室蘭工業大学
学術資源アーカイブ
Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive

鉄筋コンクリート造偏心骨組のオンライン捩れ応答実験

メタデータ	言語: jpn 出版者: 室蘭工業大学 公開日: 2014-03-04 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 溝口, 光男, 荒川, 卓, 荒井, 康幸 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/1104

鉄筋コンクリート造偏心骨組のオンライン捩れ応答実験

溝口光男・荒川　卓・荒井康幸

Torsional Earthquake Response of Coupled Reinforced Concrete Frames by Personal Computer–Actuator On–Line System

Mitsuo MIZOGUCHI, Takashi ARAKAWA and Yasuyuki ARAI

Abstract

In 1984 the authers produced a torsional earthquake response testing system in which actuators were linked to personal computer (personal computer-actuator on-line system) by way of reproducing seismic behavior of structures with eccentricity. Using this system the authors have performed experiments on torsional earthquake response of reinforced concrete structures with eccentricity.

In this paper the outline of the personal computer-actuator on-line system and the experimental results on torsional earthquake response of coupled reinforced concrete frames, where eccentricity is varied, are reported.

According to this experiment a large difference can be seen in torsional earthquake response of coupled reinforced concrete frames which have the same stiffness and ultimate strength with varying eccentricity.

1．緒　　言

偏心のある建物が地震動を受けると捩れ振動を生じ，剛性や耐力の小さな部分に損傷が集中すると考えられている。このような捩れ振動を生ずる鉄筋コンクリート造偏心建物を対象に，鉄筋コンクリート部材の崩壊に至るまでの復元力特性を忠実に評価しながら捩れ応答解析を行うことには困難が多い。したがって，岡田・関氏等によって始められた電算機―アクチュエータオンラインシステムによる地震応答実験の手法[1]は，この種の問題を解決する上で極めて有効な手段であると考えられる。この地震応答実験システムによって，鉄筋コンクリート造偏心骨組を対象とした一方向もしくは二方向の並進応答実験は既に行われている[2)~4)]が，捩れ応答実験を行った例は見当らない。

本報では，筆者等が鉄筋コンクリート造偏心建物の捩れ応答挙動を再現できる方法として考案・開発した，パソコンとアクチュエータをオンライン化した慣性モーメントを考慮できる一方向地震入力に対する捩れ応答実験システムの概要，ならびにこの捩れ応答実験システムにより行った鉄筋コンクリート造立体骨組の偏心率を変化させた場合の捩れ応答実験結果について報告する。なお，本報は，既に日本建築学会大会学術講演梗概集ならびに同北海道支部研究報告集へ発

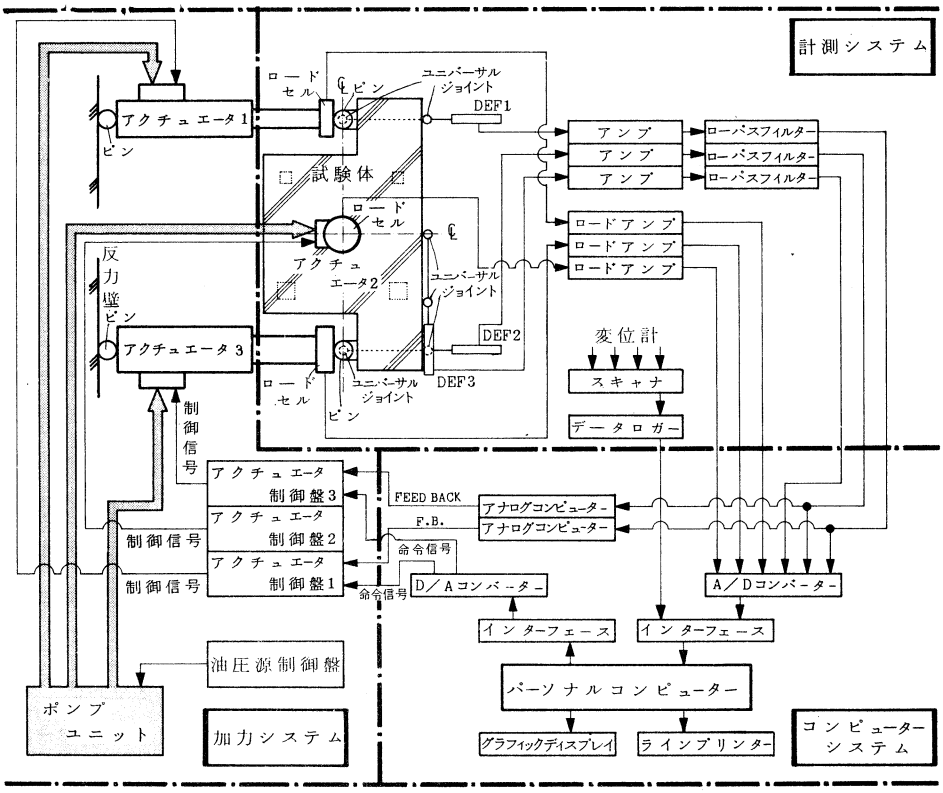
表した内容[5)~8)]について取りまとめたものである。

2．捩れ応答実験システムの概要

捩れ応答実験のシステムを図－1に，応答実験のフローを図－2に示す。また，図－3には加力装置を示す。捩れ応答実験システムの概要は以下のとおりである。

1)水平方向の加力は，図－1に示すように試験体を挟んで平行に配置した二台のアクチュエータによって，任意に設定した重心位置に応答変位と応答捩れ角を強制する方法とした。このとき同時にロードセルにより荷重を検出し，コンピュータに取り込んで重心位置に関する復元力（層剪断力と捩れモーメント）を求めた。

