

論文 実大五層鉄筋コンクリート造建物の構造性能評価に着目した解析的研究

木戸 裕貴*1・小原 拓*2・河野 進*3・向井 智久*4

要旨: 近年, 地震後における建物の継続使用性確保が重要視されている。そこで本研究では架構条件の異なる 2 体の実大 5 層鉄筋コンクリート造建物試験体をマルチスプリングモデルによる線材要素でモデル化し, 静的繰返し載荷実験の再現を行った。本解析モデルは, 荷重-変形角関係や塑性ヒンジの形成状況, 残留変形角, 等価粘性減衰定数を高い精度で再現できており, 建物の継続使用性を評価できる基礎ツールとなる。

キーワード: RC 造建物解析モデル, 継続使用性, 残留変形角, 等価粘性減衰定数, Multi-Spring モデル

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震では, 新耐震基準¹⁾以降の鉄筋コンクリート造 (以下, RC 造) において構造部材に深刻な被害が出ていないにも関わらず, 非耐力壁の曲げ破壊やせん断ひび割れ等の損傷により, 継続使用が困難な事例²⁾が確認された。新耐震基準が求める耐震性能は, 中小地震に対して地震後に修復が不要なこと, また大地震に対して倒壊・崩壊が生じず人命が守られることの 2 点である。つまり大地震に対する地震後の建物の継続使用性能は, 新耐震基準では求められていない。しかしながら, 東北地方太平洋沖地震に代表される大規模な地震災害を経験し, 地震直後から継続使用可能な性能を建物に求める声が大きくなってきている。

そこで, 地震後における継続使用性を向上させる技術の提案として, 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」では, 従来の構造形式の範囲で, 地震後の継続使用性確保に関する検討がなされた。2014 年度および 2015 年度に 2 体の実大 5 層 RC 造建物試験体 (以下, 本研究では 2014 年試験体および 2015 年試験体とする) の静的繰返し載荷実験が行われた。この研究では従来の設計法では非耐力壁として扱われてきた袖壁や垂れ壁, 腰壁を構造壁として扱い, 地震力に対する建物の応答変位を低減させ, 出来る限り継続使用性を担保することを目標としている。

2014 年試験体は袖壁以外の非構造壁にはスリット (図-1 に示す) を設けて, 柱・梁フレームに加えて袖壁のみを外力の抵抗要素として扱い, 梁降伏メカニズムを形成することを想定している。2015 年試験体は袖壁に加え垂れ壁および腰壁を抵抗要素として活用し, 建物の耐力を増大させることで地震力に対する応答を 2014 年試験体より低減できるような試験体となっている。

向井らは, 上記の 2014 年, 2015 年試験体を対象に材端バネモデルを用いて剛域長さやスラブの協力幅を主な解析変数とし, 建物全体の挙動を評価できるモデル化手法について検討している³⁾。適切な剛域長さやスラブの協力幅を考慮すれば建物全体の荷重-変形角関係の骨格曲線を十分に再現できることが分かった。しかしながら, 建物の継続使用性評価には, 残留変形やエネルギー消費量等の情報が必要不可欠であり, 繰返し履歴モデルもしくは継続使用性を評価できる算定式の構築が急務である。そこで, 本研究では, 2014 年および 2015 年試験体の繰返し非線形線材解析モデ

