

論文 非耐力壁を有する SRC 造架構のモデル化に関する研究

豊田 陽平*1・衣笠 秀行*2・向井 智久*3・田沼 毅彦*4

要旨：東日本大震災によるコンクリート系建築の特徴的被害として、建物の柱梁架構と一体として造られた非耐力壁の損傷が多数見られた。これらの壁は構造設計時に非耐震部材として扱われるが、地震時には水平力に抵抗し、建物全体の挙動に影響を及ぼすことになるものの、その特性は未だ十分に解明されていない。本論は、既往の架構試験体の実験結果を用いて、非耐力壁を有する架構のモデル化を壁の損傷に応じて複数設定することにより実験結果を概ね評価できることを示した。

キーワード：非耐力壁、静的漸増載荷解析、剛性低下、剛域長さ、架構のモデル化

1. はじめに

RC 造建物の非耐力壁の損傷は近年の地震被害において多く確認されており、地震による被災建物の機能性を著しく損なう主たる原因として認識されている。一方で、これらの壁は構造設計時に非耐震部材として扱われるが地震時には水平力に抵抗し、建物全体の挙動に影響を及ぼす。一方、近年構造スリットを壁際に設置し主架構から切り離すことが多く行われているが、このことは架構の耐力を喪失することになり、必ずしも最善の策が講じられていない可能性が高い。従って、これらの壁部材を有効活用し、建物の耐震性能を向上させることが望ましいが、主架構に取り付く腰壁、垂壁、袖壁の弾塑性域における力学的性状の評価方法は、未だ十分に解明されていない。

本研究では、鉄筋コンクリート造非耐力壁部材の構造特性に着目し、非耐力壁部材のモデル化の違いが架構全体の耐震性能に与える影響を検討する。具体には、既往の文献 1, 2) で報告された 3 層 2 スパンの純骨組み試験体、袖壁付き骨組試験体、開口偏在試験体の実験結果を用いて、非耐力壁を有する架構のモデル化とそれに対する静的増分載荷解析を実施し、損傷に応じた壁部材のモデル化の妥当性を検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は、11 階建鉄骨鉄筋コンクリート造建物の桁行方向下層 3 層 2 スパンを対象として作成された 1/2 スケールの 3 体（純骨組、袖壁付骨組、開口偏在骨組）である（図-1）¹⁾。試験体配筋図を図-2、図-3、図-4 に示す。1 階柱断面は 350mm×425mm で H-325×100×9×16、1 階梁断面は 225mm×375mm で H-250×100×4.5×16、壁厚さは 60mm でシングル配筋で D6@180 である。また梁にはスラブがあり、厚さ 65mm、長さ両側 525mm、配筋性状はダブル 6φ@250 を仮定した。代表的な材料強度は、鉄筋は 4.19t/cm²(D13) であり、コンクリートは 246 kg/cm² である。

2.2 加力概要、実験結果

試験体の各柱の軸力 100(t) を一定に保ちながら、試験体頂部に設けられたスタブに正負交番載荷を行っている。各試験体の荷重-変形関係を図-5 に示す。開口偏在骨組試験体は層間変形角 1/200 の 1 サイクル目で最大耐力を迎え、同じ部材角の 5 回目の繰り返して各階の壁が破壊²⁾している。

