

柱RC梁S接合部のせん断耐力

古谷祐希^{*1}・田畑 卓^{*1}・伊藤隆之^{*2}

梁が柱梁接合部を貫通しない非梁貫通形式の柱RC梁S接合部の開発の一環として、柱梁接合部の構造性能検証実験を行った。その結果、柱梁接合部の終局せん断耐力（計算値）は、既往の式により安全側に評価された。ただし、ふさぎ板の基準化幅厚比が50程度の試験体では、他の試験体と比べ、最大耐力（実験値）と接合部終局せん断耐力（計算値）の比が小さくなる傾向が認められた。

キーワード：混合構造、柱梁接合部、架構実験、ふさぎ板、せん断耐力

1. はじめに

鉄筋コンクリート（RC）造柱と鉄骨（S）造梁で構成される柱RC梁S造構造（RCS構造）は、梁のフランジおよびウェブがそのままの形で柱梁接合部を貫通する梁貫通形式と梁が柱梁接合部を貫通しない非梁貫通形式に大別される。本論では後者の非梁貫通形式を対象としており、柱梁接合部は図-1に示すようにRC柱を鋼板製のふさぎ板で囲み、ふさぎ板の上下に通しダイアフラムを取り付けたものである。梁のフランジはダイアフラムに、ウェブはふさぎ板と溶接接合されている。

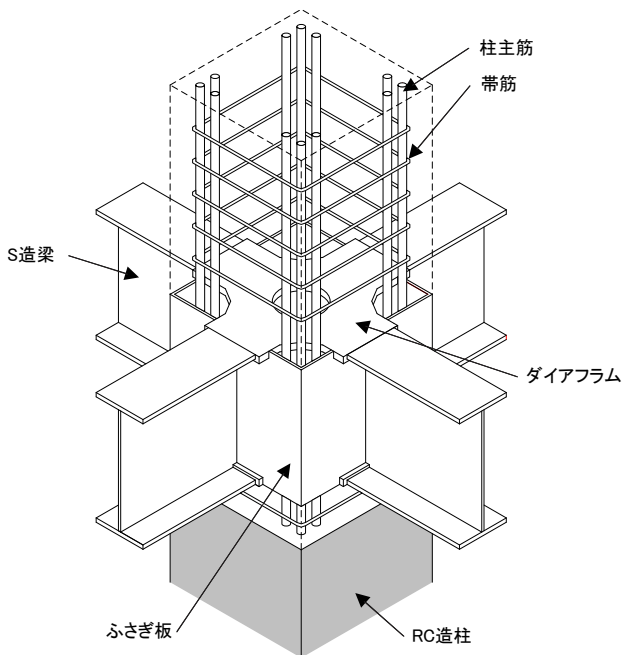


図-1 柱梁接合部の詳細

異種部材による混合構造の場合、異なる部材が交差する柱梁接合部の力学的性状を把握することが重要である。そこでこの柱梁接合部のせん断耐力を検証するため、縮小試験体による加力実験を実施した。本報では、その結果について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

表-1に試験体一覧を、図-2に試験体形状および断面を示す。試験体は実建物の1/2.7程度の縮尺で設計された十字形試験体が4体、ト字形試験体が1体の全5体である。柱断面は350mm×350mm、柱主筋は12-D19(SD345、引張鉄筋比 $p_t=1.4\%$)、帯筋は2-D10@80(785N/mm²級高強度せん断補強筋、 $p_w=0.51\%$)、梁せいは300mmで各試験体共通とし、柱梁接合部のせん断破壊が先に生じるように計画した。主な実験変数はコンクリート設計基準強度とふさぎ板の板厚とし、板厚は式(1)によるふさぎ板の基準化幅厚比 λ で48～190の範囲とした。

$$\lambda = \frac{cB}{f_t \cdot \sqrt{\frac{235}{f \sigma_y}}} \quad (1)$$

ここで、 λ はふさぎ板の基準化幅厚比、 cB は柱幅(mm)、 f_t はふさぎ板の板厚(mm)、 $f \sigma_y$ はふさぎ板の降伏強度(N/mm²)である。

