

# 高強度低降伏比の鋼材を用いた SRC 柱の弾塑性挙動

穂田智佳\* 南宏一\*\*

Experimental Study on Elastic-Plastic Behavior of SRC Columns with High Strength Steel

Tomoyoshi AKITA\* and Koichi MINAMI\*\*

## ABSTRACT

The demand to use high strength and high performance material because of large span and high rise of building in recent years. As to use of high-strength steel in composite steel and reinforced concrete structures, it remains to be clarified whether the ductile behavior can be ensured, especially when the high-strength steel is used in combination with normal-strength concrete. This paper describes the arch mechanism and the truss mechanism by using the technique of the plastic analysis as a shearing resistance mechanism of the SRC column. In addition, it compares with the theoretical restoring-force characteristics, and the experimental restoring-force characteristic of the SRC column with the high-strength steel. Ultimate shear strength of SRC column was well predicted by using the technique of the plastic analysis.

キーワード: SRC, 終局せん断耐力, 復元力特性, 高強度低降伏比鋼材, 弾塑性挙動  
Keywords: Steel Reinforced Concrete Structures, Ultimate Shear Strength  
Restoring-force Characteristics, High Strength Steel, Elastic-plastic Behavior

## 1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート(以下 SRC と称す)柱材は鉄骨と鉄筋コンクリートを合成した部材であるため、部材の弾塑性挙動に及ぼす影響因子が複雑であり、未だに明らかにされているとは言い難い点がある。建築分野で使用される SRC 構造には、従来 400 kN 級と 500 kN 級の鋼材が用いられてきたが、最近では建築物の高層化、大スパン化されてきたために、より高強度の鋼材を使用する要望が強くなってきた。

そこで本論文では、文献[1]に述べた高強度低降伏比鋼材を用いた SRC 柱材の終局せん断耐力と復元力の実験値と理論値の比較、検討を行う。

終局せん断耐力は、通常、日本建築学会 SRC 構造計算規準(文献[2])にもとづいて計算されているが、高強度材料を用いた SRC 柱の終局せん断耐力の評価に対しては

精度よく求めることができない事が指摘されている(文献[3])。そこで、現在は塑性解析の手法を用いた評価手法の研究が進み、実用的な設計式(文献[4])として提案されている。

SRC 部材の復元力特性に関しては、要因子数が極めて多く、また、それぞれの因子間の相互の関係性も複雑である反面、SRC 部材の復元力特性に関する研究が少ないためにその定式化は、確立されていない状況にある。

一般的に高強度低降伏比鋼材は、高強度であるため設計断面削減や重量軽減などの利点があるが、本研究に用いる高強度低降伏比鋼材は塑性変形性能に富んでいるため、より優れた耐震性能を要求される構造物に適している。鋼材の変形性能は降伏比(降伏点 / 引張強さ)に支配されるが、同じ強度水準の通常鋼に比べ本研究で開発される高強度低降伏比の鋼材は延性特性および一様伸び特性が優れているので、塑性変形能力に富んだ構造部材と

\* 福山大学大学院建築学専攻 \*\* 福山大学建築学科

なるが、その耐震性能のより合理的な評価を行なうために、終局せん断耐力および復元力特性の定式化を試みる。

## 2. 終局せん断耐力に関する検討

### 2-1. 学会規準式の妥当性

従来の研究では鉄骨の降伏応力度が  $360\text{kN/mm}^2$  を超える高張力鋼を用いた場合、鉄骨が降伏応力度に達し、SRC として終局耐力を発揮する状態では、RC 部分ではその終局せん断耐力を構築できず、その為、SRC 部材としての終局せん断耐力を評価するに当たって、RC 部分のせん断耐力を低減係数  $\beta_s$  により低下させなければならないことが文献[4]により指摘されている。すなわち、

$$Q_u = \beta_s \cdot rQ_u + sQ_u \quad (1)$$

$\beta_s$  を(1)から求めると

$$\beta_s = \frac{Q_{ue} - sQ_u}{rQ_u} \quad (2)$$

ここで  $Q_{ue}$  : 実験値のせん断耐力

$sQ_u$  : SRC 規準による鉄骨部分のせん断耐力

$rQ_u$  : SRC 規準による RC 部分のせん断耐力とする。

本研究の実験値から求めた  $\beta_s$  と文献[4]の高張力鋼を用いた実験値との関係と比較したものを図-1に示す。また、鋼種のみを実験変数とした関係を点線で結んだもので示す。

図-1によると、文献の実験結果では高強度鉄骨を用いることで  $\beta_s$  の値は小さくなるが示される。本実験では  $\beta_s$  は1以上の値を示しており、 $\beta_s$  の低減は必要ないことが示される。しかしながら、実験値と理論値が必ずしも一致していない為、一概に  $\beta_s$  の低減が必要でないとはいえない。

