

超高強度材料を用いたRC柱・梁接合部に関する研究

小林 讓 高見 信嗣
 (本社 三井瀬田工事々務所)
 吉岡 研三 江戸 宏彰

Performance of RC Interior Beam-Column Joints Using Ultra-High-Strength Material

Yuzuru Kobayashi Shinji Takami
 Kenzo Yoshioka Hiroaki Eto

Abstract

This study analyzed the performance of RC interior beam-column joints using ultra-high-strength material, and developed a simple method of reinforcing a joint and connecting longitudinal rebars at beams. We devised the reinforcement method using cross steel plate and nuts, and a connecting method in which rebars are lapped at the ends of beams. Experimental results showed that both methods are effective; because the reinforcement method has high shear strength and high ductility, and the connecting method has good bonding behavior.

概要

本研究は超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の力学性状を把握すると共に、材料の高強度化に伴い相対的に弱点となる接合部のせん断補強及びPCa自動化を狙った簡易継手工法の開発を目的としている。接合部のせん断補強として十字鋼板と梁主筋抜け出し防止ナットを用いた工法を、簡易継手工法として梁端部で重ね継手する工法を考案した。実験結果において、本補強工法はせん断補強効果と靱性能の向上に、継手工法は付着性状の改善に有効であることが確認された。

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以後RC）造の建物では材料の高強度化に伴い柱・梁の断面がスリム化し、柱・梁接合部（以後パネル）の十分な耐力確保が困難となる場合がある。また建物の高層化によりPCa自動化の要望が高まってきた。以上の問題に対し、筆者らは、十字鋼板と梁主筋抜け出し防止ナットを用いたパネルせん断補強工法と、梁端部で重ね継手する簡易継手工法を考案した。本報告は、これらの工法開発を目的とした実験結果について述べたものである。

2. 試験概要

2.1 試験体概要

試験体は超高強度材料（コンクリート；柱・パネル 100MPa、梁 60MPa、鉄筋；主筋 SD685、せん断補強筋 SD1300 級）を用いた RC 柱・梁接合部であり、主に 2 つのシリーズに分けられる。

(1) パネルせん断破壊型 (4体)

接合部のせん断性状の把握及び、十字鋼板と梁主筋抜け出し防止ナットを用いたパネルせん断補強工法（以後、十字鋼板補強工法）の検討を行う。

(2) 梁曲げ降伏先行型 (4体)

梁主筋降伏後のせん断・付着性状の把握及び、梁端部重ね継手工法の検討を行う。また梁端部からヒンジ位置を移動させることによりパネルの損傷を緩和させるこ

とを目的とした梁端部重ね継手工法（以後、ヒンジ位置移動型）の検討を行う。

工法の概要をfig. 1, 試験体一覧をTable 1, 試験体概要をfig. 2に示す。またコンクリートの調合をTable 2, 使用した材料の力学特性をTable 3, 4に示す。

2.2 加力及び計測計画

加力概要をfig. 2に示す。柱反力受けフレームを4箇所設置し、これで柱反力をピン、ローラーの支持条件で受け、両側梁端に逆対称荷重を加えた。柱軸力として柱頭に一定軸力（コンクリートの実圧縮強度に対して軸力

