

第3章 鉄筋コンクリート造二次壁付き架構の構造実験と一貫構造計算プログラムの適用性

3.1 はじめに

RC造建築物の壁に開口部を設ける場合、平成19年国土交通省告示第594号第1第三号で規定されているように開口周比が0.4以下でなければその壁を耐力壁として扱うことはできない。すなわち、開口周比が0.4を超えるような大きな開口部を設ける場合には、柱や梁にそで壁、腰壁、垂れ壁、方立壁（以下、二次壁と総称）が取り付く二次壁付き架構として扱わなければならない。RC造建築物では、立面計画上、二次壁付き架構が計画される場合が多いが、このような架構の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（完全スリット）を設け、いわゆる非構造部材として計画されることが半ば一般化している。しかし、完全スリットを設けることは、漏水対策や防火対策などの留意点も多く、施工上の不具合が発生しやすくなる上、耐震上の効果をそぎ落としてしまっているとの見方もあり、近年、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 1)、2)}が盛んに行われている。こうした状況の中で、そで壁付き柱や腰壁・垂れ壁付き梁といった部材単体レベルの実験的知見は比較的多く蓄積されてきた。しかし、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は極めて少ないのが現状である。

そのため、二次壁を含む建築物の構造計算を、構造計算プログラムを用いて行う場合には、既に前章に示した調査結果にも見られる通り、構造物のモデル化や計算上の仮定等に違いにより、プログラム間で計算結果に違い（以下、ばらつき）が現れる場合が多くなっている。

以上のような背景のもと、本章では、RC造二次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こととした。なお、ここでは、静的漸増載荷解析に関する検討に限定した。

3.2 実験概要

3.2.1 試験体

試験体は、図3.2.1-1に示すような梁間方向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3.2.1-2に、使用した材料特性を表3.2.1-1にそれぞれ示す。壁付き架構の壁厚は75mmとし、壁筋はD6@シングルとした。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。

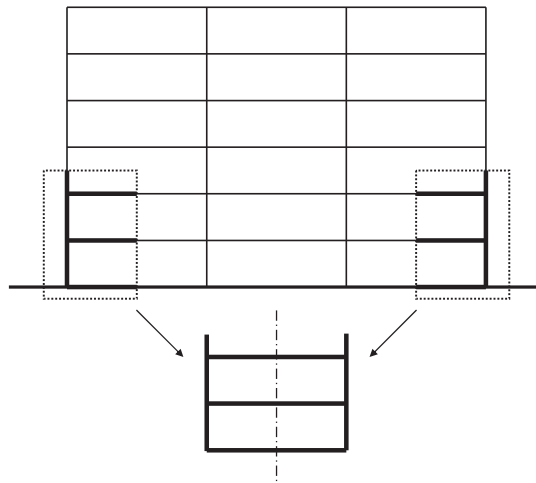


図 3.2.1-1 試験体モデル

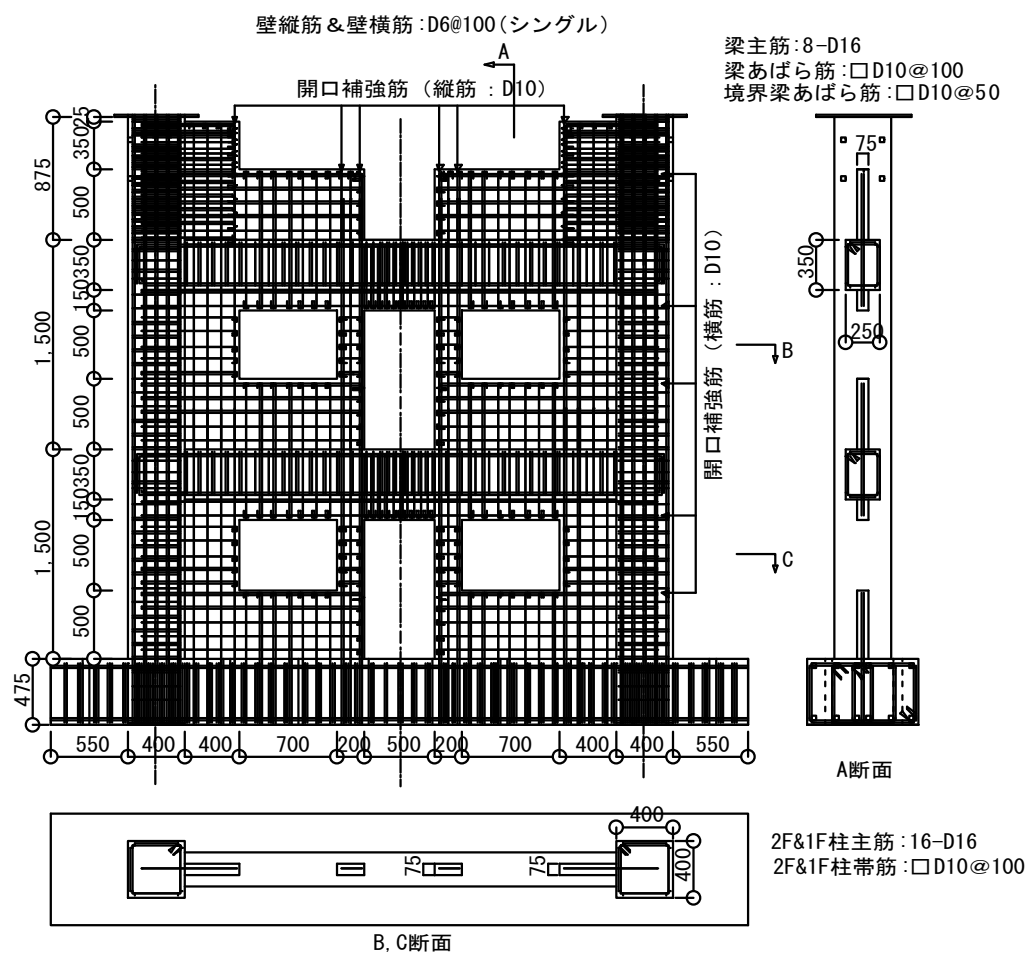


図 3.2.1-2 試験体形状配筋図

表 3.2.1-1 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 ^{※1}	0.200 ^{※2}	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。

3.2.2 加力方法

加力装置を図 3.2.2-1 に、加力方法の概要を図 3.2.2-2 にそれぞれ示す。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 階梁芯位置における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。

3.2.3 計測方法

鉛直荷重および水平荷重は、図 3.2.2-1 に示されている各アクチュエータ内蔵のロードセル出力値を計測した。水平変位は、図 3.2.2-1 に示したように、各々の柱外側の 2 階および 3 階梁位置において、梁芯の上下に 2 台の変位計を設置して接合部の回転変位を含めて計測した。また、柱・梁のヒンジ想定位置における主筋のひずみを歪ゲージにより計測した。