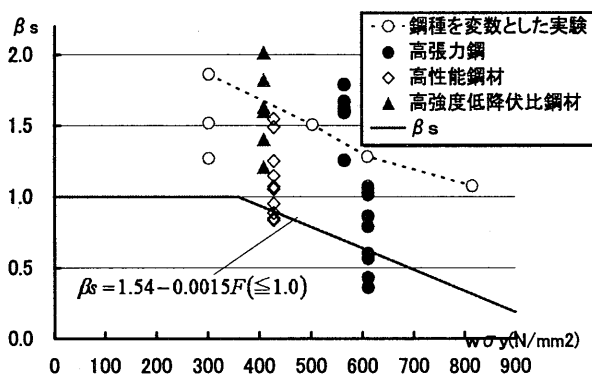


図-1 鋼種と  $\beta_s$  の関係

### 2-2. 塑性理論を適用宮内式との検討

一定の圧縮力と逆対称の曲げモーメントおよびせん断力を受ける十字形鉄骨内蔵 SRC 柱のせん断抵抗機構

を図-2に示す。鉄骨が内蔵される SRC 柱では、鉄骨とコンクリートの付着作用は極めて小さく、終局状態では鉄骨により RC 部分が分断されているという考え方が合理的である。従って、SRC 柱のせん断抵抗機構の RC 断面に対してトラス機構とアーチ機構を考え(図-2の(1)および(2))、その他に鉄骨で分断された無筋コンクリート部分を鉄骨フランジのかぶりコンクリートあるいはフランジ内部コンクリートなどのアー

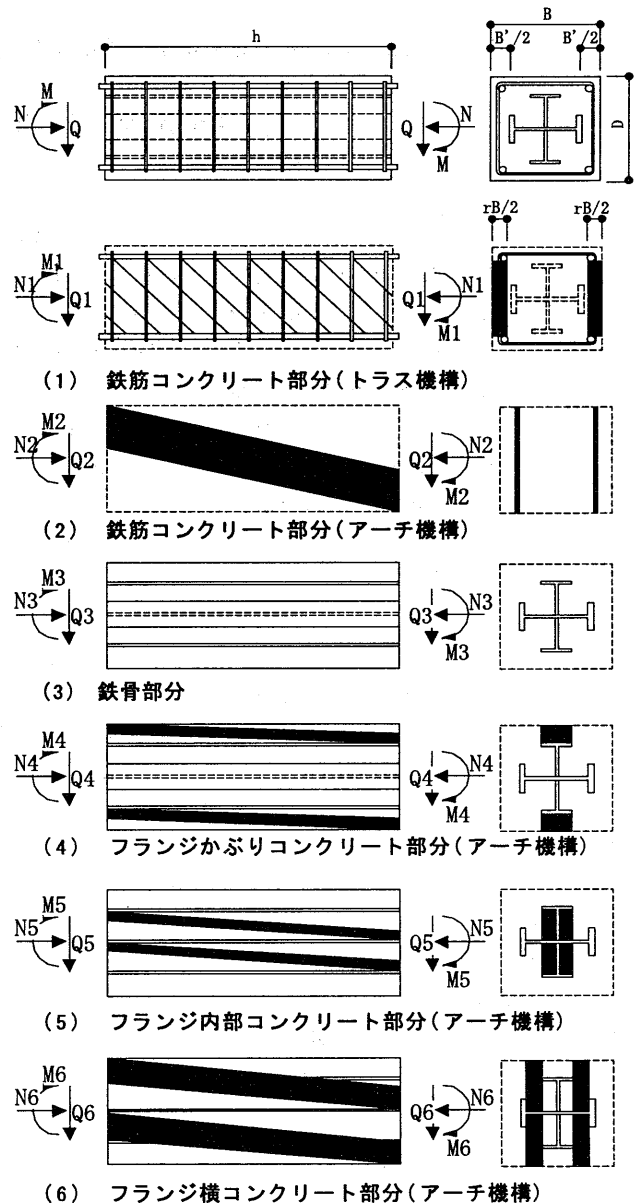


図-2 SRC 柱のせん断抵抗機構(十字形鉄骨)

表-3 せん断耐力評価法による相違

	実験値 (kN)	SRC規準式	SRC規準本文式	宮内式
SRC-H1	603	513 (1.18)	460 (1.31)	545 (1.11)
SRC-H2	689	513 (1.34)	460 (1.50)	513 (1.34)
SRC-C1	643	493 (1.30)	485 (1.33)	501 (1.28)
SRC-C2	673	493 (1.37)	485 (1.39)	501 (1.34)

( ) 内は安全率

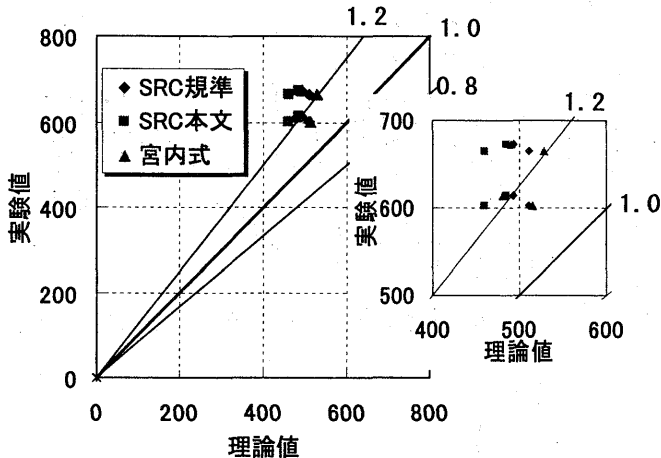


図-3 せん断耐力評価法による相違

チ機構にわけて考え(図-2の(4)~(6)),これに鉄骨部分の抵抗機構(図-2の(3))を考慮する.なお,強軸H形鋼を内蔵したSRC柱では,図-2の(6)に示すアーチ機構がない抵抗機構になる.