基準試験体である試験体No.5は、コンクリート設計基準強度を60N/mm²、ふさぎ板の板厚を4.5mmとした。No.6とNo.7は、No.5からふさぎ板の板厚を変えそれぞれ2.3mm、9mmとした。No.4は、No.5からコンクリート設計基準強度を変えた試験体であり、コンクリート設計基準強度を36N/mm²とした。No.10は、ト字形の試験体であり、ふさぎ板の板

表-1 試験体一覧

試験体	No.4	No.5	No.6	No.7	No.10
試験体形状	十字形				ト字形
想定破壊形式	接合部せん断破壊				
コンクリート	Fc36	Fc60			
梁	断面 (mm)	BH-300 × 125			
	ウェブの板厚 (mm)	9			12
	フランジの板厚 (mm)	25	28		36
	鋼種	SM490A			
柱	断面 (mm)	350 × 350			
	主筋	12-D19 (SD345)			
	帯筋	2-D10@80 (785N/mm ² 級)			
接合部	ダイアフラム厚 (mm)	32	36	40	
	鋼種	SM490A			
	ふさぎ板の板厚 (mm)	4.5	2.3	9	2.3
	基準化幅厚比	100	190	48	190
	鋼種	SS400		SM490A	SS400

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体	コンクリート圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂引張強度 σ_t (N/mm ²)
No.4	38.7	3.3
No.5~7	69.5	3.9
No.10	60.1	2.9

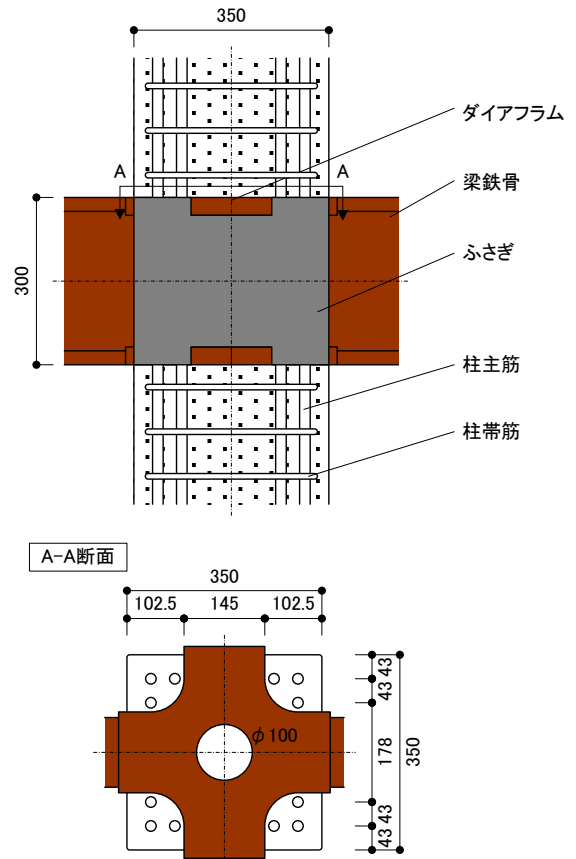


図-2 試験体形状および断面

表-3 鋼材の材料試験結果

種類	材質	使用箇所	降伏強度 σ_y N/mm ²	引張強さ σ_u N/mm ²	伸び %
PL-2.3	SS400	ふさぎ板	367	436	18.7
PL-4.5	SS400	ふさぎ板	390	463	18.5
PL-9	SM490A	ふさぎ板	363	545	21.5
PL-9	SM490A	梁鉄骨(ウェブ)	356	509	25.1
PL-12	SM490A	梁鉄骨(ウェブ)	356	513	28.0
PL-25	SM490A	梁鉄骨(フランジ)	330	515	30.5
PL-28	SM490A	梁鉄骨(フランジ)	323	491	31.3
PL-32	SM490A	ダイアフラム	332	502	31.3
PL-36	SM490A	梁鉄骨(フランジ), ダイアフラム	344	530	29.1
PL-40	SM490A	ダイアフラム	356	514	33.7
D19	SD345	柱主筋	363	549	20.7
D10	785N/mm ² 級	帯筋	821	1005	10.2

