

# 論文 高強度材料を用いた RC 柱梁接合部の力学的性状に関する 実験的研究

川合 拓<sup>\*1</sup>・木村秀樹<sup>\*2</sup>・岩田昌之<sup>\*3</sup>・渡井富喜男<sup>\*4</sup>

**要旨：**高強度材料(Fc60,Fc80,SD490)を用いた RC 柱梁接合部の力学的性状を明らかにするために繰り返し載荷実験を行った。実験変数はコンクリート強度(Fc60,Fc80), 形状(十字型, ト型)そして軸力(定軸力, 変動軸力;  $0 \sim 2/3 B_c D_c \sigma_B$ )である。また梁曲げ降伏時の接合部せん断応力度は十字型の試験体が  $\tau = 1.57 \sqrt{F_c}$  (MPa) =  $5 \sqrt{F_c}$  (kgf/cm<sup>2</sup>), ト型の試験体が  $\tau = 0.6 \times 1.57 \sqrt{F_c}$  (MPa)程度である。その結果, Fc80 で変動軸力を載荷したト型の試験体は 44/1000rad の変形で接合部の軸方向変形が進み耐力が大きく低下したが, 他の試験体は 50/1000rad の変形まで安定した挙動を示した。

**キーワード：**高強度コンクリート, 高強度鉄筋, 柱梁接合部, 限界変形, 変動軸力

## 1. はじめに

一般的なラーメン架構の終局状態で求められる柱梁接合部の性能は, 梁降伏後の架構の変形に対して脆性的な破壊を生じないことである。柱梁接合部の脆性的な破壊は, せん断応力度と付着応力度, 軸方向応力度等が大きい場合に生じると考えられるが, なかでも柱軸力に対する高層 RC 造建物の設計クライテリア(例えば,  $N = 2/3 B_c D_c \sigma_B$ ;  $B_c$ : 柱幅,  $D_c$ : 柱せい,  $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度)程度の高軸力下における柱梁接合部の性状は明らかではない。ここでは大きな変動軸力( $N = 0 \sim 2/3 B_c D_c \sigma_B$ )と試験体形状が高強度材料を用いた RC 柱梁接合部の力学的性状に与える影響に注目して実験を行った。

## 2. 実験概要

試験体の一覧を表 1 に示す。試験体は実大の 1/2 スケールであり十字型接合部 2 体とト型接合部 3 体である。コンクリート設計基準強度は Fc60 と Fc80 の 2 種類であり Fc60 の試験体は梁の断面形状が扁平( $D/B = 0.69$ )である。なお柱せいは I6C を除き梁主筋径の 20 倍以上としている。

柱・梁とも主筋に D22 の高強度鉄筋 SD490, 横補強筋に公称直径 6.4mm の 13000kgf/cm<sup>2</sup> 級溶接閉鎖型異形 PC 鋼線を用いた。接合部の横補強筋には直径 5mm の 8000kg/cm<sup>2</sup> 級の溶接閉鎖型 PC 鋼線を用いた。

表-1 試験体一覧

試験体名	I8C	I6C	O8C	O8V	O6V
試験体形状	十字型		ト型		
$\sigma_B$ (MPa)	80	60	80		60
軸力比 $\eta$	0.20		0.125	2/3-0	2/3-0
柱B×D(mm)	475×475	475×425	475×475		
柱主筋 ( $p_g$ %)	16-D22 (2.74)	12-D22 (2.30)	16-D22 (2.74)		12-D22 (2.06)
柱帯筋 ( $p_w$ %)	4-U6.4@65 (0.39)				
接合部帯筋 ( $p_w$ %)	5×4-S5 (0.25)	3×4-S5 (0.25)	5×4-S5 (0.25)		3×4-S5 (0.22)
梁B×D(mm)	325×450	425×295	325×450		425×295
梁主筋* ( $p_t$ %)	5+4-D22 (2.82)	5+2-D22 (2.75)	5+3-D22 (2.51)		7-D22 (2.50)
梁肋筋 ( $p_w$ %)	4-U6.4@75 (0.49)				

$\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度,  $\eta$ : 柱軸応力度/ $\sigma_B$   
 $p_g$ : 柱全主筋比,  $p_w$ : せん断補強筋比  
 $p_t$ : 引張鉄筋比 \* : 梁はすべて複筋比 1.0

