

論文 機械式に定着された外柱梁接合部の構造性能に関する研究

柴田 浩二*¹・今井 弘*²

要旨: 梁主筋（ネジ節鉄筋）を定着金物によって機械式に定着した RC 外柱梁接合部の構造性能を調べた。4 体の試験体を梁曲げ降伏型とし、残り 1 体を接合部せん断破壊型とした。定着性能に与えるコンクリート強度の影響や外柱梁接合部に配した副帯筋の効果を調べ、U 型定着との比較も行った。実験結果はひび割れ状況、最大耐力、荷重－変位量関係および鉄筋のひずみ分布について記載されている。総合的に見て、機械式定着は U 型定着とほぼ同等の構造性能を有するということが確認された。

キーワード: 機械式定着, 柱梁接合部, せん断変形, 支圧応力

1. はじめに

鉄筋コンクリート造の外柱梁接合部では、梁主筋の 90 度折り曲げ定着が一般的であるが、太径や高強度の梁主筋の場合、梁主筋の曲げ加工や配筋が困難になる。

梁主筋端部に機械式定着を用いれば、梁主筋を曲げ加工なしに配置でき、接合部内での配筋の自由度が増し、さらに施工の省力化にもつながる。

しかしながら、機械式定着に関する組織的な研究が少ないため、構造性能に及ぼす影響について未解明な部分が多く、機械式定着に関する設計方法は確立されていない。

本研究では、主にコンクリート強度と押し抜き防止筋の影響に注目し、柱梁接合部の構造性能に及ぼす機械式定着の影響について研究する。

2. 試験体概要

機械式定着は図-1 に示すように、ネジ節鉄筋に鋳鉄製の定着金物をネジとグラウト材で固定する方式である。

既往の実験^{3,4,5)}等から、本研究では定着金物の定着長さは、柱せい D の 3/4 倍で、鉄筋径 d の 12 倍とした。また、柱側面から定着板までのかぶりを 100 mm、柱表面から主筋心までの

かぶりを 75 mm (=3d) とした。

試験体は 5 体製作し、表-1 に示すように、4 体を梁曲げ降伏型、残り 1 体を接合部せん断破壊型とした。変動因子はコンクリート強度 (21, 42, 60MPa)、定着方法 (機械式定着あるいは U 型定着) と接合部内に配した副帯筋の有無である。

表-1 試験体一覧

試験体	実験因子	Fc (MPa)	定着長	かぶり厚 (mm)	設計せん断余裕度
No.1	基準試験体	42			1.18
No.2	高強度Fc	60	12.0d,	背面100	1.51
No.3	低強度Fc	21	0.75D	側面75	0.73
No.4	押抜き防止筋	42	(=300mm)	(=3.0d)	1.18
No.5	U型定着	42			1.18

* 設計せん断余裕度は、規格強度に基づいた梁曲げに対する接合部のせん断余裕度

試験体の外形寸法は図-1 のとおりすべて同一であり、柱断面 400×400、梁断面 350×450 である。柱主筋は 2-D22(SD490)、横補強筋 2-D10@100(SCR785)であり、梁の片側主筋は 3-D25(SD490)、横補強筋 2-D10@60(SCR785)、柱梁接合部の帯筋は 2-D10@100(SD295A)である。ただし No.4 では押抜き防止筋として柱梁接合部内に副帯筋を加え、帯筋は 4-D10 とした。

No.5 を除き、梁主筋の平らなリブ部分に据られた幅 4 mm 深さ 3 mm の溝内に、歪ゲージを貼った。なお、試験体は横にして打設した。

*1 筑波大学大学院 工学研究科構造工学専攻 (正会員)

*2 筑波大学教授 機能工学系 工博 (正会員)

