

解体時の継続的観測に基づく既存高層建物の大地震時の応答・損傷評価及び対応手法に関する研究
 名古屋大学大学院 環境学研究所 都市環境学専攻
 博士課程前期課程 2年 福和研究室 今枝 賢志朗

1. 序論

1.1 はじめに

近年、長周期成分を多く含んだ極めて継続時間の長い揺れが注目されている。2011年3月11日に発生した東北地方太平洋地震では、長周期地震動の影響で首都圏の多数の超高層建物での大振幅応答が多くの人々により体感され、映像や観測記録に残されたことは重要である。大きな構造被害は報告されていないが、非構造部材や設備の損傷、室内家具の転倒などは多数発生した¹⁾。さらに遠方の大阪平野では、地盤の揺れは小さいものの、超高層建物が深部地盤で浅部の地盤卓越周期と共振してきわめて大きな応答増幅を示した例もある²⁾。近年では、東海・東南海・南海地震の発生確率が高まっており、これらの地震の連動を想定すれば、濃尾平野・大阪平野をはじめ、首都圏においても、更に大きいレベルの長周期地震動が予測され、多数の高層建物が被災する可能性がある。

1970年代に建設された初期の高層建物は長周期地震動に対して必ずしも十分な配慮がされていないため、あらためて応答性状や耐震性を検討することは重要な課題である。最近では、建築学会での検討³⁾やEディフェンス実験⁴⁾などが頻繁に行われている。一方、大規模な地震災害により多数の高層建物が同時被災した際に、損傷程度や継続使用の可否を速やかに確認することが必須であり、構造健全性・損傷評価の技術も重要度がましている。また、損傷が著しく解体を余儀なくされた場合の影響も考えなければならない。

本研究は、鉄骨造高層建物の解体過程で常時微動計測、強制加振実験、地震観測、台風観測、光ファイバセンサによる柱の軸変形の計測や解体に必要な人員・重機の数・時間等の調査を継続的に実施した。その結果から、高層建物の基本的な振動特性とその変化、詳細なモニタリングシステムの構築や被災時の建物の解体に必要な対応力を検討している。

1.2 東海地方の超高層建物の共振の危険性

ビルディングレター⁵⁾から、名古屋市内に立地する軒高60m以上の超高層建物の位置・構造・高さ・設計固有周期・評点年月日・主用途を調査した。ここで対象とした超高層建物は58棟である。ここで得られた建物の固有周期と本研究グループで作成した深部地盤モデル⁶⁾の卓越周期との関係を図1に示す。実線では地盤の1次卓越周期が、破線では地盤の2次卓越周期が建物の固有周期と一致する場合を示しており、各々の細かい線が±15%を表している。地震時に名古屋市は超高層建物が共振する可能性が高いことがわかる。

表1 建物概要

用途	貸事務所
基準階面積	1500.69 m ²
階数	地上 25階 地下 3階 塔屋 1階
高さ	最高部 90.00 m 軒高 86.80 m 基準階階高 3.55 m
基礎	地盤階高 B1: 5.00 m B2,3: 3.40 m 基礎底深さ GL - 15.10 m 杭 φ1,500×106本 φ2,000×22本
骨組種別	4階床以下SRC造、 4階柱以上純S造
耐震壁 その他	4階以上はK型鉄骨ブレース 3階以下はSRC造ブレース RC造地下外壁
床形式	鉄筋コンクリート造
固有周期	EW方向 2.47秒 NS方向 2.44秒
減衰定数	鉄骨造部分 2% 鉄筋コンクリート部分 5%

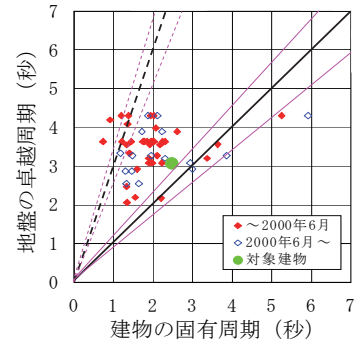


図1 地盤と超高層建物の固有周期の関係

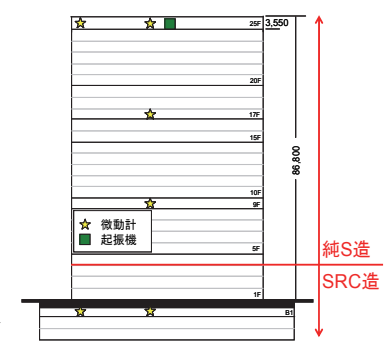
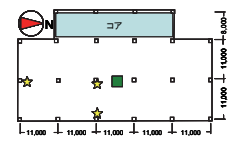


