

梁貫通型柱RC梁S架構のT形接合部における機械式定着

水越 一晃 穴吹 拓也
鈴木 彩夏 増田 安彦

Mechanical Anchor of Column Main Bar for RC-S Structure

Kazuaki Mizukoshi Takuya Anabuki
Ayaka Suzuki Yasuhiko Masuda

Abstract

When applying the mechanical anchor method to the column main bar for a reinforced concrete and steel(RC-S) structure, the confinement around the anchor may modify the anchorage performance. Therefore, static loading tests were conducted to study the relationship between the anchorage length and concrete strength of a beam-column joint, for which the mechanical anchor plates are set on the outside and inside. The obtained results were as follows. Although anchorage failure of the main bars occurred after the flexural yield of the column, over 80% of the calculated flexural yield strength of the column was maintained up to a drift angle of $\pm 4\%$. However, the effect of the confinement by the cover plate was not exhibited clearly.

概要

柱RC梁S架構最上部のT形柱梁接合部においては、施工の簡便さから柱主筋に機械式定着工法が用いられている。定着金物を接合部内に配置する場合は、梁フランジよりも上部に配置する場合に比べて、ふさぎ板の拘束効果によって定着金物に生じる支圧力は増大するため、定着性状は向上すると考えられる。そこで、定着金物の位置、定着長さおよびコンクリート強度を変数として、柱RC梁S架構のT形接合部試験体による静的繰返漸増載荷実験を行った。その結果、1)定着金物の位置によらず、全ての試験体で柱曲げ降伏後に柱主筋の定着破壊が生じたが、層間変形角 $\pm 4\%$ まで柱曲げ降伏耐力計算値の80%以上の耐力を保持する靱性的な破壊を示した。2)ふさぎ板が定着金物を拘束することによる影響は顕著ではなかった。

1. はじめに

鉄筋コンクリート造の柱と鉄骨造の梁で構成される混合構造(以下、柱RC梁S架構と称する)は、圧縮力に強い鉄筋コンクリート部材を柱に、軽量で曲げやせん断力に強い鉄骨部材を梁に用いる、合理的な構造形式である。大林組においても十字形接合部を中心に、部分架構実験によって接合部や支圧耐力の評価を行ってきた。

柱RC梁S架構の最上部における柱曲げ降伏型の接合部(以下、T形柱梁接合部と称する)においては、柱主筋を定着する場合、コンクリートの充填や締め固めが容易となるように機械式定着工法が多用される。機械式定着を用いる場合、柱主筋の定着長さや仕様規定を定めた指針の例に、SABTEC指針²⁾がある。同指針では、RC規準³⁾の必要定着長さを準用して定着長さを定めている。

柱主筋の定着力は定着金物による支圧力と、鉄筋とコンクリート間の付着力の和であるが、上記指針の必要定着長さは鉄筋の付着力を主に評価するものであり、定着金物の支圧力は考慮していない。一方、機械式定着の抵抗機構は、定着金物の支圧力に基づく圧縮ストラットによるモデルが用いられており^{2),3)}、必要定着長さと抵抗機構の関連性は不明確である。支圧力は定着金物周辺のコ

ンクリートの拘束条件により変化するため、Fig. 1に示すように定着金物が梁フランジよりも上部にある場合(以下、外定着と称する)と、ふさぎ板で囲まれる接合部にある場合(以下、内定着と称する)では異なる定着性状を示すと考えられる。すなわち、内定着の場合、ふさぎ板の大きな拘束効果によってコンクリートの損傷が抑制され、外定着よりも定着性状が向上すると考えられる。これにより、柱主筋の定着長さを最小限とし、定着部拘束筋を省略する等、配筋を合理化できる可能性がある。さらに、外定着では定着金物周辺のコンクリートを接合部コンク

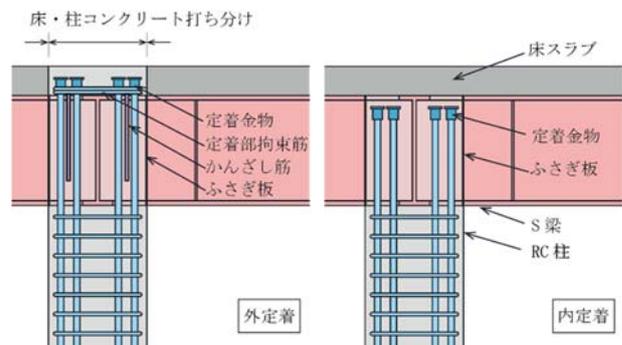


Fig. 1 T形柱梁接合部における柱主筋のおさまり
Details of Steel Beam and RC Column Joint

リートと同一とするため、スラブと接合部のコンクリート強度が異なる場合、Fig. 1左に示すように施工時にはスラブコンクリートと打ち分ける仕様となる。これを内定着とした場合、施工手間の省略や、表面の色違い等の問題は生じなくなる。

