

## 3.2 鉄筋コンクリート建物

### 3.2.1 鉄筋コンクリート建物の三次元動的破壊実験

#### 目 次

##### (1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成 15 年度業務目的

##### (2) 平成 15 年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の成果
  - 1) 実験概要
  - 2) 実験結果
- (c) 結論ならびに今後の課題
- (d) 引用文献
- (e) 成果の論文発表・口頭発表等
- (f) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

##### (3) 平成 16 年度業務計画案

## (1) 業務の内容

(a) 業務題目：鉄筋コンクリート建物の3次元動的破壊実験

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
独立行政法人防災科学技術研究所 総合防災研究部門	研究員	加藤 敦	kato@bosai.go.jp
独立行政法人防災科学技術研究所 総合防災研究部門 (東京大学地震研究所)	客員研究員  (教授)	壁谷澤寿海	kabe@eri.u-tokyo.ac.jp
独立行政法人防災科学技術研究所 総合防災研究部門	研究員	松森泰造	taizo@bosai.go.jp
	特別研究員	陳 少華	chen@bosai.go.jp
	主任研究員	梶原浩一	kaji@bosai.go.jp
豊橋科学技術大学	助教授	倉本 洋	kura@tutrp.tut.ac.jp

(c) 業務の目的

本研究は、既存の振動台及び建設中の実大三次元震動破壊実験装置（略称、E-ディフェンス）を用いて、鉄筋コンクリート建物の地震時における三次元動的応答性状や破壊メカニズムを解明することを目的としている。また、同プロジェクトで実施している数値シミュレーション開発のための実験データ提供を行う。実大構造物の三次元動的応答性状や破壊メカニズムの解明、構造物の地震時挙動を精度良く予測する手法の開発は、構造物の耐震設計手法および耐震性能評価手法の高度化、新しい構造システムの開発、既存構造物の耐震診断・耐震補強等に結びつくものである。

(d) 3ヵ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

1) 平成14年度：

- a) 耐震壁単体の動的応答性状の把握を行った。
- b) 耐震壁立体フレーム構造の縮尺モデル次元振動台実験の計画を行った。

2) 平成15年度：

- a) 耐震壁立体フレーム構造の動的応答性状の把握を行った。
- b) 基礎浮き上がり降伏型<sup>1)-5)</sup>を示す耐震壁立体フレーム構造の動的応答性状の把握を行った。

3) 平成16年度：

- a) E-ディフェンスで実施を行う実大試験体と同構造の縮尺モデルの試験体を用い一次元動的応答性状と破壊メカニズムを把握する。

(e) 平成 15 年度業務目的

- a) 実大の 1/3 スケールの振動台実験を行い、耐震壁立体フレームの動的応答性状の把握を行う。主な検討項目は、純フレームと連層耐震壁の連成効果、高次モードの影響、柱と壁のせん断力負担割合の把握である。
- b) a)で行った実験と同構造で耐震壁構面の浮き上がりを許容した実験を比較することにより、耐震壁立体フレーム構造の地震応答性状におよぼす基礎浮き上がりの影響を検討する。

(2) 平成 15 年度の成果

(a) 業務の要約

鉄筋コンクリート造耐震壁立体フレーム構造の地震応答性状を把握することを目的として振動台実験を実施した。試験体は 2 体製作し、基礎を完全に固定したケースと基礎浮き上がりを許容したケースについて行った。試験体は、6 層の立体フレームで、1 × 2 スパン、1/3 スケールとした。スパン長は、短手 1.8m、長手 2.0m とした。連層耐震壁は中央の構面に計画した。柱と壁のせん断力負担割合を求めるために 1 階・3 階・5 階のすべての独立柱にロードセルを設置している。入力は、観測された地震波を用い、ステップ上にレベルを上げて加振を行った。実験の結果、耐震壁立体フレームの純フレームと連層耐震壁の連成効果、高次モードの影響、柱と壁のせん断力負担割合を把握した。また、基礎浮き上がりの影響についても検討を行った。

(b) 業務の成果

1) 実験概要<sup>6)</sup>

a) 試験体

試験体は、鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造を対象とした6層立体フレームとした。縮尺は実大の1/3スケールとした。

平面計画は、1×2スパン、短手スパン長1.8m、長手スパン長2mとした。1階平面図と2-R階平面図を図1、図2に示す。連層耐震壁を中央構面(X2)に配置し、両端の構面(X1、X3)及び、耐震壁に直交する構面(Y1、Y2)は純フレーム構造とした。加震方向は短手方向である。

試験体の純フレーム構面(X1、X3)、耐震壁構面(X2)、直交構面(Y1、Y2)の立面図を図3、図4、図5に示す。階高はすべて1mとした。全層すべて同一の構造とした。なお、1、3、5階の独立柱すべてにロードセルを設置した。

実験施設の制限とロードセルの設置のため、試験体は2層ごと(1・2層部、3・4層部、5・6層部)の分割製作を行った。壁基部(3階、5階)及び柱中央部(1階、3階、5階)で試験体を連結した。壁基部連結部では、上層部側柱主筋と溶接接合された鋼板と、下層部側柱主筋と溶接接合された鋼板を、ボルト接合し引張力を伝達できる構造とした。柱中央連結部では、上部柱主筋と溶接接合された鋼板と、下部柱主筋と溶接接合された鋼板を、ボルト接合し引張力を伝達する構造とした。

