

論文 施工性を向上させた柱 SRC 梁 S 架構のせん断抵抗性能に関する実験的研究

若林 久人*1・北野 敦則*2・後藤 康明*3・城 攻*4

要旨: 本研究では柱補強材の施工性を向上させた SRC 柱又は SC 柱と梁 S との合成架構の力学的性状を模型試験体の破壊実験により検討する。ワイヤーメッシュ補強による簡易配筋 SC 柱は、従来の鉄筋組みと比較して施工が容易であり、せん断性能とコンクリートの拘束効果は、従来工法と比べて遜色がなかった。また、柱フランジ幅を広げた簡易配筋 SC 試験体が、SRC 基準試験体よりも高い耐力を持ち、無筋 SC 試験体もほぼ同程度の耐力を示したことは、フランジ幅を大きくした鉄骨断面形状が曲げ抵抗性能向上やコンクリートの拘束効果に有効であると考えられる。柱終局せん断耐力の算定については比較的よい対応を示した。
キーワード: 鉄骨鉄筋コンクリート造, 柱鉄骨断面形状, せん断耐力, ワイヤーメッシュ

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート（以下 SRC 造）は他の工法と比較すると、その設計法の繁雑さや現場施工における工程の多さから敬遠される傾向にある。また、現在では部材の特徴を生かし適材適所に配置する、柱 RC 造/梁 S 造のような新しい合成構造の開発が盛んになっており、鉄骨の特質である高靱性・施工性とコンクリートの耐久性・経済性を活かしたハイブリッド構造の開発は重要であると考えられる。

本研究では柱 SRC 造/梁 S 造から主筋とせん断補強筋を簡略化した柱 SC 造（鋼コンクリート造）/梁 S 造とすることで施工性の向上を目指し、かつ一般の SRC 構造と同等な耐震性能を有する構造であることを目標に実験的検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体計画

図-1 および表-4 に試験体概要、表-1~3 にコンクリート、鉄筋、鋼板の力学的特性を示す。試験体は柱 SC 造/梁 S 造架構の中間階中柱を想定した、実大の約 1/2 縮小スケールのキの字平面

形試験体である。実験変数は柱鉄骨断面形状と鉄骨のかぶりコンクリートの拘束方法であり、従来工法 SRC 基準試験体(SRC/S-1-30)に対して、施工性を向上させる目的で主筋と帯筋の代わりにワイヤーメッシュ(以下 WM)を用い、基準試験体の柱鉄骨と同じ断面積のまま、フランジ間距離も大きくして曲げ性能を向上させた試験体(SC/S-2-W-30)、さらにフランジ幅を広くした試

表-1 コンクリートの力学的特性

| 試験体 | σ_B (MPa) | σ_t (MPa) | ϵ_u^* (μ) | $E_{1/3}$ (GPa) | $E_{2/3}$ (GPa) |
|-------------|---------------------|---------------------|-----------------------------|--------------------|--------------------|
| SRC/S-1-30 | 31.7 | 2.0 | 2590 | 24.8 | 21.4 |
| SC/S-2-W-30 | 39.0 | 2.2 | 2650 | 26.2 | 23.0 |
| SC/S-3-W-30 | 39.0 | 2.9 | 2450 | 27.7 | 24.0 |
| SC/S-3-H-30 | 38.7 | 2.5 | 3020 | 24.1 | 20.4 |
| SC/S-3-30 | 37.7 | 2.9 | 2860 | 26.7 | 22.8 |

表-2 鉄筋の力学的特性

| 材種 | 鉄筋径 | σ_y (MPa) | ϵ_y (μ) | σ_{max} (MPa) | 伸び率 (%) | ヤング係数 (GPa) |
|---------|------------|---------------------|---------------------------|-------------------------|------------|----------------|
| — | 3.2 ϕ | 627 | 3120 | 632 | 4.2 | 201 |
| SR345相当 | 6 ϕ | 365 | 1770 | 417 | 16.0 | 207 |
| SD345 | D10 | 391 | 1960 | 568 | 13.8 | 200 |