表-3は破壊モードがせん断で決まる試験体について,SRC規準式を用いた場合,塑性論を用いたSRC規準の解説に示される簡略化終局せん断耐力式および塑性理論を用いた宮内式(文献[2])との比較を示したものである.いずれの場合も,図-3に示す様に理論値に対する実験値は安全側に位置している.宮内式を適用した時には,学会の規準式より精度の良い値を示しているが1.11~1.34倍程度の安全率を示している.せん断耐力の評価はSRC規準式により安全側に評価できるが,決して精度の良いものではないので,高強度材料を用いたSRC部材のせん断耐力の適合性をさらに検討する必要がある.

### 3. 復元力モデルに関する考察

#### 3-1. 宮内の方法の概要

宮内の方法の復元力モデル化に関する概要を以下に簡単に述べる.

- 1)弾性剛性の計算値と $cK_e$ とひび割れ発生荷重の計算値 $cQ_c$ (曲げひび割れとせん断ひび割れの小さい方)からひび割れ点Aを求め.
- 2)最大荷重の実験値 $eQ_{max}$ を降伏荷重 $eQ_y$ とし,実験から得られたQ-R曲線上で, $0.75(eQ_y - cQ_c) + cQ_c$ との交点としてH点を求める.(図-4参照)
- 3)H点とA点を結んだ延長線と最大荷重の接線との交点を降伏時部材角の実験値 $eR_y$ とする.
- 4)除荷時の剛性 $K_r$ は図-5に示すように履歴曲線における除荷点とせん断力 $Q=0$ における残留部材角点を結んだ直線の傾きとする.
- 5)残留部材角における接線剛性 $K_r'$ は立花の式(文献[5])を用いて $Q_1, Q_2$ を決定し,点E,Fにて履歴曲線の傾きを表す.

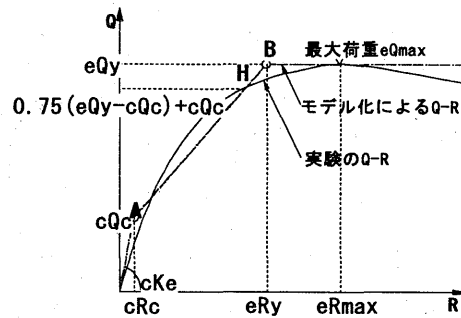


図-4 スケルトンモデルの求め方

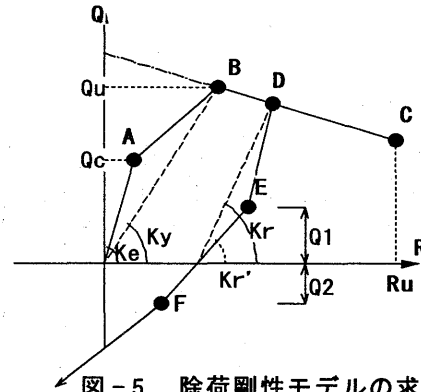


図-5 除荷剛性モデルの求め方

以上の方法で,復元力のモデルの各点における実験値との比較を述べる.

#### 3-1. 弾性剛性

図-6に弾性剛性(付1)と実験値の弾性剛性の比較を示す.弾性剛性の計算ではコンクリートのヤング係数,24.4kN/mm<sup>2</sup>,鉄骨のヤング係数210kN/mm<sup>2</sup>を用いた.実験値は全般的に計算値より小さくなっており,内蔵鉄骨性状による弾性剛性の影響の違いは表れていない.

#### 3-2. 初期ひび割れ強度

図-7に曲げひび割れ発生荷重(付2)および図-8せん断ひび割れ発生荷重(付3)の計算値と実験値を比較して示す.横軸は計算値 $eQ_{bc}, eQ_{sc}$ (kN),縦軸は実験値 $cQ_{bc}, cQ_{sc}$ (kN)を示す.曲げひび割れ強度では平面保持が成立すると考え,曲げひび割れ発生モーメントに対して鉄骨および主筋を考慮した断面係数に比例して増大する事になる.せん断ひび割れ強度は,鉄骨ウェブのヤング係数比( $E_{sw}/E_c, E_{sw}$ :鉄骨ウェブのヤング係数, $E_c$ :コンクリートのヤング係数),軸力比,コンクリート強度およびせん断スパン比が大きくなることによってせん断ひび割れ強度が増大する.

