

論文 機械式定着工法を用いた RC 造ト形柱梁接合部の構造性能に集中補強筋および直交梁が及ぼす効果に関する実験的研究

山口 拓海^{*1}・田才 晃^{*2}・杉本 訓祥^{*3}・山本 晃太郎^{*1}

要旨：柱と梁の曲げ終局強度が近接している接合部では、接合部降伏が先行し柱や梁の曲げ終局強度が発揮されないことが指摘されているが、接合部内横補強筋や直交梁が架構の強度上昇に効果的であることが筆者らの研究により明らかになった。本研究では、横補強筋の引張力を同値としたまま材料強度と断面積を変動させた場合、直交梁とスラブが片側のみにつく場合、直交梁主筋が降伏している場合を想定し、機械式定着を用いたト形部分架構試験体の正負交番静的漸増載荷実験を実施した。実験により、補強筋や直交部材の性状を変化させた場合でも架構耐力が上昇し、接合部降伏に対して効果的であることを明らかにした。

キーワード：ト形接合部、鉄筋コンクリート、機械式定着、柱梁接合部降伏、接合部横補強筋、直交梁

1. はじめに

柱と梁の曲げ終局強度が近接した鉄筋コンクリート造架構では、計算上梁曲げ降伏先行型が想定される場合であっても、接合部降伏が先行し架構の最大耐力は梁曲げ終局時耐力に達しないとされている¹⁾。また、機械式定着を用いた接合部では、接合部入隅部から定着板に向かって進展し柱背面に抜けるひび割れが大きく開いて耐力が低下する場合があります、著者らの研究グループによる既往研究²⁾ではそれが顕著に確認された。

著者らの研究³⁾⁴⁾では、接合部内の横補強筋の量を増やすことで架構の最大耐力が向上する点⁵⁾、直交梁が存在する場合は接合部せん断強度が上昇するとされている点⁶⁾に着目した実験を行い、補強筋の配置および直交梁の付加により架構強度が向上することを明らかにした。

この結果を受け、本研究では接合部内に占める横補強筋の断面積が架構の性状に及ぼす影響、および直交梁の配置と直交梁に対する載荷履歴が架構の性状に及ぼす影響を実験的に検討する。

2. 研究目的

接合部内の補強筋の量を表す指標として、図-1、式(1)で定義する接合部補強量を用いる。

$$\text{接合部補強量} = T_{hy}/T_{by} \quad (1)$$

また、接合部内の特定の箇所にまとめて配置した横補強筋を接合部集中補強筋と表現する。本研究では、接合部補強量が等しくなるように、集中補強筋の断面積と材料強度を変動させた場合の、架構の性状に対する影響を検証する。

直交梁については、直交梁が両側に付く場合と片側の

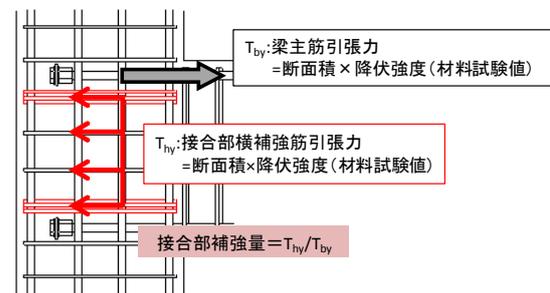


図-1 接合部補強量

みに付く場合を比較し、直交梁方向の加力の有無による影響を検証する。さらに、直交梁主筋が降伏した場合であっても、集中補強筋による耐力向上の効果が期待できるかを検証する。

以上を実験の目的として、梁曲げ破壊を想定し機械式定着を用いた RC 造ト形部分架構試験体の静的加力実験を計画した。接合部集中補強筋を配置した試験体を1体、片側に直交梁とスラブを取り付けた試験体を3体、計4体の実験を実施し、既発表の試験体³⁾⁴⁾と比較することで終局強度、履歴性状、および損傷状況の検証を行う。

3. 実験計画

3.1. 試験体概要

既発表の試験体である FT-3P, FT-7POS, FT-10PR³⁾⁴⁾を基準とし、FT-11PR, FT-12POS, FT-13POS, FT-14POS の4体の試験体を製作した。試験体諸元を表-1に、配筋図を図-2に示す。柱梁曲げ耐力比を梁上端引張時で1.5程度、下端引張時で1.2程度とし、柱と梁の断面およびスパン、コンクリート強度を共通とした。コンクリート設計基準強度は $F_c=45\text{N/mm}^2$ とした。柱梁曲げ耐力比は e 関数を用いて精算した柱および梁の曲げ終局モーメント