表-3 鋼板の力学的特性

| 材種 | 鋼材種別 | σ_y (MPa) | ϵ_y (μ) | σ_{max} (MPa) | 伸び率 (%) | ヤング係数 (GPa) |
|--------|-------|---------------------|---------------------------|-------------------------|------------|----------------|
| SS400 | PL4.5 | 321 | 1680 | 419 | 25.8 | 192 |
| SS400 | PL5.5 | 354 | 1810 | 485 | 16.7 | 196 |
| SN400B | PL6 | 349 | 1690 | 472 | 27.7 | 207 |
| SS400 | PL8 | 312 | 1500 | 464 | 29.2 | 208 |
| SN400B | PL9 | 301 | 1610 | 450 | 27.5 | 187 |
| SN400B | PL12 | 287 | 1560 | 465 | 28.7 | 184 |

* ϵ_u はコンクリートの最大圧縮強度時のひずみ

*1 清水建設(株) 工修 (正会員)

*2 北海道大学助手 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

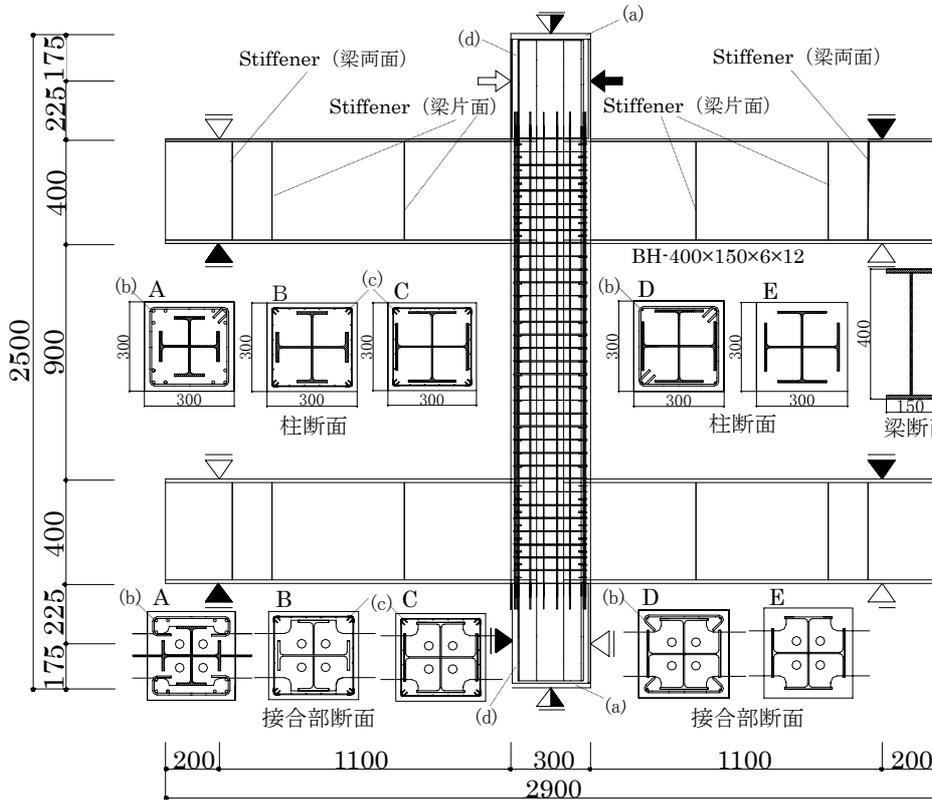
*3 北海道大学助教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

*4 北海道大学教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

表-4 試験体緒元

| 試験体 | 柱 | | | 鉄骨 | 鉄骨 |
|---------------|----------------------|--------------|------------------|----|-------------------|
| | $b \times D$ (mm) | P_w (%) | 鉄筋 | | |
| A SRC/S-1-30 | 300×300 | 0.37 | 主筋12-D10+帯筋6φ@50 | ① | ウェブ成:普通, フランジ幅:普通 |
| B SC/S-2-W-30 | 300×300 | 0.11 | ワイヤーメッシュ 3.2φ@50 | ② | ウェブ成:大, フランジ幅:普通 |
| C SC/S-3-W-30 | 300×300 | 0.11 | ワイヤーメッシュ 3.2φ@50 | ③ | ウェブ成:大, フランジ幅:大 |
| D SC/S-3-H-30 | 300×300 | 0.17 | 6φ隅筋+帯筋6φ@110 | ③ | ウェブ成:大, フランジ幅:大 |
| E SC/S-3-30 | 300×300 | 0.00 | 無し | ③ | ウェブ成:大, フランジ幅:大 |

