

3.2.5 累積塑性変形に基づく構造損傷評価

(1) 業務の内容

(a) 業務の目的

首都圏で長周期地震動が発生した場合、多大な被害の発生が想定される高層建物を対象にし、その耐震性能評価および被害軽減を目的として、高層建物の損傷過程と安全余裕度の評価が可能な累積塑性変形に基づく構造損傷評価手法を開発・提案し、耐震設計、構造の耐震補強等の性能向上を目指す。

(b) 平成 20 年度業務目的

高層建物試験体の振動台破壊実験の計測データを整理・分析し、梁端破断に至るまでのエネルギーの累積値に着目して応答を評価する。全加振を対象として加振ごとのエネルギーを整理する。次に解析モデルを作成して、実験で計測されていない位置の梁端の塑性エネルギーまでを反映して、解析モデルの精度を検証する。

前年度実施した高層建物試験体の建設時から振動台破壊実験により倒壊に至るまでの微振動測定データを整理・分析し、同定した建物の固有周期と建物の状態の対応から建物の損傷評価法を検討する。また、高層建物試験体の振動台破壊実験の計測データを整理・分析し、地震動による建物への入力エネルギーに対応する工学量として、累積値である塑性履歴エネルギー吸収量や累積塑性変形倍率を用いた架構や部材の損傷評価を行う。実験に基づく架構や部材の破壊性状との対応から、累積塑性変形や最大変形架構を評価指標とする損傷評価法の適用性の検証を行う。さらに、次年度実施予定の制振構造を適用した高層建物試験体の作成に向けた試験体の累積損傷評価を行う。

(c) 担当者

所属機関	役職	氏名
東京理科大学 理工学部建築学科	教授	北村 春幸
	客員准教授	金澤 健司
	助教	佐藤 大樹

(2) 平成 20 年度の成果

(a) 業務の要約

平成 20 年 3 月 17～21 日に行われた超高層建物試験体の振動台破壊実験の計測データを整理・分析し、地震動による建物への入力エネルギーに対応する工学量として累積値である塑性履歴エネルギー吸収量や累積塑性変形倍率を用いた架構や部材の損傷評価を行った。実験に基づく架構や部材の破壊性状との対応から、累積塑性変形や最大変形架構を評価指標とする損傷評価法の適用性の検証を行った。さらに、3次元の部材レベルモデルを作成し実験のシミュレーションを行うとともに、H21 年度実施実験の試験体の累積損傷評価を行った。

また、高層建物実験の微振動の長期モニタリングによって、高層建物試験体の振動特性を長期的に評価することを試み、高層建物試験体の状態変化に伴う 1 次固有振動数の変動

を明らかにした。さらに、異なる手法を用いて、加振の損傷に伴う試験建物の剛性や固有振動数の変化を比較し、微振動モニタリングからも、地震経験による建物の剛性が低下する現象を評価できることを示した。

(b) 業務の成果

1) エネルギーの釣合いに基づく架構と部材の損傷評価

a) 架構と部材の損傷評価

i) エネルギーの釣合の検証

地震動終了時刻 $t = t_0$ での慣性力を用いて算出した吸収エネルギー $W(t_0)$ と、速度波形(加速度波形を積分)を用いて算出した入力エネルギー $E(t_0)^{1)}$ を表 1 に示す。吸収エネルギーには減衰及び塑性履歴エネルギーが含まれている。なお、算出方法については、文献 1 を参照されたい。

表 1 各加振時入力エネルギーと吸収エネルギーの一覧

event	入力波	加振方向	X dire.					Y dire.				
			Max Acc. (gal)	W(t ₀) (kN・m)	ΣW(t ₀) (kN・m)	E(t ₀) (kN・m)	ΣE(t ₀) (kN・m)	Max Acc. (gal)	W(t ₀) (kN・m)	ΣW(t ₀) (kN・m)	E(t ₀) (kN・m)	ΣE(t ₀) (kN・m)
1	W-1	2方向	79	101	101	79	79	88	104	104	74	74
2	W-2	2方向	178	413	514	327	406	182	407	511	309	383
3	W-3	2方向	287	966	1480	775	1181	283	969	1480	748	1131
4	LP-X1	X方向	26	9	1489	9	1190	0	0	1480	0	1131
5	LP-X2	X方向	61	37	1525	35	1225	0	0	1480	0	1131
6	LP-X3	X方向	91	83	1609	81	1306	0	0	1480	0	1131
7	LP-Y1	Y方向	0	0	1609	0	1306	68	46	1526	37	1168
8	LP-Y2	Y方向	0	0	1609	0	1306	105	95	1621	85	1253
9	HOG 30%	2方向	53	108	1716	97	1403	58	128	1749	110	1363
10	HOG 50%	2方向	91	295	2011	291	1694	90	412	2161	383	1746
11	SAN 20%	2方向	30	232	2243	181	1875	42	216	2377	177	1923
12	SAN 35%	2方向	59	741	2984	560	2435	81	669	3046	560	2483
13	EI Lv2 30%	2方向	83	115	3099	105	2540	146	69	3115	58	2541
14	EI Lv2 50%	2方向	144	271	3370	265	2805	230	183	3298	165	2706
15	W-1	2方向	78	94	3463	77	2882	83	103	3401	73	2779
16	W-2	2方向	180	416	3879	339	3221	183	435	3836	334	3113
17	S-twoway Y1	Y方向	0	0	3879	0	3221	16	71	3907	61	3174
18	S-twoway Y2	Y方向	0	0	3879	0	3221	27	298	4205	264	3438
19	S-twoway X1	X方向	15	64	3943	61	3282	0	0	4205	0	3438
20	S-twoway X2	X方向	28	266	4209	256	3538	0	0	4205	0	3438
21	TOK 60%	2方向	268	157	4366	139	3677	150	207	4412	183	3621
22	TOK 100%	2方向	477	473	4839	402	4079	279	563	4975	502	4123
23	EI Lv2 100%	2方向	286	612	5451	654	4733	452	641	5616	611	4734
24	W-1	2方向	80	95	5546	76	4809	84	104	5720	72	4806
25	W-2	2方向	182	420	5967	340	5149	182	433	6153	338	5144
26	HOG 100%	2方向	193	1130	7097	1240	6389	156	2832	8985	2798	7942
27	W-1	2方向	77	106	7203	82	6471	84	107	9092	79	8021
28	W-2	2方向	175	423	7626	343	6814	182	433	9525	349	8370
29	SAN 100%	2方向	198	6698	14324	6416	13230	245	6318	15843	6006	14376
30	W-1	2方向	79	104	14427	88	13318	86	106	15949	86	14462
31	W-2	2方向	173	429	14856	362	13680	184	417	16366	356	14818
32	SAN 100%	Y方向	0	0	14856	0	13680	236	6042	22408	5879	20696
33	W-1	2方向	75	99	14955	85	13765	84	104	22512	86	20782
34	W-2	2方向	177	404	15359	342	14107	186	409	22921	346	21128
35	SAN 100%	Y方向	0	0	15359	0	14107	241	6085	29006	5920	27048
36	W-1	2方向	77	102	15462	86	14193	84	102	29107	81	27129
37	W-2	2方向	175	409	15871	344	14537	185	394	29501	320	27449

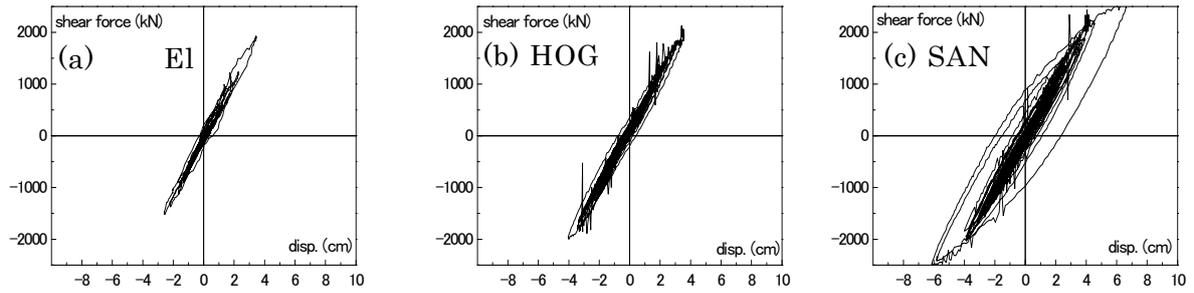


図1 層せん断力-層間変形関係 (Y方向2層)

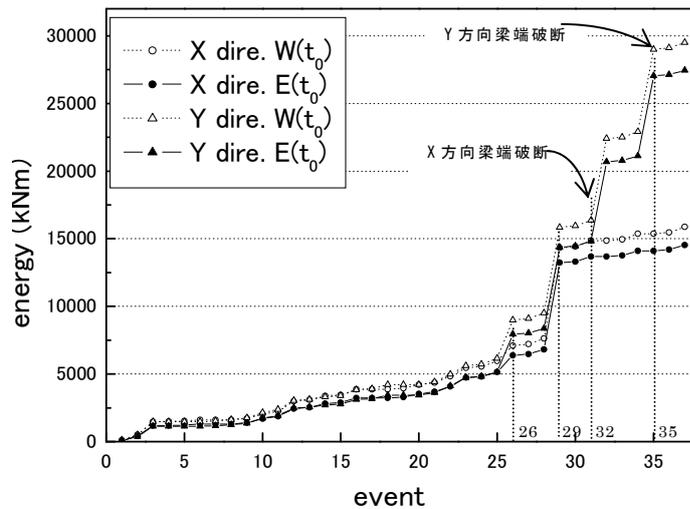


図2 累積エネルギーの変化

El Lv2、HOG、SAN 入力時の2層の履歴曲線 (Y方向) を図1に示す。 $W(t_0)$ を求める際にはこの履歴面積より算出している。さらに、各加振での $E(t_0)$ 、 $W(t_0)$ をそれぞれ合計した累積値 $E(t_0)$ 、 $W(t_0)$ のグラフを図2に示す。表より、全加振終了時の $W(t_0)$ と $E(t_0)$ の比は、X方向で1.09倍、Y方向で1.06倍と概ねよい対応を示している。これらの結果より入力エネルギーと吸収エネルギーが釣合っており、精度良く変位・加速度が計測されていることが確認できる。

ii) 層ごとのエネルギー累積値に着目した応答評価

層のエネルギーに着目して、層の塑性率 μ 、累積塑性変形倍率 η を算出する。塑性率 μ 、累積塑性変形倍率 μ の算出では、JSCA 性能メニュー表の性能判断基準値表²⁾の建物挙動の損傷限界である、層間変形 $1/200$ (0.005 rad) を降伏変形 μ_y とし、この時の層せん断力を Q_y として用いる。 Q_y を算出する際の各層の剛性は、実験結果より得られた履歴曲線から求まる剛性を5層分の平均の剛性を直列バネでつなげたものと考え、5倍することで5層分の中心の層の剛性とした。

各層の履歴吸収エネルギー $W_i(t_0)$ を、これらの $\alpha_{yi} \cdot Q_{yi}$ の値で除すことにより η_i を求める。地震動を用いて2方向入力を行った100%加振について長辺方向の μ_i 、 η_i の高さ方向の分布を図3に示す。図3より、 η_i は長周期地震動では中層から低層にかけて応答値が

大きくなる傾向が確認できる。また、E1 Lv2 と HOG の応答を比較すると、 η は同程度の応答を示しているのに対して 2 層の η では 4.7 倍の値を示しており、長周期地震動の繰り返しの揺れにより大きな累積損傷を受けていることが確認できる。