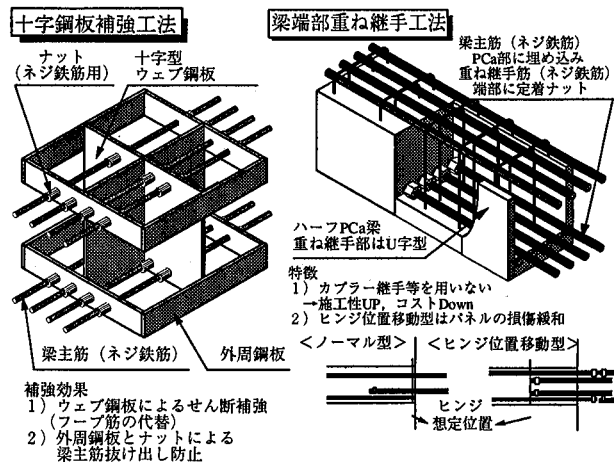


fig. 1 工法の概要
 Outline of Method

Table 1 試験体一覧
Test Specimens

No.	試験体概略	想定破壊モード	パネルせん断補強	梁主筋継手法	柱				梁			
					断面	配筋	断面	配筋				
								主筋	肋筋			
1	せん断シリーズの基準試験体	パネルせん断破壊型	jPw=0.34%	通し配筋	350 × 350 mm	主筋 12-D19 SD685 cPg=2.81% 帯筋 4-U6.4@40 USD1300級 cPw=0.86%	250 × 350 mm	上端筋) 4-D22 下端筋) 4-D22 SD1000級, bPt=1.77%		4-6.4@40 USD1300級 bPw=1.20%		
2	パネル帯筋量の影響を考察							jPw=0.69%	十字鋼板補強 PL-6		上端筋) 4-D19 下端筋) 4-D19 SD685, bPt=1.31%	4-6.4 USD1300級 継手内@30, bPw=1.60% 継手外@40, bPw=1.20%
3	十字鋼板の補強効果を考察								十字鋼板補強 PL-12			
4	十字鋼板の板厚の影響を考察							jPw=0.34%	梁端部重ね継手 定着長500(26d)		梁端部重ね継手 定着ナット有り	上端筋) 3-D19 下端筋) 3-D19 SD685, bPt=0.98%
5	梁曲げ降伏先行型の基準試験体	梁曲げ降伏先行型	梁端部重ね継手 定着長200(10d) ヒンジ移動									
6	梁端部重ね継手工法の定着性能を考察											
7	定着ナットの効果を考察											
8	梁のヒンジを移動させた梁端部重ね継手工法の性状を考察											

Table 2 コンクリートの調合
Concrete Mix Proportions

部位	W/C(%)	s/a(%)	C(kg)	W(kg)	S(kg)	G(kg)	混和剤(kg)
柱・パネル	24.0	42.8	709	170	645	870	12.05
梁	35.9	50.5	473	170	860	850	7.10

高性能AE減水剤：レオビルドSP-8HE

Table 3 コンクリートの材料特性
Mechanical Properties of Concrete

No.	部位	材令(日)	圧縮強度	割裂強度	弾性係数
1-2	柱・パネル	43-50	93.7	5.23	3.59 × 10 ⁴
	梁	32-39	65.3	4.71	3.14 × 10 ⁴
3-5	柱・パネル	50-57	96.7	4.12	3.50 × 10 ⁴
	梁	61-68	65.3	3.43	3.11 × 10 ⁴
6-8	柱下部	83-106	95.4	5.00	3.61 × 10 ⁴
	柱上部・パネル	72-95	99.0	4.67	3.63 × 10 ⁴
	梁PCa部	83-106	68.5	2.98	3.33 × 10 ⁴
	梁後打ち部	68-91	68.6	3.07	3.23 × 10 ⁴

単位：MPa

比0.1)を加えた。加力履歴は部材角にして1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20を正負各2回繰返した後、1/12まで変形させることを原則とした。

計測項目は軸力、梁端部荷重、全体変形、パネルせん断変形、柱変形、パネル内梁主筋すべり量、柱フェース面における目開き量、各種鉄筋・鋼板歪みである。

3. 実験結果

実験より得られた初期剛性と各種強度を計算値と比較し、Table 5に示す。ただし、No.5はR=1/33の繰返し載荷時にトラブルが生じたため、この試験体はR=1/33までのデータに関して検討する。

3.1 破壊経過と変形状

層せん断力-層間変形角(Qc-R)関係のうち、代表例をfig.3に、包絡線の比較をfig.4に示す。
<No.1,2> R=1/30で最大耐力に至った後は、変形の増大と共に緩やかに荷重低下し、パネルのせん断ひび割れおよびかぶりコンクリートの剥落が顕著となり終局に

