

# 論文 RC 造異形断面柱の変形能評価実験

孫浩陽\*1・佐々木潤一郎\*2・東川敬子\*3・加藤大介\*4

**要旨:**本研究では既往の実験でデータが不足している高い軸力下で曲げ降伏する袖壁付き試験体を対象にして静加力実験を行った。実験パラメータは軸力の大きさとし、2体の実験を行った。その結果、軸力が低い方の試験体CSW-1の曲げ降伏後の挙動はせん断抵抗機構の劣化により支配され、軸力が高い方の試験体CSW-2の曲げ降伏後の挙動は圧縮領域のコンクリートの劣化により支配されたと判断できた。

**キーワード:** RC造, 袖壁つき柱, 曲げ降伏, 変形能, 高軸力, 静加力実験

## 1. はじめに

1968年の十勝沖地震において、袖壁、腰壁あるいは垂壁が建物の耐震性能に悪い影響を及ぼすことが明らかになり、それ以降、靱性能に富んだ梁降伏形建物を実現するために、袖壁等は極力排除されてきた傾向がある。ところが、1995年の阪神大震災では、逆に、袖壁等を取り扱った純フレームの損傷が大きくなり、修復が困難になるという欠点が露出した。

純フレームの損傷が大きくなるのは設計で意図しているところであるが、今後耐震設計法が性能評価型設計法に移行していったときに、終局限界性能だけではなく、使用限界性能や修復限界性能を向上させることも必要となってくる。袖壁、垂壁、腰壁等は、使用性能や修復性能を高めるために有効であり、本研究ではそれらの二次的な壁を有する柱の性能評価法を確立することを目的としている。本報告では以上の観点から行った2体の袖壁付き断面柱の静加力実験について報告する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

袖壁付の柱の静加力実験は大久保らによって比較的多く行われている<sup>1)</sup>。筆者らはこれらの試験体のデータの再整理を行っているが<sup>2)</sup>、せん断破壊する試験体が圧倒的に多く、またその断面の特徴より曲げ降伏する試験体であっても変形能に富んでいる試験体は非常に少ない。本研究では既往の実験で不足している高い軸力下で曲げ降伏する試験体を対象にして静加力実験を行った。

表-1に試験体寸法と配筋を示す。ここで袖壁部の壁筋比は、袖壁縦・横筋1組分の断面積(壁厚×壁筋間隔)に対する袖壁縦・横筋の断面積の比率で表している(袖壁端部縦筋は除く)。また、表-2に鉄筋強度を、図-1に試験体配筋図をそれぞれ示す。試験体は2体で、断面寸法および配筋は共通とした。1階柱脚で柱降伏、2階以上は梁降伏する建物の1階柱に袖壁がついていることを想定し、柱部分のみを対象としたシアスペン比は3とやや大きく設定した。また、高軸

表-1 試験体寸法と配筋

| 試験体名  | 柱断面<br>(mm) | 袖壁断面(片側<br>部分)(mm) | 高さ<br>(mm) | 柱部主筋  | 柱部帯筋<br>(帯筋比)       | 袖壁端部<br>縦筋 | 袖壁縦・横筋<br>(壁筋比)     |
|-------|-------------|--------------------|------------|-------|---------------------|------------|---------------------|
| CSW-1 | 200×200     | 200×100            | 1200       | 4-D10 | 2-D6@75<br>(0.0042) | 1-D10      | 2-D6@75<br>(0.0085) |
| CSW-2 |             |                    |            |       |                     |            |                     |

- \*1 新潟大学自然科学研究科博士課程前期大学院生 (正会員)
- \*2 新潟大学自然科学研究科博士課程前期大学院生
- \*3 東京大学工学研究科大学院生
- \*4 新潟大学教授 工学部建設学科 工博 (正会員)

力を与えるために、袖壁部分の断面は既往の試験体より大きめであり、壁筋はダブルとした。

実験パラメータは軸力の大きさとした。表-3は軸力およびそれに対応する軸力比を示したものである。軸力比は、軸力を図-2に示す各モデルで想定している断面積(図-2の実線で囲まれた面積)×コンクリート強度で除したものである。試験体CSW-1は柱のみの軸力比が0.40とやや高い試験体で、試験体CSW-2は一般的には上限と考えられる軸力比0.65を与えた試験体である。なお、全断面を対象とした軸力比はそれぞれ0.20, 0.32である。軸力はいずれも一定軸力とした。