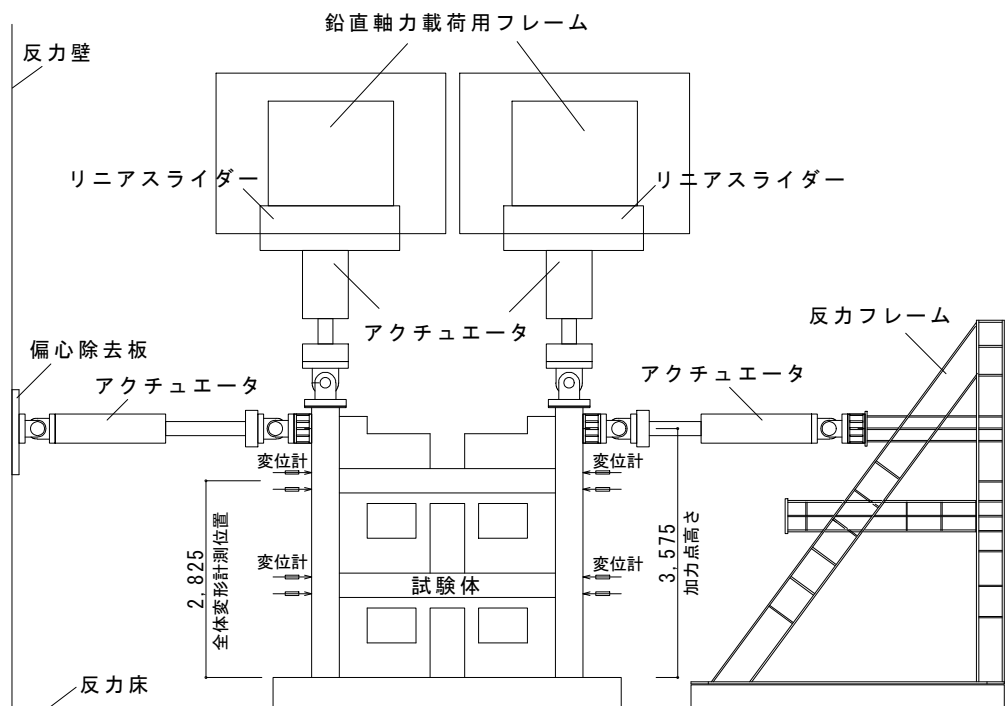
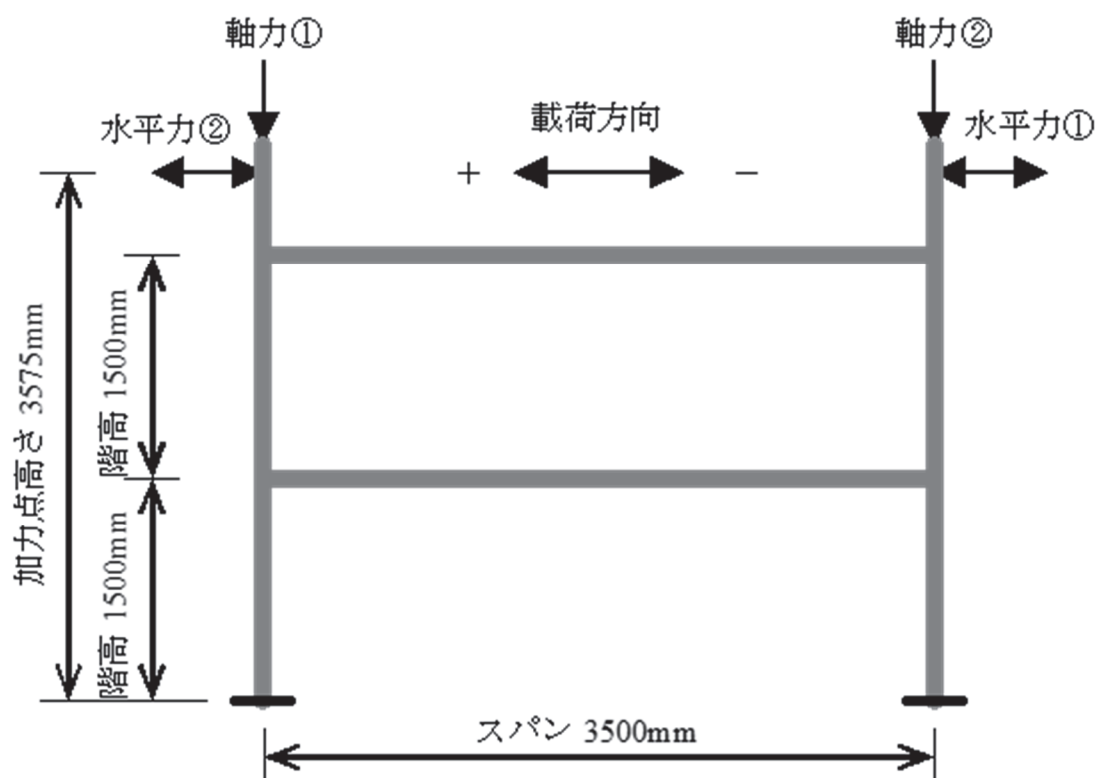


図 3.2.2-1 加力装置



水平力

- ・左右の柱に同一の荷重を載荷

柱軸力

- ・各々の柱に作用させる軸力①②は、初期軸力として 346.5kN を載荷し、転倒モーメントを想定した変動軸力として、 $1.5Ph/L$ (P : 柱 1 本あたりの水平力、 h : 階高、 L : スパン) の荷重を載荷

$$\text{軸力①} = \text{水平力①} \times a + N_0$$

$$\text{軸力②} = \text{水平力①} \times (-a) + N_0$$

ここに、

$$a = 1.5h/L = (1.5 \times 1.5)/3.5 = 0.643$$

$$N_0 = 346.5\text{kN}$$

図 3. 2. 2-2 加力方法

3.3 実験結果

3.3.1 荷重－変形関係およびヒンジ形成状況

各試験体の水平力－全体変形角関係を図 3.3.1-1 に、ヒンジ形成状況を図 3.3.1-2 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。

壁付き架構のヒンジ形成状況は、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）。純ラーメン架構のヒンジ形成状況は、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。

