

論文 円形定着板により機械式定着されたT形接合部に関する実験的研究

石渡 康弘^{*1}・竹内 博幸^{*2}・中村 一彦^{*3}・細矢 博^{*4}

要旨：最上階柱梁接合部の柱主筋の定着に、円形定着板を用いた機械式定着工法を採用した場合の構造性能を把握することを目的として、主にコンクリート強度、せん断余裕度などを変動因子とした9体のT形部分架構実験を行った。その結果、柱曲げ破壊型の実験では十分なせん断余裕度を確保し、接合部内を中子筋や柱頭補強筋で補強をおこなうことにより、耐力低下のない良好な変形性能を示すことが確認できた。

キーワード：機械式定着、円形定着板、柱主筋定着、T形柱梁接合部、接合部補強

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）造建物において、柱梁接合部（以下、接合部）への主筋定着は、一般に梁主筋は折り曲げ定着、最上階柱主筋は180度フックが用いられることが多い。しかし、建物の高層化による接合部内配筋の複雑化、鉄筋の高強度・太径化、および部材のプレキャスト（PCa）化に伴い、最近では機械式定着工法が多く用いられるようになってきた。機械式定着工法の定着耐力については、外周部接合部（以下、ト形接合部）の梁主筋を対象とした実験を基に、評価式¹⁾が提案されており、広く用いられている。しかし、最上階を対象とした接合部（以下、T形・L形接合部）では、一般に梁幅が柱幅より小さいため、柱主筋は梁断面の外側に配筋される。このため、T形接合部の柱主筋は、ト形接合部の梁主筋の定着とは鉄筋の拘束条件が異なり、応力的に厳しいものと考えられる。

本報は、異形（竹節）鉄筋を対象に、鉄筋端部に摩擦圧接されたネジに、円形定着板を締め込む機械式定着工法により定着した柱主筋を有する、T形接合部の構造性能を把握することを目的として行った静的加力実験結果および考察について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体配筋を図-1に示す。試験体はRC造骨組みにおけるT形接合部を模擬した形状で9体製作した。断面は全て同一とし、柱断面400×400mm、梁断面300×400mmである。実験は2回に分けて行い、T-1～4ではT形接合部の基礎的な構造性能を把握することを目的に、コンクリート強度を主な変動因子とし、 $F_c42\text{N/mm}^2$ を基準（T-1,4）に $F_c24\text{N/mm}^2$ （T-2）、 $F_c60\text{N/mm}^2$ （T-3）の3水準とした。T-5～9では接合部横補強筋に中子筋を配筋することを基本とし、柱頭部に降伏ヒンジが生じるT形接合部において、高い靱性能を確保することを目的に、コンクリート強度、せん断余裕度等を組み合わせて5体実施した。柱主筋の定着は全て円形定着板工法とし、定着長さも共通で300mm（3/4 D_b 、 D_b は梁せい）とした。主筋径（ d_b ）に対する比は、T-1～4は15.7 d_b 、T-5,6は18.8 d_b 、T-7～9では23.1 d_b としている。各試験体には柱頭部のひび割れ防止と柱、梁主筋の拘束を目的に柱頭補強筋（図-1参照）を配置した。柱頭補強筋は逆U字型の鉄筋を接合部横補強筋の内側に沿わせ、梁主筋に対して直交方向、平行方向それぞれ4本ずつ配筋した。

*1 鉄建建設(株) 技術研究所 (正会員)

*2 五洋建設(株) 建築エンジニアリング部 (正会員)