*1 横浜国立大学大学院 都市イノベーション学府 建築都市文化専攻 (学生会員)

*2 横浜国立大学大学院 都市イノベーション研究院 教授 博(工) (正会員)

*3 横浜国立大学大学院 都市イノベーション研究院 准教授 博士(工) (正会員)

M_u の比とし、式(2)によって定義する。なお、曲げ終局モーメントは直交部材のフェース位置で生じるものとし、式(2)の各 M_u は節点位置（接合部中心位置）に外挿した値である。下柱には梁せん断力に相当する変動軸力が生じているものとして、 M_u の算出に考慮している。

$$\text{柱梁曲げ耐力比} = \frac{\text{上柱} M_u + \text{下柱} M_u}{\text{梁} M_u} \quad (2)$$

基準試験体の FT-3P に集中補強筋 4-D10(SCR785)を配置した試験体が FT-10PR である。FT-10PR に対して集中補強筋の降伏点を 1/2 倍、断面積を 2 倍とした試験体を FT-11PR とする。FT-3P の両側に直交梁とスラブを取り付けた試験体が FT-7OS である。片側のみに直交梁とスラブを取り付けた試験体を FT-12POS とする。FT-12POS と同一の形状で、直交梁主筋が降伏するまで主方向と直交方向に一次載荷した試験体を FT-13POS、FT-13POS に接合部集中補強筋 4-D10(SCR785)を配置した試験体を FT-14POSR とする。

3.2. 材料特性

コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果をそれぞれ表-2、表-3 に示す。なお、コンクリートは粗骨材最大径 13mm を用い、打設は縦打ちとした。 σ_B は実験時材齢での結果を示した。

3.3. 加力方法

加力装置図を図-3 に示す。ト形部分架構試験体の上柱、梁の反曲点位置をピンローラー、下柱反曲点位置をピン支持した。加力は加力ビームに取り付けた水平方向の 500kN ジャッキ 2 台で行った。その際、加力ビーム端に取り付けた鉛直方向の二つの 1000kN ジャッキを用いて、上柱にかかる軸力を 0kN かつ加力ビームを水平に維持した。上柱と梁が開く方向を正加力、閉じる方向を負加力とした。なお、下柱には梁からのせん断力が変動軸力として生じている。加力履歴は初めに試験体 FT-3P が層間変形角 $R=\pm 1/800\text{rad}$ を 1 サイクル、その他の試験体が層せん断力 $Q=\pm 50\text{kN}$ を 1 サイクル、その後全試験体

表-1 試験体諸元

		FT-3P	FT-10PR	FT-11PR	FT-7POS	FT-12POS	FT-13POS	FT-14POSR
接合部 集中補強筋	補強筋		4-D10 (SCR785)	8-D10 (SD390)				4-D10 (SCR785)
	位置		梁主筋寄り					梁主筋寄り
	接合部補強量		0.148	0.433				0.486
接合部横補強筋比(%)		0.249	0.373	0.622	0.249	0.249		0.373
直交梁	スパン(mm)	無し	無し	無し	980			無し
	b×D(mm)				350×550			
	主筋				4-D25(SD490)			
	スタラップ				4-D10 (SD295A) @100	4-D13(SD295A)@100		
スラブ	厚さ(mm)	無し	無し	無し	90			無し
	スラブ筋				2-D6(SD295)@100			
	形状				両側	片側		
直交梁方向加力					無し		主筋降伏まで	
柱梁曲げ耐力比	正側	1.46	1.55	1.51	1.35	1.40	1.40	1.40
	負側	1.18	1.26	1.23	1.17	1.18	1.18	1.18
曲げ終局強度 Q_u (kN)	梁 正側	278.4	274.3	265.5	318.3	291.2	291.1	290.9
	梁 負側	278.4	274.3	265.5	294.3	277.2	277.0	276.8
	上柱	366.8	386.1	365.2	385.6	367.6	367.3	367.0
	下柱 正側	443.9	463.6	438.9	475.2	449.0	448.7	448.2
	下柱 負側	388.5	415.1	289.8	406.6	288.4	288.3	288.0
接合部せん断強度 Q_{cu} (kN) ^{※1}		329.7	393.9	331.5	457.9	380.5	378.3	375.4
接合部せん断余裕度 ^{※3}	正側	1.18	1.44	1.25	1.44	1.31	1.30	1.29
	負側	1.18	1.44	1.25	1.56	1.37	1.37	1.36
定着強度 T_{au} (kN) ^{※2}		431.8	472.6	446.7	465.7	460.3	459.0	469.6
定着せん断余裕度 ^{※3}	正側	1.55	1.72	1.68	1.46	1.58	1.58	1.61
	負側	1.55	1.72	1.68	1.58	1.66	1.66	1.70