厚を 2.3mm とした。ふさぎ板の鋼種は、No. 4 ~ No. 6 および No. 10 で SS400, No. 7 で SM490A とした。ダイアフラムと梁の鋼種は、各試験体共通で SM490A とした。

2.2 使用材料

表-2 にコンクリートの材料試験結果, 表-3 に鋼材の材料試験結果を示す。

2.3 実験方法

図-3 に加力装置を示す。十字形試験体は、柱の上下端をピン支持し、試験体の梁に接続した補助梁からピンを介して油圧ジャッキを取り付けた。加力は、柱に一定軸力を載荷した状態で、油圧ジャッキを梁先端で計測した変位が逆対称となるように制御を行った。ト字形試験体は、十字形試験体と同様に試験体をセットし、1本の油圧ジャッキで加力した。いずれの試験体も層間変形角 R による変

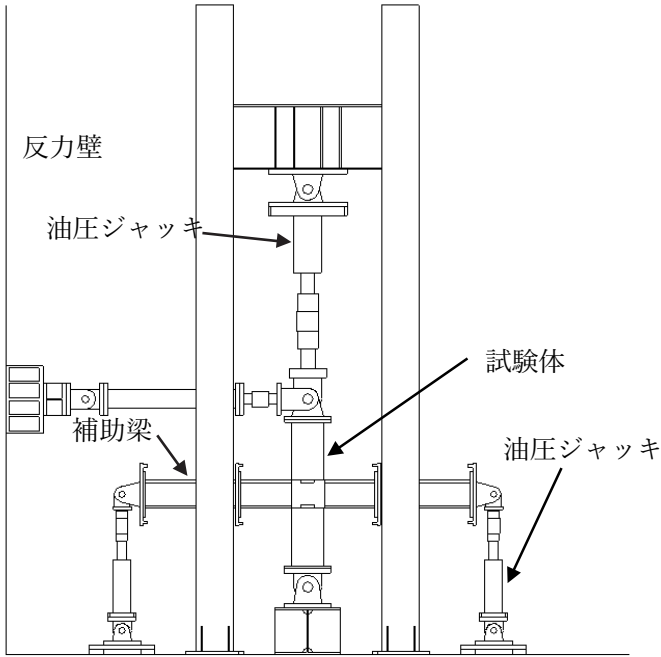


図-3 加力装置

形制御とし、正負交番繰返し载荷を行った。加力サイクルは $R=2.5/1000\text{rad}$, $5/1000\text{rad}$ で各1回, $R=10/1000\text{rad}$, $20/1000\text{rad}$, $30/1000\text{rad}$ で各2回, $R=40/1000\text{rad}$, $50/1000\text{rad}$ で各1回繰返した後, $R=+66.7/1000\text{rad}$ まで载荷した。载荷軸力 N は $N=0.15 \times cB \times cD \times \sigma_B$ とした。ここで, cD は柱せい (mm), σ_B は材料試験結果に基づくコンクリート圧縮強度 (N/mm^2) である。

また、主な鉄筋および鉄骨のひずみをひずみゲージにて計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

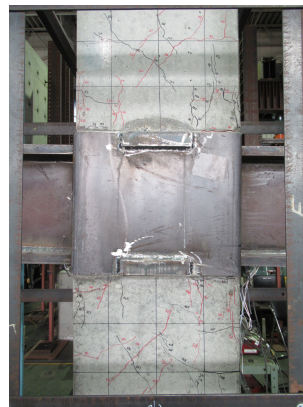
表-4 に実験結果一覧、写真-1 に $R=30/1000\text{rad}$ における柱梁接合部の損傷状況、図-4 に各試験体の層せん断力 Q_c -層間変形角 R 関係を示す。図-4 中には後述する式 (2) ~ (5) による接合部終局せん断耐力とウェブを考慮した梁全塑性曲げ耐力を併記した。なお、凡例の梁フランジ引張降伏とふさぎ板のせん断降伏は、降伏ひずみに達した時点である。