2)変位の制御システムは，二台のアクチュエータ相互の影響を極力避けるため，図－1に示すようにアクチュエータ加力線上に配置した二個の差動トランス型変位計のアナログ信号を，アクチュエータ制御部へ直接フィードバックすると同時に，パソコンへ取り込んで命令信号を出力するダブルクローズドシステムとした。



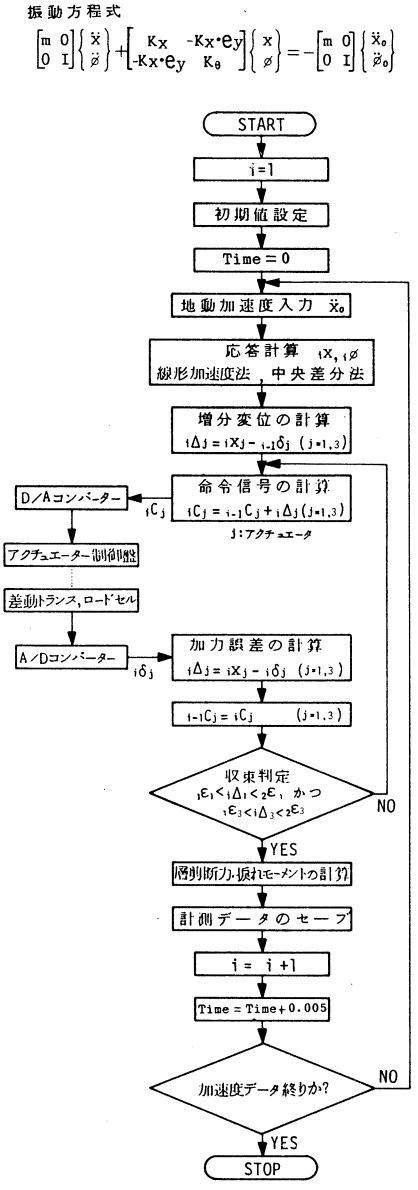
図－1　捩れ応答実験システム

3)アクチュエータへの命令信号の出力方法は，アクチュエータの追従速度を考え一度に出力する命令信号の増分を0.1mm以下とし，応答変位の増分がこれを越える場合には応答変位を越えない回数だけ基準出力変位（0.1mm以下で実験中に変更が可能）を出力し，次に残りの変位を出力する方法とした。また，二台のアクチュエータが同時刻に目標変位に到達するように命令信号を与えた。なお，目標変位に対応する命令信号をアクチュエータ制御部へ与えても，目標変位と測定変位との間に差がある場合には両者の差を命令信号へ上乗せして出力し，両者の差がなくなるようにしている（図－2応答実験フロー参照)。

4)試験体の測定変位が目標変位に到達したかどうかの収束の判定は，目標変位と測定変位の差によって行い，この差が設定した範囲内に収まれば収束したものと見做した。この設定の範囲は，D/A コンバーターの最小出力電圧に対応する変位を基準とし，オーバーシュート側を幅広くして設定した。

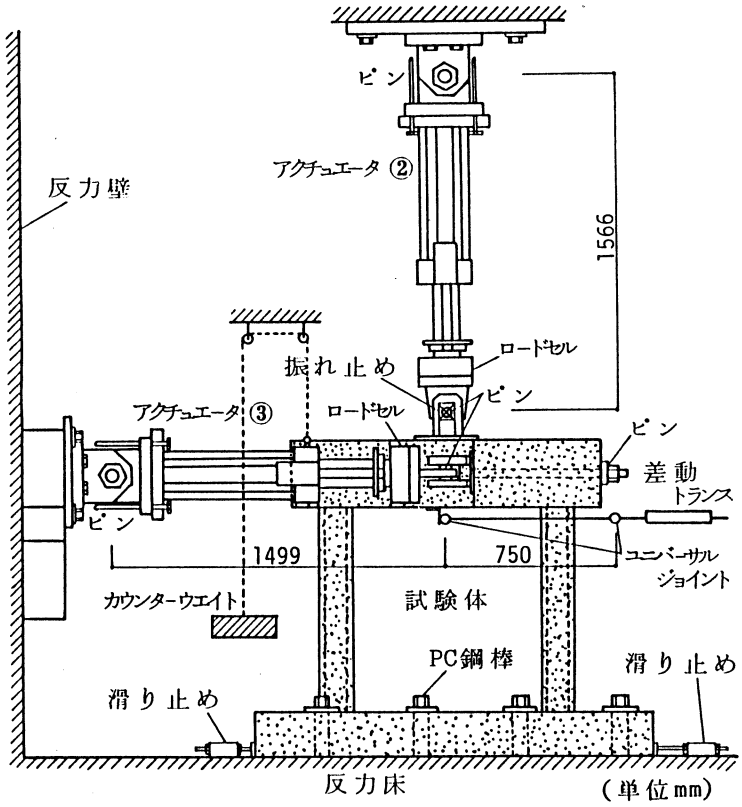
5)差動トランスで計測した変位およびロードセルで計測した荷重は，それぞれのアナログ信号をA/D コンバーターから連続して取り込んだ3計測点の平均値とした。これらの数値は，ローパスフィルターによりノイズが取り除かれており変動が少ないことから，十分な精度を有している。

