

### 3.2.4 高層建物の強震観測による損傷評価を視野に入れたモニタリング技術の開発

#### (1) 業務の内容

##### (a) 業務の目的

南海トラフの巨大地震などにより、首都圏・大阪・名古屋等の大規模堆積平野上では長周期成分が卓越した地震動が予想される。この際に多大な影響を受けることが想定される高層建物の耐震性能評価および被害軽減を目指して、本課題では、地震後における構造安全性や補修の可否などを適切に判断するための構造躯体の損傷モニタリング技術に関する基礎的検討を目的とする。具体的には、高層建物に一般的に設置されている強震計等の観測機材を利用し、加速度記録による構造躯体の損傷評価手法の提案、および強震計を用いた構造モニタリングの可能性などの検討を行う。

##### (b) 平成 22 年度業務目的

平成 21 年度に実施した E-ディフェンス震動台実験で得られた観測データの分析を進め、一般的な強震計等の観測機器による高層建物の強震応答と損傷のモニタリングの可能性を検討すると共に、微動計による長期の比較観測などにより実的なシステムの技術的課題を整理し、課題解決に向けた要素技術の開発を行う。

具体的な検討項目と達成目標は以下の通りである。

- 1) E-ディフェンス高層試験体に設置したネットワーク接続型強震計の加速度記録を用いて、基本的な応答特性、層間変形、層の履歴特性や構造損傷の評価法の有効性を検証する。
- 2) 実在建物について、強震計による観測記録から層剛性（相互作用ばねも含む）の評価精度の検証を行う。
- 3) 振動観測による構造ヘルスマニタリングや損傷評価に重要となる建物重量の評価について、実在高層建物の柱に光ファイバセンサを設置して有効性の検討を行う。
- 4) 強震計による常時微動レベルの挙動評価について、高精度常時微動計との比較観測に基づいて、信頼性を確保できる条件を明らかにする。

##### (c) 担当者

所属機関	役職	氏名
名古屋大学大学院 環境学研究科都市環境学専攻	教授	福和伸夫
名古屋大学大学院 環境学研究科附属 地震火山・防災研究センター	准教授	飛田 潤
名古屋大学大学院 環境学研究科都市環境学専攻	准教授	護 雅史

## (2) 平成 22 年度の成果

### (a) 業務の要約

平成 21 年度に実施した E-ディフェンスによる震動実験において、得られたデータの分析を進めた。特に、多数設置されたネットワーク接続型小型強震計のデータに関して、これまで検討してきた長周期大レベルの地震動を受ける高層建物の応答において、層間変形や層剛性の評価を十分な精度で行いうるかを検証した。また同時に、構造損傷の影響がねじれ応答の増幅や、近傍の加速度計へのパルス状入力などに影響を与えていることを示し、将来の損傷モニタリングの基礎となる知見が得られた。また、検証してきた観測体制が実建物でも有効に機能するかを、東北地方太平洋沖地震の際の記録などで確認した。さらに、振動観測による損傷評価などに重要な、建物の実際の重量とその変化を評価するために、光ファイバセンサによる柱軸力の計測法を検討した。また、強震計で常時微動を観測する際の問題点についてまとめ、解決法を検討した。

### (b) 業務の成果

#### 1) ネットワーク接続小型地震計の多点同時観測による高層建物試験体の損傷検出

##### a) 実験と計測の概要

本節では、平成 21 年度に実施した E-ディフェンス震動台実験について、特に、小型ネットワーク接続型の強震計による観測結果の分析を行う。平成 21 年度までに、普及型のスタンドアロン強震計を用いた検討を行い、高層建物の応答特性評価と損傷検出に有効であることを示した<sup>1)</sup>。一方、ここで扱うネットワーク接続型のセンサは 3.2.3 で述べたものと同様であり、平成 21 年度の報告書では「④ネットワーク接続型強震計」としているものである。この強震計は、比較的安価に多数を設置でき、小型で設置位置の制約が少なく、LAN を通して NTP を用いた時刻同期も容易であること、ネットワークカメラなどとも同期可能なことなどの利点を有している。一方、構造体の損傷評価に用いる検出精度があるかなど、実際的な実験での検証が必要である。

実験概要、強震計の仕様および配置などは 21 年度報告書に記載したとおりである。ここで用いる記録は、主に補強なしの試験体で、三の丸波加震のケースである。センサによる加速度記録のほかに、接合部の映像記録や歪計のデータも用いる。

##### b) 長周期成分の変位計測精度の検証

強震計の加速度記録から 2 階積分により求めた変位の精度について、ごく長周期の振動時の記録により検証する。実験ケースは、E-ディフェンス振動台の起動時に行う「ならし加振」であり、周期 50 秒 (0.02Hz)、振幅 $\pm 50\text{cm}$  (水平)、 $\pm 25\text{cm}$  (上下) の正弦波である。水平 2 方向は位相差が 90 度 (円を描く)、上下動は X 成分と同位相である。

図 1 に試験体 1 階に設置した加速度計によるならし加振記録を示す。図は加速度波形で、上から南北(X)、東西(Y)、上下(Z)成分である。図の 100 秒前後から振幅が大きくなり、過信が開始されたことがうかがえるが、加速度波形はノイズのように見える。この波形に周波数 0.015~25Hz の矩形バンドパスフィルタをかけて 2 階積分した変位波形、及び XY 平面上のループを図 2 に示す。加速度記録から計算した変位は 3 成分ともほぼ正確な正弦波になり、XY プロットでは半径 40cm 強の円となる。振動台の制御波形に比べて振幅が若干

過小評価であるが、周期や波形は良く再現している。以上の結果より、ここで用いたような小型の地震計でも、周期 50 秒の長周期成分の変位波形の検出が十分可能であることがわかる。

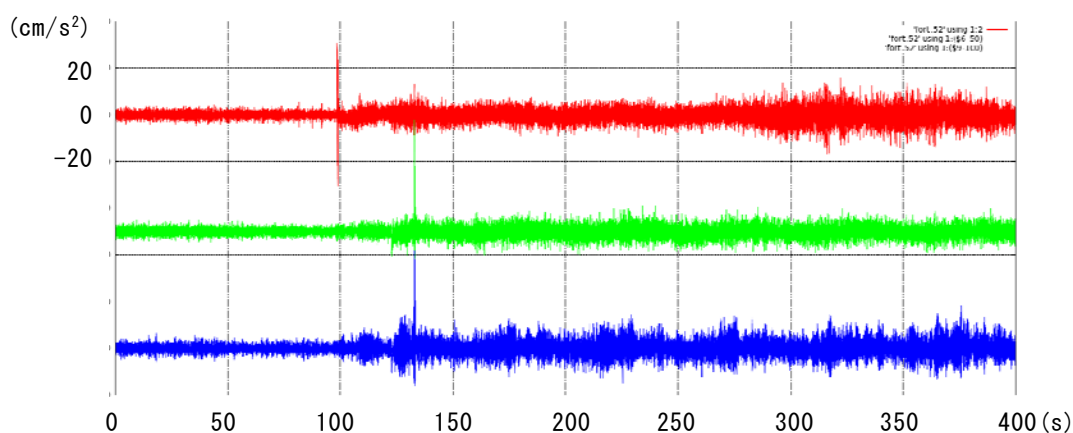


図 1 振動台のならし加振における加速度波形（試験体 1 階）

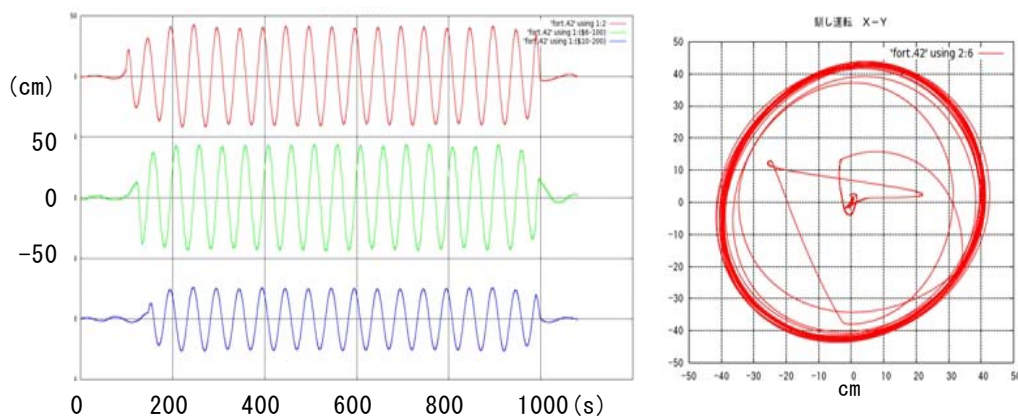


図 2 加速度記録の積分による変位波形と水平面内オービット

### c) センサ設置方法の影響

センサは試験体のコンクリート床にカットインアンカーを打ち、センサのベースプレートビスで固定した。これは一般的な地震計の固定方法であり、実験後の撤収時にもほとんどの地震計で緩みやぐらつきがなかったことを確認している。しかし、三の丸波による大振幅応答の際に、一部の地震計で記録に問題があった。図 3 は 4 階床の北西部に設置した加速度記録（白色）と、その近くに設置されていた防災科研 A2-08 観測点の加速度記録（黒色）の上下動成分の比較である。

