

# 柱梁接合部内に機械式継手を用いた RC 造架構の加力実験

## — 架構の塑性変形能力に関する実験的研究 —

### Loading Tests of RC Frames Arranged Mechanical Joints within Beam-column Joint - Experimental Study on Plastic Deformation Capacity of RC Frames -

新上 浩 HIROSHI SHINJO  
小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA  
山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA  
谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

柱梁接合部内に機械式継手を用いて梁主筋を接合する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究として、梁曲げ降伏後の架構の塑性変形能力を把握するために十字形試験体の加力実験を実施し、在来工法での評価方法との比較を行った。その結果、本工法においても、接合部のせん断余裕度が大きくない場合、梁降伏後の繰り返し載荷の影響によって柱梁接合部のせん断破壊を起し、その際の架構の塑性変形能力は、在来工法の評価方法で評価可能であることが確認された。

キーワード：柱梁接合部、プレキャストコンクリート、機械式継手、塑性変形能力、付着

The structural performance of the RC frame, of which the beam reinforcement were connected with the mechanical joints within the beam-column joint, was compared with the evaluation for the conventional construction method by loading tests on plastic deformation capacity of frames including beam-column joint. As a result, it was confirmed that when the ratio of calculated shear capacity to the bearing force at the joint panel of the beam was not large the joint fails in shear after beam yielding, and the plastic deformation capacity of RC frame is able to be obtained by the evaluation proposed for the conventional construction method.

**Key Words:** Beam-column Joint, Precast Concrete, Mechanical Joint, Plastic Deformation Capacity, Bond

## 1. はじめに

本研究は、柱梁接合部内で機械式継手を用いて梁主筋を接合する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関するものであり、既報<sup>1),2)</sup>では梁曲げ降伏型となる十字形部分架構の加力実験結果について報告した。本年度は、梁曲げ降伏後の架構の変形能力を把握するために、梁曲げ降伏時の柱梁接合部のせん断応力および柱梁接合部内の梁主筋の付着応力の両者が、それぞれせん断強度<sup>3)</sup>、付着強度<sup>3)</sup>とほぼ等しくなるような試験体を計画し、同様な加力実験を行った。また継手位置の違いが構造性能に与える影響を確認するために、機械式継手を接合部内に片寄せで配置した試験体も併せて計画した。

## 2. 実験概要

### (1) 試験体計画

試験体の諸元を表-1に、試験体形状(BT-C)を図-1に

表-1 試験体諸元

試験体名		BT-C	FJ-C	FJ-E	
梁	断面寸法 [mm]	360×550			
	主筋	上端筋	4-D25+2-D25 (SD390)		
		下端筋	4-D25+2-D25 (SD390)		
	横補強筋	4-D10@100 (SD295A)			
柱	断面寸法 [mm]	550×550			
	主筋	16-D22 (SD390)			
	横補強筋	4-D10@70 (SD295A)			
接合部	断面寸法 [mm]	550×550			
	横補強筋	2-D10 (SD295A) 5組			
	横補強筋比 [%]	0.33			
	梁主筋の継手の種類・配置	種類	スリーブ	カブラー	
		外径	φ53.5	φ38	
	長さ [mm]	300	250		
	配置	中央 端部			
コンクリート設計基準強度 [N/mm <sup>2</sup> ]		42			
軸力 [kN]		782			

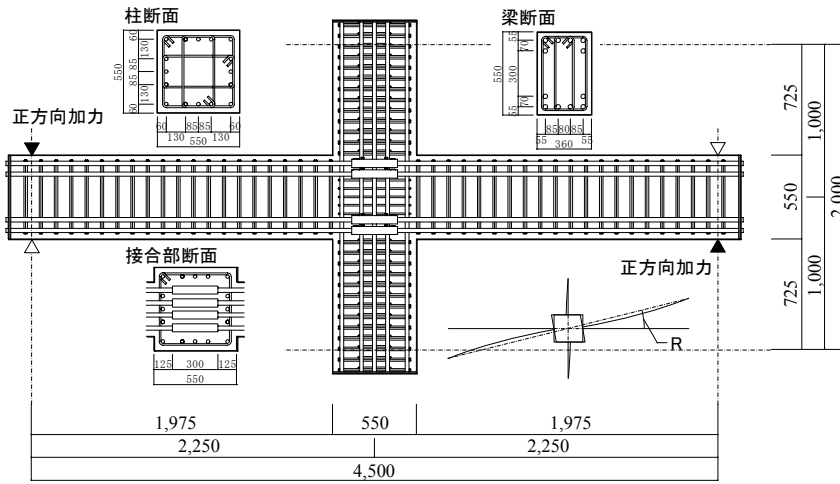


図-1 試験体形状 ( BT-C )

