



## 超高層建築における常時微動・人力加振・地震観測記録と 3次元立体解析結果の比較検討による振動性状評価に関する研究

星幸男<sup>1)</sup>、久田嘉章<sup>2)</sup>、山下哲郎<sup>3)</sup>、鱒沢曜<sup>4)</sup>、島村賢太<sup>5)</sup>

- 1) 正会員 株式会社間組 工修 (研究当時工学院大学大学院工学研究科、大学院生)  
e-mail : yhoshi@hazama.co.jp
- 2) 正会員 工学院大学建築学科、教授 工博  
e-mail : hisada@cc.kogakuin.ac.jp
- 3) 工学院大学建築学科、准教授 工博  
e-mail : dt13182@ns.kogakuin.ac.jp
- 4) 正会員 株式会社イー・アール・エス 工博  
e-mail : masuzawa@ers-co.jp
- 5) 工学院大学大学院工学研究科、大学院生  
e-mail : dm08038@ns.kogakuin.ac.jp

### 要 約

近年首都圏に建つ超高層建築では巨大地震に対する対策の重要性が指摘されている。巨大地震に対する被害想定や被害低減案を示すには、地震時における正確な振動性状の把握が不可欠である。本論文では新宿副都心に建つ最高高さ143mの超高層建築物である工学院大学新宿校舎を対象とした観測記録および立体フレームモデル解析結果の比較検討による振動性状の評価を示す。はじめに常時微動観測および人力加振観測より得られた固有周期およびモード形を表す変位振幅図を立体フレームモデル固有値解析結果と比較を行い両者が一致する事を確認した。続いて対象建築物の強震観測システムより得られた地震観測記録と立体フレームモデル応答解析結果との比較を行い両者が良い対応を示す事を確認した。解析に用いる減衰は人力加振観測より算出した減衰および超高層建築に一般的に用いられる、初期剛性比例減衰の2種類を用い比較検討を行った。これより初期剛性比例減衰では高次モードの減衰を過大に評価している事を確認した。さらに、モーダルアナリシスを用いた最大応答値の評価や、観測記録の振幅レベルによる固有周期の変化についても考察した。

キーワード： 超高層建築，常時微動観測，人力加振，地震観測，地震応答解析

### 1. はじめに

近年首都圏では、M7クラスの直下地震による震源近傍の強震動や、想定東海地震などに代表される

M8クラスの海溝型巨大地震による長周期地震動に対し、超高層建築物における対策の重要性が指摘されている。

超高層建築物における常時微動観測、加振観測および地震観測は多く行われている。近年における超高層建築物の観測に着目した研究事例を以下に示す。常時微動観測を用いた事例は多く固有周期およびRD法を用いた自由振動波形より減衰定数を求めた研究事例<sup>1)</sup>等がある。常時微動と起振機加振や人力加振を合わせて行う研究事例<sup>2)</sup>もあり、振幅の大小に着目し固有周期や減衰定数の変化等の研究がされている。また、地震観測による研究事例<sup>3、4)</sup>では超高層免震や地盤との相互作用に着目した研究が行われている。

これらの研究事例より、超高層建築物における常時微動・人力加振観測および地震観測の全てを行っている事例は少なく、さらに解析モデルのシミュレーションと観測記録との比較を行う事例はほとんど見られない。そこで本研究では、新宿副都心の超高層ビル群の一角に位置する工学院大学高層棟を対象とした常時微動・人力加振観測および竣工以来常設されている地震観測システムを用いた観測の結果を示す。さらに、対象建築物の立体フレームモデルを作成し、固有値解析および地震観測記録を入力波とした弾性範囲内による地震応答解析を行った。得られた観測記録と解析結果の比較を行い、解析モデルの妥当性を確認し、建物の振動性状を確認する事を目的とする。確認項目を以下に示す。

- (1) 常時微動観測より固有周期を求め、解析モデルの固有値解析による結果との比較を行う。
- (2) 人力加振観測より曲げ変形を含めた変位振幅の分布を求め、解析モデルの固有モード図との比較を行う。また、自由振動波形より対数減衰率を用いた減衰定数の評価を行う。
- (3) 地震観測記録より得られた時刻歴波形およびフーリエスペクトルと地震観測で得られた波形を入力波とした地震応答解析結果の比較を行う。さらに、減衰条件を人力加振観測結果より算出したものおよび高層建物の設計に一般的に用いられているが高次モードの減衰が過大になると指摘される初期剛性比例減衰<sup>1)</sup>の2パターン用い比較を行う。また、応答スペクトルを用いたモーダルアナリシスより応答最大値の比較を行い、さらに振幅レベルによる固有周期の変化についても観察を行う。

## 2. 対象建築物概要

対象建物は、最高高さ 143m の超高層建築物である工学院大学高層棟（以下大学棟と呼ぶ）である。図 1～4 に図面および表 1 に建物概要を示す。地上部は S 造のブレース付きラーメン構造であり、東西端部にコアを持つダブルコアの建物である。柱は BOX 柱であり主な鋼種は SM490A、下層部には SM490B が使用されている。また梁およびブレースは H 形鋼であり主な鋼種 SM490A、一部に SS400 が使用されている。

表 2 に代表階の部材寸法を示す。また部材位置は、図 4 の Y14,X2 通り軸組図の太線で示している。東西端部にあるコアを結ぶ 25.6m の大梁を大スパン梁と呼んでいる。梁せいは 1m であり他の大梁より約 0.4m 大きい。この大スパン梁により 2 つのコア間に約 655 m<sup>2</sup>の大空間を形成している。さらに長辺方向である EW 方向の 16 階、21 階の階高が 5m を超える中間階には、スーパーフレームが配置されている。これらの効果により水平方向の剛性を確保しており構造的な特徴となっている。

表 1 対象建築物概要

建物名称	大学棟(工学院大学高層棟)
建築場所	東京都新宿区西新宿
竣工年	1989年
基準階面積	1170m <sup>2</sup>
階数	地上29階、地下6階、塔屋1階
アスペクト比	NS:5.59、EW:3.72
構造種別	地上:鉄骨造(ブレース付ラーメン架構)
	地下1～2階:鉄骨鉄筋コンクリート造
	地下3～6階:鉄筋コンクリート造

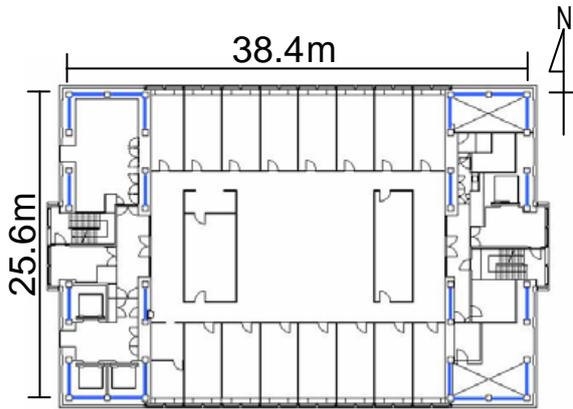


図1 基準階平面図

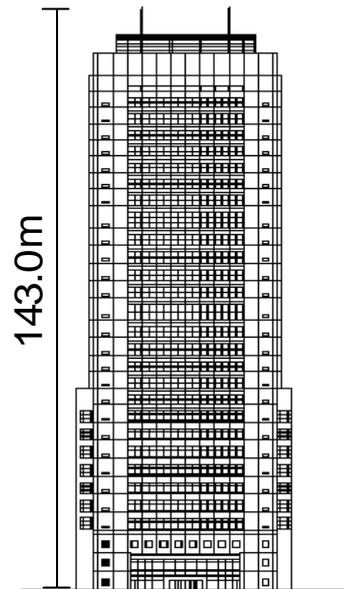


図2 北側立面図

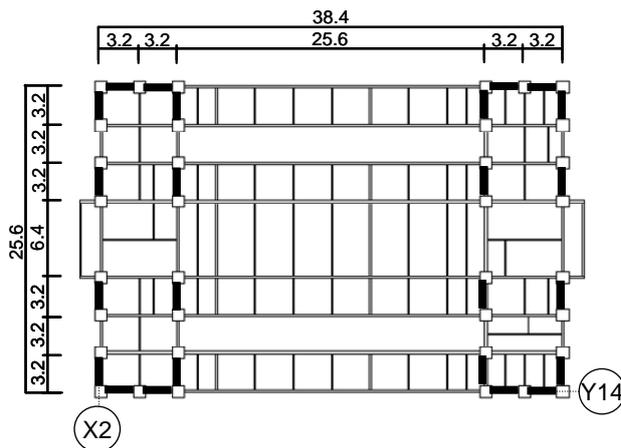


図3 基準階伏図  
(太線はブレース位置を示す。)

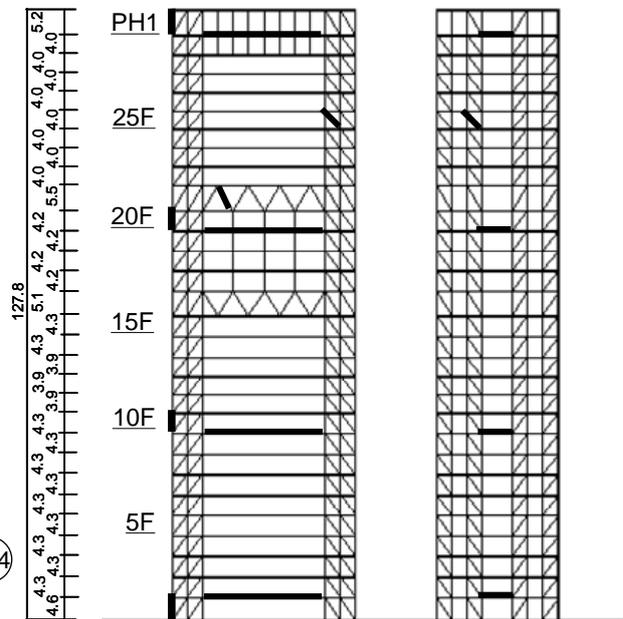


図4 軸組図 左 Y14 通り, 右 X2 通り  
(太線は表2の部材位置を示す。)

