

論文 機械式定着工法による SRC 造ト形柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究

足立 将人^{*1}・田川 浩之^{*2}・益尾 潔^{*3}

要旨：梁主筋を機械式定着した SRC 造ト形柱梁接合部について加力実験を行い、本実験結果および既往の実験結果を基に、鉄骨に囲まれた RC 部のせん断強度を考慮した接合部せん断終局耐力算定式を提案した。また、提案式を用いると、SRC 造ト形部分架構の終局耐力を妥当に評価でき、梁主筋定着長さの設計条件を満足する場合、接合部せん断終局耐力時と梁曲げ終局耐力時の梁せん断力の比を制限することにより、SRC 造ト形部分架構の梁曲げ降伏後の変形性能を確保できるとともに、長期および短期許容耐力時の SRC 造ト形柱梁接合部のひび割れ幅は制限値以下に留まることをそれぞれ明らかにした。

キーワード：機械式定着, SRC 構造, ト形柱梁接合部, 終局耐力, 変形性能, ひび割れ幅

1. はじめに

近年、機械式定着工法は、SRC 造柱梁接合部にも普及しつつあり、GBRC 機械式鉄筋定着工法設計指針^{1), 2)}では、機械式定着工法による SRC 造ト形柱梁接合部における梁主筋定着耐力および接合部せん断終局耐力に関する設計式が示されている。この設計式では、限られた実験結果に基づいているため、接合部せん断終局耐力を控えめに評価している。

本論文では、機械式定着工法による SRC 造ト形柱梁接合部について新たに行った実験結果および既往の実験結果を基に、接合部せん断終局耐力を合理的に評価できる設計式を提案し、その終局耐力、変形性能、長期および短期許容耐力時の接合部ひび割れ幅の評価を行う。

2. 実験計画

2.1 実験因子および試験体

ト形柱梁接合部試験体の形状、寸法および配筋を図-1、図-2に示す。本試験体は、いずれも柱および梁に H 形鋼 (H-250×125×6×9) を内蔵した SRC 造であり、縮小率は実建物の 1/2 程度、試験体数は 4 体である。梁主筋には、直径 55mm、厚さ 18mm の円形定着板を摩擦圧接¹¹⁾により接合している。実験因子は、表-1に示すように、梁主筋の鋼種 (SD390, SD490) および定着長さ ℓ_a (14db, 10db) である。db は梁主筋径を示す。コンクリート、鉄筋および鋼板の材料試験結果を表-2に示す。

試験体は、以下の点に留意して設計した。

- ・ いずれも梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型を想定した。
- ・ 梁主筋の呼び名を D22、定着長さ ℓ_a を 10db (=0.49Dc) および 14db (=0.68Dc) とした。Dc は柱せいを示す。

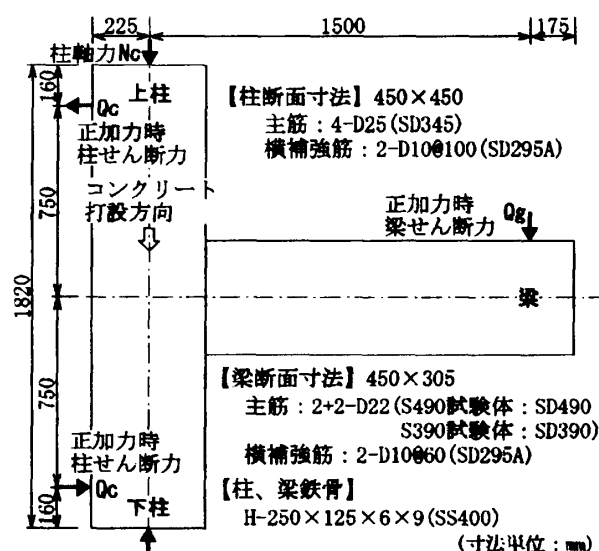
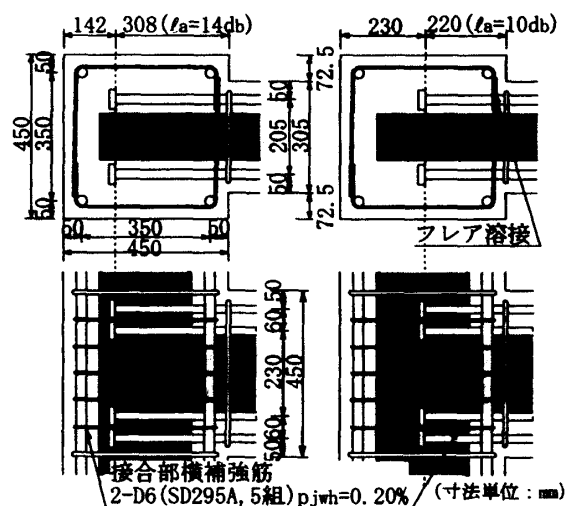


