

長期地震観測記録に基づく建物の動特性評価

森下 真行^{*1}・龍神 弘明^{*1}・齊藤 芳人^{*1}・藤波 健剛^{*2}

Identification of Dynamic Properties of Buildings Based on the Long-term Earthquake Observation Records

Tadayuki MORISHITA, Hiroaki RYUJIN, Yoshihito SAITO, Takeyoshi FUJINAMI

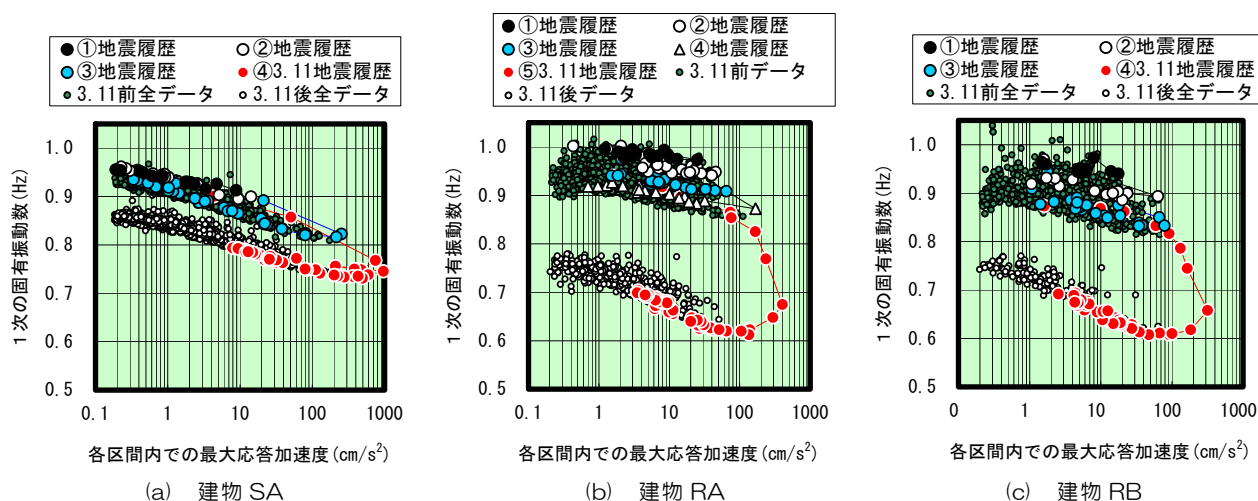


図-1 1 次の固有振動数推定結果の応答振幅依存性

研究の目的

当社では建物動特性の把握を目的として、全国で地震観測を実施している。観測建物の一部は、2011 年東北地方太平洋沖地震で非常に大きな地震動を経験した宮城県や長周期成分が卓越し比較的長い継続時間を有する地震動を経験した首都圏に位置している。宮城県では S 造建物において 7 年以上、首都圏では RC 造超高層建物 2 棟において 15 年以上に亘り地震観測を実施しており、各建物とも東北地方太平洋沖地震時に観測開始以降で最大の揺れを記録した。そこで、本報では、建物動特性として固有振動数および減衰定数を取り上げ、建物動特性の短期（単一地震中）および長期（観測開始以降）での時間変動を把握することを目的とする。

技術の説明

検討対象としたのは、宮城県に建つ建物 SA（地上 8 階建の S 造建物）ならびに千葉県に建つ建物 RA（地上 24 階建の RC 造超高層建物）および埼玉県に建つ建物 RB（地上 25 階建の RC 造超高層建物）の 3 棟である。

動特性の推定手法として ARX モデルを用いた同定手法を採用し、3 次までの固有振動数ならびに減衰定数を推定した。入力に 1 階、出力に屋上階の観測値を用いた 1 入力 1 出力モデルとし、対象とした地震すべてに対して同定区間を移動させながら順次同定を行った。

主な結論

- ・ 動特性の推定を試みた結果、固有振動数および減衰定数の応答振幅依存性が確認された。
- ・ 過去最大応答加速度の更新とともに固有振動数は低下すること、その後の地震時でも元の値に完全には戻らないこと、低下後の固有振動数は低下前に描いていた応答振幅依存性の履歴線を概略平行移動した箇所で応答振幅依存性を示すことが確認された。
- ・ 約 5 年間の経年変化に伴う固有振動数の変動は、過去最大応答加速度の更新に起因した固有振動数の変動に比較して小さいことが確認された。

*1 本店 技術研究所 先端技術研究グループ

*2 本店 建築設計第 2 部 構造設計グループ

長期地震観測記録に基づく建物の動特性評価

森 下 真 行^{*1} 齊 藤 芳 人^{*1}龍 神 弘 明^{*1} 藤 波 健 剛^{*2}

要 旨

2011年東北地方太平洋沖地震により、当地震観測建物においても強震記録が得られている。本報では、宮城県に位置するS造建物1棟および首都圏に位置するRC造超高層建物2棟において得られた地震観測記録を基に建物動特性について検討をした結果について報告する。さらに、観測開始以降のデータを用いて、建物動特性の長期的変動についても検討を実施した。以下に得られた結果を示す。

- (1) 動特性の推定を試みた結果、固有振動数および減衰定数の応答振幅依存性が確認された。
- (2) 過去最大応答加速度の更新とともに固有振動数は低下すること、その後の地震時でも元の値に完全には戻らないこと、低下後の固有振動数は低下前に描いていた応答振幅依存性の履歴線を概略平行移動した箇所では応答振幅依存性を示すことが確認された。
- (3) 約5年間での経年変化に伴う固有振動数の変動は、過去最大応答加速度の更新に起因した固有振動数の変動に比較して小さいことが確認された。

キーワード 地震観測／S造建物／RC造建物／システム同定／固有振動数／減衰定数

目 次

- | | |
|------------|------------|
| 1. はじめに | 5. 動特性推定結果 |
| 2. 建物概要 | 6. まとめ |
| 3. 観測地震概要 | 7. おわりに |
| 4. 動特性推定手法 | |

IDENTIFICATION OF DYNAMIC PROPERTIES OF BUILDINGS USING LONG-TERM EARTHQUAKE OBSERVATION RECORDS

Tadayuki MORISHITA Yoshihito SAITO
Hiroaki RYUJIN Takeyoshi FUJINAMI

Synopsis:

Strong motion records of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake were obtained at a steel building in Miyagi-Prefecture and two high-rise RC buildings in the Tokyo metropolitan area.

