

# 論文 低軸力下における正方形鋼管横補強鉄筋コンクリート短柱の耐震性能

熊本明弘\*1・吉村浩二\*2・菊池健児\*3・黒木正幸\*4

**要旨**：鋼管で横補強された鉄筋コンクリート短柱の終局水平耐力の評価方法について検討するため、3～4階建て鉄筋コンクリート造学校建築物の1階短柱を想定した一定低軸力下において、柱主筋量・鋼管板厚等を主なパラメータとし繰返し水平加力実験を行った。その結果、本研究で対象とした構造条件下における鋼管横補強鉄筋コンクリート短柱が曲げ破壊・柱主筋とコンクリートとの付着劣化・せん断破壊によりそれぞれ終局状態に至る場合の部材耐力の評価方法について検討を行い、その妥当性を示すことができた。

**キーワード**：鉄筋コンクリート短柱、鋼管横補強、鋼管板厚、せん断破壊、曲げ破壊

## 1. はじめに

わが国は世界有数の地震国であり、過去の被害地震において学校建築物などでよく見られる鉄筋コンクリート (RC) 短柱のせん断破壊例が多数確認され、通常の帯筋等で横補強されたRC短柱では、せん断破壊を防止するには限界があることも明らかとなっている。一方、このRC短柱を鋼管で横補強した場合せん断破壊を防止でき、かつ曲げ終局強度を発揮するとともに優れた変形性能を示す場合があることも明らかとなっている<sup>1)3)</sup>。しかしながら、この鋼管横補強法を一般的な手法として普及させるためには、繰返し水平外力を受け曲げおよびせん断破壊等により終局状態に至る場合の部材耐力の評価方法について検討する必要がある。

そこで本研究では、鋼管横補強RC短柱の終局水平耐力の評価方法について検討するため、中低層の学校建築物におけるRC短柱を想定し、一定低軸力下 (柱軸力比: 0および0.2) で短柱部分の柱主筋量 (柱主筋比:  $p_g=1.90\sim 7.65\%$ )・鋼管板厚 (等価帯筋比:  $p_w=3.07\sim 6.00\%$ ) 等を主なパラメータとし繰返し水平加力実験を行ったので、その結果について報告する。

## 2. 実験概要

代表的な試験体の形状・寸法および配筋状況を図-1に示す。試験体短柱部分は150x150mmの正方形断面で、柱内法高さ300mm (せん断スパン比: 1.0) とし、高さ290mmの角形鋼管 (外径: 150x150mm) をコンクリート打設時より横補強のために配置している。なお、柱頭・柱脚部には5mmのクリアランスを設け、鋼管に直接軸圧縮力が作用しないようにした。

実験に用いた試験体は計29体で、表-1に試験体一覧および材料の力学的性質を示す。試験体は載荷した柱軸力 (N) と柱の軸圧縮強度 ( $bDf_c$ ) の比 (以下、柱軸力比という) の違いにより2つのグループに分かれている。

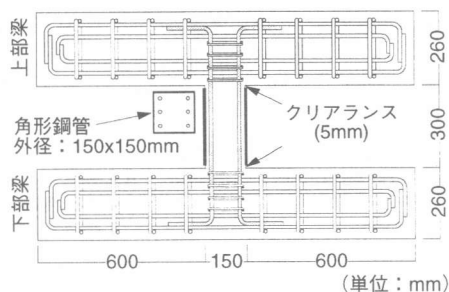


図-1 試験体配筋図 (T4.5-6D13-300)

\*1 大分大学大学院 工学研究科環境工学専攻 工修 (正会員)

\*2 大分大学教授 工学部建設工学科 工博 (正会員)

\*3 大分大学助教授 工学部建設工学科 工博 (正会員)

\*4 大分大学助手 工学部建設工学科 工修 (正会員)

