

論文

[2098] 高強度材料を用いた RC 内柱梁接合部の主筋付着性状と復元力特性

林和也\*1・寺岡勝\*2・A.A.MOLLIICK\*3・狩野芳一\*4

1 はじめに

近年、RC造の高層化、スパンの拡大、断面縮小などの要求に伴い、高強度材料が用いられるようになってきた。この結果、接合部のせん断応力度レベルや主筋の付着応力度レベルが高くなり、架構の耐震性能を低下させる危険性が増してきている。接合部内主筋（特に梁主筋）の付着性能は、主筋の接合部からの抜け出しのみならず、接合部パネルのせん断耐力とも密接な関係があり、結果として架構の復元力特性に大きな影響を与える。

この点に関連して、接合部内梁主筋の平均付着応力度などマクロな付着性能が、架構の復元力特性に及ぼす影響を、部分架構の加力実験に基づき復元力特性の優劣を大略分類することにより調べた研究[1]、接合部内主筋の局部付着応力度( $\tau$ )とすべり(S)関係をモデル化して解析により復元力特性との関係を調べた研究[2]等がある。後者の場合、部分架構の実験では、接合部内主筋の $\tau$ -S関係が旨く測定できないなどの理由により、接合部内の梁主筋を模した主筋の押し引き実験で求めた $\tau$ -S関係をモデル化して用いている。しかし、これは、接合部内主筋の $\tau$ -S関係に及ぼす各種要因を十分に評価しているとは言い難く、検討の余地があると思われる。

一方、接合部パネルのせん断耐力に及ぼす主筋付着性能の影響を直接考慮した研究には、上村ら、Paulayらなどの研究がある[3][4]。しかし、これらの研究は、極めて限られた実験データに基づき評価されたもので、条件が種々異なる場合についても検討が必要であると思われる。

このような背景を考慮し、本研究では、内柱梁接合部内の梁主筋の付着性能が架構の復元力特性および接合部パネルのせん断耐力に与える影響を究明するための基礎資料を得ることを目的とし、特に高強度材料を用いた内柱梁接合部部分架構について加力実験を行った。

尚、本研究の成果の一部は、文献[5]に発表している。

2 実験概要

2.1 試験体および使用材料

試験体は、実物に対し約 $\frac{1}{2}$ 縮尺寸法の11体で、その諸元を表1に、試験体形状、断面・配筋詳細例を図1、図2にそれぞれ示す。

主な実験因子は、コンクリート強度、梁主筋付着応力度レベル( $\mu = \sigma_y \cdot d_b / (D_c \cdot \sqrt{\rho \sigma_B})$ )と梁曲げ耐力時の接合部せん断応力度レベル( $\tau_{pbu}$ )である。

11体の内 N043~N050の8体は、コンクリートの設計基準強度 $F_c$ を  $500 \text{ kg/cm}^2$ に、HN08~HN10の3体は、 $F_c = 900 \text{ kg/cm}^2$ に想定した。建築学会梁曲げ耐力略算式による耐力時の接合部せん断応力度 $\tau_{pbu}$ は、およそ75, 110,  $160 \text{ kg/cm}^2$ の3グループに設定し、それぞれのグループ内で梁主筋の降伏点( $\sigma_y$ )、径、本数を変え、 $\mu$ の値を変化させた。梁主筋は、 $\sigma_y = 3.9 \text{ t/cm}^2$ の普通強度から

- |    |              |            |          |         |
|----|--------------|------------|----------|---------|
| *1 | (株)フジタ 技術研究所 | 建築研究部      | 主任、      | (正会員)   |
| *2 | (株)フジタ 技術研究所 | 建築研究部      | 主席研究員、工修 | (正会員)   |
| *3 | (株)フジタ 技術研究所 | 建築研究部、     |          | 工博(正会員) |
| *4 | 明治大学教授       | 理工学部 建築学科、 |          | 工博(正会員) |