図2 立面図・基準階平面図

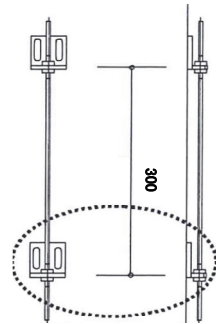


図4 光ファイバセンサの設置概要

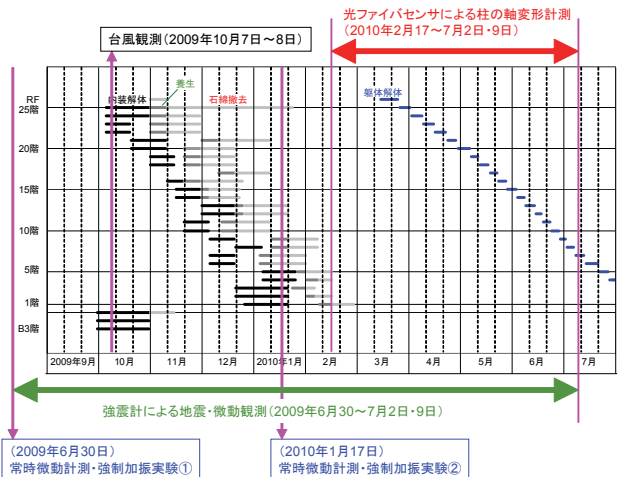


図3 解体工程と計測スケジュール

2. 対象建物及び計測の概要

2.1 対象建物概要

計測対象は名古屋市中心部の熱田台地上に立地する地上25階、地下3階、高さ90m、基準階面積約1500 m²の高層事務所建物である。図2に立面図と基準階平面図、表1に建物概要を示す。本建物は1971年に設計・着工し、1973年9月に竣工している。構造種別は、比

較的階高の高い4階床までは鉄骨鉄筋コンクリート造となっており、4階柱以上は鉄骨造の純ラーメンで西側コアにブレースがある。設計1次固有周期は張間方向2.47秒、桁行方向2.44秒、設計減衰定数は鉄骨部分2%、鉄筋コンクリート部分5%である。内装解体前で積載荷重がほぼない状態での微動時の固有振動数は、張間方向で0.43Hz(2.33秒)・桁行方向で0.46Hz(2.17秒)である。

解体工事は、次に図3に示すように2009年10月から内装を撤去し、その後2010年3月から7月にかけて、上階から順に躯体の解体が行われた。解体は、ほぼ階ごとに床スラブと鉄骨フレームを切断・搬出している。したがって、解体の各段階での重量評価や振動特性への影響要因の考察が容易である。

2.2 計測概要

図3に解体スケジュールを示す。工事過程による振動特性の変化を確認するため、継続的な常時微動観測を行った。内装解体中は、できるだけ上の階に強震計1台を設置して継続的に観測を行った。また、2010年3月以降の躯体解体中は、1階に強震計を追加し、解体に伴う振動特性の変化を計測している。手動トリガによる常時微動記録(30分程度)や工事振動によるトリガ記録(約5分)などを収録した。

解体中の柱軸変形の計測には、光ファイバセンサSOFOを用いた。図4にSOFOセンサの設置概要を示す。センサは、L型鋼製固定金物(ブラケット)で両端を支持し、瞬間接着剤で鉄骨柱に固定している。各センサ脇には、柱鋼材の温度を計測する熱電対を設置している。センサ自体は温度変化の影響を受けない構造となっているが、計測対象の柱鋼材が温度変化により伸縮するため、正確な変形の計測と応力の推定には、温度補正が必須である。さらに、これまでの計測結果から、ブラケットの温度変形も計測精度に大きく影響するため、柱と同じ鋼製とし、図4に示すように両端のLを同じ向きで設置している。また、接着面全面が密着するように注意が必要である。センサ位置はS造の最下階である4階の柱とし、図5に示すように、隅柱・側柱・中柱5本に計9本を設置した。曲げモーメントの影響が少ない柱の中間部の設置を基本としたが、中柱1本については柱頭(熱電対は設置していない)にも設置している。静的計測において、5本の柱の計測により、柱位置(隅柱・側柱・中柱)による荷重分担率の差や、躯体解体時の平面内の荷重の偏りなどを検討する。また、動的計測において、建物中央の中柱の両面には動的軸変形と曲げ変形の分離検出を試みる