応力度および加速度が実大と縮尺モデルで等しくなるように相似則を設定し、付加錘を各層に設置した。各層重量94kN、1階床レベルでの試験体重量564kNとなった。単位面積重量は13kN/m<sup>2</sup>(床面積7.2m<sup>2</sup>)、1階柱の軸力比は0.09(軸応力2.73N/mm<sup>2</sup>)となった。

試験体の各部材の断面詳細を表1に示す。床スラブ以外の断面は実大のスケールモデルになっている。床スラブの諸元は付加錘(1m×1m×0.6m、30.8kN×2スパン)に対する耐力で決定したため、スケールモデルとしては厚くなっている。

試験体に用いた鉄筋とコンクリートの材料特性を表2、表3に示す。コンクリートの設計基準強度は30N/mm<sup>2</sup>とし、鉄筋はSD295を用いた。

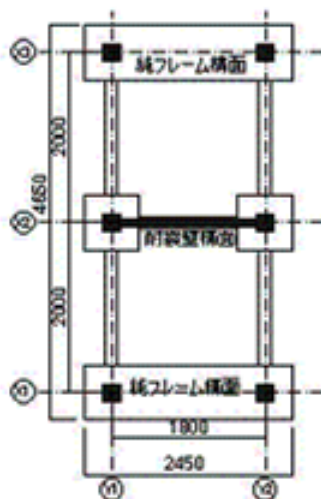


図1 1階平面図

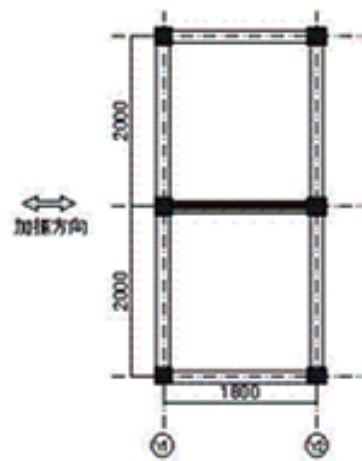


図2 2-R階平面図

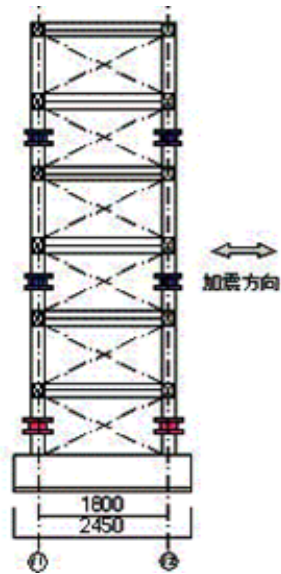


図3 純フレーム構面立面図

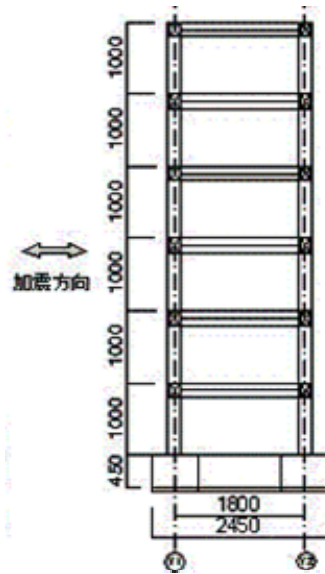


図4 連層耐震壁構面立面図

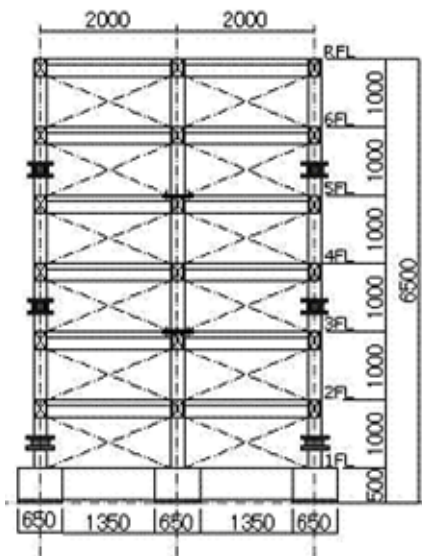


図5 直交構面立面図

表1 断面詳細

壁	壁厚 側柱中心間距離 縦横筋	80mm 1800mm D6-double@100 (千鳥格子)
柱	形状 主筋 帯筋 副帯筋	200 × 200 × 750mm 12-D13 2-D6@60 4-D6@120
梁	形状 主筋 帯筋	150 × 250 × 1800mm 6-D10 2-D6@50
基礎 梁	形状 主筋 帯筋	200 × 450 × 1650mm 12-D10 2-D6@50
床 ス ラ ブ	形状(厚) スラブ上端筋 スラブ下端筋	80mm D6@200 D6@100
壁	壁厚 側柱中心間距離 縦横筋	80mm 1800mm D6-double@100 (千鳥格子)

表 2 鉄筋の材料特性

	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D6	349 (1.19)	454(1.54)
D10	344 (1.17)	501(1.70)
D13	328 (1.12)	474(1.61)

注) 材料試験結果は、3体の平均による。倍率は、JIS 降伏強度下限値 (295N/mm<sup>2</sup>)に対する倍率

表 3 コンクリートの材料特性

	Frame A N/mm <sup>2</sup> (材齢)	Frame B N/mm <sup>2</sup> (材齢)
基礎部	37.8(86)	40.1(101)
1・3層部	46.6(66)	48.9(81)
2・4層部	44.1(49)	46.2(64)
5層部	46.6(41)	47.1(56)
6層部	45.6(34)	46.8(49)

