

論文 連層配置された矩形断面壁を有するRC 架構の骨組解析

伊藤 武志*1・向井 智久*2・衣笠 秀行*3・谷 昌典*4

要旨：2層1スパンRC造架構縮小試験体2体において、柱、梁、矩形断面壁のそれぞれの部材のモデル化の違いに着目し、非線形静的増分骨組解析を行い、架構の荷重変形関係や、矩形断面壁の挙動としてせん断力・軸力・軸伸びと部材角の関係を捉えるモデル化の検討を行った。全部材を単軸ばねモデルとしたモデルは架構の荷重変形関係を概ね捉えたが、壁が負担する応力の評価に課題を残した。一方、軸力変動を考慮できるMSモデルを用いることで、矩形断面壁のせん断力・軸力・軸伸び変形を概ね捉えた。さらには梁部材もMSモデルとした場合、壁部材の評価精度が向上することを確認した。

キーワード：矩形断面壁，せん断力，軸力，解析モデル

1. はじめに

2011年の東北地方太平洋沖地震や2016年の熊本地震において矩形断面である非構造壁の損傷被害が散見された。これら壁部材は建築計画上、必要となるため、その損傷を抑えるためにスリットを設けたり、乾式壁を設けるなどの対策があるものの、壁部材を取り除く事によって余力としての構造性能の低下が懸念される。近年、これらの壁の余力としての効果について文献¹⁾や文献²⁾に見られる実験検討が行われており、文献¹⁾では単層配置された矩形断面壁の検討がなされているが、連層配置された場合の検討はなされていない。また文献²⁾では連層配置された矩形断面壁を有する架構を対象とした実験が行われ、文献³⁾においてFEM解析によりその挙動が評価されたが、より汎用的な骨組解析においても適切に評価できるモデルの検討が必要であると考えられる。

そこで本報では、文献²⁾で示された矩形断面壁を有する2層1スパンRC造架構縮小試験体2体（以下、壁厚が120mmの試験体をFW120、60mmの試験体をFW60とする）に対し、非線形静的増分の骨組解析を実施し、架構の荷重変形関係や矩形断面壁のせん断力部材角関係、軸力部材角関係、軸伸び部材角関係についての実験結果との比較を行い、矩形断面壁を適切に評価できるモデル化の検討を行う。

2. 実験概要²⁾

2.1 試験体概要

試験体概要および荷重装置図を図-1に、図-1に示した切断面A-Bにおける、矩形断面壁（以降、壁と呼ぶ）の断面図を図-2に示す。また、表-1に試験体諸元及び鉄筋・コンクリートの材料試験結果一覧表を示す。試験

体の縮尺は60%であり、図-1に示すようにFW120の壁は120mm×540mmのダブル配筋、FW60の壁は60mm×540mmのシングル配筋である。柱の断面が1、2F共通で350mm×400mm、2階梁断面が250mm×500mm、3階梁は加力梁でもあるため断面が300mm×750mmと大きく、両試験体とも共通である。