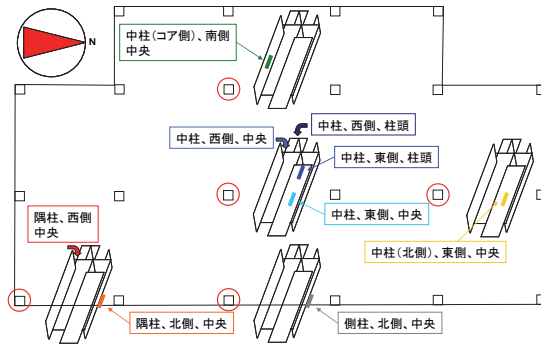


図5 センサ配置(4階)

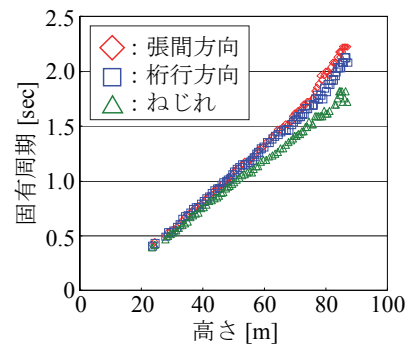


図7 建物高さとの固有周期の関係

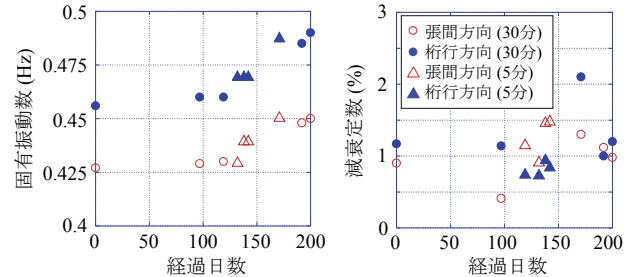


図6 解体経過日数と固有振動数・減衰定数の関係

ために、建物の張間方向の端にある2本の柱には建物全体の変形を、北側の中柱には桁行方向の建物の変形を検出するために設置した。静的計測は10分間隔で継続的に収録を行い、動的計測は8回実施した。

3. 常時微動観測による解体過程の振動性状の変化

図6に1回目と2回目の強制加振実験の間の内装撤去に伴う固有振動数と減衰定数の変化を示す。横軸は1回目の強制加振実験(2009年6月30日)からの経過日数で、内装撤去工事の開始は90日頃(2009年10月)、2回目の強制加振実験は200日頃にあたる。固有振動数はフーリエスペクトルのピーク位置から、減衰定数は長い記録(30分程度以上)の場合はRD法、短時間(5分程度)のトリガ記録の場合はハーフパワー法により推定した。従っていずれも連成系の振動特性である。図6より内装撤去が開始された90日目ころまではほぼ変化がなく、内装撤去が進むにつれて固有振動数が増加する傾向があり、最終的に両方向とも6%程度の変化がみられた。減衰定数は明確な変化の傾向が見られないが、おおむね1%程度であり、微動レベルでは設計時の値(S造部分2%)より小さい。

躯体解体工事の期間中、工事振動によるトリガ記録が毎日数十回程度得られたため、日毎にアンサンブル平均したスペクトルを求め、ピーク位置から2方向の並進1次とねじれの固有振動数(固有周期)を推定した。この結果と建物高さの関係を図7に示す。ここでの高さは、解体中の層の床位置とした。この図より、高さが減少するにつれて固有周期も低下する傾向が明確である。高さに対する変化では、高さ約76m(23層)・66m(20層)・55m(17層)付近で並進2方向の固有周期の変化が緩やかになっている。この傾向は23層・20層・17層で柱の断面積が減少することが原因で