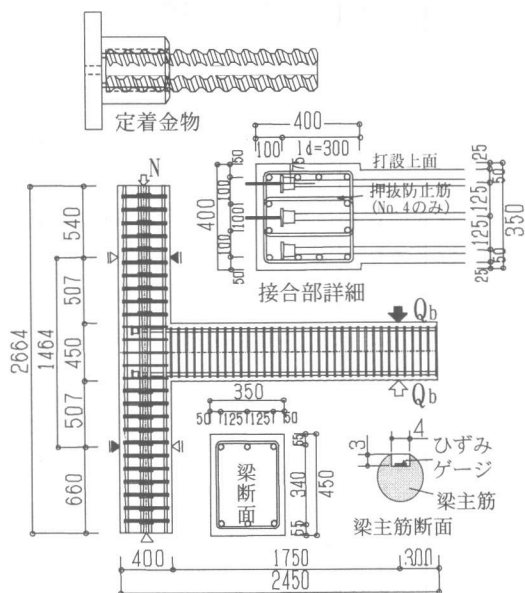


図-1 試験体形状

3. 材料試験結果

表-2 に材料試験結果を示す。本実験では、スランプ 18 cm の普通コンクリートを使用した。

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート

試験体	設計強度 (MPa)	圧縮強度 4週 (MPa)	E (GPa)	割裂強度 (MPa)
No.1	42	41.8	27.1	3.31
No.2	60	62.3	31.7	3.77
No.3	21	25.5	23.0	2.30
No.4	42	41.8	26.4	3.11
No.5	42	41.8	27.1	

(b) 鉄筋

径	規格	使用部位	σ_y (MPa)	σ_b (MPa)	E (GPa)	ϵ_y (μ)	伸び (%)
D10	SD295A	接合部横筋	368	506	197	2030	24.8
D10	SPR785	柱、梁横筋	845	1038	225	3990	14.8
D22	SD490	柱主筋	557	745	196	3180	16.2
D25 (溝無し)	SD490	梁主筋	514	705	197	2810	17.0
D25 (溝切り)	SD490	梁主筋	501	686	192	2740	17.2

4. 実験方法

図-2 に示すように、試験体上部に一定の軸力 ($\sigma_0/F_c = 0.05$) を与えた状態で、梁端部に正負交番に繰り返し荷重を与えた。

梁端部の変位により加力を制御し、全体変形角 $R (= \delta/L) = 1/800$ を 1 回、その後 1/400, 1/200, 1/100,

1/50, 1/25 を正負各 2 回ずつ加力した。

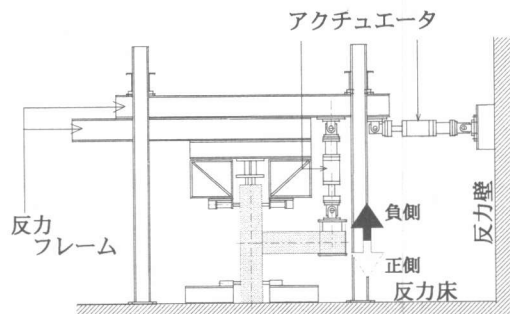


図-2 加力装置

5. 実験結果

5.1 ひび割れ状況

ひび割れ状況を図-3 に示す。機械式定着の試験体は、U 型定着のものとよく似たひび割れ状況を示した。まず、 $R = 1/800$ で梁に曲げひびが発生し、全体変形が大きくなるにつれて梁根元から加力端へひび割れが広がっていった。

$R = 1/200$ で柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。 $R = 1/50$ の繰り返しでは接合部が面外にはらみ始め、 $R=1/25$ では 5 mm 以上になった。試験体 No.5 では最も大きなはらみが認められ、かぶりコンクリートの一部が剥離した。

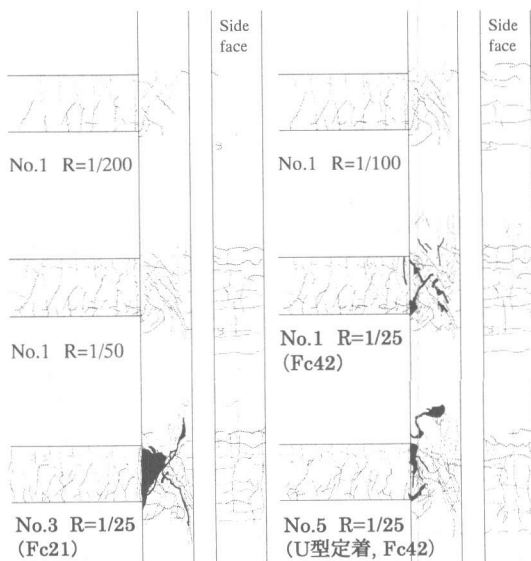


図-3 ひび割れ状況

試験体 No.3（実せん断余裕度 0.71）では、接合部のせん断による破壊が最も激しく、他の試験体に比べ梁の曲げひび割れは軽微だった。

機械式定着を用いた各試験体では、柱主筋に沿った割裂ひび割れが観測された。これは柱主筋の付着割裂によるものではなく、梁主筋の定着端部が圧縮側に転じた際に、柱主筋を柱の背面方向に押し出したためであると考えられる。このひび割れは、副帯筋を付加したNo.4では比較的軽微であった。

