

論文 壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の張間方向における構造性能評価

三角 和歩^{*1}・向井 智久^{*2}・衣笠 秀行^{*3}

要旨：本研究では既存の壁式 RC 造建物の張間方向の構造性能を適切に評価するためのモデル化手法を提案する。現在、壁式 RC 造による集合住宅建物の張間方向加力を評価する擬似立体モデル化手法の研究は十分には行われていない。そこで、学会規準にて推奨されているモデル化手法を用いて対象建物の立体モデルならびに擬似立体モデルを作成した結果、開口の少ない張間構面は擬似立体モデルでモデル化すると曲げ変形が顕著となり、モデル化手法により解析結果が大きく異なった。そこで、擬似立体モデルの構面端部に直交部材による曲げ戻し効果を考慮した線材を設定することで立体モデルの解析結果に近い結果を得た。

キーワード：壁式鉄筋コンクリート造, 解析モデル, 張間方向, 1 本柱置換

1. はじめに

昭和 40 年代から昭和 50 年代前半に多く建設された壁式 RC 造による住宅建物は耐震性能が高いものの、住戸専用面積等の問題から現代のニーズにそぐわないものが多く、新たなニーズに合わせるため最近では既存建築物を有効に活用するための躯体改造を含めたリニューアル・リノベーション技術の開発が必要とされている。これに対し、既存戸境耐力壁への新設開口設置等による躯体改造が考えられるが、一般に、躯体改造した建物は、改造前と比べ耐震性能が低下することが懸念されるため、改造の際は適切に建物をモデル化したうえで耐震性能評価を行うことが望ましい。

また、現在まで、壁式 RC 造による集合住宅建物の張間方向への加力を想定した場合の擬似立体モデル化手法に関する研究は十分には行われていない。これは、壁式 RC 造集合住宅建物の張間方向壁には一般に開口がなく、その耐震性能は十分高いことが確認されており、多くの開口を有した桁行方向へ加力した場合の構造性能を適切に評価することが必要とされてきたためである。

また、既往の研究¹⁾では、既存の壁式 RC 造共同住宅の張間方向耐力壁に開口を設置することを想定し、改造前後での張間方向載荷の際の構造性能を評価している。ここでは、耐力壁の直交部材の曲げ戻しが極めて大きいと仮定し、各構面の両端に剛の柱をピン接合したモデルにて検討を行なっているが、この手法の妥当性は十分には検証されていない。

本稿では、既往の研究¹⁾と同様の建物の張間方向加力を再現するためのモデル化手法を提案する。3 章では現行規準²⁾に基づき当該建物をモデル化する。具体的には、単軸ばねモデルを用いて耐力壁を 1 本柱置換した擬似立体モデル、ならびに耐力壁を 3 本柱置換した立体モデルのモデル化手法を示す。4 章では、3 章に示した手法で得

られた解析結果から当該建物をモデル化する際の問題点を示し、その解決策として新たな手法を提案し考察する。

2. 建物概要

対象建物の立面図を図-1 に、平面図を図-2 に示す。建物は昭和 37 年建設の 5 階建て壁式鉄筋コンクリート構造の集合住宅であり、建設当時の典型的な間取りを有している。また、一般的な壁式 RC 造集合住宅と同様に張間方向壁は無開口で開口は桁行方向耐力壁のみに設けられている。なお、1 階から 4 階が壁厚 180mm のダブル配筋、5 階が壁厚 150mm のシングル配筋であり、耐力壁端部には曲げ補強筋として主に D16 が用いられている。

部材の剛性・耐力算定に使用したコンクリート強度を表-1 に示す。推定強度は各階で採取した 3 体のテストピースの平均値から階別標準偏差に 0.5 を乗じた値を減じた値とする。鉄筋強度に関しては基準強度を各階の部材の耐力算定に使用した。

3. 解析概要

解析には任意形状フレームの弾塑性解析プログラム S NAP ver.8 (構造システム(株))を使用する。

対象建物を単軸ばねでモデル化する。本稿では、単軸ばねを用いて耐力壁を 1 本柱に置換して作成した擬似的な立体モデル（以降、モデル A-0 と称する）と、耐力壁を 3 本柱に置換して作成したモデル（以降、モデル B-0 と称する）の 2 通りを比較する。