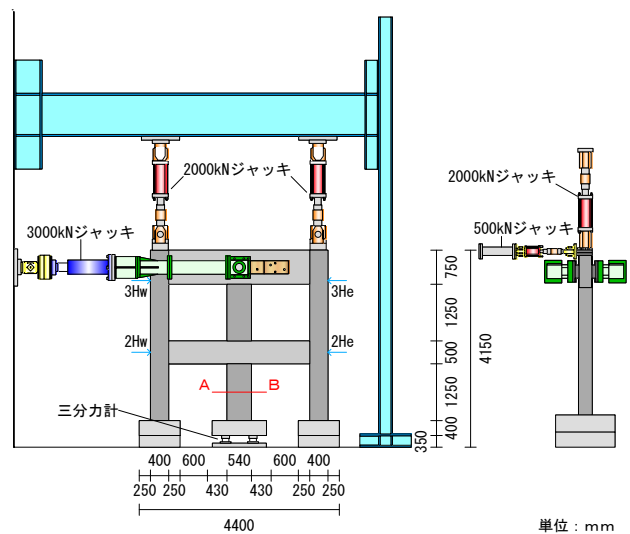


図-1 試験体概要および荷重装置図

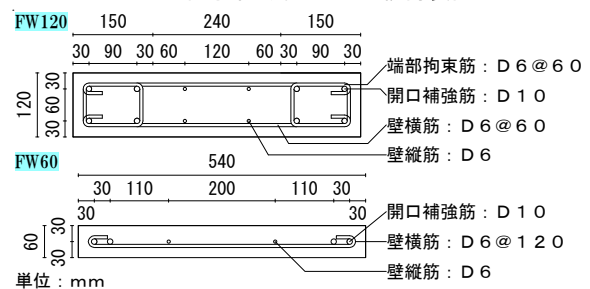


図-2 矩形断面壁断面図（図-1中のA-B断面）

*1 東京理科大学大学院 理工学研究科建築学専攻 修士課程（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(工)（正会員）

*3 東京理科大学 工学部建築学科 教授 工博（正会員）

*4 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 准教授・博(工)（正会員）

2.2 加力計画

壁を無視した場合の柱に対する軸力比が約0.2となるよう軸力(1100kN×2で一定)を2000kNジャッキ2本により作用させ(図-1), 3000kNジャッキ1本により水平力を加える。また, 図-1右図に示すように500kNジャッキ2本により試験体にねじれ変形が生じないように計画されている。

水平載荷は3階梁芯位置の水平変位を試験体脚部から3階梁芯位置までの高さ(3375mm)で除した全体変形角(以下, Rとする)による正負交番繰返載荷によるものとする。正方向を東向き(図-1左図の右向き)とし, 載荷履歴は正負両方向で40kNの水平力を加えた弾性載荷とR=1/800radが各一回, R=1/400rad, R=1/200rad, R=1/100rad, R=1/67rad, R=1/50rad, R=1/33radを各二回ずつである。

2.3 計測計画

試験体に作用させた荷重はそれぞれのジャッキのロードセルによって計測され, 一階壁脚部に設置した三分力計により作用したせん断力, 軸力, 曲げモーメントを計測する。また, 水平変位は図-1中に矢印で示した2H

e, 2Hw, 3He, 3Hwにより測定する(柱脚からの高さ1500mm, 3080mm)。

2.4 実験結果

図-3~図-7にFW120, FW60のそれぞれ架構の荷重変形角関係, 壁のせん断力-部材角関係, 壁の軸力-部材角関係, 壁の変動軸力-部材角関係, 壁の軸伸び変位-部材角関係を示す。図-3において最大層せん断力はFW120が約800kN, FW60が約600kNであり, FW120に耐力低下が顕著に見られる。図-4において最大せん断力はFW120が約300kN, FW60が約150kNであり, 壁の負担せん断力の違いが層せん断力に大きな影響を与えていることが分かる。図-5において最大軸力はFW120が約650kN, FW60が約350kN, 図-6において最大変動軸力はFW120が約200kN, FW60が約150kNとなっており, 壁の最大耐力以降の耐力低下と軸力の減少が同じ変形レベルで確認された。図-7において最大耐力が発揮するまでの変形レベルにおいて, FW120の軸方向変位の最大値が約2.5mm, FW60が約1.0mm程度である。また, 図-4~図-7の横軸である1階壁部材角は以下に示す式(1)より算出し, 1階壁の部材角とする。

表-1 試験体諸元及び鉄筋・コンクリートの材料試験結果一覧表

試験体諸元		FW120	FW60
柱	断面(mm)	350×400	
	主筋	13-D16($p_s=1.84\%$)	
	せん断補強筋	4-D6@50($p_w=0.72\%$)	
2階梁	断面(mm)	250×500	
	主筋	8-D16($p_s=0.68\%$)	
	せん断補強筋	4-D6@75($p_w=0.68\%$)	
3階梁	断面(mm)	300×750	
	主筋	6-D19+6-D22($p_s=0.85\%, 1.15\%$)	
	せん断補強筋	3-D10@100($p_w=0.71\%$)	
	PC鋼材	4-φ23(PS力合計1000kN)	
方立壁	断面(mm)	120×540	60×540
	開口補強筋	4-D10	2-D10
	壁縦筋	4-D6ダブル	2-D6シングル
	壁横筋	D6@60ダブル ($p_{wh}=0.88\%$)	D6@120シングル ($p_{wh}=0.44\%$)
	端部拘束筋	2-D6@60	—
軸力(kN)		2200	

