

論文 プレキャスト鉄筋コンクリート造柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究

松本 匡史^{*1}・細矢 博^{*2}・八十島 章^{*3}・金久保 利之^{*4}

要旨：鉄筋コンクリート造柱梁接合部におけるパネルゾーンをプレキャストコンクリートとした工法の開発および実用化を目的とし、パネルゾーンのコンクリート強度および横補強筋量、梁主筋量および軸力比を実験因子とした加力実験を行い、耐震性能を検討した。全試験体とも梁曲げ降伏が先行し、梁主筋継手位置（パネルゾーンフェースから梁せいりの0.4倍の位置）での破壊は見られなかった。最終破壊形式は梁曲げ降伏後のパネルゾーンせん断破壊または梁主筋拔出し破壊となった。梁主筋付着応力-拔出し量関係を、既往の付着モデルを用いて検討し、繰返し加力による付着強度低下の可能性を示した。

キーワード：柱梁接合部、梁主筋拔出し破壊、付着応力、付着履歴モデル

1. はじめに

筆者らは、鉄筋コンクリート（以下、RC）造柱梁接合部における従来のプレキャスト（以下、PCa）技術をより効率的にしたPCa技術の開発を行っている¹⁾。本工法の概要を図-1に示す。本工法では、柱、梁および柱梁接合部をPCa化し、梁と柱梁接合部については、梁主筋を梁端部（パネルゾーンフェースより梁せいりの0.4～0.5倍の位置）で機械式継手により接合し、梁の端部とスラブには現場打ちコンクリートを打設し一体化する。柱については、下階のPCa柱の柱頭部から出た柱主筋を、柱梁接合部内のシースに通した後、シース内と下階のPCa

柱の柱頭目地にグラウトを同時に充填することにより一体化する。その後、柱脚に機械式継手が埋設された上階のPCa柱を柱梁接合部から出ている柱主筋に嵌合した後、機械式継手内および柱脚目地にグラウトを同時に充填することにより一体化する。

先の実験的検討¹⁾では、PCa試験体は同一諸元の一体打ち試験体と同等以上の構造性能を有していることが確認できた。本研究では、さらに、パネルゾーンのコンクリート強度および横補強筋量、梁主筋量および軸力比をパラメーターとした加力実験を行い、耐震性能を検討した。最終的に梁主筋の拔出しが見られた試験体において、梁主筋付着応力-拔出し量の関係を、既往の繰返し荷重下における付着履歴モデルを用いて検討を行った。なお、本研究における試験体の実験結果と比較するために、文献1)中のNo.4試験体の結果もあわせて記載する。

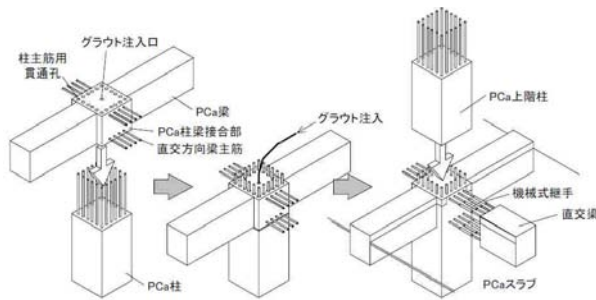


図-1 本PCa工法の概要

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体諸元を表-1に、試験体配筋図を図-2に示す。実物の約1/2.5の縮小試験体で、全て梁曲げ降伏先行型に計画された全7体の試験体である。梁断面は、 $B_b \times D_b = 300$

表-1 試験体諸元

試験体 名称	パネルゾーン				柱				梁		
	F_c (N/mm ²)	横補強筋 (p_w)	パネル せん断 余裕度	通し筋 定着 余裕度	F_c (N/mm ²)	主筋 (p_g)	横補強筋 (p_w)	軸力比 $N/(bDF_c)$	F_c (N/mm ²)	主筋 (p_g)	横補強筋 (p_w)
No.4 ¹⁾	60	2-D6×7 (0.31%)	1.43	1.19	60	12-D19 (2.15%)	4-D6@60 (0.53%)	0.20	48	6-D19 (1.59%)	4-D6@80 (0.53%)
No.9			1.29	0.95				0.05			
No.10			1.29	0.95				0.10			
No.11			1.54	1.12				0.20			
No.12	80	4-D6×7 (0.62%)	1.54	1.16				0.20		4-D19	
No.13			1.54	1.24				0.20			
No.14			2.32	1.24				0.20			

*1 筑波大学大学院 システム情報工学研究科 (正会員)