表1 試験体諸元

グループ		I				II				III			
試験体		NO43	NO44	NO45	NO46	NO47	NO48	NO49	NO50	HN08	HN09	HN010	
コンクリート		Fc=500 kg/cm <sup>2</sup>								Fc=900 kg/cm <sup>2</sup>			
梁	上下共 p <sub>c</sub> (%)	4-D19 1.08	4-HD16 0.75	4-HD22<2-HD22> 1.46 <0.73>	2-UD19 0.54	6-D19 1.69	4-HD19 1.08	5-HD22<3-HD22> 1.82 <1.09>	3-UD19 0.81	6-D22 2.28	4-HD22 1.45	4-UD19 1.08	
	Q <sub>t</sub> ・b <sub>0</sub> σ <sub>y</sub>	44.8	50.6	94.6 <47.3>	50.2	67.2	75.5	118.2 <70.9>	75.3	99.8	94.6	100.5	
	U <sub>b</sub> /J <sub>p</sub> σ <sub>B</sub>	3.94	5.41	7.14	8.84	3.94	6.65	7.14	8.84	3.84	5.47	6.76	
肋筋	端部 D <sub>b</sub>	□-D6@75 (p <sub>w</sub> =0.57%)			□-D10 @ 85 (0.56)	□-HD6@100 (0.43)			□-HD6 @ 75 (0.43)	□-HD6@75 (0.57)			
	その他	□-D6@100 (p <sub>w</sub> =0.43%)		□-D10@110 (0.43)	□-HD6@120 (0.36)		□-HD6@90 (0.36)		□-HD6@90 (0.47)				
柱全主筋		12-D19 (p <sub>g</sub> =2.15%, c <sub>p</sub> t=0.72%)				12-HD19 (p <sub>g</sub> =2.15%, c <sub>p</sub> t=0.72%)							
帯筋		□-D10@50, p <sub>w</sub> =0.71%								□-D8@50, p <sub>w</sub> =1.0%			
接合部		τ <sub>pbu</sub>	71.6	80.9	112.9	80.3	108.2	120.7	169.4	120.4	160.9	150.8	160.6

共通 階高×スパン：H×L=200×300 [cm×cm]。梁断面：b<sub>b</sub>×D<sub>b</sub>=30×40 [cm×cm]。柱断面：b<sub>c</sub>×D<sub>c</sub>=40×40 [cm×cm]。  
軸圧：σ<sub>0</sub>=0.2Fc (=100kg/cm<sup>2</sup> [グループ I, II], =180kg/cm<sup>2</sup> [グループ III])。柱帯筋：□-D10@100, p<sub>w</sub>=0.71%

注) 表中NO45, NO49は接合部および梁端40cm間の値を<外>に、梁中央の値を<内>に示す。単位 Q<sub>t</sub>・b<sub>0</sub>σ<sub>y</sub> [ton], U<sub>b</sub>=(b<sub>0</sub>σ<sub>y</sub>・d<sub>b</sub>)/(2D<sub>c</sub>), τ<sub>pbu</sub>: 建築学会梁曲げ耐力略算式による曲げ耐力時の接合部せん断応力度 [kg/cm<sup>2</sup>] τ<sub>pbu</sub>=(2M<sub>bu</sub>/j<sub>b</sub>・Q<sub>cbu</sub>)/(t<sub>p</sub>・j<sub>c</sub>), M<sub>bu</sub>=0.9Q<sub>t</sub>・b<sub>0</sub>σ<sub>y</sub>・d<sub>b</sub>, Q<sub>cbu</sub>=M<sub>bu</sub>/l×L/H, t<sub>p</sub>=(梁幅+柱幅)/2, l=134.5cm (但し、梁端補強試験体NO45, NO49はl=90cmとした)

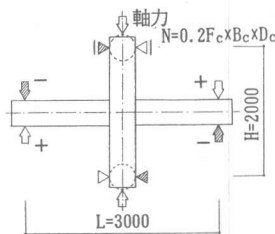


図1 試験体形状

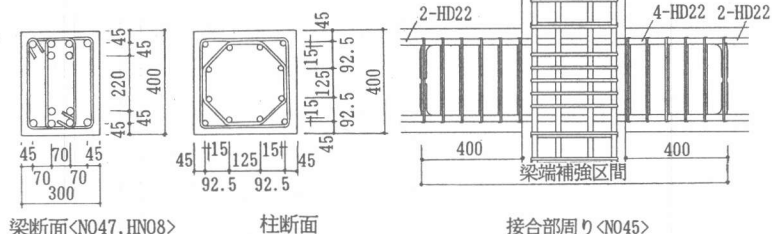


図2 断面・配筋詳細例

b<sub>0</sub>σ<sub>y</sub>=8.75t/cm<sup>2</sup> の高強度まで用いた。実際の材料強度を用いた μ の値は、7.9~17.7の範囲にある。NO45, NO49は、接合部内及び梁端 1 D<sub>b</sub>区間の梁主筋量を増し、梁ヒンジ域を接合部から遠ざけた試験体で、これにより接合部内の梁主筋が降伏しない場合について梁主筋の付着性状が力学性状に与える影響を調べる。

