

実大5層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験

濱田 真* 前川 利雄* 壁谷澤 寿一**

本研究報告は2014年12月から2015年1月にかけて実施された実大5層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験について記したものである。本実大実験の目的は、制振や免震などの先端技術を利用せず、従来の設計手法の枠組みで適用できる在来RC構造技術を対象に、地震後の建物の継続使用性確保に資する新たな構造形式の提案を試みたものである。本研究報告では試験体概要、実験方法および実験結果の概要について述べる。なお本実験は、国土交通省総合技術開発プロジェクト「災害拠点建築物の機能継続技術の開発」の一環として実施されたものである。

キーワード：実大5層鉄筋コンクリート造建築物、袖壁付き柱、静的実験、ひび割れ性状、変形状

1. はじめに

東日本大震災では「現行耐震基準に基づき設計された建築物、耐震改修された建築物においては構造安全性という観点から十分な性能を発揮した。しかし、鉄筋コンクリート造における非構造壁の破損により、その後建築物の利用ができない事例が多く見られた。」と報告されている¹⁾。特にマンション等の都市型集合住宅の玄関回りの非構造壁が損傷して玄関ドアの開閉が困難となることにより、避難上の支障が生じたり、無理矢理こじ開けた後は閉まらなくなり防犯上の問題が生じたりした。

非構造壁の破損は、旧耐震基準による設計や現行耐震基準による設計に係わらず、いずれの年代の建築物にも比較的多く見られており、制振ダンパーで補強された建物においても確認された。非構造壁の地震時挙動の解明や損傷を防止するための方策に関しては、研究の必要性が伝えられているが、構造部材である耐力壁のように研究が十分に進んでないこともこの被害の一因である¹⁾。

本実大実験の目的は、構造スリットで切り離されている袖壁付き柱を活用し、架構の剛性および耐力を増加させることで大規模地震に対して非構造壁の損傷を抑制する設計法を提案し、その性能を確認することである。

なお、本実大実験の背景や目的については文献²⁾に詳述されているので参考にされたい。また本研究報告は文献³⁾を取り纏めたものである。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

- * 技術研究所 建築構造研究グループ
- ** 国土交通省国土技術政策総合研究所

Fig.1 に実大実験試験体の基準階平面図および断面図を示す。試験体は2×1 スパン、実大5階建て鉄筋コンクリート造建築物であり、国立研究開発法人 建築研究所 実大構造物実験棟において製作した。

桁行方向は壁付きフレーム、張間方向は純ラーメンである。階高は3.5m、建物高さは18.7mである。スパン長さは桁行方向、張間方向とも6mである。上部構造の総重量は約550tonである。基礎はスタブとし反力床にPC鋼棒で固定した。桁行方向の壁は、左右対称の2種類の窓型開口部（2.0m×1.8m、1.0m×1.8m、開口周比0.51）により分割され、袖壁、腰壁、垂壁としてフレームに付帯している。

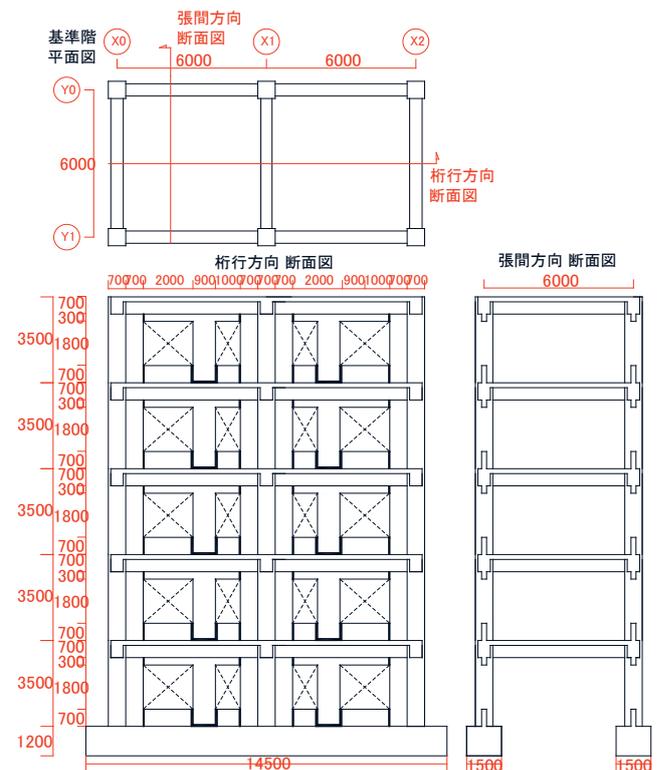


Fig.1 実大試験体 基準階平面図および断面図

構造スリットについては壁板を全てフレームから切り離す3方向スリットではなく、開口端部に縦方向にスリットを設けることで袖壁付き柱と梁で構成されるフレームとしている。また、開口部間には3方向スリットを設けて方立て壁がせん断力を負担しないような計画とした。スリット幅は載荷実験中の早期閉塞を避けるため、通常よりも大きな間隔（袖壁端部では45mm、方立て壁では80mm）を設けた。