防災科研の記録では両振幅がほぼ同様の波形が記録されているのに対し、ここで用いたセンサでは上方向のみの偏った波形となっている。同様の傾向は上下動成分でいくつか見られたが、水平動成分ではほとんど見られなかった。この原因として、地震計を設置した地点が柱近くであるため、床スラブコンクリートのひび割れの影響が無視できないこと、また繰り返し大振幅加振などの影響もあり、センサの固定がわずかに浮いていたことが考えられる。実際の観測であれば、通常の小地震の記録は問題なく、肝心の本震記録で初め

て異常が見出されるため、このような記録に対してセンサあるいは設置等の影響か否かの判断が困難になると考えられる。

以上の結果から、特に RC 床への設置においては、センサの性能を十分に活かせる固定方法を考慮する必要があることがわかる。なお、この後の分析では、波形の形状やスペクトル特性からみて問題のあるデータは除いている。

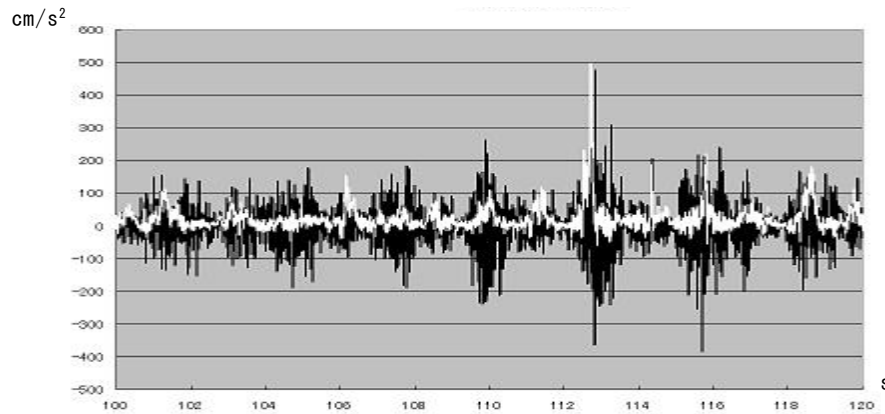


図3 上下動観測成分に異常が見られた例（黒：防災科研加速度計、白：小型センサ）

#### d) 層間変形－層せん断力ループの評価

使用している強震計は、GPS を接続した NTP サーバーにより LAN 経由で絶対時刻に同期させているため、時刻同期精度が保たれている。したがって 21 年度までに検討したスタンドアロン強震計よりも層間変形を求めるための条件はよい。

図 4 左は三の丸波加振において、3 階床位置梁の下フランジ接合部破断の瞬間の映像のスナップショットである。中央丸印をつけた所に破断が見られる。一方、図 4 右は試験体各階に設置した加速度計の記録を用いて、2 階の層間変形－層せん断力の時刻歴ループを求めた結果で、三の丸波加振の 2 回目（梁破断しなかったケース）と、3 回目の梁破断が発生したケースを重ねて表示している。梁破断が観測される直前までは両実験とも同じようなループを描いているが、ビデオで梁破断が観測された直後から、ループの傾きが急激にずれて層剛性が低下しており、その時刻は映像と良く一致している。以上から、加速度記録から構造損傷を的確に評価できていることがわかる。

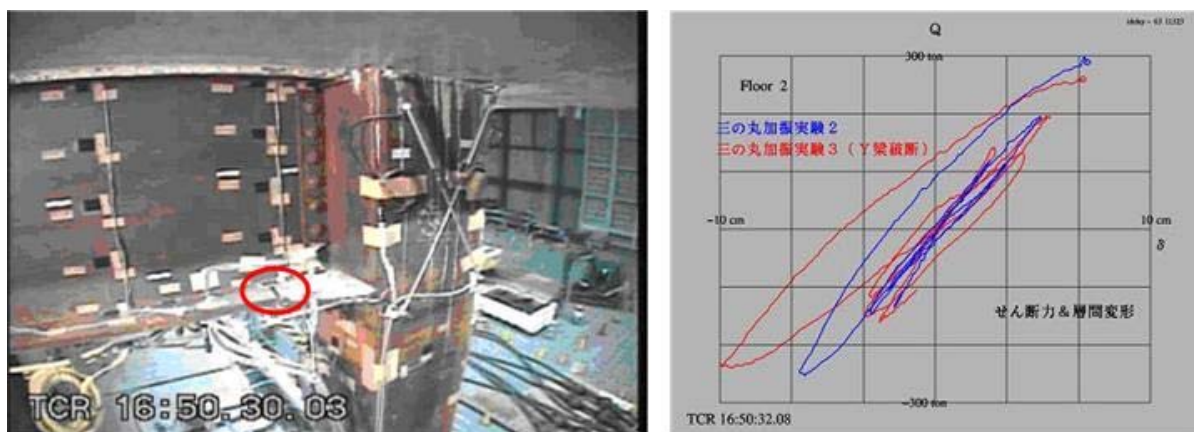


図4 梁下フランジ接合部の破断時の映像と層間変形－層せん断力ループ

### e) ねじれ応答特性

特定層における構造損傷の発生による応答特性について、21年度までの成果では、固有周期やモード形には明確な変化は見られるものの、その変化割合は小さいことがわかっている。ここでは多点観測を生かして、立体振動特性の変化を検討する。

4階の床のねじれ（Z軸まわりの回転成分）波形及びその包絡線を図5に示す。波形は、各階東西両端のX方向（南北方向）成分を積分した変位の差をY方向（東西方向）のセンサ間距離1200cmで割って求めた。図4と同じく、三の丸加振2回目（上）と3回目（下）の結果を比較している。3回目の加振で顕著な梁損傷を生じた100秒過ぎあたりから、下の波形の振幅が大きくなっている。平面内の一部の構造損傷により、ねじれ応答が大きくなったことがわかる。このように、局所的な構造損傷の影響が応答に顕著に現れるケースがあり、多点同時計測によりその特性を検知できれば、損傷評価につながると思われる。

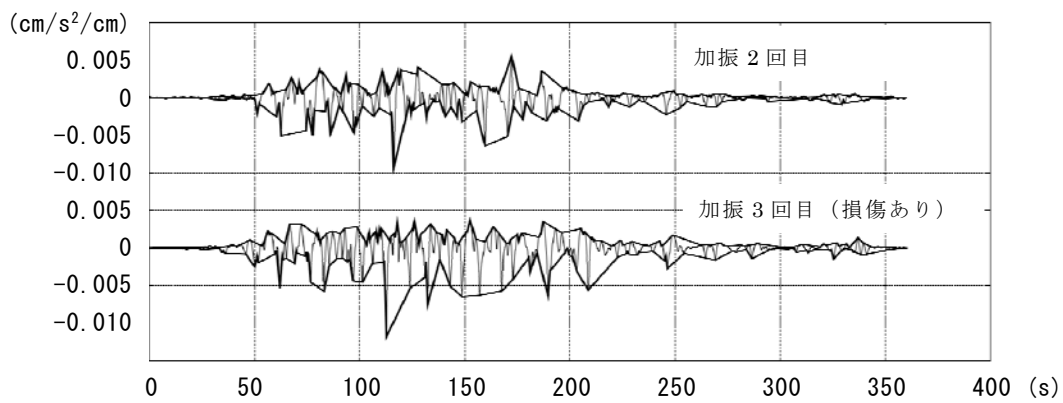


図5 4階床のねじれ波形と包絡線

### f) 加速度記録のパルス状波形と損傷の関係

加速度波形から構造損傷を直接的に検出する試みとして、映像に見られる梁破断箇所近くに設置された歪計（歪みゲージ）の記録と、その直上階床に設置したセンサに加速度波形を図6に示す。上から加速度波形（Y方向）、梁端部に設置された図4左の丸印直上のS3-48、S3-47歪計の波形である。

