

震動台実験の概要と弾性応答特性

- 実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その1 -

EXPERIMENTAL PROCEDURE AND ELASTIC RESPONSE CHARACTERISTICS
OF SHAKING TABLE TEST

- Complete collapse test of full-scale 4-story steel building Part 1 -

吹田 啓一郎^{*1}, 松岡 祐一^{*2}, 山田 哲^{*3}, 島田 侑子^{*4}
多田 元英^{*5}, 笠井 和彦^{*6}*Keiichiro SUITA, Yuichi MATSUOKA, Satoshi YAMADA,
Yuko SHIMADA, Motohide TADA and Kazuhiko KASAI*

A shaking table test on a full-scale steel building was conducted at the E-Defense to evaluate structural and functional performance of the building under design-level ground motions and the safety margin against collapse under exceedingly large ground motions. The specimen is a 4-story moment resisting frame designed and constructed according to the current Japanese code. This paper presents the outline of the experimental plan including the design of a specimen and shaking table test results under elastic range. The elastic response characteristics regarding stiffness, restoring force and damping of the specimen are examined comparing with structural design properties.

Keywords: Steel building, Full-scale test, Shaking table, Elastic response, Elastic stiffness, Damping characteristics

鋼構造建物, 実大実験, 震動台, 弾性応答, 弾性剛性, 減衰特性

1 序

鋼構造建物に対する現行の耐震設計では, 安定した履歴挙動を期待できる部材と接合部を設計し必要な耐力と塑性変形能力を付与することで建物を崩壊させずに安全を確保している. その妥当性は地震被害による教訓^{例え¹⁾}や多くの研究で理論や実験により解明された構造要素の挙動^{例え²⁾}に基づいて確認されている. また, 建物全体の挙動を捉えた研究として山之内³⁾や松宮⁴⁾が実大多層鋼骨組に対して大変形領域での実験を行い, 数値解析も交えて検討を行っている. だが, 設計の想定を超える過大な変形領域での繰返し変形に伴う部材の劣化や接合部の破断といった構造要素の破壊と, 建物の倒壊との関連性についてはまだ十分に明らかにされておらず, 依然として関心は高い. 例えば H. Krawinkler⁵⁾は 1/8 縮小骨組の完全崩壊を模した振動台実験に基づいて部材劣化挙動の不確定性を考慮した崩壊可能性の予測を試みている. しかしながら構造物が完全崩壊に至る過程に着目したとき, 様々な破壊現象には接合詳細まで再現した実大の試験体によらねば実験的に再現することが難しい点もあり, その実施は容易ではない.

本研究はこのような背景を受けて (独) 防災科学技術研究所の実

大3次元震動破壊実験施設 (E-ディフェンス) において実施された震動台実験であり, 2005 年から実験計画の策定と試験体建物の設計⁶⁾, 実験手法の予備検討⁷⁾, 応答挙動の事前解析⁸⁾を行い, 2007 年9月に実施された. 本研究の目的は現行の耐震設計基準に従って設計・施工された実大の4層鋼構造建物を対象に, ①設計レベルの入力に対する非構造材も含めた建物の構造性能や損傷, ②設計レベルを超える入力により完全な崩壊すなわち自重支持能力の喪失に至るまでの過程と安全余裕度, ③非構造材の損傷による建物機能性の限界を明らかにし, また大変形挙動を予測する数値解析法の精度を検証することである.

本論文はその第1報として, 実験方法の概要を説明すると共に, 鋼骨組が弾性に留まるレベルの実験から得た試験体建物の応答特性を明らかにする. 即ち事前検討を踏まえて完全崩壊実験に供された試験体の設計における考え方, 計測や加振方法などの実験手法の概要を説明する. また, 鋼骨組が弾性挙動を示す入力レベルまでの実験結果を示し, その応答特性の分析を通じて非構造材も含めた鋼構造建物全体の特性を設計で想定する鋼骨組と対比させて考察する.

注: 本論文の一部は2008年6月本会近畿支部研究報告集・第48号構造系にて報告済である。

^{*1} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)^{*2} 独立行政法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 研究員^{*3} 東京工業大学建築物理研究センター 准教授・博士(工学)^{*4} 東京工業大学大学院 博士課程・修士(工学)^{*5} 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 教授・博士(工学)^{*6} 東京工業大学建築物理研究センター 教授・Ph.DAssoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.
Researcher, Hyogo Earthquake Engineering Research Center, NIED

Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

Prof., Division of Global Architecture, Osaka Univ., Dr. Eng.

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

2 実験概要

2.1 試験体の設計方針

本実験の対象は新耐震設計法に基づいて設計された一般的な中低層鉄骨造建物である。架構は4階建の純ラーメン構造で、柱は角形鋼管、梁はH形鋼、柱梁接合部は通しダイアフラム形式、柱脚は露出形式とした。1次設計用地震力に対しては層間変形角1/200以下とし、許容応力度設計を行った。2次設計はルート3で保有水平耐力を確認し、全体崩壊形のメカニズムを形成するよう「冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」¹⁰⁾の部材耐力比の規定を満足させた。設計荷重を超えるレベルの地震力で完全崩壊するシナリオとして、事前の応答解析¹¹⁾から2つの可能性が考えられた。即ち、柱が健全でかつ早期に梁端接合部に破断が生じる場合には、震動台の加振能力で崩壊させることが困難であり、逆に梁端接合部の破断防止が有効で大きな塑性変形能力を有し、かつ柱が早期に局部座屈による耐力劣化域に入る場合には、崩壊に至る可能性が高くなる結果が得られた。そのため、試験体の柱には実設計で使用される中で幅厚比の大きな部材を用い、梁端部は破断しにくい接合詳細を採用した。

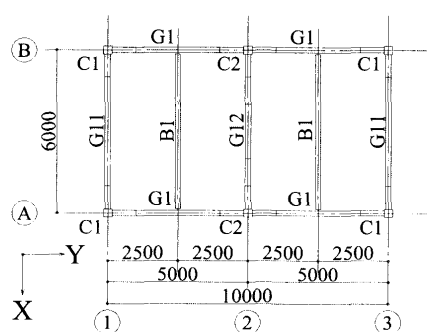
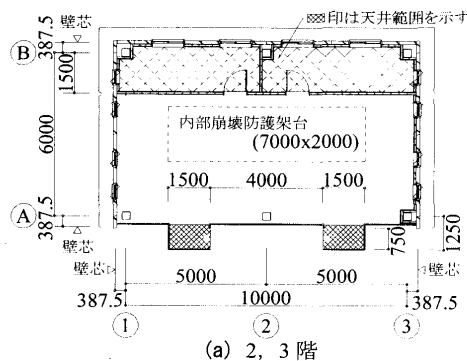
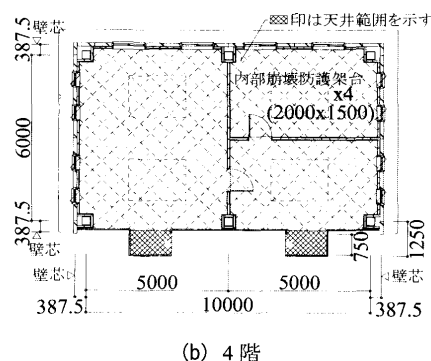


図1 梁伏図 [単位:mm]

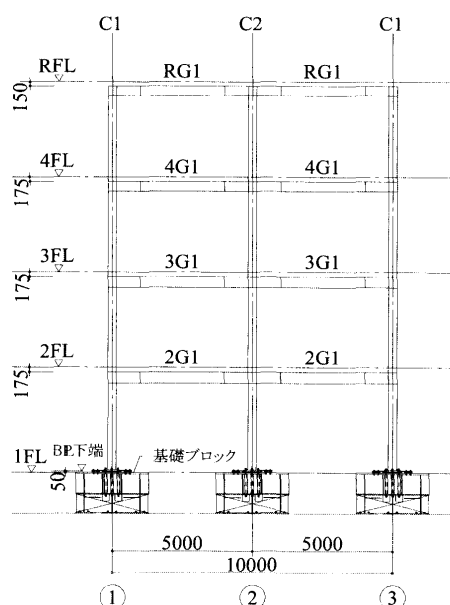


(a) 2, 3階

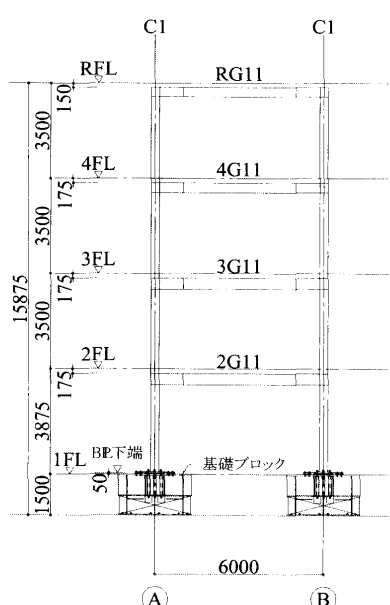


(b) 4階

図2 平面図 [単位:mm]



