継続的地震観測に基づく多様な建物応答特性と地震荷重に関する研究

名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻 博士課程前期課程2年 福和研究室 藤綱晋太郎

1. はじめに

東日本大震災での被害を受け、近年、南海トラフ 巨大地震や首都直下地震をはじめとした、最大規模 の想定地震動が内閣府などから公表されており、被 災が予想される地域では、既存建築物に対する安全 性について懸念されている。多くの建築物の耐震設 計には 1981 年に制定された新耐震設計法に基づい て行われている。当時は強震記録などが不十分であ ったため、理論的に説明できない現象もあり、識者 による判断で定められた部分も多い。

建物の耐震性能を把握する手段としては、大地震 時の建物被害調査は有効であるが、稀に発生する大 地震のみでは、建物被害に影響を与える要因につい て詳細な分析を行うことは難しい。そこで、建物被 害調査を補う一つとして、発生頻度の高い中小地震 時における地震観測が挙げられる。1995年の兵庫県 南部地震以降、地震観測網が進み、本研究グループ でも、地盤と建物の地震観測記録を蓄積している。 建物の地震記録をデータベース化することで、個々 の建物の小変形時の地震応答特性を明らかにでき、 また、建物構造や地盤の特性に着目して分析するこ とも可能となる。このような蓄積された記録を用い て、耐震設計の発展のためも現行の耐震設計が意味 する現象を明らかにすることが重要である。

以上のような背景を踏まえ、本論では、現行の耐 震設計法が表している現象を明らかにすることを目 的として、蓄積された地震観測記録を用いた分析を 行う。まず、ある新築中層建物を対象に、地震観測 建物データベースへの追加を行う。建設時の常時微 動計測及び竣工後の地震観測を行うことで、建物の 振動性状を明らかにする。次に、本研究グループ等 で継続的に行っている地盤及び建物の地震観測記録 を用いて、表層地盤の増幅特性や建物応答増幅に着 目した分析を行い、許容応力度設計における Rt 曲線 や、Ai 分布との関係を考察する。

2. 建設時の常時微動計測及び竣工後の地震観測に 基づく中層建物の振動性状及び地震応答特性

地震観測建物のデータベースを増やすことを目的 として、昭和東南海地震で被害が大きかった敷地に 立地する新築市庁舎を対象とする。対象建物では、 長周期の入力地震動が非常に大きいため、基礎免震 構造を採用している。災害時の拠点でもあるため、 地震時の挙動の把握は重要で、2014 年 12 月より、 計 18 台の強震計を用いた継続的な高密度強震観測 を実施している。防災科研廃棄済の K-NET95 型強震 計を用いることで、安価な高密度観測を実現してい

表 2.1 建物概要



る。観測開始から、揺れのレベルは非常に小さいが、 複数の地震が観測されており、その記録を基に地震 時の挙動について分析する。また、強震観測に先立 ち、実施した建設時に継続的な常時微動計測から、 主に上部構造の影響や相互作用効果について分析す る。同じ地盤に立地する建物高さの異なる建物の計 測は、データベース蓄積の面からも重要である。

2.1 対象建物と常時微動計測、地震観測の概要

表 2.1 に建物概要を示す。対象建物は改良地盤上 に立地し、免震装置には天然ゴム系積層ゴム、鉛プ ラグ入り積層ゴム、CLB、オイルダンパーに加え、 大振幅時のみ付加減衰効果を与える切り替えダンパ ー^{1.2)}が用いられている。図 2.1 に当該敷地における PS 検層及びボーリング図より、地盤改良効果を確認 できる。また、図 2.2 に示した自由地盤の H/V スペ クトルから、表層地盤の卓越振動数は約 2.8 Hz であ る。図 2.3 に示すように、建設に伴い 5 回の建物常 時微動計測を行った。また、建物竣工後より、図 2.4 に示す位置に地震計を設置し、継続的高密度強震観 測を行っている。観測期間は短いため小さなレベル の地震動であるが、計9地震を収録した。