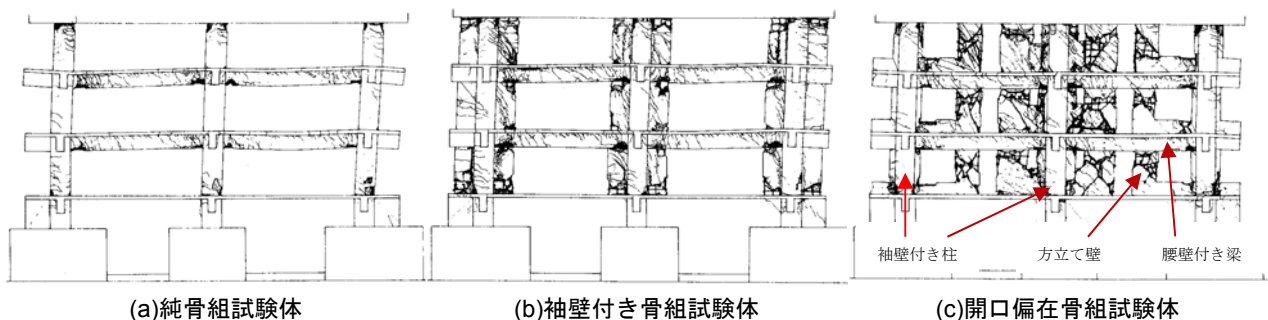


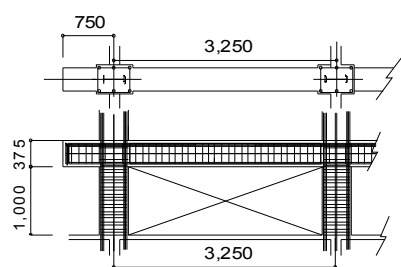
図-1 実験終了時の破壊状況¹⁾

*1 東京理科大学大学院 理工学研究科 修士課程 建築学専攻 (学生会員)

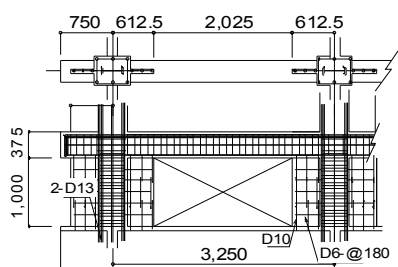
*2 東京理科大学 理工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

*3 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 博(工) (正会員)

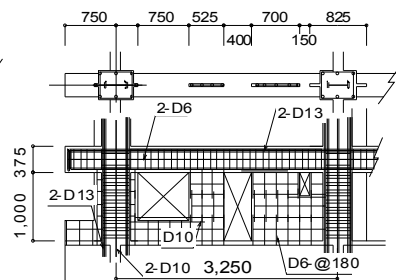
*4 独立行政法人 都市再生機構 技術調査室 修士 (正会員)



開口サイズ 2825×1000
図-2 純骨組配筋図¹⁾



開口サイズ 2025×1000
図-3 袖壁付骨組配筋図¹⁾



開口サイズ左から
750× 700, 400× 1000, 150× 350
図-4 開口偏在骨組配筋図¹⁾

3. 解析概要

3.1 部材のモデル化

解析には（株）構造システムの SNAP を使用した。梁・柱・方立壁部材は材端弾塑性ばね法により線材でモデル化し、柱・方立壁部材は曲げばね、せん断ばね及び軸ばねを有する。袖壁付き柱の場合、一本柱置換モデルとして扱う。梁部材は曲げばね及びせん断ばねを有する。

純骨組及び袖壁付骨組試験体では各部材の終局強度の計算結果よりせん断破壊しないことが確認されているため、柱・梁及び袖壁付き柱部材はせん断ばねを剛性低下しない弾性としてモデル化を行う。開口偏在試験体では、柱梁部材に取付く架構内の壁の損傷進展により、壁付き部材としての剛性低下が、当該部材の要素実験で確認されているより大きく生じていると思われる。よって、開口偏在試験体における柱・梁及び袖壁付き柱・腰壁付き梁部材・方立壁（図-1(C)）はひび割れによる剛性低下を考慮するものとし、曲げ・せん断ばねの骨格曲線をトリリニア型としてモデル化を行う。具体的に、第1折れ点はひび割れ強度と弾性剛性より、第2折れ点は曲げばねは曲げ終局強度と降伏時剛性より、せん断ばねはせん断終局強度とせん断破壊時剛性より求めた。各部材の降伏後の剛性低下率は初期剛性の 0.001 倍とした。基礎梁、加力位置の梁スタブともに剛体としている。

(1) SRC 柱梁（袖壁、腰壁付）

ひび割れ強度は文献 3) により算定し、終局強度は文献 4) により算定した。なお、梁についてはスラブの効果（幅、

スラブ筋）を考慮している。但し、開口を有する袖壁付き柱（図-1(C)の中央の袖壁付き柱）のせん断終局強度は、開口による低減を考慮できるように分割累加式⁵⁾として提案される式に鉄骨部分を考慮して算定した。具体的には、壁と柱の断面を壁長さ方向に分割してそれぞれ RC 部分のせん断強度を算定し、さらに鉄骨部分の評価式⁴⁾を累加してせん断終局強度とし、袖壁付き柱の壁に開口がある場合、RC 壁部分のせん断剛性およびせん断終局強度に開口低減率³⁾を乗じた。また、袖壁付き柱の反曲点は文献 4) により算定し、1 層の袖壁付き試験体の反曲高さはほぼ柱頭位置となる。なお、柱、袖壁付き柱の終局耐力は各柱の長期軸力で算定した。せん断成分の初期剛性の算定にあたっては、壁付き柱・梁の場合は柱断面積に対する袖壁付き柱の断面積比を、せん断剛性の増大率として算定した。また、同部材の曲げ及びせん断成分の降伏時剛性低下率は壁部分を考慮せず柱・梁のみを対象として菅野式により算定した。なお、梁については剛性、降伏時剛性低下率ともにスラブの効果を考慮して算定を行った。鉄骨部分は片側フランジ部を引張鉄筋と見なして降伏時剛性低下率を算定した。