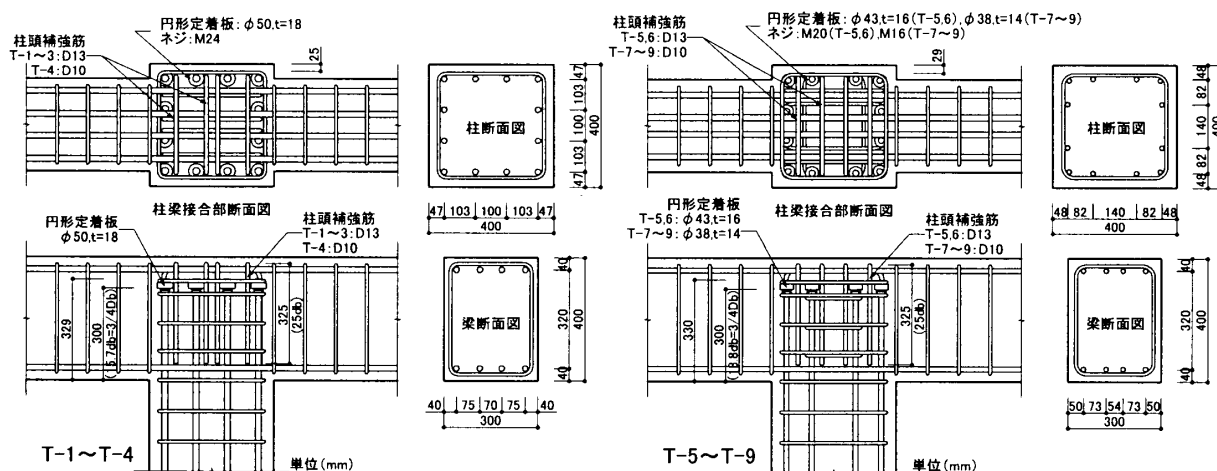
*3 合同製鐵(株) 販売本部加工製品販売部長 (正会員)

*4 (株)奥村組 技術研究所 工博 (正会員)

表－１ 試験体一覧

試験体	断面 (mm)	F _c (N/mm ²)	柱主筋		梁主筋		接合部				せん断 余裕度	実験因子		
			配筋	鋼種	配筋	鋼種	横補強筋		柱頭補強筋				定着長さ	
							配筋	鋼種	配筋	鋼種				
T-1	柱: 400×400	42	12-D19 ρ _g =2.15%	SD390	4-D19 ρ _t =1.07%	SD390	2-D10 @100	SD390	D13	SD295A	300mm 15.7d _b 3/4D _b	1.06	基本試験体	
T-2		24		SD295A			SD295A							
T-3		60		SD490			SD685							
T-4		42		SD390			SD390	SD390				D10		
T-5	梁: 300×400	45	12-D16	SD390	4-D19 ρ _t =1.07%	SD345	4-D10 @100	SD345	D13	SD345	300mm 18.8d _b 3/4D _b	1.43	基本試験体	
T-6			SD295A	SD295A							1.93	せん断余裕度大		
T-7		24	12-D13	SD295A	4-D16 ρ _t =0.74%		2-D10 @100	SD295A	D10		300mm 23.1d _b 3/4D _b	1.90	F _c 小・せん断余裕度大	
T-8			SD390										1.98	中子筋無・せん断余裕度大
T-9													ρ _w =0.33%	

せん断余裕度＝ $\frac{\text{靱性保証型耐震設計指針}^{2)}\text{による接合部せん断耐力計算値}}{\text{文献}^{3)}\text{の柱曲げ耐力提案式による計算値}}$
 注) D_bは梁せい、d_bは柱主筋径を示す。