2.2 部材断面および配筋

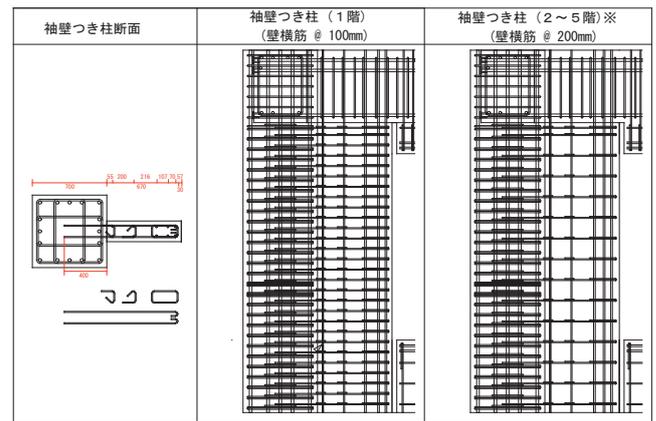
Fig.2 に試験体の柱梁部材断面図を示す。試験体ではY0 構面, Y1 構面はいずれも外端構面となるため内部の架構に比べて支配床面積が小さくなる。そこで、本実験では多スパン構造物の現実的な標準断面にあわせて、張間方向の支配床面積を2倍として想定される重量に対する断面設計を行った。なお、鉄筋強度は規格降伏点の1.1倍、コンクリート設計基準強度は30N/mm²とした。柱梁については壁を無視したフレームにおいて①1次設計用外力(C₀=0.20)に対して層間変形角1/200rad以下、②終局時の標準層せん断力係数が0.30を有するように断面および配筋を設計した。柱断面は700mm×700mm、梁断面は500mm×700mm、柱主筋は16-D25(2~4階), 6-D25(5,R階)である。柱帯筋は4-D13@100(1,2階), 2-D13@100(3~5階)である。梁肋筋は2-D13@100である。柱主筋は1階のみSD345, 2階より上はSD390とした。D13以下の鉄筋はSD295Aを用いた。

Fig.3 に柱に付帯する袖壁付き柱の詳細配筋図を示す。袖壁付き柱は片側および両側袖壁付き柱で同じ端部の配筋詳細としている。袖壁の張り出し長さは700mmとし、壁厚は200mmである。壁の張り出し長さは、袖壁端部および袖壁付き柱に降伏ヒンジを仮定した場合のフレームの終局時の標準層せん断力係数C₀が0.45以上となるように設定している。壁端部補強筋は6-D16とし、閉鎖型鉄筋により拘束している。壁縦筋はD10@200ダブルとし、直交方向には幅止め筋(D10)を設けて拘束した。壁横筋(D10)は壁端部で180度フックにより定着し、柱断面内では直線定着とした。壁横筋の間隔は縦筋の座屈を抑制するため1階では@100mm, その他の階では@200mmとした。1階袖壁付き柱については平面保持仮定に基づく曲げ終局強度, 分割累加式に基づくせん断終局強度を計算し、終局時にせん断破壊しないことを確認している。

Fig.4 にスラブ筋の配筋詳細図を示す。スラブ厚は200mmとし、スラブ筋は桁行方向には上端下端共にD10@150とし、張間方向には上端にD10D13@150で配筋し、下端はD10@150としている。張間方向のスラブ協力幅1m以内のスラブ筋は7列, 全幅で18.5列分(上下端共)となる。

柱	1階	2階	3~5階
断面			
主筋	16D25 (SD345)	16D25 (SD390)	16D25 (SD390)
帯筋	4D13 (SD295A)	4D13 (SD295A)	2D13 (SD295A)
接合部内帯筋		2D13 (SD295A)	2D13 (SD295A)
梁	2~4階	5, R階	
断面			
主筋	8D25 (SD345)	6D25 (SD345)	
帯筋	2D13 (SD295A)	2D13 (SD295A)	

Fig.2 実大試験体 部材断面図



※柱断面中子筋は2階のみ

Fig.3 実大試験体 袖壁付き柱の配筋図

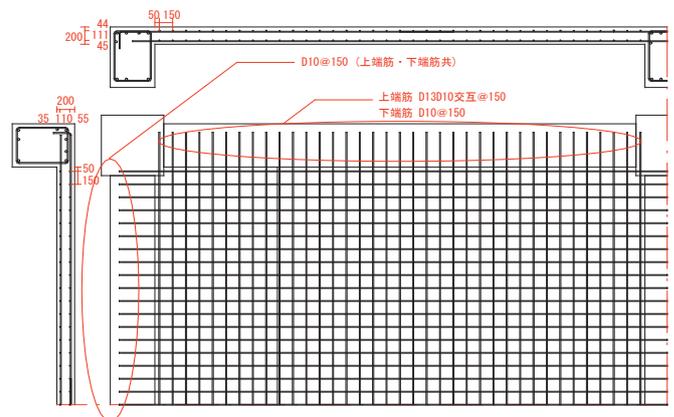


Fig.4 実大試験体 スラブ配筋図

Table1 使用材料 強度試験結果

鉄筋 (N/mm ²)	壁筋 スラブ筋	壁拘束筋	柱梁主筋	柱帯筋 梁肋筋	柱主筋	開口補強筋	
	D10 (SD295A)	D10 (SD295A)	D25 (SD345)	D13 (SD295A)	D25 (SD390)	D16 (SD345)	
降伏強度	352	372	383	340	449	384	
引張強度	482	550	568	498	628	552	
コンクリート (N/mm ²)	実験開始時 (12/16)						
	基礎	1階部 2階床	2階部 3階床	3階部 4階床	4階部 5階床	5階部 R階床	
圧縮強度	38.6	34.9	33.0	37.7	33.6	31.3	
弾性係数	2.92 × 10 ⁴	2.86 × 10 ⁴	2.61 × 10 ⁴	2.85 × 10 ⁴	2.62 × 10 ⁴	2.47 × 10 ⁴	
引張割裂強度	2.76	2.71	2.58	2.68	2.35	2.61	
コンクリート (N/mm ²)	実験終了時 (1/18)						
	圧縮強度	39.5	35.2	34.2	39.0	35.7	34.1
	弾性係数	2.95 × 10 ⁴	2.95 × 10 ⁴	2.54 × 10 ⁴	2.87 × 10 ⁴	2.72 × 10 ⁴	2.59 × 10 ⁴
引張割裂強度	2.92	2.97	2.74	2.76	2.47	2.71	