表 2-1 部材寸法 (柱)

階数	寸法
PH1	H-488 × 19
20	H-500 × 25
10	H-530 × 40
1	H-550 × 50

表 2-2 部材寸法 (ブレース)

	寸法
Y14通り	H-250 × 250 × 9 × 14
X2通り	H-250 × 250 × 9 × 14
スーパー フレーム	H-300 × 300 × 12 × 22

表 2-3 部材寸法 (大梁)

階数	寸法
PH1	H-600 × 300 × 12 × 25
20	H-600 × 350 × 12 × 32
10	H-600 × 400 × 12 × 32
2	H-600 × 350 × 12 × 32

表 2-4 部材寸法 (大スパン梁)

階数	寸法
PH1	H-1000 × 320 × 19 × 25
20	H-1000 × 300 × 19 × 28
10	H-1000 × 350 × 19 × 28
2	H-1000 × 320 × 19 × 25

### 3. 立体フレームモデル概要

竣工図面および構造計算書を元に図5に示す立体フレームモデル(以下立体モデルと呼ぶ)を作成した。本研究では地上階の構造部材をモデル化し2次壁等の非構造部材および地下階は考慮していない。解析ソフトは任意形状立体フレーム弾塑性解析プログラム、SNAP V.4<sup>5)</sup>を用いている。

建物重量の評価として構造図および構造計算書より床(積載荷重,固定荷重),壁および小梁の重量を算出し構造部材は解析ソフトによる自動計算により算出した。超高層建築のような大規模建築物では実況にあわせた積載荷重を評価することが困難なため、設計用の積載荷重を採用している。図6に算出した重量を示す。また、二次部材による剛性や減衰の寄与が考えられるが、二次部材の評価は非常に困難なため対象外とする。

本研究において対象とする振幅が小さいため弾性解析とする。仮定条件および解析条件を以下に示す。

- ・各階の床は剛床と仮定
- ・柱脚の支持条件は固定と仮定
- ・梁は床スラブの剛性を考慮した合成梁として評価し、有効幅は各種合成構造設計指針<sup>6)</sup>より算出
- ・パネルゾーンは剛域と仮定
- ・ブレースは節点間距離を材長とし、両端ヒンジモデルを採用
- ・減衰は後述の人力加振結果より減衰定数1%のレーリー減衰と仮定

なお、合成梁は対象とする振幅が小さいためコンクリートにクラックが入らないと仮定し、正曲げ時の断面性能を使用する。表3に2章で示した部材の算出した合成梁の断面性能を示す。



図5 立体モデル アクソメ図

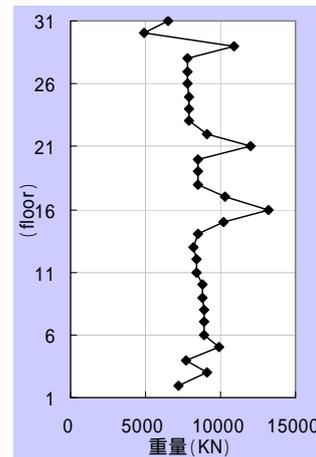


図6 立体モデルの各階重量

表3 合成梁の断面性能

階数	寸法	床スラブ	有効幅 (m)	床スラブ有効厚 (m)	梁単体に対する剛性増大比率
PH1	H-600×300×12×25	両側	1.21	0.13	1.77
20	H-600×350×12×32	片側	0.65	0.13	1.37
10	H-600×400×12×32	両側	1.04	0.13	1.49
2	H-600×350×12×32	両側	1.63	0.13	1.74

### 4. 常時微動・人力加振観測

#### 4.1 観測概要

はじめに、常時微動・人力加振観測の目的を示す。常時微動観測では、複数階の観測による高次モードやねじれを含む建物全体の振動性状および固有周期の把握をする。また、人力加振観測では並進1次および2次モードの固有周期に合わせた加振による構造全体の曲げ変形を含むモード形、減衰の評価を行う事を目的としている。後述の地震応答のフーリエスペクトルを見ると、並進1次および2次モードの影響が格段に大きいため、人力加振観測では並進1次および2次モードを対象とした。なお、常時微動・人力

加振観測で用いるシステムおよびセンサー（サーボ型速度計）は本観測の為に仮設したものであり後述する強震観測システムとは異なるものである。

図7に観測点位置および方向を示し、観測の概要を表4に示す。観測点数が多いため2台のデータ収録機を用い、高層階（15,21,28階）と低層階（1,8,15階）に分けて同時観測を行ない、15階に設置した同一観測点（15E）で観測記録にスパイクを入れることで、高層階と低層階の観測記録の同期を図った。微動観測におけるねじれ振動および人力加振観測の上下振動は、1,15,28階のサーボ型速度計で観測し、人力加振観測における加振周期は、前回実施した微動観測記録における並進1次および2次の固有周期とし建物高さの中央となる14階で加振した。また、観測は大学の昼休みなど、生活振動が大きく出る時間帯を避け、館内の人の動きが少なくなるような授業中に行った。

表4 常時微動・人力加振観測概要

観測日時	2007年11月5日 11:30 ~ 16:00
センサー	サーボ型速度計(14台)
サンプリング周波数	100Hz
センサー設置階	1階、8階、15階、21階、28階
観測時間	200秒(1観測あたり)を加振周期毎に2回 加振時は加振開始60秒後に観測開始
加振場所	14階演習室(62人による体重移動、120秒)
加振周期	NS1次2.74秒、2次0.84秒 EW1次2.57秒、2次0.86秒

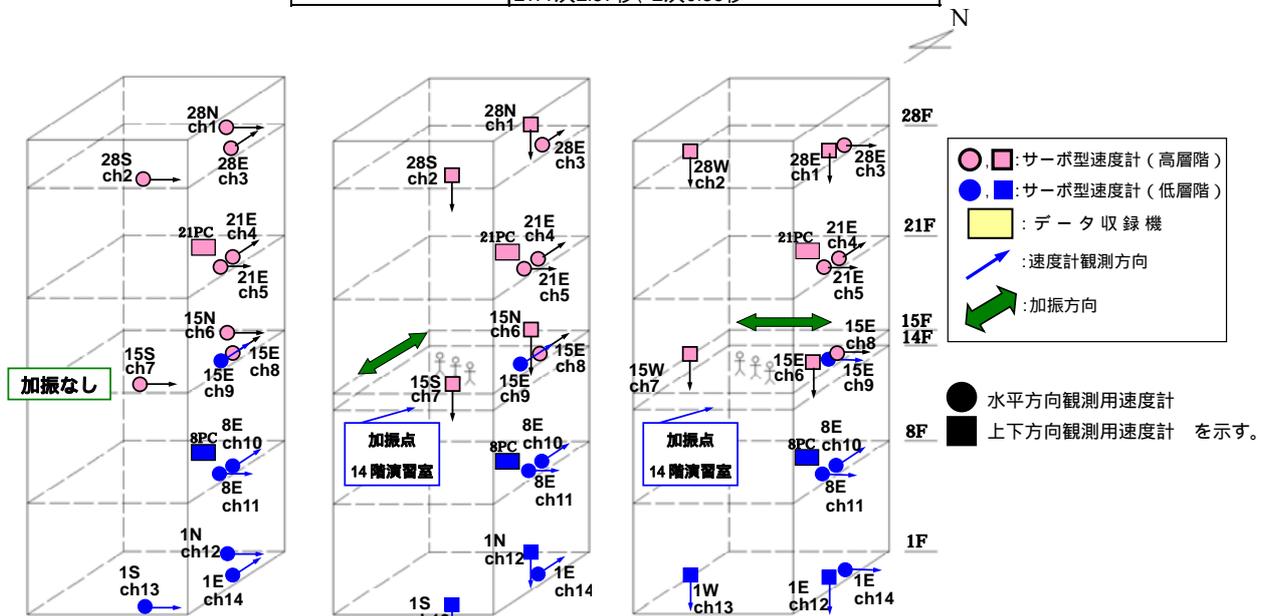


図7 観測概要図（左から、常時微動時、人力加振 NS 時、人力加振 EW 時）

#### 4.2 常時微動観測結果および立体モデルとの固有値比較

図8に常時微動観測より得られた、28階のNS (ch3), EW (ch1) 方向の速度波形およびフーリエスペクトルを示す。なお、スペクトルの横軸は周期を示し、平滑化処理等は行っていない。スペクトルのそれぞれ卓越している周期に対して狭帯域のバンドパスフィルターをかけ各観測点の変位振幅の分布を描いてみると、1次はNS方向並進1次モード、2次はEW方向並進1次モード、3次はねじれ1次モード、4次はEW方向並進2次モード、5次はNS方向並進2次モードであることが確認された。また、表5にはそれぞれの卓越周期より読み取った固有周期および立体モデルの固有値解析より求めた固有周期を示す。なお、比較のために、等価せん断モデルおよび人力加振観測結果より曲げ変形の影響を考慮し作成した等価曲げせん断モデル<sup>7)</sup>の固有周期を示す。等価せん断モデルおよび等価曲げせん断モデルにおける剛域および合成梁の評価は不明であるが、年代から判断すると評価されていないと考えられる。さらに、本研究で作成した立体モデルにおけるパネルゾーンの剛域および床スラブの剛性を評価していない状態の固有周期もあわせて示す。これより、本研究で用いる剛域および合成梁を評価した立体モデルと微動観測結果がほぼ一致する事が確認できる。また、剛域および合成梁が立体モデルの剛性に大きく影響する事を確認した。