いずれの場合も安全側評価できるが,せん断ひび割れ発生荷重はばらつきが大きい.これはせん断の斜めひび割れのみでなく,鉄骨に沿っての付着割れひび割れが大きく先行することが影響したと考えられる.軸力比が大きくなるにつれてひび割れ強度が

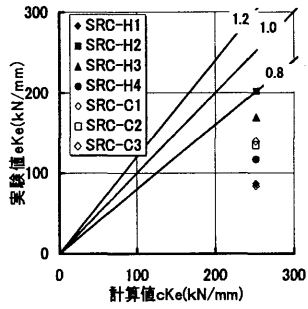


図-6 弾性剛性の比較

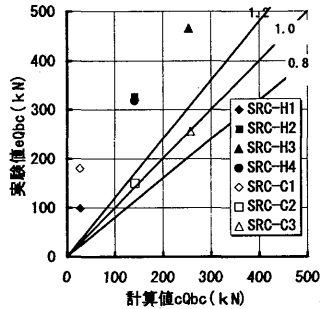


図-7 初期曲げひび割れの比較

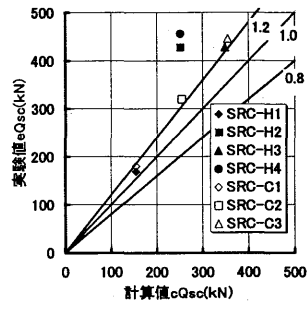


図-8 初期せん断ひび割れ比較

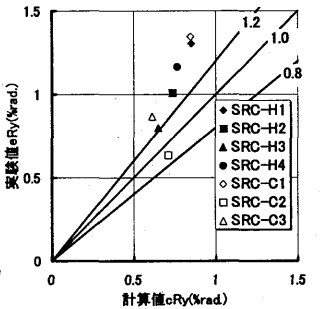
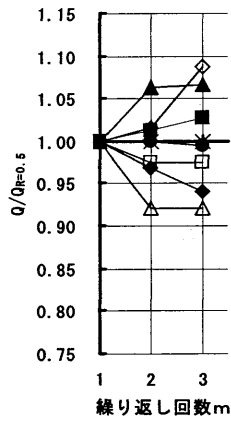
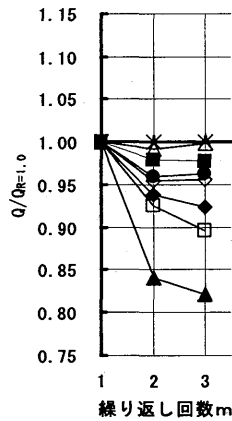


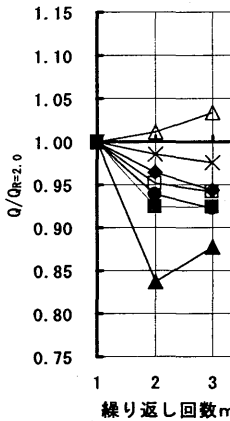
図-9 最大耐力時部材角比較



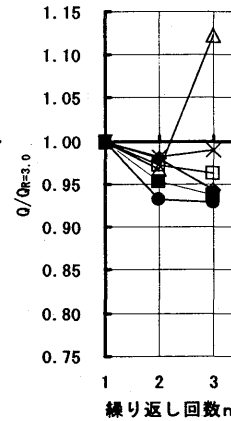
(a) R=0.5%rad.



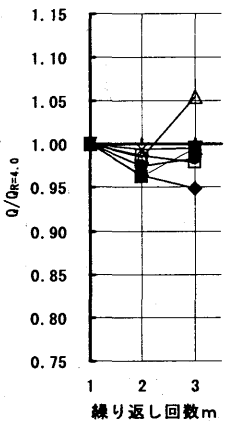
(b) R=1.0%rad.



(c) R=2.0%rad.

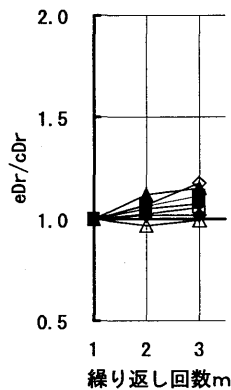


(d) R=3.0%rad.

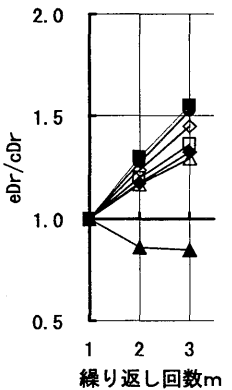


(e) R=4.0%rad.

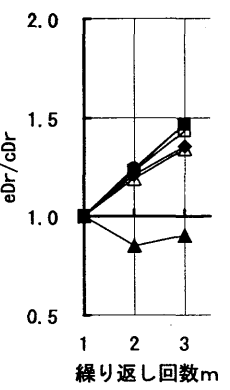
図-10 同一部材角での繰り返し加力によるせん断力の低下状況



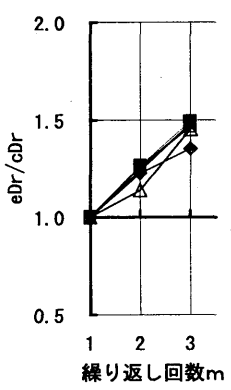
(a) R=0.5%rad.



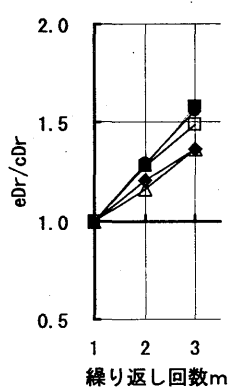
(b) R=1.0%rad.



