

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—

EFFECTS OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION DEPENDENT ON NUMBER OF STORIES BASED ON MICROTREMOR AND EARTHQUAKE RESPONSE OBSERVATIONS:

Changes in vibration properties for a steel building & a steel reinforced concrete building during construction

小島宏章*, 福和伸夫**, 飛田潤***

Hiroaki KOJIMA, Nobuo FUKUWA and Jun TOBITA

In order to estimate the effects of Soil-Structure Interaction (SSI) dependent on the number of stories, the structural system, and the foundation, microtremor observations were carried out during the construction of a 10-story steel (S) building & a 10-story steel reinforced concrete (SRC) building. Earthquake response observations were also carried out during construction of the S-building, in order to compare between responses during earthquake and those during microtremor. The effects of SSI on natural frequency and damping factor are strong for the buildings when the number of stories is low, but the effects become weak when the number of stories is increased. A dependence on the number of stories is not clearly obtained in the effective input motion. The results for microtremor & earthquake response observations are nearly the same. After completion, the different structural systems and foundations exhibit very different earthquake response, even though the soil conditions for the two buildings are nearly the same.

Keywords : Soil-Structure Interaction, Dependence of the number of stories, Effective input motion,
Microtremor observation, Earthquake response observation

建物と地盤との動的相互作用, 階数依存性, 有効入力動, 常時微動計測, 強震観測

1. はじめに

建物と地盤との動的相互作用は中低層建物の地震時挙動の支配的な要因の一つであり, 都市域に多く存在する軟弱地盤上の建物にとって耐震設計上非常に重要である。兵庫県南部地震の被害報告書¹⁾によると, 震度7地域に立地したRC造建物(ピロティ構造・施工不良の建物を除く)は, 階数が高くなるほど被害率が高くなる傾向がある。この傾向は新耐震設計法施行後の1982年以降のRC造建物でも認められ, 中破以上の被害を受けたものは3階建てで1.5%, 7~10階建てで21.3%と高層建物の方が被害率が大きくなっている。一方, 震度7地域での地表面加速度は1000gal以上と推定されており, 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。このような設計想定レベルを超えた地震動だったにも拘わらず, 中低層建物の被害率は極めて低いものであった。その原因の一つとして, 建物と地盤との動的相互作用効果が考えられており, 安井他²⁾が基礎有効入力動の検討を行っている。

原子力関連施設や超高層建物などの重要構造物では, 建物と地盤との動的相互作用に関する理論的解析や実験・観測事例が多く, そこから得られた知見は耐震設計にも取り入れられている。しかし, 中低層建物では, 建物と地盤との動的相互作用に着目した詳細な計測はあまり行われていないため, その地震時挙動には不明な点が多く残されている。一方, 建築基準法の改正で導入された限界耐力計算法により, 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。したがって, 中低層建物の振動性状に影響を及ぼす相互作用効果

を実証的に把握することは, 耐震設計の性能設計化を促進するために極めて重要である。

そこで, 本論文は, 構造形式と基礎形式の異なる2棟の10階建て建物を対象として, 建設段階毎に常時微動計測と強震観測を行うことにより, それぞれの建物で地盤・基礎条件が全く同一のまま階数のみで変化する場合での振動特性の変化に関して検討を行う。

2. 対象建物と計測概要

2.1 対象建物

対象建物は名古屋大学東山キャンパス内に立地する2棟の10階建て建物であり, 場所打ち杭で支持されたS造のIB電子情報館(以下, S造建物と略記)と, PHC杭で支持されたSRC造の工学研究科新1号館(以下, SRC造建物と略記)である。表1に両棟の建物概要を示す。S造建物は, 鉄骨純ラーメン構造で耐震壁は存在せず, 外壁はPCカーテンウォールである。地下には, SRC造の地下1階が存在しており, 基礎底面深さはGL-7.50mである。1階の柱は□-600-600-38, 2階の大梁はH-800-300-16-28である。杭は杭長42m・杭径1200~1400φの場所打ちコンクリート杭(杭底部は1700~2400φ)が使用されている。図1にS造建物の平面図・杭伏図を示す。SRC造建物は, 非対称平面のSRC造耐震壁付きラーメン構造で, 桁行方向に耐震壁が若干多く配置されている。1階には張出し部分がある。地下1階は一部に存在し, その部分の基礎底面深さはGL-8.05m, 他の部分はGL-3.55mである。1階の柱は900-900, 2階の大梁は900-500であり, 外壁はPC

* 名古屋大学大学院工学研究科建築学専攻・大学院生

** 名古屋大学大学院環境学研究科・教授・工博

*** 名古屋大学工学部社会環境工学科・助教授・工博

Graduate Student, Dept. of Architecture, Graduate School of Eng., Nagoya Univ.

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

Assoc. Prof., Dept. of Civil Engineering and Architecture, School of Eng., Nagoya Univ., Dr. Eng.

カーテンウォールである。杭は杭長45m・杭径600φのPHC杭が使用されている。図2にSRC造建物の平面図・杭・基礎伏図を示す。また、図3に両棟のボーリング柱状図を示す。両地点は約200m離れているが、類似した地盤条件であることが分かる。

2. 2 常時微動計測概要

常時微動計測は、階数変化と2次部材の付与による相互作用効果の変化を把握するために、図4に示すセンサー配置で、図5に示すように建設段階に沿って行った。S造建物ではスラブが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5に示したように、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。SRC造建物では各階コンクリート部分が打設される毎に計測を行った。ただし、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。以上の計測には固有周期1秒の動コイル型微動計を使用し、S造建物では変位成分を200Hzサンプリングで30分間、SRC造建物では速度成分を100Hzサンプリングで10分間×3セット収録した。計測は無風時に行っており、分析には交通振動などの外乱の少