## 2.2 加力方法

加力は、図-3に示す加力装置図により逆対称変形を与えた。軸力は試験体上部の鉛直ジャッキで一定軸力を与え、左右の2台の鉛直ジャッキにより試験体上部のL型加力ジグを水平に保った。3章で示す水平力はP-Δ効果を考慮して求めた。すなわち、柱試験体の柱頭と柱脚に生じるモーメントを試験体高さで除したものである。

载荷は、1/200, 2/200, 3/200, 4/200, 5/200

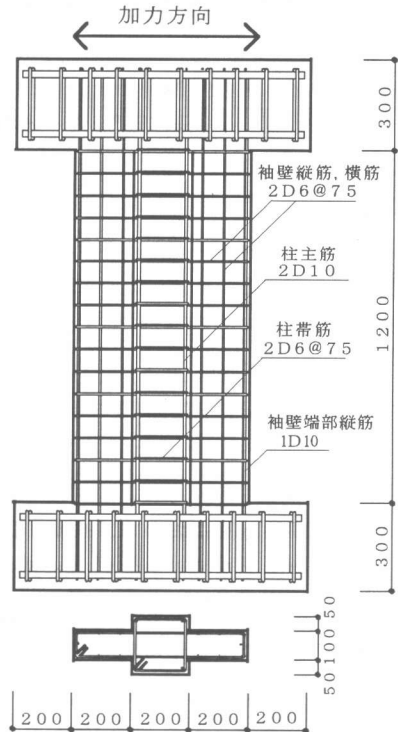


図-1 試験体配筋図(CSW-1, 2共通)

表-2 鉄筋強度

|     | 降伏強度 (MPa) | 破断強度 (MPa) |
|-----|------------|------------|
| D6  | 336        | 512        |
| D10 | 391        | 541        |

表-3 実験パラメータ

| 試験体名  | コンクリート強度 (MPa) | 作用軸力 (kN) | 軸力比(全断面(モデル化3・4)) | 軸力比(柱部断面のみ(モデル化1)) | 軸力比(袖壁断面のみ(モデル化2)) |
|-------|----------------|-----------|-------------------|--------------------|--------------------|
| CSW-1 | 29.6           | 473       | 0.20              | 0.40               | 0.27               |
| CSW-2 |                | 769       | 0.32              | 0.65               | 0.43               |

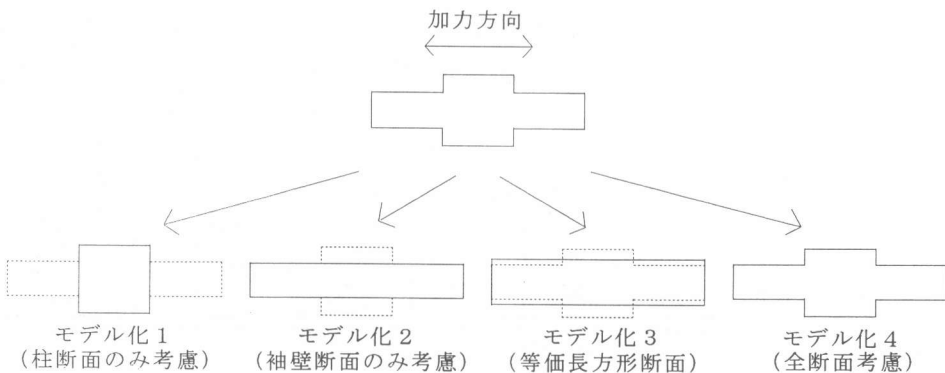


図-2 断面のモデル化

0, 6/200の部材角をそれぞれ2回づつ繰り返し、所定の軸力を負担できなくなるまでとしたが、試験体CSW-1は軸力を負担していたので、その後、8/200, 12/200のサイクルを1回づつ载荷した。

本実験では、加力装置に取付けたロードセルにより水平力を、試験体各部に取付けた変位計により試験体の変形を、鉄筋各部に取付けた歪ゲージにより鉄筋の歪を測定した。また、試験体に発生したひび割れ幅、コンクリートの圧壊領域の長さを測定した。