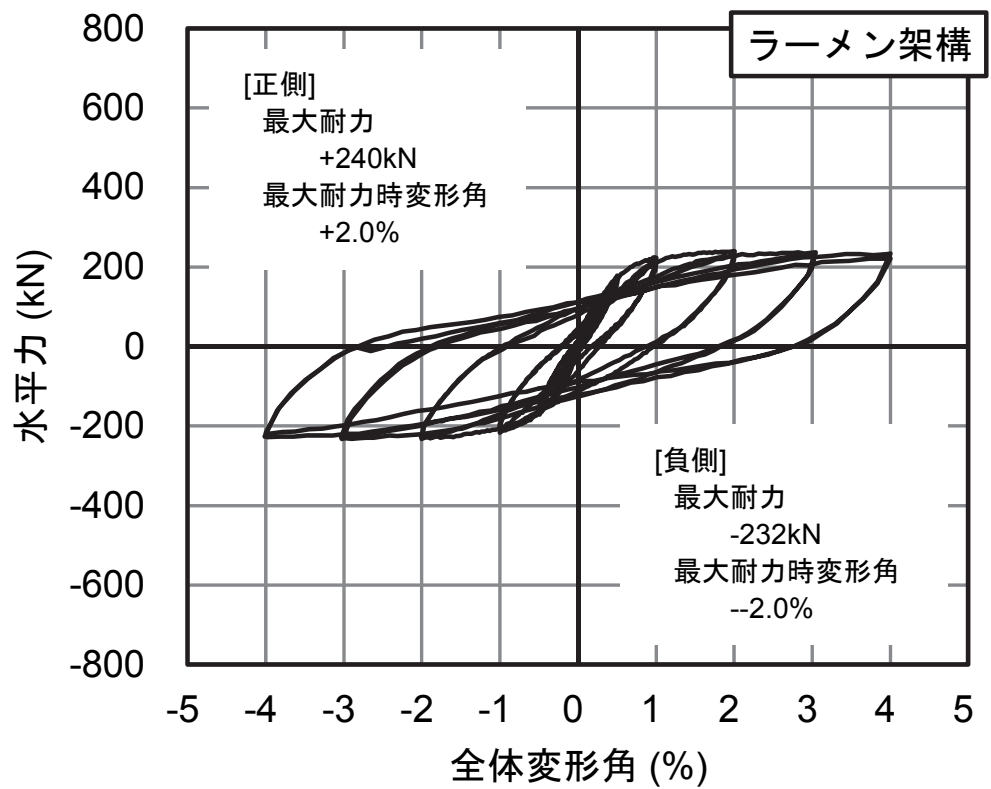
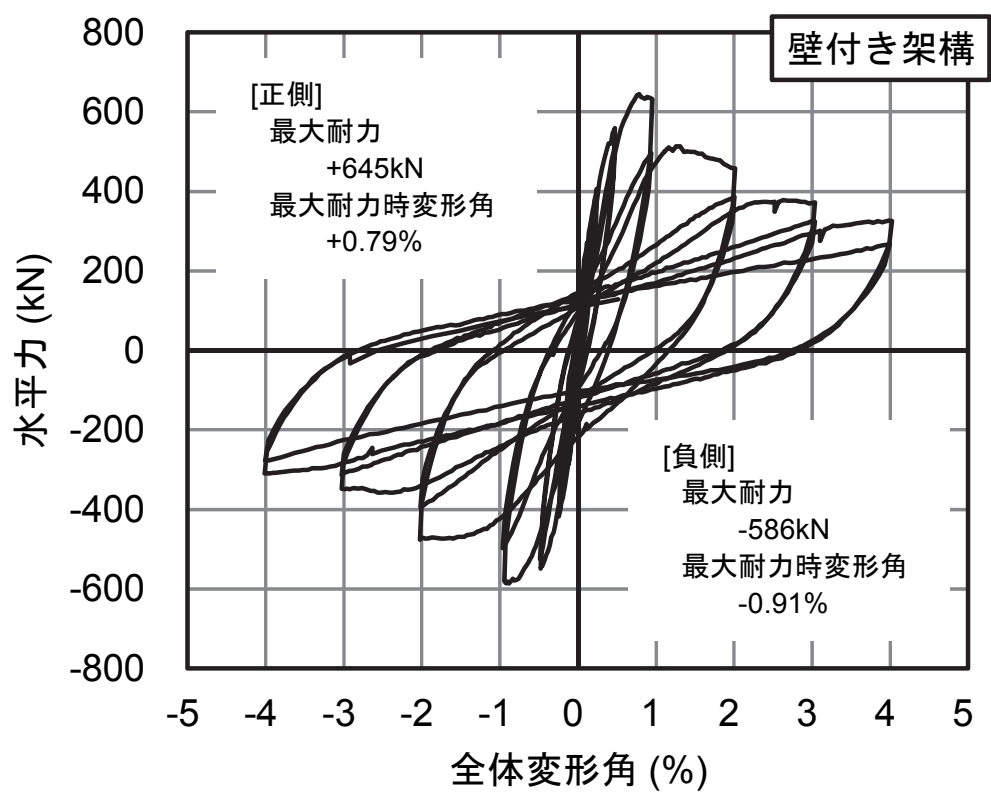
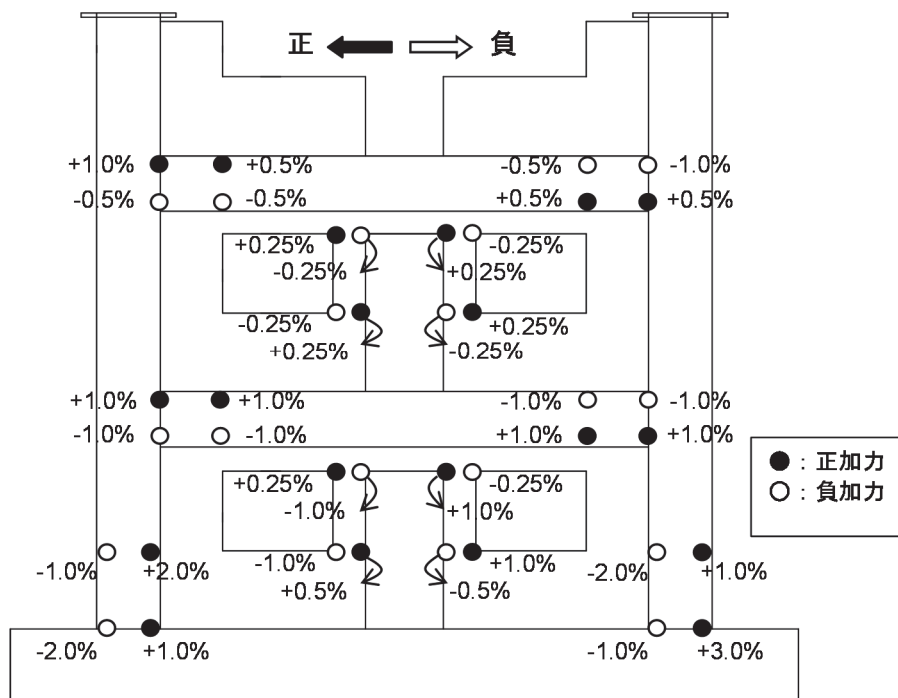
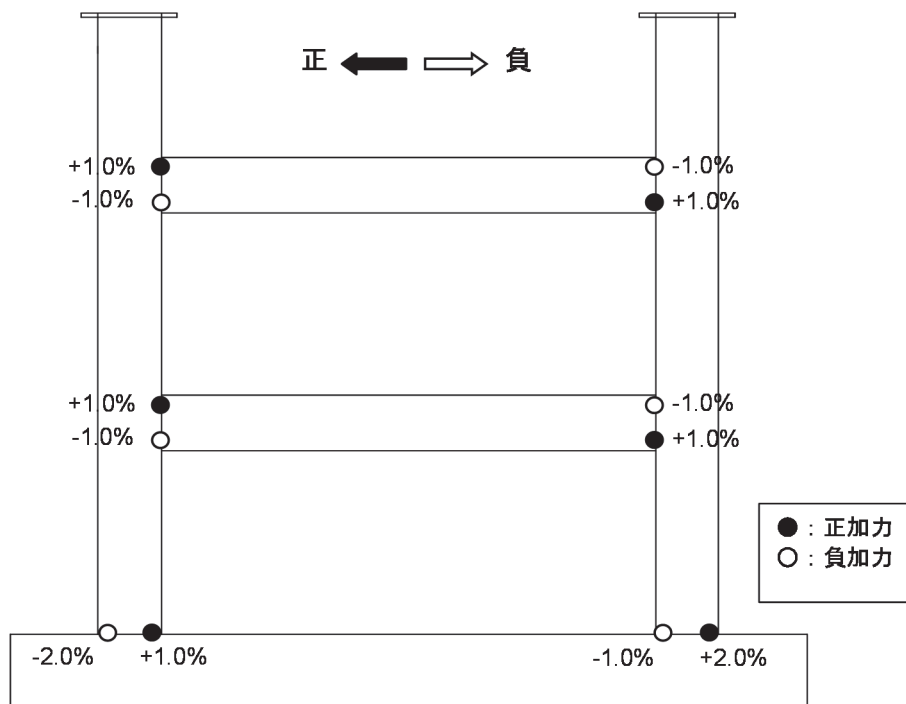


図 3.3.1-1 水平力－全体変形角関係



(a) 壁付き架構試験体



(b) 純ラーメン架構試験体

図 3.3.1-2 各試験体のヒンジ形成状況

3.3.2 梁端の回転角の推移

図 3.3.1-2 に示すように、壁付き架構における梁端部のヒンジは、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 3.3.2-1 に示す変位計測から求めた 1 階梁端部の回転角の分布と推移を図 3.3.2-2 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。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 $\pm 1\%$ 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。

