

# 論文 柱梁のせい比が小さい柱鉄筋コンクリート造・梁鉄骨造十字形接合部の構造性能

中田 寛二<sup>\*1</sup>・小澤 潤治<sup>\*2</sup>・佐藤 良介<sup>\*1</sup>

**要旨**：本論文は、既往の柱RC梁S構法の適用範囲を拡大することを目的として行った実験およびFEM解析について述べるものである。柱梁のせい比が1.0以下の全5体の接合部破壊を想定した十字形試験体を対象に構造実験を実施し、梁せいが柱せい以上となる場合であっても、試験体は急激な耐力低下を示すことなく韌性の高い履歴性状を呈すること、さらにふさぎ板のひずみ履歴は既往の柱RC梁S構法と同様の性状を示すことを確認した。また、実験試験体を対象として実施したFEM解析は、荷重変形関係に加えてふさぎ板および接合部ウェブのひずみ性状を十分な精度で実験を再現できるものであった。

**キーワード**：柱RC梁S構法、十字形接合部、柱梁せい比、有限要素法解析

## 1. はじめに

柱を鉄筋コンクリート（以下、RC）造、梁を鉄骨（以下、S）造で構成する架構は、圧縮力に強いRCを柱、曲げやせん断に強いSを梁として高い水平剛性を確保しつつ柱スパンを大きくとれるため構造的に合理性の高い構法である。その合理性に着目し、柱梁接合部外周をふさぎ板で補強する形式は優れた耐力と韌性が確保できることから、数多くの研究がなされてきた（例えば<sup>1)</sup>）。このような背景の下、筆者らはS梁全断面がRC柱を貫通する柱RC梁Sの十字形架構について、実験によってその構造性能を明らかにした<sup>2), 3)</sup>ことに加え、3次元非線形有限要素法（以下、FEM）解析によって実験の挙動を十分な精度で再現した<sup>4)</sup>。筆者らの既往の研究では、柱梁のせい比 $cD/bD$ （ $cD$ ：柱せい、 $bD$ ：梁せい）が1.14～1.82の範囲、すなわち梁せいが柱せいより小さい場合を対象としている。しかし近年では、柱RC梁S構法の物流倉庫等への適用や建物の大スパン化に伴い梁が大断面となる一方で、免震化やプレース等の耐震要素の付加によって柱断面の縮小化が可能となることから、梁せいが柱せい以上（ $cD/bD \leq 1.0$ ）となる場合への対応が求められているが、その研究例は僅かである<sup>5)</sup>。

柱RC梁S構法における以上のような研究の現状に鑑み、本論文では、筆者らが提案してきた構法の適用範囲拡大を目的とし、柱梁のせい比 $cD/bD$ を1.0以下とした十字形架構の静的載荷実験を行い、その結果について考察を行う。さらに、実験試験体を対象としたFEM解析によって、実験の荷重変形関係や接合部構成要素のひずみ性状の再現解析を試みた。

## 2. 十字形接合部実験

### 2.1 試験体

図-1に試験体の形状と配筋、表-1に試験体一覧

\*1 東急建設（株）技術研究所 博士（工学）（正会員）

\*2 東急建設（株）技術研究所 工修

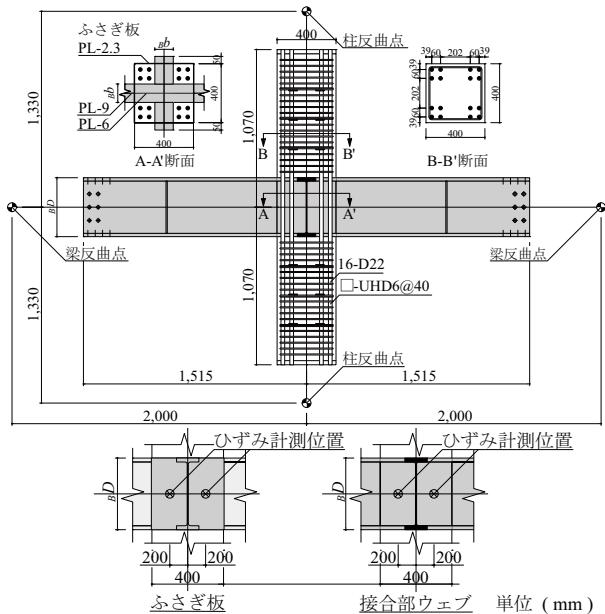


図-1 実験試験体の形状と配筋（No.5）

を示す。試験体は全5体で、ラーメン架構の中柱を模した十字形とし、いずれも接合部破壊を想定している。S梁全断面がRC柱を貫通し、直交梁を有している。柱梁接合部にはせん断補強筋を配さず、外周をふさぎ板で補強している。