This paper presents the identification of dynamic properties based on the long-term earthquake observation records. From these studies, the following results were obtained.

- (1) Through the estimation of dynamic properties, amplitude dependence was confirmed.
- (2) Inexperienced response acceleration causes a falling of the natural frequency, and it will not recover to the original value. After the falling of the natural frequency, the amplitude dependence is shown.
- (3) The fluctuating range of natural frequency aging for about five years is small as compared with the fluctuating range of the natural frequency caused by inexperienced response acceleration.

* 1 本店 技術研究所 先端技術研究グループ

* 2 本店 建築設計第2部 構造設計グループ

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震では、宮城県で最大震度 7 を観測するとともに東北地方を中心に広い範囲で震度 6 弱～1 の地震動が観測されている。当社では建物動特性の把握を目的として、全国で地震観測を実施している。観測建物の一部は、東北地方太平洋沖地震で非常に大きな地震動を経験した宮城県や長周期成分が卓越し比較的長い継続時間を有する地震動を経験した首都圏に位置している。宮城県では S 造建物において 7 年以上、首都圏では RC 造超高層建物 2 棟において 15 年以上に亘り地震観測を実施している。各建物ともその間に多数の地震記録が得られているが、東北地方太平洋沖地震時に観測開始以降で最大の揺れを記録している。

他方、建築物の健全性を評価する技術いわゆる構造ヘルスモニタリング（SHM：Structural Health Monitoring）が近年注目されており、解析ツールを組み込んだ汎用的な SHM システムの構築も検討されている（例えば¹⁾）。東北地方太平洋沖地震のような非常に大きな地震動あるいは数分間に及ぶ長周期地震動を経験した建物の動特性の変化を把握しておくことは、SHM の基盤技術として必要不可欠である。著者らは既に、免震建物に関する SHM システムの基盤技術を構築する目的で、免震建物で得られた地震観測結果をもとに建物の動特性に関する長期的な変動および東北地方太平洋沖地震時の短期的な変動を把握するとともに、設計モデルの妥当性を検証している²⁾³⁾。

本報では、比較的長期間に亘り得られた地震観測記録をもとに、S 造建物および RC 造建物に関する動特性の短期（単一地震中）および長期（観測開始以降）での時間変動の評価を試みた結果について報告する。また、東北地方太平洋沖地震時の記録との対比により建物動特性の変化の過程についても言及する。

2. 建物概要

宮城県に建つ S 造建物（以下、建物 SA と呼ぶ）および首都圏に建つ RC 造超高層建物 2 棟（以下、建物 RA および建物 RB と呼ぶ）の概要および地震観測位置を図-1 に示す。建物 SA は宮城県仙台市に建つ 2000 年竣工の地上 8 階建（軒高約 32m）の鉄骨造純ラーメン構造である。建物 RA は千葉県に建つ 1992 年竣工の地上 24 階建（軒高約 70m）の建物、建物 RB は埼玉県に建つ 1995 年竣工の地上 25 階建（軒高約 75m）の建物であり、両建物とも鉄筋コンクリート造の純ラーメン構造である。

3. 観測地震概要

3.1 分析対象地震

本報で分析対象とした地震は、建物 SA に関しては観測を開始した 2005 年以降、その他の建物に関しては竣工以降 2011 年末までに観測された地震記録のうち 1 階水平方向で 5cm/sec^2 以上の加速度を観測したものとした。建物 SA での分析対象地震数は 165 地震、同じく建物 RA では 96 地震、建物 RB では 65 地震である。なお、本報で用いた地震観測記録は、3 棟とも 1 階および屋上階で観測された記録とした。

3.2 東北地方太平洋沖地震での観測結果

表-1 に東北地方太平洋沖地震での観測結果を、図-2 に東北地方太平洋沖地震で観測された建物 SA での建物短辺 X 方向の観測波形を示す。3 棟とも東北地方太平洋沖地震（以下本報では、3.11 地震と呼ぶ）時に過去最大の加速度を記録している。建物 SA 最寄の気象庁震度階級公表値は 6 弱、当該建物 1 階での観測記録より求めた計測震度は 6.2 であった。屋上階での最大加速度値は建物短辺 X 方向の $1,112\text{ cm/sec}^2$ であり、同方向での 1 階では 518 cm/sec^2 を観測している。同様に建物 RA では、最寄の気