*2 奥村組 技術研究所 博士(工学) (正会員)

*3 筑波大学大学院 システム情報工学研究科 助教 博士(工学) (正会員)

*4 筑波大学大学院 システム情報工学研究科 准教授 博士(工学) (正会員)

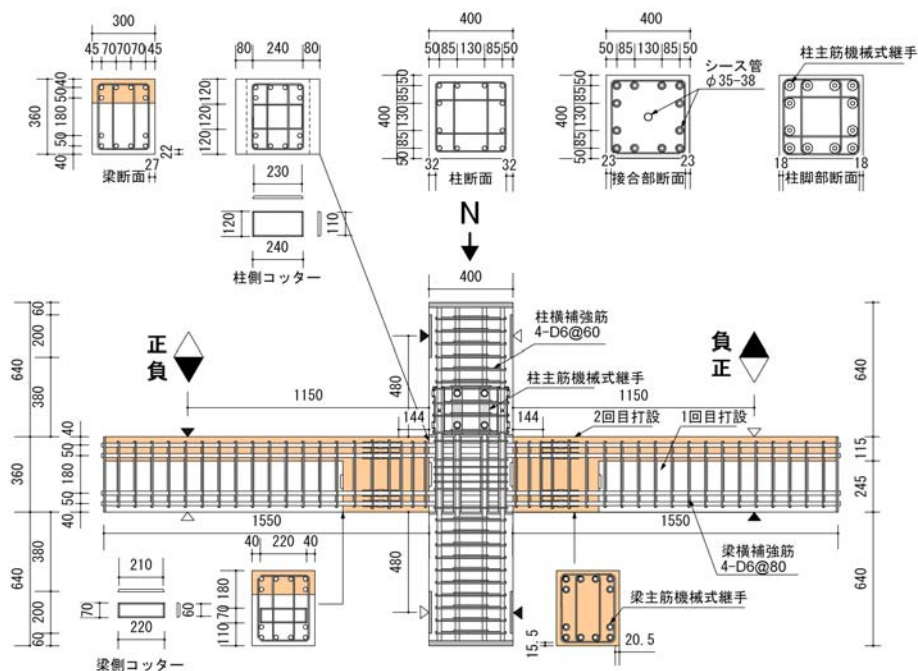


図-2 試験体配筋図 (No.4,9)

×360mm, 柱断面は $B_c \times D_c = 400 \times 400\text{mm}$ である。梁の内法スパン比 (M/QD_b) は3.19, 柱の内法スパン比 (M/QD_c) は1.2である。

試験体No.4¹⁾を基準試験体とし, 試験体No.9およびNo.10では軸力比を小さくし (0.2から0.05), さらに試験体No.10ではパネルゾーンに中子筋を加え, パネルゾーン横補強筋量を4-D6 (横補強筋比0.62%) とした。試験体No.11~No.13は, パネルゾーンコンクリート強度を 80N/mm^2 , パネルゾーンに中子筋を配した試験体におい

表-2 コンクリートの材料試験結果

F_c	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	備考
48	57.4	3.27	34.0	梁(No.4)PCa 部
	62.4	3.27	35.3	梁(No.4)後打ち部
	52.6	3.04	31.5	梁(No.9~14)PCa 部
	54.4	3.93	31.7	梁(No.9~14)後打ち部
60	77.1	3.82	36.5	柱, パネル(No.4)
	66.9	3.86	35.5	柱(No.9~14) パネル(No.9~10)
80	86.8	4.95	39.2	パネル(No.11~14)

表-3 グラウトの材料試験結果

保証強度	圧縮強度 (N/mm^2)	備考
60	112.3	梁継手(No.4)
	134.1	柱主筋貫通孔充填(No.4)
	103.7	梁継手(No.9~14)
	106.4	柱主筋貫通孔充填(No.9~14)
80	140.6	上柱継手(No.4)
	107.6	上柱継手(No.9~14)

表-4 鉄筋の材料試験結果

種類	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	備考
D19 (SD490)	517	702	190	主筋(No.4)
	529	889	193	主筋(No.9~14)
D6 (SD785)	933	989	215	横補強筋(No.4)
	963	1008	204	横補強筋(No.9~14)

て軸力比を実験因子とした試験体である。試験体No.14 は, 試験体 No.13 に対して, 梁主筋量を6-D19 から4-D19 とした試験体である。使用材料の試験結果を表-2~4 に示す。