これら5試験体の共通因子は、梁スパン $l$ （4,000 mm）、柱高さ $h$ （2,660 mm）、柱断面（400 mm × 400 mm）、ふさぎ板厚 $t_p$ （2.3 mm）である。なお、接合部ウェブ降伏を先行させるため、厚さ $t_w$ を9 mmとした梁ウェブに対して接合部ウェブ厚 $t_w$ は6 mmとしている。基準試験体は、柱梁のせい比 $cD/bD = 1.0$ 、幅比 $c/b = 3.2$ （ $c$ ：柱幅、 $b$ ：梁幅）、柱コンクリートの目標強度 $F_c$ を36 N/mm<sup>2</sup>としたNo.5である。

No.5に対して、他4試験体は次のような位置付けにある。No.2は、 $c/b$ はNo.5と同じであるが、 $cD/bD = 0.8$ とすることで、 $bD$ が $cD$ よりも小さいケースへの

表-1 試験体一覧

試験体	H形鋼梁				鉄筋コンクリート柱				柱梁接合部		柱梁寸法比率		
	梁せい $bD$ (mm)	梁幅 $b$ (mm)	ウェブ厚 (SN400B) $t_w$ (mm)	フランジ厚 (SN490B) $t_f$ (mm)	コンクリート 目標強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	柱せい $cD$ (mm)	柱幅 $c_b$ (mm)	主筋 (SD490)	せん断 補強筋 (UHD685)	ウェブ厚 (SN400B) $t_w$ (mm)	ふさぎ板厚 (SS400) $t_p$ (mm)	せい比 $cD / bD$	幅比 $c_b / b$
No.1	500	100	9	28	36	400	400	16-D22 @40	□-D6 @40	6	2.3	4.0	0.8
No.2		125		22									
No.3				60									3.2
No.4		400		36									
No.5		1											

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体	部位	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )	ボアソン比 (-)	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	下柱・接合部 上柱	46.1	2.98	0.178	3.62
		45.1	2.90	0.161	3.46
No.2	下柱・接合部 上柱	45.2	2.96	0.176	3.57
		44.4	2.89	0.16	3.41
No.3	下柱・接合部 上柱	74.3	3.57	0.200	4.86
		71.5	3.35	0.183	5.17
No.4	下柱・接合部 上柱	74.0	3.57	0.198	4.84
		71.3	3.34	0.181	5.16
No.5	下柱・接合部 上柱	44.2	2.94	0.175	3.50
		43.5	2.86	0.159	3.35

本構法の適用性を検証することを目的とした試験体である。No.1は、 $cD / bD$ はNo.2と等しいが、 $c_b / b = 4.0$ とすることで柱端の支圧がNo.2よりも厳しい条件になるように設定した試験体である。No.1およびNo.2の柱コンクリートの目標強度 $F_c$ はいずれも36 N/mm<sup>2</sup>とした。No.3, 4は柱コンクリートが高強度の場合でも本構法が適用可能であることを確認するため、 $F_c$ を60 N/mm<sup>2</sup>とした試験体であり、それぞれの試験体の柱コンクリート強度以外の仕様はNo.3はNo.2と、No.4はNo.5と同様である。なお、ふさぎ板および接合部ウェブのひずみは図-1の位置に貼り付けた3軸ゲージで計測した。

これら試験体に用いたコンクリート、鉄筋ならびに鋼材の材料試験結果は表-2、表-3に示す通りである。

## 2.2 加力方法

ロ形に構成した4ピンの加力フレームに十字形試験体の柱梁反曲点をピン接合し、加力梁に正負交番の静的漸増繰返し荷重を作成させることで層せん断力を与えた。加力は層間変位 $\delta$ で制御し、層間変位角 $R (= \delta / h) = +6/100 \text{ rad}$ まで加力した。なお、柱軸力は与えていない。また、柱の軸方向伸びはロ形の加力フレームで拘束されているが、実験中に生じた柱軸力は極めて微小であった。

## 2.3 破壊経過および層せん断力-層間変位角関係

図-4に各試験体の層せん断力 $Q$ -層間変位角 $R$ 関係を、表-4に最大耐力と各種計算耐力との比較を示す。表-4の接合部終局耐力は既往の研究<sup>2)</sup>の提案式から算出したものである。

まず基準試験体であるNo.5試験体は、 $R = 1.5/100 \text{ rad}$ 付近で接合部ウェブおよびふさぎ板が降伏に至った。その後、 $R = 3/100 \text{ rad}$ で最大耐力に至って以降は、 $R = +6/100 \text{ rad}$ に至るまで急激な耐力低下を示すことなく、韌性の高い挙動を呈した。