注) 材料試験結果は、3体の平均による。主要部位は当日の試験結果である。その他(イタリック体+)は、7日及び28日強度より推定したものである。

## a) 実験パラメータ

実験パラメータは、連層耐震壁構面の支持条件とし、試験体は2体(Frame A、Frame B)とした。Frame Aは、連層耐震壁構面を完全固定とした支持条件とし、Frame Bは、連層耐震壁構面に回転自由度を持たせ、浮き上がり挙動を再現できる構造とした。仮想仕事法による保有耐力の概算値はFrame Aで735kN(ベースシア係数1.3)、Frame Bで568kN(ベースシア係数1.0)である。耐力の違いは、Frame Aで連層耐震壁が受け持っていた耐力が、Frame Bではなくなり、代わって基礎自重の浮き上がりに相当する耐力と基礎梁の耐力分が加わったためである。

表 4 耐震壁構面の支持条件

	水平自由度	回転自由度	鉛直自由度
基礎固定型 (Frame A)	×	×	×
基礎浮き上がり型 (Frame B)	×		

× : 拘束 自由

c) 基礎浮き上がり再現機構

基礎浮き上がり再現機構の概念図を図6に、X2構面基礎断面図を図7に示す。直接基礎側面に曲面鋼板、振動台に水平反力板を設置し、その間に直径100mmの丸鋼をベアリングとして設置した。これにより、水平変位自由度を拘束しながら、基礎回転自由度を持たせる機構を再現した。

また、直接基礎直下の表層境界条件の再現、及び浮き上がり挙動による試験体と振動台との衝突による衝撃の防止を目的として、鉛直境界にゴムを設置した。鉛直境界に用いたゴムの物性を選定する上で、地盤の弾性的性質を考慮した比較的簡易な手法として、以下に示す手法を適用した。ここで、基礎は直接基礎を想定し、地盤は良質な砂質土とした。

地盤とゴムの物性を一般的に示す指標である地盤のN値とゴムの硬度Hs(JISA)との関係を導くことで、物性の選定が可能である。以下に導出過程を示す。

大崎<sup>7)</sup>は、標準貫入試験におけるN値と、平板載荷試験における地盤係数との間に以下の実験式を導いている。

$$k_{100} = 0.04 \bar{N}^{1.55} \quad (1)$$

ここで、 $\bar{N}$ : フーチング幅の1.5~2倍に相当する深さから表層までのN値の平均  
 $k_i$ : 幅*i*センチメートルのフーチングに対する地盤係数(kgf/cm<sup>3</sup>)

また、大崎は上式をフーチング幅に対して一般化するために、Terzaghiの実験式をもとに、以下の式を導いている。

$$\frac{k_i}{k_{30}} = \left( \frac{0.5B_i + 15}{B_i} \right)^2 \quad (2)$$

ここで、 $B_i$ : 地盤係数 $k_i$ に対応する荷重を受ける面の幅(cm)

フーチング幅65cmの地盤係数 $k_{65}$ とゴムのヤング係数 $E_r$ と硬度との関係は、弾性論に基づき、以下の関係を仮定する。

$$k_{65} = \frac{E_r}{L_r} \quad (3)$$

ここで、 $L_r$ : ゴム厚  $E_r$ : ゴムの弾性係数

ゴムのせん断弾性係数 $G_r$ と硬度との関係は、三橋らの実験式に基づき、日本鉄道車両工業会<sup>8)</sup>では以下の式を提案している。

$$H_{s(JISA)} = \frac{G_r - 0.53}{G_r + 7.77} \times 100 \quad (4)$$

また、ゴムのポアソン比はほぼ0.5であり、弾性範囲であれば、

$$E_r = 3G_r \quad (5)$$

が成り立つ。N値15~20程度の地盤を想定し、(1)~(5)式をもとに、Hs(JISA)=65のゴムを採用した。採用したゴムの材料試験の結果(試験片: 200mm角、高さ50mm)、試験で想定されるひずみレベルまでは、おおむね $E_r=2.0\text{N/mm}^2$ (想定N値17程度)であった。

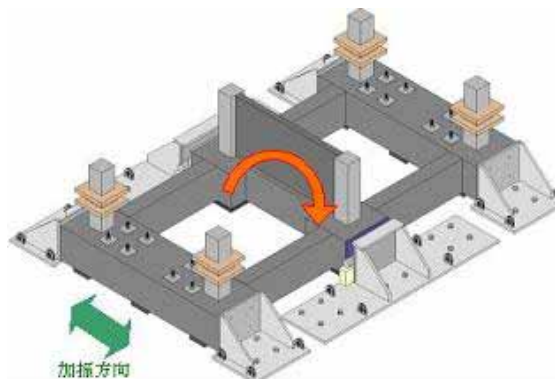


図6 基礎浮き上がり再現機構

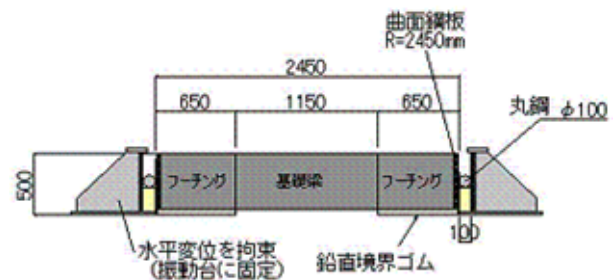


図7 X2 構面基礎断面図

d) 入力計画

実験には、5つの観測波を用いた。1978 宮城県沖地震東北大学観測波 NS 成分（以下、TOH）、1940 Imperial Valley 地震 El Centro 観測波 NS 成分（以下、ELC）、1995 兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波 NS 成分（以下、JMA）1985 チリ地震観測波（以下、CHI）、1995 兵庫県南部地震 JR 鷹取駅観測波 NS 成分（以下、TAK）。これらを最大速度で基準化（基準化速度）して用いた。

