

論文

[2106] 高強度コンクリートを用いたRC内柱・梁接合部の強度と変形性状

正会員 〇寺岡 勝 (フジタ工業技術研究所)  
 正会員 狩野芳一 (明治大学理工学部)  
 正会員 田中 清 (フジタ工業技術研究所)  
 正会員 林 和也 (フジタ工業技術研究所)

1. はじめに

近年、40階建程度迄の高層共同住宅が、SD40迄の主筋と設計基準強度が Fc450程度迄のコンクリートとを用いたRC構造によって建設されるようになった。このような建物に対し、スパンの拡大、部材断面の縮小化など、設計自由度の拡大のために、より優れた力学性能(強度、靱性)を有する部材の開発が望まれている。その要求に対応するために、柱・梁接合部に関しても、SD50の主筋と Fc600~800のコンクリートとの高強度材料を用いた十字形柱・梁部分架構の研究が行われてきている<sup>1)・2)</sup>。しかし、実験データも少く、力学的挙動については不明な点が多いと考えられる。

以上のことを考慮し、本研究では、SD50の主筋と、今迄に検討されていないFc900,1200の高強度コンクリートとを用いた十字形柱・梁接合部部分架構について、耐震設計に必要なデータを得ること、及び接合部パネルのせん断応力度レベルが高い場合の復元力特性を改善することを目的として加力実験を行い、既往のデータも含め、強度、変形性状について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体と使用材料

試験体は、実物に対し約 1/2寸法の7体で、その諸元を表-1に、試験体形状及び配筋詳細を図-1に、それぞれ示す。主要な実験因子は、①コンクリート強度(Fc900,1200)、②接合部パネルせん断応力度レベル ( $\tau_{pbu}=154\sim 297\text{kg/cm}^2$ ,  $\tau_{pbu}/F_c=0.16\sim 0.33$ )、③接合部補強方法、の3つである。 $\tau_{pbu}$ は、建築学会梁曲げ耐力略算式<sup>4)</sup>による梁機構形成時の接合部パネルのせん断応力度で、梁引張鉄筋比( $bP_t$ )及び主筋降伏点( $t\sigma_y$ )を変えて変化させた。

HNO.1~HNO.4の4体はFc900、HNO.5~HNO.7の3体はFc1200のコンクリートをそれぞれ用いた

表-1 試験体諸元

試験体	HNO.1	HNO.2	HNO.3	HNO.4	HNO.5	HNO.6	HNO.7
コンクリート	Fc900				Fc1200		
断面	$b_c \times D_c = 40 \times 40$ (cm $\times$ cm)						
主筋	8-HD22 4-HD19		8-D22 4-D19		8-HD22 4-HD19		
	$P_t = 2.65\%$				$cP_t = 0.84\%$		
帯筋	□-D10#50				$P_w = 1.42\%$ (図-1参照)		
断面	$b_b \times D_b = 30 \times 40$ (cm $\times$ cm)						
主筋	上下共	8-HD16	8-HD16 (14-HD16)	8-D22	8-HD22	4-HD19 4-HD16	8-HD22
	$bP_t$ (%)	1.63	1.63 (2.85)*	3.13	3.13	1.99	3.13
ヒンジ部 筋	部 ( $P_w$ )	□-HD#6#80 (0.53%)	□-HD#6#60 (0.71%)	□-HNO.2 (0.39%)	HNO.6 HNO.7	HNO.2 HNO.3	□-HD#6#50 (0.85%)
	筋 筋 ( $P_w$ )	□-HD#6#100 (0.39%)	□-HD#6#75 (0.57%)	同じ	同じ	同じ	同上
帯筋、他	□-HD#8#50				$P_w = 1.0\%$		
接合部	$\tau_{pbu}$ (kg/cm $^2$ )	154	255 (271)*	217	297	192	○-HD#8#50 +鋼板補強 297

注) \*: ( ) 外は、ヒンジ移動部、( ) 内は、柱主筋位置  
 $\tau_{pbu} = (2M_{bu}/j_s - Q_{c, bu}) / (t_b \cdot j_s)$  : 梁機構形成時接合部せん断応力度  
 $M_{bu} = 0.9Q_c \cdot \sigma_y \cdot d$ ,  $Q_{c, bu} = M_{bu} / Q \cdot L$  (スパン)/ $H$  (階高)  
 $t_b = (\text{梁幅} + \text{柱幅}) / 2$ ,  $Q = 1245\text{mm}$  (但し、HNO.2の( )外は1000mm)