全試験体とも柱背面での梁主筋の押し抜きによる激しい破壊は観測されなかった。

5.2 全体変形について

各試験体とも図-4 に示すように、全体変形角 $R = 1/100$ で梁主筋が降伏し、 $R=1/50$ で最大耐力に達した後、 $R = 1/25$ 以降の繰返しでは逆S字の履歴ループを示した。最終破壊の状況から、No.3 は接合部のせん断破壊型であり、No.2 とNo.4 は梁の曲げ降伏型である。No.1 とNo.5 は梁曲げ降伏が先行した後、せん断破壊が進行していった。

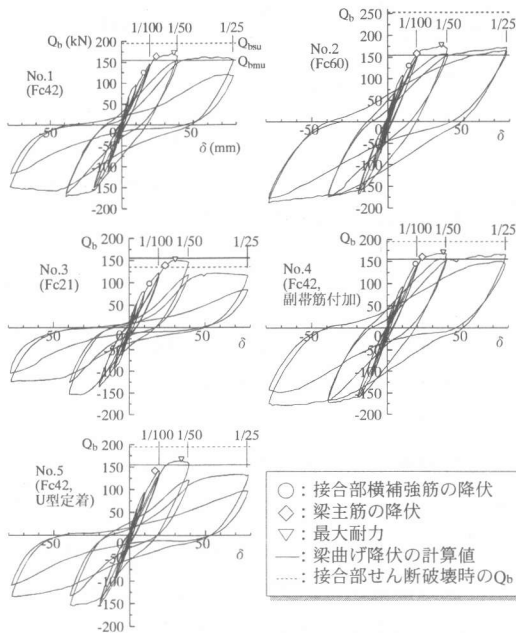


図-4 荷重－全体変形曲線

機械式定着の各試験体では、コンクリート強度が弱くなるにつれて最大耐力後の耐力低下が大きく示された。これは柱梁接合部のせん断破壊の進行により、接合部内での梁主筋の定着力が失われたと考えられる。また No.4 では耐力低下が緩やかであり、副帯筋の効果が認められる。U 型定着の試験体は、機械式の各試験体に比べ、より激しい耐力低下を示した。

5.3 最大耐力について

梁端部での曲げ終局耐力、及び接合部せん断耐力、梁主筋定着耐力（梁端の力 Q_b に換算）の計算値と実験値を表-3 に示す。計算値は材料試験結果に基づいて算出した。

表-3 最大耐力

単位：kN

試験体	実験値	計算値					
		梁曲げ耐力		接合部せん断耐力		定着耐力	
		Q_{bu}	Q_{bmu}/Q_{bu}	Q_{bsu}	Q_{bsu}/Q_{bu}	Q_{ba}	Q_{ba}/Q_{bu}
No.1	171.4	152.3	0.90	188.3	1.11	217.2	1.30
No.2	172.3	152.3	0.90	249.0	1.47	244.7	1.47
No.3	150.6	152.3	1.03	133.2	0.89	177.2	1.22
No.4	168.2	152.3	0.92	188.3	1.13	224.3	1.37
No.5	164.3	154.9	0.94	188.3	1.16	217.2	1.35

- ・ 計算値 Q_{bmu} は、AIJ 略算式¹⁾により求めた。
- ・ 計算値 Q_{bsu} は、AIJ 靱性保証型設計指針式²⁾により算出した。
- ・ 定着耐力 Q_{ba} は、村上式³⁾により算出した定着筋の定着耐力である。