\*1 榊竹中工務店 技術研究所生産研究開発部, 工修 (正会員)  
 \*2 榊竹中工務店 技術研究所生産研究開発部, 工博 (正会員)  
 \*3 榊竹中工務店 東京本店設計部構造課, (正会員)  
 \*4 榊竹中工務店 東京本店設計部構造課

梁の主筋量は、文献[1]を参考にして梁の曲げ降伏時の接合部のせん断応力度が十字型で式(1)に、ト型でその0.6倍になるように決定した。

$$\begin{aligned} \tau &= 5\sqrt{F_c} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ &= 1.57\sqrt{F_c} \text{ (MPa)} \end{aligned} \quad (1)$$

なお、表1の接合部横補強筋比は  $p_w = \Sigma a_w / B_c j$  ( $a_w$ : 横補強筋断面積,  $B_c$ : 柱幅,  $j$ : 梁の応力中心間距離) により求めた。

試験体配筋詳細図を図-1に示す。ト型試験体の梁主筋定着はUアンカーとし、定着部水平投影長さは柱せいの3/4とした。なお直交梁は特に設けていない。

試験体は反力フレームに組み込まれ梁端にピンを介してジャッキを取り付け正負交番繰り返

し加力をした。加力サイクルは層間変形角で制御し  $2 \cdot 3.3 \cdot 5 \cdot 7.5 \cdot 10 \cdot 15 \cdot 20 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 70$  (1/1000rad)となるようにした。ただし、10~50(1/1000rad)のサイクルはそれぞれ2回繰り返した。十字型試験体には定軸力 ( $N=0.2B_c D_c \sigma_B$ )、ト型試験体のうち2体には高レベルの変動軸力 ( $N_{max}=2/3B_c D_c \sigma_B$ )、残りの1体には定軸力 ( $N=1/8B_c D_c \sigma_B$ ) を加えた。変動軸力は図2に示すように層

せん断力に比例して載荷した。試験体に用いた高強度コンクリートは混和材としてシリカフェームを使用し (Fc60・Fc80ともに置換率10%)、Fc60は水結合材比 W/B=37%、Fc80は W/B=27% である。使用した材料の試験結果を表2に示す。

