

継続的な地震観測及び微動計測に基づく 高層免震建物の建設時における振動特性の変化

CHANGE OF DYNAMIC CHARACTERISTICS OF A BASE-ISOLATED HIGH-RISE BUILDING
BASED ON SUCCESSIVE VIBRATION OBSERVATION DURING CONSTRUCTION

天埜 貴仁*, 高橋 武宏**, 福和伸夫***, 護 雅史****, 飛田 潤*****
*Takahito AMANO, Takehiro TAKAHASHI, Nobuo FUKUWA,
Masafumi MORI and Jun TOBITA*

By using high-performance seismic sensors, dynamic characteristics of a base-isolated high-rise building and its change during construction are discussed. A series of ambient vibration data, several seismic response records and manpowered forced vibration data were obtained at the building in approximately one year of construction. Observed response characteristics, estimated natural periods, damping ratios and mode shape are shown with the change of building height under the same isolator, soil and foundation condition. Difference of dynamic characteristics between seismic response and micro-tremor, and soil-structure-interaction effect are also discussed.

Keywords : Base-isolated building, high-rise-building, Soil-structure-interaction, Ambient vibration,

Natural Period, Damping Ratio

免震, 高層建物, 動的相互作用, 常時微動, 固有周期, 減衰定数

1. はじめに

兵庫県南部地震以降の地震被害の多さから、免震建物への需要が高まり、図1の通り2010年末において国土交通大臣の認定を得た免震建物は2000棟にも及んでいる¹⁾。免震建物は上部構造物と基礎・地盤との間にアイソレータや減衰装置を挟むことで固有周期を伸ばし、応答の低減を図るものである。当初は短周期の中低層建物への適用が一般的であったが、長周期建物である高層建物(60m超)に免震装置を付加した高層免震建物も21世紀以降建設され始め、現在では250棟を超えている。大臣認定を受けた免震建物の1割強が高層免震建物となっており、その多くは共同住宅である。

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、首都圏の高層ビル群や大阪府咲洲庁舎など、長周期応答の大きさが話題になった。東北地方太平洋沖地震はマグニチュード(M_w)9.0の巨大地震で、長周期成分を含む地震動が放出され、長周期建物で揺れが大きくなつた^{2) 3)}。一方、免震建物では、石巻赤十字病院が免震構造として所要の性能を発揮し、病院機能を維持したことで注目を集めた⁴⁾ほか、全般的に高い免震効果を発揮したとされている⁵⁾。但し、一部の免震建物や戸建免震住宅において、大きな免震層変形が生じたとの報告もある⁶⁾。

このように、高層建物と免震建物では、東北地方太平洋沖地震での社会の受け取った印象は異なつているように思われる。しかし、両者の特性を併せ持つ高層免震建物においての報告例は少なく⁷⁾、強震観測例も数少ない。その理由としては図2(a)に示す通り、建物用途の7割以上が共同住宅であり、区分所有などの問題から観測のための制約が大きいためと思われる。共同住宅は居住性の問題からRC造となることが多く、図2(b)の通り高層免震建物の4分の3以上を占めている。このため高層免震建物の大部分を占める、RC造高層免震建物の地震時や平時の振動挙動を把握することの意義は大きいと考えられる。

本論文では、名古屋市内で建設中のRC造高層免震建物を対象に、建設時に継続的に強震観測・微動計測を行うことによって、同一の地盤・基礎・免震装置のものとで、建設が進むに従つて変化する振動特性を分析することを目的とし、現行設計法との対応や免震設計での基礎資料の蓄積を目指す。具体的には、微動時における建物高さと固有周期の関係や、微動時・地震時の応答性状の差異、免震層と上部構造質量で定まる免震周期と、建物階数が増えることで変化する上部構造物の周期との関係による応答性状の変化、地盤との動的相互作用効果などについて、観測・計測結果をもとに明らかにする。

* 名古屋大学大学院環境学研究科 博士課程前期

** 名古屋大学減災連携研究センター 研究員・工修

*** 名古屋大学減災連携研究センター

センター長・教授・工博

**** 名古屋大学減災連携研究センター 准教授・博士(工学)

***** 名古屋大学災害対策室 室長・教授・工博

Graduate Student, Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University

Researcher, Disaster Mitigation Research Center, Nagoya University, M. Eng.

Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya University, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya University, Dr. Eng.

Prof., Disaster Management Office, Nagoya University, Dr. Eng.

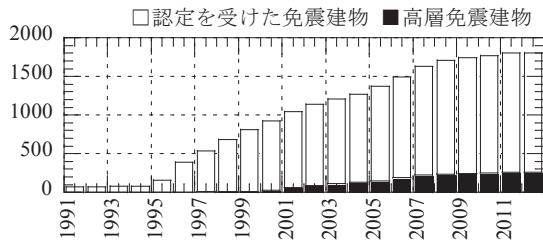


図1 国土交通大臣の認定を得た評定免震建物数の推移

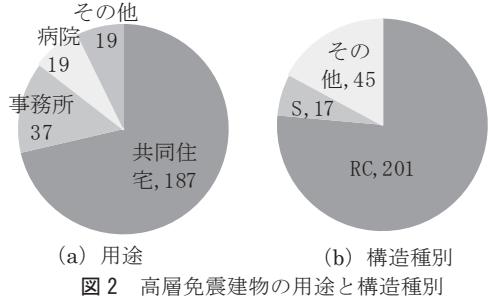


図2 高層免震建物の用途と構造種別

2. 建物概要と観測及び工事の概要

2.1 建物概要

検討対象とする建物の概形を図3に示す。建設地点は名古屋市中心部であり、地盤種別は第2種地盤である。当該敷地でのボーリングデータを図4に、常時微動計測に基づくH/Vスペクトルを図5に示す。深部地盤の卓越振動数は図5と既往の研究⁸⁾から0.25Hz(4.0秒)程度であり、浅部地盤の卓越振動数は1.2Hz(0.82秒)程度である。

検討対象建物は基礎と1階の間に免震層を有する基礎免震建物で、用途は共同住宅である。上部構造物は高さ60mを超える高層建物であり、RC造ラーメン構造で21階建(軒高67.48m)である。免震装置には天然ゴム系積層ゴム(NRI)4基、鉛プラグ入り積層ゴム(LRB)4基、直動転がり支承(CLB)4基、弾性滑り支承3基、減衰コマ(RDT)をEW・NS両方向に2基ずつの計4基使用している。設計資料では、完成時における転がり支承の転がり始め変形は0.01cm、弾性滑り支承の滑り始め変形は1cm、鉛プラグ入り積層ゴムの初期降伏変形は2.86cmである。完成時の設計周期は、免震層変形が10cmの時EW方向で5.22秒、NS方向で5.27秒、免震層変形が40cmの時EW方向で6.25秒、NS方向で6.35秒となる。また、基礎構造は場所打ち鋼管コンクリート杭を用い、杭長29.9mの支持杭である。また、免震層の水平クリアランスは90cmである。

2.2 建設段階における観測及び工事の概要

観測に用いたセンサーは、水や埃、衝撃などの悪条件に強いオールインワンの高精度なサーボ型加速度計(キネメトリック社 Altus ETNA)を用い、常時微動計測と強震観測を両立させた⁹⁾。図3に示すように、センサーは地表、免震ピット、1階に常設した。さらに、建設の進捗にあわせて、上層階に1階ずつ上階に移設し観測を行った。センサー数は各階に1台ずつとし、建物中央部に設置している。また、詳細な振動特性を把握するために、捩れやロッキング等が検討可能な位置に動コイル型速度計を配した常時微動計測を、時期を変えて3度行った。

