

論文 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に関する実験的および解析的研究

佐川 隆之*1・山野辺 宏治*2・西谷 隆之*3・竹田 拓司*3

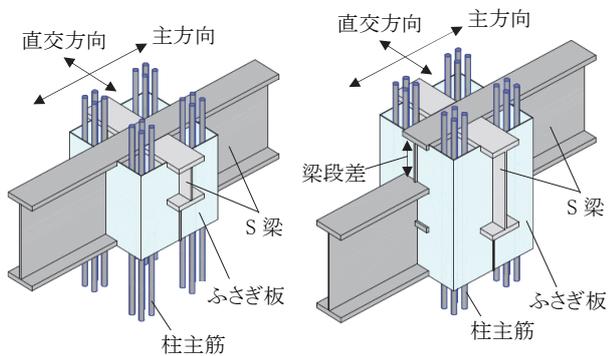
要旨：対象とする混合構造(柱 RC 梁 S 構法)の設計法における適用範囲を拡大するために、想定する主方向の梁せいと直交方向の梁せいが異なる場合および主方向の梁に段差を設けた場合の接合部を対象とした構造実験を行い、当該構法の構造性能を確認した上で、従来の設計体系を基本とし柱梁接合部の設計法を提案した。その結果、ふさぎ板のせん断降伏強度に関する項について低減係数を導入することにより、従来の柱梁接合部の設計体系との連続性が確保できた。さらに、3次元有限要素法による解析を行い、荷重変形および柱梁接合部内部の応力状態を良好に評価可能であることを確認した。

キーワード：混合構造，柱梁接合部，柱 RC 梁 S，構造実験，3次元有限要素解析，梁段差

1. はじめに

柱 RC 梁 S 構法は、圧縮に強い鉄筋コンクリート造柱と、大スパン化が可能となる鉄骨造梁で構成される混合構造である。本研究で対象とする構法¹⁾⁻⁴⁾では、想定する主方向の梁せいと直交方向の梁せいは同一とすること、主方向の梁に段差を設けないことが構法の適用条件であるが、近年、設計ニーズの多様化から適用条件の拡大が求められるようになってきた。

本研究開発の目的は、対象とする構法¹⁾⁻⁴⁾における梁段差(図-1)を許容する設計法の構築である。主方向の梁せいと直交方向の梁せいが異なる場合および梁段差を設けた場合の柱梁接合部(以下、接合部と呼ぶ)を対象とした構造実験を行い、接合部に関する修正設計式の提案を行った。さらに、3次元有限要素法による解析を行い、接合部の応力伝達機構に梁段差が与える影響を検討し、提案した修正設計式の妥当性について検証した。



(a) 主方向の梁せいと直交方向の梁せいが異なる場合 (b) 主方向の梁および直交方向の梁の天端が異なる場合

図-1 異なる梁せいおよび梁段差を有する接合部

2. 構造性能確認実験

2.1 試験体

試験体は柱および梁の反曲点位置までをモデル化した約 1/2 スケールの十字形柱梁接合部架構とした。試験体一覧を表-1に、代表的な試験体の形状と柱断面を図-2に各々示す。柱断面は450×450mm、柱主筋は16-D22(SD390)、フープ筋はD6@50(SD685)とし、共通とした。実験パラメータは主方向の梁と直交方向の梁(以下、それぞれ載荷梁、直交梁と呼ぶ)の梁せい、載荷梁天端およびコンクリート強度とし、各試験体とも破壊モードはパネル降伏先行型となるように計画した。

表-1 試験体一覧

試験体	RC 柱		主筋	S 梁		鉄骨梁(Db=450mm)の段差		実験時コンクリート緒元		備考
	軸力	設計基準強度 $F_c(N/mm^2)$		梁断面	載荷梁	直交梁	梁天端差	圧縮強度 $\sigma_B(N/mm^2)$	弾性係数 $E_c(kN/mm^2)$	
No.1	0.18・ $B_c D_c F_c$	36	16-D22 (SD390)	BH-450×150×9×25	-	0.5Db	-	40.6	30.4	直交梁 段差
No.2		60		BH-450×150×9×25	-	0.5Db	-	60.9	33.8	
No.3		36		BH-450×150×9×25, BH-225×150×9×25	Db, 0.5Db	-	-	42.0	29.0	載荷梁せい 段差
No.4		36		BH-450×150×9×25	-	-	0.5Db	42.4	29.9	載荷梁天端 段差
No.5		60						61.0	32.9	

<共通>柱断面(柱幅 B_c × 柱せい D_c): 450 mm × 450 mm, 梁フランジ PL-25(SN490C): $\sigma_y=329N/mm^2$, 接合部内ウェブ PL-6(SN490B): $\sigma_y=396N/mm^2$, ふさぎ板 PL-3.2(SS400, 隅角部冷間折り曲げ: 外側半径=板厚の3倍): $\sigma_y=355N/mm^2$

*1 清水建設(株) 技術研究所 (正会員)

*2 清水建設(株) 技術研究所 博士(工学)