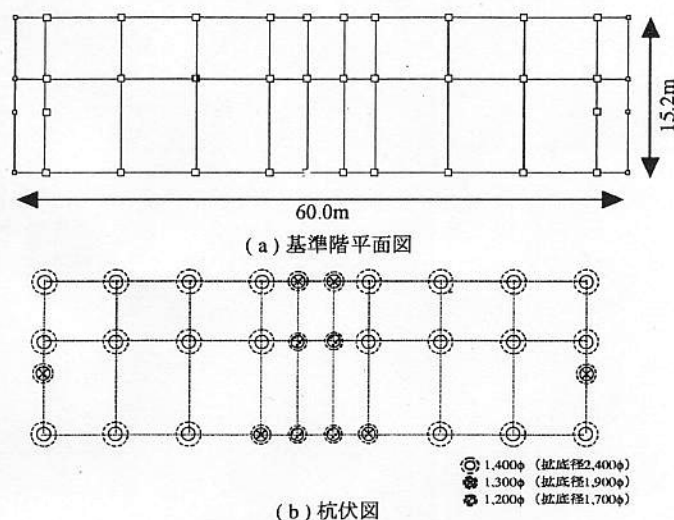


図1 S造建物の基準階平面図・杭伏図

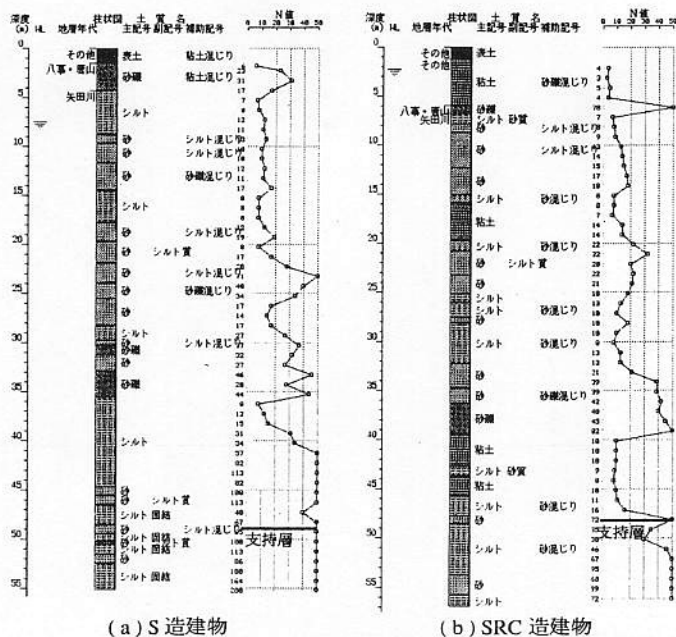


図3 ボーリング柱状図

ない部分を20.48秒×17～26サンプルを選んで用いている。但し、S造建物の竣工直後の計測は強風が吹いていたため、後日再計測も行った。竣工直後と再計測の分析結果はほぼ同様の傾向を示していたため、本論中では減衰定数の推定以外は竣工直後の記録を用いて分析を行っている。

2. 3 強震観測概要

地震時は主にS波が下方より入射するのに対し、常時微動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ため、両記録から得られる建物振動特性の差を分析する必要がある。

そこで、S造建物の上部構造物建設時に、建物頂部と地下部（図4(a)の☆印）に可搬式の強震計を仮設して強震観測を行った。建物頂部の強震計は、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。竣工後は両建物で強震計を設置して観測を行っており、その強震計設置位置を図6に示す。但し、SRC造建物は増築工事が行われており、現在は平面形状・強震観測位置ともに変更されている。なお、データの収録は100Hzサンプリングで行っている。

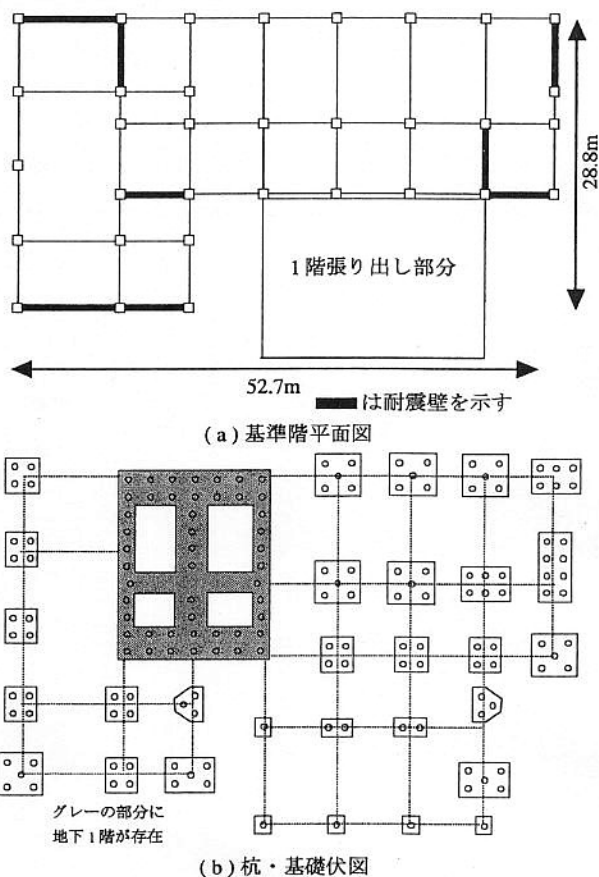


図2 SRC造建物の基準階平面図・杭・基礎伏図

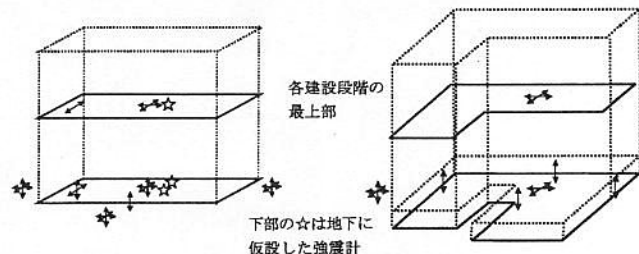
表1 建物概要

	S造建物	SRC造建物
階数	地上10階、地下1階	地上10階、一部地下1階
軒高	41.1m	39.3m
面積（基準階）	821m ²	1,057m ²
（1階）	821m ²	1,404m ²
基礎形式	杭基礎	杭基礎
（杭種別）	（場所打ち杭 42m）	（PHC杭 45m）
（杭径）	（1,200～1,400φ、 拡底部:1,700～2,400φ）	（600φ）
基礎底面深さ	GL-7.5m	GL-2.3m、一部GL-7.8m

3. 建設段階毎の振動特性の変化

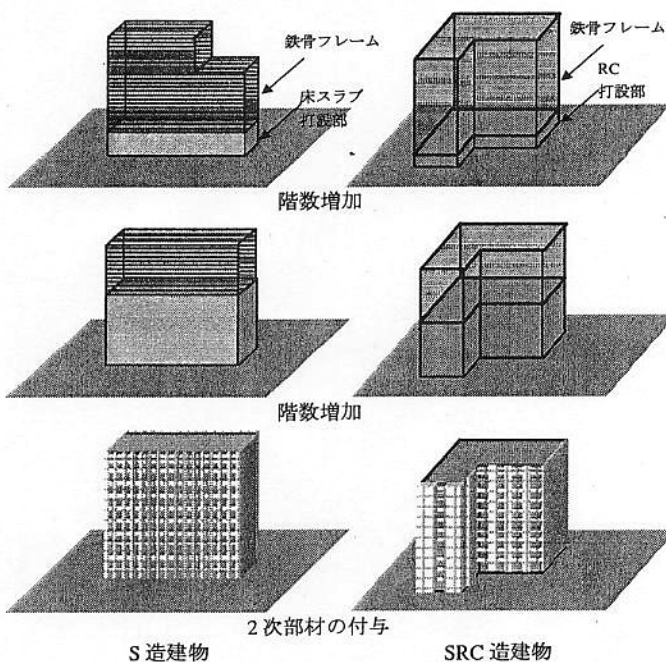
3. 1 常時微動に基づく固有振動数の変化

相互作用による固有振動数の変化に着目するために、各建設段階(2, 4, 6, 8, 10階建て、竣工時)での地盤-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+H θ))の張間方向のフーリエスペクトル比を図7に示す。ここに、Hは逆三角形の1次モードから求めた等価高さであり、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。また、図7に示したフーリエスペクトル比は17~26サンプルのアンサンブル平均であり、ウィンドウでの平滑