表-2 材料試験結果

鉄筋 使用部位	呼び名 (種別)	降伏点 $\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 $\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	伸び [%]
横補強筋	D10(SD295A)	380	532	28
柱主筋	D22(SD390)	446	637	22
梁主筋	D25(SD390)	442	635	23

モルタル 部位	圧縮強度 $\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	弾性係数 $E_c$ [ $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> ]
BT継手	124	3.87
FJ継手	101	2.47

コンクリート 部位	圧縮強度 $\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	圧縮強度時の ひずみ $\epsilon_{\infty}$ [ $\times 10^{-3}$ ]	ヤング係数 $E_c$ [ $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> ]	割裂強度 $\sigma_{ct}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
下部柱	51.7	2.59	3.03	4.02
梁・接合部				
上部柱	46.1	2.39	3.01	3.23

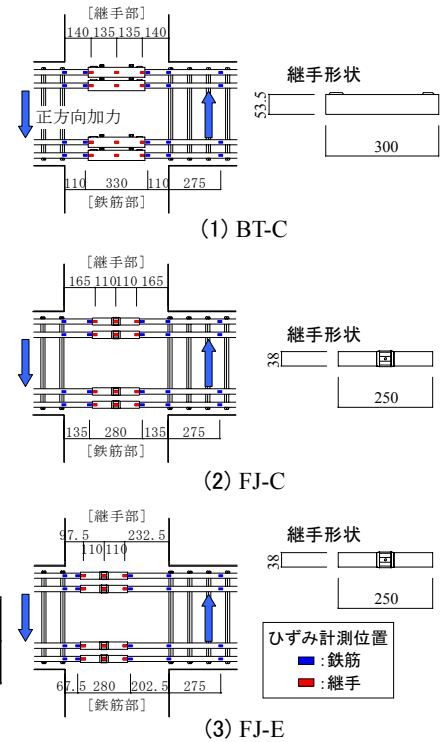


図-2 柱梁接合部内の梁主筋の状況とひずみ計測位置

各試験体の柱梁接合部内の梁主筋の状況を図-2に示す。試験体は、梁の曲げ降伏後に柱梁接合部のせん断破壊が発生することを想定した約1/1.6縮尺の十字形架構3体からなり、BT-CおよびFJ-Cは機械式継手を柱梁接合部の中央に配置した試験体、FJ-Eは端部に片寄せで配置した試験体である。

使用した機械式継手は、BT-Cはスリーブとねじふし鉄筋の隙間にモルタルを充填する方式の継手(BT継手)、FJ-CおよびFJ-Eはねじふし鉄筋を接続するカプラーにモルタルを注入する方式の継手(FJ継手)の2種類である。

試験体の製作は、あらかじめ各機械式継手によって接合した梁主筋を配筋し、下部柱、梁および柱梁接合部のコンクリートを先に打設し、その後上部柱を打設した。ひずみ計測を行う梁主筋には、付着への影響を考慮して、鉄筋の節のすき間に3mm×3mmの溝加工を行い、溝内にリード線を埋設した。使用材料の試験結果を表-2に示す。

## (2) 加力方法

加力装置図を図-3に示す。加力は、柱に一定軸力(軸力比 $\eta = 0.05$ )を加えた状態で、上下柱の反曲点位置をピン支持し、油圧ジャッキを用いて左右の梁端加力位置の変位量を逆対称に制御して加力する方法とした。