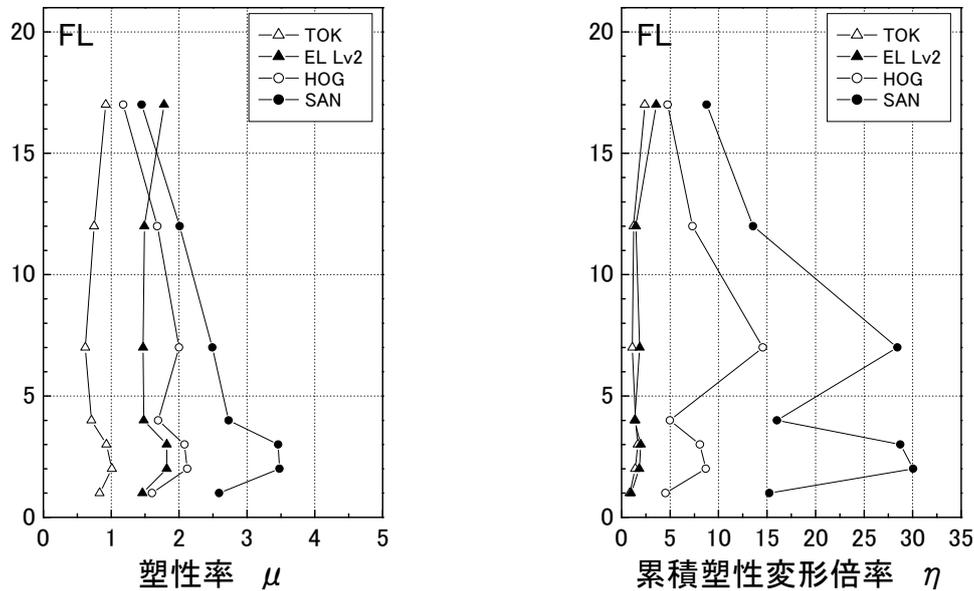


図 3 塑性率 μ , 累積塑性変形倍率 η の高さ方向分布

iii) 部材ごとのエネルギーの累積値に着目した応答評価

次年度実施予定の制振構造を適用した高層建物試験体の基本となる 19 年度試験体の累積損傷評価を行う。

各梁端の SAN2 方向入力時までに着目して、梁端モーメント-回転角関係の履歴面積から求まる塑性履歴エネルギー $W_{pi}^{(2)}$ から、部材の累積塑性変形倍率 η_i を算出する。 η_i は次式により求まる。

$$\eta_i = \frac{W_{pi}}{M_{pi} \cdot \theta_{yi}} \quad (1)$$

ここで、 M_p : 部材端部の全塑性モーメント、 θ_y : 部材端部の全塑性モーメントに対する弾性限回転角である。梁端の剛性を、梁端モーメント-回転角の履歴曲線から求め、 M_p の時の θ_y を求め、部材の累積塑性変形倍率 η_i を算出する。図 4 に評価した梁の位置を、図 5 に η の応答値を示す。実験では、SAN2 方向入力時に 3AB 位置の梁が破断した。破断した梁については、その時刻までのエネルギーを算出している。図 5 より、現場溶接と工場溶接を比較すると、 η は工場溶接の梁の方が値は大きいが破断には至っていない。現場溶接の梁で破断に至った梁は $\eta = 17 \sim 24$ の時に破断していることがわかる。また、梁端混合溶接の累積塑性倍率の安全限界値 η_u は約 13.5 とされている⁴⁾。

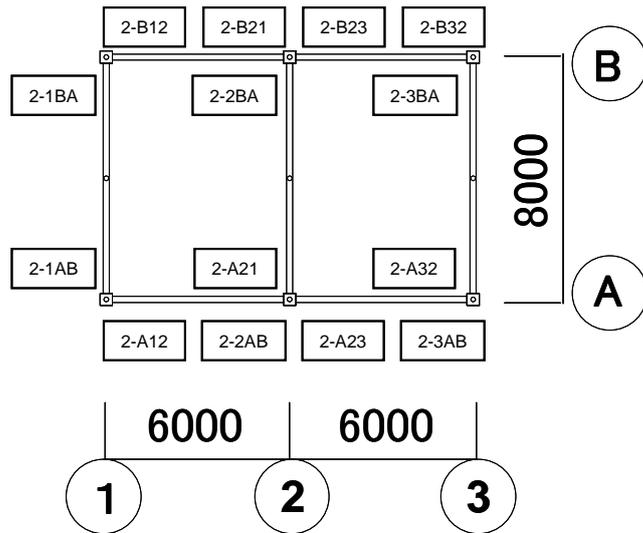


図4 梁端記号と位置関係

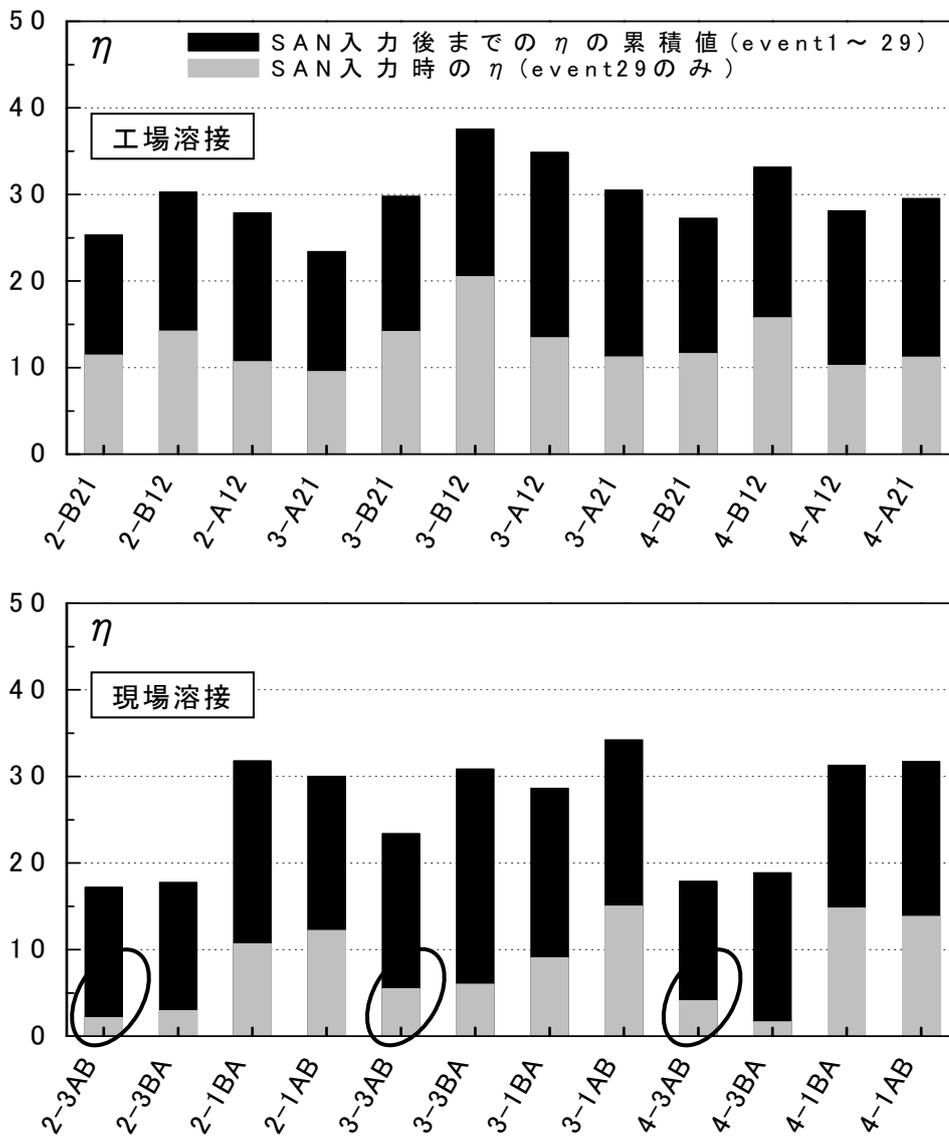


図5 部材の累積塑性変形倍率 (丸：破断した梁)

b) 損傷評価法の適用性の検証

i) 解析モデルの作成

試験体設計図及び実験結果に基づき立体解析モデルを作成した。解析モデルの軸組図、基準階伏図はそれぞれ図 6、図 7 に示す。

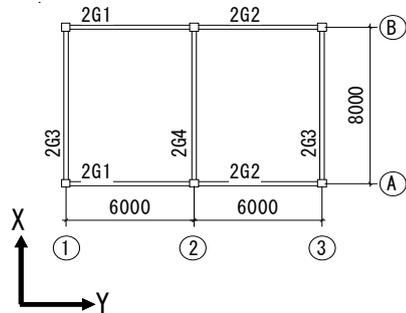


図 6 基準階伏図

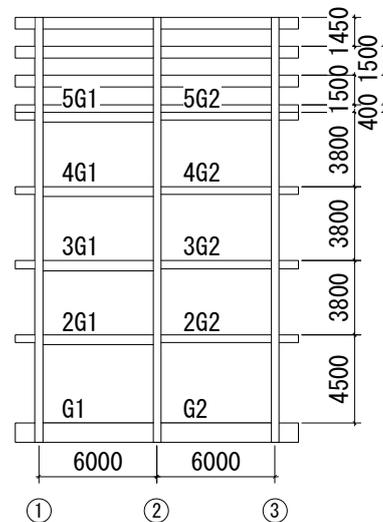


図 7 軸組図

解析モデルは部材端において MS モデルを部材に取り付けてモデル化し、実大架構部分の鉄骨梁の MS モデルは材料試験結果¹⁾をもとに降伏強度を設定している。また、降伏後の剛性は初期剛性に対して 4%とした。

実験結果より求まる各層剛性の値と合致するように解析モデルでは、スラブの合成効果による剛性増大率 ϕ を 1.4~1.8 の範囲で設定した。ただし 5 層の梁においては、実験結果より、直上のコンクリート錘の影響を受けていると考えられるため ϕ を 7.0~9.9 の範囲とかなり大きめに設定した。

縮約層については MSS モデルを用いてバイリニア型の復元力によって、積層ゴムとダンパーの復元力特性をモデル化した。

ii) 静的解析・固有値解析による実験結果との比較

弾性範囲内の加振から求めた層剛性の値と静的解析より得られた各層剛性比較を表 2 に示す。表 2 より実験結果と解析結果との比較は、全ての層で誤差数%以内であることが確認できる。次に固有値解析による解析モデルの固有周期と実験結果より得られた固有周期¹⁾の比較を表 3 に示す。表 3 より解析の固有周期は実験値に比べ約 10%長い値となっていることが分かる。

表 2 層剛性の比較 単位:(kN/cm)

層	X			Y		
	実験	解析	解/実	実験	解析	解/実
7	74.1	73.6	0.99	73.4	73.7	1.00
6	105.5	110.4	1.05	117.1	110.5	0.94
5	153.8	151.5	0.99	150.5	152.1	1.01
4	790.8	786.6	0.99	697.0	690.9	0.99
3	563.5	584.6	1.04	558.1	565.2	1.01
2	564.1	577.0	1.02	552.9	560.9	1.01
1	638.7	659.6	1.03	610.8	622.3	1.02

表 3 固有周期の比較 単位:(sec)

	X			Y		
	1次	2次	3次	1次	2次	3次
解析	2.46	1.02	0.71	2.57	0.98	0.64
実験	2.22	0.84	0.53	2.22	0.83	0.53

iii) 入力概要

時刻歴応答解析を行う際の地震動は、震動台実験と同様に2方向同時入力を行った。解析に用いた地震動は、震動実験台において加振の際に、コンクリート基礎上の加速度センサにて計測されたものを用いることとした。また、解析モデルの減衰はモデルの1次と5次固有周期の時に2%となるようなレーリー減衰とした。

iv) 実験結果と解析結果における最大応答値の比較

図8にSAN2方向入力時の絶対加速度最大値、層間変形最大値の高さ方向分布の実験結果と解析結果を示す。一部に多少の誤差を確認したが、傾向はとらえているため解析結果は実験結果と良い対応を示していると言える。