(a) A, B 通り



(b) ①, ③ 通り

図3 試験体軸組図 [単位:mm]

2.2 試験体の設計

図1に梁伏図、図2に平面図、図3に軸組図、写真1に外観を示す。平面は短辺(X)方向が1スパン6m、長辺(Y)方向が2スパン10mで、高さは約14mの純ラーメンである。柱、梁の断面と鋼種を表1に示す。前述の設計方針により、柱は幅厚比が33.3で種別がFBの断面とし、梁は塑性変形能力の高いFAの断面を用いた。この骨組に対して文献10)に示された(1)式で定義する「はりパネル複合型崩壊に対応した柱の耐力比」 γ_k を計算すると次の値を得る。

$$\gamma_k = \frac{\sum M_{pcj}}{\sum [\min(\alpha_n M_{pbj}, \beta_n M_{ppj})]} \quad \dots(1)$$

ここで M_{pcj} , M_{pbj} , M_{ppj} はそれぞれ層の第 j 節点における上下柱の全塑性モーメントの和、左右梁の全塑性モーメントの和、柱梁接合部パネルの全塑性モーメントであり、 $\alpha_n (=1.5)$, $\beta_n (=1.3)$ は柱梁耐力比と柱パネル耐力比に対する割り増し係数、 Σ は層における各節点の和を表す。また、降伏点には鋼材の基準強度を用いている。

X 方向(短辺)ー 4 層: 2.13(G) 3 層: 1.48(P) 2 層: 1.48(P)

Y 方向(長辺)ー 4 層: 1.96(G&P) 3 層: 1.60(G&P) 2 層: 1.48(P)

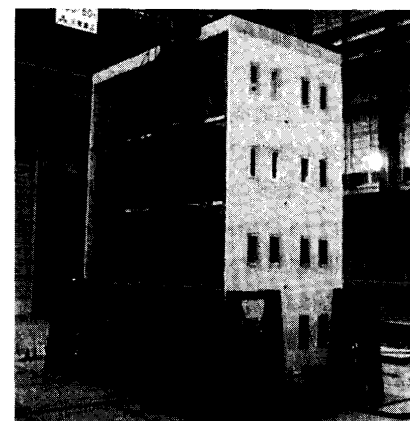


写真1 試験体外観

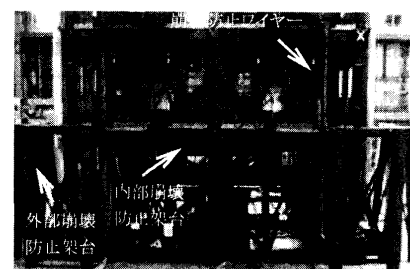


写真2 崩壊防止架台と崩壊防止ワイヤー

ここで、() 内の記号 G は全ての節点が梁降伏、P は全ての節点がパネル降伏、G&P は中柱の節点がパネル降伏しかつ側柱の節点が梁降伏したメカニズム、を表す。いずれの層も 1.48 より大きく、この指標による判定は、梁またはパネルの降伏による全体崩壊形と判断される。

設計に際して静的増分解析を行った。この解析の主な条件として、①外力分布は表2の設計用地震力分布による ②鋼材の降伏点は基準強度（規格下限値の 1.1 倍）③材料特性は歪硬化係数 1/100 のバイリニア型 ④柱梁接合部パネルを考慮 ⑤柱脚の回転剛性を考慮 ⑥梁の曲げ耐力には床スラブの合成梁効果を見逃す ⑦梁の曲げ剛性には「各種合成構造設計指針・同解説」¹⁾による正曲げ時の合成梁の剛性と鉄骨断面の剛性の平均値を等価剛性として用いた。得られた解析結果による層せん断力 Q - 層間変形角 R の関係を図4に破線で示し、また各層の初期剛性と水平耐力を表3に示す。保有水平耐力（試験体の最大層間変形角が 1/50 に達した時点での耐力） Q_u は必要保有水平耐力 Q_{un} の 1.26 ~ 1.51 倍である。

次に試験体各部の詳細を示す。柱梁接合部の詳細を図5に示す。梁端の早期破断を防止するためにノンスカラップ工法を採用し、エンドタブには固形タブを用い、溶接詳細と施工法は JASS6 に従っている。柱梁接合部パネルは柱と同じ断面とし、許容応力度設計で外力に対して十分耐え得ることを確認した。

柱脚の詳細を図6に示す。柱脚は厚さ 50mm のベースプレート（SN490C）とアンカーボルト M39（8-ABR490）によって構成される。アンカーボルトの降伏で決まる柱脚の曲げ耐力を柱の耐力より十分大きくして、柱の塑性化が先行する設計としている。ベースプレートは震動台上に固定された鋼製基礎ブロックとの間にモルタル層（厚さ 50mm）を挟んで緊結した。アンカーボルトは 1 本あたり約 100kN（降伏軸力の 30%）の導入張力を目標に管理して締め付けた。またベースプレートの横滑りを防止するため四周にシアキーを設置した。

1 階は床を省略し、2 ~ 4 階の床は高さ 75mm、板厚 1.2mm のデッキプレートに等厚部 100mm の鉄筋コンクリートスラブを打設した合成デッキスラブとした。梁とはスタッドボルト（φ19、長さ 110mm）で接合して完全合成梁となるように設計されている。屋根は厚さ 150mm の鉄筋コンクリートスラブであり、周囲に高さ 500mm のパラペットを有する。

非構造材については、A 通り構面以外の 3 構面で全層にわたり ALC 版外壁を縦壁ロック工法で設置し、各階の外壁にガラス窓を設けた。2 ~ 4 階では内部に軽量鉄骨下地の間仕切り壁で仕切られた小部屋を作り、耐火被覆材、吊天井、鋼製ドアを設置した。4 階は全面に天井を張るなど、内装の割合が他に比して大きく設定されている。また A 通り側には仮設階段を取り付ける踊り場が設置

表1 部材断面と鋼種

階	G1 (SN400B)	G11 (SN400B)	G12 (SN400B)	B1 (SS400)	層	C1,C2 (BCR295)
R	H-346×174×6×9	H-346×174×6×9	H-346×174×6×9	H-346×174×6×9	4	□-300×300×9
4	H-350×175×7×11	H-350×175×7×11	H-340×175×9×14	H-350×175×7×11	3	□-300×300×9
3	H-396×199×7×11	H-400×200×8×13	H-400×200×8×13	H-350×175×7×11	2	□-300×300×9
2	H-400×200×8×13	H-400×200×8×13	H-390×200×10×16	H-350×175×7×11	1	□-300×300×9

注) 4G12 は H-340×250×9×14 から切り出し 2G12 は H-390×300×10×16 から切り出し

表2 設計用地震力

層	Z	T [s]	R _t	W _i [kN]	Σ W _i [kN]	a _i	A _i	C ₀	C _i	Q _i [kN]
4				587	587	0.29	1.58		0.32	186
3	1.0	0.42	1.0	474	1060	0.53	1.32	0.2	0.26	280
2				478	1538	0.76	1.14		0.23	352
1				481	2019	1.00	1.00		0.20	404

注) W_i は設計時概算重量を示す

表3 各階重量

階	重量 [kN]
R	631.5
4	476.5
3	473.0
2	474.5

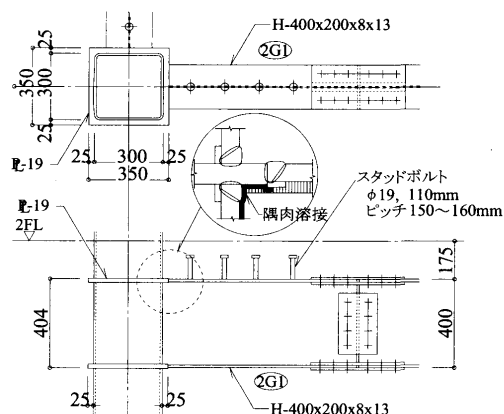


図5 柱梁接合部詳細図 [単位:mm]