3.1 架構のモデル化手法

各モデルのモデル化手法を以下に示す。解析は変位制御による静的非線形増分解析を行う。各節点には、対象建物の重量から算定した値を節点荷重として作用させ、水平荷重は A_i 分布による荷重分布とする。なお、建物の基礎形式はべた基礎であるため 1 階耐力壁の脚部はピン

*1 独立行政法人都市再生機構 (元東京理科大学 理工学研究科建築学専攻 大学院生) (正会員)

*2 国土交通省 国土技術政策総合研究所 評価システム研究室 室長 博 (工) (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)

支点とした。

(1) モデル A-0

耐力壁のモデル概念図を図-3(a)に、モデルの全体図を図-4(a)に示す。モデル A-0 は、連層の耐力壁からなる X0 から X16 構面をピン接合の剛梁で平面的に接続したモデルであり、現行規準²⁾にて推奨されているモデル化手法である。図-3(a)に示す通り、耐力壁は、耐力壁の中心部分上下端に曲げばね、およびせん断ばね、中央部に軸ばねを配したモデルとし、耐力壁の長さを有した剛梁を耐力壁の上下端に設定する。なお、耐力壁の剛域端位置は壁梁フェイス位置とする。

ここで、文献¹⁾では直交部材の曲げ戻しが十分にあると仮定として各構面端部にピン接続した柱を剛柱としたが、本稿ではこの剛柱を設定しないものとする。

耐力壁の剛性・耐力算定の際には、曲げ剛性と曲げひび割れ耐力算定に協力幅分の直交壁を、各終局耐力や軸剛性の算定には有効幅分の直交壁を考慮する。なお、協力幅は階高の 0.1 倍と隣り合う耐力壁までの内法スパン

長さの 1/4 のうち最小の値とし、有効幅は、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法スパン長さの 1/4 および開口部端部までの長さのうち最小の値とした。

曲げばねおよびせん断ばねはひび割れと終局を考慮したトリリニアモデルとし、軸ばねは、圧縮側は弾性とし引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている。

(2) モデル B-0

耐力壁のモデル概念図を図-3(b)に、モデルの全体図を図-4(b)に示す。モデル B-0 は、図-3(b)に示す通り、1 枚の耐力壁を端部と中央部の 3 部材に分割し、耐力壁中央部の中心位置に曲げばね、せん断ばね、軸ばねを有した鉛直材を配置し、端部に軸ばねを有した鉛直材をピン接合にて配置する。また、耐力壁の上下には耐力壁の長さを有した剛梁を設定する。なお、本稿では、直交壁との交差部または端部筋が配筋されている範囲を「端部」とした。曲げ耐力と中央部の軸ばねの評価範囲は端部を除く耐力壁中央部とし、曲げ剛性とせん断ばねの評価範



図-1 対象建物立面図

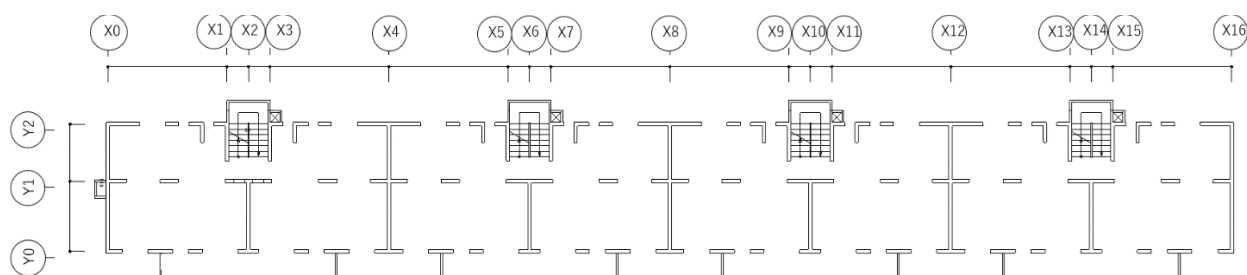


図-2 対象建物平面図

表-1 コンクリート強度推定値

階	コア圧縮強度 (N/mm ²)			階別平均値 (N/mm ²)	推定強度 (N/mm ²)
5	20.3	23.4	17.5	20.4	18.9
4	19.6	21.5	22.1	21.1	20.4
3	14.9	14.7	18.9	16.2	15.0
2	17.2	17.7	21.0	18.6	17.6
1	17.0	10.0	13.8	15.5	13.1
	12.1	23.8	16.1		
基礎	17.8	18.6	17.8	18.1	17.8