表-1 試験体および各種理論耐力と実験結果一覧

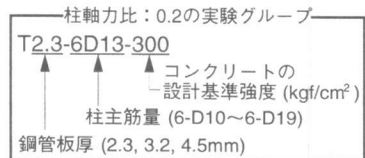
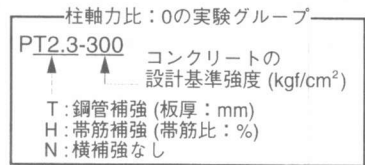
	試験体名	短柱部分の横補強 P <sub>w</sub> , P <sub>w'</sub> (%)	f <sub>y</sub> (MPa)	柱主筋量 p <sub>g</sub> (%)	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>c</sub> (MPa)	Q <sub>mu</sub> (kN)	Q <sub>fbu50</sub> (kN)	Q <sub>fbu75</sub> (kN)	RCQ <sub>su</sub> (kN)	Q <sub>su</sub> (kN)	Q <sub>max</sub> (kN)	最終破壊 モード	
														柱軸力比: N/(bDf <sub>c</sub> )=0
柱軸力比: N/(bDf <sub>c</sub> )=0	PN-300	なし	---	6-D13 (p <sub>g</sub> =3.39)	365	34.4	106	***	***	52.4	---	55.8	S	
	PH1.2-300	帯筋(p <sub>w</sub> =1.22)	---		365	33.9	107	***	***	81.3	---	105	S	
	PH2.7-300	帯筋(p <sub>w</sub> =2.67)	---		374	28.0	110	***	***	90.1	---	107	F	
	PT2.3-300	鋼管(t=2.3)	316		365	33.5	105	***	***	89.9	128	105	F	
	PT3.2-300	鋼管(t=3.2)	300		365	34.7	105	***	***	95.2	150	105	F	
	PT4.5-100*	鋼管(t=4.5)	339*		374	11.9	103	102	***	***	83.6	182	79.2	B
	PT4.5-200				374	20.0	105	104	***	***	90.9	189	105	F
	PT4.5-300				374	29.7	107	***	***	100	198	110	F	
	PT4.5-400				374	39.3	108	***	***	108	207	112	F	
	PT4.5-500				374	49.9	110	***	***	118	216	117	F	
柱軸力比: N/(bDf <sub>c</sub> )=0.2	T2.3-6D10-300	鋼管(t=2.3) p <sub>w'</sub> =3.07	316	6-D10 (p <sub>g</sub> =1.90)	339	26.9	94.8	94.2	***	87.4	124	98	F	
	T2.3-6D13-300			6-D13 (p <sub>g</sub> =3.39)	367	27.2	138	128	138	91.6	129	124	S	
	T2.3-4D19-300			4-D19 (p <sub>g</sub> =5.10)	344	29.0	172	135	159	95.0	133	129	S	
	T2.3-6D16-300			6-D16 (p <sub>g</sub> =5.31)	356	27.0	182	147	174	94.3	132	141	S	
	T2.3-6D19-300			6-D19 (p <sub>g</sub> =7.65)	344	28.9	233	152	204	99.3	138	137	S	
	T3.2-6D10-300	鋼管(t=3.2) p <sub>w'</sub> =4.27	300	6-D10 (p <sub>g</sub> =1.90)	339	27.8	95.5	95.1	***	92.9	148	101	F	
	T3.2-6D13-300			6-D13 (p <sub>g</sub> =3.39)	348	33.0	142	136	***	103	158	138	B	
	T3.2-4D19-300			4-D19 (p <sub>g</sub> =5.10)	356	32.1	181	147	168	103	159	156	B	
	T3.2-6D16-300			6-D16 (p <sub>g</sub> =5.31)	356	31.4	189	160	182	104	160	157	B	
	T3.2-6D19-300			6-D19 (p <sub>g</sub> =7.65)	356	31.0	243	165	213	106	163	166	S	
	T4.5-6D13-240	鋼管(t=4.5) p <sub>w'</sub> =6.00	303*	6-D13 (p <sub>g</sub> =3.39)	348	23.4	127	123	***	97.2	182	116	B	
	T4.5-4D19-240			4-D19 (p <sub>g</sub> =5.10)	356	23.7	167	138	158	98.0	184	135	B	
	T4.5-6D16-240			6-D16 (p <sub>g</sub> =5.31)	356	23.5	176	152	172	100	185	139	B	
	T4.5-6D19-240			6-D19 (p <sub>g</sub> =7.65)	356	23.0	230	159	205	101	187	149	B	
	T4.5-6D10-300			6-D10 (p <sub>g</sub> =1.90)	339	29.3	96.8	96.6	***	101	185	100	F	
	T4.5-6D13-300			6-D13 (p <sub>g</sub> =3.39)	348	30.1	137	132	***	105	190	138	F	
	T4.5-4D19-300			4-D19 (p <sub>g</sub> =5.10)	356	32.4	180	155	171	109	195	169	B	
	T4.5-6D16-300			6-D16 (p <sub>g</sub> =5.31)	353	31.1	186	166	182	109	195	174	B	
	T4.5-6D19-300	6-D19 (p <sub>g</sub> =7.65)	356	32.4	244	185	223	113	200	190	B			