図-1 ト形柱梁接合部試験体の形状、寸法



(a) S390-L14, S490-L14 (b) S390-L10, S490-L10

図-2 柱梁接合部の配筋詳細

*1 (財) 日本建築総合試験所 構造部構造物試験室 博士(工学) (正会員)

*2 (財) 日本建築総合試験所 構造部構造物試験室 Ph.D. (正会員)

*3 (財) 日本建築総合試験所 構造部長 工博 (正会員)

- ・ 接合部横補強筋比 p_{jwh} を 0.2% 程度、接合部せん断終局耐力 V_{puh} に対する接合部鉄骨パネルのせん断終局耐力 sV_{puh} の比を 0.3 程度とした。

2.2 実験方法

本実験では油圧ジャッキを用いて上柱の軸力 N_c ($= 0.06(\sigma_B \cdot b_c \cdot D_c + \sigma_y \cdot A_s) =$ 約 370kN, σ_B : 実コンクリート圧縮強度, b_c, D_c : 柱幅およびせい, σ_y, A_s : 梁鉄骨の降伏強度および断面積) を一定に保持した状態で、上下柱の反曲点位置をピン・ローラー支持し、押し引き型油圧ジャッキを用いて梁の反曲点位置にせん断力を加力した。載荷履歴は、目標層間変形角 $R=5, 10, 20, 30, 40, 60$ ($\times 10^{-3} \text{rad.}$) に対し 2 サイクルずつの正負交番繰返し載荷およびその後の正加力方向への単調載荷とした。

3. 実験結果および考察

3.1 荷重－変形関係および破壊性状

各試験体の Q_g-R 関係を図－3、梁主筋鋼種ごとに梁主筋定着長さの違いをそれぞれ比較した Q_g-R 関係の正加力時包絡線を図－4、 $R=40(\times 10^{-3} \text{rad.})$ 時の試験体 S490-L10 および S490-L14 の状況を写真－1(a), (b)に、実験終了時の試験体 S490-L10 の状況を写真－1(c)に示す。 Q_g は梁せん断力、 R は層間変形角であり、 $R=2\delta/\ell$ として算出した。 δ は梁端の鉛直変位、 ℓ はスパン長である。図－3 中には、最大耐力 gQ_{max} 、限界層間変形角 R_{80} を併記するとともに、梁主筋と梁鉄骨フランジ、接合部横補強筋の引張降伏時期と接合部鉄骨パネルのせん断降伏時期を併記した。接合部鉄骨パネルのせん断降伏時期は、同パネルのせん断ひずみがせん断降伏ひずみ γ_y に達した時点であり、 R_{80} は、耐力が gQ_{max} の 80% に低下した時の層間変形角実験値である。

各試験体とも、梁主筋および梁鉄骨フランジの引張降伏後、 $R=17\sim 20(\times 10^{-3} \text{rad.})$ 時に最大耐力に達した後、接合部せん断ひび割れの拡大、梁主筋抜け出し量の増加を伴って耐力が低下した。S490-L10 では、 $R=60(\times 10^{-3} \text{rad.})$ 以降、写真－1(c)に示すように、引張側梁主筋の定着部が掻き出され、仕口面側かぶりコンクリートが剥落した。

