

柱梁接合部内梁継手に現場混用接合を用いた鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構の構造性能

西山 恒平 (技術研究所) 佐川 隆之 (技術研究所) 石井 大吾 (技術研究所) 山野辺 宏治 (技術研究所) 村上 信 (設計本部) 渡辺 泰志 (設計本部)

Structural Behavior of Composite Frame System of Reinforced Concrete Columns and Steel Beams with Connections Consisting of Welded-Flanges and Bolted-Webs

Kohei Nishiyama, Takayuki Sagawa, Daigo Ishii, Koji Yamanobe
Makoto Murakami and Yasushi Watanabe

当社開発の混合構造 RCSS 構法を対象として、柱梁接合部内で直交する鉄骨梁を従来の工場溶接接合（梁フランジ完全溶け込み溶接、梁ウェブ隅肉溶接）から現場混用接合（梁フランジ現場溶接、梁ウェブ高力ボルト接合）とした接合形式を適用範囲に加えるため構造実験を実施し、構造性能を確認した。従来の設計体系を基に、現場混用接合を用いることによる耐力低下を考慮する係数を新たに導入し、柱梁接合部の耐力を評価した。

In order to extend the application of the conventional composite frame system (RCSS) with beam-column joints consisting of full-penetration-welded flanges and fillet-welded web, the structural behaviors of a composite frame consisting of reinforced concrete columns and steel beams (with beam-column joints consisting of site-welded-flanges and bolted-web connections) are experimentally investigated. Experimental shear strength for beam-column joints can be predicted based on the conventional seismic design methods by introducing reduction coefficients for the welded-flange and bolted-web connections.

1. はじめに

当社開発の RCSS 構法¹⁾⁷⁾は、圧縮に強い鉄筋コンクリート造柱(RC柱)と、大スパン化が可能となる鉄骨梁(S梁)で構成される混合構造である。当該構法の生産性向上のため、使用材料の高強度化⁴⁾や柱梁断面せい比の拡大⁵⁾、段差梁への対応⁶⁾、ふさぎ板とS梁間の接合形式に高力ボルト接合を加える⁷⁾等の改良が行われてきた。

従来、接合部内で直交するS梁間の接合においては、梁フランジ完全溶け込み溶接・梁ウェブ隅肉溶接接合(工場溶接接合)する形式としていた。本報では、梁フランジ現場溶接・梁ウェブ高力ボルト接合(現場混用接合)に変更した接合部(図-1)を提案する。S梁間の接合を現場混用接合とすることで、RCSS 構法柱梁接合部の現場での組立てが可能となる。また、現場混用接合を用いることで、鉄骨製作工場での工数の削減と製作可能な工場の範囲拡大にもつながり、総合的な製作コストの低減が期待できる。

本報では、提案する現場混用接合を用いた接合部を対象に構造実験を実施し、構造性能を確認した結果について述べる。また実験結果に基づいて、現場混用接合を用いた場合の柱梁接合部に対する修正設計式を提案する。

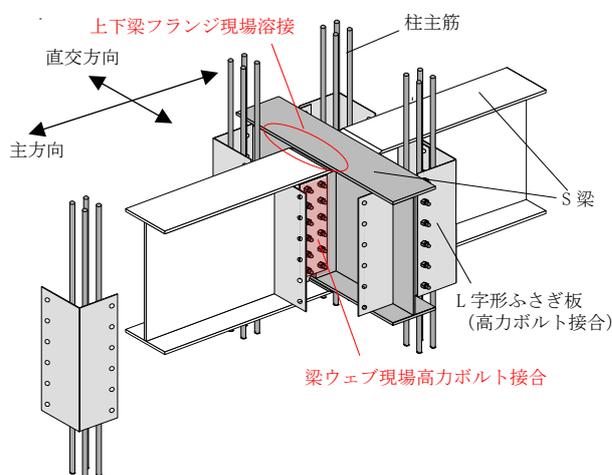


図-1 提案する柱梁接合部

2. 構造性能確認実験

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に、代表的な試験体の形状および柱断面を図-2に示す。試験体は柱と梁の反曲点位置までモデル化した1/2スケールの十字形部分架構とした。柱断面寸法は600×600mmで、柱主筋は16-D25(SD490)、柱せん断補強筋は2-D10@65(SHD685)を用い、各試験体で共通である。接合部周囲のふさぎ板はL字形ふさぎ板PL-3.2(SS400)を、鉄骨梁に隅肉溶接したガセットプレートと高力ボルト6-M16(S10T)で接合した。ふさぎ板高力ボルト接合部の設計は、ふさぎ板の短期せん断耐力以上のすべり耐力を確保できるように高力ボルトの本数を決定している。実験変数はコンクリート強度、接合部内S梁ウェブ高力ボルト接合部のボルト本数(9本、6本)、破壊形式(接合部先行降伏:No.1~No.4、梁先行降伏:No.5、No.6)である。梁先行降伏試験体では鉄骨梁フランジの降伏を先行させるため、梁フランジ板厚を12mmとした。

