

論文

[2117] プレキャスト鉄筋コンクリート造梁下端筋の柱・梁接合部への定着方法に関する実験的研究

三瓶昭彦*¹・佐々木仁*²・松戸正士*²・松原洋志*²

1. はじめに

架構式鉄筋コンクリート構造の典型的なプレキャスト (P C a) 工法の一つとして、P C a 柱とハーフ P C a 梁を柱・梁接合部において現場打ちコンクリートを介して一体化をはかる方法がある。この場合、一般にはハーフ P C a 梁上端筋は柱に通し配筋され、下端筋は、柱・梁接合部内の柱中心軸より奥に送り込み、90° 曲げ上げて定着される。建築学会の R C 規準 [1] では、梁主筋が折り曲げ定着される場合は、水平直線部が柱中心軸を越え、かつ 8d 以上となるように折り曲げることを推奨している。しかし、左右および直交方向の下端筋が錯綜し、コンクリートの充填性や P C a 部材の建方計画に制約を受けるなど施工上に問題がある。この改善策として、梁下端を柱中心軸より手前に曲げ上げ定着する方法 (以下手前定着法と呼ぶ) が考えられているが、その補強方法に関する実験報告では、必ずしも期待される性能が得られていない [2] [3]。一方、西村、南はト字形柱・梁接合部に関して、手前定着された主筋の折り曲げ部において形成される斜め圧縮ストラットの定着機構に着目した補強方法を提案し、実験の結果、定着性能を改善することができ、梁部材の曲げ耐力を発揮させることが可能であることを示した [4]。しかし、ト字形柱・梁接合部に関するものであるため、接合部パネルの入力せん断力のレベルが比較的小さく、十字形柱・梁接合部のようにパネルの入力せん断力のレベルが高い場合については、まだほとんど確認されていない。

本論文は、内部十字形部分架構に関して、梁下端筋の手前定着法の新たな補強方法を提案し、その性能が内部十字形部分架構の復元力特性にどのような影響を及ぼすかを実験的に確認し、考察を加えたものである。

2. 実験計画

実験は、実大のほぼ 1/2 模型で、内部十字形部分架構を想定した 2 体の試験体を計画した。1 体は梁下端筋を通し配筋として在来工法を模擬した試験体であり、もう 1 体は梁下端筋を手前定着した P C a 試験体である。架構の設計にあたっては、梁の曲げ降伏が先行するように計画し、両試験体の比較により、手前定着法における合理的な補強方法を検討するものである。

2.1 試験体

試験体一覧を表-1 に、形状、寸法、および配筋の状況を図-1 に示す。柱・梁接合部の配筋詳細を図-2 に示す。NO.1 試験体は在来工法を模擬した試験体であり、梁の上端筋、下端筋とも柱に通し配筋され、接合部パネル内のせん断補強筋は、□-D6 を 40mm 間隔で配筋した。NO.2 試験体は、梁下端筋が柱中心軸より手前で 90° 曲げ上げ定着されている。柱断面は 400×400 mm、柱主筋は D19 を 12 本配し、梁断面は 250×550 mm、梁主筋は D16 を上端に 6 本、下端に 4 本配筋した。NO.2 試験体は、梁下端筋の手前定着にともなう応力伝達を合理的に行うために、図-2 に示

* 1 (株)フジタ技術研究所建築研究部主任研究員 (正会員)

* 2 (株)フジタ技術研究所建築研究部 (正会員)

すように縦補強筋、梁下端筋曲げ上げ部を束ねるスパイラル筋およびNO.1試験体に配したフープ筋に加えて相当量のフープ筋を配した。付加的な補強筋量は、図-3に示すように、手前定着機構の力学モデルに基づき、主筋の定着の折り曲げ部に形成される圧縮ストラットの角度 θ が 45° と仮定して、縦補強筋量およびスパイラル筋と外フープ筋の総量は、ともに梁下端筋が降伏する力に相当する量を配した。すなわち、梁下端筋に生じた引張力 T は、その下端筋の折り曲げ部のコンクリートの支圧強度が確保されれば、折り曲げ部から点 Q に向かって角度 θ をなして形成される圧縮ストラットを介して力 P_w として Q 点に伝達される。 Q 点において、 P_w の鉛直成分 $P_w \sin \theta$ は縦補強筋に、 P_w の水平成分 $P_w \cos \theta$ は横補強筋に伝達されて釣り合う。つまり $\theta = 45^\circ$ と仮定すれば $P_w \sin \theta$ 、 $P_w \cos \theta$ は主筋の引張力 T と同じとなる。したがって、NO.2試験体では付加的な補強筋に関して、縦補強筋は柱中心軸までの総量として梁下端筋の断面積と等量とし、それらを角形フープに囲まれる部分と円形スパイラルフープに囲まれる部分に半分ずつ配筋した。また、横補強筋も同様の考え方で角形フープと円形スパイラルフープとを半分ずつ配筋した。なお、従来の横補強筋(0.4%)は別に配筋した。また、梁下端筋のうち隅角部の鉄筋は、スパイラル筋に束ねられ、水平定着部の長さをできるだけ確保するために柱中心部に向かって更に水平に折り曲げた。

