

論文 ふさぎ板形式の梁貫通型鉄筋コンクリート柱鉄骨梁構造柱梁接合部におけるコンクリート有効幅に関する実験的検討

徐 旭*1・北野 敦則*2・石田 圭*3

要旨：鉄筋コンクリート柱鉄骨梁構造における鉄骨梁フランジ幅の違いが柱梁接合部の終局せん断耐力に与える影響を調べるため、柱幅と梁幅を実験変数としたふさぎ板形式の梁貫通型鉄筋コンクリート柱鉄骨梁構造柱梁接合部十字形試験体を製作し加力試験を行った。その結果、鉄骨梁フランジ幅が大きくなると、柱梁接合部の終局せん断耐力が大きくなることが分かった。実験結果からコンクリートが負担するせん断耐力を算出して検討を行い、接合部のコンクリート有効幅を修正することで、現行の RCS 指針式より終局せん断耐力精度をよく評価できることを明らかにした。

キーワード：RCS 構造、柱梁接合部、コンクリート有効幅、ふさぎ板、鉄骨梁フランジ幅

1. はじめに

材料の力学的特性を生かした鉄筋コンクリート柱鉄骨梁混合構造（以下 RCS 構造）は、大きな圧縮力を受ける柱に鉄筋コンクリート（RC）造を用い、曲げやせん断を受ける梁に鉄骨（S）造を用いた混合構造である。梁を S 造とすることで、RC 造に比べ大スパン化が可能となり、広い空間を確保でき、柱を RC 造とすることで、圧縮力に対する設計が S 造より有利となり、さらには純 S 造の建物に比べ剛性を高めることができる。しかしながら、その柱梁接合部の設計法はこれまでは実験や解析によりその安全性を確かめる必要があったが、2021 年 2 月に日本建築学会より「鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針」¹⁾（以下 RCS 指針）が刊行され、RCS 構造の基本的な設計方針が確立された。これにより RCS 構造の建設数は今後増加する傾向になると思われる。

RCS 指針によると、RCS 構造柱梁接合部の耐力はせん断耐力と支圧耐力のどちらか小さい方で決定され、ふさぎ板形式の場合、終局せん断耐力式では、柱梁接合部の鉄骨ウェブとコンクリートとふさぎ板のせん断耐力を累加することより算出される。その際の柱梁接合部のコンクリート有効幅については、SRC 規準式の梁が鉄骨である場合の有効幅の考え方を踏襲し、柱幅の半分としている。しかし、ふさぎ板形式を対象とした坂口の論文²⁾によると、コンクリート有効幅は、RC 柱と S 梁の断面形状の影響を受けることと、ふさぎ板により接合部のコンクリート有効幅が増加することが指摘されている。また、ASCE の RCS guidelines³⁾でも RCS 構造柱梁接合部のせん断耐力は梁幅と関係があると指摘されている。

そこで、本研究では RCS 構造柱梁接合部のコンクリート有効幅について、ふさぎ板のある梁貫通形式の十字形

柱梁接合部について実験的検討を行った。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

Fig.1 に試験体概要、**Fig.2** に各試験体断面図を示す。試験体は 3 体で、RCS1 を基準とし、RCS2 と RCS3 はそれぞれ柱幅と梁幅を実験変数とした。試験体は実大の約 1/2 スケールのふさぎ板のある梁貫通型十字形であり、柱加力点間距離は $H=2250\text{mm}$ 、梁支持点間距離は $L=3000\text{mm}$ である。柱断面 RCS1 は柱幅(B)x 柱せい(D)= $350\times 350\text{mm}$ 、RCS2 と RCS3 は $B\times D=600\times 350\text{mm}$ 、主筋は 12-D16、帯筋は 4-D10@50、ふさぎ板は PL-4.5mm、直交梁断面は BH- $320\times 110\times 4.5\times 22$ とし、試験体 RCS1、RCS-2 の鉄骨梁断面は BH- $320\times 110\times 4.5\times 22$ 、RCS-3 の鉄骨梁の断面は BH- $320\times 220\times 4.5\times 22$ とした。

2.2 使用材料

Table 1 にコンクリート、**Table 2** に鋼材の力学的性状を示す。 σ_B はコンクリートの圧縮強度、 E_c はコンクリートのヤング係数、 σ_t はコンクリート引張強度を示す。使用した鋼材はフランジに SM490B、ウェブ及びふさぎ板に SS400、柱主筋に SD345、帯筋に SD295 を用い、各試験体共通とした。