なお、接合部内梁ウェブ高力ボルトの本数 n は次の(1)式より決定した。

$$n \cdot b q_s = r_b \cdot d_w \cdot t_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{3} \quad (1)$$

ここで、 bq_s : 高力ボルトの短期許容せん断耐力(1本分)、 d_w : 梁ウェブ高さ、 t_w : 梁ウェブ板厚、 σ_{wy} : 梁ウェブ降伏応力、 r_b : 高力ボルト本数を定める変数である。 $r_b=1$ の時 $n=9$ 、 $r_b=2/3$ の時 $n=6$ となる。

接合部内梁ウェブ高力ボルト接合部の詳細を図-3に示す。接合形式は添板 PL-6(SN490B)を2枚使用した二面摩擦接合とした。

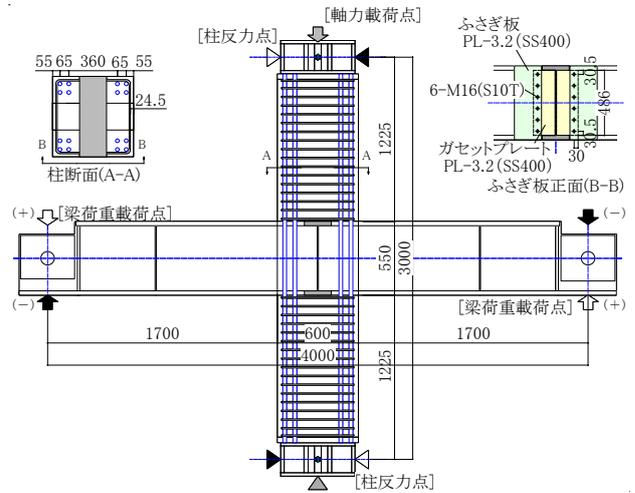


図-2 試験体形状

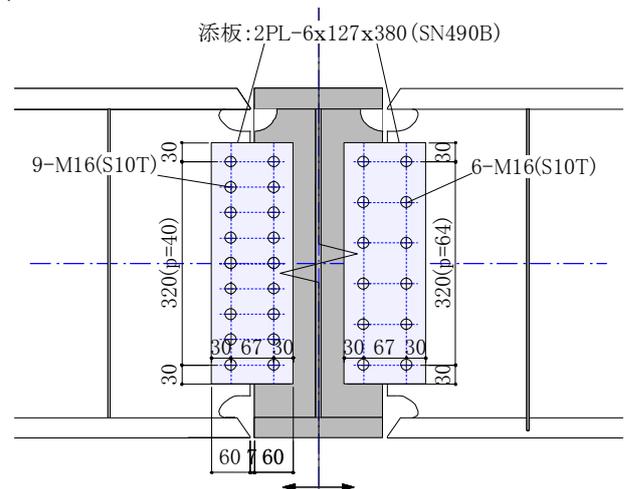


図-3 梁ウェブ高力ボルト接合部詳細

表-1 試験体一覧

試験体	RC柱		S梁	梁ウェブボルト接合	実験時コンクリート諸元			備考
	軸力比	設計基準強度 Fc(N/mm ²)			梁断面	ボルト本数 (r_b)	弾性係数 (kN/mm ²)	
No1	0.18	30	BH-550 x200x9x32 (SN490B)	9-M16 (1)	28.2	0.21	35.0	標準試験体
No2		30		6-M16 (2/3)	28.1	0.20	33.8	ボルト本数減
No3		30		直交梁6-M16 (2/3)	28.8	0.19	34.7	主方向梁 接合部内貫通
No4		60		9-M16 (1)	34.9	0.22	65.7	高強度 コンクリート
No5		30	BH-550 x200x9x12 (SN490B)	9-M16 (1)	27.1	0.20	32.6	梁先行降伏
No6		30		6-M16 (2/3)	27.7	0.20	33.0	

2.2 加力および計測計画

加力は、上下柱の反曲点位置を想定した位置を単純支持とし、軸力比0.18の一定軸力を载荷した。さらに左右梁の反曲点に上下逆方向の変位を与え、正負交番漸増繰返し载荷を行った。

変位制御に用いた層間変形角 R は、左右梁反曲点の鉛直変位を梁スパンで除すことで求めた(図-4)。加力は、 $R=0.125\%$ を正負1回、 $R=0.25、0.5、1.0、1.5、2.0\%$ を正負2回ずつ、 $R=3.0\%$ を正負1回、 $R=5.0\%$ まで载荷を行い、終了とした。試験体の接合部パネル周辺のひずみ計測位置を図-5に示す。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係および破壊経過

柱せん断力-層間変形角(Q_c-R)関係を図-6に、加力終了後の状態を写真-1に示す。接合部先行降伏試験体(試験体 No.1~No.4)で共通して、 $R=0.5\%$ で柱に曲げひび割れが生じ、 $R=1.0\%$ で梁フランジ周囲においてコンクリートの剥落、 $R=3.0\%$ で接合部上下の柱頭柱脚部コンクリートの支圧ひび割れが確認できた。ひずみゲージによる計測結果から、