接合部せん断ひび割れについては、写真－1(a), (b)に示すように、 $\ell_a=14d_b$ の試験体では、定着金物を起点としたひび割れが主に拡大し、 $\ell_a=10d_b$ の試験体では、定着金物を起点としたひび割れおよび接合部対角に発生したひび割れがそれぞれ拡大した。S390-L14 および S490-L14 においては、写真－1(a)で示すように、定着金物を起点としたせん断ひび割れが背面側柱鉄骨フランジ沿いに進展する様子も観察された。

以上より、破壊形式は、S390-L14, S390-L10, S490-L14 は、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型、S490-L10 は、梁曲げ降伏後の梁主筋掻き出し破壊型と判別される。

表－1 SRC ト形柱梁接合部に関する実験計画

試験体	梁配筋				
	主筋 (pr)	肋筋 (pw)	定着長さ ℓ_a		
			ℓ_a (mm)	ℓ_a /Dc	ℓ_a /db
S390-L14	4-D22	2-D10 Ø60	308	0.68	14.0
S390-L10	SD390 (1.37%)		220	0.49	10.0
S490-L14	4-D22	SD295A (0.78%)	308	0.68	14.0
S490-L10	SD490 (1.37%)		220	0.49	10.0

(注) Dc: 柱せい, db: 梁主筋直径

「共通事項」コンクリート日標圧縮強度: $F_c=27\text{N/mm}^2$,
柱軸力: $N_c=0.06(\sigma_B \cdot b_c \cdot D_c + \sigma_y \cdot A_s)=373\text{kN}$

表－2 材料試験結果

(a) コンクリート

σ_B (N/mm^2)	ϵ_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm^2)	σ_t (N/mm^2)
24.6	1.69	24.8	2.30

σ_B : 圧縮強度, ϵ_{co} : σ_B 時ひずみ度

E_c : ヤング係数, σ_t : 割裂強度

(b) 鉄筋

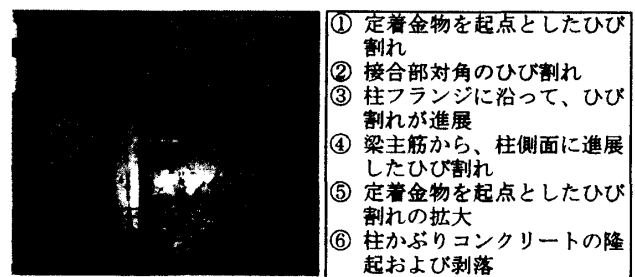
使用部位	呼び名	鋼種	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	伸び (%)
柱主筋	D25	SD345	371	543	27
梁主筋	D22	SD390	419	600	21
		SD490	513	680	20
接合部横補強筋	D6	SD295A	393	554	24
柱帯筋梁肋筋	D10	SD295A	363	522	28

σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強度

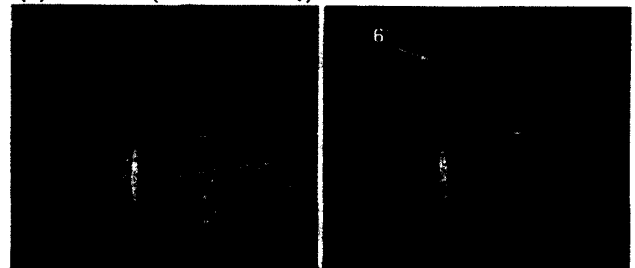
(c) 鋼板

使用部位		σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	伸び (%)
H-250×125 ×6×9 (SS400)	ウェブ	333	444	25
	フランジ	298	433	29

σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強度



(a) S490-L14 ($R=40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時)



(b) S490-L10 ($R=40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時) (c) S490-L10 ($R=100 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時)