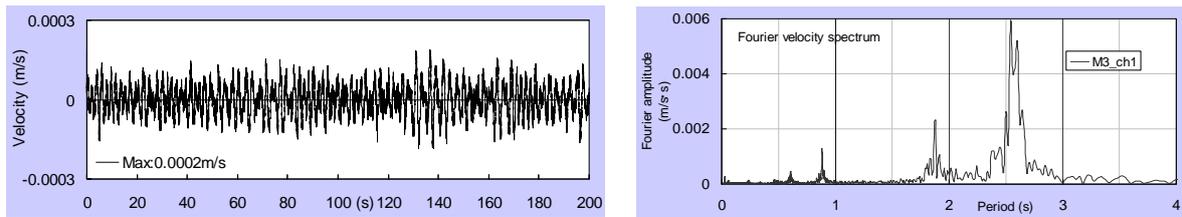


図 8-1 常時微動観測結果速度波形とフーリエスペクトル 28 階 NS 方向 (ch3)

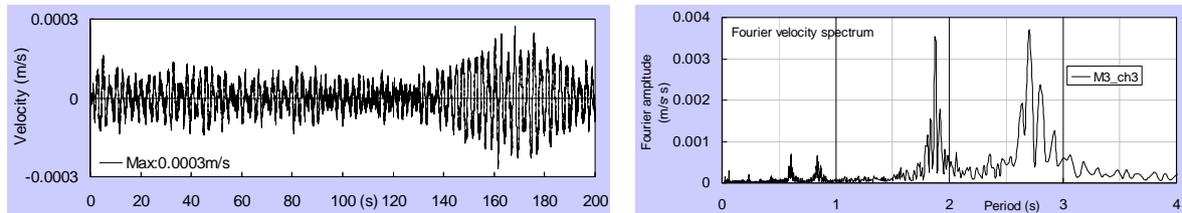


図 8-2 常時微動観測結果速度波形とフーリエスペクトル 28 階 EW 方向 (ch1)

表 5 モデルと常時微動観測の固有周期比較

観測種別	モデル種別	固有周期 (秒)				ねじれ
		NS		EW		
		1次	2次	1次	2次	
微動観測測定		2.71	0.84	2.54	0.88	1.87
本研究	立体モデル(剛域、合成梁有り)	2.75	0.89	2.71	0.94	1.99
	立体モデル(剛域、合成梁無し)	3.50	1.13	3.39	1.17	2.51
既往の研究	せん断モデル	3.31	1.08	3.14	1.08	
	曲げせん断モデル	3.02	1.02	2.96	1.10	

#### 4.3 人力加振観測結果

##### 4.3.1 観測波形と立体モデル固有モード図との比較

図 9 に並進 1 次および 2 次固有周期に合わせた 62 人の体重移動による人力加振観測から得られた自由振動波形を示す。NS 方向,EW 方向共に、並進 1 次および 2 次固有周期における共振現象の発生が確認された。並進 2 次の固有周期は、NS 方向,EW 方向共に 1 秒以下であるが、並進 1 次と同等な加振力があることが確認され、最大振幅は常時微動時の約 5 倍となった。

図 10 は 28 階の水平変位が最大値をとる同時刻における各観測点の変位振幅の分布を描いたものを各方向について示している。また、立体モデルによる固有値解析による固有モード図を重ねて示す。両者は 28 階の 1 点の振幅を一致させて示した。これより NS 方向,EW 方向共に、観測値と解析結果が一致している事を確認した。

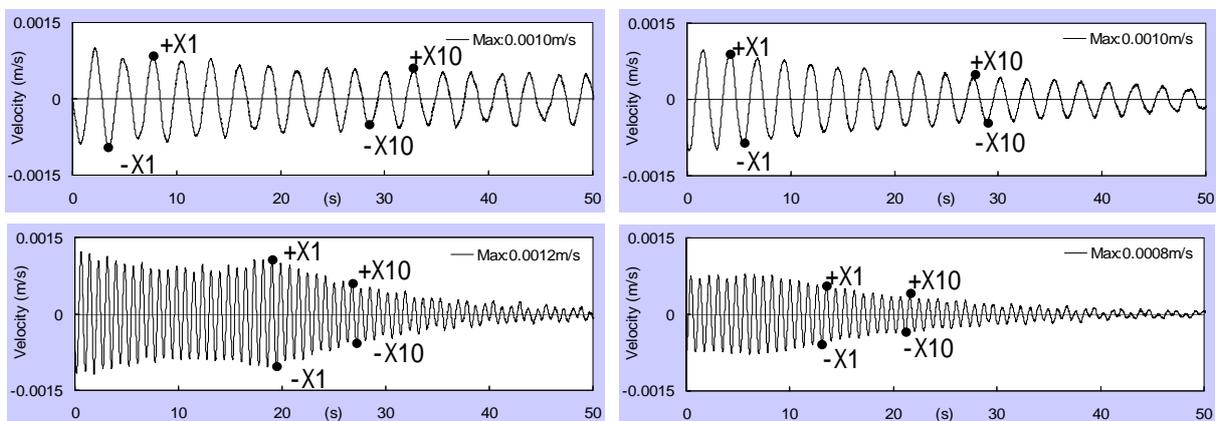


図 9 人力加振観測速度波形

(左: NS 方向, 右: EW 方向、上: 28 階 (ch3) 並進 1 次共振, 下: 15 階 (ch9) 並進 2 次共振、減衰定数評価の区間も示す。)

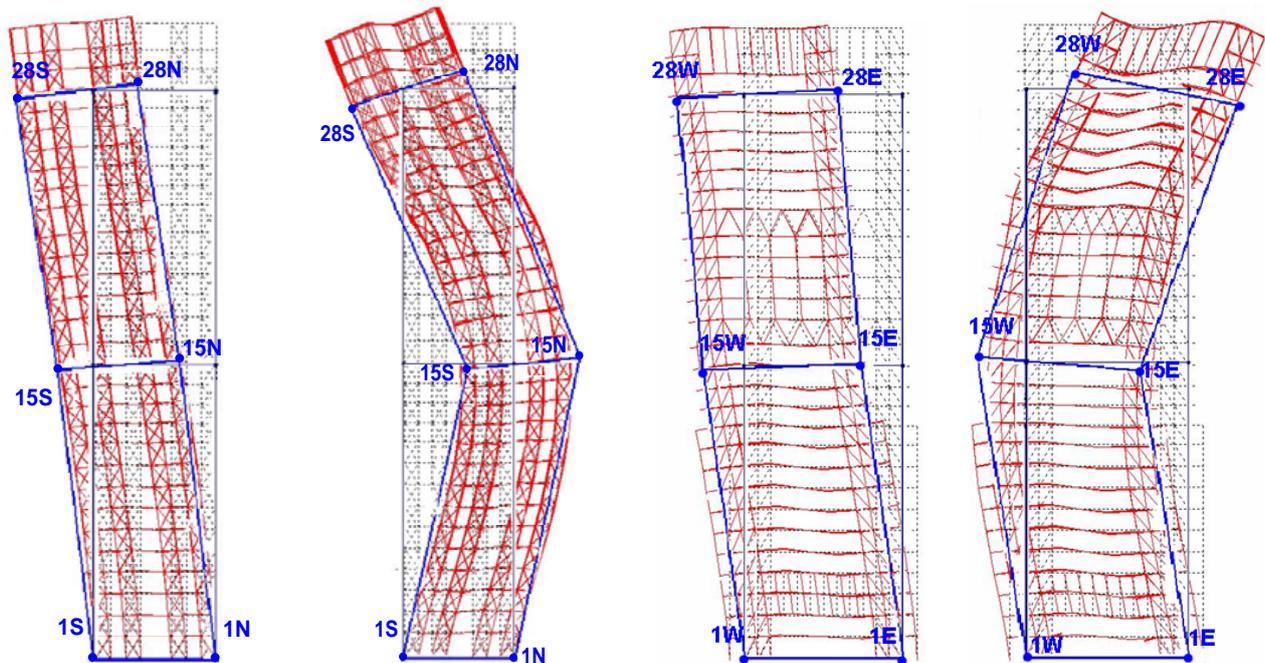


図 10 立体モデルとのモード形比較

(左から並進 NS1 次, NS2 次, 並進 EW1 次, EW2 次、青線:人力観測, 赤線:立体モデル)

#### 4.3.2 減衰定数の評価

観測された減衰状態を示す自由振動波形より、対数減衰率を用いて減衰定数の算出を試みた。観測回毎に自由振動波形の比較的安定した点のピーク値を  $X_1$  とし  $n-1$  周期後の振幅ピークを  $X_n$  とした。一般に  $n$  の値を小さくすると減衰定数の算出精度が落ち、 $n$  を大きくすると振動振幅が平均化され観測波形との相関が少なくなる。そこで、本研究では  $n=4 \sim 10$  と広く設定し平均する方法をとった。減衰定数を式(1)より振幅の正負毎に算出し 1 観測につき 14 個の減衰定数を求めた。それぞれの周期における加振を 2 回行っているので、計 28 個を平均したものを、その振動モードの減衰定数とした。

$$h = \frac{1}{2\pi(n-1)} \ln \left( \frac{x_1}{x_n} \right) \quad (1)$$

図 9 は算出に使用した自由振動波形および区間を示している。ここでは並進 1 次共振時は 28 階 ch3、並進 2 次共振時は 15 階 ch9 の観測記録より算出した結果を示す。なお、他の観測階における算出結果と比較しても若干の誤差しかない事を確認している。

表 6 に算出した減衰定数をまとめたものを示す。これより、多少のばらつきがある事が分かり、標準偏差は 0.18 ~ 0.27% である。人力加振による振幅の最大値は常時微動の約 5 倍程度しかなく、風や生活振動の影響を受け、多少のばらつきを生じたと考えられる。平均値は 1 次および 2 次ともに 1% 前後であり並進 2 次においても減衰定数がほぼ一定である事から後述の地震応答解析では並進 1 次および 2 次に 1% と与えたレーリー減衰を用いる。