次に、他4試験体の破壊経過によれば各変動因子の

表-3 鉄筋・鋼材の材料試験結果

種類	材質	部位	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )
D6	SHB685	せん断補強筋	750	959	1.81
D22	SD490	主筋	518	701	2.07
PL22	SN490B	梁フランジ	426	549	2.12
PL28	SN490B	梁フランジ	360	513	2.13
PL9	SN400B	梁ウェブ	352	456	2.19
PL6	SN400B	接合部ウェブ	387	467	2.14
PL2.3	SS400	ふさぎ板	361	441	2.05

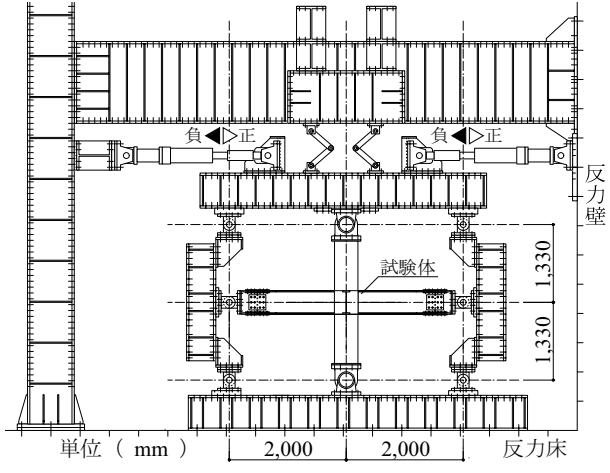


図-2 加力装置

影響を考察する。

No.5よりも梁せいを高くし $cD / bD = 0.8$ としたNo.2試験体は、架構としての耐力および剛性はNo.5よりも高いが、ふさぎ板および接合部ウェブが降伏した層間変位角、最大耐力に至った層間変位角はNo.5とほぼ同様であった。最大耐力以降も $R = +6/100 \text{ rad}$ まで急激な耐力低下を呈することはなく、韌性の高い履歴性状を示した。 $cD / bD$ をNo.2と同様とし、 $c_b / b = 4.0$ としたNo.1は、No.2試験体とほぼ同様の挙動を呈した。なお、全5試験体のうち最も梁幅が狭いNo.1においても、柱端コンクリートには圧壊の傾向は特に観察されなかった。

$F_c = 60 \text{ N/mm}^2$ としたNo.3、No.4試験体は、接合部コンクリートの強度が高いことから、No.3はNo.2よりも、No.4はNo.5よりも耐力がやや高い履歴性状を示した。一方で、各降伏イベントならびに最大耐力に至る層間変位角はNo.2あるいはNo.5とほぼ同様であった。

このような破壊経過を示した5試験体の接合部正面のふさぎ板には、座屈による面外変形が加力終了後に若干観察された。また、5試験体の最大耐力はいずれも表

－4に示した接合部終局耐力の計算値を超える値を示した。一方で、S梁全塑性時およびRC柱終局時の層せん断力計算値には達しておらず、梁端フランジや柱端の主筋のひずみは試験体が最大耐力に至るまで弾性範囲にあった。実験によって観察されたこれらの結果より、本実験の試験体は全て接合部破壊したと判断される。

#### 2.4 ふさぎ板のひずみ性状

図-5は図-1に示した計測点のうち、ふさぎ板の左側の主ひずみの推移を示したものである。横軸は最大主ひずみ $\varepsilon_1$ 、縦軸は最小主ひずみ $\varepsilon_2$ を示し、図中的一点鎖線は $\varepsilon_2 = -0.3 \varepsilon_1$ の直線である。二次元応力下において鋼材がある方向に引張(圧縮)応力を受けてひずみ $\varepsilon_1$ が生じると、その直交方向にはポアソン比に応じた横ひずみ $\varepsilon_2$ が生じる。鋼材のポアソン比は0.3であるので、一点鎖線は一軸引張圧縮時の $\varepsilon_1$ と $\varepsilon_2$ の関係を意味する。したがって、例えば実験結果の $\varepsilon_1$ と $\varepsilon_2$ の関係が図-5の第4象限においてこの直線近傍を推移すれば、その鋼材は引張材として機能していると言える。破線で示した楕円は表-3のヤング係数と降伏強度から算出したvon Misesの降伏曲面である。また、図-6には $R = +1/50$  rad時の $\varepsilon_1$ および $\varepsilon_2$ の大きさと方向を示した。

