鉄筋コンクリート造超小型立体模型建物の振動破壊実験

超小型立体模型による建物の振動破壊性状に関する研究 (第1報)

SHAKING TABLE TESTS ON SMALL SCALED REINFORCED
CONCRETE BUILDING STRUCTURES

Response characteristics of small scaled building structures —Part 1—

隈澤文俊*, 中埜良昭**, 岡田恒男***

Fumitoshi KUMAZAWA, Yoshiaki NAKANO and Tsuneo OKADA

Recently, a size of scaled model specimens for structural tests tends to become larger and larger. A large scaled model test makes possible to obtain data similar to real structures. However, since it requires large size testing facilities and large amount of research funds, it makes difficult to execute parametric tests.

In order to establish a testing technique using extremely small scaled models to investigate the seismic behavior of reinforced concrete structures, trials to fabricate 1/15 scaled reinforced concrete structures and to conduct shaking table tests were made.

This paper describes the fabrication of the specimens and the response characteristics.

Keywords : *small scaled building, shaking table test, response characteristics, reinforced concrete, micro concrete scaled reinforcing bar*

超小型模型建物, 振動台実験, 応答性状, 鉄筋コンクリート, マイクロ・コンクリート, 極細異形鉄筋

1. はじめに

地震時における構造物の耐震性能を把握するためには, 柱・梁・壁などの部材, あるいは複数の部材により構成された部分架構に対する耐震実験のみならず, 構造物全体系を対象とした動的耐震実験を実施し, その振動性状を確認することが重要である。

構造物の振動性状を直接的に検討する手段のひとつとして, 振動台を用いた加振実験が挙げられる。これによれば地震波を用いた破壊実験が可能であり, 起振機などによる加振実験に比較すると, 地震時の構造物の振動破壊性状を把握する上で, 極めて有効な手段であるといえる。これまでに, 部材, 部分架構, あるいは構造物全体系の縮小模型を対象とした振動台実験の実施例が多数報告されているが, ここでは, 鉄筋コンクリート造 (以下, RC造) 構造物を対象とした振動台実験について概観する。

部材を対象とした振動台実験としては, 片持ち柱の実験¹⁾, 逆対称変形柱の実験^{2),3)}などが報告されており, 部分架構を対象としたものとしては, 低層部分を切り出した部分構面の実験^{4),5)}, 上層部を弾性鋼板に置換した浮き上がりを有する連層耐震壁付き構面の実験⁶⁾などが実施されている。一方, 多層骨組全体系を対象とした振動台実験としては, 構面骨組を対象としたもの⁷⁾⁻¹⁰⁾や, 複数構面を並列に連結した立体骨組を対象としたもの¹¹⁻¹⁵⁾が多く報告されている。床

スラブの協力幅などを検討する上で, 一体型の立体骨組を用いた振動台実験の持つ意味は大きいと考えられるが, この種の試験体を対象とした振動台実験の報告例¹⁶⁻¹⁹⁾はあまり多くないようである。

以上の既往の研究はいずれも縮尺モデルによるものであるが, 最近では, 技術的進歩に伴い建築物の耐震実験は大型化の傾向にあり, 実物大の建物模型を用いた振動台実験も行なわれている²⁰⁾。実物大の振動台実験はより実状に近いデータの収集を可能にする反面, 実験によるパラメトリックな研究を困難にしており, 構造物の高層化, 大型化が進む今日においては, 構造物全体の振動性状を把握するための新しい観点に立った耐震実験法, すなわち超小型で, かつその本質を見失わないような振動実験法を確立することが急務である。

本研究では, マイクロ・コンクリートおよび極細異形鉄筋を用いたRC造超小型立体模型による振動実験手法の確立を目的として, 縮尺1/15の試験体による振動破壊実験を実施した。本報告はその実験概要および結果をまとめたものである。

2. 実験概要

2.1 試験体形状および配筋

試験体はRC造壁式ラーメン構造11階建て建物を単純化したもので, 桁行方向 (加振方向) 2スパン, 梁間方向1スパンの各層2住戸平

注) 本論文の一部は既に文献22)～25)などにおいて発表している。

* 建設省建築研究所 主任研究員・博士 (工学)

** 東京大学生産技術研究所 助教授・工博

*** 芝浦工業大学工学部 教授・工博

Senior Research Engineer, Building Research Institute, Ministry of Construction, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Dr. Eng.