(2) RC 方立壁

ひび割れ強度は耐力壁の式を準用する³⁾。曲げ終局強度は文献 3) を参考にし、軸力比を考慮した耐力壁の式により算定する。せん断終局強度は反曲点高さが材中央として大野・荒川 mean 式³⁾により算定する。降伏時剛性低下率は耐力壁として算定³⁾、曲げ降伏時剛性低下率は断

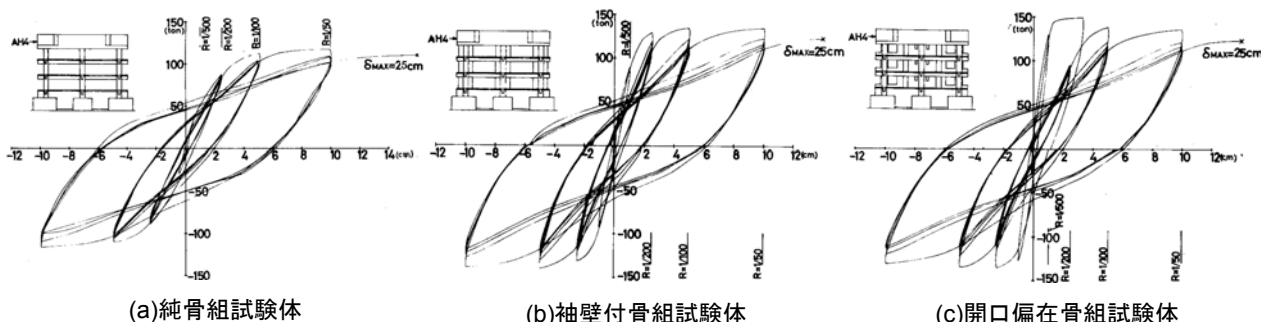


図-5 荷重—変形関係¹⁾

面解析($\epsilon_y=0.003$)から求まる中立軸を使用する。方立壁は変形の進行に伴う軸力の増加が示唆されている⁹⁾。よって、方立壁の軸力比 η は変形の進行に伴い 0, 0.1, 0.17 の 3 ケースとした。なお、 $\eta=0.17$ は方立壁がせん断破壊する時の最小軸力である。

3.2 剛域の設定方法

剛域の設定は、(1)剛域端をフェイス位置とする場合、(2)剛域端をフェイス位置より部材のせい D (袖壁付き柱及び腰壁付き梁の場合は壁部分を含む全せい) の 1/4 内側の位置とする場合とする。

3.3 静的漸増載荷解析結果

解析には実験と同様の水平荷重及び鉛直荷重を設定し、各層の層間変形角 1/50 を解析終了点とした。図-6 に純骨組試験体の荷重変形関係 (実験値) を赤色の実線で、図-7 のモデル化によって得られた荷重変形関係を橙色の破線で示した。図-6 より純骨組試験体では、やや耐力が小さいが概ね一致している。

図-6 に袖壁付骨組試験体の荷重変形関係 (実験値) を紫色の実線で、図-8 (剛域設定(1)) 及び図-9 (剛域設定(2)) の剛域のモデルによって得られた荷重変形関係を青色の破線及び水色の一点鎖線で示した。図-6 より、図-8 のモデルによる解析結果は実験結果よりやや耐力が大きく、図-9 のモデルでは終局時の耐力は一致して

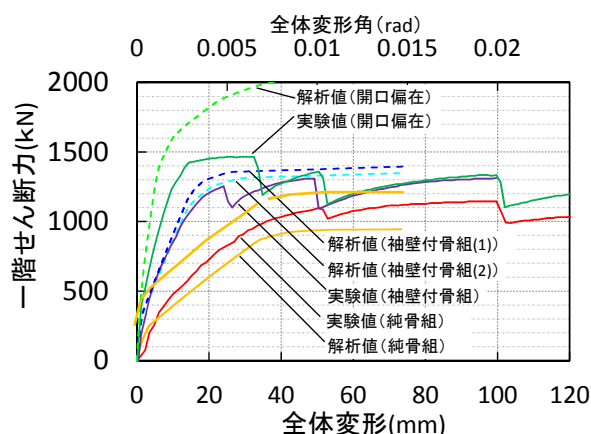


図-6 荷重—変形関係 (純骨組, 袖壁, 偏在)