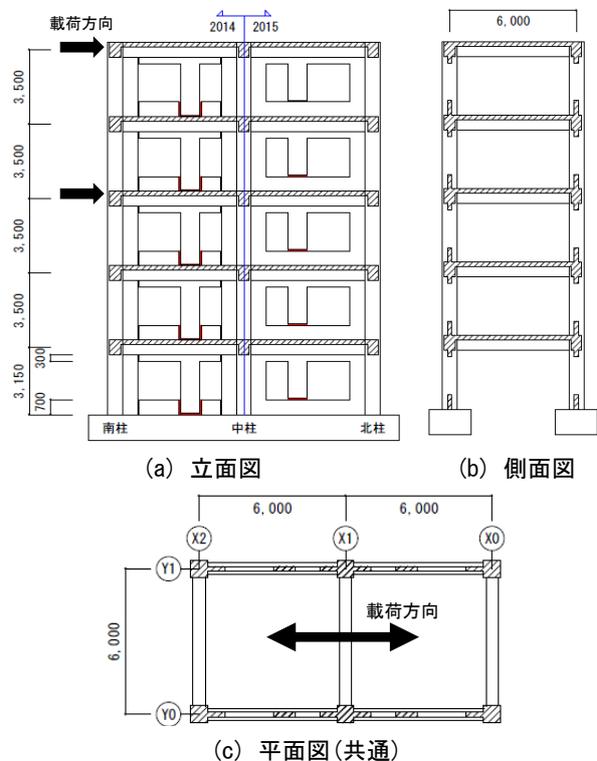


図-1 2014・2015 年試験体の平面図及び立面図 (図面³⁾)

*1 東京工業大学 環境・社会理工学院 大学院生 (学生会員)
 *2 東京工業大学 科学技術創成研究院 助教 博士 (工学) (正会員)
 *3 東京工業大学 科学技術創成研究院 教授 Ph.D. (正会員)
 *4 国立研究開発法人建築研究所 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

ルを構築し、残留変形角や等価粘性減衰定数を含めた建物の構造性能を評価することとした。

2. 解析モデル

2.1 解析対象試験体と静的繰返し荷重実験の概要

対象とする試験体は図-1に示す桁行方向(加力面内方向)2スパン、張間方向(加力面外方向)1スパンの実大5層の鉄筋コンクリート架構である。階高3.5m、建物高さは17.5m、スパン長さは桁行・張間方向ともに6mである。柱断面は700mm×700mm、梁断面は500×700mm、スラブ及び壁厚さは200mmである。2014年試験体では、方立壁・垂れ壁・腰壁周りにスリットを設けており、2015年試験体では、方立壁のみにスリットを設けている。荷重方法は、両試験体とも図-1に示すようにR階と4階に水平力が1:2となるよう正負交番静的繰返し荷重を行っている。荷重は、目標変形角 $R=\pm 0.0625\%$ 、 $\pm 0.125\%$ を1回ずつ、それ以降 $R=\pm 0.25\%$ 、 $\pm 0.50\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 1.5\%$ (2014年試験体のみ)、 $\pm 2.0\%$ までは2回ずつで制御している。なお、代表変形角RはR階の水平変位をR階高さで除した値としている。

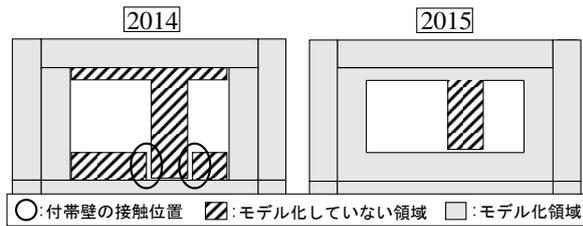


図-2 試験体における付帯壁のモデル化領域

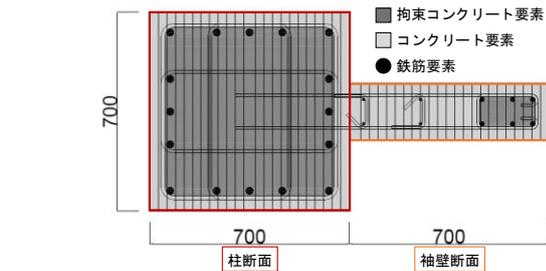
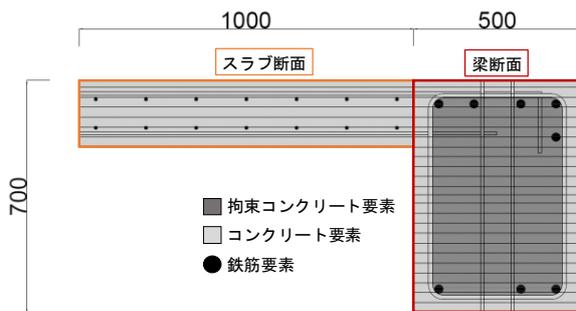