写真－1 破壊状況

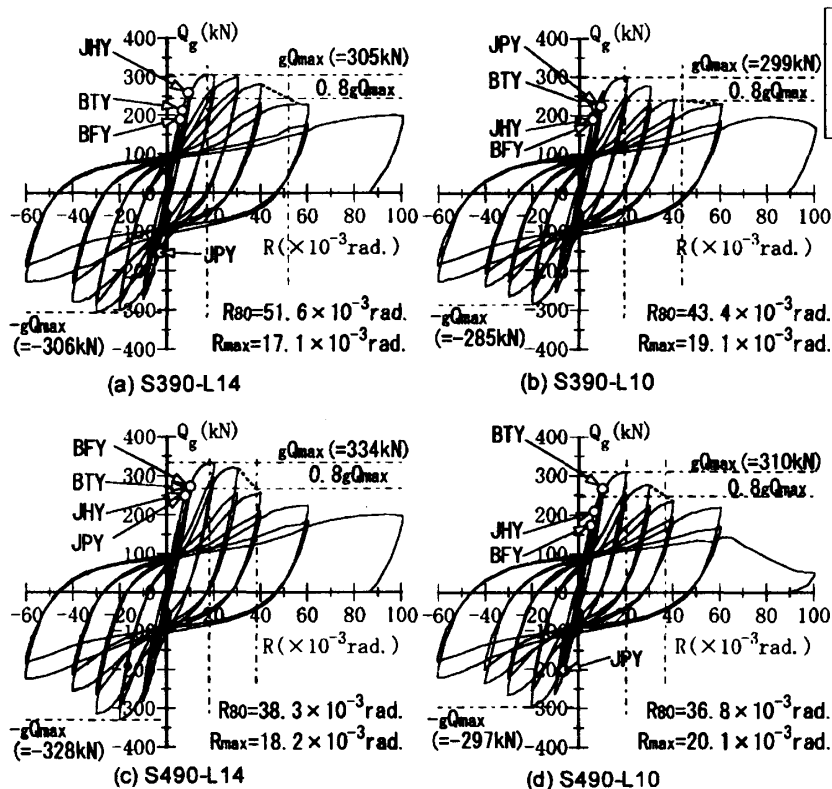


図-3 Qg-R 関係

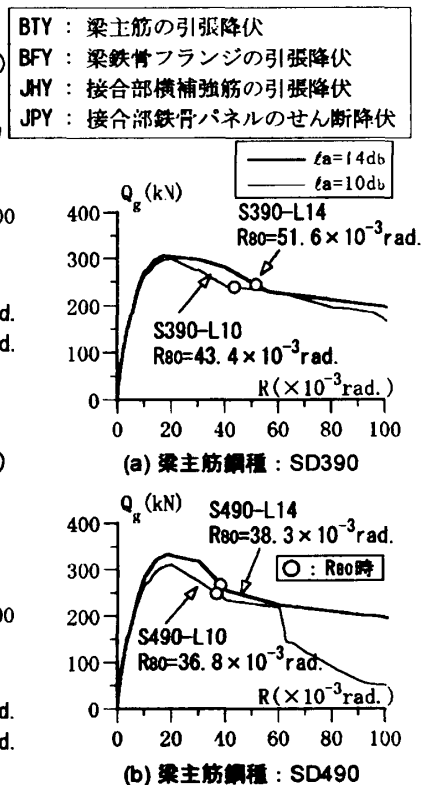


図-4 Qg-R 関係正加力時包絡線

3.2 梁主筋定着長さ l_a が破壊性状に及ぼす影響

梁主筋が SD390 の場合、図-4(a)で示すように、 $l_a=14db$ の S390-L14 の最大耐力および R_{80} は、 $l_a=10db$ の S390-L10 よりも若干増加した程度であった。梁主筋が SD490 の場合、同図(b)で示すように、S490-L14 の最大耐力は S490-L10 よりも増加したが、 R_{80} は、S490-L10 とほぼ同程度であった。しかしながら、前節で述べたように、S490-L10 の破壊形式は、定着長さの減少に伴い、接合部せん断破壊型から梁主筋掻き出し破壊型に移行した。S490-L10 の梁主筋の定着長さ l_a は $10db = 0.49D_c$ である (db : 梁主筋直径, D_c : 柱せい)。すなわち、S490-L10 のように、コンクリート圧縮強度 $\sigma_B (=24.6 \text{ N/mm}^2)$ が低い時、SD490 の梁主筋を用い、定着長さを 10 db あるいは $0.5 D_c$ 程度とすると、SRC 造ト形接合部であっても、梁主筋掻き出し破壊が生じる恐れがある。

4. 終局耐力の評価

4.1 終局耐力の評価方法

(1) SRC 造ト形部分架構の終局耐力時梁せん断力

SRC 造ト形部分架構の終局耐力時梁せん断力は、文献(4)に準じ、式(1)～式(3)による梁曲げ終局耐力時せん断力 gQ_{muh} 、梁主筋側面剥離定着耐力時梁せん断力 gQ_{auh} 、接合部せん断終局耐力時梁せん断力 gQ_{puh} のうち最も小さい値とする。

$$gQ_{muh} = 2(\tau_{atg} \cdot \sigma_{ry} \cdot r_{jtg} + Z_p \cdot \sigma_{sy}) / l_o \quad (1)$$