Prof., Faculty of Engineering, Shibaura Institute of Technology, Dr. Eng.

図1：試験体外観

図3：部材断面

図2：試験体平面および断面

面を持つ建物の1/15スケール立体模型であり、2住戸を雁行に配置した、いわゆる雁行型試験体と雁行させない標準型試験体の2体である。試験体外観を図1、試験体平面および断面を図2、部材断面を図3にそれぞれ示す。いずれの試験体も柱主筋および壁縦筋は全階通し配筋、梁主筋は7階を境に径を変更している。なお、主筋の定着長さは鉄筋の引き抜き試験により定め、梁主筋の定着はD2, D3ともに定着長さ $30d$ (d : 公称直径) のU字形配筋とした。雁行型試験体の柱・梁接合部の配筋状況を写真1に示す。

試験体の設計に際し、 A_i およびモード解析により定めた外力分布を用いた予備解析を実施し、適度な大きさのベース・シアー係数: C_B の確保(実大換算 C_B で0.275相当、床スラブ・直交壁の協力幅は同構造設計施工指針²¹⁾による)、梁崩壊形の実現、配筋の納まりなどを検討し、施工性を考慮して最終的な配筋を決定した。なお、直交壁は施工性を考慮し、床スラブは付加重量による影響を考慮し、共に厚目に計画した。

2.2 使用材料および試験体製作

鉄筋には今回の実験のために試作した極細異形鉄筋(D1, D2, D3)を用い、コンクリートには粗骨材粒径を実大に対して1/15とした(ただし、細骨材粒径は実大に対して約1/7)マイクロ・コンクリートを用いた。各鉄筋の形状はJIS規格にほぼ準拠している。標準型試験体に用いた各鉄筋の力学的性状の一例を図4、粗骨材の粒度分布

写真1：接合部の配筋状況(雁行型試験体)

を図5に示す。また、試し練りにより決定したコンクリート調合を表1、コンクリート試験結果を表2に示す。ワーカビリティを確保するため、セメント・ペーストの割合を増やしたことにより単位水量が約 300kgf/m^3 となったが、加振実験までの間、湿らせた毛布などによりコンクリート面を覆い、更にビニールシートで包むことにより十分な保湿養生を施したため、実験時には試験体に収縮亀裂は確認されなかった。なお、コンクリート打設は1層ごとの縦打ちで行なった。

図4：鉄筋の応力度－歪度関係

表1：マイクロ・コンクリート調合表

水セメント 比(%)	重 量 (kgf/m ³)			
	水	セメント	細骨材	粗骨材
78	292	372	583	861

注) AE減水剤：セメント1kgfに対して10cc

2.3 相似則

本実験において目標とした相似則および実際に採用した相似則を表3にまとめる。応力度－歪度の相似率を1とすることを目標とし、各層の床スラブに付加重量を取り付けたが、振動台の容量および住戸空間などの制約により、軸応力度の相似率は1/2（1階における平均軸応力度：9.2kgf/cm²）となった。試験体重量を表4に示す。この結果、試験体の固有周期が $1/\sqrt{2}$ 倍となったため、時間の相似率を $(1/\sqrt{15}) \times (1/\sqrt{2})$ として実験を行なった。また、層せん断力と入力震度の比を1とするため、入力加速度振幅レベルを2倍とした。