6)鉛直荷重用のアクチュエータは，天井スラブ上面の中央位置（図－1，3参照）に取り付けた。このアクチュエータの制御は荷重制御とし，実験中には一定荷重が試験体へ加わるようにした。また，鉛直荷重の水平分力は復元力に考慮した。

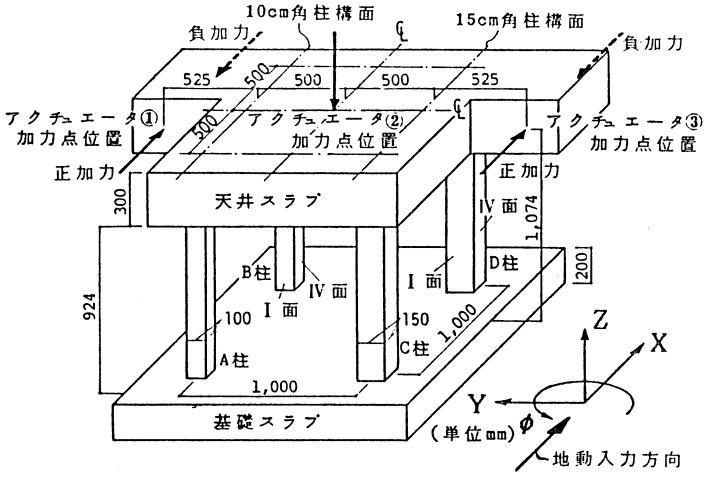


図－2 応答実験フロー

7)地動入力方向と直角方向の変形は，図－3中⊠印のところに両端にユニバーサルジョイントを持つ振れ止め（ピン支点間距離2.35m）を設けて拘束した。



図—3　加　力　装　置



図—4　試　験　体　形　状

3．実験概要

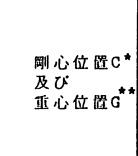
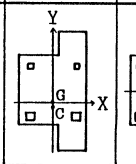
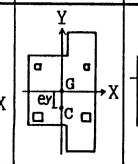
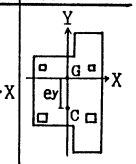
3．1　試験体

試験体は，実大の約1/4の鉄筋コンクリート造一層一スパン立体骨組模型で，図－4に示す一軸偏心の試験体4体である。柱の寸法は10cm×10cmと15cm×15cmの2種であり，柱心距離は100cm，柱内法高さは約90cmである。柱は曲げ破壊が剪断破壊に先行するように設計し，10cm角柱（A,B柱）では主筋に4－D10（Pt＝1.43%），帯筋に4φ@2.5cm（Pw＝0.99%）を用い，15cm角柱（C,D柱）では主筋に4－D13（Pt＝1.13%），帯筋に6φ@5cm（Pw＝0.65%）を用いた。コンクリートは豆砂利普通コンクリートを使用し，打設は鉛直打ちとした。試験時のコンクリート強度F_Cは表－1に，鉄筋の力学的性状は表－2に示す。

3．2　捩れ応答実験

表－1に試験体一覧を示す。試験体の水平剛性および耐力はほぼ等しく，偏心率は偏心距離e_yを表中に示す値として重心位置を仮定したときのものである。試験体の種類は，並進応答実験の$_{85}$FR00と，偏心率をそれぞれ0.15，0.54，1.0の3種として捩れ応答実験を行った$_{85}$FR 15，$_{85}$FR 54，$_{85}$FR 100の合計4種である。表中の質量および回転慣性は，回転慣性算定面積を150cm×150cmとし，捩れ連成の一次固有周期を0.2秒と仮定したときの値である。

表－1　試　験　体　一　覧

試験体名	$_{85}$FR00	$_{85}$FR15	$_{85}$FR54	$_{85}$FR100
剛心位置C*及び重心位置G**				
偏心率	Rex=0 Rey=0	Rex=0.15 Rey=0	Rex=0.54 Rey=0	Rex=1.0 Rey=0
偏心距離(cm)	e_y =0	e_y =9.3	e_y =33.5	e_y =62.3
周期(sec)	Tx =0.154 （並進）	T_1 =0.165 T_2 =0.142	T_1 =0.2 T_2 =0.117	T_1 =0.249 T_2 =0.094
質　量	0.01945 (ton sec²/cm)			
回転慣性	72.951 (ton sec cm)			
鉛直荷重	22.5 (ton)			
終局耐力***(ton)	9.12	9.04	9.17	9.13
Fc　(㎏/㎠)	236	204	264	241