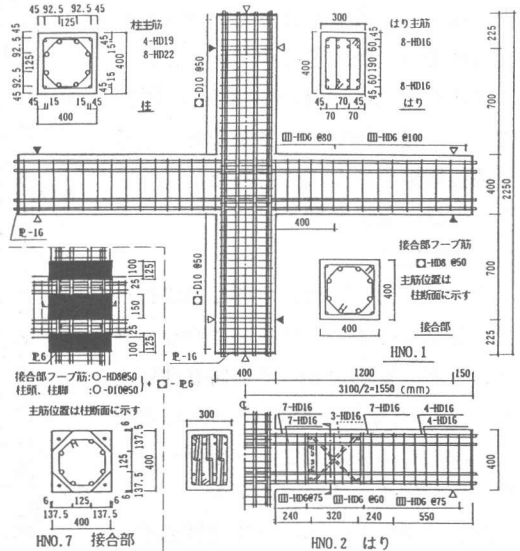


図-1 試験体形状及び配筋詳細

試験体である。HNO.3 を除き、主筋にはSD50を用いた。HNO.1, HNO.5の2体は、接合部パネルのせん断応力度レベルが $\tau_{pbu}=154,192\text{kg/cm}^2$  ( $\tau_{pbu}/F_c \approx 0.17, 0.16$ ) と低い試験体で、HNO.2, HNO.4, HNO.6, HNO.7の4体は、それが $\tau_{pbu}=255\sim 297\text{kg/cm}^2$  ( $\tau_{pbu}/F_c \approx 0.25\sim 0.33$ ) と高い試験体である。そのうち、HNO.2 と HNO.7の2体は、接合部補強法などを変えて、復元力特性の改善を図った試験体である。HNO.2 は、梁の塑性ヒンジを柱面から0.5D (D:梁成) 離れた位置に最初発生させ、歪硬化が進み強度増大に伴い梁端にもヒンジを発生させ、結果的にヒンジ領域が拡大することを狙った試験体である。その結果、梁変形増大に伴う梁端での目開きの拡大を抑制し接合部のせん断破壊を遅延させることになり、部分架構の復元力特性が改善されると考えた<sup>3)</sup>。HNO.7 は、接合部パネルと柱頭、柱脚とを鋼板で拘束し、接合部せん断破壊を抑制すると共にせん断ひび割れの柱への貫通を防止することを意図した試験体で、それを行っていないHNO.6 と比較される。尚、HNO.3 とHNO.4, HNO.4と HNO.6は、 $\sigma_{sy}, F_c$ を、それぞれ変えた試験体である。

試験体は、いずれも梁の曲げ降伏が先行するように計画されたもので、柱曲げ耐力/梁曲げ耐力 $>1.2$ となっている。梁のせん断設計は、曲げ耐力時のせん断力( $Q_{bu}$ ) に対して全補強式で行い、梁の靱性が期待されるHNO.1~HNO.3, HNO.5のヒンジ部は、 $1.2Q_{bu}$ に対して全補強式で行った。

表-2に、使用材料の力学的性質を示す。Fc1200のコンクリート圧縮強度( $\sigma_b$ )は、Fc900のそれに比べ、大きい。ヤング係数(E)、割裂強度( $\sigma_{st}$ )は、大きくなっていない。コンクリートは、いずれも平打ちし、柱・梁接合部間は、打継ぎを行った。コンクリートの養生は、Fc900では室内放置とし、Fc1200では打設後3週間は湿潤、その後は室内放置とした。

表-2 使用材料の力学的性質

(a) コンクリート							(b) 鋼材			
適用箇所	圧縮強度 $\sigma_b$	同左至度 $\epsilon_b$	ヤング係数 E(x10 <sup>4</sup> )	割裂強度 $\sigma_{st}$	割裂強度比 $\nu$	種類	降伏点 $\sigma_y$	引張強さ $\sigma_{tE}$	ヤング係数 E	伸び (%)
HNO. 1-4	梁	904	.332	3.73	.192	HD22	6.16	8.05	1940	17.1
	接合部	(974)	(.326)	(3.89)	(.200)	D22	4.50	6.47	1942	17.1
	柱	957	.339	4.03	.207	HD19	6.47	8.34	1925	12.8
HNO. 5-7	梁	1192	.352	3.88	.203	D19	4.51	6.33	1983	18.0
	接合部	(1185)	(.352)	(3.56)	(.209)	HD16	6.23	8.04	1759	10.3
	柱	1097	.334	3.71	.196	D10	3.50	5.08	1836	18.6
						HD8	6.94*	8.86	1943	11.4
						HD6	8.43*	10.49	1969	12.6
						R-6	6.06*	7.01	2029	11.5

注) 単位  $\sigma_b, E, \sigma_{st} \rightarrow (\text{kg/cm}^2), \epsilon_b \rightarrow (\%)$   
 $E: 1/3 \sigma_b$  時の割裂弾性,  $\nu: 1/3 \sigma_b$  時の値  
 (\*) 内は、実験終了後、損傷の無い梁端部からコアを抜いたシリンドラによる値  
 \* : シリカフェーム混入 (置換率20%)、粗骨材MS=13mm

## 2.2 実験方法

加力は、柱に一定の軸圧 ( $\sigma_0=150\text{kg/cm}^2$ ) を載荷しつつ、左・右の梁端に逆対称の繰返し載荷を行った。繰返し載荷の制御は、層間変形角で行った。

測定は、梁端の荷重の他に、層間、梁、柱、接合部などの各変位と、主筋、横補強筋の歪について行った。

## 3. 実験結果の概要

### 3.1 実験結果

表-3 (a), (b)に、主要な結果について一覧にして示す。図-2に層せん断力( $Q_c$ ) - 層間変形角 ( $R_T$ ) 関係履歴曲線を、図-3に実験終了時のひび割れ状況例を、図-4に梁の塑性ヒンジゾーンの拡がり状況例を、それぞれ示す。

### 3.2 破壊過程と $Q_c - R_T$ 関係履歴曲線

破壊モードは、毎れも梁曲げ降伏後の

表-3 (a) 実験結果概要一覧 (梁)