表 6 減衰定数算出値

	最大値 (%)	最小値 (%)	平均値 (%)	標準偏差 (%)
NS方向並進1次共振	1.49	0.55	1.03	0.22
NS方向並進2次共振	1.67	0.57	1.07	0.27
EW方向並進1次共振	1.66	0.91	1.20	0.18
EW方向並進2次共振	1.39	0.61	0.94	0.19

## 5. 地震応答の観測と評価

### 5.1 強震観測システムおよび解析概要

対象建築物に常設されている強震観測システムの概要について示す。なお、前述した常時微動・人力加振観測のシステムは仮設のものであり本システムとは異なる。センサーはサーボ型加速度計であり、竣工以来地震観測を行っている。表7に示すように複数階において加速度計を配置し平面で見ると図11の伏図に示す配置でありそれぞれ床梁に設置されている。NS成分は、ねじれ振動が観測出来るように東西端部に計2箇所配置されている。

強震観測システムによって得られた地震観測記録と3章で示した立体モデルによる解析結果の比較を行い立体モデルの妥当性を確認する。また、山崎,福和他<sup>1)</sup>は高層建築物の設計に用いられる比例減衰は剛性比例が多く、高次モードの減衰が過大になっていると論じている。そこで、本解析では減衰定数1%の初期剛性比例減衰の解析も同時に行い地震観測記録および減衰定数1%のレーリー減衰による解析結果と比較し検討を試みる。図12に本解析に用いる比例減衰の比較を示す。図で示す1次および2次は並進1次であり、4次および5次は並進2次である。これより、レーリー減衰は前述した人力加振観測の並進1次および2次に1%の結果を表現出来ている。一方、初期剛性比例減衰は並進2次において約3%、並進3次で約6%となる事が確認できる。

入力地震波は、強震観測システムによって得られた大学棟1階で観測された加速度波形を用い、NS方向,EW方向の2方向入力とした。また、応答スペクトルを用いたモーダルアナリシスより算定した最大応答値も合わせて示す。

表7 センサー配置表  
(センサー配置位置は図11を参照)

	EW	NS1	NS2	UD
29F	ch1	ch2	ch3	ch11
24F	ch22	ch23	-	ch24
22F	ch4	ch5	ch6	-
16F	ch25	ch7	ch8	-
8F	ch26	ch27	ch28	-
1F	ch29	ch30	ch12	-
B6F	ch13	ch14	ch15	ch16
-100m	ch19	ch20	-	ch21

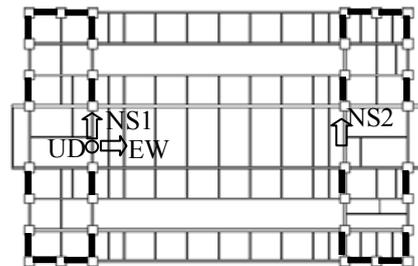


図11 サーボ型加速度計配置図  
(および矢印は加速度計位置を示す)

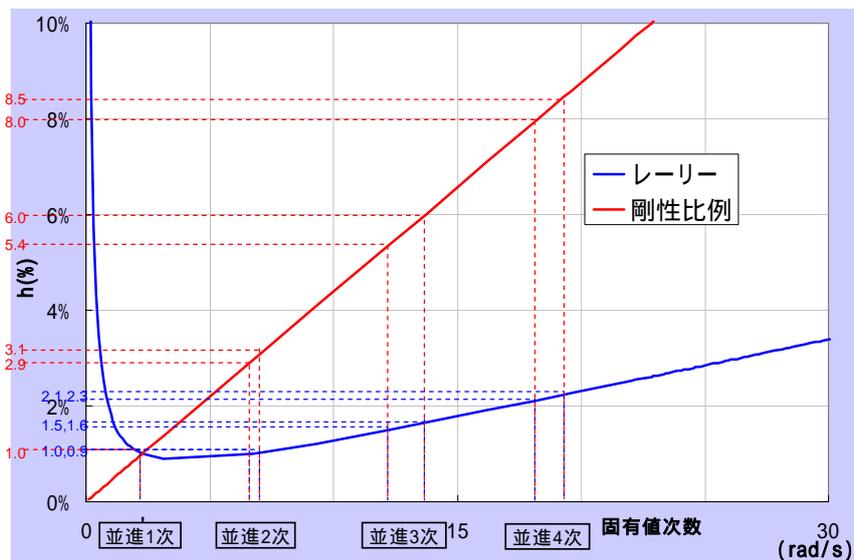


図12 解析に用いるレーリー減衰と初期剛性比例減衰の比較

### 5.2 入力地震波

表8に入力地震波の一覧を示す。また図13に入力地震波の時刻歴波形、減衰定数1%の応答スペクトルを示す。それぞれの地震波の特徴を以下に示す。

茨城県沖地震は、継続時間が長く時刻歴波形より 200 秒経過後も常時微動レベルの振幅に戻らず、最大加速度は  $0.08\text{m/s}^2$  程度となっている。応答スペクトルより短周期成分だけでなく長周期成分も多く含む事が分かる。

千葉県北西部地震は、時刻歴波形より 20 秒前後に衝撃的な波形が見られ継続時間が短い直下型地震らしい特徴が見られる。最大加速度は最も大きく EW 方向で  $0.80\text{m/s}^2$  である。応答スペクトルより周期 1 秒以下の短周期成分を多く含む事が分かる。

新潟県中越地震は、250 秒以上の継続時間が確認された。100 秒付近には主要動後の長周期波形が見られ表面波の影響と思われる。応答スペクトルより、長周期成分を多く含む事が分かる。

表 8 入力地震一覧

名称	発生日時	M
茨城県沖地震	2008年5月8日	7.0
千葉県北西部地震	2005年7月23日	6.1
新潟県中越地震	2004年10月23日	6.8

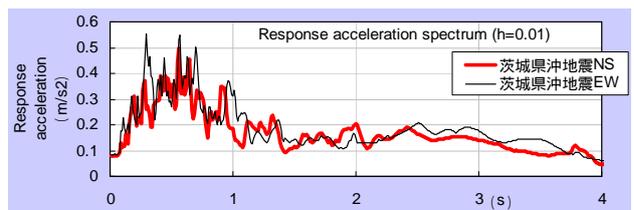
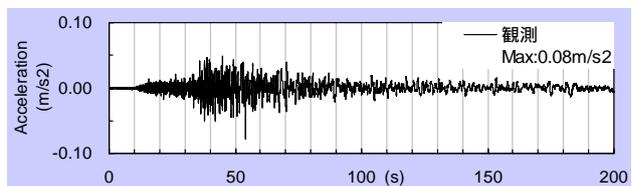
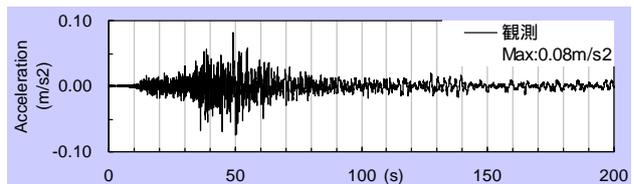


図 13-1 茨城県沖地震 (上から NS 方向,EW 方向時刻歴波形,加速度応答スペクトル)

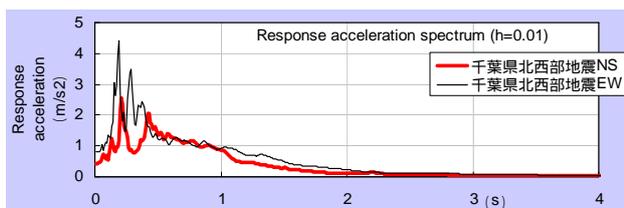
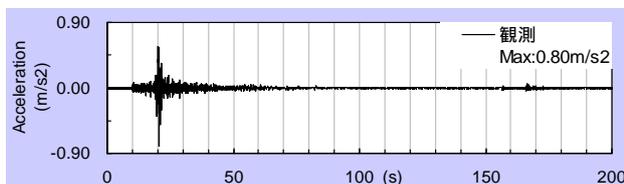
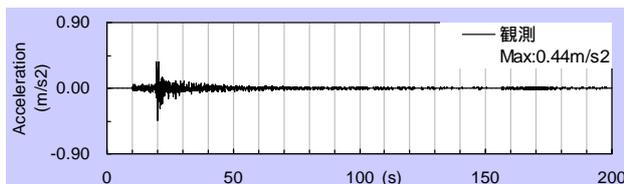


図 13-2 千葉県北西部地震 (上から NS 方向,EW 方向時刻歴波形,加速度応答スペクトル)

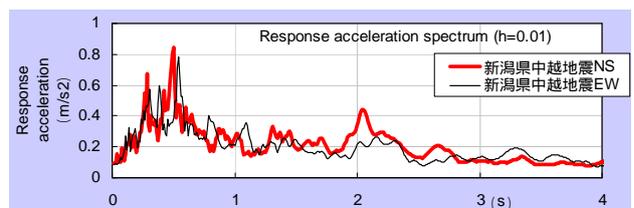
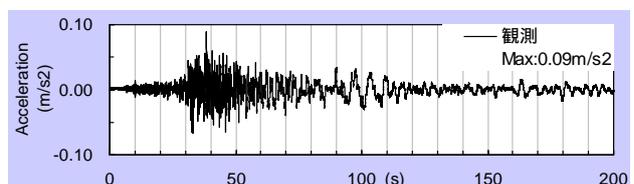
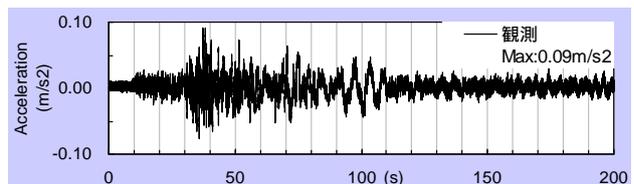


