

# 論文 比較的薄い二次壁を有する RC 造平面架構の崩壊挙動と各種一貫構造計算プログラムによる解析精度の分析

諏訪田 晴彦<sup>\*1</sup>・小豆畑 達哉<sup>\*2</sup>

**要旨**：本論文では、平面架構試験体 2 体（純ラーメン架構および二次壁付き架構）の水平加力実験を行い、その崩壊挙動と一貫構造計算プログラム 4 種類による解析精度を分析した。分析の結果、二次壁付き架構においては、梁の剛域およびヒンジ位置を袖壁フェイス位置とすることが適切であること、純ラーメン架構は一貫構造計算プログラムにより概ね精度よく解析できるが、二次壁付き架構については、複雑な開口のモデル化が現状では困難であることや採用強度式等の違いに起因したばらつきが比較的大きいことがわかった。

**キーワード**：鉄筋コンクリート造架構、二次壁、崩壊挙動、一貫構造計算プログラム

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物においては、立面計画、袖壁、腰壁、垂れ壁等（以下、二次壁）が計画される場合も多いが、これらの壁が柱や梁に取り付く場合、構造計算におけるモデル化等の妥当性に関する判断基準があいまいであるなどの理由から、ほぼ無条件に構造スリット（以下、スリット）を設け、いわゆる非構造壁として設計されることが半ば一般化している。近年、こうした状況を改善するために、スリットを設けない二次壁付き架構の構造設計の合理化に向けた研究（例えば、文献<sup>1)</sup>、<sup>2)</sup>）が盛んに行われるようになってきたが、構造計算におけるモデル化等の妥当性の検証に必要な架構レベルの実験データの蓄積は、必ずしも十分とは言えない。

今日の建築物の構造計算は、一般的に一貫構造計算プログラムを使用して行われている。2005 年の構造計算書偽装問題では、一貫構造計算プログラムを用いた構造計算書が偽装され、大きな社会問題となった。これを受け 2007 年には建築基準法が改正され、構造計算プログラムの新たな大臣認定制度が導入されるなど、一貫構造計算プログラムの厳格な運用が求められるようになった。

一貫構造計算プログラムは、複数のメーカーで作成・販売されているが、プログラム間では構造物のモデル化や計算上の仮定等に違いが生じる場合があり、それが計算結果の違い（以下、ばらつき）として現れることになる。このばらつきは、プログラムの不具合（いわゆるバグ）とは異なり、それぞれのプログラムにおける工学的判断上の特性とみなされるものであり、それ自体がプログラムの優劣を示す指標とはならない。しかし、プログラム間におけるばらつきは、建築物の耐震性能に影響を及ぼすことになるため、その要因および程度を把握しておくことは重要である。しかし、スリットを設けない二

次壁付き架構の構造実験データに対して、市場に広く流通している各種一貫構造計算プログラムの解析精度を調査した事例は著者が調べた範囲ではほとんど存在しない。

こうした背景のもと、本研究では RC 造二次壁付き架構（以下、壁付き架構）の載荷実験を実施して、その実験結果を各種一貫計算プログラムによる計算結果と比較することにより、現状のモデル化や計算仮定の適用性とばらつきを検討する。なお、本報では、静的漸増載荷解析に関する検討に限定する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体は、図-1 に示す梁間方向 1 スパン、桁行方向多スパンの RC 造 6 階建て共同住宅の桁行方向廊下側構面下部 2.5 層の両外柱とそれらをつなぐ梁からなる 1 スパンを想定した平面架構である。試験体の縮尺は 1/2 とし、壁付き架構と純ラーメン架構の 2 体計画した。壁付き架構の形状配筋図を図-2 に、使用した材料特性を表-1 にそれぞれ示す。壁付き架構の壁筋は D6@シングルを基本とし、開口に隣接する壁筋（以下、開口補強筋）のみ D10 を使用した。なお、壁付き架構と純ラーメン架構の柱および梁の形状、配筋、使用材料は同一とした。