$R=0.3\sim 0.45\%$ で梁フランジ降伏に先行して接合部ウェブがせん断降伏し、 $R=0.8\sim 0.9\%$ でふさぎ板がせん断降伏したことが確認できた。試験体 No.1では正負ともに $R=1.5\%$ で最大耐力に至り、No.2は正側 $R=3.0\%$ 、負側 $R=1.5\%$ で最大耐力に至った。試験体 No.3と No.4では正負ともに $R=3.0\%$ で最大耐力に至った。なお、試験体 No.4では柱コンクリートの損傷が激しく、 $R=3.0\%$ までの加力で終了とした。

梁先行降伏試験体(試験体 No.5、6)では共通して、 $R=0.25\%$ で継手部梁フランジが降伏し、 $R=0.45\%$ で接合部ウェブがせん断降伏した。ふさぎ板のせん断降伏は $R=1.2\sim 1.3\%$ で生じた。また、 $R=3.0\%$ 時で梁フランジ周囲の柱コンクリートの圧壊が進行し、圧縮側梁フランジには軽微な局部座屈の性状(写真-1(c))が確認できた。試験体 No.5では正側 $R=5.0\%$ で、負側 $R=3.0\%$ で最大耐力に至った。試験体 No.6では正負ともに $R=3.0\%$ で最大耐力に至った。両試験体ともに $R=1.5\%$ の加力で梁端全塑性耐力計算値(柱せん断力換算値)を上回った。

主方向梁端部の接合に現場混用接合を用いた試験体(試験体 No.3以外)では、ウェブせん断降伏と溶接線近傍の梁フランジ降伏が概ね同時期に発生している。溶接部近傍のスカラップ断面欠損により、梁フランジが早期かつ局部的に降伏しているものと推定される。試験体 No.1~No.3について、梁上フランジ引張時の軸方向ひずみ分布を抜粋して図-7に示す。試験体 No.1や No.2ではスカラップ近傍で梁フランジひずみが増加していることがわかる。同様に、試験体 No.5、No.6でもひずみの増加が確認できた。一方、接合部内を主方向梁が貫通しており、スカラップのない試験体 No.3ではひずみの増加は確認できなかった。