$$gQ_{auh} = 2(\tau_{atg} \cdot r_{jtg} + Z_p \cdot \sigma_{sy}) / l_o \quad (2)$$

$$gQ_{puh} = 2V_{puh} / (l_o / j_{tgc} - l/h) \quad (3)$$

τ_{atg}, σ_{ry} : 梁引張主筋の断面積および降伏強度, r_{jtg} : 梁上下主筋の重心間距離, Z_p, σ_{sy} : 梁鉄骨の全塑性断面係数および降伏強度, τ_{atg} : 梁主筋の側面剥離定着耐力^{3), 4)}, V_{puh} : 接合部せん断終局耐力, l_o : 梁内法スパン長($=l - D_c$), l : スパン長(柱中心間距離), h : 階高, D_c : 柱せい, j_{tgc} : SRC 梁の応力中心距離

$$j_{tgc} = (\tau_{atg} \cdot r_{jtg} + A_{fg} \cdot s_{dg}) / (\tau_{atg} + A_{fg}) \quad (4)$$

A_{fg} : 梁鉄骨フランジの断面積, s_{dg} : 梁鉄骨上下フランジの中心間距離

文献(3)による提案式との相違点は、式(3)において、SRC 梁の応力中心距離として、式(4)による j_{tgc} を採用している点である。

(2) SRC 造ト形接合部のせん断終局耐力

接合部せん断終局耐力 V_{puh} は、文献(3)と同様、式(5)による。

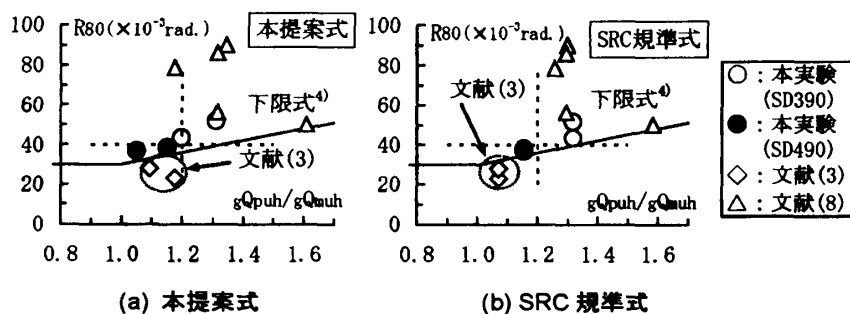
$$V_{puh} = cV_{puh} + sV_{puh} \quad (5)$$

$$cV_{puh} = F_j \cdot \{ \phi \cdot \kappa_c \cdot (b_j - B_s) \cdot D_{cjh} + \kappa_s \cdot B_s \cdot D_{sjh} \} \quad (6)$$