※梁は共通仕様
 ※接合部はAのみ
 柱と異なり特別仕様
 (帯筋6φ@100)
 ※変数記号
 b :柱幅
 D :柱成
 P_w :せん断補強筋比



- A : SRC/S-1-30
- B : SC/S-2-W-30
- C : SC/S-3-W-30
- D : SC/S-3-H-30
- E : SC/S-3-30

- (a) PL-300×300×16
- (b) 6φ (SR345 相当)
- (c) 3.2φ ワイヤーメッシュ
- (d) □-300×300×9 (角型鋼管)

※下梁スチフナの仕様は上梁と同様

- ▲ 軸力
- ⇒ 正加力
- ⇐ 負加力
- △ 正加力時ピンローラー支点
- ▲ 負加力時ピンローラー支点

図-1 試験体概要図

試験体(SC/S-3-W-30)を製作した。また WM の替わりに 6φ の隅筋と帯筋を用いた試験体(SC/S-3-H-30)と、鉄骨とコンクリートだけの純 SC 造試験体(SC/S-3-30)も製作し、計 5 体の実験を行った。

試験体名は第 1 項が柱/梁部の構造、第 2 項が試験体の鉄骨形状(鉄骨形状①: 2-H-200×100×5.5×8, 鉄骨形状②: 2-BH-240×100×4.5×9, 鉄骨形状③: 2-BH-240×160×4.5×6), 第 3 項以降が試験体の特徴を表しており、W は WM を、H は帯筋型のかぶりコンクリート拘束筋を用いた試験体であることを、その後の数字はコンクリート設計強度を表している。3 種類の鉄骨は形状は異なるが断面積はほぼ同じに設計しており、かぶりコンクリート拘束筋も W 型(WM), H 型(帯筋)のいずれも同体積になるように配筋されている。鉄骨は各試験体ともほぼ同程度の柱終局せ

ん断耐力計算値となるようにし、柱せん断破壊を想定し柱せん断耐力計算値が柱と梁の曲げ降伏耐力計算値を下回るように設計した。鉄骨は

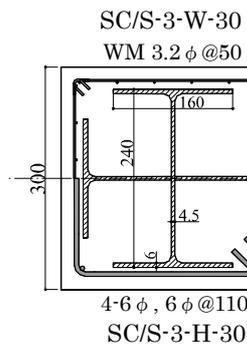


図-2 試験体柱断面詳細

SRC/S-1-30 の柱に H-200×100×5.5×8 を十字形に組み合わせた十字形断面とし、SC/S-2-W-30 には BH-240×100×4.5×9 を用いた。SC/S-3-W-30, SC/S-3-H-30, SC/S-3-30 の 3 体には BH-240×160×4.5×6 を用いた。梁鉄骨は全試験体共通で BH-400×150×6×12 を使用している。材質は PL-6, PL-9, PL-12 は SN400B とし、それ以外は SS400 を使用した。また加力点、柱反力点位置での局所的な破壊を防止するために、□-300×300

×9の角型鋼管で柱部を補強した。鉄筋はSRC/S-1-30で柱主筋に12-D10(SD345),せん断補強筋にせん断補強筋に50mmピッチの6φ(SR345相当)を使用した。SC/S-2-W-30とSC/S-3-W-30には50×50間隔の3.2φWMを,SC/S-3-H-30には縦筋に4-6φ,横筋に110mmピッチの6φ(いずれもSR345相当)を使用した。コンクリート設計基準強度は30MPaとした。図-2に試験体柱断面詳細を示す。SC/S-3-W-30では鉄骨フランジ表面から補強筋までが狭く,打設時にコンクリートが十分まわらず,ジャンカが生じたのでセメント系補修材で補修をした。

2.2 加力方法

図-3に加力装置図を示す。加力は地震時における柱,梁および柱梁接合部の架構としての応力状態を再現するため上下柱に一定軸力($1/6 \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B$)を導入した後,加力導入のための試験体上方余長部に,静的正負繰り返し漸増水平方向強制変位を与えた。水平加力には試験体の柱頭部に配置した450kNアクチュエータを使用した。柱脚はピン支持とし,上部梁端は,平行維持装置(串型ジャッキ)で,下部梁端は反力ロッドで,水平方向にピンローラーとなるように支持した。加力制御は変位制御で,1サイクル目で層間変形角 $cR=2 \times 10^{-3} \text{rad}$ とし,その後のピーク