*3 清水建設(株) 設計本部

梁の段差に関しては, No.1 では直交梁の梁せいを載荷梁の1/2とした。No.3では一方の載荷梁の梁せいを基準梁せい($D_b=450\text{mm}$)の1/2とした。No.4では左右の載荷梁の天端に段差を設けた。No.2およびNo.5ではそれぞれNo.1およびNo.4と同配筋同形状とし, コンクリート強度を F_c60 とした。いずれの試験体も接合部内ウェブの降伏を先行させるため, 接合部内ウェブを梁鉄骨ウェブよりも薄くした($t=6\text{mm}$)。

2.2 加力方法および計測計画

加力は, 上下柱の反曲点を想定した位置に水平反力を取り, 一定軸力($=0.18 \times B_c \times D_c \times B$; B は実強度)を載荷した状態で, 左右梁の反曲点に上下逆方向で同じ大きさの鉛直変位(No.3の短スパン梁は通常スパン梁鉛直変位 $\times 1200/2000$ の鉛直変位)を与え, 正負交番繰り返し載荷を行った。変位制御に用いた層間変形角 R は, 柱の上下反曲点位置で単純支持した計測フレームから計測した左右梁の反曲点の鉛直変位をスパンで除して求めた。加力サイクルは, $R=0.125\%$ 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, $R=5.0\%$ を正側1回の載荷とした。代表的なひずみ計測位置を図-3に示す。

2.3 荷重変形関係および破壊経過

柱せん断力-層間変形角関係を図-4に, 代表的な試験体の接合部周辺のひび割れ状況を写真-1に各々示す。図-4には, 設計式による接合部の終局耐力計算値を併せて示す。最大耐力については, No.1, No.2は計算値に達しなかったが, No.3~No.5は計算値を上回った。

各試験体において共通であった破壊経過を以下に示す。 $R=0.25\%$ 前後で柱に曲げひび割れが生じ, $R=0.5\%$ で直交梁上フランジ端付近にひび割れが生じた。その後, $R=0.5\sim 0.8\%$ 付近で接合部内ウェブ中央が, $R=1.0\sim 1.4\%$ 付近でふさぎ板が各々降伏し始めた。No.1~No.4は破壊経

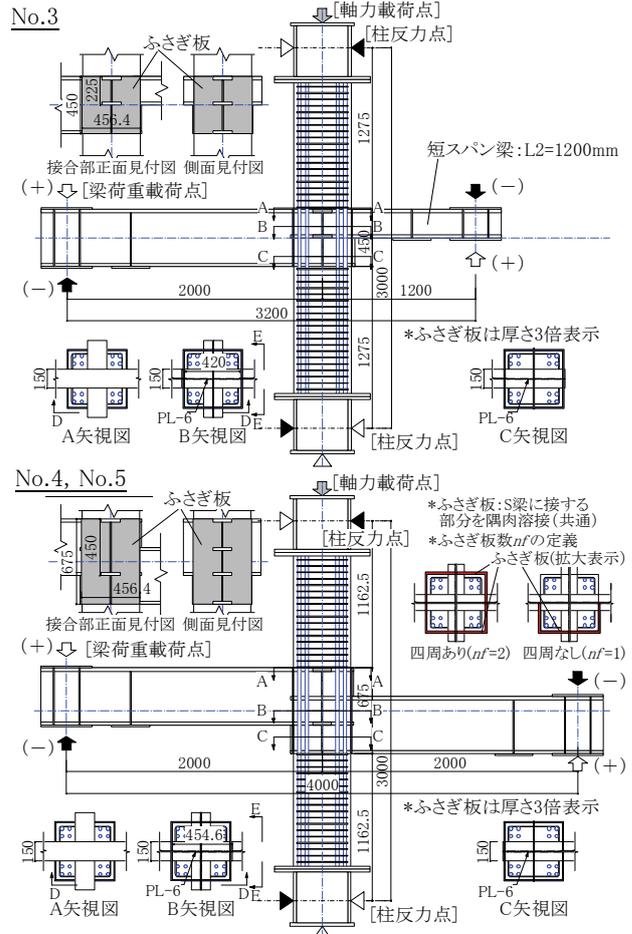


図-2 代表的な試験体の形状および柱断面

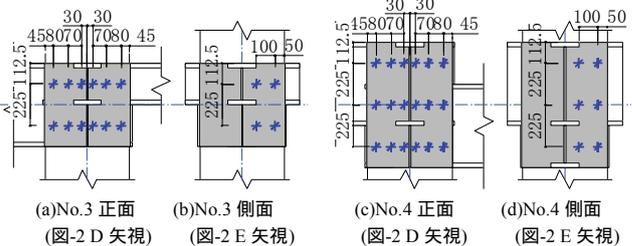


図-3 ふさぎ板のひずみ計測位置(3軸ゲージ:透視図)