2.3 使用材料特性

Table1 に試験体製作に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料特性を示す。試験体の製作工程は 2014/7/22 に基礎スタブ、同 8/21 に1階建ち上がり、同 9/10 に2階建ち上がり、同 9/29 に3階建ち上がり、同 10/17 に4階建ち上がり、同 11/5 に5階建ち上がりの打設を行った。いずれもコンクリートは呼び強度を 27N/mm^2 とし、圧縮強度、割裂引張試験は載荷実験開始日と終了日に実施した。

2.4 加力計画と外力分布

Fig.5 に油圧ジャッキ（アクチュエータ）の取り付け状況を示す。屋上階と4階の床位置に加力用のジャッキをそれぞれ4台、合計8台取り付けした。

試験体の X1 構面の直交梁部分に加力用スタブを予め製作し、反力壁に取り付けたジャッキとは鋼製の加力ジグを用いて接続した。ジャッキは床スラブを挟むように取り付け、加力芯がスラブ厚さの中央に一致するようにした。

屋上階と4階の2点載荷としたため、逆三角形分布による応力状態は再現できないが、出来るだけそれに近い状態で実験を行うために設定する外力部分について検討した。基本的には1階柱脚部での層せん断力係数と転倒モーメントを逆三角形分布に合わせることを優先した。その結果、屋上階：4階＝1：2の外力分布を採用することにした。

実験は屋上階の床梁せいの中心高さ位置（1階柱脚から17.15m）の水平変位（ δ ）で制御した。代表変形角（ $R_r = \delta / 17,150$ ） $R_r = 0.0625\%$ 、 0.125% までは1回ずつ、それ以降 $R_r = 0.25\%$ 、 0.5% 、 1.0% 、 1.5% 、 2.0% までは2回ずつ正負繰り返し加力を行い、そして最後に正側にジャッキストロークが許す限り押し切った。なお、最後のループは試験体の最終破壊状況を確認するため、より大きなせん断力を与えるように外力分布を屋上階：4階＝1：1とした。

油圧ジャッキの制御方法について説明する。屋上階のアクチュエータをマスター機として試験体変形をフィードバック信号とする変形制御、その下に配置したアクチュエータ（スレーブ機）はマスター機のロードセル出力に常に連動するような制御（荷重による連動制御）を行った。

2.5 計測計画

2.5.1 架構の変位計測

変位計測は Y1 構面の外側で架構の全体挙動、層毎の挙動、各部材の挙動が計測できるように設定した。変位計測の総数は計 325 点となった。

架構の全体変形は、反力壁（X0 側）と不動点タワー（X2 側）に R,5,4 階はマグネスケールを使い、3階より下はワイヤー式変位計を用いて外部からの絶対変形として計測

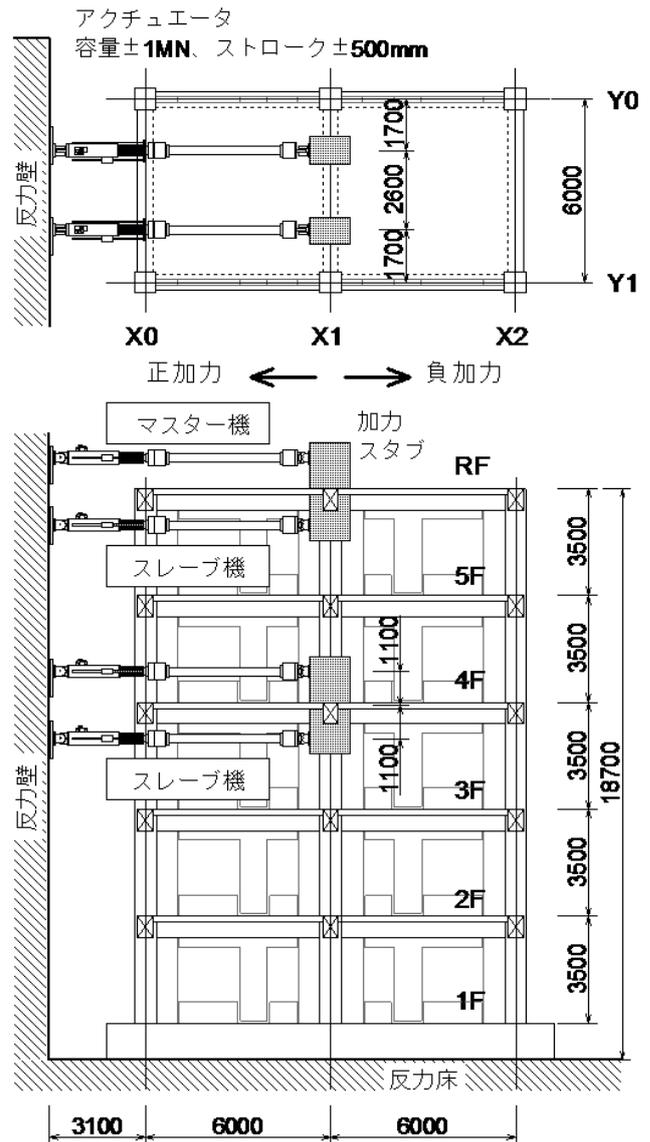


Fig.5 油圧ジャッキ 配置図

し、層の変形は両方の値の平均値とした。

また各階内部では、上下階の床間の水平変形を測定し、層の変形を検証した。柱部材、梁部材についても計測点を連結して測ることができるように変位計を配置し、部材の変形から層の変形を計測できるようにした。

