

# 論文 既存壁式鉄筋コンクリート造架構における立体解析モデル結果の検証

日高 悠樹\*1・向井 智久\*2・衣笠 秀行\*3

**要旨**：直交壁付耐力壁部材を1本柱置換モデルと3本柱置換モデルの2つの方法でモデル化し実験結果と比較を行った結果、両モデルとも精度がよかった。次に5層壁式試験体に対して、同様の部材モデルを用いて擬似立体と立体で架構をモデル化し荷重変形角関係、水平変位分布、損傷箇所に着目し比較を行った結果、両モデルとも実験結果を概ね捉えた。また立体モデルについて、平面的なねじれの影響が懸念され面外拘束をし解析を行ったが、本検討ではねじれによる効果が小さいことを確認した。

**キーワード**：耐力壁, 1本柱置換モデル, 3本柱置換モデル, 擬似立体解析, 立体解析

## 1. はじめに

高度経済成長期に建設された壁式鉄筋コンクリート造の公営住宅は、空間が狭く現代の生活様式では使用しづらいため空き家が増える傾向にある。一方、壁式鉄筋コンクリート造建物は過去の大地震においてもほとんど損傷はなく、これらを有効活用することで、有用な建築ストックになりうる。これらの有効活用の方法として、既存耐力壁に開口新設を行い、空間を拡大させる方法がある。そのためには対象建物の詳細な耐震性能を把握することが不可欠であるが、壁式構造建物は壁量・壁率を用いた簡便な設計によって建てられているものが多く、設計当時の設計資料には本検討に有効な情報が残されていないことから、耐震性能が解析によって適切に評価可能なモデルが必要である。文献<sup>1)</sup>で示されている通り、直交部材の効果を適切に評価することが困難なために、部材のモデル化として3本柱置換柱を用いた立体架構で解析することが難しく、直交部材の効果を考慮した1本柱置換モデルによる平面架構で解析する方法が推奨されている。しかし、3本柱置換モデルを用いた立体架構モデルを確立できれば地震波の多方向入力により3次元の動的挙動評価のための構造解析ができる可能性がある。

そこで本論では、まず文献<sup>2),3)</sup>に記されている直交壁付耐力壁試験体3体（以下、直交壁がシングル配筋の試験体を1NH、ダブル配筋の試験体を1HH、2層試験体を3HHとする）に対し、1本柱置換モデルと3本柱置換モデルを使用した非線形静的増分解析を行い、部材の荷重変形角関係について実験結果と比較し、直交壁付耐力壁を適切に評価するモデルの検討を行う。また、文献<sup>4)</sup>に記されている5層壁式架構試験体を3本柱置換モデルによる立体モデルを作成し、立体挙動を非線形静的増分解

析によって評価できる程度を検討する。荷重変形角関係、水平変位分布、損傷箇所を実験結果と比較し、壁式RC造建物を適切に評価できる立体モデルを提案する。さらに立体モデルでは平面架構では現れないねじれの影響について、各方向のねじれの影響を確認したのち、ねじれが生じないように非線形静的増分解析を行い実験結果と比較する。

## 2. 直交壁付耐力壁実験に基づく部材モデルの検討

### 2.1 実験概要<sup>2),3)</sup>

#### 2.1.1 試験体概要

図-1に3体の耐力壁試験体の正面図と側面図を、図-2に3体の配筋断面図を示す。試験体は1/3縮小モデルである。3体ともH型の試験体で試験体1NHは耐力壁、直交壁およびスラブにより構成され、直交壁がシングル配筋の試験体である。試験体1HHは1NHの直交壁がダ