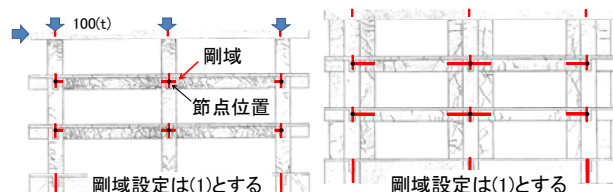


図-7 純骨組モデル 図-8 袖壁付骨組(1)モデル

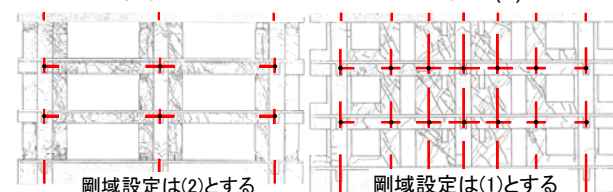


図-9 袖壁付骨組(2)モデル 図-10 開口偏在モデル

いることが見て取れる。これは、損傷の進展により、剛域がフェイス位置より内側に入り込むためである。

図-6 に開口偏在試験体の荷重変形関係 (実験値) を緑色の実線で、図-10 のモデル化によって得られた荷重変形関係を黄緑色の破線で示した。図-6 より、開口偏在試験体では、剛性はやや大きく、耐力はかなり大きく評価している。このことは、実験では変形の増大により架構内の壁が損傷し、壁付き部材の剛性・耐力の低下や剛域長さの変化が主たる原因と考えられる。このことから、非耐力壁を有する建物のモデル化においては、壁部材の損傷に応じた部材モデルを適切に用いる必要がある。

4. 損傷進展に伴うモデル化の違いを考慮した静的漸増載荷解析

4.1 損傷進展に伴うモデル化手法

開口偏在試験体の損傷進展に伴うモデル化を 2 つの方法 (TypeA, TypeB) で検討を行う。TypeA の初期モデルは、中央の袖壁付き柱を 3 本柱でモデル化 (図-10) し、部材の損傷進展に伴い部材のモデル化を変更する。TypeB の初期モデルは、中央柱に付く袖壁に小開口 (図-4 の 150×350mm の開口) を 1 本柱でモデル化する。

4.2 TypeA

TypeA の解析モデルを図-11 に、各モデルの変更項目について表-1 に示す。表中の 123R (フロアレベル), ABC (柱芯位置), abcd (方立壁の芯位置) は各モデルにおける部材の位置情報を示すものであり、図-11(1)にその場所を例示する。

損傷進展に伴い 3 つの要素 (剛域, 方立壁の負担軸力, 壁部分の大破による喪失) に着目して解析モデルを決定した。開口偏在試験体の実験値と以下に述べるモデル化により得られた静的漸増載荷解析結果を図-12 に示す。

図-11(1)のモデル化は初期のモデル (図-10 と同じ) である。図-11(2)は壁のひび割れ損傷により、2, 3 階の梁の剛域長さが短くなるものとし、4 本ある方立壁の剛域を D/4 低減した (同図中の青丸印)。また、方立壁の軸力は水平変形の増大に伴って作用する軸力が増加することから $\eta=0.1$ (同図中の緑三角印と数値) とした。図-11(3)は、1 階柱脚の曲げ降伏により 1 階柱の剛域を D/4 低減した。また、同図より 4 本ある方立壁のひび割れは梁フェイスにまで達しているため、方立壁の剛域を梁フェイス位置まで低減した。図-11(4)は、せん断破壊した方立壁 bc に作用した軸力が解放され耐力・剛性ともに低下するものとした。また、せん断破壊していない方立壁 ad は水平変形の増大に伴って作用する軸力がさらに増加することものとし $\eta=0.17$ とした。図-11(5)は、同図中の斜線部分の方立壁が破壊し水平の剛性耐力が喪失したとみなしたものである。但し、軸剛性は残存

