

## 3. 強震観測記録に基づく建築物の振動特性の評価

### 3.1 はじめに

独立行政法人建築研究所では、建築物の耐震安全性の向上に関する研究活動の一環として、全国74カ所に強震計を設置し、観測を行っており、東北地方太平洋沖地震では多くの貴重な記録が得られた。本報告では、超高層建築物・免震建築物・中低層一般建築物で得られた強震記録を用いて、一般的に建築物全体系の健全性指標として用いられる建築物の振動特性である固有振動数と減衰定数の評価を行う。固有振動数と減衰定数が、東北地方太平洋沖地震の最中とその前後に、どのように変化したかを明らかにする。

### 3.2 超高層建築物の振動特性

ここでは、東北地方太平洋沖地震本震などにおける建築物内の強震観測記録を用いて、超高層建築物の振動特性の同定を行う。適用した同定手法は、部分空間法のひとつであるN4SID法(Numerical algorithm for Subspace based State-Space System Identification method)<sup>3-1)</sup>である。

なお、強震観測に用いられる加速度計は観測対象建築物の軸に合わせて設置しているため、加速度計の設置方位は観測地点ごとに異なり、必ずしも東西、南北とは一致しない。このため、計測方向は、水平成分の場合は方位を北から東回りの角度(単位は度)として3桁の数値で表記している。例えば、北は“000”、東は“090”、南は“180”、西は“270”となる。いずれも、その方向に加速度が生じたとき正の値が記録される。以下の図中に現れる”074方向”などの表記は計測方向を表している。(3.3と3.4も同様)

#### 3.2.1 対象建築物

同定の対象としたのは、独立行政法人建築研究所が観測している超高層建築物10棟である。概要を表3.2-1に示す。

表 3.2-1 対象建築物

名称	所在地	$\Delta$ (km)	$I_{JMA}$	階数			構造形式
				地上	地下	塔屋	
建物 A	宮城県	175	5.2	15 階	2 階	2 階	鉄骨造ラーメン構造
建物 B	埼玉県	378	4.4	26 階	3 階	2 階	極軟鋼制振鋼壁付き鉄骨ラーメン構造
建物 C	東京都	380	4.3	19 階	2 階	1 階	鉄骨ブレース付き鉄骨ラーメン構造
建物 D	東京都	386	4.2	21 階	4 階	1 階	極軟鋼制振鋼壁および粘性体制震壁付き鉄骨ラーメン構造
建物 E	東京都	386	4.4	20 階	3 階	1 階	偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造
建物 F	東京都	386	4.4	20 階	3 階	1 階	偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造
建物 G	神奈川県	412	<sup>#1</sup>	23 階	3 階	1 階	偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造
建物 H	大阪府	759	2.9	15 階	3 階	3 階	鉄骨ブレース付き鉄骨ラーメン構造
建物 I	大阪府	770	3.0	52 階	3 階	3 階	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：ブレース付き鉄骨ラーメン構造
建物 J	東京都	385	4.4	37 階	1 階	0 階	鉄筋コンクリート造ラーメン構造

注)  $\Delta$ : 震央距離,  $I_{JMA}$ : 計測震度 (3 成分の加速度記録から気象庁の方法で算出)

<sup>#1</sup> N303°E (H2) 成分欠測のため、算出せず。

\*建物 D および J は、得られた全ての強震記録を対象に同定を行った。他は東北地方太平洋沖地震本震のみを対象に同定を行った。

### 3.2.2 システム同定の概要

入力（地下階または 1 階）と応答（上層階）の加速度記録を用いて、システム同定手法により固有振動数と減衰定数の同定を行う。地震動データに対して N4SID 法<sup>3-1)</sup>によるパラメータ同定を行う。

システムの次数（モデル次数）が  $n_{states}$  である  $n_{in}$  入力  $n_{out}$  出力モデルの離散時間システムの状態空間表現は、次式で与えられる。

$$\mathbf{x}_{k+1} = \mathbf{A}\mathbf{x}_k + \mathbf{B}\mathbf{u}_k$$

$$\mathbf{y}_k = \mathbf{C}\mathbf{x}_k + \mathbf{D}\mathbf{u}_k$$

但し、 $\mathbf{x}_k \in \mathbb{R}^{n_{states}}$  は状態ベクトル、 $\mathbf{u}_k \in \mathbb{R}^{n_{in}}$  及び  $\mathbf{y}_k \in \mathbb{R}^{n_{out}}$  は入出力ベクトル、

$\mathbf{A} \in \mathbb{R}^{n_{states} \times n_{states}}$ 、 $\mathbf{B} \in \mathbb{R}^{n_{states} \times n_{in}}$ 、 $\mathbf{C} \in \mathbb{R}^{n_{out} \times n_{states}}$ 、 $\mathbf{D} \in \mathbb{R}^{n_{out} \times n_{in}}$  は定数行列。

入力信号  $\mathbf{u}_k$  及び出力信号  $\mathbf{y}_k$  から、システム特性行列  $\mathbf{A}$ ,  $\mathbf{B}$ ,  $\mathbf{C}$ ,  $\mathbf{D}$  を推定する。得られた行列  $\mathbf{A}$  の固有値問題を解くことにより、伝達関数の極  $p_j$  から次式により  $j$  次の固有振動数  $f_j$  と減衰定数  $h_j$  を推定する。

$$f_j = \frac{\sqrt{(\log|_z p_j|)^2 + (\arg_z p_j)^2}}{2\pi\Delta t}$$

$$h_j = \frac{-\log|_z p_j|}{2\pi f_j \Delta t}$$

モデル次数に関しては、次数を 20 から 60 に変化させて、インパルス応答のハンケル行列の特異値が急に小さくなるような次数を選択した。

### 3.2.3 振動特性の同定結果

#### (1) 建物 A

建物 A は宮城県に建設された 17 階建ての鉄骨造建築物で、建築物にダンパ等は設置されていない。

図 3.2-1(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-1(b)に東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (15F/B2F) を示す。0.5Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.6Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-1(c)と図 3.2-1(d)に示す。入力層の最大加速度は 150gal 程度であるが、1 次振動数と 2 次振動数はほぼ一定の値をとっており、地震の最中に固有振動数はほとんど変化していないことが分かる。減衰定数については、ばらつきがあるものの、地震動のレベルが大きくなるにつれて、減衰が大きくなり、主要動を過ぎると減衰が低く安定する傾向が見られる。

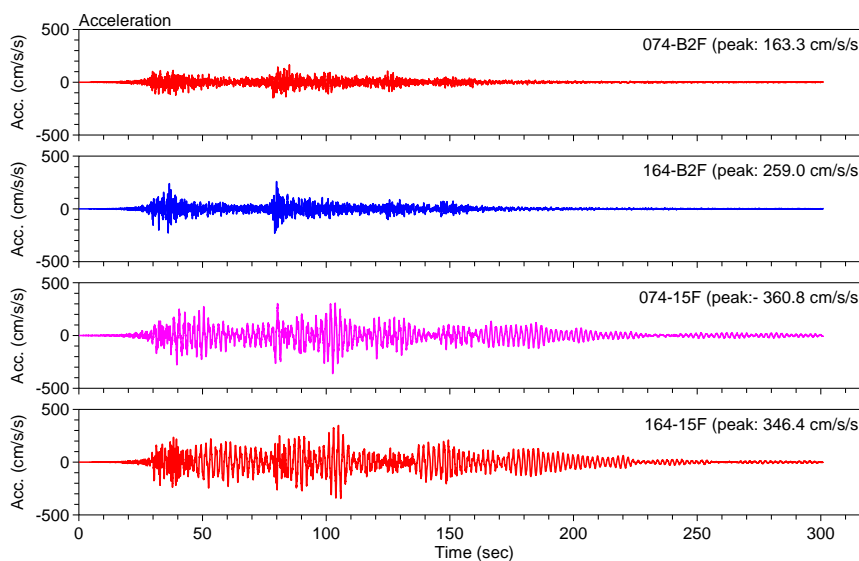


図 3.2-1(a) B2F と 15F の加速度記録

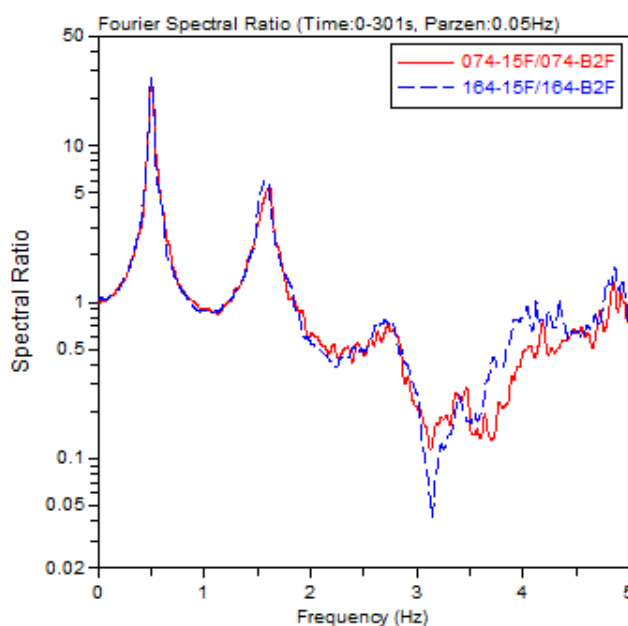


図 3.2-1(b) フーリエスペクトル比 (15F/B2F)

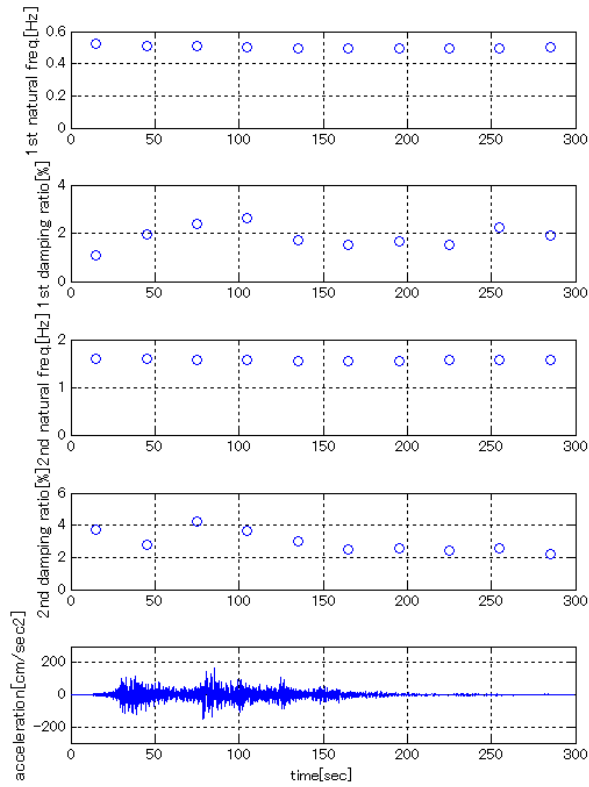


図 3.2-1(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(074 方向)

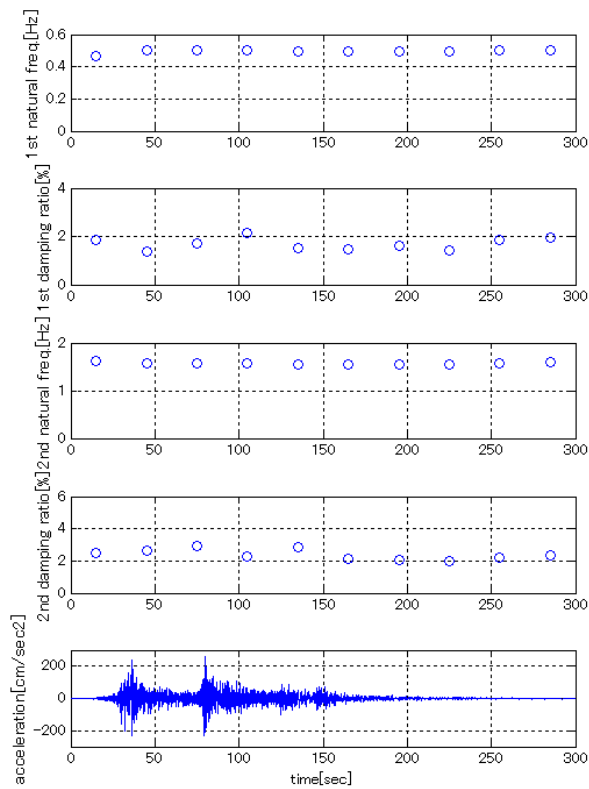


図 3.2-1(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(164 方向)

(2) 建物 B

建物 B は埼玉県に建設された 26 階建ての鉄骨造建築物で、建築物に履歴型ダンパーが設置されている。

図 3.2-2(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-2(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (P1F/B3F) を示す。0.4Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.1Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-2(c)と図 3.2-2(d)に示す。1 次振動数と 2 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 10%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、主要動付近で 5-10%程度に上昇する傾向が見られる。これは、履歴型ダンパーが若干塑性化している影響と考えられる。

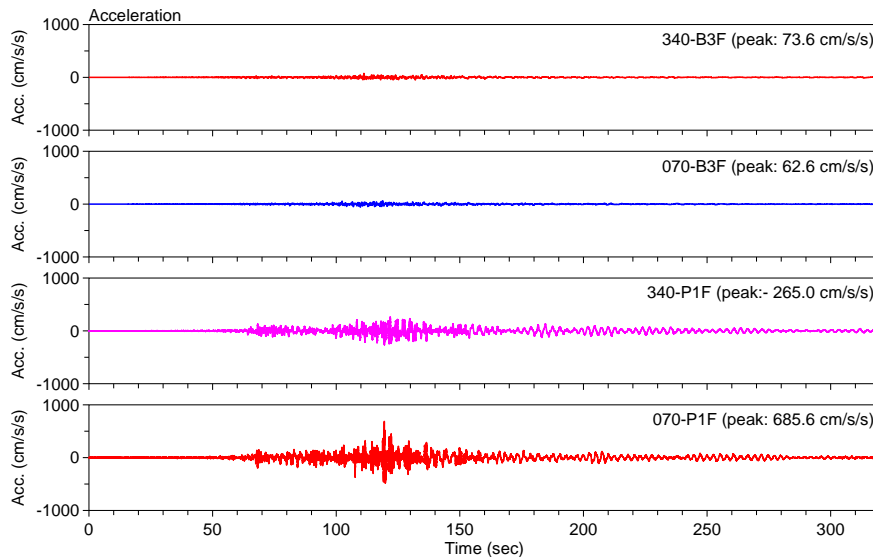


図 3.2-2(a) B3F と P1F の加速度記録

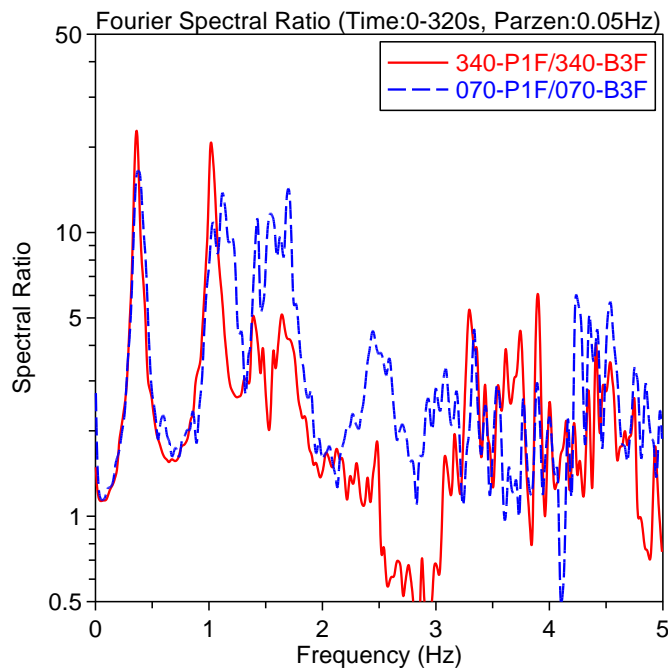


図 3.2-2(b) フーリエスペクトル比 (P1F/B3F)

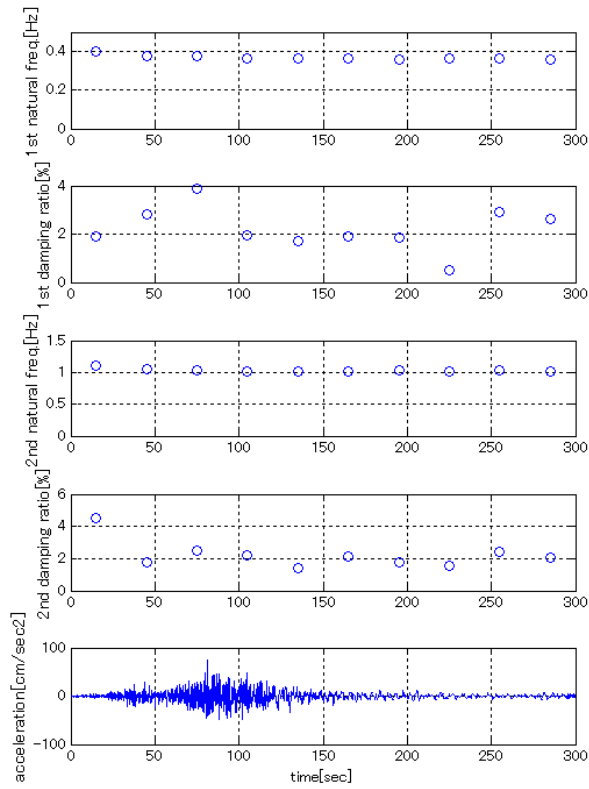


図 3.2-2(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(340 方向)

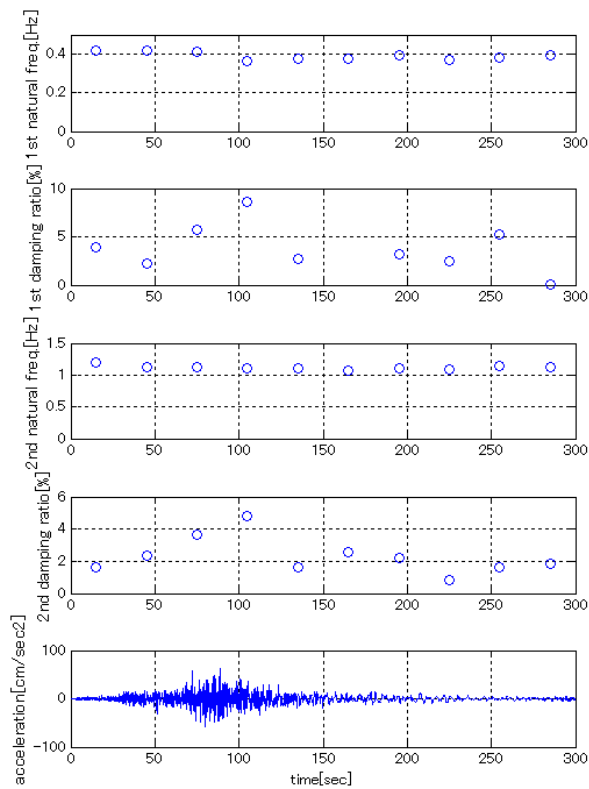


図 3.2-2(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(070 方向)

### (3) 建物 C

建物 C は東京都に建設された 19 階建ての鉄骨造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図 3.2-3(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-3(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (P1F/B1F) を示す。0.5Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.5Hz と 1.7Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-3(c)と図 3.2-3(d)に示す。1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 10-15%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、1-4%前後の値をとっている。

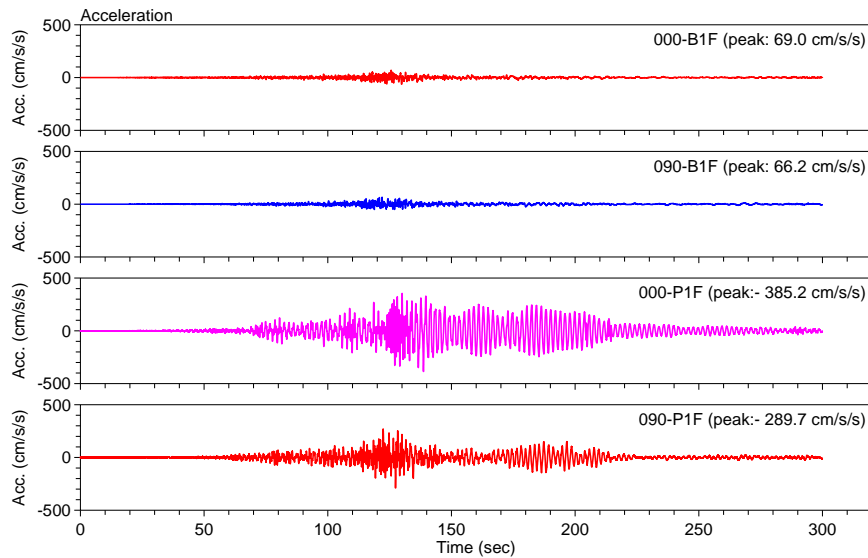


図 3.2-3(a) B1F と P1F の加速度記録

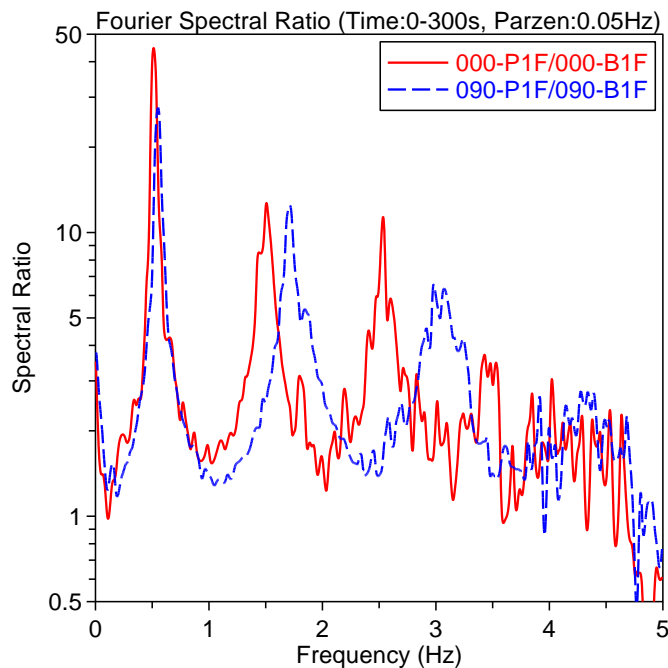


図 3.2-3(b) フーリエスペクトル比 (P1F/B1F)