中小地震も含め観測記録を効果的に得るためにトリガー設定が

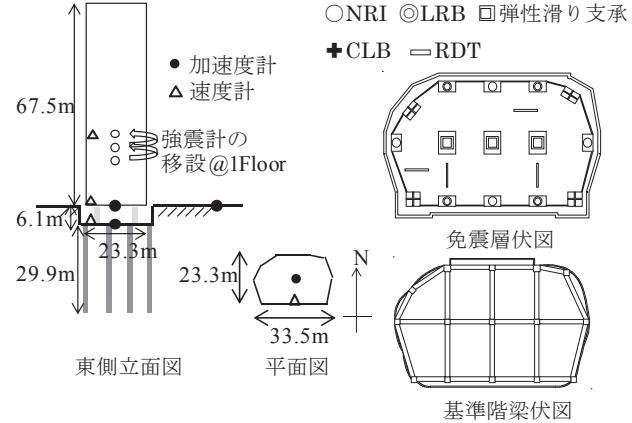


図3 建物概形と観測点配置

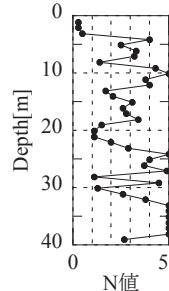


図4 建設地における地盤のN値分布

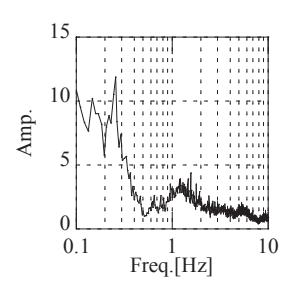


図5 建設地の常時微動記録におけるH/Vスペクトル

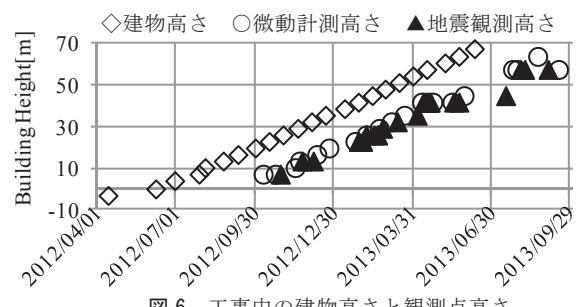


図6 工事中の建物高さと観測点高さ

極めて重要である。本研究ではなるべく多くの記録を得られるよう、スタートトリガを低めの0.5cm/s/sに設定し、512Mbのコンパクトフラッシュメモリを2つ用いて観測を行った。得られた記録の分析に関しては次章で述べる。なお、常時微動計測に関しては手動トリガーによって計測を行っている。

尚、本対象建物では、施工中でも免震効果を発揮するよう、免震層には固定装置は設置していない。

図6に工事中の建物高さと観測点高さの関係を示す。横軸に日付を示し、縦軸に建物高さと常時微動計測を実施した日、地震記録を収録できた日のセンサー高さをプロットする。以後の分析では建物高さは床スラブコンクリート打設済みの最上階高さとする。

3. 建設段階において得られた記録の概要

3.1 地震記録

1年弱の期間で計25の地震観測記録が収録された。図7に震央位置を示す。これらのうち、全観測点で収録できたのは6地震であった。近距離の地震から遠方の地震、マグニチュード3.5(三重県北部の地震(2013.02.19))から8.2(サハリン近海の地震

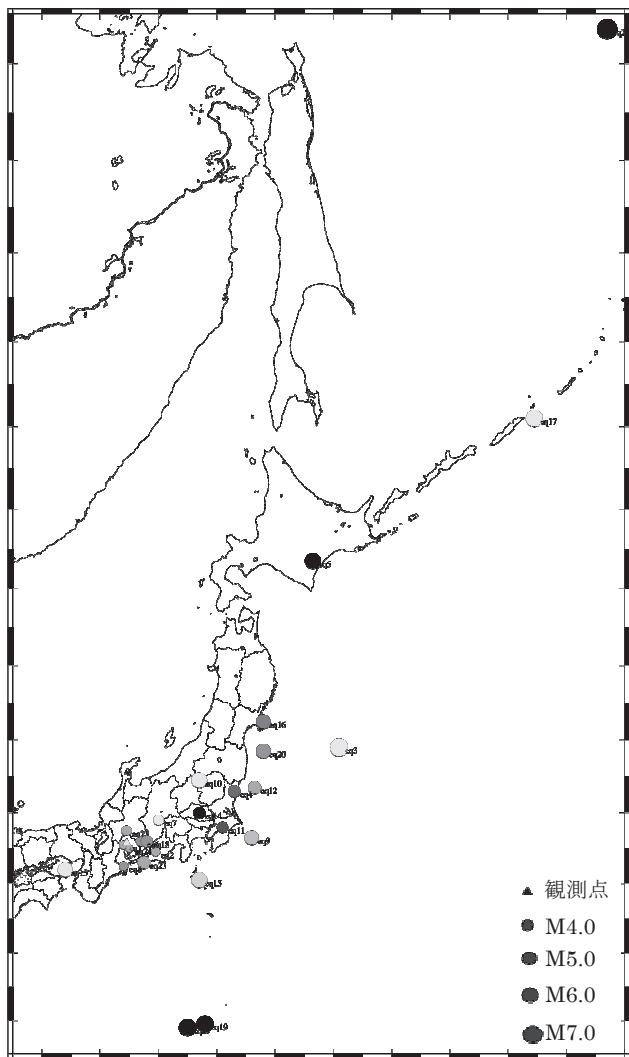


図7 観測された地震の震央分布と建設地点

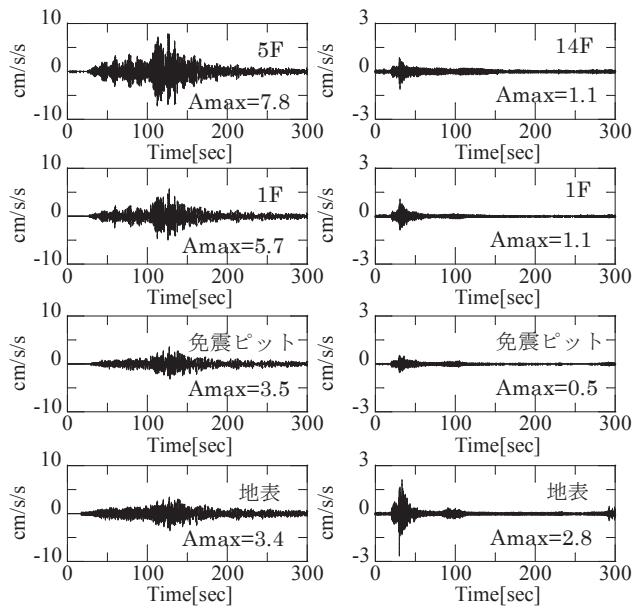
表1 分析で使用した地震の一覧

Date	M	震源地	震源深さ [km]	震源距離 [km]	建物階数	地表面最大加速度 [cm/s/s]	上層階最大加速度 [cm/s/s]
2012/11/24	3.6	静岡県西部	40	114	10階	2.7	1.6
2012/12/7	7.3	三陸沖	10	864	11階	3.4	7.8
2013/2/6	4.1	愛知県西部	50	55	14階	8.7	4.2
2013/2/15	4.3	長野県南部	10	142	15階	1.8	1.7
2013/2/25	6.2	栃木県北部	10	339	15階	-	1.9
2013/4/17	6.2	三宅島近海	20	300	19階	-	2.0
2013/4/20	4.8	長野県南部	50	78	19階	2.8	1.1
2013/8/3	5.1	遠州灘	40	89	R階	11.1	7.6

(2013.05.24) の規模の地震が含まれている。本検討では、全観測点で記録が得られなくとも、振動特性の推定が可能な地震記録に関しては分析に用いる（表1）。

全観測点で得られた地震記録の中から、2012年12月7日の三陸沖の地震と2013年4月20日の長野県南部の地震について、加速度波形を図8に示す。また、図9に両地震での地表及び上層階における加速度フーリエスペクトルを示す。なお、三陸沖の地震の際は、建物高さは11階(32.3m)で、センサー位置は5階(13.4m)であった。また、長野県南部の地震の際は、建物高さ19階(57.5m)で、センサー位置は14階(41.75m)であった。

2つの地震で、地表での加速度は同レベルだが、上層階における



三陸沖 (2012.12.7) 長野県南部 (2013.4.20)

図8 地震時の加速度波形 (NS 方向)

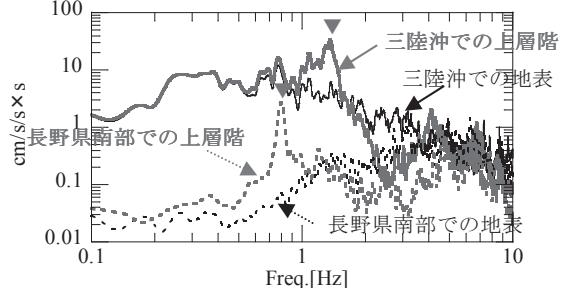


図9 地震時の地表面と上層階での加速度フーリエスペクトル (NS 方向)