表-1 試験体一覧

	NO.1	NO.2	
接合部せん断応力レベル τ_p / F_c	0.25		
梁下端筋定着方法 および補強法	通し配筋	スパイラル補強 手前定着	
柱	断面 $B \times D$ (mm)	400×400	
	主筋	12-D19 SD390 (2.15%)	
	帯筋	□-D10 ϕ 100 SD295A (0.36%)	
	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	360	
軸応力強度 (kgf/cm ²)	23		
梁	断面 $B \times D$ (mm)	250×550	
	上端筋	6-D16 SD390 (0.96%)	
	下端筋	4-D16 SD390 (0.62%)	
	あばら筋	□-D6 ϕ 100 (SD295A) (0.26%)	
コンクリート強度 (kgf/cm ²)	360		
接合部	帯筋	□-D6 ϕ 40 (0.40%)	
	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	360	
	縦補助筋	16-D16 ($P_g=1.99\%$)	
スパイラル補強筋	○-4-D10 ϕ 30 (1.18%)		

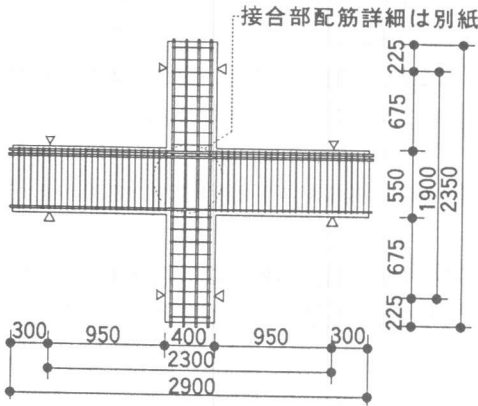
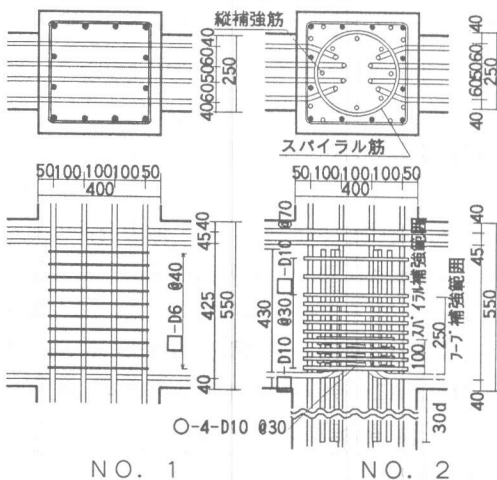


図-1 試験体形状



NO. 1 NO. 2

図-2 柱・梁接合部配筋詳細

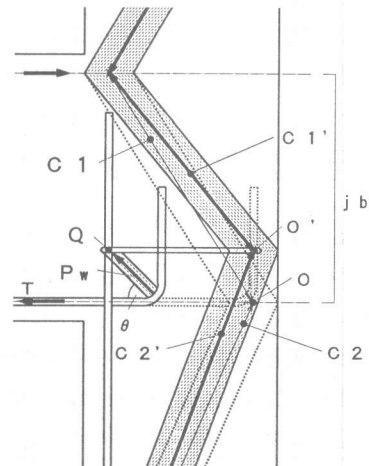


図-3 梁下端筋の定着機構

2.2 使用材料の機械的性質

表-2に使用材料の試験結果を示す。コンクリートの設計規準強度はいずれの試験体とも柱、梁、接合部は360kgf/cm²である。鉄筋については、柱主筋に用いたD19と梁主筋及び縦補強筋に用いたD16はSD390を、フープ筋、スターラップ筋およびスパイラル筋に用いたD6およびD10はSD295Aをそれぞれ使用した。