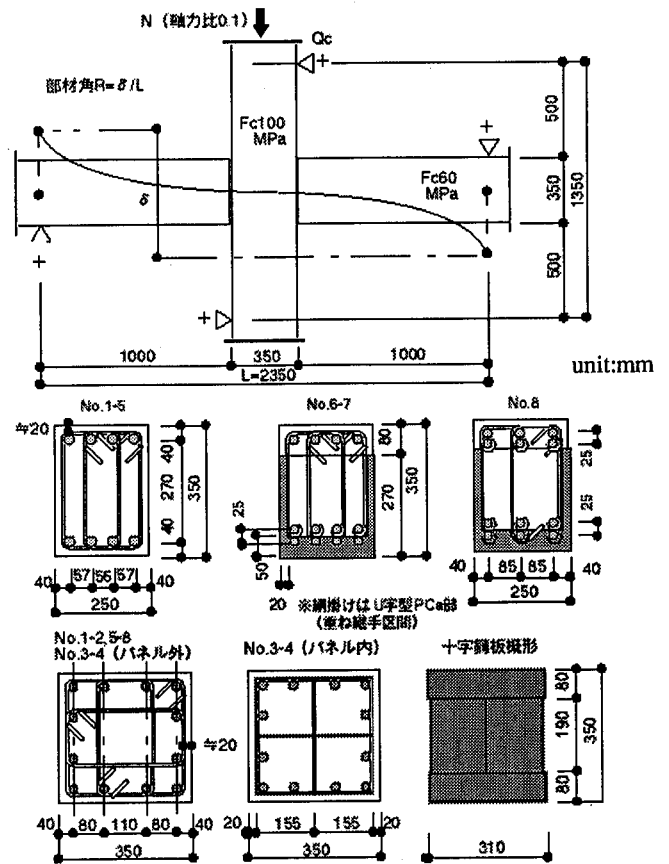


fig. 2 試験体及び加力概要
Outline of Specimens and Loading

Table 4 鋼材の材料特性
Mechanical Properties of Steel

材料	降伏強度	降伏歪み	引張強度	弾性係数	伸び率	使用部位	その他	
鉄筋	D22	1002	0.2%offset	1144	1.95 × 10 ⁵	8.30%	No.1-4梁主筋	ネジコン(熱処理)
	D19	671		871	1.98 × 10 ⁵	11.50%	No.5-8柱梁主筋	ネジコン
	U6.4	1285		1389	1.98 × 10 ⁵	9.30%	帯筋・肋筋	ウルボン
鋼板	PL-12	286	1445 μ	390	2.11 × 10 ⁵	21.20%	No.4十字鋼板	
	PL-6	381	0.2%offset	487	2.07 × 10 ⁵	28.90%	No.3十字鋼板	

単位：MPa

至った。Qc-R関係は紡錘型の安定した履歴ループである。またパネル帯筋量の差による顕著な違いはなかった。

<No.3,4>外周鋼板回りのコンクリート剥落が顕著であったが、破壊性状はパネル帯筋補強の試験体(NO.1,2)とほぼ同じであった。Qc-R関係は紡錘型であり、R=1/25で最大耐力に至った後も大きな荷重低下はなかった。

<No.5> Qc-R関係は最大耐力近傍までは比較的紡錘型であった。

<No.6> 梁主筋降伏後のすべりにより梁端部の目開き変形が増大し、圧縮側コンクリートの圧壊が顕著となり終局に至った。Qc-R関係はスリップ性状を示し、最大耐力以後の荷重低下の割合が大きい。

<No.7> 梁主筋降伏後もパネルにせん断ひび割れが進展し、緩やかに荷重低下した。Qc-R関係はスリップ性状を示すものの最大耐力以後の荷重低下は小さく安定した履歴ループを示した。

<No.8> 梁の鉛直打ち継ぎ部(危険断面)からせん断ひび割れが進展し、パネルの損傷は緩和できたが、危険断面のせん断すべりが増大し終局に至った。Qc-R関係は比較的紡錘型の履歴が得られたが、R=約1/20の繰返し載荷で大きな荷重低下が生じた。

3.2 初期剛性

<実験結果>十字鋼板補強は他と比べ幾分低い。
 <計算方法>パネルゾーン(剛域)を柱・梁の最外縁主筋の区間と仮定し、鉄筋を考慮し計算した(ただし十字鋼板補強の試験体は、コンクリートが分断されるので梁の剛域を無視した)。
 <計算値との対応>0.93~1.09と対応は良い。

3.3 諸強度

3.3.1 ひび割れ強度 <試験結果>十字鋼板補強の試験体のパネルせん断ひび割れ強度は、他と比べ若干低い。

<計算方法>NewRC強度算定式による。
 <計算値との対応>梁曲げひび割れ0.63~1.16, 柱曲げひび割れ0.43~1.04, パネルせん断ひび割れ0.79~1.10であり、ひび割れ強度は計算値よりも低い傾向にある。

3.3.2 最大耐力 <実験結果>パネル内帯筋量の増大によるせん断強度の上昇は比較的小さい。一方、十字鋼板による補強効果は認められる。梁端部重ね継手の試験体は通し配筋の試験体と比べ耐力は若干低い。