【共通事項】

• $F_c=45(\text{N}/\text{mm}^2)$ ・定着方法:機械式定着 ・階高:2700(mm) ・梁スパン3700(mm)

• 柱:500×500(mm) 主筋12-D22(SD345) フープ:2-D10@100(SD295A) 反曲点距離:1350(mm)[※]

• 梁:450×550(mm) 主筋5-D25(SD490) スタラップ:3-D10@100(SD295A) 反曲点距離:1850(mm)[※]

※接合部芯から部材端部ピン位置までの距離

• スラブ付き梁の曲げ終局強度はスラブ協力幅500mm、スラブ筋二段が曲げに抵抗するものとした

• 値は材料試験値を用いている ・正負の方向は加力方法に記載

• FT-3Pは2013年度のFT-7POS、FT-10PRIは2014年度の試験体 ・各強度は層せん断力に変換した値を示している

※1: AIJ靱性指針⁶⁾による接合部せん断強度

※2: 朝日工業株式会社「スクリューププレート工法設計指針」⁷⁾による定着耐力式 $T_{au}=k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot \sigma_{std} \cdot \sum a_t \cdot \beta$ により計算した

k : 支圧面積比, 側面かぶり厚さ, 外周補強筋, 定着長さによる影響係数 $\sigma_{std}=101 \cdot F_c^{0.5}$ $\sum a_t$: 定着筋の総断面積 β : 低減係数