図-5において、全ての試験体で「特に弾性域において主ひずみが $\varepsilon_2 = -0.3\varepsilon_1$ の直線近傍を推移する傾向」が観察され、この傾向は本実験よりも $cD/bD$ が大きい試験体を対象とした筆者らの既往の研究<sup>4)</sup>と同様である。さらに梁材軸方向に対する $\varepsilon_1$ の角度についても、図-6に示すように既往の研究<sup>4)</sup>と同程度であった。なお、図-1に示したふさぎ板の右側の計測点についても、図-5で観察されたものと同様の性状が確認された。主ひずみについて観察されたこれらの事実は、本実験で対象とした $cD/bD$ および $cB/bB$ の範囲においても、本柱RC梁S構法のふさぎ板が斜め方向の引張材として機能していることを示唆するものである。

#### 3. FEM 解析

2章で実験結果を述べた5試験体を対象として、材料非線形を考慮した3次元FEM解析による実験結果のシミュレートを試みる。解析には汎用FEM解析プログラ

表-4 実験結果一覧

試験体	方向	実験値		計算値				耐力比(実験値/計算値)				破壊形式	
		最大耐力	層間変位角	接合部終局 <sup>2)</sup>	梁降伏	梁全塑性	柱終局 <sup>1)</sup>	接合部終局	梁降伏	梁全塑性	柱終局		
		$cQ_{u,exp}$ (kN)	$R$ (rad)	$cQ_{Ju}$ (kN)	$cQ_{By}$ (kN)	$cQ_{Bp}$ (kN)	$cQ_{Cu}$ (kN)	$cQ_{Ju}$	$cQ_{By}$	$cQ_{exp}$	$cQ_{Bp}$	$cQ_{Cu}$	
No.1	正側	349.0	0.030	292.2	454.6	527.9	438.8	1.19	0.77	0.66	0.80	1.00	接合部破壊
	負側	-329.4	-0.030					1.13	0.72	0.62	0.75		
No.2	正側	358.3	0.029	294.5	548.8	605.4	437.2	1.22	0.65	0.59	0.82	1.00	接合部破壊
	負側	-341.2	-0.030					1.16	0.62	0.56	0.78		
No.3	正側	404.4	0.030	338.3	548.8	605.4	492.2	1.20	0.74	0.67	0.82	1.00	接合部破壊
	負側	-398.0	-0.030					1.18	0.73	0.66	0.81		
No.4	正側	364.7	0.030	290.2	410.2	453.8	469.8	1.26	0.89	0.80	0.78	1.00	接合部破壊
	負側	-361.3	-0.030					1.24	0.88	0.80	0.77		
No.5	正側	299.0	0.030	258.3	410.2	453.8	416.9	1.16	0.73	0.66	0.72	1.00	接合部破壊
	負側	-302.9	-0.030					1.17	0.74	0.67	0.73		

\*1 : ACI法にて算出

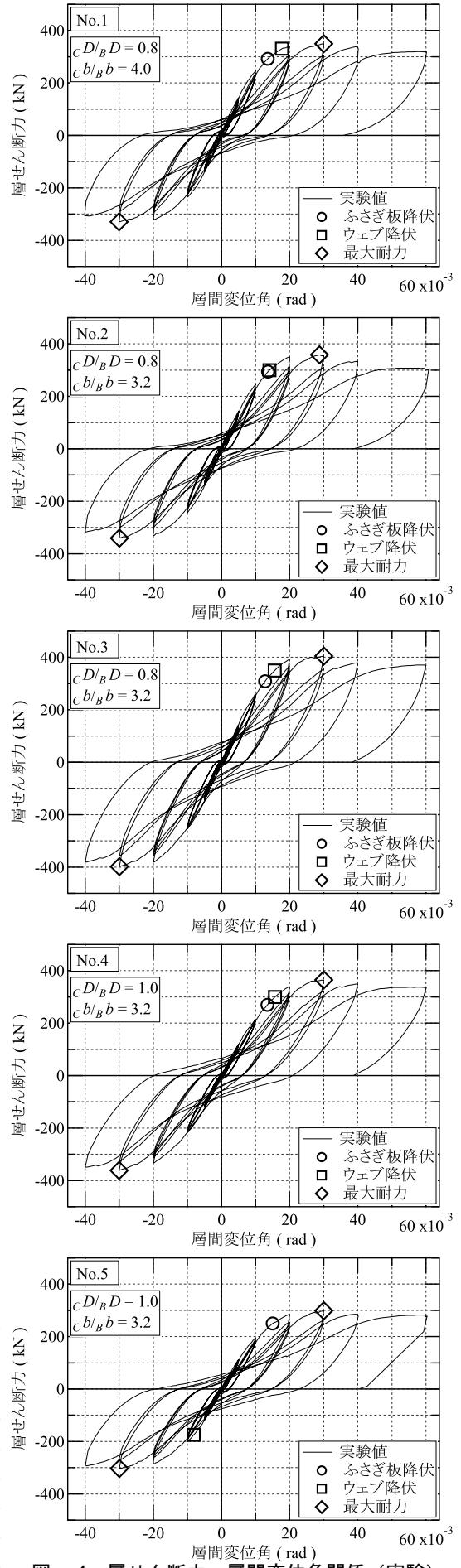


図-4 層せん断力一層間変位角関係(実験)