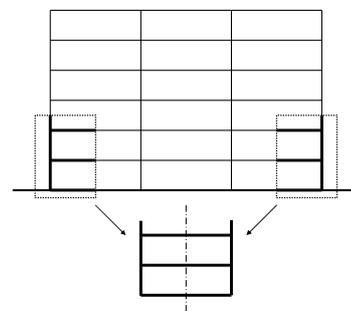


図-1 試験体のモデル

\*1 国土交通省国土技術政策総合研究所 建築研究部構造基準研究室 主任研究官 博士（工学）（正会員）

\*2 国立研究開発法人建築研究所 国際地震工学センター 上席研究員 博士（学術）

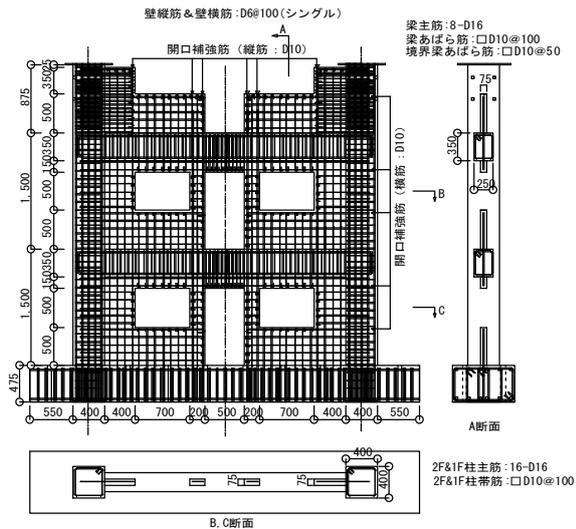


図-2 壁付き架構試験体の形状配筋図

表-1 使用材料特性一覧

コンクリート	ヤング係数 [GPa]	圧縮強度 [MPa]	圧縮強度時歪 [%]	割裂強度 [MPa]
1階	32.0	36.3	0.204	3.09
2階	32.2	38.9	0.216	3.43
3階	29.7	39.8	0.250	3.07
鉄筋	ヤング係数 [GPa]	降伏強度 [MPa]	降伏歪 [%]	引張強度 [MPa]
D16(SD345)	189	363	0.194	531
D10(SD295)	181	360	0.206	498
D6(SD295)	186	354 <sup>※1</sup>	0.200 <sup>※2</sup>	511

※1 明瞭な降伏棚が見られなかったため、0.2%offset耐力とした。

※2 明瞭な降伏棚が見られなかったため、剛性が急変する直前のひずみとした。

## 2.2 加力方法

加力方法を図-3に示す。加力には4台のアクチュエータを用い、試験体3階階高中央位置において、各々の柱に鉛直力と水平力を載荷した。このうち鉛直力は、各々の柱に想定建物の6層分の負担重量に相当する346kNの圧縮力を長期軸力として導入し、水平力の載荷に伴う上層部分からの想定変動軸力として $1.5Ph/L$  ( $P$ :水平力,  $h$ :階高,  $L$ :スパン長)の圧縮力および引張力を載荷した。水平力は正負交番漸増載荷とし、各々の柱に同一の荷重を載荷した。なお、載荷履歴は、各々の柱の3階梁芯位置で計測した水平変位の平均値を1階柱脚からの高さで除した全体変形角で制御し、 $\pm 1/3200\text{rad}$  (1回),  $\pm 1/1600\text{rad}$  (1回),  $\pm 1/800\text{rad}$  (1回),  $\pm 1/400\text{rad}$  (2回),  $\pm 1/200\text{rad}$  (2回),  $\pm 1/100\text{rad}$  (2回),  $\pm 1/50\text{rad}$  (2回),  $\pm 1/33\text{rad}$  (2回),  $\pm 1/25\text{rad}$  (2回)とした。