鉄筋の材料試験結果	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
D6 (SD295A)	466	539	189
D10 (SD295A)	340	479	189
D16 (SD345)	360	541	189
D19 (SD345)	376	557	190
D22 (SD345)	391	577	194

コンクリートの材料試験結果	圧縮強度 (MPa)	強度時ひずみ (%)	ヤング係数 (GPa)
FW120	39.0	0.251	26.9
FW60	38.8	0.229	30.2

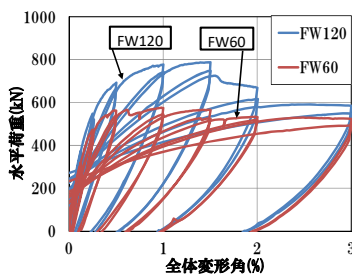


図-3 架構の荷重変形角関係

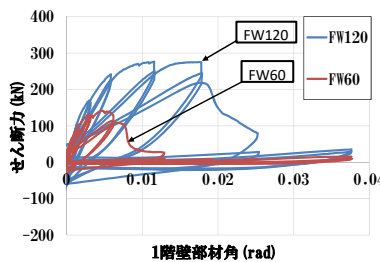


図-4 壁のせん断力部材角関係

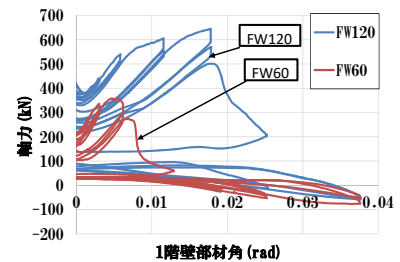


図-5 壁の軸力部材角関係

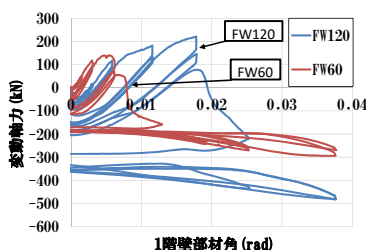


図-6 壁の変動軸力部材角関係

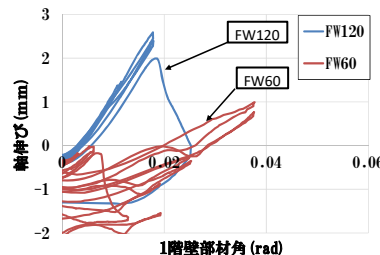


図-7 壁の軸伸び変位部材角関係

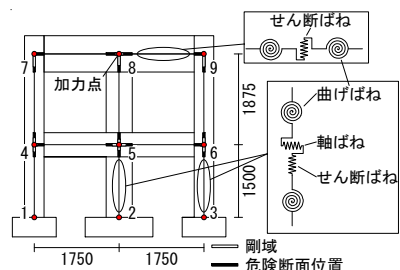


図-8 モデル化概要図

$$\alpha = (\delta_1 + \delta_2)/2/l \quad (1)$$

ただし、 α : 1階壁部材角、 δ_1 : 変位計 $2H_w$ の計測値、 δ_2 : 変位計 $2H_e$ の計測値、 l : 1階壁高さ (=1250mm)

3. 解析概要

表-2 にパラメーター一覧表を図-8 に試験体のモデル図を示す。載荷条件として実験と同様に図-8 中の節点7・9に1100kN ずつ鉛直力を作用させ、水平加力点は節点8とし正方向に対して水平一方向の増分解析とする。

3.1 架構のモデル化

図-8 に示すように柱、梁、壁のそれぞれの部材の構造芯で線材置換し、各部材の接合部および鉛直部材とスタブの接合部に節点を配置した平面架構モデルとしている。1階柱脚部の節点(節点1~3)のみ移動、回転の自由度を拘束し、その他の節点は拘束を行っていない。

剛域長さは文献⁴⁾に従い、柱、梁、壁のフェイス位置から接合部側へD/4 (Dは部材せい) だけ入り込むものとする。(剛域長さは図-8中に白太線で示す) 具体的にFW120のモデルは柱、壁の剛域は梁フェイス位置から接合部側へD/4だけ低減したもの、梁の剛域は柱、壁のフェイス位置から接合部側へD/4だけ低減したものとする。FW60のモデルの壁の壁厚が薄いことを考慮し、壁の剛域長さは梁のフェイス位置からD/3だけ低減したものとする。危険断面位置は、柱、梁、壁のフェイス位置とす

