

構造偏心を有する鉄筋コンクリート造立体架構の動的破壊実験

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

In seismic retrofit design, well-balanced placement of retrofit elements in a building is most essential to ensure sound seismic performance during earthquake. However, in case of retrofitting an RC building with steel framed braces, their unbalanced distribution is often considered a minor problem due to their stiffness lower than RC walls. To investigate the effects of unbalanced distribution of seismic elements on the torsional response of structures, shaking table tests are carried out. In this test, two 1/10 R/C frame specimens are studied: one specimen is retrofitted with RC wall (specimen RCW), and the other is retrofitted by steel brace (specimen SFB). The results show that the columns of specimen SFB are severely damaged than those of specimen RCW due to the bi-directional loading caused by torsional response.

Keywords: Torsional response, Shaking table test, Bi-directional loading
 ねじれ応答, 動的破壊実験, 2方向加力

1. はじめに

偏心を有する建物が地震力を受けると、ねじれ振動の影響により相対的に耐震性の劣る部分に変形が強制され、局所的に大きな損傷を受ける場合があることが報告されている^{例えば 1), 2)}。これら過去の地震被害を受けて、現行の耐震規定では建物の偏心の度合に関する指標を設け、ねじれ振動による影響を考慮している。本指標は部材の弾性剛性に立脚した剛性偏心に基づき評価するのが通例となっているが、非線形領域における建物のねじれ振動を弾性剛性による偏心率のみにより議論するのは合理的ではないと考えられる。例えば近年に行われている RC 造建物の耐震補強では、RC 造壁の増設とともに枠付きブレースの増設による補強が普及しているが、枠付き鉄骨ブレースにより RC 造壁と同程度の弾性剛性を確保すると剛性偏心は解消されるが耐力偏心の影響が顕著となる可能性がある。一方、既往の研究においても偏心架構を対象とした実験的な研究^{例えば 3)}は解析的な研究^{例えば 4), 5), 6)}と比べてはるかに数が少なく、偏心を有する建物の破壊過程、破壊メカニズムは未だ解明されていないのが現状である。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架構を対象に振動台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応答の違い、特に破壊過程と破壊メカニズムに着目して比較および検討を行った。本報では、実験計画及び実験結果の概要について報告するとともに、簡単な断面解析を

行い、とくに柱の破壊性状について考察を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図 1 に試験体平面図、図 2 に試験体概略図、図 3 に各構面の寸法及び配筋詳細図をそれぞれ示す。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により異なる構造偏心を与えた。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 に整理して示す。同表中の弾性剛性、加振方向最大耐力、ベーク係数、剛性偏心率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⁷⁾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⁸⁾に示される式(1)に基づき算出した。RCW 試験体及び SFB 試験体で剛性偏心率は共に 0.11 である。また、表 3 から

* 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 大学院生
 ** 東京大学生産技術研究所 研究機関研究員・博士 (工学)
 *** 東京大学生産技術研究所 技術官
 **** 東京大学生産技術研究所 助手・博士 (工学)
 ***** 東京大学生産技術研究所 助教授・工学博士

Graduate Student, Dept. of Architecture, The Univ. of Tokyo
 Post - Doctoral Research Fellow, I. I. S., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
 Technical Associate, I. I. S., The Univ. of Tokyo
 Research Associate, I. I. S., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
 Associate Professor, I. I. S., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

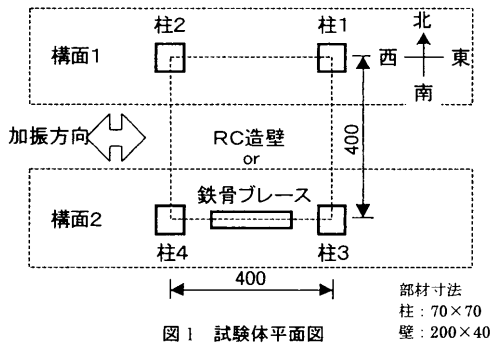
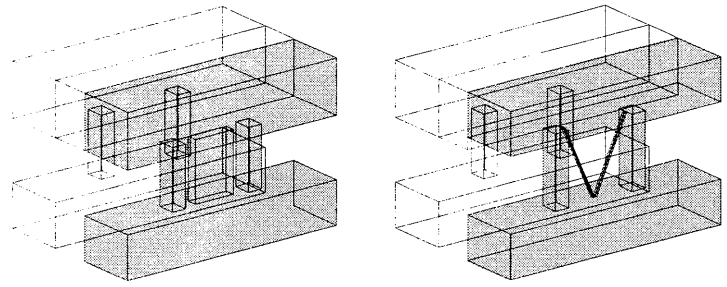


