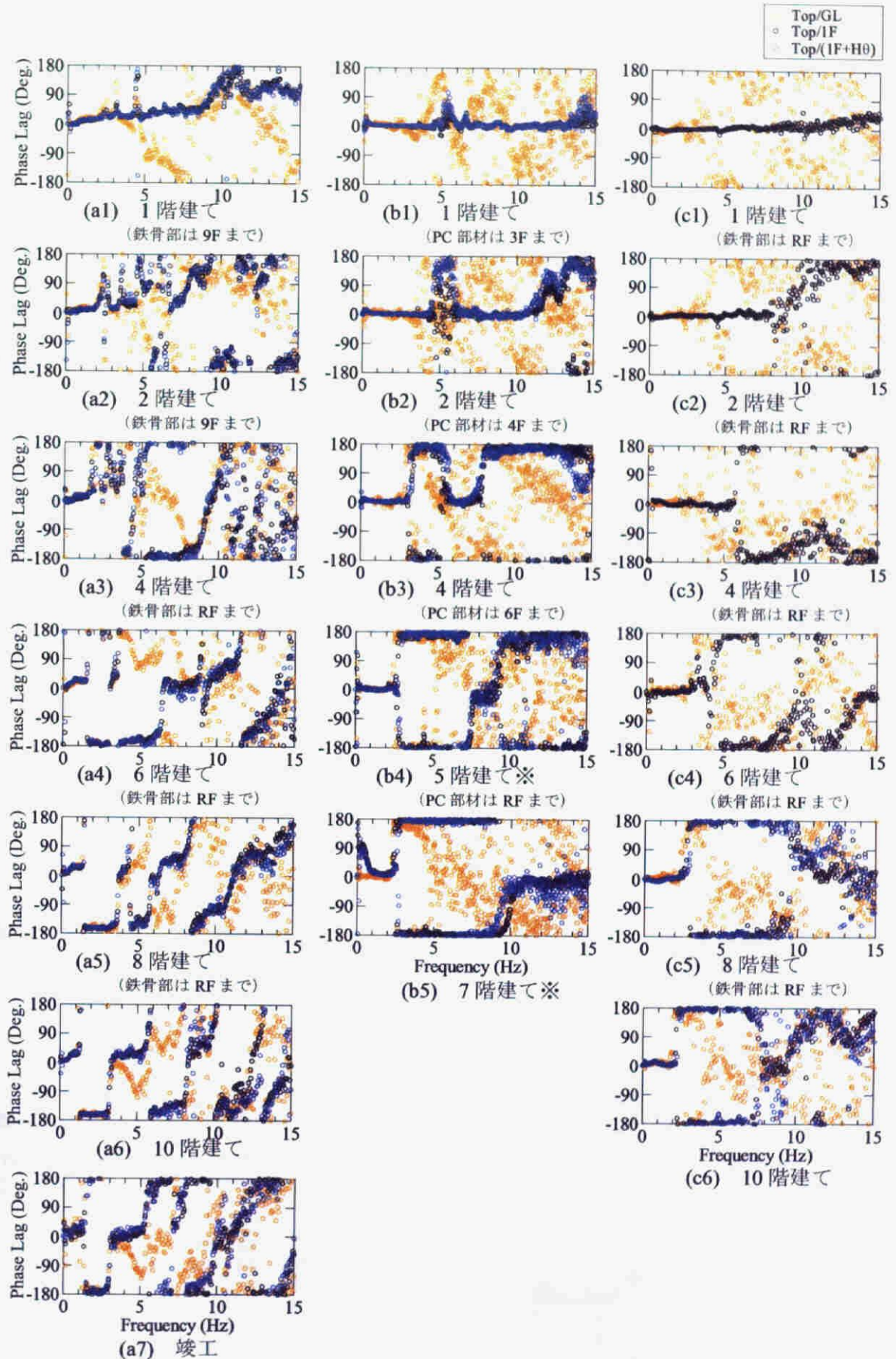


図 3.5 建設段階毎の張間方向の伝達関数 (位相)
(左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

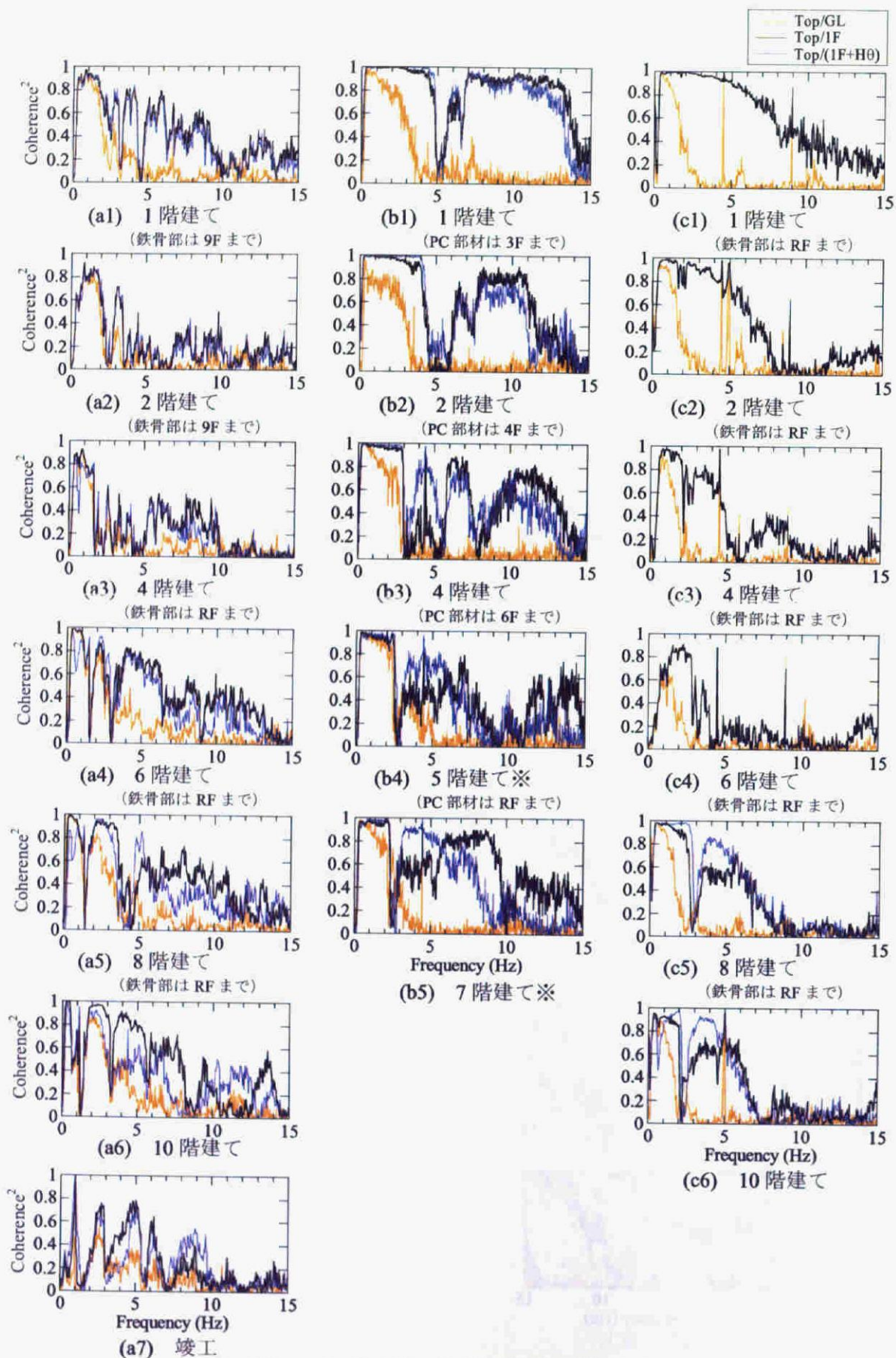


図 3.6 建設段階毎の張間方向の伝達関数 (コヒーレンス)
(左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

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。

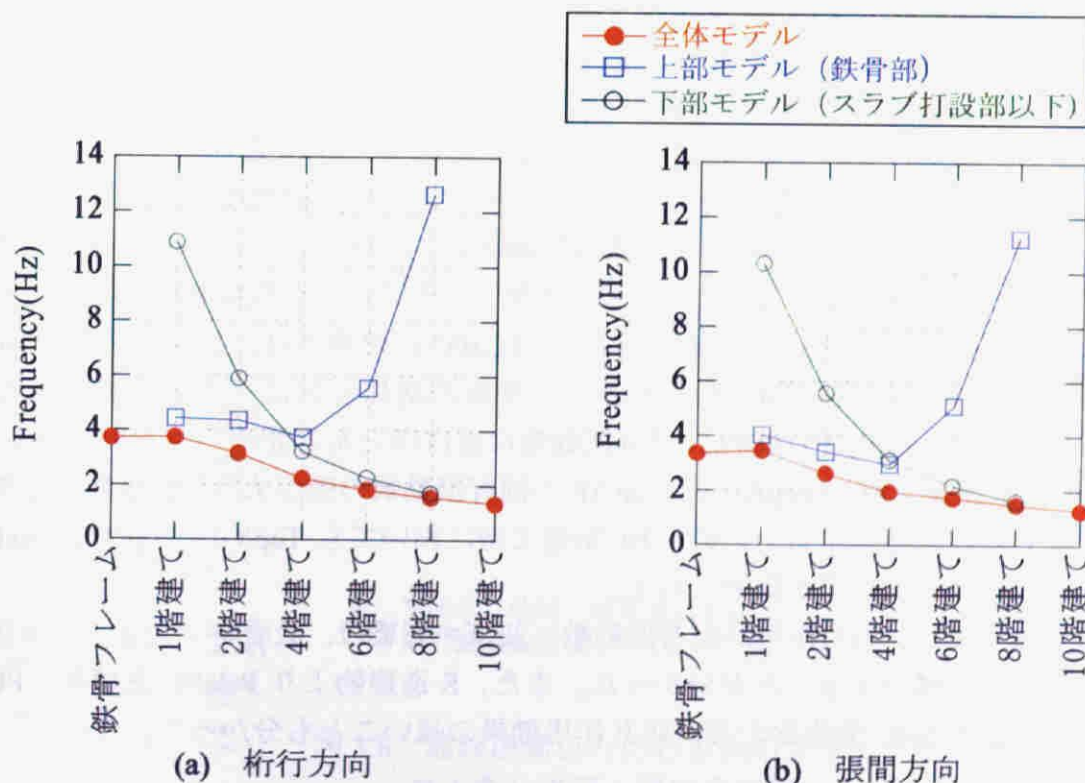


図 3.7 S 造建物の建設段階毎の固有値解析結果 (1 次固有振動数の変化)

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+H0)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+H0)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+H0)の固有振動数に差が認められる。

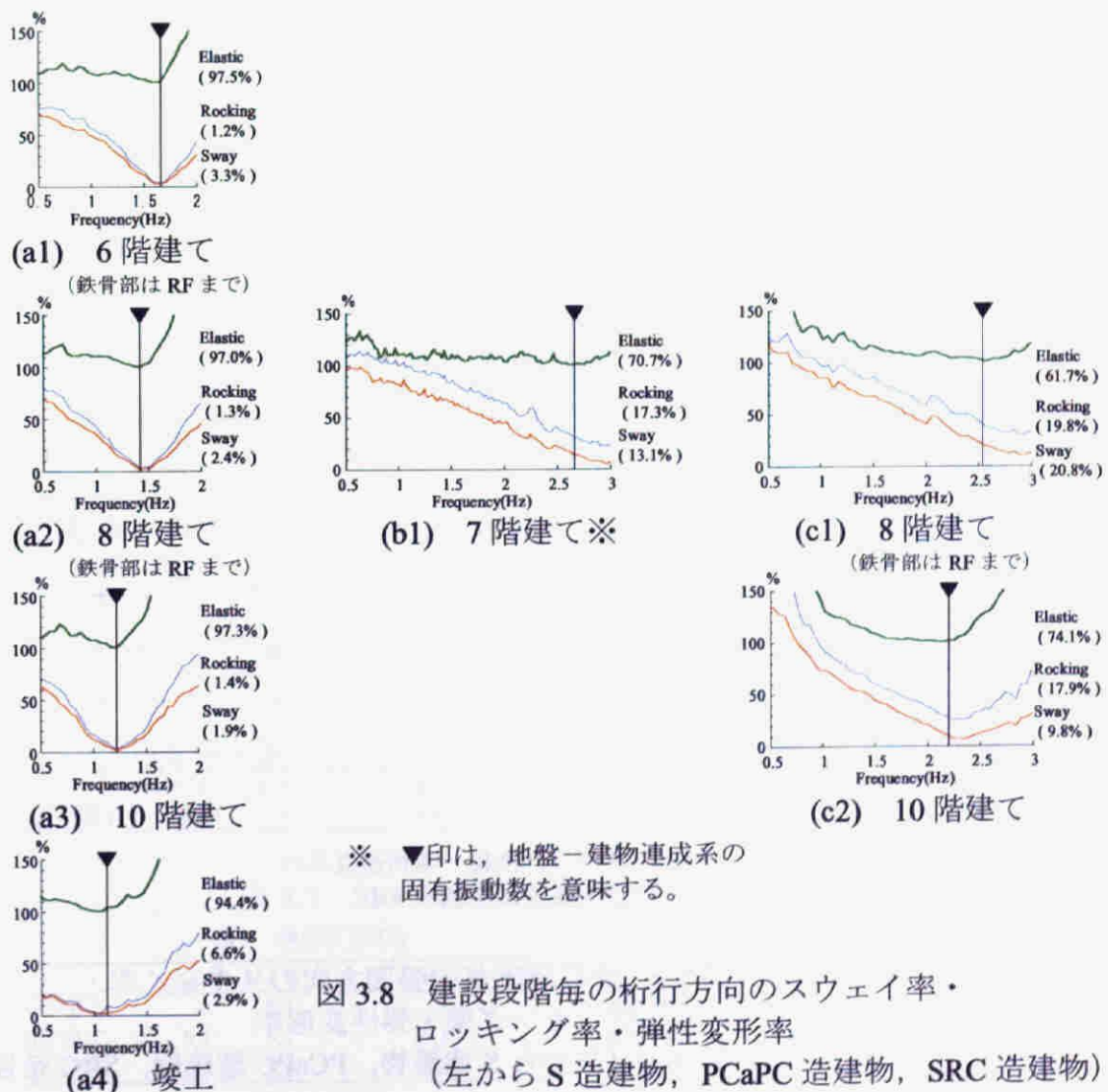
以上より、相互作用が固有振動数に及ぼす影響は、低層時で大きく、階数の増加に伴って減少することが分かった。また、S 造建物より PCaPC 造建物、PCaPC 造建物より SRC 造建物の方が相互作用効果の強いことも分かった。

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。

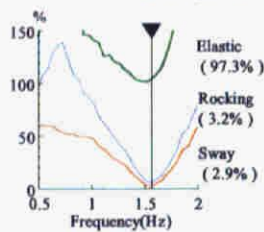
図 3.8, 図 3.9 の S 造建物を見ると、6 階建て時でも▼印の弾性変形率が 9 割以上を占めている。階数の増加に伴って 1 次固有振動数は低下するが、モード形状の変化はほとんど認められない。これに対し SRC 造建物は、10 階建て時でも▼印の弾性変形率が 8 割程度に留まっており、S 造建物に比べ地盤変形に伴うスウェイ率・



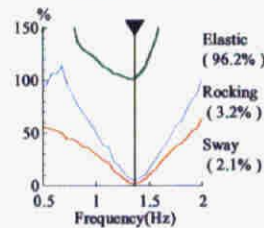
第3章 建物の振動性状に及ぼす各種要因の分析

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、上部構造物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。

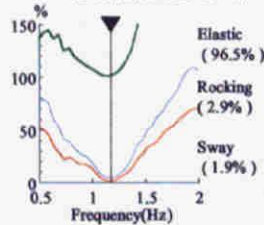
以上より、スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率は、上部構造と基礎構造の剛性バランスに影響を受けていると考えられる。



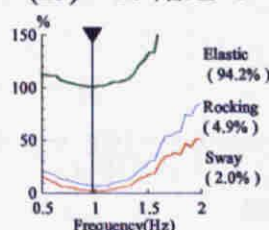
(a1) 6 階建て
(鉄骨部は RF まで)



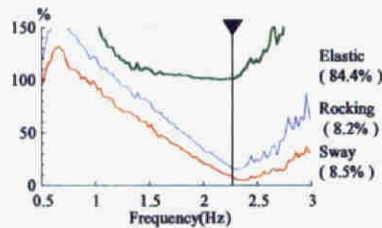
(a2) 8 階建て
(鉄骨部は RF まで)



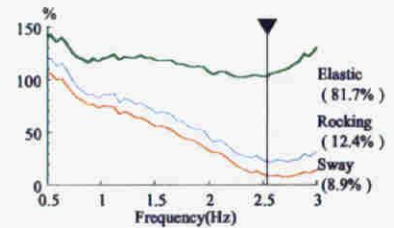
(a3) 10 階建て



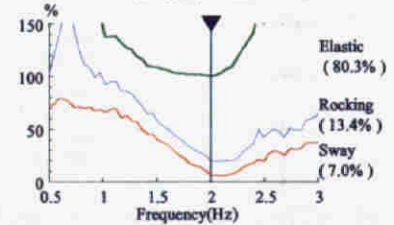
(a4) 竣工



(b1) 7 階建て※



(c1) 8 階建て
(鉄骨部は RF まで)



(c2) 10 階建て

※ ▼印は、地盤－建物連成系の固有振動数を意味する。

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⁶⁷⁾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⁶⁸⁾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
6階建て	0.7	0.5	-	6階建て	0.7	0.5	-
8階建て	0.6	0.6	-	8階建て	0.6	0.6	-
10階建て	0.3	0.7	-	10階建て	0.3	0.7	-
竣工(強風)	0.9	1.4	-	竣工(強風)	0.9	1.4	-
竣工(半年後)	0.4	0.7	-	竣工(半年後)	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
5階建て※	5.6	6.1	3.2	5階建て※	6.1	2.1	1.8
7階建て	5.0	5.7	3.8	7階建て	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
6階建て	-	6.1	-	6階建て	-	-	-
8階建て	6.1	5.7	6.1	8階建て	7.0	7.9	5.1
10階建て	5.3	3.3	3.3	10階建て	2.6	2.5	2.3

第3章 建物の振動性状に及ぼす各種要因の分析

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なっているが、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+Hθ) 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・ロッキング率・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、スウェイ率とロッキング率の合計が 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

上部構造物が変化す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。

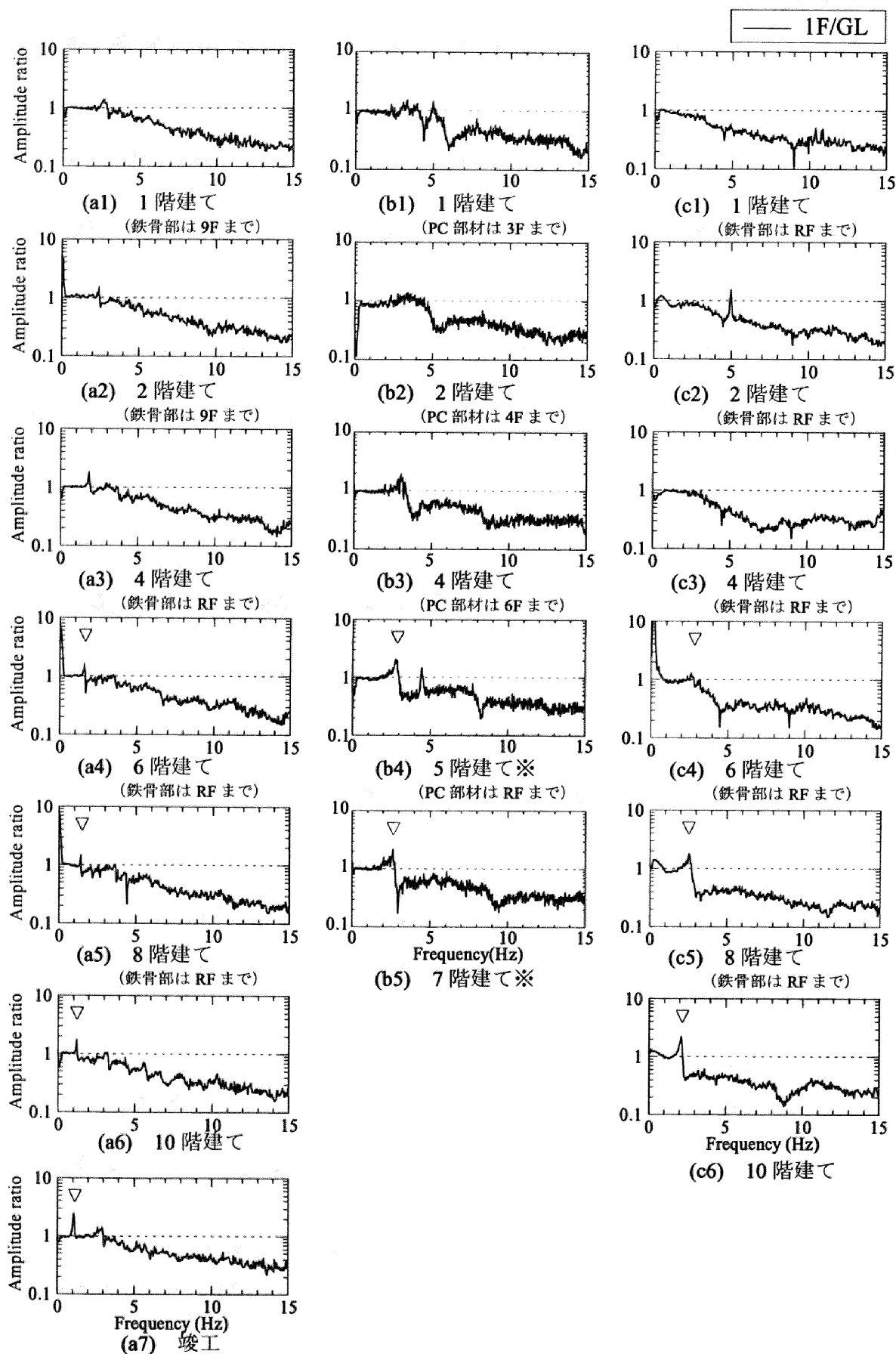


図 3.12 建設段階毎の桁行方向の有効入力動 (1F/GL)
(左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

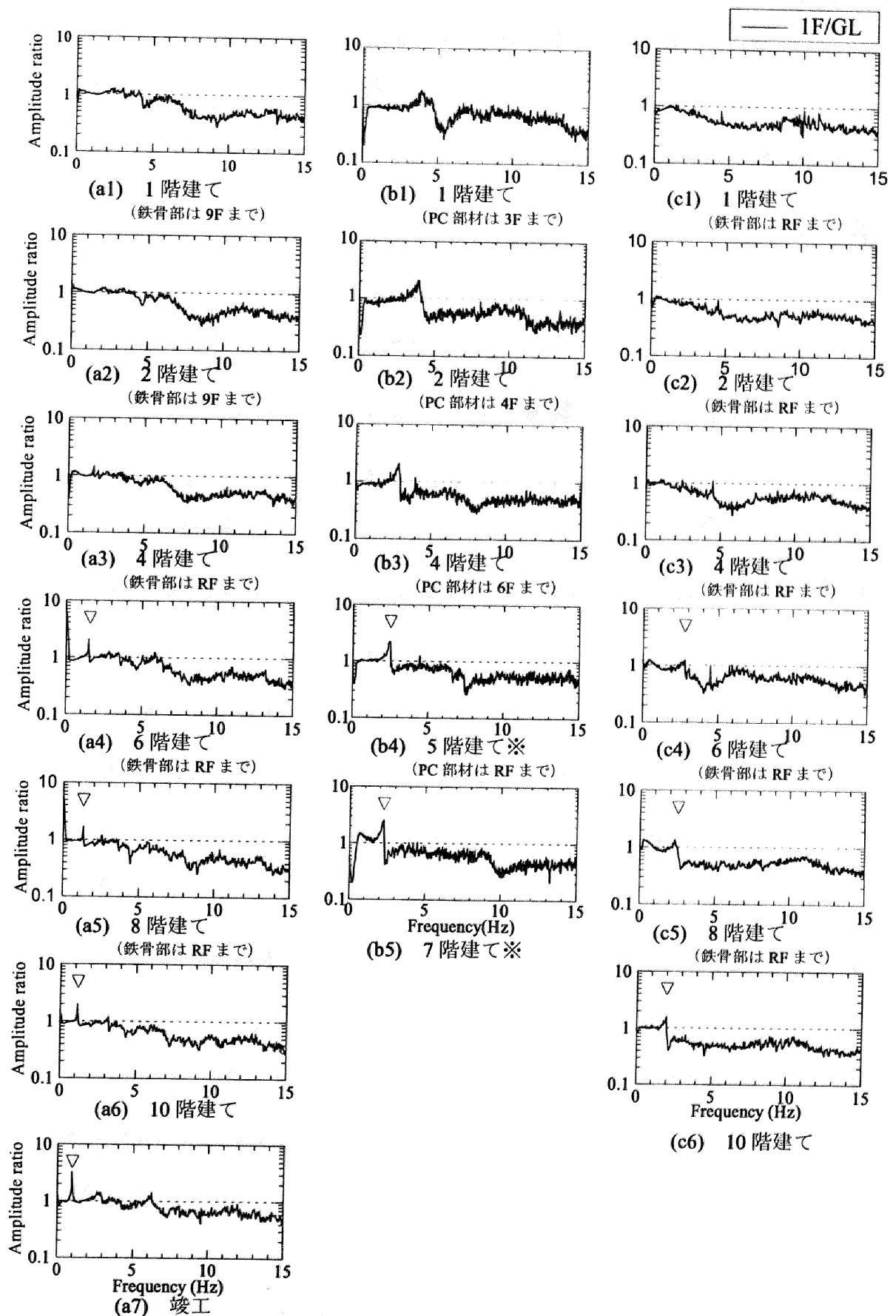


図 3.13 建設段階毎の張間方向の有効入力動 (1F/GL)
(左から S 造建物, PCaPC 造建物, SRC 造建物)

