

論文

[2165] 高軸力を受ける短柱の角形鋼管で被覆したX形配筋の合成柱の弾塑性性状

正会員○山本 裕康 (日本建設技術研究室)

正会員 佐々木良一 (摂南大学建築学科)

正会員 南 宏一 (福山大学建築学科)

1. はじめに

鉄筋コンクリート短柱のぜい性的な破壊を防止するため、文献(1)に示されるように高圧縮力に対してコンクリートの外周を角形鋼管で被覆した拘束効果と、高せん断力に対して、せん断補強筋を必要としないX形配筋のもつ効果を組み合わせて、高圧縮力と高せん断力に対して優れた性能をもつ構法を考案した。そして、この構法をもつ柱は、作用軸力比が  $n=0.6$  までであれば、被覆鋼管板厚が薄い場合においても、極めて安定した曲げ破壊による紡錘形の履歴曲線が得られ最大耐力以後の耐力劣化もみられないことが確認された。また、軸力比が  $n=1.0$  という高軸力下においては、被覆鋼管の板厚がある程度必要であり、実験を行った範囲では、幅厚比  $D/t=50$  程度以上の板厚が必要であると思われる。また、このような構法をもつ柱の終局耐力は、従来のアーチ機構を用いられる一様な圧縮場に対するモデルに、被覆鋼管による拘束効果を考慮することにより概ね評価できることが確認された<sup>2)</sup>。

そこで、実験1として柱断面が  $\square-300 \times 300$ 、柱長さ比  $\eta (=h/D \text{ h:柱長さ } D:\text{柱せい})=2$  の短柱における曲げ・せん断実験と、実験2として終局耐力の評価で用いたモデルの妥当性の確認のための局部圧縮実験について、それぞれ10体および12体の試験体を作製し、実験的な検討を行った。本論文は、その内容を報告するものである。

2. 実験1

2.1 実験計画

全ての試験体は、柱長さ比  $\eta=2.0$  とし、実験変数として、配筋法(全平行配筋および全X形配筋の2種)作用軸力比  $n(=N/b_c \cdot D_c \cdot F_c)=0.2, 0.6$  および  $1.0$ 、被覆角形鋼管板厚  $t=2.3, 3.2, 6.0$  および  $9.0\text{mm}$  とし、これらの組み合わせで、計10体の試験体を計画した。これらを表1に示し、試験体名の表示法も同時に示す。被覆鋼管としては角形鋼管を選び、鋼管板厚  $t=6.0$  および  $t=9.0\text{mm}$  のものはそれぞれ公称寸法  $\square-300 \times 300 \times 6.0$ 、 $\square-300 \times 300 \times 9.0$  の市販品を用いたが、鋼管板厚が  $t=2.3$ 、 $t=3.2\text{mm}$  のものについては市販品がないため、鋼板を溶接加工して  $\square-300 \times 300 \times 2.3$  および  $\square-300 \times 300 \times 3.2$  の角形鋼管とした。この被覆鋼管はコンクリートの拘束のみに機能させることを目的とするために、図3に示すように、鋼管と試験体定着部の材端部との間には  $10\text{mm}$  のクリアランスを設け直接曲げ、せん断および軸方向応力が鋼管に作用しないようにした。また鋼管の内側とコンクリートとの間は、自然付着状態にした。

2.2 実験方法

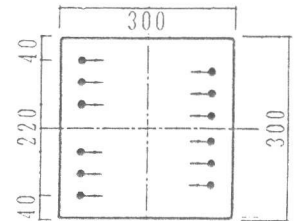


図1 試験体断面形状

(単位: mm)

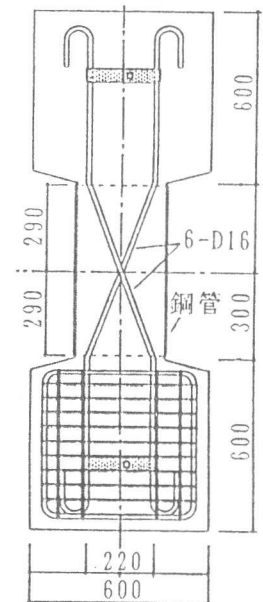


図2 試験体形状寸法

(単位: mm)