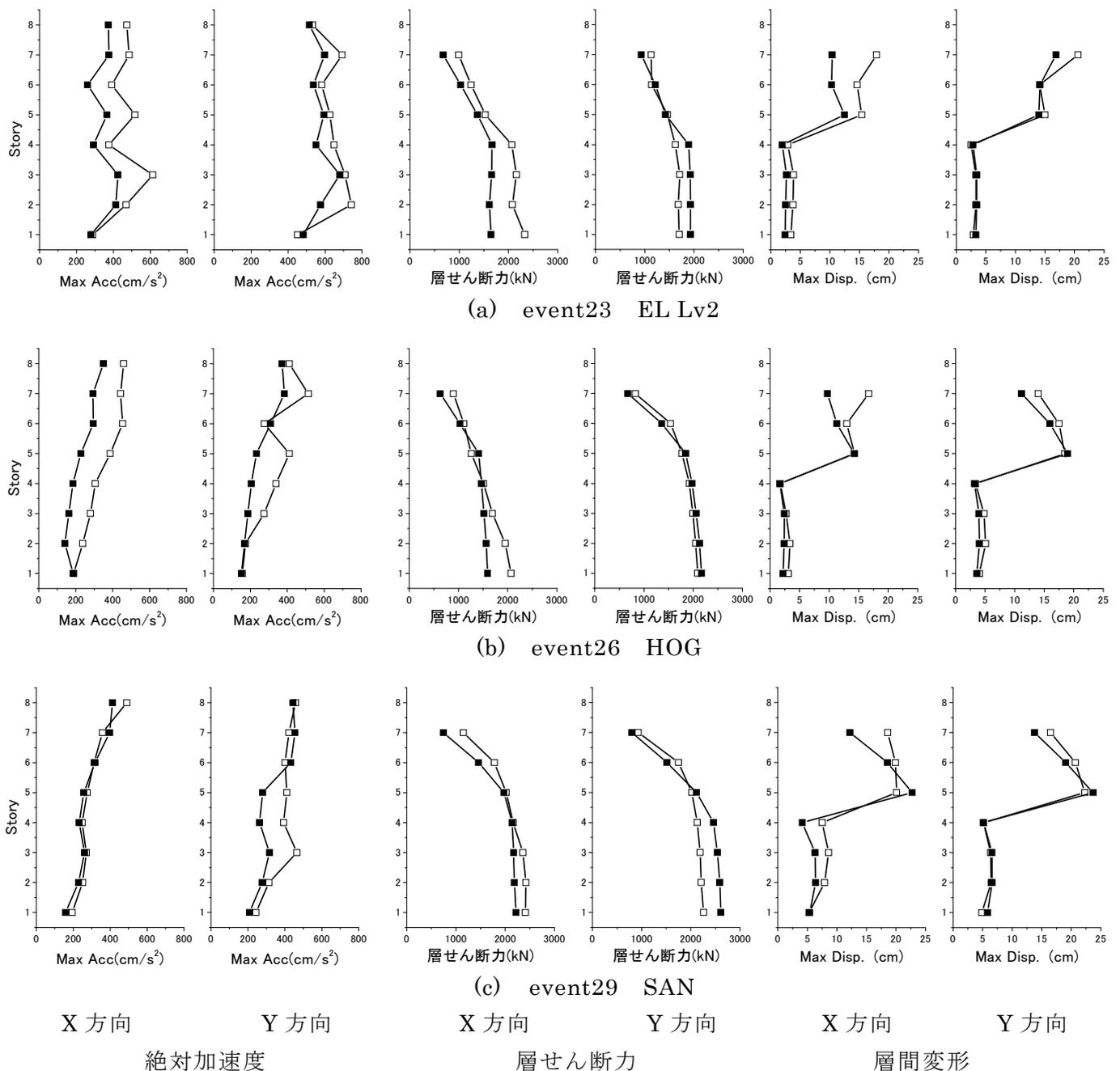


図8 実験と解析の最大応答値の比較 (■実験値 □解析値)

v) 実験結果と解析結果における全体の吸収エネルギーの比較

表 4 に E1 Lv2、HOG、SAN の 3 つの地震動を入力した際の吸収エネルギー量について、解析値と実験値の比較をそれぞれ示す。吸収エネルギーの小さい E1 Lv2 の X 方向において誤差が生じているが、HOG や SAN においては誤差数%以内に収まっており、概ねよい対応を示していると言える。

表 4 建物全体での吸収エネルギー量比較 単位:(kNm)

地震波	E1 Lv2		HOG		SAN	
	X	Y	X	Y	X	Y
実験	611	641	1130	2832	6698	6318
解析	531	641	1200	2743	6378	6564
解析/実験	0.87	1.00	1.06	0.97	0.95	1.04

vi) 実験結果と解析結果における層ごとの吸収エネルギーの比較

SAN2 方向入力時の、梁端が破断した時刻までの各層吸収エネルギー量の比較を表 5 に示す。梁端破断時刻までの比較としたのは、解析で梁端破断をモデル化していないことによる。実験で計測されていない位置の梁端の塑性エネルギーまでを考慮しているが、X 方向では、Y 方向とともに概ね解析値と実験値で、良い対応を示している。

表 5 各層吸収エネルギー量比較 単位:(kNm)

層	X			Y		
	実験	解析	解/実	実験	解析	解/実
7	242	306	1.26	209	230	1.10
6	642	696	1.08	517	616	1.19
5	1598	1696	1.06	1162	1340	1.15
4	190	338	1.78	132	109	0.83
3	329	264	0.80	175	161	0.92
2	308	205	0.67	185	180	0.97
1	221	76	0.34	147	138	0.94

vii) 実験結果と解析結果における梁端での吸収エネルギーの比較

表 6 に梁端が破断するまでの、梁端ごとの M-θ関係の履歴面積より求めた吸収エネルギー量の実験値と解析値との比較を示す。4 層での X 方向において誤差が生じていることが分かる。また、図 9 に 2-3AB 位置の梁端破断時 (SAN2 方向入力開始後約 70 秒) の実験値と解析値の履歴曲線を重ねたものを示す。

表 6 梁端破断時の各梁端吸収エネルギー量 単位:(kNm)

層		3AB	3BA	B21	B12	1BA	1AB	A12	A21
4	実験	19	14	10	16	16	17	16	18
	解析	4	4	9	9	4	4	9	9
	解/実	0.20	0.26	0.88	0.58	0.23	0.22	0.57	0.49
3	実験	15	19	12	20	16	16	21	15
	解析	11	11	21	21	10	10	20	20
	解/実	0.70	0.57	1.72	1.05	0.65	0.67	1.00	1.34
2	実験	13	10	10	15	15	14	16	13
	解析	9	9	15	15	9	9	15	15
	解/実	0.70	0.86	1.48	0.99	0.57	0.63	0.97	1.20

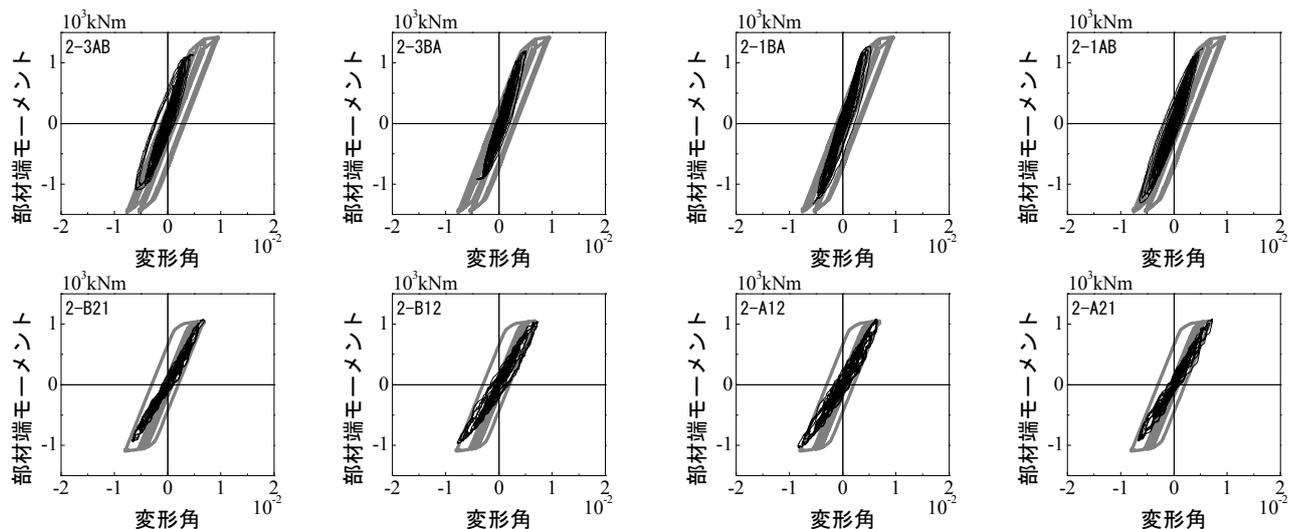


図9 SAN 2-3AB位置梁端破断時までの各梁端履歴曲線の比較(2F)

———：実験 ———：解析

表6および図9より、梁端での吸収エネルギーの比較においては誤差が生じることが分かる。特に4層での誤差が大きい。

c) まとめ

E-ディフェンスで行われた高層建物の震動台実験についてエネルギーの累積値に着目した応答評価を行った。最大応答値が同程度でも、継続時間の長い長周期地震動では繰り返しの揺れにより、約4.5倍のエネルギーが入力される(E1 Lv2とHOG長辺方向比較時)ことが分かった。現場溶接の梁については/が20前後で破断に至った。

3次元の部材レベルの解析モデルを作成し、シミュレーション解析を行った。実験で計測されていない位置の梁端の塑性エネルギーまでを考慮して、全体の吸収エネルギー量では実験値と一致することが確認できたが、部材レベルでの吸収エネルギー量は誤差が生じるため、今後は、本解析モデルの精度を上げさらなる検討を行う予定である。

2) 常時微動計測に基づく固有振動数の評価

a) 業務の背景

近年、構造物の振動特性が損傷によって変化する現象を利用した構造ヘルスマニタリングに関する研究が国内外で活発に実施されている。実際に、既往の研究によって大地震等の過大な荷重を受けた後に固有振動数が低下する現象が報告されており^{5) 6)}、構造ヘルスマニタリング(SHM)の評価指標として振動特性が積極的に用いられている。しかし、建築物の建設初期段階から解体に至るまでの、建築物の一生涯にわたる振動特性の遷移過程に着目した研究は多くない。

本研究では、実大建物の震動台実験の機会を利用して、建築物の一生涯にわたる振動特性の変化に着目し、その建方終了時から加振による損傷、解体に至るまで微振動の長期モニタリングによって、建築物の振動特性を長期的に評価した。

また、SHMの基礎データの取得を目的として、E-ディフェンス高層建物実験¹⁾におけるホワイトノイズ加振データを小地震記録と見なして鉄骨建物の振動特性を評価し、小地震記録から評価される振動特性が地震を経験するごとにどのように変化していくのかを分析した。さらに、その結果を常時微動から評価された振動特性¹²⁾と比較した。

b) 常時微動記録に基づく振動特性評価

i) 微振動観測概要

試験建物の鉄骨建方終了時から解体に至るまで、微振動の長期連続モニタリングを実施

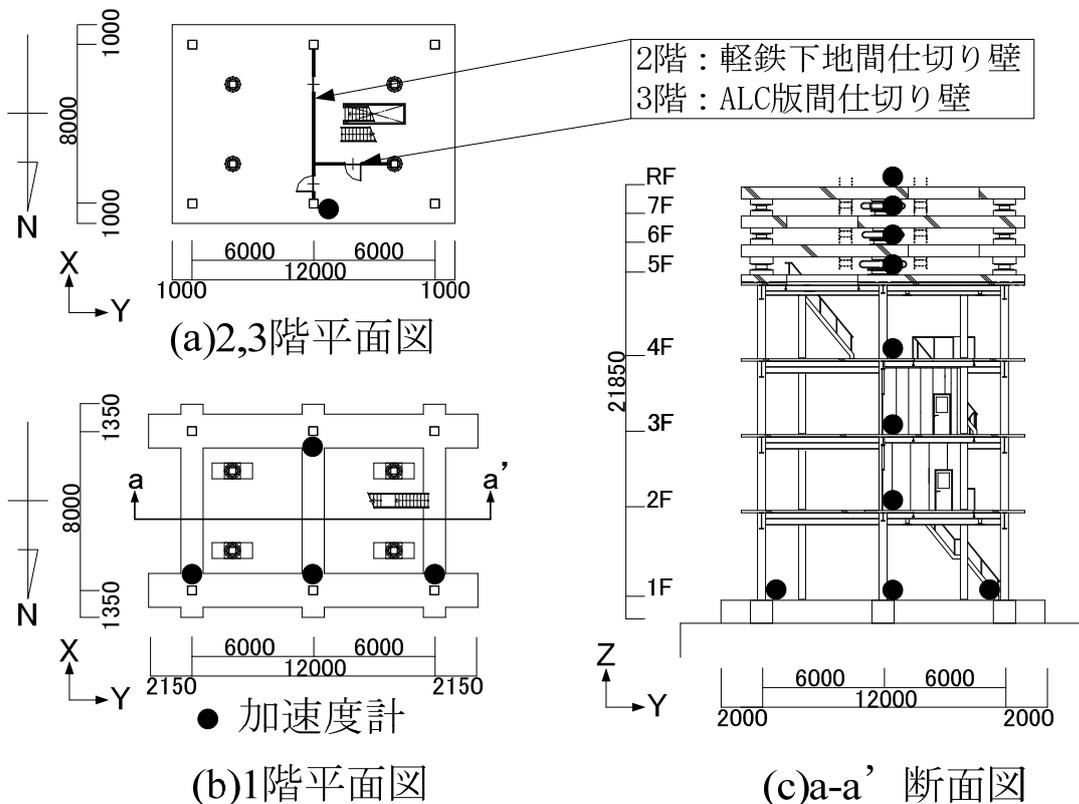


図 10 試験建物の平面図と断面図および微振動計測点

した。この観測は、三成分加速度計を計 11 台用いて、2008 年 1 月 29 日から 3 月 25 日まで行った。収録装置のサンプリング周波数は 200Hz で、1 時間ごとに観測記録を保存した。図 10 に、観測装置の設置地点を示す。加速度計は試験建物の北側中柱を中心として、各階柱脚に配置した。さらに、試験建物のロッキング振動を捉えるために基礎コンクリート上にも、4 台の加速時計を配置した。なお、試験建物の建設開始から床スラブ打設後までは各階の床版が存在せず、床上での計測ができないことから、当該箇所の大梁下部に治具を用いて加速時計を取り付けた。

ii) 評価方法

2008 年 1 月 29 日から 3 月 25 日までの微振動の長期モニタリングの観測記録を用いて、試験建物の振動特性を同定した。これらの観測記録に対して 1 時間毎の記録を 5 分間のサンプルデータに分割した後、それぞれのサンプルデータに対して ARMA-Burg 法^{6) 7)}を適用して、5 分毎の固有値（固有振動数と減衰定数）を同定した。さらに、全観測点の観測記録を用いて、複素固有モード（以下、モード）を同定した。ここで、3 月 17 日から 3 月 21 日までの加振実験期間においては密に解析結果を得るために、5 分間のサンプルデータを 1 分ずつずらしながら 1 分毎の固有値を同定した。