(c) R=2.0%rad.



(d) R=3.0%rad.



(e) R=4.0%rad.

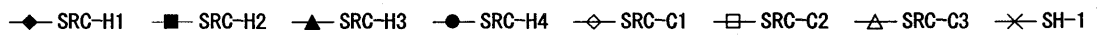
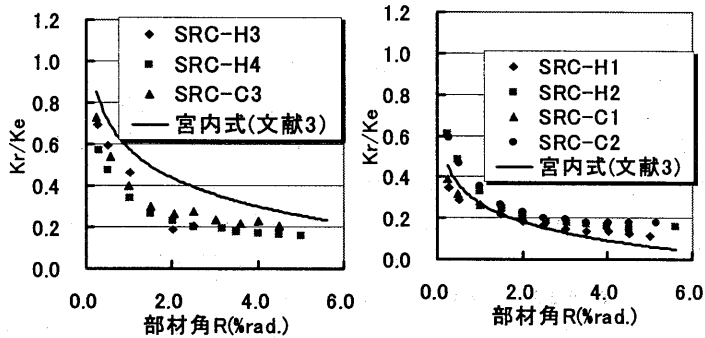


図-11 同一部材角での繰り返し加力によるせん断力の低下率の実験値と理論値の比較

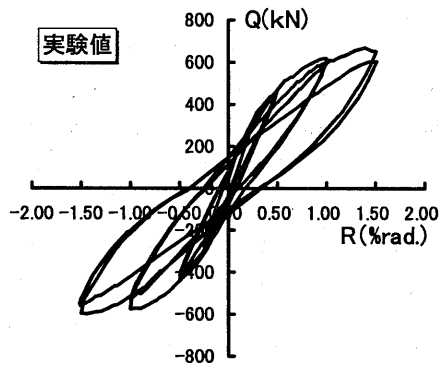
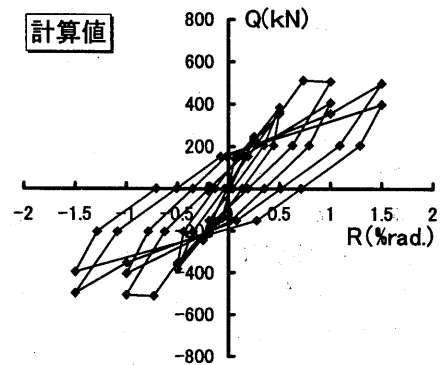
大きくなる傾向があり、また内蔵鉄骨が十字形の試験体の方がひび割れ発生強度が大きくなる傾向がある。このことは宮内氏の式でおおむね評価されているが、内蔵鉄骨によるヤング係数比の違いは小さい為に、十字形鉄骨の試験体の方が計算値に対する実験値の比  $eQsc/cQsc$  が大きく値している。また、補強筋による違いによる、せん断ひび割れ発生強度は理論式の通り実験結果には現れなかった。

### 3-3. 最大耐力時部材角

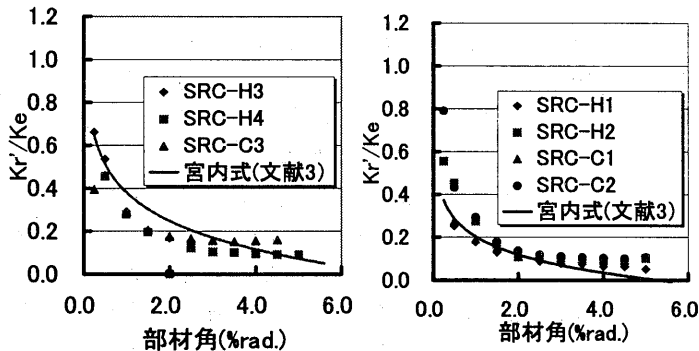
図-9 に図-4 のスケルトンモデルの求め方に従った実験値(付4)  $rRy$  と降伏時部材角の計算値  $cRy$  の関係を示す。図-4 に示す降伏時部材角の実験値の求め方によると最大耐力時部材角は、降伏時部材角からさらに増大した点になるが、SRC-C2 の試験体では、最大耐力時部材角が降伏時部材角の計算値よりも小さくなる結果となった。