### 3. 実験結果

図-4(a)(b)に各試験体の水平力-水平変形関係および軸ひずみ度-水平変形角関係を示す。

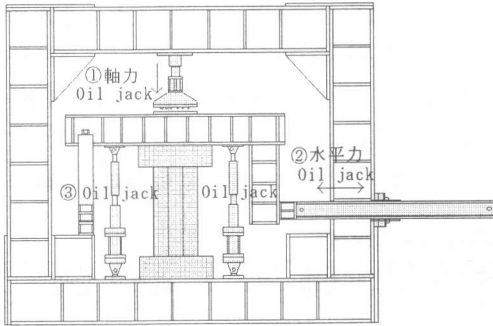


図-3 加力装置図

また、図-5(a)(b)に各試験体の最大耐力時と加力終了時のひび割れ図を示す。水平力は前述した軸力用ジャッキによる影響(P- $\Delta$ 効果)を考慮したものであり、また、水平変形角は上下の基礎間の水平変形をその高さで除したものの、

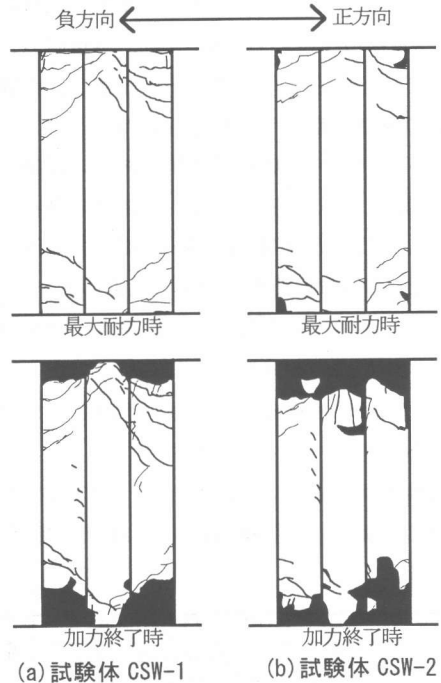


図-5 ひび割れ図

- 軸力負担能力喪失点
- 最大耐力の80%に低下した点

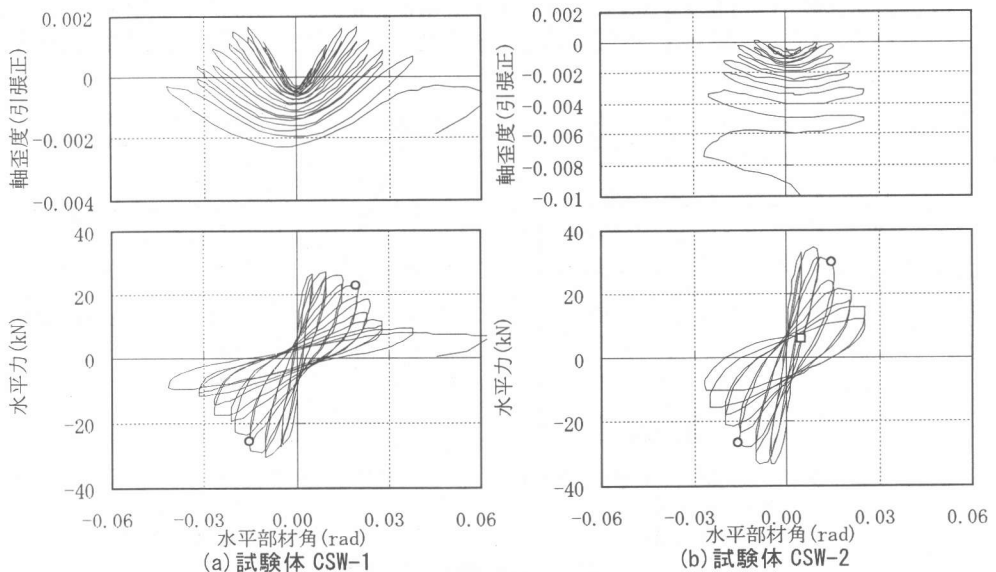


図-4 水平力-水平変形角, 軸ひずみ度-水平変形角関係

軸ひずみ度は柱軸心位置での上下基礎間の垂直変形を高さで除した値である（引張正）。

表-4は使用限界状態（修復せずに建物の使用を継続できる限界）、修復限界状態（修復すれば使用できる限界）、および終局限界状態（安全限界）に関連する試験体の損傷状況をまとめたものである。ここで、本論文では、修復限界に相当しているかぶりコンクリート圧壊は、試験体表面の圧壊が初めて観察された時点をとし、コアコンクリート圧壊は、柱帯筋あるいは袖壁横筋が露出し始めた時点とした。修復限界を表す点としては、最大耐力の80%に復元力が低下した点と、軸力負担能力を喪失した点の2通りを考えた。ここで、軸力負担能力喪失点とは加力中に試験体が軸力を保持できなくなった点とした。また、図-6は包絡線上に各損傷状況を示したものである。

試験体はいずれも±1サイクル（1/200rad）において袖壁頭、袖壁脚部に初曲げひび割れが観

察された。試験体CSW 1, 2はいずれも+3サイクル（1/100rad）で最大耐力を示した。最大耐力までに試験体CSW-1では+1サイクルで柱部の初せん断ひび割れ、+2サイクルで壁隅部に圧壊の兆候が見られ、+3サイクルで壁部のコンクリートが剥落した。CSW-2においては、-1サイクルから壁隅部のコンクリートが剥落し始め、-2サイクルで柱上部に初ひび割れが発生した。その後試験体CSW-1は最大耐力の80%を+7サイクル（1/50rad）まで保持し、CSW-2は+5サイクル（1/67rad）まで保持した。

最大耐力以降、壁部については、両試験体のコンクリート圧壊が徐々に進行し、CSW-1では+4サイクル、CSW-2では-3サイクルから壁縦筋・壁横筋が露出、+4サイクルからこれらの座屈が始まった。その後CSW-1では+9サイクルで袖壁縦筋が破断、-9サイクルで袖壁端部縦筋が破断、-11サイクルまでにすべての袖壁端部縦筋が破断した。-12サイクルでは壁部に広範囲の剥離がみ