2.3 加力方法

Fig.3 に加力装置の概要を、**Fig.4** に加力制御ルールを示す。試験体の梁の支持点をピンローラー支持、下柱の支持点をピン支持とし、柱に一定の圧縮軸力 $N_c=0.2\times B\times D\times \sigma_B$ を導入後、水平ジャッキにより上柱ピン位置に正負交番繰返載荷による強制変位を与えた。初回目(層間変形角 0.002rad)以外は各サイクル 2 回の繰返し載荷とした。

*1 前橋工科大学 大学院工学研究科 環境・生命工学専攻 博士後期課程 修士(工学) (正会員)

*2 前橋工科大学 工学部環境デザイン領域 教授 博士(工学) (正会員)

*3 前橋工科大学 工学研究科建築学専攻 博士前期課程

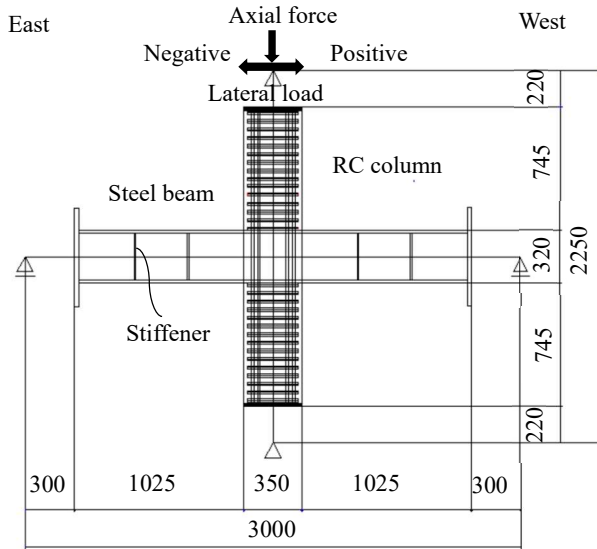


Fig.1 Outline of specimens(North side)

Table 1 Material properties of concrete

specimen	σ_B (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)
RCS1	37.4	2.31x10 ⁴	2.59
RCS2	36.5	2.37x10 ⁴	2.83
RCS3	36.3	2.37x10 ⁴	2.91

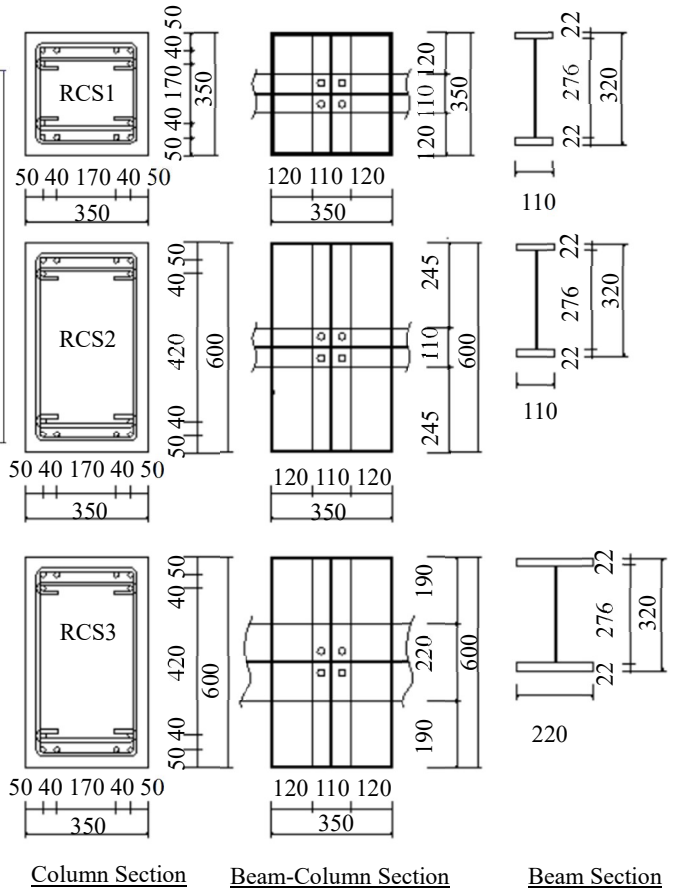


Fig.2 Details of specimen sections

Table 2 Material properties of steel

steel	Yield strength σ_y (N/mm ²)	Tensile strength σ_u (N/mm ²)	Young's modulus E_s (N/mm ²)	Elongation (%)
PL22(SM490B)	355	547	1.67x10 ⁵	23.6
PL4.5(SS400)	348	436	1.81x10 ⁵	24.7
D16(SD345)	404	587	1.86x10 ⁵	18.6
D10(SD295)	395	597	1.89x10 ⁵	24.5