2.4 加振方法および計測方法

実験には、東京大学生産技術研究所千葉実験所に設置されている振動台（鉛直および水平1方向加振可能）を使用した。振動台の寸法は3m×3mで、7tonf载荷時で最大加速度2Gの水平加振が可能である。

表2：マイクロ・コンクリート試験結果

層数	標準型試験体			雁行型試験体		
	スラブ [°] (cm)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング率 ($\times 10^5$ kgf/cm ²)	スラブ [°] (cm)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング率 ($\times 10^5$ kgf/cm ²)
1	25.5	370.4	2.53	22.0	392.3	2.37
2	20.0	348.5	2.37	20.0	309.7	2.03
3	9.0	369.7	2.45	20.0	298.0	1.97
4	13.0	353.3	2.40	22.0	272.1	1.81
5	5.5	417.1	2.67	23.0	302.7	1.97
6	20.0	408.1	2.60	22.0	363.7	2.23
7	19.5	352.7	2.40	23.0	231.0	1.71
8	16.0	377.4	2.46	22.0	294.3	1.98
9	20.5	409.4	2.58	23.0	305.1	2.00
10	20.5	339.8	2.36	22.0	313.4	2.08
11	19.5	351.2	2.34	21.5	339.2	2.20
平均	—	372.5	2.47	—	311.0	2.03

図5：粗骨材の粒度曲線

加振は桁行方向への水平1方向入力とし、入力地震波には八戸EW波（1968年十勝沖地震八戸港湾）を用いた。入力地震波の最大加速度を40, 200, 400, 600, 800galに規準化し、相似則に従い時間軸を $1/\sqrt{30}$ （ただし、加振ステップG800-2においては $2/\sqrt{30}$ ）に圧縮し、 $(0.1 \times \sqrt{30})$ Hz以下の低周波成分および30Hz以上の高周波成分（ただし、加振ステップG800-2においては、それぞれ $(0.05 \times \sqrt{30})$ Hz以下、15Hz以上）をフィルター処理によりカットした。加振プログラムを各加振ステップにおいて1階床で記録された最大加速度と併せて表5に示す。なお、記号：GXXXは、振動台上の最大加速度目標値がXXXgalの加振ステップを示す。

計測は加振方向、加振直交方向および鉛直方向の絶対加速度、振動台からの相対変位および主要鉄筋の歪度などについて行ない、時間刻み1/200秒で磁気テープに収録した。標準型試験体の計測点位置を図6に示す。

3. 実験結果

各試験体の最終亀裂状況を図7、各加振ステップの1層の疑似層せん断力－層間変形関係を図8、最大応答値を表6にそれぞれ示す。こ

表3：相似則

		目標	実施
基本相似率	長さ	1/15	1/15
	時間	$1/\sqrt{15}$	$1/\sqrt{30}$
	力	$1/15^2$	$1/15^2$
	応力度	1	1 ^{*1}
	歪度	1	1
	重量 ^{*2}	$1/15^2$	$1/(15^2 \times 2)$
誘導相似率	慣性力	$1/15^2$	$1/15^2$
	せん断力係数	1	2
	固有周期	$1/\sqrt{15}$	$1/\sqrt{30}$
	加速度	1	2
	速度	$1/\sqrt{15}$	$\sqrt{2}/\sqrt{15}$
	変位	1/15	1/15
	部材角	1	1
	歪度速度	$\sqrt{15}$	$\sqrt{30}$

注) ^{*1}：ただし、長期軸応力度は1/2

^{*2}：付加重量を含めた総重量

ここで、各層に作用する慣性力を最上階から累計したものを当該層に作用するせん断力とみなし、疑似層せん断力と定義する。また、1層における最大疑似層せん断力を建物重量で除したものを疑似ベース・シア係数と定義する。

