大型震動台実験に基づく S 造中層建物の振動特性の分析

A STUDY ON VIBRATION CHARACTERISTICS OF STEEL MEDIUM-RISE BUILDINGS BASED
ON LARGE SHAKING TABLE TESTS東 城 峻 樹^{*1}, 中 村 尚 弘^{*2}, 佐 武 直 紀^{*3}, 土 佐 内 優 介^{*4}, 梶 原 浩 一^{*5}*Takaki TOJO, Naohiro NAKAMURA, Naoki SATAKE,
Yusuke TOSAUCHI and Koichi KAJIWARA*

Natural period and damping ratio are important values in seismic design. Recently, many of the findings for these values have been obtained from earthquake observation records. However, the observation records of buildings are affected by the soil-structure interaction. Therefore, only the characteristics of the building structure are unclear. This study focused on the structural vibration characteristics by using the records of large shaking table tests. Steel specimens subjected to strong input motion were studied, and the experimental data were analyzed using the ARX model. Moreover, the effects of the experienced largest deformation on the vibration characteristics were investigated.

Keywords : *Natural period, Damping ratio, Steel building, Amplitude dependency, Large shaking table, ARX model*

固有周期, 減衰定数, S 建物, 振幅依存性, 大型震動台, ARX モデル

1. はじめに

建物の地震時挙動や耐震性能を推定する際, 固有周期や減衰定数などの振動特性の把握は必須である。これらの振動特性を評価するための実測手段としては, 常時微動測定, 強制加振実験, および地震・風観測などが挙げられる。特に 1995 年の兵庫県南部地震以降, 建物内外への地震計の設置が進み(例えば, 建築研究所の地震記録, 防災科学技術研究所の K-NET, KiK-net など), 多数の地震観測記録が得られている。これらの実測データを用いて多くの分析が行われ, 例えば文献¹⁾では RC 造や S 造建物について, 弾性設計範囲における固有周期(固有振動数)や減衰定数に関する推奨値が示されるなど, 一定の知見が蓄積されてきている。

更に, 2011 年の東北地方太平洋沖地震(以降, 3.11 地震)を契機として, 固有周期や減衰定数に関して, 様々な構造種別の建物において, 3.11 地震以前までの経年変化, 地震前後における変動, 更に地震中の振動振幅に伴う振動特性の変動傾向(振幅依存性)などが報告されている^{2),3)}。固有周期の経年変化や地震前後の変動に関しては, RC 造や S 造などの構造種別によらず経年により周期が微増し頭打ちになる傾向のほか, 3.11 地震中に長周期化しその後同じ状態を保つなど, 多くの建物で共通する特徴がみられる。一方, 減衰定数に関しては, 経年変化は構造種別によらず少ないこと, 地震前後の変化として, RC・SRC 造では値が増大するのに対し, S 造では明瞭な変化が確認されないなどの特徴が明らかになってきている。

一方, 前述した振動特性の変動要因については, 地震による躯体

の損傷, 2 次部材や非構造部材の固定度の変化, 建物と地盤の相互作用など多岐に渡る。建物の振動特性を統一的に評価するためには, 構造種別によらず, できるだけ同等の条件下で実測したデータから傾向を分析, 評価することが必要であると考える。

そのための一つの手段として, 大型振動台における実大実験結果の活用が挙げられる。中でも, 防災科学技術研究所の実大三次元震動破壊実験施設(通称: E-ディフェンス, 振動台寸法: 15m×20m, 最大搭載質量: 1200ton)では, 実建物大の試験体を用いた振動台実験が可能で, 耐震設計の上で特に重要となる, 主要架構で構成された多くの RC 造や S 造の試験体に対し, 微小変形レベルから終局レベルに至る加振実験が複数行われ(例えば 4)~6), データも公開されている⁷⁾。そのため, 同等に近い加振環境における各種建物の実験データを分析し, 微小変形から終局状態に至る, 現行の設計規準による建物の健全性と振動特性の変化を考慮した評価が可能であると考ええる。

著者らは, RC 造建物に関して, E-ディフェンスで行われた複数の試験体の実験結果に基づき, 主要架構の変形レベルに応じた振動特性の変動を評価している⁸⁾。本論文では, その続編として, S 造建物に関する実験を取り上げ, 同様の評価を行う。今後, 分析対象を拡充し, それら実験結果と各種観測等で得られる実建物の振動特性の違いを明らかにすることは, 耐震設計の精度向上の観点からも重要であり, 本報は既報に続き, その先駆けと位置づける。

本報で検討対象とする S 造の試験体に関しては, 既往の検討で, 実験結果や解析による応答評価がなされるとともに, 固有周期や減

^{*1} ㈱竹中工務店技術研究所 研究員・修士(工学)

^{*2} 広島大学大学院工学研究科 教授・博士(工学)

^{*3} ㈱イー・アール・エス 工博

^{*4} ㈱フジタ技術センター 修士(工学)

^{*5} 国立研究開発法人防災科学技術研究所 博士(工学)

Researcher, R & D Institute, TAKENAKA Corporation, M.Eng.

Prof., Graduate School of Engineering, Hiroshima University, Dr.Eng.

Engineering Services Dept., Engineering & Risk Services Corporation, Dr.Eng.

Technology Development Division, Fujita Corporation, M.Eng.

National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, Dr.Eng.

衰定数などの振動特性の同定結果も報告され、主要架構などの損傷に伴い振動特性が変化することが示されている^{4-6,9)-13)}。しかし、これらの検討では様々な評価手法が用いられているため、振動特性を統一的に評価する観点からは、同じ手法で評価し直すことが必要と考えられる。また、各加振中の振動特性の変動や高次モードなどの評価も重要となる。

以上より、本報では、同一の手法により各試験体の固有周期や減衰定数などの振動特性を同定し、1次および2次のモードを含めて整理する。具体的には、文献⁸⁾と同様にARXモデル(例えば¹⁴⁾)を用いて、加振中やその前後の振動特性とその変化について分析し、引き続き、経験した最大変形と振動特性に対する影響に着目した検討を行う。

なお、本報の対象はS造耐震構造の建物であり、免震・制振構造は対象としていない。また、3次以上の高次モードやねじれ・上下モードの振動特性、RC造とS造試験体の詳細な比較などについても、今後の課題として本報では扱わない。

2. 試験体および加振計画の概要

本報では、以降に示す3つのS造建物を模擬した耐震構造の試験体(試験体1-3)を対象として検討を行う。試験体の形状および加振ケース一覧を、Fig. 1-3 および Table 1-3 にそれぞれ示す。加振ケース一覧には、1階および頂部での最大加速度を併せて示す⁷⁾。なお、表中の加振ケースの色分けは、加振種類(詳細は後述)で区分けしており、**ランダム加振**、**調整加振**、**本加振**としている。

Fig. 1 Configuration of specimen 1⁴⁾
Table 1 List of input wave of specimen 1

No.	Input wave	Max Acc. (Gal)				Duration time* (sec)
		1F		Top		
		X	Y	X	Y	
1	White-Noise	140	-9	-196	-7	140
	White-Noise	17	-207	-7	-250	
2	JR-Takatori-5%	30	-37	-82	-97	65
3	White-Noise	204	-11	185	-7	670
	White-Noise	10	135	-5	-228	
4	JR-Takatori-10%	63	-67	-162	-208	65
5	JR-Takatori-13%	78	-87	-210	-264	
6	JR-Takatori-No1	-46	-51	-142	-161	
7	JR-Takatori-No2	-76	-85	-218	-277	
8	JR-Takatori-No3	85	-97	-231	-289	
9	JR-Takatori-20%	144	-154	-339	-428	
10	White-Noise	118	6	198	7	670
	White-Noise	8	-129	-7	228	
11	JR-Takatori-12.5%	86	-94	-234	-278	65
12	JR-Takatori-40%	522	-309	-695	-712	
13	JR-Takatori-60%	784	-475	942	-952	
14	White-Noise	136	6	193	8	670
	White-Noise	-10	-131	-11	217	
15	JR-Takatori-No1	107	-115	-392	-336	65
16	JR-Takatori-No2	176	-170	-611	-534	
17	JR-Takatori-No3	196	-185	-659	-578	
18	JR-Takatori-No4	-191	-188	-662	-570	
19	JR-Takatori-No5	-192	-182	-668	-586	
20	JR-Takatori-100%	-852	-858	-1128	-884	