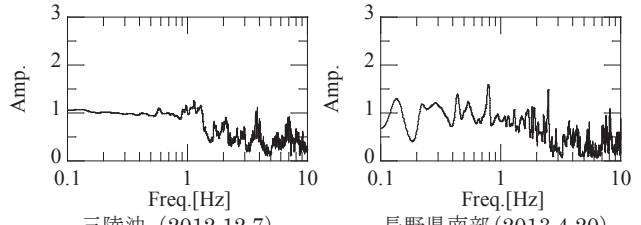


図10 地震時の免震ピット/地表のフーリエスペクトル比 (有効入力動) (NS 方向)

応答加速度は大きく異なる。三陸沖の地震は遠方の海溝型地震で、マグニチュードが大きい地震であり、長周期成分を多く含んでいる。一方、長野県南部の地震は近距離での内陸の小規模な地震であり、短周期成分が卓越し長周期成分は少ない。これに加え、図9より長野県南部の地震時には建設が進んだことにより免震周期や上部構造物の周期が長くなり（図9での▼は地震時の連成系での1次固有振動数を示している）、より一層1次固有振動数での入力の成分が少なくなるため応答が増幅しにくくなっている。また、免震ピットでの加速度波形を両者で比較すると、三陸沖の地震では地表での記録と最大値や包絡形はほぼ変わらないが、長野県南部の地震では最大値が大きく低減されており、入力損失効果が大きいことが分かる。図10に両地震での免震ピット/地表のフーリエスペクトル比（有効入力動）を示す。図10からも高振動数域で入力損失効果が大きいこと

が確認でき、短周期の卓越する長野県南部の地震において有効入力動が地表と比較し低減されたことが分かる。

3.2 常時微動記録

常時微動計測は工事振動の少ない昼の休憩時間に行った。1回当たり30分以上の記録とし、建設が1階進む毎に計測を行った。上層階に設置したセンサーで得られた、微動記録の速度フーリエスペクトルの一例を図11に示す。図11より、建設が進むにつれて連成系のピーク振動数が低振動数側に推移していることが分かる。

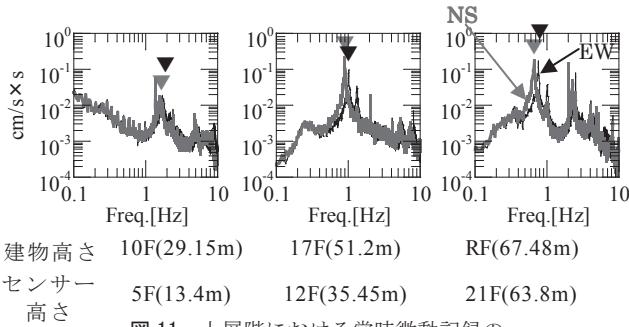


図11 上層階における常時微動記録の速度フーリエスペクトル (▼は1次固有振動数を示す)

3.3 人力加振実験の記録

人力加振実験は建物高さが11階(32.3m)、17階(51.2m)及び、R階(67.48m)の時の計3回行った。毎回、EW方向、NS方向、振れ方向に対して各3回ずつ加振実験を行った。加振位置は建物高さから1~4階下の階、加振人員は5人、加振振動数は地盤-建物連成系での固有振動数とした。加振方法は、加振のしやすさを考慮して、低振動数の際は体重移動、高振動数の際は壁押しとした。実験で上層階のセンサーで得られた、EW・NS両方向の速度波形を図12に示す。

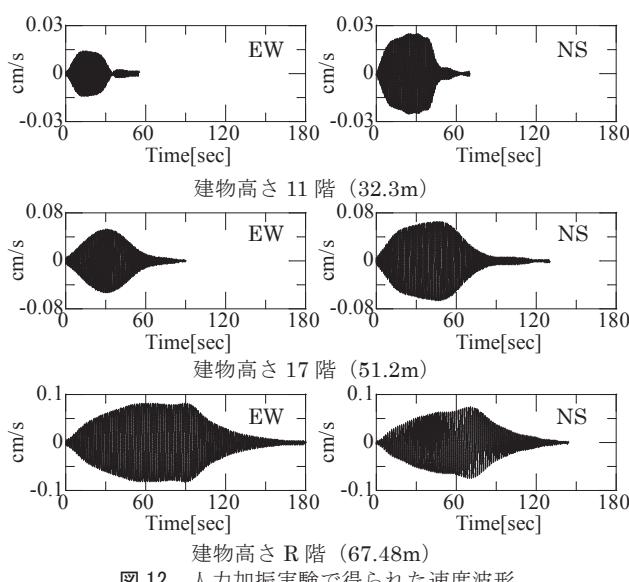


図12 人力加振実験で得られた速度波形

表2 自由振動波形から推定した固有周期と減衰定数

建物階数	加振周期		固有周期		減衰定数	
	EW	NS	EW	NS	EW	NS
11階 (32.3m)	0.63s	0.70s	0.64s	0.70s	1.0%	0.6%
17階 (51.2m)	0.98s	1.12s	0.98s	1.11s	1.2%	1.1%
R階 (67.48m)	1.32s	1.52s	1.32s	1.51s	0.9%	1.1%

す。毎回、建物高さ及びセンサー高さが異なるため、応答振幅に大きな違いが生じている。人力加振によって得られた自由振動波形から、単純移動平均法(近接3波で平均)を用いて固有周期及び、減衰定数を推定した。それらの値を表2に示す。これらから、減衰定数はおおよそ1%程度と減衰が小さいことが分かる。

3.4 地震時と微動時の応答性状の差異

地震時と微動時の応答性状の違いを考察するために、建物高さが11階の際に収録した三陸沖の地震(2012.12.7)と同じ高さの時の微動記録(2012.12.11)のフーリエスペクトル比を図13に示す。図13より、5F/1Fでは微動時と地震時ではほぼ同様の振動特性を示したが、1F/免震ピット、5F/免震ピットや5F/地表など免震層を含む振動モードに関しては、地震時は微動時と比較してピーク振動数が低振動数側になった。さらに地震時では微動時と比較してピーク値が小さく、ピーク形状が幅広くなっている。地震時と微動時の5F/地表のフーリエスペクトル比に対して位相差を考慮して1自由度系の伝達関数を推定すると、地震時では減衰定数が6.2%なのに対し、微動時では1.0%であった。以上のことから、図8より上層階応答が10cm/s/s以下で、免震層の応答変形も0.1cmに満たない(図14参照)小地震動においても免震建物の特徴である固有周期の長周期化と減衰定数の増大が確認された。免震層変形から、弾性滑り支承、鉛プラグ入り積層ゴムでは弾性域であると考えられるため、転がり支承及び減衰コマの影響で上記の結果となったと考えられる。以上のことから、小地震動時にも免震建物の挙動を示していることが分かる。

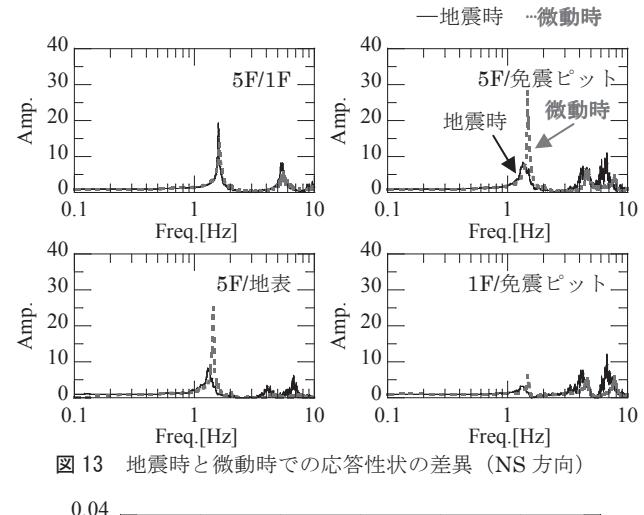


図13 地震時と微動時での応答性状の差異 (NS方向)