試験体の断面構成および形状寸法を 図1、図2に示す。全主筋量としては 12-D16を用い、全平行配筋のものは、 $p_t=1.40\%$ とした。柱体部には帯筋は一切設けていない。柱端部には鉄筋コンクリート製の定着ブロックを設け、そのブロックに、鋼製の載荷用治具を取り付けて逆対称の繰り返し曲げ・せん断力を負荷させた。載荷方法は、柱材の変位部材角 $R(=\delta/h)$ を制御変位振幅値として、初期値を $0.5\%rad$ 、最終値を $5\%rad$ 、 $R=3\%rad$ までは増分値を $0.5\%rad$ とし、 $R=3\%rad$ 以降

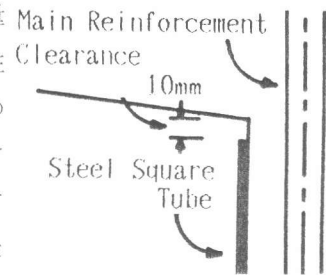


図3 柱端部の状況

の変位過程では、増分値を $1\%rad$ とする漸増変位法によって載荷した。なお1サイクルでそれぞれ2回の繰り返し載荷を行った。表1に素材の諸元と作用軸力および実験結果を示す。

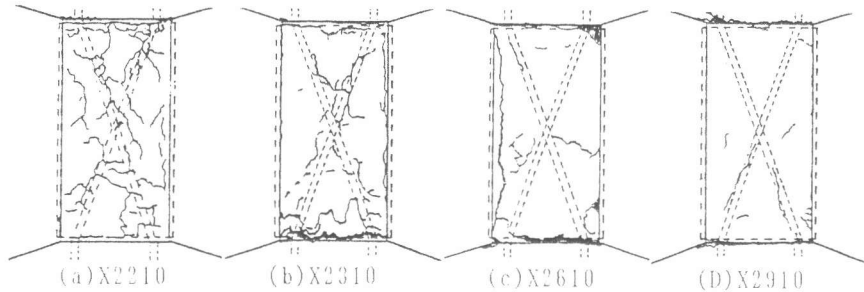


図4 内部コンクリートの損傷状況の数例

### 2. 3 破壊状況

作用軸力の小さい試験体については、最終柱部材角である $R=5\%rad$ まで加力できたが、高軸力である $n=0.6$ 、 $1.0$ の試験体については $R=2.0\%rad$ 程度で柱頭、柱脚のクリアランスが圧壊し、鋼管と定着ブロックが接触したため耐力は上昇しているが、鋼管はコンクリートの拘束のみに機能させるといふ本研究目的に反するため、この時点から数ループ載荷して実験を終了した。

被覆鋼管の管壁の座屈は、被覆鋼管板厚 $t=2.3$ および $3.2mm$ の全ての試験体において観察された。この座屈は、板厚が薄くなるに従い、また、作用軸力が増加するに従い、柱頭部、中央部、柱脚部に最大耐力発揮以後から発生し、最終的にはかなり大きく発展していることが観察された。内部のコンクリートの破壊状況は、試験体の柱体部が鋼管で被覆されているため、外観から観察できなかった。そこで実験終了後、被覆鋼管をガス切断により取り除いた後、コンクリートの損傷の程度を観察した。図4にその数例を示すが、被覆鋼管の板厚が $t=6.0$ 、および $9.0mm$ では、作用軸力のいかにかわらず、材端部の曲げひび割れは大きく、これによるコンクリートの損傷も大きい。主筋に沿う付着割裂によるひび割れは、ほとんど観察されず鋼管で被覆されたコンクリートの圧壊は認められなかった。これに対して、被覆鋼管の板厚が薄くなるに従い管壁に局部座屈が発生している部分のコンクリートに圧壊が認められた。