* Sampling frequency equals to 1000 Hz

Table 4 に各試験体の諸元を示す。試験体は、全て実大規模であり、表中の1次固有周期は、初期のランダム加振より算定している^{4),10),12)}。

2.1 試験体 1⁴⁾⁻⁶⁾

試験体1 (Fig. 1) は、4層建物を模擬し、高さは約14.4m、長辺(Y)方向は5m×2スパン、短辺(X)方向は6mの1スパンである。本試験体の実験は、現行設計で想定するレベルの地震動を受けた際の構造性能や損傷程度を確認すること、さらに大きな振幅レベルの地震動を受けて建物が完全な崩壊に至るまでの余裕度を明らかにすることを目的に行われている。また、同時に建物の機能保持能力を評価することを目的として、実建物を模擬して建物内外に非構造部材が取り付けられており、本試験体の結果にはそれらの影響が含まれる点に注意を要する。なお、Table 4 の一次固有周期は、設計時の1次固有周期(0.9秒)に比べ0.1秒ほど短く⁴⁾、非構造部材などの影響が出ていると考えられる。

試験体1の実験では、Table 1 に示すように、兵庫県南部地震で観測されたJR 鷹取波の振幅レベルを徐々に大きくして入力している。試験体1では、地震波による本加振に加えて、振動特性を把握するためのランダム加振(ホワイトノイズ)、本加振での波形の再現性を高めるため、本加振と同じ地震波を用いる調整加振(対象とする本加振に対し、15~60%程度の出力での加振)も行われており、これら全ての加振結果を検討対象とする。但し、主要加振方向と直交する方向の振動特性は検討から除外する。また、表中の各加振で、主要動後に入力加速度が非常に小さくなる場合、同定精度の低下が懸念されるため、予めその部分を除外して継続時間を設定する(後述の試験体も同様)。なお、最後の加振であるJR 鷹取波100%(加振20)入力時は、1層の柱頭が塑性化することにより1層の層崩壊が生じ、地震波の途中で加振を終了したため、継続時間が短くなっている。

2.2 試験体 2¹⁰⁾

試験体2 (Fig. 2) は、5層建物を模擬し、高さは約15.8m、平面

Fig. 2 Configuration of specimen 2¹⁰⁾
Table 2 List of input wave of specimen 2

No.	Input wave	Max Acc. (Gal)				Duration time* (sec)
		1F		Top		
		X	Y	X	Y	
1	White-Noise	-93	14	85	14	255
	White-Noise	19	69	-11	101	
2	JR-Takatori-5%	-48	38	-84	69	45
3	JR-Takatori-20%	-171	-153	-429	292	
4	JR-Takatori-30%	-224	-236	-637	-530	
5	JR-Takatori-40%	-313	-249	-819	-866	
6	White-Noise	-91	-10	85	-11	255
	White-Noise	-12	70	12	101	
7	JR-Takatori-50%	-393	337	-1018	-1132	45
8	JR-Takatori-50%	-396	385	-1161	-856	
9	JR-Takatori-70%	-533	-521	-1322	-1302	
10	White-Noise	-141	12	146	-20	255
	White-Noise	13	109	22	177	

* Sampling frequency equals to 500 Hz (White Noise) or 1000Hz (JR-Takatori)

の長辺 (Y) 方向長さが 12m, 短辺 (X) 方向長さが 10m である。事務所ビルを想定し、可能な限り実状に合わせるため、試験体 1 と同様に非構造部材を設けている。試験体 2 の実験では、大地震下での制振装置付き建物の性能検証を目的としているため、制振装置としてブレース型ダンパーを用い、同一の試験体に対し、①鋼材、②粘性、③オイル、④粘弾性、⑤ダンパーなしの順に加振実験が行われている。本報では、このうち「⑤ダンパーなし」の実験結果のみを対象とする。⑤の時点では、①～④の各ダンパーを設置して行われた複数の加振を経験しているが、主要架構は弾性範囲に留まっている。但し、スラブのひび割れが生じ、それに伴う剛性低下が①～④の実験で既に発生しており、Table 4 の固有周期は、⑤の初期状態である点を補足しておく。

試験体 2 の実験では、Table 2 に示すように、加振波には兵庫県南部地震で観測された JR 鷹取波を用いており、振幅レベルを 5% から 70% まで段階的に大きくして実験を行っている。本実験も、他の試験体と同様、ランダム加振、調整加振、本加振を検討対象とする。

2.3 試験体 3¹²⁾

試験体 3 (Fig. 3) は、3 層建物の軸組の 1 構面を模擬し、高さは約 11m、長辺 (Y) 方向 6m×2 スパン、短辺 (X) 方向 5m×2 スパンである。長辺方向のうち、A・C 通りの柱は、床スラブを鉛直方向にのみ支持し、水平力には抵抗しないよう、各階柱頭および柱脚はピン支持、B 通り 1 階の柱脚は露出柱脚となっており、B 通りの柱脚のみが固定されているため、通常の建物条件とはやや異なる試験体であることに留意が必要である。本試験体の実験は、構造上の主要部材に被害を受けた建物の継続使用に着目し、損傷を受けた建物の残存耐震性能を評価する手法の構築などを主たる目的としている。

試験体 3 の実験では、Table 3 に示すように、加振は Y 方向へ一方方向加振とし、加振には JR 鷹取波の NS 成分および想定南海トラフ波を用いて、各地震波の振幅レベルを徐々に大きくして加振を行っている。JR 鷹取波 100% 入力時 (加振 16) に、梁端部の破断が確認されているが、先述の目的に従い、破断後も複数の加振が継続して実施されている。本試験体においても、ランダム加振、調整加振、本加振の全てを検討対象とする。

3. 振動特性の同定方法

本報では、各試験体に対し、水平方向の 1 次および 2 次の固有周期と減衰定数を対象に、振動特性を同定して得られた結果を分析する。同定手法は、入出力データに予めバンドパスフィルターを掛けた、1 入力 1 出力系の ARX モデル³⁾を用いる。

検討対象とする実測データは、防災科学技術研究所の公開データとする⁷⁾。同定にあたっては、水平方向の加速度記録を用い、1 次モードを対象とする場合は、建物の最上階と 1 階、2 次モードを対象とする場合は、建物の中間階と 1 階の記録をそれぞれ用いる。対象とする加速度計の位置を Fig. 1~Fig. 3 の図中に示す。平面内の設置位置は、試験体 1、3 は中央の 1 点、試験体 2 は隅部 2 点とし、後者については 2 点の値を平均して用いる。

ここで、試験体 2 については、文献¹¹⁾で、振動台の台回転の影響が比較的大きく、回転加速度成分が無視できないことが報告されている。同文献では、振動特性の同定にあたり、振動台の回転を加味した運動方程式より、試験体の調和振動を考え、 k 階での絶対加速

度応答 $\ddot{u}_{tot,k}$ と j 次モードに対応する調和加速度入力 $\ddot{u}_g + H_{eqj} \ddot{\theta}_g$ の比として、伝達関数を次式で定義している。

$$G_{kj}(\omega) = \frac{\ddot{u}_{tot,k}}{\ddot{u}_g + H_{eqj} \ddot{\theta}_g} \tag{1}$$