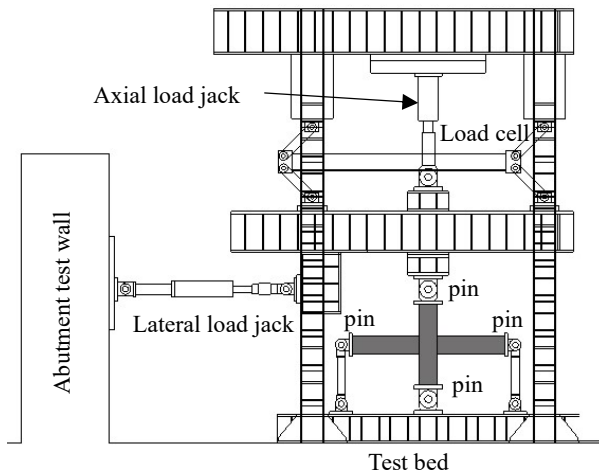


Fig.3 Test instrument

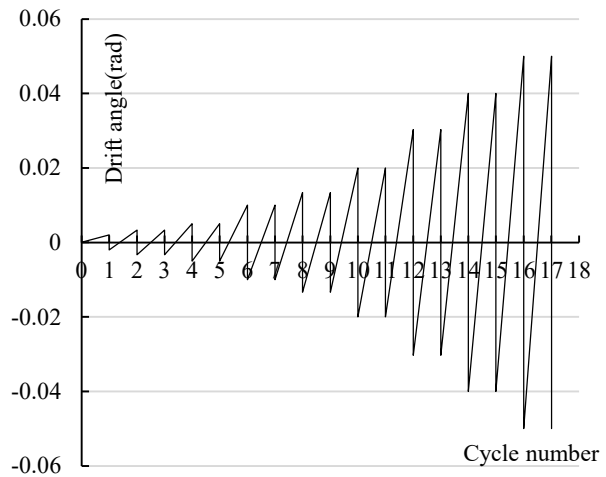


Fig.4 Loading protocol

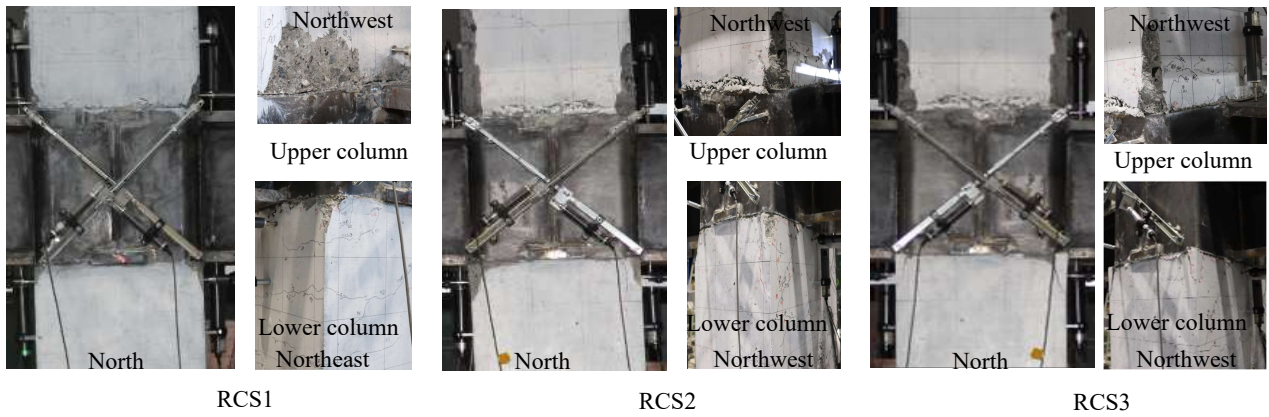


Fig.5 State of specimens at ultimate strength