### 2. 4 履歴曲線

履歴曲線の数例を図5に示す。縦軸はせん断力 $Q$ (tf)、横軸は柱部材角 $R$ ( $\times 10^{-2}rad$ )を表す。図中の点線は転倒モーメントの影響を表し、 $Q_{U1}$ および $Q_{U2}$ は後述の理論耐力を示す。この履歴曲線の差異は、被覆鋼管の板厚および作用軸力が大きく影響している。文献(1)、(2)にも示すように、軸力比 $n=0.6$ までの試験体において、全X形配筋の合成柱はエネルギー消費能力の優れた極めて安定した履歴を示し、最大耐力以後の耐力劣化もみられない。また、作用軸力比 $n=1.0$ の場合、鋼管板厚が $t=2.3$ 、 $3.2mm$ の試験体においては、柱部材角 $R=0.5\%rad$ で軸力を保持できず破壊している。一方、鋼管板厚が $t=6.0$ 、 $9.0mm$ の試験体においては、安定した紡錘形の履歴を示している。このことから、柱長さ比 $\eta=2.0$ 、軸力比が $n=1.0$ でも鋼管板厚がある程度厚くなれば、優れた耐震性能を発揮することが示された。ここで図中の▼印は、高軸力のために軸方向縮みが大きく、図3に示すクリアランスが圧壊し、鋼管が定着ブロックに接触した時点を示してい

表1 素材諸元および終局耐力に関する実験値と計算値

試験体	鋼管板厚 t(mm)	鋼管外径 D(mm)	コンクリート強度 F <sub>c</sub>	鋼管降伏応力度 σ <sub>y</sub>	作用軸力 N(tf)	実験値		計算値(tf)および実験値との比率							
						Q <sub>max</sub> (tf)	Q <sub>u1</sub>	Q <sub>u1</sub>	Q <sub>u2</sub>	Q <sub>u2</sub>	Q <sub>u3</sub>	Q <sub>u3</sub>	Q <sub>u4</sub>	Q <sub>u4</sub>	
X2202	2.26	299.5	212	2220	36.9	46.0	43.3	1.06	43.4	1.06	45.3	1.01	45.4	1.01	
X2206	2.21	299.7	212	2220	110.7	52.9	50.3	1.05	51.1	1.04	62.8	0.87	63.9	0.83	
X2210	2.39	299.5	212	2220	184.5	28.4	29.3	0.97	32.2	0.88	29.3	0.97	35.2	0.81	
P2306	3.05	299.9	212	2910	110.7	36.1	51.9	0.64	54.0	0.67	64.5	0.56	66.9	0.54	
X2306	3.06	299.9	235	2910	121.3	53.6	50.1	1.07	54.5	0.98	66.3	0.81	68.9	0.78	
X2310	3.10	300.5	235	2910	202.2	27.5	29.3	0.94	35.6	0.77	29.3	0.94	41.3	0.66	
X2602	5.90	300.2	207	3244	34.4	41.7	42.6	0.98	43.5	0.96	44.5	0.94	45.0	0.93	
X2606	5.93	300.3	207	3244	103.2	57.1	48.9	1.17	56.1	1.02	60.7	0.94	67.8	0.84	
X2610	5.94	300.6	207	3244	172.0	58.7	29.3	2.00	49.5	1.18	29.3	2.00	61.3	0.91	
X2910	8.61	300.6	207	3150	164.9	63.3	29.3	2.15	60.4	1.04	29.3	2.15	79.3	0.79	
						平均値	1.21	0.96			1.12	0.81			

主筋 引張降伏応力度  $r\sigma_y = 3568 \text{ kgf/cm}^2$  引張強度  $r\sigma_u = 5257 \text{ kgf/cm}^2$   $r\epsilon_y = 0.21 \times 10^{-2}$   $F_c, \sigma_y$  の単位  $\text{kgf/cm}^2$

命名法 ○○○○  
 配筋法 (P:全平行配筋, X:全X形配筋) 軸力比  $n = N/b_0 \cdot D_0 \cdot F_c$  (02:n=0.2, 06:n=0.6, 10:n=1.0)  
 柱長さ比  $\eta = h/D$  (2: $\eta=2$ ) 鋼管板厚 t(mm) (2:t=2.3mm, 3:t=3.2mm, 6:t=6.0mm, 9:t=9.0mm)