※3: それぞれ梁曲げ終局強度に対する値

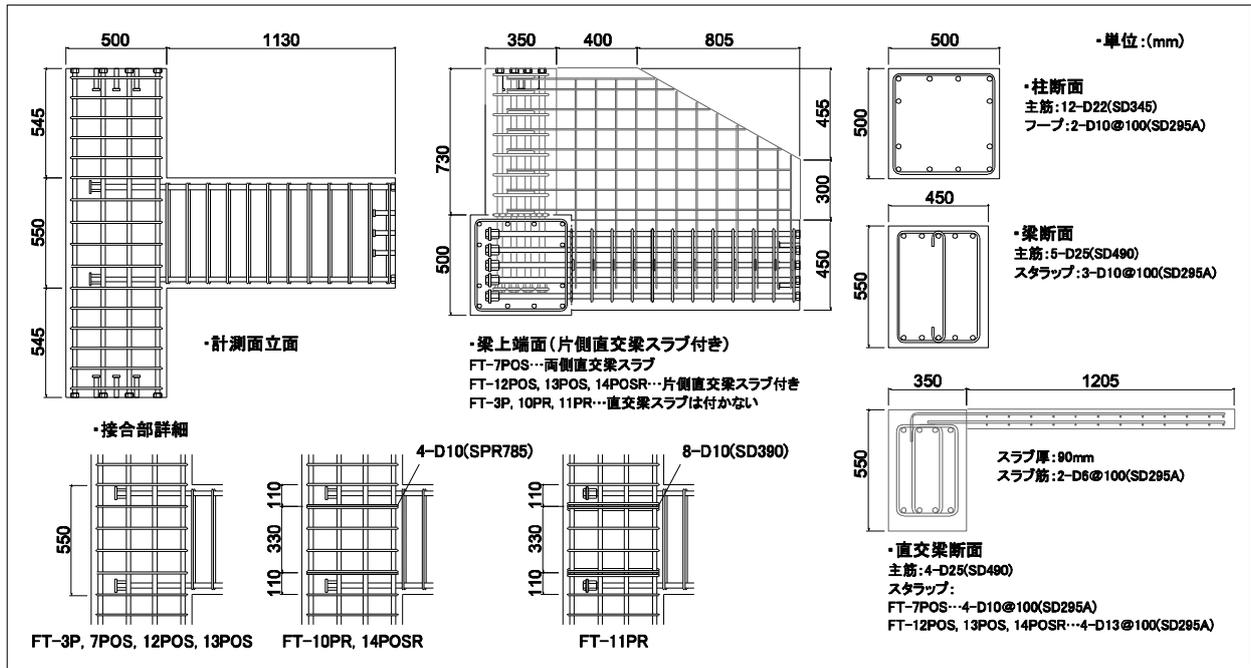


図-2 試験体配筋図

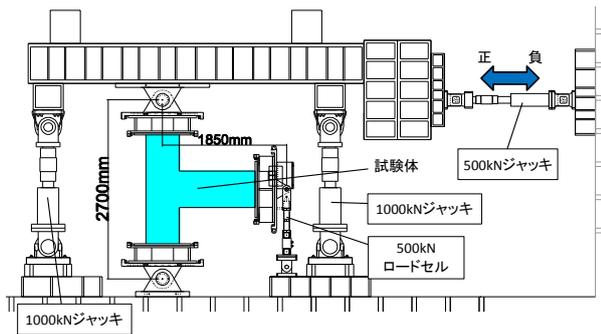


図-3 加力装置図

共通で $R=\pm 1/400\text{rad}$ を 1 サイクル, $R=\pm 1/200, 1/100, 1/50, 1/33\text{rad}$ を各 2 サイクル, $R=\pm 1/25\text{rad}$ を 1 サイクル加力し, 最後に $R=+1/15\text{rad}$ まで載荷した。

FT-13POS, FT-14POSR では始めに直交梁方向の加力を行った。危険断面位置に添付した歪ゲージにより直交梁主筋のひずみを確認しながら主架構方向と同様のサイクルで加力を行い, 主筋が降伏したサイクル (層間変形角 $1/50\text{rad}$) が終了するまで加力した。その後, 加力装置を組み換えて試験体を 90 度回転させ, 改めて主方向の加力を行った。

表-2 材料試験結果 (コンクリート)

試験体	設計基準強度 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 $\times 10^4\text{N/mm}^2$	割裂引張強度 N/mm ²
FT-3P	45	55.6	3.25	3.4
FT-7POS		70.5	3.44	3.7
FT-10PR		71.7	3.44	4.5
FT-11PR		56.1	3.29	3.1
FT-12POS		62.3	3.35	3.8
FT-13POS		61.7	3.43	3.4
FT-14POSR		61.1	3.30	3.4

表-3 材料試験結果 (鉄筋)

鉄筋種		使用箇所	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	降伏歪 %	ヤング係数 $\times 10^4\text{N/mm}^2$
FT-3P	D25	SD490 梁主筋	537.3	732.2	0.30	19.4
	D22	SD345 柱主筋	386.2	576.1	0.22	19.0
	D10	SD295 補強筋	352.4	472.5	0.21	18.8
FT-7POS FT-10PR	D25	SD490 梁主筋	523.5	700.2	0.30	19.6
	D22	SD345 柱主筋	401.2	575.6	0.23	18.5
	D10	SD295 補強筋	350.2	497.0	0.22	17.5
	D10	SPR785 補強筋	828.9	1027.2	0.43	19.3
	D6	SD295 スラップ筋	347.6	472.5	0.19	20.0
FT-11PR FT-12POS FT-13POS FT-14POSR	D25	SD490 梁主筋	511.3	665.2	0.29	19.7
	D22	SD345 柱主筋	384.2	568.4	0.22	19.2
	D13	SD295 補強筋	359.5	526.8	0.21	19.1
	D10	SD295 補強筋	362.8	533.8	0.24	15.9
	D10	SD390 補強筋	459.9	621.8	0.31	16.4
	D10	SPR785 補強筋	911.0	1090.7	0.75	16.6
	D6	SD295 スラップ筋	386.7	533.2	0.42	16.5

4. 実験結果

4.1. 集中補強筋付き試験体

FT-3P, FT-10PR, FT-11PR の層せん断力 Q -層間変形角 R 関係を図-4 に, 各試験体の最大耐力の実験値と計算値の関係を表-4 に示す。

FT-10PR の負側のみ $R=-1/33\text{rad}$ で, その他は $R=\pm 1/50\text{rad}$ のサイクルで梁主筋が引張降伏し, FT-10PR のみ $R=\pm 1/33\text{rad}$ で, その他の試験体では $R=\pm 1/50\text{rad}$ で最大耐力を発揮した。FT-3P の最大耐力は梁曲げ終局時の計算値に対して正側で 81%, 負側で 72%だったが, 集中補強筋を配した試験体は, 計算値に対して正側で 90%以上, 負側で 80%程度となり最大耐力の向上が確認できた。特に FT-11PR の正側では梁曲げ終局時計算値とほぼ同等の耐力を発揮し, $R=1/15\text{rad}$ 程度の大変形時においても最大耐力の 80%程度の耐力を維持した。接合部補強量を同値とした FT-10PR と FT-11PR では, 補強筋の断面積が大きい FT-11PR のほうが最大耐力発現後の耐力低下が緩やかであった。