<計算方法>パネルのせん断耐力は、NewRC強度算定式(十字鋼板補強は後述)で、梁の曲げ耐力はACIストレスブロックにより計算した。

<計算値との対応>曲げ耐力は0.91~1.07で概ね対応は良く、パネルのせん断耐力は0.97~1.21でほぼ安全側の評価である。

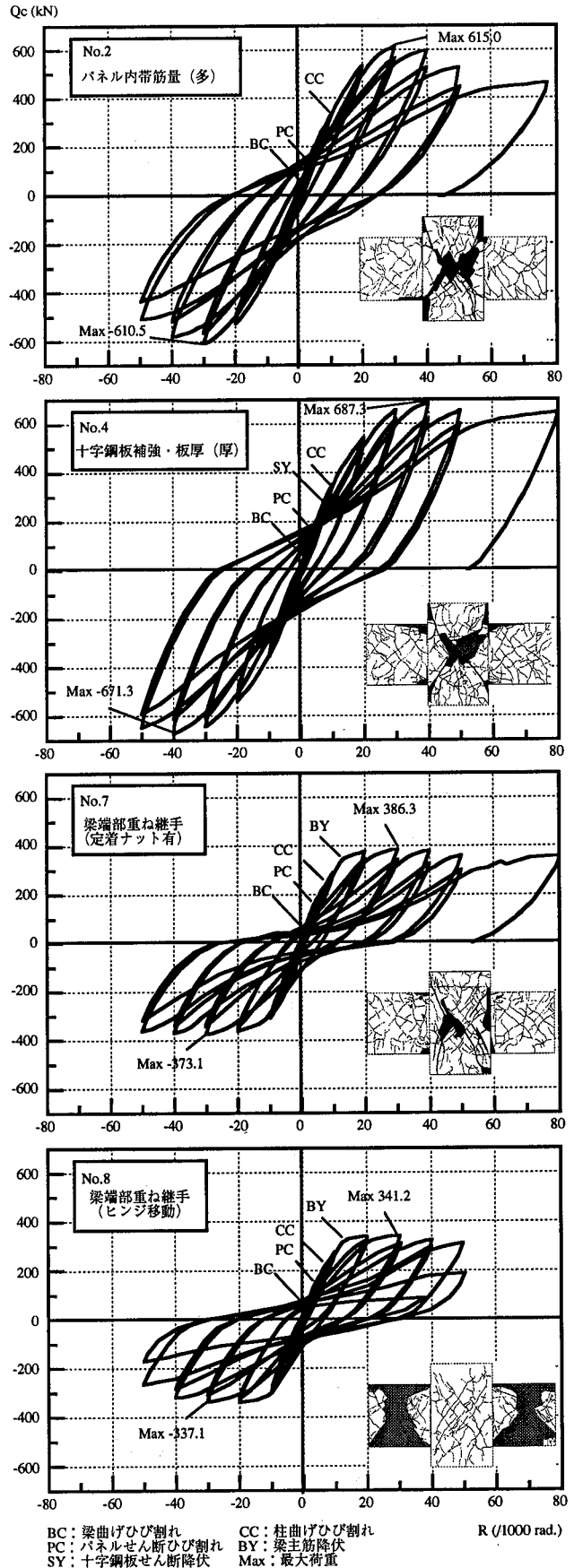


fig. 3 層せん断力-層間変形角(Qc-R)関係
Load-Displacement Relationships

Table 5 強度結果一覧

Summary of Experimental Results in Comparison with Calculated Values

No.	正負	弾性剛性 K(kN/mm)			梁曲げひび割れ 強度Qbc(kN)			柱曲げひび割れ 強度Qcc(kN)			梁主筋降伏 強度Qby(kN)			最大強度 Qcu(kN)		パネルせん断ひ び割れ 強度 τ_{pc} (MPa)			最大強度時パネル せん断応力度 τ_{pu} (MPa)			破壊 モード		
		c1	c1	c2	c2	c2	c3	c3	c3	c4	c4	c5	c5	c6	c6	c7	c7	c8	c7/c8	c7/c8				
1	正	38.3		0.96	52.4		0.99	441.5		1.04			593.5		1.16	6.7		1.10	18.4			1.16	0.80	J
	負		39.9		-61.6		1.16	-413.7		0.97			-590.0		1.16	-6.3		1.07	-18.3			1.16	0.80	
2	正	36.1		0.91	61.3		1.16	330.3		0.77			615.1	509.9	1.20	4.3	6.1	0.70	19.1	15.8		1.21	0.83	J
	負				-43.7		0.83	-322.3		0.76	降伏	730.0	-610.6		1.20	-5.9		0.97	-18.9	22.9		1.20	0.83	
3	正	32.6		1.09	44.2	52.9	0.84	332.4		0.76	降伏	730.0	648.5		1.25	4.9		0.79	20.1	19.5		1.03	0.88	J
	負				-43.5		0.82	-321.7		0.74	降伏	730.0	-612.3	520.7	1.18	-5.0		0.81	-19.0	22.9		0.97	0.83	
4	正	30.2	29.7	1.02	44.7		0.85	304.8		0.70	降伏	730.0	687.3		1.32	5.4	6.2	0.87	21.3	20.9		1.02	0.93	J
	負				-34.8		0.66	-305.0		0.70	降伏	730.0	-671.3		1.29	-4.9		0.79	-20.8	20.9		0.99	0.91	
5	正	36.2	37.9	0.96	34.8	49.6	0.70	296.8		0.68	407.4	369.0	1.10	409.3	381.3	1.07	5.3	0.85	12.7	16.1	11.8	0.79	1.01	BJ
	負				-44.0		0.89	-307.8		0.70	398.9	369.0	1.08	-406.6		1.05	-4.3	0.69	-12.4	16.1	11.8	0.77	1.05	
6	正	35.3		0.94	31.7	49.1	0.65	188.7		0.44	365.1	364.4	1.00	384.9	366.1	1.05	5.7	0.90	13.4	12.6		0.82	1.06	BB
	負				-31.2		0.63	-183.8		0.43	-347.2	364.4	0.95	-359.3	366.1	0.98	-5.8	0.92	-12.5	12.6		0.76	0.99	
7	正	35.2	37.7	0.93	37.4		0.77	235.2		0.54	366.1	364.4	1.02	386.3	366.1	1.06	6.1	0.97	14.1	16.4	13.0	0.86	1.08	BJ
	負				-32.4		0.67	-233.5		0.59	-331.8	364.4	0.91	-373.1	366.1	1.02	-6.9	1.10	-13.6	16.4	13.0	0.83	1.05	
8	正	35.8	36.2	0.99	36.4	48.6	0.75	341.2		0.79	329.7	350.4	0.94	341.2	363.9	0.94	5.7	0.90	12.4	13.3	13.3	0.76	0.93	BS
	負				-32.0		0.66	-339.7		0.79	-336.0	350.4	0.96	-337.1	363.9	0.93	-5.7	0.90	-12.3	13.3	13.3	0.75	0.92	