映像との対応から、歪波形が急激に大きくなる時刻が躯体破断の発生時刻とほぼ一致している。同時刻の地震計の加速度記録には振幅の大きいパルスが見られる。図6はY成分

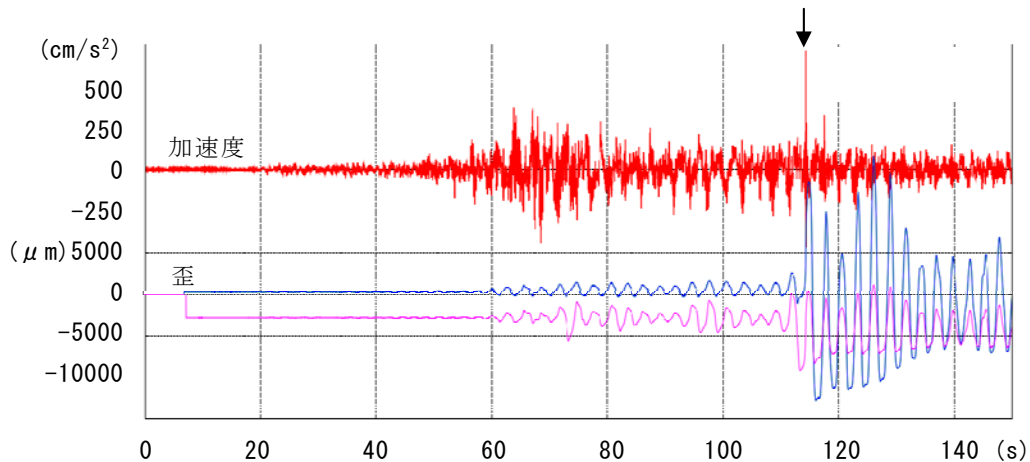


図6 加速度波形と歪波形の関係

の例であるが、X成分やZ成分にも同様の大きなパルスが現れている。しかし、同じ階であっても、損傷位置から離れた位置の地震計では同じ時刻にパルスは見られない。したがって、加速度計のパルスはかなり局所的な現象を捉えていると考えられる。

以上のように、E-ディフェンスの高層建物実験において、ネットワーク接続型の小型強震計で多点同時観測を行うことにより、構造損傷の発生に伴って、当該層の層間変位一層せん断カールの傾きの急変、ねじれ応答特性の増大、躯体損傷位置近くの計測点での加速度パルス発生などが観測され、局所的な構造損傷を捉えることが可能と考えられる。現時点では、映像との対比や、構造損傷のないケースとの比較による考察であるため、今後は加速度記録のみによる損傷評価の可能性を精査する必要がある。

## 2) 実在建物の多点強震観測に基づく構造特性・損傷評価の検証

### a) 実験と計測の概要

E-ディフェンス実験で検討してきた多点強震観測に基づく構造特性と損傷の評価手法について、実際の建物の観測により検証する。

対象建物<sup>2)</sup>はPCaPC造7階建ての大学施設である。図7に建物概要、観測点配置を、図8に地盤のN値を示し、表1に地盤物性値を示す。また、表2に分析に用いた観測・実験項目を示す。地震時は既設地震計(15点)と追加地震計(5点)による観測記録を得ており、振動実験ではそれらに加え、微動計(16点)を設置して観測を行った。既設地震計は一箇所のレコーダに全てのセンサが接続され、時刻同期が保証されている。追加地震計はスタンドアロンで、GPSで時刻補正されている場合もあるが、時刻が合わない場合は21年度報告書で述べた方法で記録の時間軸を合わせている。

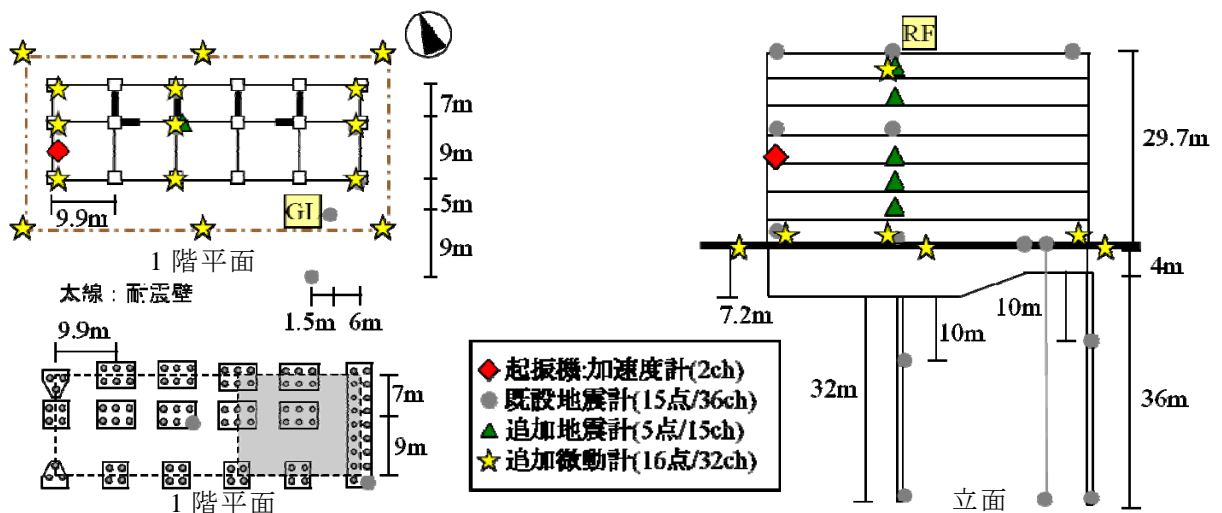


図7 観測対象建物の概要と観測点配置

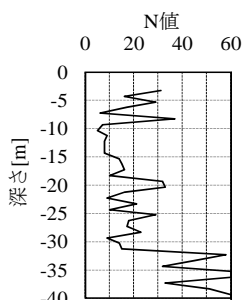


図8 表層地盤N値

表1 表層地盤物性値

上端深度 (m)	層厚 (m)	質量密度 (t/m <sup>3</sup> )	S波速度 Vs (m/s)	ポアソン比 $\nu$	減衰 $h$ (%)
0.0	5.3	1.9	330	0.48	3.0
-5.3	4.3	1.9	220	0.48	5.0
-9.6	5.4	1.9	260	0.48	4.0
-15.0	13.3	1.8	260	0.48	4.0
-28.3	7.2	1.8	320	0.48	3.0
-35.5	-	1.9	400	0.48	3.0

表2 実験・観測項目

ケース	観測記録
FV1	正弦波加振 (張間方向 / 2.12Hz)
FV2	正弦波加振 (桁行方向 / 2.40Hz)
EQ	2011/3/11東北地方太平洋沖地震(本震)

強制加振は、図7に示した建物西端4階にある2軸振動台を起振機として用い、スイープ加振やステップ加振をおこなった1)。表2のFV1とFV2には、スイープ加振において、建物の各水平方向の振幅が最大となった加振振動数（並進1次固有振動数と推定）を併せて示す。地震観測記録EQは、2011/3/11東北地方太平洋沖地震（本震）の記録を用いた。