なお、壁付き試験体及び純ラーメン架構のそれぞれについて、破壊経過を示す実験結果を付録 B に示している。

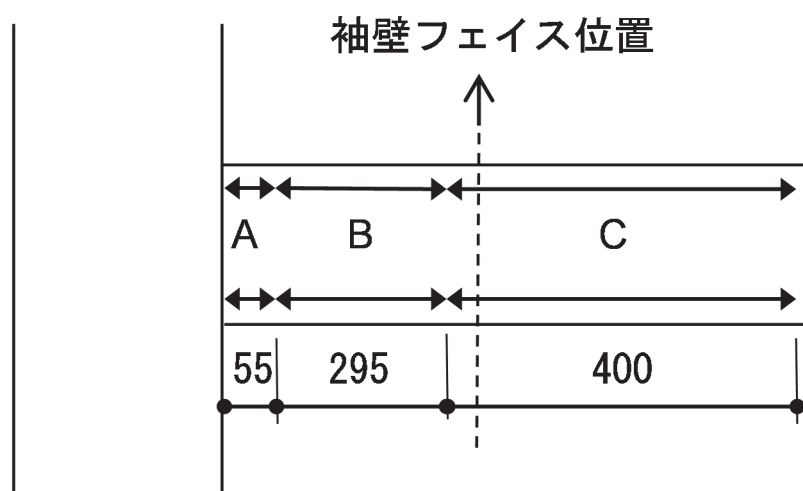


図 3.3.2-1 壁付き架構における梁端部の変位計測位置

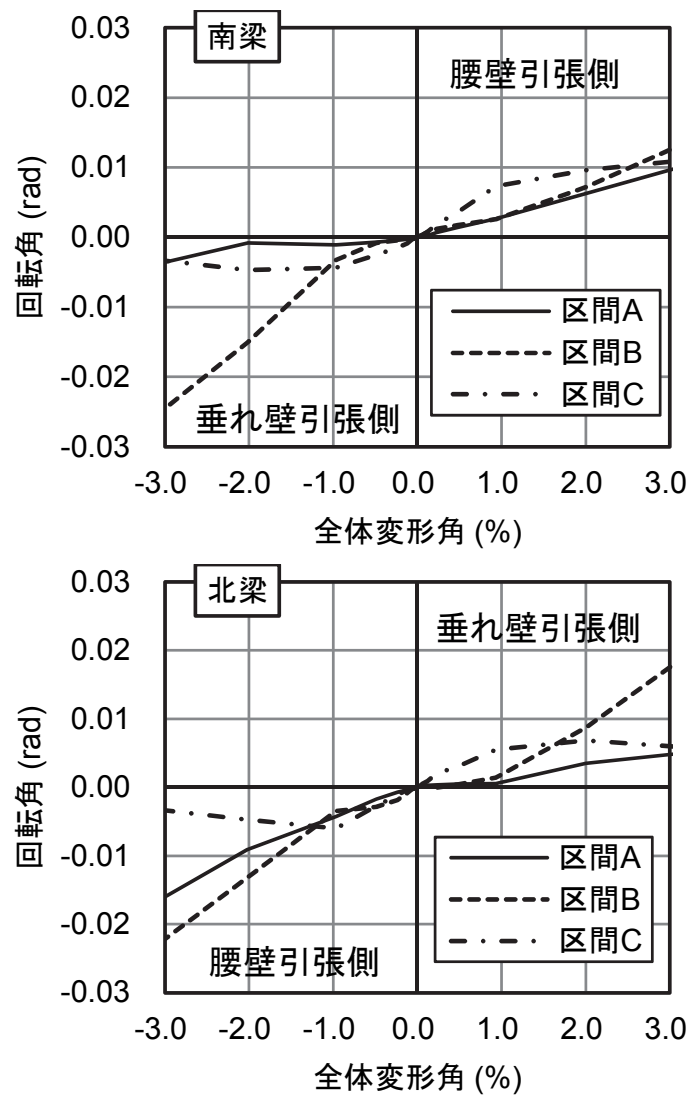


図 3.3.2-2 壁付き架構における 1 階梁端部の回転角の推移

3.4 各種一貫構造計算プログラムによる静的漸増解析

3.4.1 解析の基本方針

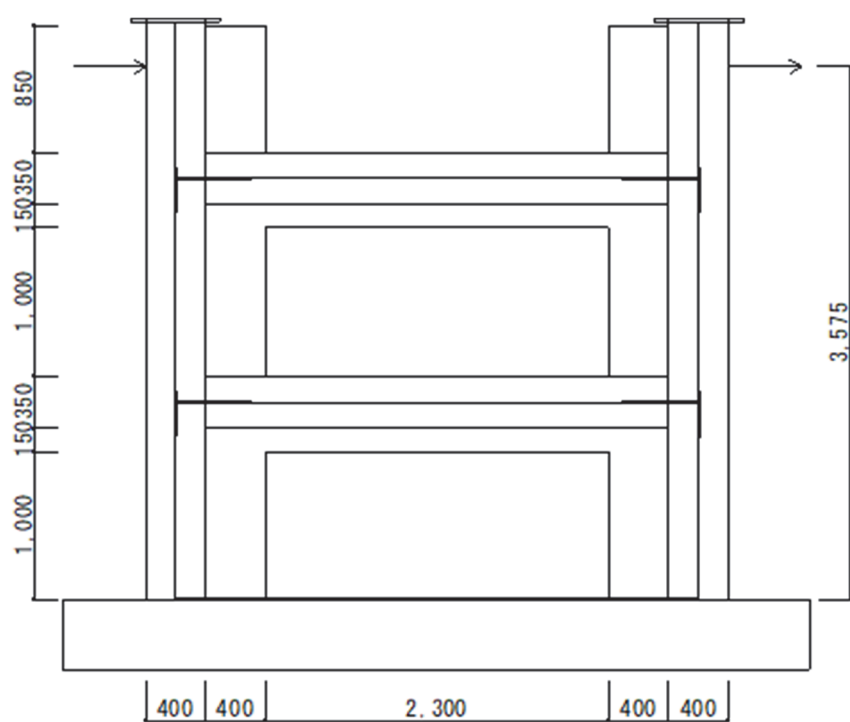
ここでは、前節で実施した 2.5 層 1 スパン平面架構試験体の水平加力実験を対象として、市販されている一貫構造計算プログラム 4 種類（A～D）を用いて静的漸増解析を行い、実験結果と比較することにより、モデル化や計算仮定の違いに起因する解析値のばらつきを調査する。なお、解析における共通条件は以下の通りとする。

- ・ 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行わないこととする。
- ・ 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。