Fig. 3 Configuration of specimen 3¹²⁾

Table 3 List of input wave of specimen 3

No.	Input wave	Max Acc. (Gal)				Duration time* (sec)
		1F		Top		
		X	Y	X	Y	
1	RandomY	-16	47	-22	74	140
2	Nankai-35%	-17	154	-36	507	
3	Nankai-45%	26	211	-54	698	
4	Nankai-50%	30	216	-210	1279	
5	Nankai-50%-2	-22	211	-58	667	
6	RandomY	14	49	24	84	170
7	Nankai-100%	-301	417	-301	-2302	140
8	RandomY	16	63	-24	74	170
9	JR-Takatori-40%	78	254	-53	817	55
10	RandomY	21	-49	-21	75	170
11	RandomY	-18	-61	-20	80	
12	JR-Takatori-60%	98	389	79	858	55
13	RandomY	-17	-48	22	-64	170
14	JR-Takatori-80%	-105	549	99	1035	50
15	RandomY	-13	-46	22	-68	170
16	JR-Takatori-100%	-836	750	-309	-1087	55
17	RandomY	-17	-46	25	-56	170
18	RandomY	-16	-48	21	-64	180
19	Nankai-50%	-22	211	-32	-283	150
20	RandomY	-16	49	23	-62	180
21	Nankai-100%	32	422	-70	-466	150
22	RandomY	-16	49	-21	-59	180
23	Nankai-150%	49	661	-79	-574	150
24	RandomY	19	-47	21	-55	180

* Sampling frequency equals to 1000 Hz

Table 4 Specimen data

Specimen No.	Story	Height* (m)	Weight (ton)	1 st natural period (s)		Scale
				X	Y	
1	4	14.375	219	0.82	0.78	Full
2	5	15.835	498	0.66	0.69	
3	3	10.750	196	-	0.64	

* from 1FL to RFL

ここに、 H_{eqj} は j 次の等価高さである。同文献では、(1)式の伝達関数の仮定から求めた理論伝達関数を、同様に回転を考慮して求めた実測データのスペクトル比に適合させ、振動特性を同定している。

そこで、本検討においても、試験体 2 の同定に用いる入力データを、(1)式に従い振動台の回転を考慮して予め補正する。必要となる 1 次および 2 次の等価高さは明示されていないが、塑性化程度が小さいことから、簡便のため、主要部材の断面諸元・重量情報¹⁰⁾から解析モデルを作成し、固有値解析より求めた値を各加振共通で使用する。後述の同定結果は文献^{10),11)}と概ね対応している。

試験体 1 および 3 については、試験体の重量が比較的小さいため回転の影響が小さい¹⁵⁾と考えられることと、既往の検討^{4),12)}と条件を揃えて結果を俯瞰するため、特に補正は行わない。但し、試験体 1 の一部の加振に対し、回転の影響を考慮して算定した場合、後述の 1 次減衰定数の結果に対し 10% 程度、値が減少する様子がみられた (等価高さは簡易値¹¹⁾を使用)。一方、以降で示す振動特性の変動

傾向には有意な差がないことから、台回転の影響は、今後の課題としてここでは扱わない。

ARX モデルの解析条件は、文献⁸⁾と同様に、解の安定性やパラメータの変動による同定結果への影響が小さいことを確認の上で、以下のように各試験体で共通に設定する。

- ・収録時間刻みの 10 倍の間隔でリサンプリングを行う。
- ・算定区間は、パルス性の強い JR 鷹取波は 10 秒、他の加振は 20 秒とし、算定区間の 1/4 秒ピッチでランニングさせる。
- ・モデル次数は原則 2 とするが、損傷が進行し次数 2 では同定精度が安定しない場合に限り 4 とする。
- ・時間遅れ項は考慮しない。

各試験体の振動特性は、以降の検討で示すように、入力レベルが上がると試験体の損傷が進むにつれて、固有周期（振動数）が変化する。そのため、予め設定するバンドパスフィルターは、各加振の伝達関数を確認し、損傷過程に応じて各モードのピークを包絡するような台形型のフィルターを決定している。

Fig. 4 に各試験体の加振 1 において、1 階と最上階および中間階の Y 方向応答より求めた伝達関数を示す。図に示すように、いずれの試験体とも、1 次、2 次モードともに比較的明瞭なピークが確認できる。また、1 次では頂部、2 次では中間階の応答が、それぞれ卓越した様子が見られる。

Fig. 4 Transfer function of wave 1 in Y direction

4. 各試験体の振動特性

Fig. 5~7 に、試験体 1~3 で対象とした全ての加振に対する、1 次と 2 次の固有周期 T (各図の(a), 同図縦軸は左側に 1 次, 右側に 2 次をそれぞれ示す) と減衰定数 h (同(b)), 平均変形角 γ_{avg} の変動 (同(c)) を示す。横軸には、3 章の手順に従い求めた各加振における全ての算定区間の結果を時間の経過順に連続で示している。凡例の濃淡は Table 1~3 と揃え、Fig. 5~7 で共通である。また、5 章で示す非構造部材、主要架構の損傷などに対応させた変形レベルのステージの区分けに従い、同系色で色分けする。

平均変形角は、各算定区間で最大となる入出力点間の相対変位を高さで除した値として定義する。1 次の場合は 1 階と頂部、2 次の場合は 1 階と中間階（試験体 1 は 3 階、試験体 2 は 4 階、試験体 3 は 2 階とし、各階の変位は、加速度値を積分して算定する）。同定時には、バンドパスフィルターを掛けた入出力波を用いていることから、全モード成分と各モードのみから求めた変形角の双方を併せて示す。なお、図に示す全モード成分は 1 階と頂部との平均変形角とし、算定時には 0.3Hz 程度のローカットフィルターを設定し、積分によって生じる過剰な変位を除外している。

以降で示すように、各試験体において、主要架構の塑性化の程度に違いはあるものの、損傷の進行に伴う剛性低下が生じる点は共通

となる。これを踏まえ、以降の固有周期（4.1 節）と減衰定数（4.2 節）の変化に関する検討は、主要架構が（1）弾性範囲、（2）塑性化以降、とに分けて行い、（3）に各振動特性のまとめを示す。また、X, Y の方向に依らず概ね同じ傾向であるため、代表して Y 方向の結果を整理する。はじめて塑性化したとされる加振前後^{4-6,10,12)}の境界を Fig. 5~7 に ← | → で示す。また、参考として、最大層間変形角 $R_{max}=1/200$, $1/120\text{rad}$ ($1/100\text{rad}$ を超える場合は併記) を超える加振を、Fig. 5~7 (c) 中に ▽ で示す（詳細は 4.3 節に後述）。

4.1 固有周期の変化

(1) 弾性範囲

ここでは、主要架構の変形が弾性範囲内の状態における固有周期、およびその変化について整理する。はじめに、試験体 1~3 の初期の周期に着目し、傾向を以下に記す。

- ・各試験体の最初のランダム加振から、1 次周期は、試験体 1 で 0.8 秒、試験体 2 で 0.7 秒、試験体 3 で 0.6 秒程度であり、概ね Table 4 と対応する。同じく 2 次周期は、試験体 1~3 でそれぞれ 0.25 秒、0.21 秒、0.20 秒前後で、1 次と 2 次の比率はいずれも 3 程度である (Fig. 5~7 (a) の加振 1 を参照)。
- ・試験体 1~3 とも、後続の本加振または調整加振中に、最大変形の発生に伴い、最初のランダム加振時と同程度かやや長い周期を示し、変形が小さくなると減少する。これは、変形の大きさに応じて周期が変動する振幅依存性³⁾によると考えられる。なお、振幅依存性による周期変動は、後述の各加振も同様に認められる (Fig. 5~7 (a),(c) の加振 2 を参照)。