注) N : 柱軸力      bD : 柱の断面積  
 f<sub>c</sub> : コンクリート円柱供試体の圧縮強度  
 p<sub>w</sub> : 帯筋比      p<sub>w'</sub> : 鋼管の等価帯筋比=2t<sup>2</sup>/(bt)  
 t : 鋼管板厚 (mm)  
 f<sub>y</sub> : 鋼管の材軸および周方向の降伏点強度の平均値  
 \*1 : 0.2%オフセット耐力      p<sub>g</sub> : 柱主筋比  
 f<sub>y</sub> : 柱主筋の降伏点強度  
 Q<sub>mu</sub> : 鋼管の拘束効果<sup>7)</sup>を考慮した曲げ終局強度  
 Q<sub>fbu50</sub> : 付着劣化 (f<sub>bu</sub>=4.90MPa)<sup>8)</sup>を考慮した終局水平耐力  
 Q<sub>fbu75</sub> : 付着劣化 (f<sub>bu</sub>=7.35MPa)<sup>8)</sup>を考慮した終局水平耐力  
 f<sub>bu</sub> : 柱主筋とコンクリートとの終局付着応力度  
 \*\*\* : 理論値算定の際に付着劣化が生じないと判定された試験体

$$RCQ_{su} : \text{せん断終局強度} = \left( \frac{0.068p_{c,0.23}(f_c' + 180)}{M/(Qd) + 0.12} + 2.7\sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_n \right) b_j$$

Q<sub>su</sub> : せん断終局強度, 式(1)参照  
 Q<sub>max</sub> : 実験より得られた最大耐力  
 F : 曲げ破壊(曲げ型試験体)      B : 柱主筋とコンクリートとの付着劣化(付着型試験体)  
 S : 鋼管内部のコンクリートのせん断破壊(せん断型試験体)

試験体名の凡例



柱軸力比: 0の実験グループでは、鋼管の横補強効果について検討するため、柱主筋量を6-D13 (柱主筋比: p<sub>g</sub>=3.39%) とし、短柱部分の横補強 (横補強なし・帯筋補強・鋼管補強) とコンクリートの設計基準強度 (約10~50MPa) をパラメータとし実験を行っている。

柱軸力比: 0.2のグループは、3~4階建てRC造学校建築物の1階短柱が受ける柱軸力を想定している。このグループでは、短柱部分の鋼管板厚: t=2.3, 3.2, 4.5mm と柱主筋量 (6-D10, 6-D13, 4-D19, 6-D16, 6-D19) を主な実験変数としている。

本実験に用いた載荷装置を図-2に示す。試験

体には一定鉛直軸力を载荷した後、試験体短柱の中央高さと同じ高さに取り付けた水平ジャッキにより静的繰返し水平力を漸増変位振幅による载荷プログラムにより加力した。また、各試験体の水平変位、ひび割れによる短柱の伸びなどの変位は変位計で測定し、柱主筋および鋼管表面のひずみはひずみゲージにて測定した。