試験体 No. 5 は, $R=25.2/1000\text{rad}$ においてふさぎ板がせん断降伏した。その後, $R=30/1000\text{rad}$ の加力サイクルで加力装置の不具合により加力を中断した。加力を中断するまで耐力低下はみられなかった。

No. 5 からコンクリート強度を低くした No. 4 は, $R=19.1/1000\text{rad}$ においてふさぎ板がせん断降伏した。その後, $R=30/1000\text{rad}$ で最大耐力を発揮し、徐々に耐力が

表-4 実験結果一覧

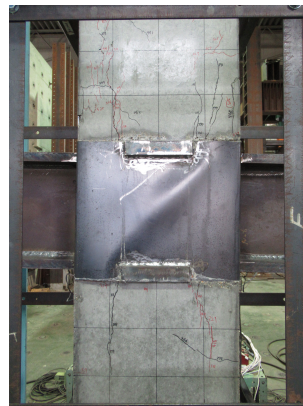
実験値		No.4	No.5	No.6	No.7	No.10
ふさぎ板せん断降伏	Q_c (kN)	253.3	349.3	229.4	397.0	183.3
	R ($\times 10^{-3}\text{rad}$)	19.06	25.20	12.75	31.94	13.99
最大耐力	Q_c (kN)	285.2	358.2	301.3	407.7	246.5
破壊形式		接合部せん断	-	接合部せん断	-	接合部せん断



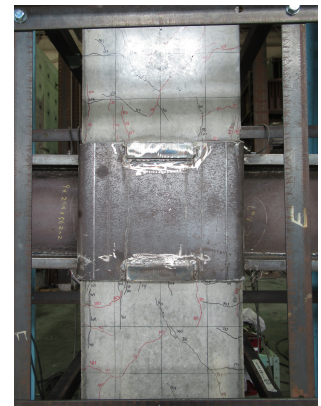
a) No. 4



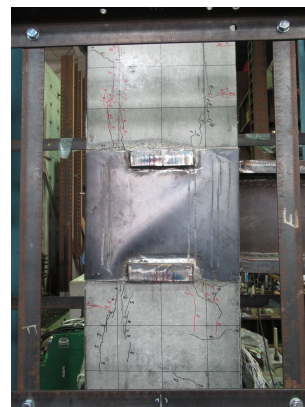
b) No. 5



c) No. 6



d) No. 7



e) No. 10

写真-1 柱梁接合部の損傷状況 ($R=30/1000\text{rad}$ 時)