表2にコンクリート、表3に鉄筋の力学的性質をそれぞれ示す。コンクリートは、いずれも平打ちし、柱と接合部間は打ち継いだ。

### 2.2 実験方法

加力は、図1に示すように上下柱をピンおよびローラーで支持した状態で、一定の軸圧 (σ<sub>0</sub>=0.2Fc) を与えつつ、左右の梁に逆対象の荷重を加えた。繰り返し载荷の制御は、層間変形角R<sub>T</sub>で行った。

図3に接合部内中央 (D<sub>c</sub>/2) での梁主筋のすべり量S<sub>c</sub>の計測方法を示す。このS<sub>c</sub>を基準に、接合部内梁主筋の測定ひずみ度より鉄筋の伸び量を計算し、接合部コンクリートは変形しないものと仮定して

表2 コンクリートの力学的性質

グループ	適用箇所	圧縮強度 σ <sub>B</sub>	同左歪度 ε <sub>B</sub>	ヤング係数 E <sub>B</sub> /4	ポアソン比 ν	割裂強度 σ <sub>st</sub>
I	梁	553	0.267	293	0.143	34.9
	接合部					
II	柱	554	0.279	314	0.149	43.2
	梁					
III	接合部	944	0.321	392	0.199	53.7
	柱					

単位 σ<sub>B</sub>, σ<sub>st</sub>: [kg/cm<sup>2</sup>], E<sub>B</sub>: [t/cm<sup>2</sup>], ε<sub>B</sub>: [%]

表3 鉄筋の力学的性質

種類	降伏点 σ <sub>y</sub>	ヤング係数 E	引張強さ σ <sub>t</sub>	伸び [%]
HD22*	6.11	2040	7.98	16.0
D22	4.30	2100	6.03	25.7
UD19*	8.75	2031	9.92	8.8
HD19*	6.58	2035	8.65	15.0
D19	3.90	1897	5.53	23.2
HD16	6.36	1832	8.43	15.8
D10	3.54	1787	5.01	17.4
HD8**	8.13	1943	10.08	15.0
HD6**	7.77	1828	9.69	14.1
D6	3.18	1580	4.39	29.3

注) \* はネジ鉄筋、\*\*は0.2%オフセット法による値  
単位 σ<sub>y</sub>, E, σ<sub>t</sub>: [t/cm<sup>2</sup>]

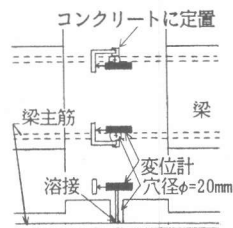


図3 梁主筋のすべり量の測定方法

$S_c$ に補正することにより接合部端および各々の区間での梁主筋のすべり量(S)を求める。

### 3 実験結果とその検討

#### 3.1 実験結果の概要

表4に主な実験結果の一覧を示す。梁の曲げ耐力については計算値との比較も併せて示す。図4に柱せん断力( $Q_c$ )－層間変形角( $R_T$ )関係履歴曲線の例、図5に接合部周りのひび割れ状況例、図6に梁せん断力( $Q_b$ )－梁鉛直ずれ量( $\delta_v$ )関係履歴曲線の例、図7に左右梁せん断力の平均値( $\bar{Q}_b$ )－ $S_c$ 関係履歴曲線例、また、図8に等価粘性減衰定数 $h_{e,q}$ をグループ別に比較して示す。

#### 3.2 破壊モードと復元力特性

総ての試験体は、梁主筋が曲げ引張降伏した後、最大耐力に至っている。梁主筋降伏時の $R_T$ は、主筋が高強度になるほど、また、その量が多い試験体ほど大きくなる傾向にあった。最大耐力の実験値は、建築学会略算式による梁曲げ耐力値に対し1.00～1.27で、