### b) 基本的な振動性状

図9(a)、(b)に東北地方太平洋沖地震における地盤地表(GL)と建物屋上(RF)の加速度波形と加速度フーリエスペクトルを示し、図9(c)に伝達関数を示す。最大加速度はGLで約20cm/s<sup>2</sup>、RFで約36cm/s<sup>2</sup>程度であり、約0.3Hzの長周期成分が卓越した継続時間の長い揺れが得られた。また表3と表4にカーブフィット法で推定した固有振動数・減衰定数を示す。この地震におけるロッキング率・スウェイ率は張間方向で21%、10%、桁行方向で7%、15%である。表3と表4の値は、対象建物の既往の地震観測記録<sup>2)</sup>とも概ね対応している。

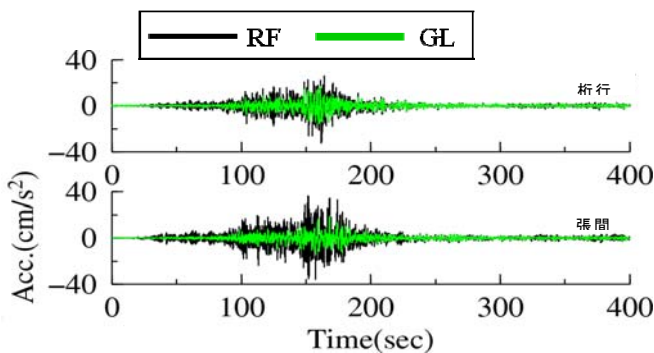


図9(a) 東北地方太平洋沖地震における観測波形

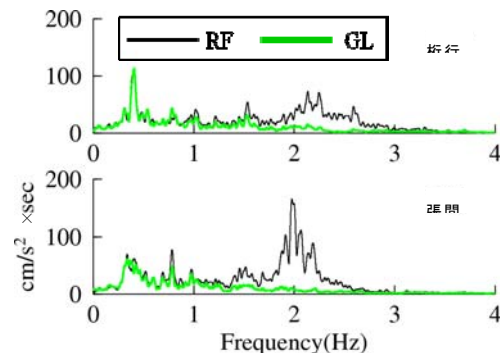


図9(b) フーリエスペクトル

表3 固有振動数の推定値

	単位:Hz	
	桁行並進1次	張間並進1次
RF/GL	2.47	2.06
RF/IF	2.67	2.23
RF/(1F+H0)	2.81	2.84

表4 減衰定数の推定値

	単位:%	
	桁行並進1次	張間並進1次
RF/GL	3.0	1.9
RF/IF	2.4	1.2
RF/(1F+H0)	2.2	5.2

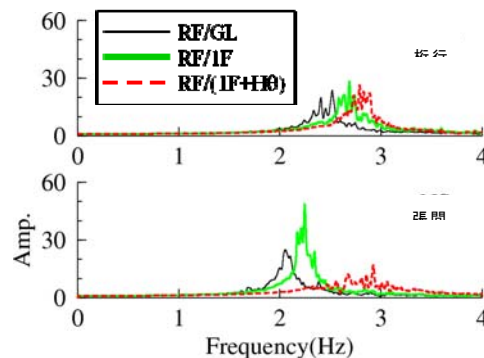


図9(c) 伝達関数

### c) 上部構造と基礎-地盤系の復元力特性の評価

強震計の記録から上部構造の各層の履歴ループを算定するには、各階中央の観測点の加速度応答を用いて、各層の層間変形と層せん断力を算定し、力-変位関係を求める<sup>11)</sup>。ここでは同様の方法を地盤まで拡張して、基礎-地盤系の履歴ループも併せて算定するため、 $n$ 階を屋上階とする建物において、図10(a)に示すような多質点系のSRモデルを考える。なお、上記方法を用いた算定の際の注意点として、フィルタの施し方も含めて精度良く加速度記録の2回積分を行うことと、各センサの時刻同期を正確に行っていることが重要である。前者は層間変形値に、後者は履歴ループの傾きや膨らみに直接影響を及ぼすので、本節では

それらについて十分な検討を行った上での結果を示している。積分については、高速フーリエ変換(FFT)及びその逆変換(IFFT)を用いて振動数領域で行った。

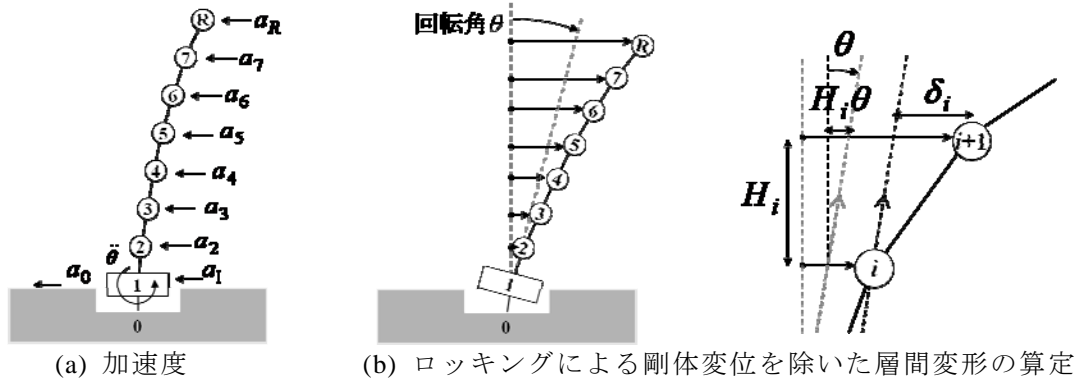


図 10 ロッキングを考慮した層間変形の算定

まず*i*層の層せん断力 $Q_i(t)$ は、*i*階の重量 $m_i$ と加速度応答 $a_i(t)$ を用いて*i*+1階以上の慣性力の和として式(1)から求める。ここで、水平地盤ばね剛性を求めるために必要な、基礎-地盤系に生じる内力を求める際には、数式の解釈上、図10(a)に示すように、地盤位置を0階、基礎と地盤の間を0層と置き、地盤の加速度応答を $a_0(t)$ と表記する。

$$Q_i(t) = \sum_{k=i+1}^n m_k a_k(t) \quad (i=0, 1, \dots, n-1) \quad (1)$$

上部構造の層間変形を求める際は、*i*階と*i*+1階の加速度応答 $a_i(t)$ と $a_{i+1}(t)$ を用い、式(2)から*i*層の層間変形 $\delta_i(t)$ を求める。

$$\delta_i(t) = \iint \{a_{i+1}(t) - a_i(t)\} dt dt \quad (i=1, 2, \dots, n-1) \quad (2)$$

基礎固定系を想定できる振動実験では、式(2)でも十分精度良い層間変形値を求められることが確認されている<sup>11)</sup>。しかし、当該建物ではロッキング率が大きく、上部構造全体のロッキングによる剛体変位の寄与が無視できない。このため、式(2)の求め方では層間変形値が過大となることがある。そこで式(3)のように、各層の階高 $H_i$ 及び基礎部(1階)の回転角の加速度応答 $\ddot{\theta}(t)$ を用いてロッキングによる剛体回転変位分を除いた上部構造の層間変形 $\delta_i(t)$ を求め、式(2)(3)の相違に関する検討も行った。

$$\delta_i(t) = \iint \{a_{i+1}(t) - a_i(t) - H_i \ddot{\theta}(t)\} dt dt \quad (i=1, 2, \dots, n-1) \quad (3)$$

一方、基礎-地盤系の場合は、上部構造の加振時と地震時で算定方法に相違がある。相互作用ばねは基本的に基礎位置と自由地盤との相対変形に対し、反力を生み出すものなので、上部加振時では自由地盤は変位0と考え、一方、地震時には自由地盤の観測値が無いので自由地盤に代えて建物周辺の地盤地表の変位を用いることにする。よって、加振時では式(4)を、地震時では式(5)を用いて基礎-地盤系の変形 $\delta_0(t)$ を求める。なお当該建物には地下階があるが、この手法を用いる場合、地下の埋込み部分は剛体と仮定していることになる。



$$\delta_0(t) = \iint a_1(t) dt dt \quad (4)$$

$$\delta_0(t) = \iint \{a_1(t) - a_0(t)\} dt dt \quad (5)$$

表5に各階重量を示す。重量はモデル構築と層剛性・地盤インピーダンス推定の上で影響を及ぼすため、当該建物の各部屋の使用環境や実状を確認した上で、それに合わせて求めた。当該建物は荷重指針に則り、廊下・講義室・研究室は一般階として同一の積載荷重が用いられているが、本論ではそれらを分別し、廊下は積載荷重0、講義室は机椅子のみ、研究室は机椅子及び書棚やPC機器等を含めた積載荷重を概算して表5に示す修正値を求めた。表5を見ると、当該建物は各階ともほぼ同等の構造及び仕上げのため、ペントハウスや防水仕上げ等のある屋上階を除けば、固定重量に大きな差は見られない。しかし積載重量は、地下階が機械室、1階がエントランス、2階が事務室、3階が講義室、4階以上が研究室と、使用用途が異なるため、重量の違いが相対的に明確である。また、修正値と設計用地震時積載荷重から求めた設計値を比較すると、積載重量は全体で約750t減少し、設計値の約30%にまで低下している。当該建物では固定重量が圧倒的な割合を占めていることが分かる。本論では、実状に合わせて修正した各階重量を用いる。