表3 保有水平耐力

X	1次設計		2次設計				実測値	
層	Ka [kN/mm]	Ds	Qud [kN]	Qun [kN]	基準強度			
4	17.1	0.30	928	278	350	1.26	448	1.61
3	19.6	0.25	1397	349	527	1.51	674	1.93
2	21.8	0.25	1758	440	663	1.51	847	1.93
1	23.1	0.30	2019	606	761	1.26	972	1.60

Y	1次設計		2次設計				実測値	
層	Ka [kN/mm]	Ds	Qud [kN]	Qun [kN]	基準強度			
4	25.0	0.30	928	278	412	1.48	454	1.63
3	22.3	0.30	1397	419	621	1.48	683	1.63
2	24.1	0.30	1758	527	781	1.48	859	1.63
1	24.2	0.30	2019	606	897	1.48	986	1.63

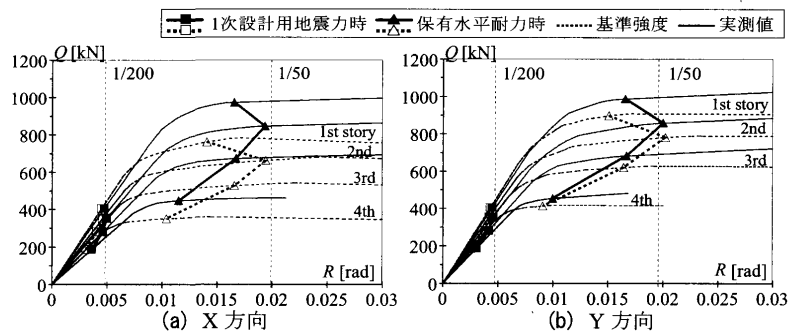


図4 増分解析による各層の層せん断力-層間変形角関係

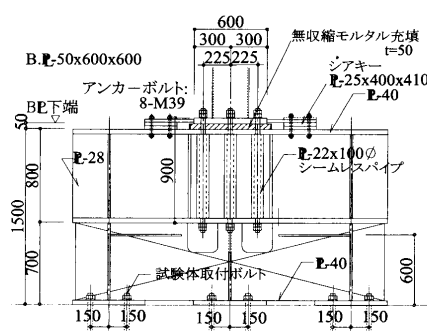


図6 柱脚部詳細図 [単位:mm]

されているが、加振の際は階段を撤去した。

試験体が完全に崩壊する手前で変形を止めて震動台を保護するために、試験体周囲に鋼製の外部崩壊防止架台(写真2)、震動台上と2～4階の床上に内部崩壊防止架台、1, 2 層の外側構面の各スパンに対角に崩壊防止用ワイヤー(写真2)を設置した。内部崩壊防止架台は震動台及び各階の床梁に緊結し、計測器を設置する架台と積載荷重を兼ねている。実施設計図面に基づく積算から得た各階重量(鋼部材を含む)を表4に示す。1 階も含めた積算総重量は 2113kN であり、試験体全体をクレーンで吊り上げた際の総重量約 2100kN とほぼ等しい。以後の検討では各層の重量に表4の値を用いる。

試験体に使用した鋼材の引張試験結果を表5、コンクリートの圧縮試験結果を表6に示す。梁材の降伏点の実測値(以下実測値)は基準強度に対して 1.26～1.42 倍であるのに対し、柱は 1.13 倍であった。この実測値から得られる γ_k は以下の通りである。ここで、柱に2種類の鋼材を用いた層では、それらの降伏点実測値がほぼ等しいので平均値を用いた。

X 方向(短辺)ー 4 層: 1.86(G) 3 層: 1.48(P) 2 層: 1.47(P)
Y 方向(長辺)ー 4 層: 1.84(G&P) 3 層: 1.49(G&P) 2 層: 1.48(P)

表5 鋼材の機械的性質

断面	位置	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]
梁	H-340×175×9×14	フランジ	309
		ウェブ	355
	H-346×174×6×9	フランジ	333
		ウェブ	382
	H-350×175×7×11	フランジ	302
		ウェブ	357
	H-390×200×10×16	フランジ	297
		ウェブ	317
柱	H-396×199×7×11	フランジ	311
		ウェブ	369
	H-400×200×8×13	フランジ	326
		ウェブ	373
	□-300×300×9	2～4層	332
		1, 4層	330
	ベースプレート(PL-50)		378
	アンカーボルト(M39)		336

表6 コンクリート強度

階	圧縮強度 [N/mm ²]
R	35.9
4	27.5
3	28.8
2	33.5

注)実験時強度

表7 計測項目一覧

計測機器	計測位置	点数	備考
歪ゲージ	柱	384	8点×2断面×6部材×4層
	梁	180	5点×2断面×7部材×2層(1, 2層)
	アンカーボルト	24	4点×柱6本
加速度計	震動台	15	直交3方向×5カ所
	各階床上	60	直交3方向×5カ所×4階
	防護架台	8	水平2方向×4階
速度計	天井*	14	水平2方向×7カ所
	震動台	2	水平2方向
	各階床上	8	水平2方向×4階
変位計	層間変形	48	3方向×5カ所×2層(1, 2層)
	柱端回転角	36	3点×2カ所×柱6本(1層)
	梁端回転角	48	2点×2カ所×6部材×2層(2, 3階)
	柱梁パネルせん断変形	12	2点×3カ所×2層(2, 3階)
	基礎ブロック水平変形	12	水平2方向×柱6本
	柱脚回転・浮き上がり	24	4点×柱6本
	ALC版変位*	32	4点×4パネル×2層
	窓枠開口補強材*	2	2点×1カ所×1層
	扉枠せん断変形*	6	2点×1カ所×3層
	間仕切り壁変位*	26	端部18点, 面内4点, 面外4点(2～4層)
圧力計	材間の圧力*	4	ALC版と間仕切り壁2点×2カ所(2～3層)
	合計	945	(*)印は非構造部材に関する計測

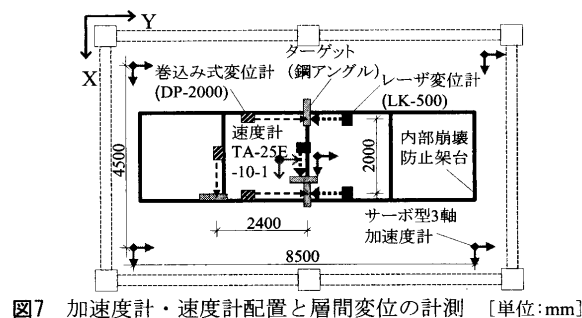


図7 加速度計・速度計配置と層間変位の計測 [単位:mm]

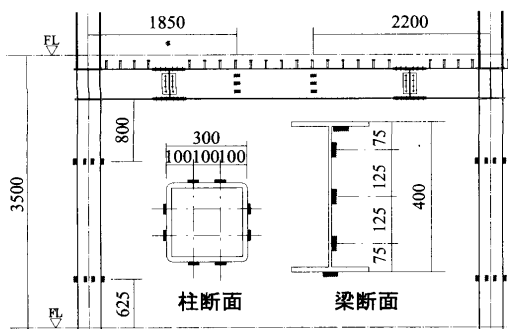
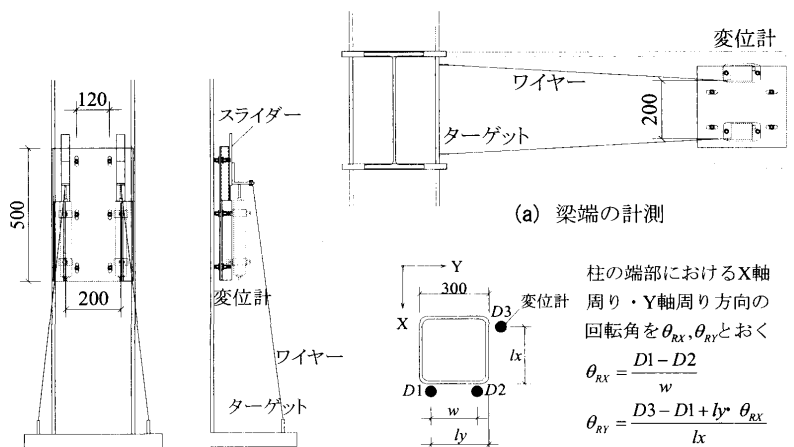