試験体	梁加力方向	初期剛性		梁主筋初降伏				最大荷重時				層間変形角 $R_{bu}$	
		実験 $K_{b1}$	$K_{b1}/K_{bE}$	実験値 $Q_{by}$	$R_{by}$	$K_{by}$	$Q_{by}/cQ_{bE}$	$K_{by}/cK_{bE}$	実験値 $Q_{bm}$	$R_{bm}$	$Q_{bm}/aQ_{bE}$		$R_{bm}/aR_{bE}$
HNO.1	左+	88.9	0.92	25.3	9.1	22.4	1.18	1.16	29.9	19.0	1.28	1.12	40
	左-	—	—	23.8	7.6	25.1	1.11	1.30	29.0	36.0	1.24	1.09	36
	右+	83.2	0.86	23.9	8.4	22.7	1.11	1.18	28.9	18.3	1.24	1.08	37
	右-	—	—	21.9	7.2	24.3	1.01	1.28	28.7	36.3	1.23	1.08	37
HNO.2	左+	67.5	0.68	41.7	14.2	24.3	1.17	1.13	43.5	24.6	1.13	1.03	37
	左-	—	—	(41.7)	(14.2)	(24.3)	(1.16)	(1.12)	(43.5)	(24.6)	(1.06)	(1.02)	—
	右+	57.8	0.58	38.0	11.3	26.9	1.06	1.25	41.0	28.7	1.07	0.98	30
	右-	—	—	(38.0)	(11.3)	(26.9)	(1.06)	(1.25)	(41.0)	(28.7)	(1.01)	(0.96)	—
HNO.3	左+	95.9	0.89	39.0	12.9	24.3	1.09	1.13	42.3	33.3	1.10	1.00	36
	左-	—	—	(39.0)	(13.9)	(26.6)	(1.11)	(1.32)	(42.3)	(33.3)	(1.04)	(0.99)	—
	右+	96.9	0.90	39.0	11.0	28.5	1.09	1.28	42.6	21.8	1.11	1.01	31
	右-	—	—	(40.1)	(12.9)	(28.5)	(1.11)	(1.28)	(42.6)	(21.8)	(1.04)	(0.99)	—
HNO.4	左+	118.1	1.10	31.7	6.5	39.4	1.10	1.27	38.8	13.5	1.19	1.07	22
	左-	—	—	31.3	6.0	42.2	1.09	1.36	37.7	16.3	1.15	1.04	16
	右+	96.9	0.90	31.6	6.4	39.8	1.10	1.28	38.8	11.4	1.18	1.06	21
	右-	—	—	31.5	6.2	41.1	1.10	1.33	37.1	13.7	1.13	1.02	17
HNO.5	左+	118.1	1.10	41.9	8.3	40.6	1.07	1.31	45.8	9.0	1.02	0.98	10
	左-	—	—	43.3	10.6	32.7	1.11	1.06	44.7	11.6	1.00	0.95	15
	右+	111.6	1.04	42.4	8.1	42.2	1.09	1.36	44.9	7.5	1.00	0.96	9
	右-	—	—	40.8	10.1	30.3	1.05	0.98	43.2	12.6	0.96	0.92	13
HNO.6	左+	59.5	0.57	30.3	10.0	24.5	1.10	1.04	35.7	24.8	1.21	1.06	30
	左-	—	—	29.2	7.8	29.9	1.06	1.27	35.2	25.7	1.19	1.05	26
	右+	61.7	0.60	30.8	10.2	24.4	1.16	1.04	36.1	24.2	1.22	1.07	30
	右-	—	—	27.7	7.2	30.7	1.00	1.31	34.9	27.6	1.18	1.04	27
HNO.7	左+	51.8	0.47	41.9	10.1	33.4	1.05	1.06	48.3	13.9	1.08	0.99	14
	左-	—	—	41.9	9.9	33.8	1.05	1.08	46.0	13.7	1.02	0.94	14
	右+	53.5	0.48	41.1	9.3	35.4	1.03	1.13	46.4	11.8	1.03	0.95	12
	右-	—	—	40.9	10.0	32.9	1.03	1.06	45.7	15.2	1.02	0.93	15
HNO.7	左+	52.2	0.47	43.1	11.1	31.3	1.08	1.00	52.7	21.8	1.18	1.08	29
	左-	—	—	47.3	12.2	31.2	1.19	1.00	49.8	20.3	1.11	1.02	25
	右+	53.5	0.57	41.8	10.5	31.9	1.05	1.02	51.9	19.5	1.16	1.06	28
	右-	—	—	49.2	13.0	30.4	1.24	0.97	50.9	21.9	1.14	1.04	25

注) 単位  $Q \rightarrow (t), R \rightarrow (10^{-3} \text{rad}), K \rightarrow (t/cm^2)$   
 実験値:  $R_{bu} (Q_b - R_b)$  包絡線で建築学会梁曲げ耐力略算式による耐力を維持し得る変形角  
 計算値:  $cQ_{by}, aQ_{bm} (e$  関数法),  $aQ_{bm} (e$  関数法),  $aQ_{bm} (e$  関数法)<sup>4)</sup>  
 $K_{bE} = 1/(29/(3E_c I_c) + \nu_c \rho / (G_c A_c)), \rho = 1245 \text{mm}^2, K_{bE} (e$  関数式)<sup>4)</sup>  
 HNO.2の( )外は、ヒンジ移動部 ( $\rho=1000\text{mm}$ )での値、( )内は、柱主筋位置 ( $\rho=1245\text{mm}$ )での値である。