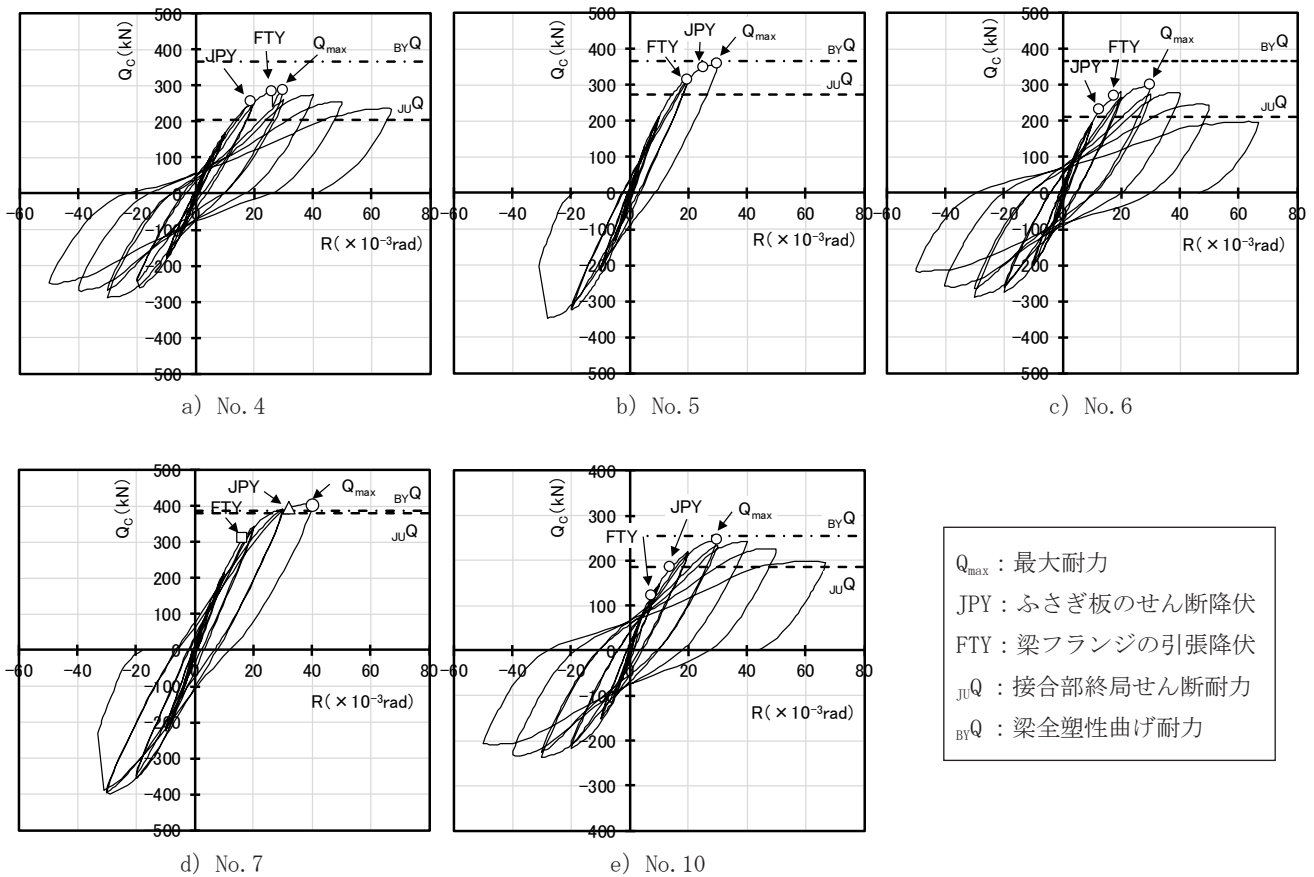


図-4 層せん断力 Q_c -層間変形角 R 関係

低下した。

No.5 と比べふさぎ板を薄くした No.6 は、5 体のなかで最も早い $R=12.8/1000rad$ でふさがりが降伏した。No.4 と同じく $R=30/1000rad$ で最大耐力を發揮し、徐々に耐力が低下した。

ふさぎ板が最も厚い No.7 では、 $R=31.9/1000rad$ でふさぎ板がせん断降伏し、5 体のなかでは最もせん断降伏するのが遅かった。 $R=40/1000rad$ の加力サイクルで、加力装置に不具合が生じ、途中で加力を中断した。No.5 と同様に、加力を中断するまで耐力低下は見られなかった。

ふさぎ板の板厚が No.6 と同じで試験体形状がト字形である No.10 は、 $R=14.0/1000rad$ においてふさぎ板が降伏し、 $R=30/1000rad$ で最大耐力に達した。その後、耐力は徐々に低下した。