$$sV_{puh} = 1.2t_p \cdot (D_{sh} - t_{cf}) \cdot s \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{3} \quad (7)$$

cV_{puh} : RC 部のせん断終局耐力, sV_{puh} : 鉄骨部のせん断終局耐力, F_j : 接合部せん断強度の基準値⁵⁾, ϕ : 直交梁の有無による補正係数⁵⁾, κ_c : 鉄骨で囲まれない RC 部の接合部形状係数, κ_s : 鉄骨で囲まれた RC 部の接合部形状係数, D_{cjh} : 鉄骨で囲まれない RC 部の有効

- ・ 式(1)が RC 部と鉄骨部の終局曲げ耐力の単純累加によっている。
- ・ 文献(8)の試験体では、柱鉄骨が T 形断面材または十字形断面材であり、いずれも柱梁接合部内に直交方向の鉄骨ウェブが配置されている。

図-7 R80— gQ_{puh}/gQ_{muh} 関係

5. 変形性能の評価

$R80-gQ_{puh}/gQ_{muh}$ 関係を図-7に示す。 $R80$ は、耐力が最大耐力の80%に低下した時の層間変形角実験値である。同図中には、文献(3), (8)の実験値を◇, △で示すとともに、RC ト形部分架構試験体について求めた $R80$ の下限式⁴⁾による計算結果を実線で示した。

同図によると、文献(3)の試験体では、 $gQ_{puh}/gQ_{muh}=1.09 \sim 1.17$ であったが、 $R80=23 \sim 28 (\times 10^{-3} \text{rad.})$ に留まった。同試験体については、梁主筋鋼種 SD490, $\sigma_B=31.4 \text{N/mm}^2$, $gQ_{aub}/gQ_{muh}=1.09 \sim 1.21$ であり、梁主筋の定着長さが文献(1)で示された梁主筋の必要定着長さよりも短いことが、その要因として挙げられる。以上より、図-7の実験結果に基づくと、文献(1)による梁主筋定着長さの設計条件を満足する場合、本提案式または SRC 規準式によっても、 $gQ_{puh}/gQ_{muh} \geq 1.2$ とすれば、 $R80 \geq 40 (\times 10^{-3} \text{rad.})$ の変形性能を確保できると考えられる。

6. 梁端曲げひび割れ幅および接合部せん断ひび割れ幅に関する検討

6.1 検討方針

梁の長期および短期許容耐力時における梁端曲げひび割れ幅および接合部せん断ひび割れ幅について検討する。梁の長期許容耐力 Q_{gaL} および短期許容耐力 Q_{gaE} は、SRC 規準⁹⁾に基づき、次式で求める。同式中において、梁主筋の長期許容引張応力度 f_{iaL} は各試験体とも 215N/mm^2 、短期許容引張応力度 f_{iaE} は S390-L14, L10 では 390N/mm^2 、S490-L14, L10 では 490N/mm^2 とする。

$$Q_{ga} = 2 M_{ga} / \ell_o \quad (10)$$

$$M_{ga} = r_{atg} \cdot f_{ia} \cdot j_{tg} + Z_g \cdot f_{ga} \quad (11)$$

r_{atg} , f_{ia} : 梁引張主筋の断面積および許容引張応力度, j_{tg} :

梁 RC 部の応力中心距離 ($= (7/8) \cdot d_g$), d_g : 梁 RC 部の有効せい, Z_g , f_{ga} : 梁鉄骨の断面係数および許容引張応力度

各許容耐力時のひび割れ幅の実験値と接合部せん断耐力余裕度 gQ_{puh}/gQ_{muh} の関係を図-8に示す。同図(a)は長期許容耐力時梁端曲げひび割れ幅 w_{gaL} , 同図(b)は短期許容耐力時梁端曲げひび割れ幅 w_{gaE} , 同図(c)は短期許容耐力時の接合部せん断ひび割れ幅であり、両値はクラックスケールを用いて測定した前後の荷重段階の最大ひび割れ幅を直線補間して求めた値である。 gQ_{puh} および gQ_{muh} は 4.1 節に示した定義による。同図中に、文献(4)による RC 造ト形接合部の既往実験結果を併示した。