次に、試験体 1 を中心に、各試験体の変化に着目する。はじめに試験体 1、次に試験体 3、最後に試験体 2 の順に考察する。

【試験体 1】

- ・層間変形角 $R_{max}=1/200$ を超える 4 度目の本加振中で、最大変形の発生に伴い、わずかに最大周期を更新する様子が見られ、1 次、2 次周期とも、その後のランダム加振の周期が、加振経験前に比べ漸増する。それ以前は、本加振前後のランダム加振、調整加振とも、変動は小さい。(Fig. 5 (a) の加振 9 を参照。更に加振 1, 3 のランダム加振、加振 7, 8 の調整加振を比較。同図(c)の変形角も参照。但し、変形角 $1/1000$ (10^{-3}) rad 程度での周期を比較)。
- ・上記の 4 度目の本加振について、主要架構には損傷がなく、各層の荷重-変形関係においてもほぼ弾性応答を示すものの、ALC 外壁の接触痕などが確認されている⁴⁾。従って、4 度目の本加振前後で得られた変動傾向は、非構造部材の固定度の変化や損傷を生じた影響が表れたものと推察される。

【試験体 3】

- ・一方、試験体 3 では、弾性範囲内とされる調整加振および本加振中において、経験する最大変形の更新に伴い、1 次、2 次とも最大周期が漸増する傾向が窺える (Fig. 7 (a),(c) の加振 2~5 を参照)。
- ・更に、前述の一連の加振前後のランダム加振においては、加振前に対し加振後は僅かに長周期化している (Fig. 7 (a),(c) の加振 1 と 6 を比較)。
- ・文献¹²⁾では、明記がないものの一連の加振時に各階スラブにひび割れが生じ始めたことが示唆されており、前述の周期の漸増傾向は、これらの影響が表れたものと考えられる。また、当該本加振

時に $R_{\max}=1/200$ を超えている点は、試験体 1 と共通である。但し、平均変形角 $\gamma_{\max}$ は、本加振前の調整加振時点で $1/200\text{rad}$ を超えていた。

【試験体 2】

- ・最初の本加振時に $R_{\max}=1/200$ を超えるものの、前後のランダム加振で 1 次周期には変動がほとんどなく、2 次も 1% 程度の変化に留まる。本試験体（⑤ダンパーなし）では既に複数回の加振を経験しており（2.2 節参照）、スラブを含む非構造部材の損傷程度にも大きな変化は認められない¹⁰⁾。これが、比較的変動が小さい要因と考えられる（Fig. 6 (a),(c) の加振 1 と 6 を比較）。

(2) 塑性化以降

ここでは、主要架構が塑性域に入る変形レベルの固有周期、およびその変化について以下に整理する。はじめに、試験体 1~3 で初めて塑性化が生じたとされる加振（1 層柱脚部等^{5),10),12)}）における周期変化に着目し、以下に傾向を記す。

- ・試験体 1~3 とも、前項(1)の弾性範囲と同様、振幅依存性による周期の変動がみられる。一方、本加振中の最大変形発生後は塑性化に伴い、一旦増加した周期が減少するが元の値には戻らず、加振終盤もやや長周期化した状態を保つ傾向にある。この時、各試験体とも $R_{\max}=1/120\text{rad}$ （試験体 1, 3 は $1/100\text{rad}$ ）を超える点は共通である。（Fig. 5 (a) の加振 12, Fig. 6(a) の加振 9, Fig. 7(a) の加振 7 を参照）。
- ・上記の本加振前後のランダム加振を比較すると、同様に、塑性化に伴う長周期化が確認できる。一方、塑性化前後の周期の増加率は、各試験体で程度に差異が生じている。この点については、試験体 1 と 3 を中心に 5 章（5.1 節）に詳述する。（Fig. 5 (a) の加振 10 と 14, Fig. 6(a) の加振 6 と 10, Fig. 7(a) の加振 6 と 8 を比較）。

次に、塑性化後も繰り返し本加振が行われる試験体 3 に着目し、以下に塑性化後の周期の変動傾向を記す。

- ・より振幅レベルの大きい本加振を繰り返し経験すると、全体的に各部の塑性化の進行に起因すると考えられる最大周期の増加傾向がみられる（例えば Fig. 7 (a) の加振 12, 以降の加振(●)も同様）。
- ・塑性化による最大周期の更新が見られる一方で、JR 鷹取波 100%（加振 16：梁が破断¹²⁾）を経験するまでは、前後のランダム加振の変化は比較的小さい（Fig. 7(a) の加振 11, 13, 15 と 17 を比較）
- ・上記の傾向は、ノーマルバイリニアやトリリニア型に代表される鋼構造材の非線形特性と対応がみられる。すなわち、降伏点を超えて塑性化した際の剛性低下に対応し、本加振時に周期の増大を示す一方で、除荷後にランダム加振を受けた際には、概ね初期の剛性（周期）を保って推移すると考えられる。

(3) 固有周期のまとめ

以上に示した各試験体の固有周期に関する知見を以下に整理する。

- ・既往の検討結果と同様、加振中の振幅（変形角）の増大に伴い、周期が増大する振幅依存性がみられる。
- ・固有周期は、現行設計で規定される弾性応答範囲の閾値（4.3 節に詳述）に概ね対応する、 $1/200\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 程度の変形を経験すると、増大する傾向にある。前者は、非構造材の損傷に伴う影響、特にスラブの損傷が及ぼす影響が大きく、後者は主要架構（鋼構造材）の塑性化に伴う影響が顕在化するものと推察される。

- ・塑性化後、最大変形を更新する場合には、同様に、周期が増加する傾向となる。但し、主要架構が破断や破壊に至らない程度であれば、著しい周期の増大は認められず、小振幅時は、概ね初期状態で推移する鋼構造部材の復元力特性と対応した傾向を示す。

4.2 減衰定数の変化

(1) 弾性範囲

ここでは、主要架構の変形が弾性範囲内の状態における減衰定数、およびその変化について整理する。はじめに、試験体 1~3 の初期の減衰定数に着目し、傾向を以下に記す。

- ・試験体 1~3 において、最初のランダム加振時の 1 次減衰定数は、それぞれ 2~4%、1~1.5%、2~3% 程度、2 次はそれぞれ 2~3%、2%、2% 程度である。1 次と 2 次の差は各試験体とも小さい。これら同定結果の一部は、既往の検討で報告された値（試験体 1 の JR 鷹取波 5% で 1 次 4%⁹⁾、試験体 2 のランダム波で 1 次、2 次それぞれ 1%、2% 程度¹⁰⁾）と概ね対応する（Fig. 5~7 (b) の加振 1 を参照）。
- ・各試験体とも、最初の本加振中（試験体 3 ではそれ以前の調整加振時とも）に変形角の増大に伴い、減衰定数はやや減少し、変形が小さくなると加振初期の値に戻るような傾向がみられる。後述する他の加振も同様である（Fig. 5(b),(c) の加振 2, Fig. 6 および Fig. 7(b),(c) の加振 5 を参照）。

次に、非構造部材の損傷を伴う試験体 1 と 3 に着目すると、以下のようになる。

- ・試験体 1 では、本加振（加振 9）前後のランダム加振時の値は、変形角 $1/1000$ (10^{-3}) rad 程度で生じる値を比べると概ね同程度であり、非構造部材の損傷の有無による値の変動は小さい（Fig. 5(b),(c) の加振 3 と 10 を比較）。
- ・一方、試験体 3 について、本加振（加振 5）前後のランダム加振時の値を比べると、値が上昇している。これは、主要架構が弾性範囲であることを考えると、スラブのひび割れなどに伴い、減衰が増加したと推察される（Fig. 7(b),(c) の加振 1 と 6 を比較）。

(2) 塑性化以降

ここでは、主要架構が塑性域に入る変形レベルの減衰定数、およびその変化について整理する。はじめに、各試験体で初めて塑性化が生じたとされる加振に着目し、減衰定数の変動傾向を以下に記す。