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 試験経過と荷重変形関係

層せん断力と層間変形角の関係を図-3に示す。点線は梁曲げ降伏時層せん断力の計算値を示す。本実験ではすべての試験体で梁の曲げ降伏が生じた。

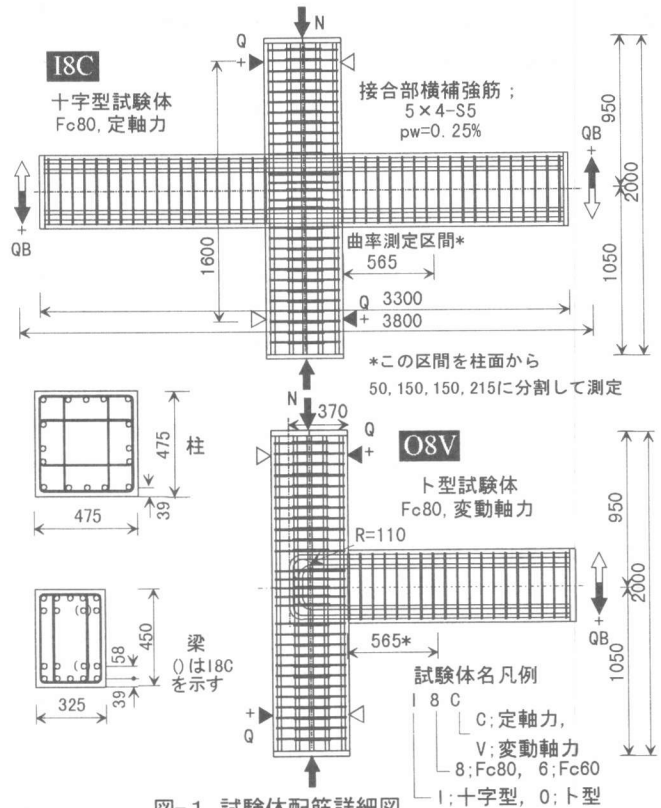


図-1 試験体配筋詳細図

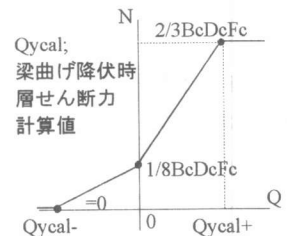


図-2 軸力と層せん断力の関係

表-2 材料試験結果

#### a. コンクリートの実験時材料試験結果

試験体	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 ( $10^4$ MPa)	ポアソン比	割裂強度 (MPa)
18C	85.5	3.916	0.215	4.8
16C	66.1	3.322	0.211	4.8
08C	80.0	3.856	0.216	5.3
08V	88.1	3.867	0.218	5.1
06V	68.9	3.491	0.204	4.9

#### b. 鉄筋の機械的性質

	降伏強度 (MPa)	最大強度 (MPa)	ヤング係数 ( $10^5$ MPa)	伸び率 (%)
柱・梁主筋 D22	522	696	2.013	17.4
接合部横補強筋 S5	928 <sup>*1</sup>	1014	2.218	16.2
帯筋・肋筋 U6.4	1365 <sup>*1</sup>	1481	2.103	10.4