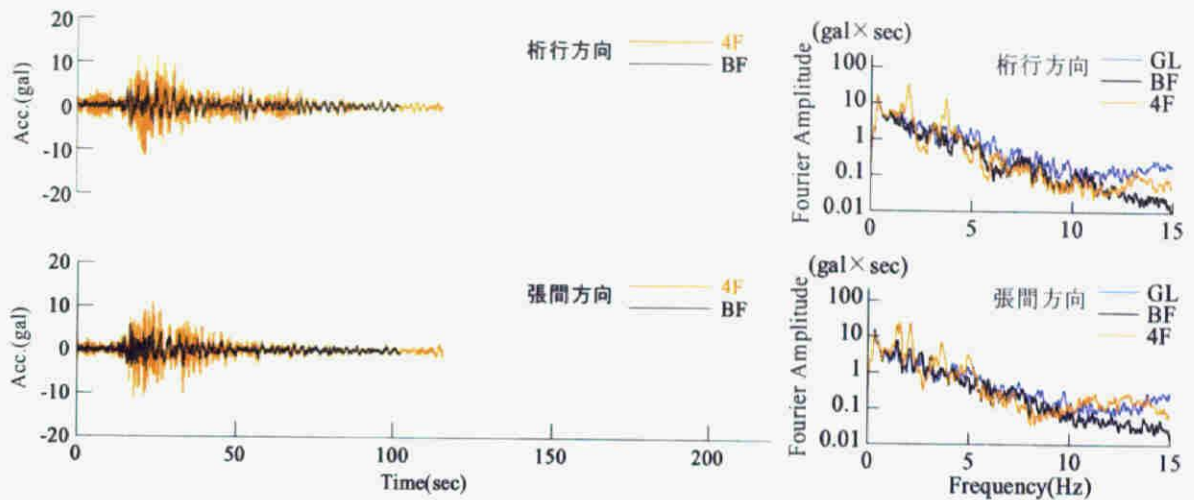
3.2.4 強震観測記録に基づく相互作用効果の階数依存性

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。

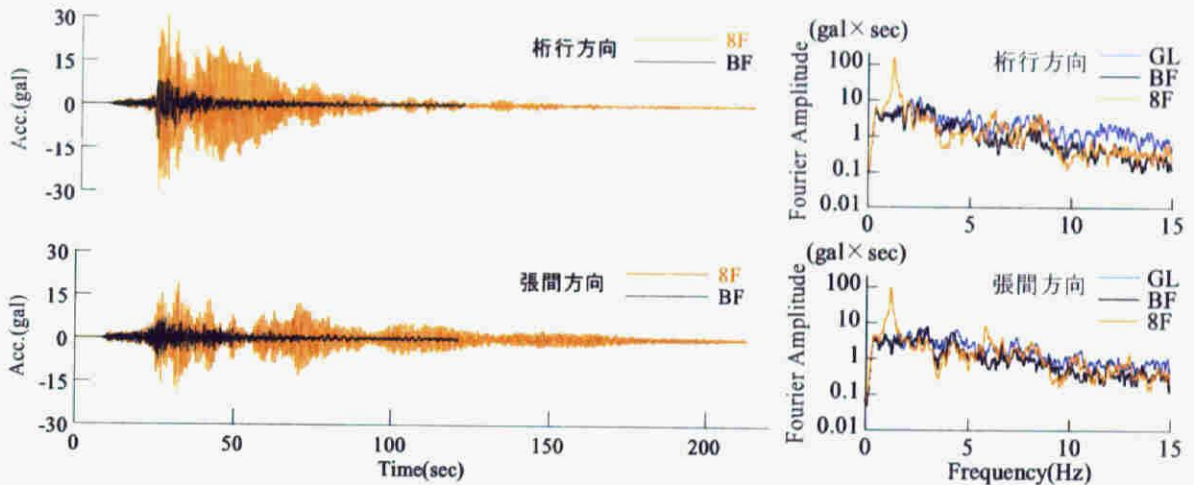
S造建物の上部構造物の建設期間中は、地下階と建物頂部に可搬型の強震計を仮設し強震観測を行なった。(図 2.12(a))。階数変化が建物振動性状に及ぼす影響を検討できるように、建物頂部の強震計は床スラブが2フロア打設される毎に上階に移設して観測を行った。約4ヶ月間の観測期間中に、4階建て時に鳥取県西部地震(2000.10.6, Mj7.3, 震源深さ 11km, 震央距離 330km), 8階建て時に三重県中部の地震(2000.10.31, Mj5.5, 震源深さ 44km, 震央距離 110km), 10階建て時に兵庫県北部の地震(2001.1.12, Mj5.4,)の記録が得られている。

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は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、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+H0))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。

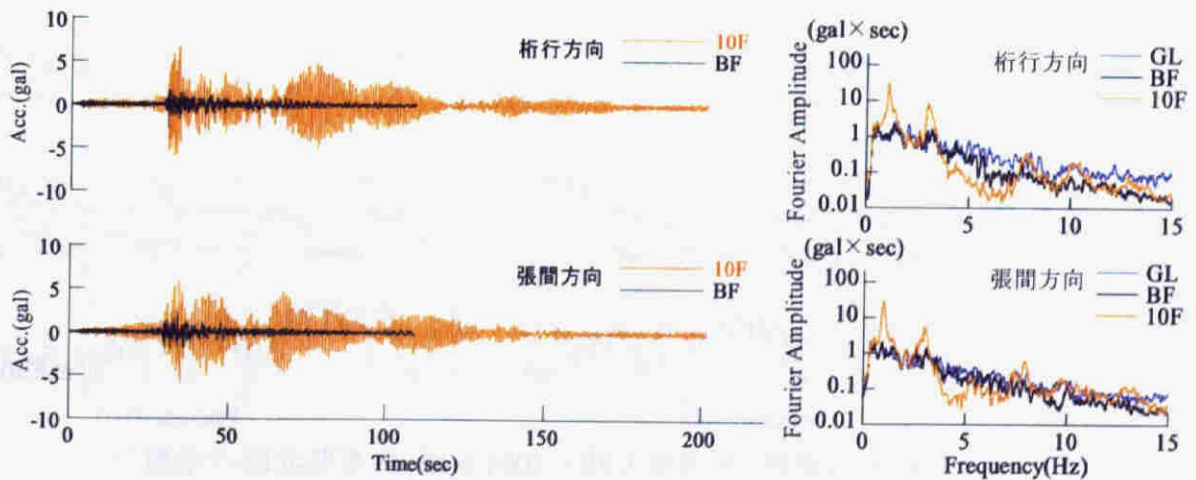
地震記録と常時微動記録の有効入力動を比較するために、図 3.16 にフーリエスペクトル比(1F/GL)を示す。高振動数になるほど有効入力動が減少する傾向は、地震記録と常時微動記録で良く対応しており、階数による変化も認められない。



(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)

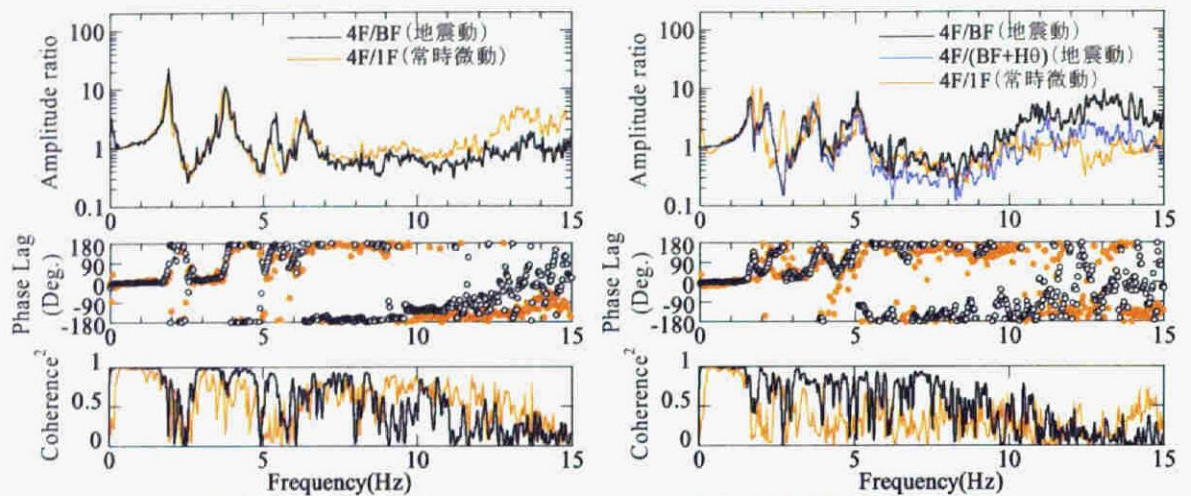


(b) S造建物8階建て時<2000.10.31 三重県中部の地震>
(左：加速度波形，右：加速度フーリエスペクトル)



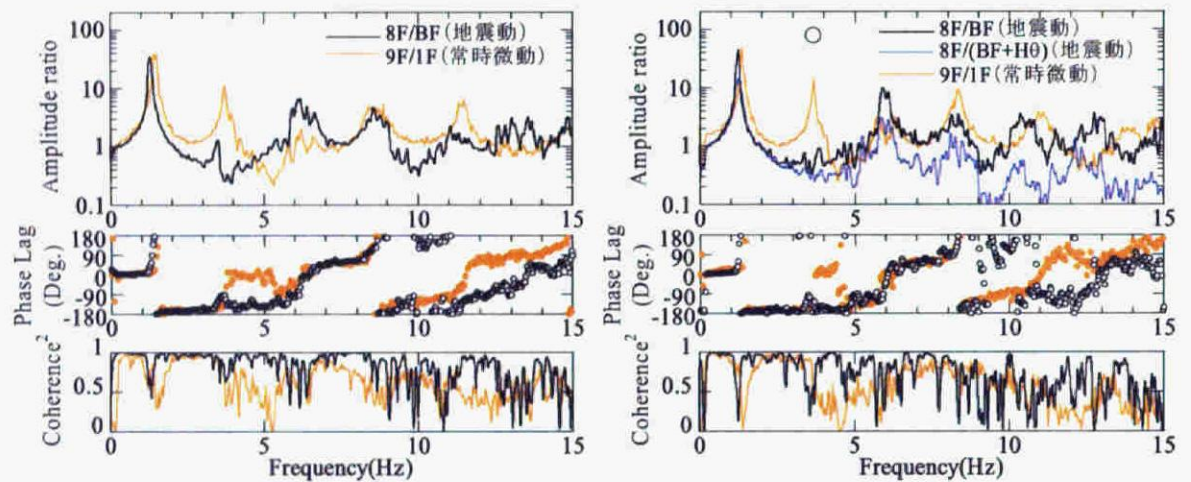
(c) S造建物10階建て時<2001.1.12 兵庫県北部の地震>
(左：加速度波形，右：加速度フーリエスペクトル)

図 3.14 S造建物建設中に得られた地震記録



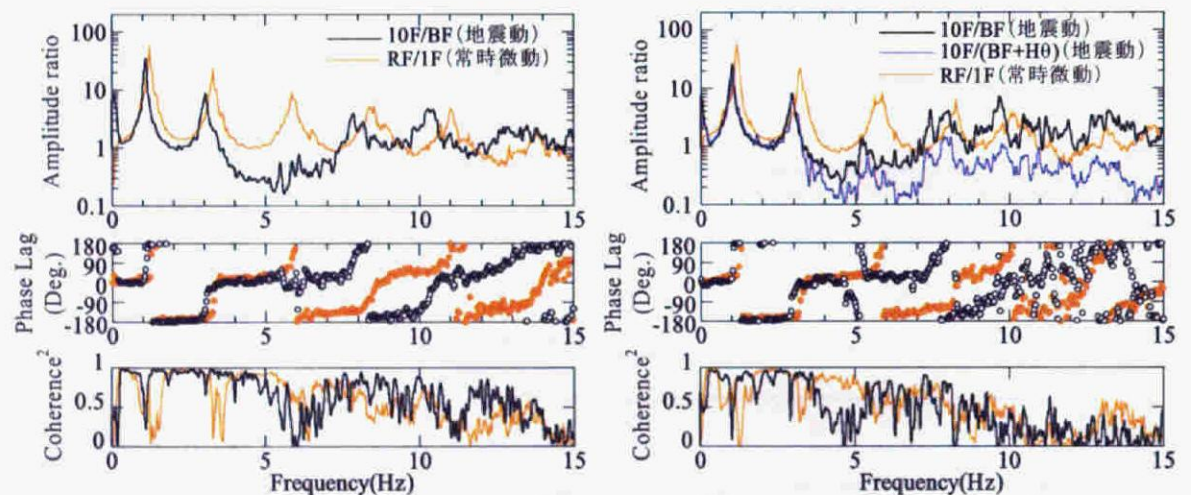
(a) S造建物4階建て時<2000.10.6 鳥取県西部地震>

(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)

3.2 相互作用効果の階数依存性

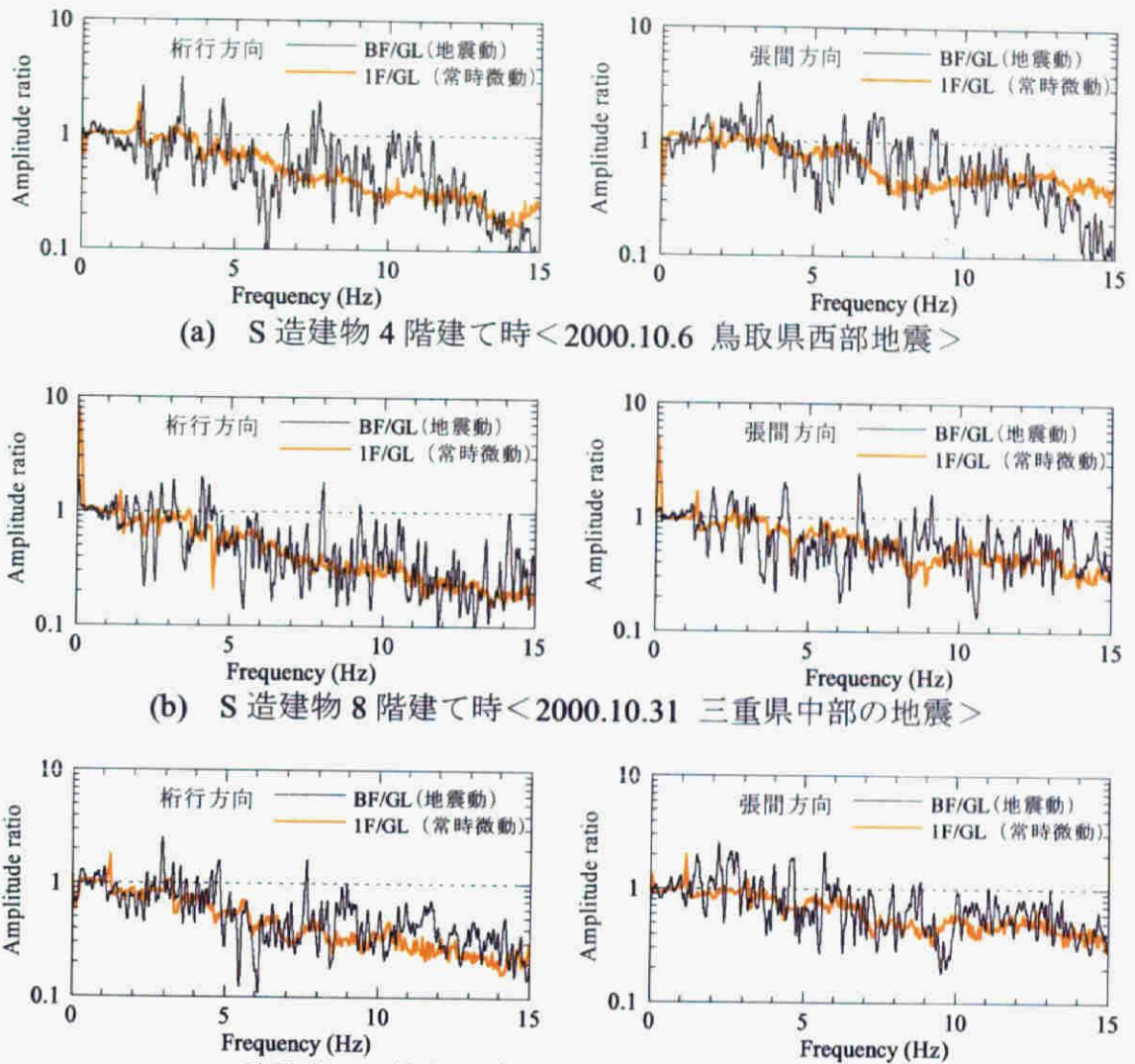


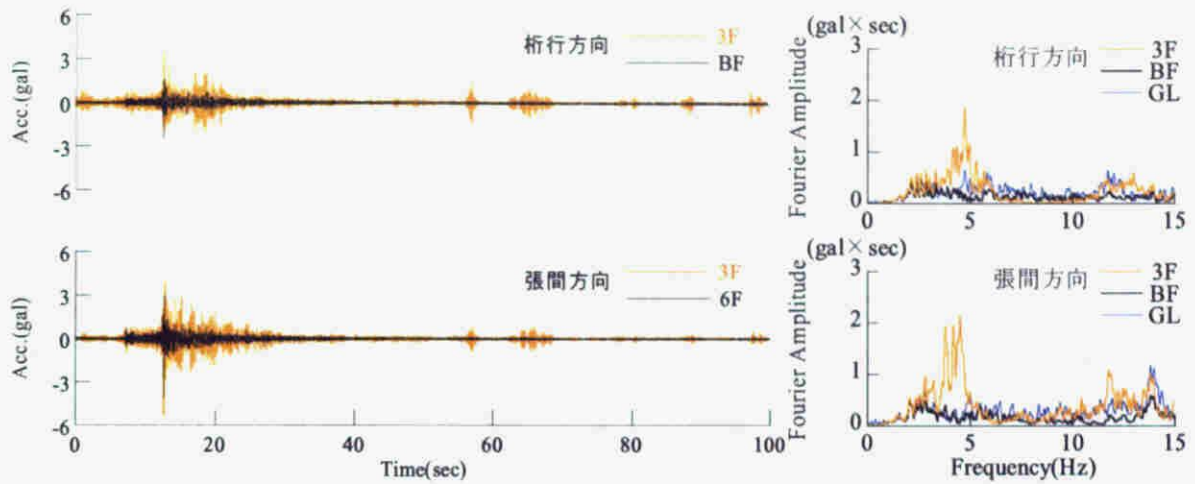
図 3.16 S 造建物の地震記録と常時微動記録の比較<有効入力動>

第3章 建物の振動性状に及ぼす各種要因の分析

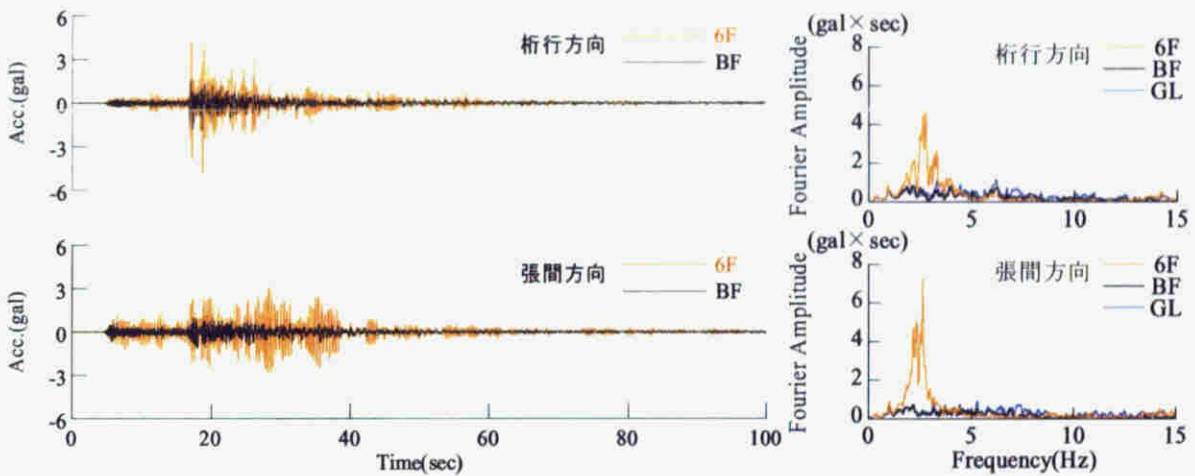
PCaPC 造建物の上部構造物の建設期間中は、建物頂部に可搬型の強震計を、地表・地中 GL-40m・杭中（4点）・地下階に据置型の強震計を仮設して強震観測を行った。（図 2.12(b)）。階数変化が建物振動性状に及ぼす影響を検討できるように、建物頂部の強震計は、PC 床版にコンクリートが打設される毎に上階に移設して観測を行った。約 3 ヶ月間の観測期間中に、5 つの地震記録が得られている。ここでは、階数による変化が明瞭に認められる 2 つの地震記録を用いて、常時微動記録との比較を行う。対象とした地震は、PCaPC 造建物が 2 階建て時に発生した岐阜県美濃東部の地震（2003.3.27, Mj4.1,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

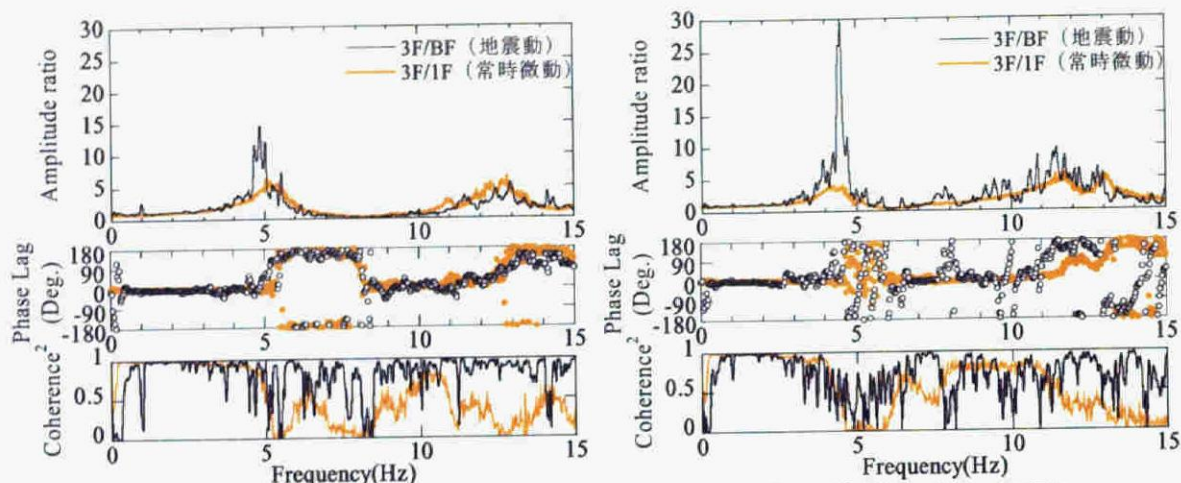


(a) PCaPC 造建物 2 階建て時＜2003.3.27 岐阜県美濃東部の地震＞
(左：加速度波形，右：加速度フーリエスペクトル)

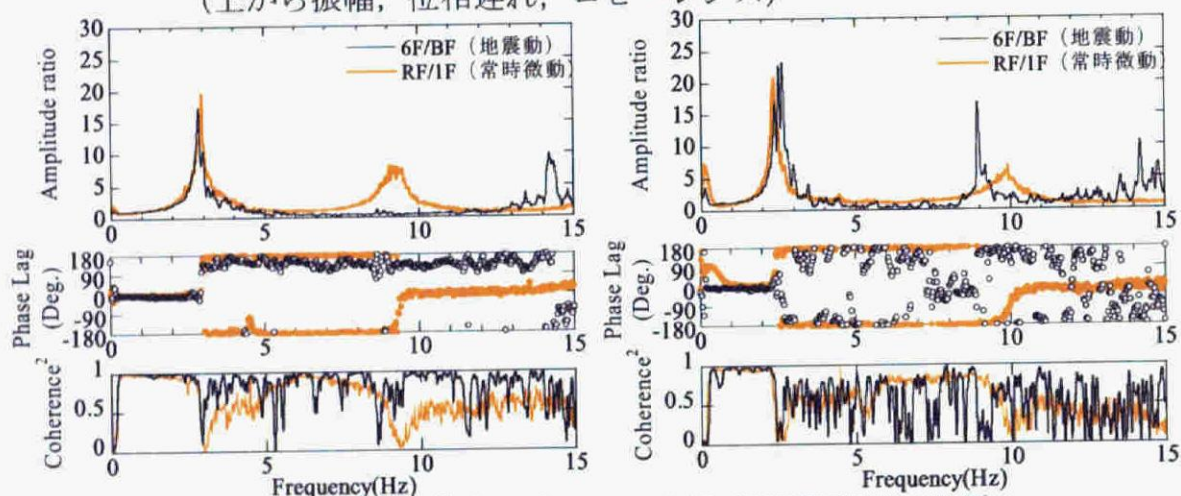


(b) PCaPC 造建物 6 階建て時＜2003.5.18 長野県南部の地震＞
(左：加速度波形，右：加速度フーリエスペクトル)

図 3.17 PCaPC 造建物建設中に得られた地震記録

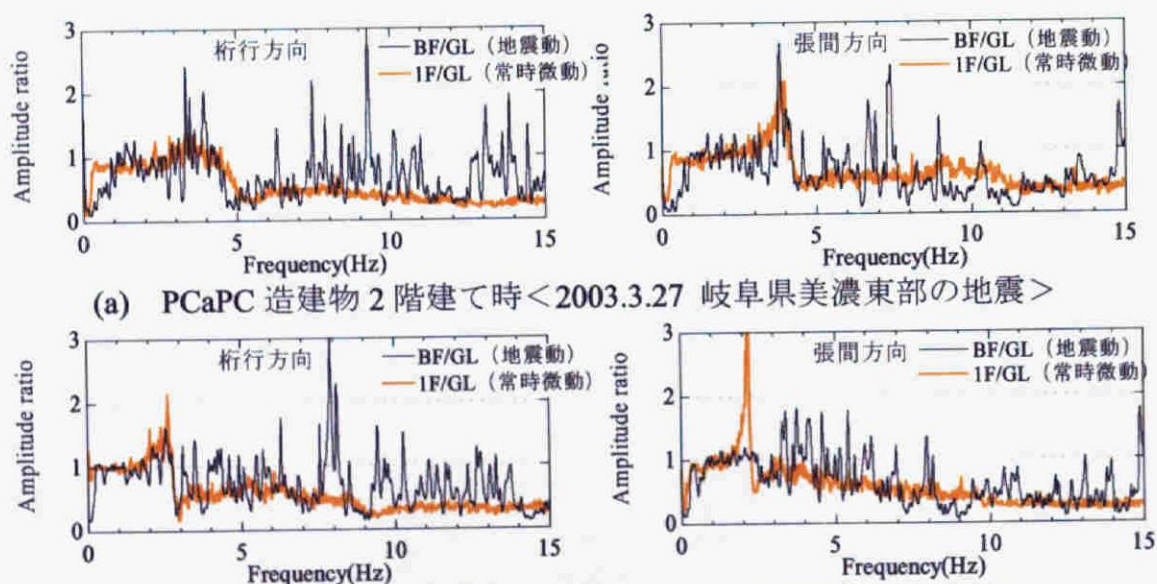


(a) PCaPC 造建物 2 階建て時<2003.3.27 岐阜県美濃東部の地震>
(上から振幅, 位相遅れ, コヒーレンス)



(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³³⁾と、解析的な研究^(例えば 69), 70)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³⁴⁾。