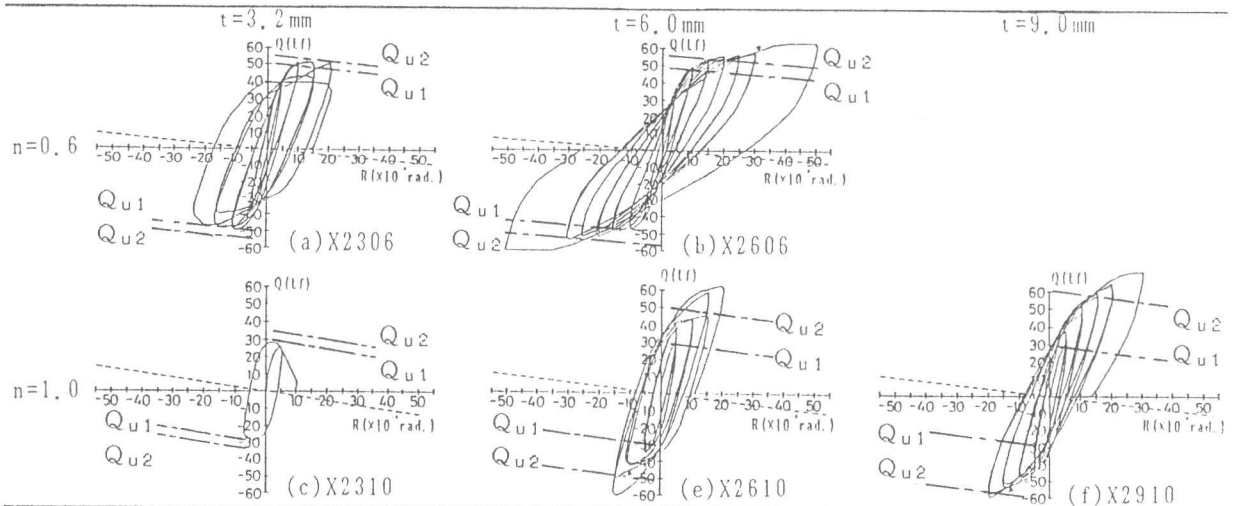


図5 履歴曲線の数例

る。この履歴をみて解るように、鋼管が定着ブロックに接触した後、 $t=6.0\text{mm}$ および $9.0\text{mm}$ については耐力が著しく増加している。この原因は、曲げ、せん断および軸方向応力を直接鋼管が負担するようになったためと推測される。

### 3. 実験2

#### 3.1 実験計画および実験方法

試験体は $\square-300 \times 300 \times t \times 580$ の角形鋼管(実験1の角形鋼管と同形)にコンクリートを充填した鋼管コンクリートとした。実験変数としては鋼管板厚  $t=2.3, 3.2, 6.0$  および  $9.0\text{mm}$ の4種、支圧長さ比  $k(=r/D_0, r$ :支圧面せい  $D_0$ :内部コンクリート断面せい) $=1/4, 2/4, 3/4$ および $4/4$ の4種を選択し、これらの組み合わせにより表2に示す計12体の試験体を計画した。また、コンクリートは設計強度 $180 \text{ kgf/cm}^2$ であるが、実験時のコンクリート強度は  $F_c=243 \text{ kgf/cm}^2$ であった。全試験体とも角形鋼管による拘束効果をより明確に把握するため、角形鋼管内に充填されたコンクリートのみならず圧縮力を載荷した。図6に実験状況の一例(支圧長さ比  $k=1/4$ )を示す。なお、試験体の傾き $\theta$ は支圧長さ比 $k$ によって変化する。また、軸方向変位は試験体の表裏両面に取り付けられた2つの変位形測定値の平均値とした。

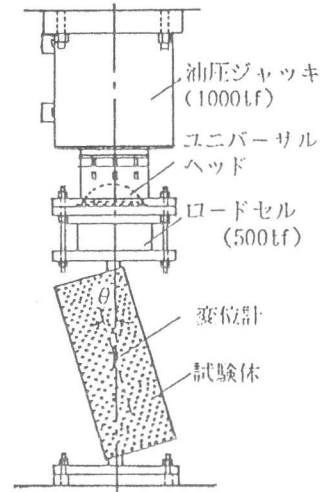


図6 実験状況( $k=1/4$ )