2.2 加力方法

柱の反曲点位置を油圧ジャッキで支持し, 梁の反曲点位置に取り付けた2つのアクチュエーターにより, 層間変形角(rad)で $R=\pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50, \pm 1/33, \pm 1/25, \pm 1/20$ において各2回の正負交番繰返し載荷をし,

$R=+1/15$ まで加力を行った。各試験体の柱軸力は一定とし, No.9~No.11 では軸力比を0.05, No.12 では0.10, No.4, No.13, No.14 では0.20 とした。計測項目は文献1)と同様である。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

梁入力せん断力 (Q) - 層間変形角 (R) 関係, No.9, No.10, No.14 の最終破壊状況を図-3 に示す。参考として限界変形角(R_u)を図中に破線で示す。本研究での限界変形角(R_u)は, 最大耐力以降の加力1サイクル目の包絡線上の耐力が最大耐力の80%に低下した時点での層間変形角と定義した。各試験体の破壊経過は, $R=1/400$ までに梁曲げひび割れが生じ, 曲げせん断ひび割れに進展した。 $R=1/100 \sim 1/67$ の加力サイクルで梁の主筋が降伏した。柱の曲げひび割れは, 軸力比の小さい試験体では, $R=1/400 \sim 1/200$ で発生した。柱の主筋は, 軸力比の小さい試験体において $R=1/67 \sim 1/33$ で降伏が見られた。軸力が小さいため柱の剛性が低下し, 柱の変形が増加したためと考えられる。パネルゾーンでは, $R=1/200$ 以降せん断ひび割れが進展した。 $R=1/25$ の加力サイクル以降において被りコンクリートの剥落が見られた。剥落の程度は中子筋がある試験体では配筋していない試験体より軽微であった。No.10~No.14 では, $R=1/25$ の加力サイクル以降梁主筋の拔出が見られた。梁主筋継手位置 (パネルゾーンフェースから梁せいの0.4倍の位置) での破壊は見られなかった。