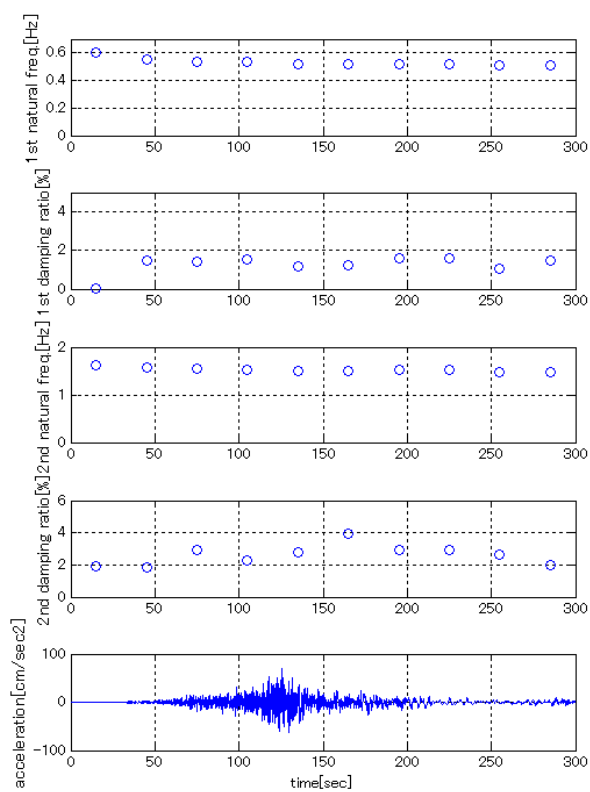


図 3.2-3(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(000 方向)

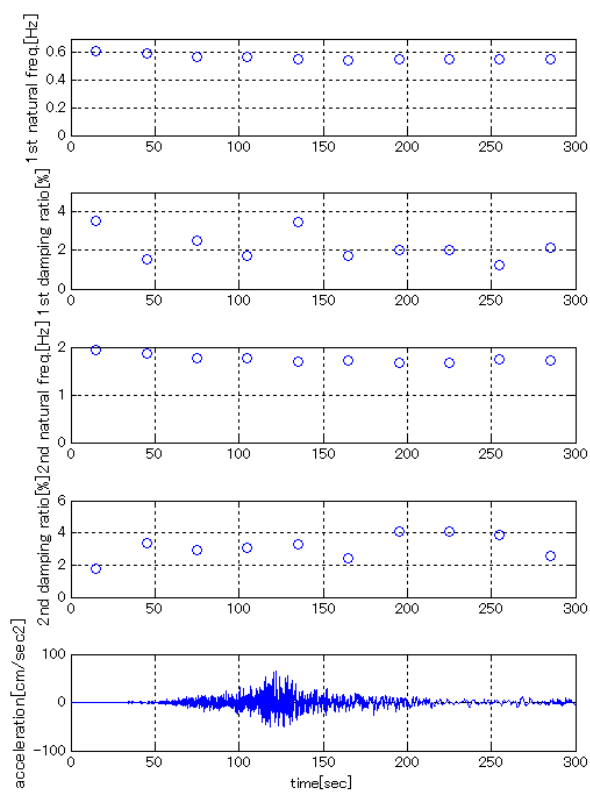


図 3.2-3(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(090 方向)



#### (4) 建物D

建物Dは東京都に建設された21階建ての鉄骨造建築物で、履歴型ダンパーと粘性ダンパーが設置されている。

図3.2-4(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図3.2-4(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比(21F/B4F)を示す。0.5Hz付近に1次モードのピークが、1.5Hz付近に2次モードのピークが見られる。得られた強震記録を30秒ごとに10分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図3.2-4(c)と図3.2-4(d)に示す。1次振動数は、地震の最中に初期値に比べて10%程度低下している。1次減衰定数については、ばらつきがあるものの、振幅の小さい範囲では2%前後の値をとっているのに対し、振幅が増加すると減衰も4%程度に増加している。

本建築物においては、2003年5月より継続的に強震観測を行っており、東北地方太平洋沖地震本震を含め約360の記録が得られている。これらの全ての記録を用いてシステム同定を行い、建築物における振動特性の時系列変化を、図3.2-4(e)～図3.2-4(f)に示した。固有振動数については、東北地方太平洋沖地震本震を境にして、5-10%程度低下していることが分かる。減衰定数は、東北地方太平洋沖地震本震前後で、明確な変化は現れていない。最上層の最大加速度と固有振動数・減衰定数との関係を図3.2-4(g)～図3.2-4(h)に示す。図3.2-4(g)においては、1次固有振動数の明確な振幅依存性が見られ、地震の前後で振動数が5%程度低下していることが分かる。図3.2-4(h)の減衰定数は、ばらつきが大きいものの、加速度が大きいほど減衰定数が大きくなる傾向が見られる。また、減衰定数の振幅依存性に関しては、東北地方太平洋沖地震の前後で明確な差は見られなかった。

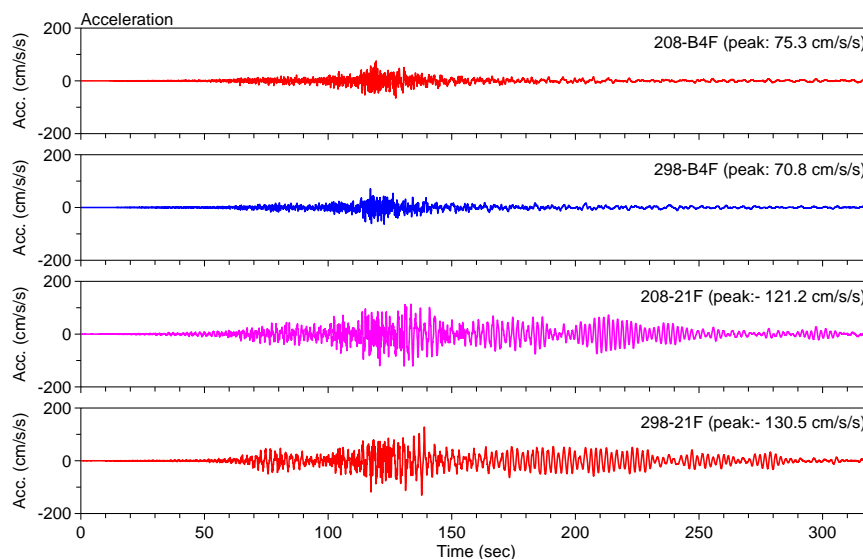


図3.2-4(a) B4Fと21Fの加速度記録

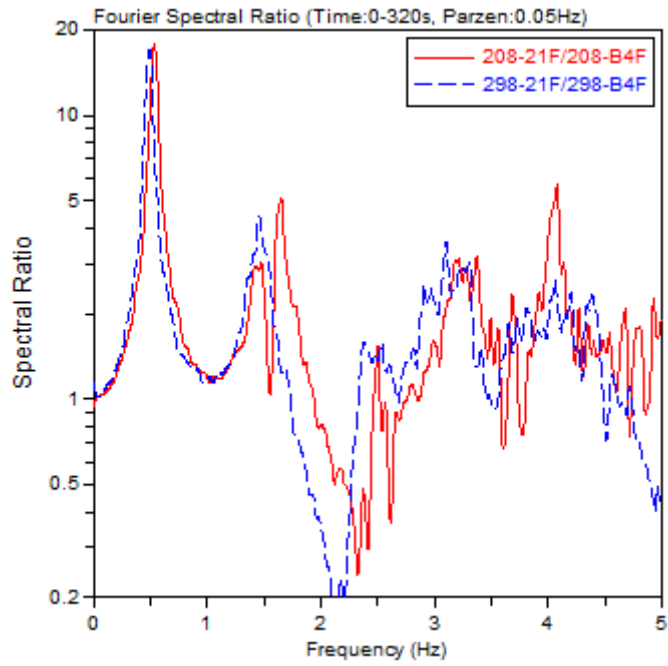


図 3.2-4(b) フーリエスペクトル比 (21F/B4F)

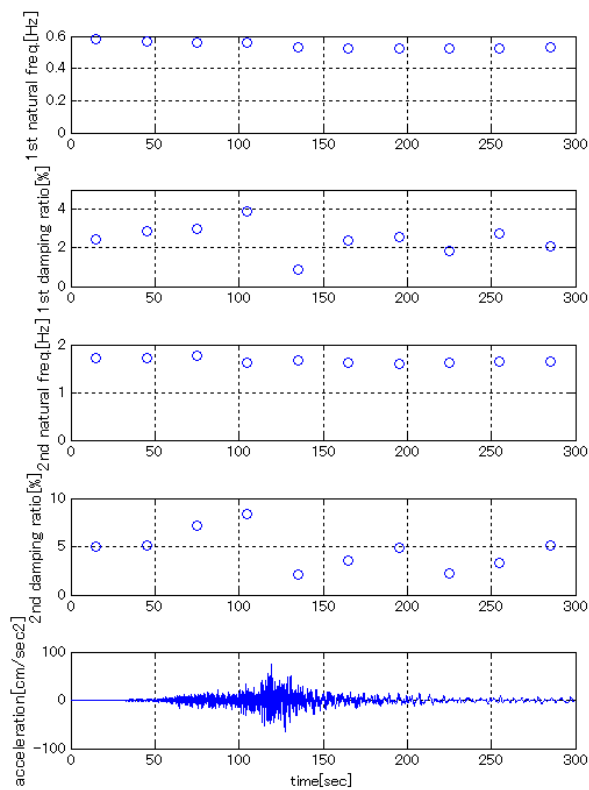


図 3.2-4(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化 (208 方向)

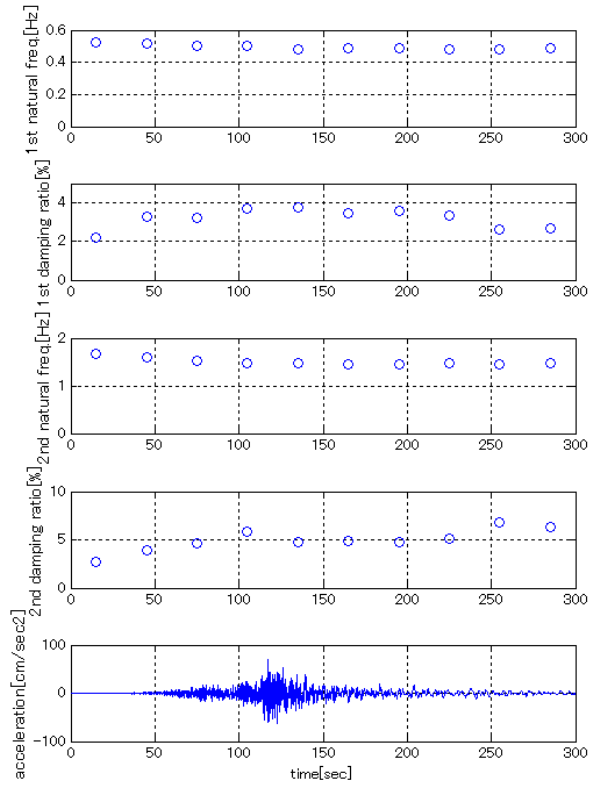


図 3. 2-4(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(298 方向)

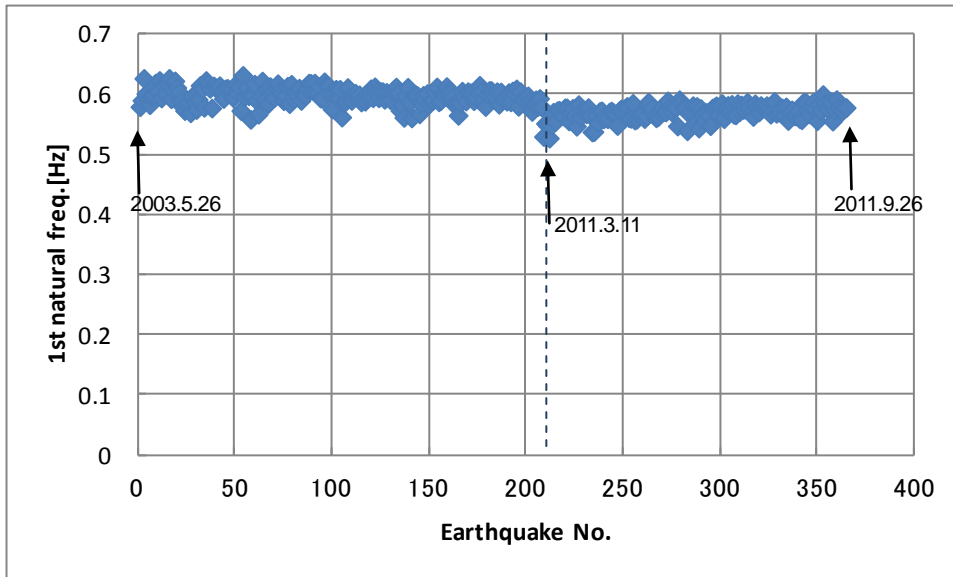


図 3. 2-4(e) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の固有振動数の変化(208 方向)

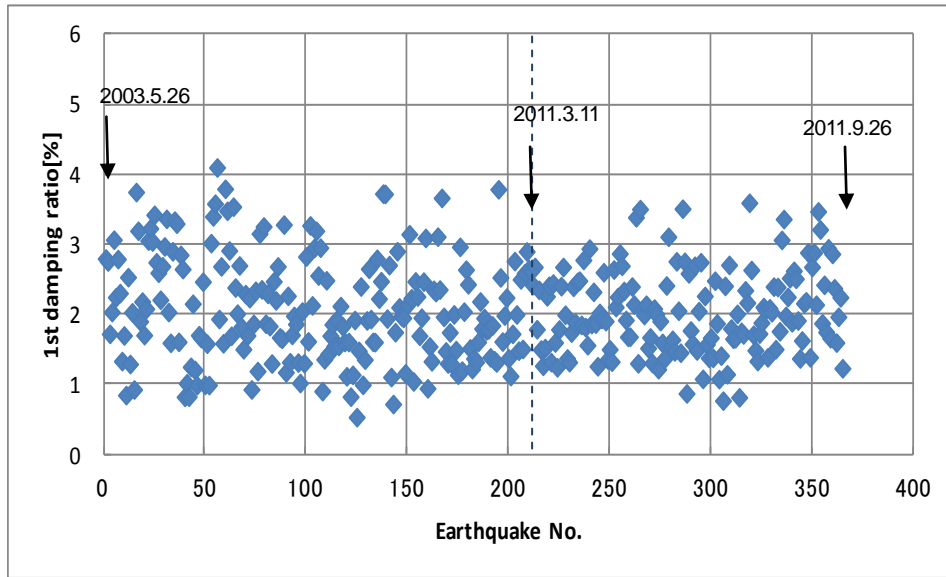


図 3. 2-4(f) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の減衰定数の変化 (208 方向)

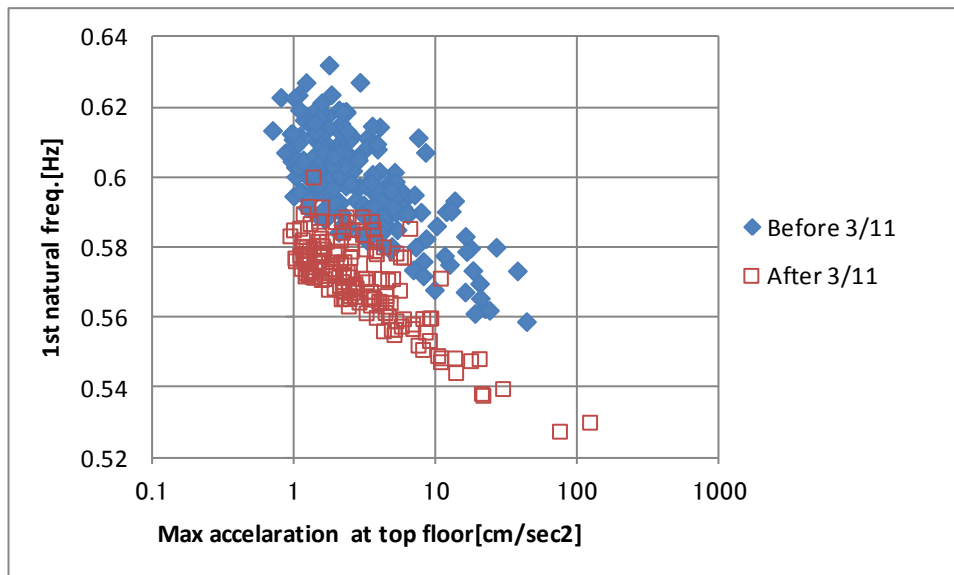


図 3. 2-4(g) 最上層の最大加速度と 1 次固有振動数の関係 (208 方向)

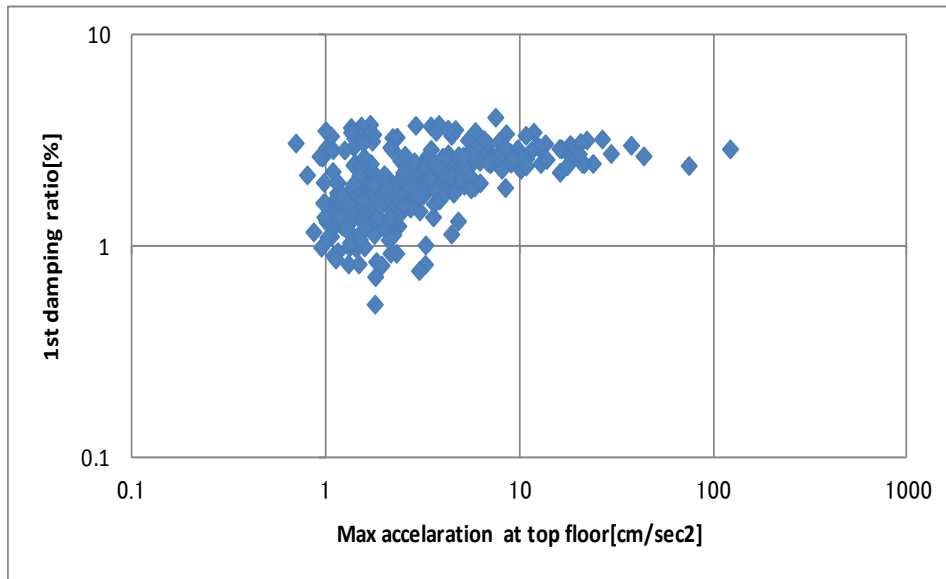


図 3.2-4 (h) 最上層の最大加速度と 1 次減衰定数の関係 (208 方向)

(5) 建物E

建物Eは東京都に建設された20階建ての鉄骨造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図3.2-5(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図3.2-5(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比(20F/1F)を示す。0.5Hz付近に1次モードのピークが、1.5Hz付近に2次モードのピークが見られる。得られた強震記録を30秒ごとに10分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図3.2-5(c)と図3.2-5(d)に示す。1次振動数は、地震の最中に初期値に比べて10%程度低下している。1次減衰定数については、ばらつきがあるものの、1-4%前後の値をとっている。

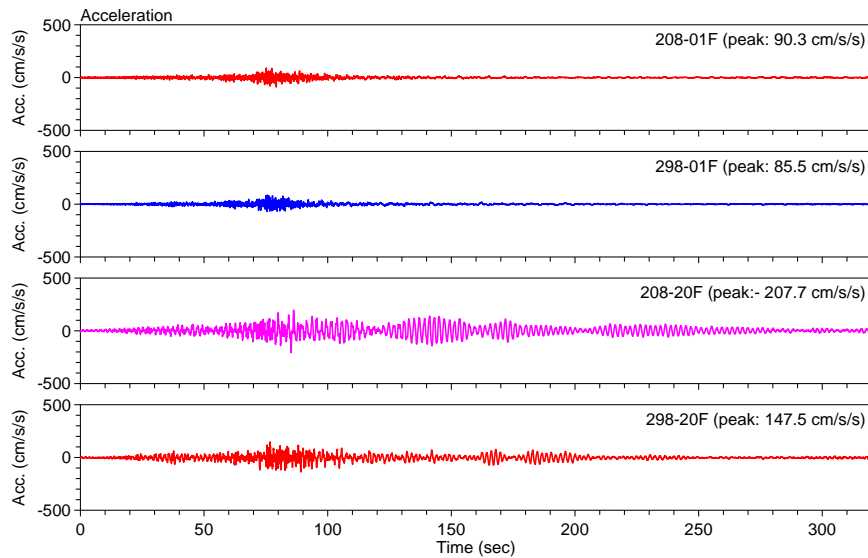


図3.2-5(a) 1Fと20Fの加速度記録

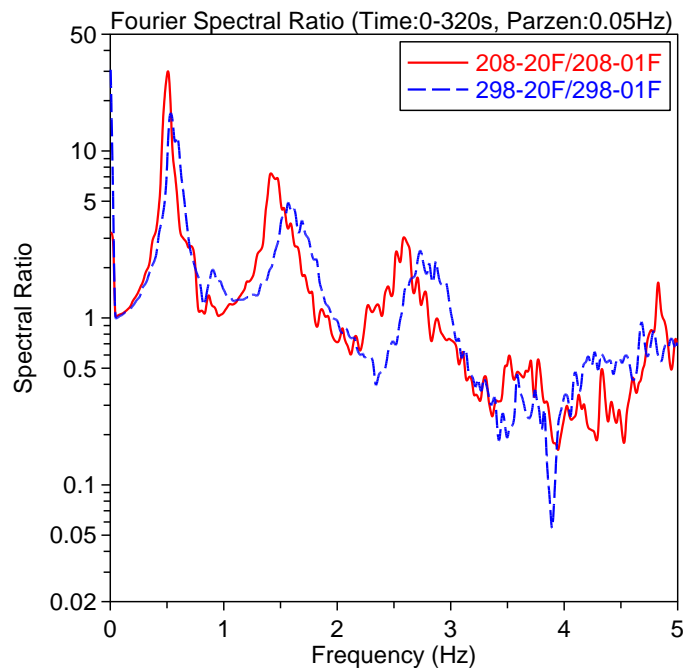


図3.2-5(b) フーリエスペクトル比(20F/1F)

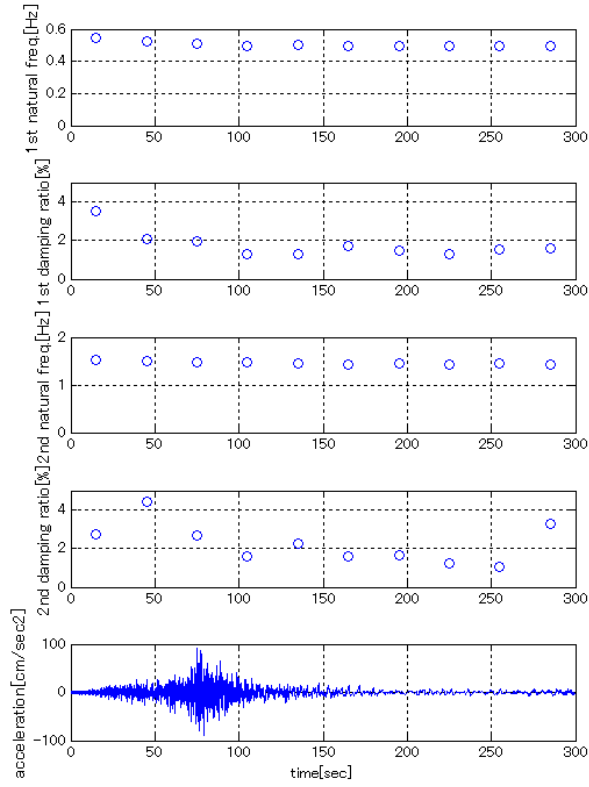


図 3.2-5(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(208 方向)