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）

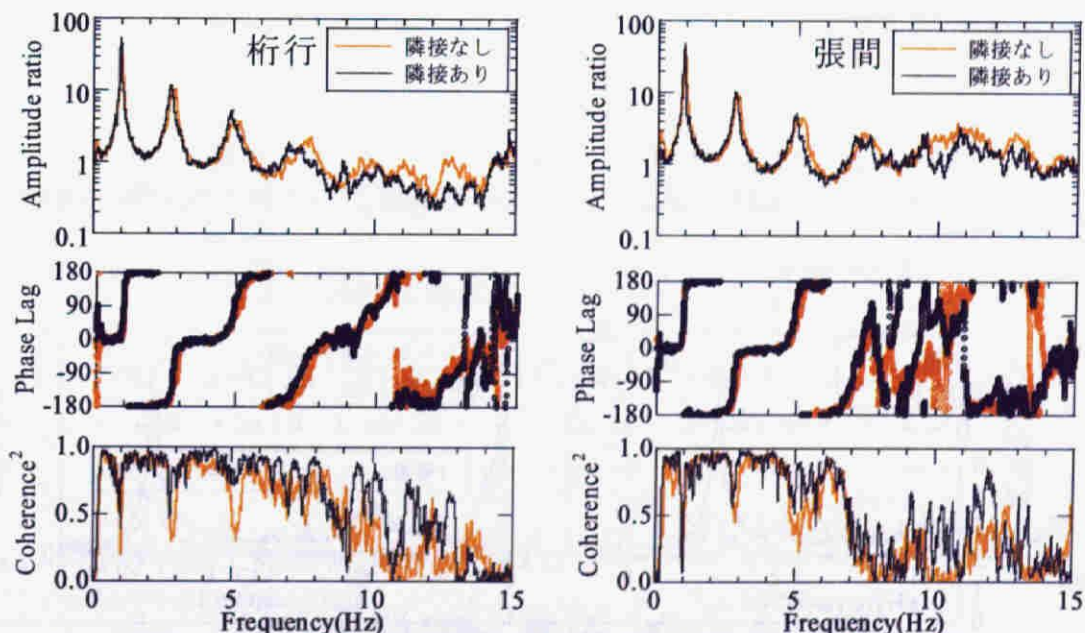


図 3.21 既存建物の隣接建物建設前後の地震記録の比較

（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を検討する。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。

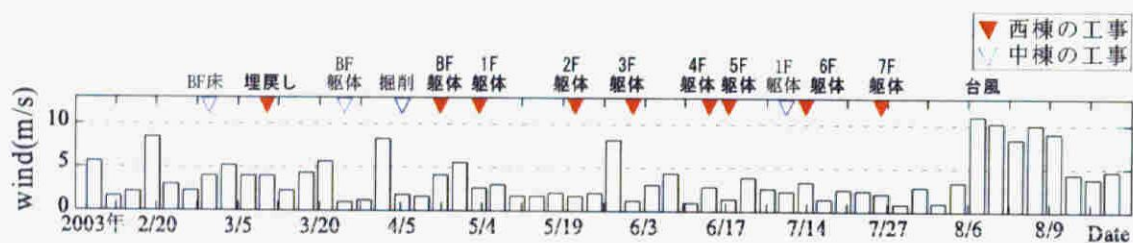


図 3.22 隣接建物の工事の進展と強震計を用いた常時微動計測時の風速

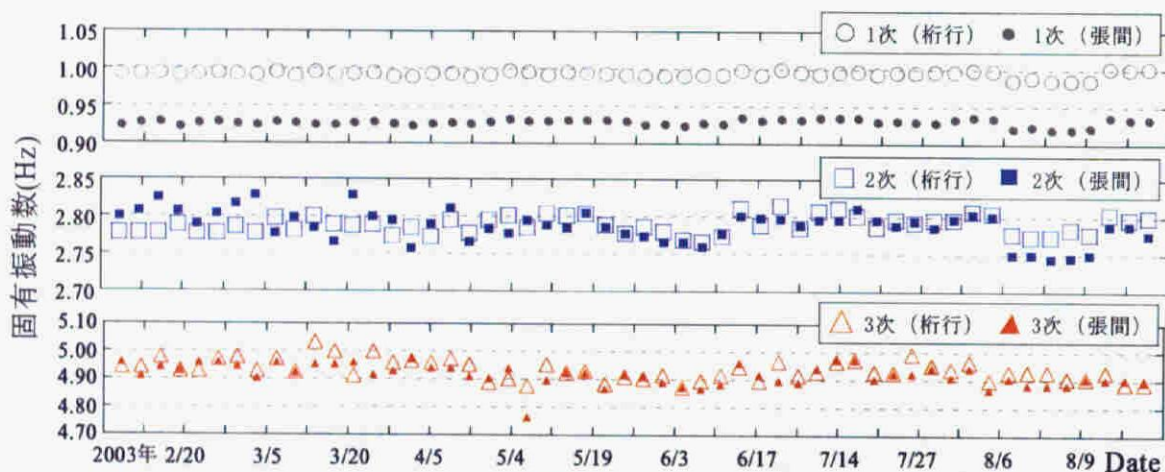


図 3.23 隣接建物の建設工事期間中の固有振動数の推移

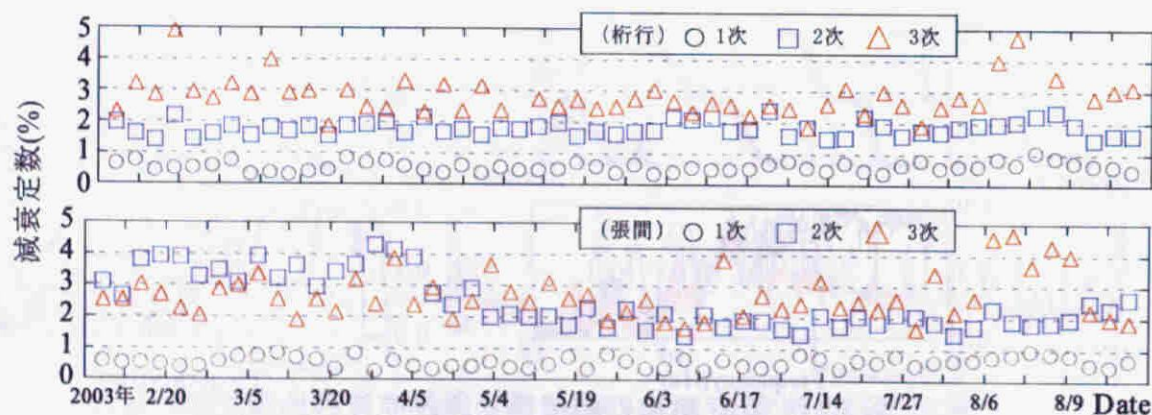


図 3.24 隣接建物の建設工事期間中の減衰定数の推移

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

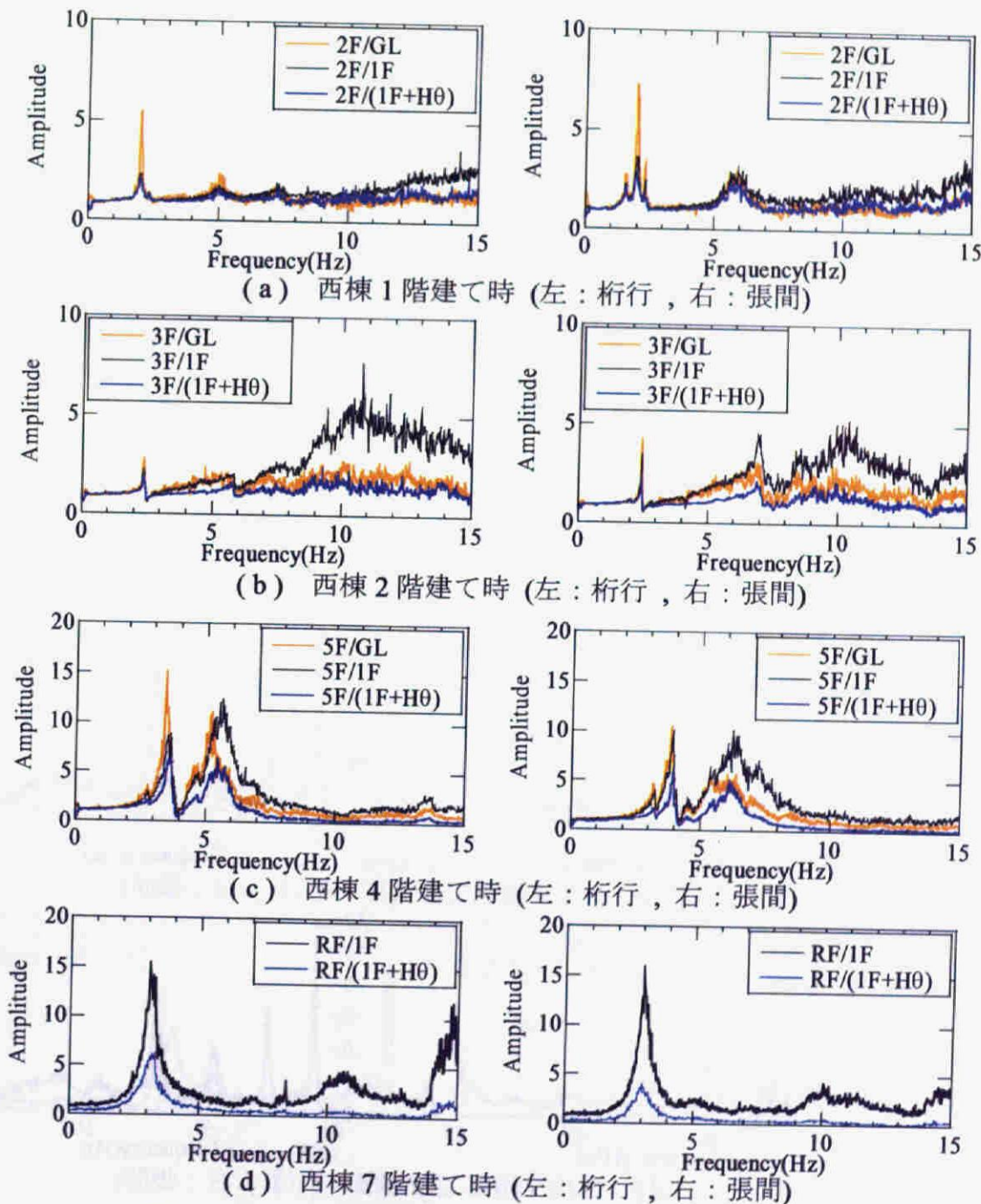


図 3.25 西棟の建設段階毎の平均フーリエスペクトル比

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), スウェイとロッキングを拘束した基礎固定系 (Top/(1F+H0)) 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

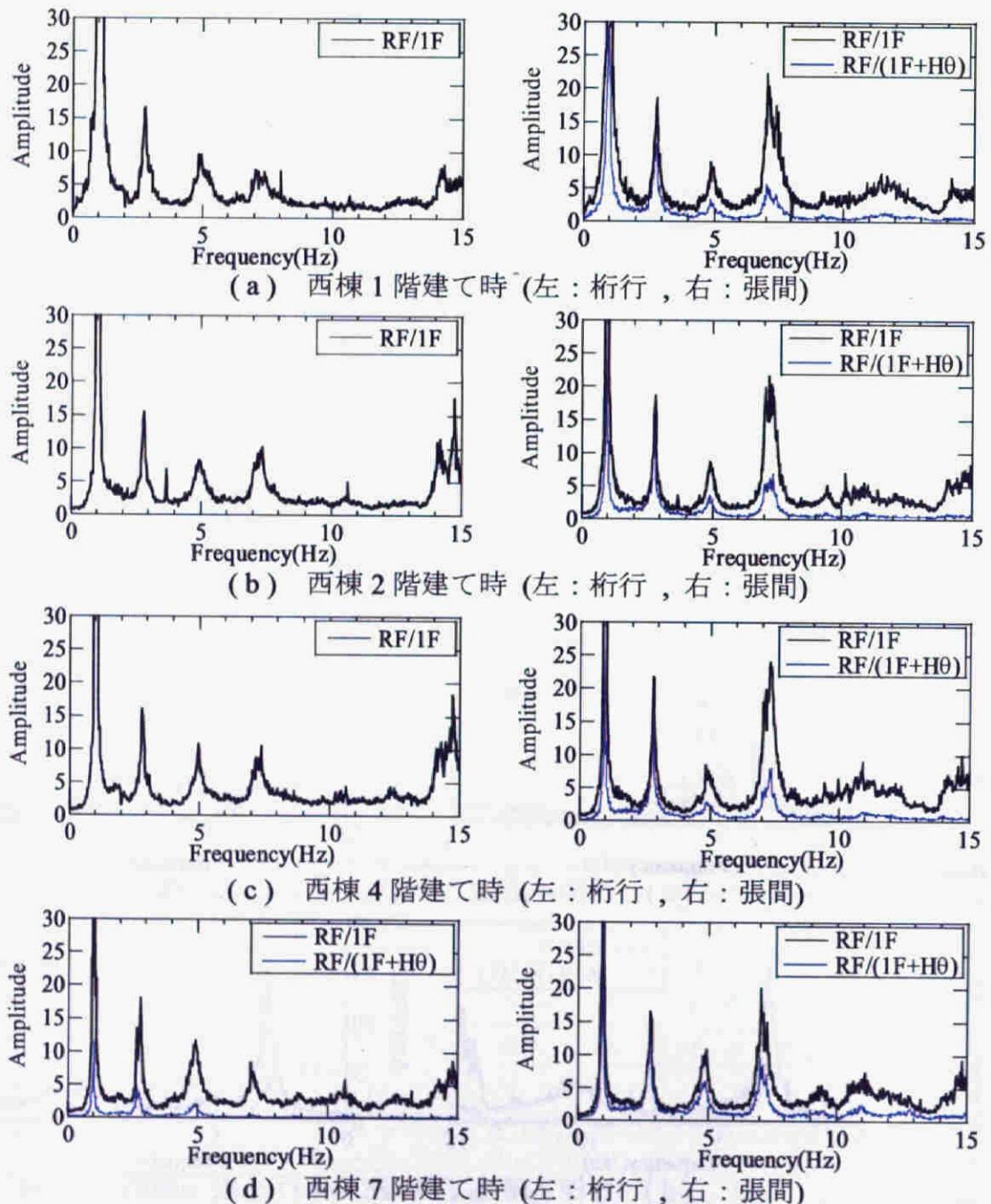


図 3.26 西棟建設時の既存建物の平均フーリエスペクトル比

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 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 $\text{Top}/(1\text{F}+\text{H0})$ 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 $\text{Top}/1\text{F}$ 、 $\text{Top}/(1\text{F}+\text{H0})$ 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

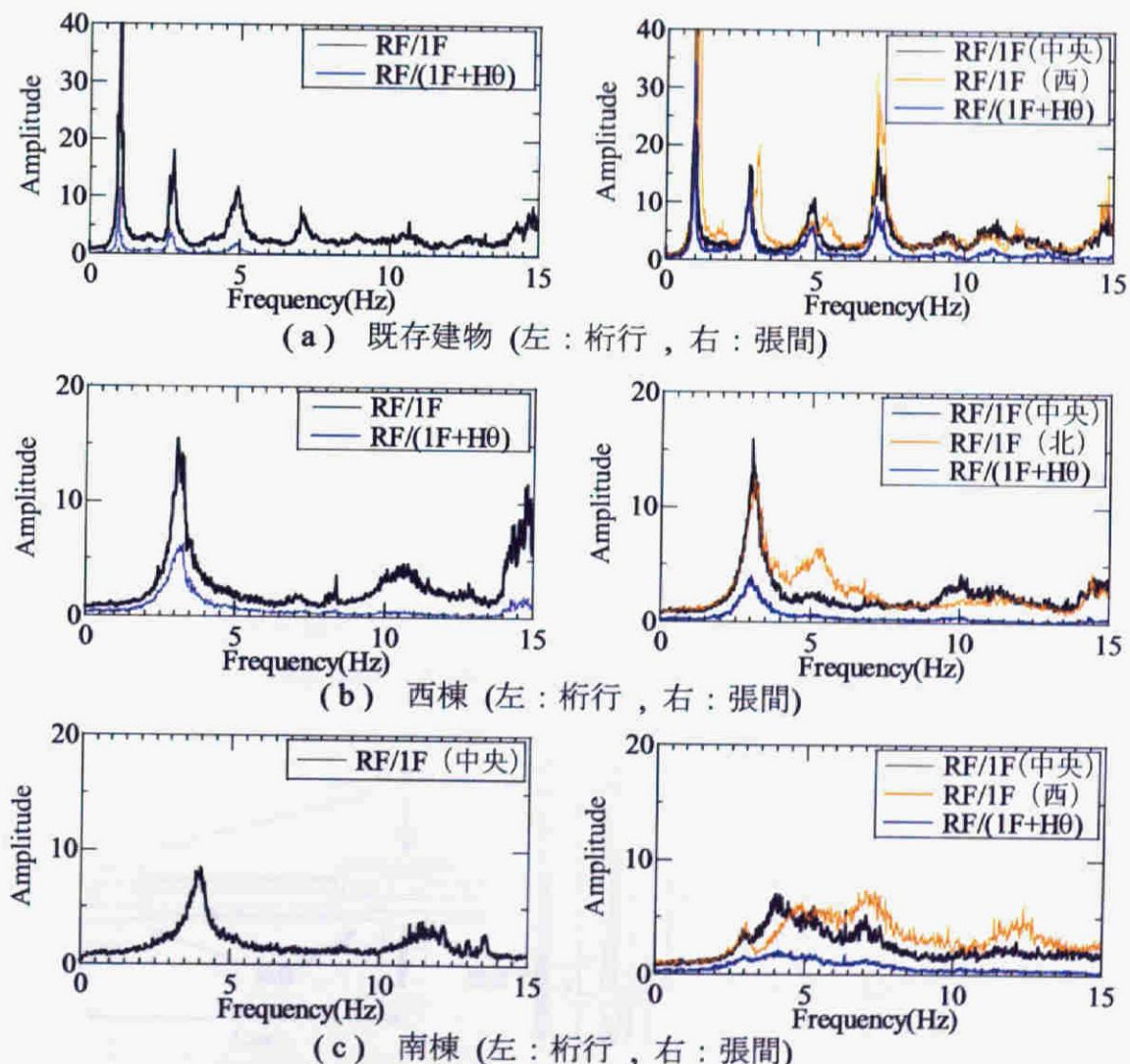


図 3.27 隣接建物竣工時のフーリエスペクトル比

第3章 建物の振動性状に及ぼす各種要因の分析

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。

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²⁸⁾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。

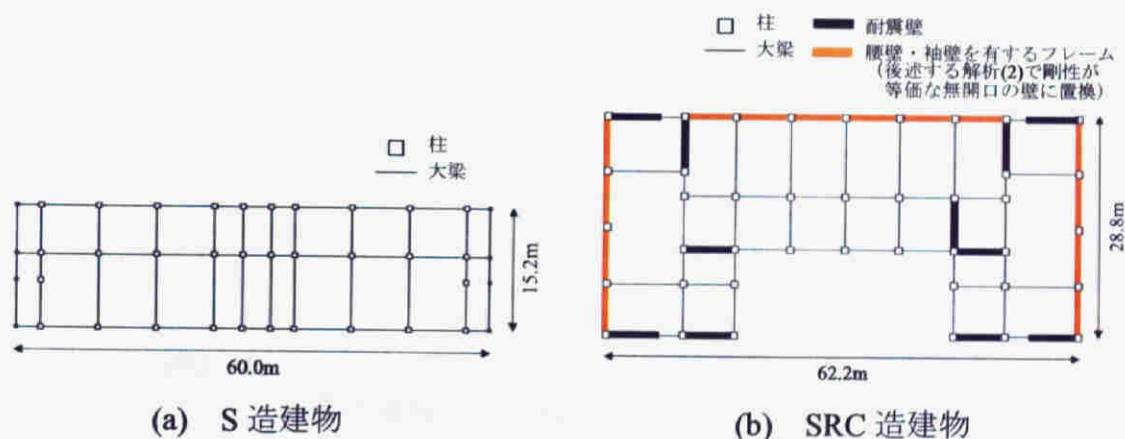


図 3.27 対象建物の基準階平面の概略図

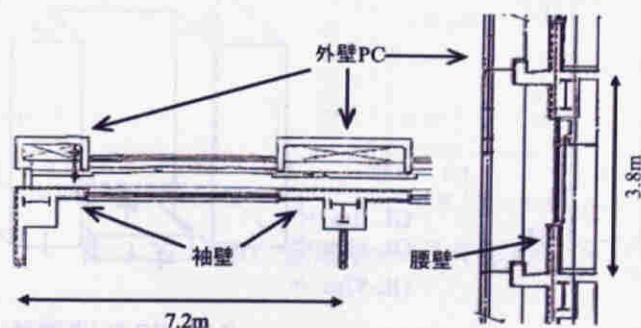


図 3.28 SRC造建物の外周壁の詳細図

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サンプリングで約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サンプリ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。

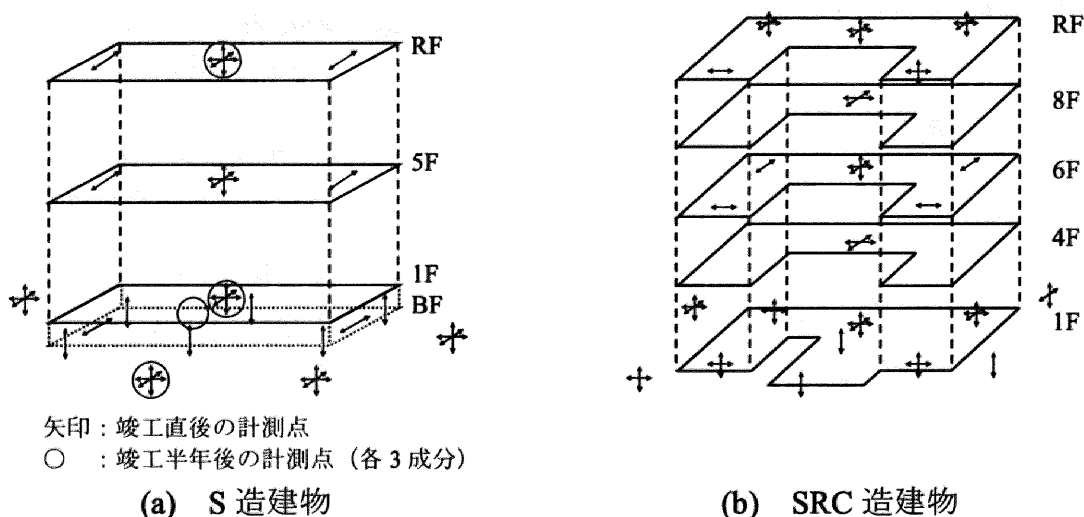


図3.29 常時微動計測点

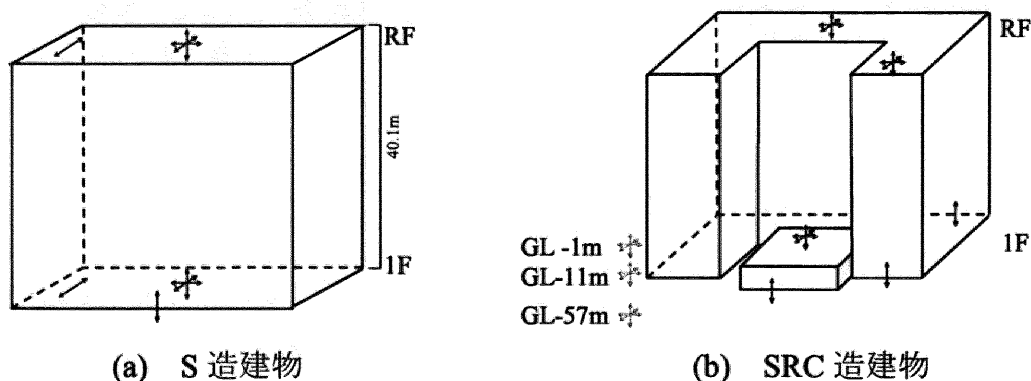


図3.30 強震観測点

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、スウェイとロックを固定した基礎固定系の伝達関数 ($\text{Top}/(1F+H\theta)$, H は等価高さ, θ は $1F$ でのロック角) 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⁷⁾。

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。

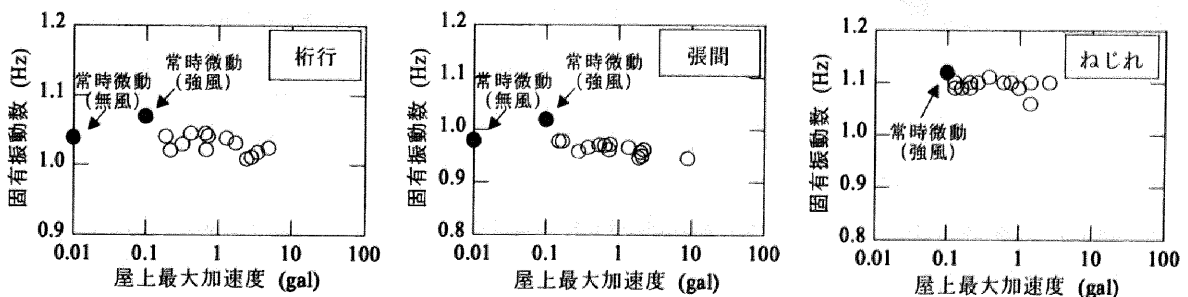


図 3.31 S 造建物の固有振動数と屋上最大加速度の関係

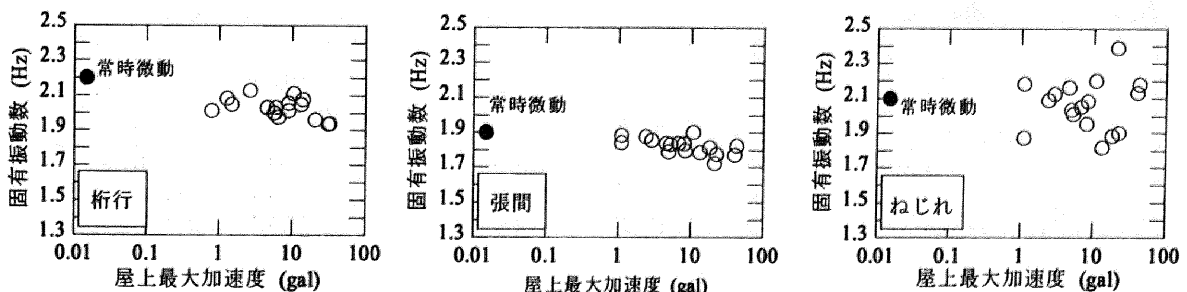


図 3.32 SRC 造建物の固有振動数と屋上最大加速度の関係

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, $M_j4.8$, 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。

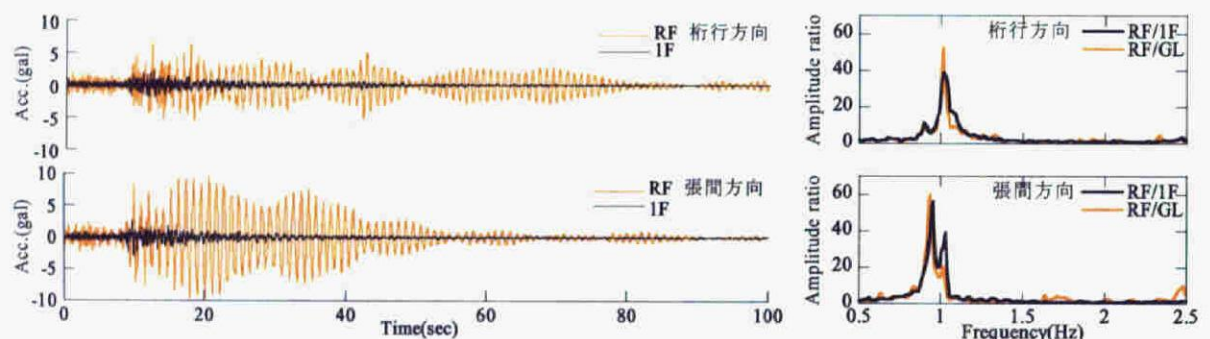


図 3.33 S 造建物の地震記録 (左: 加速度波形, 右: 加速度フーリエスペクトル比)