加力履歴は、変形角 $R = \pm 1/400$ (1回)、 $\pm 1/200$ 、 $1/100$ 、

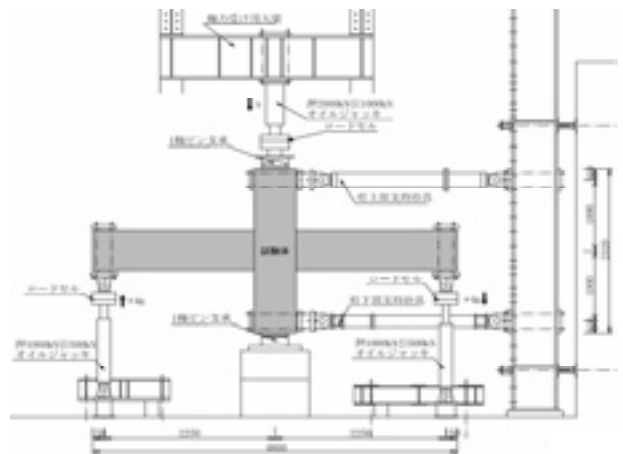


図-3 加力装置図

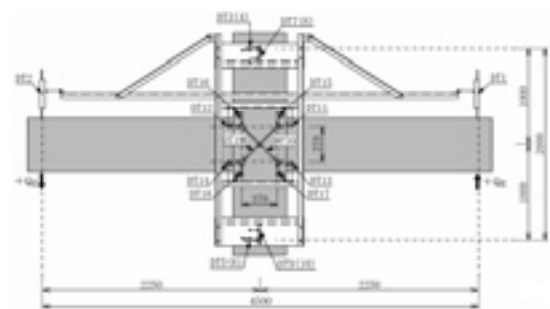


図-4 変位の計測位置

1/67, 1/50(各2回)、 $\pm 1/33, 1/25, 1/20$ (各1回)の正負繰り返り载荷後、 $+1/10$  rad までの押し切りとした。

## (3) 計測方法

変位の計測位置を図-4に示す。変位の計測にはひずみ

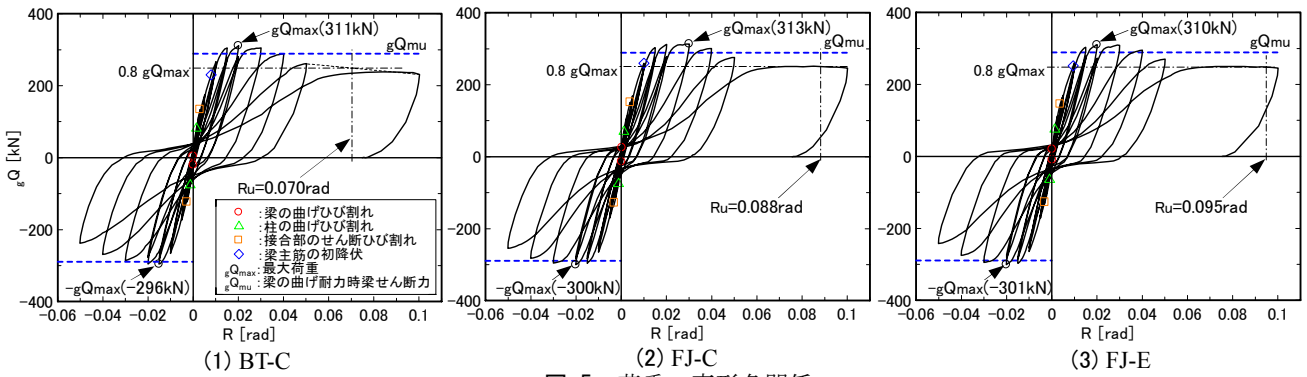


図-5 荷重-変形角関係

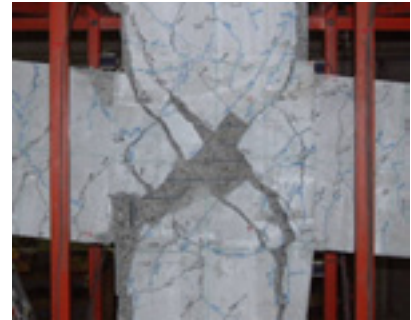


図-6 最終破壊状況 ( R=1/10 rad )