c: 実験値, c: 計算値
 c6, e7 $\tau_{pu} = (\sum Mb / jh) \cdot Qb \cdot l / h / (bp / Dp)$
 Mb: 梁フェースモーメント
 jb: 梁応力中心間距離
 l: 梁スパン, h: 柱高さ
 bp: パネル有効幅
 τ_{pc} : 柱幅
 τ_{pu} : (柱幅+梁幅)/2
 Dp: パネル有効せい
 τ_{pc} : 柱応力中心間距離
 τ_{pu} : 柱せい

c1: パネルゾーンを柱・梁の最外縁主筋間距離
 の区間で剛域と仮定し、鉄筋を考慮し計算
 (但し鋼板補強は梁の剛域を無しとする)
 c2, c3, c6: NewRC強度算定式
 c4: 断面解析値 (コンクリート: 黒正式, 鉄筋: bi-linear)
 c5: min(ACIストレスブロック法による梁曲げ耐力
 , パネルせん断強度時荷重)
 c7: パネルせん断強度 (NewRC強度算定式)
 但し十字鋼板補強は後述
 c8: 梁降伏時パネル入力せん断応力度
 Mb=梁降伏モーメント

破壊モード
 J: パネルのせん断破壊が支配的であるもの
 BJ: 梁の曲げ破壊が支配的であるが、
 パネルのコンクリートの損傷を伴うもの
 BB: 梁曲げ降伏後、梁主筋のすべりが顕著に
 なり荷重低下が起きているが、パネルの
 コンクリートの損傷を若干伴うもの
 BS: 梁曲げ降伏後、梁のせん断破壊が顕著に
 なり荷重低下が起きているが、PCa打ち
 継ぎ面でせん断すべりを伴うもの

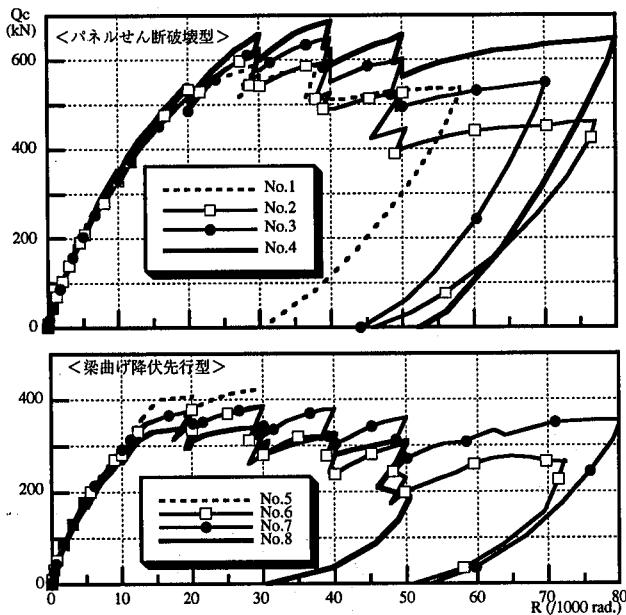


fig. 4 層せん断力-層間変形角関係 (包絡線の比較)
 Skeleton Curve of Load-Displacement Relationships

3.4 パネルのせん断応力度-せん断歪み度関係
 (No.1~4)