図8 歪ゲージ貼付位置 [単位:mm]



(b) 柱端の計測

図9 部材端回転角 計測方法 [単位:mm]

(c) 柱端回転角の算出

鋼部材に作用する力は歪計測値から算定した。図8に柱・梁の歪計測位置を示す。柱では各層の弾性に留まる2つの断面に対して、1断面あたり8枚の歪ゲージを貼付した。この歪計測値から各断面の軸力、曲げモーメントを算出し、2つの断面の曲げモーメントから柱に作用するせん断力を求めた。梁では継手や接合部の影響を受けずに弾性に留まる2つの断面に対して、1断面あたり5枚の歪ゲージを貼付した。文献13)を参考にスラブ等厚部の中心位置にスラブの軸方向合力が作用するとし、合成梁の軸力を0とみなして断面位置の曲げモーメント、更に梁端の曲げモーメントを求めた。

各層の層間変位は、内部崩壊防止架台の上部に固定した変位計と上階の大梁下端に固定したターゲットとの間で計測した。図7に示すようにレーザー変位計LK-500(KEYENCE製)をX方向に1台、Y方向に2台の計3台設置し、変位計測値からX・Y方向の層間変位とZ軸周りの回転角を得た。また別系統として巻込み式変位計DP-2000(東京測器製)を同様の配置で計3台設置し、計測方向に直交する方向の変位を考慮してX・Y方向の層間変位とZ軸周りの回転角を算出した。

部材端回転角の計測方法を図9に示す。部材の端部から梁は1800～2200mm、柱は約1300mm離れた、部材が弾性に留まると想定される位置に複数の変位計を設置して材軸方向変形を計測し、部材端回転角を求めた。梁は図9(a)に示す配置で2つの変位計から強軸周りの回転を、柱は図9(b)に示す配置で3つの変位計を用い、図9(c)に示す方法で2方向の回転を算出した。これらの計測には巻込み式変位計DP-1000D、DP-500D、バネ式変位計CDP-100(以上東京測器製)、DTH-A-100(共和電業製)、インダクタンス式変位計M-11-200S(日本特殊測器製)を使用した。巻込み式以外の変位計はスライダーとバネを使った治具により変形追従性を確保した。柱梁接合部パネルのせん断変形角は、A通り構面の2、3階床梁位置でパネルの対角方向に設置したインダクタンス式変位計M-11-40S(日本特殊測器製)及びDTH-A-50(共和電業製)の計測値から算出した。

上記以外に、内部崩壊防止架台上に設置した加速度計により、層間変位の計測に影響を及ぼす有害な振動が架台に生じていないことを確認した。また柱脚については、アンカーボルトが離開していないことをボルト表面に貼付した歪ゲージで確認し、基礎ブロックの水平ズレ、柱脚の回転や浮き上がりが生じていないことをそれぞれ変位計を設置して確認した。

上記の計測は全て試験体完成後に始めたので、鉛直荷重による初期値は含まず加振による応答だけが計測される。サンプリング周波数は1000Hzとし、結果の検討には9点の移動平均をかけた後に100Hz刻みで抽出したデータを使用した。

2.4 加振

加振には1995年兵庫県南部地震JR鷹取駅記録¹⁴⁾(以下鷹取)を用い、X方向にEW成分、Y方向にNS成分、Z方向にUD成分を入力した。各軸の正の向きはW、S、Uの向きに該当する。この波は事前解析で得られた試験体の1次固有周期よりやや長周期側に顕著な応答のピークがあり、試験体の塑性化に伴ってより大きなエネルギーが投入されると考えられ、本試験体にとっては崩壊実験に適した入力波と判断できる。本実験における加振リストを表8に示す。加振レベルは原波に対する加速度の倍率(%)で表す。加振レベルを

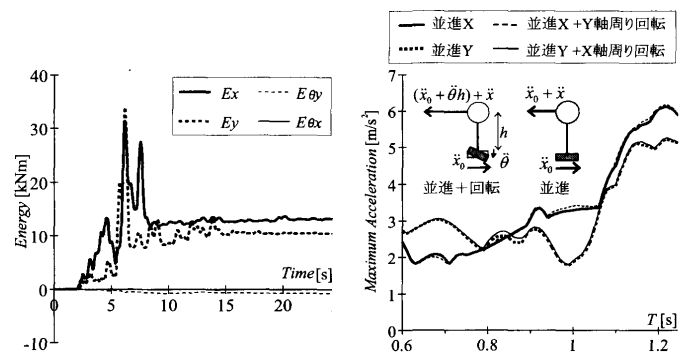
上げる度に、事前に低レベルのホワイトノイズを入力して試験体固有周期等を確認した。また震動台は地震波をそのまま制御信号とする基本制御で加振した場合、加振レベルの増大に伴い震動台の回転が顕著となり、地震波の再現性が損なわれて地震のエネルギーが十分試験体に投入されないことがある¹⁵⁾。このため、20%以上の加振レベルでは、入力補償制御と称して、入力波の再現性を高めるために調整した波を作成して加振を行った。その効果を確認するために20%加振の計測から得た震動台の回転の影響を図10に示す。図10(a)のエネルギーの時刻歴を見ると、X・Yの並進方向による入力エネルギー E_x 、 E_y に対して、Y軸周り・X軸周りの回転成分による入力エネルギー $E_{\theta y}$ 、 $E_{\theta x}$ は5%以下と非常に小さい。また、試験体をその約2/3の高さ(床10m)に全重量が集中した1質点系とみなし、震動台の回転角加速度による水平方向の加速度 $\ddot{\theta}h$ を考慮した場合の応答と、その影響を考慮せず並進成分のみ受けた場合の応答の違いを図10(b)に加速度応答スペクトル(減衰定数5%)で示す。2つのスペクトルの差はX・Y方向共に十分小さく、震動台の回転によるエネルギーのロスは無視できる程度であると判断される。他の加振レベルでも同様の結果を得ている。

震動台上の加速度計測値から得た速度応答スペクトルで入力波の再現性を確認する。一例として60%加振のスペクトル(減衰定数5%)を図11に示す。実験値と目標値を比較すると、試験体の加振結果による1次固有周期(図中点線)付近で概ねよい対応を示しており、他の加振レベルでも同様の結果を得た。

次に震動台上で計測した最大速度を表9に示す。20%加振では台上速度は0.25m/s、40%加振では0.5m/sに至り、それぞれ超高層建物の設計におけるレベル1、レベル2に相当する。更に大きい加振レベルでの台上速度をみると60%加振、100%加振はそれぞれレベル2の1.5倍、2.6倍の入力に相当する。本報では試験体骨組が弾性範囲に留まる20%までの結果について報告することとし試験体が塑性化する40%加振以降の結果については次報で報告する。

表8 加振リスト

加振レベル	制御方法	試験体状態
5%	基本制御	弾性
10%	基本制御	
12.5%	基本制御	
20%	入力補償	
40%	入力補償	弾塑性
60%	入力補償	
100%	入力補償	崩壊



(a) エネルギー時刻歴の比較 (b) 加速度応答スペクトルの比較
図10 震動台の並進挙動に占める回転成分の影響(20%加振)

3 実験結果

3.1 計測方法の検証

計測された層間変位の信頼性を確認するために、レーザー式変位計と巻込み式変位計の計測値から算出した層間変位を比較する。一例として 20%加振の 1 層の結果を図12に示す。X・Y 方向共に 2 つの計測方法による結果はよく一致している。以後、レーザー式変位計の計測による値を層間変位として用いる。

試験体に生じる層せん断力には、加速度計測値から算出した上層に作用する慣性力の和と、柱の歪計測値から算出した柱せん断力の和の 2 種類がある。本論では前者を建物の層せん断力 Q_{bu} 、後者を骨組の層せん断力 Q_{fr} と呼んで区別する。一例として 20%加振の 2 層における両者の比較を図13に示す。この違いは各層に見られ、詳細については3.2節で考察する。