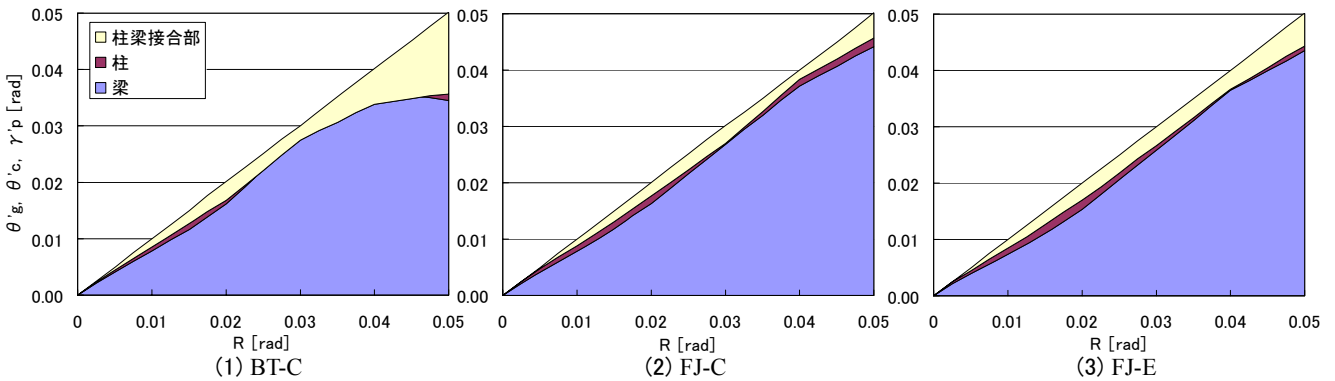


図-7 各部の変形成分

ゲージ式変位計を用い、柱反曲点位置を不動点とした計測フレームを基準とし、梁端部の加力位置の梁上面、柱上下のピン・ローラー位置、柱梁接合部の4隅の水平・鉛直変位、および柱梁接合部の対角方向の変位を計測した。また、図-2に示す梁主筋と機械式継手の各位置にひずみゲージを貼付し、ひずみを計測した。

### 3. 実験結果

#### (1) 荷重-変形関係

梁せん断力  $gQ$  と変形角  $R$  の関係を図-5に示す。ここで限界変形角  $R_u$  は、荷重が最大耐力の80%に低下した時の  $R$  と定義した。

いずれの試験体もほぼ同様の履歴性状を示し逆 S 字形のループ形状であった。ループの大きさは、BT 継手を使用した BT-C が若干大きい。いずれの試験体の最大耐

力もおおむね等しく、 $R_u$  は  $1/14 \sim 1/11$  rad と大きい。最大耐力到達後の履歴性状もほとんど差異が見られない。

#### (2) 破壊状況

いずれの試験体も、 $R = +1/300 \sim 1/250$  rad で柱梁接合部にせん断ひび割れが発生し、 $R = +1/100$  rad への加力で梁上端1段目主筋が引張降伏するとともに、柱梁接合部内横補強筋の引張降伏が起こった。その後、梁端部の曲げひび割れ幅が拡大するとともに柱梁接合部のせん断ひび割れが進展し、 $R = 1/50 \sim 1/33$  rad で最大耐力に到達した。また、その前後において梁端部でコンクリートの圧壊が観察された。

最大耐力到達後、接合部せん断ひび割れが進展し、その後の加力で接合部のせん断ひび割れ幅が拡大し、最終的に図-6に示すように接合部のせん断破壊へと至った。

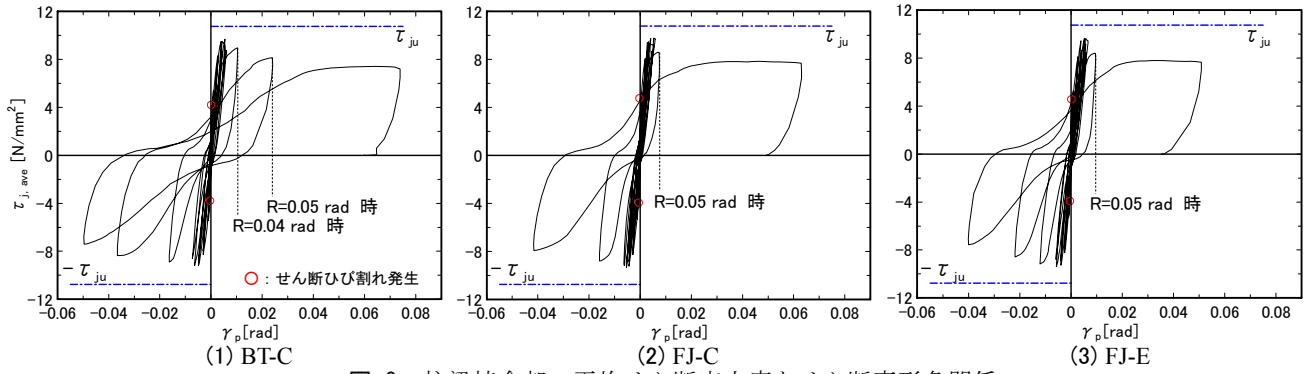


図-8 柱梁接合部の平均せん断応力度とせん断変形角関係

(3) 変形角に占める各部材の変形成分

正加力時(第1サイクル)の変形角Rに占める梁、柱および柱梁接合部の変形成分(それぞれ $\theta'_g, \theta'_c, \gamma'_p$ )の推移を図-7に示す。