繰り返し載荷による接合部せん断破壊 (FS型) であった。しかし、各試験体の破壊過程及び履歴性状は、 $\tau_{pbu}$  や接合部補強法の違いによる差が見られた。

$\tau_{pbu}$  が大きい HNO.4, HNO.6, HNO.7 の梁主筋降伏時の層間変形角 ( $R_{Ty}$ ) は、 $R_{Ty}=15 \sim 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ . と大きかったのに対し、 $\tau_{pbu}$  が小さい HNO.1, HNO.3, HNO.5 は、 $R_{Ty}=8.7 \sim 12.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ . であった。ヒンジ部拡大を狙った HNO.2 はそれらの中間にあった。HNO.4, HNO.6 は、最大荷重時には接合部コンクリートに圧壊を生じ、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のに対し、鋼板補強した HNO.7 では、圧壊、剥離を生じなかった。尚、最大荷重時の層間変形角は、 $R_{Tm}=20 \sim 40 \times 10^{-3} \text{rad}$ . の範囲にあった。

最大荷重以降、 $\tau_{pbu}$  が小さい HNO.1, HNO.5, 及び  $\tau_{pbu}$  が大きく、ヒンジ部拡大を図った HNO.2 は、 $R_T > 50 \times 10^{-3} \text{rad}$ . の大変形迄、安定した履歴性状を示した。 $\tau_{pbu}$  が大きい HNO.4, HNO.6, HNO.7 は、鋼板補強した HNO.7 が  $R_T = 40 \times 10^{-3} \text{rad}$ . 迄安定した履歴曲線を示したのに対し、その他の2体は靱性に乏しい性状を示した。

図-3 及び図-4 より、HNO.2 の塑性ヒンジゾーンは、他の試験体に比べ大きくなっていることが知れる。図-3 より、HNO.7 の柱頭、柱脚の損傷が、HNO.6 に比べ少ないことが知れる。尚、最大荷重時の接合部パネルのせん断応力度 ( $\tau_{pm}$ ) は、HNO.2 が  $\tau_{pm}=284 \text{kg/cm}^2$  ( $\tau_{pm}/\sigma_B=0.31$ )、HNO.7 が  $\tau_{pm}=346 \text{kg/cm}^2$  ( $\tau_{pm}/\sigma_B=0.29$ ) と極めて大きい値を示した。

4. 強度の検討  
4.1 梁の曲げ強度

表-3 (a) 中に、梁主筋初降伏強度及び最大強度に関し、実験値と計算値とを比較して示した。梁主筋初降伏強度に関し、 $e$  関数法による計算値 ( $eQ_{by}$ ) に対する

表-3 (b) 実験結果概要一覧 (接合部、柱、層間、破壊モード)

試験体	加力方向	接合部										柱		層間変形角			破壊モード	
		せん断ひび割れ発生					最大					初期剛性	降伏	最大	限界			
		$Q_{pc}$	$\tau_{pc}$	$\gamma_{pc}$	$\tau_{pc}$	$\tau_{pc}$	$Q_{pm}$	$\tau_{pm}$	$\tau_{pm}/\sigma_B$	$\gamma_{pm}$	$\tau_{pm}$					$\tau_{pm}$		$K_{ec}$
HNO.1	+	142	114	0.29	1.13	212	195	0.22	1.6	0.78	0.82	上	465	0.80	9.7	19.9	>80	FS
	-	119	96	0.22	0.95	208	191	0.21	11.4	0.77	0.80	下	516	0.91	8.7	39.7	>80	FS
HNO.2	+	143	115	0.52	1.14	308	284	0.31	7.4	1.02	1.01	上	567	1.00	14.0	30.0	71	FS
	-	136	110	0.04	1.09	301	277	0.31	16.1	0.99	0.98	下	567	1.00	16.3	39.9	55	FS
HNO.3	+	136	110	0.46	1.09	279	257	0.28	5.1	0.97	1.04	上	624	1.10	9.3	18.5	43	FS
	-	139	112	0.15	1.11	268	247	0.27	15.1	0.93	1.00	下	516	0.91	8.9	29.8	44	FS
HNO.4	+	138	111	0.28	1.10	326	301	0.33	18.0	1.06	1.04	上	537	0.95	14.9	28.6	30	(F)S
	-	144	116	0.11	1.15	316	292	0.32	9.6	1.03	1.01	下	537	0.95	15.6	20.0	20	(F)S
HNO.5	+	121	97	0.12	0.88	253	233	0.20	6.4	0.79	0.84	上	368	0.70	12.7	30.0	>80	FS
	-	106	86	0.21	0.77	247	227	0.19	18.0	0.77	0.82	下	433	0.82	10.5	40.0	72	FS
HNO.6	+	112	90	0.21	0.82	341	314	0.26	9.2	0.98	1.00	上	400	0.76	17.0	28.5	54	FS
	-	116	93	0.70	0.84	330	304	0.26	22.6	0.95	0.97	下	395	0.75	15.6	30.0	31	FS
HNO.7	+	122	98	0.26	0.88	376	346	0.29	7.2	1.08	1.10	上	440	0.83	15.9	29.1	48	FS
	-	81	65	0.15	0.59	363	334	0.28	5.7	1.04	1.06	下	488	0.93	20.0	30.0	49	FS