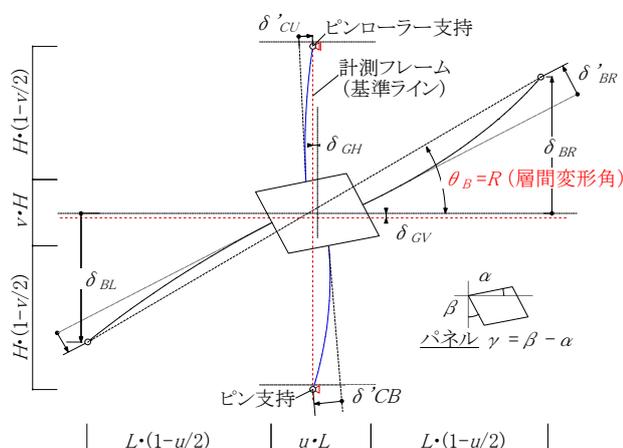


図-4 構成部位の変形状態

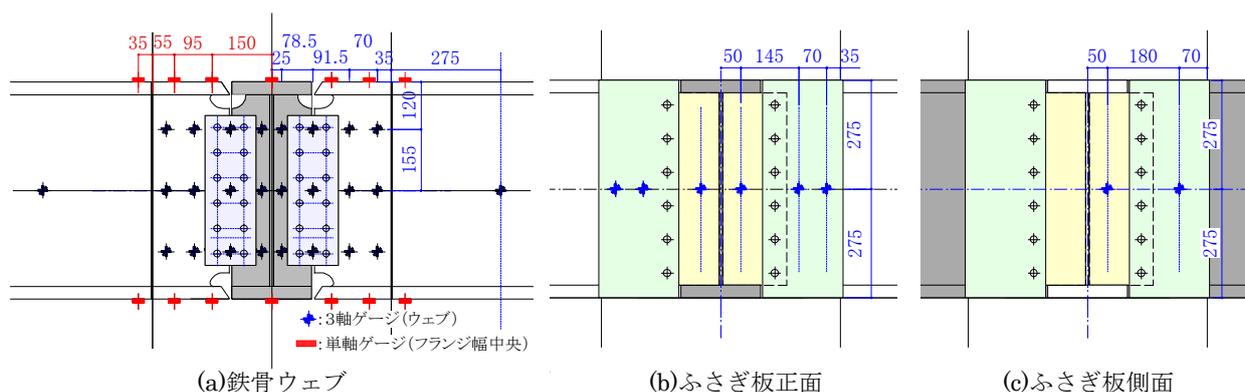
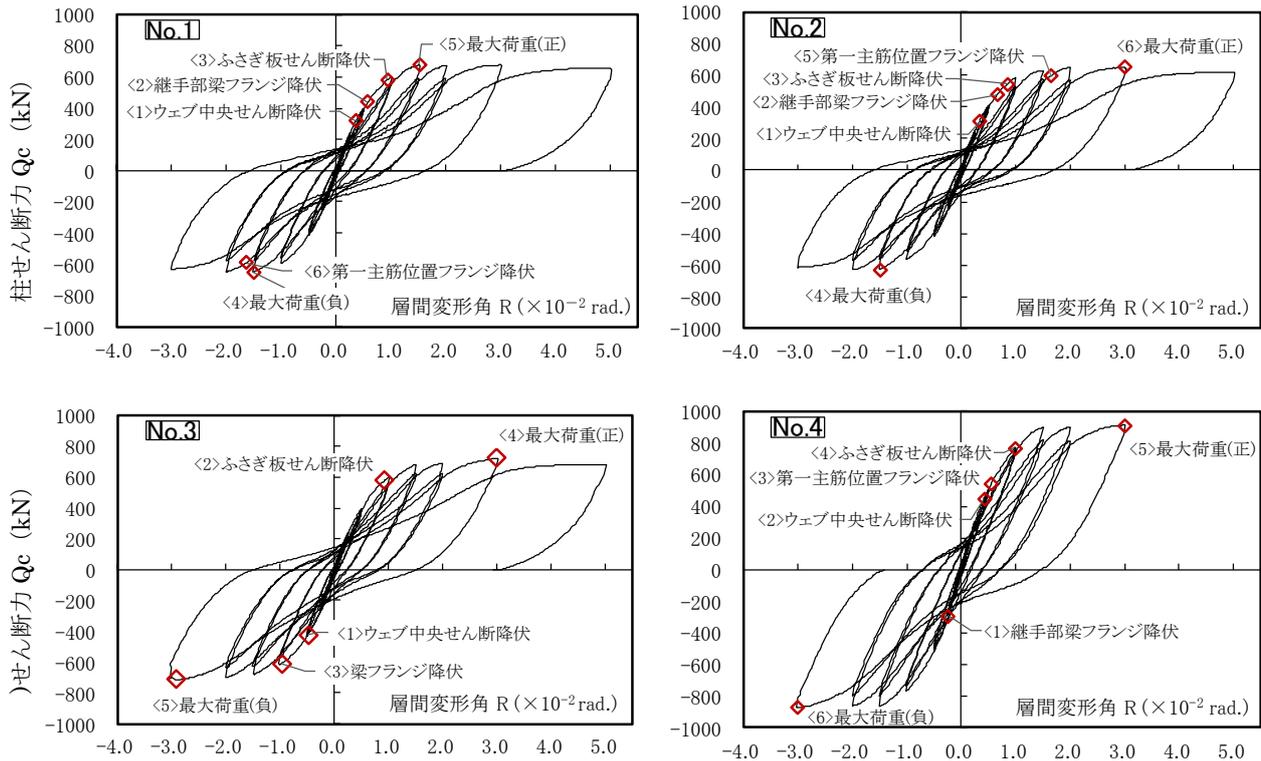
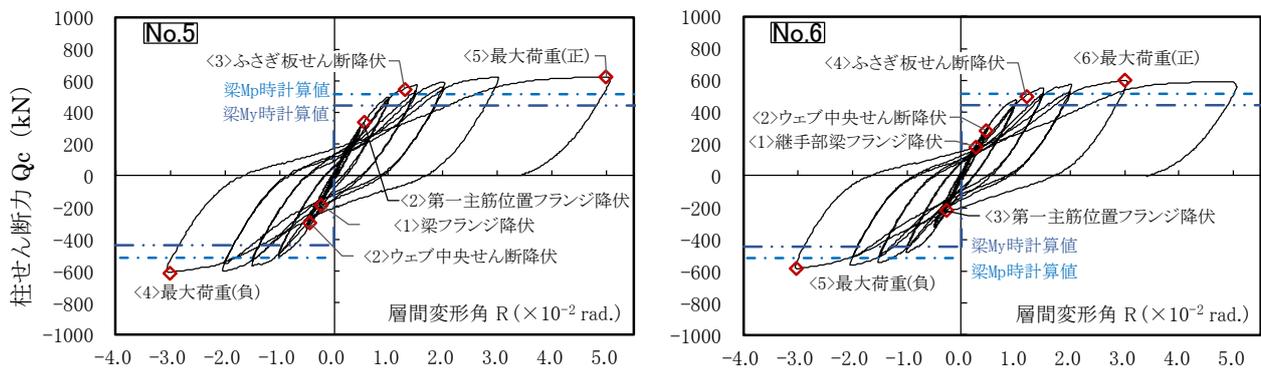