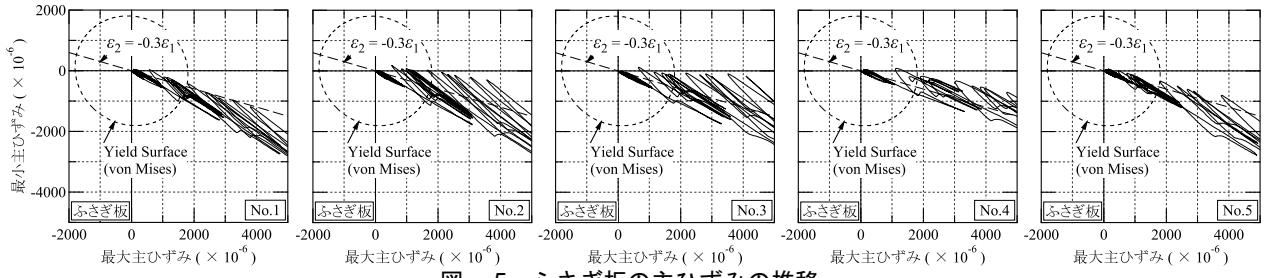


図-5 ふさぎ板の主ひずみの推移

△ DIANA10.1 を用いた。

### 3.1 試験体のモデル化

図-7 に解析モデルを示す。解析モデルは試験体の対称性を考慮して 1/2 とし、RC 柱はコンクリートを 8 節点ソリッド要素、鉄筋を埋込み鉄筋要素で離散的にモデル化し、付着すべりを考慮した。S 梁およびふさぎ板は 4 節点シェル要素でモデル化し、鋼板とコンクリート間の付着特性は 4+4 節点の界面要素でモデル化した。

### 3.2 材料構成則

図-8 に各要素の材料構成則を示す。各材料の強度、ヤング係数およびボアソン比は表-2 および表-3 に示す値を用いた。なお、コンクリートの引張強度  $\sigma_t$  は fib Model Code 2010<sup>6)</sup> の式で算出した。

#### (1) コンクリート

構成則は直交固定ひび割れモデルを用い、圧縮側は軟化域で圧縮破壊エネルギー  $G_f$ <sup>7)</sup> を考慮する Feenstra の放物線モデル<sup>8)</sup>を採用した。破壊基準は Hsieh-Ting-Chen の 4 パラメータモデルを適用した。引張側の軟化域は引張破壊エネルギー  $G_f$ <sup>9)</sup> を考慮する Hordijk モデル<sup>10)</sup>とした。ひび割れ面におけるせん断剛性は Al-Mahaidi のモデルを用いて低減した。

#### (2) 鉄筋・鋼板

鉄筋と鋼板の応力-ひずみ関係は降伏後の剛性を弾性域の 1/100 とする Bilinear モデルで表した。降伏条件には von Mises の条件を用い、ボアソン比  $\nu$  は 0.3 とした。

#### (3) 鋼とコンクリートの付着特性

鉄筋とコンクリート間の付着-すべり関係には、CEB-FIP Model Code 1990 のモデル<sup>11)</sup>を適用した。

鋼板とコンクリート間の界面特性はクーロン摩擦モデルを適用した。界面垂直方向については、圧縮方向には十分大きな剛性を与える、離間方向は引張応力が働くと直ちに剥離が生じるものとした。界面せん断方向はせん断応力  $t_f$  が  $\mu$  (摩擦係数) ×  $t_n$  (垂直応力) を超えるとすべりが生じるものと仮定した。摩擦係数  $\mu$  は「鋼構造接合部設計指針<sup>12)</sup>」より 0.40 とし、せん断方向の剛性は 800 N/mm<sup>2</sup>/mm とした<sup>13)</sup>。