図－１ 試験体配筋

2.2 載荷方法

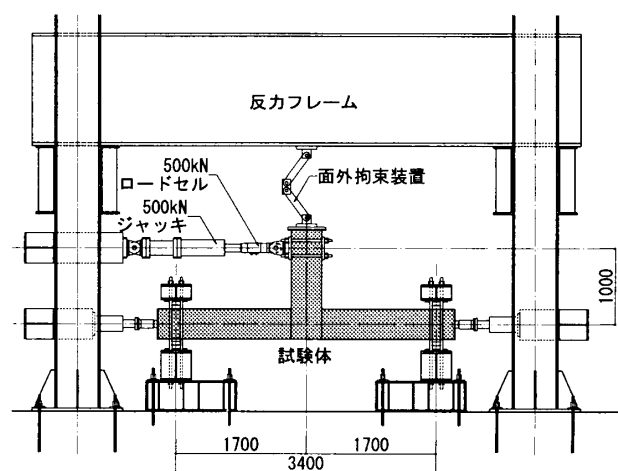
載荷装置図を図－２に示す。載荷は、試験体を上下逆にセットした状態で、梁の反曲点位置をピン支持で固定し、柱反曲点位置を 500kN 油圧ジャッキにて押し引きすることによる正負交番繰り返し加力を行った。また、梁の両端部をピンで支持し、試験体の水平ずれを防止するために初期軸力として約 50kN を載荷した。

載荷は層間変形角 (R) で制御し、 $R=\pm 2.5, 5.0, 10, 15, 20, 30, 40 \times 10^{-3} \text{rad}$ を各 2 回繰り返し、その後 $R=+100 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの一方向載荷とした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

写真－１に代表的な試験体(T-1,5,8,9)の $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時のひび割れ状況を示す。



図－２ 載荷装置

初期のひび割れ状況は全ての試験体でほぼ同様であった。 $R=2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ までに柱、梁に曲げひび割れが発生し、若干の剛性低下がみられた。接合部のせん断ひび割れは $R=5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ または、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ のピーク前に発生し、発

生とほぼ同時に若干の耐力低下が生じた。中子筋の無い T-1~4, T-9 試験体ではせん断ひび割れの進展、ひび割れ幅の拡大にともなって耐力低下がみられ、最終的には接合部のせん断ひび割れが拡大し、接合部が面外方向に大きく膨らみ、コンクリートが剥落しせん断破壊した。一方、接合部内に中子筋を設けた T-5~7 および、せん断余裕度を約 2.0 とした T-8 (中子筋無し) ではせん断ひび割れはほとんど拡大せず、実験終了まで大きな耐力低下はみられなかった。

3.2 履歴性状および最大耐力

表-3 に実験値と計算値一覧を示す。ここで、実験値の最大荷重は正加力時の値を示しており、曲げ耐力計算値は、機械式定着具を用いた T 形接合部の評価式を検討している文献³⁾を参考に、中段筋を考慮した略算式を用いた。また、接合部せん断耐力は、靱性保証型耐震設計指針式²⁾を用いた。各耐力の計算には、表-2 の鉄筋試験結果および、表-3 中に示すコンクリート圧縮強度を用いた。また、値は全て層せん断力に換算して表示している。

せん断余裕度が最も低く(0.88)、接合部せん断破壊が先行した試験体 T-2 では、実験値と接合部せん断耐力計算値との比(Q_{max}/Q_{su})が、1.03 とよい対応を示した。このことより、円形定着板により機械式定着された柱主筋を有する T 形接合部の接合部せん断耐力は、既往の設計式を用いて評価できることが確認できた。

柱曲げ降伏が先行するように、せん断余裕度を大きくした(1.43~1.98) T-5~9 では実験値と、曲げ耐力計算値の比(Q_{max}/Q_{mu})は 1.02~1.11 と良い対応を示しており、バラツキも小さく、T 形接合部の柱曲げ耐力は、文献³⁾の提案式で安全に評価できることがわかった。