(a) S造建物 (注1) 6, 8, 10階建て時の計測は中間階にもセンサーを配置 (注2) ☆は仮設強震計を示す
(b) SRC造建物 (注) ロッキングは7, 8, 9, 10階建て時のみ観測

図4 建設時の微動計・強震計のセンサー配置



S造建物 SRC造建物

図5 常時微動計測時の建物形状

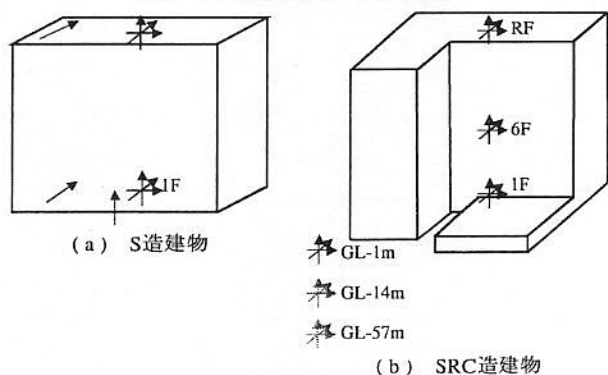


図6 竣工後の強震計のセンサー配置

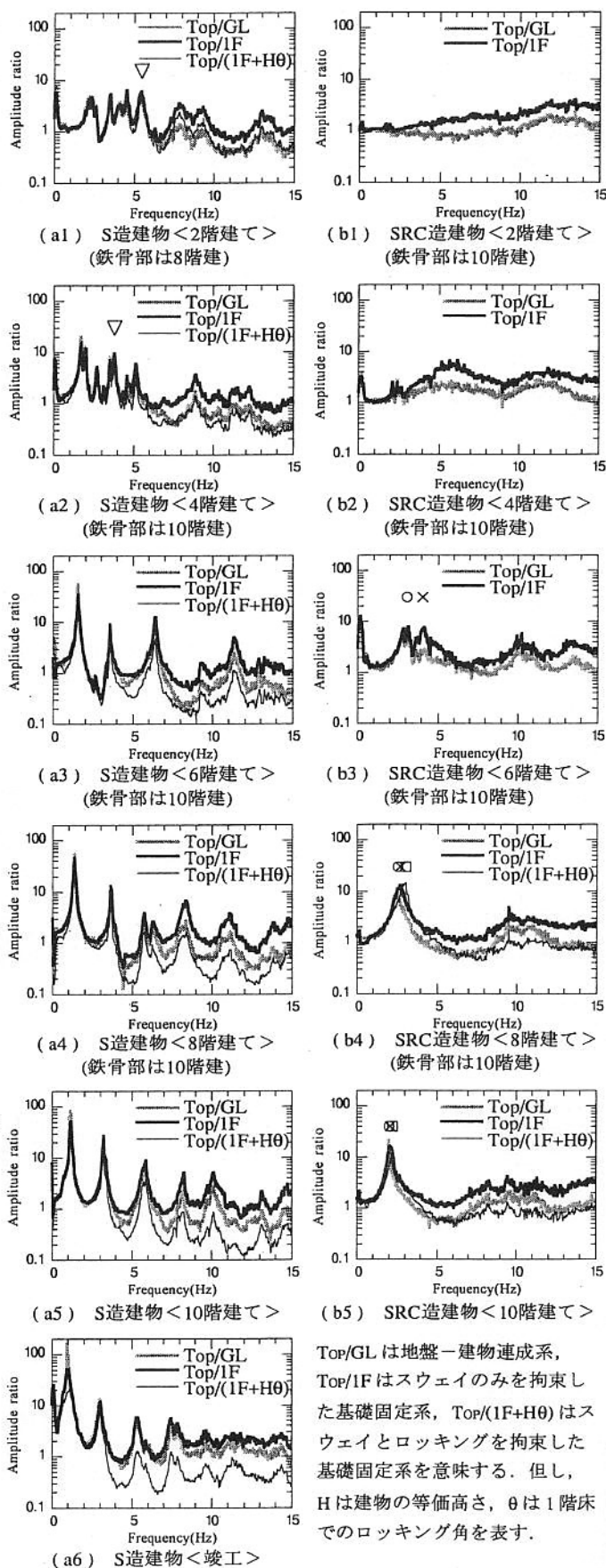


図7 建設段階毎のフーリエスペクトル比

(Top/1F, Top/GL, Top/(1F+H θ))

Top/GLは地盤-建物連成系, Top/1Fはスウェイのみを拘束した基礎固定系, Top/(1F+H θ)はスウェイとロッキングを拘束した基礎固定系を意味する。但し、Hは建物の等価高さ、 θ は1階床でのロッキング角を表す。

化は行っていない。なお、SRC造建物の竣工直後の記録は得られていない。図7(b3)～(b5)に記した○、×、□印はそれぞれTop/GL、Top/1F、Top/(1F+H0)の伝達関数(Hv推定)³⁾の位相角の傾き(図表示なし)から判断した固有振動数である。

図7を見ると、S造建物の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5に示したように、スラブ打設に先立って組み上げられた鉄骨フレーム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、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、各建設段階毎に基礎固定系の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(以下、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8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8の□印)は4階建て時に若干低振動数化した後、建設段階を追う毎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更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8の○印)は、建設段階を追う毎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8の●印)は、2階建て時は上部モデルの固有振動数に近いが、建設段階を追う毎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。

この結果を参考に図7を見ると、S造建物の2階建て時は5.5Hz付近(図7(a1)の▽印)、4階建て時は3.5Hz付近(図7(a2)の▽印)のピークがスラブ打設部以下の特性に対応した固有振動成分と考えられる。

図7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ともに1次固有振動数が1Hz付近まで低下しながら、ピークが高く鋭くなっている。また、10階建て時には5次固有振動数までほぼ等間隔に明瞭に現れている。SRC造建物は、4階建て時以前は明瞭なピークは認められないが、6階建て時以降はピークが現れ、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ともに、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はない。

次に、図7のS造建物とSRC造建物のTop/GL、Top/1F、Top/(1F+H0)の1次固有振動数を比較する。S造建物は、3つの1次固有振動数の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。高次モードでは固有振動数に差は認められないものの、振幅比は差が大きくなっている。それに対し、SRC造建物は6階建て時にTop/GL(図7の○印)とTop/1F(図7の×印)の固有振動数の差が大きい。階数の増加と共にその差は減少するものの、10階建て時においてもTop/