村上式³⁾による梁主筋定着耐力：

$$Q_{ba} = \sigma \times a_t, \quad \sigma = k \times \sigma_{std}, \quad k = k_1 \times k_2 \times k_3$$

a_t ：引張り側梁主筋断面積の総和

k_1 ：支圧面積比による係数

支圧面積比が 2.7～6.0 の範囲では $k_1=1.0$

k_2 ：かぶり厚の影響による係数

$$k_2=0.96+0.01(C/d_b)$$

k_3 ：せん断補強筋の影響を表す係数

$$p_{wj} \leq 0.4\% \text{ のとき, } k_3=62.5 p_{wj} - 0.12 p_{wj} (\sigma_B - 277) + 1$$

$$p_{wj} > 0.4\% \text{ のとき, } k_3=1.25 - 0.0005 (\sigma_B - 277)$$

但し、 p_{wj} には外周筋のみを考慮する。

$$\sigma_{std} = 324 \sqrt{f_c} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

No.3 では梁曲げ耐力の計算値を実験値が下回っており、実験でも梁が曲げ降伏する前に柱梁接合部がせん断破壊した。

その他の試験体は実験値が梁曲げ耐力の計算値を少し上回って梁曲げ降伏を示したが、接合部がせん断破壊に至るまで荷重は上がらなかった。ゆえに、計算結果は実際の破壊形式と良く対応していると考えられる。

各試験体の定着耐力の計算値は、実験値に比べ十分大きく、定着端部の耐力の不足による破壊は起こらなかった。

5.4 接合部せん断応力-せん断ひずみ関係

図-5 に、各試験体における柱梁接合部でのせん断応力-せん断ひずみ (τ - γ) 曲線を示す。柱幅と梁幅の平均を有効幅とし、定着長 300 を有効せいとしてせん断応力を計算した。

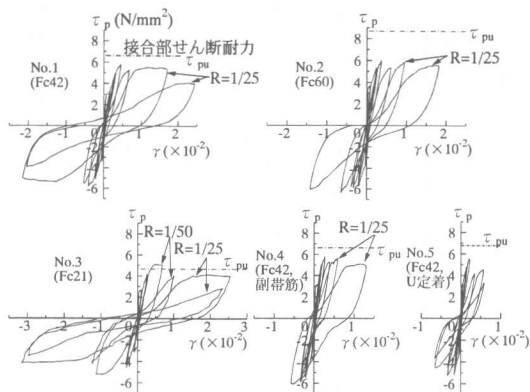


図-5 せん断応力-せん断ひずみ曲線

No.1, No.2, No.4 の各試験体では、梁曲げ降伏後に $R=1/25$ の加力より接合部のせん断破壊が激しく進行したと考えられる。一方 No.3 は、 $R=1/50$ の加力より接合部がせん断耐力の計算値 τ_{pu} を上回ってせん断破壊を示した。No.5 では梁曲げ降伏後、最終的にせん断ひずみの測定基点を定着していた側面のコンクリートがはらみ出したために、せん断ひずみが見かけ上小さく計測された。

No.4 では、接合部に配した副帯筋の効果が

得られ、そのせん断ひずみは No.1 の約 1/2 に抑えられた。

5.5 変形割合

図-6 に全体変形に占める各部材の変形割合の推移を示す。各部材の変形は、曲率とせん断ひずみによる変形を累加して求めた。 $R=1/25$ になると、接合部の破壊が激しくなって、測定器具を固定していた基点のコンクリートが剥離し、測定値が正確に得られなくなってしまったために、ここでは省いてある。

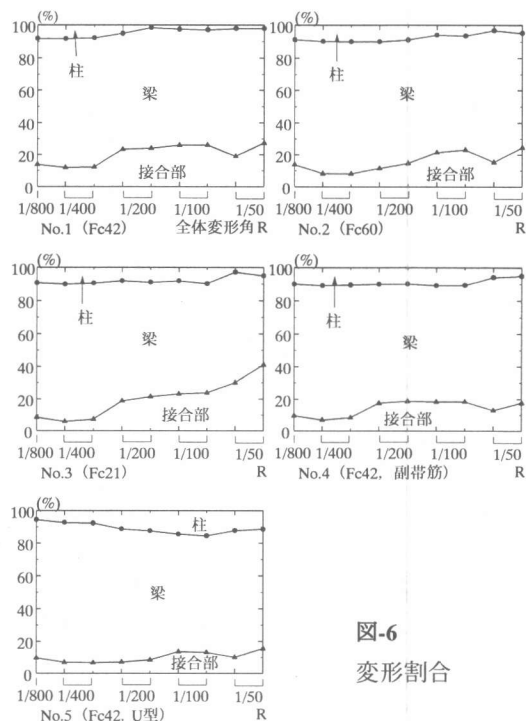


図-6 変形割合

どの試験体においても、各部材の変形の割合はひび割れや破壊の進行状況とよく対応していた。

接合部がせん断破壊した No.3 では、せん断変形による接合部の変形が急増している。副帯筋を付加した No.4 では、副帯筋の無い No.1 に比べ、接合部の割合が小さく、接合部に配した副帯筋はせん断変形を抑えるのに有効であることが認められる。

