

偏心を有する鉄筋コンクリート造建物の 縮小模型を用いた振動台実験

Shaking Table Tests of Torsionally Unbalanced RC Frames

上 田 芳 郎*・藤 井 賢 志*・山 内 成 人*・真 田 靖 士*・中 埜 良 昭*

Yoshiro UEDA, Kenji FUJII, Naruhito YAMAUCHI, Yasushi SANADA and Yoshiaki NAKANO

1. はじめに

過去の地震で壁の偏在によるねじれ振動が原因で大きな被害が生じたと思われる例が報告されている^{1,2)}。これら過去の地震被害状況を受け、1981年から施行された新耐震設計法では、剛性偏心を有する建物に対しては偏心率に応じて必要保有水平耐力の割り増しを行うことを義務付けた。現行の耐震規定では、新耐震設計法を含めて国内外を問わず、ねじれ振動に関する規定は部材の弾性剛性に立脚した指標に基づくのが通例となっているが、非線形領域での応答を弾性剛性による偏心率で議論して良いか否かについては検討の余地がある。また、既往の研究においても偏心架構を対象とした実験研究は解析的な研究と比べて数が少ない。そこで本研究では、1層1×1スパン1/10スケールの鉄筋コンクリート造立体縮小模型による動的破壊実験を実施し、異なる構造偏心を有する架構の破壊過程の違いに着目して結果の比較及び検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図1に試験体平面図、図2に構面の寸法及び配筋詳細図を示す。試験体は、1層1×1スパン1/10スケールの鉄筋コンクリート造立体偏心架構で、図2に示す①無補強構面、②鉄筋コンクリート造壁補強構面、③鉄骨ブレース補強構面、以上の3種類の構面の組み合わせを組み合わせることにより異なる構造偏心を持たせている。鉄筋コンクリート造壁補強試験体（以下、RCW試験体）は①と②の組み合わせ、鉄骨ブレース補強試験体（以下、SFB試験体）は①と③の組み合わせからそれぞれ成る。試験体の製作に用いた材料は試験体の縮尺及び振動台容量の制限により、コンクリートは $f_c = 14.7 \text{ MPa}$ のモルタル、鉄筋は柱及び壁主筋にはD3、補強筋にはD2の極細異形鉄筋をそれぞれ使用

*東京大学生産技術研究所 人間・社会部門

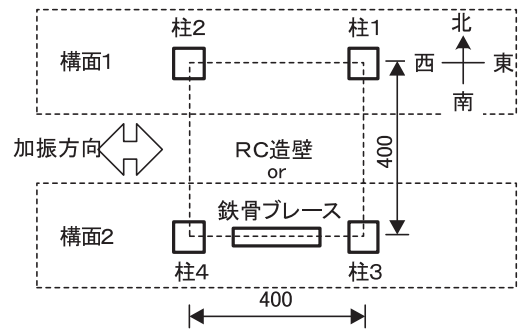


図1 試験体平面図

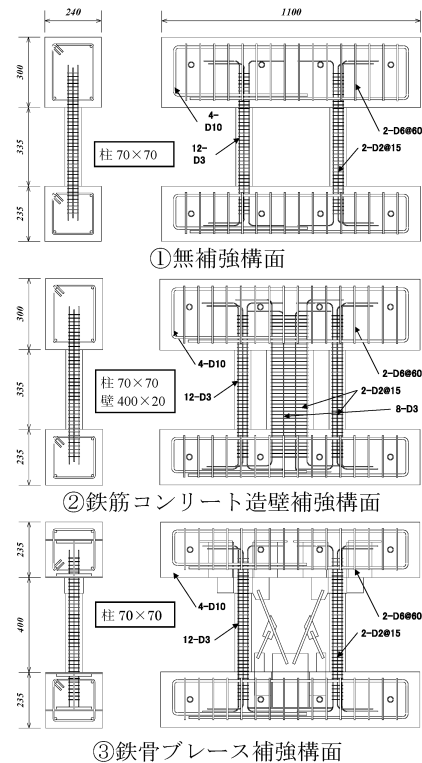


図2 構面の寸法及び配筋詳細図

研究速報

表1 モルタルの材料試験結果

| | 最大圧縮応力 | ヤング係数 | 最大圧縮時歪 | 比重 |
|----|--------|----------------------|--------|------|
| 単位 | MPa | MPa | % | |
| | 15.52 | 1.35×10 ⁴ | 0.30 | 2.04 |