* 弾性時の計算上の剛心位置C
** 応答計算で仮定した重心位置G
*** 各柱の曲げ終局耐力計算値の合計値

表－2　鉄筋の力学的性状

種　別	断面積 (cm^2)	降伏強度 (㎏/㎠)	引張強度 (㎏/㎠)	伸び率 (%)	用　途
D16	(1.986)	3700	5460	26	スラブ筋
D13	(1.267)	3590	5210	25	柱主筋
D10	(0.713)	3690	5290	26	柱主筋
6φ	0.242	3440	4280	25	帯　筋
4φ	0.124	3110	3860	33	帯　筋

（）：公称断面積

入力地震波は1968年十勝沖地震の八戸港湾におけるEW成分で，最大加速度付近の8秒間とその後に2秒間の0データを付加した合計10秒間を，最大加速度が320galになるように補正して用いた。

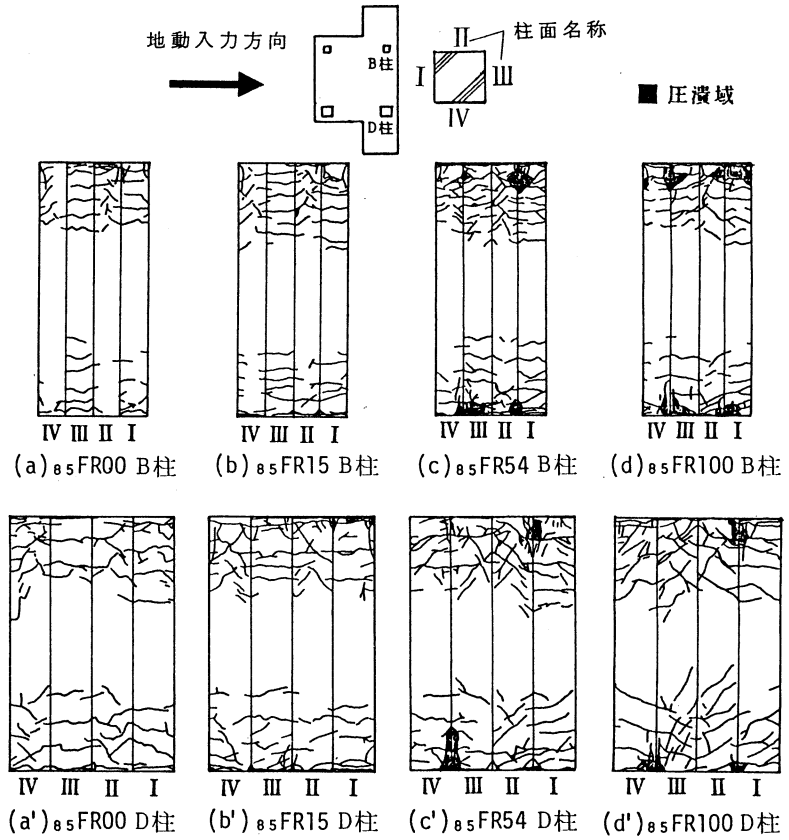
応答計算に使用した数値積分法は，既往の文献[1]等を参考にして加力初期には線形加速度法を，その後は中央差分法を使用した。両積分法とも時間刻みは0.005秒とし，応答実験に要した全時間は，全試験体とも計測時間を含めておよそ11時間であった。また，減衰定数はここでは0とした。

4．実験結果および考察

4．1　亀裂状況

B柱（10cm角柱）とD柱（15cm角柱）の最終亀裂状況を図－5に示した。柱上下端の亀裂発生範囲は，全試験体ともほぼ同様であり，偏心率が異なることによる差は認められない。

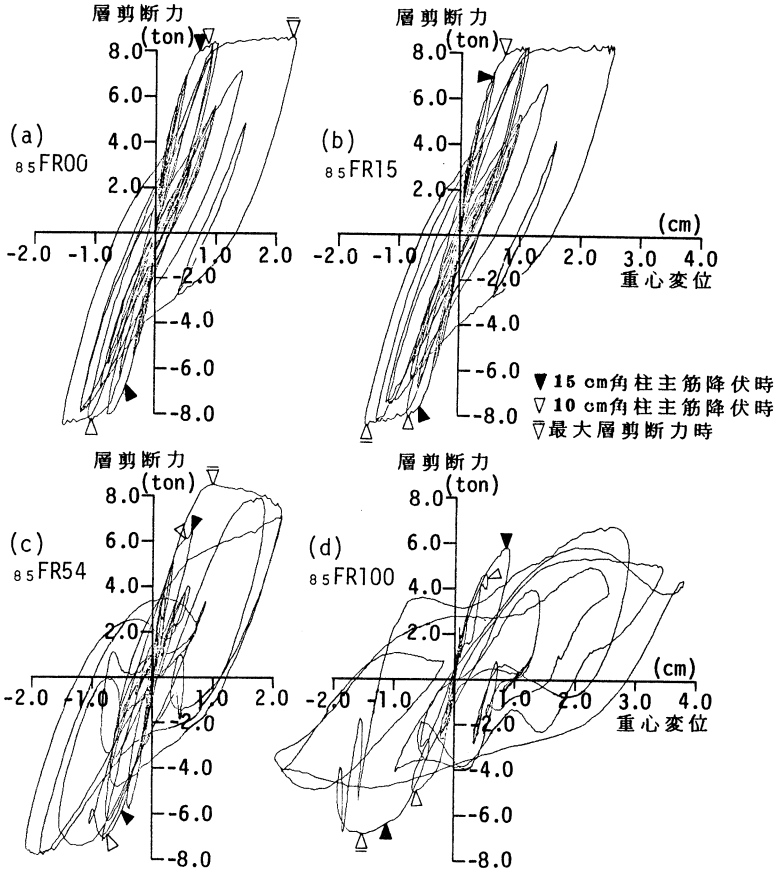
亀裂発生状況については，並進の$_{85}$FR 00と偏心率の小さい$_{85}$FR 15には地動入力方向に直角な面（Ⅰ,Ⅲ面）に曲げ亀裂が，地動入力方向に平行な面（Ⅱ,Ⅳ面）に斜め亀裂が主に発生した。偏心率の大きい$_{85}$FR 54と$_{85}$FR 100には，柱上下端の全面に水平亀裂や斜め亀裂の発生がみられ，隅角部の圧潰が激しくなっている。また，15cm角柱ではⅡ，Ⅲ面の斜め亀裂には角度が急なものや，柱材軸に対し同方向の傾きをもって2面にわたる斜め亀裂が生じ，捩れによる影響が大きいと考えられる。