図 13-3 新潟県中越地震 (上から NS 方向,EW 方向時刻歴波形,加速度応答スペクトル)

### 5.3 観測記録と解析結果の比較

図 14 および図 15 に NS 方向、図 16 および図 17 に EW 方向の観測記録と解析結果の比較を示す。ここでは、並進 1 次モードが卓越する 29 階および高次モードが卓越する 8 階の時刻歴加速度波形および加速度フーリエスペクトルより比較した結果を示す。なお、並進 2 次モードが卓越する 16 階にも加速度計が設置されているが観測波形にノイズが多い為、比較の対象から外した。

図 14 および図 15 は NS 方向の比較結果である。時刻歴波形より、レーリー減衰および初期剛性比例減衰共に最大値および応答時刻歴が観測記録に近いが、レーリー減衰の方が観測記録により近い事が確認出来る。差が明確なのは高次モードが卓越する 8 階であり、初期剛性比例減衰では高次モードの減衰が過大となり観測記録やレーリー減衰に比べ主要動が早い時間で終了し、最大値も過小評価している事が確認出来る。応答のフーリエスペクトルでも同様な傾向が見られる。また観測記録のフーリエスペクトルより読み取った固有周期が常時微動・人力加振観測時に比べ多少伸びる事が確認された。解析結果の 1 次固有周期が観測記録と多少ずれており、1 次モードが卓越する 29 階においては初期剛性比例減衰が観測記録に近い結果も多少見られるが、全体的に見るとレーリー減衰が観測記録に近く初期剛性比例減衰は高次モードの減衰が過大となる事を確認出来る。また、S 造の高層建築物に用いられる設計 1 次減衰定数の統計よりその多くは 2% であるが<sup>1)</sup>、減衰定数 2% を用いた初期剛性比例減衰による解析を行うとさらに応答の過小評価になると予想される。

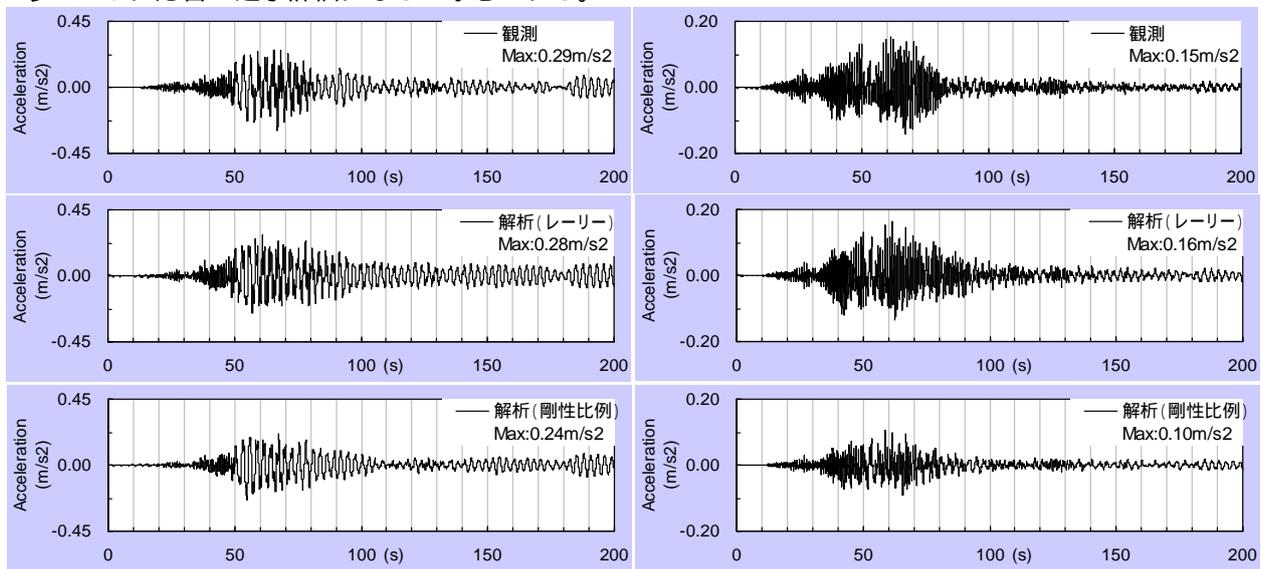


図 14-1 時刻歴加速度波形比較 茨城県沖地震  
(上から観測記録,レーリー減衰,初期剛性比例減衰の解析結果、左：NS 方向 29 階,右：NS 方向 8 階)

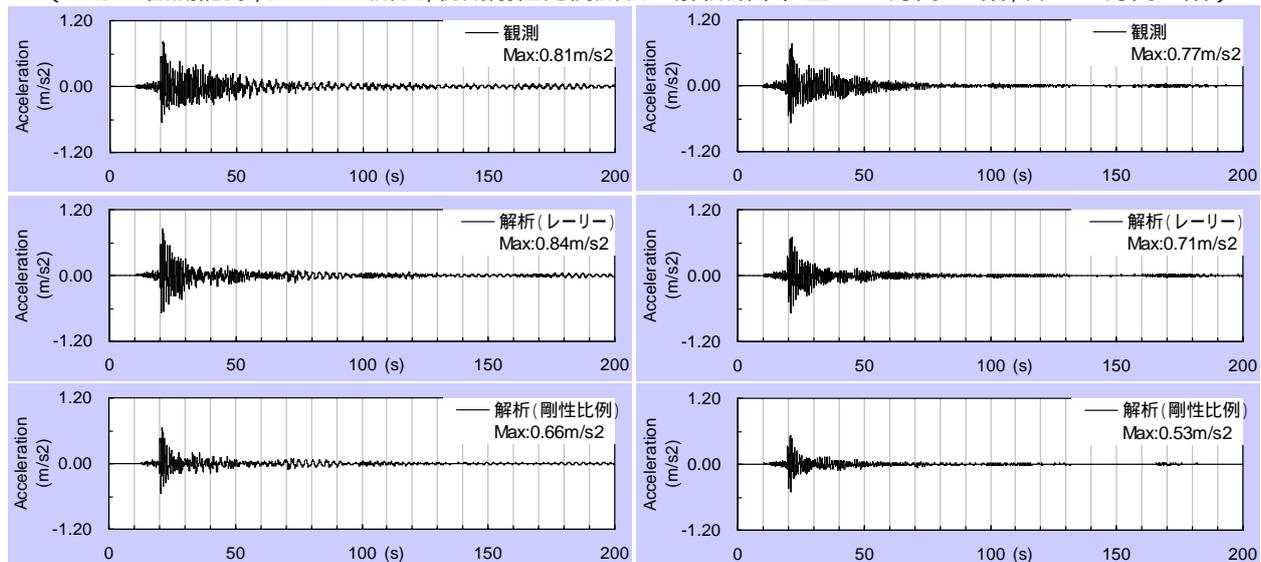


図 14-2 時刻歴加速度波形比較 千葉県北西部地震  
(上から観測記録,レーリー減衰,初期剛性比例減衰の解析結果、左：NS 方向 29 階,右：NS 方向 8 階)

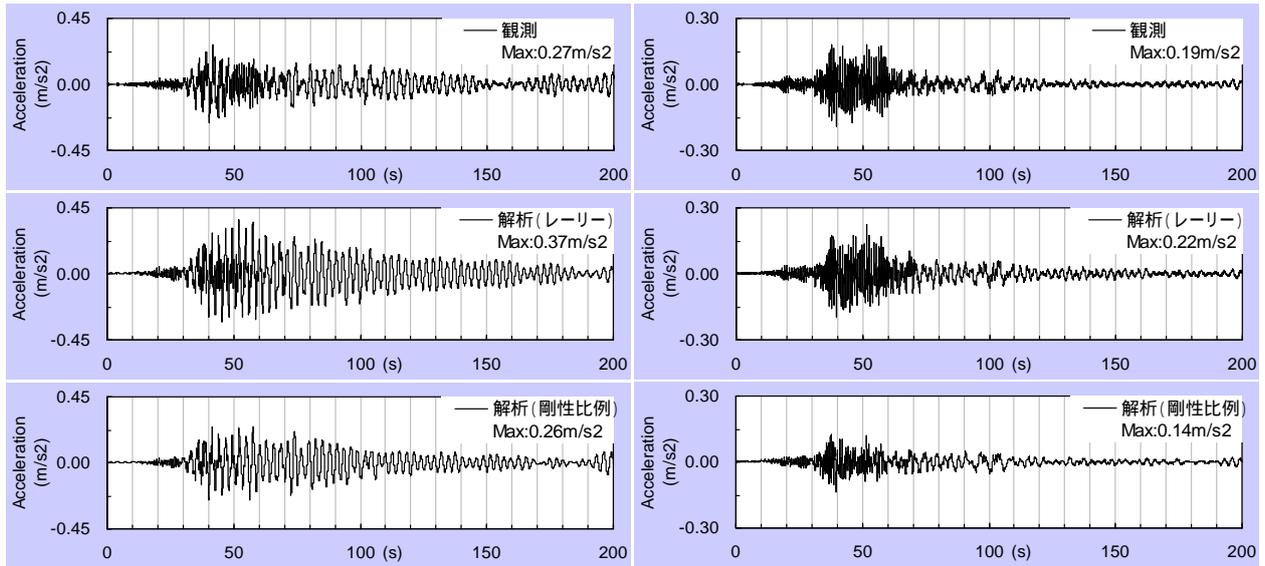


図 14-3 時刻歴加速度波形比較 新潟県中越地震  
(上から観測記録,レーリー減衰,初期剛性比例減衰の解析結果、左: NS 方向 29 階,右: NS 方向 8 階)