いずれの試験体も、 $R=1/33$  rad までは $\theta'_g$ がRの80%程度、 $\gamma'_p$ が10~20%程度であったが、それ以降の変形でBT-Cは $\gamma'_p$ が急激に大きくなりR=1/20 rad 時では約30%となった。FJ-CとFJ-Eでは全変形角を通して各変形成分の割合に大きな差異は見られない。

(4) 柱梁接合部のせん断変形角の推移

柱梁接合部の平均せん断応力度 $\tau_{j,ave}$ とせん断変形角 $\gamma_p$ の関係を図-8に示す。図中には靱性保証型指針式<sup>3)</sup>によるせん断強度 $\tau_{ju}$ ( $=10.8\text{N/mm}^2$ )を併せて示す。ここで $\tau_{j,ave}$ は、梁の有効せいが一定であると仮定して求めた。いずれの試験体も $\gamma_p$ が0.5%を超えると急激に $\gamma_p$ が大きくなり $\tau_{j,ave}$ が低下している。また $\tau_{j,ave}$ の最大値が $\tau_{ju}$ より若干小さいことより、梁の降伏後の繰り返し荷重を受けて、接合部のせん断抵抗機構が低下し、最終的にせん断破壊に至ったことが推察される。

BT-Cの $\tau_{j,ave}-\gamma_p$ 関係の $\gamma_p=0\sim 0.025\text{rad}$ の部分拡大したものと耐震性能評価指針(案)<sup>4)</sup>において提案されている柱梁接合部の骨格曲線の計算値との比較を図-9に示す。実験結果と計算値は良好な対応を示しており、継手を使用した場合においても、通し配筋とした場合の評価式で、おおむね評価可能であることがわかる。

(5) 破壊耐力と塑性変形能力

a) 終局耐力

実験結果の一覧を表-3に、終局耐力の計算値を表-4に示す。すべての試験体の最大耐力 $gQ_{max}$ は、梁の曲げ耐力時の梁せん断力 $gQ_{mu}$ に対する比率で1.07~1.08であり、計算値とよい対応を示している。

b) 梁降伏後の接合部のせん断破壊

靱性保証型指針<sup>3)</sup>では、「梁降伏後の接合部のせん断

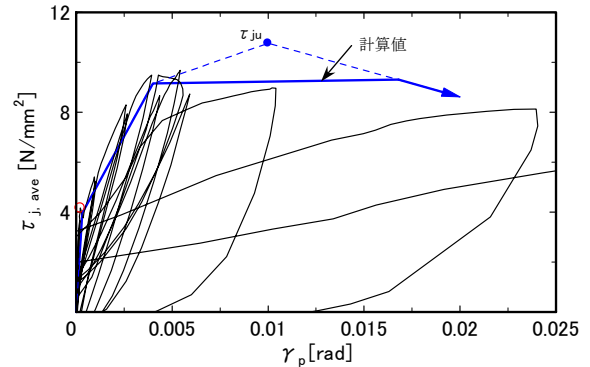


図-9 骨格曲線の計算値との比較 (BT-C)

表-3 実験結果の一覧

試験体	$gQ_{max}$ [kN]	$R_{max}$ [rad]	$R_u(=R_{80})$ [rad]	$R_{95}$ [rad]	$R_y$ [rad]	$\frac{gQ_{max}}{gQ_{mu}}$	破壊形式
BT-C	311	0.020	0.070	0.036	0.012	1.08	F → J
FJ-C	313	0.030	0.088	0.041	0.013	1.07	F → J
FJ-E	310	0.020	0.095	0.040	0.013	1.07	F → J

[1]  $gQ_{max}$ : 最大耐力時の梁せん断力  
 $R_{max}$ : 最大耐力時の変形角  
 $R_u$ : 限界変形角(=R80: 荷重が最大耐力の80%に低下したときの変形角)  
 $R_{95}$ : 荷重が最大耐力の95%に低下したときの変形角  
 $R_y$ : 梁の降伏時変形角(梁の引張側主筋が全て降伏したときの変形角)  
 [2] 破壊形式 F→J: 梁曲げ降伏後接合部せん断破壊