表5 対象建物の各階重量

各階	固定重量(t)	積載重量(t)		総重量(t)	
		設計値	修正値	設計値	修正値
屋上階	1362.4	61.2	30.9	1423.6	1393.3
7階	1100.6	148.7	43.7	1249.3	1144.3
6階	1123.0	165.6	46.9	1288.6	1169.9
5階	1122.1	138.4	44.7	1260.5	1166.8
4階	1154.5	138.4	45.8	1292.9	1200.3
3階	1181.6	158.8	25.0	1340.4	1206.6
2階	1100.5	112.6	33.1	1213.1	1133.6
1階+地下階	5377.4	182.4	82.8	5559.8	5460.2
全体	13522.1	1106.1	352.9	14628.2	13875.1

図 11 に各ケースにおける履歴ループを示す。各履歴ループには FV1 で 2.02~2.22Hz、FV2 で 2.30~2.50Hz、EQ で表 3 に示した RF/GL の各水平方向の固有振動数±0.25Hz のフィルタ波を用いており、地盤-建物連成系の固有振動数近傍での剛性に着目して考察する。

図 11 の(a)と(c)、(b)と(d)を各々比較すると、上部構造の層間変形は桁行方向で約 7 倍、張間方向で約 100 倍の差があるが、概ね傾きは対応している。また(b)と(d)の基礎-地盤系の履歴ループは、(d)に乱れこそあるが、傾きの様子は似ている。しかし、(a)と(c)の基礎-地盤系では、(c)の方が大きな傾きが得られている。特に回転剛性については、ねじれの連成による基礎の面外変形や、桁行方向の回転角の計測精度を交えた検討の余地が残る。

表 6 に図 11 の履歴ループの傾き( $\delta$ 、 $\theta$ が最大の時で算定)から求めた層剛性及び水平・回転地盤ばね剛性と、上部構造の構造モデル解析及び基礎-地盤系の相互作用モデル解析の結果 2)を示す。各層剛性は、上層ほど解析値より実測値の方が小さめの傾向を示しているが、これは履歴ループの算定に上部構造の曲げ変形の影響が含まれていることが原因として考えられる。水平・回転地盤ばね剛性に注目すると、表 6(a)では約 2~3 割程度、(b)では約半分の違いが見られる。このことから、杭基礎であるにも関わらず、地盤との間に緩みなどがある可能性があり、その評価には実測、解析の両面から注意深く検討する必要がある。

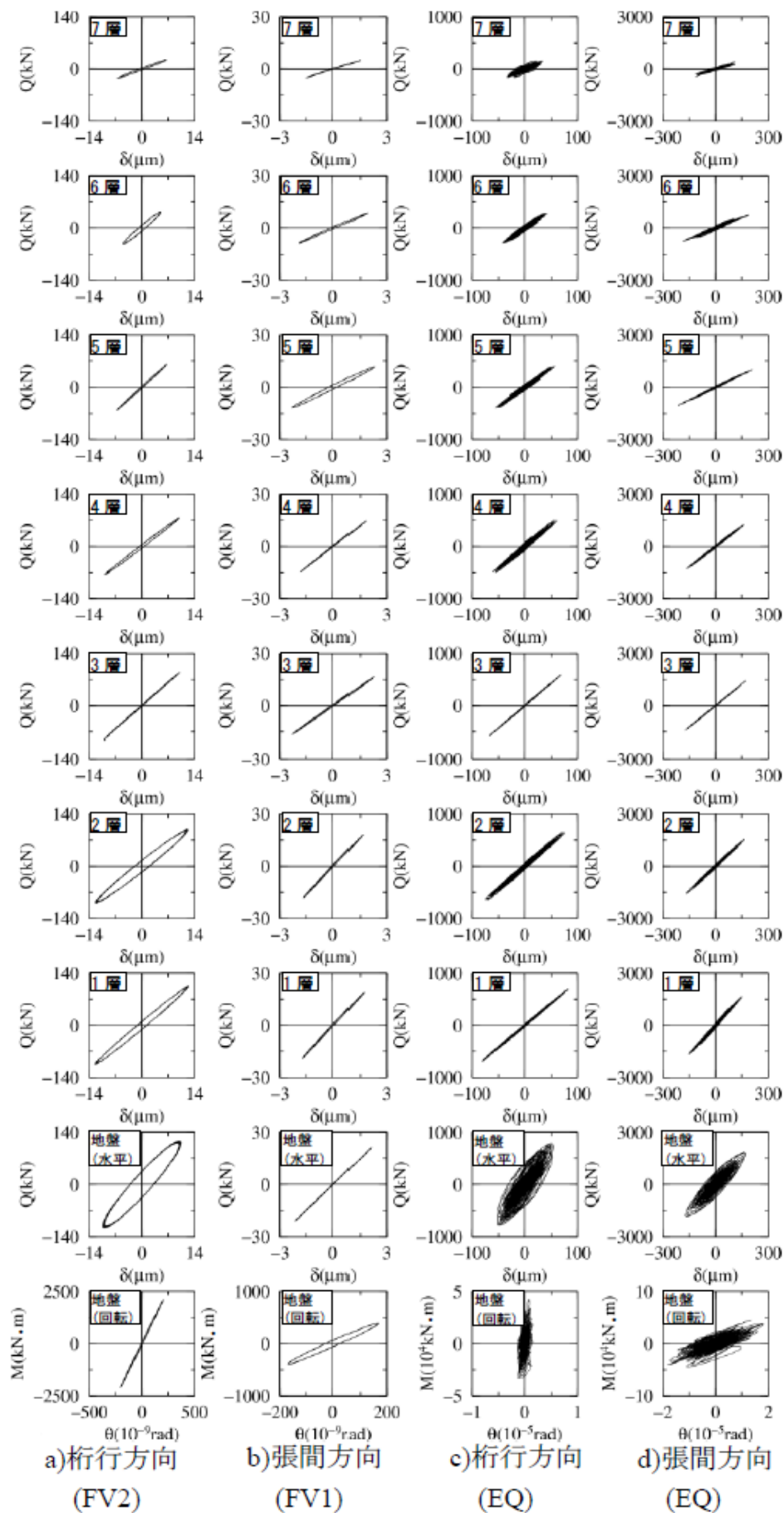


図 11 強制振動実験 (FV) と地震時 (EQ) の各層と地盤の履歴ループ

表 6 実測値と解析値による層剛性及び水平・回転地盤ばね剛性の比較

(a) 桁行方向						(b) 張間方向					
各層	実測値	実測値	解析値 $K_3$	$K_1/K_3$	$K_2/K_3$	各層	実測値	実測値	解析値 $K_3$	$K_1/K_3$	$K_2/K_3$
	$K_1(FV2)$	$K_2(EQ)$					$K_1(FV1)$	$K_2(EQ)$			
水平剛性 $[ \times 10^6 \text{kN/m} ]$						水平剛性 $[ \times 10^6 \text{kN/m} ]$					
7層	3.76	4.54	7.24	0.52	0.63	7層	3.10	3.74	4.40	0.70	0.85
6層	6.96	6.90	7.14	0.97	0.97	6層	4.32	4.01	5.24	0.82	0.77
5層	9.03	7.29	7.62	1.19	0.96	5層	4.97	4.89	6.35	0.78	0.77
4層	6.82	8.25	8.24	0.83	1.00	4層	7.61	7.81	7.18	1.06	1.09
3層	8.65	8.74	8.66	1.00	1.01	3層	7.05	8.29	8.09	0.87	1.02
2層	8.04	8.52	8.37	0.96	1.02	2層	10.28	9.39	10.00	1.03	0.94
1層	8.58	8.42	8.15	1.05	1.03	1層	10.73	10.86	11.61	0.92	0.94
基礎-地盤系(水平)	10.72	13.43	16.00	0.67	0.84	基礎-地盤系(水平)	9.78	10.11	19.00	0.51	0.53
回転剛性 $[ \times 10^9 \text{kN} \cdot \text{m/rad} ]$						回転剛性 $[ \times 10^9 \text{kN} \cdot \text{m/rad} ]$					
基礎-地盤系(回転)	10.23	12.85	14.80	0.69	0.87	基礎-地盤系(回転)	2.28	2.17	5.00	0.46	0.43