3.2 ふさぎ板のせん断応力度

図-5 にふさぎ板のせん断応力度 τ の分布を示す。同図中の点線は材料試験結果より求めたせん断降伏強度 τ_y である。

ふさぎ板の板厚が 4.5mm の No.5 は、 $R=30/1000rad$ において計測箇所の 6 割程度がせん断降伏していた。No.5 に対しふさぎ板が 2.3mm と薄い No.6 は、 $R=30/1000rad$ でふさぎ板の全面がせん断降伏した。ふさぎ板の板厚が 9mm と最も厚い No.7 は、 $R=30/1000rad$ ではいずれの計

測箇所もせん断降伏せず、 $R=40/1000rad$ で柱せい中央付近がせん断降伏した。ト字形試験体である No.10 は、ふさぎ板の板厚が同じ No.6 と同様の応力度分布を示した。

ふさぎ板の板厚が厚いほど、せん断降伏強度に達する時の層間変形角が大きくなる傾向が認められた。また、いずれの試験体も柱せいの中央部分で応力度が最も大きく、放物線状の分布形状であった。

3.3 接合部終局せん断耐力の評価

図-6 に実験値である最大耐力と計算値である接合部終局せん断耐力をそれぞれ計算値であるウェブを考慮した梁全塑性曲げ耐力で無次元化した関係を、図-7 に接合部終局せん断耐力に対する最大耐力の比と、ふさぎ板の基準化幅厚比の関係を示す。接合部終局せん断耐力は、文献 1) に示された式 (2) ~ (5) を用いて算出した。図中には本実験の 5 体の結果のほか、本実験と同様の接合部ディテールである既往実験^{2)~6)} のなかで接合部がせん断破壊した試験体の結果をプロットした。なお、梁全塑性曲げ耐力に対する接合部終局せん断耐力の比が 1.0 以下となる場合をせん断破壊と判断した。