- ・試験体 1~3 とも、振幅レベルを増大させ、塑性化が生じたとされる各本加振中においては、最大変形付近で減衰定数がやや大きくなる傾向がある（Fig. 5 (b) の加振 12, Fig. 6(b) の加振 9, Fig. 7(b) の加振 7 を参照）。
- ・試験体 1, 2 では、本加振経験後のランダム加振時の 1 次、2 次の減衰定数が、本加振前と比べ、同等あるいはやや小さくなっており、主要架構の塑性化に伴い減衰定数が減少する可能性も示唆される（Fig. 5 (a) の加振 10 と 14, Fig. 6 (a) の加振 6 と 10 を比較）。
- ・一方、試験体 3 では、他の試験体と異なり、塑性化後にランダム加振時の減衰定数が増加する傾向を示す（Fig. 7 (b) の加振 6 と加振 8 を比較）。

次に、傾向の異なる試験体 3 に着目して考察する。

- ・初めて塑性化を生じたとされる本加振（加振 7）では、主要架構の塑性化は軽微である一方、スラブのひび割れが大きく進展して

Fig. 5 Vibration characteristics of specimen 1 (1st · 2nd, Y)

Fig. 6 Vibration characteristics of specimen 2 (1st · 2nd, Y)

Fig. 7 Vibration characteristics of specimen 3 (1st · 2nd, Y)

いる¹²⁾。これが、減衰定数増加の要因であると推察される。

- ・加振7以降のランダム加振に着目すると、減衰定数が頭打ちとなり、他の試験体と同様、塑性化の進行に伴い、値が減少する傾向も窺える。スラブのひび割れの進展が、加振7以降は比較的小さい¹²⁾ことで、他の試験体と同様、塑性化に伴う影響が相対的に大きくなると考えられる (Fig. 7 (b)の加振8と13と15を比較)。
- ・JR 鷹取波 100% (加振16) を経験時に梁破断が生じるため、直後のランダム加振や以降の本加振経験後のランダム加振時の減衰定数は、その影響を受けて、更に大きい値を示す傾向がみられる (Fig. 7(a)の加振15と17を比較、以降のランダム加振 (○) も参照)。

(3) 減衰定数のまとめ

- ・減衰定数の初期値は1次が1~4%程度、2次が2~3%程度であり、1次の値は、同定手法が異なる既往の報告^{4),9)-11)}と概ね対応する。
- ・比較的小振幅時には、変形角の増大に伴い値が減少する傾向が認められる。これは、既往の風観測記録を分析した場合の減衰特性とも概ね対応する¹⁶⁾。更に、振幅の増大に応じて値が減少する傾向は、一般のS造建物の分析でも報告されており¹⁷⁾、接地条件に依らず (文献^{16),17)}は地盤上、本検討は振動台上)、同様の傾向がみられた。
- ・塑性化を伴う本加振変形時には、最大変形の発生に伴い大きな値を示す傾向が認められる。これは、塑性化により生じる履歴減衰の影響と考えられる。
- ・主要架構の塑性化に起因する値の変化は比較的小さく、スラブなどのコンクリート系部材の損傷を伴う場合に、変化が顕著となる傾向がみられた。

4.3 層間変形角に関する検討

ここでは、損傷程度を示す上での参考として、Table 5に既往の文献^{4-6),10),12)}に示された表またはグラフより読み取った各試験体の本加振時の最大層間変形角を、X、Y両方向について示す (試験体3は1方向加振のためY方向のみ記載)。更に、Fig. 8に各本加振時の最大層間変形角 R_{max} と最大平均変形角 γ_{avg} (頂部および中間階に対して求めた平均変形角) の関係を示す。

Table 5をみると、最大層間変形角 $R_{max}=1/200$ (5×10^{-3}) radを超えるのは、Fig. 5~7にも示した通り、試験体1~3に関してそれぞれ、JR 鷹取波 20% (加振9)、JR 鷹取波 40% (加振5)、想定南海波 50% (加振5) となる。文献^{4),10),12)}では当該本加振経験後も、主要架構は弾性域であったと推察されている。各試験体とも、以降の本加振ではじめて、 $R_{max}=1/120$ (8.3×10^{-3}) (試験体1、3は1/100) radを超える。前者は、保有水平耐力計算時に、内外装材の損傷を考慮する場合の閾値であり、後者は、内外装材の損傷を防止する処置を予め講じることで緩和される閾値である。

Fig. 8より、同図(a)頂部、(b)中間階の平均変形角と層間変形角を比べると、 $R_{max}=1/100$ rad程度までは、両図とも、 R_{max} と γ_{avg} の比率は1に近く、1次モードが支配的な傾向が窺える。それを超えると、各試験体の塑性化が進行することで、同図(a)において γ_{avg} は R_{max} の6割程度となる。一方、同図(b)では1層の層崩壊が生じる試験体1を除き、比率は1程度のまま変化はほぼ生じない。

以上より、各モードで算定に用いた平均変形角と層間変形角の比率には違いがあるものの、各試験体の傾向は共通であり、 $R_{max}(=\gamma_{max})=1/120 \sim 1/100$ 程度の変形を経験することで、主要架構の塑性化およ

び振動特性の変動が生じる目安となることが示唆される。

Table 5 Maximum story drift

Specimen No.	No.	Input wave	Max. story drift $R_{max} (\times 10^{-3} \text{ rad})$	
			X dir.	Y dir.
1	2	JR-Takatori-5%	1.2	1.1
	4	JR-Takatori-10%	2.6	2.4
	5	JR-Takatori-13%	2.6	2.8
	9	JR-Takatori-20%	6.0	5.0
	12	JR-Takatori-40%	10.0	11.0
	13	JR-Takatori-60%	14.0	19.0
2	20	JR-Takatori-100%	91.4	152.4
	2	JR-Takatori-5%	0.7	0.5
	3	JR-Takatori-20%	3.5	2.0
	4	JR-Takatori-30%	4.8	3.5
	5	JR-Takatori-40%	5.5	5.7
	7	JR-Takatori-50%	7.0	7.4
3	9	JR-Takatori-70%	11.0	8.4
	5	Nankai-50%-2	/	5.4
	7	Nankai-100%		12.7
	9	JR-Takatori-40%		15.2
	12	JR-Takatori-60%		28.4
	14	JR-Takatori-80%		30.7
	16	JR-Takatori-100%		76.5
	19	Nankai-50%		13.9
	21	Nankai-100%		24.5
	23	Nankai-150%		31.2

Fig. 8 Relation of max. story drift R_{max} and avg. drift angle γ_{avg}

5. 振幅依存性に関する検討

ここでは、4章で得られた固有周期および減衰定数の振幅依存性およびその変動傾向について、詳細に検討する。検討対象は、加振数が多く、振動特性の変化が比較的明瞭な試験体1、3とする。

5.1 固有周期

Fig. 9の(a),(b)に試験体1、同(c),(d)に試験体3について、全ての加振における各加振区間の平均変形角 γ_{avg} (全モード成分) と1次および2次の固有周期 T の関係を示す。周期は、初期のランダム加振時の全区間の平均周期を T_0 とした場合の固有周期比として示す。凡例は、各試験体とも4章で記載した損傷程度の進行と変形角の関係を目安に、以下 $S_1 \sim S_4$ の4つ (試験体1は3つ) のステージに分けている。なお、試験体1は、X、Y両方向の変動傾向が同様であるため (4.3節も参照)、Y方向のみを示す。