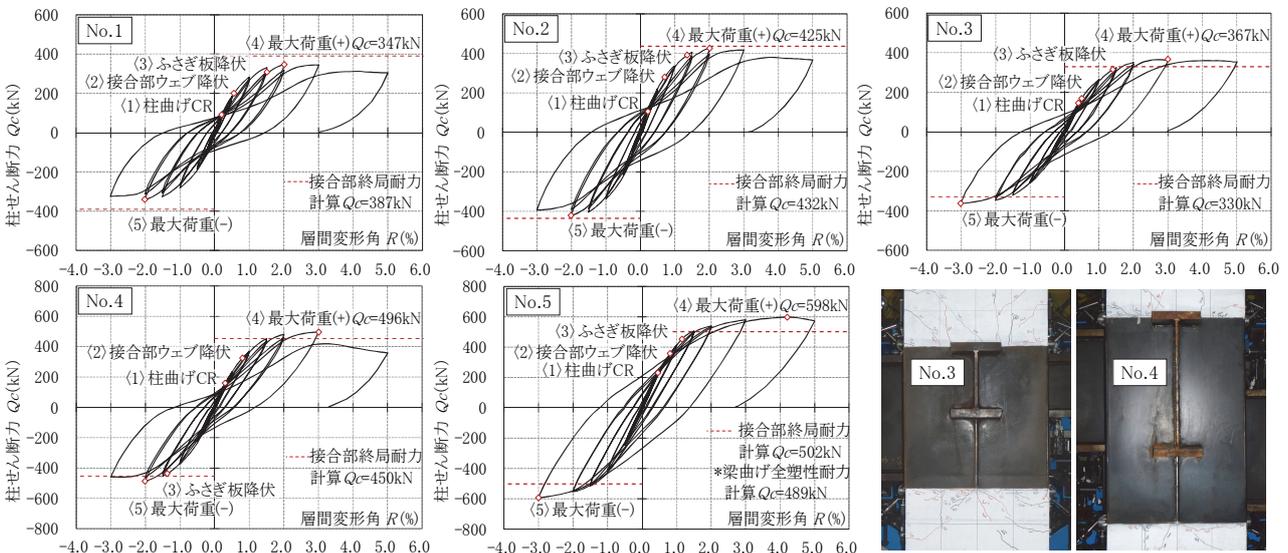


図-4 柱せん断力-層間変形角関係

写真-1 ひび割れ状況($R=+2.0\%$ 時)

過および $R = \pm 2.0 \sim 3.0\%$ で正負載荷とも最大耐力に至ったことから、最終破壊モードを接合部破壊と判断した。No.5 は $R=1.5\%$ 付近で梁フランジが降伏した後、全塑性耐力を上回り、紡錘形の履歴性状を示したことから、破壊モードを接合部降伏後の梁曲げ破壊と判断した。

3. 柱梁接合部に関する設計式の提案

3.1 せん断耐力評価式の構成および有効断面係数

文献^{1)~4)}に提案されている設計式では、接合部を構成する要素として接合部内の鉄骨ウェブ(以下、ウェブと呼ぶ)、ふさぎ板およびコンクリートパネルを考慮し、接合部の許容せん断力は各構成要素の総和として式(2)~式(5)に示される。なお、段差梁接合部を評価する際は接合部領域の上部、中央、下部に作用する接合部せん断力のうち、せん断力が最大となる領域について評価する(図-5)。

ウェブおよびふさぎ板については、計測ひずみに対し、ひずみ増分理論⁵⁾に基づき平面応力を求め、せん断成分を積分して負担せん断力を算出し、せん断耐力に寄与する断面の割合を示す係数(以下、有効断面係数と呼ぶ)を求めた。実験結果に基づき算出した各構成要素の有効断面係数を表-2に示す($R=2.0\%$ 時:想定終局変形角)。なお、 $k<org>$ は設計式による計算値を、 $k<exp>$ は実験結果から算出した値をそれぞれ示す。

ウェブおよびコンクリートパネルの有効断面係数 $k1, k3$ については、No.1~No.5 において従来設計式とほぼ同等であるものと判断できる。なお、No.1, No.2 のパネル内のウェブ上下位置の計測せん断応力度については、せいの小さい直交梁が取り付くことによる影響はほとんど見られず、上下ウェブともほぼ同様の傾向を示した。

ふさぎ板の有効断面係数 $k2$ については、No.1~No.3 は $k2<org>=0.9$ に対し $k2<exp>=0.45 \sim 0.72$ であった。No.4, No.5 は $k2<exp>=0.85 \sim 0.86$ と若干小さかったが、 $R=3.0\%$ 時は $k2<exp>=0.90 \sim 0.94$ であったことから、設計式と概ね対応していると判断できる。以上より、No.1~No.3 ではふさぎ板の有効断面係数 $k2$ の修正が必要と判断した。

3.2 修正評価式の提案

No.1 のふさぎ板のひずみ計測点における主応力度分布を図-6に示す。各計測点におけるふさぎ板の最大主応力度の傾きは 45° より小さく、No.2, No.3 についても

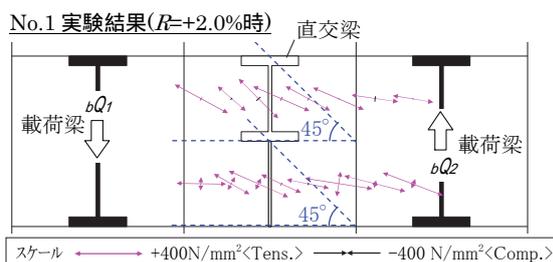


図-6 ふさぎ板(展開図)の主応力度分布(計測点)