以上より本節では、高密度強震観測により、建物の層及び基礎-地盤系の復元力特性が得られ、耐震性能に関わる層剛性や地盤ばねの定量的評価が可能であることを示した。

### 3) 光ファイバセンサによる実在高層建物の柱軸力の推定

#### a) 対象建物の概要

前節でも述べたように、振動計測結果から十分な精度で剛性の変化（損傷）を評価するためには、建物重量とその変化について継続的かつ詳細に計測する技術が必要である。本節では、実在高層建物について、解体により建物重量が減少する一連の過程における柱軸力の変化を光ファイバセンサで詳細に計測した結果について述べる。

計測対象建物は、地上 25 階、高さ 90m の高層事務所建物で、1973 年に竣工している。図 12・13 に建物概要を示す。構造種別は 4 階床までが SRC 造、4 階柱以上が S 造で、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、解体前の微動計測では張間で 0.43Hz（2.3 秒）・桁行で 0.46Hz（2.2 秒）となっている。

解体工事は、まず全ての内装を撤去し、次に約 4 ヶ月強をかけて 4 階より上部の S 造部分を解体した。解体は上階から順に階ごとに進行し、床スラブや鉄骨フレームを切断して搬出する手順である。したがって、解体の各段階の重量評価の考察が明快である。

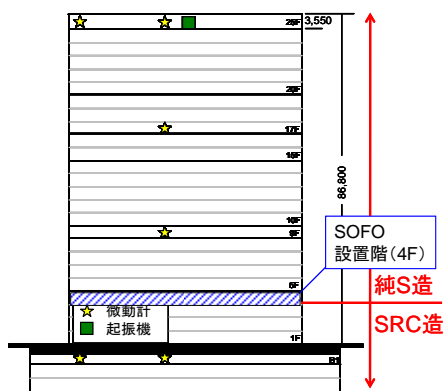


図 12 建物立面概要

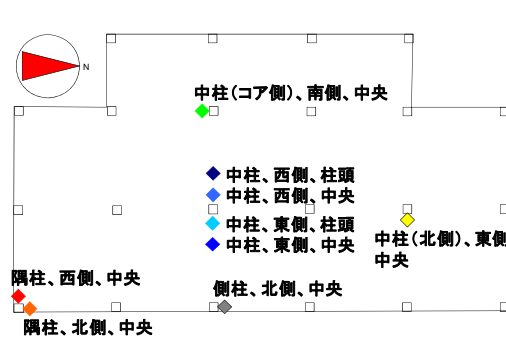


図 13 平面概形とセンサ配置

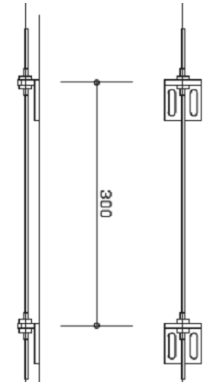


図 14 SOFO センサ

## b) 光ファイバセンサによる柱軸力の長期実測

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。このセンサは筆者らが実建物や実大試験体でテストを繰り返し行っており<sup>3),4)</sup>、解体現場の環境でも長期間の安定性に優れ、連続計測の機材は作業への影響の少ないものである。柱の変形を評価するために、ある程度長い計測区間（ここでは 300mm）で高精度の計測が可能である点も、ここでの目的に適している。

図 14 にセンサの設置概要を示す。光ファイバセンサは、L 型鋼製固定金物（ブラケット）で両端を支持し、鉄骨柱に瞬間接着剤で固定している。各センサわきには、柱鋼材の温度を計測する熱伝対を設置している。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動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 14 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 13 に示すように、隅柱・側柱・中柱 5 本に計 8 本を設置した。柱の設置位置は、曲げモーメントの影響が少ない柱の中間部を基本としたが、中柱 1 本については曲げの評価可能性を考慮して柱頭にも設置している。SOFO センサは静的・動的計測のいずれも対応可能であるが、ここでは静的計測の結果を論じる。データ収録機器はデータロガーを用い、5 分間隔で収録を行った。

図 15 に、約 4 ヶ月にわたる解体過程について、中柱の柱変形と温度の関係を示す。解体している階ごとに色分けしている。全体に、柱の温度依存性により右上がりの傾向を示している。詳細を見ると、解体開始時点（3 月）は図の左下のほうで、温度の日変動で右上がりの直線上に並ぶ傾向を示す。解体が進むにつれて右上がりの線状の分布が図の右上に移動する。これは解体により上部躯体重量が減少することと、夏に向かい気温が上昇傾向にあることによる。ただし見かけの線膨張係数（傾き）は解体階によりばらつきがあり、鉄の線膨張係数（ $1.21 \times 10^{-5} [^{\circ}\text{C}]$ ）に比べて  $\pm 20\%$  程度の変化が見られる。これは柱の母材だけでなく、ブラケットや接着の影響も含んでいるためと考えられる。以上から、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、その分を計測値から除いて、詳細な温度補正を行った。

図 16 に温度補正前後の計測値（3 日間の変動）を示す。補正後は日変動が見られず、計測結果のばらつきは SOFO の静的計測における分解能  $2 \mu\text{m}$  とほぼ対応していることから、十分な温度補正ができているものと判断される。

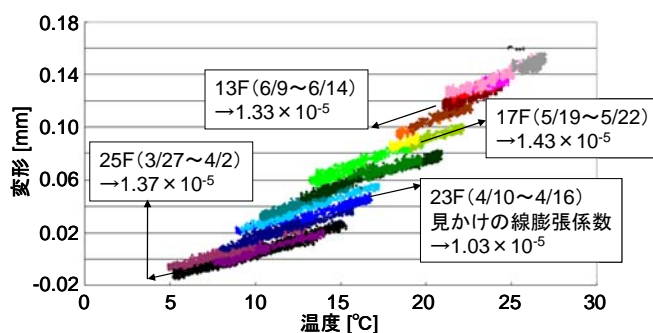


図 15 長期にわたる柱変形と温度の関係

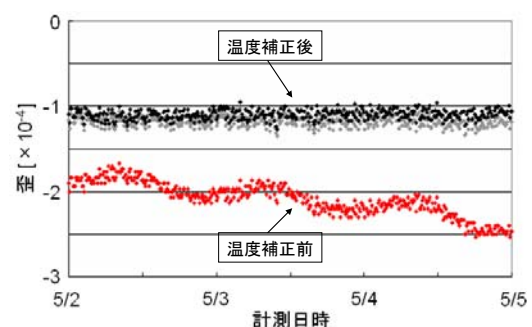


図 16 温度補正結果

### c) 計測された柱軸力の変化

図 17 に柱軸変形と柱断面積から求めた柱負担軸力について、日程との関係で柱ごとに示す。見かけの線膨張係数の変化を詳細に求め、最終的に平均値で補正している。光ファイバセンサの観測結果と、各柱の構造図面から算出した負担軸力の関係をみると、観測結果は隅柱：側柱：中柱：中柱（コア側）＝1：1.6：2.7：2.4 であり、床の負担面積である 1：2：4：3 とはやや異なる比を示している。

以上から、検討した光ファイバ計測法は、施工あるいは解体中を含む長期にわたり、柱軸力変化のモニタリングとして有効であることを確認した。解体過程で柱軸力の再配分が考えられることから、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・評価を行うことを予定している。