ARMA-Burg 法の適用に際しては、5 階のセンサにおける X 方向および Y 方向の加速度記録を基準として振動特性を同定した。建物に縮約層の載る前の 4 階鉄骨建物のとき（1 月 29 日から 3 月 9 日）には、AR 次数を 40 次とし、デシメーション数は 8 とした。一方で、7 層となった 3 月 10 日以降においては、AR 次数を 20 次とし、デシメーション数は 32 とした。これは、試験建物が 4 層から 7 層へと長周期化したことに対して、デシメーション数を上げることで試験建物の低振動数領域に着目し、振動特性の変化を把握するためである。

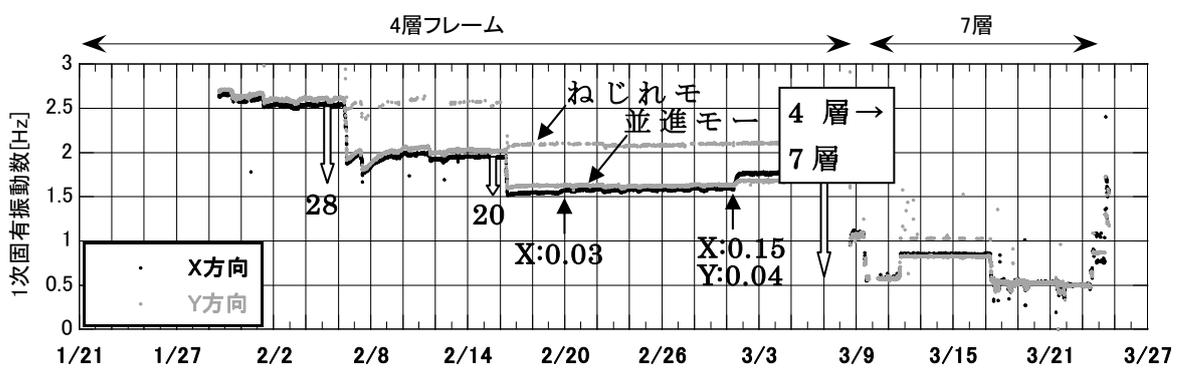
ARMA-Burg 法を用いると AR 次数の数だけ固有値の候補値が得られるため、その中から有意な振動特性のみを精度良く選定する必要がある。本研究では、MAC 関数¹⁰⁾を用いた固有値の選定法を適用する。MAC 関数は 2 つのモード形状の相関性を評価する関数であり、仮に両者のモードに強い相関性があれば 1 に近い値を、逆に相関性がなければ 0 に近い値を示す。また、基準となるモードを過去に遡って選定結果を利用することで、解析結果のモード形状が徐々に変化する場合においても、その変化に対応した基準モードを定めることができる¹¹⁾。このように強い相関性があるモードを選定し、特定の振動特性のみを選定する。また、強い相関性があるモードが多数ある場合は、刺激係数の大きいモードを採用するものとする。

iii) 長期間にわたる振動特性評価の結果と考察

図 11 に、前節の評価手法を用いて算出した 2008 年 1 月 29 日から 3 月 25 日までの試験建物の 1 次固有振動数を示す。なお、Y 方向においては、2 種類の 1 次固有振動数の値が検出されることがあるが、一方は Y 方向の並進モード、もう一方はねじれモードである。ねじれモードは並進モードとモード形状が酷似しているため、MAC 関数による選定法では、両者を分離することは困難であった。

月	1																															2																															3																																																																																												
日	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31																																																																											
骨組	鉄骨建方																																																																																																																																																										
床																																▼床コン打設															▼5F嵩上げコン打設																▼縮約層設置															▼縮約層撤去																																																																													
内壁																																																															▼3FALC取付															▼2F壁ボード貼り																▼積層ゴム固定装置取付期間																																																													
試験体																																																																																														▼試験体移設															▼加振日																																														
微振動の長期モニタリング	▼計測開始																																																																																																																												▼計測終了																														

(a) 試験建物の施工工程



(b) 1 次固有振動数の変動

図 11 試験建物の施工工程および建設初期段階から解体に至るまでの固有振動数の長期的変動

図 11 の試験建物の施工工程と固有振動数の変動を比較すると、2 月 6、7 日の床スラブ打設日に固有振動数が瞬間的に低下しているのが確認できる。詳細には、2 月 6 日から 7 日かけて約 28%減少している。この現象は、床スラブ打設によって建物重量が増加したためである。その後、コンクリートの硬化に伴う建物剛性の増加には時間がかかるため、ゆっくりと固有振動数が増加する現象が見られた。一方で、2 月 16 日における 5 階嵩上げコンクリート打設時においては、同様にコンクリート打設に伴う建物重量の増加による固有振動数の減少 (20%減) が見られるが、その後の増加はみられなかった。これは、5 階床スラブと嵩上げコンクリートの間には、スタイロフォームが設置されており、嵩上げコンクリートによる剛性上昇を絶縁しているためである。

また、非構造材の施工が進められると、それに伴って試験建物の固有振動数も変化する。2 月 19、20 日の 3 階 ALC 版の取り付け、3 月 1 日の 2 階ボード貼りに伴い固有振動数が増加している。詳細には、3 階 ALC 版取り付け時には X 方向が 0.03Hz 増加し、2 階ボード貼り時には X 方向で 0.15Hz、Y 方向で 0.04Hz の増加が確認できる。ここで、図 10(b)より試験建物では、Y 方向に比べて X 方向により多くの間仕切り壁が設置されており、そのため、X 方向の固有振動数に大きな変化が現れたと思われる。また、3 階 ALC 版の取り付けと比較して 2 階ボード貼りに伴う固有振動数の増加が大きいのは、ALC 版間仕切り壁はドアフレームを含む壁全体が上部取り付け部でスライドするため建物剛性への影響が小さくなるためと考えられる。このように、非構造部材が建築物に与える影響は決して小さいものでは

なく、構造ヘルスマモニタリングを実用化する上でも、非構造部材が建築物に与える影響を詳細に把握する必要があるといえる。

3月8、9日では、縮約層が増える毎に、1次固有振動数が減少していく傾向が確認できる。詳細には、4層から7層へと増加するにつれて、1.68Hz→1.08Hz→0.81Hz→0.59Hzと減少している¹⁾。一方で、3月23、24日の縮約層撤去に伴い固有振動数の増加が確認できる。また、3月11日から加振初日の17日までの間には、積層ゴム固定装置の取り付けに伴い、1次固有振動数の増加が見られた。

以上のように微振動の長期モニタリングから試験建物の状態変化に伴う1次固有振動数の変動を捉えることができた。次節では、加振実験期間に着目して考察を行う。

iv) 加振実験期間における振動特性評価の結果と考察

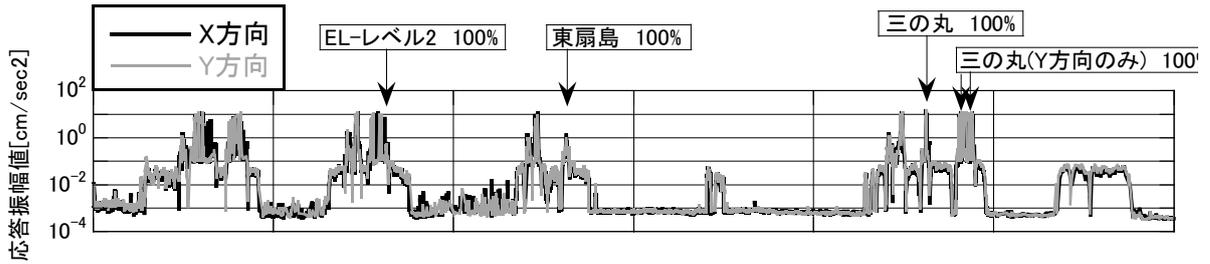
表7に加振実験期間における地震波加振の実施日時を示す。また、地震波加振の他に、ホワイトノイズ加振、パルス加振、スイープ加振を行った。地震動の弾塑性応答加振として、El Centro波レベル2 100% (最大速度 50kine)、東扇島波 100%、三の丸波 100%による加振を行った。また、3月21日の実験においては、三の丸波 100%の加振後、梁破断が確認されなかったY方向に対して、三の丸EW波 100%の一方向加振を2回繰り返した。

図12に加振期間を含んだ3月17日から23日までの応答振幅値および1次固有振動数を示す。応答振幅値は、振動特性評価で用いた5階の加速度記録のRMS値である。また、図13に試験体完成後の加振を受けていない状態の3月17日と全ての加振終了後の3月23日のX、Y方向のパワースペクトルを示す。ここで、図13においては、両者とも応答振幅値が同程度となる9時前後の状態をピックアップした。

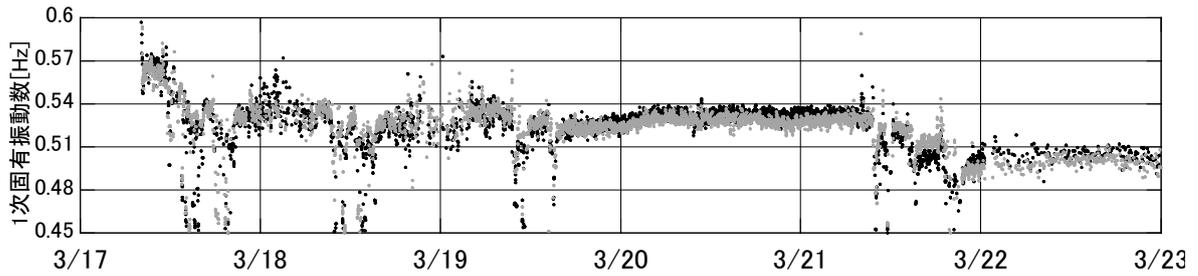
表7 地震波加振実施日時

3月			3月			3月19日			3月21日		
13:35	W-20%	case1	11:00	W-20%	case2	10:59	W-20%	case3	11:35	W-20%	case3
14:04	W-40%		11:13	W-40%		11:17	W-40%		11:50	W-40%	
18:42	東扇島 30%		14:10	気象庁 60%		15:02	東扇島 100%		15:00	三の丸100%(X,Y加振)①	
19:03	東扇島 50%		14:27	気象庁 100%		19:28	W-20%		case4		
19:20	三の丸 20%		15:47	El-レベル2 100%		19:41	W-40%				
19:39	三の丸 35%		19:53	三の丸100%(Yのみ加振)②		20:05	W-20%		case5		
19:54	El-レベル2 30%		20:18	W-40%		20:44	三の丸100%(Yのみ加振)③				
20:11	El-レベル2 50%		20:56	W-20%		case6					
			21:08	W-40%							

ホワイトノイズ加震
 弾塑性応答波加震

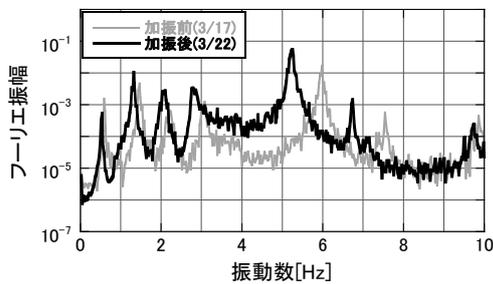


(a) 応答振幅値

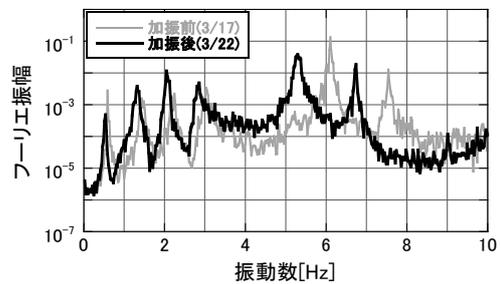


(b) 1次固有振動数の変動

図 12 加振期間における試験建物の応答振幅値および固有振動数の変動



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 13 パワースペクトルの同定結果

ア) 加振期間前後における比較

図 12(b)より、1次固有振動数の加振に伴う減少が確認出来る。詳細には、3月17日の加振前においてX方向、Y方向ともに約0.57Hzあったのに対し3月22日の加振後には約0.50Hzまで減少している。このことは、加振実験によって試験建物に損傷が発生し、試験建物の建物剛性が低下したため生じたと考えられる。また、このことは図13のパワースペクトルからも確認できる。また図13より、1次だけでなく2次以降の振動数も減少していることが確認できた。