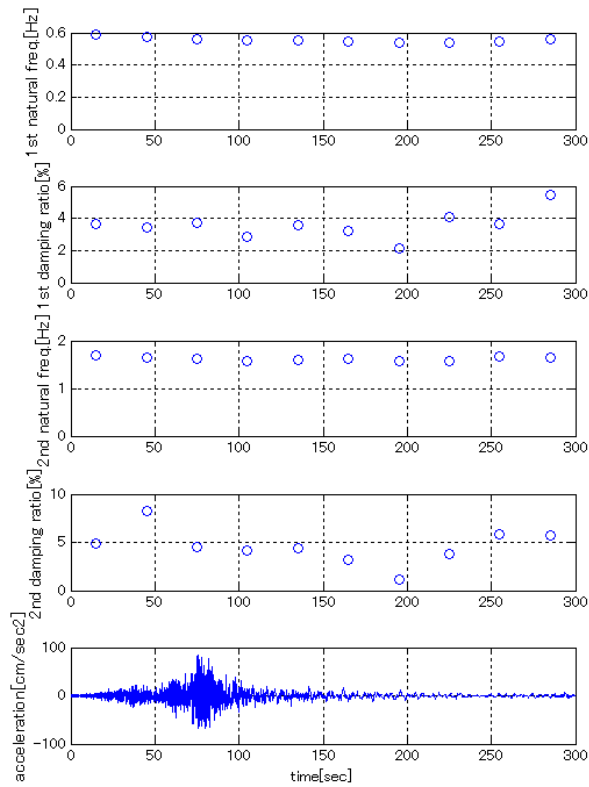


図 3.2-5(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(298 方向)

(6) 建物F

建物Fは東京都に建設された20階建ての鉄骨造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図3.2-6(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図3.2-6(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比(19F/1F)を示す。0.5Hz付近に1次モードのピークが、1.5Hz付近に2次モードのピークが見られる。得られた強震記録を30秒ごとに10分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図3.2-6(c)と図3.2-6(d)に示す。1次振動数は、地震の最中に初期値に比べて5-7%程度低下している。1次減衰定数については、ばらつきがあるものの、振幅が小さいところで2%前後の値をとり、振幅の増加とともに4%程度まで増加している。

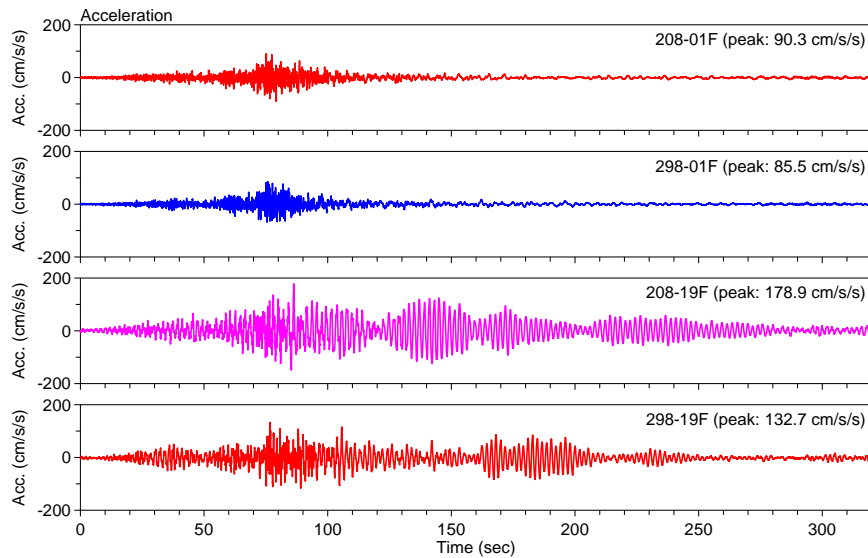


図3.2-6(a) 1Fと19Fの加速度記録

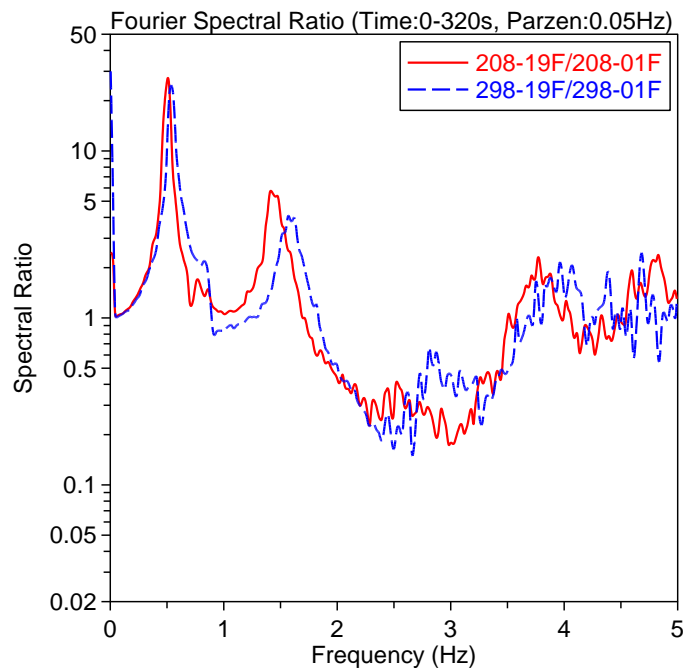


図3.2-6(b) フーリエスペクトル比(19F/1F)



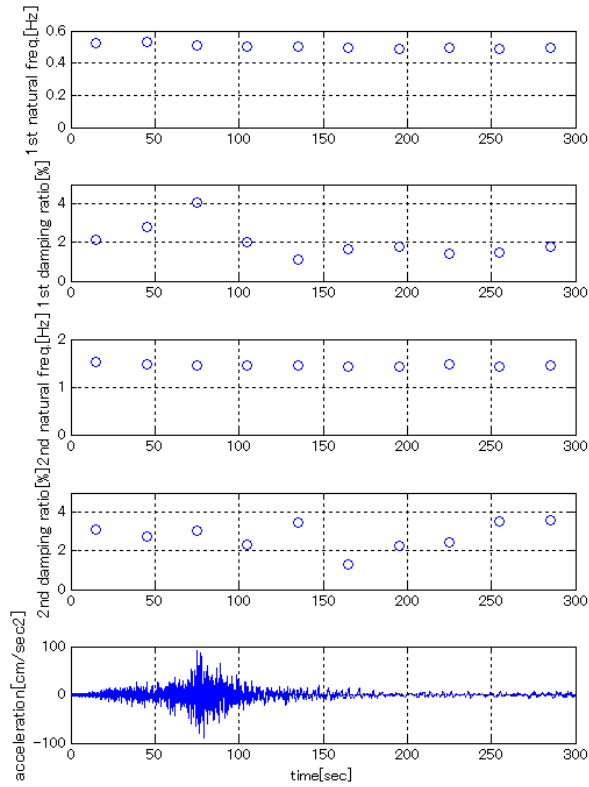


図 3.2-6(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(208 方向)

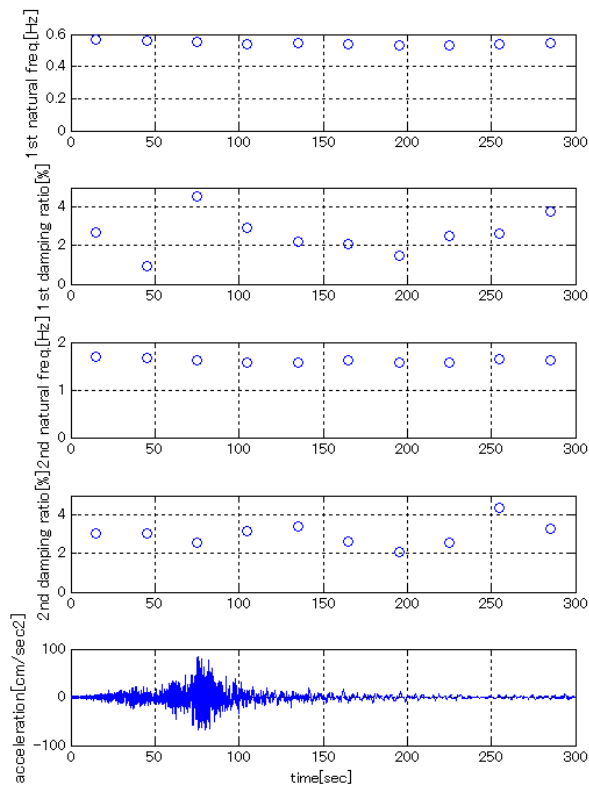


図 3.2-6(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(298 方向)

(7) 建物 G

建物 G は神奈川県に建設された 23 階建ての鉄骨造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図 3.2-7(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-7(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (23F/B2F) を示す。加速度記録とスペクトル比を見ると、303 方向については、センサーの不調のため、正確な記録が得られていない。213 方向については、0.4Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.4Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-7(c)に示す。1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 10%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、2-4%前後の値をとっている。

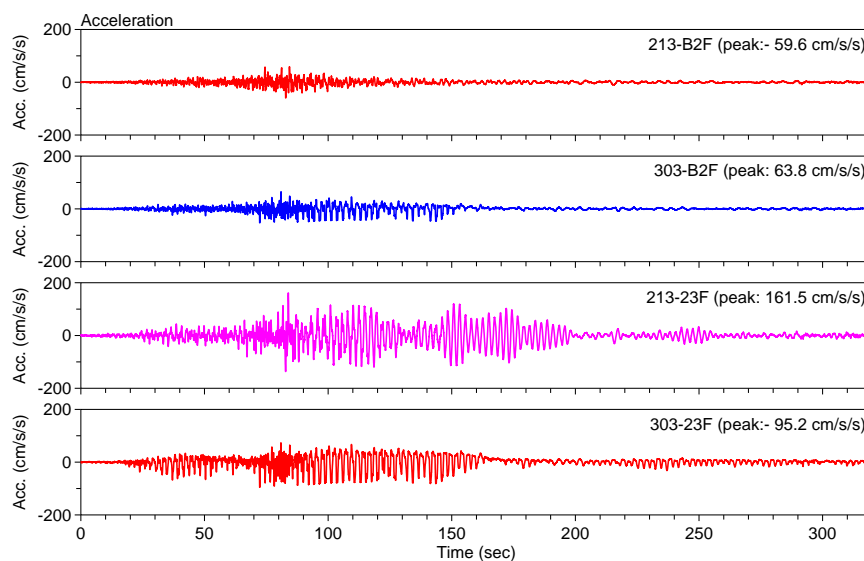


図 3.2-7(a) B2F と 23F の加速度記録

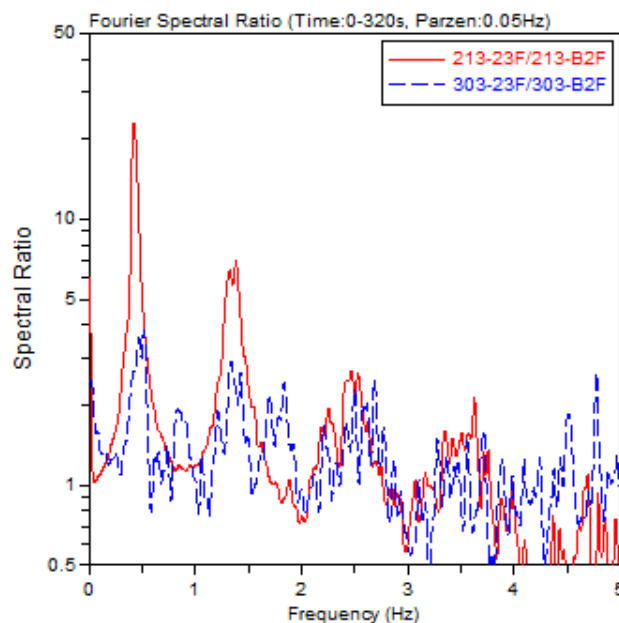


図 3.2-7(b) フーリエスペクトル比 (23F/B2F)

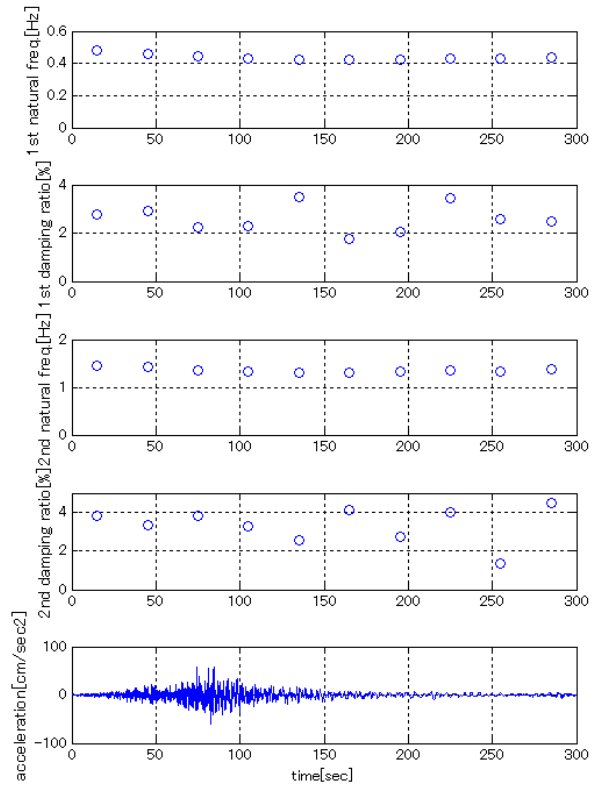


図 3.2-7(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(213 方向)

(8) 建物 H

建物 H は大阪府に建設された 15 階建ての鉄骨造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図 3.2-8(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-8(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (P3F/B3F) を示す。0.6-0.7Hz 付近に 1 次モードのピークが、2Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 15 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-8(c)と図 3.2-8(d)に示す。1 次振動数は、地震の最中にほとんど変化していない。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、1-3%前後の値をとっている。

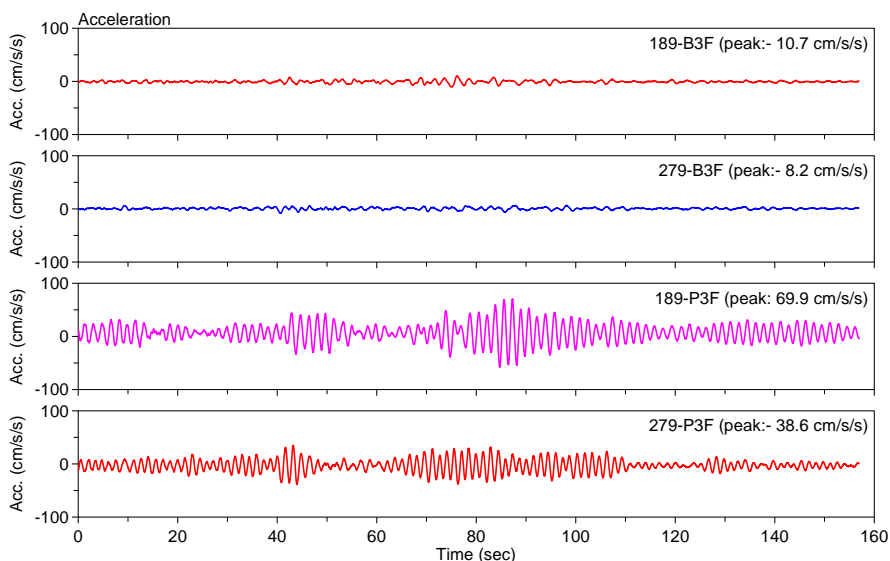


図 3.2-8(a) B3F と P3F の加速度記録

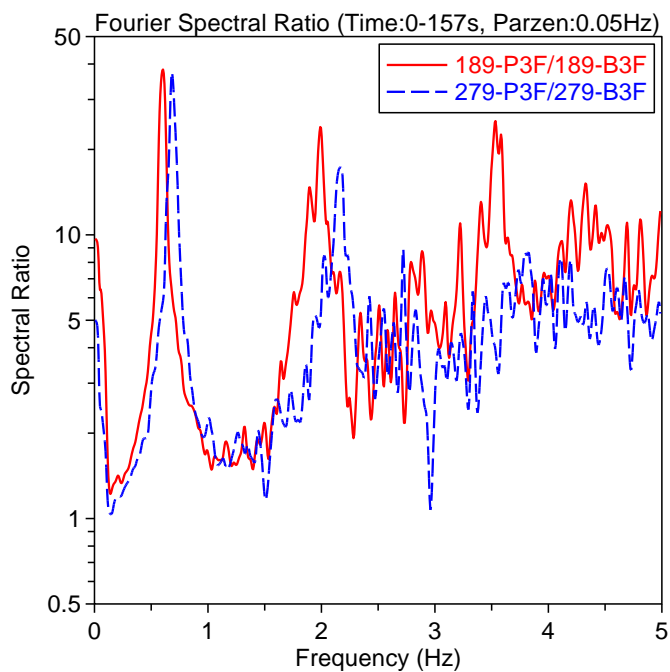


図 3.2-8(b) フーリエスペクトル比 (P3F/B3F)

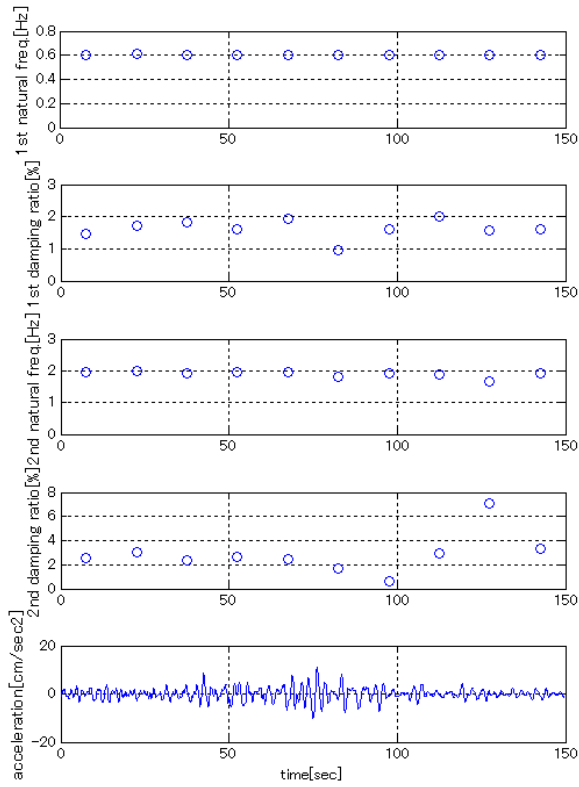


図 3.2-8(c) 2011年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(189方向)

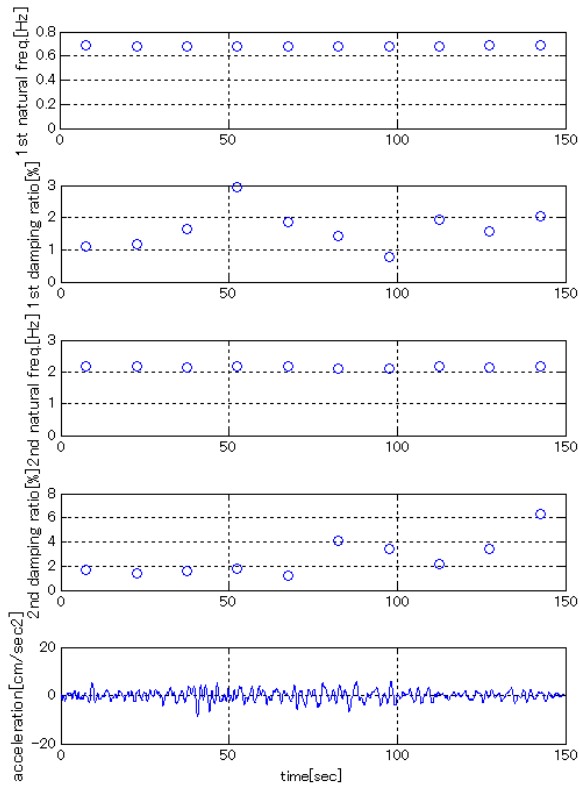


図 3.2-8(d) 2011年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(279方向)

(9) 建物 I

建物 I は大阪府に建設された地上 52 階塔屋 3 階の鉄骨造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図 3.2-9(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-9(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (52F/1F) を示す。0.15Hz 付近に 1 次モードのピークが、0.5Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 60 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-9(c)に示す。1 次振動数は、地震の最中にほとんど変化していない。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、1-3%程度の値をとっている。

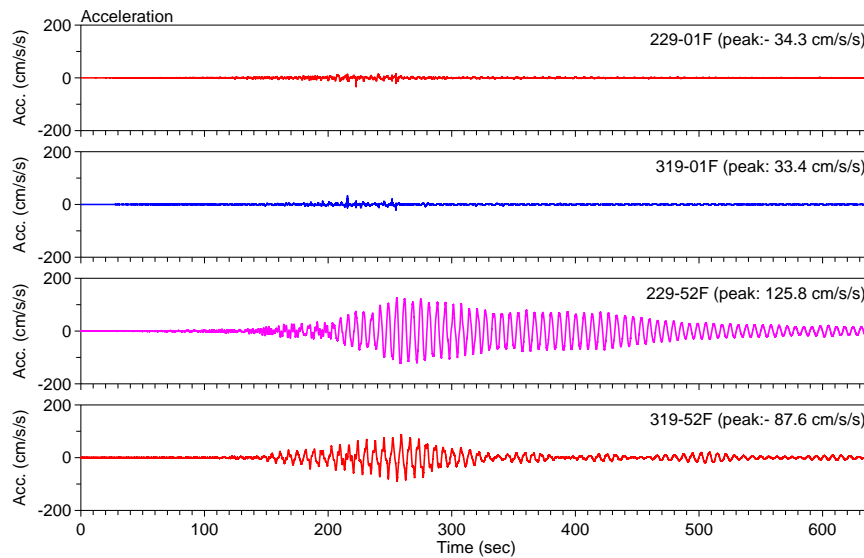


図 3.2-9(a) 1F と 52F の加速度記録

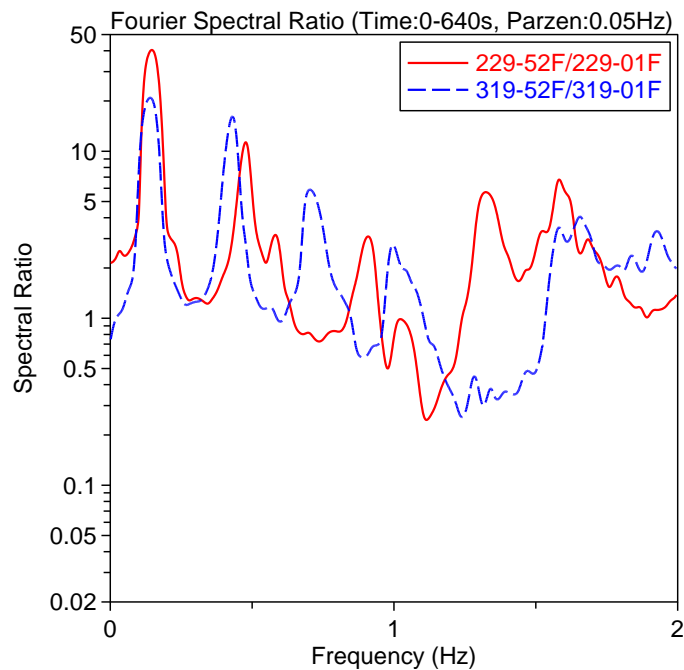


図 3.2-9(b) フーリエスペクトル比 (52F/1F)