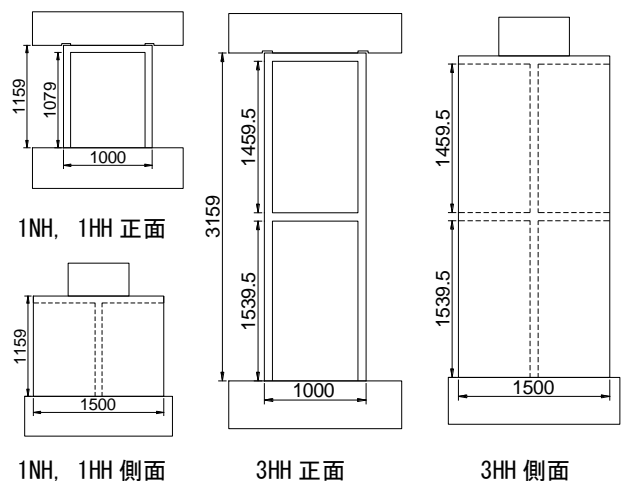


図-1 直交壁付耐力壁試験体図 (単位: mm)

\*1 東京理科大学大学院理工学研究科建築学専攻 (学生会員)

\*2 国立研究開発法人建築研究所構造研究グループ 主任研究員・博士 (工学) (正会員)

\*3 東京理科大学理工学部建築学科 教授・工博 (正会員)

ブル配筋の試験体である。試験体 3HH は 1HH と同配筋とした 2 層の試験体である。反曲点高さは 1NH, 1HH が 1119mm で 3HH が 3119mm である。

### 2.1.2 実験結果

図-3 に 1NH, 1HH, 3HH のそれぞれの試験体の荷重変形角関係の包絡線を示す。同図において最大せん断力は試験体 1NH が +1/71rad 時に 306kN, 試験体 1HH, が +1/110rad 時に 329kN, 試験体 1NH, 1HH は耐力壁のせん断破壊によって耐力低下が見られる。試験体 3HH は、直交壁脚部の圧壊が目立った曲げ破壊と報告されている。

### 2.2 解析概要

表-1 に本解析におけるパラメーター一覧表を、図-4 に試験体 1NH の 3 本柱置換モデル図を示す。1 本柱置換したモデル化の方法については文献<sup>5)</sup>に示す方法を用いている。ここでは紙面の都合上、1NH のみの解析結果を示す。

#### 2.2.1 部材のモデル化

部材は線材置換されたばねモデルを用いる。壁梁は材端に曲げばね、材中央にせん断ばねを配置する。曲げばね、せん断ばねはひび割れ耐力<sup>1)</sup>と終局耐力<sup>2)</sup>を考慮させたトリリニアモデルとする。軸ばねは引張、圧縮ともに弾性とする。耐力壁も同様にトリリニアモデルとし、ばねは以下のモデルごとに配置する。降伏時剛性低下率は曲げばね、せん断ばねともに 0.001 とする。

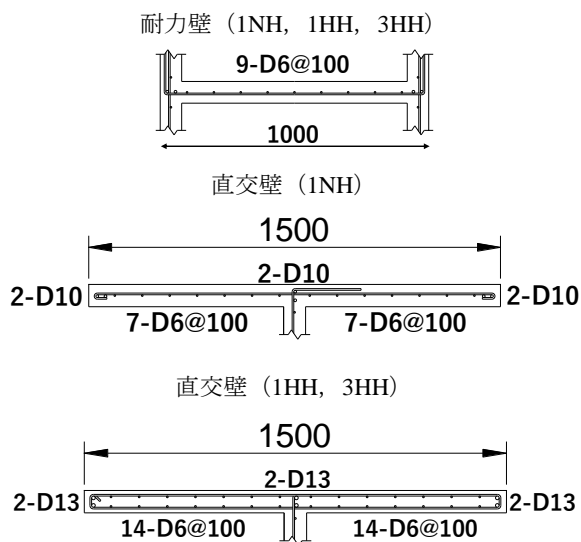


図-2 耐力壁試験体配筋断面図 (単位: mm)

#### 1) 1 本柱置換モデル

耐力壁を 1 本の鉛直方向の線材としてモデル化する 1 本柱置換モデルの場合、耐力壁長さを剛域とする梁を上下に有し、耐力壁中心部分の上下端に曲げばね、中央部に軸ばねとせん断ばねを配置したモデルとして扱う。