データの収集は、パソコンから2台のデータロガーを同期させてデータを取り込み、同時に損傷記録用のカメラの画像も取り込むことで、損傷の状況とひずみ履歴、変位データを同時に見ることができるようシステムを構築して行った。

2.5.2 窓サッシの計測

地震時における窓サッシの損傷を調べるために、1階 Y1 構面の開口部を利用して、2タイプの窓サッシを取り付けて損傷度合いの違いを検証した。窓サッシは大きな開口には引違いタイプ、小さい開口には縦滑りタイプを取り付けた。

窓サッシは X1-X2 間には標準的な四周をモルタル詰め

とした仕様とし、X0-X1 間には変形追従性能のある耐震仕様とした。

窓サッシの計測は、変位計による窓サッシ各部位の変形量の他に、ピーク時および除荷時において窓の開閉ができるか否か、窓枠の損傷、ガラス・ガスケットの損傷、クレセントの施錠について確認を行った。

3. 実験結果

3. 1 荷重変形角関係と破壊経過

3. 1. 1 荷重変形角関係

Fig.6に1階のせん断力 $Q1$ —代表変形角 Rr 関係を示す。また Fig.7 に各階のせん断力—各階の層間変形角関係を示す。水平変形はY1構面の南北2ヶ所に取り付けた変位計の平均値として、スタブと反力床の滑り量で補正した。なお、 $Rr=1/38rad$ のサイクルは外力分布を変更したため履歴を破線で示した。

3. 1. 2 破壊経過

実大架構試験体の破壊経過を下記に記す。

- ・ $Rr=1/1600rad$ のサイクルではひび割れなどの損傷は確認されなかった。
 - ・ $Rr=1/800rad$ のサイクルでは各階梁は袖壁スリット位置に、スラブは梁と同じ袖壁スリット位置に、1階の袖壁と引張側外柱の柱脚に曲げひび割れが発生した。
 - ・ $Rr=1/200rad$ のサイクルでは、2,3階の梁主筋およびスラブ筋は袖壁スリット位置において降伏ひずみに達した。
 - ・ $Rr=1/100rad$ のサイクルでは、柱主筋が1階脚部で引張側圧縮側とも降伏ひずみに達した。また全層のスラブ筋が袖壁スリット位置において降伏ひずみに達した。4,5階の袖壁スリット位置において梁および袖壁に局所的なコンクリートの圧縮破壊が生じた。
 - ・ $Rr=1/67rad$ のサイクルでは、全層の梁主筋が袖壁スリット位置で降伏ひずみに達した。2,3階の方立て壁と腰壁のスリット幅が狭まり方立て壁と腰壁が接触した (Photo.1)。方立て壁と腰壁が接触し方立て壁がせん断力を負担することで、Fig.6の1階せん断力—代表変形角関係 (図中の○箇所) において $Rr=1/74rad$ 近傍でせん断力の上昇が観測された。
 - ・ $Rr=1/50rad$ のサイクルでは、各階の袖壁スリット位置において梁下端の局所的なコンクリート圧縮破壊が進行し、かぶりコンクリートの剥離が生じた。
- 最終サイクルまで柱梁部材のせん断補強筋の降伏は確認されなかった。