図-5 接合部パネル周辺のひずみ計測位置



(a)接合部先行降伏試験体



(b)梁先行降伏試験体

図-6 柱せん断力・層間変形角関係

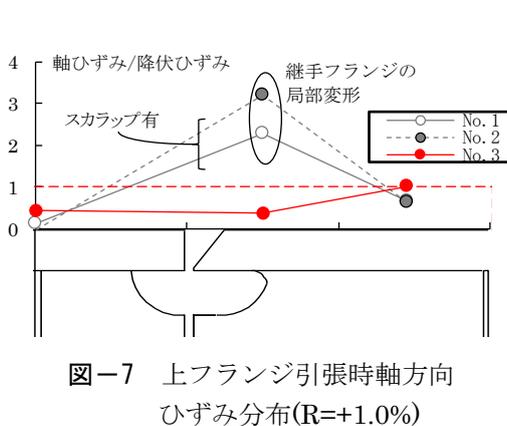


図-7 上フランジ引張時軸方向ひずみ分布($R=+1.0\%$)



写真-1 試験体の終局状況

4. 柱梁接合部の設計式の提案

4.1 せん断耐力評価式の構成と有効断面係数

接合部のせん断力を負担する要素として、鉄骨ウェブ、ふさぎ板およびコンクリートパネルを考慮する。接合部の許容せん断力は各構成要素による負担せん断力の累加として(2)式～(6)式で求められる。

鉄骨ウェブおよびふさぎ板については、計測ひずみを用いてひずみ増分理論⁸⁾に基づきせん断応力度を求める(図-9)。さらにそのせん断応力度を積分して負担せん断力を算出し、全断面有効の場合の降伏せん断力算定値で除すことで有効断面係数を求める。コンクリートパネルについては接合部に作用するせん断力より鉄骨ウェブとふさぎ板の負担分を差し引き、コンクリートパネルの負担せん断力を求める。そのせん断力を用いて、同様に有効断面係数を求めた。以上のように求めた各構成要素の有効断面係数を表-2に示す。ここで、表-2中の<org>は従来の設計式による算定結果、<exp>は実験結果を用いた算定結果であり、R=3.0% 載荷時の値を用いた。<mod>は4.2節で示す修正式を用いた算定結果である。

従来の RCSS 構法設計式^{1)~7)}

$$Q_{pi} = (M_{b1} + M_{b2})/s_d - Q_c \quad (2)$$

Q_{pi} : 接合部に作用するせん断力
 M_{b1}, M_{b2} : 左右梁の曲げモーメント
 s_d : 鉄骨梁フランジの応力中心間距離
 Q_c : 上下柱の平均せん断力

$$Q_p = Q_w + \sum Q_f + Q_{cp} \quad (3)$$

Q_p : 接合部の許容せん断力
 Q_w : 鉄骨ウェブによる負担せん断力
 $\sum Q_f$: ふさぎ板による負担せん断力
 Q_{cp} : コンクリートパネルの負担せん断力

$$Q_w = k_1 \cdot \varphi_{r1} \cdot \varphi_{fb1} \cdot \tau_w \cdot t_w \cdot D_w \quad (4)$$

k_1 : 有効断面係数、 φ_{r1} : 断面せい比に対する低減係数
 φ_{fb1} : ふさぎ板を高力ボルト接合した際のウェブの許容耐力に対する低減係数、 τ_w : ウェブせん断降伏強度
 t_w : ウェブ板厚、 D_w : 水平長さ(=D_c: 柱せい)

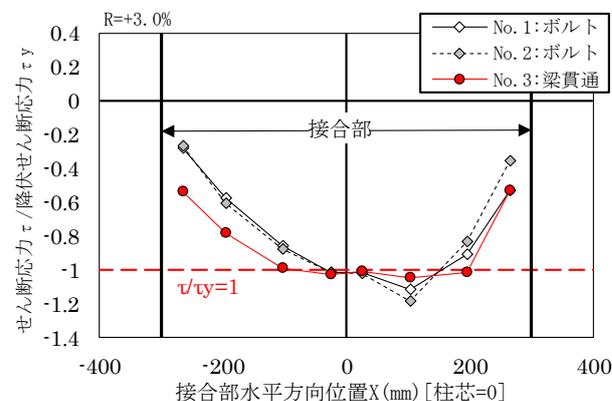
$$\sum Q_f = k_2 \cdot \alpha_f \cdot \varphi_{fb2} \cdot \tau_f \cdot t_f \cdot D_f \cdot n_f \quad (5)$$

k_2 : 有効断面係数、 α_f : 主梁せい>直交梁せいの場合のふさぎ板の基準強度に対する強度低減係数
 φ_{fb2} : ふさぎ板を高力ボルト接合した際のふさぎ板の許容耐力に対する低減係数、 τ_f : ふさぎ板せん断降伏強度
 t_f : ふさぎ板板厚、 D_f : 水平長さ(=D_c: 柱せい)
 n_f : ふさぎ板枚数(=2or1)