実験では、性質の異なる地震波を損傷レベルに応じて5種類用いた。弾性から軽微なひび割れが生じる損傷レベルにおいては、これまでの実験や観測記録との比較のため、兵庫県南部地震以前の観測地震波を用いた。続いて、降伏から最大耐力に至るまでの損傷レベルにおいては、兵庫県南部地震を想定し、JMA 観測波を用いた。そして、最大耐力以降は、耐力低下以後の破壊過程をできるだけ詳細に観測するため継続時間の長い、チリ波を用い、必要に応じて損傷を進行させるために鷹取観測波を用いた。なお、Frame B では、JMA75 を実施しなかったのは、Frame A の実験によって1階柱接続部が破断することが推定されたため、それまでの損傷進行の観測をできるだけ実施しようと試みたためである。

また、相似則を満足させるために、時間軸を原波の $1/\sqrt{3}$ 倍とした。そのため、振動台に入力する波（入力波）の最大速度は基準化最大速度の $1/\sqrt{3}$ 倍となる。以下入力波は、波名+基準化最大速度（たとえば、TOH25）と略記する。

表5 加振計画

Frame A	Frame B	原波に対する倍率	基準化最大速度(cm/s)	入力波最大速度(cm/s)	入力波最大加速度(cm/s <sup>2</sup> )
TOH25	TOH25	0.6	25	14	155
ELC37	ELC37	1.1	37	21	345
JMA50	JMA50	0.6	50	29	491
JMA75		0.9	75	43	736
CHI60	CHI60	0.9	60	35	796
TAK125		1.0	125	72	606
CHI85		1.2	85	49	1060



## 2) 実験結果

### a) 弾性性状

試験体の弾性性状を把握するために、DC~40Hzの帯域をもつ、ホワイトノイズを40秒間加振、試験体の1次固有周期を同定した。ここで振幅は、試験体に損傷を与えないよう $20\text{cm/s}^2$ 程度とした。その結果、Frame Aは6.81Hz(0.147s)、Frame Bは5.69Hz(0.176s)であった。支持条件により、固有振動数は、0.83倍となった。

### b) 損傷の進行

JMA50におけるベースシア、最上階最大応答変位関係を図8、図9に示す。ベースシアは、各層に設置した加速度計と各層重量の積の総和より求めた。最上階変位はXY1における水平変位を用いた。

#### i) Frame A (基礎固定型)

TOH25では、最上階最大応答変位が $-2.0\text{mm}(1/3250)$ 、最大ベースシア $139\text{kN}$ で、ひび割れは観測されなかった。

ELC37では、最上階最大応答変位が $-6.9\text{mm}(1/942)$ 、最大ベースシア $327\text{kN}$ で、ひび割れは観測されなかった。

JMA50では、最上階最大応答変位が $-20.9\text{mm}(1/311)$ に達し、最大ベースシア $583\text{kN}$ であった。最大残留ひび割れは、連層耐震壁1層部のせん断ひび割れで、 $0.3\text{mm}$ であった。側柱曲げひび割れや純フレーム構面にはひび割れは観測されなかった。なお、最大ベースシアが発生したのは、 $4.6\text{s}$ 付近である。

JMA75では、最上階最大応答変位が $44.8\text{mm}(1/145)$ に達し、試験体の損傷は、連層耐震壁側柱主筋降伏、純フレーム構面引張柱主筋降伏等が生じた。最大残留ひび割れは、連層耐震壁1層部のせん断ひび割れで、 $0.5\text{mm}$ であった。また、2-3層で $0.1\text{mm}$ が、4-5層にも $0.1\text{mm}$ 未満のせん断ひび割れが観測された。最大ベースシアは、 $756\text{kN}$ (ベースシア係数1.34)であった。この時最大耐力に達した。

CHI60では、最上階最大応答変位が $40.8\text{mm}(1/159)$ 、最大ベースシア $658\text{kN}$ であった。

TAK125では、最上階最大応答変位が $50.7(1/212)$ 、最大ベースシア $693\text{kN}$ であり、耐力低下が生じていることがわかる。

CHI85では、 $11\text{s}$ 付近で連層耐震壁3F床連結部で予想外の破断が生じ、最終崩壊機構までは確認できなかった。図10に破断した連結部を示す。破断は、溶接強度が低かったことが主な原因で、3F床スラブに設置した鋼板と耐震壁側柱主筋との溶接が破断し、1F壁脚部の曲げ破壊より先行して連結部が破断した。

#### ii) Frame B (基礎浮き上がり型)

TOH25では、最上階最大応答変位が $-3.9\text{mm}(1/1667)$ であり、Frame Aの1.95倍、最大ベースシアは $185\text{kN}$ であり、Frame Aの1.33倍であった。

ELC37では、最上階最大応答変位が $11.4\text{mm}(1/570)$ であり、Frame Aの1.65倍、最大ベースシアは $339\text{kN}$ であり、1.03倍であった。このとき基礎梁の連層耐震壁構面側に $0.1\text{mm}$ 未満の曲げひび割れが生じた。