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 荷重-変形関係と破壊経過

水平力-全体変形角関係を図-4に、壁付き架構における全体変形角 $\pm 3\%$ 加力終了時の破壊状況を写真-1にそれぞれ示す。

壁付き架構では、正側、負側ともに1%の1サイクル目において最大強度を示しており、1%の2サイクル目か

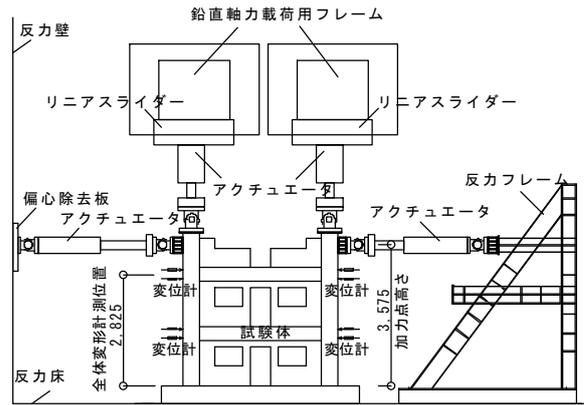


図-3 加力方法

ら明確な耐力低下を生じた。純ラーメン架構では、4%の最終サイクルまで耐力低下は見られなかった。壁付き架構の最大強度は、正側+645kN (全体変形角+0.79%時)、負側-586kN (全体変形角-0.91%時)を示し、純ラーメン架構の最大強度は正側+240kN (全体変形角+2.0%時)、負側-232kN (全体変形角-2.0%時)を示した。純ラーメン架構に対する壁付き架構の最大強度の倍率は、正側で2.69, 負側で2.53であり、比較的薄い壁厚で壁筋をシングル配筋としても2.5倍以上の強度上昇が見られた。

壁付き架構の破壊経過は、最大強度を示した1%の加力では、1サイクル目で2階方立て壁のせん断破壊、2階袖壁と腰壁・垂壁の境界部のひび割れの拡幅及び圧壊が発生し、2サイクル目で明確な耐力低下が生じた。なお、この際に3階梁の袖壁フェイス位置の曲げひび割れが拡幅した。2%以降の加力では、1階方立壁がせん断破壊し、1, 2階の袖壁と腰壁・垂壁の境界部の破壊が進行するとともに、3階梁の袖壁フェイス位置、2階梁の袖壁フェイス位置および袖壁フェイスから200mm程度柱側の曲げひび割れの拡幅が大きく進行した。

純ラーメン架構の破壊経過は、1%の加力時では、各部に顕著な破壊(ひび割れの拡幅や圧壊等)は観察されず、2%の加力時に2階梁および3階梁の柱フェイス位置および柱フェイスから100mm程度外側の曲げひび割れの拡幅が観察された。3%の加力時には、2階梁および3階梁の柱フェイスから300mm程度の範囲において曲げひび割れの拡幅が著しく進行した。