本論文は、柱曲げ降伏が先行するT形柱梁接合部を対象に、定着金物の位置や定着長さの違いが接合部の構造性能に及ぼす影響を調べるとともに、柱頭部のコンクリートを全てスラブコンクリートとした場合の挙動の把握を目的に実施した実験について述べるものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

Table 1に試験体一覧を、Fig. 2に鉄筋径に対する式(1)²⁾による必要定着長さの比とコンクリート圧縮強度関係を、Fig. 3に各試験体の寸法および配筋を示す。試験体の縮尺は約1/2.5として製作した。曲げモーメントの反曲点をスパンおよび階高の中央と仮定し、縮小後の架構寸法はスパンを3450mm、階高を2400mmとした。試験体は、柱主筋の定着形式、定着長さおよびコンクリート強度を変数として5体とした。定着長さは、Fig. 2に示すように式(1)による必要定着長さの約80%とした。

$$l_{ab} = \alpha \frac{S \cdot \sigma_i \cdot d_b}{10f_b} \quad (1)$$

ここで、 α は柱梁接合部コアの拘束度合いの影響係数で、ふさぎ板形式の場合は1.0、 S は必要定着長さの修正係数で0.7、 σ_i は仕口面での柱主筋の引張応力(N/mm²)、 d_b は柱主筋直径(呼び名の値)、 f_b は付着割裂の基準となる強度(N/mm²)である。

部材断面は、定着破壊が生じないと仮定して柱主筋の曲げ降伏が先行するように計画した。梁鉄骨はH形鋼とし、計画する定着長さが得られるように梁せいを変えた。鉄骨梁のフランジおよびウェブの板厚については、梁の曲げ耐力およびせん断耐力が柱の曲げ耐力に対して上回るように設計した。外定着とする試験体T-1およびT-3は柱梁接合部に作用する水平力が大きいため、柱梁接合部の耐力が梁の曲げ降伏耐力を上回るように接合部内ウェブにダブルプレート(DPL)を溶接した。内定着とした試験体T-2およびT-5のふさぎ板内面には、接合部コンクリートの抜出しを防止するシアキーとして、異形鉄筋(以下、抜出し防止筋と称する)を溶接した。

コンクリートの目標強度は27~45N/mm²とした。試験体T-3については、接合部パネル上部(機械式定着金物取付部)のコンクリートをスラブ相当の強度とした場合のデータを取得するため、接合部パネル上部を27N/mm²のコンクリート、柱および接合部パネルを36N/mm²として計画した。柱主筋には、ねじ筋鉄筋を使用し、柱主筋の定着には機械式定着工法を用いた。

Table 2に材料試験結果を示す。試験体T-3の接合部パネル上部コンクリートについては、圧縮強度のみ確認した。

Table 1 試験体一覧
List of Specimens

試験体名	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5
定着形式	外定着	内定着	外定着	内定着	内定着
柱断面	400mm×400mm				
柱主筋, 帯筋	主筋:12-D22 ($p_g=2.90\%$) 帯筋:目-D13@80 ($p_w=1.59\%$)				
コンクリート目標強度	27N/mm ²		36N/mm ²		45N/mm ²
柱主筋定着長	352mm(16 d_b)	396mm(18 d_b)	308mm(14 d_b)	352mm(16 d_b)	308mm(14 d_b)
鉄骨梁	BH-300x125 x19x25	BH-450x125 x19x19	BH-250x125 x19x25	BH-400x125 x19x19	BH-350x125 x19x19
接合部DPL厚	12mm	なし	12mm	なし	なし
抜出し防止筋	なし	D10(3段)	なし	なし	D6(3段)
ふさぎ板厚	3.2mm (1.60%)				