注) 単位  $Q \rightarrow (\text{t})$ ,  $\tau \rightarrow (\text{kg/cm}^2)$ ,  $R, \gamma \rightarrow (\times 10^{-3} \text{rad})$ ,  $K \rightarrow (\text{t/cm})$   
 実験値:  $Q_p = 2M_o / j_o \cdot Q_c$ ,  $\tau_{pc} = Q_{pc} / (t_p \cdot j_c)$ ,  $t_p =$  柱幅,  $\tau_{pm} = Q_{pm} / (t_p \cdot j_c)$ ,  $t_p =$  (柱幅+梁幅) / 2  
 $R_{Ty} = Q_c - R_T$  包絡線による建築学会曲げ耐力略算式による耐力を維持し得る変形角  
 計算値:  $e \cdot \tau_{pc} = \sigma_c^2 + \sigma_s \cdot \sigma_{cs}$ ,  $\sigma_c = 1.8 / \sigma_B$ ,  $K_{ec} = 1 / (h^2 / (3 \cdot E_c \cdot I_c) + \kappa \cdot h / (G_c \cdot A_c))$ ,  $h = 745 \text{mm}$   
 $\tau_{pm1} =$  本文中 (1) 式 (Sモード用),  $\tau_{pm2} =$  本文中 (1) 式 (S&FSモード用)

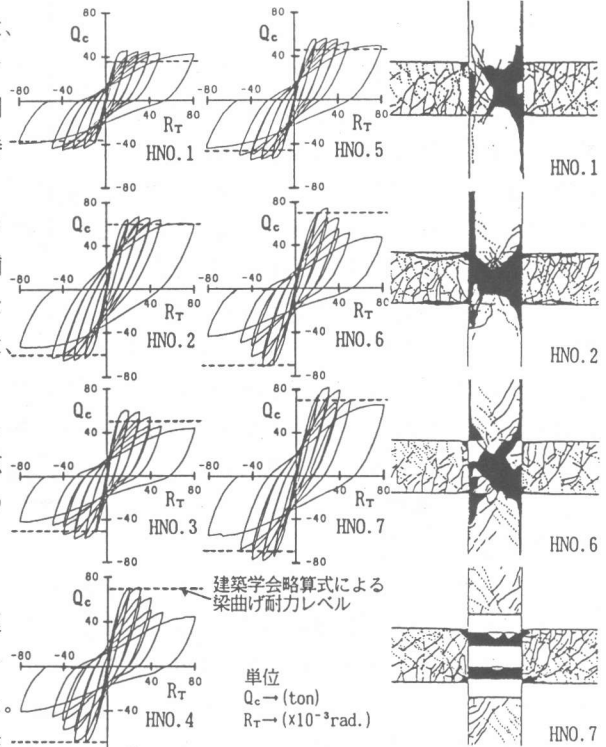


図-2 層せん断力 ( $Q_c$ ) - 層間変形角 ( $R_T$ ) 関係履歴曲線

図-3 実験終了時ひび割れ状況例

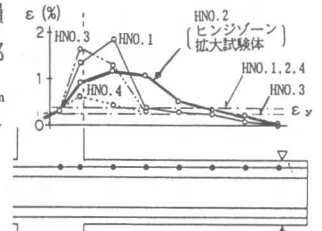


図-4 塑性ヒンジゾーンの拡がり状況例 ( $R_T = 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ . での梁主筋応度分布)

表-3 (a) 中に、梁主筋初降伏強度及び最大強度に関し、実験値と計算値とを比較して示した。梁主筋初降伏強度に関し、 $e$  関数法による計算値 ( $eQ_{by}$ ) に対する

実験値 ( $Q_{bv}$ ) の比は、1.00~1.24 (平均値は1.09) であり、計算  $\frac{Q_{bm}}{\Delta Q_{bu}}$  値は若干低めの評価を与えている。

最大強度に関し、建築学会略算式及び  $e$  関数法による計算値 ( $\Delta Q_{bu}, eQ_{bu}$ ) に対する実験値 ( $Q_{bm}$ ) の比は、 $Q_{bm}/\Delta Q_{bu}=0.96\sim 1.28$ 、 $\Delta Q_{bm}/eQ_{bu}=0.92\sim 1.12$  の範囲にある。図-5に、これらの比と、 $\tau_{pbu}$  との関係を示す。その際、実験値は、左、右両梁の正、負両荷重時の平均値を用いた。 $Q_{bm}$  は、接合部の損傷の影響を受け、

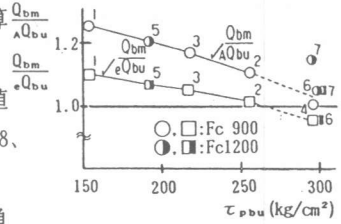


図-5  $Q_{bm}/\Delta Q_{bu}$  ( $Q_{bm}/eQ_{bu}$ ) -  $\tau_{pbu}$  関係

それらの比に、 $\tau_{pbu}$  の違いによる差が見られる。接合部を鋼板で拘束したHNO.7 は、 $\tau_{pbu}$  が大きいにも拘らず、それらの比は大きくなっている。尚、ヒンジ領域拡大を狙ったHNO.2 は、ヒンジ移動部のみならず、梁端も曲げ耐力算定値に達していた。