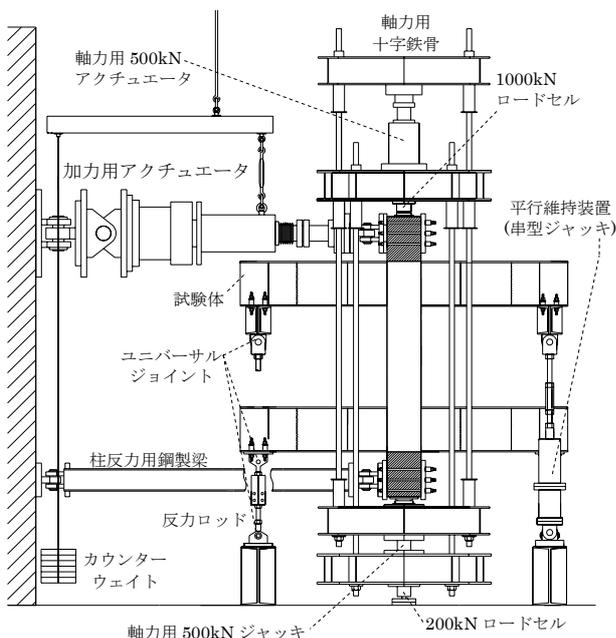


図-3 加力装置

変位を $cR=5, 10, 17, 26, 37, 50, 65 (\times 10^{-3} \text{rad})$ (以降単位省略)と増加させながら同一ピーク変位の繰返しを2回ずつ行った。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊性状

図-4に各試験体の最終破壊状況を示す。試験体SRC/S-1-30は,上下柱梁接合部(以下パネル部と称す)でせん断破壊を生じた。 $cR=0\sim 5$ で柱と接合部に曲げ初亀裂およびせん断初亀裂が発生し,主にパネル部でせん断亀裂の発生が顕著となった。パネル部,柱部の主筋とせん断補強筋が降伏し,柱主筋の付着破壊による割裂亀裂や梁付け根での圧壊が生じて $cR=26$ (8サイクルピーク)で最大耐力に達した。最大耐力以降は主に接合部でコンクリートの剥落が生じ,柱のせん断亀裂は拡幅しなくなった。

試験体SC/S-2-W-30は,柱でせん断破壊を生じた。 $cR=0\sim 5$ で柱せん断初亀裂が発生し,主に柱でせん断亀裂の発生が顕著となった。 $cR=10$ でパネル部,柱部のWMが縦筋,横筋共に降伏し,柱に接する梁フランジ位置での曲げ亀裂の発生や,柱せん断亀裂の拡幅がみられ $cR=17$ (6サイクルピーク)で最大耐力に達した。最大耐力以降は柱全体でかぶりコンクリートの剥落が生じ, $cR=37$ 以降では鉄骨フランジとWMが露出して耐力が低下し,WMの破断も観察された。

試験体SC/S-3-W-30は, $cR=0\sim 5$ で柱せん断初亀裂が発生し,主に柱でせん断亀裂の発生が顕著となった。 $cR=10$ でパネル部,柱部のWMが縦筋,横筋共に降伏し,柱に接する梁フランジ位置での曲げ亀裂の発生や,柱せん断亀裂の拡幅がみられ $cR=26$ (8サイクルピーク)で水平加力用アクチュエータの限界能力に達し,実験を終了した。また柱梁付け根部分では $cR=17$ 以降に圧壊し始め,一部WM筋が露出した。

試験体SC/S-3-H-30は,柱のせん断破壊と柱梁付け根での曲げ圧壊が混在した破壊を生じた。 $cR=0\sim 5$ で柱せん断初亀裂が発生し,主に柱でせん断亀裂の発生が顕著となった。 $cR=10$ でパネル

部、柱部のかぶりコンクリート拘束筋が縦筋、横筋共に降伏し、柱の上部と下部でのせん断亀裂の拡幅と曲げ圧壊が顕著となり $cR=26$ (8 サイクルピーク) で最大耐力に達した。最大耐力以降は柱梁付け根部分の剥落が顕著になり、 $cR=37$ 以降では鉄骨フランジと拘束筋が露出して耐力が低下し、加力方向、直行方向とも鉄骨フランジが座屈した。また $cR=50$ (10 サイクルピーク) には加力方向の鉄骨フランジに部分的な破断が生じた。