JMA50では、最上階最大応答変位が $30.7\text{mm}(1/212)$ であり、Frame Aの1.47倍、最大ベースシア $557\text{kN}$ であり、Frame Aの0.96倍となった。このとき、純フレーム構面1階

引張柱主筋の降伏し、基礎梁も降伏耐力の90%に達した。最大残留ひび割れは、基礎梁に生じた曲げひび割れで0.1mmであった。また、耐震壁にもせん断ひび割れが生じたが0.1mm未満であった。なお、最大ベースシアが発生したのは2.8s付近であった。

CHI60では、17s付近で純フレーム構面1F引張柱ロードセル連結部で予想外の破断が生じ、最終崩壊機構までは確認できなかった。図11に破断した連結部を示す。この破断も溶接強度が低かったことが主な原因で、1階柱中央の鋼板と柱主筋の溶接が破断し、浮き上がりによる基礎梁の曲げ破壊に先行して連結部が破断した。

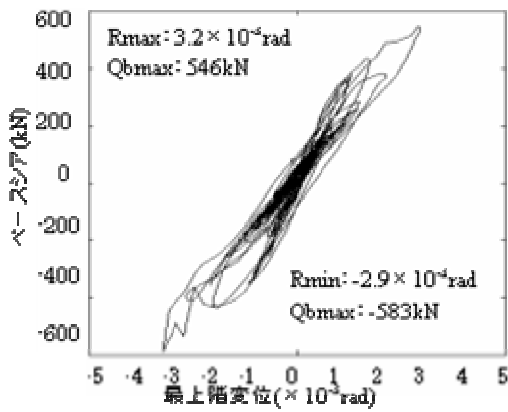


図8 ベースシア・最上階応答変位関係  
(基礎固定型：Frame A)

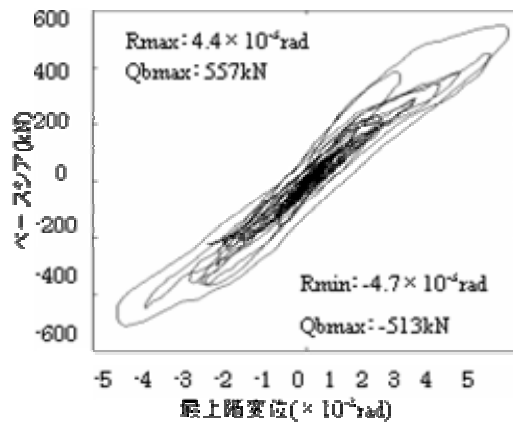


図9 ベースシア・最上階応答変位関係  
(基礎浮き上がり型：Frame B)



図10 最終破壊状況  
(基礎固定型：Frame A)



図11 最終破壊状況  
(基礎浮き上がり型：Frame B)

c) 固有振動数の変化

各加振における剛性の変化を把握するために、弾性時と同様に、 $20\text{cm/s}^2$  のホワイトノイズ(DC-40Hz)の加振を行い、固有振動数の同定を行った。固有振動数の変化を図 15 に示す。

i) Frame A (基礎固定型)

TOH25、ELC37 では、弾性固有振動数と比較して、それぞれ 2%、8%程度の低下が生じた。固有振動数は、 $6.59\text{Hz}(0.152\text{s})$ 、 $6.27\text{Hz}(0.159\text{s})$ となった。

JMA50 では、弾性固有振動数と比較して、20%と大幅な低下が生じ、固有振動数は、 $5.47\text{Hz}(0.182\text{s})$ となった。

JMA75 でも 31%と大幅な低下が生じ、固有振動数は、 $4.71\text{Hz}(0.212\text{s})$ となった。

その後、CHI60 で 38%、TAK125 で 41%と低下した

ii) Frame B (浮き上がり)

弾性固有振動数は、Frame A に比べ、基礎浮き上がりにより、0.83 倍に低下した。

TOH25、ELC37 では、弾性固有振動数と比較して、それぞれ 2%、6%程度の低下が生じた。固有振動数は、 $5.57\text{Hz}(0.179\text{s})$ 、 $5.37\text{Hz}(0.186\text{s})$ であった。

JMA50 では、弾性固有振動数と比較して、16%と Frame A に比べやや少ないが、ほぼ同様の低下が生じた。固有振動数は、 $4.79\text{Hz}(0.209\text{s})$ となった。

d) 水平力負担割合

各構面のベースシアの負担割合を検討するため、1 階の各独立柱すべてにロードセルを設置している。それらロードセルの測定値の総和から求まる純フレーム構面の最大ベースシア時水平力負担割合を表 6 に示す。

基礎固定型では、連層耐震壁構面の水平力負担割合が 70%以上であり、連層耐震壁構面が支配的であったことがわかる。また、加振ステップとともに負担割合が 7%程度減少しているのは、連層耐震壁の損傷にともなう部材剛性の低下によるものと思われる。

一方、基礎浮き上がり型では、連層耐震壁構造面の水平力負担割合が 50%以下であった。

表 6 純フレーム構面の水平力負担割合 (最大ベースシア時)

Frame A		Frame B	
TOH25	127kN(22%)	TOH25	167kN(54%)
ELC37	304kN(23%)	ELC37	333kN(60%)
JMA50	578kN(26%)	JMA50	539kN(60%)
JMA75	804kN(28%)		-
CHI60	657kN(29%)		-
TAK125	774kN(27%)		-

e) 動的性状

i) 固有振動数

各地震波の入力前後にホワイトノイズを入力し、試験体と動特性を同定した。ホワイトノイズは、周波数帯域 DC-40Hz、最大加速度  $20\text{mc/s}^2$ 、継続時間 40s とした。