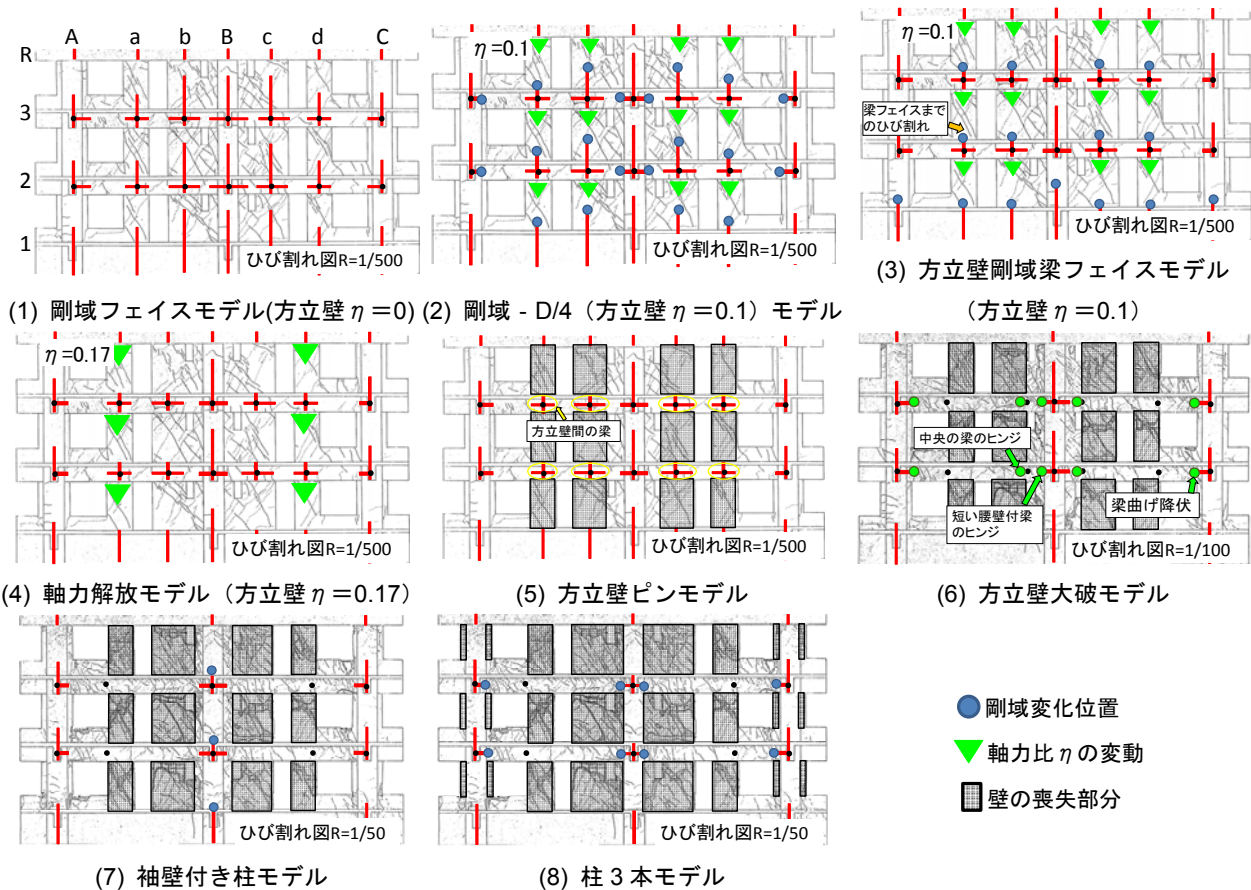


図-11 TypeAの解析モデル

表-1 モデルの変更項目 (TypeA)

	剛域低減		軸力比 η 変動	壁喪失部分
	柱	梁	方立壁	
(2)		2,3-A,B,C	a,b,c,d	a,b,c,d ($\eta=0.1$)
(3)	1-A,B,C		a,b,c,d	
(4)			a,d ($\eta=0.17$) b,c ($\eta=0$)	
(5)				方立壁(a,b,c,d)
(6)		2,3-a,b,c,d		
(7)	1,2,3-B			腰壁(B)
(8)		2,3-A,B,C		袖壁(A,B,C)