3.1 実験経過

各試験体の破壊性状を各加振ステップごとにまとめる。

- ・G40：標準型では、2階中柱側の梁端にひび割れが観測されたものの、両試験体ともほぼ弾性範囲の応答を示したものと推察される。
- ・G200：標準型では、2～4、7階の梁端に曲げひび割れが発生した。履歴性状から判断しても試験体が塑性化したと推察される。一方、雁行型でも、3、4、9、10階の梁端に曲げひび割れが生じた。
- ・G400：標準型では、9階以下のほとんどの梁端に曲げひび割れが

発生し、1階の隅柱柱脚および壁脚においてひび割れが観測された。また、3～8階隅柱側の床スラブに直交壁に沿うひび割れが発生し、7、8階梁端のひび割れが全梁せいにわたり伸展した。

雁行型では、目標値の7割程度の入力加速度レベルであったものの、3～10階の梁端にひび割れが発生した。入力レベルが低かったため、履歴ループの大きさも標準型に比較して小さい。

- ・G600：標準型では、2～10階隅柱側および5～10階中柱側の床スラブに直交壁に沿うひび割れが生じ、既存のひび割れも伸展した。また、1階の中柱柱脚および7階の梁端で主筋降伏が確認された。雁行型では、4～9階の梁端においてひび割れが新たに観察され、7～9階梁端のひび割れは全梁せいにわたって伸展した。また、3～7階の梁端で主筋の降伏が確認された。

- ・G800：標準型では、応答値にG600との顕著な差はなく、ひび割れもほとんど伸展がない。

表4：試験体重量

	重量 (tonf)			$\bar{\sigma}_0$
	建物	付加	合計	
標準型	0.36	2.61	2.97	9.2
雁行型	0.38	2.93	3.31	9.2

注) $\bar{\sigma}_0$ ：1階柱脚の平均軸応力度 (kgf/cm²)

表5：加振プログラム

加振ステップ	時間軸縮尺率	最大入力加速度 (gal)		
		目標値	実測値	
			標準型	雁行型
G40	1/√30	40	39	33
G200		200	213	160
G400		400	408	289
G600		600	560	593
G800		800	796	827
G800-2	2/√30	800	922	839

図6：計測点位置（標準型試験体）

a) 標準型試験体

b) 雁行型試験体

図7：最終亀裂状況

図8：復元力特性

表6：最大応答値

加振 ステップ	標準型試験体		雁行型試験体	
	C_B'	R_1	C_B'	R_1
G40	0.13	1/1,960	0.08	1/4,130
G200	0.50	1/422	0.32	1/912
G400	0.84	1/139	0.64	1/283
G600	0.89	1/119	0.69	1/240
G800	0.83	1/121	0.64	1/219
G800-2	1.10	1/22	0.96	1/37

注) C_B' ：疑似ベース・シアー係数
 R_1 ：1層層間変形角 (rad.)

雁行型では、直交壁の2階の床位置に水平ひび割れが生じ、1階の柱脚および2～10階のほとんどの梁端に曲げひび割れが生じた。

G800-2：標準型では、1階の柱脚でコンクリートが圧壊し、柱主筋が座屈・破断した(写真2)。梁下コンクリートの圧壊が2～5階の中柱側で生じ、1階中柱のせん断補強筋が脚部において破断した。主筋の破断は4,7階の梁下でも確認され、2～6階隅柱、2～9階中柱の接合部にはせん断ひび割れが生じた。直交壁外面で各階の梁下位置に水平ひび割れ、2,3階に小梁のパンチングによるひび割れ

が生じた。最終的には全梁端で曲げひび割れが確認でき、梁崩壊形が形成されたものと推察される。柱脚部のコンクリートは圧壊したが、直交壁が軸力を支持したため倒壊は免れた。

雁行型では、1階の中柱柱脚でコンクリートが圧壊し、主筋が座屈した。また、2～6階の梁下においてもコンクリートが圧壊し、同階の接合部にはせん断ひび割れが生じた。直交壁外面で各階の梁下位置に水平ひび割れ、4～6階に小梁のパンチングによるひび割れが生じた。2住戸間の直交壁の外側部分において斜めひび割れが生じた(写真3)。最終的には最上階を除く全階の梁端でひび割れが確認でき、ほぼ梁崩壊形が形成されたものと考えられる。