る。(危険断面位置は図-8中に黒太線で示す)

3.2 部材のモデル化

図-8中に示すように柱、壁の部材のモデル化は、材端に曲げばね、その中央にせん断ばね・軸ばねを配置し、梁は材端に曲げばね、その中央にせん断ばねを配置する(以下、単軸ばねモデルとする)。曲げばね、せん断ばねはひび割れ耐力と終局耐力を考慮させた3折れ線モデル(壁の曲げばねを除く)、軸ばねは圧縮側を弾性、引張側を鉄筋の降伏を考慮する2折れ線モデルとする。柱、梁、壁の曲げ・せん断ばねの初期剛性は文献⁵⁾に基づき、曲げばねの初期剛性は式(2)より算出し、せん断ばねのそれは式(3)より算出する。柱、梁の曲げばねの剛性低下率は文献⁴⁾により、式(4)を用い、柱、梁のせん断ばねのそれは文献⁶⁾により、式(5)を用い算出する。柱、梁、壁のそれぞれのばねのひび割れ耐力、終局耐力は文献⁴⁾に基づき算出するが、曲げばねの終局耐力においては文献⁷⁾の精算法に基づき、式(6)により終局強度を算定する。また、図-9に示すように水平耐力の低下を考慮させるために1、2Fの壁の曲げばねは4折れ線モデルとする。壁の曲げばねの骨格曲線は第一折れ点を文献⁵⁾に基づき、式(7)より算出し、第二折れ点は式(6)よりそれぞれ算出する。第三折れ点を実験値から決定した耐力低下開始点、第四折れ点を実験値から決定した耐力低下終了点とする。曲げばねの初期剛性は式(2)、剛性低下率は文献⁷⁾に基づき、式(8)より算出し、骨格曲線を決定する(壁のせん断ばねの剛性低下率は文献⁴⁾

表-2 パラメーター一覧表

FW120							
モデル名	ばねモデル				剛域・危険断面位置		壁の耐力低下
	柱	2F梁	3F梁	壁	柱・梁	壁	
A-1	単軸ばね				剛域 → D/4低減 危険断面位置 → フェイス位置		有
A-2	MS	単軸ばね		MS			
A-3	単軸ばね		MS				
FW60							
モデル名	ばねモデル				剛域・危険断面位置		壁の耐力低下
	柱	2F梁	3F梁	壁	柱・梁	壁	
B-1	単軸ばね				剛域 → D/4低減 危険断面位置 → フェイス位置		有
B-2	MS	単軸ばね		MS			
B-3	単軸ばね		MS				

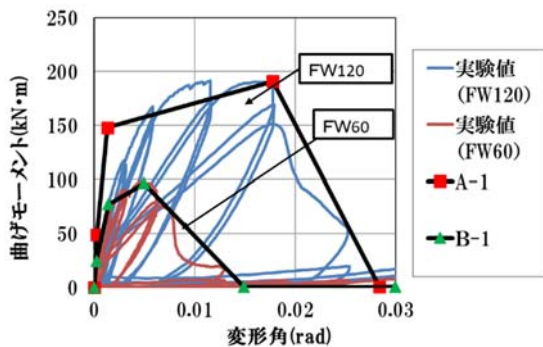


図-9 1F壁骨格曲線(曲げばね)

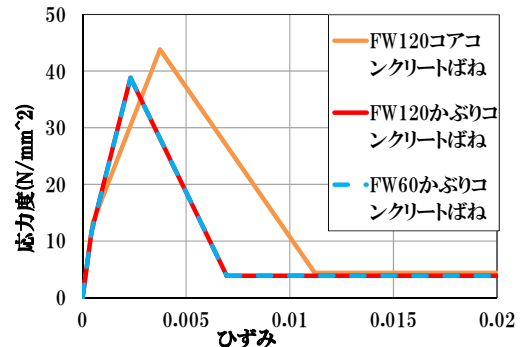


図-10 1F壁コンクリートばね応力度歪み関係

に基づき、式 (9) で算出)。なお、図-9 に示す実験値の曲げモーメントは実験から得られた壁の負担せん断力に反曲点高さ比0.5としたシアスパンを乗じて算定する。