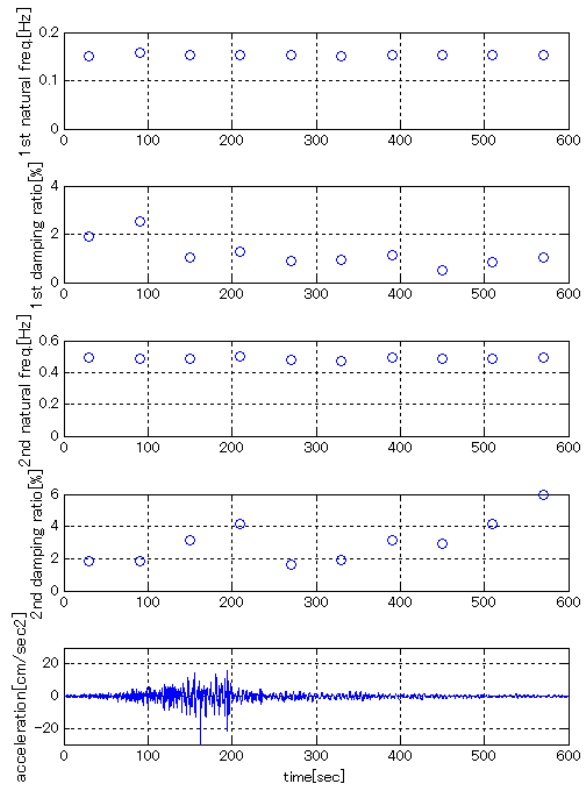


図 3.2-9(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(229 方向)

## (10) 建物 J

建物 J は東京都に建設された 37 階建ての鉄筋コンクリート造建築物で、建築物にダンパー等は設置されていない。

図 3.2-10(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.2-10(b)に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (37F/1F) を示す。0.4~0.45Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.2Hz~1.5Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.2-11(c)と図 3.2-11(d)に示す。1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 25%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、2-5%前後の値をとっている。区間ごとに求めた刺激関数を図 3.2-11(e)と図 3.2-11(f)に示す。刺激関数は区間により変化しておらず、一定の値をとっている。

本建築物においては、2007 年 5 月より継続的に強震観測を行っており、東北地方太平洋沖地震本震を含め約 130 の記録が得られている。これらの全ての記録を用いてシステム同定を行い、建築物における振動特性の時系列変化を、図 3.2-11(g)~図 3.2-11(h)に示した。固有振動数については、東北地方太平洋沖地震本震を境にして、20%程度低下していることが分かる。減衰定数は、東北地方太平洋沖地震本震前には、1-2%程度であったが、地震後に 2-4%程度に増加している傾向が見られる。固有振動数と減衰定数の変化は、雑壁等におけるひび割れの発生などによると考えられる<sup>3-2)</sup>。

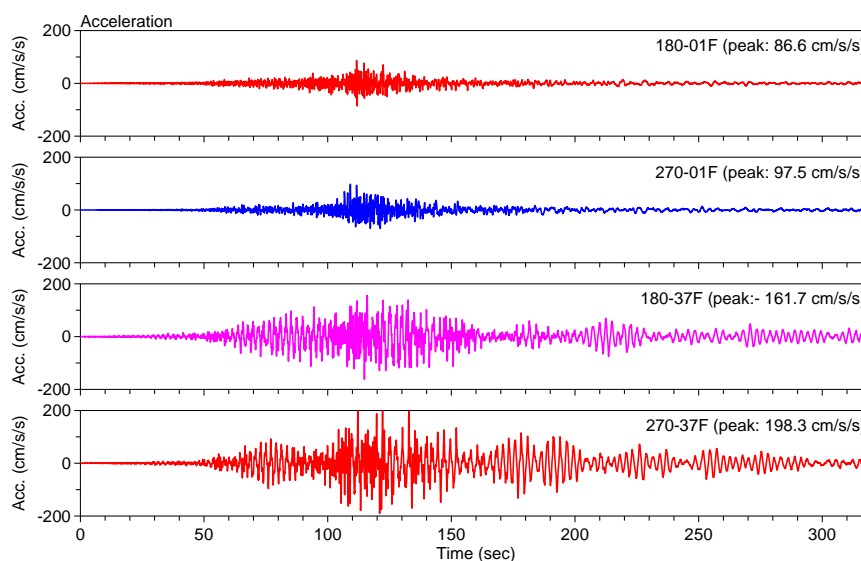


図 3.2-10(a) 1F と 37F の加速度記録



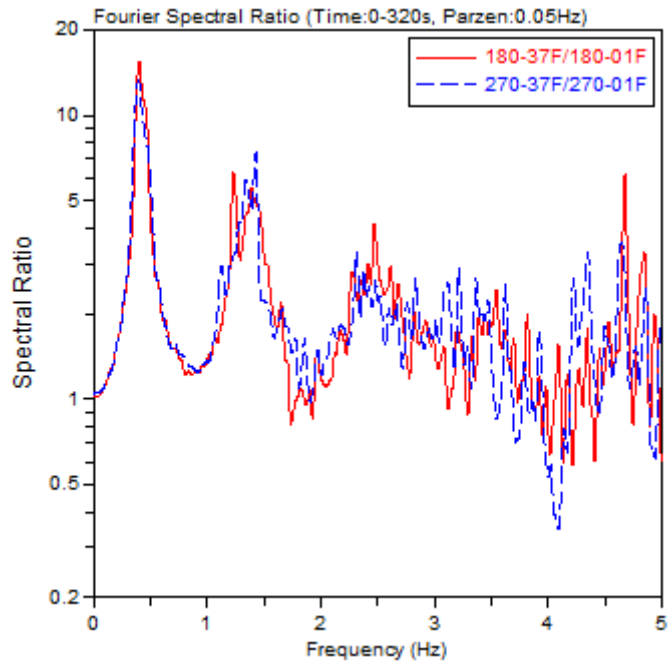


図 3.2-10 (b) フーリエスペクトル比(37F/1F)

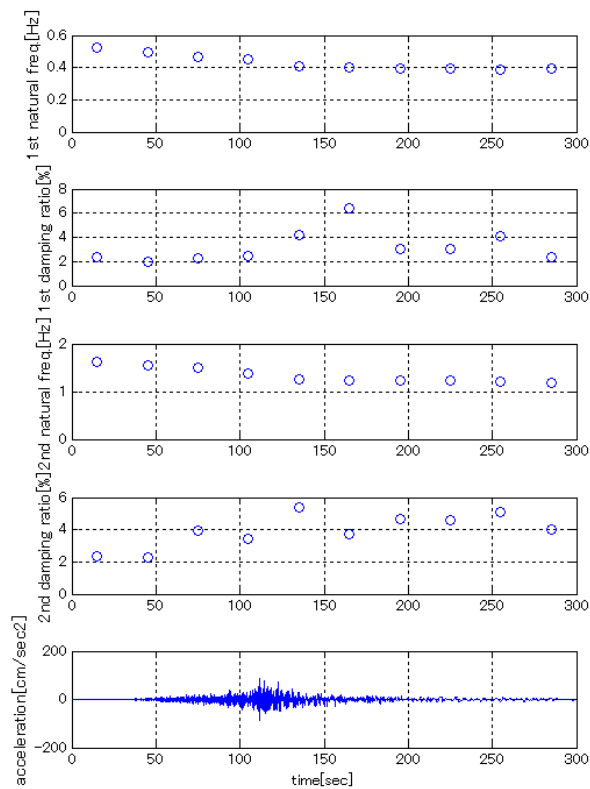


図 3.2-10 (c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(180 方向)

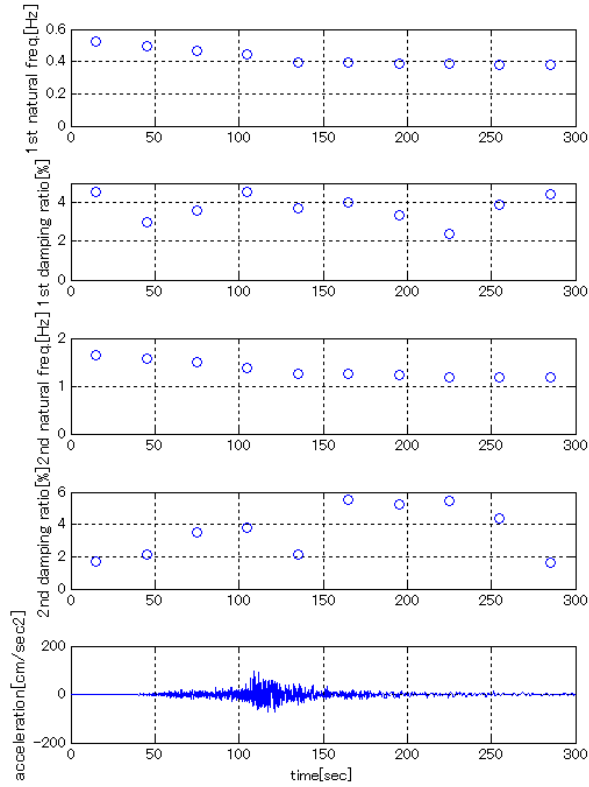


図 3.2-10 (d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(270 方向)

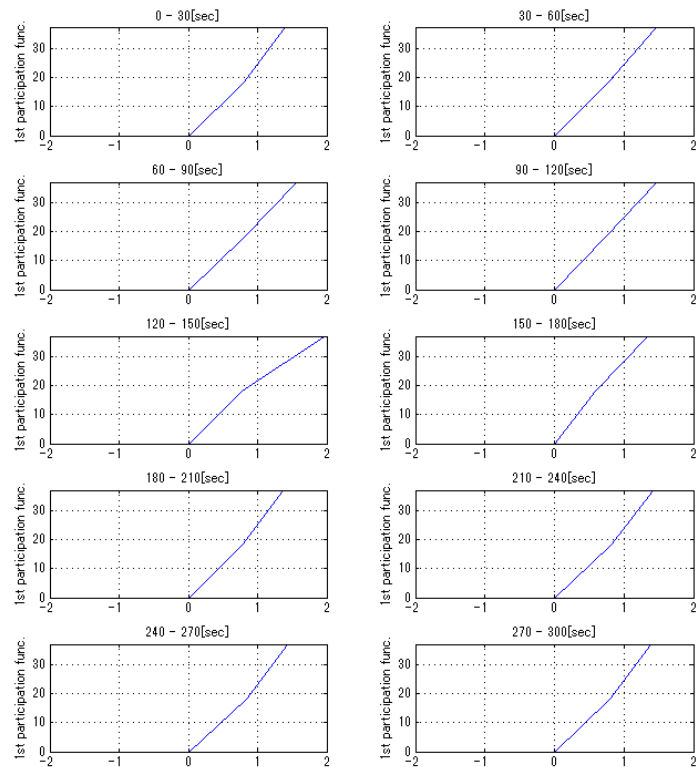


図 3.2-10 (e) 2011 年東北地方太平洋沖地震における 1 次刺激関数の変化(180 方向)

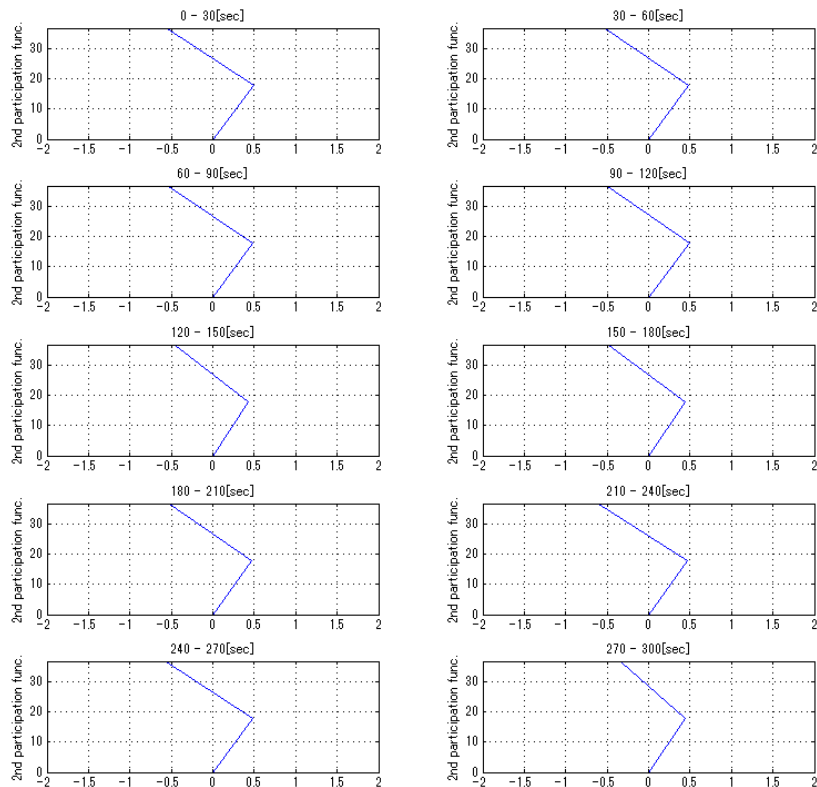


図 3.2-10 (f) 2011 年東北地方太平洋沖地震における 2 次刺激関数の変化(180 方向)

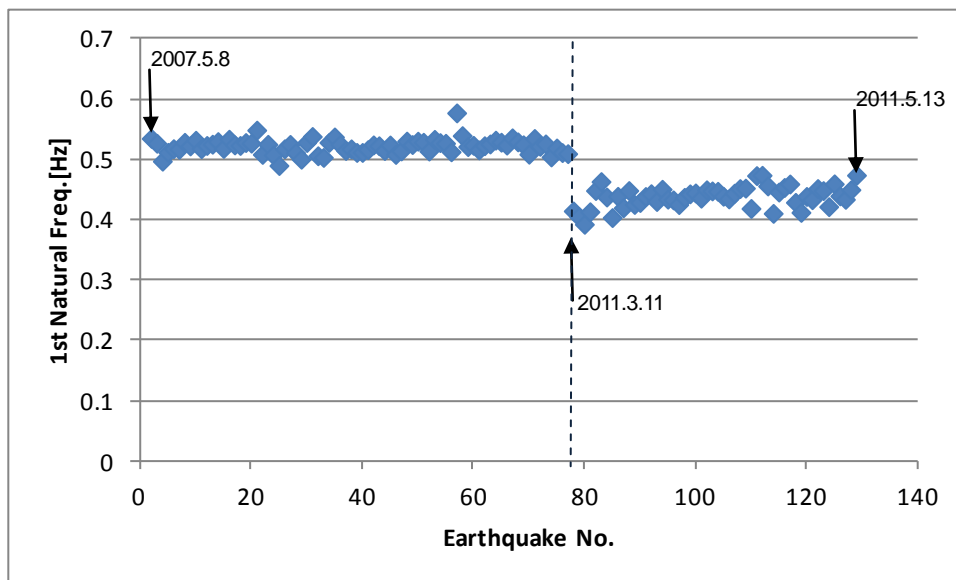


図 3.2-10 (g) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の固有振動数の変化(180 方向)

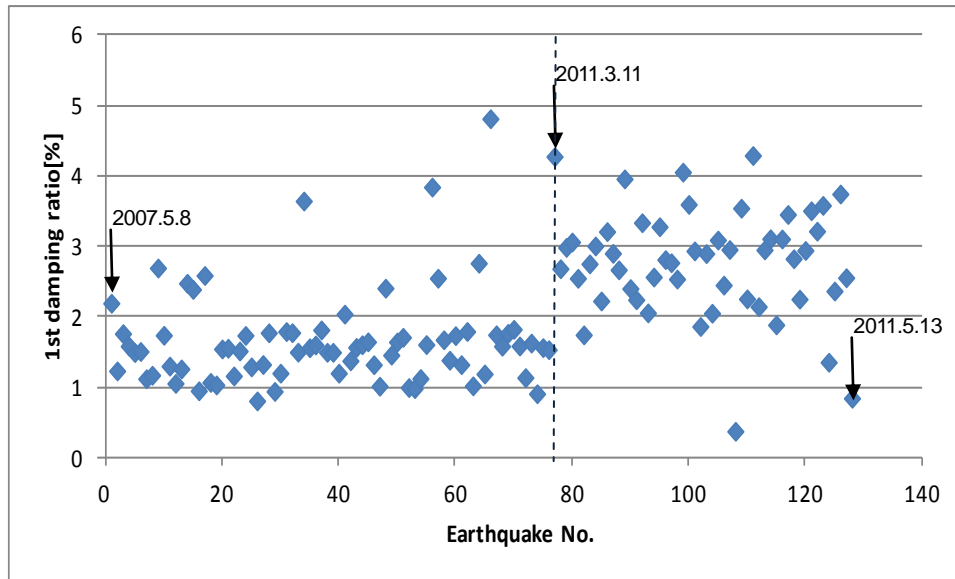


図 3.2-10 (h) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の減衰定数の変化(180 方向)

### 3.3 免震建築物の振動特性

ここでは、東北地方太平洋沖地震本震を含む強震観測記録を用いて、免震建築物の振動特性の同定を行う。適用した同定手法は、部分空間法のひとつである N4SID 法 (Numerical algorithm for Subspace based State-Space System Identification method)<sup>3-1)</sup>である。

#### 3.3.1 対象建築物と強震記録の概要

同定の対象としたのは、独立行政法人建築研究所が観測している免震建築物 3 棟である。建築物の概要を表 3.3-1 に示す。また、強震記録の一覧を表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1 対象建築物

名称	所在地	階数	構造形式	免震装置
建物 K	青森県	地上 10 階 地下 1 階 塔屋 1 階	鉄骨鉄筋コンクリート造(一部鉄骨)フレーム構造	鉛プラグ入り積層ゴム (14 基)
建物 L	茨城県	地上 7 階	プレキャストプレストレストコンクリート造(一部鉄骨)フレーム構造	天然ゴム系積層ゴム (11 基) 鉛プラグ入り積層ゴム (45 基) 鋼材ダンパー一体型積層ゴム (9 基)
建物 M	東京都	地上 11 階 地下 2 階 塔屋 2 階	鉄骨鉄筋コンクリート造フレーム構造	天然ゴム系積層ゴム (50 基) 鉛プラグ入り積層ゴム (48 基) オイルダンパー (20 基)

建物 L には地下階はないが、以下では建築物基礎(免震層下部)のことを B1F と示す。

建物 M は、得られた全ての強震記録を対象に同定を行った。他は東北地方太平洋沖地震本震のみを対象に同定を行った。

表 3.3-2 免震建築物の強震記録一覧

名称	$\Delta$ (km)	$I_{JMA}$	設置 方位	位置	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )		
					H1	H2	V
建物 K	292	5.2	164°	B1F	100	104	58
				01F	91	122	73
				10F	120	123	206
建物 L	334	5.2*	004°	B1F*	327	233	122
				01F	92	76	198
				06F	126	91	243
建物 M	386	4.5*	208°	B2F	104	91	58
				B1F	55	41	62
				12F	94	82	104

注)  $\Delta$ : 震央距離,  $I_{JMA}$ : 計測震度 (\*印は建築物基礎部の、他は地表のセンサーの記録から算出気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V: 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

#### 3.3.2 システム同定の概要

入力(地下階または 1 階)と応答(上層階)の加速度記録を用いて、システム同定手法により固有振動数と減衰定数の同定を行う。地震動データに対して N4SID 法<sup>3-1)</sup>によるパラメータ同定を行う。手

法は、3.2.2に示された方法と同様である。モデル次数（3.2.2参照）に関しては、次数を10から30に変化させて、インパルス応答のハンケル行列の特異値が急に小さくなるような次数を選択した。

入力を選震層の下部とした場合には、免震層を含めた全体系の特性の評価を行う。入力を選震層の上部とした場合には、免震層を含まない上部構造の特性の評価を行う。

### 3.3.3 振動特性の同定結果

#### (1) 建物K

建物Kは青森県に建設された10階建ての免震建築物である。

表3.3-1を見ると、地下1階の加速度に比べて、1階の加速度は10-20%低減しており、若干の免震効果が見られる。

図3.3-1(a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図3.3-1(b)に、東北地方太平洋沖地震本震の免震層の変位(時刻歴)を示した。免震層における最大変位は2cm程度となっている。図3.3-1(c)にスペクトル比(10F/B1F)を、図3.3-1(d)にスペクトル比(10F/O1F)を示す。得られた強震記録を30秒ごとに10分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。図3.3-1(e)に免震層を含む全体系の同定結果を、図3.3-1(f)に免震層を含まない上部構造の同定結果を示す。全体系の1次振動数は、地震の最中に15%程度低下している。全体系の1次減衰定数については、振幅が大きいところで20%程度の値に増加している。上部構造の1次振動数は、地震の最中に10%程度低下し、上部構造の減衰定数は5-10%程度の値をとる。