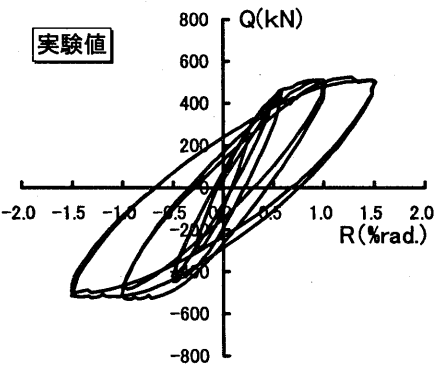
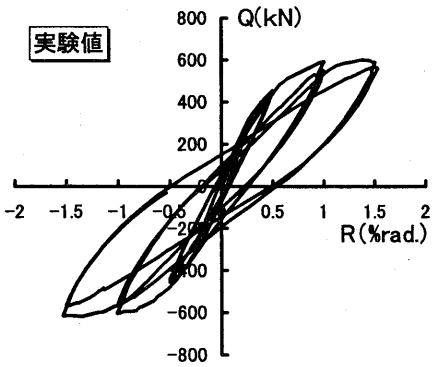
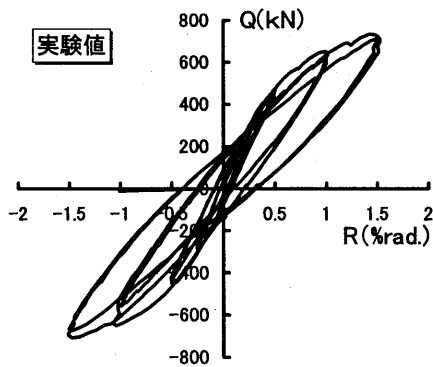
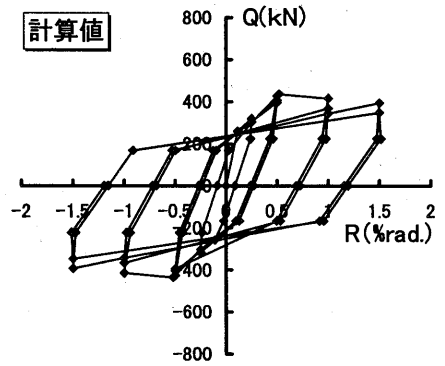
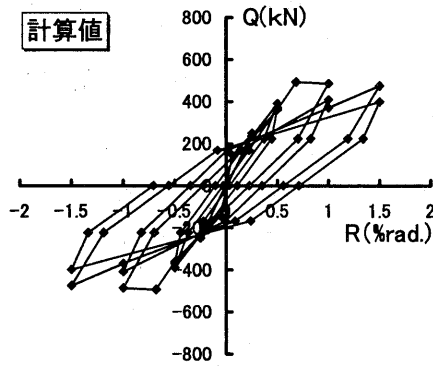
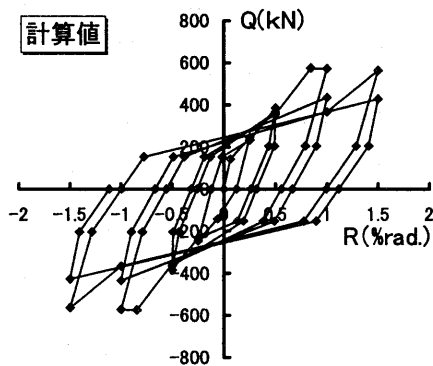
(a) Kr: 曲げ破壊先行の場合 (b) Kr: せん断破壊先行の場合  
図-12 除荷時の剛性と部材角の関係



軸力比=0.3% 帯筋比=0.43%  
(a) SRC-H2, せん断実験



(a) Kr': 曲げ破壊先行の場合 (b) Kr': せん断破壊先行の場合  
図-13 残留部材角における接線剛性と部材角の関係



軸力比=0.3% 帯筋比=0.95%  
(b) SRC-H4, 曲げ実験

軸力比=0.3% 帯筋比=0.43%  
(c) SRC-C2, せん断実験

軸力比=0.3% 帯筋比=0.43%  
(d) SRC-C3, 曲げ実験

図-14 履歴曲線の実験値と理論値の比較

### 3-4. 同一部材角での繰り返しによるせん断力低下状況

図-10に同一部材角での繰り返し加力によるせん断力の低下状況を示す。縦軸は各加力サイクルにおいて1回目の除荷時のせん断力に対する2, 3回目の同一部材角におけるせん断力の比を、横軸は繰り返し回数を示す。なお、本論文で実施した試験体はすべて同一変位振幅における繰り返し回数2回の加力サイクルで実験を行っており、2回目の同一部材角でのせん断力は2回目の除荷時の荷重であるが、3回目のせん断力は新しい変位振幅へ向かう途中の荷重である。

図-11に同一部材角での繰り返し加力によるせん断力の低下率の実験値  $eDr$  と計算値(付5)  $cDr$  の比較を示す。縦軸は計算値に対する実験値の比( $eDr/cDr$ )を、横軸は繰り返し回数を示す。

従来の鋼材を用いた場合では、変形部材角と軸力比が大きくなるほどせん断力低下率が大きくなるが、高強度低降伏比鋼材を用いた場合では、変形部材角が大きくなるにつれてせん断力の低下率が小さくなる傾向が見られた。そのため、理論値との比較では各部材角による違いはないが、実験値の方が繰り返し回数を増加させることで理論値に対し実験値が大きくなった。また、SRC-C3の試験体では、繰り返し回数を増加させることでせん断力が増加した。

### 3-5. 除荷時の剛性

図-12に除荷時の剛性と部材角の関係を示す。縦軸は  $K_r/K_e$  ( $K_r$ : 除荷時の剛性(付6),  $K_e$ : 弾性剛性の計算値)を、横軸は除荷開始時の部材角  $R$  を示す。同様に図-13に残留部材角における接線剛性と部材角の関係を示す。除荷時の剛性の理論値は、文献[3]に基づいて宮内の実験の回帰式を用いたものである。曲げ破壊とせん断破壊の判別においては、学会規準式による計算値により決定した。