$$K_f = 6E_c I / L \quad (2)$$

$$K_s = GA / \kappa L \quad (3)$$

$$\alpha_y = \begin{cases} (0.043 + 1.64np_t + 0.043 \left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \\ -0.0836 + 0.159 \left(\frac{a}{D}\right) + 0.169\eta \left(\frac{d}{D}\right)^2 \end{cases}$$

$$2.0 < \left(\frac{a}{D}\right) \text{ の場合上式, } 2.0 \geq \left(\frac{a}{D}\right) \text{ の場合下式} \quad (4)$$

$$\alpha = \left(\frac{Q_{un}}{\gamma_u}\right) / \left(\frac{Q_c}{\gamma_c}\right) \quad (5)$$

$$M_u = A_{st} \sigma_{st} d - A_{sc} \sigma_{sc} d_c - \frac{\sigma_{av} b (\beta_1 x_n)^2}{2} + Ng \quad (6)$$

$$M_c = (0.56\sqrt{\sigma_B} + \sigma_0) Z_e \quad (7)$$

$$\alpha_y = w M_y C_n / EI_w \varepsilon_y \quad (8)$$

$$\beta = 0.46 p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \quad (9)$$

柱の負担軸力は実験と同様 1100kN とし、壁の負担軸力比は当初概算で想定した 0.2 (実験値では FW120 は 0.262, FW60 は 0.284) とする。また、部材を要素分割し、コンクリートばねと鉄筋ばねによって部材を構成するマルチスプリングモデル (以下、MS モデルとする) も併せて用いる。その特徴としては軸力変動を考慮できることが挙げられる。MS モデルは柱と壁の鉛直部材に用いるが、加力点に載荷する水平力による軸力が単軸ばねモ

デルでは考慮できないため梁を MS モデルとするモデル (モデル A-3, B-3) も検討する。本報では、柱のコンクリートばねを 20×18 の 360 分割, 3F 梁のコンクリートばねを 15×37 の 555 分割, 2F 梁のコンクリートばねを 12×24 の 288 分割, FW120 の壁のコンクリートばねを, 36×8 の 288 分割, FW60 のコンクリートばねを, 36×4 の 144 分割とする。FW120 の壁では端部拘束された領域をコアコンクリート, それ以外をかぶりコンクリートとし, FW60 の壁ではかぶりコンクリートとしてモデル化する。かぶりコンクリートばねとコアコンクリートばねは, ひび割れ強度や圧縮強度を考慮した 4 折れ線モデル (図-10), 鉄筋ばねは, 圧縮側は弾性, 引張側は鉄筋の降伏を考慮する 2 折れ線モデルとする。また, 部材のかぶりコンクリートばねとコアコンクリートばねによって圧縮耐力を変更しており, コアコンクリートばねは補強筋の拘束の影響を考慮し, 補強筋比などを用いて圧縮耐力と圧縮耐力時のひずみを文献⁷⁾に基づき, 式 (10), 式 (11) より算出する (図-10 内の第二折れ点)。ひび割れ強度は圧縮耐力の 0.3 倍 (図-10 内の第一折れ点) とし, ヤング係数からひび割れ強度時のひずみを算出する。

$$\sigma_p = \sigma_B + \kappa \rho_{wh} \sigma_{wy} \quad (10)$$

$$\varepsilon_p = \begin{cases} \varepsilon_c (1 + 4.7(K - 1)) & K \leq 1.5 \\ \varepsilon_c (3.35 + 20(K - 1.5)) & K > 1.5 \end{cases} \quad (11)$$