提案する柱 RC 梁 S 構法設計式^{1)~4)}

$$Q_{pi} = M_{b1} / s_{d1} + M_{b2} / s_{d2} - Q_c \quad (1)$$

Q_{pi} : 接合部に作用するせん断力
 M_{b1}, M_{b2} : 左右鉄骨梁の曲げモーメント
 s_{d1}, s_{d2} : 左右鉄骨梁のフランジの応力中心間距離
 Q_c : 上下柱の平均せん断力

$$Q_p = Q_w + \Sigma Q_f + Q_{cp} \quad (2)$$

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

$$Q_w = k1 \cdot \phi_{r1} (\sigma_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot D_w \quad (3)$$

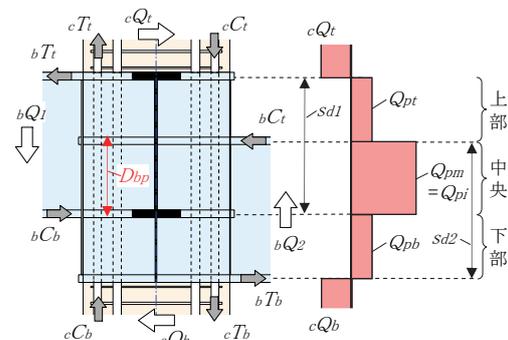
$k1$: 有効断面係数, $r1$: 鉄骨ウェブの断面せい比に対する低減係数, σ_y : 引張降伏強度
 t_w : 板厚, D_w : 水平長さ(= D_c :柱せい)

$$Q_f = k2 \cdot (f_y \sigma_y / \sqrt{3}) \cdot t_f \cdot D_f \cdot n_f \quad (4)$$

$k2$: 有効断面係数, f_y : 引張降伏強度
 t_f : 板厚, D_f : 水平長さ(= D_c :柱せい)
 n_f : ふさぎ板の枚数(=2or1) *ふさぎ板が四周にない場合, $k1, k2, k3$ を 0.9 倍に低減する

$$Q_{cp} = k3 \cdot (\phi_{r3} \cdot \tau_c) \cdot (k_0 \cdot B_c) \cdot D_c \quad (5)$$

$k3$: 有効断面係数, τ_c : せん断強度(= $0.3 \cdot B$)
 $r3$: コンクリートパネルの断面せい比に対する低減係数
 k_0 : 梁が偏芯している場合の断面低減係数
 B_c : 柱の幅, D_c : 柱のせい



(a)柱および梁から接合部に作用する力 (b)想定する柱せん断力分布

$bQ1, bQ2$: 左右梁のせん断力 cQt, cQb : 上下柱のせん断力
 $bT1, bT2$: 上下梁フランジの引張力 $bC1, bC2$: 上下梁フランジの圧縮力
 $cT1, cT2$: 上下柱の引張力 $cC1, cC2$: 上下柱の圧縮力
 Qpt, Qpm, Qpb : 上部、中央および下部接合部に作用するせん断力
 Qpi : 耐力評価に用いるせん断力
 Dbp : 耐力評価に用いる接合部の有効梁せい

図-5 想定する接合部領域に作用するせん断力(No.4)

表-2 各構成要素の有効断面係数一覧

試験体		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	
構成要素・有効断面係数	ウェブ [$k1$] ($Db=450\text{mm}$, $tw=6\text{mm}$, $\sigma_{wy}=402\text{N/mm}^2$)	Q_w (kN)	523	535	540	533	518
		$k1<exp>$	0.89	0.91	0.91	0.90	0.88
		$k1<org>$	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
ふさぎ板 [$k2$] ($Df=450\text{mm}$, $tf=3.1\text{mm}$, $\sigma_{fy}=355\text{N/mm}^2$)		ΣQ_f (kN)	258	286	411	482	493
		$k2<exp>$	0.45	0.50	0.72	0.85	0.86
		$k2<org>$	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
コンクリートパネル [$k3$] ($Dc=450\text{mm}$, $Bc=450\text{mm}$)		Q_{cp} (kN)	1099	1484	1626	1599	1913
		σ_B (N/mm ²)	40.6	60.9	42.0	42.4	61.0
		$k3<exp>$	0.46	0.51	0.67	0.66	0.65
	$k3<org>$	0.44	0.44	0.57	0.57	0.57	
作用せん断力 (kN)		$expQ_{pi}$ *3	1880	2305	2576	2613	2924
許容せん断力		$orgQ_p$ *4	2097	2345	2430	2438	2721
計算値 (kN)		$org'Q_p$ *5	1841	2089	2248	2438	2721

*1 $a \cdot k2<org>$: 修正した設計式によるふさぎ板の有効断面係数

*2 Q_{cp} : コンクリート負担せん断力 [= $expQ_{pi} - (\Sigma pQ_f + pQ_w)$]