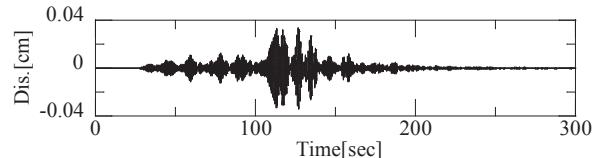


図14 三陸沖の地震での免震層の応答変形波形 (NS方向)

4. 建設段階における振動特性の変化

本章では、建物高さの変化に伴う、建物振動特性の変化について検討を行う。

4.1 微動時の固有周期の変化

図15に建物高さと微動時における固有周期の関係を示す。固有周

期は上部構造物の1次固有周期と免震層を含む建物全体の周期である。尚、上部構造物の1次固有周期は上層階/1階のフーリエスペクトル比より求め、免震層を含む建物全体の周期は1階/免震ピットのフーリエスペクトル比により求めた。また、捩れ及び、2次モードに関してはフーリエスペクトル及びフーリエスペクトル比から推定を行った。

図15から微動時では、固有周期は建物高さに対して、ほぼ原点を通る直線上に乗っていることが確認できる。また、上部構造物の1次固有周期と免震層を含む建物全体の固有周期ではほとんど差がない。免震層を含む建物全体の1次固有周期への回帰直線は、EW方向では $T=0.0185H$ 、NS方向では $T=0.0224H$ となり、RC造・SRC造の高層建物を対象とした既往の研究¹⁰⁾である $T=0.015H$ と比べて周期がやや長めの結果となった。これは建設中であるため、質量・剛性

▲1階/免震ピットのフーリエスペクトル比より推定した固有周期
○上層階/1階のフーリエスペクトル比より推定した固有周期

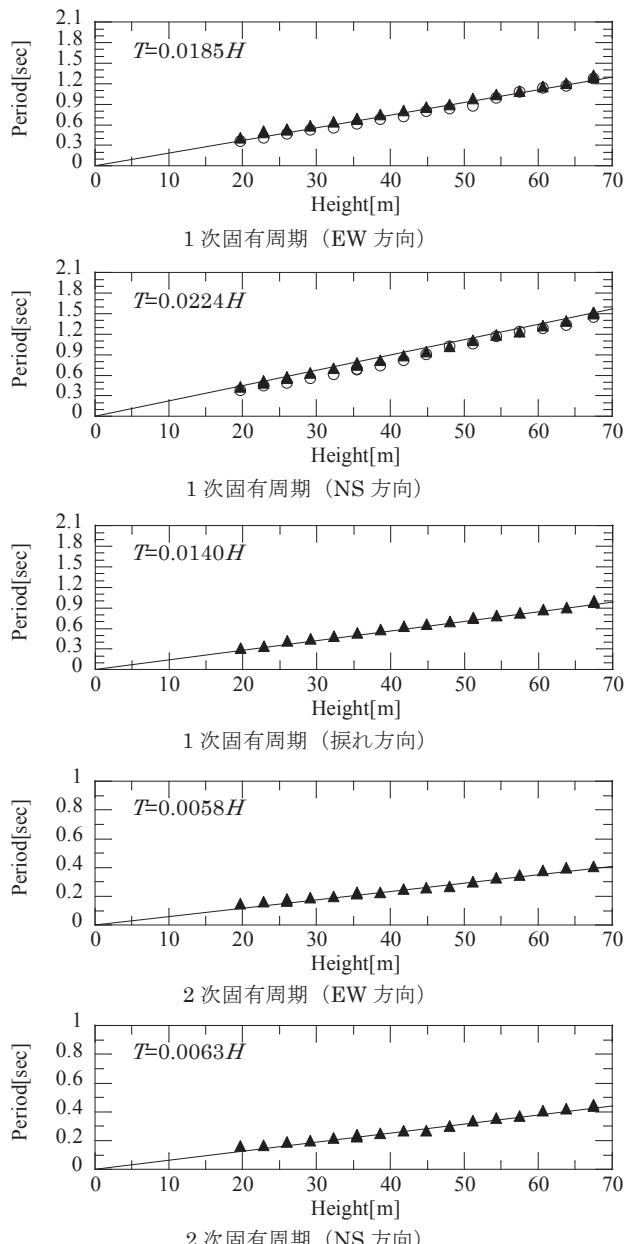


図15 建物高さと微動時の固有周期の関係

ともに竣工後のものとは異なること、上部構造物の構造形式が純ラーメン構造であること、免震構造故に地震力が低減され上部構造の耐震要素が通常のRC造の高層建物と比較し少なめであることが原因と考えられる。捩れについては、 $T=0.014H$ と推定された。これは、並進方向と同様に周期が長めの結果である（既往の研究¹⁰⁾では $T=0.011H$ ）。また、せん断変形が主であると仮定した場合、2次の固有周期は、おおむね1次の固有周期の1/3倍程度になるが、本対象建物ではそのような傾向が得られた。以上のことから、微動時はやや周期は長めだが、通常のRC造の高層建物¹⁰⁾と同様の振動特性を示していることが分かる。

4.2 地震時における上部構造物の周期と免震周期との関係

次に、地震記録を用いて、上部構造物の1次固有周期と免震周期との関係について検討を行う。免震周期は1階/免震ピットのフーリエスペクトル比から求めている。図16に1階/免震ピットのフーリエスペクトル比と上層階/1階のフーリエスペクトル比の例を示す。図16から、免震周期が明瞭に現れていることが分かる。図17に建物高さと両者の周期比（上部構造物の周期/免震周期）をプロットする。図17から周期比は建物高さが高くなるに伴い大きくなり、40mを超えた辺りから一定値となっている。上部構造物の1次固有周期は次式の

$$T_1 = \alpha H \quad (1)$$

H : 建物高さ

であり、建物高さに比例するが、免震周期は

$$T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2)$$

m : 上部構造物の質量

k : 免震層の剛性

と、建物高さと建物の質量が比例すると仮定すると、建物高さの1/2乗に比例する。そのため、両者の周期比は、基準階の階高と基準階の質量が比例すると仮定すれば

$$\frac{T_1}{T_2} = \frac{\alpha\sqrt{k}}{2\pi} \times \frac{H}{\sqrt{m}} = \beta \times \sqrt{\frac{H_0}{m_0}} \times \sqrt{H} \quad (3)$$

H_0 : 基準階の階高

m_0 : 基準階の質量

となり、建物高さ H の1/2乗に比例するため、図17のような傾向となったと考えられる。

周期比が上部構造物の応答増幅にどのように影響するかを検討するため、図18に周期比と免震ピットに対する上層階での加速度応答の増幅度を示す。プロットした点の大きさは建物高さに対応しており、免震層変形が完成時の転がり支承の転がり始め変形である0.01cmで区別して図示する。図18より、周期比が大きい所では、建物高さが高い方が上部構造物における応答増幅度が大きく、免震効果が少なくなることが分かる。また、●でプロットした免震層変形が大きいものについては周期比が大きくても応答増幅度は小さい。

4.3 減衰定数の変化

本節では微動時における減衰定数と高さとの関係、地震時における減衰定数と免震層変形との関係について検討する。微動時の減衰定数はRD法¹¹⁾を用いて作成した自由振動波形に対して、単純移動平均法（近接3波で平均）を用いて推定した。また、地震時の減衰定数は上層階/地表のフーリエスペクトル比に位相差を考慮した1

自由度系の伝達関数を推定することにより求めた。

図 14 に建物高さと微動時における減衰定数との関係を示す。EW・NS 方向とともに建物高さに関わらず、1%程度で一定値となった。既往の研究¹⁰⁾では相互作用の影響により、建物高さが低い時は、減衰定数が大きく、建物高さが高くなると減衰定数の低下があるとされている。しかし、このような傾向は明瞭に見られない。これは低層の記録が不足しているためと考えられる。