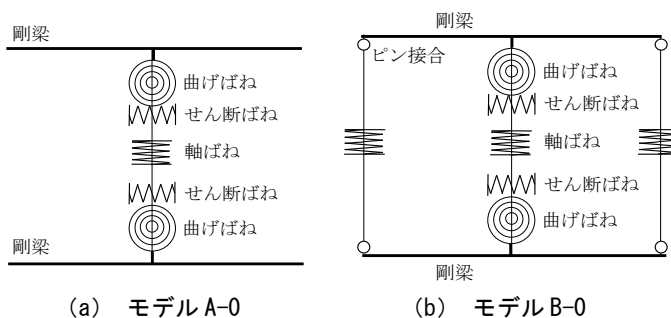


図-3 耐力壁モデル概念図

囲は有効範囲の直交壁を含む耐力壁全体とする。端部の軸ばねは端部のみで評価する。ここで、当該モデルでは加力直交方向の断面の構造性能を重複して算定するが、その差はモデル A-0 の場合と比較して約 2%と影響は小さいことを事前に確認している。

なお、協力幅や有効幅の決定方法、各ばねの折れ点数についてはモデル A-0 の場合と同様とする。

3.2 部材のモデル化手法

両モデルの剛性・耐力算定式を以下に示す。なお、耐力壁の耐力を算定する際には部材脚部から建物頂部までの高さの中央を反曲点位置とした。

(1) モデル A-0

文献³⁾に示す耐力壁の剛性・耐力評価式と同様とする。せん断終局耐力の評価はせん断 mean 式³⁾を用いる。

(2) モデル B-0

曲げばねと軸ばねの剛性・耐力評価式を示す。せん断ばねはモデル A-0 の場合と同様のため割愛する。

1) 曲げばね

a) 初期剛性

$${}_wK_f = \frac{6E_c {}_wI_e}{{}_wL} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (1)$$

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{\sigma_B}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2)$$

ここで、 E_c ：コンクリートヤング係数(N/mm²)、 ${}_wI_e$ ：耐力壁等価断面二次モーメント(mm⁴)、 ${}_wL$ ：壁板のクリアスパン(mm)、 γ ：コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)、 σ_B ：コンクリート圧縮強度(N/mm²)

b) 剛性低下率

$${}_w\alpha = {}_wM_y C_n / E_c {}_wI_e \varepsilon_y \quad (3)$$

c) ひび割れ耐力

$${}_wM_c = {}_wZ_e (\sigma_t + \sigma_o) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4)$$

ここで、 ${}_wZ_e$ ：耐力壁の等価断面係数(mm³)、 σ_t ：コンクリートの曲げ引張強度(=0.56√ σ_B)、 σ_o ：コンクリート軸圧縮応力度(N/mm²)

d) 終局耐力

$${}_wM_u = {}_wA_{st} \cdot {}_w\sigma_{st} \cdot {}_wd_t - {}_wA_{sc} \cdot {}_w\sigma_{sc} \cdot {}_wd_c - \sigma_{av} \cdot {}_wt \cdot (\beta_1 \cdot {}_wX_n)^2 / 2 + N \cdot {}_wg \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (5)$$