### 3.3 境界条件と加力方法

本論文では、図-2 に示したロ形の加力フレームを含めてモデル化することで、実験に近い条件下で試験体

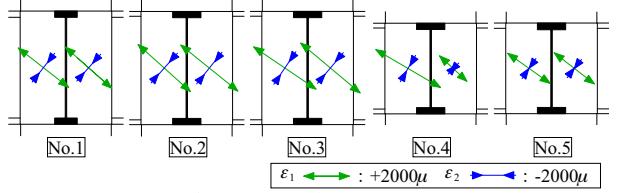


図-6 ふさぎ板の主ひずみ方向 ( $R = +1/50 \text{ rad}$ )

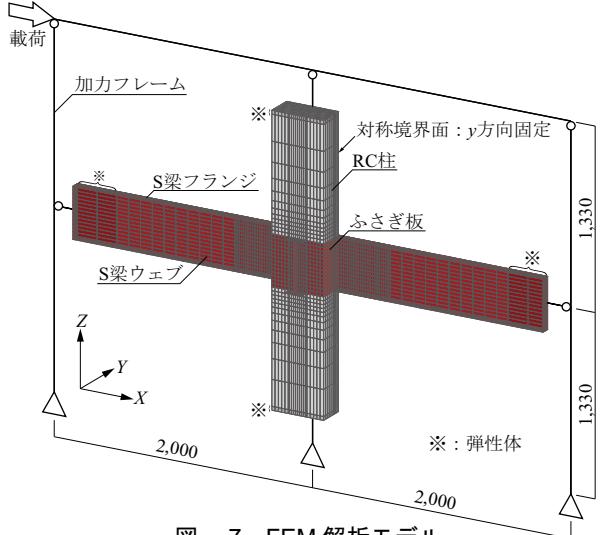


図-7 FEM 解析モデル

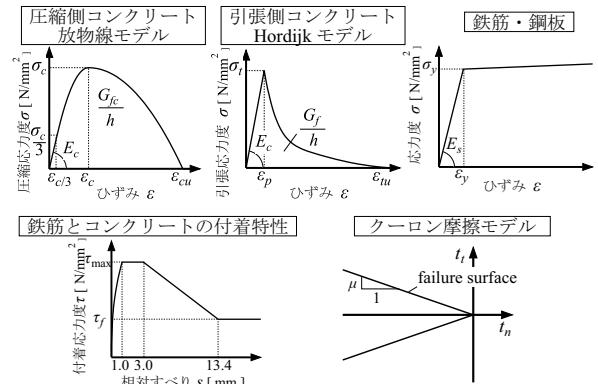


図-8 解析モデルの各構成要素の材料構成則

の挙動を追跡することを試みた。実験試験体を模擬した有限要素モデルの柱梁の反曲点を、梁要素でモデル化した加力フレームにピン接合し、対称境界面の Y 方向変位を拘束した。加力フレームの下端および下柱の反曲点はピン支持とした。加力方法は単調載荷とし、層せん断力を加力フレーム頂部に強制変位として与え、 $R = 4/100 \text{ rad}$ まで加力した。

### 3.4 層せん断力-層間変位角関係

実験結果との比較に基づき FEM 解析の妥当性を検証

する。図-9は実験結果の処女載荷時包絡線にFEM解析結果のQ-R関係を重ねて示したものである。表-5には最大耐力の実験値とFEM解析値、ならびにそれらの比較を示す。

まず、荷重変形関係全体の対応を概観すると、初期剛性から $R = \pm 1/100 \text{ rad}$ に至るまでは、いずれの試験体においてもFEM解析は実験を精度よく追跡できていることが確認できる。 $R = \pm 1/100 \text{ rad}$ 以降の塑性域を含めた挙動については、No.4以外の4試験体のFEM解析値は最大耐力後の耐力低下域を含めて実験と良好な対応を示している。No.4は、 $R = \pm 1/100 \text{ rad}$ 以降は実験値をやや低めに評価する傾向にある。また全5試験体とともに、FEM解析におけるふさぎ板およびウェブの降伏は実験よりもやや遅れる傾向にあるが、 $R = 1/100 \sim 1/50 \text{ rad}$ の変形で降伏に至る傾向は実験を良く再現している。

続いて最大耐力について考察する。No.4のFEM解析値は実験よりもやや遅れて最大耐力に至る傾向にあるが、他4試験体では、FEM解析は実験で得られた「 $R = \pm 3/100 \text{ rad}$ 付近で最大耐力に至る傾向」を良く再現できている。また表-5より、FEM解析値は実験値に対して-7%～+4%の範囲にあり、実験の最大耐力と良好に対応している。したがって実験との対応におけるこれらの傾向から、本FEM解析は実験の荷重変形関係を良く追跡できていると言える。