表-4 限界状態変形角実験値

| 試験体名  | 使用限界状態関連         |                |               | 修復限界状態関連         |                  |                |                 | 終局限界状態 |          |
|-------|------------------|----------------|---------------|------------------|------------------|----------------|-----------------|--------|----------|
|       | 袖壁端部縦筋引張降伏 (rad) | 袖壁縦筋引張降伏 (rad) | 柱主筋引張降伏 (rad) | 袖壁コンクリート圧壊 (rad) | 柱部コンクリート圧壊 (rad) | 最大耐力の80% (rad) | 軸力負担能力喪失点 (rad) |        |          |
| CSW-1 | 0.0037           | 0.0021         | 0.0060        | 0.0098           | 0.0098           | 0.0098         | 0.028           | 0.020  | 0.064より大 |
|       | -0.0050          | -0.0027        | -0.0050       | -0.010           | -0.010           | -0.010         | -0.032          |        |          |
| CSW-2 | 0.0049           | 0.0034         | 0.010         | 0.0051           | 0.010            | 0.015          | 0.026           | 0.015  | 0.026    |
|       | -0.0038          | -0.0038        | -0.010        | -0.0054          | -0.010           | -0.015         | -0.025          |        |          |

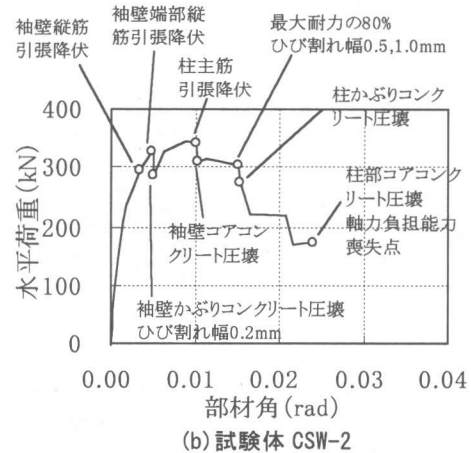
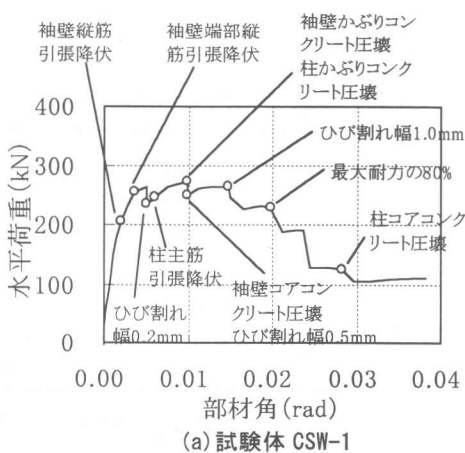