### 3.2 ヒンジ形成状況および梁端の回転角の推移

ヒンジ形成状況(柱、梁および方立壁に曲げ降伏が確認された全体変形角)を図-5に示す。

純ラーメン架構では、全体変形角1.0%時に1, 2階全梁端部と片方の柱脚が降伏、2.0%時に他方の柱脚も降伏し、全体崩壊形が形成された。

壁付き架構では、0.25%時に2階方立壁全ておよび1階方立壁の一部が降伏、0.5%時に2階梁の袖壁フェイス位置全てと柱フェイス位置の一部および1階方立壁の一

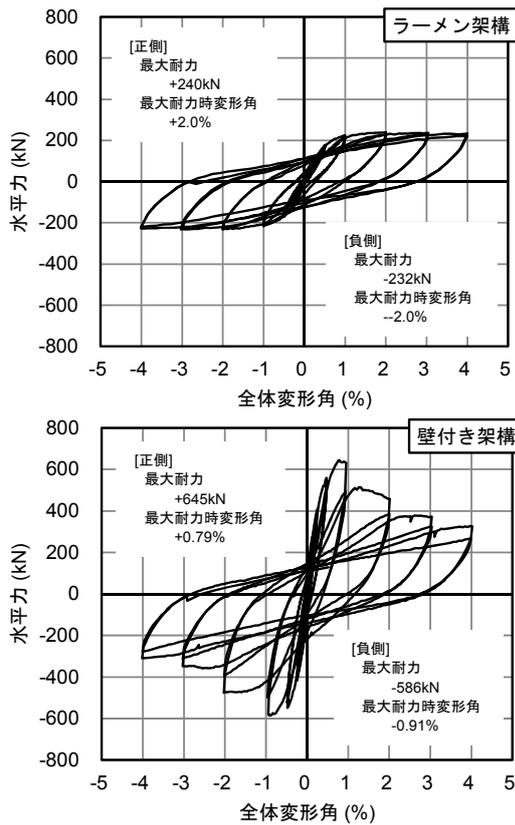


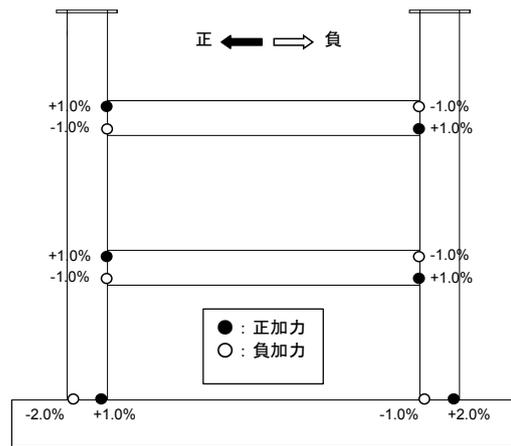
図-4 水平力-全体変形角関係



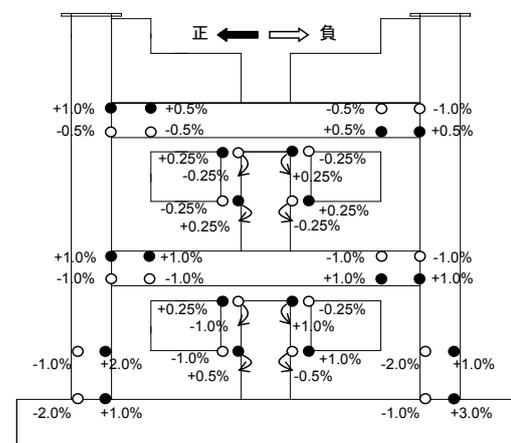
写真-1 壁付き架構の3%加力終了時の破壊状況

部が降伏、1.0%時に1, 2階梁の袖壁フェイス位置、柱フェイス位置の全てが降伏するとともに、袖壁が圧縮側となる柱脚で、腰壁上端（基礎梁から500mm上部）位置が、袖壁が引張側となる柱脚で、基礎梁フェイス位置が降伏し、全体崩壊形が形成された（ただし、3.1節で述べたように、2階方立壁は1.0%時にはせん断破壊している）。なお、梁端部のヒンジは、袖壁フェイス位置と柱フェイス位置の両方に形成されており、構造計算時に剛域やヒンジ位置を適切にモデル化するためには、この部分の崩壊挙動をもう少し詳細に分析する必要がある。そこで梁端部に設置した変位計の計測値に基づき、回転角の分布と推移を分析する。

図-6に示す変位計測から求めた1階梁端部の回転角



(a) 純ラーメン架構試験体



(b) 壁付き架構試験体

図-5 ヒンジ形成状況

の分布と推移を図-7に示す。全体変形角1%までは袖壁フェイス位置である領域Cの回転角が他の領域よりも大きいですが、それ以降の変形になると頭打ちとなり、領域Bの回転角が増大している。なお、北梁の負加力時（腰壁引張側）において、変形角が1.3%を超えてから柱フェイス位置である領域Aの回転角が領域Cよりも大きくなってきているが、これ以外では領域Aは領域Cよりも小さい状態で推移している。これらのことから、全体崩壊形が形成され、最大耐力を示した±1%加力サイクル時を構造計算の対象とする場合、梁の剛域及びヒンジ位置を袖壁フェイス位置とすることは概ね適切であると考えられる。

#### 4. 各種一貫構造計算プログラムによる静的漸増解析

##### 4.1 解析の基本方針

ここでは、前章で実施した2.5層1スパン平面架構試験体の水平加力実験を対象として、市販されている一貫構造計算プログラム4種類（A～D）を用いて静的漸増解析を行い、実験結果と比較することにより、モデル化や計算仮定の違いに起因する解析値のばらつきを調査する。