同定に用いた加速度は、振動台加速度と各層床加速度である。各層床加速度には、X2Y1 の各層の接合部に設置した加速度計を用いた。ただし、2 階床加速度は、X2Y1 接合部の加速度計が不良であったため、剛床を仮定し、X1Y1 及び X3Y1 接合部に設置した加速度計の平均値を用いた。

最上階の伝達関数を図 12 に示す。無損傷時における最上階における 1 次の固有振動数は 6.8Hz、応答倍率は 58.5 倍であった。2 次の固有振動数は 28.8Hz で、応答倍率は 18.4 倍であった。

最大耐力を経験したあとの状態である JMA75 入力直後では、最上階における 1 次の固有振動数は 4.7Hz、応答倍率は 29.2 倍であった。2 次の固有振動数は 21.1Hz、応答倍率は 8.8 倍であった。

弾性状態と最大耐力後の状態を比較すると、1 次、2 次ともに応答倍率は半減している。1 次、2 次の固有振動数も低下、長周期化している。ただし、2 次固有周期が長周期化する幅の方が相対的に大きい。

ii) 固有モード

各層床加速度を用いて、試験体の固有モードを算出した。算出方法を以下に示す。

各層床加速度の最大応答倍率から 1 を引いた値  ${}_m u_i$  を用いて、弾性状態における試験体の 1 次および 2 次の固有モードを求める。

ここで、 ${}_m u_i$  の左下付きの添字  $m$  はモード次数を示し、右下付きの添字  $i$  は各層を示す。各  $i$  層の応答を示す値は、 $i$  層の天井位置、すなわち  $i+1$  層の床位置の加速度とする。

正規化は、 $m$  次モード形  ${}_m \beta_m \mathbf{u}$  の成分の総和と 2 乗和が等しくなるように行った。ここで、太字はマトリックスまたは、ベクトルを表すこととする。

$$\sum_{i=1}^N ({}_m \beta_m u_i)^2 = \sum_{i=1}^N ({}_m \beta_m u_i) \quad (6)$$

ここで、 ${}_m \beta$ : 刺激係数、 $N$ : 層数

正規化固有モード（無損傷、JMA75）を図 13 に示す。1 次モードはほとんど変化がなく、2 次モードが損傷に伴って変化している。特に、1・2 層部で 2 次の応答倍率が大きくなっている点が注目される。

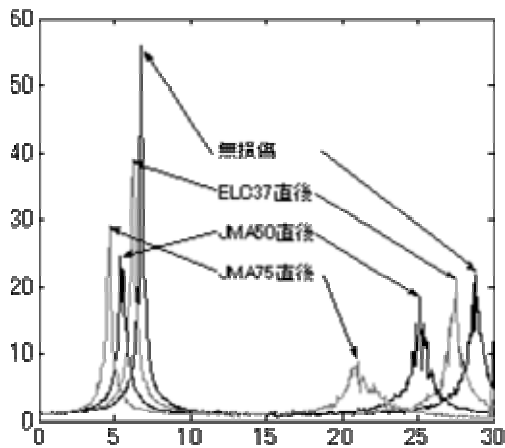


図 12 最上階の伝達関数

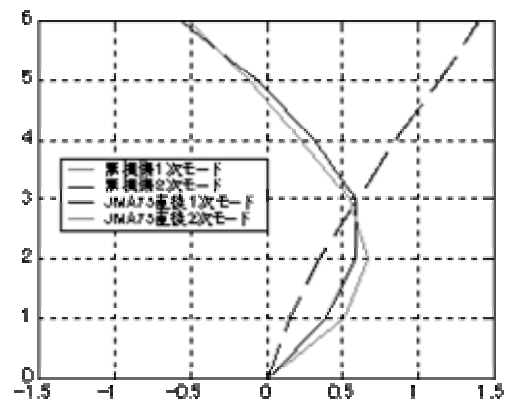


図 13 固有モード

f) 床変位のモード分解

本試験体下層部にあたる 2 階応答変位をモード分解する。なお、1 次の等価変位  ${}_1d(t)$  を式(7)に定義する。

$${}_1d(t) = \frac{{}_1\beta \mathbf{u}^t \mathbf{M}_m \mathbf{d}(t)}{{}_1M} \quad (7)$$

ここで、 $\mathbf{M}$  : 質量マトリクス、 $t$  : 転置、 ${}_1M$  : 等価質量

$${}_1M = {}_1\beta {}_1\mathbf{u}^t \mathbf{M} \{1\} \quad (8)$$

最大耐力時のモード分解された正規化 2 階応答変位を弾性状態と比較する。ここで正規化とは、各加振の最大値で除したものとした。TOH25 と JMA75 の正規化 2 階応答変位を図 14、図 15 に示す。ほぼ弾性状態といえる TOH25 では、高次モードの影響が 8%程度であった。

JMA75 では、最大変位に 13%の高次モードが発生した。また、最大変位前後 0.5s 間では、20%近い高次モードが発生している。これは、2 次固有周期の長周期化と 2 次モード形の変化が要因と考えられる。