\*1は0.2%オフセット耐力

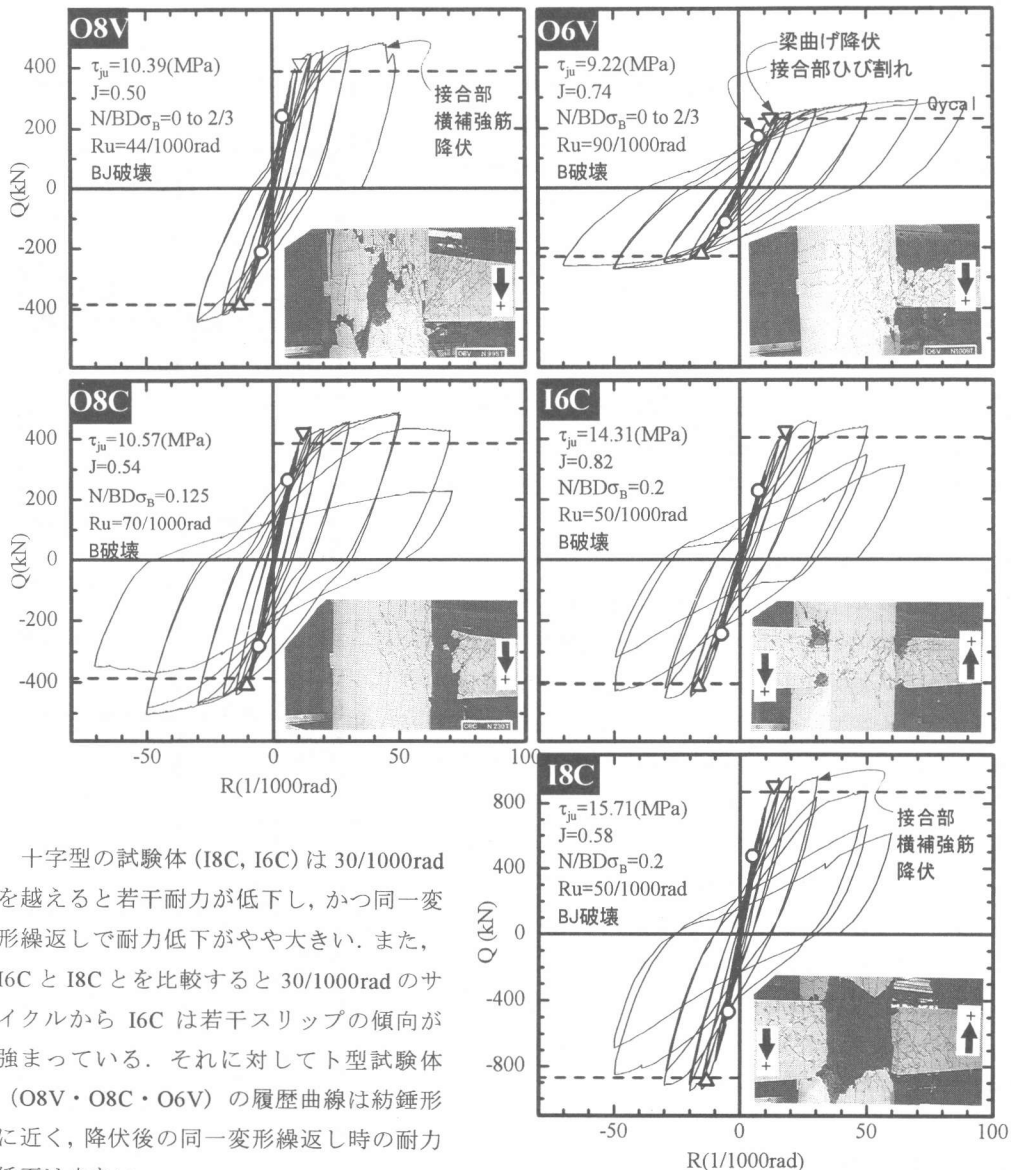


図-3 層せん断力と層間変形角の関係

十字型の試験体 (I8C, I6C) は 30/1000rad を越えると若干耐力が低下し、かつ同一変形繰返しで耐力低下がやや大きい。また、I6C と I8C とを比較すると 30/1000rad のサイクルから I6C は若干スリップの傾向が強まっている。それに対してト型試験体 (O8V・O8C・O6V) の履歴曲線は紡錘形に近く、降伏後の同一変形繰返し時の耐力低下は少ない。

十字型の I8C は曲げ降伏後の接合部の損傷が著しく 30/1000rad のサイクルで接合部のかぶりコンクリートが剥離したが、扁平梁の I6C は接合部に亀裂は生じたものの損傷は少なかった。このことから破壊モードを I8C は梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊 (BJ 破壊)、I6C は梁の曲げ破壊 (B 破壊) と判断した。ト型の試験体については軸力一定の O8C は接合部のひび割れが梁降伏後にはほとんど進展せず、かぶりコンクリートの剥離もなかった (B 破壊)。それに対し変動軸力の O8V は 50/1000rad を目指して加力中に接合部のかぶりコンクリートの剥離が生じ、44./1000rad で柱の軸方向の変形が急激に増大し耐力が低下したので加力を中止した (3. 5 参照)。なお接合部左下では柱主筋の座屈も観察された (BJ 破壊)。同じく変動軸力で扁平梁の O6V は接合部のかぶりコンクリートの剥離は生じず、軸変形の急激な進行も生じなかった (B 破壊)。

### 3. 2 変形成分

各第1サイクルピーク時の層間変形角  $R$  を接合部のせん断変形成分  $R_s$  と梁の曲げ変形成分  $R_f$ 、その他の変形成分  $R_o$  に分離した結果を図-4に示す。 $R_s$  は接合部の対角相対変位から、 $R_f$  は梁の曲率からそれぞれ算出し、 $R_o$  は  $R$  から  $R_s$  と  $R_f$  を差し引いて求めた。十字型の I8C と I6C を比較すると、全体的に I8C の方が  $R_s$  が  $R$  に占める割合が大きいが、特に 30/1000rad を越えると  $R_s$  成分の増大が著しい。これは I8C は 30/1000rad で接合部のかぶりコンクリートが剥離し、I6C より接合部の損傷が大きかったことと対応している。一方ト型で定軸力の O8C の  $R_s$  は全体の 5%程度であり大変形時にも一定の傾向にあるが、変動軸力を加えた O6V と O8V の  $R_s$  は正加力時（圧縮軸力時）に微小で、負加力時（軸力 0）には 10~20%程度と正負でその割合が異なる。

### 3. 3 梁主筋の抜け出し

各加力サイクル1回目ピークの梁主筋の接合部からの抜け出し量を図-5に示す。抜け出し量は梁端部主筋に溶接したボルトの絶対変位から接合部の剪断変形を差し引いて求めた。十字型の I8C と I6C を比較すると、I6C は 30/1000rad 以上の変形で圧縮側の鉄筋の移動量（めり込み量）が増大している。これは主筋の付着劣化が生じたためであり、このことは後述する梁主筋の歪み分布からも確認できる。I6C の履歴が大変形時にスリップの傾向にあるのはこの付着劣化が原因である。

ト型で変動軸力を加えた O8V は定軸力の O8C と較べると、梁降伏以前（10/1000rad 以下）では正加力時（圧縮軸力）の抜け出し量は負加力時の抜け出し量より小さく約 50%程度であった。O6V も同様であった。