*3 $expQ_{pi}$: 接合部作用せん断力実験値 ($R=2.0\%$)

*4 $orgQ_p$: 従来の設計式による接合部の許容せん断力

*5 $org'Q_p$: 修正した設計式による接合部の許容せん断力

同様の傾向が見られた。設計式ではふさぎ板の最大主応力度の傾きを45°と想定し、せん断降伏応力度として $\sigma_y/3$ を採用しているが、今回対象とするふさぎ板のせん断降伏応力度については、最大主応力度の傾きを考慮した低減係数が必要であるものと判断した。

ここで、ふさぎ板の主応力度 σ_1, σ_2 ($\sigma_1 > \sigma_2$)について、 σ_1 方向はx軸(水平方向)から θ (反時計回りを正)とし、降伏条件はミーゼス相当応力(σ_{eq})の降伏を考え、各主応力度の関係において、次式が成り立つものとする。

$$\sigma_{eq}^2 = \sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2 = \sigma_y^2 \quad (6)$$

$$\sigma_2 = -k \cdot \sigma_1 \quad (\text{ただし, } k < 1 \text{ とする。}) \quad (7)$$

応力状態として降伏基準に達するときの各主応力度は、式(6)および式(7)より、式(8)~式(10)で表される。

$$\sigma_1^2 \cdot (1+k+k^2) = \sigma_y^2 \quad (8)$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_y}{\sqrt{1+k+k^2}}, \quad \sigma_2 = \frac{-k \cdot \sigma_y}{\sqrt{1+k+k^2}} \quad (9),(10)$$

一方、降伏と判定される時のせん断応力度 τ_x は式(8)より、式(11)で表される。

$$\begin{aligned} \tau_x &= \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\theta = \frac{(1+k)}{2\sqrt{1+k+k^2}} \sigma_y \cdot \sin 2\theta \\ &= \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{1+k+k^2}} \cdot \frac{(1+k)}{1+\tan^2\theta} \cdot \frac{\tan\theta}{\sqrt{3}} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \equiv \alpha_{fc} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (11) \end{aligned}$$

ここで、上部ふさぎ板に関して、ふさぎ板の有効形状比($\beta \cdot D_{bp}/D_f$: 図-7)、降伏と判定される時のせん断応力度 τ_{xt} , $k=k_{et}$ とし、主応力方向と形状比の関係が式(12)で表されると仮定する。

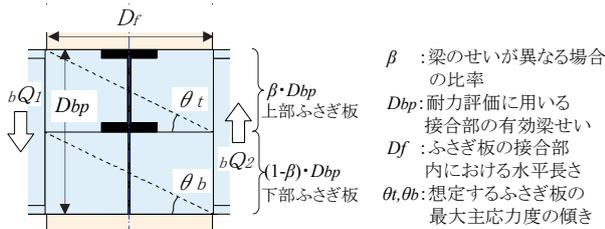


図-7 想定する接合部範囲と の定義

$$\tau_{xt} = \frac{\sqrt{3} \cdot (1+k_{et})}{\sqrt{1+k_{et}+k_{et}^2}} \cdot \frac{(\beta \cdot D_{bp}/D_f)}{1+(\beta \cdot D_{bp}/D_f)^2} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \equiv \alpha_{fct} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (12)$$

下部ふさぎ板に関しても同様に、有効形状比 $\{(1-\beta) \cdot D_{bp}/D_f\}$ 、降伏と判定される時のせん断応力度 τ_{xb} , $k=k_{eb}$ とし、式(13)で表すことができる。

$$\tau_{xb} = \frac{\sqrt{3} \cdot (1+k_{eb})}{\sqrt{1+k_{eb}+k_{eb}^2}} \cdot \frac{\{(1-\beta) \cdot D_{bp}/D_f\}}{1+\{(1-\beta) \cdot D_{bp}/D_f\}^2} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \equiv \alpha_{fcb} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (13)$$

実験では、ふさぎ板の降伏範囲が従来の設計式を構築した際の実験と比較し減少する傾向がみられたため、低減

係数を ϕ_{fexp} (各試験体における上部,下部ふさぎ板各々の最小値を採用)とし、式(14)、式(15)のように定義した。

$$\phi_{fexp} = \alpha_{fct} / \alpha_{fexp}, \quad \phi_{fcbexp} = \alpha_{fcb} / \alpha_{fcbexp} \quad (14), (15)$$

以上より、ふさぎ板全体の強度低減係数 α_f は、上部ふさぎ板および下部ふさぎ板各々の強度低減係数(α_{ft}, α_{fb})を考慮し、式(16)で表すことができる。なお、 k_{et}, k_{eb} は上部ふさぎ板,下部ふさぎ板の範囲について、No.1~No.3の実験結果から得られた各々の平均値を採用し、上部ふさぎ板および下部ふさぎ板の強度低減係数を算出した。

$$\alpha_f = \left\{ \beta \cdot \alpha_{ft} + (1-\beta) \cdot \alpha_{fb} \right\} = \frac{1.61 \cdot (\beta^2 \cdot D_{bp}/D_f)}{1+(\beta \cdot D_{bp}/D_f)^2} + \frac{0.90 \cdot \{(1-\beta)^2 \cdot D_{bp}/D_f\}}{1+\{(1-\beta) \cdot D_{bp}/D_f\}^2} \quad (16)$$