表-4 終局耐力の計算値

梁		柱		柱梁接合部									
$gQ_{mu}$ [kN]	$gQ_{su}$ [kN]	$cQ_{gu}$ [kN]	$cQ_{mu}$ [kN]	$cQ_{su}$ [kN]	せん断				付着				
					$V_j$ [kN]	$\tau_j$ [N/mm²]	$V_{ju}$ [kN]	$\tau_{ju}$ [N/mm²]	$\frac{V_{ju}}{V_j}$	$b\tau_j$ [N/mm²]	$b\tau_u$ [N/mm²]	$b\tau_j$ [N/mm²]	$b\tau_u$ [N/mm²]
289	433	650	1075	1028	2252	9.0	2694	10.8	1.20	10.0	10.2	10.2	1.02

[1]  $gQ_{mu}$ : 梁曲げ耐力<sup>5)</sup>時の梁せん断力  $gQ_{su}$ : 梁せん断耐力<sup>6)</sup>  
 $cQ_{gu}$ : 梁曲げ耐力時の柱せん断力  $cQ_{su}$ : 柱せん断耐力<sup>6)</sup>  
 $cQ_{mu}$ : 柱曲げ耐力<sup>5)</sup>時の柱せん断力  $V_{ju}$ : 接合部のせん断強度<sup>3)</sup>  
 $V_j$ : 接合部の設計用せん断力<sup>3)</sup>  $\tau_{ju}$ : 接合部のせん断強度時応力度<sup>3)</sup>  
 $\tau_j$ : 接合部の設計用せん断応力度<sup>3)</sup>  $b\tau_u$ : 付着強度<sup>3)</sup>  
 $b\tau_j$ : 設計用付着応力度<sup>3)</sup>

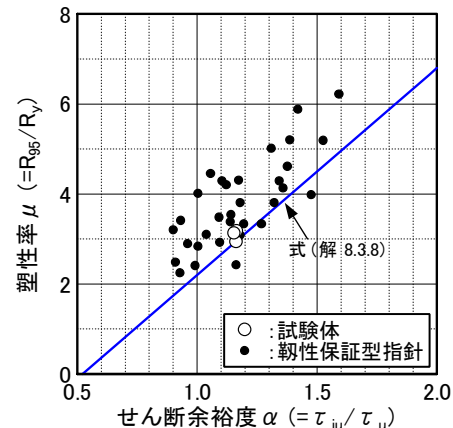


図-10 塑性率とせん断余裕度の関係

破壊を防止するために、要求される変形性能に応じ、適切なせん断余裕度を確保することが規定されている。

そこで、本試験体でのせん断余裕度と変形性能の関係を靱性保証型指針と同じ方法で示す。試験体の塑性率  $\mu$  ( $=R_{0.5}/R_y$ ) とせん断余裕度  $\alpha$  ( $=\tau_{ju}/\tau_u$ ) の関係を図-10に示す。ここで  $\tau_u$  は実験の最大耐力時(梁の曲げ耐力におおむね相当)の接合部せん断応力である。また同図には、靱性保証型指針の結果(解説図 8.3.6)および評価式(式(解 8.3.8))を併せて示す。

結果、本試験体の  $\alpha$  ( $=1.16 \sim 1.17$ ) に対する  $\mu$  は 3 程度であること、また本工法においても在来工法と同様の方法で評価可能であることがわかる。

(6) 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  と架構の塑性率  $\mu$  の関係を図-11に示す。ここで、 $\mu$  は梁の降伏時変形角  $R_y$  を基点として求めた。同図には、等価線形化法に基づく限界耐力計算において基本的な減衰評価法である式(1)を併せて示す。

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \tag{1}$$

BT 継手を用いた試験体 (BT-C) と FJ 継手を用いた試験体 (FJ-C, FJ-E) の  $h_{eq}$  は、梁降伏後の  $\mu = 2$  まではほぼ同程度で、それ以降の変形角では FJ 継手を用いた試験体が小さくなっている。これは FJ-C, FJ-E の荷重-変形角関係において、BT-C よりも若干逆 S 字状の履歴性状が強く出ていることと対応している。ただし、継手の配置による違いは見られなかった。

式(1)との比較では、BT-C では  $\mu = 4$  においても式(1)を上回っているが、FJ-C, FJ-E では  $\mu \geq 3$  で式(1)を下回っている。