イ) 各加振日における固有振動数の変化

加振初日における3月17日においては、弾性応答加振が多数行われた。基本性状を把握するホワイトノイズ加振やスイープ加振を行ったことによる固有振動数の減少が確認できる。このことは、加振未経験の状態から加振を経験することで、建物試験体の性状が変化したと考えられる。一方で、その後の地震波加振を経験しても固有振動数の減少は見られなかった。

次に3月18日に弾塑性応答加振であるEl Centro波加振が行われたが、18日と19日の朝の固有振動数の値がどちらも約0.54Hzであることから、この加振による損傷はあまりなかったといえる。一方で、3月19日に行われた東扇島波加振では加振により固有振動数の減少が見られ、建物試験体に損傷が生じたと考えられる。その後、加振が行われなかった3月20日においては、固有振動数がゆるやかに増加する傾向が認められる。

3月21日の三の丸波100%加振に伴う固有振動数の減少について考察を行う。ここで、より詳細に考察を行うために図14に21日の12時から24時の変動を示す。まず、一回目の三の丸波加振により、固有振動数の減少が確認できる。詳細には、X方向は0.02Hz、Y方向は0.01Hzの減少があり、特にX方向の減少幅が大きい。これはこの加振によりX方向の梁端が破断するような大加振を経験したことで、X方向の剛性が低下したためであると考えられる。その後、Y方向のみの加振が行われ、Y方向の梁端が破断するような大加振の経験に伴い、X方向の固有振動数に変化がないのに対し、Y方向には0.02Hzの減少が見ら

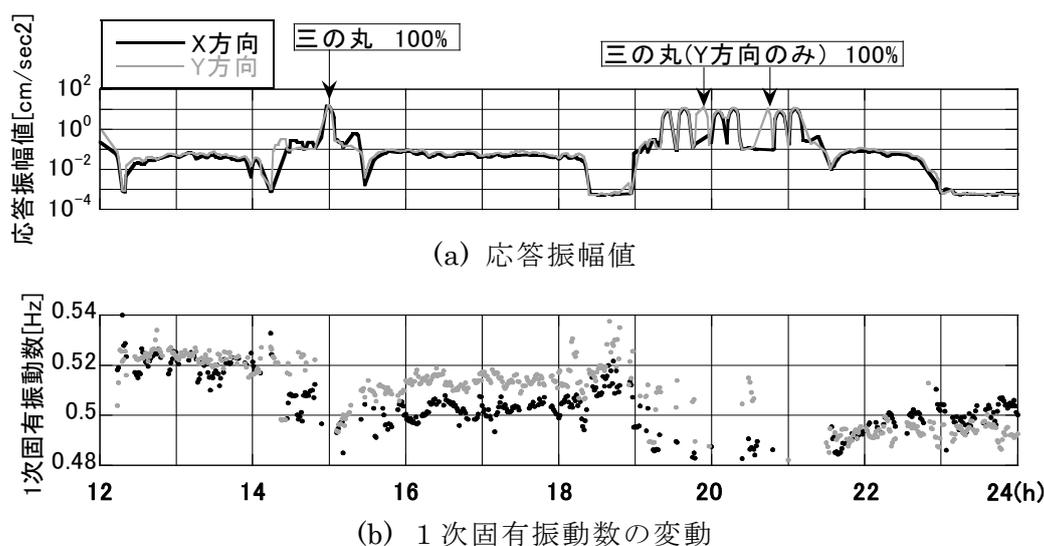


図14 三の丸波100%加振の実験前後における試験建物の
応答振幅値と固有振動数の経時変化

れた。以上のように、3月21日の3度の三の丸波加振の前後で固有振動数の減少を検出することができた。

c) 小地震記録に基づく振動特性評価

i) 検討に用いた加振実験データ

E-ディフェンス高層建物実験¹⁾におけるホワイトノイズ加振データを小地震記録と見なして鉄骨建物の振動特性を評価し、小地震記録から評価される振動特性が地震を経験するごとにどのように変化していくのかを分析する。

加振実験は2008年3月17日から21日に表7に示す順序で行われた。主要な加振の前後に、試験体の線形範囲の特性を確認するための加振レベルが異なる2種類のホワイトノイズ加振(W-20%とW-40%)が行われた。ホワイトノイズ加振は継続時間250秒の2軸同時入力であり、震動台上の加速度振幅は二乗和平方根(RMS)で、W-20%加振ではX方向約7.4 cm/s²、Y方向約8.6 cm/s²、W-40%加振ではX方向約16.5 cm/s²、Y方向約18.4 cm/s²である。本研究では、これらW-20%加振とW-40%加振を小地震と見なして、試験体の小地震時の振動特性を分析する。

今回の実験では、試験建物の振動特性の変動を捉えるために、様々な測定が行われた。今回はそのうち、加速度記録、層間変位記録、柱のひずみ記録を用いた。これらの観測記録のサンプリング周波数は200Hzである。加速度計は各階に南東と北西の2ヶ所に計16台が設置された。同様に変位計は各階の南東と北西に2ヶ所に計14台が設置された。柱の歪みゲージは全ての柱の上部と下部にそれぞれ4個ずつ取り付けられ、柱の上下方向のひずみ成分が計測された。また、これらとは別に常時微動の連続モニタリングを実施した。

ii) 振動特性の評価手法

本研究では、4種類の異なる方法を用いて試験体の1次固有振動数を評価した。以下に計算法を述べる。ここで、加速度、層間変位の記録は各層で南東と北西2点の記録を短辺方向、長辺方向でそれぞれ平均したものを、その層における加速度記録、層間変位記録として用いた。

ア) ひずみを用いた荷重変位関係に基づく算定法(計算法A)

歪みゲージから得られたひずみより応力を求め、この応力からモーメントを算出する。このモーメントより柱のせん断力を求め、これから層せん断力を求める。そして、そのせん断力と層間変位より、図15のような荷重-変位関係を各層について得る。そして、その関係から最小二乗法により等価剛性を算出する。この手法により得られた層剛性と各層の重量を用いて固有値解析を行い、固有振動数を算出した。これを固有振動数Aと呼ぶ。

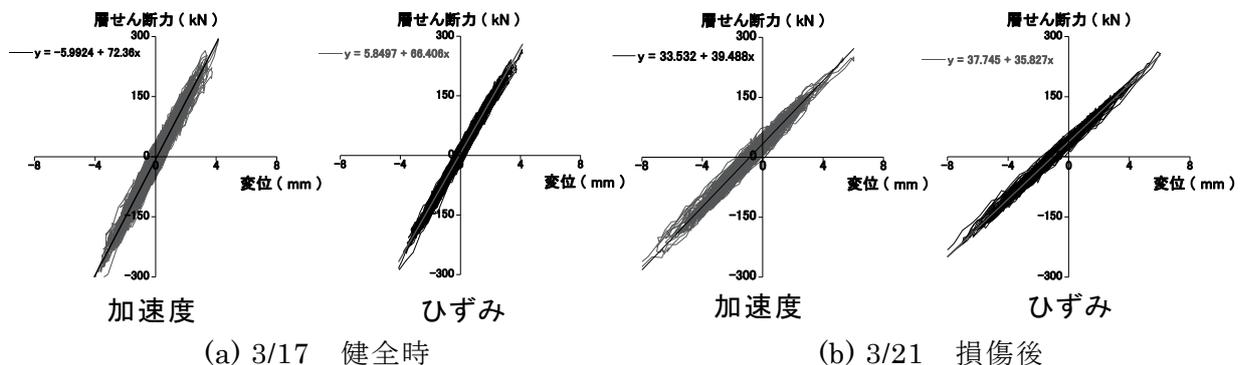


図15 W-20%加振による2階の荷重-変位関係

イ) 加速度を用いた荷重変位関係に基づく算定法(計算法B)

各層の加速度記録と重量より層せん断力を算出する。この層せん断力から前節の計算法 A の場合と同様に等価剛性を求め、固有値解析によって固有振動数を算出した。これを固有振動数 B と呼ぶこととする。

ウ) 加速度記録からの振動モード同定手法(計算法 C)

5 階の加速度記録に、ARMA モデルによる振動モード同定法⁶⁾を適用して、小地震記録に相当する加速度データから直接的に小地震時の固有振動数を求めた。以下、この手法によって得られた結果を固有振動数 C と呼ぶ。

エ) 常時微動記録からの振動モード同定手法(計算法 D)

震動台実験が実施されていない静穏時の常時微動記録を用いて、ARMA モデルによる振動モード同定法により⁶⁾、常時微動時の固有振動数を求めた。以下、この手法によって得られた結果を固有振動数 D と呼ぶ。

オ) 各計算法の相互比較

図 16 に示した関係のように、各計算法から得られた固有振動数の比較を行った。計算法 A と B においては、加振実験より得られた各記録の剛性と固有振動数について比較を行う。計算法 A からは純粋な鉄骨フレームとしての結果が、計算法 B からは間仕切り壁等の非構造部材の影響を受けた結果が得られる。これらを比較することにより、非構造部材が建築物に与える影響を把握できると考える。計算法 B と C では、ともに小地震時の加速度記録から得られた結果を用いて固有振動数を求めている。異なる手法を用いて固有振動数を求めるので、その結果を比較することで、各手法の妥当性を検討する。計算法 C と D は振動モード同定法を用いて、小地震動記録と常時微動記録の比較を行った。これにより、常時微動と小地震ひずみ振幅レベルが振動特性に与える影響を調べる。

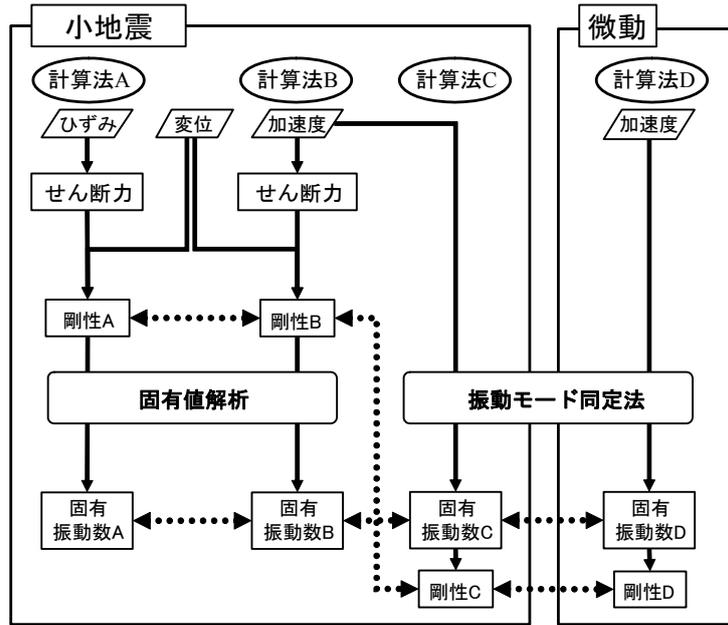


図 16 各振動特性評価の関係

iii) 振動特性の算定、同定結果

加振期間を表7の6つの区分に分けて、各手法により得られた結果を比較した。ただし、3月19日のホワイトノイズ20%、40%加振の記録については、データが正確に記録できなかったため、考察から除外した。

ア) 計算法AとBの比較

小地震動記録を用いた計算法AとBを比較してみる。図17および図18に計算法AとBによる剛性と固有振動数の結果を示す。図17をみると、計算法A、BでともにX方向、Y方向どの層でも同じ割合で剛性が減少している傾向が認められる。詳細には、X方向ではcase3とcase4の間で、Y方向ではcase5とcase6の間で大きく剛性が低下する傾向が認められる。図9をみても、加振を受けるたびに固有振動数が減少するが、case3～case5の値の減少割合は固有振動数のほうが大きく、これらは縮約層の剛性変化によるものである。case3とcase4の間には、三の丸100%加振があり、X方向の梁に破断が発生しており、Y方向の梁にも破断が生じている。図17および図18は、梁破断などの重大な損傷が発生するような大地震を経験することで、建物剛性や固有振動数が低減することを示している。また、図17および図18では、ともに計算法Bの結果が計算法Aの結果より低い値を示している。これは、間仕切り壁などの非構造部材による建物の振動特性への影響を示していると考えられる。

イ) 計算法BとCの比較

小地震記録を用いた計算法BとCによる固有振動数の評価結果を図19に示す。図19より、X方向、Y方向とも一律に約0.05Hzの幅で、固有振動数Cのほうが小さいことが確認できる。しかし、加振の進行に伴う固有振動数の減少の傾向などはおおむね一致しているといえる。これは、振動モード同定法によっても、地震経験によって建物の剛性が低下する現象を評価できることを示している。