総て上回った。

最終的な破壊モードは、 $\tau_{pbu}$ 及び $\mu$ のレベルによって差が生じた。破壊モードは、パネルのせん断変形量、梁主筋のすべり量、ひび割れ状況により判断した。 $\tau_{pbu} \approx 75 \text{ kg/cm}^2$ のグループIの内、 $\mu$ のレベルの低いN043, N044は、F型であり、その高いN046( $\mu = 17.7$ )は、FB型であった。F型の試験体は、

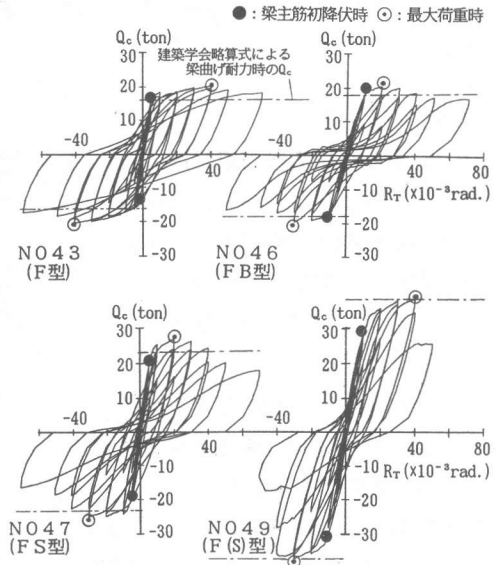


図4  $Q_c$ - $R_T$ 関係履歴曲線例

表4 実験結果概要一覧 (正負平均)

単位:  $Q$ [ton],  $\sigma, \tau$  [kg/cm<sup>2</sup>],  $R, \gamma$  [x10<sup>-3</sup>rad.]

試験体	は		り					接合部			破壊モード			
	左右	主筋降伏時		最大荷重時			最大荷重時							
		実験値	実計1	実験値	実計2	実計3	実験値	$\tau_{pb}$	鉄筋					
N043	左	10.3	3.47	0.97	13.4	37.1	1.26	1.18	96.0	5.61	.163	上下	105	4.47
	右	9.85	3.05	0.93	13.4	36.8	1.26	1.18						
N044	左	11.1	6.00	0.92	14.9	32.9	1.24	1.17	106.9	4.98	.182	上下	133	5.66
	右	11.8	6.37	0.98	15.0	36.6	1.25	1.18						
N045	左	16.3	14.4	0.97	17.9	34.6	1.07	1.00	126.9	2.82	.216	上下	103	4.38
	右	16.4	13.9	0.98	17.7	29.0	1.05	0.99						
N046	左	12.1	10.1	1.01	13.4	24.9	1.12	1.06	95.8	2.11	.163	上下	186	7.91
	右	12.2	10.4	1.02	13.4	24.6	1.12	1.06						
N047	左	13.6	4.33	0.89	17.2	16.8	1.13	1.03	129.6	11.3	.220	上下	109	4.64
	右	13.0	4.10	0.85	17.2	16.6	1.13	1.03						
N048	左	16.9	6.42	0.94	20.1	17.8	1.12	1.08	143.7	16.4	.244	上下	157	6.68
	右	17.5	6.76	0.98	20.1	15.0	1.12	1.08						
N049	左	19.0	6.89	0.75	25.0	22.3	0.99	0.95	180.4	9.98	.307	上下	94	3.98
	右	19.3	6.87	0.77	25.7	31.3	1.02	0.98						
N050	左	17.4	9.54	0.97	19.6	18.5	1.09	1.06	139.1	7.24	.236	上下	186	7.91
	右	17.2	9.11	0.96	19.3	23.2	1.08	1.04						
HN08	左	18.6	4.54	0.82	25.5	22.0	1.12	1.02	193.0	3.73	.192	上下	136	4.43
	右	19.4	4.69	0.85	25.6	22.4	1.13	1.02						
HN09	左	23.9	8.06	1.06	26.8	30.3	1.19	1.13	192.2	13.0	.191	上下	184	6.00
	右	23.9	7.97	1.06	26.9	29.5	1.20	1.13						
HN010	左	23.3	9.25	0.98	26.1	21.4	1.09	1.04	186.3	4.31	.185	上下	219	7.13
	右	22.4	8.82	0.94	25.9	21.2	1.09	1.03						