表-2 使用材料の機械的性質

コンクリート				鉄筋						
種類	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 ×10 ⁶ (kgf/cm ²)	試験片	降伏強度 σ_y kgf/cm ²	引張強度 σ_{max} kgf/cm ²	弾性係数 $E_s \times 10^6$ kgf/cm ²	伸び %	降伏歪 ×10 ⁻⁶	備考
NO.1	353	32.5	2.68	D6	3,533	4,793	1.75	40.2	1,977	筋筋
NO.2	361	34.1	2.67	D10	3,546	5,083	1.90	28.7	1,927	帯筋
				D16	4,596	6,490	1.91	13.6	2,505	梁主筋
				D19	5,033	6,800	1.90	22.6	2,758	柱主筋

2.3 加力方法

加力装置を図-4に示す。加力は、柱に200tf ジャッキで一定軸力23kgf/cm²を与え、その後左右の梁端に上下別系統の120tf ジャッキで静的な逆対称繰り返し加力を行った。加力の制御は、図-5に示す加力スケジュールに従い、層間変形角で制御した。

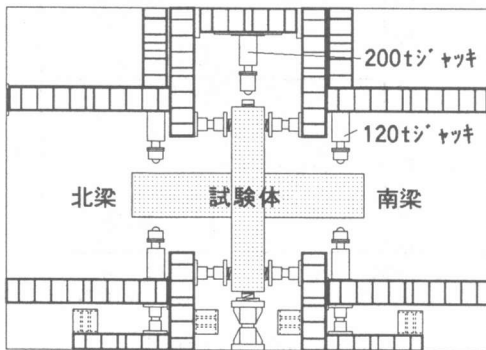


図-4 加力装置

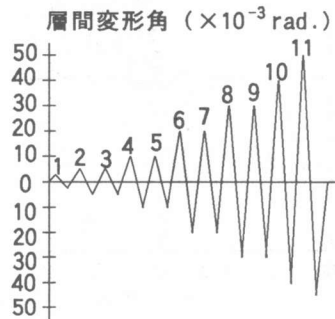


図-5 加力スケジュール

3. 実験結果

表-3(a)および表-3(b)に主要な実験結果一覧を示す。図-6に柱せん断力(Qc)-層間変形角(R)関係を示す。図-7に最終ひび割れ状況を、また下端筋の定着状態を観察するために、実験終了時に柱・梁接合部内の梁下端筋をはつり出した状況を写真-1に示す。

3.1 NO.1試験体

破壊モードは、梁曲げ降伏後の柱・梁接合部のせん断破壊であった。梁、柱の曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ、接合部のせん断ひび割れ(R=3.5×10⁻³rad.)が順次発生した。その後、R=5~8×10⁻³rad.で梁主筋が曲げ降伏し、R=20×10⁻³rad.で最大荷重に至った。最大

表-3 実験結果一覧

(a) 梁

試験体	荷重	北梁				南梁			
		主筋降伏	最大荷重	主筋降伏	最大荷重				
NO.1	正	23.8	3.81	28.7	6.86	19.1	4.20	21.4	7.29
	負	16.2	3.70	20.7	14.7	21.8	4.68	27.9	15.3
NO.2	正	22.0	4.56	31.2	28.0	12.6	2.88	19.1	8.77
	負	14.6	3.37	18.7	7.75	22.9	4.05	31.2	25.8

Q_s: 梁せん断力(tonf) R_s: 梁部材角(×10⁻³rad.)

(b) 接合部および柱

試験体	荷重	接合部			柱	
		τ_{pm}	$\frac{\tau_{pm}}{\sigma_n}$	γ_{pm}	Q _{om}	R _m
NO.1	正	72.7	0.21	2.56	30.3	20.0
	負	70.5	0.20	9.15	29.4	20.0
NO.2	正	69.1	0.19	2.79	28.8	20.0
	負	69.1	0.19	3.99	28.8	19.6

τ_{pm} : 接合部最大せん断応力度(kgf/cm²)

σ_n : コンクリート強度(kgf/cm²)

γ_{pm} : 接合部せん断変形角(×10⁻³rad.)