図-3 2014年・2015年試験体の袖壁付き柱の断面要素分割



(a) 2014年試験体

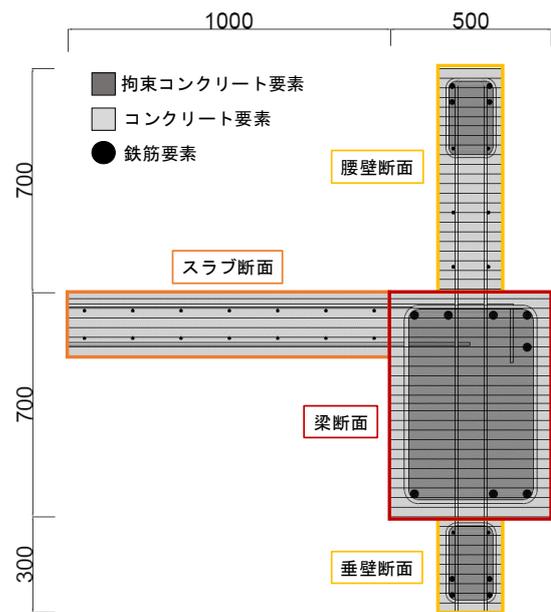
実験結果では、2014年試験体は $R=1.35\%$ 付近にてスリットで分離された方立壁と腰壁が接触し、耐力が上昇した。実験における最大ベースシアは $R=1.0\%$ 程度で約4400kNであり、梁端部のスリット位置でのひび割れが支配的であった。2015年試験体は代表変形角1.0%付近で1~3層の壁端部が圧壊したことで、架構の耐力低下が生じた。また開口隅角部では腰壁・垂壁端部筋が座屈し、かぶりコンクリートが押し出され剥落が生じた。最大ベースシアは $R=0.5\%$ 付近で約8000kNとなった。詳細は文献4)を参照されたい。

2.2 解析概要

本解析に用いたプログラムは弾塑性汎用解析プログラムSNAPである⁵⁾。図-2に壁周辺のモデル化した領域を示す。2014年試験体では、方立壁・垂れ壁・腰壁周りにスリットを設けているため、本解析ではモデル化していない。同様に、2015年試験体では、スリットを有する方立壁はモデル化しなかった。

部材の曲げ挙動は、部材端部に変形集中領域 l_p を仮定し、マルチスプリングモデル(以下、MSモデル)を用いた。図-3、4にモデル化した部材の断面分割概略図を示す。部材断面は、カバーコンクリートとせん断補強筋に囲まれたコアコンクリートおよび主筋をモデル化した。

一般的にMSモデルにおける変形集中領域は $0.5 \sim 1.0D$ (D は部材せい)とし⁶⁾、実験結果と対応させて決定されることが多い。本研究では実験結果の再現性の高い条件として、変形集中領域がスラブ付き梁で梁せい、袖壁付き柱で柱せいと壁せいの半分として設定した。変形集中領域以外の曲げ挙動は弾性体としてモデル化した。