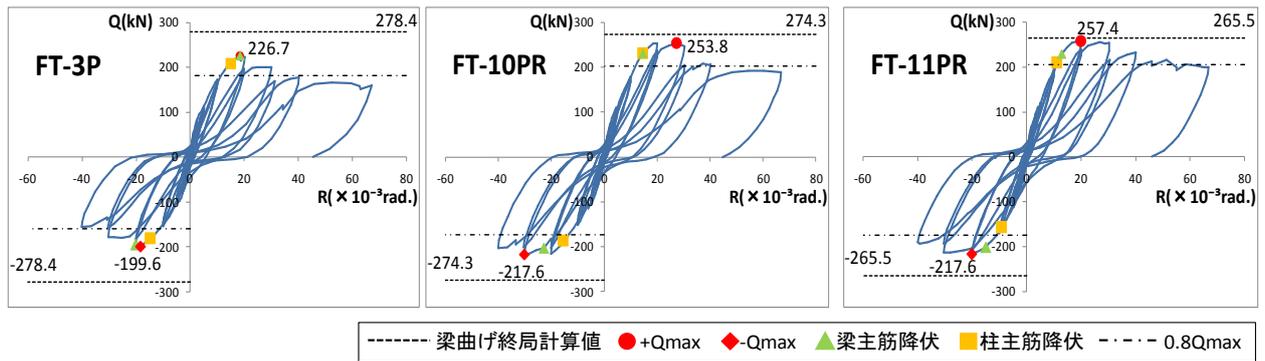


図-4 層せん断力 Q-層間変形角 R 関係 (集中補強筋付き試験体)

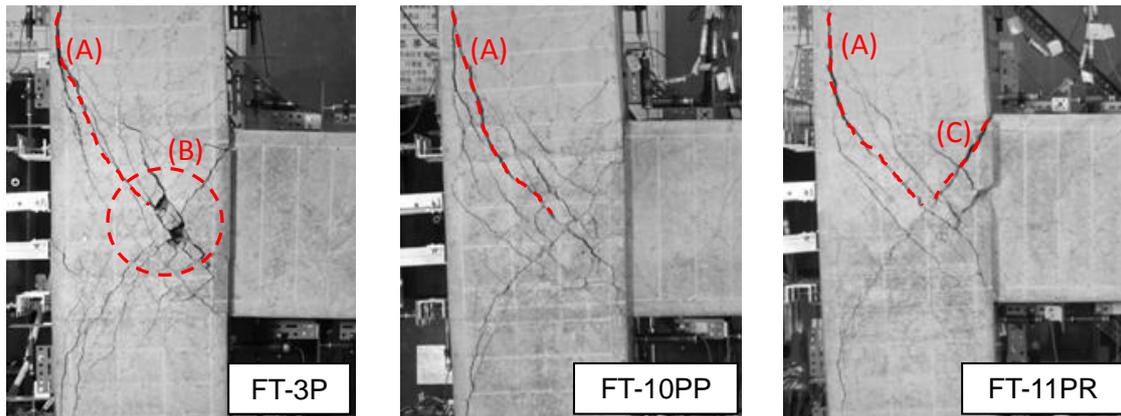


写真-1 R=+1/25rad.ピーク時損傷状況 (集中補強筋付き試験体)

表-4 最大耐力および梁曲げ終局時計算値

正側	梁曲げ終局時 計算値 Q _u (kN)	最大耐力 Q _{max} (kN)	Q _{max} /Q _u	最大耐力時 層間変形角 (×10 ⁻³ rad.)
FT-3P	278.4	226.7	0.81	18.6
FT-10PR	274.3	253.8	0.93	27.5
FT-11PR	265.5	257.4	0.97	20.0
負側	梁曲げ終局時 計算値 Q _u (kN)	最大耐力 Q _{max} (kN)	Q _{max} /Q _u	最大耐力時 層間変形角 (×10 ⁻³ rad.)
FT-3P	-278.4	-199.6	0.72	-18.3
FT-10PR	-274.3	-217.6	0.79	-30.1
FT-11PR	-265.5	-217.6	0.82	-20.1

※Q_u, Q_{max}は層せん断力で表示している

各試験体の R=+1/25rad.ピーク時の損傷状況を写真-1に示す。いずれの試験体も接合部入隅部から定着板に向かい、柱背面に抜ける(A)のひび割れが各試験体で大きく開き、除荷後もひび割れは大きく開いたままであったが、集中補強筋を配した二つの試験体は、FT-3Pの(B)の部分のように、接合部中央のコンクリートが大きく剥落することはなかった。FT-10PR, FT-11PRの集中補強筋は、最大耐力を発揮したサイクルで(A)のひび割れを横切る位置で降伏した。FT-11PRでは、引張側梁主筋位置から接合部中央に向かって伸びる(C)のひび割れが大きく開き、この位置の補強筋のひずみも R=+1/25rad.のサイクルで降伏歪を大きく上回った。同じ位置のFT-10PRの補強筋のひずみはFT-11PRに比べて小さく、(C)の位置にFT-11PRのような大きなひび割れは生じなかった。