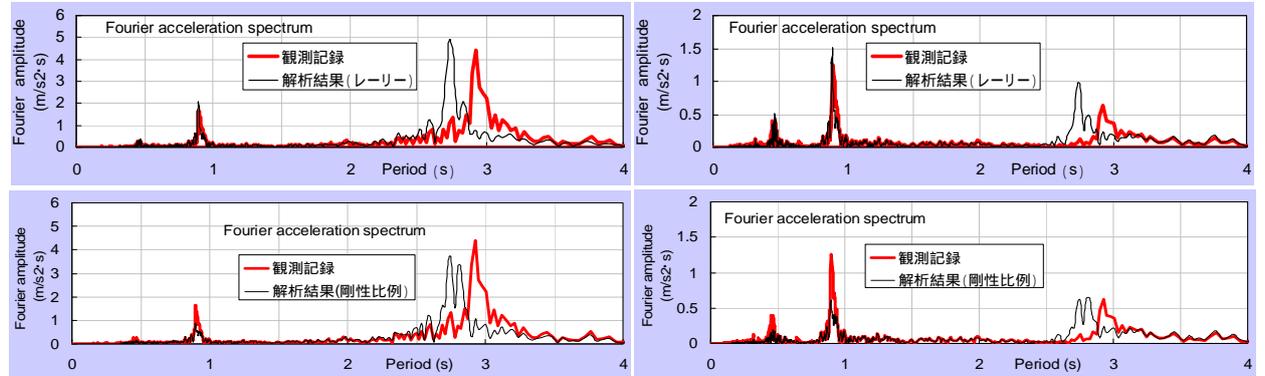


図 15-1 加速度フーリエスペクトル比較 茨城県沖地震  
(上:観測と解析(レーリー減衰),下:観測と解析(初期剛性比例減衰) 左: NS 方向 29 階,右: NS 方向 8 階)

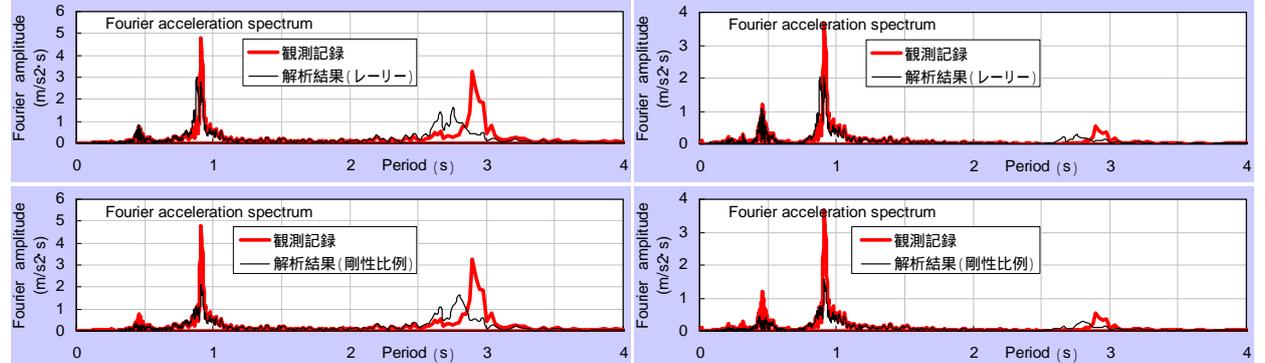


図 15-2 加速度フーリエスペクトル比較 千葉県北西部地震  
(上:観測と解析(レーリー減衰),下:観測と解析(初期剛性比例減衰) 左: NS 方向 29 階,右: NS 方向 8 階)

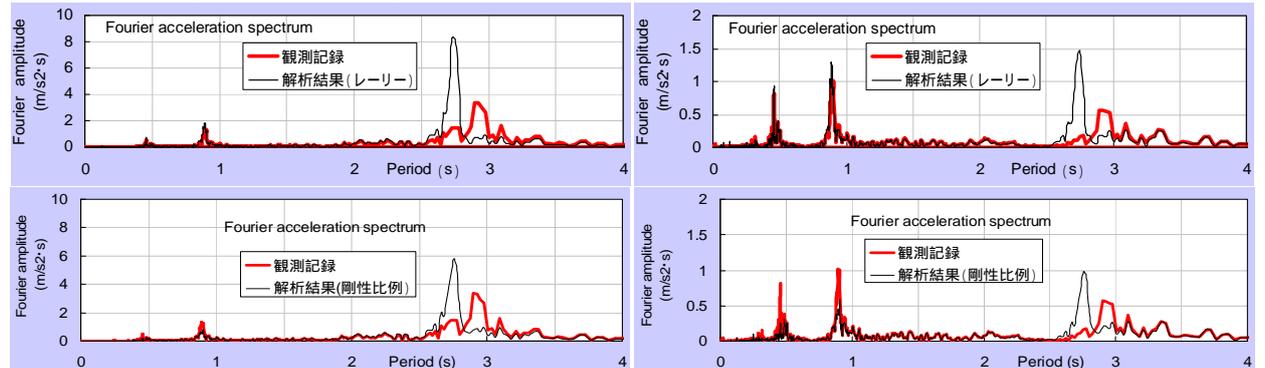


図 15-3 加速度フーリエスペクトル比較 新潟県中越地震  
(上:観測と解析(レーリー減衰),下:観測と解析(初期剛性比例減衰) 左: NS 方向 29 階,右: NS 方向 8 階)

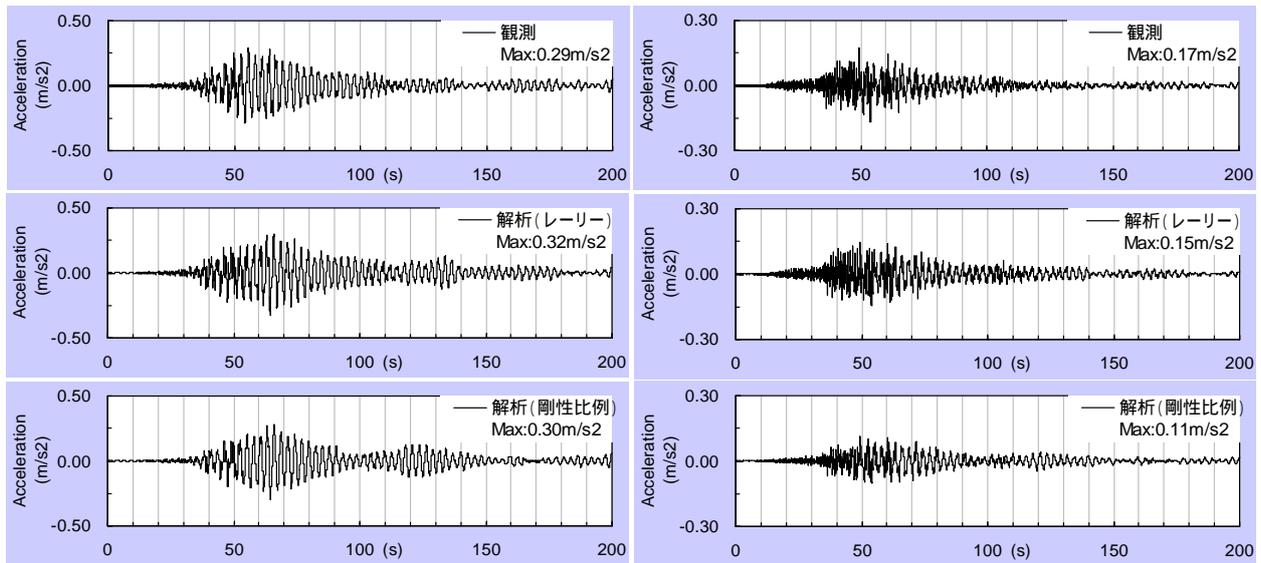


図 16-1 時刻歴加速度波形比較 茨城県沖地震  
(上から観測記録,レーリー減衰,初期剛性比例減衰の解析結果、左：EW 方向 29 階,右：EW 方向 8 階)

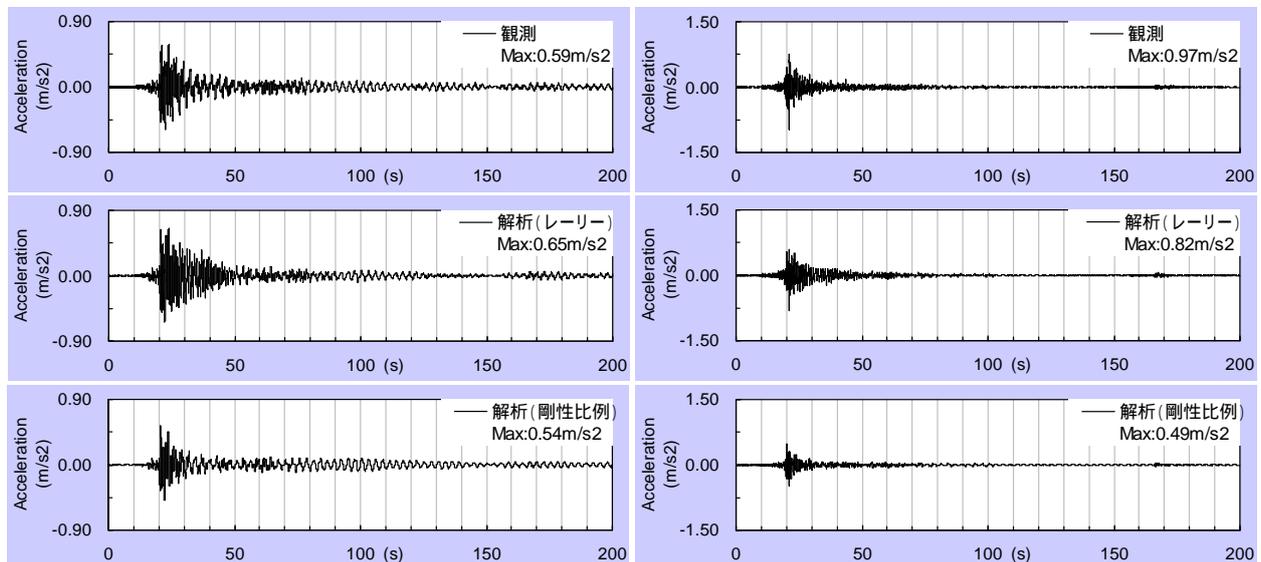


図 16-2 時刻歴加速度波形比較 千葉県北西部地震  
(上から観測記録,レーリー減衰,初期剛性比例減衰の解析結果、左：EW 方向 29 階,右：EW 方向 8 階)