最終破壊は, No.9 は, 梁曲げ降伏後のパネルゾーンセ

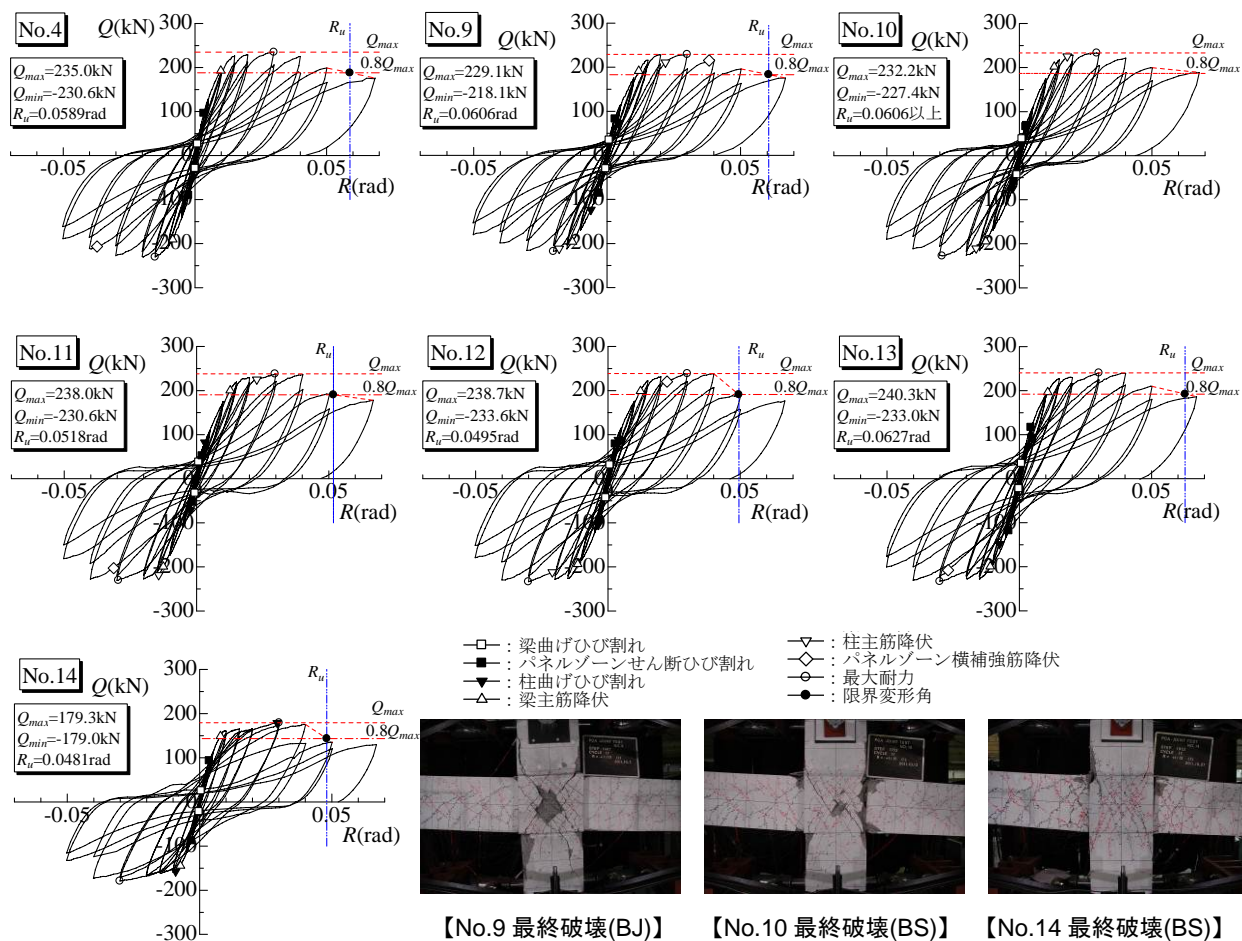


図-3 梁入力せん断力-層間変形角関係および破壊性状

ん断破壊 (BJ), No.10~No.14 では、梁曲げ降伏後の梁主筋拔出し破壊 (BS) であった。

3.2 履歴性状

梁入力せん断力 (Q) - 層間変形角 (R) 曲線の包絡線の比較を図-4 に示す。各試験体共通で $R=1/100\sim 1/67$ の加力サイクルにおいて梁の主筋が降伏し顕著な剛性低下が見られ、 $R=1/33$ で No.14 を除いた全試験体で最大耐力に達した。梁主筋降伏が最大耐力決定に最も支配的だと考えられる。

No.9 に対してパネルゾーンに中子筋を加えた No.10 では最大耐力以降もパネルゾーンの損傷が抑制され、 $R=1/15$ での耐力低下が若干小さくなった。No.10 に対して、パネルゾーンのコンクリート強度を 80 N/mm^2 に増加した No.11 では、 $R=1/25$ までの耐力は向上した。しかし、その後の耐力低下は、No.11 の方が大きい。

No.4 に対して、軸力比を 0.05 とした No.9 では、顕著な最大耐力と変形能の違いはない。軸力比を実験因子とした No.11, No.12, No.13 では最大耐力の顕著な違いはないが、No.13 は最大耐力以降の耐力低下が小さい。軸力比が増加したことで梁主筋の定着性能が向上したためと考えられる。梁の主筋量が少ない No.14 では、 $R=1/25$ 以降に梁主筋の拔出しが顕著になり、変形能が小さい。

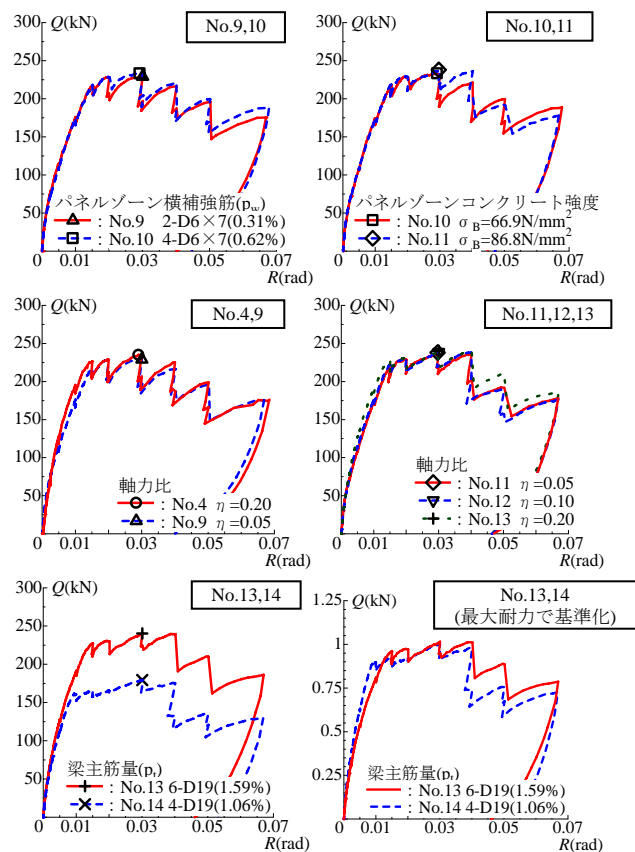
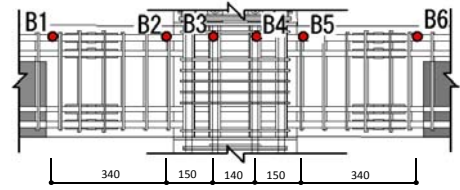