3.2 試験体の応答概要

震動台上の加速度と最上階の応答加速度から得られた伝達関数より求めた試験体の 1 次固有周期を表10に示す。鋼骨組が弾性に留まる 20 %加振までの固有周期は X 方向は 0.82s でほとんど変化しておらず、Y 方向は入力が増大に対応して 0.74s ~ 0.78s とわずかに変化する程度である。この値は設計時の解析による剛性 K_a から求まる 1 次固有周期 0.90s よりやや短い。しかし事前の微小加振（ホワイトノイズ）の結果までを含めてみると、応答が小さい範囲では固有周期がやや短くなる傾向が見られた。図14に弾性範囲の全ての加振の 1 次固有周期と 1 層の最大層間変形角の関係を示す。ここで □ は表8に示されている主要な加振を示し、■ はそれ以外の微小加振を示す。層間変形角が 0.0012rad 未満の加振では、振幅が小さい場合に周期が短い方にばらつく傾向があるが、それ以上の加振では X・Y 方向共に最大振幅が約 0.002 ~ 0.005rad の範囲で固有周期にほとんど変化は見られなかった。

試験体各層の最大層間変形角の推移を図15に示す。5 ~ 20%加振では加振レベルと変形量がほぼ比例しており、X 方向と Y 方向で層間変形の値に大きな違いは見られなかった。レベル 1 に相当する 20%加振における最大層間変形角は X 方向で 0.0055rad、Y 方向で 0.0053rad であり、この加振ではじめて層間変形角が 1/200 を超えた。設計時の静的解析において、最大層間変形角が 1/200 に至った時点の層間変形角分布を図15に併せて示す。実験結果は解析結果と比較して 1 層の変形が小さく 2 層の変形が大きい。これはアンカーボルト締め付けによる柱脚の固定度が回転バネを考慮した解析モデルの設定よりも大きく、剛接合に近かったことが影響したと考えられる。

図16に 20%加振による各層の層せん断力 Q_{bu} と層間変形角 R の関係を示す。上層はほぼ弾性であったが、X 方向の 1, 2 層、Y 方向の 1 ~ 3 層に若干の非線形性が見られる。歪計測値から推定される鋼部材の歪はいずれも弾性範囲に留まっているので、この非線形性は鋼部材以外の非構造部材などによる影響と考えられる。

表11に建物の層せん断力 Q_{bu} から算出した 5 ~ 20%加振の最大層せん断力係数を示す。12.5%加振の Y 方向で、1 層の最大層せん断力係数はほぼ 0.2 となり、これは 1 次設計用ベースシアの値に相当する。レベル 1 相当の 20%加振の最大層せん断力係数は Y 方向で 0.31 と 1 次設計ベースシアの 1.6 倍であり、この加振までは概ね加振レベルと最大層せん断力係数が比例関係にある。

5 ~ 20%加振における層せん断力の実験値から最大層せん断力係

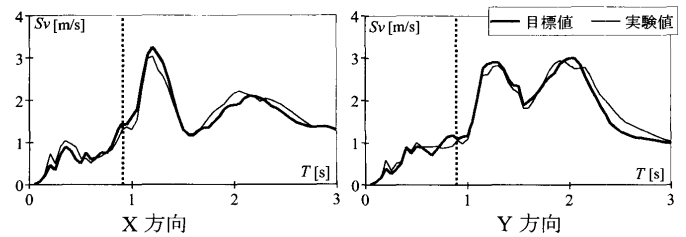


図11 震動台上加速度による速度応答スペクトル (60%加振)

表9 震動台上最大速度 (単位: m/s)

加振レベル	5%	10%	12.5%	20%	40%	60%	100%
X方向	0.06	0.12	0.15	0.25	0.50	0.74	1.28
Y方向	0.07	0.14	0.17	0.26	0.51	0.76	1.28

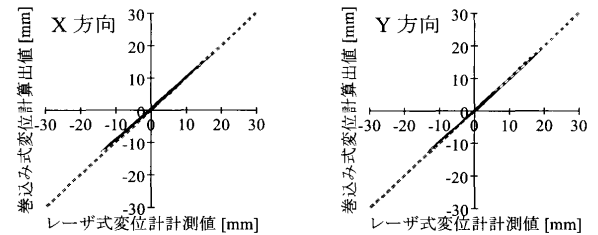


図12 計測方法が異なる層間変形の比較 (20%加振 1層)

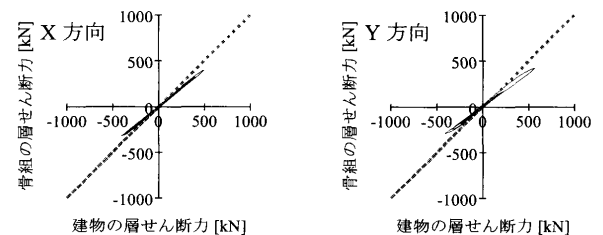


図13 計測方法が異なる層せん断力の比較 (20%加振 2層)

表10 試験体 1 次固有周期 (単位: s)

加振レベル	5%	10%	12.5%	20%
X方向	0.82	0.82	0.82	0.82
Y方向	0.74	0.76	0.76	0.78

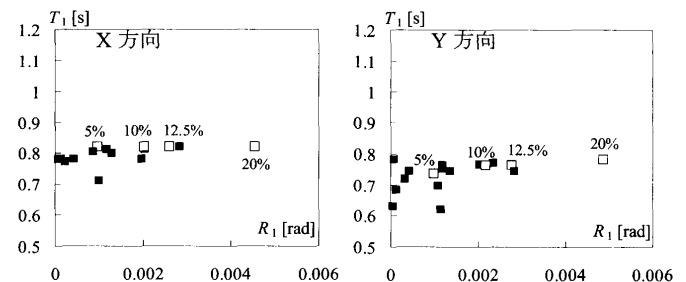


図14 1次固有周期と1層最大層間変形角

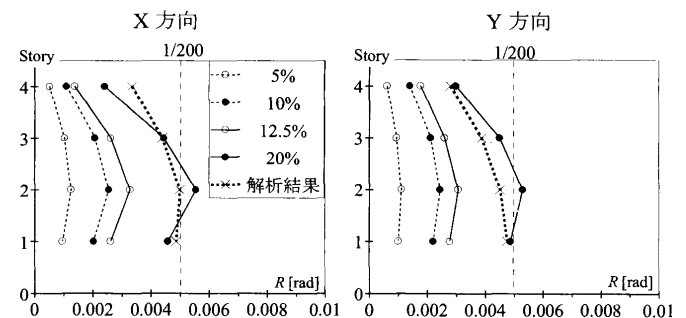


図15 最大層間変形角の比較

数を求め、これをベースシアで除した分布 $\bar{C}$ を、表2の A_i 分布と比較して示す。建物の層せん断力 Q_{bu} から得た分布 $\bar{C}_{bu}$ を図17、骨組の層せん断力 Q_{fr} から得た分布 $\bar{C}_{fr}$ を図18に示す。いずれも加振レベルによる違いはほとんど見られないが、建物の層せん断力に基づく $\bar{C}_{bu}$ の方が A_i 分布に近い。この違いは各層の層せん断力 Q_{bu} と Q_{fr} の差に起因するものである。そこで、5～20%の加振毎に Q_{bu} と Q_{fr} の最大値の比を高さ方向の分布にして図19に示す。1層で1.2倍、2層より上層で1.3～1.4倍程度の比率で Q_{bu} が大きい。層や方向によって値は異なるが、この比率は加振レベルによらず一定であることから、 Q_{bu} と Q_{fr} は加振レベルに対して同じ比率で増減していることが分かる。次に、層や方向で比率が異なる原因を見るために Q_{bu} と Q_{fr} の差の分布を図20に示す。この高さ方向の分布形状は、図15の同じ加振レベルの層間変形角 R の分布に近いことから、特に2、3層の値が大きいのは応答結果の R が大きいことによると考えられる。また、X、Yの方向による違いを比較すると、 R が同じでもY方向が大きい傾向がある。これは図2(a)に示すようにY方向の間仕切り壁量がX方向よりも多いことによると考えられる。

3.3 試験体の水平剛性

20%加振による図16の履歴曲線勾配を最小二乗法で求めた各層の水平剛性を表12に示す。表中 K_{bu} は建物の層せん断力 Q_{bu} から算出した建物全体の剛性、 K_{fr} は骨組の層せん断力 Q_{fr} から算出した骨組のみの剛性である。また K_a は断面寸法の実測値を用いた静的解析から得た骨組の弾性剛性である。層剛性の実験値を解析値と比較