4.2. 直交梁スラブ付き試験体

FT-7POS, FT-12POS, FT-13POS, FT-14POSの層せん断力 Q-層間変形角 R 関係を図-5に、各試験体の最大耐力の実験値と計算値の関係を表-5に示す。

FT-7POSの正側のみ R=+1/33rad.で、その他は R=±1/50rad.のサイクルで梁主筋が引張降伏し、FT-7POS, FT-13POS, FT-14POSの正側では R=+1/33rad.で、その他は R=±1/50rad.で最大耐力を発揮した。梁曲げ終局時計算値を上回る試験体はなかったが、直交梁とスラブが付かない場合に比べて付く場合の方が、片側のみが付く場合に比べて両側が付く場合の方が、架構の耐力は上昇し、梁曲げ終局時の計算値に対する実験値の比率も大きくなっていることが確認できた。直交梁に一次载荷したFT-13POSは、FT-12POSに比べ最大耐力が劣るものの、変形が大きくなるにつれほぼ同程度の耐力を発揮した。また、計算値に対する実験値の比はFT-3Pを上回っており、直交梁主筋が降伏した状態であっても、直交梁による拘束は架構にとって有効に作用すると考えられる。また、集中補強筋を配置したFT-14POSは直交梁が損傷していないFT-12POSの耐力を上回っており、集中補強筋による高い補強効果が確認できた。

各試験体の R=+1/25rad.ピーク時の損傷状況を写真-2に示す。直交梁により接合部が両側から拘束されているFT-7POSは他の試験体に比べ柱危険断面位置のひび割れ

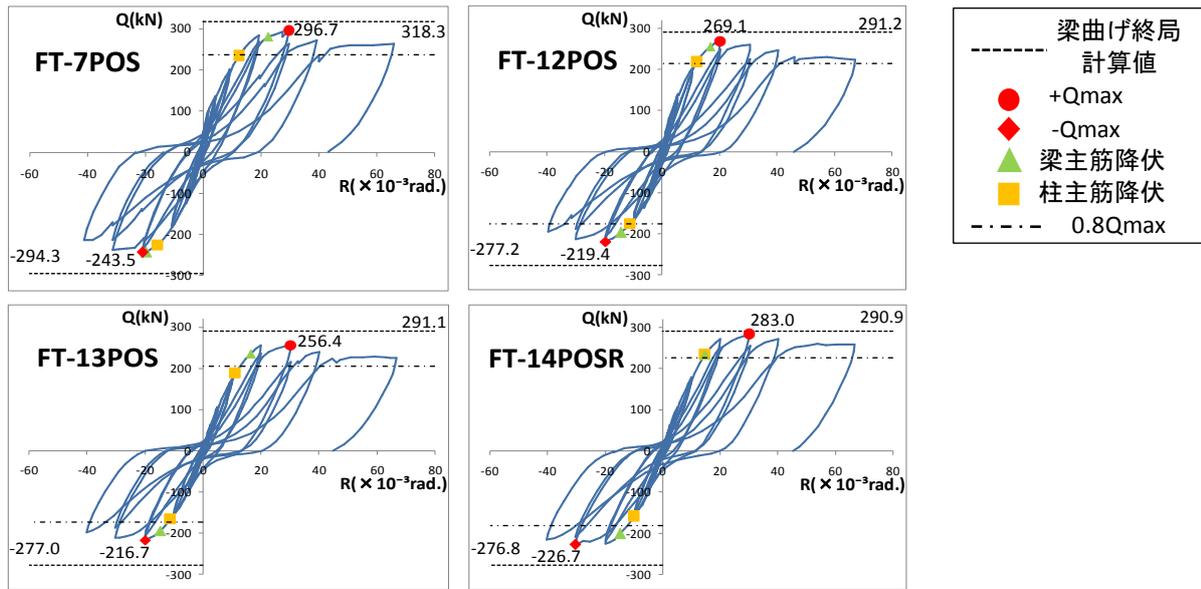


図-5 層せん断力 Q-層間変形角 R 関係 (直交梁スラブ付き試験体)