かぶりコンクリートばねの圧縮強度 (図-10 内の第二

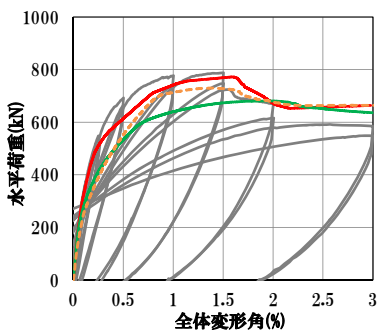


図-11 水平荷重全体変形角関係①

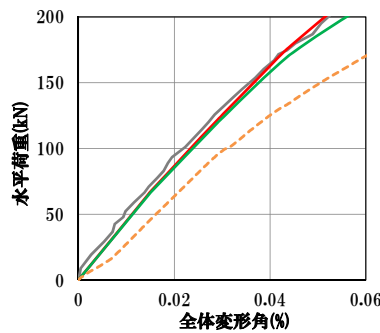


図-12 弾塑性域拡大図①

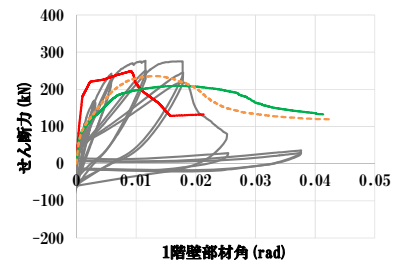


図-13 せん断力部材角関係①

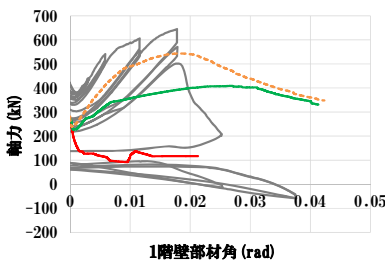


図-14 軸力部材角関係①

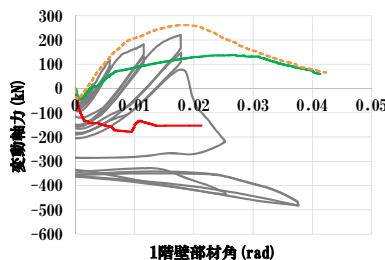


図-15 変動軸力部材角関係①

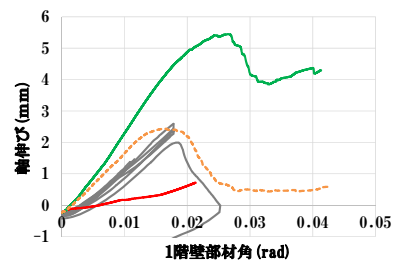


図-16 軸伸び部材角関係①

折れ点)や鉄筋ばねの降伏強度は材料試験結果に基づいており(表-1)、かぶりコンクリートばねにおいてはコアコンクリートばねと同様にひび割れ強度(図-10内の第一折れ点)を算出する。また、文献⁸⁾においては壁をMSモデルとした場合、1階壁のせん断力や1階壁の変動軸力の比較において実験値に近い挙動を示したため、文献⁸⁾と同様の耐力低下の考慮方法を用いる。図-10に示すようにかぶりコンクリートばねとコアコンクリートばねの骨格曲線を、圧縮強度を迎えた後、圧縮強度の0.1倍、圧縮強度時のひずみの3倍の点(図-10内の第三折れ点)に耐力を低下させるようコンクリートばねを設定する。塑性ヒンジ長さは、初期剛性の理論値 $6EI/L$ (E :コンクリートヤング係数、 I :鉄筋を考慮した柱の断面二次モーメント、 L :柱の可とう長さ)と一致するよう算定する。文献⁷⁾では柱に関して記載しているが、本論では梁と壁も同様にしてモデル化する。