図－5　亀　裂　図

4．2　応答層剪断力 — 応答重心変位曲線

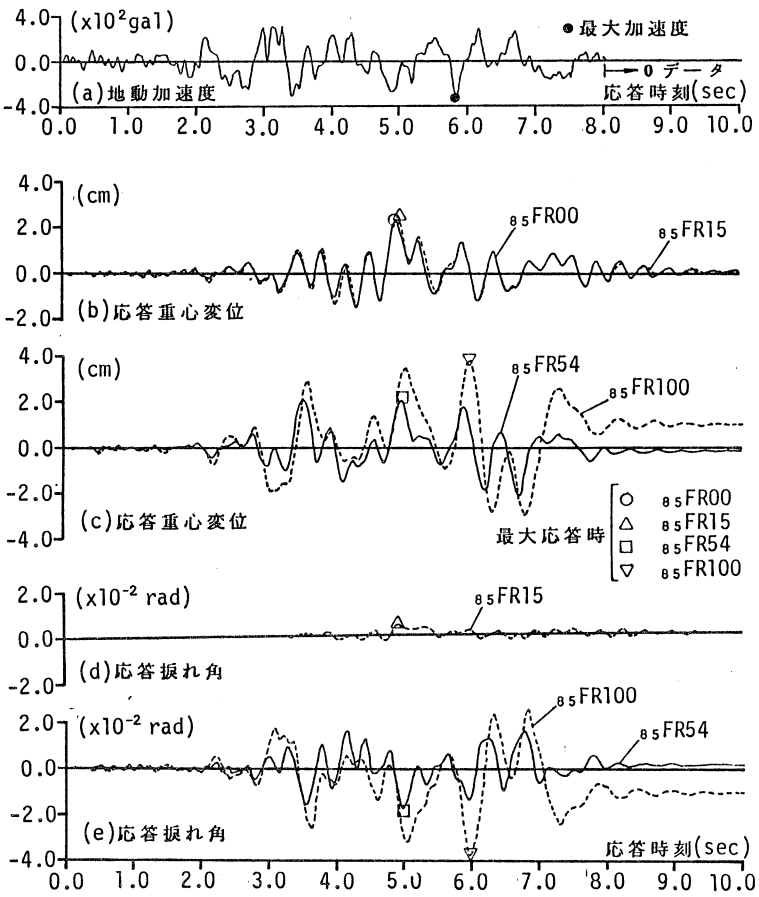
図－6に各試験体の応答層剪断力 — 応答重心変位曲線を示す。並進の$_{85}$FR 00の曲線（同図(a)）をみると，実験開始後剛性はわずかづつ低下し，15cm角柱主筋の降伏によって剛性は大きく低下する。その後，10cm角柱主筋も降伏して剛性はさらに低下するが，層剪断力は柱主筋降伏後も除々に上昇している。ループの形状は，主筋降伏時までは細長く，主筋降伏以後では主筋降伏以前よりも太くなっている。また，ループの傾きは大きな変位を経験するのに伴って緩やかとなっている。$_{85}$FR 15の曲線（同図(b)）は，並進の$_{85}$FR 00とほぼ同様の曲線となっており大きな違いはみられない。これに対して偏心率の大きな$_{85}$FR 54（同図(c)）や$_{85}$FR 100（同図(d)）では$_{85}$FR 00と大きく異なり，主筋降伏以前にも曲線の傾きが小さくなる部分がみられる。また，主筋降伏時の層剪断力は，$_{85}$FR 00に比べて低い。ループの形状は両試験体とも並進周期と捩れ周期とが一致していないため複雑なものとなっており，偏心率が大きくなるほど回転慣性の影響が大きく現れている。