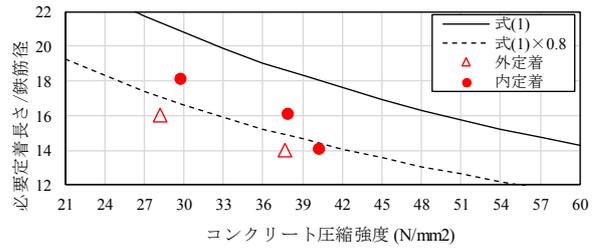


Fig. 2 鉄筋径に対する必要定着長さの比とコンクリート圧縮強度の関係

Comparison between Required Anchorage Length and Concrete Strength

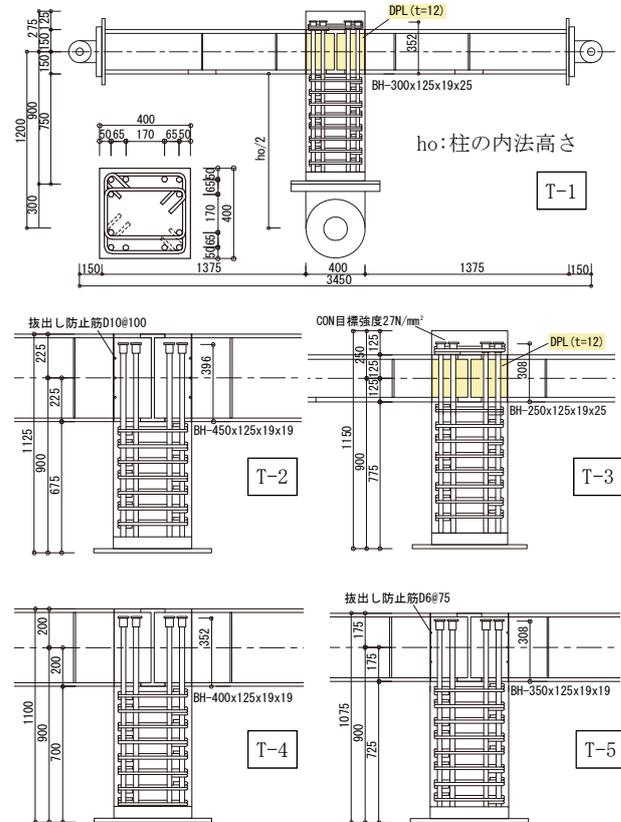


Fig. 3 試験体寸法および配筋
Detail of Specimens

2.2 加力計画

Fig. 4に荷重装置を示す。荷重装置には試験体を天地反転させて取り付けた。鉄骨梁の左端をピン支持、右端を水平ローラー支持とし、RC柱の上端のピン支点を介して、水平アクチュエータにより正負漸増繰返し水平変位を与えた。試験体は架構最上部のT形柱梁接合部を模していることから、柱軸力は荷重しなかった。加力は、柱加力位置の水平変位とローラー支点の水平変位の差を階高の1/2で除した層間変形角Rにより制御することとし、荷重点が左端側から右端側に移動する方向を正方向とした。加力サイクルは、R=0.25%, 0.5%, 1%, 2%, 4%で正負2回ずつ、R=8%で正負1回繰返し荷重を行った後に、押切荷重を行う計画とした。

2.3 荷重-変形関係

Fig. 5に柱せん断力Q-層間変形角R関係を、Table 3に実験結果一覧を示す。ここでは、耐力低下が顕著となったR=+8%の正側荷重時までの記載に留めた。実験時の柱曲げひび割れ時の荷重は、目視で曲げひび割れを確認した際の荷重とした。ただし、試験体T-4のみ発見が遅れたため、Q-R関係において初めて剛性が低下した時の荷重を採用した。柱主筋降伏点は、正負の荷重において引張