図-6 包絡線と各限界状態

られた。CSW-2では+8サイクルで袖壁縦筋が破断、+10サイクルで袖壁端部縦筋が破断した。壁中央部については、CSW-1は+7サイクルに、CSW-2は-4~+5サイクルにかけて柱部中央に幅0.08程度の細かいせん断ひび割れが観察され、その後は領域、幅ともほとんど進行がみられなかった。

柱部については、試験体CSW-1は+5サイクルから隅部のコンクリート圧壊が始まり、-12サイクルで柱主筋・帯筋が露出、+14サイクルでこれらが座屈し始めたが、実験終了まで破断しなかった。CSW-2は、-5サイクルから隅部のコンクリート圧壊が始まり、+9サイクルで柱主筋・帯筋が露出、これらはCSW-1と同様に実験終了まで破断しなかった。

軸力の低い試験体CSW-1が加力最後まで軸力を保持したのに対し、軸力の高い試験体CSW-2は軸力負担能力の喪失により実験を終了した。実験終了時の試験体は2体とも、上下基礎から柱長の1/3の距離にひび割れ、剥落が集中しており、中央部には壁部に細かいせん断ひび割れがみられるのみであった。なお、実験中、柱部と基礎部のすべりはなかった。

#### 4. 実験結果の考察

図-7(a)(b)は各試験体の水平荷重-水平変形角の実験結果の包絡線と解析結果を比較したものである。実験結果は正方向と負方向を示し、解析値は曲げ解析と変形に依存したせん断強度を示した。なお、図中の靱性限界点とは最大耐力の80%に耐力が低下した点である。

平面保持を仮定した曲げ解析は文献<sup>3)</sup>で示した方法を用いた。実験と同じ繰り返し载荷を与え、図はその正方向の包絡線を示してある。なお、この解析値は実験値を平均的に評価するものとして提案されている。

変形に依存したせん断強度は文献<sup>4)</sup>のはり柱部材のヒンジ領域のせん断強度式を用いて計算した。このせん断強度式はヒンジ領域の回転角 $R_p$ が増加するに従ってせん断強度が低下していく形になっている。図-7では降伏変形に相当する変形角を0.005radと仮定して、この0.005radに $R_p$ を加えてそのときの部材の水平変形角とした。なお、このせん断強度式は実験データを安全側に評価する設計式である。