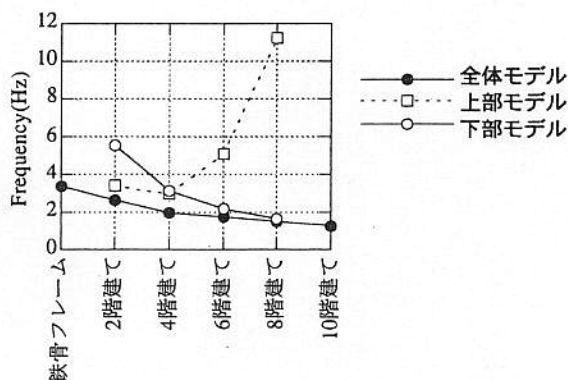


図8 固有値解析の結果(1次固有振動数の変化)

GL、Top/1F、Top/(1F+H0)で差が認められる。

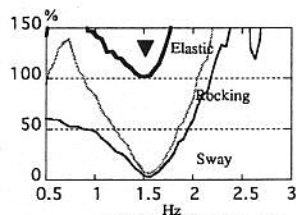
以上より、相互作用が固有振動数に及ぼす影響は、低層時で大きく、階数の増加に伴って減少することが分かった。また、S造建物に比べ、SRC造建物の方が相互作用の影響が強いことも分かった。

3. 2 モード形状の変化

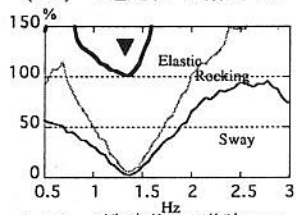
相互作用効果が建物の振動モード形状に与える影響を検討するために、張間方向のスウェイ率・ロッキング率・弾性変形率の推移に着目する。分析にあたり、スウェイ成分は地盤も含む1階の水平成分とし、ロッキング成分は1階床でのロッキング角×建物高さ(ロッキング動に起因する頂部での水平成分)とした。図9にスウェイ率・ロッキング率・弾性変形率を振動数毎に累積で示す。これらは、屋上における時刻歴変位を、スウェイ成分とロッキング成分、および建物の弾性変形成分に分離した後、屋上でのフーリエスペクトル振幅に対する各成分の比から求めている。したがって、各成分に位相差のある場合は累積値が100%を超えることもある。以下、図9の▽印で示した地盤-建物連成系での1次固有振動数でのモード形状に着目して考察する。なお、地盤-建物連成系の1次固有振動数は、伝達関数(Hv推定法)³⁾に基づいて求めた。

図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。建物階数によって1次固有振動数は低下するが、モード形状の変化は殆ど認められない。それに対し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・ロッキング率が大きく、相互作用効果の大きいことが分かる。この差の原因として2棟の建物の構造形式(S造ラーメンと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、SRC造建物:14,000ton)、杭種別(場所打ち杭とPHC杭)、基礎底面深さ(GL-7.5mとGL-2.3m)の相違などが考えられ

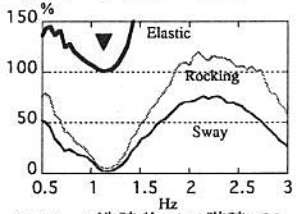
る。S造建物は上部構造がS造ラーメンであり、場所打ち杭であるため杭の軸剛性と曲げ剛性が高い上、基礎底面深さも深いため、上部構造の弾性変形が相対的に大きくなると考えられる。それに対し、SRC造建物はS造建物に比べ



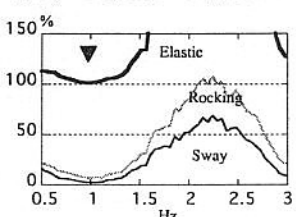
(a1) S造建物<6階建て>



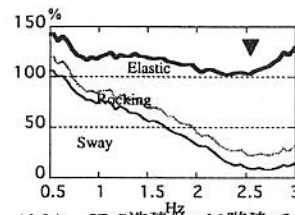
(a2) S造建物<8階建て>



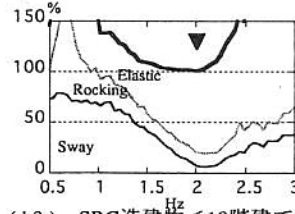
(a3) S造建物<10階建て>



(a4) S造建物<竣工>



(b2) SRC造建物<8階建て>



(b3) SRC造建物<10階建て>

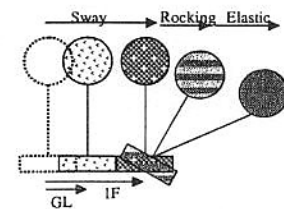


図9 建設段階毎のモード形状の推移

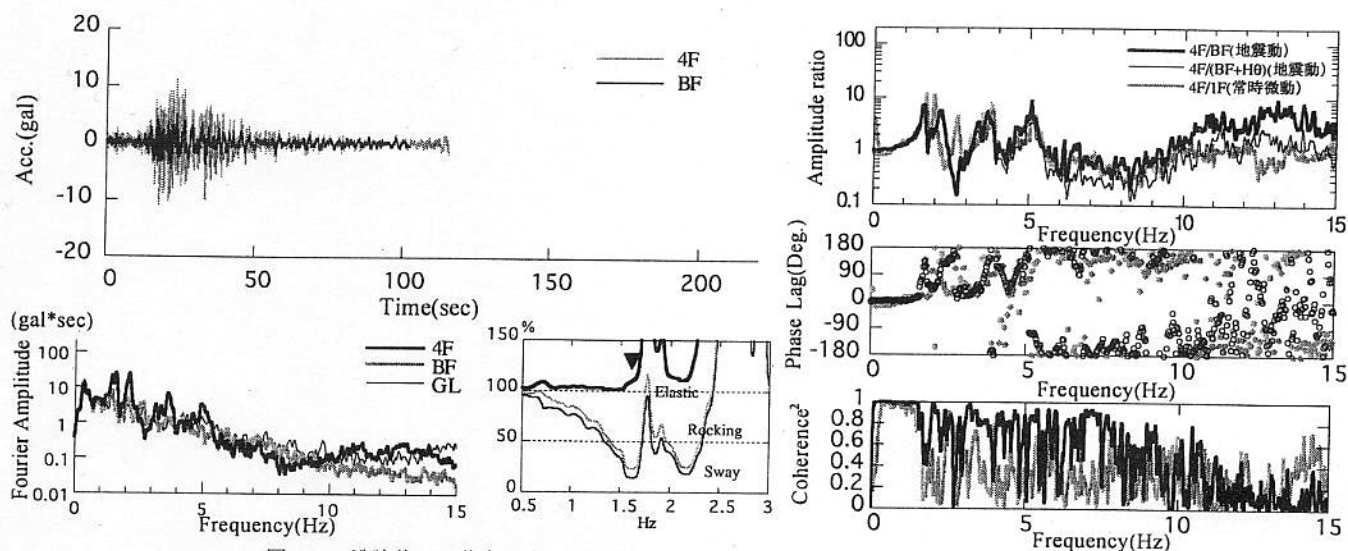


図10 S造建物の4階建て時の張間方向の地震動記録<2000.10.6 鳥取県西部地震>

(左上: 加速度波形, 左下: 加速度フーリエスペクトル, 中下: モード形状, 右列: 伝達関数 [上から振幅・位相・コヒーレンス])