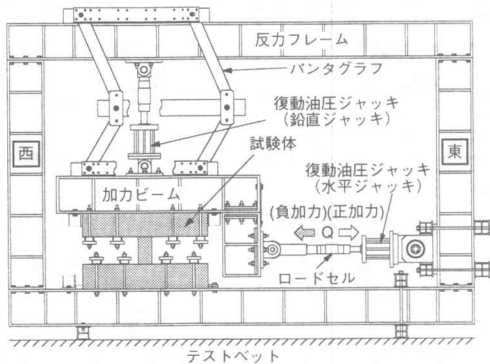


図-2 载荷装置

### 3. 実験結果

図-3に代表的な試験体の水平荷重 ( $Q$ ) と短柱部材角 ( $R$ ) の関係を示し、図-4に代表的な試験体の実験終了後の鋼管内部のコンクリートのひび割れ状況を示す。ここで短柱部材角 ( $R$ ) とは、試験体の上部梁・下部梁中央部分の水平変位の差を短柱の内法高さ (300mm) で除した値である。図-3中の点線および実線はそれぞれ降伏時剛性<sup>4)</sup>と曲げ終局強度の理論値 ( $Q_{mu}$ ) を示し、一点鎖線は通常のRC柱における既往のせん断終局強度式<sup>5)</sup>を用いて算出したせん断終局強度の理論値 ( $RCQ_{su}$ ) を示し、破線で囲まれた灰色の領域は付着劣化を考慮した終局水平耐力の理論値 ( $Q_{fbu50}$ ,  $Q_{fbu75}$ ) を示している。なお、各種理論耐力の算定方法については後述する。また、図-3中の●印は柱断面内の四隅に配置した主筋の柱頭・柱脚部に貼付したひずみゲージの測定値より、鉄筋のヤング係数を206GPaとして判断したそれぞれの主筋の引張降伏を示している。

図-3(a), (b)に示す柱軸力比:0のグループの試験体の場合、短柱部分に帯筋および鋼管による

横補強を全く施していない試験体 (図-3(a)) は、せん断破壊により終局状態となり、その最大耐力は既往のせん断終局強度式 ( $RCQ_{su}$ ) により精度よく評価できている。短柱部分を鋼管で横補強した試験体の場合、コンクリート強度の極端に低い (約10MPa) 試験体 (図-3(b)) は柱主筋とコンクリートとの付着劣化により、曲げ終局強度の理論値 ( $Q_{mu}$ ) を発揮できなかったが、他の柱軸力比:0の試験体では柱主筋の降伏にともない短柱部材角:  $R=2.0 \times 10^{-2}$  rad付近で曲げ終局強度の理論値 ( $Q_{mu}$ ) を発揮し、その後の変形領域においてもほとんど耐力低下は見られなかった。

図-3(c)~(j)に示す柱軸力比:0.2の試験体の場合、柱主筋量の少ない試験体 (図-3(c), (d)) では、柱主筋の引張降伏にともない  $R=2.0 \times 10^{-2}$  rad までにはほぼ最大耐力を発揮し、その後も全く耐力低下の見られない優れた変形性能を示した。加えて、これらの試験体 (図-3(c), (d)) では鋼管内部のコンクリート部分でひび割れの発生による顕著な損傷は見られなかったため、曲げ破壊モードで終局状態に至ったと判断した (曲げ型:F)。柱主筋量が多く鋼管板厚の薄い試験体 (図-3(e), (g)) では、 $R=2.0 \times 10^{-2}$  rad 付近で最大耐力を発揮し、その後の変形領域では顕著な耐力低下を示した。また、これらの試験体 (図-3(e), (g)) では、図-4(a)に示すように鋼管内部のコンクリート部分でせん断ひび割れおよび灰色で示す柱主筋に沿ったひび割れが顕著に見られたため、鋼管内部のコンクリートがせん断ひび割れの発生により顕著な損傷を受け最大耐力が決定したと判断した (せん断型:S)。柱主筋量が多く鋼管板厚の厚い試験体 (図-3(f), (h)~(j)) では、他の試験体が最大耐力を発揮した部材角 ( $R=2.0 \times 10^{-2}$  rad) よりも大きな部材角 ( $R=2.5 \sim 3.0 \times 10^{-2}$  rad) で最大耐力を発揮し、図-4(b)に示すように鋼管内部のコンクリート部分で柱主筋に沿ったひび割れが顕著に見られたため、柱主筋とコンクリートとの顕著な付着劣化により最大耐力が決定したと判断した (付着型:B)。なお、各試験体の各種耐力の理論値と実験より得