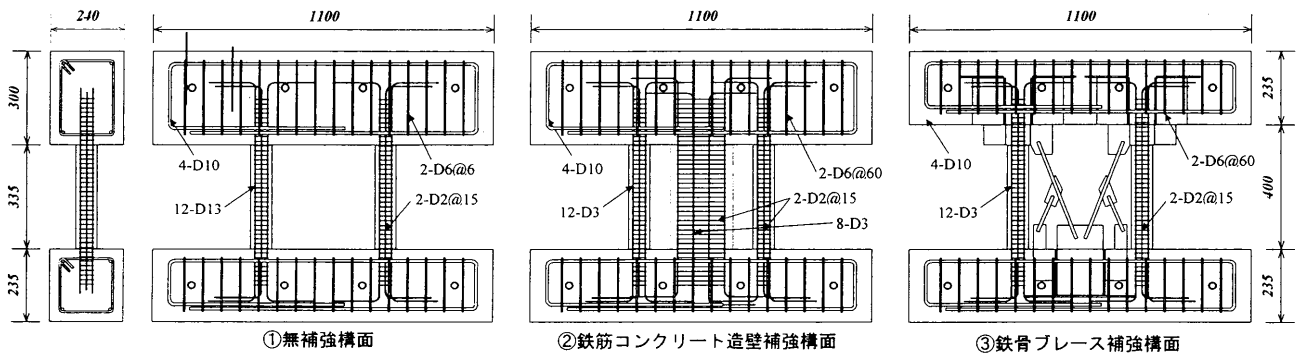
図1 試験体平面図



(1)RCW 試験体

(2)SFB 試験体

図2 試験体概略図



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

図3 各構面の寸法及び配筋詳細図

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	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	引張降伏応力度	ヤング係数	降伏歪度
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
重量(x10 ³ kgf)	2.14		2.16	
回転慣性質量(x10 ⁶ kgf·m ²)	2.88		2.91	
弾性剛性(x10 ³ kN/m)	1.55	8.49	1.55	8.39
加振方向終局時耐力(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_{ek} (式(1))	0.11		0.11	

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

$$e_k = \frac{\sum_i K_x \cdot i_l y}{\sum_i K_x}$$

ここで、 e_k : 剛性偏心距離

$i K_x$: 各構面の弾性剛性

$\sum_i K_x$: 建物全体の剛性

$i_l y$: 構面・重心間距離

B, L : 建物長さ

表4 試験体の固有周期 (秒)

	RCW 試験体		SFB 試験体	
	1次	2次	1次	2次
①実験値*	0.19	0.08	0.19	0.08
②微動測定結果	0.11	0.07	0.12	0.08

* 静的載荷実験時に最小二乗法で求めた第1折点までの計測剛性に基づく

も明らかのように 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偏心が等しくて耐力偏心の程度が異なる 2 つの立体架構となる。表 4 に両試験体の固有周期を示す。表中には、①静的載荷実験の結果に基づく実験値、②試験体加振前に実施した微動測定の結果に基づく計算値をそれぞれ示している。静的載荷実験の結果に基づく固有周期は RCW 試験体及び SFB 試験体の補強構面の剛性がほぼ等しいため、両試験体共に 1 次固有周期 (回転型) が 0.19s、2 次固有周期 (並進型) が 0.08s となった。微動測定に基づく固有周期が静的載荷実験の結果と比較して全体的に短くなっているが、これは微動測定では $10^{-6}m$ のオーダーで静的載荷実験と比較すると非常に小さな変形レベルで周期を測定しているため、その結果として全体的に周期が短くなっていると考えられる。

2.2 試験体の設置方法

図 4 に試験体の設置図を示す。各構面は上スラブを介して緊結し、付加重量を設置した。付加重量には鉛を用い、試験体上部には約 800kgf、下部には 200kgf×2 分の鉛を PC 鋼棒により試験体に取り付

けた。また本実験では、各構面の負担せん断力を独立に計測するため、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各下スラブへ約30kNの圧縮力を挿入し、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。負担せん断力の計測方法については「2.4 構面の負担せん断力の計測」にて詳しく述べる。

2.3 計測方法

図5に主要な変位計及び加速度計の設置位置を示す。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の変位とした。加速度は試験体高さ方向の重心位置における絶対加速度3成分を計測し、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た。この他、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。