(実験値)  $Q_b, R_s$ : 梁せん断力, 梁変形角, 接合部せん断力  $Q_{pb} = \sum M_b / j_b - Q_c$ ,  $\gamma_{pb}$ : 接合部せん断変形角, 接合部せん断応力度  $\tau_{pb} = Q_{pb} / (\tau_{pb} \cdot j_c)$ , 但し,  $j_b = 7/8 x d_b$ ,  $\tau_{pb}$ : (柱幅+梁幅)/2

(計算値) 計1: e関数法(主筋降伏時), 計2: AIJ 梁曲げ耐力略算式, 計3: e関数法(最大荷重時) N045, N049の計算は、梁長 $l=90\text{cm}$ 位置での値。

(破壊モード)

F型: 梁主筋曲げ引張降伏後、梁端の曲げ圧壊により徐々に耐力低下したものの(N045を除いて最終的には接合部内での梁主筋のすべりが起きたものの、曲げ圧壊の方が支配的と考えられた)

FB型: 梁主筋曲げ引張降伏後に接合部内主筋のすべりが顕著になり、梁端が圧壊し耐力低下したものの

FS型: 梁主筋曲げ引張降伏後の繰返し載荷により、接合部にせん断破壊が集中し耐力低下したものの

F(S)型: Fモードが支配的ではあるが、最終的には接合部のせん断破壊を若干伴ったもの

FB(S)型: FBモードが支配的ではあるが、最終的には接合部のせん断破壊を若干伴ったもの

$R_T=30\sim 40\times 10^{-3}$  rad. で最大荷重に達し、その後ゆっくりと耐力低下した。これに対し、FB型

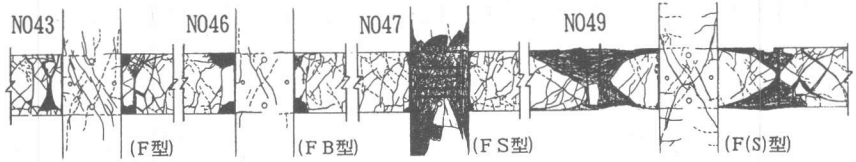


図5 ひび割れ状況例 (実験終了時)

は、梁主筋降伏直後に梁主筋の抜け出しが顕著となり始め、主筋降伏と同じ荷重階の $R_T=20\times 10^{-3}$  rad. で最大荷重に達し、その後のループ形状もエネルギー吸収量の小さい逆S形を呈した。

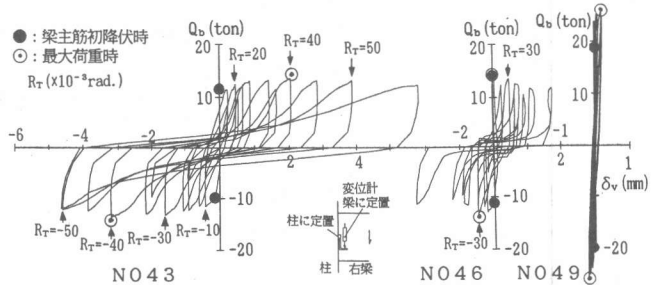


図6  $Q_b-\delta_v$ 関係履歴曲線 (右梁)

$\tau_{pbu}\approx 110, 160\text{kg/cm}^2$ のグループII, IIIの試験体は、梁主筋降伏後の $R_T=20\sim 30\times 10^{-3}$  rad. において接合部のせん断破壊がある程度進み、 $\mu$ レベルの低いN047, N048, HN08, HN09は、FS型、 $\mu$ レベルの高いN050, HN010は、 $R_T=30\sim 40\times 10^{-3}$  rad. において梁端の圧壊と共に梁主筋の抜け出しが急増し、FB(S)型となった。