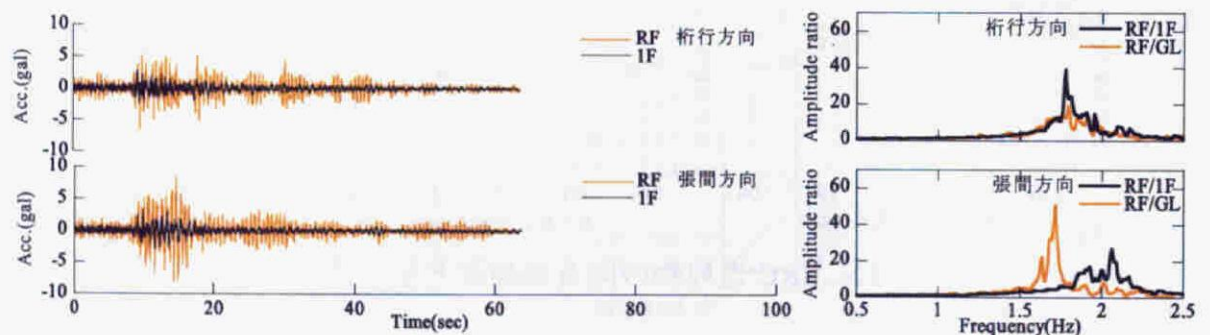


図 3.34 SRC 造建物の地震記録 (左: 加速度波形, 右: 加速度フーリエスペクトル比)

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

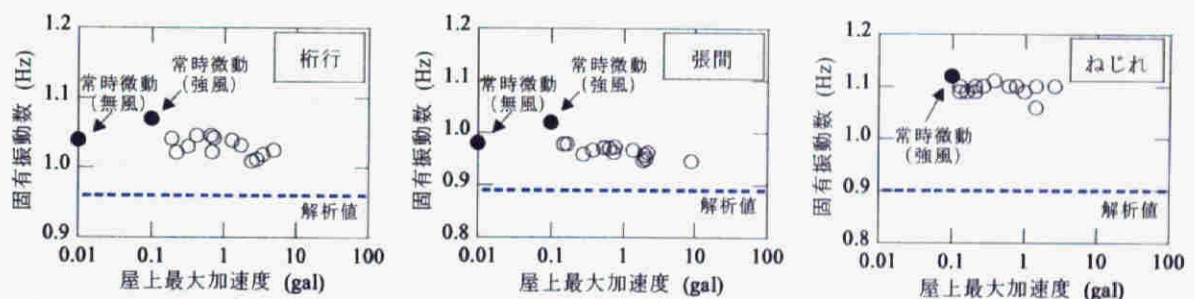


図 3.35 S造建物の固有振動数と屋上最大加速度の関係 (実測値と解析値の比較)

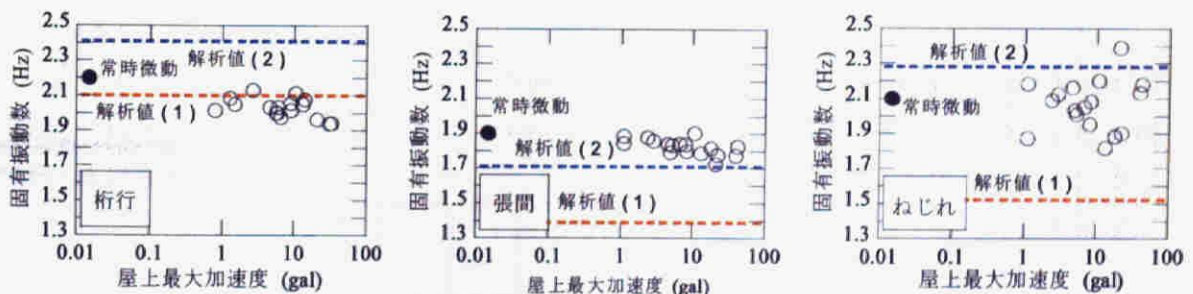


図 3.36 SRC造建物の固有振動数と屋上最大加速度の関係 (実測値と解析値の比較)

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

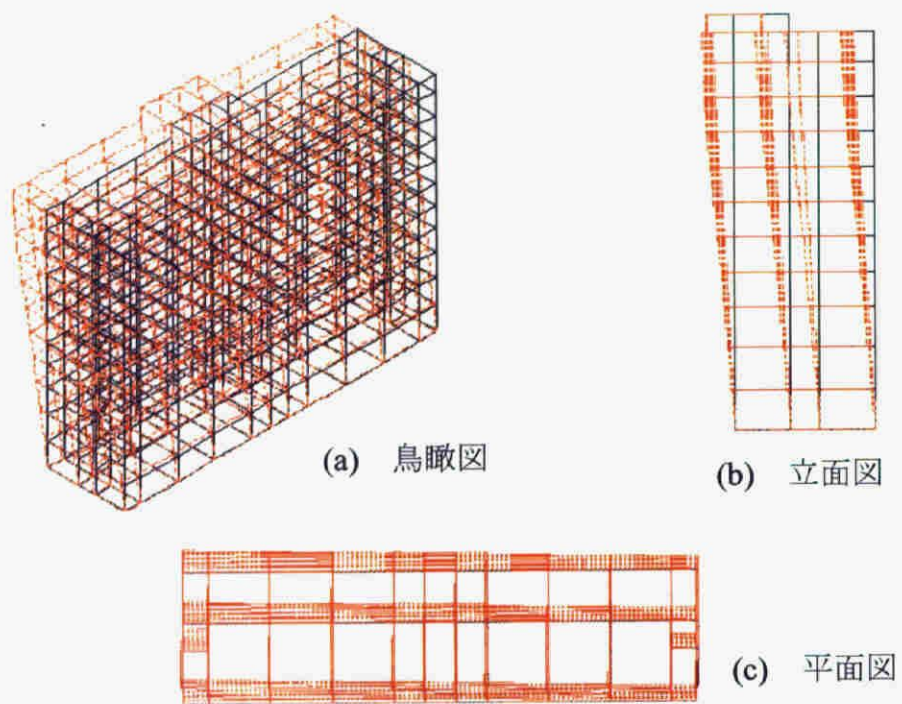


図 3.37 S 造建物の張間方向並進 1 次モード図（解析）

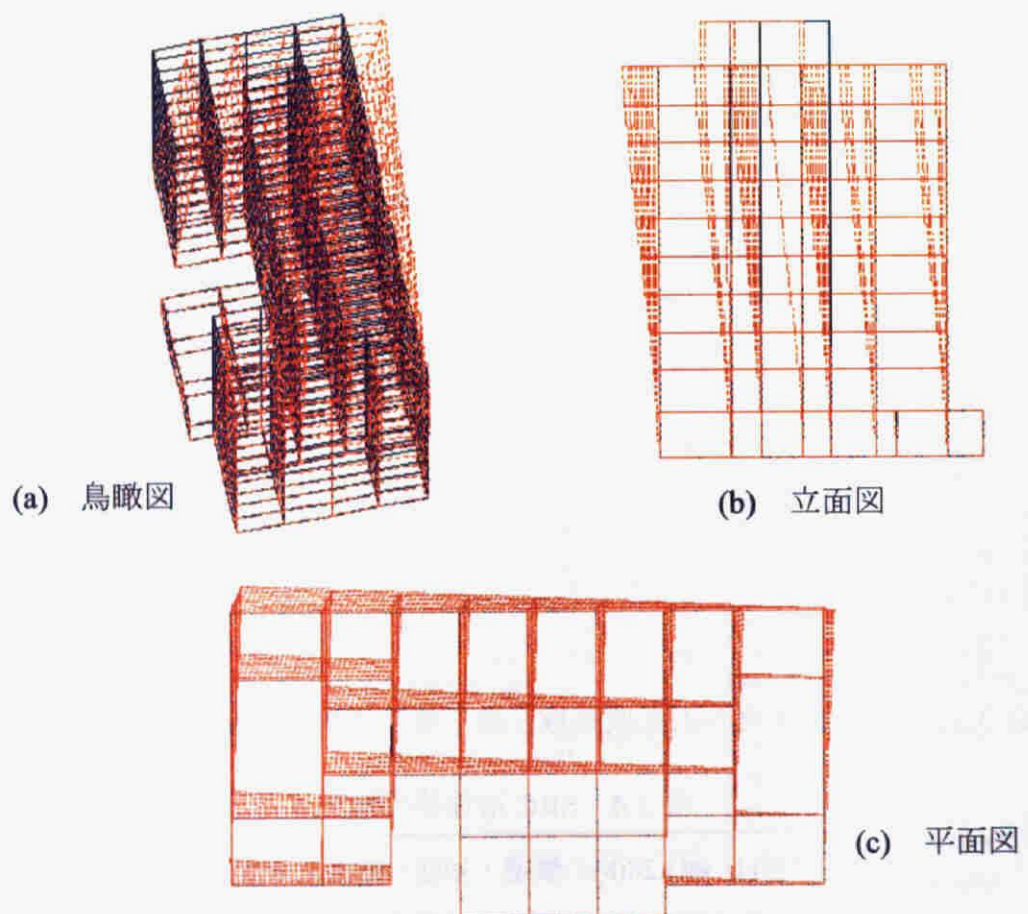


図 3.38 SRC 造建物の張間方向並進 1 次モード図（解析）

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²⁸⁾によって示されている。

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ては、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。

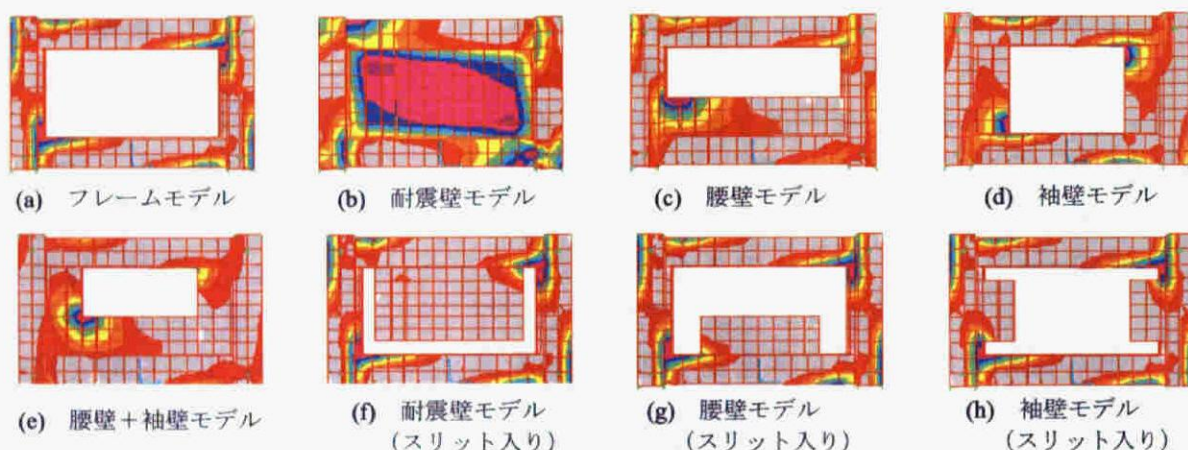


図 3.39 フレームタイプと応力図 (壁厚 150mm)

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	剛性倍率	1.00	3.85	10.62	1.98	1.89
	(スリット入り)	剛性倍率		1.03	1.01	1.01
壁厚 350mm	剛性倍率	1.00	5.67	18.39	2.52	2.33
	(スリット入り)	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。

第4章 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^{41), 42)}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⁴⁵⁾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と、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^{例えは72), 73)}、特に入力損失効果に着目した研究例は少ない^{46~49)}。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⁷⁾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⁴⁶⁾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。Stewart⁴⁸⁾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^{60), 61)}。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²⁸⁾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³⁴⁾。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

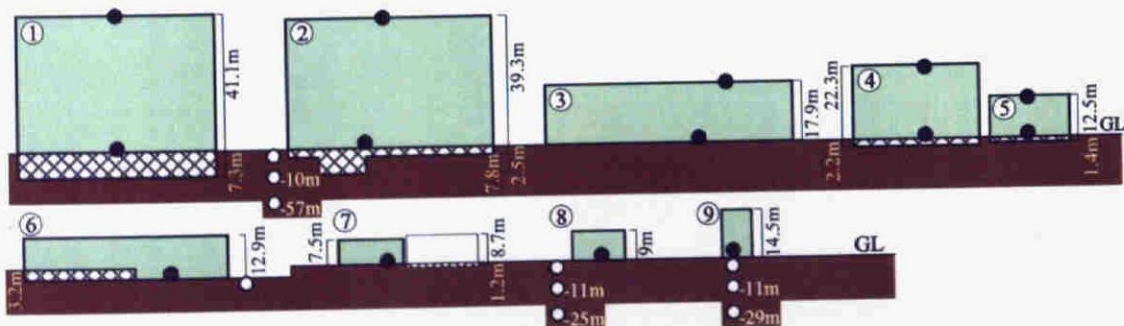
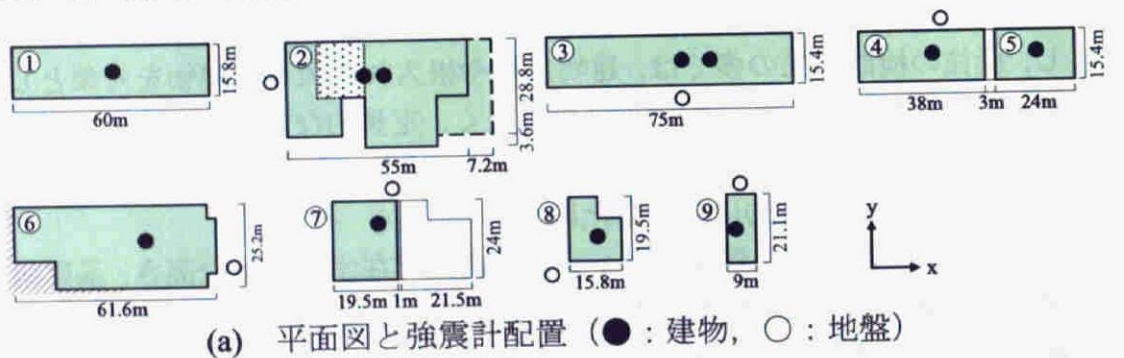


図4.1 対象建物の平面図・断面図と強震計配置

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。

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 ²)	平均 V_s (m/s) ^{*3}		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) ^{*2}	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) ^{*2}	1649	(315)	-	77	1800	14	6.3	4.9
7	M ^{*1}	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 V_s (N値) は、N値から推定した V_s 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 V_s (PS 検層) は、板叩き法で推定された V_s 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 V_s 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。

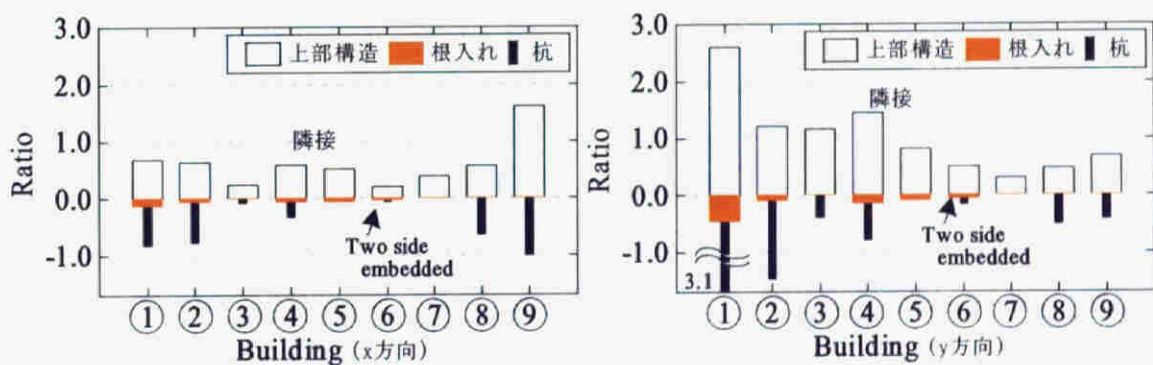
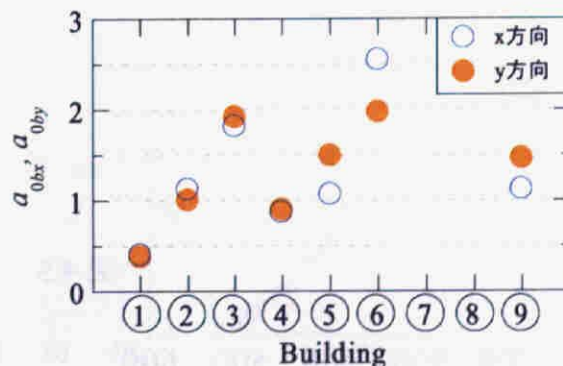


図 4.2 対象建物の基礎幅に対する高さ・根入れ深さ・杭長の比

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。

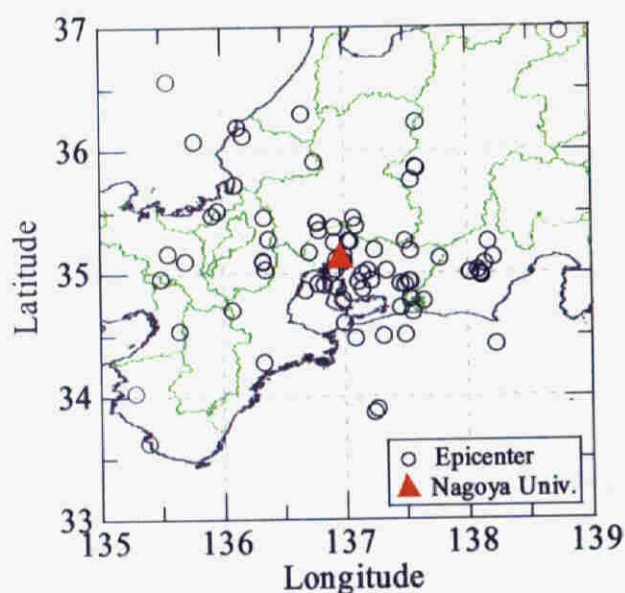


図 4.4 震央位置

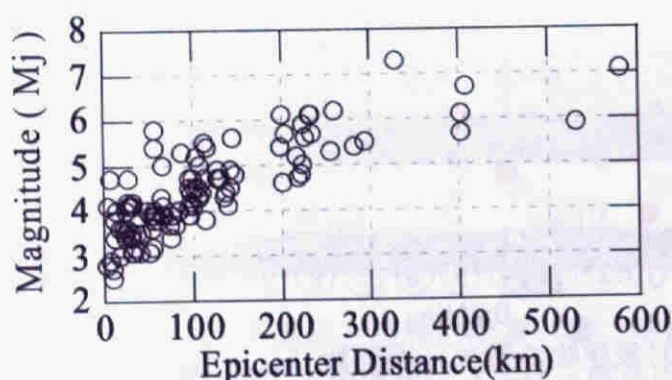


図 4.5 震央距離と
マグニチュード

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

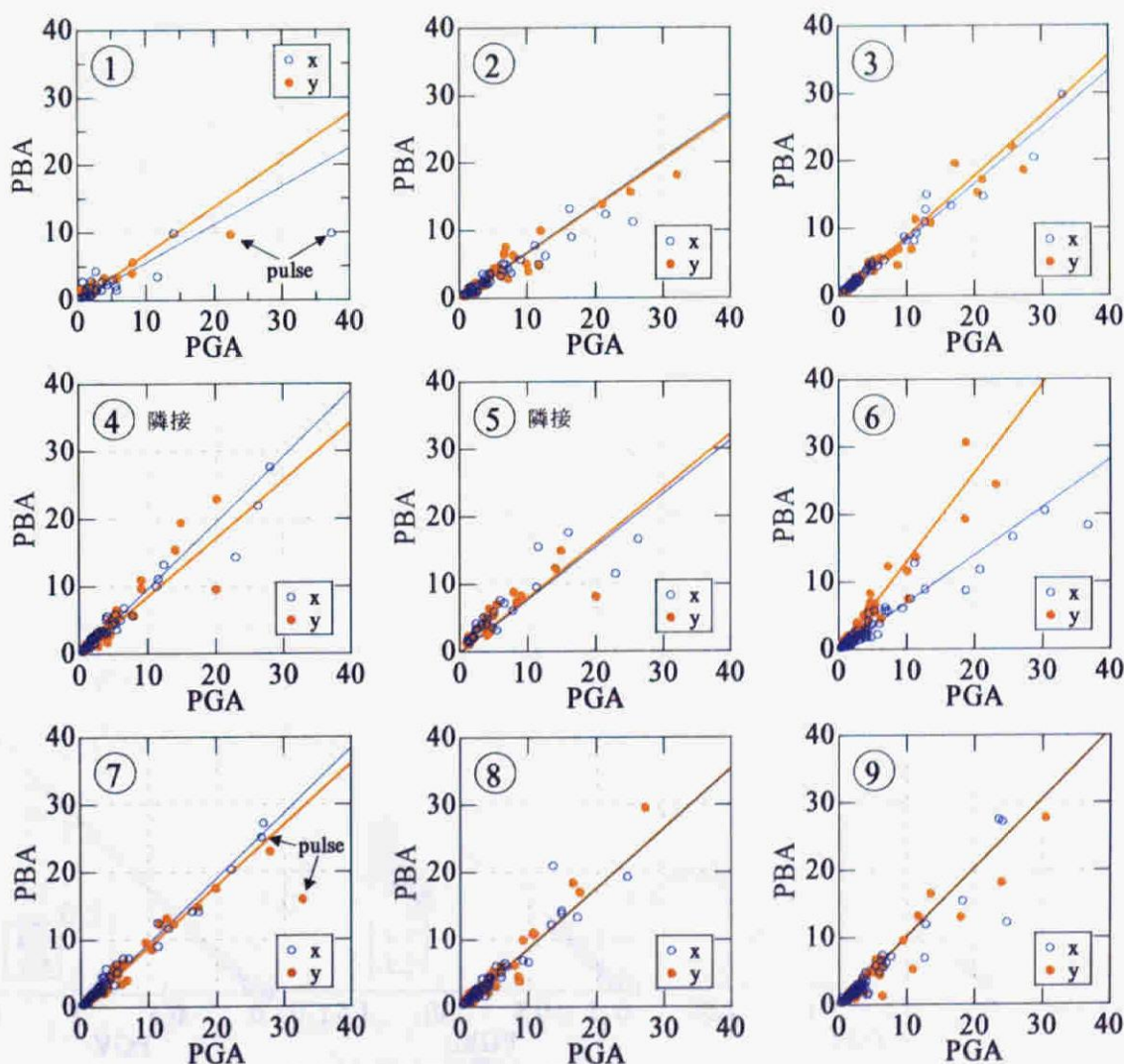


図 4.6 地表最大加速度 (PGA) と基礎最大加速度 (PBA)

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⁷⁾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⁷⁾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⁷⁾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。

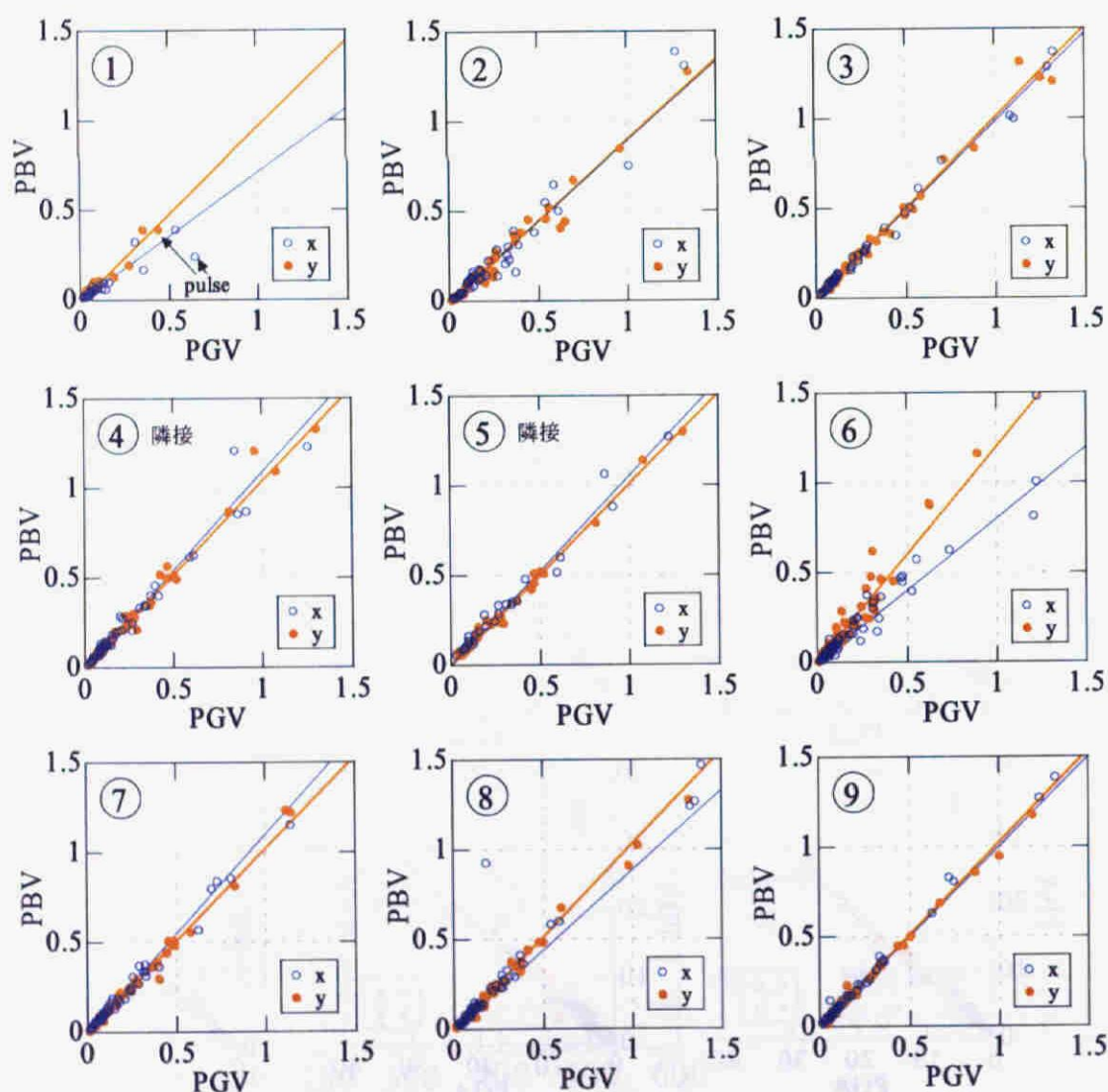
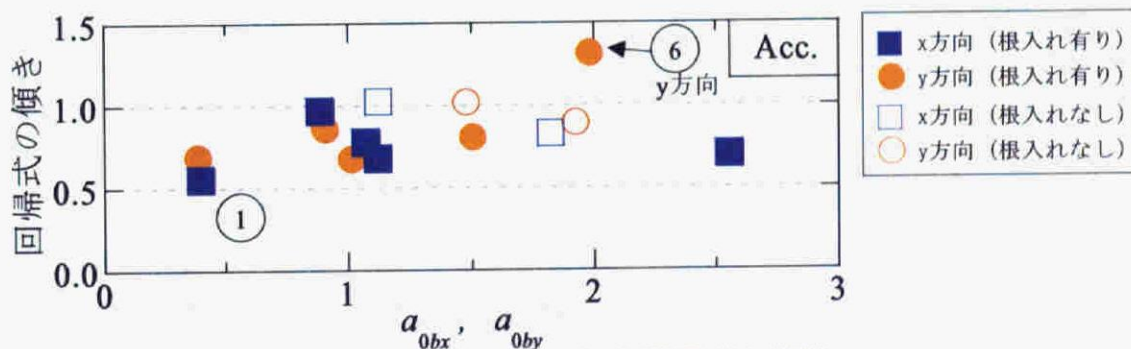
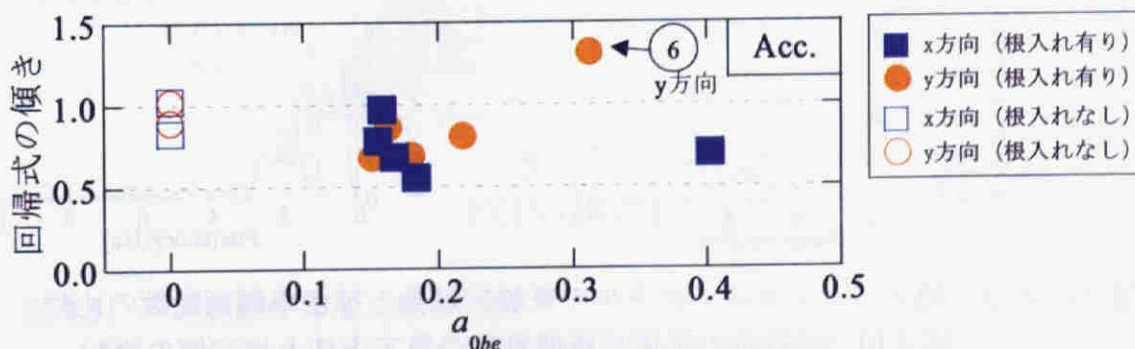