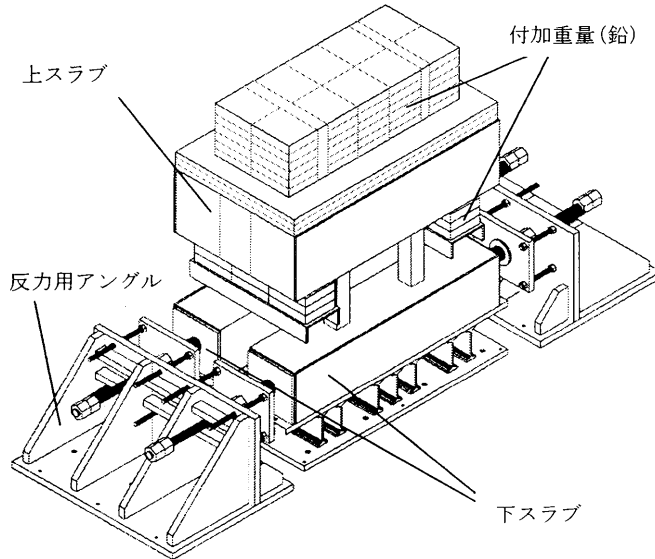


図4 試験体設置図

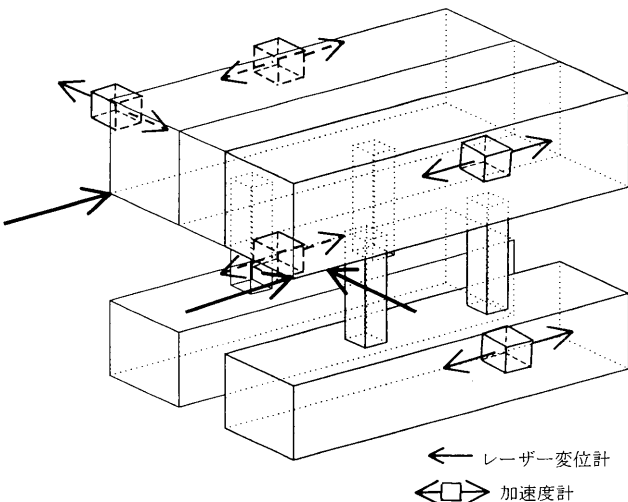
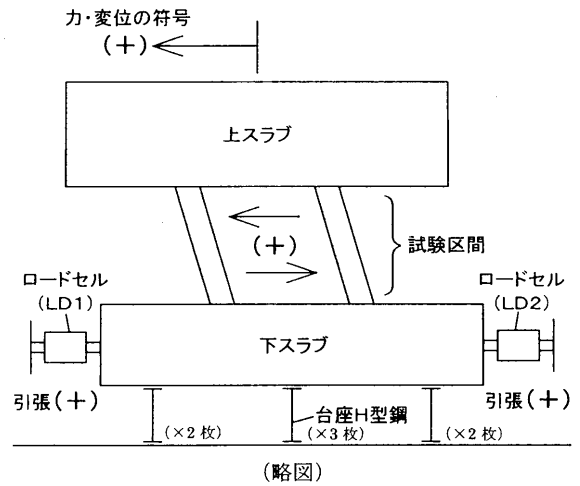
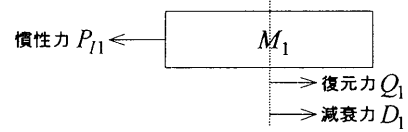


図5 主要な変位計及び加速度計の取り付け位置



<上スラブ>

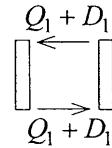


$$P_{11} - Q_1 - D_1 = 0 \quad (2)$$

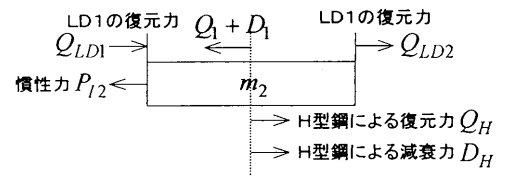
$$P_{11} = -M_1(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_0) \quad (3)$$

ここで、 M_1 ：上スラブ質量、 \ddot{y}_1 ：上スラブ応答加速度、 \ddot{y}_0 ：地動加速度、である。

<試験区間>



<下スラブ>



$$P_{12} + Q_1 + (-Q_{LD1} - Q_{LD2} - Q_H) + (D_1 - D_H) = 0 \quad (4)$$

$$P_{12} = -m_2(\ddot{y}_2 + \ddot{y}_0) \quad (5)$$

ここで、 m_2 ：下スラブ質量、 \ddot{y}_2 ：下スラブ応答加速度、である。よって、式(2)～式(5)より、ロードセル及び台座H型鋼によって計測される荷重 Q_M は式(6)で得られる。

$$Q_M = (Q_{LD1} + Q_{LD2} + Q_H) \quad (6)$$

$$= -M_1(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_0) - m_2(\ddot{y}_2 + \ddot{y}_0) + D_H \quad (7)$$

式(7)で D_H を無視すると式(8)が得られる。

$$Q_M = -M_1(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_0) - m_2(\ddot{y}_2 + \ddot{y}_0) \quad (8)$$

また、試験区間の水平せん断力 $Q_1 + D_1$ は式(5)、(6)より D_H を無視すると式(9)より得られる。

$$Q_1 + D_1 = (Q_{LD1} + Q_{LD2} + Q_H) + m_2(\ddot{y}_2 + \ddot{y}_0) \quad (9)$$

図6 構面の負担せん断力の計測に関する式展開

2.4 構面の負担せん断力の計測

本実験では、ロードセルにより計測される下スラブ軸方向力 ($Q_{LD1} + Q_{LD2}$) 及び台座H型鋼に貼付した歪ゲージにより推定される台座H型鋼部復元力 Q_H を既知の値とし、各構面の試験区間（柱及び補強部材部）に加わる水平せん断力の計測を試みた。図6にせん断力の計測に関する式展開を示す。ロードセル及び台座H型鋼によって計測される計測荷重 Q_M は、式(6)で表される。ここで、計測荷重 Q_M は上スラブ、試験区間及び下スラブにおけるそれぞれの力の釣り合いを考えると、式(8)となる。一方で、実験前に実施した微動測定の結果より、試験体全体（台座を含む）の減衰定数はハーフパワー法によると1%程度と小さい値となった。従って、台座H型鋼部分の減衰はさらに小さいと考えられるため、式(7)において台座H型鋼部分の減衰力 D_H を無視すると、計測荷重 Q_M は式(8)に示すように上スラブ及び下スラブに加わる慣性力の和に等しくなる。また、試験区間の水平せん断力は式(9)から得られる。

台座H型鋼に加わる復元力 Q_H は、各H型鋼のウェブ部分に貼付した歪ゲージの計測値より求めた。台座H型鋼における歪ゲージの貼り付け位置を図7に示す。実験前に実施した台座H型鋼部分の歪ゲージにおける歪度-荷重関係のキャリブレーションの結果を図8に示す。図8より、台座H型鋼部分に加わる復元力 Q_H は各歪ゲージの値と線形関係にある事がわかる。図8のキャリブレーションの結果を用いて、台座H型鋼部分に加わる Q_H を求めた。

2.5 入力地震波

入力地震波には、Hachinohe 1968 EWを使用した。相似則に基づくと、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、本実験ではさらに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 $1/\sqrt{20}$ 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を順次増大させ、表5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。図9に入力地震波及び振動台上で計測された加速度の応答スペクトルを示す。振動台の性能上、入力した地震波と振動台上で計測された加速度のスペクトルは若干異なるが、本実験では振動台上で計測された加速度を入力加速度とみ