試験体 SC/S-3-30 は、柱でせん断破壊を生じた。 $cR=0\sim5$ で柱せん断初亀裂が発生し、主に柱でせん断亀裂の発生が顕著となった。その後柱せん断亀裂の拡幅がみられほぼ柱全面にわたってかぶりコンクリートの剥離、剥落が生じ、 $cR=37$ (10 サイクルピーク) で最大耐力に達した。最大耐

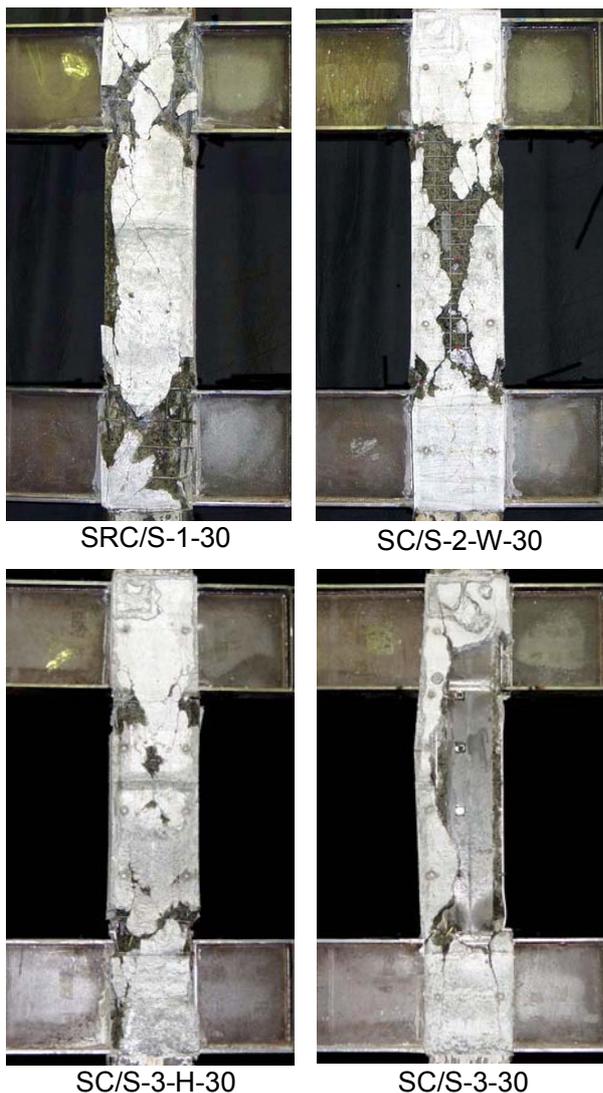


図-4 最終破壊状況

力以降も柱全体でかぶりコンクリートが剥落し、鉄骨フランジは柱梁付け根部分で座屈した。

3. 2 柱せん断力 (cQ) - 層間変形角 (cR) 関係

図-5, 6 に柱せん断力 (cQ) - 層間変形角 (cR) 関係の包絡線を示す。

(柱鉄骨形状の影響を見るために SRC/S-1-30, SC/S-2-W-30, SC/S-3-W-30 を比較する)。3 体共に $cR=10$ 付近で剛性低下が始まった。剛性と最大耐力は SC/S-3-W-30 が一番高く、次に SC/S-2-W-30, SRC/S-1-30 の順になった。剛性低下要因として SRC/S-1-30 は主にパネル部での、SC/S-2-W-30 と SC/S-3-W-30 は主に柱部でのせん断亀裂の顕著な発生、伸展、拡幅が挙げられる。また、設計基準強度が同じコンクリートを用いたが、実験時の強度は SRC/S-1-30 が 31.7MPa, SC/S-2-W-30 と SC/S-3-W-30 が 39.0MPa であった。このことが剛性や強度にも影響を与えていると考えられる。SC/S-2-W-30 は剛性低下後に SRC/S-1-30 よりも小さい層間変形角で最大耐力に至った。これは、SRC/S-1-30 の場合、剛性の低下時に柱主筋、柱鉄骨フランジ、せん断補強筋の順に降伏したが、SC/S-2-W-30 は柱鉄骨フランジと WM がほぼ同時に降伏したためと考えられる。SC/S-3-W-30 は剛性低下した後も耐力が上がり続け、 $cR=26$ に水平加力アクチュエータの加力限界に達し実験を終了したが、この時点で耐力の上昇はほぼ横ばいであり、 $cR=26$ の時の耐力を最大耐力とみなした。最大耐力以降は SC/S-3-W-30 を除いた 2 体ともほとんど同じに推移し、同様の挙動を示した。 $cR=35$ 以降 SC/S-2-W-30 の耐力が SRC/S-1-30 をわずかに上回っているが、これは鉄骨形状の違いと先に述べたコンクリート強度の差が影響していると考えられる。