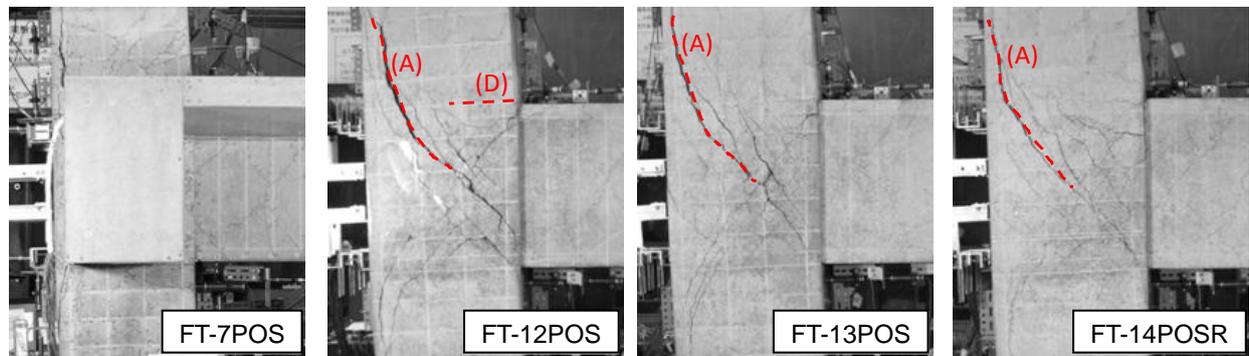


写真-2 R=+1/25rad.ピーク時損傷状況 (直交梁スラブ付き試験体)

表-5 最大耐力および梁曲げ終局時計算値

正側	梁曲げ終局時 計算値 Q _u (kN)	最大耐力 Q _{max} (kN)	Q _{max} /Q _u	最大耐力時 層間変形角 (×10 ⁻³ rad.)
FT-7PO	318.3	296.7	0.93	29.7
FT-12POS	291.2	269.1	0.92	20.3
FT-13POS	291.1	256.4	0.88	30.3
FT-14POS	290.9	283.0	0.97	30.1

負側	梁曲げ終局時 計算値 Q _u (kN)	最大耐力 Q _{max} (kN)	Q _{max} /Q _u	最大耐力時 層間変形角 (×10 ⁻³ rad.)
FT-7PO	-294.3	-243.5	0.83	-20.9
FT-12POS	-277.2	-219.4	0.79	-19.7
FT-13POS	-277.0	-216.7	0.78	-20.0
FT-14POS	-276.8	-226.7	0.82	-30.0

※Q_u, Q_{max}は層せん断力で表示している

(FT-12POS に示す(D)の位置) が大きく開いた。いずれの試験体も、直交梁やスラブが付かない試験体と同様に、接合部を斜めに進展する(A)の位置のひび割れが卓越しているものの、試験体ごとの大きな違いは見られなかった。

4.3. 強度低下率 β_j

「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説」⁸⁾では接合部降伏破壊が生じる場合の接合部を想定し、梁曲げ終局時節点モーメントに対する接合部降

伏時モーメントの値を、強度低下率 β_jとして式(3)により定めている(式(3)はト形接合部の場合)。β_j>1.0となれば、おおむね梁曲げ強度を発揮するとされている。β_jの計算値と梁曲げ終局時層せん断力に対する実験値の比の関係を図-6に示す。なお、下柱曲げ終局時強度の計算において、梁曲げ終局時の梁せん断力に相当する変動軸力を考慮した。また、梁曲げ終局強度の計算ではスラブ筋による寄与分を考慮した。

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\sum A_t f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4} \left(\frac{M_{cu} + M'_{cu} \xi_a}{M_{bu}} - 1 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\sum A_{jw} f_{jy}}{\sum A_t f_y} \right) \right\} \xi_r \quad (3)$$