地震時については、減衰定数は建物応答に対する振幅依存性があ

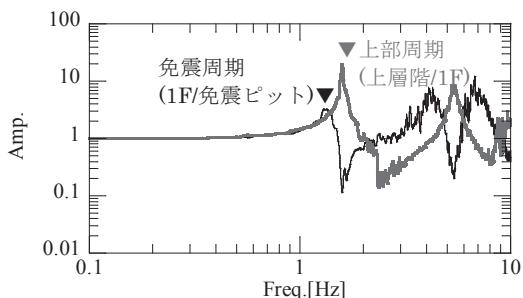


図 16 免震周期と上部周期のフーリエスペクトル比の例（三陸沖）

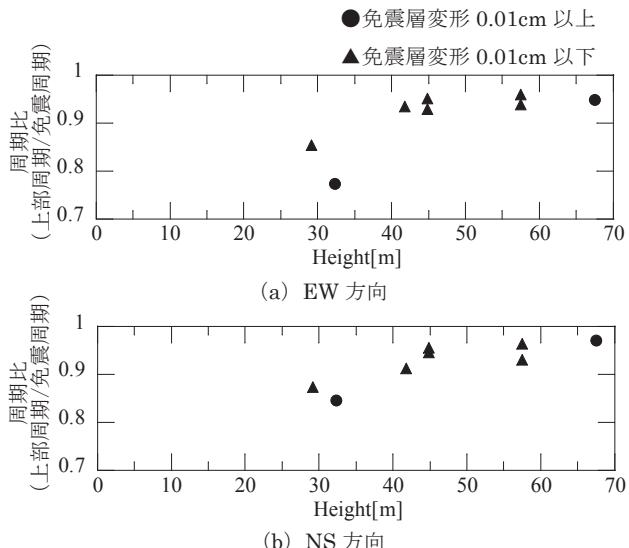


図 17 地震時の建物高さと周期比の関係

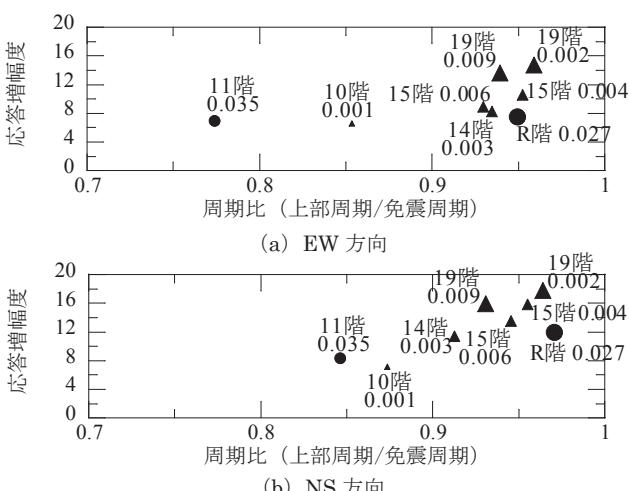


図 18 地震時の周期比と応答増幅度の関係
(プロットした点付近の値は免震層変形量[cm])

る。本対象建物では、免震装置として弾性滑り支承や直動転がり支承を用いているため、免震層の応答変形に依存することが考えられる。図 20 に免震層の応答変形と減衰定数の関係を示す。図 20 より、免震層変形が大きくなると減衰定数が大きくなっていることが分かる。しかし、応答変形をみると弾性滑り支承は滑り始める前の弾性変形内であり（設計資料では完成時の滑り始め変形は 1cm）、直動転がり支承及び減衰コマの影響で減衰が増加していると考えられる。

4.4 モード形の変化

地震記録および微動記録、人力加振実験記録を用いて 1 次モードのモード形の変化について検討を行う。図 21 にモード形を示す。モード形の算出に関しては、地盤一建物連成系での 1 次固有周期周辺でフィルタリングをした時刻歴波形を用いた。上層階の最大応答発生時刻のモード形を示し、上層階で基準化した。図 21 の微動時・人力加振実験時のモード形より、建設の進捗に伴い上部構造物の応答が相対的に大きくなっている。これは、4.2 節で述べたように、階数が増えるに従い、上部構造物の固有周期と免震周期が近接し、上部構造物の応答が相対的に大きくなるためと考えられる。設計資料を基に両者の周期が逆転する階数を求ると、免震層変形が微小時には建物高さ 12 階（38.5m）であり、建物高さが 40m を超えたあたりから上記の傾向が顕著である。しかし、免震層応答が大きくなる

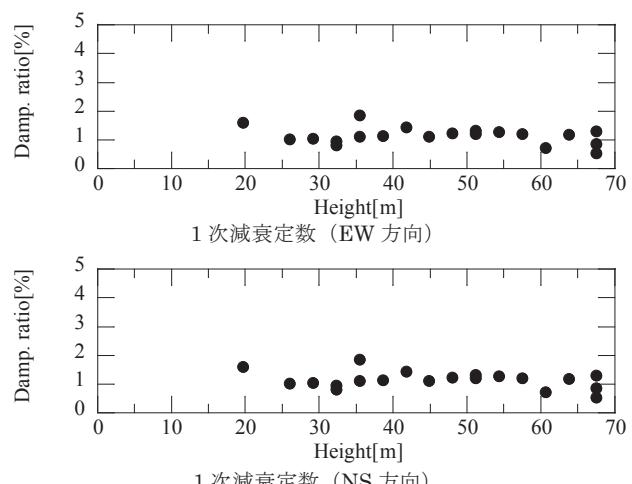


図 19 微動時の建物高さと減衰定数の関係

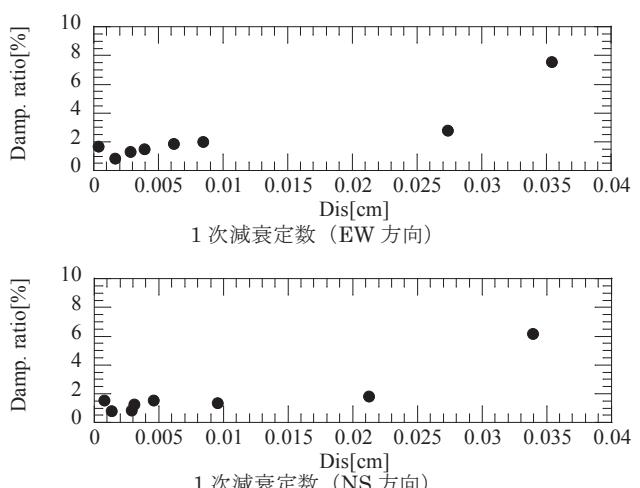


図 20 地震時の免震層の応答変形と減衰定数の関係

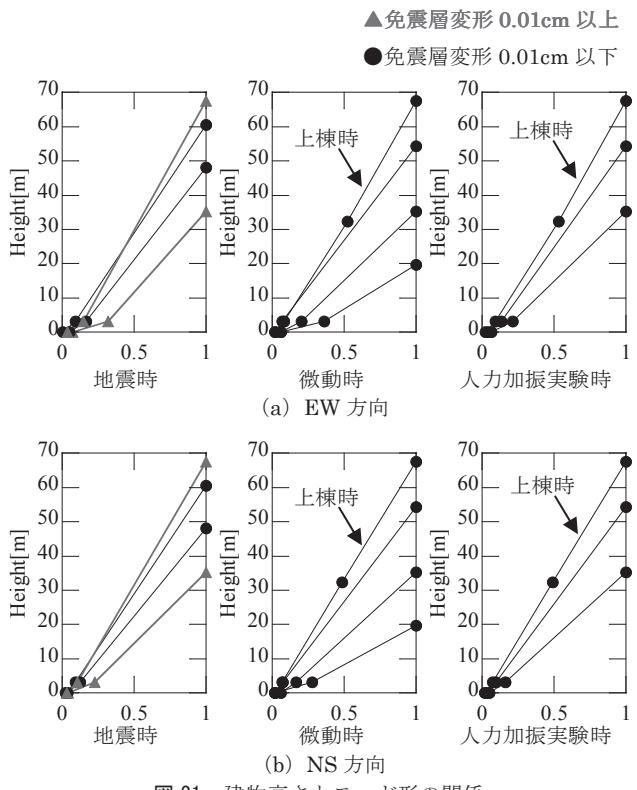


図 21 建物高さとモード形の関係

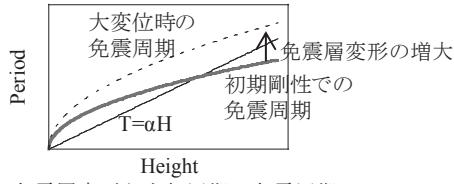


図 22 免震層変形と上部周期・免震周期の建物高さに対する関係の模式図

と、免震層変形が卓越するようなモード形となるため、免震周期が長周期化し、上部構造物の応答が抑制されている（図 22）。地震時と微動時・人力加振時での応答性状の違いはこれを示唆している。