- S_1 : 経験する平均変形角 $\gamma_{avg}=1/200$ rad を超える加振まで (試験体1では外装材、試験体3ではスラブの損傷が発生)。
- S_2 : S_1 以降、 $\gamma_{avg}=1/100$ rad を超える加振まで (試験体1では加振が1層中脚等の塑性化、試験体3ではスラブが大きく損傷)。
- S_3 : S_2 以降、試験体1では層崩壊する最終加振まで。試験体3では、梁が破断するまで ($\gamma_{avg}=1/25 \sim 1/12.5$ rad を超えるまで)。
- S_4 : S_3 以降最終加振まで (試験体3のみ)。

参考として、各ステージにおいて、前ステージで経験した最大の平均変形角 (図中では γ_{ex} と記す) を更新する変形以下として求めた

回帰直線および近似式 (S_1 は、微小変形範囲として $1/500\text{rad}$ 程度に達するまでと仮定し算定) を、凡例の色と揃えて併記する。

はじめに、試験体 1 について考察する。Fig. 9 の(a),(b)より、全体的な傾向として、1 次、2 次周期とも、損傷程度の進行によらず、変形角の増加に伴い固有周期比も増大する振幅依存性が認められる。

同図(a),(b)において、ステージ $S_1 \sim S_3$ の変化に着目すると、はじめに S_1 においては、平均変形角で最大 $1/200$ (5×10^{-3}) rad 程度に達するまで、1 次、2 次の固有周期比ともに概ね一定の傾きで推移する。回帰直線および近似式を見ても、概ね直線の近傍に沿って同定結果が分布し、決定係数 R^2 も 1 に近く安定している。 S_2 では、 S_1 に比べ、2~5%程度の長周期化が見られ、全体的に S_1 の回帰直線よりも上方に分布が推移する。 S_2 では、 $1/100$ (10^{-2}) rad 程度の変形角に達して比較的顕著な塑性化を示すまでは、概ね S_1 と同程度の振幅依存性を保って右上方に推移する。回帰直線および近似式の変化も小さい。この時点でスラブに亀裂が生じたとの報告があるが⁹⁾、程度は不明であり、後述の試験体 3 の結果からは軽微であると推察される。 S_3 に移行後は、 S_1 に比べ最大 10%程度と、長周期化がやや明瞭になる。

次に試験体 3 の結果を考察する。Fig. 9 の(c),(d)より、全体的な傾向として、試験体 1 と同様、損傷程度によらず、各ステージとも振幅依存性が認められる。

ただし、ステージ $S_1 \sim S_3(S_4)$ までの変化には次の違いがみられる。同図(c)(d)の 1 次周期比をみると、 S_1 から S_2 に移行した段階で、振幅依存性(傾き)の変化は試験体 1 と同様に比較的小さい。一方、周期比は 1.05 程度を超え、やや大きく長周期化する傾向を示す。更に S_2 から S_3 に移行した段階では、同図(c)の 1 次周期比は顕著に大きくなり、近似式の値を見ても S_1 に対し 20~30%程度大きく、振幅依存性、全体的な周期変動ともに増加率が大きい。一方、同図(d)の 2 次は変化が小さく、モード間の差異は 4.3 節の傾向と対応する。試験体 3 では主要架構の塑性化は軽微である一方、スラブのひび割れが大きく進展する¹²⁾。これが、試験体 1 に比して、 $S_1 \sim S_3$ の固有周期比の増加率が大きく、振幅依存性が顕著になる要因として挙げられる。更に、 S_3 で $1/25 \sim 1/12.5$ ($4 \sim 8 \times 10^{-2}$) rad 程度の変形角に達し、2 階の梁に破断が生じ、 S_4 に移行する。この段階で 1 次は S_1 の 2 倍程度にまで長周期化する。一方、2 次については 1 次と比べ、変動が小さく、梁破断の影響についてもモード間の差異が大きい。

鋼構造物の振動特性の変化については、床スラブの合成効果の影響が大きいという指摘もあり¹⁸⁾、上記の試験体 1 と 3 の比較から、振幅依存性についてもスラブなどコンクリート系材料の損傷による影響が比較的表れやすいと推察される。

5.2 減衰定数

Fig. 10 の(a),(b)に試験体 1、同(c),(d)に試験体 3 について、平均変形角 γ_{avg} (5.1 節に同じ) と 1 次および 2 次の減衰定数 h の関係を示す。凡例のステージ分け $S_1 \sim S_4$ は Fig. 9 と同様である。同図(a),(b)の試験体 1 では、減衰定数が振幅に応じて増加および減少する性状が見られ(詳細は後述)、目視にて判定した境界部分を ∇ にて示す。

はじめに、試験体 1 の減衰定数を対象に考察する。Fig. 10 の(a),(b)より、全体的な傾向として、 $1/200 \sim 1/120$ ($5 \sim 8.3 \times 10^{-3}$) rad 程度以下の変形内においては、1 次、2 次とも比較的小振幅時 ($2 \sim 3 \times 10^{-4}$ 、程度以下) に、振幅(変形)の増大に応じて減衰定数の値がやや大きくなる傾向を示し、上記の振幅を超えると、反対に値が減少する

傾向が認められる。変形角 $1/120\text{rad}$ 程度を超えると、特に 1 次では顕著に減衰定数の値が増加するが、これは塑性化に伴う履歴減衰の影響と考えられる。

上記の概ね弾性変形範囲で認められた振幅依存性は、風観測記録を分析した既往の研究においても報告されている¹⁶⁾。同文献では、この性質に対し、一定振幅までは建物全体の剛性に寄与する非構造壁を仮定し、同部材の外部摩擦に伴うエネルギー消費を表す等価粘性減衰(Stick-Slip モデル)で概ね現象が捉えられることを示している。試験体 1 では、内外装材など非構造部材が多数含まれており、減衰定数の増減にこれらが寄与した可能性もある。また、試験体 1 と同様に各種の非構造部材が含まれる試験体 2 においても、 $2 \times 10^{-4}\text{rad}$ 程度を境に減衰定数の増減が反転する傾向を別途確認している。一方、スラブ以外の非構造部材を含まない試験体 3 では、増加する傾向はみられない。但し、各試験体の振幅レベル(変形レベル)が異なり、前述の増減の境となる振幅も、文献¹⁶⁾の S 造超高層建物で示された値と 10 倍程度異なる点には注意が必要である。試験体数も少ないことから、より多くの試験体での検証が必要と考える。

続いて、試験体 1 におけるステージ $S_1 \sim S_3$ の差異を確認する。Fig. 10 (a) の 1 次減衰定数を見ると、変形角が $1/200$ (5×10^{-3}) rad 程度より小さい範囲では、 S_1 、 S_2 に比べ S_3 の方が、全体的に減衰定数が小さい値を示す傾向にある。すなわち、経験する変形が大きくなり、主要架構の塑性化が進行することによって、全体的に減衰定数の値が変動する可能性が示唆される。一方、1 次と比して、同図(b)の 2 次の値は明瞭な変化は見られない。

次に試験体 3 について考察する。Fig. 10 の(c),(d)より、 $1/120$ (8.3×10^{-3}) rad 程度の変形角以下では、各ステージとも、試験体 1 でみられた振幅に応じて値が低下する振幅依存性が同様に認められる。

一方、ステージ $S_1 \sim S_3(S_4)$ までの変化は次の違いがみられる。1 次、2 次減衰定数ともに、 S_1 と S_2 、更に S_3 の値を比べると、全体的に減衰が増大する傾向があり、試験体 3 の変化とは反対の性質を示す。これらの差異として、固有周期の変化でも指摘したスラブのひび割れによって、減衰が大きくなる可能性が考えられる。更に、梁破断を伴う $S_3 \sim S_4$ も同様に値が増加する傾向にある。なお、1 次、2 次とも、塑性化が顕著となる $1/120 \sim 1/100$ ($8.3 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2}$) rad 程度の変形角に達すると、 $S_1 \sim S_4$ で値の差異は比較的小さく、1~2%前後を示す傾向にあり、振幅の増大に伴う値の減少が大きい結果となる。