られた最大耐力 ( $Q_{max}$ ) および本論で判断した最終破壊モード (F, B, S) の一覧は表-1に示している。

#### 4. 終局水平耐力の評価方法

##### 4.1 曲げ終局強度

曲げ終局強度は、文献(6)の付20の基本仮定に従い、コンクリートの圧縮応力ブロックには、鋼管の拘束効果を考慮した等価応力ブロック<sup>7)</sup>を用いて算定した。

##### 4.2 せん断終局強度

せん断終局強度 ( $RCQ_{su}$ ) は、横補強に用いた鋼管を等量の帯筋に換算して既往のせん断終局強度式<sup>5)</sup>を用いて算定を行ったが、せん断型試験体 (S) の最大耐力 ( $Q_{max}$ ) が理論値 ( $RCQ_{su}$ ) を上回る傾向が見られ、加えて図-3(f), (h)~(j)に示す鋼管板厚の厚い試験体では、その理論値 ( $RCQ_{su}$ ) を発揮した後も耐力が上昇し、せん断耐力を適確に評価することができなかった。そこで本論では、鋼管による弾性拘束の限界を鋼管の水平方向の最大せん断応力度が降伏せん断応力度 ( $\tau_y = f_y / \sqrt{3}$ ) に到達するときとし、鋼管ウェブ(長方形断面)の平均せん断応力度の最大せん断応力度に対する比を2/3として、式(1)によりせん断終局強度 ( $Q_{su}$ ) を算定した。

$$Q_{su} = \left( \frac{0.068 p_t^{0.23} (f'_c + 180)}{(M/Qd) + 0.12} + 0.1 \frac{N}{bD} \right) b_j + \frac{2}{3} \tau_{y,t} a_w \quad (1)$$

ここに  $\tau_y$  : 鋼管の降伏せん断応力度= $f_y/\sqrt{3}$   
 $a_w$  : 鋼管ウェブ面平行部の断面積

##### 4.3 付着劣化を考慮した終局水平耐力

図-5に代表的な付着型試験体 (B) の柱主筋の応力度分布を示す。なお応力度は、ひずみゲージの測定値を用いて、鉄筋の応力度 ( $f_s$ ) -ひずみ度 ( $\epsilon$ ) 関係を完全弾塑性型と仮定して算出し、鉄筋の降伏点強度 ( $f_y$ ) で除して無次元化して示している。図より