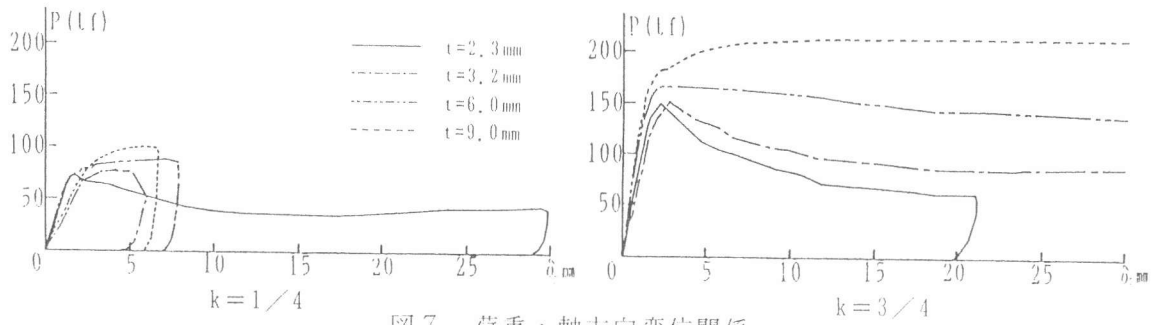


図7 荷重・軸方向変位関係

### 3. 2 荷重・軸方向変位関係

図7は、それぞれ支圧長さ比  $k=1/4$ 、および $3/4$ に対して鋼管板厚を変数とした荷重・軸方向変位関係で、縦軸は作用軸力  $P(tf)$  を、横軸は軸方向変位  $\delta_p(mm)$  を示している。各試験体の初期剛性は支圧長さ比および鋼管板厚にかかわらずほぼ同じであるが、各試験体の最大耐力は、鋼管の板厚が増加するに従い増加している。また、最大耐力以後、鋼管の局部座屈およびコンクリートの圧壊等により鋼管板厚の薄い試験体では耐力劣化を生じている。変形性能は、鋼管の板厚が厚くなるに従い優れており、高いじん性を示している。鋼管板厚 $t=6.0$ および $9.0$  mmの試験体では最大耐力発揮以後、その耐力を維持した状態で変形が進んでいる。

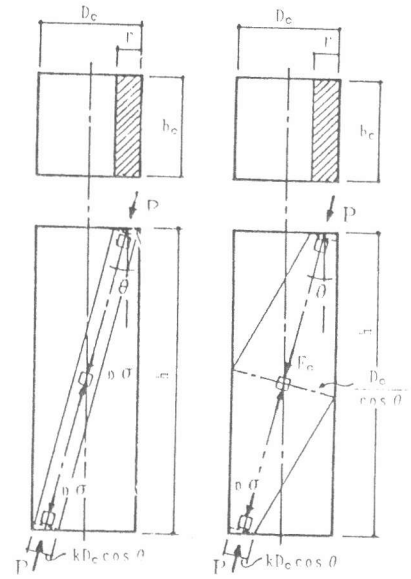
### 3. 3 解析方法

角形鋼管で被覆されたコンクリート柱が局部圧縮を受けた場合の理論耐力を以下に示す4つのモデルにより算定した。

<モデル1> モデル1は図8(a)に示すように、コンクリートが局部圧縮を受けた場合、その圧縮力  $P$  の作用線に沿って一様な圧縮場が生じると仮定したもので、材軸と  $\theta$  の角度を有する一軸の圧縮応力度  $n\sigma$  がコンクリートの圧縮強度  $F_c$  に達したときに最大耐力  $P_{max}$  となると考え、(1)式により得られる。

<モデル2> モデ

ル2はモデル1で考えた一様な圧縮場において鋼管による拘束効果を考慮したものである。角形鋼管の変形より、一般に、圧縮力を受けるコンクリートを被覆する角形鋼管の降伏、お