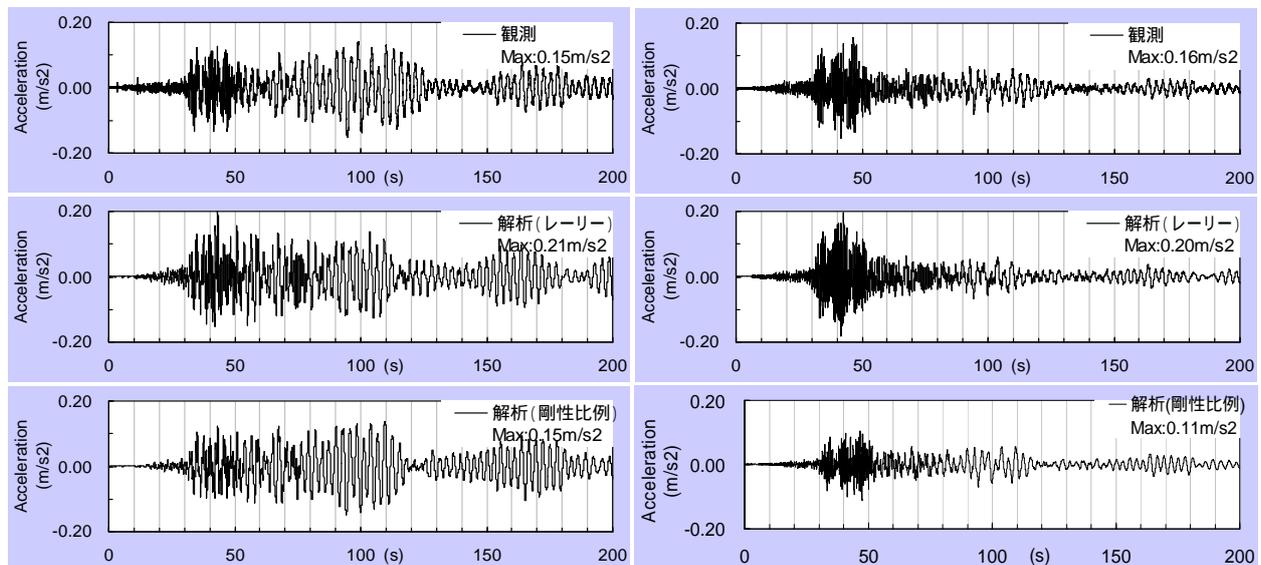


図 16-3 時刻歴加速度波形比較 新潟県中越地震  
(上から観測記録,レーリー減衰,初期剛性比例減衰の解析結果、左：EW 方向 29 階,右：EW 方向 8 階)

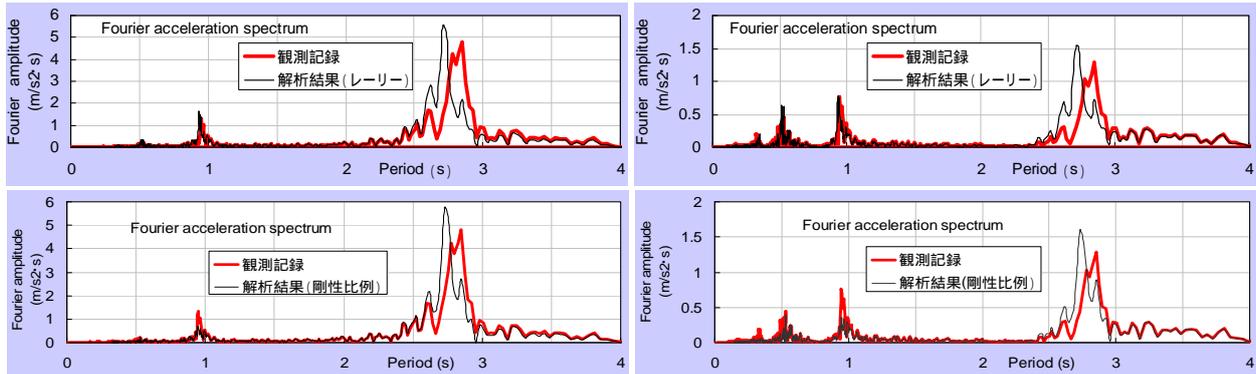


図 17-1 加速度フーリエスペクトル比較 茨城県沖地震 上図:観測と解析(レーリー減衰)  
下図:観測と解析(初期剛性比例減衰)(左:EW方向29階、右:EW方向8階)

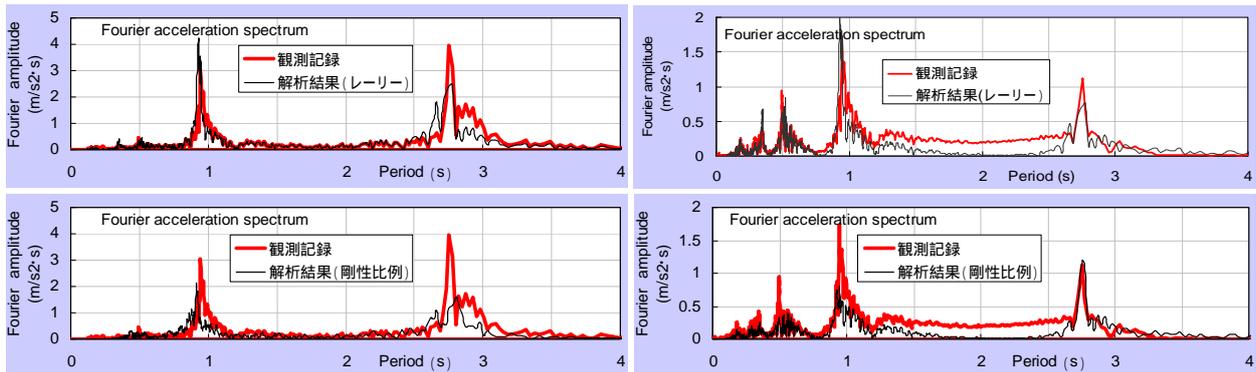


図 17-2 加速度フーリエスペクトル比較 千葉県北西部地震 上図:観測と解析(レーリー減衰)  
下図:観測と解析(初期剛性比例減衰)(左:EW方向29階、右:EW方向8階)

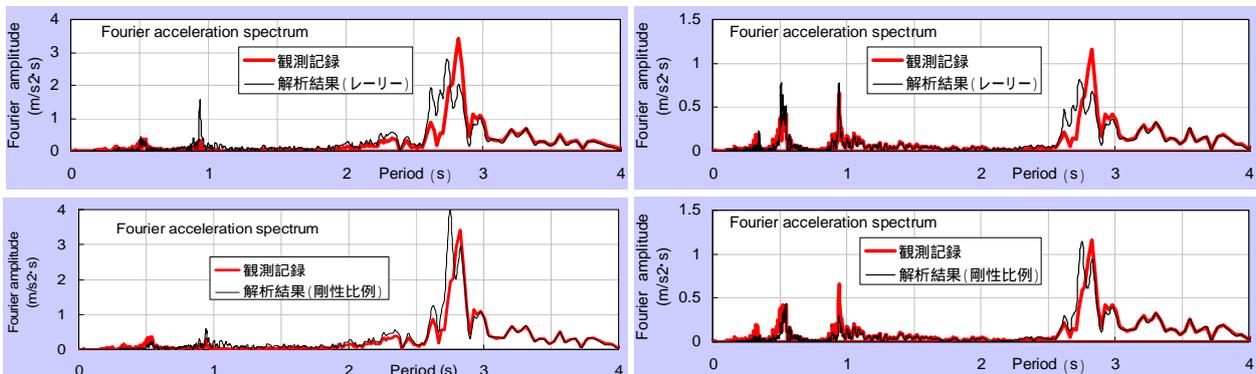


図 17-3 加速度フーリエスペクトル比較 新潟県中越地震 上図:観測と解析(レーリー減衰)  
下図:観測と解析(初期剛性比例減衰)(左:EW方向29階、右:EW方向8階)

図 16 および図 17 は EW 方向の比較結果である。NS 方向とほぼ同様な結果であり高次が卓越する結果についてはレーリー減衰の方が観測記録に近く、1次が卓越する結果についてはほぼ同等な解析精度である。千葉県北西部地震 8 階の観測記録フーリエスペクトルにおいて周期、約 1~2.5 秒および 3 秒以降に多少のノイズが確認された。周期 3 秒以上のノイズはローカットフィルターによりカットしている。周辺階の観測記録に比べ応答加速度最大値が多少大きい事が確認されノイズの影響によるものと思われる。また、NS 方向と同様に常時微動・人力加振時に比べ固有周期が伸びている事が確認された。