2.3 建設時の常時微動計測に基づく建物振動性状の 分析

表 2.2 に各計測時の建物上層/基礎の伝達関数から 推定した1次固有振動数と減衰定数を示す。第1回 から第4回までは、建設に伴い、固有振動数が低下 しており、建物重量の増加の影響が確認できる。ま た、基礎固定系、スウェイ固定系、建物ー地盤連成 系の違いによる固有振動数の差は小さい。減衰定数 は全体的に基礎固定系とスウェイ固定系の違いによ る差はほとんどなく、連成系ではやや大きな値とな るが、免震建物としてはかなり小さい値である。次 に、図 2.5 に示す挙動による建物上部の水平移動が、 建物上部の水平方向の波形に占める比率を求めた。 各計測時における各比率を表 2.3 に示す。上部に 1 階の波形を用いた第2回を除き、上部構造の弾性変 形が80%以上の大部分を占める。スウェイ率は第1 回、第2回では10%程度と大きいが第3回以降では 1~2%程度と小さくなる。基礎のロッキング動は全体 的に 1%程度と小さく、改良地盤上に立地するため と考えられる。免震層のロッキングは1%以下であ り、影響は小さい。また免震層の水平変形は第4回 に比べ第5回の方が大きくなり、内外装工事に伴い 建物全体に対する免震層の相対的な剛性が低下した 影響と考えられる。また、図 2.6 に各計測時の1階 で基準化した1次モード形を示す。第2~5回では、 建設に伴い建物上部の1階に対する比は小さくなり、 免震層の剛性は同じであるとすると、工事によって 上部構造の剛性が大きくなっている為と考えられる。

このように、基礎条件が同じでも、建設時によっ て建物高さや構造が異なると相互作用の程度や上部 構造物の振動性状が異なることが分かった。

2.3 地震観測記録に基づく建物の地震応答特性

図 2.7 に EQ009 (2015 年 5 月 30 日、小笠原諸島 南方、M8.1) におけるスウェイ固定系と基礎固定系 の伝達関数を示す。なお、地盤観測点は地震計不調 のため記録が取れていない。伝達関数には、系の違 いによる差がほとんどなく、地震時もロッキング動 による影響は小さい。固有振動数も微動時と大きな 変化はなく、免震建物としての特性を明らかにする ためには、今後も継続的な地震観測が必要である。

3. 地震観測記録に基づく異なる地盤種別でのペー スシア係数スペクトル比の検討

図 3.1 に示すように、Rt 曲線は、短周期側で地盤 種別によらず一定の値をとり、地盤種別により異な るコーナー周期より長周期側では値が小さくなり、1 種<2 種<3 種の順に大きくなる。地盤種別は表層数 +メートル地盤によって定まるため、振動特性係数 を表層地盤の増幅特性と捉えると、本来、短周期側 は地盤の卓越周期で大きくなり、深部地盤によって

表	2.2	1 涉	、固有	振動	数及	び減衰	定数

							固有损	②町 銰t	[Hz], 洞	(表正)	2th[%]	
		第1	第1回		第2回		第3回		第4回		第5回	
		f	h	f	h	f	h	f	h	f	h	
CW	基礎固定系	4.5	5.2æ	1.86	-	1.48	0.8	1.39	0.9⊕	1.44	-	
EW + c	スウェイ固定系	4.5	4.5∞	1.87	-	1.47	0.5	1.38	0.80	1.43	-	
力回	建物一地盤連成	系一	-	1.86	-	1.46	1.2	1.37	2.1	1.41	1.9	
	基礎固定系	4.3∞	-	1.80	0.6	1.54	1.0%	1.45	1.1⊕	1.48	-	
INS	スウェイ固定系	4.4%	-	1.81	0.7	1.54	0.9 ∞	1.45	0.80	1.48	-	
方回	建物一地盤連成	系 —	-	1.82	-	1.53	1.7*	1.44	2.0	1.46	2.1	
				~]	
基礎スウェイ 日		巻での ・キング	の シグ 水		震層の 平変形		免震層での ロッキング		上部構造の 弾性変形			
図 25 建物上部の波形に会まれる 5 つの挙動												



図 2.7 EO009 における伝達関数

増幅される長周期側は一定となると考えられる。そ こで、本章では、許容応力度計算に用いられる振動 特性係数 Rt について異なる地盤での地震観測記録 からその形状について分析を行う。