図-3 に各試験体の層せん断力(Q)—層間変形角(R)関係を示す。図中には柱主筋(一段筋)の降伏および接合部せん断ひび割れ発生時をプロットした。

中子筋を配筋していない T-1~4 の内、Fc42 N/mm² の T-1,4、および Fc60 N/mm² とした T-3

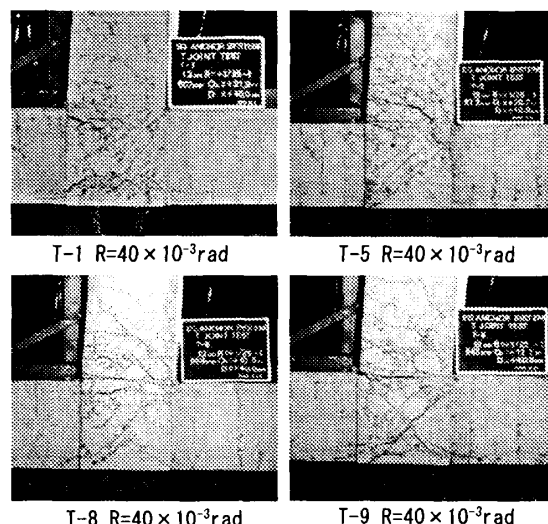


写真-1 ひび割れ状況

表-2 鉄筋試験結果

径	鋼種	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)	ϵ_y (μ)	使用部位
D10	SD295A	376	519	176	2346	T-2接合部横補強筋 T-4柱頭補強筋
	SD390	435	596	181	2740	T-1,4接合部横補強筋
	SD685	795	996	189	4642	T-3接合部横補強筋 柱、梁横補強筋
	SD295A	373	507	171	2194	T-7~9接合部 横補強筋
	SD345	385	551	168	2385	T-5,6接合部横補強筋 T-7~9柱頭補強筋
	SD685	816	988	194	4355	柱、梁横補強筋
D13	SD295A	361	526	164	2626	T-1~3柱頭補強筋
	SD295A	336	474	173	2022	T-7,8柱主筋
	SD345	366	541	172	2237	T-5,6柱頭補強筋
	SD390	419	593	168	3159	T-9柱主筋
D16	SD295A	351	523	170	2327	T-6柱主筋
	SD345	385	561	173	2307	T-7~9梁主筋
	SD390	448	610	169	3082	T-5柱主筋
	SD295A	345	527	187	2132	T-2柱主筋
D19	SD390	431	611	185	2700	T-1,4柱主筋、 T-1,2,4梁主筋
	SD490	534	701	183	3275	T-3柱、梁主筋
	SD345	373	556	168	2387	T-5,6梁主筋
	S45C*	390	610	-	-	定着板、ネジ

σ_y :降伏強度, σ_u :引張強度, E_s :弾性係数, ϵ_y :降伏歪み度

*:S45Cは機械構造用炭素鋼で、 σ_y , σ_u の値はメーカカタログ値

表-3 実験結果一覧

試験体	コンクリート強度 σ_B (N/mm ²)	実験値	計算値			
		最大荷重	柱曲げ耐力		接合部せん断耐力	
		Q_{max} (kN)	Q_{mu} (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_{mu}}$	Q_{su} (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_{su}}$
T-1	45.2	302	297	1.02	315	0.96
T-2	25.1	216	238	0.91	209	1.03
T-3	70.6	364	368	0.99	430	0.85
T-4	45.2	301	297	1.01	315	0.96
T-5	44.9	230	214	1.07	307	0.75
T-6	48.3	183	168	1.09	323	0.57
T-7	25.4	113	110	1.03	209	0.54
T-8	26.9	113	110	1.02	217	0.52
T-9	27.9	142	128	1.11	223	0.64

実験値最大荷重は正加力時の値とした

実験値および計算値は全て層せん断力に換算

Q_{mu} :文献³⁾の提案式による柱曲げ耐力

Q_{su} :靱性保証型設計指針による接合部せん断耐力

(ここで、 $\kappa=0.7$, $\phi=0.85$ とした)