(b) 2015年試験体

図-4 2014年・2015年試験体の梁の断面要素分割

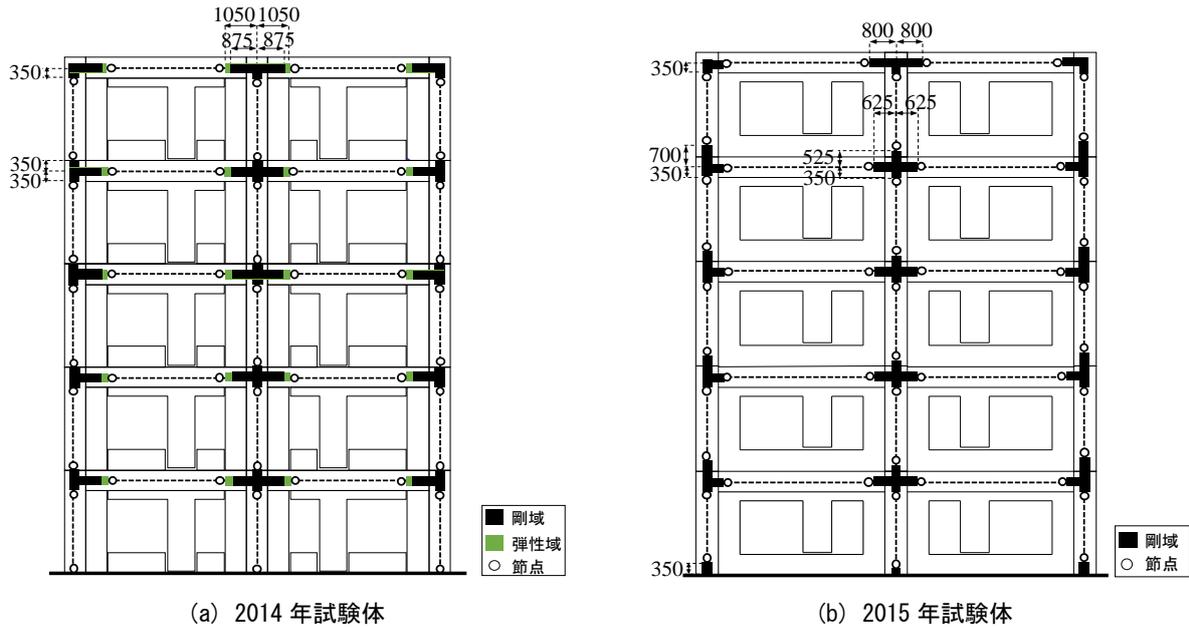


図-5 試験体における剛域長さ

せん断挙動は各柱・梁部材の部材可とう長さ中央に、弾性のせん断バネを配置した。またせん断剛性はポアソン比をコンクリートで 0.2 として算出した。スラブについては協力幅を 1m として考慮しモデル化した⁷⁾。またスラブの下端筋は定着長さが 250mm (25D) と、降伏するのに十分に長いと判断しモデル化している。

図-5 に設定した部材の剛域長さを示す。文献^{3), 8)}に基づいて剛域長さは壁フェイス位置から D/4 の長さ分、柱梁接合部へ入り込んだ位置とした。ここで、D は柱の剛域であれば袖壁壁を含む柱せいを、梁の剛域であれば腰壁・垂壁を含む梁せいとす。但し、2014 年試験体における腰壁・垂壁はスリットより絶縁されているため、梁せいには含まなかった。また、剛域長さが柱梁フェイス位置を超えない場合は、柱梁フェイス位置を剛域端とした。弾性域において、2014 年試験体では剛域端から袖壁フェイス位置までとし、2015 年試験体では設定しなかった。節点の境界条件は基礎底面を固定とした。解析モデルは、試験体の対称性を考慮し張間方向の半分をモデル化した。

2.3 MS モデルにおける材料構成則

図-6 にコンクリートおよび主筋の応力-ひずみ関係を示す。コンクリートの応力-ひずみ関係は、圧縮側において最大圧縮強度までの応力上昇を星隈モデル⁹⁾、圧縮強度以降の強度低下を直線で表現した。またコアコンクリートには、横補強筋による拘束効果を考慮し、孫・崎野式¹⁰⁾を用いて拘束コンクリートの最大圧縮強度時ひずみ $\varepsilon_{cf,0}$ を式(1), (2)から、最大圧縮強度 F_{cf} を式(3)から算出した。

$$\varepsilon_{cf,0}/\varepsilon_0 = 1 + 4.7(K - 1) \quad (K \leq 1.5) \quad (1)$$

$$\varepsilon_{cf,0}/\varepsilon_0 = 3.35 + 20(K - 1.5) \quad (K > 1.5) \quad (2)$$

ここに、 $\varepsilon_{cf,0}$: 拘束コンクリートの圧縮強度時ひずみ、 ε_0 : 無拘束コンクリートの圧縮強度時ひずみ、 K : 無拘束コンクリートに対する拘束コンクリートの圧縮強度の増大率を表す係数で式(3)による。

$$K = F_{cf}/F_0 = 1 + \kappa p_b \sigma_{sy}/F_0 \quad (3)$$

ここに、 F_{cf} : 拘束コンクリートの圧縮強度、 F_0 : 無拘束コンクリートの圧縮強度、 κ : 圧縮力を受ける断面積の定量的係数、 p_b : 横補強筋の体積比、 σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度

終局限界ひずみ $\mu\varepsilon_0$ は無拘束コンクリートで 1.0%、コアコンクリートで Priestley 等¹¹⁾により提案された式を用いて算出した値とした。引張側でのひび割れ強度 f_t は式(4)に基づいて算出した。