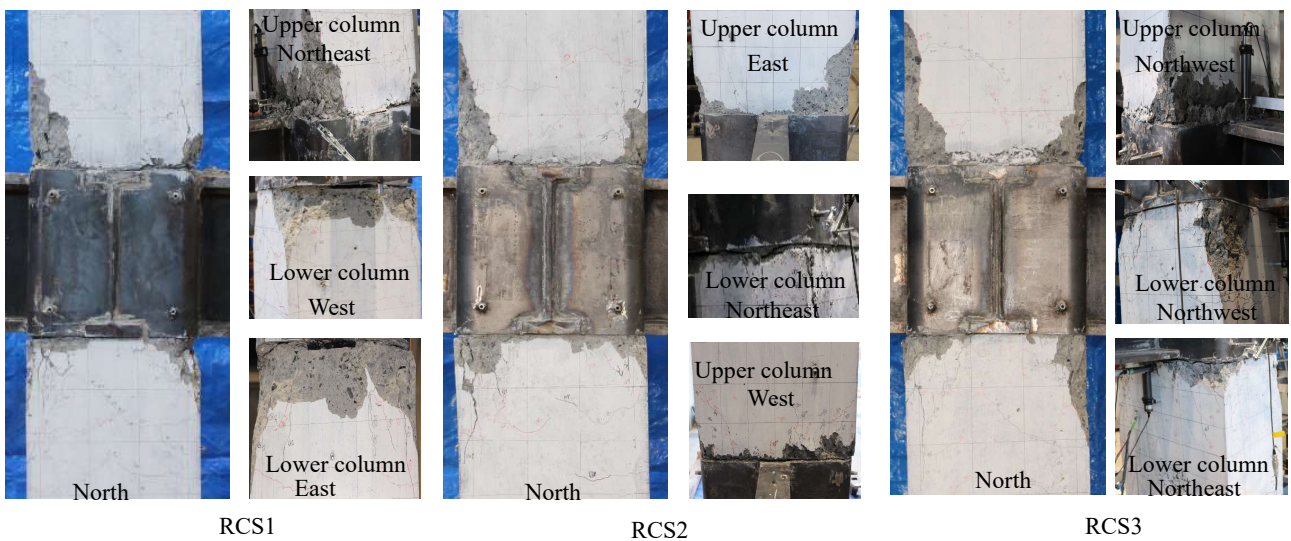
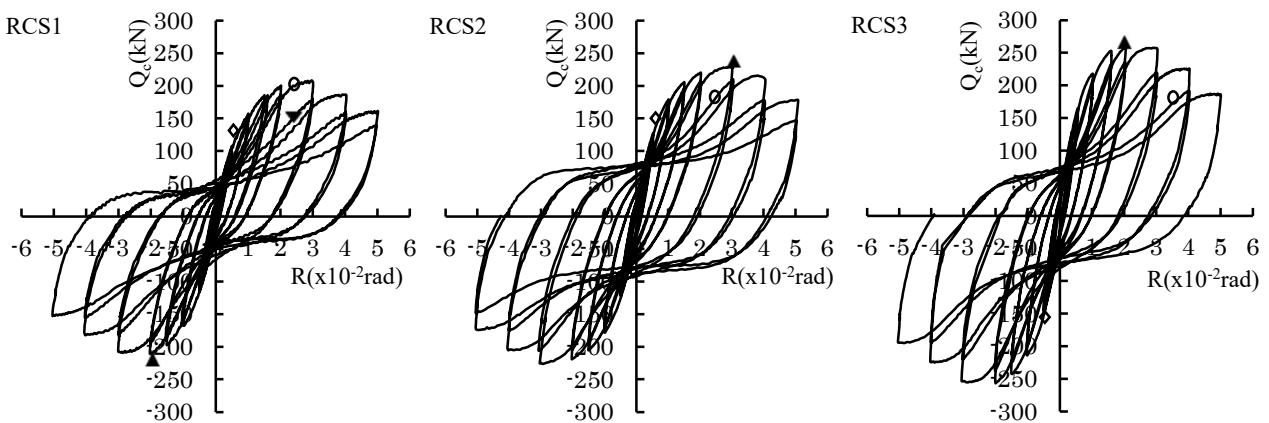


Fig.6 Final state of specimens



▲: Ultimate strength ○: Yield point of beam flange ◇: Yield point of joint web ▼: Yield point of cover plate