表11 最大層せん断力係数

層	X				Y			
	5%	10%	12.5%	20%	5%	10%	12.5%	20%
4	0.08	0.16	0.21	0.34	0.10	0.21	0.27	0.43
3	0.08	0.16	0.20	0.33	0.09	0.19	0.25	0.42
2	0.07	0.15	0.19	0.31	0.08	0.17	0.22	0.36
1	0.06	0.13	0.17	0.28	0.07	0.15	0.19	0.31

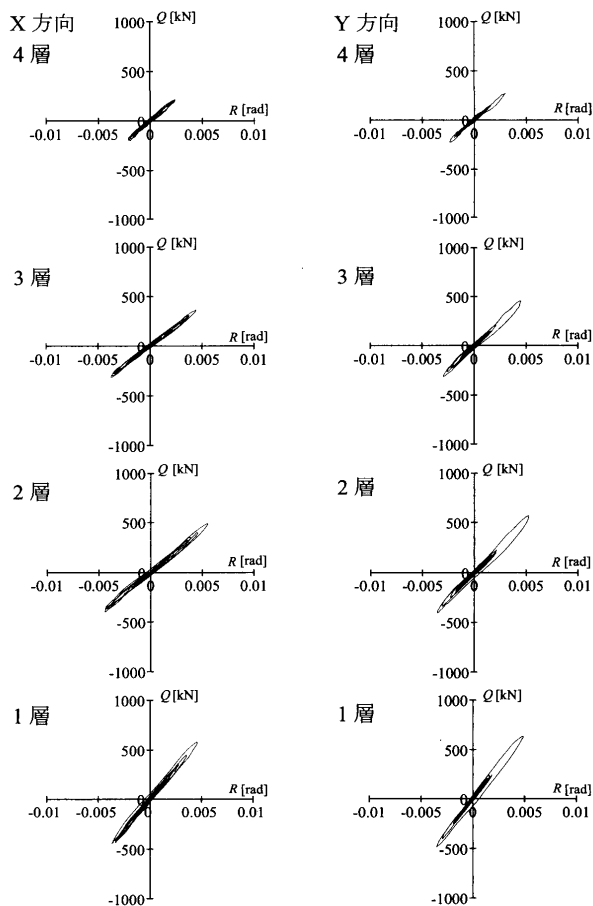


図16 層せん断力-層間変形角関係 (20%加振)

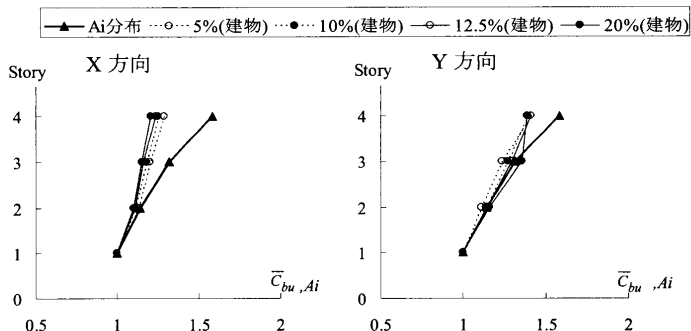


図17 A_i 分布と建物の最大層せん断力係数分布 $\bar{C}_{bu}$ との比較

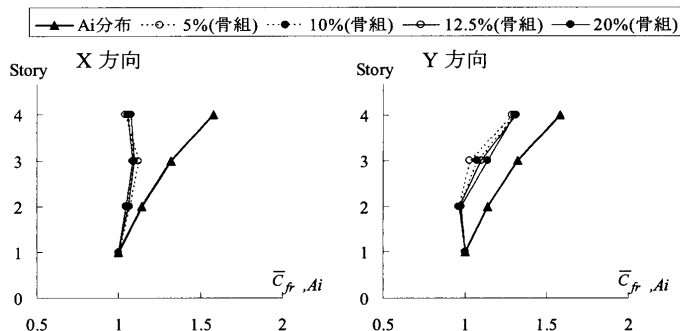


図18 A_i 分布と骨組の最大層せん断力係数分布 $\bar{C}_{fr}$ との比較

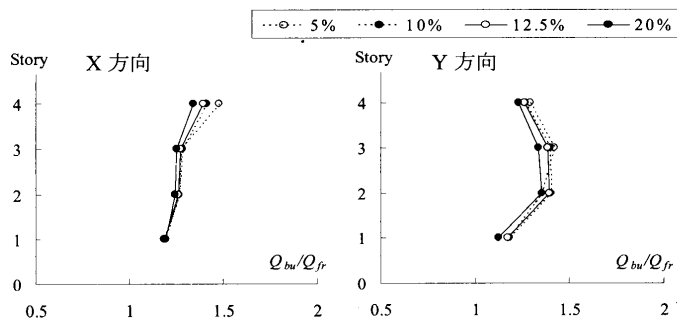


図19 建物の層せん断力 Q_{bu} と骨組の層せん断力 Q_{fr} の比

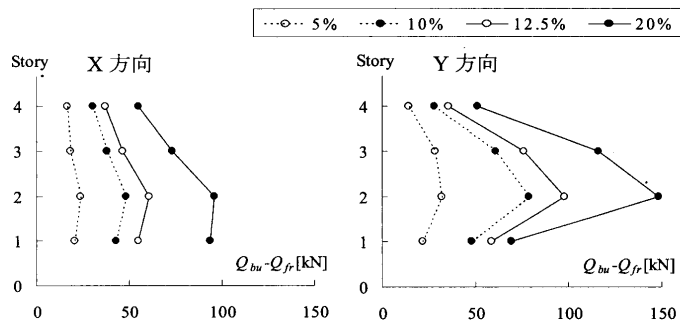


図20 建物の層せん断力 Q_{bu} と骨組の層せん断力 Q_{fr} の差

すると建物全体の剛性 K_{bu} は解析値より 1.21 ～ 1.71 倍と大きく、骨組の層剛性 K_{fr} は解析値に対して 1.00 ～ 1.28 倍の範囲であった。骨組の剛性をみると、4 層ではパラペットによる梁剛性の増加、1 層ではアンカーボルト締付力による柱脚回転剛性の増加が影響して、他の層よりも解析値との差が大きい結果になっていると考えられる。これらの影響がない 2, 3 層でみれば、解析値と実験値の差は 1.00 ～ 1.08 倍である。また建物全体の層剛性は骨組だけの層剛性よりも 1.13 ～ 1.33 倍大きい結果となり、これは非構造材の剛性が寄与していることに起因する。

3.4 試験体の減衰特性

試験体には建物を構成する部材の内部摩擦と、構造材と非構造材の取付け部や接触部での摩擦減衰が生じる¹⁶⁾。20%加振後の観察では ALC 外壁が相互に接触した痕跡と思われる粉末や、内壁仕上材と建具の接触痕などが見られ、非構造材自身の履歴にも若干の非線形挙動が生じていると考えられる。建物全体を一つの物体と考え、これらの影響を内部摩擦減衰とみなして等価減衰定数で表すことを試みた。この検討は自由振動実験と、5%～20%加振実験の2種類の実験データについて行った。

(1) 自由振動実験

5%加振を行う前に、1.7Hz, 0.062 ～ 0.059m/s² の正弦波 3 波を入力して試験体を自由振動させた。自由振動中の X 方向、Y 方向の応答の中で、比較的データの乱れが少ない 1 層の柱 A2 で計測した歪による自由振動波形を使用した。これは層間変形角が 1/1200 ～ 1/2000rad の範囲の応答による結果である。図21に得られた歪の時刻歴を示す。振幅減衰比の平均値から減衰定数 h を求めたところ、X 方向で 2.1%、Y 方向で 2.3%であった。得られた極大値の包絡線も図中に併せて示す。

(2) 加振実験

試験体全体を多質点せん断系にモデル化し、加振実験で得た応答から等価減衰定数を求めた。振動系の剛性マトリクスは前述の各層の水平剛性 K_{bu} , K_{fr} から得られる。試験体の減衰を速度に比例する粘性減衰と仮定し、層せん断力 Q_i から変位に比例する力の成分 $K_i(y_i - y_{i-1})$ を差し引いて得られる減衰力と、上下の層の速度の差 $\Delta\dot{y} = (\dot{y}_i - \dot{y}_{i-1})$ の間の比例定数を最小二乗法により求め、粘性係数 c_i とみなす¹⁷⁾。20%加振の 1 層における減衰力 $Q_{bu1} - K_{bu1}y_1$ と層間速度差 $\Delta\dot{y}_1$ の関係を図22、 $Q_{fr1} - K_{fr1}y_1$ と層間速度差 $\Delta\dot{y}_1$ の関係を図23に示す。図中の破線で示す直線は得られた粘性係数 c_i である。