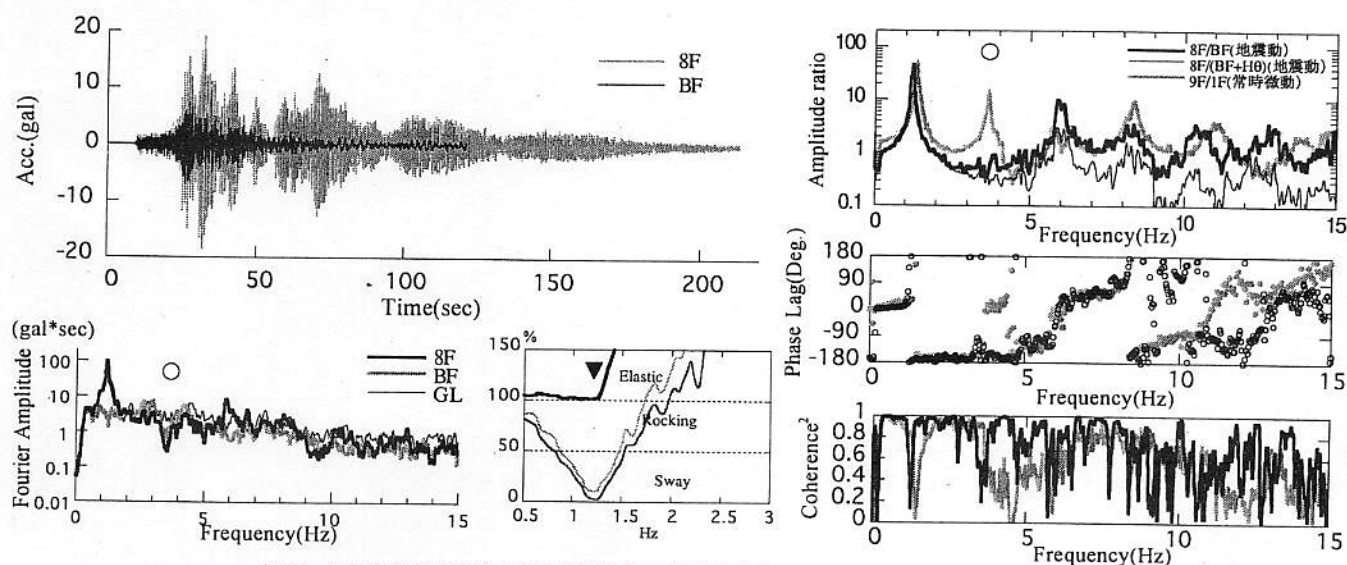


図11 S造建物の8階建て時の張間方向の地震動記録<2000.10.31 三重県中部地震>

(左上: 加速度波形, 左下: 加速度フーリエスペクトル, 中下: モード形状, 右列: 伝達関数 [上から振幅・位相・コヒーレンス])

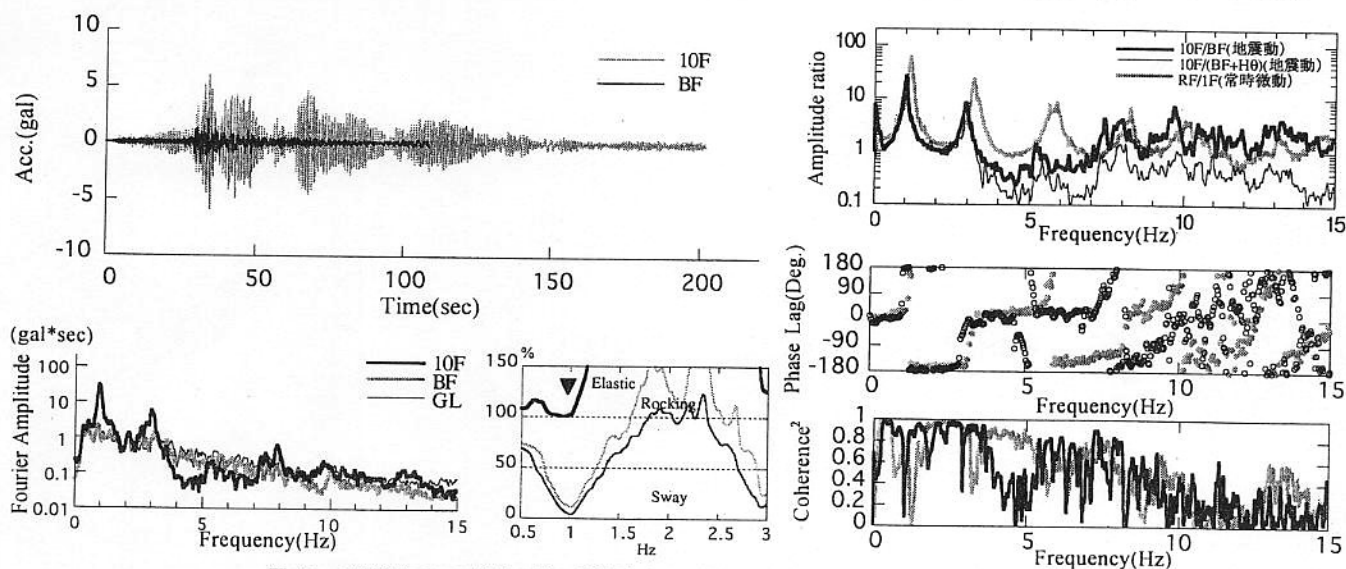


図12 S造建物の10階建て時の張間方向の地震動記録<2001.1.12 兵庫県北部地震>

(左上: 加速度波形, 左下: 加速度フーリエスペクトル, 中下: モード形状, 右列: 伝達関数 [上から振幅・位相・コヒーレンス])

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、地盤の影響が多く出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推察される。

3. 3 地震動記録に基づく振動特性の変化

S造建物では上部構造物の建設中に地下階（BF）と建物頂部（Top）に可搬式の強震計を仮設して強震観測を行い、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地震（2001.1.12, Mj5.4, 震源深さ10km, 震央距離230km）による記録が得られている。各記録の張間方向の加速度波形・加速度フーリエスペクトル・モード形状・伝達関数（Top/BF, Top/(BF+H0)）を図10, 図11, 図12に示す。但し、地盤の強震記録は建物から約50m離れた地表観測点の記録を用いた。伝達関数については比較のため常時微動記録（Top/1F）も示した。位相とコヒーレンスはTop/BF（地震動）とTop/1F（常時微動）のみを描いた。