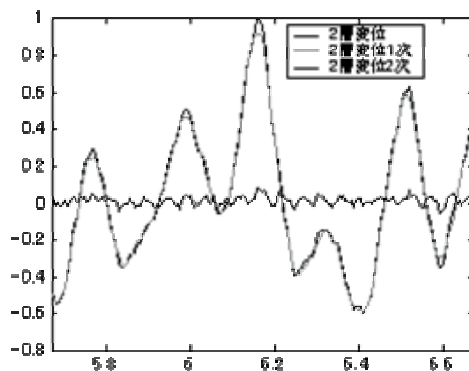


図 14 モード分解された 2 階応答変位 (TOH25)

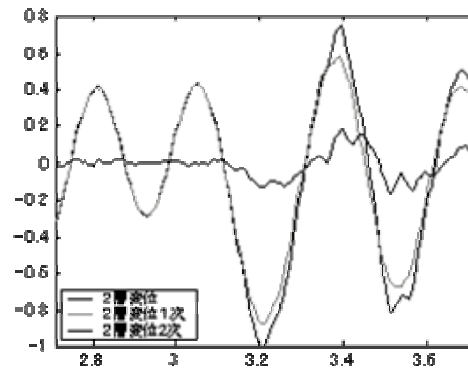


図 15 モード分解された 2 階応答変位 (JMA75)

g) ベースシアのモード分解

各加振時のベースシアをモード分解した。ベースシアのモード分解は、モード分解された床加速度と各層質量を乗算し算出した。

最大耐力時のモード分解された正規化ベースシアを最大耐力以前と比較する。JMA50とJMA75の最大ベースシア発生前後のモード分解された正規化ベースシアの波形を図16、図17に示す。JMA50では、2次モードが最大ベースシア時に10%発生した。また、最大ベースシア発生前後0.5sでは13%であった。

JMA75では、最大ベースシア発生時に13%発生した。最大ベースシア発生前後では、18%に達している。これは2階床変位と同様、2次固有周期の長周期化が主な原因と考えられる。

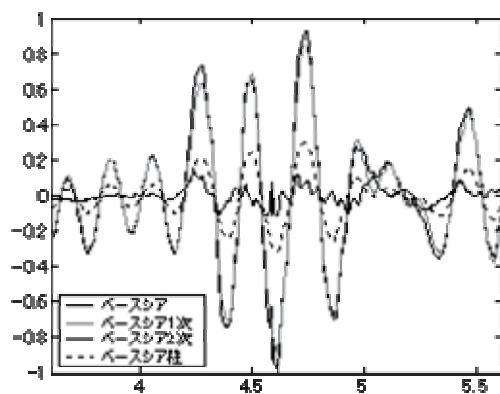


図16 モード分解されたベースシア  
(JMA50)

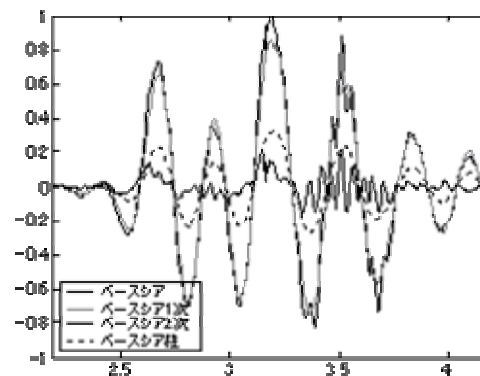


図17 モード分解されたベースシア  
(JMA75)

#### h) まとめ

連層耐震壁を有する鉄筋コンクリート建物の地震応答性状に対し、基礎浮き上がりを与える影響についての評価を行うことを目的として、実大の 1/3 スケール、6 層の振動台実験を実施し、基礎浮き上がりと基礎固定型の比較を行った。

- i) 基礎浮き上がりは、耐震壁構面の基礎フーチング両サイドに設置したベアリングと下部に敷いた地盤を模擬するゴムにより再現した。
- ii) 基礎固定型が耐震壁せん断ひび割れ、脚部降伏等の損傷過程を示したのに対し、基礎浮き上がり型では、基礎梁曲げひび割れ、純フレーム 1 階柱降伏等の損傷過程を示した。
- iii) JMA50 の時、基礎固定型に対する基礎浮き上がり型のベースシアの差異が 1.09 倍程度であったのに対し、最上階最大応答変位は、1.47 倍と大きな差異を生じた。
- iv) 連層耐震壁構面の水平力負担割合は、今回の試験体支持条件のもとでは、基礎固定型が 70%以上、基礎浮き上がり型では、50%以下であった。
- v) 基礎固定型では、連層耐震壁の損傷に伴う、負担率の低下が 7%程度しか生じなかった。
- vi) 損傷の進行に伴い、1 次モードと 2 次モードの加速度応答倍率は共に低下する。両者の固有周期も同様に長周期化する。しかし、2 次モードのほうが長周期化の割合が大きいため、結果として損傷に伴う 2 次モードの割合が大きくなる。
- vii) 固有モードの変化は、最大耐力以後発生し、2 次モードが 1・2 層部で大きくなった。このとき、1 次モードは変化していない。
- viii) 2 層部の最大応答変位に占める高次モードの割合は、最大耐力以後増加した。弾性状態では、高次モードの割合は 1 割未満であったのに対し、最大耐力付近では 2 割にまで上昇した。
- ix) ベースシアに占める高次モードの割合は、最大耐力以後増加した。最大耐力以前では、1 割程度であったのに対し、最大耐力後では 2 割程度まで増加した。