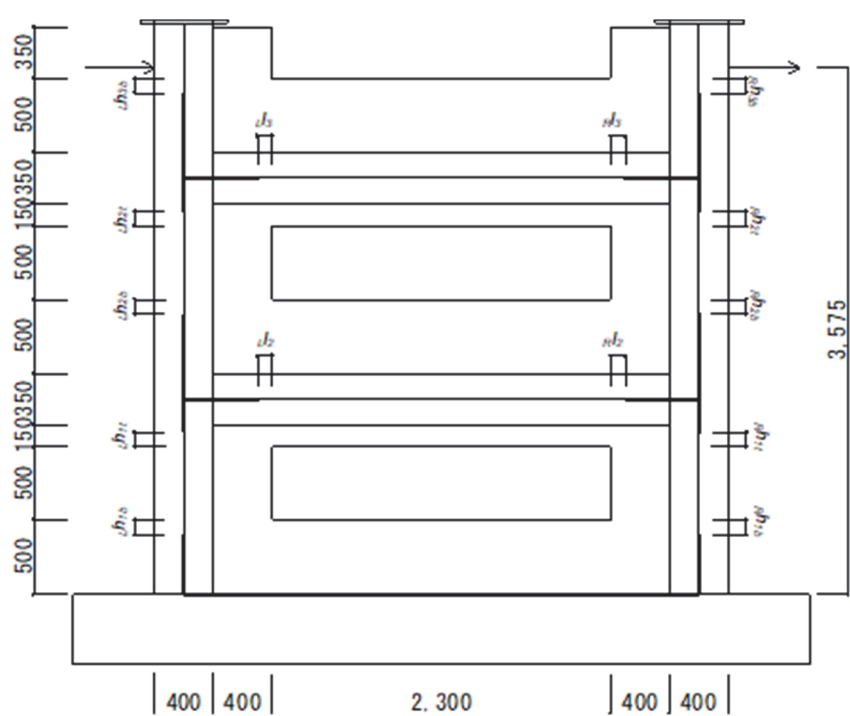
3.4.2 架構のモデル化と解析ケース

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 3.4.2-1 (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 3.4.2-1 (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 3.4.2-2 に示す通りである。

解析ケースを表 3.4.2-1 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。



(a) 全ての開口を包絡開口でモデル化する場合



(b) 窓開口を包絡開口でモデル化する場合

図 3.4.2-1 壁付き架構のモデル化

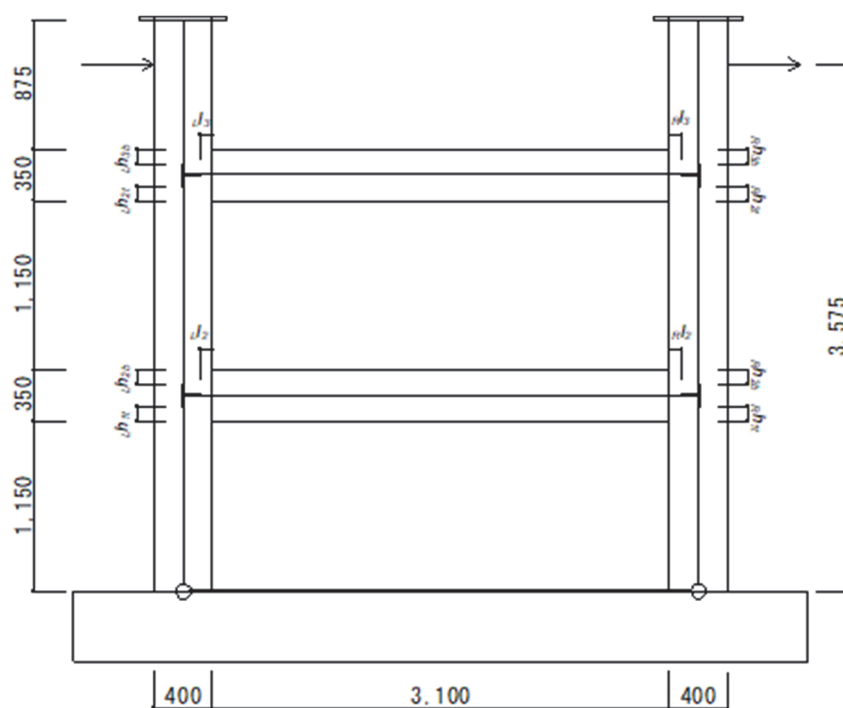


図 3. 4. 2-2 純ラーメン架構のモデル化

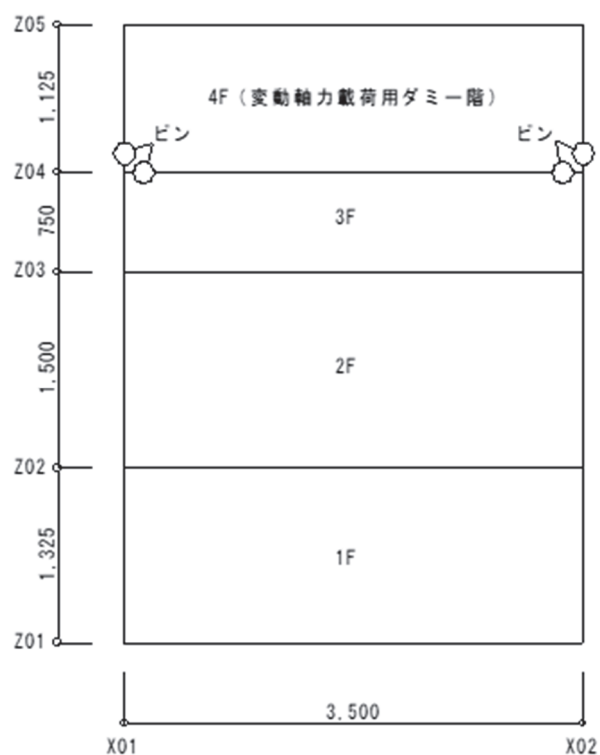


図 3. 4. 2-3 長期軸力および変動軸力載荷用のダミー階モデル

表 3.4.2-1 解析ケース一覧

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)	100(柱せい/4)
	Rh_{1b}					500(梁フェイス)
	Lh_{1t}					0(垂れ壁フェイス)
	Rh_{1t}					0(垂れ壁フェイス)
	Lh_{2b}					100(柱せい/4)
	Rh_{2b}					500(梁フェイス)
	Lh_{2t}					0(垂れ壁フェイス)
	Rh_{2t}					0(垂れ壁フェイス)
	Lh_{3b}					100(柱せい/4)
	Rh_{3b}					500(梁フェイス)
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)	0 (袖壁フェイス)
	rl_2					
	Ll_3					
	rl_3					
※ハンジの発生位置はすべて剛域端とした						

※ヒンジの発生位置はすべて剛域端とした。

3.4.3 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 3.4-3 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。

3.4.4 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す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、直交梁で連結した 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。

3.4.5 解析結果

せん断力－全体変形角関係の解析と実験（包絡線）の比較を図 3.4.5-1、図 3.4.5-2 に、ヒンジ形成状況（破壊形式と破壊順序）を図 3.4.5-3 から図 3.4.5-7 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にはできないが、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。