図-4 包絡線の比較

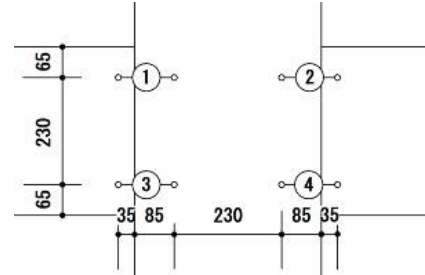
表－5 実験値と計算値の一覧

項目	No.4	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14
最大荷重実験値(kN)	235.0	229.1	233.2	238.0	238.7	240.3	179.3
最終破壊形式	BJ	BJ	BS	BS	BS	BS	BS
柱/梁の曲げ耐力比 cQ_{mu}/bQ_{mu}	2.61	1.51	1.51	1.51	1.90	2.56	3.64
梁曲げ耐力時の パネルせん断応力度 $\tau_f(N/mm^2)$	9.97	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	6.67
パネルせん断耐力*2 $\tau_{fu}(N/mm^2)$	14.2	12.9	12.9	15.5	15.5	15.5	15.5
パネルせん断余裕度 τ_{fu}/τ_f	1.43	1.29	1.29	1.54	1.54	1.54	2.32
通し筋定着余裕度*2	1.19	0.95	0.95	1.12	1.16	1.24	1.24
梁曲げ耐力*1 $bQ_{mu}(kN)$	211.0	216.0	216.0	216.0	216.0	216.0	151.9
梁せん断耐力 $bQ_{su}(kN)$	455.1	417.0	417.0	417.0	417.0	417.0	417.0
柱曲げ耐力*3 $cQ_{mu}(kN)$	550.5	325.8	325.8	325.8	410.4	553.4	553.4
柱せん断耐力 $cQ_{su}(kN)$	440.2	439.3	439.3	439.3	439.3	439.3	439.3

*1:学会略算式 *2:靱性保証型指針式 *3:略算式 多段筋考慮³⁾
注：柱曲げ耐力およびせん断耐力は梁せん断力換算値



図－5 梁主筋歪ゲージ添付位置



図－6 梁主筋拔出し量計測位置

4. 実験結果の検討

4.1 部材耐力の評価

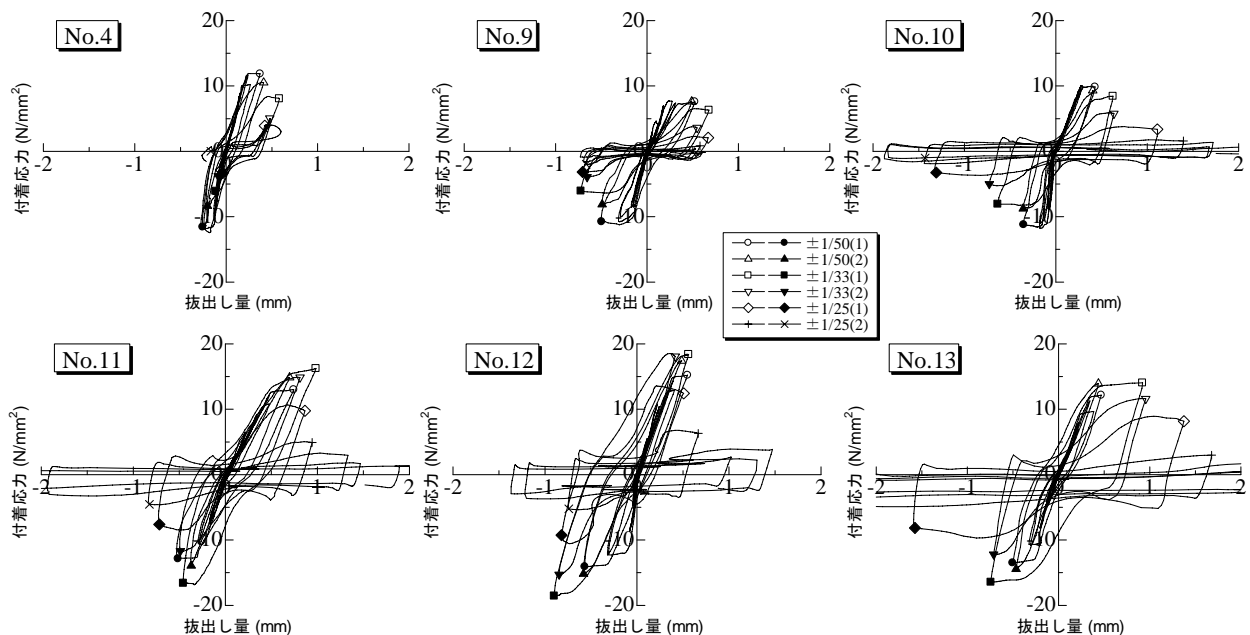
部材耐力の計算値を求めるために、梁の曲げ耐力には日本建築学会略算式²⁾を、柱の曲げ耐力には多段筋を考慮した略算式³⁾を用いた。梁と柱のせん断耐力、柱梁接合部のせん断耐力および通し筋定着余裕度には靱性保証型指針式⁴⁾を用いた。各試験体の最大耐力実験値および計算値の一覧を表－5に示す。最大耐力の実験値は、梁曲げ耐力の計算値とほぼ対応しており、すべての試験体が梁曲げ降伏先行型であることが確認できる。最終破壊形式はNo.4, No.9ではパネルせん断余裕度が確保されているが、梁曲げ降伏後パネルせん断破壊(BJ)が生じた。No.11, No.12, No.13, No.14では梁通し筋定着余裕度が