#### 2) 3 本柱置換モデル

耐力壁を 3 本の鉛直方向の線材として扱う 3 本柱置換モデルの場合、耐力壁上下梁の剛性は十分に大きくして両端ピンで接続する。その上下端の剛梁の隣には曲げばねのみを有する梁を配する。また、両端ピンで接続される軸ばねのみを有する柱 (以降では、端部壁柱、交差部壁柱と呼ぶ) が両側にあり、中央には曲げばね、軸方向の非線形特性を表す軸ばね、および直交壁の影響も考慮した耐力壁全体のせん断特性を表すせん断ばねを有する鉛直材 (以降では、中央壁柱、直交壁柱と呼ぶ) より構成される。

#### 3) 直交壁の影響

1 本柱置換モデルでは、曲げばね、せん断ばねに直交壁の影響を考慮する。文献<sup>1)</sup>に基づき曲げばねは剛性、

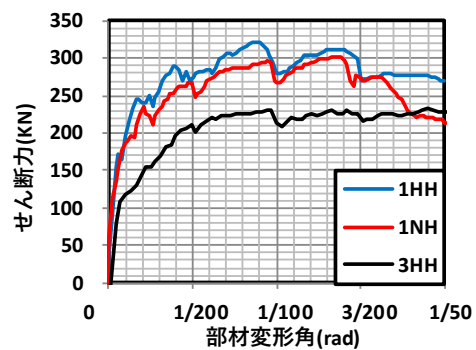


図-3 実験結果

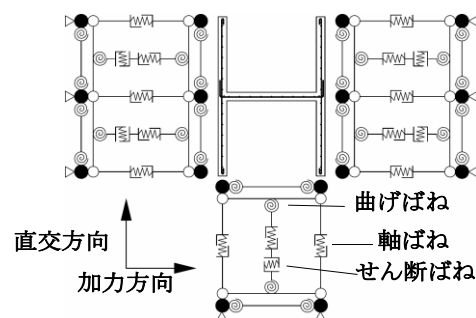


図-4 3 本柱モデル図 (1NH)

表-1 解析パラメーター一覧

|       | 曲げばね         |       | せん断ばね |       | 壁頭曲げ極大 | 使用モデル     |           |
|-------|--------------|-------|-------|-------|--------|-----------|-----------|
|       | 耐力           | 剛性    | 耐力    | 剛性    |        |           |           |
| Case1 | 有効幅考慮        | 協力幅考慮 | 有効幅考慮 | 直交壁無視 | —      | 1 本柱置換モデル |           |
| Case2 | 全幅考慮         |       |       |       | —      |           |           |
| Case3 | 交差部を除いた断面    |       |       |       | 無し     | 有り        | 3 本柱置換モデル |
| Case4 | (80mm×840mm) |       |       |       |        |           |           |

ひび割れ耐力に協力幅を、終局耐力に有効幅を考慮し、せん断ばねは終局耐力のみに有効幅を考慮する。3本柱置換モデルでは、せん断終局耐力のみに直交壁の影響を考慮する。有効幅は文献<sup>9)</sup>に基づき、片側につき直交壁厚さの6倍、または隣り合う耐力壁までの内のりスパン長さの1/4および開口部端までの長さのうち最小の数値とする。

3本柱置換モデルでは耐力壁板部に直交壁が取り付く場合、その取り付く位置で2枚の耐力壁に分割し、分割後の断面でそれぞれ曲げばねの耐力、剛性および剛性低下率を算定する。せん断ばねは、耐力については分割前の断面で直交壁の影響を考慮に入れて算定し、剛性は分割前の断面で直交壁の影響を無視して算定し、それぞれ分割後の断面積比に応じて分配する。

#### 4) スラブの影響

壁梁にスラブの影響を考慮する。文献<sup>9)</sup>に基づき、曲げばねは剛性、ひび割れ耐力に協力幅を、終局耐力に有効幅を考慮し、せん断ばねは終局耐力のみに有効幅を考慮する。

### 2.3 解析結果と実験値の比較

図-5に解析結果と実験値の比較を示す。Case1は曲げばね耐力を有効幅考慮にすることでCase2の全幅考慮と比べ最大耐力が約1.3倍抑えられ剛性、最大耐力ともに概ね実験値を捉えている。Case4は壁頭が曲げ破壊しないよう曲げ耐力を極大にした場合で、耐力壁がせん断破壊するまで両側ピン柱が軸応力を負担することでCase3の壁頭の曲げ耐力を極大にしない場合と比べ最大耐力が約1.5倍上昇し剛性、最大耐力ともに概ね実験値を捉えている。本検討結果より、次章の検討では、擬似立体モデルにはCase1のモデルを、立体モデルにはCase4を使用する。