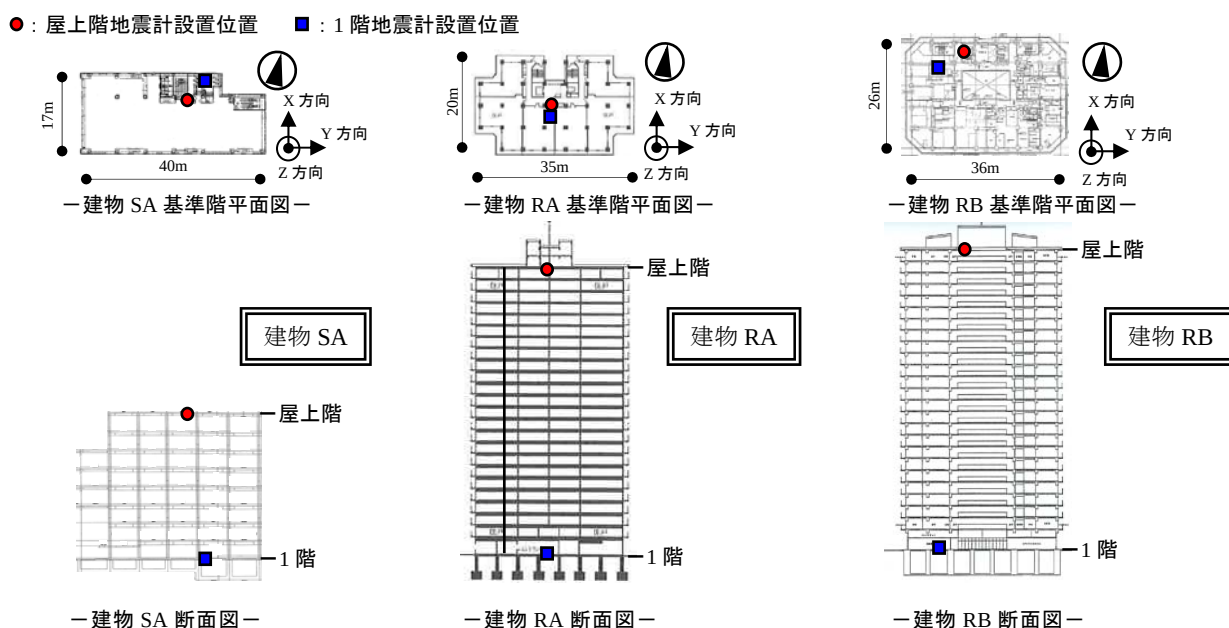


図-1 建物概要および地震観測位置

象庁震度階級は 5 強, 当該建物 1 階での観測記録より求めた計測震度は 4.9, 屋上階での最大加速度値は建物長辺 Y 方向の 463 cm/sec^2 であり, 同方向での 1 階では 132 cm/sec^2 を観測している. 建物 RB では最寄の気象庁震度階級は 5 弱, 1 階での観測記録より求めた計測震度は 4.4, 屋上階での最大加速度値は建物長辺 Y 方向の 353 cm/sec^2 であり, 同方向での 1 階では 73 cm/sec^2 を観測している.

4. 動特性推定手法

本報では, 建物動特性の時間変動を推定する目的で, 代表的なパラメータ同定手法である ARX モデルを用いた同定手法を採用する. システムの方程式は式 [1] ⁴⁾ の通りとなる.

$$A(q)y(k) = B(q)u(k) + w(k) \quad [1]$$

ここで, $u(k)$ は入力, $y(k)$ は出力, $w(k)$ は白色雑音を示す. $A(q)$ と $B(q)$ は次式で定義されるシフトオペレータ q の多項式とする.

$$\begin{aligned} A(q) &= 1 + a_1 \cdot q^{-1} + \dots + a_{n_a} \cdot q^{-n_a} \\ B(q) &= b_1 \cdot q^{-1} + \dots + b_{n_b} \cdot q^{-n_b} \end{aligned} \quad [2]$$

ここで, シフトオペレータ q は $q^{-1}x(k) = x(k-1)$ と定義される関係, $a_1 \sim a_{n_a}$ は出力に掛かるモデル係数, n_a は出力のモデル次数, $b_1 \sim b_{n_b}$ は入力に掛かるモデル係数, n_b は入力のモデル次数である. ある同定区間幅での観測記録 $u(k)$ と $y(k)$, 事前に設定したモデル次数 n_a と n_b を式 [1] に代入し最小二乗法を適用してモデル係数を推定する. ここでは, 入力 $u(k)$ に 1 階, 出力 $y(k)$ に屋上階の観測記録を適用した 1 入力 1 出力モデルとして同定を行い, 1 次から 3 次までの固有振動数ならびに減衰定数を推定した.

本推定手法は線形回帰モデルであるため, 各推定結果は同定区間幅での等価な値を示す. しかしながら, 建物の動特性は応答振幅に依存することが知られている⁵⁾. したがって, 同定区間幅を短く設定するほど建物動特性の時間変動をより厳密に推定可能となる. しかし, 推定結果の安定化の観点からは同定区間幅は可能な限り長く設定すべきであり, 推定結果の厳密性と安定化はトレードオフの関係にある. そこで, 本報では同定区間幅として, 各地震の全継続時間幅に対して別途適用した周波数分析より求めた 1 次の固有周期の 10 倍を採用した. また, 推定精度はモデル次数の設定内容に影響を受ける. 本報では赤池の情報量規準 (AIC) ⁶⁾ をモデル次数決定時の評価関数として用い, 検討対象地震のうち各建物で最初に収集された地震記録の全幅に対する評価関数が一

表-1 東北地方太平洋沖地震での観測結果

建物名	気象庁震度階級	観測記録による計測震度	観測位置	X 方向	Y 方向
				最大加速度 (cm/s^2)	最大加速度 (cm/s^2)
S A	6 弱	6. 2	最上階	1, 112	589
			1 階	518	285
R A	5 強	4. 9	最上階	392	463
			1 階	139	132
R B	5 弱	4. 4	最上階	245	353
			1 階	73	73

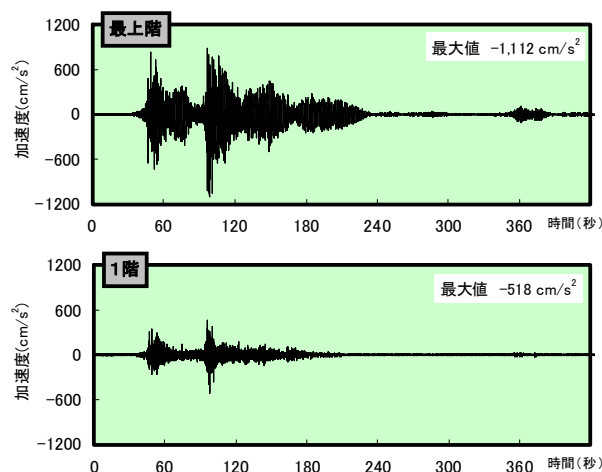


図-2 東北地方太平洋沖地震時の観測波形 (建物 SA—建物短辺 X 方向)

定値に収束した時点でのモデル次数を, 当該建物における全地震共通のモデル次数として採用した.

検討は各建物について 3.11 地震時の屋上階での最大応答加速度が大きい方向 (建物 SA: 建物短辺 X 方向, 建物 RA および建物 RB: 建物長辺 Y 方向) とする. 観測データを 25Hz にリサンプリング (10Hz のローパスフィルタ一通過) した後に, 対象とした地震すべてに対して同定区間を各データの先頭から 1 同定区間幅分移動させながら順次同定を実施した.