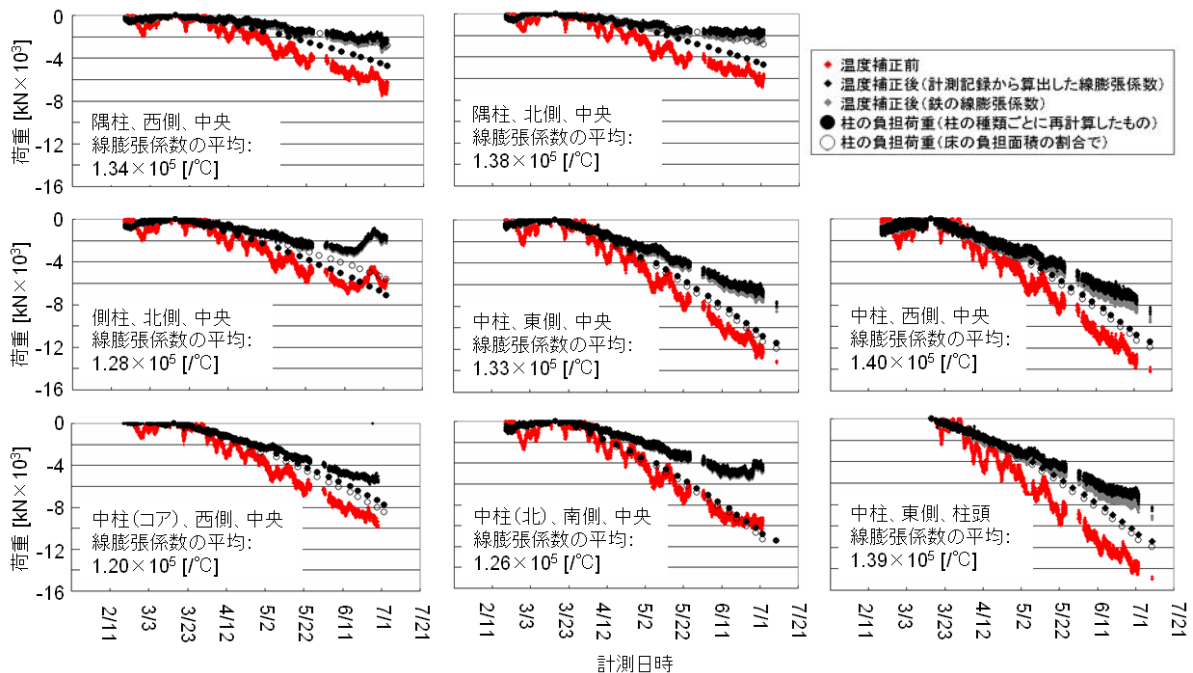


図 17 解体に伴う各柱の軸力変化と計算値の比較

## 4) 強震計による常時微動評価の検討

### a) 強震計と常時微動計の比較計測の概要

地震後の損傷評価を動的特性から行う場合、本震・余震記録が得られていれば問題はないが、平常時からのヘルスマニタリングは常時微動特性から評価せざるを得ない場合も多い。その際に、常時微動レベルの振動に対する強震計の分解能が、さまざまな条件下で十分であることを確認しておく必要がある。本節では、実際の建物において、常時微動計と強震計を設置して比較検討する。

常時微動計は動コイル型速度計で、アンプ増幅により常時微動レベルを十分カバーする分解能がある。また、固有周期 1 秒の振り子を電氣的に 5 秒まで伸ばし、約 4 秒より短周期側でほぼ平坦な周波数特性を持っている。一方で、破損しやすいため、地震時の計測は不可であるし、長期連続稼働時の安定性にも不安がある。

図 18 に、2)節で扱った PCaPC 造 7 階建て建物の 5 階、1 階、近傍地表の 3 点で、常時微動の長期観測を行った際のスペクトルを示す。主に風の状況により、振幅レベルが数倍程

度は異なることがわかる。図中には地震計による常時微動計測結果もあわせて示し、また強震計のスペックから計算した分解能の下限（デジタル的な分解能下限の場合は周波数に依存しない）を水平線で示している。5階の記録の固有振動数前後の周波数帯域など、常時微動レベルが大きい場合は十分な精度を持っているが、一方、常時微動レベルが最も下がる1階や地表では、振幅や周波数帯域によっては地震計の分解能を下回るケースもあることがわかる。

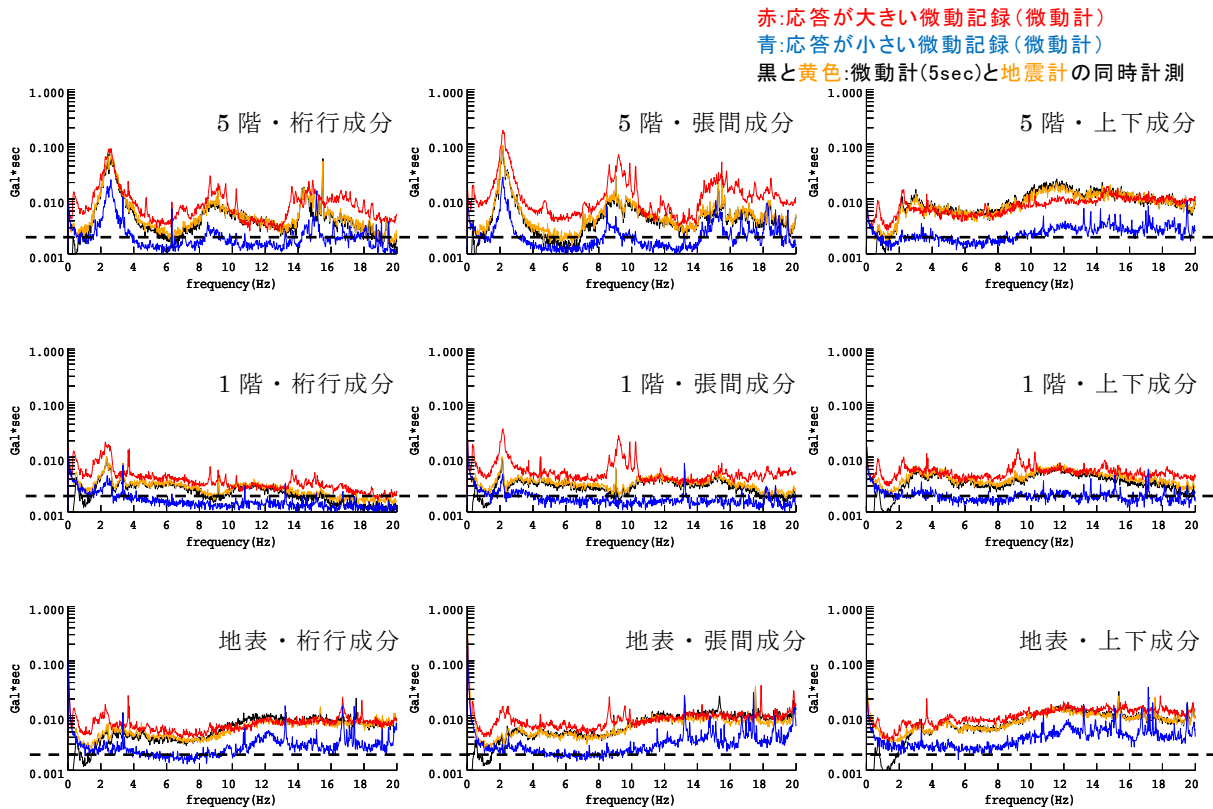


図 18 7階建て建物の常時微動のレベル（点線が強震計の分解能の下限）

図 19 に、同じ建物の1階短辺方向のロッキングを求めた例を示す。上下動成分については、2Hzより長周期側で微動計より強震計が大きくなっており、分解能の下限が伺える。それらの差をとったロッキング成分はさらに振幅が小さくなるため、広い周波数帯域で強震計の結果が過大評価になっている。すなわち、2観測成分の差をとった場合でも、あるレベル以上の振幅がないと強震計では分解能が不足で、精度が保てないことがわかる。2成分の差を取るねじれ成分の評価でも、同様に問題が生じる可能性がある。