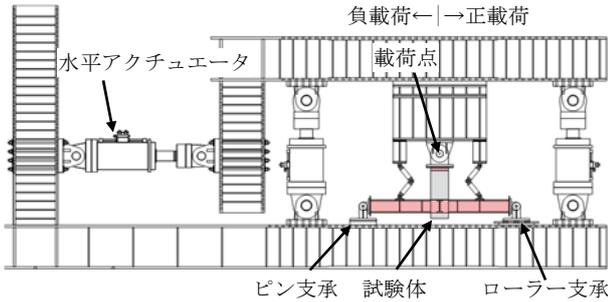


Fig. 4 荷重装置
Loading System

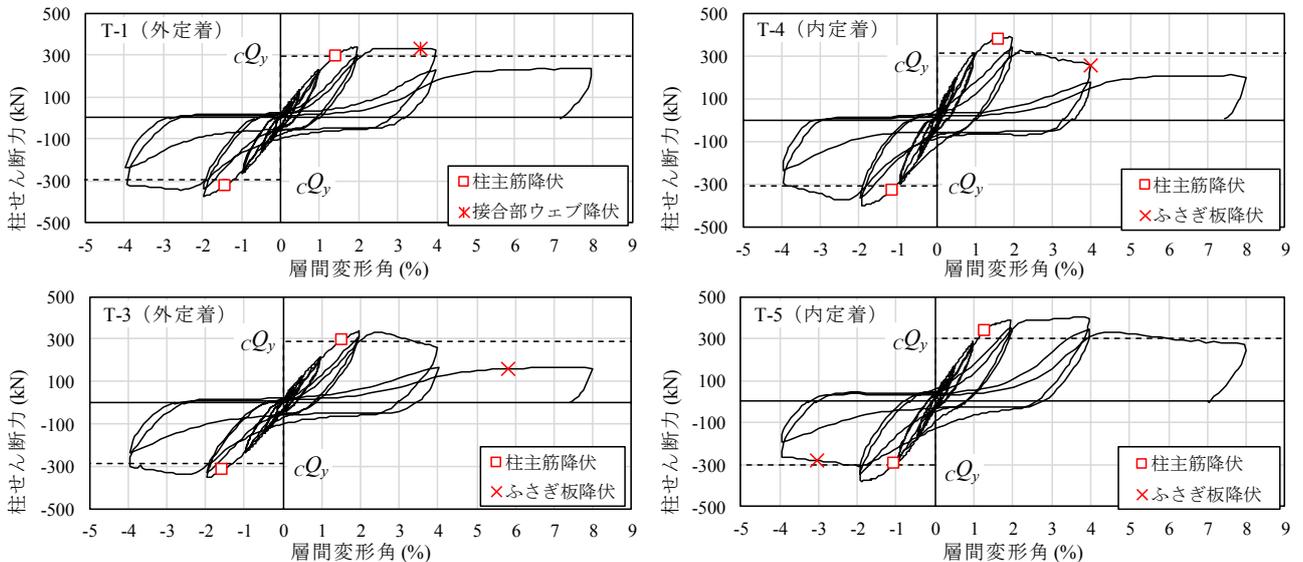


Fig. 5 柱せん断力-層間変形角関係
Shear Load - Story Drift Angle Relationship

側主筋のいずれかのひずみが降伏時ひずみ(2674 μ :降伏強度をヤング係数で除した値)に達した点を表す。接合部ウェブ降伏とふさぎ板降伏のプロットは、3軸ひずみゲージから計算したMises応力が降伏強度に達した点を表す。

次に各試験体の共通性状について述べる。いずれの試験体も、R=+1%の2ループ時にスリップ型の履歴性状に移行した。R=2%の加力ループでは柱主筋が降伏し、ふさぎ板に面外変形が生じた。R=4%の加力ループでは、柱

Table 2 材料試験結果
Material Properties

(a)コンクリート				
試験体	材齢 (日)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
T-1	36	2.61 $\times 10^4$	28.3	2.46
T-2	43	2.52 $\times 10^4$	29.9	2.55
T-3 (接合部パネル上部) (柱,接合部パネル)	30	—	26.8	—
	34	2.75 $\times 10^4$	37.7	3.09
T-4	31	2.79 $\times 10^4$	38.0	2.95
T-5	49	2.85 $\times 10^4$	40.4	2.99

(b)鉄筋						
径	鋼種	部位	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
D13	SD295A	柱帯筋	1.96 $\times 10^5$	347	514	26.5
D22	SD490	柱主筋	1.93 $\times 10^5$	516	696	25.0

(c)鋼板						
厚さ (mm)	鋼種	部位	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
3.2	SS400	ふさぎ板	2.09 $\times 10^5$	328	456	32.5
12	SN490B	DPL	2.09 $\times 10^5$	353	528	26.2
19	SN490B	ウェブ	2.09 $\times 10^5$	357	523	27.4
25	SN490B	フランジ	2.09 $\times 10^5$	334	519	28.8

主筋降伏後のR=±3%時に外定着の試験体T-1およびT-3は最大耐力の90%以上の耐力を保持したが、内定着の試験体T-2, T-4, T-5はいずれも75%前後まで低下した。

次に各試験体の挙動について述べる。試験体T-1は、R=0.5%で定着金物周辺に水平方向のひび割れが生じ、R=1.4%で柱主筋が降伏し、R=1.9%で最大耐力となった。その後、R=4%の加力ループでは耐力を保持しながらピーク付近で接合部ウェブが降伏し、R=8%の加力ループでは耐力低下が顕著となり、定着金物周辺のコンクリートが圧壊して剥落した。試験体T-2は、R=1.4%で柱主筋が降伏し、R=1.9%で最大耐力となった。その後、R=4%の加力ループでは耐力低下が生じ、R=6%付近でふさぎ板が降伏した。試験体T-3は、R=0.5%で定着金物周辺に水平方向のひび割れが生じ、R=1.5%で柱主筋が降伏し、R=1.9%で最大耐力となった。その後、R=4%の加力ループでは耐力低下が生じ、R=6%でふさぎ板が降伏した。試験体T-4は、R=1.6%で柱主筋が降伏し、R=1.9%で最大耐力となった。その後、R=4%の加力ループでは耐力低下とふさぎ板の降伏が生じた。試験体T-5は、R=1.2%で柱主筋が降伏し、R=1.9%で最大耐力となった。その後、R=4%の加力ループでは耐力を保持しながらR=3%のピーク付近でふさぎ板が降伏した。