ウ) 計算法CとDの比較

常時微動記録と加振実験記録の同定値をケース毎に比較したものを図20に示した。この図をみると、常時微動記録と加振実験記録で固有振動数の値に20%程度の差があるが、推移する傾向では一致していることがわかる。なお、case5に対する常時微動記録の固有振動数が大幅に減少しているが、これは、表7に示すように、加振の間隔が短かったために試験体が常に振動して、振動振幅レベルが他のcaseとは異なったことによると考えられる。

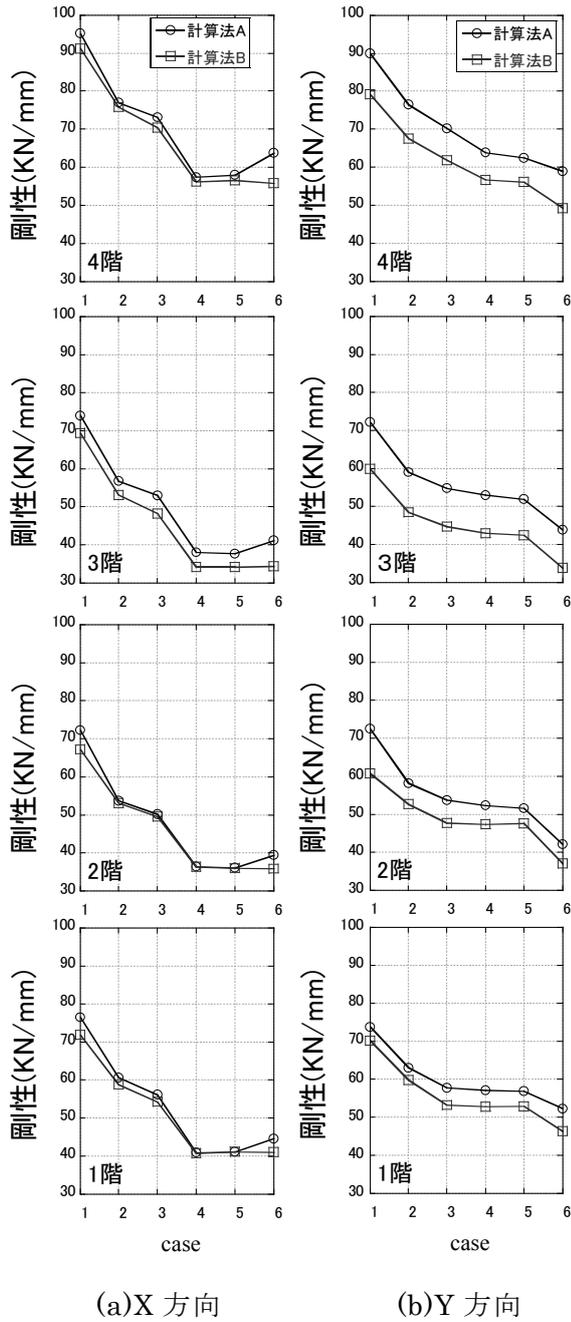


図 17 W-20%加振による各層の剛性推移 (計算法 A,B の比較)

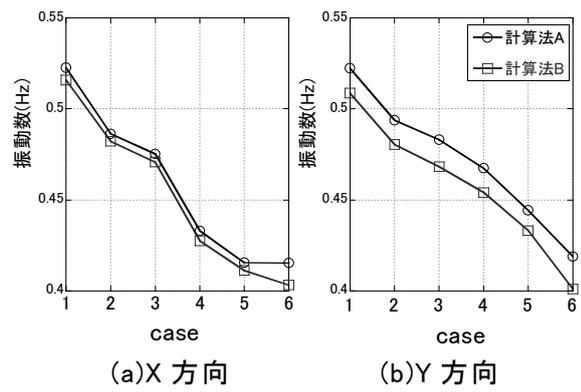


図 18 W-20%加振による振動数推移 (計算法 A,B の比較)

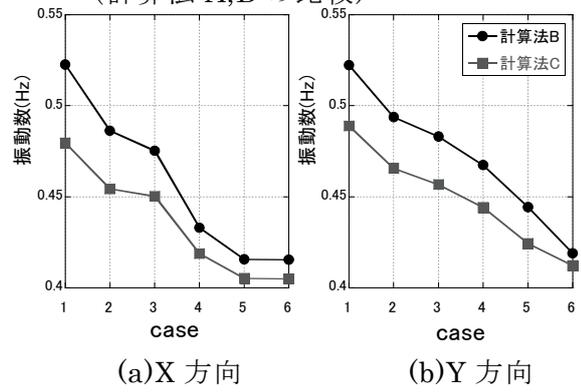


図 19 加速度記録による振動数の推定

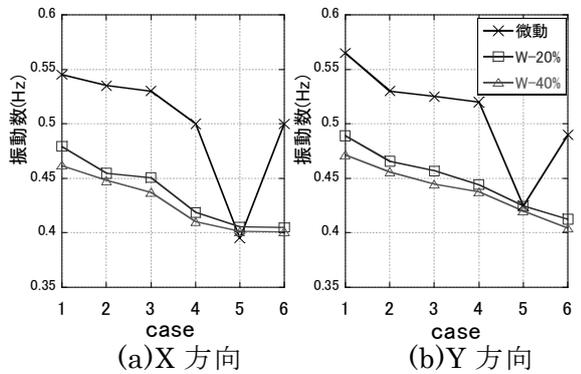


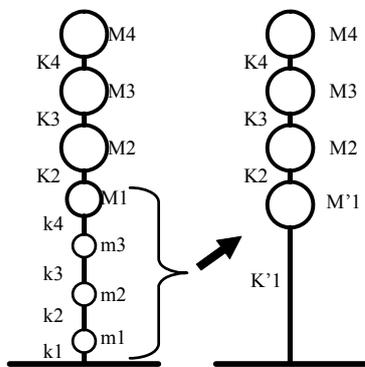
図 20 小地震と微振動による振動数 (計算法 C,D の比較)

iv) 4 質点系縮約モデルによる振動特性の算定

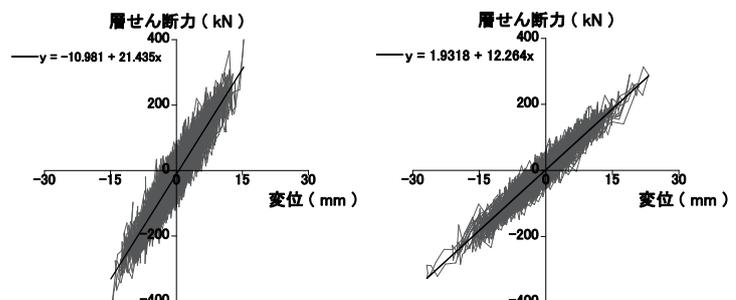
構造モニタリングを行うにあたって、本実験で行った計測のように各層における変位や、歪みの測定を行うことは実際の高層建物では高コストであり、現実的とはいえない。そこで、今回、実大で再現した 1~4 層と 3 層分を縮約してある 5 層を 1 つの質点に縮約し、全体で 4 質点のモデルを作成し、より少ない計測点でのモニタリングの可能性を検討した。

ア) 縮約モデルでの算定方法

4 質点へモデル化する際、図 21 のように、すでに縮約されている上部 3 層はそのまま、1~5 層に対して縮約を行った。重量は 1~5 層の重量を合わせたものを使用し、変位は各層の層間変位を足し合わせたものとする。また、加速度記録は、5 層で計測したものを使用した。これらの記録から、図 22 に示したように荷重-変位関係を求め、計算法 A を用いて等価剛性を算出し、固有値解析より固有値を求めた。



(a) 既存モデル (b) 4 質点モデル



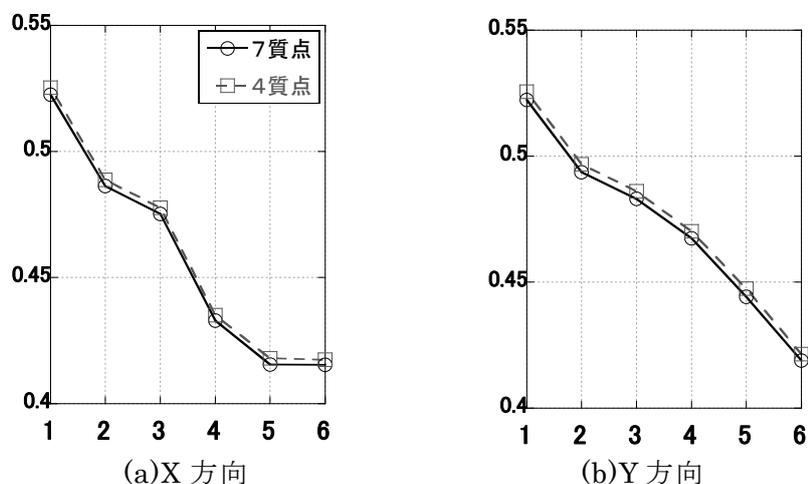
(a) 3/17 健全

(b) 3/21 損傷後

図 21 4 質点縮約モデルの作成概要 図 22 W-20%加振による縮約 1 層の荷重-変位関係

イ) 縮約モデルによる結果と考察

図 23 に、縮約モデルにおける固有振動数を示した。固有振動数の推移をみると、図 17 で示した” 7 質点モデル”での固有振動数と一致している。このことは、縮約モデルによっても損傷による振動特性への影響を検知できる可能性を示している。



(a) X 方向

(b) Y 方向

図 23 W-20%加振による固有振動数推

d) まとめ

長周期地震動を受ける高層建物の震動台実験の試験建物において取得した微振動の長期モニタリングのデータを用いて、その一生涯にわたる構造モニタリングを試みた結果、建設時から加振時、解体における試験体建物の状態変化に伴う固有振動数の変動を把握することができた。特に梁端破断に至るような大加振によって固有振動数が減少する傾向を把握することができた。

また、小地震観測記録を用いて試験建物の加振実験期間における振動特性の変動を評価した結果、荷重-変位関係に基づく固有振動数や、小地震に基づく固有振動数と常時微動に基づく固有振動数の値そのものは一致することはないが、大地震を経験することによる固有振動数や剛性変化の減少傾向は、一致することを確認できた。さらに、縮約モデルにおける算定結果から、観測点を間引いた場合の構造モニタリングの可能性についても示すことができた。

3) ダンパーを組み込んだ 21 年度実験に関する予備解析

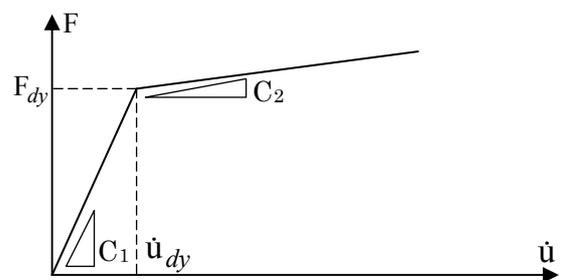
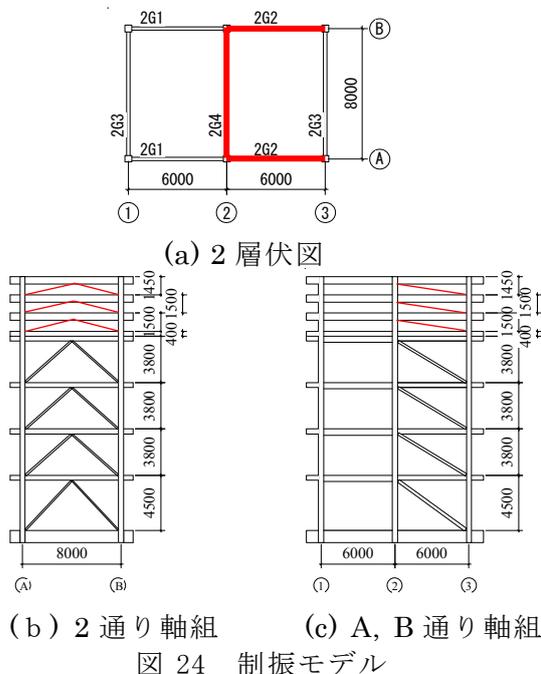
a) 背景

解析技術については、先にあるように 19 年度実験との比較により検討を行った。ここでは、21 年度に計画される制振耐震改修実験の試験体設計の内容を反映した解析を実施する。履歴型ダンパー、オイルダンパーのダンパー量についてパラメータスタディを行い、実験に使用されるダンパーのダンパー量を評価した後、実験で何度も加振を行うことを想定し、ダンパーの累積損傷を評価する。

b) パラメータスタディ解析条件

ダンパー配置図を図 24 に示す。伏図の太線の位置にダンパーを配置する。2 通りでは (b) に示すように K 型に、A、B 通りでは (c) に示すように筋交い型にダンパーを配置する。履歴型ダンパーの解析モデルは、座屈拘束ブレースを想定し、中心鋼材は SN400B として、塑性化長さは $1/4L$ とする。