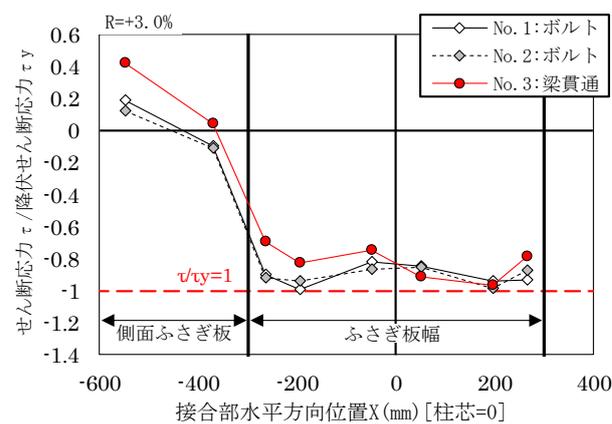
$$Q_{cp} = k_3 \cdot \varphi_{r3} \cdot \varphi_{fb3} \cdot \varphi_r \cdot \tau_c \cdot (k_0 \cdot B_c) \cdot D_c \quad (6)$$

k_3 : 有効断面係数、 φ_{r3} : 断面せい比に対する低減係数
 φ_{fb3} : ふさぎ板を高力ボルト接合した際のコンクリートパネルの許容耐力に対する低減係数
 φ_r : コンクリート強度に対する低減係数
 τ_c : コンクリートせん断強度
 k_0 : 梁が偏心している場合の低減係数
 B_c : 柱幅、 D_c : 柱せい

鉄骨ウェブの有効断面係数 k_1 については、接合部内を主方向梁が貫通している試験体 No.3 では、 $k_{1<exp>}$ は $k_{1<org>}$ とほぼ同程度であると判断できる。主方向梁に現場混用接合を用いた試験体 No.1、No.2、No.4 では $k_{1<exp>}$ は $k_{1<org>}$ より小さい。ふさぎ板の有効断面係数 k_2 についても、試



(a)鉄骨ウェブのせん断応力度分布



(b)ふさぎ板のせん断応力度分布

図-9 ウェブとふさぎ板のせん断応力度分布

表-2 各構成要素の有効断面係数

試験体		No.1	No.2	No.3	No.4	
構成要素・有効断面係数	ウェブ [k_1]	Qw(kN)	904	900	993	935
		$k_{1<exp>}$	0.722	0.734	0.794	0.763
		$k_{1<org>}$	0.786	0.781	0.784	0.882
		$k_{1<mod>}$	0.722	0.722	—	0.722
	ふさぎ板 [k_2]	$\sum Q_f$ (kN)	625	629	579	555
		$k_{2<exp>}$	0.894	0.901	0.828	0.795
		$k_{2<org>}$	0.802	0.796	0.800	0.900
		$k_{2<mod>}$	0.795	0.795	—	0.795
	コンクリートパネル [k_3]	Qcp(kN)	1213	1141	1380	2237
$k_{3<exp>}$		0.321	0.313	0.368	0.419	
$k_{3<org>}$		0.442	0.442	0.443	0.467	
	$k_{3<mod>}$	0.317	0.313	0.368	0.419	
作用せん断力(kN)	Qp<exp>*1	2742	2670	2951	3727	
許容せん断力計算値(kN)	Qp<org>*2	3372	3282	3355	4409	
	Qp<mod>*3	2656	2583	2918	3677	

*1 Qp<exp>: 接合部作用せん断力実験値(R=3.0%)

*2 Qp<org>: 従来の設計式による接合部の許容せん断力

*3 Qp<mod>: 修正した設計式による接合部の許容せん断力

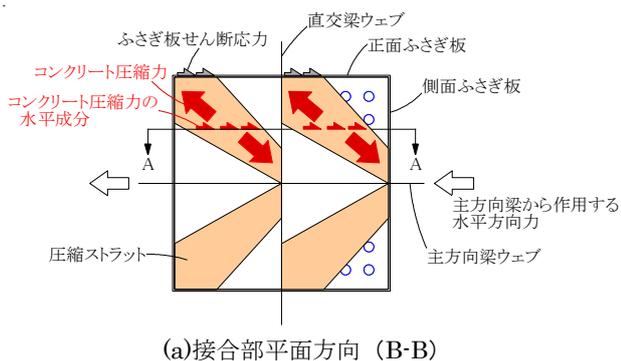
験体 No.3 では $k_2<exp>$ と $k_2<org>$ は同程度である。試験体 No.1 と No.2 では $k_2<exp>$ は $k_2<org>$ を上回っている一方で、No.4 では $k_2<exp>$ は $k_2<org>$ を下回っている。コンクリートパネルの有効断面係数 k_3 については、いずれの試験体でも $k_3<exp>$ は $k_3<org>$ を下回っている。

以上より、主方向梁に現場混用接合を用いる場合は、全ての接合部構成要素について有効断面係数を修正することとした。直交方向に現場混用接合を用いる場合は、コンクリートパネルの有効断面係数を修正した。