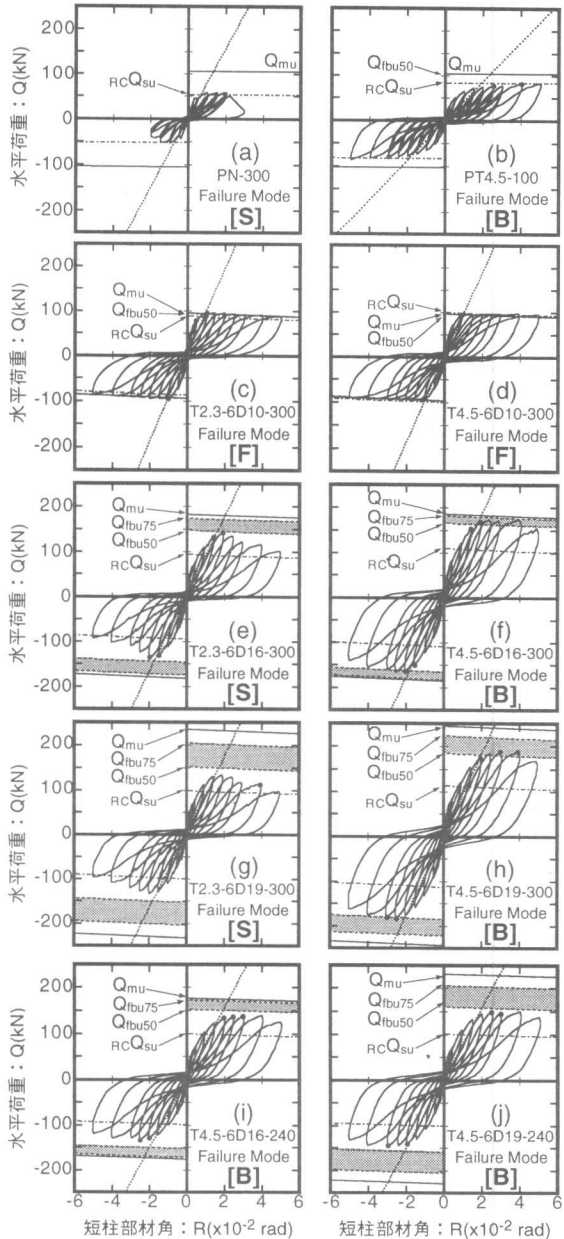


図-3 水平荷重 (Q) -短柱部材角 (R) 関係

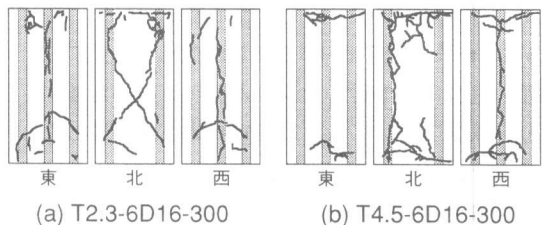


図-4 鋼管内部のコンクリートのひび割れ状況

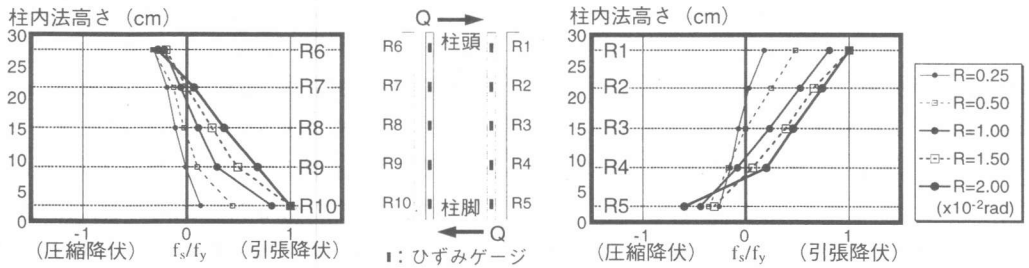


図-5 代表的な試験体の柱主筋の応力分布 (T4.5-6D13-240)

柱主筋の応力度分布は、短柱部材角 (R) の増加とともに引張力を負担している部分が長くなり、引張から圧縮に替わる点 ( $f_s/f_y=0$ ) が柱中央付近から柱頭・柱脚方向へ移動する傾向が見られた。

鋼管で拘束されたコンクリートと異形鉄筋との付着性状に関する構成則および破壊条件に関しては現時点では十分に確立されていないと思われる。そこで本論では既往の研究<sup>8)</sup>を参考に柱主筋とコンクリートとの終局付着応力度を  $f_{bu}=4.90\sim 7.35\text{MPa}$  ( $50\sim 75\text{kgf/cm}^2$ ) と仮定して、付着劣化を考慮した終局水平耐力 ( $Q_{fbu50}$ ,  $Q_{fbu75}$ ) の算定を行った。図-6に本論で仮定した付着劣化を考慮した終局水平耐力時の抵抗機構の概略図を示す。図-6(a)中の曲げ終局強度時の