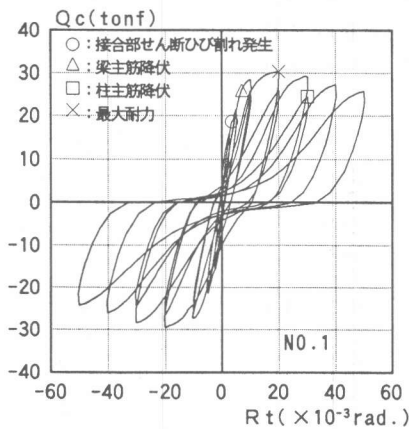
Q_{om}: 柱最大せん断力(tonf)

R_m: 層間変形角(×10⁻³rad.)

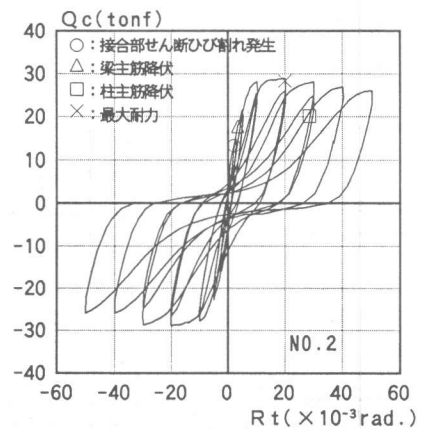
荷重時には、接合部コンクリートに圧壊が生じ始め、変形が増大するにつれ徐々に荷重が低下し、接合部のせん断ひび割れが柱へ貫通して柱端のコンクリートが剥離した。また、柱主筋は、 $R=22\sim30\times 10^{-3}\text{rad.}$ の範囲で曲げ降伏した。実験終了時には、図-7に示すように柱・梁接合部および柱端のコンクリートの損傷が著しく、柱主筋、接合部フープ筋が露出した。

3.2 NO.2試験体

破壊モードは、梁曲げ降伏後の梁の曲げ圧縮破壊であった。梁、柱の曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ、接合部のせん断ひび割れ($R=2.2\times 10^{-3}\text{rad.}$)が順次発生した。その後、 $R=5\sim7\times 10^{-3}\text{rad.}$ で梁主筋が曲げ降伏し、 $R=20\times 10^{-3}\text{rad.}$ で最大荷重に至った。最大荷重時には、梁端付け根の目開きが生じ、変形が増大に伴い梁端のコンクリートの圧壊と梁端付け根の目開きが進行し荷重が徐々に低下していった。また、柱主筋は、 $R=25\sim30\times 10^{-3}\text{rad.}$ の範囲で曲げ降伏した。実験終了時には、図-7に示すように柱・梁接合部および柱の損傷はNO.1試験体に比べて軽微であったが、梁端のコンクリートの圧壊が激しく、梁主筋の露出も観察された。

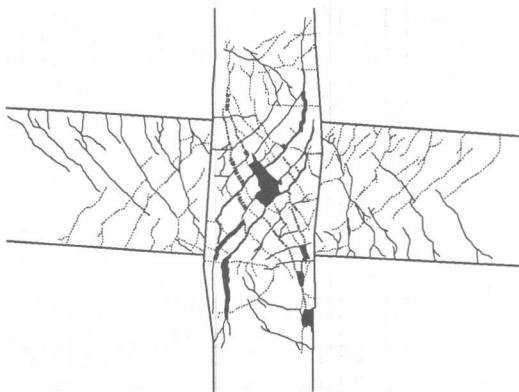


NO. 1 試験体

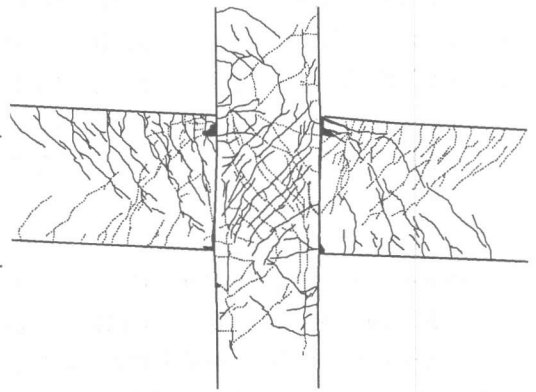


NO. 2 試験体

図-6 柱せん断力-層間変形関係



NO. 1 試験体



NO. 2 試験体

図-7 最終ひびわれ状況

4. 実験結果の検討

4.1 最大耐力

表-4に梁の最大荷重の実験値と計算値の比較を示す。e関数法による計算値に対する実験値の比は、両試験体において、1.06~1.21の範囲にあり計算値との対応は良好である。NO.1、NO.2試験体の実験値を比較すると、北梁および