4.2 接合部パネルのせん断強度

(1) せん断ひび割れ強度 表-3 (b) 中に、接合部パネルのせん断ひび割れ発生強度に関し、主応力度式による計算値 ( $c\tau_{pc}$ ) に対する実験値 ( $\tau_{pc}$ ) の比を示した。Fc900 の試験体に関し、 $\tau_{pc}/c\tau_{pc}=0.95\sim 1.15$  (平均値は1.10) であり、Fc1200の試験体に関し、 $\tau_{pc}/c\tau_{pc}=0.55\sim 0.88$  (平均値は0.80) であり、後者の場合の実験値が計算値に比べ低くなっている。これは、素材の割裂引張強度が、Fc900に比べ、Fc1200のコンクリートで大きくなっていないことが一因と考えられる。

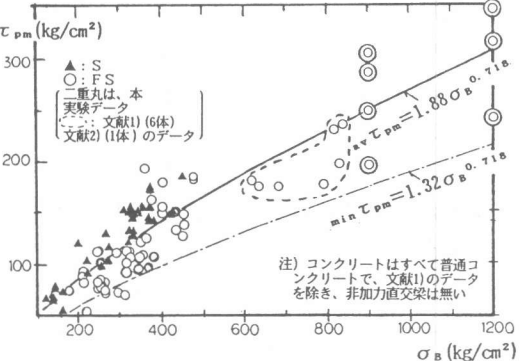


図-6 接合部パネル終局せん断強度 ( $\tau_{pm}$ ) とコンクリート圧縮強度 ( $\sigma_B$ ) との関係

(2) 終局せん断強度 図-6に、終局せん断強度実験値 ( $\tau_{pm}$ ) と  $\sigma_B$  との関係を示す。実験値は、本実験データの他に、文献3) の(その1)に示した破壊モードがせん断破壊型 (S型) 及び前記のFS型のデータと、既往の高強度コンクリートに関するデータ<sup>1), 2)</sup> とを用いた。 $\tau_{pm}$  と  $\sigma_B$  との間には、平均値で  $\tau_{pm} = 1.88\sigma_B^{0.718}$ 、下限値で  $\min \tau_{pm} = 0.7\tau_{pm}$  の関係がある。

文献3) で検討した終局せん断強度式は、 $\sigma_B \approx 100\sim 500\text{kg/cm}^2$  で、 $\tau_{sv} < 4.4\text{t/cm}^2$  のデータによるもので、 $\sigma_B$ 、 $\tau_{sv}$  がそれを超える場合については、補正の必要がある。それらについて検討した結果、次式を得た。

$$\tau_{pu} = k_p \cdot f(\sigma_B) \frac{(d_b + d_c)}{\sqrt{j_b^2 + j_c^2}} + \frac{1}{4} P_w \cdot w_{sv} \quad \dots (1)$$

ここで、 $k_p$ 、 $f(\sigma_B)$  は、表-4参照。 $d_b$ 、 $d_c$  : 梁、柱の有効成、 $j_b=7/8 \cdot d_b$ 、 $j_c=7/8 \cdot d_c$ 、 $P_w$  : 接合部帯筋比、 $w_{sv}$  : 同左降伏点、である。但し、 $P_w \cdot w_{sv} > 36\text{kg}$

表-4 (1)式の係数

破壊モード	S型	S&FS型
$k_p$	$1.16P_{te}^{0.21}$	$1.01P_{te}^{0.32} P_{te}^{0.19}$
$f(\sigma_B)$	$0.115\sigma_B + 20$	←
$450 < \sigma_B \leq 900$	$0.075(\sigma_B - 450) + 71.5$	$0.06(\sigma_B - 450) + 71.5$
$900 < \sigma_B \leq 1200$	$0.050(\sigma_B - 900) + 105.3$	$0.03(\sigma_B - 900) + 98.5$

主筋降伏点	$\tau_{sv} < 4.4\text{t/cm}^2$	$\tau_{sv} > 4.4\text{t/cm}^2$
$bP_{te}$ (%)	$bP_{te}$	$bP_{te} \cdot \tau_{sv} / 4.0$
$cP_{te}$ (%)	$cP_{te}$	$cP_{te} \cdot \tau_{sv} / 4.0$

注)  $\sigma_B < 450\text{kg/cm}^2 \rightarrow bP_{te} \leq 0.008\sigma_B$  (%)  
 $\sigma_B > 450\text{kg/cm}^2 \rightarrow bP_{te} \leq 0.003(\sigma_B - 450) + 3.6$  (%) の制限値あり

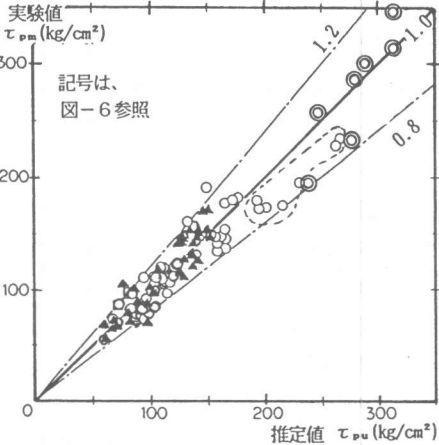


図-7 接合部パネル終局せん断強度の実験値 ( $\tau_{pm}$ ) と推定値 ( $\tau_{pu}$ )