あると考えられる。また、張間方向、桁行方向、ねじれの1次固有周期が、建物の高さが減少するにつれて接近していることが特徴的である。全範囲で原点を通る回帰直線を求めると、張間方向で $T=0.0234H$ 、桁行方向は $T=0.0226H$ となった。S造建物の設計で目安とされる $T=0.03H$ より短い、これは内装や積載荷重がない状態であることや、また4階床以下はSRCとなっていることなどが原因と考えられる。S造建物の振動実験結果（積載荷重のない状態が多い）の平均的値で $T=0.020H$ 程度という既往の報告⁷⁾とも概ね整合している。また並進とねじれの固有周期の比は約0.87であり、文献¹⁾に示された0.75よりかなり大きい。

4. 光ファイバセンサによる柱軸変形の計測

4.1 静的計測による建物の重量評価

図8に、約5ヶ月にわたる躯体解体過程について、中柱・西側・中央のセンサの変形と温度の関係を解体段階毎に色分けして示す。柱の鉄材が温度により伸縮するため、全体に右上がりの傾向を示している。解体開始時点（3月）は図中の左下部分で、温度の日変動で右上がりの直線上に並ぶ傾向を示し、解体が進むにつれて右上がりの線状の分布が図中の右上に移動する。これは解体により上部躯体重量が減少することや、夏に向かい気温が上昇することによる。ひずみの変化がない（軸力が変化しない）ときの温度変化による傾きが線膨張係数にあたり、本来は材料に固有の定数となるはずだが、図8の分布の傾きは一定ではなく、センサや解体の時期（解体を行っている階数で表示）により異なっている。平均的には鉄の線膨張係数 ($1.21 \times 10^{-5} [^{\circ}\text{C}]$) と大差ないが、 $\pm 20\%$ 程度のはらつきがみられる。これは柱の部材伸縮だけでなく、ブラケットや接着の影響、さらには解体による急激な軸変形の影響も含んでいるためと考えられる。以降この値を「見かけの線膨張係数」と呼ぶ。

図9に中柱・西側・中央の軸変形の計測記録を示す。(a)は柱軸変形と柱断面積から求めた柱負担軸力と日程との関係を示す。(b)は同時に計測を行っている柱の温度と、名古屋地方気象台での気温との関係を示す。図9より計測期間中に季節が変わっている、日変動だけではなく季節変動も温度補正されていることから、全体としての柱軸力変化の傾きも温度補正の線膨張係数によって変化している。構造図面から算出した計算値 (Δ) と比較して考察すると、躯体解体前の見かけの線膨張係数を使用して温度補正を行った場合が最も近い値を示している。中柱・東側・柱頭以外の他のセンサでも同様の傾向がみられた。これは柱頭部分には熱電対を設置していないため、同じ柱の中央部分の温度で分析を行なったためと考えられる。図9から、解体工事が休みの3日間について温度補正前後の計測値を抜き出し検討を行ったところ、温度は日変動を示しており、センサの計測値はこれらの温度変化の影響を

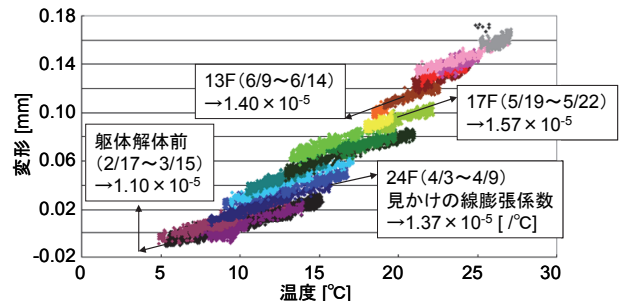
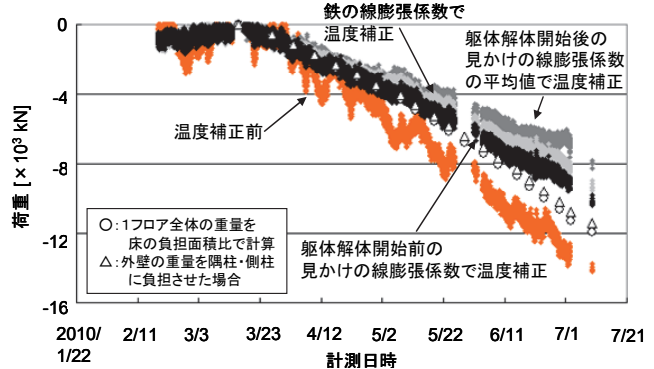
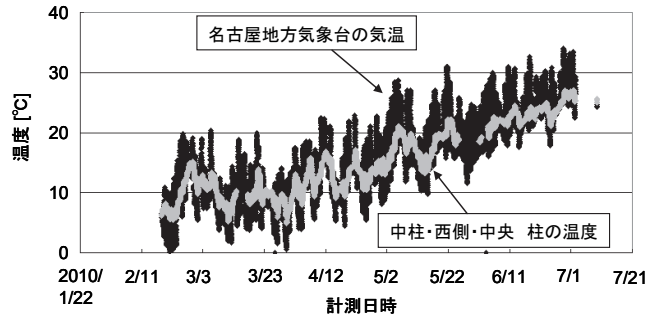