柱端部の主筋の負担力 ( $T_s, C_s$ ) より、柱における主筋とコンクリートとの付着応力度は一樣に分布すると仮定した場合の必要付着応力度が終局付着応力度 ( $f_{bu}$ ) を上回った場合、図-6(b)に示すように圧縮側主筋の負担力を緩和し、その緩和した圧縮側主筋の負担圧縮力 ( $\Delta C$ ) はコンクリートが負担すると仮定して求めた曲げモーメントから付着劣化を考慮した終局水平耐力 ( $Q_{fbu50}$ ,  $Q_{fbu75}$ ) を算定した。

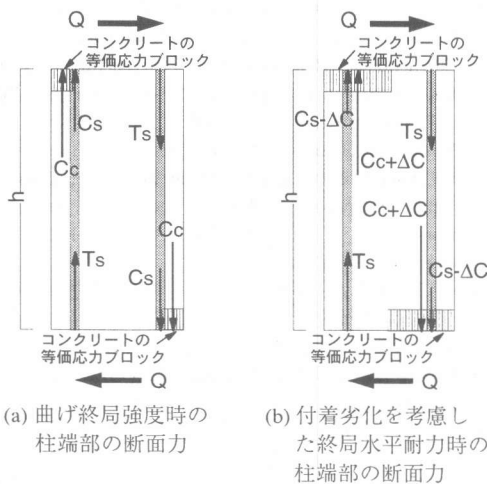
#### 4.4 実験結果と計算結果の比較

図-7に短柱部分を鋼管で横補強した試験体の実験より得られた最大耐力 ( $Q_{max}$ ) と各破壊モードにおける理論値 ( $Q_{mu}$ ,  $Q_{su}$ ,  $Q_{fbu50}$ ) の精度の検証結果を示す。図中の○印は曲げ型試験体 (F) を示し、□印はせん断型試験体 (S), △および▲印は付着型試験体 (B) を示す。

曲げ型試験体 (F) では、最大耐力 ( $Q_{max}$ ) と鋼管の拘束効果を考慮した曲げ終局強度 ( $Q_{mu}$ ) の比が  $Q_{max}/Q_{mu}=1.00\sim 1.06$  となり、理論値により最大耐力を精度よく評価できた。

□印で示すせん断型 (S) と判断した試験体の最大耐力 ( $Q_{max}$ ) は、(1) 式より算定するせん断終局強度 ( $Q_{su}$ ) により  $Q_{max}/Q_{su}=0.97\sim 1.07$  の精度で評価できた。

付着型試験体 (B) の場合、△印で示すコンクリート強度: 約  $30\text{MPa}$  の試験体の最大耐力 ( $Q_{max}$ ) は、付着劣化を考慮した終局水平耐力 ( $Q_{fbu50}$ ) により  $Q_{max}/Q_{fbu50}=0.98\sim 1.09$  の精度で評価できた。なお、終局付着応力度を  $f_{bu}=7.35\text{MPa}$  とした場合の理論値 ( $Q_{fbu75}$ ) では、 $Q_{max}/Q_{fbu75}=0.85\sim 0.99$  となり理論値が最大耐



注)  $T_s$  : 曲げ終局強度時の引張側柱主筋の引張力  
 $C_s$  : 曲げ終局強度時の圧縮側柱主筋の圧縮力  
 $C_c$  : 曲げ終局強度時のコンクリートの圧縮力  
 $\Delta C$  : 付着劣化により緩和される主筋の圧縮力

図-6 付着劣化を考慮した終局水平耐力

力を過大評価していた。▲印で示すコンクリート強度の低い(約24MPa以下)試験体では、終局付着応力度を $f_{bu}=4.90\text{MPa}$ としても、その理論値( $Q_{fbu50}$ )と最大耐力の比は $Q_{max}/Q_{fbu50}=0.78\sim 0.97$ となり、理論値は最大耐力より高い値を示していた。