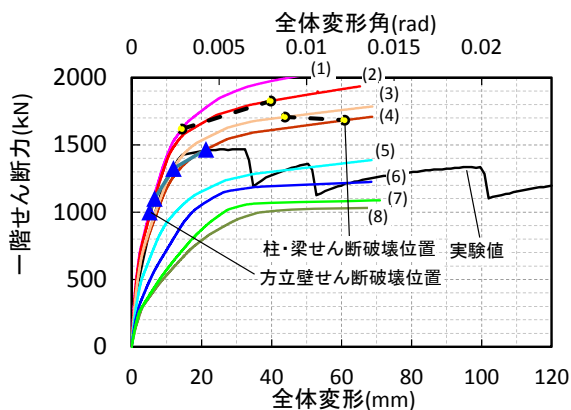


図-12 荷重—変形関係 (TypeA)

し、その結果方立壁間の梁（同図中の黄色丸印）の剛域も残存するとした。図-11(6)は、方立壁の破壊の進展により方立壁の軸剛性も喪失し、それに伴い方立壁間の梁の剛域も喪失するものとした。図-11(7)は、中央柱

脇にある小開口下の腰壁の破壊が進行し当該壁が喪失するものとした。それに伴い中央の袖壁付き柱の剛域長さが短くなり、腰壁付き梁も喪失したモデルである。図-11(8)は、AC 通りの袖壁の損傷が進展し、当該壁が喪失するものとした。最終的に柱 AC に取りつく腰壁以外は全て喪失し、純骨組に近いモデルを想定した。

壁のひび割れ損傷により、図-11(1), (2)のモデルで方立壁 bc がせん断破壊以前の損傷で方立壁の剛域を低減したモデルに移行したものとする。同様に、図-11(3)のモデルは方立壁 bc がせん断破壊した時に、図-11(4)のモデルは方立壁 ad がせん断破壊した時に次のモデルへと移行したものとする。

これらのことから図-11(5)のモデルまでの骨格曲線の切り替えポイントは各曲線の方立壁のせん断破壊が一つの目安（図-12中の青三角）となる。つまり、図-12の方立壁のせん断破壊位置をつなげた線が解析から決定される骨格曲線となり、実験結果とよく一致している。図-12(5)から図-12(6)への切り替えポイントはひび割れ図（図-11(6)）より大きな損傷が生じた変形角 $R=1/100$ 当たりであると推察される。また、図-11(6)のモデル化における梁の降伏ヒンジ位置を緑丸印で示す。図-11(6)より柱フェイス位置以外にも梁の降伏ヒンジが発生していることが見て取れる。これは、中央の梁のヒンジと短

い腰壁付き梁のヒンジがほぼ同時に発生するような耐力及び応力状態となるためである。実験の報告書によると最終状況における梁の降伏ヒンジ位置は各梁の両端で確認され、それ以外には言及がないものの、中央の梁端部も降伏していた可能性はある。よって、図-12(5)から後の骨格曲線は図-12(6)へ移行したものとみなすことができる。

4.3 TypeB

TypeB の解析モデルを図-13 に、モデルの変更項目について表-2 に示す。表-2 に示す 123R(フロアレベル), ABC(柱芯位置), ab(方立壁の芯位置)は各モデルにおける部材の位置情報を示すものであり、図-13(1)にその場所を例示する。

開口偏在試験体の実験値と次に述べるモデル化により得られた静的増分解析の結果を図-14 に示す。図-13(2)は、壁のひび割れ損傷により 2, 3 階の梁及び方立壁 ab の剛域を低減、かつ方立壁の軸力は水平変形の増大に伴って作用する軸力が増加することから方立壁の軸力比を 0.1 と設定したものである。図-13(3)は、方立壁 ab のひび割れは梁フェイス位置まで達しているため、方立壁の剛域をさらに梁フェイス位置まで低減し、水平変形の増大に伴って作用する軸力が増加することから $\eta = 0.17$ とし、さらに同図中斜線部分の非耐力壁が大破し剛性耐力が喪失したとみなしたものである。但し、方立壁間の梁の剛域も残存するとした。図-13(4)は、同図中の斜線部分の方立壁が大破し水平の剛性耐力が喪失したとみなしたものである。但し、軸剛性は残存し、その結果方立壁間の梁の剛域も残存するとした。図-13(5)は、方立壁の大破により軸剛性も喪失したものととして、方立壁間の梁の剛域を取り除いている。図-13(6)は、中央柱脇にあ

る小開口下の腰壁の破壊が進行し当該壁が喪失するものとした。柱の剛域を低減させたモデルであり、1 階柱脚の曲げ降伏により 1 階柱 AC の剛域を D/4 低減した。