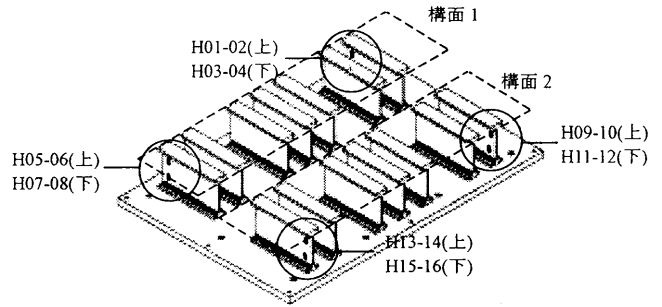
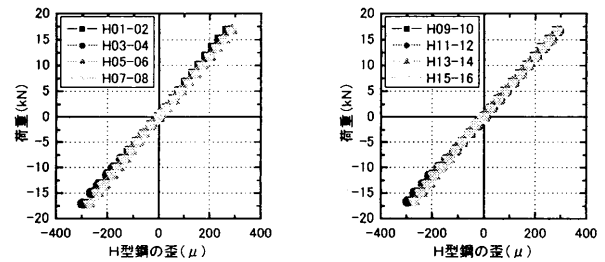


図7 ゲージ貼付位置 (台座H型鋼)



(1)構面1 (2)構面2
図8 H型鋼の荷重-歪度関係 (キャリブレーション)

表5 各RUNにおける地震波の目標入力レベル

	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4
入力レベル(G)	0.05	0.20	0.40	0.80

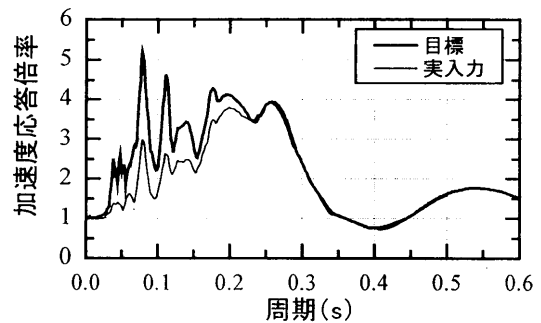


図9 入力地震波及び振動台上の計測加速度の応答スペクトル

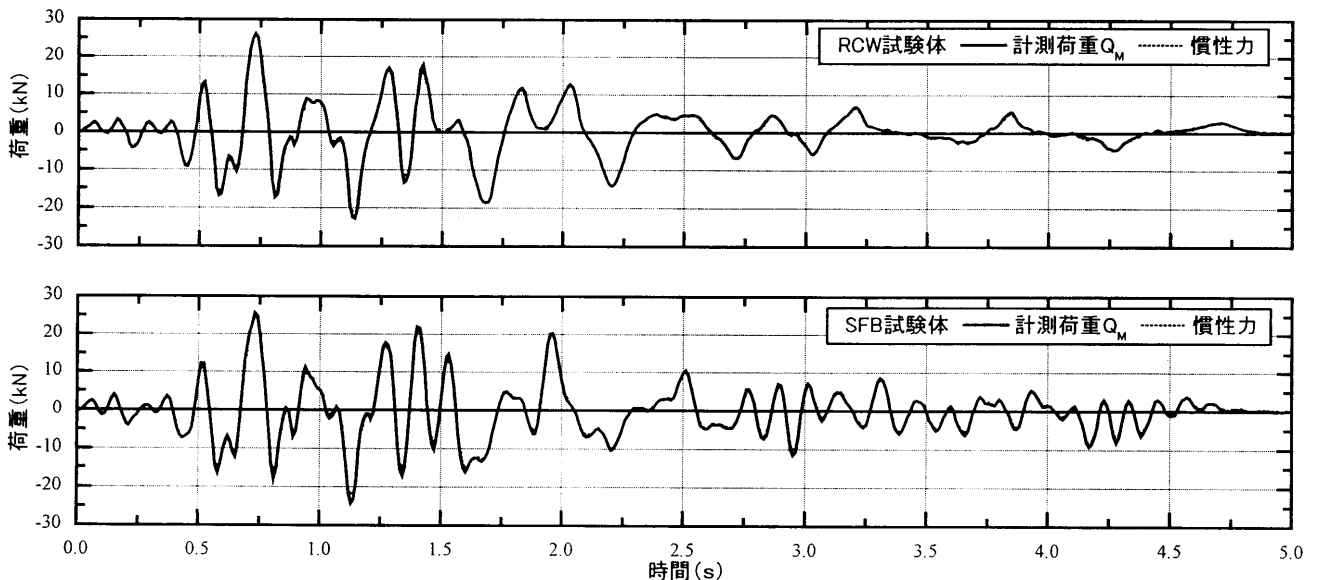


図11 RCW, SFB 両試験体における計測せん断力と慣性力の比較

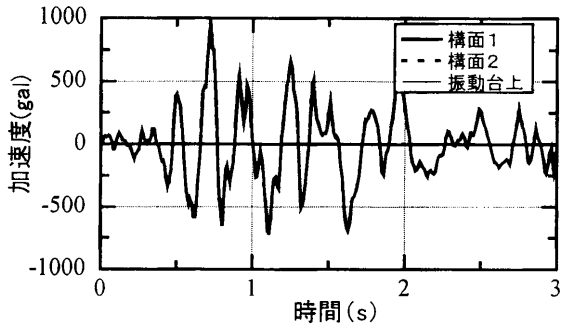


図10 振動台上及び下スラブにおける計測加速度

なす。図10に0~3秒間の振動台上で計測された加速度及びSFB試験体(RUN4)における構面1及び構面2の下スラブ上で計測された加速度の時刻歴を合わせて示す。図より、各加速度の時刻歴はよく一致し、試験体の下スラブは台座H型鋼及び両側に取り付いたロードセル(圧縮型荷重計)により十分な剛性が確保され、振動台と一体で挙動している事が確認された。これにより、各構面への入力加速度は等しいとみなす事が出来る。