b_j: 柱梁接合部の有効幅 D_b: 梁せい

F_c: コンクリート強度

ΣA_t: 有効な引張主筋の断面積

f_y: 有効な引張主筋の降伏点

ΣA_{jw}: 接合部内の梁主筋間にある横補強筋の断面積

f_{jy}: 接合部内の横補強筋の降伏点

M_{cu}, M'_{cu}: 上柱, 下柱の梁フェース面での曲げ終局時節点モーメント

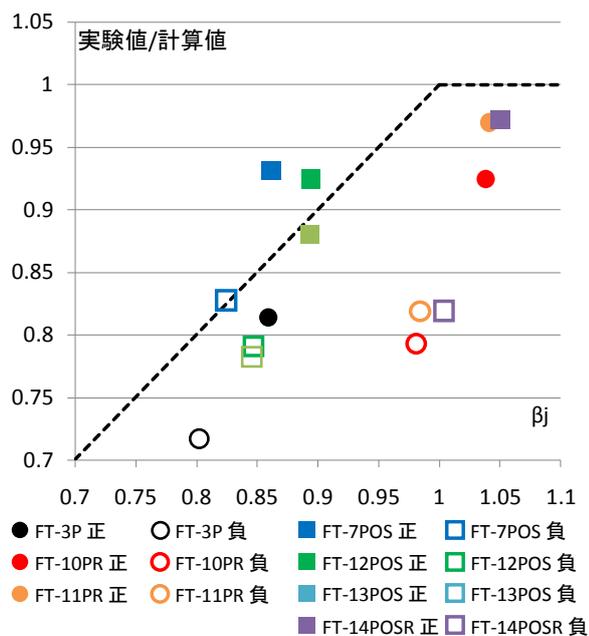


図-6 β_j -実験値/計算値関係

M_{bu} : 梁の柱フェース面での曲げ終局時節点モーメント

ξ_a : 柱の有効せい比

ξ_r : 接合部アスペクト比による補正係数

直交梁スラブ付きの試験体は β_j の計算結果に概ね対応する結果となった。集中補強筋を配置した試験体は、直交梁スラブ付きの FT-14POSR も含めて β_j から想定されるほどの耐力を発揮せず、特に上柱と梁が閉じる方向である負側でその傾向が顕著に現れた。算定式の中には式(1)で定義する接合部補強量の項が含まれているが、集中補強筋も全て接合部内横補強筋とみなして β_j を計算すると過大評価となる傾向にあり、算定式における集中補強筋の評価にはさらなる検討が必要である。

5. まとめ

梁主筋に機械式定着を用いた柱梁ト形接合部架構に、接合部集中補強筋および直交梁・スラブが与える影響を検証するために四体の試験体の静的載荷実験を行った。実験結果を既往の研究の試験体と比較・検証することにより、以下の知見を得た。

- (1) 集中補強筋を配置し接合部補強量を増加させた試験体の最大耐力の向上を確認した。
- (2) 接合部補強量を同値とした場合、接合部内に占める補強筋の断面積が大きいほうが、最大耐力発現後の耐力低下が緩やかだった。
- (3) 集中補強筋を配置した試験体は β_j から期待されるほどの耐力を発揮せず、特に上柱と梁が閉じる方向の加力でその傾向が顕著に現れた。
- (4) 平面接合部に比べ直交梁とスラブが付く場合の方が、片側よりも両側に付く場合の方が最大耐力は向上し、梁曲げ終局時計算値に対する実験値の比率も

大きかった。

- (5) 直交梁が降伏した状態であっても、平面試験体に比べ、直交方向を加力されない試験体と同様に耐力が上昇することが確認された。
- (6) 直交梁が降伏した状態であっても、集中補強筋を合わせて配置することで、損傷のない直交梁を有する架構に比べ最大耐力が向上した。

謝辞

本研究は（一社）ニューテック研究会に設置された機械式定着工法研究委員会の研究プロジェクトの一環として行われたものである。委員長の前田匡樹東北大学教授をはじめ、材料供給をいただいた東京鐵鋼株式会社、朝日工業株式会社、関係各位に深く感謝の意を申し上げます。

参考文献

- 1) 塩原等, 楠原文雄, ほか: 鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部の耐震性能におよぼす設計因子の影響に関する実験, その 1~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.391-400, 2010.9
- 2) 西村英一郎, 清原俊彦, 田才晃, 楠浩一: 機械式定着を用いた柱梁接合部降伏が生じる可能性のある RC ト形柱梁接合部に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, vol.36, No.2, pp.187-192, 2014
- 3) 中西崇, 清原俊彦, 田才晃: 機械式定着工法を用いた RC ト型柱梁接合部の変形性能に直交梁が及ぼす影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, vol.37, No.2, pp.301-306, 2015
- 4) 中西崇, ほか: 柱梁接合部降伏が生じる可能性のある機械式定着工法を用いた RC ト形柱梁接合部の変形性能に関する実験的研究, その 1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.199-205, 2015.9
- 5) 伊藤衛, 太田哲郎, ほか: RC 造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす定着工法及び横補強筋量の影響, コンクリート工学年次論文集, vol.36, No.2, pp.193-198, 2014
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型設計指針・同解説, 一般社団法人 日本建築学会, pp.241-273, 1999.8
- 7) 朝日工業株式会社: 日本建築センター一般評定 BCJ 評定-RC0287-03 スクリュープレート工法設計指針, pp.設計 14-31, 2013.9
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説, 一般社団法人 日本建築学会, pp.179-205, 2016.4