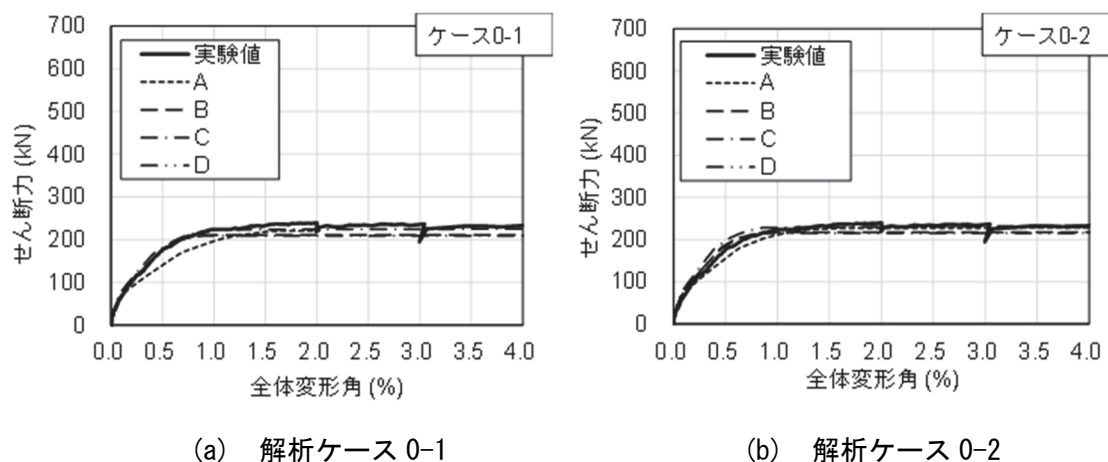
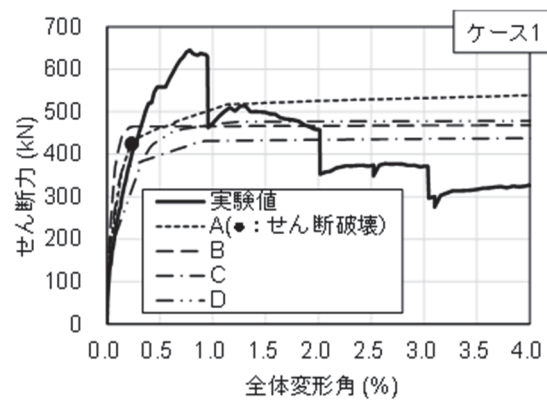
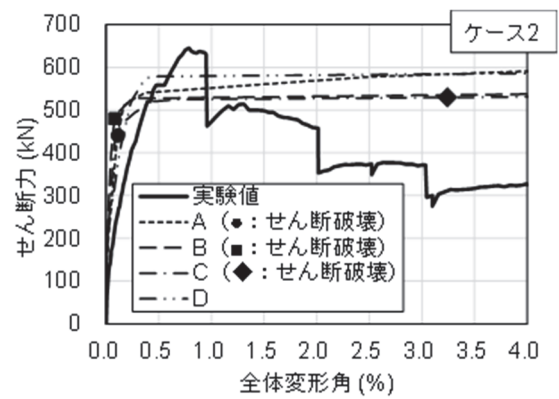