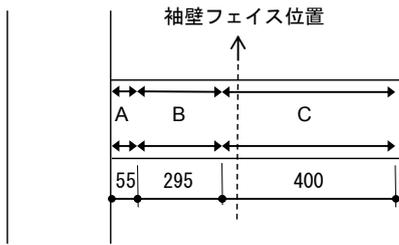


図-6 梁端部の変位計測位置

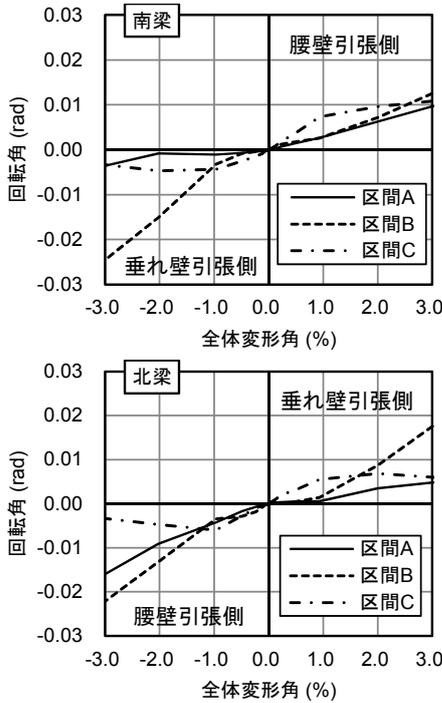


図-7 1階梁端部の回転角の推移

なお、解析における共通条件は以下の通りとする。

- ・ 部材の剛性および耐力式は、各プログラムのデフォルトとし、直接入力などによる補正は基本的にしないこととする。
- ・ 部材のせん断破壊の判定は行うが、せん断破壊後も耐力を保持して増分解析を継続する。

#### 4.2 架構のモデル化と解析ケース

一貫構造計算プログラムにおいて、本検討で対象としているような窓開口とドア開口を有する壁をモデル化する場合、各開口を忠実にモデル化できるプログラムは少なく、基本的に包絡開口としてモデル化されるため、図-8 (a) に示すようにドア開口下の腰壁を無視して袖壁と垂れ壁のみを残す大きな有開口壁にモデル化されるものと考えられる。しかし、このモデルでは、腰壁が無視されることにより、梁の曲げ強度の計算が実際と大きくかけ離れることとなり、結果として保有水平耐力を実際よりもかなり小さめに評価することになる。そこで、本検討では、図-8 (b) に示すように方立て壁およびドア開口（縦長開口）を無視して、窓開口のみを包絡開口とし

たモデルを採用した。本モデルにおいても、方立て壁をモデル化しないため耐力を低めに評価すること、短スパン梁をモデル化しないため、短スパン梁の剛性評価や耐力評価を別途行う必要が生じることといった問題点もあるが、一貫構造計算プログラムを用いて全体崩壊メカニズムとなる袖壁・腰壁・垂れ壁付き架構の保有水平耐力計算を行う場合に限定したモデルとして位置付け、その適用性を検討することとした。また、純ラーメン架構のモデル化は図-8 (c) に示す通りである。

解析ケースを表-2 に示す。本解析では剛域の設定条件をパラメータとして扱った。

#### 4.3 外力のモデル化

本実験では、左右の柱に変動軸力を作用させながら、3Fの階高1/2の点に水平力を作用させる加力方法を採用しているが、一貫構造計算プログラムでは、このような状態を直接的に表現することはできない。そこで、図-9 に示すように試験体部分とピン接合されたダミー階を設定し、この頂部の節点に節点重量（Z05 梁の重量は作用しないように調整）とせん断力係数を与えることで、モーメントは試験体部分に作用させず、長期軸力と変動軸力のみを作用させる外力状態を再現した。また、水平力については、層せん断力係数を直接入力することにより、実験時の外力を再現した。

#### 4.4 解析対象における特殊性の考慮

本解析は、1/2 スケールの平面部分架構試験体が解析対象であるため、通常の実務設計で使用されるプログラムでは扱いが困難な特殊性が存在した。一点目は、平面架構単独の解析ができない点である。これについては、試験体と同じ平面架構を並列に配置し、直交梁で結合した1×1 スパンの立体架構としてモデル化する（スラブの効果は考慮しない）こととした。二点目は、75mm 厚の壁ならびに D6 の壁筋を取り扱うことができない点である。これらうち、壁厚の扱いについては限定的にプログラムを修正して対応し、D6 の壁筋の扱いについては D10 による面積換算値により D10@225mm とした。