表2 鉄筋及びブレースの材料試験結果

| | 断面積 | 引張降伏応力 | ヤング係数 | 降伏歪 |
|-------|-----------------|--------|----------------------|------|
| 単位 | mm ² | MPa | MPa | % |
| D2 | 3.59 | 433.8 | 1.69×10 ⁵ | 0.46 |
| D3 | 8.76 | 430.2 | 1.44×10 ⁵ | 0.52 |
| ブレース材 | 32.0×2 | 408.3 | 2.25×10 ⁵ | 0.50 |

表3 試験体の基本性能一覧

| | RCW 試験体 | | SFB 試験体 | |
|--|---------|-------|---------|-------|
| | 構面1 | 構面2 | 構面1 | 構面2 |
| 質量(x 10 ³ kg) | 2.14 | | 2.16 | |
| 回転慣性質量(x 10 ⁴ kg・m ²) | 2.88 | | 2.91 | |
| 弾性剛性(x 10 ³ kN/m) | 1.55 | 8.49 | 1.55 | 8.39 |
| 加振方向最大耐力(kN) | 6.55 | 16.55 | 6.55 | 20.25 |
| ベースシア係数 | 1.10 | | 1.27 | |
| 剛性偏心率 R _{sk} (式(1)) | 0.11 | | 0.11 | |

$$R_{sk} = \frac{e_k}{\sqrt{B^2 + L^2}} \dots \dots \dots (1)$$

$$e_k = \frac{\sum_i K_x \cdot l_y}{\sum_i K_x}$$

ここで、 e_k : 剛性偏心距離、 K_x : 各構面での弾性剛性
 l_y : 構面-重心間距離、 B, L : 建物長さ

した。使用材料の材料試験結果を表1、表2に示す。試験体の基本性能を表3に整理する。同表中の弾性剛性、加振方向最大耐力、ベースシア係数は各構面の復元力特性の把握を目的として実施した静的載荷実験³⁾の結果であり、剛性偏心率は静的載荷実験により得られた弾性剛性を用いて耐震診断基準⁴⁾に示される式(1)に基づき算出した。RCW 試験体及び SFB 試験体は共に0.11となった。また、表3からも明らかなように RCW 試験体と SFB 試験体では補強構面(構面2)の耐力が異なるため、本実験における試験体は剛性の偏心が等しくて耐力の偏心が異なる2つの立体架構となる。

2.2 試験体の設置方法

図3に試験体の設置図を示す。本実験では、各構面の負

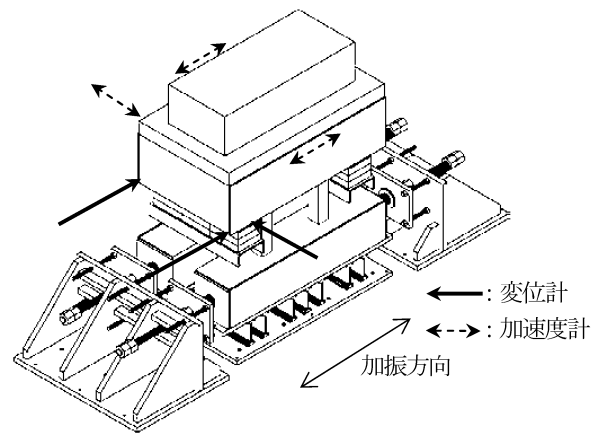


図3 試験体設置図

担せん断力を計測するため、試験体はH型鋼を並列に配した台座の上に固定し、下スラブを両側からロードセル(圧縮型荷重計)で挟み込み設置した。尚、実験時にはロードセルに取り付いたφ32のPC鋼棒をねじ込むことで下スラブへ約30kNの圧縮力を導入し、圧縮力の変動量と台座H型鋼の負担荷重の合計に基づき各構面の負担せん断力を計測した。

2.3 計測方法

試験体の応答変位は振動台上に設置した鉄骨フレームから3本のレーザー型変位計(図3)により柱上端部(危険断面位置)を計測した。各構面の加振方向(東西方向)変位は上記3本のレーザー変位計の測定値より剛床仮定に基づき変換した同構面内のスパン間中心位置での変位とした。加速度の計測も変位と同様に試験体高さ方向の重心位置における絶対加速度3成分(図3)を計測し、水平平面内での重心位置における水平2成分および回転成分に変換している。その他、上スラブにおいて鉛直方向変位及び加速度各3成分、下スラブにおいて水平方向変位4成分、鉛直方向変位2成分、水平方向加速度6成分、振動台水平変位及び加振方向加速度各1成分、をそれぞれ計測した。また、各RUNにおける地震動の入力終了後に試験体の構面1の北面と構面2の南面でのひび割れ状況の観測及び微動測定による試験体の固有周期の確認を行った。