図4.7 地表最大速度 (PGV) と基礎最大速度 (PBV)

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な傾向がある。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。

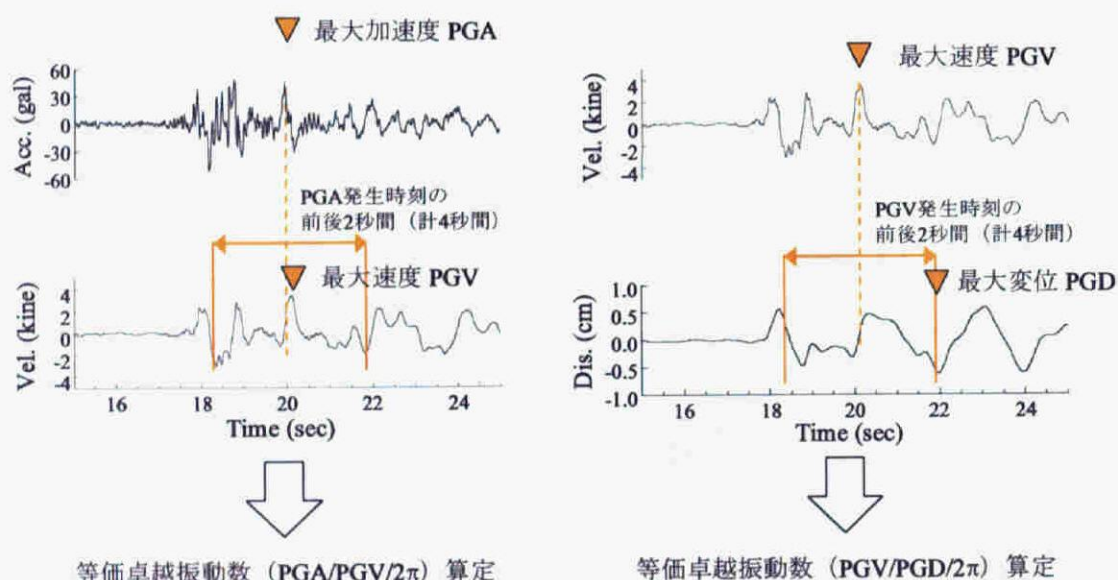
表 4.2 回帰式の傾きと相関係数

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

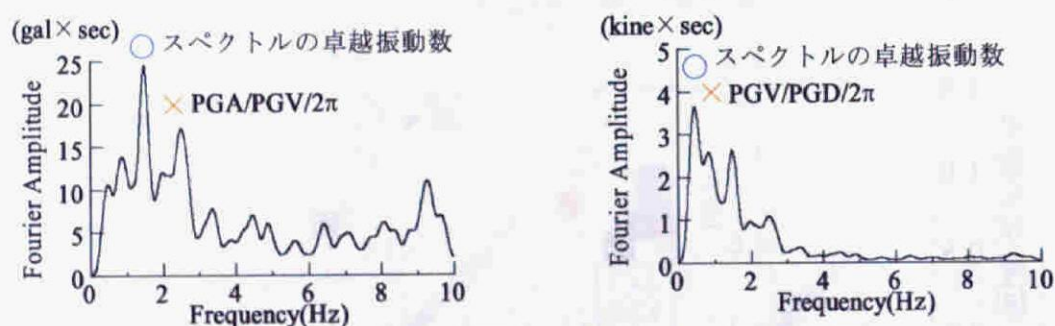
図 4.8 建物の無次元振動数 (a_{0bx} , a_{0by}) と回帰式の傾き図 4.9 建物の無次元振動数 (a_{0be}) と回帰式の傾き

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

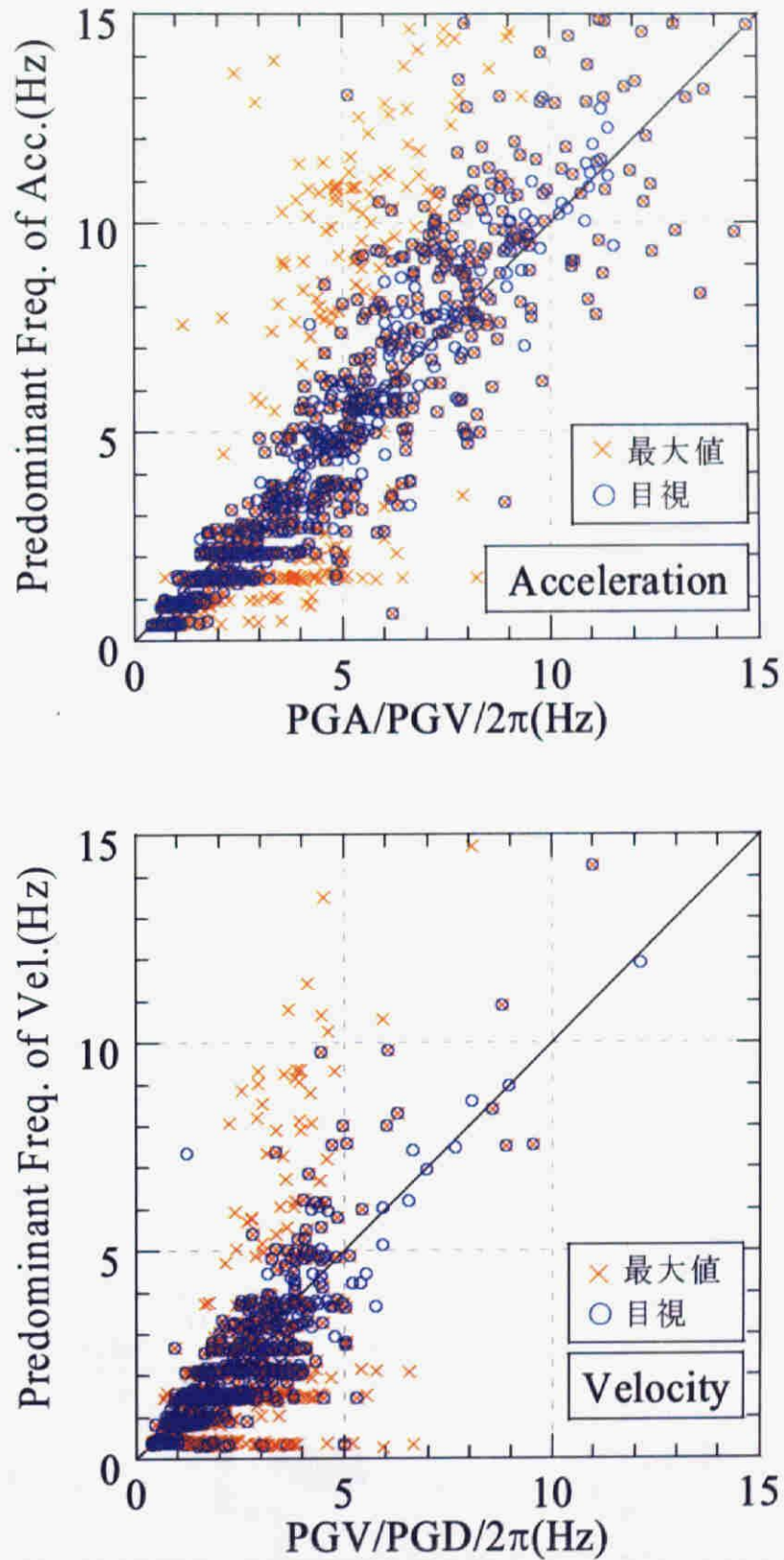


図 4.11 地震動の等価卓越振動数とフーリエスペクトルの卓越振動数の比較
(上段：加速度，下段：速度)

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場合が多いのに対し、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³⁴⁾、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。

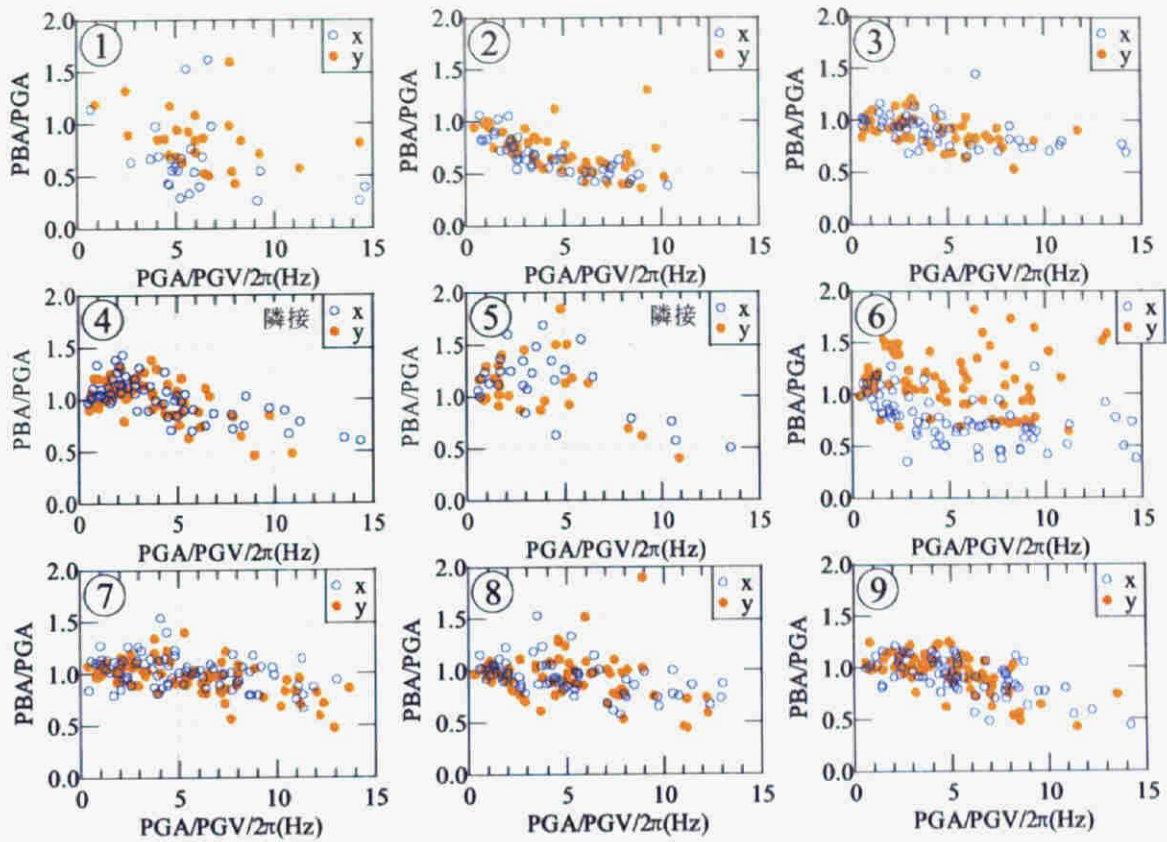


図 4.12 地震動の等価卓越振動数 ($PGA/PGV/2\pi$) と基礎と地表の最大加速度比 (PBA/PGA)

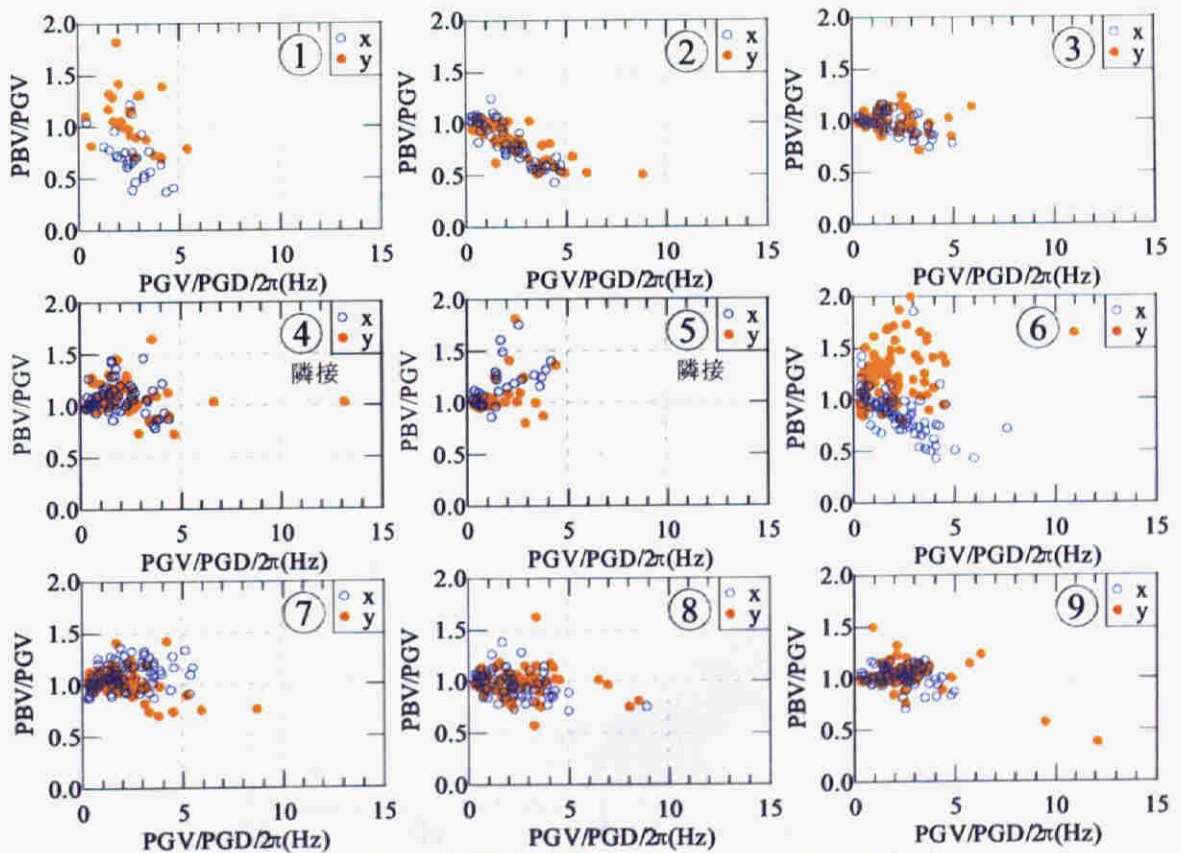


図 4.13 地震動の等価卓越振動数 ($PGV/PGD/2\pi$) と基礎と地表の最大速度比 (PBV/PGV)

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。

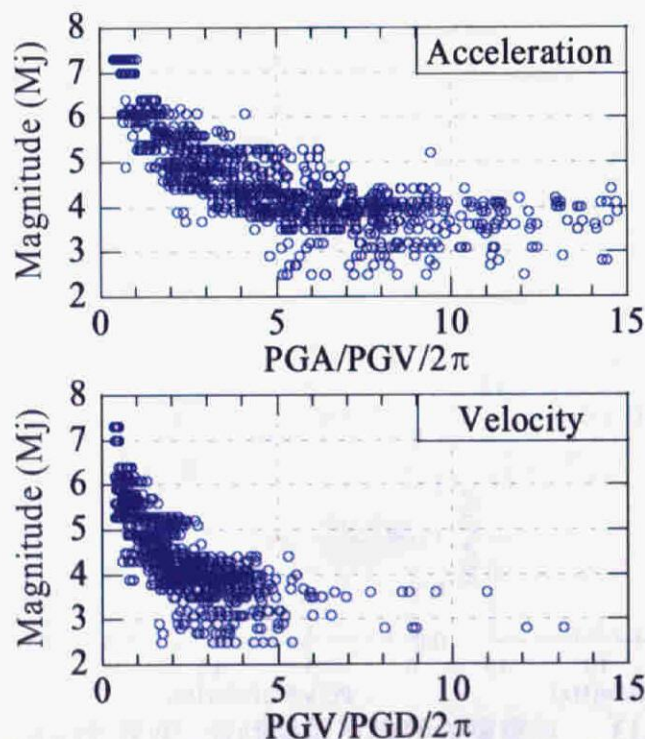
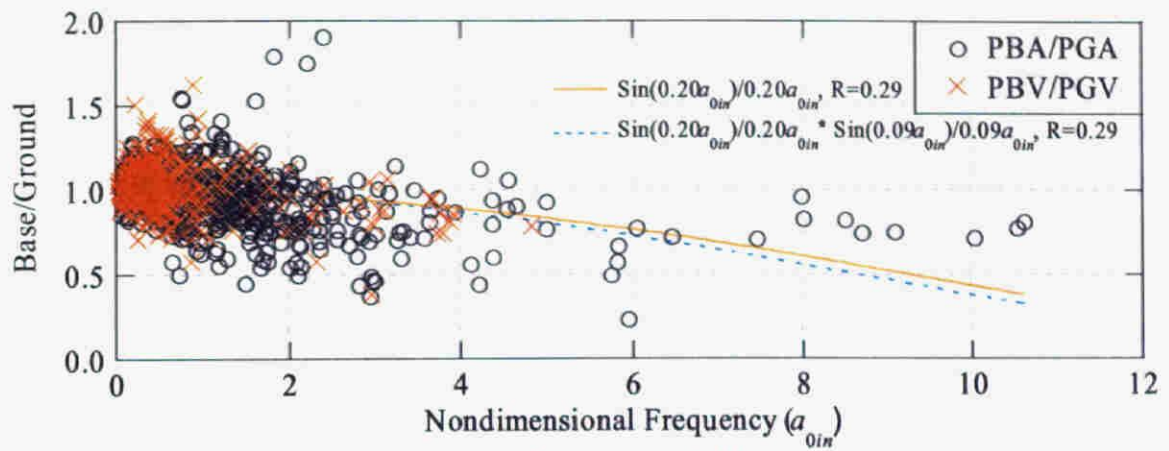
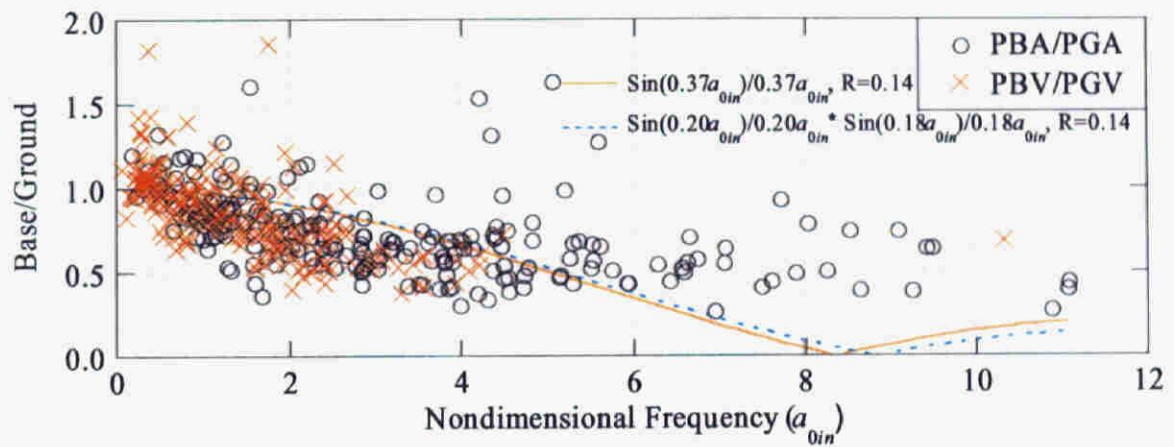


図 4.14 地震動の等価卓越振動数とマグニチュード
(上段：加速度，下段：速度)



(a) 根入れのない建物



(b) 根入れの有る建物

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。

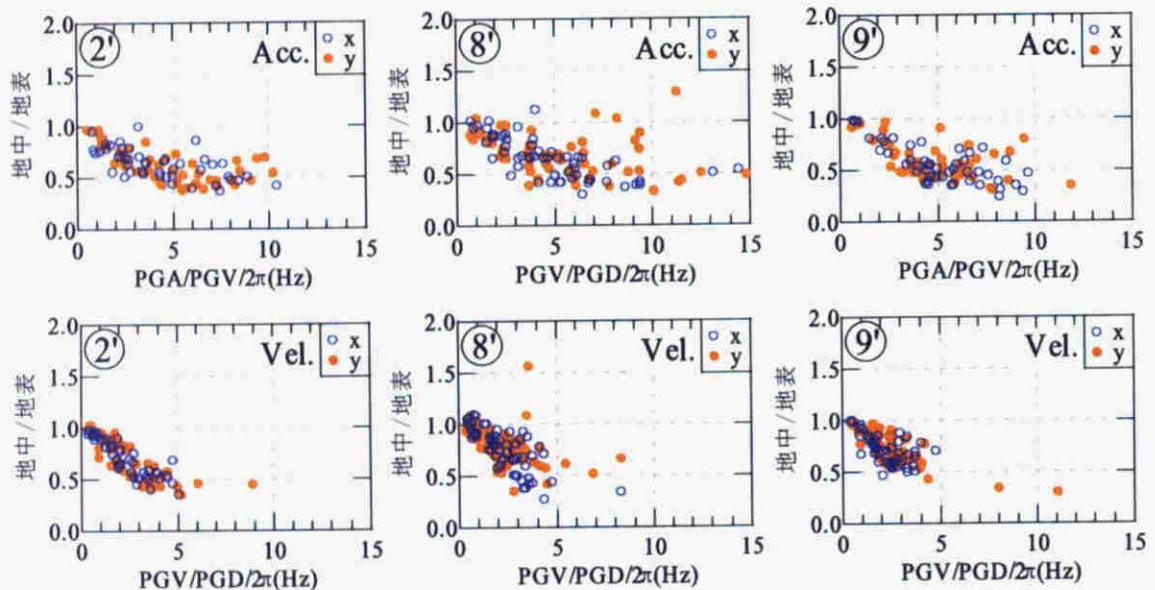


図4.16 地震動の等価卓越振動数と地中と地表の最大値比
(上段：最大加速度比，下段：最大速度比)

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。

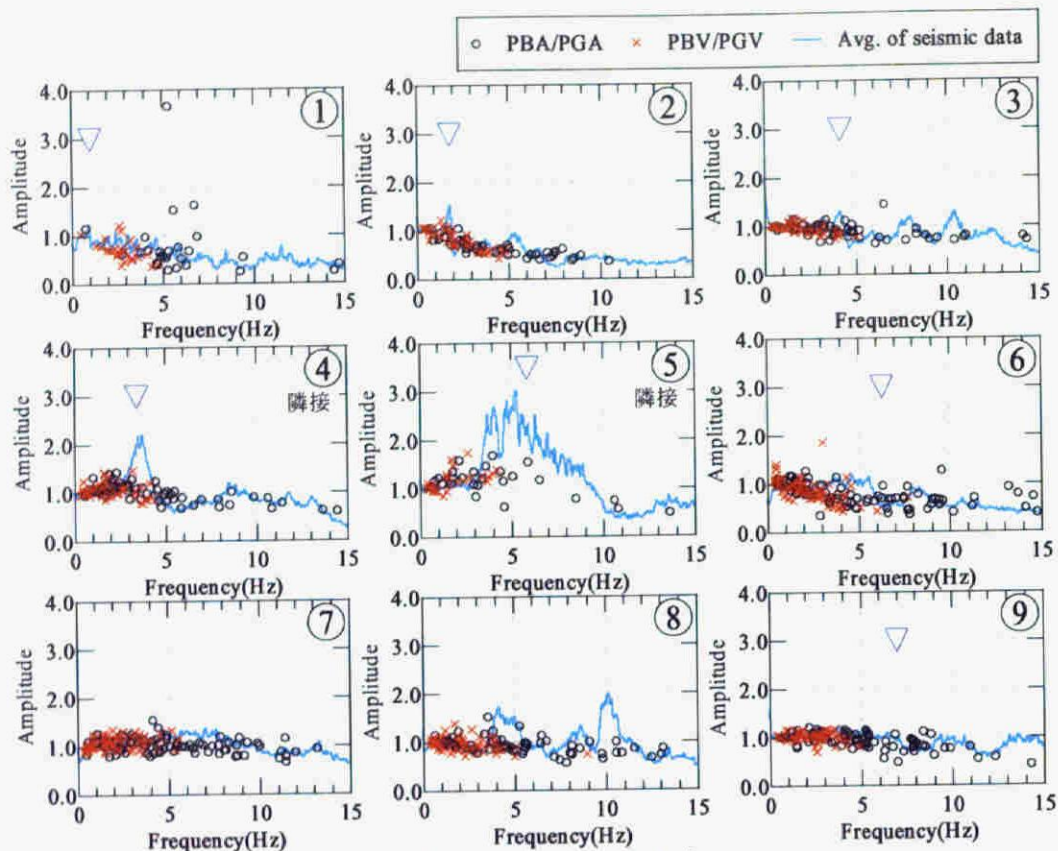


図 4.17 基礎／地表の平均フーリエスペクトル比と地震動の等価卓越振動数と基礎・地盤の最大加速度比・最大速度比 (x 方向)