#### 4.5 解析結果

各解析ケースのせん断力-全体変形角関係を実験結果（包絡線）と比較したものを図-10 に、ヒンジ形成状況（破壊形式と破壊順序）の一例を図-11 にそれぞれ示す。純ラーメン架構の解析では、何れの解析ケースについてもせん断力-全体変形角関係のばらつきは比較的小さく、実験結果との対応は良好であったが、破壊順序については、プログラム間のばらつきおよび実験結果との差が見られた。これらのうち、プログラム間でのばらつきについては、終局強度算出時のパラメータの与え方に若干の差があること、実験結果との差については、左右の柱それぞれに同一荷重を与える実験方法を解析では表現

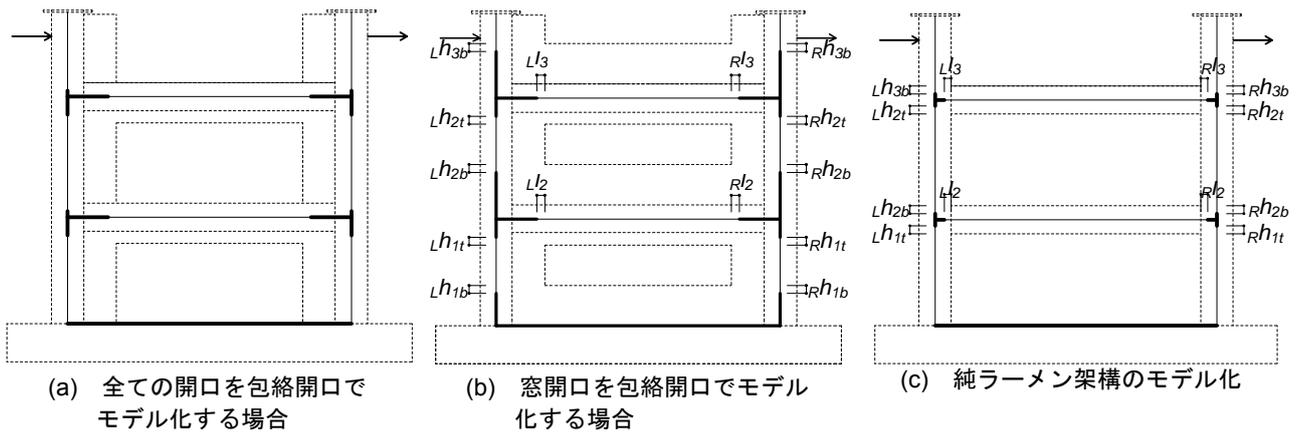


図-8 試験体架構のモデル化

表-2 解析ケース一覧 (単位: mm)

解析ケース	ケース0-1	ケース0-2	ケース1	ケース2	ケース3	
対称試験体	純ラーメン架構	純ラーメン架構	壁付き架構	壁付き架構	壁付き架構	
柱の剛域設定*	$Lh_{1b}$	100 (柱せい/4)	0 (梁フェイス)	200 (柱せい+袖壁/4)	100 (柱せい/4)	
	$Rh_{1b}$					100(柱せい/4)
	$Lh_{1t}$					500(梁フェイス)
	$Rh_{1t}$					0(垂れ壁フェイス)
	$Lh_{2b}$					0(垂れ壁フェイス)
	$Rh_{2b}$					100(柱せい/4)
	$Lh_{2t}$					500(梁フェイス)
	$Rh_{2t}$					0(垂れ壁フェイス)
梁の剛域設定*	$Ll_2$	87.5 (梁せい/4)	0 (柱フェイス)	250 (梁せい+腰壁+垂れ壁/4)	0 (袖壁フェイス)	
	$Rl_2$					0
	$Ll_3$					0
	$Rl_3$					0

\*ヒンジの発生位置はすべて剛域端とした。

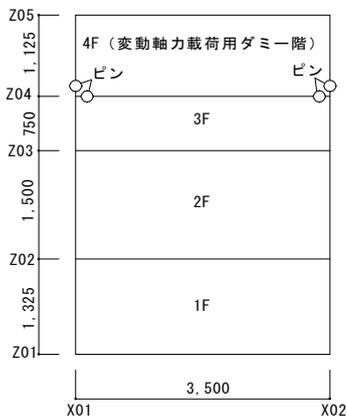


図-9 長期軸力及び変動軸力載荷用のモデル化

できないことが理由として考えられる。なお、梁の剛域を柱フェイス位置から梁せい/4 内側としたケース 0-1 よりもフェイス位置としたケース 0-2 のほうが、実験の包絡線に近い結果となった。