続いてモーダルアナリシスを用い算出した結果を示す。刺激係数および図 15, 図 17 に示したフーリエスペクトルより応答に影響を与える次数は並進 3 次まで考える。図 13 の応答スペクトルより、並進 3 次固有周期までの加速度応答最大値  $mSA$  を求める。また、立体モデルの固有値解析結果より求めた並進 3 次までの刺激係数  $m\beta$ 、固有ベクトル  $m_i$  を用いて 29 階および 8 階における加速度応答最大値  $u_i (i=29,8)$  を求め観測記録との比較を行う。

$$|\ddot{u}_i|_{\max} \approx \sum_{m=1}^N |\beta_m \phi_i \cdot S_A(mT, h)| \quad (2)$$

$$|\ddot{u}_i|_{\max} \approx \sqrt{\sum_{m=1}^N |\beta_m \phi_i \cdot S_A(mT, h)|^2} \quad (3)$$

式 2,式 3 に ABS (絶対値和) および SRSS (2 乗和平方) の式を示す。表 9 に最大加速度応答値の一覧を示す。NS 方向,EW 方向ともに ABS の値は過大評価になる傾向があるが、SRSS では高次が卓越する千葉県北西部地震において多少小さめに評価される傾向があるが、全体的に精度が高く最大応答値を評価するのに有効な手法である事が確認された。

表 9 最大加速度応答値比較

		最大加速度応答値 (m/s <sup>2</sup> )					
		茨城県沖地震		千葉県北西部地震		新潟県中越地震	
		29F	8F	29F	8F	29F	8F
NS	観測記録	0.29	0.15	0.81	0.77	0.27	0.19
	解析結果 (レーリー)	0.28	0.16	0.84	0.71	0.37	0.22
	解析結果 (剛性比例)	0.24	0.10	0.66	0.53	0.26	0.14
	ABS	0.44	0.24	1.01	0.87	0.52	0.31
	SRSS	0.27	0.15	0.68	0.61	0.32	0.20
EW	観測記録	0.29	0.17	0.59	0.97	0.15	0.16
	解析結果 (レーリー)	0.32	0.15	0.65	0.82	0.21	0.20
	解析結果 (剛性比例)	0.30	0.11	0.54	0.49	0.15	0.11
	ABS	0.45	0.26	0.84	0.71	0.34	0.27
	SRSS	0.28	0.15	0.54	0.50	0.20	0.20

続いて固有周期の変化について観察する。図 18 は、横軸に常時微動・人力加振および地震観測記録より得られた最大加速度、縦軸にフーリエスペクトルより読み取った固有周期を示している。これより、振幅の大きさによる固有周期の変化について見てみる。それぞれ 5 つの点より構成され、左から常時微動観測,人力加振観測,新潟県中越地震,茨城県沖地震,千葉県北西部地震であり、比較のため立体モデルの固有周期も合わせて示している。振幅が大きくなると固有周期が伸び、特に人力加振観測から地震観測までの傾きが大きく、地震観測の 3 波については大きな変化が見られない。立体モデルの固有周期と比較を行うと、NS 方向並進 1 次は常時微動レベルではほぼ等しく観測地震レベルでは約 0.15 秒の差があり、EW 方向は常時微動および観測地震レベルと約 0.1 秒の差が見られる。NS 方向,EW 方向共に並進 2 次では、常時微動レベルと約 0.05 秒の差がある事が確認出来る。

前述した地震観測記録と解析結果の時刻歴波形およびフーリエスペクトルの比較より、高次が卓越する 8 階においては精度の高い解析が出来ている事を確認したので、本解析においては約 0.05 秒の差では応答に大きな影響は出なかった。一方、1 次モードが卓越する 29 階において精度が多少落ちており、この約 0.2 秒のずれによる影響と思われる。

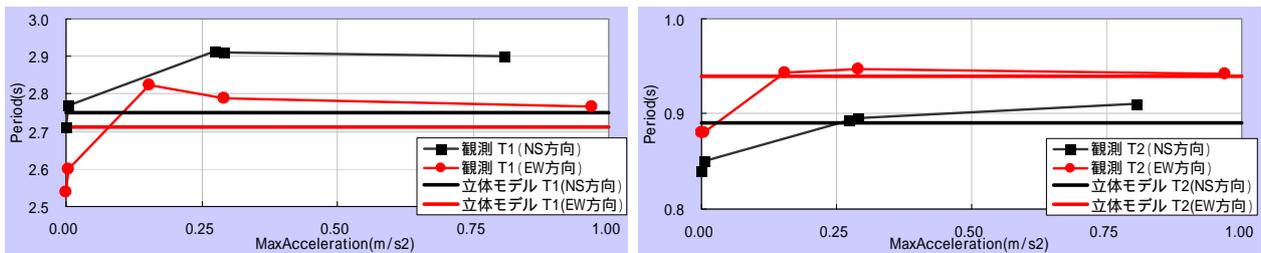


図 18 観測記録の振幅レベルによる固有周期の変化 (左:並進 1 次,右:並進 2 次固有周期)

## 6. まとめ

超高層建築である対象建築物の常時微動・人力加振観測記録および地震観測記録を用い、振動性状の評価および作成した立体モデルとの比較を行った。得られた結果を以下に示す。

- (1) 常時微動観測より並進1次,2次およびねじれ1次の固有周期を求め、剛域および合成梁を考慮した立体モデルの固有値解析より求めた周期とほぼ等しい事を確認した。
- (2) 人力加振観測より曲げ変形を含めた変位振幅の分布を求め立体モデルの固有モード図との比較を行い、ほぼ一致する事を確認した。また自由振動波形より対数減衰率を用いた減衰定数の評価を行い、並進1次および2次における減衰定数は約1%である事を確認した。これより本研究の立体モデルによる地震応答解析には並進1次,2次に減衰定数1%と与えたレーリー減衰を用いた。
- (3) 地震観測記録より得られた時刻歴加速度波形およびフーリエスペクトルとレーリー減衰および一般的に高層建物の設計に使用される初期剛性比例減衰を用いた立体モデルにおける地震応答解析結果の比較を行った。解析結果より初期剛性比例減衰を用いると並進2次および3次における高次の応答が過小に評価される結果となり注意が必要である。レーリー減衰では並進1次が卓越する結果については固有周期のずれの影響により多少精度が落ちるが、並進2次および3次が卓越する結果については精度が高い事を確認した。
- (4) 応答スペクトルを用いたモーダルアナリシスより最大応答値はABSでは過大評価となりSRSSでは、地震応答解析とほぼ同等の精度があり有効な手法である事を確認した。
- (5) 観測記録の振幅レベルによる固有周期の変化について観察を行った。並進1次,2次固有周期における検討を行い、並進1次では変化が大きく常時微動から観測地震にかけて約0.2秒の伸び、並進2次では約0.05秒の伸びが確認された。

## 謝辞

本研究は、文部科学省学術フロンティア事業の「工学院大学地震防災・環境研究センター」による研究助成により行われました。また、常時微動・人力加振観測においては明星大学年縄研究室、工学院大学宮澤研究室にご協力頂きました。深く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 山崎靖典,福和伸夫,飛田潤:高層建物の固有周期と減衰定数の設計値と実測値に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)2003.9、構造、pp.947-948
- 2) 石橋敏久,田中清貴,常木康弘,内藤幸雄:起振機加振と常時微動測定による超高層ビルの振動試験、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)1998.9、構造、pp.1001-1002
- 3) 山田哲,大河原勇太,山中浩明,坂田弘安,盛川仁,大木洋司,笠井和彦,和田章:超高層免震建物における地震観測の概要、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)2007.8、構造、pp.963-964
- 4) 小島宏章,松井政樹,福和伸夫,飛田潤,白瀬陽一,小坂淳也:超高層建物の建設時強震観測に基づく振動特性変化に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)2006.9、構造、pp.159-160
- 5) 株式会社システム:SNAP Ver.4 テクニカルマニュアル
- 6) 日本建築学会編:各種合成構造設計指針・同解説、日本建築学会、2000
- 7) 小菅英沙子,鱒沢曜,久田嘉章,星幸男:首都圏にある超高層キャンパスの地震防災に関する研究(その3) 超高層ビルの微動観測と地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)2007.8、構造、pp.617-618

(受理: 2009年 8月 21日)  
(掲載決定: 2010年 3月 29日)

# **Study on Vibration Characteristics of a High rise Building using results of Microtremor, Manpower Excitation Measurements, Earthquake Observations and Simulations of a 3D Moment frame structure**

HOSHI Yukio <sup>1)</sup>, HISADA Yoshiaki <sup>2)</sup>, YAMASHITA Tetsuo <sup>3)</sup>,  
MASUZAWA Yoe <sup>4)</sup>, SHIMAMURA Kenta <sup>5)</sup>

1) Member, Hazama Corporation, M.Eng.

(Ex- Graduate Student, Graduate School of Engineering, Kogakuin University)

2) Member, Prof., Department of Architecture, Kogakuin University, Dr.Eng.

3) Assoc Prof., Department of Architecture, Kogakuin University, Dr.Eng.

4) Member, Engineering & Risk Services Corporation, Dr.Eng.

5) Graduate Student, Graduate School of Engineering, Kogakuin University

## **ABSTRACT**

In the Tokyo metropolitan area, high-rise buildings will suffer strong ground motions in near future. In order to estimate damage of the buildings and to carry out counter measures for reducing the damage, it is necessary to know the accurate vibration characteristics of the buildings during the strong ground motions. The purpose of the paper is to investigate vibration characteristics of the Shinjuku Campus building of the 28th floors in Shinjuku, Tokyo, which is a steel structure of moment frames with 143 m height. First, we constructed a 3D moment frame model and compared vibration characteristics, such as the natural periods and the corresponding mode shapes, with those obtained by microtremors measurements and manpower excitations. We obtained excellent agreements between them. Second, we compared the observed building response during earthquakes with those of the simulations; we again obtained agreements.

*Key Words: High-rise building, Microtremor survey, Manpower excitation, Earthquake observation, Earthquake response analysis*