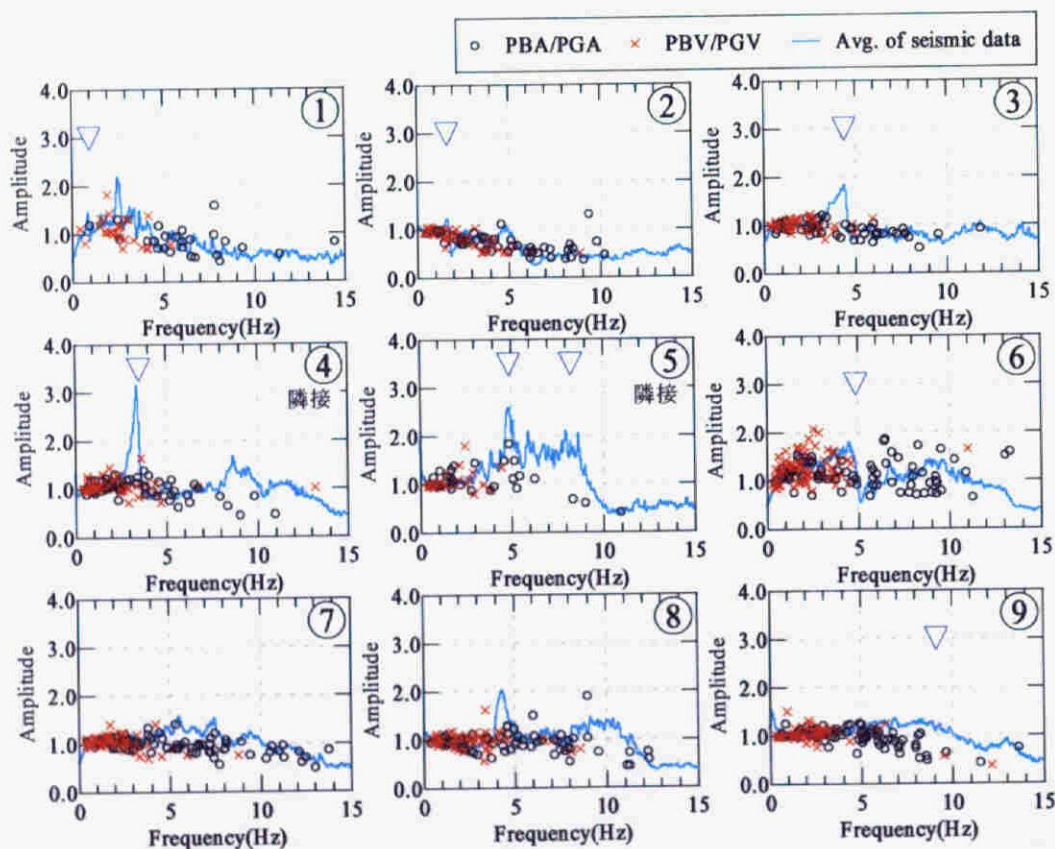


図 4.18 基礎／地表の平均フーリエスペクトル比と地震動の等価卓越振動数と基礎・地盤の最大加速度比・最大速度比 (y 方向)

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、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のにに対し、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。

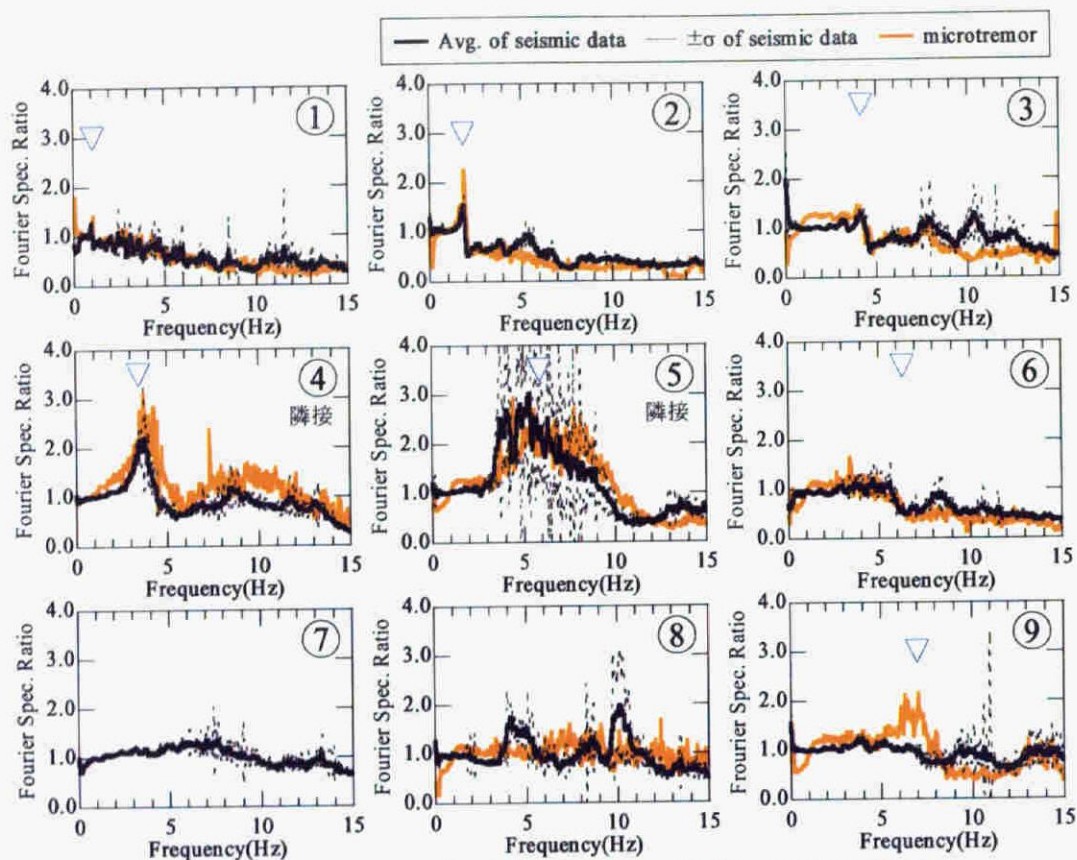


図 4.19 地震記録と常時微動記録の地表に対する基礎の平均フーリエスペクトル比の比較 (x 方向)

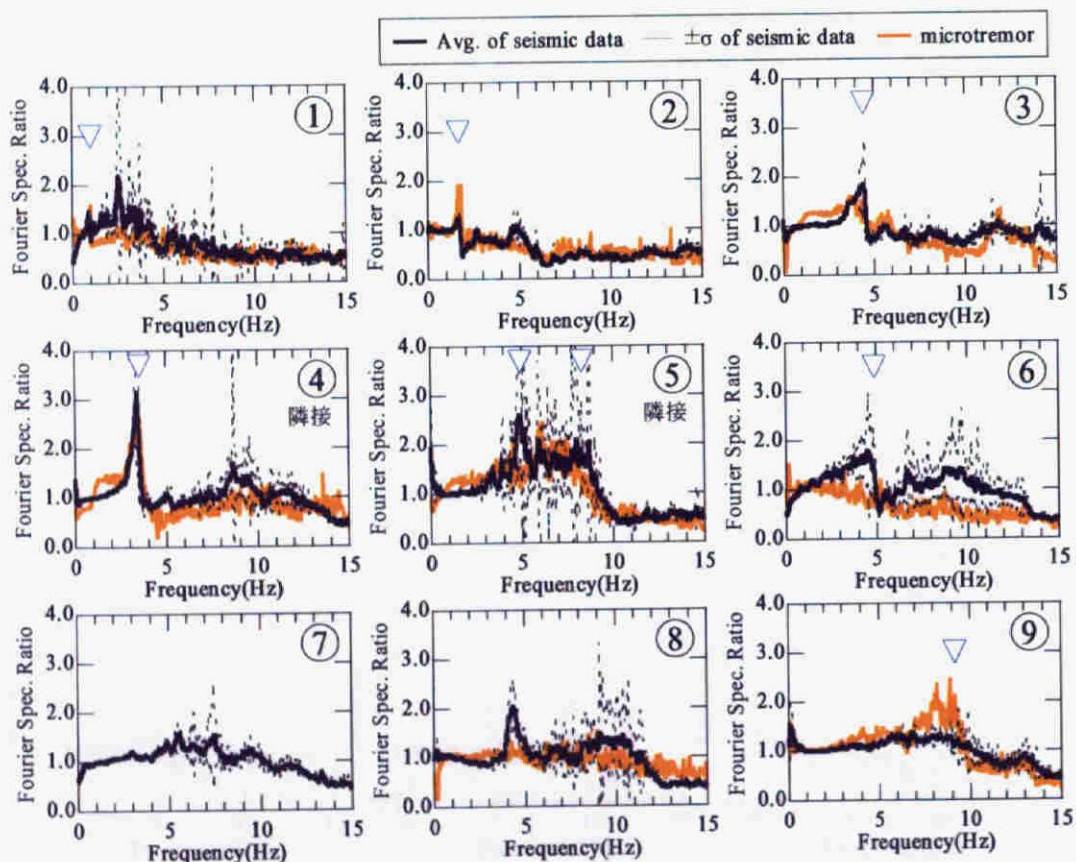


図 4.20 地震記録と常時微動記録の地表に対する基礎の平均フーリエスペクトル比の比較 (y 方向)

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 π 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。

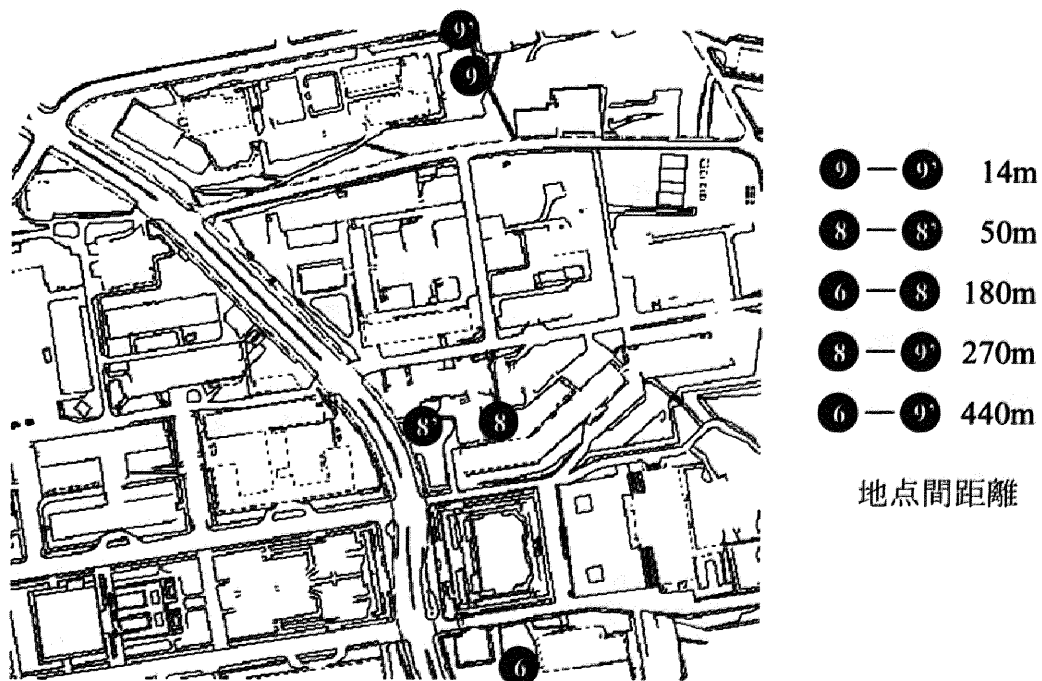


図 4.21 地表観測点の配置図及び地点間距離

第4章 実測記録に基づく中低層建物の入力損失効果

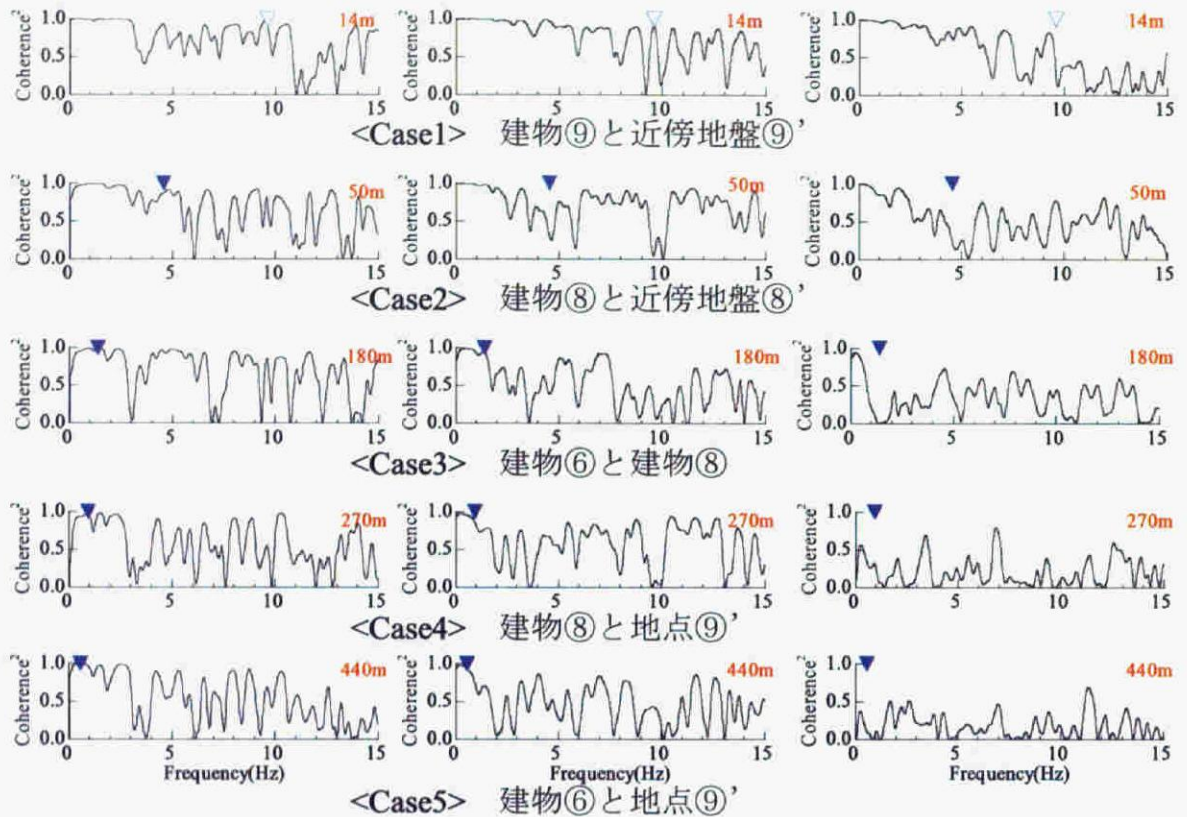


図 4.22 地表観測点の時間区間毎のコヒーレンス (x 方向)
(左から P 波部, S 波部, Coda 波部)

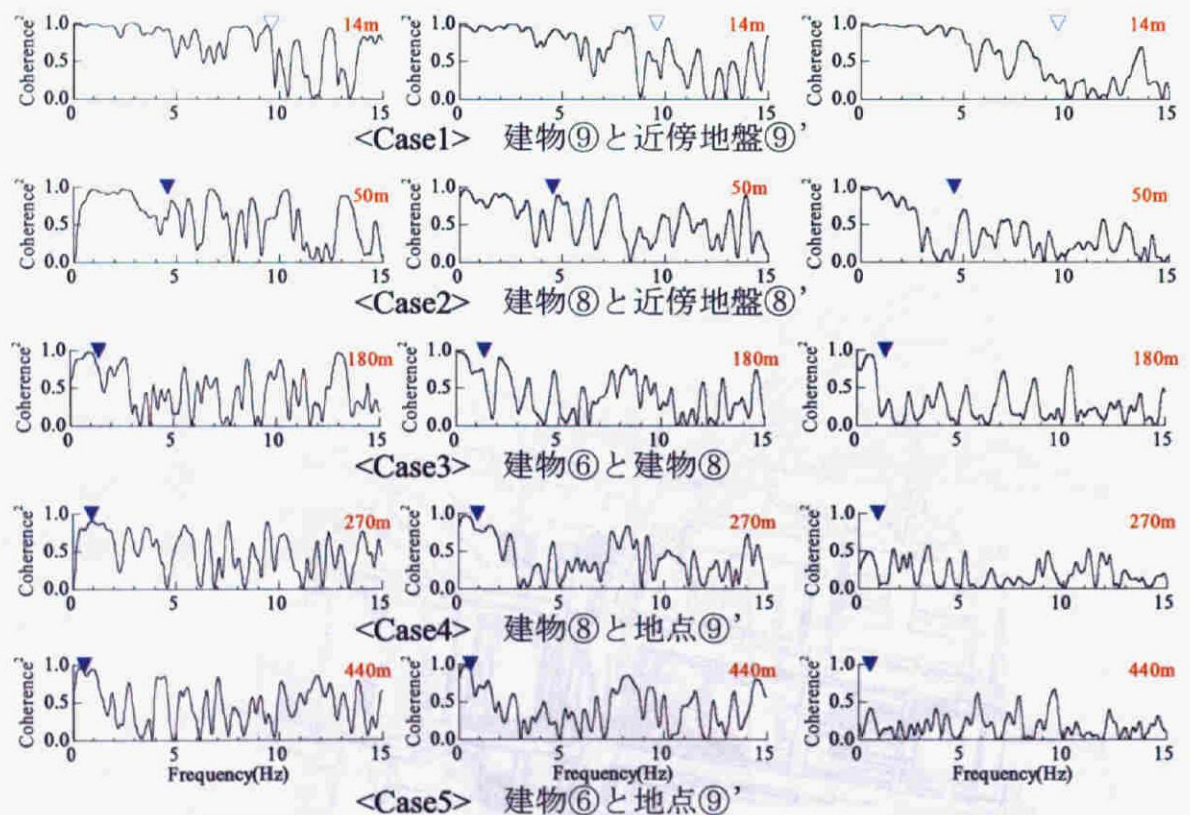


図 4.23 地表観測点の時間区間毎のコヒーレンス (y 方向)
(左から P 波部, S 波部, Coda 波部)

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)

第4章 実測記録に基づく中低層建物の入力損失効果

第5章 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^{51), 73)}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。

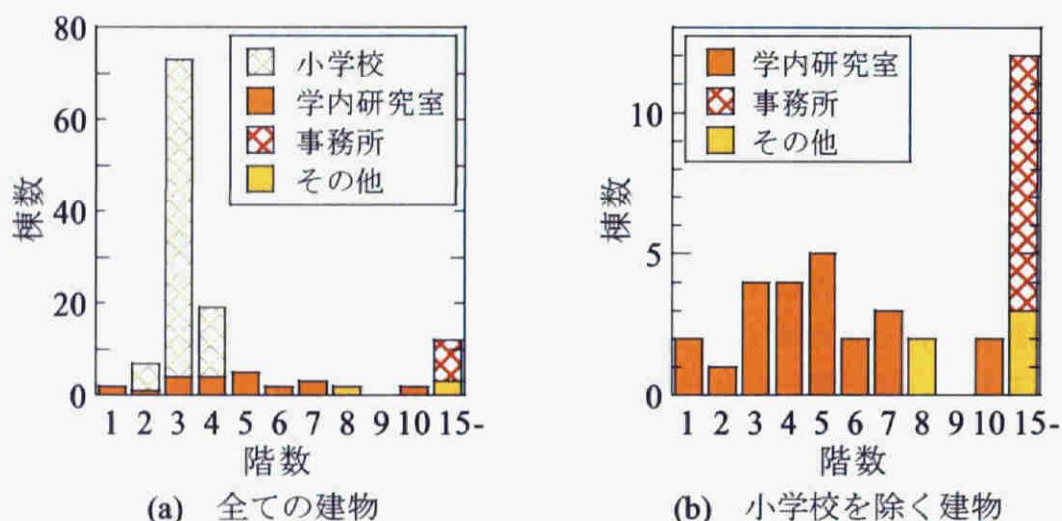


図 5.1 建物用途と棟数の関係

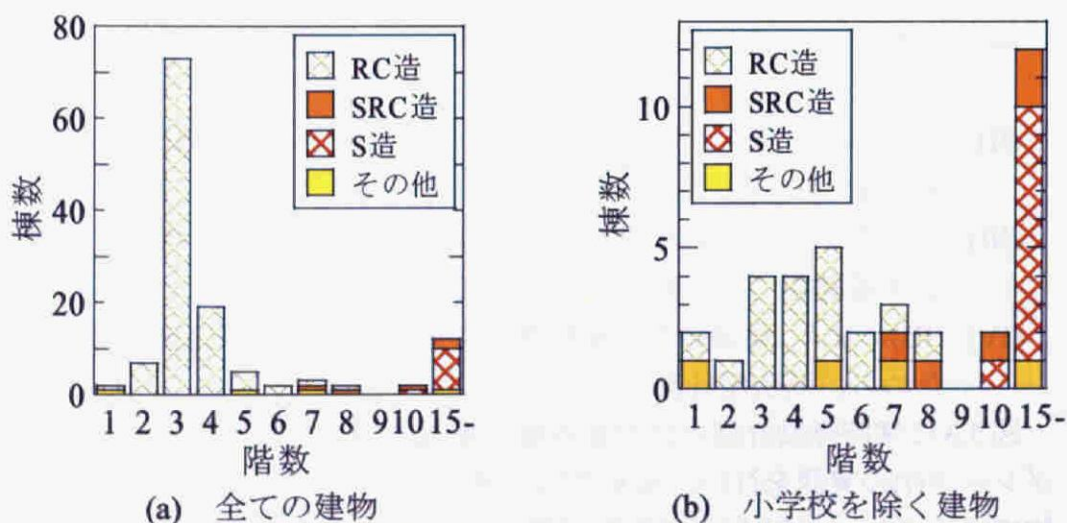


図 5.2 構造種別と棟数の関係

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 地点での観測
- (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

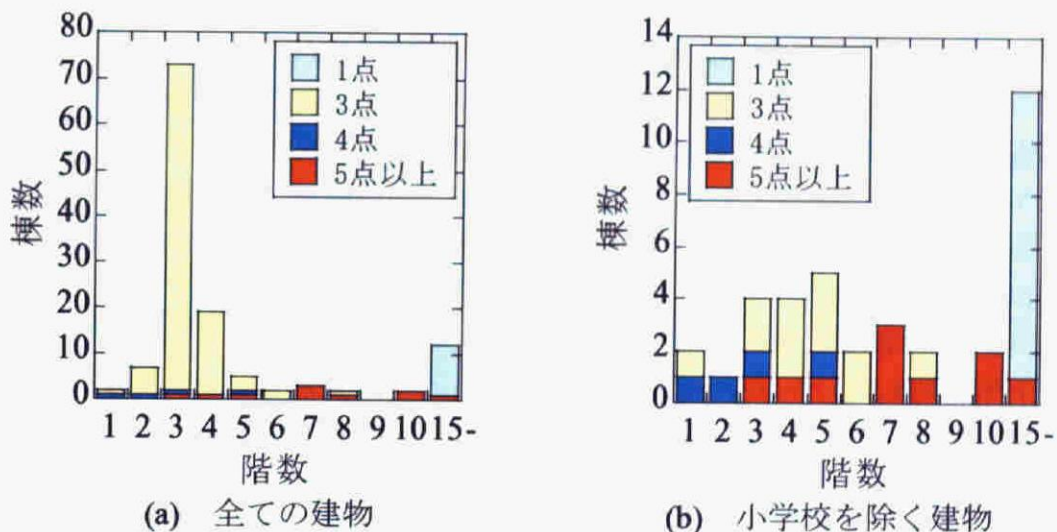


図 5.3 常時微動計測点数と棟数の関係

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 (m ²)	基礎種別	強震観測				備考
					地盤 ^{*2}	基礎 ^{*3}	建物頂部 ^{*4}	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)	○	○	○		
工学部9号館(東館)	3	RC	374	直接	○	○	○		隣接
工学研究科新1号館(L) ^{*1}	10	SRC	1,502	杭(PHC)	◎	○	○	○	増築前
工学研究科新1号館(コ)	10	SRC	1,841	杭(PHC)	◎	◎	◎		増築後
IB電子情報館(北館)	10	S	987	杭(場所打ち)	○	◎	◎		
IB電子情報館(西館)	7	SRC+S		杭(PHC)	○	◎	◎		隣接
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） 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) 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		

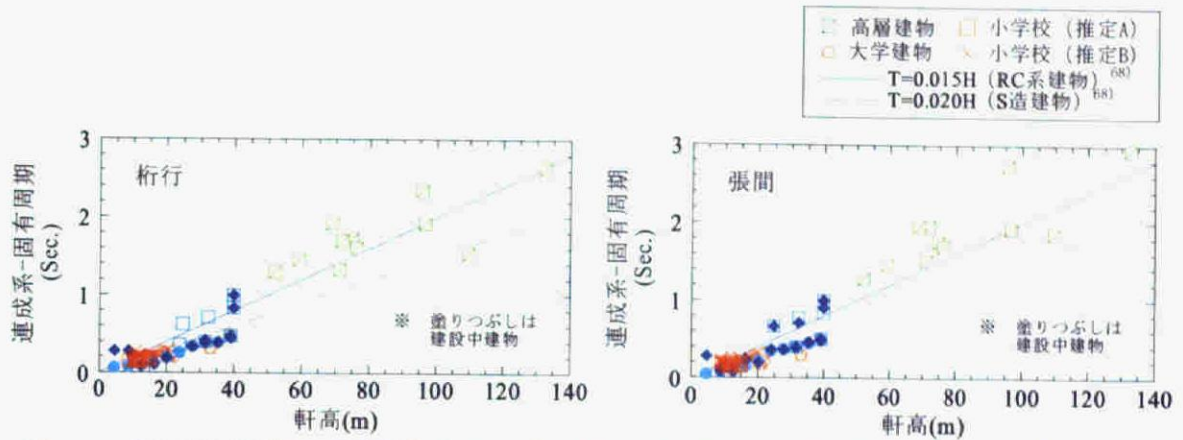


図 5.4 軒高と地盤—建物連成系固有周期の関係 (左：桁行方向，右：張間方向)

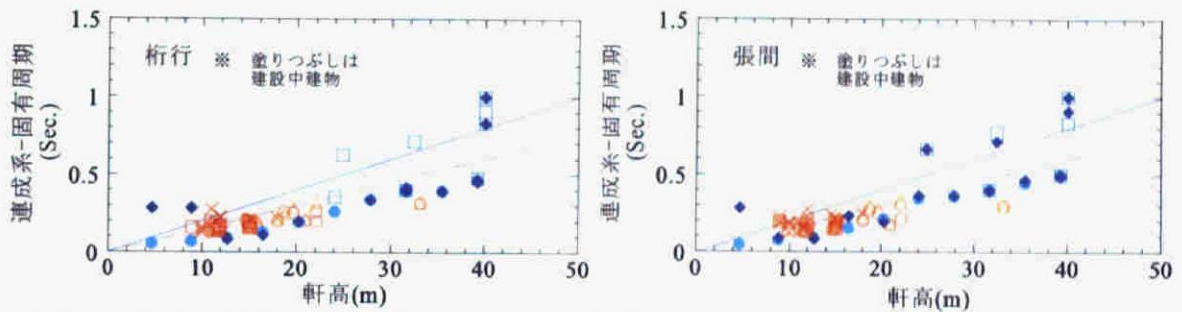


図 5.5 軒高と地盤—建物連成系の固有周期の関係 (左：桁行方向，右：張間方向)
(図 5.4 の縦軸を 1.5sec までを拡大して表示)