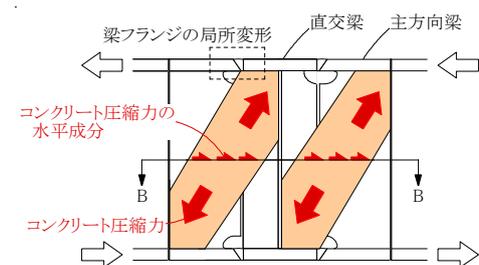
4.2 修正評価式の提案

図-9 に示すように、試験体 No.3 と比べて No.1 と No.2 の梁ウェブせん断応力度はやや低下しており、有効断面係数の修正が必要となる。一方で試験体 No.1 と No.2 の $k_1<exp>$ は同等の値である。梁ウェブ高力ボルトにすべりが生じた後、主に支圧抵抗による応力伝達機構へと移行し、最終的に $k_1<exp>$ に差が生じなかったと考えられる。

ふさぎ板とコンクリートパネル間の応力伝達について、図-10 に RCSS 構法で想定する接合部の応力伝達機構¹⁾ (平面方向、立面方向) を示す。平面方向では、主方向梁フランジから入力される水平力が、ふさぎ板と直交梁ウェブから圧縮ストラットを介してふさぎ板へ伝達される。立面方向では、主方向梁圧縮フランジと直交梁フランジ間にストラットが形成される。これらストラットの水平方向成分が k_3 に寄与する。



(a)接合部平面方向 (B-B)



(b)接合部立面方向 (A-A)

図-10 接合部の応力伝達¹⁾

主方向梁に現場混用接合を用いると、梁スカルップ断面欠損により継手部梁フランジが局部的に軸方向変形する。梁フランジの局所変形により、従来の工場溶接接合形式と比較して、相対的にコンクリートパネルのせん断変形が減少する。それに伴い、圧縮ストラットによる抵抗も減少し、 k_3 が小さくなると考えられる。同時に、ふさぎ板へ伝達される応力も減少し、 k_2 が小さくなる。

主方向梁が工場溶接接合で直交梁が現場混用接合の場合では、面外方向剛性が低下しており、コンクリートパネルのせん断変形が減少する。そのため、圧縮ストラットの抵抗が減少し、 k_3 が低下したものと考えられる。

$k_1<exp>$ はほぼ一定の値であり、ボルト本数等の影響が見られない。そのため、鉄骨ウェブの低減係数 φ_{wb1} は k_1 の算定値が一定値かつ実験値の下限 (=0.722) となるように定める。低減係数 φ_{wb1} を考慮した有効断面係数算定結果 $k_1<mod>$ を(7)式に示す。 φ_{wb1} を除く(7)式中の各係数については(4)式と同一である。

$$k_1<mod> = k_1 \cdot \varphi_{r1} \cdot \varphi_{fb1} \cdot \varphi_{wb1} = 0.722 \quad (7)$$

ここで本報の試験体では $k_1=0.9$ 、 $\varphi_{r1}=1.0$ となるため、(7)式に代入して整理し、低減係数 φ_{wb1} は φ_{fb1} との乗算で表される式として、(8)式で求められる。

$$\varphi_{fb1} \cdot \varphi_{wb1} = 0.722 / (0.9 \cdot 1.0) \cong 0.8 \quad (8)$$

ウェブと同様に、ふさぎ板の低減係数 φ_{wb2} は、有効断面係数の算定値が、概ね実験値の下限 (=0.795) で一定となるように定める。低減係数 φ_{wb2} を考慮した有効断面係数算定結果 $k_2<mod>$ を(9)式で示す。 φ_{wb2} を除く(9)式中の各係数については(5)式と同一である。

$$k_2<mod> = k_2 \cdot \alpha_f \cdot \varphi_{fb2} \cdot \varphi_{wb2} = 0.795 \quad (9)$$

本報の試験体では $k_2=0.9$ 、 $\alpha_f=1.0$ となり、(9)式に代入して整理することで、低減係数 φ_{wb2} は φ_{fb2} との乗算で表される式として(10)式で求められる。

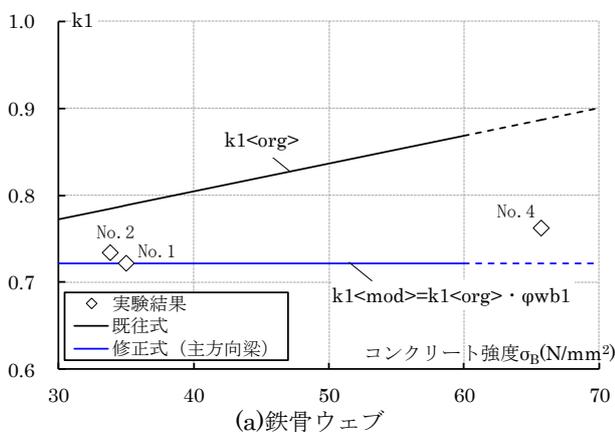
$$\varphi_{fb2} \cdot \varphi_{wb2} = 0.795 / (0.9 \cdot 1.0) \cong 0.9 \quad (10)$$