4. 解析結果と実験値の比較

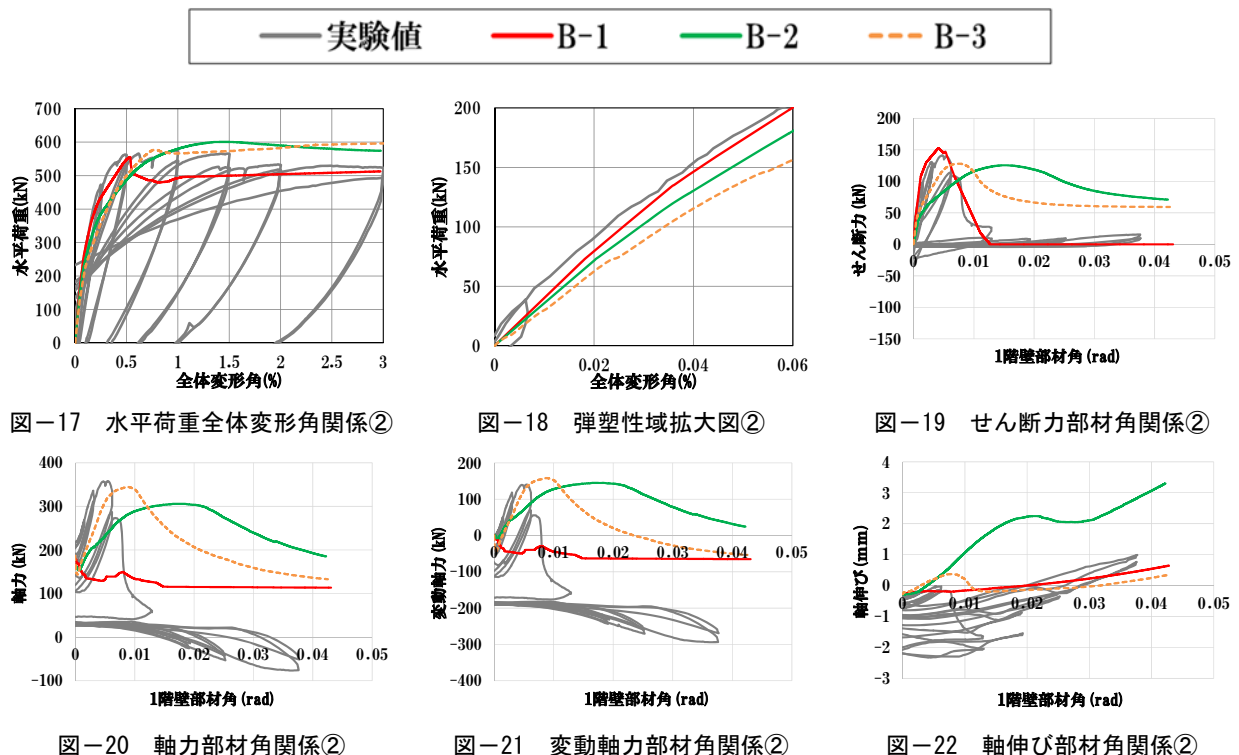
まず、FW120であるモデルA-1~A-3についての解析結果を示す。図-11に1層の水平荷重-全体変形角関係、図-12に図-11の弾塑性域拡大図、図-13に1階壁せん断力-部材角関係、図-14に1階壁軸力-部材角関係、図-15に1階壁変動軸力-部材角関係、図-16に1階壁軸伸び-部材角関係を示す。

全部材のモデル化を単軸ばねモデルとしたA-1については、図-11、図-12においてA-1は実験値を捉えており、実験結果と最も整合する結果である。図-13におい

て、A-1は最大せん断力が実験値と近く、概ね実験値の傾向を捉えているが、最大耐力までの剛性が実験のそれより高い。これは図-9の第二折れ点に着目すると、実験値よりも剛性が高く、剛性低下率の設定にさらなる検討が必要であると考えられる。次に、図-14、図-15の解析結果を比較すると、実験値と大きく乖離しており、これは単軸ばねモデルにおいて鉛直部材に想定する軸力が一定値で耐力算定を行うため軸力変動を考慮できておらず、実験値と乖離しているものと考えられる。

一方、軸力変動を考慮できるMSモデルを柱と壁に採用したA-2の結果をみると、図-13~図-16では、壁のせん断力、軸力、軸伸び共に実験値に近い挙動を示している。壁のモデル化をMSモデルにすることにより、軸伸び量がA-1に比べ大きくなり、軸力の精度が向上したと考えられ、軸力による壁部材の挙動をおおよそ評価し、それに伴いせん断力の評価精度も向上したと考えられる。しかし、図-11~図-16においてそれぞれ最大水平荷重・最大壁せん断力・最大軸力・軸伸びの値が実験値を捉えていないことが課題である。その課題は荷重による梁の負担軸力や軸伸びが影響したものと推察される。

図-17~図-22より梁と壁をMSモデルとしたA-3は他のモデルに比べさらに精度よく実験値を捉え、図-11、図-12における降伏時剛性と初期剛性が課題と考えられる。実験値をおおよそ捉えているのは、梁にMSモデルを採用することにより梁の軸方向応力や軸伸びによる壁への影響を考慮できていると考えられる。また、図-16において、A-3がA-2に比べ軸伸び量が抑えられてい



るのは、柱と梁のモデル化の違いにより、柱の伸び量が壁の伸び量を上回り、壁の軸伸び量が抑えられ、図-13～図-15で軸力・せん断力も概ね評価し、軸力の評価によって、図-11の最大水平荷重の精度も向上したものと考えられる。