ここで、 ${}_wA_{st}$ ：引張側鉄筋の各断面積(mm²)、 ${}_w\sigma_{st}$ ：引張側鉄筋の応力度(N/mm²)、 ${}_wd_t$ ：圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)、 ${}_wA_{sc}$ ：圧縮側鉄筋の各断面積(mm²)、 ${}_w\sigma_{sc}$ ：圧縮側鉄筋の応力度(N/mm²)、 ${}_wd_c$ ：圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)、 σ_{av} ：コンクリート平均応力度(N/mm²) (=0.85 σ_B)、 ${}_wt$ ：耐力壁の壁厚(mm)、 β_1 ：等価長方形ブロック置換のための係数、 ${}_wX_n$ ：圧縮縁から中立軸までの距離(mm)、 N ：負担軸力(N)、 ${}_wg$ ：圧縮縁から重心位置までの距離(mm)

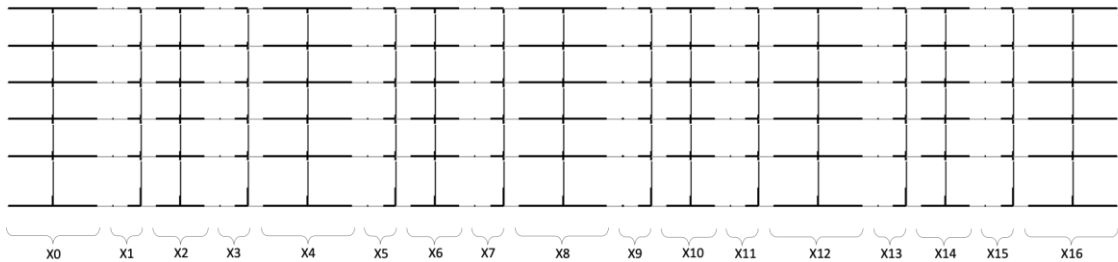
3) 軸ばね

a) 初期剛性

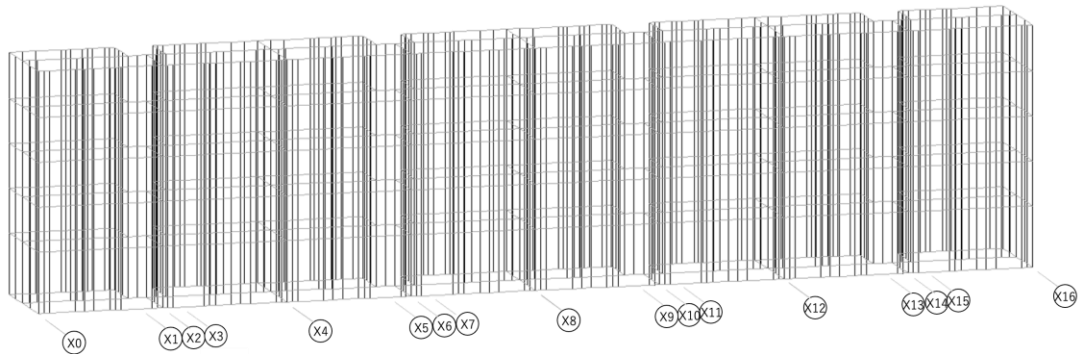
軸引張剛性 K_t は鉄筋が有効であり、圧縮剛性 K_c はコンクリートと鉄筋が有効であるとして算定する。

$$K_t = \frac{E_s {}_wA_g}{{}_wL \quad (\text{N/mm})} \quad (6)$$

$$K_c = \frac{E_c {}_wA_e}{{}_wL \quad (\text{N/mm})} \quad (7)$$



(a) モデル A-0



(b) モデル B-0

図-4 モデル全体図

ここで、 E_s ：鉄筋のヤング係数(N/mm²)、 wA_g ：主筋全断面積(mm²)、 E_c ：コンクリートヤング係数(N/mm²)、 wA_e ：等価断面積(mm²)、 wL ：壁板のクリアスパン(mm)

b)軸引張耐力

$$N_t = \sum w a_t \cdot \sigma_y \quad (8)$$

ここで、 $w a_t$ ：耐力壁の引張鉄筋の断面積 (mm²)、 σ_y ：耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)

4. 解析結果を受けての考察

4.1 既往のモデル化手法による解析結果

両モデルの荷重変形関係を図-5 に、各モデルの全体変形角 0.2%時点での部材の損傷分布および壁の曲げモーメント図を図-6 に示す。なお、荷重変形関係には一層せん断力に加えベースシア係数も併記する。