表-3に強度低減係数 α_f による評価結果を示す。提案した強度低減係数 α_f は、No.1~No.3の実験結果を安全側に評価しており、提案式の妥当性が確認できた。

表-3 ふさぎ板の有効断面係数 k_2 の評価結果の比較

評価式	試験体	No.1			No.2			No.3
		上部	下部	全体	上部	下部	全体	上部
従来式	ΣpQ_f (kN)	331	185	258	374	199	286	380
	$k_2<exp>$	0.58	0.32	0.45	0.66	0.35	0.50	0.72
	$k_2<org>$	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	$k_2<exp>/k_2<org>$	0.65	0.36	0.50	0.73	0.39	0.56	0.80
修正式	$\alpha_{ft} \cdot k_2<org>$	0.58	-	-	0.58	-	-	0.58
	$\alpha_{fb} \cdot k_2<org>$	-	0.32	-	-	0.32	-	-
	$\alpha_f \cdot k_2<org>$	-	-	0.45	-	-	0.45	0.58
	$k_2<exp>/(\alpha_f \cdot k_2<org>)$	1.00	1.00	1.00	1.13	1.07	1.10	1.24

4. 3次元有限要素解析による検証

4.1 解析概要

接合部内部の応力状態を検証するため、No.1およびNo.4について3次元弾塑性FEM解析(解析コード:ATENA-3D)を行った。さらに、No.1, No.4を基準として直交梁せいおよび梁天端の段差量を変動させ、接合部の耐力および応力状態に与える影響について検証した(表-4)。

解析モデルを図-8に示す。解析モデルは試験体の対称性を考慮して、1/2断面とした。鉄筋は埋め込み式離散鉄筋モデルとし、コンクリートとの付着は完全付着とした。鉄骨とコンクリートとの接触面は摩擦力を考慮するためインターフェイス要素を設け、引張力は伝達せず圧縮力を伝達する設定とし、せん断力に対しては摩擦係数 $\mu=0.4$ ⁶⁾とし、付着力は0とした。水平すべり方向の剛性 K_{tt} は $0.8\text{MN}/\text{mm}^2/\text{mm}^7$)とし、せん断応力が基準強度($\mu \times \sigma_B$)に到達した後の剛性 K_{tt}^{min} は $K_{tt}/100$ とした。なお、各試験体の材料特性には材料試験に基づく値を用いた。

表 - 4 解析ケース一覧

ケース	対象試験体	最小梁フランジ間距離 mm	梁段差
No.1	実験 No.1	200	直交梁せい 225mm
No.1A	-	75	直交梁せい 100mm
No.4	実験 No.4	200	梁天端段差 225mm
No.4A	-	75	梁天端段差 400mm

4.2 解析結果

実験および解析から得られた荷重変形包絡線を図 - 9 に示す。No.1 および No.4 の解析ケースでは、微小変形角から $R=1.0\%$ 付近まではいずれも実験結果と、実験から得られた荷重変形包絡線を概ね再現できた。直交梁せいを 100mm とした No.1A は No.1 の解析結果と荷重変形包絡線は概ね一致し、最大耐力を計算値で除した値は No.1 とほぼ同程度であった。梁天端段差を 400mm とした No.4A は、最大耐力は No.4 と比べ 10% 程度大きい値を示した。

4.3 接合部周りの応力状態の検証

No.1 の実験におけるひずみ計測位置と対応するウェブおよびふさぎ板のせん断応力度分布の解析結果を図 - 10 に示す。接合部内のコンクリートパネルに関しても、幅方向における平均せん断応力度分布を併せて示す。

ウェブとふさぎ板のせん断応力度の分布形状は、各変形角において、実験結果と概ね一致していることがみてとれる。コンクリートのせん断応力度分布については、実験結果と比べ若干大きい値であるが概ね対応しているといえる。以上、本解析によって接合部周りの応力状態について良好に再現できていることを確認できた。