/cm<sup>2</sup>→ $P_w \cdot \sigma_y = 36 \text{ kg/cm}^2$ として算出する。

(1) 式による計算値と実験値とを比較して図-7、図-8に示す。計算値は、実験値を概ね±20%以内の誤差で推定している。

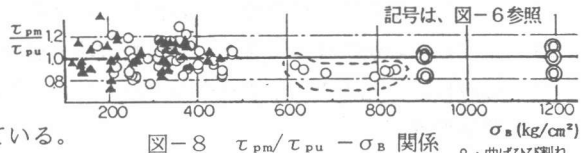


図-8  $\tau_{pm}/\tau_{pu} - \sigma_B$  関係

## 5. 変形性状の検討

### 5.1 梁の変形性状

表-3(a)内に、弾性剛性計算値( $K_{bE}$ )に対する初期剛性( $K_{bI}$ )の比と、降伏点剛性に関し、菅野式による計算値( $cK_{bv}$ )に対する実験値( $K_{bv}$ )の比をそれぞれ示した。 $K_{bI}/K_{bE}$ は、Fc900の試験体で0.58~1.10(平均値は0.87)、Fc1200の試験体で0.47~0.60(平均値は0.53)である。後者の場合、計算値に比べ、実験値がかなり低い値を示している。 $K_{bv}/cK_{bv}$ は、0.97~1.36(平均値は1.17)であり、実験値と計算値との対応は良好である。図-9に、梁荷重( $Q_b$ )と梁変形角( $R_b$ )とのスケルトンカーブの実験値と上記の $K_{bE}$ 、 $cK_{bv}$ を用いて算定した計算値とを比較して示す。両者の対応は概ね良好であるといえよう。

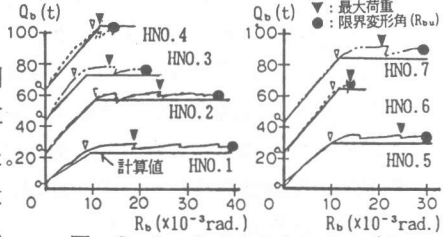


図-9  $Q_b - R_b$ スケルトンカーブの実験値と計算値との比較

### 5.2 接合部パネルの変形性状

図-10に、接合部パネルのせん断力( $Q_p$ )とせん断変形角( $\gamma_p$ )のスケルトンカーブの例を示す。図中には、 $\sigma_B < 450 \text{ kg/cm}^2$ で破壊モードがS型の実験値に基づき提案したトリリニアのモデル化曲線<sup>3)</sup>と $\tau_{pbu}$ のレベルを併せて示す。但し、モデル化曲線の $\tau_{pbu}$ の算定には、(1)式の破壊モードがS型の式を用いた。 $\tau_{pbu}$ が大きいHNO.2、HNO.4、HNO.6、HNO.7の実験値は、モデル化曲線と良く対応している。 $\tau_{pbu}$ が小さく、梁が十分に変形した後に接合部がせん断破壊したHNO.1、HNO.5は、せん断ひび割れ発生以降、トリリニアの第2勾配にほぼ対応して剛性低下を生じ、梁主筋降伏発生により、荷重増加があまりないのに変形が進み、 $\gamma_p \geq 4 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ での繰り返し載荷により変形が著しく進んでいる。これは、梁主筋の降伏後の繰り返し載荷により、接合部内の梁主筋の付着力が劣化し、圧縮ストラットへの入力が増大すると共に<sup>6)</sup>、梁端引張側の目開きが進行し、圧縮ストラットへの梁端からの拘束力が低下すること<sup>3)</sup>、及びせん断ひび割れによる体積膨張への梁主筋による拘束効果が劣化することにより、せん断破壊が進んだと考えられる。

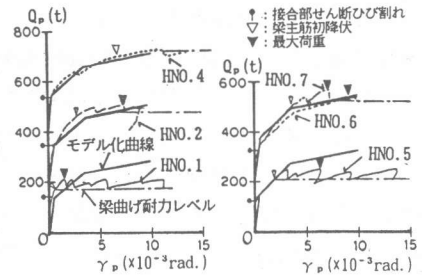


図-10  $Q_p - \gamma_p$ スケルトンカーブの実験値と計算値との比較

### 5.3 柱の変形性状

図-11に、柱荷重( $Q_c$ )と柱変形角( $R_c$ )とのスケルトンカーブの実験値と計算値とを比較して示す。計算値は、e関数法による曲げ変形にせん断変形を加えた方法によるもの(計算法1)と、山口らの提案<sup>5)</sup>の降伏時の剛性低下率( $\alpha_v$ )を用いた方法(計算法2)、の2通りによる値を示す。曲げひび割れ後の剛性は、両計算値の間にあり、いずれの試験体も梁主筋降伏に伴い剛性低下が大きくなり、 $\gamma_p > 4 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ では、荷重が増大していないにも拘らず、恰も降伏したかのように変形が進んでいる。これは接合部のせん断破壊に伴い、接合部のせん断ひび割れが柱の接合部端に進