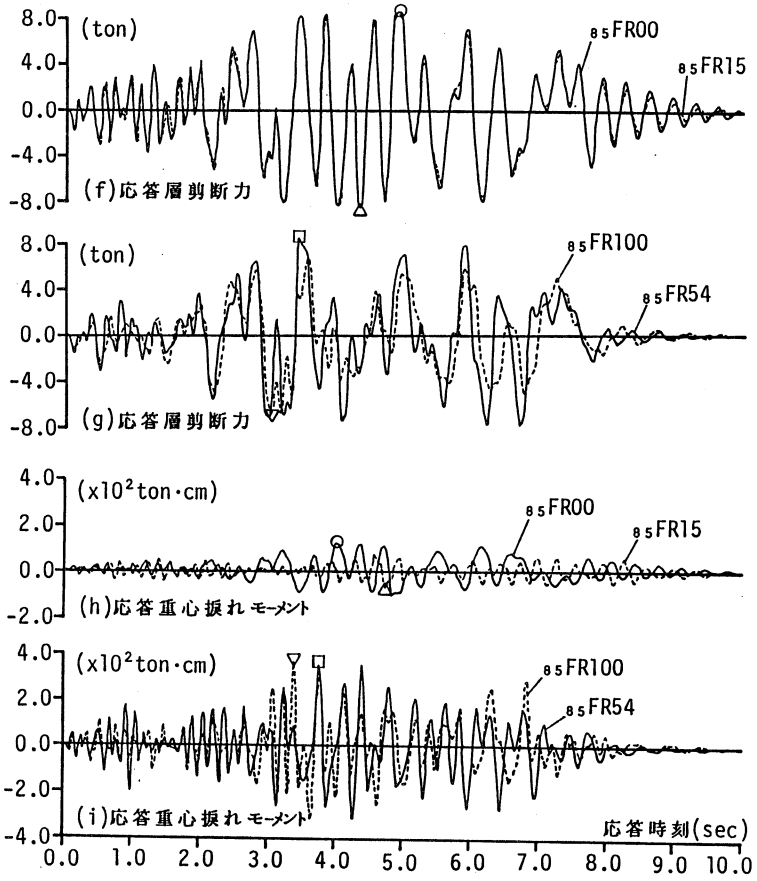
図－6　応答層剪断力 — 応答重心変位曲線

4．3　時刻歴応答

全試験体の応答重心変位，応答振れ角，応答層剪断力，応答重心振れモーメントの時刻歴を図－7(1)，(2)に示す。重心変位の時刻歴（同図(b),(c)）では，$_{85}$FR 15は並進の$_{85}$FR 00とほぼ同じ時刻歴を示しているが，$_{85}$FR 54や$_{85}$FR 100のように偏心率が大きくなるのに伴って，周期は長くなっている。振れ角の時刻歴（同図(d),(e)）についても，重心変位と同様に偏心率が大きいものほど応答周期が長くなっている。並進の$_{85}$FR 00を除き，振れ応答実験を行った試験体では，層剪断力（同図(f),(g)）が始めに最大となった後に重心振れモーメント（同図(h),(i)）が最大となり，その後に重心変位と振れ角がほぼ同時に最大を示した。また，層剪断力，重心振れモーメントが最大となる時刻は偏心率が大きいほど早くなり，重心変位および振れ角が最大となる時刻は偏心率が大きいほど遅くなる傾向がある。