図-5 より全体変形角 0.2%時点でのモデル A-0 の一層せん断力はモデル B-0 の一層せん断力の約 0.38 倍であり、モデル化手法の違いにより負担せん断力に大きな差が生じていることを確認できる。

破壊モードについては、モデル A-0 が全体変形角 0.05%近傍で 1 階壁脚の曲げ破壊に起因しモデル全体の耐力が頭打ちすることに対し、モデル B-0 は全体変形角 0.2%近傍で 1 階戸境壁の曲げ終局耐力到達と引張側の軸ばねの軸引張降伏到達で全体の耐力が概ね頭打ちしその後 1 階戸境壁がせん断耐力に到達する。このように、終局強度に到達するタイミングに大きな差がある要因として、モデル A-0 の反曲点位置が建物頂部となることに対して、モデル B-0 の反曲点位置は各階の頂部付近とな

ることが挙げられる。これによりモデル A-0 では 1 階壁脚部がはやい段階で曲げ終局モーメントに到達して建物全体の負担せん断力が頭打ちすることに対し、モデル B-0 では反曲点位置が低いため 1 階壁脚の曲げ終局モーメント到達までに時間を要し、建物のせん断力が増大した。

このようにモデル化手法で部材の反曲点位置が異なる要因として、張間方向耐力壁は無開口であり、モデル A-0 のモデル化手法では全構面が 1 枚の連層耐力壁から構成されることが挙げられる。それにより全ての構面において曲げ変形が顕著となる。

4.2 既往のモデル化手法に対する修正方法の提案

前節にて、一般に桁行方向モデルに対して使用される耐力壁の 1 本柱置換による擬似立体モデル化手法を張間方向モデルに対して用いた場合は、耐力壁の 3 本柱置換による立体モデル化手法を用いた場合と比較して対象の建物を過小評価する場合があることが示された。

そこで、3 節に示したモデル A-0 に対し、各構面の曲

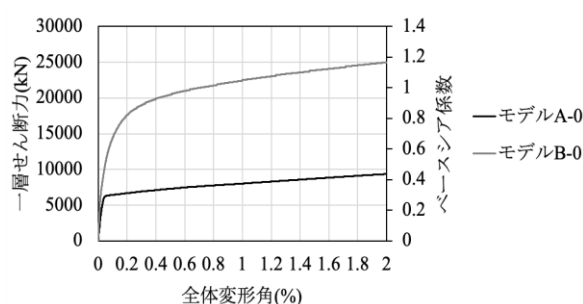
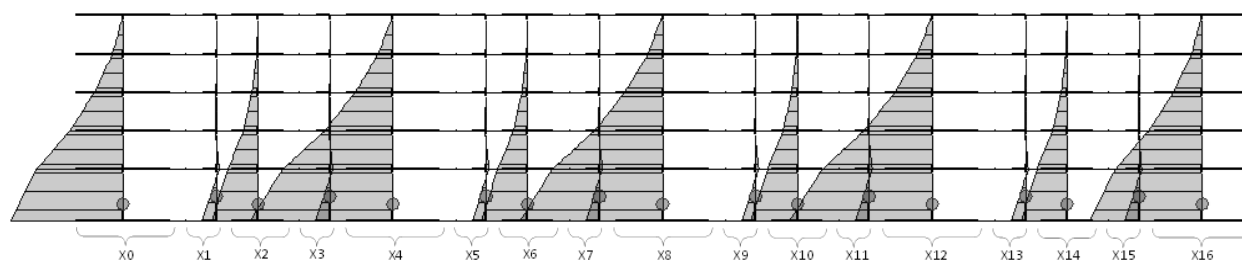
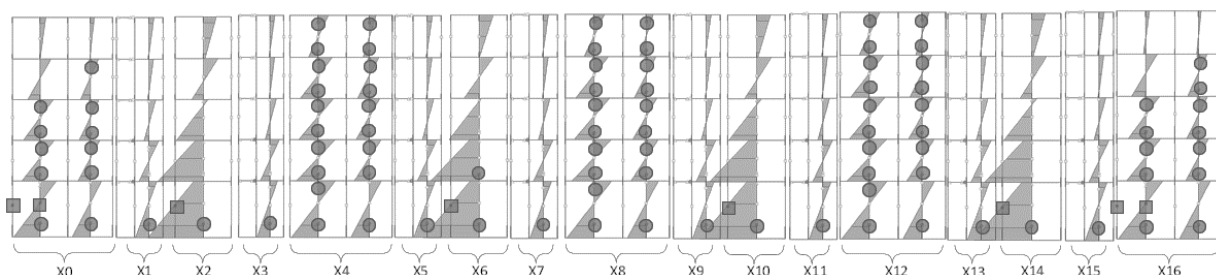