パネルのせん断応力度-せん断歪み度 ($\tau_p - \gamma$) 関係の代表例として、No.2 と No.4 を fig. 5 に示す。fig. 5 に示すとおり十字補強鋼板により、せん断耐力が上昇し、靱性能が向上した。ただし、紡錘型の履歴を描くものの、No.1,2 と比べ最大耐力時の変形角及びせん断変形が

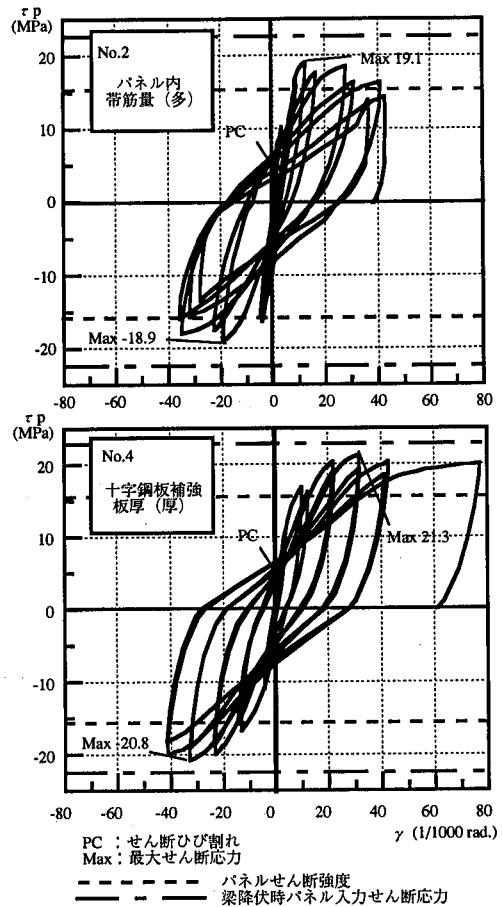


fig. 5 パネルせん断応力度-せん断歪み度 ($\tau_p - \gamma$) 関係
 Panel Shear Stress-Shear Strain Relationships

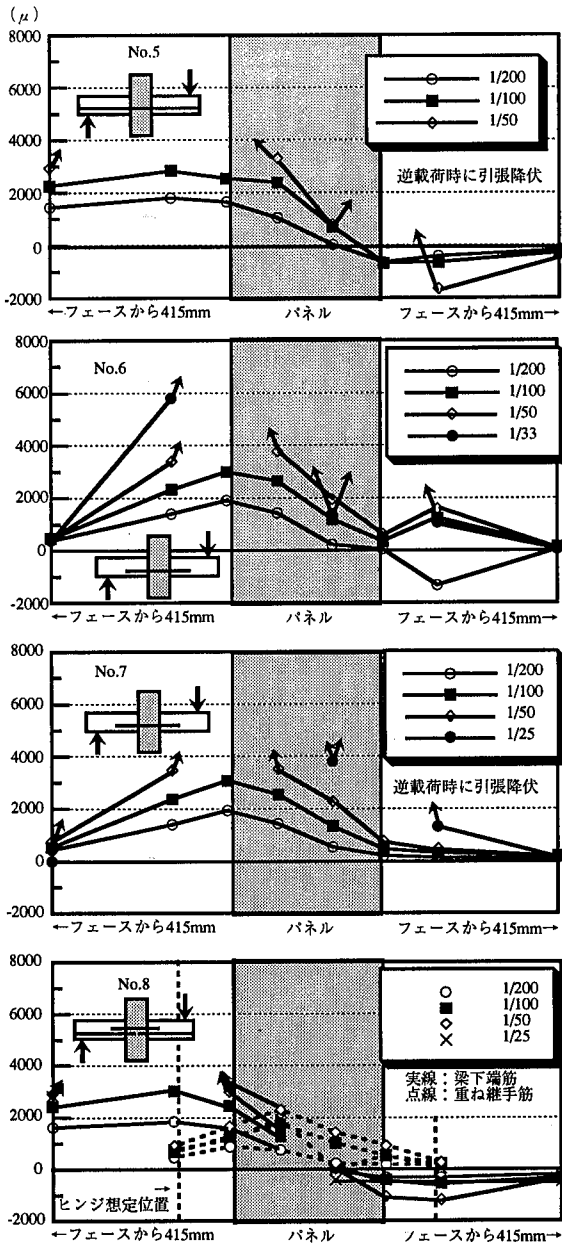


fig. 6 梁主筋歪み分布
Strain Distribution of Lower Rebar

大きい。これは直交する鋼板により、コンクリートが分断され一体性が損なわれたためと思われる。接合部の変形を小さく抑える方法としては、境界面にコッターを設ける等、コンクリートと鋼板の付着を改善することが効果的と考えられる。