3.1 検討に用いた観測点

図 3.2 に検討に用いた地震観測点を示す³⁾。水上 出張所(NGYC01)と富田出張所(NGYC02)、名古 屋大学(NUEse1s)では、地表・孔内の地震記録が あるため、一次元重複反射理論に基づき地盤モデル を同定することで表層地盤の剥ぎ取りを行い、解放 工学的基盤面の地震動を求めた。地盤モデルは、増 幅スペクトルによって同定し、同定するモードや低 層建物の1次固有振動数を考慮し、0~4.5 Hzの範囲 で行った。また、より多くの地盤で検討を行うため、 近傍であれば解放工学的基盤面での揺れは等しいと 考え、剥ぎ取りを行った3地点の解放工学的基盤面 の地震動を孔内観測記録のない周辺地点の解放工学

的基盤面として用いる。

3.2 ベースシア係数スペクトル比の分析

各地点での解放工学的基盤面に対する地表面の加 速度応答スペクトルの比について、各地震の値、平 均値、平均値±標準偏差を図 3.3 に示す。なお、図 中には Rt 曲線の第2種地盤/第1種地盤、第3種地 盤/第1種地盤の比も合わせて示す。図 3.2 に示した 微地形区分図等から各地点の地盤種別を推定し、図 中の枠線で示す。なお、図 3.3 の同じ列では、すべ て1行目の地点の解放工学的基盤面の地震動を用い ている。地震による変動幅は大きいが、全体的に短 周期側では Rt 曲線の比を上回り、長周期側では Rt 曲線の比より小さい値を示しており、長周期側で Rt 曲線の値が大きくなる現象はみられない。また、水 上出張所や、富田出張所、南陽出張所、中村消防署、 蟹江町など第3種地盤の地点では、表層地盤の1次 卓越周期と Rt 曲線のコーナー周期の前後では両者 に対応がみられるが、第2種地盤の名古屋大学や天 白区役所では、コーナー周期より長周期側は1前後 の値をとり、増幅はほとんどみられない。また、短 周期側では観測記録の応答スペクトル比が Rt 曲線 の比を上回るが、高次の卓越周期による影響と考え られ、大地震時は、短周期側で減衰効果が大きくな ることを予想され、一次元重複反射理論に基づいた 分析では線形領域であるため不十分である。

4. 建物・地盤構造の違いによる建物応答増幅の分析

許容応力度計算では建物の応答増幅度は Ai 分布 によって規定される。一方、中低層建物で影響の大 きい、地盤との動的相互作用効果による地盤への逸 散減衰による建物応答の低減は、Ai 分布では明言さ れていない。そこで、地震観測記録による地震動の 卓越振動数と応答増幅度の関係や、建物と地盤の硬 軟を分かり易く表すため、建物を図 4.1 に示すよう な 1 次元せん断連続体モデル⁴⁾に置換した際の建物 応答増幅度から、建物応答増幅度と Ai 分布の関係に ついて検討する。

4.1 対象建物及び観測体制の概要

本章で分析を行う建物は、名古屋大学東山キャン パス構内に立地する 3 棟の中層建物である。図 4.2 に建物概形と強震計配置、表 4.1 に建物概要を示す。 4.2 地震波の包絡形を用いた建物の応答増幅度の 分析

2009 年 2 月 18 日に発生した岐阜県美濃中西部の 地震(M5.2)について、対象建物における地震時の地 表、1 階、1 階+H θ(H θ はロッキングによる頂部の 水平変位)の包絡波形に対する建物頂部の包絡波形 の比をとることで時刻歴の応答増幅値を求める。ま た、建物頂部及び地表の瞬時振動数 fgrを求め、建物 の固有振動数の値と合わせて、図 4.3 に加速度波形 の EW 方向を例に示す。建物頂部の fgr は入力地震動