図―7(1)　時　刻　歴　応　答

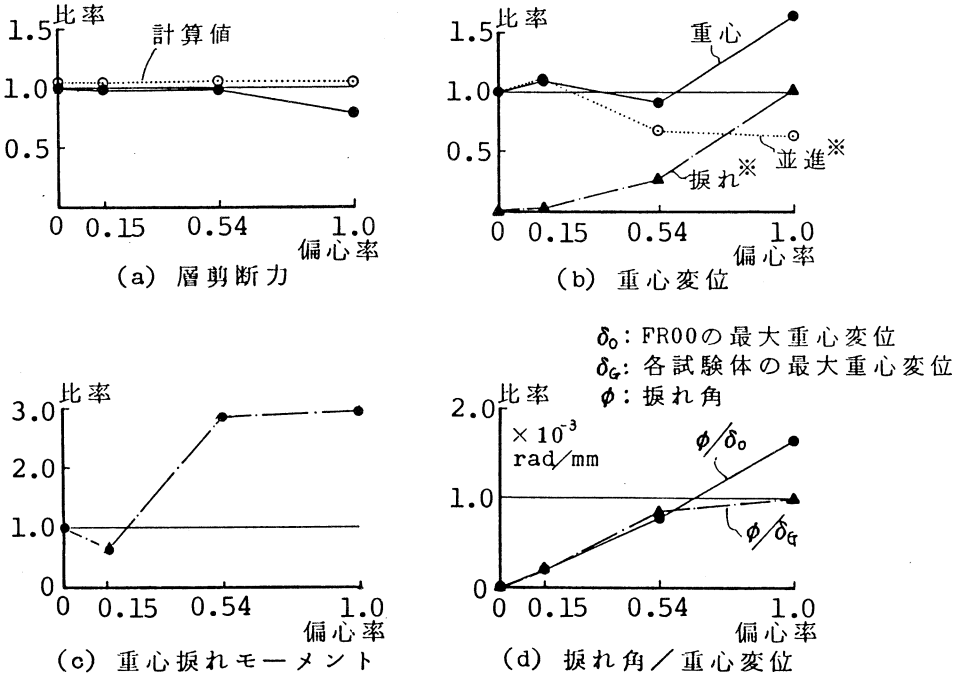


図－7(2) 時 刻 歴 応 答

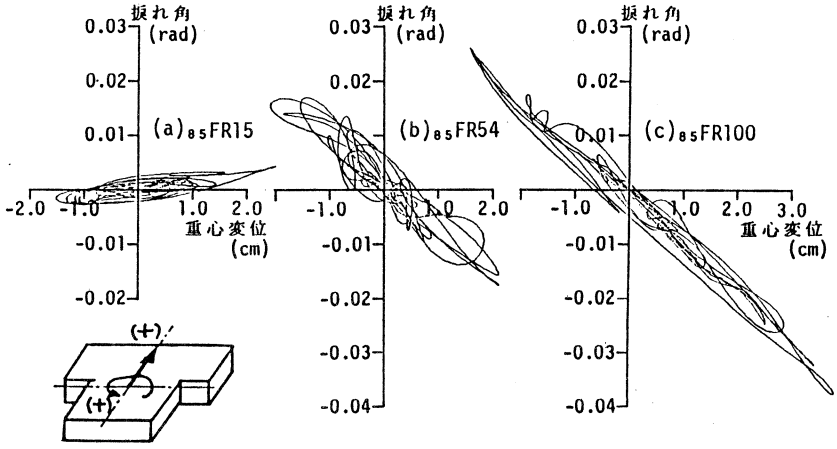
4．4 応答層剪断力および応答重心変位

図－8に各試験体の層剪断力，重心変位，重心捩れモーメントおよび捩れ角/重心変位の最大応答実験値を$_{85}$FR 00を基準として示す。層剪断力には計算値も同時に示した。最大層剪断力(同図(a))では，全試験体とも実験値は計算値を少し下回っている。しかし，偏心率0.54までは実験値には大差がなくほぼ一定となっているのに対して，偏心率1.0では他に比べて20％程度低くなっている。最大重心変位(同図(b))では，偏心率0.54までは顕著な差はなく，偏心率1.0では他に比べ60％程度大きくなっている。最大重心捩れモーメント(同図(c))では，偏心率0.54と1.0とでは重心捩れモーメントは大きくなるが，両者ほぼ同じ値となって大差はみられない。最大捩れ角(同図(d))では，$_{85}$FR 00の重心変位δ_0に対する比で示されるように，偏心率の増加に伴って捩れ角はほぼ直線的に大きくなっている。また，各試験体の重心変位δ_Gに対する比は偏心率が大きくなるのに伴って大きくなるが，その増加の割合は偏心率が大きいものほど小さくなっている。