実験結果から柱・梁のせん断破壊は報告されていないが、図-13(1)~(5)のモデルでは中央の袖壁付き柱 2-B においてせん断破壊が確認された。このことから、骨格曲線の切り替えポイントは各曲線の柱・梁のせん断破壊変位以前(図-14 中の丸印)に迎えることになる。つまり、図-14 の丸印をつなげた線が推定される骨格曲線となる。この線と実験値を比較すると推定値は初期の剛性は評価できているものの最大耐力を過小評価している。この理由として開口によるせん断剛性の低減率の設定及

表-2 モデルの変更項目 (TypeB)

	剛域低減			軸力比 η 変動	壁喪失部分
	柱	梁	方立壁		
(2)		2,3-A,C	a,b	a,b ($\eta = 0.1$)	
(3)				a,b ($\eta = 0.17$)	方立壁(B)
(4)					方立壁(a,b)
(5)		2,3-a,b,B			
(6)	1-A,B,C				腰壁(B)

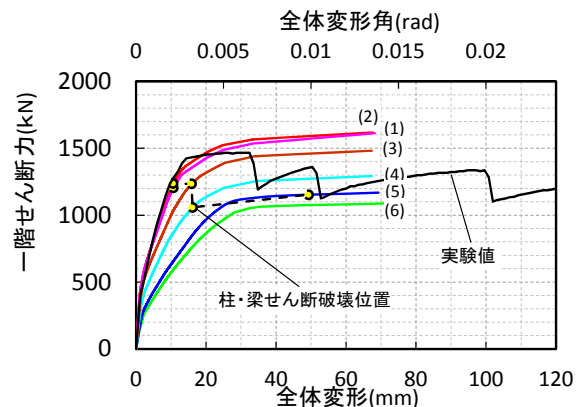


図-14 荷重—変形関係 (TypeB)