3. 実験結果

3.1 ロードセル及び台座H型鋼による計測せん断力

本節では負担せん断力の計測方法の妥当性を検証するため、式(6)と式(8)の関係について検討する。図11にRUN4のRCW、SFB両試験体における計測せん断力の時刻歴を示す。図中に示した計測せん断力はロードセル及び台座H型鋼によって計測されたせん断力の構面1及び構面2の合計値である。図11より、RCW試験体及びSFB試験体のせん断力の計測値(式(6))は慣性力(式(8))の値とよく対応し、本手法による各構面の負担せん断力の計測方法は妥当であると考えられる。

3.2 破壊過程

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

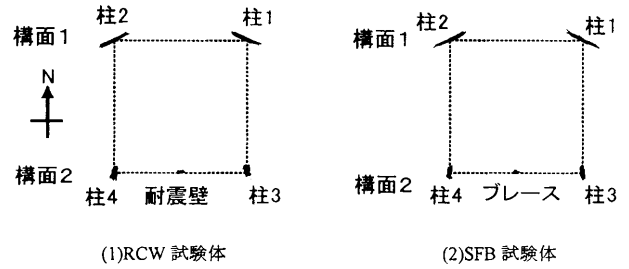
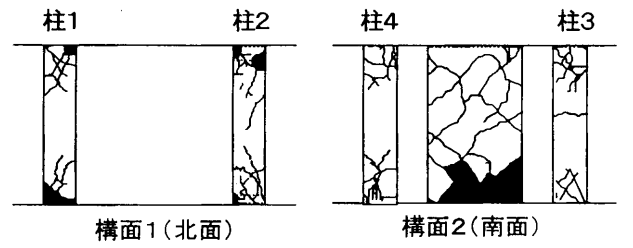
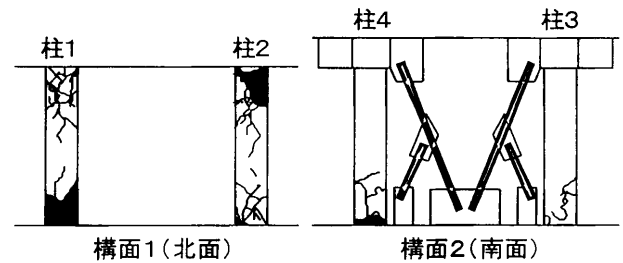


図12 RUN3における各部材の変位オービット



(1)RCW試験体



(2)SFB試験体

図13 最終破壊状況

(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。

(1)RUN1

RCW試験体では、ひび割れはほとんど発生しなかった。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

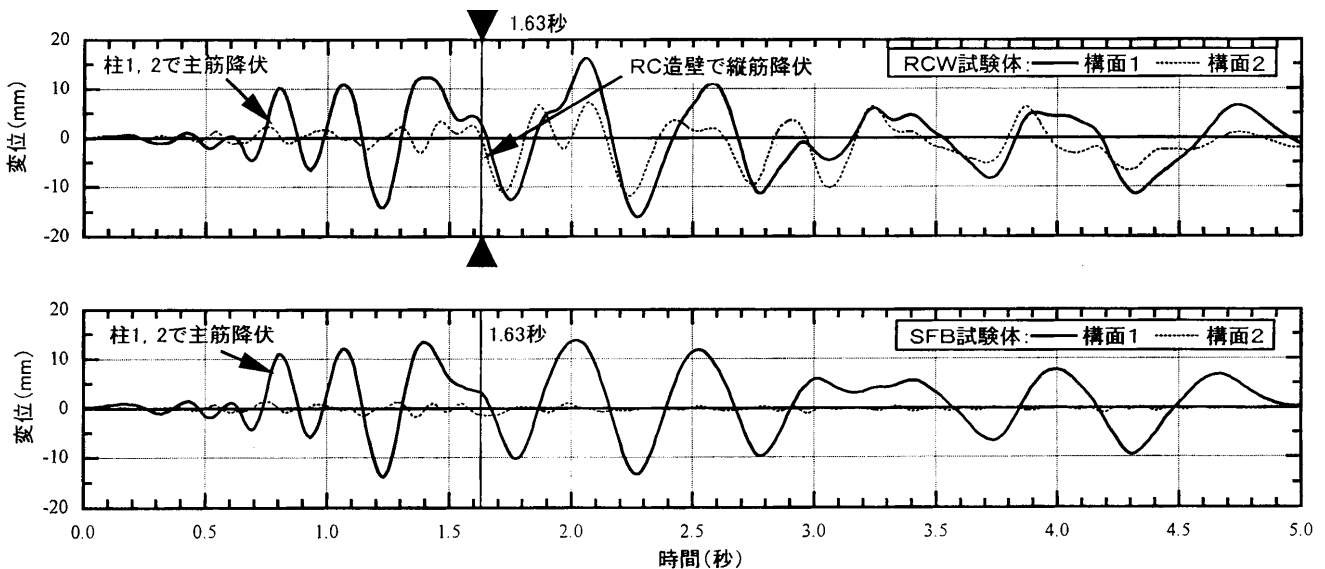


図14 RCW及びSFB試験体の構面変位の時刻歴(RUN4)