除荷時の部材角が大きくなるに従い、除荷時の剛性は小さくなった。除荷剛性  $K_r$  の場合の曲げ破壊先行の試験体では理論値よりも小さい値を示した。これは、純粋な曲げ破壊のみではなくせん断ひび割れも生じた為、せん断の影響が反映されたと考えられる。せん断破壊先行の場合には比較的近似値を得ているものの、高強度低降伏比鋼材を用いた場合では変形部材角が大きい場合においても、除荷剛性がそれほど低下しない傾向を示した。

### 3-6. 復元力特性の定式化

前節までの結果を用いて、図-14に実験により得られた荷重-変形曲線と復元力特性の計算値を比較して示す。なお、実験は5.0%rad.までの載荷を行っているが、弾性域を分かりやすく比較する為1.5%rad.

まで示す。

せん断実験の試験体では計算値は実験値を比較的追従しているが、しかしながら曲げ実験の試験体では、実験値に対して計算値は、最大耐力後の繰り返しによるせん断耐力低下が大きく、また、除荷剛性が小さくなることで履歴曲線のふくらみが大きくなっている。補強筋比を大きくすることで計算上での破壊の形態が変わるが、SRC-H2, H4を比較してそれほど大きな実験結果のループ形状の違いは見られないが、計算結果では大きな相違を示した。

## 3. 結論

終局せん断耐力の評価において塑性理論を用いた宮内式を用いた場合は1.11~1.34倍程度の安全率を示し、学会規準式との差異はほとんどなかった。今後さらに制度の高い理論式の検討が求められる。

変形能力に関しては高強度低降伏比鋼材と普通コンクリートの組み合わせのSRC柱では、せん断破壊が生じた場合でも、紡錘形の安定した履歴性状の変形性能を持つことを示した。鉄骨の耐力の持分が大きく、繰り返し回数を重ねても耐力低下が小さいことが明らかになった。その為、復元力特性のモデル化に関して高強度低降伏比鋼材を用いた場合、鉄骨の性能を最大限に引き出せるモデル化の検討が必要である。さらに、本論文に用いた復元力モデルの評価式は曲げ破壊先行型とせん断破壊先行型とに分かれており、その為曲げ破壊とせん断破壊の一貫した復元力のモデル化が必要である。

## 参考文献

- [1] 穂田智佳, 中村信行, 南宏一: 高強度低降伏比の鋼材を用いたSRC柱の弾塑性挙動に関する実験的研究
- [2] 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-5章 保有水平耐力の検討, 2001年改定(第4次) pp175-180, 2001年3月
- [3] 宮内靖昌: 高強度材料を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱の力学性状に関する研究, 東北大学学位請求論文, 平成14年2月
- [4] 社団法人 鋼材倶楽部 SRC造への高張力鋼適用に関する調査研究委員会: 鋼材倶楽部高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究, 1989年
- [5] 立花正彦, 鉄骨鉄筋コンクリート部材の力学的性状に関する研究, 東京電気大学学位請求論文, 平成4年12月

## 付録

### 付1. 弾性剛性

SRC 柱の弾性剛性の計算値を  $cKe$  を以下の式を用いて計算した。

$$cKe = \frac{Q}{\delta}$$

ここに、 $Q$  : せん断力 (kN)

$\delta$  : 柱の水平変位 (mm)

柱の水平変位は以下による。

$$\delta = \delta_b + \delta_s$$

$$\delta_b = \frac{Q \cdot h^3}{3 \cdot Ec \cdot Ie}$$

$$Ie = Ic + \left( \frac{Er}{Ec} - 1 \right) I_r + \left( \frac{Es}{Ec} - 1 \right) I_s, \quad Ic = \frac{B \cdot D^3}{12}$$

建研式加力装置を用いた逆対称曲げせん断型式の加力を行った場合の曲げ変形  $\delta_b$  :

$$\delta_b = \frac{Q \cdot h^3}{12 \cdot Ec \cdot Ie}$$

せん断変形  $\delta_s$  :

$$\delta_s = \frac{\kappa \cdot Q \cdot h}{Gc \cdot A + Gs \cdot Asw}$$

ここに

$$Gc = \frac{Ec}{2 \cdot (1 + \nu)}, \quad Gs = \frac{Es}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

### 付2. 曲げひび割れ強度

ひび割れが発生するまで平面保持が成立すると考え、曲げひび割れ発生時のせん断力  $Qbc$  を求める式を以下に示す。

$$Qbc = \frac{Nbc}{a}$$

$$Mbc = \left( 0.56 \cdot \sqrt{\sigma_B} + \frac{N}{Ae} \right) \cdot Ze$$

$$Ae = Ac + \frac{Er}{Ec} Ar + \frac{Es}{Ec} As = B \cdot D + \left( \frac{Er}{Ec} - 1 \right) Ar + \left( \frac{Es}{Ec} - 1 \right) As$$

ここに

$Mbc$  : 曲げひび割れ発生時の曲げモーメント (kN・mm)

$Ze$  : 鉄骨および主筋を考慮した等価断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$a$  : せん断スパン長さ (mm)