## 3. 実大5層試験体に基づいた架構のモデル化の検討

### 3.1 検討概要

本架構は文献<sup>4)</sup>に基づき過去に実施された5層の壁式鉄筋コンクリート造架構試験体を対象とする。本架構を

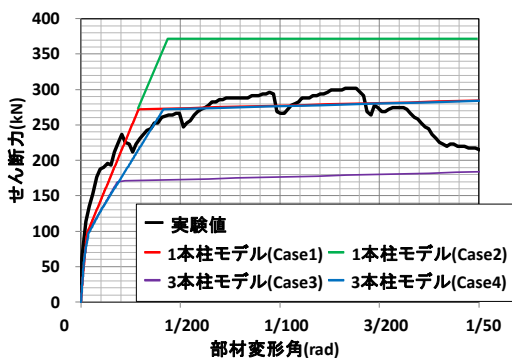


図-5 解析結果と実験値の比較 (1NH)

1本柱置換モデルと3本柱置換モデルでそれぞれモデル化し、非線形静的増分解析を行う。両者の結果の内、荷重変形角関係、水平変位分布、損傷箇所に着目し比較を行う。なお、比較対象は長辺方向とする。またモデル化について、節点は線材置換された柱、壁および梁をそれぞれ構造芯に配し、1階脚部を除きその交点に節点を配置する。1階脚部の移動と回転に関して拘束し、それ以外は非拘束とする。剛域端はフェイス位置とし、危険断面位置はそれぞれ剛域端とする。耐力壁の軸力を算定する上で耐力壁と壁梁、スラブの重量を分配して算出する。その分担割合として、スラブは耐力壁と直交する構面とのなす角の2等分線、隣り合う構面との2等分線、壁梁の内法スパンの2等分線で囲まれた部分の重量を囲まれた部分に接する耐力壁の負担する重量とする。なお、本実験の加力方式は水平加力に先立ち、鉛直方向に約840tを16台のオイルジャッキを用いて加力し、水平加力中はこの値を一定に保った。水平加力はR、5、4階床位置に各10、6、2台の押引両用のオイルジャッキを設置し、それらの全てに等しい油圧を加えて行った。

### 3.2 擬似立体モデル (1本柱置換モデル)

文献<sup>9)</sup>を参照し、同一平面上で両端ピンの剛梁により各構面を接続し解析を行う。

### 3.3 立体モデル (3本柱置換モデル)

耐力壁と直交壁は交差部でXYフレームを共有するピン柱を配置する。壁の曲げばねは端部を除いた断面で耐力算定を行い、せん断ばねにおいては端部を含めた断面で耐力算定する。

### 3.4 実験値と解析結果の比較

#### 3.4.1 荷重変形関係の比較

図-6より実験において最大耐力となる全体変形角約 $9.3 \times 10^{-3}$ rad時に約15700kNに対して擬似立体解析で約13200kN、立体解析では約15400kNとなった。擬似立体解析は0.84倍、立体解析は0.98倍の値である。擬似立体解析に比べ立体解析は直交壁全断面が剛性・耐力に影響を与えるため最大耐力が上昇したと考えられる。

#### 3.4.2 高さ方向における水平変位分布の比較

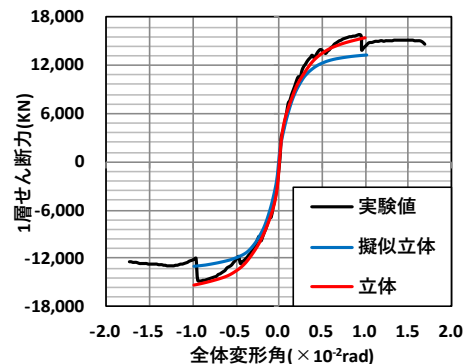


図-6 解析結果と実験値の比較 (荷重変形角関係)