(a) モデル 1.2 (b) モデル 3.4

図8 内部コンクリートの抵抗モデル

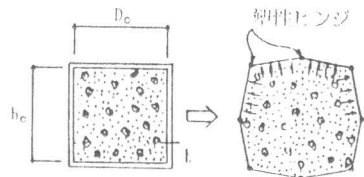


図9 ヒンジモデル

表2 理論値と実験値およびその比率

支圧長さ比 $k$	鋼管板厚 $t(mm)$	実験値 $P_{exp}(tf)$	モデル1		モデル2		モデル3		モデル4	
			$P_{ca11}(tf)$	$\frac{P_{exp}}{P_{ca11}}$	$P_{ca12}(tf)$	$\frac{P_{exp}}{P_{ca12}}$	$P_{ca13}(tf)$	$\frac{P_{exp}}{P_{ca13}}$	$P_{ca14}(tf)$	$\frac{P_{exp}}{P_{ca14}}$
1/4	2.3	72.13	1.72	43.20	1.67		0.80	92.71	0.78	
	3.2	78.88	1.88	45.02	1.75	90.08	0.88	96.61	0.82	
	6.0	88.88	2.12	53.19	1.67		0.99	114.15	0.78	
	9.0	101.63	2.24	66.48	1.53		1.13	112.67	0.71	
2/4	2.3	108.13	1.24	89.75	1.20		127.39	0.85	131.12	0.82
	6.0	147.13	1.69	110.50	1.33	1.15		161.43	0.91	
3/4	2.3	149.25	1.11	137.96	1.08		0.96	160.58	0.93	
	3.2	152.00	1.13	143.76	1.06	156.02	0.97	167.34	0.91	
	6.0	166.88	1.25	169.85	0.98		1.07	197.71	0.84	
	9.0	219.00	1.63	212.29	1.03		1.40	247.11	0.89	
4/4	2.3	173.75	0.96	185.43	0.94		180.16	0.96	185.43	0.94
	6.0	194.00	1.08	228.30	0.85	1.08		228.30	0.85	

よび崩壊機構は管壁の板曲げによるものと考え、図9に示すようなヒンジモデルを仮定する<sup>3)</sup>。そのヒンジを形成するのに必要な等分布の拘束圧を算定し、最大耐力はその拘束圧に比例するも

のとして(2)式により得られる。

〈モデル3〉 モデル3は図8(b)に示すように、局部支圧の効果を考慮し、圧縮力Pによりその作用線を中心線とする扇形の圧縮場が生じると仮定し、 $\sigma$ が(3-2)式の条件を満足した時にコンクリート強度が最大になると考え、その最大耐力 $P_{max}$ は(3-3)式により得られる。ここで、(3-1)式はコンクリートが局部圧縮を受けた場合の支圧強度を推定する実験式である。

〈モデル4〉 モデル3で考えた扇形の圧縮場において鋼管の拘束力を考慮したものであり、その最大耐力は(4)式により得られる。ここで、(2)式および(4)式中の $F_c^*$ は鋼管による拘束効果を考慮したコンクリートの最大強度を表し、(5)式により得られる。なお各式は式群に示す。

### 3. 5 理論値と実験値の比較検討

表2にモデル1~4で求めた理論値と実験値、およびその比率を示す。また、図10に各板厚における最大耐力 $P_{max}$ と支圧長さ比 $k$ の関係を示す。縦軸は $P_{max}$ を $b_c \cdot D_c \cdot F_c$ で無次元化した値を、横軸は支圧長さ比 $k$ を示している。図中の●印は実験値を示す。実験値とモデル1およびモデル3による理論値の比率はモデル1では、安全側の値を、モデル3では危険側の値を与え、その比率はすべての支圧長さ比 $k$ にたいして板厚が厚くなるに従い大きくなる傾向を示した。また、上記の解析モデルに鋼管の拘束効果を考慮したモデル2およびモデル4において、実験値と理論値の比率は、モデル2では $k=4/4$ の試験体を除いて安全側の評価を与え、モデル4で危険側の評価を与えた。しかしながら両モデルとも同じ支圧長さ比では板厚によらず、それぞれほぼ同等の比率を示している。全試験体の平均値としてはモデル2が最も実験値に近いが、その形状はモデル4が最も実験値の分布に類似しており、モデル4で求めた $P_{max}$ をある係数倍することにより実験値とほぼ一致