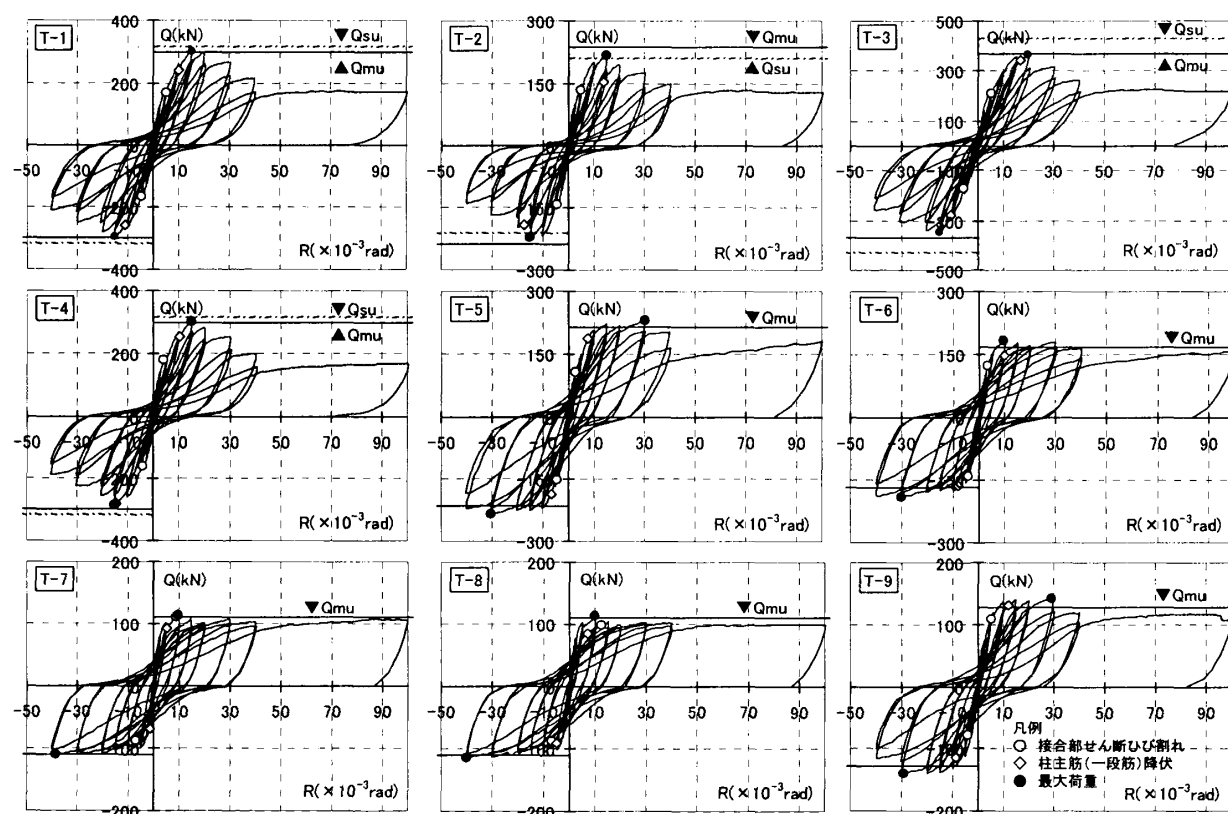
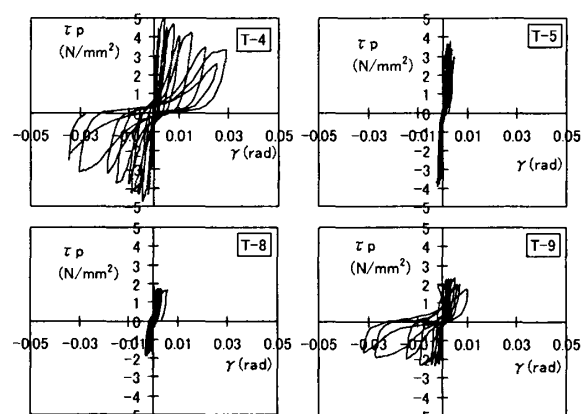