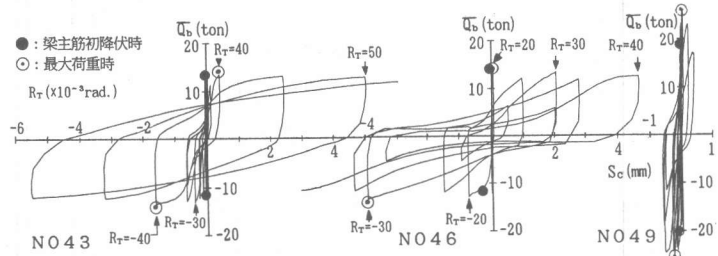


図7  $Q_b-S_c$ 関係履歴曲線例

ループ形状は、FS型、FB(S)型共に逆S形となり、 $h_{eq}$ は全体的に低い。さらに、 $\mu$ のレベル差による $h_{eq}$ の差は、グループI内の差に比べ小さかった。また、

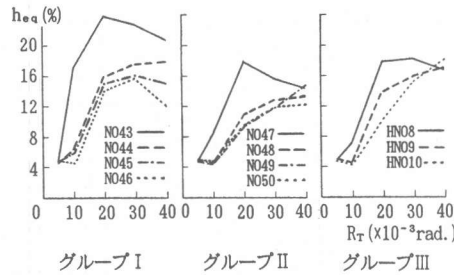


図8  $h_{eq}-R_T$ 関係の比較 (第2ループ)

高強度コンクリートを用いたグループIIIは、グループIIに比べループ形状や耐力の低下状態が安定しており、コンクリート強度による履歴性状の改善が見られた。接合部からヒンジゾーンを離すことを狙ったN045, N049は、梁端部では主筋は降伏せず、損傷の多くが梁端から離れたヒンジゾーンに集中した。両試験体は共に、梁主筋の抜け出し量が極めて少ない。このことより、梁端での梁主筋の降伏の有無が、これらの性能と極めて関係が深いことがわかる。

破壊モード	F	FS	FB
$h_{eq}<10$	▲	▲	▲
$10\leq h_{eq}<15$	■	■	■
$15\leq h_{eq}<20$	○	●	□
$20\leq h_{eq}$	○	○	○

$h_{eq}: R_T=20\times 10^{-3}$  rad. 第2ループ 正負平均値 (%)

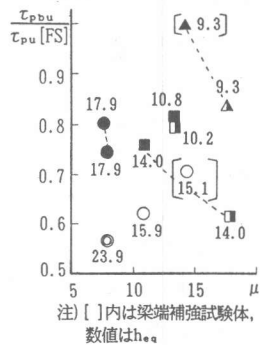


図9  $h_{eq}-\tau_{pbu}/\tau_{pu}$  -  $\mu$  関係

図9に、 $\tau_{pbu}$ を終局せん断強度計算値[6] ( $\tau_{pu}$ )により無次元化した $\tau_{pbu}/\tau_{pu}$ を縦軸に、 $\mu$ を横軸にとり、設計時に許容し得る範囲と考えられる $R_T=20\times 10^{-3}$  rad. での第2ループの  $h_{eq}$ の値を示

す。 $h_{e,q}$  は、 $\tau_{p,du}/\tau_{pu}$ が高いものほど、また、 $\mu$ が高いものほど低下する傾向にあり、接合部パネルのせん断応力度レベルおよび梁主筋の付着応力度レベルによって影響を受けることがわかる。従って、内柱梁接合部内を通過する梁主筋の制限も  $\mu$ の値のみならず、 $\tau_{p,du}$ レベルも考慮して行う必要があると考えられる。

### 3.3 接合部内梁主筋の $\tau - S$ 関係

図10に梁上端主筋の接合部中央、右側、右際の3区間についてF型のN043、FB型のN046および梁端で主筋が降伏しなかったF(S)型のN049の $\tau - S$  関係の例を示す。 $\tau$ の評価は、鉄筋の応力度-ひずみ度関係にRamberg-Osgood型の履歴則を仮定して行った。