4.4 修正評価式による有効断面係数の評価

解析結果から得られたふさぎ板のせん断応力度コンターを図 - 11 に、接合部の各構成要素の有効断面係数と作用せん断力を表 - 5 に各々示す。

No.1 では、ふさぎ板の上部、下部の解析結果が実験

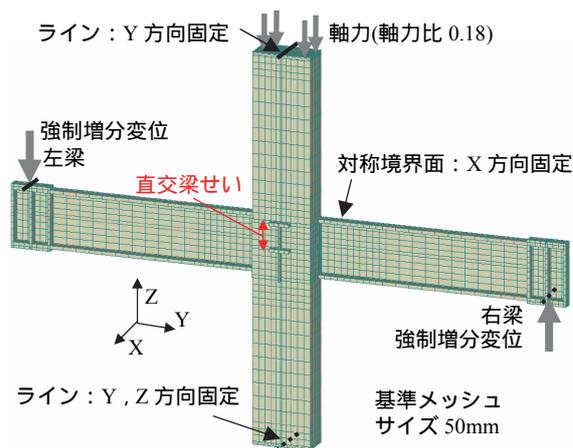


図 - 8 No.1: メッシュ分割・支持条件・荷重条件

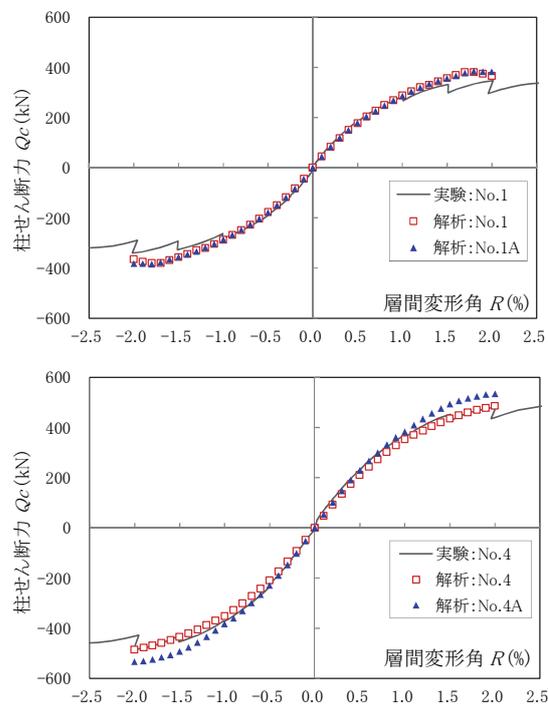


図 - 9 柱せん断力 - 層間変形角関係(解析結果)