6.2 検討結果

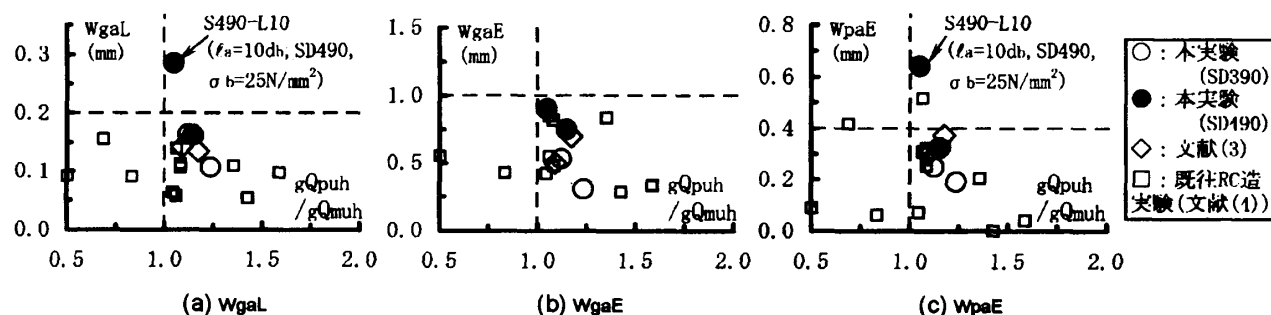
(1) 長期許容耐力時ひび割れ幅

図-8(a)によると、梁主筋に SD490 を用い、 $\ell_a=10db$ の S490-L10 では、長期許容耐力時梁端曲げひび割れ幅 w_{gaL} は 0.29mm であり、他の試験体よりも大きい。これらより、既往の RC 造の実験結果を考慮すると、梁主筋定着長さの設計条件を満足する場合、接合部せん断終局耐力余裕度 gQ_{puh}/gQ_{muh} を 1.0 以上とすれば、 w_{gaL} は 0.2mm 程度以下に留まると考えられる。

$\ell_a=10db$ の試験体では、長期許容耐力時に接合部せん断ひび割れが発生したが、その幅は 0.05mm 以下と微細であった。また、 $\ell_a=14db$ の試験体では長期許容耐力時に接合部せん断ひび割れは発生していない。

(2) 短期許容耐力時ひび割れ幅

各試験体とも、 w_{gaE} は 1.0mm 以下となった。梁主筋に SD490 を用い、 $\ell_a=10db$ の S490-L10 では、 w_{paE} は 0.64mm だったが、他の試験体では 0.4mm 程度以下となった。

図-8 各許容耐力時ひび割れ幅— gQ_{puh}/gQ_{muh} 関係

各試験体の最大ひび割れ幅 (w_g , w_p) と残留ひび割れ幅 (w_{gr} , w_{pr}) の関係を図-9に示す。同図中には、同関係の上限値を破線で併示した。本実験による短期許容耐力時の最大ひび割れ幅に対する残留ひび割れ幅の比 (w_{gr}/w_g , w_{pr}/w_p) は、梁端曲げひび割れ幅および接合部せん断ひび割れ幅の場合とも0.3程度であった。

以上より、本実験に供した試験体の縮小率が1/2程度であることを考慮し、部材寸法に対する最大ひび割れ幅の増大率を2.0、最大ひび割れ幅に対する残留ひび割れ幅の比を0.3とすると、短期許容耐力時梁端曲げひび割れ幅 w_{gaE} および接合部せん断ひび割れ幅 w_{paE} の上限値1.0mmと0.4mmは、実建物における残留ひび割れ幅に換算すると、それぞれ0.6mmおよび0.24mmに相当する。これらの値は、耐震性能評価指針(案)¹⁰⁾による修復限界状態I(容易に補修しうる状態)における残留ひび割れ幅の最大値(梁曲げひび割れ幅1.0mm, 接合部せん断ひび割れ0.5mm)を下回る。