また、柱軸力を载荷した主筋量の少ない試験体では、実験結果より曲げ型試験体(F)と判断したが、終局付着応力度を $f_{bu}=4.90\text{MPa}$ とした場合、付着劣化を考慮した終局水平耐力( $Q_{fbu50}$ )と曲げ終局強度( $Q_{mu}$ )の比が $Q_{fbu50}/Q_{mu}=0.97\sim 1.00$ となり、各理論値による破壊モードの予測としては付着型試験体(B)となっていた。一方、終局付着応力度を $f_{bu}=7.35\text{MPa}$ とした場合( $Q_{fbu75}$ )、理論値算定の際に付着劣化が生じないと判定された。

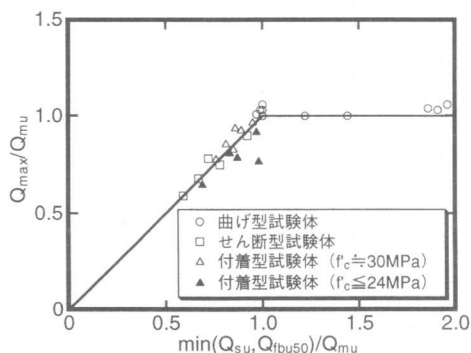


図-7 理論値の精度検証結果

## 5. まとめ

鋼管横補強RC短柱の終局水平耐力の評価方法を検討するため、柱軸力比:0および0.2の条件下で短柱部分の柱主筋量(柱主筋比: $p_g=1.90\sim 7.65\%$ )・鋼管板厚(等価帯筋比: $p_w'=3.07\sim 6.00\%$ )等を主なパラメータとし繰返し水平加力実験を行った。その結果、曲げ型試験体の最大耐力は鋼管の拘束効果を考慮した曲げ圧縮を受けるコンクリートの等価応力ブロックを用いて算定した曲げ終局強度により精度よく評価できた。せん断型試験体の場合は、通常のRC柱に対する既往のせん断終局強度式を用いてせん断終局強度を算定した場合、最大耐力を過小評価する傾

向が見られたが、鋼管内部のRC柱のせん断終局強度と鋼管に作用する最大せん断応力度が降伏せん断応力度に達したときの鋼管のせん断耐力の和により、その最大耐力を比較的精度よく評価できた。また、付着型試験体では、コンクリートの設計基準強度:約30MPaの試験体の場合、柱主筋とコンクリートとの終局付着応力度を4.90MPaとして算出した付着劣化を考慮した終局水平耐力により概ね評価できた。しかしながら、柱主筋とコンクリートとの付着劣化により終局状態に至るような鋼管横補強RC短柱の耐震性能について詳細な検討を行うためには、鋼管で拘束されたコンクリートと鉄筋との終局付着応力度等の解明が必要である。

## 謝辞

本研究は、平成10年度科学研究費補助金(特別研究員奨励費)の助成を受け行われた。また、実験に当たっては、大分大学技官:平松 強氏および同大学建築構造学研究室の学生諸氏の協力を得た。ここに記して深甚の謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 富井政英:鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊を鋼管補強により防止する設計法に関する実験的研究, 昭和62年度科学研究費補助金(総合研究A)研究成果報告書, 第1部, 1988.3
- 2) Yoshimura, K. et al.: Seismic Shear Strengthening Method for Existing Reinforced Concrete Short Columns, Proc. of ACI International Conference on Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design, No. SP-128-66, pp.1065-1079, Hong Kong, Dec. 1991
- 3) Yoshimura, K. et al.: Appropriate Tube Thickness for R/C Short Columns Confined Laterally by a Steel Square Tube, Proceedings of the Fifth Pacific Structural Steel Conference, Vol.2, pp.931-936, Seoul, KOREA, Oct. 1998
- 4) 山口育雄ほか: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4.8), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1507-1508, 1977.10
- 5) 日本建築学会:建築耐震設計における保有耐力と変形性能, p.398(4.8)式, 1990.10
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.604-605, 1991
- 7) 孫玉平ほか:正方形鋼管横補強鉄筋コンクリート柱の曲げ終局強度の算定法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.131-136, 1996.6
- 8) 森下陽一ほか:鋼管で被覆補強されたコンクリートと異形鉄筋の間の付着性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.2, pp.365-370, 1987.6