2.4 入力地震波

入力地震波には、HAC(Hachinohe 1968 EW)を使用した。相似則の検討により、実地震動を再現するためには試験体の縮尺(1/10)に応じて地震波の時間軸を圧縮する必要があるが、試験体重量が目標の1/2しか確保出来なかった事から最終的には地震波の時間軸を1/√20に圧縮した。また、地震波の入力は各試験体共通で最大加速度のレベル

表 4 各 RUN における目標入力レベル

| | RUN1 | RUN2 | RUN3 | RUN4 |
|-------|-------|-------|-------|-------|
| 最大加速度 | 0.05G | 0.20G | 0.40G | 0.80G |

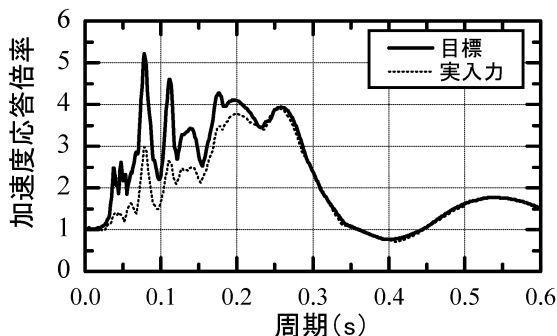


図 4 加速度応答スペクトル

を順次大きくし、表 4 に示す各 RUN における入力地震波のレベルに従って実施した。入力地震波の加速度応答スペクトル（減衰定数 3%）を図 4 に示す。図 4 中には、目標入力地震波に加えて、実入力（RUN 4, RCW 試験体）の加速度応答スペクトルも合わせて示してある。尚、静的載荷実験の結果より得られた弾性剛性から算出した試験体の固有周期は、両試験体共に 1 次固有周期が 0.19 秒（回転型）、2 次固有周期が 0.08 秒（並進型）である。

3. 実験結果

本実験は東京大学生産技術研究所千葉実験所内の 2 次元振動台にて行った。各 RUN における破壊状況を以下に示す。文中のひび割れ位置 (mm) の表記は各部材における上下端からの距離を表している。図 5 に各 RUN 終了時に測定した微動測定に基づく試験体固有周期の推移を示す。

(1) RUN1

RCW 試験体ではひび割れはほとんど発生せず、一方の SFB 試験体では柱 1 北面上下端に曲げひび割れが発生した。

(2) RUN2

RCW 試験体において、柱 2 北面上下及び柱 4 南面上下 60 mm 付近に曲げひび割れが発生した。

(3) RUN3

RCW 試験体では、柱 1 下 0 ~ 60 mm の範囲に斜めひび割れが広く発生し、上下端に若干のコンクリートの剥離が見られた。構面 2 側の柱 3, 4 はひび割れの進展は見られたものの大きな変化は見られない。壁部材下端の柱 3 側に僅かにひび割れが発生した。