5. 動特性推定結果

5.1 S 造建物

図-3 に建物 SA に関する固有振動数推定結果の長期変動を示す. なお, 単一地震内での縦軸の変動 (同日付で併記) は各同定区間における最大応答加速度および固有振動数の変動を意味しており, 併せて過去最大の応答加速度に対応した各履歴 (建物 SA では, 観測期間中に 4 度最大応答加速度が更新されていることを意味する) および各地震の最終同定区間に対応した各履歴を示している. 表-2 に過去最大応答加速度を記録した地震諸元および地震観測結果を示す. 過去最大応答加速度を更新する度に固有振動数の最小値も更新されていることが確認

できる．1 次の固有振動数について①地震時の最終同定区間における値と比較すると，③地震時で最大1割程度，④3.11地震時で最大2割程度低下していることが確認できる．また，過去最大応答加速度が 10cm/s^2 程度である②地震の最終同定区間における固有振動数は，①地震での最終同定区間における固有振動数後と同程度の値を示しているが，過去最大応答加速度が 250cm/s^2 程度の③地震および $1,000\text{cm/s}^2$ 程度の④3.11地震の最終同定区間における固有振動数はそれ以前の地震での最終同定区間における固有振動数に比較して低下しており，その後も回復していない．既往の研究^{7) 8)}では，大きな振幅を経験することにより固有振動数は低下し，その後の中小地震でも完全には元の値に戻らないことが報告されている．本報で確認された固有振動数の最小値が過去最大応答加

速度の更新とともに低下する様子ならびに過去最大応答加速度の更新に伴い低下した固有振動数がその後の地震時も元の値には回復していない様子は既往の研究知見に整合する結果であり，建物 SA についても同様の特性を示すことが確認された．なお，③地震と④3.11地震とは約5年離れており，またその間に2008年6月14日の地震（最大加速度： 174cm/s^2 ）を経験している．しかしながら，各地震での最終同定区間における固有振動数に顕著な変化は確認できないことから，約5年間での経年変化に伴う固有振動数の変動は，過去最大応答加速度の更新に起因した固有振動数の変動に比較して小さいことが確認された．

図-4 に建物 SA の固有振動数および減衰定数の応答振幅依存性（ここでは同定区間幅での最上階応答加速度の最大値で図化）を示す．なお，同図では図-3 および表-2 中に示した過去最大応答加速度を経験した地震を区分けして示している．④3.11地震前での固有振動数の履歴において，固有振動数は応答振幅の増大とともに低下するいわゆる応答振幅依存の関係を示す傾向が確認できる．過去最大応答加速度が 10cm/s^2 程度である①地震や②地震での固有振動数の履歴は同一直線上を往復するが，過去最大応答加速度が 250cm/s^2 程度の③地震や $1,000\text{cm/s}^2$ 程度の④3.11地震時での固有振動数の履歴線は，①地震や②地震時に描く履歴線上から下方向に概略平行移動し

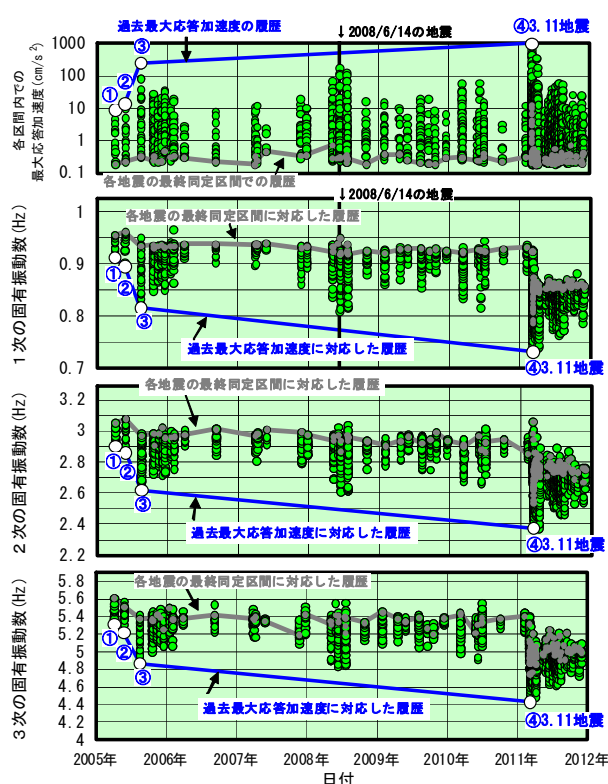


図-3 観測全期間における固有振動数の長期変動
(建物 SA—建物短辺 X 方向)

表-2 過去最大応答加速度を記録した地震諸元
および地震観測結果

地震 加齢 階級	地震発生 年月日 時間	震央位置	規模 (M)	震源 深さ (km)	気象庁 震度階 級	建物短辺X方向 最大加速度* (cm/s^2)
①	2005/4/4 02:57	福島県沖	5.3	44	1	9
②	2005/5/27 17:07	宮城県北部	4.9	110	2	14
③	2005/8/16 11:46	宮城県沖	7.2	42	4	253
④	2011/3/11 14:46	三陸沖	9.0	24	6弱	966
-	2008/6/14 08:43	岩手県内陸南部	7.2	8	5弱	174