$${}_p Q_u = \alpha_1 \cdot {}_{ps} Q_u + \alpha_2 \cdot {}_{pc} Q_u \quad (2)$$

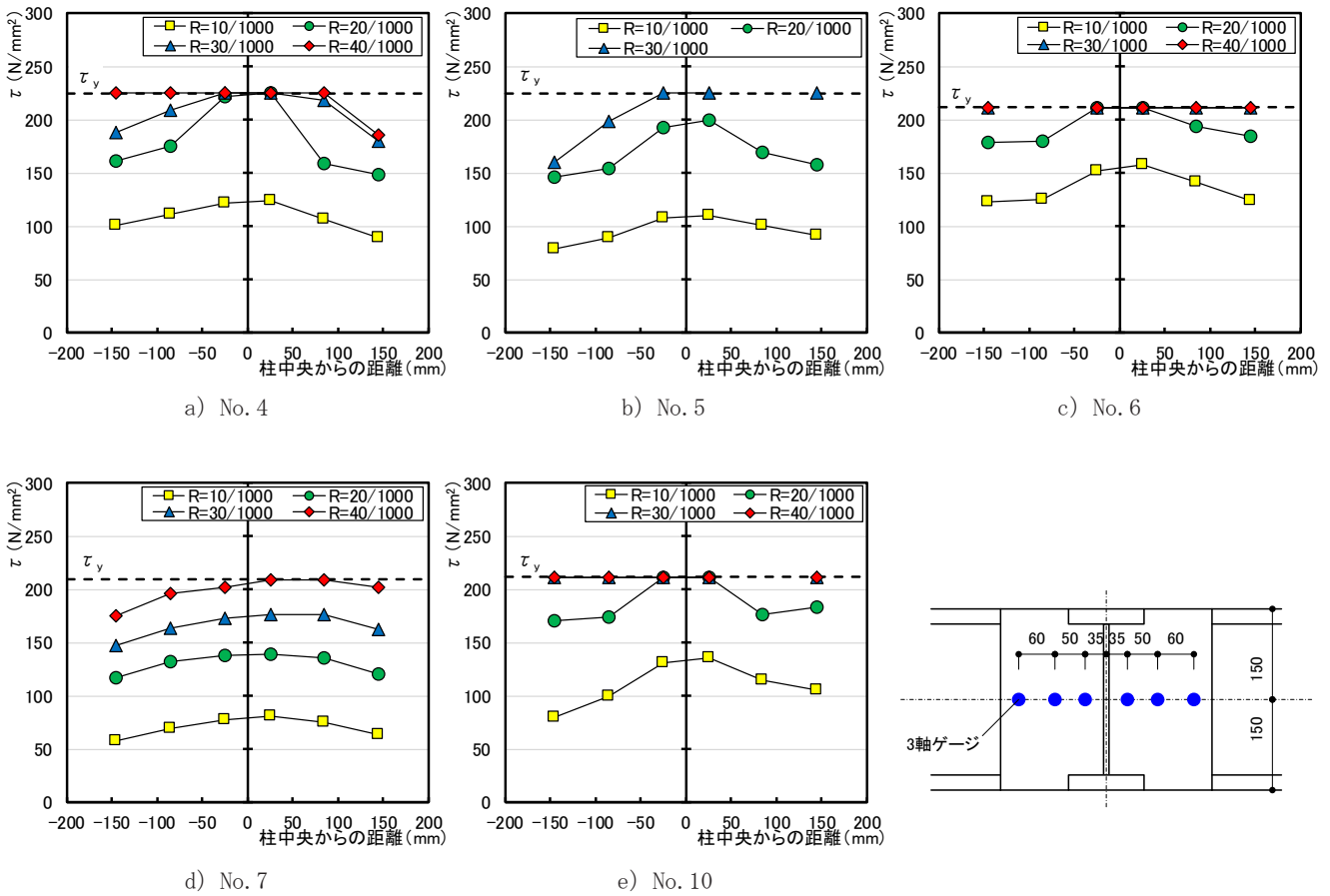


図-5 せん断応力度 τ の分布

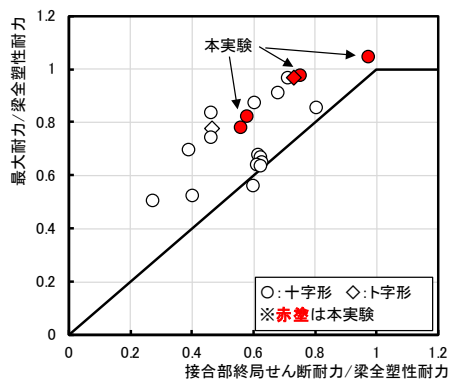


図-6 最大耐力と終局せん断耐力の関係

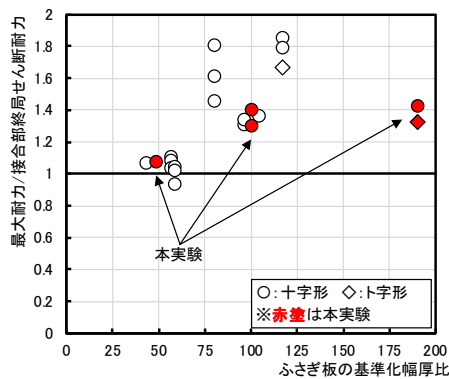


図-7 ふさぎ板の基準化幅厚比の影響

$$p_s Q_u = 2 \cdot c \cdot D \cdot f_t \cdot \frac{\sqrt{f \sigma_y^2 - f \sigma_0^2}}{\sqrt{3}} \quad (3)$$

$$p_c Q_u = \left(\frac{cD}{2} \tan \theta_s + 4 \sqrt{\frac{f M_s}{cD \cdot \sigma_B}} \sin \theta_s \right) cD \cdot \sigma_B \quad (4)$$

$$\theta_s = \tan^{-1} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{s_B d}{cD} \right)^2} - \frac{s_B d}{cD} \right] \quad (5)$$