3. 2 ひび割れ性状

各加力サイクルに発生したひび割れを目視により観測した。Fig.8に代表変形角における架構および3階床スラブのひび割れ発生状況を示す。

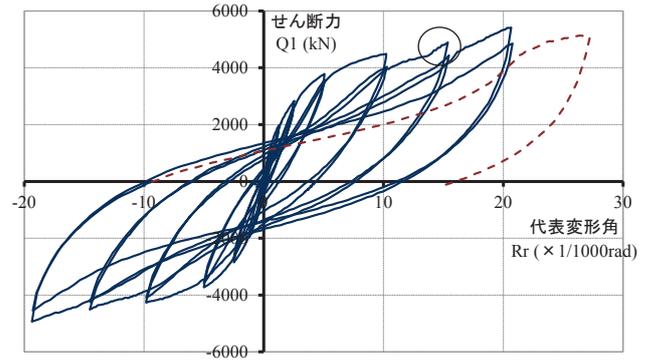


Fig.6 1階せん断力 $Q1$ —代表変形角 Rr 関係

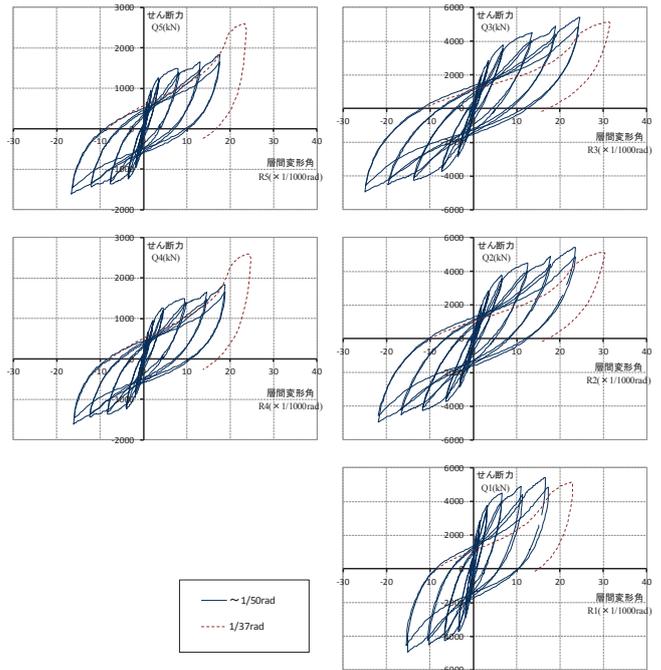


Fig.7 各階せん断力—層間変形角関係



方立て壁が腰壁に接触している様子

Photo.1 2階方立て壁と腰壁の接触状況

3. 2. 1 架構のひび割れ発生経過

- ・ $Rr=1/1600rad$ ：目視観測ではほとんどひび割れの発生は見られなかった。
- ・ $Rr=1/800rad$ ：各階梁の袖壁スリット位置および近傍に曲げひび割れの発生が確認された。柱は1階引張側外柱の柱脚から1/2階高さの範囲に曲げひび割れが発生し、中柱および上階には見られなかった。袖壁は外柱、中柱

ともに曲げひび割れが確認された。

- $R_r=1/400rad$: 各階梁端部の曲げひび割れが進展, 2 階の袖壁, 柱脚部, 3,4 階の袖壁柱頭部に曲げひび割れが発生した。袖壁柱頭部には梁の曲げひび割れから進展したひび割れが見られた。

- $R_r=1/200rad$: 梁端部の曲げひび割れは発生範囲がスリット位置近傍に集中し, ひび割れ幅が拡大している。1 階の柱, 袖壁は加力に対して部材片側の全面に広がっている。1,2 階の袖壁柱頭寄り曲げせん断ひび割れが見られた。3~5 階柱, 袖壁の柱頭側に曲げひび割れが増大, 伸展した。2~4 階の腰壁, 垂壁に梁の曲げひび割れから伸展したひび割れが発生した。

- $R_r=1/100rad$: 梁は主にひび割れ幅の増大, 柱および袖壁にひび割れが発生し, 進展した。2,3 階袖壁にせん断ひび割れ, 4,5 階袖壁脚部で局所的なコンクリート圧縮破壊が生じた。1,4,5 階方立て壁に軽微な曲げひび割れが発生した。

- $R_r=1/67rad$: 梁下端スリット位置で一部コンクリートの圧縮破壊が生じた。1~3 階袖壁脚部で局所的な圧縮破壊が生じた。1~3 階の方立て壁脚部が袖壁に接触し曲げおよび曲げせん断ひび割れが発生した。

- $R_r=1/50rad$: 梁下端スリット位置にかぶりコンクリートの剥落が生じた。1 階袖壁脚部のかぶりコンクリートにも剥落が生じた。4,5 階の方立て壁脚部が袖壁に接触し曲げおよびせん断ひび割れが発生した。

3. 2. 2 スラブのひび割れ発生経過

- $R_r=1/800rad$: 袖壁スリット位置および袖壁範囲内から直交梁に向かって斜めひび割れが発生した。

- $R_r=1/400rad$: スリット位置からの斜めひび割れが直交梁に沿って対面と繋がっている。スリット位置からスラブ全幅に渡り直線的なひび割れが発生している。

- $R_r=1/200rad$: 梁外端側のひび割れは内法スパンの 1/4 範囲でスラブ全幅に発生している。梁内端側は内法スパンの 1/4 を超えスラブ中央域に広がっている。