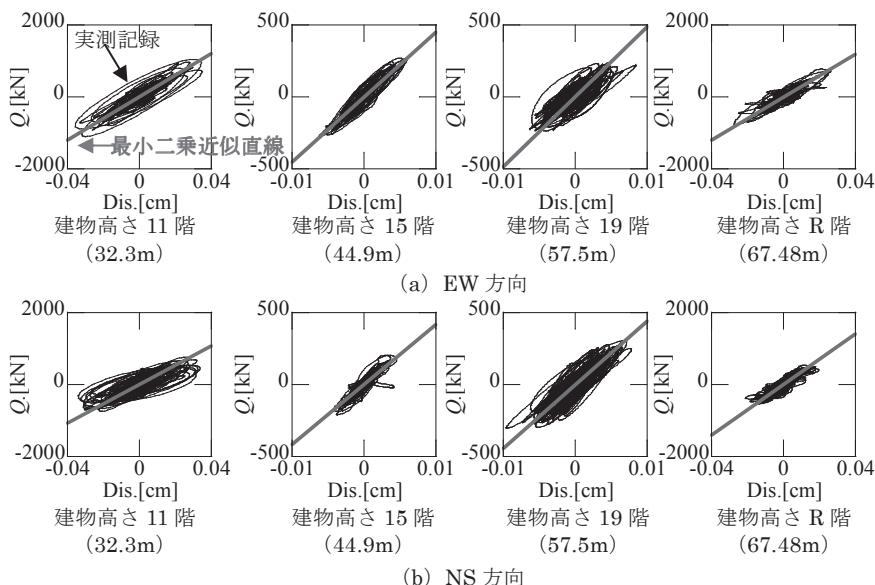


図 23 地震時の免震層全体の剛性の変化の様子

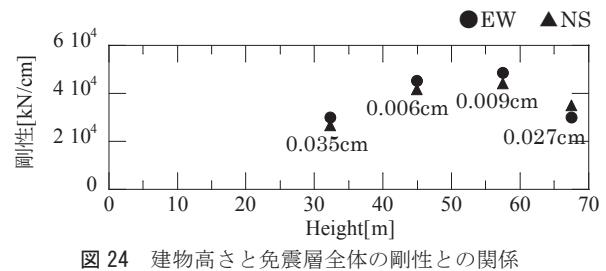


図 24 建物高さと免震層全体の剛性との関係
(プロットした点の下に示すのは免震層変形量)

また、建物軸体完成時（67.48m）には、中間階にもセンサーを設置し、上部構造物の変形モードについて検討した。中間階は微動時及び人力加振時において、上層階と1階を結ぶ線上に位置しており、逆三角形モードが卓越している。これは、4.1節で $T_2=1/3T_1$ となっていることからも説明できる。

4.5 免震層における剛性の変化

建設に伴う免震層の剛性変化について検討を行う。建設の進捗に併せて上部構造物の重量が大きくなり、免震装置にかかる面圧は増加する。大変位時における積層ゴムの面圧依存性については、坂口らの研究¹²⁾により面圧が大きくなると剛性が低下することが知られている。本研究では微小変形時の記録しか得られていないが、小地震動時の剛性変化について検討する。

図 23 に地震時の免震層の力一変形関係を示す。尚、免震層変形に関する限りでは1階と免震ピットの加速度波形の差分を2回積分することにより求める。免震層に加わる力は逆三角形モードを仮定し、1階と上層階の加速度の平均値に、1階以上の質量を乗じることで求めている。尚、地震毎に免震層の応答変形は異なる。そのため、図の最大値は異なるが、力と変形の倍率は等しくしている。よって、図 23 において力一変形関係の傾きの大小がそのまま剛性の大小となる。図 23 より建物高さ11階時・R階時に剛性が低いことが分かる。剛性と建物高さの関係を図 24 に示す。尚、剛性は、図 23 の力一変形関係から最小二乗近似により求めた近似直線の傾きを剛性として評価している。図 24 から建物高さに対しての明瞭な傾向はない。しかし、免震層変形に着目すると、振幅が大きい時には剛性が低くな

っており、免震層の振幅依存性があらわれている。免震層変形が同程度の際の剛性を評価すると、建物高さが変化しても剛性は大きく変化していないことが分かる。

5. 動的相互作用の変化

5.1 スウェイ・ロッキング率の変化

常時微動記録に関してスウェイ・ロッキング率の検討を行う。本検討を行うために、ロッキングの影響が大きくなると考えられる短辺（NS）方向の振動が計測できるよう、常設のセンサーに加え、免震ピット、1階、上層階の南端部にそれぞれセンサーを設置し、計測を行った（図3参照）。ここではスウェイ成分は免震ピットでの水平成分とした。ロッキング成分は免震ピット床でのロッキング角（南端に配したセンサーと中央に配したセン

サーの上下成分の差分をセンサー距離で除したもの) × 上部計測点高さ (ロッキングにより励起される上部計測点高さにおける水平成分)とした。上部の観測点の応答からスウェイ・ロッキング成分を減じた成分が建物・免震層変形となる。スウェイ率・ロッキング率・建物・免震層変形率は下記の式により求めた。尚、配置の制約のため、常時微動記録に対してのみ検討を行う。

$$\text{スウェイ率} = \frac{BM}{TOP} \times 100[\%]$$

$$\text{ロッキング率} = \frac{H\theta}{TOP} \times 100[\%]$$

$$\text{建物・免震層変形率} = \frac{TOP - (H\theta + BM)}{TOP} \times 100[\%]$$

TOP: 上部計測点での記録

BM: 免震ピットでの記録

Hθ: ロッキングにより励起される水平成分

図25にスウェイ率・ロッキング率の周波数特性及び上層階の応答に対する建物・免震層変形のコヒーレンスを示し、表3に地盤-建物連成系での1次固有振動数での値をまとめた。時刻歴で算出しているため、スウェイ・ロッキングと建物・免震層変形の成分間に位相差がある場合にはそれらの和が100%を超えることもありうる。図25より位相差の影響が少ない低振動数域でスウェイ・ロッキング・建物・免震層変形率の和が100%を超えており、コヒーレンスもそれらの振動数域では低くなっている。ノイズ成分の影響であると考