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \quad (4)$$

ここに、 f'_c : コンクリート圧縮強度

鉄筋の応力-ひずみ関係は、降伏後の剛性を初期剛性の 0.001 倍としてモデル化した。内部履歴には、修正

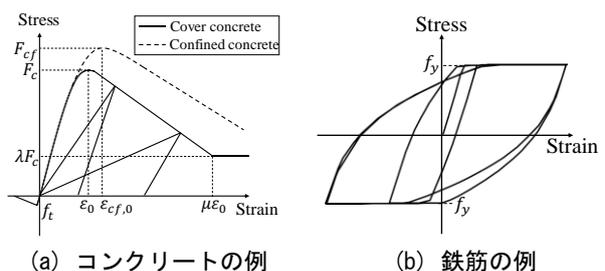


図-6 材料の応力-ひずみ関係

Ramberg-Osgood モデルを用いた。また座屈はモデル化しておらず、実際は座屈が生じる条件となっても Ramberg-Osgood モデルで得られる応力を負担する。

3. 解析結果

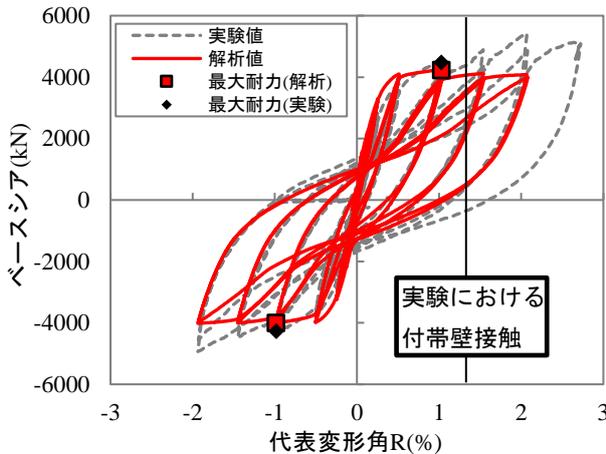
3.1 ベースシア (Q) - 代表変形角 (R) 関係

図-7 に各試験体のベースシア (Q) - 代表変形角 (R) 関係を示す。ベースシアは4層およびR層部分の水平力の合計とし、代表変形角はR階の水平変位をR階高さで除した値とした。2014年試験体の実験では方立壁が代表変形角 R=1.5%手前で接触し、耐力が上昇したため、耐力が上昇する前の代表変形角 R=1.0%までを主な検討範囲とする。

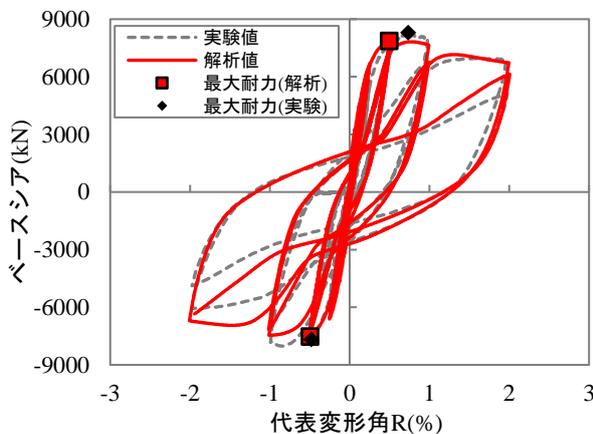
表-1 各試験体の最大耐力比率

試験体	Q(kN) [実験/解析]		R(%) [実験/解析]	
	正側	負側	正側	負側
2014年	1.06	1.07	1.00	1.00
2015年	1.05	1.02	1.48	0.96