3.5 梁主筋付着性状(No.5～8)

3.5.1 梁主筋歪み分布 配筋方法が異なる梁主筋の下端筋に着目する。歪み分布の代表例を fig.6 に示す。

- 1) 通し配筋の No.5 は $R=1/50$ まで圧縮側鉄筋歪みの引張への転化等はなく、良好な付着性状を示した。
- 2) 梁端部重ね継手の No.6, 7 は圧縮側鉄筋で降伏以前に引張歪みが生じている。また、ナットの有無による

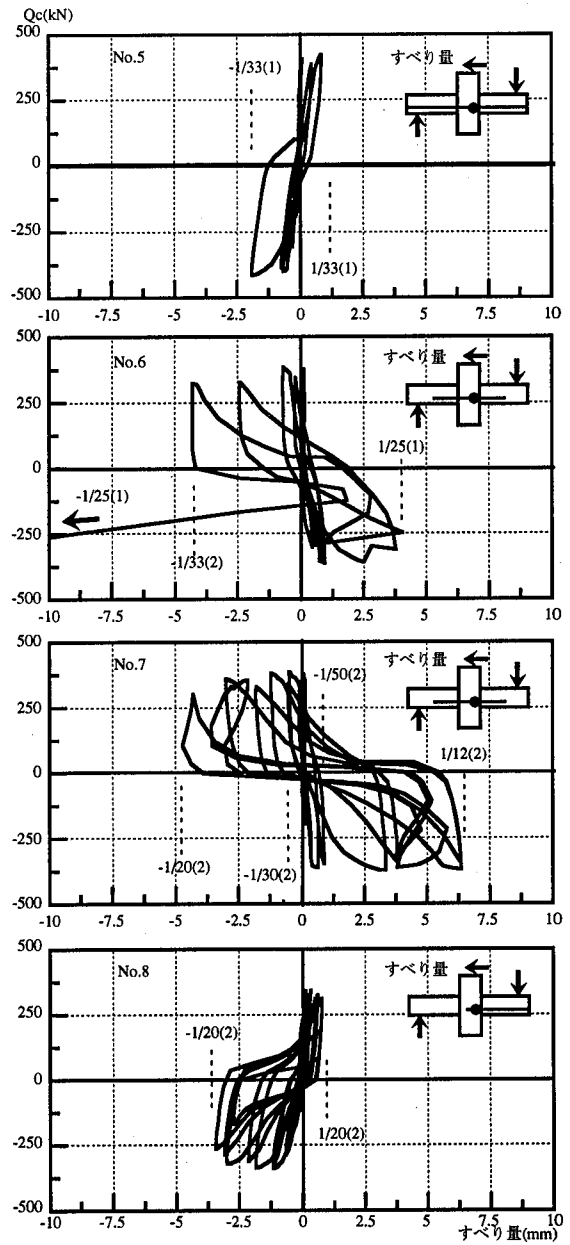


fig. 7 層せん断力-梁主筋すべり量(Qc-S)関係
Load and Slip of Longitudinal Rebar at Beam Relationships

歪み分布の顕著な違いは見られない。

- 3) ヒンジ移動させた No.8 はヒンジ想定位置で主筋が降伏しており、柱フェース側に降伏域が進展していない。また、圧縮側鉄筋歪みは引張に転化していない。

3.5.2 梁主筋すべり量 3.5.1 と同様に下端筋に着目する。層せん断力-梁主筋すべり量(Qc-S)関係を fig.7 に示す。

- 1) No.5 は $R= \pm 1/33$ まですべり量が比較的小さい。
- 2) No.6 は $R= -1/25$ のサイクルですべり量が急激に増大したが、No.7 は $R=1/50$ まで急激な増大はなく、 $R=1/33$ から徐々に大きくなるものの、定着ナットの効果は認められた。
- 3) No.8 は大変形時でもすべり量が急激に増大せず、

他の試験体と比べてすべり量が小さい。ヒンジ位置を移動させたこと、及び重ね継手区間で鉄筋量が多いことにより、付着応力が小さくなったためと思われる。

3.6 等価粘性減衰定数(No.5～8)