図8 柱の変形と温度の関係



(a) 荷重と日付の関係



(b) 温度と日付の関係

図9 柱軸力及び温度と日付の関係

明確に示しているが、温度補正後はほぼ一定値を示した。それでも除かれぬ計測結果のはらつき（点の分布の縦軸方向の幅）は、 $20 \mu\text{m}$ 程度で、このはらつきは温度補正前後に同様に見られ、一様に分布している。以上から、十分な温度補正ができていないと判断する。

本論文では、躯体解体開始前の期間について、温度の日変動による傾きからセンサごとに見かけの線膨張係数を求め、その値を用いて全計測期間の計測値の温度補正を上記の柱以外の柱にも行ったところ同様の傾向がみられた。なお、それでもすべてのセンサにおいて、補正された計測値は構造図面から算出した軸力と比べて多少小さくなる傾向がみられ、今後の検討を要する。次に複数の柱で得られた計測値の比率に注目すると、隅柱：側柱：中柱：中柱（コア側）：中柱（北側）=1：1.6：3.0：2.3：2.2となっている。この値は単なる床の負担面積比率や、外壁を考慮した比率とは異なっている。この原因として、もともとの柱の荷重分担比率や、解体過程で柱軸力の再配分の影響がありうるため、スラブ剛性も考慮したフレーム解析により解体

プロセスを追うことで、実測結果の詳細な検討・評価が必要と考えられる。

4.2 動的計測による建物の振動特性

例として、図10に2010年4月30日の変位波形と光ファイバセンサの動的計測記録のフーリエスペクトルを示す。建物は、20階を解体中の状態である。他のセンサでも同様の検討を行なったところ、センサの設置する柱や側面によって建物のどの方向成分の振動特性を示すかには特に傾向が見られなかったが、建物中央の中柱以外の柱では、ねじれの成分も確認できた。強震計で収録した加速度記録と光ファイバセンサの動的計測記録からそれぞれスペクトルを求め、ピーク位置から並進1次固有振動数を推定した。この結果と建物高さとの関係を図11に示す。強震計の記録と光ファイバセンサの記録から計算した1次の固有振動数の差は、解体状況に関係なく $\pm 0.02\text{Hz}$ の範囲内であった。

5. 対象建物の解体歩掛

図12に解体関連の就労人員について示す。現場には多い時に1日当たり地上部内装解体に100人、石綿除去80人程度で作業を行っていた。石綿除去作業員は実際に除去作業を行っている作業員以外にも、石綿飛散防止のための養生を行う作業員の人数も含んでいる。内装解体や石綿除去は複数のフロアで同時に作業可能なため、短期間で作業を完了することができた。躯体解体中、石綿除去作業員はステーションにて外壁PC版裏部分の石綿の除去作業を行っていた。

2010年7月までの時点での就労延人員は全職種合わせて18052人、地上部の解体工のみに限ると9434人である。S造部分の平均解体歩掛は約 $3.6\text{m}^2/\text{人日}$ となった。1フロアを解体するのにかかる日数をタクト日数と呼ぶ。タクト日数はタワークレーンがブロックを降ろすのにかかる時間の短縮や作業員の慣れにより解体が進むと減少した。平均タクト日数は4.4日で、タワークレーン1基当たりの歩掛は約 $176\text{m}^2/\text{日}$ となる。