Fig.7 Load-displacement hysteresis relationships

3. 試験結果

3.1 破壊性状

Fig.5に各試験体の最大耐力時の破壊状況を、各試験体の最終破壊状態を Fig.6 示す。

試験体 RCS1 は層間変形角 0.003rad で上下柱付け根の

北側西端部に曲げひび割れが発生し、その後、層間変形角 0.005rad に水平に伸展した。また、層間変形角 0.01rad において上下柱の中間部でせん断ひび割れが発生し、その後、拡幅しながらに伸展した。層間変形角 0.02rad において上下柱と鉄骨梁の境界の隅角部でコンクリートが剥

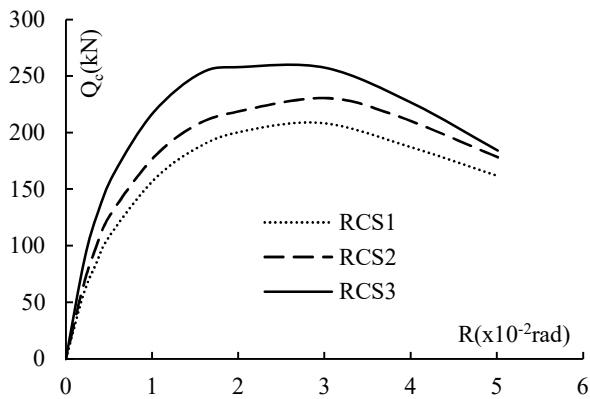


Fig.8 Envelop curves in the positive loading direction

落した。最終的に上下柱ともせん断ひび割れが多数見られた。

試験体 RCS2 は層間変形角 0.005rad で下柱と鉄骨梁の境界部分に曲げひび割れが発生し、層間変形角 0.05rad にかけて下柱中心部に伸展した。層間変形角 0.015rad で上柱下部にせん断ひび割れが発生し、その後、層間変形角 0.03rad までに上柱中心部までに伸展した。層間変形角 0.015rad において、鉄骨梁近傍のふさぎ板に若干座屈が見られた。同時に、上柱付け根と鉄骨梁の境界隅角部でコンクリートが剥落した。

試験体 RCS3 は層間変形角 0.005rad において上柱と鉄骨梁の境で曲げひび割れが発生し、その後、層間変形角 0.01rad において伸展した。層間変形角 0.015rad で中央部にせん断ひび割れが発生し、変位の増加とともに伸展した。層間変形角 0.02rad において鉄骨梁境界付近でコンクリートが剥落したが、上下柱の付け根と梁フランジの間に隙間がみられたため、支圧破壊も同時に始まったと思われる。その後、鉄骨梁フランジ付近のコンクリートの圧壊がはじまり、上下柱とふさぎ板の間の隙間が変位の増加とともに拡大したが、最終的に、柱幅全幅にわたりコンクリートが剥落した。

3.2 荷重変形関係

Fig.7 に荷重変形関係を示し、Fig.8 に正加力時の包絡線の比較を示す。縦軸は柱せん断力 Q_c (kN)を、横軸は層間変形角 $R(x10^{-2}rad)$ を示す。

履歴曲線のループ形状は、いずれの試験体も層間変形角 0.01rad から逆 S 字形となっており、最大耐力後の急激な耐力低下は見られなかった。試験体 RCS2 は層間変形角 0.03rad 時に最大耐力 231kN に達し、試験体 RCS1, RCS3 は層間変形角 0.02rad 時にそれぞれ最大耐力 210kN, 258kN 達した。フランジ幅の広い試験体 RCS3 は RCS2 と比較して、最大耐力が上昇したことが確認され、RCS2 より小さい変位で最大耐力に至った。