5.6 梁主筋のひずみ分布

図-7 に各試験体の打設面引張側梁主筋のひずみ分布を示す。すべての試験体において、上端筋と下端筋では正負加力両側とも同様なひずみ分布を示した。

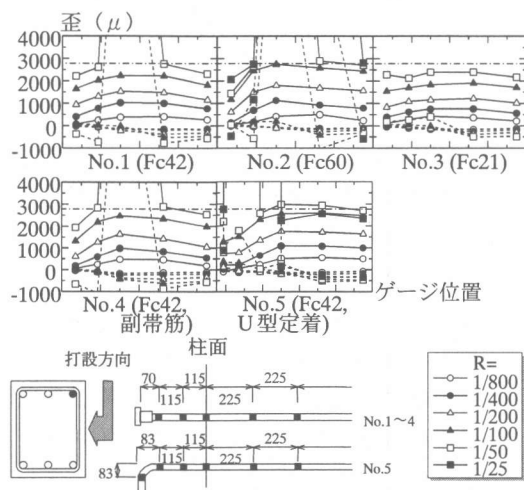


図-7 梁主筋のひずみ分布

コンクリート強度が大きくなるにつれて、梁曲げ降伏後の梁主筋のひずみは大きくなる傾向が見られた。せん断破壊を示した No.3 (コンクリート強度最小) では、 $R = 1/50$ でも梁主筋は降伏していないが、定着端部までのひずみはほぼ一定である。これは接合部内での付着劣化が他の試験体よりも激しく、この時期に既に主筋の引張力は定着端部の支圧力のみによって負担されていることを示している。一方、曲げ降伏が先行した他の試験体では、まだ定着端部付近でひずみの勾配が認められる。しかし、これらの試験体でも、加力の最終段階では定着端部のひずみは降伏ひずみ近くまで進行している。すなわち、せん断破壊型と同様、梁曲げ降伏が先行しても、最終的に接合部のせん断破壊が進行すれば、梁主筋の引張力の大部分はほとんど定着板のみによって負担されていることが認められる。

5.7 梁主筋先端(定着板)の変位量について

梁主筋定着板の変位量は図-8 に示すように、打設上面と中段の上下主筋の計 4 ケ所で計測した。ここで直接計測された変位量は、定着板の変位量のほかに、定着端部と柱背面の間にあるコンクリートのひび割れ幅も含んでいる。

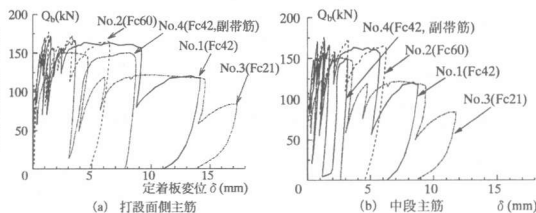
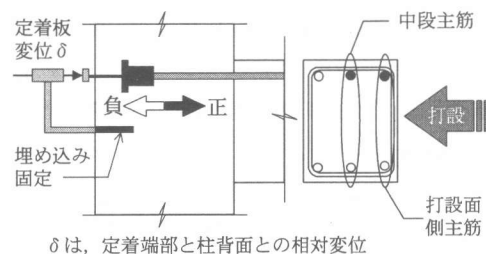


図-8 梁主筋（正加力引張側）の定着板変位量

打設上面主筋と中段主筋の荷重-変位量関係は、正負両加力とも同様な傾向を示していたが、どの試験体においても中段主筋（約 3 mm～12 mm）に比べ打設上面側（約 7 mm～18 mm）の変位量の方が大きい。さらに、加力の進行とともに定着端部背面のひび割れ幅が拡大し、また相対変位 δ が固定点付近のひび割れ幅も含んだ値なので 10mm 以上に達したと考えられる。