各層について得られた c_i から X, Y 各方向の減衰マトリクスを作成し、これを文献 18)に基づく修正モード歪法による式(2)に代入して、1 次モードの減衰定数 h_1 を算出する。

$$h_1 = \frac{\pi\omega_1\phi^T[C]\phi}{2\pi\phi^T[K]\phi} = \frac{\omega_1\phi^T[C]\phi}{2\phi^T\omega_1^2[M]\phi} = \frac{\phi^T[C]\phi}{2\omega_1} \quad \cdots(2)$$

ここで ω_1 は 1 次固有振動数、 ϕ_1 は 1 次モードベクトルである。得られた 1 次モードの減衰定数 h_1 を加振レベルを横軸にして図24に示す。骨組の層せん断力 Q_{fr} から算出した減衰定数は、鋼骨組とこれに接合するスラブやパラペットなどの内部摩擦によるものと考えられるが、その値は X 方向で 1.3 ～ 2.4%、Y 方向で 2.0 ～ 2.6%であった。一方、建物の層せん断力 Q_{bu} から算出した減衰定数は、建物全体の構造材・非構造材すべての影響を含むと考えられる。X 方向は加振レベルの増加に伴い 2.6 ～ 4.2%に変化し、Y 方向は加

表12 層の水平剛性

X 方向	層	$K_{a'}$ [kN/mm]	K_{bu} [kN/mm]	K_{fr} [kN/mm]	$K_{bu}/K_{a'}$	$K_{fr}/K_{a'}$
	4	14.7	25.2	18.9	1.71	1.28
	3	17.3	22.7	18.2	1.31	1.05
	2	20.2	24.5	20.1	1.21	1.00
	1	21.9	32.6	27.8	1.49	1.27

Y 方向	層	$K_{a'}$ [kN/mm]	K_{bu} [kN/mm]	K_{fr} [kN/mm]	$K_{bu}/K_{a'}$	$K_{fr}/K_{a'}$
	4	17.4	25.6	20.7	1.47	1.19
	3	19.2	27.4	20.9	1.42	1.08
	2	22.1	28.7	22.3	1.30	1.01
	1	23.3	33.4	29.6	1.43	1.27

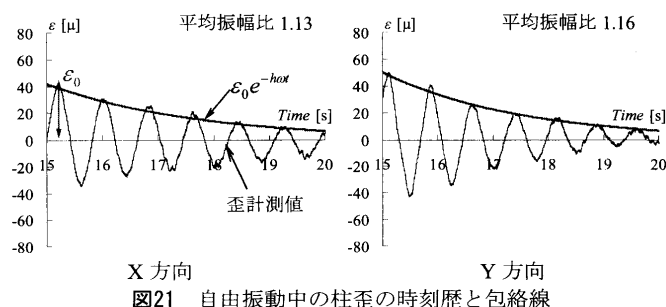


図21 自由振動中の柱歪の時刻歴と包絡線

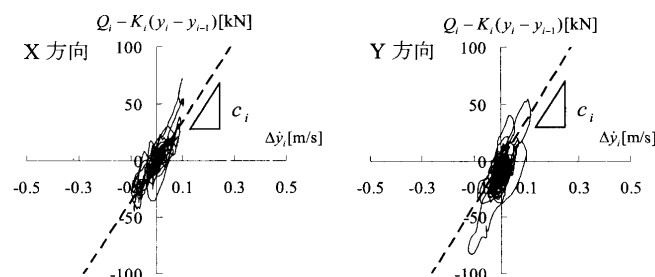


図22 建物全体の応答による c_i の推定 (鷹取 20%加振 1 層)

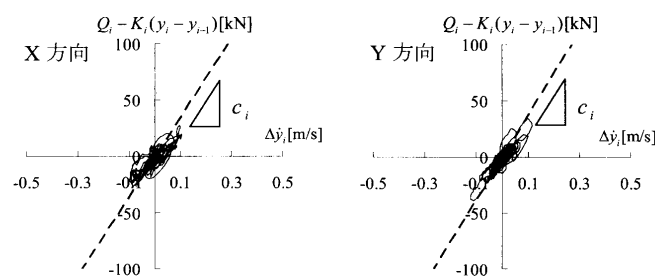


図23 骨組だけの応答による c_i の推定 (鷹取 20%加振 1 層)

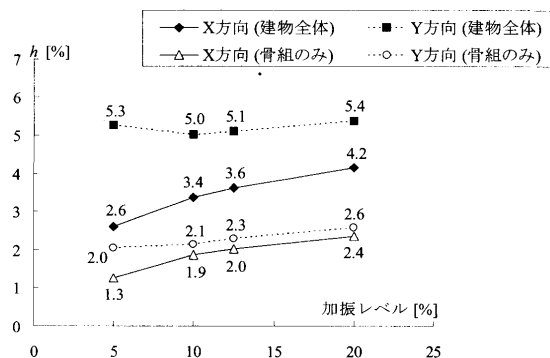


図24 加振結果から得た減衰定数

振レベルによらず 5%程度でほぼ一定であった。加振レベルの増加に伴って減衰定数が增大するのは、非構造材の摩擦減衰などが応答の増大により増えることによると考えられる。試験体の常時微動を長期モニタリングした結果¹⁹⁾からも、同様の傾向が得られている。

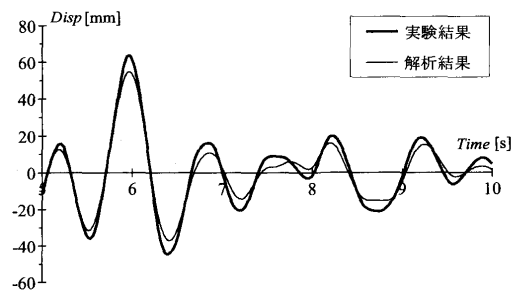
ここでは試験体の減衰を粘性減衰と仮定したが、得られた結果には以下の問題点が認められた。即ち、実験結果から得た各層の c_i , K_{bui} と質量 M_i を用いてせん断型の解析モデルを作成し、20%加振の台上加速度を入力して時刻歴解析を行い、その応答変位を実験結果と比べたところ、図25(a)に例示するように位相は一致したが一貫して 10 ~ 20%小さい結果となった。一方、前述の方法とは別に、R 階の加速度記録と台上加速度記録から求めた伝達関数を、1 ~ 3 次までと剛体モードから近似した²⁰⁾ 理論的な伝達関数でフィッティングして同定した固有振動数、減衰定数、刺激関数を用いて時刻歴解析を行ったところ、図25(b)に例示するように変位の大きさも実験結果と合致することを確認した。解析モデルの 1 ~ 3 次の固有振動数と減衰定数を、実験結果からの伝達関数に基づく同定値と比べたところ、固有振動数は両者で合致したため、 K_{bui} , M_i の値は妥当と考えられる。これに対し、前述の減衰定数は伝達関数に基づく同定値と比べ、1, 2, 3 次の順に X 方向で 2.2, 3.9, 2.8 倍、Y 方向で 1.4, 5.1, 14.4 倍とかなり高い。実験結果から得た解析モデルにおける粘性係数 c_i は、粘性ダンパーのように振動数によらず一定とする前述の方法¹⁸⁾ で求めており、高次モードの減衰定数が上昇する傾向がある。また、1 次モードの減衰定数も高い。

これらから、図22のように速度依存性が認められるものの、上述の傾向を踏まえると粘性係数 c_i の振動数依存性、そして部分的に変位依存性も現れていると考えられる。その検討のために、今後各構成要素の減衰力について詳細なデーターを構築していく予定である。