3.2 破壊性状

最終加振ステップG800-2による各試験体の鉄筋の降伏状況を図9に示す。雁行型試験体では2階の柱脚において降伏が観察されているが、亀裂性状などから総合的に評価すると、両試験体ともほぼ梁崩壊形が形成されたものと判断できる。また、両試験体とも梁端部のひび割れが床スラブの全幅にわたり貫通しており、床スラブの協力幅は最終的には全幅に及んだものと判断できる。直交壁には小梁の影響によるものと思われるひび割れが生じ、水平部材にも材軸方向

写真2：1階部分の被害状況（標準型試験体）

写真3：1階部分の被害状況（雁行型試験体）

力が作用したものと推察される。雁行型試験体において、2住戸の接続部分は複雑な挙動を示さなかったが、直交壁のひび割れ性状から加振方向の変形により加振直交の壁にせん断力が生じることが推察され、これは隅角部を構成する壁を設計する上で、留意すべき点として挙げられる。

3.3 歪度速度

標準型試験体の1階柱脚において、最も大きい歪度速度を記録した加振ステップG600を対象として、1階柱脚主筋の歪度速度を1層での疑似層せん断力-層間変形関係と対比させて図10に示す。ここで、歪度速度を収録ステップ間での歪度差分を収録時間刻みで除したものと、次式により定義する。

$$\dot{\varepsilon}_{i+1} = \frac{\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i}{\Delta t}$$

ただし、 $\dot{\varepsilon}_{i+1}$ ：(i+1)ステップにおける歪度速度

ε_{i+1} ：(i+1)ステップにおける歪度

ε_i ：iステップにおける歪度

Δt ：収録時間刻み

図10によると、疑似層せん断力が最大付近となる時刻においても、高い歪度速度が生じており、これは地震による動的外力が作用する場合の構造物の最大耐力を適切に評価する上で、歪度速度が加味されるべきひとつの要因となり得ることを示している。

3.4 層せん断力係数比分布

疑似ベース・シアー係数に対する最大疑似層せん断力係数比分布を図11に示す。両試験体ともほぼ弾性範囲と考えられる加振ステップG40では、外力分布を逆三角形とした場合に近い分布で、試験体が降伏する以前の加振ステップG400まではあまり差が見られない。

図10：1階柱脚主筋の歪度速度と1層復元力特性との関係（標準型試験体／加振ステップG600）

加振ステップG600については逆三角形分布では試験体上層部で過小評価となり、むしろAi分布に近くなる。しかしながら、加振ステップG800についてはAi分布でもなお評価できず、特に中層階において過小評価となる。

応答変形が大きくなり試験体の塑性化が進行すると層間性分布が変化し、せん断力分布を大きく変化させることを示している。

3.5 固有周期の変動と加速度応答倍率

標準型試験体について、加振による固有周期の変動経過を図12に示す。ここには、R階および1階で計測した、加振前後の常時微動記録および各加振ステップにおいて入力加速度が比較的大きい加振初期の2.5秒間における加速度波形のフーリエ・スペクトル比より算定した、1～3次の固有周期を示している。加振を実施するたびに試験体の固有周期が伸びている。