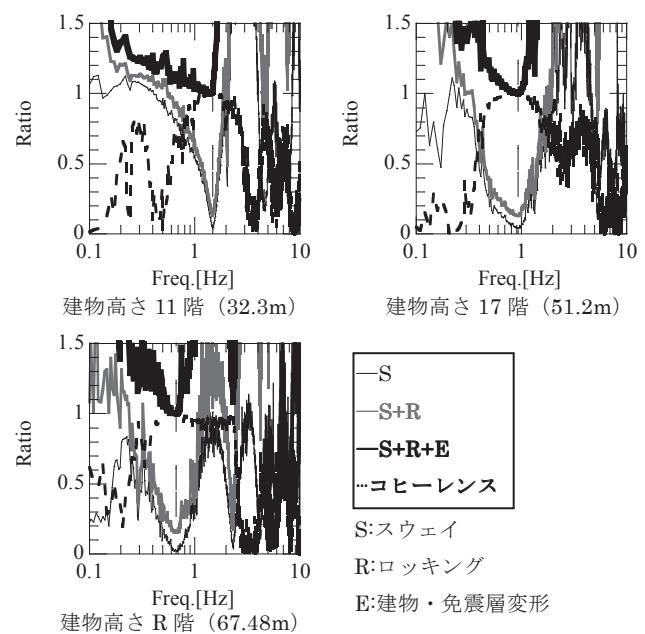
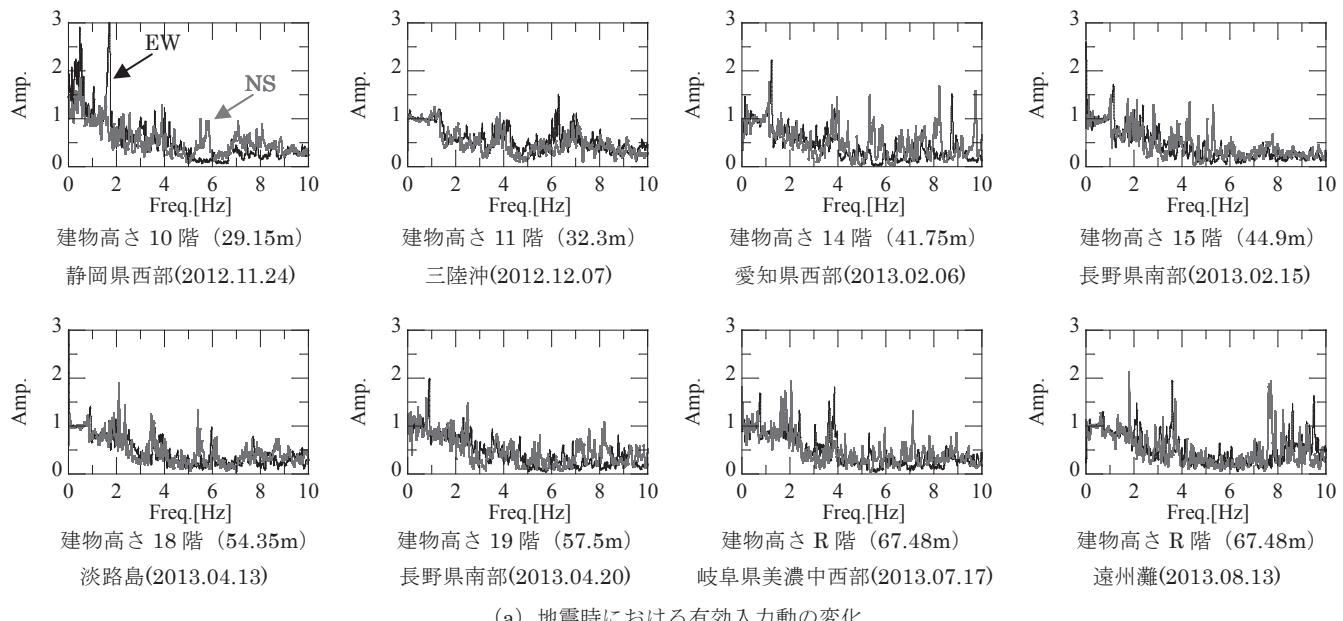


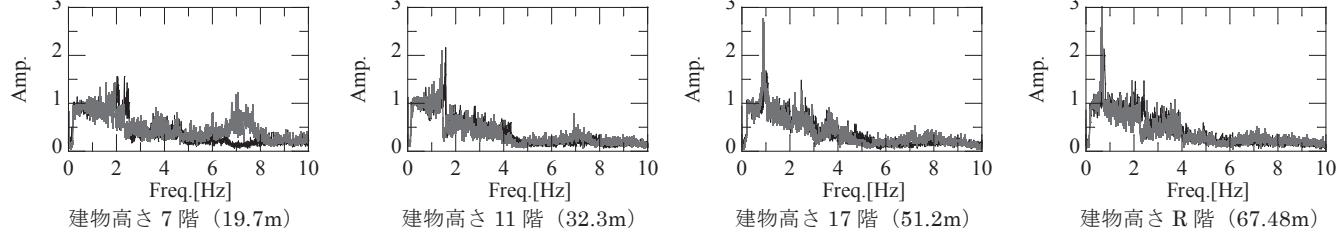
図25 建物高さとS・R・E率の変化(短辺方向)

表3 S・R・E率の変化の様子(NS方向)

建物高さ	スウェイ	ロッキング	建物変形
11階 (32.3m)	9.8%	8.6%	81.8%
17階 (51.2m)	4.4%	8.7%	86.9%
R階 (67.48m)	2.7%	13.4%	84.2%



(a) 地震時における有効入力動の変化



(b) 微動時における有効入力動の変化

図26 建物高さの変化に伴う有効入力動の変化

えられる。これは、動コイル型速度計（固有周期 5 秒・減衰定数 70%）を使用しているため、0.3Hz 以下では精度が不足していたためである。しかし、コヒーレンスが 1 付近で安定している範囲で 100%を超えている振動数帯に関しては位相差の影響も含まれている。図 25、表 3 より、建設の進捗に伴い建物・免震層変形率が大きくなり、上部構造物の応答が相対的に大きくなっていることが分かる。また、建物高さがいずれの場合でもスウェイ・ロッキング率は数%程度であり、動的相互作用の影響が小さい建物であると言える。これは本対象建物が杭基礎建物であること、免震層を有するため根入れが深く、相互作用バネが大きくなることとも対応している。

5.2 有効入力動の変化と実測に基づく基礎入力動の推定

図 26 に地震時における有効入力動、及び微動時における有効入力動を示す。2Hz 付近から振幅倍率は 1 より低下し始め、5Hz 付近では振幅倍率は非常に小さくなる。これは建物高さ、地震時や微動時に関係なく、同様の傾向となった。

ただし、上部構造物の慣性力の影響で、固有振動数付近で振幅が増幅されており、入力損失効果が乱されている。上部構造物の影響を除いた基礎入力動を計算するには、高度な地盤一建物用のプログラムを使用する必要がある。実測記録から基礎入力動を求める手法としては、岡野ら¹³⁾によるシステム同定を行う手法もあるが、一般に容易ではない。一方、本研究の特徴として、建設時に継続的に観測を行うため、上部構造物の固有振動数は推移していく¹⁴⁾。そのため、建設時期の異なる記録を用いて有効入力動を平均化することで、上部構造物の影響を除いた基礎入力動を、実測記録を基に算出できると考え、検討した。

表 4 平均化に用いた地震一覧

Date	M	震源地	震源深さ [km]	震源距離 [km]
2012/11/24	3.6	静岡県西部	40	114
2013/2/6	4.1	愛知県西部	50	55
2013/2/15	4.3	長野県南部	10	142
2013/4/20	4.8	長野県南部	50	78
2013/7/17	4.0	岐阜県美濃中西部	40	40
2013/8/3	5.1	遠州灘	40	89

—平均化した基礎入力動 —理論解析による基礎入力動

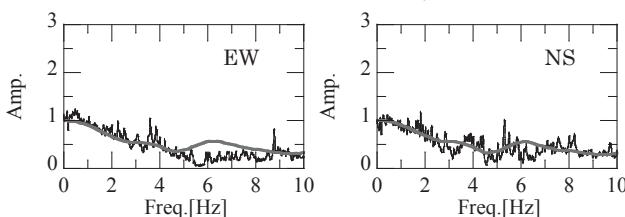


図 27 平均化した基礎入力動と理論解析による基礎入力動（地震記録）

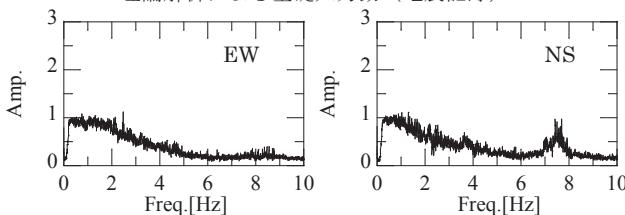


図 28 平均化した基礎入力動（微動記録）

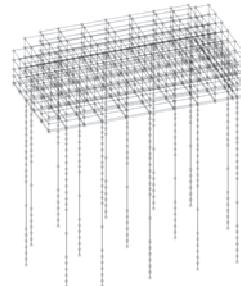


図 29 解析モデル概要
杭—基礎モデル

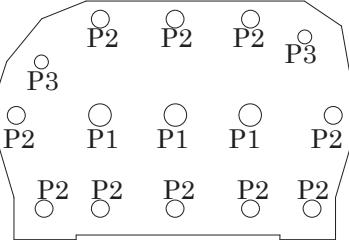


図 30 杭伏図

表 5 杭諸元

	種類	杭径 [mm]	鋼管厚 [mm]	E [kN/m ²]	I [m ⁴]	減衰h [%]	杭長 [m]
P1	場所打ち	2400	17	3.8*10 ⁷	1.6286	3.0	29.9
P2	鋼管コンクリート杭	1900	14	3.8*10 ⁷	0.6397	3.0	29.9
P3	クリート杭	1500	12	3.8*10 ⁷	0.2485	3.0	29.9