Q:最大ベースシア, R:最大ベースシア時の代表変形角



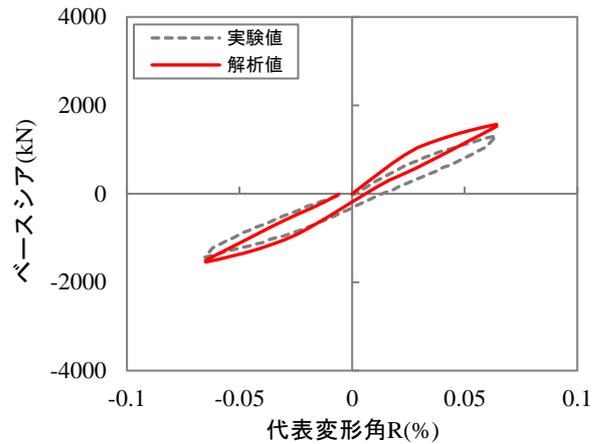
(a) 2014年試験体



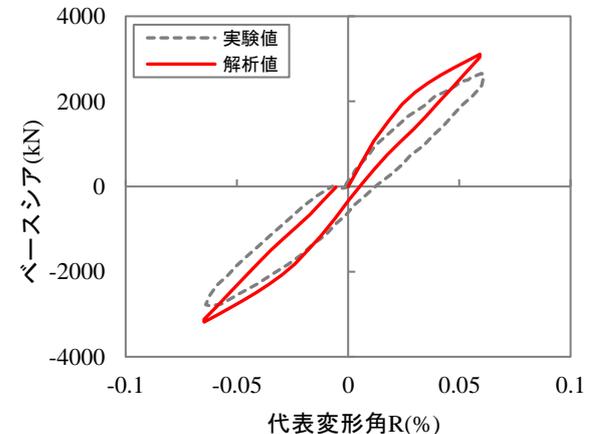
(b) 2015年試験体

解析は実験を代表変形角 R=1.0%まで精度良く再現できた。最大耐力は表-1 に示ように実験値との誤差は6.0%以内であり、最大耐力時の代表変形角はほぼ同値であった。また R=1.35%以降では仮に付帯壁の接触が起こらなかった場合、解析のように耐力は上昇しなかったものと推測される。R=0.05%まで解析のベースシアは実験より僅かに大きい値となったが、これは小さい変形角時には、解析で設定したスラブ幅が実際より大きかったことや、実験での鉄筋の抜け出し変形が大きかったことなどが要因として考えられる。

2015年試験体において、2014年試験体と同様に高い精度で除荷剛性を含めた履歴復元力特性を再現できた。しかし、R=0.05%までは解析のベースシアが実験値を僅かに上回り、2014年試験体と同様の結果であった。最大耐力については実験値との5.0%の誤差と精度の良い結果となったが、最大耐力時の代表変形角をみると実験では R=0.5%のサイクルに、解析では R=1.0%のサイクルに最大耐力点が現れたことで48%と大きく違った。小さい変形角時における剛性や耐力については、スラブの協力幅に加えてスリットを有する垂れ壁や腰壁、方立壁のモデ



(c) 2014年試験体(1サイクル目まで)



(d) 2015年試験体(1サイクル目まで)

図-7 ベースシア-代表変形角の解析と実験の比較

ル化の妥当性について検討する必要があるが、両試験体とも本解析モデルにより概ね再現できることが分かった。

3.2 塑性ヒンジ形成状況

図-8 に解析と実験における塑性ヒンジ分布の比較を示す。実験の塑性ヒンジ形成位置は文献 3)を参照し、目標変形角 $R=0.5\%$ 、 1.0% サイクル時に形成された柱梁の部材端をプロットしている。また解析では部材断面の主筋が、降伏ひずみに到達した時を塑性ヒンジが形成されたとした。

2014 年試験体は実験の全体梁降伏型の傾向を捉え、塑性ヒンジの形成を概ね再現できた。1 層の柱及び 4、R 層の梁では解析よりも実験が遅くヒンジが形成されている。2015 年試験体では実験における 1~3 層に損傷が集中する部分降伏型を、概ね再現できた。

3.3 残留変形角

図-9 に各試験体の代表変形角 $R=2.0\%$ までの残留変形角-代表変形角関係を示す。残留変形角は図-7 のベースシア (Q) -代表変形角関係 (R) における荷重 $0kN$ における代表変形角とし、正載荷側と負載荷側の

2 サイクル目の平均値から算出した。

2014 年試験体は $R=1.0\%$ まで実験値を高い精度で再現できた。 $R=1.0\%$ 以降の実験値は、付帯壁の接触による損傷により残留変形角が大きくなったと考えられる。