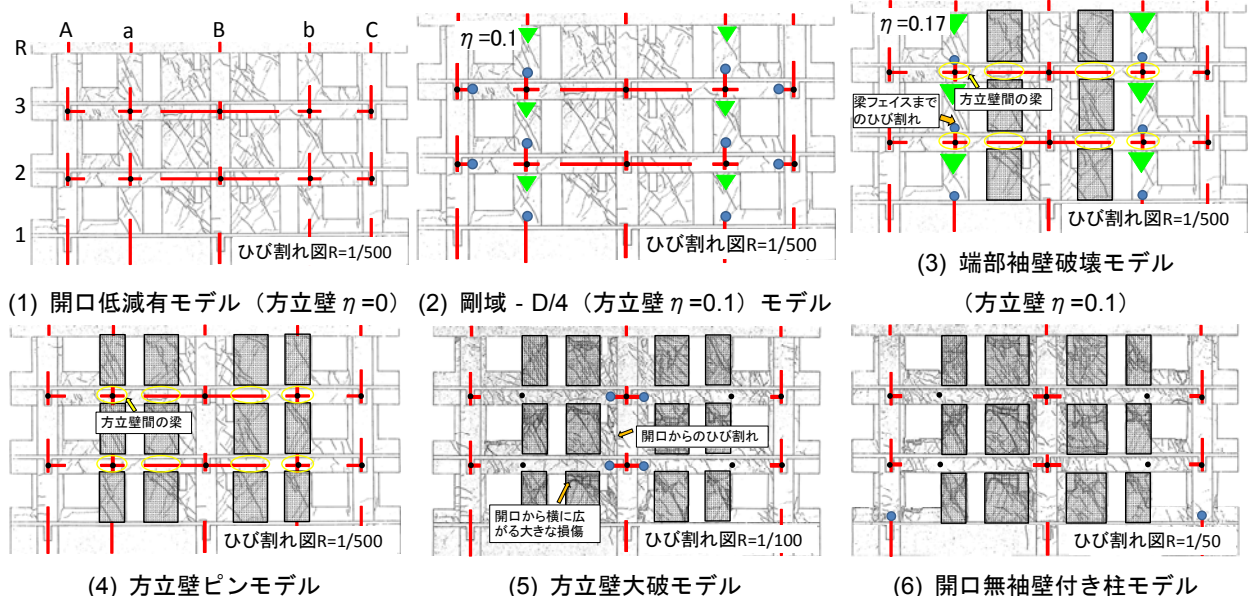


図-13 TypeB の解析モデル

び開口部からのせん断ひび割れが剛性低下率に及ぼす影響が考えられる。すなわち、本検討では当該低減率および剛性低下率を過小評価したことで、袖壁付き柱部材の負担応力が大きくなり、比較的小さい変形でせん断破壊を迎えたことで、層の耐力を小さめに評価する結果になったと推察される。図-13(5)のひび割れ図より、開口からのせん断ひび割れが柱部分まで生じ、かつ、変形の進行に伴う開口からのせん断ひび割れが壁中央に開口をもつ耐力壁では見られないような開口から横に広がる大きな損傷があることが見て取れる。この影響を考えると、袖壁付き柱での開口によるせん断剛性の低減率及びせん断パネの降伏時剛性低下率をより小さく設定する必要があると考えられる。また、せん断終局強度式の精度の影響として、袖壁長さが長い場合の壁部分の引張鉄筋の扱いなどさらなる検討が必要である。さらには袖壁付き柱の降伏時剛性低下率も本論では簡易に矩形断面における検討を行っているためさらなる検討が必要である。

4.4 モデル化の方法のまとめ

TypeA と TypeB の 2 つの初期モデルを設定し、それぞれ各変形で生じる損傷によって部材のモデルを切り換え、架構の骨格曲線の推定を行った。各モデルは実験の損傷結果を基に設定した。これらのモデル化では、損傷進展に伴い、主に 3 つの要素（剛域、方立壁の負担軸力、壁部分の大破による喪失）を変更する手法をとった。

各手法の特徴と課題を以下にまとめる。

・TypeA は最大耐力までは方立て壁のせん断破壊を含む損傷程度によって架構の骨格曲線を概ね評価できた。また最大耐力以降は方立て壁を取り除いたモデルによって実験結果を概ね評価できた。一方、TypeB は、最大耐力以前に袖壁付き柱がせん断破壊するために最大耐力を評価できていない。

・TypeA は、方立壁の剛域長さの低減は実験で得られたひび割れ図を基に判断しているため、ひび割れによる剛性低下の評価ができることが必要であり、その適切な評価が必要である。また非耐力壁部材の繰返し変形による剛性耐力の劣化の影響や方立壁のに作用する軸力の設定、最終形の架構モデルの決定にあたって大破した壁部分の評価が今後の課題である。

・TypeB では、各部材に取りつく壁の損傷による部材の剛性低下、袖壁付き柱の終局強度をより高精度化する必要がある。

5. まとめ

壁付き架構の耐力・剛性の評価を目的として、TypeA と TypeB の 2 つの初期モデルを設定し、それぞれ損傷程度に応じてモデルを切り換え、架構の骨格曲線の推定を行い、当該モデルの妥当性を検討した。

- (1) 純骨組試験体、袖壁付骨組試験体では剛域をフェイス位置に設定した解析モデルにより、概ね剛性・耐力を評価できる。一方、開口偏在試験体では、剛域をフェイス位置に設定した解析モデルでは剛性・耐力を評価できない。このことから、非耐力壁を有する建物のモデル化では、壁部材の損傷進展に伴い、初期の架構モデルと異なるモデルを適切に設定する必要がある。
- (2) TypeA では、方立壁のせん断破壊位置及び実験でのひび割れ、ヒンジ状況を参考に骨格曲線の切り替わりポイントを決定し、骨格曲線推定を行った。この骨格曲線により、実験の剛性・耐力を適切に評価することができた。TypeB では、柱・梁のせん断破壊位置及び実験でのせん断破壊の有無を参考に骨格曲線の切り替わりポイント決定したところ、解析による推定値は初期の剛性は評価できているが、最大耐力を過小評価している。
- (3) 今後の課題として、損傷進展に伴う 3 つの要素（剛域、方立壁の負担軸力、壁部分の大破による喪失）の設定方法の明確化によって壁付き架構における各部材のモデル化手順を明確化する必要がある。

参考文献

- 1) 武井秀達，後藤哲郎，石川正人，遠藤利根穂：水平力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する実験的研究（その 1.実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1961-1962，昭和 53 年 9 月
- 2) 後藤哲郎，広沢雅也：水平力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する実験的研究（その 2.破壊性状及び変形性状について），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1963-1964，昭和 53 年 9 月
- 3) 独立行政法人建築研究所他「2007 年版 建築物の構造関係技術解説書」，2007.8
- 4) 国土交通省住宅局建築指導課，「2009 年 改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」，2009，12
- 5) 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，東條有希子，壁谷澤寿一：せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，vol.30，No.3，pp.115-120，2008.8
- 6) 李文聰，江崎文也，小野正行：方立て壁の履歴性状に及ぼす材軸方向変位拘束の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，2007