1.1以上確保されているが、梁曲げ降伏後に梁主筋拔出し破壊に至った。

4.2 付着応力－梁主筋拔出し量関係

梁主筋の付着応力は、図－5に示す位置の梁主筋歪ゲージによる歪計測値から、鉄筋の引張試験結果に対応させた修正 Menegotto-Pinto モデル⁵⁾を用いて応力に変換し、歪ゲージ間の平均応力度として求めた。梁主筋拔出し量は、図－6に示す位置に埋設したボルトに設置した変位計による変形量の左右の平均値(上端筋は1と2、下端筋は3と4の平均)として求めた。

梁主筋の降伏があまり見られなかったパネルゾーン中央部(図－5のB3－B4間)の付着応力－梁主筋拔出し量関係を図－7に示す。全試験体において付着応力の低



図－7 付着応力－梁主筋拔出し量関係 (B3－B4 間)

表-6 パネルゾーン付着強度の実験値と計算値の一覧

試験 体名	設計用 付着 応力度 τ_j (N/mm ²)	付着 強度 計算値 τ_u (N/mm ²)	付着強度実験値				τ_u/τ_j	実験値 ／ 計算値	
			平均(B2-B5)		中央部(B3-B4)				
			上端筋	下端筋	上端筋	下端筋		$\tau_{max,u}/\tau_u$	$\tau_{max,l}/\tau_u$
			$\tau_{ave,u}$ (N/mm ²)	$\tau_{ave,l}$ (N/mm ²)	$\tau_{max,u}$ (N/mm ²)	$\tau_{max,l}$ (N/mm ²)			
No.1	12.3	14.7	9.73	9.67	13.7	11.7	1.19	0.93	0.80
No.2			9.60	9.89	9.83	15.5		0.67	1.06
No.3			9.85	9.97	12.7	14.2		0.86	0.97
No.4			9.67	9.56	12.4	17.1		0.85	1.17
No.5		19.6	10.4	10.4	20.8	21.1	1.59	1.06	1.08
No.6			9.99	9.99	20.6	22.5		1.05	1.15
No.9	12.6	12.1	7.73	9.59	11.2	11.4	0.95	0.93	0.95
No.10			9.31	10.1	11.8	10.9		0.98	0.91
No.11		14.2	9.74	10.0	16.9	16.4	1.12	1.19	1.15
No.12		14.7	10.1	9.24	18.6	17.8	1.16	1.27	1.22
No.13		15.6	10.1	10.1	16.4	18.8	1.24	1.05	1.20
No.14			10.5	10.3	18.6	22.6		1.19	1.45