加速度波形を見ると、4階建て時は建物頂部と地下部でほぼ同様の動きを示しているが、階数が増加すると、建物の共振成分が大きく、長時間にわたって励起されていることが認められる。加速度フーリエスペクトルを見ると、地盤記録に明瞭な卓越振動数は認められず、建物によって振動が増幅されていることが分かる。モード形状と伝達関数は、常時微動記録と地震動記録で良い対応を示している。しかし、伝達関数の8階建て時の3.8Hz付近（図11の○印）では常時微動記録に現れているピークが地震動記録には現れていない。図11の加速度フーリエスペクトルから、○印の振動数成分が、建物基礎に入力していない事が分かり、これによって建物頂部での応答が現れなかったと考えられる。また、地震動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。この現象は高層になるほど顕著に現れている。

以上より、入力特性の異なる地震観測でも同様な現象が認められることから、常時微動による現象の把握は地震時にも有効であることが明らかとなった。

3. 4 減衰定数の変化

常時微動記録に基づいて、 $1/\sqrt{2}$ 法とRD法⁴⁾を用いて推定したS造建物とSRC造建物の地盤-建物連成系の1次の減衰定数の推移を表2, 表3に示す。但し、減衰定数の推定は両建物とも1次固有振動数が明瞭となった6階建て時以降を対象とした。表中の(-)は、 $1/\sqrt{2}$ 法ではピークが明瞭でなかったため減衰の推定が出来なかったものを表し、RD法では同方法によって生成した自由振動波形がうなっていたため、減衰の推定が出来なかったものを表す。表2, 表3に示した結果は、推定方法によってばらつきがあるものの、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1の推定値が大きめの値を示している原因は、計測時に強風が吹いていたため振幅レベルが他の計測時と異なること、伝達関数が乱れ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、同様の方法で減衰を推定したところ、10階建て時とほぼ同等の推定値を得ている。SRC造建物は建物高さが高くなるほど減衰定数が低下する傾向が現れており、10階建て時には3~5%程度の減衰を有している。S造建物に比べ、SRC造建物で減衰定数が大きくなった原因として、図7に示したTop/1F, Top/(1F+H0)のフーリエスペクトル比のピーク高さと、図9に示したスウェイ率、ロッキング率、弾性変形率の違いが挙げられる。図7のTop/1F, Top/(1F+H0)のピーク高さがS造建物の方がSRC造建物よりも高いことから、S造建物の方が減衰が小さいと思われる。図9よりS造建物の弾性変形率は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のに対し、SRC造建物はスウェイ率とロッキング率の合計が2割程度あるため、相互作用による地下逸散減衰も見込めると考えられる。

減衰定数は推定手法によってばらつきがあること、S造建物では高次モードも明瞭に現れていることから、さらに詳細な検討を行う必要がある。また、引き続き強震観測を行い、振幅依存性を検討することも重要である。

4. 有効入力動

4. 1 常時微動記録に基づく有効入力動の変化

図13に対象建物が2, 4, 6, 8, 10階建て、竣工時に行った常時微動記録の桁行方向のフーリエスペクトル比（1F/GL）を示す。同図より有効入力動は高振動数になる程減少しており、その傾向は両建物でほぼ同様で、階数による差は殆ど認められない。これはほぼ同様の地盤条件・基礎面積であるためと考えられる。また、各階数時において上部構造物の固有振動数付近でその影響を受けている。この現象は、階数の増加に伴って顕著に現れ、S造建物はシャープなピークを生じ、SRC造建物は幅広なピークを生じている。特に、SRC造建物では1次固有振動数の高振動数側での谷が大きくなっている。この差は、前述の相互作用の程度に対応している。ここでは紙面の都合上、桁行方向のフーリエスペクトル比（Top/1F）の図は割愛した。

4. 2 地震動記録に基づく有効入力動の変化

常時微動と地震動による有効入力動を比較するために、S造建物の建設中に地下階（BF）と地盤（GL）で観測された地震動記録を用いてフーリエスペクトル比（BF/GL）を求めた。図14に桁行方向の結果を示す。観測された地震動は3. 3節に記述したものと同様である。図13, 図14より、有効入力動は高振動数になるにつれて減少する傾向が見られ、階数による変化も殆ど認められない。この様に入力特性の異なる地震観測でも同様な現象が認められることから、常時微動による現象の把握は地震時にも有効であることが明らかとなった。

5. 竣工後の構造形式による振動特性の違い

対象建物が竣工後に静岡県中部地震（2001.6.1, Mj4.8, 震源深さ32km, 震央距離105km）による記録が得られている。但し、SRC造建物は増築工事が行われた後であり、非対称平面が対称平面となっている。図15, 図16にS造建物とSRC造建物でそれぞれ観測された地震動の加速度波形・非定常スペクトル・伝達関数（RF/1F, RF/GL）を示す。但し、S造建物の地盤の地震動記録はS造建物から約200m離れた地表観測点の記録を用いたため、RF/GLの位相に乱れが生じている。

表2 S造建物の固有振動数と減衰定数

		1/√2法		RD法	
		固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
張間 方向	6階建て	1.5	0.5	1.5	0.7
	8階建て	1.3	0.6	1.4	0.6
	10階建て	1.2	0.7	1.1	0.3
	竣工1 (強風)	1.0	1.4	1.0	0.9
	竣工2	1.0	0.7	1.0	0.4
桁行 方向	6階建て	1.6	0.4	-	-
	8階建て	1.4	0.7	-	-
	10階建て	1.2	0.6	1.2	0.4
	竣工1 (強風)	1.1	1.2	1.0	0.9
	竣工2	1.1	0.8	1.0	0.5

表3 SRC造建物の固有振動数と減衰定数

		1/√2法		RD法	
		固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
張間 方向	6階建て	-	-	-	-
	8階建て	2.5	7.9	2.5	7.0
	10階建て	2.0	2.5	2.0	2.6
桁行 方向	6階建て	2.8	6.1	-	-
	8階建て	2.5	5.7	2.4	6.1
	10階建て	2.2	3.3	2.2	5.3

S造建物は固有振動数が低く、減衰が小さいため、後続波の部分まで共振して大きく増幅している。伝達関数から5次程度まで読みとれ、非定常スペクトルから1次と2次が長時間にわたって励起されていることが分かる。一方、SRC造建物はS造建物に比べ、固有振動数が高く、減衰も大きいので応答振幅は小さく、継続時間も短い。RF/1FとRF/GLと比較すると、S造建物では固有振動数がほぼ一致しているが、SRC造建物では差異が認められ、相互作用効果による低振動数化が認められる。この様に同じ10階建ての建物であっても、応答性状にかな