例えば、10万 m^2 の超高層建物のS造の躯体解体の場合、3基のタワークレーンが設置できたと仮定すると約190日の工程と約27777(人日)の就労人員が必要と推測される。これ

に内装解体の日数、タワークレーンの設置日数等々が加算される。

この結果は、あくまでも平時において図面も揃っており、石綿等の危険物の位置がわかっており、事前に検討された無駄のない解体計画下で作業が行われたものであることを念頭に置いておきたい。

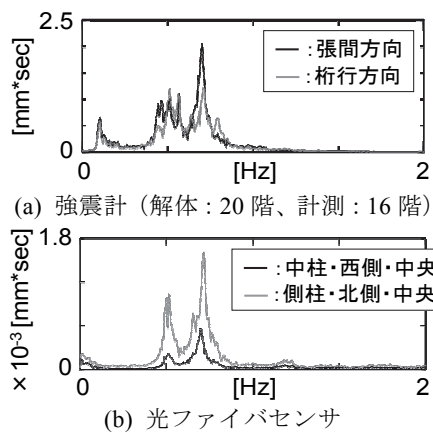


図10 2010年4月30日の計測記録

6. 結論

本論では、1970年代に建設された初期の高層建物を対象として、既存の高層建物の振動性状の把握のため、継続的な常時微動観測を実施し、基本的な振動特性や振幅依存性を捉えるとともに、内装撤去の影響や、躯体解体に伴う階数変化による振動特性の変化を分析した。また、光ファイバセンサを使用して建物重量と固有周期を求め、地震時に損傷評価を簡易的に行う観測システムの構築の可能性を見出した。さらに、平時における解体事例から必要な人員・重機の数・時間をとりまとめたことで、地震時に損傷が著しく解体を余儀なくされた場合の影響に関する基礎的資料を得た。

これらの成果は、高層建物の長周期地震動による応答の推定に有用な知見といえる。今後、躯体解体時に継続的に観測を行った建物高さとの固有周期・重量の関係から剛性に関するモデル化の検討を行うことで、固有周期の変化に着目した構造ヘルスマonitoringや損傷評価のためのより詳細な基礎的な資料が得られるものと考えられる。また、大地震時の被害想定には本研究において実建物の解体事例から得られた人員・重機の数・タワークレーンの歩掛の内容を加味することでより一層リアルな復興シナリオの作成に役立てることができると考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報、2011.3
- 2) 内閣府：東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会 第8回会合 資料4、2011.8
- 3) 日本建築学会構造委員会高機能社会耐震工学WG：長周期地震動対策に関する公開研究集会、2008.3
- 4) 長江拓也 他：高層建物の耐震性能を検証する大規模実験システムの構築—E-ディフェンス震動台実験—、日本建築学会構造系論文集、No.640、pp.1163-1171、2009.6
- 5) (財)日本建築センター：『ビルディングレター』、1986.1～2011.11
- 6) 福和伸夫 他：名古屋圏にみる強震観測状況の実態と記録活用の試み～1998年4月22日養老の地震の記録収集と分析、名古屋大学、1999年
- 7) 日本建築学会：建築物の減衰、2000

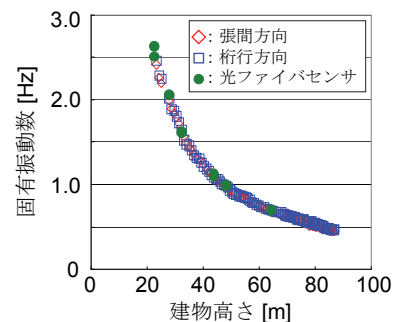


図11 加速度記録と光ファイバセンサで求めた固有振動数

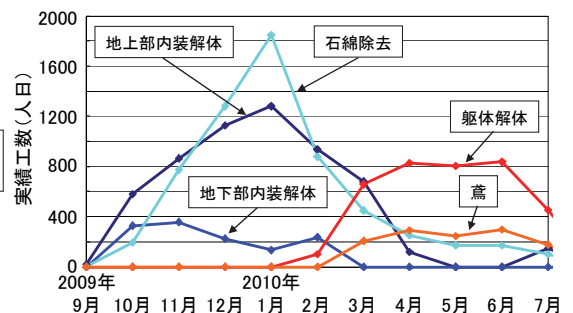


図12 解体関連の就労人員について