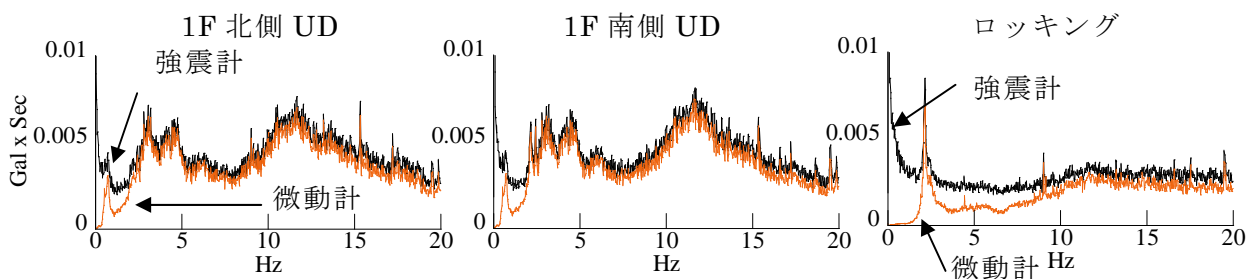


図 19 強震計と微動計の比較：1階両端の上下動成分とロッキング成分

### (c) 結論ならびに今後の課題

強震計の加速度記録による高層建物の応答と損傷の評価に向けて、平成 21 年度に実施した E-ディフェンス震動台実験で得られた観測データの分析を進め、あわせて実在建物での強震計、常時微動計、光ファイバセンサの計測記録を蓄積することで、実際的なシステムの技術的課題を整理し、課題解決に向けた要素技術の開発を行った。本年度の具体的な検討内容は以下のとおりである。

E-ディフェンス高層試験体に設置したネットワーク接続型強震計の加速度記録を用いて、変位の推定精度、センサ設置方法の影響、層間変形と層の履歴特性の評価、構造損傷による応答特性の変化や衝撃的な加速度の発生などについて検討した。この結果から、小型強震計で高層建物の応答特性と損傷評価が可能と判断される。

実在建物について、強震計による地震観測記録から層剛性（相互作用ばねも含む）の評価精度の検証を行った。その際に、建物重量の評価、ロッキングの影響の考慮などを詳しく検討した。

振動観測による構造ヘルスマモニタリングや損傷評価に重要となる建物重量の評価について、実在高層建物の柱に光ファイバセンサを設置して、解体中の重量減少過程の連続計測を行った。温度の影響の補正を詳細に行い、複数の光ファイバセンサの挙動を比較し、さらに設計図書から計算される重量との関係を検討した。今後は解体過程を考慮した応力解析なども加えて検証を行う必要がある。

強震計による構造ヘルスマモニタリングに当たって、常時微動レベルの挙動を強震計で適切に評価できるかを検討した。高精度常時微動計と強震計の比較観測に基づいて、一般的な建物で観測精度を確保できる条件を明らかにした。

今後の課題としては、実際的な条件下でのモニタリングの有効性を検証するため、観測・実験の例を増やすこと（他の E-ディフェンス実験でも計測するなど）、構造解析モデルとの照合による精度向上を目指すこと、などが挙げられる。

なお、本業務に関連して、白山工業(株)（ネットワーク接続型強震計）および(株)IHI 検査計測（光ファイバセンサ）の協力を得た。データ分析にあたって、名古屋大学大学院環境学研究科地震工学・防災研究グループの協力を得た。以上、記して謝意を表す。

### (d) 引用文献

- 1) 飛田潤、福和伸夫、平田悠貴、長江拓也：普及型強震計による高層建物の応答特性と損傷のモニタリング、構造工学論文集、Vol.56B、pp.229-236、2010.3
- 2) 榊原啓太、福和伸夫、飛田潤、小島宏章：観測された動特性を説明可能な振動解析モデルの構築、日本建築学会技術報告集、第 25 号、pp.65-68、2007.6
- 3) 西澤崇雄、大野富男、飛田潤、福和伸夫：光ファイバセンサによる高層建物建設時の柱軸力変化の計測、日本建築学会技術報告集、第 15 巻、第 31 号、pp.751-756、2009.10
- 4) 飛田潤、福和伸夫、西澤崇雄：光ファイバセンサによる鋼構造試験体の静的・動的柱軸変形の計測、構造工学論文集、Vol.55B、pp.577-756、2009.3

(e) 学会等発表実績

学会等における口頭・ポスター発表

発表成果	発表者氏名	発表場所	発表時期	国内・外 の別
汎用強震計による鋼構造試験体の地震応答と変位計測、口頭発表	平山義治 飛田潤 福和伸夫 長江拓也	日本建築学会学術講演梗概集、 Vol.B2、pp.69-70	2010.9	国内
高密度観測・強制加振実験に基づく PCaPC 造建物の立体振動性状に関する研究、口頭発表	海野元伸 小島宏章 飛田潤 福和伸夫	日本建築学会学術講演梗概集、 Vol.B2、pp.117-118	2010.9	国内
一般的な強震計を用いた高層建物試験体の層の履歴特性の推定と損傷評価、口頭発表	平田悠貴 飛田潤 福和伸夫 長江拓也	日本建築学会学術講演梗概集、 Vol.B2、pp.157-158	2010.9	国内
不整形超高層建物の構造ヘルスマニタリング～建物加振実験の柱変動歪に関する考察～、口頭発表	西澤崇雄、 大野富男、 飛田潤、 福和伸夫	日本建築学会学術講演梗概集、 Vol.B2、pp.179-180	2010.9	国内
Structural Damage Evaluation of High-Rise Buildings Subjected to Long-Period Earthquake Shaking by Use of Strong Motion Accelerographs and Fiber Optic Sensors	J. Tobita, N. Fukuwa Y. Hirata:	5th World Conference on Structural Control and Monitoring	2010.7	国外
Measurement Using Optical Fiber Sensors in order to Ensure and Keep Track of the Quality and Performance of Buildings from the Design to Post-Competition Stages	T.Nishizawa, T.Ohno, J.Tobita N.Fukuwa	5th World Conference on Structural Control and Monitoring	2010.7	国外
強震計を用いた高層建物の損傷評価と構造ヘルスマニタリング	飛田潤 福和伸夫	第 13 回地震工学シンポジウム、 GO15-Fri-PM	2010.11	国内



設計時から竣工後までの高層建物の品質確保・性能把握のための光ファイバセンサによる構造モニタリング	西澤崇雄 大野富男 飛田潤 福和伸夫	第13回地震工学シンポジウム、 GO14-Fri-AM	2010.11	国内
高密度観測・強制加振実験に基づく地盤-建物連成系の振動モデル構築	海野元伸 飛田潤 福和伸夫 小島宏章	第13回地震工学シンポジウム、 GO9-Sat-AM	2010.11	国内
解体時の継続的観測に基づく高層建物の振動特性	今枝賢志朗 飛田潤 福和伸夫 矢代晴実	第13回地震工学シンポジウム、 GO9-Sat-AM	2010.11	国内

学会誌・雑誌等における論文掲載

掲載論文	発表者氏名	発表場所	発表時期	国内・外の別
設計から竣工後までの長期的な品質確保のための光ファイバセンサによる高層建物の構造性能把握に関する研究	西澤崇雄 大野富男 飛田潤 福和伸夫	日本建築学会構造系論文集、第75巻、第658号、 pp.2247-2255	2010.12	国内
高密度観測・強制加振実験に基づく地盤-建物連成系の立体振動性状及び履歴特性評価	海野元伸 福和伸夫 飛田潤	構造工学論文集、 Vol. 57B、pp.239-248	2011.3	国内

マスコミ等における報道・掲載

なし

(f) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

1) 特許出願

なし

2) ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

### (3) 平成 23 年度業務計画案

- ・ 平成 23 年度に実施する E-ディフェンス実規模実験において、一般的な強震計や他の観測機器を用いたモニタリングを実施し、これまでの実験・分析結果とあわせて高層建物の強震応答モニタリング、損傷モニタリングの基礎技術を開発する。
- ・ 微動計による長期の比較観測などにより、実際的なモニタリングシステムの技術的課題も取りまとめる。