$\tau - S$  関係は区間により大きく異なっている。中央区間の $\tau - S$  関係は、正負で等しい性状を示し、初期剛性も大きい。これに対し、引張側の $\tau - S$  関係は、初期剛性が低く、更に柱接合部端の目開きの発生前後で一旦ピークに達し  $S$ の増加に従い  $\tau$ が低下する。この低下は、柱断面の曲げ引張側の鉛直方向圧縮応力度の減少により梁主筋周りのコンクリートの拘束力が低下することによって生じるものと考えられる。しかし、その後、梁主筋の接合部端位置が降伏すると、付着応力度は再び上昇する。この上昇の原因としては、梁端の主筋降伏後に生じる梁の鉛直ずれに伴い主筋に曲がりが生じ(図11参照)、コンクリートと鉄筋の付着面に鉛直方向力が作用し付着力が増加したものと考えられる。これは、梁端位置での主筋降伏がなく梁の鉛直ずれのごく小さいN045、N049で、 $\tau$ の再上昇が見られなかったことに対応している。接合部域を模した既往の梁主筋

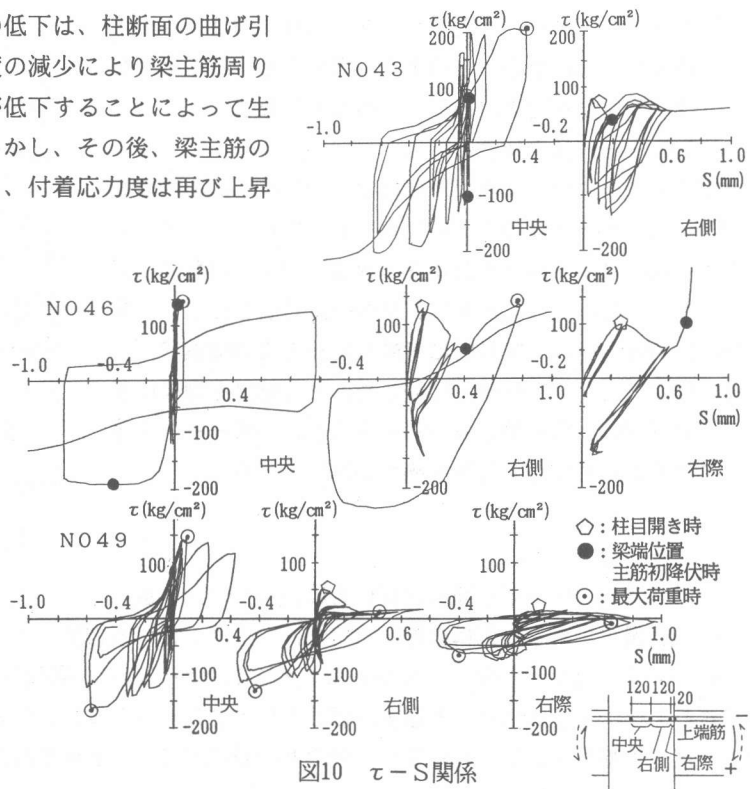


図10  $\tau - S$  関係

の押し引きによる付着実験では、この現象は現れていない。

また、N043に対するN046のように、高強度鉄筋の場合、主筋降伏後のすべり量が普通強度鉄筋の場合に比べて急激に増し、付着劣化が著しい。

架構の復元力特性の評価に用いる梁主筋の $\tau - S$  関係のモデル化には、梁主筋降伏後の局部付着応力度の再上昇および高強度鉄筋の急激な付着劣化等を考慮する必要があると思われる。

### 3.4 接合部パネルのせん断耐力に寄与するトラス作用力

接合部パネルのせん断耐力に寄与するトラス作用力の検討を、上村ら[3]、Paulayら[4]の提案するせん断抵抗機構モデルを用いて行う。両者

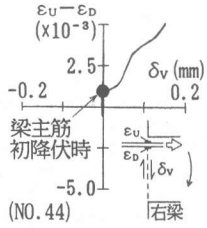


図11 梁端の鉛直ずれと主筋の曲がりとの関係

は、主圧縮ストラット域外の梁主筋の付着力によるトラス作用力 ( $Q_{TR}$ ) に対して、横補強筋によるトラス抵抗力 ( $Q_w$ ) が抵抗すると考え、それぞれが異なるストラット幅を提案している。図12に、両氏それぞれのモデルによって、 $Q_{TR}$  と横補強筋の測定ひずみ度から求めた  $Q_w$  を、破壊モードが F S 型の N047 と F B 型の N050 について示す。最大荷重時の値として、Paulay らの提案モデルによるトラス作用力は本実験結果に対しては大きすぎ、上村らの提案モデルによるトラス作用力は本実験値とほぼ対応する値を示している。しかしながら、横補強筋の効果は、せん断強度への効果の他に主ストラット域のコンクリートが圧壊する場合の拘束としても働いていると考えられ、トラス抵抗力はより小さくなるものと思われる。このように考えると、両モデル共にトラス作用力を過大評価していることになる。