Fig. 6に柱頭曲げモーメント-柱部材角関係の正載荷側の骨格曲線を示す。外定着とした試験体T-1およびT-3

(図中点線)は柱頭曲げモーメントが350kNm程度で耐力(図中実線)が頭打ちとなったが、内定着とした試験体(図中実線)の最大耐力は380~400kNm程度であり、外定着よりも10%程度大きい耐力を示した。内定着とした試験体の拔出し防止筋に着目すると、拔出し防止筋の無い試験体T-4の柱曲げ耐力は、拔出し防止筋のある試験体T-2およびT-5と同程度であった。一方、試験体T-4の柱の曲げ剛性は、柱曲げひび割れが生じるまでは試験体T-2に比べて大きいですが、試験体T-2よりも早期に剛性低下が生じ、柱主筋降伏時における原点からの割線剛性は試験体T-2よりも小さくなった。この結果から、拔出し防止筋が接合部コンクリートとふさぎ板の間の相対すべりを拘束するシアキーの役割を果たしたと考えられる。これらの結果より、拔出し防止筋の設置は、柱の曲げ耐力に及ぼす影響は小さい一方で、接合部コンクリート拔出しによる柱曲げ剛性の低下の抑制に一定の効果があると推定できる。

Table 3 耐力算定および実験結果一覧(Unit : kN)

List of Calculated Strength and Test Results

試験体		T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	
定着形式		外	内	外	内	内	
定着長さ		16d _b	18d _b	14d _b	16d _b	14d _b	
計算値	柱曲げひび割れ(cQ _c)	40	44	44	47	48	
	柱曲げ降伏 (cQ _y) ^{*3}	295	318	292	314	307	
	柱曲げ耐力 (cQ _u) ^{*1}	329	359	333	358	352	
	柱せん断耐力 (cQ _s)	373	389	398	411	415	
	梁曲げ降伏 (bQ _y)	601	991	464	833	686	
	柱曲げひび割れ	正載荷	38.5	39.2	48.0	52.2	63.9
実値	実/計比	0.96	0.89	1.09	1.11	1.33	
	柱曲げ降伏	正載荷	292	380	293	376	334
	実/計比	0.99	1.20	1.00	1.20	1.09	
	負載荷	-324	-295	-318	-330	-291	
	実/計比	1.10	0.93	1.09	1.05	0.95	
実験値	最大荷重 ^{*2}	正載荷	338	402	335	387	401
	※1との比	1.03	1.12	1.01	1.08	1.14	
	負載荷	-372	-391	-353	-399	-381	
	※1との比	1.13	1.09	1.06	1.11	1.08	
	R=±3%時	正載荷	329	309	309	292	395
	※2との比	0.97	0.77	0.92	0.75	0.99	
	負載荷	336	354	327	346	281	
	※2との比	0.90	0.91	0.93	0.87	0.74	
	R=±4%時	正載荷	325	298	260	252	396
	※3との比	1.10	0.94	0.89	0.80	1.29	
負載荷	-314	-322	-301	-297	-264		
※3との比	1.06	1.01	1.03	0.95	0.86		

■ 計算値は、下記より求めた値を柱せん断力に換算した値
 ・ cQ_c および cQ_s : 文献3)より
 ・ cQ_y および cQ_u : コンクリートモデルを文献4)、鉄筋を完全弾塑性としたファイバーモデルによる断面解析より、引張側主筋降伏時および圧縮側のコンクリートひずみが3000μに達した際の曲げモーメントをFig. 3に示すh_o/2で除した値