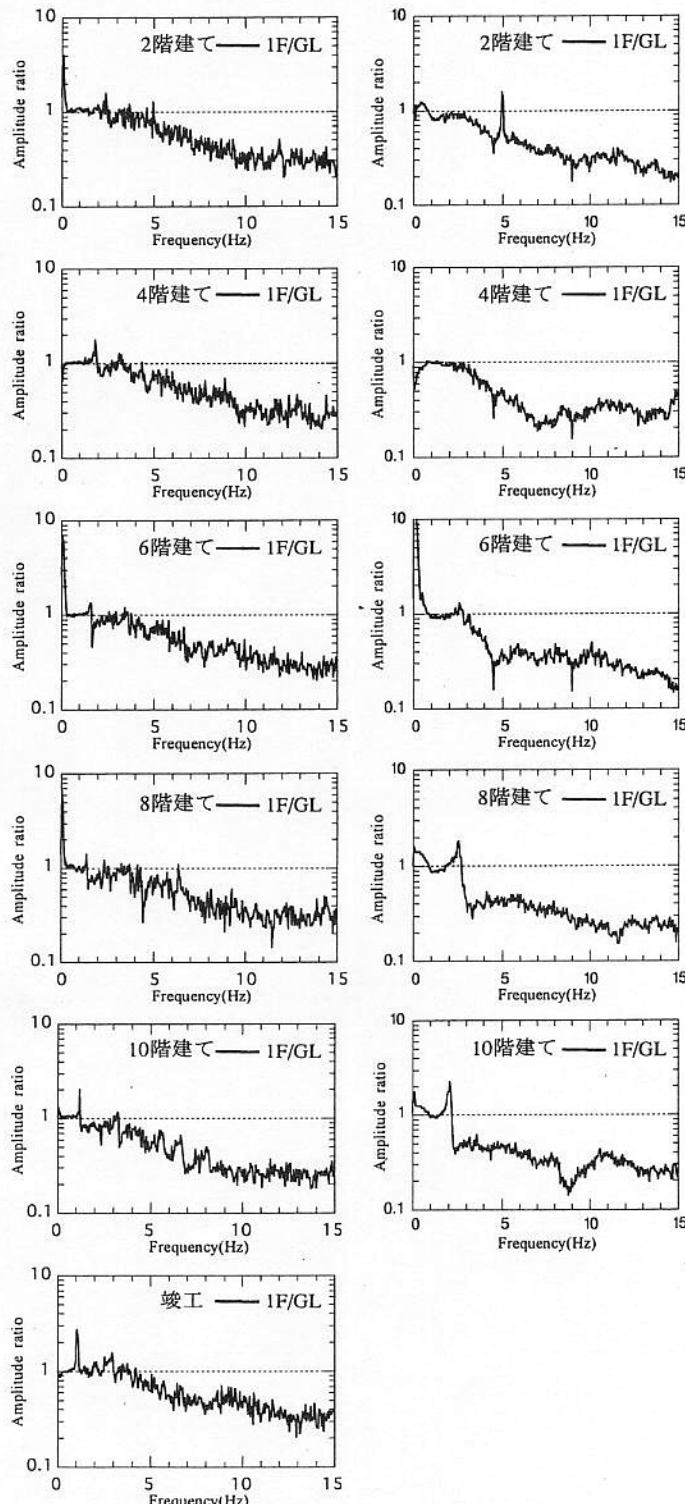


図13 建設段階毎の桁行方向のフーリエスペクトル比(1F/GL)

り相違のあることが分かる。伝達関数から得られる固有振動数は、S造建物が約1Hz、SRC造建物が約2Hzである。S造建物の設計時の固有振動数は0.83Hzであるため、振幅依存性等を考慮すると妥当な値であると考えられる。しかし、SRC造建物の設計時の固有振動数は1Hzであるため、実測値と約2倍の差が生じている。以上より、設計時に考慮する要因と実建物との差が構造形式により大きく異なっていることが分かる。

6. まとめ

2棟の10階建て建物(S造建物とSRC造建物)について、建設段階毎に常時微動計測を行った。本論で行った分析は、それぞれの建物で地盤条件・基礎条件が同一のまま上部構造のみが変化するため、相互作用効果の階数依存性を検討する上で最適と言える。また、S造建物では建設時より強震観測も行った。得られた知見を以下に示す。

1) 相互作用が固有振動数に与える影響を検討するために、Top/GL(地盤-建物連成系)、Top/1F(スウェイのみ拘束した基礎固定系)、Top/(1F+H0)(スウェイとロッキングを拘束した基礎固定系)のフーリエスペクトル比を用いて1次固有振動数を比較した。その結果、S造建物では低層時より3つの固有振動数の差がほとんど認められなかったが、高層になるにつれて高次モードでの振幅比の差が大きくなった。SRC造建物では3つの固有振動数の差が大きく、その差は低層時に大きいことが認められた。

2) スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率の変化を検討した結果、階数依存性は明瞭ではなかった。しかし、2棟の建物でこれらの比率に差が認められ、上部構造・基礎構造形式のバランスによって相互作用の影響度合いが異なることが推察される。

3) $1/\sqrt{2}$ 法とRD法を用いて減衰定数の推定を行った結果、階数の増加に伴って減衰定数が小さくなることが認められた。また、構造形式の違いによって減衰定数が大きく異なることが認められた。

4) 有効入力動に階数依存性は認められなかった。また、2棟の建物を比較すると、全体の傾向はほぼ同様であったが、上部構造の固有振動数付近ではその影響度合いに差が認められた。

5) 上述の様に、2棟の建物で相互作用効果に差が認められた。原因として、上部構造形式(S造純ラーメンとSRC造耐震壁付ラーメン)、杭種別(場所打ち杭とPHC杭)、基礎底面深さ(GL-7.5mとGL-2.3m)、平面形状(細長い矩形と非対称平面)、建物重量の差による慣性力の相違などが考えられる。

6) 入力特性の異なる地震観測でも同様な現象が認められることから、常時微動による現象の把握は地震時にも有効であることが明らかとなった。

7) 竣工後の強震観測より、同じ10階建ての建物であっても、応答性状が大きく異なることが確認された。

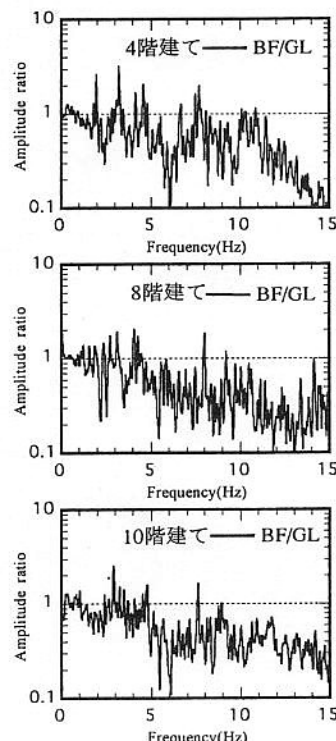


図14 S造建物建設中の地震動記録の桁行方向のフーリエスペクトル比(BF/GL)