等価粘性減衰定数(heq)の推移をfig.8に示す。

- 1) 全試験体とも文献2)で付着性能評価の目安としている”R=1/50rad.で10%”を確保している。
- 2) No.6ではR=1/25でheqが低下しているが、No.7ではこの低下が見られない。これは定着ナットにより大変形時の荷重低下を押さえられたためと思われる。
- 3) No.8ではheqが他より大きい。これはパネル内に降伏域が進展せず、接合部内での付着劣化が抑えられたためと思われる。

4. 十字鋼板補強のパネルのせん断耐力評価

十字鋼板補強のパネルのせん断耐力評価はSRC規準³⁾に基づく累加式(但しRC負担分はNewRC式)を用いる。

$$\tau_u = \left\{ \tau_{uc} \cdot (b_p \cdot D_p - A_s) + \tau_{us} \cdot A_s \right\} / (b_p \cdot D_p) \quad \dots\dots\dots(1)$$

τ_u (パネルせん断強度),
 τ_{uc} (コンクリート負担せん断強度; NewRC式),
 τ_{us} (鋼板負担せん断強度; 短期許容せん断応力度)
 A_s (面内ウェブ鋼板断面積)
 b_p (パネル有効幅; 外周鋼板内法)
 D_p (パネル有効せい; 柱せい)

これによるパネルせん断耐力の実験値/計算値はNo.3で1.03, No.4で1.02であり良い対応を示している。

十字鋼板補強工法のウェブ鋼板がせん断抵抗力を發揮するには、梁主筋の力が、面外ウェブ鋼板から面内ウェブ鋼板へと確実に伝達される必要がある。本工法ではすべり防止ナットで梁主筋と面外ウェブ鋼板及び外周鋼板を固定していること、およびウェブ鋼板が降伏歪みに達していることより、良好な応力の伝達が行なわれていたと思われる。しかし、せん断耐力の定量化には、直交するウェブ鋼板がパネルコンクリートを分断することが応力伝達機構に及ぼす影響などを明らかにすることが必要であろう。

5. まとめ

パネルせん断補強工法と、梁端部で重ね継手する簡易継手工法の開発を目的に、超高強度材料を使用した柱梁接合部の静的正負漸増繰返し実験を行い、以下の知見が得られた。

<高強度材料を使用した接合部の挙動>

- 1) パネル帯筋量のせん断強度に与える影響は少な

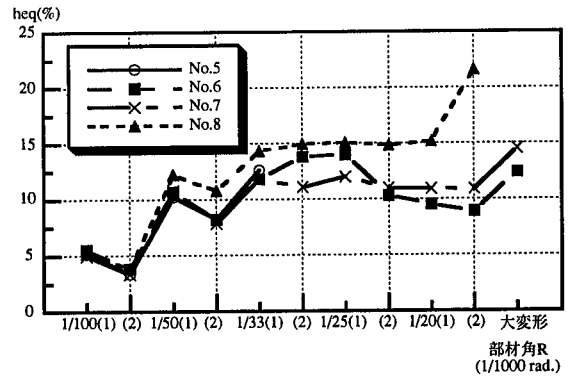


fig. 8 等価粘性減衰定数(heq)の推移
Transition of Equivalent Damping Factor

い。

- 2) 高強度鉄筋(SD685,D19)を梁主筋に用いた試験体はスリップ性状を示すもののR=1/33まで良好な付着性状を示しheqも10%を確保できた。
- 3) NewRC強度算定式の内、ひび割れ強度は若干過大側の評価であったが、せん断強度は安全側評価を、曲げ強度は平均的な評価を得る結果となった。

<十字鋼板補強工法>

- 1) 十字鋼板によるパネルのせん断強度上昇効果とせん断変形の増加が確認された。SRC規準に基づく累加式(RC負担分はNewRC強度算定式)を用いた場合、実験値/計算値は1.02, 1.03となった。

<梁端部重ね継手工法>

- 1) 梁端部で重ね継手をした試験体において、定着長を26dとし、定着ナットを用いた結果、R=1/20という大変形時でも等価粘性減衰定数10%を確保できた。
- 2) ヒンジ位置移動型の梁端部重ね継手工法はR=1/20までパネルへの損傷が進展することはなく、良好な履歴性状が得られた。

なお今後の検討課題として以下のことが挙げられる。

- 1) 十字鋼板補強工法のパネルせん断応力伝達機構を明確にしたせん断耐力評価法の検討。
- 2) 梁端部重ね継手工法の付着割裂強度の評価及び、定着ナットの定着効果の評価。

参考文献

- 1) 総プロ・NewRC研究開発概要報告書(平成5年度)
- 2) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート建造物の終局強度型耐震設計指針・同解説
- 3) 日本建築学会, 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- 4) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説