オイルダンパーの解析モデルは、取り付け部材等の剛性をバネ要素とする Maxwell 型の減衰モデルとした。また、リリース荷重は 400kN で一定とする。図 25 にモデル化概要を示す。ダンパーの設計は、上層の縮約を行う前の、21 層モデルにおいて行う。第 1 層の $s\alpha_y$ 、 $C_1 \cdot \omega / fK_1$ の値をそれぞれ定め、2 層以降の $s\alpha_y$ 、 $C_1 \cdot \omega / fK_1$ の値は Ai 分布に基づく係数を乗じ、定める（最適分布）。次に、7 層の縮約モデルに適応するため、使用するダンパーを 4 つのグループに分割する。第 1 層から 4 層、5 層、6 層、7 層とし、それぞれのグループの最下層の $s\alpha_y$ 、 $C_1 \cdot \omega / fK_1$ の値を最適分布から求め、そのグループの $s\alpha_y$ 、 $C_1 \cdot \omega / fK_1$ の値を定めた（4 段分布）。図 26 に Ai 分布に基づく係数のグラフを示す。



C_1 : 1 次粘性係数
 C_2 : 2 次粘性係数 ($=0.04C_1$)
 dK : 取付部材等剛性 ($=4.5C_1$)
 F_{dy} : リリース荷重 ($=400\text{kN}$)
 \dot{u}_{dy} : リリース速度

図 25 ダンパーのモデル化概要

c) 解析パラメータ

履歴型ダンパーは $s\langle y_i$ を 1%~10%の間を 1%刻みで 10 パターン、オイルダンパーは $C_1 \cdot \omega / fK_1$ を 0.25、0.50、1.0、1.5 の 4 パターンでパラメトリックに解析を行う。

まず、全層にダンパーを配置したモデル (H- HHH モデル、V-VVV モデルとする。) において、1 層での応答変位 Δ_1 、層せん断力係数 α_1 の値をもとに、最適な 1 層での $s\alpha_y$ 、 $C_1 \cdot \omega / fK_1$ の値をそれぞれ定める。その後、最適だと考えられる $s\alpha_y$ 、 $C_1 \cdot \omega / fK_1$ のモデルにおいて 7 層のダンパーのみ外したもの (H-HH0 モデル、V-VV0 モデル)、縮約層にあたる 5、6、7 層のダンパーを外したもの (H-000 モデル、V-000 モデル) での解析を行い上層部のダンパーの影響を考察する。入力用地震動には、X 方向に三の丸波 NS 成分、Y 方向に EW 成分を用いて、それぞれ 1 方向加振を行う。減衰は剛性比例の 2% とする。

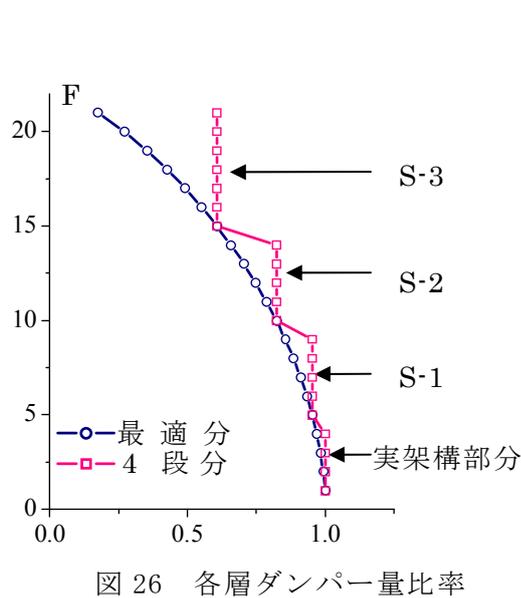


図 26 各層ダンパー量比率

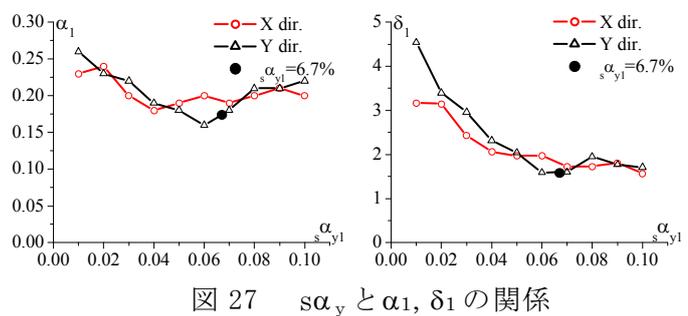


図 27 $s\alpha_y$ と α_1 , δ_1 の関係

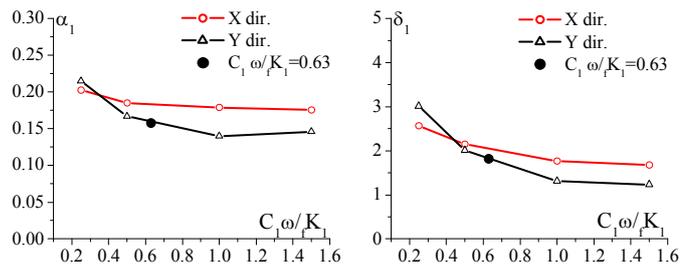


図 28 $C_1 \cdot \omega / fK_1$ と α_1 , δ_1 の

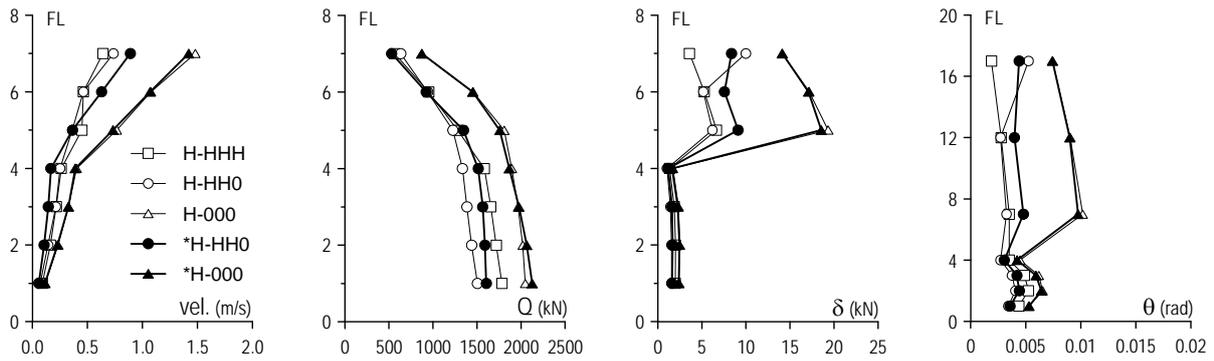
d) パラメータスタディによるダンパー量の評価

図 27 に $s\langle y_1$ を 1~10%まで変化させた際の δ_1 、 α_1 のプロット、図 28 に $C_1 \cdot \omega / fK_1$ の値を 0.25~1.5 まで変化させた時の δ_1 、 α_1 のプロットを示す。同時に黒丸で実験に用いるダンパー量を示す。

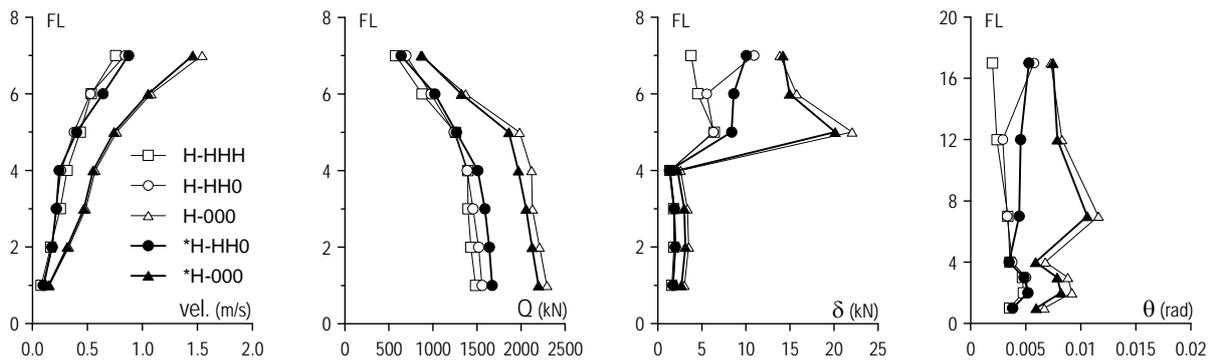
図 27 より層せん断力係数 δ_1 では Y 方向において $s\langle y_1=0.06$ で最小値をとること、 δ_1 においても $s\langle y_1=0.06$ が最小となることより、履歴型ダンパー最適の $s\langle y_1$ は 0.06 と定める。また、図 28 から、 α_1 では Y 方向において $C_1 \cdot \omega / fK_1=1.0$ で最小値となること、 δ_1 においては 1.0~1.5 での変化が小さいことから最適 $C_1 \cdot \omega / fK_1$ は 1.0 と定める。

以上より、履歴型ダンパーについては $S\alpha_y=0.06$ 、オイルダンパーについては $C_1 \cdot \omega / fK_1=1.0$ として縮約層のダンパーを減らして解析を行う。

図 29 に履歴型ダンパーを適応したモデルの相対速度、層せん断力、層間変位、層間変形角の最大値高さ方向分布を示す。図 30 にオイルダンパーを適応したモデルの相対速度、層せん断力、層間変位、層間変形角の最大値高さ方向分布を示す。これらの図より、最適にダンパーを配置することで、高層建物の応答を低減できることが解る。

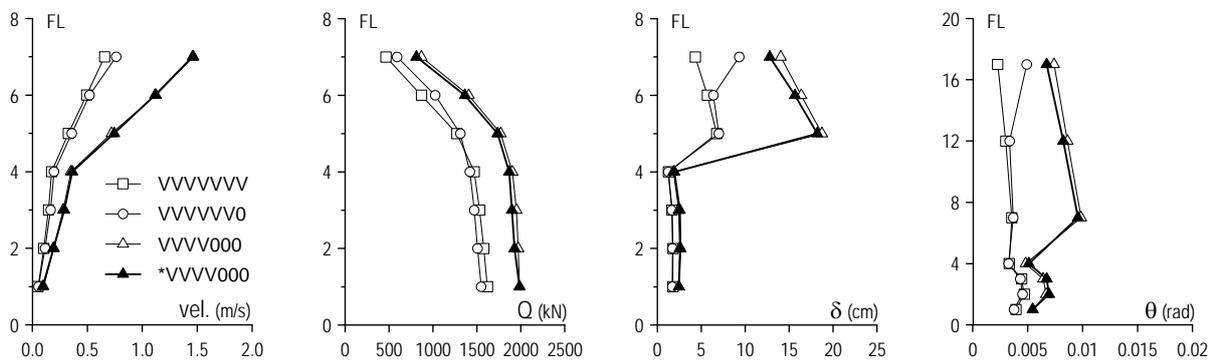


(a) X 方向

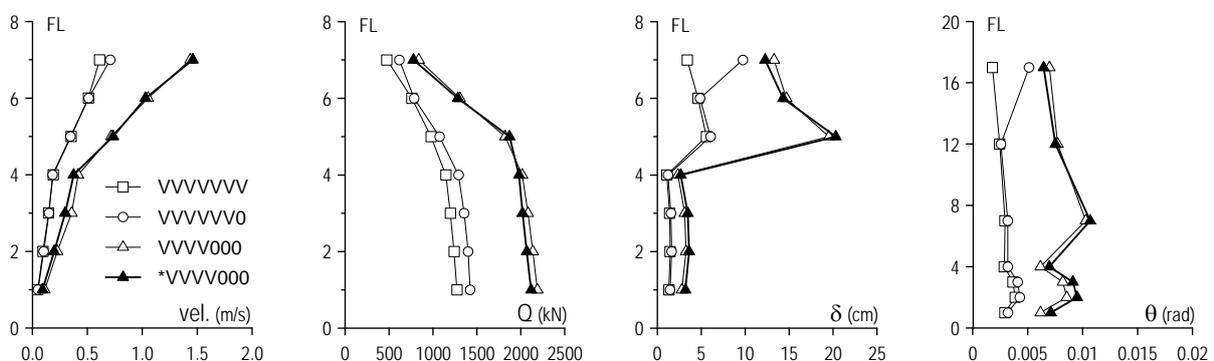


(b) Y 方向

図 29 履歴型ダンパー適応時の最大応答値



(a) X 方向



(b) Y 方向

図 30 オイルダンパー適応時の最大応答値

e) 模擬実験解析

実験で予定されているダンパー配置での加振スケジュールを表 8 に示す。そして、表 9、10 には座屈拘束ブレースとオイルダンパーの諸元を示す。表 11 には縮約層のダンパー諸元を示す。表 11 の下 2 つのダンパーは Event 1 において縮約層に追加するダンパーの諸元である。