上記の試験体 1、3 の結果より、減衰定数の振幅依存性の変化は、非構造部材の多寡によらず、振幅に応じて減少する傾向は共通となる。架構の変形量が大きくなる一方で、鋼材やスラブ間で生じる摩擦などのエネルギー消費に伴う減衰が一定であり、相対的に減衰定数が小さくなる可能性も考えられる¹⁶⁾。但し、明確な要因の特定には至っておらず、非構造部材の影響を分離して分析するなど更なる検討が望まれる。また、減衰定数においても固有周期と同様、コンクリート系部材の損傷を伴う場合に、変動が比較的顕著となる可能性が示唆される。

6. 経験した平均変形角に応じた変化

4、5 章より、一定の変形レベルに達し、非構造部材の損傷や塑性化の進行に応じて、全体的に固有周期や減衰定数が変動する傾向が認められた。ここでは、試験体 1~3 について、上記の振動特性の変

Fig. 9 Relation of natural period T and avg. drift angle γ_{avg} (Upper:Sp.1, Bottom:Sp.3)

Fig. 10 Relation of damping ratio h and avg. drift angle γ_{avg} (Upper:Sp.1, Bottom:Sp.3)

化と経験した変形レベルの関係を検討する。具体的には、各試験体について、本加振前後の比較の入力が小さいランダム加振、調整加振のみに着目し、加振毎にその時点で経験した最大の平均変形角と各振動特性の関係を整理する。

6.1 固有周期

Fig. 11 の(a),(b)に、各試験体の X, Y 方向について求めた 1 次、2 次の固有周期比 T/T_0 と経験した平均変形角 γ_{ex} の関係を示す。ここで、固有周期は一つの加振に対し、当該加振全区間の平均値として一つ求め、最初のランダム加振時の周期 T_0 で基準化する。参考として、5.1 節で定義した 4 つのステージ分けを基に、 $S_1 \sim S_2$, $S_3 \sim S_4$ の範囲に対し固有周期比と経験した変形角の関係から求めた回帰直線を、既報⁸⁾の 3 つの RC 試験体における同関係の回帰直線とともに各図中に併記する。

同図(a),(b)より 1 次と 2 次の固有周期比は、変形角 $1/250 \sim 1/200$ ($4 \sim 5 \times 10^{-3}$) rad 程度を経験すると、スラブの損傷が生じる試験体 3 は増

Fig. 11 Relation of experienced avg. drift angle γ_{ex} and natural period ratio T/T_0

Fig. 12 Relation of experienced avg. drift angle γ_{ex} and damping ratio h

加傾向が見られるものの、他の試験体は変化が小さく、回帰直線の傾きも比較的小さい。RC 試験体の同範囲の直線と比較すると、S 造の試験体 1~3 とともに周期の増加率は相対的に小さいといえる。また、周期比が増加しはじめる変形レベルも RC では $1/1000$ (10^{-3}) rad 程度で比較的大きな傾きの変化が確認できるのに対し、S 造では変形角 $1/120 \sim 1/100$ ($8.3 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2}$) rad 程度を経験して、各試験体で長周期化が顕著となり、変形レベルに 10 倍程度の差がある。

文献^{3),(17)}では、多数の建物を対象に 3.11 地震前後の固有周期の振幅依存性を比較しており、S 造建物は RC 造建物に比べ振幅依存性の変化が小さい傾向も示唆されており、上記の傾向と概ね対応する。

6.2 減衰定数

Fig. 12 の(a),(b)に、1 次、2 次の減衰定数と経験した平均変形角との関係を示す。減衰定数においても、値は全区間の平均値とし、加振毎に 1 つの値を求めている。前節と同様に S 造の各試験体および RC 試験体 (但し、試験体は 1 つ)⁸⁾より求めた回帰直線を併記する。

なお、回帰直線は、全ステージの結果に対し一つ求めた。

Fig. 12 の(a),(b)より1次と2次の減衰定数は、変形角 $1/250 \sim 1/200$ ($4 \sim 5 \times 10^{-3}$) rad 程度を経験すると、試験体3は固有周期比と同様に増加傾向を示し、他の試験体は値が概ね一定か漸減する。更に、 $1/100$ (10^{-2}) rad 程度の変形角を経験すると、各試験体とも塑性化が進行するが、試験体3においても $1/25 \sim 1/12.5$ ($4 \sim 8 \times 10^{-2}$) rad 程度の変形角に達し、梁の破断が生じるまでは、減衰定数の変化は小さい。回帰直線の変化を見ても、 $1/1000$ (10^{-3}) rad での値に対し $1/100$ (10^{-2}) rad で、RC 試験体では2倍程度であるのに対し、S 造では、変化の比較的大きい1次でも1.5倍程度であり、両者の減衰特性は異なっている。但し、S 造の試験体間でもばらつきが大きい点には注意を要する。

上記の結果より、スラブを除く非構造部材の損傷や、主要架構（鋼構造材）の塑性化（特に破断や破壊以前）が、減衰定数の変化に及ぼす影響は、コンクリート系部材の塑性化に比べ相対的に小さいことが示唆される。

7. まとめ

本報では、Eーディフェンスで行われたS建物の振動台実験より、水平1次、2次の固有周期と減衰定数を対象に、振動特性の変化に着目し、検討を行った。特に今回の検討では、振幅レベルを徐々に増加させることで、変形レベルに応じた振動特性の変化、更に経験した最大変形と振動特性に対する影響について詳細に検討した。得られた結果を以下に示す。

- 初期の1次固有周期が0.8秒、0.7秒、0.6秒程度と周期の異なる3つの試験体において、減衰定数は、1次が2~4%、1~1.5%、2~3%程度、2次が2~3%、2%、2%程度であり、1次と2次の差は各試験体とも比較的小さい。また、1次の同定結果は、同定手法が異なる既往の検討結果^{4),9~11)}と概ね対応する。
- 固有周期は、既往の検討結果^{例えば¹⁷⁾}と同様、加振中の振幅（変形角）の増大に伴い、周期が増大する振幅依存性がみられる。
- 固有周期は、現行設計で規定されている弾性応答範囲とされる閾値に概ね対応する、 $1/200$ rad、 $1/120 \sim 1/100$ rad程度の変形を経験すると、増加する傾向にある。前者は、非構造材の損傷に伴う影響、特にスラブの損傷が及ぼす影響が大きく、後者は主要架構（鋼構造材）の塑性化に伴う影響が顕在化するものと推察される。
- 減衰定数は、スラブ以外の非構造部材（内外装材など）を伴う場合（試験体1, 2）では、ある一定の変形角までは値が増加し、その後反転して変形角の増大に伴い、値が減少する振幅依存性が認められる。また、主要架構とスラブのみからなる場合（試験体3）においても、振幅に依存して値が減少する振幅依存性は同様に認められる。これらは、既往の風観測記録を分析した場合の減衰特性とも概ね対応する¹⁶⁾。
- 固有周期と減衰定数に関する振幅依存性を含む振動特性の変化について、主要架構（鋼構造部材）の塑性化に起因する変化は比較的緩慢であり、スラブなどのコンクリート系部材の損傷を伴う場合に、変化が顕著となる傾向が示唆される。
- 経験した変形角と各振動特性の関係について、既報のRC試験体の結果⁸⁾と比較した場合、S造試験体（建物）の変動は相対的に小さく、3.11地震に関する既往の分析結果^{3),17)}とも対応関係にある。

今回得られた結果は、3つの試験体と限られた範囲の結果であり、また、得られた傾向について、主要架構あるいは他の非構造部材等の影響がどの程度含まれるかは明らかとなっていない。更に多くの実験等を分析することで、データを拡充することが望まれる。