図-7 に全体変形角  $1/200\text{rad}$  における高さ方向の水平変位分布を示す。実験で耐力壁のせん断破壊の様相が初めて確認できた全体変形角  $R=1/200\text{rad}$  時に擬似立体解析は実験値に対して層間水平変位が5層の9.3mmに対して14.4mmと最大約1.56倍だったが、頂部水平変位を比較すると実験値の66.3mmより75.7mmと約12%大きかった。立体解析では層間水平変位を比較すると3層の21.5mmに対して15.4mmと最大約0.72倍であったが、頂部水平変位は66.3mmに対して64.5mmと約6%小さかった。擬似立体解析、立体解析ともに水平変位分布においては概ね捉えた。

### 3.4.3 部材の損傷箇所の比較

図-8 に耐力壁のせん断破壊箇所を示す。ここでは破壊した耐力壁をそれぞれ壁A~Fと定義する。当該破壊箇所を比較すると、実験では全体変形角  $R=1/200\text{rad}$  時にY2構面4.5層の壁A、Bがせん断破壊し、 $R=1/100\text{rad}$  時に4層でもう一方の耐力壁がせん断破壊している。それに対して擬似立体解析は  $R=1/401\text{rad}$  時にY2構面4層の壁Cがせん断破壊、 $R=1/368\text{rad}$  時に5層の壁Dがせん断破壊している。立体解析では約  $R=1/281\text{rad}$  時にY2構面3層の壁Eがせん断破壊しており、約  $R=1/220\text{rad}$  時に3層の壁Fがせん断破壊している。図-9 にY2構面のせん断力-せん断変形関係を示す。ここで、せん断変形とは、Y2構面の耐力壁のせん断変形を全て足し合わせたものをいう。擬似立体解析に対して立体解析は負担せん断力が大きい、せん断変形量が少ないことが分かる。耐

力壁中央部の曲げ剛性が1本柱置換モデルに対して小さく、かつ、せん断剛性は両者とも同一であり、曲げ変形割合が増加したため、擬似立体でいう壁C、Dにあたる立体モデルの壁の負担するせん断応力が減少してせん断破壊箇所が変化したものであると考えられる。

## 4. 立体モデルにおけるねじれ挙動の影響

### 4.1 解析概要

3.1 で示した5層試験体の実験の加力方式は詳細に記載されていない。そこでここでは立体架構に生じるねじれ変形発生の可能性を考慮し、層の面外変形を拘束した条件で非線形静的増分解析を行う。建物最上階のみを面外拘束した場合と建物各階を面外拘束した場合で立体モデルの解析結果にどのような変化があるのかを検討し、実験結果との比較を行う。

### 4.2 試験体頂部の水平変位の比較

#### (a) 面外拘束なし

図-10 に長辺方向、短辺方向プッシュオーバー時に水平変位計測点A、B、Cを示す。表-2に長辺方向と短辺方向それぞれの各計測点における水平変位を示す。長辺方向において点Aと点Bの差は21mm、短辺方向において点Cと点Dの差は55mmと短辺方向がねじれの影響が大きいことがわかる。なお短辺方向における点Bの水平変位が大きい理由としてX0構面はシングル配筋、X4構面はダブル配筋となっておりX0構面はX4構面に比べ弱いためである。