7. 結論

機械式定着工法によるSRC造ト形柱梁接合部に関し行った実験より得られた知見を以下に示す。

- (1) 鉄骨に囲まれたRC部のせん断強度を考慮した提案式によると、SRC造ト形接合部のせん断終局耐力を精度良く評価できる。
- (2) 文献(1)による梁主筋定着長さの設計条件を満足する場合、本提案式またはSRC規準式によっても、 $gQ_{puh}/gQ_{muh} \geq 1.2$ とすれば、 $R_{80} \geq 40 (\times 10^{-3} \text{rad.})$ の変形性能を確保できる。
- (3) また、接合部せん断終局耐力余裕度 gQ_{puh}/gQ_{muh} を1.0以上とすれば、長期許容耐力時に使用性を損なうひび割れは発生せず、短期許容耐力時に生じるひび割れは耐震性能評価指針(案)による修復限界Iに留まる。

謝辞 本実験は、(株)伊藤製鐵所が開発した機械式定着具に関する確認実験の一環として行ったものであり、ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築総合試験所・機械式鉄筋定着工法研究委員会：機械式鉄筋定着工法設計指針，2006.1
- 2) 益尾深，窪田敏行：機械式鉄筋定着工法設計指針の概要，コンクリート工学，Vol.44, No.8, pp.3-9, 2006.8
- 3) 向出静司，益尾深：機械式定着工法によるSRC造ト

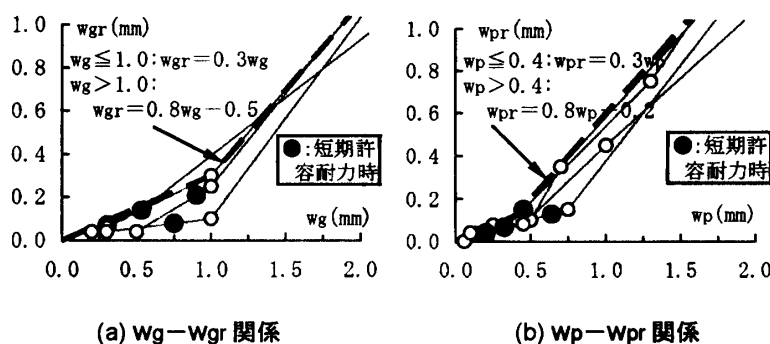


図-9 最大ひび割れ幅と残留ひび割れ幅

形接合部の終局耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第600号，pp.195-2001, 2006.2

- 4) 益尾深，窪田敏行：機械式定着工法によるRC造ト形接合部の終局耐力に関する設計条件，日本建築学会構造系論文集，第590号，pp.87-94, 2005.4
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，8章 柱梁接合部の設計，pp.241-277, 1999
- 6) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，4章 許容応力度に基づく設計，20条 柱梁接合部，pp.19-20, pp.127-133, 5章 保有水平耐力の検討，34条 柱梁接合部の終局せん断耐力，pp.29, pp.180-181, 2001
- 7) 西村泰志，南宏一，若林實：鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断耐力，日本建築学会構造系論文報告集，第365号，pp.87-94, 1986.7
- 8) 藤原敏夫，寺岡勝ほか：施工を簡略化したSRC構造側柱・梁接合部に関する実験的研究 その1 実験概要と実験結果，その2 実験結果の検討，日本建築学会大会梗概集，構造IV，pp.905-908, 1996.9
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針(案)・同解説，4章 診断，pp.75-99, 1997
- 10) 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 8章 柱梁接合部の性能評価法，pp.232-247, 2004
- 11) 摩擦圧接協会編：摩擦接合技術，日刊工業新聞社，2006.3