(7) 柱梁接合部のせん断ひび割れ

実験結果による最大荷重までの接合部最大せん断ひび割れ幅  $p_w$  とせん断変形角  $p_\gamma$  との関係を図-12に示す。図中には、耐震性能評価指針(案)<sup>4)</sup>に提案されている通し配筋の場合の  $p_w$  と  $p_\gamma$  の評価式を併せて示す。本実験においても、同指針(案)で示されるように  $p_w$  と  $p_\gamma$  がほぼ比例関係にあることがわかる。提案式と比較すると、本実験結果のひび割れ幅が模型試験体よりも実大試験体の結果に近くなっているが、指針(案)の結果にばらつきが大きいこと、影響を受けるとと思われる接合部内の横補強筋比(本実験の場合  $p_{jw} = 0.33\%$ )が模型試験体 ( $p_{jw} = 0.59 \sim 1.8\%$ ) よりも実大試験体 ( $p_{jw} = 0.32\%$ ) に近いこと等によるものと考えられる。

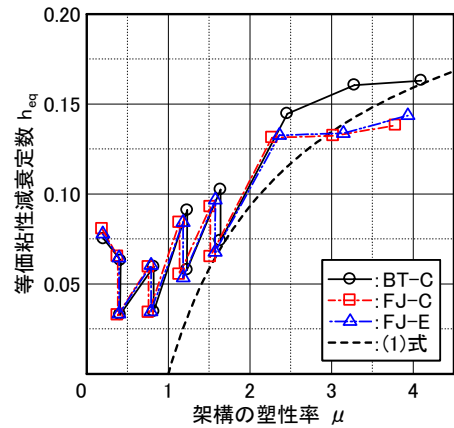


図-11 等価粘性減衰定数と塑性率

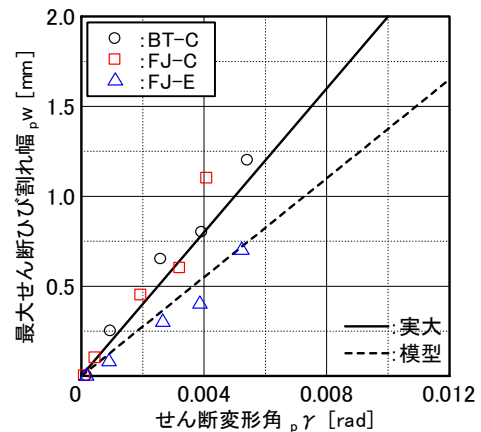


図-12 最大せん断ひび割れ幅とせん断変形角

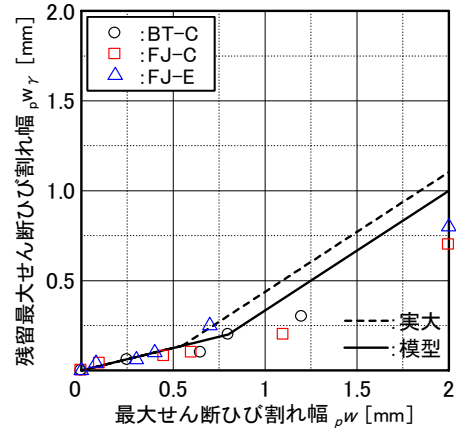


図-13 残留最大せん断ひび割れ幅と最大せん断ひび割れ幅

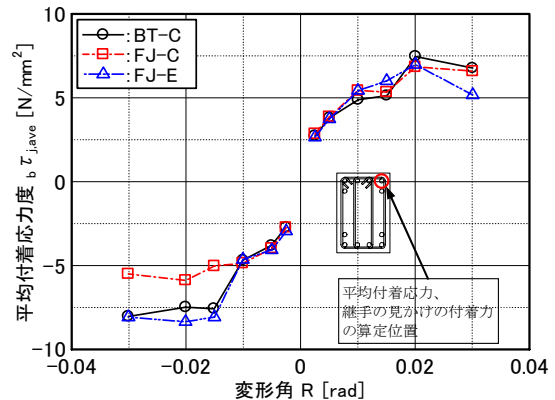


図-14 平均付着応力度の推移

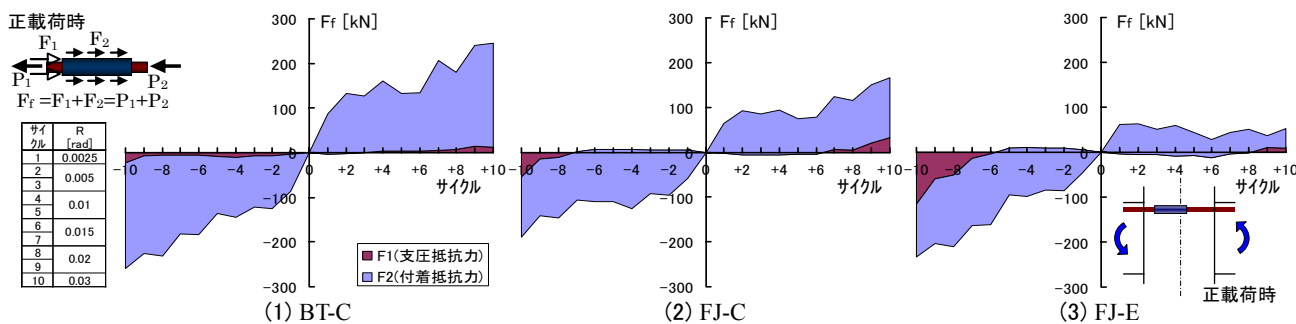


図-15 継手の見かけの付着力

除荷時の残留最大せん断ひび割れ幅  $p_w$  と最大せん断ひび割れ幅  $p_w$  の関係を図-13に示す。図中には図-12と同様に指針(案)の評価式を併せて示す。本関係も模型試験体よりも実大試験体に近い結果が得られ、また実大試験体の関係式がほぼ実験値の上限を示している。

以上より、本工法の場合の接合部のひび割れによる損傷も、在来工法と同様の方法でおおむね評価可能であることがわかる。

(8) 柱梁接合部内の平均付着応力

柱フェース位置での梁主筋のひずみ計測値をRamberg-Osgood型の履歴モデル関数を用いて応力に変換し、その応力差を柱せいと梁主筋の周長の積で除して、鉄筋に換算した平均付着応力  $b \tau_{j,ave}$  とした。その結果を図-14に示す。

いずれの試験体においても、架構の最大荷重時までは変形角 R の増大とともに  $b \tau_{j,ave}$  が増加し、その後の R で横ばいまたは減少に転じている。また、FJ-C の  $b \tau_{j,ave}$  は正方向加力時には、他の2体とほぼ同じ値であるが、負方向加力時には  $R = -0.015$  rad 以降で他より小さな値となっている。