(補強方法の影響を見るために SC/S-3-W-30, SC/S-3-H-30, SC/S-3-30 を比較する)。SC/S-3-H-30 と SC/S-3-30 は $cR=10$ 付近で剛性低下が始まった。SC/S-3-H-30 は剛性、最大耐力共に SC/S-3-W-30 と非常に良く似た挙動を示した。 $cR=35$ 以降に耐力低下が見られるのは、鉄骨フランジの座屈などにより、コンクリートが面外方

向に押されて、剥落が進行した事が原因であると考えられる。SC/S-3-30は $cR=10$ 以降急激な剛性低下をしているのにも関わらず、緩やかではあるが耐力が上昇し続け、 $cR=35$ で最大耐力に達している。これは $cR=10$ 付近でかぶりコンクリートが鉄骨から剥離し、その後剥落が顕著になったがウェブと幅広フランジで囲まれた断面積の大きいコアコンクリートが応力を負担している為であると考えられる。

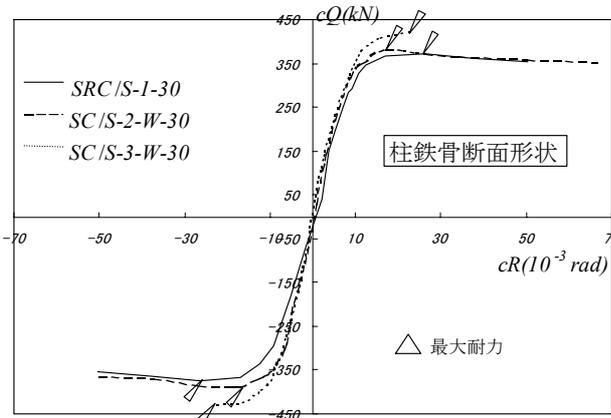


図-5 柱せん断力(cQ)-層間変形角関係(cR)(1)

3. 3 せん断耐力

図-5に各種設計式による終局せん断耐力計算値と実験値の比3.3較,表-5にせん断耐力計算式一覧,表-6に耐力一覧を示す。SRC/S-1-30は接合部せん断破壊したので,接合部せん断耐力を計算値と比較する。AIJ式¹⁾,著者提案修正式²⁾の計算値との対応は良くなかった。これはパネル部のせん断補強筋が直交方向に定着されていなく,効果的なせん断補強効果が十分に発揮されなかったと考えられる。

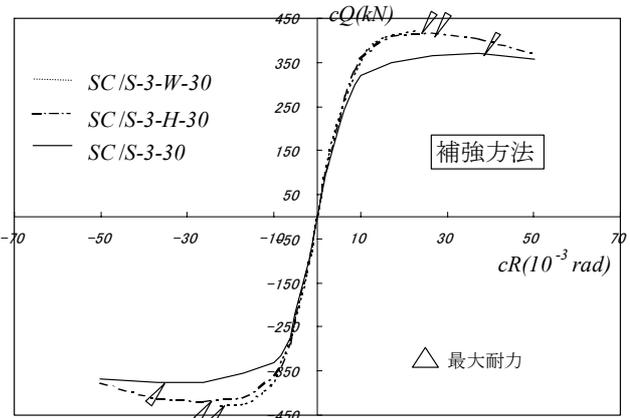


図-6 柱せん断力(cQ)-層間変形角関係(cR)(2)