### 3. 4 鉄筋の歪み

十字型の梁主筋の歪み分布を図6に示す。扁平梁の I6C は I8C と比較すると 30/1000rad で付着応力が減少し主筋の引張応力領域が接合部より大きくなっている。これは、前述した主筋のめり込み量の増大と対応している。

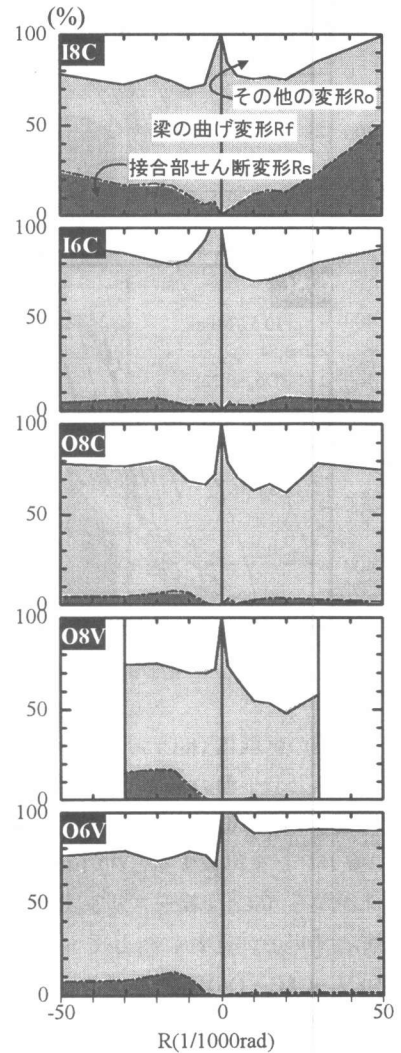


図-4 各変形成分の割合

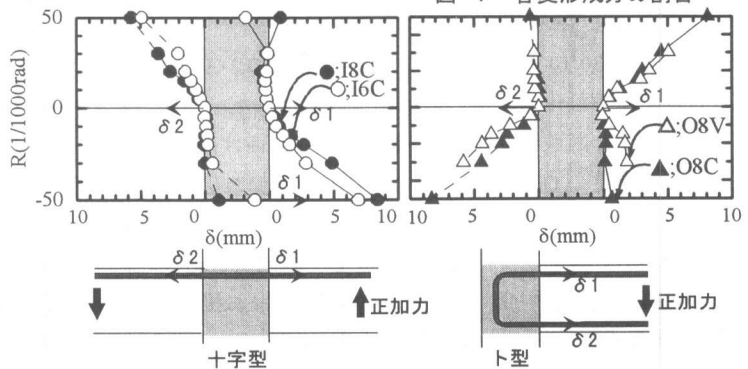


図-5 主筋抜け出し量

接合部横補強筋の歪みは I8C が 30/1000rad で降伏歪みに達したのに対して I6C は最大で 2000 $\mu$  程度であった。ト型で変動軸力の O8V の接合部横補強筋の歪みは 15/1000rad から定軸力の O8C より若干大きくなっており、44/1000rad で一部降伏した。O8C の接合部横補強筋の歪みは最大で 3500 $\mu$  程度であり、O6V については最大歪みが 2000 $\mu$  程度であった。

柱主筋については次に述べる柱の軸歪みが最終的に 0.2% を超えた I8C・O8V・O6V は圧縮降伏がみられた。3 体とも圧縮降伏は 50/1000rad のサイクルで接合部付近で生じた。

### 3. 5 柱の軸力と軸方向変形

変動軸力を加えた試験体 (O8V, O6V) の軸力と柱反曲点間の軸方向歪みの関係を図 7 に示す。O8V は、15/1000rad サイクル最大荷重時に軸方向歪みが約 0.5% まで進んだため、その後の加力では最大軸力を  $0.5B_c D_c \sigma_B$  に引き下げた。最終的には 50/1000rad を目指して加力中に再び軸方向に変形が増大し接合部の損傷が一気に進展したため水平力の加力を中止した。一方、同じ軸力レベルで梁が扁平である O6V は軸方向に 0.25% 程度の歪みが生じているが急激な軸方向歪み増大はなかった。