図9：鉄筋の降伏状況

図11：疑似層せん断力係数比分布

図12：固有周期の変動（標準型試験体）

図13：1次固有周期の変動と加速度応答倍率（標準型試験体）

試験体基礎部において計測した加速度波形の加速度応答スペクトルには各加振ともほとんど差異がないため、実験に用いた入力指令加速度波形の加速度応答スペクトル（減衰定数： $h=2\%, 5\%$ ）を用い、標準型試験体の1次固有周期の変動と最大応答加速度の関係について検討したのが図13である。縦軸は応答倍率： C_B'/K_G （ここで、 C_B' ：疑似ベース・シアー係数、 K_G ：地動震度（1階床における最大入力加速度／重力加速度））、横軸は試験体の固有周期の時間軸である。比較のため、実大プロトタイプ固有周期の時間軸も併記した。図中には、加振前後および加振中の1次固有周期の変動および最大加速度応答倍率を示した。○印は入力加速度が比較的大きい加振初期2.5秒間（最終加振ステップG800-2においては5.0秒間）の応答周期を示す。

試験体の最大加速度応答倍率は応答変位最大時付近の等価粘性減衰および応答周期に対応する線形加速度応答倍率に近似している。この最大応答付近はやや長周期領域であるため、減衰定数の違いによる加速度応答の差異が比較的小さい領域である。また、この応答スペクトルは1質点弾性系についてのものであり、多質点弾塑性系である実験結果とは直接比較できないが、この試験体は梁降伏の骨組であるため、建物の振動モードは1次モードが卓越しており、剛性

の変化に伴う固有周期の伸びを考慮することにより、入力波の弾性加速度応答スペクトルにより建物の最大応答量の推定が可能である。

すなわち、1) 最大応答変位付近での等価粘性減衰に対応する弾性加速度応答スペクトル、2) 構造物の弾性周期、3) 構造物の降伏耐力がわかれば、4) 降伏耐力および応答スペクトル曲線との交点が定まる。この交点における周期から構造物の最大変形時における割線剛性を推定し、初期剛性に対する剛性低下率を求めることにより、構造物の復元力特性との関係から地震時の最大応答変形、すなわち最大塑性率を概ね推定することが可能である。

4. まとめ

マイクロ・コンクリートおよび極細異形鉄筋を用い、縮尺1/15の鉄筋コンクリート造11階建て立体模型試験体を2体製作し、振動台による破壊実験を実施した。平面形状の異なる試験体の加振実験から得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 縮尺1/15の鉄筋コンクリート造建物模型の製作および相似則に従った振動台による加振実験が可能である。
- 2) 梁崩壊型に設計された基礎固定の試験体はいずれも梁崩壊形を

形成し破壊した。標準型試験体では、1階柱脚部、中層部梁端で主筋が破断したが、直交壁が自重を支持し、倒壊を免れた。床スラブの協力幅は最終的には全幅に及んだものと判断される。

- 3) 雁行型試験体では、2住戸の接続部分は複雑な挙動を示さなかったが、直交壁のひび割れ性状から、加振方向の変形が加振直交壁にせん断力を生じさせたものと推定され、これは隅角部を構成する壁を設計する上での留意点のひとつである。
- 4) 疑似層せん断力が最大付近となる時刻においても、柱・梁の主筋には高い歪度速度が生じており、構造物の最大耐力を適切に評価する上で、歪度速度が加味されるべきひとつの要因となり得る。
- 5) 疑似ベース・シア係数に対する最大疑似層せん断力係数比分布は、弾性範囲から降伏以前までの加振ステップでは外力分布を逆三角形として評価できる。その後、外力分布を A_i 分布とした場合に近づくものの、最終的には A_i 分布でも中間層において過小評価となる。試験体の塑性化が進行すると層剛性分布が変化し、せん断力分布を大きく変化させることを示している。
- 6) 試験体の応答はひび割れの発生等による剛性低下に伴う固有周期の変化に大きく依存している。試験体は比較的特定層に変形が集中しなかったため、固有周期の変化を考慮すると最大応答量は加振波の加速度応答スペクトルにより推定できたものと考えられる。また、加振波の加速度応答スペクトルは試験体が最大応答付近はやや長周期領域であるため、減衰定数の違いによる差異が比較的表れにくい領域であったことも一因である。