図-3 層せん断力 (Q) — 層間変形角 (R) 関係

は $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で柱一段筋の降伏が確認された後も荷重は増大し、 $R=15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で最大耐力に達し、その後徐々に耐力低下した。最終破壊モードは柱主筋降伏後の接合部せん断破壊と思われる。また、 $F_{c24} \text{ N/mm}^2$ とした T-2 は $R=15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で最大耐力に達した後、次のサイクルで柱一段筋の降伏は確認されたが、その後、接合部のせん断破壊に伴った耐力低下がみられた。

コンクリート強度の違う T-1～3 を比較してみると、最大耐力時の変形角が多少異なるものの、履歴性状としての大きな違いは特にみられなかった。また、柱頭補強筋の径を変動因子とした T-1,4 を比較すると、最大耐力までほとんど差はみられないが、最大耐力以降の耐力低下は D10 とした T-4 の方が僅かではあるが大きかった。このことより、柱頭補強筋は靱性能の改善に寄与しているものと考えられる。

接合部内に中子筋を配筋した T-5～7、およびせん断余裕度を最も大きくした T-8 は $R=5.0 \sim 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の間に危険断面位置の柱一段筋、中段筋が順次降伏し、 $R=10 \sim 30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の間に最大耐力に達した。その後も顕著な耐力低下もみ

図-4 τ_p — γ 関係

られず、良好な履歴性状を示した。また、T-5～8 では、せん断余裕度、中子筋の有無による履歴性状の大きな差異は特にみられなかった。ただし、せん断余裕度を 1.75 とし、中子筋を配筋しなかった T-9 では柱の一段筋、および中段筋の降伏は確認できたものの、変形の増大にともない徐々に耐力低下し、最終的には接合部がせん断破壊した。

3.3 接合部せん断変形角

図-4 に T-4,5,8,9 の接合部せん断応力度 (τ_p) と接合部せん断変形角 (γ) の関係を示す。ここで、接合部せん断応力度は実験時の接合部

入力せん断力を有効断面積 (b_j : 接合部有効幅 $\times D$: 柱主筋の定着長さ) で除した値である。

接合部の損傷が大きく耐力低下がみられた T-4 は最大耐力以降、徐々にせん断変形角が大きくなり、最大で約 0.03rad の値を示した。柱が曲げ降伏し、耐力低下もあまりみられなかった T-5,8 の接合部せん断変形角は、接合部のひび割れがあまり進展しなかったため正負載荷時のいずれも小さく、最大でも 0.004rad 以下であった。また、柱の曲げ降伏後、接合部がせん断破壊した T-9 は、正負によりバラツキがみられたが平均すると、T-1~4 と T-5~8 のちょうど中間的な値であった。

4. 実験結果の検討

4.1 柱主筋の歪み度分布

図-5 に柱主筋の歪み度分布を示す。値は各層間変形角における第1サイクルでのピーク時の値を示す。

各試験体とも $R=10 \times 10^{-3}\text{rad}$ 以降危険断面位置(C6)の主筋が降伏歪み度に達し、変形の増大に従い、降伏領域が接合部内に広がった。本実験では、破壊モードの違いによる柱主筋の歪み度分布に大きな差異はみられなかった。また、定着板近傍(C4)は実験終了まで降伏歪み度には達しておらず、C4-C5 間の歪み勾配も確保されていた。このことより、接合部がせん断破壊を起こすような応力状態にあっても、円形定着板は十分な定着性能があることが確認できた。

4.2 定着板の分担率

図-6 に全試験体の柱主筋 (隅鉄筋) に使用した円形定着板の分担率と層間変形角の関係を示す。円形定着板の分担率は、柱主筋の危険断面位置における引き抜き力に対する、定着板近傍の主筋の引き抜き力の比とした。引き抜き力は鉄筋の歪み度より算出した。