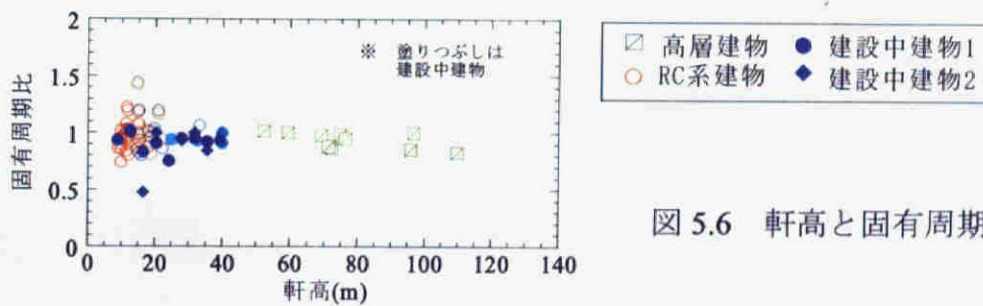


図 5.6 軒高と固有周期比の関係

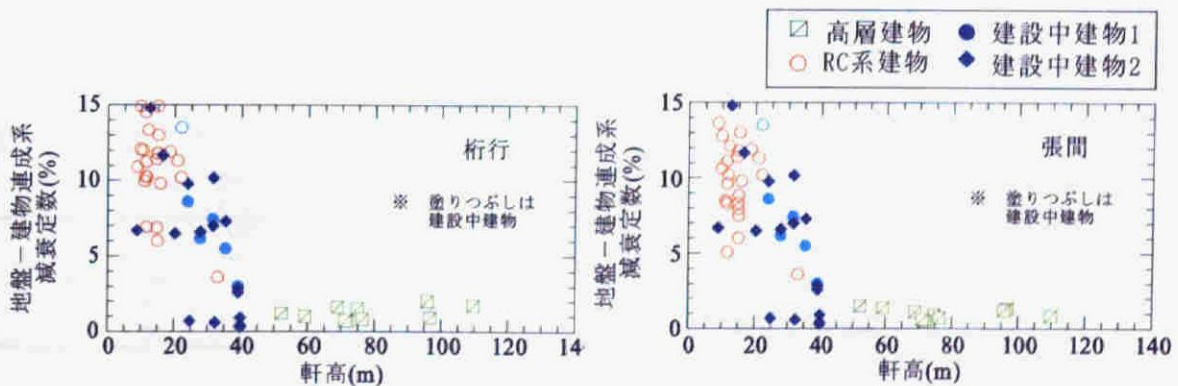


図 5.7 軒高と地盤—建物連成系の減衰定数の関係 (左：桁行方向，右：張間方向)

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) の平均フーリ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

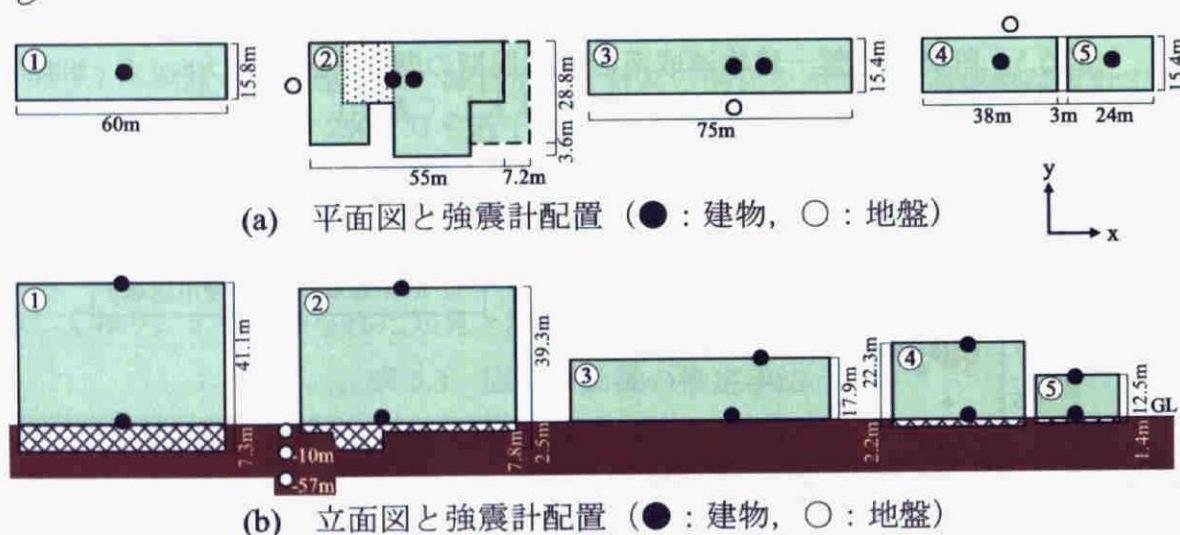


図 5.8 対象建物の平面図・断面図

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 ²)	平均Vs(m/s) ^{*3}		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) ^{*2}	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 根入り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。

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⁷³⁾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、松山ら³⁴⁾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。

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くなっていない。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。

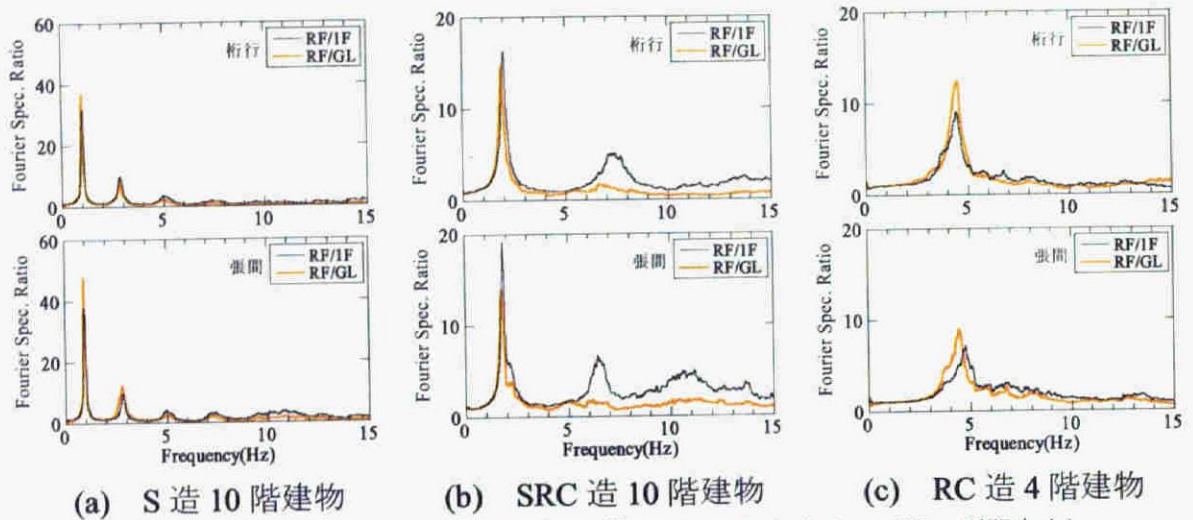


図 5.9 平均フーリエスペクトル比 (上段：桁行方向，下段：張間方向)

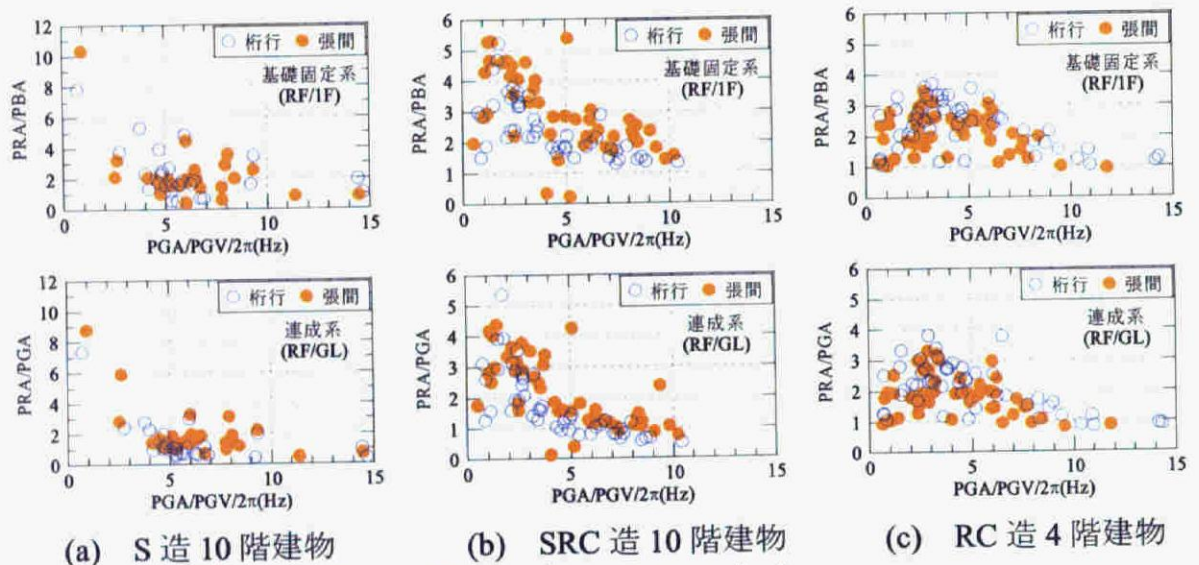


図 5.10 地震動の等価卓越振動数 ($\text{PGA/PGV}/2\pi$) と最大加速度比 (PRA/PBA , PRA/PGA) の関係 (上段：RF/1F，下段：RF/GL)

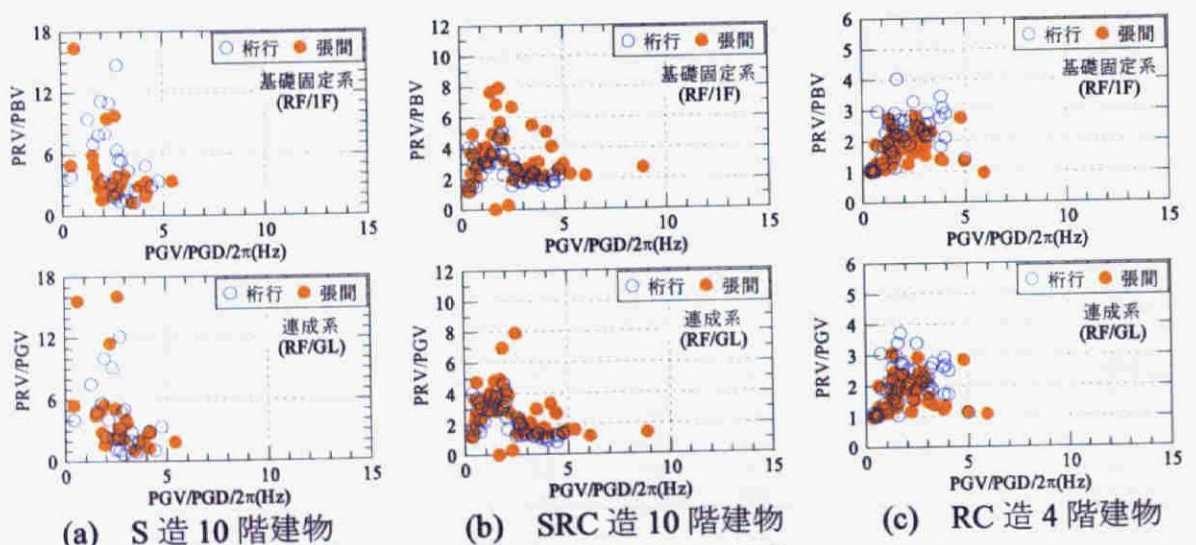
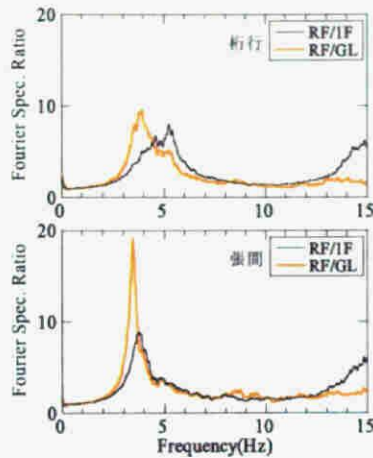
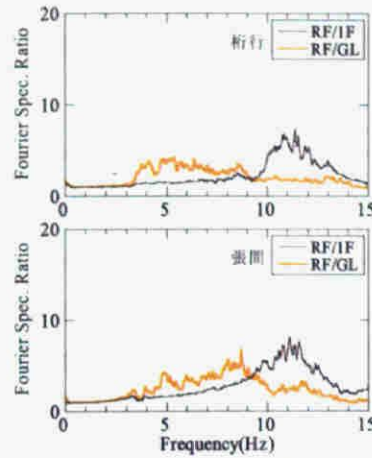


図 5.11 地震動の等価卓越振動数 ($\text{PGV/PGD}/2\pi$) と最大速度比 (PRV/PBV , PRV/PGV) の関係 (上段：RF/1F，下段：RF/GL)

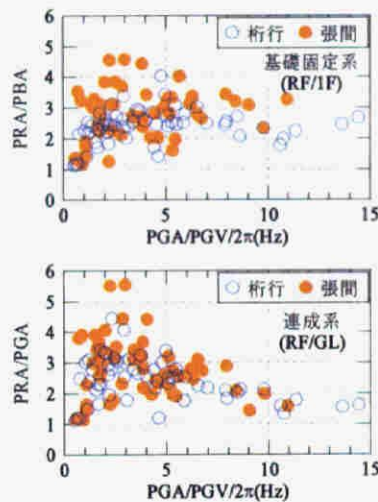


(d) SRC 造 6 階建物<隣接>

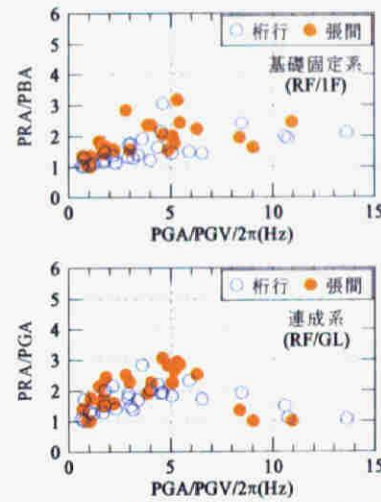


(e) RC 造 3 階建物<隣接>

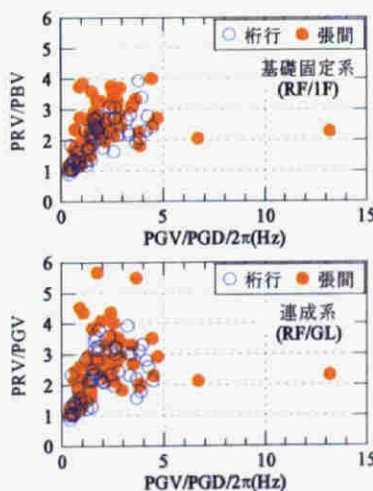
図 5.9 平均フーリエスペクトル比 (上段: 桁行方向, 下段: 張間方向)



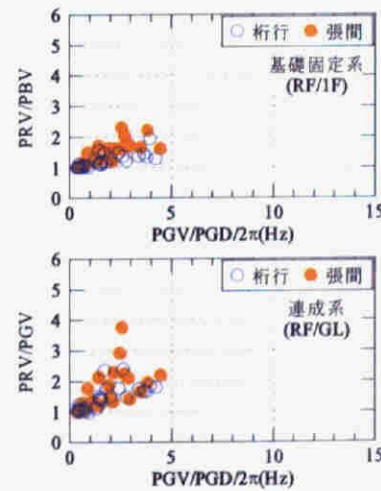
(d) SRC 造 6 階建物<隣接>



(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)

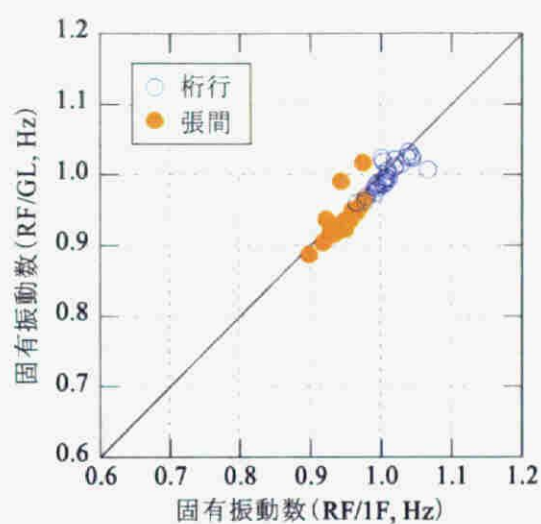
5.4 固有振動数に及ぼす相互作用効果

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⁷¹⁾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。

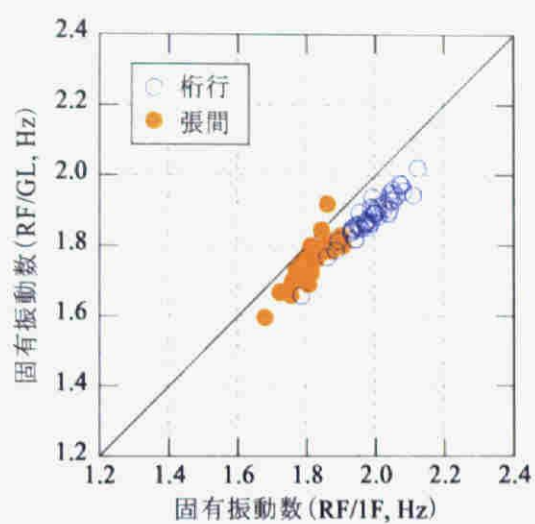
図5.12に4棟の建物の地盤—建物連成系(RF/GL)とスウェイのみ固定した基礎固定系(RF/1F)の固有振動数の関係を示す。S造10階建物では、RF/GLとRF/1Fの固有振動数はほとんど差が認められない。これに対しRC系建物では、RF/1Fの固有振動数に比べ、RF/GLの固有振動数が顕著に低くなっている。これらは慣性の相互作用に起因するものと考えられる。尚、RC造4階建物の張間方向と、SRC造6階建物でばらつきが大きくなっている原因は、ロッキングや隣接建物間相互作用などの影響である。

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。

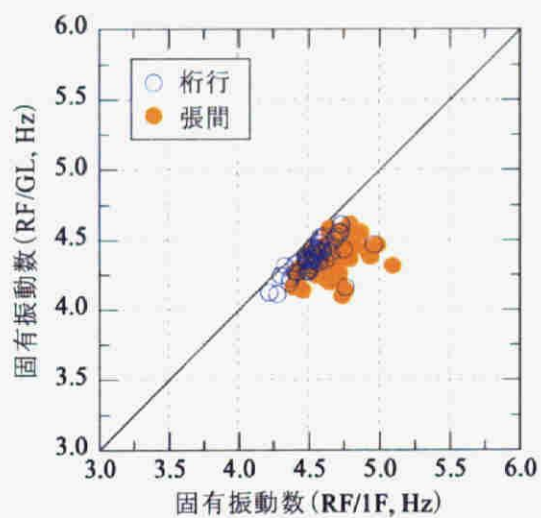
図5.13の各建物のRF/1FとRF/GLを比較すると、S造10階建物とSRC造10階建物のプロットの分布傾向は両方で類似していることから、振幅依存性は主に上部構造に起因するものと考えられる。