①建物の挙動に及ぼす脆性部材の影響が支配的な場合、②建物の振動モードが均一でない場合を除けば、剛性の変化に伴う固有周期の伸びを考慮することで、入力波の弾性加速度応答スペクトルにより建物の最大応答量を推定することが可能である。

今後は、実験結果の解析的検討を行なっていく予定である。

【謝辞】

極細異形鉄筋の製作には東京大学生産技術研究所 木内学教授、愛知製鋼(株)の御協力を頂き、試験体型枠の製作には東京大学生産技術研究所試作工場の御協力を頂きました。また、本研究を実施するにあたり、タカムラ建設(株)堀内昇二氏、飛島建設(株)山本昌士氏、(株)佐藤総合計画 篠崎邦江氏、(株)東京建築研究所 藤岡あゆみ氏、(株)間組 大村哲氏、東電設計(株)太田孝平氏をはじめとする多くの方々の御協力を頂きました。

なお、本研究は日本建築センターより日本建築学会に委託された「高層壁式ラーメン構造研究」の一環として行なわれた振動台実験を基礎としており、一部は文部省科学研究費補助金 一般研究B(研究代表者：岡田恒男、課題番号：01460190)により実施いたしました。

【参考文献】

- 1) Toshikazu Takeda, Mete A. Sozen and N. Norby Nielsen: "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes," Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.12.
- 2) 小野新, 石丸辰治, 安達洋, 中西三和, 樺沢彰, 牛丸裕: 「鉄筋コンクリート部材の動的履歴挙動に関する実験的研究 (その1: 実験概要及び静的実験結果), (その2: 振動実験結果)」日本建築学会大会講演梗概集, C, 構造Ⅱ, pp. 181-184, 日本建築学会, 昭和60年10月。
- 3) 北嶋圭二, 安達洋, 中西三和: 「2方向入力を受ける鉄筋コンクリート造柱の振動台実験 (2方向入力を受ける鉄筋コンクリート造建物の応答性状に関する研究 (I))」日本建築学会構造系論文集, 第455号, pp. 137-146, 日本建築学会, 平成6年1月
- 4) 江戸宏彰, 武田寿一: 「高軸力を受けるRCラーメンの地震動破壊実験」日本建築学会大会講演梗概集, 構造系, pp. 1485-1486, 日本建築学会, 昭和53年9月。
- 5) 江戸宏彰, 武田寿一: 「30層建物を対象とした梁降伏形RC骨組の地震動破壊実験」コンクリート工学, 第23巻, 第4号, pp. 97-107, 日本コンクリ