全ての試験体において定着板の分担率は、初期 ($R=10 \times 10^{-3}\text{rad}$) で約 2 割程度であったが、変形角の増大に比例して大きくなり、 $R=30 \times 10^{-3}\text{rad}$ では約 6 割~8 割程度の値を示した。

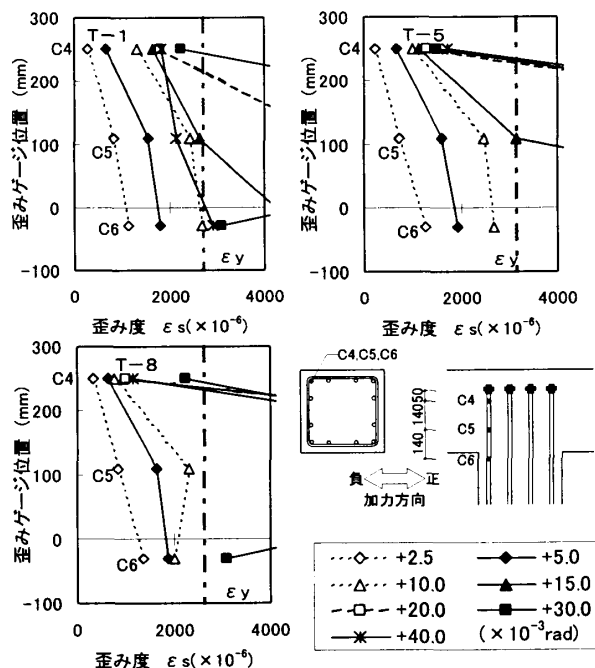


図-5 柱主筋の歪み度分布

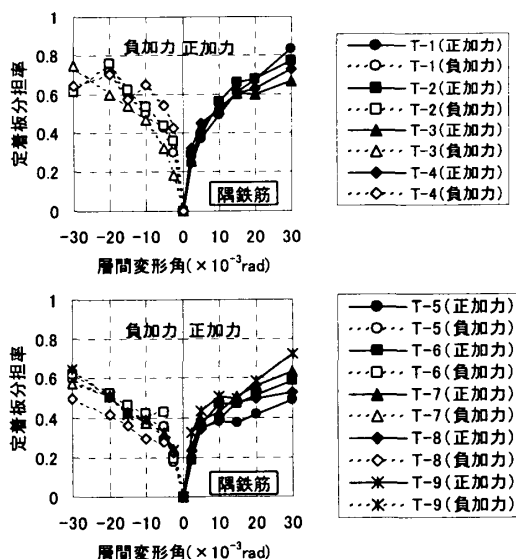


図-6 定着板の分担率と層間変形角の関係

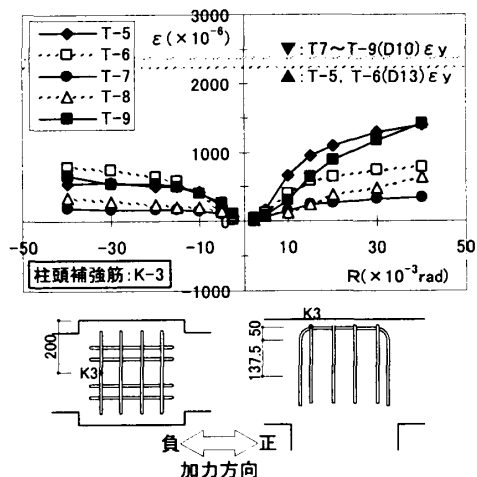


図-7 柱頭補強筋歪み度と層間変形角の関係

4.3 柱頭補強筋の歪み度分布

図-7に柱が曲げ降伏した試験体 (T-5~9) の柱頭補強筋の歪み度と層間変形角の関係を示す。ここで歪み度の値は、実験時に最大値を示した位置 (K3) について示している。