表-4 梁の耐力

試験体	荷重	北 梁			南 梁		
		$n Q_{Bm}$ (tonf)	$c Q_B$ (tonf)	$\frac{n Q_{Bm}}{c Q_B}$	$s Q_{Bm}$ (tonf)	$c Q_B$ (tonf)	$\frac{s Q_{Bm}}{c Q_B}$
NO.1	正負	28.7	25.7	1.12	21.4	17.7	1.21
	正負	20.7	17.7	1.17	27.9	25.7	1.08
NO.2	正負	31.2	25.7	1.21	19.1	17.7	1.08
	正負	18.7	17.7	1.06	31.2	25.7	1.21

c Q_B : e関数法計算値

南梁共に上端筋引張時では手前定着のNO.2試験体の方がNO.1試験体より大きく、反対に下端筋引張時では通し配筋のNO.1試験体の方が若干大きくなっている。これはNO.1試験体は柱・梁接合部のせん断ひび割れが柱へ貫通することで接合部で形成される圧縮ストラットへの柱端からの曲げ圧縮力による拘束力が小さくなるため、接合部のせん断耐力が低下したこと、NO.2試験体は柱・梁接合部は健全でも梁主筋の降伏後の繰返しによる梁端のコンクリートの劣化が進行したことで、両試験体とも梁主筋が十分にひずみ硬化域に達していないためと考えられる。また、表-3(b)に示したようにNO.2試験体の柱・梁接合部のコンクリート圧縮強度に対する最大せん断応力度の比は0.19以上であることが確認され、比較的大きな接合部耐力を持つものと考えられる。

4.2 荷重-層間変形関係

荷重-層間変形関係に関しては、図-6に示すように、両試験体とも $R=20 \times 10^{-3}$ rad.の繰返し荷重まで安定した履歴ループを示し、最大荷重以降徐々に荷重が低下するややスリップ型の履歴性状を示した。下端筋を通し配筋したNO.1試験体は、梁曲げ降伏後の繰返し载荷による柱・梁接合部のせん断破壊、下端筋を手前定着したNO.2試験体は、梁曲げ降伏後の繰返し载荷による梁端のコンクリートの圧壊が進行する梁曲げ圧縮破壊であり、両試験体の破壊モードに違いが見られたが、復元力特性に関しては、ほぼ同様の特性を示した。

4.3 梁下端筋の抜け出し変形

図-8に梁接合端における梁下端筋の抜け出し量(S)と層間変形角(R)の関係を示す。図に示した抜け出し量は、柱主筋および梁主筋に溶接により面外方向に取りつけたシャフト間の相対変形からパネルのせん断変形による成分を差し引いた量であり、梁主筋側のシャフトはコンクリートと接触しないようにクリアランスを設けた。抜け出し量は、両試験体とも層間変形角の増加とともに増大しているが、NO.2試験体の方がNO.1試験体よりも大きい。しかし、NO.2試験体に関しては、観察された梁の上端引張時および下端引張時のいずれの場合でも、NO.1試験体に比べて梁端接合面の目開き量が大きく、また写真-1に示すように手前定着の折り曲げ部の局部支圧による劣化はほとんど観察されないことから、手前定着に起因する抜け出し変形としては、梁主筋の水平直線定着部の塑性ひずみの累積変形と考えられる。