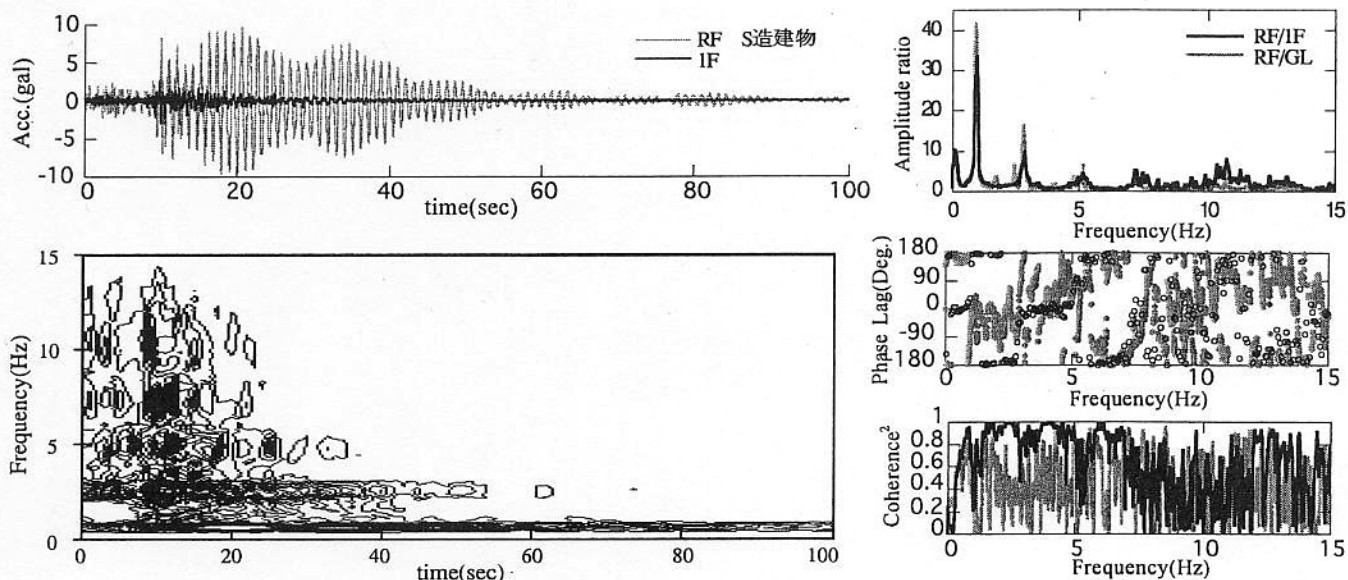


図15 竣工後のS造建物の張間方向の地震動記録<2001.6.1.静岡県中部地震>
(左上:加速度波形,左下:RFの非定常スペクトル,右:伝達関数 [上から振幅・位相・コヒーレンス])

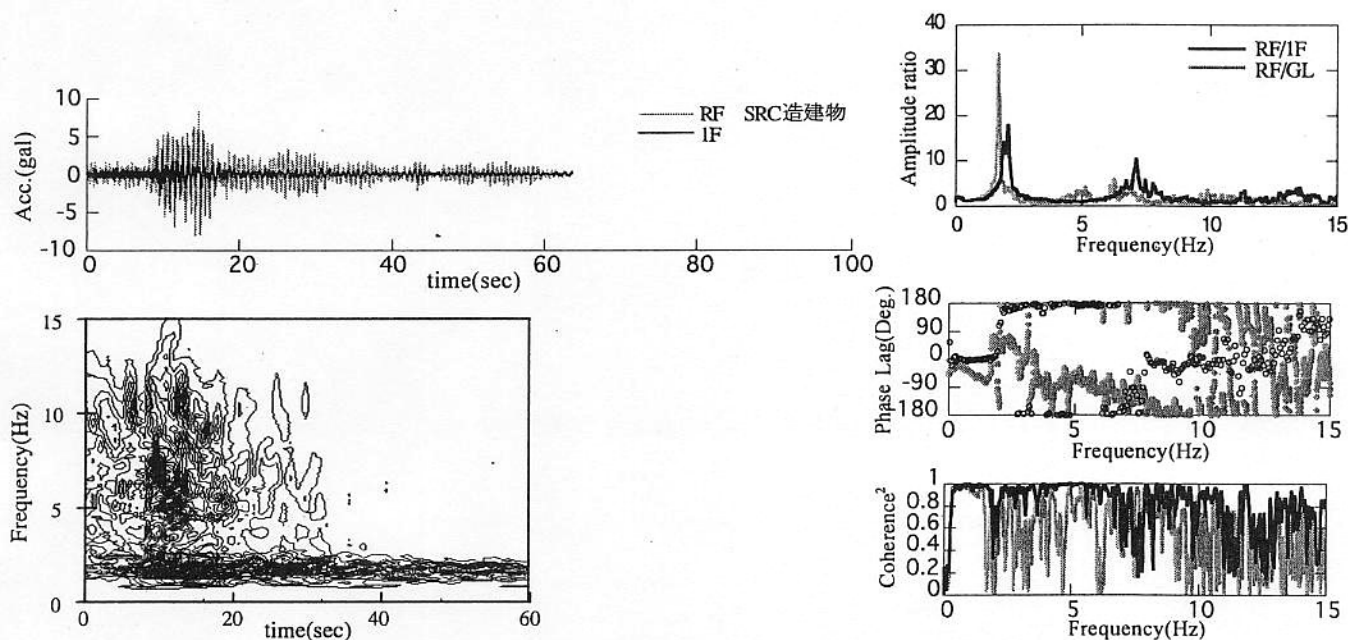


図16 竣工後のSRC造建物の張間方向の地震動記録<2001.6.1.静岡県中部地震>
(左上:加速度波形,左下:RFの非定常スペクトル,右:伝達関数 [上から振幅・位相・コヒーレンス])

謝辞

本論文で用いた常時微動計測・強震観測に当たり、名古屋大学・中野優助手、名古屋大学・美原義正技官、名古屋大学工学研究科建築学専攻構造設計工学講座の卒業生、学生諸氏にご協力を頂きました。ここに、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告，建築編-1 鉄筋コンクリート造建築物，1997.7
- 2) 安井謙，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
- 3) 理論地震動研究会：地震動—その合成と波形処理，鹿島出版会，1994
- 4) 田村幸雄，佐々木淳，塚越治夫：RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価，日本建築学会構造系論文集，第454号，pp.29-38，1990