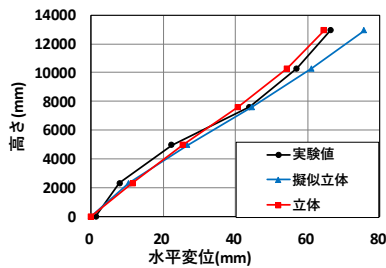


図-7 解析結果と実験値の比較（水平変位分布）

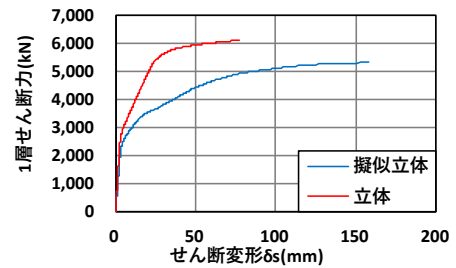


図-9 Y2構面せん断変形比較

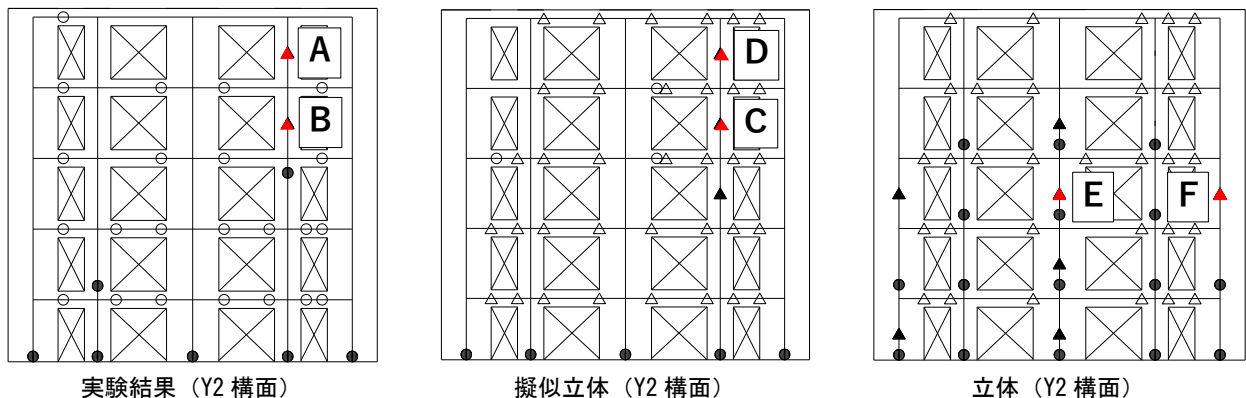


図-8 解析結果と実験値の比較（損傷箇所）

●：耐力壁曲げ破壊 ▲：耐力壁せん断破壊 ○：壁梁曲げ破壊 △：壁梁せん断破壊

(b) 最上階のみと各階を面外拘束

ねじれ拘束の再現方法として建物モデルの最上面に属する節点を同一変位設定とし、かつ加力方向と同一方向にのみ変形するローラー支持とした。表-3 に最上階のみ面外拘束した場合、表-4 に各階を面外拘束した場合の長辺方向と短辺方向それぞれのプッシュオーバー時の節点水平変位を示す。長辺方向における点 A と点 B、短辺方向における点 B と点 C はともに同一の変位であることがわかる。また、上記 2 種類の拘束方法による大きな違いはなかった。

4.3 部材の損傷箇所の比較

図-11 に最上階のみ面外拘束した時の、図-12 に各階を面外拘束した時の Y2 構面損傷箇所を示す。ここでは破壊した耐力壁を壁 G~J と定義する。図-11 において R=1/770rad 時に Y2 構面 3 層の壁 G がせん断破壊しており、約 R=1/711rad 時に 3 層の壁 H がせん断破壊している。図-12 において R=1/835rad 時に Y2 構面 3 層の壁 I がせん断破壊しており、約 R=1/770rad 時に 3 層の壁 J がせん断破壊している。よって損傷箇所は図-8 の面外拘束していない場合と同様の結果であった。長辺方向はもともとねじれの影響が大きいため損傷箇所に違いがなかったと考えられる。

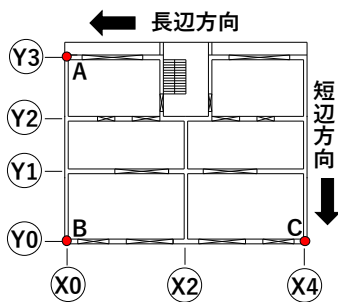


図-10 水平変位計測点

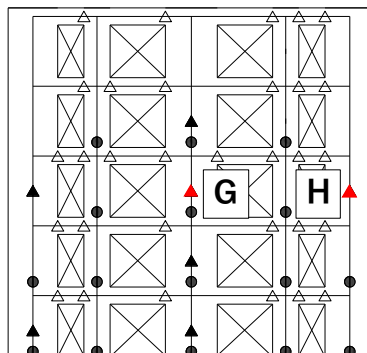


図-11 Y2 構面損傷箇所 (最上階のみ面外拘束)