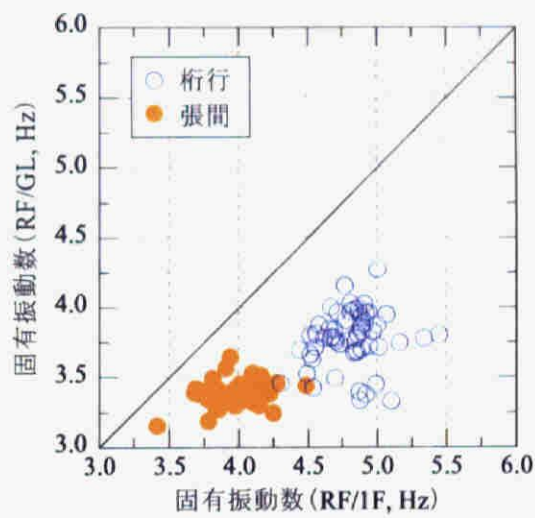
(a) S 造 10 階建物



(b) SRC 造 10 階建物



(d) RC 造 4 階建物



(e) SRC 造 6 階建物

図 5.12 固有振動数に及ぼす相互作用効果

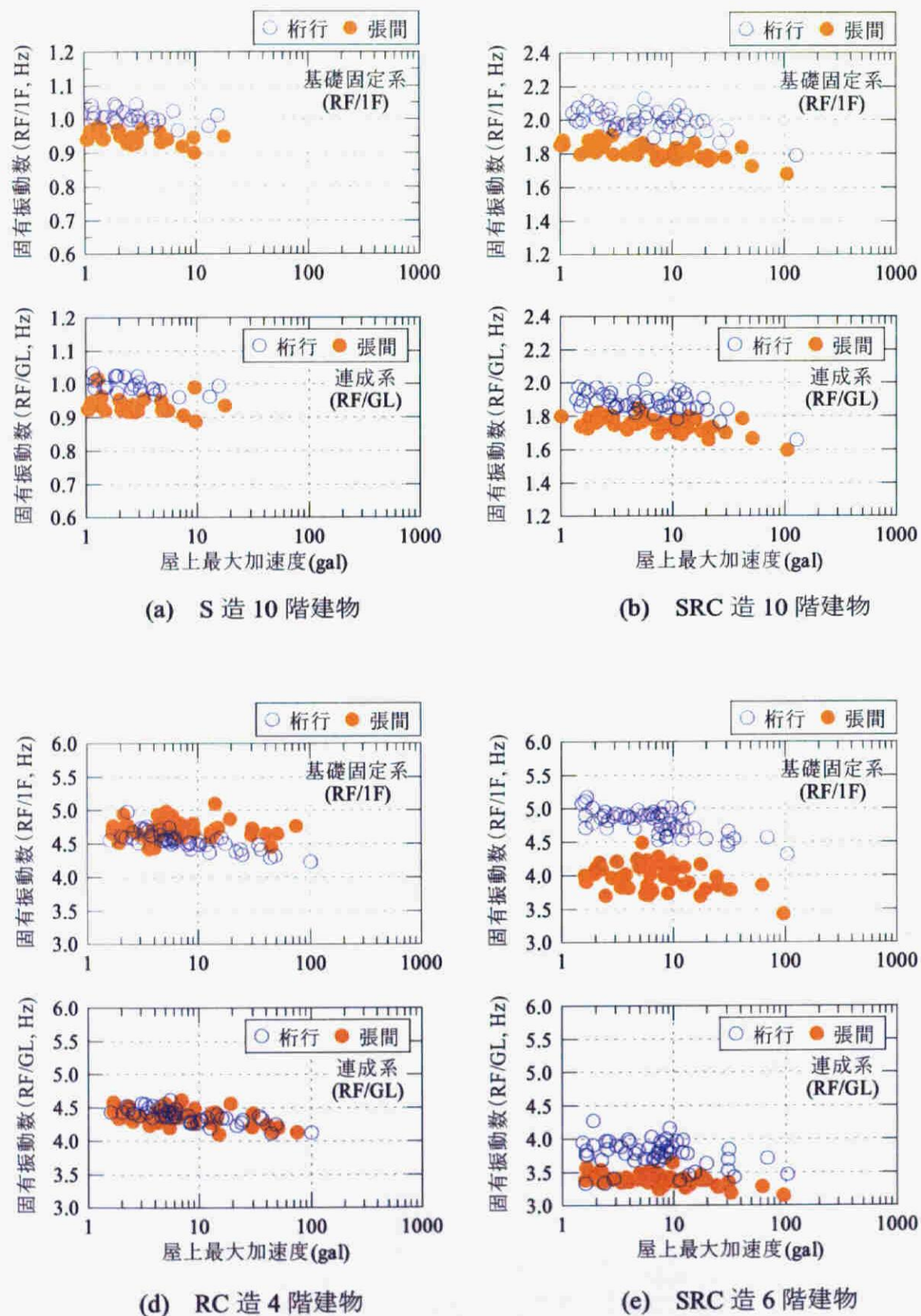


図 5.13 固有振動数に及ぼす相互作用効果

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良好に似ている。

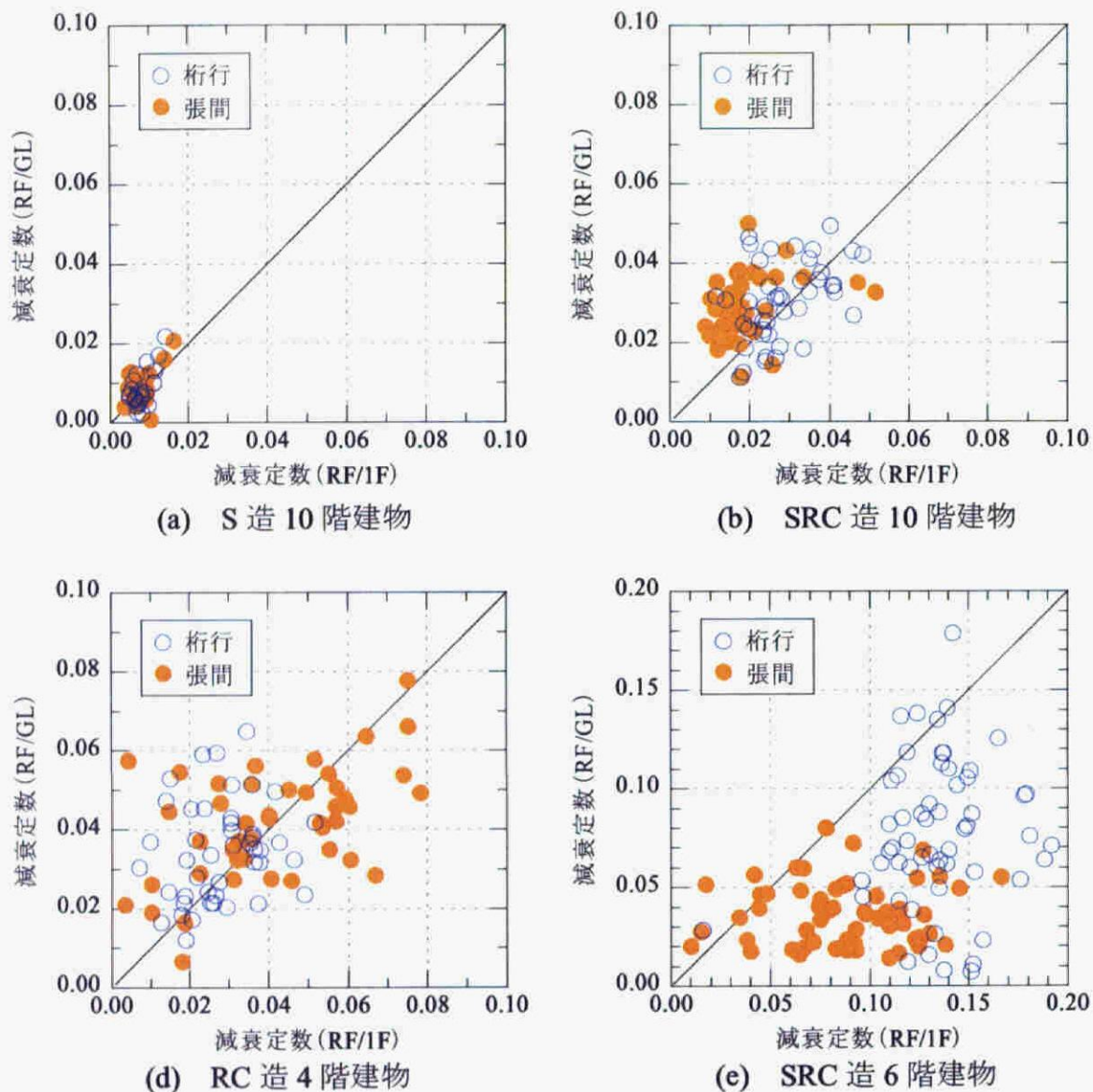


図 5.14 減衰定数に及ぼす相互作用効果

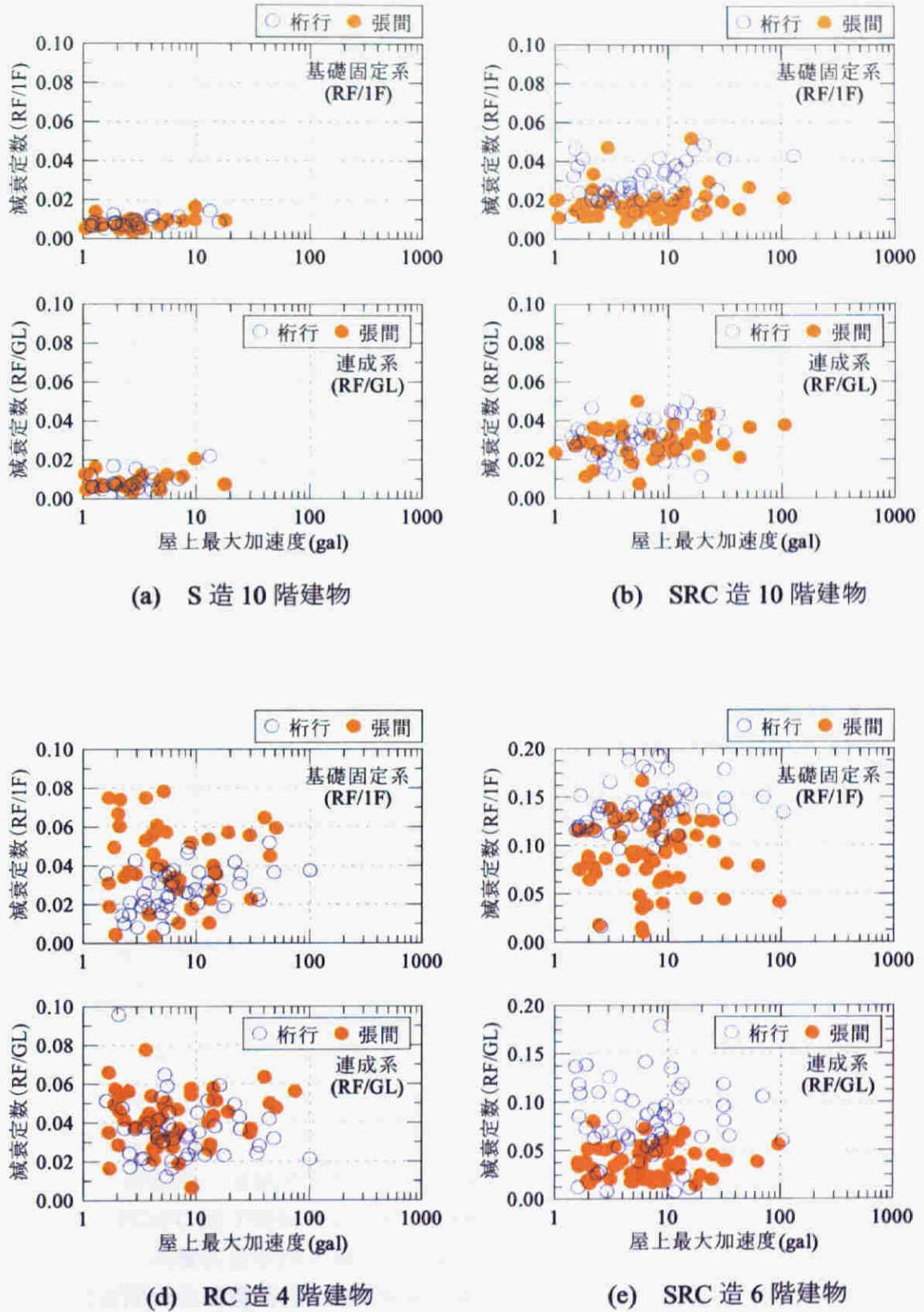


図 5.15 減衰定数に及ぼす相互作用効果

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。

第6章 結論

6.1 研究の結論

第1章では、中低層建物の振動性状に関する研究の現状を整理し、中低層建物の振動性状には未解明な課題が多く残されていること、いずれの課題も解析的検討が困難であるため、耐震安全性を検証するためには実測記録に基づく研究が極めて重要且つ緊急の課題であることを指摘した。また現在、実証的研究をするための実測記録が決定的に不足している課題も指摘した。

第2章では、中低層建物の動的相互作用効果を分析できる実測記録が質・量ともに不足している現状と、実測記録の共有化が図られていない現状を把握した。この状況を打開するために、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。その結果、少数の建物を対象に系統的な振動実測を行うことにより、多数の観測ケースを比較分析することが可能な、極めて有益な実測記録を取得できることを示した。また、得られた実測記録を有効に活用するために、地盤データ・図面等の建物資料と合わせてデータベース化すると共に、インターネットで公開するシステムを構築した。

第3章では、戦略的強震観測・常時微動計測で得た実測記録を用いて、建物振動性状に及ぼす要因として、慣性の相互作用、入力相互作用、隣接建物間相互作用、2次部材の剛性効果を抽出し、詳細に分析した。得られた結論を以下に示す。

- (1) ほぼ同規模で構造種別・基礎形式の異なる S 造 10 階建物（純ラーメン・場所打ち RC 杭）、SRC 造 10 階建物（耐震壁付きラーメン・PHC 杭）、PCaPC 造 7 階建物（耐震壁付きラーメン・PHC 杭）を対象として、建設段階毎に常時微動計測を行った。また、S 造 10 階建物と PCaPC 造 7 階建物では、建設中から強震観測を行った。
 - ・ 固有振動数の階数依存性は、S 造 10 階建物ではほとんど認められなかったが、PCaPC 造 7 階建物と SRC 造 10 階建物では、低層時に相互作用効果が大きく、高層になるほど相互作用効果が小さくなる傾向が認められた。
 - ・ ほぼ同一の地盤条件・建物規模であるにも拘わらず、上部構造と基礎構造の剛性バランスによって、S 造 10 階建物は固有振動数が 1Hz で、上部構造の弾性変形のみが卓越して 1%以下の減衰しか認められなかった。これに対し、SRC 造 10 階建物は固有振動数が 2Hz 程度で、スウェイ率とロッキング率が全体の 2~3 割程度を占めており、減衰定数は 2%程度認められた。PCaPC

造 7 階建物は、S 造 10 階建物と SRC 造 10 階建物の中間的な振動性状であることを示した。

- ・ 有効入力動には階数依存性はほとんど認められなかった。
- ・ 地震動と常時微動記録から得られる結果は良く対応しており、常時微動計測の有用性を示した。

これらの結果より、慣性の相互作用は、上部構造と基礎構造の剛性バランスに影響されることを示した。これに対し、入力 of 相互作用は、地盤条件と基礎サイズに影響されることを示した。これらは、従来から理論解析により指摘されていた傾向と整合している。(3.2 節)

- (2) S 造 10 階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、3 種類の振動実測を行った。①隣接建物の建設前～後の S 造 10 階建物の長期的な常時微動計測、②S 造 10 階建物も含めた、隣接建物の建設段階毎の常時微動計測、③隣接建物建設前後の S 造 10 階建物の強震観測

- ・ ③より、隣接建物の基礎構築前後で、S 造 10 階建物の 4 次モードに変化が認められた。
- ・ ①より、S 造 10 階建物の 2 次減衰定数が隣接建物の基礎構築以降に、急激に低下した。
- ・ ②より、隣接建物が S 造 10 階建物のロッキング動に影響を及ぼしていることが示唆された。

これらの結果より、従来から指摘されているように、隣接建物の建設が既存建物の振動性状に影響を及ぼしていることが示唆される。(3.3 節)

- (3) S 造 10 階建物と SRC 造 10 階建物で高密度常時微動計測を行うと共に、継続的に強震観測を行い、実測記録から得られる固有振動数と数値解析結果を比較分析した。

- ・ 非構造部材の少ない S 造 10 階建物は、固有振動数の実測値と解析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、実測値と解析値に 3 ～4 割程度の差が認められた。
- ・ SRC 造建物の外周部に取り付く開口付き壁の FEM 解析を行った結果、純フレームの約 2 倍の剛性を有していることが判明し、これを考慮して再度、固有値解析を行った結果、実測値と解析値の対応は良くなった。

これらの結果より、従来、構造設計時の耐力評価には考慮されていなかった袖壁・腰壁などの 2 次部材は剛性の面では影響が大きく、建物の振動性状を適切に把握するためには無視できないことを示した。(3.4 節)

また、一連の振動実測より、水平 2 方向の固有振動数が近接し、減衰定数が小さい場合に、2 方向が連成してうなりながら共振する現象が明らかとなった。この現象は、低減衰構造物に継続時間の長い地震動が入力する場合の、建物応答評価の重要性を示唆している。

第4章では、第3章の各種要因分析で得られた知見を生かして、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分析した。また、常時微動記録と地震記録を比較することにより、常時微動記録に基づく建物振動性状の分析の適用範囲を明らかにした。得られた結論を以下に示す。

- ・ 地震記録の地表最大加速度、最大速度、最大変位から算出される等価卓越振動数 ($PGA/PGV/2\pi$, $PGV/PGD/2\pi$) は、地震動の卓越振動数とほぼ等しいことを示し、多数の地震記録を用いて簡易に振動数領域での分析を行うための手法として有効であることを示した。(4.3.2 節)
- ・ 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得られていることが明らかとなった。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。(4.3.4 節)
- ・ 隣接建物がある場合は、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を実測記録より明らかにした。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を明らかにした。(4.3.1 節, 4.3.3 節, 4.4 節)
- ・ 地震記録と常時微動記録を比較した結果、単独で根入れが対称な建物では両者は良く対応していたが、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分析した結果、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かったことから、Coda波部で空間変動が大きいことが明らかとなった。常時微動もCoda波部と同様に表面波が優勢である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ていた差は、振動の建物への入力機構が異なることが原因と考えられる。(4.5 節)

これらの結果は、耐震設計において入力損失効果を導入する場合に、留意すべき諸点を示したものと見える。

第5章では、第3章の各種要因分析で得られた知見を生かして、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上で、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。

- ・ 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、高層建物よりも大きめの値となることを示した。(5.2 節)

- ・ 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ていることを明らかにした。また、低層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な挙動をしていることを示した。(5.3 節)
- ・ 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、分析に用いた中小地震レベルでは、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)
- ・ 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)

これらの結果は、動的相互作用による増幅倍率・固有振動数・減衰定数の変化を、中低層建物の耐震設計においても適切に考慮し、設計へ反映させる必要性を示したものである。

以上、本論文は、中低層建物の動的相互作用効果を実証的に明らかにするために、少数の建物から多数の条件比較が可能な戦略的強震観測・常時微動計測プログラムを計画、実施することで、実測記録を蓄積し、それらに基づいて動的相互作用効果を体系的に検討したものである。

結果として、従来の振動実測からは抽出が困難であった慣性の相互作用と入力の相互作用、隣接建物間相互作用、2次部材の剛性の影響を明確にした。この知見をもとに、耐震設計上のキーパラメータである固有振動数と減衰定数に及ぼす動的相互作用効果を実証的に示すと共に、増幅特性の変化と入力損失効果を明らかにした。これらの成果は、性能設計を促進するための礎となる重要な資料と考えられる。また、既存建物の耐震性能を把握し、都市の地震防災力を評価する上での基礎資料としても非常に有益と考えられる。

6.2 今後の課題と展望

本節では、今後の検討課題と展望について述べる。

- (1) 動的相互作用を耐震設計で考慮することは極めて重要であるが、研究と設計業務には未だ隔たりがあるのが現状である。この状況を解消するためには、本論文のような実証的研究と、実現象を忠実に再現できる数値解析を合わせて行うことにより、動的相互作用に影響を及ぼすパラメータを明確にし、それらを適切に扱うことのできる耐震設計法の確立が必要不可欠である。
- (2) 建物の耐震性能を明示できる性能設計を行うためには、入力地震動と建物耐力の双方を適切に評価する必要があるが、どちらも把握できていないのが現状である。この状況を打開するためには、実測記録に基づく研究の重要性を社会に広く理解して貰えるよう努力し、より多くの建物で実測記録を取得し、それを共有できる環境を創ることが必要と考えられる。
- (3) IT 技術が発展し、計測機器の性能も飛躍的に向上している現代において、各建物に強震計を設置し、ネットワーク化することは困難ではないと考えられる。強震時の地盤や建物の振動を得るという目的だけでなく、早期に被害状況を把握するためにも必要なシステムと考えられる。
- (4) 本論文は動的相互作用問題に焦点をあてて研究を進めてきたが、系統的な振動実測より、継続時間の長い地震動が低減衰建物へ入力した場合の応答性状の重要性が明らかになった。この様に実構造物の振動性状には、我々がその重要性を把握しきれていない現象が、潜在していると考えられる。新たな現象を発見し、解決するためにも、建物振動実測の充実化が望まれる。

上記はいずれも、実構造物が持つ真の耐震性能と入力地震動を解明するための鍵となり、耐震性能を明示することのできる性能設計への架け橋となるばかりではなく、既存建物の耐震性能を明確にすることにより、都市の地震防災へ繋げるための重要な課題である。

第 6 章 結論

参考文献

- 1) 中央防災会議のホームページ：<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/>
- 2) 地震調査推進研究本部のホームページ：<http://www.jishin.go.jp/main/>
- 3) 建設省建築研究所：平成 7 年兵庫県南部地震被害調査最終報告書 第 I 編中間報告書以降の調査分析結果，1996.3
- 4) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告，建築編－ 1 鉄筋コンクリート建築物，1997.7
- 5) 林康裕，川瀬博：1995 年兵庫県南部地震における神戸市中央区の地震動評価，日本建築学会構造系論文集，第 481 号，pp.37-46，1996.3
- 6) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，1996.4
- 7) 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
- 8) 林康裕，藤森健史，安井譲，井口道雄：1995 年兵庫県南部地震における相互作用効果と建物応答，日本建築学会構造系論文集，第 520 号，pp.45-51，1999.6
- 9) 宮腰淳一：地震動強さと建物被害の関係に基づく建物の耐震性能に関する研究，名古屋大学学位論文，2002
- 10) 長戸健一郎，川瀬博：建物被害データと再現強震動による RC 造建物群の被害予測モデル，日本建築学会構造系論文集，第 544 号，pp.31-37，2001.6
- 11) 気象庁ホームページ（平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震に各種資料等）：
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2004_10_23_niigata/
- 12) 強震ネットワーク（K-NET）ホームページ：<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>
- 13) 日本建築学会災害委員会・日本建築学会災害調査 WG・日本建築学会北陸支部：2004 年 10 月 23 日新潟県中越地震の災害調査報告速報，2004.12
- 14) 福和伸夫：耐震設計における動的相互作用に関わる課題，第 6 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム－相互作用の過去・現在・未来，相互作用と性能設計－，日本建築学会，pp.135-150，2001.3
- 15) 井口道雄：地震動の位相差及地盤－構造物の相互作用を考慮した地震応答，Proc. Japan Earthquake Engineering Symposium，pp.211-218
- 16) 花里利一，中澤正明，色摩康宏，小林俊夫，吉田一博，多治見宏：台湾・花蓮での大型模型構造物の動的相互作用に関する国際共同研究－ブラインド予測解析と修正解析の結果のまとめ－，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp.1665-1670，1998
- 17) 木下大，黒木明寛，園洋一，赤司二郎，高倉正晴，三角猛二郎，宇賀田健：鹿児島県北西部地震による川内原子力発電所の地震動観測とシミュレーション解析：1 地盤観測記録の概要，日本建築学会大学学術講演梗概集，B-2，pp.1099-1100，1998.9
- 18) 今村晃，羽場崎淳，石崎萬平，渡辺孝英，源栄正人：埋込を有する複数基礎の地震応答性状に関する研究（その 2）建屋連成埋込効果の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1，pp.463-464，1990.10

参考文献

- 19) 大場新太郎：地盤性状が建築構造物の振動特性に及ぼす影響に関する研究，大阪大学学位論文，1983
- 20) 林田敏弘：建築物を支持する杭の地震時応力ならびに力の伝達機構に関する実証的研究，東北大学学位論文，1988
- 21) 大場新太郎，鳥海勲：鉄筋コンクリート造定礎構造物の振動特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.799-800，1973.10
- 22) 大場新太郎，鳥海勲：公団アパートの建物の建設段階における振動特性の変化について：日本建築学会論文報告集，第 227 号，pp.39-46，1975.1
- 23) 竹波正洪，入江康隆：建設段階に伴う RC 造 5 階建て建物の振動特性の変化について（その 1）周期特性について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.933-934，1984
- 24) 入江康隆，寺坂康成：建設段階に伴う SRC 造 6 階建て建物の振動特性の変遷，構造工学論文集，Vol. 42B，pp.335-342，1996.3
- 25) 入江康隆：建設段階に伴う SRC 造建物 2 棟の振動特性の変遷，構造工学論文集，Vol. 50B，pp.673-677，2004.3
- 26) 中川大，福和伸夫：常時微動を用いた中低層 SRC 構造物の振動特性の階数依存性に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），pp.629-630，1994.9
- 27) 中川大：構造・基礎・地盤条件が RC 系構造物の振動性状に及ぼす影響に関する研究—名古屋大学東山地区常時微動記録に基づいて—，名古屋大学修士論文，1995
- 28) 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
- 29) 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
- 30) 北田義男，廣谷勉，井口道雄：複数建屋の隣接効果に関するモデル試験，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp.2415-2420，1998
- 31) YANO, T., KITADA, Y., IGUCHI, M., HIROTANI, T. AND YOSHIDA, K. : Model Test on Dynamic Cross Interaction of Adjacent Buildings in Nuclear Power Plants, 12th WCEE, No. 477, 1999
- 32) 鈴木篤，北田義男，井口道雄，谷野達夫，内藤幸雄：地震観測に基づく構造物の隣接効果の検討，日本建築学会学術講演梗概集，B-2，pp.337-338，2000
- 33) 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
- 34) 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
- 35) 鳥海勲：住宅公団アパートの固有振動数集団計測，日本建築学会論文報告集，第 116 号，pp.21-26，1965
- 36) 大場新太郎：常時微動計測による中高層住宅の振動特性，第 5 回日本地震工学シンポジウム，pp.1153-1160，1978.11
- 37) 大場新太郎：基礎・地盤条件が実在建築物の固有周期に及ぼす影響，日本建築学会論文報告集，第 317 号，pp.23-31，1981

- 38) 多賀直恒, 酒井利銀, 宮崎正: 常時微動計測による地盤・構造物の振動特性—名古屋市域計測例—, 日本建築学会論文報告集, 第 307 号, pp.58-65, 1981
- 39) 今岡克也, 清家規, 大西貴史, 多賀直恒: 常時微動計測に基づく表層地盤を考慮した建物の地震応答評価に関する研究—福岡市内の RC 造建物を例として—, 日本建築学会構造系論文集, 第 490 号, pp.101-110, 1996
- 40) 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
- 41) 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
- 42) 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
- 43) 星谷勝, 石井清: RC4 階校舎の実測資料による地震波の入力損失効果の検討, 土木学会論文報告集, 第 327 号, pp.13-20, 1982.11
- 44) J. E. Luco: Dynamic Interaction of a Shear Wall with the Soil, ASCE, Vol. 95, No. EM 2, 1969
- 45) 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
- 46) 井口道雄, 宇波桃子, 安井謙, 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
- 47) 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, pp.38-48, 1999.1
- 48) Stewart, J. P.: Variations between Foundation-Level and Free-Field Earthquake Ground Motions, Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 2, pp.511-532, 2000.5
- 49) 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
- 50) 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
- 51) 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
- 52) 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
- 53) 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
- 54) 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
- 55) 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)—建物の耐震性能設計を目指した強震観測—, 日本建築学会, pp.3-10, 2000.12

参考文献

- 56) 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
- 57) 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
- 58) 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
- 59) 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)
- 60) 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
- 61) 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
- 62) 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
- 63) 大崎順彦: 建築振動理論, 彰国社, 1996.11
- 64) 理論地震動研究会: 地震動ーその合成と波形処理ー, 鹿島出版会, 1994
- 65) 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
- 66) 柴田明德: 最新建築学シリーズ, 9. 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.6
- 67) 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
- 68) 日本建築学会: 建築物の減衰, 丸善, 2000.10
- 69) 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
- 70) 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
- 71) 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
- 72) 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
- 73) 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

- 74) 福和伸夫, 飛田潤: 建物-地盤の動的相互作用から見た強震観測, 第2回強震データの活用に関するシンポジウム(2000)-建物の耐震性能設計を目指した強震観測-, 日本建築学会, pp.57-68, 2000.12
- 75) 林康裕: 地震被害から見た地震荷重, 地震動と地震荷重を繋ぐ, 2002年度日本建築学会大会(北陸)パネルディスカッション資料, pp.2-10, 2002.8
- 76) 飛田潤: 観測記録から見た地震荷重, 地震動と地震荷重を繋ぐ, 2002年度日本建築学会大会(北陸)パネルディスカッション資料, pp.12-21, 2002.8

参考文献

発表論文

審査論文

- (1) 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
- (2) 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
- (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
- (4) 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, 日本建築学会論文集, 第 587 号, pp.77-84, 2005.1

国際学会発表論文

- (1) 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
- (2) 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
- (3) 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

口頭発表論文

- (1) 小島宏章, 松山智恵, 福和伸夫, 飛田潤: 根入れ基礎構造物の簡易的な動的相互作用評価法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.305-306, 2000.9
- (2) 松山智恵, 福和伸夫, 飛田潤, 小島宏章: 強震記録に基づく中低層建物の入力損失効果の検討, 日本建築学会東海支部研究報告集, pp.145-148, 2001.2
- (3) 小島宏章, 福和伸夫, 飛田潤: S 造及び SRC 造 10 階建物の建物建設時常時微動計測に基づく相互作用効果の階数依存性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.965-966, 2001.9
- (4) 小島宏章, 福和伸夫, 飛田潤: 実測記録に基づく S 造 10 階建て建物の応答性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2, pp.291-292, 2002.8
- (5) 小島宏章, 飛田潤, 福和伸夫, 中野優: 建物強震観測記録のデータベース化と公開, 日本建築学会東海支部研究報告集, pp.177-180, 2003.2
- (6) 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, pp.951-952, 2003.9
- (7) 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「安心 DIG」, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp.115-116, 2003.9
- (8) 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, pp.647-648, 2004.8
- (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, 2004.8
- (10) 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, pp.641-642, 2004.8
- (11) 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, pp.843-844, 2004.8
- (12) 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, 日本建築学会東海支部研究報告集, 4p, 2005.2
- (13) 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, 日本建築学会東海支部研究報告集, 4p, 2005.2

謝辞

本論文は、名古屋大学大学院環境学研究科・福和伸夫教授，ならびに同研究科・飛田潤助教授の御指導のもと，まとめられたものです。

福和伸夫教授には，筆者が学部4年生の頃に御専門の一つである相互作用問題に導いて頂いて以来，6年に渡り相互作用問題の重要性，研究意義，研究方針に関して多くの御指導・御助言を賜りました。また，筆者が研究を進める上で，この上ない研究環境を御用意して頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

飛田潤助教授には，常時微動計測や強震観測の計測技術の習得，実測記録の分析に関して多くの御指導・御助言を賜りました。論文をまとめる上でも，貴重なお時間を割いて長時間相談して頂き，的確な御助言を賜りました。また，講座内の生活面においても心暖かな御配慮を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

名古屋大学環境学研究科・大森博司教授，同 勅使川原正臣教授には，大変お忙しい中，本論文の内容について慎重に御審査を頂き，いくつかの御教授を賜りました。心より厚く御礼申し上げます。

名古屋大学環境学研究科・森保宏助教授には，筆者が研究を進める上で，貴重な御指摘，御意見を賜りました。また，講座内の生活面においても様々な御配慮を頂きました。心より厚く御礼申し上げます。

名古屋大学環境学研究科・中野優助手には，研究に対する姿勢を御指導頂くと共に，研究環境を整えて頂きました。心より厚く御礼申し上げます。

名古屋大学・美原義正技官には，常時微動計測と強震観測において多大な御協力を頂きました。ここに深く感謝いたします。

日本システム設計・花井勉博士，旭化成ホームズ・中田信治博士には，折に触れて御意見を賜ると共に，格別の御配慮を頂きました。ここに深く感謝いたします。

飯島建築事務所・八木茂治博士には，計測技術・コンピュータプログラミングを丁寧に御指導して頂くと共に，実測記録の分析で様々な御指導・御助言を賜りました。ここに深く感謝いたします。

応用地震計測・小出栄治氏には，強震観測を行う上で機器の使用方を御指導頂くと共に，強震観測環境を整備・管理して頂きました。ここに深く感謝いたします。

また，常時微動計測と強震観測に関して，特に建設時の実測に御協力頂いた各関連機関の関係者の方々に深く感謝いたします。

名古屋大学環境学研究科・山崎靖典氏，浜田栄太氏には，本論文をまとめるにあたり，多大な御協力を頂きました。ここに深く感謝いたします。

本論文で行った常時微動計測と強震観測は，名古屋大学環境学研究科都市環境学専攻環境・安全マネジメント講座（旧 工学研究科建築学専攻構造設計工学講座）

の諸先輩方, 及び学生の方々の御協力なくして, 実施することはできませんでした。また本論文では, 諸先輩方が 1996 年より蓄積してきた貴重な常時微動記録と地震記録を使用させて頂きました。ここに深く感謝いたします。

以上の他, 多くの方々の御支援により本論文を作成することができました。感謝の意を込めて厚く御礼申し上げます。

最後に, 筆者の博士後期課程への進学を許し, これまで励まし支えて下さいました両親に感謝いたします。

2005 年 2 月

小島 宏章