図 26 に示した有効入力動の中から、地震記録に関しては、震源が比較的近傍で実体波が卓越していると考えられるものについて検討を行う。表 4 に示した 6 つの地震をサンプルとして平均化を行う。また、微動記録に関しては全記録をサンプルとして平均化を行う。その際、単純に振動数領域で平均するだけでは上部構造物の影響を排除しきれない。そこで、本研究

における平均化の方法として、各サンプルにおいて上層階/免震ピットのフーリエスペクトル比から、上部構造物が影響している振動数域を求める、その振動数域に関しては平均化する際に除外して平均化する。また、実測記録では高次モードのピークが不明瞭な場合がある。そのような際は、高振動数域全てをサンプルから除外し、平均化する。上記の方法で平均化した基礎入力動を図 27、28 に示す。また、本手法の有効性を確認するために、対象建物において地盤・杭・根入れ部分を考慮してモデル化を行い、薄層要素法と有限要素法をフレキシブルボリューム法で組み合わせた方法¹⁵⁾によって基礎入力動を計算した。図 29 に解析モデル、図 30 に杭伏図、図 31 に建設地の V_s 分布を示し、表 5 に杭諸元を示す。解析モデルについては、杭を梁要素でモデル化し、基礎については六面体ソリッド要素で無質量の剛体としてモデル化した。根入れ深さは 6.1m とし、1 柱 1 本杭で、EW・NS 方向それぞれに地震記録を仮定して鉛直下方入射とした。地盤のモデル化については、図 31 の地層構成をさらに分割し（浅部に関しては 1m 程度、深部に関しては 1~3m 程度）、0Hz~10Hz の振動数帯の成分の精度が十分保証される分割数とした。また、モデル底部からの反射波の影響を除くため、十分なモデル深さ（2000m）を確保した。理論解析結果を図 27 に重ねて示す。

図 27、28 より、実測記録を平均化することにより、低振動数域で見られた建物の影響を排除できていることが分かる。また、図 27 より、地震記録では 5Hz あたりまでは実測記録を平均化したものと理論解析結果とがよく対応している。一方、高振動数域では、実測

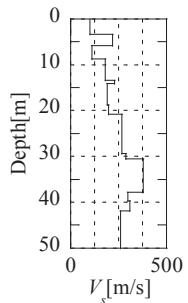


図 31 建設地における地盤の V_s 分布

記録では高次モードについて明瞭なピークが見えないこともあり、サンプル数が少なくなるため、高振動数域で適切に評価できなかつたのではないかと考えられる。

尚、本対象建物は微動時では固有振動数 0.65Hz の長周期の高層建物であり、比較的高次モードのピークが読み取りやすい。中低層建物において適用が可能かどうかについては今後の課題である。

6. 結論

本論文では、建設時の RC 造高層免震建物を対象に、継続的に地震観測、微動計測及び人力加振実験を行うことで、観測記録から RC 造高層免震建物の振動特性に関する詳細な検討を行った。これにより対象建物において得られた知見を以下にまとめる。

(1) 微動時と地震時での応答性状の差異を比較すると、上層階において 10cm/s/s 以下で免震層変形も 1mm に満たない小地震動でも、微動時と比較し周期の長周期化や減衰の増大が見られ、免震建物として挙動していることを確認した。

(2) 建設時の継続的観測から、微動時では固有周期は 1 次固有周期・1 次振れ固有周期とともに、免震建物であっても通常の高層建物と同様に、建設が進むに従い長周期化し、建物高さに対して線形に変化することを確認した。また、2 次固有周期に関しては、通常の高層建物と同様 1 次固有周期の 1/3 程度になることを確認し、微動時は通常の高層建物に比べ周期がやや長いが、同様の振動特性を有していることを確認した。

(3) 上部構造物の固有周期と免震周期の関係については、建物高さが高くなると両者が近接し、両者の周期比が大きいほど、上層階での免震ピットに対する応答増幅度が大きいことを確認した。

(4) 減衰定数については、微動時では建物高さが変化しても 1% 程度で一定であった。地震時では免震層変形が大きくなると減衰定数が大きくなる傾向が見られた。

(5) モード形に関しては建物高さが高くなるに伴い、相対的に上部構造物の応答が大きくなることを確認した。また、スウェイ・ロッキング・建物・免震層変形率で評価しても、建物高さが高くなるのに伴い上記の傾向が得られた。

(6) 免震層の剛性は免震層変形が大きいと剛性が低下する傾向が見られたが、免震層変形が同程度の際は、建物高さが変化しても一定値であった。

(7) スウェイ・ロッキング率については、杭基礎建物であり、根入れ深さも深いことから動的相互作用効果が少ないことが確認できた。

(8) 有効入力動の変化については、建物高さ、地震時や微動時に関係なく、同様の入力損失効果が得られた。

(9) 基礎入力動は、低振動数域については、建設時期の異なる記録を平均化することで、上部構造物の影響を除いた基礎入力動を求めることができることを、理論解析結果と比較することで確認した。

尚、本検討で得られた知見は、RC 造高層免震建物の振動特性について普遍性があるものとは断言できないため、免震装置・建物高さ等の異なる高層免震建物においても同様の検討を行うことで更なる知見の蓄積が必要であると考えられる。

謝辞

本研究で実施した建設時の地震・微動観測や振動実験に関して、

一条工務店、徳倉建設ほか建設作業現場の方々に多大なご協力をいただきました。観測とデータ分析に大林組技術研究所（元名古屋大学）の小島宏章氏ほか、名古屋大学の平井敬助教をはじめ、大学院生・学生に多大な協力を得た。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 田中佑治, 福和伸夫, 飛田潤, 護雅史: 国内免震建物のデータベース構築と現状分析, 日本建築学会技術報告集, 第 17 卷, 第 35 号, pp. 79-84, 2011. 2
- 2) 日本建築学会: 2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報, 2011. 7
- 3) 日本建築学会: 東日本大震災から 2.5 年-日本建築学会の取り組みとこれから-, 2013. 8
- 4) 一般社団法人日本免震構造協会: Menshin, No. 82, pp. 20-25, 2013. 11
- 5) 一般社団法人日本免震構造協会, 応答制御建築物調査委員会: 東北地方太平洋沖地震に対する応答制御建築物調査報告会, 2012. 1
- 6) 高橋武宏, 福和伸夫: 2011 年東北地方太平洋沖地震における戸建免震住宅の免震層変形と足柄平野の地盤震動特性との関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 694 号, pp. 2123-2132, 2013. 12
- 7) 長谷川圭太, 笠井和彦, 土橋徹, 茶谷友輔, 安田正治, 本間剛: 東京同地区内にある先端構造建物群の東日本大震災における応答記録の分析、その 2 2 棟の免震建物の場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 605-606, 2013. 8
- 8) 中村仁, 福和伸夫, 高橋広人, 飛田潤, 堀啓輔: 常時微動計測に基づく名古屋市域の地盤震動特性と地盤構造推定に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 46, pp. 413-421, 2000. 3
- 9) 佐藤耕司, 飛田潤, 久保田一秀, 杉村義広: ディジタル記録の量子化誤差がシステム特性の推定に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 307-308, 1992. 8
- 10) 日本建築学会: 建築物の減衰, 2000. 10
- 11) 田村幸雄, 佐々木淳, 塚越治夫: RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 454 号, pp. 29-38, 1993. 12
- 12) 坂口達, 高山峯夫: 天然ゴム系積層ゴムの限界性能に関する研究、その 2 高面圧領域における追加試験, 日本建築学会技術報告集, 第 22 号, pp. 93-97, 2005. 12
- 13) 岡野創, 小豆畑達哉, 飯場正紀, 鹿嶋俊英: 地震観測に基づく杭基礎建物の地震入力・応答評価、その 3 観測記録から推定される入力と慣性力相互作用による応答低減効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 5-6, 2013. 8
- 14) 飛田潤, 福和伸夫, 松井政樹, 小島宏章: 建設時の継続的な振動観測に基づく高層建物の振動特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 卷, 第 625 号, pp. 391-398, 2008. 3
- 15) 文学章: 地盤と構造物との動的相互作用における基礎形式・基礎形状・隣接建物の影響に関する解析的研究, 名古屋大学学位論文, 2006. 3

(2013年11月8日原稿受理, 2014年2月26日採用決定)