次に、FW60についてモデル B-1～B-3の結果を示す。図-17に1層の水平荷重-全体変形角関係、図-18に図-17の弾性域拡大図、図-19に1階壁せん断力-部材角関係、図-20に1階壁軸力-部材角関係、図-21に1階壁変動軸力-部材角関係、図-22に1階壁軸伸び-部材角関係を示す。

全ての部材を単軸ばねモデルとした B-1 は、A-1と同様、図-17～図-19において概ね実験値を捉えている。次に、図-20において得られる軸力の比較を行うと、図-14と同様の傾向が見られ実験値と整合せず、図-22では実験値の軸伸び量を結果として捉えているものの、負担軸力を評価できていないことから、単軸ばねを用いて負担軸力・軸伸び量の評価は難しいことが分かる。

一方、柱と壁を MS モデルとした B-2 は、図-17、において最大水平荷重を概ね捉えているものの、B-1と比較すると、最大荷重以降において層せん断力を過大評価し、壁のせん断力も実験値と離れている。また、図-20、図-21において軸力の比較を行うと軸力変動を考慮できていると考えられ、実験値に近い挙動を示しているが、A-2と同様に梁部材の影響を考慮できておらず、図-17～図-22における最大水平荷重・最大せん断力・最大軸力・軸伸び量の値が課題である。

次に、梁と壁を MS モデルとした B-3 では、図-17～図-22において最も実験値をおおよそ捉えており、FW60においても梁の軸方向応力や軸伸びによる壁への影響が考慮する必要があるものと考えられる。しかしながら FW120と同様に、図-17、図-18における降伏時剛性と初期剛性、耐力低下後の挙動の評価が課題であると考えられる。また、図-19～図-22における解析結果の外形線が横に広がっているため、解析結果の壁の部材角が実験値より大きいことも課題として挙げられる。

5. まとめ

連層配置された矩形断面壁を有する 2 層 1 スパン RC 造架構縮小試験体 2 体に対して、水平力が作用した場合の挙動を評価できる骨組解析モデルの構築を目的として非線形静的増分解析を行い、以下の知見を得た。

・FW120・FW60において単軸ばねモデルとした A-1、B-1が架構の水平荷重全体変形角関係において実験値を概ね捉えたが、軸力変動を考慮できていないため、壁の軸力、軸伸びの評価は困難であった。

・FW120・FW60において壁を MS モデルとした A-2・B-2が壁のせん断力や(変動)軸力、軸伸びの実験の挙動を概ね捉えたものの、梁の軸方向応力や軸伸びを考慮できていないと考えられるため、FW120は壁の軸伸び量が大きく、架構の最大水平荷重・壁の最大せん断力・壁の最大軸力の値が小さい結果であった。FW60は架構の最大水平荷重・壁の軸伸び量が大きく、壁の最大軸力の値が小さい結果であった。

・FW120・FW60において梁と壁を MS モデルとした A-3・B-3が架構の水平荷重全体変形角関係や壁のせん断力、(変動)軸力、軸伸びの比較において最も実験値を捉えた。梁を MS モデルとすることで、梁のモデル化が壁の挙動の評価に影響を与えることを確認した。2 体共にせん断力部材角関係における降伏時剛性の評価が課題であり、また FW60において、課題として水平荷重全体変形角関係における耐力低下後の評価・壁の部材角の評価が挙げられる。

参考文献

- 1) 小塩友斗, 真田靖士, 金 裕錫: 主体架構と一体の RC 造方立壁の構造性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1145-1153, 2015.7
- 2) 谷 昌典ほか: 連層配置された方立壁を有する RC 架構の力学的性状に関する実験的研究(その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.283-284, 2016.8
- 3) 松葉悠剛ほか: 連層配置された方立壁を有する RC 架構の力学的性状に関する実験的研究(その 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.633-634, 2017.7
- 4) 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: 2015 年版構造物の構造関係技術基準解説書, 2015.6
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.2
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.2
- 7) 梅村 魁: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編), 1982.12
- 8) 伊藤武志ほか: 連層配置された方立壁を有する RC 架構の力学的性状に関する実験的研究(その 5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.631-632, 2017.7

謝辞: 本研究は、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」, 科学研究費補助金(基盤研究(A), 課題番号: 26242035)により実施した。関係各位に謝意を表します。