- $R_r=1/100rad$: 梁外端側, 内端側いずれも発生範囲が広がりひび割れ発生本数も増大している。

— : 正加力時 (左→右) - : 負加力時 (左←右) ■ : コンクリート剥落

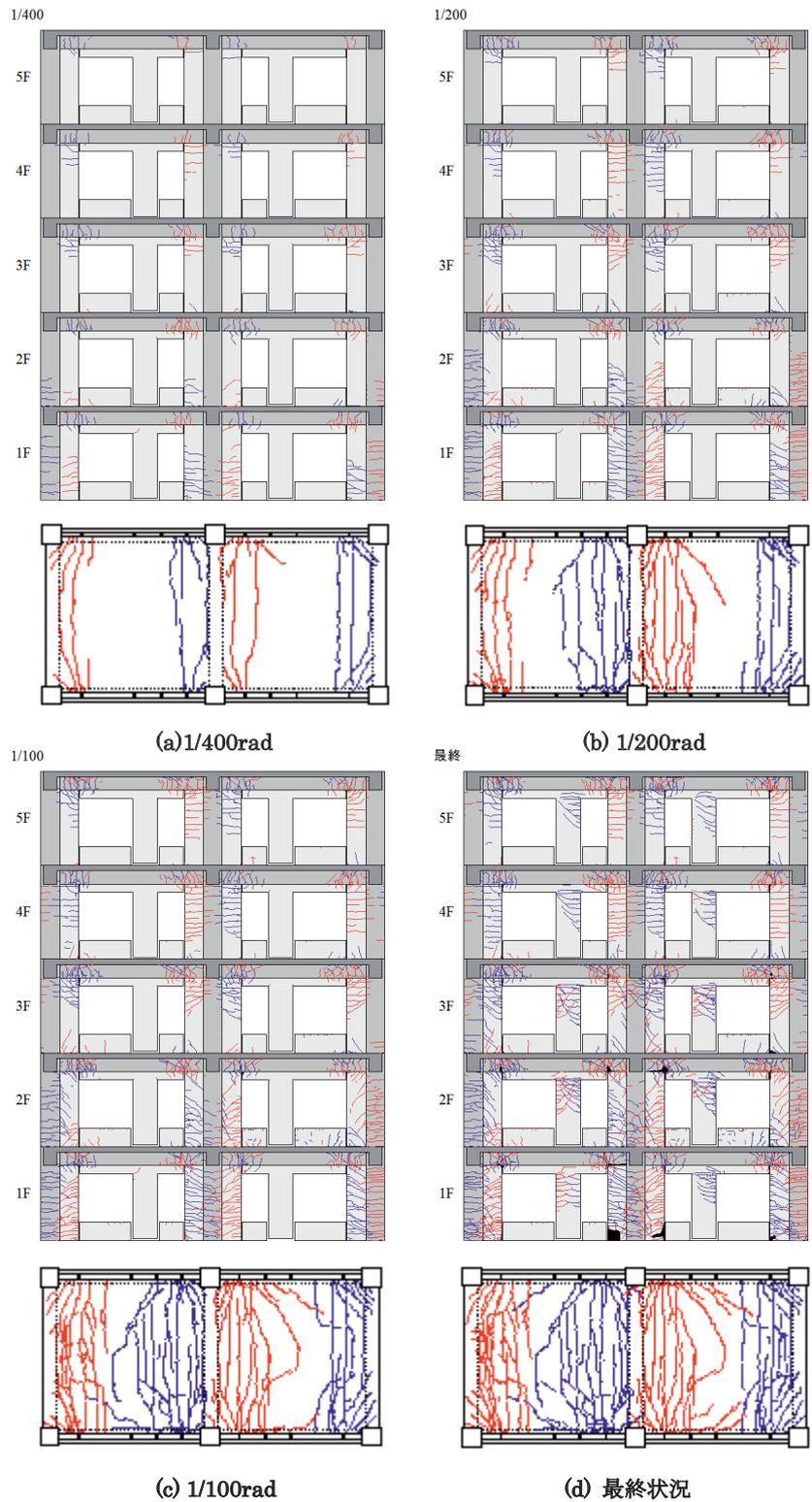


Fig.8 架構および3階床スラブのひび割れ発生状況

- $R_r=1/50rad$: $R_r=1/100rad$ 時がひび割れ発生ピークと見られ, $1/67\sim 1/50rad$ でのひび割れの伸展は僅かであった。

3. 2. 3 柱梁接合部のひび割れ発生経過

柱梁接合部のひび割れは確認されなかった。

3.3 変形状

3.3.1 水平変形分布

Fig.9 に建物高さ方向での水平変形の分布を示す。水平変形は各階の梁せい中心位置で計測したものである。代表変形角で正負の各加力サイクル 1 回目のピーク時で示す。なお、1/37rad 時は外力分布が異なるので破線で示した。2~R 階までほぼ直線分布を示しているが、外力作用位置である 4 階床位置で少し折れ曲がっている様子が分かる。正負を比較すると大きな違いは見られなかった。また、外力分布を変えた 1/37rad 時と他の変形角時を比較しても顕著な違いは見られなかった。

3.3.2 層間変形角分布

Fig.10 に 1~5 階の層間変形角の分布を示す。代表変形角で正負の各サイクルの 1 回目ピーク時で示した。なお、1/37rad 時は外力分布が異なるので破線で示した。代表変形角が大きくなるとともに各層の変形角が大きくなっている様子が分かる。前述したように外力分布の比を屋上階：4階=1：2 としたので、2,3 階の層間変形角が他の階に比べて相対的に大きくなっていた。

3.3.3 柱部材と梁部材の変形

全ての柱と梁について部材変形の計測を行った。柱梁接合部は柱に袖壁が取り付けられているので殆ど変形しないものと考え計測を行わなかった。Fig.11 に 1,3 階の柱部材変形、2,4 階床梁の部材変形の推移を示す。先ず柱部材変形であるが、1 階では正加力で圧縮となる北柱の変形が大きくなっているが、負加力で圧縮となる南柱はほとんど変形していなかった。一方、3 階柱は正負加力ともほぼ対称の変形を示したが、1 階に比べて変形は小さかった。またその他の 2,4,5 階は 3 階とほぼ同じ変形であった。

次に梁部材変形であるが、両階とも北梁と南梁での変形量の顕著な差はみられなかった。また 2,4 階ともほぼ同じ変形で、正負加力ともほぼ対称となっていた。また他階についてもほぼ同じ変形であった。

3.3.4 柱と梁の軸変形

Fig.12 に Fig.11 と同じ箇所の部材での軸変形の推移を示す。1 階南柱は正加力で最大 13mm 程度まで伸びているのに対し、負加力では 4mm 程度にしか達していない。これは南柱が正加力では引張となり負加力では圧縮となっているためである。中柱は正負加力ともほぼ同じ伸びで V 字形の履歴となっていた。3 階柱の軸伸びは最大で 2mm 程度で 1 階に比べるとかなり小さかった。他の階についても 3 階とほぼ同じ挙動であった。梁の軸伸びは 2 階に比べて 4 階の方が若干大きいけどほとんど差異はなかった。両階とも北梁と南梁の伸びが正負で逆転しているのは、加力が中柱位置で行ったため南北で梁に引張力と圧縮力が作用した影響だと考えられる。図示していない他の階についても 2,4 階とほぼ同じ挙動であった。