参考文献

- 1) Architectural Institute of Japan: Damping in buildings, 2000. 10 (in Japanese)
- 2) Iiba, M., et.al.: Study on the Behavior of Buildings based on the Strong Motion Records observed at the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, Building Research Data, Building Research Institute, No.138, 2012. 9 (in Japanese)
- 3) Nakamura, N., et.al.: Study on Horizontal First Mode Vibration Characteristics of Low and Middle Rised RC and SRC Buildings Considering Amplitude Dependency, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 81, No. 721, pp. 471-481, 2016. 3 (in Japanese)
- 4) Suita, K., et.al.: Experimental Procedure and Elastic Respose Characteristics of Shaking Table Test, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 74, No. 635, pp. 157-166, 2009. 1 (in Japanese)
- 5) Yamada, S., et.al.: Elasto-Plastic Responses and Process Leading to A Collapse Mechanism, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 74, No. 644, pp. 1851-1859, 2009. 10 (in Japanese)
- 6) Shimada, Y., et.al.: Collapse Behavior on Shaking Table Test, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 75, No. 653, pp. 1351-1360, 2011. 11 (in Japanese)
- 7) National Reserch Institute for Earth Science and Disaster Resilience: <https://www.edgrid.jp/> (accessed 2017. 8. 1)
- 8) Tojo, T., et.al.: a Study on Vibration Characteristics of Reinforced Concrete Buildings Based on Large Shaking Table Tests, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 82, No. 741, pp. 1695-1705, 2017. 11 (in Japanese)
- 9) Ikeda, Y.: Building Dynamic Property Change Under an Earthquake Evaluated by the Forgetting Factor Recursive least Squares Method, AIJ Journal of Technology and Design., Vol. 18, No. 38, pp. 51-54, 2012. 2 (in Japanese)
- 10) Kasai, K., et.al.: Overall Test Outline and Response of Building without Dampers, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 76, No. 663, pp.997-1006, 2011. 5 (in Japanese)
- 11) Kasai, K., et.al.: Evaluation Rule for Vibration Period, Damping, and Mode Vector of Buildings Tested by a Shake Table with Inevitable Rocking Motions, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 76, No. 670, pp. 2031-2040, 2011. 12 (in Japanese)
- 12) National Reserch Institute for Earth Science and Disaster Resilience: Experimental Study for Seismic Safety Provisions of Steel Architectural Structure Damaged by Earthquake, 2014. 3 (in Japanese)
独立行政法人 防災科学技術研究所: 地震によって損傷を受けた鉄骨建築物の耐震安全対策に関する実験研究, 2014. 3
- 13) Mukai, Y., et.al.: Structural Monitoring and Diagnose for Damaged Steel Frame Structures caused by Multiple Seismic Excitations, Proc. on 6th World Conference on Structural Control and Monitoring, pp. 2407-2416, 2014. 7
- 14) Safak, E.: Identification of Linear Structures Using Discrete-time Filters, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, pp. 3064-3085, 1991. 10
- 15) Mitsuta, M., et.al.: Shaking Table-Test Model Coupled Dynamics in E-Defense, Transactions of the Japan Society of Mechanical Engineers Series C, Vol. 72, No. 713, pp. 30-36, 2006. 1 (in Japanese)
光田真旅, ほか 3 名: 実大三次元震動破壊実験における振動台と試験体の連成, 日本機械学会論文集 (C 編), 72 巻, 713 号, pp. 30-36, 2006. 1
- 16) Aquino, R., et.al.: Structural Damping Estimation for Wind-Resistant Design of 200m-High SteelOffice Building Using Stick-Slip Model, Journal of Wind Engineering, JAWE, Vol.38, No.2(No.135), 2013.4
- 17) Nakamura, N., et.al.: Damping and Eigenperiod of Buildings Based on Recent Information Part-I, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-II, pp. 507-508, 2017. 7 (in Japanese)
中村尚弘, ほか 4 名: 近年の知見に基づく建築物の減衰と固有周期に関する検討 その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 507-508, 2017. 7
- 18) Kurata, M., et.al.: Changes in Vibration Characteristics of Steel Beam-Column Connections with Composite Beams under Cyclic Loading, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 79, No.703, pp. 1271-1278, 2014. 9 (in Japanese)

A STUDY ON VIBRATION CHARACTERISTICS OF STEEL MEDIUM-RISE BUILDINGS BASED ON LARGE SHAKING TABLE TESTS

Takaki TOJO ^{*1}, *Naohiro NAKAMURA* ^{*2}, *Naoki SATAKE* ^{*3},
Yusuke TOSAUCHI ^{*4} and *Koichi KAJIWARA* ^{*5}

^{*1} Researcher, R & D Institute, TAKENAKA Corporation, M.Eng.

^{*2} Prof., Graduate School of Engineering, Hiroshima University, Dr.Eng.

^{*3} Engineering Services Dept., Engineering & Risk Services Corporation, Dr.Eng.

^{*4} Technology Development Division, Fujita Corporation, M.Eng.

^{*5} National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, Dr.Eng.

1. Introduction

Natural period and damping ratio are important values in seismic design. Recently, many of the findings for these values have been obtained from earthquake observation records. However, the observation records of buildings are affected by the soil–structure interaction in addition to structural and nonstructural members. Therefore, only the characteristics of the building structure are unclear. This study focused on the structural vibration characteristics by using the records of large shaking table tests. Steel specimens subjected to strong input motion were studied, and the experimental data were analyzed using the autoregressive exogenous (ARX) model¹⁴⁾. Moreover, the effects of the experienced largest deformation on the vibration characteristics were investigated.

2. Overview of specimens

In this study, three specimens (Specimen 1–3^{4),10),12)}) simulating a steel antiseismic building were studied. Specimens 1, 2 and 3 had 4, 5, and 3 stories, respectively. Their respective natural periods were approximately 0.8, 0.7, and 0.6 s. The examination objects of their input motions were three types of seismic waves: random, adjustment, and main waves.

3. Identification scheme of vibration characteristics

The identification results of the natural period and damping factor of the first and second modes in the horizontal direction were studied. The ARX model with a one-input one-output system³⁾ was used as an identification scheme. The experimental data, published from the National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience⁷⁾ were applied to band pass filters. The data of Specimen 2 were corrected using the rocking motion of the shaking table.

4. Vibration characteristics of each specimen

The natural period, damping ration, and average drift angle of the first and second modes were studied using all input motions for each specimen. The vibration characteristics of each specimen were studied in two stages: before and after plasticizing the main structure frame. Moreover, the relation between the average drift angle and maximum inter-story drift was investigated.

5. Examination of amplitude dependency

The amplitude dependencies of each vibration characteristics were also studied in detail. The examination objects were Specimens 1 and 3, with relatively clear changing vibration characteristics. These characteristics were studied in four stages (S₁–S₄) of each specimen according to the relation between the main structure frame damage and drift angle noted in chapter 4.

6. Changes according to experienced maximum deformation

According to the results from chapters 4 and 5, the natural period and damping ratio had variable trends according to the damage progression of non-structural members and main structure frame when their deformation reached a certain level. In this chapter, the effects of the experienced largest deformation on the vibration characteristics were investigated.

7. Conclusions

The following main results were obtained:

- 1) The first damping ratios for the three types of S specimens were approximately 1%–4%. The second ratios were approximately 2%–3%. The result showed a slight variability in these values and agreed with those of previous studies^{4),9–11)}.
- 2) The natural period had an amplitude dependency increasing the value according to the increasing deformation.
- 3) The damping ratio had an amplitude dependency, increasing the value according to the increasing deformation to a certain drift angle. After that, the value decreased with increasing deformation.
- 4) In the relation between each vibration characteristics and experienced maximum drift angle, the changes in the values of S specimens were relatively small compared with those of RC specimens in the previous study⁸⁾.

(2017 年 12 月 9 日原稿受理, 2018 年 1 月 16 日採用決定)