注) 地震諸元は気象庁ホームページによる ※ 同定用データでの値であり，表-1の値とは異なる

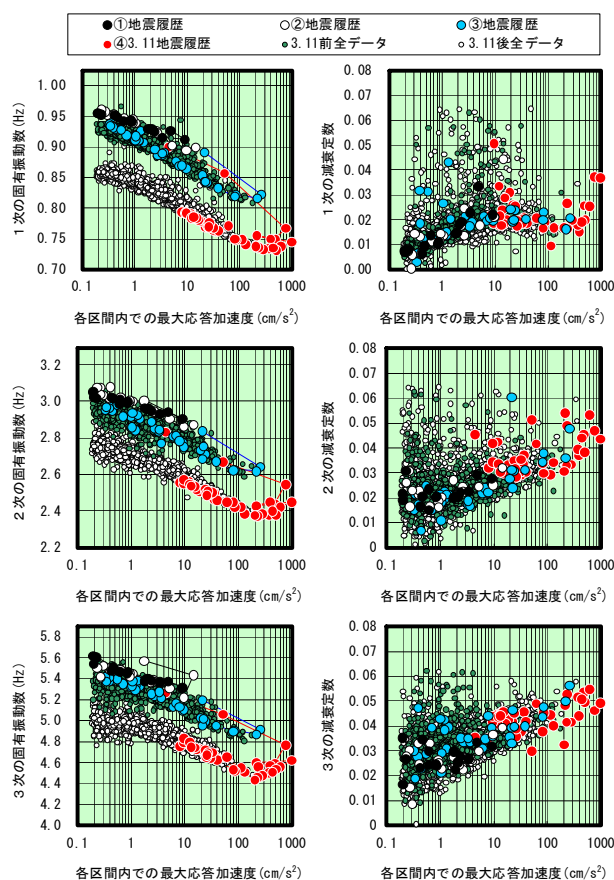


図-4 固有振動数および減衰定数の応答振幅依存性
(建物 SA—建物短辺 X 方向)

たような別の応答振幅依存性を示すようになる。特に④3.11 地震後の固有振動数の履歴線は 3.11 地震前の固有振動数の履歴線を 1 割程度平行移動した箇所では応答振幅依存性を示すようになる。このように、過去最大応答加速度の更新に起因して低下した固有振動数はその後の地震時でも元の値に完全には戻らず、別の箇所では応答振幅依存性を示すようになることが確認された。

減衰定数に関しては、応答振幅レベルの小さな範囲でややばらつきが認められるものの、応答加速度の増大とともに減衰定数も大きくなる応答振幅依存性が確認できる。この傾向は 2 次および 3 次の減衰定数でより顕著となる。なお、固有振動数のように過去最大応答加速度の更新に伴う顕著な変化は認められなかった。

ここまでで、過去最大応答加速度の更新に伴い固有振動数が低下する傾向が確認されたため、ここでは地震中の固有振動数の変化について検討を行う。図-5 に建物 SA に関する過去最大応答加速度を更新した地震内での動特性変動を示す。同一地震での固有振動数は、主要動付近で一旦低下し、地震後半部で回復傾向を示すこと、地震後半部で回復傾向を示した固有振動数と次の地震での主要動前の固有振動数とは概ね連続性を示すことが確認できる。このことは、過去最大応答加速度を更新した地震のみから固有振動数の変化の過程を概ね捉えられる可能性のあることを示している。

固有振動数の低下は過去最大応答加速度で概ね捉えられる可能性のあること、および固有振動数は過去最大応答加速度を経験して低下した後も応答振幅依存性を示すことより、応答加速度と固有振動数との関係を設計図書等により適切に評価してやれば、微動レベルでの観測記録を用いて最大応答加速度さらには建物の健全性を推定できる可能性があると推測される。

減衰定数に関しては、応答振幅に比例して大きくなる傾向は示すものの、固有振動数とは異なり過去最大応答加速度の更新に伴う顕著な変化は認められなかった。

5.2 RC 造建物

図-6 に建物 RA および建物 RB に関する固有振動数推定結果の長期変動を示す。S 造建物と同様に、単一地震内での縦軸の変動（同日付で併記）は各同定区間における最大応答加速度および固有振動数の変動を意味しており、併せて過去最大の応答加速度に対応した各履歴（建物 RA では、観測期間中に 5 度、建物 RB では 4 度、最大応答加速度が更新されていることを意味する）および各地震の最終同定区間に対応した各履歴を示している。表-3 に過去最大応答加速度を記録した地震諸元および地震観測結果を示す。建物 RA について、概ね過去最大応答加速度を更新する度に固有振動数の最小値も更新されていることが確認できる。1 次の固有振動数について①地震時の最終同定区間における値と比較すると、④地

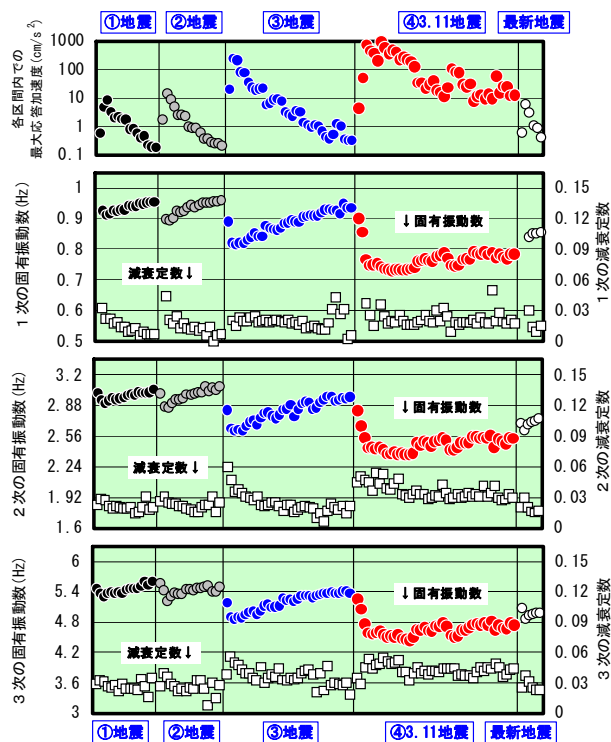
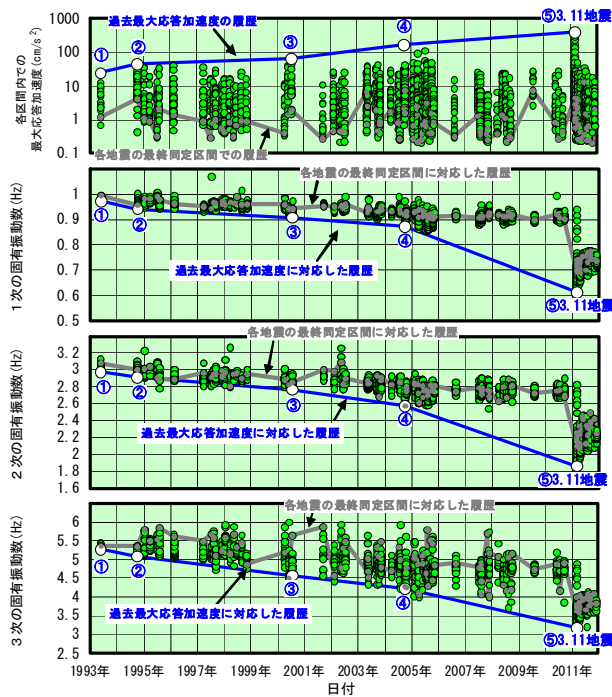