2015 年試験体は $R=2.0\%$ まで高い精度で追跡できた。実験では $R=0.5\%$ 以降、2014 年試験体よりも残留変形角が大きくなったが、解析ではその傾向を再現できた。

3.4 等価粘性減衰定数

図-10 に等価粘性減衰定数-代表変形角関係を示す。等価粘性定数は文献 12)を参照し、解析、実験ともに各サイクルの 2 周目の履歴を用いて算出した。

2014 年試験体は $R=1.0\%$ まで実験値を概ね再現できた。解析は実験値より小さい値であったが、安全側の評価となった。参考に $R=2.0\%$ までの値を示したが、方立壁が腰壁と接触していなければ、 $R=2.0\%$ 時に約 15% の h_{eq} が期待できることが分かる。

2015 年試験体では 2014 年試験体と同様に実験値を $R=2.0\%$ まで再現できた。実験では $R=0.5\%$ 以降、2014 年試験体よりも等価粘性減衰定数が大きくなったが、解析

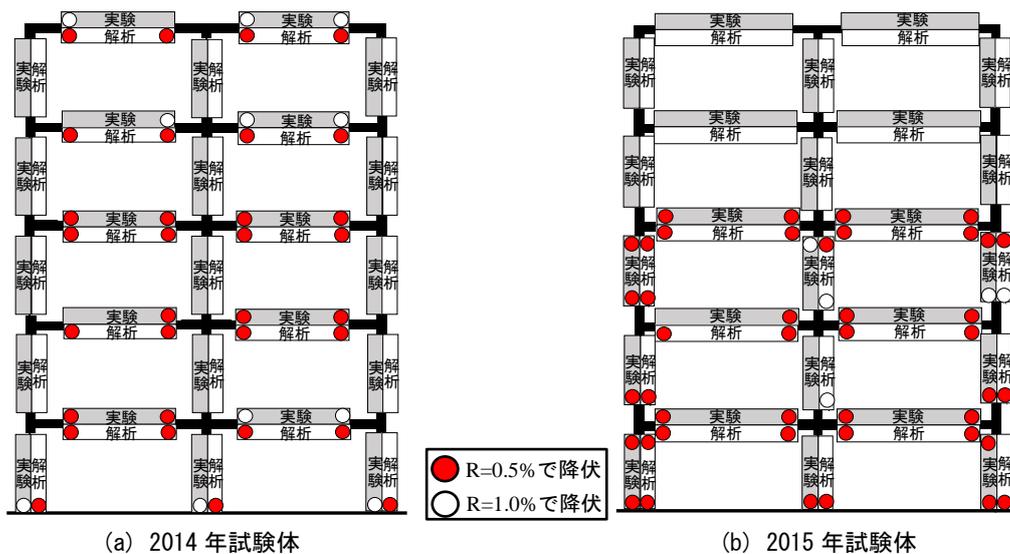


図-8 塑性ヒンジ分布図における実験と解析比較

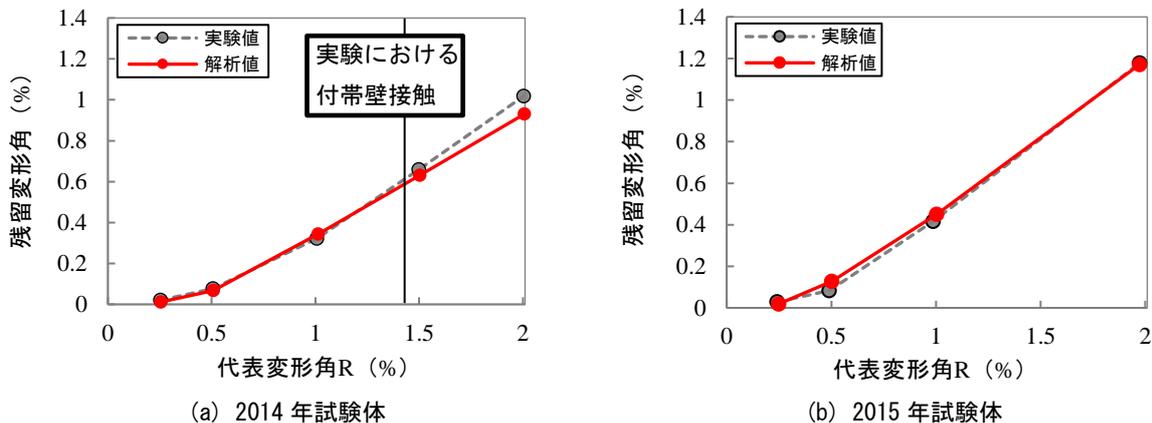


図-9 残留変形角関係比較

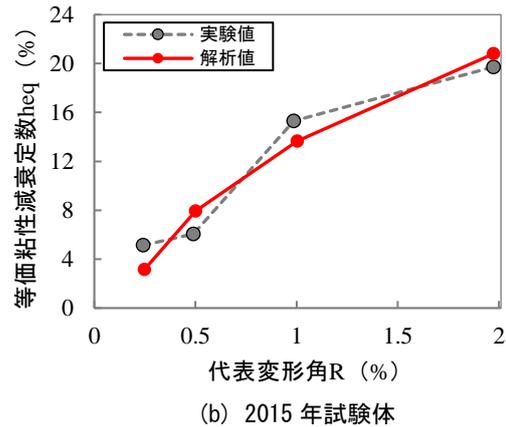
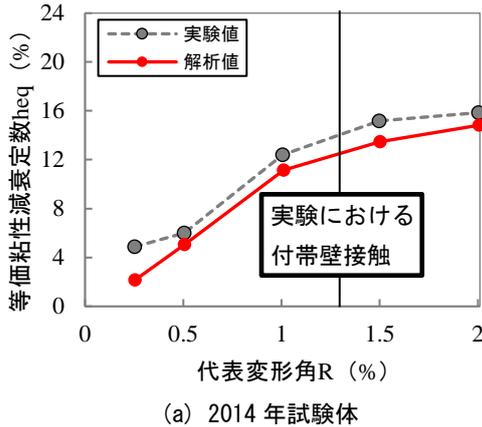


図-10 等価粘性減衰定数の推移

ではその傾向を再現できた。

4. まとめ

継続使用性の評価を目的に、実大5層RC造建物の解析モデルを作成し、荷重-変形角関係および残留変形角、等価粘性減衰定数、塑性ヒンジ分布の検討を行った。

両試験体とも、本解析モデルにより実験から得られた荷重-変形角関係および塑性ヒンジの形成状況、残留変形角、等価粘性減衰定数を代表変形角 $R=2.0\%$ まで高い精度で再現出来ることが分かった。また本解析では建物全体における構造性能に関しては高い整合性を示した。しかし、2015年試験体では1~3層に損傷が集中しており、各部材に着目した検討が必要である。

今後は、本解析モデルを用いて部材のひずみや中立軸位置を評価し、ひび割れや圧壊に基づく損傷評価手法の構築を行う。

謝辞

本実験は国総研総プロ「災害拠点建築物の機能継続技術の開発」として実施され、建築研究所重点研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」との共同研究で実験に参画し、実験データを得たものを利用しました。本研究の一部は、東工大フロンティア研究所全国共同利用を使って行われました。

参考文献

- 1) 建設省：建築基準法新耐震設計基準, 1980.7
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所, (独) 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, 国総研資料第674号, 2012.3

- 3) 向井智久ほか：実大5層RC造壁付き架構試験体を対象とした静的非線形増分解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp539-542, 2018.9
- 4) 壁谷澤寿一ほか：袖壁付き柱を活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.720, pp.313-322, 2016.2
- 5) 構造システム：SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル, 第12版, 2019.4
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説, 2016
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010
- 8) 川越悠馬ほか：静的非線形増分解析に基づく壁付き架構のモデル化手法の検討, 日本コンクリート工学会年次論文集, pp.79-84, 2017.8
- 9) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏：鉄筋コンクリート柱脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520, V-28, pp.1-11, 1995.8
- 10) 日本コンクリート工学協会：コンクリート便覧 第2版, pp249-250, 1996
- 11) B.D. Scott, R. Park, M.J.N. Priestley: Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates, ACI Journal, pp. 13-27, 1982
- 12) 柴田明徳, 最新耐震構造解析(第3版), 2003