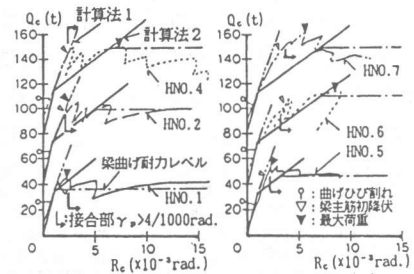


図-11  $Q_c - R_c$ スケルトンカーブの実験値と計算値との比較

行し、柱の接合部端に断面欠損を生じたことによると考えられる。以上示したように、柱の変形には、梁主筋の降伏に伴う接合部のせん断破壊の進行が密接に関係しており、梁降伏型の骨組を設計する時には、柱のみならず接合部の耐力を十分に確保しておく必要がある。

#### 5.4 層間変形状

(1) スケルトンカーブ 以上の各部のスケルトンカーブの計算値を合成して、層せん断力 ( $Q_c$ ) と層間変形角 ( $R_T$ ) のスケルトンカーブを求め、実験値と比較したものを図-12に示す。尚、柱の変形計算は、設計で慣用の上記の計算法2を用いた。

Fc900 の試験体の降伏点迄の剛性が、実験値に比べ計算値が若干低めになっている他は、計算値と実験値との対応は、概ね良好であると言えよう。

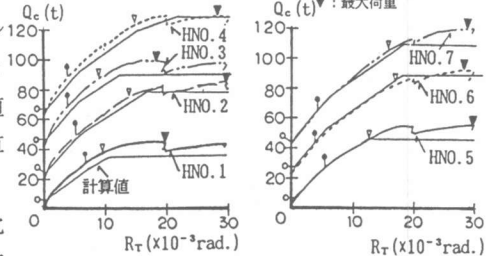


図-12  $Q_c-R_T$ スケルトンカーブの実験値と計算値との比較

(2) 限界変形角 図-13に、接合部パネルのせん断応力度レベル ( $\tau_{pbu}/\tau_{pu}$ ) と、層間限界変形角 ( $R_{Tu}$ ) との関係を示す<sup>3)</sup>。 $R_{Tu}$  は、 $Q_c-R_T$ 包絡線で、建築学会略算式による梁の曲げ耐力を維持し得る変形角と定義する。 $\tau_{pu}$ は、(1)式の破壊モードがS型の場合の値である。図中には、Fc600~800のコンクリートを用いた木村らの実験データ<sup>1)</sup>を引用して示すと共に、参考のために本実験の梁主筋降伏時の変形角 ( $R_{Ty}$ ) も併せて示した。

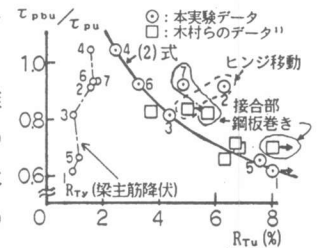


図-13  $\tau_{pbu}/\tau_{pu}-R_{Tu}$  関係

ヒンジ移動した試験体、或いは鋼板により接合部を拘束した試験体は、それらを行っていない試験体に比べ、 $R_{Tu}$  は大きくなっている。木村らのデータは、筆者らのデータにほぼ近似している。本実験データに関し、特別な処置をしていない試験体の  $R_{Tu}$  は、次式で表される。

$$R_{Tu} = 2.75 (\tau_{pbu}/\tau_{pu})^{-2.3} (\%) \dots (2)$$

#### 6. まとめ

- (1) 非加力直交梁が無く、コンクリート圧縮強度が  $\sigma_B \approx 100 \sim 1200 \text{ kg/cm}^2$  の普通コンクリートを用いた接合部パネルの終局せん断強度は、(1)式によりほぼ推定できる。
- (2) Fc900, 1200の高強度コンクリートを用いた十字形柱・梁接合部の梁、柱、接合部の各部、及び部分架構のスケルトンカーブは、接合部パネルのモデル化曲線に(1)式による値を用いる他は、既往の普通強度のコンクリートの場合に提案されている諸式を用いてほぼ評価できた。
- (3) 梁曲げ耐力時の接合部パネルのせん断応力度が  $\tau_{pbu} \approx 250 \sim 300 \text{ kg/cm}^2$  と大きい場合でも、梁のヒンジ領域を拡大すること、或いは接合部及び柱頭、柱脚を鋼板で拘束することにより、 $R_T \geq 40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  迄耐力低下の無い架構とすることが可能であることが知れた。

【謝辞】貴重なデータを引用させて戴いた研究者諸氏に深謝致します。又、高強度コンクリートの作成に御協力を戴いたフジタ工業(株)技術研究所 横須賀誠一氏に感謝致します。

【参考文献】<sup>1)</sup> 木村秀樹, 菅野俊介, 他: 高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 1989, 11-2, pp. 525~530.

- (2) 塩原 等, 川口俊郎, 他: 高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造梁柱接合部の耐震設計法, (その1), (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, 1989, pp. 459~462.
- (3) 寺岡 勝, 狩野芳一, 林 和也, 他: 鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学性状に関する研究, (その1), (その5), (その7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, 1986, 1987, 1988, pp. 115~116, 617~618, 417~418.
- (4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1988.
- (5) 山口育夫, 東端泰夫: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究, その48, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 1977, pp. 1507~1508.
- (6) 北山和宏, 青山博之: 鉄筋コンクリート造骨組接合部の耐震性, 第7回日本地震工学シンポジウム講演集, 1986, pp. 1687~1692