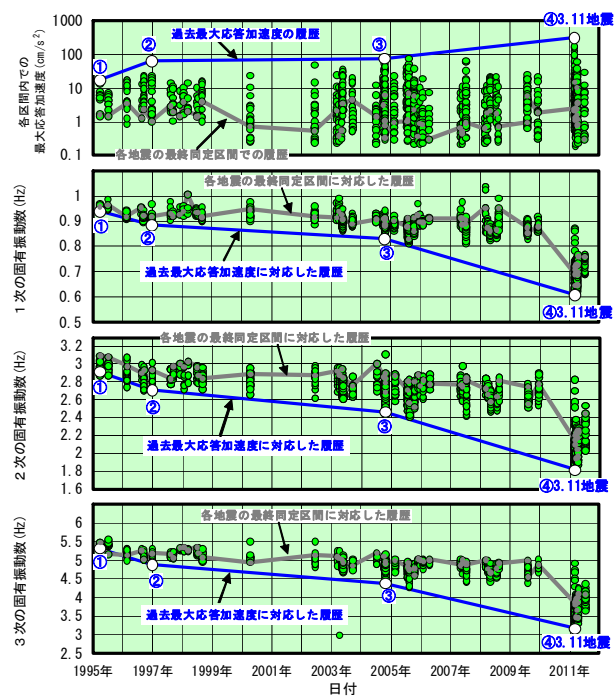
図-5 過去最大応答加速度を更新した地震内での動特性変動（建物 SA—建物短辺 X 方向）

震時で最大 1 割程度、⑤3.11 地震時で最大 4 割程度低下していることが確認でき、3.11 地震時での固有振動数の低下度合は S 造よりも RC 造の方が顕著であった。また、過去最大応答加速度が 50cm/s^2 程度の②地震や 400cm/s^2 程度の⑤3.11 地震の最終同定区間における固有振動数は、それ以前の地震での最終同定区間における固有振動数に比較して低下しておりその後も回復していない（③地震や④地震は、最大応答加速度は更新されているが②地震とそれほど大きな差が無いため、固有振動数にも大きな変化は見られない）。この傾向は S 造建物と同様に既往の研究知見に整合する結果である。なお②地震と③地震ならびに④地震と⑤3.11 地震とは約 5 年離れているが、各地震での最終同定区間における固有振動数に顕著な変化は確認できないことから、約 5 年間の経年変化に伴う固有振動数の変動は、S 造建物での傾向と同様に過去最大応答加速度の経験に起因した固有振動数の変動に比較して小さいことが確認された。建物 RB についても同様の傾向が確認できる。

図-7 に建物 RA および建物 RB の固有振動数および減衰定数の応答振幅依存性（ここでは同定区間幅での最上階応答加速度の最大値で図化）を示す。なお、同図では図-6 および表-3 中に示した過去最大応答加速度を経験した地震を区分けして示している。建物 RA での⑤3.11 地震前の固有振動数の履歴において、固有振動数は応答振幅の増大とともに低下するいわゆる応答振幅依存の関係を示す傾向が確認できる。この傾向は S 造建物と同様である。なお、過去最大応答加速度を更新する地震で



(a) 建物 RA—建物長辺 Y 方向



(b) 建物 RB—建屋長辺 Y 方向

図-6 観測全期間における固有振動数の長期変動

の固有振動数の履歴は、それ以前の地震時に描く履歴線上から若干ではあるが低下した位置で応答振幅依存性を示すようになる。過去最大応答加速度が 400cm/s^2 程度の⑤3.11 地震後の固有振動数の履歴線は 3.11 地震前の固有振動数の履歴線を 2 割程度平行移動した箇所では応答振幅依存性を示すようになる。3.11 地震後の固有振動数の低下割合に関しても S 造より RC 造の方が顕著であった。また、S 造建物と同様に、過去最大応答加速度の更新に起因して低下した固有振動数はその後の地震時でも元の値に完全には戻らず、別の箇所では応答振幅依存性を示すようになることが確認された。これらの傾向は建物 RB に関しても同様である。

建物 RA の減衰定数に関しては、応答振幅レベルの小さな範囲でばらつきが認められるものの、応答加速度の増大とともに減衰定数も大きくなる応答振幅依存性が確認できる。ただし、特に 1 次の減衰定数に関しては 3.11 地震前後で異なる特性を示す傾向が読み取れる。すなわち、3.11 地震後の減衰定数は 3.11 地震前の減衰定数よりもやや大きな値で履歴を示すようになる。この傾向は S 造建物では確認されない現象であり、その発生要因等は今後の検討課題である。

建物 RB の減衰定数に関しては、3.11 地震後でそれ以前に比較して若干大きな値を示していることは確認できるが、建物 RA で認められた 3.11 地震前後での減衰定数の履歴位置の違いは確認できない。また、1 次の減衰定数は応答振幅依存性が確認できるが、2 次および 3 次の減衰定数に関しては明確な応答振幅依存性は示さない。