※ 実験開始時の剛心位置により
重心変位を分解した



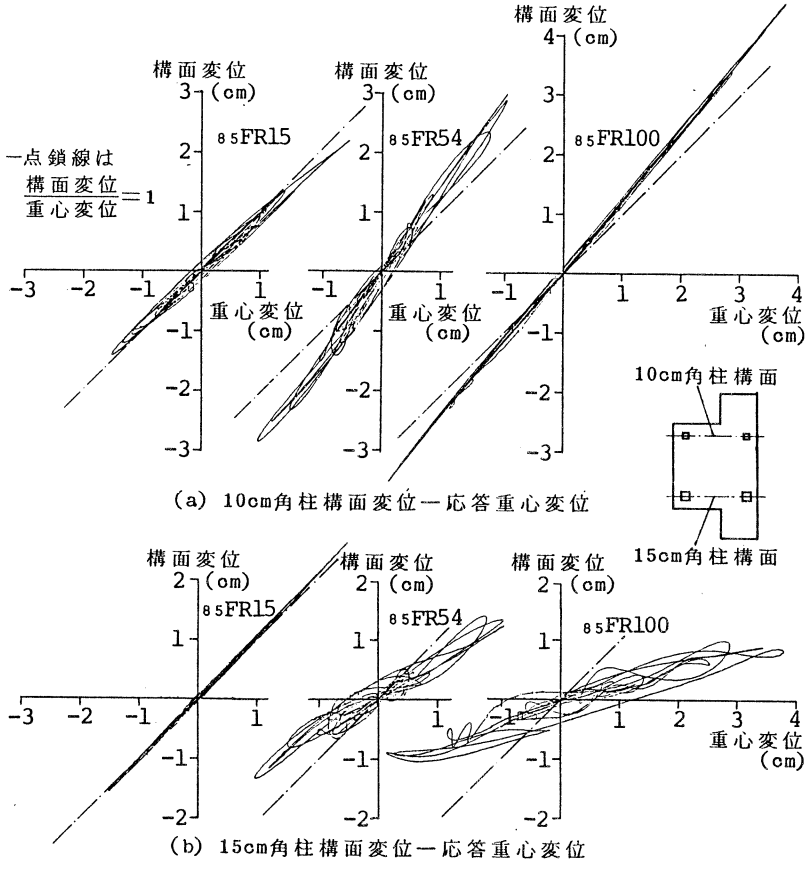
図—8　最大応答実験値



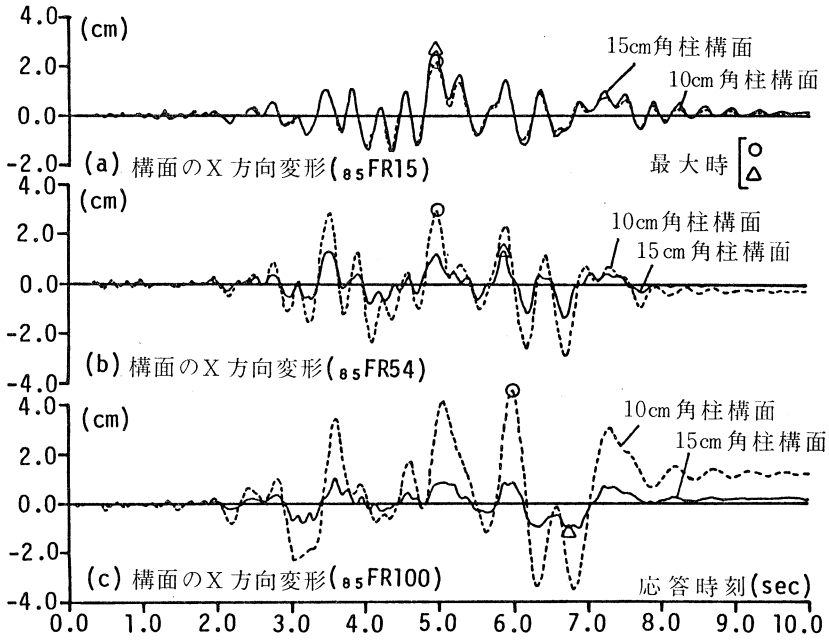
図—9　応答捩れ角—応答重心変位

4.5 骨組の変形と柱部材の変形

図－9に応答捩れ角と応答重心変位の関係を，図－10には構面変位と応答重心変位の関係を示す。また，図－11には構面変位の時刻歴を示す。図－9によると，偏心率の小さい$_{85}$FR 15（同図(a)）では重心変位に対して捩れ角はあまり大きくならず，骨組は並進に近い変形をしていることがわかる。偏心率の大きな$_{85}$FR 54（同図(b)），$_{85}$FR 100（同図(c)）では，重心変位が大きくなるのに伴って捩れ角も大きくなる傾向があるが，その増加の割合は一定ではなく，図のように複雑に変化している。図－10の構面変位をみると，10cm角柱構面では偏心率が大きい$_{85}$FR 54と$_{85}$FR 100は重心変位よりも構面変位が大きく，15cm角柱構面では偏心率の大きいものほど構面変位が小さくなっており，柱部材間の変位の差が大きいことがわかる。図－11は10cm角柱構面と15cm角柱構面の時刻歴であるが，これによると偏心率が大きくなるほど両構面の変位差も大きくなっており，10cm角柱構面変位は15cm角柱構面変位に対して偏心率0.54で約2倍，偏心率1.0で約4倍となっている。



図—10 構面変位－応答重心変位



図—11 構面変位の時刻歴

5. 結　　語

剛性および耐力の等しい鉄筋コンクリート造一層一スパン立体骨組の偏心率を変化させたオンライン捩れ応答実験の結果を要約すると次のとおりである。

(1) 亀裂および圧潰は，偏心率が大きいほど激しくなっている。

(2) 応答層剪断力 — 応答重心変位曲線は，偏心率が大きいほど回転慣性の影響が大きくなり複雑となっている。

(3) 重心変位および捩れ角の時刻歴では，偏心率が大きくなるほど応答周期が長くなっている。

(4) 層剪断力，重心変位の最大応答値は，偏心率0.54までは大差がみられないが偏心率1.0では層剪断力が低下し，反対に重心変位が大きくなっている。また，重心捩れモーメント，捩れ角/重心変位δ_Gは偏心率が大きくなるにつれて大きくなるが，その増加割合は減少している。

(5) 骨組の変形と柱部材の変形では，偏心率が大きいほど剛性の異なる部材間の変位差が大きくなっている。

(昭和61年5月20日　受理)

参考文献

1）高梨・宇田川他：日本建築学会論文報告集，第229号　p.77（昭和50年）
2）岡田・関他：日本建築学会大会学術講演梗概集（構造系），p.1279（昭和56年）
3）関・岡田：日本建築学会関東支部研究報告集（構造系），p.121（昭和58年）
4）関・岡田他：日本建築学会大会学術講演梗概集（構造系），p.2193（昭和59年）
5）溝口・荒井・荒川他：日本建築学会北海道支部研究報告集（構造系），No.58　p.213（昭和60年）

6）溝口・荒井・荒川他：日本建築学会大会学術講演梗概集，C構造Ⅱ　p.179（昭和60年）
7）溝口・荒井・荒川他：日本建築学会北海道支部研究報告集（構造系），No.59　p.209（昭和61年）
8）溝口・荒井・荒川他：日本建築学会大会学術講演梗概集，C構造Ⅱ　p.565（昭和61年）