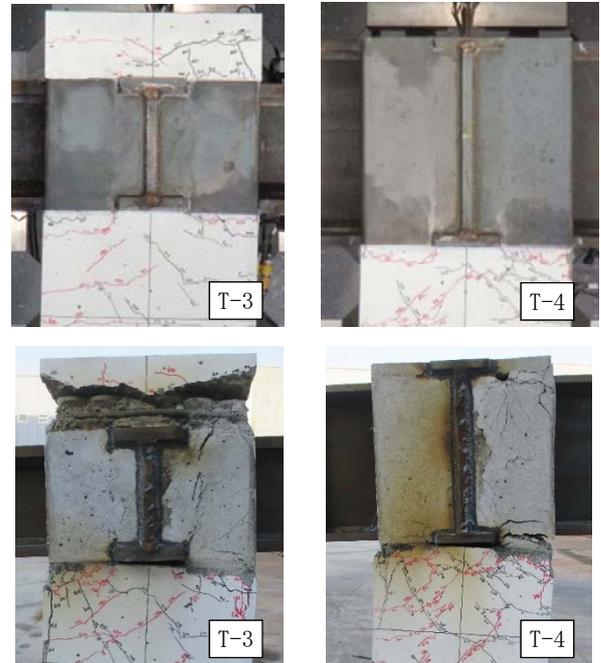


Photo 1 試験体破壊状況の例
(上: R=+2%ピーク時 下: 実験後)
Damage of Specimens

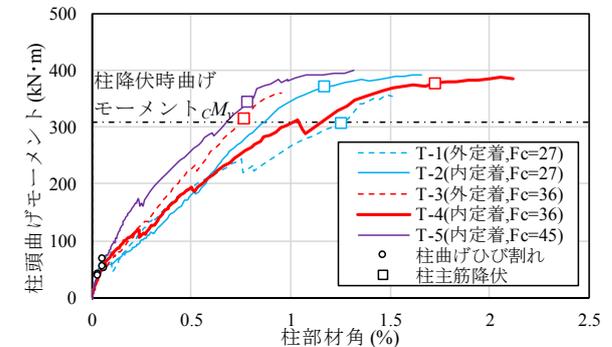


Fig. 6 柱頭曲げモーメント-柱部材角関係の骨格曲線
Skelton Curve of Column Bending Moment - Column Rotation Angle Relationship

Photo 1に、R=+2%ピーク時と実験後にふさぎ板を除去した試験体の代表例を示す。柱主筋端部から直交梁下フランジ間にかけて大きなひび割れが生じていることから、圧縮ストラットが形成されていたと推定できる。加えて、定着金物周辺に水平方向のひび割れが集中したことやR=2%でふさぎ板の面外変形が生じたことから、降伏後に柱主筋の定着破壊が生じたと考えられる。よって、柱曲げ降伏後の柱主筋定着破壊と判断した。しかしながら、いずれも柱曲げ降伏時の柱せん断力に対して80%以上の耐力を保持した。なお、梁端降伏や接合部破壊は認められなかった。

2.4 柱主筋の付着応力履歴

Fig. 7に柱主筋に貼付したひずみゲージ位置を、Fig. 8に柱主筋降伏までのひずみゲージ間の付着応力を示す。付着応力 τ_{bi} は式(2)および式(3)より算定した。

$$\tau_{bi} = \frac{(C_n \sigma_i - C_{n+1} \sigma_i) \cdot A_b}{\psi_b \times l_b} \quad (2)$$

$$C_n \sigma_i = c_n \varepsilon_i E_s \quad (3)$$

ここで、 $C_n \sigma_i$ または $C_n \varepsilon_i$ はゲージ C_n 位置の i ステップ時応力(N/mm²)またはひずみ、 A_b は柱主筋の断面積(mm²)、 ψ_b は柱主筋の周長、 l_b はひずみゲージ間隔(mm)、 E_s は柱主筋のヤング率(N/mm²)である。外定着と内定着のいずれも、柱主筋降伏前のR=1%において最大の付着応力を生じた。付着応力履歴においては、内定着と外定着について顕著な差は見られなかった。また、試験体T-1とT-3を比較すると、同様の付着特性を示したことから、スラブ相当部分のコンクリートを打ち分けた影響についても明確な差は見られなかった。

2.5 付着力と支圧力の負担割合

接合部における定着力は、Fig. 9左下に示すように、主筋による付着力と定着金物の支圧板による支圧力の和に等しいと仮定し、付着力と支圧力の負担状況を確認した。ここで、定着力は柱頭位置の主筋ひずみ値より計算した鉄筋引張力と等しいものとし、付着力は式(2)より得られる付着応力がフランジ下端から定着金物の下端まで一様