S 造建物と同様に、地震中の固有振動数の変化について

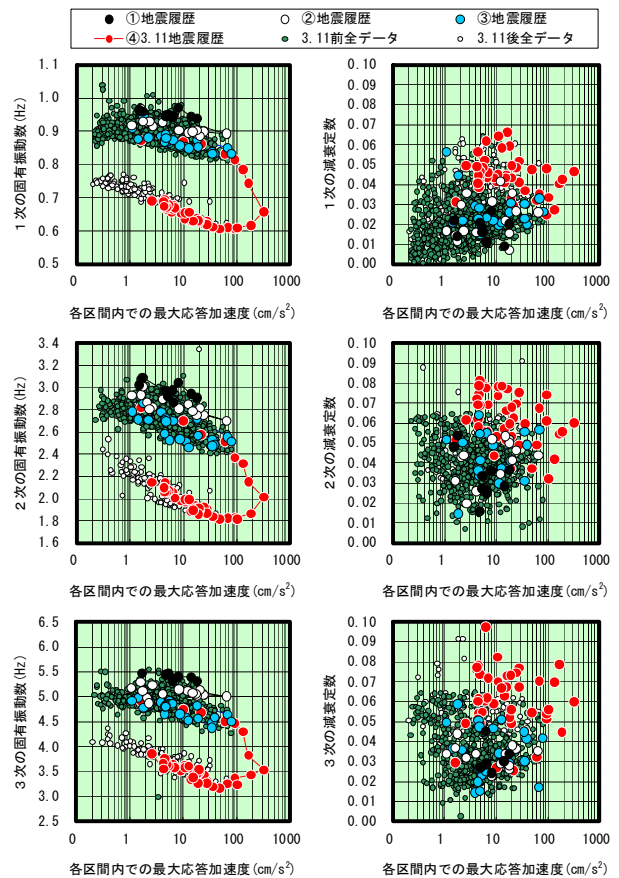
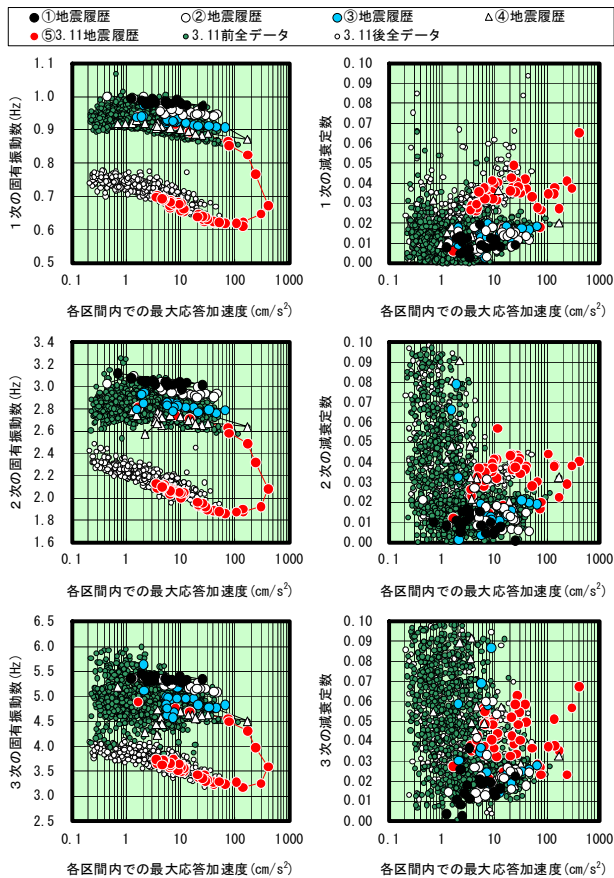
表-3 過去最大応答加速度を記録した地震諸元および地震観測結果

建物名	地震番号	地震発生年月日 時間	震央位置	規模 (M)	震源深さ (km)	気象庁震度階級	建物長辺 Y 方向最大加速度* (cm/s^2)
建物 RA	①	1993/5/21 11:36	茨城県南部	5.4	61	3	25
	②	1994/10/4 22:22	北海道東方沖	8.2	28	3	45
	③	2000/7/21 03:39	茨城県沖	6.4	49	3	64
	④	2004/10/6 23:40	茨城県南部	5.7	66	4	168
	⑤	2011/3/11 14:46	三陸沖	9.0	24	5 強	404
建物 RB	①	1995/3/23 07:24	茨城県南部	5.1	56	2	18
	②	1996/12/21 10:28	茨城県南部	5.6	53	4	64
	③	2004/10/23 17:56	新潟県中越地方	6.8	13	4	79
	④	2011/3/11 14:46	三陸沖	9.0	24	5 弱	318

注) 地震諸元は気象庁ホームページによる ※ 同定用データでの値であり、表-1の値とは異なる

て検討を行う。図-8 に建物 RA および建物 RB に関する過去最大応答加速度を更新した地震内での動特性変動を示す。固有振動数の変化は、概ね S 造建物と同様の傾向を示すことが確認できる。すなわち、主要動付近で一旦低下した固有振動数は最大応答加速度の減少とともに回復傾向を示し、次の地震での主要動前の固有振動数と概ね連続性を示す。したがって、RC 造建物に関しても、応答加速度と固有振動数との関係を設計図書等により適切に評価してやれば、微動レベルでの観測記録を用いて最大応答加速度さらには建物の健全性を推定できる可能性があると推測される。