図-5 荷重変形関係



(a) モデルA-0



(b) モデルB-0

凡例 ●：曲げ終局，■：軸引張降伏

図-6 全体変形角0.2%時点の部材の損傷分布および壁の曲げモーメント図

げ変形が顕著とならないよう留意したモデル化手法を提案する。具体的には、モデル A-0 に引張側の直交壁による曲げ戻し効果を加味するための柱(以下、曲げ戻し柱)を各構面の両端に設定する。

モデルパラメータの一覧を表-2 に示す。モデル A-1 は文献⁹⁾と同様に直交部材による曲げ戻しの効果が十分に大きく、直交部材が破壊しないものと仮定している。すなわち、曲げ戻し柱の強度を限りなく高くした場合のモデルである。これに対し、モデル A-2 は直交部材の曲げ戻し効果を考慮し、かつ直交部材の破壊も考慮したモデルであり、特定の強度で曲げ戻し柱が破壊するよう設定している。ここで、モデル A-2 の中央柱にはモデル A-0 の中央柱と同様に対象断面から算定した曲げ剛性を設定するが、本検討のように曲げ戻し柱を設定すると直交部材断面による曲げ剛性を重複して設定することとなる。そこで、曲げ剛性の過大評価を避けるために中央柱の曲げ剛性算定範囲を面内方向の断面のみから算定する場合のモデルを作成しモデル A-3 と称する。

以下にモデル A-2、モデル A-3 に設定する直交部材の曲げ戻し効果と直交部材の破壊を考慮した曲げ戻し柱のモデル化手法を示す。

- ①曲げ戻し柱は梁とピン接合とする。
- ②曲げ戻し柱は引張側に剛性と終局耐力を有するバイリニア、圧縮側に剛性のみの弾性ばねを設定する。
- ③曲げ戻し柱の圧縮剛性は対象部材の圧縮側に位置する直交壁の軸圧縮剛性を設定する。
- ④曲げ戻し柱の引張剛性は対象部材の引張側に位置する直交壁の軸引張剛性を設定する。
- ⑤曲げ戻し柱の引張終局耐力は引張側の直交部材が伝達し得るせん断力とし、具体的には(1)から(3)の最小値とする。(1) 対象部材引張側に接する壁付き梁の両端が曲げ終局に達した際の負担せん断力 (2) 対象部材引張側に接する壁付き梁のせん断終局耐力 (3) 対象部材引張側に接する壁付き梁に隣接する耐力壁の軸引張耐力

ここで、対象部材引張側に直交方向の壁梁が2つ取り付いている場合は、2つの壁梁が伝達するせん断力の合計を曲げ戻し柱の引張終局耐力とする。

4.3 提案するモデル化手法による解析結果

得られた荷重変形関係を図-7 に、各モデルの全体変形角 0.2%時点での部材の損傷分布および壁の曲げモーメント図を図-8 に示す。なお、図-7 にはモデル A-0、モデル B-0 の結果を破線で示し、ベースシア係数も併記する。

モデル A-1 はモデル B-0 の耐力を上回っており、曲げ戻し効果を過剰評価していると判断できるため適切な手法ではない。また、破壊モードについて、モデル A-1 は負担力の大きい壁のせん断破壊が先行し、全体変形角 0.