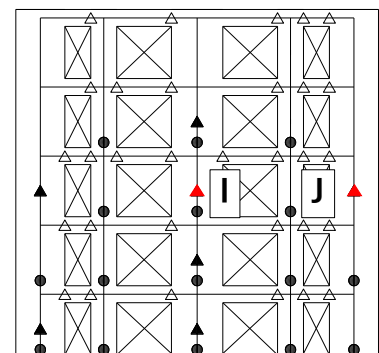


図-12 Y2 構面損傷箇所 (各階を面外拘束)

表-2 水平変位 (面外拘束なし)

|      | 点 A   | 点 B   | 点 C   |
|------|-------|-------|-------|
| 長辺方向 | 395mm | 374mm |       |
| 短辺方向 |       | 247mm | 192mm |

表-3 水平変位 (最上階のみ面外拘束)

|      | 点 A   | 点 B   | 点 C   |
|------|-------|-------|-------|
| 長辺方向 | 201mm | 201mm |       |
| 短辺方向 |       | 211mm | 211mm |

表-4 水平変位 (各階を面外拘束)

|      | 点 A   | 点 B   | 点 C   |
|------|-------|-------|-------|
| 長辺方向 | 201mm | 201mm |       |
| 短辺方向 |       | 206mm | 206mm |

4.4 ねじれを拘束した立体モデルの水平変位分布の比較

(a) 長辺方向の検討

図-13 に最上面のみ面外拘束した立体モデルの全体変形角 R=1/200rad 時の水平変位分布を示す。なお実験結果と擬似立体モデルの分布は図-7 と同一のものである。最上面のみを拘束することにより実験値との精度は最上階の変位を除きやや下がっている。しかし擬似立体モデルとの結果は図-7 に比べより近い結果となり特に 3 階と 4 階が近い値を示した。図-14 に各階を面外拘束した立体モデルの全体変形角 R=1/200rad 時の水平分布を示す。最上階のみ面外拘束したモデルと比べると 3 階の水平変位が 47.3mm に対して 49.6mm と 2.3mm 変位が増加したが、図-15 に示すように全体的に大きな差は確認されなかった。

(b) 短辺方向の検討

図-16 に建物全体変形角が 1/200rad 時の短辺方向に载荷した時の擬似立体モデルと面外拘束しない立体モデル、最上階のみ面外拘束した立体モデル、各階を面外拘束した立体モデルの水平変位分布を示す。なお試験体の実験は長辺方向にしか载荷していないため短辺方向の実験結果はない。図-16 より擬似立体モデルと面外拘束していない立体モデルを比較すると水平変位の結果に大きな差

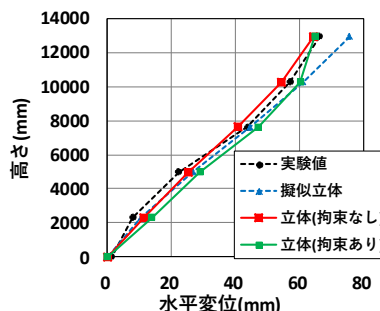


図-13 水平変位分布の比較 (長辺方向, 最上階のみ面外拘束)

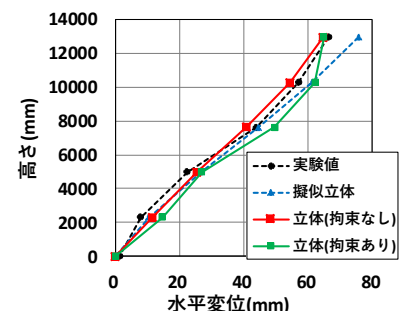


図-14 水平変位分布の比較 (長辺方向, 各階を面外拘束)

がみられた。しかし最上階のみ面外拘束すると、5階の水平変位は擬似立体モデルとほぼ同一の結果を示し、2階～4階の水平変位を見ても精度を除けば拘束する前よりも擬似立体モデルに近い値を示していることは明確である。また、最上階のみ拘束したモデルと各階のねじれを拘束したモデルの水平変位は長辺方向と同様に大きな差はみられなかった。以上よりねじれの影響は短辺方向がより受けやすいことがわかり、詳細な評価を行う場合の解析においては、ねじれ挙動を適切に考慮する必要があることが分かる。