#### (c) 結論ならびに今後の課題

鉄筋コンクリート造耐震壁立体フレーム構造の地震応答性状を把握することを目的として振動台実験を実施した。実験の結果、耐震壁立体フレームの純フレームと連層耐震壁の連成効果、高次モードの影響、柱と壁のせん断力負担割合を把握した。また、基礎浮き上がりの影響についても検討を行った。今後は、より実大試験体に近い試験体として同一構造の 1/2.5 の試験体に対し次元振動台実験を行い、地震応答性状を把握する予定である。また、本実験から得られたことを用い、詳細な解析を用い基礎浮き上がり挙動の一般化も同時に行う。

#### (d) 引用文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針第 2 版、日本建築学会、1999.8
- 2) 林康裕：直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果、日本建築学会構造系論文集、第 485 号、pp53-62、1996.7
- 3) 岩下敬三、木村秀樹、春日康博、鈴木直幹：基礎浮き上がりに伴う鉄骨架構の振動台

実験、日本建築学会構造系論文集、第 561 号、pp47-54、2002.11

4) 岩下敬三、谷口元、石原大雅：杭頭で浮き上がりを許容した建物の地震応答エネルギー評価、日本建築学会構造系論文集、第 564 号、pp23-30、2003.3

5) 岩下敬三、谷口元、木村秀樹、春日康博：建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響、日本建築学会構造系論文集、第 567 号、pp33-40、2003.5

6) 大都市大震災軽減化特別プロジェクト 震動台活用による構造物の耐震性向上研究 平成 14 年度成果報告書、PP35-62、2003

7) 大崎順彦：建築基礎構造、pp175-184、1991

8) 日本鉄道車両工業会：防振ゴム 防振ゴム研究会、pp16-pp21、1998

(e) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
加藤敦、 壁谷澤寿海 梶原浩一 松森泰造 倉本洋	基礎浮き上がりを考慮した RC 耐震壁フレーム構造の震動実 験	構造工学論文集 48B	平成 15 年 3 月
加藤敦 松森泰造 壁谷澤寿海 倉本洋	鉄筋コンクリート造 6 階建て 耐震壁フレーム構造の振動台 実験	コンクリート工学年次 論文集	平成 15 年 7 月

(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

名称	機能
なし	

3) 仕様・標準等の策定

なし



### (3) 平成16年度業務計画案

#### (a) 検討項目

- 1) 終局強度型設計をした構造物の耐力と変形能を検証する。
- 2) 純フレームと連想耐震壁の連成効果・高次モードの影響・柱と壁のせん断力負担割合を把握する。
- 3) 損傷の分布・崩壊に至る挙動を把握する。ここでは、壁の曲げ降伏後のせん断破壊、柱の曲げ圧壊を想定する。
- 4) 反力の推定方法を比較、及び減衰力の評価を行う。ここで、反力の推定方法とは分力計の総和・応答加速度と質量の積の総和・加振機差圧の3つとする。

#### (b) 実験概要

- 1) E-ディフェンスで実施する試験体のうち、設計思想の新しい試験体の1/2.5スケール縮尺の実験を行う。加振は長手方向に次元加振を行う。平面計画は、6層@1.0m、2×3スパン@2mとし、中央構面の中央スパンに連層耐震壁を有する。なお、錘を含む各階単位面積当たりの重量は0.97tonfとする。
- 2) 想定した降伏機構は、耐震壁脚部曲げ降伏、境界梁曲げ降伏、各階梁端曲げ降伏、1層柱脚曲げ降伏である。降伏を計画する部材の強度は、部材の剛性を適宜低下させた線形応力解析による応力程度とする。ここでベースシア係数は0.45(Ai分布、鉛直荷重)とする。非線形漸増載荷解析の結果を図18に示す。
- 3) 断面詳細は、梁：140mm×200mm、上下2-D10( $p_t=0.51\%$ )、柱(1層柱脚、耐震壁側柱)：200mm×200mm、4-D10+4-D6( $p_g=1.0\%$ )、壁：厚60mm、縦横筋D4@120ダブル千鳥格子、で計画している。
- 4) 弾性固有周期は、加振方向0.16秒と推定している。また、直交方向は0.25秒、ねじれ方向は0.21と推定している。
- 5) 実験は9月1日～10月23日に、防災科学技術研究所が所有する大型耐震実験施設を用いて行う。

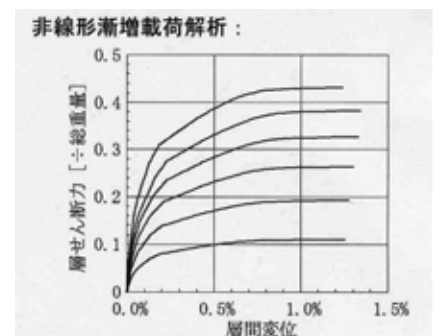


図18 非線形漸増載荷解析

試験体の概要及び最下層のロードセル設置状況を図19、20に示す。



図19 試験体概要

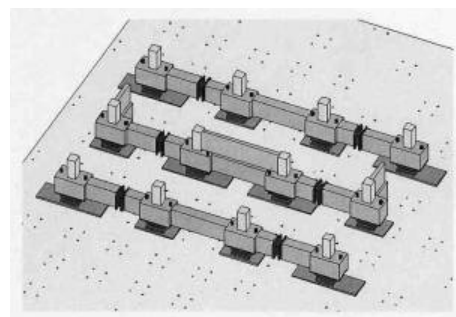


図20 ロードセル設置状況