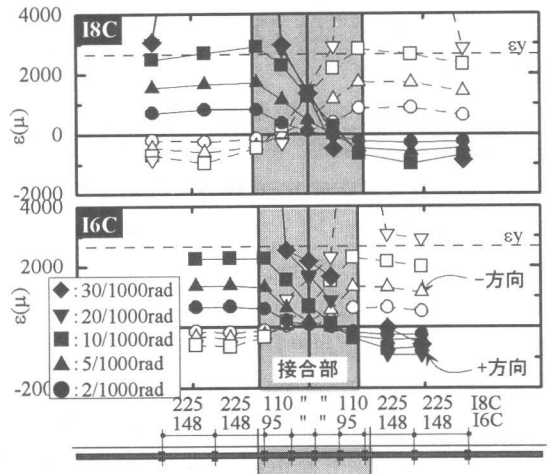


図-6 主筋の歪み分布

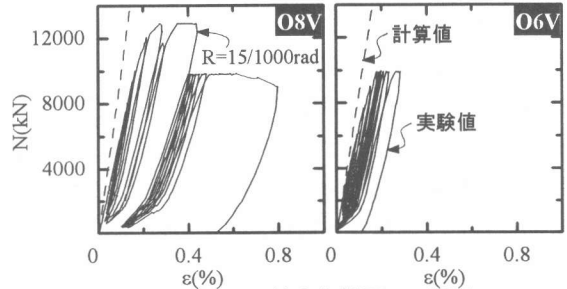


図-7 軸力と軸歪みの関係

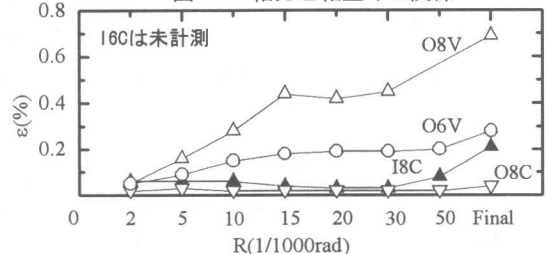


図-8 層間変形角と軸歪みの関係

図 8 に各試験体の各正サイクルピーク時の軸方向歪みを示す。ト型で定軸力の O8C は軸歪みが 0.05% 程度で一定であるが、十字型の I8C は定軸力であるにもかかわらず 30/1000rad から軸歪みが増大し最終的には 0.2% を超えている。これは前述したように接合部の損傷が進展したためである。

### 3. 6 等価粘性減衰定数

各正サイクル時の等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  の推移を図 9 に示す。ト型の試験体の  $h_{eq}$  は十字型よりも大きく 20/1000rad ではト型の  $h_{eq}$  は 10% を超えている。十字型の I6C と I8C を比較すると、I6C は梁主筋の付着性状の劣化により  $h_{eq}$  は I8C を下回っており、20/1000rad のサイクルで 7% 程度となっている。ちなみに文献[2]による付着指標  $\mu$  は I8C が  $\mu=8.4$ 、I6C が  $\mu=10.6$  である。

### 3. 7 実験結果と諸強度式との比較

表 3 に実験結果と諸強度の計算値との比較を示す。接合部せん断ひび割れ強度計算値  $\tau_{jucal}$  は軸

力 $\sigma_0=0.2\sigma_B$ 程度まではよく対応している。十字型試験体 (I8C, I6C) の最大せん断応力度 $\tau_u$ は式(1)を上回り限界変形 $R_u$ も50/1000rad以上であることから、直交梁がなく接合部横補強筋比が $p_w=0.2\%$ 程度であっても式(1)の適用が可能といえる。また、本実験ではト型で定軸力の場合 $\tau_u$ が式(1)の0.6倍程度のレベルで(文献[2]による十字型とト型の強度式の比率に相当)50/1000radの変形が確保しえた。ただし、 $2/3B_cD_c\sigma_B$ 程度までの大きな変動軸力を受ける場合には、O8Vのように接合部の破壊が進行し耐力の失われる可能性がある。これはせん断力による圧縮ストラットと軸方向応力度との組み合わせにより接合部のコンクリート有効強度が低下するためと思われる。またJ指標(文献[3])はすべての試験体が1.0以下であり梁降伏先行という試験体の破壊モードを評価している。