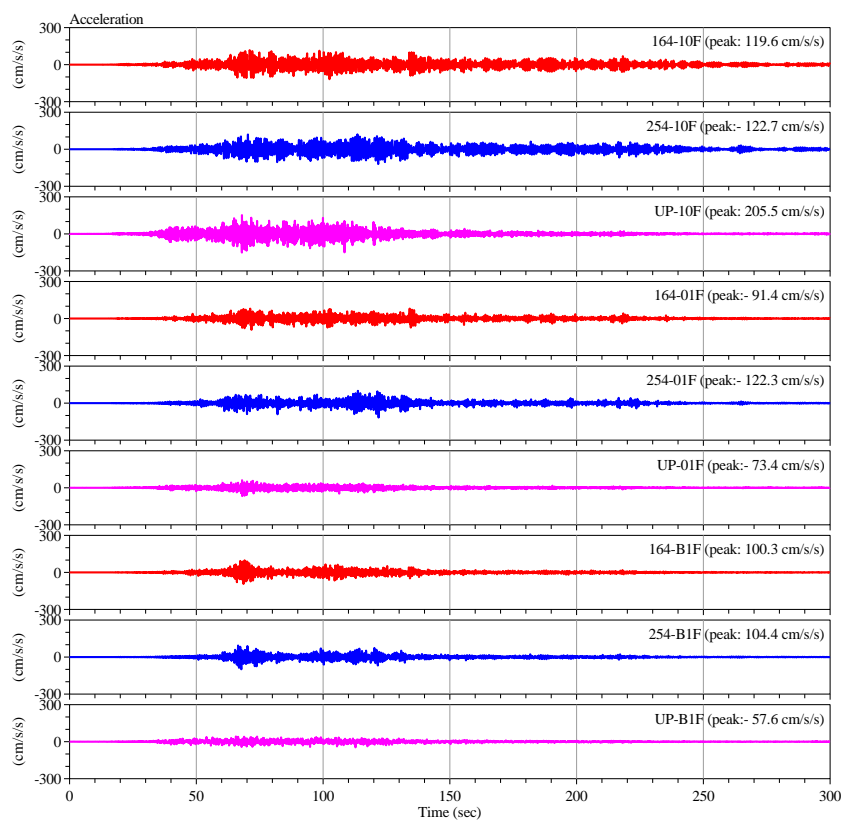


図3.3-1(a) B1F、1Fと10Fの加速度記録

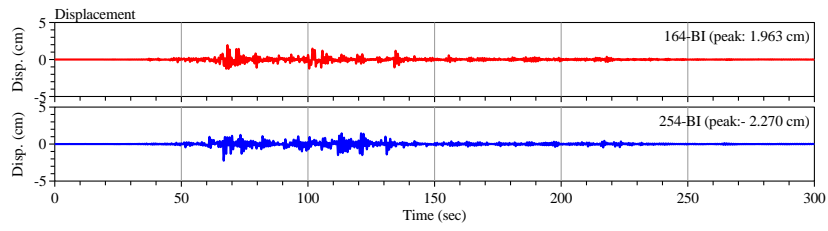


図 3.3-1(b) 免震層の変位(時刻歴)

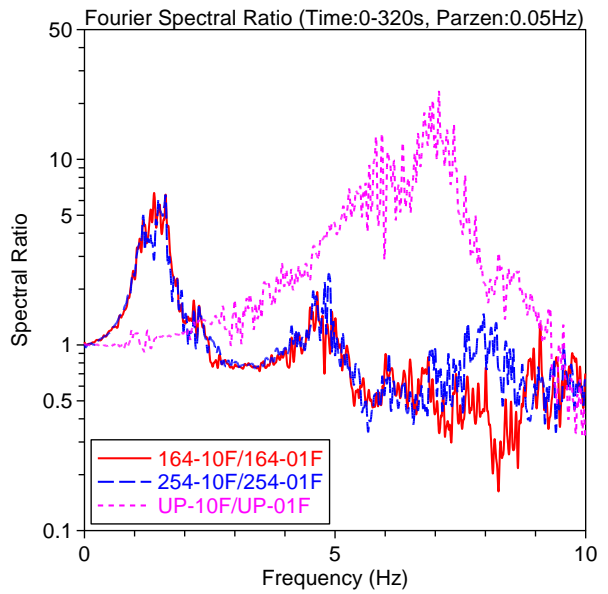
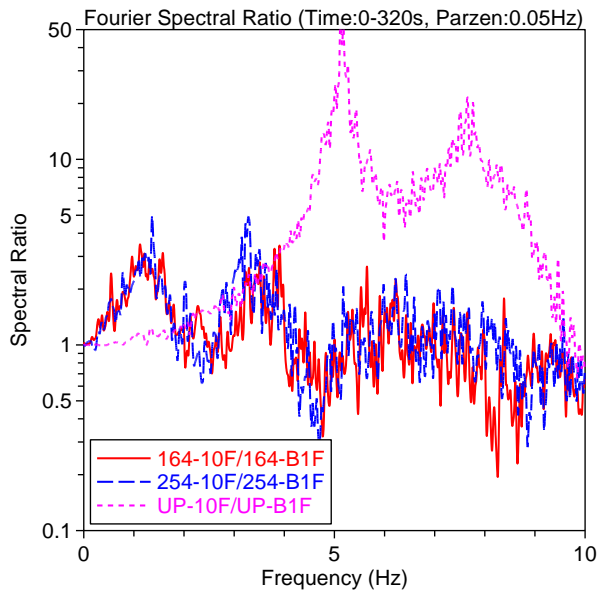


図 3.3-1(c) フーリエスペクトル比(10F/B1F), 図 3.3-1(d) フーリエスペクトル比(10F/01F),  
免震層を含めた全体系の特性 上部構造の特性

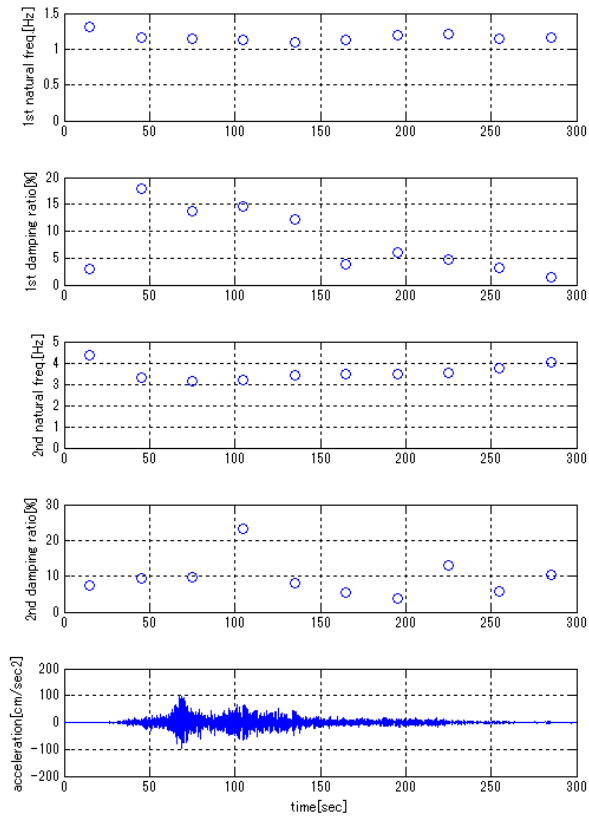


図 3.3-1(e) 免震層を含めた全体系 (10F/B1F) の振動数・減衰定数の変化(164 方向)

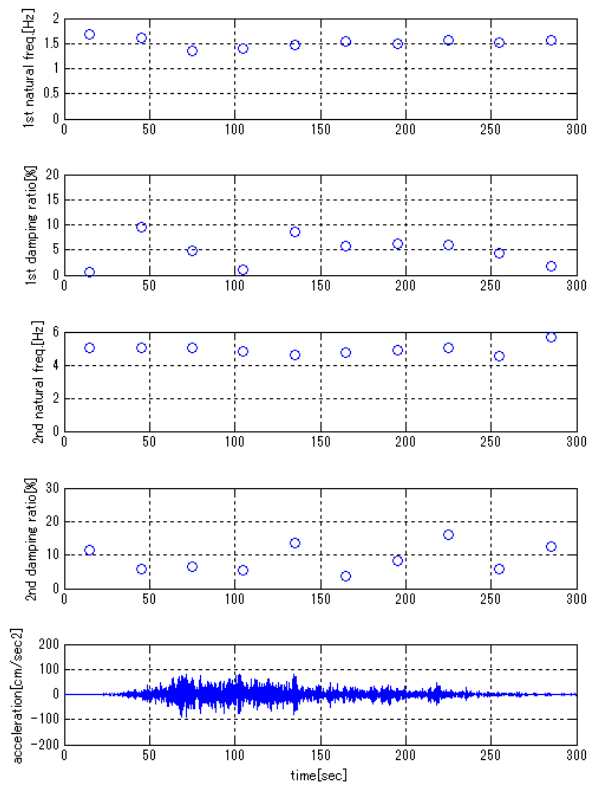


図 3.3-1(f) 上部構造 (10F/1F) の振動数・減衰定数の変化(164 方向)



(2) 建物L

建物Lは茨城県に建設された7階建ての免震建築物である。本建築物には地下階はないが、以下では建築物基礎上(免震層下部)のことをB1Fと示す。

表 3.3-1 を見ると、地下1階の加速度に比べて、1階の加速度は1/3程度に低減しており、明確な免震効果が見られる。

図 3.3-2 (a)に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.3-2(b)に、東北地方太平洋沖地震本震の免震層の変位(時刻歴)を示した。免震層における最大変位は5-6cm程度となっている。図 3.3-2(c)にスペクトル比(6F/B1F)を、図 3.3-2(d)にスペクトル比(6F/1F)を示す。得られた強震記録を30秒ごとに10分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。図 3.3-2(e)に免震層を含む全体系の同定結果を、図 3.3-2(f)に免震層を含まない上部構造の同定結果を示す。全体系の1次振動数は、地震の最中に55%程度低下している。全体系の1次減衰定数については、振幅が大きいく所らで60%程度の値に増加している。上部構造の1次振動数は、地震の最中に10%程度低下し、上部構造の減衰定数は2-5%程度の値をとる。

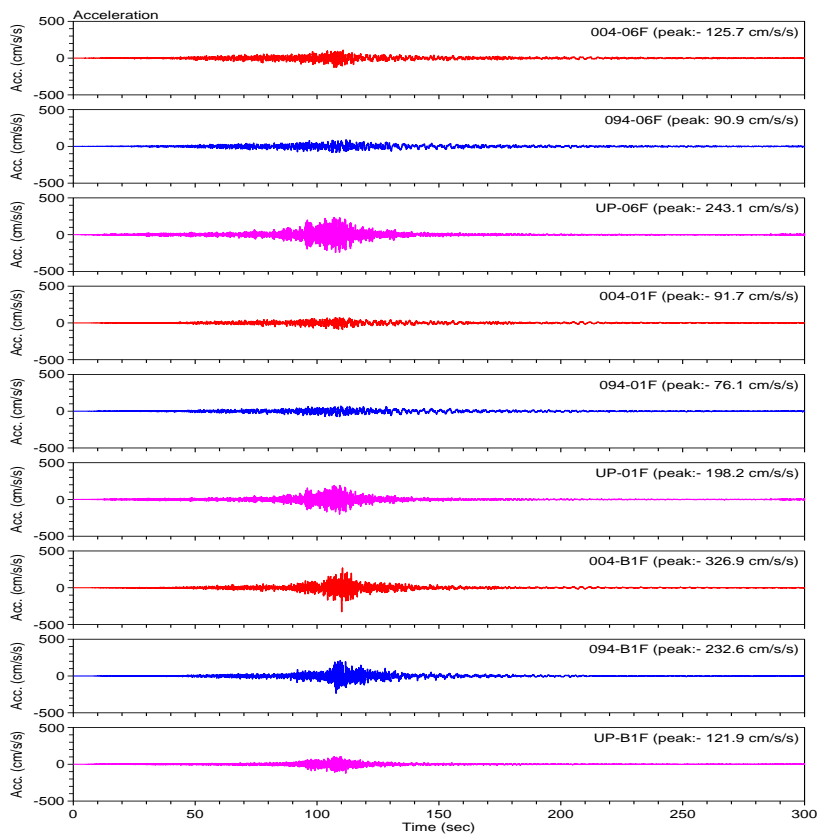


図 3.3-2(a) B1F、1F と 4F の加速度記録

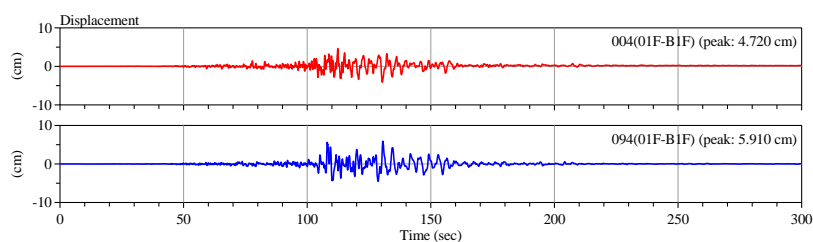


図 3.3-2(b) 免震層の変位(時刻歴)

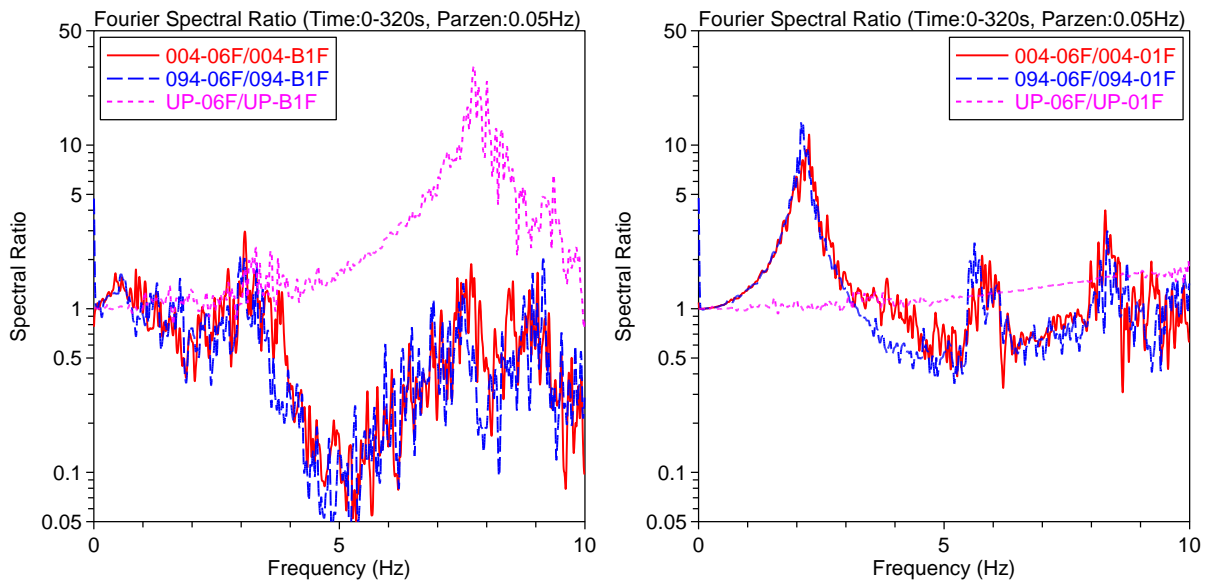


図 3.3-2(c) フーリエスペクトル比 (06F/B1F), 図 3.3-2(d) フーリエスペクトル比 (06F/01F),  
免震層を含めた全体系の特性 上部構造の特性

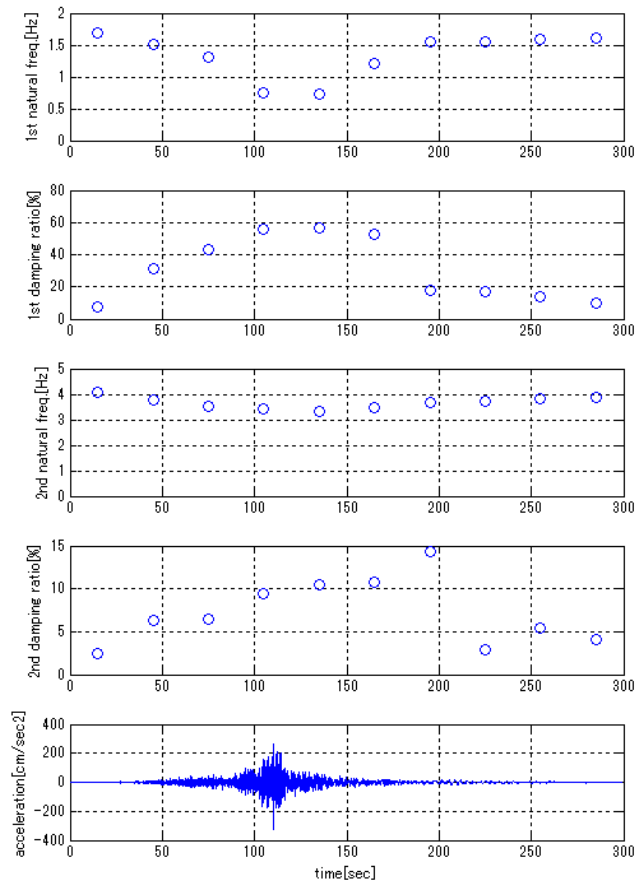


図 3.3-2(e) 免震層を含めた全体系 (6 F/B1F) の振動数・減衰定数の変化(004 方向)

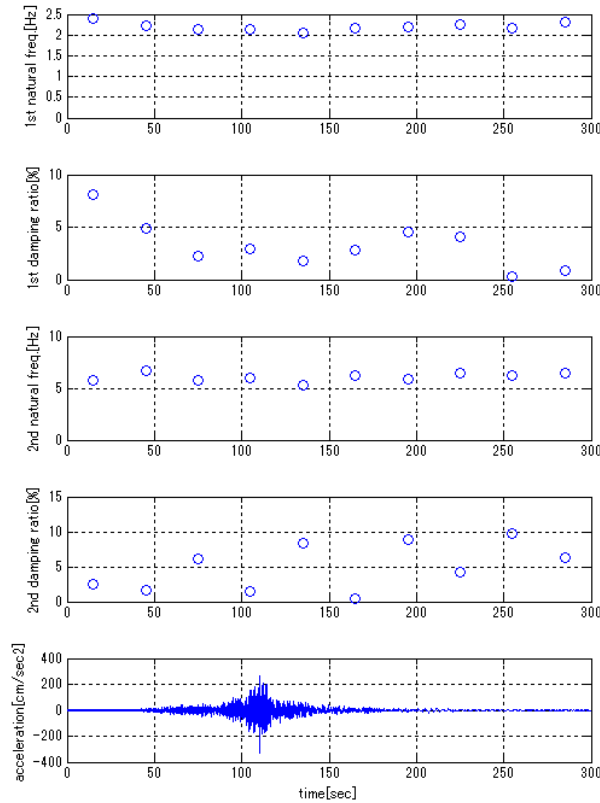


図 3.3-2(f) 上部構造 (6F/1F) の振動数・減衰定数の変化(004 方向)

### (3) 建物 M

建物 M は東京都に建設された 11 階建ての免震建築物である。表 3.3-1 を見ると、地下 2 階の加速度に比べて、地下 1 階の加速度は半分程度に低減しており、明確な免震効果が見られる。

図 3.3-3 (a) に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.3-3 (b) に、東北地方太平洋沖地震本震の免震層の変位(時刻歴)を示した。免震層における最大変位は 4-5cm 程度となっている。図 3.3-3 (c) にスペクトル比 (12F/B2F) を、図 3.3-3 (d) にスペクトル比 (12F/B1F) を示す。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。図 3.3-3 (e) に免震層を含む全体系の同定結果を、図 3.3-3 (f) に免震層を含まない上部構造の同定結果を示す。全体系の 1 次振動数は、地震の最中に 35%程度低下している。全体系の 1 次減衰定数については、振幅が大きいところで 60%程度の値に増加している。上部構造の 1 次振動数は、地震の最中に 10%程度低下し、上部構造の減衰定数は 2-4%程度の値をとる。

本建築物においては、2003 年 6 月より継続的に強震観測を行っており、東北地方太平洋沖地震本震を含め約 300 の記録が得られている。これらの全ての記録を用いてシステム同定を行い、建築物における振動特性の時系列変化を、図 3.3-3 (g) ~ 図 3.3-3 (i) に示した。固有振動数については、東北地方太平洋沖地震本震を境にして、5-10%程度低下しているが、その後徐々に元の値に近づいていることが分かる。全体系の減衰定数は、東北地方太平洋沖地震本震時に、60%程度の大きな値をとっているが、地震前後での変化は見られず、2-10%程度の値をとっている。上部構造の減衰定数は 1.5-3%程度の値をとっており、本震前後での変化は見られない。免震層の最大変位と固有振動数・減衰定数との関係を図 3.3-3 (j) ~ 図 3.3-3 (k) に示す。図 3.3-3 (j) においては、1 次固有振動数は免震層の最大変位により変化しており、地震の前後で振動数が 5%程度低下していることが分かる。図 3.3-3 (k) の減衰定数は、

ばらつきが大きいものの、免震層の最大変位が大きいほど減衰定数が大きくなる傾向が見られる。また、減衰定数の振幅依存性に関しては、東北地方太平洋沖地震の前後で明確な差は見られなかった。

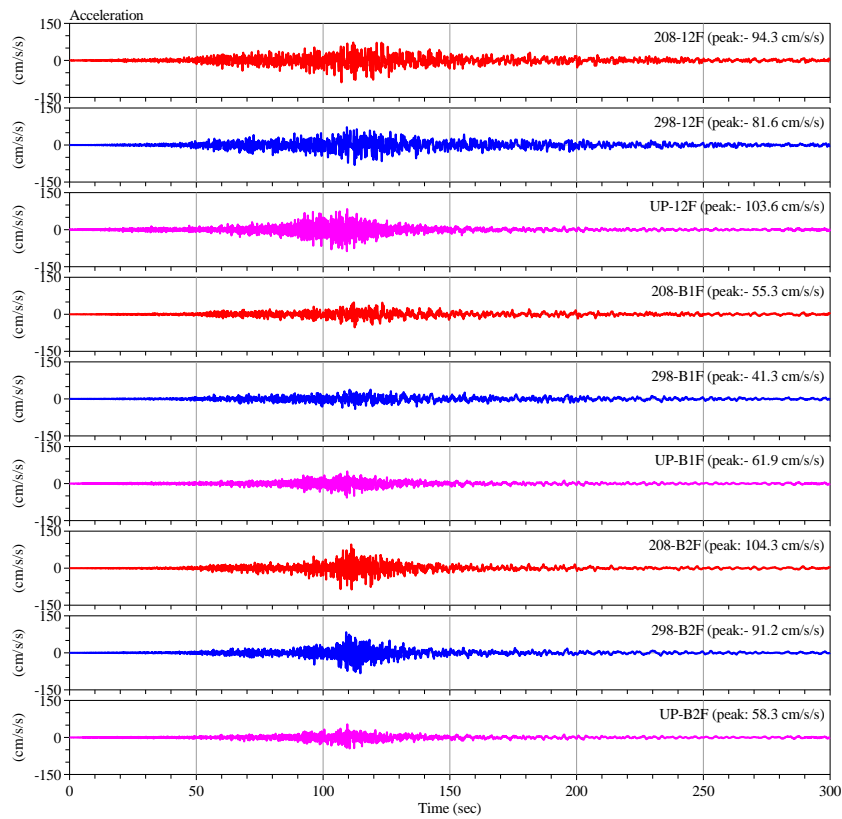


図 3.3-3(a) B2F、B1F と 12F の加速度記録

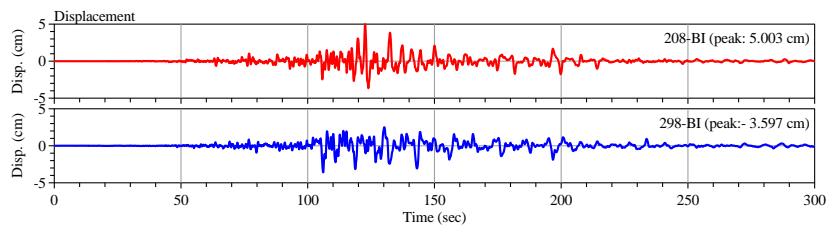


図 3.3-3(b) 免震層の変位(時刻歴)