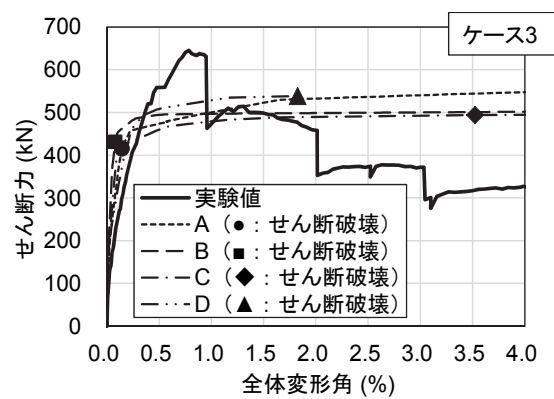
図 3.4.5-1 純ラーメン架構の解析結果



(a) 解析ケース 1

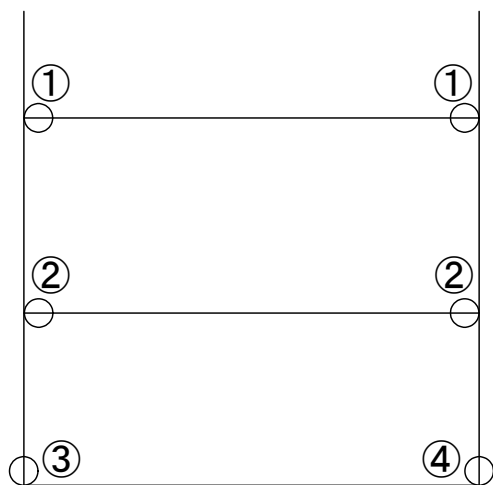


(b) 解析ケース 2

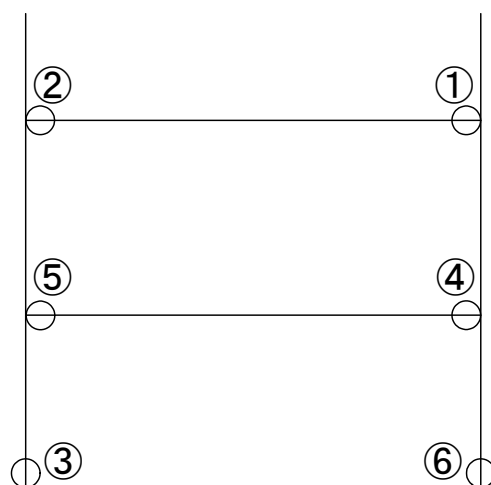


(c) 解析ケース 3

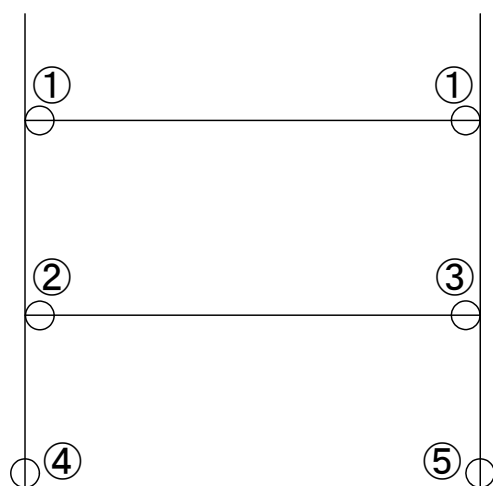
図 3.4.5-2 壁付き架構の解析結果



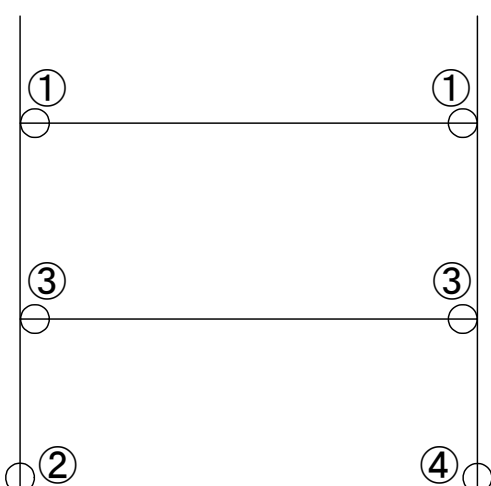
プログラム A



プログラム B



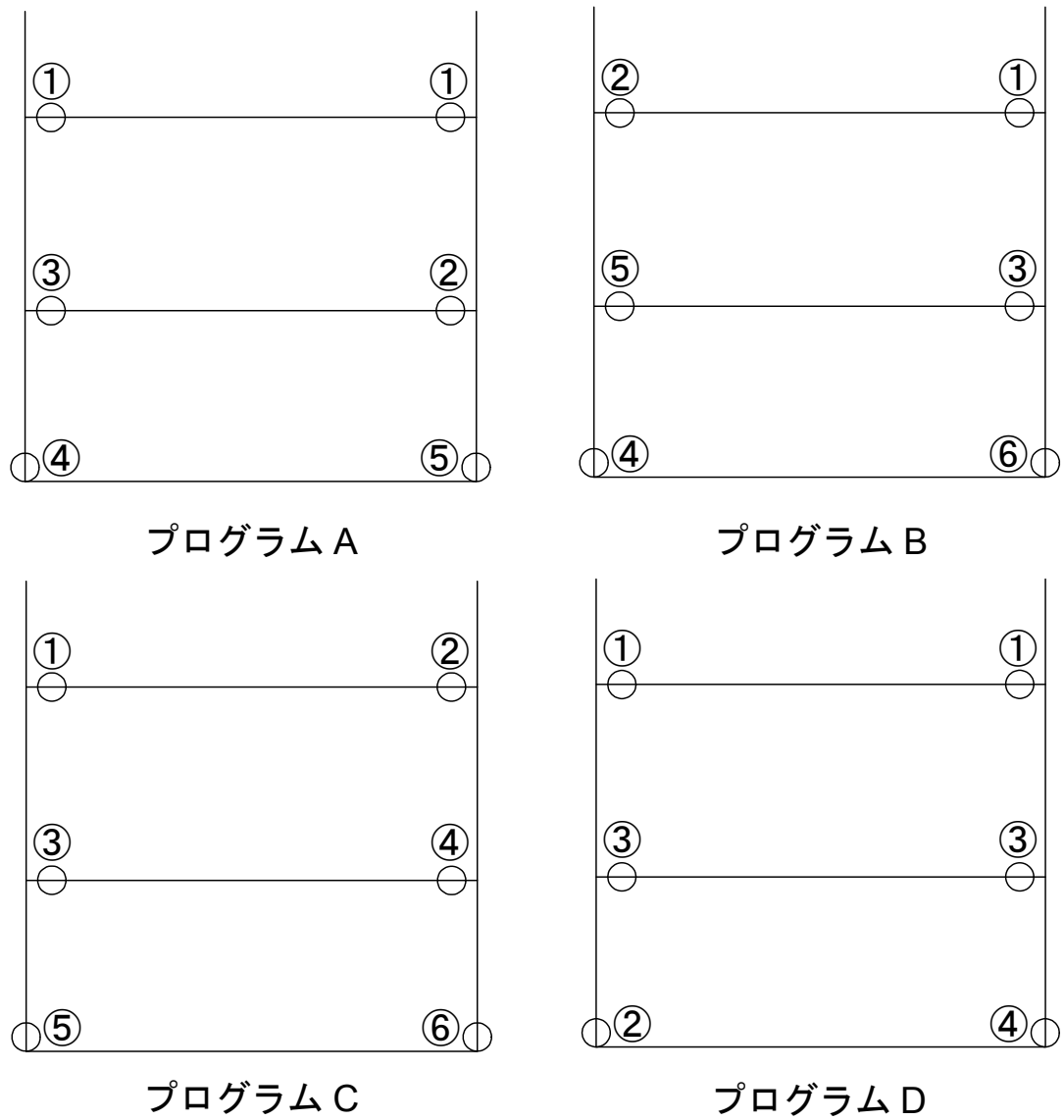
プログラム C



プログラム D

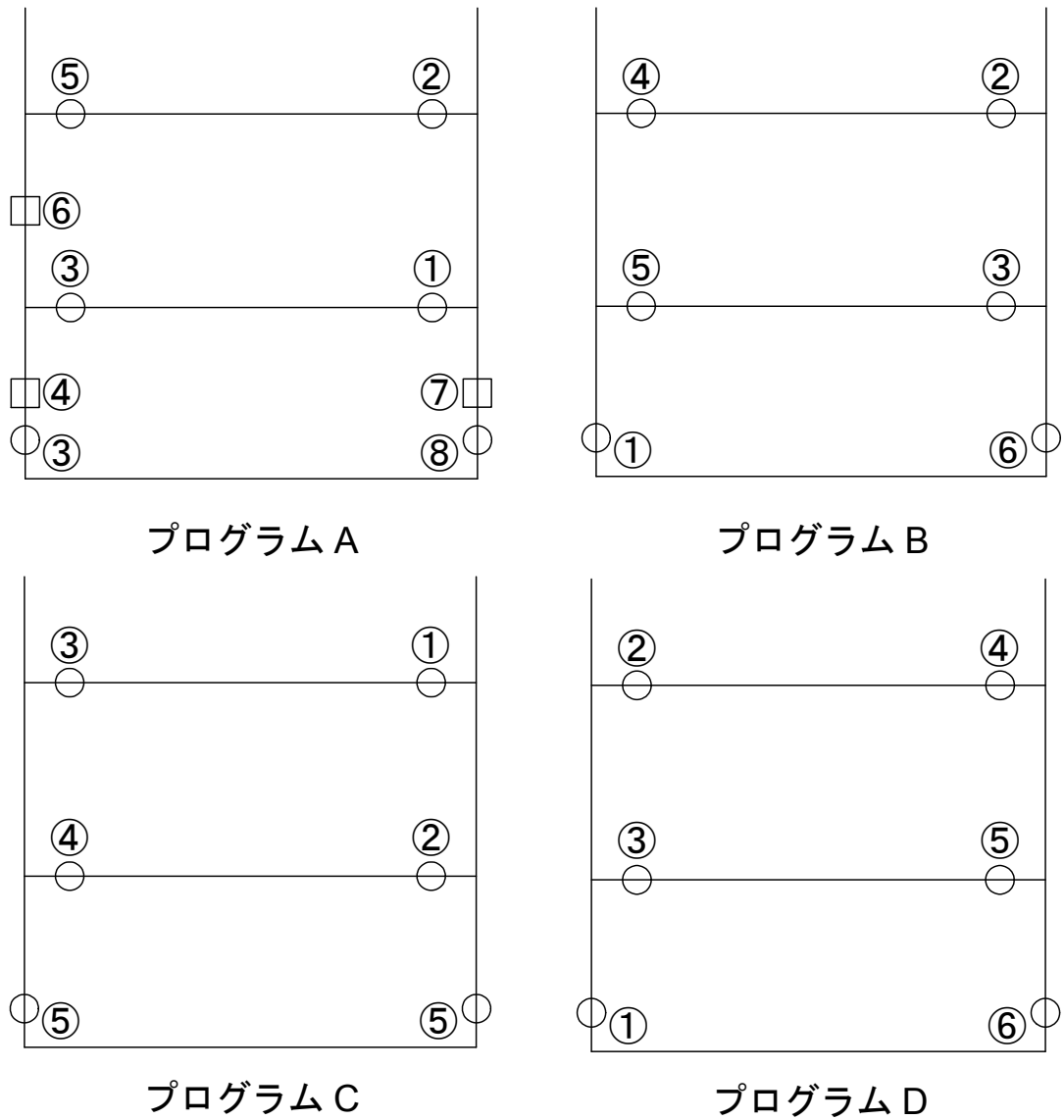
(a) 解析ケース 0-1

図 3.4.5-3 純ラーメン架構の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）



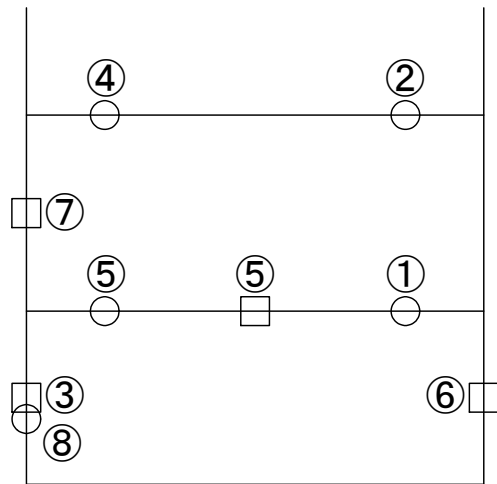
(b) 解析ケース 0-2

図 3.4.5-4 純ラーメン架構の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）

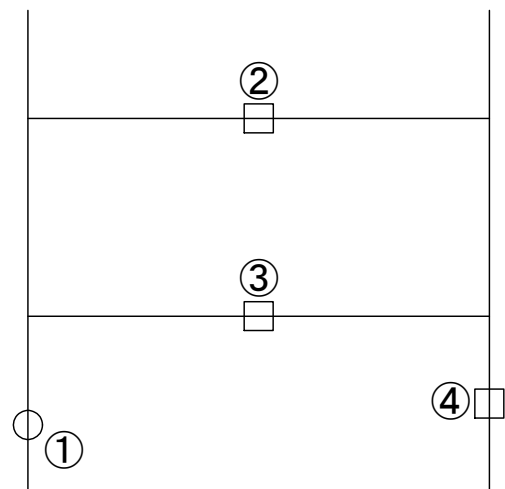


(a) 解析ケース 1

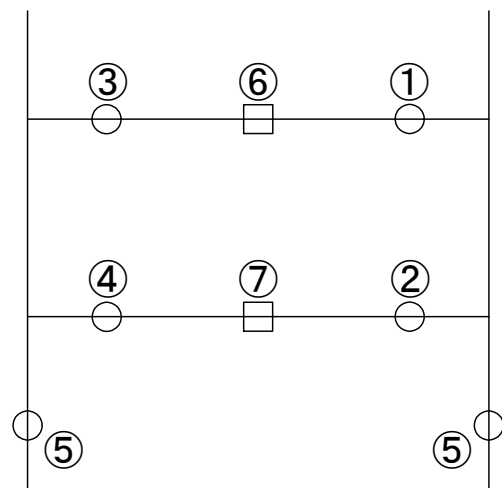
図 3. 4. 5-5 壁付き架構の解析におけるヒンジ形成状況 (○ : 曲げ降伏, □ : せん断破壊, 数字 : 破壊順序)



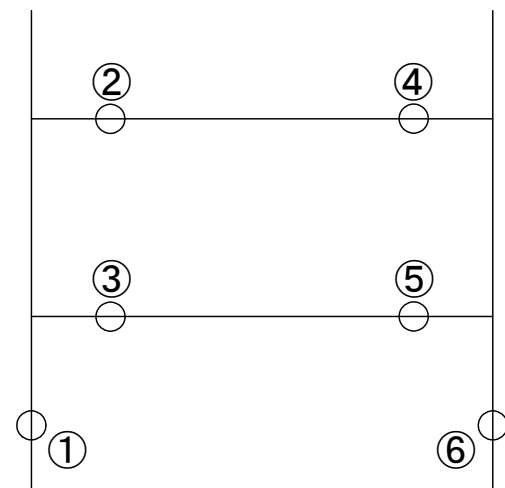
プログラム A



プログラム B