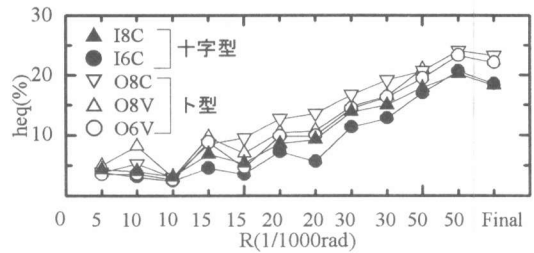


図-9 層間変形角と等価粘性減衰定数

表-3 実験結果

	I8C	I6C	O8C	O8V	O6V
$K$ (kN/cm)	1057	423	656	794	268
$Q_{jer}$ (kN)	475	228	258	238	168
$\tau_{jer}$ (MPa)	7.70	6.91	5.61	5.18	5.36
$\tau_{jrcal}$ (MPa)	-	-	-	-4.61	-3.61
$\tau_{jrcal}$ (MPa)	7.58	6.53	6.01	11.44	9.75
$Q_y$ (kN)	909	424	421	413	232
$Q_{ycal}$ (kN)	887	415	394	394	232
$Q_u$ (kN)	964	456	487	478	289
$\tau_u$ (MPa)	15.71	14.31	10.57	10.39	9.22
$\tau_u/\sigma_B^{0.5}$ (MPa)	1.70	1.76	1.18	1.11	1.11
$R_u$ (1/1000rad)	50	50	70	44	90
$J$	0.58	0.82	0.54	0.50	0.74
破壊モード	BJ	B	B	BJ	B

$K$ : 層剛性実験値,  $Q_{jer}$ : 接合部ひび割れ荷重実験値

$Q_y$ : 梁降伏時層せん断力実験値,  $Q_u$ : 最大強度実験値

$Q_{ycal}$ : 梁降伏時層せん断力計算値 ただし,  $M_y=0.9a_s\sigma_y d$

$R_u$ : 限界変形(耐力が $Q_u$ の80%に低下した変形),  $J$ : J指標

B破壊: 梁曲げ破壊, BJ破壊: 梁降伏後接合部破壊

$\tau_{jy}=(T_y-Q_{ycal})/B_jD_j$ ,  $T_y$ : 梁主筋降伏引張力

$B_j$ : 接合部有効幅(文献[2]),  $D_j$ : 接合部有効せい(文献[2])

$\tau_{jer}=Q_{jer}/Q_{ycal} \times \tau_{jy}$ ,  $\tau_u=Q_u/Q_{ycal} \times \tau_{jy}$

$\tau_{jrcal}=\sqrt{\sigma_t^2+\sigma_t\sigma_0}$  ただし,  $\sigma_t=\sigma_B^{0.5}$ (kg/cm<sup>2</sup>),  $\sigma_0=N/B_cD_c$

#### 4. まとめ

高強度材料を用いたRC柱梁接合部の実験を行い次のことが明らかになった。

- すべての試験体で梁降伏が先行し、ト型で変動軸力を加えたO8V以外の試験体は限界変形 $R_u$ が50/1000radを上回った。
- ト型で定軸力 $1/8BD\sigma_B$ を加えたO8Cは50/1000radまで安定した挙動を示したが、変動軸力(0~ $2/3BD\sigma_B$ )を加えたO8Vは44/1000radで柱軸方向の変形が急激に増大して耐力が低下した。一方、扁平な梁を有し変動軸力を加えたO6Vは90/1000radまで安定した履歴特性を示した。
- 十字型の試験体について、直交梁がなく接合部横補強筋比が $p_w=0.2\%$ 程度( $p_{ww}\sigma_y=2.3\text{Mpa}$ 程度)でも梁曲げ降伏時せん断応力度が式(1)程度であれば限界変形 $R_u=50/1000\text{rad}$ を確保しえる。

課題として、現状の設計ではせん断応力度と付着応力度で接合部の強度が規定されているが、大きな軸力が作用するときには軸力に応じて柱梁接合部に入力されるせん断応力度を制限する等の設計クライテリアが必要と思われる。

<参考文献>

- [1]菅野俊介, 長島俊雄, 木村秀樹, 市川敦史: 高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた十字型柱・梁接合部の実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集第423号, pp.147-158, 1991.5
- [2]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・同解説, 日本建築学会, 1990
- [3]総プロ NewRC 構造性能分科会: 構造性能分科会報告書, pp.IV-5, 1992