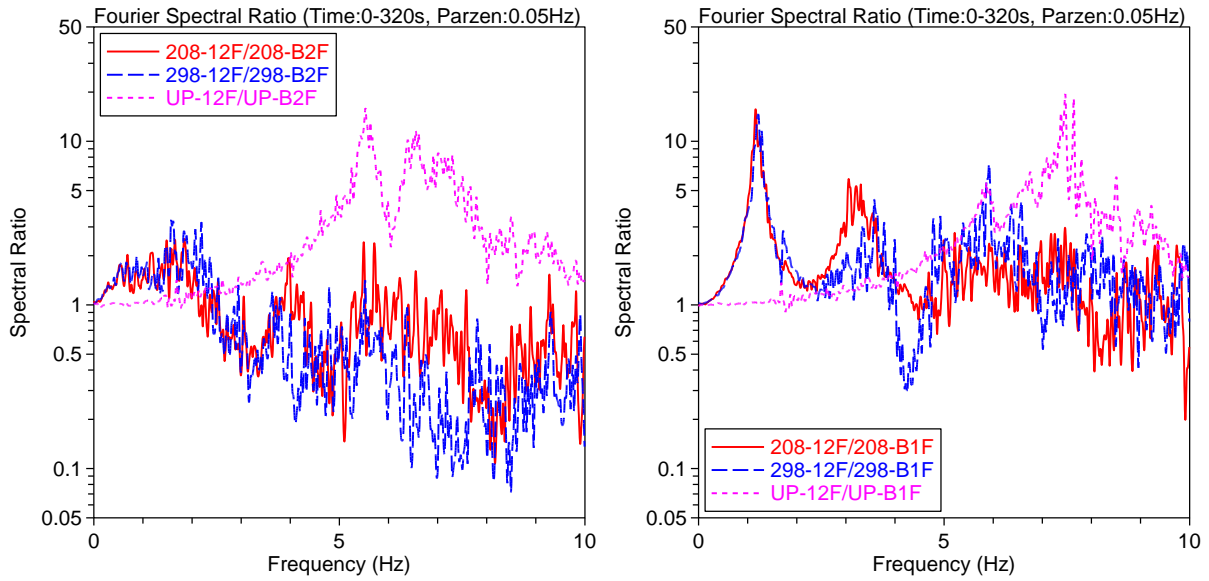


図 3.3-3(c) フーリエスペクトル比(12F/B2F), 図 3.3-3(d) フーリエスペクトル比(12F/B1F),  
免震層を含めた全体系の特性 上部構造の特性

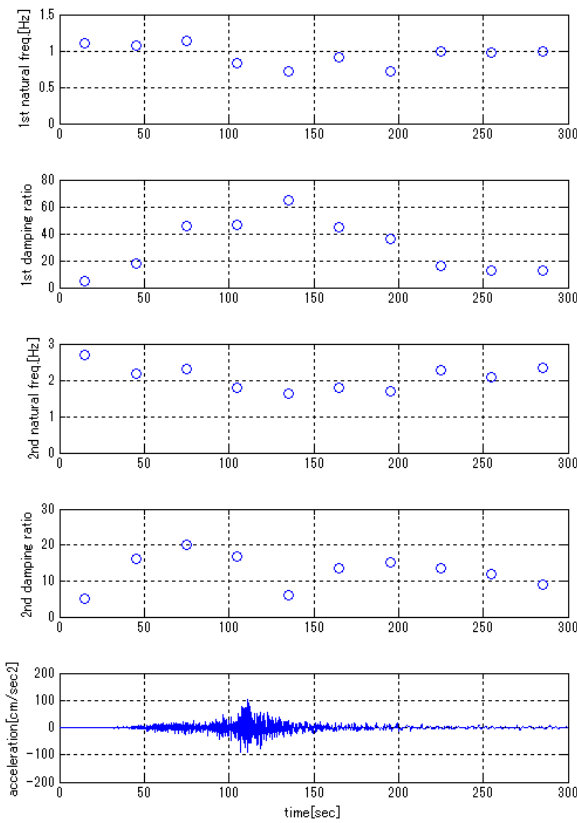


図 3.3-3(e) 免震層を含めた全体系 (12F/B2F) の振動数・減衰定数の変化(208 方向)

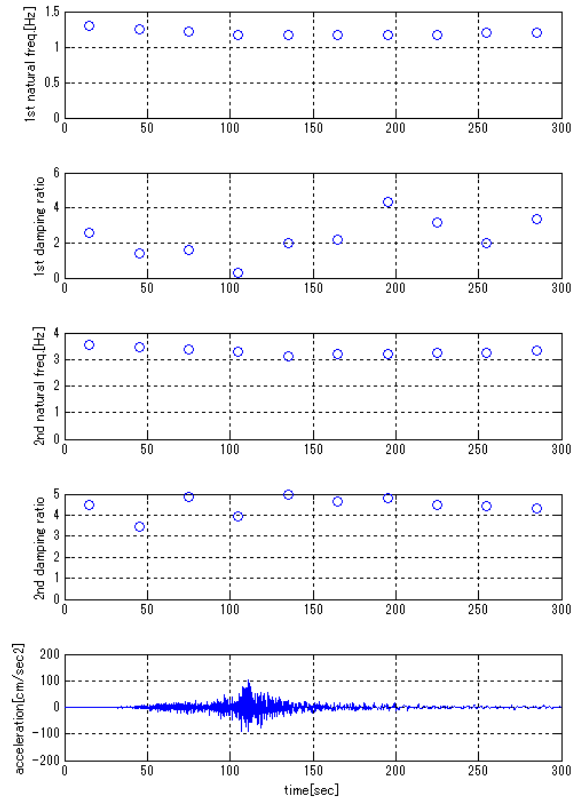


図 3. 3-3 (f) 上部構造 (12F/B1F) の振動数・減衰定数の変化(208 方向)

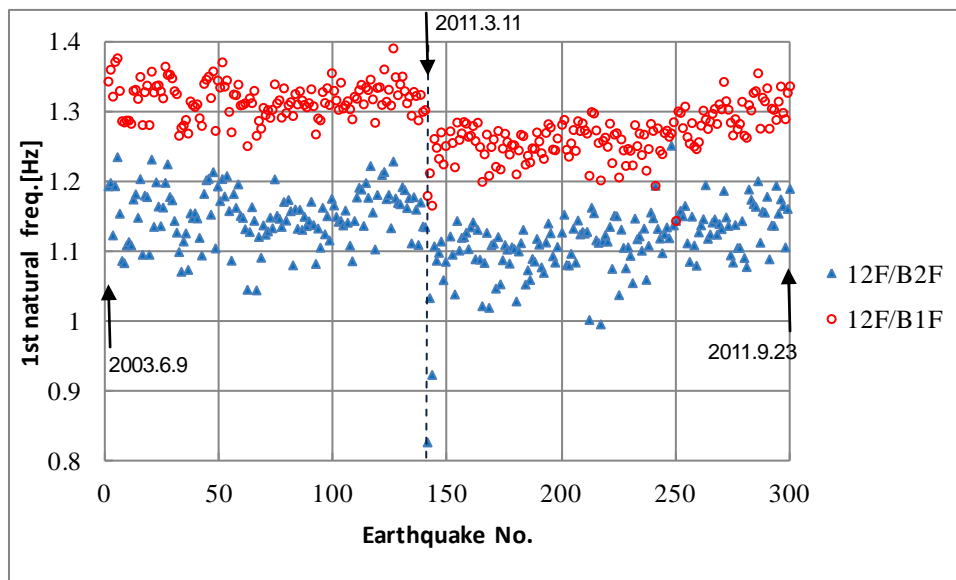


図 3. 3-3 (g) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の固有振動数の変化(208 方向)

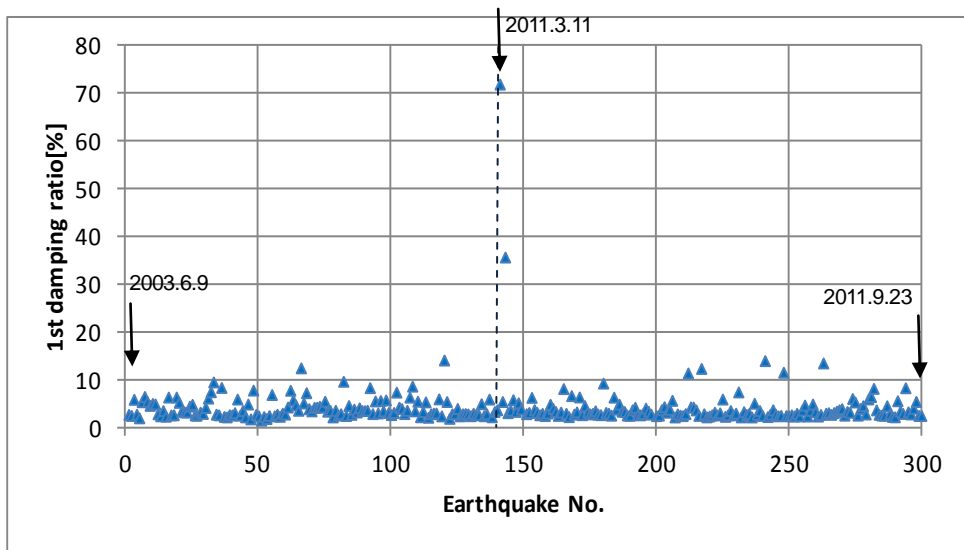


図 3. 3-3 (h) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の全体系の減衰定数の変化(208 方向)

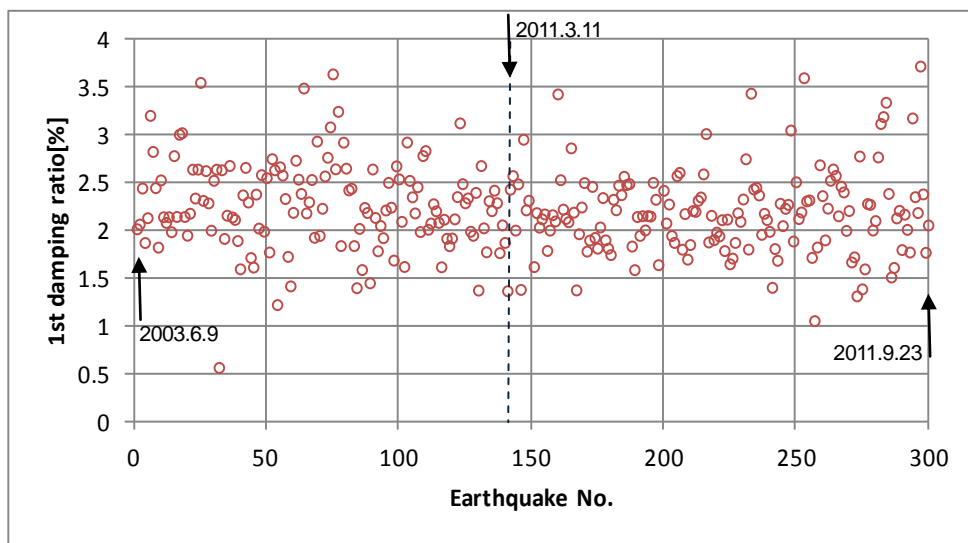


図 3. 3-3 (i) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の上部構造の減衰定数の変化(208 方向)

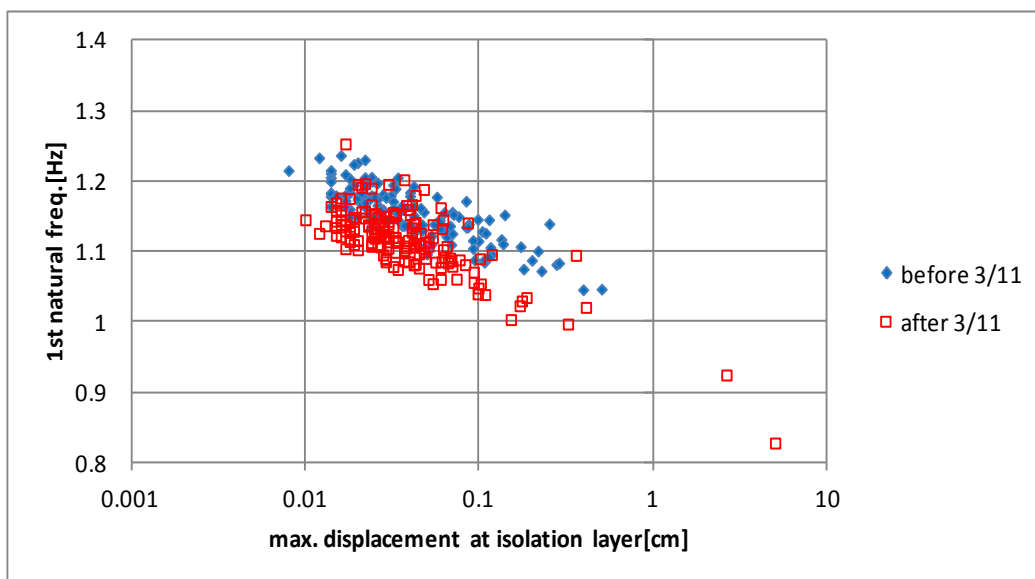


図 3. 3-3(j) 免震層の最大変位と全体系 (12F/B2F) 固有振動数の関係 (208 方向)

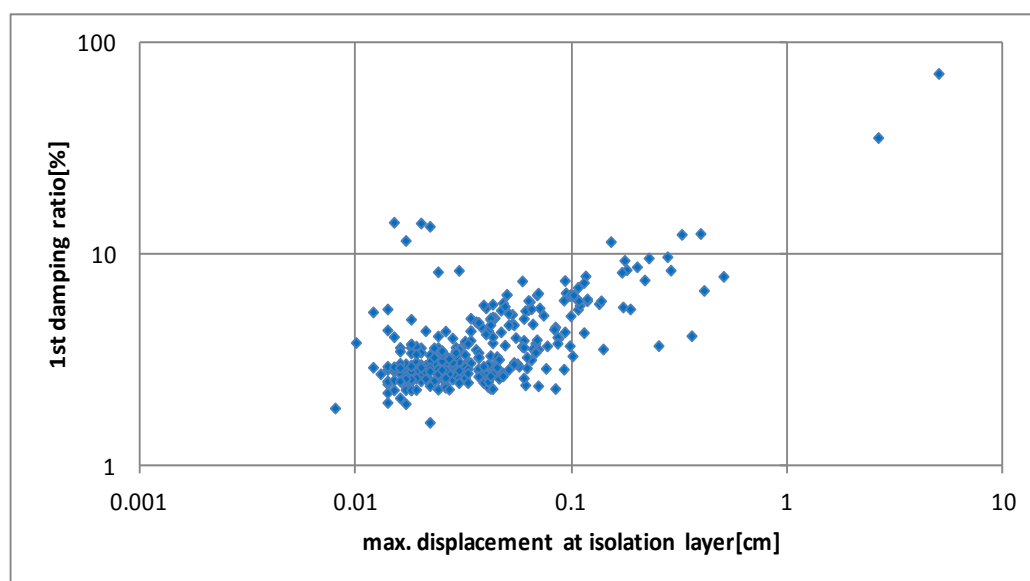


図 3. 3-3(k) 免震層の最大変位と全体系 (12F/B2F) 減衰定数の関係 (208 方向)



### 3.4 中低層一般建築物の振動特性

ここでは、東北地方太平洋沖地震本震を含む強震観測記録を用いて、中低層一般建築物の振動特性の同定を行う。適用した同定手法は、ARX モデル<sup>3-3)</sup>を使ったパラメータ同定である。

#### 3.4.1 対象建築物の概要

同定の対象としたのは、建研が観測している中低層一般建築物 4 棟である。建築物の概要を表 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 対象建築物

名称	所在地	階数	構造種別
建物 N	宮城県	地上 9 階	鉄骨鉄筋コンクリート造
建物 O	福島県	地上 8 階、塔屋 2 階、地下 2 階	鉄骨鉄筋コンクリート造
建物 P	茨城県	地上 8 階、塔屋 1 階、地下 1 階	鉄骨鉄筋コンクリート造
建物 Q	千葉県	地上 6 階、塔屋 2 階、地下 1 階	鉄筋コンクリート造

建物 P は、得られた全ての強震記録を対象に同定を行った。

他は東北地方太平洋沖地震本震のみを対象に同定を行った。

#### 3.4.2 システム同定の概要

入力（地下階または 1 階）と応答（上層階）の加速度記録を用いて、システム同定手法により固有振動数と減衰定数の同定を行う。地震動データに対して ARX モデル<sup>3-3)</sup>によるパラメータ同定を行う。

ARX のモデル構造は

$$y(t) + a_1 y(t-1) + \dots + a_{n_a} y(t-n_a) = b_1 u(t-n_k) + \dots + b_{n_b} u(t-n_k-n_b+1)$$

と表される。これは、現在の出力  $y(t)$  を有限個の過去の出力データ  $y(t-k)$  と入力データ  $u(t-k)$  に関連づけるものである。ここで、 $n_a$ 、 $n_b$ 、 $n_k$  はともにモデル次数である。ARX の同定によりモデル構造係数  $a_j$  と  $b_j$  を推定する。ここで、 $A(q)$  および  $B(q)$  を

$$A(q) = 1 + \sum_{j=1}^{n_a} a_j q^{-j}$$

$$B(q) = \sum_{j=1}^{n_b} b_j q^{-j+1-n_k}$$

という既約なシフトパラメータ  $q$  の多項式と定義する。 $z p_j$  を  $A(z)=0$  の根とし、 $z r_j$  を  $B(z)/A(z)$  を部分級数展開した時の留数とすると、

$$f_j = \frac{\sqrt{(\log |z p_j|)^2 + (\arg z p_j)^2}}{2\pi\Delta t}$$

$$h_j = \frac{-\log|z p_j|}{2\pi f_j \Delta t}$$

$$\beta u_j = \Re \left[ \frac{2_z r_j \sqrt{1-h_j^2}}{T(2\pi f_j h_j - i \text{sign}[\Im[z p_j]] 2\pi f_j (1-2h_j^2))} \right]$$

となり、これらにより固有振動数  $f_j$  と減衰定数  $h_j$ 、刺激関数  $\beta u_j$  が求まる<sup>3-4)</sup>。

モデル次数は  $n_a=10\sim 30$  (偶数),  $n_b=n_a+1$ ,  $n_k=0$  に変化させて、AIC (赤池情報量規範<sup>3-5)</sup>: 最尤推定法で得られるモデルの悪さを測る指標) が最小あるいは最小に近くなるものを用いた。

### 3.4.3 振動特性の同定結果

#### (1) 建物 N

建物 N は宮城県に建設された 9 階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造建築物である。

図 3.4-1 (a) に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.4-1 (b) に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (9F/1F) を示す。0.8Hz 付近に 1 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.4-1 (c) と図 3.4-1 (d) に示す。192 方向の 1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて半分程度に低下しており、282 方向は初期値に比べ 30%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、15-30%程度に上昇する傾向が見られる。

文献 3-6) によると対象建築物の 4 隅の外柱がすべて大破しており、大きく振動特性が変化したものと考えられる。

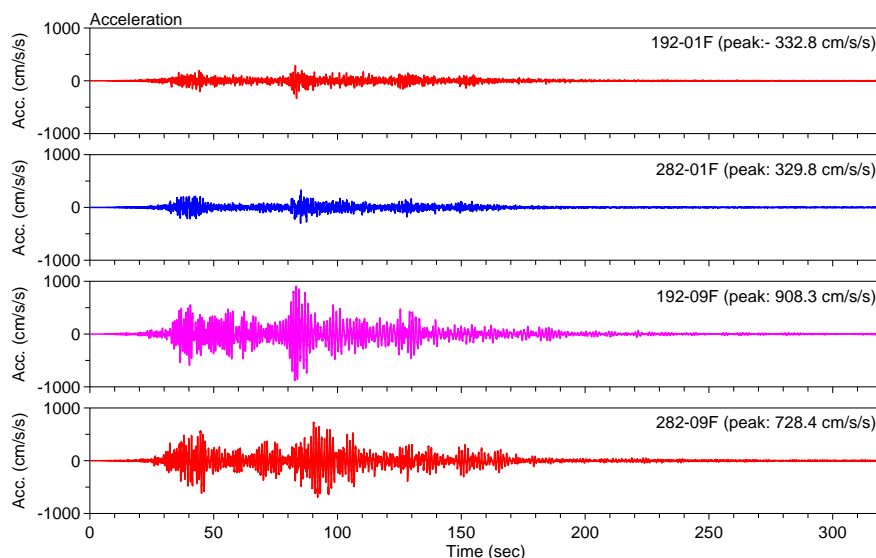


図 3.4-1 (a) 1F と 9F の加速度記録

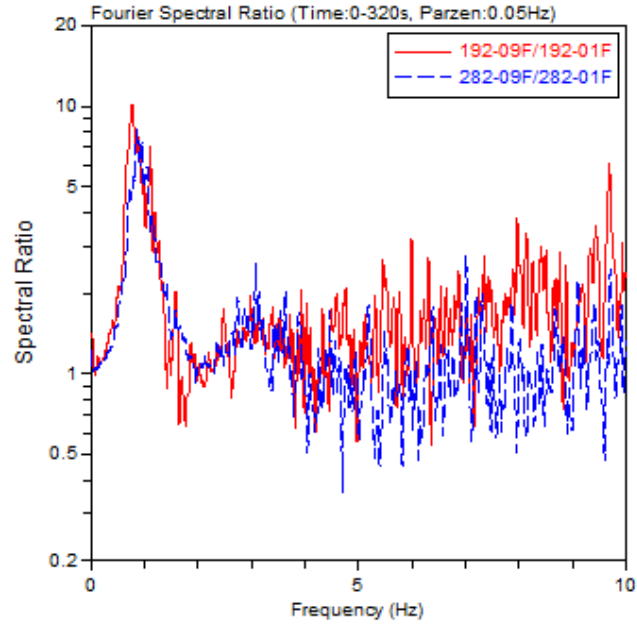


図 3. 4-1 (b) フーリエスペクトル比(9F/1F)