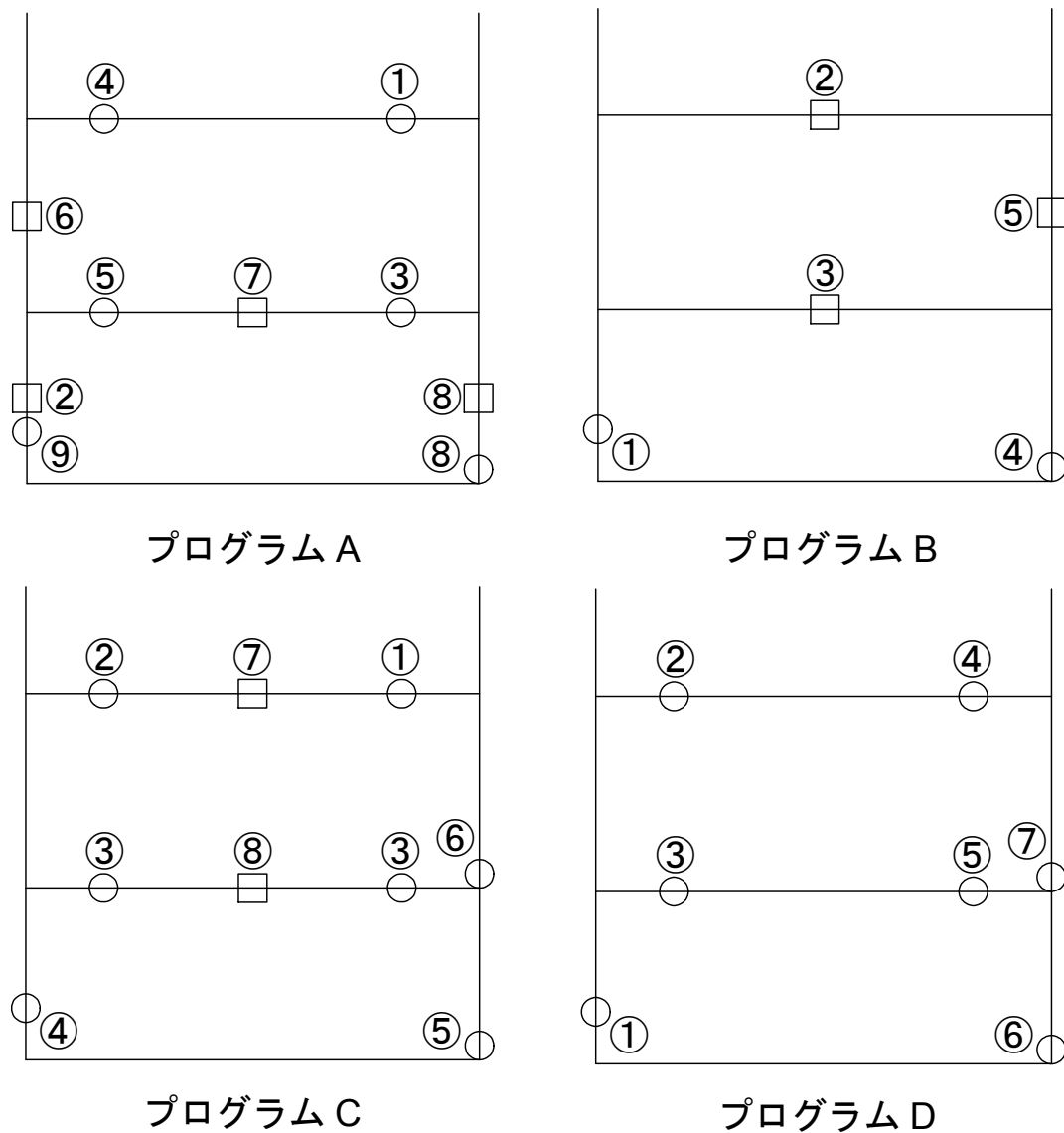
プログラム C



プログラム D

(b) 解析ケース 2

図 3.4.5-6 壁付き架構の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）



(c) 解析ケース 3

図 3. 4. 5-7 壁付き架構の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)

3.5 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、 $\pm 1\%$ 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。

※現状での課題と当面の対応案について

現在、実務設計現場で広く使用されている一貫構造計算プログラムでは、共同住宅廊下側の立面プランに代表されるドア開口と窓開口が併設される二次壁を精緻にモデル化することが困難である場合が多い。また、方立壁のモデル化についても不明な点が多い。これらの課題に対する当面の対応案としては以下が考えられる。なお、これらは、本研究で取り扱った比較的壁厚が薄い二次壁付き架構を対象としたものである点に留意する必要がある。

- ① 方立壁は短スパン部材となる場合が多く、小さな層間変形角で損傷する可能性が高いうえ、架構の保有水平耐力に大きく寄与することは少ないと考えられるため、極力、スリットを設ける。
- ② 開口のモデル化は、窓開口を包絡するように行い、腰壁・垂れ壁付き梁を考慮した保有水平耐力を計算する。なお、腰壁・垂れ壁付き梁の剛域および塑性ヒンジ位置は袖壁フェイスとする（最大耐力が発揮される変形レベルまで）。
- ③ ②のモデルでは上下階のドア開口に挟まれる短スパン梁が考慮されないため、別途、短スパン梁のせん断設計（保証設計）を行う。

【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