表-5 せん断耐力計算式一覧(いずれの耐力も柱せん断力に換算している)

| | |
|--|--|
| <p>柱終局せん断耐力(AIJ式) …(1)式</p> $cQ_u = \frac{Q_u}{RC} + \frac{Q_u}{steel}$ $sQ_u = \min(sQ_{sU1}, sQ_{bU})$ $rQ_u = \min(rQ_{sU1}, rQ_{sU2}, rQ_{bU})$ $sQ_{bU} = \Sigma(M_U / h_e) = 2_s M_U / h_e$ $rQ_{sU2} = \frac{7}{8} c b_c d (F_s \cdot b' / c b + p_w \cdot r_w \sigma_y)$ | <p>sQ_{sU1}: 鉄骨の曲げ崩壊によって決まる終局せん断耐力(kN) rQ_{sU2}: 付着割裂により決まる終局せん断耐力(kN) sM_U: S部分の柱終局曲げモーメント(MPa) h_e: 柱内法長さ(mm) b': フランジ位置でのコンクリートの有効幅(mm) $c b, c d$: 柱幅、柱の有効せい(mm) F_s: コンクリートせん断強度(MPa) $r_w \sigma_y$: せん断補強筋の降伏応力度(MPa) p_w: 柱せん断補強筋比 $r_c Q_j$: 柱梁接合部コンクリートのせん断力(kN) $w Q_j$: 接合部鉄骨ウェブのせん断力(kN) $f Q_j$: 接合部鉄骨直交フランジのせん断力(kN) $f_r Q_j$: 鉄骨枠効果せん断力(kN) $c V_e$: コンクリートパネル有効体積(mm³) $s V$: パネル内のウェブ及びその他の断抵抗に有効な鉄骨体積(mm³) $f F_s$: コンクリートせん断強度(MPa) $s \sigma_y, r_w \sigma_y$: 鉄骨、せん断補強筋の降伏応力度(MPa) p_w: 接合部せん断補強筋比 $f \delta$: 接合部形状による係数(十字形; $\delta = 3$) h: 柱高(mm) l: 梁スパン(mm) $m c d$: 柱主筋間距離(mm) $s_B d$: 鉄骨フランジ間距離(mm)</p> |
| <p>接合部終局せん断耐力(AIJ式) …(2)式</p> $Q_{ju} = \sum_j M_u / s_B d$ $j M_u = \underbrace{c V_e (F_s \cdot j \delta + p_w r_w \sigma_y)}_{RC} + \underbrace{\frac{1.2_s V_s \sigma_y}{\sqrt{3}}}_{steel}$ | |
| <p>柱せん断力換算式</p> $c Q_u = Q_{ju} / \left\{ \frac{(l - m c d) \cdot h}{s_B d} - 1 \right\}$ | |
| <p>接合部終局せん断耐力(著者提案修正式) …(3)式</p> $Q_{ju} = \frac{r_c Q_j}{RC} + \frac{w Q_j}{web} + \frac{0.9_f Q_j}{flange} + \frac{0.5_{fr} Q_j}{frame}$ $r_c Q_j = 0.84 c A \cdot \sigma_B^{0.81}$ $f Q_j = 2 \cdot \frac{j_f \sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot s A_f$ $f_r Q_j = \frac{\alpha \cdot b_{fr} \cdot c \cdot t_{fr} \cdot B \cdot t_{fr} \cdot \sigma_y}{4} \cdot \frac{1}{s_B d}$ $w Q_j = \frac{j_w \sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot s A_w$ | |

※梁S造には梁主筋が存在しないため、梁主筋間距離の代わりに梁フランジ間距離を用いている。

※ワイヤーメッシュは縦筋を主筋として、横筋をせん断補強筋として計算した。

表-6 耐力一覧

| 単位 | 実験値($exp.CQ_u$) | | せん断破壊部位 | 接合部せん断終局耐力($cal.CQ_u$) | | 柱終局耐力($cal.CQ_u$) | | $exp.CQ_u/cal.CQ_u$ | | | |
|---------------|-------------------|-----------|---------|----------------------------|-------------------------|---------------------|-----------|---------------------|------|------------|------|
| | 正加力 kN | 負加力 kN | | AIJ規準式 ¹⁾ kN | 修正式 ²⁾ kN | 曲げ kN | せん断 kN | 正加力 | | 負加力 | |
| | | | | | | | | AIJ | 修正式 | AIJ | 修正式 |
| A SRC/S-1-30 | 372 | 375 | 接合部 | 472 (451) | 517 | 753 | 347 | 0.79 (0.82) | 0.72 | 0.79(0.83) | 0.73 |
| B SC/S-2-W-30 | 382 | 389 | 柱 | 556 | 676 | 802 | 319 | 1.20 | — | 1.22 | — |
| C SC/S-3-W-30 | 423 | 429 | 柱 | 584 | 568 | 865 | 381 | 1.11 | — | 1.13 | — |
| D SC/S-3-H-30 | 419 | 419 | 柱 | 561 | 540 | 941 | 373 | 1.12 | — | 1.12 | — |
| E SC/S-3-30 | 369 | 376 | 柱 | 541 | 528 | 794 | 328 | 1.13 | — | 1.15 | — |