3.3.5 架構全体の变形

Fig.13 に架構全体の变形図を示す。この図は各階の水

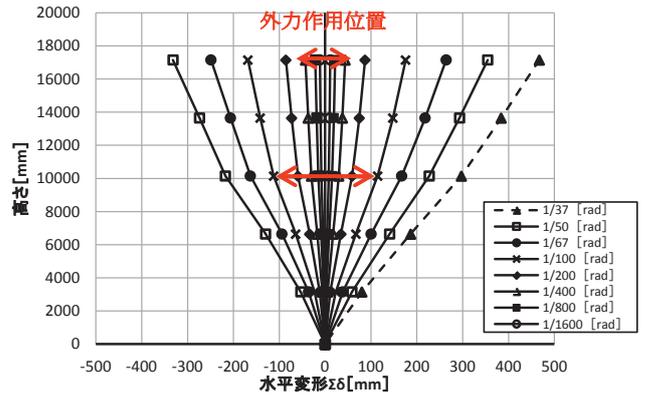


Fig.9 建物高さ方向の水平変形分布

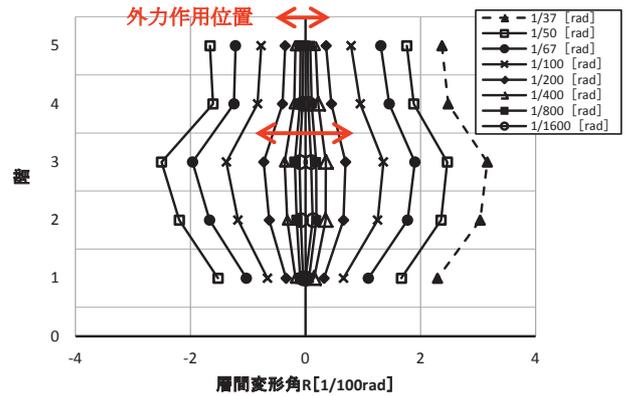


Fig.10 1~5階の層間変形角分布

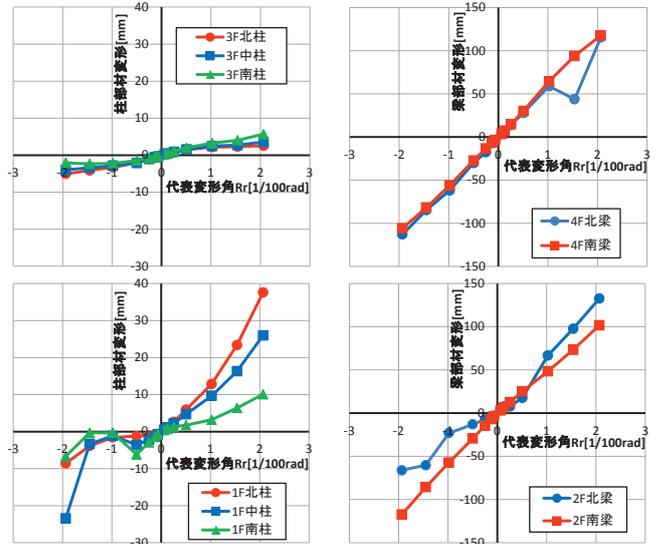


Fig.11 柱部材と梁部材変形の推移

平変位、柱と梁の軸変位から柱梁接合部中心位置の相対位置を計算し作図したものである。図は正加力時のみを示したが、引張側の南柱が伸び上がっている様子が分かる。架構全体の变形としては曲げ変形よりもせん断変形が卓越している様子が伺える。

3.4 窓サッシの開閉状況

1 階に設置した引違い窓と縦すべり出し窓を用いて、層間変形に伴う窓の使用性を比較した。X1-X2 間の窓はサッシの四周をモルタル詰めした耐震対策を施さないタ

イプであり、X0-X1 間は耐震対策を施したものである。

Table2 に各変形角における損傷の状況と使用性の一覧を示す。縦すべり出し窓は引違い窓よりも小さい変形角で窓の使用性に支障をきたす傾向があり、層間変形角 1/248rad の時点で無対策の場合、縦すべり出し窓は開閉、施錠いずれも支障をきたした。耐震対策を施したサッシは縦すべり出し窓では層間変形角 1/248rad、引違い窓では 1/100rad まで使用上の問題は生じなかった。

4. まとめ

□試験体概要と実験方法

- 試験体の設計にあたっては、所定の構造設計フローにより実施した。また、同時に配筋設計も実施し、袖壁端部の補強に工夫をした。
- ジャッキの台数の制限から、屋上階と4階での2点載荷となった。そのため、1階柱脚の転倒モーメントを逆三角形分布と一致するように計画し、屋上階：4階 = 1：2の外力を採用した。

□実験結果

- 水平力の増大に伴い、梁は袖壁端で曲げ降伏が生じ、最終的には1階柱脚も曲げ降伏して全体崩壊形のメカニズムとなった。
- 柱のひび割れは、1～3階では曲げおよびせん断ひび割れが生じたが、4,5階はほとんどが曲げひび割れであった。最終的には1階中柱の袖壁端部でコンクリートの圧縮破壊が生じた。
- 梁のひび割れは、袖壁端でスリットを設けた位置に集中した。また、梁下端でコンクリートの圧縮破壊が生じた。
- スラブのひび割れは曲げひび割れであり、そのひび割れはスラブ全幅に渡って生じた。
- 建物高さ方向の水平変形分布は、ほぼ直線的であった。
- 各階の層間変形は、2,3階が他の階に比べて大きかった。
- 架構全体の変形状況は、曲げ変形よりもせん断変形が卓越していた。