図 3.3 解放工学的基盤面に対する地表面の加速度応スペク トルの比とベースシア係数スペクトル比

のfgrが高振動数側である時は、ほとんど建物の1次 固有振動数付近を示すが、入力地震動のfgrが2次固 有振動数に近い時は、建物頂部のfgrも2次固有振動 数付近を示す。また、建物①で顕著であるが、建物 頂部のfgrと入力地震動のfgrが近接する際は建物応 答増幅度が大きくなり、建物と地盤が共振している と考えられる。また、時刻の後半は地震動の後続波 であり入力地震動の振幅レベルも小さいが、建物① では、応答増幅度が大きくなっている。建物①は構 造物の内部減衰が小さいことが分かっており、その 影響と思われる。建物応答増幅度は、建物一地盤連 成系、基礎固定系、スウェイ固定系の順に大きくな る傾向がみられ、建物一地盤連成系がもっとも小さ い値をとるのは入力と慣性の相互作用の影響と思われる。

4.3 1次元せん断連続体モデルを用いた分析

対象建物を一次元せん断連続体モデルに置換し応 答増幅度を計算した。このモデルの応答増幅度と Ai 分布に基づく許容応力度設計による応答増幅度と地 震観測記録に基づく応答増幅度の比較を行い、一次 元せん断連続体モデルがどのような傾向を示すかを 明らかにする。地震観測記録の建物頂部の等価卓越 振動数(PRA/PRV/2 π, PRV/PRD/2 π)と連成系の建 物応答増幅度の関係、全観測地震における建物頂部 の加速度波形の fgr と連成系の建物応答増幅度の時 刻歴の関係、1 次元せん断連続体モデルの建物応答 増幅度、および許容応力度設計における建物応答増 幅度との関係を分析した。図 4.4 に EW 方向を例と して示す。一次元せん断連続体モデルの応答増幅度 は観測記録による応答増幅度の最大値と対応する傾 向がみられ、Ai 分布による設計値が観測記録より小 さい値か、1 次固有振動数での平均的な値を表す傾 向がみられた。特に建物①では設計値は地震観測記 録を大きく下回っており、一次元せん断連続体モデ ルは Ai 分布より最大値をうまく表現していること が分かった。

5. まとめ

本論では、まず地震観測建物のデータベースの蓄 積を目的として、中層免震建物の地震観測に先立ち、 建設時の常時微動計測を実施した。同じ地盤に立地 する同じ基礎の建物の高さ、上部構造が建設に従い 変化するにつれて、相互作用効果や振動性状の変化 がみられた。竣工後の地震観測では、相互作用の影 響は殆どないことが分かった。観測期間もまだ短く、 今後のデータの蓄積が重要である。次に、Rt 曲線に おけるに第2・3種地盤/第1種地盤の比と、異なる 地盤種別の地点での地震時の解放工学的基盤面に対 する地表面の応答スペクトル比を分析した。第3種 地盤のコーナー周期では両者に対応がみられたが、 第2種地盤では同じ傾向はみられず、また、短周期 側では応答スペクトル比の方が Rt 曲線の比より大 きく、長周期側では応答スペクトル比の方が小さく、 1~1.5 倍の値をとる傾向がみられた。最後に、3棟の 中層建物を対象に、地震観測記録と一次元せん断連 続体モデル化による建物応答増幅度について分析し、 許容応力度計算における設計値との関係を検討した。 モデルの応答増幅は観測記録の応答増幅の最大値と 対応するのに対し、設計値が観測記録の平均的な値 を示した。

参考文献

1) 安田拓矢,森高英夫,築谷朋也,福和伸夫:免震ダンパー接続型付加減衰機構の開発(その1)開発意図とモ
デルケーススタディ,日本建築学会大会学術講演梗概集,2012.9
2) 露木保男,築谷朋也,鈴木和廣,村尾秀己,安田拓矢,福和伸夫:免震ダンパー接続型付加減衰機構の開発
(その2)接続装置の作動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集,2012.9
 防災科学技術研究所:強震観測網(K-NET, KiK-net), http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/
4) 福和伸夫: 建物増幅計算のシステム (http://www.sharaku.nuac.nagoya-u.ac.jp/data/resp/renzoku/index.html)



図 4.4 地震観測記録による建物応答増幅と、一次元せん

断連続体モデル及び許容応力度計算による建物応答増幅