※()内の数字は接合部せん断補強筋がせん断抵抗性能を発揮しなかった場合の耐力である。
 ※SRC/S-1-30は接合部せん断耐力、残り4体は柱せん断耐力で比較している。

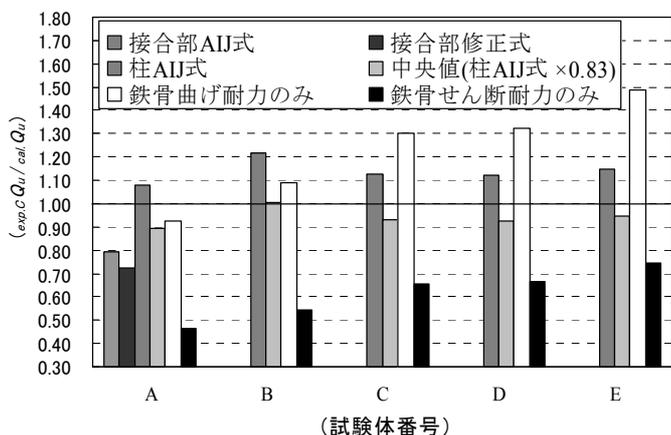


図-7 各試験体の実験値と計算値の比較

また、柱せん断終局耐力の(1)式による計算値は実験値より大きく算出されるが、(1)式は既往の実験データの下限值を表しているので¹⁾0.83 を乗じた中央値で表すと逆に実験値より低くなる。従って、柱端部のせん断破壊が接合部の早期のせん断破壊を招いたものとみなすこともできる。同様の補強方法であるSC/S-3-H-30 は接合部のせん断補強筋量は同じであるが、柱部の鉄筋量が少ないために柱で破壊が生じたと考えられる。したがってSC/S-2-W-30,SC/S-3-W-30,SC/S-3-H-30, SC/S-3-30 は柱せん断破壊したので、柱終局せん断耐力と実験値を比較する。4 体とも AIJ 式の耐力は安全側に評価している。

AIJ の SRC 規準によると既往の実験値は柱終局せん断耐力の計算値を平均的に 2 割程度上回るといふ統計結果があるので(最大耐力実験値/計算値=1.212)、この結果から図-7 の実験値と計算値の対応は良いことが分かる。

4. 結語

柱補強筋の簡易化と柱鉄骨断面形状の改善によって施工性を高めた柱 SRC 梁 S 架構に関する

実験的検討を目的に水平加力実験を行なった結果、以下の知見を得た。

- 1) 柱の補強筋に用いたワイヤーメッシュ(SC/S-2-W-30)は従来の SRC 用鉄筋組み(SRC/S-1-30)と比較して模型では施工が容易であり、加えて柱鉄骨ウェブせいを大きくすることにより、せん断抵抗性能とコンクリートの拘束効果は従来型 SRC 造と概ね等しい。
- 2) 柱鉄骨ウェブせいとフランジ幅を大きくし、簡易型の柱補強筋を配した SC 試験体(SC/S-3-W-30, SC/S-3-H-30)が、SRC 基準試験体よりも高い耐力を持ち、無筋 SC 試験体(SC/S-3-30)でもほぼ同程度の耐力を示した。このことは、フランジを大きくした断面形状が曲げ抵抗性能向上やコンクリートの拘束効果に有効であると考えられる。しかしフランジを大きくし、かぶりコンクリートが薄くなると打設時にジャンカが出来やすくなり、施工性が悪くなる場合もある。
- 3) 終局せん断耐力の算定については柱部の評価は比較的よい対応をした。柱のせん断破壊と連動した接合部の耐力評価については施工法を含めて、検討の余地がある。

謝辞

試験体の補修にあたり、(株)北海道サンキットに多大なご協力を頂いた。記して謝意とする。

参考文献

- 1) 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」2001
- 2) 原藤 清佳, 北野 敦則ほか：施工性向上させた SRC 造内部柱梁接合部のせん断抵抗性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.1225~1300, 2005