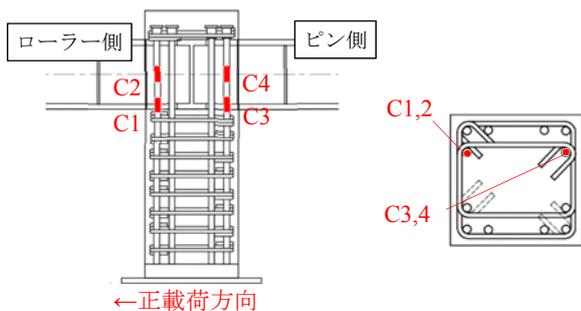


Fig. 7 ひずみゲージ位置
Position of Strain Gauge

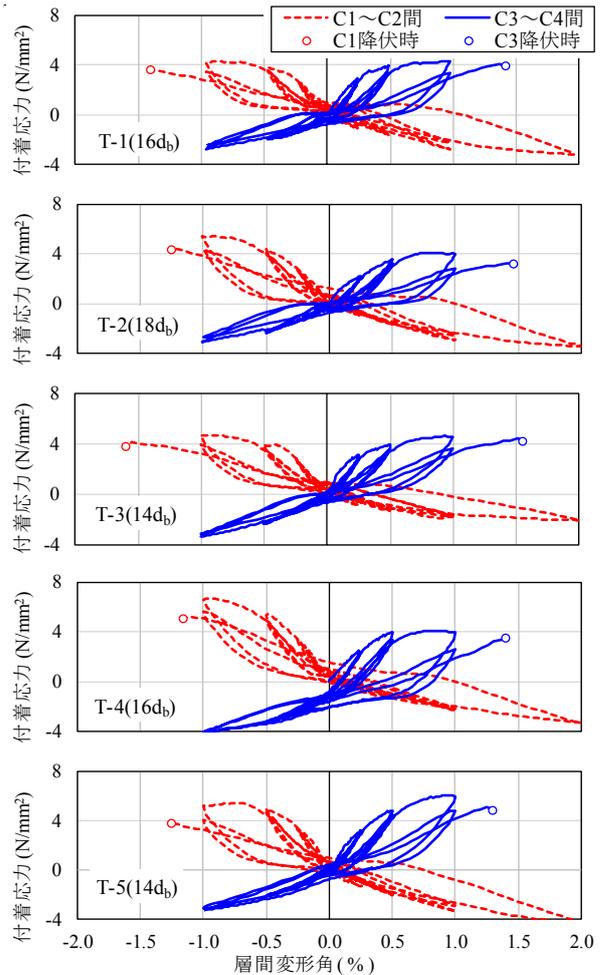


Fig. 8 柱主筋の付着応力履歴
Bond Stress - Story Drift Angle Relationship

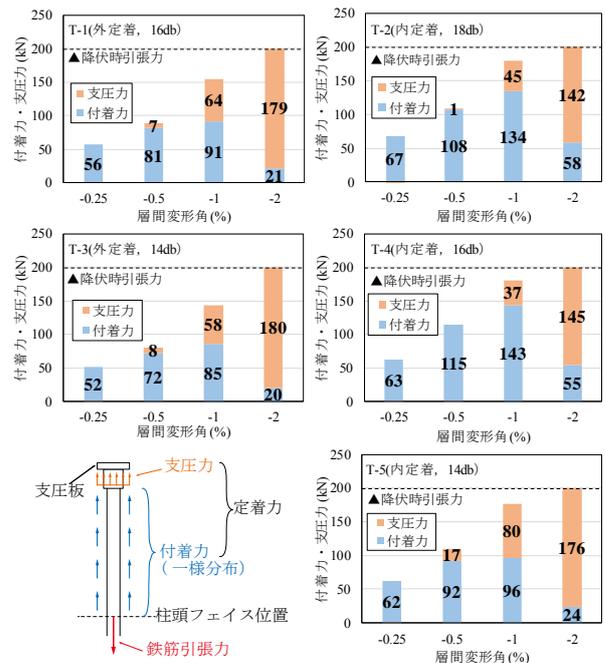


Fig. 9 柱主筋の付着力および支圧力の負担割合
Bond Force and Bearing Force of Column Bar

に生じていると仮定して求めた荷重とし、支圧力は定着力から付着力を減じた値とした。

Fig. 9に各変形角時の1ループ目ピーク時における接合部内柱主筋の付着力および支圧力の負担割合を示す。ここでは、 $R=\pm 2\%$ までデータを取得できたひずみゲージC1, C2について検討を行う。いずれの試験体も付着力は層間変形角 $R=-1\%$ において最大となり、 $R=-2\%$ では機械式定着の支圧力による負担割合が増加した。試験体T-1とT-3を比較すると、接合部上部のコンクリート強度による影響は見られなかった。内定着と外定着を比べると、降伏後の $R=-2\%$ においては外定着の方が支圧力の負担割合が大きい傾向にあった。ただし、柱主筋の引張力を算定する際の応力は柱主筋降伏強度を上限としたため、定着力を降伏時引張力で頭打ちとしているが、Fig. 6に示すように内定着の曲げ耐力が外定着よりも大きいことより、降伏時引張力よりも大きな支圧力が生じていた可能性がある。なお、試験体T-5の支圧力の負担が外定着と同様の傾向にあるのは、他の内定着試験体と比べてコンクリート強度が高く、支圧の負担割合が増大したためと考えられる。