ート工学協会, 昭和60年4月。

- 6) 若林實, 藤原第三, 中村武, 久保尚文, 陶器浩一: 「連層耐震壁付鉄筋コンクリート架構の履歴性状に及ぼす基礎浮上りの影響」京都大学防災研究所年報, 第28号B-I, pp. 1-14, 京都大学, 昭和60年4月。
- 7) 江戸宏彰, 武田寿一, 表佑太郎: 「3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験 (その1: 実験結果)」日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 1119-1120, 日本建築学会, 昭和47年10月。
- 8) Kenji Koike, Yutaro Omote, Hiroaki Eto and Toshikazu Takeda: "Reinforced Concrete Wall-Frame Structures Subjected to Dynamic and Static Loadings - Model Tests and the Simulations -, " Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.VI, pp.419-426, 1980.9.
- 9) 嶋津孝之, 荒木秀夫: 「センターコア型3スパン平面骨組の振動台実験—連層耐震壁の動的抵抗性状に関する基礎的研究 その1—」日本建築学会論文報告集, 第324号, pp. 36-44, 昭和58年2月。
- 10) 嶋津孝之, 荒木秀夫: 「各種3スパン平面骨組の振動台実験—連層耐震壁の動的抵抗性状に関する基礎的研究 その2—」日本建築学会論文報告集, 第337号, pp. 90-98, 昭和59年3月。
- 11) S. Otani and M. A. Sozen: "Response of Three-Story Reinforced Concrete Frames Subjected to Simulated Earthquake Motions," Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.2, pp.2702-2705, 1973.6.
- 12) John M. Lybas: "Concrete Coupled Walls: Earthquake Tests," Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.107, No.ST5, pp.835-855, 1981.5.
- 13) Daniel P. Abrams: "Experimental Study of Reinforced Concrete Frame-Wall Structures Subjected to Strong earthquake Motions," Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.VI, pp.191-198, 1980.9.
- 14) Haluk Cecen: "R/C Frame Models: Observed Seismic Response," Journal of the Structural Engineering, Vol.110, No.12, pp.3015-3030, American Society of Civil Engineers, 1984.12.
- 15) C. Wolfgram, D. Rothe, P. Wilson and M. Sozen: "Earthquake Simulation Tests of Three One-Tenth Scale Models," Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures, U.S.-Japan Research, SP84-12, pp.347-373, American Concrete Institute, 1985.
- 16) V. Bertero, A. E. Aktan, F. Charney and R. Sause: "Earthquake Simulator Tests and Associated Experimental, Analytical, and Correlation Studies of One-Fifth Scale Model," Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures, U.S.-Japan Research, SP 84-13, pp.375-424, American Concrete Institute, 1985.
- 17) Michael G. Oliva and Ray W. Clough: "Biaxial Response of R/C Frames," Journal of the Structural Engineering, Vol.110, No.12, pp. 1264-1281, American Society of Civil Engineers, 1984.12.
- 18) T. Shimazu, H. Araki, M. A. A. Mollick, C. Fujita and Y. Monji: "Study on Dynamic Behavior of Multistory R/C Space Frame Structure Subjected to Sinusoidal and Earthquake Base Motions," 構造工学論文集, Vol. 35B, pp. 245-254, 日本建築学会, 平成元年3月。
- 19) 細矢博, 安倍勇, 北川良和, 岡田恒男: 「鉄筋コンクリート高層壁式ラーメン構造の縮小立体模型による振動実験」コンクリート工学論文集, 第2巻, 第2号, pp. 71-84, 日本コンクリート工学協会, 平成3年7月。
- 20) 小野口雅美, 井出知良, 小駒勲, 阿満重幸ほか12名: 「実大3層鉄筋コンクリート造骨組の振動台実験 (その1: 実験の目的と試験体の概要), (その2: 実験方法), (その3: 実験結果), (その4: 実験結果と解析結果の比較)」大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp. 707-714, 日本建築学会, 平成7年8月。
- 21) 日本建築センター: 「中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説(1987年版)」昭和62年10月。
- 22) 堀内昇二, 藤岡あゆみ, 篠崎邦江, 山本昌士, 隈澤文俊, 岡田恒男: 「鉄筋コンクリート造超小型立体模型による振動破壊実験 (その1: 実験概要), (その2: 実験結果), (その3: 解析), (その4: 応答性状の考察), 高層壁式ラーメン構造に関する研究」日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol. C, 構造Ⅱ, pp. 639-646, 昭和63年10月。
- 23) 岡田恒男, 隈澤文俊, 堀内昇二, 大村哲, 太田孝平: 「鉄筋コンクリート造超小型立体模型による振動破壊実験 (その1: 実験概要), (その2: 実験結果)」日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol. C, 構造Ⅱ, pp. 1027-1030, 平成2年10月。
- 24) 隈澤文俊, 岡田恒男: 「鉄筋コンクリート造超小型立体模型による振動破壊実験 (その3: 応答性状の検討)」日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol. C, 構造Ⅱ, pp. 175-176, 平成4年8月。
- 25) Fumitoshi KUMAZAWA and Tsuneo OKADA: "Shaking Table Tests of Reinforced Concrete Small Scaled Model Structures," Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.V, pp.2771-2774, 1992.7.

(1996年9月10日原稿受理, 1996年11月27日採用決定)