柱頭補強筋の歪み度は層間変形角に比例して増大する傾向がみられたが、柱曲げ降伏型の試験体では大変形時において頭打ちになる傾向が見られた。また、全ての試験体で降伏歪み度には達していなかった。

4.4 横補強筋の歪み度分布

図-8に T-1,4 および T-5~9 試験体の接合部横補強筋の歪み度と層間変形角の関係を示す。ここで歪み度の値は、実験時に最も大きな値の H3 について示している。

接合部内に中子筋を配置せず、接合部がせん断破壊した T-1,4 は変形の増大に伴い接合部横補強筋の歪み度も大きくなり、 $R=\pm 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で、降伏歪み度に達している。これに対し、接合部内に中子筋を設けるか、せん断余裕度を約 2.0 とした T-5~8 では、柱が曲げ降伏した $R=\pm 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降、横補強筋の歪み度はほぼ横這いとなり、最後まで降伏歪み度には達しなかった。また、柱の曲げ降伏後、接合部がせん断破壊した T-9 は、柱が降伏した $R=\pm 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ で一旦横這いとなったが、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降再び歪み度は増大し、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ でほぼ降伏歪み度に達した。このことから、接合部内の中子筋が、T 形接合部の変形性能の確保に有効であることが確認できた。

5. まとめ

- 1) 接合部内を中子筋、柱頭補強筋により十分に補強し、せん断余裕度を 1.43 以上確保した試験体は、柱曲げ降伏型の安定した履歴性状を示した。
- 2) せん断余裕度を 1.75 と比較的高くした試験体においても、接合部内の中子筋が無い場合は、柱曲げ降伏後接合部がせん断破壊し、耐力低下がみられた。

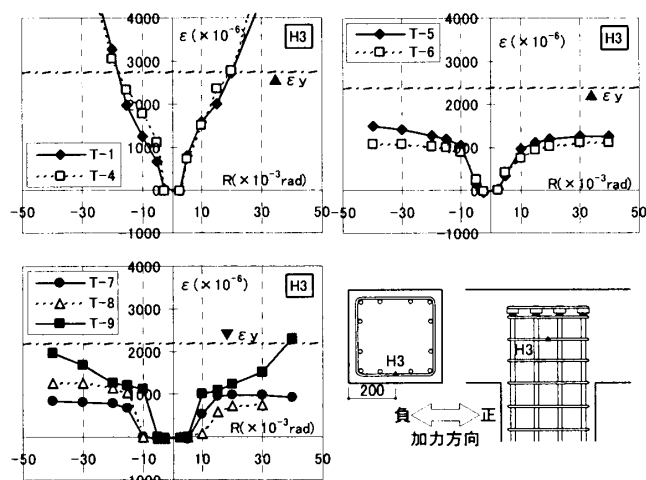


図-8 横補強筋歪み度と層間変形角の関係

- 3) $F_c 24 \text{N/mm}^2 \sim 60 \text{N/mm}^2$ の範囲ではコンクリート強度の違いによる変形性能への影響は特にみられなかった。
- 4) 円形定着板は、接合部がせん断破壊した場合でも十分な定着性能を示し、全ての試験体で定着破壊はみられなかった。
- 5) 柱主筋に円形定着板を用いた定着板の分担率は、最大で約 8 割程度であった。
- 6) 柱降伏型の試験体では、柱頭補強筋の歪み度は大変形時において頭打ちになる傾向がみられた。

謝辞

本研究を行うにあたり、東京理科大学松崎育弘教授から懇切なるご指導を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 村上雅英, 藤達也, 窪田敏之: 引き抜き試験による梁主筋の機械式定着耐力の評価, コンクリート工学論文集, 第 8 巻第 2 号, pp.1-10, 1997.7
- 2) 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
- 3) 益尾, 井上: 機械式定着具を用いた L 形および T 形 RC 造柱梁接合部の終局時における入力せん断力評価式と設計条件, G B R C 108, VOL27, No.3, 2002.7, pp.22-31