低減係数 ϕ_{wb2} はコンクリート強度や梁ウェブ高力ボルト本数等の実験変数の影響を考慮せず、本報では一律として安全側の評価となるよう定めた。

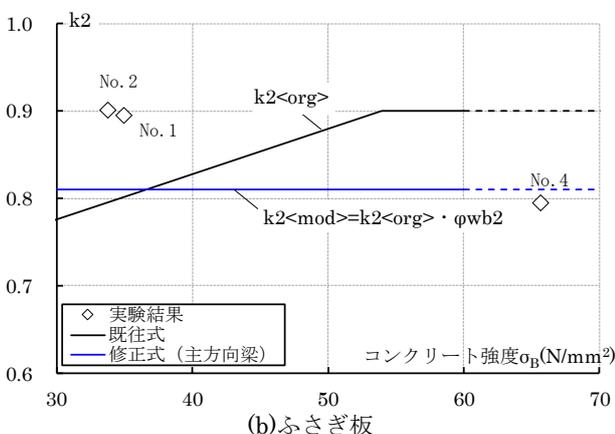
コンクリートパネルの低減係数 ϕ_{wb3} はコンクリート強度 σ_B の影響を考慮し、主方向梁に現場混用接合を用いる場合は(11)式で、直交梁に現場混用接合を用いる場合は(12)式でそれぞれ定めた。

$$\phi_{wb3} = 1 - (0.50 - 0.36 \cdot \sigma_B / 60) \quad (11)$$

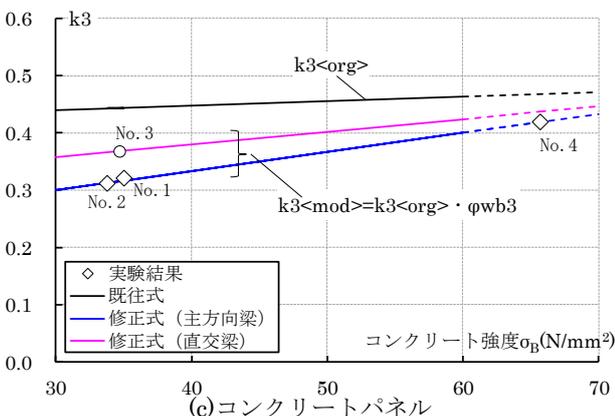
$$\phi_{wb3} = 1 - (0.29 - 0.21 \cdot \sigma_B / 60) \quad (12)$$



(a)鉄骨ウェブ



(b)ふさぎ板



(c)コンクリートパネル

図-11 有効断面係数の実験値と設計値の比較

図-11 に鉄骨ウェブ、ふさぎ板、コンクリートパネルの有効断面係数の実験結果と設計式による結果との比較を示す。低減係数を考慮することで各有効断面係数を安全側に評価できることがわかる。

7. まとめ

従来の RCSS 構法の適用拡大のため、接合部内 S 梁間の接合に現場混用接合を用いた接合部を対象に構造実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 接合部先行降伏試験体 4 体と梁先行降伏試験体 2 体はそれぞれ想定通りの破壊形式を示した。
- (2) 柱梁接合部の耐力は、主方向梁に現場混用接合を用いる場合は鉄骨ウェブ・ふさぎ板・コンクリートパネルにそれぞれ新たな耐力低減係数を考慮することで安全側に評価できる。直交梁に現場混用接合を用いる場合はコンクリートパネルに耐力低減係数を考慮することで接合部の耐力を安全側に評価できる。

<参考文献>

- 1) 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のせん断耐力、日本建築学会構造系論文集、第 428 号、pp.69-78、1991
- 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のせん断力-変形関係、日本建築学会構造系論文集、第 429 号、pp.55-64、1991
- 3) 坂口昇：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構の剛性、耐力及び変形、日本建築学会構造系論文集、第 437 号、pp.125-134、1992
- 4) 山野辺宏治、中西啓二、渡辺泰志：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構(NewRCSS 構法)の構造性能、清水建設研究報告、第 83 号、pp.11-18、2006
- 5) 佐川隆之、山野辺宏治、西谷隆之、竹田拓司：柱梁断面比が小さい鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構の構造性能、清水建設研究報告、第 91 号、pp.11-18、2014
- 6) 佐川隆之、山野辺宏治、西谷隆之、竹田拓司：梁段差を有する鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構の構造性能、清水建設研究報告、第 92 号、pp.59-68、2015
- 7) シミズ NewRCSS 構法、BCJ 評定 ST0114-04、平成 30 年 2 月 16 日
- 8) 山野辺宏治、高瀬雄一、中西啓二、小川彰宏：RCST 構法の開発(その 4)高強度材料を用いた接合部架構実験-柱内部のせん断伝達機構-、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1 分冊、pp.1255-1256、2000