壁付き架構の解析では、何れの解析ケースについても、せん断力-全体変形角関係およびヒンジ形成状況に比較的大きなばらつきが見られた。特に、ケース 2 および 3 におけるせん断破壊の発生状況については、プログラム間で大きな差が生じた。この原因としては、各プログラムで採用している終局強度式および式の各パラメータに

用いる値に差があることが影響していると考えられる。

なお、壁付き架構に対する本解析は、一貫構造計算プログラムのモデル化機能の現状を考慮したものであるため、実験結果の再現性を一概に論じることができないが、多くの一貫構造計算プログラムで採用されている包絡開口と剛域設定によるモデル化では、ドア開口と窓開口が混在し、方立壁を有するような壁付き架構の破壊過程や荷重-変形関係の再現は難しいことがわかった。

## 5. まとめ

縮尺 1/2 の 2.5 層 1 スパン平面架構試験体 2 体 (純ラーメン架構および壁付き架構) の正負交番漸増繰返し水平加力実験を行い、その崩壊挙動と一貫構造計算プログラム 4 種類による解析精度を分析し、以下の知見を得た。

- (1) 壁付き架構の実験では、±1%加力サイクル時に全体崩壊形が形成され、最大耐力を示した。この時点の梁端部の回転角を分析した結果、袖壁フェイス位置の回転角が卓越していることが分かった。このことから、最大耐力が発揮される変形レベルまでを構造計算の対象とする場合、梁の剛域端及びヒンジ位置を袖壁フェイス位置とすることは概ね適切である。
- (2) 純ラーメン架構の解析では、せん断力-全体変形角