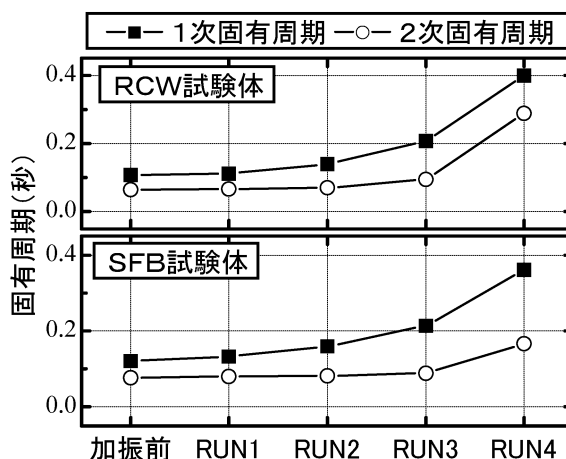


図 5 微動測定に基づく固有周期の変化

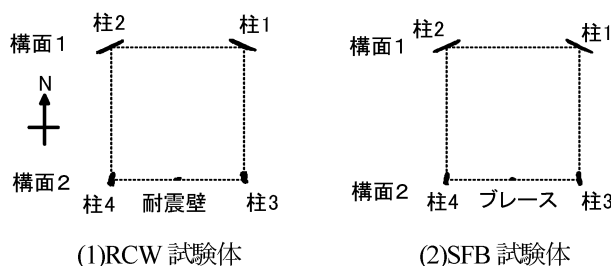


図 6 RUN3 におけるオービット

SFB 試験体では、柱 1, 2 において、上 0 ~ 90 mm 及び下 0 ~ 60 mm の範囲に斜めひび割れが発生。構面 2 側では、柱 3 の東面、柱 4 の西面下部に斜めひび割れが発生した。両試験体共に鉄筋の降伏は見られない。

図 6 に RUN 3 におけるオービットを示す。各部材の変位は 10 倍に拡大表示している。RCW 試験体及び SFB 試験体のオービットにほとんど差は見られず、RUN 1 ~ 3 における両試験体の応答の違いはほとんど現れていない。

(4) RUN4

図 7 に両試験体の最終破壊状況を示す。RCW 試験体では、柱 1, 2 共に上下部にひび割れが広く発生し、コンクリートの剥落が見られた。柱 1 では上下 90 mm、柱 2 では柱中央位置付近までひび割れが進展した。柱 3, 4 も上下部に多くひび割れが進展したが、構面 1 と比較すると軽微である。RC 造壁は部材全体に渡って斜めひび割れが発生し、下 0 ~ 90 mm の範囲でコンクリートの激しい剥落が見られた。SFB 試験体では、柱 1, 2 共に上下部にひび割れが広く発生し、どちらも柱中央位置付近まで達した。また、いずれの柱にも激しいコンクリートの剥落が見られ、特に柱 1 では RCW 試験体よりもその程度は著しかった。

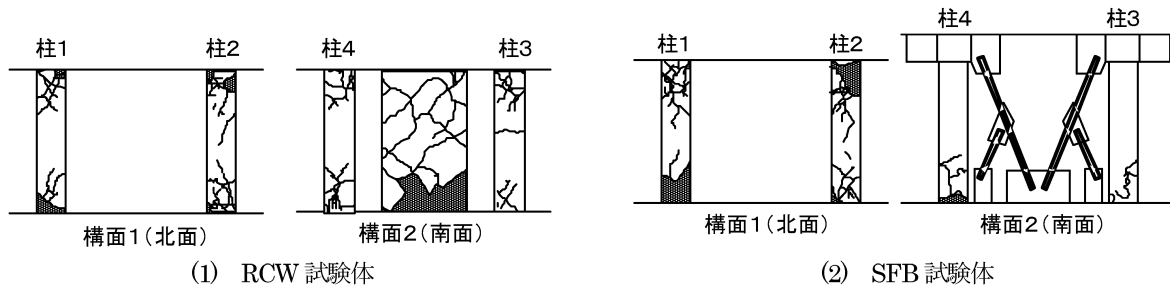


図7 最終破壊状況

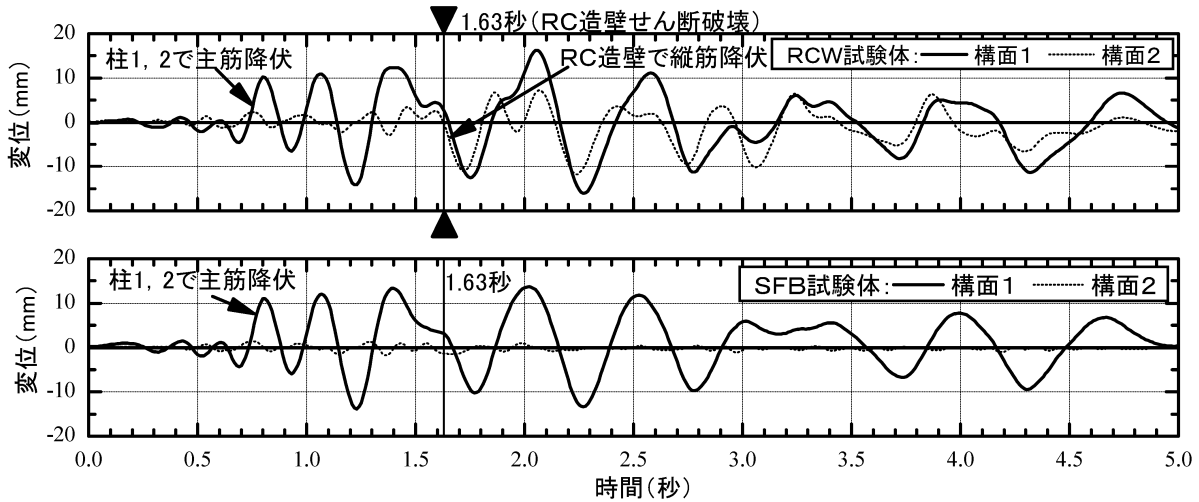


図8 RCW及びSFB試験体の構面変位の時刻歴 (RUN4)