#### 式群

モデル1	-----	$P_{cal} = k \cdot b_c \cdot D_c \cdot \cos \theta \cdot F_c$	-----	(1)
モデル2	-----	$P_{cal} = k \cdot b_c \cdot D_c \cdot \cos \theta \cdot F_c^*$	-----	(2)
		$\sigma / F_c = 1 / \sqrt{A_0 / A_1} \leq 2F_c$		(3-1)
ここで		$A_0 = D_c \cdot b_c / \cos \theta$	$A_1 = k \cdot D_c \cdot b_c$	
		$\sigma = F_c / (\sqrt{k} \cdot \cos \theta) \leq 2F_c$		(3-2)
モデル3	-----	$P_{cal} = \sqrt{k} \cdot b_c \cdot D_c \cdot F_c$	-----	(3-3)
モデル4	-----	$P_{cal} = \sqrt{k} \cdot b_c \cdot D_c \cdot F_c^*$	-----	(4)
		$F_c^* = F_c + \alpha \cdot 4 \cdot \sigma_y \cdot (t/D)^2$		(5)
$A_0$ :		支圧面積( $cm^2$ )	$A_1$ :	支圧面積( $cm^2$ )
$b_c$ :		内部コンクリート柱幅(cm)	$D_c$ :	内部コンクリート柱せい
$D$ :		柱せい	$k$ :	支圧長さ比( $r/b_c$ )
$\alpha$ :		比例係数12.2	$F_c$ :	コンクリート強度( $kgf/cm^2$ )
$c_{q1}$	=	$\frac{1}{2} [\sqrt{(\eta^2 + 4c_{11} - 4c_{11}^2)} - \eta]$		(6)
$c_{q2}$	=	$\frac{\lambda}{2} [\sqrt{(\eta^2 + 4 \cdot \frac{c_{11}}{\lambda} - 4(\frac{c_{11}}{\lambda})^2)} - \eta]$		(7)
$c_{q3}$	=	$\frac{1}{2} [\sqrt{4 + (\frac{\eta}{c_{11}})^2 - 4c_{11}^2} - \frac{\eta}{c_{11}}]$		(8)
ただし		$c_{q3} \leq \sqrt{(\eta^2 + c_{11} - c_{11}^2)} - \eta$		
$c_{q4}$	=	$\frac{1}{2} [\sqrt{4 \cdot \lambda^2 + (\frac{\eta}{c_{11}})^2 \cdot \lambda^4 - 4c_{11}^2} - \frac{\eta}{c_{11}} \cdot \lambda^2]$		(9)
ただし		$c_{q4} \leq \sqrt{(\lambda^2 \cdot \eta^2 + 2 \cdot \lambda \cdot c_{11} - c_{11}^2)} - \lambda \cdot \eta$		
ここで		$c_q = c_q / b_c \cdot D_c \cdot F_c$ 、 $c_{11} = c_1 / b_c \cdot D_c \cdot F_c$ 、 $\eta = h/D$		
		$\lambda = 1 + \alpha \cdot 4 \cdot (t/D)^2 \cdot \sigma_y / F_c$		である。