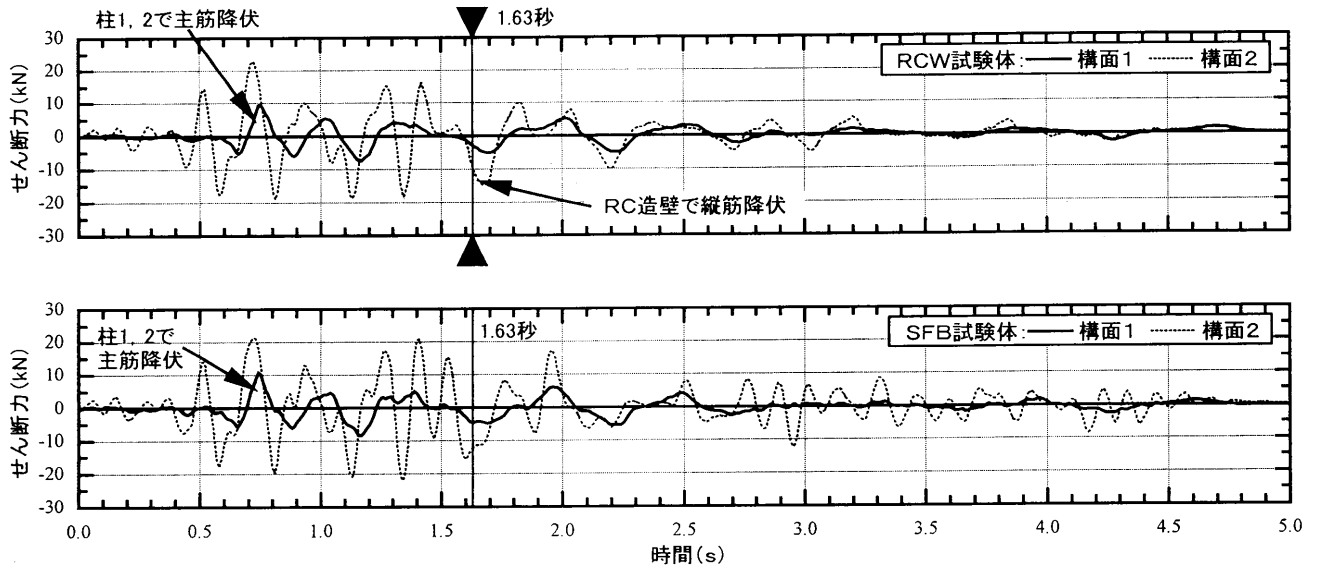


図 15 RCW 及び SFB 試験体の構面せん断力の時刻歴 (RUN4)

RCW 試験体において、柱 2 北面上及び柱 4 南面上下 60mm 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 0~60mm 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。

SFB 試験体では、柱 1、2 において、上 0~90mm 及び下 0~60mm 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 12 に RUN3 における各部材の変位オービットを示す。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、RUN1~3 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 13 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 90mm、柱 2 では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 0~90mm 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、激しいコンクリートの剥落が見られた。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が著しかった。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 14 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、図 15 には両試験体における構面せん断力の時刻歴を示す。図 14 において、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。また、図 15 において RCW 試験体では構面 2 のせん断力は 1.63 秒以降において振幅が小さくなっている事がわかる。実験において構面 2 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 16、図 17 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 16 と図 17 の比較により 1.63 秒前後の挙動の違いは確認出来る。すなわち図 16 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 17 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