1%付近から負担力の小さい壁の曲げ破壊と壁梁のせん断破壊が発生しモデル全体の耐力が頭打ちする。モデル A-1 は曲げ戻し柱を剛とするため曲げ破壊に至る部材がなく、曲げ破壊とせん断破壊が混在するというモデル B-0 の挙動を評価できていないことを確認した。

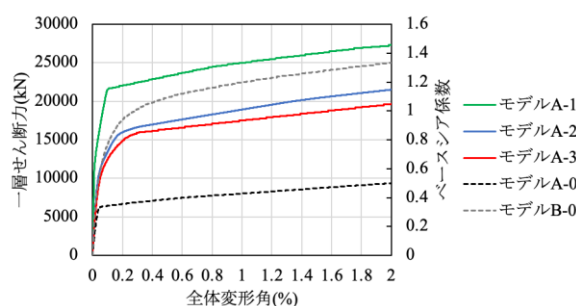
直交部材の破壊を考慮したモデル A-2 とモデル A-3 はモデル B-0 の剛性と耐力を安全側に評価した。また、破壊モードについてこれらのモデルは、負担力の大きい壁の軸引張降伏が先行し、全体変形角 0.1%付近で耐力の大きい戸境壁の曲げ破壊・せん断破壊が混在して発生することでモデル全体の耐力が頭打ちするというモデル B-0 の挙動に近づいた。モデル A-2 とモデル A-3 を比較すると、モデル A-2 がモデル B-0 の剛性に近い結果となっており、既往の研究⁴⁾にて端部の軸ばねの評価範囲は中央部の軸ばねの評価範囲と重複させることで実験値に近づくことが確認されていることを踏まえると、当該モデルにおいても同様の現象が生じている可能性がある。

5. まとめ

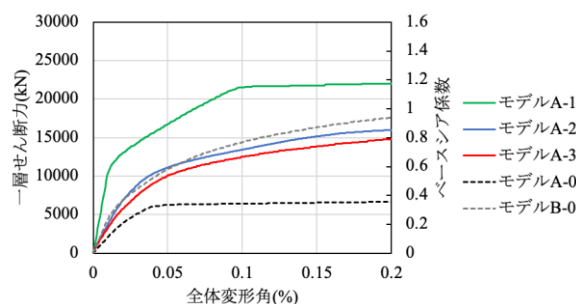
本稿では、壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の張間方向を対象に、直交部材の曲げ戻し効果を加味した疑似立

表-2 モデルパラメーター一覧

	直交部材の破壊	中央柱曲げばね剛性評価範囲
モデルA-1	なし	面内方向壁と有効幅分直交壁
モデルA-2	考慮	面内方向壁と有効幅分直交壁
モデルA-3		面内方向壁