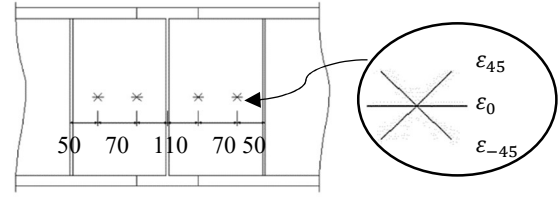


Fig.9 Details of three-element rosette strain gages

4. 各要素の負担せん断力

4.1 検討方法

コンクリートパネルの負担せん断力は最大耐力時の接合部パネルに作用するせん断力 Q_p から、鉄骨ウェブの負担せん断力 Q_w とふさぎ板の負担せん断力を Q_h 差し引いて求めた。鉄骨ウェブの負担せん断力 Q_w とふさぎ板の負担するせん断力 Q_h は貼付した三軸ゲージより計測した値を式(1), (2)により最大主応力度と最小主応力度を算出した。Fig.9 に接合部ウェブの三軸ゲージの貼付位置を示す。接合部ウェブの降伏条件の判断には、von Mises の降伏条件式(3)を用いた。式(4), (5)と式(6)を用いて接合部鉄骨ウェブのせん断力 Q_w とふさぎ板のせん断力 Q_h を算出した。各要素が負担するせん断力の結果を Table 3 に示す。 Q_{exp} は正負荷重時両方を考慮した時の実験値の最大値とした。Table 3 に示す数値は柱せん断力に換算した値である。

$$\sigma_{max} = \frac{E}{2(1-\nu^2)} \left\{ (1+\nu)(\varepsilon_{-45} + \varepsilon_{45}) + (1-\nu)\sqrt{2[(\varepsilon_{-45} - \varepsilon_0)^2 + (\varepsilon_{45} - \varepsilon_0)^2]} \right\} \quad (1)$$

$$\sigma_{min} = \frac{E}{2(1-\nu^2)} \left\{ (1+\nu)(\varepsilon_{-45} + \varepsilon_{45}) - (1-\nu)\sqrt{2[(\varepsilon_{-45} - \varepsilon_0)^2 + (\varepsilon_{45} - \varepsilon_0)^2]} \right\} \quad (2)$$

ここで：

ν : ポアソン比

E : 弾性係数 (N/mm²)

$\varepsilon_0, \varepsilon_{-45}, \varepsilon_{45}$: 三軸ゲージから測定したデータである

von Mises 降伏条件

$$\sigma_{max}^2 - \sigma_{max} \cdot \sigma_{min} + \sigma_{min}^2 = \sigma_y^2 \quad (3)$$

σ_y : PL4.5 鉄骨板のせん断降伏強度 (N/mm²)

$$\tau = (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \sin\theta \cos\theta \quad (4)$$

$$\theta = 0.5 \tan^{-1} \left\{ (\varepsilon_{45} + \varepsilon_{-45} - 2\varepsilon_0) / (\varepsilon_{-45} - \varepsilon_{45}) \right\} \quad (5)$$

接合部ウェブおよびふさぎ板が負担するせん断力

$$Q_w, Q_h = \frac{t}{s_1} \tau \quad (6)$$

ここで、

t : 接合部ウェブ、ふさぎ板の厚さ (=4.5mm)

S_l : 接合部ウェブ、ふさぎ板の断面一次モーメント

I : 接合部ウェブ、ふさぎ板の断面二次モーメント

S_l, I それぞれの単位は mm^3, mm^4 である

4.2 コンクリートの有効幅

コンクリートが負担するせん断力 Q_c から(7)式を用いて各試験体における柱梁接合部コンクリート有効幅 b_o を算出した。その結果を Table 4 に示す。

$$Q_c = b_o \cdot m_c d \cdot j F_{cs} \cdot j \delta \quad (7)$$

$$j F_{cs} = \min(0.12 F_c, 1.8 + 3.6 F_c / 100) \quad (8)$$

ここで：

b_o : コンクリートの有効幅(mm)

$m_c d$: 柱中心間距離 (mm)

$j F_{cs}$: 接合部のコンクリートのせん断強度 (N/mm^2)

$j \delta$: 柱梁接合部の形状係数(=3)

F_c : 柱梁接合部のコンクリート強度 (N/mm^2)

Table 4 により、コンクリート有効幅は梁幅の 2.14-3.45 倍となり、柱幅の 6 割以上を占めていることがわかる。特に、梁フランジ幅の広い試験体 RCS3 は柱幅の 9 割近くを占めている。

算出したコンクリート有効幅と指針による柱梁接合部のコンクリート有効幅($c_b/2$)計算値の比較を Table 5 に示

す。全試験体とも接合部有効幅は RCS 指針を大きく上回り、フランジ幅が大きくなると、有効幅も大きくなることが分かった。

4.3 考察

柱幅が同じ試験体 RCS2 と RCS3 の終局せん断耐力は RCS 指針式によると同じ値になるが、実験結果は試験体 RCS2 の終局耐力が 231kN に対し、試験体 RCS3 の終局耐力は 258kN であり、終局せん断耐力は梁フランジ幅に影響されることが分かった。