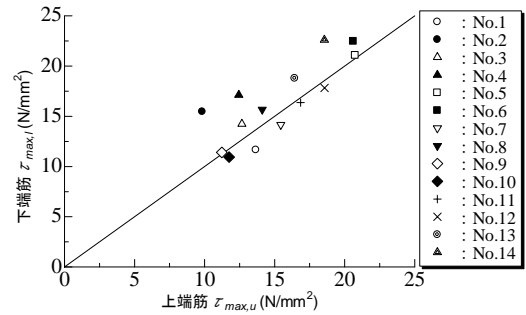


図-8 上端筋と下端筋の付着強度の比較

下が確認でき、特に中子筋を配した試験体 No.10～No.13 では付着応力の低下にともなう顕著な拔出し量の増加が見られる。これは、中子筋によりパネルゾーンの損傷が低減され、結果として梁の変形量が相対的に大きくなり、梁主筋の付着にとって厳しい条件になったことによるものと思われる。付着応力の低下が顕著に見られる加力サイクルは、おおむね $R=1/33$ の第 2 サイクル目で、梁入力せん断力-層間変形角曲線における耐力低下の時期と合っている。軸力を変動因子とした試験体 No.11～No.13 を比較すると、同様に $R=1/33$ の第 2 サイクル目で差異が見られており、軸力の大きい試験体の方が付着応力の低下度合いが小さい。

既往報告試験体¹⁾を含む、パネルゾーン最大付着応力の実験値および靱性保証型指針式⁴⁾による計算値の一覧を表-6 に示す。実験値は、パネルゾーン内の平均付着応力度(図-5 の B2-B5 間)および中央部(同 B3-B4 間)の最大値を示した。パネルゾーン内の平均付着強度実験値は、いずれの試験体においても梁主筋の降伏に支配されていると考えられ、値は 10N/mm^2 程度である。上端筋と下端筋の明確な差異は見られない。中央部の付着強度の上端筋と下端筋の実験値の比較を、図-8 に示す。中央部では上端筋に比べ、下端筋の方が大きい傾向が見られる。実験値の付着強度計算値に対する比は、おおむね 0.8～1.2 の範囲にある。

4.3 付着履歴モデルとの比較

文献 6) による付着応力-すべり量関係の履歴モデルを利用して、本試験体の付着応力-梁主筋拔出し量関係の検討を行う。文献 6) のモデルの骨格曲線は、図-9 に示すように付着応力(最大付着応力で無次元化)-すべり量関係をトリリニア型モデルとし、その特性点は実験結果より次のように与え、ピーク後の軟化域については主筋すべり量が異形鉄筋の節間隔に達した時に、応力が 0 になるように表現される。

点 A (0.2, 0.8) 点 B (1.06, 1.0)

さらに、再载荷の履歴は、除荷開始点を点 $M(S_m, \tau_m)$ とすると、図-10 に示すように再载荷時の指向点である点 N および点 M' で表される。

$$\text{点 N } \left(S_m - \frac{(1-\alpha)\tau_m}{K}, \alpha\tau_m \right) \quad \text{点 M' } \left((1+\beta)S_m, \tau_m \right)$$

本実験では、主筋のすべり量を直接的に求めていないため、拔出し量が主筋すべり量に対応するものとして扱った。ただし、梁側からの主筋拔出し量および主筋の伸び変形も含まれることとなる。また、繰返し加力による付着応力の低下度合い α を実験結果に適合するように $\alpha=0.75$ で定め、繰返し加力によるすべり量増加率 β を、除荷開始点のすべり量 $S_m < 0.2$ における β の値を 0.1 から 0.05 へ修正した。文献 6) 中の主筋拘束応力 σ_L は、各試験体の軸力比を用いた。