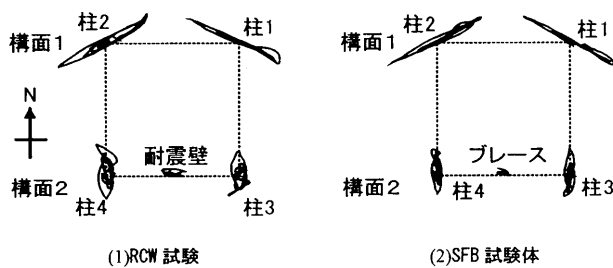


図 16 1.63 秒以前 (RUN4) の各部材の変位オービット

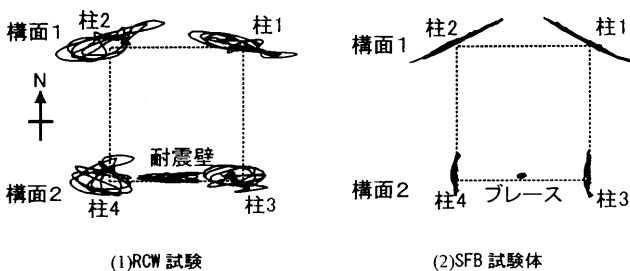


図 17 1.63 秒以降 (RUN4) の各部材の変位オービット

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。

以上により、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。

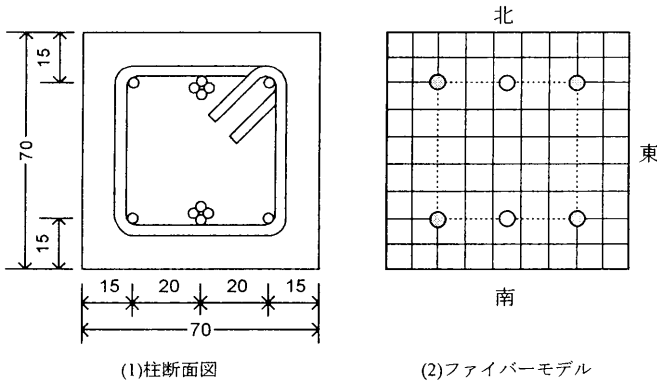


図 18 柱断面の要素分割

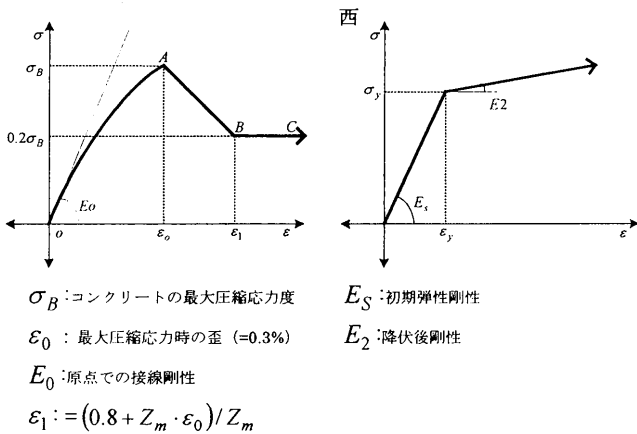


図 19 材料のモデル化

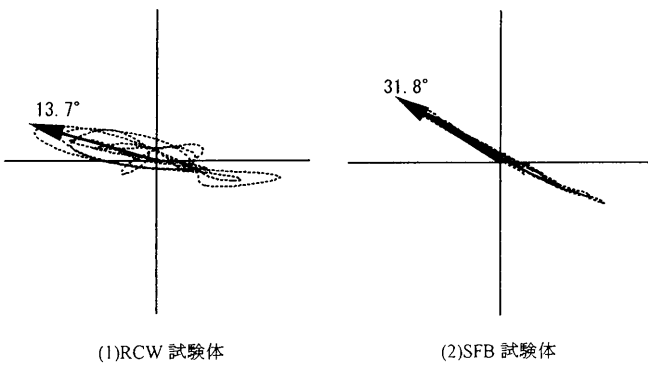


図 20 入力変位方向

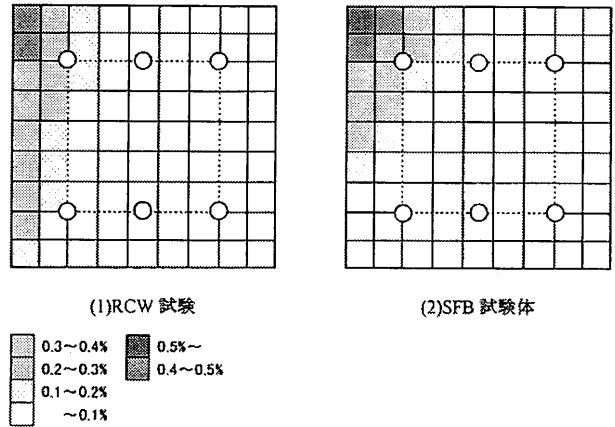


図 21 歪レベルの分布 (層間変形角 1/100rad)

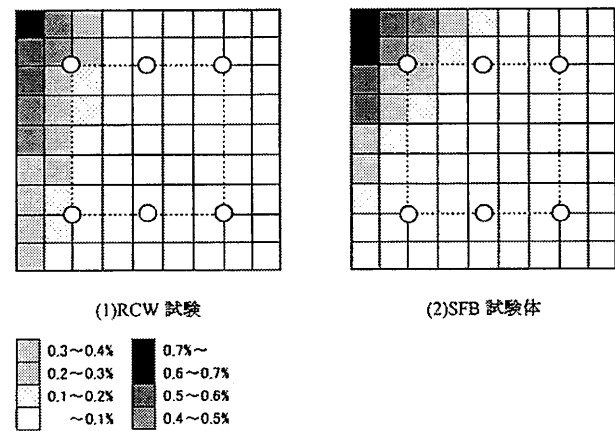


図 22 歪レベルの分布 (層間変形角 1/75rad)

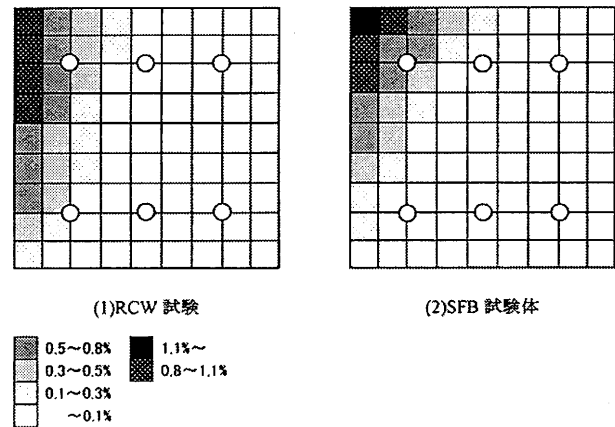


図 23 歪レベルの分布 (層間変形角 1/50rad)