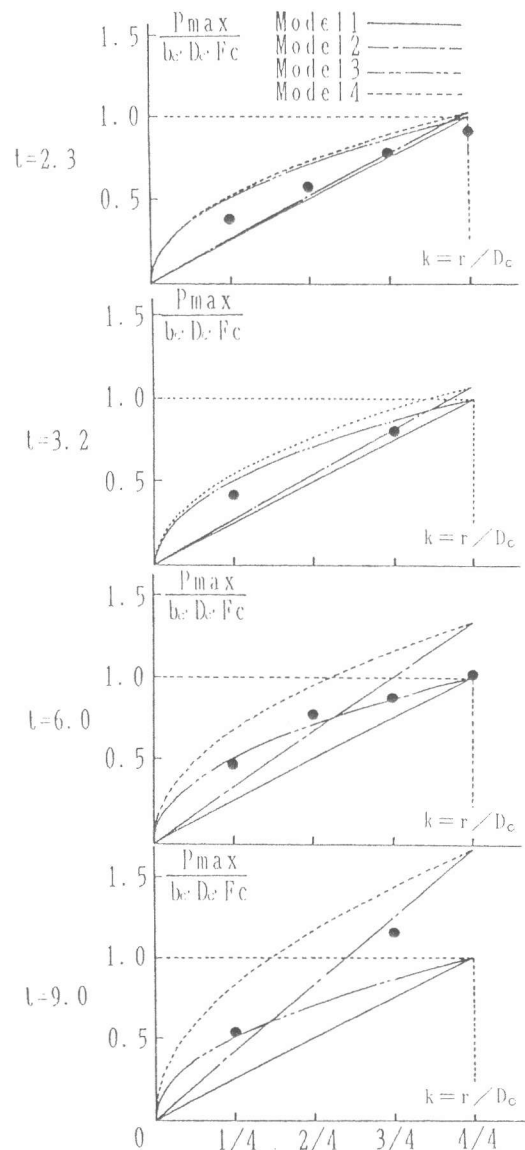


図10 実験値との対応状況

する。よって、仮定したモデル2、4は、ある程度妥当性を持っているものと思われる。

#### 4. 終局せん断耐力の評価

実験2の結果をもとに、角形鋼管で拘束されたX形配筋の合成柱の終局せん断耐力をモデル1～モデル4の応力場により検討する。

逆対称加力を受けるコンクリートの耐力に対して、文献(1)に示すような応力場を考え、このような構造のコンクリート部分のせん断伝達機構の大部分は、アーチ機構と考える。そのアーチ機構による耐力の評価に対して、従来のアーチ機構に用いられる一様な圧縮場に対するモデルにおけるコンクリート部分の耐力を $\sigma_{q1}$ (6)式とし、また、アーチ機構による耐力の評価に対して対角線状にコンクリートが直接圧縮される場合に、局部支圧としての効果を発揮できるように、その被覆鋼管は機能するものとするモデルにおけるコンクリート部分の終局耐力を $\sigma_{q3}$ (8)式とする。そして、更に鋼管の拘束効果を図7に示すヒンジモデルで考慮し、 $\sigma_{q1}$ 、 $\sigma_{q3}$ を求める式に導入する。これによって求めたコンクリート部分の終局耐力をそれぞれ、 $\sigma_{q2}$ (7)式、 $\sigma_{q4}$ (9)式とし、累加強度理論を適用して、これらの耐力に、主筋部分の耐力を累加して求めたのが、 $Q_{u1}$ 、 $Q_{u2}$ 、 $Q_{u3}$ および $Q_{u4}$ であり、計算結果を表1に示す。また同表の実験値である $\bar{Q}_{max}$ は、負荷転倒モーメントによる増加せん断力を考慮して求められた最大耐力である。なお $\bar{Q}_{max}$ は被覆鋼管が定着ブロックに接触する以前での最大耐力を示している。

これらの計算値と実験値の比率を表1に示す。計算値に対する実験値の比率の平均値は、 $Q_{u1}$ では1.21、 $Q_{u2}$ では0.96、 $Q_{u3}$ では1.12となり、 $Q_{u4}$ では0.81である。これによれば、 $Q_{u2}$ での評価が最も実験値に近く、また平行配筋の試験体を除いた全試験体についてむらなく評価できている。この $Q_{u2}$ は、実験2において最も実験値に対応していたモデル2の応力場から求められた理論値であり、仮定したモデルの妥当性がうかがえる。平行配筋の試験体については、文献(4)でも指摘されているように、平行主筋の付着力の考慮が必要と思われる。

#### 5. むすび

高軸力と高せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱に高性能をあたえる構法として、角形被覆鋼管と主筋のX形配筋を組み合わせることを提案しているが、本論文は、特に短柱とした場合の被覆鋼管の板厚と作用軸力を主たる実験変数とした。既往の研究では特に鋼管の板厚の与える影響は、平行配筋の場合、鋼管の板厚が薄くなるに従って、最大耐力以後の耐力劣化は急激となり剛性が維持できないが、X形配筋では、鋼管の板厚が薄い場合でも軸力比 $n=0.6$ までの範囲であれば、安定した紡錘形の履歴曲線が得られ、軸力比が $n=1.0$ の高軸力下ではある程度の鋼管板厚が必要であることが示されており<sup>1)2)</sup>、今回の実験でも同様の結果が得られた。また、2つの実験を行った結果、仮定したモデルの妥当性が示され、このような構法の合成柱が曲げ・せん断力を受ける時の終局せん断耐力は、従来のアーチ機構に用いられる一様な圧縮場に対するモデルに、被覆鋼管による拘束効果を考慮して求められる $Q_{u2}$ によってほぼ評価できることが示された。

#### 6. 参考文献

- 1) 南、佐々木、若林：被覆鋼管でコンクリートを拘束したX形配筋の合成柱の耐力とじん性、第10回コンクリート工学年次論文報告集、1988年6月、PP.245-250
- 2) 山本、投野、南、佐々木：高軸力を受ける鋼管でコンクリートを拘束したX形配筋の合成柱の弾塑性性状、第12回コンクリート工学年次論文報告集、1990年6月、PP.713-718
- 3) 松村、伊藤：角形鋼管に充填されたコンクリートの圧縮強度、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、1989年、PP.1627-1628
- 4) 森下、富井、崎野：鋼管で被覆補強されたコンクリートと異形鉄筋の付着性状、第9回コンクリート工学年次論文報告集9-2、1987年6月、PP.365-370