### 3.5 ふさぎ板およびウェブのひずみ性状

図-10は図-1に示したふさぎ板およびウェブの左側の計測点の $\varepsilon_1$ と $\varepsilon_2$ の関係について、実験の包絡ステップの結果とFEM解析結果の対応を示したものである。また図-11には $R = +1/50 \text{ rad}$ 時のふさぎ板の主ひずみの方向を実験結果と併せて示す。図-10、11とともに代表的な結果としてNo.2、5の2試験体のものを示す。

図-10より、ふさぎ板、ウェブとともにFEM解析は実験のひずみ性状と良好な対応を示している。ふさぎ板については、「特に弾性域において主ひずみが $\varepsilon_2 = -0.3\varepsilon_1$ の直線近傍を推移する傾向」も実験と同様であった。さらに図-11では、主ひずみの大きさ、方向とともに、FEM解析と実験の良好な対応が確認できる。なお、No.2よりも梁幅が狭いNo.1試験体、および $F_c = 60 \text{ N}/\text{mm}$

表-5 最大耐力の比較

試験体	方向	実験値		FEM		
		最大耐力 $cQ_{u,exp}$ [kN]	層間変位角 $R$ [rad]	最大耐力 $cQ_{u,ana}$ [kN]	層間変位角 $R$ [rad]	$cQ_{u,ana}$ $cQ_{u,exp}$
No.1	正側	349.0	0.030	343.6	0.027	0.98
	負側	-329.4	-0.030			1.04
No.2	正側	358.3	0.029	355.6	0.027	0.99
	負側	-341.2	-0.030			1.04
No.3	正側	404.4	0.030	406.8	0.030	1.01
	負側	-398.0	-0.030			1.02
No.4	正側	364.7	0.030	337.4	0.035	0.93
	負側	-361.3	-0.030			0.93
No.5	正側	299	0.030	285.4	0.029	0.95
	負側	-302.9	-0.030			0.94

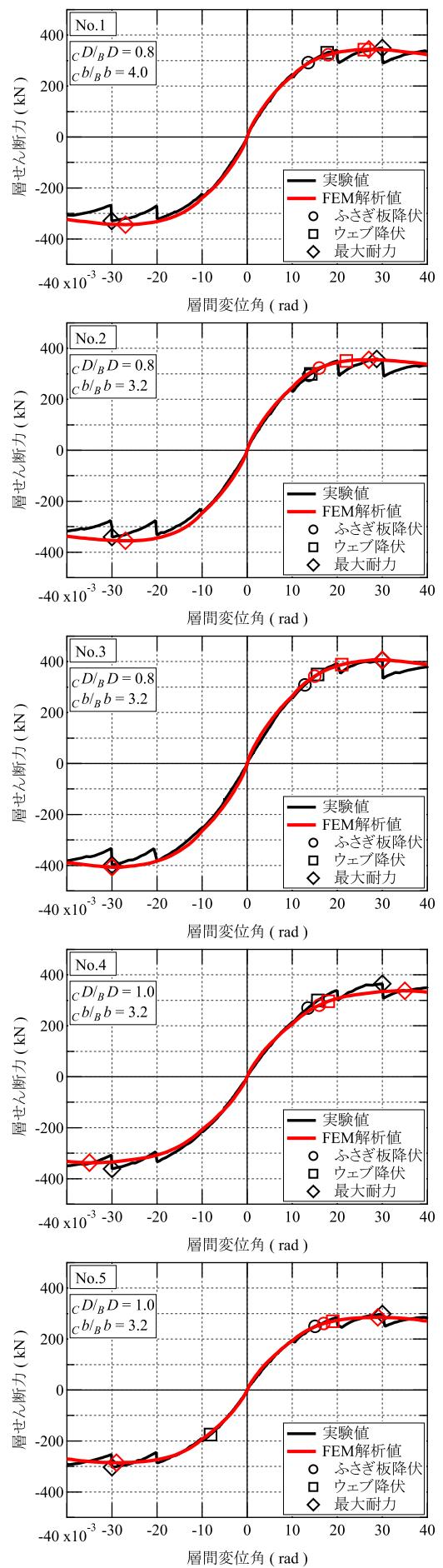


図-9 層せん断力-層間変位角関係(FEM解析)