謝辞

はじめに記したように本研究は、国土交通省 総合技術開発プロジェクト「災害拠点建築物の機能継続技術の開発」(平成 25～28 年度)において実施された。下記に本研究の体制を記し、関係各位に厚く御礼申し上げます。

・総括

国土交通省 国土技術政策総合研究所
 国立研究開発法人 建築研究所

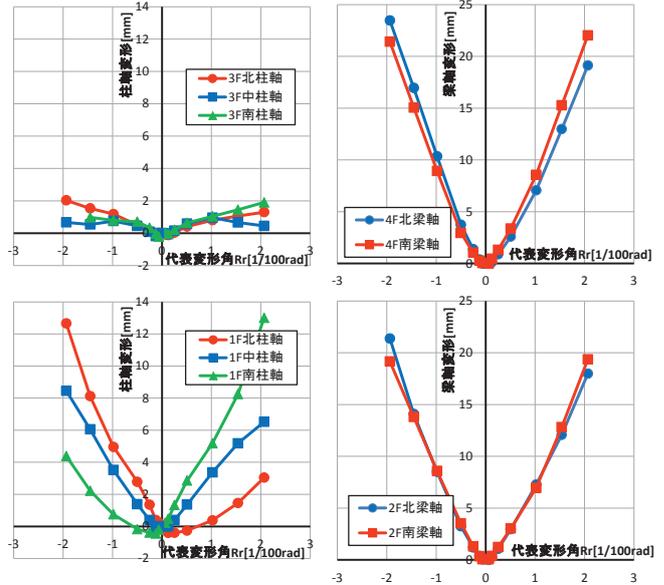


Fig.12 柱と梁の軸変形の推移

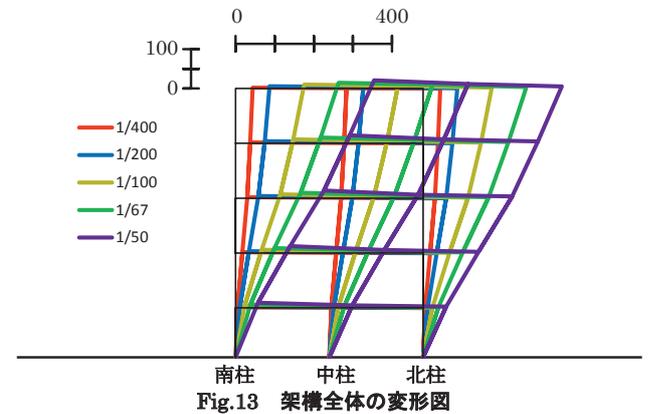


Fig.13 架構全体の変形図

Table2 各変形角における窓サッシの損傷と使用性

1F層間変形角 ()は代表変形角	X0-X1間(耐震対策済)						X1-X2間(対策無:四周モルタル)					
	引違い窓		縦すべり出し窓		縦すべり出し窓		引違い窓		縦すべり出し窓		縦すべり出し窓	
	損傷	開閉	施錠	損傷	開閉	施錠	損傷	開閉	施錠	損傷	開閉	施錠
1/536(1/400)	◇	○	○	◇	○	○	◇	○	○	△	○	○
1/248(1/200)	△	○	○	◇	○	○	◇	○	○	△	△	△
1/121(1/100)	△	○	○	×	△	×	○	○	×	×	×	×
1/73(1/67)	×	○	×	×	×	×	×	△	×	×	×	×
1/48(1/50)	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×

・実大実験・設計法WG

名古屋大学 勅使川原研究室
 東京大学 地震研究所 楠研究室

・損傷量評価WG

東北大学 前田研究室
 東京工業大学 河野研究室
 東京理科大学 衣笠研究室

・実験業務 委託業者

西松建設, 安藤ハザマ, 熊谷組, 佐藤工業, 戸田建設, フジタ, 前田建設工業

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所：
平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震被害調査報告, 2012.3,
国土技術政策総合研究所資料 No.674／建築研究資料 No.136
- 2) 福山洋他：損傷低減のために袖壁を活用した実大5層鉄筋コン
クリート造建築物の静的載荷実験 その1：研究背景, 日本建築学会
学術講演梗概集(関東)構造IV, pp.361～362, 2015.9
- 3) 壁谷澤寿一他：損傷低減のために袖壁を活用した実大5層鉄筋コ
ンクリート造建築物の静的載荷実験 その2～8, 日本建築学会学
術講演梗概集(関東)構造IV, pp.363～376, 2015.9

Static load test of full scale 5-story reinforced concrete building

Makoto HAMADA, Toshio MAEGAWA and Toshikazu KABEYASAWA

Abstract

This research report records the results of the static load test of full scale 5-story reinforced concrete building, which was carried out from December 2014 to January 2015. A purpose of this full scale test is to try to suggest a new type of a building structure, which contributes to securing of continuous use of a building after an earthquake, for an applicable existing technique of reinforced concrete structure in a framework of conventional design technique without use of advanced technique such as seismic structure and base isolated structure. This research report describes an outline of the specimen, the experiment method and its results. This experiment was carried out as a part of the overall technical development project of the “development of a technique to let a function continue for a disaster prevention building” of the Ministry of Land, Infrastructure and Transport.

Key words: Full-scale 5-story RC building, RC columns with wing-wall, Static experiments, Crack property, Deformation property