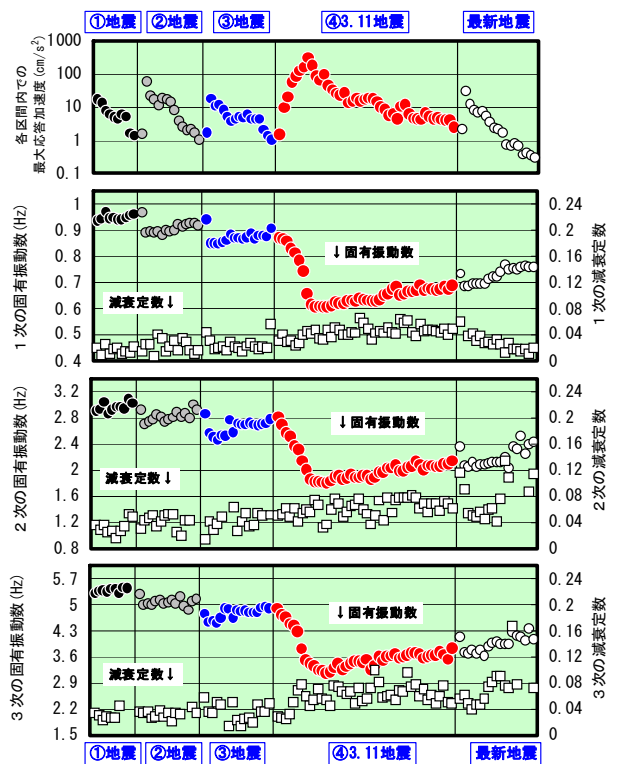
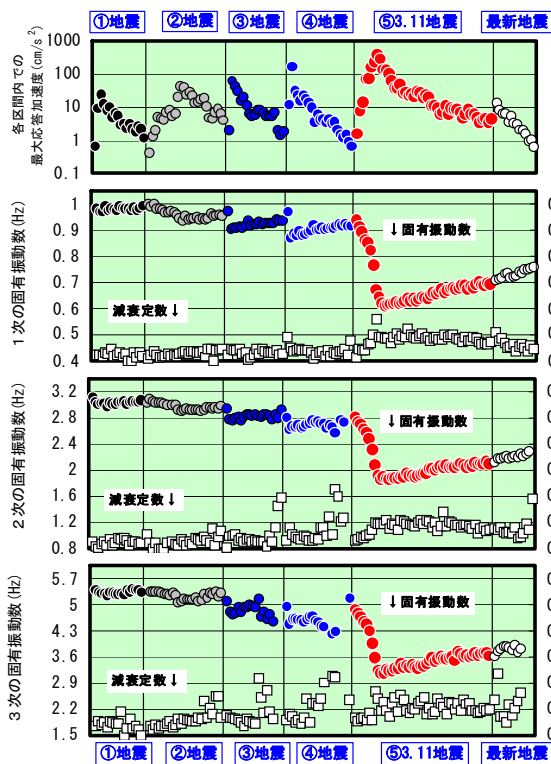
減衰定数に関しては、応答振幅に比例して大きくなる傾向は示すものの、固有振動数とは異なり過去最大応答加速度の更新に伴う顕著な変化は認められなかった。



(a) 建物 RA—建物長辺 Y 方向

(b) 建物 RB—建物長辺 Y 方向

図-7 固有振動数および減衰定数の応答振幅依存性



(a) 建物 RA—建物長辺 Y 方向

(b) 建物 RB—建物長辺 Y 方向

図-8 過去最大応答加速度を更新した地震内での動特性変動

6. まとめ

宮城県に位置する S 造建物ならびに首都圏に建つ 2 棟の RC 造超高層建物での長期に亘る地震観測記録を用いて、建物動特性の短期（単一地震中）および長期（観測開始以降）での時間変動の評価を試みた結果、以下の知見を得た。

- (1) S 造建物および RC 造建物ともに、固有振動数は応答振幅の増大とともに低下するいわゆる応答振幅依存性が確認された。また、固有振動数は過去最大応答加速度の更新とともに低下すること、その後の地震時でも元の値に完全には戻らないことが確認された。減衰定数に関しても応答振幅依存性が確認されたが、ばらつきが大きく固有振動数とは異なり過去最大応答加速度の更新に伴う顕著な変化は認められなかった。
- (2) S 造建物および RC 造建物ともに、過去最大応答加速度の更新に伴い低下した固有振動数は、固有振動数低下前に描いていた応答振幅依存性の履歴線を概略平行移動した箇所でも応答振幅依存性を示すことが確認された。
- (3) S 造建物および RC 造建物ともに、約 5 年間での経年変化に伴う固有振動数の変動は、過去最大応答加速度の更新に起因した固有振動数の変動に比較して小さいことが確認された。
- (4) S 造建物および RC 造建物ともに、応答加速度と固有振動数との関係を設計図書等により適切に評価してやれば、微動レベルでの観測記録を用いて最大応答加速度さらには建物の健全性を推定できる可能性があると推測された。

これらの知見は、観測記録による建物健全性評価の基礎資料として活用可能である。

7. おわりに

2011 年東北地方太平洋沖地震による非常に大きな揺れを経験した建物は、建物動特性が大きく変化していることが確認できた。今後は、観測記録より推定された建物動特性による健全性評価などに本報で得られた知見を活用し、S 造建物ならびに RC 造建物の構造ヘルスマonitoring 技術として展開する予定である。なお、2011 年東北地方太平洋沖地震で比較的大きな揺れを経験した東日本に位置する建物の多くは、既に建物の動特性が変化している可能性が高い。すなわち、常時監視システムを除いて、地震前後の建物動特性の変化をもとに建物の健全性を評価することは困難であると推測される。このような場合でも、本報で得られた知見と設計モデルの組み合わせなどの手法で建物の健全性評価を可能とする簡易な構造ヘルスマonitoring システムの構築を目指す予定である。

謝辞：本報告は「構造ヘルスマonitoring プロジェクト研究会」（慶應義塾大学 三田教授主催）で得られた成果を参考に検討した結果をまとめたものである。解析ソフトの提供ならびに指導頂いている三田教授、三田研究室の皆様へ感謝申し上げます。

また、本報告の検討に用いた地震観測記録の一部は独立行政法人都市再生機構殿との共同観測成果によるものです。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 亀田浩紀，小川修一，佐藤宏，三田彰：実用化に向けた構造ヘルスマonitoring システムのプロトタイプ構築（その 1，その 2），建築学会大会学術講演梗概集，B-2,pp.659-662,2009.8.
- 2) 森下真行，三田彰，Zhenhua Xing：免震装置の異なる隣接建物の履歴特性の同定（その 1，その 2），建築学会大会学術講演梗概集，B-2,pp.679-682,2009.8.
- 3) 森下真行，齊藤芳人，龍神弘明：地震観測結果に基づく免震構造物の動特性について，前田建設技術研究所報，VOL.52,p.7,2011.10.
- 4) 足立修一：「MATLAB による制御のためのシステム同定」，東京電機大学，2002.5.
- 5) 日本建築学会：建築物の減衰，pp.160-177,2000.10.
- 6) 赤池弘次他，赤池情報量規準：2008.6.
- 7) 源栄正人，三辻和弥，田中匠子，鹿嶋俊英，大野晋：2011 年東北地方太平洋沖地震における被害建物の地震前後の振動特性の変化，建築学会大会学術講演梗概集，B-2,pp.45-46,2011.
- 8) 鹿嶋俊英，北川良和：強震記録に基づく進化戦略手法による建物の振動特性評価，日本建築学会構造系論文集，第 602 号，pp.145-152,2006.4.