### 3.5 $Q_c - R_T$ 復元力特性の評価

前項までに述べたように、現状では  $\mu$  及び  $\tau_{pbu}$  の影響を考慮した  $\tau - S$  関係のモデル化はなされておらず、これによる合理的な  $Q_c - R_T$  復元力特性の評価は出来ていない。従って、ここでは  $Q_c - R_T$  復元力特性の一評価法として、 $\mu$  及び  $\tau_{pbu}$  の各レベルを統計的に考慮した筆者らの提案 [7] による推定法を用い実験値と比較した。この結果を図13に示す。計算値は、実験値と良い対応を示し、破壊モードの違いによる復元力特性の影響を概ね評価している。

## 4 まとめ

①内柱梁接合部内梁主筋の局部付着応力度とすべり量との関係が得られた。②架構の復元力特性は梁主筋の付着応力度レベルのみならず、接合部パネルのせん断応力度レベルによっても影響されることが知れた。③既往の接合部せん断抵抗モデル [3] [4] では、トラス作用力を過大評価していることがわかった。④筆者らの既往の提案式を用いて、復元力特性を評価した結果、実験値との対応が良いことが知れた。

## 参考文献

- [1] 例えば、Corley, W.G., Hanson, W.: Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistant Reinforced Concrete Frames, 4th. WCEE, B-3, pp.69~82, 1969
- [2] 例えば、多田利正・武田寿一：鉄筋コンクリート部材における付着劣化過程の解析的研究，（その1）解析モデル，解析手法，解析例，日本建築学会構造系論文報告集，pp.22~30, 1985.5
- [3] 上村智彦：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する研究，コンクリート工学年次講演会論文集，pp.637~640, 1986
- [4] Cheung, P.C., Paulay, T. and Park, R.: Some Possible Revisions to the Seismic Provisions of the New Zealand Concrete Design Code for Moment Resisting Frames, Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, pp.79~90, Nov. 1991
- [5] 寺岡勝・林和也・藤原敏夫・A.A.MOLLICK：鉄筋コンクリート造十字形柱・梁接合部の力学性状に関する研究，（その9）高強度材料を用いた場合の梁主筋配筋法に関する実験I，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，pp.254~255, 1992.8
- [6] 寺岡勝・狩野芳一・佐々木聡・藤原敏夫・林和也：鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部のせん断強度に関する調査及び検討，コンクリート種類などを変えた場合，日本建築学会構造工学論文集，Vol.37B, 379~392, 1991.3
- [7] 寺岡勝・狩野芳一・林和也・佐々木聡：RC内柱・梁接合部の復元力特性に及ぼす通し梁主筋の付着特性の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14, No.2, pp.425~430, 1992

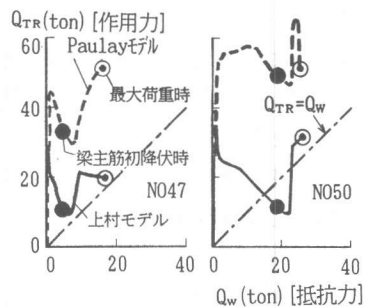


図12  $Q_{TR} - Q_w$  関係

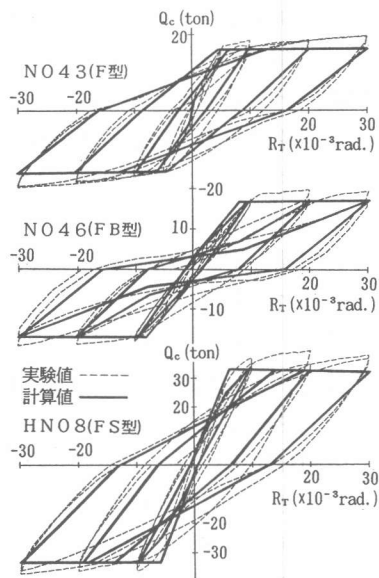


図13  $Q_c - R_T$  復元力特性の  
実験値と計算値との比較