Table 3 によると全試験体とも接合部ウェブの負担するせん断力はほぼ一緒であるが、試験体 RCS1 はふさぎ板がせん断降伏したのに対し、試験体 RCS2 と試験体 RCS3 のふさぎ板はせん断降伏していなかった。柱幅を変数とした試験体 RCS1 と RCS2 より、柱幅が大きくなると、ふさぎ板の負担するせん断耐力が小さくなることが分かった。これは坂口²⁾が提案するふさぎ板形式の梁貫通型 RCS 接合部の応力伝達機構と一致する。

試験体 RCS3 と RCS2 を比較すると、試験体 RCS2 は柱梁接合部せん断破壊により終局耐力に至ったが、試験体 RCS3 は柱梁接合部せん断破壊で終局耐力に至った後、柱端部で支圧破壊が起こった。また、梁幅の広い試験体 RCS3 の方がふさぎ板の負担するせん断耐力が小さい。これは坂口²⁾が提案する応力伝達機構と矛盾する。また、吉松ら⁴⁾はフランジ幅の異なる RCS 接合部 3 体の実験を行い、梁幅の広い試験体はふさぎ板の負担する耐力が大きいとしており、今回の実験結果と逆である。しかし、吉松ら⁴⁾の研究ではコンクリートの有効幅は梁フランジ幅の範囲でしか有効ではなかったため、フランジ幅より外側のコンクリートはほぼせん断耐力を負担していないと考えられる。Table 4 により、本研究では、試験体 RCS1、RCS2、RCS3 のフランジ幅は 110mm、110mm、220mm に対し、それぞれの接合部コンクリートの有効幅は 235mm、380mm、547mm となり、全試験体とも梁フランジ幅の 2 倍を上回った。したがって、フランジ幅より外側のコンクリートもせん断耐力を負担していると考えられる。そのため、柱幅が同じ場合は、フランジ幅が広がる、すなわちフランジ幅より内側のコンクリートボリュームが大きくなると、最大耐力の時に、コンクリートの負担するせん断力が大きくなり、相対的にふさぎ板の負担分が小さくなったと思われ、試験体 RCS3 のふさぎ板の負担耐力が試験体 RCS2 より小さくなった理由と考えられるが、これについては今後の検討課題である。

Table 3 よりコンクリートが負担する耐力を比較すると、終局せん断耐力時にコンクリートの負担する割合は柱幅と梁幅が広がると大きくなることがわかる。同じ柱幅である試験体 RCS2 と RCS3 を比較すると、フランジ幅が倍になると、終局せん断耐力は 1.12 倍に増えたの

Table 3 Shearing strength of every part and comparison

specimen	Q_w (kN)	Q_h (kN)	Q_c (kN)	Q_{exp} (kN)	Q_c / Q_{exp}
RCS1	65.0	62.6	82.4	210	0.392
RCS2	64.5	33.4	133	231	0.576
RCS3	64.5	3.33	190	258	0.736

Table 4 Effective concrete width

specimen	b_o (mm)	b_b (mm)	c_b (mm)	b_o / b_b	b_o / c_b
RCS1	235	110	350	2.14	0.671
RCS2	380		600	3.45	0.633
RCS3	547	220	600	2.49	0.912

注釈) c_b : RC 柱幅(mm), b_b : 鉄骨梁フランジ幅(mm)

Table 5 Comparison of concrete width

specimen	b_o	$c_b/2$	b'_o	$(c_b/2)/b_o$	b'_o/b_o
RCS1	235	175	230	0.745	0.979
RCS2	380	300	355	0.789	0.934
RCS3	547		410	0.548	0.750

注釈) b'_o : SRC 規準の梁が SRC の場合の有効幅(mm)

に対し、コンクリートの負担耐力は 1.44 倍増えた。これはフランジ幅が大きくなると、コンクリートの負担するせん断耐力が大きくなることを示している。

したがって、梁鉄骨フランジ幅が柱梁接合部終局せん断耐力に与える影響を考慮するため、柱梁接合部コンクリート有効幅を SRC 規準の「梁が SRC の場合」の有効幅の式(9)に修正した。修正した有効幅の計算値を接合部コンクリートの有効幅と RCS 指針に従って算出したコンクリートの有効幅を **Table 5** に合わせて示す。