押し抜き方向の変位は表れず、少なくとも定着端部背面のひび割れ幅を超えるような、梁主筋の押し抜きは生じなかったと考えられる。

接合部がせん断破壊した No.3 では、 $R = 1/50$ の 1 回目から、急激な変位の増大が認められる。この時期は柱梁接合部がせん断破壊した時と対応し、接合部が破壊すると梁主筋の定着が激しく失われることが認められる。

一方、梁曲げ降伏が先行した試験体では、曲げ降伏以前の定着板変位は無視できるほど小さいが、曲げ降伏後に急激に変位の増大（約 7 mm

～14 mm)が見られる。このような傾向は、せん断破壊型の試験体と同様に、図-5に認められるように梁曲げ降伏後の最終的なせん断変形の進行によるものと考えられる。しかし No.4 では副帯筋の効果が認められ、その変位量は副帯筋のない No.1 の約 1/2 に抑えられた。

5.8 定着端部における支圧応力度と変位量の関係について

定着端部での支圧応力度 σ_c の分布を求めるために図-9に示すように、コンクリートの圧縮強度に対する支圧応力度比 σ_c / σ_B と、定着板の変位量の関係を表した。ここでの支圧応力度 σ_c とは、梁主筋定着端部近傍での鉄筋のひずみが弾性域にあることを確認し、そのひずみから算出した軸方向力を定着金物の支圧面積（定着板面積より主筋断面積を差し引いた面積）で除した値を指す。

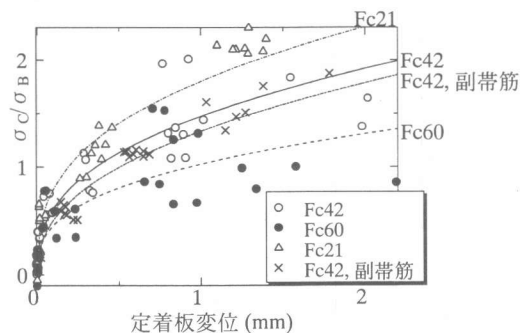


図-9 支圧応力度と定着板変位量の関係

同じ変位量で見た場合、圧縮強度の大きな試験体の方が、支圧強度比 σ_c / σ_B は小さいことが認められる。また、副帯筋により定着板の変位が抑えられているため、同じ圧縮強度の No.1 よりも No.4 の方が σ_c / σ_B は小さく現れた。

定着板変位量が 1 mm を超えると、 σ_c / σ_B は 1 を超えるが、曲げ降伏型の試験体 (No.1, 2, 4) の場合、2 よりも小さいことが認められる。

6. 結論

本実験の結果から、以下の知見を得た。

1. 機械式定着を用いた試験体のひび割れ状況は、U型定着のものとよく似ていた。
2. 最大耐力は、各耐力計算値（梁曲げ降伏、接合部せん断耐力、定着端部定着耐力）のうちで最小のものと決定した。
3. 今回用いた機械式定着では、定着端部の支圧力による破壊は起こらないと考えられる。
4. せん断破壊型の試験体では、接合部のせん断変形が、定着板の変位量に大きな影響を及ぼした。
5. 梁曲げ降伏型の試験体では、曲げ降伏する以前では定着板の変位量は無視できるほど小さいが、曲げ降伏後のせん断破壊の進行によって最終的に変位量は大きくなる。
6. 加力の最終段階では、定着板付近での梁主筋のひずみは降伏ひずみに近くなり、梁主筋の引張力の大部分は定着板の支圧力により負担されている。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説、1988
- 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（案）・同解説、1997
- 3) 村上，宮崎，窪田：高強度電炉鉄筋の開発に関する研究（その 21）AIJ, C 構造Ⅱ，1993.9, pp.127-128
- 4) 窪田敏行，村上雅英：梁主筋を機械式定着した外柱・はり接合部の破壊性状，JCI，第 17 巻第 2 号，1995，pp.1189-1194
- 5) 藤達也，窪田敏行，村上雅英：曲げ降伏型ト型骨組みにおけるはり主筋の機械式定着性状，JCI，第 18 巻第 2 号，1996，pp.977-982
- 6) 柴田浩二，中谷庄吾，渡辺直樹，今井弘：機械式に定着された外柱梁接合部の構造性能に関する研究，AIJ, C-2 構造Ⅳ，1999.9，pp.531-536