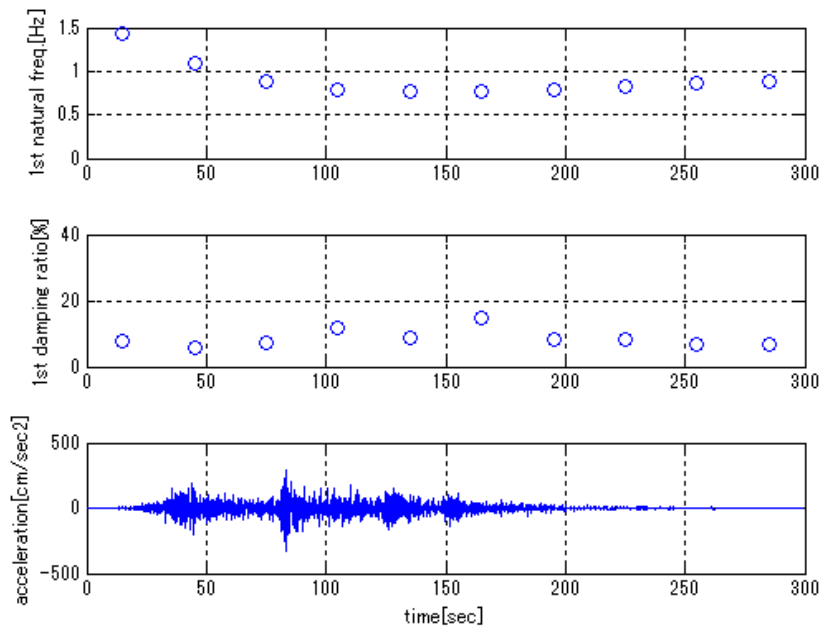


図 3. 4-2 (c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(192 方向)

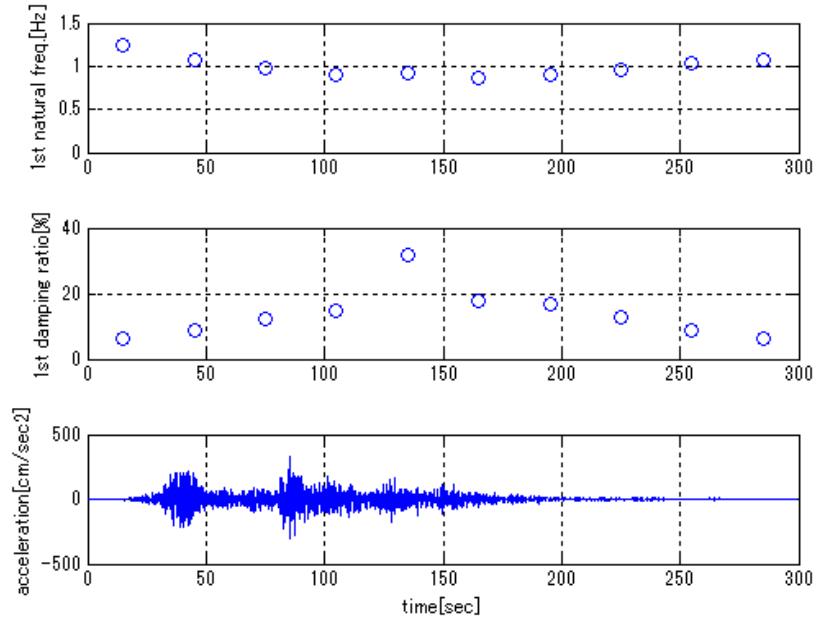


図 3.4-2(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(282 方向)

(2) 建物 0

建物 0 は福島県に建設された 8 階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造建築物である。

図 3.4-2 (a) に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.4-2(b) に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (P1F/B1F) を示す。1.1Hz 付近と 1.6Hz 付近に 1 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 15 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.4-2(c) と図 3.4-2(d) に示す。1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 45%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、5-10%程度の値をとっている。

文献 3-7) によると、対象建築物はコンクリート壁等に亀裂が発生しており、そのため、振動特性が変化したと考えられる。

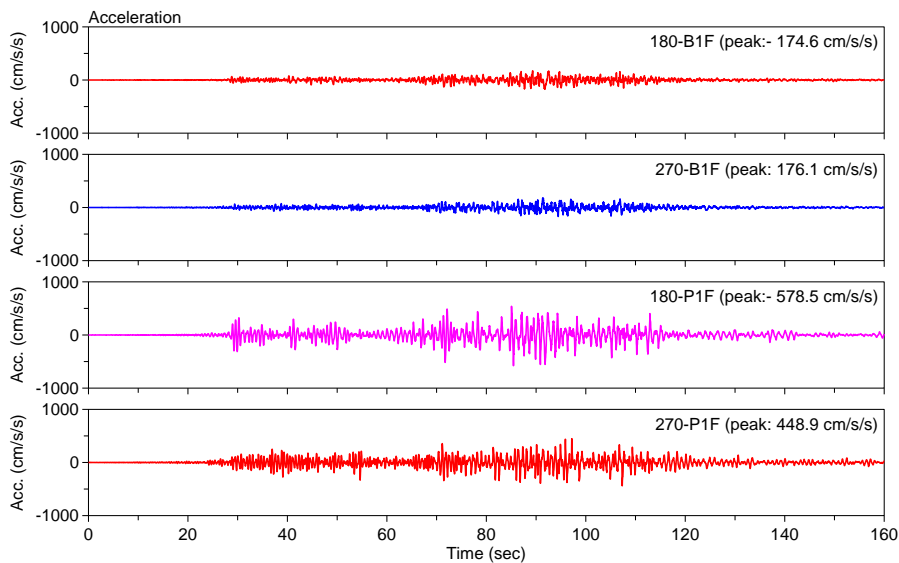


図 3.4-2(a) B1F と P1F の加速度記録

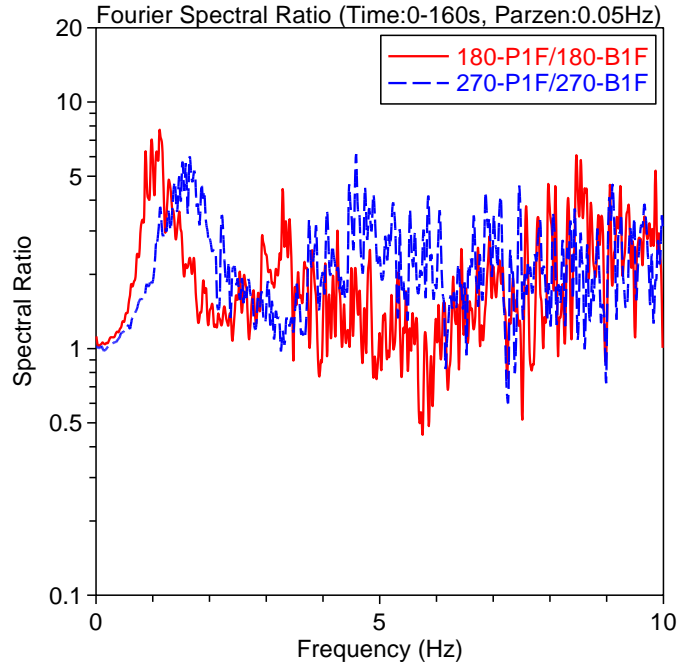


図 3. 4-2 (b) フーリエスペクトル比 (P1F/B1F)

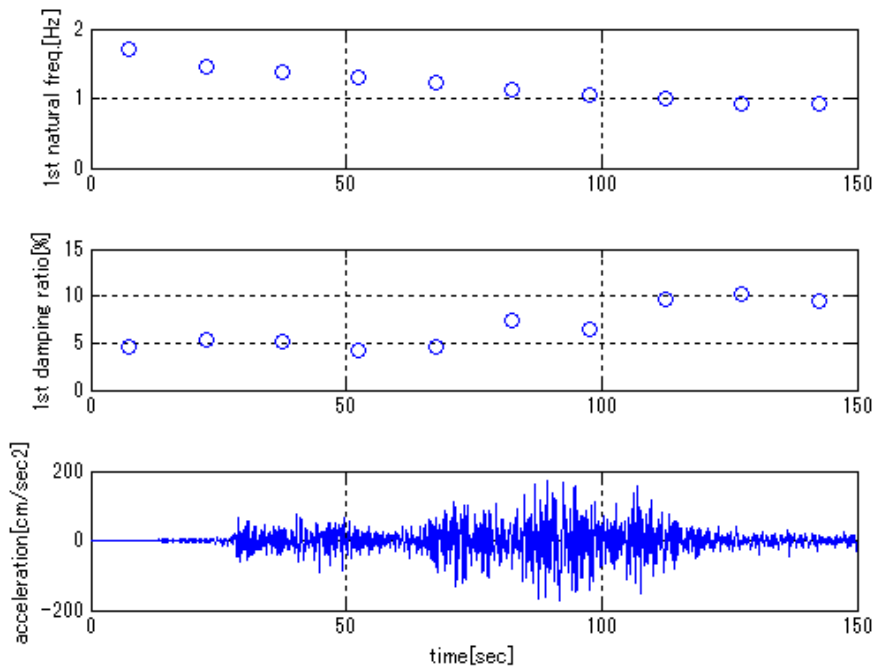


図 3. 4-2 (c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化 (180 方向)

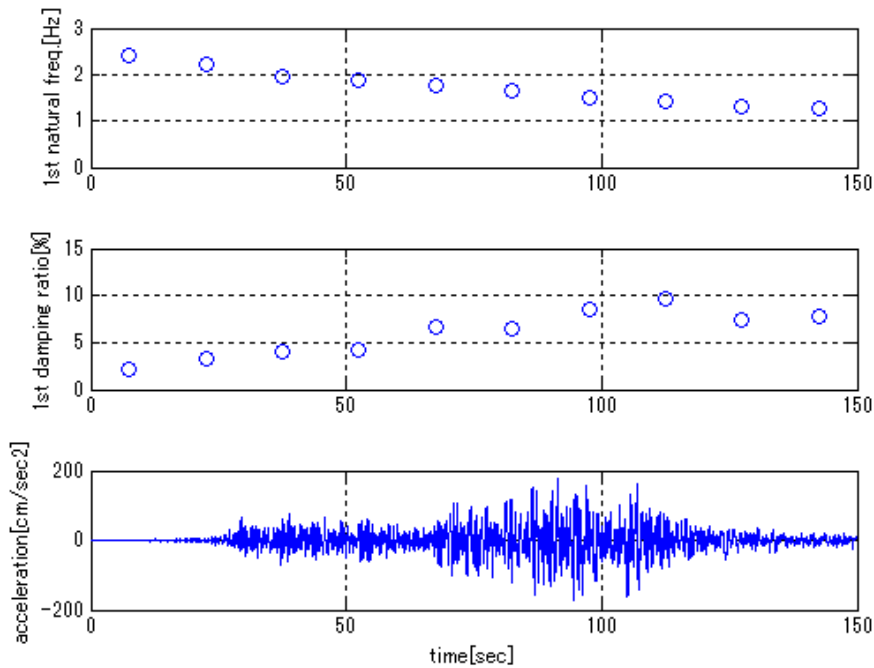


図 3.4-2(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(270 方向)

### (3) 建物 P

建物 P は茨城県に建設された 8 階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造建築物である。

図 3.4-3 (a) に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3.4-3(b) に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (8F/B1F) を示す。1Hz 付近に 1 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3.4-3(c) と図 3.4-3(d) に示す。1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 30%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、2-5%程度の値をとっている。

本建築物においては、1998 年 6 月より継続的に強震観測を行っており、東北地方太平洋沖地震本震を含め約 600 の記録が得られている。これらの全ての記録を用いてシステム同定を行い、建築物における振動特性の時系列変化を、図 3.4-3(e)～図 3.4-3(f) に示した。1 次固有振動数については、竣工直後より徐々に低下し、ある時期より 1.4Hz 程度の安定した値をとっていたが、東北地方太平洋沖地震本震を境にして、1 次固有振動数が 1.0Hz 程度に低下している。1 次減衰定数は、ばらつきが大きいですが、地震前には 2%前後であったのが、地震後 3%前後に増加している。

本建築物においては、震災後の目視調査により雑壁等に多くのひび割れが確認された。そのため、振動数が低下し、減衰定数が増加したと考えられる。

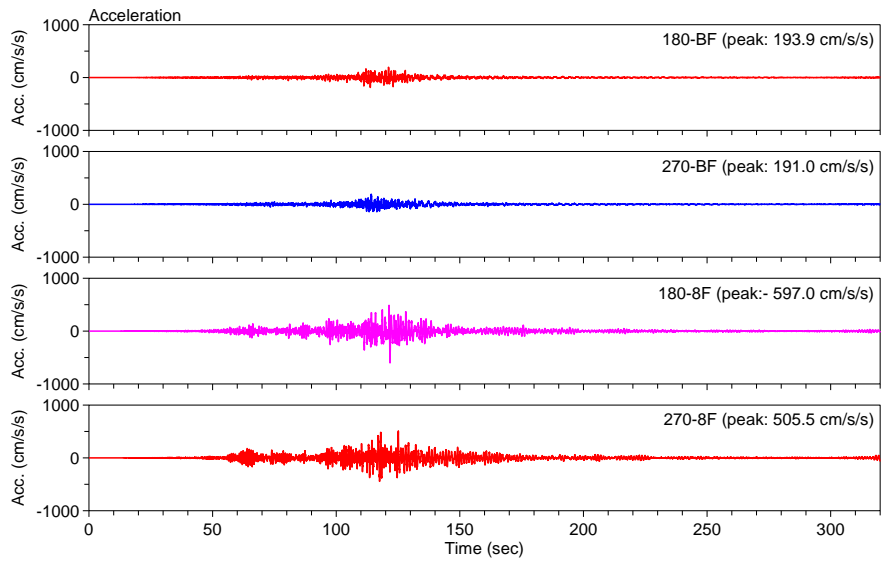


図 3. 4-3(a) B1F と 8F の加速度記録

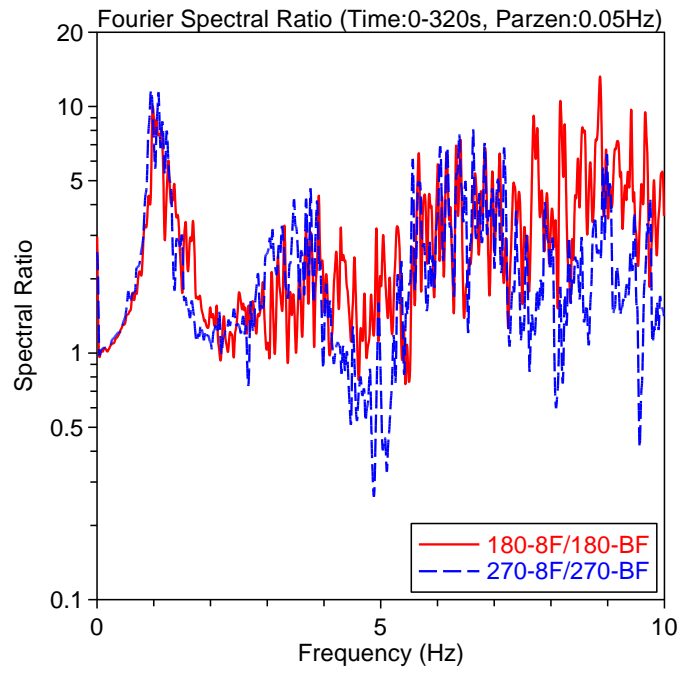


図 3. 4-3(b) フーリエスペクトル比(8F/B1F)

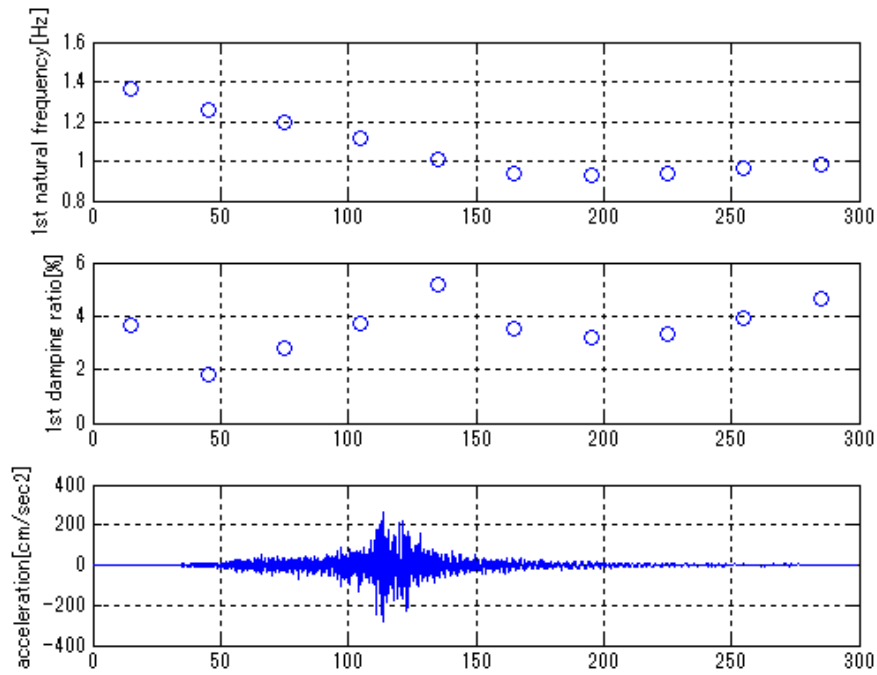


図 3. 4-3(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(180 方向、8F/B1F)

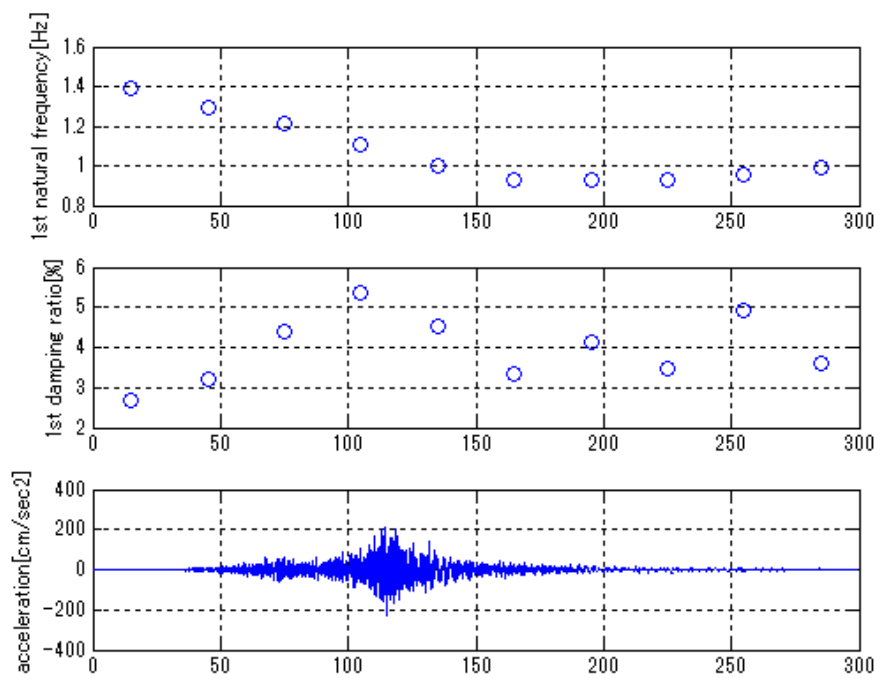


図 3. 4-3(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(270 方向、8F/B1F)



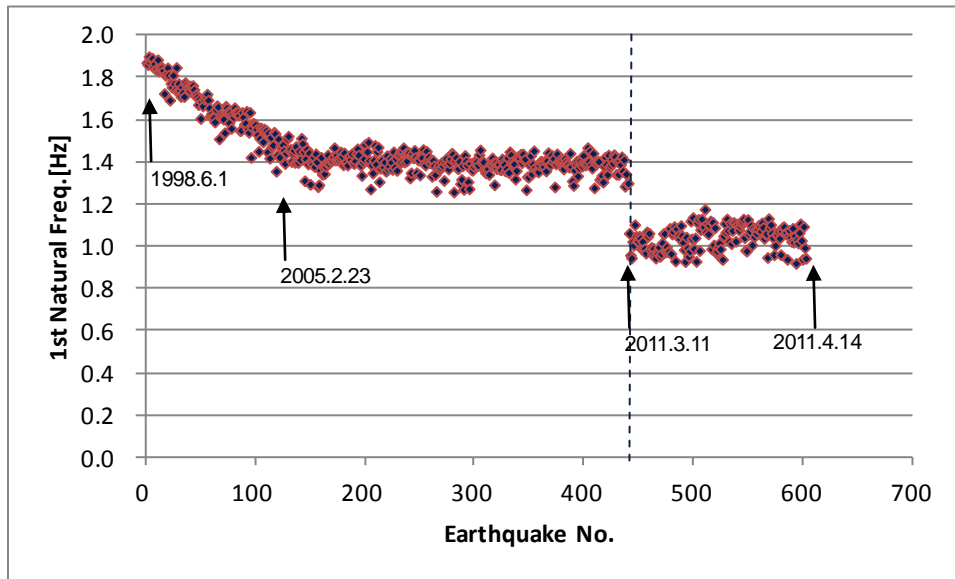


図 3. 4-3(e) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の固有振動数の変化(180 方向)

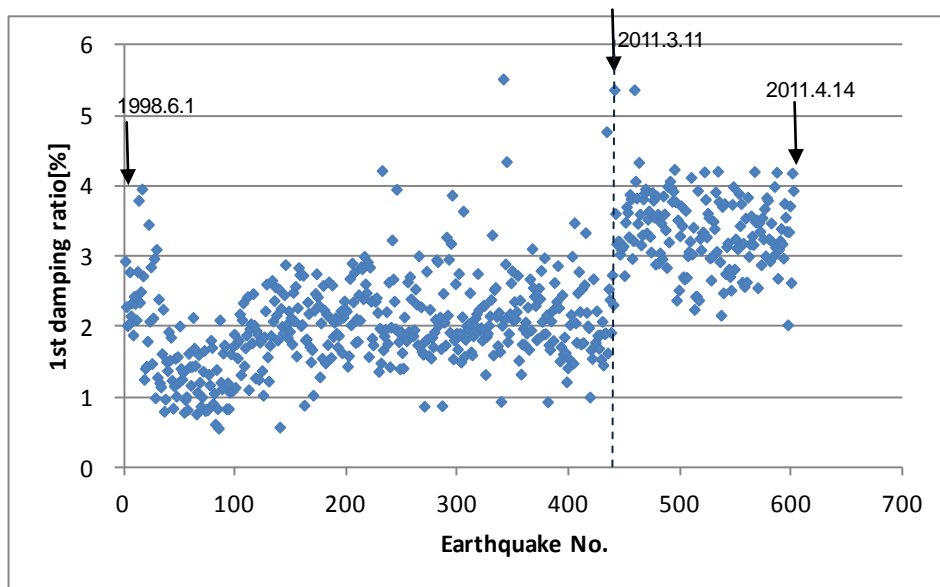


図 3. 4-3(f) 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の減衰定数の変化(180 方向)