2.6 必要定着長さ

式(1)は付着強度に基づく必要定着長さであるが、2.5節の機械式定着の支圧力と付着力の負担割合より、必要定着長さを求める際に式(1)を採用する妥当性には、文献2)にも述べられているように検討の余地がある。本節では、設計指標として暫定的に式(1)を用いるものとして、その適用性を検討する。

Fig. 10に、接合部をふさぎ板で補強し、柱主筋の定着にナットもしくは機械式定着金物を用いた柱曲げ破壊型の既往実験^{5)~8)}について、柱主筋定着長さを式(1)による必要定着長さ l_{ab} で除した値と、最大耐力時の層間変形角関係を本実験結果と併せて示す。図より、式(1)を満足する場合の最大耐力時の変形角は概ね3%以上であった。一方、式(1)に示される必要定着長さのおよそ0.7~0.8倍の定着長さを有する外定着の試験体と、内定着試験体の最大耐力時の変形角は、2%程度であった。このことから、柱主筋定着長さを必要定着長さで除した値と最大耐力時層間変形角には相関性が見られる。よって、定着長さを大きくすることによって、より大きな変形能力が得られる。加えて、本実験では、内定着と外定着では変形能力に明確な差がみられないことから、内定着形式であっても外定着形式と同様に式(1)を準用できると考えられる。

3. まとめ

柱曲げ降伏が先行する柱RC梁S架構の最上部におけるT形柱梁接合部を対象に、定着形式及び定着長さを変数とした5体の静的繰返し載荷試験を実施した。実験より得られた知見を以下に示す。

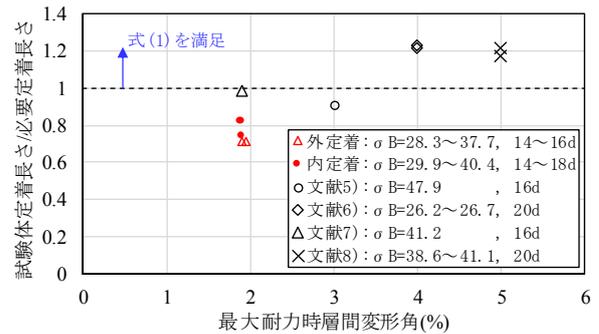


Fig. 10 主筋定着長さ と 最大耐力時層間変形角の関係
Anchorage Length - Story Drift Angle
at Peak Strength Relationship

- 1) いずれの試験体も、梁端降伏および接合部破壊は生じず、柱曲げ降伏後に柱主筋の定着破壊が生じた。
- 2) いずれの試験体も、層間変形角 $\pm 4\%$ まで柱曲げ降伏時柱せん断力に対して80%以上の耐力を保持する、靱性的な破壊を示した。
- 3) 外定着形式においては、定着金物取付け部分にスラブを想定した強度としてコンクリートを打ち分けても、定着性能に明確な差は生じなかった。
- 4) 内定着形式においては、外定着形式と同様に必要定着長さの設計に既往の指針式を準用できる。

参考文献

- 1) (一社)日本建築学会: 柱RC梁Sとする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム, pp. 111-114, 1994.12
- 2) (一社)建築構造技術支援機構: SABTEC機械式定着工法 RCS混合構造設計指針(2018年), 2018
- 3) (一社)日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018改定, 2018.12
- 4) 黒正, 他: 人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリートばりの曲げ性状に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集号外, 1966.10
- 5) 樋渡, 他: 高強度材料を用いた柱RC梁Sハイブリッド構法に関する実験的研究(その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1301-1304, 2010.9
- 6) 早川, 他: 柱RC, 梁Sから成る構造物の部分架構実験(その6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 903-904, 1995.8
- 7) 塩崎, 他: 柱RC梁S混合構造架構の構造性能(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1111-1112, 2009.8
- 8) 山野辺, 他: 柱RC梁S構法における柱断面のスリム化に関する実験的研究(その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1311-1314, 2014.9