## 5. 総括

本論では、耐力壁部材を1本柱置換モデル、3本柱置換モデルとの2つの手法でモデル化し、また5階建て壁式RC造試験体に対して、1本柱置換モデルを使用した擬似立体モデルと3本柱置換モデルを使用した立体解析モデルにおいて非線形静的増分解析を行い、以下の知見を得た。

- ・部材のモデル化において、1本柱置換モデルにおいては終局耐力算定時、曲げばね、せん断ばねともに直交壁の有効範囲を考慮に入れることで、また3本柱置換モデルにおいては壁頭の曲げばねは降伏しないよう設定することで剛性、最大耐力の精度が大幅に向上し、せん断ばねの終局耐力は有効幅を考慮させることでそれぞれ精度が確保される。
- ・5層試験体架構試験体のモデル化において、水平荷重-全体変形角関係においては、擬似立体解析、立体解析ともに概ね実験値を捉えた。油圧制御によって行われた

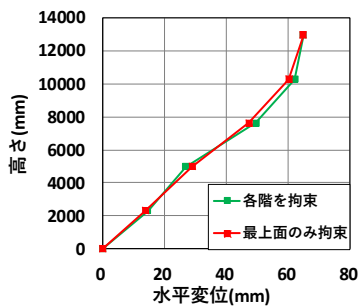


図-15 水平変位分布の比較（最上階のみ拘束と各階拘束）

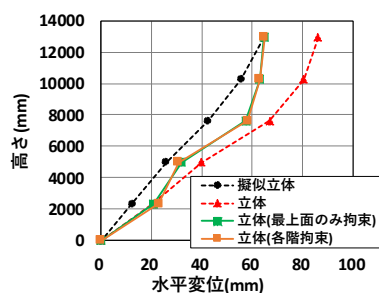


図-16 水平変位分布の比較（短辺方向）

実験に対して層間水平変位は全体変形角  $R=1/200\text{rad}$  時に頂部水平変位では擬似立体解析が約1.14倍、立体解析は0.94倍であり実験値を概ね捉えた。また実験と解析による耐力壁の損傷箇所を比較すると、擬似立体解析ではせん断破壊時の全体変形角が約半分であったもののせん断破壊箇所については概ね捉えた。立体解析では1つの部材を複数に分割する3本柱置換モデルを使用しているため、曲げ変形量が増加するとともにせん断変形量が減少し、結果として耐力壁の負担せん断力が変化しせん断破壊箇所が変化したことを確認した。

- ・立体モデルの面外変位拘束を行うことにより、加力方向の水平変位分布は擬似立体モデルの結果に近づくことを確認した。また面外変位拘束を行っても立体モデルにおける耐力壁損傷箇所の改善には至らなかった。これは部材の損傷評価は曲げせん断変形成分の要因が大きいのことを示しており、さらにモデル化の向上が必要である。

今後は立体架構を用いて地震波による動的解析を行うことで、静的効果に加え動的効果を検討する必要がある。

## 謝辞

本研究は、国立研究開発法人建築研究所の研究課題「既存中低層鉄筋コンクリート造建物の空間拡大技術の開発」の一環として実施しました。関係各位に謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算基準・同解説，日本建築学会，2015
- 2) 勅使川原正臣ほか：壁式RC構造の耐震損傷制御に関する研究（その1直交壁の効果に関する実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.845-pp.846，2017.7
- 3) 野村翔舞ほか：壁式RC構造の耐震損傷制御に関する研究（その2直交壁の効果に関する実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.847-pp.858，2017.7
- 4) 広沢雅也，後藤哲郎，平石久廣，芳村学：中層壁式実大建物の耐震破壊実験，天然資源の開発利用に関する日米会議耐風・耐震構造専門部会第12回合同部会会議録，pp.223-249，1980.5.19-22
- 5) 日高悠樹，向井智久，衣笠秀行，松田頼征：部材実験と建物モデルの解析による躯体改造後の既存壁式鉄筋コンクリート造建物の構造特性評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.835-pp.840，2019