#### (4) 建物 Q

建物 Q は千葉県に建設された 6 階建ての鉄筋コンクリート造建築物である。

図 3. 4-4 (a) に東北地方太平洋沖地震本震の加速度記録を、図 3. 4-4(b) に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (P1F/B1F) を示す。1.7Hz 付近と 2.3Hz 付近に 1 次モードのピークが見られる。得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 3. 4-4(c) と図 3. 4-4(d) に示す。1 次振動数は、地震の最中に初期値に比べて 35%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、2-8%程度の値をとっている。

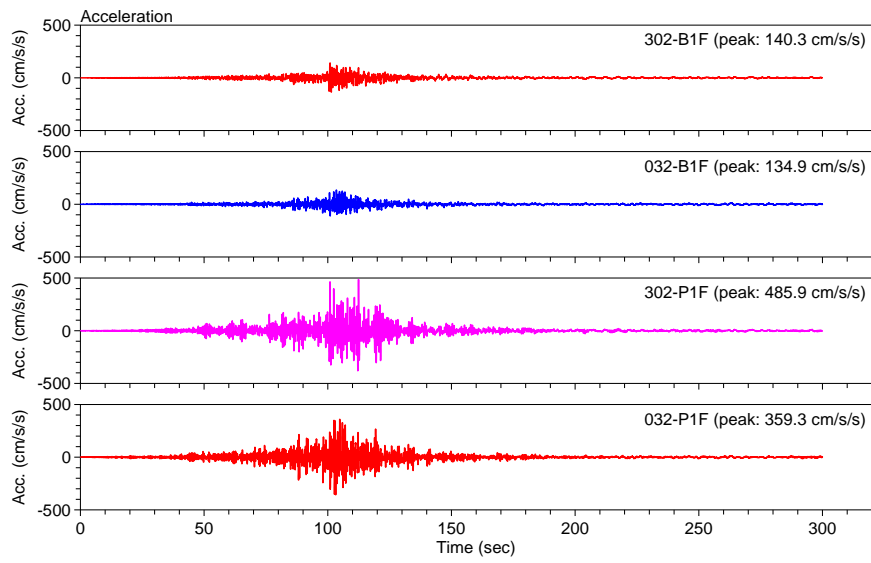


図 3.4-4(a) B1F と P1F の加速度記録

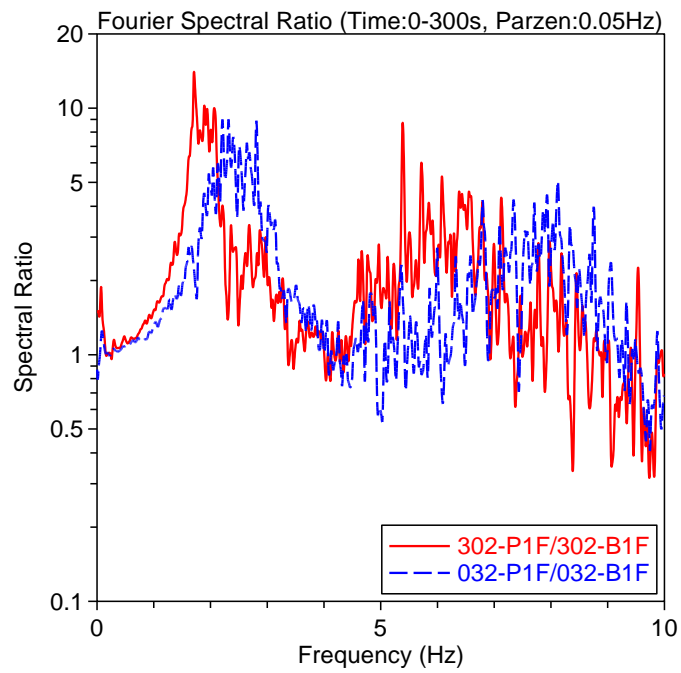


図 3.4-4(b) フーリエスペクトル比(P1F/B1F)

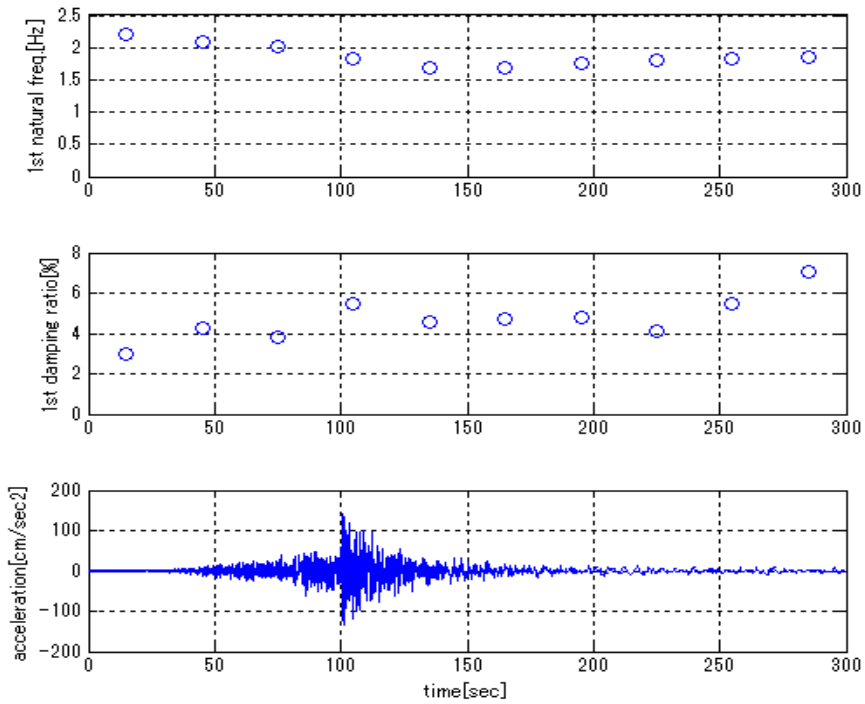


図 3. 4-4(c) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(302 方向、P1F/B1F)

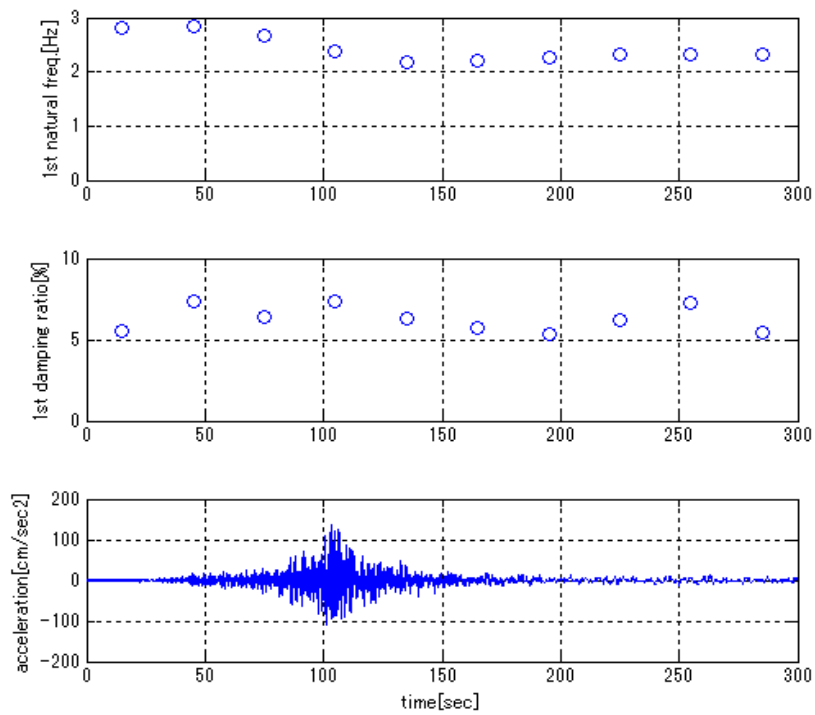


図 3. 4-4(d) 2011 年東北地方太平洋沖地震における振動数・減衰定数の変化(32 方向、P1F/B1F)

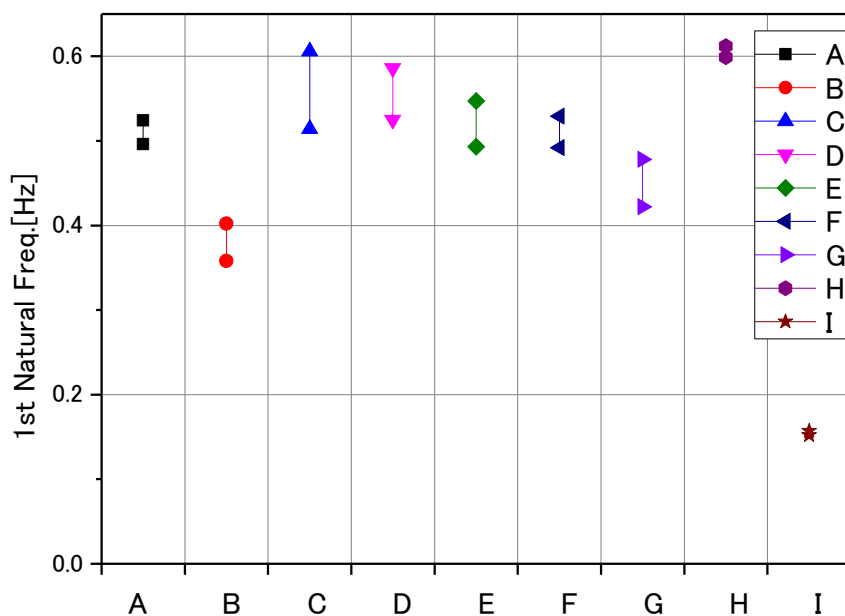
### 3.5 各種建築物の同定結果の傾向について

3.2 から 3.4 までで同定された各種建築物の固有振動数と減衰定数について、得られた結果の傾向を建築物種別ごとに以下に示す。

#### (1) 超高層建築物：

東北地方太平洋沖地震を対象に各鉄骨造超高層建築物の固有振動数の同定を行い、地震中に変化した固有振動数の範囲を図 3.5-1 に示す。鉄骨造超高層建築物において、1 次固有振動数は、東北地方や関東地方に立地する建築物においては地震の最中に 5% から 15% 程度変化している。また、近畿地方に立地する建築物においては、1 次固有振動数は 2-3% 程度変化している。もっとも震源に近い建物 A の振動数の変化は 5% 程度であり、震源に近ければ振動数の変化が大きいとも限らないが、近畿に比べ東北・関東の方が変化が大きくなっている。

一方で、鉄筋コンクリート造超高層建築物の建物 J は、東北地方太平洋沖地震の最中に固有振動数が 25% 程度低下しており、鉄骨造建築物に比べて、低下率が大きくなっている。これは、雑壁等におけるひび割れの発生など<sup>3-2)</sup>によると考えられる。



(建物 A が東北地方、建物 B~G が関東地方、建物 H, I が近畿地方)

図 3.5-1 鉄骨造超高層建築物の 1 次固有振動数の範囲

鉄骨造超高層建築物の固有周期と減衰定数の関係を、図 3.5-2 に示す。鉄骨造超高層建築物の 1 次減衰定数は、おおむね 1-3% の範囲に分布しており、固有周期と減衰定数の積は、3 から 6 の範囲の値をとっている。

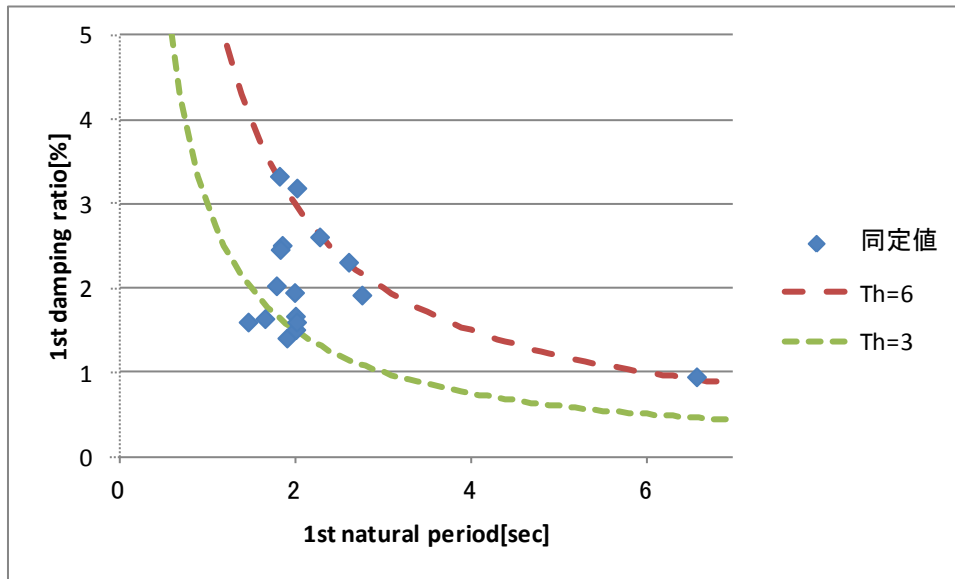


図 3.5-2 鉄骨造超高層建築物の1次固有周期と減衰定数の関係

日本建築学会では文献 3-8) で、実測データに基づく減衰定数について、整理してまとめている。鉄骨造建築物の結果を図 3.5-3 に示す。対象建築物が多いため、ばらつきが大きくなっているが、今回の結果はおおむね図 3.5-3 の範囲に収まっているが、減衰定数の値がやや大きめになっている。これは、日本建築学会のデータは、常時微動測定や起振機実験の結果など様々なデータが含まれるのに対して、今回の結果は東北地方太平洋沖地震の結果を対象にしているため、今回の結果の方が大振幅であるためと考えられる。

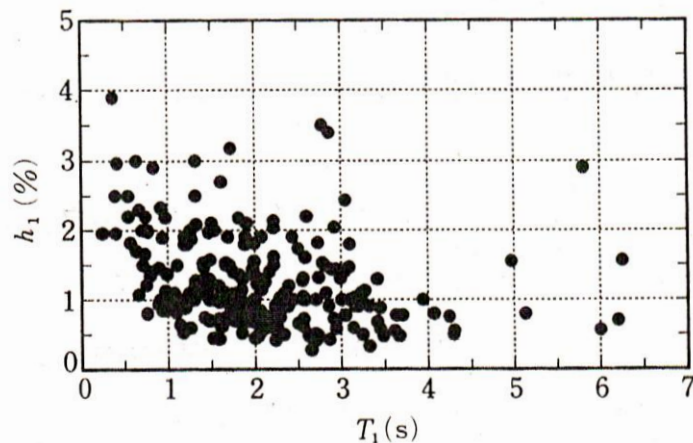


図 3.5-3 1次固有周期と減衰定数の関係<sup>3-8)</sup>

(2) 免震建築物：

東北地方太平洋沖地震を対象に各免震建築物の固有振動数の同定を行い、地震中に変化した固有振動数の範囲を図 3.5-4 に示す。免震建築物において、1次固有振動数は、東北地方や関東地方に立地する建築物においては地震の最中に15%から45%程度低下している。振動数の低下率は、建築物によって大きく異なるが、地震中の免震装置の寄与の度合いによって異なるものと考えられる。

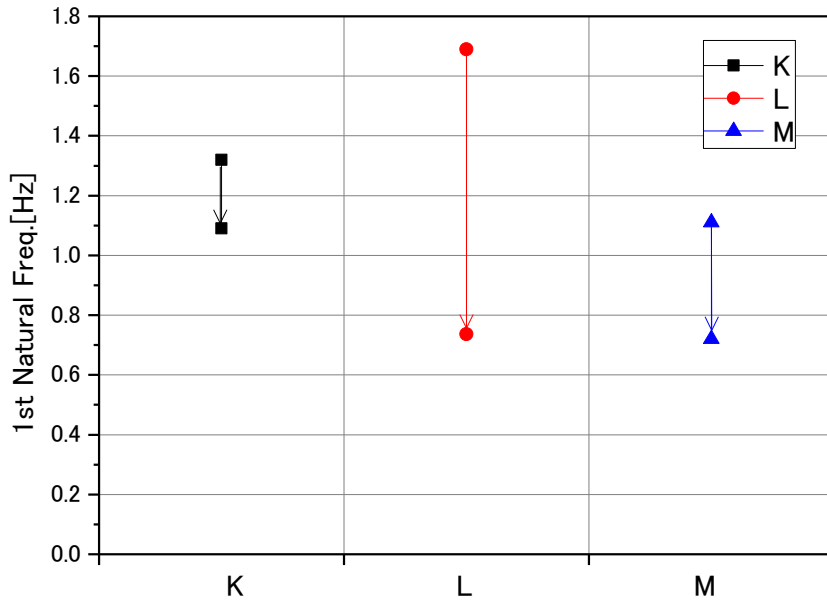


図 3.5-4 免震建築物の1次固有振動数の範囲

(3) 中低層一般建築物：

東北地方太平洋沖地震を対象に各中低層一般建築物の固有振動数の同定を行い、地震中に変化した固有振動数の範囲を図 3.5-5 に示す。これらの中低層建築物は全て鉄骨鉄筋コンクリート造または鉄筋コンクリート造である。これらの建築物において、1 次固有振動数は、東北地方に立地する建築物においては地震の最中に 5 割程度低下している。また、関東地方に立地する建築物においては、1 次固有振動数は 3 割程度低下している。中低層の鉄骨鉄筋コンクリート造または鉄筋コンクリート造建築物のため、地震中のひび割れが多く発生しており<sup>3-6), 3-7)</sup>、固有振動数も大きく低下しているものと考えられる。

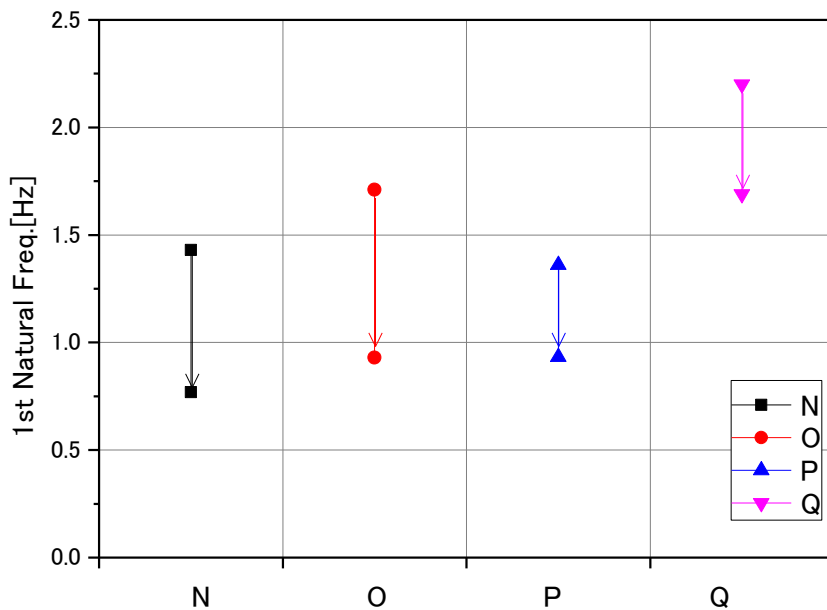


図 3.5-5 中低層一般建築物の1次固有振動数の範囲

### 3.6 まとめ

建築研究所が強震観測を実施している建築物のうち、2011年東北地方太平洋沖地震において、強震記録が観測された宮城県から大阪府までの範囲に建設されている超高層建築物 10 棟、免震建築物 3 棟、中低層一般建築物 4 棟について、強震記録を用いたシステム同定を行い、建築物の振動特性を評価した。得られた知見を以下に示す。

#### (1) 超高層建築物：

鉄骨造超高層建築物において、1次固有振動数は、東北地方や関東地方に立地する建築物においては地震の最中に5%から15%程度変化している。また、近畿地方に立地する建築物においては、1次固有振動数は2-3%程度変化している。

一方で、鉄筋コンクリート造超高層建築物の建物Jは、東北地方太平洋沖地震の最中に固有振動数が25%程度低下しており、鉄骨造建築物に比べて、低下率が大きくなっている。

減衰定数に関しては、鉄骨造超高層建築物においては、東北地方太平洋沖地震を境に大きな変化はみられなかったが、鉄筋コンクリート造超高層建築物においては、東北地方太平洋沖地震後、減衰定数が大きくなる傾向が見られた。

#### (2) 免震建築物：

免震建築物において、1次固有振動数は、東北地方や関東地方に立地する建築物においては地震の最中に15%から45%程度低下している。振動数の低下率は、建築物によって大きく異なるが、地震中の免震装置の寄与の度合いによって異なるものと考えられる。建物Lと建物Mにおいては、主要動付近で全体系の減衰定数が60%程度に上昇する傾向が見られる。

#### (3) 中低層一般建築物：

対象とした中低層建築物は、全て鉄骨鉄筋コンクリート造または鉄筋コンクリート造であり、これらの建築物において、1次固有振動数は、東北地方に立地する建築物においては地震の最中に5割程度低下している。また、関東地方に立地する建築物においては、1次固有振動数は3割程度低下している。

### 参考文献

- 3-1) 片山徹：システム同定—部分空間法からのアプローチ，朝倉書店，2004
- 3-2) 斉藤大樹：東日本大震災における超高層・免震建築物の挙動，日本地震工学会会誌，第15号，pp. 65-68，2011.10
- 3-3) 足立修一：MATLABによる制御のためのシステム同定，東京電気大学出版局，1996
- 3-4) 斎藤知生：システム同定による建築物の確率論的損傷評価，日本建築学会構造系論文集，第557号，pp. 93-100，2002.7
- 3-5) 赤池弘次：情報量規範AICとは何か，数理科学，1976，No. 153
- 3-6) 源栄正人、三辻和也、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，日本建築学会大会学術講演梗概集，p. 45-46，2011.8
- 3-7) 鹿嶋俊英、小山信、石原直、飯場正紀：いわき市庁舎における2011年東北地方太平洋沖地震の強震記録と余震観測，日本地震工学会大会梗概集，p. 294-295，2011.11
- 3-8) 日本建築学会：建築物の減衰，pp. 137-143，2000