ここで、 $p_u Q_u$ は接合部終局せん断耐力 (N)、 α_i はふさぎ板に関する低減係数 ($\alpha_i=0.85$)、 $p_s Q_u$ はふさぎ板が負担する終局せん断耐力 (N)、 α_2 はコンクリートアーチの低減係数 ($\alpha_2 = d_c B / c B$)、 $p_c Q_u$ はコンクリートが負担する終局せん断耐力 (N)、 cD は柱せい (mm)、 f_t はふさぎ板の板厚 (mm)、 $f \sigma_y$ はふさぎ板の降伏強度 (N/mm²)、 $f \sigma_0$ はふさぎ板部分の軸応力度 (N/mm²)、 θ_s はコンクリート部分のアーチ機構角度、 $f M_s$ はふさぎ板の全塑性曲げモーメント (Nmm)、 σ_B はコンクリート圧縮強度 (N/mm²)、 $s_B d$ は梁フランジ重心間距離 (mm)、 cB は柱幅 (mm)、 $d_c B$ はダイアフラムの幅 (mm) である。

最大耐力と接合部終局せん断耐力の比は、本実験の試験体で1.08～1.43、既往実験では0.94～1.86の範囲に分布しており、式(2)～(5)によって実験結果を概ね安全側に評価できることがわかった。

ただし、ふさぎ板の基準化幅厚比が50程度の試験体では、他の試験体と比べ最大耐力と接合部終局せん断耐力の比が小さくなる傾向が認められた。

4. まとめ

非梁貫通形式柱梁接合部のせん断耐力を検証する目的で実験を行った結果、以下の知見を得た。

- (1) ふさぎ板のせん断応力度分布は、柱せいの中央部で応力度が最も大きく、降伏前は放物線状の分布形状であった。また、ふさぎ板の板厚が厚いほど、せん断降伏強度に達するときの層間変形角が大きくなる傾向が認められた。
- (2) 接合部終局せん断耐力(計算値)は、既往実験を含め文献1)に示された式により評価可能であることがわかった。
- (3) ふさぎ板の基準化幅厚比が50程度の試験体では、他の試験体と比べ、最大耐力(実験値)と接合部終局せん断耐力(計算値)の比が小さくなる傾向が認められた。

謝辞

本実験にご協力いただいた大阪工業大学 宮内靖昌教授、学生諸氏においてはここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：柱RC梁S混合構造設計指針(案)の作成に向けて、日本建築学会大会(中国)パネルディスカッション資料, 2017.8
- 2) 藤本利昭, 八ツ繁公一, 宮野洋一, 松井千秋：柱RC・梁Sで構成される柱梁接合部の開発, 鋼構造論文集, 第1巻第2号, pp.91-101, 1994.6
- 3) 宮野洋一：柱RC梁Sで構成される柱梁接合部のせん断耐力, 鋼構造論文集, 第5巻第19号, pp.97-105, 1998.9
- 4) 崎浜博史, 西原寛, 宮野洋一, 小林和義：柱RC・梁Sで構成される混合構造接合部のせん断耐力と変形性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.781-786, 1998
- 5) 崎浜博史, 西原寛：柱RC梁Sで構成される架構の実験的研究(その10 十字試験体による柱および柱梁接合部の実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1243-1244, 2000.9
- 6) 成瀬忠, 堀伸輔, 前原俊夫, 岩岡信一：ダイアフラム形式の柱RC梁S接合部の構造性能に関する研究(その1 接合部終局強度), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1361-1362, 2017.8

Shear strength of RC Column - Steel Beam Joint

Yuuki KOYA, Taku TABATA and Takayuki ITO

We developed a mix-structure composed of the RC column and steel beam (RCS structure) with the nonpenetrating beam type joints. We tested the beam - column joint of the RCS structure as a part of the development to verify the structural performance. As a result, the shear strength of the beam - column joint satisfied past evaluations. However, the test specimen of the width-thickness ratio scaled by a yield strength of 50 had a smaller ratio of experiment value to calculated value than other test specimens.