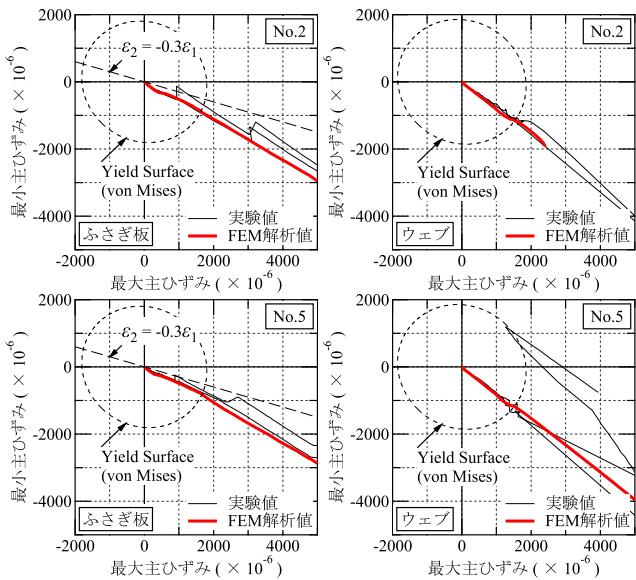


図-10 ふさぎ板およびウェブの主ひずみ (FEM 解析)

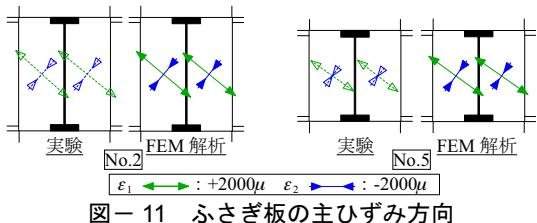


図-11 ふさぎ板の主ひずみ方向

(R = +1/50 rad) (FEM 解析)

$\text{mm}^2$ としたNo.3, No.4の3試験体に関しても同様の対応が確認された。実験結果とのこのような対応から、本FEM解析は荷重変形関係のみならず、ふさぎ板および接合部ウェブのひずみ性状をも実験を良好に再現できるものであると判断される。

#### 4.まとめ

柱梁のせい比が1.0以下の柱RC梁Sの十字形架構について、全5体の試験体に対して構造実験を実施し、その結果を報告するとともに、FEMによって実験結果の再現解析を試みた。本論文で得られた結論を以下に示す。

- 1) 全5試験体ともに、想定通りに接合部破壊したものの最大耐力到達後も急激な耐力低下を呈することなく、韌性の高い履歴性状を示した。
- 2) ふさぎ板の主ひずみは、筆者らの既往の研究と同様に「弾性域において $\varepsilon_2 = -0.3\varepsilon_1$ の直線近傍を推移する傾向」が観察され、さらに $\varepsilon_1$ の方向は既往の研究と同様に梁材軸に対して斜め方向となっていた。これらの事実より、本論文で対象とした試験体においても、ふさぎ板は斜め方向の引張材として機能している可能性が高いと推察される。
- 3) 本FEM解析は、実験の初期剛性から最大耐力到達後の耐力低下域まで含めた挙動を十分精度良く評価している。また、最大耐力および最大耐力に至る変形についても実験結果を十分な精度で再現できた。

- 4) ふさぎ板および接合部ウェブの主ひずみの推移における実験結果との対応から、本FEM解析は接合部の構成要素のひずみ性状についても実験を良好に再現できるものであると言える。

#### 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報告集 第428号, pp.69-78, 1991.10
- 2) 小澤潤治, 山本俊彦, 須田充司：RC柱・S造はりで構成される合成架構に関する研究 その2 十字型接合部の実験、日本建築学会大会学術講演梗概集, C分冊, 構造II, pp.1667-1668, 1994.9
- 3) 小澤潤治ほか：RC柱・S造はりで構成される合成架構に関する研究 その5 柱はりの断面寸法比が異なる場合、日本建築学会大会学術講演梗概集, C-I分冊, 構造III, pp.1079-1080, 1996.9
- 4) 中田寛二, 小澤潤治, 佐藤良介, 川崎健二郎：柱鉄筋コンクリート造・梁鉄骨造で構成される十字形接合部に関する解析的研究、コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1051-1056, 2017.6
- 5) 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, No.2, pp.1069-1074, 2014.6
- 6) fédération internationale du béton / International Federation for Structural Concrete : fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2010
- 7) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, Oct.1999
- 8) Feenstra, P. H. : Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete, PhD thesis, Delft University of Technologh, 1993
- 9) 土木学会：2012年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], 2013
- 10) Hordijk, D. A. : Local Approach to Fatigue of Concrete, PhD thesis, Delft University of Technology, 1991
- 11) Comité Euro-International Du Béton : CEB-FIP Model Code 1990, 1990
- 12) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針, 2012
- 13) 木原弘揮, 堀田久人, 中林一茂:拘束下のコンクリートと鋼板の付着特性に関する研究 (その3 実験の概要及び結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-I, 構造III, pp.1135-1136, 2000.7