SRC 規準式 (梁が SRC の場合)

$$b'_o = (b_b + c_b)/2 \quad (9)$$

Table 5 によると、柱梁接合部コンクリート有効幅は RCS 指針の有効幅を用いると RCS1 が 0.745, RCS2 が 0.789 と RCS3 が 0.548 しか評価できないに対し、SRC 規準式の有効幅を用いるとそれぞれが 0.979, 0.934 と 0.750 となり、梁幅を考慮した式のほうが精度よく評価できることが分かった。

4.4 最大耐力実験値と終局耐力計算値の比較

検討用パネルモーメントに換算した柱梁接合部の終局せん断耐力 JM_{su} を式(10)に示す。

RCS 指針式：

$$JM_{su} = c_b/2 \cdot m_c d \cdot s_{BD} \cdot j F_{cs} \cdot j \delta + j_w t \cdot s_c d \cdot s_{BD} \cdot$$

$$\frac{j_s \sigma_y}{\sqrt{3}} + \eta \cdot c_d \cdot 2 \cdot h_t \cdot s_{BD} \cdot \frac{h \sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (10)$$

ここで：

c_b, c_d ：それぞれ RC 柱断面の幅およびせい (mm)

s_{BD} ：鉄骨梁フランジの中心間距離(mm)

$s_c d$ ：柱梁接合部の有効せい(mm)

$j_w t$ ：柱梁接合部の鉄骨ウェブの板厚(mm)

$j_s \sigma_y$ ：柱梁接合部の鉄骨ウェブの材料強度 (N/mm²)

η ：ふさぎ板のせん断耐力の低減係数 (=0.5)

$h \sigma_y$ ：ふさぎ板の材料強度 (N/mm²)

各試験体の最大耐力実験値と終局耐力計算値を比較して **Table 6** に示す。 Q_{cal1} は現 RCS 指針式を、 Q_{cal2} は修正した有効幅で計算した計算値である。 Q_{cal2} は計算する際に、接合部のコンクリート有効幅を式(10)を用いて、すなわち、 $c_b/2$ を $(b_b+c_b)/2$ に置き換えて式(9)に代入し算定した。

Table 6 によると、計算値に対する実験値の比 (実験値/計算値) は、現 RCS 指針式で 1.10-1.26, 修正した有効幅で 1.00-1.13 となり、修正式の方が実験結果との対応がよい。

Table 6 Comparison of shear strength

specimen	Q_{exp} (kN)	Q_{cal1} (kN)	Q_{cal2} (kN)	Q_{exp}/Q_{cal1}	Q_{exp}/Q_{cal2}
RCS1	210	167	187	1.26	1.13
RCS2	231	210	229	1.10	1.00
RCS3	258		248	1.23	1.04

5. おわりに

柱幅と梁幅を変数としたふさぎ板形式の梁貫通型 RCS 構造柱梁接合部の加力実験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) RCS 構造柱梁接合部の最大耐力は梁鉄骨フランジ幅の影響を受け、梁鉄骨フランジ幅が大きくなると、柱梁接合部終局せん断耐力が大きくなる。
- 2) 梁幅の影響を考慮したコンクリート有効幅により計算した柱梁接合部の終局せん断耐力は RCS 指針式よりせん断耐力を精度よく評価できることが分かった。
- 3) 従来の研究では、フランジ幅が大きくなると、ふさぎ板の負担するせん断耐力も大きくなると考えられるが、今回の実験では逆の現象が見られたため、今後の検討課題である。

謝辞

本研究に用いた試験体の鉄骨製作においては株式会社 鐵建様に多大なる協力をしていただきました。また、実験の製作から加力試験まで、前橋工科大学卒論生および院生にたくさんの協力をいただいたことに記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針，2021
- 2) 坂口昇：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルせん断耐力，日本建築学会構造系報告集，第 428 号，pp, 69-78, 1991.10
- 3) ASCE Task Committee: Guidelines for design of joints between steel beams and reinforced concrete columns, J. Struc. Engrg., ASCE, Vol.120, No.8, pp.2330-2357, 1994
- 4) 吉松賢二, 河口俊郎, 濱田真：柱 RC・梁 S 混合構造の接合部に関する実験的研究(その 1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.1641-1646, 1994