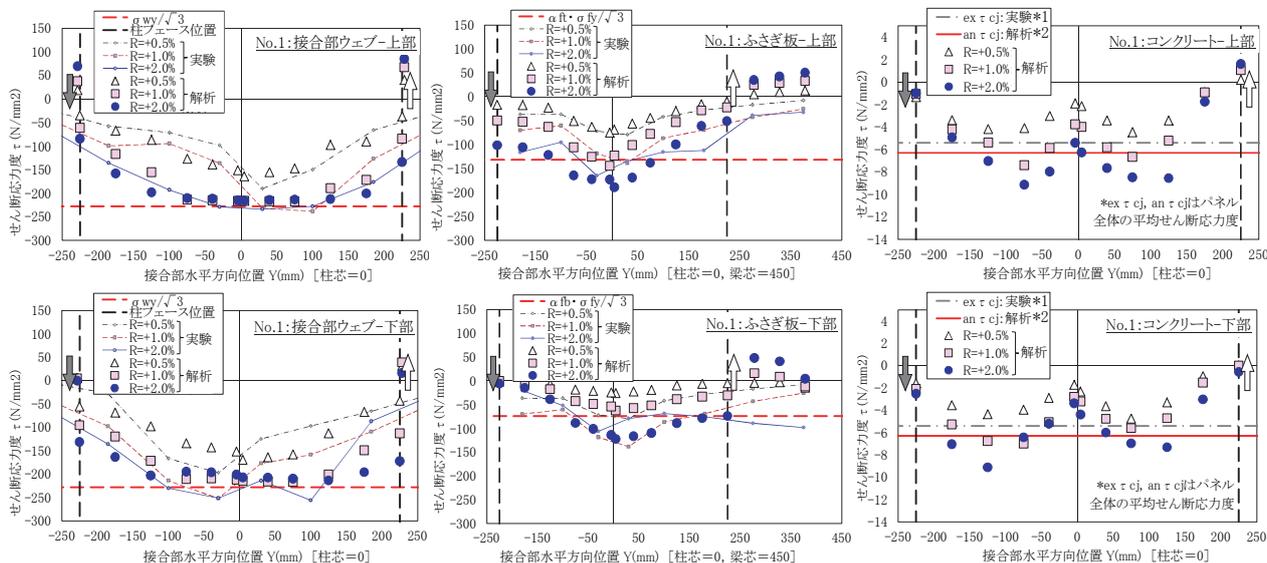


図 - 10 各構成要素の接合部内せん断応力度分布: No.1 接合部領域上部, 下部

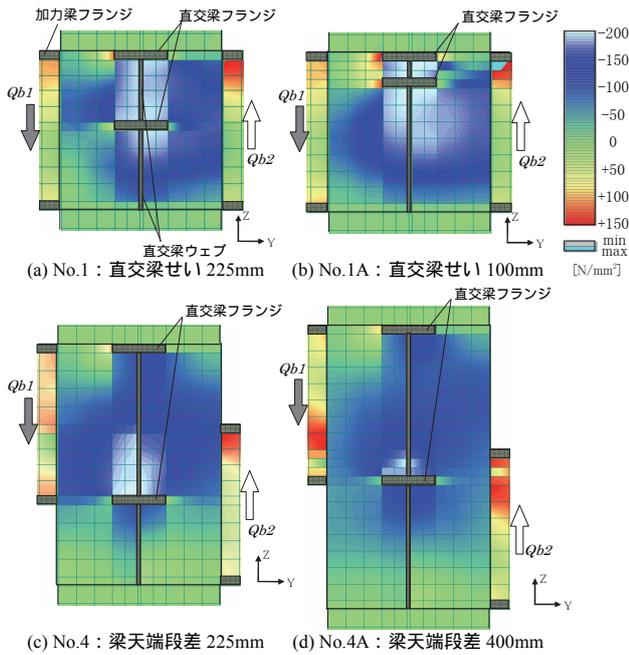


図 - 11 ふさぎ板のせん断応力度 yz コンター

結果および計算結果と概ね一致することが確認できた。ふさぎ板の負担せん断力について、No.1A では、No.1 と比べ上部が小さく下部は大きくなっており、提案式による評価の傾向と一致する。ふさぎ板のせん断応力度コンターにおいても、同様に No.1A の下部領域でせん断応力度が大きいことがみてとれる。

No.4 では、解析から得られたふさぎ板の有効断面係数は実験結果と比べ若干小さいものの、ウェブおよびコンクリートパネルについては、両者ともよく一致していた。No.4A については、No.4 と比較しふさぎ板の有効断面係数は若干小さかったが、接合部中央のコンクリートパネルの負担せん断力が 20%以上増加している。これは、接合部の有効梁せいが小さくなったことで、接合部中央に入力されるせん断力が純せん断に近い状態となり、コンクリートパネルのせん断耐力が増加したためと考えられるが、設計式においてはコンクリートパネルの耐力余裕度が大きくなり安全側の評価となるため、接合部の有効梁せいによる影響は設計式には考慮しないものと判断した。

5. まとめ

載荷梁および直交梁の梁せいが異なる接合部および段差を有する接合部を対象として構造実験および 3次元 FEM 解析を行い、以下の知見を得た。

1) 直交梁の梁せいが載荷梁の梁せいより小さい接合部について、ふさぎ板に取り付く直交梁の影響を考慮した強度低減係数によって、接合部の終局耐力を安全側に評価できる。また、左右の載荷梁天端に段差を設けた接合部については、従来式によって接合部の終局

表 - 5 各構成要素の有効断面係数一覧

Case		No.1			No.1A			No.4	No.4A	
部位		上部	下部	全体	上部	下部	全体	中央	中央	
接合部構成要素・有効断面係数	ウェブ [k1]	Qw (kN)	527	519	523	-	-	-	533	-
		k1<exp>	0.89	0.88	0.89	-	-	-	0.90	-
		anaQw (kN) *1	497	499	498	458	553	532	556	546
		k1<ana>	0.84	0.84	0.84	0.77	0.94	0.90	0.94	0.93
	k1<cal>	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	
ふさぎ板 [k2]	ΣQf (kN)	ΣQf (kN)	331	185	258	-	-	-	482	-
		k2<exp>	0.58	0.32	0.45	-	-	-	0.85	-
		ana ΣQf (kN) *2	359	220	290	233	383	350	431	339
		k2<ana>	0.61	0.37	0.49	0.39	0.65	0.59	0.76	0.60
	α f · k2<cal>	0.58	0.32	0.45	0.31	0.39	0.37	0.90	0.90	
コンクリートパネル [k3]	Qcp (kN)	Qcp (kN)	-	-	1099	-	-	-	1599	-
		k3<exp>	-	-	0.46	-	-	-	0.66	-
		anaQcp (kN) *3	-	-	1275	-	-	1201	1645	2009
		k3<ana>	-	-	0.52	-	-	0.49	0.67	0.81
	k3<cal>	-	-	0.44	-	-	0.44	0.57	0.57	
作用せん断力 (kN)	expQpi	-	-	1880	-	-	-	2613	-	
	anaQpi *4	-	-	2063	-	-	2082	2632	2895	
	org'Qp	-	-	1841	-	-	1796	2438	2438	

*1 anaQw : 解析結果から算出した鉄骨ウェブの負担せん断力

*2 ana ΣQf : 解析結果から算出したふさぎ板の負担せん断力の総和

*3 anaQcp : 解析結果から算出したコンクリート負担せん断力
[= anaQpi - (ana ΣQf + anaQw)]

*4 anaQpi : 解析結果から算定した各構成要素の負担せん断力の総和
(= anaQw + ana ΣQf + anaQcp)

耐力を安全側に評価できる。

2) 載荷梁と直交梁の梁せいが異なる接合部および段差を有する接合部について 3次元 FEM 解析を行い、接合部周辺のウェブ、ふさぎ板およびコンクリートパネルの負担せん断力とふさぎ板の応力状態が想定モデルに近いことを確認し、提案式の妥当性を示した。

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，Vol.428，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，Vol.429，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，耐力および変形，日本建築学会構造系論文集，Vol.437，pp.125-134，1992
- 4) 佐川隆之，山野辺宏治，西谷隆之，竹田 拓司：柱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に関する実験的および解析的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，pp.1069-1074，2014.
- 5) 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
- 6) 日本建築学会編：鋼構造接合部設計指針，2012.
- 7) 日本建築学会編：鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構，2011.