4.4 柱・梁接合部のせん断変形

図-9に接合部せん断応力度(τ_p)と接合部せん断変形角(γ_p)の関係を示す。せん断変形角は、接合部パネルの縦、横、および両対角方

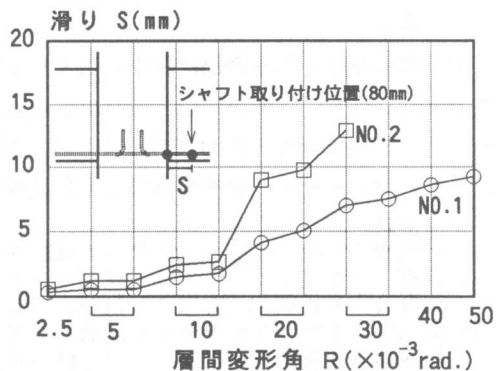


図-8 梁下端筋の抜け出し変形

向に取りつけた6個の変位から求められる各せん断ひずみの平均値とした。手前定着したNO.2試験体は、通し配筋したNO.1試験体に比べせん断変形の進行が非常に小さいことが認められる。梁下端筋の定着性能を向上させるために、定着機構の力学的モデルに基づいた補強方法は定着性能を向上させるだけでなく、同時に柱・梁接合部の耐力を増大させ、せん断変形の進行を抑制する効果があるものと考えられる。

$$Q_P = (N Q_B + S Q_B) \times \left(\frac{\ell_B}{j_b} - \frac{L}{2H} \right)$$

$$\tau = \frac{Q_P}{j_c \times t_P} \quad t_P = \frac{\text{柱幅} + \text{梁幅}}{2}$$

Q_P : 接合部水平せん断力

$N Q_B, S Q_B$: 北梁及び南梁のせん断力

ℓ_B : 梁スパン (加力点から柱面までの距離)

L : 加力点間距離

H : 支点間距離

j_b : 梁の上下の主筋間距離

j_c : 柱の左右の主筋間距離

τ : 接合部せん断応力度

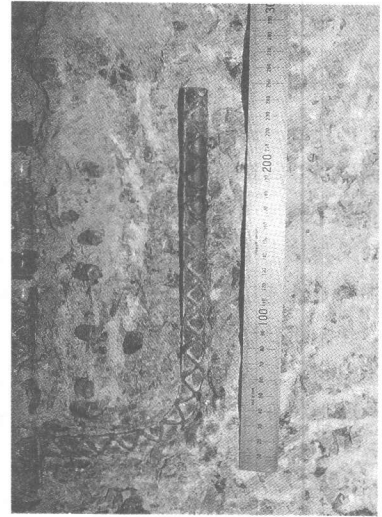
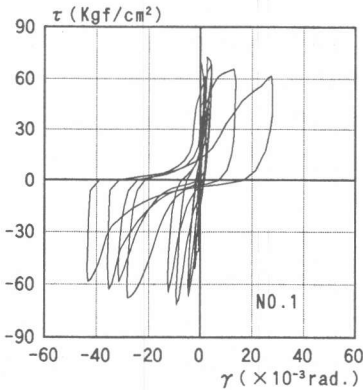
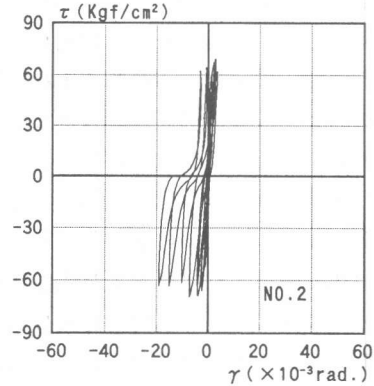


写真-1 梁下端筋の定着状況



NO. 1 試験体



NO. 2 試験体

図-9 柱・梁接合部におけるせん断応力-せん断変形関係

5. まとめ

梁下端筋を柱・梁接合部に柱中心軸より手前に90°曲げ上げ定着する方法に関して、補強方法を提案し、その性能を確認するために静的加力実験を行った。実験の結果、本補強方法は梁主筋の定着性能を高めるだけでなく、柱・梁接合部の耐力を増大させることが分かった。今後は、縦補強筋の効果と横補強筋の効果を定量的に把握する必要がある。

[参考文献]

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988
- 2) 吉野、安藤他：プレキャスト鉄筋コンクリートラーメン構造の研究開発（その1）、日本建築学会大会梗概集、pp.1771, 1172、1980.9
- 3) 大久保、藤村：プレキャスト鉄筋コンクリート造梁柱接合部の破壊性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、NO.2、pp.419~424、1992
- 4) 西村、南：鉄筋コンクリート外部柱はり接合部におけるはり主筋の定着機構に及ぼす補強筋の効果、コンクリート工学年次講演会論文集、Vol.8、NO.2、pp.645~648、1986