以上の2つの解析値を用い、計算上の部材の挙動は、曲げ解析とせん断強度の解析値の小さ

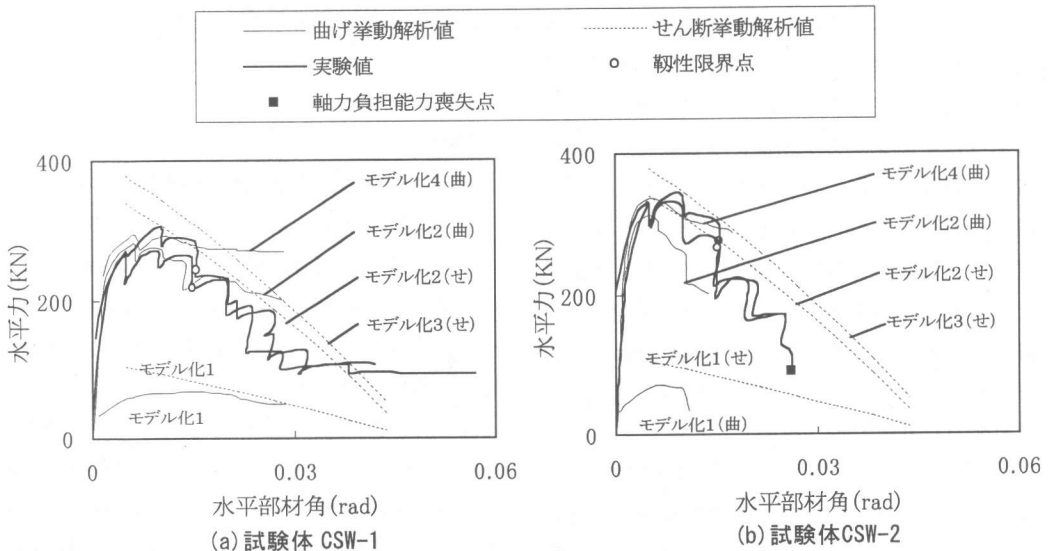


図-7 包絡線と解析結果の比較

い方で与えられると考えられる。

異形断面はそのモデル化が重要である。モデル化は既に図-2で示してあるが、ここで簡単に説明を加える。モデル化1は柱型断面のみに置換したモデルである。このとき主筋と帯筋も柱型に対して配筋されたもののみを考慮する。モデル化1は通常行われぬモデル化であるが、本研究では袖壁が破壊した後の単独柱の挙動にも着目しているため取り上げている。モデル化2は袖壁断面を重要視し、柱型断面は袖壁の幅分のみを考慮したモデルである。主筋と帯筋も袖壁に対して配筋されたもののみ考慮している。

モデル化3は通常最も用いられるモデルであるが、断面積が原型の異形断面と等価になるように置換した長方形断面である。断面せいは袖壁長さと同じ、すなわち、モデル化2と同じで、配筋もモデル化2と同じとした。ただし、モデル化3は曲げ圧縮域のコンクリートが実状を反映していないので、本報告ではせん断強度を求める場合のみ用いた。モデル化4は断面も配筋も原型の異形断面のままにモデル化したものであるが、このモデルのせん断強度は現在検討中で、本報告では曲げ解析のみに適用した。

図-7(a)は軸力が低い方の試験体CSW-1である。曲げ解析は、最も実状を表しているモデル化4の結果は最大耐力以降の実験値のやや大きめの値を示した。袖壁断面のみのモデル化2の結果は、コンクリート断面が少ない分モデル化4より強度、変形能とも悪くなっているが、実験値にはむしろ近い結果となった。せん断強度はモデル化2、3はほぼ同じ値となり、実験値をやや上回る結果となった。この試験体は加力終了まで軸力を保持したことを考え合わせると、曲げ降伏後の挙動はせん断抵抗機構の劣化により支配されたと判断できる。

図-7(b)は軸力が高い方の試験体CSW-2である。モデル化4の曲げ解析の結果は実験値とほぼ同程度であった。モデル化2の結果は、実験値をかなり下回っており、高軸力を受ける場合には柱型のコンクリートを考慮する必要がある

ことが分かる。せん断強度は実験値をやや上回った。この試験体は軸力を負担できなくなって実験終了となっていることを考え合わせると、曲げ降伏後の挙動は圧縮領域のコンクリートの劣化により支配されたと判断できる。

柱型のみに置換したモデル化1はいずれの試験体も実験値を非常に過小評価し、実験値は全ての載荷履歴においてモデル化1の荷重変形関係を下回することはなかった。

## 5. まとめ

軸力の大きさをパラメータに曲げ降伏する袖壁付き柱試験体の実験を行った。その結果を以下にまとめる。

- (1) 軸力が低い方の試験体 CSW-1 の曲げ降伏後の挙動は、せん断抵抗機構の劣化により支配され、この場合、袖壁断面のみのモデル化2の評価式が最も適切であると判断できた。
- (2) 軸力が高い方の試験体 CSW-2 の曲げ降伏後の挙動は、圧縮領域のコンクリートの劣化により支配され、この場合、モデル化4の評価式が最も適切だと判断できた。
- (3) 今後、モデル化4のせん断強度評価式も完成させ、より信頼性のある性能評価法を確立することが検討課題である。

## [参考文献]

- 1) 大久保全陸：腰壁、垂壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集，第204号，1973.2
- 2) 孫浩陽：異形断面を有する部材の強度と変形能に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，2000.9
- 3) 加藤大介：配筋法を考慮した鉄筋コンクリート造柱の変形能の評価法，日本建築学会構造系論文報告集，第450号，pp. 81-88，1993.8
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990