### 付3. せん断ひび割れ強度

SRC 柱のせん断ひび割れ発生時のせん断力  $Qsc$  を以下の方法で求めた。(式の単位系: kgf/cm<sup>2</sup>)

$$Qsc = (1 - \beta') \cdot B \cdot rj \left( \frac{0.085 \cdot kc \cdot (500 + \sigma_B)}{\frac{M}{Q \cdot rd} + 1.7} + \frac{0.1N}{Ae} \right)$$

ここに、内蔵する鉄骨が強軸 H 形あるいは十字形の場合:

$$\beta' = \frac{n_{sw} \cdot tw \cdot sj}{B \cdot rj}$$

$$n_{sw} = \frac{E_{sw}}{Ec} \quad (\text{鉄骨のヤング係数比})$$

### 付4. 降伏時部材角

降伏時部材角  $cRy$  は以下の式により求めた、

$$cRy = \frac{cQu}{cKy}$$

$$cKy = \alpha y \cdot rcKe + sKe$$

ここに  $cKy$  : 降伏時剛性 (kN/mm<sup>2</sup>)

$rcKy, sKe$  : それぞれ RC 部分および鉄骨部分の弾性剛性 (kN/mm)

$cQu$  : 終局耐力の計算値 (kN)

$\alpha y$  : RC 部分の降伏時の剛性低下率

RC 部分の降伏時の剛性低下率  $\alpha y$  は、せん断スパン比に応じて次式により求める。

$2 \leq M/QD \leq 5$  のとき

$$\alpha y = \left( 0.043 + 1.64 \frac{Er}{Ec} \cdot Pt + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33 \eta_0 \right) \cdot \left( \frac{rd}{D} \right)^2$$

$M/QD < 2$  のとき

$$\alpha y = \left( -0.03362 - 0.19358 \frac{Er}{Ec} \cdot Pt + 0.12709 \frac{a}{D} + 0.10757 \eta_0 \right) \cdot \left( \frac{rd}{D} \right)^2$$

ここに

$$\eta_0 = \frac{N}{B \cdot D \cdot \sigma_B}$$

### 付5. 同一部材角における繰り返しによるせん断力低下率

同一部材角における繰り返しによるせん断力の低下率  $Dr$  を下式により計算した。これは、曲げ降伏が先行する SRC 柱を対象とし、せん断低下の割合はある値に収束し、降伏曲げ耐力に達するまでは  $Dr = 0.9$  程度であるが、降伏曲げ耐力以後の部材角では、鉄骨の全塑性モーメント ( $sMu$ ) に収束するという考えに基づくものである。本論文では、これをせん断破壊が先行する SRC 柱にも適用された  $\gamma 1$  の式を修正された宮内の式を用いた。

$$Dr = \gamma 1 + (1 - \gamma 1) \cdot 0.5^{m-1}$$

ここに、

$R < Ry$  のとき、 $\gamma 1 = 0.9$

$R \geq Ry$  のとき、 $\gamma 1 = sQu/Qu$

$Qu = \min(Qmua, Qsua)$

$sQu = \min(sQmu, sQsu)$

m: 繰り返し回数

Q<sub>mua</sub>: 一般化累加強度によるSRC柱の終局曲げ耐力

Q<sub>sua</sub>: 塑性理論式によるSRC柱の終局せん断耐力

sQ<sub>mu</sub>: 累加強度式による鉄骨の終局曲げ耐力

sQ<sub>su</sub>: 鉄骨の終局せん断耐力

R, R<sub>y</sub>: それぞれの部材角および降伏時部材角

#### 付6. 除荷時の剛性

除荷時の剛性K<sub>r</sub>と残留部材角における接線剛性K<sub>r</sub>'を曲げ実験とせん断実験に分けて、宮内氏の実験の回帰式を以下に示す。

(a) 曲げ破壊先行の場合

$$\frac{K_r}{K_e} = -0.460 \cdot \log_{10} R + 1.038$$

(b) せん断破壊先行の場合

$$\frac{K_r}{K_e} = -0.302 \cdot \log_{10} R + 0.575$$

(c) 曲げ破壊先行の場合

$$\frac{K_r'}{K_e} = -0.442 \cdot \log_{10} R + 0.824$$

(d) せん断破壊先行の場合

$$\frac{K_r'}{K_e} = -0.281 \cdot \log_{10} R + 0.485$$

ここに、R: 除荷時の部材角で、1/1000rad. で示す。

#### 記号

A: SRC柱の断面積(=B × Dmm<sup>2</sup>)

A<sub>sw</sub>: 鉄骨ウェブの全断面積(mm<sup>2</sup>)

B: 柱幅(mm)

D: 柱せい(mm)

E<sub>c</sub>: コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

E<sub>r</sub>: 柱主筋のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

E<sub>s</sub>: 鉄骨のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

h: SRC柱の試験部分の長さ(mm)

s<sub>j</sub>: 鉄骨のフランジ係数

N: 柱の載加軸力(kN)

t<sub>w</sub>: 鉄骨ウェブ厚さ(mm)

κ: せん断変形に関する係数(=1.2)

σ<sub>B</sub>: コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)