計算値との比較では、付着強度  $b \tau_u$  が  $10.2 \text{ N/mm}^2$  に対して平均付着応力の最大値  $b \tau_{j,ave,max}$  が  $5.9 \sim 8.6 \text{ N/mm}^2$  と下回っており、過大な付着劣化は生じていないものと推察される。

(9) 機械式継手の見かけの付着抵抗

継手の見かけの付着力 Fr を継手端部の支圧抵抗力 F1 と継手表面の付着抵抗力 F2 によるものと考え、両者の分離を試みた。算定上の仮定および方法は、既報<sup>1),2)</sup>と同じである。図-15に結果を示す。

BT-C および FJ-C では、変形角 R の増大とともに Fr が大きくなるが、FJ-E では、継手の配置位置の影響により正方向と負方向の加力で性状が異なっている。すなわち、正方向加力時に引張側となる位置に偏って配置された場合、負方向加力時には BT-C, FJ-C と同様に R の増大とともに Fr が大きくなっているが、正方向加力時には Fr は

他の2体より小さく、R が增大してもほぼ一定になっている。また、負方向加力時の大変形時においては、F2 は FJ-C と同程度であるが、F1 の割合が大きくなっている。

4. まとめ

- ①各試験体ともに、最大耐力は梁の曲げ耐力により決定し、既往の評価式で評価可能である。
- ②在来工法と同様に、接合部のせん断余裕度が大きくない場合、梁降伏後の繰り返し荷重の影響により柱梁接合部のせん断破壊を起こし、その際の架構の塑性率は、在来工法と同様の方法で評価可能である。
- ③本実験の範囲においては、継手の種類、配置位置による荷重-変形角関係、最大耐力および破壊形式への影響は見られなかった。

謝辞：本実験の計画および実施に当たり、(財)日本建築総合試験所益尾潔博士、足立将人博士より貴重な御意見をいただきました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 新上 浩ほか：柱梁接合部内に機械式継手を用いた RC 造架構の加力実験，三井住友建設技術研究所報告，No.3, pp.105-112, 2005
- 2) 新上 浩ほか：柱梁接合部内に機械式継手を用いた RC 造架構の加力実験 — 普通強度材料による架構実験 —，三井住友建設技術研究所報告，No.4, pp.141-148, 2006
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 — 許容応力度設計法 — 1999, 1999
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課ほか監修：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007