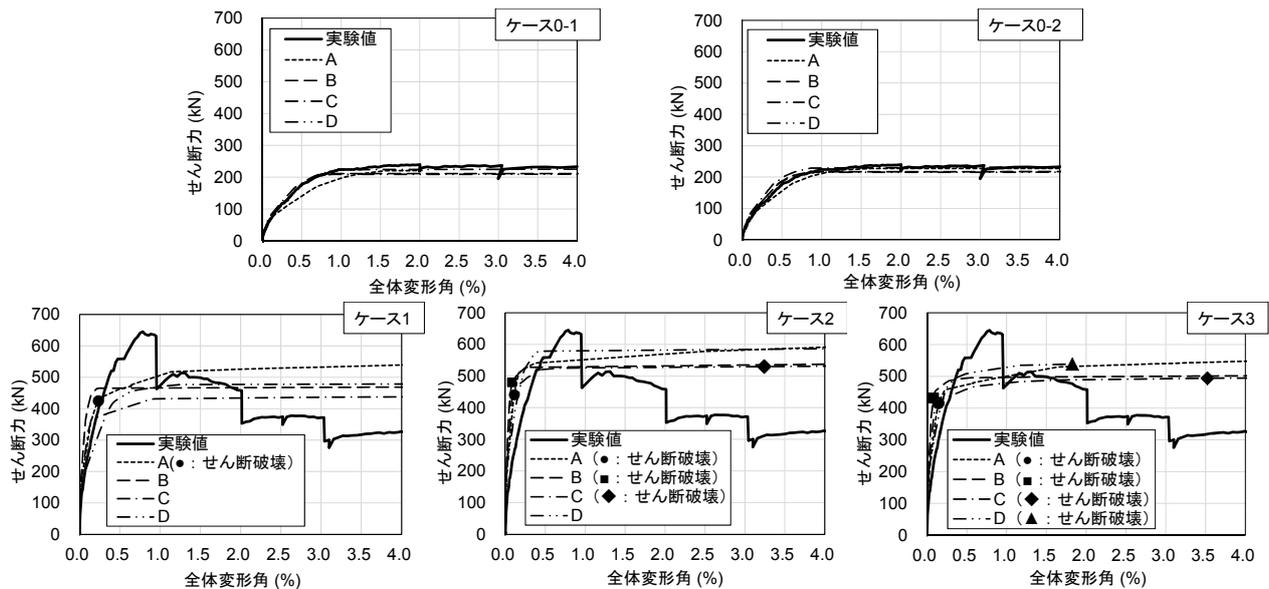


図-10 せん断力-全体変形角関係の比較

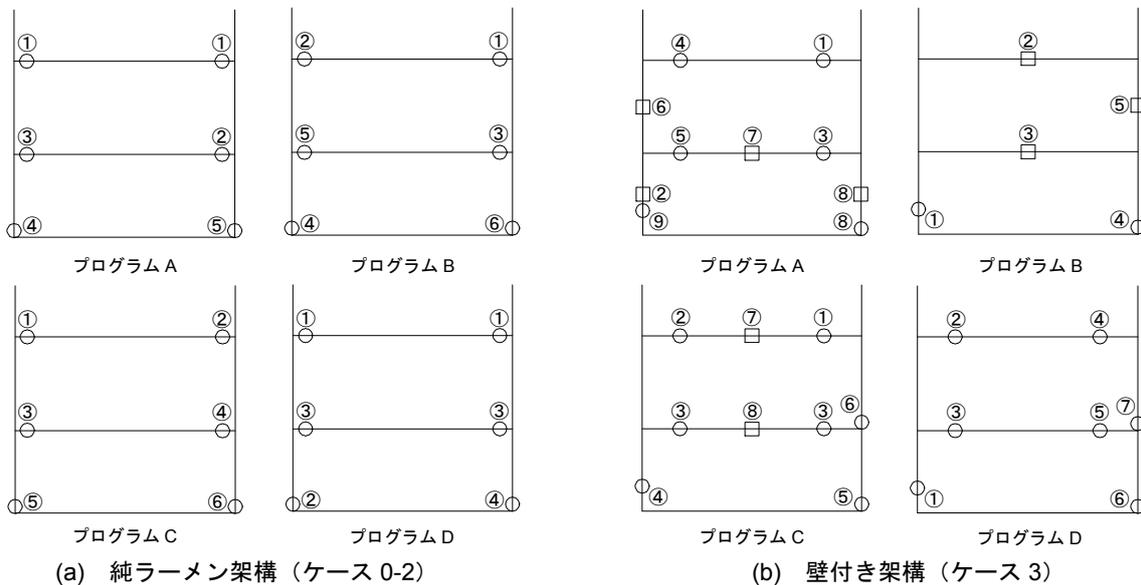


図-11 解析におけるヒンジ形成状況 (○：曲げ降伏, □：せん断破壊, 数字：破壊順序)

関係のばらつきは比較的小さく、実験結果との対応は良好であったが、破壊順序については、プログラム間のばらつきおよび実験結果との差が見られた。

- (3) 壁付き架構の解析では、各プログラムで採用されている終局強度式および式の各パラメータに用いる値に差があり、せん断力-全体変形角関係およびヒンジ形成状況に比較的大きなばらつきが見られた。
- (4) 多くの一貫構造計算プログラムで採用されている包絡開口と剛域設定によるモデル化では、本論文で対象としたようなドア開口と窓開口が混在し、方立壁を有する壁付き架構の破壊過程や荷重-変形関係の再現は難しいことがわかった。

准教授田尻清太郎博士（元建築研究所）に貴重なご助言を頂いた。ここに記し、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田尻清太郎, 加藤博人, 壁谷澤寿一, 諏訪田晴彦, 谷昌典, 福山洋: RC 造雑壁付き部分架構の水平加力実験, 日本建築学会学術講演梗概集 (北海道), 構造IV, pp.29-30, 2013.8
- 2) 成瀬忠, 勅使川原正臣, 楠浩一, 田尻清太郎, 福山洋, 加藤博人, 向井智久, 諏訪田晴彦ほか: RC 造非耐力壁付き2層2スパン架構の水平加力実験 その1~その4, 日本建築学会学術講演梗概集 (近畿), 構造IV, pp.703-710, 2014.9

謝辞

本実験における試験体の計画にあたっては、東京大学