各モデルに三の丸波加振を行い、フレーム、ブレースの損傷を足し合わせ η に基づく累積損傷評価を行う。

表 8 加振スケジュール

Event	モデル
1	H-HH0
2	H-000
3	V-000
4	0-000

表 9 座屈拘束ブレース諸元

		断面積 A (mm ²)	降伏強度 Qy (kN)	塑性化長さ L' (m)	水平剛性 K (kN/m)
X	2~4	1280	384	1.379	100000
	1	1280	384	1.505	76900
Y	2~4	1280	384	1.776	105000
	1	1280	384	1.875	89600

表 10 オイルダンパー諸元

		1次粘性係数 C1 (kNsec/m)	2次粘性係数 C2 (kNsec/m)	リリース荷重 F _{dy} (kN)	剛性 _p K (kN/m)
X	2~4	12500	847	400	140000
	1	12500	847	400	140000
Y	2~4	12500	847	400	140000
	1	12500	847	400	140000

表 11 縮約層ダンパー諸元

層	ダンパー型式	降伏せん断力 Qy (kN)	初期剛性 (kN/m)	2次剛性 (kN/m)	破断時吸収 エネルギー (kNm)
S-3	NSUD50x6	348	12500	216	18000
S-2	NSUD50x8	464	16640	288	23000
S-1	NSUD55x8	608	19200	320	30000
S-2	NSUD40x4	112	5920	100	4500
S-1	NSUD40x6	168	8880	150	6800

Event 1 追加ダンパー 各層 2 基

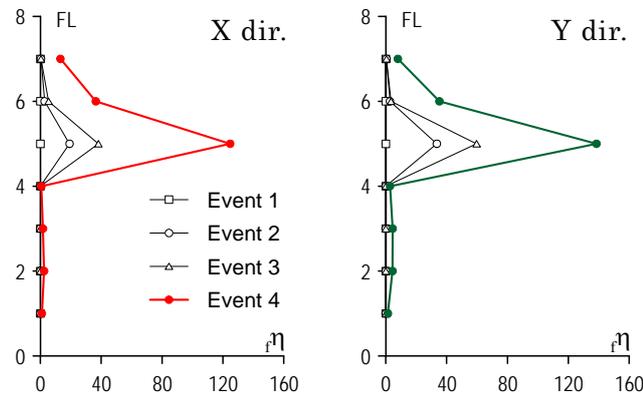


図 31 $\epsilon\eta$ の高さ方向

i) フレームの累積損傷評価

図 31 に ${}_f\eta$ の高さ方向分布を Event ごとに足し合わせたものを示す。 ${}_f\eta$ は次式による。

$${}_f\eta = \frac{{}_fW}{Q_y \cdot \delta_y} \quad (2)$$

ここで、 ${}_fW$:層の吸収エネルギー、 Q_y :層の降伏せん断力、 δ_y :層の降伏変形である。実架構部分は層間変形角が 1/100 を降伏変形角とし、そのときのせん断力を Q_y とする。縮約層ではダンパーがエネルギーを吸収するため Q_y 、 δ_y ともダンパーの値を用いる。

図 31 より、Event 1 では実架構部分、縮約層ともにフレームは損傷を受けることはなく、縮約層では Event 2 以降損傷を受け、実架構部分では Event 4、ダンパー未配置時のみ損傷を受けることが確認できる。

ii) U型ダンパーの累積損傷評価

表 12 に縮約層の各ダンパーの Event ごとの吸収エネルギー量を示す。表 11、表 12 より全てのダンパーが、破断に至るまでにかなり余裕があることが確認できた。

iii) 座屈拘束ブレースの累積損傷評価

Event 1、Event 2 で用いられる実架構部分の座屈拘束ブレースの損傷評価については、まず、個々のブレースの全吸収エネルギー ${}_sW$ を、最大変形時の 1 ループ分のエネルギー ${}_sW_{1loop}$ で除して、繰り返し回数 N を求め、(4) 式より求まる破断繰り返し回数 N_f と比較することで行う。

$${}_sW_{1loop} = 4 \cdot Q_y \cdot \delta_{max} \quad (3)$$

$$N_f = 329.05 \cdot \Delta \varepsilon_t^{-1.99} \quad (4)$$

表 13 に X 方向、Y 方向それぞれ、1~4 層まで 2 基ずつ Event 1、Event 2 での ${}_sW$ 、 ${}_sW_{1loop}$ 、 N を示す。さらに、 ΣN と N_f を示す。全ての座屈拘束ブレースで繰り返し数 N が破断繰り返し数 N_f の半分以下となることを確認できた。

f) まとめ

実験と条件を揃えたモデルに対して、Event ごとに計 4 回、三の丸波加振を行ったが、ダンパーの損傷は軽微であることが確認できた。

表 12 縮約層吸収エネルギー量 (単位:kN・m)

Event		1	2	3	4	ΣsW		
S-3	NSUD50x6	X	0	3	0	124	205	<18000
		Y	1	4	0	73		
S-2	NSUD50x8	X	0	35	34	402	928	<23000
		Y	0	36	8	413		
S-1	NSUD55x8	X	0	370	365	1670	5074	<30000
		Y	0	647	504	1519		
S-2	NSUD40x4	X	308				815	<4500
		Y	507					
S-2	NSUD40x4	X	308				815	<4500
		Y	507					
S-1	NSUD40x6	X	328				911	<6800
		Y	583					
S-1	NSUD40x6	X	328				911	<6800
		Y	583					

表 13 座屈拘束ブレース繰り返し数

		Event1				Event2				合計			
		sW	$\delta_{max} + \delta_{min}$	sW_{loop}	N	sW	$\delta_{max} + \delta_{min}$	sW_{loop}	N	ΣN	$\Delta \varepsilon_t$	N_f	
		(kNm)	(m)	(kNm)	(回)	(kNm)	(m)	(kNm)	(回)	(回)	(%)	(回)	
X	4	1	25	0.0141	10.8	2.3	191	0.0215	16.5	11.6	13.9	1.56	137
		2	25	0.0141	10.8	2.3	191	0.0215	16.5	11.6	13.9	1.56	137
	3	1	56	0.0202	15.5	3.6	323	0.0310	23.8	13.6	17.2	2.25	66
		2	56	0.0202	15.5	3.6	323	0.0310	23.8	13.6	17.2	2.25	66
	2	1	74	0.0220	16.9	4.4	366	0.0339	26.1	14.0	18.4	2.46	55
		2	73	0.0220	16.9	4.3	366	0.0339	26.0	14.1	18.4	2.46	55
	1	1	72	0.0207	15.9	4.5	333	0.0314	24.1	13.8	18.3	2.08	77
		2	71	0.0207	15.9	4.5	333	0.0314	24.1	13.8	18.3	2.08	77
Y	4	1	79	0.02015	15.5	5.1	253	0.0348	26.8	9.5	14.6	1.96	86
		2	79	0.02015	15.5	5.1	253	0.0348	26.8	9.5	14.6	1.96	86
	3	1	146	0.02813	21.6	6.7	399	0.0478	36.7	10.9	17.6	2.69	46
		2	146	0.02813	21.6	6.7	399	0.0478	36.7	10.9	17.6	2.69	46
	2	1	175	0.03031	23.3	7.5	444	0.0508	39.0	11.4	18.9	2.86	41
		2	175	0.03031	23.3	7.5	444	0.0508	39.0	11.4	18.9	2.86	41
	1	1	140	0.02546	19.6	7.2	346	0.0420	32.2	10.7	17.9	2.23	67
		2	141	0.02546	19.6	7.2	346	0.0420	32.2	10.7	17.9	2.23	67

(c) 結論ならびに今後の課題

塑性履歴エネルギー吸収量や累積塑性変形倍率を用いた架構、及び部材の損傷評価を行った。長周期地震動による大振幅の繰り返し振動に高層建物試験体への被害様相を把握できた。次に3次元の部材レベルの解析モデルを作成した。建物全体での吸収エネルギー量は実験値と一致したが、部材レベルで見ると誤差が生じた。微振動計測や地震観測に基づいて試験体の固有振動数や剛性をモニタリングすることによって、地震経験による建物構造の状態変化を検出できることが明らかになった。固有振動数が変化する要因としては、梁破断やコンクリートスラブの剛性低下、柱梁接合部のなじみ、間仕切り等の二次部材の劣化損傷などの影響が考えられるが、現段階では不明である。これらの要因を特定するため、次年度の実験において、再び常時微動の観測を実施するとともに、梁の曲げ剛性に与えるスラブの影響についての計測を行い、その剛性低下を捉えるような計測を試みる予定である。最後に、解析から H21 年度実施実験の試験体の累積損傷評価を行った。

(d) 引用文献・参考文献

- 1) 長江拓也 他：高層建物の耐震性評価に関する E-ディフェンス実験－その 1～11、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.823-832、pp.873-884 2008.9
- 2) (社)日本建築構造技術者協会編：建築の構造設計、第4編目標性能と性能メニュー、オーム社、2002.7
- 3) 松宮智央、吹田啓一郎、中島正愛、他：大変形繰り返し載荷下における鋼梁の履歴特性に及ぼす RC 床スラブの影響－RC 床スラブ付き鋼構造部分構造実大実験、日本建築学会構造系論文集、第 598 号、pp.141-147,2005.12
- 4) 北村春幸、宮内洋二、浦本弥樹：性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究－JSCA 耐震性能メニューの安全限界値と余裕度レベルの検討－、日本建築学会構造系論文集、第 604 号、pp.183-191,2006.06
- 5) 濱本卓司：建築物のヘルスマニタリング、性能評価における地震荷重と風荷重、日本建築学会関東支部、構造専門委員会、pp.41-46、1993.3.
- 6) 例えば、大場新太郎、濱川尚子：1995 年兵庫県南部地震における杭の損傷による建物固有周期の変化、日本建築学会構造系論文集、第 495 号、pp.63-70、1997.5.
- 7) 平田悠貴、飛田潤、福和伸夫：常時微動計測による高層建物試験体の振動特性とその変化、建築学会東海支部研究報告集、第 47 号、pp.189-192、2009.2
- 8) 金澤健司、平田和太：クロススペクトル推定法による多自由度系構造物の振動モード同定、日本建築学会構造系論文集、第 529 号、pp.89-96、2002.4
- 9) 森本真史、金澤健司、桐田史生、北村春幸：耐震補強における低層鉄筋コンクリート造建物の振動特性の経時変化、構造工学論文集、Vol.54B、p493-500、2008
- 10) Lieven、N.A.J. and D.J. Ewins : Spatial correlation of mode shapes、 the coordinate modal assurance criterion (comac)、 Proc. of the 6th International Modal Analysis Conference、 pp.690-695、1988.
- 11) 桐田史生、金澤健司、北村春幸、松岡祐一：実大 4 層建物における固有振動数の長期モニタリング (E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 30)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.851-852、2008.9.
- 12) 森本、金澤ほか:E-ディフェンス高層建物試験体の長期モニタリング-その 1、日本建築学会関東支部研究報告集、2009.3
- 13) 尾野、金澤ほか:E-ディフェンス高層建物試験体の長期モニタリング-その 2、日本建築学会関東支部研究報告集、2009.3

(e) 学会等発表実績

学会等における口頭・ポスター発表

発表成果（発表題目、口頭・ポスター発表の別）	発表者氏名	発表場所 (学会等名)	発表時期	国内・外の別
振動台実験におけるエネルギーの釣合の検証－高層建物の耐震性評	島田侑、佐藤大樹、北村春幸、長江拓	広島大学 2008年度日本建築学会大会（中国）	2008年9月	国内

価に関するE-ディフェンス実験－その9 口頭発表	也、福山國夫、梶原浩一、井上貴仁、中島正愛			
常時微動計測に基づく高層建物試験体の固有振動数の評価 －高層建物の耐震性評価に関するE-ディフェンス実験－その11 口頭発表	森本真史、金澤健司、佐藤大樹、北村春幸、長江拓也、福山國夫、梶原浩一、井上貴仁、中島正愛	広島大学 2008年度日本建築学会大会（中国）	2008年9月	国内

学会誌・雑誌等における論文掲載

なし

マスコミ等における報道・掲載

なし

(f) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

1) 特許出願

なし

2) ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成 21 年度業務計画案

平成 21 年度実施する E-ディフェンスによる震動実験から、入力エネルギーと制振機構のエネルギー吸収の関係を定量評価する。また、その実験データを整理・分析し、地震動による建物への入力エネルギーに対応する工学量として、累積塑性変形倍率を用いた制振機構の性能評価を行う。

さらに、E-ディフェンスによる震動実験に用いる試験体について、試験体製作時から震動実験終了までの微振動測定データの整理分析を行い、微動計測による損傷評価法の高度化を図る。