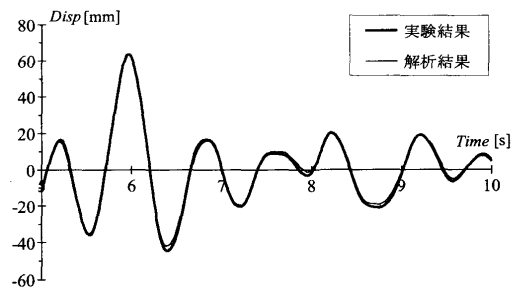
4 結

実大の 4 層鋼構造建物を対象に 3 次元地震動を入力して震動台実験を実施した。試験体と実験方法の概要を示すと共に、鷹取波を低減した地震波による主体構造が弾性応答する範囲の加震実験から、以下の知見を得た。

1. 試験体の 1 次固有周期は 5%加振（層間変形角 1/800）までは加振の振幅が小さいほど短周期側に変動する。既往の研究でも弾性応答の固有周期に振幅依存性が指摘されているが、これは比較的小さい振幅に顕著であり、層間変形角 1/500 ~ 1/200 程度では固有周期はほぼ一定となる。本実験での基本固有周期は、設計時の計算値 0.90s に対して、応答中の値は X 方向 0.82s, Y 方向 0.74 ~ 0.78s であった。
2. 慣性力から得た建物の層せん断力は、鋼骨組だけに作用する層せん断力より 10 ~ 40%大きく、この比率は加振レベルに依らず弾性応答中は一定であった。この差は主に非構造材の水平抵抗によるもので、既往の研究と同様に ALC 外壁の寄与は小さいが、本実験結果から、特に間仕切り壁の寄与が大きい点が指摘される。
3. 応答中の各層の水平剛性をみると、建物全体の剛性は骨組だけの剛性の 1.13 ~ 1.33 倍であった。鋼骨組だけの水平剛性は構造設計による計算値の 1.00 ~ 1.28 倍であるのに対し、非構造材も含めた建物全体の層剛性は、骨組だけの計算値の 1.21 ~ 1.71 倍と全体



(a) 実験結果と実験から得た値を用いたせん断系による解析結果



(b) 実験結果と伝達関数に基づく同定値による解析結果

図25 応答変位の比較例 (20%加振 R 階 Y 方向相対変位)

的に大きい値となる。

4. 試験体建物全体の減衰定数は、微小振幅の自由振動では約 2.1 ~ 2.3%であったのに対し、速度に比例するとして求めた 1 次モードの減衰定数は、鋼骨組に対して 1.3 ~ 2.6%、建物全体に対して 2.6 ~ 5.4%の値となった。この値は別に伝達関数に基づく同定により求めた減衰定数に比べて高く、応答振幅の増大に伴って増加する傾向が見られた。今後、振動数依存性や変位依存性などの特性も踏まえた詳細な検討が必要である。

謝辞

本研究は(独)防災科学技術研究所による「E-ディフェンスを活用した鋼構造建物実験研究」の実行部会（部会長：笠井和彦（東京工業大学））における崩壊 WG（主査：吹田啓一郎（京都大学）、笠井和彦・山田哲（東京工業大学）、多田元英（大阪大学）、大崎純（京都大学）、新居努（大林組）、島野幸弘（竹中工務店）、田代靖彦（日建設計）、松岡祐一・佐藤栄児（防災科研））の活動の成果である。実験にあたっては解析 WG（主査：多田元英（大阪大学））から多大なる御協力を頂いた。ここに記し感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 井上一朗, 甲津功夫, 吹田啓一郎, 多田元英, 立山英二, 田中剛, 中島正愛, 丸岡義臣, 南二三吉, 森田耕次: 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験 (その 1 ~ 5), 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 4 巻第 16 号, pp.27-104, 1997.12
- 2) 秋山 宏, 山田 哲, 松本由香, 竹内 徹, 杉本浩一: 鋼構造柱梁改良接合部の終局耐力に関する実大振動台実験, 日本建築学会構造系論文集 第 551 号, pp.141-148, 2002.1
- 3) H. Yamanouchi, M. Midorikawa, I. Nishiyama, and M. Watabe: " Seismic behavior of full-scale concentrically braced steel building structure ", J. Struct. Engrg., ASCE, 115(8), 1989, pp.1917-1929.
- 4) 松宮智央, 中島正愛, 吹田啓一郎, 劉 大偉, 周 鋒, 福本直晃: 実大鋼構造ラーメンの繰り返し載荷挙動に対して弾塑性数値解析がもつ予測精度

- ー実大 3 層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験ー, 日本建築学会構造系論文集, 第 585 号, pp.215-221, 2004.11
- 5) D. G. Lignos, F. Zareian, H. Krawinkler, "Reliability of a 4-Story Steel Moment-Resisting Frame Against Collapse Due to Seismic Excitations," Proceedings of the 2008 Structures Congress, ASCE/SEI, Paper No.250, Apr. 2008.
- 6) 笠井和彦 他 29 名: E-ディフェンス鋼構造物実験研究 その 1 〜その 15, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.697-706, 2006.9/pp.1069-1080, 2007.9
- 7) 島田侑子, 赤澤資貴, 伊藤陽介, 松岡祐一, 山田哲, 吹田啓一郎: 鋼構造小型立体骨組の崩壊挙動に関する振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 620 号, pp.125-132, 2007.10
- 8) 島田侑子 他 7 名: 実大鉄骨建物完全崩壊実験のための部材実験 その 1 〜3, 日本地震工学会大会 2007 梗概集, pp.216-221, 2007.11
- 9) 多田元英, 山田哲, 笠井和彦, 吹田啓一郎, 松岡祐一: 大型震動台による完全崩壊試験体のヒンジ法による事前平面解析, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 14 巻第 56 号, pp.51-58, 2007.12.
- 10) 日本建築センター: 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル(改訂版), 2003
- 11) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 1985
- 12) 小川厚治, 多田元英: 柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発, 第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集, pp.70-84, 1994
- 13) 松宮智央, 吹田啓一郎, 中島正愛, 劉 大偉, 周 鋒, 溝渕裕也: 大変形繰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, 日本建築学会構造系論文集 第 598 号, pp.141-147, 2005.12
- 14) 中村 豊, 上半文昭, 井上英司: 1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析 (II), JR 地震情報 No.23d, 財団法人鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部, 1996.3
- 15) 山田 哲, 前澤将男, 森 利弘, 島田侑子, 佐藤栄児, 秋山 宏: エネルギーに着目した実大震動破壊実験施設性能確認試験の評価, 日本建築学会構造系論文集 第 612 号, pp.207-214, 2007.2
- 16) 日本建築学会: 建築物の減衰, 2000
- 17) 笠井和彦, 元結正次郎, 大木洋司: 水平地震動を受ける空間構造への粘弾性ダンパーの適用と応答性状に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, pp.125-135, 2002.11
- 18) 笠井和彦, 大熊深: 振動数に依存する制振構造の等価周期・等価減衰の評価法とその精度ー弾性架構と粘弾性ダンパーやオイルダンパーをもつー質点構造における全体減衰系への置換法ー, 日本建築学会構造系論文集, 第 580 号, pp.51-59, 2004.6
- 19) 金澤健司, 桐田史生, 北村春幸, 松岡祐一: 実大 4 層鉄骨建物の完全崩壊実験 その 6 建設時から地震崩壊までの鉄骨建物の構造モニタリング, 日本建築学会近畿支部研究報告集 第 48 号・構造系, pp.457-460, 2008.6
- 20) 長松昭男: モード解析, 培風館, 1991

【付録】

試験体の重量に関しては本文中表4に示したが、部材毎に算出した重量の内訳を表付-1に示す。ここで層間に分布する部材としては鋼柱、ALC 外壁（窓を含む）、間仕切り壁（扉を含む）があり、それ以外のスラブ、梁などは各階床レベルに集中している。表4で示した各階重量は、層間に分布する重量を層毎に2等分して上下の階に加え、各階床位置での重量と仮定した値を示している。ただし、1層の下半分は除外している。表に示すように、層間に分布する重量は全部で 442.5kN であり、全体の重量 2055.5kN の 21.5%を占めている。

表付-1 試験体重量の内訳 [kN]

	床	鉄骨	外装	間仕切り壁	天井	パラペット	防護装置	跳出し床	計
R階床	459	20			12	71		2	565
4層		19	79	35					133
4階床	270	24			3		47	4	349
3層		18	73	30					122
3階床	260	32			3		47	4	347
2層		18	73	30			8		130
2階床	260	41					47	4	352
1層		27	76				12		115
合計	1248	200	302	95	19	71	162	15	2113

(2008年7月10日原稿受理, 2008年10月1日採用決定)