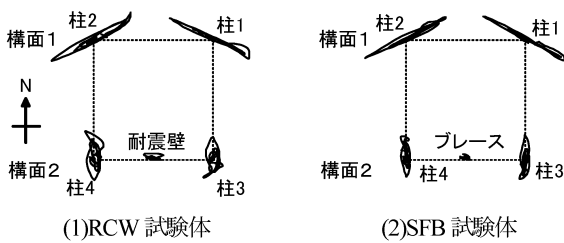


図9 1.63秒以前 (RUN4) のオービット

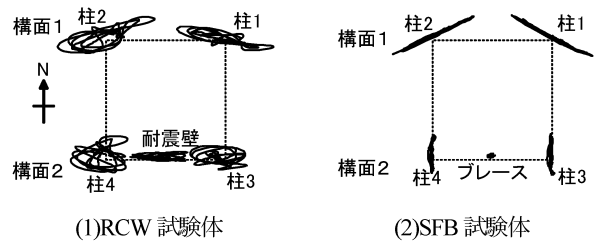


図10 1.63秒以降 (RUN4) のオービット

柱3, 4ではひび割れの進展と共に加振直交方向(東面及び西面)で部材全体に渡り, 主筋に沿ったひび割れが発生した。

図8にRCW試験体及びSFB試験体の各構面における変位の時刻歴を示す。1.63秒に至るまでは両試験体共に構面2側の応答変位に差はあるものの, 構面1側が大きく振られる回転型の挙動を示している点は共通である。構面1側の柱は両試験体共に正側に振られる0.75秒付近で鉄筋の降伏を迎えている。SFB試験体では, 1.63秒以降も回転型

の挙動を示すが, RCW試験体は1.63秒以降, 構面2の変形も増大し並進型の挙動へ移行した。構面1のRC造壁はせん断破壊したが, このせん断破壊は上記の結果より1.63秒の近傍で生じたものと推測される。

図9, 図10にRUN4における1.63秒以前及び以後のオービットをそれぞれ示す。図9と図10の比較により1.63秒以前と1.63秒以降での挙動の違いが確認出来る。すなわち図9では, RCW試験体とSFB試験体で違いはほとんど見られないが, 図10において, RCW試験体ではRC造

壁のせん断破壊に伴い、並進的な振動となりいずれの柱でもほぼ東西方向に振動しているのに対し、SFB 試験体では 1.63 秒以降でもねじれる振動が続いたため、構面 1 の柱（特に柱 1）において 2 方向の変位を強制されていることがわかる。

図 7 に示したとおり、SFB 試験体では RCW 試験体と比べて構面 1 の柱に大きな破壊が生じた。これは、SFB 試験体ではねじれ振動の影響により 2 方向に変位が強制されたためであると推察される。

4. ま と め

偏心を有する建物のねじれ挙動の把握を目的として、1 層 1×1 スパン 1/10 スケールの鉄筋コンクリート造立体縮小模型を対象に動的破壊実験を実施した。その結果、終

始ねじれ振動が卓越した SFB 試験体の構面 1 において柱に 2 方向に変位が強制されるために、RCW 試験体よりも破壊が激しくなった。

(2003 年 9 月 11 日受理)

参 考 文 献

- 1) 1968 年十勝沖地震 災害調査報告, 日本建築学会, 1968 年 12 月
- 2) 1978 年宮城県沖地震 災害調査報告, 日本建築学会, 1980 年 2 月
- 3) 上田芳郎, 山内成人, 日野泰道, 楠浩一, 中埜良昭, 「耐震補強要素が偏心配置された鉄筋コンクリート造骨組のねじれ応答性状 (その 1)」日本建築学会大会, 2001 年 9 月
- 4) 改訂版, 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築学会, 1991 年 12 月