4. 断面解析を用いた柱の損傷程度に関する考察

4.1 解析概要

本章では、前章において 2 方向の変位が強制された柱 1 に関して、RCW 試験体及び SFB 試験体の破壊性状の違いを調べるため、ファイバーモデルを用いた断面解析を行った。加力は変位制御により 4.2 節に後述する部材斜め方向への漸増載荷を行った。ここで、曲率の分布は柱曲げモーメント分布と同形状と仮定し、柱頭に強制した変位を実現する危険断面位置での曲率を解析時の曲率として与えた。図 18 に断面の要素分割を示す。部材断面は図 18(2)に示すよ

うに、上下及び左右のかぶりモルタルは厚さ方向にそれぞれ2分割、コアモルタルは7分割で、計81個のファイバー要素に分割した。図19に各材料の応力度-歪度関係を示す。モルタルは Kent and Park Model⁹⁾を、鉄筋は Bilinear モデルをそれぞれ用いた。モルタルおよび鉄筋の材料特性は表1、2の材料試験結果を反映させた。ただし、モルタルは引張力を負担しないものとした。柱には試験体重量の1/4が軸力として作用するものと考え、本解析では一定軸力を仮定した。

4.2 変位の強制方法

前章(3.2)の破壊状況の考察では、1.63秒以降にRCW試験体の振動の挙動が変化する事を確認した。本解析ではRUN4時の1.63秒以降における柱1の変位応答、とくにその方向のみに着目し、図20に示すようにRUN4の1.63秒以降における柱1の変位が最大となる点を目指して斜め一方向載荷を行った。入力角度はRCW試験体が13.7°、SFB試験体が31.8°である。

4.3 コンクリート要素の損傷分布

図21に加力方向での層間変形角1/100radにおけるRCW試験体及びSFB試験体の各モルタル要素の歪度レベルの分布を示す。RCW試験体では歪度の進展は柱西面に広範囲に渡り見られる。一方、より入力角度が大きい(加振直交方向の変形割合が大きい)SFB試験体では、柱の損傷は隅角部に集中し、RCW試験体と比べ最大圧縮歪度(0.3%)を越えた範囲も広く損傷の程度は激しい。図22、図23に層間変形角1/75、1/50radにおける歪度レベルの分布を示す。破壊の進行は概ね図21と同様の傾向が得られ、より入力角度の大きいSFB試験体では損傷が隅各部に集中し、その損傷程度も大きく、本解析によりRCW試験体とSFB試験体の柱の損傷の違いを概ね説明できたと判断する。ただし、実験では最大変形角が1/20rad程度にまで達しており、本解析結果と変形レベルが直接対応しないが、これは層間変形角が1/50(モルタルの最大圧縮歪度はおよそ1%)を超える領域ではモルタルと鉄筋の付着が切れ、平面保持を仮定した解析結果が実際の変形を過小評価していると考えられることから、ここではとくに破壊の進展に着目して1/50radまでの結果を示した。また、本解析では一定軸力を仮定しているが実際には変動軸力が生じている可能性があり、これを考慮することによりRCW試験体とSFB試験体の柱の損傷の格差はより大きくなる可能性がある点は留意する必要がある。

5. 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、以下の知見を得た。

- (1) ロードセル及び台座H型鋼を組み合わせたせん断力計測方法を新たに開発し、これにより計測した試験体の層せん断力と試験体全体の慣性力は良い対応を示した。したがって、本報で示したせん断力の計測方法は、各構面の負担せん断力を独立に計測するための有効な手段であると考えられる。
- (2) 異なる構造偏心を有する2つの試験体において、加振直後から破壊に至るまで終始ねじれが卓越する振動性状を示したSFB試験体では、無補強側構面(構面1)での柱の損傷が、RCW試験体よりもより激しくなる傾向が見られた。
- (3) 上記の結果を説明するために、加振方向に加えて直交方向の変

形を考慮した強制変位を与え、ファイバーモデルを用いた断面解析により柱危険断面位置に生じる歪度レベルを検討したところ、実験における損傷程度の違いを説明することができた。

謝辞

本実験を実施するにあたり、東京大学生産技術研究所中埜研究室の諸兄にご協力いただきました。また、ファイバーモデル解析に当っては、独立行政法人 建築研究所の楠 浩一博士の作成した解析プログラムを使用させていただき、また貴重なご助言を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。なお、本研究を実施するに当たり、文部科学省・科学研究費補助金(基盤研究(B)、「偏心を有する不整形建築物のねじれ地震応答性状の評価と予測に関する研究」、課題番号:15360292、研究代表者:中埜良昭)の補助を受けた。

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) 金裕錫他, 「鉄筋コンクリート偏心ピロティ壁フレーム構造の震動破壊実験(その1)鉄筋コンクリート造試験体の破壊性状」, 第11回日本地震工学シンポジウムCD-ROM論文集, Paper-Ref.263, 2002年11月
- 4) 岡田恒男他, 「1968年十勝沖地震による八戸市立図書館の被害に関する考察」, 日本建築学会論文集, 第167号, pp.47-57, 1970年1月
- 5) 堀田久人他, 「桁純ラーメン梁間独立耐震壁構造からなるRC立体架構の弾塑性ねじれ応答解析」, 日本建築学会大会, 2003年9月
- 6) 藤井賢志他, 「単層1軸偏心建物の非線形応答評価手法に関する研究」, 構造工学論文集, Vol.48B, pp.173-182, 2002年3月
- 7) 上田芳郎他, 「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
- 8) 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, 日本建築防災協会, 1991年12月
- 9) R. Park, "Ductility of Square-Confined Concrete Columns", Journal of Structural Division ASCE Vol.108 No.ST4, 1982年