(a) 最大変形角 2%



(b) 最大変形角 0.2%

図-7 荷重変形関係

体モデルを提案し、立体モデルと比較することで、以下の知見を得た。

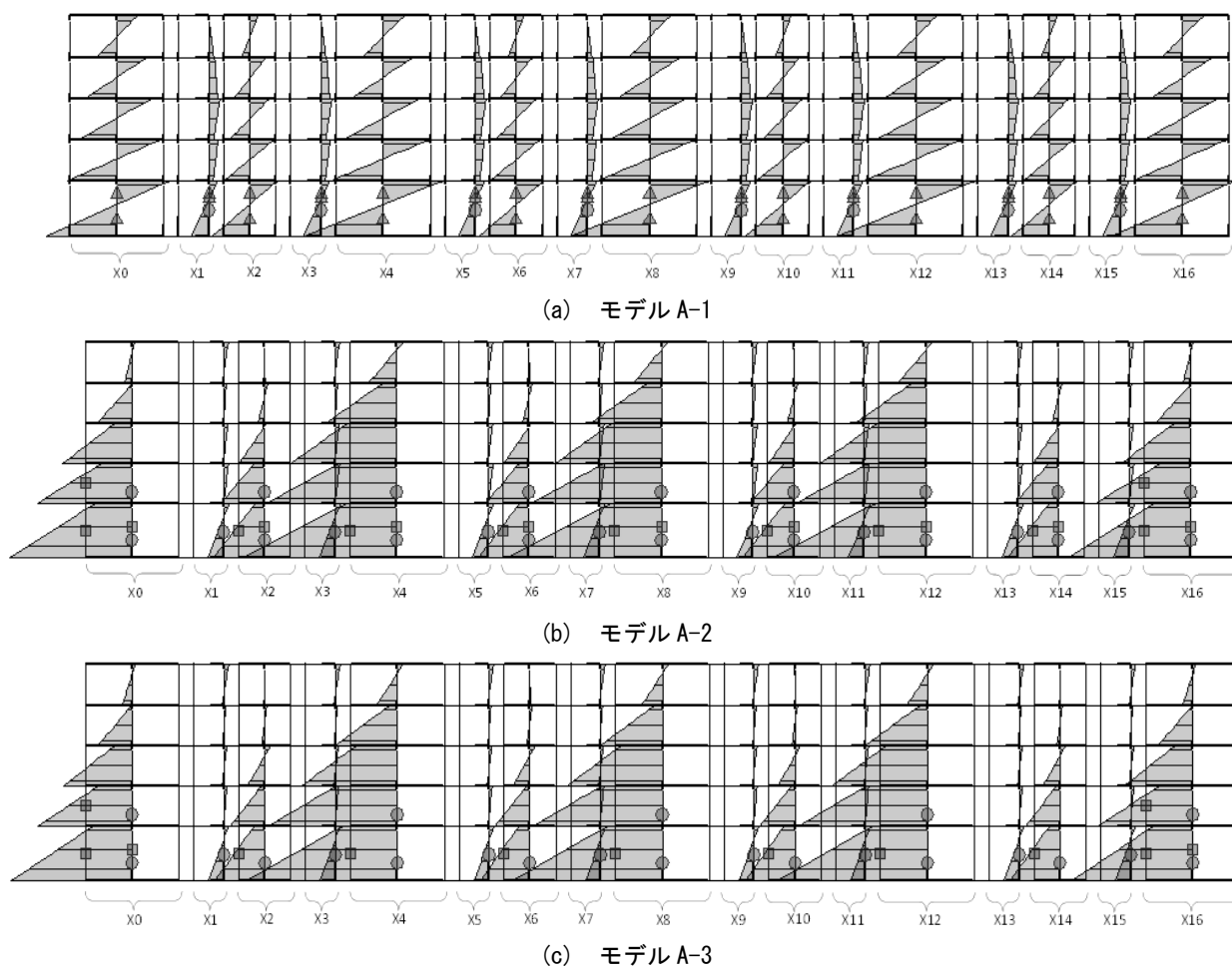
- ・開口が少ない張間方向において、桁行方向と同様のモデル化手法にて擬似立体モデルを作成すると立体モデルとの差が大きくなる。これは擬似立体モデルが直交部材の曲げ戻し効果を考慮できないためである。
- ・直交部材による曲げ戻し効果を再現する際に直交部材の破壊を考慮しないモデルは立体モデルの結果を上回るため適切ではない。
- ・擬似立体モデルに直交部材による曲げ戻し効果を加味した鉛直材を設定したモデル化手法を提案した結果、現行規準の手法を用いた場合と比較して解析結果の精度は大幅に改善した。
- ・曲げ戻し効果を考慮する際に、実際の断面を重複しないよう考慮したモデルは剛性を過小評価した。これは、立体モデルは擬似立体モデルと比べ剛性を過小評価する傾向があるという既往の文献⁴⁾にて指摘のある点に共通する。

謝辞：本研究は、国立研究開発法人建築研究所の研究課

題「既存ストック有効活用に向けた既存中低層鉄筋コンクリート造建築物の躯体改造技術の開発」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) 三角和歩, 向井智久, 衣笠秀行: 躯体改造された壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の構造性能評価, 日本地震工学会年次大会梗概集, 2022.12
- 2) 日本建築学会: 壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説, 2015
- 3) 国土政策技術総合研究所, 国立研究開発法人建築研究所監修: 2020年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2020.10
- 4) 北村創, 向井智久, 坂下雅信, 衣笠秀行: RC造無開口耐震壁の3本柱置換モデルにおける曲げ剛性評価精度の検討, 日本地震工学会年次大会梗概集, 2022.12



図ー8 全体変形角 0.2%時点の部材の損傷分布および壁の曲げモーメント図