付着応力-梁主筋拔出し量関係の実験値と履歴モデル

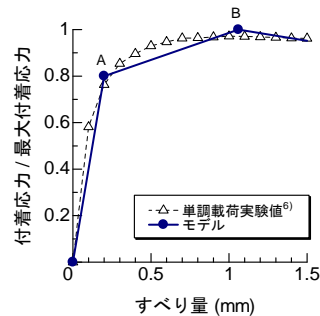


図-9 付着履歴モデルの包絡線⁶⁾

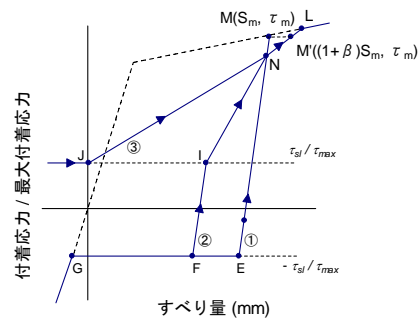


図-10 履歴モデル⁶⁾

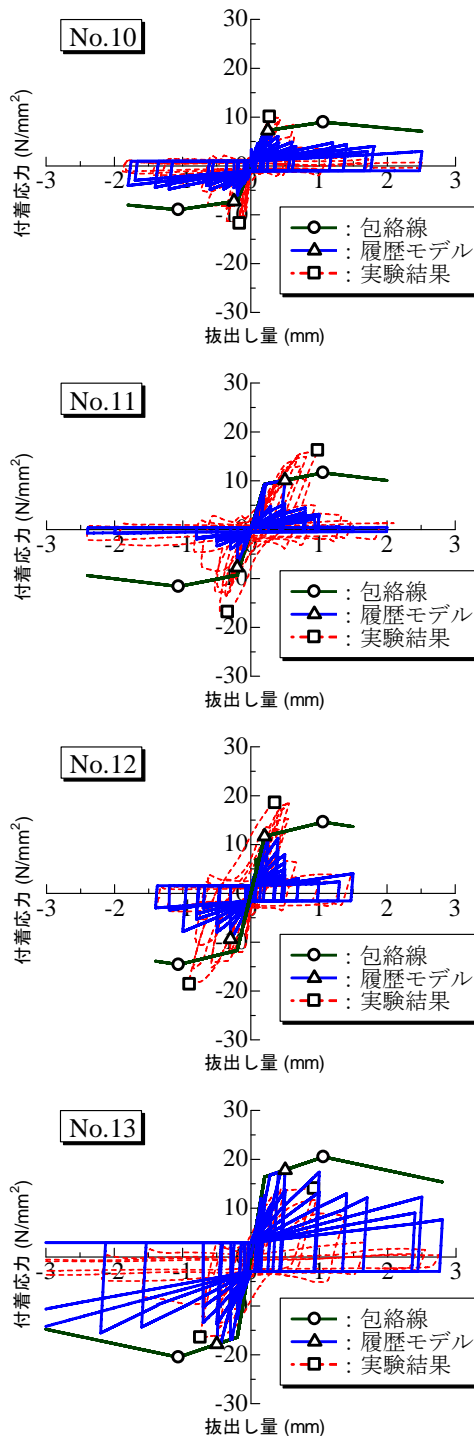


図-11 実験結果と履歴モデルの比較

の比較を図-11に示す。また、モデル包絡線および履歴モデルによる最大付着応力を、実験値とともに表-7に示す。実験結果と履歴モデルは最大付着応力の値が異なるものの、繰返し荷重による付着強度の低下や、スリップ域、除荷勾配は良く表現できている。

付着強度に関してモデルのみを比較すると、履歴モデルの最大値は包絡線の最大値の84%程度であり、繰返し荷重による付着強度低下の可能性が示唆される。

表-7 最大付着応力の比較

試験体名	最大付着応力			
	包絡線 (N/mm ²)	履歴モデル (N/mm ²)	履歴モデル ／包絡線	実験値 (N/mm ²)
No.4	18.2	15.0	0.82	12.4
No.9	8.97	7.38	0.82	11.2
No.10	8.97	7.27	0.81	11.8
No.11	11.6	10.1	0.87	16.9
No.12	14.6	11.7	0.80	18.6
No.13	20.5	17.8	0.87	16.4
No.14	13.1	11.7	0.89	18.6

5. まとめ

- 1) 全試験体とも梁曲げ降伏が先行し、梁主筋継手位置での破壊は見られなかった。最終破壊形式は梁曲げ降伏後のパネルゾーンせん断破壊または梁主筋拔出し破壊となった。
- 2) パネルゾーンに中子筋を配筋することで、パネルゾーンの損傷が軽微になった。しかし、大変形形における梁主筋の拔出しが見られるようになった。
- 3) 軸力比の大きな試験体では最大耐力以降の耐力低下が小さかった。軸力が増加したことで梁主筋の付着性能が向上したためと考えられる。
- 4) パネルゾーン内梁主筋の付着応力-拔出し量関係と既往の繰返し荷重下における付着履歴モデルとの比較を行った。繰返し荷重による付着強度の低下や、スリップ域、除荷勾配を良く表現できた。
- 5) 靱性保証型指針式による梁通し筋定着余裕度が1を上回っている試験体においても最終的には主筋拔出し破壊を生じており、付着履歴モデルとの比較検討結果から、繰返し荷重による付着強度低下の可能性が示唆される。

参考文献

- 1) 松本匡史, 細矢博, 金久保利之, 八十島章: PCa 柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.523~524, 2011.7
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1991
- 4) 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
- 5) 境淳一, 川島一彦: 部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案, 土木学会論文集, No.738/I -64, 159~169, 2003.7
- 6) 麻生高行, 金久保利之: 繰返し荷重下における RC の付着性状に与える横拘束の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol32, No.2, pp.589~594, 2010.7